

Avaliação de segurança
de uma barragem de alvenaria do século XVIII

Susana Raquel Ribeiro Carrega

Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em

Engenharia Civil

Orientadores

Professor Doutor João José Rio Tinto de Azevedo

Professora Doutora Maria Manuela Portela Correia dos Santos Ramos da Silva

Júri

Presidente: Professor Doutor António Manuel Figueiredo Pinto da Costa

Orientadora: Professora Doutora Maria Manuela Portela Correia dos Santos Ramos da Silva

Vogais: Professora Doutora Helena Margarida Machado da Silva Ramos

Professor Doutor Luís Manuel Coelho Guerreiro

Julho de 2018

Declaração

Declaro que o presente documento é um trabalho original da minha autoria e que cumpre todos os requisitos do Código de Conduta e Boas Práticas da Universidade de Lisboa.

RESUMO

As barragens estão entre as primeiras estruturas construídas pela humanidade e são vitais para o desenvolvimento socioeconómico de um país. A sua segurança é de extrema importância, devido aos danos catastróficos consequentes da sua rotura.

Na presente dissertação é efetuado um breve resumo histórico sobre as barragens gravidade de alvenaria e são abordados os principais aspetos dos regulamentos portugueses, americanos e internacionais. É avaliada a segurança de uma barragem de gravidade de alvenaria datada do século XVII: barragem do Monte Branco, localizada perto de Borba, a montante da Tapada Real de Vila Viçosa. A avaliação de segurança é efetuada de acordo com a regulamentação em vigor em Portugal, à data da realização deste estudo e é efetuada em duas partes: estudo hidrológico e avaliação estrutural. Na primeira parte é verificada a segurança hidráulica-operacional, através do estudo de precipitações intensas e da análise de cheias. É também quantificada a cota do NMC (nível de máxima cheia).

Na segunda parte são definidos os cenários de carga a avaliar e para cada cenário são quantificadas as ações estáticas e dinâmicas provenientes da ação sísmica. Nesta parte foram definidas curvas de segurança da barragem em função da cota da albufeira e perceber se a construção que está encostada ao paramento de jusante da barragem é fundamental para garantir a estabilidade. São definidas curvas para coeficientes de segurança à estabilidade global e para tensões de tração. Para tal foram efetuadas análises por métodos simplificados e por métodos mais sofisticados, recorrendo ao *SAP2000*.

Palavras-chave: avaliação de segurança; barragem de alvenaria; cheia; segurança hidráulica-operacional; estabilidade estrutural; sismo.

ABSTRACT

Dams were amongst the first structures built by humankind and are extremely important for a country's development. Due to the catastrophic consequences of the failure of a dam, its safety is of the utmost importance.

In this thesis the history of masonry gravity dams in Europe is summarized and the Portuguese Regulations, two American Regulations and an international Regulation are examined. The safety of Monte Branco dam is assessed, which is a masonry gravity dam that has a small building attached to the downstream face. Monte Branco dam was built in the 18th century and it's located near Borba, upstream of Tapada Real de Vila Viçosa.

The safety of the dam is evaluated according to the Portuguese Regulations and it's carried out in two parts: hydraulic safety and structural safety. In the first part it's estimated the maximum design flood, the maximum reservoir elevation (NMC) and the peak flow discharge.

In the second part are defined the static and dynamic (seismic) loads and the scenarios in which they are combined. Afterwards, safety factors for the global stability (overturning, sliding and uplifting) and the maximum stresses (tensile and compressive stresses) are calculated, considering different water levels. These stresses are then compared to the yielding stresses of the masonry. Also, it was determined if the building attached to the downstream face of the dam is critical to the global stability of the structure. The structural analysis is performed through simplified methods and through finite elements models using *SAP2000*.

Keywords: safety assessment; masonry dam; flood; hydraulic safety; structural stability; earthquake

AGRADECIMENTOS

Foram várias as pessoas que direta ou indiretamente contribuíram para que a realização desta dissertação se tornasse possível e às quais gostaria de expressar o meu mais sincero agradecimento:

Gostaria de agradecer aos meus orientadores científicos, o Professor João Azevedo e a Professora Maria Manuela Portela, pela sua disponibilidade, tempo despendido, apoio e interesse demonstrados ao longo da realização desta dissertação.

A todos os meus colegas e amigos que me acompanharam neste percurso.

Ao Pedro, por todo o seu apoio, tempo e paciência.

Por último, gostaria de expressar o meu agradecimento à minha família, em especial aos meus pais, pela sua constante motivação e apoio, demonstrados não só durante a realização deste trabalho, mas também ao longo da minha vida.

ÍNDICE

1.	INTRODUÇÃO	1
1.1	Enquadramento geral	1
1.2	Objetivos	1
1.3	Organização	1
2.	BARRAGENS DE ALVENARIA	3
2.1	Introdução	3
2.2	Classificação de barragens	3
2.2.1	Barragens de gravidade – breve resenha histórica.....	4
2.2.1.1	Barragens da antiguidade	5
2.2.1.2	Barragens romanas	5
2.2.1.3	Barragens pós-romanas	6
2.3	Segurança de barragens	11
2.3.1	Conceitos básicos de rotura	11
2.3.2	Normas relativas ao projeto de barragens	13
2.3.2.1	Regulamentos em vigor em Portugal	13
2.3.2.2	Normas americanas do USBR e USACE e internacionais da ICOLD	18
2.4	Conclusões	21
3.	DESCRIÇÃO DO CASO DE ESTUDO	23
3.1	Introdução	23
3.2	Descrição da barragem do Monte Branco.....	23
3.2.1	Descrição geral do meio envolvente	23
3.2.2	Caracterização do corpo da barragem	23
3.2.2.1	Resistência mecânica.....	25
3.2.2.2	Estado de conservação	26
3.2.3	Capacidade de armazenamento	27
3.3	Caracterização geral da bacia hidrográfica.....	29
3.3.1	Localização da bacia hidrográfica no contexto de Portugal Continental.....	29
3.3.2	Morfologia e relevo	29

3.3.3	Rede hidrográfica	30
3.3.4	Clima.....	32
3.3.5	Geologia, solos ocorrentes e ocupação do solo	32
3.4	Avaliação do risco potencial	33
3.5	Conclusões	34
4.	ESTUDO HIDROLÓGICO.....	35
4.1	Introdução.....	35
4.2	Caracterização de cheias	35
4.2.1	Precipitação. Dados de base.....	35
4.2.1.1	Precipitações anuais e mensais na bacia hidrográfica	35
4.2.2	Estimativa de caudais de ponta de cheia de acordo com os resultados estatísticos da amostra da precipitação diária máxima anual	38
4.2.2.1	Tempo de concentração.....	38
4.2.2.2	Precipitações de projeto	39
4.2.2.3	Aplicação da fórmula racional	41
4.2.2.4	Hidrograma de cheia afluente	42
4.2.2.5	Resumo das estimativas dos caudais de ponta de cheia	44
4.3	Segurança hidráulica-operacional.....	45
4.3.1	Leis de vazão dos órgãos hidráulicos	45
4.3.1.1	Descarga de fundo	45
4.3.1.2	Descarregadores de cheia	47
4.3.2	Caudais efluentes para os períodos de retorno de 100, 500 e 1000 anos	48
4.3.2.1	Hidrogramas de cheia efluentes.....	48
4.3.3	Folga.....	51
4.3.4	Estudo da regularização dos descarregadores de cheias	52
4.4	Conclusões.....	53
5.	AVALIAÇÃO DA SEGURANÇA ESTRUTURAL.....	55
5.1	Introdução.....	55
5.2	Definição dos cenários a analisar	55
5.3	Definição da ação sísmica.....	57
5.3.1	Determinação dos períodos de retorno.....	57
5.3.2	Determinação dos valores máximos das acelerações sísmicas.....	57

5.3.3	Interação fluido-estrutura.....	58
5.4	Métodos simplificados. Metodologia usando coeficiente sísmico.....	60
5.4.1	Definição dos mecanismos de rotura a analisar	60
5.4.2	Análise de resultados	61
5.4.2.1	Análise considerando apenas o corpo da barragem.....	62
5.4.2.2	Análise considerando o corpo da barragem e a construção	63
5.4.2.3	Comparação	64
5.5	Métodos numéricos. Análise tridimensional em <i>SAP2000</i>	65
5.5.1	Modelação estrutural da barragem do Monte Branco	66
5.5.1.1	Conceção estrutural	66
5.5.1.2	Análise modal	67
5.5.2	Análise por espectro de resposta.....	70
5.5.3	Análise de resultados	72
5.6	Conclusões.....	78
6.	CONCLUSÕES E PERSPETIVAS FUTURAS	79
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	81

LISTA DE QUADROS

Quadro 2.1 – Critérios de segurança para barragens, segundo o RSB.	16
Quadro 2.2 – Valores de K para diferentes configurações do paramento de jusante.	17
Quadro 2.3 – Critérios de segurança para barragens gravidade de betão, segundo USBR.	19
Quadro 2.4 – Critérios de segurança para barragens gravidade de betão, segundo USACE.	20
Quadro 3.1 – Áreas inundadas e volumes armazenados na albufeira da barragem do Monte Branco.	28
Quadro 3.2 – Distribuição da área acima de cada cota.	30
Quadro 3.3 – Contribuição dos fatores de risco parciais (adaptado de ICOLD, 2009).	33
Quadro 3.4 – Definição das classes de risco em função do risco associado (adaptado de ICOLD, 2009).	33
Quadro 3.5 – Síntese das características da bacia hidrográfica e da barragem do Monte Branco.	34
Quadro 4.1 – Postos udométricos com influência na bacia hidrográfica da barragem do Monte Branco.	35
Quadro 4.2 – Registos das precipitações anuais no posto de Vila Viçosa 21M/01UG.	36
Quadro 4.3 – Amostra das precipitações máximas diárias anuais retiradas do posto de Vila Viçosa (21M/01UG), ordenadas por ordem crescente e respetiva probabilidade empírica de não-excedência.	37
Quadro 4.4 – Estimativas da precipitação máxima diária para diferentes períodos de retorno.	38
Quadro 4.5 – Cálculo do tempo de concentração da bacia hidrográfica da barragem do Monte Branco.	39
Quadro 4.6 – Parâmetros <i>a</i> e <i>b</i> da curva IDF relativa ao posto de Portalegre.	41
Quadro 4.7 – Precipitações intensas de projeto para diferentes períodos de retorno.	41
Quadro 4.8 – Caudais de ponta de cheia e caudais específicos de ponta de cheia na secção da barragem do Monte Branco para os diferentes períodos de retorno.	42
Quadro 4.9 – Hietogramas de projeto para os diferentes períodos de retorno considerados.	43
Quadro 4.10 – Síntese das estimativas, pelos diferentes modelos aplicados, dos caudais de ponta de cheia na secção da barragem do Monte Branco para diferentes períodos de retorno.	44
Quadro 4.11 – Geometrias hipotéticas para a tomada de água e respetivas áreas.	45
Quadro 4.12 – Tempo de esvaziamento para cada geometria hipotética da tomada de água, para o $NPA=305,0$:	47
Quadro 4.13 – Amortecimento de cheias na albufeira da barragem do Monte Branco para $Tr=1000$ anos.	49
Quadro 4.14 – Cálculo do <i>fetch</i>	52
Quadro 4.15 – Folga e parâmetros relevantes para o seu cálculo.	52
Quadro 4.16 – Resultados do cálculo do NMC e folga, após a regularização da geometria dos descarregadores de cheias da barragem do Monte Branco.	53
Quadro 5.1 – Definição dos cenários analisados e respetivas combinações de ações.	55

Quadro 5.2 – Síntese dos parâmetros intervenientes na determinação das acelerações sísmicas na base.	58
Quadro 5.3 – Coeficientes sísmicos horizontais e verticais para os sismos de projeto.	60
Quadro 5.4 – Cálculo das ações independentes do nível da água na albufeira.	61
Quadro 5.5 – Cálculo das ações dependentes do nível da água na albufeira.	62
Quadro 5.6 – Fatores de segurança ao deslizamento, derrubamento e flutuação dos cenários analisados, sem considerar a construção e sem considerar o impulso dos lodos.	63
Quadro 5.7 – Envolvente de tensões na barragem, sem considerar a construção nem o impulso dos lodos.	63
Quadro 5.8 – Fatores de segurança ao deslizamento, derrubamento e flutuação dos cenários analisados, considerando a construção e sem considerar o impulso dos lodos.	64
Quadro 5.9 – Envolvente de tensões considerando a construção e sem considerar o impulso dos lodos.	64
Quadro 5.10 – Modos de vibração da barragem de gravidade, períodos, frequências e participações de massa.	68
Quadro 5.11 – Modos de viração da barragem e construção, períodos, frequências e participações de massa.	68
Quadro 5.12 – Períodos e frequências próprias dos modelos concebidos para a análise dinâmica para a barragem de gravidade e barragem com construção.	70
Quadro 5.13 – Valores dos parâmetros definidores dos espectros de resposta horizontais e verticais.	71
Quadro 5.14 – Campos de tensões verticais, σ_{33} , na secção analisada, para os cenários analisados, para a consideração da barragem de gravidade e da barragem e construção e em função do nível da água na albufeira. Tensões extremas verificadas para cada cenário.	72
Quadro 5.15 – Tensões principais extremas na secção analisada, para os cenários analisados, para a consideração da barragem de gravidade e da barragem e construção e em função do nível da água na albufeira.	75
Quadro 5.16 – Cálculo da excentricidade, no plano em estudo, para cenários dinâmicos.	76

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 – Esquema do perfil transversal da barragem de Proserpina (retirado de Jansen, 1983). ...	6
Figura 2.2 – Perfis de barragens antigas pós-romanas portuguesas (adaptado de Quintela et al., 1989).	7
Figura 2.3 – Perfil prático proposto por a) Sazilly (retirado de Wegmann, 1989) e b) Delocre para a barragem de Furens (adaptado de Wegmann, 1989).	8
Figura 2.4 – Perfil proposto por Rankine (adaptado de Wegmann, 1989).	9
Figura 2.5 – Barragem de New Croton: a) secção transversal (retirada de Jansen, 1983) e b) vista do paramento de jusante (retirada de Billington & Jackson, 2006).	10
Figura 2.6 – Perfil da barragem de Alcáçovas (adaptado de Quintela et al., 1989).	11
Figura 2.7 – Mecanismos de rotura por deslizamento a) na base do corpo da barragem, b) na base da fundação e c) na fundação (retirado de Robles & Peña, 2016).	12
Figura 2.8 – Mecanismos de rotura por derrubamento a) no corpo da barragem, b) na base do corpo da barragem e c) na base da fundação (retirado de Robles & Peña, 2016).	12
Figura 3.1 – Barragem do Monte Branco: a) vista de topo do coroamento e b) secção transversal....	24
Figura 3.2 – Descarregadores de cheia da barragem do Monte Branco (vista de montante para jusante): a) esquerdo e b) direito.	24
Figura 3.3 – Perfil longitudinal ao longo do eixo do coroamento e descarregadores de cheias da barragem do Monte Branco, no alinhamento com esse eixo.	24
Figura 3.4 – Construção de alvenaria imediatamente a jusante da barragem do Monte Branco.	25
Figura 3.5 – Erosão do reboco do paramento de montante da barragem do Monte Branco :a) junto ao NPA e b) vértice da poligonal do corpo da barragem (retirado de Tetraplano, 2002).	26
Figura 3.6 – Fissuras observadas no interior da construção que encosta na barragem do Monte Branco: a) fissura no fecho da abóbada do teto e b) fissura interior na parede esquerda da construção (retirado de Tetraplano, 2002).	27
Figura 3.7 – a) Escorrências observadas junto ao encontro esquerdo e b) erosão do reboco e decomposição da argamassa no interior da construção (retirado de Tetraplano, 2002).	27
Figura 3.8 – Volume de tronco de pirâmide (retirado de Brazão Farinha & Correia dos Reis, 1993). .	28
Figura 3.9 – Bacia hidrográfica da barragem do Monte Branco.	29
Figura 3.10 – Rede hidrográfica da bacia da barragem do Monte Branco.	31
Figura 4.1 – Áreas de influência dos postos considerados.	36
Figura 4.2 – Postos udográficos em Portugal Continental (retirado de Portela, 2006).	40
Figura 4.3 – Descarregador da margem direita da barragem do Monte Branco. Esquema da definição da largura equivalente, b_{eq} , para a altura de água h	48
Figura 4.4 – Traçado para a determinação do <i>fetch</i> na albufeira da barragem do Monte Branco	51
Figura 4.5 – Geometria dos descarregadores de cheia a) esquerdo e b) direito, da barragem do Monte Branco. Esquema de regularização da geometria.	53

Figura 5.1 – Distribuição das massas associadas (esquerda) e das pressões hidrodinâmicas (direita) segundo Westergaard.	59
Figura 5.2 – Ações atuantes nos modelos de cálculo a) considerando apenas o muro da barragem e b) considerando a construção. Ações a preto: estáticas e a azul: dinâmicas.....	62
Figura 5.3 – Vista de jusante para montante do encontro direito da barragem do Monte Branco: sobreposição da geometria do modelo (cinzento) com a geometria retirada do levantamento topográfico (preto).	66
Figura 5.4 – Configurações deformadas para o a) primeiro, b) segundo e c) terceiro modos de vibração para o modelo de barragem de gravidade.	69
Figura 5.5 – Configurações deformadas para o a) primeiro, b) segundo e c) terceiro modos de vibração para o modelo de barragem e construção.	69
Figura 5.6 – Campos de tensões verticais (kPa) em corte horizontal no plano de fundação, para a cota de água de 303 m e considerando a construção.	77

LISTA DE GRÁFICOS

Gráfico 3.1 – Curva de volumes armazenados na albufeira da barragem do Monte Branco.	28
Gráfico 3.2 – Curva hipsométrica da bacia hidrográfica da barragem do Monte Branco.	30
Gráfico 3.3 – Sobreposição dos declives médio, equivalente e 10;85 no perfil longitudinal do curso de água principal (ribeira da Vaqueira).	31
Gráfico 4.1 – Precipitações diárias máximas anuais no posto de Vila Viçosa. Probabilidades de não-excedência empírica e ajuste de leis teóricas.	38
Gráfico 4.2 – Hietogramas de projeto para duração da precipitação igual a tc e diferentes períodos de retorno.	43
Gráfico 4.3 – Hidrogramas de cheia afluyente na secção da barragem do Monte Branco para precipitações de projeto uniformes e variáveis e para diferentes períodos de retorno.	44
Gráfico 4.4 – Curva de vazão para diferentes geometrias hipotéticas da tomada de água.	46
Gráfico 4.5 – Curva do tempo de esvaziamento da albufeira para cada geometria hipotética da tomada de água.	46
Gráfico 4.6 – Curvas de vazão para o descarregador de cheias da margem direita da barragem do Monte Branco.	48
Gráfico 4.7 – Curvas de vazão dos descarregadores de cheias da barragem do Monte Branco.	48
Gráfico 4.8 – Hidrogramas de cheia efluentes e afluentes à albufeira da barragem do Monte Branco, para os diferentes períodos de retorno.	50
Gráfico 4.9 – Variação do nível da água na albufeira do Monte Branco para $Tr=100$ anos.	50
Gráfico 4.10 – Variação do nível da água na albufeira do Monte Branco para $Tr=500$ anos.	50
Gráfico 4.11 – Variação do nível da água na albufeira do Monte Branco para $Tr=1000$ anos.	50
Gráfico 5.1 – Fatores de segurança condicionantes para a barragem do Monte Branco, com e sem consideração da construção a jusante, para a) Estático e b) Dinâmico-SMP e sem a consideração dos lodos.	65
Gráfico 5.2 – Espetros de resposta da componente horizontal e vertical dos sismos de projeto.	71
Gráfico 5.3 – Tensões máximas instaladas na base do paramento montante, em cada cenário na barragem do Monte Branco, em função da altura de água na albufeira, com a consideração da construção a jusante.	76
Gráfico 5.4 – Tensões verticais ao longo da base das paredes da construção, de montante para jusante para a cota de água de 303 m.	77

LISTA DE ABREVIATURAS E SÍMBOLOS

Letras latinas

a – Função do período de retorno, da precipitação e do posto udográfico;

a_g – Aceleração sísmica horizontal à superfície do solo;

a_{gr} – Aceleração sísmica de referência;

a_t – Coeficiente da curva IDF relativo ao intervalo de aplicação t ;

a_{vg} – Aceleração sísmica vertical à superfície do solo;

a_{24} – Coeficiente da curva IDF relativo ao intervalo de aplicação de 24 horas;

A – Área da bacia hidrográfica, Área do orifício, Área de descarga, Área da base da fundação;

A_c – Área de contacto onde há coesão;

A_i – Área de influência do ponto i ;

b – Função do período de retorno, da precipitação e do posto udográfico, Largura do descarregador de cheias;

b_b – Espessura da secção transversal da barragem (unitária);

b_{eq} – Largura equivalente;

b_t – Expoente da curva IDF relativo ao intervalo de aplicação t ;

b_{24} – Expoente da curva IDF relativo ao intervalo de aplicação de 24 horas;

c – Coeficiente de vazão; Coesão;

C – Coeficiente que contabiliza as perdas de precipitação e o armazenamento de água no solo;

C_c – Coeficiente de contração;

d – Dimensão característica da camada de enrocamento;

d_m – Declive médio do curso de água principal;

$d_{10;85}$ – Declive do curso de água principal entre 10 % e 85 % do seu desenvolvimento;

D – Profundidade média da albufeira na zona de medição do *fetch*; Duração dos hietogramas de projeto;

e – Excentricidade: posição da resultante das forças;

Ed – Efeitos da ação sísmica de projeto;

EH – Efeitos da ação sísmica quando atua isoladamente na direção horizontal;

Ed – Efeitos da ação sísmica quando atua isoladamente na direção vertical;

F – Folga;

F_s – Folga Seca;

F_H – Forças horizontais;

F_Q – Folga relativa a fatores quantificáveis;

F_{sis} – Força de inércia sísmica;

$F_{sis,h}$ – Força de inércia sísmica horizontal;

$F_{sis,v}$ – Força de inércia sísmica vertical;

FS – Fator de Segurança;

$FS_{Derrubamento}$ – Fator de segurança ao derrubamento;

$FS_{Deslizamento}$ – Fator de segurança ao deslizamento;

$FS_{Flutuação}$ – Fator de segurança à flutuação;

$FS_{Tensões}$ – Factor de Segurança de Tensões;

f_t – Valor de tração limite do betão;

Ft – *Fetch*;

Ft_i – Segmentos de reta auxiliares no cálculo do *fetch*;

F_v – Forças verticais;

$F(x)$ – Probabilidade de não excedência de acordo com a fórmula empírica de Gringorten;

g – Aceleração da gravidade;

h – Carga sobre a soleira do descarregador de cheias;

h_l – Altura dos lodos;

h_w – Altura de água em contacto com o paramento;

$h_{w,j}$ – Altura de água a jusante;

$h_{w,m}$ – Altura de água a montante;

H – Altura da barragem em metros, Carga de água sobre o centro geométrico do orifício;

H_m – altura média da bacia hidrográfica

H_t – Diferença de cotas do talvegue do curso de água principal;

H_s – Altura significativa das ondas (“média aritmética das alturas do terço das ondas mais altas”);

i – Número de ordem da amostra de precipitação, Intensidade média da precipitação;

I – Momento de inércia da base da fundação em torno do seu centro de gravidade;

I_l – Impulso estático horizontal dos lodos;

I_{ld} – Impulso estático e dinâmico dos lodos;

I_w – Pressão hidrostática;

I_{wd} – Impulso hidrodinâmico da água;

k – Coeficiente de perigosidade sísmica;

k_v – Coeficiente sísmico vertical;

K – Fator que caracteriza a rugosidade do paramento de montante, Coeficiente de impulso de terras (estático + dinâmico);

K_0 – Coeficiente de impulso em repouso;

K_c – Índice de compacidade de Gravelius;

L – Comprimento de onda;

L_b – Largura da secção transversal da barragem;

L_c – desenvolvimento do curso de água principal;

m_{wi} – Massa de água a adicionar no ponto i ;

M – Massa da estrutura; Momentos em torno do centro gravítico da base da fundação;

M_{Est} – Momentos estabilizantes;
 M_{Inst} – Momentos instabilizantes;
 N – Dimensão da amostra, Esforço normal;
 p – Fator de redução tendo em conta o sistema de drenagem;
 $P_{BH_t}^{Tr}$ – Precipitação na bacia hidrográfica para um período de retorno Tr com uma duração de t horas;
 $P_{BH_{t_c}}^{Tr}$ – Precipitação de projeto para o período de retorno Tr ;
 $P_{BH_{24}}^{Tr}$ – Precipitação na bacia hidrográfica para um período de retorno Tr com uma duração de 24 horas;
 P_R – Probabilidade de excedência;
 P_t – Precipitação com duração t ;
 P_{24} – Precipitação com duração de 24 horas;
 Q_{ai} – Caudal afluente à albufeira para o passo de cálculo i ;
 Q_e – Caudal efluente aos descarregadores de cheias;
 Q_{ei} – Caudal efluente aos descarregadores de cheias para o passo de cálculo i ;
 Q_p – Caudal de ponta de cheia;
 Q_v – Caudal de vazão do orifício;
 r – Parâmetro que depende das características da estrutura de suporte;
 R – Espriamento;
 s – Fator de redução tendo em conta a combinação em questão;
 S – Sobrelevação do nível da albufeira originada pela maré de vento; Parâmetro que depende do tipo de terreno;
 S_e – Espectro de resposta elástica horizontal;
 S_{ve} – Espectro de resposta elástica vertical;
 t – Duração da precipitação;
 t_c – Tempo de concentração;
 T – Período de vibração;
 T_B, T_C, T_D – Limites definidores dos espectros horizontais e verticais de resposta elástica;
 T_o – Período da onda;
 T_L – Número de anos para os quais a probabilidade de excedência é excedida;
 T_{LR} – Período de retorno de referência;
 Tr – Período de retorno;
 U – Subpressão;
 W – Peso próprio da estrutura;
 V – Volume ao NPA em 1000000 m³, Velocidade do vento;
 $V_{armazenado}$ – Volume armazenado na albufeira;
 V_i – Volume armazenado na albufeira no passo de cálculo i ;
 $V_{inicial}$ – Volume inicial na albufeira;

y – Distância do plano da linha neutra ao ponto onde se pretende calcular a tensão;
 z_{wi} – Altura de água no ponto i ;
 Z – Normal reduzida.

Letras gregas

α – Ângulo que o paramento de montante faz com a horizontal; Ângulo que o segmento de reta Fti faz com o *fetch*; coeficiente sísmico

α_h – Coeficiente sísmico horizontal;

γ – Peso volúmico;

γ_c – Coeficiente de segurança da coesão;

γ_I – Coeficiente de importância;

γ_w – Peso volúmico da água;

γ'_l – Peso volúmico submerso dos lodos;

γ_{23} – Distorção no plano 23;

γ_{21} – Distorção no plano 21;

γ_{31} – Distorção no plano 31;

γ_ϕ – Coeficiente de segurança do ângulo de atrito interno;

Δt – Intervalo de tempo;

ε_1 – Deformação ao longo do eixo 1;

ε_2 – Deformação ao longo do eixo 2;

ε_3 – Deformação ao longo do eixo 3;

η – Fator de correção do amortecimento;

ξ – Amortecimento viscoso da estrutura, expresso em percentagem;

ρ_w – Massa específica da água;

Σ – Somatório;

σ_n – Tensão normal na base da fundação;

σ_p – Tensão principal na base da barragem;

$\sigma_{z,u}$ – Tensão de compressão mínima;

σ_{22} – Tensão horizontal normal ao eixo da barragem;

σ_{23} – Tensão tangencial na base da barragem;

σ_{33} – Tensão vertical na base da barragem;

$\sigma_{33,máx}$ – Tensão vertical máxima na base da barragem;

$\sigma_{33,min}$ – Tensão vertical mínima na base da barragem;

ϕ – Ângulo de atrito, Diâmetro do orifício;

ϕ_l – Ângulo de atrito interno dos lodos;

χ^2 – Qui-Quadrado.

Abreviaturas

APRH – Associação Portuguesa dos Recursos Hídricos;

CQC – Combinação Quadrática Completa;

DSRH – Direcção dos Serviços de Recursos Hídricos;

EC8 – Eurocódigo 8;

ICOLD – *International Commission on Large Dams*;

IDF – Curvas Intensidade-Duração-Frequência;

MCE – *Maximum Credible Earthquake*;

MEF – Método dos Elementos Finitos;

NMC – Nível de Máxima Cheia;

NPA – Nível de Pleno Armazenamento;

NPB – Normas de Projeto de Barragens;

OBE – *Operation Basis Earthquake*;

Pdma – Precipitação máxima diária anual;

RPB – Regulamento de Projeto de Barragens;

RSB – Regulamento de Segurança de Barragens;

SRSS – Raiz quadrada da soma dos quadrados;

SBP – Sismo Base de Projeto;

SCS – *Soil Conservation Service*;

SEE – *Safety Evaluation Earthquake*;

SME – Sismo Máximo Espectável;

SMP – Sismo Máximo de Projeto;

USACE – *US Army Corps of Engineers*;

USBR – *United States Department of the Interior – Bureau of Reclamation*;

WGS84 – *World Geodetic System 84*.

1. INTRODUÇÃO

1.1 Enquadramento geral

As barragens representam, desde a antiguidade até aos dias de hoje, estruturas de interesse vital para o desenvolvimento socioeconómico de um país. Este tipo de estruturas trata-se, de entre as primeiras construídas pela humanidade.

As barragens de alvenaria apresentam, vulgarmente, perfil do tipo gravidade com um desenvolvimento em planta reto ou com uma pequena curvatura com o respetivo centro de curvatura localizado a jusante. Nestes últimos o traçado da planta geralmente é poligonal.

O risco potencial da rotura de uma barragem é tremendo, uma vez que pode gerar uma onda de inundação com consequências catastróficas a jusante. Esta questão engloba a segurança da população a jusante, o impacto no meio ambiente e em bens materiais, o que justifica o estudo minucioso a que estas obras são sujeitas, quer nas fases de projeto e construção, quer na sua exploração.

De um modo geral, as barragens de alvenaria são barragens antigas, uma vez que com a disseminação do uso de betão como material construtivo, a construção em alvenaria caiu em desuso. Assim, estas barragens foram projetadas e construídas de acordo com o conhecimento científico disponível na época, nomeadamente no que toca à subpressão, estudos de cheias e consideração de sismos. Este aspeto traduz-se, em alguns casos, tanto no subdimensionamento da largura das secções transversais, como no subdimensionamento dos órgãos de segurança hidráulicos.

Nesta dissertação apresenta-se o estudo da barragem do Monte Branco, datada da segunda metade do século XVIII, mais concretamente de 1749, e localizada junto a Borba. Trata-se de uma barragem de alvenaria de xisto, em razoável estado de conservação, embora com algumas deteriorações visíveis, nomeadamente erosões do reboco e algumas fissuras.

1.2 Objetivos

A presente dissertação tem como objetivo a avaliação de segurança da barragem do Monte Branco. Pretendem-se contemplar todos os fatores que a condicionam relacionados quer com a hidráulica, quer com o comportamento estrutural.

A avaliação de segurança inicia-se pela revisão do estudo hidrológico da bacia hidrográfica na qual a barragem se insere, de modo a estudar a formação e escoamento de cheias, com vários períodos de retorno e avaliar a segurança operacional dos órgãos hidráulicos.

A segurança estrutural da barragem é avaliada por intermédio de modelos simplificados bidimensionais e por modelos tridimensionais de elementos finitos, tendo em consideração as combinações de ações a que a barragem está sujeita durante o seu período de vida.

1.3 Organização

A dissertação delinea-se em 6 capítulos. No Capítulo 1, Introdução, é apresentado o tema da dissertação, objetivos, organização e metodologia.

No Capítulo 2, Barragens de alvenaria, é efetuada uma breve revisão da evolução de barragens até à atualidade, com foco nas barragens de alvenaria Europeias. São abordados os principais mecanismos de rotura de barragens gravidade. São revistos os principais aspetos dos regulamentos em vigor em Portugal, assim como normas americanas e internacionais e definidas as combinações de ações que solicitam a estrutura ao longo da sua exploração.

No Capítulo 3, Descrição do caso de estudo, é efetuada a caracterização da barragem em estudo quanto à sua geometria e estado de conservação, assim como é caracterizada, de um modo geral, a sua albufeira e a bacia hidrográfica na qual se insere. São ainda definidos os parâmetros de resistência da alvenaria constituinte da barragem e é efetuada a avaliação do risco potencial a jusante.

No Capítulo 4, Estudo hidrológico, é apresentada a revisão do estudo hidrológico da bacia hidrográfica na qual a barragem do Monte Branco se insere. É efetuado o estudo sobre cheias naturais, causadas por fenómenos de precipitação intensa, são determinadas as leis de vazão dos órgãos hidráulicos e é posteriormente avaliada a segurança hidráulica-operacional da barragem.

No Capítulo 5, Avaliação da segurança estrutural, é avaliada a capacidade resistente da barragem do Monte Branco face às ações estáticas e ações sísmicas. São quantificadas as ações solicitantes, bem como os vários cenários de carga. A análise estrutural inicia-se com uma análise estática equivalente, ao que se segue uma análise estática e dinâmica tridimensional utilizando o programa *SAP2000* (Computers and Structures Inc., n.d.).

No Capítulo 6, Conclusões e perspetivas futuras, tecem-se as considerações finais da dissertação e ponderam-se desenvolvimentos futuros complementares.

2. BARRAGENS DE ALVENARIA

2.1 Introdução

Desde o início da civilização que as barragens são estruturas com interesse vital para a humanidade, tendo possibilitado o seu desenvolvimento através do acesso a água em períodos de escassez hídrica. Integram o conjunto das primeiras estruturas construídas pela humanidade, tendo servido esta pelo menos desde há 5000 anos. No mundo moderno não perdem a sua importância, desempenhando um papel fundamental para o desenvolvimento socioeconómico dos países. O termo barragem tem como definição uma barreira artificial, construída transversalmente a um curso de água com a finalidade de reter grandes massas de água na sua albufeira. Em muitos casos, as barragens são concebidas para desempenhar em simultâneo várias das funções, como as seguidamente enunciadas:

- Abastecimento de água em zonas residenciais, agrícolas ou industriais;
- Produção de energia elétrica;
- Transferência de caudais de bacias hidrográficas com excedência para outras que se encontrem em carência;
- Controlo de cheias, através do seu amortecimento na albufeira;
- Atividades lúdicas e turísticas.

No contexto genérico da engenharia civil o colapso de uma estrutura resulta, na grande maioria dos casos, de questões do âmbito da segurança estrutural. Na perspetiva de barragens o colapso estrutural está frequentemente associado à segurança hidráulico-operacional. O colapso deste tipo de obras, seja ele total ou parcial, pode ter consequências devastadoras, tais como perdas significativas de vidas humanas, grandes prejuízos materiais e ainda ambientais. São, por isso, obras que exigem um cuidado especial, quer no que toca à conceção e verificação de segurança em obras novas, quer no controlo e na avaliação de segurança de obras existentes, sendo este último ponto o foco desta dissertação.

Neste capítulo são abordados os diferentes tipos de barragens de alvenaria, é efetuada uma breve revisão histórica, com especial foco nas barragens de gravidade presentes na Europa e são abordados os principais aspetos da legislação no que toca ao controlo e avaliação de segurança. São discutidos os diferentes tipos de mecanismos de rotura e é analisada a definição das ações, das combinações de ações e dos coeficientes de segurança mínimos que devem ser verificados em estudos de estabilidade de barragens gravidade de alvenaria. Esta definição tem por base a norma portuguesa (Decreto-Lei 344/2007, 2007), um boletim de orientações definido por uma organização internacional e duas normas americanas (ICOLD, 2009; USACE, 1995; USBR, 1976). Por último, é importante referir que nos regulamentos apresentados não existem secções específicas para barragens de alvenaria, pelo que serão apresentadas normas de projeto e de avaliação estrutural referentes a barragens de betão e, quando pertinente, a barragens de aterro.

2.2 Classificação de barragens

As barragens podem ser classificadas relativamente a vários conceitos, nomeadamente quanto ao tipo de materiais constituintes, risco potencial associado, dimensão, finalidade ou forma estrutural. Quanto

ao tipo de materiais constituintes do corpo da barragem, estas podem ser de alvenaria, betão ou materiais soltos, como as barragens de enrocamento ou de aterro.

O Regulamento de Segurança de Barragens consultado à data da realização da presente dissertação (Decreto-Lei 344/2007, 2007) agrupa as barragens em função dos danos potenciais a elas associados, tendo em conta vidas humanas, bens materiais e ambiente eventualmente afetados pela onda de inundação consequente da rotura da barragem. Assim, o RSB define as classes I, II e III, que estão ordenadas por gravidade decrescente de danos, estando a classe I associada a maiores danos potenciais a jusante. Importa mencionar que, muito recentemente, foi publicado um novo Regulamento de Segurança de Barragens (21/2018). Embora tal regulamento não altere significativamente o anterior, importa esclarecer que na elaboração da presente dissertação se utilizou a legislação precedente uma vez que à data de saída da nova legislação a dissertação estava já em fase final de revisão.

A ICOLD (*International Commission on Large Dams*) define duas categorias de barragens: grandes e pequenas barragens. É classificada como grande barragem aquela cuja altura, medida desde a base da fundação até ao topo do coroamento, excede 15 m ou uma barragem com uma altura compreendida entre 5 m e 15 m e que cumpra pelo menos um dos seguintes requisitos (ICOLD, 2011a):

- Albufeira com uma capacidade de armazenamento superior a 3 milhões de metros cúbicos (3 hm^3);
- Desenvolvimento em planta do coroamento superior a 500 m;
- Descarregador(es) de cheias com vazão superior a $2000 \text{ m}^3/\text{s}$.

Recebem a classificação de barragens pequenas as que tenham uma altura compreendida entre 2,5 m e 15 m e que cumpram a seguinte condição:

$$H^2\sqrt{V} < 200 \quad (2.1)$$

onde H representa a altura da barragem em metros, medida do nível do rio até ao coroamento e V o volume ao nível pleno de armazenamento (NPA) em 1000000 m^3 (ICOLD, 2011b).

Relativamente à forma estrutural, as barragens de alvenaria, objeto do presente estudo, podem ser classificadas em barragens de gravidade, arco-gravidade e com contrafortes. As barragens de gravidade apresentam perfis retangulares ou próximos do triangular/trapezoidal e têm geralmente uma forma em planta retilínea ou poligonal. As barragens em arco-gravidade possuem geralmente o perfil de gravidade, mas apresentam curvatura em planta com o centro de curvatura do lado de jusante. Por último, as barragens com contrafortes apresentam um perfil tipicamente de gravidade, porém com dimensão transversal inferior pelo que a ajudar à transmissão dos impulsos horizontais se encontram contrafortes de modo a garantir a estabilidade estrutural.

2.2.1 Barragens de gravidade – breve resenha histórica

De modo a escolher a técnica de intervenção mais adequada, tanto de reabilitação como de reforço de uma barragem existente, é necessário consultar os projetos originais ou, na falta destes, conhecer e compreender os pressupostos e regulamentos nos quais este se baseou. Tal informação é indispensável para poder avaliar a segurança estrutural de uma forma mais completa. Assim, neste

ponto é exposto um breve resumo histórico acerca da evolução do projeto de barragens, tendo em especial atenção as barragens de alvenaria em Portugal e na Europa.

2.2.1.1 Barragens da antiguidade

Uma das barragens mais antigas de que há registo data de 3000 AC, localizada em Wadi el-Garawi, a cerca de 32 km a sul do Cairo, no Egito. De acordo com Jansen, 1983, tinha uma altura de 11 m, um comprimento de 107 m e era constituída por duas paredes de alvenaria de pedra e um núcleo preenchido com cascalho e solo, perfazendo uma largura de 84 m na base e 64 m no coroamento. Após a sua construção, a referida barragem sofreu uma rotura parcial por galgamento, em que a parte central da estrutura foi removida pelas águas das cheias. Segundo o autor consultado, tal aconteceu devido ao deficiente dimensionamento do descarregador de cheias, que não apresentava capacidade para escoar os caudais provocados pelas chuvas torrenciais típicas da bacia hidrográfica do rio Nilo.

2.2.1.2 Barragens romanas

Os grandes impulsionadores da construção de barragens na região mediterrânica e no Médio Oriente foram os Romanos e, segundo vestígios existentes na Europa, foram os construtores das barragens mais antigas, encontrando-se ainda hoje algumas em funcionamento. Os engenheiros romanos projetaram muitas barragens durante o império romano, a sua maioria compostas por alvenaria de elevada durabilidade e impermeabilidade e consolidadas com uma argamassa resistente, que lhes conferia uma grande longevidade. Um exemplo foi a barragem mandada construir pelo imperador Nero no século I D.C., em Subiaco, Itália, que só colapsou passados 13 séculos de utilização (Jansen, 1983). No sul da Península Ibérica, os cursos de água encontram-se secos durante grande parte do ano, pelo que as barragens construídas nesta região foram concebidas com a principal finalidade de armazenar água. De seguida, a água armazenada servia para abastecimento a termas balneares de *villae*, irrigação, produção de força motriz e, ainda, tratamento de minérios. Quintela et al., 1989, inventariaram as barragens romanas do sul de Portugal: a maior parte destas obras é de alvenaria e é do tipo gravidade, com algumas exceções que apresentam um aterro a jusante ou contrafortes, de modo a ajudar à estabilidade estrutural. Por, à data, não haver capacidade técnica para resolver o problema da descarga de cheias, optou-se por localizar tais barragens em secções de cursos de água com bacias hidrográficas de pequenas dimensões, o que resultou em estruturas de pequenas dimensões munidas de soluções de descarga simples (do tipo orifícios). Os autores referem que na maioria das barragens de pequena altura tais orifícios funcionavam também como tomada de água.

De entre as barragens da Península Ibérica mais relevantes da época romana encontra-se a barragem de Proserpina, nas proximidades de Mérida e construída no início do século II D.C., com uma altura de 19 m e um comprimento de 427 m. A barragem apresenta um talude junto ao paramento de jusante de modo a resistir às pressões hidrostáticas e é constituída por duas paredes exteriores em alvenaria e um núcleo de argamassa (*opus caementicium*) (Jansen, 1983). A secção da barragem é trapezoidal, com uma largura de cerca de 3,75 m no coroamento e 5 m perto da fundação e apresenta nove contrafortes de alvenaria junto ao paramento de montante. A barragem de Alcantarilla, contemporânea da de Proserpina, apresentava uma estrutura em tudo semelhante a esta, com exceção dos contrafortes, razão pela qual se encontra em ruína atualmente (Jansen, 1983). A barragem de

Proserpina (Figura 2.1) ainda se encontra em funcionamento, contribuindo para o abastecimento de água a Mérida. A sua estabilidade estrutural deve-se em parte aos contrafortes que suportam o impulso do talude de jusante, caso a albufeira tenha de ser esvaziada. Não obstante, foi alvo de algumas intervenções profundas nos anos 40 do século passado, incluindo reabilitação da alvenaria estrutural (Jansen, 1983).

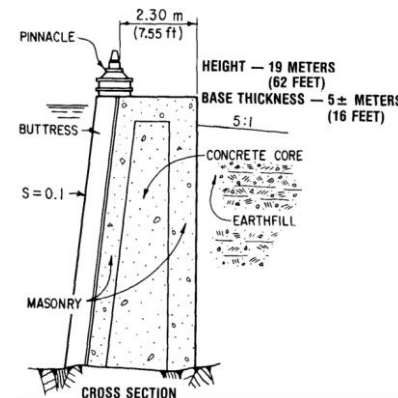


Figura 2.1 – Esquema do perfil transversal da barragem de Proserpina (retirado de Jansen, 1983).

Estas duas barragens, juntamente com a de Cornalbo, construída posteriormente para complementar o abastecimento de água a Mérida, são três das maiores barragens romanas de que há registo (Quintela, et al., 1985). Esta última tem 24 m de altura e 200 m de comprimento e apresenta uma estrutura mais complexa, com um núcleo de paredes de alvenaria, paralelas e transversais ao paramento, onde os espaços vazios entre elas são preenchidos por materiais de aterro. Junto a cada face encontra-se um aterro, perfazendo a largura total da barragem cerca de 118 m (Jansen, 1983). Também a barragem de Cornalbo se encontra ainda em funcionamento.

Segundo Quintela et al., 1989, a barragem de origem romana mais alta em Portugal é a de Ponte de Mouros, localizada no Algarve, num vale encaixado. Atualmente apenas restam vestígios da mesma, mas teria 6,5 m de altura máxima. É de referir que nenhuma das barragens romanas em território português se encontra em funcionamento na atualidade devido a danos estruturais no corpo da barragem ou devido a desvios do curso de água (Quintela, et al., 1985).

Depois da queda do império romano e até inícios do século XIX, prevaleceram, no sul da Europa, os métodos construtivos deixados pelos romanos. Isso explica a quantidade de barragens de alvenaria encontradas neste continente. Espanha é o país europeu com maior número de barragens de alvenaria, encontrando-se mais de 100 ainda em utilização (Bretas, 2012; Vogel, 1981).

2.2.1.3 Barragens pós-romanas

Quintela et al., 1989, inventariaram as barragens antigas a sul do Tejo em Portugal Continental. A maior parte das barragens antigas construídas no período pós-romano são de alvenaria, do tipo gravidade, algumas delas reforçadas com contrafortes a jusante, como a barragem de Monte Novo (primeira menção em 1887, em Arraiolos) e a de Alpedreira de Baixo (primeira menção em 1622, em Elvas). De um modo geral, apesar de os perfis das barragens serem bastante diferentes, algumas apresentando um perfil retangular e outras um perfil em degraus junto ao coroamento, são todas construídas de pedra irregular e rebocadas com argamassa. Das barragens inventariadas, as mais altas são as de Penedos

(primeira menção em 1780, Arraiolos) e Monte Branco (datada de 1749, junto a Borba) com a altura de cerca de 12,50 m. Em planta, as barragens apresentam um traçado retilíneo, sendo em alguns casos poligonal (Monte Branco) ou em arco, com o centro de curvatura localizado a jusante (barragem de Monte Novo, Elvas). Na Figura 2.2 constam alguns perfis de barragens antigas pós-romanas em Portugal, nomeadamente das barragens mencionadas.

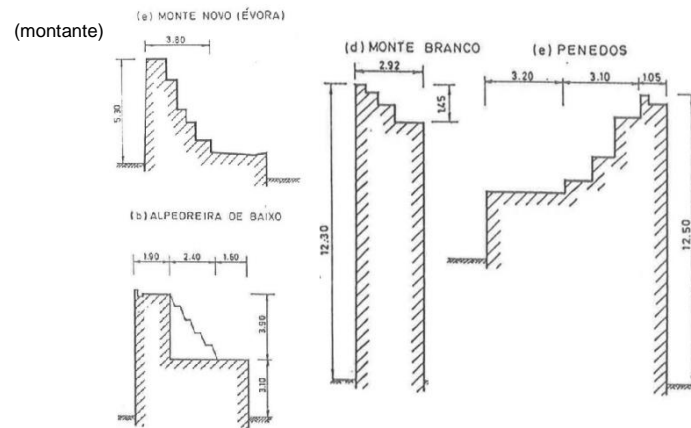


Figura 2.2 – Perfis de barragens antigas pós-romanas portuguesas (adaptado de Quintela et al., 1989).

A principal finalidade destas barragens era a rega, enateiramento de terrenos a montante (mantendo-se esta função em algumas barragens até à atualidade) e a produção de força motriz para o acionamento de moinhos de cereais. Em alguns casos, a construção que albergava o moinho tinha a particularidade de funcionar como contraforte, contribuindo para a estabilidade do corpo da barragem (Quintela et al., 1989).

I. Desenvolvimentos ocorridos no século XIX

Foi no século XIX, mais concretamente na segunda metade, que os primeiros trabalhos científicos sobre projeto e construção de barragens foram publicados, tendo sido feitos avanços importantes na construção de barragens de alvenaria. Até à data, vários trabalhos foram publicados, porém só em 1853, o engenheiro francês, J. A. de Sazilly publicou o artigo “*Note sur un type de profil d’égale résistance proposé pour les mur de réservoirs d’eau*”, onde apresentava critérios específicos de dimensionamento de barragens. De acordo com o autor deveria prever-se a possibilidade de rotura por dois cenários: compressão excessiva e deslizamento. Porém, devido ao facto de nunca se ter observado a rotura de uma barragem por este último cenário, o dimensionamento do perfil deveria ter em conta apenas o critério das tensões de compressão máximas, e só verificar a segurança ao deslizamento posteriormente, tanto no contacto com a fundação, como ao longo do corpo da barragem (Billington & Jackson, 2006; Bretas, 2012).

A partir do estudo dos cenários de carga extremos, albufeira totalmente cheia e albufeira totalmente vazia, que levam a valores máximos de compressão no paramento de jusante e no de montante, respetivamente, Sazilly preconizou valores de tensões verticais que não deveriam ser excedidos, ao longo do corpo da barragem e no contacto com a fundação (Jansen, 1983). Partindo da pressão hidrostática exercida por uma determinada altura de água e do peso da alvenaria tipicamente utilizada na construção de barragens, Sazilly criou um “perfil de igual resistência”. Este perfil tem a particularidade de apresentar tensões de compressão no paramento de montante, para a albufeira vazia, iguais aos que aparecem no

paramento de jusante, para a albufeira cheia (Billington & Jackson, 2006).

Sazilly propôs um perfil em degraus, que consta na Figura 2.3 a), que intitulou de “perfil prático”. Esta solução resulta da discretização em “fatias” horizontais do corpo da barragem e surge pela impossibilidade de integração de um conjunto de equações diferenciais formuladas pelo autor, que intitulou “perfil teórico”. A verificação da estabilidade face ao deslizamento deve ser verificada em cada plano horizontal, desde o contacto com a fundação, até ao coroamento, ao longo da altura da barragem. Caso não seja verificada a segurança ao deslizamento no contacto com a fundação, Sazilly sugere a construção de um muro, junto ao paramento de jusante e, caso tal segurança não se verifique em algum dos restantes planos horizontais, o autor sugere que se aumente a largura do coroamento (Jansen, 1983).

Em 1860 começou a ser construída a barragem de Furens, próxima de Saint Étienne, França, que foi a primeira obra a seguir os princípios preconizados por Sazilly. Com uma altura de 50 m e um comprimento de 200 m foi, durante 10 anos, a maior barragem do mundo, tendo sido uma referência no projeto de barragens. Durante a fase de projeto, F. Émile Delocre construiu um “perfil de igual resistência”, partindo do “perfil prático” de Sazilly e projetou uma solução para o perfil transversal de modo a minimizar o volume de material necessário para assegurar a estabilidade. Para determinar um valor de resistência à compressão da alvenaria passível de ser utilizado para os seus cálculos, Delocre analisou barragens de alvenarias antigas e chegou ao valor de 86 psi (0,6 MPa) (Billington & Jackson, 2006). Na solução final para a barragem de Furens, o perfil proposto por Delocre tinha uma geometria poligonal, que pode ser observada na Figura 2.3 b). Em 1866, após o primeiro enchimento da albufeira da barragem, que seria um marco importante no projeto de barragens, Delocre publicou no *Annales des Ponts et Chaussées* o artigo intitulado “*Mémoire sur la forme du profil à adopter pour les grands barrages en maçonnerie de réservoir*”. A barragem também é classificada como a primeira “construída de acordo com os princípios científicos corretos” (Billington & Jackson, 2006).

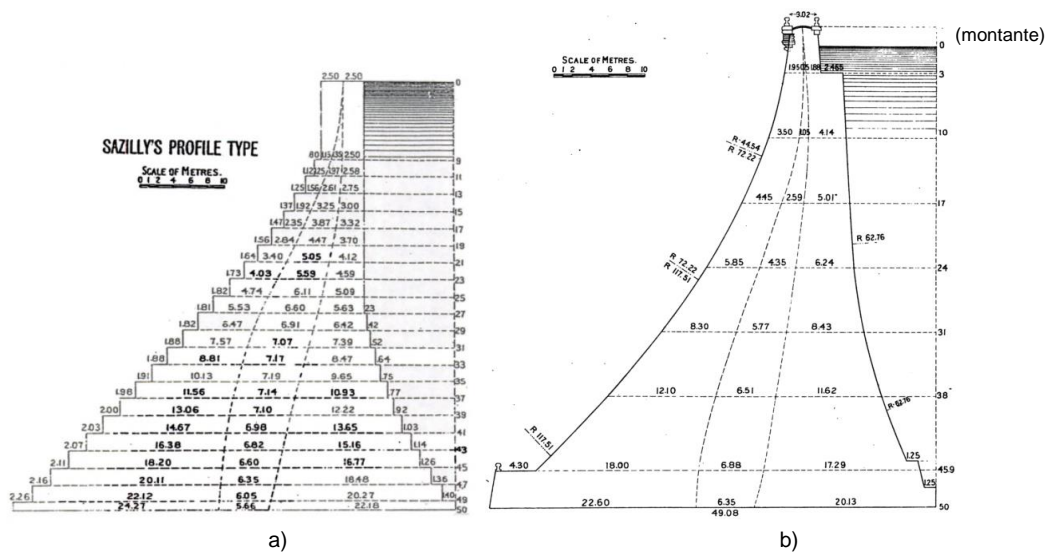


Figura 2.3 – Perfil prático proposto por a) Sazilly (retirado de Wegmann, 1989) e b) Delocre para a barragem de Furens (adaptado de Wegmann, 1989).

Sensivelmente 25 anos após os desenvolvimentos protagonizados por Sazilly, o engenheiro britânico W. J. Rankine contribuiu para outro avanço fundamental para o projeto de barragens de alvenaria, com a publicação do artigo “*Report on the design and construction of masonry dams*” no jornal *The engineer*. Neste artigo, datado de 1872, Rankine valida, de uma forma genérica, o trabalho de Sazilly e Delocre e argumenta que a resultante das forças atuantes na barragem deve estar contida no terço interior de cada plano horizontal, de modo a que não surjam tensões de tração em nenhum ponto. Este requisito é suficiente para garantir a estabilidade da barragem, face ao derrubamento e ao deslizamento (Wegmann, 1989, p. 25,). Quanto mais longe se encontra a posição desta resultante do centro geométrico da base de cada plano horizontal, maior a suscetibilidade de ocorrer fissuração na barragem no plano em questão, devido às trações que se instalam (Billington & Jackson, 2006). Tendo em conta os cenários de carga extrema, Rankine introduz limites de tensões de compressão verticais diferentes para o paramento de montante e de jusante. Tal tem a ver com a configuração proposta para os paramentos: o paramento de jusante apresenta inclinação superior ao de montante, levando a tensões principais superiores. Partindo da análise a barragens de alvenaria existentes, Rankine limita as tensões verticais a 9,8 kgf/cm² (0,96 MPa) e 7,6 kgf/cm² (0,75 MPa) para os paramentos de montante e jusante, respetivamente (Bretas, 2012). Para além de propor um perfil transversal de paramentos com configuração logarítmica, onde despreza a componente vertical do impulso hidrostático, Figura 2.4, o autor sugere a escolha de maciços rochosos de boa qualidade para fundar as barragens, assim como cuidados a ter na escolha da disposição construtiva da alvenaria.

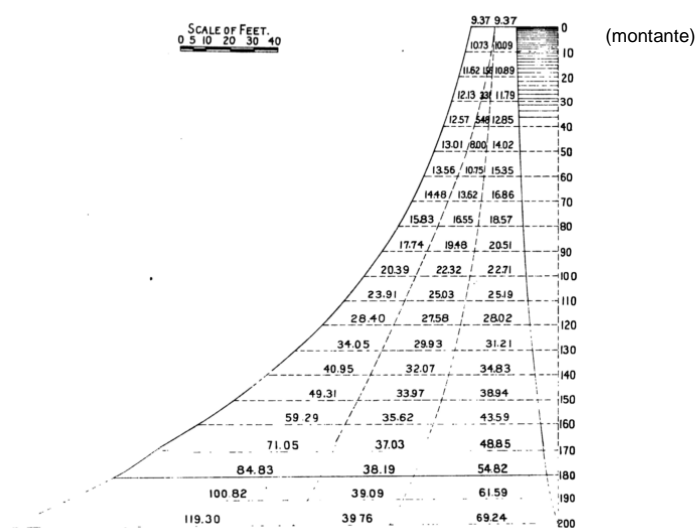


Figura 2.4 – Perfil proposto por Rankine (adaptado de Wegmann, 1989).

No final do século XIX, os trabalhos de Sazilly, Delocre e especialmente o de Rankine, eram referência no que tocava ao projeto de barragens, nomeadamente na Europa. Também serviram de base ao livro normativo *The Design and Construction of Dams* (Wegmann, 1989), lançado em 1888 pelo engenheiro Edward Wegmann. Utilizando o método apresentado no seu livro, Wegmann projetou o perfil da barragem nova iorquina de New Croton (originalmente para a barragem de Quaker Bridge), que ganhou notoriedade e ficou conhecido como “perfil de Croton” e serviu de base para futuros projetos de barragens (Billington & Jackson, 2006).

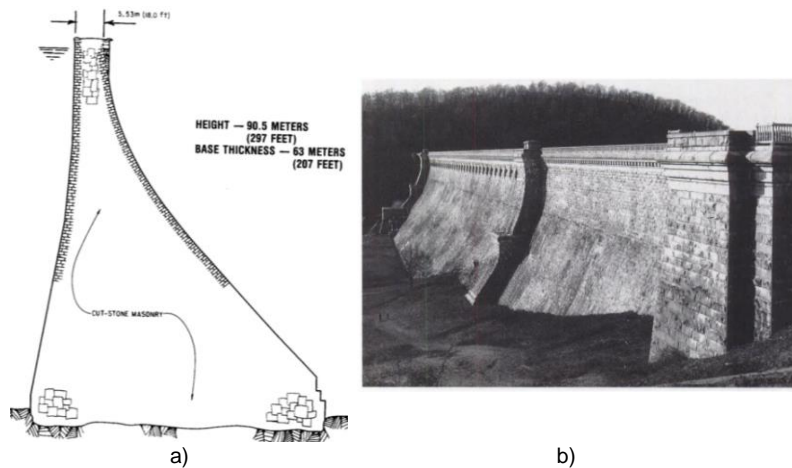


Figura 2.5 – Barragem de New Croton: a) seção transversal (retirada de Jansen, 1983) e b) vista do paramento de jusante (retirada de Billington & Jackson, 2006).

Até à data, nenhum documento científico considerava de forma explícita a subpressão como ação de dimensionamento. A subpressão é um fenômeno de pressão vertical ascendente, decorrente da infiltração de água entre a fundação e o corpo da barragem, que pode levar ao deslizamento ou derrubamento da estrutura. Só depois do colapso da barragem de Bouzey, França, em 1895, onde houve perdas de vidas humanas, é que tal ação começou a ser considerada explicitamente no projeto de barragens. Pensa-se que devido à subpressão, potenciada pela fundação permeável e fraturada, tenham surgido tensões superiores às que a alvenaria conseguiria suportar, levando à rotura da barragem (Bretas, 2012; Smith, 1971; Wegmann, 1989).

Meses após o desastre da barragem de Bouzey, M. Lèvy publicou o artigo “*Quelques considérations sur la construction des grands barrages*” onde estipula que, em cada ponto do paramento de montante, a tensão de compressão deve ser igual ou superior à pressão exercida pela água. Assim, passou-se a considerar um diagrama de pressões trapezoidal (ou triangular se o nível de água a jusante for inferior ao plano horizontal considerado). Na presença de um sistema de drenagem, o diagrama de pressões é reduzido, passando a ter configuração bilinear (Bretas, 2012).

Em 1871 foi concluída a construção da barragem de Eschenback, na Alemanha, com uma altura de 24 m e comprimento de 412 m. O perfil desta barragem de alvenaria segue a tipologia do “perfil Intze”, nomeado a partir do seu projetista Otto Intze e tem a configuração genérica de um perfil de gravidade com uma camada impermeabilizante entre o núcleo e o paramento de montante e com a particularidade da existência de um talude junto a este paramento. O talude atinge metade da altura do paramento e tem uma geometria em cunha, de modo a conferir alguma estabilidade adicional, assim como conferir impermeabilidade. A barragem apresenta uma pequena curvatura em planta e é desprovida de juntas verticais. Apesar de na sua concepção não ter sido considerada a ação da subpressão de forma explícita, é dotada de um sistema de drenos verticais (Bretas, 2012).

II. Desenvolvimentos ocorridos até à atualidade

No início do século XX, os avanços na área da mecânica estrutural, assim como a utilização de materiais de melhor qualidade, levaram a alterações na concepção estrutural das barragens, nomeadamente na concepção de perfis mais esbeltos e sofisticados. Também foi neste século que começaram a ser construídas barragens cada vez mais altas e se aperfeiçoaram as técnicas

construtivas de barragens de contrafortes e em arco, possíveis, em parte, pela expressividade que o betão tinha vindo a ganhar (Bretas, 2012).

A primeira barragem portuguesa onde foi utilizado betão como material construtivo foi a barragem de Alcáçovas, datada de 1907 e localizada em Viana do Alentejo. Com uma altura de 5 m é constituída por um núcleo de alvenaria e revestida por uma camada de 0,12 m de betão armado. Atualmente ainda se encontra em funcionamento, desempenhando a função para a qual foi concebida, de enateiramento dos solos a jusante, (Quintela et al., 1989). Na Figura 2.6 consta o perfil da barragem de Alcáçovas.

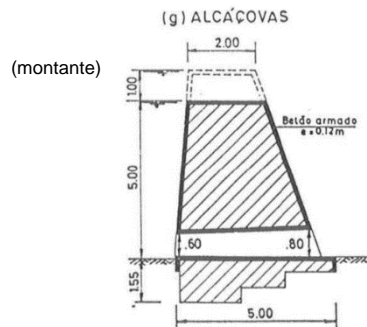


Figura 2.6 – Perfil da barragem de Alcáçovas (adaptado de Quintela et al., 1989).

Outro avanço no que concerne à conceção de barragens foi a consideração do sismo como ação de dimensionamento, nomeadamente no que respeita à análise estrutural de estabilidade face ao deslizamento e derrubamento. A ação sísmica foi contabilizada como uma força de inércia estática, com uma componente horizontal e outra vertical, proporcional ao peso dos elementos estruturais, e atuando no centro de gravidade dos mesmos. Em 1933, Westergaard publica o artigo *Water pressure on dams during earthquakes*, onde apresenta uma formulação para contabilizar pressões hidrodinâmicas provocadas pelo sismo e ainda, o conceito de “massas associadas ao paramento de montante” que contabiliza o efeito dinâmico da água da albufeira, na ocorrência de um sismo. Estes dois conceitos mantêm-se válidos até aos dias de hoje e continuam a ser utilizados em estudos simplificados e preliminares da estabilidade global, face a deslizamento e derrubamento de barragens de gravidade (Bretas, 2012; Westergaard, 1933).

Na década de 1960 passa a ser utilizado o Método dos Elementos Finitos (MEF), aquele que seria um instrumento fundamental na análise da resposta estrutural de barragens, nomeadamente a sua análise dinâmica. Este método permitiu obter a distribuição detalhada de tensões em barragens, sendo especialmente importante para o projeto de barragens em arco (Bretas, 2012).

2.3 Segurança de barragens

2.3.1 Conceitos básicos de rotura

Uma barragem diz-se em rotura quando ocorre qualquer incidente, derivado do comportamento estrutural ou dos seus órgãos hidráulicos e de exploração, que tenha por consequência a formação de uma onda de cheia a jusante da sua seção de implantação. Tal onda pode apresentar um enorme potencial destruidor derivado do aumento significativo dos níveis de água, da velocidade do escoamento e da grande quantidade de sedimentos arrastados, afetando especialmente as zonas que se situam imediatamente a jusante da barragem.

A ruptura de uma barragem pode ser consequência de acidentes provocados por fenômenos naturais ou ter origem na ação humana. No primeiro grupo estão incluídos, entre outros, cheias provocadas por fenômenos de precipitação intensa, sismos, deslizamentos das margens da albufeira e até mesmo deterioração do corpo da barragem provocada pelos agentes atmosféricos. De entre as ações humanas que podem levar à ruptura de uma barragem incluem-se erros de projeto ou de construção, ações decorrentes de uma má exploração da albufeira, deficientes condições de manutenção e exploração dos órgãos hidráulicos, assim como rupturas provocadas por atos de guerra ou terrorismo (ICOLD, 2011b).

Analisando os escombros de barragens que sofreram ruptura é possível, de uma forma geral, associar a cada tipo estrutural de barragem um tipo de mecanismo de colapso mais provável. Jansen, 1983, sintetiza o tipo de colapso mais comum para cada tipo de barragem. O autor refere que, no caso de barragens em arco, o colapso resulta da ruptura das fundações e dá-se de uma forma rápida, apesar de os arcos serem estruturas estáveis e resistentes. A ruptura mais frequente em barragens de contrafortes processa-se pela desintegração rápida do corpo da barragem, provocada pelo colapso em cadeia dos contrafortes. As barragens de aterro apresentam uma ruptura mais lenta, maioritariamente devido à erosão do talude de jusante provocada por galgamentos. Este tipo de barragens apresenta uma grande suscetibilidade à ruptura devido à propensão dos materiais constituintes para serem erodidos e devido à sua heterogeneidade característica. O autor refere, ainda, que uma característica intrínseca das barragens de gravidade é a sua estabilidade, mesmo quando fundadas em terrenos de baixa qualidade. Há dois mecanismos distintos em que uma barragem de gravidade pode colapsar. O primeiro mecanismo é o colapso por deslizamento, que se deve à presença de forças horizontais atuantes superiores às forças de corte resistentes juntamente com a força de atrito estático provocada pelo peso próprio da estrutura (Creager, 1917, pp. 48–49; Robles & Peña, 2016). O mecanismo de deslizamento pode acontecer em qualquer plano horizontal onde a condição anterior não seja verificada, como ilustrado na Figura 2.7. O outro mecanismo de colapso típico das barragens de gravidade é o derrubamento, que ocorre quando a resultante das forças verticais e horizontais, acima de qualquer plano horizontal, intersesta esse plano fora dos limites da barragem. Usualmente o derrubamento dá-se em torno da interseção desse plano horizontal com o paramento de jusante, mas pode ocorrer apenas numa parte da estrutura (Figura 2.8) (Creager, 1917, pp. 48–49; Robles & Peña, 2016).

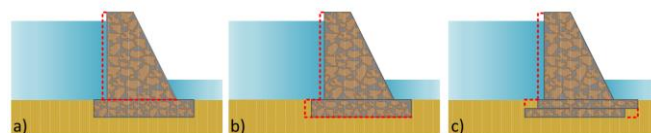


Figura 2.7 – Mecanismos de ruptura por deslizamento a) na base do corpo da barragem, b) na base da fundação e c) na fundação (retirado de Robles & Peña, 2016).

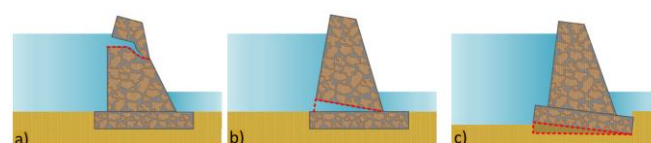


Figura 2.8 – Mecanismos de ruptura por derrubamento a) no corpo da barragem, b) na base do corpo da barragem e c) na base da fundação (retirado de Robles & Peña, 2016).

Uma barragem pode começar a romper por derrubamento, mas acabar por romper por deslizamento. Creager, 1917, explica que quando começa a ocorrer o derrubamento há uma redução significativa de tensões de corte resistentes, ao nível do plano de rotura. A água da albufeira entra na fissura que se forma ao nível desse plano, e reduz o peso efetivo da barragem, reduzindo consequentemente as forças de atrito estático. O autor ainda observa que numa barragem cuja resultante se encontra dentro da base, pode ocorrer derrubamento. De entre as causas possíveis para tal acontecer é de destacar o esmagamento da alvenaria do pé de jusante, devido a tensões de compressão excessivas, que provoca uma redução da largura efetiva da base da barragem, o que faz com que a resultante das forças aplicadas se situe fora da área efetiva.

A erosão da fundação junto ao contacto com o corpo da barragem, motivada por galgamentos, também pode potenciar o derrubamento ou o deslizamento (Creager, 1917, pp. 48–49), assim como a erosão do corpo da barragem, nomeadamente na zona do coroamento.

A rotura causada por galgamentos representa cerca de 65% dos casos de rotura registados em pequenas barragens (ICOLD, 2011b). O galgamento ocorre quando os descarregadores de cheia de uma barragem não têm capacidade para escoar o caudal afluente, ou quando as ondas geradas na albufeira ultrapassam a folga existente na barragem. Como referido anteriormente e focando na rotura por galgamento, esta pode ser considerada como uma catástrofe natural, se resultar de fenómenos meteorológicos de muito baixa probabilidade de ocorrência, mas também pode ser considerada como erro humano, se for consequência de um deficiente dimensionamento dos descarregadores de cheia, a partir de uma deficiente estimativa das cheias de projeto (ICOLD, 2011b). Não obstante, mesmo que os descarregadores de cheia se encontrem bem dimensionados para as cheias de projeto, uma má manutenção da barragem e da sua albufeira pode ter como consequência a obstrução parcial ou total destes órgãos, devido ao crescimento de vegetação ou acumulação de detritos. Por último, é de referir que para uma barragem de alvenaria o galgamento pode não pôr em causa a sua integridade estrutural, tendo de ser avaliado cada caso, tendo em conta as características da alvenaria e da fundação assim como a magnitude, duração do galgamento e probabilidade de ocorrência.

2.3.2 Normas relativas ao projeto de barragens

2.3.2.1 Regulamentos em vigor em Portugal

À data de finalização da presente dissertação, estava em vigor o Regulamento de Segurança de Barragens publicado no diário da República de 15 de outubro de 2007, em anexo ao Decreto-Lei 344/2007 (RSB). Recentemente tal regulamento foi alterado pelo Decreto-Lei n.º 21/2018 de 28 de março de 2018, que, contudo, não foi adotado, tanto mais que se entende não ter introduzido alterações significativas na prossecução do objetivo desta dissertação.

O RSB "...dispõe, com vista à sua boa execução, a elaboração de normas relativas ao..." Projeto de Barragens (anexo à Portaria n.º 846/93), Observação e Inspeção de Barragens (anexo à Portaria n.º 847/93), Construção (anexo à Portaria n.º 246/98) e de Exploração (a publicar). O regulamento, assim como as normas referidas, aplicam-se a:

- a) Grandes barragens: barragens cujas alturas são superiores a 15 m ou barragens cuja altura seja superior a 10 m e inferior a 15 m, quando tenham capacidade de armazenamento superior a 1000000 m³ (1 hm³);
- b) Barragens cuja altura seja inferior a 15 m que não estejam incluídas na alínea anterior e cuja albufeira tenha uma capacidade superior a 100000 m³ (0,1 hm³);
- c) Barragens que não estejam incluídas nas alíneas anteriores, mas que se incluam na classe I (danos associados graves).

O Regulamento de Pequenas Barragens, RPB, publicado em anexo ao Decreto-Lei n.º 409/93 rege todas as barragens não abrangidas pelo Regulamento de Segurança de Barragens e respetivas Normas, tendo também uma nova versão nos termos do artigo 5º do Decreto-Lei n.º 21/18 de 28 de março de 2018, nomeadamente do constante no seu anexo II,.

O novo regulamento difere, contudo, na abrangência das barragens contempladas pela alínea b), passando estas a ser consideradas explicitamente pequenas barragens, sendo desta forma abrangidas pela nova versão do Regulamento de Pequenas Barragens, como se verá ser o caso da barragem em estudo. As normas de apoio ao RSB dão lugar aos Documentos Técnicos de Apoio ao RSB, que se referem ao projeto, construção, observação e inspeção e exploração, em todas muito semelhantes às anteriores normas. Para apoiar o RPB irá ser publicado um Manual de Apoio ao RPB, com documentos referentes ao projeto, construção, exploração e reabilitação. Como referido anteriormente, a nova regulamentação não foi adotada, o Manual de Apoio ao RPB ainda não foi publicado e, de acordo com a nova versão do regulamento a verificação de segurança não iria ser tão penalizante, pois a exigência de segurança de uma pequena barragem será certamente inferior àquela necessária de ser cumprida por uma grande barragem. As Normas de Projeto de Barragens (anexo à Portaria n.º 846/93), NPB, estipulam o conjunto de procedimentos a ter em consideração aquando do dimensionamento de uma barragem. Conforme consta destas normas, deve ser analisado o comportamento estrutural para cenários correntes (condições normais de exploração) e para cenários de rotura, como recomendado pela ICOLD (*International Commission on Large Dams*). Uma barragem não deve apresentar deteriorações apreciáveis em condições normais de exploração, enquanto que não deve ocorrer o colapso total da estrutura, para cenários de rotura. Segundo o regulamento, a identificação dos cenários mais relevantes deve ter em consideração o tipo e as características da obra, nomeadamente as características hidrogeológicas, sismológicas e a finalidade do aproveitamento.

De modo a garantir a correta definição e imposição dos cenários expostos no parágrafo anterior, as NPB preconizam a realização de estudos hidrológicos, geológicos e hidrogeológicos, sismológicos e geotécnicos. Os estudos hidrológicos devem fornecer, entre outros, caudais de ponta de cheia que permitam o correto dimensionamento dos órgãos de segurança hidráulicos, estimados através da distribuição estatística da precipitação sobre a bacia hidrográfica da barragem a projetar. Os estudos sismológicos visam à definição da ação sísmica, através da definição do Sismo Máximo Espectável (SME), Sismo Máximo de Projeto (SMP), que em alguns casos é tomado como o SME, e por último o Sismo Base de Projeto (SBP). O SME representa um limite superior do maior sismo que pode ocorrer num local, tendo em conta a zona tectónica e o conhecimento que se tem sobre a mesma. Para a definição deste sismo usa-se uma via determinística ou probabilística, à qual está associado um longo

período de retorno. Para a definição dos dois últimos sismos são considerados diferentes períodos de retorno, que têm em conta os diferentes cenários, corrente e de rotura, em estudo. Por último, os estudos geotécnicos completam os hidrológicos e geológicos e os sismológicos, através de uma caracterização hidráulica e mecânica detalhada do maciço onde se irá fundar a barragem, assim como dos taludes da albufeira e nas proximidades do curso de água. Esta caracterização fornece resultados acerca da permeabilidade, grau de alteração, deformabilidade, resistência e tensões instaladas no maciço de fundação, que desempenha um papel fundamental para a segurança de barragens, em especial se se tratar de uma barragem tipo gravidade. O estudo pormenorizado do maciço de fundação permite definir quais os tratamentos mais adequados de modo a melhorar as suas propriedades, caso se afigure necessário.

O RSB define um conjunto de ações a considerar na análise estrutural de uma barragem. As principais ações a considerar são as gravíticas (peso próprio dos materiais de construção da barragem), ações da água (pressões hidrostáticas, dinâmicas e derivadas da formação de gelo), ações sísmicas, térmicas e de elementos estruturais (ancoragens passivas ou ativas).

As ações devidas à água consistem nas pressões hidrostáticas sobre os paramentos de montante e de jusante, caso este último nível de água seja apreciável. Para além das pressões hidrostáticas é necessário considerar as pressões hidrodinâmicas, na eventualidade da ocorrência de um sismo. O RSB indica que estas pressões devem ser determinadas a partir das soluções existentes para o estudo de vibrações em reservatórios. Outra ação provocada pela água, que é especialmente importante no caso de barragens de gravidade, é a subpressão que se estabelece no contacto do corpo da barragem com a fundação.

As vibrações induzidas pelos sismos variam de acordo com as características do sismo, do terreno, distância ao epicentro e profundidade do foco. As NPB estipulam que estas vibrações podem ser determinadas com recurso a espetros de potência ou espetros de resposta. Contudo, para estruturas com um comportamento não linear, devem ser utilizados acelerogramas, reais ou artificiais, com uma duração mínima de 30 s, para sismos longínquos, e de 15 s, para sismos próximos. Para pequenas obras o regulamento permite a aplicação de um método simplificado que considera a ação sísmica por intermédio de uma distribuição linear de forças mássicas, que ao nível do centro de gravidade da estrutura toma o valor de 1,5 vezes o valor fixado ao nível da base.

Por último resta referir as ações da camada de gelo que em regiões frias se forma à superfície da água, que origina pressões na parte superior do paramento, as ações dos sedimentos (caudal sólido) que podem exercer uma pressão considerável sobre a parte inferior do paramento de montante e as ações térmicas.

As NPB preconizam, nos artigos 22º e 29º, os cenários correntes e de rotura a considerar. Os cenários correntes são: i) peso próprio da estrutura, isolado ou sobreposto com as ações decorrentes da fase construtiva; ii) peso próprio sobreposto com a) pressão hidrostática e subpressão, b) pressão hidrostática, subpressão e variação de temperatura, c) pressão hidrostática, subpressão, camada superficial de gelo e caudal sólido e d) pressão hidrostática, subpressão e SBP. Os cenários de rotura são: i) peso próprio sobreposto com pressão hidrostática, subpressão a) ações decorrentes de cheia e b) ações decorrentes de cheia e SMP.

O artigo 31º das NPB recomenda condições a observar na verificação de segurança para cenários correntes e de rotura, por intermédio de intervalos de coeficientes de segurança parciais, a aplicar às ações, majorando-as, e às resistências, minorando-as. Para os dois tipos de cenários, as tensões que surgem na barragem e na fundação devem respeitar o critério de Mohr-Coulomb. Estes critérios encontram-se sintetizados no Quadro 2.1 e também devem ser aplicados na presença de ações dinâmicas.

Quadro 2.1 – Critérios de segurança para barragens, segundo o RSB.

		Cenários correntes	Cenários de Rotura
FS _{Tensões}	Barragem	2,4 - 4	≥ 4 ⁽³⁾
	Fundação	3 - 5	Nula
Deslizamento	FS _{Coesão}	1,5 - 2	1,2 - 1,5
	FS _{Ângulo de atrito}	-	1,5 - 2
Caudais	Fundação	< 1 lugeon ⁽¹⁾	< 5 lugeon ⁽¹⁾
Subpressão		1/3 subpressão montante ⁽²⁾	-
(1) Na zona da cortina de impermeabilização			
(2) Na base da barragem, junto à cortina de impermeabilização a jusante			
(3) Fator de segurança em relação ao esmagamento do material, para barragens delgadas			

Como referido anteriormente, apesar de uma barragem de aterro ser mais suscetível de romper por galgamento, este também pode ser determinante na rotura de barragens de alvenaria. Assim, é importante existir uma folga entre o NMC e o coroamento, de modo a que este não seja galgado pelas ondas geradas na albufeira. No artigo 48º das NPB, no capítulo referente a barragens de aterro, é recomendada a fixação da folga em função do regime de ventos, do *fetch*, e do conhecimento das condições hidrológicas e sismológicas, sendo apenas referido que em regiões sísmicas a folga deve ser aumentada. O RPB alude à folga no artigo 11º. Este regulamento estipula que a folga deverá ser fixada em função das características da barragem, da sismicidade local e da amplitude das ondas geradas na albufeira por ação do vento. No entanto, não é indicado na legislação portuguesa nenhum procedimento concreto para o cálculo da mesma, estabelecendo apenas que para barragens de aterro a folga deverá ser igual ou superior a 1 m.

A Memória n.º 828 do LNEC, denominada *A folga em barragens*, reúne metodologias com vista à determinação da folga em barragens de aterro, sendo passível de ser aplicada a barragens de outros materiais, mediante as necessárias adaptações.

A folga, F , corresponde à adição da parcela da folga seca, relativa a fatores não quantificáveis, F_s , e da folga relativa a fatores quantificáveis, F_Q .

A folga seca não toma nenhum valor mínimo, podendo ser em alguns casos nula. Alguns dos fatores não quantificáveis a ter em conta para a fixação desta parcela são o grau de conhecimento das condições hidrológicas, sismos, instabilidades na zona superior da barragem, tipo e configuração do descarregador de cheias e da descarga de fundo e ocupação do vale a jusante. O aumento da folga (que, de algum modo, pode ser interpretado como folga seca), proposto pelas normas Italianas de 1982 (Decreto 24 marzo 1982, 1982), para barragens em zonas sísmicas é: 0,30 m para barragens com altura igual ou inferior a 15 m, 0,70 m para barragens com altura de 30 m e 1,00 m para barragens com altura igual ou superior a 45 m. Quando a altura da barragem se situa entre 15 m e 45 m é sugerido que se efetue interpolação linear.

A parcela quantificável da folga depende maioritariamente do *fetch* e do vento. Por *fetch* entende-se o maior segmento de reta, perpendicular ao coroamento, que é possível traçar na albufera. O método para a sua determinação consiste na aplicação da seguinte expressão:

$$Ft = \frac{\sum_{i=1}^9 Ft_i}{9} \quad (2.2)$$

onde Ft_5 é o segmento de reta central (perpendicular ao coroamento) e cada um dos restantes segmentos é traçado de modo a que o seu ângulo com Ft_5 seja -12° , -9° , -6° , -3° , 3° , 6° , 9° e 12° . Esta expressão permite ter em conta, ainda de que de uma forma pouco expressiva, a contribuição da largura da albufera para a ondulação.

Sendo o vento um fenómeno de alguma complexidade e sabendo-se que a velocidade do vento sobre a superfície livre da albufera é superior à velocidade sobre o terreno adjacente, o documento propõe que sejam adotadas velocidades para o vento de projeto de 70 km/h para o nível de pleno armazenamento, NPA, e 120 km/h para o nível de máxima cheia, NMC. Admite-se, ainda, que a direção do vento de projeto é coincidente com o *fetch*, uma vez que o fenómeno de *funneling* leva à coincidência da direção do vento com a direção do eixo do vale, que geralmente é também a direção do *fetch*.

As variáveis em comum nas fórmulas constantes da metodologia a seguir indicada têm os mesmos significados e unidades, que, deste modo, só serão explicitadas uma vez, à medida que surgem.

A maré de vento origina uma sobrelevação do nível da albufera que, embora pouco expressiva, pode ser obtida por:

$$S = \frac{V^2 Ft}{6,3 * 10^4 D} \quad (2.3)$$

onde S é a sobrelevação do nível da albufera (m), V é a velocidade do vento (km/h), Ft é o *fetch* (km) e D é a profundidade média da albufera na zona de medição do *fetch* (m). O espraiamento, R , é a sobrelevação da albufera que ocorre quando a onda embate no paramento de montante e é dada pela expressão (2.4). O documento refere que no caso de barragens de betão, a sobrelevação do nível da albufera pode ser fixa, teoricamente, igual à altura significativa da onda incidente. Tal fundamenta-se pelo facto de o paramento de montante de uma barragem de betão se poder considerar como uma superfície vertical, não rugosa e não porosa.

$$R = 1,6K \frac{\tan(\alpha)}{\sqrt{H_s/L}} H_s \quad (2.4)$$

onde α é o ângulo que o paramento de montante faz com a horizontal ($^\circ$), L é o comprimento de onda (m), H_s é a altura significativa das ondas (“média aritmética das alturas do terço das ondas mais altas”) (m) e K é um fator que caracteriza a rugosidade do paramento de montante. O Quadro 2.2 sintetiza os valores que K pode tomar, de acordo com a rugosidade do paramento de montante.

Quadro 2.2 – Valores de K para diferentes configurações do paramento de jusante.

Descrição do paramento de montante em termos de rugosidade	Valores de K
Liso (betão, betão betuminoso, blocos arrumados)	1,00
Relva (3 cm)	0,90/1,00
1 camada de enrocamento de proteção (<i>rip rap</i>) de dimensão característica d tal que $H_s/d=1,5$ a 3	0,55/0,60
2 ou mais camadas de enrocamento de proteção de dimensão característica d tal que $H_s/d=1,5$ a 6	0,50/0,55

O comprimento de onda obtém-se a partir da expressão:

$$L = 1,56T_o^2 \quad (2.5)$$

onde T é o período da onda (s) calculado a partir de:

$$T_o = 0,33V^{0,41}Ft^{0,33} \quad (2.6)$$

O documento indica duas expressões para o cálculo de H_s :

$$H_s = \frac{V^{1,23}Ft^{0,5}}{422} \quad (2.7)$$

$$H_s = \frac{VFt^{0,5}}{200} \quad (2.8)$$

Por último, a metodologia explicitada aplica-se no caso do projeto de uma nova barragem, de modo a determinar a cota do coroamento e, no caso de uma barragem existente, determinar o NMC que garanta a segurança ao galgamento, de acordo com a cota do coroamento.

2.3.2.2 Normas americanas do USBR e USACE e internacionais da ICOLD

- Normas do *United States Department of the Interior – Bureau of Reclamation* (USBR)

O USBR possui um manual específico para o projeto de barragens de gravidade de betão (USBR, 1976) e outro para o projeto de pequenas barragens (USBR, 1987), que trata maioritariamente de barragens de aterro e de betão. As ações a considerar, em ambos os regulamentos, são semelhantes ao preconizado pelo regulamento português, referindo-se à pressão hidrostática a montante e a jusante, à variação da temperatura, à pressão hidrostática interna (subpressão), ao peso próprio, ao gelo, ao impulso de sedimentos e à ação sísmica.

Ambos os regulamentos (USBR, 1976, 1987) apenas consideram um sismo, o MCE (*Maximum Credible Earthquake*). As barragens de gravidade devem resistir ao MCE sem admitir a passagem descontrolada de água para jusante, sendo, porém, admitidos danos estruturais.

Este regulamento indica que o projeto de barragens se deve basear nas combinações de ações mais adversas, porém tendo em conta apenas ações com probabilidade significativa de ocorrência em simultâneo. Assim, o regulamento define três conjuntos de combinações de ações: combinação usual, combinação não usual e combinação extrema. As ações a considerar são, para a i) combinação usual: pressões hidrostáticas para o nível normal da albufeira, peso próprio, subpressão, ação dos sedimentos, gelo e variação da temperatura, caso aplicável; ii) combinação não usual: pressões hidrostáticas para o nível máximo da albufeira, peso próprio, subpressão, ação dos sedimentos, gelo e a variação da temperatura; iii) combinação extrema: pressões hidrostáticas para o nível normal da albufeira, peso próprio, subpressão, ação dos sedimentos, gelo, variação da temperatura e o MCE. É ainda deixada ao critério do projetista a consideração de outras combinações de ações, onde intervenham as ações derivadas da máxima elevação de água na albufeira, combinada com a subpressão provocada por uma falha do sistema de drenagem.

Uma particularidade deste regulamento é a fixação de tensões de tração máximas admissíveis, assim como um valor mínimo de tensões de compressão, para o paramento de montante. O valor mínimo da tensão de compressão visa assegurar que a tensão máxima de tração não é excedida, o que evita a

propagação de fissuras no corpo da barragem. A tensão de compressão mínima está relacionada com a resistência do betão e é dada por:

$$\sigma_{z,u} = p\gamma_w h - \frac{f_t}{s} \quad (2.9)$$

onde p é o fator de redução tendo em conta o sistema de drenagem e é igual a 1 para uma barragem sem drenos e igual a 0,4 para uma barragem com drenos; h é a altura da água na albufeira, γ_w é o peso volúmico da água; f_t é o valor de tração limite do betão e s toma o valor de 3 para a combinação usual e 2 para a combinação não usual e 1 para a combinação extrema. No Quadro 2.3 constam as tensões admissíveis, assim como os coeficientes de segurança para as mesmas e para o deslizamento.

Quadro 2.3 – Critérios de segurança para barragens gravidade de betão, segundo USBR.

			Combinação de ações		
			Usual	Não usual	Excepcional
Tensões de compressão	FS	Barragem	≥ 3	≥ 2	> 1
	Máx.		$< 10,3 \text{ Mpa}$	$< 15,5 \text{ Mpa}$	-
	Min.		$> \sigma_{z,u}$		
	FS	Fundação	> 4	$> 2,7$	$> 1,3$
Deslizamento	FS	Barragem ⁽¹⁾	> 3	> 2	> 1
		Fundação	> 4	$> 2,7$	$> 1,3$

$\sigma_{z,u}$ - Tensão de compressão mínima no paramento de montante
⁽¹⁾ Plano de contacto do corpo da barragem com a fundação

Por último, o regulamento refere que, para a combinação extrema de ações, após a ocorrência de fissuração, se as tensões não excederem limites específicos e a segurança ao deslizamento for garantida, uma barragem pode ser considerada como estruturalmente segura.

- Normas do *US Army Corps of Engineers* (USACE)

O manual do USACE, específico para o projeto de barragens de gravidade (USACE, 1995) define um conjunto de ações semelhante aos definidos nos regulamentos anteriores. Neste regulamento os sismos considerados são o OBE (*Operation Basis Earthquake*) e o MCE (*Maximum Credible Earthquake*). As barragens de gravidade devem resistir ao OBE permanecendo elásticas, operacionais e não necessitando de reparações extensivas. Para o MCE são admitidos alguns danos estruturais, porém não são admissíveis situações de rotura, como a saída de água descontrolada da albufeira, que possam resultar em perdas humanas ou materiais significativas. É ainda indicado que a probabilidade de excedência do OBE não deve ser superior a 50%, durante o período de vida útil de uma barragem, que geralmente é 100 anos.

O regulamento define sete combinações de ações básicas para barragens de gravidade, que se dividem em combinações de ações usuais, não usuais e extremas. As ações a considerar são:

- i) combinação usual: peso próprio, pressão hidrostática, subpressão, ação do gelo e sedimentos;
- ii) combinações não usuais: a) peso próprio (final da construção), b) peso próprio, pressão hidrostática combinada com o efeito de vazão dos descarregadores (água ao nível de cheia normal), subpressão e ação dos sedimentos, c) peso próprio, pressões hidrostáticas (água ao nível normal da albufeira), subpressão, ação dos sedimentos e sobreposição dos efeitos do OBE;
- iii) combinações extremas: a) peso próprio e sobreposição dos efeitos do OBE (final da construção), b) peso próprio, pressões hidrostáticas (água ao nível normal da albufeira), subpressão, ação dos sedimentos e sobreposição dos efeitos do MCE e c) peso próprio, pressão hidrostática combinada

com o efeito de vazão dos descarregadores (água ao nível de cheia máxima), subpressão e ação dos sedimentos.

O regulamento impõe a segurança da estrutura face ao derrubamento em torno do eixo de interseção de qualquer plano horizontal com o plano do paramento de jusante e face ao deslizamento em qualquer plano horizontal. Estes planos podem-se encontrar no corpo da barragem, contacto com a fundação ou abaixo deste plano. A avaliação da segurança ao derrubamento é efetuada através do cálculo da posição da resultante das forças, em relação ao plano em estudo. Esta posição é determinada a partir da razão entre o somatório dos momentos e das forças verticais, cujos requisitos constam no Quadro 2.4.

A avaliação de segurança ao deslizamento tem em conta o critério de Mohr-Coulomb e deve ser efetuada a partir da determinação de um fator de segurança, pelo método das cunhas, que deve cumprir os critérios do Quadro 2.4.

O regulamento limita as tensões, de acordo com o exposto no Quadro 2.4, e estipula que a avaliação das mesmas deve ser efetuada através de métodos simplificados ou através de elementos finitos, dependendo do grau de refinamento necessário e da configuração geométrica da barragem em análise.

Quadro 2.4 – Critérios de segurança para barragens gravidade de betão, segundo USACE.

		Combinação de ações		
		Usual	Não usual	Extrema
Derrubamento	Posição da resultante ⁽¹⁾	Terço central	Meio central	Base
FS Deslizamento ⁽¹⁾		> 2	> 1,7	> 1,3
Tensões na fundação		< Admissível ⁽²⁾		< 1,33*Admissível
Tensões na barragem		Compressão	< 0,3f _c '	< 0,5f _c '
		Tração	0	< 0,6f _c ' ^{2/3}
(1) A posição da resultante e o FS ao deslizamento devem ser determinados recorrendo ao método do coeficiente sísmico, para situações dinâmicas				
(2) O regulamento apenas menciona que os valores se devem encontrar abaixo dos admissíveis				
f _c ' - Resistência do betão não confinado após 1 ano				

- Diretrizes da *International Commission on Large Dams (ICOLD)*

A ICOLD, no Boletim 72 – *Selecting seismic parameters for large dams* (ICOLD, 2009), apesar de não ter um cariz obrigatório, apresenta diretrizes para a seleção e definição dos sismos de projeto, tendo em consideração a localização, a perigosidade sísmica e o tipo de barragem em questão. Estas diretrizes devem ser seguidas para estimar os parâmetros sísmicos, para estruturas novas e para estruturas existentes. De uma forma geral, a avaliação do comportamento destas últimas barragens face ao sismo é de difícil determinação. Tal deve-se ao facto de, em muitos casos, não ter sido considerada a ação sísmica à data da construção, assim como pelos métodos construtivos utilizados já se encontrarem em desuso. O boletim apresenta metodologias conservativas, de modo a compensar incertezas ou faltas de rigor na estimativa de acelerações provocadas por sismos futuros.

De modo a seleccionar os parâmetros sísmicos relevantes para a avaliação de segurança de uma barragem, a ICOLD estabelece a noção de “sismos de projeto”. Estes sismos, definidos analiticamente, podem ser obtidos através de um processo determinístico ou probabilístico, tendo em conta a perigosidade sísmica local. Pelo menos um dos sismos preconizados pela ICOLD deve ser aplicado no projeto de uma nova barragem ou na avaliação de segurança de uma estrutura existente.

Os sismos a considerar são o *Operation Basis Earthquake* (OBE) e o *Safety Evaluation Earthquake* (SEE)¹. O OBE é definido de uma forma semelhante ao OBE definido nos regulamentos americanos do USBR e do USACE. O SEE pode ser determinado de uma forma probabilística ou determinística e é o máximo sismo ao qual a barragem deve ser capaz de resistir de modo a que não ocorra uma saída descontrolada de água da albufeira, mas para o qual são permitidos alguns danos estruturais. Para barragens às quais estão associados riscos potenciais elevados, o SEE pode ser equiparado ao MCE e para riscos potenciais associados moderados a baixos, a ICOLD sugere a adoção de períodos de retorno entre 3000 anos e 1000 anos. O *Maximum Credible Earthquake* (MCE) é outro sismo mencionado pela ICOLD, e representa o sismo de maior magnitude, ou intensidade, com ocorrência expectável numa dada região, tendo em conta as falhas e a tectónica de placas, sendo passível de ser determinado de forma probabilística ou determinística. Quando determinado de forma probabilística, o MCE é relacionado com períodos de retorno longos, geralmente 10000 anos. Se for determinado por via determinística, não são considerados períodos de retorno, uma vez que a determinação é baseada em parâmetros geológicos, como falhas ativas na zona e respetivos movimentos.

Em zonas frequentemente abaladas por sismos, a abordagem determinística para a definição da aceleração sísmica é mais adequada.

2.4 Conclusões

Ao longo da vida de uma barragem são vários os fenómenos que ameaçam a sua integridade, nomeadamente cheias, sismos, deterioração da fundação e dos seus próprios materiais constituintes. Erros de projeto, construção ou sabotagem são outro fator que podem levar ao colapso de uma barragem. As alterações que ocorrem, por exemplo aparecimento de tensões de tração elevadas, não são observáveis a olho nu, sendo imprescindível uma monitorização contínua da obra de modo a identificar os sinais de alteração comportamental da estrutura que podem levar ao colapso.

Ao longo dos anos, os pressupostos e a regulamentação vão sendo atualizados tendo em conta os avanços tecnológicos e a acumulação de conhecimento, mais concretamente nas áreas hidrológica, sísmica e geológica e da mecânica estrutural. A observação e análise de ruínas de barragens antigas, assim como do colapso de estruturas mais recentes, permite recolher informação complementar acerca do comportamento típico de cada tipo estrutural de barragem, o que possibilita a adoção de medidas preventivas.

Assim, no caso de barragens existentes a avaliação de segurança deve ser realizada sempre que se afigure necessário de modo a garantir que se encontram dentro dos parâmetros de segurança atuais, por vezes sendo necessárias alterações em estruturas anteriormente consideradas seguras (Jansen, 1983). Como exemplo, servem as barragens de gravidade construídas no final do século XIX e início do século XX, onde no projeto ainda não era considerada a ação da subpressão. As barragens deste exemplo que ainda se encontram em funcionamento não cumprem usualmente as margens de segurança impostas pela legislação atual, tendo sido alvo de intervenções no sentido de aumentar tais margens.

¹ A terminologia SEE vem a substituir a MDE (*Maximum Design Earthquake*) presente em edições anteriores do mesmo boletim, sendo os dois sismos equivalentes.

As normas analisadas apresentam os critérios de avaliação da segurança estrutural de uma barragem, seja ela uma obra a construir ou uma obra já existente. De um modo geral, as ações definidas pelos três regulamentos são semelhantes, diferindo, para cada regulamento, a forma como são combinadas. Não obstante o número de combinações e as ações intervenientes em cada combinação, estas podem dividir-se em combinações referentes a condições de exploração normais e combinações referentes a condições de rotura. Os mecanismos de rotura considerados nos três regulamentos são análogos, porém a consideração de coeficientes de segurança distintos, aliados às diferentes combinações de ações, resulta em critérios de avaliação de segurança diferentes.

O boletim da ICOLD, embora não seja uma norma de cumprimento obrigatório, apresenta diretrizes e metodologias concretas no que toca à definição de sismos de projeto. Embora com terminologia diferente, os sismos de projeto mencionados nos regulamentos e neste boletim são análogos, sendo as metodologias passíveis de utilização na definição analítica dos sismos preconizados nas normas portuguesa e americanas.

Nas três normas, os coeficientes de segurança relativos ao mecanismo de deslizamento são da mesma ordem de grandeza, contudo, o RSB é o único regulamento que apresenta fatores de segurança distintos para a coesão e ângulo de atrito, sendo também o único regulamento que considera cenários com coesão obrigatoriamente nula. Ainda, para este mecanismo, o RSB e o regulamento do USBR têm a particularidade de considerar fatores de segurança diferentes para a rotura da fundação e do corpo da barragem.

O cenário de cheia não é explicitamente abordado no USBR. Porém, é dada a liberdade ao projetista de considerar uma combinação onde se explora a inoperacionalidade do sistema de drenagem em conjunto com a máxima elevação de água na albufeira, que, como referido no ponto 2.2.1, pode ser um fator determinante no colapso de barragens de gravidade. Outra particularidade deste regulamento é a imposição de tensões de compressão mínimas no paramento de montante, em função da pressão hidrostática verificada neste paramento.

O regulamento do USACE é o único que considera explicitamente o mecanismo de colapso por derrubamento, indicando um critério específico para tal, assim como coeficientes de segurança.

Apenas os dois regulamentos americanos limitam as tensões de tração no corpo da barragem. É essencial lembrar que os regulamentos se aplicam a barragens de betão, pelo que os critérios de avaliação propostos para o estado de tensão na barragem dizem respeito a este material. Assim, para barragens de alvenaria é necessário adaptar os critérios de modo a estarem em conformidade com as características deste material.

Por último, o Regulamento de Segurança de Barragens apresenta critérios de segurança gerais passíveis de se adaptarem a cada tipo e características específicas das barragens, permitindo ao projetista decidir sobre critérios inerentes para cada obra. As normas portuguesas podem ser complementadas com normas ou diretrizes nacionais ou de outros países, se tal se justificar, como é o caso da fixação da folga e da definição dos sismos, onde estas normas carecem de informação. A liberdade concedida ao projetista permite uma avaliação de segurança particularizada para cada tipo de barragem e meio envolvente, repercutindo-se positivamente no comportamento da barragem, tanto em condições normais de exploração, como em condições de rotura.

3. DESCRIÇÃO DO CASO DE ESTUDO

3.1 Introdução

Neste capítulo apresenta-se a definição geométrica da barragem do Monte Branco, assim como a caracterização das suas propriedades mecânicas e estado de conservação, sendo quantificados os parâmetros de resistência da mesma.

É efetuada uma descrição geral da bacia hidrográfica e da albufeira da barragem do Monte Branco, com especial enfoque na sua morfologia e relevo, rede hidrográfica e volumes de água armazenados.

É ainda efetuada a classificação da barragem quanto às suas características geométricas, assim como quanto ao risco potencial a jusante.

3.2 Descrição da barragem do Monte Branco

3.2.1 Descrição geral do meio envolvente

A barragem do Monte Branco situa-se no distrito de Évora e concelho e freguesia de Borba sendo o curso de água imediatamente a jusante a ribeira da Tapada. A barragem situa-se junto à Estrada Nacional 4, a 6 km de Borba e integra a herdade do Monte Branco, que é propriedade da Fundação da Casa de Bragança. A jusante encontra-se a Tapada Real de Vila Viçosa. A autoestrada A6 passa, em viaduto, sobre o extremo noroeste da albufeira da barragem.

A cerca de 250 m a jusante do corpo da barragem existe uma passagem hidráulica sob a EN4, pela qual a ribeira da Tapada passa. Aquando da construção desta estrada a barragem já existia, porém, a passagem hidráulica parece ser insuficiente para escoar o caudal proveniente da barragem, em caso de uma eventual rotura (Tetraplano, 2002).

3.2.2 Caracterização do corpo da barragem

O corpo da barragem tem como coordenadas, no sistema WGS84, latitude 38°49' N, longitude 7°24' W e insere-se à cota de 300 m. Quintela et al., 1989, referem que a barragem foi construída no século XVIII, mais concretamente em 1749 com o intuito de fornecer água para o gado da Tapada Real, assim como para produção de força motriz para acionar dois moinhos de cereais instalados a jusante. Posteriormente, em 1857, a água represada foi utilizada para fins industriais (Quintela et al., 1989) e depois para rega. Atualmente não se encontra em exploração (Tetraplano, 2002).

O corpo da barragem é constituído por alvenaria hidráulica de xisto rebocada, assentada com uma argamassa cimentícia de aparência resistente, sendo o seu peso volúmico 22 kN/m^3 , o ângulo de atrito na interface barragem-fundação 45° e apresenta um perfil do tipo gravidade (Tetraplano, 2002). Estudos (Quintela et al., 1989; Tetraplano, 2002) e um levantamento geométrico, topográfico e batimétrico fornecidos pela Fundação da Casa de Bragança (Anexo A) permitem uma completa definição da geometria da barragem, assim como da sua albufeira e do vale encaixado no qual esta se encontra. O traçado em planta é poligonal, composto por cinco trechos de comprimento variável, que conferem à barragem uma ligeira curvatura com centro localizado a jusante. Os trechos perfazem no total cerca de 77,90 m, podendo ser observados na Figura 3.1, que contém ainda o perfil transversal da barragem. Tal perfil apresenta

paramentos verticais, o topo em degraus, em número variável ao longo do desenvolvimento do coroamento (Figura 3.1) (Quintela et al., 1989; Tetraplano, 2002). Do levantamento geométrico fornecido retira-se que a altura máxima da barragem é de 13,48 m e que a espessura é da ordem de 3,05 m. A altura mínima do coroamento é 13,32 m, o que corresponde à cota 307,32 m. Não constam na estrutura drenos ou galerias de drenagem.

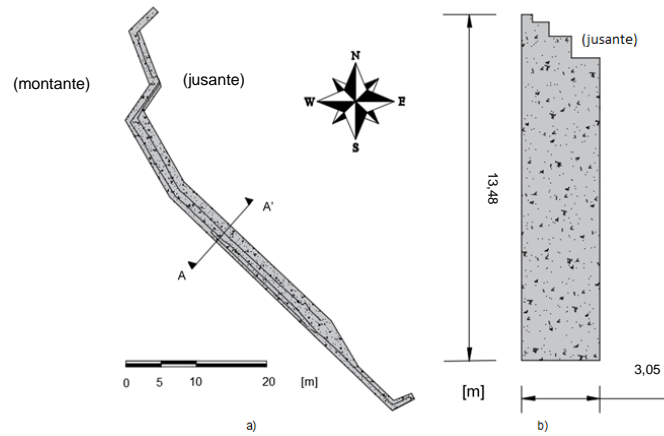


Figura 3.1 – Barragem do Monte Branco: a) vista de topo do coroamento e b) secção transversal.

A secção transversal representada na Figura 3.1 b) é referente ao corte AA' indicado na Figura 3.1 a). Os dois descarregadores de cheias da barragem são diretamente escavados no maciço de fundação, um em cada encontro lateral, e apresentam uma geometria irregular (Figura 3.2 e Figura 3.3).



Figura 3.2 – Descarregadores de cheia da barragem do Monte Branco (vista de montante para jusante): a) esquerdo e b) direito.

O Nível Pleno de Armazenamento (NPA) é fixado pela soleira do descarregador da margem esquerda, que se encontra a uma cota inferior à da soleira do descarregador da margem direita. Deste modo, tem-se um $NPA=305,80$ m, o que perfaz uma folga mínima para o coroamento de $F=307,32-305,80=1,52$ m. O perfil longitudinal ao longo do eixo do coroamento e dos descarregadores de cheias no alinhamento com esse eixo encontra-se esquematizado na Figura 3.3, a qual ilustra a geometria irregular da obra.



Figura 3.3 – Perfil longitudinal ao longo do eixo do coroamento e descarregadores de cheias da barragem do Monte Branco, no alinhamento com esse eixo.

Documentos indicam a existência de dois orifícios localizados no sopé da barragem, um deles com “...pelo menos 10 cm de diâmetro...”, dos quais apenas um tem existência confirmada, munidos de comportas de guilhotina, que em tempos serviram de tomada de água para os dois moinhos de rodízio instalados a jusante. Atualmente o orifício encontrar-se-á “...tamponado por um rolhão de madeira” (Tetraplano, 2002).

Encostada ao paramento de jusante existe uma construção em alvenaria onde se encontravam instalados os dois moinhos, conforme documenta a Figura 3.4 (Quintela et al., 1989; Tetraplano, 2002). De acordo com o levantamento geométrico as suas dimensões exteriores em planta são de cerca de 5,40 m comprimento, 9,80 m de largura e 5,30 m de altura. A espessura das paredes transversais à barragem totaliza cerca de 1,80 m e a cobertura da construção é em abóboda, com cerca de 0,50 m de espessura e apresenta uma curvatura no interior significativamente mais acentuada do que a que se observa do exterior (Tetraplano, 2002). A laje de fundo da construção é de uma espessura considerável, de cerca de 0,70 m.



Figura 3.4 – Construção de alvenaria imediatamente a jusante da barragem do Monte Branco.

Dadas as dimensões do perfil da barragem, nomeadamente a sua esbelteza, supõe-se que este não seja suficiente para assegurar a estabilidade da barragem. Porém, estima-se que esta é conseguida devido à configuração do traçado da barragem no vale encaixado, em conjunto com a espessura das paredes transversais da construção, que funcionam como contrafortes (Quintela et al., 1989; Tetraplano, 2002) e da espessura da laje de fundo da construção.

3.2.2.1 Resistência mecânica

A bibliografia consultada (Barros, 2013) permite concluir que a resistência à compressão de construções tradicionais portuguesas de xisto, de dois paramentos, é cerca de 4 MPa. Porém, o estudo de Barros, 2013, é efetuado para xistos do norte de Portugal que, devido ao contacto com granito, têm resistências muito elevadas. O xisto usado nestas construções era tipicamente extraído do local de implantação ou vizinhanças, tal como a terra utilizada para o fabrico da argamassa de assentamento. A argamassa contribui significativamente para a diminuição da resistência mecânica da alvenaria, tendo resistências à compressão da ordem de 1 MPa, enquanto que a resistência à compressão do xisto pode chegar aos 150 MPa, traduzindo-se assim numa resistência à compressão da alvenaria de 4 MPa.

Bretas, 2012, propõe para propriedades materiais da alvenaria uma resistência limite à compressão de 10 MPa e resistência à tração de 1 MPa, que diz serem adequadas para avaliar barragens de gravidade

de alvenaria. Robles & Peña, 2016, empregam estas propriedades como um limite superior das características mecânicas da alvenaria, para barragens de gravidade. Para limites inferiores utilizam resultados experimentais de paredes de alvenaria de edifícios, de pedra irregular, da Cidade do México: 3 MPa para a resistência à compressão e 0,2 MPa para a resistência à tração. Os valores de tensão de compressão máxima são próximos dos obtidos por Barros, 2013, e, relativamente à resistência da alvenaria a tensões de tração tem-se, de um modo geral, que esta, para edifícios, apresenta valores diminutos, na ordem de 0,1 MPa . Porém, este tipo de alvenaria é possivelmente de qualidade inferior à da barragem do Monte Branco.

Na região do Alentejo, onde se localiza a barragem em estudo, os xistos apresentam características resistentes inferiores aos do norte de Portugal. Não obstante, a argamassa utilizada no assentamento da alvenaria do corpo da barragem é de origem cimentícia, com características nitidamente superiores a uma argamassa de terra comum, algo que se pode observar visualmente. Assim, apesar de o xisto apresentar uma resistência menor, a resistência superior da argamassa não reduz tanto a resistência global da alvenaria, sendo plausível utilizar valores de resistência à compressão de 5 - 6 MPa. O USBR (USBR, 1976) estipula valores médios de resistências à tração para betões que constituem cerca de 5 a 6 % da resistência à compressão. Assim, será adotado um valor de 0,3 MPa para limite de resistência à tração da alvenaria da barragem do Monte Branco, que está em conformidade com o exposto pelo USBR, partindo de valores limite de compressão de 6 MPa.

3.2.2.2 Estado de conservação

Observando a parte emersa da barragem e partindo da documentação existente (Tetraplano, 2002) constata-se que, no geral, a alvenaria aparenta estar em razoável estado de conservação. Não obstante, no paramento de montante, perto da cota do NPA e nos vértices da poligonal, o reboco encontra-se erodido (Figura 3.5) e documentos (Auto de vistoria a obra realizado em 26.09.1962, 1962; Vistoria à barragem do Monte Branco - Informação n.o 1412/DSPO - DEP/2002, 2002) referem ressurgências próximas do encontro esquerdo, através do corpo da barragem e da fundação.



Figura 3.5 – Erosão do reboco do paramento de montante da barragem do Monte Branco :a) junto ao NPA e b) vértice da poligonal do corpo da barragem (retirado de Tetraplano, 2002).

Observam-se deteriorações no paramento de jusante provocadas por raízes, devido ao desenvolvimento de vegetação, com maior incidência no interior da construção, onde as erosões do reboco e a decomposição da argamassa são muito significativas (Figura 3.7 b)) (Tetraplano, 2002). Nas zonas do corpo da barragem onde o reboco não se encontra erodido, não se observam fissuras nem deformações na alvenaria. Ao longo do fecho da abóbada da construção encontra-se uma fissura

continua, tal como nas paredes laterais, que apresentam fissuração obliqua (Figura 3.6). Estas fendas indicam uma possível estabilidade incerta da construção (Tetraplano, 2002).

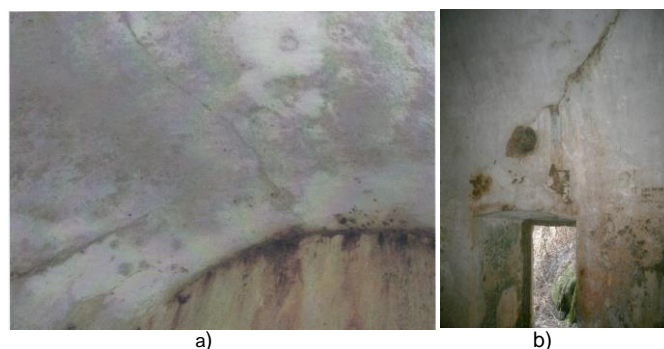


Figura 3.6 – Fissuras observadas no interior da construção que encosta na barragem do Monte Branco: a) fissura no fecho da abóbada do teto e b) fissura interior na parede esquerda da construção (retirado de Tetraplano, 2002).

Documentos referem a existência de perdas de água, com um caudal constante de 0,4 l/s, junto do encontro direito, datadas de 1962 e verificam-se para alturas de água entre 7,75 m e 9,62 m. Nos mesmos documentos concluiu-se que as perdas se dariam pela ligação da barragem à fundação ou por fissuras existentes no maciço de fundação (Auto de vistoria a obra realizado em 26.09.1962, 1962; Tetraplano, 2002). É também referido um repasse junto ao encontro esquerdo, que se dá pelo próprio encontro e só ocorre para níveis da albufeira superiores a 3 a 4 m abaixo do coroamento, (Figura 3.7 a)) e algumas infiltrações presentes no corpo da barragem (Tetraplano, 2002; Vistoria à barragem do Monte Branco - Informação n.o 1412/DSPO - DEP/2002, 2002).

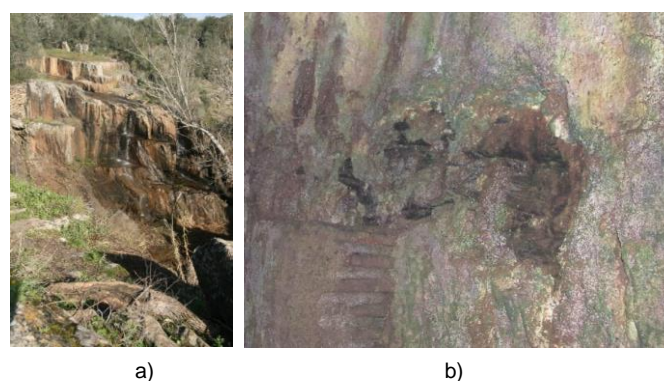


Figura 3.7 – a) Escorrências observadas junto ao encontro esquerdo e b) erosão do reboco e decomposição da argamassa no interior da construção (retirado de Tetraplano, 2002).

Atualmente encontram-se depositados lodos e sedimentos na albufeira, junto ao paramento de jusante, que atingem a cota 300,62 m, tendo, portanto, uma altura de cerca de 6,78 m.

3.2.3 Capacidade de armazenamento

A capacidade de armazenamento de uma albufeira pode ser representada por uma curva que relaciona a cota da superfície da água com o volume armazenado total. A área inundada foi estimada a partir do levantamento batimétrico fornecido e, com recurso às Tabelas Técnicas (Brazão Farinha & Correia dos Reis, 1993), foi calculado o volume inundado total, para cada cota. A geometria da albufeira foi tomada

como troncos de pirâmide, de acordo com a Figura 3.8, onde consta o esquema, assim como a fórmula utilizada no cálculo dos volumes parcelares, entre cotas.

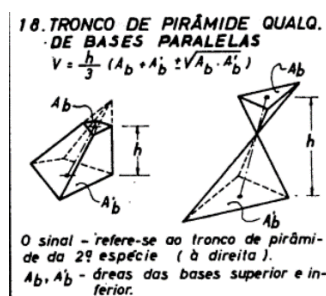


Figura 3.8 – Volume de tronco de pirâmide (retirado de Brazão Farinha & Correia dos Reis, 1993).

Refere-se que, para cotas próximas do coroamento, os dados fornecidos careciam de informação geométrica completa. Assim, o volume armazenado para a cota mínima do coroamento (307,32 m) foi extrapolado. No Quadro 3.1 figura a área e volume inundado para cada cota e no Gráfico 3.1 consta a curva de volumes armazenados estabelecida para a albufeira da barragem do Monte Branco.

Quadro 3.1 – Áreas inundadas e volumes armazenados na albufeira da barragem do Monte Branco.

Cota (m)	Área inundada (m ²)	Volume armazenado (m ³)
301,00	3896	6650
301,50	32519	14595
302,00	58095	36941
302,50	79191	71127
303,00	99624	115733
303,50	117233	169888
304,00	137455	233493
304,50	157275	307120
305,00	176175	390438
305,50	193429	482805
305,80 (NPA)	204109	580431
306,0	211229	681563
306,5	230092	791235
307,0	249863	909517
307,32	262517	1033309

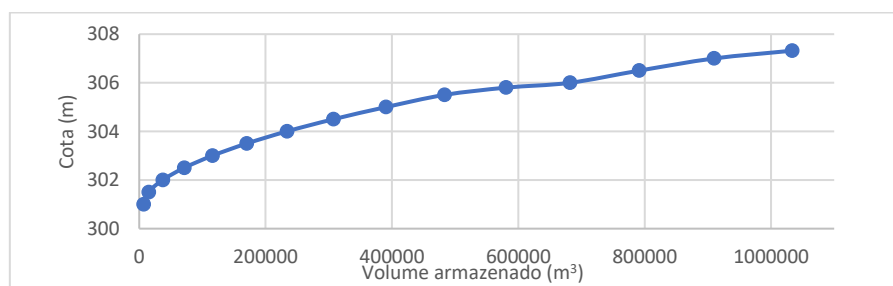


Gráfico 3.1 – Curva de volumes armazenados na albufeira da barragem do Monte Branco.

O volume armazenado na albufeira à cota do NPA é aproximadamente 600000 m³, pelo que se trata de uma barragem abrangida pela versão do RSB em vigor à data deste estudo (Decreto-Lei 344/2007, 2007). Com a publicação da nova versão da regulamentação, já na fase de revisão da presente dissertação, as barragens com altura entre 10 m e 15 m e que tenham capacidade de armazenamento inferior a 1000000 m³, passam a ser abrangidas pela nova versão do Regulamento de Pequenas

Barragens. Deste modo, a barragem do Monte Branco que na versão anterior da legislação era abrangida pelo RSB conjuntamente com as grandes barragens, passa a ser considerada explicitamente uma pequena barragem e é abrangida pela nova versão do Regulamento de Pequenas Barragens, cujas normas de projeto ainda não se encontram publicadas.

O NPA (305,80 m) encontra-se entre curvas de nível cotadas, razão pela qual o volume armazenado correspondente foi interpolado, entre cotas e volumes adjacentes. Por último, como referido no capítulo 2, a ICOLD classifica as barragens em duas categorias: grandes e pequenas barragens. Esta classificação é efetuada de acordo com a sua altura, desenvolvimento, e volume armazenado na sua albufeira. A condição $H^2\sqrt{V} < 200$ exposta nesse capítulo, permite também classificar a barragem do Monte Branco como uma barragem pequena, uma vez que $13,48^2\sqrt{0,60} = 138,44$.

3.3 Caracterização geral da bacia hidrográfica

3.3.1 Localização da bacia hidrográfica no contexto de Portugal Continental

A bacia hidrográfica da barragem em estudo pertence à bacia hidrográfica do Guadiana e integra o concelho de Borba e o distrito de Évora. Para proceder ao traçado da bacia hidrográfica teve-se como base a folha 426 da Carta Militar de Portugal à escala 1:25000. Na Figura 3.9 apresenta-se a delimitação esquemática da bacia sobre a carta militar supramencionada, entre as latitudes 38°49' N e 38°51' N e entre as longitudes 7°25' W e 13°28' W.

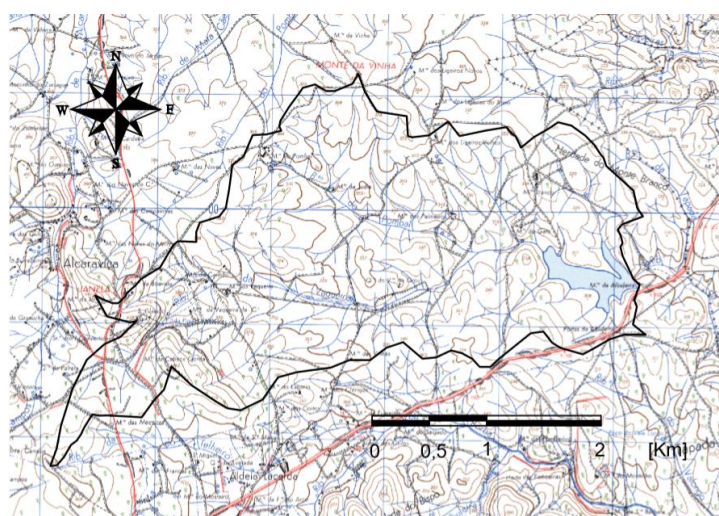


Figura 3.9 – Bacia hidrográfica da barragem do Monte Branco.

3.3.2 Morfologia e relevo

A bacia hidrográfica apresenta a área de aproximadamente 8,7 km² e o perímetro de cerca de 15,3 km. Assim, a esta bacia hidrográfica corresponde um índice de compacidade de Gravelius, Kc^2 , de 1,47 e um índice de alongamento de 4,61, obtendo-se a classificação de bacia alongada.

² Kc toma o valor de 1 para bacias redondas, sendo, portanto, uma medida da irregularidade da bacia.

O ponto mais alto integrante da bacia hidrográfica tem como coordenadas, latitude 38°49' N, longitude 7°28' W e situa-se à cota 454 m. As altitudes mediana e média são, respetivamente, 344,87 m e 350,24 m e a altura média é de 50,24 m, pelo que se pode aferir que o relevo é pouco acentuado, o que se pode observar no Gráfico 3.2 onde se apresenta a curva hipsométrica da bacia hidrográfica da barragem do Monte Branco.

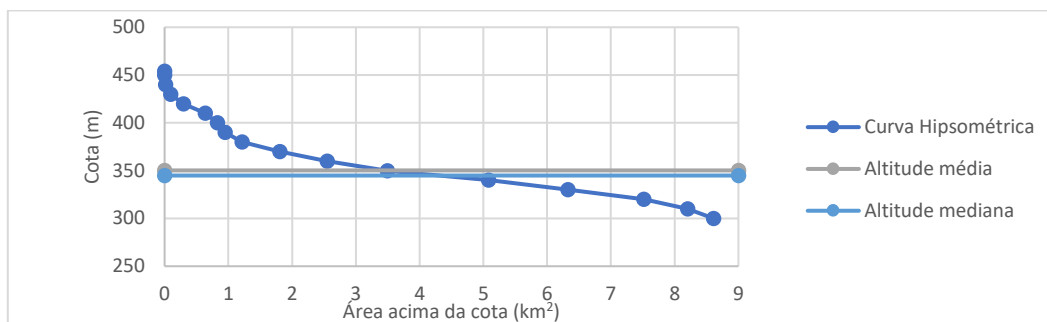


Gráfico 3.2 – Curva hipsométrica da bacia hidrográfica da barragem do Monte Branco.

Ao observar-se o Gráfico 3.2 e o Quadro 3.2 onde se evidencia a percentagem de área da bacia hidrográfica acima de cada curva de nível (espaçadas de 10 em 10 m), isto é, a repartição das altitudes na bacia, é possível aferir que se trata de uma bacia hidrográfica de idade intermédia a jovem, significando que já sofreu alguma erosão.

Quadro 3.2 – Distribuição da área acima de cada cota.

Área acima da cota		
Cota (m)	Valor (Km ²)	Percentagem (%)
454,00	0,00	0,00
450,00	0,00	0,00
440,00	0,02	0,20
430,00	0,09	1,10
420,00	0,29	3,40
410,00	0,63	7,30
400,00	0,83	9,50
390,00	0,95	10,90
380,00	1,22	14,00
370,00	1,81	20,80
360,00	2,55	29,30
350,00	3,49	40,20
340,00	5,08	58,50
330,00	6,33	72,80
320,00	7,51	86,50
310,00	8,20	94,40
300,00	8,69	100,00

3.3.3 Rede hidrográfica

A rede hidrográfica, ou rede de drenagem, é formada pelo curso de água principal e por todos os seus afluentes. Na Figura 3.10 encontra-se a representação esquemática da bacia hidrográfica em estudo com toda a sua rede fluvial e, em destaque, o curso de água principal.

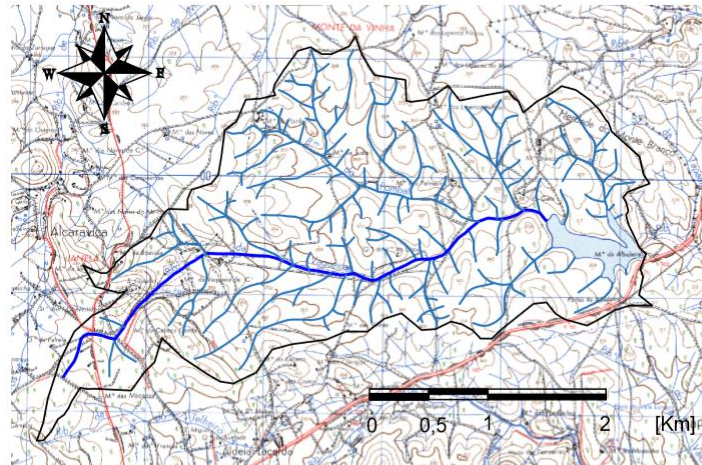


Figura 3.10 – Rede hidrográfica da bacia da barragem do Monte Branco.

A hierarquização da rede hidrográfica obtida de acordo com a classificação de Strahler, para a confluência das linhas de água com a albufeira é de 5ª ordem, perfazendo um total de 122 linhas de água de primeira ordem, o que conduz a uma relação de bifurcação média de 3,32. A identificação do curso de água principal é conseguida com recurso ao Método de Horton.

A Ribeira da Vaqueira constitui o curso de água principal, que percorre a bacia hidrográfica, numa direção predominantemente SW-E, desde a sua nascente à cota de 422 m até à sua confluência na albufeira da barragem do Monte Branco, a partir da qual passa a receber a designação de Ribeira da Tapada. No Gráfico 3.3 representa-se o perfil longitudinal da Ribeira da Vaqueira, assim como a comparação entre os declives médio, equivalente e 10;85, que tomam os valores 2,5 %, 2,1 % e 2,6 %, respetivamente.

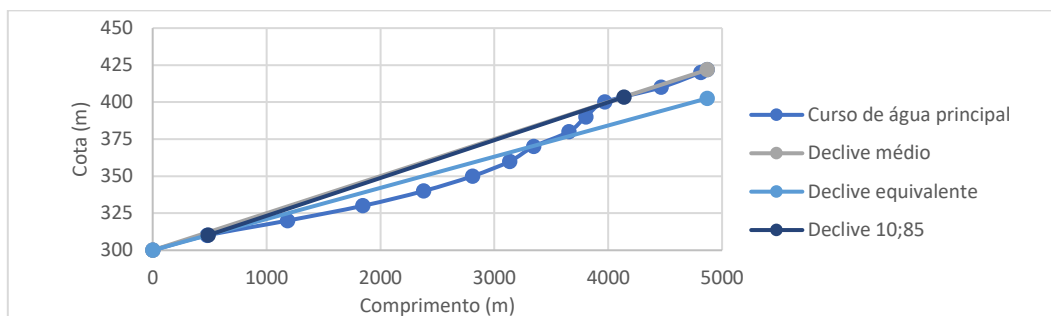


Gráfico 3.3 – Sobreposição dos declives médio, equivalente e 10;85 no perfil longitudinal do curso de água principal (ribeira da Vaqueira).

O comprimento da rede de drenagem da bacia hidrográfica totaliza aproximadamente 51,81 km, dos quais 4,87 km integram o curso de água principal. A densidade de drenagem da rede hidrográfica exprime a relação entre o comprimento total dos cursos de água da rede e a área da bacia hidrográfica, tomando o valor de 6,02 km/km² para este caso concreto, tratando-se de um valor correspondente a uma bacia de baixa permeabilidade e de relevo suave, indicando uma resposta rápida da bacia à precipitação. A baixa permeabilidade da bacia hidrográfica e a rede de drenagem densa são características típicas de sítios em formações xistentas e dos solos resultantes da sua meteorização (Maranha das Neves, Caldeira & Pinheiro, 2015, p. 103).

O percurso médio sobre o terreno desde o limite da bacia até um curso de água toma o valor de 0,08 km e corresponde à distância média que uma gota de água percorre, desde o instante em que cai nos limites da bacia, até atingir um curso de água. Este parâmetro reflete a maior ou menor dificuldade com que a água precipitada atinge a rede hidrográfica, influenciando a formação de cheias. Tendo em conta este valor, assim como o valor da densidade de drenagem, concluiu-se que qualquer escoamento ocorrente na bacia hidrográfica rapidamente atinge um curso de água próximo. Importa relevar que os parâmetros mencionados são sensíveis à escala da cartografia utilizada como base, uma vez que em escalas pequenas não se encontram representados os afluentes de menor dimensão.

3.3.4 Clima

Os dados climatológicos na bacia hidrográfica foram obtidos através da análise das cartas constantes do Atlas do Ambiente, consultado no site do Sistema Nacional de Informação e Ambiente (“SNIAmb,” n.d.). A temperatura média anual varia entre 16°C e 17,5°C e a bacia hidrográfica recebe uma média de 2950 horas de sol anuais e uma radiação solar média variando entre 155 e 160 kcal/cm².

Em termos de médias anuais, tem-se que ocorre precipitação entre 50 e 75 dias, num total de 365 dias. Observando as cartas de precipitação conclui-se que a precipitação média total anual se encontra balizada entre 600 mm e 700 mm. O escoamento anual médio apresenta valores entre 200 mm e 300 mm e a evapotranspiração real apresenta valores entre 450 mm e 500 mm.

3.3.5 Geologia, solos ocorrentes e ocupação do solo

A bacia hidrográfica da barragem do Monte Branco pertence à Zona de Ossa-Morena, uma das unidades em que se divide o Maciço Hespérico, onde predominam terrenos metamórficos de estrutura xistosa (Maranha das Neves et al., 2015, p. 103). O maciço de fundação da barragem é altamente resistente e pertence ao nível estratigráfico dos xistos silúricos. Pela sua observação percebe-se o elevado grau de compacidade, comprovado pela sua baixa alteração, assim como pela fraturação fechada. Estas características conferem uma baixa permeabilidade à fundação da barragem, sendo muito favoráveis à fundação de barragens e estanqueidade da albufeira (Maranha das Neves et al., 2015, p. 103).

As formações litológicas que se integram na bacia hidrográfica são, na sua maioria, constituídas por formações sedimentares e metamórficas, nomeadamente rochas graníticas e granitoides, rochas xistentas variadas (quartzitos, xistos, liditos e grauvaques) e calcários cristalinos (mármore de Estremoz, Vila Viçosa e Bencatel) (Maranha das Neves et al., 2015, p. 100).

Os solos são constituídos por luvisolos férricos, cuja ocupação se dá maioritariamente por solos não agrícolas, do tipo florestal (classes E, limitações severas) e por solos complexos (classe C, D ou E). Estas particularidades foram extrapoladas tendo por base o estudo das cartas Litológicas, de Solos e Capacidade de Uso do Solo, disponibilizadas no *site* do Sistema Nacional de Informação de Ambiente.

3.4 Avaliação do risco potencial

O risco potencial associado a uma barragem tem influência no estabelecimento de vários critérios de projeto, nomeadamente qual o nível de ação sísmica à qual a barragem deve resistir, sem que seja posto em risco o vale a jusante.

Segundo a classificação do RSB (Decreto-Lei 344/2007, 2007), a barragem do Monte Branco pertence à classe II (segunda entre três classes, portanto, risco moderado) uma vez que a sua rotura não representa risco significativo de perdas humanas; porém causará danos a jusante, nomeadamente de carácter ambiental uma vez que a onda de inundação atingirá a Tapada Real de Vila Viçosa.

A ICOLD (ICOLD, 2009) estabelece um procedimento expedito, em função das componentes estruturais e socioeconómicas associadas à barragem. Dentro das componentes estruturais encontram-se a altura e capacidade de armazenamento da barragem e dentro das socioeconómicas encontram-se a exigência de evacuação de pessoas e do dano potencial a jusante, em termos materiais e ambientais. A cada um destes fatores de risco parciais são atribuídos pesos, que se encontram explicitados no Quadro 3.3.

Quadro 3.3 – Contribuição dos fatores de risco parciais (adaptado de ICOLD, 2009).

Fator de risco	Extremo	Alto	Moderado	Baixo
Contribuição para o risco (Pesos)				
Capacidade (hm³)	> 120 (6)	120-1 (4)	1-0,1 (2)	< 0,1 (0)
Altura (m)	> 45 (6)	45-30 (4)	30-12 (2)	< 15 (0)
Exigência de evacuação (nº de pessoas)	> 1000 (12)	1000-100 (8)	100-1 (4)	Nenhuma (0)
Dano potencial a jusante (-)	Alto (12)	Moderado (8)	Baixo (4)	Nulo (0)

O fator de risco total associado à barragem, e consequente classe de risco à qual pertence (Quadro 3.4), é calculado a partir de:

$$\begin{aligned} \text{Fator de risco total} &= \text{Fator de risco (capacidade)} \\ &+ \text{Fator de risco (altura)} \\ &+ \text{Fator de risco (exigência de evacuação)} \\ &+ \text{Fator de risco (dano potencial a jusante)} \end{aligned}$$

Quadro 3.4 – Definição das classes de risco em função do risco associado (adaptado de ICOLD, 2009).

Fator de risco total	Classe de risco (Nível de risco)
0-6	I (Baixo)
7-18	II (Moderado)
19-30	III (Alto)
31-36	IV (Extremo)

Atendendo às características da barragem do Monte Branco tem-se:

$$\text{Fator de risco total} = 2 + 0 + 4 + 8 = 14$$

O fator de risco total da barragem do Monte Branco é 14, o que corresponde a uma classe de risco II – Moderado. Porém, como se trata de uma estrutura existente, antiga e sem documentação disponível relativamente à sua construção e métodos construtivos, esses fatores contribuem para o aumento do seu risco potencial.

3.5 Conclusões

A barragem em estudo trata-se de uma barragem de alvenaria de xisto datada da segunda metade do século XVIII (1749) localizada junto a Borba, no distrito de Évora. O perfil da barragem do Monte Branco é do tipo gravidade, com desenvolvimento poligonal com uma pequena curvatura com centro localizado a jusante. Encostada ao paramento de jusante encontra-se uma pequena construção também em alvenaria onde estariam albergados moinhos de rodízio que, para produção de força motriz, faziam uso da água da albufeira. Esta construção apresenta paredes transversais ao eixo da barragem espessas (totalizando 1,80 m) que acabam por ter funções de contraforte.

A alvenaria do corpo da barragem encontra-se em razoável estado de conservação, porém com algumas erosões localizadas do reboco.

O Quadro 3.5 resume as características apresentadas sobre a bacia hidrográfica da barragem do Monte Branco, assim como sobre a geometria do corpo da barragem.

Quadro 3.5 – Síntese das características da bacia hidrográfica e da barragem do Monte Branco.

Área da bacia hidrográfica (km²)	8,7
Cota mínima do coroamento (m)	307,32
Comprimento do coroamento (m)	77,9
Largura do coroamento (m)	3,05
Cota do NPA (m)	305,8
Volume armazenado à cota do NPA (m³)	580431
Área inundada à cota do NPA (m²)	204109
Classificação segundo ICOLD	Pequena barragem
Classe de risco segundo RSB	Classe II – risco moderado

Para efetuar o estudo da barragem do Monte Branco, e na impossibilidade de determinar *in situ* as características mecânicas, o que seria a situação ideal, foi necessário recorrer a propriedades e resistências mecânicas obtidas de forma experimental para outro tipo de estruturas, nomeadamente construções tradicionais em xisto portuguesas e valores de resistências de outras barragens, de modo a obter uma noção dos limites a considerar para as tensões resistentes da alvenaria.

4. ESTUDO HIDROLÓGICO

4.1 Introdução

As cheias são fenómenos naturais ou artificiais que afetam crescentemente uma grande parte da população mundial, quer pela exposição ao risco resultante do aumento de aglomerados populacionais junto de rios, a jusante de barragens e em zonas costeiras, quer em resultado do incremento da perigosidade decorrente de alterações climáticas. De um ponto de vista hidrológico, as cheias ocorrem quando “a bacia hidrográfica é alimentada por água de um modo intenso e prolongado tal que o caudal que daí advém e que flui à rede hidrográfica excede a capacidade normal de transporte ao longo da rede, transbordando as margens naturais ou artificiais e alagando as zonas contíguas” (Portela, 2005). Uma cheia artificial pode acontecer como consequência da rotura de uma barragem (devido a um deficiente controlo de segurança dos órgãos hidráulicos ou estruturais) e uma cheia natural pode dar-se em consequência de acontecimentos pluviosos excecionais.

Neste capítulo é apresentado o estudo sobre as cheias naturais, causadas por fenómenos de precipitação intensa na bacia hidrográfica da barragem do Monte Branco, em Borba. É também efetuada a avaliação de segurança hidráulica-operacional dos órgãos hidráulicos da barragem.

4.2 Caracterização de cheias

4.2.1 Precipitação. Dados de base.

Tendo por objetivo a análise da precipitação na bacia hidrográfica da barragem do Monte Branco procedeu-se à recolha de registos de precipitação nos postos udométricos com influência na bacia hidrográfica. Estes postos foram identificados e os seus registos consultados recorrendo ao *site* do Sistema Nacional de Informação de Recursos Hídricos (“SNIRH,” n.d.). No Quadro 4.1 identificam-se todas os postos consultados para o estudo em vista.

Quadro 4.1 – Postos udométricos com influência na bacia hidrográfica da barragem do Monte Branco.

Código	Designação	Coordenadas geográficas		Altitude (m)	Bacia hidrográfica principal
		Latitude (°)	Longitude (°)		
20L/01G	Estremoz	38,842	-7,616	333	Tejo
21N/01UG	Juromenha	38,739	-7,242	198	Guadiana
22L/01U	Redondo	38,647	-7,549	300	Guadiana
19N/02U	Santa Eulália	39,003	-7,249	254	Guadiana
20M/01UG	Santo Aleixo (Sorraia)	38,92	-7,415	291	Tejo
21M/01UG	Vila Viçosa	38,785	-7,421	417	Guadiana

Para além da proximidade dos postos à bacia hidrográfica em estudo, foi tida em conta a qualidade dos seus registos, bem como a continuidade temporal e número suficiente de dados registados.

4.2.1.1 Precipitações anuais e mensais na bacia hidrográfica

Na Figura 4.1 encontra-se uma representação esquemática das áreas de influência, para cada posto consultado, obtidas de acordo com o Método de Thiessen.

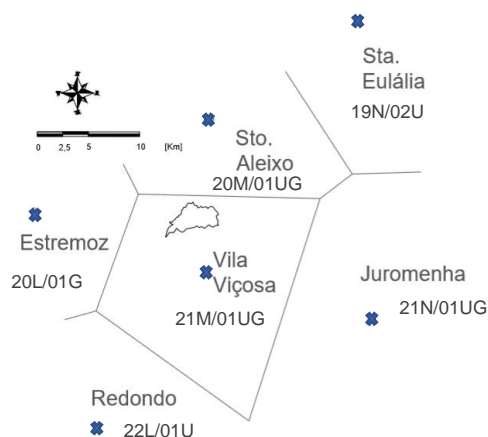


Figura 4.1 – Áreas de influência dos postos considerados.

Da observação da anterior figura retira-se que a totalidade da bacia hidrográfica da barragem do Monte Branco se encontra contida na área de influência do posto de Vila Viçosa, pelo que os registos a utilizar para análise de cheia natural são os pertencentes a este posto. No Quadro 4.2 apresenta-se a correspondente série de precipitações anuais registadas, no período de 76 anos hidrológicos, entre 1930/31 e 2007/08, com exceção dos anos com falha de 2002/03 e 2004/05.

Quadro 4.2 – Registos das precipitações anuais no posto de Vila Viçosa 21M/01UG.

Ano hidrológico	Precipitação anual (mm)	Ano hidrológico	Precipitação anual (mm)	Ano hidrológico	Precipitação anual (mm)	Ano hidrológico	Precipitação anual (mm)
1930/31	511,00	1949/50	766,00	1968/69	727,90	1987/88	586,40
1931/32	653,20	1950/51	665,90	1969/70	601,30	1988/89	905,70
1932/33	559,80	1951/52	332,80	1970/71	620,20	1989/90	689,10
1933/34	537,00	1952/53	679,00	1971/72	652,80	1990/91	492,20
1934/35	1318,70	1953/54	744,40	1972/73	574,70	1991/92	549,50
1935/36	923,30	1954/55	1253,80	1973/74	536,20	1992/93	715,40
1936/37	601,80	1955/56	927,60	1974/75	590,90	1993/94	370,00
1937/38	813,00	1956/57	1052,10	1975/76	861,30	1994/95	1229,80
1938/39	1963,60	1957/58	954,10	1976/77	950,70	1995/96	783,40
1939/40	917,20	1958/59	948,20	1977/78	1006,80	1996/97	1156,70
1940/41	597,20	1959/60	941,40	1978/79	685,30	1997/98	417,10
1941/42	829,20	1960/61	1054,80	1979/80	437,40	1998/99	649,90
1942/43	375,40	1961/62	814,80	1980/81	620,40	1999/2000	1104,70
1943/44	352,30	1962/63	987,20	1981/82	401,20	2000/01	538,00
1944/45	824,70	1963/64	434,90	1982/83	804,20	2001/02	619,70
1945/46	962,80	1964/65	1165,00	1983/84	874,50	2003/04	320,20
1946/47	762,40	1965/66	615,80	1984/85	597,90	2005/06	554,90
1947/48	619,00	1966/67	596,80	1985/86	583,10	2006/07	469,20
1948/49	612,40	1967/68	1463,80	1986/87	814,60	2007/08	313,70
Média (mm)				743,94			
Desvio-padrão (mm)				287,16			
Coeficiente de assimetria				1,34			

A partir da análise estatística das precipitações do Quadro 4.2, obtém-se que a precipitação anual média na bacia hidrográfica da barragem do Monte Branco é igual a cerca de 744 mm, o que, tendo em conta o desvio-padrão observado, vem ao encontro do valor retirado das cartas do Atlas do Ambiente (“SNIAmb,” n.d.), que baliza a precipitação anual na bacia entre 600 mm e 700 mm.

Por forma a determinar os valores das variáveis hidrológicas, nomeadamente da precipitação máxima, para os períodos de retorno de 100, 500 e 1000 anos, é necessário proceder ao tratamento estatístico

de uma amostra das precipitações máximas diárias na bacia hidrográfica em estudo. Para este efeito foram postuladas as leis Normal, Gumbel, log-Normal, Pearson tipo III e log-Pearson tipo III, conforme se apresenta no Anexo B referente à análise em menção. Para estimar a probabilidade de não-excedência foi utilizada a fórmula empírica de Gringorten:

$$F(x) = \frac{(i - 0,44)}{(N + 0,12)} \quad (4.1)$$

onde $F(x)$ representa a probabilidade de não-excedência, i o número de ordem de cada valor da amostra após a ordenação da mesma por ordem crescente e N a dimensão da amostra. A amostra de precipitações máximas diárias anuais, assim como a sua probabilidade empírica de não-excedência, encontra-se no Quadro 4.3.

Quadro 4.3 – Amostra das precipitações máximas diárias anuais retiradas do posto de Vila Viçosa (21M/01UG), ordenadas por ordem crescente e respetiva probabilidade empírica de não-excedência.

i	Pdma (mm)	$F(x)$	i	Pdma (mm)	$F(x)$	i	Pdma (mm)	$F(x)$	i	Pdma (mm)	$F(x)$
1	26,4	0,0075	20	36,4	0,2604	39	47,8	0,5133	58	56,5	0,7662
2	27,8	0,0208	21	37,4	0,2737	40	47,9	0,5266	59	57,1	0,7796
3	28,2	0,0341	22	37,5	0,2870	41	48,6	0,5399	60	57,1	0,7929
4	28,2	0,0474	23	37,9	0,3003	42	49,3	0,5532	61	57,2	0,8062
5	29,0	0,0607	24	38,4	0,3136	43	50,2	0,5666	62	60,2	0,8195
6	30,2	0,0740	25	38,4	0,3269	44	50,4	0,5799	63	60,5	0,8328
7	31,1	0,0873	26	39,4	0,3403	45	50,6	0,5932	64	60,8	0,8461
8	32,4	0,1006	27	40,0	0,3536	46	52,0	0,6065	65	63,2	0,8594
9	33,2	0,1140	28	40,0	0,3669	47	52,0	0,6198	66	66,2	0,8727
10	33,5	0,1273	29	40,6	0,3802	48	52,0	0,6331	67	66,2	0,8860
11	33,6	0,1406	30	41,1	0,3935	49	52,3	0,6464	68	69,2	0,8994
12	34,1	0,1539	31	41,3	0,4068	50	53,2	0,6597	69	70,2	0,9127
13	35,2	0,1672	32	41,8	0,4201	51	53,3	0,6731	70	71,9	0,9260
14	35,6	0,1805	33	41,9	0,4334	52	53,8	0,6864	71	72,0	0,9393
15	35,8	0,1938	34	42,2	0,4468	53	54,8	0,6997	72	75,0	0,9526
16	36	0,2071	35	42,4	0,4601	54	55,0	0,7130	73	75,2	0,9659
17	36,2	0,2204	36	43,0	0,4734	55	56,2	0,7263	74	86,4	0,9792
18	36,2	0,2338	37	44,9	0,4867	56	56,2	0,7396	75	105,0	0,9925
19	36,4	0,2471	38	46,2	0,5000	57	56,5	0,7529			
Média (mm)							48,16				
Desvio-padrão (mm)							14,86				
Coeficiente de simetria							1,10				

Lencastre & Franco, 1984, apontam que para extrapolar valores hidrológicos cujos períodos de retorno sejam superiores à duração do período em que foi obtida a amostra, deve ser selecionada a função de distribuição que apresente melhor ajuste à série de dados da amostra.

Com a finalidade de analisar o grau do ajuste de cada lei postulada recorreu-se à representação gráfica sobre papel de probabilidade da lei Normal, em que a cada valor da amostra é associado o valor correspondente da normal reduzida, Z , no eixo das abcissas. O Gráfico 4.1 expõe tal representação gráfica.

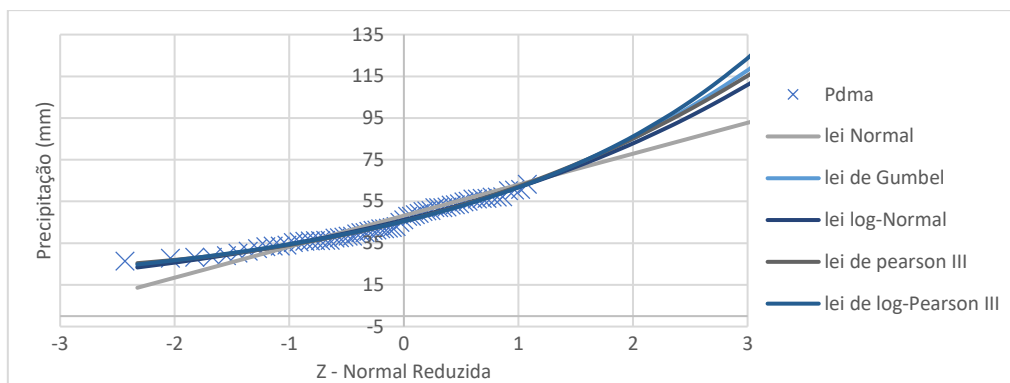


Gráfico 4.1 – Precipitações diárias máximas anuais no posto de Vila Viçosa. Probabilidades de não-excedência empírica e ajuste de leis teóricas.

Além da apreciação visual da qualidade do ajustamento das anteriores leis podem ainda ser aplicados testes estatísticos de ajustamento, como o do Qui-Quadrado, χ^2 , de modo a garantir que os dados da amostra são compatíveis com os modelos decorrentes das leis previamente postuladas.

Naghetini & Portela, 2011, referem que testes estatísticos, como o Qui-Quadrado, perdem rigor no que respeita à determinação da qualidade da aderência das caudas superiores das distribuições de valores máximos, onde geralmente a amostra carece de dados. Os autores aludem ainda ao facto de que os testes de ajustamento não beneficiam na comparação e posterior escolha da lei que apresente melhor ajustamento, de um conjunto funções de distribuição, quando aplicadas à amostra em estudo.

Tendo em atenção os anteriores aspetos, a seleção da lei teórica que apresenta uma maior capacidade de caracterização de fenómenos de precipitações intensas atendeu essencialmente à apreciação visual do Gráfico 4.1, complementada pelos resultados de Pereira, 1995, pp. 131–133, pelo que se optou por aplicar a lei de Gumbel.

No Quadro 4.4 apresentam-se as estimativas da precipitação máxima diária, para os períodos de retorno adotados para o estudo, tendo em conta os valores registados no posto udométrico de Vila Viçosa (21M/01UG).

Quadro 4.4 – Estimativas da precipitação máxima diária para diferentes períodos de retorno.

Período de retorno, T_r	Probabilidade de não-excedência, $F(x)$	Precipitação máxima anual, P_{dma} (mm)
100 anos	0,990	94,8
500 anos	0,998	113,4
1000 anos	0,999	121,5

4.2.2 Estimativa de caudais de ponta de cheia de acordo com os resultados estatísticos da amostra da precipitação diária máxima anual

4.2.2.1 Tempo de concentração

O tempo de concentração, que é um parâmetro de relevância na análise de cheias, define-se como “o tempo que uma gota de água da precipitação que cai no ponto da bacia hidrográfica cinematicamente mais afastado da secção de jusante leva a atingir esta secção” (Quintela, 1996, p. 10.4). Este tempo foi estimado a partir das fórmulas de Giandotti (4.2), Temez (4.3), Kirpich (4.4) e

NERC (NERC, 1975) (4.5), a seguir indicadas. Os parâmetros comuns que figuram nas diferentes fórmulas têm os mesmos significados e unidades, pelo que apenas serão explicitadas uma vez.

$$t_c = \frac{4\sqrt{A} + 1,5L_c}{0,8\sqrt{h_m}} \quad (4.2)$$

$$t_c = 0,3 \left(\frac{L_c}{d_m^{0,25}} \right)^{0,76} \quad (4.3)$$

$$t_c = 0,95 \frac{L_c^{1,155}}{H_t^{0,385}} \quad (4.4)$$

$$t_c = 2,8 \left(\frac{L_c}{d_{10;85}} \right)^{0,47} \quad (4.5)$$

em que: t_c é o tempo de concentração (h), A e a área da bacia hidrográfica (km^2), L_c é o desenvolvimento do curso de água principal (km), h_m é a altura média da bacia hidrográfica (m), d_m é o declive médio do curso de água principal, H_t é a diferença de cotas do talvegue do curso de água principal (m) e $d_{10;85}$ é o declive do curso de água principal entre 10 % e 85 % do seu desenvolvimento.

Recorda-se que alguns dos parâmetros mencionados foram anteriormente determinados no capítulo 3. Porém, para mais fácil perceção, encontram-se explicitamente indicados no Quadro 4.5, acompanhados dos tempos de concentração calculados com base nas fórmulas anteriormente apresentadas.

Quadro 4.5 – Cálculo do tempo de concentração da bacia hidrográfica da barragem do Monte Branco.

Área da bacia hidrográfica, A (km^2)	8,70	
Desenvolvimento do curso de água principal, L_c (km)	4,87	
Altura média da bacia hidrográfica, h_m (m)	49,84	
Diferença de cotas do curso principal, H_t (m)	121,84	
Declive médio do curso principal, d_m (-)	0,03	
Declive do curso principal entre 10% e 85% do seu desenvolvimento, $d_{10;85}$ (m/km)	25,54	
Tempo de concentração, t_c	Fórmula de Giandotti (h)	3,40
	Fórmula de Temez (h)	2,00
	Fórmula de Kirpich (h)	0,90
	Fórmula de NERC (h)	2,80
	Adotado (h)	2,30

Apesar de se constatar que o tempo de concentração resultante da fórmula de Kirpich é bastante inferior aos que resultam da aplicação das restantes fórmulas, foi adotada a média dos tempos de concentração resultantes de todas as fórmulas de modo a prosseguir do lado da segurança. Com efeito, para o mesmo regime da precipitação intensa, quanto menor for o tempo de concentração maior é a intensidade da precipitação de projeto e, logo, maior é o caudal de ponta de cheia. Deste modo, o tempo de concentração adotado apresenta o valor de aproximadamente 2,3 h.

4.2.2.2 Precipitações de projeto

Por precipitação de projeto entende-se a precipitação máxima com duração igual ao tempo de concentração da bacia hidrográfica para um dado período de retorno. No âmbito de análise de cheias, a precipitação a considerar deve igualar o tempo de concentração da bacia hidrográfica de modo a

garantir a máxima intensidade compatível com a contribuição de toda a área da bacia hidrográfica para o escoamento na sua secção terminal, o que, por conseguinte, se traduz num mais elevado caudal de ponta de cheia. Assim, a estimação das precipitações de projeto é efetuada a partir das estimativas das precipitações máximas diárias, com os períodos de retorno previamente selecionados e duração igual ao tempo de concentração da bacia hidrográfica.

Devido à carência de registos de precipitações com curtas durações, Portela, 2006, estabeleceu um conjunto de procedimentos a seguir de modo a estimar precipitações intensas em bacias hidrográficas de Portugal Continental, a partir de registos de precipitações diárias máximas anuais. Dada a grande disponibilidade de registos destas precipitações, em número de postos, coerência temporal e dimensão das amostras, é possível estimar precipitações intensas com durações inferiores ao dia. Estes procedimentos assentam nas curvas IDF, intensidade-duração-frequência, apresentadas por Pereira et al., 2001, de seguida explicitadas.

$$i = at^b \quad (4.6)$$

onde o parâmetro i (mm/h) representa a intensidade média da precipitação, para um dado período de retorno e com duração t (min), a e b são função do período de retorno, da duração da precipitação e determinados para cada posto udográfico, apresentados em Pereira et al., 2001.

A localização dos postos udográficos utilizados pelos autores está esquematizada na Figura 4.2.

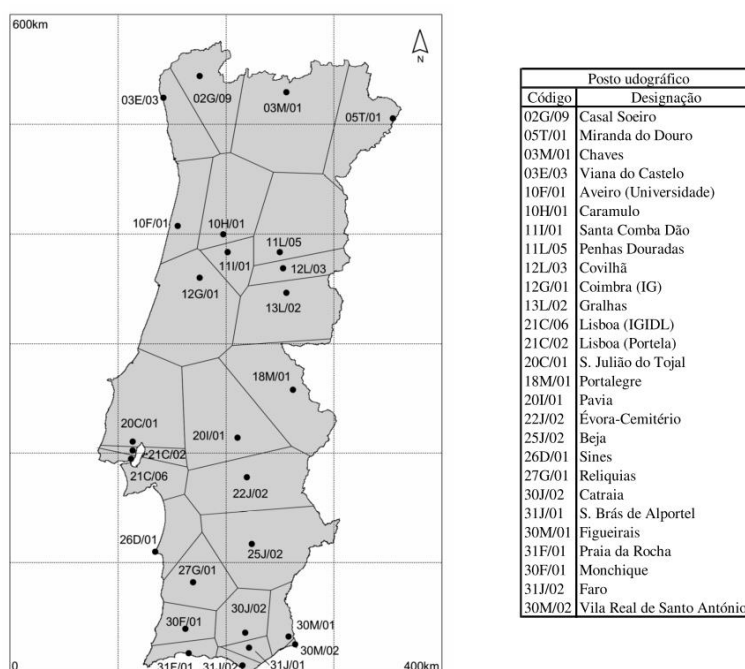


Figura 4.2 – Postos udográficos em Portugal Continental (retirado de Portela, 2006).

A bacia hidrográfica da barragem do Monte Branco encontra-se sob a área de influência do posto udográfico Portalegre (18M/01).

Portela, 2006, expõe que o coeficiente entre duas precipitações, para cada posto, P_t/P_{24} , em que no numerador figura uma precipitação com duração t (h) e no denominador com duração de 24 h se pode considerar constante e independente do período de retorno e igual ao quociente $P_{BHt}^{Tr}/P_{BH24}^{Tr}$, desde que

se fixe o período de retorno, Tr . A precipitação $P_{BH_{24}}^{Tr}$ é a precipitação máxima anual previamente estimada. O “coeficiente de repartição” é obtido através de:

$$\frac{P_t}{P_{24}} = \frac{a_t 60^{b_t} t^{(1+b_t)}}{a_{24} 60^{b_{24}} 24^{(1+b_{24})}} \quad (4.7)$$

em que, para o posto udográfico de Portalegre e para um dado período de retorno, a_t e b_t representam o coeficiente e o expoente da curva IDF relativos ao intervalo de aplicação de t (h), e a_{24} e b_{24} representam o equivalente, mas para 24 h.

No Quadro 4.6 apresentam-se os valores dos coeficientes e expoentes da curva IDF relativa ao posto de Portalegre, para os períodos de retorno em estudo.

Quadro 4.6 – Parâmetros a e b da curva IDF relativa ao posto de Portalegre.

IDF 18M01 Portalegre						
Tempo	$Tr=100$ anos		$Tr=500$ anos		$Tr=1000$ anos	
	a	b	a	b	a	b
30 min-6 h	884,39	-0,739	1156,70	-0,756	1275,50	-0,761
6-48 h	392,58	-0,603	448,78	-0,597	473,11	-0,596

Para o presente caso t toma a duração igual ao tempo de concentração, t_c .

As precipitações de projeto, $P_{BH_{t_c}}^{Tr}$, são obtidas multiplicando o “coeficiente de repartição” por $P_{BH_{24}}^{Tr}$, sendo apresentadas no Quadro 4.7.

Quadro 4.7 – Precipitações intensas de projeto para diferentes períodos de retorno.

Tempo		$Tr=100$ anos	$Tr=500$ anos	$Tr=1000$ anos
(min)	(h)	P (mm)	P (mm)	P (mm)
138	$t_c = 2,3$	43,0	51,9	56,3

4.2.2.3 Aplicação da fórmula racional

A estimativa de caudais de ponta de cheia é muito frequentemente efetuada por aplicação da fórmula racional, que tem validade para precipitações com intensidade uniforme e duração igual ao tempo de concentração e que toma a forma:

$$Q_p = CiA \quad (4.8)$$

onde Q_p (m^3/s) é o caudal de ponta de cheia para um dado período de retorno Tr anos, i (m/s) é a intensidade média da precipitação total com duração igual ao tempo de concentração da bacia hidrográfica, para o mesmo período de retorno, A (m^2) é a área da bacia hidrográfica e C é um coeficiente adimensional que contabiliza essencialmente as perdas de precipitação e o armazenamento de água no solo, dependendo por isso do tipo e uso do solo, assim como do período de retorno.

Tem-se como critério de fiabilidade dos resultados fornecidos pela aplicação da forma racional a sua aplicação a bacias hidrográficas a que correspondam tempos de concentração reduzidos, ou seja de poucas horas (Portela & da Hora, 2002). Ponce, 1989, p. 14, refere que precipitações intensas de pequena duração (algumas horas) podem ser expressas pelo valor médio da sua intensidade, sem que ocorra significativa perda de rigor. Por conseguinte, os caudais de ponta de cheia obtidos a partir da

fórmula racional, quando aplicada a bacias hidrográficas com a particularidade previamente mencionada, são fiáveis, podendo ser utilizados na análise de cheias.

Quintela, 1984, pp. 686–687, propõe o valor de 0,8 para o coeficiente C que considera conduzir a valores de caudais de ponta de cheia verosímeis para bacias hidrográficas pequenas a médias (até cerca de 500 km² de área).

Os caudais de ponta de cheia obtidos, assim como os correspondentes caudais específicos de ponta de cheia são apresentados no Quadro 4.8. Estes últimos caudais estão conformes com os esperados em Portugal Continental para bacias hidrográficas com área inferior a 10 km².

Quadro 4.8 – Caudais de ponta de cheia e caudais específicos de ponta de cheia na secção da barragem do Monte Branco para os diferentes períodos de retorno.

	$Tr=100$ anos	$Tr=500$ anos	$Tr=1000$ anos
Caudal ponta de cheia Q_p (m ³ /s)	36,17	43,62	47,33
Caudal específico de ponta de cheia q_p (m ³ /s/km ²)	4,16	5,02	5,44

4.2.2.4 Hidrograma de cheia afluente

Uma forma alternativa para a determinação de caudais de ponta de cheia é através do estabelecimento de hidrogramas de cheia afluente, a partir de hietogramas de cheia. Estes hidrogramas de cheia representam cronologicamente os caudais instantâneos afluentes à secção do curso de água em estudo, em consequência daqueles hietogramas. A consideração de hietogramas não uniformes, ou seja, de hietogramas com intensidade da precipitação variável ao longo do tempo, assegura que são obtidas as mais elevadas estimativas do caudal de ponta de cheia (Q_p) para as precipitações de projeto em causa.

Para o efeito, após a determinação das precipitações de projeto, foram-lhes atribuídos dois hietogramas de projeto, para cada período de retorno, incluindo, para efeitos de comparação, hietogramas com intensidade constante:

- Duração $D=t_c=2,3$ horas, com precipitação uniforme;
- Duração $D=t_c=2,3$ horas, com precipitação variável.

Os hietogramas caracterizam a variação temporal da precipitação podendo ser apresentados sob a forma gráfica ou meramente através de quadros. Para a sua construção é necessário ter presente as precipitações intensas de projeto sistematizadas no Quadro 4.7.

No caso dos hietogramas uniformes, eles são constituídos por um valor constante ao longo do tempo referente à precipitação de projeto.

No que concerne aos hietogramas variáveis, de acordo com as indicações de Portela, 2005, consideraram-se hietogramas de três blocos alternados, na medida do possível, com igual duração. Deste modo e tendo em conta o valor do tempo de concentração de 138 min, as durações do primeiro e do segundo bloco foram fixadas em 48 min e a do terceiro bloco em 42 min. Recorrendo às curvas IDF relativas ao posto de Portalegre e ao procedimento antes descrito de partição dessas precipitações para subintervalos por recurso a coeficientes de repartição, obtiveram-se os hietogramas apresentados no Quadro 4.9.

Quadro 4.9 – Hietogramas de projeto para os diferentes períodos de retorno considerados.

Duração	Tr=100 anos						
	Intensidade i	Precipitação P	ΔP	Hietograma variável		Hietograma uniforme	
(min)	(mm/h)	(mm)	(mm)	Precipitação total por bloco (mm)	Precipitação efetiva por bloco (mm)	Precipitação total por bloco (mm)	Precipitação efetiva por bloco (mm)
48	50,61	40,49	40,49	8,03	6,42	17,78	14,22
96	30,32	48,51	8,03	40,49	32,39	17,78	14,22
138	23,19	53,33	4,82	4,82	3,86	17,78	14,22
Total	--	--	--	53,33	42,67	53,33	42,67
	Tr=500 anos						
	61,97	49,58	49,58	9,14	7,31	21,38	17,11
	36,7	58,71	9,14	49,58	39,66	21,38	17,11
	27,89	64,15	5,44	5,44	4,35	21,38	17,11
Total	--	--	--	64,15	51,32	64,15	51,32
	Tr=1000 anos						
	67,03	53,62	53,62	9,66	7,73	23,01	18,4
	39,55	63,28	9,66	53,62	42,9	23,01	18,4
	30,01	69,02	5,73	5,73	4,59	23,01	18,4
Total	--	--	--	69,02	55,21	69,02	55,21

Estudos indicam que a aplicação de modelos de hidrogramas para a análise de cheias decorrentes de fenómenos de precipitação com duração igual ao tempo de concentração, construídos a partir de hietogramas variáveis, em vez de uniformes, conduzem a valores de caudais de ponta de cheia mais elevados (Portela, Marques & Carvalho, 2000), como antes mencionado.

De modo a tornar comparáveis os caudais de ponta de cheia decorrentes da fórmula racional e associados a hietogramas, introduziram-se nestes últimos perdas de precipitação equivalentes às consideradas na aplicação daquela fórmula para o que bastou multiplicar a precipitação de cada bloco por um coeficiente igual a C , ou seja, por 0,80, conforme se indica no Quadro 4.9. Os hietogramas de projeto obtidos encontram-se representados no Gráfico 4.2.

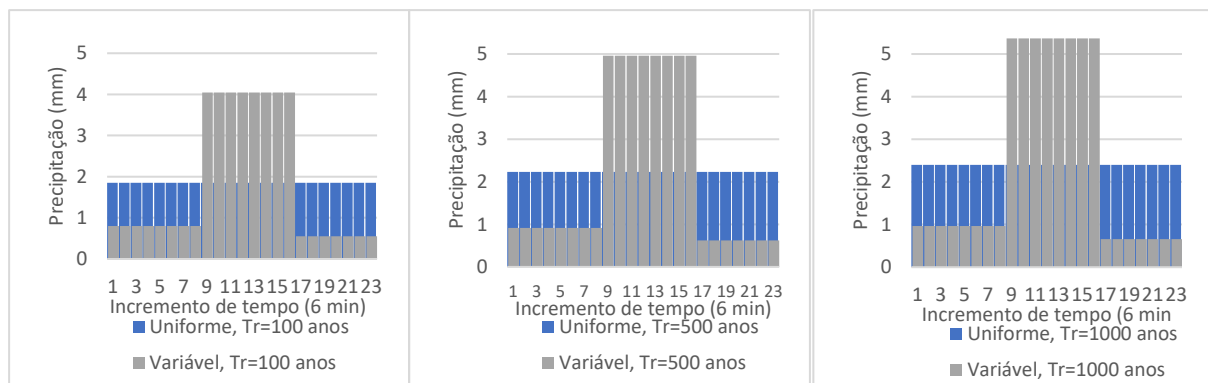


Gráfico 4.2 – Hietogramas de projeto para duração da precipitação igual a t_c e diferentes períodos de retorno.

Em seguida, recorrendo ao software de modelação hidrológica *HEC-HMS*, do *US Army Corps of Engineers* (USACE, n.d.), foram obtidos os hidrogramas de cheia afluente para os períodos de retorno considerados, isto é, de 100, 500 e 1000 anos. Para o efeito, aplicou-se o modelo do hidrograma unitário do *Soil Conservation Service*, SCS, o qual requer a especificação do tempo de *lag*, ou de atraso. Atendendo às indicações do SCS, tal tempo foi considerado igual a 60 % do tempo de concentração (1,38 horas, ou seja, sensivelmente 1 h 22 min) (Portela, 2005). Os hidrogramas obtidos para precipitações de projeto uniformes e variáveis são apresentados no Gráfico 4.3.

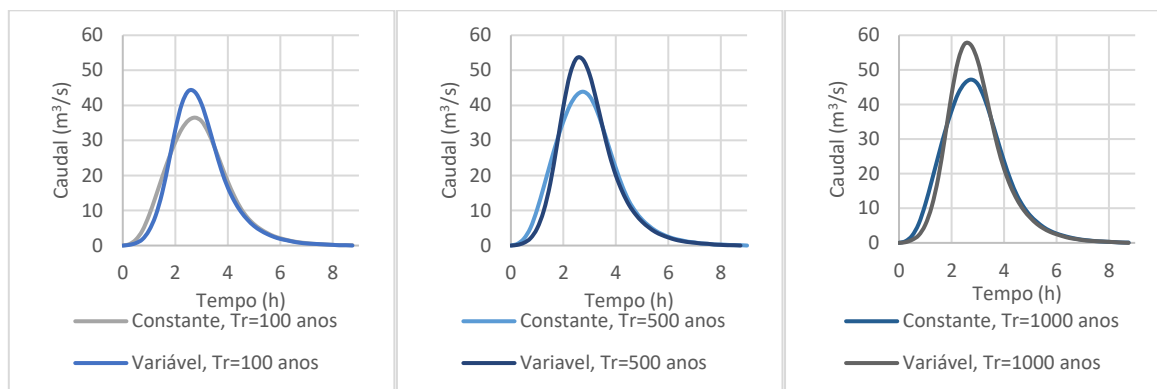


Gráfico 4.3 – Hidrogramas de cheia afluyente na secção da barragem do Monte Branco para precipitações de projeto uniformes e variáveis e para diferentes períodos de retorno.

Observando as figuras tem-se que, como era esperado, os maiores caudais de ponta de cheia estão associados aos hidrogramas provenientes de hietogramas variáveis.

4.2.2.5 Resumo das estimativas dos caudais de ponta de cheia

Uma vez que a fórmula racional apenas fornece caudais de ponta de cheia a partir das intensidades médias da precipitação, a obtenção do hidrograma de cheia afluyente tem como vantagens permitir conhecer, não só o volume da cheia afluyente à albufeira, mas também a distribuição temporal dos caudais que constituem o hidrograma. Com base em tal hidrograma é possível estabelecer o correspondente hidrograma de cheia efluyente através do(s) descarregador(es) de superfície da barragem, uma vez que se conheça(m) a(s) respetiva(s) lei(s) de vazão. A partir do hidrograma de cheia efluyente é possível conhecer o volume da respetiva onda de cheia, sendo possível o estudo do amortecimento de cheias na albufeira. Quanto ao campo de aplicação, a fórmula racional é passível de ser aplicada apenas a pequenas bacias e a precipitações uniformes com duração igual ao tempo de concentração, enquanto que a aplicação do hietograma de cheia em combinação com um hidrograma unitário não tem restrição. Ainda, para durações de precipitações significativas, e consequentes tempos de concentração, são esperadas perdas de rigor para as estimativas fornecidas pela fórmula racional. É de notar que, para o presente estudo, ambos os métodos utilizados para estimar os caudais de ponta de cheia consideram apenas precipitações úteis ou efetivas, isto é, aquelas já deduzidas das perdas por interceção, retenção superficial, evapotranspiração e, muito especialmente, infiltração.

No Quadro 4.10 encontram-se sintetizadas as estimativas para o caudal de ponta de cheia na secção da barragem do Monte Branco, obtidas através dos diferentes modelos descritos nos pontos anteriores.

Quadro 4.10 – Síntese das estimativas, pelos diferentes modelos aplicados, dos caudais de ponta de cheia na secção da barragem do Monte Branco para diferentes períodos de retorno.

Caudal ponta de cheia Q_p (m ³ /s)				
Período de retorno, T_r (anos)	100	500	1000	
Fórmula Racional	36,17	43,62	47,33	
HEC-HMS	Constante	36,5	43,9	47,2
	Variável	44,1	53,4	57,5

Observando o Quadro 4.10 é evidente que os resultados fornecidos pelos diferentes modelos são significativamente próximos, sendo da mesma ordem de grandeza, o que fornece consistência ao estudo efetuado. Ressalta a proximidade entre as estimativas da fórmula racional e as decorrentes do hidrograma unitário sintético do SCS para hietogramas uniformes, o que confere consistência àquela fórmula, uma vez que se considerem precipitações de projeto com intensidade uniformes.

O quadro anterior evidencia, ainda, que a associação de um hietograma com intensidade de precipitação não uniforme conduz a uma estimativa de um caudal de ponta de cheia superior, do que um hietograma com intensidade de precipitação uniforme, o que está de acordo com o esperado.

Posto isto, adotaram-se como caudais máximos de ponta de cheia expetáveis na secção da barragem do Monte Branco os estimados com base no hietograma de blocos variáveis alternados através do modelo do hidrograma unitário do SCS, ou seja, 44,10 m³/s, 53,40 m³/s e 57,50 m³/s, para os períodos de retorno de 100, 500 e 1000 anos, respetivamente.

4.3 Segurança hidráulica-operacional

4.3.1 Leis de vazão dos órgãos hidráulicos

Conforme referido no capítulo 3 referente às características da obra em estudo, esta está munida de órgãos de tomada de água, constituídos por dois orifícios (apenas um de existência confirmada) que promoviam o lançamento de água para jusante e dois descarregadores de cheias de superfície, localizados nos encontros com as margens.

4.3.1.1 Descarga de fundo

Uma vez que a tomada de água se encontra a uma cota próxima da cota de implantação da construção a jusante da barragem, pressupõe-se que a mesma teria tido também a função de descarga de fundo (Tetraplano, 2002). Relativamente aos dois eventuais orifícios constituintes da tomada de água da barragem, só foi possível a confirmação de que um deles apresentaria 0,10 m de diâmetro (Tetraplano, 2002). Deste modo, pressupôs-se um conjunto de geometrias, na hipótese de um ou de dois orifícios funcionais, para as quais foram estabelecidas as leis de vazão, tendo em vista concluir sobre as condições em que hipoteticamente seria possível proceder ao esvaziamento da albufeira. O Quadro 4.11 indica as geometrias pressupostas para a tomada de água/descarga de fundo, assim como as respetivas áreas de orifício.

Quadro 4.11 – Geometrias hipotéticas para a tomada de água e respetivas áreas.

Diâmetro da tomada de água (m)	Identificação da hipótese	A (m ²)
0,10	φ100	0,0079
0,10+0,10	2φ100	0,0157
0,15	φ150	0,0177
0,10+0,15	φ100+ φ150	0,0353

A lei de vazão aplicável nas anteriores condições pode ser obtida pela expressão:

$$Q_v = C_c A \sqrt{2gH} \quad (4.9)$$

onde C_c representa o coeficiente de contração, A área do orifício, g a aceleração da gravidade e H a carga de água sobre o centro geométrico do orifício. O coeficiente de contração toma o valor de 0,8 para paredes espessas (Quintela, 1981, pp. 311–313). Como não são fornecidos dados acerca da cota da superfície da água a jusante e, sendo a cota da linha de água, imediatamente a jusante da construção, significativamente inferior à cota da tomada de água, considera-se que se estaria perante um orifício em parede espessa.

O Gráfico 4.4 representa o caudal descarregado, para cada geometria hipotética, em função da cota da superfície livre da água na albufeira.

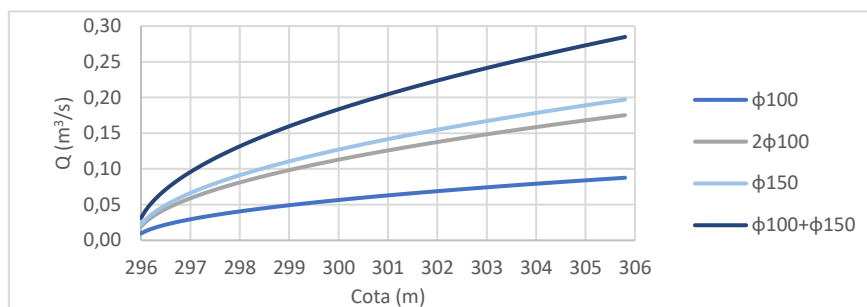


Gráfico 4.4 – Curva de vazão para diferentes geometrias hipotéticas da tomada de água.

Como era exetável, à medida que a área da tomada de água aumenta, assim aumenta o caudal descarregado, proporcionalmente a essa área.

De modo a perceber se as presumíveis geometrias da tomada de água asseguram um esvaziamento adequado da albufeira, foi calculado o tempo de esvaziamento para diferentes cotas da água na albufeira, por a tais cotas corresponderem volumes a esvaziar distintos. Os resultados obtidos são apresentados no Gráfico 4.5.

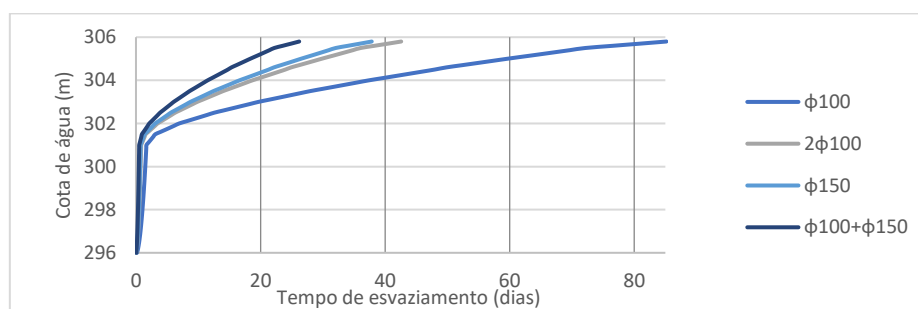


Gráfico 4.5 – Curva do tempo de esvaziamento da albufeira para cada geometria hipotética da tomada de água.

O gráfico anterior evidencia as diferenças entre tempos de esvaziamento da albufeira para as diferentes geometrias de tomada de água. Tal é aparente para cotas de água perto do nível de pleno armazenamento, NPA, localizado à cota 305,80, conforme explicitado no capítulo 3, sendo que a diferença entre caudais lançados para jusante se esbate à medida que a cota da água na albufeira diminui, refletindo-se assim em tempos de esvaziamento semelhantes.

O Quadro 4.12 resume os resultados obtidos, arredondados por excesso para o número inteiro mais próximo, para o tempo de esvaziamento para o NPA.

Quadro 4.12 – Tempo de esvaziamento para cada geometria hipotética da tomada de água, para o NPA=305,0:

Diâmetro da tomada de água (m)	Tempo de esvaziamento (dias)
0,10	86
0,10+0,10	43
0,15	38
0,10+0,15	27

Constata-se que, confirmando-se que apenas existe um orifício com 0,10 m de diâmetro, são necessários quase três meses para o esvaziamento total da albufeira da barragem do Monte Branco, se a mesma se encontrar à cota do NPA=305,80. Apesar de não haver imposições acerca do tempo de esvaziamento de uma albufeira, se houver necessidade de encurtar o tempo de esvaziamento recomenda-se o uso de baterias de sifões colocadas sobre o coroamento da barragem, com características a especificar.

4.3.1.2 Descarregadores de cheia

Os descarregadores de cheia de superfície são órgãos hidráulicos que visam assegurar a descarga da cheia de projeto, sem recorrer ao auxílio de outros órgãos.

Como foi enunciado no capítulo 3, os descarregadores de cheia da barragem são diretamente escavados nas formações rochosas que constituem os encontros da barragem, o que resulta em geometrias irregulares.

Tendo por base a geometria observada, tanto no local como inferida do levantamento topográfico fornecido, conclui-se que o descarregador da margem esquerda apresenta soleira espessa. Quanto à margem direita não é possível concluir sobre o comportamento hidráulico do descarregador, isto é, se apresenta soleira espessa ou em crista, pelo que serão apresentados os caudais descarregados para cada uma das hipóteses.

Assim, para um descarregador de cheias sem comportas, ou seja, com descarga livre não controlada, o caudal descarregado considerando uma soleira espessa é dado pela expressão (4.10) e considerando uma soleira munida de crista pela expressão (4.11).

$$Q_e = \left(\frac{2}{3}\right)^{3/2} b\sqrt{gh}^{3/2} \quad (4.10)$$

$$Q_e = bC\sqrt{2gh}^{3/2} \quad (4.11)$$

onde b representa a largura do descarregador, g a aceleração da gravidade e h a carga sobre a soleira. Na expressão (4.11) figura ainda C que representa o coeficiente de vazão, que foi considerado constante e igual a 0,48 (Quintela, 1981, pp. 324–327).

De modo a contornar a dificuldade que a irregularidade da geometria dos descarregadores impõe ao cálculo dos caudais descarregados, recorreu-se ao levantamento topográfico fornecido em *AutoCAD*, e calculou-se a área de descarga, A , para cada cota da água referenciada pela maior altura da água sobre a crista da soleira descarregadora, h . Com base nesta altura calculou-se uma largura equivalente, b_{eq} , tal que multiplicada por h conduz à área A . Desta forma foi conseguida uma geometria equivalente retangular, sendo possível o estabelecimento de uma curva de vazão para os descarregadores. A Figura 4.3 ilustra, de uma forma esquemática, a definição da geometria equivalente.

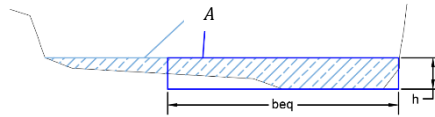


Figura 4.3 – Descarregador da margem direita da barragem do Monte Branco. Esquema da definição da largura equivalente, b_{eq} , para a altura de água h .

No Gráfico 4.6 apresentam-se as curvas de vazão assim obtidas para o descarregador da margem direita, para as duas hipóteses admitidas de soleira espessa e em crista.

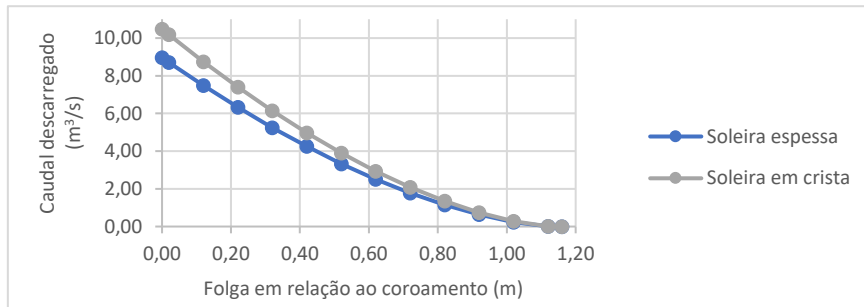


Gráfico 4.6 – Curvas de vazão para o descarregador de cheias da margem direita da barragem do Monte Branco.

Verifica-se, para o descarregador da margem direita, uma grande proximidade dos caudais descarregados para uma e outra hipótese. Tendo em conta estudos antecedentes (Tetraplano, 2002) prosseguiu-se com a hipótese de este descarregador ter uma soleira em crista. No Gráfico 4.7 estão representadas as curvas de vazão dos descarregadores das margens direita e esquerda, bem como a curva de vazão correspondente aos dois descarregadores, identificada na figura por total.

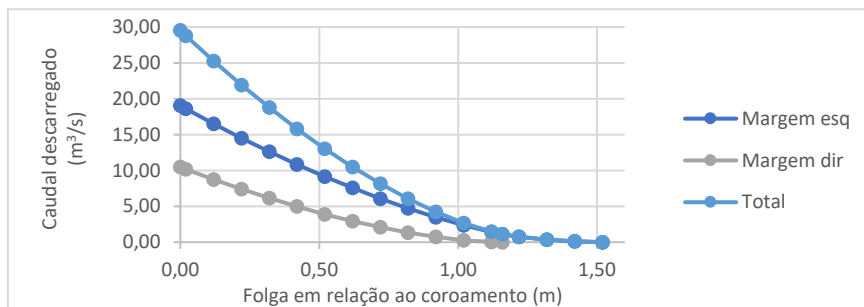


Gráfico 4.7 – Curvas de vazão dos descarregadores de cheias da barragem do Monte Branco.

Observando o gráfico anterior consegue-se facilmente perceber que a soleira do descarregador da margem direita está a uma cota superior à do descarregador da margem esquerda, também visível na Figura 3.3, sendo o descarregador da margem esquerda o que mais contribui para a evacuação de caudais.

4.3.2 Caudais efluentes para os períodos de retorno de 100, 500 e 1000 anos

4.3.2.1 Hidrogramas de cheia efluentes

Para se poder inferir sobre a ocorrência de galgamento sobre o corpo da barragem é necessário dispor de informação sobre os caudais afluentes à albufeira do Monte Branco e dela efluentes através dos

descarregadores de superfície. Para o cálculo desta informação é necessário, antes de mais, possuir conhecimento sobre a cota da superfície da água na albufeira no início da cheia, que se pressupõe estar ao NPA (por ser esta a circunstância mais desfavorável em termos de possível galgamento da barragem), da curva de volumes armazenados e ainda da curva de vazão dos descarregadores de cheia. Com base nessa informação procede-se ao estudo do amortecimento de ondas de cheia na albufeira.

A verificação da subida da cota da superfície da água na albufeira, ao longo de um determinado intervalo de tempo, é consequência de o caudal efluente ser inferior ao caudal afluente. Para o mesmo intervalo de tempo considerado, a diferença entre estes dois caudais é igual ao volume de água retido pela barragem e armazenado na albufeira.

O cálculo do caudal efluente passa pelo cálculo do volume armazenado na albufeira, através da equação da continuidade, exposta em (4.12):

$$V_{armazenado} = V_{inicial} + Q_{afluente} - Q_{efluente} \quad (4.12)$$

que é resolvida por diferenças finitas, como indicado em (4.13):

$$V_{i+1} = V_i + \left(\frac{Q_{ai} + Q_{ai+1}}{2} \right) \Delta t - \left(\frac{Q_{ei} + Q_{ei+1}}{2} \right) \Delta t \quad (4.13)$$

onde i e $i+1$ representam intervalos consecutivos de cálculo para cada intervalo de tempo Δt . No presente estudo adotou-se como intervalo de tempo um período de 15 min.

Importa referir que, como as curvas de volumes armazenados e de vazão de ambos os descarregadores foram obtidas a partir de valores calculados pontualmente, para facilitar o cálculo procedeu-se ao seu ajustamento através de polinómios. Por último, definiu-se como critério de paragem para cada passo de cálculo, o erro máximo de 0,001 m³/s entre os caudais efluentes fornecidos pelo balanço volumétrico da equação (4.13) e pela lei de vazão dos descarregadores. Refere-se que o algoritmo referente ao amortecimento das ondas de cheia foi automatizado recorrendo a uma modelação em Excel, para o passo de cálculo já mencionado de 15 min. No Quadro 4.13 exemplificam-se alguns dos resultados alcançados para o período de retorno de $Tr=1000$ anos. Um exemplo mais extenso, até ser atingida a cota máxima na albufeira, dos resultados para este e para os demais períodos de retorno é apresentado em Anexo C.

Quadro 4.13 – Amortecimento de cheias na albufeira da barragem do Monte Branco para $Tr=1000$ anos.

Passo de cálculo	Caudal afluente	Caudal efluente	Volume armazenado total	Cota da albufeira	Carga sobre a crista do descarregador (m)		Q _{efluente} (m ³ /s)			Erro (m ³ /s)
	Q _a (m ³ /s)	Q _e (m ³ /s)	V(m ³)	(m)	ME	MD	ME	MD	Total	
0	0,00	0,00	580431,28	305,80	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,000
1	0,20	0,06	580493,18	305,80	0,00	0,00	0,06	0,00	0,06	0,000
2	0,90	0,06	580932,87	305,80	0,00	0,00	0,06	0,00	0,06	0,000
3	2,20	0,05	582276,02	305,80	0,00	0,00	0,05	0,00	0,05	0,000
4	5,20	0,04	585562,32	305,81	0,01	0,00	0,04	0,00	0,04	0,000
...
16	21,50	19,16	913040,41	307,01	1,21	0,85	12,87	6,29	19,16	0,001
...

No Gráfico 4.8 são apresentados os hidrogramas de cheia, afluente e efluente, para os períodos de retorno de 100, 500 e 1000 anos.

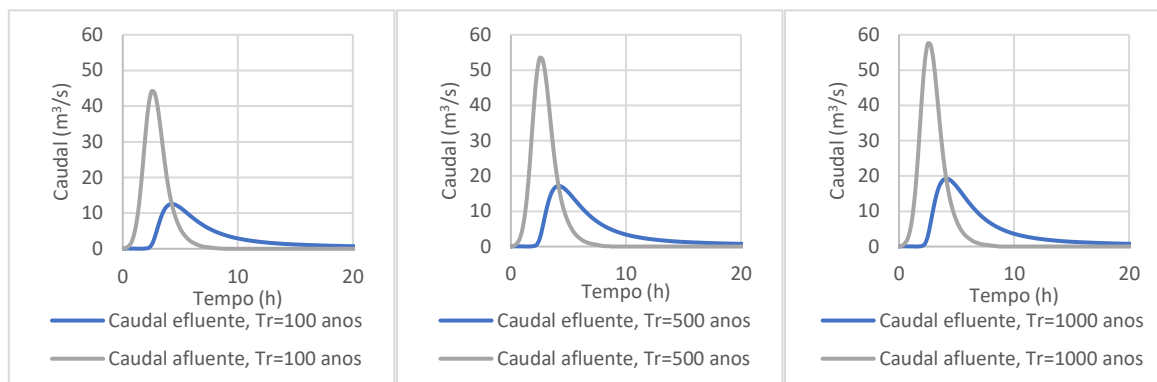


Gráfico 4.8 – Hidrogramas de cheia efluentes e afluentes à albufeira da barragem do Monte Branco, para os diferentes períodos de retorno.

Como seria de esperar verifica-se que, à medida que o período de retorno aumenta, o caudal efluente da albufeira aumenta. Tal resulta do aumento dos caudais afluentes referentes ao aumento da precipitação de projeto, com o período de retorno, com conseqüente aumento do nível da água na albufeira.

Por fim, apresenta-se, no Gráfico 4.9, Gráfico 4.10 e Gráfico 4.11, a variação ao longo do tempo dos níveis de água na albufeira, para cada período de retorno.

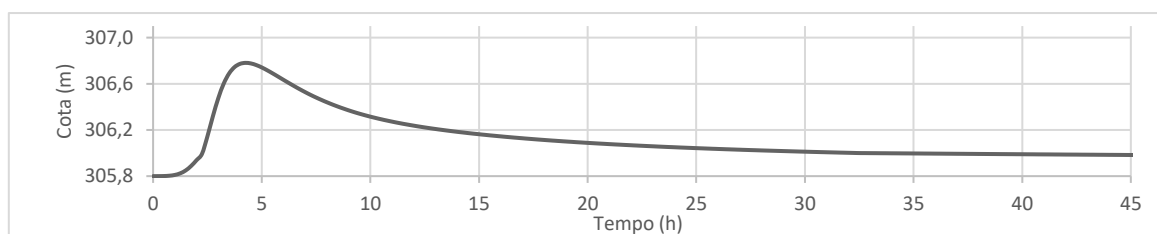


Gráfico 4.9 – Variação do nível da água na albufeira do Monte Branco para $Tr=100$ anos,

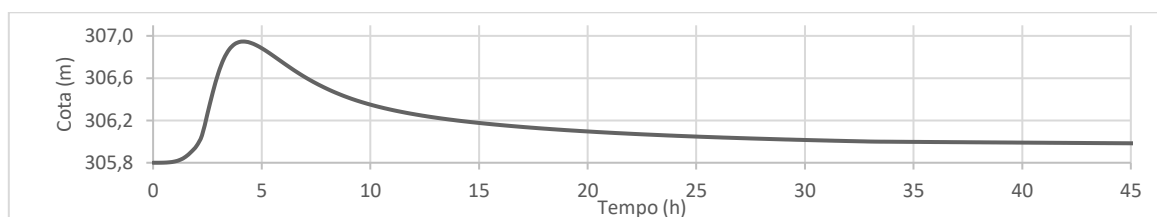


Gráfico 4.10 – Variação do nível da água na albufeira do Monte Branco para $Tr=500$ anos

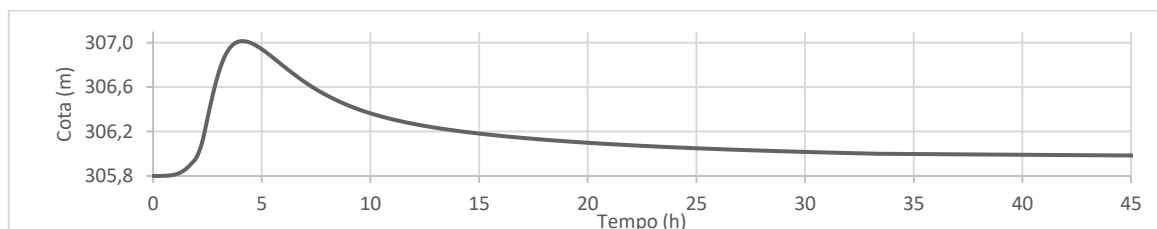


Gráfico 4.11 – Variação do nível da água na albufeira do Monte Branco para $Tr=1000$ anos

Recorda-se que a cota do NPA da albufeira do Monte Branco é de 305,80 m e que a cota mínima do coroamento é de 307,32 m. Assim, após uma análise cuidada dos resultados do amortecimento de ondas de cheia, concluiu-se que o nível máximo da superfície livre da albufeira é de 306,78 m, 306,95 m

e 307,01 m, para os períodos de retorno de 100, 500 e 1000 anos, respetivamente, ou seja, sempre inferior à cota mínima do coroamento, pelo que a barragem não é galgada em qualquer dos cenários admitidos.

Observando ainda os referidos gráficos, verifica-se que a partir de sensivelmente 35 horas, quando a água atinge cotas perto de 306 m, o decréscimo do nível da água na albufeira é muito lento, em consequência da pequena capacidade de vazão dos descarregadores para baixas cargas sobre a crista. É de referir ainda, que àquelas cotas apenas o descarregador esquerdo se encontra em funcionamento.

4.3.3 Folga

A folga refere-se à diferença de cotas entre a superfície da água na albufeira para o nível de máxima cheia, NMC, e o coroamento. Admitindo para o NMC a maior das cotas decorrentes do amortecimento de ondas de cheia, ou seja, 307,01, concluiu-se que, para as condições de exploração atuais da barragem do Monte Branco, existe uma folga de $307,32-307,01=0,31$ m. Quando o nível na albufeira se encontra à cota do NPA, a folga aumenta para $307,32-305,80=1,52$ m.

No contexto de avaliação de segurança de uma barragem existente é pertinente aferir o nível máximo na albufeira que garante a segurança face ao galgamento por ondas geradas pelo vento soprando sobre a superfície líquida. Para o efeito aplicou-se a metodologia apresentada por Martins, 2002, tendo em conta o *fetch*, ou seja, o máximo comprimento da albufeira normal ao eixo da barragem. Para o efeito do cálculo da altura de ondas, estima-se a direção e sentido dos ventos predominantes, no caso em estudo sudoeste-nordeste, como a mesma do *fetch*.

A Figura 4.4 ilustra o cálculo do *fetch*, mediante o traçado de nove segmentos de reta auxiliares sobre a albufeira, incluindo o segmento de reta designado por central, Ft_5 , perpendicular ao eixo do corpo da barragem no seu ponto de menor cota, ou seja, no ponto mais suscetível ao galgamento. No Quadro 4.14 indicam-se os ângulos entre cada segmento de reta e o central, bem como os comprimentos dos segmentos definidos desde o corpo da barragem aos pontos de encontro com as margens da albufeira e, por fim, o *fetch*.

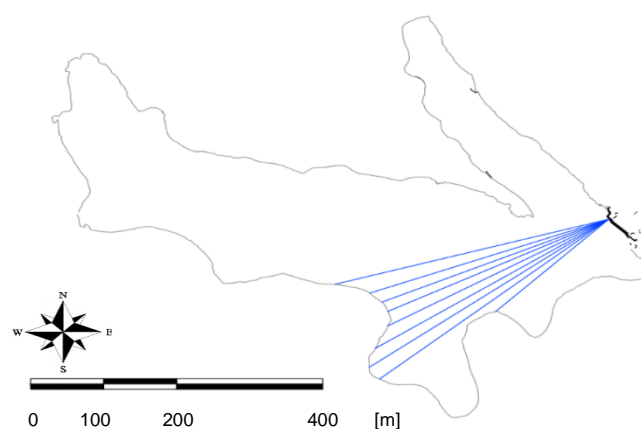


Figura 4.4 – Traçado para a determinação do *fetch* na albufeira da barragem do Monte Branco

Quadro 4.14 – Cálculo do *fetch*.

	1	2	3	4	5	6	7	8	9
α_i (°)	-12	-9	-6	-3	0	3	6	9	12
F_t (km)	0,4	0,36	0,35	0,35	0,36	0,4	0,42	0,42	0,22
F_t (km)	0,36								

O Quadro 4.15 sintetiza os parâmetros intervenientes no cálculo da folga, tanto para o NPA, como para o NMC, com os significados explicitados anteriormente no capítulo 2 e compara-se a cota que deriva da consideração da folga com a cota mínima do coroamento de 307,32.

Quadro 4.15 – Folga e parâmetros relevantes para o seu cálculo.

	NPA=305,80	NMC=307,01
D (m)	5,90	6,51
S (m)	0,00	0,01
H_s (m)	Expressão (2.7)	0,26
	Expressão (2.8)	0,21
	Média	0,24
R (m)	0,24	0,44
F_s (m)	0,3	0,3
F_q (m)	0,48	0,89
F (m)	0,78	1,19
Cota de referência (NPA ou NMC) acrescida da folga (m)	306,58 < 307,32	308,20 > 307,32
Galgamento	Não	Sim

A sobrelevação do nível da água da albufeira causada pelo espraiamento foi considerada igual à altura da onda incidente (H_s), uma vez que o paramento de montante da barragem em estudo é vertical e rebocado (Martins, 2002).

Analisando os resultados do Quadro 4.15 percebe-se que, para o NPA, a folga existente na barragem é suficiente para impedir que o coroamento seja galgado. Não obstante, para o NMC de 307,01 que decorreu dos estudos do amortecimento de ondas de cheia, concluiu-se que o coroamento será galgado pelas ondas geradas pelo vento.

Visto que o cenário inerente à fixação do NMC é excepcional, pois considerou a precipitação de projeto com período de retorno de 1000 anos e que tal cenário foi combinado com um vento excepcional de 120 km/h, representando H_s a altura média do terço superior das ondas incidentes, admite-se que a probabilidade de ocorrência de tais circunstâncias seja muito diminuta, principalmente em simultâneo. Assim, atendendo ao facto de as barragens de alvenaria não serem tão suscetíveis à erosão por galgamento como as barragens de aterro para as quais a metodologia aplicada é proposta, admite-se que o cenário de galgamento por ondas geradas na albufeira não seja tão gravoso quanto os resultados do Quadro 4.15 poderiam sugerir.

4.3.4 Estudo da regularização dos descarregadores de cheias

Uma vez que a geometria irregular dos descarregadores de cheia contribui para a baixa vazão dos mesmos, é pertinente o estudo da sua regularização. A geometria regularizada manteria a largura total, como indicado na Figura 4.5.

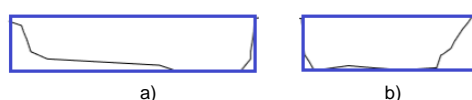


Figura 4.5 – Geometria dos descarregadores de cheia a) esquerdo e b) direito, da barragem do Monte Branco. Esquema de regularização da geometria.

Foram seguidos os procedimentos já descritos, nomeadamente para a determinação do NMC e da folga. Os resultados obtidos encontram-se no Quadro 4.16.

Quadro 4.16 – Resultados do cálculo do NMC e folga, após a regularização da geometria dos descarregadores de cheias da barragem do Monte Branco.

	NPA=305,80	Novo NMC=306,94
F (m)	0,78	1,2
Cota de referência (NPA ou NMC) acrescida da folga (m)	306,58<307,32	308,13>307,32
Galgamento	Não	Sim

O Quadro 4.16 evidencia o pequeno decréscimo da cota do NMC ($307,01-306,94=0,07$ m), introduzida pela regularização da geometria dos descarregadores de cheia. Ainda, continua-se a observar galgamento do coroamento pelas ondas geradas pelo vento para o novo NMC, mesmo sem considerar a parcela da folga seca ($308,13-0,30=307,83>307,32$).

Deste modo, a intervenção não é recomendada, atendendo ao facto de que não iria trazer melhorias significativas quanto à segurança hidráulica-operacional e iria introduzir vibrações na barragem.

4.4 Conclusões

Após o estudo realizado podem-se tecer algumas considerações acerca da segurança hidráulica-operacional da barragem do Monte Branco.

Constata-se que atualmente a(s) tomada(s) de água se encontram inoperacionais por entupimento devido aos lodos/materiais depositados na albufeira. A única tomada de água confirmada, com diâmetro de 0,10 m, mesmo que recuperada, não funciona adequadamente como descarga de fundo uma vez que não permite o esvaziamento em tempo adequado da albufeira, principalmente quando esta está inicialmente à cota do NPA: são necessários mais de 80 dias para esvaziar totalmente a albufeira.

Admitindo-se que seja difícil executar uma intervenção no corpo da barragem (para alargamento da secção de tomada de água identificada ou para instalação de tomadas de água adicionais), em caso de necessidade, propõe-se, a par com a desobstrução, se possível, do único orifício identificado, a instalação de baterias de sifões com características a especificar, de modo a assegurar um rebaixamento inicial mais célere do nível de água.

Os descarregadores de cheias, apesar da sua geometria irregular e baixa vazão, apresentam capacidade para descarregar as cheias de projeto com períodos de retorno de 100, 500 e 1000 anos, as quais, assim, não galgam a barragem. Em consequência da reduzida capacidade de vazão dos descarregadores de superfície, é notória a redução dos caudais efluentes dos descarregadores face aos caudais afluentes à albufeira, conforme demonstrado pelos estudos do amortecimento da onda de cheias, o que determina que a albufeira demore bastante tempo a recuperar o NPA após um evento de

cheia. De algum modo, tal circunstância aumenta a probabilidade combinada da ocorrência de níveis superiores ao NPA com condições gravosas de vento geradores de ondas na albufeira.

Neste aspeto, importa mencionar que se admite que o coroamento da barragem do Monte Branco possa ser galgado pela ondulação gerada na albufeira por ação do vento, quando a cota da água é a do NMC. Contudo, as barragens de alvenaria não apresentam risco significativo de romper por galgamentos, desde que reduzidos e não generalizados, o que, aliado à expetável diminuta probabilidade de ocorrência conjunta de água à cota do NMC e de ventos com velocidade de 120 km/h, torna pouco preocupante a situação de possível galgamento.

Não obstante, tendo em conta os resultados do Quadro 4.15 e que a cota mínima do coroamento da barragem é de cerca de 307,32, para que a barragem não seja galgada por ondas o NMC deveria ser da ordem de $307,32 - 1,19 = 306,13$. Embora este resultado careça de detalhe, uma vez que para o mesmo os comprimentos dos segmentos de reta intervenientes no cálculo do *fetch* já não são os anteriormente adotados, concluiu-se pelo possível galgamento da barragem para qualquer uma das cheias de projeto analisadas, pois as mesmas conduzem a níveis máximos sempre superiores ao anterior limite.

Assim, se a aplicação de outros modelos de caracterização de ondas em albufeiras não infirmar os resultados agora alcançados, admite-se que seja necessário proceder a uma intervenção no coroamento da barragem (necessariamente com materiais ligeiros e tão pontual quanto possível) de modo a assegurar o seu não galgamento.

5. AVALIAÇÃO DA SEGURANÇA ESTRUTURAL

5.1 Introdução

Neste capítulo avalia-se a segurança estrutural da barragem do Monte Branco face a ações estáticas e dinâmicas. Essa avaliação, para este tipo de estruturas, é tradicionalmente feita recorrendo a métodos simplificados, nomeadamente análises estáticas equivalentes, e também a análises numéricas em regime dinâmico. A barragem em estudo é avaliada por estes dois tipos de análise, incluindo os métodos mais simplificados, já que alguma da documentação consultada (Tetraplano, 2002) usa esse procedimento, permitindo também comparações entre os resultados obtidos através dos diferentes métodos. Um dos métodos simplificados mais utilizados recorre ao conceito de coeficiente sísmico, e irá ser abordado nesta dissertação. A análise sísmica através de espetros de resposta, apresenta uma sofisticação superior, sendo necessária para estruturas com maior complexidade e um maior risco associado. Nessa análise são considerados os principais modos de vibração, embora a resposta seja avaliada em regime elástico. A análise sísmica ao longo do tempo corresponderia a um maior grau de refinamento, permitindo ter em conta a variação temporal da ação sísmica, bem como o comportamento não linear, o que resultaria em resultados com uma maior precisão e fiabilidade. Contudo, este método não irá ser abordado visto ser difícil fazer a caracterização do comportamento não-linear dos materiais e ainda pelo facto da análise por espetros de resposta fornecer resultados consideravelmente aceitáveis para o caso em estudo.

A abordagem adotada para a avaliação da segurança estrutural da barragem do Monte Branco é a proposta pelo RSB, sendo, porém, quando necessário, apoiada nas normas internacionais abordadas no capítulo 2, nomeadamente para completa definição das ações sísmicas de projeto. Irão ser efetuadas análises da segurança para vários níveis de água na albufeira, partindo do nível máximo, de modo a estabelecer curvas de segurança em função da cota da água. Irão também ser efetuadas análises quer considerando apenas o corpo da barragem quer considerando o corpo da barragem em conjunto com a construção que lhe está anexada a jusante funcionando como contraforte.

5.2 Definição dos cenários a analisar

Os cenários a analisar, correspondentes aos estados limite de utilização corrente e de rotura, são os preconizados no RSB. As ações a considerar para cada cenário são explicitadas no Quadro 5.1.

Quadro 5.1 – Definição dos cenários analisados e respetivas combinações de ações.

Cenários	Combinações envolvendo ações estáticas	Combinações envolvente a ação sísmica
Correntes	<ul style="list-style-type: none">- Peso próprio- Ações estáticas da água para cota máxima NPA: pressão hidrostática e subpressão- (Impulso estático dos lodos)	<ul style="list-style-type: none">- Peso próprio- Ações estáticas da água para cota máxima NPA: pressão hidrostática e subpressão- Ações devidas ao SBP- (Impulsos estático e dinâmico dos lodos)
Rotura	<ul style="list-style-type: none">- Peso próprio- Ações estáticas da água para cota máxima NMC: pressão hidrostática e subpressão- (Impulso estático dos lodos)	<ul style="list-style-type: none">- Peso próprio- Ações estáticas da água para cota máxima NMC: pressão hidrostática e subpressão- Ações devidas ao SMP- (Impulsos estático e dinâmico dos lodos)

O peso próprio da estrutura depende única e exclusivamente do peso específico dos materiais constituintes e da sua geometria. É a principal ação estabilizadora, que garante o equilíbrio e impede o deslizamento e flutuação da barragem. O peso próprio, por metro, obtém-se através da expressão:

$$W = \gamma_{alvenaria} \text{Área}_{transversal} \text{ (kN/m)} \quad (5.1)$$

As ações estáticas da água são fortemente influenciadas pelo nível da água na albufeira e são, ao nível de uma análise estática, as ações que têm uma maior relevância. A pressão hidrostática, que atua ao nível dos paramentos da barragem, depende do peso específico da água ($\gamma_w=10 \text{ kN/m}^3$) e da altura de água em contacto com o paramento (h_w) e é obtida pela seguinte expressão:

$$I_w = \frac{1}{2} \gamma_w h_w^2 \text{ (kN/m)} \quad (5.2)$$

A subpressão (U) define-se como a pressão exercida ao nível da interface barragem-fundação pela água em percolação por ação do gradiente hidráulico entre montante e jusante. Esta pressão, que tem o efeito de levantamento (flutuação) da barragem, depende dos níveis de água a montante ($h_{w,m}$) e a jusante ($h_{w,j}$) e, para casos onde não estão presentes sistemas de drenagem, é calculada pela expressão seguinte, onde o gradiente hidráulico varia linearmente desde o nível de água a montante até ao nível de água a jusante. Não existindo água a jusante, esse nível foi considerado nulo na análise.

$$U = \frac{1}{2} \gamma_w (h_{w,m} + h_{w,j}) L_b \text{ (kN/m)} \quad (5.3)$$

onde L_b é a largura da secção transversal da barragem.

Dada a existência de lodos junto ao paramento de montante geram-se pressões contra esse paramento da barragem, calculadas de acordo com:

$$I_l = \frac{1}{2} \gamma'_l h_l^2 k_0 \text{ (kN/m)} \quad (5.4)$$

onde I_l é o impulso horizontal dos lodos (kN/m^3), γ'_l é o peso volúmico submerso dos lodos ($\gamma_l - \gamma_w$) (kN/m^3), h_l^2 é a altura dos lodos (m) e k_0 é o coeficiente de impulso em repouso, dado pela fórmula de Rankine ($k_0 = 1 - \sin(\phi_l)$). A ação sísmica gera um impulso dinâmico nos lodos. Este impulso, juntamente com o impulso estático, é, para métodos simplificados, contabilizado a partir da formulação proposta por Mononobe-Okabe, que consta no EC8 parte 5 (NP EN 1998-5, 2010):

$$I_{ld} = \frac{1}{2} \gamma'_l (1 \pm k_v) K h_l^2 \text{ (kN/m)} \quad (5.5)$$

onde as variáveis em comum com a expressão (5.4) têm o mesmo significado, I_{ld} é o impulso estático e dinâmico dos lodos, k_v é um coeficiente sísmico vertical ($k_v = \alpha_h \frac{S}{r}$, onde S é um parâmetro que depende do tipo de terreno e toma o valor 1 para solos do tipo A – rocha, r é um parâmetro que depende das características da estrutura de suporte e toma o valor 1 para estruturas de suporte com deslocamentos reduzidos) e K é o coeficiente de impulsos de terras (estático + dinâmico) que tem várias formulações, dependendo da geometria do paramento de montante (NP EN 1998-5, 2010).

As ações dinâmicas induzidas pelos efeitos do sismo na água e na estrutura, serão definidas adiante. Neste tipo de estruturas as tensões de compressão atuantes são geralmente baixas, comparativamente com as tensões resistentes da alvenaria, o que não acontece com as tensões de tração que pontualmente podem exceder o limite resistente da alvenaria. Tal como preconizado nas NPB (Portaria

n.º 846/93, 1993) a verificação de segurança para cenários correntes e de rotura faz-se recorrendo a coeficientes de segurança parciais, preconizados no artigo 31º da mesma Norma e resumidos no Quadro 2.1. Na presente análise foram utilizados os valores mínimos para estes coeficientes, nomeadamente 2,5 para o coeficiente de segurança de tensões para cenários correntes e 1,5 e 1,2 para o coeficiente de segurança do ângulo de atrito, respetivamente para cenários correntes e de rotura. Desta forma obtêm-se, para cenários correntes, valores de tensões resistentes máximas de compressão e tração respetivamente de 2,4 MPa e 0,12 MPa. Para cenários de rotura é dada liberdade ao projetista para a avaliação de tensões uma vez que não é definido nenhum coeficiente de segurança nas NPB. Assim, irá ser adotado um coeficiente de segurança unitário.

5.3 Definição da ação sísmica

Na definição da ação sísmica procuram-se complementar os requisitos das normas portuguesas com os critérios e indicações constantes nas normas internacionais abordadas. O EC8 (NP EN 1998-1, 2009) considera a existência de dois tipos de ação sísmica, definidos de acordo com os dois cenários possíveis de geração de sismos em Portugal: sismo Tipo 1 que respeita aos gerados interplacas, na região Atlântica, de longa duração e rico em baixas frequências e Tipo 2 que é referente aos gerados intraplacas, no território Continental ou no Arquipélago dos Açores, de curta duração e rico em altas frequências.

5.3.1 Determinação dos períodos de retorno

Como referido no capítulo 2, os sismos a considerar na verificação de segurança para cenários correntes e de rotura são o SBP e o SMP, respetivamente.

A definição dos sismos de projeto passa pela definição dos períodos de retorno a adotar para a determinação das acelerações máximas. As NPB não apresentam métodos para a sua definição, pelo que se utilizou a regulamentação nacional e internacional. O EC8, regulamentação sísmica em vias de entrar em vigor em Portugal, fornece diretrizes para a definição da ação sísmica, nomeadamente para o cálculo dos períodos de retorno, T_r , segundo a expressão:

$$T_r = - \frac{T_L}{\ln(1 - P_R)} \quad (5.5)$$

onde P_R é a probabilidade de excedência do nível de ação sísmica em T_L anos.

Usando a expressão (5.5) e recorrendo ao recomendado no Boletim 72 da ICOLD, tem-se um período de retorno de 145 anos para o SBP. O SMP é definido de acordo com o risco potencial da obra. A barragem do Monte Branco apresenta risco moderado, quer pela classificação da ICOLD quer pela classificação do RSB. Considerando o Boletim 72 da ICOLD, para risco moderado, adota-se um período de retorno para o SMP de 2000 anos, com probabilidade de excedência de menos de 5% em 100 anos.

5.3.2 Determinação dos valores máximos das acelerações sísmicas

A ação sísmica pode ser representada pelo valor da aceleração que atua na base da estrutura. O EC8 permite o cálculo destas acelerações, tendo em conta o tipo de ação sísmica, a zona sísmica onde a barragem se situa e o seu coeficiente de importância, a partir da expressão:

$$a_g = \gamma_I a_{gr} \quad (5.6)$$

onde a_g é a aceleração a considerar na base (m/s²), γ_I é o coeficiente de importância da estrutura e a_{gr} é a aceleração de referência (m/s²). O EC8 define duas acelerações de referência para cada zona sísmica, para o sismo Tipo 1 e para o Tipo 2. Para cada uma destas ações, o EC8 define coeficientes de importância, que estão associados a quatro classes de importância, que dependem essencialmente das consequências do colapso da estrutura, nomeadamente em termos de perdas de vidas humanas e da importância da sua integridade estrutural para a segurança pública. Deste modo, quanto mais vital é a integridade da estrutura para a segurança pública maior é a classe de importância associada e, conseqüentemente, maior é o seu coeficiente de importância. Resta referir que a classes de maior importância estão associados maiores períodos de retorno, pré-estabelecidos no EC8. Caso seja necessário adotar períodos de retorno diferentes dos indicados, a seguinte expressão permite estimar os valores de coeficientes de importância fictícios que corresponderiam a esses períodos de retorno:

$$\gamma_I \sim \left(\frac{T_{LR}}{Tr} \right)^{-\frac{1}{k}} \quad (5.7)$$

onde T_{LR} é o período de retorno de referência (475 anos, para a classe de importância II – $\gamma_I=1$), Tr é o período de retorno do sismo e k tem em conta a perigosidade sísmica, que toma os valores de 1,5 e 2,5, respetivamente para o sismo Tipo 1 e Tipo 2 em Portugal Continental e 3,6 para os Açores.

A ação sísmica pode ser decomposta na componente horizontal, a_g , definida nos parágrafos anteriores e na componente vertical, a_{vg} . O Anexo Nacional do EC8 indica que em Portugal os valores a adotar para a relação a_{vg}/a_g devem ser 0,75 e 0,95 respetivamente para a ação sísmica Tipo 1 e Tipo 2.

No Quadro 5.2 figuram os valores dos parâmetros intervenientes na definição das acelerações sísmicas, atendendo à localização da estrutura em análise (zonas 1.5 e 2.4).

Quadro 5.2 – Síntese dos parâmetros intervenientes na determinação das acelerações sísmicas na base.

		AS1		AS2	
Aceleração de referência	Zona Sísmica	1.5		2.4	
	a_{gr} (m/s ²)	0,600		1,100	
Coeficiente de importância	γ_I	SBP	SMP	SBP	SMP
		0,453	2,607	0,622	1,787
Aceleração à superfície (m/s ²)	a_g (m/s ²)	0,272	1,564	0,684	1,955
	a_{vg} (m/s ²)	0,204	1,173	0,650	1,857

Observando o Quadro 5.2 percebe-se que as acelerações sísmicas na base têm um valor mais elevado para a ação Tipo 2. Ainda, como se constatará, as frequências de vibração da estrutura são também relativamente elevadas. Portanto, a ação que contém valores espectrais mais elevados nas altas frequências, ou seja, a Tipo 2, é a mais gravosa, sendo a ação para a qual irá ser analisada a estrutura.

5.3.3 Interação fluido-estrutura

As vibrações induzidas pela ação sísmica no terreno e no corpo da barragem causam perturbações na massa de água da albufeira, traduzidas em pressões hidrodinâmicas a atuar na interface estrutura-água, perpendicularmente ao paramento da barragem, a acrescentar às hidrostáticas. Westergaard, 1933, propôs uma formulação para contabilizar estas pressões hidrodinâmicas através de uma distribuição

aproximadamente elíptica de pressões. Essa formulação foi simplificada para análises pseudoestáticas ou análises dinâmicas através da contabilização de massas de água associadas ao paramento. Estas soluções analíticas são aproximações do comportamento real do fluido e têm por base as seguintes simplificações: o fluido é não-viscoso e incompressível, o reservatório é semi-infinito (na dimensão para montante), apenas é considerada uma excitação horizontal e não são contabilizadas perturbações à superfície do fluido (ondas superficiais) (Faria, 1994). A formulação de Westergaard é diretamente aplicável a barragens com paramento de montante vertical e plano, sem a ocorrência de galgamentos, sendo a resultante proposta do diagrama de pressões hidrodinâmicas dada por (NP EN 1998-5, 2010):

$$I_{wd} = \frac{7}{12} \alpha_h \gamma_w h_w^2 \quad (5.8)$$

onde I_{wd} representa o impulso hidrodinâmico da água (kN/m^2), α_h representa o coeficiente sísmico horizontal, γ_w o peso volúmico da água (m) e h_w a altura de água (m). O ponto de aplicação é a $0,4h_w$. O diagrama de pressões a ser utilizado em análises simplificadas, nomeadamente através da consideração de um coeficiente sísmico, encontra-se esquematizado na Figura 5.1.

Para análises dinâmicas, mais complexas, onde intervêm os vários modos de vibração da estrutura, as pressões hidrodinâmicas são contabilizadas tendo em conta as frequências próprias da estrutura. Assim, para as simplificações descritas, estas pressões hidrodinâmicas podem ser traduzidas por massas de água equivalentes a um volume de água adjacente à estrutura, e movendo-se simultaneamente com esta, permanecendo o resto da água na albufera imóvel. A discretização por massas pontuais tem influência no comportamento dinâmico da barragem, uma vez que aumentam a massa excitada no sistema na ocorrência de um sismo. Contudo, apenas o efeito horizontal destas massas é contabilizado, pois reproduzem as pressões hidrodinâmicas que são perpendiculares ao paramento, sendo este vertical. Consequentemente, o período de vibração diminui, o que tem como consequência a alteração das acelerações espetais. Estas massas são, portanto, adicionadas ao paramento de interface água-estrutura e são calculadas de acordo com a expressão (Faria, 1994; Priscu, et al., 1985):

$$m_{wi} = \frac{7}{8} \rho_w \sqrt{h_w(h_w - z_{wi})} A_i \quad (5.9)$$

onde m_{wi} é a massa a adicionar no ponto i (ton), ρ_w é a massa específica da água (ton/m^3), h_w é a altura total da água (m), z_{wi} é a altura de água no ponto i (m) e A_i é a área de influência do ponto i (m^2). A distribuição das massas é parabólica e é ilustrada na Figura 5.1.

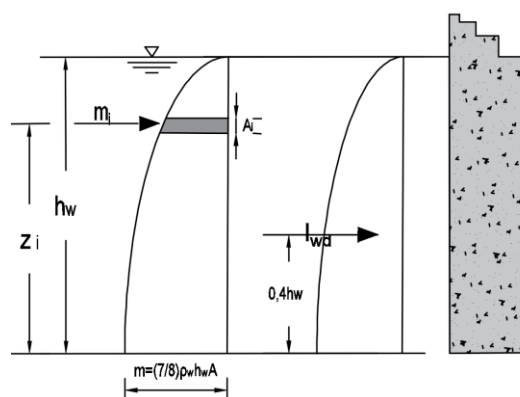


Figura 5.1 – Distribuição das massas associadas (esquerda) e das pressões hidrodinâmicas (direita) segundo Westergaard.

5.4 Métodos simplificados. Metodologia usando coeficiente sísmico

O método que considera o coeficiente sísmico, também conhecido como análise pseudoestática, é um método simplificado, em que a ação sísmica é representada como forças de inércia equivalentes. Estas forças são proporcionais à massa da estrutura e aplicadas no seu centro de gravidade pois é admitida a hipótese de corpo rígido, partindo do princípio de que a rigidez da barragem é muito elevada. Uma vez que não é considerada a deformação da estrutura, a aceleração verificada na mesma é igual à aceleração sísmica à superfície do solo de fundação e as forças sísmicas combinam-se com as pressões devidas à ação da água e às cargas gravíticas (USACE, 1995). Como não é considerada a interação dinâmica da barragem com a água e a fundação, é ideal para uma verificação preliminar da segurança estrutural, em termos de deslizamento e derrubamento, assim como do nível de tensões atuante. O coeficiente sísmico horizontal é o quociente entre a aceleração sísmica à superfície do solo e a aceleração da gravidade, ou seja:

$$\alpha_h = \frac{a_g}{g} \quad (5.10)$$

onde g representa a aceleração da gravidade e toma como valor $9,81 \text{ m/s}^2$ e o coeficiente sísmico vertical é definido tendo em conta os valores dos parâmetros definidores dos espectros de resposta verticais presentes no Anexo Nacional do EC8, resultando os coeficientes sísmicos do Quadro 5.3.

Quadro 5.3 – Coeficientes sísmicos horizontais e verticais para os sismos de projeto.

	SBP	SMP
α_h	0,070	0,199
α_v	0,066	0,190

Assim, quando ocorre um evento sísmico, este excita a massa da barragem gerando forças de inércia proporcionais à sua massa. Estas forças são calculadas de acordo com a expressão:

$$F_{sis} = Ma_g = W\alpha \quad (5.11)$$

onde M é a massa da estrutura (ton), a_g é a aceleração sísmica (m/s^2), W é o peso da estrutura (kN) e α é o coeficiente sísmico. As forças sísmicas, horizontais ($F_{sis,h}$) e verticais ($F_{sis,v}$), devem ser aplicadas no sentido mais desfavorável, uma vez que podem reduzir drasticamente a estabilidade da estrutura, em termos de segurança ao derrubamento e ao deslizamento. Têm-se, assim, forças estáticas equivalentes, dependentes da massa da estrutura e da aceleração máxima a que a estrutura é sujeita.

5.4.1 Definição dos mecanismos de rotura a analisar

A estabilidade global da estrutura é avaliada considerando os seguintes estados limites últimos:

$$\text{Deslizamento: } FS_{\text{Deslizamento}} = \frac{\frac{\tan(\phi) \cdot (\sum F_V - U) + c \cdot A_c}{\gamma \phi} + \frac{c \cdot A_c}{\gamma c}}{\sum F_H} > 1,0 \quad (5.1)$$

$$\text{Derrubamento: } FS_{\text{Derrubamento}} = \frac{\sum M_{Est}}{\sum M_{Inst}} > 1,0 \quad (5.2)$$

$$\text{Flutuação: } FS_{\text{Flutuação}} = \frac{\sum F_V}{U} > 1,0 \quad (5.3)$$

As variáveis intervenientes nas expressões anteriores têm os significados: ϕ é o ângulo de atrito, $\sum F_V$ é o somatório das forças verticais descendentes, U é a resultante da subpressão, c é a coesão na superfície

de deslizamento, A_c é a área de contacto onde há coesão, $\sum F_H$ é o somatório das forças horizontais, $\sum M_{Est}$ e $\sum M_{Inst}$ são os somatórios dos momentos estabilizantes e instabilizantes, respetivamente.

Para além da avaliação da segurança para estes estados limites últimos são também avaliadas as tensões normais que se instalam na base da barragem, para cada cenário, calculadas a partir de:

$$\sigma_n = \frac{\sum N}{A} \pm \frac{\sum My}{I} \rightarrow \sigma_{n \max} = \frac{\sum N}{b_b L_b} \pm \frac{\sum M \frac{L}{2}}{\frac{b_b L_b^3}{12}} = \frac{\sum N}{b_b L_b} \pm \frac{6 \sum M}{b_b L_b^2} \quad (5.15)$$

onde σ_n é a tensão normal na base da fundação, $\sum N$ é o esforço normal a atuar na barragem, A é a área da base da fundação ($A = b_b L_b$), $\sum M$ é o somatório de momentos em torno do centro gravítico da base da fundação, y é a distância do plano da linha neutra ao ponto onde se pretende calcular a tensão e I é o momento de inércia da base da fundação em torno do seu centro de gravidade.

Como a alvenaria apresenta resistência à tração muito diminuta, é o surgimento deste tipo de tensões que condiciona a segurança de barragens deste material, já que podem ocorrer mesmo para situações em que os coeficientes de segurança são superiores à unidade. É expectável que, na ocorrência de um sismo, surjam tensões de tração nos dois paramentos, alternadamente. Tal deve-se ao sentido da aceleração do solo que quando é de montante para jusante resulta em trações no paramento de jusante e que quando é de jusante para montante resulta em trações no paramento de montante.

5.4.2 Análise de resultados

Para uma primeira análise da estabilidade da barragem foi considerada uma fatia da barragem de espessura unitária referente à secção de maior altura, com 13,48 m. Assim, os valores das forças, impulsos e momentos atuantes são obtidos por metro de comprimento. A análise da estabilidade tendo em consideração o impulso estático dos lodos no paramento de montante da barragem também foi efetuada, de modo a permitir uma comparação com a análise efetuada sem a consideração dos mesmos, encontrando-se os resultados do cálculo no Anexo D.

As forças sísmicas, horizontal e vertical, foram consideradas com o sentido mais desfavorável para cada caso a avaliar. Apresentam-se, no Quadro 5.4 e no Quadro 5.5, as ações devidas à barragem (com e sem a consideração da construção adjacente) e as ações dependentes do nível de água na albufeira, respetivamente.

Quadro 5.4 – Cálculo das ações independentes do nível da água na albufeira.

			Barragem de gravidade	Barragem com construção	
Ações estáticas	Peso próprio	W (kN/m)	904,51	1220,76	
		Braço (m)	1,53	5,81	
Ações dinâmicas	Forças de inércia sísmica	$F_{sis,h}$ (kN/m)	SBP	63,16	85,24
			SMP	180,43	243,52
			Braço (m)	6,74	5,68
		$F_{sis,v}$ (kN/m)	SBP	60,00	80,98
			SMP	171,41	231,34
			Braço (m)	1,53	5,81

Nota: Os momentos são calculados no eixo de interceção do plano da base com o plano do paramento de jusante.

Quadro 5.5 – Cálculo das ações dependentes do nível da água na albufeira.

Cota de água (m)	Altura de água, h_w (m)	Ações estáticas				Ações dinâmicas			
		Impulso hidrostático		U (kN/m)	Subpressão		Impulso hidrodinâmico		
		I_w (kN/m)	Braço (m)		Braço (m)		SBP	SMP	Braço (m)
					Barragem gravidade	Barragem com construção	I_{wd} (kN/m)		
307,01	13,01	846,30	4,34	198,40	2,03	7,41	68,95	196,96	5,20
305,80	11,80	696,20	3,93	179,95			56,72	162,02	4,72
305,00	11,00	605,00	3,67	167,75			49,29	140,80	4,40
304,50	10,50	551,25	3,50	160,13			44,91	128,29	4,20
304,00	10,00	500,00	3,33	152,50			40,73	116,36	4,00
303,50	9,50	451,25	3,17	144,88			36,76	105,02	3,80
303,00	9,00	405,00	3,00	137,25			32,99	94,25	3,60
302,50	8,50	361,25	2,83	129,63			29,43	84,07	3,40
302,00	8,00	320,00	2,67	122,00			26,07	74,47	3,20
301,50	7,50	281,25	2,50	114,38			22,91	65,45	3,00
301,00	7,00	245,00	2,33	106,75			19,96	57,02	2,80

No cálculo da segurança ao deslizamento, para cenários correntes, foi desprezada a parcela da coesão. Esta opção foi tomada uma vez que não há dados relativos ao valor da coesão do maciço de fundação e por se afigurar, ainda, uma hipótese conservativa, já que, como se irá constatar, não há problemas relativamente ao deslizamento exceto para cenários sísmicos onde a coesão não deve ser considerada. Refere-se, ainda, que para os cenários estáticos, serão apresentadas duas situações. Para cotas iguais e inferiores ao NPA utilizam-se os fatores de segurança de atrito e de tensões referentes a cenários correntes ($\gamma_\phi=1,5$ e $FS_{tensões}=2,5$) já que são mais penalizantes que os respeitantes a cenários de rotura ($\gamma_\phi=1,2$ e $FS_{tensões}=1$). Para a cota do NMC os coeficientes de segurança utilizados são os respeitantes a cenários de rotura. Deste modo, pode-se proceder ao cálculo dos coeficientes de segurança (deslizamento, derrubamento e flutuação) e apurar quais os níveis de água na albufeira da barragem do Monte Branco que respeitam os limites estabelecidos nas NPB.

As ações atuantes, assim como esquemas dos modelos de cálculo utilizados, encontram-se na Figura 5.2 com as ações dinâmicas a azul e as estáticas a preto.

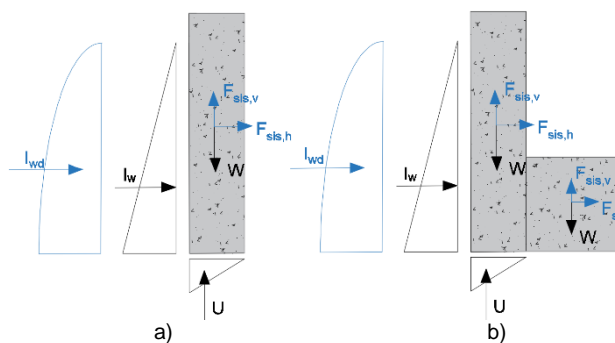


Figura 5.2 – Ações atuantes nos modelos de cálculo a) considerando apenas o muro da barragem e b) considerando a construção. Ações a preto: estáticas e a azul: dinâmicas.

5.4.2.1 Análise considerando apenas o corpo da barragem

Os resultados do cálculo dos fatores de segurança encontram-se sumarizados no Quadro 5.6 para as análises sem a consideração do impulso dos lodos.

Quadro 5.6 – Fatores de segurança ao deslizamento, derrubamento e flutuação dos cenários analisados, sem considerar a construção e sem considerar o impulso dos lodos.

Cota de água (m)	Altura de água (m)	Deslizamento			Derrubamento			Flutuação		
		Estático	Dinâmico-SBP	Dinâmico-SMP	Estático	Dinâmico-SBP	Dinâmico-SMP	Estático	Dinâmico-SBP	Dinâmico-SMP
307,01	13,01	0,7	0,4	0,4	0,3	0,3	0,2	4,6	3,5	2,4
305,80	11,80	0,7	0,5	0,4	0,4	0,4	0,3	5,0	3,8	2,6
305,00	11,00	0,8	0,6	0,5	0,5	0,4	0,3	5,4	4,0	2,7
304,50	10,50	0,9	0,7	0,6	0,6	0,5	0,3	5,6	4,1	2,7
304,00	10,00	1,0	0,8	0,6	0,7	0,5	0,4	5,9	4,3	2,8
303,50	9,50	1,1	0,8	0,7	0,8	0,6	0,4	6,2	4,4	2,9
303,00	9,00	1,3	0,9	0,7	0,9	0,6	0,4	6,6	4,6	2,9
302,50	8,50	1,4	1,1	0,8	1,1	0,7	0,5	7,0	4,8	3,0
302,00	8,00	1,6	1,2	0,9	1,3	0,8	0,5	7,4	5,0	3,1
301,50	7,50	1,9	1,3	1,0	1,5	0,9	0,5	7,9	5,2	3,2
301,00	7,00	2,2	1,5	1,1	1,7	1,0	0,6	8,5	5,4	3,3

Observando o quadro anterior constata-se que, para os três cenários analisados, apenas os coeficientes de segurança para o mecanismo de colapso por flutuação são cumpridos. É notório que o fator de segurança mais condicionante é o relativo ao derrubamento, o que é espectral dado o perfil esbelto da barragem. Considerando apenas o muro da barragem, a estabilidade estrutural não é verificada, mesmo para níveis de água baixos, mais evidente perante cenários dinâmicos de rotura.

No Quadro 5.7 apresentam-se as envolventes de tensões na barragem, sem a consideração do impulso dos lodos. Para os cenários dinâmicos as tensões foram obtidas considerando a força sísmica vertical descendente e ascendente, respetivamente, de modo a obter os extremos de tensões.

Quadro 5.7 – Envolve de tensões na barragem, sem considerar a construção nem o impulso dos lodos.

Cota de água (m)	Altura de água (m)	Estático (MPa)		Dinâmico-SBP (MPa)		Dinâmico-SMP (MPa)	
		Min.	Máx.	Min.	Máx.	Min.	Máx.
307,01	13,01	-2,73	2,14	-3,25	2,66	-4,23	3,64
305,80	11,80	-2,12	1,53	-2,59	2,00	-3,46	2,86
305,00	11,00	-1,78	1,19	-2,22	1,62	-3,02	2,43
304,50	10,50	-1,59	1,00	-2,01	1,42	-2,78	2,19
304,00	10,00	-1,42	0,83	-1,82	1,23	-2,56	1,97
303,50	9,50	-1,27	0,67	-1,65	1,06	-2,36	1,77
303,00	9,00	-1,13	0,53	-1,50	0,90	-2,18	1,59
302,50	8,50	-1,00	0,41	-1,36	0,76	-2,02	1,43
302,00	8,00	-0,89	0,29	-1,24	0,64	-1,88	1,29
301,50	7,50	-0,79	0,19	-1,13	0,53	-1,75	1,16
301,00	7,00	-0,70	0,11	-1,03	0,44	-1,64	1,05

As tensões mínimas dizem respeito às tensões instaladas no paramento de jusante, enquanto que as máximas dizem respeito às instaladas no paramento de montante. O sinal negativo nas tensões indica tensões de compressão, que se encontram a jusante, tal como seria de esperar. Como é uma envolvente de tensões, correspondente às máximas e mínimas, estas não ocorrem em simultâneo. As tensões de tração ultrapassam o valor máximo admitido para a alvenaria, mesmo para os níveis de água mais baixos, constatando-se mais uma vez, que o muro da barragem não é suficiente para garantir a sua segurança.

5.4.2.2 Análise considerando o corpo da barragem e a construção

No Quadro 5.8 encontram-se os resultados do cálculo dos coeficientes de segurança tendo em consideração a construção imediatamente a jusante da barragem, sem considerar o impulso dos lodos.

Quadro 5.8 – Fatores de segurança ao deslizamento, derrubamento e flutuação dos cenários analisados, considerando a construção e sem considerar o impulso dos lodos.

Cota de água (m)	Altura de água (m)	Deslizamento			Derrubamento			Flutuação		
		Estático	Dinâmico-SBP	Dinâmico-SMP	Estático	Dinâmico-SBP	Dinâmico-SMP	Estático	Dinâmico-SBP	Dinâmico-SMP
307,01	13,01	1,0	0,6	0,5	1,4	1,1	0,8	6,2	4,4	2,8
305,80	11,80	1,0	0,8	0,6	1,7	1,3	0,9	6,8	4,7	3,0
305,00	11,00	1,2	0,9	0,7	2,0	1,5	1,0	7,3	4,9	3,1
304,50	10,50	1,3	1,0	0,7	2,3	1,7	1,1	7,6	5,1	3,1
304,00	10,00	1,4	1,1	0,8	2,5	1,8	1,2	8,0	5,2	3,2
303,50	9,50	1,6	1,2	0,9	2,8	2,0	1,3	8,4	5,4	3,2
303,00	9,00	1,8	1,3	1,0	3,2	2,1	1,3	8,9	5,6	3,3
302,50	8,50	2,0	1,4	1,0	3,6	2,3	1,4	9,4	5,8	3,4
302,00	8,00	2,3	1,6	1,1	4,0	2,5	1,5	10,0	6,0	3,5
301,50	7,50	2,6	1,8	1,2	4,6	2,8	1,6	10,7	6,2	3,5
301,00	7,00	3,0	2,0	1,3	5,2	3,0	1,7	11,4	6,5	3,6

Observando o quadro anterior é notório o efeito de contraforte proporcionado pela construção que apoia no paramento jusante da barragem. A segurança da barragem é verificada para os cenários estáticos para o NPA e NMC. O mecanismo de colapso condicionante para a segurança passa a ser o de deslizamento, em situação de rotura dinâmica. Neste sentido, conseguem-se fatores de segurança aceitáveis para cotas de água de cerca de 304 m, ou seja, 1,80 m abaixo do NPA.

À semelhança do ocorrido apenas considerando o corpo da barragem, a consideração do impulso estático dos lodos baixa, de uma forma geral, os coeficientes de segurança, traduzindo-se em um nível de água para o qual é verificada a estabilidade em condições estáticas, que é menor em meio metro.

No Quadro 5.9 são apresentadas as envolventes de tensões sem considerar o impulso dos lodos.

Quadro 5.9 – Envoltente de tensões considerando a construção e sem considerar o impulso dos lodos.

Cota de água (m)	Altura de água (m)	Estático (MPa)		Dinâmico-SBP (MPa)		Dinâmico-SMP (MPa)	
		Min.	Máx.	Min.	Máx.	Min.	Máx.
307,01	13,01	-0,48	0,19	-0,56	0,27	-0,70	0,44
305,80	11,80	-0,40	0,11	-0,47	0,18	-0,70	0,28
305,00	11,00	-0,35	0,07	-0,42	0,13	-0,63	0,22
304,50	10,50	-0,33	0,04	-0,40	0,11	-0,60	0,19
304,00	10,00	-0,31	0,02	-0,37	0,08	-0,56	0,17
303,50	9,50	-0,29	0,00	-0,35	0,06	-0,53	0,14
303,00	9,00	-0,27	-0,02	-0,33	0,04	-0,51	0,12
302,50	8,50	-0,25	-0,04	-0,31	0,02	-0,48	0,10
302,00	8,00	-0,23	-0,06	-0,29	0,00	-0,46	0,08
301,50	7,50	-0,22	-0,07	-0,28	-0,01	-0,44	0,07
301,00	7,00	-0,21	-0,08	-0,26	-0,03	-0,42	0,05

Observando o quadro anterior é perceptível o efeito de contraforte da construção, evidenciado pela diminuição acentuada das tensões, sendo admissível o nível de tensões instalado na barragem, mesmo para os níveis mais altos de água.

5.4.2.3 Comparação

Comparando os coeficientes de segurança para os cenários estudados, é visível o efeito de contraforte da construção a jusante, considerando que esta trabalha em conjunto com a barragem. Para o último

caso, os níveis de segurança atingidos aumentam significativamente, principalmente para o mecanismo de colapso de derrubamento. No Gráfico 5.1 a) e b) encontram-se representados, respetivamente, os coeficientes de segurança para o cenário Estático e para o cenário dinâmico mais condicionante (Dinâmico-SMP), em função da cota da água na albufeira e sem a consideração dos lodos.

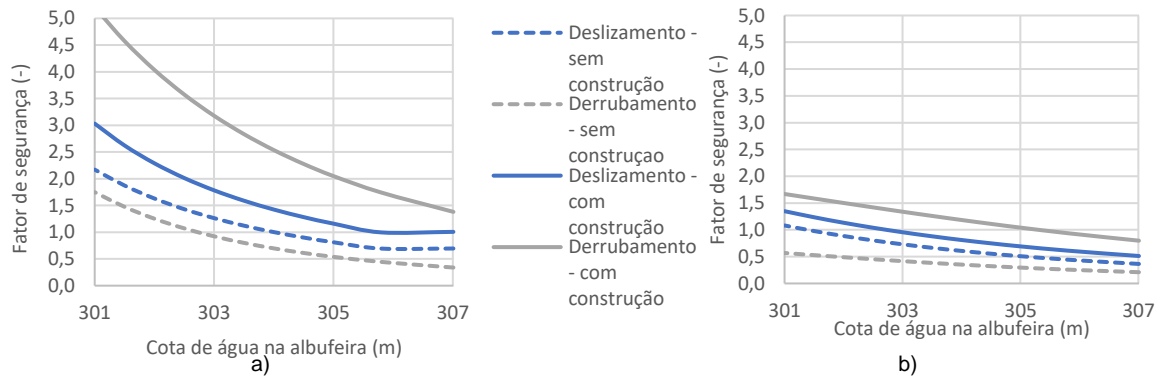


Gráfico 5.1 – Fatores de segurança condicionantes para a barragem do Monte Branco, com e sem consideração da construção a jusante, para a) Estático e b) Dinâmico-SMP e sem a consideração dos lodos.

O Gráfico 5.1 mostra que a cota da água deve ser 303 m (2,8 m abaixo do NPA) para a barragem ser estável face ao SMP, enquanto para ser estável face a ações estáticas pode estar no NPA.

Observando o Anexo D verifica-se que efeito dos lodos, que atingem a cota 300,62 m (cerca de 6,78 m de altura), não é significativo para cenários estáticos. Contudo, a cota máxima de água na albufeira para a qual a segurança é verificada diminui, em cerca de meio metro.

É importante lembrar que, não havendo dados disponíveis referentes aos parâmetros caracterizadores dos lodos, estes foram extrapolados, o que tem influência nos resultados. Ainda, o efeito de arco da pequena curvatura em planta da barragem não é contabilizado na análise estática considerando coeficientes sísmicos pelo que os resultados apresentados, nomeadamente em termos de distribuição de tensões não são os mais fidedignos, embora sejam conservativos. A fixação da barragem nos encontros também não é contabilizada, uma vez que ao analisar apenas uma fatia unitária da barragem, esta está a ser analisada como uma consola. Também importa referir que nos modelos de cálculo onde é considerada a construção, está a ser analisada a parte central da estrutura, mais rígida e segura que a real, uma vez que não estão a ser contabilizadas as partes laterais da barragem que, embora de menor altura, não têm o suporte da construção. o que resulta em diferenças acentuadas nas distribuições de tensões, entre os dois modelos de cálculo.

5.5 Métodos numéricos. Análise tridimensional em *SAP2000*

A análise numérica tridimensional da barragem do Monte Branco será efetuada recorrendo ao Método dos Elementos Finitos (MEF). O objetivo desta análise será a obtenção das tensões, resultantes dos carregamentos estáticos e dinâmicos, para vários níveis de água na albufeira. Posteriormente, estas tensões irão ser comparadas com as admissíveis para a alvenaria de xisto constituinte da barragem.

5.5.1 Modelação estrutural da barragem do Monte Branco

5.5.1.1 Conceção estrutural

A modelação numérica por intermédio de elementos finitos visa reproduzir as características mecânicas, estáticas e dinâmicas da barragem, assim como representar os efeitos da interação fluido-estrutura e a ligação da estrutura à fundação e encontros. Para o caso em estudo, é imperativa a modelação tridimensional, de modo a conseguir captar o efeito de arco da pequena curvatura em planta da barragem, assim como o eventual efeito de contraforte da construção que encosta sobre o corpo da barragem. A geometria dos modelos tridimensionais da barragem do Monte Branco foi obtida através da recolha de dados geométricos e topográficos contantes no ficheiro *AutoCAD* disponível, designadamente o levantamento topográfico (bidimensional e tridimensional) da barragem (Anexo A). A geometria dos modelos foi definida de modo a respeitar, dentro do possível, a sua geometria real. A malha tridimensional foi conseguida através de 6 malhas 2D diferentes, representantes da secção da barragem ao longo do seu desenvolvimento longitudinal, que foram posteriormente extrudidas de modo a ser obtido o modelo 3D, recorrendo a elementos cúbicos de 6 nós. O comprimento dos elementos é aproximadamente 0,50 m e é sensivelmente constante ao longo do desenvolvimento da barragem. A altura, para todos os elementos é exactamente 0,5619 m. A largura da secção da barragem, de 3,05 m, é dividida em três elementos de igual dimensão.

A primeira simplificação efetuada na modelação foi no número e dimensão dos “degraus” existentes junto ao coroamento. A geometria dos degraus é irregular (Figura 3.1), tanto em número (que varia entre 3 e 4) como em altura e largura, porém a base do degrau inferior, a montante, está a uma cota perto do NPA. A cota do coroamento também não é constante, tendo-se adotado uma cota média. Deste modo, a geometria dos degraus foi uniformizada, sendo considerados 3 degraus ao longo do coroamento, com as mesmas dimensões e com a base do degrau inferior à cota do NPA (305,80 m). A segunda simplificação é na modelação do contacto da barragem com a fundação. Esta foi elaborada de modo a manter a regularidade dos elementos finitos que a compõem, mas respeitando a inclinação do maciço rochoso onde a barragem se encaixa. Na Figura 5.3 é possível observar um excerto da geometria retirada do ficheiro disponível (traçado a preto) com a sobreposição da geometria do modelo (traçado a cinzento), correspondente à vista de jusante do encontro direito.

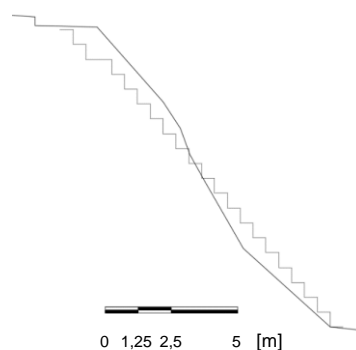


Figura 5.3 – Vista de jusante para montante do encontro direito da barragem do Monte Branco: sobreposição da geometria do modelo (cinzento) com a geometria retirada do levantamento topográfico (preto).

Esta opção de modelação foi tomada também tendo em conta o método construtivo que se supõe ter sido utilizado: escavação de reentrâncias no maciço rochoso de modo a poder assentar a alvenaria da

barragem. Por último, a espessura do corpo da barragem diminui gradualmente desde os encontros até às extremidades, de 3,05 m até cerca de 1 m. Porém foi mantida a discretização em três camadas de elementos finitos ao longo da espessura da barragem, de modo a garantir a sua compatibilidade.

Nos modelos em que a construção a jusante é considerada em conjunto com o corpo da barragem, esta foi modelada recorrendo a elementos quadriláteros do tipo *shell*, com a espessura indicada na documentação consultada (Tetraplano, 2002). A ligação da construção com a barragem foi modelada por intermédio de *constraints* que impedem deslocamentos e rotações relativos entre a construção relativamente ao corpo da barragem.

A interação fluido-estrutura, nomeadamente em cenários dinâmicos, é modelada através da adição de massas pontuais na interface água-estrutura, segundo a distribuição de Westergaard. A escolha da malha regular de elementos finitos, nomeadamente o alinhamento vertical e horizontal de nós, foi feita para facilitar a adição de subpressões e de massas pontuais.

A ligação fundação-estrutura é modelada por encastramentos totais, pois o maciço de fundação tem elevada resistência e compacidade (Tetraplano, 2002). Devido a estas características, depreende-se que não há um efeito de “mola” associado ao maciço rochoso, sendo as ondas sísmicas transmitidas diretamente à estrutura, sem qualquer amortecimento.

O material constituinte do corpo da barragem e da construção a jusante, xisto, foi modelado como homogéneo, isotrópico e com comportamento elástico. Foi adotado um módulo de elasticidade de 1 GPa, um coeficiente de Poisson de 0,2 e peso volúmico de 22 kN/m³.

5.5.1.2 Análise modal

A análise de estruturas por intermédio de métodos numéricos inclui a análise dos vários modos de vibração da mesma, sendo necessária para se prosseguir com a análise dinâmica. Estes modos dependem apenas das características geométricas e das propriedades físicas da estrutura. O objetivo da análise modal é a determinação dos vários modos de vibração da estrutura e quais os que mais contribuem para a sua resposta. A cada modo de vibração está associada uma frequência própria, uma configuração deformada e um valor de participação de massa, que indica a percentagem da massa da estrutura que está a ser mobilizada em cada direção. A massa total do sistema corresponde à massa da estrutura (barragem com ou sem contabilização da construção) para cenários estáticos e à massa da estrutura em conjunto com a massa de água excitada pela ação sísmica (100 % de fator de participação de massa), para cenários dinâmicos. Segundo o EC8 o número de modos de vibração a utilizar para se obterem resultados fiáveis varia com a estrutura e são usualmente considerados todos os necessários a conseguir uma percentagem de participação superior a 90 %. Para a direção Z, vertical, em cenários dinâmicos, a participação de massa apenas corresponde à massa da estrutura, uma vez que as massas de água apenas atuam na direção horizontal (perpendicularmente ao paramento).

No caso em estudo foram utilizados 35 modos, porém a percentagem de massa não chega aos 90%, mas foram corridos modelos com um número maior de modos – 75 – sem se notarem diferenças significativas. Os resultados da análise modal são apresentados no Quadro 5.10 e Quadro 5.11, respetivamente para a barragem de gravidade e para a barragem em conjunto com a construção, para

os primeiros 15 modos. A Figura 5.4 e Figura 5.5 contêm as configurações deformadas dos 3 primeiros modos de vibração, para a barragem de gravidade e barragem com construção, respetivamente.

Quadro 5.10 – Modos de vibração da barragem de gravidade, períodos, frequências e participações de massa.

Modo	Período (s)	Frequência (Hz)	Fatores de participação da massa												Movimento
			UX	UY	UZ	ΣUX	ΣUY	ΣUZ	RX	RY	RZ	ΣRX	ΣRY	ΣRZ	
1	0,265	3,768	1,90E-04	0,443	7,13E-05	1,90E-04	0,443	7,13E-05	0,078	7,99E-06	0,002	0,078	7,99E-06	0,002	Translação segundo Y
2	0,139	7,204	0,002	5,24E-05	5,48E-06	0,002	0,443	7,67E-05	0,002	3,90E-04	0,176	0,080	4,00E-04	0,178	Translação segundo Y
3	0,095	10,531	0,007	0,006	6,58E-05	0,009	0,449	1,40E-04	0,156	1,30E-04	3,72E-05	0,236	0,001	0,178	Rotação segundo X
4	0,079	12,583	0,013	0,182	0,005	0,022	0,631	0,005	0,089	3,30E-04	1,30E-08	0,324	0,001	0,178	Translação segundo Y
5	0,070	14,229	0,328	0,017	0,008	0,350	0,648	0,013	0,001	5,70E-06	0,007	0,326	0,001	0,185	Translação segundo X
6	0,068	14,689	0,267	2,20E-04	0,010	0,617	0,648	0,023	0,003	0,002	0,022	0,329	0,003	0,207	Translação segundo X
7	0,066	15,264	0,022	0,001	0,509	0,639	0,649	0,532	0,003	0,008	0,000	0,331	0,011	0,207	Translação segundo Z
8	0,058	17,385	0,003	0,003	0,001	0,642	0,652	0,533	0,008	0,002	0,071	0,339	0,013	0,278	Rotação segundo Z
9	0,053	18,708	0,001	0,004	0,001	0,643	0,657	0,534	0,013	0,042	0,012	0,352	0,055	0,291	Rotação segundo Y
10	0,052	19,091	0,001	0,001	0,001	0,644	0,658	0,534	0,002	0,163	0,006	0,354	0,218	0,296	Rotação segundo Y
11	0,046	21,746	0,000	0,013	0,003	0,644	0,671	0,538	0,003	0,000	0,004	0,357	0,218	0,300	Translação segundo Y
12	0,044	22,707	0,001	0,000	0,025	0,645	0,671	0,562	0,002	0,000	0,004	0,359	0,218	0,304	Translação segundo Z
13	0,043	23,215	2,30E-04	0,007	0,002	0,645	0,678	0,564	0,007	2,60E-04	0,004	0,367	0,219	0,308	Rotação segundo X + Translação segundo Y
14	0,040	24,776	8,87E-06	0,006	0,089	0,645	0,685	0,653	0,004	9,82E-05	0,003	0,371	0,219	0,311	Translação segundo Z
15	0,040	25,313	6,61E-05	0,047	0,006	0,645	0,732	0,659	0,048	2,12E-07	0,002	0,419	0,219	0,313	Rotação segundo X + Translação segundo Y

Quadro 5.11 – Modos de viração da barragem e construção, períodos, frequências e participações de massa.

Modo	Período (s)	Frequência (Hz)	Fatores de participação da massa												Movimento
			UX	UY	UZ	ΣUX	ΣUY	ΣUZ	RX	RY	RZ	ΣRX	ΣRY	ΣRZ	
1	0,241	4,142	2,60E-04	0,423	1,30E-04	2,60E-04	0,423	1,30E-04	0,099	1,09E-05	0,001	0,099	1,09E-05	0,001	Translação segundo Y
2	0,136	7,334	0,003	7,42E-05	3,65E-06	0,003	0,423	1,30E-04	0,002	3,80E-04	0,177	0,101	3,80E-04	0,178	Translação segundo Y
3	0,098	10,217	0,001	0,011	0,003	0,003	0,434	0,003	0,095	7,17E-06	8,43E-05	0,196	7,17E-06	0,178	Translação segundo X
4	0,092	10,869	0,005	0,020	0,002	0,008	0,454	0,005	0,046	0,001	3,28E-05	0,242	0,001	0,178	Rotação segundo X
5	0,079	12,696	0,021	0,189	2,80E-04	0,029	0,643	0,005	0,066	6,20E-06	5,37E-05	0,308	0,001	0,178	Translação segundo Y
6	0,076	13,242	0,338	0,004	0,001	0,367	0,647	0,006	0,001	0,007	0,003	0,309	0,008	0,181	Rotação segundo X
7	0,073	13,646	0,002	9,96E-05	0,064	0,368	0,647	0,070	0,007	0,002	0,001	0,316	0,011	0,182	Translação segundo Z
8	0,07	14,318	0,147	0,013	0,001	0,516	0,660	0,071	3,04E-05	0,001	0,003	0,316	0,012	0,185	Translação segundo X
9	0,065	15,334	0,100	2,58E-05	0,083	0,615	0,660	0,153	0,013	0,002	0,052	0,329	0,014	0,237	Translação segundo X
10	0,064	15,528	0,042	5,65E-05	0,36	0,658	0,660	0,514	0,014	0,002	0,007	0,343	0,016	0,244	Translação segundo Z
11	0,057	17,684	1,30E-04	0,002	0,001	0,658	0,662	0,514	0,004	7,74E-05	0,038	0,347	0,016	0,283	Rotação segundo Z
12	0,054	18,667	6,45E-07	0,004	2,90E-04	0,658	0,666	0,515	0,006	0,01	0,002	0,353	0,026	0,284	Rotação segundo Y
13	0,053	18,703	0,001	0,001	0,001	0,659	0,667	0,515	0,006	0,026	0,023	0,359	0,052	0,307	Rotação segundo Y
14	0,052	19,081	0,001	0,001	4,20E-04	0,660	0,668	0,516	0,002	0,167	0,003	0,361	0,219	0,310	Rotação segundo Y
15	0,052	19,407	1,03E-06	4,10E-04	0,001	0,660	0,669	0,516	0,001	1,20E-04	4,10E-04	0,362	0,219	0,310	Rotação segundo X

As direções X, Y e Z dizem respeito aos eixos respetivamente do plano da barragem, normal ao plano da barragem e vertical.

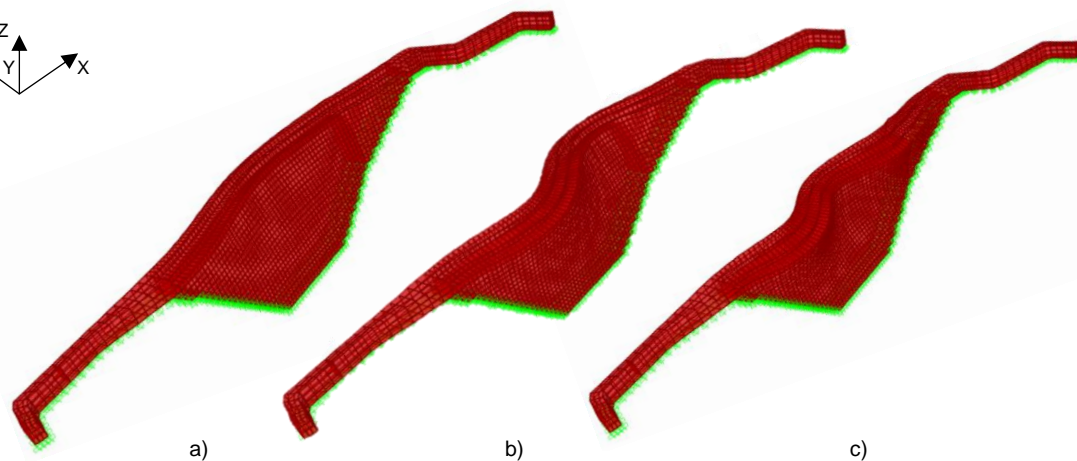
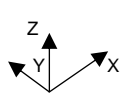


Figura 5.4 – Configurações deformadas para o a) primeiro, b) segundo e c) terceiro modos de vibração para o modelo de barragem de gravidade.

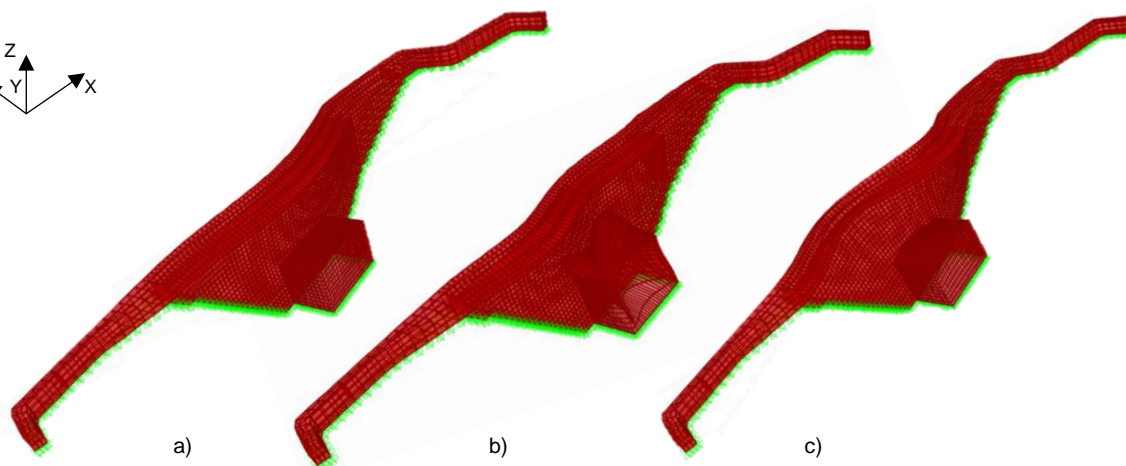
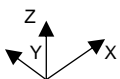


Figura 5.5 – Configurações deformadas para o a) primeiro, b) segundo e c) terceiro modos de vibração para o modelo de barragem e construção.

O modo de vibração fundamental (primeiro modo) da barragem do Monte Branco, com e sem consideração da construção a jusante, está associado a uma translação segundo o eixo do vale (Y), observando-se nessa direção a maior participação de massa. A este primeiro modo está associada a frequência mais baixa, ou seja, a primeira frequência de excitação que toma os valores de 3,77 Hz e 4,14 Hz respectivamente para a consideração apenas do muro da barragem e do muro da barragem em conjunto com a construção. O aumento da frequência no modelo onde a construção é considerada, face ao modelo da barragem de gravidade, explica-se devido ao aumento de rigidez que a construção introduz. De modo a não tornar a análise modal demasiado exaustiva, o Quadro 5.12 contém apenas os períodos e frequências próprias dos modelos concebidos para a análise dinâmica, que contêm massas de água para cada nível de água na albufeira.

Quadro 5.12 – Períodos e frequências próprias dos modelos concebidos para a análise dinâmica para a barragem de gravidade e barragem com construção.

Cota de água (m)	Altura de água (m)	Barragem gravidade		Barragem com construção	
		Período (s)	Frequência (Hz)	Período (s)	Frequência (Hz)
307,01	13,01	0,34	2,95	0,31	3,27
305,80	11,80	0,31	3,23	0,28	3,59
305,00	11,00	0,30	3,35	0,27	3,73
304,00	10,00	0,29	3,50	0,26	3,89
303,00	9,00	0,28	3,62	0,25	4,01
302,00	8,00	0,27	3,69	0,25	4,07
301,00	7,00	0,27	3,73	0,24	4,11

Ao observar o Quadro 5.12 é notável o aumento do período à medida que a massa do sistema aumenta, devido ao aumento da massa de água associada. Tal era previsível uma vez que o período aumenta de forma inversamente proporcional à raiz quadrada da massa.

5.5.2 Análise por espectro de resposta

A análise sísmica da estrutura é efetuada a partir da representação da ação sísmica por intermédio de espectros de resposta. Este método fornece valores máximos e positivos da resposta da estrutura e que geralmente não ocorrem simultaneamente em todos os pontos. A resposta da estrutura é calculada através da sobreposição das respostas dos seus modos de vibração individuais, calculadas separadamente, através de uma combinação quadrática completa (CQC) e os valores de resposta para cada componente do movimento do solo através da raiz quadrada da soma dos quadrados (SRSS). Trata-se de um método que fornece respostas máximas e simplificadas uma vez que só considera o comportamento da estrutura dentro do seu limite elástico. Este método é adequado ao cálculo de respostas dinâmicas de estruturas que atuem dentro do limite elástico, tal como é o caso de barragens, uma vez que é esperado que não ocorra fendilhação significativa.

A ação sísmica, pese embora possa atuar segundo qualquer direção, é decomposta em componentes horizontais e verticais. Esta ação é retratada através de espectros de resposta da aceleração à superfície do terreno, designados de espectros de resposta elástica que reproduzem os efeitos da ação sísmica sobre um conjunto de osciladores lineares de um grau de liberdade com frequências próprias distintas, de modo a formar uma envolvente da ação. A ordenada do espectro indica o valor máximo da resposta da estrutura, em função do seu período de vibração. Os espectros de resposta horizontal (S_e) e vertical (S_{ve}) preconizados no EC8 são definidos analiticamente pelas expressões seguintes:

$$0 \leq T \leq T_B : \quad S_e(T) = a_g S \left[1 + \frac{T}{T_B} (\eta_{2,5} - 1) \right] \quad (5.16)$$

$$S_{ve}(T) = a_{vg} \left[1 + \frac{T}{T_B} (\eta_{3,0} - 1) \right] \quad (5.17)$$

$$T_B \leq T \leq T_C : \quad S_e(T) = a_g S \eta_{2,5} \quad (5.18)$$

$$S_{ve}(T) = a_{vg} \eta_{3,0} \quad (5.19)$$

$$T_C \leq T \leq T_D : \quad S_e(T) = a_g S \eta \left(\frac{T_C}{T} \right) \quad (5.20)$$

$$S_{ve}(T) = a_{vg}\eta 3,0 \left(\frac{T_c}{T}\right) \quad (5.21)$$

$$T_D \leq T \leq 4 \text{ s}: \quad S_e(T) = a_g S \eta \left(\frac{T_c T_D}{T^2}\right) \quad (2.22)$$

$$S_{ve}(T) = a_{vg}\eta 3,0 \left(\frac{T_c T_D}{T^2}\right) \quad (5.23)$$

onde $S_e(T)$ e $S_{ve}(T)$ representam respetivamente os espetros de resposta elástico horizontal e vertical, T representa o período de vibração de um sistema com um grau de liberdade, T_B, T_c e T_D são os limites dos patamares espectrais, a_g representa a aceleração de projeto em rocha para um terreno do tipo A, S é o fator do tipo de terreno e η é o fator de correção de amortecimento que é obtido através de:

$$\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} \geq 0,55 \quad (5.24)$$

onde ξ representa o amortecimento.

Partindo das acelerações de base calculadas em 5.3.2 e recorrendo ao Anexo Nacional do EC8 é possível estabelecer os espetros de resposta para o sismo Tipo 2 (intraplacas), que já se mostrou ser o condicionante para o caso em estudo. Foi considerado um valor de 5 % para o amortecimento, uma vez que oferece resultados razoáveis quanto à resposta dinâmica de estruturas de alvenaria próximas do seu limite elástico. Para este valor de amortecimento obtém-se um valor $\eta=1$.

A fundação da barragem do Monte Branco é um maciço rochoso pertencente à família dos xistos silúricos, que, segundo o EC8, corresponde a um terreno tipo A. Os parâmetros definidores do espetro de resposta horizontal para um terreno tipo A e para um sismo Tipo 2 encontram-se no Quadro 5.13.

Quadro 5.13 – Valores dos parâmetros definidores dos espetros de resposta horizontais e verticais.

Ação Sísmica	Tipo de terreno	S	T _B (s)	T _c (s)	T _D (s)
Horizontal	A	1	0,1	0,25	2
Vertical		-	0,05	0,15	1

O EC8 estabelece que estas componentes, horizontais e verticais, sejam combinadas de acordo com:

$$Ed = Eh + 0,30Ev \quad (5.25)$$

onde “+” significa “a combinar com”, Ed são os efeitos da ação sísmica de projeto e Eh e Ev são, respetivamente, os efeitos da ação sísmica quando atua isoladamente na direção horizontal e vertical. O Gráfico 5.2 a) e b) representa graficamente os espetros de respostas, definidos pelas expressões anteriores, respetivamente para os espetros horizontais e verticais dos sismos de projeto já definidos.

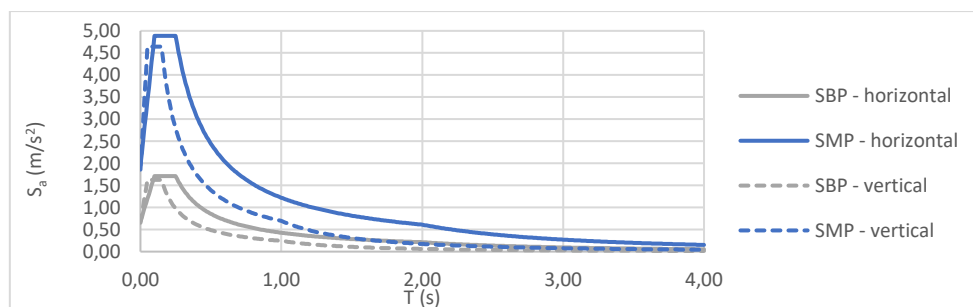


Gráfico 5.2 – Espetros de resposta da componente horizontal e vertical dos sismos de projeto.

5.5.3 Análise de resultados

Como já referido, para analisar a segurança da estrutura, irão ser comparadas as tensões instaladas na barragem, para as várias combinações de ações, com as tensões máximas admissíveis na alvenaria. A apresentação de resultados diz respeito aos cenários definidos anteriormente no Quadro 5.1, quer a nível da distribuição de tensões quer da apresentação dos valores máximos e mínimos obtidos. Não se analisou o efeito do impulso dos lodos uma vez que, para cenários estáticos não se afiguram condicionantes, o que não acontece para cenários dinâmicos. Também, uma vez que a manutenção da estrutura e albufera deve ser realizada de forma periódica, estima-se que os lodos não estejam sempre presentes, muito menos com uma cota tão elevada como a atual.

A apresentação e análise de resultados foi efetuada para um plano vertical normal ao eixo de desenvolvimento do coroamento e sensivelmente a meio deste. Esta secção foi escolhida pois aí se instalam as tensões máximas, quer de tração quer de compressão, e corresponde à maior altura da estrutura. Outro fator de escolha foi permitir comparar tensões verticais com as obtidas pelo método estático usando coeficientes sísmicos. Os campos das tensões verticais, para cada nível de água da albufera e para cada cenário considerado, bem como os valores extremos de tensões na secção, encontram-se no Quadro 5.14, para as hipóteses barragem de gravidade e barragem e construção.

Para os cenários dinâmicos o campo de tensões diz respeito à envolvente máxima de tensões. Da análise do Quadro 5.14 vê-se que, para a envolvente máxima de tensões, os valores máximos de compressão e tração ocorrem ao nível da base, no extremos esquerdo (jusante) e direito (montante), respetivamente. Tal corresponde ao observado nos Quadro 5.7 e Quadro 5.9, relativos à análise simplificada.

Quadro 5.14 – Campos de tensões verticais, σ_{33} , na secção analisada, para os cenários analisados, para a consideração da barragem de gravidade e da barragem e construção e em função do nível da água na albufera. Tensões extremas verificadas para cada cenário.

Cota e altura de água (m)	Estático		Dinâmico-SBP		Dinâmico-SMP		Escala (10^{-3} MPa)
	Barragem de gravidade	Barragem e construção	Barragem de gravidade	Barragem e construção	Barragem de gravidade	Barragem e construção	
307,01 13,01							 700, 623, 546, 469, 392, 315, 238, 162, 85, 8, -69, -146, -223, -300
Tensões (MPa)	$\sigma_{33,min} = -1,27$ $\sigma_{33,máx} = 0,78$	$\sigma_{33,min} = -0,97$ $\sigma_{33,máx} = 0,54$	$\sigma_{33,min} = -0,92$ $\sigma_{33,máx} = 1,01$	$\sigma_{33,min} = -0,72$ $\sigma_{33,máx} = 0,70$	$\sigma_{33,min} = -0,37$ $\sigma_{33,máx} = 1,57$	$\sigma_{33,min} = -0,34$ $\sigma_{33,máx} = 1,14$	

Quadro 5.14 – (Continuação)

Cota e Altura de água (m)	Estático		Dinâmico-SBP		Dinâmico-SMP		Escala (10 ⁻³ MPa)
	Barragem de gravidade	Barragem e construção	Barragem de gravidade	Barragem e construção	Barragem de gravidade	Barragem e construção	
305,80 11,80							
Tensões (MPa)	$\sigma_{33,min} = -1,05$ $\sigma_{33,máx} = 0,55$	$\sigma_{33,min} = -0,82$ $\sigma_{33,máx} = 0,38$	$\sigma_{33,min} = -0,71$ $\sigma_{33,máx} = 0,77$	$\sigma_{33,min} = -0,59$ $\sigma_{33,máx} = 0,53$	$\sigma_{33,min} = -0,20$ $\sigma_{33,máx} = 1,28$	$\sigma_{33,min} = -0,28$ $\sigma_{33,máx} = 0,94$	
305,00 11,00							
Tensões (MPa)	$\sigma_{33,min} = -0,92$ $\sigma_{33,máx} = 0,43$	$\sigma_{33,min} = -0,74$ $\sigma_{33,máx} = 0,28$	$\sigma_{33,min} = -0,61$ $\sigma_{33,máx} = 0,61$	$\sigma_{33,min} = -0,52$ $\sigma_{33,máx} = 0,43$	$\sigma_{33,min} = -0,12$ $\sigma_{33,máx} = 1,09$	$\sigma_{33,min} = -0,18$ $\sigma_{33,máx} = 0,81$	
304,00 10,00							
Tensões (MPa)	$\sigma_{33,min} = -0,78$ $\sigma_{33,máx} = 0,28$	$\sigma_{33,min} = -0,64$ $\sigma_{33,máx} = 0,17$	$\sigma_{33,min} = -0,49$ $\sigma_{33,máx} = 0,48$	$\sigma_{33,min} = -0,44$ $\sigma_{33,máx} = 0,30$	$\sigma_{33,min} = -0,03$ $\sigma_{33,máx} = 0,93$	$\sigma_{33,min} = -0,12$ $\sigma_{33,máx} = 0,66$	

Quadro 5.14 – (Continuação)

Altura de água (m)	Estático		Dinâmico-SBP		Dinâmico-SMP		Escala (10 ⁻³ MPa)
	Barragem de gravidade	Barragem e construção	Barragem de gravidade	Barragem e construção	Barragem de gravidade	Barragem e construção	
303,00 9,00							700. 623. 546. 469. 392. 315. 238. 162. 85. 8. -69. -146. -223. -300.
Tensões (MPa)	$\sigma_{33,min}=-0,65$ $\sigma_{33,máx}=0,16$	$\sigma_{33,min}=-0,55$ $\sigma_{33,máx}=0,08$	$\sigma_{33,min}=-0,10$ $\sigma_{33,máx}=0,33$	$\sigma_{33,min}=-0,37$ $\sigma_{33,máx}=0,20$	$\sigma_{33,min}=0,06$ $\sigma_{33,máx}=0,76$	$\sigma_{33,min}=-0,08$ $\sigma_{33,máx}=0,53$	
302,00 8,00							700. 623. 546. 469. 392. 315. 238. 162. 85. 8. -69. -146. -223. -300.
Tensões (MPa)	$\sigma_{33,min}=-0,55$ $\sigma_{33,máx}=0,06$	$\sigma_{33,min}=-0,48$ $\sigma_{33,máx}=0,01$	$\sigma_{33,min}=-0,31$ $\sigma_{33,máx}=0,22$	$\sigma_{33,min}=-0,31$ $\sigma_{33,máx}=0,11$	$\sigma_{33,min}=0,09$ $\sigma_{33,máx}=0,62$	$\sigma_{33,min}=-0,04$ $\sigma_{33,máx}=0,42$	
301,00 7,00							700. 623. 546. 469. 392. 315. 238. 162. 85. 8. -69. -146. -223. -300.
Tensões (MPa)	$\sigma_{33,min}=-0,47$ $\sigma_{33,máx}=-0,01$	$\sigma_{33,min}=-0,54$ $\sigma_{33,máx}=-0,04$	$\sigma_{33,min}=-0,24$ $\sigma_{33,máx}=0,13$	$\sigma_{33,min}=-0,26$ $\sigma_{33,máx}=0,04$	$\sigma_{33,min}=0,14$ $\sigma_{33,máx}=0,51$	$\sigma_{33,min}=-0,01$ $\sigma_{33,máx}=0,31$	

Comparativamente à análise estática equivalente, observa-se que as tensões de tração, no modelo de barragem de gravidade, são mais baixas. Tal era expectável uma vez que essa análise é muito conservativa, pois considera a barragem como um corpo rígido, o que na realidade não ocorre, e não contabiliza a tridimensionalidade da barragem, nem a fixação nos encontros. Relativamente aos modelos onde é considerada a construção vê-se que os valores de tração fornecidos pelo *SAP2000* são muito superiores aos obtidos através do método estático equivalente, já que o plano em estudo na análise simplificada diz respeito à parte central da barragem, que contém a construção, o que resulta numa estrutura mais rígida e segura do que a real, pois não são contabilizadas as zonas laterais que não têm o apoio da construção.

Contrariamente ao observado na análise estática equivalente, as tensões de compressão, provenientes do *SAP2000*, diminuem o seu valor absoluto em cenários dinâmicos, pois a análise dinâmica facultava apenas a envolvente máxima de tensões, sendo as tensões de compressão as mínimas. Verifica-se que quanto mais baixo é o nível da albufeira, menores são as tensões de compressão mínimas no paramento de jusante, podendo, assim, surgir trações para níveis de água ainda mais baixos, o que não é o ideal. As trações são claramente superiores no paramento de montante, proporcionais à ação sísmica considerada, como era de esperar. Nos cenários dinâmicos também se verificam trações no paramento de jusante, sendo ligeiramente superiores nos modelos onde a construção é considerada, o que se pode explicar pela força exercida pela construção no paramento. Ainda, quando se tem em conta a ação sísmica, a análise dinâmica não fornece os valores das tensões principais, pelo que é necessário calculá-las. Para o tipo de estrutura em análise, em que o desenvolvimento do coroamento (dimensão 1) é muito superior à espessura e altura da barragem (dimensão 2 e 3) desenvolvem-se estados planos de deformação. Assim, admitindo que $\gamma_{21}=\gamma_{31}=\varepsilon_1=0$ e $\varepsilon_2, \varepsilon_3$ e γ_{23} não variam com 1, recorre-se ao Círculo de Mohr, traduzido pela expressão (5.26), para o cálculo destas tensões para os cenários dinâmicos (Dinâmico-SBP e Dinâmico-SMP).

$$\sigma_p = \frac{\sigma_{33} - \sigma_{22}}{2} \pm \sqrt{\sigma_{23}^2 + \left(\frac{\sigma_{33} - \sigma_{22}}{2}\right)^2} \quad (5.26)$$

onde $\gamma_{21}, \gamma_{31}, \gamma_{23}$ representam, respetivamente, a distorção nos planos 21, 31 e 23, $\varepsilon_1, \varepsilon_2, \varepsilon_3$ são as deformações ao longo do eixo 1, e 2 e 3, respetivamente, σ_p são as tensões principais, σ_{33} são as tensões normais verticais, σ_{22} são as tensões horizontais, normais ao eixo da barragem e σ_{23} são as tensões tangenciais, no plano considerado. O Quadro 5.15 contém as tensões principais obtidas para cenários estáticos e as calculadas pela equação (5.26) para cenários dinâmicos. No Anexo E expõem-se os valores destas tensões individuais com maior detalhe, assim como as provenientes da análise estática e as apenas referentes ao sismo.

Quadro 5.15 – Tensões principais extremas na secção analisada, para os cenários analisados, para a consideração da barragem de gravidade e da barragem e construção e em função do nível da água na albufeira.

Cota de água (m)	Altura de água (m)	Barragem gravidade (MPa)						Barragem e construção (MPa)					
		Estático		Dinâmico-SBP		Dinâmico-SMP		Estático		Dinâmico-SBP		Dinâmico-SMP	
		Min.	Máx.	Min.	Máx.	Min.	Máx.	Min.	Máx.	Min.	Máx.	Min.	Máx.
307,01	13,01	-1,27	0,78	-1,55	1,07	-2,11	1,61	-0,97	0,54	-1,16	0,76	-1,54	1,18
305,80	11,80	-1,05	0,55	-1,31	0,81	-1,83	1,33	-0,82	0,38	-1,00	0,58	-1,36	0,98
305,00	11,00	-0,92	0,43	-1,17	0,68	-1,67	1,15	-0,74	0,28	-0,91	0,47	-1,25	0,85
304,00	10,00	-0,78	0,28	-1,01	0,52	-1,47	0,98	-0,64	0,17	-0,80	0,33	-1,11	0,67
303,00	9,00	-0,65	0,16	-0,87	0,37	-1,29	0,79	-0,55	0,08	-0,70	0,24	-0,99	0,57
302,00	8,00	-0,55	0,06	-0,75	0,26	-1,16	0,65	-0,48	0,01	-0,62	0,16	-0,89	0,43
301,00	7,00	-0,47	-0,01	-0,66	0,16	-1,04	0,53	-0,42	-0,04	-0,54	0,09	-0,80	0,35

Da análise do Quadro 5.15 constata-se que as tensões de compressão máximas admissíveis não são excedidas para nenhum cenário, nem mesmo para o de rotura dinâmica (Dinâmico-SMP). O mesmo não se verifica para as tensões de tração máximas admissíveis, que são excedidas mesmo para níveis mais baixos da albufeira. Porém, é notório o efeito de contraforte da construção que se faz sentir pela diminuição de tensões de tração em cerca de 35 % e que, para cenários estáticos permite aumentar o nível de água de 302 m para 303 m. O volume armazenado entre estas cotas corresponde a 0,08 hm³. Uma vez que desde a construção da barragem do Monte Branco não se registaram sismos com a

intensidade dos sismos de projeto, com eventual exceção do sismo de 1755, e que ao longo dos anos a cota da albufeira se deve ter encontrado ao NPA e eventualmente ao NMC sem ter sofrido rotura, os resultados desta análise, com especial relevância os do cenário Estático, permitem concluir que a construção anexa é preponderante para garantir a segurança da barragem.

Uma vez que a segurança da barragem é condicionada pelo valor das tensões de tração, estas encontram-se representadas no Gráfico 5.3, para cada cenário analisado e em função da cota de água na albufeira, para os modelos onde a construção é contabilizada.

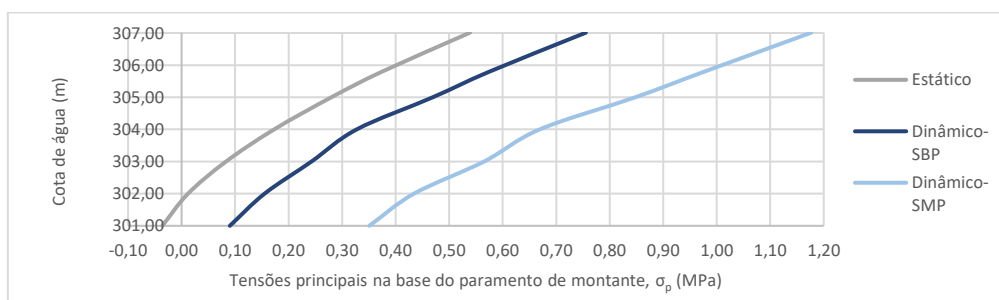


Gráfico 5.3 – Tensões máximas instaladas na base do paramento montante, em cada cenário na barragem do Monte Branco, em função da altura de água na albufeira, com a consideração da construção a jusante.

O Gráfico 5.3 evidencia a segurança da barragem face ao cenário estático, nomeadamente para níveis de água mais baixos, onde surgem tensões de compressão no paramento de montante. Observando o Quadro 5.15 e o Gráfico 5.3, constata-se que à semelhança do ocorrido para a análise estática, a segurança da barragem é condicionada pelo cenário dinâmico de rotura (Dinâmico-SMP). Para este cenário, a tensão de rotura da alvenaria é atingida, para qualquer nível de água considerado. Deste modo, no Quadro 5.16 é apresentada a posição da resultante das forças, ou excentricidade, ($e = \frac{M}{N}$) para os cenários dinâmicos, para as cotas inferiores, onde se verificam menores trações.

Quadro 5.16 – Cálculo da excentricidade, no plano em estudo, para cenários dinâmicos.

Cota de água (m)	Altura de água (m)	Barragem e construção					
		Dinâmico-SBP			Dinâmico-SMP		
		N (kN/m)	M (kNm/m)	e (m)	N (kN/m)	M (kNm/m)	e (m)
303,00	9,00	694,65	729,51	1,05	653,53	1208,56	1,85
302,50	8,50	700,05	664,28	0,95	676,47	1118,66	1,65
302,00	8,00	705,45	599,05	0,85	699,41	1028,76	1,47
301,00	7,00	690,98	490,95	0,71	689,61	894,42	1,30

Nota: M calculado no centro da base da barragem.

O Quadro 5.16 mostra que, para o cenário dinâmico de rotura, a resultante se encontra dentro da base do corpo da barragem apenas para cotas abaixo de 302 m. Porém, esta encontra-se dentro da base do conjunto barragem e construção à cota 303 m, apenas a 0,32 m do paramento de jusante. Para esta cota, na ocorrência do SBP a tensão na base do paramento de montante é 0,24 MPa, inferior à tensão de rotura, mas superior à admissível. Na ocorrência de um sismo da magnitude do SMP, a tensão atingida é 0,57 MPa, quase o dobro da tensão de rotura da alvenaria, porém numa zona muito localizada na base, cerca de 0,40 m e na zona entre contrafortes (Figura 5.6). Tal significa uma ligeira rotação da barragem e a abertura de fendas no pé de montante e explica a existência de fendas diagonais nas paredes (contrafortes) da

construção (Figura 3.6 b)) consequência da força exercida pela barragem na cobertura da construção. A provável fendilhação muito localizada na base da barragem, origina uma redistribuição de esforços que levam a uma maior descarga nas paredes da construção, que funcionam como contrafortes. O andamento de tensões verticais na base dos contrafortes, para o cenário Dinâmico-SMP observa-se no Gráfico 5.4, onde constam as tensões provenientes das ações estáticas sobrepostas com os efeitos positivos ou negativos do SMP. No Anexo G constam os valores das tensões para os dois contrafortes.

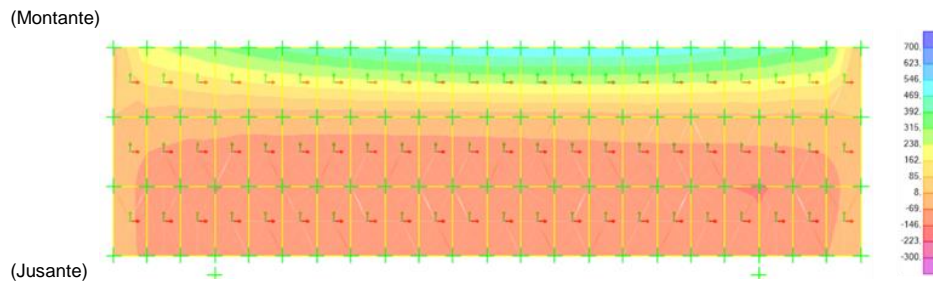


Figura 5.6 – Campos de tensões verticais (kPa) em corte horizontal no plano de fundação, para a cota de água de 303 m e considerando a construção.

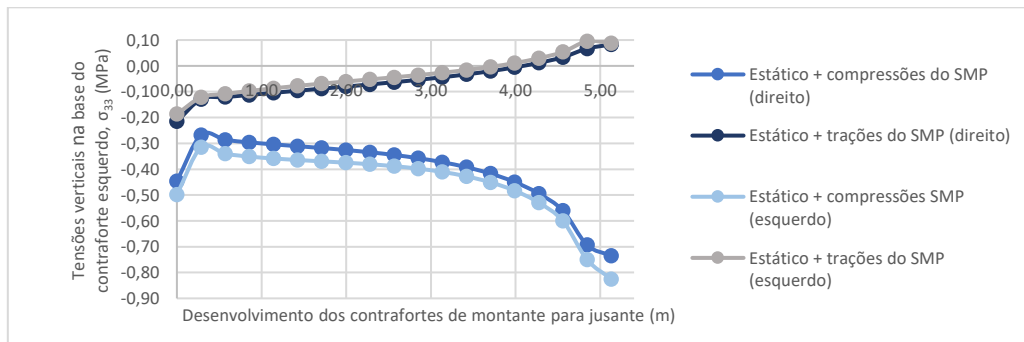


Gráfico 5.4 – Tensões verticais ao longo da base das paredes da construção, de montante para jusante para a cota de água de 303 m.

Observando o Gráfico 5.4 constata-se que o nível de compressões no contraforte, para qualquer sentido do sismo, é muito inferior ao admissível para cenários de rotura. Esta situação ocorre em simultâneo com as trações máximas a montante da barragem. Constata-se que ocorrem trações no extremo jusante do contraforte quando se consideram os efeitos negativos do SMP, sendo, porém, muito reduzidas.

Ainda, para cenários de rotura (Dinâmico+SMP) as NPB estipulam que podem ser admitidos alguns danos estruturais, desde que não provoquem uma onda de cheia, o que é o caso para um nível de água na albufeira à cota de 303 m, para o qual se conclui que a barragem apresenta um nível razoável de segurança. Para este nível e para os cenários Estático e Dinâmico-SBP a segurança é garantida. Não obstante, caso se pretenda aumentar o nível de segurança face ao cenário Dinâmico-SMP, ou até mesmo aumentar o volume de água armazenado na albufeira da barragem do Monte Branco seria prudente estudar a hipótese da construção de contrafortes metálicos no interior da construção, junto à secção da barragem onde ocorrem trações. Esta ou qualquer outra intervenção deverá ser tão pouco visível quanto possível, considerando o valor patrimonial e histórico da barragem.

5.6 Conclusões

A determinação da ação sísmica para a qual a barragem do Monte Branco deve ser avaliada passa pela determinação dos seus períodos de retorno, recorrendo às recomendações da ICOLD que resultaram em períodos de retorno de 145 anos e 2000 anos para o SBP e SMP, respetivamente. Posteriormente, recorrendo ao EC8, verificou-se que a ação sísmica mais condicionante para a barragem é a Tipo 2, gerada intraplacas, para a qual foram efetuadas as análises.

Conclui-se que a construção que encosta no paramento jusante da barragem do Monte Branco desempenha um papel fundamental no que toca à estabilidade estrutural da barragem e também no que toca à transmissão/distribuição de tensões, reduzindo-as em 35 %, pelo que é plausível admitir que esta trabalha em conjunto com o corpo da barragem. Neste sentido a construção deve ser muito bem conservada.

Sem a ocorrência de um sismo, a cota de água na albufeira pode estar no NMC e não há grandes problemas a nível de estabilidade global, porém as tensões de tração só se tornam admissíveis com níveis de água à cota 303 m, ou seja, 2,80 m abaixo do NPA. Para cenários dinâmicos de rotura a tensão de cedência da alvenaria é atingida mesmo para o nível mais baixo de água considerado e os métodos simplificados indicam que aos 303 m (2,8 m abaixo do NPA) a estrutura é estável ao deslizamento, derrubamento e flutuação. Para este nível, para a ocorrência do SBP não é atingida a tensão de rotura da alvenaria. A esta cota de água consegue-se um armazenamento de 0,12 hm³, cerca de cinco vezes inferior ao volume à cota do NPA. Para a ocorrência do SMP verificam-se alguns danos estruturais, que são permitidos para cenários de rotura, desde que não causem a rotura da barragem.

Por último, recorda-se que a pressão adicional dos lodos implica baixar a cota de água cerca de meio metro, para ser verificada a segurança para cenários estáticos, sendo que para cenários dinâmicos esta diminuição será mais acentuada. Porém, de modo a não perder mais capacidade de armazenamento na albufeira, são recomendadas limpezas periódicas dos lodos, que contribuem também para o entupimento da tomada de água/descarga de fundo.

Finalmente, chama-se a atenção para que:

- por um lado, existe no momento alguma indefinição relativamente às ações a considerar na verificação da segurança de barragens que não sejam classificadas como grandes barragens, muito especialmente no que se refere à quantificação do período de retorno das ações sísmicas;
- por outro lado, é provavelmente pouco fiável (e demasiado penalizante) a extrapolação para períodos de retorno correspondentes ao SMP, dos valores de acelerações correspondentes aos períodos de retorno consideravelmente inferiores do SBP.

6. CONCLUSÕES E PERSPETIVAS FUTURAS

Na presente dissertação pretenderam-se abordar os principais aspetos da avaliação de segurança de barragens, nomeadamente a segurança hidráulica-operacional e a segurança estrutural. Tentou-se compatibilizar as exigências das normas em vigor em Portugal, nomeadamente o Regulamento de Segurança de Barragens, complementando-as, sempre que necessário, com as normas internacionais em vigor. Verificou-se que as várias normas não diferem em aspetos relevantes, nomeadamente nas combinações de ações e modelos de cálculo. Foram adotados períodos de retorno para os sismos de projeto recorrendo a diretrizes da ICOLD e de acordo com o nível de segurança exigido pelo risco potencial a jusante. Na fase de revisão da presente dissertação entrou em vigor uma nova versão do Regulamento de Segurança de Barragens cuja principal diferença, no que concerne o objetivo desta dissertação, é a explícita consideração da barragem do Monte Branco como pequena barragem e a sua conseqüente abrangência pela nova versão do Regulamento de Pequenas Barragens. Contudo, a nova versão da regulamentação não foi adotada, uma vez que não introduz alterações significativas na prossecução do objetivo desta dissertação e ainda não se encontra publicado o Manual de Apoio ao RPB. Admite-se que, de acordo com a nova versão do regulamento, a verificação de segurança não iria ser tão penalizante, pois a exigência de segurança de uma pequena barragem será certamente inferior àquela que necessita de ser cumprida por uma grande barragem.

Procedeu-se à revisão do estudo hidrológico com o objetivo de quantificar as cheias de projeto para vários períodos de retorno e avaliar a segurança operacional dos órgãos hidráulicos da barragem do Monte Branco.

Os descarregadores de cheias da barragem do Monte Branco, apesar da sua geometria irregular e baixa vazão, apresentam capacidade para descarregar as cheias de projeto com períodos de retorno de 100, 500 e 1000 anos, as quais, assim, não galgam a barragem. Porém, na ocorrência de fenómenos pluviosos o nível da água da albufeira sobe consideravelmente e demora semanas a voltar ao nível inicial. Estas características dos órgãos de segurança hidráulicos aliadas ao baixo caudal descarregado pela(s) tomada(s) de água/descarga(s) de fundo (cuja única confirmada tem 0,10 m de diâmetro, o que resulta num tempo de esvaziamento significativo), fazem com que seja importante garantir níveis máximos de água na albufeira com coeficientes de segurança razoáveis relativamente ao derrubamento, deslizamento e flutuação, bem como com níveis de tensões de tração, que se constatará serem as mais condicionantes, com alguma folga relativamente às máximas admissíveis estipuladas pelos coeficientes de segurança do RSB.

É possível concluir que coroamento da barragem do Monte Branco não é galgado para as cheias de projeto consideradas; porém há a possibilidade de ser galgado pela ondulação gerada pelo vento quando o nível da albufeira se encontrar a cotas superiores à de pleno armazenamento.

A avaliação estrutural da barragem do Monte Branco foi efetuada com recurso a dois métodos, um simplificado e um mais refinado. O primeiro consistiu na aplicação de um método que utiliza um coeficiente sísmico aplicado a uma secção tipo, bidimensional, a partir do qual foi avaliada a estabilidade global da estrutura em termos das tensões verticais. O segundo consistiu na modelação estrutural, recorrendo a elementos finitos e posterior análise, simulando a ação sísmica através de

espectros de resposta, a partir do qual foram avaliadas tensões atuantes, verticais e principais, e feita a sua comparação com as resistentes.

Concluiu-se que a construção que existe anexa ao paramento de jusante da barragem é essencial para garantir a estabilidade da estrutura. Verificou-se que para garantir a segurança face a cenários estáticos é necessário manter o nível da albufera 1,80 m abaixo do NPA. Para cenários dinâmicos correntes e uma cota de água de 303 m a tensão de cedência da alvenaria não é atingida. Porém ocorrem roturas muito localizadas na base do paramento de montante em cenários dinâmicos de rotura – cerca de 0,40 m entre a zona das paredes da construção. A este nível de água (2,80 m abaixo do NPA) consegue-se um armazenamento de 0,12 hm³ de água, não se verificam galgamentos por ondas geradas por vento e consegue-se um nível de segurança razoável para a estabilidade da barragem, conferida pelas paredes da construção.

Como projeto futuro e dependendo das exigências da nova legislação, nomeadamente do nível de ação sísmica a considerar, e tendo em atenção o valor patrimonial e histórico da barragem do Monte Branco, seria pertinente estudar a hipótese da instalação de contrafortes metálicos no interior da construção, no sentido de melhorar o equilíbrio da estrutura. Salienta-se que a intervenção deverá ser tão pouco visível quanto possível.

Para manter a albufera à cota pretendida, no caso de uma cheia ou precipitação, deverão ser localizados os orifícios das descargas de fundo/tomadas de água, definida uma solução para a sua obturação e, se necessário, proceder à instalação de baterias de sifões colocadas sobre o coroamento da barragem, com características a especificar.

Deve ser garantida a limpeza periódica da vegetação que cresce nas imediações da barragem e construção, com especial importância para a vegetação que cresce nos descarregadores de cheia, que diminui a capacidade de vazão dos mesmos. A limpeza periódica dos lodos que entopem a(s) tomada(s) de água/descarga(s) de fundo e condicionam a segurança da barragem também é aconselhada. Recorda-se que à data da realização da presente dissertação estes perfazem quase 7 m de espessura.

Relativamente à alvenaria da barragem, seria interessante determinar o seu estado de conservação e resistência (provavelmente superior à conservativamente considerada) com base em carotes de sondagem e definir uma metodologia de intervenção ao nível da recuperação do reboco da alvenaria, nas zonas onde este se encontra erodido e tapando fissuras existentes, de modo a preservar a barragem e construção adjacente.

Seria também interessante e aconselhável o recurso a análises não lineares, com as ações sísmicas definidas de forma determinística e a modelação tridimensional da fundação da barragem, com todas as suas heterogeneidades, incluindo falhas existentes, no sentido de obter uma análise o mais fidedigna possível.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Auto de vistoria a obra realizado em 26.09.1962 (1962). Ministério das Obras Públicas. Direção Geral dos Serviços Hidráulicos. Direção dos Serviços Fluviais.*
- Barros, R. S. (2013). *Avaliação do comportamento material e estrutural de construções em xisto*. Tese de Doutoramento. Universidade do Minho. Escola de Engenharia. Descarregado de <http://hdl.handle.net/1822/30940> em 24 outubro, 2017
- Billington, D. P., & Jackson, D. C. (2006). *Big Dams of the New Deal Era: A Confluence of Engineering and Politics*. University of Oklahoma Press.
- Brazão Farinha, J. S., & Correia dos Reis, A. (1993). *Tabelas Técnicas*. Setúbal: P.O.B.
- Bretas, E. (2012). *Desenvolvimento de um modelo de elementos discretos para o estudo de barragens gravidade em alvenaria*. Tese de Doutoramento. Universidade do Minho. Escola de Engenharia. Retrieved from <http://hdl.handle.net/1822/19769>
- Computers and Structures Inc. SAP2000 v. 19., www.csiportugal.com
- Creager, W. P. (1917). *Engineering for Masonry Dams*. New York: John Wiley & Sons, Inc.
- Decreto-Lei 344/2007 (2007). Lisboa: Diário da República, 1ª série - N.º 198 - 15 de Outubro de 2007. Descarregado de <https://dre.pt/> em 3 março, 2017
- Decreto-Lei n.º 21/2018 (2018). Lisboa: Diário da República, 1ª série - N.º 62 - 28 de março de 2018. Descarregado de <https://dre.pt/> em 3 março, 2017
- Decreto 24 marzo 1982 (1982). Roma: Ministero dei lavori pubblici.*
- Faria, R. (1994). *Avaliação do comportamento sísmico de barragens de betão através de um modelo de dano contínuo*. Tese de Doutoramento. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. Descarregado de <https://repositorio-aberto.up.pt/handle/10216/11546> em 12 maio, 2017
- Fonseca, B. C. (2009). *Análise sísmica de barragens de gravidade em betão*. Tese de Mestrado. Instituto Superior Técnico.
- ICOLD. (2009). Selecting seismic parameters for large dams - Guidelines Bulletin 72.
- ICOLD. (2011a). Constitution. Descarregado de http://www.icold-cigb.org/userfiles/files/CIGB/INSTITUTIONAL_FILES/Constitution2011.pdf em 3 julho, 2017
- ICOLD. (2011b). Small Dams. Design Surveillance and Rehabilitation.
- Jansen, R. B. (1983). *Dams and Public Safety: A Water Resources Technical Publication*. Denver: U. S. Department of the Interior - Bureau of Reclamation.
- Lencastre, A., & Franco, F. M. (1984). *Lições de Hidrologia*. Lisboa: Universidade Nova de Lisboa. Faculdade de Ciências e Tecnologia.
- Maranha das Neves, E., Caldeira, L., & Pinheiro, A. (Eds.). (2015). *Projeto, construção e observação de pequenas barragens de aterro* (1º ed.). Lisboa: IST Press.
- Martins, R. (2002). A folga em barragens: Memória n.º 828. Lisboa: Laboratório Nacional de Engenharia Civil.
- Naghetini, M., & Portela, M. M. (2011). Probabilidade e Estatística Aplicadas à Hidrologia.

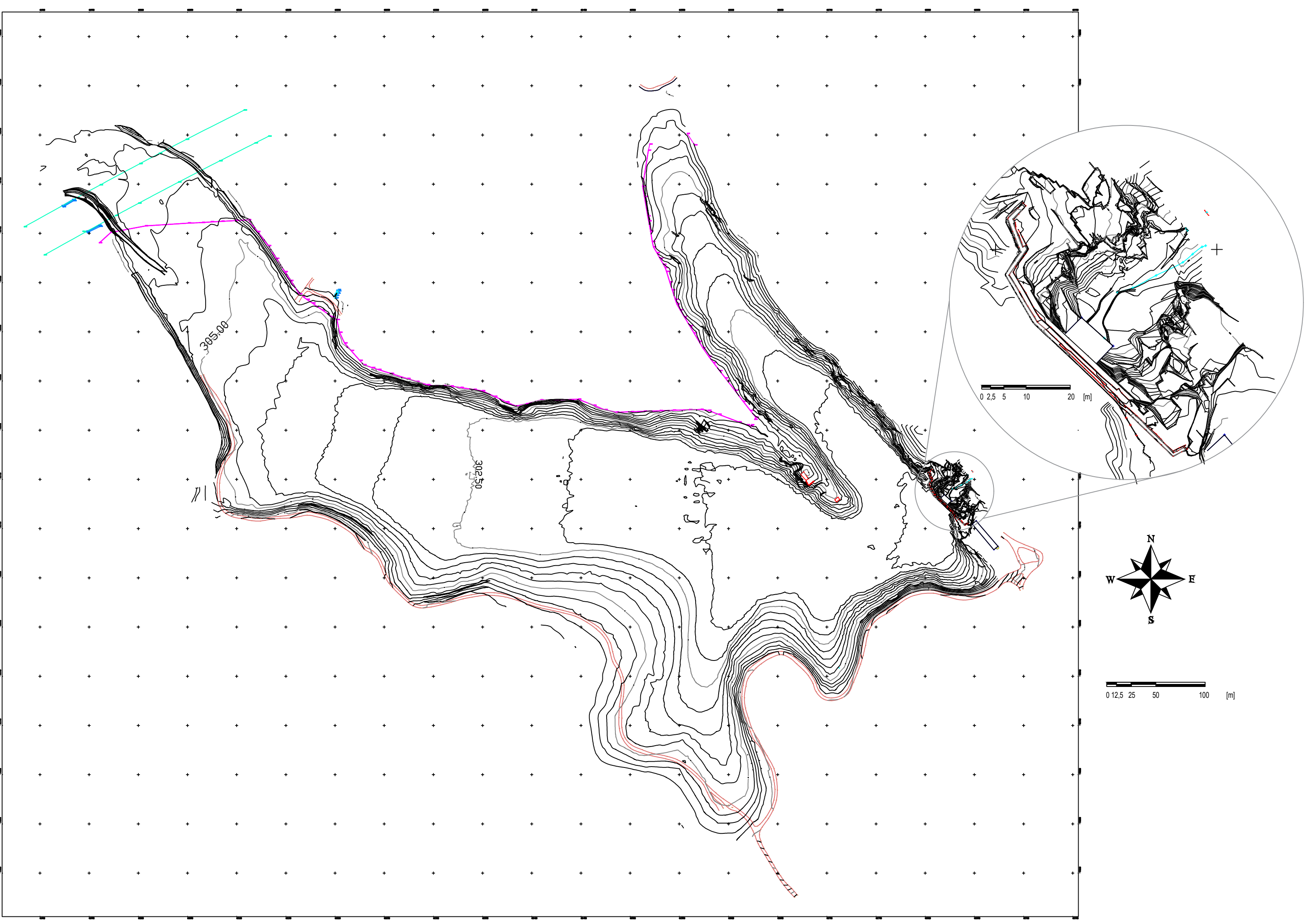
- Descarregado de <https://www.researchgate.net/publication/231621634> em 15 março, 2017
- NERC. (1975). *Floods studies report in five volumes. Vol. 1. Hydrological Studies*. London.*
- NP EN 1998-1. Eurocódigo 8: Projecto de estruturas para resistência aos sismos, Parte 1: Regras gerais, acções sísmicas e regras para edifícios (2009). Instituto Português da Qualidade. Descarregado de <http://www.engenium.net/> em 30 maio, 2017
- NP EN 1998-5. Eurocódigo 8 - Projecto de estruturas para resistência aos sismos, Parte 5: Fundações, estruturas de suporte e aspectos geotécnicos (2010). Lisboa: Instituto Português da Qualidade. Descarregado de <http://www.engenium.net/> em 30 maio, 2017
- Pereira, C. C. L. B. (1995). *Análise de precipitações intensas*. Tese de Mestrado. Instituto Superior Técnico.
- Pereira, C. C. L. B., Rodrigues, R., & Pinto da Costa, J. (2001). Análise de fenómenos extremos. Precipitações intensas em Portugal Continental. *Lisboa, DSRH*, 64.
- Ponce, V. M. (1989). *Engineering Hydrology. Principles and Practices*. New Jersey: Prentice-Hall Inc.*
- Portaria n.º 846/93 (1993). Lisboa: Diário da República, 1ª série-B - N.º 213. Descarregado de <https://dre.pt/> em 3 março, 2017
- Portaria n.º 847/93 (1993). Lisboa: Diário da República, 1ª série-B - N.º 213. Descarregado de <https://dre.pt/> em 3 março, 2017
- Portaria n.º 246/98 (1998). Lisboa: Diário da República, 1ª série-B - N.º 93. Descarregado de <https://dre.pt/> em 3 março, 2017
- Portela, M. M. (2005). Modelação Hidrológica. Folhas de apoio à disciplina de Modelação Hidrológica. Documento não publicado, Instituto Superior Técnico, Lisboa.
- Portela, M. M. (2006). Estimacão de precipitações intensas em bacias hidrográficas de Portugal Continental. *Recursos Hídricos*, 27(1), 15–32.
- Portela, M. M., & da Hora, G. R. (2002). Aplicação da fórmula racional à análise de cheias em Portugal Continental : valores do coeficiente C . 6º Congresso da Água. Porto: Associação Portuguesa dos Recursos Hídricos, APRH.
- Portela, M. M., Marques, P., & Carvalho, F. F. De. (2000). Hietogramas De Projecto Para a Análise De Cheias Baseada No Modelo Do Hidrograma Unitário Do Soil Conservation Service (Scs). 5º Congresso da Água. Lisboa: Associação Portuguesa dos Recursos Hídricos, APRH.
- Priscu, R., Popovici, A., Stenatiu, D., & Stere, C. (1985). *Earthquake engineering for large dams*. Bucuresti, Romania: Editura Academiei and John Wiley & Sons, Ltd.*
- Quintela, A. de C. (1981). *Hidráulica* (11ª ed.). Lisboa: Fundação Calouste Gulbenkian.
- Quintela, A. de C. (1984). Hidrologia de águas superficiais. In *Curso Internacional de Hidrologia Operativa*. Lisboa: M.E.S., S.E.O.P., Direção-Geral dos Recursos e Aproveitamentos Hidráulicos.
- Quintela, A. de C. (1996). Hidrologia e Recursos Hídricos. Lisboa: Folhas de apoio à disciplina de Hidrologia e Recursos Hídricos. Associação de Estudantes do Instituto Superior Técnico.
- Quintela, A. de C., Cardoso, J. L., & Mascarenhas, J. M. (1985). Barragens romanas do Sul de Portugal. Contribuição para o seu inventário e caracterização. *Revista da Associação Portuguesa dos*

Recursos Hídricos, 6(3), 61–77.

- Quintela, A. de C., Cardoso, J. L., & Mascarenhas, J. M. (1989). Barragens Antigas em Portugal a sul do Tejo. *Encuentros Sobre El Tajo: El Agua y Los Asentamientos Humanos, Cuadernos de San Benito de Alcántara*, 77–100.
- Robles, L., & Peña, F. (2016). Comportamiento estructural de presas antiguas de mampostería, Descarregado de [https://www.researchgate.net/publication/310795972%0ACOMPORTAMIENTO em 29 novembro, 2017](https://www.researchgate.net/publication/310795972%0ACOMPORTAMIENTO_em_29_novembro,_2017)
- Smith, N. (1971). *A history of dams*. Londres: Peter Davies.*
- SNIAmb. (n.d.). 24 abril, 2017, em <https://sniamb.apambiente.pt/>
- SNIRH. (n.d.). 29 abril, 2017, em <https://snirh.apambiente.pt/>
- Tetraplano. (2002). *Barragem do Monte Branco - Relatório da inspeção detalhada*.
- USACE. HEC-HMS v. 4.2.1., <http://www.hec.usace.army.mil/software/hec-hms/>
- USACE. (1995). *Gravity Dam Design*. Washington, DC.
- USBR. (1976). *Design of gravity dams. Design manual for concrete gravity dams*. Denver.
- USBR. (1987). *Design of small dams*. Denver.
- Vistoria à barragem do Monte Branco - Informação n.o 1412/DSPO - DEP/2002 (2002). Ministério do Ambiente e do Ordenamento do Território. Instituto da Água.*
- Vogel, A. (1981). The history of large masonry dams. *Osterreichische Wasserwirtschaft*, 33(7/8).*
- Wegmann, E. (1989). *The design and construction of dams; including masonry, earth, rockfill, and timber structures, also the principal types of movable dams* (4º ed.). New York: John Wiley & sons.
- Westergaard, H. M. (1933). Water Pressures on Dams during Earthquakes. *Transactions of the American Society of Civil Engineers*, 98, 418–433.

* Referências consultadas não diretamente.

ANEXO A – LEVANTAMENTO TOPOGRÁFICO DA BARRAGEM DO MONTE
BRANCO E RESPECTIVA ALBUFEIRA



ANEXO B – PROBABILIDADE EMPÍRICA DE NÃO-EXCEDÊNCIA PARA AS LEIS NORMAL, GUMBEL, LOG-NORMAL, PEARSON III E LOG-PEARSON III

Quadro B.1 – Probabilidade empírica de não-excedência e correspondentes períodos de retorno para as Leis Normal, Gumbel, Log-Normal, Pearson III e Log-Pearson III.

F(x)	Tr (anos)	Lei Normal		Lei Gumbel		Lei log-Normal		Lei Pearson III		Lei log-Pearson III		
		KN=Z	Pi (mm)	KG	Pi (mm)	In P	Pi (mm)	KP	Pi (mm)	KP	In P	Pi (mm)
0,0100	1,01	-2,33	13,60	-1,64	23,78	3,15	23,34	-1,53	25,39	-2,12	3,21	24,78
0,0200	1,02	-2,05	17,65	-1,51	25,67	3,23	25,28	-1,45	26,69	-1,90	3,27	26,42
0,0300	1,03	-1,88	20,22	-1,43	26,94	3,28	26,59	-1,38	27,63	-1,76	3,32	27,55
0,0400	1,04	-1,75	22,15	-1,36	27,93	3,32	27,62	-1,33	28,41	-1,65	3,35	28,44
0,0500	1,05	-1,64	23,72	-1,31	28,76	3,35	28,49	-1,28	29,08	-1,56	3,37	29,19
0,0600	1,06	-1,55	25,06	-1,26	29,49	3,38	29,25	-1,24	29,69	-1,49	3,40	29,85
0,0700	1,08	-1,48	26,23	-1,21	30,14	3,40	29,94	-1,21	30,24	-1,42	3,42	30,45
0,0800	1,09	-1,41	27,29	-1,17	30,74	3,42	30,57	-1,17	30,76	-1,36	3,43	31,01
0,0900	1,10	-1,34	28,24	-1,14	31,29	3,44	31,15	-1,14	31,25	-1,30	3,45	31,52
0,1000	1,11	-1,28	29,12	-1,10	31,81	3,46	31,69	-1,11	31,72	-1,25	3,47	32,00
0,1100	1,12	-1,23	29,94	-1,07	32,30	3,47	32,21	-1,08	32,16	-1,20	3,48	32,46
0,1200	1,14	-1,18	30,70	-1,04	32,77	3,49	32,69	-1,05	32,59	-1,15	3,49	32,90
0,1300	1,15	-1,13	31,43	-1,01	33,21	3,50	33,16	-1,02	33,00	-1,11	3,51	33,32
0,1400	1,16	-1,08	32,11	-0,98	33,64	3,51	33,61	-0,99	33,40	-1,07	3,52	33,73
0,1500	1,18	-1,04	32,76	-0,95	34,06	3,53	34,05	-0,97	33,79	-1,03	3,53	34,12
0,1600	1,19	-0,99	33,39	-0,92	34,46	3,54	34,47	-0,94	34,17	-0,99	3,54	34,50
0,1700	1,20	-0,95	33,98	-0,90	34,85	3,55	34,88	-0,92	34,54	-0,95	3,55	34,87
0,1800	1,22	-0,92	34,56	-0,87	35,23	3,56	35,28	-0,89	34,90	-0,92	3,56	35,23
0,1900	1,23	-0,88	35,12	-0,85	35,60	3,57	35,67	-0,87	35,26	-0,89	3,57	35,59
0,2000	1,25	-0,84	35,66	-0,82	35,96	3,58	36,05	-0,84	35,61	-0,85	3,58	35,94
0,2100	1,27	-0,81	36,18	-0,80	36,32	3,60	36,42	-0,82	35,96	-0,82	3,59	36,28
0,2200	1,28	-0,77	36,69	-0,77	36,67	3,61	36,79	-0,80	36,30	-0,79	3,60	36,62
0,2300	1,30	-0,74	37,18	-0,75	37,01	3,61	37,15	-0,78	36,64	-0,76	3,61	36,95
0,2400	1,32	-0,71	37,67	-0,73	37,35	3,62	37,50	-0,75	36,98	-0,73	3,62	37,28
0,2500	1,33	-0,67	38,14	-0,70	37,69	3,63	37,85	-0,73	37,31	-0,70	3,63	37,61
0,2600	1,35	-0,64	38,60	-0,68	38,02	3,64	38,20	-0,71	37,65	-0,67	3,64	37,93
0,2700	1,37	-0,61	39,05	-0,66	38,35	3,65	38,54	-0,69	37,97	-0,64	3,64	38,25
0,2800	1,39	-0,58	39,50	-0,64	38,68	3,66	38,88	-0,66	38,30	-0,61	3,65	38,56
0,2900	1,41	-0,55	39,94	-0,62	39,00	3,67	39,22	-0,64	38,63	-0,58	3,66	38,88
0,3000	1,43	-0,52	40,37	-0,59	39,32	3,68	39,55	-0,62	38,95	-0,56	3,67	39,19
0,3100	1,45	-0,50	40,79	-0,57	39,64	3,69	39,89	-0,60	39,27	-0,53	3,68	39,51
0,3200	1,47	-0,47	41,21	-0,55	39,96	3,69	40,22	-0,58	39,60	-0,50	3,68	39,82
0,3300	1,49	-0,44	41,62	-0,53	40,28	3,70	40,55	-0,55	39,92	-0,48	3,69	40,13
0,3400	1,52	-0,41	42,03	-0,51	40,59	3,71	40,87	-0,53	40,24	-0,45	3,70	40,44
0,3500	1,54	-0,39	42,43	-0,49	40,91	3,72	41,20	-0,51	40,56	-0,42	3,71	40,75
0,3600	1,56	-0,36	42,83	-0,47	41,22	3,73	41,52	-0,49	40,88	-0,40	3,71	41,06
0,3700	1,59	-0,33	43,23	-0,45	41,54	3,73	41,85	-0,47	41,21	-0,37	3,72	41,37
0,3800	1,61	-0,31	43,62	-0,42	41,85	3,74	42,17	-0,45	41,53	-0,35	3,73	41,68
0,3900	1,64	-0,28	44,01	-0,40	42,17	3,75	42,50	-0,42	41,85	-0,32	3,74	41,99
0,4000	1,67	-0,25	44,39	-0,38	42,49	3,76	42,82	-0,40	42,18	-0,30	3,74	42,30
0,4100	1,69	-0,23	44,78	-0,36	42,80	3,76	43,15	-0,38	42,50	-0,27	3,75	42,61
0,4200	1,72	-0,20	45,16	-0,34	43,12	3,77	43,47	-0,36	42,83	-0,25	3,76	42,92
0,4300	1,75	-0,18	45,54	-0,32	43,44	3,78	43,80	-0,34	43,16	-0,22	3,77	43,24
0,4400	1,79	-0,15	45,92	-0,30	43,76	3,79	44,12	-0,31	43,49	-0,20	3,77	43,55
0,4500	1,82	-0,13	46,29	-0,27	44,08	3,79	44,45	-0,29	43,82	-0,17	3,78	43,87
0,4600	1,85	-0,10	46,67	-0,25	44,40	3,80	44,78	-0,27	44,16	-0,15	3,79	44,19
0,4700	1,89	-0,08	47,04	-0,23	44,73	3,81	45,11	-0,25	44,50	-0,12	3,80	44,52
0,4800	1,92	-0,05	47,41	-0,21	45,06	3,82	45,45	-0,22	44,84	-0,10	3,80	44,84
0,4900	1,96	-0,03	47,79	-0,19	45,39	3,82	45,78	-0,20	45,18	-0,07	3,81	45,17
0,5000	2,00	0,00	48,16	-0,16	45,72	3,83	46,12	-0,18	45,53	-0,05	3,82	45,50
0,5100	2,04	0,03	48,53	-0,14	46,05	3,84	46,46	-0,15	45,88	-0,02	3,83	45,83
0,5200	2,08	0,05	48,90	-0,12	46,39	3,85	46,80	-0,13	46,23	0,00	3,83	46,17
0,5300	2,13	0,08	49,28	-0,10	46,74	3,85	47,15	-0,11	46,59	0,03	3,84	46,51
0,5400	2,17	0,10	49,65	-0,07	47,08	3,86	47,49	-0,08	46,95	0,05	3,85	46,86
0,5500	2,22	0,13	50,03	-0,05	47,43	3,87	47,85	-0,06	47,31	0,08	3,85	47,21

Quadro B.1 – (continuação)

F(x)	Tr (anos)	Lei Normal		Lei Gumbel		Lei log-Normal		Lei Pearson III		Lei log-Pearson III		
		KN=Z	Pi (mm)	KG	Pi (mm)	In P	Pi (mm)	KP	Pi (mm)	KP	In P	Pi (mm)
0,5600	2,27	0,15	50,40	-0,03	47,79	3,88	48,20	-0,03	47,68	0,11	3,86	47,56
0,5700	2,33	0,18	50,78	0,00	48,15	3,88	48,56	-0,01	48,06	0,13	3,87	47,92
0,5800	2,38	0,20	51,16	0,02	48,51	3,89	48,93	0,02	48,44	0,16	3,88	48,28
0,5900	2,44	0,23	51,54	0,05	48,88	3,90	49,30	0,04	48,82	0,18	3,88	48,65
0,6000	2,50	0,25	51,92	0,07	49,25	3,91	49,67	0,07	49,21	0,21	3,89	49,03
0,6100	2,56	0,28	52,31	0,10	49,63	3,91	50,05	0,10	49,61	0,24	3,90	49,41
0,6200	2,63	0,31	52,70	0,13	50,02	3,92	50,43	0,13	50,02	0,26	3,91	49,80
0,6300	2,70	0,33	53,09	0,15	50,42	3,93	50,82	0,15	50,43	0,29	3,92	50,20
0,6400	2,78	0,36	53,48	0,18	50,82	3,94	51,22	0,18	50,85	0,32	3,92	50,60
0,6500	2,86	0,39	53,88	0,21	51,23	3,94	51,63	0,21	51,27	0,34	3,93	51,01
0,6600	2,94	0,41	54,29	0,23	51,65	3,95	52,04	0,24	51,71	0,37	3,94	51,43
0,6700	3,03	0,44	54,69	0,26	52,07	3,96	52,46	0,27	52,15	0,40	3,95	51,86
0,6800	3,13	0,47	55,11	0,29	52,51	3,97	52,89	0,30	52,61	0,43	3,96	52,30
0,6900	3,23	0,50	55,52	0,32	52,96	3,98	53,32	0,33	53,07	0,46	3,97	52,75
0,7000	3,33	0,52	55,95	0,35	53,41	3,98	53,77	0,36	53,55	0,49	3,97	53,21
0,7100	3,45	0,55	56,38	0,39	53,88	3,99	54,23	0,40	54,04	0,52	3,98	53,69
0,7200	3,57	0,58	56,82	0,42	54,37	4,00	54,70	0,43	54,54	0,55	3,99	54,18
0,7300	3,70	0,61	57,26	0,45	54,86	4,01	55,18	0,46	55,06	0,58	4,00	54,68
0,7400	3,85	0,64	57,72	0,49	55,38	4,02	55,68	0,50	55,59	0,61	4,01	55,20
0,7500	4,00	0,67	58,18	0,52	55,90	4,03	56,19	0,54	56,13	0,65	4,02	55,73
0,7600	4,17	0,71	58,65	0,56	56,45	4,04	56,71	0,57	56,70	0,68	4,03	56,28
0,7700	4,35	0,74	59,13	0,60	57,02	4,05	57,26	0,61	57,28	0,72	4,04	56,86
0,7800	4,55	0,77	59,63	0,64	57,60	4,06	57,82	0,65	57,89	0,75	4,05	57,45
0,7900	4,76	0,81	60,14	0,68	58,21	4,07	58,40	0,70	58,51	0,79	4,06	58,07
0,8000	5,00	0,84	60,66	0,72	58,85	4,08	59,00	0,74	59,17	0,83	4,07	58,72
0,8100	5,26	0,88	61,20	0,76	59,51	4,09	59,63	0,79	59,85	0,86	4,08	59,39
0,8200	5,56	0,92	61,76	0,81	60,21	4,10	60,29	0,83	60,56	0,90	4,10	60,10
0,8300	5,88	0,95	62,33	0,86	60,94	4,11	60,98	0,89	61,31	0,95	4,11	60,85
0,8400	6,25	0,99	62,93	0,91	61,70	4,12	61,70	0,94	62,09	0,99	4,12	61,63
0,8500	6,67	1,04	63,56	0,97	62,52	4,13	62,47	0,99	62,92	1,04	4,13	62,46
0,8600	7,14	1,08	64,21	1,02	63,38	4,15	63,27	1,05	63,80	1,08	4,15	63,35
0,8700	7,69	1,13	64,89	1,09	64,31	4,16	64,13	1,12	64,73	1,14	4,16	64,30
0,8800	8,33	1,18	65,61	1,15	65,30	4,18	65,05	1,18	65,73	1,19	4,18	65,31
0,8900	9,09	1,23	66,38	1,23	66,37	4,19	66,04	1,26	66,81	1,25	4,20	66,42
0,9000	10,00	1,28	67,20	1,30	67,54	4,21	67,11	1,33	67,98	1,31	4,21	67,62
0,9100	11,11	1,34	68,08	1,39	68,82	4,22	68,29	1,42	69,26	1,37	4,23	68,95
0,9200	12,50	1,41	69,03	1,49	70,25	4,24	69,59	1,52	70,68	1,45	4,25	70,42
0,9300	14,29	1,48	70,08	1,60	71,86	4,26	71,04	1,62	72,27	1,53	4,28	72,10
0,9400	16,67	1,55	71,26	1,72	73,70	4,29	72,70	1,75	74,08	1,62	4,30	74,02
0,9500	20,00	1,64	72,59	1,87	75,88	4,31	74,65	1,89	76,21	1,72	4,33	76,30
0,9600	25,00	1,75	74,17	2,04	78,52	4,34	77,00	2,06	78,77	1,84	4,37	79,09
0,9700	33,33	1,88	76,10	2,27	81,91	4,38	79,98	2,28	82,03	1,99	4,42	82,69
0,9800	50,00	2,05	78,67	2,59	86,67	4,43	84,14	2,58	86,56	2,20	4,48	87,81
0,9900	100,00	2,33	82,72	3,14	94,76	4,51	91,13	3,09	94,13	2,53	4,57	96,70
0,9910	111,11	2,37	83,30	3,22	95,98	4,52	92,18	3,17	95,27	2,58	4,59	98,07
0,9920	125,00	2,41	83,95	3,31	97,35	4,54	93,36	3,26	96,54	2,63	4,60	99,61
0,9930	142,86	2,46	84,66	3,42	98,91	4,55	94,69	3,35	97,97	2,69	4,62	101,36
0,9940	166,67	2,51	85,48	3,54	100,70	4,57	96,22	3,46	99,62	2,76	4,64	103,40
0,9950	200,00	2,58	86,43	3,68	102,81	4,59	98,03	3,59	101,56	2,84	4,66	105,83
0,9960	250,00	2,65	87,56	3,85	105,41	4,61	100,25	3,75	103,93	2,93	4,69	108,82
0,9970	333,33	2,75	88,98	4,08	108,74	4,64	103,10	3,96	106,96	3,05	4,73	112,74
0,9980	500,00	2,88	90,92	4,39	113,45	4,67	107,11	4,24	111,21	3,22	4,77	118,35
0,9990	1000,00	3,09	94,07	4,94	121,48	4,74	113,97	4,73	118,43	3,49	4,85	128,22
0,9999	10000,00	3,72	103,41	6,73	148,16	4,92	137,00	6,32	142,06	4,33	5,10	163,93

ANEXO C – AMORTECIMENTO DE CHEIAS NA ALBUFEIRA DA BARRAGEM DO MONTE BRANCO PARA OS PERÍODOS DE RETORNO CONSIDERADOS

Quadro C.1 – Amortecimento de cheias na albufeira da barragem do Monte Branco para $Tr=100$ anos.

Passo de cálculo	Caudal afluente	Caudal efluente	Volume armazenado total	Cota da albufeira	Carga sobre a crista do descarregador (m)		Q _{efluente} (m ³ /s)			Erro (m ³ /s)
	Qa (m ³ /s)	Qe (m ³ /s)	V(m ³)	(m)	ME	MD	ME	MD	Total	
0	0,00	0,00	580431,28	305,80	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,000
1	0,20	0,06	580493,21	305,80	0,00	0,00	0,06	0,00	0,06	0,000
2	0,70	0,06	580842,92	305,80	0,00	0,00	0,06	0,00	0,06	0,000
3	1,80	0,06	581915,75	305,80	0,00	0,00	0,06	0,00	0,06	-0,001
4	4,30	0,05	584615,23	305,81	0,01	0,00	0,05	0,00	0,05	0,000
5	8,50	0,03	590341,96	305,82	0,02	0,00	0,03	0,00	0,03	0,000
6	15,00	0,01	600898,98	305,85	0,05	0,00	0,01	0,00	0,01	0,000
7	23,70	0,02	618298,73	305,89	0,09	0,00	0,02	0,00	0,02	0,000
8	33,00	0,10	643759,61	305,94	0,14	0,00	0,10	0,00	0,10	0,000
9	40,40	0,26	676630,52	305,99	0,19	0,00	0,26	0,00	0,26	0,000
10	44,10	1,07	714060,90	306,14	0,34	0,00	1,07	0,00	1,07	0,000
11	43,80	2,93	751817,78	306,32	0,52	0,16	2,57	0,36	2,93	0,000
12	40,40	5,56	785889,47	306,48	0,68	0,32	4,38	1,17	5,56	0,000
13	34,60	8,16	813466,19	306,60	0,80	0,44	6,08	2,08	8,16	0,000
14	28,00	10,24	833356,61	306,69	0,89	0,53	7,39	2,84	10,24	0,000
15	21,70	11,60	845895,04	306,74	0,94	0,58	8,25	3,36	11,60	0,000
16	16,60	12,32	852366,41	306,77	0,97	0,61	8,69	3,63	12,32	0,000
17	12,70	12,54	854364,62	306,78	0,98	0,62	8,83	3,71	12,54	0,000
...

Quadro C.2 – Amortecimento de cheias na albufeira da barragem do Monte Branco para $Tr=500$ anos.

Passo de cálculo	Caudal afluente	Caudal efluente	Volume armazenado total	Cota da albufeira	Carga sobre a crista do descarregador (m)		Q _{efluente} (m ³ /s)			Erro (m ³ /s)
	Qa (m ³ /s)	Qe (m ³ /s)	V(m ³)	(m)	ME	MD	ME	MD	Total	
0	0,00	0,00	580431,28	305,80	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,000
1	0,20	0,06	580493,21	305,80	0,00	0,00	0,06	0,00	0,06	0,000
2	0,80	0,06	580888,03	305,80	0,00	0,00	0,06	0,00	0,06	0,000
3	2,10	0,05	582141,48	305,80	0,00	0,00	0,06	0,00	0,06	-0,001
4	4,90	0,04	585247,48	305,81	0,01	0,00	0,04	0,00	0,04	0,000
5	9,90	0,02	591876,86	305,83	0,03	0,00	0,02	0,00	0,02	0,000
6	17,70	0,01	604281,08	305,86	0,06	0,00	0,01	0,00	0,01	0,000
7	28,40	0,04	625005,05	305,90	0,10	0,00	0,04	0,00	0,04	0,000
8	39,70	0,15	655566,42	305,96	0,16	0,00	0,15	0,00	0,15	0,000
9	48,80	0,55	695078,19	306,06	0,26	0,00	0,55	0,00	0,55	0,000
10	53,40	2,20	739831,51	306,26	0,46	0,10	2,03	0,17	2,20	0,000
11	53,00	5,42	784283,90	306,47	0,67	0,31	4,29	1,13	5,42	0,000
12	48,80	9,19	823519,54	306,65	0,85	0,49	6,74	2,46	9,19	0,000
13	41,70	12,55	854458,75	306,78	0,98	0,62	8,84	3,72	12,55	0,000
14	33,70	14,98	875997,86	306,87	1,07	0,71	10,33	4,65	14,98	0,000
15	26,10	16,43	888769,59	306,92	1,12	0,76	11,22	5,22	16,43	0,000
16	20,00	17,08	894434,38	306,94	1,14	0,78	11,61	5,47	17,08	0,000
17	15,30	17,13	894925,29	306,95	1,15	0,79	11,64	5,49	17,13	0,000
...

Quadro C.3 – Amortecimento de cheias na albufeira da barragem do Monte Branco para $T_r=1000$ anos.

Tr=1000 anos										
Passo de cálculo	Caudal afluente	Caudal efluente	Volume armazenado total	Cota da albufeira	Carga sobre a crista do descarregador (m)		Q _{efluente} (m ³ /s)			Erro (m ³ /s)
	Q _a (m ³ /s)	Q _e (m ³ /s)	V(m ³)	(m)	ME	MD	ME	MD	Total	
0	0,00	0,00	580431,28	305,80	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,000
1	0,20	0,06	580493,18	305,80	0,00	0,00	0,06	0,00	0,06	0,000
2	0,90	0,06	580932,87	305,80	0,00	0,00	0,06	0,00	0,06	0,000
3	2,20	0,05	582276,02	305,80	0,00	0,00	0,05	0,00	0,05	0,000
4	5,20	0,04	585562,32	305,81	0,01	0,00	0,04	0,00	0,04	0,000
5	10,60	0,02	592642,92	305,83	0,03	0,00	0,02	0,00	0,02	0,000
6	19,00	0,01	605947,90	305,86	0,06	0,00	0,01	0,00	0,01	0,000
7	30,50	0,04	628198,12	305,91	0,11	0,00	0,04	0,00	0,04	0,000
8	42,80	0,18	661083,86	305,97	0,17	0,00	0,18	0,00	0,18	0,000
9	52,60	0,76	703593,67	306,10	0,30	0,00	0,76	0,00	0,76	-0,001
10	57,50	2,91	751488,85	306,32	0,52	0,16	2,56	0,35	2,91	0,000
11	57,10	6,72	798724,66	306,53	0,73	0,37	5,15	1,57	6,72	-0,001
12	52,60	10,97	840128,41	306,72	0,92	0,56	7,85	3,12	10,97	0,000
13	44,90	14,59	872503,52	306,86	1,06	0,70	10,09	4,50	14,59	0,000
14	36,30	17,12	894777,47	306,94	1,14	0,78	11,63	5,48	17,12	0,000
15	28,10	18,57	907699,62	306,99	1,19	0,83	12,51	6,06	18,57	0,000
16	21,50	19,16	913040,41	307,01	1,21	0,85	12,87	6,29	19,16	0,001
...

ANEXO D – IMPULSO ESTÁTICO DOS LODOS

Na ausência de dados disponíveis acerca do peso volúmico saturado dos lodos, assumiu-se que a sua pressão é análoga à de um fluido com um valor igual a 13,5 kN/m³ para a componente horizontal do impulso e um ângulo de atrito interno, ϕ_l , igual a 28° (Fonseca, 2009). A pressão dos lodos, tem o valor de 42,68 kN/m e um braço de 2,66 m. O momento provocado pelos lodos, calculado no eixo de contacto do paramento jusante com a fundação tem o valor de 113,53 kNm/m.

No Quadro D.1 constam os fatores de segurança ao deslizamento, derrubamento e flutuação dos cenários estáticos, sem considerar a construção e considerando o impulso dos lodos.

Quadro D.1 – Fatores de segurança ao deslizamento, derrubamento e flutuação dos cenários estáticos analisados, sem considerar a construção e considerando o impulso dos lodos.

Cota de água (m)	Altura de água (m)	Deslizamento	Equilíbrio	Flutuação
		Estático		
307,01	13,01	0,7	0,3	4,6
305,80	11,80	0,7	0,4	5,0
305,00	11,00	0,8	0,5	5,4
304,50	10,50	0,8	0,6	5,6
304,00	10,00	0,9	0,7	5,9
303,50	9,50	1,0	0,8	6,2
303,00	9,00	1,1	0,9	6,6
302,50	8,50	1,3	1,0	7,0
302,00	8,00	1,4	1,2	7,4
301,50	7,50	1,6	1,3	7,9
301,00	7,00	1,8	1,6	8,5

Comparando o Quadro D.1 com o Quadro 5.7, onde no primeiro intervêm as pressões dos lodos, verifica-se uma diminuição geral dos coeficientes de segurança, continuando a segurança a ser condicionada pelo derrubamento da estrutura. Verifica-se, porém, que o impulso estático dos lodos não diminui a segurança da estrutura para cenários estáticos, não diminuindo o nível de água na albufera para o qual a segurança é verificada.

No Quadro D.2 consta a envolvente de tensões para cenários estáticos, sem considerar a construção e considerando o impulso dos lodos.

Quadro D.2 – Envolvente de tensões na barragem, sem considerar a construção e considerando o impulso dos lodos, para cenários estáticos.

Cota de água (m)	Altura de água (m)	Estático (MPa)	
		Min.	Máx.
307,01	13,01	-2,79	2,20
305,89	11,80	-2,18	1,59
305,00	11,00	-1,84	1,25
304,50	10,50	-1,66	1,06
304,00	10,00	-1,48	0,89
303,50	9,50	-1,33	0,73
303,00	9,00	-1,19	0,59
302,50	8,50	-1,06	0,47
302,00	8,00	-0,95	0,36
301,50	7,50	-0,85	0,26
301,00	7,00	-0,76	0,17

Comparando o Quadro D.2 e o Quadro 5.9 é fácil entender que a contribuição do impulso estático dos lodos não é significativa para o aumento das tensões, levando a uma diminuição da cota máxima admissível de cerca de meio metro, considerando apenas o cenário estático.

No Quadro D.3 constam os fatores de segurança ao deslizamento, derrubamento e flutuação e no Quadro D.4 consta a envolvente de tensões, para cenários estáticos, considerando a construção e o impulso dos lodos.

Quadro D.3 – Fatores de segurança ao deslizamento, derrubamento e flutuação, considerando a construção e o impulso dos lodos para cenários estáticos.

Cota de água (m)	Altura de água (m)	Deslizamento	Derrubamento	Flutuação
		Estático		
307,01	13,01	1,00	1,40	6,20
305,80	11,80	0,90	1,40	6,80
305,00	11,00	1,10	1,70	7,30
304,50	10,50	1,20	1,80	7,60
304,00	10,00	1,30	2,00	8,00
303,50	9,50	1,50	2,20	8,40
303,00	9,00	1,60	2,40	8,90
302,50	8,50	1,80	2,70	9,40
302,00	8,00	2,00	3,00	10,00
301,50	7,50	2,30	3,30	10,70
301,00	7,00	2,60	3,70	11,40

Quadro D.4 – Envolvente de tensões na barragem, considerando a construção e o impulso dos lodos.

Cota de água (m)	Altura de água (m)	Estático (MPa)	
		Min.	Máx.
307,01	13,01	-0,49	0,20
305,80	11,80	-0,41	0,12
305,00	11,00	-0,36	0,07
304,50	10,50	-0,34	0,05
304,00	10,00	-0,31	0,02
303,50	9,50	-0,29	0,00
303,00	9,00	-0,27	-0,02
302,50	8,50	-0,26	-0,03
302,00	8,00	-0,24	-0,05
301,50	7,50	-0,23	-0,06
301,00	7,00	-0,22	-0,07

Para a situação onde a construção é considerada constata-se que o impulso estático dos lodos ainda é menos significativo que na situação onde só é considerado o corpo da barragem, diminuindo a cota de água para a qual a segurança é verificada ao deslizamento (em cenários correntes) em cerca de meio metro.

Conclui-se que o efeito estático dos lodos, que atingem a cota 300,62 m (cerca de 6,78 m de altura), não é significativo para cenários estáticos. Contudo, de uma forma geral, a cota máxima de água na albufeira para a qual a segurança é verificada diminui, em cerca de meio metro.

ANEXO E – CÁLCULO DAS TENSÕES PRINCIPAIS MÁXIMAS NA BARRAGEM DO MONTE BRANCO, PARA CENÁRIOS DINÂMICOS

Quadro E.1 – Tensões verticais, devido a ações estáticas, mínimas e máximas, respectivamente no paramento de jusante e montante, no plano em análise.

Cota de água (m)	Altura de água (m)	Barragem gravidade												Barragem e construção																							
		σ ₃₃						σ ₂₃						σ ₂₂						σ ₃₃						σ ₂₃						σ ₂₂					
		Min.	Máx.	Min.	Máx.	Min.	Máx.	Min.	Máx.	Min.	Máx.	Min.	Máx.	Min.	Máx.	Min.	Máx.	Min.	Máx.	Min.	Máx.	Min.	Máx.	Min.	Máx.	Min.	Máx.	Min.	Máx.								
307,01	13,01	-1,222	0,722	-0,212	-0,200	-0,272	0,110	-0,929	0,482	-0,171	-0,164	-0,212	0,065	-0,881	0,373	-0,162	-0,142	-0,204	0,040	-0,703	0,226	-0,136	-0,119	-0,166	0,011	-0,742	0,232	-0,139	-0,116	-0,176	0,012	-0,608	0,120	-0,119	0,098	-0,147	-0,010
305,80	11,80	-1,006	0,501	-0,181	-0,165	-0,226	0,650	-0,786	0,321	-0,149	-0,137	-0,184	0,031	-0,881	0,373	-0,162	-0,142	-0,204	0,040	-0,703	0,226	-0,136	-0,119	-0,166	0,011	-0,742	0,232	-0,139	-0,116	-0,176	0,012	-0,608	0,120	-0,119	0,098	-0,147	-0,010
305,00	11,00	-0,881	0,373	-0,162	-0,142	-0,204	0,040	-0,703	0,226	-0,136	-0,119	-0,166	0,011	-0,881	0,373	-0,162	-0,142	-0,204	0,040	-0,703	0,226	-0,136	-0,119	-0,166	0,011	-0,742	0,232	-0,139	-0,116	-0,176	0,012	-0,608	0,120	-0,119	0,098	-0,147	-0,010
304,00	10,00	-0,742	0,232	-0,139	-0,116	-0,176	0,012	-0,608	0,120	-0,119	0,098	-0,147	-0,010	-0,881	0,373	-0,162	-0,142	-0,204	0,040	-0,703	0,226	-0,136	-0,119	-0,166	0,011	-0,742	0,232	-0,139	-0,116	-0,176	0,012	-0,608	0,120	-0,119	0,098	-0,147	-0,010
303,00	9,00	-0,624	0,110	-0,118	-0,091	-0,151	-0,013	-0,526	0,028	-0,103	-0,077	-0,130	-0,028	-0,624	0,110	-0,118	-0,091	-0,151	-0,013	-0,526	0,028	-0,103	-0,077	-0,130	-0,028	-0,624	0,110	-0,118	-0,091	-0,151	-0,013	-0,526	0,028	-0,103	-0,077	-0,130	-0,028
302,00	8,00	-0,526	0,009	-0,099	-0,068	-0,131	-0,033	-0,457	-0,050	-0,088	-0,058	-0,118	-0,043	-0,526	0,009	-0,099	-0,068	-0,131	-0,033	-0,457	-0,050	-0,088	-0,058	-0,118	-0,043	-0,526	0,009	-0,099	-0,068	-0,131	-0,033	-0,457	-0,050	-0,088	-0,058	-0,118	-0,043
301,00	7,00	-0,445	-0,075	-0,082	-0,047	-0,116	-0,048	-0,398	-0,116	-0,074	-0,040	-0,106	-0,056	-0,445	-0,075	-0,082	-0,047	-0,116	-0,048	-0,398	-0,116	-0,074	-0,040	-0,106	-0,056	-0,445	-0,075	-0,082	-0,047	-0,116	-0,048	-0,398	-0,116	-0,074	-0,040	-0,106	-0,056

Quadro E.2 – Tensões verticais, devido à ação dos sismos de projeto, mínimas e máximas, respectivamente no paramento de jusante e montante, no plano em análise.

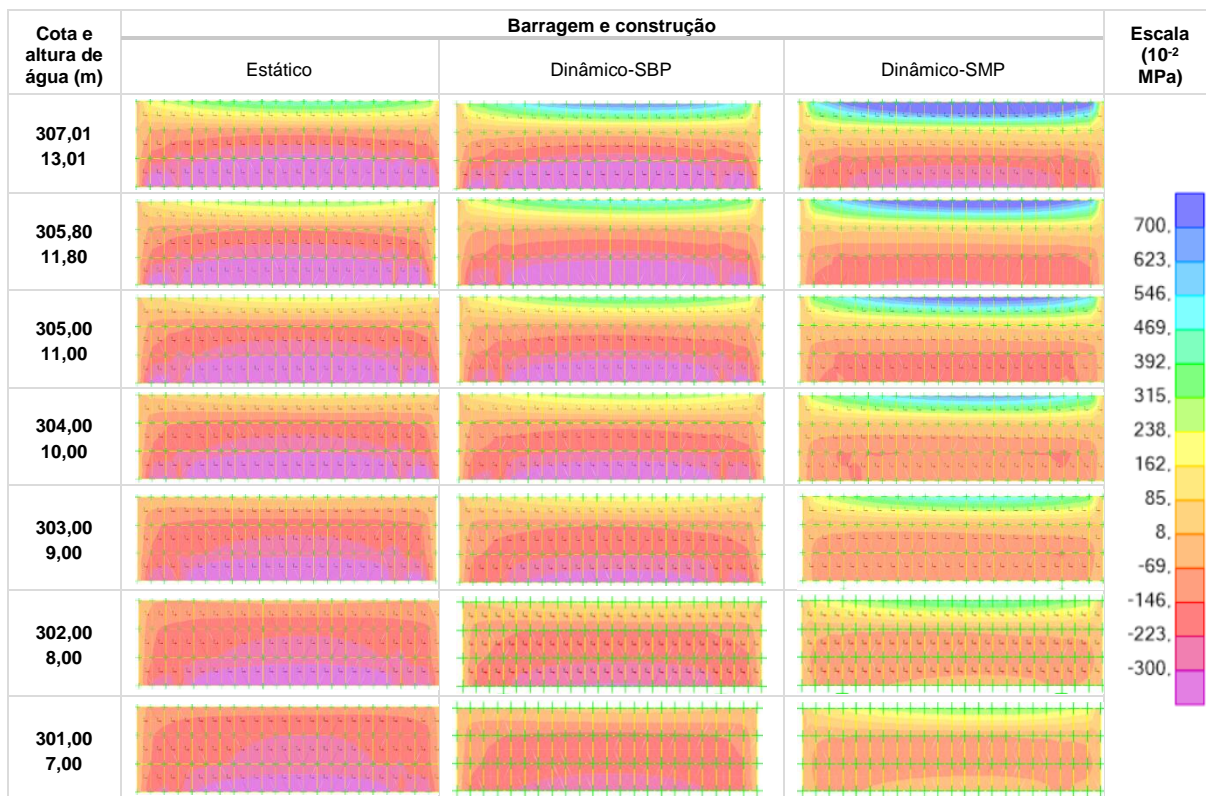
Cota de água (m)	Altura de água (m)	Barragem gravidade												Barragem gravidade												Barragem e construção											
		σ ₃₃						σ ₂₃						σ ₂₂						σ ₃₃						σ ₂₃						σ ₂₂					
		Min.	Máx.	Min.	Máx.	Min.	Máx.	Min.	Máx.	Min.	Máx.	Min.	Máx.	Min.	Máx.	Min.	Máx.	Min.	Máx.	Min.	Máx.	Min.	Máx.	Min.	Máx.	Min.	Máx.	Min.	Máx.	Min.	Máx.	Min.	Máx.				
307,01	13,01	-0,296	0,298	-0,037	-0,062	0,062	-0,020	0,231	-0,026	-0,028	-0,028	0,049	0,049	-0,296	0,298	-0,037	-0,062	0,062	-0,020	0,231	-0,026	-0,028	-0,028	0,049	0,049	-0,296	0,298	-0,037	-0,062	0,062	-0,020	0,231	-0,026	-0,028	-0,028	0,049	0,049
305,80	11,80	-0,278	0,279	-0,035	-0,058	0,058	-0,190	0,214	-0,023	-0,026	-0,026	0,046	0,046	-0,278	0,279	-0,035	-0,058	0,058	-0,190	0,214	-0,023	-0,026	-0,026	0,046	0,046	-0,278	0,279	-0,035	-0,058	0,058	-0,190	0,214	-0,023	-0,026	-0,026	0,046	0,046
305,00	11,00	-0,263	0,263	-0,032	-0,032	0,056	-0,182	0,204	-0,022	-0,025	-0,025	0,044	0,044	-0,263	0,263	-0,032	-0,032	0,056	-0,182	0,204	-0,022	-0,025	-0,025	0,044	0,044	-0,263	0,263	-0,032	-0,032	0,056	-0,182	0,204	-0,022	-0,025	-0,025	0,044	0,044
304,00	10,00	-0,244	0,248	-0,030	-0,030	0,052	-0,170	0,192	-0,019	-0,021	-0,021	0,036	0,036	-0,244	0,248	-0,030	-0,030	0,052	-0,170	0,192	-0,019	-0,021	-0,021	0,036	0,036	-0,244	0,248	-0,030	-0,030	0,052	-0,170	0,192	-0,019	-0,021	-0,021	0,036	0,036
303,00	9,00	-0,228	0,229	-0,028	-0,048	0,048	-0,155	0,176	-0,019	-0,022	-0,022	0,033	0,033	-0,228	0,229	-0,028	-0,048	0,048	-0,155	0,176	-0,019	-0,022	-0,022	0,033	0,033	-0,228	0,229	-0,028	-0,048	0,048	-0,155	0,176	-0,019	-0,022	-0,022	0,033	0,033
302,00	8,00	-0,211	0,215	-0,025	-0,025	0,046	-0,146	0,164	-0,018	-0,020	-0,020	0,036	0,036	-0,211	0,215	-0,025	-0,025	0,046	-0,146	0,164	-0,018	-0,020	-0,020	0,036	0,036	-0,211	0,215	-0,025	-0,025	0,046	-0,146	0,164	-0,018	-0,020	-0,020	0,036	0,036
301,00	7,00	-0,200	0,200	-0,024	-0,024	0,045	-0,133	0,155	-0,017	-0,019	-0,019	0,034	0,034	-0,200	0,200	-0,024	-0,024	0,045	-0,133	0,155	-0,017	-0,019	-0,019	0,034	0,034	-0,200	0,200	-0,024	-0,024	0,045	-0,133	0,155	-0,017	-0,019	-0,019	0,034	0,034

Quadro E.3 – Tensões verticais, devido às ações estáticas e dos sismos de projeto, mínimas e máximas, respectivamente no paramento de jusante e montante, no plano em análise.

Cota de água (m)	Altura de água (m)	Barragem gravidade												Barragem e construção											
		Tensões estáticas + tensões do SBP (Mpa)						Tensões estáticas + tensões do SBP (Mpa)						Tensões estáticas + tensões do SBP (Mpa)						Tensões estáticas + tensões do SBP (Mpa)					
		σ_{33}		σ_{23}		σ_{22}		σ_{33}		σ_{23}		σ_{22}		σ_{33}		σ_{23}		σ_{22}		σ_{33}		σ_{23}		σ_{22}	
		Min.	Máx.	Min.	Máx.	Min.	Máx.	Min.	Máx.	Min.	Máx.	Min.	Máx.	Min.	Máx.	Min.	Máx.	Min.	Máx.	Min.	Máx.	Min.	Máx.	Min.	Máx.
307,01	13,01	-1,518	1,020	-0,248	-0,237	-0,334	0,172	-1,131	0,713	-0,197	-0,192	-0,254	0,114	-2,069	1,561	-0,315	-0,306	-0,452	0,290	-1,511	1,133	-0,244	-0,246	-0,332	0,206
305,80	11,80	-1,284	0,780	-0,215	-0,200	-0,284	0,708	-0,976	0,535	-0,172	-0,163	-0,218	0,077	-1,800	1,298	-0,278	-0,264	-0,395	0,819	-1,332	0,938	-0,216	-0,212	-0,294	0,162
305,00	11,00	-1,144	0,636	-0,194	-0,174	-0,260	0,096	-0,885	0,430	-0,158	-0,144	-0,203	0,055	-1,636	1,109	-0,253	-0,236	-0,364	0,201	-1,222	0,811	-0,200	-0,191	-0,275	0,138
304,00	10,00	-0,986	0,480	-0,169	-0,146	-0,229	0,064	-0,778	0,312	-0,140	0,074	-0,183	0,032	-1,446	0,940	-0,225	-0,203	-0,323	0,159	-1,089	0,668	-0,179	0,030	-0,250	0,104
303,00	9,00	-0,852	0,339	-0,146	-0,119	-0,199	0,035	-0,681	0,204	-0,122	-0,099	-0,163	0,010	-1,266	0,762	-0,198	-0,172	-0,290	0,122	-0,973	0,535	-0,159	-0,140	-0,223	0,083
302,00	8,00	-0,737	0,224	-0,124	-0,094	-0,176	0,013	-0,603	0,114	-0,106	-0,078	-0,148	-0,007	-1,135	0,622	-0,172	-0,143	-0,261	0,096	-0,875	0,407	-0,140	-0,116	-0,205	0,060
301,00	7,00	-0,645	0,125	-0,106	-0,071	-0,159	-0,003	-0,531	0,039	-0,091	-0,059	-0,135	-0,022	-1,018	0,504	-0,150	-0,115	-0,239	-0,036	-0,788	0,328	-0,122	-0,094	-0,190	0,037

ANEXO F – CAMPOS DE TENSÕES VERTICAIS EM CORTE HORIZONTAL NO PLANO DE FUNDAÇÃO

Quadro F.1 – Campos de tensões verticais, σ_{33} , provenientes do *SAP2000*, em corte horizontal no plano de fundação, para os cenários analisados e para a consideração da barragem e construção.



ANEXO G – TENSÕES VERTICAIS NAS PAREDES DA CONSTRUÇÃO, TRANSVERSAIS À BARRAGEM

Quadro G.1 – Tensões verticais nas paredes da construção.

Desenvolvimento da construção (montante-jusante) (m)	Parede direita				Parede esquerda			
	Estático + compressões do SMP		Estático+ trações do SMP		Estático + compressões do SMP		Estático+ trações do SMP	
	N (kN)	σ_{33} (MPa)	N (kN)	σ_{33} (MPa)	N (kN)	σ_{33} (MPa)	N (kN)	σ_{33} (MPa)
0,00	-112,409	-0,446	-54,233	-0,215	-125,563	-0,498	-47,059	-0,187
0,28	-67,464	-0,268	-32,458	-0,129	-79,529	-0,316	-30,687	-0,122
0,57	-72,134	-0,286	-30,430	-0,121	-85,667	-0,340	-27,353	-0,109
0,85	-74,602	-0,296	-28,376	-0,113	-88,466	-0,351	-24,516	-0,097
1,14	-76,550	-0,304	-26,292	-0,104	-90,341	-0,358	-21,905	-0,087
1,42	-78,332	-0,311	-24,252	-0,096	-91,801	-0,364	-19,537	-0,078
1,71	-80,140	-0,318	-22,210	-0,088	-93,121	-0,370	-17,317	-0,069
1,99	-82,070	-0,326	-20,178	-0,080	-94,433	-0,375	-15,239	-0,060
2,28	-84,287	-0,334	-18,089	-0,072	-95,957	-0,381	-13,197	-0,052
2,56	-86,882	-0,345	-15,920	-0,063	-97,815	-0,388	-11,151	-0,044
2,85	-90,047	-0,357	-13,601	-0,054	-100,245	-0,398	-8,997	-0,036
3,13	-93,929	-0,373	-11,083	-0,044	-103,437	-0,410	-6,659	-0,026
3,42	-98,833	-0,392	-8,283	-0,033	-107,753	-0,428	-4,021	-0,016
3,70	-105,059	-0,417	-5,111	-0,020	-113,581	-0,451	-0,943	-0,004
3,99	-113,312	-0,450	-1,438	-0,006	-121,721	-0,483	2,751	0,011
4,27	-124,590	-0,494	2,982	0,012	-133,455	-0,530	7,459	0,030
4,56	-141,238	-0,560	8,440	0,033	-151,318	-0,600	13,536	0,054
4,84	-174,715	-0,693	16,841	0,067	-188,982	-0,750	24,014	0,095
5,13	-185,267	-0,735	20,883	0,083	-207,889	-0,825	22,253	0,088