



INSTITUTO SUPERIOR DE ENGENHARIA DE LISBOA

Área Departamental de Engenharia Civil



Análise probabilística de segurança de barragens gravidade de betão

Gonçalo Filipe de Carvalho Brandão
Licenciado em Engenharia Civil

Trabalho Final de Mestrado para obtenção do grau de Mestre em Engenharia
Civil na Área de Especialização de Estruturas

Orientador:

Doutor António Luís Henriques Tavares de Castro

Júri:

Presidente: Mestre Cristina Ferreira Xavier de Brito Machado

Vogais:

Doutor António Lopes Batista

Doutor António Luís Henriques Tavares de Castro

Dezembro 2013

Dedicatória

*Aos meus pais Luís e Lídia,
aos meus irmãos Margarida e Diogo.*

Agradecimentos

Ao meu orientador, agradeço todo o auxílio prestado que tornou possível esta dissertação.

Agradeço aos meus colegas e amigos que me acompanharam neste percurso de vida e com quem partilhei tantas horas de estudo, em especial ao Tiago Cruz, Sara Rocha, Vítor Clérigo, Marcos Ramos, Nuno Ramos, André Neves, André Batista e Susana Cruz, sem eles tudo teria sido mais difícil.

Aos meus amigos João Nunes, Hugo Ferreira, Henrique Carvalho e Valter Vilela pela amizade e companheirismo diários, pelos bons e maus momentos ao longo de todos estes anos.

Aos meus irmãos por serem os melhores que poderia ter.

Aos meus pais por acreditarem em mim, me apoiarem desde sempre e me proporcionarem estes 5 anos no ISEL.

Resumo

As barragens foram das primeiras grandes estruturas construídas pelo ser humano, há vários milénios atrás, devido à necessidade de armazenar um bem essencial à vida, a água. Hoje em dia estas estruturas continuam a ter um elevado grau de importância por permitirem, através da água armazenada nas albufeiras, produzir energia elétrica, abastecer de água às populações, regar as culturas agrícolas e até desenvolver atividades turísticas e de lazer.

Em engenharia de barragens, apesar de ser sabido que a probabilidade de ocorrer a rotura estrutural de uma barragem é muito reduzida, existem preocupações essencialmente devido às consequências que uma eventual rotura estrutural pode ter no vale de jusante, devido à massa de água que se liberta neste tipo de cenário, em perdas humanas, económicas e ambientais, sendo portanto considerado que este tipo de obras tem um elevado risco potencial associado.

Nesse sentido a presente dissertação tem como objetivo, para uma barragem específica, ser feita uma análise de segurança estrutural para diversos cenários, com diversas combinações de ações. Foi escolhida uma barragem de gravidade de betão com elevada importância na bacia hidrográfica a qual foi implantada, a barragem de Pedrógão, no rio Guadiana, que adquire particular importância por ter sido a primeira barragem portuguesa a ser construída com betão compactado com cilindros (BCC), um método com diversas vantagens que também são apresentadas no estudo.

Inicialmente serão feitas as devidas verificações de segurança de acordo com a regulamentação aplicável em Portugal (RSB, 2007; NPB, 1993), posteriormente serão elaborados estudos de fiabilidade, através de uma análise probabilística simplificada desses mesmos cenários, para deste modo averiguar a probabilidade de rotura da barragem quando sujeita a determinadas solicitações.

Palavras chave:

Barragens de gravidade de betão, segurança, análise probabilística, índice de fiabilidade, deslizamento

Abstract

Dams were the first large structures built by humans, for several millennia ago, outstanding to necessity to store a resource essential for life, water. Nowadays, these structures still have a high degree of importance for allowing, through the water stored in reservoirs, produce electricity, supply water to the populations, agricultural irrigation and even develop tourism and leisure.

In dam engineering is well known that the probability of structural failure of a dam is very reduced. However the concerns arise outstanding to the consequences that the event of a structural failure can have in the downstream valley, owing the mass of water which is liberated in this kind of scenario, in number of victims, economic and environmental losses, so is considered that this type of work has a high potential risk associated.

This thesis has the objective to a specify dam, be an analysis of structural safety for various scenarios with different combinations of actions. Was chosen a concrete gravity dam with high importance in the watershed where it was built, the Pedrogão dam, in the Guadiana river, which is particularly important for being the first Portuguese dam to be built with roller compacted concrete (RCC), a method with various advantages that the study also presents.

Will initially be made the necessary safety analysis in accordance with the regulations applicable in Portugal (RSB, 2007; NPB, 1993), after will be prepared studies of the structural reliability, through a simplified probabilistic analysis of those scenarios, to calculate the probability of rupture of the dam when subjected to certain actions.

Keywords:

Security, concrete gravity, probabilistic analysis, reliability index, sliding

Índice de Matérias

1	INTRODUÇÃO.....	1
1.1	ÂMBITO DA DISSERTAÇÃO.....	1
1.2	OBJETIVOS DA DISSERTAÇÃO.....	2
1.3	ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO.....	3
2	SEGURANÇA ESTRUTURAL DE BARRAGENS DE BETÃO.....	5
2.1	CONSIDERAÇÕES GERAIS.....	5
2.2	RISCOS E CONSEQUÊNCIAS DA CONSTRUÇÃO DE UMA BARRAGEM GRAVIDADE DE BETÃO.....	14
2.3	REGULAMENTAÇÃO DE SEGURANÇA DE BARRAGENS.....	18
2.3.1	<i>Regulamentação Portuguesa de segurança em barragens.....</i>	<i>19</i>
2.4	ASPETOS ESTRUTURAIS DAS BARRAGENS DE GRAVIDADE.....	24
2.5	FORÇAS ATUANTES.....	28
2.5.1	<i>Peso próprio da barragem.....</i>	<i>28</i>
2.5.2	<i>Pressão hidrostática.....</i>	<i>29</i>
2.5.3	<i>Subpressão.....</i>	<i>31</i>
2.5.4	<i>Sismos.....</i>	<i>35</i>
3	VERIFICAÇÕES DE SEGURANÇA E ANÁLISE PROBABILÍSTICA SIMPLIFICADA DE SEGURANÇA ESTRUTURAL.....	39
3.1	INTRODUÇÃO.....	39
3.2	VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA DE ACORDO COM AS NORMAS PORTUGUESA.....	40
3.2.1	<i>Segurança ao levantamento.....</i>	<i>41</i>
3.2.2	<i>Segurança ao derrubamento.....</i>	<i>42</i>
3.2.3	<i>Verificação das tensões verticais na superfície de inserção nas fundações.....</i>	<i>43</i>
3.2.4	<i>Segurança ao deslizamento.....</i>	<i>44</i>
3.3	ANÁLISE PROBABILÍSTICA DE SEGURANÇA ESTRUTURAL.....	47
3.3.1	<i>Probabilidade de rotura.....</i>	<i>48</i>
3.3.2	<i>Variáveis aleatórias.....</i>	<i>50</i>
3.3.3	<i>Probabilidade de falha estrutural.....</i>	<i>51</i>

3.3.4	<i>Método de FOSM</i>	54
3.3.5	<i>Método de nível II – Método das estimativas pontuais (Point estimate method – PEM)</i> ...	57
3.3.6	<i>Método de nível II – Método de Hasofer-Lind</i>	61
4	CASO DE ESTUDO	65
4.1	INTRODUÇÃO.....	65
4.2	DESCRIÇÃO DA BARRAGEM DE PEDROGÃO.....	65
4.3	CÁLCULO DAS FORÇAS ATUANTES.....	75
4.3.1	<i>Peso próprio da barragem</i>	75
4.3.2	<i>Pressão hidrostática</i>	76
4.3.3	<i>Subpressão</i>	77
4.3.4	<i>Ação dos sismos</i>	80
4.4	APLICAÇÃO DAS METODOLOGIAS PREVISTAS NA REGULAMENTAÇÃO PORTUGUESA.....	81
4.4.1	<i>Segurança ao levantamento</i>	81
4.4.2	<i>Segurança ao derrubamento</i>	82
4.4.3	<i>Verificação das tensões verticais nas fundações</i>	89
4.4.4	<i>Segurança ao deslizamento</i>	91
4.5	APLICAÇÃO DAS METODOLOGIAS DA ANÁLISE PROBABILÍSTICA SIMPLIFICADA.....	93
4.5.1	<i>Variáveis aleatórias</i>	93
4.5.2	<i>Função desempenho</i>	94
4.5.3	<i>Método de FOSM (desenvolvimento da série de Taylor)</i>	95
4.5.4	<i>Método de nível II – Método das estimativas pontuais (PEM)</i>	100
4.5.5	<i>Método de nível II – Método de Hasofer-Lind</i>	104
4.6	COMPARAÇÃO DE RESULTADOS.....	107
5	CONSIDERAÇÕES FINAIS	109
5.1	ASPETOS RELEVANTES DOS ESTUDOS EFETUADOS.....	109
5.2	DESENVOLVIMENTOS FUTUROS.....	110
6	BIBLIOGRAFIA	113
6.1	PÁGINAS DE INTERNET CONSULTADAS.....	114

Índice de Figuras

FIGURA 2-1 – DISTRIBUIÇÃO GEOGRÁFICA DE BARRAGENS PELO MUNDO [PÁGINA DE INTERNET 1].....	6
FIGURA 2-2 – BARRAGEM DE HICKORY LOG CREEK EM BETÃO COMPACTADO COM CILINDROS, A MAIOR DA AMÉRICA DO NORTE [PÁGINA DE INTERNET 3]	13
FIGURA 2-3 – ACIDENTE NA BARRAGEM DE PAMPULHA (BRASIL) EM 1954 [PÁGINA DE INTERNET 4].....	15
FIGURA 2-4 – VÃOS DANIFICADOS DA BARRAGEM DE SHIH-KANG (TAIWAN) PELO SISMO CHI-CHI EM SETEMBRO DE 1999 [PÁGINA DE INTERNET 5].	16
FIGURA 2-5 – IMAGENS SATÉLITE DOS EFEITOS DA BARRAGEM THREE GORGES (CHINA), A MAIOR DO MUNDO, SOBRE O RIO YANGTZE [PÁGINA DE INTERNET 6].....	17
FIGURA 2-6 – EFEITOS DA BARRAGEM CONDIT (ESTADO DE WASHINGTON, ESTADOS UNIDOS DA AMÉRICA) A MONTANTE DO RIO WHITE SALMON [PÁGINA DE INTERNET 7].....	17
FIGURA 2-7 – FLUXOS DE TENSÕES NUMA BARRAGEM DE GRAVIDADE DEVIDO AO PESO PRÓPRIO E À PRESSÃO HIDROSTÁTICA.	26
FIGURA 2-8 – CORTINA DE IMPERMEABILIZAÇÃO E REDE DE DRENAGEM.....	27
FIGURA 2-9 – RESULTANTE DO PESO PRÓPRIO DA BARRAGEM.....	29
FIGURA 2-10 – EFEITO DO IMPULSO HIDROSTÁTICO DO PARAMENTO A MONTANTE DA BARRAGEM	30
FIGURA 2-11 – DIAGRAMAS RELATIVOS AOS EFEITOS DA SUBPRESSÃO, SEM DRENAGEM (FIG, ESQUERDA) E COM DRENAGEM (FIG. DIREITA)	32
FIGURA 2-12 – DIAGRAMA DE SUBPRESSÕES DEVIDO AO EFEITO DA REDE DE DRENAGEM	33
FIGURA 2-13 – ILUSTRAÇÃO DA 2ª PARTE DO DIAGRAMA DE SUBPRESSÃO PERANTE A EXISTÊNCIA DE UM SISTEMA DE DRENAGEM.....	34
FIGURA 2-14 – EFEITO DAS FORÇAS HIDRODINÂMICAS E DA FORÇA DE INÉRCIA DEVIDO AO SISMO NA BARRAGEM (COMPONENTES HORIZONTAIS DA ACELERAÇÃO SÍSMICA DE MONTANTE PARA JUSANTE).	36
FIGURA 3-1 – REPRESENTAÇÃO DO SISTEMA DE EIXOS	40
FIGURA 3-2 – ILUSTRAÇÃO RELATIVA A OBTENÇÃO DA PROBABILIDADE TOTAL DE ROTURA	49
FIGURA 3-3 – MARGEM DE SEGURANÇA MEDIANTE O RESPECTIVO COEFICIENTE DE SEGURANÇA (ADAPTAÇÃO DE GARCÍA, 2008).....	52
FIGURA 3-4 – DESENVOLVIMENTO DA SÉRIE DE TAYLOR (ADAPTAÇÃO DE GARCÍA, 2008)	57
FIGURA 3-5 – DESENVOLVIMENTO DO PEM (ADAPTAÇÃO DE GARCÍA, 2008)	61
FIGURA 3-6 – DESENVOLVIMENTO DO MÉTODO DE HASOFER-LIND (ADAPTAÇÃO DE GARCÍA, 2008)	62
FIGURA 4-1 – LOCALIZAÇÃO GEOGRÁFICA DA BARRAGEM DE PEDRÓGÃO (ADAPTAÇÃO INAG, ABRIL 2013)	66

FIGURA 4-2 – CORTE GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO PELO EIXO DO DESCARREGADOR DA BARRAGEM (NEVES, COTELO NEIVA, LIMA, 2000).....	70
FIGURA 4-3 – BARRAGEM DE PEDRÓGÃO VISTA DE JUSANTE [PÁGINA DE INTERNET 9].....	70
FIGURA 4-4 – BARRAGEM DE PEDRÓGÃO VISTA DE MONTANTE [PÁGINA DE INTERNET 2].....	71
FIGURA 4-5 – PERFIL TRANSVERSAL DA BARRAGEM [PÁGINA DE INTERNET 2].....	71
FIGURA 4-6 – PLANTA DA BARRAGEM [PÁGINA DE INTERNET 2].....	72
FIGURA 4-7 – NÍVEIS DE EXPLORAÇÃO DA ALBUFEIRA.....	72
FIGURA 4-8 – GEOMETRIA E DIMENSÕES DO PERFIL DE CÁLCULO DA BARRAGEM.....	73
FIGURA 4-9 – EFEITO DA PRESSÃO HIDROSTÁTICA NOS DIFERENTES PARAMENTOS PARA O NPA.....	76
FIGURA 4-10 – EFEITO DA PRESSÃO HIDROSTÁTICA NOS DIFERENTES PARAMENTOS PARA O MNC.....	76
FIGURA 4-11 – DIAGRAMAS RELATIVOS AOS EFEITOS DA SUBPRESSÃO, SEM DRENAGEM (FIGURA ESQUERDA) E COM DRENAGEM (FIGURA DIREITA) PARA O NPA.....	78
FIGURA 4-12 – DIAGRAMAS RELATIVOS AOS EFEITOS DA SUBPRESSÃO, SEM DRENAGEM (FIGURA ESQUERDA) E COM DRENAGEM (FIGURA DIREITA) PARA O NMC.....	78
FIGURA 4-13 – DIAGRAMAS RELATIVOS AOS EFEITOS DA SUBPRESSÃO, SEM DRENAGEM (FIGURA ESQUERDA) E COM DRENAGEM (FIGURA DIREITA) PARA O NMC A MONTANTE E O NÍVEL CORRESPONDENTE AO NPA A JUSANTE.....	79
FIGURA 4-14 – EFEITOS DE UM SISMO SOBRE A BARRAGEM (SENTIDO DE MONTANTE PARA JUSANTE).....	80
FIGURA 4-15 – EFEITOS DE UM SISMO SOBRE A BARRAGEM (SENTIDO DE JUSANTE PARA MONTANTE).....	80
FIGURA 4-16 – CONVENÇÃO DE SINAIS ADOTADA E PONTO EM RELAÇÃO AO QUAL SERÃO CALCULADOS OS MOMENTOS PARA A ANÁLISE DA ESTABILIDADE DO PÉ DE JUSANTE.....	82
FIGURA 4-17 – CONVENÇÃO DE SINAIS ADOTADA E PONTO EM RELAÇÃO AO QUAL SERÃO CALCULADOS OS MOMENTOS PARA A ANÁLISE DA ESTABILIDADE DO PÉ DE MONTANTE.....	86

Índice de Tabelas

TABELA 2.1 – MATERIAIS UTILIZADOS NA CONSTRUÇÃO DE BARRAGENS EM PORTUGAL [PÁGINA DE INTERNET 2].....	10
TABELA 2.2 – TIPOS ESTRUTURAIS DE BARRAGENS DE BETÃO [PÁGINA DE INTERNET 2].	12
TABELA 2.3 – CLASSES DE BARRAGENS (RSB, 2007)	20
TABELA 2.4 – FATORES DE SEGURANÇA DE ACORDO COM AS NPB.....	24
TABELA 3.1 – COEFICIENTES DE SEGURANÇA ADOTADOS NA PRESENTE DISSERTAÇÃO DE ACORDO COM AS NPB.	45
TABELA 3.2 – QUADRO RESUMO DE OBTENÇÃO DOS VALORES DE $G^*(x_i)$ PARA O MÉTODOS FOSM	56
TABELA 3.3 – QUADRO RESUMO DE OBTENÇÃO DOS VALORES DE $G^*(x_i)$ PARA O MÉTODOS DE PEM	59
TABELA 4.1 FASES DE CONSTRUÇÃO DA BARRAGEM DE PEDRÓGÃO [PÁGINA DE INTERNET 8]	69
TABELA 4.2 – RESULTANTES DAS FORÇAS DEVIDO À PRESSÃO HIDROSTÁTICA NOS DIFERENTES PARAMENTOS E SEUS PONTOS DE APLICAÇÃO.....	77
TABELA 4.3 – RESULTANTES DAS FORÇAS DEVIDO À SUBPRESSÃO NOS DIFERENTES PARAMENTOS E SEUS PONTOS DE APLICAÇÃO.....	79
TABELA 4.4 – FORÇAS DEVIDO À AÇÃO SÍSMICA	81
TABELA 4.5 – SOMATÓRIO DAS FORÇAS VERTICAIS E FATOR DE SEGURANÇA AO LEVANTAMENTO	81
TABELA 4.6 – MOMENTOS RESISTENTES E ATUANTES PARA NPA, NMC E NMC A MONTANTE E NPA A JUSANTE E RESPECTIVOS FATORES DE SEGURANÇA (PÉ DE JUSANTE).....	83
TABELA 4.7 – MOMENTOS RESISTENTES E ATUANTES PARA OS CENÁRIOS COM NPA E RESPECTIVOS FATORES DE SEGURANÇA (PÉ DE JUSANTE).....	84
TABELA 4.8 – MOMENTOS RESISTENTES E ATUANTES PARA OS CENÁRIOS COM NMC E RESPECTIVOS FATORES DE SEGURANÇA (PÉ DE JUSANTE).	84
TABELA 4.9 – MOMENTOS RESISTENTES E ATUANTES PARA OS CENÁRIOS COM NMC A MONTANTE E NPA JUSANTE E RESPECTIVOS FATORES DE SEGURANÇA (PÉ DE JUSANTE).....	85
TABELA 4.10 – MOMENTOS RESISTENTES E ATUANTES PARA NPA E NMC E RESPECTIVOS FATORES DE SEGURANÇA (PÉ DE MONTANTE).	86
TABELA 4.11 – MOMENTOS RESISTENTES E ATUANTES PARA CENÁRIOS COM NPA E RESPECTIVOS FATORES DE SEGURANÇA (PÉ DE MONTANTE).....	87
TABELA 4.12 – MOMENTOS RESISTENTES E ATUANTES PARA CANÁRIOS COM NMC E RESPECTIVOS FATORES DE SEGURANÇA (PÉ DE MONTANTE).....	88
TABELA 4.13 – MOMENTOS RESISTENTES E ATUANTES PARA CANÁRIOS COM NMC A MONTANTE E NPA A JUSANTE E RESPECTIVOS FATORES DE SEGURANÇA (PÉ DE MONTANTE).	88

TABELA 4.14 – TENSÕES VERTICAIS NA JUNTA A MONTANTE E A JUSANTE DA BARRAGEM, PARA CENÁRIOS COM O NÍVEL DE ALBUFEIRA À COTA DO NPA.....	89
TABELA 4.15 – TENSÕES VERTICAIS NA JUNTA A MONTANTE E A JUSANTE DA BARRAGEM, PARA CENÁRIOS COM O NÍVEL DA ALBUFEIRA À COTA DO NMC.	90
TABELA 4.16 – TENSÕES VERTICAIS NA JUNTA A MONTANTE E A JUSANTE DA BARRAGEM, PARA CENÁRIOS COM O NÍVEL DA ALBUFEIRA À COTA DO NMC A MONTANTE E DO NPA A JUSANTE.....	90
TABELA 4.17 – FATORES DE SEGURANÇA AO DESLIZAMENTO PARA CENÁRIOS CORRENTES.....	91
TABELA 4.18 – FATORES DE SEGURANÇA AO DESLIZAMENTO PARA CENÁRIOS DE ROTURA (NMC E NPA).92	
TABELA 4.19 – FATORES DE SEGURANÇA AO DESLIZAMENTO PARA CENÁRIOS DE ROTURA (NMC A MONTANTE E NPA A JUSANTE).	92
TABELA 4.20 – PROPRIEDADES ESTATÍSTICAS DA COESÃO E DO COEFICIENTE DE ATRITO.	94
TABELA 4.21 – VALORES DE $G^*(M_{TG0};M_C)$ PARA O CASO DE ESTUDO, PARA OS CENÁRIOS NPA E NMC.	94
TABELA 4.22 – VALORES DE $G^*(M_{TG0};M_C)$ PARA O CASO DE ESTUDO, PARA O CENÁRIO NMC A MONTANTE E NPA A JUSANTE.	95
TABELA 4.23 – VALORES DE $G^*(X_i)$ PARA O MÉTODOS FOSM	96
TABELA 4.24 – ÍNDICES DE FIABILIDADE PARA AS COMBINAÇÕES DE AÇÕES COM NPA SEGUNDO O MÉTODO FOSM.	96
TABELA 4.25 – ÍNDICES DE FIABILIDADE PARA AS COMBINAÇÕES DE AÇÕES COM NMC SEGUNDO O MÉTODO FOSM.	97
TABELA 4.26 – ÍNDICES DE FIABILIDADE PARA AS COMBINAÇÕES DE AÇÕES COM NMC A MONTANTE E NPA A JUSANTE SEGUNDO O MÉTODO FOSM.	97
TABELA 4.27 – PROBABILIDADES DE FALHA PARA OS DIFERENTES CENÁRIOS SEGUNDO O MÉTODO DE FOSM.	98
TABELA 4.28 – VALORES DE $G^*(X_i)$ PARA O MÉTODOS DE PEM	101
TABELA 4.29 – ÍNDICES DE FIABILIDADE PARA AS COMBINAÇÕES COM NPA SEGUNDO O MÉTODO DE PEM.	102
TABELA 4.30 – ÍNDICES DE FIABILIDADE PARA AS COMBINAÇÕES COM NMC SEGUNDO O MÉTODO DE PEM.	102
TABELA 4.31 – ÍNDICES DE FIABILIDADE PARA AS COMBINAÇÕES COM NMC A MONTANTE E NPA A JUSANTE SEGUNDO O MÉTODO DE PEM.	103
TABELA 4.32 – PROBABILIDADES DE FALHA PARA OS DIFERENTES CENÁRIOS SEGUNDO O MÉTODO DE PEM.	103
TABELA 4.33 – PROBABILIDADES DE FALHA PARA OS DIFERENTES CENÁRIOS SEGUNDO O MÉTODO DE HASOFER-LIND.	105
TABELA 4.34 – COMPARAÇÃO DAS PROBABILIDADES DE ROTURA PARA OS DIFERENTES MÉTODOS.	107

Capítulo 1

1 Introdução

1.1 Âmbito da dissertação

As barragens são estruturas artificiais que permitem armazenar grandes quantidades de água, quer para a produção de energia hidroelétrica, quer para a utilização da água para consumo das populações.

Este tipo de estruturas tem um papel fundamental nos dias de hoje, pois os recursos de água doce são cada vez mais limitados e distribuídos de forma desigual. Existem regiões onde é fundamental a disponibilidade de água para a sobrevivência das comunidades, tendo portanto um importante papel económico-social em diversas regiões do país e do mundo.

Deste modo, desde a construção da primeira barragem há mais de 5 mil anos, e com o aumento gradual da população mundial ao longo dos séculos, o número de barragens construídas tem vindo a aumentar na mesma medida.

As barragens têm sido alvo de grande evolução ao longo dos tempos, sendo atualmente possível a sua construção com diversos materiais e diferentes tipos estruturais, consoante as características da bacia hidrográfica, as características geotécnicas do maciço de fundação e dos materiais disponíveis.

Segundo o Regulamento de Segurança em Barragens (RSB, 2007), a segurança global de uma barragem passa por garantir a segurança estrutural, hidráulico-operacional e ambiental, de forma a que se minimizem os riscos de bens e de vidas humanas. Os acidentes passíveis de ocorrer, que levem ao colapso estrutural da barragem, podem causar enormes prejuízos no vale de jusante, devido à libertação da enorme quantidade de água.

A presente dissertação irá abordar diferentes metodologias de verificação da segurança estrutural de uma barragem, com base na regulamentação portuguesa em vigor, seguindo-se

uma análise probabilística simplificada, para que se minimizem os riscos associados a estas estruturas.

1.2 Objetivos da dissertação

Este trabalho tem por objetivo realizar diversas verificações de segurança de uma barragem específica, a barragem de Pedrógão, visto esta se enquadrar no tipo de barragem pretendida para o estudo, sendo uma barragem gravidade de betão, devido à importância que tem na bacia hidrográfica do Guadiana e por ter sido a primeira barragem construída em Portugal com betão compactado com cilindros.

Inicialmente surge a necessidade de definir as ações que incidem na barragem de Pedrógão, quer para o nível máximo de cheia, quer para o nível pleno de armazenamento, sofrendo em algumas situações o efeito simultâneo de um sismo de intensidade variável, previsto na regulamentação portuguesa, bem como as resistências dos materiais e das principais superfícies de descontinuidade.

Em seguida serão levadas a cabo as diferentes verificações de segurança de acordo com a regulamentação portuguesa em vigor, para os cenários correntes e de rotura, sendo elas: a segurança ao derrubamento, deslizamento, levantamento e averiguação de tensões verticais na fundação. Posteriormente serão analisadas essas mesmas verificações de segurança para que se averigüe qual a verificação de segurança mais desfavorável.

Após se identificar qual a verificação de segurança mais desfavorável, será feita para a mesma uma análise probabilística simplificada, utilizando 3 métodos diferentes, o método de FOSM, o método de estimativas pontuais e por fim o método de Hasofer-Lind, combinando-se as ações sísmicas aos níveis de água da albufeira, para que se estime a probabilidade de falha da estrutura para diversos cenários.

Por fim, devem ser analisados os resultados obtidos, para que se conclua se o caso de estudo específico respeita a regulamentação portuguesa, assegurando desta forma a segurança estrutural da barragem, isto para os diferentes cenários abordados. No que respeita à análise probabilística, após o cálculo das probabilidades de rotura da barragem, para os diferentes cenários, devem também ser tiradas as devidas conclusões.

1.3 Estrutura da dissertação

O trabalho está dividido em 5 capítulos incluindo o presente capítulo que diz respeito à introdução.

O presente capítulo corresponde ao primeiro capítulo de todo o trabalho, onde todo o trabalho é caracterizado, sendo definido o âmbito da dissertação, os seus objetivos e por fim a estrutura da mesma.

No capítulo 2 são abordadas as características gerais das barragens sendo feita uma breve introdução histórica, são enumerados os vários tipos de barragens, sendo depois abordado o caso particular das barragens de gravidade de betão. São esclarecidos os riscos de uma rutura estrutural numa barragem e as suas consequências, assim como os meios de evitar esses mesmos riscos, sendo também abordados os impactos ambientais quer na fase de construção quer durante a fase de exploração da mesma. Ainda no 2º capítulo, é esclarecida qual a regulamentação aplicável às barragens de gravidade de betão e quais as informações mais úteis para a dissertação. Por fim são abordados os aspetos estruturais das barragens de gravidade assim como as forças atuantes neste tipo de barragens.

No capítulo 3 são esclarecidas as metodologias que se pretende estudar, ou seja, são explicadas quais as verificações de segurança que se pretende efetuar de acordo com as normas aplicadas em Portugal, sendo posteriormente minuciosamente explicadas, por fim são explicados os diferentes métodos abordados para o estudo probabilístico simplificado de segurança estrutural.

No capítulo 4 é caracterizado o caso de estudo, para posteriormente serem aplicadas as metodologias descritas no capítulo 3, sendo em simultaneamente comentados os resultados obtidos e escritas algumas conclusões.

No capítulo 5 são apresentadas as principais conclusões do trabalho assim como os possíveis desenvolvimentos futuros.

Capítulo 2

2 Segurança estrutural de barragens de betão

2.1 Considerações gerais

As barragens são grandes estruturas artificiais de retenção de água, sendo implantadas nos vales de cursos de água, através da criação de uma barreira artificial, que une as duas margens dos mesmos.

Registos históricos permitem concluir que provavelmente as barragens foram das primeiras grandes estruturas construídas pela Humanidade. Ao criarem reservas de água, melhoraram as condições de vida de diversos povos ao longo dos últimos 5000 anos, e desta forma permitiram às civilizações combater os efeitos de climas adversos, proporcionando água para fins agrícolas e abastecimento.

As primeiras construções deste tipo terão sido de pequena dimensão, construídas com base na experiência empírica, adquirida por tentativa e erro. Os primeiros materiais empregues na sua construção terão sido terras, alvenarias, blocos de rochas e enrocamento, sendo a resistência da barragem assegurada pelo peso dos materiais. Com o aumento da capacidade técnica e das carências de reservas de água, as barragens foram aumentando de tamanho e de complexidade construtiva, aumentando também os riscos associados à implantação deste tipo de estruturas.

As primeiras barragens foram construídas sem quaisquer ligantes, apenas com pedras e terra, o que obrigava a que o desenvolvimento da base fosse cerca de 4 vezes superior à altura, e permitisse assim que a barragem funcionasse como barragem de gravidade. Também nesse aspeto houve uma enorme evolução ao longo dos séculos, com a utilização de ligantes, o que originou um aumento gradual na estabilidade das estruturas assim como na sua estanquidade, permitindo desse modo adotar menores inclinações nos paramentos e construir estruturas com maiores alturas.

As barragens mais antigas de que se tem conhecimento datam de há cerca de 5000 anos, e terão sido construídas no Egito, Médio Oriente e na Índia e destinavam-se principalmente a abastecer as populações envolventes.

Atualmente, estima-se que existam mais de 500 000 barragens um pouco por todo o mundo. A grande maioria são pequenas barragens (com alturas inferiores a 3 m), havendo no entanto cerca de 47 000 grandes barragens (alturas superiores a 15 m).

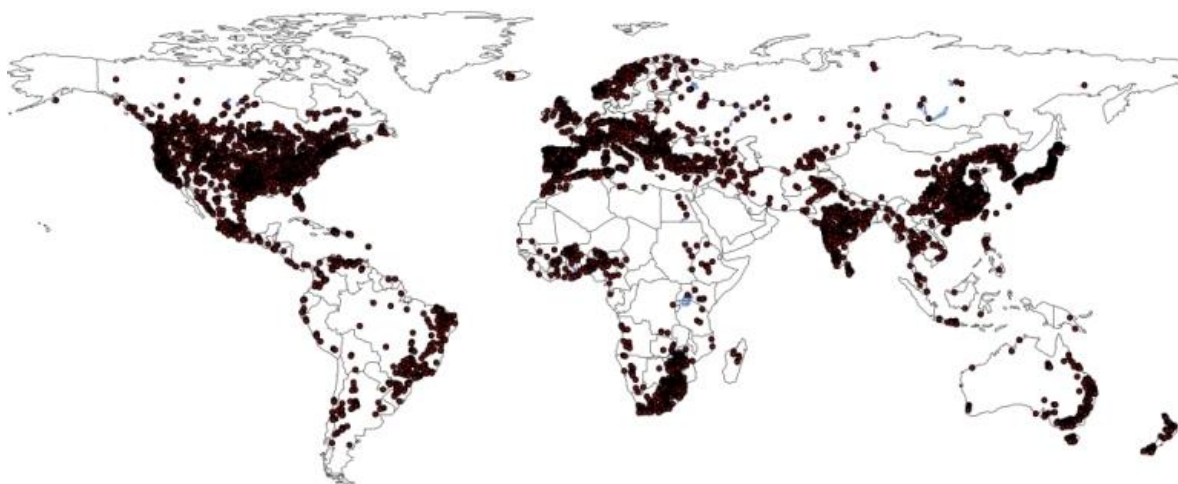


Figura 2-1 – Distribuição geográfica de barragens pelo mundo [Página de internet 1]

No nosso país está prevista a construção de algumas grandes barragens na próxima década, por estas assumirem um papel importante nas políticas de desenvolvimento do território, já que permitem a produção de energia e o abastecimento de água às zonas residenciais, industriais e agrícolas envolventes. A construção de uma barragem contribui de forma importante para a irrigação de terrenos agrícolas e permite efetuar controlo de cheias, através da regularização de caudais. Além disso, a formação de grandes lagos artificiais, onde se podem desenvolver diversas atividades recreativas, permite a promoção do turismo e pode significar importantes receitas. No caso específico de Portugal, devido ao elevado nível de escoamento de águas superficiais, as barragens tornam-se num recurso importante a ser utilizado para o desenvolvimento económico, sendo uma fonte de energia limpa, o que contribui para um crescimento económico sustentado, preocupação bem vincada nos dias que correm.

No nosso país, com marcadas variações sazonais (Verões quentes e Invernos chuvosos), os cursos de água sofrem constantes variações nos seus caudais, podendo levar tanto a inundações (por escoamento insuficiente do rio perante cenários de cheia) como a secas, significando

grandes prejuízos para as populações. Deste modo, as barragens surgem como estruturas regularizadoras de caudais, minimizando os efeitos negativos das variações sazonais e abastecendo as populações em situações de escassez de água.

Pelo facto de serem obras de engenharia de grandes dimensões e bastante dispendiosas, devem ser projetadas de forma a serem duráveis, de tal forma que hoje em dia, além de se encontrarem ainda em serviço barragens construídas há muitos anos, os desenvolvimentos técnicos e científicos na engenharia de barragens têm permitindo que, de um modo economicamente sustentável, se prolongue a vida de diversas obras para além do período de vida útil inicialmente estimado. Por outro lado, o facto de terem grandes dimensões e armazenarem quantidades enormes de água, traduz-se num maior risco de acidente grave, levando a uma preocupação com a segurança das populações e dos bens económicos e ambientais do vale a jusante. Este tipo de preocupações devem ser consideradas durante toda a vida destas obras, nomeadamente nas fases de projeto, de construção e de exploração.

Deste modo, devem ser realizados os estudos de fase de projeto, onde é feita a prospeção geológica e geotécnica do local onde futuramente será implantada a barragem, devendo também ser elaborados ensaios para que não restem dúvidas quanto à segurança de implantação em determinado local. Posto isto, a construção pode ser iniciada, com escavações e implantação de estaleiros, sempre com o cuidado de não interromper o curso de água. Nas obras de maior dimensão, pode ser necessário construir ensecadeiras que permitam a construção dos blocos no eixo do rio, bem como estruturas para desviar o curso de água, por exemplo, através de um túnel de desvio. No caso das barragens de betão, de seguida, dá-se a betonagem dos blocos, os tratamentos de consolidação, impermeabilização e drenagem das fundações e a injeção das juntas de contração entre blocos.

As barragens, em regra, são implantadas sobre maciços rochosos, devido às características de rigidez e resistência serem bastante mais elevadas, servindo assim de fundação às barragens de gravidade de betão que apresentam também estas, elevada rigidez.


Quando toda a fase de construção da barragem está terminada, é feito o primeiro enchimento da albufeira, de forma lenta e gradual, sobre apertada vigilância, já que se trata do primeiro verdadeiro ensaio de carga da estrutura. Por fim, inicia-se a fase de exploração normal da obra para o qual foi projetada.

Sendo na sua maioria uma obra com consequências positivas em vários aspetos, não deixa, como é natural, de ter alguns aspetos menos positivos, nomeadamente para o meio ambiente, como alterações na fauna e flora do local de implantação. Assim sendo, deve ser feito, em

paralelo, um estudo acerca dos impactos ambientais, para que estes sejam minimizados ao máximo.

Existem vários tipos de barragens, quer a nível dos materiais que constituem as mesmas, quer a nível estrutural. É possível classificar uma barragem de acordo com o tipo de material que a constitui, podendo ser constituída por materiais artificiais (o betão e o betão compactado com cilindro) ou por materiais naturais (as alvenarias, materiais de aterro e enrocamento).

De seguida, são apresentadas algumas imagens de diferentes tipos de barragens, no que ao tipo de material diz respeito, assim como as principais características de cada uma delas, sendo todas elas construídas em Portugal

Descrição	Vista de Jusante
<p>Barragem da Bemposta Tipo: Betão Altura: 87,00 m Maciço fundação: Granitos e xistos Rio Douro</p>	
<p>Barragem de Pedrógão Tipo: Betão compactado com cilindros Altura: 43,00m Maciço de fundação: Granitos Rio Guadiana</p>	

Barragem da Tapada
Tipo: Alvenaria
Altura: 16,00 m
Maciço de fundação: Granitos
Ribeira do Espinhaço de Cão



Barragem do Sabugal
Tipo: Terra zonada
Altura: 58,50 m
Fundação: Xistos e grauvaques
Rio Côa



Barragem de Odeleite
Tipo: Aterro
Altura: 65,00 m
Maciço de fundação: Xistos e grauvaques
Ribeira de Odeleite




<p>Barragem de Bastelos Tipo: Enrocamento Altura: 23,20 m Maciço de Fundação: Xistos Ribeira de Bastelos</p>	
--	--

Tabela 2.1 – Materiais utilizados na construção de barragens em Portugal [Página de internet 2]

Na presente dissertação será objeto de estudo uma barragem de betão. Este tipo de estruturas podem variar no seu funcionamento estrutural e na sua geometria, podendo classificar-se como: Barragens abóbada, simples ou dupla curvatura; Barragens de abóbadas múltiplas; Barragens de contrafortes; Barragens de Gravidade; Barragens de arco-gravidade.

Em seguida é possível observar imagens de vários tipos estruturais de barragens de betão.

Descrição	Vista de Jusante
<p>Barragem do Alto do Lindoso Tipo: Abóbada simples Altura: 110,00 m Maciço de fundação: Granitos Rio Lima</p>	

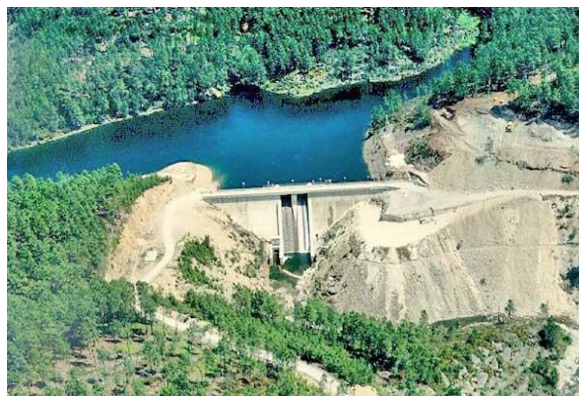
Barragem de Odivelas
Tipo: Abóbadas múltiplas
Altura: 55,00 m
Maciço de fundação: Xistos
(doleritos)
Ribeira de Odivelas



Barragem do Caia
Tipo: Contrafortes
Altura: 52,00 m
Maciço de fundação: Misto
Rocha/Solo: Xistos e granitos
Rio Caia



Barragem de Corgas
Tipo: Gravidade
Altura: 30,00 m
Maciço de fundação: Xistos
Ribeira de Isna



Barragem de Castelo de Bode
Tipo: Arco-gravidade
Altura: 115,00 m
Maciço de fundação: Gneisse
e micaxisto
Rio Zêzere



Tabela 2.2 – Tipos estruturais de barragens de betão [Página de internet 2].

No trabalho será estudada uma barragem de gravidade de betão. São estruturas que resistem à impulsão da água através do seu peso próprio, tendo normalmente perfis sensivelmente trapezoidais. Este tipo de barragens podem ser em betão convencional (BC), onde os blocos são separados por juntas de contração, colocadas transversalmente e verticalmente em relação ao eixo da obra, ou em betão compactado com cilindros (BCC), que difere um pouco no método de colocação, já que se trata de um betão que é consolidado por vibração externa muito potente, efetuada através de cilindros vibradores. O betão compactado com cilindros (BCC) varia também do betão convencional (BC) pela sua consistência (mais seca) e pela sua composição, que vai permitir ganhos na rapidez de execução e no número de juntas de contração necessárias (no BCC são menos do que no BC).

O caso de estudo do presente trabalho foi executado com betão compactado com cilindros (BCC), o qual apresenta diversas vantagens em relação ao BC, entre as quais se destacam os ganhos na rapidez de construção e os menores custos de produção (o betão é colocado em camadas menos espessas, e são necessárias menores quantidades de cofragens e um menor número de juntas de dilatação). No entanto, apresenta algumas desvantagens, nomeadamente por ser necessário mais espaço quer ao nível de armazenamento de materiais, quer ao nível dos equipamentos para a execução deste tipo de obras.



Figura 2-2 – Barragem de Hickory Log Creek em betão compactado com cilindros, a maior da América do Norte [Página de internet 3]

Em engenharia de barragens, é indispensável que a barragem se verifique segura. Segundo o Regulamento de Segurança de Barragens (RSB), para que se verifique a segurança global de uma barragem, deve ser averiguada a capacidade desta satisfazer determinadas exigências, pelo que podemos considerar a existência de três tipos de verificações de segurança:

- Segurança estrutural
- Segurança hidráulico-operacional
- Segurança Ambiental

A Segurança estrutural é a capacidade de uma barragem de satisfazer exigências relativas ao comportamento estrutural, perante ações associadas à construção e exploração da mesma ou de ocorrências de carácter excepcional (RSB, 2007).

A segurança hidráulico-operacional é a capacidade de uma barragem satisfazer as exigências de comportamento hidráulico-operacional dos órgãos de segurança e exploração, incluindo os respetivos equipamentos (RSB, 2007), como os sistemas de impermeabilização e de drenagem da fundação. Em caso de funcionamento deficiente das cortinas de impermeabilização ou dos órgãos de drenagem, a segurança estrutural da obra pode ser afetada.

A segurança Ambiental é a capacidade de uma barragem satisfazer as exigências de comportamento relativas à limitação de incidências prejudiciais sobre o ambiente (RSB, 2007), nomeadamente, no que toca à qualidade da água, evolução do leito a jusante, assoreamento da albufeira, alteração dos níveis freáticos, aspetos geológicos, alterações climáticas e destruição de património arqueológico.

2.2 Riscos e consequências da construção de uma barragem gravidade de betão

Todas as preocupações em redor da segurança na projeção, construção e exploração de barragens, estão diretamente relacionadas com os riscos da implantação de uma barragem num determinado local, assim como das consequências gravosas em caso de colapso ou acidente, devido a determinados eventos ou ações. Deste modo, o conceito de risco complementa o próprio conceito de segurança estrutural, considerando por risco o produto da probabilidade de ocorrência de um determinado evento pelos danos decorrentes da ocorrência desse mesmo evento.

Podem ser considerados de riscos, os eventos que caso ocorram, representem consequências no vale de jusante, como sismos, grandes cheias, roturas estruturais, ou apenas má operação de comportas, ou seja, tudo o que possa originar uma onda de cheia a jusante. Entre todos os riscos existentes, o mais preocupante devido às suas consequências, é o de rotura da própria barragem. Em caso de rotura, toda a fauna, flora e as próprias populações, ficam em risco eminente.

É possível simular matematicamente os riscos de implantação de uma barragem.

$$R = P \cdot D \quad (2.1)$$

Onde:

R – Risco de ocorrência de determinado evento

P – Probabilidade de ocorrência de determinado evento

D – Danos decorrentes da ocorrência de determinado evento

Assim sendo, o risco pode ser minimizado através da diminuição de uma das variáveis, P ou D. Na fase de projeto, ao ser certificada a segurança estrutural, assegurando a estabilidade da barragem, vai haver uma diminuição da probabilidade P. Por outro lado, atividades relacionadas com a segurança do vale a jusante, como seja o estudo das ondas de cheia e o aviso ou alerta às autoridades e às populações, que envolvem também as autoridades de proteção civil, destinam-se a diminuir os danos D.

Quando se trata de segurança em barragens, sabemos que os riscos se baseiam em eventos de probabilidade de ocorrência (P) muito reduzida, mas cujos danos (D), em caso de ocorrência desses mesmos eventos, podem ser bastante gravosos.

A presente dissertação estuda determinados cenários de rotura em barragens de gravidade de betão, e averigua a segurança estrutural ao longo da superfície de inserção na fundação, ou seja, centra-se essencialmente na diminuição da probabilidade P, para diminuir o risco R.

Em seguida, é possível observar os acidentes ocorridos nas barragens de Pampulha e de Shih-Kang, que levaram ao colapso estrutural das próprias barragens.



Figura 2-3 – Acidente na barragem de Pampulha (Brasil) em 1954 [Página de internet 4]



Figura 2-4 – Vãos danificados da barragem de Shih-Kang (Taiwan) pelo sismo Chi-Chi em Setembro de 1999 [Página de internet 5].

No que toca a consequências de implantação de barragens, este tipo de obra leva inevitavelmente a alterações fortes nos ecossistemas fluviais e terrestres já existentes. É portanto, devido ao impacto agressivo do ponto de vista ambiental, que é necessário que, na fase de projeto, sejam levados a cabo estudos para que se verifique se o ecossistema se adaptará à nova situação. O ideal será o antigo ecossistema dar lugar a um novo ecossistema idêntico ao anterior. O estudo de impacto ambiental é também importante para que se certifique que nenhuma das espécies seja afetada ao ponto de se extinguir ou diminuir o número de exemplares, assim como para evitar o aparecimento de novas espécies que afetem as já existentes.

Na construção de uma barragem, há ainda uma questão essencial a ser estudada, uma vez que dela advém a formação de uma albufeira, levando à subida do nível de água, inundando regiões florestais, agrícolas, industriais ou residenciais como se pode observar na figuras 2.5 e 2.6. Assim sendo, é necessário verificar se as populações são afetadas, e, se assim se verificar, garantir que são deslocadas para outro local onde lhes sejam oferecidas as mesmas condições de vida.

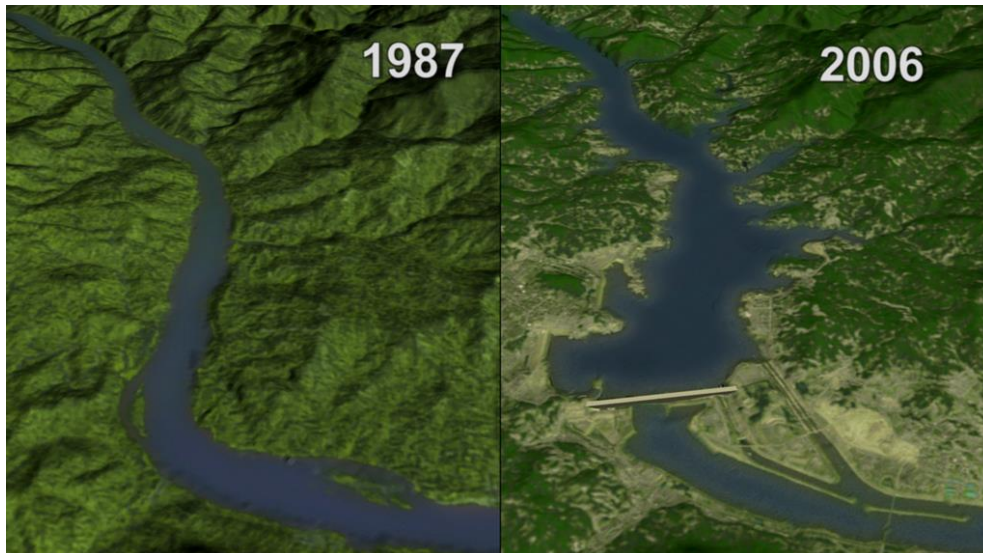


Figura 2-5 – Imagens satélite dos efeitos da barragem Three Gorges (China), a maior do mundo, sobre o rio Yangtze [Página de internet 6]



Figura 2-6 – Efeitos da barragem Condit (estado de Washington, Estados Unidos da América) a montante do rio White Salmon [Página de internet 7].

É por isso importante que todo o processo de implantação de uma barragem seja feito com o máximo rigor, não só na prospeção geotécnica, onde se verifica a existência de condições para que as fundações cumpram o seu papel estrutural, como também no projeto, onde se assegura que este tem em conta todas as ações que na barragem incidem, bem como as ações acidentais que eventualmente podem levar a uma rotura (como um sismo).

Após a construção de uma barragem, deve ser feita manutenção e monitorização da mesma ao longo da sua vida útil, para que se possa prevenir e prever eventuais problemas. Não menos importantes são as inspeções visuais, que permitem identificar os sinais de deterioração e envelhecimento. Os sinais que mais vulgarmente se identificam em barragens de betão são os

movimentos diferenciais entre blocos e as fissuras. Este tipo de fenómenos já obrigou a que em Portugal, a barragem do Alto-Ceira, fosse desativada.

Os órgãos de segurança devem também ser inspecionados, sendo por esse motivo importante verificar a operacionalidade das comportas e o estado de conservação do betão superficial, o qual pode se deteriorar devido ao escoamento de alta velocidade e turbulência.

2.3 Regulamentação de segurança de barragens

No projeto, construção e exploração de uma qualquer estrutura, devem ser seguidos uma série de procedimentos e regras que constam de regulamentos e normas, de modo a não colocar em risco a segurança da estrutura e os utilizadores da mesma, bem como pessoas e bens que possam ser afetados por eventuais acidentes. Por exemplo, no caso das barragens é muito importante considerar as pessoas e bens, económicos e ambientais, situados no vale a jusante, cujas condições de segurança podem ser colocadas em causa, caso ocorra algum acidente ou incidente que origine uma onda de inundação de grandes proporções.

No entanto, os regulamentos e normas não são os mesmos em todos os países, apesar de todos se basearem nos mesmos princípios gerais. Cada país elabora as suas normas conforme a sua tradição técnica, os seus critérios de verificação de segurança (combinação de ações e resistências) e fatores climatéricos e geográficos. Por exemplo, nos países mais frios, é necessário ter em conta os efeitos de gelo-degelo; em países com rios com grande caudal sólido, deve ser considerada a ação de sedimentos junto ao paramento.

No dimensionamento de uma barragem gravidade de betão, as grandes preocupações prendem-se com a segurança ao derrubamento, ao deslizamento segundo qualquer plano horizontal da estrutura ou da fundação, com as tensões verticais nas fundações e com a verificação ao levantamento. As tensões máximas de compressão e de tração no betão não devem também ser excedidas, o que em regra não ocorre, pois as tensões internas nas barragens gravidade são, em regra, muito pequenas quando comparadas com a resistência do betão.

São diversos os parâmetros a considerar em relação à segurança deste tipo de estruturas:

- Características geométricas da barragem: Área da secção transversal;

- Sistemas de drenagem: Existência ou ausência deste tipo de sistemas;
- Ações que sobre ela incidem, sejam estáticas ou dinâmicas: peso próprio da barragem, pressão hidrodinâmica, subpressão e a ação sísmica.

Em seguida serão apresentados, de forma sintética, os critérios e as principais regras constantes das normas e regulamentos utilizados em Portugal.

2.3.1 Regulamentação Portuguesa de segurança em barragens

A verificação da segurança de barragens portuguesas baseia-se nas disposições que constam do Regulamento de Segurança de Barragens (RSB) e nas Normas de Projeto de Barragens (NPB).

Regulamento de Segurança em Barragens (RSB)

O Regulamento de Segurança de Barragens (RSB), aprovado pelo DL 344/2007 de 15 de Outubro é composto por quatro capítulos:

- Capítulo I – Disposições gerais: Neste capítulo são indicados os objetivos, âmbitos de aplicação do regulamento e a classificação de barragens de acordo com os danos causados em caso de colapso. Indica as entidades envolvidas no controlo de segurança em barragens, assim como as competências que competem a cada entidade.

Neste capítulo fica estabelecido que o regulamento é aplicado a todas as barragens que:

- Tenham altura igual ou superior a 15 m ou superior a 10 m cuja albufeira tenha uma capacidade superior a 1hm^3 ;
- Tenham altura inferior a 15 m com capacidade cuja albufeira tenha capacidade superior a $100\ 000\ \text{m}^3$;

- Sejam de classe I, referida mais adiante.

Podemos deste modo concluir que o RSB é aplicável ao caso de estudo da presente dissertação (barragem de Pedrógão), pois esta tem altura igual ou superior a 15 m.

O RSB, após a atualização de 2007, passou a classificar as barragens em função dos danos potenciais provocados pela onda de inundação em caso de acidente e colapso da barragem. Segundo o RSB, as barragens estão agrupadas em três classes distintas (Classe I, Classe II e Classe III), tendo em conta a ocupação humana expressa em termos de residentes, os bens e o meio ambiente no vale a jusante, de acordo com a seguinte tabela:

Classe	Ocupação humana, bens e ambiente
I	Residentes em número igual ou superior a 25.
II	Residentes em número inferior a 25; ou Infraestruturas e instalações importantes ou bens ambientais de grande valor e dificilmente recuperáveis ou existência de instalações de produção ou de armazenagem de substâncias perigosas.
III	As restantes barragens.

Tabela 2.3 – Classes de barragens (RSB, 2007)

- **Capítulo II – Controlo de segurança:** Neste capítulo são indicados os critérios a que um projeto deve obedecer e se basear, sendo ainda indicado a constituição que um projeto deve seguir. É feita referência aos planos de observação nas fases de projeto e obra, sendo indicados todos os aspetos importantes no controlo de segurança na fase de construção, durante o primeiro enchimento e nos casos de abandono e demolição.
- **Capítulo III – Medidas de proteção civil:** Este capítulo é dedicado à ação que deve ser levada a cabo em caso de acidente ou catástrofe, para que os danos sejam minimizados e de forma a ser dada uma resposta eficaz a este tipo de acontecimentos. Centra-se bastante nos planos de emergência e sinais de aviso e alerta.
- **Capítulo IV – Disposições complementares e transitórias:** Neste capítulo são indicadas as Normas que devem ser articuladas com o RSB, para que as próprias normas do RSB

sejam utilizadas de forma mais eficiente, remetendo para as devidas portarias, os aspetos específicos do controlo de segurança, entre elas:

- NPB – Normas de Projeto de Barragens (Portaria 846/93, de 10-09-1993)
- NCB – Normas de Construção de Barragens (Portaria 246/98, de 21-04-1998)
- NOIB – Normas de Observação e Inspeção de Barragens (Portaria 847/93, de 10-09-1993)
- NEB – Normas de Exploração de Barragens (ainda por publicar)

Para a presente dissertação, as normas mais importantes, por definirem diversos aspetos relacionados com as diversas verificações de segurança, são as Normas de Projeto de Barragens (NPB).

Normas de Projeto de Barragens (NPB)

As NPB são compostas por seis capítulos:

- Capítulo I – Introdução: Neste capítulo são descritos os objetivos das normas, referindo que a sua aplicação se estende a todas as barragens abrangidas pelo RSB e os elementos que devem ser apresentados nas diferentes fases de estudo de uma barragem, desde o programa base ao projeto de execução.
- Capítulo II – Normas Gerais: Explica o conjunto de informação, documentos e estudos que devem ser elaborados e apresentados, para que a conceção de uma barragem seja possível.

No Artigo 8.º pode-se encontrar a regulamentação relativa as estudos sismológicos, que indica como devem ser definidas as ações sísmicas que serão usadas na presente dissertação. Sendo elas:

- a) *O sismo máximo expectável (SME), que deve ser estimado por via determinística ou probabilística, sendo, neste último caso o SME considerado como um sismo com um longo período de retorno;*
 - b) *O sismo máximo de projeto (SMP), que em obras de risco potencial elevado se deverá tomar como sendo o SME, mas que noutros casos poderá ter grandeza inferior;*
 - c) *O sismo base de projeto (SBP) menos intenso que o SMP, com um período de retorno fixado de acordo com o risco potencial envolvido (NPB, 1993).*
- **Capítulo III – Normas para barragens de betão:** este capítulo revela especial importância por tratar das barragens de betão, tipo de barragem abrangido neste trabalho. É um capítulo que sintetiza, caracteriza e descreve as barragens quanto à estrutura, fundações, propriedades dos maciços de fundação, tratamento dos maciços de fundação, materiais, fabrico e colocação do betão, ações a considerar, ações devidas à construção, ações da água, ações térmicas ambientais, ações sísmicas, ações do gelo e do caudal sólido, aspetos gerais do dimensionamento, cenários correntes e de rotura, modelos e métodos da análise, verificação da segurança para cenários correntes e de rotura e outras disposições do projeto.

Para a presente dissertação, de acordo com as NPB, as ações a serem consideradas ao longo da obra são:

- *Na fase de construção: as gravíticas, devidas à colocação dos materiais e dos equipamentos ao longo do processo construtivo; as térmicas, higrométricas e autógenas, associadas à colocação, presa e arrefecimento do betão; as térmicas ambientais; as devidas à injeção de juntas de contração, ao tratamento das fundações e eventual aplicação de pré-esforços;*
- *Na fase de primeiro enchimento e durante a exploração: as da água, estáticas e dinâmicas, devidas à formação e exploração da albufeira; as térmicas, ambientais e associadas à exploração da albufeira; as devidas à ocorrência do sismo base de projeto (SBP) e eventualmente sismos induzidos; as devidas aos depósitos sólidos na albufeira; as associadas à formação de gelo e sua fusão, na albufeira e na estrutura;*
- *De carácter excepcional: as correspondentes ao sismo máximo de projeto (SMP); as resultantes de cheias com período de retorno superior ao da cheia*

de projeto, tendo em atenção o disposto no artigo 6.º; as devidas a grandes deslocamentos impostos na fundação, provocados por movimentos do vale, sismos, etc. (artigo 22.º).

Segundo o artigo 24º, os efeitos provocados pela água devem ser considerados através das seguintes ações: pressões hidrostáticas sobre os paramentos, pressão sobre as cortinas de impermeabilização, subpressão na superfície de fundação da barragem, considerando a influência da cortina de drenagem e subpressão nas fronteiras do maciço considerado.

Indispensável ao dimensionamento e verificações de segurança ao derrubamento e deslizamento, é a identificação dos principais cenários, correntes e de rotura, neste tipo de estrutura.

A verificação da segurança para cenários correntes ou de rotura deve ser feita por intermédio de modelos, para as diferentes situações de dimensionamento, atribuindo valores extremos de majoração ou de minoração aos parâmetros característicos do respetivo cenário associados às ações e às propriedades estruturais, até se verificar a ocorrência do incidente ou do acidente. (artigo 31.º).

- Cenários correntes

Para verificação de um cenário corrente é considerado o seguinte:

Que as tensões na barragem, quer em elementos volumétricos quer em juntas, embora podendo eventualmente provocar roturas em zonas localizadas, respeitem o critério de Mohr-Coulomb, definido para resistências de pico, à tração e compressão, com coeficientes de segurança mínimos entre 2,5 e 4;

Que as tensões na fundação, quer em elementos volumétricos quer em juntas e superfícies de menor resistência, embora podendo eventualmente provocar roturas em zonas localizadas, respeitem o critério de Mohr-Coulomb, definido para valores de pico da coesão com coeficientes de segurança mínimos entre 3 e 5, e do coeficiente de atrito interno entre 1,5 e 2; (artigo 31.º).

- Cenários de rotura

Este tipo de cenário diz respeito a acontecimentos ocasionais e raros, que, quando ocorrem, implicam na estrutura incidência de ações de intensidade superior às que ocorrem frequentemente, exemplo disso a ocorrência de sismos e cheias, sendo a segurança verificada de forma a:

Que as tensões nas superfícies de rotura global, tendo em conta as subpressões, satisfaçam o critério de Mohr-Coulomb definido para a coesão nula e valores residuais do coeficiente de atrito interno, com coeficientes de segurança mínimos entre 1,2 e 1,5; (artigo 31.º).

Em seguida é apresentado um quadro síntese, onde é possível observar relativamente a cada cenário, os coeficientes de segurança correspondentes ao valor do coeficiente de atrito interno e da coesão:

Fator de segurança	Cenário	
	Corrente	Rotura
Coeficiente de atrito ($\tan\phi$)	1,5 a 2,0	1,2 a 1,5
Coesão (c)	3,0 a 5,0	Nula

Tabela 2.4 – Fatores de segurança de acordo com as NPB

2.4 Aspetos estruturais das barragens de gravidade

As barragens de gravidade de betão são estruturas normalmente associadas a alguma simplicidade de projeto e de construção, sendo conhecidas por terem um elevado grau de segurança. De uma maneira geral, são estruturas monolíticas, cujos blocos são separados por juntas de contração e com uma secção transversal típica, aproximada da forma trapezoidal.

Uma barragem é projetada recorrendo a definições geométricas. Este tipo de projeto tem como finalidade minimizar as tensões de tração, algo essencial, visto que a resistência do betão à tração é muito reduzida, cerca de dez vezes inferior à resistência do betão à compressão.

Para a implantação de uma barragem de gravidade a fundação necessária terá que apresentar resistência suficiente. Se assim for, e em simultâneo com um correto dimensionamento estrutural, é provável que durante a vida útil da estrutura apenas sejam necessários pequenos trabalhos de manutenção para que a barragem se mantenha segura e funcional.

Numa barragem de gravidade de betão, a estrutura tem de resistir ao deslizamento e ao derrubamento, em qualquer plano horizontal, e as tensões máximas de compressão e de tração no betão e no maciço de fundação não devem exceder as respetivas resistências.

A forma mais simples de avaliar a segurança de uma barragem de gravidade de betão, para um cenário de deslizamento e derrubamento, é considerar a estrutura dividida por corpos rígidos, separados por essa superfície, e analisar o equilíbrio desses corpos face à aplicação de forças equivalentes às ações incluídas no cenário em análise.

Nestas condições, a segurança destas barragens, para cenários de deslizamento ou derrubamento, depende essencialmente da relação entre as forças estabilizadoras, com particular destaque para o peso próprio da barragem, e as forças desestabilizadoras, incluindo o impulso hidrostático, no paramento de montante, a subpressão ou até o efeito de um sismo. Neste caso, a segurança ao derrubamento é avaliada através do estudo das possibilidades de rotação do corpo da barragem em torno de um qualquer ponto da superfície considerada, ou seja, através da análise do somatório dos momentos provocados por todas as forças atuantes, sejam verticais ou horizontais em relação a esse ponto. Por outro lado, o deslizamento corresponde a eventuais translações do corpo da barragem ao longo da superfície de descontinuidade considerada, sendo a segurança avaliada através do somatório das componentes paralelas a essa superfície de todas as forças que atuam sobre a estrutura. Neste trabalho será averiguada a segurança, nomeadamente ao derrubamento e ao deslizamento, à luz da regulamentação portuguesa (RSB, 2007), sendo feito em paralelo uma análise probabilística simplificada.

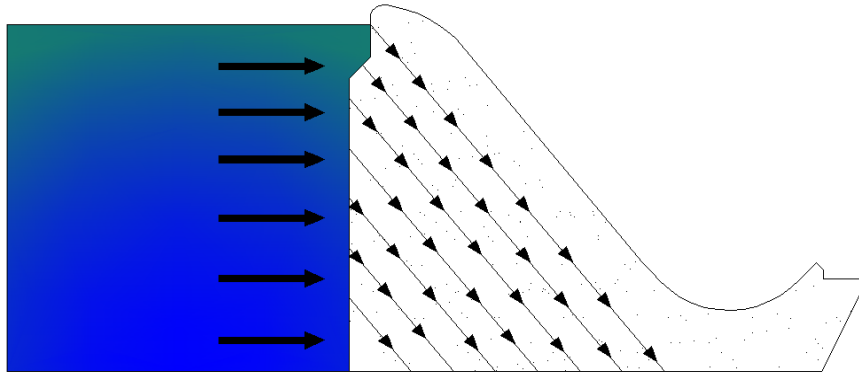


Figura 2-7 – Fluxos de tensões numa barragem de gravidade devido ao peso próprio e à pressão hidrostática.

Quando o somatório dos momentos das forças atuantes é superior ao das forças resistentes, a estrutura fica então perante um cenário de rotura ao derrubamento. Usualmente, o cenário mais desfavorável a este tipo de acontecimento, tem lugar em torno do pé de jusante da barragem, com a ação da pressão hidrostática, da subpressão e de um sismo atuando de montante para jusante.

O cenário de deslizamento da interface betão-rocha é averiguado através do somatório de todas as forças que atuam sobre a barragem comparado posteriormente com a força de atrito mobilizado ao longo da superfície, devido à coesão, ao atrito interno e ao peso próprio da estrutura, calculada neste trabalho segundo os critérios de Mohr-Coulomb. As resistências melhoram se a superfície for irregular, contribuindo com a rugosidade para o aumento do atrito. Por outro lado, quanto maior for a força normal à superfície, originada pelo peso próprio da barragem, maior será a força de atrito resultante. Desta forma, as subpressões nas superfícies de descontinuidade da fundação, que se traduzem numa resultante ascendente, reduzem as tensões normais à superfície, e conseqüentemente a parcela de atrito.

A forma mais eficaz de contrariar os efeitos da subpressão passa pela construção de uma cortina de impermeabilização e de uma rede de drenagem, que em conjunto reduzem significativamente a percolação de água nas fundações, assim como as subpressões. Em geral, a rede de drenagem é materializada através de um conjunto de furos abertos na fundação, a partir de galerias definidas na proximidade do paramento de montante (figura 2.8).

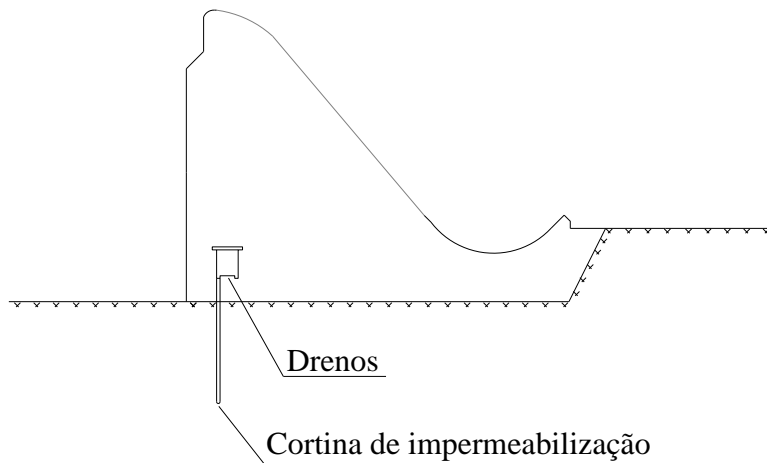


Figura 2-8 – Cortina de impermeabilização e rede de drenagem

As condições de segurança são avaliadas considerando cenários que simulam situações envolventes de exploração e de utilização extrema deste tipo de estruturas. Deste modo, é necessário quantificar as ações, combinando-as de forma a que simulem então os cenários considerados, de acordo com a simultaneidade da sua ocorrência.

As ações a ser combinadas podem ser divididas em três categorias distintas:

- Ações permanentes: São contínuas ao longo do tempo, sendo a sua intensidade constante ou praticamente constante;
- Ações variáveis: São ações cuja intensidade ou ponto de aplicação variam frequentemente ao longo do tempo;
- Ações acidentais: têm ocorrência excepcional e intensidades variáveis, estando também a intensidade relacionada com o período de vida da estrutura.

2.5 Forças atuantes

Neste trabalho não foram consideradas as deformações e consequentes tensões devido à variações de temperatura, nem às ações devidas à neve, gelo e sedimentos.

As forças são calculadas com base em secções transversais planas, no plano montante-jusante, consideradas representativas de troços com um metro de comprimento na direção perpendicular ao eixo do rio. Assim, as forças referidas correspondem a troços da barragem com um metro de comprimento.

2.5.1 Peso próprio da barragem

O peso próprio da barragem é a principal ação estabilizante a atuar numa barragem de gravidade pelo que deve ser considerado como uma carga permanente, por se tratar de uma ação contínua e pouco variável no tempo.

A pequena variabilidade desta ação está associada à incerteza com que é conhecido o peso específico do betão, constituinte principal da barragem. Esta incerteza advém da possível variação dos constituintes do betão, como os agregados e os ligantes. No entanto, esta variabilidade tem uma influência muito pequena no peso específico, pelo que é desprezada no presente trabalho.

Esta força (peso próprio da barragem) resulta do produto do peso volúmico do betão (γ_b) pela área da secção transversal da barragem (A), atuando a força resultante no centro de gravidade dessa secção, com sentido descendente.

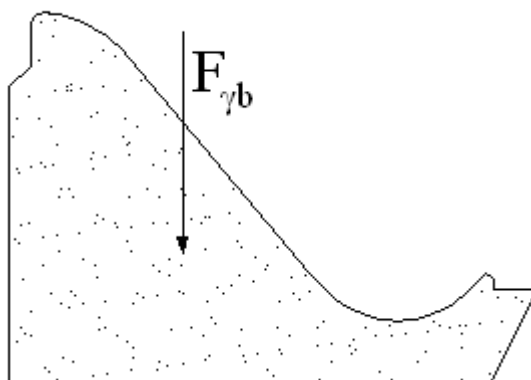


Figura 2-9 – Resultante do peso próprio da barragem

O peso próprio representa-se por $F_{\gamma b}$ e tem a seguinte expressão:

$$F_{\gamma b} = \gamma_b \cdot A \quad (2.2)$$

Sendo:

$F_{\gamma b}$ – Peso da barragem (kN/m)

γ_b – Peso volúmico do betão (kN/m³)

A – Área da secção transversal da barragem (m²)

2.5.2 Pressão hidrostática

A pressão hidrostática corresponde ao impulso provocado pela água nos paramentos de montante e de jusante da barragem, estando diretamente relacionada com o nível de água. Este tipo de força resulta numa força triangular nas superfícies dos paramentos da barragem, cuja resultante é aplicada a um terço do nível de água.

Neste tipo de estudo é usual considerar cenários correspondentes a dois níveis de água:

- NPA (Nível pleno de armazenamento): Nível de água regular da albufeira, possibilitando a sua plena exploração;
- NMC (Nível máximo de cheia): Nível máximo, correspondente a um acontecimento extremo, como uma grande cheia.

Estas ações são consideradas variáveis, devido a variações do nível de água da albufeira, relacionadas com a exploração da albufeira e com outros acontecimentos, como por exemplo a ocorrência de chuvas. O NPA é o nível que ocorre na grande maioria do período de vida útil da estrutura, sendo considerado como nível quase permanente; por outro lado, o NMC é um acontecimento extremo, com ocorrência pontual.

A incerteza relacionada com a quantificação da pressão hidrostática é limitada, uma vez que serão efetuados estudos para níveis de água específicos e bem definidos. A certeza com que é conhecido o valor característico do peso específico da água, permite desprezar qualquer variabilidade relacionada com este tipo de ação.

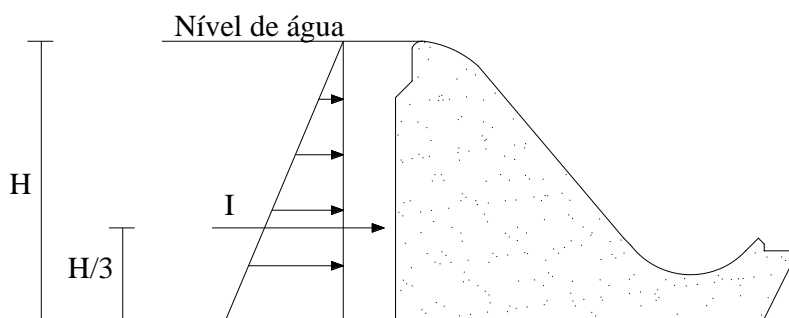


Figura 2-10 – Efeito do Impulso Hidrostático do paramento a Montante da barragem

A resultante da pressão hidrostática representa-se por impulso de água (I) e tem a seguinte expressão:

$$I = \frac{\gamma_w \cdot H^2}{2} \quad (2.3)$$

Sendo:

I – Impulso da água (kN/m)

γ_w – Peso volúmico da água ($\gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3$)

H – Altura da água (m)

2.5.3 Subpressão

Este fenómeno ocorre devido à percolação da água nas fundações da barragem, o que provoca perdas de água para jusante e pressões na superfície betão-fundação, que se designam então subpressões. A resultante deste tipo de efeito é representada por uma força contínua, ascendente, cujos valores a montante e a jusante correspondem à pressão hidrostática que se verifica na base de cada um desses paramentos.

Esta ação é muito desfavorável, principalmente por reduzir significativamente as forças de atrito da interface betão-fundação, tendo como consequência um aumento significativo do risco de falha por deslizamento. Desta forma, faz-se diminuir o seu efeito através da construção de cortinas de drenagem. Nestes casos, o diagrama de subpressões ao longo da base da barragem, depende não apenas do nível da água a montante e a jusante, mas também das pressões existentes nas zonas dos drenos, o que vai levar a uma diminuição considerável da área do diagrama de subpressão.

De seguida, apresenta-se a definição desta ação, para os casos em que não existe drenagem e para os casos em que existe uma rede de drenagem (Figura 2.11).

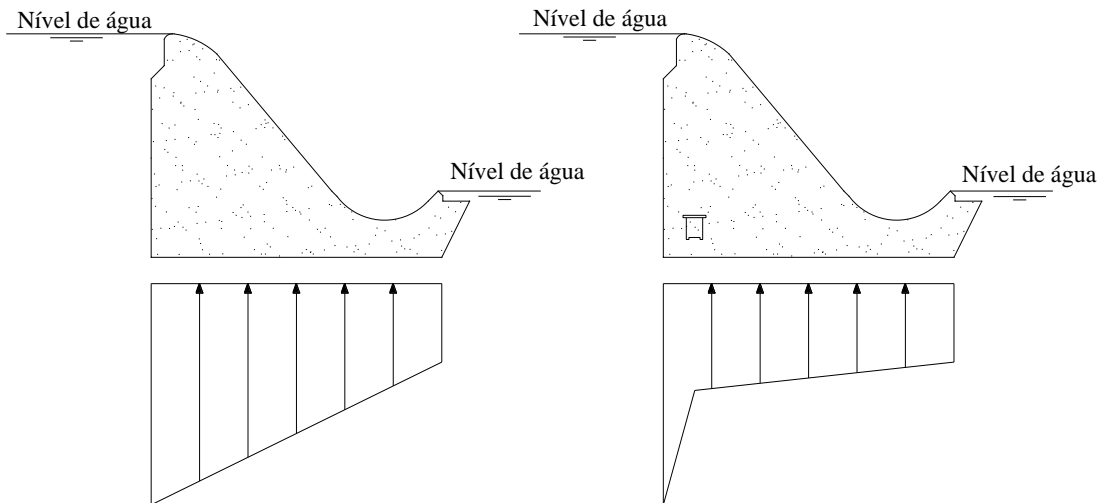


Figura 2-11 – Diagramas relativos aos efeitos da subpressão, sem drenagem (fig, esquerda) e com drenagem (fig. direita)

Sem drenagem

Quando não existe uma rede de drenagem, estabelece-se um escoamento na fundação, que induz um diagrama trapezoidal de pressões ao longo da base da barragem, com valores de pressão a montante e a jusante iguais aos valores da pressão hidrostática na base de cada um dos paramentos (figura da esquerda 2.11). No caso de não haver água a jusante, em vez de um trapézio, o diagrama de subpressões seria triangular.

Desta forma, a resultante da subpressão pode ser calculada da seguinte forma:

$$F_{\text{sub}} = \frac{\gamma_w (H_{\text{montante}} + H_{\text{jusante}}) \cdot L}{2} \quad (2.4)$$

Onde:

γ_w – Peso volúmico da água ($\gamma_w = 10 \text{ kN/ m}^3$)

H_{montante} – Altura da água a montante (m)

H_{jusante} – Altura da água a jusante (m)

L – Largura da barragem (m)

É útil fazer uma análise para a não existência de uma rede de drenagem, para que se possa simular um eventual cenário de avaria total desse sistema, e verificar se na ocorrência desse cenário a segurança da barragem estaria em causa.

Com drenagem

De acordo com o artigo 31º das Normas de Projeto de Barragens (NPB, 1993), recomenda-se que os sistemas de drenagem sejam dimensionados de forma a que, na secção da rede de drenagem, as subpressões na base da barragem sejam reduzidas em cerca de um terço do valor que teriam sem a presença dos drenos.

Neste caso, esta ação resulta num diagrama bilinear, dividido em 2 partes (Figura 2.12):

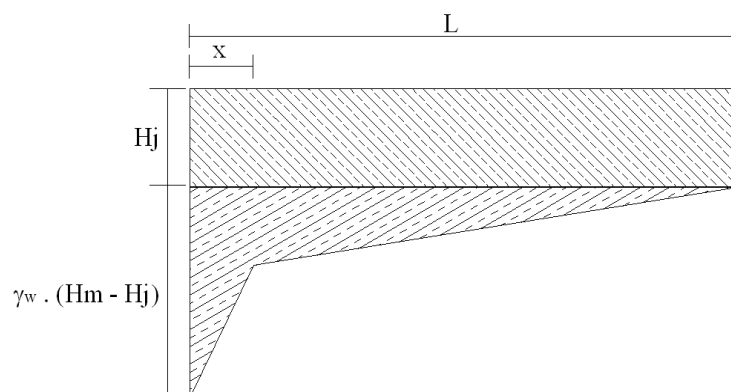


Figura 2-12 – Diagrama de subpressões devido ao efeito da rede de drenagem

- Uma parte retangular, cujo valor de subpressão é constante e igual ao valor da pressão hidrostática no pé de jusante.

- A segunda parte em que se deve considerar um perfil de barragem como sendo triangular com base idêntica à da verdadeira barragem e onde a altura deve ser igual à diferença entre o nível de água a montante e a jusante. O nível de água a jusante é considerado nulo e a montante é também igual à diferença entre o nível de água a montante e a jusante da verdadeira barragem. Estando galeria de drenagem a uma determinada distancia x do paramento de montante e considerado que na secção da cortina de drenagem, a subpressão deve ser igual a $1/3$ do valor da subpressão a montante (Figura 2.13).

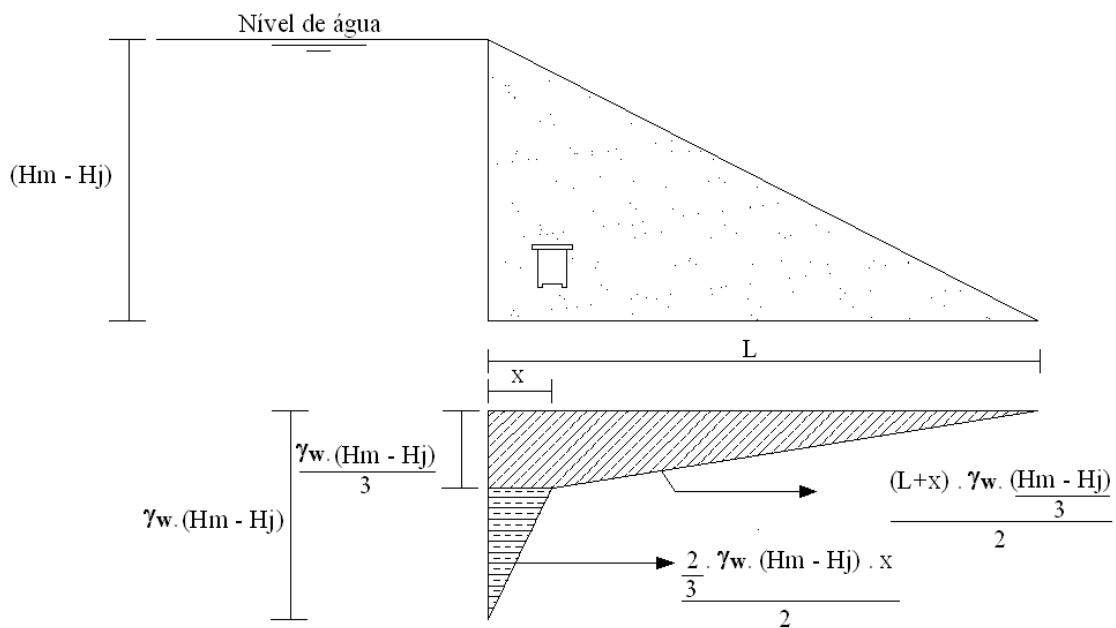


Figura 2-13 – Ilustração da 2ª parte do diagrama de subpressão perante a existência de um sistema de drenagem.

Deste modo, o valor total da resultante da subpressão pode ser calculado da seguinte forma:

$$F_{sub} = [L \cdot \gamma_w \cdot H_{Jusante}] + \left[\left(\frac{\frac{2}{3} \cdot \gamma_w \cdot (H_{montante} - H_{jusante}) \cdot x}{2} \right) + \left(\frac{(L+x) \cdot \gamma_w \cdot (H_{montante} - H_{jusante})}{2} \right) \right] \Leftrightarrow$$

$$\Leftrightarrow F_{\text{sub}} = [L \cdot \gamma_w \cdot H_{\text{Jusante}}] + \left[\frac{\gamma_w \cdot (H_{\text{montante}} - H_{\text{jusante}}) \cdot (3 \cdot x + L)}{6} \right] \quad (2.5)$$

Onde:

H – Altura de água (m)

L – Largura da barragem (m)

x – Distância do pé de montante da barragem á cortina de drenagem (m)

γ_w – Peso volúmico da água ($\gamma_w = 10 \text{ kN/ m}^3$)

2.5.4 Sismos

De acordo com as Normas de Projeto de Barragens, as ações sísmicas devem ser consideradas no dimensionamento de barragens, tendo em conta um cenário corrente, correspondente à ocorrência de um sismo moderado com elevada probabilidade de ocorrência (sismo base de projeto – SBP), e um cenário de rotura, correspondente à ocorrência de um sismo muito forte e excepcional, com grande período de retorno (sismo máximo de projeto – SMP).

O sismo base do projeto (SBP) é o sismo que pode ocorrer durante o período de vida de serviço da obra, e é definido na regulamentação como aquele que tem uma probabilidade de 50 % de ser excedido durante a vida em serviço da obra, geralmente correspondente a 100 anos, ao qual corresponde um período do retorno de cerca de 144 anos.

O sismo máximo de projeto (SMP) é definido como sendo aquele que tem um mínimo de 10 % de probabilidade de ser excedido uma vez em 100 anos, o que corresponde a um período de retorno de cerca 950 anos para uma obra que se espera venha a ter uma vida útil de 100 anos.

Para simular os efeitos de um sismo sobre uma barragem, foi utilizada uma metodologia através da qual esta ação é representada por duas forças estáticas de efeito equivalente. Uma dessas forças é a força de inércia, proporcional à massa da barragem, e a outra força está associada à pressão hidrodinâmica da água sobre os paramentos da barragem (Figura 2.14).

Na presente dissertação a componente vertical da ação sísmica foi desprezada, apenas foram consideradas as componentes horizontais da aceleração sísmica e no sentido em que mais desfavorecem a segurança. De montante para jusante é na generalidade das análises de segurança o sentido mais desfavorável, no entanto na análise de segurança ao derrubamento relativa ao pé de montante as componentes horizontais da aceleração sísmica devem ser consideradas de jusante para montante.

As forças estáticas equivalentes à ação dos sismos (forças hidrodinâmicas e de inércia) devem então ser combinadas para uma análise estática equivalente de tensões e de segurança.

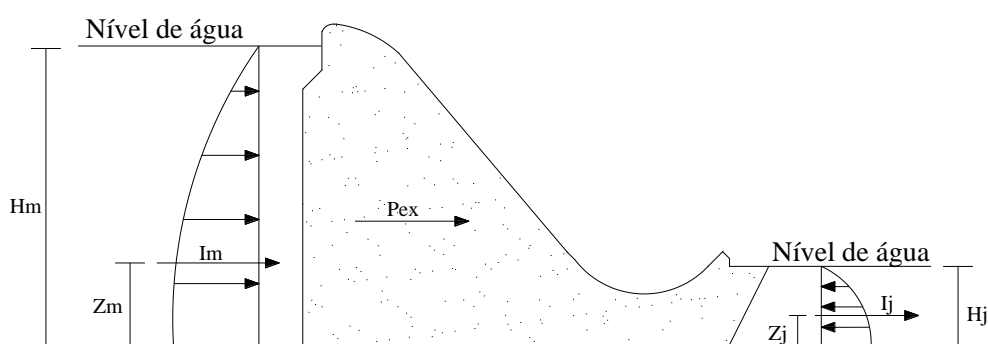


Figura 2-14 – Efeito das forças hidrodinâmicas e da força de inércia devido ao sismo na barragem (componentes horizontais da aceleração sísmica de montante para jusante).

A força de inércia P_{ex} é calculada através do produto entre a massa da barragem pela aceleração sísmica (uniforme ao longo da altura da barragem), ou, de forma um pouco mais simplificada, pelo produto entre o peso próprio e o coeficiente sísmico α .

$$P_{ex} = M_{F\gamma\gamma} \cdot a_{s\acute{m}ica} = \frac{F_{\gamma b}}{g} \cdot \alpha \cdot g = F_{\gamma b} \cdot \alpha \quad (2.6)$$

A pressão hidrodinâmica (I), devida à interação dinâmica entre os movimentos da barragem e da massa de água da albufeira, é calculada através do método de Westergaard (Farinha, 2010), que considera a barragem indeformável, a albufeira como sendo semi-infinita, a água

incompressível, a ondulação negligenciável e apenas considera vibrações no sentido mais desfavorável.

Para o nível máximo de cheia (NMC) foram utilizadas as seguintes expressões:

$$I_m = \int_{z=0}^{z=h} p(z) dz = \frac{1}{2} \cdot C_m \cdot H \cdot \gamma_w \cdot a_s \cdot \int_{z=0}^{z=h} \left(1 - \frac{Z^2}{H^2} + \sqrt{1 - \frac{Z^2}{H^2}} \right) dz \quad (2.7)$$

$$Z = \frac{\int_{z=0}^{z=h} p(z) \cdot z \cdot dz}{\int_{z=0}^{z=h} p(z) \cdot dz} \quad (2.8)$$

Onde:

I_m – Força equivalente à pressão hidrostática (kN/m)

C_m – Coeficiente relacionado com a inclinação do parâmetro, neste caso, o parâmetro é vertical e C_m assume o valor de 0,749

Z – Altura do ponto de aplicação da força I (m)

H – Altura de água (m)

h – Altura da barragem (m)

z – Intervalo de integração (corresponde à altura da barragem (h)) (m)

γ_w – Peso específico da água ($\gamma_w = 10 \text{ kN/ m}^3$)

a_s – Aceleração sísmica ($g=9,8 \text{ m/s}^2$)

Para o nível pleno de armazenamento (NPA) é utilizada a fórmula simplificada deste mesmo método:

$$I_m = \frac{8 + 3\pi}{24} \cdot C_m \cdot H^2 \cdot \gamma_w \cdot a_s \quad (2.9)$$

$$Z = \frac{7}{8 + 3\pi} \cdot H \quad (2.10)$$

Onde:

I_m – Força equivalente à pressão hidrostática (kN/m)

C_m – Coeficiente relacionado com a inclinação do parâmetro, neste caso, o parâmetro é vertical e C_m assume o valor de 0,749

Z – Altura do ponto de aplicação da força I (m)

H – Altura de água (m)

γ_w – Peso específico da água ($\gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3$)

a_s – Aceleração sísmica ($g = 9,8 \text{ m/s}^2$)

Capítulo 3

3 Verificações de segurança e análise probabilística simplificada de segurança estrutural

3.1 Introdução

O presente capítulo pretende introduzir determinados conceitos e metodologias que serão posteriormente aplicadas ao caso de estudo. Para esse efeito o capítulo foi dividido em 2 partes distintas:

- Inicialmente, serão explicadas e apresentadas as metodologias de cálculo para a verificação de segurança de uma barragem de gravidade de betão, de acordo com a regulamentação e normas portuguesas.
- Posteriormente será explicado como efetuar uma análise probabilística simplificada, para uma barragem de gravidade de betão, para que se possa obter a probabilidade de rotura da barragem perante determinados cenários.

Todos os cálculos da presente dissertação serão efetuados para o sistema de eixos representado na figura seguinte:

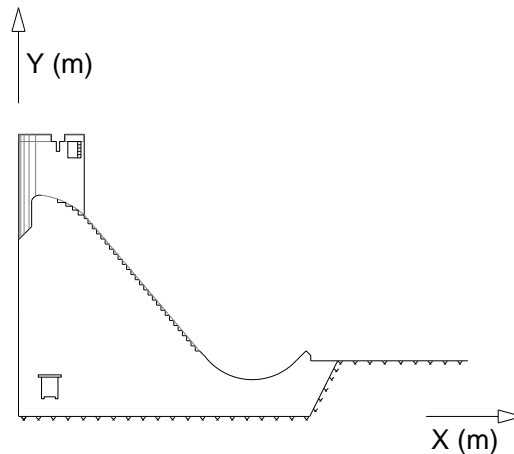


Figura 3-1 – Representação do sistema de eixos

Os sentidos positivos dos momentos fletores serão apresentados nos tópicos onde forem necessários, pois consoante seja conveniente os sentidos positivos serão alterados por uma questão de simplificação de cálculos.

3.2 Verificação da segurança de acordo com as normas portuguesa

De acordo com a regulamentação portuguesa, designadamente com o Regulamento de Segurança de Barragens e com as Normas de Projeto de Barragens, para que se conclua que determinada barragem se verifica segura, é necessário garantir:

- Segurança ao levantamento
- Segurança ao deslizamento
- Segurança ao derrubamento
- Verificação de tensões (compressões) na base de fundação

Em seguida serão demonstradas as metodologias que permitem efetuar as respetivas verificações.

3.2.1 Segurança ao levantamento

Esta verificação diz respeito a uma primeira e simplificada verificação, que relaciona apenas e só as forças verticais que atuam na barragem.

Como é sabido, ao longo da base da barragem as fundações estão permanentemente em contacto com água, resultado dos níveis de água a montante e a jusante, fenómeno esse que origina forças de subpressão.

Para a segurança ao levantamento se verificar as forças verticais de sentido descendente provocadas pelo peso próprio da barragem e eventualmente pela pressão hidrostática, devem ser superiores à força também ela vertical mas de sentido ascendente provocada pela força de subpressão. Caso a força de subpressão se verifique superior ao peso próprio da estrutura estamos perante uma provável elevação da estrutura, colocando em risco a segurança estrutural da barragem.

Deste modo, de acordo com o sistema de eixos utilizado, o somatório de forças verticais deve ser negativo:

$$\sum F_V \leq 0, \text{ onde } \sum F_V = F_{\gamma b} + F_w + F_{\text{sub}} \quad (3.1)$$

Através de um fator de segurança é possível averiguar numericamente a segurança ao levantamento, sendo que esse mesmo fator de segurança deve ser superior a um.

É possível ainda através do fator de segurança, comparar o comportamento da estrutura em diferentes cenários. Quanto maior for o fator de segurança (SF), mais segura é a estrutura, sendo o SF a relação entre as forças descendentes com as forças ascendentes:

$$SF_{\text{levantamento}} = \frac{\sum F^-}{\sum F^+} = \frac{F_{\gamma b} + F_w}{F_{\text{sub}}} \geq 1 \quad (3.2)$$

Onde:

$F_{\gamma b}$ – Força vertical provocada pelo peso próprio da estrutura

F_w – Força vertical provocada pela pressão hidrostática a jusante

F_{sub} – Força vertical provocada pela subpressão

Embora a superfície de contacto entre o corpo da barragem seja usualmente a superfície mais desfavorável, esta verificação deve ser efetuada para todas as potenciais descontinuidades onde possam surgir forças de subpressão, quer na fundação quer no próprio corpo da barragem.

3.2.2 Segurança ao derrubamento

Para que determinada barragem se considere segura ao derrubamento, o momento resultante de todas as forças aplicadas relativamente a qualquer ponto da barragem deve ser, tendo em conta a convenção de sinais adotada, negativo:

$$\sum M \leq 0 \quad (3.3)$$

De uma maneira geral é o pé de montante o mais crítico neste tipo de verificação de segurança, no entanto serão verificados ambos os pés da barragem.

$$\sum M_j \leq 0 \wedge \sum M_m \leq 0 \quad (3.4)$$

No entanto para que se averigüe o nível de segurança inerente a cada cenário é importante calcular o fator de segurança ao derrubamento, que deve ser superior a um e que quanto maior for, mais segura é a estrutura no que ao derrubamento diz respeito.

$$SF_{\text{derrubamento}} = \frac{\sum M_s}{\sum M_0} \geq 1 \quad (3.5)$$

Sendo:

$\sum M_s$ – Somatório dos momentos negativos, portanto estabilizadores em relação ao pé de montante ou jusante.

$\sum M_0$ – Somatório dos momentos positivos, portanto destabilizadores em relação ao pé de montante ou jusante.

3.2.3 Verificação das tensões verticais na superfície de inserção nas fundações

Para que se verifique a segurança ao longo da base das barragens é também necessário verificar se as tensões normais ao longo dessas superfícies são negativas, uma vez que o betão resiste pouco à tração. É portanto necessário calcular as tensões normais nas fundações e verificar se daí resultam compressões.

É possível efetuar o cálculo das tensões verticais que se verificam na base da barragem através da seguinte equação.

As tensões normais a montante são:

$$\sigma_n = \frac{\sum F_v}{A} + \frac{\sum M \cdot c}{I} \quad (3.6)$$

As tensões normais a jusante são:

$$\sigma_n = \frac{\sum F_v}{A} - \frac{\sum M \cdot c}{I} \quad (3.7)$$

Sendo:

σ_n – Tensões normais

$\sum F_v$ – Somatório de forças verticais

A – Área da base da barragem por metro linear, ou seja uma secção retangular com 1 m de largura e um comprimento igual ao da base da barragem

$\sum M$ – Somatório dos momentos em relação ao centro da barragem

c – Distância do centro da barragem até ao ponto onde se pretende calcular as tensões normais (metade da largura da barragem)

I – Momento de inércia por metro linear, ou seja uma secção retangular com 1 m de largura e um comprimento igual ao da base da barragem

3.2.4 Segurança ao deslizamento

As forças horizontais a que a barragem é sujeita, sejam elas a pressão hidrostática ou a ação de um sismo, podem originar o deslizamento da própria barragem ao longo da interface betão fundação ou de outras superfícies de menor resistência.

Para a averiguação da segurança segundo a descontinuidade da junta entre o betão e a fundação é calculado um fator de segurança, que por seu lado corresponde à relação entre o somatório das forças horizontais atuantes de determinado cenário, e uma força resistente a esse mesmo deslizamento, chamada de força de atrito, mobilizada pelas forças verticais atuantes.

$$SF_{\text{deslizamento}} = \frac{F_a}{\sum F_h} \geq 1 \quad (3.8)$$

O fator de segurança deve ser superior a 1, sendo que a força de atrito resistente entre a fundação e a barragem é calculada através do critério de Mohr-Coulomb, de acordo com o Regulamento de Segurança de Barragens o seu valor estimado da seguinte forma:

$$F_a = c \cdot A + N \cdot \tan \varphi \quad (3.9)$$

Onde:

A – Largura da base da barragem por metro linear ($A = L_{\text{barragem}} \cdot 1$);

N – O esforço normal efetivo gerado na interface de contacto entre a fundação e a barragem por metro linear;

C – A coesão da interface;

φ – O ângulo de atrito interno da interface betão-fundação.

No entanto a regulamentação em vigor no nosso país, e de acordo com as Normas de Projeto de Barragens, a segurança deve ser verificada para os cenários de rotura e correntes, sendo que para simular os diferentes cenários, devem-se considerar sobre as forças determinados coeficientes de segurança responsáveis pela minoração da força de atrito resistente ao deslizamento.

Fator de segurança	Cenário	
	Corrente	Rotura
Coefficiente de atrito interno	1,5	1,5
Coesão	4	Nula

Tabela 3.1 – Coeficientes de segurança adotados na presente dissertação de acordo com as NPB.

De acordo com as NPB e aplicando os respectivos coeficientes de segurança:

Para os cenários correntes:

$$F_a = \frac{c \cdot L}{4} + \frac{|F_v| \cdot \tan \varphi}{1,5} \quad (3.10)$$

Para os cenários de rotura:

$$F_a = \frac{|F_v| \cdot \tan \varphi}{1,5} \quad (3.11)$$

Por outro lado o somatório das forças horizontais, depende da ação sísmica e da pressão hidrostática, podendo ser calculado da seguinte forma:

$$F_h = (P_{ex} + I_m) + (F_{h_{L.montante}} - F_{h_{Ijusante}}) \quad (3.12)$$

Para a segurança estrutural de uma barragem, a segurança ao deslizamento é de uma maneira geral a que se verifica mais crítica, por ser, relativamente às restantes verificações de segurança, a que se verifica por menor margem, tal como é possível consultar no capítulo 4. Quer isto dizer que é o deslizamento de uma barragem o fator mais preocupante para os projetistas de barragens. Por esta razão será para o deslizamento que será feita a análise probabilística simplificada.

3.3 Análise probabilística de segurança estrutural

Embora usualmente as estruturas sejam projetadas para uma vida útil de 50 a 100 anos, variadíssimas causas podem levar a uma redução da vida útil inicialmente considerada no projeto estrutural. Também existem casos em que as estruturas podem permanecer em serviço, em condições de segurança adequadas, muito para além do período de vida útil inicialmente estimado. Este facto pode estar relacionado com a durabilidade dos materiais, que têm diferentes comportamentos consoante as condições e as ações incidentes na estrutura, como usos menos adequados das estruturas ou com a ocorrência de ações não previstas. É portanto conhecido que as estruturas envelhecem e que conseqüentemente, se podem tornar menos seguras, se não forem devidamente acompanhadas e reabilitadas quando necessário.

Por outro lado a majoração das ações e a minoração das resistências (através da utilização de coeficientes parciais de segurança) não garante só por si que a estrutura não colapse, sendo as incertezas associadas às propriedades dos materiais e às ações as principais responsáveis por este facto.

Durante a construção de determinada estrutura, e depois, durante a vida útil da mesma, o seu comportamento depende de vários fatores, que não podem ser controlados de forma absoluta devido às incertezas com que determinados aspetos relevantes para a segurança estrutural são conhecidos. Nesse sentido deve ser feita uma abordagem probabilística da segurança da estrutura, onde se pondera a variabilidade dos aspetos com incertezas associadas.

Numa análise estrutural são inúmeros os fenómenos que podem ser caracterizados pelas suas incertezas. As incertezas resultam de conhecimentos incompletos sobre diversos aspetos de um dado sistema estrutural e do seu comportamento, podendo ser caracterizadas tal como os restantes parâmetros dos modelos, como é o caso, por exemplo, dos que estão relacionados com as propriedades dos materiais.

Quando numa análise estrutural se introduz o conceito de incerteza, sendo as incertezas consideradas nas verificações de segurança, estamos perante uma análise probabilística de um sistema estrutural.

É possível dividir os métodos de segurança estrutural da seguinte forma:

- **Nível I** – São métodos semi-probabilísticos, cuja utilização se baseia na aplicação de coeficientes parciais de segurança, afetando as resistências e as ações. A maioria das normas em vigor em Portugal baseia-se neste método. Esta análise corresponde ao

ponto 3.2 do presente capítulo. Este tipo de análise não permite calcular a probabilidade de colapso da estrutura.

- **Nível II** – São métodos probabilísticos simplificados. Através destes métodos é possível estimar a probabilidade de colapso, a partir da descrição estatística das variáveis probabilísticas (por exemplo, no caso de variáveis com distribuição normal, através do uso da média e do desvio padrão). É definida uma função estado limite

$$\left(g^*(x_1, x_2, \dots, x_n)\right) \quad (3.13)$$

que deve ser positiva para que se verifique a segurança.

- **Nível III** – São métodos totalmente probabilísticos, que permitem o cálculo da probabilidade de colapso através da descrição probabilística de todas as variáveis. Quando um parâmetro não é totalmente conhecido, são usadas distribuições estatísticas definidas a partir de observações.

Os métodos de nível III são demasiado complexos, sendo frequente a ausência de dados suficientes para efetuar este tipo de análise. Assim, a presente dissertação seguirá a metodologia apresentada pelos métodos probabilísticos simplificados (Nível II), que de uma forma geral fornecem probabilidades de colapso da estrutura, relativamente rigorosas.

3.3.1 Probabilidade de rotura

Numa análise probabilística de segurança, a probabilidade de rotura, neste caso de uma barragem, é o produto de duas probabilidades distintas, uma que expressa a probabilidade de ocorrência de um determinado fenómeno ou fenómenos (por exemplo, cheias ou sismos), e outra que expressa a probabilidade, de admitindo a ocorrência desse mesmo fenómeno ou fenómenos, ocorrer a rotura estrutural da barragem. A última componente caracteriza a vulnerabilidade da estrutura.

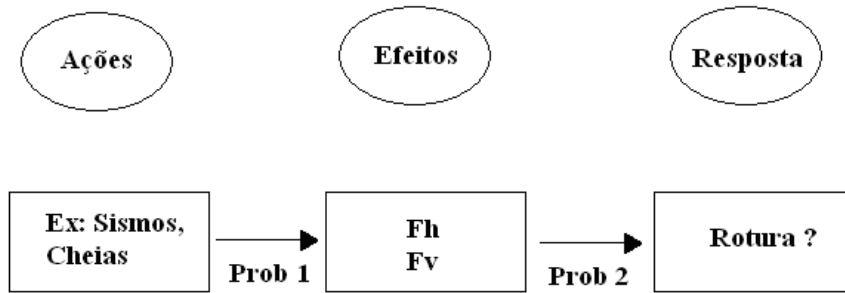


Figura 3-2 – Ilustração relativa a obtenção da probabilidade total de rotura

Podemos então concluir que a probabilidade total de rotura pode ser calculada da seguinte forma:

$$\text{Prob}_{\text{rotura}} = \text{Prob}_1 \cdot \text{Prob}_2 \quad (3.14)$$

sendo:

$\text{Prob}_{\text{rotura}}$ – A probabilidade de rotura estrutural;

Prob_1 – A probabilidade de ocorrência de determinado fenómeno ou fenómenos;

Prob_2 – Probabilidade de, admitindo a ocorrência de determinado fenómeno ou fenómenos, se verificar a rotura estrutural.

Na presente dissertação não serão consideradas as probabilidades de ocorrência de sismos de determinada intensidade, ou de determinados níveis de água da albufeira, mas sim a probabilidade de rotura da barragem, caso ocorram esses mesmos sismos ou níveis de água.

Deste modo a probabilidade de rotura estrutural efetuada na presente dissertação é uma probabilidade condicionada que corresponderá ao seguinte:

$$\text{Prob}_{\text{rotura}} = \text{Prob}_2 \quad (3.15)$$

3.3.2 Variáveis aleatórias

As propriedades (por exemplo dos materiais) não tomam exatamente o seu valor característico. Isso pode ser observado por meio de medições ou através de ensaios a partir do qual se obtêm resultados ligeiramente diferentes entre si. A essa variabilidade de resultados, sem nenhum padrão ou proporcionalidade, é chamada incerteza. Os parâmetros ou propriedades que apresentam incertezas são chamados de variáveis aleatórias.

Em engenharia civil as variáveis aleatórias são contínuas, podendo tomar qualquer valor dentro de um determinado intervalo, definido pelas respectivas incertezas. No trabalho em questão serão atribuídas às variáveis aleatórias funções de distribuição de forma a modelar as incertezas.

Tendo em conta o cenário de rotura em estudo, na análise probabilística da presente dissertação foram consideradas como variáveis aleatórias a tangente do ângulo de atrito interno ($\tan\phi$) e a coesão (c) da superfície de inserção da barragem na fundação.

Foram escolhidas estas grandezas, devido ao papel determinante que têm no estudo deste cenário de rotura e às incertezas inerentes à sua determinação. Por outro lado também é sobre a coesão e o ângulo de atrito interno que os coeficientes parciais de segurança atuam, de acordo com as normas do nosso país.

Uma variável aleatória é caracterizada por uma distribuição de probabilidades, cujas propriedades podem ser resumidas através dos seus momentos estatísticos, como é o caso, por exemplo, da média (μ) e do desvio padrão (σ).

De acordo com os regulamentos europeus (NP-EN1990-1, 2009) parâmetros como o ângulo de atrito interno ou a coesão, que são parâmetros de resistência dos materiais devem ser caracterizados através de distribuições log-normais (Pereira, 2011).

Em probabilidade e estatística, uma variável aleatória x tem uma distribuição log-normal quando o seu logaritmo $Y = \log(x)$ tem uma distribuição normal, sendo a sua função densidade de probabilidade a seguinte:

$$f(x) = \frac{1}{x \cdot \zeta \cdot \sqrt{2 \cdot \pi}} \cdot \exp\left(-\frac{1}{2} \cdot \left(\frac{\ln(x) - \lambda}{\zeta}\right)^2\right) \quad (3.16)$$

A média e o desvio padrão podem ser calculados a partir dos parâmetros λ e ζ ($\zeta > 0$), utilizando as seguintes expressões:

- Média – $\mu = \exp\left(\lambda + \frac{\zeta^2}{2}\right)$ (3.17)

- Desvio padrão – $\sigma = \sqrt{\exp\left(2 \cdot \lambda + \frac{\zeta^2}{2}\right) \cdot (\exp(\zeta^2) - 1)}$ (3.18)

3.3.3 Probabilidade de falha estrutural

Numa análise probabilística simplificada, não são aplicados sobre as ações quaisquer coeficientes parciais de segurança.

A análise probabilística baseia-se no cálculo da expressão (3.8) idêntica à usada na determinação do fator de segurança ao deslizamento (SF).

O método adotado, enquadra-se no grupo dos denominados métodos FORM (*First Order Reliability Methods*), na medida em que utiliza aproximações lineares da função $g^*(x_1, x_2, \dots, x_n)$, considera apenas os dois primeiros momentos (*second moment*) da função de densidade de probabilidade conjunta, razão pela qual pode ser classificado como um método FOSM (*First Order Second Moment*).

Em primeiro lugar é importante indicar o critério de desempenho da análise, para que seja possível o cálculo da probabilidade de rotura da estrutura. Portanto, designando as variáveis aleatórias (parâmetros das solicitações e resistências) por x_i , podemos definir como margem de segurança $g^*(x_i)$ o seguinte:

$$g^*(x_1, x_2, \dots, x_n) = SF_{\text{deslizamento}} - 1 \quad (3.19)$$

Deste modo, a equação de estado limite é definida por:

$$g^*(x_1, x_2, \dots, x_n) = 0 \quad (3.20)$$

A garantia de não rotura da estrutura é dada por:

$$g^*(x_1, x_2, \dots, x_n) > 0 \quad (3.21)$$

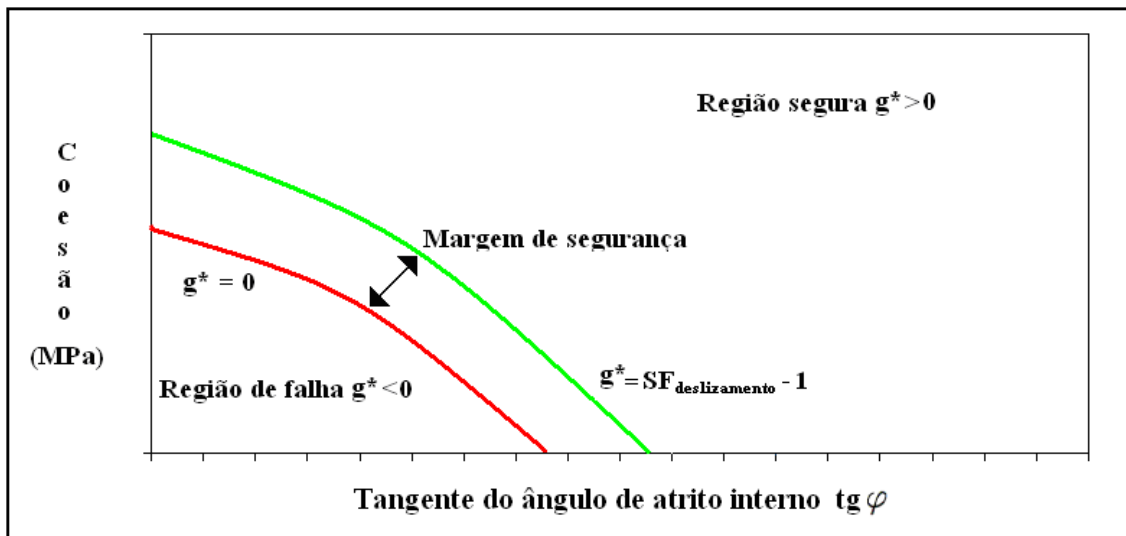


Figura 3-3 – Margem de segurança mediante o respetivo coeficiente de segurança (adaptação de García, 2008)

A probabilidade de falha estrutural é calculada através do integral da função densidade de probabilidade de todas as variáveis aleatórias (x_1, x_2, \dots, x_n) , no domínio da zona de rotura.

$$pf = \int_{g^*(x_i) \leq 0} f_{x_1, x_2, \dots, x_n}(x_1, x_2, \dots, x_n) dx_1 dx_2 \dots dx_n \quad (3.22)$$

Os métodos de Nível II permitem obter como resultado direto um índice de fiabilidade β , que resumidamente representa o número de desvios padrões que separam o valor esperado da função $g^*(x_i) = 0$, correspondendo assim a uma medida relativa da distancia do valor mais provável da função à região de falha. Assim, quanto maior for β , mais segura se apresenta a estrutura.

$$\beta = \frac{E[g^*] - (g^*)_{falha}}{\sigma_{g^*}} = \frac{E[g^*] - 0}{\sigma_{g^*}} = \frac{E[g^*]}{\sigma_{g^*}} \quad (3.23)$$

No entanto não proporciona a verdadeira probabilidade de falha. Para obter a probabilidade de falha, sendo Φ a função densidade acumulada da distribuição normal reduzida, deve ser feito o seguinte cálculo:

$$pf[g^* \leq x_i] = F_N(x_i) = \Phi\left(\frac{x_i - \mu_{g^*}}{\sigma_{g^*}}\right) \quad (3.24)$$

$$pf[g^* \leq 0] = \Phi\left(\frac{0 - \mu_{g^*}}{\sigma_{g^*}}\right) = \Phi(-\beta) \quad (3.25)$$

Serão abordados três métodos diferentes de resolver o problema acima solicitado:

- Método FOSM com desenvolvimento em série de Taylor em redor do valor médio
- Método de estimativa pontual (*Point Estimate Method*)
- Método de Hasofer-Lind

3.3.4 Método de FOSM

Neste método a função g^* é aproximada por uma série de Taylor, em torno do valor calculado.

Os métodos FOSM requerem apenas o conhecimento dos valores dos momentos das distribuições estatísticas das variáveis (média e desvio padrão).

Para obter os primeiros momentos de $g^*(x_1, x_2, \dots, x_n)$ a partir dos primeiros momentos das distribuições de probabilidade das variáveis aleatórias (x_1, x_2, \dots, x_n) , admite-se que a função $g^*(x_1, x_2, \dots, x_n)$ é uma função linear com distribuição normal.

$$g^*(x_1, x_2, \dots, x_n) = a_0 + a_1 \cdot x_1 + a_2 \cdot x_2 + \dots + a_n x_n \quad (3.26)$$

Admitindo que as variáveis não são correlacionadas e que por ser uma aproximação de primeira ordem as derivadas de segunda ordem podem ser desprezadas, o primeiro momento da função $g^*(x_1, x_2, \dots, x_n)$ é dado por:

$$E[g^*] = g^*(E[x_i]) = g^*(x_1, x_2, \dots, x_n) = g^*(\mu_{ig\phi}; \mu_c) \quad (3.27)$$

Considerando apenas os termos lineares na série de Taylor e admitindo que as variáveis aleatórias são independentes, a variância é dada por:

$$\text{Var}[g^*] = \sum_i \left(\left(\frac{\partial g^*}{\partial x_i} \right)^2 \cdot \sigma^2 x_i \right) \quad (3.28)$$

As derivadas de primeira ordem são aproximadas utilizando a expansão da função g^* como série de Taylor em torno do valor médio. Para isso, são utilizados 2 pontos, um de cada lado do

valor médio, a uma distância do mesmo igual ao desvio padrão. Deste modo as derivadas de primeira ordem são obtidas da seguinte forma:

$$\frac{\partial g^*}{\partial x_i} = \frac{g^*(E[x_i] + \sigma x_i) - g^*(E[x_i] - \sigma x_i)}{(x_i + \sigma x_i) - (x_i - \sigma x_i)} = \frac{g^*(E[x_i] + \sigma x_i) - g^*(E[x_i] - \sigma x_i)}{2 \sigma x_i} \quad (3.29)$$

deste modo,

$$\left(\frac{\partial g^*}{\partial x_i} \right)^2 = \frac{1}{\sigma^2 x_i} \left(\frac{g^*(E[x_i] + \sigma x_i) - g^*(E[x_i] - \sigma x_i)}{2} \right)^2, \quad (3.30)$$

sendo a variância a medida da dispersão estatística de uma variável aleatória, dada pela média das diferenças entre cada observação de um conjunto de dados ao quadrado, e portanto dada por,

$$\text{Var}[g^*] = \sum_i \left[\left(\frac{g^*(E[x_i] + \sigma(x_i)) - g^*(E[x_i] - \sigma(x_i))}{2} \right)^2 \right], \quad (3.31)$$

onde i varia entre 0 e n , como na equação (3.26) (Garcia, 2008).

Para a utilização deste método é, assim, necessário efetuar $2n+1$ análises determinísticas da função g^* , sendo n o numero de variáveis aleatórias consideradas.

No caso de estudo, com duas variáveis aleatórias, é portanto necessário cinco valores distintos de $g^*(x_i)$, através de variações das variáveis aleatórias. O processo consiste em efetuar o calculo de $g^*(x_i)$, mantendo para uma das variáveis aleatórias o valor médio, enquanto que para a outra variável aleatória se soma e subtrai ao valor médio o respetivo padrão. A tabela 3.2 resume de forma clara a obtenção dos valores de $g^*(x_i)$ no caso em estudo, em que existem duas variáveis aleatórias (tgφ e c).

Valor de $tg\phi$	Valor de (c)	Função $g^*(x_i) = g^*(tg\phi; c)$
μ	μ	$g^*(\mu_{tg\phi}; \mu_c)$
$\mu + \sigma$	μ	$g^*(\mu_{tg\phi} + \sigma_{tg\phi}; \mu_c)$
$\mu - \sigma$	μ	$g^*(\mu_{tg\phi} - \sigma_{tg\phi}; \mu_c)$
μ	$\mu + \sigma$	$g^*(\mu_{tg\phi}; \mu_c + \sigma_c)$
μ	$\mu - \sigma$	$g^*(\mu_{tg\phi}; \mu_c - \sigma_c)$

Tabela 3.2 – Quadro resumo de obtenção dos valores de $g^*(x_i)$ para o métodos FOSM

Aplicando os valores do quadro resumo 3.2:

$$\text{Var}[g^*] = \left(\frac{g^*(\mu_{tg\phi} + \sigma_{tg\phi}; \mu_c) - g^*(\mu_{tg\phi} - \sigma_{tg\phi}; \mu_c)}{2} \right)^2 + \left(\frac{g^*(\mu_{tg\phi}; \mu_c + \sigma_c) - g^*(\mu_{tg\phi}; \mu_c - \sigma_c)}{2} \right)^2 \quad (3.32)$$

Uma vez que $\sigma_{g^*} = \sqrt{\text{Var}[g^*]}$ (3.33), pode-se obter facilmente o valor do índice de fiabilidade

β , através da expressão (3.23) $\left(\beta = \frac{E[g^*]}{\sigma_{g^*}} \right)$.

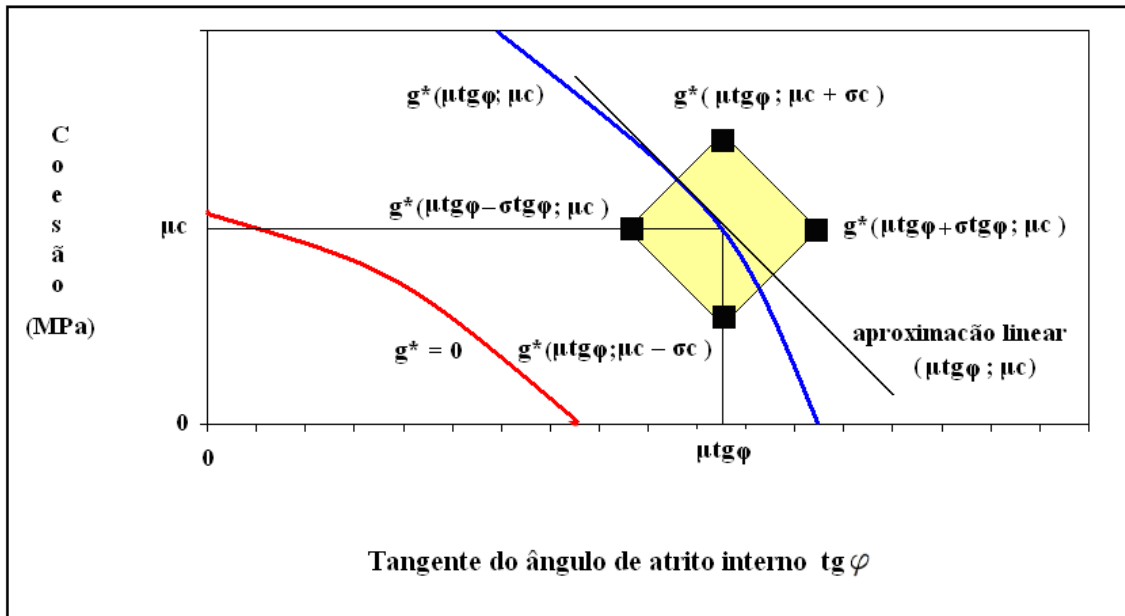


Figura 3-4 – Desenvolvimento da série de Taylor (adaptação de García, 2008)

Finalmente, utilizando a fórmula $pf = \Phi(-\beta)$ (3.25), pode-se calcular a probabilidade de falha para cada um dos cenários.

3.3.5 Método de nível II – Método das estimativas pontuais (Point estimate method – PEM)

Este método aproxima os dois primeiros momentos (média e desvio padrão) da função g^* através da discretização das funções de probabilidade das variáveis aleatórias (x_1, x_2, \dots, x_n) . Considerando-se que a função g^* segue uma distribuição, a discretização é feita através de dois pontos por cada variável, onde se concentram as respectivas probabilidades, sendo que a soma dessas mesmas probabilidades igual à unidade. Sendo P_{i+} e P_{i-} as respectivas probabilidades de massa de x_{i+} e x_{i-} , sendo i_+ e i_- que ditam de que lado do valor médio se encontram os pontos x_{i+} e x_{i-} , sendo portanto i_+ o sentido positivo e i_- o sentido negativo.

$$P_{i+} + P_{i-} = 1 \quad (3.34)$$

Para a elaboração deste método é necessário realizar 2^n análises da função g^* , sendo n o número de variáveis aleatórias consideradas.

O método discretiza a função da densidade de probabilidade contínua da variável aleatória x_i em dois pontos x_{i+} e x_{i-} , com probabilidades P_{i+} e P_{i-} , respetivamente, sendo que os pontos se situam em cada lado da média μ_{x_i} , a uma distância da mesma de d_{i+} e d_{i-} vezes o desvio padrão σ_{x_i} .

Podemos aferir os valores de d_{i+} e d_{i-} , a partir dos coeficientes de assimetria γ_i , da variável aleatória x_i :

$$d_{i+} = \frac{\gamma_i}{2} + \sqrt{1 + \left(\frac{\gamma_i}{2}\right)^2} \quad (3.35)$$

$$d_{i-} = d_{i+} - \gamma_i \quad (3.36)$$

Cada ponto tem uma probabilidade atribuída:

$$P_{i+} = \frac{d_{i-}}{d_{i+} + d_{i-}} \quad (3.37)$$

$$P_{i-} = 1 - P_{i+} \quad (3.38)$$

Deste modo pode-se conhecer os pontos x_{i+} e x_{i-} de cada uma das variáveis aleatórias:

$$x_{i+} = \mu_{x_i} + d_{i+} \cdot \sigma_{x_i} \quad (3.39)$$

$$x_{i-} = \mu_{x_i} - d_{i-} \cdot \sigma_{x_i} \quad (3.40)$$

No caso de estudo é elaborado um processo de obtenção de quatro valores distintos de $g^*(x_i)$, através de variações das variáveis aleatórias. O método consiste em variar conjuntamente ambas

as variáveis aleatória, somando e subtraindo ao valor médio o respectivo desvio padrão. A tabela seguinte resume os cálculos efetuados:

Valores de $\text{tg}\varphi$	Valores de c	Função $g^*(x_i) = g^*(\text{tg}\varphi; c)$
$X_{\text{tg}\varphi-}$	X_{c-}	$g^*(X_{\text{tg}\varphi-}; X_{c-})$
$X_{\text{tg}\varphi-}$	X_{c+}	$g^*(X_{\text{tg}\varphi-}; X_{c+})$
$X_{\text{tg}\varphi+}$	X_{c-}	$g^*(X_{\text{tg}\varphi+}; X_{c-})$
$X_{\text{tg}\varphi+}$	X_{c+}	$g^*(X_{\text{tg}\varphi+}; X_{c+})$

Tabela 3.3 – Quadro resumo de obtenção dos valores de $g^*(x_i)$ para o métodos de PEM

Com já foi referido, é necessário obter $2^n=2^2=4$ valores de probabilidades, através das combinações pontuais anteriormente mencionadas P_{i+} e P_{i-} , de cada variável com as restantes. Essas probabilidades são obtidas da seguinte forma, sendo δ_i , o indicador do sinal (+ ou -).

$$P_{(\delta_1, \delta_2, \dots, \delta_n)} = \prod_{i=1}^n P_{i, \delta_i} + \sum_{i=1}^{n-1} \left(\sum_{j=i+1}^n \delta_i \cdot \delta_j \cdot a_{ij} \right), \quad (3.41)$$

sendo ρ_{ij} o coeficiente de correlação entra as variáveis x_{i+} e x_i . O coeficiente a_{ij} calcula-se através da seguinte expressão:

$$a_{ij} = \frac{\frac{\rho_{ij}}{2^n}}{\sqrt{\prod_{i=1}^n \left(1 + \left(\frac{\gamma_i}{2} \right)^2 \right)}} \quad (3.42)$$

Assim, para cada cenário existe um total de 2^n combinações distintas de valores das variáveis aleatórias, resultando em 2^n cálculos da função g^* e 2^n probabilidades de P_i :

O primeiro momento da distribuição de probabilidade g^* é dado por:

$$E[g^*] = \sum P_{(\delta_1, \delta_2, \dots, \delta_n)} \cdot g^*_{(\delta_1, \delta_2, \dots, \delta_n)} \quad (3.43)$$

e o momento de segunda ordem por:

$$E[g^{*2}] = \sum P_{(\delta_1, \delta_2, \dots, \delta_n)} \cdot (g^*_{(\delta_1, \delta_2, \dots, \delta_n)})^2 \quad (3.44)$$

A variância de g^* pode ser calculada através da seguinte expressão :

$$\text{Var}[g^*] = E[(g^* - \mu_{g^*})^2] = E[g^{*2}] - (\mu_{g^*})^2, \quad (3.45)$$

onde, $\mu_{g^*} = E[g^*] = g^*(\mu_{t_{g^*}}; \mu_c)$ (3.46).

A partir daqui o processo é idêntico ao anterior, através da consideração do desvio padrão de g^* de que $\sigma_{g^*} = \sqrt{\text{Var}[g^*]}$ (3.33), calcula-se o índice de fiabilidade β (ver expressão 3.23).

Considerando g^* como tendo uma distribuição normal, a probabilidade de falha para cada um dos cenários pode ser calculada através de da equação (3.25).

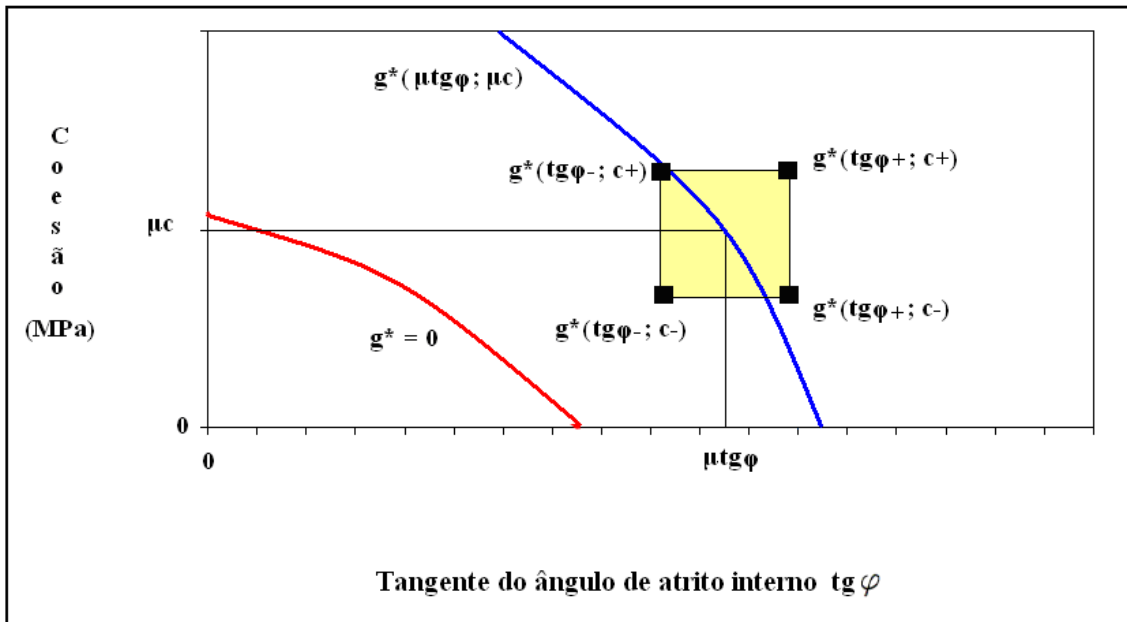


Figura 3-5 – Desenvolvimento do PEM (adaptação de García, 2008)

3.3.6 Método de nível II – Método de Hasofer-Lind.

Este método é um método de FOSM avançado, no sentido em que lineariza a função g^* em cada iteração, permitindo diminuir os erros que se obtêm das aproximações de primeira ordem das funções g^* não lineares nos anteriores métodos.

Quando são utilizadas as metodologias de séries de Taylor (FOSM) ou do método de estimativa pontual (PEM), os índices de fiabilidade (β) obtidos não são invariantes com o critério de resistência usado, se g^* for definida como não linear. Ou seja, consoante o ponto x_i os índices de fiabilidade tomam valores diferentes.

Para solucionar esta questão, Hasofer e Lind propuseram uma definição invariante do índice de fiabilidade com o critério de resistência. Sendo x o vetor das variáveis aleatórias, que se supõem normais, sendo μ_x o vetor das médias e σ_x o vetor dos desvios padrão de g^* , o índice de fiabilidade é calculado pela seguinte expressão:

$$\beta = \underset{x}{\text{Mínimo}} \sqrt{(x - \mu_x)^T \sigma_x^{-1} (x - \mu_x)} \quad (3.47)$$

sujeito a:

$$g^*_x(x) = 0 \quad (3.48)$$

O ponto do espaço n-dimensional para o qual se verifica a condição anterior é chamado de “*design point*” ou ponto de dimensionamento, ponto esse que se encontra no limite da região de falha, ou seja na fronteira entre a região segura e a região de rotura. O ponto de dimensionamento é de todos os pontos que compõem essa fronteira o de ocorrência mais provável e o ponto para o qual a função de densidade conjunta de todas as variáveis aleatórias é máxima.

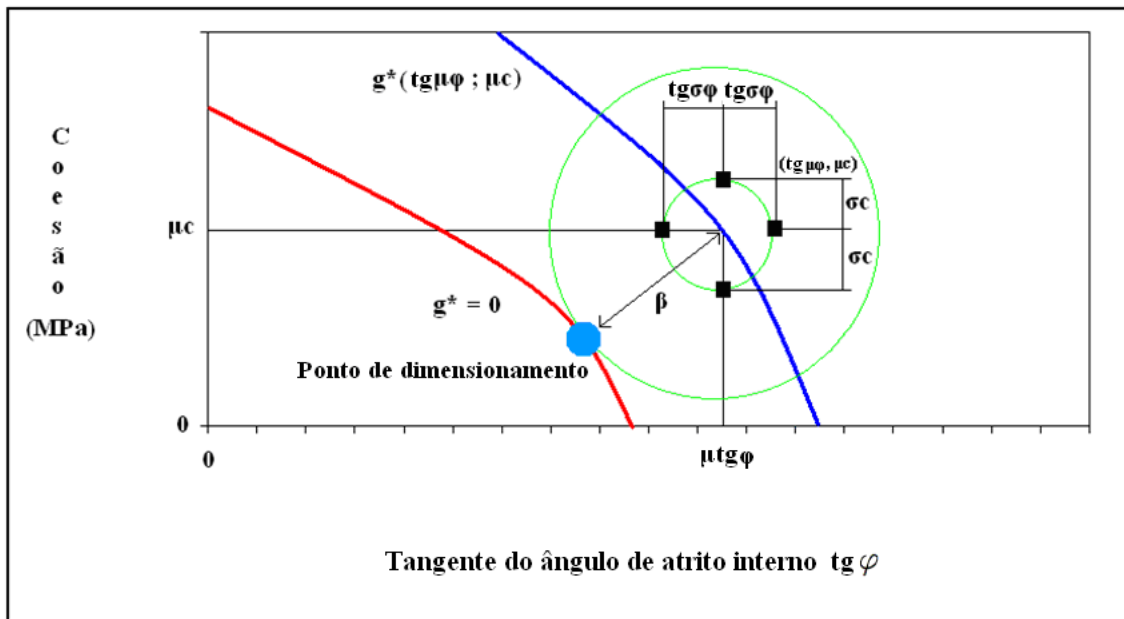


Figura 3-6 – Desenvolvimento do método de Hasofer-Lind (adaptação de García, 2008)

Quando as variáveis aleatórias (x_1, x_2, \dots, x_n) são independentes, a variância-covariância é uma matriz diagonal, onde os valores da diagonal correspondem às variâncias, sendo a variância a média do quadrado de desvios padrão σ_{xi}^2 . Deste modo o índice de fiabilidade é obtido através de um problema de minimização:

$$\beta = \underset{x_i}{\text{Mínimo}} \sqrt{\sum_{i=1}^n \left(\frac{x_i - \mu_{x_i}}{\sigma_{x_i}} \right)^2}, \quad (3.49)$$

sujeito à condição,

$$g^*_x(x_1, x_2, \dots, x_n) = 0 \quad (3.50)$$

Também neste método se considera g^* como tendo uma distribuição normal, sendo mais uma vez aplicada a fórmula (3.25) $pf = \Phi(-\beta)$, para calcular a probabilidade de falha para cada um dos cenários. Cálculo esse feito numa folha de cálculo Microsoft Excel através da função “DIST.NORMP”.

Capítulo 4

4 Caso de estudo

4.1 Introdução

Neste capítulo as metodologias descritas no capítulo anterior são aplicadas a um caso de estudo particular (a barragem de Pedrógão), sendo apresentados e comentados os resultados obtidos.

Inicialmente procede-se à descrição da barragem, em particular no que se refere às suas características gerais (localização, geometria, etc.), às propriedades dos materiais e outros aspetos relevantes para o estudo. De seguida, são definidas as ações relevantes para o estudo da segurança, ações essas que foram referidas no capítulo 2. Finalmente, são apresentados os resultados das metodologias descritas no capítulo 3, ou seja os resultados obtidos nas 4 verificações de segurança previstas na regulamentação e da análise probabilística simplificada.

Todos os cálculos da presente dissertação foram efetuados em folhas de cálculo Microsoft Excel, cujos resultados serão apresentados no presente capítulo.

4.2 Descrição da barragem de Pedrogão

A barragem de Pedrogão está localizada no rio Guadiana, a jusante da barragem do Alqueva, num tramo do rio Guadiana com orientação NE-SW, no concelho de Vidigueira, distrito de Beja.

A sua localização geográfica pode ser observada, em seguida, no mapa de Portugal, com as principais linhas de água e barragens devidamente assinaladas (Figura 5.1).

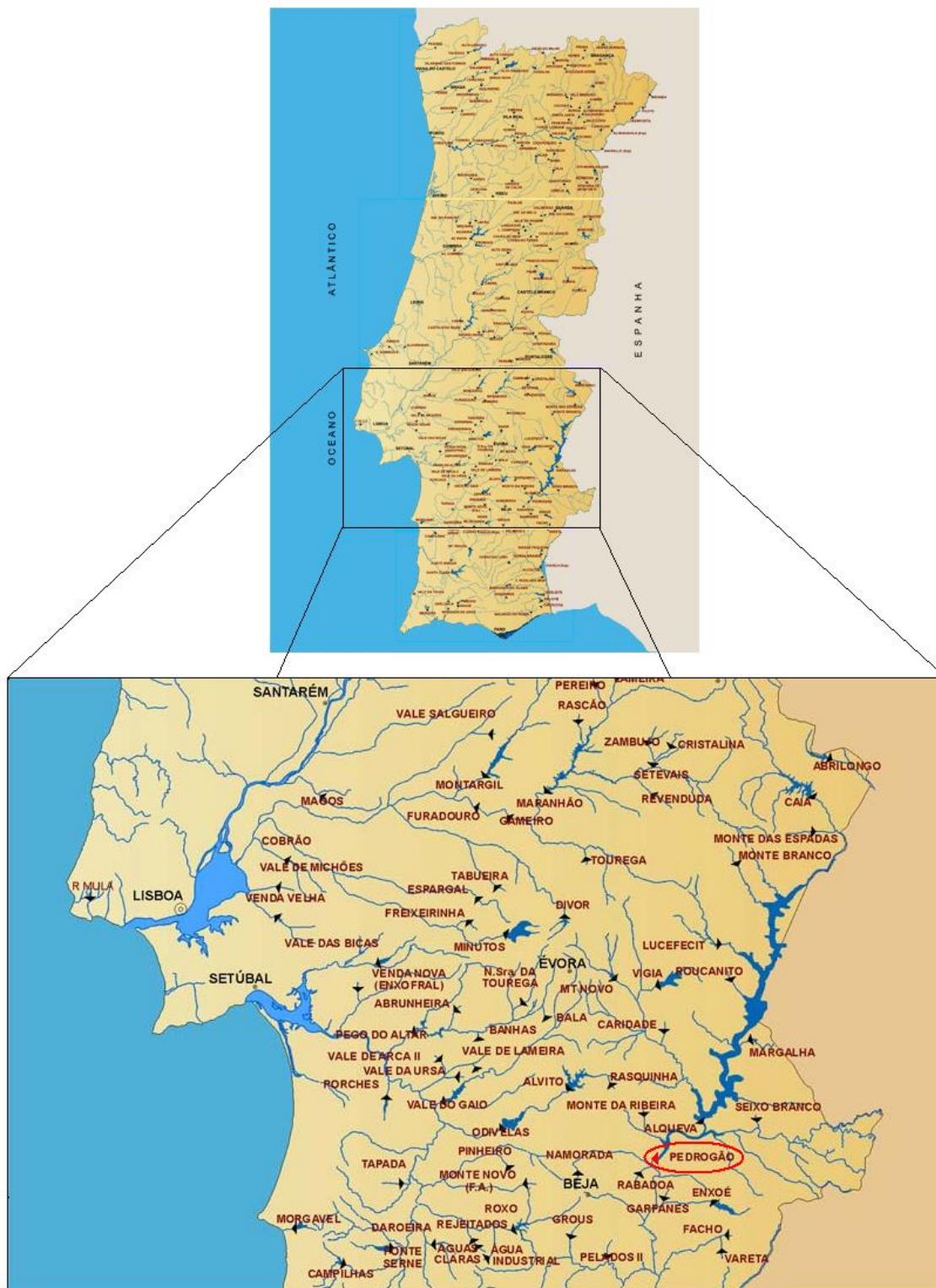


Figura 4-1 – Localização geográfica da barragem de Pedrógão (adaptação INAG, Abril 2013)

A barragem, construída entre 2003 e 2005 (Tabela 4.1), foi a primeira barragem portuguesa construída com betão compactado com cilindros (BCC), material conhecido na língua inglesa como “*roller compacted concrete (RCC)*”.

Fases de construção	Imagens
<p>Módulos de cofragem dos primeiros blocos da barragem</p>	
<p>Betonagem dos primeiros blocos da barragem</p>	
<p>Cofragem do paramento de montante e início de betonagem de todo o paramento em betão compactado com cilindro.</p>	

Betonagem do betão compactado com cilindro, vista de jusante



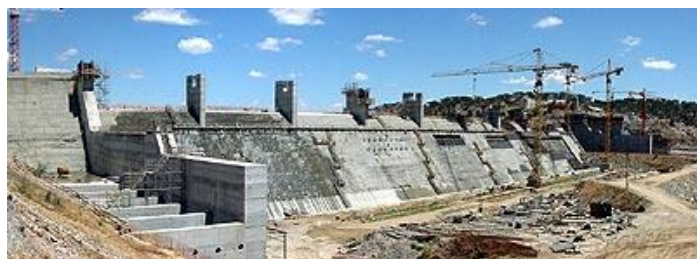
Pormenor da cofragem utilizada nos degraus do descarregador do paramento de jusante



Início do recobrimento do paramento de jusante com betão convencional



Aspeto parcial da obra por jusante ainda em fase de recobrimento do betão convencional



Vista parcial do lado de montante com o paramento completo e água já a passar pela central através de um canal provisório



Tabela 4.1 Fases de construção da barragem de Pedrógão [Página de internet 8]

É uma barragem muito importante na bacia hidrográfica do Guadiana, por ser a segunda maior das dezoito barragens que constituem o Sistema Global de Rega do Alqueva, localizando-se a 20 Km da própria barragem do Alqueva, permitindo gerir os caudais provenientes da mesma. É explorada pela EDIA, Empresa de Desenvolvimento e Infraestruturas do Alqueva, sendo dotada de uma pequena central hidroelétrica e fornecendo água para rega.

A albufeira de Pedrogão, localizada imediatamente a jusante da barragem de Alqueva, permite que, durante os períodos de menor consumo de eletricidade, os grupos das centrais desta barragem possam bombear para a albufeira de Alqueva as águas turbinadas nas horas de maior consumo. A barragem de Pedrógão é dotada de uma central, com potência total de 10 MW, garantida por dois grupos.

A barragem de Pedrogão é uma barragem de gravidade, com uma altura máxima de 43 m, que se desenvolve em eixo reto. Dispõe de um descarregador de cheias não controlado, disposto sobre o corpo da obra, que permite escoar cerca de 12000 m³/s, de uma descarga auxiliar, que permite escoar caudais de 194 m³/s e ainda de uma descarga de fundo, capaz de escoar até 27 m³/s. O coroamento tem um desenvolvimento de 448 m, dos quais 301 m correspondem à zona de inserção do descarregador de cheias e os restantes à zona da central e dos restantes órgãos de segurança.

A sua albufeira tem uma capacidade total de 106 000 000 m³, encontrando-se o nível pleno de armazenamento (NPA) à cota 84,8 m, e o nível máximo de cheia (NMC) à cota 91,8 m.

Foi fundada sobre um maciço rochoso, essencialmente constituído por granitos, e solos residuais que recobrem os granitos de grão médio a fino, porfiróide, de duas micas, com textura hipautomórfica-granular com fenocristais de microlina (Neves, Coteló Neiva, Lima, 2000).

Em determinadas zonas e segundo determinadas direções, os acidentes tectónicos existentes tornaram o maciço rochoso permeável, pelo que houve a necessidade da construção de uma cortina de impermeabilização.

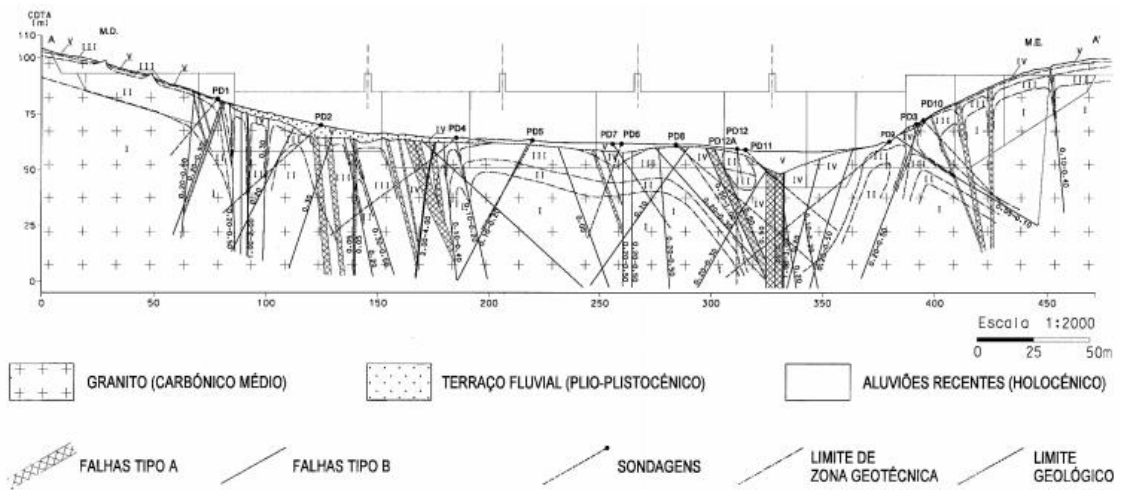


Figura 4-2 – Corte Geológico-Geotécnico pelo eixo do descarregador da barragem (Neves, Coteló Neiva, Lima, 2000)



Figura 4-3 – Barragem de Pedrógão vista de jusante [Página de internet 9]



Figura 4-4 – Barragem de Pedrógão vista de montante [Página de internet 2]

A barragem de Pedrógão dispõe, ao longo da fundação, de uma galeria de drenagem a cerca de 4,75 metros do paramento de montante, a partir da qual foi executada uma cortina de drenagem, constituída por um conjunto de drenos afastados entre si cerca de 3 metros.

A galeria de drenagem é fundamental também para a realização de inspeções, para o acesso a instrumentação de observação e para a realização dos trabalhos de tratamento de fundação.

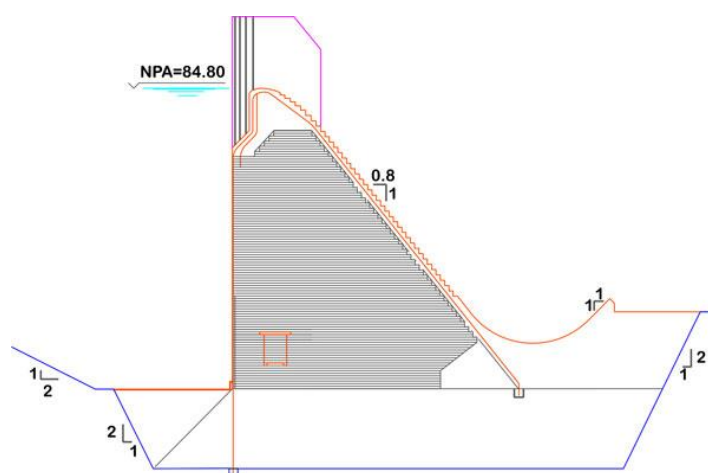


Figura 4-5 – Perfil transversal da barragem [Página de internet 2]

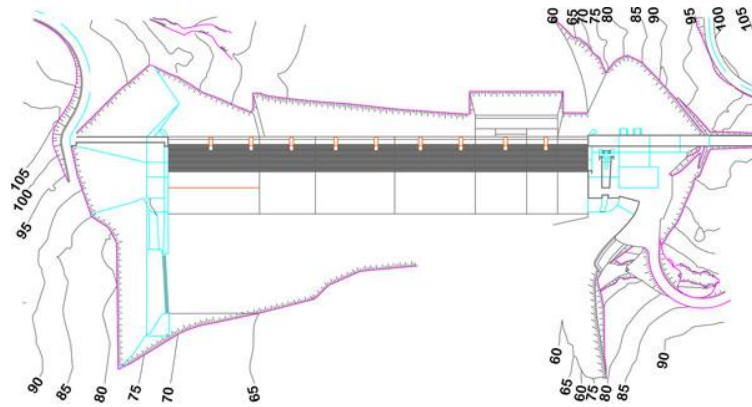


Figura 4-6 – Planta da barragem [Página de internet 2]

Após serem definidas as ações, são apresentados estudos de avaliação da segurança para cenários de deslizamento, levantamento, verificação de tensões na base e derrubamento, para os níveis de água correspondentes ao nível máximo de cheia e ao nível pleno de armazenamento (Figura 4.7), sendo depois combinados com a ocorrência dos sismos de projeto SBP e SMP.

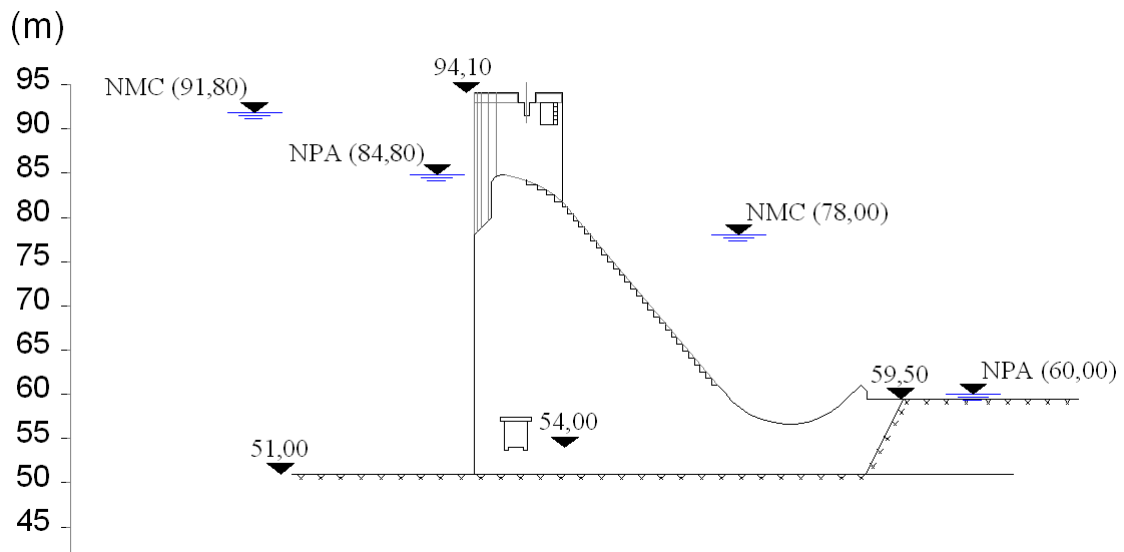


Figura 4-7 – Níveis de exploração da albufeira

O estudo das verificações de segurança foi feito para um perfil o mais aproximado possível da realidade, correspondente ao da figura 4.8.

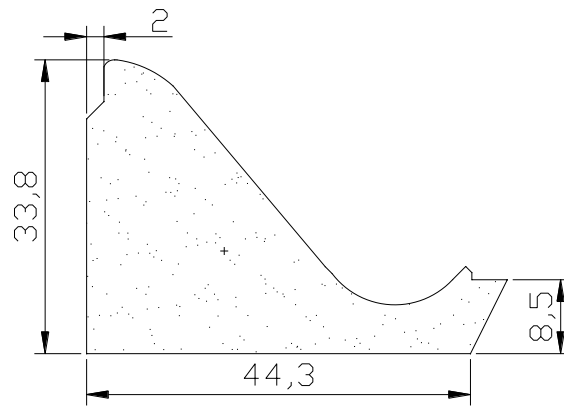


Figura 4-8 – Geometria e dimensões do perfil de cálculo da barragem

Relativamente às propriedades do corpo da barragem, constituído por betão, foram considerados os seguintes parâmetros:

- Peso volúmico do betão: $\gamma_b = 23,54 \text{ kN/m}^3$;
- Peso específico da água: $\gamma_w = 10,00 \text{ kN/m}^3$.

Para a superfície de inserção barragem-fundação foram considerados para o ângulo de atrito interno e para a coesão, os seus valores característicos, usados usualmente neste tipo de análises, de 45° e 200 kPa , de acordo com a teoria de Mohr-Coulomb. A limitação do valor da coesão a 200 kPa assenta nos resultados de diversos estudos (Rocha., 1981; Muralha, 1995; Pedro 2011).

- Coesão: $c = 0,2 \text{ MPa}$;
- Ângulo de atrito interno: $\phi = 45^\circ$.

Em regra, para este tipo de análise são considerados dois níveis de água distintos na albufeira, o nível pleno de armazenamento (NPA) e o nível máximo de cheia (NMC). As Normas de Projeto de Barragens (NPB, 1993) consideram o NPA como a cota de água que apenas perante situações extraordinárias se altera, sendo portanto o nível de água da albufeira durante a maior parte do

tempo de exploração da barragem. O NMC corresponde a grandes cheias, sendo acontecimentos de ocorrências excepcionais. O presente trabalho abordará ainda um cenário onde será considerado a montante o NMC e a jusante o NPA, este cenário retrata a possibilidade de perante um cenário de grande cheia, a jusante o rio ter uma capacidade de escoamento tal que lhe permita manter o nível pleno de armazenamento.

Para a barragem de Pedrógão, as alturas de água, a montante e a jusante, correspondentes ao NPA e ao NMC são, respetivamente:

- Nível de pleno armazenamento (NPA=84,8 m): Corresponde a alturas de água $H_m=33,8\text{m}$ e $H_j=9, \text{m}$ a montante e a jusante respetivamente;
- Nível máximo de cheia (NMC=91,8 m): Corresponde a alturas de água $H_m=40,8 \text{ m}$ e $H_j= 27, \text{m}$ a montante e a jusante respetivamente;

Relativamente às ações sísmicas, foram consideradas as seguintes acelerações horizontais:

- Sismo base de projeto (SBP):

$a_{\text{sísmica}}=0,06\text{g}$ (Marques, 2009).

- Sismo máximo de projeto (SMP):

A barragem foi implantada numa região com alguma sismicidade, de acordo com a Escala Internacional ou Escala de Wood-Neumann, com valores máximos de intensidade entre os graus VI e VII (Direção Geral do Ambiente, 1975).

Numa barragem, devido ao elevado risco potencial, o sismo máximo de projeto (SMP) deve ter intensidade igual ao sismo máximo espetável (SME), e para o local de implantação da barragem de Pedrógão o SME foi determinado como tendo magnitude (M) de 6,8 (devido à falha Vidigueira-Moura), com o ponto mais próximo do local (D) a 8,5 Km, com hipocentro (H) a 3 Km de profundidade, obtendo-se a uma aceleração máxima de 140 cm.s^{-2} por consideração da lei da atenuação para a aceleração $a_{\text{max}} = 14 \cdot e^{0,8M} \cdot (D^2 + H^2 + 20^2)^{-1/2}$ (4.1), (Neves et. al, 2000).

Para a presente dissertação será então considerado para o SMP a seguinte aceleração máxima:
 $a_{\text{sísmica}} = 140 \text{ cm.s}^{-2} = 1,4 \text{ m.s}^{-2} = 0,143g$;

4.3 Cálculo das forças atuantes

Para os cálculos efetuados no presente capítulo foi considerado o sistema de eixos apresentado na figura 3.1.

4.3.1 Peso próprio da barragem

Esta ação tem um sentido descendente (- Y) e calcula-se através do produto entre a área da secção transversal e o peso volúmico do betão, tal como explicado na equação 4.2.

$$F_{\gamma_b} = \gamma_b \cdot A = 23,554 \cdot 813,6 = 19155,1 \text{ kN} \quad (4.2)$$

A resultante do peso próprio encontra-se aplicada no centro de gravidade da secção, cujas coordenadas relativamente ao sistema de eixos apresentado acima, são as seguintes:

- X= 15,86 m
- Y= 11,81 m.

4.3.2 Pressão hidrostática

Considerando que a água tem um peso específico $\gamma_w = 10 \text{ kN/ m}^3$, o efeito provocado pela pressão nos paramentos de montante e de jusante é equivalente ao das forças indicadas na tabela 4.2, quer para a água à cota do NPA como para a água à cota do NMC.

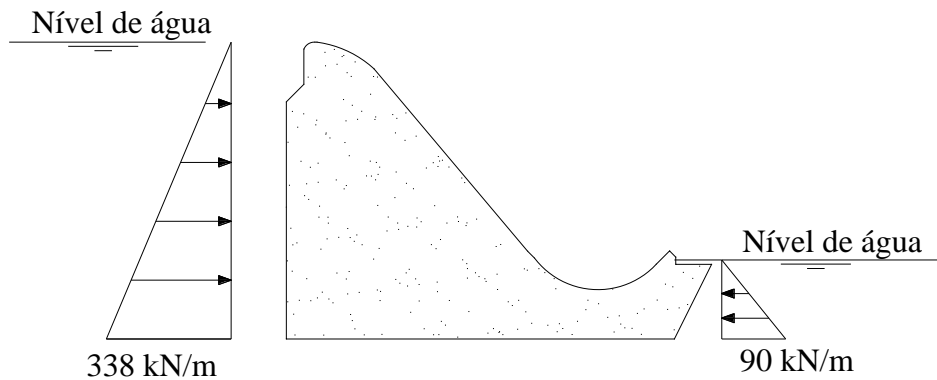


Figura 4-9 – Efeito da pressão hidrostática nos diferentes paramentos para o NPA

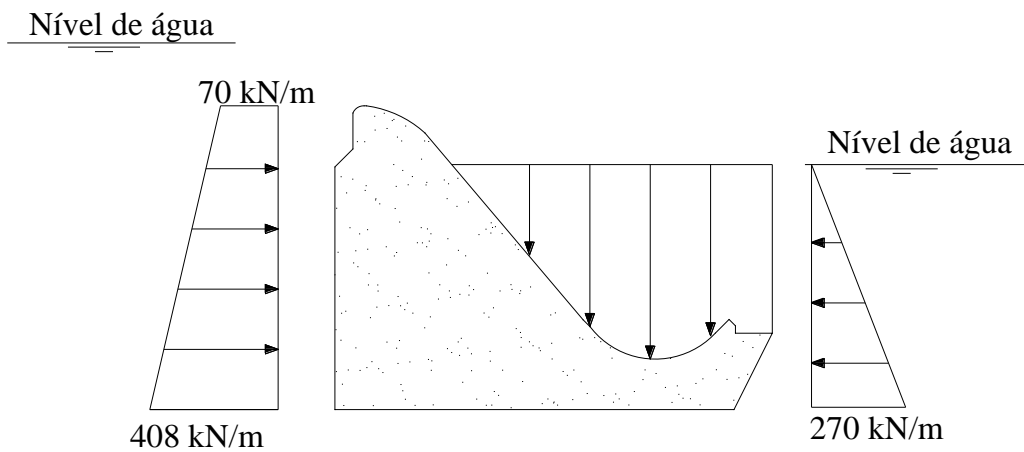


Figura 4-10 – Efeito da pressão hidrostática nos diferentes paramentos para o MNC

Para simplificação dos cálculos, o efeito do maciço rochoso a jusante foi substituído por um nível de água de igual valor (8,5 m), tal como está explícito nas duas figuras acima.

Para o cenário onde foi considerado o NMC a montante e o nível correspondente ao NPA a jusante, será aplicado a montante o valor correspondente ao NMC a montante e a jusante o valor correspondente ao NPA a jusante.

Nível de água	A Montante			A Jusante					
	Força Horizontal			Força Horizontal			Força Vertical		
	Fh (kN)	X (m)	Y (m)	Fh (kN)	X (m)	Y (m)	Fv (kN)	X (m)	Y (m)
NPA	5712,20	0,00	11,27	-405,00	44,30	3,00	0,00	0,00	0,00
NMC	8078,20	0,00	12,92	-3645,00	44,30	9,00	-5341,07	34,43	18,10

Tabela 4.2 – Resultantes das forças devido à pressão hidrostática nos diferentes paramentos e seus pontos de aplicação

4.3.3 Subpressão

Como já foi explicado no capítulo 2, pelo facto da barragem de Pedrogão apresentar níveis de água a montante e a jusante não nulos, a força de subpressão resultante é um trapézio de forças distribuído ao longo da base da barragem, cujos valores a montante e a jusante correspondem ao valor da pressão hidrostática na base dos respetivos paramentos.

Também no capítulo dois é possível consultar como foram considerados os efeitos da subpressão, nomeadamente considerando a existência de um sistema de drenagem instalado. De acordo com a regulamentação portuguesa, deve ser admitido que a cortina de impermeabilização tenha uma eficiência de $2/3$, ou seja, na secção da cortina de drenagem, a subpressão deve ser igual a $1/3$ do valor da subpressão a montante.

Em seguida, seguem-se algumas figuras que ilustram os efeitos das forças de subpressão, assim como a tabela com os resultados dos cálculos efetuados nesse sentido.

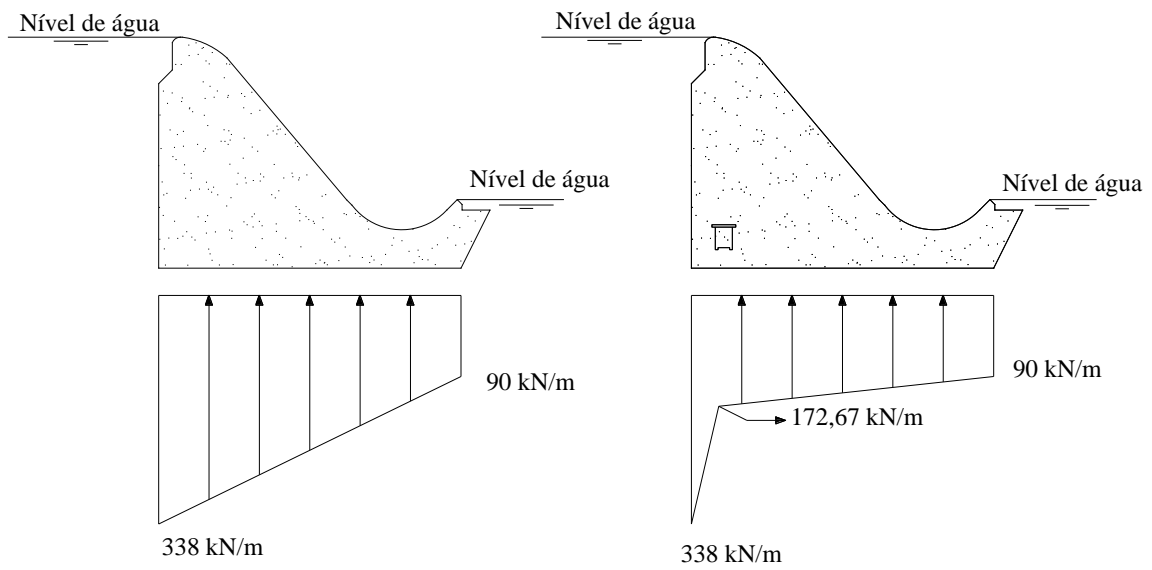


Figura 4-11 – Diagramas relativos aos efeitos da subpressão, sem drenagem (figura esquerda) e com drenagem (figura direita) para o NPA.

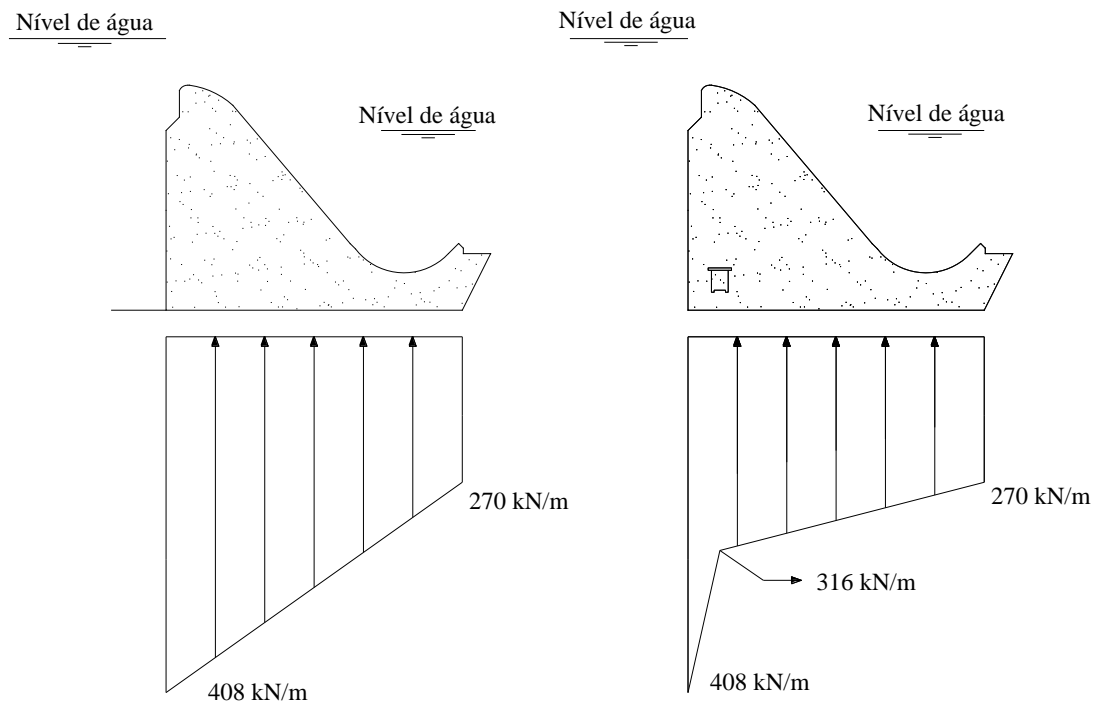


Figura 4-12 – Diagramas relativos aos efeitos da subpressão, sem drenagem (figura esquerda) e com drenagem (figura direita) para o NMC.

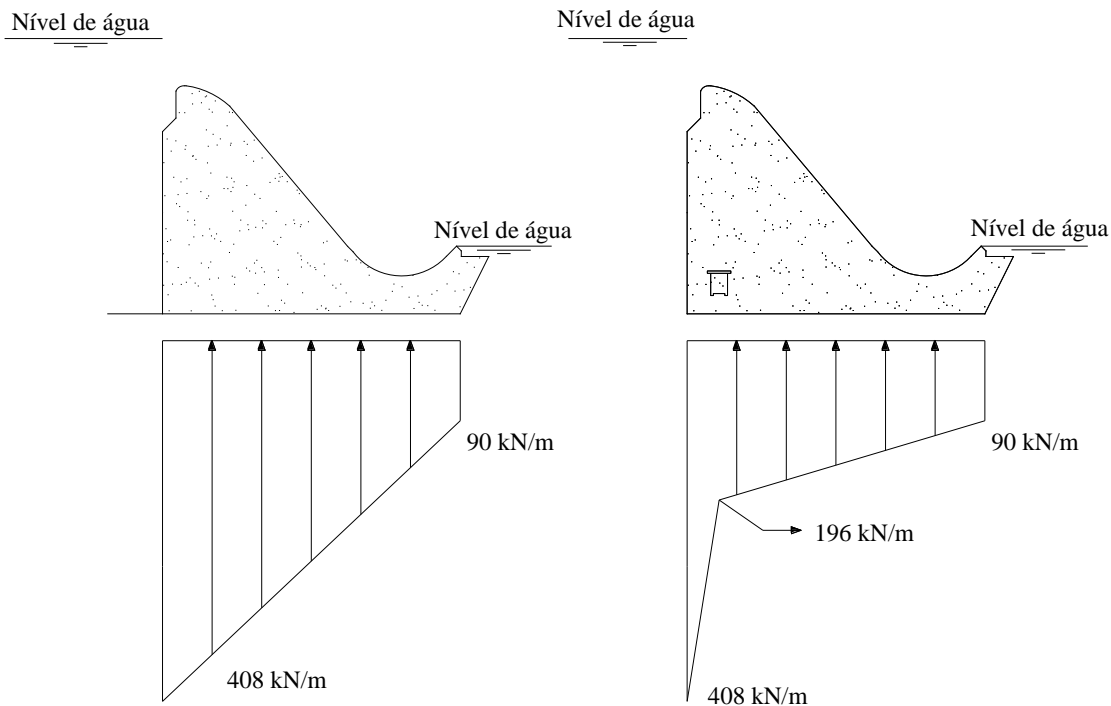


Figura 4-13 – Diagramas relativos aos efeitos da subpressão, sem drenagem (figura esquerda) e com drenagem (figura direita) para o NMC a montante e o nível correspondente ao NPA a jusante.

Nível de água	Rede de drenagem	Pressão a montante (kN/m)	Pressão a jusante (kN/m)	F. Sub (kN)	x (m)
NPA	Sem drenagem	338,0	90,0	9480,20	17,87
	Com drenagem			6407,07	18,60
NMC	Sem drenagem	408,0	270,0	15017,70	20,65
	Com drenagem			13307,65	21,20
NMC a montante e NPA a jusante	Sem drenagem	408,0	90,0	11030,70	17,44
	Com drenagem			7090,15	18,04

Tabela 4.3 – Resultantes das forças devido à subpressão nos diferentes paramentos e seus pontos de aplicação

4.3.4 Ação dos sismos

Para o cálculo dos efeitos dos sismos considerados neste trabalho, foram seguidas as metodologias descritas no capítulo 2. Tal como é explicado nesse capítulo, apenas foram consideradas componentes horizontais da aceleração sísmica e com o sentido mais desfavorável, de montante para jusante em quase todas as análises, com exceção da verificação de segurança ao derrubamento do pé de montante em que o sentido mais desfavorável da ação sísmica é de jusante para montante (Figuras 4.14 e 4.15).

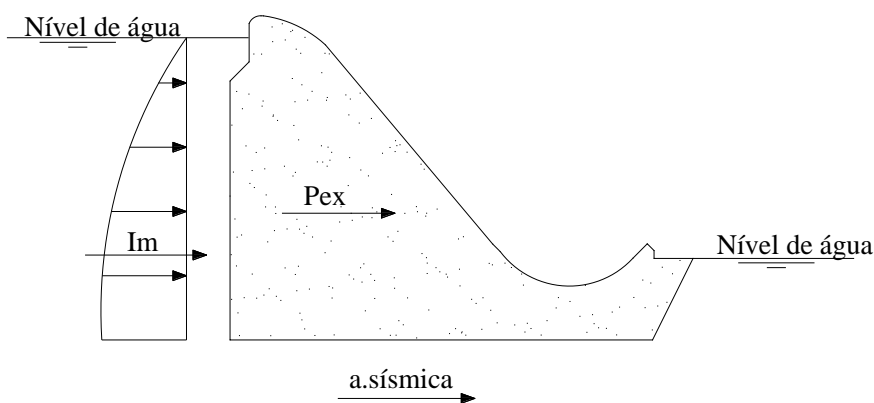


Figura 4-14 – Efeitos de um sismo sobre a barragem (sentido de montante para jusante).

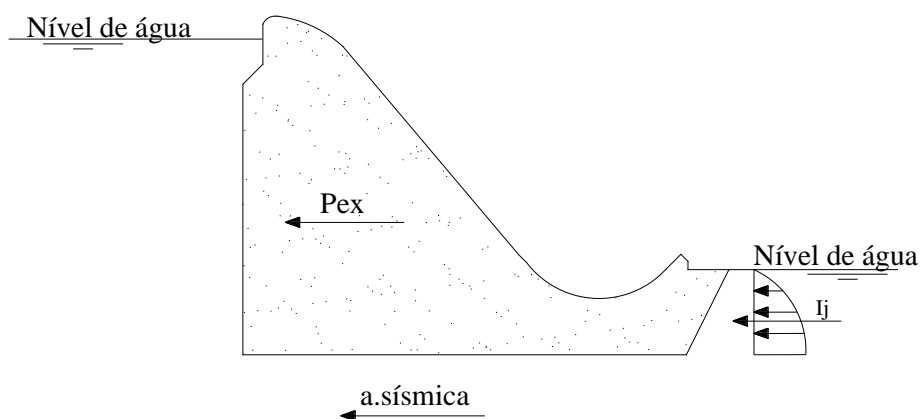


Figura 4-15 – Efeitos de um sismo sobre a barragem (sentido de jusante para montante).

Sismos	Cenários	Pex (kN)	Montante		Jusante	
			Im (kN)	z (m)	Im (kN)	z (m)
Sismo base de projeto (SBP) ($\alpha=0,06$)	Cenário corrente (NPA)	1149,31	372,75	13,58	26,43	3,62
	Cenário de rotura (NMC)		508,35	15,02	237,86	10,85
Sismo máximo de projeto (SMP) ($\alpha=0,143$)	Cenário de rotura (NMC)	2739,18	1211,57	15,02	566,89	10,85
	Cenário de rotura (NPA)		888,40	13,58	62,99	3,62

Tabela 4.4 – Forças devido à ação sísmica

4.4 Aplicação das metodologias previstas na regulamentação portuguesa

4.4.1 Segurança ao levantamento

Em seguida é apresentado o quadro com os resultados da verificação ao levantamento para a barragem de Pedrógão:

Cenários	NPA		NMC		NMC a montante e NPA a jusante	
	Sem drenagem	Com drenagem	Sem drenagem	Com drenagem	Sem drenagem	Com drenagem
Fv (kN)	-9674.94	-12748.07	-9478.51	-11188.56	-8124.44	-12064.99
SF	2.02	2.99	1.63	1.84	1.74	2.70

Tabela 4.5 – Somatório das forças verticais e fator de segurança ao levantamento

Como se pode observar a segurança ao levantamento verifica-se para todos os cenários apresentados, mesmo o cenário mais desfavorável com o efeito de um nível máximo de cheia sem sistema de drenagem a segurança é verificada, com as ações favoráveis a serem cerca de 60% superiores às ações desfavoráveis.

Apesar de em todos os cenários se verificar a segurança ao levantamento, é possível entender que os cenários com sistema de drenagem inativo são mais desfavoráveis. O mesmo se pode

dizer em relação ao nível de água, pois quanto maior for o nível de água, menor é o coeficiente de segurança da estrutura.

Para a segurança ao levantamento, o cenário NMC a montante e o nível correspondente ao NPA a jusante não é especialmente penalizador, pois as forças horizontais não são consideradas neste tipo de análise, tendo apenas influência sobre os efeitos de subpressão.

Este tipo de verificação de segurança tem a particularidade de não ser afetado pela ação sísmica, ou por qualquer outra ação horizontal, pois apenas se consideram as componentes horizontais da aceleração sísmica.

4.4.2 Segurança ao derrubamento

Em seguida serão apresentados os resultados obtidos, tendo sido considerados os diferentes momentos resultantes das diferentes ações, de acordo com o cenário em causa. Para que análise fosse a mais completa possível, foram estudadas as rotações potenciais sobre o pé de ambos os paramentos da barragem.

A Jusante

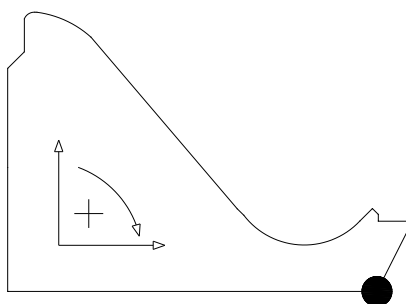


Figura 4-16 – Convenção de sinais adotada e ponto em relação ao qual serão calculados os momentos para a análise da estabilidade do pé de jusante

Inicialmente foram efetuadas verificações de segurança na ausência de sismos, pois os sismos correspondem a ocorrências excepcionais. É portanto importante verificar se para os diferentes níveis de água da albufeira e sem a ocorrência de um sismo a estrutura resiste ao derrubamento.

Cenários		NPA		NMC		NMC a montante e NPA a jusante	
		Sem drenagem	Com drenagem	Sem drenagem	Com drenagem	Sem drenagem	Com drenagem
Peso da barragem	Mw (kN.m)	-544471,43	-544471,43	-544471,43	-544471,43	-544471,43	-544471,43
Força sísmica	MPex (kN.m)	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	MI1 (kN.m)	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	MI2 (kN.m)	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Pressão hidrostática	MFhm (kN.m)	64357,45	64357,45	104342,88	104342,88	104342,88	104342,88
	MFhj (kN.m)	-1215,00	-1215,00	-32805,00	-32805,00	-1215,00	-1215,00
	Mfvj (kN.m)	0,00	0,00	-52720,67	-52720,67	0,00	0,00
Subpressão	Mfsub (kN.m)	250544,62	164650,72	355210,79	307414,14	296336,23	186197,41
M total (kN.m)		-230784,35	-316678,25	-170443,43	-218240,08	-145007,33	-255146,14
SF		1,73	2,38	1,37	1,53	1,36	1,88

Tabela 4.6 – Momentos resistentes e atuantes para NPA, NMC e NMC a montante e NPA a jusante e respetivos fatores de segurança (pé de jusante).

Como se pode observar os somatórios de momentos obtidos são negativos, resultando por isso que todos os fatores de segurança verificam a segurança ao derrubamento em todos os 6 cenários, mesmo que se verifique uma possível anomalia no sistema de drenagem.

Também se verificou que para o nível máximo de cheia a segurança se verifica por uma margem inferior à do nível pleno de armazenamento, algo que também era espectável devido à maior contribuição do impulso hidrostático e do efeito de subpressão, e por ambos provocarem momentos positivos em relação ao paramento de jusante da barragem. Verifica-se também que dos 3, o cenário mais desfavorável é o correspondente ao NMC.

As Normas de Projeto de Barragens prevêm que se verifique a segurança para os cenários correntes (NPA+SBP) e cenários de rotura (NPA+SMP; NMC+SBP; NMC+SMP; NMC a montante e NPA a jusante + SBP; NMC a montante e NPA a jusante + SMP).

Cenários		NPA+SBP		NPA+SMP	
		Sem drenagem	Com drenagem	Sem drenagem	Com drenagem
Peso da barragem	Mw (kN.m)	-544471,43	-544471,43	-544471,43	-544471,43
Força sísmica	MPex (kN.m)	13573,56	13573,56	32350,32	32350,32
	MI1 (kN.m)	5061,39	5061,39	12062,98	12062,98
	MI2 (kN.m)	0,00	0,00	0,00	0,00
Pressão hidrostática	MFhm (kN.m)	64357,45	64357,45	64357,45	64357,45
	MFhj (kN.m)	-1215,00	-1215,00	-1215,00	-1215,00
	Mfvj (kN.m)	0,00	0,00	0,00	0,00
Subpressão	Mfsub (kN.m)	250544,62	164650,72	250544,62	164650,72
M total (kN.m)		-212149,40	-298043,30	-186371,05	-272264,95
SF		1,64	2,20	1,52	2,00

Tabela 4.7 – Momentos resistentes e atuantes para os cenários com NPA e respectivos fatores de segurança (pé de jusante).

Cenários		NMC+SBP		NMC+SMP	
		Sem drenagem	Com drenagem	Sem drenagem	Com drenagem
Peso da barragem	Mw (kN.m)	-544471,43	-544471,43	-544471,43	-544471,43
Força sísmica	MPex (kN.m)	13573,56	13573,56	32350,32	32350,32
	MI1 (kN.m)	7633,01	7633,01	18192,02	18192,02
	MI2 (kN.m)	0,00	0,00	0,00	0,00
Pressão hidrostática	MFhm (kN.m)	104342,88	104342,88	104342,88	104342,88
	MFhj (kN.m)	-32805,00	-32805,00	-32805,00	-32805,00
	Mfvj (kN.m)	-52720,67	-52720,67	-52720,67	-52720,67
Subpressão	Mfsub (kN.m)	355210,79	307414,14	355210,79	307414,14
M total (kN.m)		-149236,86	-197033,51	-119901,10	-167697,74
SF		1,31	1,46	1,24	1,36

Tabela 4.8 – Momentos resistentes e atuantes para os cenários com NMC e respectivos fatores de segurança (pé de jusante).

Cenários		NMC a montante e NPA a jusante +SBP		NMC a montante e NPA a jusante +SMP	
		Sem drenagem	Com drenagem	Sem drenagem	Com drenagem
Peso da barragem	Mw (kN.m)	-544471,43	-544471,43	-544471,43	-544471,43
Força sísmica	MPex (kN.m)	13573,56	13573,56	32350,32	32350,32
	MII (kN.m)	7633,01	7633,01	18192,02	18192,02
	MI2 (kN.m)	0,00	0,00	0,00	0,00
Pressão hidrostática	MFhm (kN.m)	104342,88	104342,88	104342,88	104342,88
	MFhj (kN.m)	-1215,00	-1215,00	-1215,00	-1215,00
	Mfvj (kN.m)	0,00	0,00	0,00	0,00
Subpressão	Mfsub (kN.m)	296336,23	186197,41	296336,23	186197,41
M total (kN.m)		-123800,75	-233939,57	-94464,99	-204603,80
SF		1,29	1,75	1,21	1,60

Tabela 4.9 – Momentos resistentes e atuantes para os cenários com NMC a montante e NPA jusante e respectivos fatores de segurança (pé de jusante).

Mais uma vez todos os momentos resultantes de cada cenário com e sem drenagem, têm valores negativos, e portanto um coeficiente de segurança superior a 1. Ou seja, todos os cenários verificam a segurança ao derrubamento, mesmo num possível cenário de avaria do sistema de drenagem.

Outro facto facilmente observável é que com o aumento do nível de água da albufeira o fator de segurança ao derrubamento diminui, sendo portanto o nível de água um fator desfavorável no que ao derrubamento diz respeito. O mesmo se pode concluir em relação ao sismo, pois quanto mais intenso for o sismo menor é o fator de segurança, não sendo portanto de admirar que a combinação destes dois fatores (NMC+SMP) resulte nos menores coeficientes de segurança de todos os cenários. No entanto o cenário onde é considerado NMC a montante e NPA a jusante, aliado à ausência de um sistema de drenagem, é o cenário com fator de segurança mais reduzido, 1,21.

Pode-se concluir que para o paramento de jusante é verificada a segurança ao derrubamento, para todos os cenários de estudo da presente dissertação.

A Montante

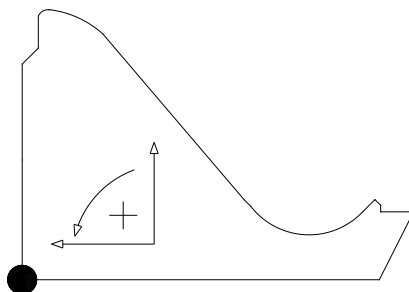


Figura 4-17 – Convenção de sinais adotada e ponto em relação ao qual serão calculados os momentos para a análise da estabilidade do pé de montante

Mais uma vez foram efetuadas verificações para cenários sem a ocorrência de um sismo, ou seja apenas para o nível máximo de cheia e para o nível pleno de armazenamento, devido à ocorrência excepcional dos sismos.

Cenários		NPA		NMC		NMC a montante e NPA a jusante	
		S/dren.	C/dren.	S/dren.	C/dren.	S/dren.	C/dren.
Peso da barragem	Mw (kN.m)	-304101,25	-304101,25	-304101,25	-304101,25	-304101,25	-304101,25
Força sísmica	MPex (kN.m)	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	MI1 (kN.m)	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	MI2 (kN.m)	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Pressão hidrostática	MFhm (kN.m)	-64357,45	-64357,45	-104342,88	-104342,88	-104342,88	-104342,88
	MFhj (kN.m)	1215,00	1215,00	32805,00	32805,00	1215,00	1215,00
	Mfvj (kN.m)	0,00	0,00	-183888,90	-183888,90	0,00	0,00
Subpressão	Mfsub (kN.m)	169428,24	119182,33	310073,32	282114,75	192323,78	127896,24
M total (kN.m)		-197815,46	-248061,37	-249454,71	-277413,28	-214905,34	-279332,89
SF		2,16	3,06	1,73	1,88	2,11	3,16

Tabela 4.10 – Momentos resistentes e atuantes para NPA e NMC e respectivos fatores de segurança (pé de montante).

Uma vez mais os momentos obtidos são todos negativos, resultando por isso que todos os fatores de segurança verificam a segurança ao derrubamento em todos os 6 cenários, com e sem drenagem ativa. Também se verificou que para o nível máximo de cheia a segurança se verifica por uma margem inferior à do nível pleno de armazenamento.

Relativamente à comparação com a segurança ao derrubamento a jusante, verifica-se que os fatores de segurança a montante são aproximadamente entre 25% a 50 % superiores, ou seja, conclui-se que a jusante a segurança ao derrubamento verifica-se com uma menor margem.

Em seguida é verificada a segurança para os cenários previstos nas normas de projeto de barragens, os cenários correntes (NPA+SBP) e cenários de rotura (NPA+SMP; NMC+SBP; NMC+SMP; NMC a montante e NPA a jusante + SBP; NMC a montante e NPA a jusante + SMP).

Cenários		NPA+SBP		NPA+SMP	
		Sem drenagem	Com drenagem	Sem drenagem	Com drenagem
Peso da barragem	Mw (kN.m)	-304101,25	-304101,25	-304101,25	-304101,25
Força sísmica	MPex (kN.m)	13573,56	13573,56	32350,32	32350,32
	MI1 (kN.m)	0,00	0,00	0,00	0,00
	MI2 (kN.m)	95,55	95,55	227,74	227,74
Pressão hidrostática	MFhm (kN.m)	-64357,45	-64357,45	-64357,45	-64357,45
	MFhj (kN.m)	1215,00	1215,00	1215,00	1215,00
	Mfvj (kN.m)	0,00	0,00	0,00	0,00
Subpressão	Mfsub (kN.m)	169428,24	119182,33	169428,24	119182,33
M total (kN.m)		-184146,35	-234392,25	-165237,40	-215483,31
SF		2,00	2,75	1,81	2,41

Tabela 4.11 – Momentos resistentes e atuantes para cenários com NPA e respetivos fatores de segurança (pé de montante).

Cenários		NMC+SBP		NMC+SMP	
		Sem drenagem	Com drenagem	Sem drenagem	Com drenagem
Peso da barragem	Mw (kN.m)	-304101,25	-304101,25	-304101,25	-304101,25
Força sísmica	MPex (kN.m)	13573,56	13573,56	32350,32	32350,32
	MI1 (kN.m)	0,00	0,00	0,00	0,00
	MI2 (kN.m)	2579,95	2579,95	6148,88	6148,88
Pressão hidrostática	MFhm (kN.m)	-104342,88	-104342,88	-104342,88	-104342,88
	MFhj (kN.m)	32805,00	32805,00	32805,00	32805,00
	Mfvj (kN.m)	-183888,90	-183888,90	-183888,90	-183888,90
Subpressão	Mfsub (kN.m)	310073,32	282114,75	310073,32	282114,75
M total (kN.m)		-233301,20	-261259,76	-210955,51	-238914,07
SF		1,65	1,79	1,55	1,68

Tabela 4.12 – Momentos resistentes e atuantes para canários com NMC e respectivos fatores de segurança (pé de montante).

Cenários		NMC a montante e NPA a jusante + SBP		NMC a montante e NPA a jusante + SMP	
		Sem drenagem	Com drenagem	Sem drenagem	Com drenagem
Peso da barragem	Mw(kN.m)	-304101,25	-304101,25	-304101,25	-304101,25
Força sísmica	MPex (kN.m)	13573,56	13573,56	32350,32	32350,32
	MI1 (kN.m)	0,00	0,00	0,00	0,00
	MI2 (kN.m)	95,55	95,55	227,74	227,74
Pressão hidrostática	MFhm (kN.m)	-104342,88	-104342,88	-104342,88	-104342,88
	MFhj (kN.m)	1215,00	1215,00	1215,00	1215,00
	Mfvj (kN.m)	0,00	0,00	0,00	0,00
Subpressão	Mfsub (kN.m)	192323,78	127896,24	192323,78	127896,24
M total (kN.m)		-201236,23	-265663,77	-182327,28	-246754,83
SF		1,97	2,86	1,81	2,53

Tabela 4.13 – Momentos resistentes e atuantes para canários com NMC a montante e NPA a jusante e respectivos fatores de segurança (pé de montante).

Todos os momentos resultantes de cada cenário com e sem drenagem, têm resultados negativos, mesmo com uma possível avaria do sistema de drenagem, e portanto um coeficiente de segurança superior a 1, verificando-se também para estes cenários a segurança ao derrubamento.

Tal como na análise do paramento de jusante, o aumento do nível de água atua como fator bastante desfavorável. O mesmo se pode concluir quanto à intensidade sísmica, quanto mais intenso for o sismo, menor é fator de segurança. Deste modo é possível concluir que o aumento do nível de água da albufeira e da intensidade sísmica são desfavoráveis neste tipo de análise.

Verifica-se novamente que em ralação à segurança ao derrubamento que o paramento de jusante é bastante mais crítico, uma rápida comparação entre os fatores de segurança resultantes das análises dos pés de montante e de jusante, e verifica-se que em todos os cenários os SF são superiores na análise de montante.

De forma conclusiva é observável que tanto a montante como a jusante, para todos os cenários, com e sem drenagem foi verificada a segurança ao derrubamento de acordo com a Normas Portuguesas em vigor para a barragem de Pedrógão, sendo o pé de jusante o mais crítico.

4.4.3 Verificação das tensões verticais nas fundações

Em seguida efetuam-se as verificações de segurança nos cenários corrente (NPA, NPA+SBP) e cenários de rotura (NPA+SMP, NMC, NMC+SBP, NMC+SMP).

Cenários		NPA		NPA+SBP		NPA+SMP	
		Sem drenagem	Com drenagem	Sem drenagem	Com drenagem	Sem drenagem	Com drenagem
Peso da barragem	Mw (kN.m)	-120185,09	-120185,09	-120185,09	-120185,09	-120185,09	-120185,09
Força sísmica	MPex (kN.m)	0,00	0,00	13573,56	13573,56	32350,32	32350,32
	MI1 (kN.m)	0,00	0,00	5061,39	5061,39	12062,98	12062,98
	MI2 (kN.m)	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Pressão hidrostática	MFhm (kN.m)	64357,45	64357,45	64357,45	64357,45	64357,45	64357,45
	MFhj (kN.m)	-1215,00	-1215,00	-1215,00	-1215,00	-1215,00	-1215,00
	Mfvj (kN.m)	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Subpressão	Mfsub (kN.m)	40558,19	22734,19	40558,19	22734,19	40558,19	22734,19
M total (kN.m)		-16484,45	-34308,44	2150,51	-15673,49	27928,86	10104,86
σ_n (Montante MPa)		-0,269	-0,393	-0,212	-0,336	-0,133	-0,257
σ_n (Jusante MPa)		-0,168	-0,183	-0,225	-0,240	-0,304	-0,319

Tabela 4.14 – Tensões verticais na junta a montante e a jusante da barragem, para cenários com o nível de albufeira à cota do NPA.

Cenários		NMC		NMC+SBP		NMC+SMP	
		Sem drenagem	Com drenagem	Sem drenagem	Com drenagem	Sem drenagem	Com drenagem
Peso da barragem	Mw (kN.m)	-120185,09	-120185,09	-120185,09	-120185,09	-120185,09	-120185,09
Força sísmica	MPex (kN.m)	0,00	0,00	13573,56	13573,56	32350,32	32350,32
	MI1 (kN.m)	0,00	0,00	7633,01	7633,01	18192,02	18192,02
	MI2 (kN.m)	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Pressão hidrostática	MFhm (kN.m)	104342,88	104342,88	104342,88	104342,88	104342,88	104342,88
	MFhj (kN.m)	-32805,00	-32805,00	-32805,00	-32805,00	-32805,00	-32805,00
	Mfvj (kN.m)	65584,12	65584,12	65584,12	65584,12	65584,12	65584,12
Subpressão	Mfsub (kN.m)	22568,73	12649,69	22568,73	12649,69	22568,73	12649,69
M total (kN.m)		39505,64	29586,60	60712,21	50793,17	90047,98	80128,94
σ_n (Montante MPa)		-0,093	-0,162	-0,028	-0,097	0,061	-0,008
σ_n (Jusante MPa)		-0,335	-0,343	-0,400	-0,408	-0,489	-0,498

Tabela 4.15 – Tensões verticais na junta a montante e a jusante da barragem, para cenários com o nível da albufeira à cota do NMC.

O mesmo foi feito para o cenário em que é considerado a montante o NMC e a jusante o NPA.

Cenários		NMC a montante e NPA a jusante		NMC a montante e NPA a jusante +SBP		NMC a montante e NPA a jusante +SMP	
		Sem drenagem	Com drenagem	Sem drenagem	Com drenagem	Sem drenagem	Com drenagem
Peso da barragem	Mw (kN.m)	-120185,09	-120185,09	-120185,09	-120185,09	-120185,09	-120185,09
Força sísmica	MPex (kN.m)	0,00	0,00	13573,56	13573,56	32350,32	32350,32
	MI1 (kN.m)	0,00	0,00	7633,01	7633,01	18192,02	18192,02
	MI2 (kN.m)	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Pressão hidrostática	MFhm (kN.m)	104342,88	104342,88	104342,88	104342,88	104342,88	104342,88
	MFhj (kN.m)	-1215,00	-1215,00	-1215,00	-1215,00	-1215,00	-1215,00
	Mfvj (kN.m)	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Subpressão	Mfsub (kN.m)	52006,22	29150,58	52006,22	29150,58	52006,22	29150,58
M total (kN.m)		34949,01	12093,37	56155,58	33299,95	85491,35	62635,71
σ_n (Montante MPa)		-0,077	0,037	-0,012	-0,171	0,078	0,191
σ_n (Jusante MPa)		-0,290	-0,037	-0,355	-0,374	-0,445	-0,191

Tabela 4.16 – Tensões verticais na junta a montante e a jusante da barragem, para cenários com o nível da albufeira à cota do NMC a montante e do NPA a jusante.

Após uma análise dos resultados obtidos pode-se observar que se verificam compressões em todos os cenários com e sem drenagem, tanto a montante como a jusante, com exceção dos cenários: NMC+SMP sem drenagem no paramento de montante; NMC a montante e NPA a jusante com drenagem no paramento de montante; NMC a montante e NPA a jusante + SMP com e sem drenagem no paramento de montante.

Também é possível concluir que o pé de montante é mais crítico, ou seja, por norma tem valores de compressão menores que o pé de jusante, tendo mesmo em alguns casos ocorrido trações.

No entanto, tratam-se valores muito pequenos, que decorrem da ocorrência simultânea de fenómenos com muito baixa probabilidade de ocorrência.

Outro aspeto a ter em conta é a mobilização do impulso passivo a jusante, que não foi considerada devido a sua difícil quantificação, e porque, caso fosse considerado possivelmente anularia a tração do pé de montante. Assim, considerando todos os factos anteriormente descritos, pode concluir-se que se verificou a segurança no que respeita às tensões verticais na base da barragem.

4.4.4 Segurança ao deslizamento

Foram aplicadas as metodologias e os coeficientes de segurança (ponto 3.2.4) ao caso de estudo de Pedrógão, e foram obtidos os seguintes valores:

Cenários	NPA		NPA+SBP	
	Sem drenagem	Com drenagem	Sem drenagem	Com drenagem
Fa (kN)	8664,96	10713,72	8664,96	10713,72
Fh (kN)	5307,20	5307,20	6829,26	6829,26
SF	1,63	2,02	1,27	1,57

Tabela 4.17 – Fatores de segurança ao deslizamento para cenários correntes.

Cenários	NPA+SMP		NMC		NMC+SBP		NMC+SMP	
	S/dren.	C/dren.	S/dren.	C/dren.	S/dren.	C/dren.	S/dren.	C/dren.
Fa (kN)	6449,96	8498,72	6319,01	7459,04	6319,01	7459,04	6319,01	7459,04
Fh (kN)	8934,78	8934,78	4433,20	4433,20	6090,86	6090,86	8383,95	8383,95
SF	0,72	0,95	1,43	1,68	1,04	1,22	0,75	0,89

Tabela 4.18 – Fatores de segurança ao deslizamento para cenários de rotura (NMC e NPA).

Cenários	NMC a montante e NPA a jusante		NMC a montante e NPA a jusante +SBP		NMC a montante e NPA a jusante +SMP	
	S/dren.	C/dren.	S/dren.	S/dren.	S/dren.	C/dren.
Fa (kN)	5416,29	8043,33	5416,29	8043,33	5416,29	8043,33
Fh (kN)	7673,20	7673,20	9330,86	9330,86	11623,95	11623,95
SF	0,71	1,05	0,58	0,86	0,47	0,69

Tabela 4.19 – Fatores de segurança ao deslizamento para cenários de rotura (NMC a montante e NPA a jusante).

Para os cenários que ocorrem durante a maior parte do tempo de vida da estrutura (NPA e NMC sem ocorrência de sismo) a segurança verificou-se por uma margem bastante razoável, mesmo para os casos em que se estudou a possibilidade de avaria do sistema de drenagem.

Podemos observar que para o sismo de base de projeto, seja em simultâneo com o nível máximo de cheia ou com o nível pleno de armazenamento, se verifica a segurança ao deslizamento, ainda que caso se verifique uma avaria no sistema de drenagem, a margem de segurança não seja muito confortável.

Por outro lado na ocorrência de um sismo máximo de projeto a segurança ao deslizamento não se verifica em nenhum dos cenários. Importa no entanto referir que a probabilidade de ocorrência deste mesmo sismo é bastante reduzida, tendo aproximadamente um período de retorno de 1000 anos. Além disso, neste caso as Normas de Projeto são penalizadoras, uma vez que é completamente desprezada a contribuição da coesão para a resistência da superfície de inserção da barragem na fundação.

Para o deslizamento o cenário mais penalizador é aquele em que se considera a montante o NMC e a jusante o NPA, onde tirando o caso em que se considera a ausência de ação sísmica e com o sistema de drenagem ativo (SF=1,05), para todas as outras 5 verificações foram obtidos fatores de segurança inferiores a 1.

Por último, o facto de o coeficiente de segurança do cenário NMC+SMP (S/drenagem) ser superior ao do cenário NPA+SMP (S/drenagem) deve-se, neste caso particular, ao efeito associado ao elevado nível da água a jusante no caso do NMC (27,00 m), cuja componente horizontal contribui para a diminuição do somatório de forças horizontais (desestabilizadoras) e cuja componente vertical contribui para a força de atrito.

Deve ser tido em conta que as normas portuguesas prevêm a utilização de coeficientes de segurança que pressupõem a existência de uma rede de drenagem eficiente, e que reduza o efeito de subpressão em cerca de um terço, desse modo para os cenários sem drenagem a aplicação deste tipo de coeficientes é profundamente conservadora.

Finalmente, o facto da barragem de Pedrógão dispor de descarregador de cheias sem comportas reduz significativamente a probabilidade ocorrência de um nível máximo de cheia.

Após a análise efetuada à barragem de Pedrógão de acordo com as normas em vigor em Portugal, confirma-se que em geral é a verificação ao deslizamento que condiciona a estabilidade deste tipo de estruturas, por ser a mais crítica, pelo que será para o deslizamento que será feita a análise probabilística simplificada da presente dissertação.

4.5 Aplicação das metodologias da análise probabilística simplificada

4.5.1 Variáveis aleatórias

Nesta análise, os principais parâmetros que definem as características resistentes do problema são a coesão e o ângulo de atrito interno da superfície de inserção da barragem na fundação. Nesse sentido são considerados como variáveis aleatórias a coesão e a tangente do ângulo de atrito interno, caracterizadas por um determinado valor médio e por um determinado desvio padrão ou por um coeficiente de variação.

Foram considerados como valores característicos na coesão e do ângulo de atrito interno, os valores de 200 kPa e de 45°, respetivamente (valores que são usualmente utilizados neste tipo de estudos e para este tipo de maciços de fundação), para maciços de fundação da barragem de Pedrógão, objeto de estudo da presente dissertação. Quanto aos coeficientes de variação, de acordo com os resultados de alguns estudos já publicados (Muralha, 1995; Pedro, 2011), utilizaram-se os valores de 15% e 30%, respetivamente, para a tangente do coeficiente de atrito

e para a coesão. A diferença entre os coeficientes de variação está relacionada com o maior número de ensaios e de menores incertezas na estimativa de coeficiente de atrito relativamente à coesão.

Tendo em conta a distribuição probabilística log-normal destas variáveis e que os valores característicos indicados correspondem a valores ultrapassados em 95% dos casos, determinaram-se as propriedades estatísticas apresentadas na tabela seguinte:

Grandeza	Valor característico	Tipo de distribuição	Coefficiente de variação	μ	σ
Tangente do ângulo de atrito interno	1	Log-Normal	15 %	1,29	0,19
Coesão	200 kPa	Log-Normal	30 %	342,6 kPa	102,8 kPa

Tabela 4.20 – Propriedades estatísticas da coesão e do coeficiente de atrito.

4.5.2 Função desempenho

No ponto 3.3.3 foi explicado que numa análise probabilística simplificada deve-se definir o estado limite, ou as margens de segurança para cada um dos cenários. Deste modo, e considerando como função de desempenho a expressão (3.19) $g^*(x_1, x_2, \dots, x_n) = SF_{\text{deslizamento}} - 1$, é possível obter para os vários cenários de NPA e NMC os respetivos valores de $g^*(x_i)$, utilizando os valores médios das variáveis aleatórias, $c = 342,6$ kPa e $tg\phi = 1,29$. Note-se que neste tipo de análise não são utilizados coeficientes de segurança, pelo que os valores de SF são superiores ao dos obtidos mediante a aplicação das Normas de Projeto de Barragens.

Cenários	NPA		NPA+SBP		NPA+SMP		NMC		NMC+SBP		NMC+SMP	
	S/dren	C/dren	S/dren	C/dren	S/dren	C/dren	S/dren	C/dren	S/dren	C/dren	S/dren	C/dren
Função g^*	4,22	4,97	3,06	3,64	2,10	2,55	5,19	5,69	3,51	3,87	2,27	2,54

Tabela 4.21 – Valores de $g^*(\mu_{tg\phi}; \mu_c)$ para o caso de estudo, para os cenários NPA e NMC.

Cenários	NMC a montante e NPA a jusante		NMC a montante e NPA a jusante +SBP		NMC a montante e NPA a jusante +SMP	
	S/dren	C/dren	S/dren	C/dren	S/dren	C/dren
Função g^*	2,35	3,01	1,75	2,30	1,21	1,65

Tabela 4.22 – Valores de $g^*(\mu_{tgp};\mu_c)$ para o caso de estudo, para o cenário NMC a montante e NPA a jusante.

Todos os valores da função desempenho obtidos são superiores a 0, verificando-se nesta fase da análise probabilística a segurança ao deslizamento. No entanto quando é considerado a montante o NMC e a jusante o NPA os valores obtidos são mais baixos, sendo quase todos compreendidos entre 1,21 e 3,01. Tal deve-se ao facto do somatório das forças horizontais destabilizadoras ser bastante superior ao somatório das forças horizontais estabilizadoras neste caso. Refere-se de novo que se trata de um cenário muito conservador, que não é considerado nos estudos hidrológicos, pelo que a sua consideração neste trabalho tem carácter meramente académico.

Os valores da função desempenho obtidos são, para todos os cenários, superiores quando considerada a existência de um sistema de drenagem ativo, mostrando assim a importância deste tipo de sistemas para a segurança estrutural de uma barragem.

4.5.3 Método de FOSM (desenvolvimento da série de Taylor)

Inicialmente deve ser calculado o momento de primeira ordem (obtendo os mesmos valores das tabelas 4.21 e 4.22):

$$E[g^*] = g^*(1,29;342,6) \quad (4.3)$$

Para a elaboração deste método é necessário elaborar 5 (2n+1) análises da função g^* , sendo n o número de variáveis aleatórias consideradas. As cinco análises da função g^* , são obtidas mantendo para uma das variáveis aleatórias o respetivo valor médio, enquanto que para a outra variável aleatória se soma ou subtrai ao valor médio e respetivo desvio padrão. Para uma dessas

análises é considerado o valor médio em ambas as variáveis. O quadro seguinte resume as 5 análises da função g^* :

Valor de $tg\phi$	Valor de c (kPa)	Função $g^*(x_i) = g^*(tg\phi; c)$
1,29	343	$g^*(1,29; 343)$
1,49	343	$g^*(1,49; 343)$
1,10	343	$g^*(1,10; 343)$
1,29	445	$g^*(1,29; 445)$
1,29	240	$g^*(1,29; 240)$

Tabela 4.23 – Valores de $g^*(x_i)$ para o métodos FOSM

Aplicando os valores do quadro anterior:

$$\text{Var}[g^*] = \left(\frac{g^*(1,49;343) - g^*(1,10;343)}{2} \right)^2 + \left(\frac{g^*(1,29;445) - g^*(1,29;240)}{2} \right)^2 \quad (4.4)$$

Uma vez que $\sigma_{g^*} = \sqrt{\text{Var}[g^*]}$ (3.33), pode-se obter facilmente o valor do índice de

fiabilidade, $\beta \left(\beta = \frac{E[g^*]}{\sigma_{g^*}} \right)$ (3.23).

Cálculos	Variáveis aleatórias		NPA		NPA+SBP		NPA+SMP	
	$tg\phi$	c (kPa)	S/dren.	C/dren.	S/dren.	C/dren.	S/dren.	C/dren.
1ª g^*	1,29	343	4.22	4.97	3.06	3.64	2.10	2.55
2ª g^*	1,10	343	3.87	4.50	2.78	3.28	1.89	2.27
3ª g^*	1,49	343	4.57	5.44	3.33	4.00	2.31	2.82
4ª g^*	1,29	240	3.36	4.11	2.39	2.97	1.59	2.04
5ª g^*	1,29	445	5.08	5.83	3.72	4.31	2.61	3.06
Fiabilidade estrutural	Var[g^*]		0.86	0.95	0.52	0.58	0.30	0.34
	E[g^*]		4.22	4.97	3.06	3.64	2.10	2.55
	β		4.55	5.09	4.24	4.79	3.81	4.39

Tabela 4.24 – Índices de fiabilidade para as combinações de ações com NPA segundo o método FOSM.

Cálculos	Variáveis aleatórias		NMC		NMC+SBP		NMC+SMP	
	tgφ	c (kPa)	S/dren.	C/dren.	S/dren.	C/dren.	S/dren.	C/dren.
1ª g*	1,29	343	5.19	5.69	3.51	3.87	2.27	2.54
2ª g*	1,10	343	4.78	5.20	3.20	3.51	2.05	2.28
3ª g*	1,49	343	5.61	6.18	3.81	4.23	2.49	2.80
4ª g*	1,29	240	4.16	4.66	2.76	3.12	1.73	1.99
5ª g*	1,29	445	6.22	6.72	4.25	4.62	2.82	3.08
Fiabilidade estrutural		Var[g*]	1.23	1.30	0.65	0.69	0.34	0.36
		E[g*]	5.19	5.69	3.51	3.87	2.27	2.54
		β	4.69	5.00	4.35	4.67	3.88	4.22

Tabela 4.25 – Índices de fiabilidade para as combinações de ações com NMC segundo o método FOSM.

Cálculos	Variáveis aleatórias		NMC a montante e NPA a jusante		NMC a montante e NPA a jusante +SBP		NMC a montante e NPA a jusante +SMP	
	tgφ	c (kPa)	S/dren.	C/dren.	S/dren.	C/dren.	S/dren.	C/dren.
1ª g*	1,29	343	2.35	3.01	1.75	2.30	1.21	1.65
2ª g*	1,10	343	2.14	2.71	1.58	2.05	1.07	1.45
3ª g*	1,49	343	2.55	3.32	1.92	2.55	1.35	1.85
4ª g*	1,29	240	1.76	2.42	1.27	1.81	0.82	1.26
5ª g*	1,29	445	2.94	3.61	2.24	2.79	1.60	2.04
Fiabilidade estrutural		Var[g*]	0.39	0.45	0.27	0.30	0.17	0.19
		E[g*]	2.35	3.01	1.75	2.30	1.21	1.65
		β	3.74	4.52	3.40	4.19	2.92	3.74

Tabela 4.26 – Índices de fiabilidade para as combinações de ações com NMC a montante e NPA a jusante segundo o método FOSM.

Em seguida são apresentados os resultados do cálculo da probabilidade de falha para cada um dos cenários. Note-se que estes cálculos pressupõem a ocorrência do evento inicial, seja a ocorrência do nível de máxima cheia ou a de um sismo, isto é, as probabilidades do quadro seguinte deveriam ainda ser multiplicada pela probabilidade de ocorrência do respetivo evento inicial, para se obter a verdadeira probabilidade de falha.

Cenários		P falha	P falha (%)
NPA	Sem drenagem	2,73E-06	2,73E-04
	Com drenagem	1,81E-07	1,81E-05
NPA+SBP	Sem drenagem	1,13E-05	1,13E-03
	Com drenagem	8,15E-07	8,15E-05
NPA+SMP	Sem drenagem	6,95E-05	6,95E-03
	Com drenagem	5,71E-06	5,71E-04
NMC	Sem drenagem	1,39E-06	1,39E-04
	Com drenagem	2,86E-07	2,86E-05
NMC+SBP	Sem drenagem	6,86E-06	6,86E-04
	Com drenagem	1,49E-06	1,49E-04
NMC+SMP	Sem drenagem	5,19E-05	5,19E-03
	Com drenagem	1,24E-05	1,24E-03
NMC a montante e NPA a jusante	Sem drenagem	9,22E-05	9,22E-03
	Com drenagem	3,16E-06	3,16E-04
NMC a montante e NPA a jusante + SBP	Sem drenagem	3,42E-04	3,42E-02
	Com drenagem	1,39E-05	1,39E-03
NMC a montante e NPA a jusante + SMP	Sem drenagem	1,75E-03	1,75E-01
	Com drenagem	9,07E-05	9,07E-03

Tabela 4.27 – Probabilidades de falha para os diferentes cenários segundo o método de FOSM.

Uma rápida observação dos resultados permite verificar que tal como para a regulamentação portuguesa quanto mais forte for a intensidade do sismo menos segura se encontra a estrutura isto é, para o NPA, NMC e para o caso em que se considera NMC a montante e NPA a jusante a probabilidade de rotura da barragem aumenta com a intensidade do sismo, sendo que para os casos que se verificam durante a maioria do tempo de vida da estrutura (ausência de sismo) se obtiveram valores de probabilidade relativamente baixos.

Após a aplicação desta metodologia, em alguns cenários verificou-se que a segurança ao deslizamento é mais desfavorável com a albufeira à do NPA do que com a albufeira à cota do NMC, ou seja, para o mesmo cenário, e variando apenas o nível de água da albufeira, a probabilidade de falha da barragem é superior nos cenários com NPA do que nos cenários de NMC. Tal facto ocorre devido ao efeito que a elevada altura da água a jusante para o NMC tem como fator estabilizante, diminuindo consideravelmente o somatório das forças horizontais destabilizadoras.

Apesar de os valores de média e desvio padrão das variáveis aleatórias terem sido calculados com base numa distribuição log-normal, na aplicação da metodologia FOSM admite-se que essas variáveis seguem uma distribuição normal, o que condiciona a qualidade dos resultados obtidos.

Mais uma vez se verifica que o cenário com NMC a montante e NPA a jusante é o mais crítico, com probabilidades de falha mais altas. No entanto, como já foi referido, o resultado obtido deveria ainda ser multiplicado pela probabilidade de ocorrência simultânea dos eventos considerados, a qual é, manifestamente muito baixa nos casos com o NMC e com a ocorrência de sismos.

Existe uma clara tendência do método FOSM de sobreestimar as probabilidades de falha, pois os resultados obtidos apesar de baixos (uma vez que se calcula a probabilidade de falha partindo do princípio que determinado cenário ocorre, sem ter em conta a probabilidade de ocorrência do mesmo), são no entanto um pouco acima de um dos restantes métodos, como se poderá observar em seguida.

4.5.4 Método de nível II – Método das estimativas pontuais (PEM)

Para a utilização deste método é necessário realizar 4 (2n) análises da função g^* . Uma vez que por simplificação c e $tg\phi$ são consideradas funções de densidade de probabilidade normais, portanto simétricas, os coeficientes γ_c e γ_ϕ são nulos, desse modo as distancias podem ser calculadas da seguinte forma:

$$d_{i+} = d_{c+} = d_{tg\phi+} = \frac{0}{2} + \sqrt{1 + \left(\frac{0}{2}\right)^2} = 1 \quad (4.5)$$

$$d_{i-} = d_{c-} = d_{tg\phi-} = 1 - 0 = 1 \quad (4.6)$$

Cada ponto tem uma probabilidade atribuída:

$$P_{i+} = P_{c+} = P_{tg\phi+} = \frac{1}{1+1} = 0,5 \quad (4.7)$$

$$P_{i-} = P_{c-} = P_{tg\phi-} = 1 - 0,5 = 0,5 \quad (4.8)$$

Deste modo podem-se conhecer os pontos x_{i+} e x_{i-} de cada uma das variáveis c e ϕ :

$$x_{i+} = \mu_{xi} + d_{i+} \cdot \sigma_{xi} \quad (3.39)$$

$$x_{i-} = \mu_{xi} - d_{i-} \cdot \sigma_{xi} \quad (3.40)$$

$$x_{tg\phi+} = 1,29 + 1 \cdot 0,19 = 1,49 \quad (4.9)$$

$$x_{tg\phi-} = 1,29 - 1 \cdot 0,19 = 1,10 \quad (4.10)$$

$$x_{c+} = 343 + 1 \cdot 103 = 445 \text{MPa} \quad (4.11)$$

$$x_{c-} = 343 - 1 \cdot 103 = 240 \text{MPa} \quad (4.12)$$

É elaborado um processo de obtenção de quatro valores distintos de $g^*(x_i)$ da seguinte forma:

Valores de $tg\phi$	Valores de c (kPa)	Função $g^*(x_i) = g^*(tg\phi; c)$
1,10	240	$g^*(1,10; 240)$
1,10	445	$g^*(1,10; 445)$
1,49	240	$g^*(1,49; 240)$
1,49	445	$g^*(1,49; 445)$

Tabela 4.28 – Valores de $g^*(x_i)$ para o métodos de PEM

Admitindo o ângulo de atrito interno e a coesão como variáveis independentes, o coeficiente de correlação ρ_{cp} é nulo, pelo que o coeficiente $a_{ij}=0$:

$$a_{ij} = \frac{0}{2^2} = 0 \quad (4.13)$$

$$\sqrt{\prod_{i=1}^2 \left(1 + \left(\frac{0}{2} \right)^2 \right)}$$

Deste modo para as 4 probabilidades (2^n), obtemos $P_{(\delta_1, \delta_2, \dots, \delta_n)} = \prod_{i=1}^n P_{i, \delta_i}$ (4.14), o que se traduz nas seguintes probabilidades:

$$P_{(tg\phi-, c-)} = P_{tg\phi-} \cdot P_{c-} = 0,5 \cdot 0,5 = 0,25 \quad (4.15)$$

$$P_{(tg\phi-, c+)} = P_{tg\phi-} \cdot P_{c+} = 0,5 \cdot 0,5 = 0,25 \quad (4.16)$$

$$P_{(tg\phi+, c-)} = P_{tg\phi+} \cdot P_{c-} = 0,5 \cdot 0,5 = 0,25 \quad (4.17)$$

$$P_{(tg\phi+, c+)} = P_{tg\phi+} \cdot P_{c+} = 0,5 \cdot 0,5 = 0,25 \quad (4.18)$$

Aplicando a metodologia descrita no ponto 3.3.5, para cada um dos cenários efetuaram-se 4 cálculos da função g^* , tendo sido obtidos os seguintes resultados:

Cálculos	NPA		NPA+SBP		NPA+SMP	
	Sem drenagem	Com drenagem	Sem Drenagem	Com drenagem	Sem Drenagem	Com drenagem
1ª g^*	3.01	3.64	2.11	2.61	1.38	1.76
2ª g^*	4.72	5.36	3.45	3.94	2.40	2.78
3ª g^*	3.72	4.58	2.66	3.33	1.80	2.31
4ª g^*	5.43	6.29	4.00	4.67	2.82	3.33
$E[g^*]$	4.22	4.97	3.06	3.64	2.10	2.55
$(E[g^*])^2$	18.67	25.64	9.86	13.82	4.72	6.82
$Var[g^*]$	0.86	0.95	0.52	0.58	0.30	0.34
σ_{g^*}	0.93	0.98	0.72	0.76	0.55	0.58
β	4.55	5.09	4.24	4.79	3.81	4.39

Tabela 4.29 – Índices de fiabilidade para as combinações com NPA segundo o método de PEM.

Cálculos	NMC		NMC+SBP		NMC+SMP	
	Sem drenagem	Com drenagem	Sem Drenagem	Com drenagem	Sem Drenagem	Com drenagem
1ª g^*	3.75	4.17	2.46	2.77	1.51	1.74
2ª g^*	5.80	6.23	3.95	4.26	2.60	2.82
3ª g^*	4.58	5.15	3.06	3.48	1.95	2.25
4ª g^*	6.63	7.21	4.56	4.97	3.04	3.34
$E[g^*]$	5.19	5.69	3.51	3.87	2.27	2.54
$(E[g^*])^2$	28.18	33.68	12.94	15.66	5.51	6.80
$Var[g^*]$	1.23	1.30	0.65	0.69	0.34	0.36
σ_{g^*}	1.11	1.14	0.81	0.83	0.59	0.60
β	4.69	5.00	4.35	4.67	3.88	4.22

Tabela 4.30 – Índices de fiabilidade para as combinações com NMC segundo o método de PEM.

Cálculos	NMC a montante e NPA a jusante		NMC a montante e NPA a jusante +SBP		NMC a montante e NPA a jusante +SMP	
	Sem drenagem	Com drenagem	Sem drenagem	Com drenagem	Sem drenagem	Com Drenagem
1ª g*	1.55	2.11	1.10	1.56	0.68	1.06
2ª g*	2.74	3.30	2.07	2.54	1.47	1.84
3ª g*	1.96	2.73	1.43	2.06	0.95	1.46
4ª g*	3.15	3.91	2.41	3.04	1.74	2.24
E[g*]	2.35	3.01	1.75	2.30	1.21	1.65
(E[g*]) ²	5.91	9.53	3.34	5.59	1.64	2.91
Var[g*]	0.39	0.45	0.27	0.30	0.17	0.19
σ_{g^*}	0.63	0.67	0.52	0.55	0.41	0.44
β	3.74	4.52	3.40	4.19	2.92	3.74

Tabela 4.31 – Índices de fiabilidade para as combinações com NMC a montante e NPA a jusante segundo o método de PEM.

Em seguida são apresentados os resultados do cálculo da probabilidade de falha para cada um dos cenários para o método de estimativas pontuais.

Cenários		P falha	P falha (%)
NPA	Sem drenagem	2,73E-06	2,73E-04
	Com drenagem	1,81E-07	1,81E-05
NPA+SBP	Sem drenagem	1,13E-05	1,13E-03
	Com drenagem	8,15E-07	8,15E-05
NPA+SMP	Sem drenagem	6,95E-05	6,95E-03
	Com drenagem	5,71E-06	5,71E-04
NMC	Sem drenagem	1,39E-06	1,39E-04
	Com drenagem	2,86E-07	2,86E-05
NMC+SBP	Sem drenagem	6,86E-06	6,86E-04
	Com drenagem	1,49E-06	1,49E-04
NMC+SMP	Sem drenagem	5,19E-05	5,19E-03
	Com drenagem	1,24E-05	1,24E-03
NMC a montante e NPA a jusante	Sem drenagem	9,22E-05	9,22E-03
	Com drenagem	3,16E-06	3,16E-04
NMC a montante e NPA a jusante + SBP	Sem drenagem	3,42E-04	3,42E-02
	Com drenagem	1,39E-05	1,39E-03
NMC a montante e NPA a jusante + SMP	Sem drenagem	1,75E-03	1,75E-01
	Com drenagem	9,07E-05	9,07E-03

Tabela 4.32 – Probabilidades de falha para os diferentes cenários segundo o método de PEM.

Após a aplicação do método de estimativas pontuais é possível verificar que probabilidade de falha da barragem aumenta com a intensidade do sismo, como se previa pelos resultados obtidos após a aplicação do método de FOSM e da regulamentação portuguesa, sendo os casos com menor probabilidade de falha os cenários sem ocorrência de um sismo.

Mais uma vez se verificou que em alguns cenários a probabilidade de falha é superior nas combinações que incluem o NPA do que nas que incluem o NMC, confirmando-se que a parcela da pressão hidrostática horizontal a jusante tem um importante papel na verificação das condições da segurança da barragem de Pedrógão.

Tal como no método de FOSM na aplicação da metodologia PEM as variáveis aleatórias foram consideradas como tendo distribuições normais o que condiciona os resultados obtidos, pois inicialmente tanto a coesão como a tangente do ângulo de atrito interno foram consideradas como tendo distribuição estatísticas log-normais.

As probabilidades de falha obtidas pelo método das estimativas pontuais foram rigorosamente iguais às obtidas pelo método de FOSM, pelo que se podem retirar as mesmas conclusões.

Mais uma vez os cenários com maiores valores de probabilidade de falha foram os que consideraram o NMC a montante e NPA a jusante.

4.5.5 Método de nível II – Método de Hasofer-Lind.

A base deste tipo de análise é a de considerar na análise probabilística simplificada valores de coesão e de ângulo de atrito interno tais que o índice de fiabilidade seja mínimo, respeitando a condição $g^*=0$. Deste modo a análise de segurança será feita para o ponto de *design*.

Sendo o ângulo de atrito interno e a coesão variáveis independentes, o índice de fiabilidade pode ser formulado da seguinte forma:

$$\beta = \underset{(\varphi, c)}{\text{Mínimo}} \sqrt{\left(\frac{tg \varphi - \mu_{tg \varphi}}{\sigma_{tg \varphi}}\right)^2 + \left(\frac{c - \mu_c}{\sigma_c}\right)^2}, \quad (4.19)$$

sujeito à condição:

$$g_x^* (x_1, x_2, \dots, x_n) = 0 \quad (4.20)$$

Após a aplicação do método Hasofer-Lind descrito no capítulo anterior, obtiveram-se os seguintes resultados:

Cenários		β	P falha	P falha (%)
NPA	Sem drenagem	5,09	1.83E-07	1.83E-05
	Com drenagem	5,62	9.66E-09	9.66E-07
NPA+SBP	Sem drenagem	4,51	3.31E-06	3.31E-04
	Com drenagem	5,14	1.40E-07	1.40E-05
NPA+SMP	Sem drenagem	3,84	6.11E-05	6.11E-03
	Com drenagem	4,78	8.69E-07	8.69E-05
NMC	Sem drenagem	5,41	3.20E-08	3.20E-06
	Com drenagem	5,70	5.93E-09	5.93E-07
NMC+SBP	Sem drenagem	4,73	1.12E-06	1.12E-04
	Com drenagem	5,10	1.68E-07	1.68E-05
NMC+SMP	Sem drenagem	3,95	3.98E-05	3.98E-03
	Com drenagem	4,63	1.81E-06	1.81E-04
NMC a montante e NPA a jusante	Sem drenagem	4,17	1.51E-05	1.51E-03
	Com drenagem	4,75	9.93E-07	9.93E-05
NMC a montante e NPA a jusante + SBP	Sem drenagem	3,84	6.22E-05	6.22E-03
	Com drenagem	4,60	2.09E-06	2.09E-04
NMC a montante e NPA a jusante + SMP	Sem drenagem	3,37	3.78E-04	3.78E-02
	Com drenagem	4,18	1.49E-05	1.49E-03

Tabela 4.33 – Probabilidades de falha para os diferentes cenários segundo o método de Hasofer-Lind.

Uma consideração que se verificou em todas as metodologias que a presente dissertação estuda, é a que o aumento da intensidade sísmica é desfavorável no que toca ao deslizamento, sendo os cenários em que a barragem não sofre a ação de um sismo os mais favoráveis. Tal observação

também se verifica no método de Hasofer-Lind no qual a probabilidade de falha é maior quanto mais intenso é o sismo atuante.

Também neste método para a maioria dos cenários o NPA se verificou mais desfavorável que o NMC ao deslizamento devido à contribuição do nível de água a jusante ser superior para o NMC em relação ao NPA (com probabilidades de falha a serem superiores para NPA), com as exceções do SBP com drenagem e do SMP com drenagem.

Tal como os métodos FOSM e PEM, o método de Hasofer-Lind obtém probabilidades de falha para cenários sem drenagem superiores às probabilidades de falha para cenários com drenagem.

Mais uma vez a combinação NMC a montante e NPA a jusante confirma-se como o cenário mais desfavorável ao deslizamento.

Apesar de também este método obter resultados um pouco limitados pois para obtenção de β a função g^* foi considerada como tendo distribuição normal, acaba por ser dos três métodos o mais coerente porque lineariza a função g^* em cada iteração, diminuindo os erros que se obtêm das aproximações de primeira ordem das funções g^* .

Comparando com os anteriores dois métodos probabilísticos o presente método apresenta valores de probabilidade de falha significativamente inferiores, mais próximos dos esperados, mais realistas e coerentes. É portanto possível concluir que o método de Hasofer-Lind se verifica o mais exato.

4.6 Comparação de resultados

Nesta fase do estudo serão comparados os valores das probabilidades de falha obtidos pelos 3 métodos utilizados (método de FOSM, método de estimativas pontuais e método de Hasofer-Lind), os quais são resumidos na tabela seguinte:

Cenários	Rede de drenagem	Probabilidade de rotura (%)		
		Método FOSM	Método PEM	Método Hasofer-Lind
NPA	Sem drenagem	2,73E-04	2,73E-04	1.83E-05
	Com drenagem	1,81E-05	1,81E-05	9.66E-07
NPA+SBP	Sem drenagem	1,13E-03	1,13E-03	3.31E-04
	Com drenagem	8,15E-05	8,15E-05	1.40E-05
NPA+SMP	Sem drenagem	6,95E-03	6,95E-03	6.11E-03
	Com drenagem	5,71E-04	5,71E-04	8.69E-05
NMC	Sem drenagem	1,39E-04	1,39E-04	3.20E-06
	Com drenagem	2,86E-05	2,86E-05	5.93E-07
NMC+SBP	Sem drenagem	6,86E-04	6,86E-04	1.12E-04
	Com drenagem	1,49E-04	1,49E-04	1.68E-05
NMC+SMP	Sem drenagem	5,19E-03	5,19E-03	3.98E-03
	Com drenagem	1,24E-03	1,24E-03	1.81E-04
NMC a montante e NPA a jusante	Sem drenagem	9,22E-03	9,22E-03	1.51E-03
	Com drenagem	3,16E-04	3,16E-04	9.93E-05
NMC a montante e NPA a jusante + SBP	Sem drenagem	3,42E-02	3,42E-02	6.22E-03
	Com drenagem	1,39E-03	1,39E-03	2.09E-04
NMC a montante e NPA a jusante + SMP	Sem drenagem	1,75E-01	1,75E-01	3.78E-02
	Com drenagem	9,07E-03	9,07E-03	1.49E-03

Tabela 4.34 – Comparação das probabilidades de rotura para os diferentes métodos.

Tal como já tinha sido constatado, a tabela anterior permite confirmar que para todos os cenários o método FOSM e PEM são os que obtêm maiores valores de probabilidade de falha e que é através do método de Hasofer-Lind que se obtêm os menores valores de probabilidade de falha. Sendo os valores obtidos pela metodologia de Hasofer-Lind os mais realistas.

Para todos os métodos estudados se verificam probabilidades de falha superiores quando não se considera sistema de drenagem activo do que quando se considera a existência de um sistema de drenagem, provando a importância deste tipo de sistemas para a segurança de barragens.

Os sismos são, como seriam de esperar, altamente desfavoráveis ao deslizamento. No quadro anterior verifica-se que, para qualquer cenário, com o aumento da intensidade sísmica se calculam probabilidades de falha maiores.

Também é possível concluir por se verificar nos 3 métodos, que o NMC é menos desfavorável ao deslizamento do que NPA, ao contrário do que seria de esperar. Tal acontece devido ao elevado nível de água presente no NMC, de 27 m, enquanto que para o NPA o nível de água a jusante é de apenas 9 m. Esse elevado nível de água a jusante de 27 m vai fazer diminuir significativamente o somatório das forças horizontais por ter sentido contrário ao das restantes forças horizontais e desta forma contribuir para a estabilidade da estrutura.

De todos os cenários, o que considera NMC a montante e NPA a jusante é o mais desfavorável com probabilidades de rotura superiores, independentemente do método. No entanto é um cenário altamente improvável, ainda mais quando considerado em simultâneo com a ocorrência de um sismo e/ou da avaria do sistema de drenagem.

Concluindo, os métodos FOSM e PEM apenas são aplicáveis para variáveis aleatórias com distribuições normais, daí por simplificação dos cálculos as funções g^* destes métodos tenham sido consideradas como tendo este tipo de distribuições, apesar de inicialmente as variáveis aleatórias (c e $tg\phi$) terem sido consideradas como tendo distribuições log-normais. O método Hasofer-Lind é o único aplicável a distribuições não-normais, pelo que é o método mais correcto a ser aplicado neste tipo de análises probabilísticas de segurança.

Capítulo 5

5 Considerações finais

5.1 Aspetos relevantes dos estudos efetuados

O controlo da segurança estrutural de barragens de betão assume uma enorme importância face à crescente exigência com a segurança e economia. Neste sentido é essencial que se desenvolvam metodologias adequadas para avaliar, interpretar o comportamento das estruturas de modo a garantir adequadas condições de segurança, mesmo perante eventuais anomalias de comportamento não previstas durante a fase de projeto.

Na presente dissertação foram feitas diversas análises da segurança estrutural de uma barragem de gravidade de betão específica, recorrendo a vários métodos.

Inicialmente foram aplicados os regulamentos e normas portuguesas, baseados no estudo do equilíbrio da barragem e da sua fundação consideradas como corpos rígidos, onde foi possível identificar que a falha por deslizamento é, em regra, a mais importante. Também foi possível concluir que os coeficientes de segurança considerados na regulamentação portuguesa privilegiam a existência de redes de drenagem eficientes, pelo que a aplicação desses mesmos coeficientes a cenários sem sistemas de drenagem é altamente penalizadora. Tendo em conta os cenários estudados, do ponto de vista do dimensionamento de uma barragem de gravidade, o perfil da barragem e o sistema de drenagem são os aspetos mais importantes para a sua segurança estrutural.

O principal objetivo das análises probabilísticas simplificadas foi o cálculo das probabilidades de falha da barragem face a cenários de deslizamento ao longo da superfície de inserção da barragem na fundação, admitindo a ocorrência de determinadas ações. Ou seja, foram determinadas as probabilidades de falha, considerando certos eventos iniciadores dessa falha. Foram aplicadas ao caso de estudo 3 metodologias diferentes: o método FOSM (desenvolvimento da série de Taylor), o método das estimativas pontuais e o método de Hasofer-Lind. Foi possível observar que os métodos FOSM e PEM têm tendência para sobre

estimar o valor da probabilidade de falha, apresentando valores de probabilidade de falha demasiado elevados e deste modo considerar que o método Hasofer-Lind se mostrou o mais adequado, com valores de falha mais realistas.

As verificações de segurança de uma maneira geral dependem essencialmente do peso próprio, da ação da água nos paramentos da barragem, das subpressões ao longo da superfície de fundação, das ações sísmicas e da resistência das superfícies de deslizamento.

No que se refere às ações, observou-se que são as ações sísmicas as que mais põe em causa a segurança das obras e que redes de drenagem a funcionar corretamente são muito importantes para a segurança destas obras. Assim sendo, os sistemas de drenagem de uma barragem devem ser alvo de constante monitorização e conservação para que sejam permitidas as devidas intervenções a seu tempo, impedindo deste modo eventuais incidentes.

No caso específico da barragem de Pedrógão, onde, para o caso do nível de máxima cheia se verifica um elevado nível de água junto ao paramento de jusante, a pressão hidrostática no paramento de jusante tem um importante papel estabilizador relativamente ao deslizamento.

Apesar das análises probabilísticas serem cada vez mais importantes numa análise estrutural, dificilmente os valores obtidos para as probabilidades de falha são de fácil interpretação, devidos às aproximações dos vários métodos disponíveis e às incertezas associadas à própria análise, nomeadamente no que se refere à caracterização das funções de distribuição de probabilidade dos parâmetros considerados aleatórios. Assim sendo, as análises probabilísticas não devem substituir as análises determinísticas, mas podem ser usadas de forma complementar, uma vez que permitem chamar à atenção para aspetos específicos que as análises clássicas não salientam. É o caso, por exemplo, da identificação das variáveis mais importantes para cada caso de estudo e do nível de precisão com que é conveniente conhecer a distribuição de cada uma dessas variáveis de modo a obter-se resultados representativos.

5.2 Desenvolvimentos futuros

A produção de energia limpa continua a ser essencialmente feita através da exploração de barragens, permitindo um crescimento económico sustentável, regional e nacional. Numa altura em que se prevê ainda no nosso país a construção de algumas grandes barragens, nos próximos anos a continuação de estudo neste domínio faz todo o sentido.

No que diz respeito às propriedades resistentes do maciço de fundação e da descontinuidade de deslizamento, é importante aprofundar o conhecimento em mecânica das rochas, sendo interessante obter alguns dados estatísticos relativos às resistências das descontinuidades. O mesmo se aplica às subpressões, pois nem sempre com a instalação de um sistema de drenagem se consegue a redução de 1/3 prevista na regulamentação portuguesa, devido à heterogeneidade dos maciços, à qualidade da construção e à manutenção dos próprios sistemas de drenagem. Nesse sentido, o tratamento estatístico de dados fornecidos por piezómetros colocados nas barragens seria muito útil para este tipo de análise. Neste âmbito, é também importante considerar o efeito a existência de zonas da superfície de inserção sujeitas a esforços de tração, nas quais a subpressão se possa instalar totalmente.

Nos últimos anos, as sociedades mais desenvolvidas estão cada vez mais atentas aos riscos a que estão sujeitas e exigem cada vez mais informação acerca desses riscos e das medidas adotadas para os minimizar. Do ponto de vista técnico, este requisito da sociedade tem-se manifestado em diversas normas e regulamentos com a consideração de abordagens baseadas em metodologias probabilísticas e/ou de análises de risco na verificação de segurança das estruturas.

No entanto, como as barragens são obras únicas, com características específicas no que se refere, por exemplo, ao maciço de fundação, às propriedades dos materiais utilizados, às formas escolhidas, ao tipo e ordem de grandeza das ações a que estão sujeitas, não tem sido fácil utilizar métodos probabilísticos na verificação da sua segurança.

Apesar de todas as dificuldades, seria interessante determinar as probabilidades de ocorrências dos cenários, para que se complementassem com as probabilidades calculadas no presente trabalho e assim calcular a “verdadeira” probabilidade de rotura, como está explicado no tópico 3.3.1. A definição de limites aceitáveis para essas probabilidades é outro problema difícil, que depende dos riscos socialmente aceitáveis em cada caso, os quais dependem de valores sociais, culturais e económicos dessa sociedade em particular.

Por fim também o estudo deverá ser continuado, através da aplicação das metodologias probabilísticas a um maior número de casos, com posterior análise e interpretação de resultados, para credibilizar mais a utilização deste tipo de metodologias na verificação da segurança de barragens.

6 Bibliografia

M.Rocha. *Mecânica das rochas*. LNEC, Lisboa, 1981.

L.A.Garcia. *Estimación de la probabilidad de fallo por deslizamiento de una presa de hormigón de gravedad*, II Semana internacional sobre la aplicación del análisis de riesgos a la seguridad de presas. Universidade Politécnica de Valência, Valência, Fevereiro 2008.

Neves, J., Coteló Neiva, J.M., Lima, C., *Geologia e geotecnia do local da barragem de Pedrógão no rio Guadiana*, proc. 7.º Congresso Nacional de Geotecnia, 2000.

J.O. Pedro. *Coefficientes de segurança e probabilidades de deslizamento pela superfície da fundação de barragens gravidade*. Publicação do autor (Versão provisória), 2011.

R.Marques. *Segurança ao derrubamento e ao deslizamento de barragens gravidade de betão*. Dissertação de Mestrado, ISEL, 2009.

F.Coelho. *Análise e dimensionamento à ação sísmica*. Dissertação de Mestrado, IST 2010.

R.Pereira. *Análise probabilística de segurança ao deslizamento de barragens de gravidade de betão*. Dissertação de Mestrado, UNL, 2011.

G.S.Monteiro. *Análise sísmica e avaliação da segurança estrutural de barragens gravidade de betão compactado com cilindro*. Dissertação de Mestrado, FEUP, 2007.

M.L.B.Farinha. *Hydromechanical behaviour of concrete dam foundations. In situ tests and numerical modeling*. Tese de Doutoramento, IST, UNL, 2010.

J.D.Muralha. *Abordagem probabilística do comportamento mecânico de descontinuidades de maciços rochosos*. Tese de Doutoramento, IST, Lisboa, Outubro 1995.

NPB. *Normas de Projeto de Barragens*. Anexo à Portaria nº 847/93, Lisboa, 1993.

NP-EN1990-1. *Eurocódigo 0: Bases para o projeto de estruturas*. CEN, 2009.

NP-EN1998-1. *Projeto de estruturas para resistência aos sismos*. Norma Portuguesa, 2010.

NCB. *Normas de Construção de Barragens*. Anexo à Portaria 246/98, Lisboa, 1998.

NOIB. *Normas de Observação e Inspeção de Barragens*. Portaria 847/93, Lisboa, 1993.

RSB. *Regulamento de Segurança de Barragens*. Decreto-Lei nº 344/2007, Lisboa, 2007.

RSA. *Regulamento de segurança e ações em estruturas de edifícios e pontes*. Decreto-Lei nº235/83, 1983.

6.1 Páginas de internet consultadas

Página de internet 1: “<http://publications.mcgill.ca/headway/2011/06/03/its-a-dam-dam-dam-dam-world-map>” acedido em Setembro 2013.

Página de internet 2: “http://cnpqb.inag.pt/gr_barragens/gbportugal/Lista.htm” acedido entre Março e Julho de 2013.

Página de internet 3: “<http://www.thalle.com>” , acedido em Junho de 2013.

Página de internet 4: <http://belo-horizonte.fotoblog.uol.com.br/photo20070507121957.html>”, acedido em Junho de 2013.

Página de internet 5: ”<http://shake.iis.u-tokyo.ac.jp/seismic-fault/archives/dams/D-Tw-01/ShihKang-dam.gif>”, acedido em Julho de 2013.

Página de internet 6: “www.learnnc.org” acedido em Setembro 2013.

Página de internet 7 “whitesalmonmelapse.wordpress.com” acedido em Setembro 2013.

Página de internet 8:

“http://www.peri.pt/projectos.cfm/fuseaction/diashow/reference_ID/681/referencecategory_ID/22/currentimage/4.cfm”, acedido em Setembro 2013.

Página de internet 9: “<http://portugalfotografiaaerea.blogspot.pt/2011/05/barragem-de-pedrogao.html>”, acedido em Maio de 2013.