



INSTITUTO SUPERIOR DE ENGENHARIA DE LISBOA

Área Departamental de Engenharia Civil



Estudo do Comportamento Sísmico de Barragens de Gravidade com Ancoragens Passivas

ANA RITA CARDANA DA PAZ BATISTA

(Licenciada em Engenharia Civil)

Dissertação de natureza científica para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil na área de especialização de Estruturas

Orientador (es):

Doutor Paulo Jorge Henriques Mendes, Prof. Adjunto (ISEL)

Doutor Eduardo Martins Bretas, LNEC

Júri:

Presidente: Mestre Cristina Ferreira Xavier de Brito Machado, Prof. Coordenadora do ISEL

Vogais:

Doutor Nuno Miguel Monteiro Azevedo, Investigador Auxiliar do LNEC

Doutor Paulo Jorge Henriques Mendes, Prof. Adjunto (ISEL)

Dezembro de 2014



INSTITUTO SUPERIOR DE ENGENHARIA DE LISBOA

Área Departamental de Engenharia Civil

Estudo do Comportamento Sísmico de Barragens de Gravidade com Ancoragens Passivas

ANA RITA CARDANA DA PAZ BATISTA

(Licenciada em Engenharia Civil)

Dissertação de natureza científica para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil na área de
especialização de Estruturas

Orientador (es):

Doutor Paulo Jorge Henriques Mendes, Prof. Adjunto (ISEL)

Doutor Eduardo Martins Bretas, LNEC

Júri:

Presidente: Mestre Cristina Ferreira Xavier de Brito Machado, Prof. Coordenadora do ISEL

Vogais:

Doutor Nuno Miguel Monteiro Azevedo, Investigador Auxiliar do LNEC

Doutor Paulo Jorge Henriques Mendes, Prof. Adjunto (ISEL)

Dezembro de 2014

Agradecimentos

Ao meu orientador, Eng.º Paulo Mendes, pela disponibilidade, dedicação, apoio e paciência que teve ao longo deste trabalho.

Ao meu orientador, Eng.º Eduardo Bretas, toda a informação e conhecimentos que disponibilizou para a realização deste trabalho.

À minha família todo o apoio que de me deram durante a minha vida. Um obrigado especial à minha mãe, por estar sempre presente em todos os momentos melhores e piores da minha vida e por ser quem é!

Aos meus amigos por toda a amizade e alegria que me deram ao longo deste percurso académico.

Ao Jorge todo o apoio, força e incentivo que me deu.

Resumo

Com o presente trabalho pretende-se abordar o tema da verificação estrutural de barragens gravidade e avaliar a possibilidade de reforçar este tipo de obras recorrendo a ancoragens passivas. As ancoragens passivas têm como função o reforço estrutural da barragem, pois são elementos de suporte instalados no maciço rochoso, que quando aplicadas transferem forças de tração na fundação.

É utilizado um modelo de estudo de uma barragem gravidade para a análise referida. Para tal, são estabelecidas ações e combinações de ações que, de acordo com o Regulamento de Segurança de Barragens (RSB), visam a segurança da barragem.

Na fase inicial do trabalho é abordado, no geral, todo o tipo de barragens de betão, sendo elas, barragens gravidade, de abobada e contrafortes. São também descritas as características estruturais de cada barragem referida.

Após a breve pesquisa sobre barragens de betão, é realizado um estudo mais pormenorizado a barragens gravidade, caracterizando este tipo de obras.

Para o caso de uma barragem de gravidade existente, efetua-se a verificação da sua segurança estrutural com recurso ao desenvolvimento de um modelo de elementos finitos utilizando o programa *SAP2000*.

Abstract

The aim of this work is to verify the structural safety of gravity dams and evaluate the possibility of strengthening this type of structures using passive anchors. The passive anchors function is the structural reinforcement of the dam, because they are support elements installed in the rock mass and assure the transfer of tensile forces to the foundation.

In the referred analysis a simple model of the gravity dam is used, which are based on loads and loads combinations according the Portuguese dam safety code.

The initial part of this work is devoted to all types of concrete dams, which are the gravity, the arch and the buttresses dams. For all of these types of dams the main structural characteristics are described.

A brief research for concrete dams were done, and after that it is carried out a detailed study of gravity dams, focused in their characterization.

For an existing gravity dam, it is carried out their structural safety based on the development of a finite element model using *SAP2000* program.

Palavras-chave

Barragem gravidade

Ancoragem passiva

Pregagem

Análise sísmica

Método dos elementos finitos

Segurança das barragens

Keywords

Gravity dam

Passive anchor

Rock bolt

Earthquake analysis

Finite element method

Dams safety

Índice

1. INTRODUÇÃO.....	1
1.1. Enquadramento teórico	1
1.2. Objetivos	3
1.3. Estruturação da dissertação	3
2. CLASSIFICAÇÃO E AVALIAÇÃO DE BARRAGENS DE BETÃO	5
2.1. Considerações iniciais.....	5
2.2. Classificação das barragens.....	5
2.3. Tipos de barragens.....	7
2.4. Legislação portuguesa para projeto de barragens.....	12
2.5. Avaliação da segurança estrutural de barragens de betão	14
3. CARACTERIZAÇÃO E ANÁLISE DE BARRAGENS DE GRAVIDADE	17
3.1. Considerações iniciais.....	17
3.2. Caracterização das barragens gravidade	17
3.3. Ações atuantes e combinação de ações	18
3.3.1. Ações atuantes.....	20
3.3.2. Combinação de ações.....	24
3.4. Verificação da segurança	27
3.4.1. Verificação das condições de estabilidade e das fundações	28
3.4.2. Segurança ao deslizamento	29
3.4.3. Segurança ao derrubamento.....	30
3.4.4. Segurança das fundações	31
3.4.5. Verificação das tensões internas.....	33
3.5. Métodos de análise sísmica	33
3.5.1. Análise pseudo-estática	34
3.5.2. Análise pseudo-dinâmica.....	36
3.5.3. Análise sísmica através de métodos numéricos	36
4. REFORÇO ESTRUTURAL DE BARRAGENS RECORRENDO A ANCORAGENS PASSIVAS.....	39
4.1. Considerações iniciais.....	39
4.2. Fundações nas barragens gravidade	39
4.2.1. Requisitos referentes ao maciço rochoso nas fundações das barragens gravidade .	39
4.2.2. Avaliação da qualidade do maciço rochoso.....	40
4.3. Reforço estrutural de barragens	41

5.	ANÁLISE DE UMA BARRAGEM DE GRAVIDADE	45
5.1.	Considerações iniciais	45
5.2.	Descrição da barragem	46
5.3.	Verificação da segurança	47
5.3.1.	Cálculo das tensões máximas de compressão e tração	51
5.3.2.	Combinação 1: Peso próprio (PP) + Sismo (SBP)	52
5.2.2.1	Cálculo do centro de gravidade da barragem	52
5.2.2.2	Segurança ao deslizamento	54
5.2.2.3	Segurança ao derrubamento	54
5.2.2.4	Cálculo do Momento Estabilizante (M_R) e do Momento Instabilizante (M_S)	55
5.2.2.5	Cálculo das tensões na fundação	55
5.2.2.6	Análise do corpo da barragem	56
5.3.3.	Combinação 2: PP + PH + PHd + S + Sismo (SBP)	62
5.3.3.1.	Segurança ao deslizamento	62
5.3.4.	Combinação 3: PP + PH + PHd + S + Sismo (SMP)	72
5.3.5.	Análise dos resultados	80
5.4.	Análise dinâmica	80
5.4.1.	Modelo da barragem de Penha Garcia	80
5.4.2.	Análise modal	82
5.4.3.	Análise através de espectros de resposta	84
5.4.4.	Análise dos resultados	93
6.	CONCLUSÕES E PERSPETIVAS FUTURAS	95
6.1.	Conclusões	95
6.2.	Perspetivas futuras	95

Índice de Figuras

Figura 1.1 – Barragem de Penha Garcia, Castelo Branco. (1)	1
Figura 1.2 – Barragem do Alqueva, situada no rio Guadiana, no interior do Alentejo.....	2
Figura 2.1 – Barragem de Itaipu no Brasil, exemplo de uma grande barragem. (2)	6
Figura 2.2 – Barragem de Vale Soeiro, em Viseu, exemplo de uma pequena barragem. (13)7	
Figura 2.3 – a) Barragem de Odelouca, exemplo de uma barragem de terra (3). b) Barragem de Paradela, exemplo de uma barragem de enrocamento (4).	8
Figura 2.4 – Barragem de Fagilde, em Viseu, exemplo de uma barragem de betão com perfil gravidade. (5)	9
Figura 2.5 – Barragem de Salineiro e Faveta, em Cabo Verde, exemplo de uma barragem de alvenaria com perfil de gravidade. (6).....	9
Figura 2.6 – Barragem de Agueira, em Coimbra, exemplo de uma barragem de abóbadas múltiplas. (7)	10
Figura 2.7 – Barragem do Cabril, em Castelo Branco, exemplo de uma barragem abóbada. (8)	10
Figura 2.8 – Barragem de Castelo do Bode, de uma barragem de arco gravidade. (9).....	10
Figura 2.9 – Barragem da Pracana, em Mação, exemplo de uma barragem de contraforte. (10)	11
Figura 2.10 – Barragem de Valeira, em Viseu, exemplo de uma barragem descarregadora. (11)	11
Figura 2.11 – Barragem de Crestuma, no Porto, exemplo de uma barragem móvel. (12)....	12
Figura 2.12 – Barragem do Alqueva, em Beja. (13)	13
Figura 2.13 – Ações preponderantes no estudo da barragem.....	16
Figura 3.1 – Diferentes secções de barragens de gravidade (Quintela, 1990).	18
Figura 3.2 – Forças de dimensionamento das barragens de gravidade.	19
Figura 3.3 – Subpressão (situação 1).	21
Figura 3.4 – Subpressão (situação 2).	22
Figura 3.5 – Barragem sujeita à ação sísmica e pressão hidrodinâmica.	24
Figura 3.6 – Ações atuantes na combinação 1.	26
Figura 3.7 – Ações atuantes na combinação 2.	26
Figura 3.8 – Ações atuantes na combinação 3.	27
Figura 3.9 – Mecanismos de deslizamento e derrubamento (Quintela <i>et al.</i> , 2001).	28
Figura 3.10 – Rede de drenagem num perfil de gravidade triangular.....	32
Figura 3.11 – Forças que atuam na barragem durante a ação sísmica.....	34
Figura 4.1 – Fluxograma da avaliação da estabilidade nas fundações segundo a geotecnia (Thomas-Lepine, 2012).....	40

Figura 4.2 – Aplicação de ancoragens em barragens gravidade (Bretas <i>et al.</i> , 2010).....	41
Figura 4.3 – Ancoragem passiva e ancoragem ativa, respetivamente.	42
Figura 4.4 – Ancoragem ativa (pré-esforço). (Thomas-Lepine, 2012)	42
Figura 4.5 – Ancoragem passiva (pregagem). (Thomas-Lepine, 2012).....	43
Figura 5.1 – Barragem de Penha Garcia. (1)	45
Figura 5.2 – Geometria da secção da barragem de Penha Garcia.....	46
Figura 5.3 – Secções para a análise do corpo da barragem.	50
Figura 5.4 – Ações atuantes na barragem.	52
Figura 5.5 – Subdivisão da geometria da secção da barragem.....	53
Figura 5.6 – Ações atuantes na secção 1 (ação sísmica vertical no sentido descendente) para a combinação 1.	57
Figura 5.7 - Ações atuantes na secção 1 (ação sísmica vertical no sentido ascendente) para a combinação 1.	58
Figura 5.8 - Ações atuantes na secção 2 (ação sísmica vertical no sentido descendente) para a combinação 1.	59
Figura 5.9 - Ações atuantes na secção 2 (ação sísmica vertical no sentido ascendente) para a combinação 1.	61
Figura 5.10 – Ações atuantes na barragem.	62
Figura 5.11 – Ações atuantes na secção 1 para a combinação 2.	67
Figura 5.12 – Ações atuantes na secção 2 para a combinação 2.	69
Figura 5.13 – Ações atuantes para a combinação 3.	72
Figura 5.14 – Ações atuantes na secção 1 para a combinação 3.	76
Figura 5.15 – Ações atuantes na secção 2 para a combinação 3.	78
Figura 5.16 – Modelo representativo da barragem de Penha Garcia no <i>SAP2000</i>	81
Figura 5.17 – Estrutura indeformada.....	83
Figura 5.18 – 1º Modo de vibração, com $T=0,09$ seg e $f=11,26$ Hz.....	83
Figura 5.19 – 2º Modo de vibração, com $T=0,05$ seg e $f=21,39$ Hz.....	83
Figura 5.20 – 3º Modo de vibração, com $T=0,04$ seg e $f=24,92$ Hz.....	84
Figura 5.21 – Espectros de resposta preconizados pelo RSA.....	85
Figura 5.22 – Espectros de resposta para a ação Sísmica do Tipo 1.....	86
Figura 5.23 – Espectros de resposta para a ação Sísmica do Tipo 2.....	87
Figura 5.24 – Tensões verticais, em kN/m^2 , para a combinação 1 com a ação sísmica do Tipo 1.	88
Figura 5.25 – Tensões verticais, em kN/m^2 , para a combinação 1 com a ação sísmica do Tipo 2.	89
Figura 5.26 – Tensões verticais, em kN/m^2 , para a combinação 2 com a ação sísmica do Tipo 1.	90

Figura 5.27 – Tensões verticais, em kN/m^2 , para a combinação 2 com a ação sísmica do Tipo 2.	91
Figura 5.28 – Tensões verticais, em kN/m^2 , para a combinação 3 com a ação sísmica do Tipo 1.	92
Figura 5.29 – Tensões verticais, em kN/m^2 , para a combinação 3 com a ação sísmica do Tipo 2.	93

Índice de Tabelas

Tabela 2.1 – Classificação das barragens em função da ocupação humana e dos bens e ambiente no vale a jusante (Quintela, 1990).....	6
Tabela 3.1 – Combinação de ações para cenários correntes e cenários de rotura.	25
Tabela 3.2 – Coeficientes de segurança parciais em situações persistentes e transitórias ((NP EN 1997-1, 2010) – Q.2.1).....	31
Tabela 5.1 – Características do betão C20/25 (Fonseca, 2009).	47
Tabela 5.2 – Características da fundação.....	47
Tabela 5.3 – Períodos de retorno e acelerações sísmicas.....	47
Tabela 5.4 – Fatores de risco da barragem. (adaptado a Fonseca, 2009)	48
Tabela 5.5 – Classe de risco da barragem. (Fonseca, 2009)	49
Tabela 5.6 – Dados relativos à barragem de Penha Garcia.....	49
Tabela 5.7 – Combinação de ações.....	49
Tabela 5.8 – Fatores parciais de segurança.	50
Tabela 5.9 – Acelerações sísmicas majoradas por 1.5.	51
Tabela 5.10 – Dimensões e respetivas áreas de cada figura geométrica representada.....	54
Tabela 5.11 – Cálculo do centro de gravidade da barragem.....	54
Tabela 5.12 – Cálculo da área e do volume da barragem.....	54
Tabela 5.13 – Características do plano horizontal na barragem.	56
Tabela 5.14 - Dimensões e respetivas áreas da secção 1.	57
Tabela 5.15 – Centro de gravidade da secção 1.....	57
Tabela 5.16 – Cálculo da área e volume da secção 1.....	57
Tabela 5.17 - Dimensões e respetivas áreas da secção 2.	60
Tabela 5.18 – Centro de gravidade na secção 2.....	60
Tabela 5.19 – Cálculo da área e volume da secção 2.....	60
Tabela 5.20 – Coeficientes de segurança para a situação corrente.....	63
Tabela 5.21 – Características do betão/fundação (Fonseca, 2009).	63
Tabela 5.22 – Características da secção 1 (Fonseca, 2009).....	67
Tabela 5.23 – Características da secção 2 (Fonseca, 2009).....	70
Tabela 5.24 – Coeficientes de segurança para a situação de rotura.....	73
Tabela 5.25 – Períodos e respetivas participações modais.....	82
Tabela 5.26 – Espectros de resposta para a ação Sísmica do Tipo 1.....	85
Tabela 5.27 – Espectros de resposta para a ação Sísmica do Tipo 2.....	86

Simbologia

A_T – Área da interface horizontal com coesão

a – Aceleração sísmica horizontal

B – Largura da base da barragem

c – Coesão

F_a – Fator de risco devido à altura

F_c – Fator de risco devido à capacidade

F_d – Fator de risco devido ao dano potencial a jusante

F_e – Fator de risco devido à exigência de evacuação

F_H – Força sísmica horizontal devida ao peso da estrutura

F_R – Resultante das forças resistentes

F_S – Resultante das forças solicitantes

$FS_{\text{derrubante}}$ – Fator de segurança ao derrubamento

$FS_{\text{deslizamento}}$ – Fator de segurança ao deslizamento

F_V – Força sísmica vertical devida ao peso da estrutura

g – Aceleração gravítica

h – altura total do nível de água

H_m – Altura a montante

H_j – Altura a jusante

M – Massa da estrutura

M_R – Momento resistente (estabilizante)

M_S – Momento derrubante

N – Esforço normal efetivo na superfície

PH – Pressão hidrostática

PH_d – Pressão hidrodinâmica

PP – Peso próprio da estrutura

S – Subpressão

SBP – Sismo base de projeto
SME – Sismo máximo expectável
SMP – Sismo máximo de projeto
V – Tensões tangenciais resultantes
 $V_{\text{betão}}$ – Volume do betão da barragem
 V_R – Esforço transversal resistente
 X_{CG} – Centro de gravidade na direção x
 Y_{CG} – Centro de gravidade na direção y

Letras gregas

α – Coeficiente sísmico horizontal.
 σ_{comp} – Resistência à compressão
 $\sigma_{\text{max comp}}$ – Tensão máxima de compressão
 $\sigma_{\text{tração}}$ – Resistência à tração
 $\sigma_{\text{max tração}}$ – Tensão máxima de tração
 γ_w – Peso volúmico da água
 γ_ϕ - Coeficiente de segurança parcial de atrito
 γ_c – Coeficiente de segurança parcial de coesão
 ϕ - Ângulo de atrito interno

Abreviaturas

RSB – Regulamento de Segurança de Barragens
RPB – Regulamento de Pequenas Barragens
NPB – Normas de Projecto de Barragens
RSA – Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas de Edifícios e Pontes

1. INTRODUÇÃO

1.1. Enquadramento teórico

Desde tempos muito antigos (vários milhares de anos A.C.), que as barragens têm sido importantes para o Homem, pois têm ajudado a combater a falta de água nos períodos secos. Atualmente estas obras têm diversas finalidades, por vezes a sua importância conduz à construção de empreendimentos com uma dimensão considerável.

Ainda existem algumas barragens muito antigas, como por exemplo as barragens de aterro de perfil homogéneo com descarregadores de cheias na Índia, vários exemplos de barragens de alvenaria deixadas pela civilização romana, entre outras. Após a Revolução Industrial, o número de barragens aumentou o que levou ao aperfeiçoamento das técnicas de projeto e construção, surgindo as primeiras barragens de betão.

Com este tipo de construção foi possível: armazenar uma maior quantidade de água para abastecimento das populações e irrigação dos terrenos de cultivo, controlar as cheias, regularização de caudal de rios, navegabilidade, aquacultura, recarga de aquíferos, controlo de poluição, entre outros. Na Figura 1.1 apresenta-se um exemplo de uma barragem que tem como finalidade o armazenamento de água para irrigação de terrenos.



Figura 1.1 – Barragem de Penha Garcia, Castelo Branco. (1)

Por vezes as barragens permitem o crescimento económico da região onde estão integradas, na medida em que produzem energia hidroelétrica, potenciam a pesca, o turismo, entre outros, como é o exemplo da Barragem de Alqueva, Figura 1.2. Esta barragem criou o maior reservatório artificial de água da Europa.

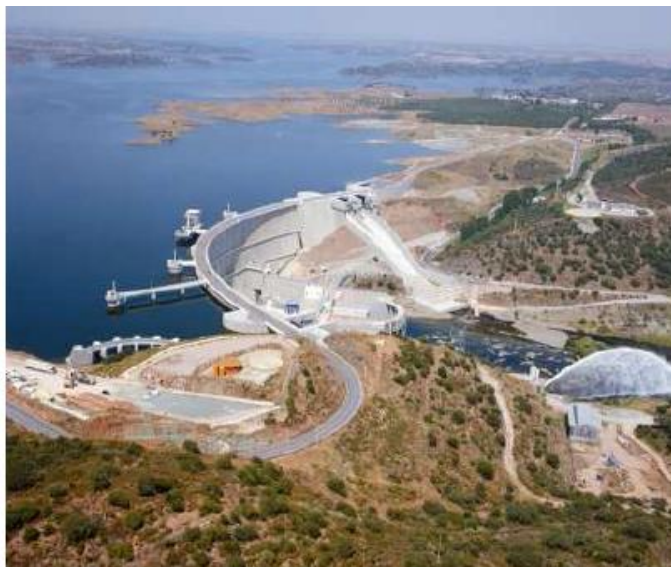


Figura 1.2 – Barragem do Alqueva, situada no rio Guadiana, no interior do Alentejo.

De acordo com a ICOLD (International Commission on Large Dams) e com o RSB (Regulamento de Segurança de Barragens) as barragens são classificadas em grandes e pequenas barragens, consoante a altura e o volume da água armazenada. Trata-se de obras que têm associado um risco potencial elevado, pelo que é necessário dedicar especial atenção aos aspectos relacionados com a sua segurança estrutural, uma vez que a existência de eventuais roturas poderá colocar em risco pessoas e bens a jusante.

Neste sentido a avaliação regular da segurança estrutural destas obras é uma prática corrente, quando esta possa estar em causa, por diversas razões, que vão desde a sua longevidade, a alterações estruturais resultantes de mau comportamento a ações acidentais, ou alteração das condições de serviço, poderá ser necessário proceder-se ao reforço destas estruturas.

A utilização de ancoragens pode ser uma solução viável. Por norma, recorre-se a ancoragens ativas pós-tensionadas com o objetivo de melhorar o comportamento estático e dinâmico das barragens, reduzindo as tensões de tração, controlando o processo de fissuração e reduzindo a permeabilidade do sistema barragem-fundação. Este tipo de ancoragem é colocado desde a fundação até ao coroamento, assim é possível aumentar significativamente a componente vertical das forças resistentes. Outro tipo de ancoragem a utilizar, seriam as ancoragens passivas, que é o foco deste trabalho. Este tipo de ancoragem é constituído por barras de aço que funcionam fundamentalmente por corte. Portanto, são instaladas perpendicularmente ao

plano no qual se pretende melhorar a capacidade resistente. Normalmente, são aplicadas em pequenas barragens (até 7 m de altura), incluindo pilares de suporte de comportas. Nas grandes barragens, são aplicadas localmente para fins de reparação e reforço, com o objetivo de melhorar a resposta da estrutura perante as ações que atuam na estrutura (Bretas, 2012).

1.2. Objetivos

Este trabalho tem como objetivo principal abordar o tema da verificação da segurança de barragens de gravidade de betão, para as ações a que se encontram sujeitas. Contudo, numa primeira fase é efetuada uma abordagem sobre os vários tipos de barragens, com o objetivo de dar a conhecer um pouco sobre cada tipo, bem como as suas finalidades.

Atendendo a que este trabalho se foca nas barragens de gravidade de betão existe também a necessidade de abordar a legislação em vigor e quais os seus critérios de avaliação, aplicadas a este tipo de obras. De acordo com a legislação em vigor, nomeadamente nas Normas de Projecto de Barragens (NPB), a segurança destas obras é condicionada pela verificação da segurança em relação ao deslizamento e ao derrubamento.

A verificação das tensões, quer na fundação quer no corpo da barragem, também é relevante para o conhecimento de como reage a estrutura quando sujeita às diversas ações que solicitam este tipo de obras, nomeadamente em relação à ação sísmica.

Outro objetivo importante deste trabalho é a apresentação de uma abordagem sobre o reforço estrutural, recorrendo à implementação de ancoragens passivas. Este tipo de reforço estrutural aumenta a resistência da estrutura melhorando o comportamento destas obras perante as ações atuantes.

1.3. Estruturação da dissertação

Este trabalho está organizado em 6 capítulos.

No capítulo 1, é feita uma abordagem ao tema da dissertação, referindo as finalidades das barragens e a legislação que se deve seguir para a verificação da segurança de barragens de betão. Na secção 1.2. são referidos quais os objetivos principais da dissertação.

No capítulo 2, como há necessidade de entender um pouco mais sobre barragens de betão, são abordados todos os tipos de barragens assim como a legislação em vigor para a verificação da segurança.

No capítulo 3 é aprofundado o tema sobre barragens gravidade. Na secção 3.2 será abordada a caracterização das barragens gravidade. Na secção 3.3 são referidas as ações e combinações de ações que a estrutura está sujeita no aparecimento. A secção 3.4 refere-se à verificação da segurança quando a estrutura está sujeita à ação sísmica e na secção 3.5 são apresentados possíveis métodos de análise sísmica para a verificação da segurança da barragem.

O capítulo 4 destina-se apenas a ancoragens passivas uma vez que é um dos aspetos mais relevantes do trabalho. Começa por abordar as fundações nas barragens gravidade na secção 4.2, salientando nesta secção a estabilidade da estrutura. Na secção 4.3 é abordada a importância do reforço estrutural de barragens gravidade através de ancoragens passivas.

No capítulo 5 é realizada a verificação da segurança de uma barragem gravidade pelo método do coeficiente sísmico e pela análise dinâmica através de espectros de resposta e modos de vibração.

Por fim, no capítulo 6 são apresentadas as conclusões na secção 6.1, referindo se os objetivos foram atingidos, e na secção 6.2 as perspectivas futuras.

2. CLASSIFICAÇÃO E AVALIAÇÃO DE BARRAGENS DE BETÃO

2.1. Considerações iniciais

No presente capítulo apresentam-se os diversos tipos de barragens, destacando-se as barragens de betão. Começa-se por efetuar uma classificação das barragens, fazendo a distinção entre grandes e pequenas barragens, de acordo com o disposto no RSB, atendendo à altura da barragem e à capacidade da albufeira (Batista and Farinha, 2011; RSB, 2007).

De seguida apresentam-se os diversos tipos de barragens, começando por uma breve referência às barragens de aterro, seguindo-se uma abordagem às barragens de betão que são o foco deste trabalho, nomeadamente as barragens de gravidade.

Atendendo ao que este capítulo se refere, é apresentada a legislação em vigor e a avaliação da segurança estrutural para barragens de betão, que definem como se deve proceder de modo a garantir a segurança da barragem, quando sujeita a diversas ações.

2.2. Classificação das barragens

As barragens podem ser classificadas em grandes e pequenas. As questões associadas às pequenas barragens são abordadas no Regulamento de Pequenas Barragens (RPB, 1993)¹, enquanto o RSB aborda a segurança das grandes barragens durante as fases de projeto, construção, primeiro enchimento, exploração e abandono (RSB, 2007).

De acordo com o RSB, a classificação das grandes barragens é efetuada em função da gravidade dos danos potenciais no vale a jusante, associados à eventual rotura da obra, sendo essa classificação efetuada em função das classes apresentadas na Tabela 2.1, por ordem decrescente da gravidade dos danos (RSB, 2007). Neste regulamento, são consideradas como grandes barragens:

¹ Este regulamento aplica-se ao projeto, construção, exploração e observação de barragens com altura igual ou inferior a 15 m, medida desde a parte mais baixa da superfície geral das fundações até ao coroamento, e com capacidade de armazenamento da albufeira menor do que 100000 m³.

- Todas as barragens de altura igual ou superior a 15 m, medida da cota mais baixa da superfície geral das fundações até à cota de coroamento, ou a barragens de altura igual ou superior a 10 m cuja albufeira tenha uma capacidade a 1 hm³;
- As barragens de altura inferior a 15 m que não estejam incluídas no ponto anterior e cuja albufeira tenha uma capacidade superior a 0,1 hm³.

Tabela 2.1 – Classificação das barragens em função da ocupação humana e dos bens e ambiente no vale a jusante (Quintela, 1990)

CLASSE	Ocupação humana, bens e ambiente
I	Residentes em número igual ou superior a 25
II	Residentes em número inferior a 25 Infra-estruturas e instalações importantes ou bens ambientais de grande valor e dificilmente recuperáveis ou existência de instalações de produção ou de armazenamento de substâncias perigosas
III	As restantes barragens

Na Figura 2.1 apresenta-se um exemplo de uma grande barragem, enquanto na Figura 2.2 se apresenta uma pequena barragem.



Figura 2.1 – Barragem de Itaipu no Brasil, exemplo de uma grande barragem. (2)



Figura 2.2 – Barragem de Vale Soeiro, em Viseu, exemplo de uma pequena barragem. (13)

2.3. Tipos de barragens

Para além da classificação apresentada na secção anterior, também é usual agrupar as barragens em função do tipo de material que é utilizado na sua construção, tendo-se neste enquadramento os seguintes tipos:

- Barragens de aterro:
 - de terra, com um perfil homogéneo ou zonado;
 - de enrocamento, com órgão de estanquidade a montante ou interno, e misto, sendo constituído por dois maciços (um de terra e outro de enrocamento).
- Barragens de alvenaria;
- Barragens de betão:
 - de gravidade;
 - arco gravidade;
 - de contrafortes;
 - abóbada;
 - abóbadas múltiplas;

As barragens de aterro (não são abordadas no âmbito deste trabalho) são formadas por terra ou fragmentos de rocha, sendo concebidas de modo a resistirem aos impulsos da água através do peso da estrutura e da impermeabilidade das camadas dos materiais utilizados. Na Figura 2.3 são apresentados exemplos de barragens de aterro.



Figura 2.3 – a) Barragem de Odelouca, exemplo de uma barragem de terra (3). b) Barragem de Paradela, exemplo de uma barragem de enrocamento (4).

As barragens de betão sucederam às barragens de alvenaria², na maioria dos casos são de pequena e média dimensão (até cerca de 30 m de altura). Embora existam outros tipos estruturais, a maioria destas obras correspondem a perfis do tipo gravidade, por serem adequadas do ponto de vista estrutural e, em regra, as mais baratas e simples de construir (Batista and Farinha, 2011).

As barragens de gravidade têm a estabilidade assegurada pelo seu peso próprio e apresentam um perfil transversal aproximadamente triangular, com o paramento de montante vertical ou subvertical (Quintela, 1990). Na Figura 2.4 é apresentado um exemplo de uma barragem de betão com perfil de gravidade e na Figura 2.5 é apresentado um exemplo de uma barragem de alvenaria com perfil de gravidade.

² O recurso à construção de barragens em betão tem conduzido ao abandono da construção de barragens de alvenaria, pelo que são cada vez menos frequentes e as existentes são por vezes bastante antigas (algumas foram deixadas pela civilização romana). Contudo, devido a condições particulares de alguns países africanos, verifica-se atualmente um incremento na construção de barragens de alvenaria, muitas delas de pequena altura, integradas em sistemas de abastecimento de água e de regadio.



Figura 2.4 – Barragem de Fagilde, em Viseu, exemplo de uma barragem de betão com perfil gravidade. (5)



Figura 2.5 – Barragem de Salineiro e Faveta, em Cabo Verde, exemplo de uma barragem de alvenaria com perfil de gravidade. (6)

As barragens abóbada tem a finalidade de transmitir à fundação e aos encontros o efeito de pressão hidrostática através da curvatura para montante. Os arcos à compressão possibilitam a redução do betão comparativamente com as barragens de gravidade. Ainda neste tipo de barragem estão incluídas as barragens de arco gravidade que são consideradas barragens muito espessas, mas com pequena contribuição do efeito dos arcos, e as barragens de abóbadas múltiplas (Quintela, 1990). Na Figura 2.6 é apresentado um exemplo de uma barragem de abóbadas múltiplas, na Figura 2.7 é apresentado um exemplo de uma barragem de abóbada e na Figura 2.8 é apresentado um exemplo de uma barragem de arco gravidade.

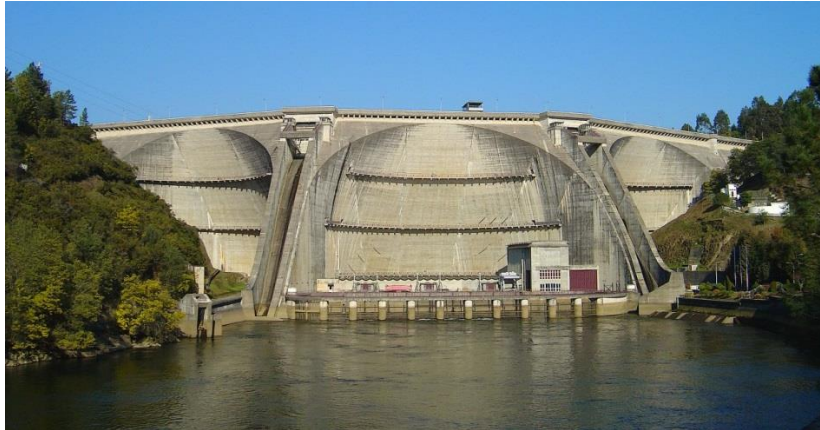


Figura 2.6 – Barragem de Agueira, em Coimbra, exemplo de uma barragem de abóbadas múltiplas. (7)



Figura 2.7 – Barragem do Cabril, em Castelo Branco, exemplo de uma barragem abóbada. (8)

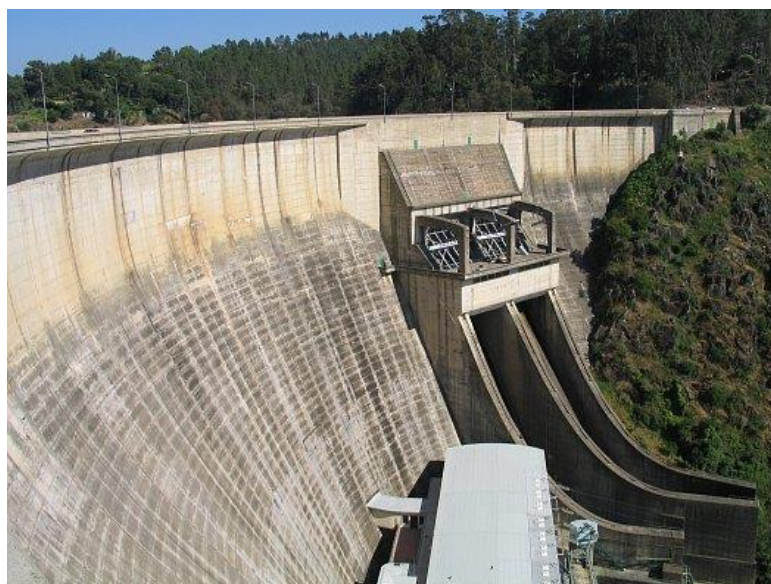


Figura 2.8 – Barragem de Castelo do Bode, de uma barragem de arco gravidade. (9)

As barragens de contrafortes são estruturas contínuas de montante que asseguram a estanquidade e suportada a jusante por elementos descontínuos (os contrafortes) (Quintela, 1990). Na Figura 2.9 apresenta-se um exemplo de uma barragem de contrafortes.



Figura 2.9 – Barragem da Pracana, em Mação, exemplo de uma barragem de contraforte. (10)

É notório nos dias de hoje que as recentes barragens de gravidade evoluíram para barragens descarregadoras e barragens móveis. As barragens descarregadoras são constituídas por soleiras descarregadoras que podem ou não estar associadas a pilares, e suportam as comportas quando existem (Batista and Farinha, 2011). Na Figura 2.10 é apresentado um exemplo de uma barragem descarregadora.



Figura 2.10 – Barragem de Valeira, em Viseu, exemplo de uma barragem descarregadora. (11)

As barragens móveis são construídas para barramento dos cursos de água, através de comportas que regulam o caudal. Durante o período de cheias são colocadas em posição de não obstruírem a passagem de água (Quintela, 1990). Na Figura 2.11 é apresentado um exemplo de uma barragem móvel.



Figura 2.11 – Barragem de Crestuma, no Porto, exemplo de uma barragem móvel. (12)

2.4. Legislação portuguesa para projeto de barragens

As atividades de conceção e exploração de barragens são regulamentadas consoante a legislação de cada país. A legislação normalmente decorre da experiência local e das orientações definidas pelos organismos internacionais, como, por exemplo, a *International Commission on Large Dams* (ICOLD). No caso português, o Regulamento de Segurança de Barragens (2007) define o modelo de organização das atividades de controlo de segurança, as entidades intervenientes e congrega a legislação aplicável ao projeto, construção, exploração, observação e inspeção de barragens (Bretas, 2012).

No âmbito deste trabalho, para além do RSB também são utilizadas as Normas de Projeto de Barragens (NPB, 1993), essencialmente, com o objetivo de proceder à avaliação da segurança estrutural de barragens de gravidade de betão. No capítulo 3 estas normas serão utilizadas para definir as ações, as combinações de ações e os modelos e métodos de análise estrutural que são utilizados para o estudo destas obras.

As NPB definem os procedimentos a considerar no dimensionamento de barragens. Trata-se de um regulamento geral, pois podem ser aplicadas aos diversos tipos barragens. Em termos estruturais, preconizam a avaliação dos cenários correntes e dos cenários de rotura, conforme sugerido pela ICOLD. Para os cenários correntes, não se devem verificar deteriorações

apreciáveis, enquanto para os cenários de rotura não se deve verificar a rotura global da estrutura. Conforme os cenários em análise são determinados os mecanismos de rotura e os critérios de avaliação das condições de funcionalidade e de segurança.

O RSB e as NPB preconizam que o dimensionamento da estrutura de uma barragem deve apoiar-se em estudos hidrológicos, geológicos, hidrogeológicos, geotécnicos e sismológicos. Os estudos hidrológicos fornecem as características fisiográficas, climáticas, de cobertura vegetal e de ocupação da bacia hidrográfica, que permitem determinar o nível de precipitação a que albufeira poderá estar sujeita e os caudais de cheia para que sejam dimensionados os órgãos de segurança da barragem. Os estudos geológicos, hidrogeológicos e geotécnicos baseiam-se em informações já existentes e em observações locais, que tornam possível a identificação das características do maciço de fundação, quanto ao grau de alteração, compartimentação, permeabilidade, deformabilidade, resistência e estado de tensão inicial. Por fim, os estudos sismológicos permitem estabelecer as ações sísmicas a considerar no âmbito do projeto destas obras, nomeadamente, o sismo máximo expectável (SME), o sismo máximo de projeto (SMP) e o sismo base de projeto (SBP) (NPB, 1993).

Na Figura 2.12 pode-se observar a barragem do Alqueva, que permitiu a criação do maior reservatório artificial de água na Europa. Esta barragem foi construída como finalidade de irrigar vastas áreas agrícolas no Alentejo, assim como produzir energia elétrica e outras atividades complementares. Trata-se de um exemplo em que a necessidade de efetuar todos os estudos anteriormente referidos se tornou evidente não só para a comunidade associada às barragens, mas também para a sociedade em geral, essencialmente pela mediatização que esta obra teve e ainda tem.



Figura 2.12 – Barragem do Alqueva, em Beja. (13)

2.5. Avaliação da segurança estrutural de barragens de betão

Os regulamentos e as normas relativos à segurança estrutural de barragens constituem uma ferramenta essencial para a definição e implementação dos procedimentos que assegurem a correta conceção, construção e exploração destas obras. No âmbito do projeto de novas barragens, bem como na reavaliação de barragens existentes, estes documentos refletem o conhecimento e a experiência existente em cada país.

Usualmente os regulamentos começam por definir as ações a considerar no dimensionamento de barragens gravidade. A partir destas ações são definidas as combinações cuja probabilidade de ocorrência em simultâneo caracterizam o cenário que se pretende avaliar. Com base nestes cenários verificam-se os mecanismos de rotura mais prováveis para as barragens gravidade. Estes mecanismos de rotura podem estar relacionados com roturas locais, como o limite de tensões, ou roturas globais, como o derrubamento e o deslizamento. Na maioria dos casos, os resultados são avaliados de acordo com fatores de segurança a partir de valores de referência.

Em termos estruturais, as NPB preconizam a avaliação dos cenários correntes e dos cenários de rotura, conforme sugerido pela ICOLD. Para os cenários correntes, não se devem verificar deteriorações apreciáveis, enquanto para os cenários de rotura não se deve verificar a rotura global da estrutura. Conforme os cenários em análise são determinados os mecanismos de rotura e os critérios de avaliação das condições de funcionalidade e de segurança.

As ações que atuam nas barragens de betão e respetivas fundações podem ser agrupadas utilizando diferentes critérios (Batista and Farinha, 2011), nomeadamente:

- em estáticas e dinâmicas, conforme puderem ou não ser desprezadas, na análise dos respetivos efeitos estruturais, as forças de inércia e de amortecimento;
- em ações diretas (traduzidas por forças mássicas ou de superfície atuando na estrutura) e em ações indiretas (traduzidas pela imposição de deslocamentos ou deformações).

Além disso, dada a natureza específica das diferentes fases da vida das barragens, podem considerar-se as ações:

- durante a construção e no período que decorre até ao primeiro enchimento da albufeira;
- durante o primeiro enchimento da albufeira; e
- ao longo do período de exploração corrente da obra.

Neste contexto, considera-se que as tensões iniciais na barragem são aquelas que estão instaladas no início do primeiro enchimento da albufeira, correspondendo a um estado de referência para as fases futuras da vida da obra.

Assim, nas diferentes fases da vida de uma barragem, as ações não são sempre as mesmas. No período entre o início da construção até ao primeiro enchimento da albufeira, as ações mais relevantes resultam de escavações nos maciços rochosos, da colocação dos materiais e das injeções das juntas de contração e das fundações. As ações a considerar são:

- peso próprio do betão;
- variações de temperatura no ar;
- variações de temperatura que resultam da libertação do calor de hidratação do betão;
- retração;
- movimentos das fundações durante a construção;
- movimentos durante as injeções para consolidação e impermeabilização;
- injeção das juntas de contração.

Nas fases que se seguem, durante o primeiro enchimento da albufeira e ao longo do período de exploração, as ações mais importantes sobre as barragens são as seguintes:

- ações da água;
- variações de temperatura no ar e na água;
- ações dinâmicas (sismos naturais e induzidos pela criação da albufeira, ondas de cheia, funcionamento de descarregadores e de outros órgãos hidráulicos, etc.);
- movimentos das fundações resultantes do enchimento da albufeira; e
- variações de volume do betão.

As ações nunca atuam nas estruturas isoladamente, pelo que existe a necessidade de considerar situações correspondentes a combinações plausíveis para cada fase da vida útil das obras. Estas situações são designadas habitualmente, no caso das barragens, por cenários correntes. As barragens podem ainda estar sujeitas a cenários de rotura, que envolvem condições extremas (acidentes) que podem originar o colapso parcial ou total (Batista and Farinha, 2011).

Assim, as obras deverão estar dimensionadas de modo a que seja garantida a sua funcionalidade para os cenários correntes e a sua segurança para os cenários de rotura, em qualquer fase da sua vida.

Na Figura 2.13 são apresentadas algumas das ações que atuam nas barragens de betão, como por exemplo, a ação do sismo, o peso próprio e a variação da temperatura.

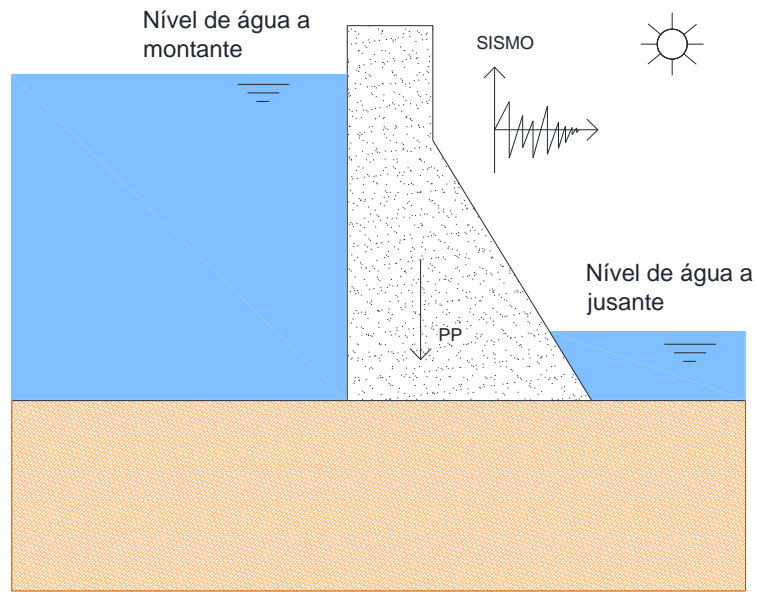


Figura 2.13 – Ações preponderantes no estudo da barragem.

3. CARACTERIZAÇÃO E ANÁLISE DE BARRAGENS DE GRAVIDADE

3.1. Considerações iniciais

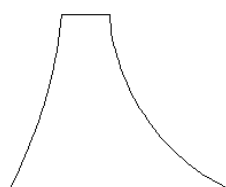
Neste capítulo é feita uma abordagem geral sobre a caracterização e análise de barragens de gravidade. Inicia-se com a caracterização das barragens gravidade, identificando a forma estrutural e o motivo pelo qual são concebidas e calculadas.

De seguida, são abordadas as possíveis ações e combinações de ações que podem ocorrer durante as fases de construção e a já construída. São também abordados os aspectos essenciais sobre a verificação da segurança estrutural destas obras e termina-se o capítulo com uma breve abordagem aos métodos de análise sísmica.

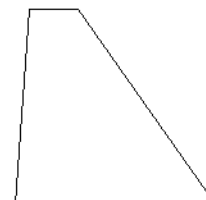
3.2. Caracterização das barragens gravidade

A definição sobre o tipo de barragem a ser utilizado depende essencialmente dos condicionamentos topográficos, geológicos-geotécnicos, hidrológicos, hidráulicos e ambientais.

Relativamente ao tipo de estrutura em estudo, a barragem gravidade deve apresentar uma geometria de modo que, através do seu seu peso próprio, possa resistir ao impulso da água. Estas devem ser concebidas e calculadas de modo a verificarem as condições de segurança (INAG, 2001). A Figura 3.1 mostra diferentes geometrias de barragens gravidade.



(a)



(b)



Figura 3.1 – Diferentes secções de barragens de gravidade (Quintela, 1990).

Atualmente, as barragens gravidade normalmente apresentam uma secção transversal aproximadamente triangular, no qual a largura da base é cerca de 80% da altura, e um traçado em planta reto ou com ligeira curvatura com concavidade voltada para jusante. (Quintela *et al.*, 2001)

3.3. Ações atuantes e combinação de ações

A verificação da segurança de uma barragem de gravidade, tal como para a generalidade das estruturas de engenharia civil, consiste no estudo da resposta da estrutura para diferentes níveis de carregamento idealizados. Neste sentido, é importante começar por introduzir as diferentes ações que solicitam estas obras, que são:

- as ações gravíticas (peso próprio da estrutura),
- as ações térmicas,
- as ações da água,
- as ações derivadas da formação de gelo,
- as ações com origem no caudal sólido,
- as ações sísmicas e
- as ações decorrentes dos elementos estruturais, como por exemplo, as ancoragens passivas ou ativas.

O peso próprio da estrutura é a sua principal ação estabilizadora ao derrube e ao deslizamento para as ações exteriores. O cálculo desta ação depende exclusivamente da geometria da estrutura e do peso específico do betão que a compõe. Caso a primeira esteja bem definida em projeto e bem executada em obra, a segunda é aquela que cogita maiores incertezas na quantificação.

A ação da água é a mais relevante e manifesta-se sob várias formas. A mais óbvia é a pressão hidrostática que se estabelece sobre o paramento de montante e, eventualmente, sob o

paramento de jusante. Outra ação da água igualmente importante, principalmente para as barragens gravidade, é o efeito da subpressão que se estabelece no maciço de fundação e no plano de fundação. A solicitação da água apresenta ainda um efeito hidrodinâmico que se manifesta quando a barragem se encontra sujeita a uma ação dinâmica.

As ações térmicas não são usualmente condicionantes para a segurança global da estrutura. Têm origem, inicialmente, na dissipação de temperatura na fase de construção, devido à hidratação do cimento. Para além da fase construtiva, as ações térmicas têm origem nas variações de temperatura, decompostas na variação anual da temperatura e na variação diária da temperatura. Este último aspeto afeta apenas a face exterior e, por vezes, é o principal responsável pela fissuração superficial dos paramentos.

As ações sísmicas provocam vibrações cujas características dependem da intensidade, do tipo de terreno e suas discontinuidades, da distância ao epicentro e da profundidade do foco. As NPB referem que poderão ser utilizados espectros de potência e espectros de resposta, porém, para estruturas que apresentam comportamento não linear, deverão ser utilizados histórias de acelerações. Nestes casos os sismos distantes deverão ter 30 s de duração, enquanto os sismos próximos deverão ter, pelo menos, 10 s de duração. Para pequenas barragens é possível aplicar um método simplificado em que a ação sísmica é representada por uma força mássica distribuída, com variação linear, em que, ao nível do centro de gravidade da estrutura, a amplificação dinâmica é de 1,5.

Na Figura 3.2 estão representadas as forças de dimensionamento das barragens gravidade.

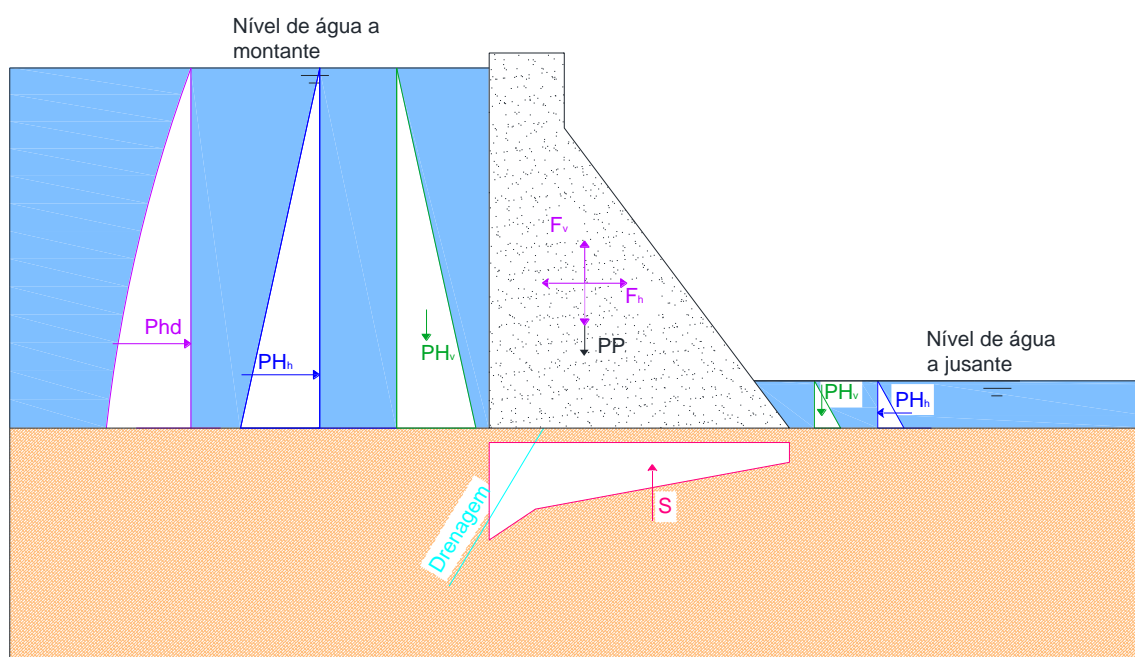


Figura 3.2 – Forças de dimensionamento das barragens de gravidade.

Sendo,

P_{hd} – pressão hidrodinâmica;

F_h – força sísmica horizontal;

F_v – força sísmica vertical;

PH_h – pressão hidrostática montante e jusante horizontal;

PH_v – pressão hidrostática montante e jusante vertical;

PP – peso próprio;

S – subpressão.

Resta ainda referir a ação devida à camada de gelo que se forma à superfície da albufeira, junto ao paramento de montante, e a ação devida ao caudal sólido que se acumula junto ao pé de montante. Ambas as ações são consideradas apenas em cenários correntes.

3.3.1. Ações atuantes

De seguida apresenta-se uma abordagem sobre a consideração das diversas ações, previamente introduzidas, no âmbito do dimensionamento e verificação da segurança estrutural de barragens de gravidade.

Peso Próprio

Considera-se, normalmente, o valor de 24 kN/m^3 para o peso volúmico do betão e 10 kN/m^3 para o peso volúmico da água.

Pressão Hidrostática

A pressão hidrostática é calculada em função da altura do reservatório e do peso volúmico da água. No dimensionamento de secções descarregadoras, as forças atuantes na face de jusante, podem ser significativas, pelo que devem ser determinadas criteriosamente quando usadas como forças estabilizantes.

Subpressão

A subpressão é considerada como uma força e inclui-se na análise de estabilidade e de tensões, para que garanta uma correta análise estrutural. Assume-se que as subpressões não se alteram durante um evento sísmico, pois acção sísmica tem uma natureza transitória (Fonseca, 2009).

Esta ação deve-se à percolação da água, sendo que nas discontinuidades atua segundo a direção normal à superfície. Os valores da distribuição correspondem à altura da coluna de água.

São tidas em conta duas situações, a primeira quando a ação é aplicada na superfície de inserção da barragem e a segunda quando aplicada em discontinuidades muito próximas da superfície de inserção.

Na situação 1 (Figura 3.3), assume-se que a rede de drenagem encontra-se em funcionamento, pelo que o diagrama de distribuição da carga apresenta um valor igual à coluna de água na face a montante sofrendo uma diminuição de $2/3$ na zona dos drenos, e decresce linearmente até ao valor na altura da coluna de água da face a jusante (Fonseca, 2009).

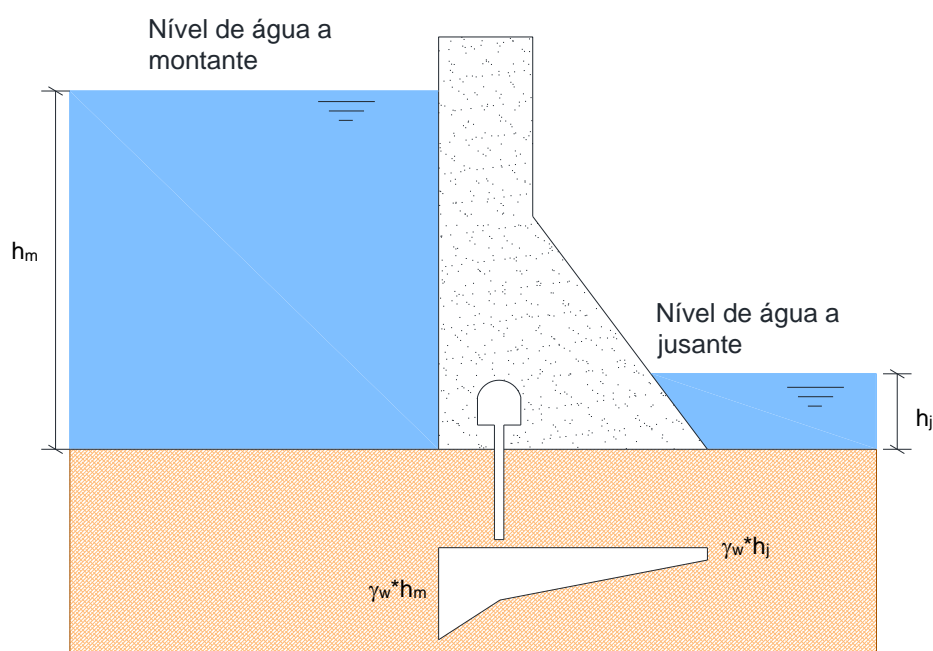


Figura 3.3 – Subpressão (situação 1).

Na situação 2 (Figura 3.4), considera-se que a rede de drenagem não está em funcionamento ou não existe, pelo que o diagrama de distribuição de carga assume o mesmo valor inicial e final que é apresentado na Figura 3.3 (Fonseca, 2009).

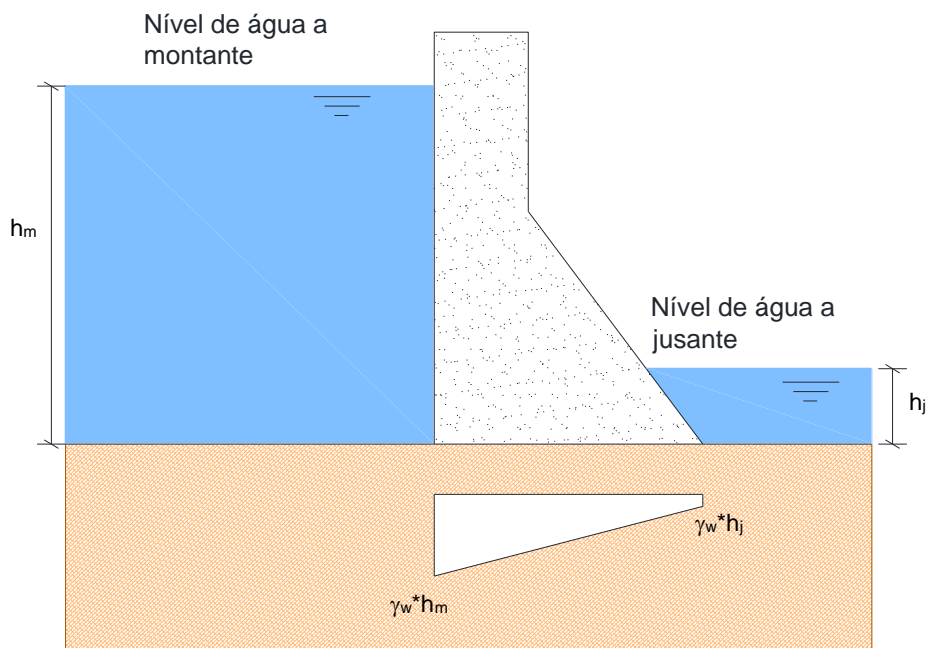


Figura 3.4 – Subpressão (situação 2).

Temperatura

As ações térmicas resultam da dissipação de temperatura na fase de construção, devido à hidratação do cimento, e das variações de temperatura, ou seja, variação anual da temperatura e variação diária da temperatura. A face exterior é afetada com mais facilidade, devido a estar mais exposta a estas variações, podendo apresentar fissuração superficial dos paramentos.

Ação Sísmica

As ações sísmicas em barragens, podem resultar de sismos naturais ou serem induzidas pelas albufeiras criadas com a construção das barragens. Resultam de uma súbita libertação de energia numa falha, devida a uma rotura mecânica com origem no foco ou hipocentro, que origina a propagação de vibrações sob a forma de ondas de diversa natureza (Faria, 1994). A definição e caracterização destas ações envolvem diversas variáveis, tais como as características dos sismos e terrenos, assim como a distância ao epicentro e profundidade do foco. Trata-se de uma matéria de grande complexidade que em muitas circunstâncias justifica o desenvolvimento de um estudo sismológico que abranja o máximo número de variáveis intervenientes na caracterização da ação sísmica, englobando uma análise a diferentes escalas geográficas: a nível do local da obra, da região em que se insere (num raio de dezenas

de quilómetros do local) e numa escala de “província tectónica” (algumas centenas de quilómetros) (Amaral, 2013).

Com a realização de estudos sismológicos é possível definir de forma mais adequada as ações sísmicas quanto à sua grandeza, forma e duração. Todavia, para efeitos da análise de estruturas de barragens, são usualmente considerados pelos regulamentos três cenários (sismos), conhecidos por: Sismo Máximo Expectável (SME), Sismo Máximo de Projeto (SMP) e Sismo Base de Projeto (SBP), sendo que estes dois últimos representam os cenários admitidos em projeto.

Em termos da análise é possível utilizar espectros de resposta ou acelerogramas sísmicos, contudo, no caso de barragens de maior dimensão e/ou em áreas de sismicidade relevante, em que pode ser necessário uma análise não-linear, o registo temporal é uma caracterização indispensável. A Norma Portuguesa (NPB, 1993) recomenda a utilização de vários sismos na análise, uma vez que alguns podem apresentar baixo conteúdo em energia numa determinada frequência e assim não é possível englobar todos os cenários possíveis na resposta.

Assim, para grandes obras faz-se o estudo do comportamento dinâmico global do conjunto e para pequenas obras a ação sísmica é representada por uma força mássica distribuída, com variação linear. Esta força, ao nível do centro de gravidade, toma como valor 1,5 vezes superior ao valor fixado ao nível da base de apoio (NPB, 1993).

Pressão Hidrodinâmica

O fenómeno sísmico também causa efeitos no reservatório de água. A excitação na estrutura e no solo causa uma perturbação na massa de água do reservatório a montante (ação mais relevante devido à maior massa existente em montante), criando pressões hidrodinâmicas devido às perdas de energia nas fronteiras do reservatório. Assim há que contar com uma ação hidrodinâmica, que se acrescenta à ação hidrostática da água, desestabilizando o bloco na direção horizontal.

Westergaard formulou uma hipótese simplificada para caracterizar o efeito hidrodinâmico no paramento montante. A quantificação da interação entre a água e a estrutura foi simplificada através de uma distribuição de pressões estudado pelo mesmo. Esta quantificação da ação hidrodinâmica corresponde a uma solução analítica que tem a sua base nas seguintes simplificações: a barragem é totalmente rígida, o fluido (água) incompressível, o reservatório semi-infinito (infinito na dimensão que tende para montante), apenas é considerada uma excitação horizontal e não é contabilizada nenhuma perturbação à superfície do fluido (ondas superficiais).

Na Figura 3.5 apresenta-se o diagrama de pressões assumido por Westergaard, o qual tem uma forma parabólica, como se pode ver no esquema aplicado a uma barragem gravidade.

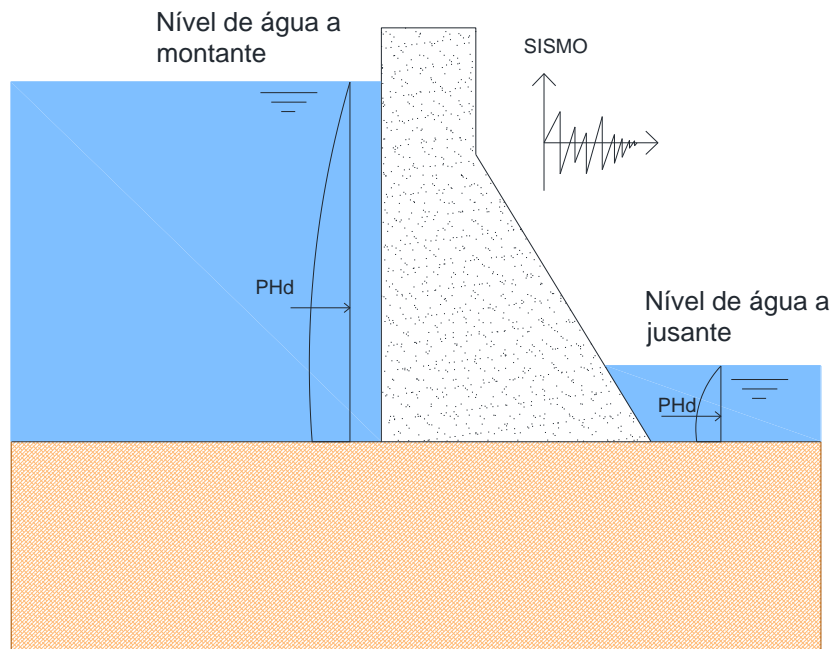


Figura 3.5 – Barragem sujeita à ação sísmica e pressão hidrodinâmica.

Gelo e sedimentos acumulados

Caso a barragem se encontre em regiões frias, o gelo pode provocar danos na estrutura, pelo que a ação do gelo também é importante para o dimensionamento da barragem. A formação do gelo origina pressões contra a parte superior do paramento de montante da barragem. No caso de existir sedimentos acumulados na albufeira, junto do paramento de montante, estes também provocam pressões na parte inferior da barragem.

3.3.2. Combinação de ações

Atendeno às ações anteriormente definidas apresentam-se agora as combinações de ações mais usuais uma vez que são estas que ditam o cenário que se quer analisar, no dimensionamento e na verificação da segurança estrutural destas obras.

Assim, segundo as NPB, devem ser considerados os seguintes cenários correntes: (a) peso próprio da estrutura isolado ou em conjunto com as ações que se verificam durante a fase construtiva, como a ação térmica devida à hidratação do cimento e à injeção das juntas; (b) peso próprio em conjunto com a pressão hidrostática e subpressão; (c) peso próprio em

conjunto com a pressão hidrostática, subpressão e variação da temperatura; (d) peso próprio, pressão hidrostática, subpressão, ação da camada superficial de gelo e ação do caudal sólido; (e) peso próprio, pressão hidrostática, subpressão e Sismo Base de Projeto (SBP). Quanto aos cenários de rotura, devem ser avaliados os seguintes casos: (f) peso próprio, pressão hidrostática, subpressão e ações resultantes de cheia; (g) peso próprio, pressão hidrostática, subpressão e Sismo Máximo de Projeto (SMP).

Conforme referido, para os cenários correntes, a estrutura deverá manter a sua funcionalidade, apresentando um comportamento essencialmente elástico. O maciço de fundação apenas poderá sofrer pequenas perturbações, mantendo a integridade da cortina de impermeabilização. Para os cenários de rotura, não se deverá verificar a rotura global da estrutura ou esta sofrer qualquer dano que possibilite a passagem descontrolada de água.

Na Tabela 3.1 estão descritas as combinações de ações a usar para os cenários correntes e de rotura.

Tabela 3.1 – Combinação de ações para cenários correntes e cenários de rotura.

		Combinação de Ações	
Cenários Correntes	Combinação 1	Peso próprio + Sismo (SBP)	
	Combinação 2	Peso próprio + Pressão hidrostática + Pressão hidrodinâmica + Subpressão + Sismo (SBP)	
Cenário Rotura	Combinação 3	Peso próprio + Pressão hidrostática + Pressão hidrodinâmica + Subpressão + Sismo (SMP)	

Nas figuras seguintes, são apresentadas em esquema as combinações antes abordadas que são utilizadas na verificação de segurança de barragens de gravidade.

Combinação 1 – Peso próprio (PP) + Sismo (SBP)

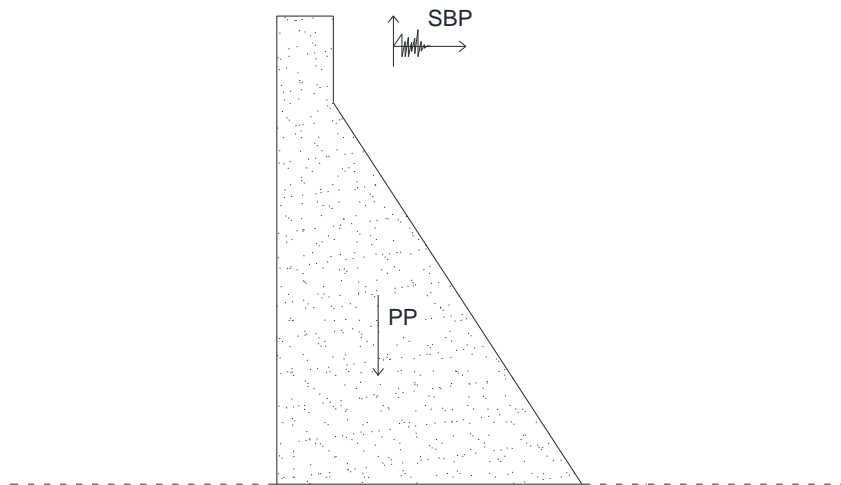


Figura 3.6 – Ações atuantes na combinação 1.

Combinação 2 – Peso próprio (PP) + Pressão hidrostática (PH) + Pressão hidrodinâmica (PHd) + Subpressão (S) + Sismo (SBP)

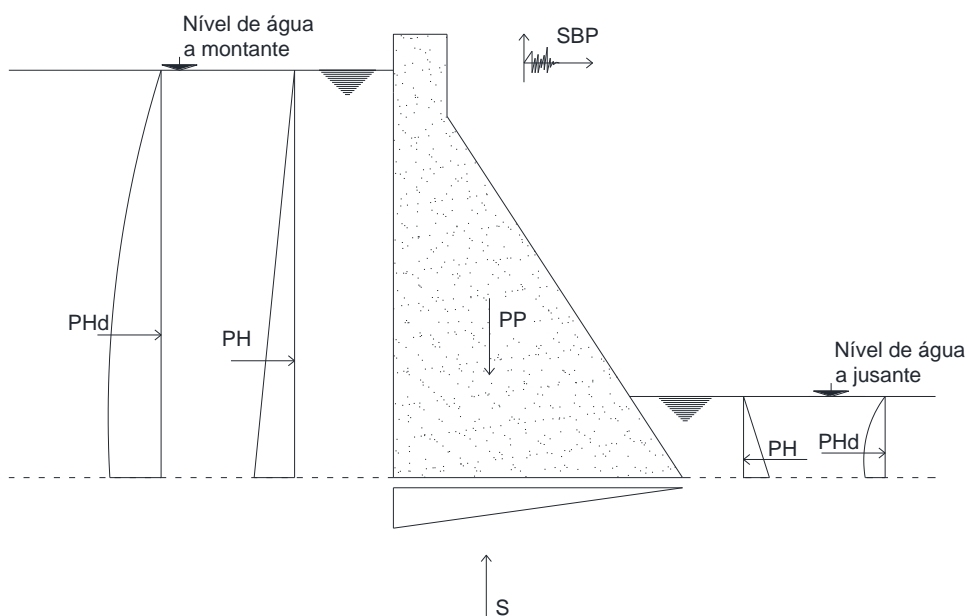


Figura 3.7 – Ações atuantes na combinação 2.

Combinação 3 – Peso próprio (PP) + Pressão hidrostática (PH) + Pressão hidrodinâmica (PHd) + Subpressão (S) + Sismo (SMP)

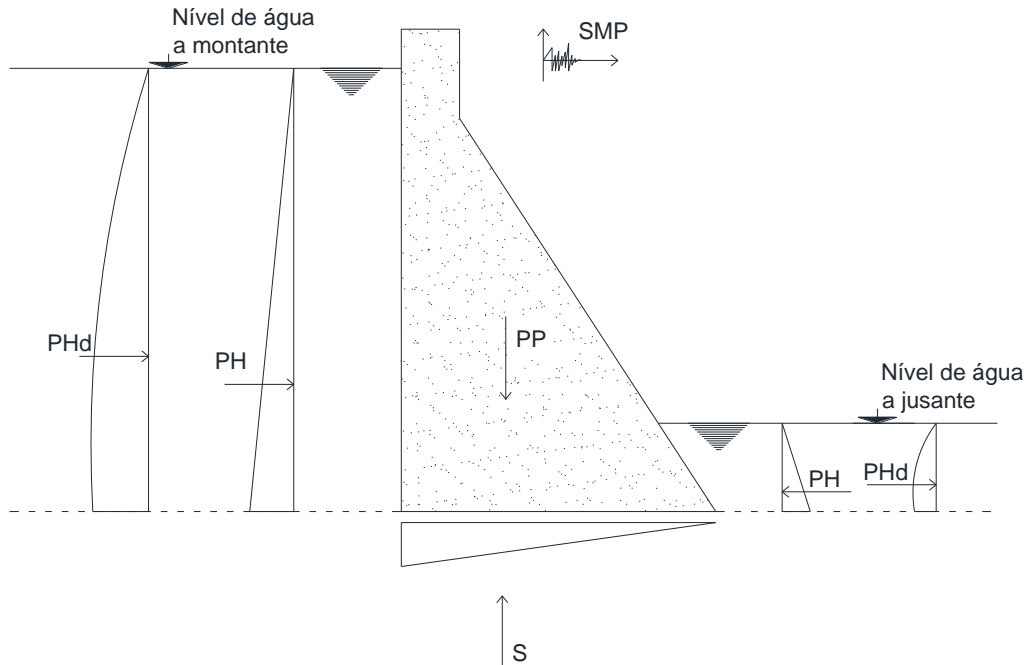


Figura 3.8 – Ações atuantes na combinação 3.

3.4. Verificação da segurança

A verificação da segurança estrutural de barragens gravidade envolve a análise das condições de segurança ao deslizamento, ao derrubamento e a capacidade de carga das fundações. Após garantida a estabilidade, segue-se a análise da magnitude e distribuição das tensões internas na estrutura.

Todavia, nas barragens de gravidade desenvolvem-se tensões internas relativamente baixas, pelo que, a segurança deste tipo de obras é condicionada, em regra, pela estabilidade global da estrutura como corpo rígido (deslizamento e derrubamento) e pelas tensões transmitidas à fundação.

Nos casos em que o maciço de fundação apresenta boa qualidade a pequena profundidade, não sendo assim requerida uma grande entrega da estrutura na fundação, são a verificação da segurança ao deslizamento e a não ocorrência de tensões de tracção no pé de montante que condicionam as formas do perfil. No caso de obras de maior dimensão será ainda necessário fazer verificações adicionais das tensões internas e da estabilidade ao deslizamento das superfícies horizontais de corte correspondentes às interfaces das camadas

de betonagem, embora isso não condicione, em regra, o dimensionamento (Batista e Farinha, 2011).

Assim, apresentam-se de seguida os principais aspectos associados à verificação das condições de estabilidade ao deslizamento e ao derrubamento, bem como a análise das condições de segurança das fundações.

3.4.1. Verificação das condições de estabilidade e das fundações

O dimensionamento de barragens de gravidade resulta das condições de estabilidade e do equilíbrio de elementos verticais isolados. Como tal, os blocos da barragem são separados uns dos outros por juntas de contração, no qual o limite de segurança é independente da resistência mecânica do betão e das tensões no corpo das estruturas, sendo que estas não podem exceder os limites admissíveis. As tensões de compressão são sempre baixas relativamente à resistência à compressão e as tensões de tração podem ocorrer localmente. Relativamente à estabilidade estrutural, esta deve ser verificada segundo hipotéticos mecanismos de deslizamento e derrubamento.

Como se pode observar na Figura 3.9, segundo os planos horizontais no corpo da barragem pode dar-se o deslizamento. Este mecanismo acontece devido ao contacto barragem-fundação ou ao longo de superfícies de descontinuidade existentes na fundação.

Em torno dos eixos de direção perpendicular ao vale, a jusante, pode dar-se o derrubamento. (Quintela *et al.*, 2001)

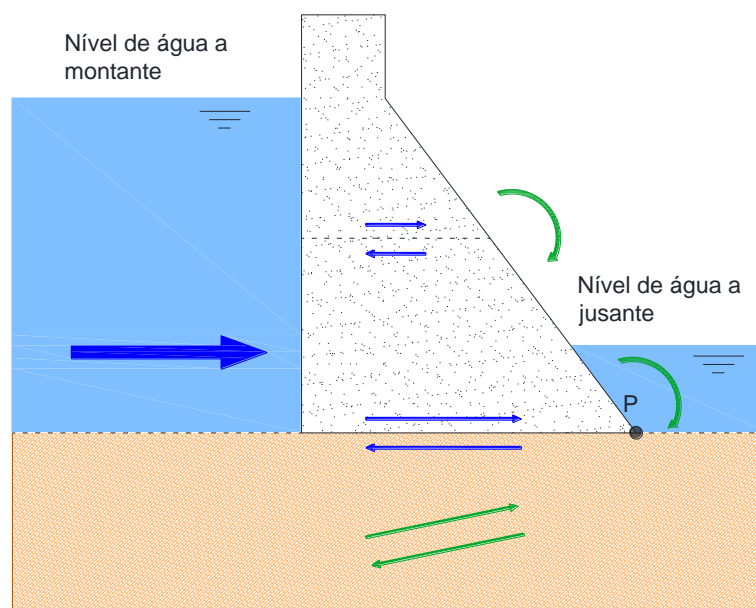


Figura 3.9 – Mecanismos de deslizamento e derrubamento (Quintela *et al.*, 2001).

3.4.2. Segurança ao deslizamento

Importa verificar, em todas as superfícies potenciais de deslizamento a seguinte condição,

$$F_R \geq F_S \quad (3.1)$$

A resultante das forças resistentes (F_R) e a resultante das forças solicitantes (F_S) tendem a provocar o deslizamento. A razão entre estas duas forças é o fator de segurança ao deslizamento.

As forças resistentes ocorrem devido à coesão e ao atrito interno existentes nas superfícies potenciais de deslizamento bem como aos impulsos hidrostáticos e passivos que se formam a jusante, contrariando a cinemática do movimento.

O deslizamento é causado pelos impulsos hidrostáticos e de sedimentos a montante, e pelos efeitos dos sismos, nas massas do corpo da barragem e da água do reservatório.

Como tal, na interface barragem-fundação ou ao longo de superfícies de descontinuidade existente na fundação, desenvolvem-se tensões tangenciais resistentes (V) que necessitam de verificação segundo o critério Mohr-Coulomb.

$$V = cB + Ntg\phi \quad (3.2)$$

em que B é a largura da base da barragem, N o esforço normal efetivo na superfície, c a coesão e ϕ o ângulo de atrito interno da interface.

As subpressões instaladas tendem a reduzir as forças normais à superfície de deslizamento, desfavorecendo a segurança. Esta é consequência da percolação de água existente nos maciços fraturados quando se instala uma diferença de potencial hidráulico entre montante e jusante.

A estabilidade ao deslizamento é expressa em termos de um coeficiente de segurança. Este coeficiente estabelece a relação entre os somatórios das forças estabilizantes e instabilizantes ao longo de uma potencial superfície de escorregamento. (Fonseca, 2009)

$$FS_{deslizamento} = \frac{\sum V_R}{\sum V} = \frac{\frac{tg\phi \cdot (\sum N - \sum S)}{\gamma_\phi} + \frac{c \cdot A_r}{\gamma_c}}{\sum V} \geq 1.0 \quad (3.3)$$

Em que

N – esforço normal (kN);

S – subpressão (kN);

V – esforço transversal (kN);

V_R – esforço transversal resistente (kN);

A_T – área da interface horizontal com coesão (m^2).

Caso o plano de escorregamento não seja horizontal as componentes horizontais e verticais têm que ser decompostas em componentes normais e tangenciais, pelo que o coeficiente de segurança é dado pela equação 3.4.

$$FS_{deslizamento} = \frac{(W \cos \theta - S + V \sin \theta) \cdot \frac{tg \phi}{\gamma_\phi} + \frac{c \cdot A_T}{\gamma_c}}{V \cos \theta - W \sin \theta} \quad (3.4)$$

3.4.3. Segurança ao derrubamento

Para o derrubamento, deve-se verificar, relativamente em torno de eixos de direção perpendicular ao vale, a seguinte condição:

$$M_R \geq M_S \quad (3.5)$$

em que M_R é o momento resistente (estabilizante) e M_S o momento derrubante, sendo que a razão entre estes dois momentos se designa por fator de segurança ao derrubamento.

Entende-se como momento resistente, o momento que contraria a rotação e por momento derrubante o que provoca essa mesma rotação.

Deve-se ter especial atenção às tensões transmitidas à fundação, pois devem-se evitar as trações no pé de montante. Relativamente às tensões de compressão que podem ser transmitidas no pé a montante, estas não influenciam o derrubamento, no entanto, para perfis de gravidade, a sua verificação deve ser sempre assegurada.

A segurança é verificada através da soma de todas as forças aplicadas (horizontal e vertical) à barragem com os momentos provocados pelas forças em torno do pé de jusante.

Atendendo ao *Eurocódigo 7* (EC7-2.4.2), o fator de segurança ao derrubamento é dada pela equação 3.6.

$$FS_{\text{derrubamento}} = \frac{\sum M_R}{\sum M_s} \quad (3.6)$$

No entanto, existem duas abordagens para esta verificação.

Numa primeira abordagem, pode-se recorrer a um fator de segurança global, em que as ações não são majoradas nem as propriedades dos materiais minoradas, adotando $FS_{\text{derrubamento}} \geq 1,5$.

Na segunda abordagem, recorre-se a coeficientes de segurança parciais de majoração para as ações e minoração para as propriedades dos materiais, adotando $FS_{\text{derrubamento}} \geq 1,0$.

Na Tabela 3.2 estão referidos os coeficientes de segurança parciais para o caso A (forças hidrostáticas constituem a principal ação desfavorável).

Tabela 3.2 – Coeficientes de segurança parciais em situações persistentes e transitórias ((NP EN 1997-1, 2010) – Q.2.1)

CASO	AÇÕES		
	Permanentes		Variáveis
	Desfavoráveis	Favoráveis	Desfavoráveis
A	1,00	0,95	1,50

Por não haver grandes trações a montante, normalmente, a segurança ao derrubamento não é condicionante (Fonseca, 2009).

3.4.4. Segurança das fundações

Um dos aspetos a ter em conta são os maciços rochosos que se encontram na fundação das barragens. Estes, por norma, são fraturados, heterogéneos e anisotrópicos. Como tal, recorre-se a tratamentos adequados de modo a melhorar as suas características mecânicas e hidráulicas, verificando assim as condições de estabilidade e deformação apropriadas e permeabilidade reduzida.

Para que se atinjam os fins descritos, recorre-se às seguintes medidas:

- aumento da resistência ao corte da fundação, da estabilidade dos taludes e da rigidez da fundação;
- melhorar o contacto entre o betão da barragem e da fundação;
- redução da quantidade de água que circula pela fundação e o valor da subpressão.

São feitas injeções de consolidação na camada superficial do maciço rochoso para que ocorra uma diminuição da deformabilidade na zona adjacente à base da barragem. Por conseguinte, estas injeções diminuem a deformação do maciço quando se impõe forças à barragem. Contudo, também devem selar as descontinuidades que se encontram próximo da superfície de contacto betão/maciço, para garantir a sua impermeabilidade.

Recorre-se, normalmente a cortinas de impermeabilização e redes de drenagem para evitar subpressões elevadas e à erosão dos materiais que se encontram nas descontinuidades dos maciços rochosos, proporcionando assim o controlo do escoamento na fundação das barragens.

A cortina de impermeabilização faz com que a passagem da água através do maciço seja mais difícil, reduzindo assim a quantidade de água que circula na fundação. Já a rede de drenagem tem outra função, ou seja, recolhe e controla o escoamento da água, diminuindo o valor da subpressão. Esta rede de drenagem é constituída por uma linha de furos localizados a jusante da cortina de impermeabilização.

Apenas são verificados os requisitos de segurança estrutural, nas barragens de gravidade, caso o perfil se encaixe no maciço rochoso e/ou a redução das subpressões seja feita através de uma rede de drenagem na fundação. Por sua vez, a galeria de drenagem deve ser posicionada de forma a evitar gradientes hidráulicos e velocidades de escoamento elevados. (Quintela *et al.*, 2001)

Na Figura 3.10 estão representadas as subpressões na base de um perfil de gravidade triangular.



Figura 3.10 – Rede de drenagem num perfil de gravidade triangular.

3.4.5. Verificação das tensões internas

A verificação das tensões internas existentes em estruturas de barragens de gravidade é usualmente feita considerando o regime elástico linear. Relativamente aos esforços de compressão não deverá existir grandes problemas, pois as tensões de compressão são tipicamente baixas quando comparadas com as da resistência do betão. Tratando-se de estruturas constituídas apenas por betão simples, têm uma tolerância muito reduzida às tensões de tracção, pelo que são estas que controlam a análise dinâmica.

Surge, assim, a necessidade de estudar pormenorizadamente a distribuição e grandeza das tensões, bem como outros fatores (por exemplo, o tempo durante o qual cada zona excede o valor de resistência à tração).

Este estudo, uma vez que tem extrema importância na segurança, poderá também exigir métodos de quantificação das ações mais desenvolvidos, de maneira a realizar análises dinâmicas com outra ordem de detalhe. Sendo assim, e tratando-se de uma fase avançada do projeto, é recomendada a utilização de um cálculo mais avançado, sendo muito usual a utilização de modelos de cálculo numérico por elementos finitos.

3.5. Métodos de análise sísmica

Numa fase inicial, usualmente na fase de pré-dimensionamento, a análise sísmica de barragens de gravidade pode ser feita recorrendo a métodos simplificados, tais como, a análise pseudo-estática e a análise pseudo-dinâmica, contudo estas análises apenas oferecem uma abordagem bastante simples sobre o comportamento dinâmico da estrutura, tendo apenas como vantagem o facto de o processo de cálculo ser bastante célere. Neste tipo de abordagens, simplifica-se ao máximo a quantificação dos parâmetros sísmicos e a caracterização da resposta da estrutura é efetuada através de idealizações já estudadas.

Todavia, atualmente não é adequado passar para uma fase posterior sem recorrer a métodos de análise do comportamento dinâmico mais avançados, tais como os métodos numéricos de elementos finitos, nos quais a avaliação do comportamento sísmico é efetuada recorrendo a análises modais que utilizam espectros de resposta e histórias de acelerações para analisar o comportamento dinâmico das estruturas.

3.5.1. Análise pseudo-estática

Esta análise estima as tensões que ocorrem nas secções da estrutura e verifica a estabilidade ao deslizamento e derrubamento devido à ação sísmica.

Método do coeficiente sísmico

As forças sísmicas são forças estáticas e combinadas com a pressão hidrostática, subpressão e cargas gravíticas.

Este método tem a finalidade de verificar a segurança ao deslizamento e derrubamento e as tensões no corpo da barragem, tomando este como um corpo rígido.

São consideradas também as forças de inércia, que atuam na estrutura tomando-as como produto da massa estrutural e são aplicadas no centro de gravidade; e as pressões hidrodinâmicas, que são multiplicadas por um coeficiente sísmico.

Este método apresenta resultados razoáveis quando toma a estrutura como um corpo rígido, como no caso do deslizamento numa barragem gravidade.

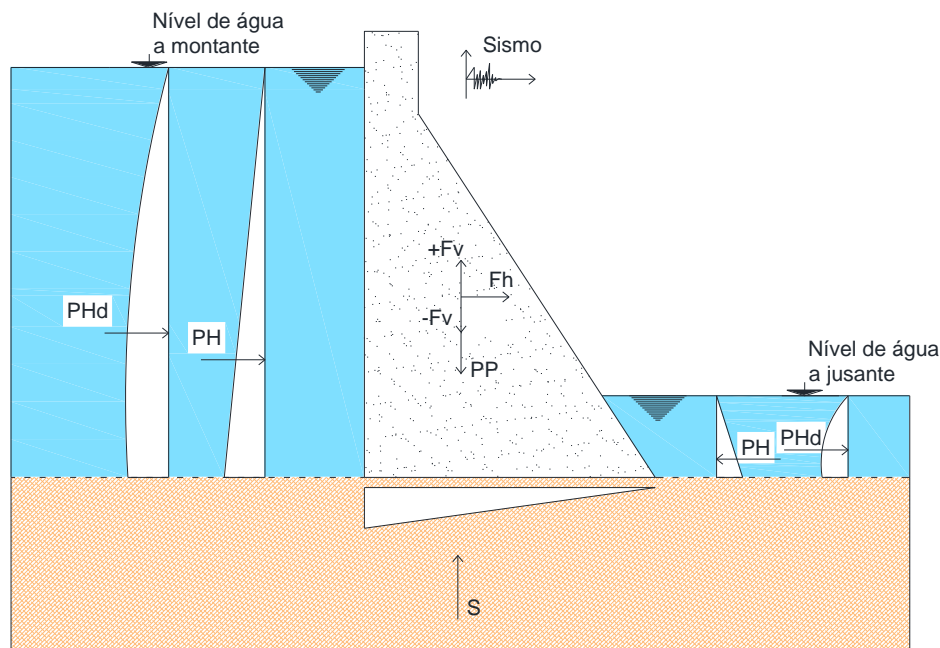


Figura 3.11 – Forças que atuam na barragem durante a ação sísmica.

Em que:

PP – peso da estrutura;

F_h – força sísmica horizontal devida ao peso da estrutura;

F_v – força sísmica vertical devida ao peso da estrutura;

P_H – pressão hidrostática;

P_{Hd} – pressão hidrodinâmica;

S – subpressão.

A força sísmica que faz acelerar a massa do betão da barragem é dada por:

$$F_h = M \cdot a = \frac{PP}{g} \cdot \alpha \cdot g = \alpha \cdot PP \quad (3.7)$$

Sendo:

F_h – força sísmica horizontal devida ao peso da estrutura (kN);

M – massa da estrutura (ton);

a – aceleração sísmica horizontal (m/s^2);

g – aceleração gravítica (m/s^2);

PP – peso próprio da estrutura (kN);

α – coeficiente sísmico horizontal.

Atendendo à teoria de *Westergaard* (1933) a pressão hidrodinâmica devida à ação sísmica é dada por:

$$PH_d = \frac{7}{12} \cdot \alpha \cdot \gamma_w \cdot h^2 \quad (3.8)$$

Sendo:

PH_d – pressão hidrodinâmica devida à ação sísmica (kN);

α – coeficiente sísmico horizontal;

h – altura total do nível de água (m).

3.5.2. Análise pseudo-dinâmica

Esta análise pode ser efetuada através de um *software* de cálculo automático, *CADAM*. Este *software* foi desenvolvido na École Polytechnique de Montréal, Canadá, com o objetivo de analisar a evolução da estabilidade estática e sísmica de barragens gravidade.

Baseia-se no método de gravidade, no qual se recorre a um corpo rígido em equilíbrio para efetuar estados de tensão e a fatores de segurança para barragens sujeitas a cargas variáveis estáticas e sísmicas.

3.5.3. Análise sísmica através de métodos numéricos

Neste tipo de análises o método mais utilizado é o método dos elementos finitos, que permite englobar as características dinâmicas da estrutura e representar os efeitos da interação da estrutura com a água (fluido) e o maciço da fundação envolvente.

Este tipo de análise recorre a espectros de resposta de modo a caracterizar os movimentos sísmicos das barragens gravidade quando sujeitas à ação sísmica. Para uma análise mais correta e se for exigido então faz-se uma análise ao longo do tempo, utilizando histórias de acelerações.

Espectros de resposta

Este método tem a finalidade de determinar a resposta ao sismo de estruturas com comportamento elástico. É aplicado no dimensionamento das barragens de modo a garantir que não ocorra fendilhação.

O espectro de resposta é uma representação gráfica de picos de resposta, quer de deslocamentos, velocidades e acelerações, de vários osciladores de diferentes frequências naturais, que são forçados em movimento pelas mesmas vibrações ou choques.

Estes avaliam a resposta de um sistema linear com múltiplos modos de vibração. Quanto maior for o número de modos de vibração e os métodos de combinação modal usados mais fiáveis são os resultados obtidos através desta análise. Para a obtenção das respostas modais recorre-se ao método da raiz quadrada da soma dos quadrados (SRSS) ou a combinação quadrática completa (CQC) (Fonseca, 2009).

Os valores máximos de resposta obtidos são sempre valores positivos, pelo que a análise através de espectros de resposta se torna limitada. Tornando inviável os resultados das deformadas e verificações do equilíbrio estático.

Análise utilizando história de acelerações

Como a análise de espectros de resposta apresenta limitações deve-se fazer uma análise mais controlada, análise ao longo do tempo.

Esta análise dá a conhecer várias histórias de acelerações com a finalidade de caracterizar muitos aspetos do movimento sísmico do terreno, como:

- duração;
- número de ciclos;
- presença de vibrações de alta energia;
- sequência de energia.

Os resultados obtidos nesta análise demonstram o comportamento que a estrutura tem quando sujeita a uma ação sísmica, informando quais os danos que podem ocorrer durante o sismo.

4. REFORÇO ESTRUTURAL DE BARRAGENS RECORRENDO A ANCORAGENS PASSIVAS

4.1. Considerações iniciais

Este capítulo foca-se nas ancoragens passivas, começando com uma breve introdução sobre as fundações de barragens gravidade, no qual são referidos os principais requisitos de segurança.

De seguida é referido alguns tipos de ancoragens (ativas e passivas), descrevendo as finalidades de cada tipo.

Visto que a dissertação se baseia no estudo do comportamento sísmico de barragens gravidade com ancoragens passivas, então importa referir principalmente os casos em que se verifica a necessidade de serem tomadas medidas de reforço estrutural pois a barragem não cumpre os requisitos de segurança.

4.2. Fundações nas barragens gravidade

4.2.1. Requisitos referentes ao maciço rochoso nas fundações das barragens gravidade

Os maciços rochosos regem-se de acordo com:

- A estrutura da barragem não admite assentamentos diferenciais, motivo pelo qual deve estar fundada em maciços rochosos, pois neste aspecto apresenta um comportamento superior ao dos solos;
- O diagrama de tensões varia de acordo com o nível da albufeira, podendo causar fadiga no maciço rochoso durante o enchimento e o esvaziamento;
- A erosão interna, nomeadamente nas descontinuidades, altera o maciço rochoso principalmente quando o gradiente hidráulico é elevado.

Deverá ser realizada uma avaliação geotécnica “*in situ*” para se estudar as suas características. É sabido que um maciço rochoso apresenta uma menor capacidade de resistência que a rocha intacta. As descontinuidades alteram a distribuição e a concentração

das solicitações. Muitos dos danos que ocorrem no sistema barragem-fundação estão relacionados com o comportamento da fundação.

Para minimizar os riscos, os seguintes aspectos devem ser considerados:

- De acordo com a altura da barragem, o plano de fundação deve ser estabelecido a uma profundidade de pelo menos 10 m;
- As cargas principais em barragens são horizontais, devidas à pressão hidrostática. As cargas verticais, devidas ao peso do betão da estrutura, são menos importantes;
- A pressão interna no maciço rochoso, com origem no escoamento da água, é função do gradiente hidráulico que se estabelece e da permeabilidade.

4.2.2. Avaliação da qualidade do maciço rochoso

A avaliação da qualidade do maciço rochoso deve seguir os seguintes procedimentos:

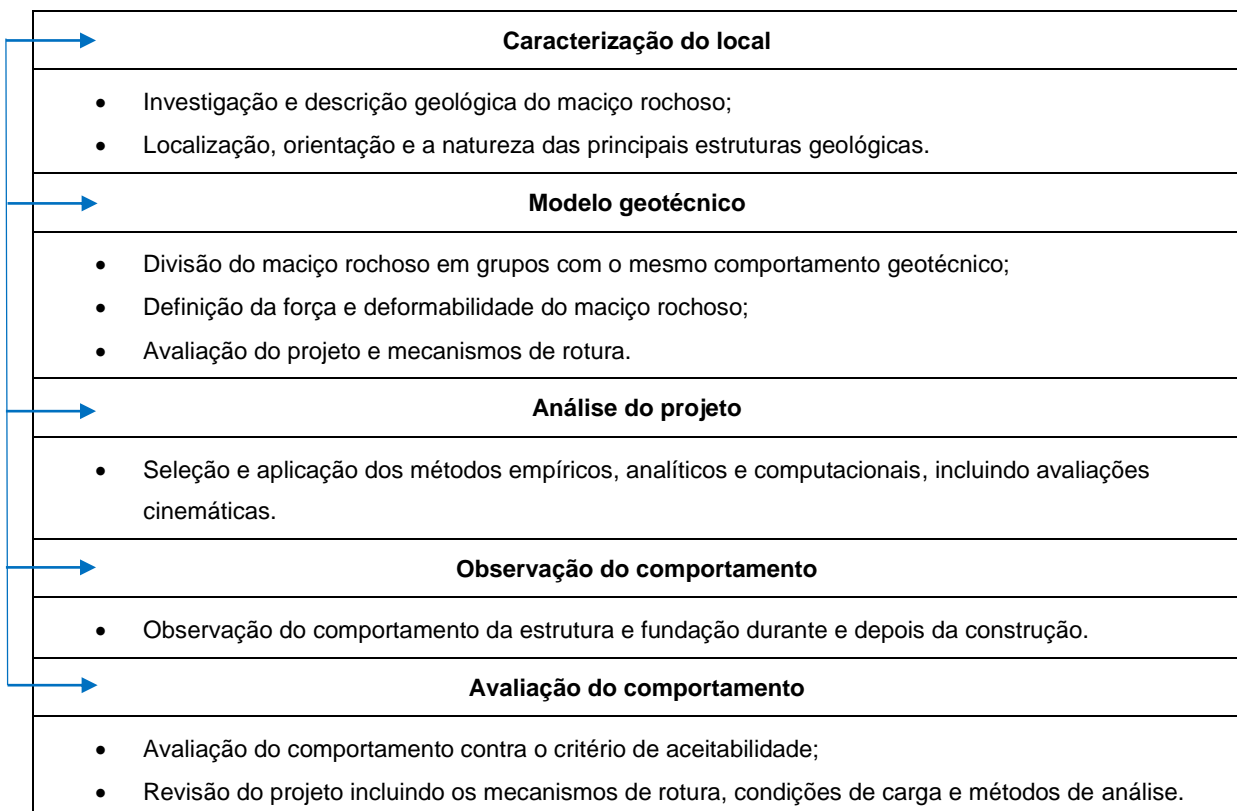


Figura 4.1 – Fluxograma da avaliação da estabilidade nas fundações segundo a geotecnia (Thomas-Lepine, 2012).

4.3. Reforço estrutural de barragens

Atualmente a construção de novas barragens têm vindo a diminuir, pelo que o reforço e a reabilitação têm-se tornado soluções necessárias para o aumento da idade média deste tipo de construção. Estas intervenções ocorrem quando são identificados fenómenos de deterioração que levam ao colapso da estrutura ou quando esta não cumpre os critérios de segurança impostos pelos regulamentos em vigor.

Nas barragens de betão têm-se vindo a notar que grande parte dos acidentes são provenientes dos fenómenos de deterioração que ocorrem na fundação. Este processo de envelhecimento é devido às ações cíclicas que atuam na estrutura com a subida e descida do nível da albufeira, que vão alterar o comportamento hidrodinâmico do maciço. A implementação de ancoragens é uma das formas de aumentar a capacidade resistente da fundação e minimizar este fenómeno (Figura 4.2).

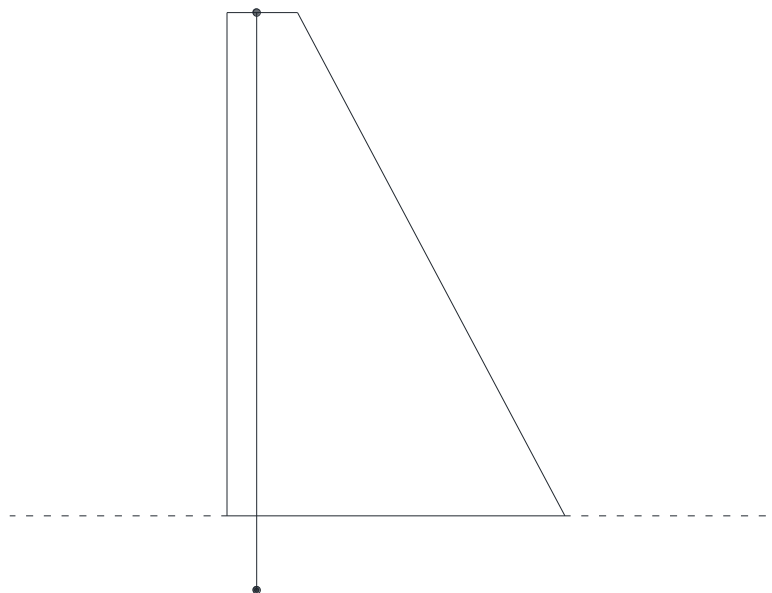


Figura 4.2 – Aplicação de ancoragens em barragens gravidade (Bretas *et al.*, 2010).

Entende-se como pregagem um sistema que transfere forças de tração e corte da estrutura para a fundação. Este sistema aparece por volta de 1950, para estabilização das rochas em túneis. A ancoragem pode ser ativa, caso em que são pré-esforçadas, ou passiva, caso em que a resposta da ancoragem é função da deformação que se verifica na estrutura.



Figura 4.3 – Ancoragem passiva e ancoragem ativa, respetivamente.

A ancoragem activa é instalada e posteriormente pré-esforçada. A carga transmitida nos elementos de suporte é mobilizada pela deformação interna dos maciços rochosos.

Deve-se tomar medidas de precaução de modo a que as ancoragens não se deteriorarem devido à corrosão. A injeção de calda é importante pois ajuda a proteger o aço.

As ancoragens ativas são aplicadas ao sistema barragem-fundação, no qual é aplicada, no momento da instalação uma determinada tensão. Este tipo de reforço trabalha fundamentalmente em tracção (Thomas-Lepine, 2012).

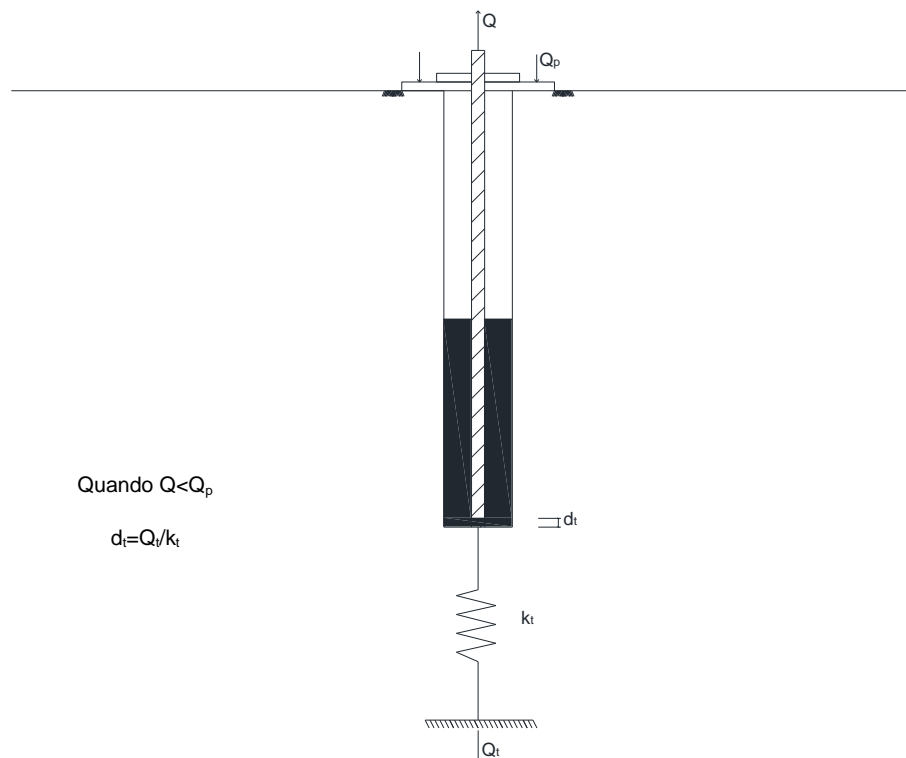


Figura 4.4 – Ancoragem ativa (pré-esforço). (Thomas-Lepine, 2012)

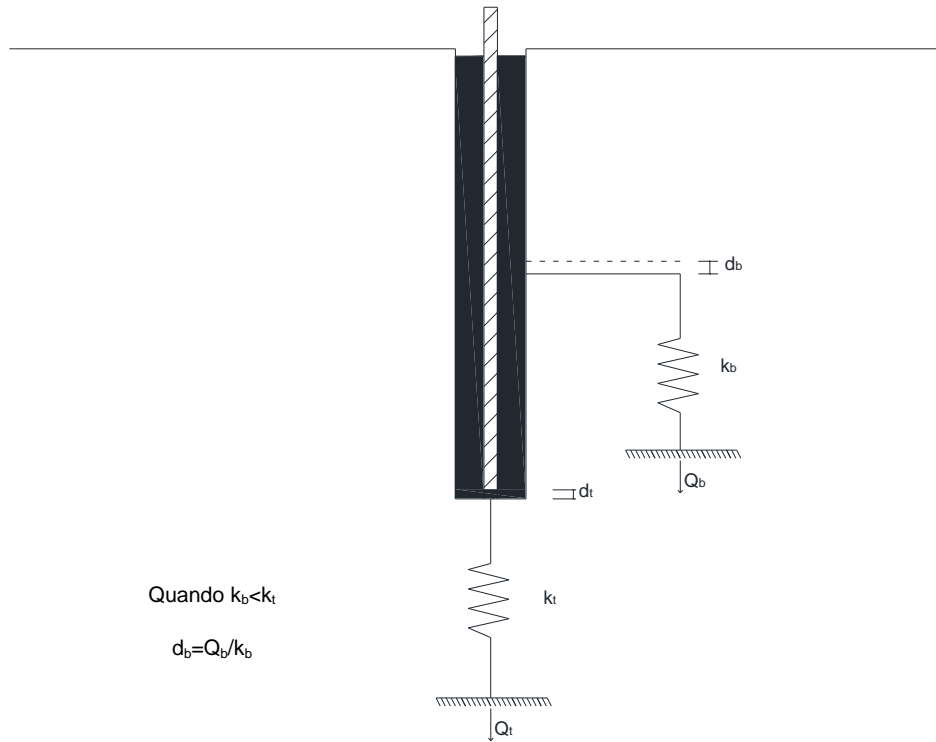


Figura 4.5 – Ancoragem passiva (pregagem). (Thomas-Lepine, 2012)

As pregagens são instaladas entre a superfície do maciço rochoso e o betão da estrutura. Estas contribuem, como medida de segurança adicional, para a estabilidade das barragens, aumentando a estabilidade contra o deslizamento e o derrubamento. As pregagens apenas podem contribuir para a estabilidade da barragem se estiverem sujeitas a forças de tração

5. ANÁLISE DE UMA BARRAGEM DE GRAVIDADE

5.1. Considerações iniciais

Neste capítulo irá efetuar-se a análise de um exemplo de uma barragem de gravidade, o exemplo escolhido é o da barragem de Penha Garcia, no concelho de Castelo Branco. (ver Figura 5.1)

Para este exemplo pretende-se verificar a segurança em relação às diversas ações que a solicitam, prestando-se particular atenção à ação sísmica. Caso não seja verificada a segurança, serão propostas algumas soluções de reforço de modo a que se garanta a segurança.



Figura 5.1 – Barragem de Penha Garcia. (1)

5.2. Descrição da barragem

A barragem de Penha Garcia é caracterizada por um perfil transversal de gravidade, foi construída em 1979, apresentando-se na Figura 5.2 a geometria da sua secção transversal e o respetivo nível de água para o cenário de Nível de Pleno Armazenamento (NPA). Esta obra tem uma altura de 25 m, um coroamento de 112 m de comprimento e 2 m de largura. Apresenta como características de albufeira uma capacidade total de 1,07 hm³ e o nível de pleno armazenamento (NPA) encontra-se a uma cota de 516 m.

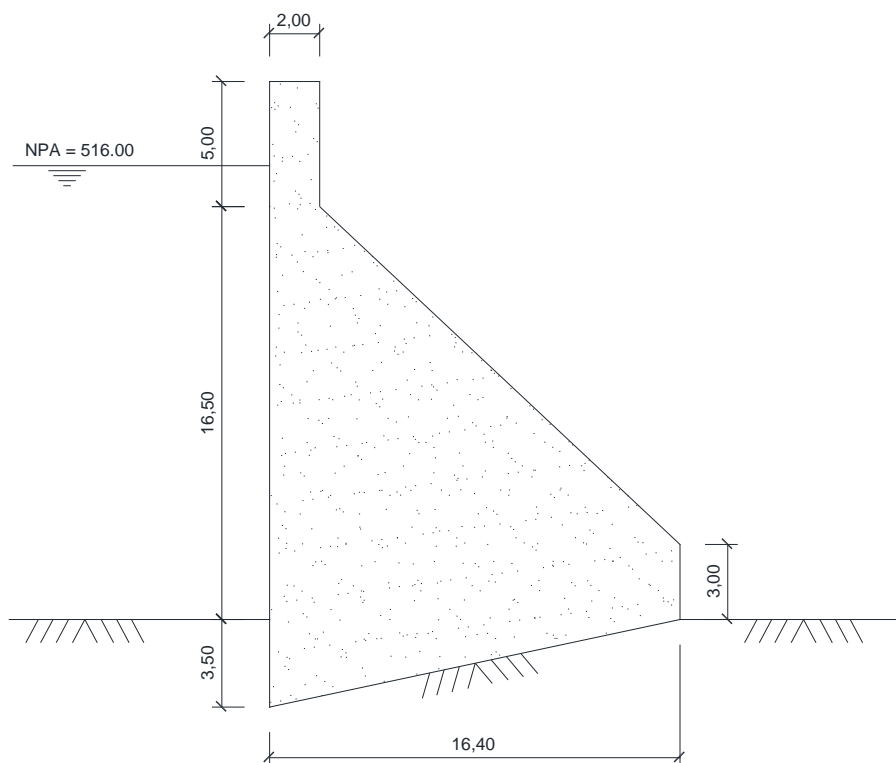


Figura 5.2 – Geometria da secção da barragem de Penha Garcia.

O estudo será efetuado para uma grande barragem, uma vez que as características da barragem corresponderem ao que o Regulamento de Segurança de Barragens pressupõe.

Na Tabela 5.1 apresentam-se as características gerais do material utilizado na construção da barragem, trata-se de um betão C20/25.

Tabela 5.1 – Características do betão C20/25 (Fonseca, 2009).

Barragem (betão C20/25)		
Peso volúmico	24 kN/m ³	
Resistência à compressão	13300 kN/m ²	
Resistência à tração	2200 kN/m ²	
Resistência ao corte	Coesão: C	400 kN/m ²
	Ângulo de atrito interno: ϕ	45°
Coeficiente de Poisson	0,2	
Módulo de elasticidade	30 GPa	

Relativamente à fundação trata-se de um maciço rochoso em quartzitos, apresentando-se na Tabela 5.2 a sua resistência à compressão e ao corte.

Tabela 5.2 – Características da fundação.

Fundação		
Resistência à compressão	$\sigma_{m\acute{a}x} =$	1000 kN/m ²
Resistência ao corte	Coesão: C =	200 kN/m ²
	Ângulo de atrito interno: $\phi =$	43°

5.3. Verificação da segurança

Para a análise sísmica são estipulados pelo RSA os períodos de retorno de 30 e 145 anos para o cenário corrente e de 2000 anos para o cenário de rotura. São apresentadas as acelerações sísmicas para os períodos de retorno referidos na Tabela 5.3.

Tabela 5.3 – Períodos de retorno e acelerações sísmicas.

Período de Retorno	Aceleração Sísmica
T = 30 anos	0,02 g
T = 145 anos	0,03 g
T = 2000 anos	0,05 g

Os valores de acelerações, velocidade ou deslocamento, espectros de resposta são alguns parâmetros sísmicos utilizados para a avaliação da segurança da barragem que caracterizam o Sismo Base de Projecto e o Sismo Máximo de Projecto.

Estes parâmetros sísmicos são influenciados pelo nível de risco sísmico do local da barragem e pelo nível de risco da estrutura.

O risco sísmico do local da barragem é classificado segundo a aceleração de pico do terreno (*peak ground acceleration - PGA*).

A escolha dos parâmetros sísmicos de cálculo são escolhidos segundo a classificação do nível de risco da barragem. Atendendo às características da barragem, à exigência de evacuação e ao dano potencial a jusante são determinados os fatores de risco da barragem (ver Tabela 5.4)

Tabela 5.4 – Fatores de risco da barragem. (adaptado a Fonseca, 2009)

Factor de risco	Extremo	Alto	Moderado	Baixo
Capacidade (hm ³)	> 120 (6)	120 – 1 (4)	1 – 0,1 (2)	< 0,1 (0)
Altura (m)	> 45 (6)	45 – 30 (4)	30 – 15 (2)	< 15 (0)
Exigência de evacuação (nº de pessoas)	> 1000 (12)	1000 – 100 (8)	100 – 1 (4)	Nenhuma (0)
Dano potencial a jusante	Alto (12)	Moderado (8)	Baixo (4)	Nenhum (0)

Conhecendo todos os fatores de risco da barragem, procede-se o cálculo do fator total de risco.

$$F_{Total} = F_c + F_a + F_e + F_d \quad (5.1)$$

Sendo:

F_c – fator de risco devido à capacidade;

F_a – fator de risco devido à altura;

F_e – fator de risco devido à exigência de evacuação;

F_d – fator de risco devido ao dano potencial a jusante.

Com base no fator de risco obtido através da expressão (5.1) é possível determinar a classe de risco a que a barragem está sujeita utilizando a Tabela 5.5.

Tabela 5.5 – Classe de risco da barragem. (Fonseca, 2009)

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

Após o enquadramento sobre a determinação do fator de risco e da classe de risco de barragens, apresentam-se na Tabela 5.6 os dados que serviram de base à classificação da barragem de Penha Garcia.

Tabela 5.6 – Dados relativos à barragem de Penha Garcia.

Capacidade da albufeira	1,07 hm ³
Altura máxima da barragem	25 m
Risco potencial a jusante	Nenhum
Evacuação de pessoas	Nenhum

$$F_T = F_c + F_a + F_e + F_d = 4 + 2 + 0 + 0 = 6$$

Atendendo ao facto de que o fator de risco da barragem é 6 então a classe de risco da barragem é I – Baixo, pelo que são exigidos apenas os métodos mais simples de análise.

De acordo com o exposto em 3.3 a verificação da segurança da barragem tem em conta um conjunto de combinações de ações, que para o caso em análise são as apresentadas na Tabela 5.7.

Tabela 5.7 – Combinação de ações.

Cenário	Combinação de ações
Corrente	PP+Sismo (SBP)
	PP+PH+PH _g +S+Sismo (SBP)
Rotura	PP+PH+ PH _g +S+Sismo (SMP)

É efetuada uma análise de estabilidade, para verificação da segurança ao deslizamento, derrubamento e tensões no corpo da barragem.

O fator de segurança ao deslizamento tem que ser superior a 1, como dita o EC7, de modo a que a barragem garanta a segurança ao deslizamento. Este fator é determinado pela equação 3.3 e os fatores parciais de segurança γ_ϕ e γ_c são os seguintes:

Tabela 5.8 – Fatores parciais de segurança.

	Cenário Corrente	Cenário Rotura
γ_ϕ	1,5	1,2
γ_c	5	---

Relativamente à análise do corpo da barragem, apenas se verifica a segurança ao deslizamento e determinam-se as tensões nas secções apresentadas na Figura 5.3.

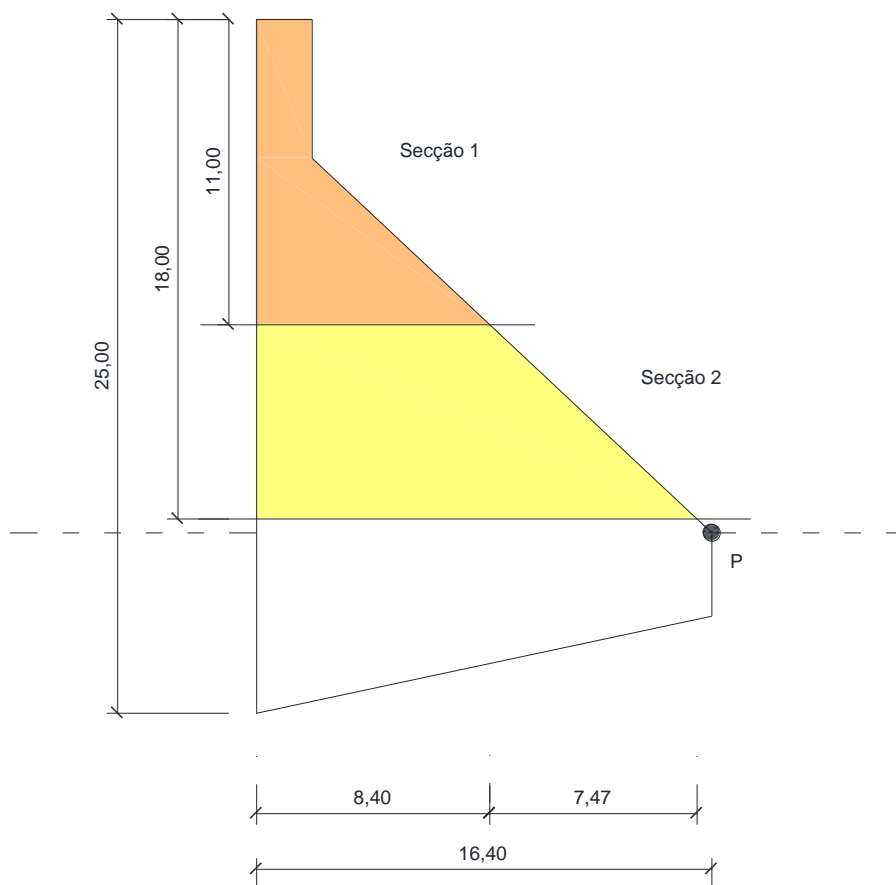


Figura 5.3 – Secções para a análise do corpo da barragem.

Serão realizadas duas análises sísmicas para a verificação da segurança. Primeiramente será realizada uma análise com base no método do coeficiente sísmico e de seguida, recorrendo a um programa de cálculo, *SAP2000*, uma análise através de espectros de resposta.

A ação sísmica é majorada por 1,5, para que os espectros de resposta se normalizem na compatibilização das normas das barragens e o RSA. Na Tabela 5.9 estão representadas as majorações das acelerações sísmicas para as três combinações de ações.

Tabela 5.9 – Acelerações sísmicas majoradas por 1.5.

Combinação 1	T = 30 anos	a = 0,030 g
Combinação 2	T = 145 anos	a = 0,045 g
Combinação 3	T = 2000 anos	a = 0,075 g

No cálculo das tensões máximas admissíveis, toma-se como 2,5 o coeficiente de segurança como dita o Art.º 31.2b das Normas de Projecto de Barragens.

$$\sigma_{\max \text{ comp}} = \frac{\sigma_{\text{comp}}}{2,5} \quad (5.2)$$

$$\sigma_{\max \text{ tração}} = \frac{\sigma_{\text{tração}}}{2,5}$$

Sendo:

$\sigma_{\max \text{ comp}}$ – tensão máxima de compressão;

$\sigma_{\max \text{ tração}}$ – tensão máxima de tração;

σ_{comp} – Resistência à compressão;

$\sigma_{\text{tração}}$ – Resistência à tração.

5.3.1. Cálculo das tensões máximas de compressão e tração

Tomam-se os valores da resistência à compressão e à tração descritos na Tabela 5.1 para o cálculo das tensões máximas.

$$\sigma_{\max \text{ comp}} = \frac{13300}{2,5} = 5320 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_{\max \text{ tração}} = \frac{2200}{2,5} = 880 \text{ kN} / \text{m}^2$$

5.3.2. Combinação 1: Peso próprio (PP) + Sismo (SBP)

Não existindo subpressão nem pressão hidrostática, então importa determinar as tensões no terreno e verificar a segurança ao derrubamento a montante. É considerado um período de retorno de 30 anos, uma vez que se presume que é o tempo que a albufeira está vazia.

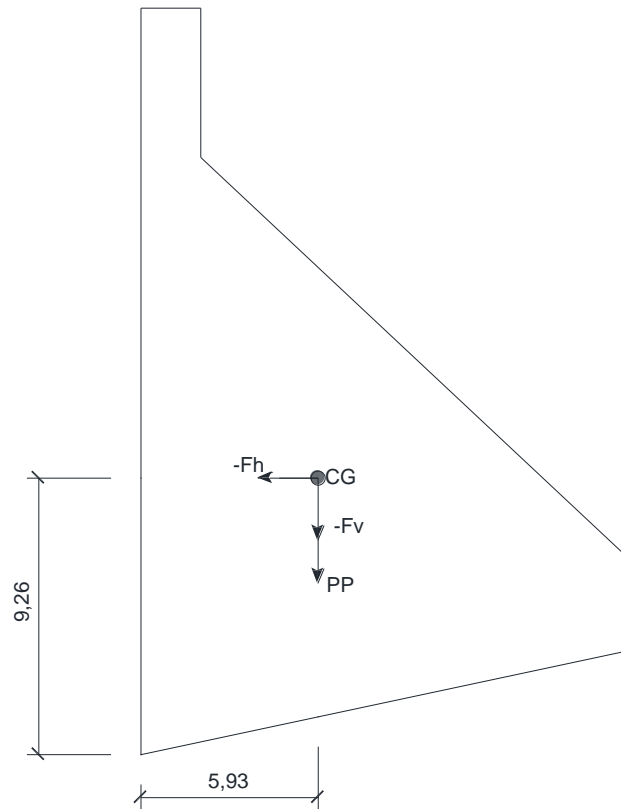


Figura 5.4 – Ações atuantes na barragem.

5.2.2.1 Cálculo do centro de gravidade da barragem

Atendendo à geometria da secção transversal da barragem, pode-se subdividir o perfil de gravidade em quatro elementos (ver Figura 5.5) de modo a facilitar a determinação do seu centro de gravidade.

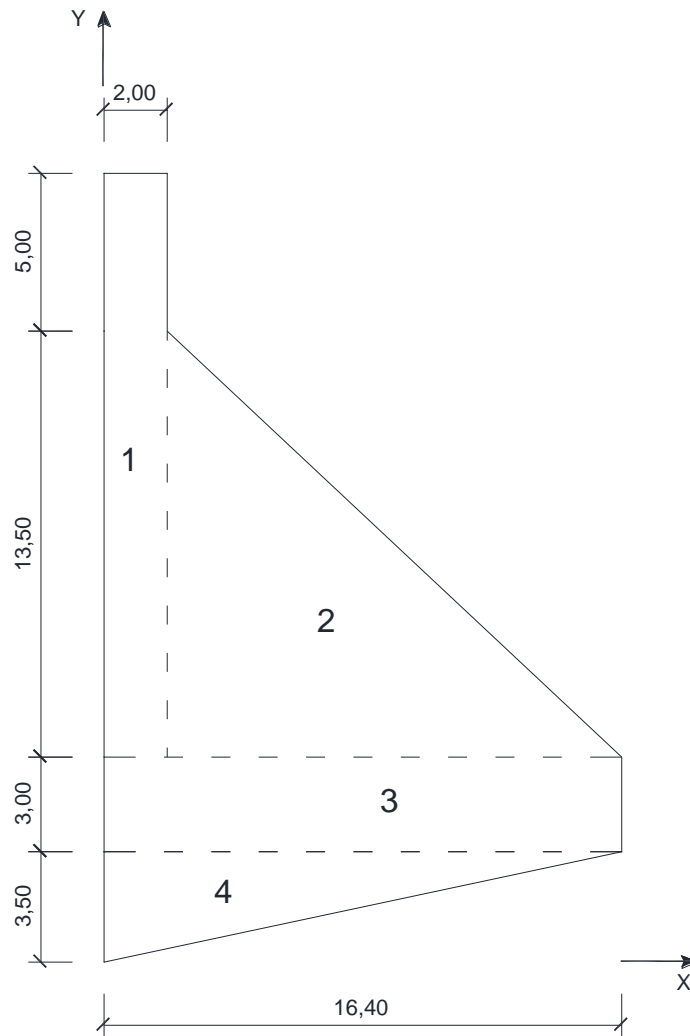


Figura 5.5 – Subdivisão da geometria da secção da barragem.

Sabendo as dimensões de cada elemento e respetivas áreas obtém-se o centro de gravidade através das seguintes equações.

$$x_{CG} = \frac{x_1 A_1 + x_2 A_2 + x_3 A_3 + x_4 A_4}{A_T} \quad (5.3)$$

$$y_{CG} = \frac{y_1 A_1 + y_2 A_2 + y_3 A_3 + y_4 A_4}{A_T} \quad (5.4)$$

Na Tabela 5.10 estão referidas as dimensões e respetivas áreas bem como as distâncias aos eixos.

Tabela 5.10 – Dimensões e respectivas áreas de cada figura geométrica representada.

Elementos	b (m)	h (m)	A (m ²)	d _x	d _y	x	y
1	2,00	18,50	37,00	0,00	6,50	1,00	15,75
2	14,40	13,50	97,20	2,00	6,50	6,80	11,00
3	16,40	3,00	49,20	0,00	3,50	8,20	5,00
4	16,40	3,50	28,70	0,00	0,00	5,47	2,33

De acordo com as equações 5.3 e 5.4 é determinado o centro de gravidade da barragem (ver Tabela 5.11).

Tabela 5.11 – Cálculo do centro de gravidade da barragem.

X _{CG}	Y _{CG}
5,93 m	9,26 m

5.2.2.2 Segurança ao deslizamento

Esta verificação apenas é importante quando existe pressão hidrostática, ou quando a ação sísmica é elevada, ou quando a subpressão diminui o peso da barragem. Uma vez que não existe pressão hidrostática nem subpressão então, apenas, se verifica a segurança ao derrubamento.

5.2.2.3 Segurança ao derrubamento

Na verificação da segurança ao derrubamento são calculados o peso próprio da estrutura e as forças sísmicas horizontal e vertical. No cálculo do peso próprio importa conhecer o volume do betão, pelo que na Tabela 5.12 encontram-se os valores da área, espessura e volume de betão da barragem.

Para a combinação 1, a força sísmica horizontal é multiplicada pela aceleração sísmica para um período de retorno de 30 anos ($a=0,02$ g) e a força vertical é 50% da força horizontal.

Tabela 5.12 – Cálculo da área e do volume da barragem.

A _{TOTAL} =	212,10 m ²
e =	1,00 m
V _{betão} =	212,10 m ³

$$PP = V_{bet\tilde{a}o} \times \gamma_{bet\tilde{a}o} = 212,10 \times 24 = 5090,40 \text{ kN}$$

$$F_H = 1,5 \times 0,02 \times PP = 1,5 \times 0,02 \times 5090,40 = 152,71 \text{ kN}$$

$$F_V = 0,5 \times F_H = 0,5 \times 152,71 = 76,36 \text{ kN}$$

5.2.2.4 Cálculo do Momento Estabilizante (M_R) e do Momento Instabilizante (M_S)

Determinados os valores anteriores calcula-se o momento estabilizante e instabilizante para a verificação da segurança ao derrubamento.

$$\sum M_R = 0,95 \times PP \times X_{CG} = 0,95 \times 5090,40 \times 5,93 = 28689,09 \text{ kNm}$$

$$\sum M_S = F_H \times Y_{CG} + F_V \times X_{CG} = 152,71 \times 9,26 + 76,36 \times 5,93 = 1867,70 \text{ kNm}$$

Então, segundo a equação 3.3 o fator de segurança ao derrubamento é

$$FS_{derrubamento} = \frac{\sum M_R}{\sum M_S} = \frac{28689,09}{1867,70} = 15,36 > 1,00$$

Como $FS_{derrubamento}$ é superior a 1 então verifica-se a segurança ao derrubamento.

5.2.2.5 Cálculo das tensões na fundação

Na análise das tensões na fundação e dos esforços internos nas barragens gravidade pode-se recorrer ao método de análise de gravidade de modo a calcular a distribuição de esforços ao longo de um plano horizontal na barragem.

Este método determina-se através segundo a equação 5.5.

$$\sigma_z = \frac{\sum N}{A} \pm \frac{\sum M \cdot y}{I} = \frac{N}{Lb} \pm \frac{6M}{Lb^2} \quad (5.5)$$

São tidos como valores de área, comprimento e largura da barragem, segundo um plano horizontal, os dados apresentados na Tabela 5.13 para o cálculo das tensões na fundação.

Tabela 5.13 – Características do plano horizontal na barragem.

b =	1,00 m
L =	16,4 m
A =	16,4 m ²

O esforço axial (N) e o momento fletor (M) é dado por:

$$\sum N = PP + F_v = 5090,40 + 76,36 = 5166,76 \text{ kN}$$

$$\sum M = F_H \times Y_{CG} + N \times \left(\frac{L}{2} - X_{CG} \right) = 152,71 \times 9,26 + 5166,76 \times \left(\frac{16,40}{2} - 5,93 \right) = 13130,11 \text{ kNm}$$

Então utilizando a equação 5.5, as tensões na fundação são:

$$\sigma = \frac{5166,76}{1 \times 16,40} \pm \frac{6 \times 13130,11}{1 \times 16,40^2} = \begin{cases} \sigma_{\max} = 607,95 \text{ kN} / \text{m}^2 \text{ (compressão)} \\ \sigma_{\min} = 22,14 \text{ kN} / \text{m}^2 \text{ (compressão)} \end{cases}$$

Visto que a tensão máxima de compressão é inferior a 1000 kN/m², verifica-se a segurança.

5.2.2.6 Análise do corpo da barragem

Na Figura 5.6 está representada a secção 1 definida em cima. É determinado o centro de gravidade do mesmo modo que se determinou para a estrutura inicial, subdividindo-a em dois elementos, com as características apresentadas na Tabela 5.14. O centro de gravidade é então determinado pelas equações 5.3 e 5.4, cujos valores estão descritos na Tabela 5.15.

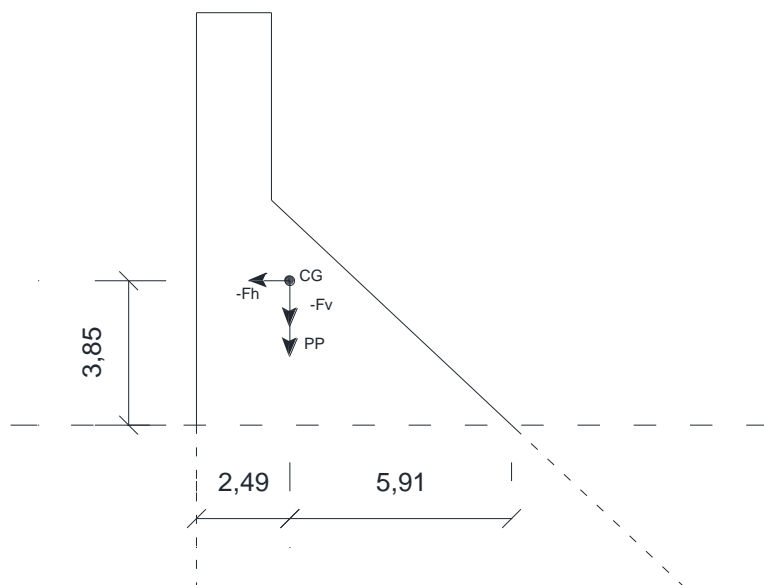


Figura 5.6 – Ações atuantes na secção 1 (ação sísmica vertical no sentido descendente) para a combinação 1.

Tabela 5.14 - Dimensões e respetivas áreas da secção 1.

Elementos	b (m)	h (m)	A (m ²)	d _x	d _y	x	y
1	2,00	11,00	22,00	0,00	0,00	1,00	5,50
2	6,51	6,00	19,53	2,00	0,00	4,17	2,00

Tabela 5.15 – Centro de gravidade da secção 1.

X _{CG}	Y _{CG}
2,49 m	3,85 m

Na Tabela 5.16 apresentam-se os valores da área, espessura e volume de betão para a secção 1.

Tabela 5.16 – Cálculo da área e volume da secção 1.

A _{TOTAL} =	41,53 m ²
e =	1,00 m
V _{betão} =	41,53 m ³

A ação mais relevante para a verificação da tensão máxima à compressão é a vertical no sentido descendente. Então o valor das forças são:

$$PP = V_{bet\tilde{a}o} \times \gamma_{bet\tilde{a}o} = 41,53 \times 24 = 996,72 \text{ kN}$$

$$F_H = 1,5 \times 0,02 \times PP = 1,5 \times 0,02 \times 996,72 = 29,90 \text{ kN}$$

$$F_V = 0,5 \times F_H = 0,5 \times 29,90 = 14,95 \text{ kN}$$

O esforço axial e momento fletor são determinados após o cálculo das forças que atuam na estrutura. Segundo as expressões seguintes estes tomam os seguintes valores:

$$\sum N = PP + F_V = 996,72 + 14,95 = 1011,67 \text{ kN}$$

$$\sum M = F_H \times Y_{CG} + N \times (8,40 - X_{CG}) = 29,90 \times 3,85 + 1011,67 \times (8,40 - 2,49) = 1818,90 \text{ kNm}$$

Segundo a equação 5.5, as tensões no corpo da barragem são:

$$\sigma = \frac{1011,67}{1 \times 8,40} \pm \frac{6 \times 1818,90}{1 \times 8,40^2} = \begin{cases} \sigma_{\max} = 275,11 \text{ kN} / \text{m}^2 \text{ (compress\~{a}o)} \\ \sigma_{\min} = -34,23 \text{ kN} / \text{m}^2 \text{ (tra\~{c}\~{a}o)} \end{cases}$$

Como $\sigma_{\max \text{ comp}} \leq 5320 \text{ kN/m}^2$ e $\sigma_{\max \text{ tra\~{c}\~{a}o}} \leq 880 \text{ kN/m}^2$ ent\~{a}o verifica-se a seguran\~{c}a.

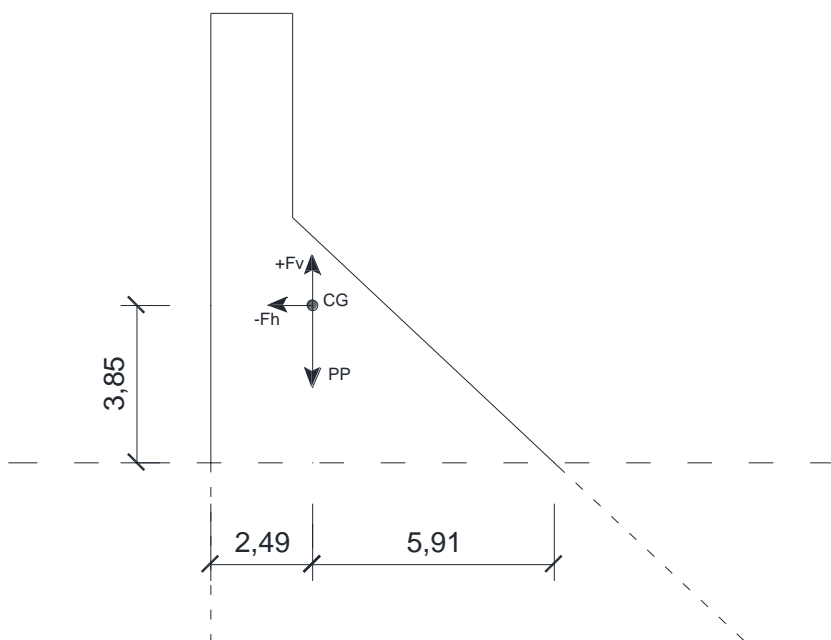


Figura 5.7 - Ações atuantes na secção 1 (ação sísmica vertical no sentido ascendente) para a combinação 1.

Para a ação sísmica vertical no sentido ascendente os esforços são os seguintes:

$$\sum N = 996,72 - 14,95 = 981,77 \text{ kN}$$

$$\sum M = 29,90 \times 3,85 + 981,77 \times \left(\frac{8,4}{2} - 2,49 \right) = 1793,35 \text{ kNm}$$

Segundo a equação 5.5, as tensões no corpo da barragem são:

$$\sigma = \frac{981,77}{1 \times 8,40} \pm \frac{6 \times 1793,35}{1 \times 8,40^2} = \begin{cases} \sigma_{\max} = 269,37 \text{ kN} / \text{m}^2 \text{ (compressão)} \\ \sigma_{\min} = -35,62 \text{ kN} / \text{m}^2 \text{ (tração)} \end{cases}$$

Então verifica-se a segurança uma vez que ambos são inferiores aos valores das tensões máximas admissíveis de compressão e tração.

Na Figura 5.8 está representada a secção 2 definida em 5.2. É determinado o centro de gravidade do mesmo modo que se determinou para a secção 1, subdividindo-a em dois elementos, com as características apresentadas na Tabela 5.17. O centro de gravidade é então determinado pelas equações 5.3 e 5.4, cujos valores estão descritos na Tabela 5.18.

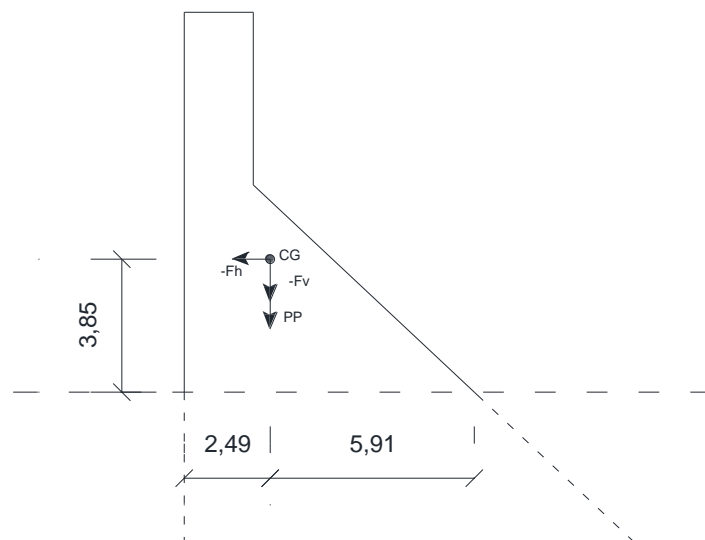


Figura 5.8 - Ações atuantes na secção 2 (ação sísmica vertical no sentido descendente) para a combinação 1.

Tabela 5.17 - Dimensões e respetivas áreas da secção 2.

Elementos	b (m)	h (m)	A (m ²)	d _x	d _y	x	y
1	2,00	18,00	36,00	0,00	0,00	1,00	9,00
2	13,87	13,00	90,16	2,00	0,00	6,62	4,33

Tabela 5.18 – Centro de gravidade na secção 2.

X _{CG}	Y _{CG}
5,02 m	5,67 m

Volta-se a considerar, apenas, a ação sísmica vertical no sentido descendente para o cálculo da tensão máxima de compressão.

Atendendo ao valor do volume de betão apresentado na Tabela 5.19 determina-se o peso próprio e por conseguinte as forças sísmicas horizontal e vertical.

Tabela 5.19 – Cálculo da área e volume da secção 2.

A _{TOTAL} =	126,16 m ²
e =	1,00 m
V _{betão} =	126,16 m ³

$$PP = 126,16 \times 24 = 3027,84 \text{ kN}$$

$$F_H = 1,5 \times 0,02 \times 3027,84 = 90,84 \text{ kN}$$

$$F_V = 0,5 \times 90,84 = 45,42 \text{ kN}$$

Os esforços axiais e momento fletor são determinados e tomam os seguintes valores:

$$\sum N = 3027,84 + 45,42 = 3073,26 \text{ kN}$$

$$\sum M = 3073,26 \times \left(\frac{15,87}{2} - 5,02 \right) + 90,84 \times 5,67 = 9473,62 \text{ kNm}$$

Na sequência dos cálculos efetuados, determinam-se as tensões no corpo da barragem pela equação 5.5.

$$\sigma = \frac{3073,26}{1 \times 15,87} \pm \frac{6 \times 9473,62}{1 \times 15,87^2} = \begin{cases} \sigma_{\max} = 419,34 \text{ kN} / \text{m}^2 \text{ (compressão)} \\ \sigma_{\min} = -32,04 \text{ kN} / \text{m}^2 \text{ (tração)} \end{cases}$$

Como $\sigma_{\max \text{ comp}} \leq 5320 \text{ kN/m}^2$ e $\sigma_{\max \text{ tração}} \leq 880 \text{ kN/m}^2$ então verifica-se a segurança.

No cálculo das tensões máximas de tração a ação mais condicionante é a ação sísmica vertical no sentido ascendente.

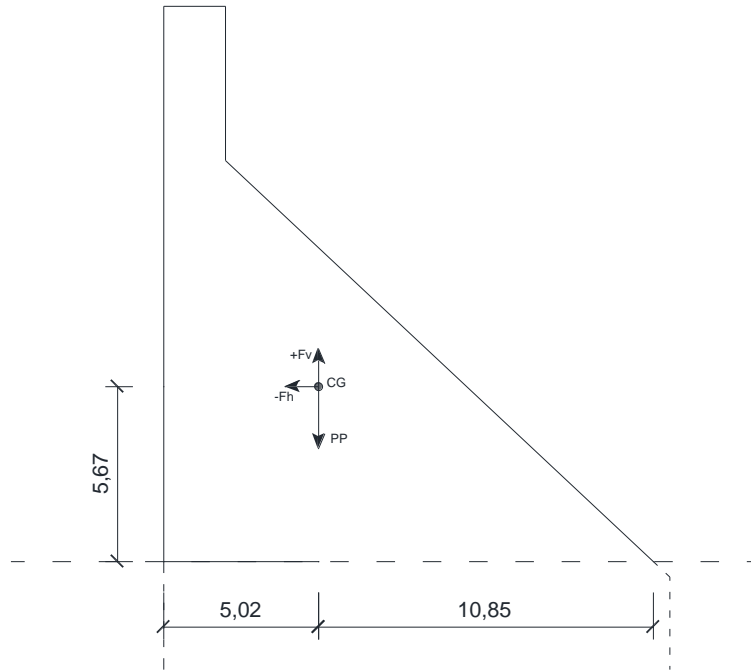


Figura 5.9 - Ações atuantes na secção 2 (ação sísmica vertical no sentido ascendente) para a combinação 1.

Visto ainda se estar perante a secção 2, mas com a ação sísmica vertical no sentido ascendente, os esforços axiais e momento fletor tomam os seguintes valores:

$$\sum N = 3027,84 - 45,42 = 2982,42 \text{ kN}$$

$$\sum M = 2982,42 \times \left(\frac{15,87}{2} - 5,02 \right) + 90,84 \times 5,67 = 9208,82 \text{ kNm}$$

Assim, pela equação 5.5, as tensões no corpo da barragem, para a ação sísmica vertical no sentido ascendente são:

$$\sigma = \frac{2982,42}{1 \times 15,87} \pm \frac{6 \times 9208,82}{1 \times 15,87^2} = \begin{cases} \sigma_{\max} = 407,31 \text{ kN/m}^2 \text{ (compressão)} \\ \sigma_{\min} = -31,45 \text{ kN/m}^2 \text{ (tração)} \end{cases}$$

Como $\sigma_{\max \text{ comp}} \leq 5320 \text{ kN/m}^2$ e $\sigma_{\max \text{ tração}} \leq 880 \text{ kN/m}^2$ então verifica-se a segurança.

5.3.3. Combinação 2: PP + PH + PHd + S + Sismo (SBP)

Nesta combinação as ações predominantes são: o peso próprio da estrutura, a pressão hidrostática e hidrodinâmica da água, a subpressão e a ação sísmica (SBP).

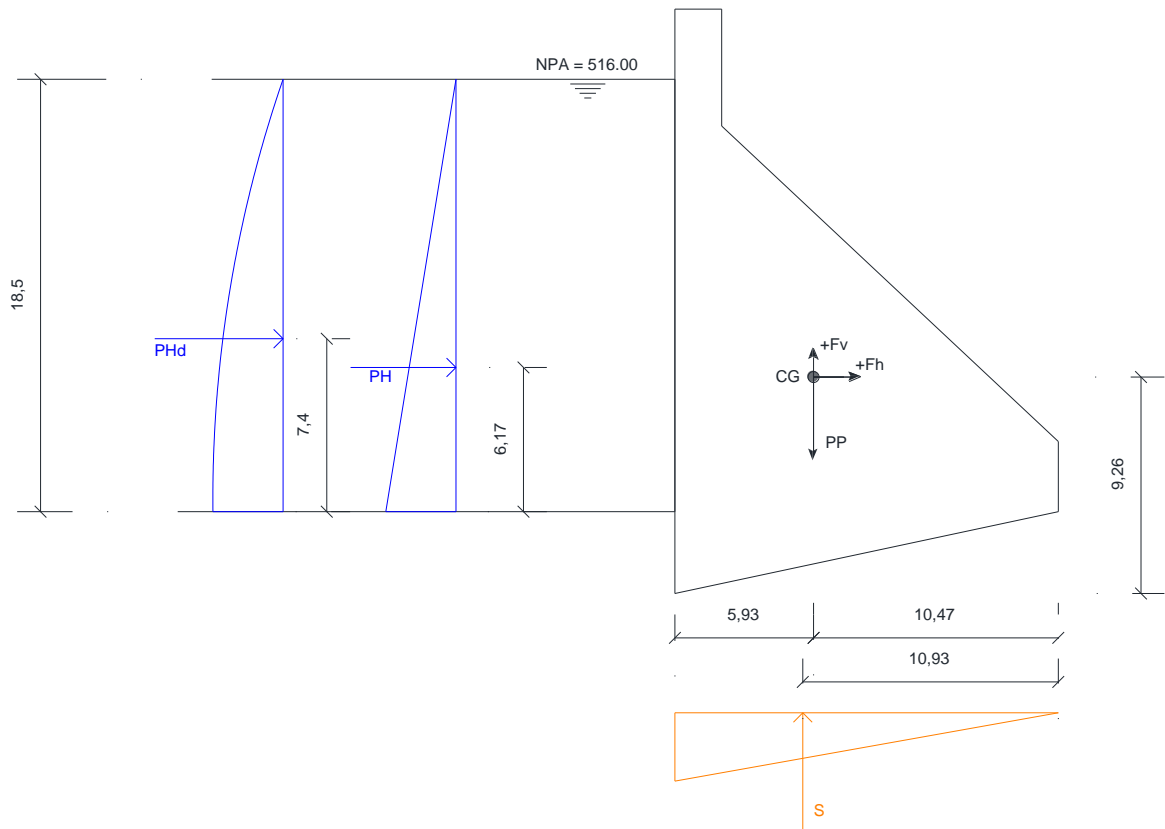


Figura 5.10 – Ações atuantes na barragem.

5.3.3.1. Segurança ao deslizamento

O deslizamento ocorre quando a estrutura está sujeita à ação da água (pressão hidrostática e subpressão). A ação da água está presente na combinação 2 pelo que a verificação da segurança ao deslizamento é relevante.

Na verificação da segurança ao deslizamento determina-se o fator de segurança pela equação (5.6).

$$FS_{\text{deslizamento}} = \frac{\frac{tg\phi \cdot (\sum N - S)}{\gamma_{\phi}} + \frac{c \cdot A_r}{\gamma_c}}{\sum V} \quad (5.6)$$

Este tem que ser superior a 1, como foi referido em 3.4.2.

O fator de segurança é expresso em função de coeficientes de segurança, γ_ϕ e γ_c . Para a situação corrente tomam os valores apresentados na Tabela 5.20.

Tabela 5.20 – Coeficientes de segurança para a situação corrente.

γ_ϕ	γ_c
1,50	5,00

e $V_{\text{betão}} = 212,10 \text{ m}^3/\text{m.l.}$, então determinam-se as forças sísmicas, no qual a aceleração sísmica assume para esta combinação o valor de 0,03 g; a pressão hidrostática e hidrodinâmica; e a subpressão, segundo as expressões dadas de seguida.

$$PP = 212,10 \times 24 = 5090,40 \text{ kN}$$

$$F_H = 1,5 \times 0,03 \times 5090,40 = 229,07 \text{ kN}$$

$$F_V = 0,5 \times 229,07 = 114,53 \text{ kN}$$

$$PH = \frac{1}{2} \times \gamma_w \times h^2 = \frac{1}{2} \times 10 \times 18,5^2 = 1711,25 \text{ kN}$$

$$PH_d = 1,5 \times \frac{7}{12} \times \alpha \times \gamma_w \times h^2 = 1,5 \times \frac{7}{12} \times 0,03 \times 10 \times 18,5^2 = 89,84 \text{ kN}$$

$$S = \frac{1}{2} \times \gamma_w \times h \times L = \frac{1}{2} \times 10 \times 18,50 \times 16,40 = 1517,00 \text{ kN}$$

Na Tabela 5.21 são dados a conhecer as características do betão e da fundação. Como já foi referido no cálculo das forças a aceleração sísmica varia consoante a combinação de ação. Para um período de retorno de 145 anos a aceleração sísmica tem como valor 0,03 g. A secção transversal tem uma altura de 18,5 m (altura até ao Nível de Pleno Armazenamento) e um comprimento de 16,4 m.

Relativamente à fundação, o maciço rochoso tem um ângulo de atrito de 43° e uma coesão de 200 kN/m^2 .

Tabela 5.21 – Características do betão/fundação (Fonseca, 2009).

$\alpha =$	0,03
$h =$	18,5 m

$\gamma_w=$	10 kN/m ³
$L=$	16,4 m
$\phi=$	43°
$c=$	200 kN/m ²
$A_T=$	16,40 m ²

Determinadas as forças que exercem na estrutura, calculam-se os esforços (axial e transverso). Estes esforços são em função das forças sísmicas, peso próprio da estrutura e pressão hidrostática e hidrodinâmica. O peso próprio é afetado de um coeficiente de segurança parcial de 0,95 (ação permanente favorável), uma vez que a pressão hidrostática constitui a principal ação desfavorável. (EC7 – 2.4.2)

$$\sum N = 0,95 \times PP - F_v = 0,95 \times 5090,40 - 114,53 = 4975,87 \text{ kN}$$

$$\sum V = PH + PH_d + F_H = 1711,25 + 89,84 + 229,07 = 2030,16 \text{ kN}$$

Recorrendo à equação 5.4, o fator de segurança ao deslizamento é

$$FS_{\text{deslizamento}} = \frac{\frac{\text{tg}(43) \cdot (4975,87 - 1517,00)}{1,50} + \frac{200 \times 16,40}{5,00}}{2030,16} = 1,38 > 1,00$$

Como $FS_{\text{deslizamento}} = 1,38$, logo superior a 1 então verifica-se a segurança ao deslizamento.

5.3.3.2. Segurança ao derrubamento

Na combinação 2, o peso próprio da estrutura tem o mesmo valor da combinação 1 pois não existe alteração, enquanto que para as forças sísmicas (horizontal e vertical) sofrem alteração. A aceleração sísmica nesta combinação como tem valor de 0,03 g a força sísmica horizontal assume um valor superior ao da combinação 1. Como a força sísmica vertical depende da força sísmica horizontal então o valor também é alterado.

$$PP = 212,10 \times 24 = 5090,40 \text{ kN}$$

$$F_H = 1,5 \times 0,03 \times 5090,40 = 229,07 \text{ kN}$$

$$F_V = 0,5 \times 229,07 = 114,53 \text{ kN}$$

Calculadas as forças que exercem na estrutura, determina-se o momento estabilizante (M_R) e o momento instabilizante (M_S).

$$M_R = 0,95 \times 5090,40 \times 10,47 = 50631,66 \text{ kNm}$$

$$\begin{aligned} M_S &= 89,84 \times 7,40 + 1711,25 \times 6,17 + 229,07 \times 9,26 + 114,53 \times 10,47 + 1517,00 \times 10,93 = \\ &= 31125,32 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Uma vez calculado o momento estabilizante e o momento instabilizante, determina-se o fator de segurança ao derrubamento.

$$FS_{\text{derrubamento}} = \frac{50631,66}{31125,32} = 1,63 > 1,00$$

Como $FS_{\text{derrubamento}} = 1,63$, logo superior a 1, então verifica-se a segurança ao derrubamento.

5.3.3.3. Cálculo das tensões na fundação

Considerando primeiramente a ação sísmica vertical no sentido ascendente, são determinados os esforços (N e M) em função das forças determinadas em 5.3.3.1.

$$\sum N = 5090,40 - 1517,00 - 114,53 = 3458,87 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} \sum M &= -89,84 \times 7,4 - 1711,25 \times 6,17 - 229,07 \times 9,26 - 114,53 \times \left(\frac{16,40}{2} - (16,40 - 5,93) \right) - \\ &- 1517,00 \times \left(\frac{16,40}{2} - (16,40 - 10,93) \right) + 5090,40 \times \left(\frac{16,40}{2} - 5,93 \right) = -6204,21 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Pela equação (5.5), são determinadas as tensões máximas e mínimas de compressão que ocorrem na estrutura.

$$\sigma = \frac{3458,87}{1 \times 16,40} \pm \frac{6 \times 6204,21}{1 \times 16,40^2} = \begin{cases} \sigma_{\max} = 349,31 \text{ kN} / \text{m}^2 \text{ (compress\~ao)} \\ \sigma_{\min} = 72,50 \text{ kN} / \text{m}^2 \text{ (compress\~ao)} \end{cases}$$

Como a tens\~ao m\~axima de compress\~ao \u00e9 inferior a 1000 kN/m² verifica-se a seguran\u00e7a.

Considerando agora a a\u00e7\~ao s\u00edsmica vertical no sentido descendente, e as for\u00e7as que exercem na estrutura determinadas em 5.3.3.1 calculam-se os esfor\u00e7os (N e M).

$$\sum N = 5090,40 - 1517,00 + 114,53 = 3687,93 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} \sum M &= -89,84 \times 7,4 - 1711,25 \times 6,17 - 229,07 \times 9,26 + 114,53 \times \left(\frac{16,40}{2} - (16,40 - 5,93) \right) - \\ &- 1517,00 \times \left(\frac{16,40}{2} - (16,40 - 10,93) \right) + 5090,40 \times \left(\frac{16,40}{2} - 5,93 \right) = -5684,81 \text{ kNm} \end{aligned}$$

S\~ao determinadas as tens\~oes m\~aximas e m\u00ednimas de compress\~ao, para a a\u00e7\~ao s\u00edsmica vertical no sentido descendente, pela equa\u00e7\~ao (5.5).

$$\sigma = \frac{3687,93}{1 \times 16,40} \pm \frac{6 \times 5684,81}{1 \times 16,40^2} = \begin{cases} \sigma_{\max} = 351,69 \text{ kN} / \text{m}^2 \text{ (compress\~ao)} \\ \sigma_{\min} = 98,06 \text{ kN} / \text{m}^2 \text{ (compress\~ao)} \end{cases}$$

Como a tens\~ao m\~axima de compress\~ao \u00e9 inferior a 1000 kN/m² verifica-se a seguran\u00e7a.

5.3.3.4. An\u00e1lise do corpo da barragem

A an\u00e1lise do corpo da barragem \u00e9 efetuada para duas sec\u00e7\~oes, definidas em 5.2, e para a combina\u00e7\~ao 2, \u00e9 necess\u00e1rio verificar a seguran\u00e7a ao deslizamento uma vez que neste caso a subpress\~ao n\u00e3o \u00e9 compatibilizada, ou seja, as caracter\u00edsticas para o c\u00e1lculo do fator de seguran\u00e7a ao deslizamento passam a ser da barragem e n\u00e3o da funda\u00e7\~ao.

A Figura 5.11 apresenta as for\u00e7as que atuam na sec\u00e7\~ao 1 para a combina\u00e7\~ao 2.

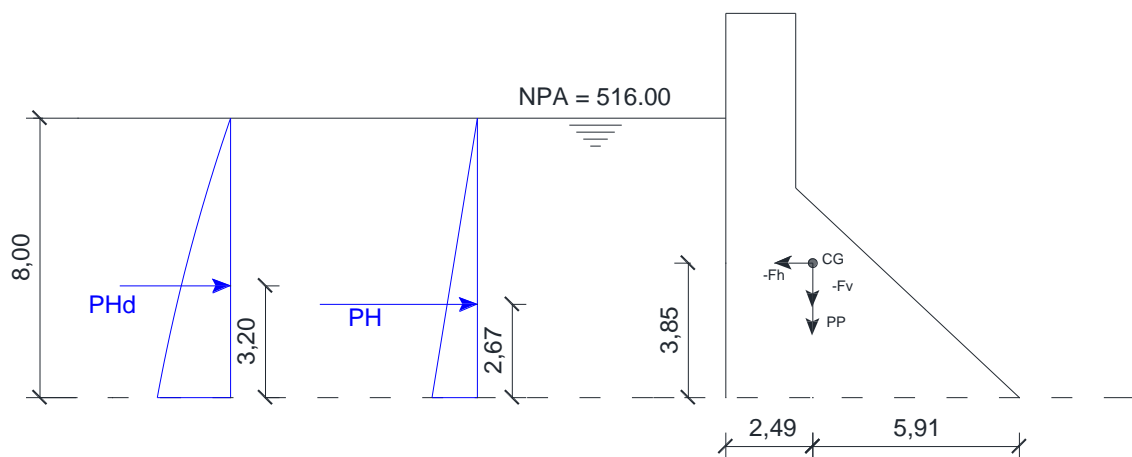


Figura 5.11 – Ações atuantes na secção 1 para a combinação 2.

Na verificação da segurança ao deslizamento determinam-se as forças que atuam na secção 1.

$$PP = 41,53 \times 24 = 996,72 \text{ kN}$$

$$F_H = 1,5 \times 0,03 \times 996,72 = 44,85 \text{ kN}$$

$$F_V = 0,5 \times 44,85 = 22,43 \text{ kN}$$

$$PH = \frac{1}{2} \times \gamma_w \times h^2 = \frac{1}{2} \times 10 \times 8^2 = 320,00 \text{ kN}$$

$$PH_d = 1,5 \times \frac{7}{12} \times \alpha \times \gamma_w \times h^2 = 1,5 \times \frac{7}{12} \times 0,03 \times 10 \times 8^2 = 16,80 \text{ kN}$$

São dadas a conhecer as características da secção 1 na Tabela 5.22 que contribuem para o cálculo do fator de segurança ao deslizamento. Como já foi referido, as características são relativas ao betão C20/25, pelo que o ângulo de atrito interno (ϕ) é de 45° .

Tabela 5.22 – Características da secção 1 (Fonseca, 2009).

$\alpha =$	0,03
$h =$	8,00 m
$\gamma_w =$	10 kN/m ³
$L =$	8,40 m
$\phi =$	45°

Segue-se o cálculo dos esforços (N e V), tendo em atenção que o peso próprio da estrutura é multiplicada por um coeficiente de segurança parcial de 0,95 e apenas é contabilizada a ação sísmica vertical no sentido ascendente.

$$\sum N = 0,95 \times PP - F_V = 0,95 \times 996,72 - 22,43 = 924,46 \text{ kN}$$

$$\sum V = PH + PH_d + F_H = 320,00 + 16,80 + 44,85 = 381,65 \text{ kN}$$

Uma vez conhecidos os esforços (N e V) e respetivas características da secção 1, então o fator de deslizamento é dado pela expressão que se segue.

$$FS_{\text{deslizamento}} = \frac{\text{tg}(45) \cdot (924,46)}{381,65} = \frac{1,50}{381,65} = 1,61 > 1,00$$

Como o $FS_{\text{deslizamento}}$ é superior a 1, verifica-se a segurança.

Relativamente à verificação das tensões no corpo da barragem, para a secção 1, são determinados primeiramente os esforços (N e M). Nesta primeira análise, apenas é contabilizada a ação sísmica vertical no sentido ascendente.

$$\sum N = 996,72 - 22,43 = 974,29 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} \sum M &= -16,80 \times 3,2 - 320,00 \times 2,67 - 44,85 \times 3,85 - 22,43 \times \left(\frac{8,40}{2} - 2,49 \right) - \\ &- 996,72 \times \left(\frac{8,40}{2} - 2,49 \right) = 585,20 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Sendo $\sum N = 974,29 \text{ kN}$ e $\sum M = 585,20 \text{ kNm}$ e o comprimento da secção 1, $b = 8,40 \text{ m}$, determinam-se as tensões de compressão, máxima e mínima, no corpo da barragem.

$$\sigma = \frac{974,29}{1 \times 8,40} \pm \frac{6 \times 585,20}{1 \times 8,40^2} = \begin{cases} \sigma_{\text{max}} = 165,75 \text{ kN} / \text{m}^2 \text{ (compressão)} \\ \sigma_{\text{min}} = 66,23 \text{ kN} / \text{m}^2 \text{ (compressão)} \end{cases}$$

Como $\sigma_{\text{max comp}} \leq 5320 \text{ kN/m}^2$, verifica-se a segurança.

Para a ação sísmica vertical no sentido descendente, determinam-se os esforços (N e M).

$$\sum N = 996,72 + 22,43 = 1019,15 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} \sum M &= -16,80 \times 3,2 - 320,00 \times 2,67 - 44,85 \times 3,85 + 1019,15 \times \left(\frac{8,40}{2} - 2,49 \right) = \\ &= 661,90 \text{ kNm} \end{aligned}$$

São determinadas de seguida as tensões, máxima e mínima, no corpo da barragem para a secção 1.

$$\sigma = \frac{1019,15}{1 \times 8,40} \pm \frac{6 \times 661,90}{1 \times 8,40^2} = \begin{cases} \sigma_{\max} = 177,61 \text{ kN} / \text{m}^2 \text{ (compressão)} \\ \sigma_{\min} = 65,04 \text{ kN} / \text{m}^2 \text{ (compressão)} \end{cases}$$

Como $\sigma_{\max \text{ comp}} \leq 5320 \text{ kN/m}^2$ então verifica-se a segurança.

Para a secção 2 o processo de cálculo é igual ao anterior. Verifica-se primeiramente a segurança ao deslizamento e depois as tensões no corpo da barragem, para a ação sísmica vertical no sentido ascendente e descendente.

Na Figura 5.12 está representada a secção 2 com as forças que atuam, para a combinação 2.

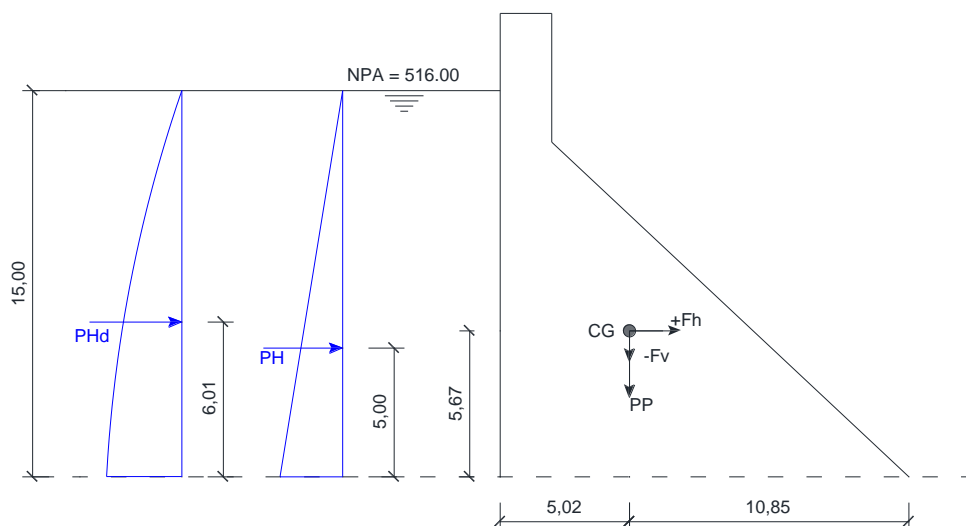


Figura 5.12 – Ações atuantes na secção 2 para a combinação 2.

A análise sísmica para a secção 2, volta a não contabilizar a subpressão, devido às dimensões da secção, pelo que as características apresentadas na Tabela 5.23 apenas são referentes ao betão C20/25.

Tabela 5.23 – Características da secção 2 (Fonseca, 2009).

$\alpha=$	0,03
$h=$	15 (m)
$\gamma_w=$	10 kN/m ³
$L=$	15,87 (m)
$\phi=$	45°

São determinadas as forças que atuam na secção 2, para a verificação da segurança ao deslizamento, com base nas características apresentadas anteriormente e dimensões da secção.

$$PP = 126,16 \times 24 = 3027,84 \text{ kN}$$

$$F_H = 1,5 \times 0,03 \times 3027,84 = 136,25 \text{ kN}$$

$$F_V = 0,5 \times 136,25 = 68,12 \text{ kN}$$

$$PH = \frac{1}{2} \times \gamma_w \times h^2 = \frac{1}{2} \times 10 \times 15^2 = 1125,00 \text{ kN}$$

$$PH_d = 1,5 \times \frac{7}{12} \times \alpha \times \gamma_w \times h^2 = 1,5 \times \frac{7}{12} \times 0,03 \times 10 \times 15^2 = 59,06 \text{ kN}$$

Após calculadas as forças atuantes, determinam-se os esforços (N e V) para a verificação da segurança ao deslizamento.

$$\sum N = 0,95 \times PP - F_V = 0,95 \times 3027,84 - 68,12 = 2808,33 \text{ kN}$$

$$\sum V = PH + PH_d + F_H = 1125,00 + 59,06 + 136,25 = 1320,31 \text{ kN}$$

O fator de segurança ao deslizamento é determinado em função das características do betão e dos esforços referidos (N e V).

$$FS_{\text{deslizamento}} = \frac{\text{tg}(45) \cdot (2808,33)}{1,50} = 1,41 > 1,00$$

Como $FS_{\text{deslizamento}}$ é superior a 1, verifica-se a segurança ao deslizamento.

Procede-se agora à verificação das tensões no corpo da barragem para a secção 2, sendo primeiramente contabilizada a ação sísmica vertical no sentido ascendente para o cálculo dos esforços (N e M).

$$\sum N = 3027,84 - 68,12 = 2959,72 \text{ kN}$$

$$\sum M = -59,06 \times 6 - 1125,00 \times 5 - 136,25 \times 5,67 + 2959,72 \times \left(\frac{15,87}{2} - 5,02 \right) =$$

$$= 1875,69 \text{ kNm}$$

São obtidas as tensões, máxima e mínima, no corpo da barragem pela equação 5.5 em função dos esforços (N e M) determinados e com um comprimento de 15,87 m.

$$\sigma = \frac{2959,72}{1 \times 15,87} \pm \frac{6 \times 1875,69}{1 \times 15,87^2} = \begin{cases} \sigma_{\text{max}} = 231,18 \text{ kN} / \text{m}^2 \text{ (compressão)} \\ \sigma_{\text{min}} = 141,81 \text{ kN} / \text{m}^2 \text{ (compressão)} \end{cases}$$

Como $\sigma_{\text{max comp}} \leq 5320 \text{ kN/m}^2$ então verifica-se a segurança.

A mesma verificação é efetuada para a ação sísmica vertical no sentido descendente, determinando novamente os esforços (N e M).

$$\sum N = 3027,84 + 68,12 = 3095,96 \text{ kN}$$

$$\sum M = -59,06 \times 6,00 - 1125,00 \times 5 - 136,25 \times 5,67 + 3095,96 \times \left(\frac{15,87}{2} - 5,02 \right) =$$

$$= 2272,83 \text{ kNm}$$

São obtidas as tensões, máxima e mínima, no corpo da barragem pela equação 5.5 em função dos esforços (N e M) determinados e com um comprimento de 15,87 m.

$$\sigma = \frac{3095,96}{1 \times 15,87} \pm \frac{6 \times 2272,83}{1 \times 15,87^2} = \begin{cases} \sigma_{\max} = 249,23 \text{ kN} / \text{m}^2 \text{ (compressão)} \\ \sigma_{\min} = 140,94 \text{ kN} / \text{m}^2 \text{ (compressão)} \end{cases}$$

Como $\sigma_{\max \text{ comp}} \leq 5320 \text{ kN/m}^2$ então verifica-se a segurança.

5.3.4. Combinação 3: PP + PH + PHd + S + Sismo (SMP)

As ações predominantes para a análise sísmica da barragem são: peso próprio da estrutura, pressão hidrostática, pressão hidrodinâmica, subpressão e SMP. (ver Figura 5.13)

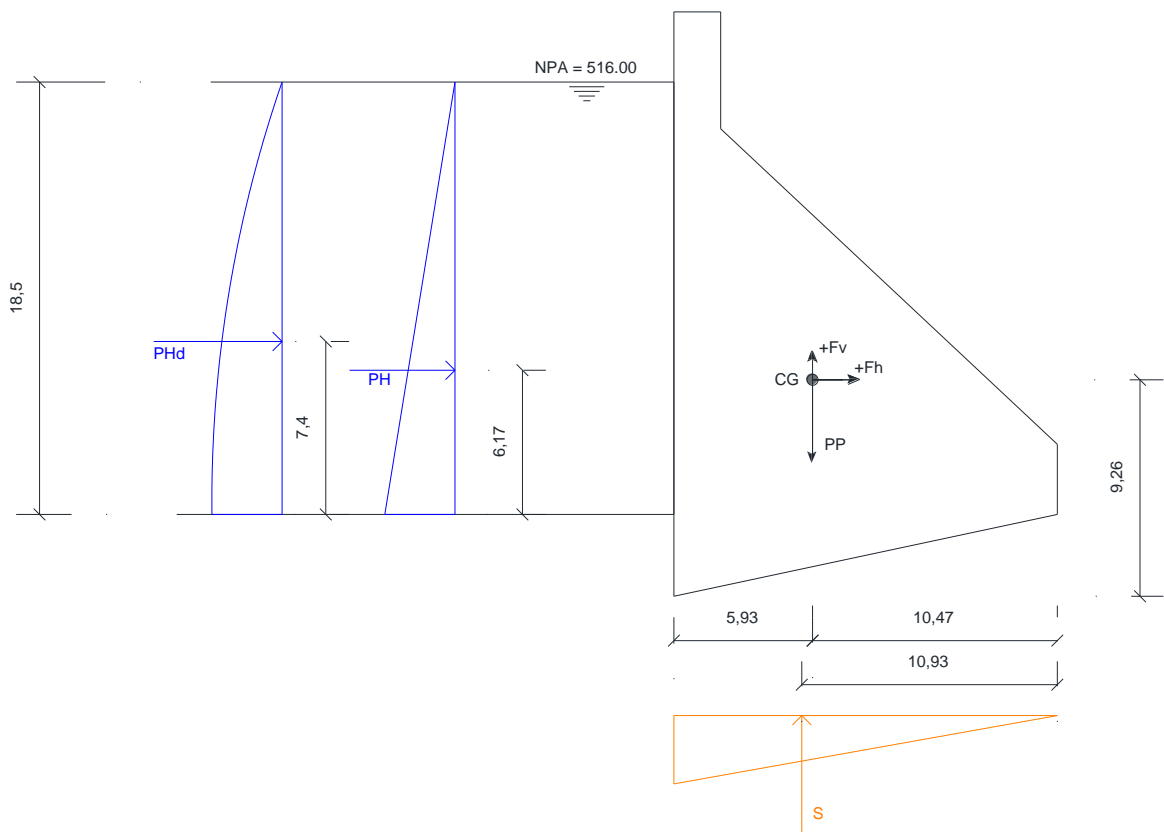


Figura 5.13 – Ações atuantes para a combinação 3.

Na combinação 3, a ação sísmica a considerar é o Sismo Máximo de Projeto (SMP), uma vez que se está perante um cenário de rotura. Assim, é tido em consideração a aceleração sísmica de 0,05 g e os coeficientes de segurança parciais apresentados na Tabela 5.24.

Tabela 5.24 – Coeficientes de segurança para a situação de rotura.

γ_{ϕ}	γ_c
1,20	0

5.3.4.1. Segurança ao deslizamento

São utilizadas as características apresentadas na Tabela 5.21 para a verificação da segurança ao deslizamento, pela combinação 3.

São determinadas as forças que atuam na barragem, tendo em conta agora, a aceleração sísmica de 0,03 g no cálculo da força sísmica horizontal.

$$PP = 212,10 \times 24 = 5090,40 \text{ kN}$$

$$F_H = 1,5 \times 0,05 \times 5090,40 = 381,78 \text{ kN}$$

$$F_V = 0,5 \times 381,78 = 190,89 \text{ kN}$$

$$PH = \frac{1}{2} \times \gamma_w \times h^2 = \frac{1}{2} \times 10 \times 18,5^2 = 1711,25 \text{ kN}$$

$$PH_d = 1,5 \times \frac{7}{12} \times \alpha \times \gamma_w \times h^2 = 1,5 \times \frac{7}{12} \times 0,05 \times 10 \times 18,5^2 = 149,73 \text{ kN}$$

No cálculo dos esforços (N e V), o peso próprio da estrutura volta a ser afetado pelo coeficiente de segurança parcial de 0,95.

$$\sum N = 0,95 \times PP - F_V = 0,95 \times 5090,40 - 190,89 = 4644,99 \text{ kN}$$

$$\sum V = PH + PH_d + F_H = 1711,25 + 149,73 + 381,78 = 2242,76 \text{ kN}$$

Uma vez determinados os esforços (N e V), pela equação seguinte calcula-se o fator de segurança ao deslizamento e verifica-se a segurança, tendo em conta os valores dos esforços e das características referidas.

Atenção que, para o cenário de rotura, o coeficiente de segurança devido à coesão é nulo por isso a equação (5.6) é reduzida à equação (5.7).

$$FS_{\text{deslizamento}} = \frac{\text{tg}\phi \cdot (\sum N - S)}{\frac{\gamma_{\phi}}{\sum V}} \quad (5.7)$$

$$FS_{\text{deslizamento}} = \frac{\text{tg}(43) \cdot (4644,99 - 1517,00)}{\frac{1,20}{2242,76}} = 1,08 > 1,00$$

Como $FS_{\text{deslizamento}}$ é superior a 1, verifica-se a segurança ao deslizamento. No entanto o fator de segurança está muito próximo do valor admissível, pelo que terão que se efetuar medidas de prevenção para que não ocorra o deslizamento da estrutura.

Uma medida a tomar seria a colocação de ancoragens passivas por forma a garantir a estabilidade da estrutura.

5.3.4.2. Segurança ao derrubamento

Na verificação da segurança ao derrubamento são consideradas as forças atuantes determinadas em 5.3.4.1 para o cálculo dos momentos estabilizante e instabilizante.

$$M_R = 0,95 \times 5090,40 \times 10,47 = 50631,66 \text{ kNm}$$

$$M_S = 149,73 \times 7,40 + 1711,25 \times 6,17 + 381,78 \times 9,26 + 190,89 \times 10,47 + \\ + 1517,00 \times 10,93 = 33781,13 \text{ kNm}$$

Calculados os momentos estabilizante e instabilizante e recorrendo à expressão seguinte determina-se o fator de segurança ao derrubamento e verifica-se a segurança.

$$FS_{\text{derrubamento}} = \frac{50631,66}{33781,13} = 1,50 > 1,00$$

Sendo $FS_{\text{derrubamento}}$ é superior a 1, verifica-se a segurança ao derrubamento.

5.3.4.3. Cálculo das tensões na fundação

No cálculo das tensões na fundação, a verificação tem que ser efetuada para uma ação sísmica vertical no sentido descendente e outra para uma ação sísmica vertical no sentido ascendente.

Com base nos resultados obtidos das forças que atuam na estrutura, determinam-se os esforços (N e M), tendo em conta apenas a ação sísmica vertical no sentido descendente.

$$\sum N = 5090,40 - 190,89 = 4899,51 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} \sum M = & -149,73 \times 7,4 - 1711,25 \times 6,17 - 381,78 \times 9,26 - 190,89 \times \left(\frac{16,40}{2} - 5,93 \right) - 1517,00 \times \\ & \times \left(\frac{16,40}{2} - (16,40 - 10,93) \right) + 5090,40 \times \left(\frac{16,40}{2} - 5,93 \right) = -8221,22 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Pela equação (5.5) e com um comprimento de 16,40 m da secção transversal da estrutura determinam-se as tensões na fundação.

$$\sigma = \frac{4899,51}{1 \times 16,40} \pm \frac{6 \times 8221,22}{1 \times 16,40^2} = \begin{cases} \sigma_{\max} = 482,15 \text{ kN} / \text{m}^2 \text{ (compressão)} \\ \sigma_{\min} = 115,35 \text{ kN} / \text{m}^2 \text{ (compressão)} \end{cases}$$

Como a $\sigma_{\max} \leq 1000 \text{ kN/m}^2$, verifica-se a segurança.

Considerando agora a ação sísmica vertical no sentido ascendente determinam-se os esforços (N e M) para ser possível efetuar o cálculo das tensões na fundação.

$$\sum N = 5090,40 + 190,89 = 5281,29 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} \sum M = & -149,73 \times 7,4 - 1711,25 \times 6,17 - 381,78 \times 9,26 + 190,89 \times \left(\frac{16,40}{2} - 5,93 \right) - 1517,00 \times \\ & \times \left(\frac{16,40}{2} - (16,40 - 10,93) \right) + 5090,40 \times \left(\frac{16,40}{2} - 5,93 \right) = -7354,58 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Pela equação (5.5) e com um comprimento de 16,40 m da secção transversal da estrutura determinam-se as tensões na fundação.

$$\sigma = \frac{5281,29}{1 \times 16,40} \pm \frac{6 \times 7354,58}{1 \times 16,40^2} = \begin{cases} \sigma_{\max} = 486,10 \text{ kN} / \text{m}^2 \text{ (compressão)} \\ \sigma_{\min} = 157,96 \text{ kN} / \text{m}^2 \text{ (compressão)} \end{cases}$$

Como a $\sigma_{\max} \leq 1000 \text{ kN/m}^2$, verifica-se a segurança.

5.3.4.4. Análise do corpo da barragem

A análise do corpo da barragem é novamente efetuada para duas secções, definidas em 5.2, e para a combinação 3, não se volta a contabilizar a subpressão para a verificação da segurança ao deslizamento.

A Figura 5.14 apresenta as forças que atuam na secção 1 para a combinação 3.

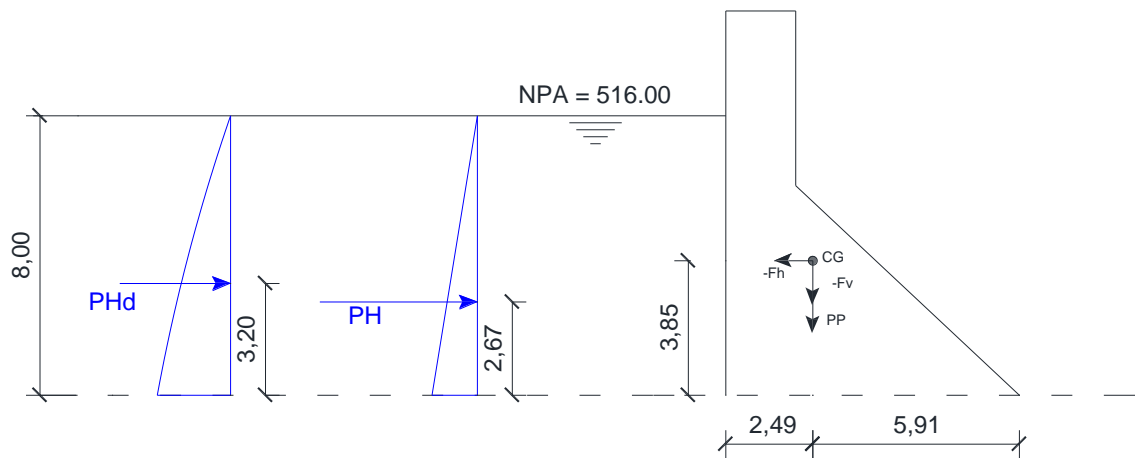


Figura 5.14 – Ações atuantes na secção 1 para a combinação 3.

Na verificação da segurança ao deslizamento para a secção 1 são consideradas as seguintes forças que atuam na estrutura quando sujeita a uma aceleração sísmica de 0,05 g.

$$PP = 41,53 \times 24 = 996,72 \text{ kN}$$

$$F_H = 1,5 \times 0,05 \times 996,72 = 74,75 \text{ kN}$$

$$F_V = 0,5 \times 74,75 = 37,38 \text{ kN}$$

$$PH = \frac{1}{2} \times \gamma_w \times h^2 = \frac{1}{2} \times 10 \times 8^2 = 320,00 \text{ kN}$$

$$PH_d = 1,5 \times \frac{7}{12} \times \alpha \times \gamma_w \times h^2 = 1,5 \times \frac{7}{12} \times 0,05 \times 10 \times 8^2 = 28,00 \text{ kN}$$

São determinados os esforços (N e V) para a combinação 3 em função das forças calculadas anteriormente, para efetuar a verificação da segurança ao deslizamento.

$$\sum N = 0,95 \times PP - F_v = 0,95 \times 996,72 - 37,38 = 909,51 \text{ kN}$$

$$\sum V = PH + PH_d + F_H = 320,00 + 28,00 + 74,75 = 422,75 \text{ kN}$$

Tendo em consideração as características apresentadas do betão C20/25 na combinação 2, determina-se o fator de segurança ao deslizamento.

$$FS_{\text{deslizamento}} = \frac{\text{tg}(45) \cdot (909,51)}{\frac{1,20}{422,75}} = 1,79 > 1,00$$

Como $FS_{\text{deslizamento}}$ é superior a 1, verifica-se a segurança ao deslizamento para a secção 1.

Relativamente à verificação das tensões no corpo da barragem, para a secção 1, são determinados primeiramente os esforços (N e M). Nesta primeira análise, apenas é contabilizada a ação sísmica vertical no sentido ascendente.

$$\sum N = 996,72 - 37,38 = 959,34 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} \sum M &= -28,00 \times 3,2 - 320,00 \times 2,67 - 74,75 \times 3,85 - 37,38 \times \left(\frac{8,40}{2} - 2,49 \right) + \\ &+ 996,72 \times \left(\frac{8,40}{2} - 2,49 \right) = 408,67 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Uma vez determinados os esforços segue-se o cálculo das tensões no corpo da barragem para a secção 1.

$$\sigma = \frac{959,34}{1 \times 8,40} \pm \frac{6 \times 408,67}{1 \times 8,40^2} = \begin{cases} \sigma_{\text{max}} = 148,96 \text{ kN} / \text{m}^2 \text{ (compressão)} \\ \sigma_{\text{min}} = 79,46 \text{ kN} / \text{m}^2 \text{ (compressão)} \end{cases}$$

Como $\sigma_{\text{max comp}} \leq 5320 \text{ kN/m}^2$, verifica-se a segurança.

Contabilizando agora apenas a ação sísmica vertical no sentido descendente, determinam-se novamente os esforços (N e M) em função das forças calculadas para a verificação da segurança ao deslizamento na secção 1.

$$\sum N = 996,72 + 37,38 = 1034,10 \text{ kN}$$

$$\sum M = -28,00 \times 3,2 - 320,00 \times 2,67 - 74,75 \times 3,85 + 37,38 \times \left(\frac{8,40}{2} - 2,49 \right) + 996,72 \times \left(\frac{8,40}{2} - 2,49 \right) =$$

$$= 536,50 \text{ kNm}$$

Por fim, determinam-se as tensões no corpo da barragem para a secção 1, com a ação sísmica vertical no sentido descendente.

$$\sigma = \frac{1034,10}{1 \times 8,40} \pm \frac{6 \times 536,50}{1 \times 8,40^2} = \begin{cases} \sigma_{\max} = 168,73 \text{ kN} / \text{m}^2 \text{ (compressão)} \\ \sigma_{\min} = 77,49 \text{ kN} / \text{m}^2 \text{ (compressão)} \end{cases}$$

Como $\sigma_{\max \text{ comp}} \leq 5320 \text{ kN/m}^2$, verifica-se a segurança.

Para a secção 2 o processo de cálculo é igual ao anterior. Verifica-se primeiramente a segurança ao deslizamento e depois as tensões no corpo da barragem, para a ação sísmica vertical no sentido ascendente e descendente.

Na Figura 5.15 está representada a secção 2 com as forças que atuam, para a combinação 2.

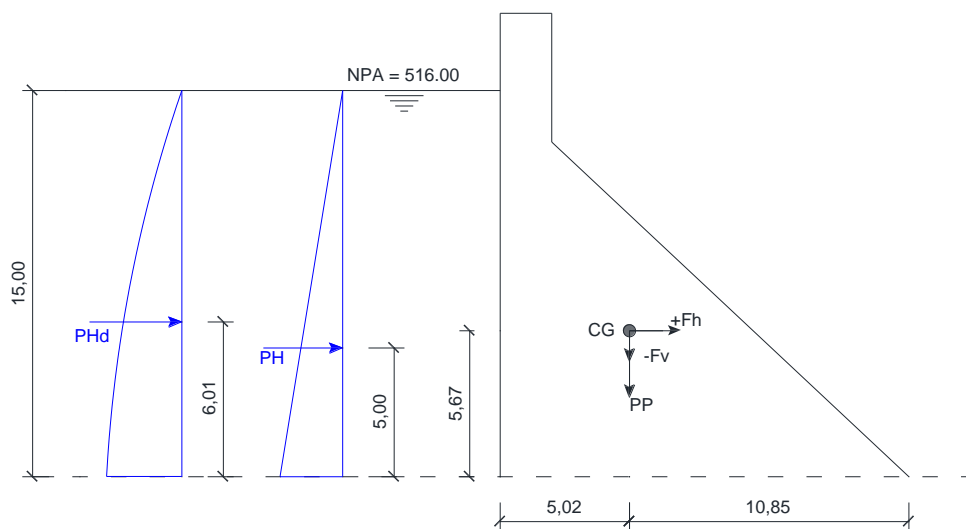


Figura 5.15 – Ações atuantes na secção 2 para a combinação 3.

Atendendo às características apresentadas na Tabela 5.23, são determinadas as forças que atuam na secção 2 para a verificação da segurança ao deslizamento.

$$PP = 126,16 \times 24 = 3027,84 \text{ kN}$$

$$F_H = 1,5 \times 0,05 \times 3027,84 = 227,09 \text{ kN}$$

$$F_V = 0,5 \times 227,09 = 113,55 \text{ kN}$$

$$PH = \frac{1}{2} \times \gamma_w \times h^2 = \frac{1}{2} \times 10 \times 15^2 = 1125,00 \text{ kN}$$

$$PH_d = 1,5 \times \frac{7}{12} \times \alpha \times \gamma_w \times h^2 = 1,5 \times \frac{7}{12} \times 0,05 \times 10 \times 15^2 = 98,44 \text{ kN}$$

Em função das forças calculadas determinam-se os esforços (N e V).

$$\sum N = 0,95 \times PP - F_V = 0,95 \times 3027,84 - 113,55 = 2762,90 \text{ kN}$$

$$\sum V = PH + PH_d + F_H = 1125,00 + 98,44 + 227,09 = 1450,53 \text{ kN}$$

Pela equação que se segue determina-se o fator de segurança ao deslizamento para a secção 2.

$$FS_{\text{deslizamento}} = \frac{\text{tg}(45) \cdot (2762,90)}{1,20} = \frac{1,20}{1450,53} = 1,59 > 1,00$$

Como $FS_{\text{deslizamento}}$ é superior a 1, verifica-se a segurança ao deslizamento para a secção 2.

Procede-se agora à verificação das tensões no corpo da barragem para a secção 2, sendo primeiramente contabilizada a ação sísmica vertical no sentido ascendente para o cálculo dos esforços (N e M).

$$\sum N = 3027,84 - 113,55 = 2914,29 \text{ kN}$$

$$\sum M = -98,44 \times 6 - 1125,00 \times 5 - 227,09 \times 5,67 + 2914,29 \times \left(\frac{15,87}{2} - 5,02 \right) = 991,92 \text{ kNm}$$

Pela equação (5.5) determinam-se as tensões no corpo da barragem para a secção 2.

$$\sigma = \frac{2914,29}{1 \times 15,87} \pm \frac{6 \times 991,92}{1 \times 15,87^2} = \begin{cases} \sigma_{\max} = 207,27 \text{ kN} / \text{m}^2 \text{ (compress\~ao)} \\ \sigma_{\min} = 160,01 \text{ kN} / \text{m}^2 \text{ (compress\~ao)} \end{cases}$$

Como $\sigma_{\max \text{ comp}} \leq 5320 \text{ kN/m}^2$, verifica-se a seguran\~ca para a sec\~cao 2.

Assumindo a a\~cao s\~smica vertical no sentido descendente determinam-se os esfor\~cos (N e M).

$$\sum N = 3027,84 + 113,55 = 3141,39 \text{ kN}$$

$$\sum M = -98,44 \times 6 - 1125,00 \times 5 - 227,09 \times 5,67 + 3141,39 \times \left(\frac{15,87}{2} - 5,02 \right) = 1653,91 \text{ kNm}$$

Por fim, s\~ao determinadas as tens\~oes no corpo da barragem para a sec\~cao 2, com a a\~cao s\~smica vertical no sentido descendente.

$$\sigma = \frac{3141,39}{1 \times 15,87} \pm \frac{6 \times 1653,91}{1 \times 15,87^2} = \begin{cases} \sigma_{\max} = 237,35 \text{ kN} / \text{m}^2 \text{ (compress\~ao)} \\ \sigma_{\min} = 158,54 \text{ kN} / \text{m}^2 \text{ (compress\~ao)} \end{cases}$$

Como $\sigma_{\max \text{ comp}} \leq 5320 \text{ kN/m}^2$, verifica-se a seguran\~ca para a sec\~cao 2.

5.3.5. An\~alise dos resultados

Da an\~alise efetuada verifica-se que apenas na combina\~cao 3 o fator de seguran\~ca ao deslizamento est\~a muito pr\~oximo do limite m\~inimo admiss\~ivel. Uma solu\~cao poss\~ivel de refor\~co estrutural seria a implementa\~cao de ancoragens passivas. Estas diminuiriam as probabilidades de ocorrer o deslizamento da estrutura.

5.4. An\~alise din\~amica

5.4.1. Modelo da barragem de Penha Garcia

Elaborou-se, no programa estrutural SAP2000, um modelo num\~erico de elementos finitos com o intuito de analisar o comportamento s\~smico da barragem em estudo.

Considerou-se um modelo representativo da secção tipo da barragem a duas dimensões e os materiais da barragem e fundação foram tomados como contínuos, homogêneos e isotrópicos com comportamento elástico.

Na Figura 5.16 está representado o modelo da barragem no *SAP2000*.

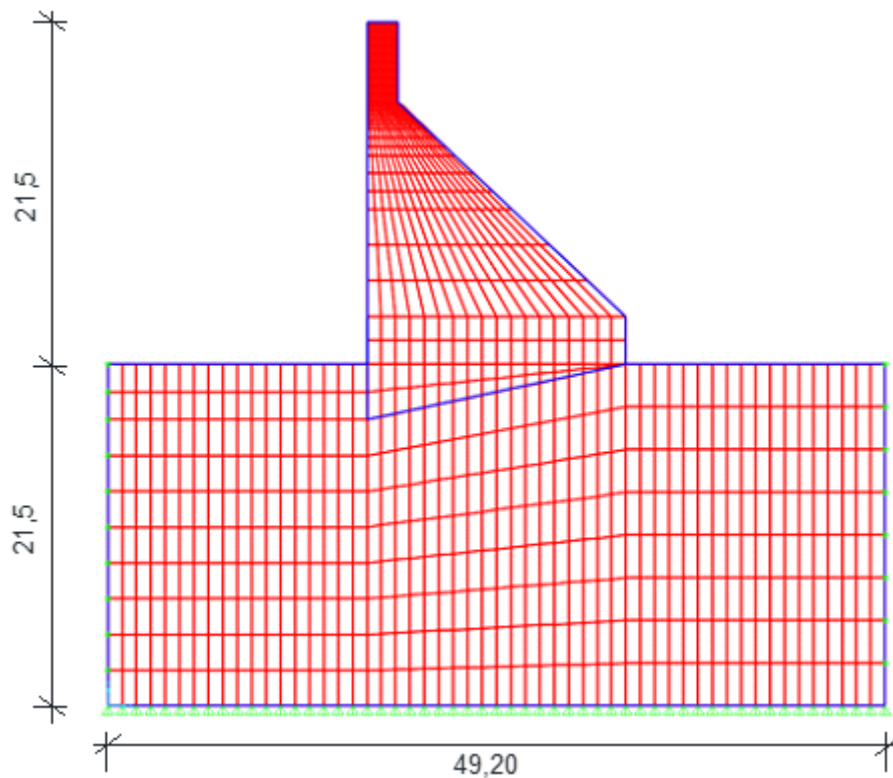


Figura 5.16 – Modelo representativo da barragem de Penha Garcia no *SAP2000*.

Na análise dinâmica recorre-se às mesmas combinações utilizadas na verificação da segurança, sendo elas:

- Combinação 1: Peso próprio + Sismo (SBP);
- Combinação 2: Peso próprio + pressão hidrostática + pressão hidrodinâmica + subpressão + sismo (SBP);
- Combinação 3: Peso próprio + pressão hidrostática + pressão hidrodinâmica + subpressão + sismo (SMP).

A fundação encontra-se apoiada através de apoios fixos e para não ocorrerem deformações introduzem-se condições de apoio horizontais.

Relativamente à fundação da barragem, considerou-se a altura igual à da barragem. Adotou-se um módulo de elasticidade de 10 GPa, com coeficiente de Poisson igual a 0,2 e a massa volúmica nula.

Quanto ao betão adotou-se um módulo de elasticidade de 30 GPa, com coeficiente de Poisson igual a 0,2 e 2400 kg/m³ de massa volúmica.

5.4.2. Análise modal

Esta análise mede a resposta dinâmica da estrutura quando sujeita a vibrações. Desta análise são obtidas as frequências naturais da estrutura e os seus modos de vibração.

Conhecendo a massa e a rigidez da estrutura determinam-se os períodos de vibração.

Do modelo representativo da barragem os modos de vibração mais relevantes são os que têm maior participação de massa. Na Tabela 5.25 são apresentados os períodos e respetivas participações de massa.

Tabela 5.25 – Períodos e respetivas participações modais.

Modos	Períodos (s)	Frequência (Hz)	Participação de massa (%)			Participação de massa acumulada (%)		
			UX	UY	UZ	UX	UY	UZ
1	0,088	11,26	0,592740	0	0,027980	0,59274	0	0,02798
2	0,046	21,39	0,050770	0	0,938100	0,64351	0	0,96608
3	0,040	24,92	0,237960	0	0,012490	0,88146	0	0,97858
4	0,025	39,00	0,106200	0	0,014260	0,98766	0	0,99284
5	0,015	66,02	0,008000	0	0,000350	0,99566	0	0,99319
6	0,013	73,16	0,001160	0	0,004770	0,99682	0	0,99796
7	0,010	94,51	0,000006	0	0,000220	0,99683	0	0,99818
8	0,009	103,35	0,000020	0	0,000160	0,99685	0	0,99834
9	0,009	110,39	0,001230	0	0,000310	0,99807	0	0,99865
10	0,008	116,05	0,001080	0	0,000360	0,99915	0	0,99901

Da tabela anterior é notório que os três primeiros modos são os mais relevantes devido a serem os que apresentam maior participação de massa.

Na Figura 5.17 é apresentada a estrutura indeformada para que seja perceptível a análise através de modos de vibração.

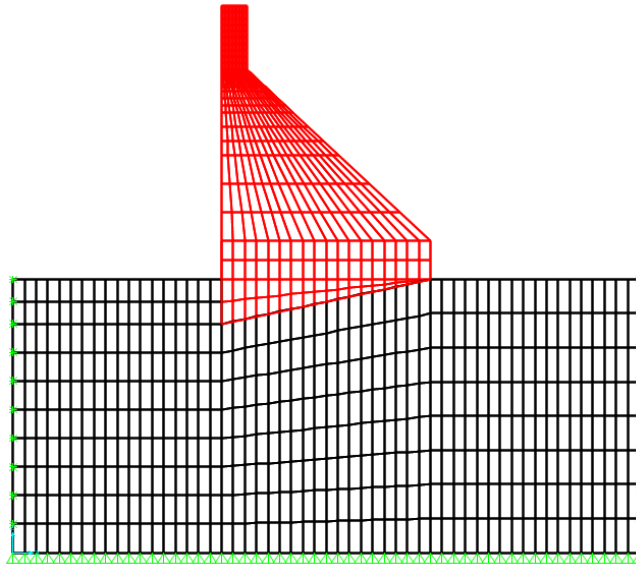


Figura 5.17 – Estrutura indeformada.

São apresentadas as representações dos três primeiros modos na Figura 5.18, Figura 5.19 e Figura 5.20.

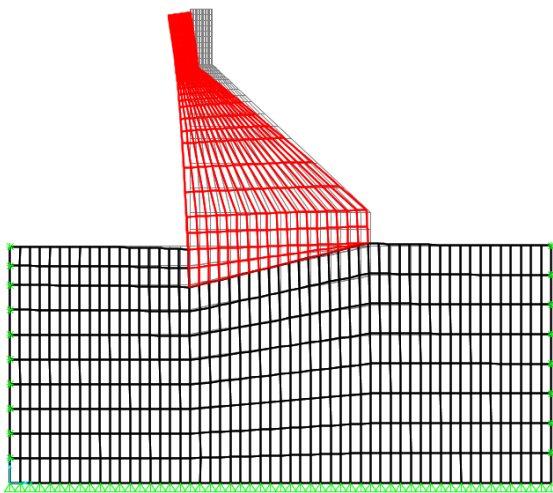


Figura 5.18 – 1º Modo de vibração, com $T=0,09$ seg
e $f=11,26$ Hz.

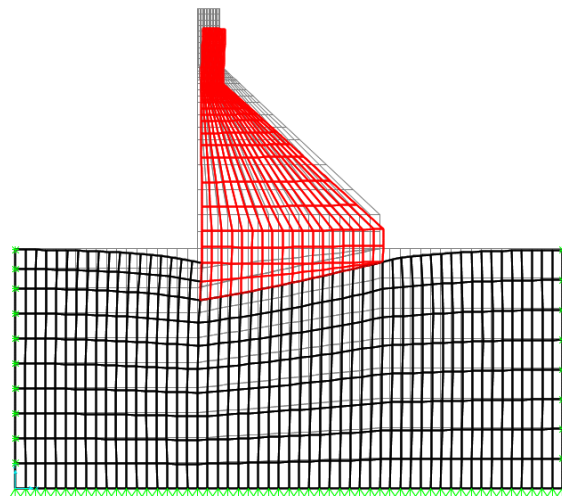


Figura 5.19 – 2º Modo de vibração, com $T=0,05$ seg
e $f=21,39$ Hz.

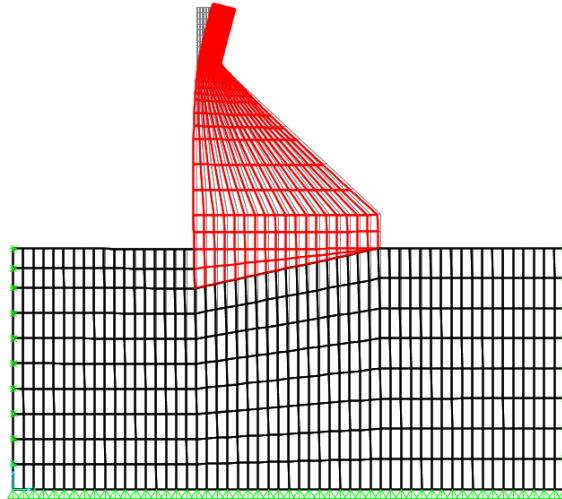


Figura 5.20 – 3º Modo de vibração, com $T=0,04$ seg e $f=24,92$ Hz.

5.4.3. Análise através de espectros de resposta

A barragem de Penha Garcia está localizada em Castelo Branco, que segundo o RSA, encontra-se na zona C do país.

Segundo o RSA, a ação dos sismos é descrita como um conjunto de vibrações do solo que são transmitidas à estrutura durante o sismo.

Uma vez que a barragem se encontra na Zona C, os valores característicos da ação do sismo têm que ser multiplicados por um coeficiente de sismicidade, devido à influência do sismo. Assim sendo, o coeficiente de sismicidade, α , para a Zona C é de 0,5.

Outro aspeto a ter em conta é o tipo de terreno. Esta barragem está assente sobre quartzitos, pelo que, o tipo de terreno a considerar é o Tipo I (rochas e solos coerentes rijos).

Os espectros de resposta que o RSA preconiza, para a Zona A, são os seguintes (Figura 5.21):

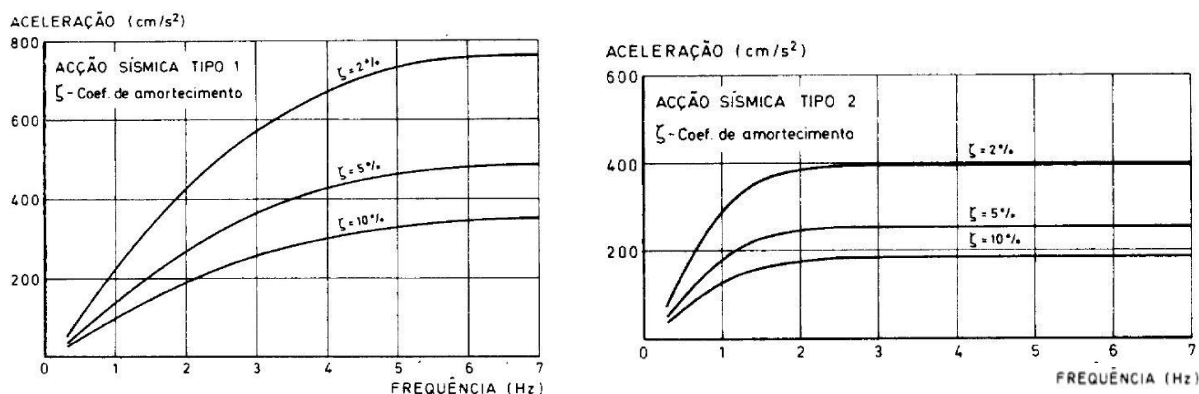


Figura 5.21 – Espectros de resposta preconizados pelo RSA.

Para um coeficiente de amortecimento de 5%, obtém-se os seguintes espectros, representados nas Figura 5.22 e Figura 5.23, segundo os valores apresentados nas Tabela 5.26 e Tabela 5.27, para a ação sísmica do Tipo 1 (magnitude moderada a pequena distância focal) e para a ação sísmica do Tipo 2 (maior magnitude a uma maior distância focal):

Tabela 5.26 – Espectros de resposta para a ação Sísmica do Tipo 1.

T (s)	f (Hz)	ZONA A	ZONA C
		a (m/s ²)	a (m/s ²)
0,040	25,00	2,125	1,063
0,045	22,22	2,378	1,189
0,050	20,00	3,030	1,515
0,055	18,18	3,891	1,946
0,060	16,67	4,370	2,185
0,070	14,29	4,828	2,414
0,080	12,50	5,008	2,504
0,090	11,11	5,032	2,516
0,100	10,00	4,999	2,500
0,120	8,33	4,954	2,477
0,140	7,14	5,033	2,517
0,160	6,25	5,019	2,510
0,180	5,56	4,933	2,467
0,200	5,00	4,808	2,404
0,250	4,00	4,397	2,199
0,300	3,33	3,944	1,972
0,400	2,50	3,278	1,639
0,500	2,00	2,784	1,392
0,800	1,25	1,810	0,905
1,000	1,00	1,451	0,726
2,000	0,50	0,624	0,312
3,000	0,33	0,368	0,184
4,000	0,25	0,249	0,125
5,000	0,20	0,182	0,091
10,000	0,10	0,065	0,033

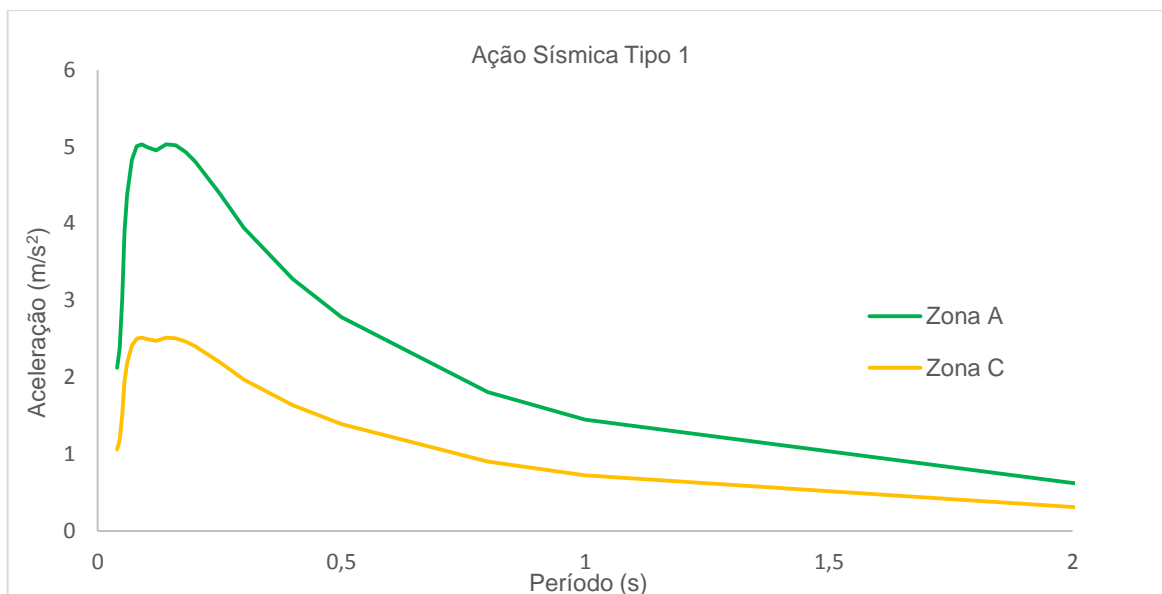


Figura 5.22 – Espectros de resposta para a ação Sísmica do Tipo 1.

Tabela 5.27 – Espectros de resposta para a ação Sísmica do Tipo 2.

T (s)	f (Hz)	Zona A	Zona C
		a (m/s ²)	a (m/s ²)
0,040	25,00	1,186	0,593
0,045	22,22	1,256	0,628
0,050	20,00	1,435	0,718
0,055	18,18	1,703	0,852
0,060	16,67	1,914	0,957
0,070	14,29	2,131	1,066
0,080	12,50	2,225	1,113
0,090	11,11	2,263	1,132
0,100	10,00	2,306	1,153
0,120	8,33	2,481	1,241
0,140	7,14	2,584	1,292
0,160	6,25	2,597	1,299
0,180	5,56	2,578	1,289
0,200	5,00	2,563	1,282
0,250	4,00	2,631	1,316
0,300	3,33	2,618	1,309
0,400	2,50	2,490	1,245
0,500	2,00	2,469	1,235
0,600	1,67	2,404	1,202
0,800	1,25	2,172	1,086
1,000	1,00	1,848	0,924
1,200	0,83	1,582	0,791
2,000	0,50	0,964	0,482
3,000	0,33	0,590	0,295
4,000	0,25	0,411	0,206
5,000	0,20	0,308	0,154
10,000	0,10	0,115	0,058

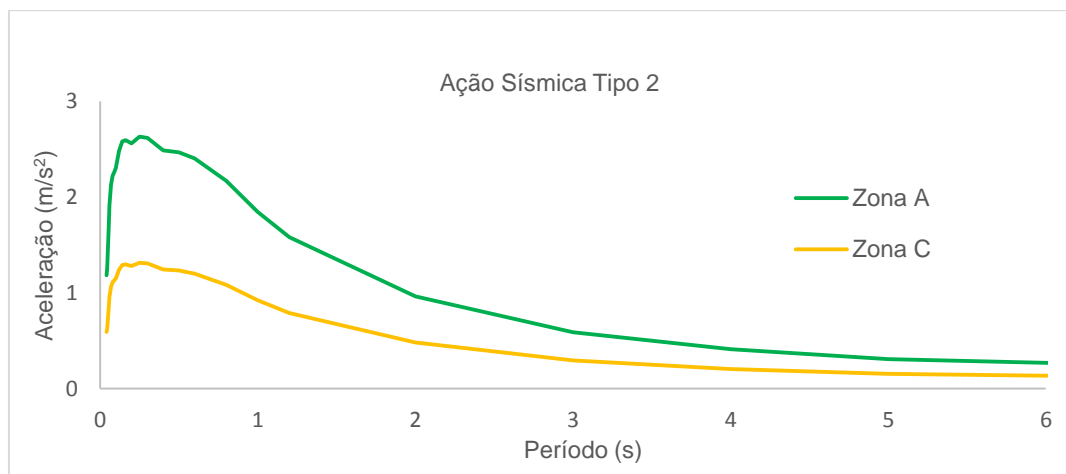


Figura 5.23 – Espectros de resposta para a ação Sísmica do Tipo 2.

Segundo o RSA, a ação de base a ter em conta para a análise dinâmica da barragem é a do sismo, pelo que a ação de base é dada pela equação:

$$S_d = S_{Gk} + 1,5S_{Ek} + 0,4S_{Qk} \quad (5.8)$$

Sendo que

S_d – esforços de cálculo;

S_{Gk} – esforço resultante de uma ação permanente, tomada com o seu valor característico;

S_{Ek} – esforço resultante de uma ação sísmica;

S_{Qk} – esforço resultante de uma ação variável, tomada com o seu valor característico.

5.4.3.1. Análise dos resultados obtidos através do SAP2000

Neste ponto é efetuada uma análise de resultados para três combinações referidas na Tabela 5.7.

Na combinação 1, o cenário em estudo é o corrente com um período de retorno de 30 anos pelo que a aceleração sísmica é de 0,02 g.

Na combinação 2, o cenário continua a ser o corrente, mas neste caso com um período de retorno de 145 anos, pelo que a aceleração sísmica é de 0,03 g.

Na combinação 3, o cenário em estudo passa a ser o de rotura com um período de retorno de 2000 anos, pelo que a aceleração sísmica é de 0,05 g.

Para a normalização dos espectros de resposta do RSA, as acelerações sísmicas referidas são multiplicadas pelo fator de segurança de 1,5.

Combinação 1 – PP + SBP

Na Figura 5.24 estão representadas as tensões verticais que ocorrem na barragem quando sujeita à combinação 1 com a ação sísmica do Tipo 1.

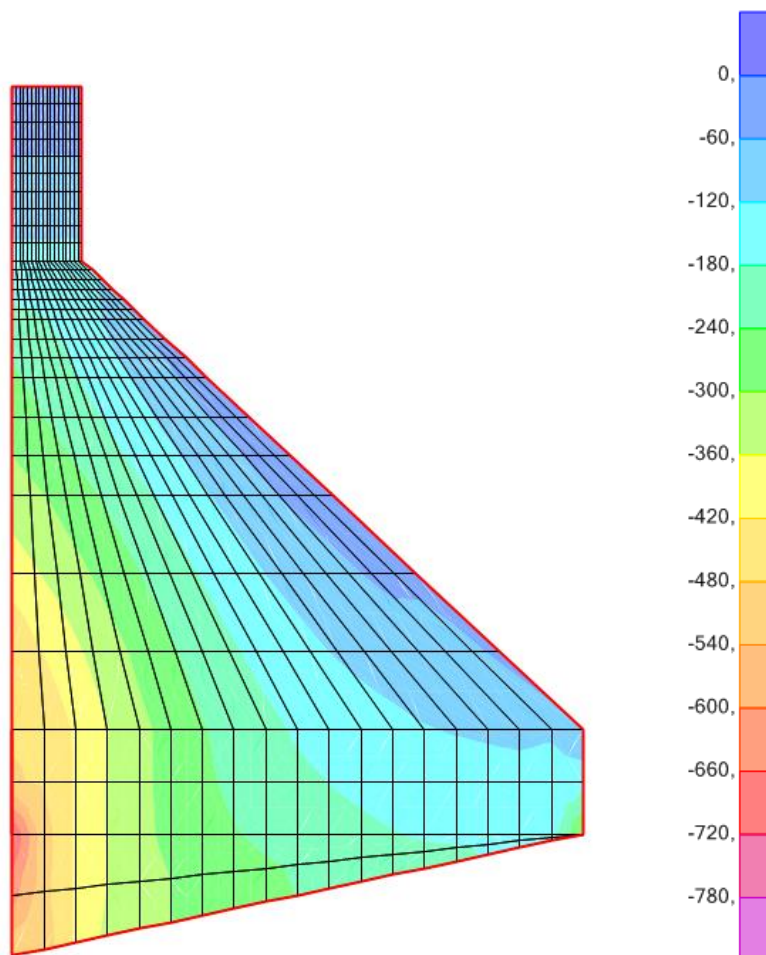


Figura 5.24 – Tensões verticais, em kN/m², para a combinação 1 com a ação sísmica do Tipo 1.

Na Figura 5.25 estão representadas as tensões verticais que ocorrem na barragem quando sujeita à combinação 1 com a ação sísmica do Tipo 2.

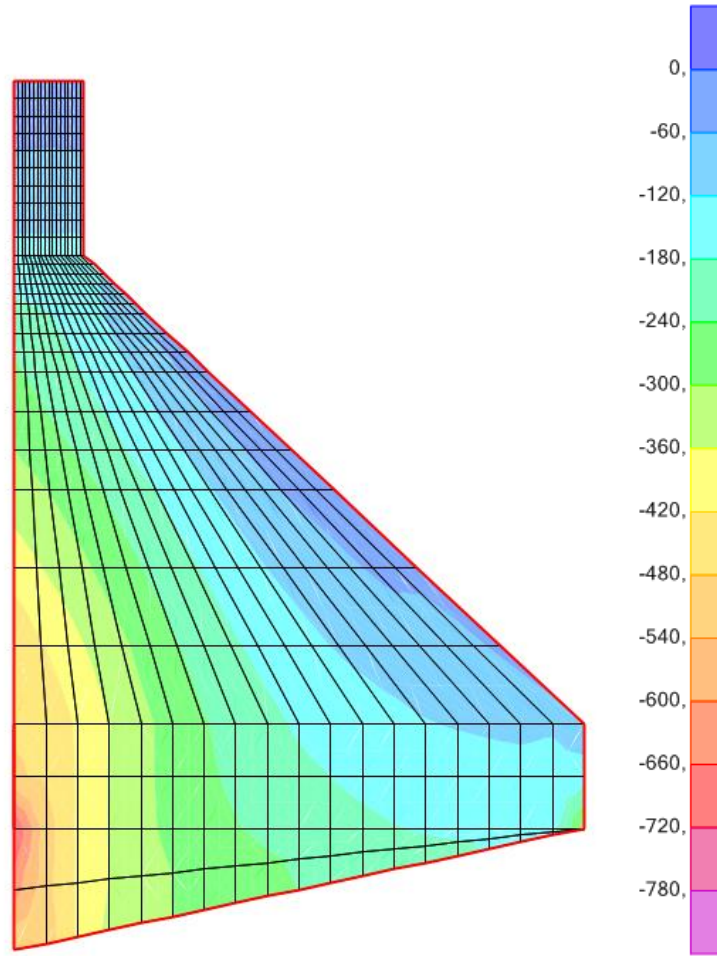


Figura 5.25 – Tensões verticais, em kN/m², para a combinação 1 com a ação sísmica do Tipo 2.

Combinação 2 – PP + PH + PHd + S + SBP

Na Figura 5.26 estão representadas as tensões verticais que ocorrem na barragem quando sujeita à combinação 2 com a ação sísmica do Tipo 1.

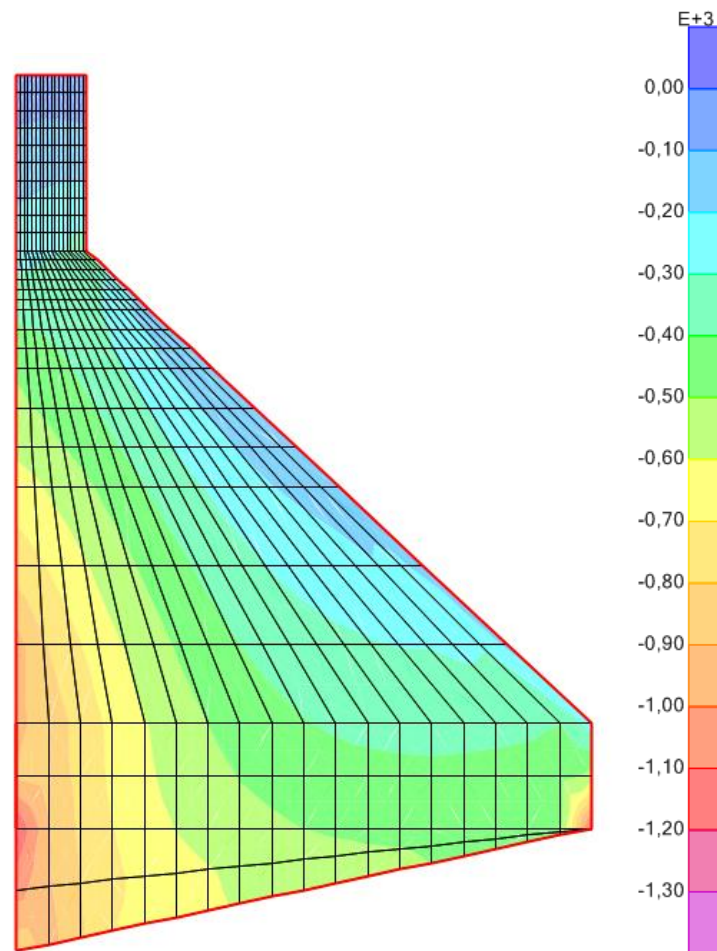


Figura 5.26 – Tensões verticais, em kN/m^2 , para a combinação 2 com a ação sísmica do Tipo 1.

Na Figura 5.27 estão representadas as tensões verticais que ocorrem na barragem quando sujeita à combinação 2 com a ação sísmica do Tipo 2.

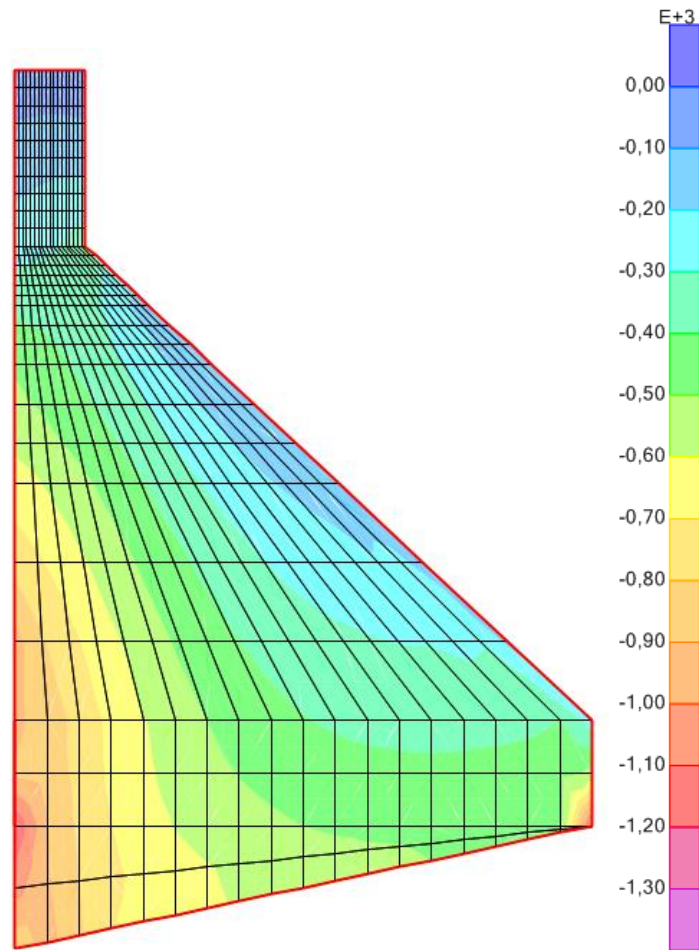


Figura 5.27 – Tensões verticais, em kN/m^2 , para a combinação 2 com a ação sísmica do Tipo 2.

Combinação 3 – PP + PH + PHd + S + SMP

Na Figura 5.28 estão representadas as tensões verticais que ocorrem na barragem quando sujeita à combinação 3 com a ação sísmica do Tipo 1.

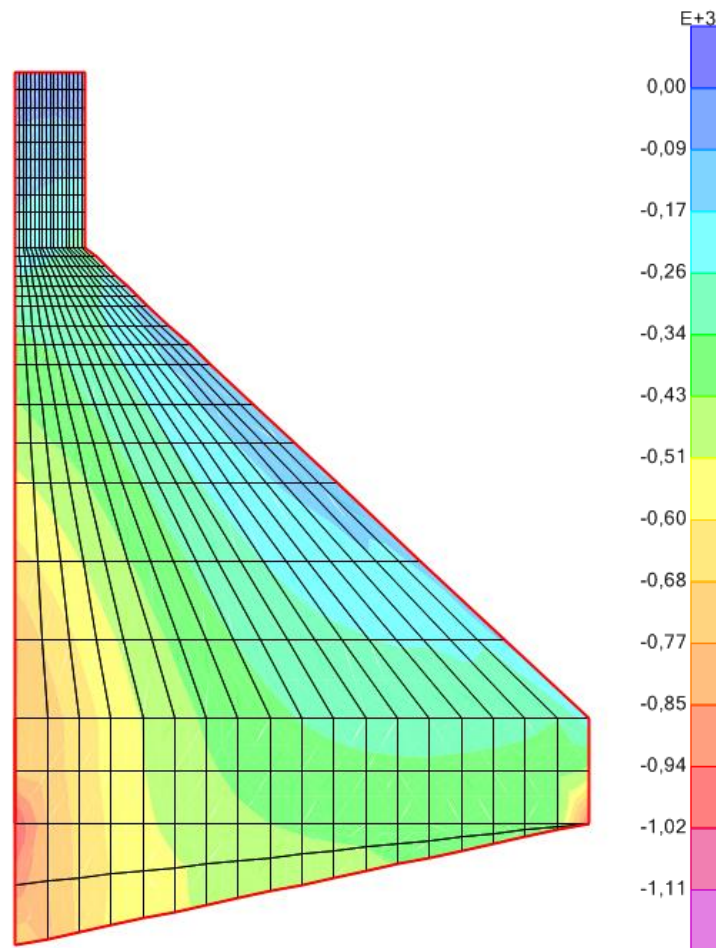


Figura 5.28 – Tensões verticais, em kN/m^2 , para a combinação 3 com a ação sísmica do Tipo 1.

Na Figura 5.29 estão representadas as tensões verticais que ocorrem na barragem quando sujeita à combinação 3 com a ação sísmica do Tipo 2.

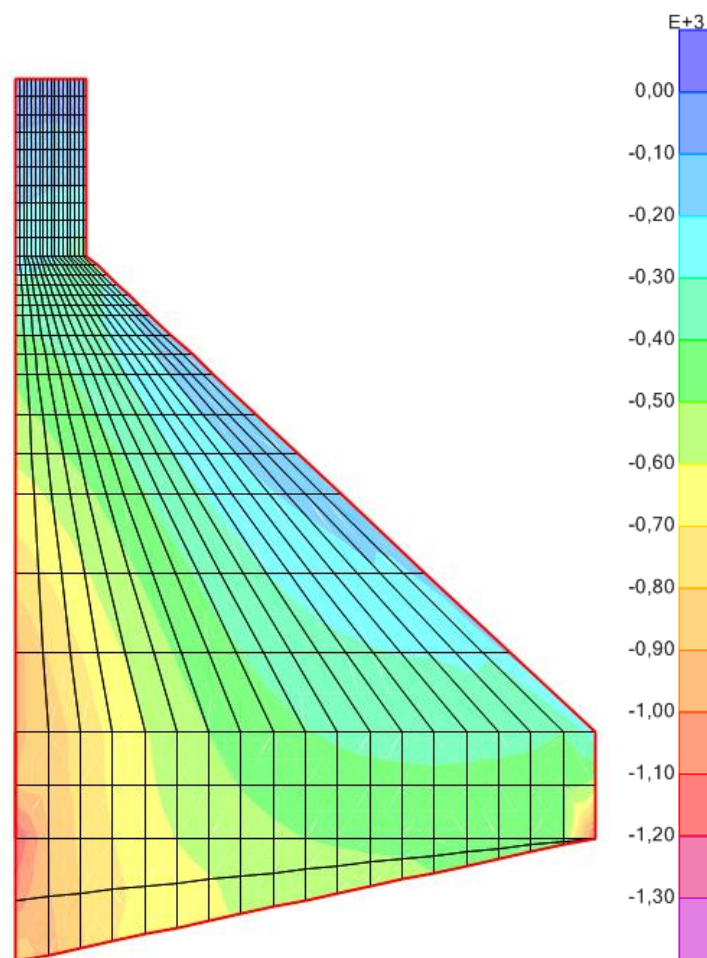


Figura 5.29 – Tensões verticais, em kN/m², para a combinação 3 com a ação sísmica do Tipo 2.

5.4.4. Análise dos resultados

Da análise efetuada no *SAP2000* obtiveram-se, como previsto, resultados mais reais, uma vez que se recorreu a uma análise mais refinada.

Verificou-se que há uma variação de tensões na barragem, sendo que as tensões máximas estão em zonas com mais impacto quando ocorre um sismo.

De acordo com o que foi referido no subcapítulo 5.3.1, a tensão máxima de compressão admissível é de 5320 kN/m² pelo que as tensões máximas de compressão obtidas nesta análise para as três combinações são inferiores pode-se dizer que a segurança está verificada.

Relativamente à combinação 1, devido à barragem estar apenas sujeita à ação sísmica e ao peso próprio, a área de maior tensão é bastante inferior comparativamente com a da combinação 2, que está sujeita também a pressões hidrostáticas e hidrodinâmicas e à subpressão.

Na combinação 3, para a ação sísmica do tipo 2, ou seja, para um sismo de maior magnitude a uma maior distância focal, a área de tensão máxima é superior que para a ação sísmica do tipo 1 (sismo de magnitude moderada a pequena distância focal). Como tal, no cenário de rotura a ação sísmica mais prejudicial para a barragem é a ação sísmica do tipo 2, como já era expectável.

Da análise efetuada é notório que não há necessidade de haver reforço na estrutura, uma vez que a segurança está verificada. Contudo, há zonas da barragem, próximas da fundação, tanto a montante como a jusante, que estão sujeitas a maiores tensões, pelo que poderá ocorrer fendilhação. Apenas para este cenário faria sentido por precaução proceder a reforço através de ancoragens passivas.

Outro cenário onde se poderia recorrer à utilização de ancoragens passivas nesta obra seria para uma situação de alteamento para aumentar a capacidade de armazenamento.

6. CONCLUSÕES E PERSPETIVAS FUTURAS

6.1. Conclusões

Este trabalho destinou-se à verificação da segurança estrutural de barragens de gravidade de acordo com as exigências impostas pelas Normas de Projecto de Barragens, Regulamento de Segurança de Barragens, Regulamento de Pequenas Barragem e Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas de Edifícios e Pontes caracterizaram-se as combinações de ações.

Recorreu-se ao método do coeficiente sísmico para a verificação da estabilidade da barragem, analisando a segurança ao deslizamento e ao derrubamento, e ao método de análise do corpo da barragem para verificar se as tensões máximas são inferiores às admissíveis.

Outra análise utilizada foi a análise dinâmica, que através dos espectros de resposta conseguiu-se obter valores de tensões mais interessantes que os obtidos através do método do coeficiente sísmico.

Devido a estas análises verificou-se que a segurança quanto ao deslizamento, derrubamento e tensões no corpo da barragem estão de acordo com os valores admissíveis. No entanto, da análise dinâmica constatou-se que as zonas que sofrem maiores tensões são as que estão junto do paramento de montante e da fundação pelo que no futuro terão que se tomar medidas de prevenção para que não ocorram fissurações no betão. Uma medida a tomar seria o reforço estrutural através de ancoragens passivas que tornaria a estrutura mais resistente e poderia aumentar a sua vida útil.

6.2. Perspetivas futuras

Seria interessante fazer uma análise através de histórias de acelerações para uma análise mais aprofundada do que através de espectros de resposta.

Também seria interessante a comparação dos valores obtidos no *SAP2000* com outro programa de cálculo elaborado pela pessoa recorrendo ao método dos elementos finitos.

Referências Bibliográficas

Amara, G. M. (2013). Análise Dinâmica de Barragens do Tipo Gravidade. Tese Final de Mestrado. Faculdade de Engenharia – Universidade do Porto. Porto.

Batista, A.L; Farinha, M.L. (2011). Curso de Projecto, Construção e Exploração de Pequenas Barragens. Laboratório Nacional de Engenharia Civil. Lisboa.

Berzell, C. (2014). Load Capacity of Grouted Rock Bolts in Concrete Dams. Royal Institute of Technology. Sweden.

Bretas, E.M.; Léger, P.; Lemos, J.V.; Lourenço, P.B.; Ramos, J.M. (2010). Análise e Reforço de Barragens Gravidade. Encontro Nacional sobre Conservação e Reabilitação de Estruturas.

Bretas, E.M. (2012). Desenvolvimento de um Modelo de Elementos Discretos para o Estudo de Barragens Gravidade em Alvenaria. Tese de Doutoramento em Estruturas. Universidade do Minho. Braga.

Fonseca, B. (2009). Análise Sísmica de Barragens de Gravidade em Betão. Tese Final de Mestrado. Instituto Superior Técnico – Universidade Técnica de Lisboa. Lisboa.

INAG – Instituto Nacional da Água, atual. 2001.

NP EN 1997-1 (2010). Projecto Geotécnico. Parte 1: Regras Gerais. Instituto Português da Qualidade. Lisboa.

Portaria n.º 846/93 de 10 de Setembro de 1993. *Diário da República n.º 213/93 – I-B Série*. Ministério da Defesa Nacional, da Administração Interna, da Agricultura, da Indústria e Energia, das Obras Públicas, Transportes e Comunicações e do Ambiente e Recursos Naturais – Normas de Projecto de Barragens. Lisboa.

Quintela, A.C. (1990). Estruturas Hidráulicas.

Quintela, A.C.; Pinheiro, A.N.; Gomes, A.S.; Afonso, J.R.; Almeida, J.M.; Cordeiro, M.S. (2001). Curso de Exploração e Segurança de Barragens.

Decreto-Lei N.º 344/2007 de 15 de Outubro de 2007. *Diário da República n.º 198 – 1ª Série*. Ministério das Obras Públicas, Transportes e Comunicações – Regulamento de Segurança de Barragens. Lisboa.

Decreto-Lei N.º 409/93 de 14 de Dezembro de 1993. *Diário da República n.º 209/93 – I-A – Série*. Ministério das Obras Públicas, Transportes e Comunicações – Regulamento de Pequenas Barragens. Lisboa.

Thomas-Lepine, C. (2012). Rock Bolts – Improved Design and Possibilities. Norwegian University of Science and Technology – Department of Hydraulic and Environment Engineering. Norway.

Páginas consultadas

- (1) http://cnpgeb.apambiente.pt/gr_barragens/gbportugal/Penhagarcia.htm
- (2) <http://energiavcpordentrotudo.blogspot.pt/2010/11/energia-hidrica.html>
- (3) <http://www.lcwconsult.com/pt/portfolio/barragem-de-odelouca/gallery/barragens/>
- (4) <https://www.flickr.com/photos/vitor107/5381767720/?rb=1>
- (5) http://cnpgeb.apambiente.pt/gr_barragens/gbportugal/Guilhofrei.htm
- (6) <http://www.asemana.publ.cv/spip.php?article86462>
- (7) <http://www.touristlink.com.br/france/buttruss-dam/overview.html>
- (8) http://pt.wikipedia.org/wiki/Barragem_da_Aguieira
- (9) <http://www.somague.pt/site/historia.asp?lg=pt>
- (10) <https://www.flickr.com/photos/vitor107/6791243345/>
- (11) <http://tovi.blogs.sapo.pt/19653.html>
- (12) <http://umpigodeluz.blogspot.pt/2012/07/ponte-do-acude-coimbra.html>
- (13) <http://www.mouradigital.com/pag.php?se=moura&pa=alqueva>
- (12) <http://estudante-de-biogeo-11.blogspot.pt/>
- (13) http://cnpgeb.apambiente.pt/gr_barragens/gbportugal/ValeSoeiro.htm