



INSTITUTO SUPERIOR DE ENGENHARIA DE LISBOA

Área Departamental de Engenharia Civil



Análise do Comportamento Sísmico de uma Barragem Gravidade Tipo

RICARDO JOSÉ GROSSO MIRANDA

(Licenciado em Engenharia Civil)

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

Orientadores:

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

Doutor Eduardo Martins Bretas, LNEC

Júri:

Presidente: Mestre Cristina Ferreira Xavier de Brito Machado, Prof. Coordenadora de
Mestrado (ISEL)

Vogais:

Doutor Nuno Miguel Monteiro Azevedo, Investigador LNEC

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

Novembro de 2017



INSTITUTO SUPERIOR DE ENGENHARIA DE LISBOA

Área Departamental de Engenharia Civil

Análise do Comportamento Sísmico de uma Barragem Gravidade Tipo

RICARDO JOSÉ GROSSO MIRANDA

(Licenciado em Engenharia Civil)

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

Orientadores:

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

Doutor Eduardo Martins Bretas, LNEC

Júri:

Presidente: Mestre Cristina Ferreira Xavier de Brito Machado, Prof. Coordenadora de
Mestrado (ISEL)

Vogais:

Doutor Nuno Miguel Monteiro Azevedo, Investigador LNEC

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

Novembro de 2017

Dedicatória

*à Mariana
por toda a força
e apoio, sempre,
por tudo.*

Agradecimentos

Queria deixar os meus profundos agradecimentos a todos os que me apoiaram e que contribuíram para a conclusão deste trabalho, que significa um grande passo na minha formação acadêmica e na minha evolução pessoal.

Agradeço, com grande estima, ao meu orientador, Engenheiro Paulo Mendes, toda a paciência, boa disposição, incentivo e dedicação, tudo isto essencial na conclusão deste trabalho, mas também toda a aprendizagem e conhecimentos transmitidos ao longo do meu percurso académico que me permitiram evoluir profissionalmente e pessoalmente.

Agradeço ao meu orientador, Engenheiro Eduardo Bretas, toda a disponibilidade, transmissão de conhecimentos, bibliografia e sugestões pertinentes que me ajudaram na realização deste trabalho.

A toda a minha família, em particular aos meus pais, às minhas irmãs Sara e Daniela e à minha afilhada Bianca, agradeço por todo o apoio e carinho ao longo da minha vida e por todo o incentivo para a elaboração deste trabalho e ao longo do meu percurso académico.

À Mariana, por todo o carinho, incentivo, conselhos e por todos os momentos que partilhámos, por ser a minha maior fonte de inspiração e motivação, porque sem ela nada disto teria sido possível, por tudo.

Finalmente, a todos os meus amigos, por todo o apoio, fundamental em toda a realização deste trabalho.

RESUMO

O presente trabalho aborda o dimensionamento de barragens gravidade, a verificação da sua segurança estrutural e a sua análise sísmica, a qual pode ser realizada através de diversos métodos, que se abordam no presente trabalho.

Na introdução ao tema, é apresentada uma abordagem geral sobre os vários tipos de barragens, bem como as suas finalidades e características. São também analisadas as diferenças entre os regulamentos portugueses e internacionais. Seguidamente é feita uma caracterização pormenorizada das barragens gravidade. Paralelamente, são analisadas as ações atuantes numa barragem de gravidade tipo, as combinações dessas ações, aplicáveis a cenários correntes e a cenários de rotura. Procura-se também demonstrar como se deve executar a verificação de segurança deste tipo de barragens.

São também analisados os métodos de análise sísmica indicados para a verificação de segurança das barragens gravidade, incluindo uma explicação geral de aplicação de cada método, bem como as formas de cálculo destes métodos.

Por fim, é analisado um caso de estudo, onde é executada a verificação de segurança de uma barragem gravidade tipo, através de uma rotina de cálculo desenvolvida em *MatLab*. Os resultados obtidos são depois comparados com os de outros programas de cálculo estrutural mais robustos, como o SAP2000, de maneira a comparar e verificar as diferenças entre os resultados obtidos.

ABSTRACT

The following dissertation approaches the design of gravity dams, their safety evaluation and seismic analysis, which can be accomplished through several methods, which are approached in the present essay.

As a theme introduction, a general approach is presented on the various types of dams, as well as their purposes and characteristics. The differences between Portuguese and international regulations are also analyzed. Afterwards, is given a detailed characterization of the gravity dams. At the same time the actions applicable to this type of dams are analyzed, the combinations of these actions, applicable to both current scenarios and failure scenarios. It is also demonstrated how to perform the safety evaluation of a gravity dam.

Also evaluated are the seismic analysis methods indicated for the safety evaluation, including a general explanation of each method, as well as the method of calculation of each seismic analysis method.

Lastly, a case study is analyzed, where the safety evaluation of a gravity dam is performed, through a routine developed in MatLab. The obtained results are afterwards compared with other more robust structural calculation programs, such as Sap2000, in order to compare and verify the differences between the obtained results.

PALAVRAS CHAVE / KEYWORDS

Barragens gravidade de betão / Concrete gravity dams

Dimensionamento de barragens gravidade / Gravity dams design

Verificação de segurança de barragens / Dams safety evaluation

Análise sísmica / Seismic analysis

Método do coeficiente sísmico / Seismic coefficient method

Método dos Elementos Finitos / Finite element method

ÍNDICE

CAPÍTULO 1. INTRODUÇÃO.....	1
1.1 Enquadramento do tema	1
1.2 Objetivos.....	3
1.3 Organização do trabalho.....	3
CAPÍTULO 2. INTRODUÇÃO AO ESTUDO DAS BARRAGENS GRAVIDADE.....	5
2.1 Considerações iniciais	5
2.2 Breve revisão histórica.....	9
2.3 Caracterização das barragens gravidade.....	15
2.4 Regulamentação de segurança em barragens	20
2.5 Ações atuantes	24
2.5.1 <i>Peso Próprio</i>	26
2.5.2 <i>Pressões Hidrostáticas</i>	26
2.5.3 <i>Subpressões</i>	26
2.5.4 <i>Variações da Temperatura</i>	30
2.5.5 <i>Ação Sísmica</i>	31
2.5.6 <i>Impulsos de terras e sedimentos</i>	32
2.5.7 <i>Ação do gelo</i>	32
2.6 Combinações de ações.....	32
2.7 Verificação da segurança	36
2.7.1 <i>Segurança ao deslizamento</i>	37
2.7.2 <i>Segurança ao derrubamento</i>	40
2.7.3 <i>Segurança das tensões internas da barragem e na superfície da fundação</i>	41
2.8 Considerações finais	42
CAPÍTULO 3. MÉTODOS DE ANÁLISE DO COMPORTAMENTO SÍSMICO	45
3.1 Considerações iniciais	45
3.2 Caracterização das ações sísmicas.....	45
3.2.1 <i>Método do coeficiente sísmico</i>	46
3.2.2 <i>Método da força lateral equivalente</i>	48
3.2.3 <i>Análise por espectros de resposta</i>	50
3.2.4 <i>Análise ao longo do tempo</i>	51
3.3 Exemplo de aplicação e validação de uma ferramenta computacional	51
3.3.1 <i>Fluxograma do funcionamento geral da rotina de cálculo em MatLab</i>	55
3.3.2 <i>Determinação do centro de gravidade da barragem</i>	55
3.3.3 <i>Determinação das tensões máximas internas da barragem</i>	56
3.3.4 <i>Combinação 1 – Cenário corrente – PP+FI(SBP)</i>	57
3.3.5 <i>Combinação 2 – Cenário corrente – PP+PH+SP+FI(SBP)+Phd(SBP)</i>	61
3.3.6 <i>Combinação 3 – Cenário de rotura – PP+PH+SP+FI(SMP)+Phd(SMP)</i>	67

3.3.7	<i>Combinação 4 – Cenário de rotura – PP+PH(Cheia)+SP(Cheia)</i>	72
3.4	Considerações finais.....	75
CAPÍTULO 4. ANÁLISE DE UM CASO DE ESTUDO.....		77
4.1	Considerações iniciais.....	77
4.2	Modelo estrutural e combinações de ações.....	77
4.3	Análise modal.....	79
4.4	Análise através de espectros de resposta.....	81
4.5	Análise dos resultados obtidos.....	88
4.6	Considerações finais.....	92
CAPÍTULO 5. CONCLUSÃO E PERSPETIVAS FUTURAS.....		95
5.1	Conclusão.....	95
5.2	Perspetivas futuras.....	96

SIMBOLOGIA

a – Aceleração sísmica horizontal

A – Área do plano horizontal

B – Largura da base da barragem

C – Coesão

FC – Fase Construtiva

FI – Forças de Inércia

FPM – Fator de participação da massa

F_R – Resultante das forças resistentes ou estabilizantes

F_S – Resultante das forças derrubantes ou solicitantes

FS_{der} – Fator de segurança ao derrubamento

FS_{desl} – Fator de segurança ao deslizamento

g – Aceleração gravítica

H – Altura do nível de água

HG – Altura da galeria

HJ – Altura da barragem a jusante

HM – Altura da barragem a montante

I – Momento de inércia

K – Rigidez do sistema estrutura-fundação

M – Massa da estrutura

M_R – Momento resistente ou estabilizante

M_S – Momento derrubante ou solicitante

N – Esforço normal à superfície de deslizamento

PH – Pressão hidrostática

PHD – Pressão hidrodinâmica

PP – Peso próprio da estrutura

S – Subpressão

SBP – Sismo base de projeto

SME – Sismo máximo expetável

SMP – Sismo máximo de projeto

V – Esforço Transverso solicitante

$V_{\text{betão}}$ – Volume do betão da barragem

V_R – Esforço transversal resistente ou estabilizante

X_{CG} – Centro de gravidade na direção x

Y_{CG} – Centro de gravidade na direção y

Letras gregas

α – Coeficiente sísmico horizontal

σ – Tensão normal

$\sigma_{\text{máx}}$ – Tensão máxima

$\sigma_{\text{máxcompressão}}$ – Tensão máxima de compressão

$\sigma_{\text{máxtração}}$ – Tensão máxima de tração

γ_w – Peso volúmico da água

γ_ϕ – Coeficiente de segurança em relação às forças de atrito

γ_c – Coeficiente de segurança referente à coesão

ϕ – Ângulo de atrito interno

ϕ_y - Valor do modo de forma

θ – Ângulo do plano inclinado

Abreviaturas

BC – Betão Convencional Vibrado

BCC – Betão Compactado com Cilindros

CFBR – *Comité Français des Barrages et Réservoirs*

FERC – *Federal Energy Regulatory Commission*

ICOLD – *International Commission of Large Dams*

MED – Método dos Elementos Discretos

MEF – Método dos Elementos Finitos

NPB – Normas de Projeto de Barragens

RPB – Regulamento de Pequenas Barragens

RSA – Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas de Edifícios e Pontes

RSB – Regulamento de Segurança de Barragens

USACE – *US Army Corps of Engineers*

USBR – *United States Department of interior - Bureau of Reclamation*

CAPÍTULO 1. INTRODUÇÃO

1.1 Enquadramento do tema

A necessidade de armazenar e gerir água, em particular, em zonas de seca e com poucos recursos hídricos, constituiu, provavelmente, a principal razão para a construção das primeiras barragens. Este tipo de estruturas é fundamental, pois os recursos de água doce são cada vez mais limitados, escassos e distribuídos de forma desigual pelas regiões.

No caso de Portugal, nos últimos anos tem-se registado um aumento da importância atribuída a estas estruturas, materializada no reforço de potência e na construção de diversas barragens. Com o objetivo de elevar o aproveitamento hidrológico das capacidades do país para 70%, foram recentemente construídas novas barragens (Baixo Sabor, Ribeiradio Ermida e Foz Tua) e tem-se procedido a reforços de potência em barragens existentes (Picote, Bemposta, Alqueva, Venda Nova e Salamonde), estando ainda previsto a construção de novas obras e realização de mais reforços de potência em obras existentes. Na Figura 1.1 mostra-se a barragem do Alqueva, que tem a maior albufeira em Portugal (e é o maior lago artificial da Europa), situada no rio Guadiana, na zona do Alentejo, trata-se uma barragem abóbada, que sofreu recentemente um reforço de potência.



Figura 1.1 Barragem do Alqueva.

A exploração das barragens não se resume exclusivamente ao armazenamento de água, estendendo-se, também, à produção de energia elétrica, por forma a fomentar a autossuficiência energética do país. Apesar da produção de energia hidroelétrica ser a principal contribuição das barragens para o desenvolvimento dos setores de atividade nacional, existem outros fatores também importantes para a sustentabilidade do país, como o abastecimento de água às populações, a irrigação de terrenos e rega na agricultura, a formação de lagos artificiais e o controlo de cheias que permite a prevenção de inundações.

No entanto, as barragens têm um risco potencial muito elevado, dado que, na iminência de rotura, a área a jusante é provavelmente devastada pela força da água, sendo previsível que os danos materiais e humanos sejam muito significativos. Deste modo, é fundamental existir um controlo da segurança estrutural, através de modelos que simulem o seu comportamento, em todas as fases da vida deste tipo de obras, desde a fase de construção até à fase final do período de exploração.

Atendendo que Portugal se encontra numa região propensa à ocorrência de sismos, para além de ser necessário analisar a resposta estrutural das barragens para as ações estáticas é também importante a análise do comportamento sísmico destas obras. Assim, neste trabalho para além da análise estrutural de barragens gravidade para ações estáticas (peso próprio, pressão hidrostática, etc.), grande parte do trabalho é dedicado à análise do comportamento sísmico de barragens gravidade (ver Figura 1.2).

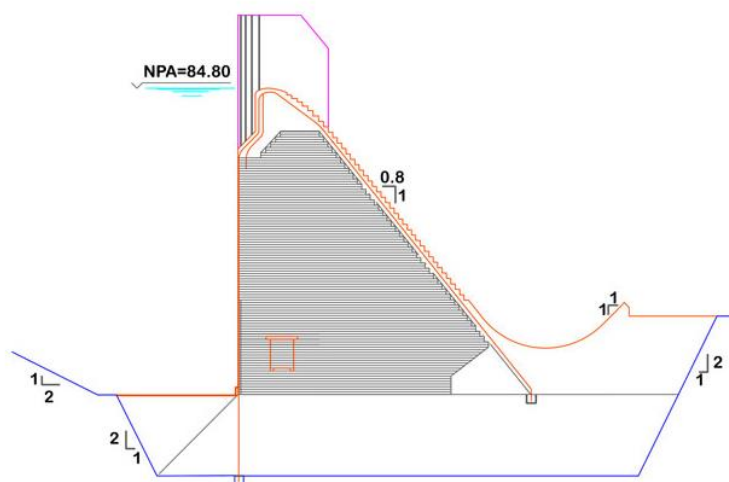


Figura 1.2 Perfil da barragem gravidade de Pedrógão.

1.2 Objetivos

Com base no enquadramento apresentado anteriormente, foi definido como principal objetivo para o presente trabalho o estudo do comportamento sísmico de uma barragem gravidade tipo, através de métodos simplificados e sofisticados de análise sísmica, com vista à verificação da sua segurança estrutural.

Contudo, para justificar e complementar o objetivo principal, definiram-se um conjunto de objetivos específicos a desenvolver para a realização deste trabalho, os quais se apresentam de seguida:

- i. Caracterização estrutural de barragens gravidade;
- ii. Identificação das ações, combinações de ações, mecanismos de rotura e critérios de avaliação da segurança de barragens gravidade;
- iii. Aplicação de métodos de análise sísmica: métodos simplificados (pseudo-estático e pseudo-dinâmico) e métodos sofisticados como o método dos Elementos Finitos (MEF);
- iv. Caso prático relativo à análise sísmica de uma barragem gravidade tipo através de alguns dos métodos apresentados;
- v. Discussão dos resultados obtidos.

1.3 Organização do trabalho

O presente trabalho encontra-se estruturado em cinco capítulos, incluindo a introdução, onde se enquadra o tema e se estabelecem objetivos para o trabalho, as conclusões e perspetivas futuras.

No segundo capítulo, “Introdução ao estudo das barragens gravidade” far-se-á uma descrição dos diferentes tipos de barragens, abordando-se as suas vantagens consoante o tipo de utilização. Proceder-se-á à explicação da evolução das barragens ao longo do tempo com referência aos materiais utilizados. Será também abordado neste capítulo a caracterização estrutural das barragens gravidade e o funcionamento de um sistema barragem-fundação-albufeira. A identificação e explicação dos diferentes tipos de ações envolvidas e as respetivas combinações de ações, os mecanismos de rotura e os critérios de avaliação de segurança das barragens gravidade serão também analisados. Igual relevância terá a explicação dos regulamentos aplicáveis a este tipo de barragens.

No terceiro capítulo, “Métodos de análise do comportamento sísmico” abordar-se-ão diversos métodos para a análise sísmica de barragens gravidade, como os métodos simplificados e métodos sofisticados de análise. Os métodos simplificados da ação sísmica consistem na análise pseudo-estática através do método do coeficiente sísmico e do método da força lateral equivalente e, na análise pseudo-dinâmica através de espectros de resposta e do método de análise ao longo do tempo. No caso dos métodos sofisticados irão ser analisados através do Método dos Elementos Finitos (MEF). No âmbito deste capítulo será ainda feito um caso de validação, onde se pretenderá verificar a segurança de uma barragem gravidade através dos métodos mais simplificados de análise.

No quarto capítulo, “Análise de um caso de estudo”, será analisada uma barragem gravidade tipo, e elaborada uma discussão dos resultados obtidos, em relação à deformada e respetivos deslocamentos do perfil gravidade, e em relação ao campo de tensões a que esse perfil de gravidade está sujeito, para as ações e combinações de ações consideradas no capítulo 3.

No quinto capítulo, “Conclusões e perspetivas futuras” serão apresentadas as conclusões e as considerações finais a retirar da realização deste trabalho, assim como a apresentação de possíveis linhas de investigação para desenvolvimentos futuros deste trabalho.

CAPÍTULO 2. INTRODUÇÃO AO ESTUDO DAS BARRAGENS GRAVIDADE

2.1 Considerações iniciais

As barragens são um tipo de estrutura que evoluiu bastante ao longo do tempo, não só ao nível dos materiais utilizados, mas também ao nível do seu tipo estrutural. Ao executar um projeto de uma barragem, este é planeado para servir várias finalidades, sendo definidos os objetivos para os quais a barragem irá ser concebida (Quintela, 1990). Classificam-se como finalidades principais as seguintes:

- i. Barragem para criação de albufeiras – Este tipo de barragem tem como objetivo o armazenamento de água durante as épocas de chuva, por forma a que a água seja utilizada em períodos mais secos. A água armazenada pode ser utilizada para diversas finalidades, a rega, o abastecimento de água ou a produção de energia elétrica. Este tipo de barragem é o mais comum e na Figura 2.1 pode observar-se um exemplo de uma barragem deste tipo;
- ii. Barragem de derivação – Pretende-se, com esta estrutura, a criação de canais ou condutas para as mais diversas utilizações, nomeadamente, a rega, a produção de energia elétrica ou o abastecimento da população;
- iii. Barragem de detenção – Com este tipo de barragem pretende-se realizar o controlo de cheias, evitando a inundação das terras e propriedades a jusante em que as águas são libertadas gradualmente após o período de cheias. Outra finalidade deste tipo de barragens poderá ser a retenção de materiais sólidos, retendo os materiais que se encontram a contaminar a água de forma a não contaminar as águas a jusante da barragem;
- iv. Barragem de fins múltiplos – Este tipo de barragem é caracterizado pela existência de várias finalidades em simultâneo.



Figura 2.1 Barragem de Pedrógão (Barragem gravidade), situada no distrito de Beja, que tem como principais finalidades a produção de energia elétrica e a rega.

No que diz respeito aos materiais utilizados na construção de barragens, os mais comuns são as barragens de aterro de terra (Figura 2.2) ou de enrocamento (Figura 2.3), por não requererem condições geológicas ou geotécnicas de fundação muito exigentes face aos outros tipos de barragens. Na construção das barragens é também bastante frequente a utilização de materiais como o betão, que sucedeu às barragens em alvenaria. No passado as barragens de alvenaria eram bastante usuais, contudo, foram caindo em desuso com a evolução das barragens de betão. Hoje em dia, raramente são construídas barragens em alvenaria, exceto em casos de barragens com altura muito baixa.



Figura 2.2 Barragem de Montargil, situada no distrito de Portalegre (barragem em aterro de terra).



Figura 2.3 Barragem da Apartadura no distrito de Portalegre (barragem de enrocamento).

A classificação mais comum das barragens de betão é quanto à estrutura das mesmas, que podem ser dos seguintes tipos:

- i. Barragem gravidade (Figura 2.4) – Estas barragens caracterizam-se por garantir a sua estabilidade através do seu peso próprio. Em geral têm um perfil transversal aproximadamente triangular e o traçado em planta geralmente é reto, mas pode ter uma ligeira curvatura com concavidade voltada para jusante (Batista & Farinha, 2011);
- ii. Barragem abóbada (Figura 2.5) – As barragens abóbada ou barragens em arco têm um volume de betão bastante inferior às barragens gravidade, já que têm uma curvatura voltada para montante. Utilizam a elevada resistência à compressão dos arcos para transmitir os efeitos da pressão hidrostática à fundação e aos encontros. Por este facto não necessitam de um volume tão grande de betão para garantir a sua segurança, como sucede com outros tipos de barragens. As barragens abóbada podem ainda ser referidas como barragens cúpula no caso de terem dupla curvatura (Quintela, 1990);
- iii. Barragem de contrafortes (Figura 2.6) – Em geral estas barragens são constituídas por uma estrutura contínua a montante, garantindo assim a sua estanquicidade. Essa estrutura é suportada a jusante por elementos descontínuos que se designam de contrafortes. Os contrafortes mais comuns são paredes de betão triangulares, que transmitem a pressão da água que incide na estrutura às fundações. As barragens de contrafortes requerem menos volume de betão do que as barragens gravidade;
- iv. Barragem em abóbadas múltiplas (Figura 2.7) – Este tipo de barragens não é mais do que uma evolução das barragens em contrafortes.

Nas figuras seguintes podem-se observar alguns exemplos dos vários tipos estruturais das barragens acima mencionados, bem como os respetivos perfis transversais.

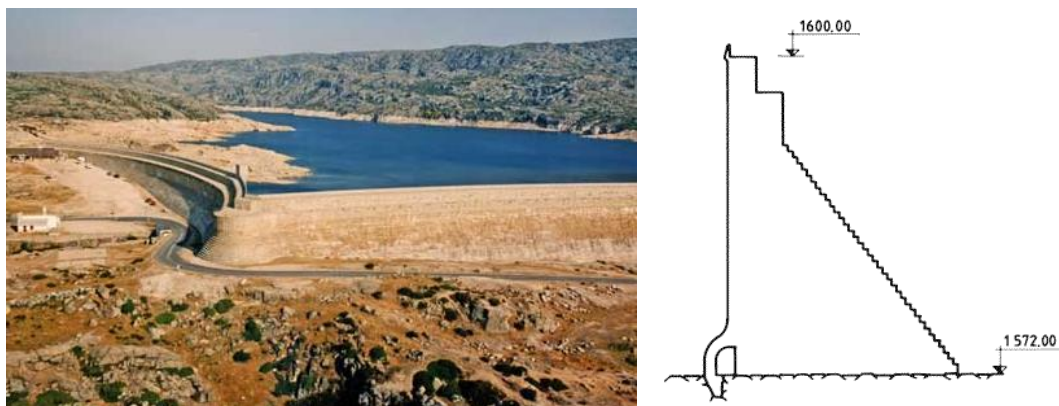


Figura 2.4 Barragem de Lagoa Comprida, no distrito de Guarda (barragem gravidade).

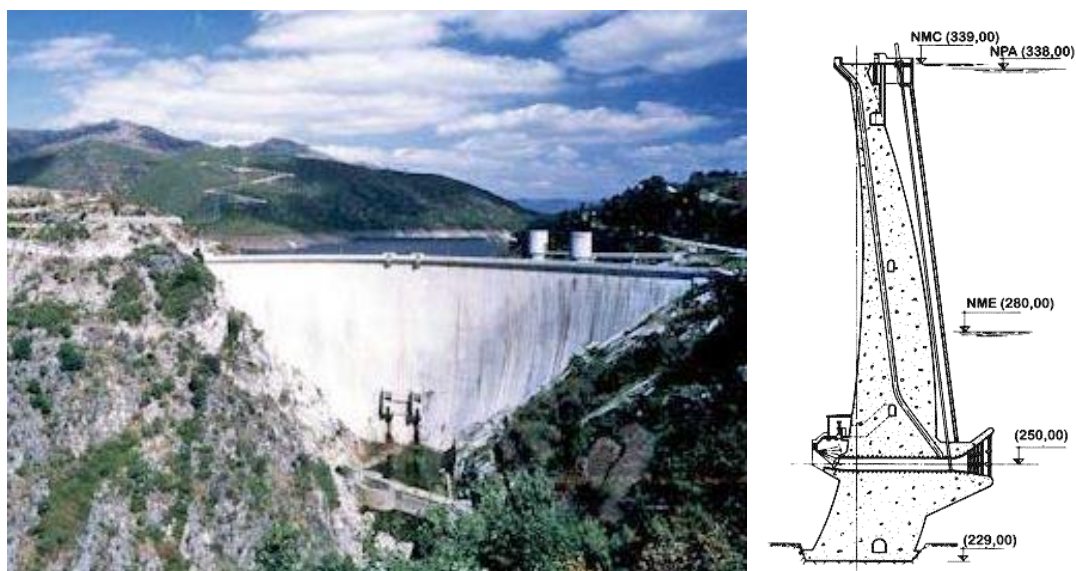


Figura 2.5 Barragem do Alto Lindoso, no distrito de Viana do Castelo (barragem abóbada).

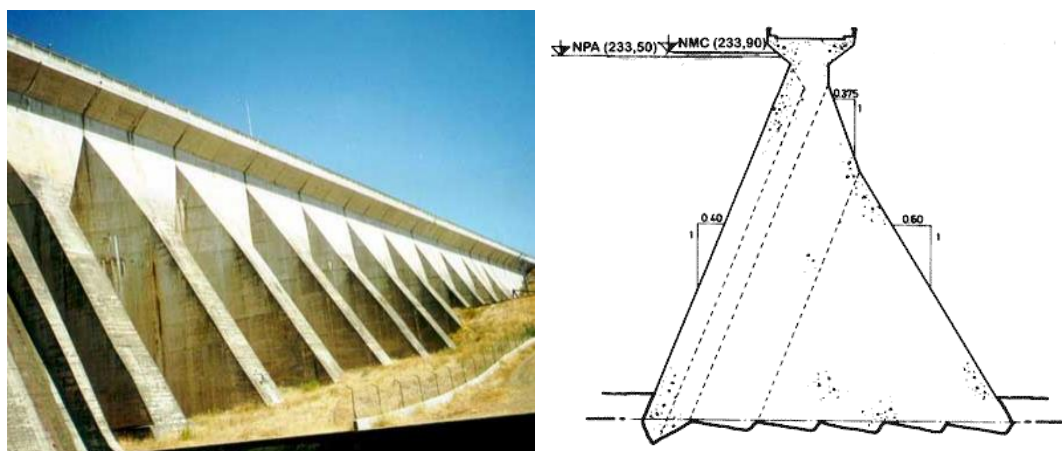


Figura 2.6 Barragem do Caia, no distrito de Portalegre (barragem de contrafortes).

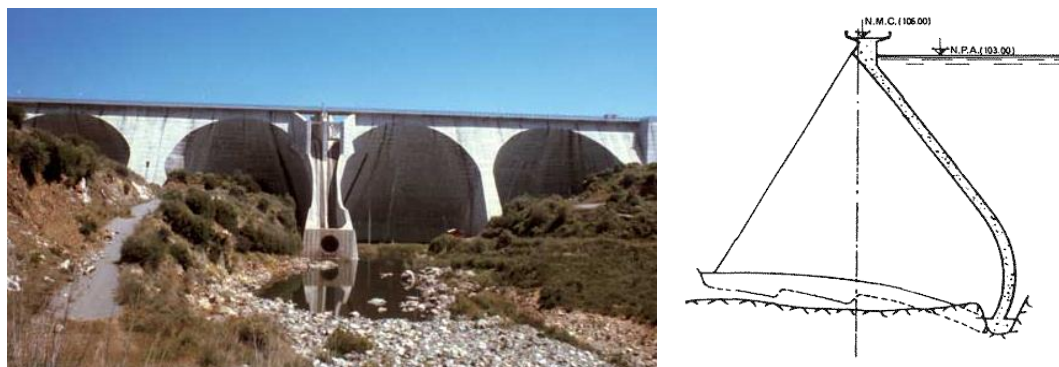


Figura 2.7 Barragem de Odívelas, no distrito de Beja (barragem em abóbadas múltiplas).

As barragens gravidade são as abordadas ao longo deste trabalho. Este capítulo tem como principais objetivos a caracterização estrutural das barragens gravidade, a quantificação das ações atuantes e a sua verificação da segurança. Na secção relativa à caracterização das barragens gravidade serão abordadas as suas diferentes formas estruturais, os materiais de construção que são aplicados, entre outros aspetos relevantes para um conhecimento mais aprofundado das barragens gravidade.

2.2 Breve revisão histórica

O armazenamento e reserva de água, sobretudo em zonas de seca, onde a existência de água é bastante limitada, sempre foi uma preocupação natural das populações. As primeiras barragens de que há registo surgiram no médio oriente, aproximadamente nos anos 3000 A.C. Crê-se que a primeira barragem construída tenha sido a barragem de *Jawa* na Mesopotâmia, atual Jordânia, barragem essa construída em aterro e que abastecia a cidade do deserto de *Jawa*.

Entre as barragens mais antigas, a que merece especial referência é a barragem *Sadd el-kafara*, localizada a sul do Cairo, construída aproximadamente 400 anos depois da barragem de *Jawa*. Esta barragem tinha constituição semelhante à de uma barragem em terra, conforme se pode observar na Figura 2.8, e chegou a atingir os 14 metros de altura e 113 metros de comprimento (E. M. Bretas, 2012).

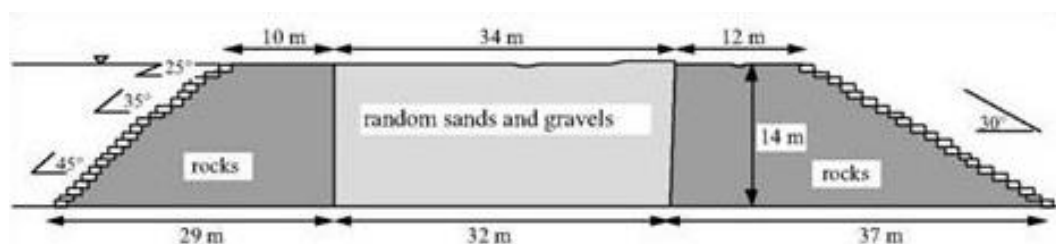


Figura 2.8 Perfil da barragem *Sadd el-kafara*.

O povo romano foi o povo que mais desenvolveu a construção de barragens, provavelmente com a introdução de materiais de construção, como a cal hidráulica, e outros materiais já tradicionalmente utilizados, como a terra e a rocha. Foi principalmente na Península Ibérica que foram construídas pelos romanos algumas das suas mais importantes barragens. As soluções estruturais mais utilizadas eram o perfil de gravidade com secção trapezoidal e o perfil gravidade reforçado com contrafortes. Menos frequentemente, utilizavam a conjugação de muros de alvenaria e taludes de terra (E. M. Bretas, 2012). Mesmo nas poucas barragens de terra executadas pelos romanos, era frequentemente introduzido um elemento em alvenaria para a retenção de água a montante (Quintela, Cardoso, & Mascarenhas, 1995).

Algumas das barragens mais antigas do mundo, ainda em funcionamento localizam-se na Península Ibérica, como é o caso das barragens de *Proserpina* e de *Cornalbo* em Espanha. Apesar de terem sido construídas com o objetivo de abastecimento de água à população, hoje em dia estas barragens servem apenas para rega. A solução construtiva da barragem de *Proserpina* que se pode observar na Figura 2.9 passa pela existência de um muro em alvenaria a montante do aterro, muro esse que é reforçado por contrafortes. Esses contrafortes serviam para, em caso de esvaziamento da albufeira, travar o derrubamento do muro devido à pressão da água instalada no aterro. A barragem de *Cornalbo* é uma evolução da barragem de *Proserpina*, em alternativa ao muro de montante, já que eram utilizadas células de alvenaria inseridas no montante do aterro (Quintela et al., 1995).



Figura 2.9 Barragem de *Proserpina*, em Espanha (vista do paramento de montante).

A barragem de *Alcantarilha*, localizada perto da cidade de Toledo, é considerada a primeira barragem construída pelos romanos. Datada do século II, tem uma altura de 17 metros e 557 metros de comprimento. Esta barragem era constituída por duas paredes exteriores em alvenaria e um interior em aterro. A jusante, existia um talude em terra com o intuito de resistir à pressão hidrostática. Ao contrário da barragem de *Proserpina*, esta barragem não tinha contrafortes a montante, pelo que acabou por ruir, provavelmente porque o muro não resistiu ao impulso criado pelo talude em aterro aquando de um esvaziamento da albufeira (E. M. Bretas, 2012).

Foi também o povo romano o responsável pela execução da primeira barragem abóbada, a barragem de *Glanum*, que servia para abastecimento de uma vila romana em França. Contudo, essa barragem foi substituída por uma barragem gravidade no final do século XIX.

Os romanos não foram os únicos povos a contribuir para a engenharia das barragens. Os povos asiáticos desenvolveram bastante a conceção das barragens durante a idade média, em particular em países como o Japão, a China, a Índia e o Sri Lanka. Após a queda do império romano, na Europa, praticamente não existiram desenvolvimentos no que às barragens diz respeito. Foi necessário passar praticamente um milénio para voltarem a ser desenvolvidas as estruturas das barragens.

Em meados do século XIX, as barragens começaram a ser efetivamente dimensionadas. Em 1853, foi publicado o primeiro trabalho científico nessa área por *J. Augustin Tortene de Sazilly*, no livro com o título “*Note Sur un type de profil d’égale résistance proposé pour les murs de réservoirs d’eau*”, que definia efetivamente um critério científico para o dimensionamento das barragens (E. M. Bretas, Lemos, & Lourenço, 2012). No documento referido, *Sazilly* demonstrou que, para as barragens gravidade, a forma do perfil transversal mais vantajosa era a triangular, com a face voltada para montante, conforme se pode verificar na Figura 2.10. Foi a partir desta publicação que se definiram os primeiros critérios de dimensionamento, pelo qual a seção da barragem devia evitar a rotura por deslizamento e por excesso de compressão, sendo este o cenário mais condicionante (E. M. Bretas, 2012).

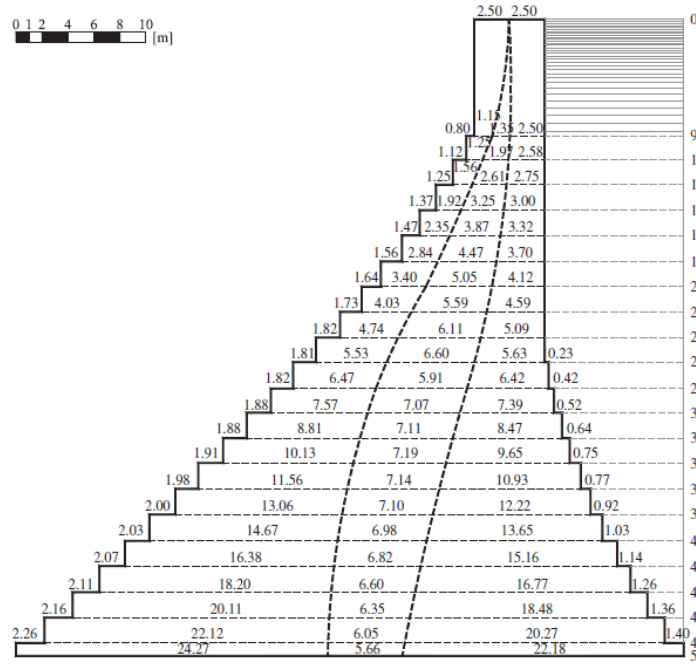


Figura 2.10 Perfil transversal proposto por Sazilly.

Outro desenvolvimento fundamental no dimensionamento de barragens, foi a construção da barragem de *Furens* por *F. Emile Delocre*, sendo esta a primeira barragem a ser construída que teve por base o trabalho desenvolvido por *Sazilly*. Na fase de projeto, *Delocre* partiu do perfil triangular determinado por *Sazilly* e alterou ligeiramente os fatores de segurança, tendo chegado a um perfil transversal poligonal, o que permitiu a redução do volume de material aplicado na construção da barragem. Na Figura 2.11, é possível observar o modelo proposto por *Delocre*.

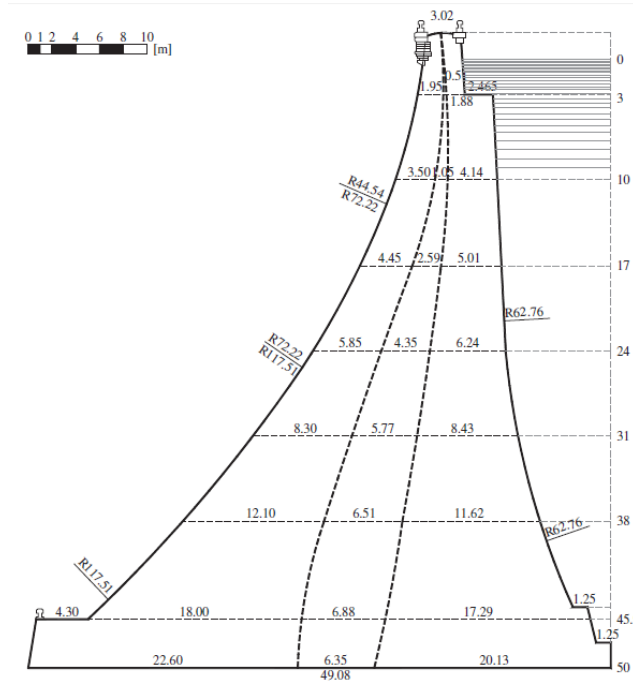


Figura 2.11 Perfil transversal proposto por Delocre.

O trabalho desenvolvido por *S. Rankine* em 1872, foi também um dos trabalhos mais marcantes no que diz respeito às barragens naquela altura. Com a publicação do artigo “*Report on the design and construction of masonry dams*”, *Rankine* demonstrou a importância de não existirem trações em qualquer ponto da barragem, tendo esta sido uma condição essencial para a prevenção do cenário de derrubamento (E. M. Bretas et al., 2012). Na Figura 2.12, é possível verificar o modelo proposto por *Rankine*.

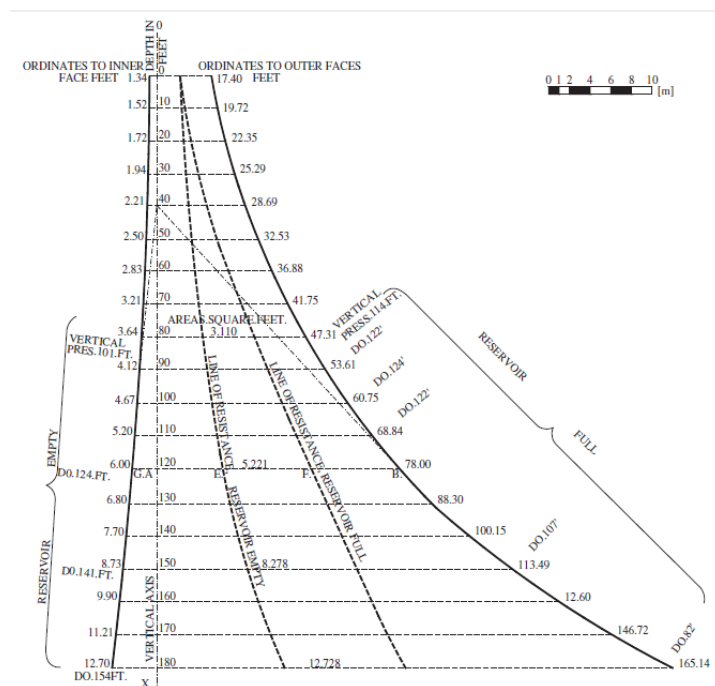


Figura 2.12 Perfil transversal proposto por *Rankine*.

Após o acidente na barragem de *Bouzey*, em 1895, que teve perto de uma centena de vítimas, passou a ser considerada e valorizada a ação da subpressão, pois até essa data, nenhum dos trabalhos existentes mencionava essa ação. Apesar de terem existido algumas roturas de barragens devido à subpressão, foi a barragem de *Bouzey* que proporcionou maior visibilidade (E. M. Bretas et al., 2012), talvez por ser no centro da Europa, e em consequência desse desastre, que surgiu o primeiro livro científico onde a subpressão era já considerada uma das ações a ter em conta no dimensionamento das barragens (“*Engineering for masonry dams*” publicado em 1917 por *W. P. Creager*). Apesar deste livro ter apenas surgido em 1917, terá sido a barragem de *Vyrnwy*, em Inglaterra, a primeira barragem a ser executada com um sistema de drenagem para a limitação das subpressões.

A primeira vez que foi utilizado o betão como material construtivo nas barragens, foi na construção da barragem de *Boyd's Corner* em Nova Iorque no ano de 1872.

Graças à utilização crescente do betão, o dimensionamento das barragens evoluiu para formas mais complexas, permitindo a utilização de menos volume de material e a conseqüente diminuição dos custos.

Apesar das barragens terem começado a ser construídas há mais de 5000 anos, a maior contribuição, em termos de engenharia das barragens, ocorreu nos últimos 100 anos pois, para a construção de grandes barragens, muito contribuíram os avanços significativos ao nível do seu dimensionamento e da sua verificação de segurança.

Também a análise sísmica apresentou bastantes desenvolvimentos. Inicialmente a ação sísmica era considerada uma força estática. Mesmo hoje em dia, este método é ainda aplicado no cálculo do cenário de deslizamento das barragens (o método simplificado). Não foi só ao nível da engenharia que existiram grandes avanços. Também no que concerne ao ambiente, hoje em dia a compreensão que existe ao nível do impacte ambiental que uma construção destas implica é um aspeto bastante importante e que é necessário ter em conta na fase de projeto.

Na Figura 2.13 observa-se a barragem em aterro mais alta do mundo, a barragem de *Nurek*, situada no Tajiquistão. Construída no rio *Vakhsh*, é uma barragem de aterro que atingiu os 300 metros de altura. A construção desta barragem terminou em 1980. Atualmente a barragem mais alta do mundo é a barragem de *Jinping-I*, localizada na China que é uma barragem em abóbada com 305 metros de altura.



Figura 2.13 Barragem de Nurek, no Tajiquistão.

Do ponto de vista da produção de energia elétrica, a barragem *Three Gorges* é a maior central hidroelétrica do mundo. Construída na China, no rio *Yangtze*, em 2006, é uma barragem do tipo gravidade em betão. Tem como finalidades principais o controlo de cheias e a geração de energia, e produz cerca de 22500

MW de energia elétrica. Pode-se verificar na Figura 2.14 a dimensão da barragem *Three Gorges* e também a dimensão da albufeira.



Figura 2.14 Barragem *Three Gorges*, na China.

2.3 Caracterização das barragens gravidade

As barragens gravidade têm como principal função, resistirem aos impulsos da água que retêm somente pela ação do seu peso próprio. Geralmente o traçado em planta deste tipo de barragens é reto ou tem uma ligeira curvatura com concavidade para jusante. O perfil de gravidade em geral é aproximadamente triangular e a relação entre a largura da base e a altura desta é definida para resistir pelo seu peso ao impulso da água. Normalmente a largura da base é superior a 80% da altura. De seguida apresentam-se as principais vantagens e desvantagens da utilização de barragens deste tipo estrutural (Bureau of Reclamation, 1976).

Vantagens das barragens gravidade:

- i. Resistência, estabilidade e durabilidade;
- ii. Adequabilidade a variados tipos de vales, mesmo os vales moderadamente íngremes, onde as barragens de aterro não são possíveis de executar;
- iii. Possibilidade de construção em alturas bastante elevadas, caso as fundações da barragem sejam em rocha;
- iv. Adaptabilidade a seções galgáveis;
- v. Adequabilidade a zonas de pluviosidade intensa;
- vi. Custos de manutenção reduzidos;
- vii. Impossibilidade de colapso repentino, por força da existência de vários sinais de aviso no caso de rotura iminente. Os prejuízos a jusante, são, assim, minimizados em caso de rotura;

- viii. Possibilidade de construção em qualquer tipo de condições climatéricas;
- ix. Possibilidade de redução da sedimentação a montante da barragem.

Quanto às desvantagens associadas a estas barragens, assinalam-se os seguintes aspetos:

- i. Grandes barragens gravidade apenas podem ser construídas com fundações sólidas em rocha. Caso a fundação seja fraca ou bastante permeável, por norma, as barragens gravidade só podem chegar aos 20 metros de altura;
- ii. O custo inicial de uma barragem gravidade é geralmente maior do que uma barragem de aterro, principalmente caso existam boas terras para utilizar no aterro em zonas perto da construção;
- iii. Em geral as barragens gravidade levam mais tempo de construção do que barragens em aterro, especialmente onde não existem centrais de betão na zona da construção;
- iv. Requerem técnicos mais qualificados do que barragens em aterro;
- v. Em grande parte das barragens gravidade é difícil executar o projeto de alteamento.

As barragens em betão de pequena e média dimensão são na sua grande maioria do tipo gravidade, pois são as mais económicas e simples de construir. Estes tipos de estruturas têm em comum uma secção transversal aproximadamente triangular, conforme se pode verificar na Figura 2.15, onde se ilustram alguns dos tipos de secções mais comuns em barragens gravidade. Com o betão começaram a surgir as barragens gravidade aligeiradas, que têm uma secção vazada de forma a diminuir o volume de betão despendido na construção da barragem.

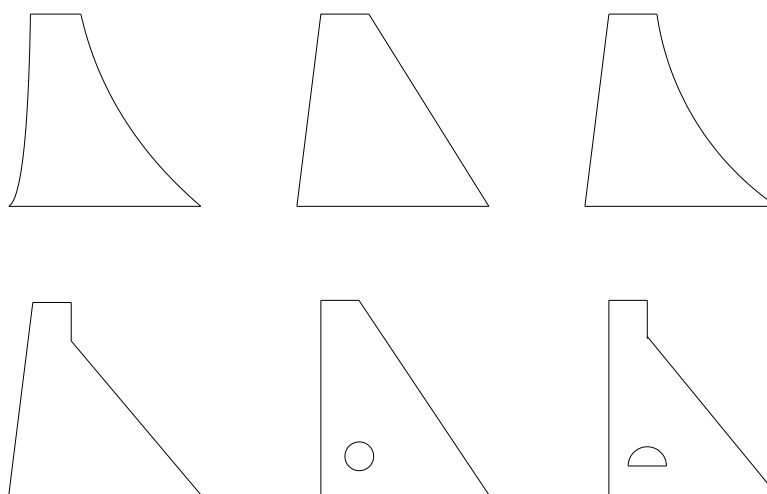


Figura 2.15 Diferentes tipos de secções de perfis do tipo gravidade.

No que diz respeito a este tipo de barragens, podem-se salientar as mais recentes evoluções das barragens gravidade: as barragens descarregadoras e as barragens móveis. Relativamente às barragens descarregadoras, são caracterizadas por terem uma soleira descarregadora, normalmente associada a pilares que suportam as comportas, conforme se pode ver na Figura 2.16, onde a título de exemplo se mostra uma imagem da barragem de Fratel localizada no Rio Tejo, no distrito de Portalegre. Esta barragem foi construída em 1973 e tem 48 metros de altura, 240 metros de comprimento e é constituída por 6 comportas. Na Figura 2.16, pode-se também observar o perfil transversal da barragem.

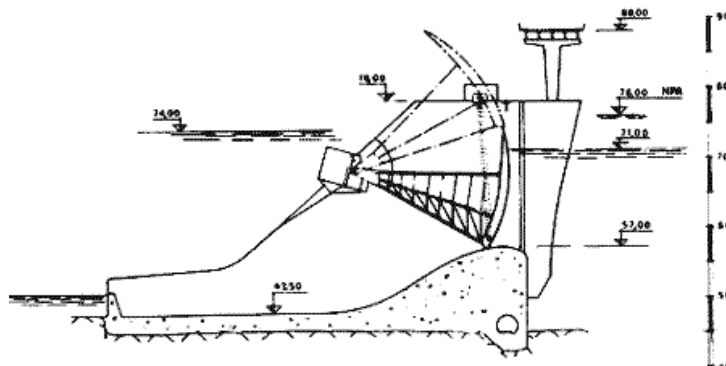
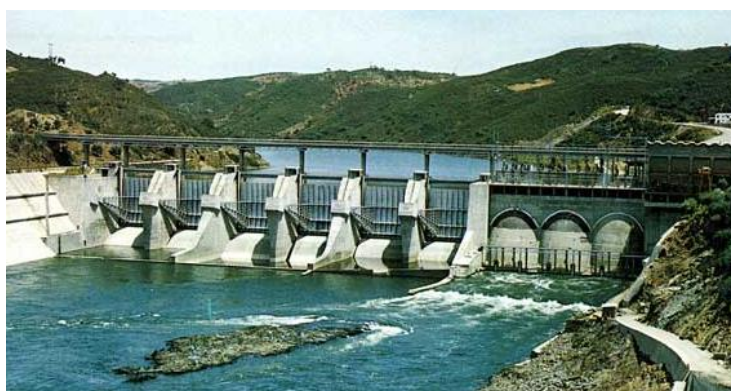


Figura 2.16 Barragem de Fratel (Barragem gravidade do tipo descarregadora).

As barragens móveis são outro tipo de barragens gravidade. A Figura 2.17 ilustra um exemplo de uma barragem gravidade móvel, a barragem de Belver, localizada no rio Tejo, no distrito de Portalegre, construída em 1952, tem uma altura de 30 metros e um comprimento de 327,5 metros. Nas barragens móveis, grande parte da seção transversal da albufeira é controlada pela área das comportas (Batista & Farinha, 2011). Durante a altura das cheias as comportas são colocadas de forma a não obstruírem a passagem da água.

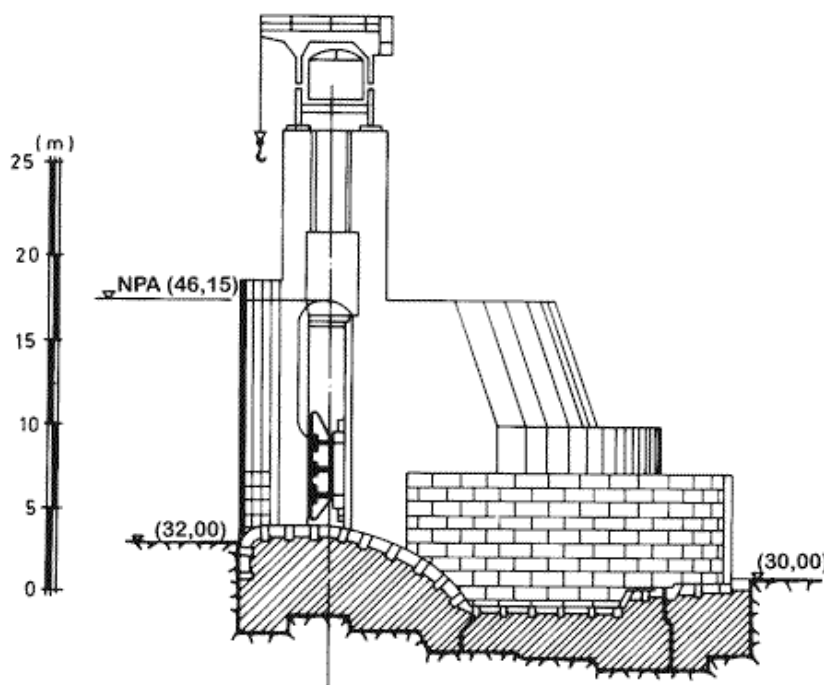


Figura 2.17 Barragem de Belver (Barragem gravidade móvel).

No que concerne aos materiais utilizados na construção de barragens gravidade, hoje em dia, os mais utilizados são o betão convencional vibrado (BC). Tendo em conta que não são exigidos grandes requisitos de resistência ao betão, podem ser consideradas baixas dosagens de ligante e agregados de grandes dimensões no fabrico do betão. Este tipo de material apresenta algumas limitações, nomeadamente no comprimento das barragens.

Para barragens com um maior desenvolvimento linear ou para menores requisitos no que toca à resistência do betão, pode utilizar-se o betão compactado com cilindros (BCC) (Fonseca, 2009). O betão compactado com cilindros tem dosagens

de ligante ainda mais baixas que o betão convencional vibrado. É ainda bastante comum executar-se uma faixa de pequena espessura, nos paramentos de montante e jusante, com uma maior dosagem de cimento, garantindo assim uma menor permeabilidade da água.

No caso de Portugal, a barragem de Pedrógão foi a primeira barragem a ser executada em betão compactado com cilindros, situada no distrito de Beja na bacia hidrográfica do rio Guadiana, que se pode ver na Figura 2.18.



Figura 2.18 Barragem de Pedrógão (Barragem gravidade em BCC).

As barragens gravidade mais comuns são constituídas, em geral, por duas secções, a seção não galgável e a seção galgável (também denominada como descarregadora). A seção galgável é projetada para ser transbordada, isto é, em caso de cheia, o nível de água chega ao limite da barragem e transborda pela zona galgável. O material dessa zona é normalmente o betão por ser um material que não se desgasta com a ação da água. A seção não galgável é habitualmente concebida para que não haja qualquer tipo de passagem de água por essa seção.

Uma das mais importantes ações que ocorrem nas barragens gravidade são as subpressões, porque funcionam como um impulso que ocorre no sentido contrário ao peso próprio da barragem (atua como uma diminuição do peso da estrutura). Este impulso varia com o tempo, com a quantidade de água a montante e a

jusante da barragem e está diretamente relacionado com a qualidade do maciço rochoso.

Para contrariar os impulsos, que advêm das subpressões, existem tratamentos que podem ser efetuados para diminuir o efeito das subpressões, sendo os mais comuns os seguintes: a execução de uma cortina de impermeabilização, através da injeção de calda em furos alinhados ao longo da fundação da barragem ou a execução de uma rede de drenagem, normalmente feita através da galeria de drenagem, caso esta exista.

2.4 Regulamentação de segurança em barragens

Em Portugal, o regulamento que decreta o controlo de segurança das barragens, durante toda a sua vida útil, é, no caso de grandes barragens, o Regulamento de Segurança de Barragens (RSB, 2007) e no caso de pequenas barragens, o Regulamento de Pequenas Barragens (RPB, 1993). Segundo o regulamento de Segurança de Barragens, as barragens podem ser classificadas em dois grupos:

- i. As grandes barragens, são as que tenham uma altura igual ou superior a 15 metros (medidos desde a cota mais baixa da superfície geral das fundações até à cota do coroamento) ou que tenham uma altura igual ou superior a 10 metros, mas cuja albufeira tenha uma capacidade superior a 1.000.000 m³;
- ii. Barragens de altura inferior a 15 metros, que, não estando incluídas no grupo anterior, tenham uma albufeira com capacidade superior a 100.000 m³.

Todas as barragens que não sejam abrangidas pelo Regulamento de Segurança de Barragens, ficam automaticamente sujeitas às disposições do Regulamento de Pequenas Barragens.

A qualificação do risco potencial das grandes barragens depende de diversos fatores, sendo que os danos podem ser bastante significativos no que concerne a vidas humanas, bens materiais e ambientais (Eduardo Martins Bretas & Batista, 2013). A classificação das barragens é avaliada consoante o risco potencial a jusante da barragem e é feita de acordo com a Tabela 2.1:

Tabela 2.1 - Classe da barragem em função da ocupação humana (RSB, 2007).

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

Estão também sujeitas ao Regulamento de Segurança de Barragens, as barragens que estejam incluídas na classe I em termos de ocupação humana. Apesar das Normas de Pequenas Barragens definirem os procedimentos relativamente ao seu dimensionamento, estas seguem as orientações definidas pelos regulamentos internacionais, principalmente a *International Commission of Large Dams* (ICOLD).

Nesses regulamentos estão definidos todos os cenários que são imprescindíveis para a análise no dimensionamento das barragens, tanto no caso de cenários correntes como nos cenários de rotura. No caso dos cenários correntes, não se devem verificar deteriorações apreciáveis, já nos cenários de rotura, não se deve verificar a rotura global da estrutura (Prata, Bretas, & Lemos, 2012).

A nível internacional existem diversas normas e regulamentos que ajudaram a desenvolver a regulamentação interna de muitos países, como é o caso de Portugal. Os principais regulamentos a nível internacional são:

- i. *United States Department of interior – Bureau of Reclamation* (Bureau of Reclamation, 1976);
- ii. *US Army Corps of Engineers* (USACE, 1995);
- iii. *Federal Energy Regulatory Commission* (FERC);
- iv. *Comité Français des Barrages et Réservoirs* (CFBR, 2013).

Conforme se pode perceber, são os regulamentos Norte Americanos que mais influência têm na execução das normas e regulamentos de cada país, como acontece com Portugal. Os regulamentos são essenciais para toda a fase de conceção, construção e exploração das barragens. Estes definem quais são as ações a considerar, determinam as combinações de ações com maior probabilidade de ocorrência em simultâneo, os mecanismos de rotura que se consideração e os respetivos critérios de verificação da segurança (Prata et al., 2012).

Segundo as Normas de Projeto de Barragens, o dimensionamento deste tipo de estruturas deve ter por base diversos estudos, tais como os hidrológicos, geológicos, hidrogeológicos, sismológicos e geotécnicos (NPB, 1993):

- i. Estudos hidrológicos – pretende-se com estes estudos, obter as características fisiográficas e climatéricas da zona em causa, determinar o nível de precipitação a que a albufeira estará sujeita, bem como os respetivos caudais de cheia, qualidade da água ou as medições do transporte do sólidos afluentes à albufeira;
- ii. Estudos geológicos e hidrogeológicos – permitem identificar a geologia da região, do local da barragem, as principais características relevantes para o projeto, e a caracterização hidrogeológica da região e do local da obra;
- iii. Estudos sismológicos – Permitem o estabelecimento do Sismo Máximo Expectável (SME), do Sismo Máximo de Projeto (SMP) (que por norma se adota o SME), e o Sismo Base de Projeto (SBP), de intensidade inferior ao SMP. A definição destes sismos é deverás importante, já que cada sismo terá a sua intensidade e isso permitirá conceber os vários cenários correntes e de rotura;
- iv. Estudos geotécnicos – Estes referem-se principalmente às características do maciço de fundação da barragem e da albufeira, às propriedades mecânicas do maciço de fundação e dos taludes, como a qualidade do maciço rochoso, a sua permeabilidade, deformabilidade e resistência, de forma a que seja possível definir o tratamento mais indicado para a melhoria das propriedades do maciço.

A *Federal Energy Regulatory Commission* (FERC) desenvolveu uma regulamentação específica aplicável às barragens gravidade. Esta recomenda que seja realizada a análise da estabilidade das barragens gravidade de betão, não só na fase de projeto mas também na fase de exploração das referidas (Prata et al., 2012). Ainda, atenta à determinação das subpressões, indicando que o diagrama das subpressões é trapezoidal, regra geral, assumindo como 100% da pressão hidrostática de montante ou jusante, consoante o ponto em análise.

No que diz respeito às ações, todos os regulamentos utilizam genericamente as mesmas, conforme se pode verificar na Tabela 2.2.

Tabela 2.2 – Quadro comparativo das ações consideradas por cada regulamento.

Ações	NPB	FERC	USBR	USACE
Gravíticas (peso próprio)	X	X	X	X
Térmicas	X	X	X	X
Hidrostáticas	X	X	X	X
Subpressões	X	X	X	X
Gelo	X	X	X	X
Caudal sólido	X	X	X	X
Sísmicas	X	X	X	X
Elementos estruturais (ancoragens passivas ou ativas)	X			
Escoamento através dos descarregadores		X		
Ocorrência de cheias		X		
Impacto de detritos		X		
Reações expansivas do betão		X		

Os regulamentos diferem nas combinações de ações, logo, os critérios de avaliação e os fatores de segurança têm igualmente diferenças consideráveis. As diferenças mais relevantes entre os regulamentos acima abordados são os seguintes (Prata et al., 2012):

- i. A NPB e a FERC diferem no critério de avaliação do deslizamento da barragem, pois enquanto a FERC apresenta um fator de segurança global, o regulamento português propõe diferentes valores para a parcela coesiva e para o ângulo de atrito interno;
- ii. No que diz respeito ao mecanismo de deslizamento, todos apresentam valores diferentes para o cenário de rotura (também designado por combinação não usual ou combinação extrema, consoante o regulamento). Pode-se verificar na Tabela 2.3 as diferenças desses valores;
- iii. O USBR e o NPB propõem critérios de avaliação diferentes consoante o mecanismo de rotura se verifique na barragem ou na fundação;
- iv. A FERC não preconiza uma combinação de ações que contemple a ocorrência de um sismo, ao contrário dos restantes regulamentos;
- v. O USBR não considera o cenário de cheia;
- vi. O USBR determina um conjunto de compressões mínimas existentes na face de montante, em função da pressão hidrostática verificada nesses pontos;

- vii. O USACE prevê duas combinações de ações para a fase de construção da barragem, circunstância que não se verifica nos outros regulamentos;
- viii. O USACE propõe um critério de avaliação da segurança ao derrubamento;
- ix. O NPB é o único que determina que é o projetista o principal responsável no estabelecimento dos critérios específicos para cada barragem.

Tabela 2.3 – Diferenças nos coeficientes de segurança de cada regulamento.

Cenários	NPB	FERC	USBR	USACE
Cenário corrente ou combinação usual de ações (com coesão)	-	$\geq 2,0$	$\geq 4,0$	$\geq 2,0$
Cenário corrente ou combinação usual de ações (sem coesão)	2,5 – 4,0	$\geq 1,5$		
Cenário de rotura ou combinação não usual ou extrema de ações (com coesão)	-	$> 1,25$	$\geq 1,3$	$\geq 1,3$
Cenário de rotura ou combinação não usual ou extrema de ações (sem coesão)	1,2 – 1,5	$\geq 1,3$		

2.5 Ações atuantes

A segurança das barragens gravidade é assegurada através da verificação de segurança ao deslizamento, ao derrubamento e nas tensões transmitidas à fundação. Para verificar a segurança de uma barragem gravidade é necessário definir as principais ações atuantes.

Relativamente à quantificação das ações, estas podem ser agrupadas através dos seguintes critérios:

- i. Ações estáticas e dinâmicas;
- ii. Ações diretas (forças mássicas ou de superfície que atuam na estrutura);
- iii. Ações indiretas (imposição de deslocamentos ou deformações).

Outro método de classificação das ações baseia-se nas diferentes fases de vida das barragens:

- i. Durante a construção e até ao primeiro enchimento da albufeira;
- ii. Durante o primeiro enchimento da albufeira;
- iii. Ao longo do período de exploração da barragem.

No período entre o início da construção e o primeiro enchimento da albufeira, as ações a considerar são as seguintes: o peso próprio do betão; as variações de

temperatura no ar; as variações de temperatura resultante da libertação do calor da hidratação do betão; a retração; os movimentos das fundações durante a construção e durante as injeções para impermeabilização e a injeção das juntas de construção.

Durante o primeiro enchimento da albufeira e ao longo do período de exploração, as ações mais importantes são: as ações da água; as variações de temperatura no ar e na água; as ações dinâmicas; os movimentos das fundações resultantes do enchimento da albufeira e as variações do volume de betão.

De seguida enumeram-se as principais ações a considerar na verificação de segurança das barragens gravidade, que podem ser também observadas na Figura 2.19:

- i. PP – peso próprio da barragem;
- ii. PH1 – Componente horizontal da pressão hidrostática a montante;
- iii. PH2 – Componente horizontal da pressão hidrostática a jusante;
- iv. PV1 – Componente vertical da pressão hidrostática a montante;
- v. PV2 – Componente vertical da pressão hidrostática a jusante;
- vi. S – Subpressões;
- vii. PHD – Pressões hidrodinâmicas resultantes das ações sísmicas;
- viii. FI – Forças de inércia do corpo da barragem.

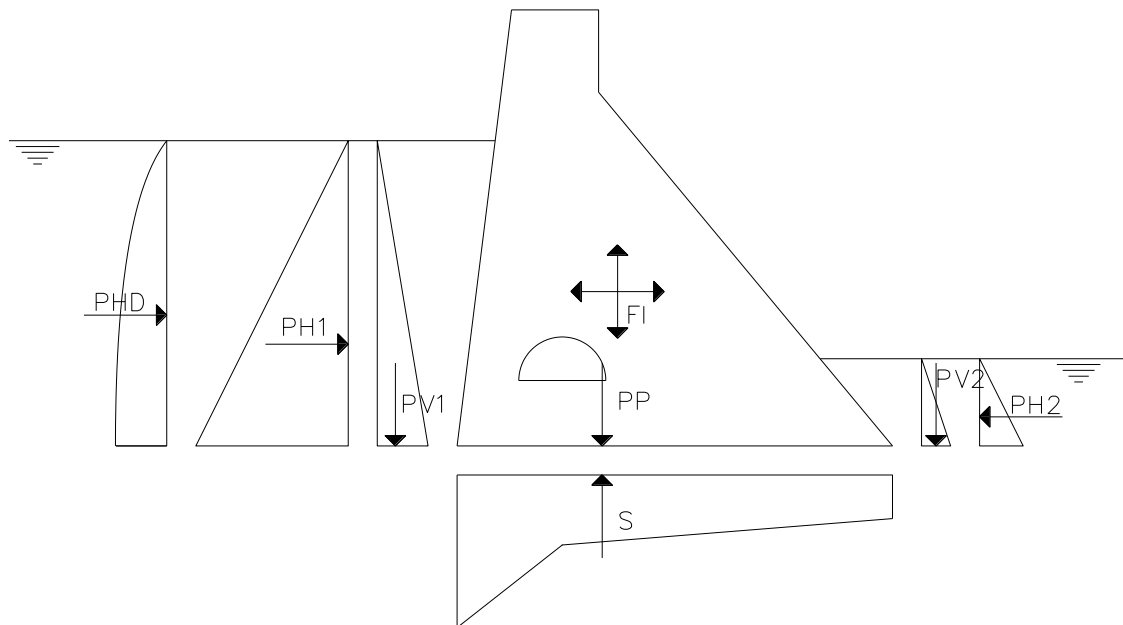


Figura 2.19 Ações atuantes numa barragem gravidade.

Para além das ações mencionadas, em alguns casos é necessário também considerar, as forças resultantes de sedimentos, de gelo, impacto de detritos, ondulação e movimentos da fundação. Devem também ser tidos em conta no dimensionamento, as deformações causadas pelas variações da temperatura, tanto na fase de construção devido à libertação do calor da hidratação do betão, como na fase de enchimento da albufeira causadas por questões ambientais ou induzidas (Batista & Farinha, 2011).

2.5.1 Peso Próprio

O peso próprio de uma barragem é uma ação gravítica, ação essa, que é a maior ação estabilizante numa barragem gravidade. Considera-se para o peso volúmico do betão, um valor médio de 24 kNm^{-3} . Considera-se a ação do peso próprio, como uma força vertical, no seu centro de gravidade.

2.5.2 Pressões Hidrostáticas

A pressão hidrostática, a montante e a jusante da barragem, é, em qualquer ponto do paramento, considerada igual ao nível da água nesse ponto multiplicado pelo peso volúmico. Considera-se peso volúmico da água 10 kNm^{-3} .

No que concerne a uma barragem de betão, a mesma é considerada impermeável, logo, a ação da água no corpo da barragem traduz-se na pressão hidrostática nos respetivos paramentos de montante e jusante. Quando existe seções galgáveis, sabe-se que é exercida uma pressão da água nessa seção, mas geralmente essa pressão tem pouco significado pelo que é desprezada.

2.5.3 Subpressões

A subpressão é uma força ativa que atua em toda a base do corpo da barragem, que tem, obrigatoriamente, de ser considerada no dimensionamento. As subpressões não são afetadas pelas ações sísmicas. Assume-se que a subpressão varia linearmente desde o nível de água a montante até zero ou até ao nível de água a jusante, isto nos casos onde não existe qualquer intervenção ao nível da drenagem das fundações, conforme se pode verificar no esquema da Figura 2.20.

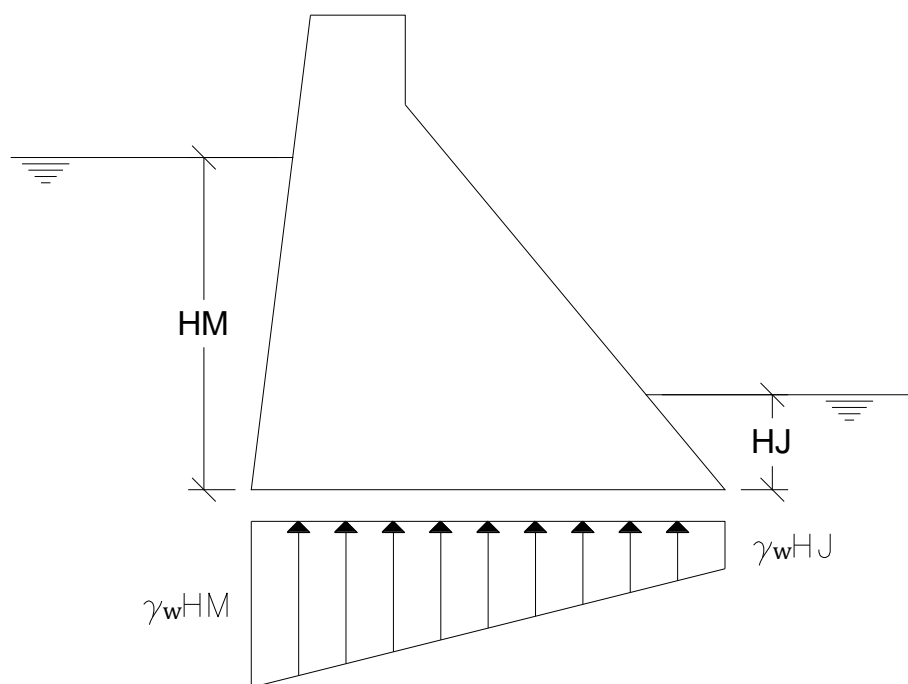


Figura 2.20 Ação da subpressão sem drenagem da fundação.

No caso de existir drenagem da fundação, a pressão na base, varia linearmente até à pressão reduzida pelos drenos e novamente até à pressão da zona de jusante da barragem. Normalmente, para estudos preliminares do projeto, a subpressão na linha dos drenos da base da barragem é equivalente à pressão de jusante acrescida de $1/3$ do diferencial entre as pressões de montante e jusante. Na Figura 2.21 é possível verificar a ação das subpressões na base da barragem quando existe sistema de drenagem, no caso em que a galeria de drenagem se situa a uma cota inferior à do nível da água a jusante da barragem.

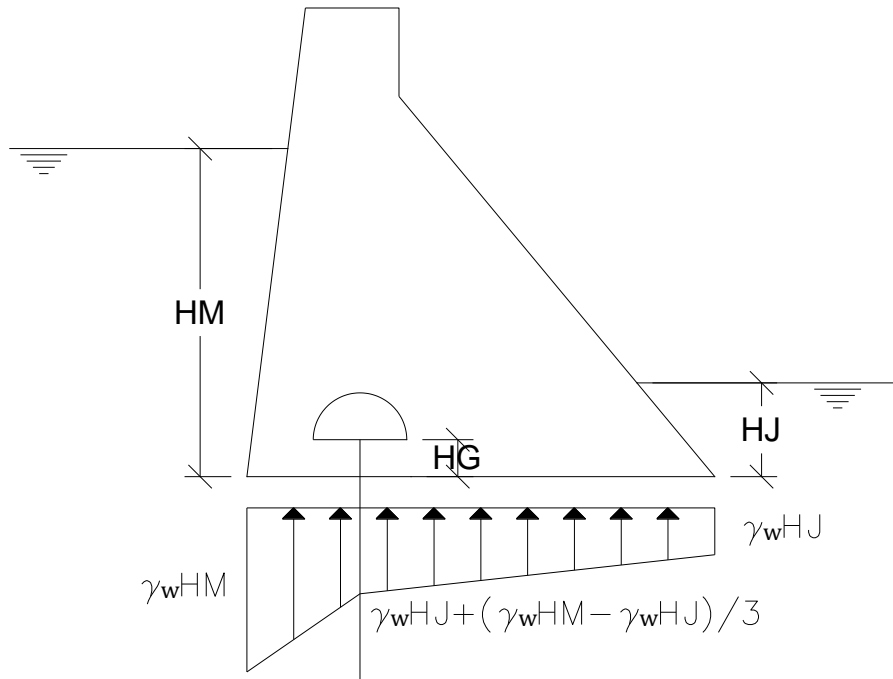


Figura 2.21 Ação da subpressão no caso em que a soleira da galeria de drenagem está abaixo do nível de água a jusante.

Nas situações em que a cota de soleira da galeria de drenagem seja superior ao nível da água a jusante da barragem, existe uma ligeira alteração no diagrama das subpressões, conforme se pode verificar na Figura 2.22.

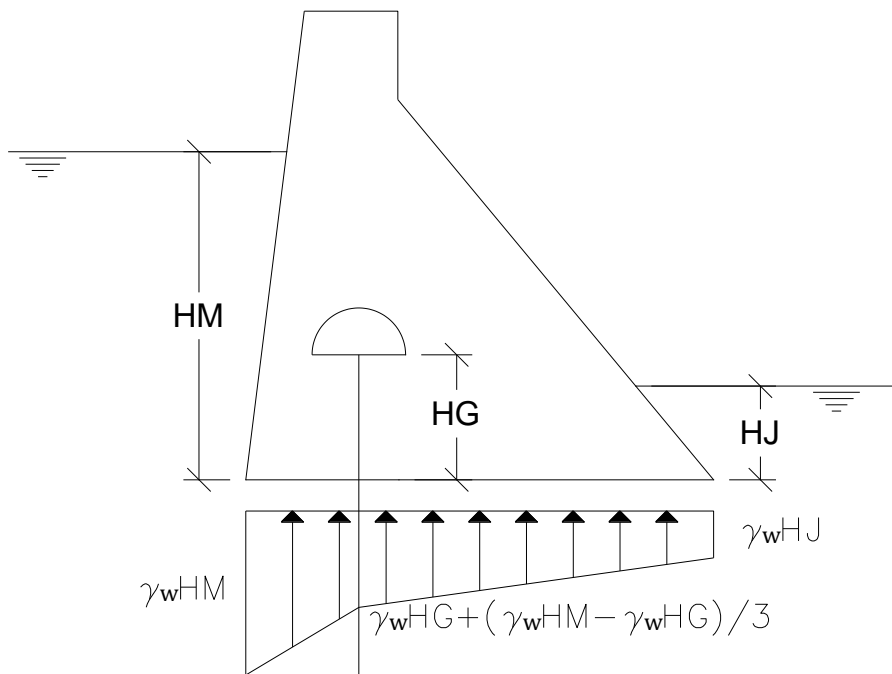


Figura 2.22 Ação da subpressão no caso em que a soleira da galeria de drenagem está acima do nível de água a jusante.

Existem diversos tratamentos que se podem executar nas fundações de modo a reduzir o valor das subpressões. Os mais comuns são as cortinas de

impermeabilização e a rede de drenagem. A redução das subpressões aumenta a tensão efetiva o que amplifica também a segurança da barragem.

A cortina de impermeabilização cria uma zona no maciço que dificulta a passagem da água, através da redução da água que circula na fundação. O processo mais comum para a execução da cortina de impermeabilização consiste na injeção, de uma série de furos, à base de calda de cimento, alinhados ao longo da inserção da barragem na fundação, com direção normal às principais famílias de descontinuidades (Batista & Farinha, 2011).

Nas Barragens onde existe galeria de drenagem, a cortina de impermeabilização é geralmente contruída a partir dessa galeria e os furos são realizados junto ao hasteal de montante dessa galeria. Um aspeto muito importante a ter em conta na injeção, é o valor das respetivas pressões, para não provocar o aumento de abertura das descontinuidades do maciço. A profundidade da cortina de impermeabilização normalmente varia entre 0,35 e 0,75 da altura de água da albufeira.

A rede de drenagem normalmente é executada a partir da galeria de drenagem, sendo constituída por uma linha de furos localizados a jusante da cortina de impermeabilização para recolher e controlar o escoamento (reduzindo dessa forma o valor das subpressões). No caso de pequenas barragens onde não é possível construir uma galeria de drenagem (barragens com altura inferior a 12 metros), a cortina de impermeabilização deverá ser executada a partir de um plinto construído no pé de montante. Na Figura 2.23 pode-se observar um esquema dos tratamentos que podem ser executados ao nível das fundações, a partir da galeria de drenagem.

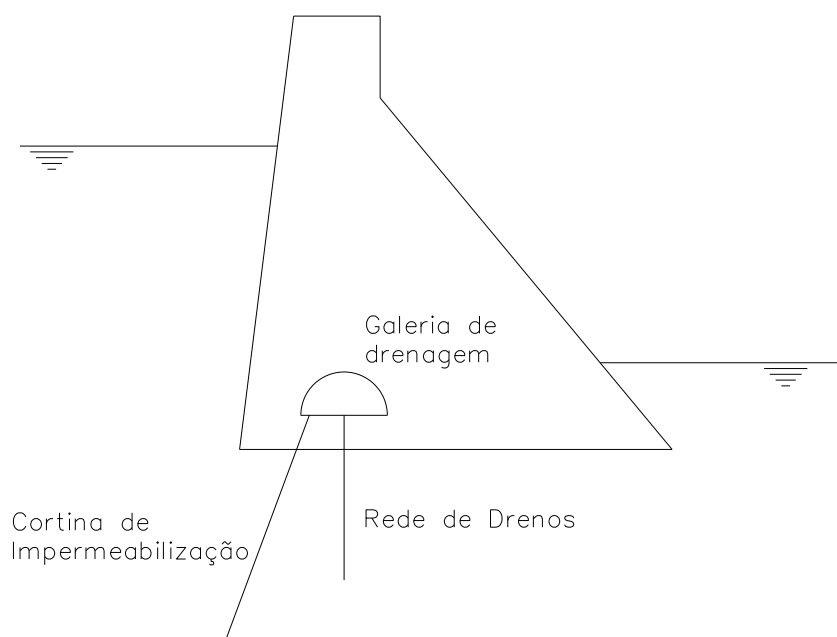


Figura 2.23 Esquema de drenagem da fundação da barragem.

2.5.4 Variações da Temperatura

As ações térmicas nas barragens são ações importantes em duas fases distintas, ou seja, na fase de construção da barragem, devido à libertação do calor que se gera durante a cura do betão, e durante o primeiro enchimento da albufeira. Apesar das variações térmicas não serem muito preponderantes na verificação de segurança, por norma são as principais responsáveis para fissuração superficial dos paramentos.

Durante a fase de construção de uma barragem, particularmente durante o processo de presa e endurecimento do betão, geram-se as tensões iniciais nas barragens, devido ao calor de hidratação do cimento. Devido a este efeito, e para tentar minimizar as tensões iniciais geradas entre os blocos betonados, estes são betonados por camadas com 1,5 a 3,0 metros, tendo cerca de 3 a 4 dias de espera entre cada betonagem (é imprescindível evitar as chamadas juntas frias, que ocorrem caso a betonagem do bloco seguinte seja feita muito tempo depois), isto permite que o calor gerado no período de maior variação térmica seja dissipado para a atmosfera antes da betonagem seguinte (Batista & Farinha, 2011).

O primeiro enchimento da albufeira gera uma variação térmica bastante grande no paramento de montante da barragem, apenas passado algum tempo se consegue atingir o equilíbrio térmico da barragem. É importante referir que a temperatura da água é pouco afetada pela temperatura atmosférica, principalmente em profundidade. Ao nível das fundações a variação térmica é

bastante baixa, praticamente não sofrendo alterações. Depois desse primeiro enchimento da albufeira, e no caso de condições de exploração correntes, o paramento de montante está praticamente todo em contacto com a água, pelo que apenas superficialmente se sente a variação térmica da água.

2.5.5 Ação Sísmica

Segundo as Normas de Projeto de Barragens, as ações sísmicas devem ser definidas por estudos sismológicos que caracterizam as particularidades da ação sísmica na zona da barragem. Em fase de projeto devem ser considerados três tipos de sismos:

- i. Sismo Máximo Expetável (SME) – Deve ser estimado probabilisticamente ou deterministicamente, é um sismo com uma probabilidade de ocorrência muito baixa, logo associado a um grande período de retorno.
- ii. Sismo Máximo de Projeto (SMP) – Este sismo é o máximo nível de ação sísmica para que a barragem é dimensionada. O SMP é o que deve ser considerado para os cenários de rotura. No caso de barragens com um risco potencial elevado, este assume o valor do SME.
- iii. Sismo Base de Projeto (SBP) – Este tipo deve ser considerado como um sismo moderado e com grande probabilidade de ocorrência durante o tempo de vida útil da barragem. O SBP deve ser considerado para os cenários correntes.

De acordo com a regulamentação portuguesa em vigor (Eurocódigo 8, 2002), a ação sísmica é dividida em zonas sísmicas, consoante o nível crescente de perigosidade na ocorrência de um sismo (Mendes, 2010). A ação sísmica em Portugal continental pode ser considerada de duas formas distintas, pode ser considerada uma ação sísmica afastada (interplaca), onde o território Português é dividido em 6 zonas, ou no caso de uma ação sísmica próxima (intraplaca), onde se consideram 3 zonas, conforme se pode observar na Figura 2.24.

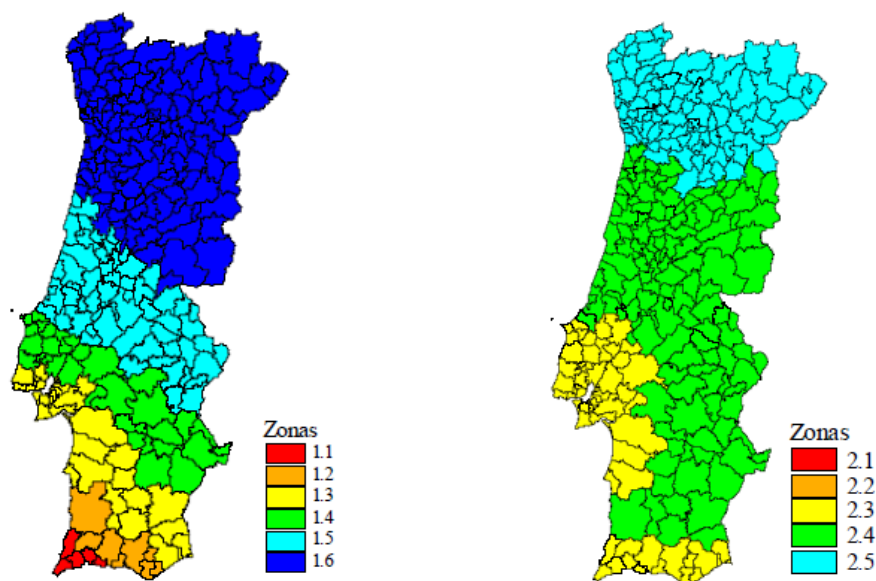


Figura 2.24 Zonamentos sísmicos propostos no Eurocódigo 8 para Portugal continental, à esquerda para ações sísmicas do tipo 1 (referentes a sismos afastados) e à direita para ações sísmicas do tipo 2 (para sismos próximos).

2.5.6 Impulsos de terras e sedimentos

Nas barragens, existe a possibilidade de acumulação de resíduos sólidos, na parte inferior do paramento de montante da mesma, o que provoca pressões sobre esse paramento. As pressões dos sedimentos sobre a barragem podem assumir a pressão saturada do solo, caso não existam dados mais fiáveis. Pelo que se assume que a pressão tem uma componente horizontal de $13,5 \text{ kNm}^{-3}$ e uma componente vertical de 19 kNm^{-3} (Fonseca, 2009).

2.5.7 Ação do gelo

Em climas mais frios, pode formar-se uma camada superficial de gelo na albufeira, nesses casos, deve-se considerar a força exercida por esse impulso no paramento de montante da barragem. De notar que, nas zonas onde existir fissuração do betão, a constante formação de gelo pode levar a uma maior deterioração do betão (Batista & Farinha, 2011).

2.6 **Combinações de ações**

Seguindo as Normas de Projeto de Barragens (NPB, 1993), as combinações de ações que devem ser consideradas dividem-se em cenários correntes e cenários de rotura. Na avaliação de segurança dos cenários correntes, a barragem deverá manter um comportamento essencialmente elástico, não poderá ser posto em risco

o funcionamento da estrutura, não podem ser provocadas perturbações significativas no maciço de fundação e a cortina de impermeabilização não deverá perder eficiência. No caso concreto dos cenários de rotura, não se deverá verificar a rotura global da estrutura, os movimentos dos blocos fissurados não podem conduzir ao derrubamento da estrutura nem devem originar a passagem de água em grandes volumes ou velocidades.

Assim, segundo os critérios das NPB, para os cenários correntes devem ser analisadas as seguintes combinações de ações:

- i. Combinação 1 – Ação do peso próprio em conjunto com as ações que ocorram durante a fase construtiva, como é o caso da ação térmica originada com a hidratação do cimento, ação do tratamento das fundações, entre outras (Ver Figura 2.25);

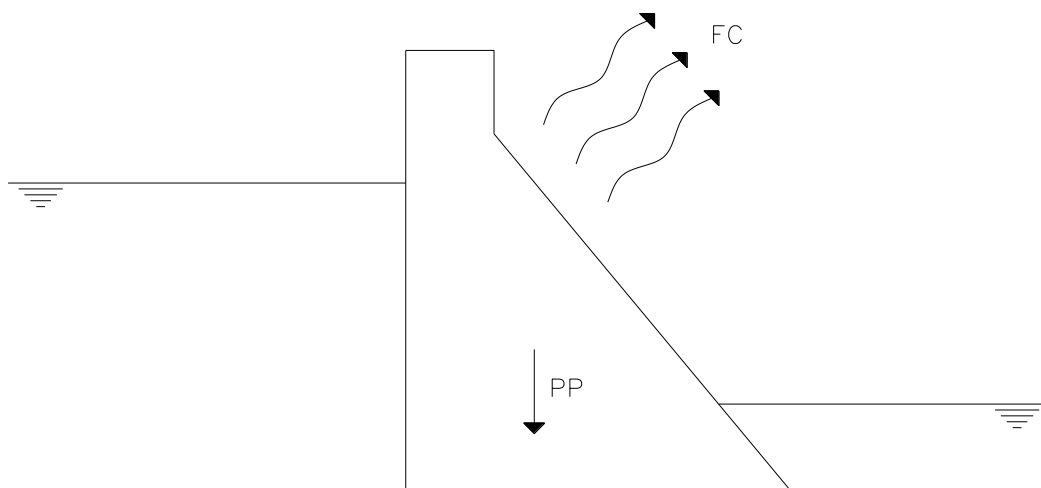


Figura 2.25 Ações atuantes para a combinação 1.

- ii. Combinação 2 – Ações referentes às condições de final da construção em conjunto com as ações da água, pressões hidrostáticas e subpressão, e da variação térmica (Ver Figura 2.26);

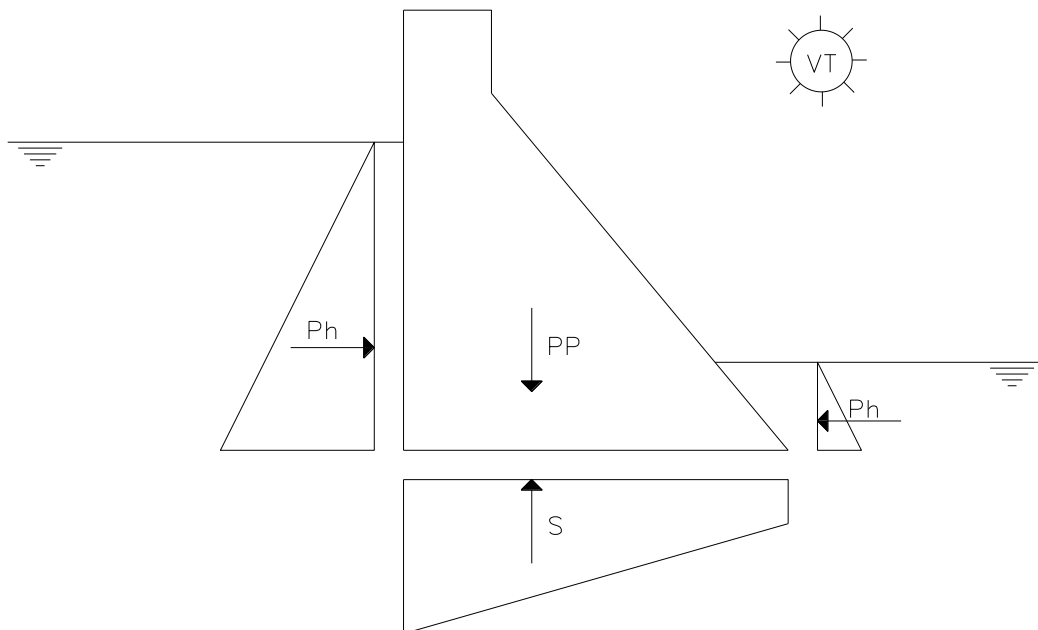


Figura 2.26 Ações atuantes para a combinação 2.

- iii. Combinação 3 – Ação do peso próprio da barragem sobreposta com as ações provenientes das pressões hidrostáticas, da subpressão e em conjunto com as ações do gelo e dos sedimentos (Ver Figura 2.27);

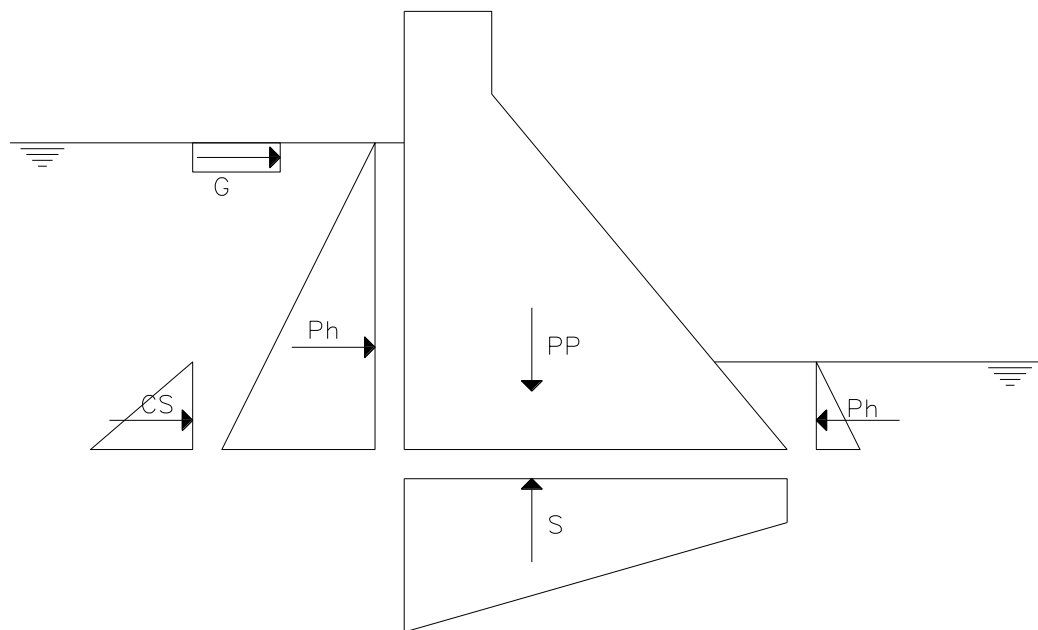


Figura 2.27 Ações atuantes para a combinação 3.

- iv. Combinação 4 – Ações para as condições normais de exploração da albufeira, nomeadamente as ações do peso próprio, das pressões hidrostáticas e da subpressão, incluindo a sobreposição com o sismo base de projeto (Ver Figura 2.28).

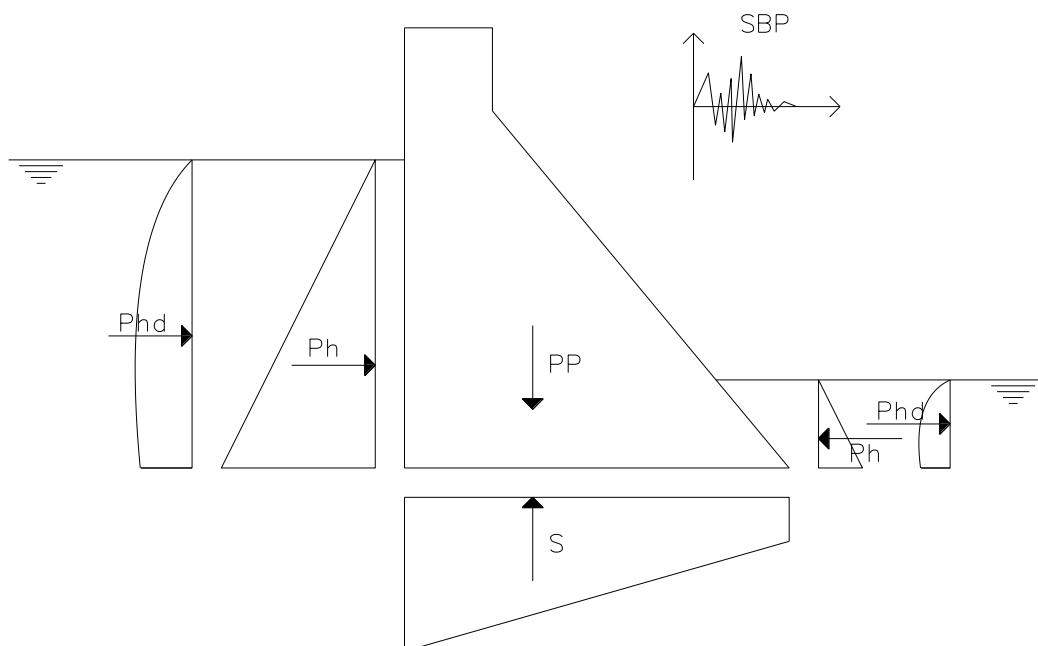


Figura 2.28 Ações atuantes para a combinação 4.

Quanto aos cenários de rotura, vão ser analisados as seguintes combinações de ações:

- i. Combinação 5 – Ações normais de exploração sobreposta com as ações resultantes da cheia, nomeadamente as ações do peso próprio, das pressões hidrostáticas, da subpressão e das ações resultantes da cheia (Ver Figura 2.29);

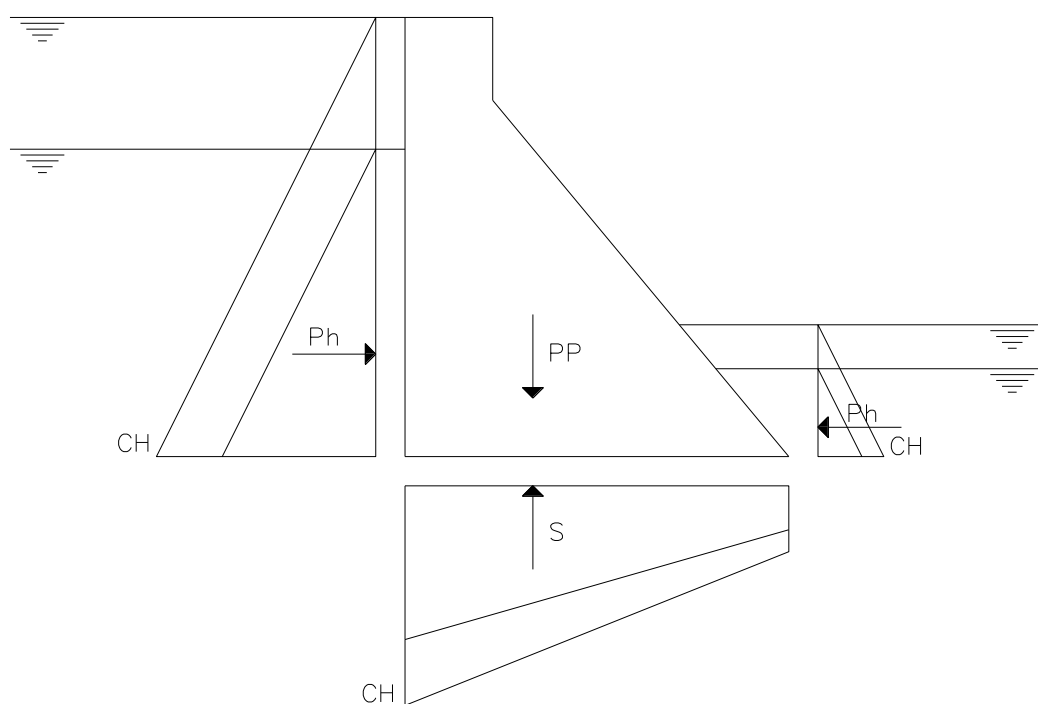


Figura 2.29 Ações atuantes para a combinação 5.

- ii. Combinação 6 – Ações relativas às condições normais de exploração, nomeadamente as ações do peso próprio, das pressões hidrostáticas, da subpressão em conjunto com a ação do sismo máximo de projeto (Ver Figura 2.30).

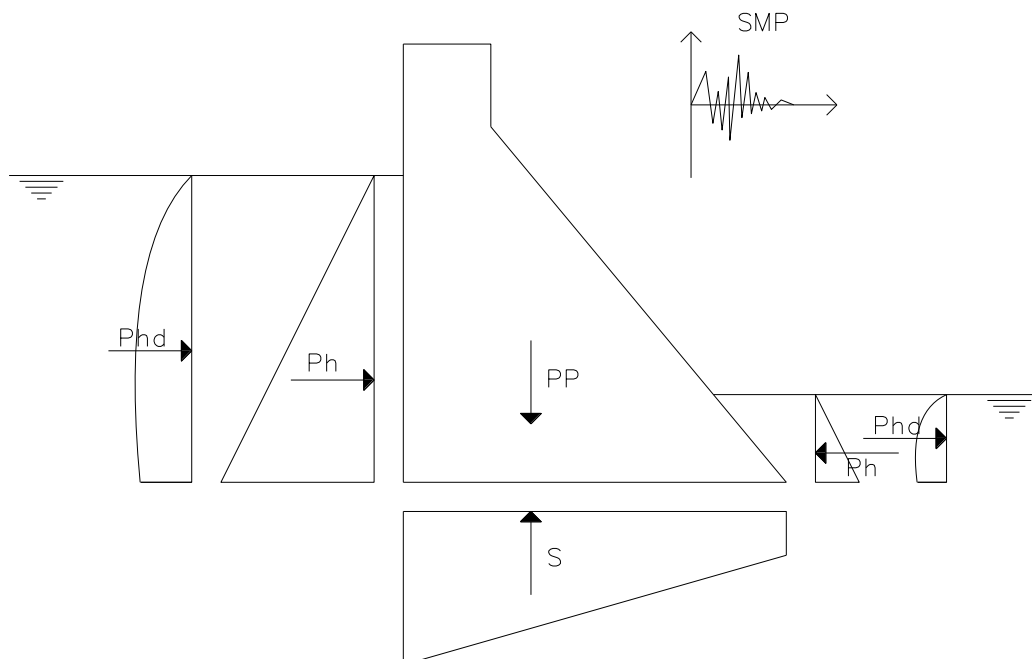


Figura 2.30 Ações atuantes para a combinação 6.

2.7 Verificação da segurança

A verificação de segurança das barragens gravidade de betão deve ser feita quanto a alguns critérios:

- i. Quanto ao deslizamento, na base e em qualquer plano da barragem;
- ii. Quanto ao derrubamento, quer seja na base ou em qualquer plano horizontal da estrutura;
- iii. Em relação às tensões máximas e mínimas transmitidas à fundação.

Na Figura 2.31 pode observar-se a representação dos vários tipos de rotura a que uma barragem gravidade pode estar sujeita.

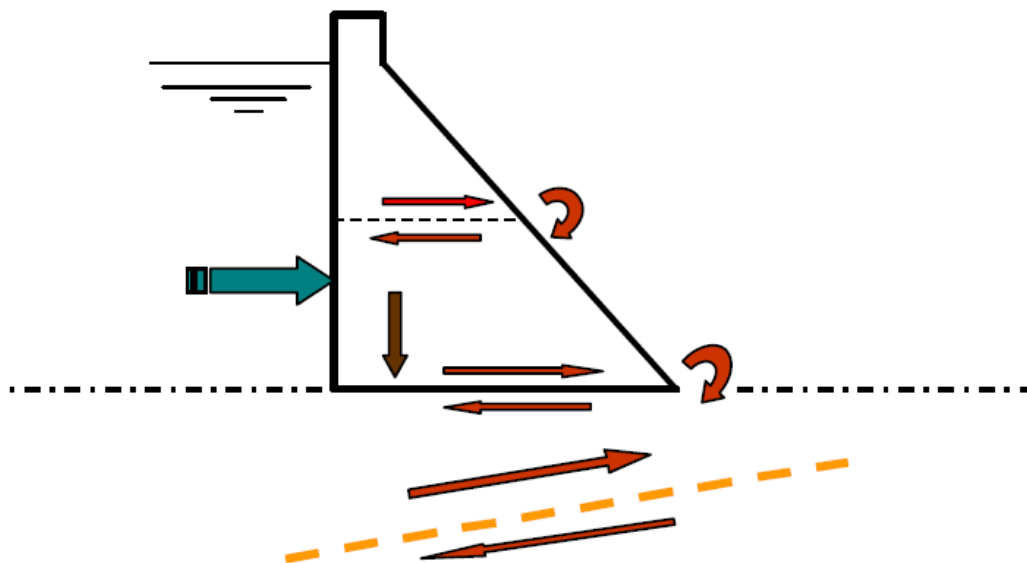


Figura 2.31 Verificação de segurança das barragens gravidade (Batista & Farinha, 2011).

De modo a que os requisitos de segurança de uma barragem gravidade sejam verificados, deve ser considerada pelo menos uma destas soluções (Batista & Farinha, 2011):

- i. Encaixe do perfil gravidade no maciço rochoso;
- ii. Redução das subpressões com a execução de cortinas de impermeabilização;
- iii. Redução das subpressões com a execução de redes de drenagem.

2.7.1 Segurança ao deslizamento

Deve ser feita a verificação de segurança ao deslizamento, em relação às superfícies onde existe maior risco de ocorrer o deslizamento, que por norma, pode no corpo da barragem em planos paralelos à base da barragem, correspondentes às juntas de betonagem. Pode também ocorrer no plano de contacto entre a barragem e a fundação.

O fator de segurança ao deslizamento deverá ser verificado em todas as potenciais superfícies de deslizamento, isto é, que pode ser o contato entre a barragem e a fundação, juntas de betonagem da estrutura ou qualquer superfície da barragem, pelo que a verificação de segurança ao deslizamento fica garantida caso estas condições sejam verificadas.

O fator de segurança ao deslizamento depende da relação entre as componentes das forças tangenciais e normais que atuam ao longo da superfície em análise.

Esse fator de segurança ao deslizamento é dado pela equação (2.1), que representa a razão entre as forças resistentes ou estabilizantes e as forças solicitantes:

$$FS_{dest} = \frac{\sum V_R}{\sum V} = \frac{\frac{\sum N \cdot \tan \phi + C \cdot A}{\gamma_\phi}}{\sum V} \geq 1,0 \quad (2.1)$$

Onde:

$\sum V_R$ – Somatório do esforço transversal resistente ou estabilizante à superfície de deslizamento (kN);

$\sum V$ – Somatório do esforço transversal solicitante à superfície de deslizamento (kN);

$\sum N$ – Somatório do esforço normal à superfície de deslizamento, que inclui a ação da subpressão, dado que corresponde a um fator de redução do peso próprio da estrutura (kN);

ϕ - Ângulo de atrito interno da superfície de deslizamento ($^\circ$);

γ_ϕ – Coeficiente de segurança em relação às forças de atrito;

C – Valor característico da coesão (kN/m²);

A – Área efetiva de contacto das forças paralelas à superfície de deslizamento (m²);

γ_c – Coeficiente de segurança referente à coesão.

Em algumas situações, a superfície de deslizamento pode não ser horizontal, por exemplo, por vezes a superfície de contacto entre a barragem e a fundação não é horizontal, pelo que, nessas situações, é necessário decompor as diversas ações em componentes de esforços transversos e normais ao plano de deslizamento. Nestas situações, o fator de segurança ao deslizamento é dado pela seguinte expressão (2.2):

$$FS_{dest} = \frac{\sum V_R}{\sum V} = \frac{(PP \cdot \cos \theta - S + V \cdot \sin \theta) \frac{\tan \phi}{\gamma_\phi} + \frac{C \cdot A}{\gamma_c}}{V \cdot \cos \theta - PP \cdot \sin \theta} \geq 1,0 \quad (2.2)$$

Onde:

PP – Peso próprio da estrutura (kN);

S – Subpressão (kN);

V – Resultante do esforço transverso (kN);

θ – Ângulo do plano inclinado ($^{\circ}$).

Segundo as Normas de Projeto de Barragens, os coeficientes de segurança parciais para as propriedades dos materiais podem ser obtidos da Tabela 2.4:

Tabela 2.4 – Coeficientes de segurança parciais (Fonseca, 2009).

Coeficientes de segurança parciais		Cenário Corrente	Cenário de Rotura
Tensões na fundação	γ_{ϕ} (atrito)	1,5 a 2	1,2 a 1,5
	γ_C (coesão)	3 a 5	-
Tensões no betão	γ_{ϕ} (atrito)	1,5 a 2	1,2 a 1,5
	Compressão	4	4
	Tração	2,5	-

Relativamente ao cenário de rotura, os movimentos de blocos fissurados não deverão conduzir ao derrubamento da barragem, nem devem originar passagens de água, em grande volume ou velocidade.

É também importante referir que as forças resistentes são devidas à coesão, ao atrito interno nas superfícies potenciais de deslizamento e aos impulsos hidrostáticos a jusante. As forças solicitantes ou as forças que potenciam o deslizamento são os impulsos hidrostáticos e de sedimentos a montante e os efeitos dos sismos nas massas do corpo da barragem e os efeitos da água do reservatório. A resultante das tensões tangenciais resistentes V, que se geram na interface de contacto entre a barragem e a fundação (ou ao longo das discontinuidades existentes na fundação), deve verificar o critério de Mohr-Coulomb que é dado pela equação (2.3):

$$V = C \cdot B + N \cdot \tan \phi \quad (2.3)$$

Onde:

V – Resultante das tensões tangenciais resistentes;

C – Coesão;

B – Largura da base da barragem;

N – Esforço normal efetivo;

ϕ – Ângulo de atrito interno da superfície;

2.7.2 Segurança ao derrubamento

A verificação de segurança ao derrubamento serve para verificar a possibilidade da barragem sofrer um movimento de rotação no sentido de jusante da barragem, relativamente a um determinado ponto, este ponto pode ser no contacto entre a barragem e a fundação, ou numa extremidade de jusante dos diversos planos horizontais (juntas de betonagem), sendo que deverá ser verificada a condição seguinte:

$$M_R \geq M_S (=) M_R - M_S \geq 0 \quad (2.4)$$

Sendo que M_R é o momento resistente, ou estabilizante (originado pelas ações que garantem a estabilidade da barragem) e M_S é o momento derrubante (originado pelas ações que potenciam o derrubamento da barragem). A razão entre o momento resistente e o momento derrubante é designada por fator de segurança ao derrubamento e que é verificado pela seguinte expressão:

$$FS_{der} = \frac{\sum M_R}{\sum M_S} \quad (2.5)$$

Em que:

$\sum M_R$ – Somatório dos Momentos resistentes ou estabilizantes em relação ao ponto de derrubamento (kNm);

$\sum M_S$ – Somatório dos momentos derrubantes ou solicitantes em relação ao ponto de derrubamento (kNm);

No que se refere ao derrubamento, a verificação de segurança pode ser feita através de duas abordagens distintas. A primeira abordagem passa pela utilização de um fator de segurança global, onde em vez de serem majoradas ou minoradas as ações (consoante são ações solicitantes ou resistentes), é aplicado um coeficiente de segurança global, pelo que, apenas é verificada a segurança caso se verifique a expressão:

$$FS_{der} \geq 1,5 \quad (2.6)$$

A segunda abordagem é feita através de um critério semelhante ao da verificação de segurança ao deslizamento, onde são majoradas e minoradas as ações, consoante são ações solicitantes ou resistentes, são também aplicados coeficientes de segurança às propriedades dos materiais. Caso se trate de uma ação

permanente favorável, é aplicado um coeficiente de segurança de 0,95 à ação, caso seja uma ação variável desfavorável, é aplicado um coeficiente de segurança de 1,50. No caso de ação permanente desfavorável, o coeficiente de segurança é de 1,00 pelo que não altera essas ações. Os coeficientes de segurança relativos às propriedades dos materiais são os apresentados na Tabela 2.4. Nesta abordagem apenas é verificada a segurança caso se verifique a equação:

$$FS_{der} \geq 1,0 \quad (2.7)$$

2.7.3 Segurança das tensões internas da barragem e na superfície da fundação

Relativamente às tensões transmitidas à fundação, devem evitar-se trações no pé de montante, pois quando são garantidas tensões de compressão, o derrubamento não condiciona a verificação de segurança (contudo, essa verificação deve ser na mesma executada) (Batista & Farinha, 2011). Ao garantir que a tensão de compressão no paramento de montante é superior à pressão hidrostática, em todos os pontos do paramento de montante, fica garantido que não existe entrada de água devido à existência de fendas.

As tensões transmitidas à fundação ou as tensões internas do corpo da barragem, podem ser determinados através da expressão (2.8), esta determina a distribuição das tensões ao longo de um plano horizontal:

$$\sigma_i = \frac{\sum N}{A} \pm \frac{\sum M}{I} \cdot y = \frac{\sum N}{b \cdot L} \pm \frac{\frac{L}{2} \cdot \sum M}{\frac{b \cdot L^3}{12}} = \frac{\sum N}{L} \pm \frac{6 \cdot \sum M}{L^2} \leq \sigma_{m\acute{a}x} \quad (2.8)$$

σ_i – Tensão normal num plano horizontal da barragem;

$\sum N$ – Resultante das forças verticais acima do plano horizontal;

$\sum M$ – Somatório dos momentos em torno do centro de gravidade do plano horizontal;

A – Área do plano horizontal (por metro de desenvolvimento da barragem);

I – Momento de inércia do plano horizontal em torno do seu centro de gravidade;

y – Distância do plano da linha neutra ao ponto onde se pretende calcular a tensão;

L – Largura do plano horizontal em análise;

$\sigma_{m\acute{a}x}$ – Tensão máxima admissível.

No que concerne à verificação de segurança, deverão ser realizadas intervenções ao nível das fundações da barragem, pois caso não sejam executadas algumas das intervenções em baixo descritas, provavelmente a barragem não verifica a segurança. Algumas das medidas que podem ser tomadas são:

- i. Aumento da resistência ao corte da fundação;
- ii. Estabilização dos taludes;
- iii. Rigidez da fundação;
- iv. Melhoria do contacto entre o betão da barragem e a fundação;
- v. Redução da quantidade de água que circula pela fundação (reduzindo igualmente o valor das subpressões).

2.8 Considerações finais

No presente capítulo apresentou-se uma breve introdução sobre as barragens em geral, as suas finalidades, a sua classificação em termos de materiais utilizados na construção das mesmas e principalmente o tipo estrutural das barragens. Foi também feito um breve enquadramento histórico, onde se demonstraram os diversos avanços que existiram nas barragens ao longo do tempo.

Também se apresentou uma descrição das barragens gravidade, evidenciando-se as vantagens e desvantagens de construção de um perfil deste tipo, quais as suas formas mais comuns, as diferentes evoluções que as barragens gravidade tiveram e também os materiais utilizados na construção destas barragens.

Não menos importante para o estudo das barragens, foi a elaboração da comparação entre os diversos regulamentos atualmente em vigor, tanto a nível nacional como internacional.

Foi ainda realizada uma explicação sobre as ações atuantes que podem incidir numa barragem gravidade, bem como a combinações das referidas ações segundo os regulamentos portugueses, tanto para os cenários correntes como para os cenários de rotura.

Por fim foi abordada a verificação da segurança das barragens e os mecanismos de rotura que uma barragem gravidade pode ter. Foi demonstrado como se podem determinar os fatores de segurança de forma a verificar a estabilidade global da

estrutura, nomeadamente quanto ao deslizamento, ao derrubamento e quanto às tensões transmitidas à fundação.

CAPÍTULO 3. MÉTODOS DE ANÁLISE DO COMPORTAMENTO SÍSMICO

3.1 Considerações iniciais

A avaliação de segurança sísmica de barragens gravidade tem sido uma preocupação crescente em todo o mundo. Devido à evolução de métodos mais avançados, hoje em dia é possível ter uma melhor percepção do comportamento estrutural das barragens no que aos sismos diz respeito.

A avaliação de segurança das barragens gravidade de betão, deve ser abordada em diversas fases, de crescente complexidade, começando numa fase inicial por uma análise mais simplista, através de métodos de análise estática, até métodos bastante mais sofisticados, que incluam procedimentos de análise dinâmica, métodos esses que serão abordados ao longo deste capítulo.

Serão também abordados no presente capítulo, os diferentes métodos de análise sísmica para as barragens gravidade, que podem ser métodos simplificados ou métodos sofisticados. A utilização de métodos simplificados é bastante importante, pois, por norma, é com os resultados obtidos com os métodos simplificados que se estabelece uma base de comparação para a análise posterior através dos métodos de análise mais sofisticados. Os métodos simplificados podem também convergir no sentido da definição geométrica do corpo da barragem.

3.2 Caracterização das ações sísmicas

Conforme abordado anteriormente, a análise sísmica das barragens gravidade pode ser efetuada através de métodos simplificados e métodos sofisticados. Os métodos simplificados são os métodos designados por método pseudo-estático e método pseudo-dinâmico. Relativamente aos métodos mais sofisticados, salientam-se o Método dos Elementos Finitos, o Método dos Elementos Finitos com elementos de junta e o Método dos Elementos Discretos.

No que diz respeito aos métodos simplificados, e mais especificamente quanto à análise pseudo-estática de uma barragem, esta, pode ser efetuada através de dois métodos, o método do coeficiente sísmico ou através do método da força lateral equivalente. A análise pseudo-dinâmica de uma barragem pode ser feita recorrendo a espectros de resposta ou através do método de análise ao longo do tempo.

Inicialmente deve ser feita uma análise simplificada da barragem, por norma, é utilizado o método do coeficiente sísmico (ou método pseudo-estático), contudo este tipo de métodos têm uma limitação bastante grande pois assumem alguns fatores que não são realistas, como a barragem ser um corpo rígido e a água não ser compressível.

Já relativamente aos métodos pseudo-dinâmicos, estes são bastante mais fidedignos do que os pseudo-estáticos, pois já consideram a componente dinâmica, onde as forças de inércia são amplificadas pela ação do sismo, através de um ou mais modos de vibração da barragem.

Independentemente do método escolhido para a verificação de segurança de uma barragem gravidade de betão, esta deve sempre ser dimensionada para ficar dentro do limite elásticas, até para o sismo máximo expectável de ocorrer no tempo de vida útil da barragem (Chopra & Corns, 1979).

3.2.1 Método do coeficiente sísmico

A análise sísmica através do método pseudo-estático, também designado de método do coeficiente sísmico serve acima de tudo para ajudar num dimensionamento prévio da estrutura da barragem. Este método considera que as forças de inércia geradas na barragem e a pressão hidrodinâmica induzida pelo sismo, são equivalentes a forças estáticas. Este método parte do princípio que uma barragem gravidade tem uma rigidez bastante elevada, e que, simplificada poderá funcionar como um corpo rígido, assume também que a água é incompressível e não tem em conta a interação da barragem-fundação-albufeira.

Devido à consideração de que a barragem funciona como um corpo rígido, e, uma vez que não existem deformações da estrutura, ao existir uma aceleração sísmica, são geradas forças de inércia proporcionais ao peso da barragem. Pelo que, através deste método, as forças de inércia são calculadas através da aceleração sísmica

numa determinada direção, forças essas que são aplicadas no centro de gravidade da barragem e que podem ser calculadas pela expressão:

$$FI_h = PP \cdot \alpha \quad (3.1)$$

FI_h – Forças de inércia horizontais geradas pelo peso da estrutura (kN);

PP – Peso próprio da estrutura (kN);

α – Coeficiente sísmico horizontal

Além da componente horizontal das forças de inércia, é necessário também calcular a componente vertical destas, pois quando é aplicada no sentido ascendente é também uma ação solicitante, ação essa também importante na verificação de segurança da estrutura, principalmente ao derrubamento. A componente vertical das forças de inércia pode ser assumida como 50% da componente horizontal (Fonseca, 2009).

Este método tem por base a formulação desenvolvida por Westergaard, onde a pressão hidrodinâmica é aplicada a montante da barragem, funcionando como uma força hidrostática. Westergaard definiu um método para o cálculo da distribuição de pressão no paramento de montante da barragem e é dada pela seguinte equação:

$$P_{hd}(y) = \frac{7}{8} \cdot \alpha \cdot \gamma_w \cdot \sqrt{H \cdot y} \quad (3.2)$$

Onde:

$P_{hd}(y)$ – Distribuição da pressão hidrodinâmica no paramento de montante devido à ação sísmica (kN/ m²);

α – Coeficiente sísmico horizontal;

γ_w – Peso volúmico da água (kN/m³);

H – Altura do nível da água (m);

y – Profundida considerada (m).

Através desta distribuição de pressões no paramento de montante, é possível determinar o impulso exercido a montante da barragem devido à ação sísmica (CFBR, 2013). Esse impulso, criado pela pressão hidrodinâmica devido ao sismo, pode ser definido pela simplificação da equação anterior, que resulta na equação:

$$P_{hd} = \frac{7}{12} \cdot \alpha \cdot \gamma_w \cdot H^2 \quad (3.3)$$

Em que P_{hd} é o impulso causado pela pressão hidrodinâmica exercida no paramento de montante devido ao sismo. O ponto de aplicação deste impulso pode ser obtido através da expressão:

$$H_{phd} = 0,4 \cdot H \quad (3.4)$$

3.2.2 Método da força lateral equivalente

O método da força lateral equivalente é outro dos métodos designado como pseudo-estático. Consiste numa simplificação, onde a ação sísmica é assume a forma de várias forças laterais estáticas distribuídas pela altura da barragem. Este método é mais fidedigno que o método do coeficiente sísmico.

Este método considera que o primeiro modo de vibração da estrutura é o mais preponderante na resposta sísmica da barragem, desprezando a resposta da estrutura aos restantes modos de vibração. Isto implica que o período e a deformada referentes ao primeiro modo de vibração podem ser suficientes para a análise sísmica da barragem (Fonseca, 2009).

De acordo com este método, a ação sísmica é representada por forças de inércia que atuam na barragem de acordo com o modo fundamental de vibração. As forças laterais equivalentes podem ser estimadas através das formulações seguintes.

Em primeiro lugar é necessário estimar o período do primeiro modo de vibração, que pode ser estimado através da expressão:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K}} \quad (3.5)$$

Onde:

T – Período para o funcionamento do primeiro modo de vibração;

M – Massa total do sistema incluindo a massa da estrutura, a massa hidrodinâmica da água e o aterro;

K – Rigidez do sistema estrutura-fundação.

Depois de determinado o período do primeiro modo de vibração da estrutura e com o espectro de resposta representativo do local, pode-se determinar a

aceleração espectral para um sistema de um grau de liberdade. É possível observar o espectro de resposta apresentado na Figura 3.1.

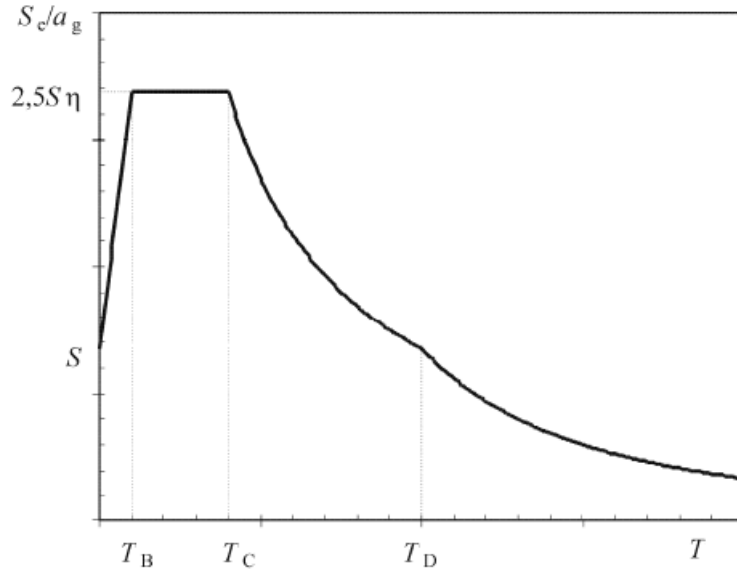


Figura 3.1 Espectro de resposta para determinar a aceleração espectral para um sistema de um grau de liberdade.

O próximo passo implica a determinação da força de inércia devido ao movimento do solo com se verifica na equação (3.6). A participação de corte da base (α) pode ser determinada através da massa da estrutura e da sua deformada.

$$V_{base} = \alpha \cdot S_A \cdot \frac{W}{g} \quad (3.6)$$

Por fim pode ser determinada a distribuição da força de inércia ao longo da altura da barragem, as forças de inércia são determinadas pela expressão (3.7). O fator de participação da massa mantêm-se em cada massa e depende da deformada da barragem e da distribuição de massa (Fonseca, 2009).

$$F_y = FPM \cdot \frac{W_y}{g} \cdot S_A \cdot \phi_y \quad (3.7)$$

Onde:

FPM – Fator de participação da massa;

$\frac{W_y}{g}$ – Massa;

S_A – Aceleração espectral;

ϕ_y – Valor do modo de forma.

3.2.3 Análise por espectros de resposta

No que diz respeito aos métodos de análise pseudo-dinâmica, a análise por espectros de resposta é o método mais simples de análise pseudo-dinâmica, método este que foi desenvolvido por Chopra (1988).

As análises pseudo-dinâmicas são semelhantes às análises pseudo-estáticas, diferem apenas na definição das forças de inércia ao longo da altura da barragem, pois têm em consideração a amplificação dinâmica dessas forças, contudo apenas consideram a aplicação das forças de inércia aplicadas no mesmo sentido, não tendo assim em conta os movimentos oscilatórios da barragem devidos ao sismo, e a amplificação das forças de inércia em consequência desses movimentos (Leclerc, Léger, & Tinawi, 2001).

No caso do método de análise por espectros de resposta, pretende-se calcular a resposta da barragem às ações impostas pelo sismo, dentro do limite do comportamento elástico da barragem. No caso específico das barragens gravidade de betão, este procedimento revela-se adequado, dado que, ao ter em conta o comportamento elástico da barragem, vai permitir o dimensionamento da barragem de forma a que não ocorra fendilhação (Fonseca, 2009).

Na definição do número de modos de vibração, para efetuar a análise, é necessário considerar todos os modos de vibração que contribuem efetivamente para a resposta da barragem ao sismo. Usualmente, os modos de vibração a ter em conta devem ser representativos de mais de 90% do fator de participação da massa total da estrutura.

A resposta da barragem, para o modo de vibração fundamental e para os restantes modos de vibração, pode ser determinada através de diversos métodos de combinação modal, o método preferível é o da raiz quadrada da soma dos quadrados (SRSS).

O método SRSS é apropriado pois as frequências naturais de vibração de uma barragem gravidade em betão, são bem separadas. Contudo, é necessário ter em consideração que as direções da resposta ao sismo são reversíveis, logo a resposta dinâmica tem em consideração tanto sinais positivos como negativos (Løkke, 2013).

É necessário ter em atenção de que este método tem algumas limitações, que têm que ser tidas em conta, nomeadamente quanto à obtenção das deformadas que

não podem ser utilizadas na validação dos resultados, as forças devem ser calculadas para cada modo individualmente e depois combinadas para os modos selecionados. Devido a estas limitações, para o dimensionamento final deve ser executada uma análise ao longo de tempo ou então um método dinâmico.

3.2.4 Análise ao longo do tempo

Outro dos métodos pseudo-dinâmicos é a análise ao longo do tempo, que face ao método de análise por espectros de resposta, apresenta uma melhor demonstração da interação da barragem-fundação-albufera.

Este método permite que através de uma história de acelerações, seja possível determinar a resposta da barragem. Uma vez que a ação sísmica é determinada através de acelerogramas, podem ser obtidos resultados que a análise com espectros de resposta não permitia.

A análise ao longo do tempo é um método de análise bastante rigoroso. A resposta de cada modo de vibração é determinada em cada ponto no tempo, através do integral de *Duhamel*. A única particularidade deste método é que, apesar de ser mais preciso do que o método dos espectros de resposta, está dependente da história de acelerações utilizada, pelo que este método deve ser analisado para vários acelerogramas (USACE, 2007). Uma vantagem importante deste método é a possibilidade de fazer uma análise ao longo do tempo linear e não linear.

No caso da análise ao longo do tempo linear é bastante precisa na determinação das deformações e das tensões devido à ação do sismo. Por norma, as barragens são dimensionadas para apresentarem um comportamento linear, quando estão sujeitos a um sismo de média intensidade, pelo que nestes casos a análise linear ao longo do tempo apresenta resultados fidedignos, contudo, no caso de sismos de maior intensidade, onde, a capacidade elástica da barragem é ultrapassada, existe probabilidade de ocorrência de fendilhação. Nestas situações, a análise linear não é suficiente, tendo de ser executada uma análise ao longo do tempo não linear. Sendo que, esta análise pode ser essencial para a avaliação dos potenciais danos que ocorrem durante o sismo.

3.3 Exemplo de aplicação e validação de uma ferramenta computacional

No âmbito deste trabalho foi desenvolvida uma rotina de cálculo em *MatLab*, que possibilita a verificação de segurança de uma barragem gravidade através do

método do coeficiente sísmico. Neste capítulo apresentam-se as componentes principais dessa rotina e procede-se à análise de um exemplo para validar os resultados obtidos com a sua utilização.

Este programa está preparado para, com a definição geométrica da barragem, calcular o seu centro de gravidade e efetuar a verificação de segurança ao deslizamento, derrubamento e das tensões internas da barragem e transmitidas à fundação. Esta rotina também está programada para analisar as tensões em diversos planos horizontais da barragem.

Na Figura 3.2 pode-se observar o perfil transversal da barragem de Penha Garcia, que foi a barragem considerada na análise através da ferramenta computacional efetuada em *MatLab*.

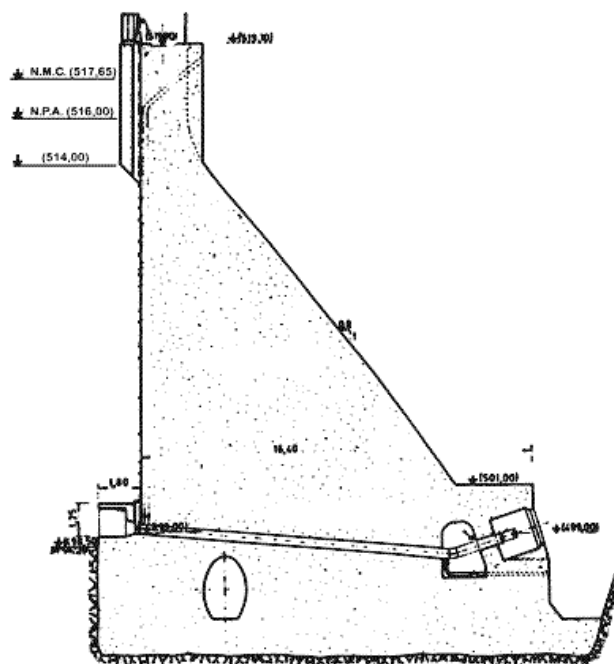


Figura 3.2 Perfil transversal da barragem de Penha Garcia.

Na Figura 3.3 apresenta-se a geometria da seção transversal da barragem gravidade que será utilizada para validar a ferramenta computacional desenvolvida.

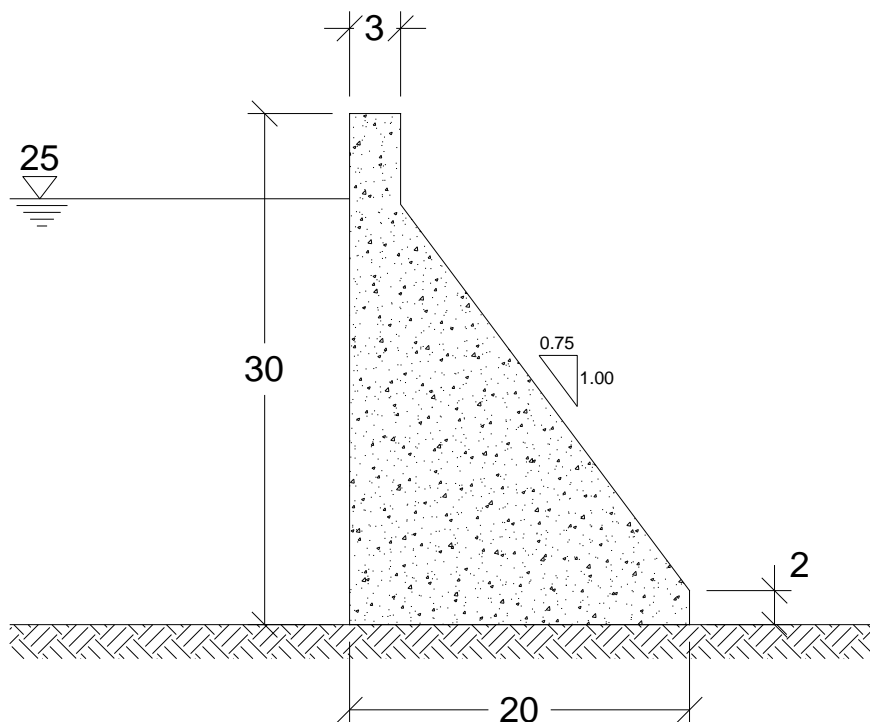


Figura 3.3 Geometria da seção transversal da barragem gravidade em análise.

Além da definição geométrica, é também necessária a caracterização dos parâmetros para o contacto entre a barragem e as fundações e para o betão da barragem, os quais são apresentados na Tabela 3.1.

Tabela 3.1 – Parâmetros adotados para o contacto barragem-fundação e do betão da barragem (Fonseca, 2009).

Parâmetro		Valor adotado
Contacto Barragem-Fundação	Coesão	$C = 200 \text{ kN/m}^2$
	Ângulo de atrito interno	$\phi = 43^\circ$
	Resistência à compressão	$\sigma_{\text{máx}} = 1000 \text{ kN/m}^2$
Barragem - Betão C20/25	Coesão	$C = 400 \text{ kN/m}^2$
	Ângulo de atrito interno	$\phi = 45^\circ$
	Resistência à compressão	$\sigma = 13300 \text{ kN/m}^2$
	Resistência à tração	$\sigma = 2200 \text{ kN/m}^2$
	Peso Volúmico	24 kN/m^3

Outros dados relevantes são a aceleração sísmica e os respetivos períodos de retorno, os quais são definidos na Tabela 3.2, para se poder definir o Sismo Base de Projeto e o Sismo Máximo de Projeto.

Tabela 3.2 – Aceleração sísmica do terreno e respetivos períodos de retorno (Fonseca, 2009).

Período de retorno (anos)	Aceleração sísmica
30	0,02g
145	0,03g
2000	0,05g

Relativamente aos coeficientes de segurança para o ângulo de atrito interno e para a coesão, vão ser adotados os que se apresentam na Tabela 3.3:

Tabela 3.3 – Coeficientes de segurança parciais.

Coeficientes de Segurança	Cenário Corrente	Cenário de Rotura
γ_{ϕ} (atrito)	1,5	1,2
γ_c (coesão)	5	-

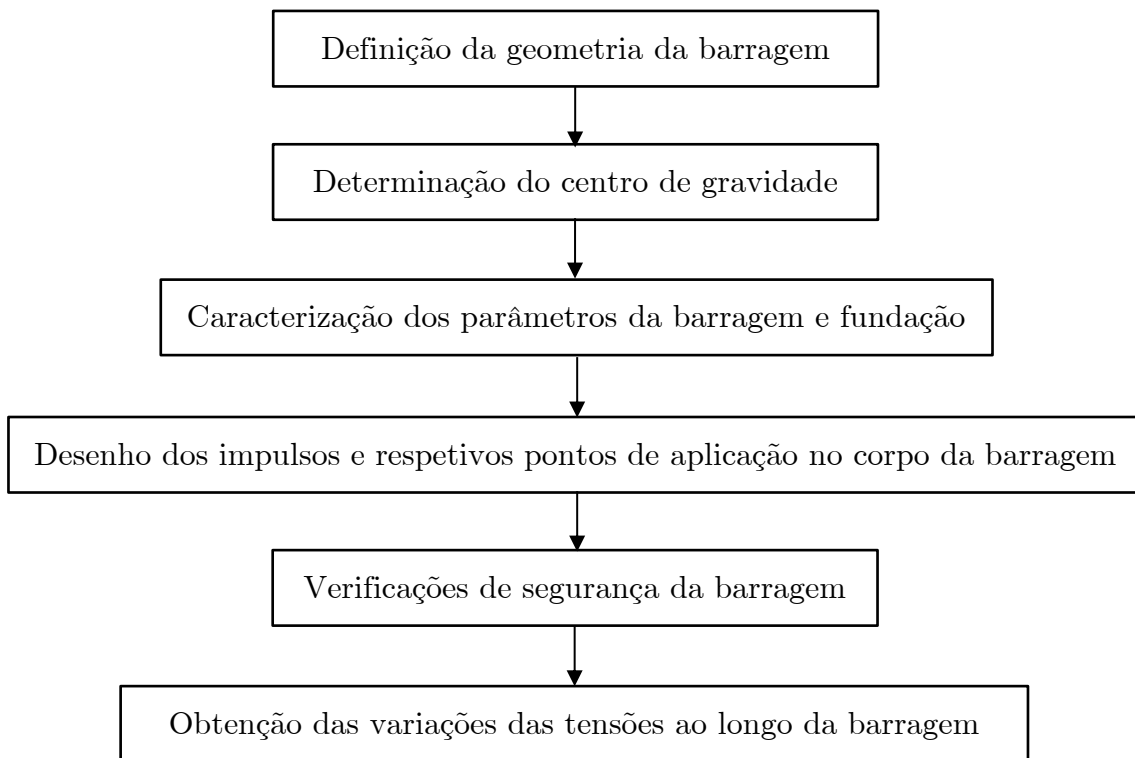
Neste exemplo de validação vai ser executada a verificação de segurança da barragem para as seguintes combinações de ações no caso de cenários correntes:

- i. Combinação 1 – Cenário da albufeira vazia, apenas é considerada a ação do peso próprio (PP) e as forças sísmicas devido ao sismo base de projeto (FI – SBP);
- ii. Combinação 2 – Ações para as condições normais de exploração da albufeira, nomeadamente as ações do peso próprio (PP), das pressões hidrostáticas (PH) e da subpressão (SP), incluindo a sobreposição com o sismo base de projeto, nomeadamente as forças de inércia da barragem (FI – SBP) e a pressão hidrodinâmica (Phd – SBP);

No caso de cenários de rotura vão ser analisadas as seguintes combinações de ações:

- i. Combinação 3 – Ações relativas às condições normais de exploração, nomeadamente as ações do peso próprio (PP), das pressões hidrostáticas (PH), da subpressão (SP) em conjunto com a ação do sismo máximo de projeto, nomeadamente as forças de inércia da barragem (FI – SMP) e a pressão hidrodinâmica (Phd – SMP);
- ii. Combinação 4 – Ações normais de exploração sobreposta com as ações resultantes da cheia, nomeadamente as ações do peso próprio (PP), das pressões hidrostáticas (PH – Cheia) e da subpressão (SP – Cheia).

3.3.1 Fluxograma do funcionamento geral da rotina de cálculo em *MatLab*



3.3.2 Determinação do centro de gravidade da barragem

O Centro de gravidade da barragem em análise é facilmente determinado através da divisão da mesma em partes, conforme se pode verificar na Figura 3.4, sendo que a rotina de cálculo efetuada em *MatLab* efetua esses cálculos dependendo da geometria da seção transversal.

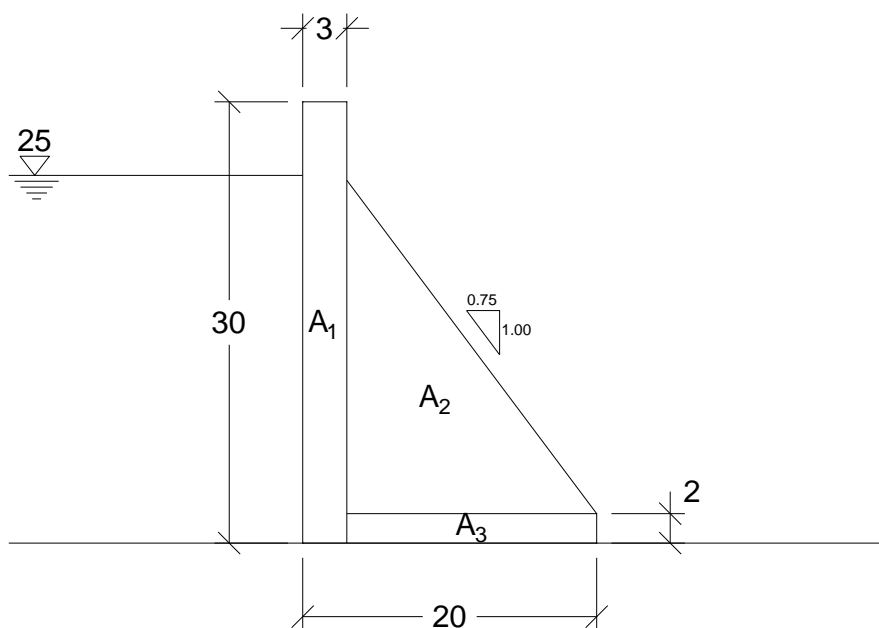


Figura 3.4 Divisão do corpo da barragem para obter o centro de gravidade.

O centro de gravidade da barragem pode ser determinado através das expressões seguintes:

$$X_{CG} = \frac{\sum A_i \cdot x_i}{\sum A_i} = \frac{A_1 \cdot x_1 + A_2 \cdot x_2 + A_3 \cdot x_3}{A_T} = 6,93 \text{ m} \quad (3.8)$$

$$Y_{CG} = \frac{\sum A_i \cdot y_i}{\sum A_i} = \frac{A_1 \cdot y_1 + A_2 \cdot y_2 + A_3 \cdot y_3}{A_T} = 10,18 \text{ m} \quad (3.9)$$

Na Figura 3.5 é possível observar o desenho da geometria da barragem e o seu centro de gravidade, obtidos através da rotina de cálculo elaborada em *MatLab*.

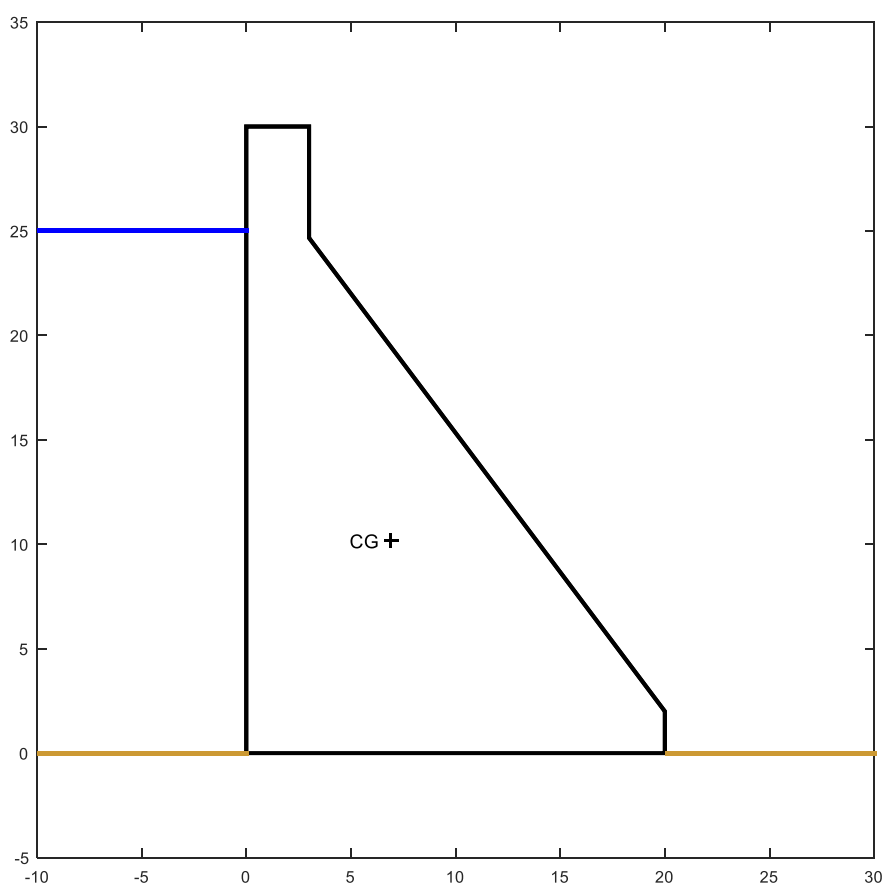


Figura 3.5 Desenho da Barragem e do seu Centro de Gravidade através de rotina em *MatLab*.

3.3.3 Determinação das tensões máximas internas da barragem

Os coeficientes de segurança para as tensões máximas de compressão e de tração, são, respetivamente, 4 e 2,5, conforme foi possível verificar na Tabela 2.4, pelo que as tensões máximas admissíveis de tração e de compressão no betão são obtidas, respetivamente, pelas expressões:

$$\sigma_{máxcompressão} = \frac{\sigma_{compressão}}{4} = \frac{13300}{4} = 3325 \text{ kN} / \text{m}^2 \quad (3.10)$$

$$\sigma_{máxtração} = \frac{\sigma_{tração}}{2,5} = \frac{2200}{2,5} = 880 \text{ kN} / \text{m}^2 \quad (3.11)$$

No caso da interface entra a barragem e a fundação, a tensão máxima de compressão é de 1000 kN/m².

3.3.4 Combinação 1 – Cenário corrente – PP+FI(SBP)

Vai ser agora verificada a segurança da barragem para a combinação de ações 1, onde vai ser considerado o peso próprio da barragem (PP) e as forças de inércia (FI) que se geram com o Sismo Base de Projeto (SBP). Na Figura 3.6 representam-se as ações mencionadas para esta combinação que é dada pela rotina desenvolvida em *MatLab*.

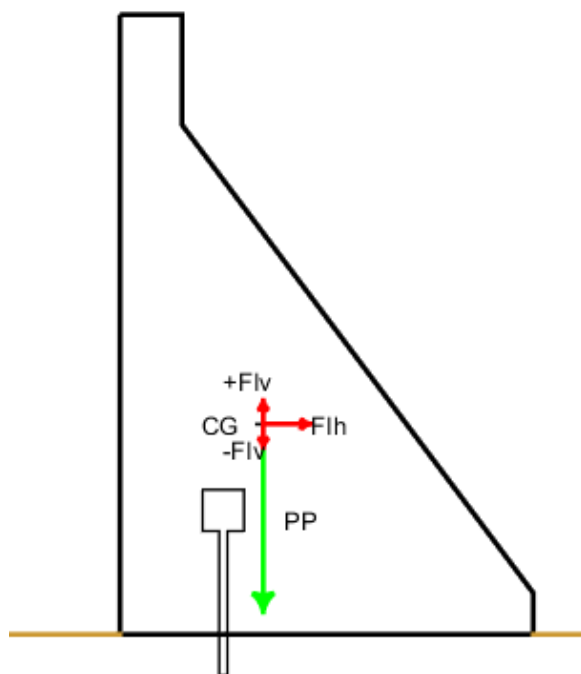


Figura 3.6 Ações atuantes na barragem para a combinação 1.

Verificação de Segurança ao Deslizamento

Neste caso, e tendo em consideração o cenário de albufeira vazia, a verificação de segurança ao deslizamento pode ser desprezada pois não existe qualquer impulso a montante da barragem que possa causar o deslizamento da barragem, como a pressão hidrostática, a pressão hidrodinâmica ou a subpressão.

Verificação de Segurança ao Derrubamento

No que diz respeito à verificação de segurança ao derrubamento, é necessário verificar a equação (3.12). Sendo que esta verificação é feita relativamente ao corpo da barragem, na extremidade de jusante do contacto entre a barragem e a fundação:

$$FS_{der} = \frac{\sum M_R}{\sum M_S} \geq 1,0 \quad (3.12)$$

Onde:

$$\begin{aligned} \sum M_R &= 0,95 \cdot PP \cdot bPP = 0,95 \times 7600 \times 13,07 = 94336 \text{ kNm} \\ \sum M_S &= FI_v \cdot bFI_v + FI_h \cdot bFI_v = 114 \times 13,07 + 228 \times 10,18 = 3811 \text{ kNm} \\ FS_{der} &= \frac{94336}{3811} = 24,75 \geq 1,0 \end{aligned}$$

Logo, como o fator de segurança ao derrubamento da barragem é superior a 1,0, está verificada a segurança ao derrubamento da barragem.

Verificação de Segurança das Tensões transmitidas à fundação

O objetivo na verificação de segurança das tensões transmitidas à fundação é verificar se essas tensões são superiores à tensão máxima admissível, pelo que tem que ser verificada a equação (3.13). Esta equação tem que ser verificada para a ação sísmica vertical no sentido ascendente e no sentido descendente:

$$\sigma_i = \frac{\sum N}{L} \pm \frac{6 \cdot \sum M}{L^2} \leq \sigma_{m\acute{a}x} \quad (3.13)$$

Considerando a ação sísmica vertical no sentido ascendente, é possível obter o somatório dos esforços normais ao corpo da barragem ($\sum N$) e o somatório dos momentos em torno do centro de gravidade da seção ($\sum M$).

$$\begin{aligned} \sum N &= PP - FI_v = 7600 - 114 = 7486 \text{ kN} \\ \sum M &= -FI_h \cdot bFI_h - FI_v \cdot (bFI_v - \frac{L}{2}) + PP \cdot (bPP - \frac{L}{2}) \\ &= -228 \times 10,18 - 114 \times (13,07 - \frac{20}{2}) + 7600 \times (13,07 - \frac{20}{2}) = 20630 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Sendo assim, é possível proceder à determinação das tensões na interface entre a barragem e a fundação:

$$\sigma = \frac{7486}{20} \pm \frac{6 \times (20630)}{20^2} = \begin{cases} \sigma_{\max} = 683,75 \text{ kN} / \text{m}^2 (\text{compressão}) \\ \sigma_{\min} = 64,85 \text{ kN} / \text{m}^2 (\text{compressão}) \end{cases}$$

Considerando agora a ação sísmica vertical no sentido descendente:

$$\sum N = PP + FI_v = 7714 \text{ kN}$$

$$\sum M = -FI_h \cdot bFI_h + FI_v \cdot (bFI_v - \frac{L}{2}) + PP \cdot (bPP - \frac{L}{2}) = 21329 \text{ kNm}$$

Determinam-se assim as tensões na interface entre a barragem e a fundação:

$$\sigma = \frac{7714}{20} \pm \frac{6 \times (21329)}{20^2} = \begin{cases} \sigma_{\max} = 705,63 \text{ kN} / \text{m}^2 (\text{compressão}) \\ \sigma_{\min} = 65,77 \text{ kN} / \text{m}^2 (\text{compressão}) \end{cases}$$

Como as tensões máximas e mínimas, tanto para o sentido ascendente como descendente, são inferiores à tensão máxima admissível de compressão ($\sigma_{\max} = 1000 \text{ kN} / \text{m}^2$), está verificada a segurança relativamente às tensões transmitidas à fundação.

Verificação de Segurança do corpo da barragem

Através da rotina de cálculo desenvolvida em *MatLab* foi possível verificar a segurança para diversos planos horizontais da barragem, sendo esses resultados demonstrados através da análise num desses planos da barragem, o plano horizontal de 23 metros do coroamento da barragem, cujos impulsos podem ser verificados na Figura 3.7:

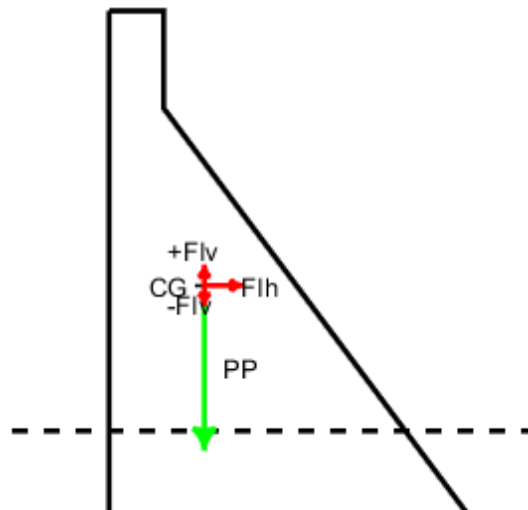


Figura 3.7 Ações atuantes no plano horizontal de 23 metros, no caso da combinação 1.

Para a verificação de segurança da barragem no plano, procede-se de maneira equivalente à análise efetuada ao corpo da barragem, sendo que a verificação de

segurança ao deslizamento pode ser novamente desprezada. Quanto ao derrubamento obtém-se o seguinte fator de segurança:

$$FS_{der:23m} = \frac{46777}{1806,2} = 25,90 \geq 1,0$$

Logo, está verificada a segurança ao derrubamento para esse plano.

Será agora efetuada a análise das tensões no plano horizontal. Neste caso é, também, necessário calcular as tensões no plano para duas situações, caso a ação sísmica vertical seja no sentido ascendente ou no sentido descendente. No caso da ação sísmica vertical no sentido ascendente obtém-se:

$$\sigma = \frac{4398}{16,25} \pm \frac{6 \times 11699}{16,25^2} = \begin{cases} \sigma_{\max} = 536,46 \text{ kN} / \text{m}^2 (\text{compressão}) \\ \sigma_{\min} = 4,83 \text{ kN} / \text{m}^2 (\text{compressão}) \end{cases}$$

Considerando a ação sísmica vertical no sentido descendente, obtém-se as seguintes tensões:

$$\sigma = \frac{4532}{16,25} \pm \frac{6 \times 12088}{16,25^2} = \begin{cases} \sigma_{\max} = 553,54 \text{ kN} / \text{m}^2 (\text{compressão}) \\ \sigma_{\min} = 4,24 \text{ kN} / \text{m}^2 (\text{compressão}) \end{cases}$$

A distribuição de tensões para a ação sísmica vertical no sentido ascendente e descendente, pode ser verificada na Figura 3.8:

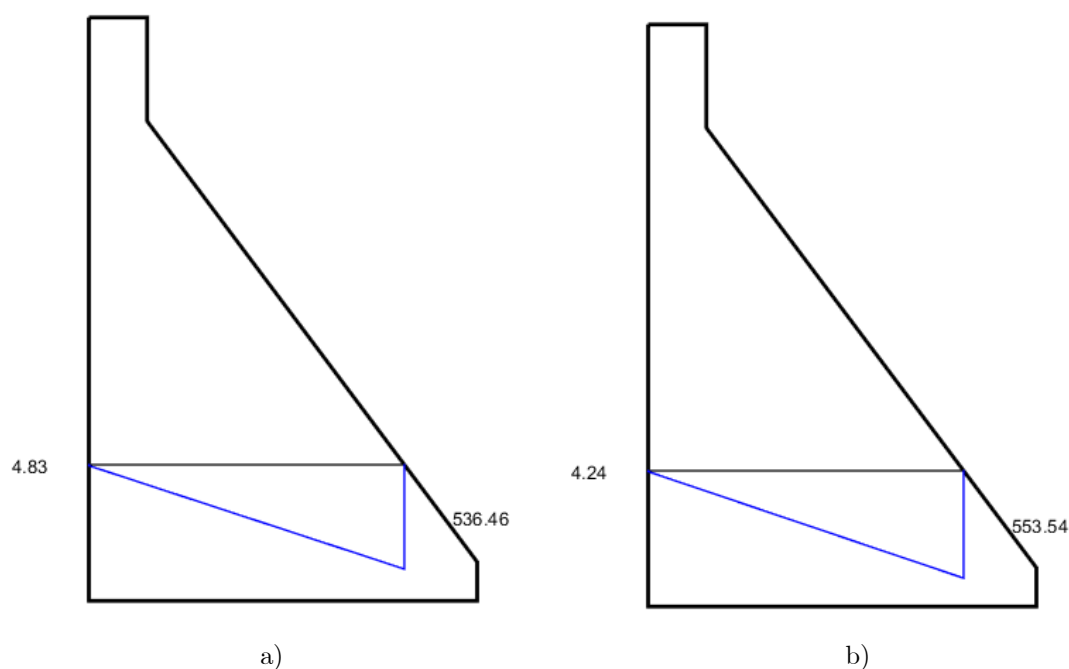


Figura 3.8 Tensões obtidas no plano horizontal em análise a) para uma ação sísmica vertical no sentido ascendente e b) para uma ação sísmica descendente, para a combinação 1.

Tendo em consideração os valores obtidos para as tensões máximas e mínimas, tanto no caso da ação sísmica vertical no sentido ascendente como descendente, verifica-se que as tensões são todas inferiores às tensões máximas admissíveis de compressão e de tração no corpo da barragem, pelo que, se considera verificada a segurança relativa às tensões existentes neste plano da barragem.

Na Figura 3.9 apresenta-se a variação das tensões nos vários planos horizontais da barragem obtidas através da rotina de cálculo em *MatLab*, para a situação de ação sísmica vertical no sentido ascendente e descendente. Foram considerados incrementos de um metro nos planos horizontais da barragem para a análise das tensões internas da barragem.

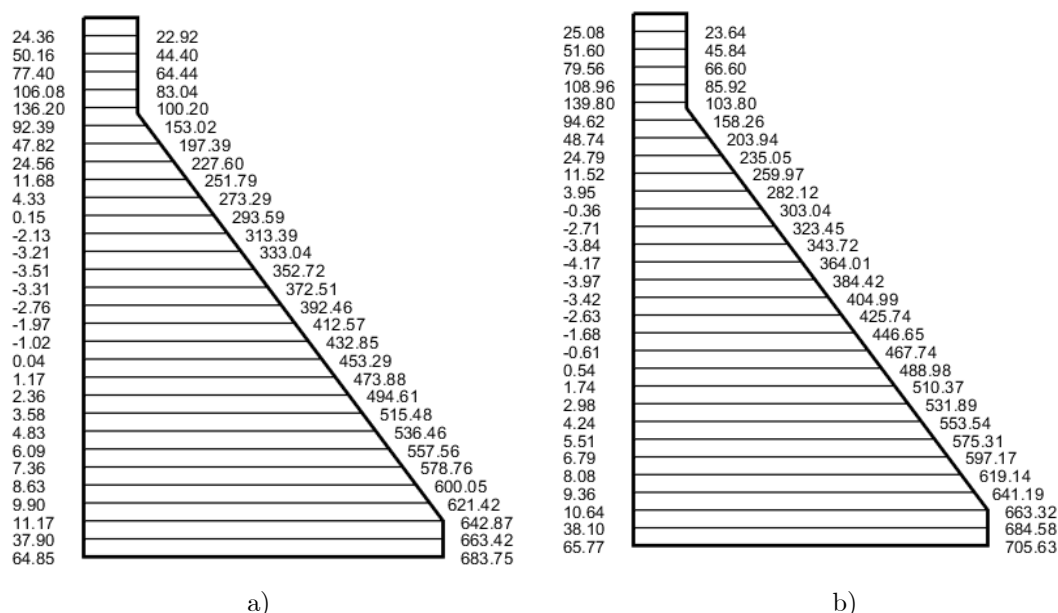


Figura 3.9 Variação das tensões nos vários planos da barragem, a) para uma ação sísmica ascendente e b) para uma ação sísmica descendente, no caso da combinação 1.

3.3.5 Combinação 2 – Cenário corrente – PP+PH+SP+FI(SBP)+Phd(SBP)

Neste ponto apresenta-se a verificação da segurança da barragem para a combinação de ações 2, na qual se considera o peso próprio (PP), a pressão hidrostática (PH), a subpressão (SP), assim como a pressão hidrodinâmica (Phd) e as forças de inércia (FI) que se geram com o Sismo Base de Projeto (SBP). Na Figura 3.10 apresentam-se as ações mencionadas para a combinação 2, obtidas com a rotina de cálculo desenvolvida em *MatLab*.

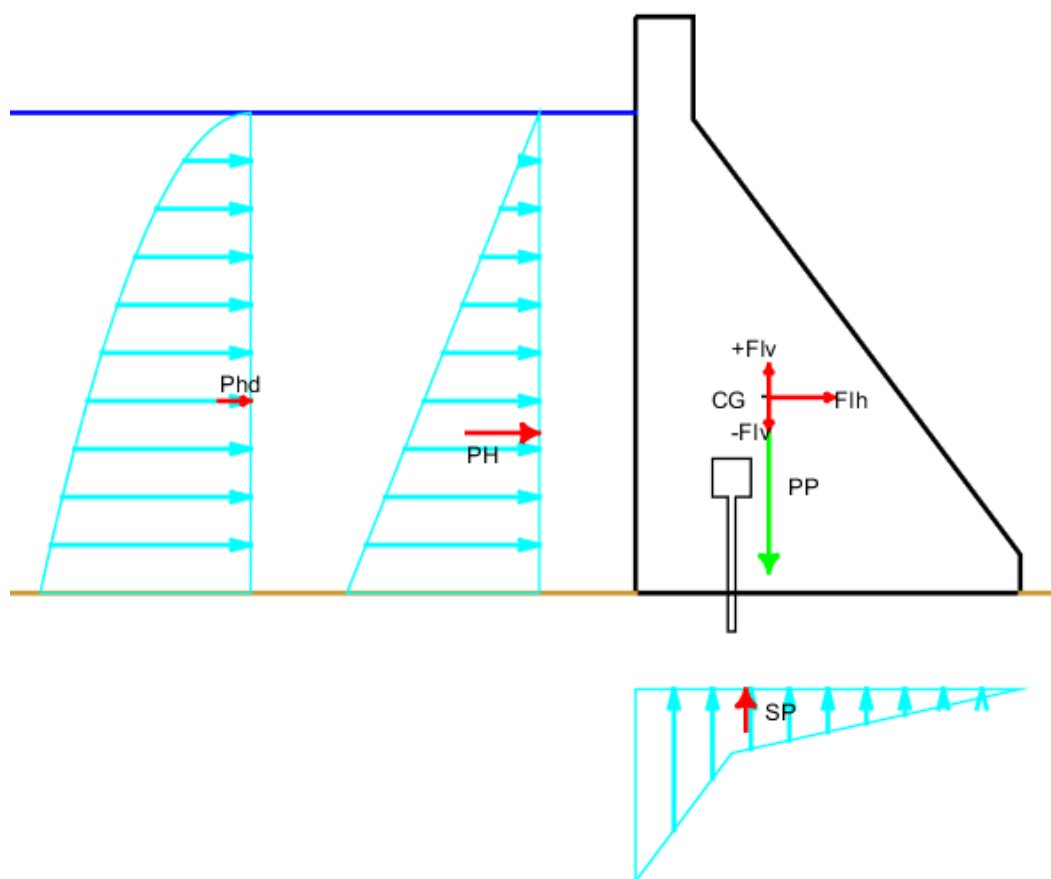


Figura 3.10 Ações atuantes na barragem para a combinação 2.

Verificação de Segurança ao Deslizamento

Para se verificar a segurança ao deslizamento tem de ser verificada a condição:

$$FS_{dest} = \frac{\sum N \cdot \tan \phi + \frac{C \cdot A}{\gamma_c}}{\sum V} \geq 1,0 \quad (3.14)$$

Onde se podem obter os respetivos impulsos como se demonstra de seguida:

$$\sum N = 0,95 \cdot PP - FI_v - SP = 0,95 \times 7600 - 171 - 1791,7 = 5257,3 \text{ kN}$$

$$\sum V = PH + P_{hd} + FI_h = 3125 + 164,06 + 342 = 3631,1 \text{ kN}$$

O fator de segurança ao deslizamento é dado por:

$$FS_{dest} = \frac{\frac{5257,3 \times \tan 43}{1,5} + \frac{200 \times 20}{5}}{3631,1} = 1,12 \geq 1,0$$

Como o fator de segurança é de 1,12, está verificada a segurança ao deslizamento.

Verificação de Segurança ao Derrubamento

No que diz respeito à verificação de segurança ao derrubamento, é necessário verificar a equação (3.15). Neste caso a verificação de segurança vai ser feita relativamente ao corpo da barragem, na extremidade de jusante do contacto entre a barragem e a fundação:

$$FS_{der} = \frac{\sum M_R}{\sum M_S} \geq 1,0 \quad (3.15)$$

Onde:

$$\sum M_R = 0,95 \times 7600 \times 13,07 = 94336 \text{ kNm}$$

$$\sum M_S = 3125 \times 8,33 + 1791,7 \times 12,30 + 164,06 \times 10 + 171 \times 13,07 + 342 \times 10,18 = 58955 \text{ kNm}$$

$$FS_{der} = \frac{94336}{58955} = 1,60 \geq 1,0$$

Logo, como o fator de segurança ao derrubamento da barragem é de 1,60 que é superior a 1,0, está verificada a segurança ao derrubamento da barragem.

Verificação de Segurança das Tensões transmitidas à fundação

O objetivo na verificação de segurança das tensões transmitidas à fundação é verificar se essas tensões são superiores às tensões máximas admissíveis de compressão ou de tração, pelo que tem que ser verificada a equação (3.16). Novamente, esta equação tem que ser verificada para a ação sísmica vertical no sentido ascendente e no sentido descendente:

$$\sigma_i = \frac{\sum N}{L} \pm \frac{6 \cdot \sum M}{L^2} \leq \sigma_{m\acute{a}x} \quad (3.16)$$

Considerando a ação sísmica vertical no sentido ascendente, pode-se obter o somatório dos esforços normais ao corpo da barragem ($\sum N$) e o somatório dos momentos em torno do centro de gravidade da seção ($\sum M$).

$$\sum N = PP - SP - FI_v = 7600 - 1791,7 - 171 = 5637,3 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} \sum M &= -P_{hd} \cdot bP_{hd} - PH \cdot bPH - FI_h \cdot bFI_h - FI_v \cdot (bFI_v - \frac{L}{2}) - SP \cdot (bSP - \frac{L}{2}) + PP \cdot (bPP - \frac{L}{2}) \\ &= -164,06 \times 10 - 3125 \times 8,33 - 342 \times 10,18 - 171 \times (13,07 - \frac{20}{2}) - 1791,7 \times (13,07 - \frac{20}{2}) + \\ &+ 7600 \times (13,07 - \frac{20}{2}) = -16027 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Sendo assim, já se podem determinar as tensões na interface entre a barragem e a fundação:

$$\sigma = \frac{5637,3}{20} \pm \frac{6 \times (-16027)}{20^2} = \begin{cases} \sigma_{\max} = 522,27 \text{ kN} / \text{m}^2 (\text{compressão}) \\ \sigma_{\min} = 41,46 \text{ kN} / \text{m}^2 (\text{compressão}) \end{cases}$$

Considerando agora a ação sísmica vertical no sentido descendente, obtêm-se as seguintes tensões na interface entre a barragem e a fundação no caso da ação sísmica vertical no sentido descendente:

$$\sigma = \frac{5979,3}{20} \pm \frac{6 \times (-14979)}{20^2} = \begin{cases} \sigma_{\max} = 523,65 \text{ kN} / \text{m}^2 (\text{compressão}) \\ \sigma_{\min} = 74,29 \text{ kN} / \text{m}^2 (\text{compressão}) \end{cases}$$

Como as tensões máximas e mínimas, tanto para o sentido ascendente como descendente, são inferiores à tensão máxima admissível de compressão ($\sigma_{\max} = 1000 \text{ kN} / \text{m}^2$), está verificada a segurança relativamente às tensões transmitidas à fundação.

Verificação de Segurança do corpo da barragem

Será agora analisado o plano horizontal de 23 metros do coroamento da barragem, conforme é possível verificar pela Figura 3.11.

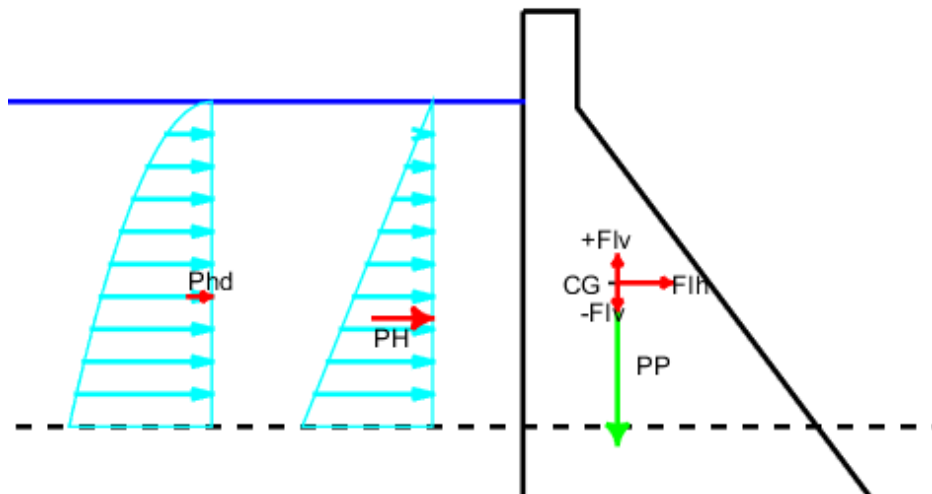


Figura 3.11 Ações atuantes no plano horizontal de 23 metros, no caso da combinação 2.

Para se proceder à verificação de segurança ao deslizamento no plano horizontal referido, é necessário calcular novamente os impulsos nessa seção e os respectivos somatórios das forças que são apresentados:

$$\sum N_{23m} = 4141,3 \text{ kN}$$

$$\sum V_{23m} = 1906,0 \text{ kN}$$

Segue-se por fim a verificação de segurança ao deslizamento no plano horizontal de 23 metros:

$$FS_{\text{desl:23m}} = \frac{\frac{\sum N_{23m} \cdot \tan \phi}{\gamma_\phi} + \frac{C \cdot A}{\gamma_c}}{\sum V_{23m}} = \frac{\frac{4141,3 \times \tan 45}{1,5} + \frac{400 \times 16,5}{5}}{1906,0} = 2,13 \geq 1,0$$

Está assim verificada a segurança ao deslizamento no plano horizontal em análise. Falta analisar o plano horizontal quanto ao derrubamento na extremidade de jusante desse plano:

$$\sum M_{R:23m} = 46777 \text{ kNm}$$

$$\sum M_{S:23m} = 13042 \text{ kNm}$$

O fator de segurança ao derrubamento é dado por:

$$FS_{\text{der:23m}} = \frac{46777}{13042} = 3,59 \geq 1,0$$

Logo, como o fator de segurança ao derrubamento do plano horizontal de 23 metros é de 3,59, está verificada a segurança ao derrubamento desse plano.

De seguida efetua-se a análise das tensões no plano horizontal de 23 metros. Neste caso é também necessário calcular as tensões no plano para duas situações, caso a ação sísmica vertical seja no sentido ascendente ou no sentido descendente. No caso da ação sísmica vertical no sentido ascendente obtêm-se as seguintes tensões:

$$\sigma = \frac{4364,5}{16,5} \pm \frac{6 \times 735,37}{16,5^2} = \begin{cases} \sigma_{\max} = 285,30 \text{ kN} / \text{m}^2 (\text{compressão}) \\ \sigma_{\min} = 251,88 \text{ kN} / \text{m}^2 (\text{compressão}) \end{cases}$$

Considerando agora a ação sísmica vertical no sentido descendente:

$$\sigma = \frac{4565,5}{16,5} \pm \frac{6 \times 1318,6}{16,5^2} = \begin{cases} \sigma_{\max} = 310,91 \text{ kN} / \text{m}^2 (\text{compressão}) \\ \sigma_{\min} = 250,99 \text{ kN} / \text{m}^2 (\text{compressão}) \end{cases}$$

As tensões no plano horizontal podem ser observadas na Figura 3.12, para os dois tipos de ação sísmica:

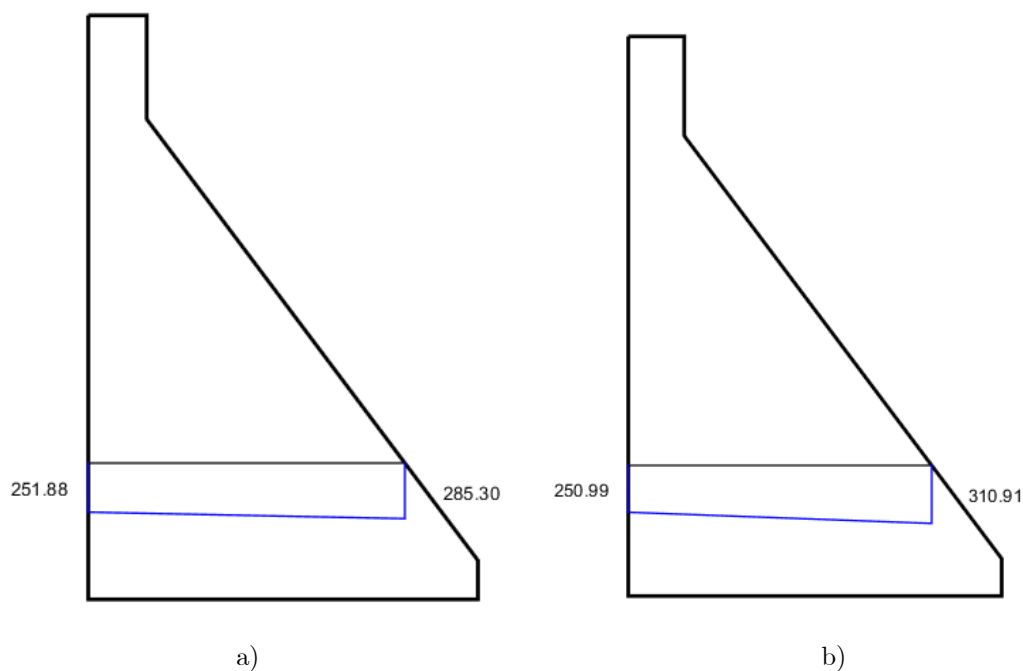


Figura 3.12 Tensões obtidas no plano horizontal em análise a) para uma ação sísmica vertical no sentido ascendente e b) para uma ação sísmica descendente, para a combinação 2.

As tensões máximas e mínimas são de compressão, tanto as no sentido ascendente como descendente. Tendo em consideração que a tensão máxima admissível de compressão no corpo da barragem é:

$$\sigma_{máxcompressão} = 3325 \text{ kN} / \text{m}^2$$

Está verificada a segurança relativa às tensões existentes no plano da barragem de 23 metros.

Na Figura 3.13 pode-se observar a variação das tensões ao longo dos paramentos de jusante e de montante da barragem, para os dois tipos de ação sísmica vertical (ascendente e descendente), obtidos através da rotina de cálculo modelada em *MatLab*.

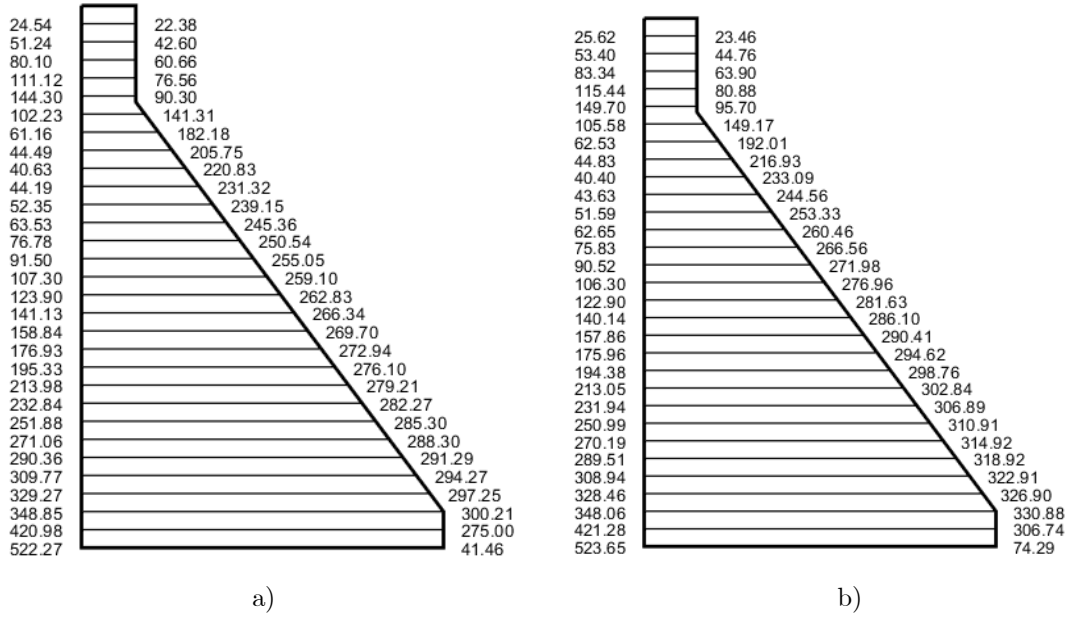


Figura 3.13 Variação das tensões nos vários planos da barragem, a) para uma ação sísmica ascendente e b) para uma ação sísmica descendente, no caso da combinação 2.

3.3.6 Combinação 3 – Cenário de rotura – PP+PH+SP+FI(SMP)+Phd(SMP)

Ações relativas a um cenário de rotura são a ação do peso próprio (PP), as pressões hidrostáticas (PH), a subpressão (SP), as forças de inércia da barragem (FI – SMP) e a pressão hidrodinâmica (Phd – SMP), sendo que nesta combinação as forças de inércia e a pressão hidrodinâmica são geradas pelo sismo máximo de projeto. As ações atuantes na combinação 3 podem ser observadas na Figura 3.14, figura essa obtida através da rotina de cálculo desenvolvida em *MatLab*.

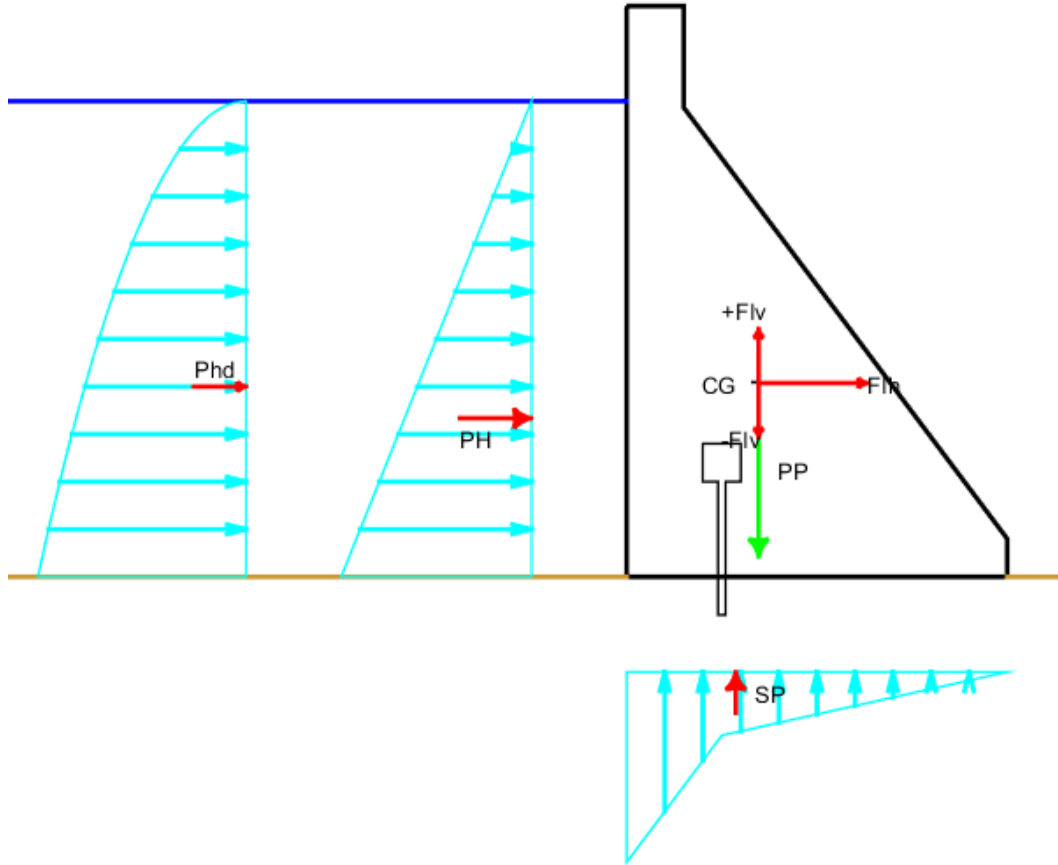


Figura 3.14 Ações atuantes na barragem para a combinação 3.

Verificação de Segurança ao Deslizamento

Para se verificar a segurança ao deslizamento num cenário de rotura, tem de ser verificada a condição (3.17), pois em situações de rotura, o coeficiente de segurança da coesão passa a ser 0.

$$FS_{dest} = \frac{\sum N \cdot \tan \phi}{\sum V} \geq 1,0 \quad (3.17)$$

A maior parte dos impulsos são iguais aos definidos na combinação de ações anterior, os impulsos que mudam são os que estão dependentes da ação do sismo, como é o caso da pressão hidrostática e das forças de inércia. Para este cenário, o fator de segurança ao deslizamento é dado por:

$$FS_{dest} = \frac{5143,3 \times \tan 43}{3968,4} = 1,01 \geq 1,0$$

Obtém-se um fator de segurança de 1,01 pelo que, está verificada a segurança ao deslizamento.

Verificação de Segurança ao Derrubamento

No que diz respeito à verificação de segurança ao derrubamento, é necessário verificar a mesma expressão verificada nas combinações de ações anteriores:

$$\sum M_R = 0,95 \times 7600 \times 13,07 = 94336 \text{ kNm}$$

$$\sum M_S = 3125 \times 8,33 + 1791,7 \times 12,30 + 273,44 \times 10 + 285 \times 13,07 + 570 \times 10,18 = 63860 \text{ kNm}$$

$$FS_{der} = \frac{94336}{63860} = 1,48 \geq 1,0$$

Sendo o fator de segurança ao derrubamento da barragem superior a 1,0, está verificada a segurança ao derrubamento da barragem.

Verificação de Segurança das Tensões transmitidas à fundação

O objetivo na verificação de segurança das tensões transmitidas à fundação é verificar se essas tensões são superiores às tensões máximas admissíveis de compressão ou de tração, pelo que tem que ser verificada a equação (3.16). Esta equação tem que ser verificada para a ação sísmica vertical no sentido ascendente e no sentido descendente:

Considerando a ação sísmica vertical no sentido ascendente, podem-se determinar as tensões na interface entre a barragem e a fundação:

$$\sigma = \frac{6220,70}{20} \pm \frac{6 \times (-11166)}{20^2} = \begin{cases} \sigma_{\max} = 573,05 \text{ kN} / \text{m}^2 (\text{compressão}) \\ \sigma_{\min} = 20,72 \text{ kN} / \text{m}^2 (\text{compressão}) \end{cases}$$

Considerando agora a ação sísmica vertical no sentido descendente:

$$\sigma = \frac{6093,3}{20} \pm \frac{6 \times (-18045)}{20^2} = \begin{cases} \sigma_{\max} = 575,34 \text{ kN} / \text{m}^2 (\text{compressão}) \\ \sigma_{\min} = 33,99 \text{ kN} / \text{m}^2 (\text{compressão}) \end{cases}$$

Como as tensões máximas e mínimas, tanto para o sentido ascendente como descendente, são inferiores à tensão máxima admissível de compressão ($\sigma_{\max} = 1000 \text{ kN} / \text{m}^2$), está verificada a segurança relativamente às tensões transmitidas à fundação.

Verificação de Segurança do corpo da barragem

Na Figura 3.15 pode-se observar as ações atuantes no caso da combinação de ações 3 para o plano horizontal de 23 metros.

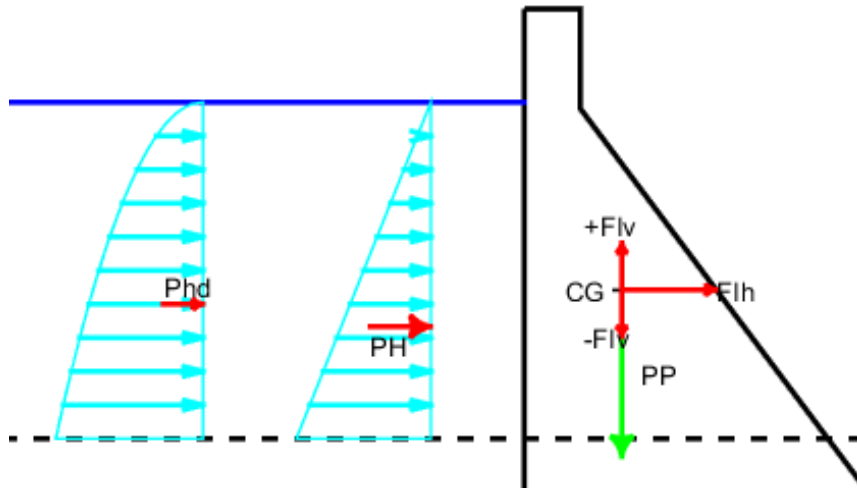


Figura 3.15 Ações atuantes no plano horizontal de 23 metros, no caso da combinação 3.

Verificando novamente os fatores de segurança ao deslizamento e derrubamento obtém-se:

$$FS_{dest:23m} = \frac{\sum N_{23m} \cdot \tan \phi}{\sum V_{23m}} = \frac{4074,3 \times \tan 45}{2096,6} = 1,62 \geq 1,0$$

$$FS_{der:23m} = \frac{10444}{2430,5} = 2,43 \geq 1,0$$

Quanto às tensões devido à ação sísmica vertical no sentido ascendente:

$$\sigma = \frac{4297,6}{16,5} \pm \frac{6 \times -934,86}{16,5^2} = \begin{cases} \sigma_{max} = 285,71 kN / m^2 (compressão) \\ \sigma_{min} = 243,22 kN / m^2 (compressão) \end{cases}$$

Para o caso da ação sísmica no sentido descendente:

$$\sigma = \frac{4632,4}{16,5} \pm \frac{6 \times 37,19}{16,5^2} = \begin{cases} \sigma_{max} = 285,92 kN / m^2 (compressão) \\ \sigma_{min} = 284,23 kN / m^2 (compressão) \end{cases}$$

Na Figura 3.16, pode-se observar a distribuição de tensões a que a barragem está sujeita no plano em análise para a ação sísmica vertical no sentido ascendente e no sentido descendente.

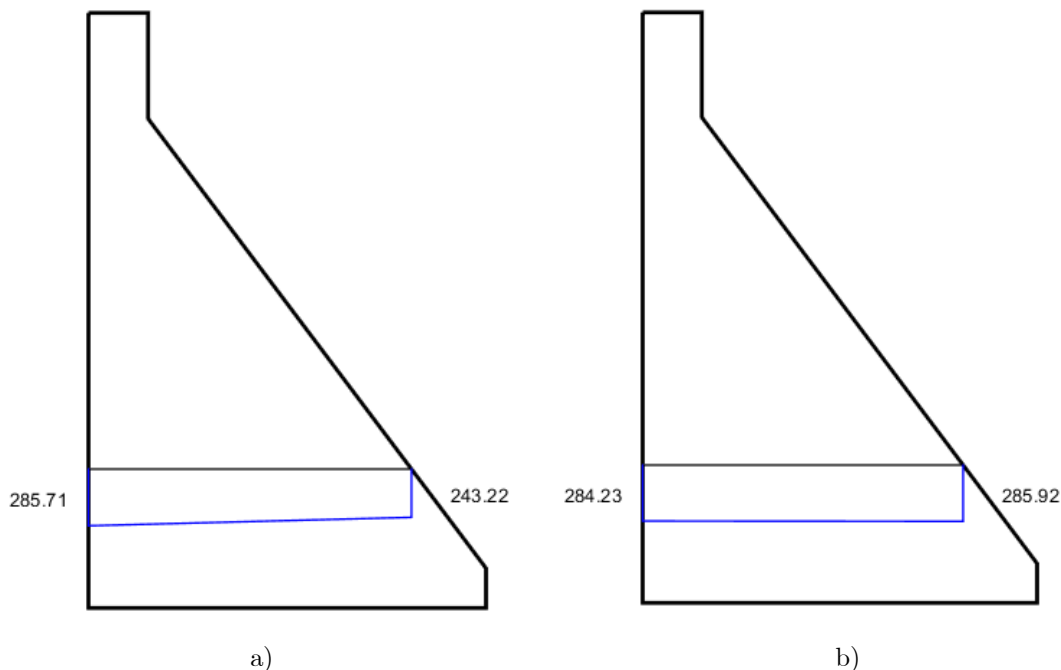


Figura 3.16 Tensões obtidas no plano horizontal em análise a) para uma ação sísmica vertical no sentido ascendente e b) para uma ação sísmica descendente, para a combinação 3.

Na Figura 3.17, pode-se verificar que as tensões de compressão existentes, tanto no caso de uma ação sísmica ascendente, como para uma ação sísmica descendente, são inferiores às tensões máximas de compressão na seção em análise, pelo que se verifica a segurança quanto às tensões nessas seções no caso da combinação de ações 3.

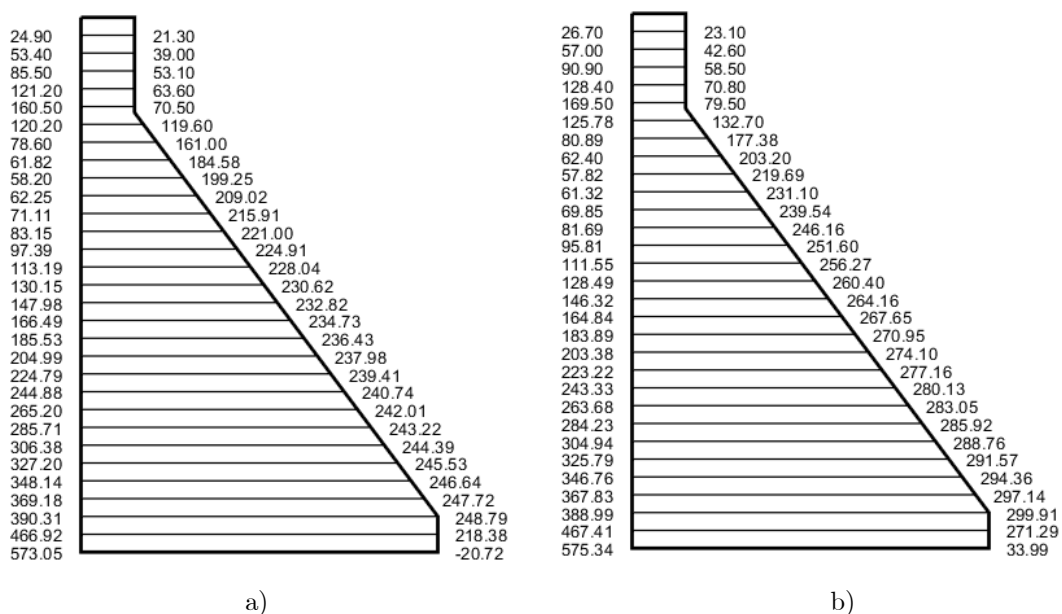


Figura 3.17 Variação das tensões nos vários planos da barragem, a) para uma ação sísmica ascendente e b) para uma ação sísmica descendente, no caso da combinação 3.

3.3.7 Combinação 4 – Cenário de rotura – PP+PH(Cheia)+SP(Cheia)

No caso da combinação de ações 4 está-se novamente perante um cenário de rotura pelo que será feita a mesma análise da combinação 3, sendo que neste caso, as ações consideradas foram o peso próprio (PP), a pressão hidrostática no caso de cheia (PH-Cheia), e a subpressão em caso de cheia (SP-Cheia). Na Figura 3.18 podem ser observadas as ações mencionadas para a combinação 4, dada pela rotina desenvolvida em *MatLab*.

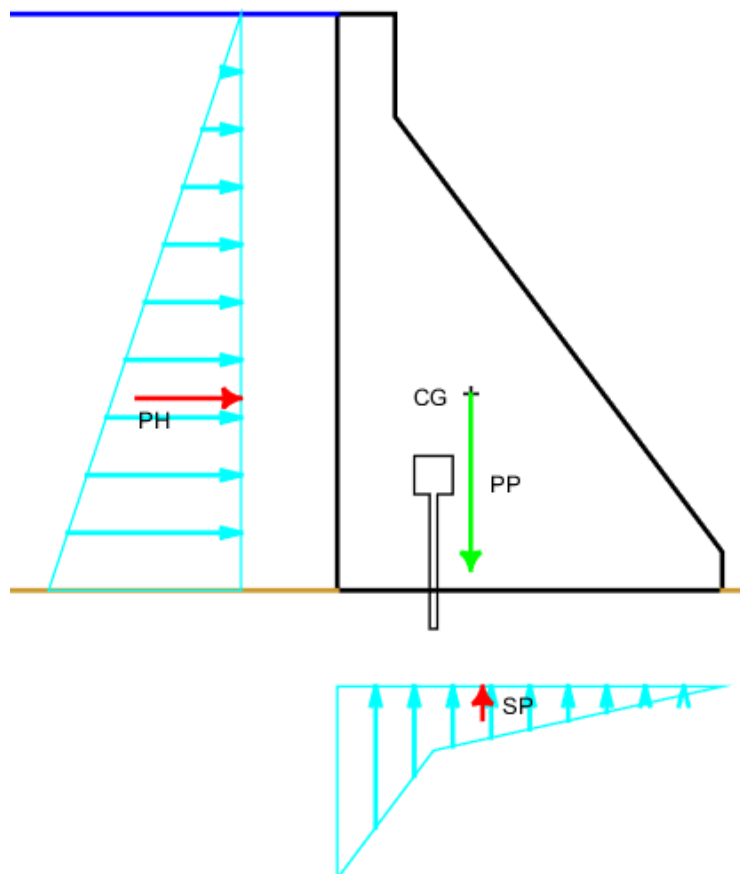


Figura 3.18 Ações atuantes na barragem para a combinação 4.

Verificação de Segurança ao Deslizamento

Para se verificar a segurança ao deslizamento num cenário de rotura, tem de ser verificada a mesma condição verificado na combinação 3, sendo que:

$$\sum N = 0,95 \cdot PP - SP = 0,95 \times 7600 - 1416,7 = 5803,3kN$$

$$\sum V = PH = 4500kN$$

O fator de segurança ao deslizamento para este cenário de rotura é dado por:

$$FS_{dest} = \frac{5803,3 \times \tan 43}{4500} = 1,00 \geq 1,0$$

Obtém-se um fator de segurança de 1,00, pelo que fica garantida a segurança ao deslizamento em caso de cheia, estando o fator de segurança no seu limite.

Verificação de Segurança ao Derrubamento

$$\sum M_R = 0,95 \times 7600 \times 13,07 = 94336 \text{ kNm}$$

$$\sum M_S = 4500 \times 10 + 1416,7 \times 12,45 = 62639 \text{ kNm}$$

$$FS_{der} = \frac{94336}{62639} = 1,51 \geq 1,0$$

Sendo o fator de segurança ao derrubamento da barragem superior a 1,0, está verificada a segurança ao derrubamento da barragem na combinação de ações 4.

Verificação de Segurança das Tensões transmitidas à fundação

Relativamente à verificação de segurança das tensões transmitidas à fundação, obtém-se as seguintes tensões:

$$\sigma = \frac{6183,3}{20} \pm \frac{6 \times (-25171)}{20^2} = \begin{cases} \sigma_{\max} = 686,73 \text{ kN} / \text{m}^2 (\text{compressão}) \\ \sigma_{\min} = -68,540 \text{ kN} / \text{m}^2 (\text{tração}) \end{cases}$$

Como as tensões máximas e mínimas, tanto para o sentido ascendente como descendente, são inferiores à tensão máxima admissível de compressão ($\sigma_{\max} = 1000 \text{ kN} / \text{m}^2$), está verificada a segurança relativamente às tensões transmitidas à fundação.

Verificação de Segurança do corpo da barragem

Na Figura 3.19 podem-se verificar quais as ações a que a seção está sujeita no caso da combinação 4, no plano horizontal de 23 metros.

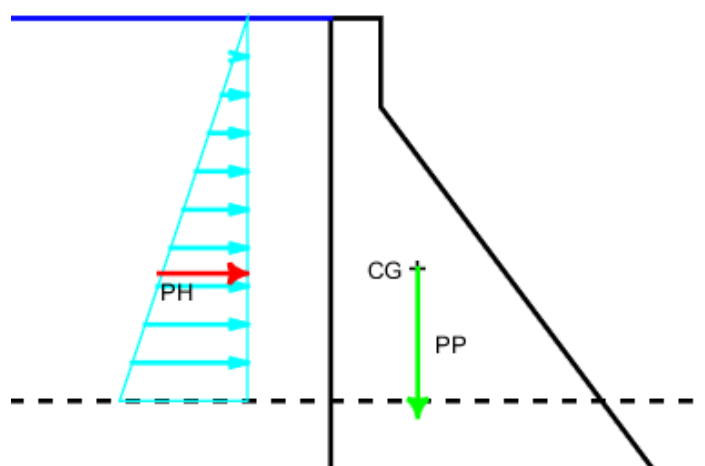


Figura 3.19 Ações atuantes no plano horizontal de 23 metros, no caso da combinação 4.

$$FS_{dest:23m} = \frac{\sum N_{23m} \cdot \tan \phi}{\sum V_{23m}} = \frac{4241,8 \times \tan 45}{2645} = 1,34 \geq 1,0$$

$$FS_{der:23m} = \frac{46777}{20278} = 2,31 \geq 1,0$$

Nas tensões do plano horizontal da barragem de 23 metros:

$$\sigma = \frac{4465}{16,5} \pm \frac{6 \times -7317,6}{16,5^2} = \begin{cases} \sigma_{\max} = 441,04 \text{ kN} / \text{m}^2 (\text{compressão}) \\ \sigma_{\min} = 108,50 \text{ kN} / \text{m}^2 (\text{compressão}) \end{cases}$$

Na Figura 3.20, pode-se verificar que as tensões de compressão no plano horizontal em análise são inferiores às tensões máximas de compressão nessa seção, pelo que se verifica a segurança quanto às tensões nessas seções.



Figura 3.20 Tensões obtidas nos dois planos horizontais em análise, no caso da combinação 4.

Está verificada a segurança, pois, conforme é possível observar na Figura 3.21, todas as tensões presentes no corpo da barragem, tanto as tensões de tração como as de compressão, estão abaixo das respectivas tensões máximas admissíveis pelo que está verificada a segurança para a combinação 4.

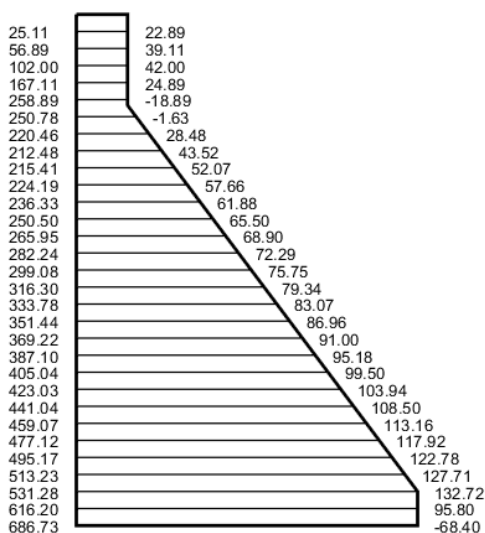


Figura 3.21 Variação das tensões ao longo da barragem, no caso da combinação 4.

3.4 Considerações finais

No presente capítulo, foram descritos alguns dos diferentes métodos para a análise sísmica de barragens gravidade, em particular, o método do coeficiente sísmico que foi o utilizado na rotina de cálculo elaborada em *MatLab*.

Foram definidas todas as combinações de ações a analisar no presente trabalho, tanto para os cenários correntes como para os cenários de rotura. Foi também definida a geometria da seção da barragem a analisar no decorrer deste trabalho.

Foi apresentada uma rotina de cálculo desenvolvida em MatLab de forma a verificar e simplificar os cálculos efetuados e também com o objetivo de automatizar esses cálculos, sendo que com essa rotina executada tem-se a possibilidade de efetuar uma análise mais detalhada, incluindo as verificações de segurança e a análise de tensões a montante e a jusante da barragem tanto em relação ao corpo da barragem como em todos os planos horizontais da barragem que sejam pretendidos analisar.

No que diz respeito aos resultados obtidos, foi possível observar que todas as verificações de segurança da barragem foram verificadas, tanto no caso dos cenários correntes como nos cenários de rotura.

CAPÍTULO 4. ANÁLISE DE UM CASO DE ESTUDO

4.1 Considerações iniciais

Através do programa de cálculo estrutural SAP2000, foi elaborado um modelo para a barragem em estudo, modelo esse que foi alvo de uma análise sísmica através do método dos elementos finitos.

Na barragem em estudo consideraram-se algumas características da barragem de Penha Garcia que está localizada no distrito de Castelo Branco, como se pode ver na Figura 4.1, sendo que a barragem foi fundada em maciço rochoso.



Figura 4.1 Modelo representativo em SAP2000 do caso de estudo.

4.2 Modelo estrutural e combinações de ações

Na análise foi representada a barragem e o maciço de fundação, com uma seção transversal da barragem em estudo, pois tratando-se de uma barragem gravidade, a representação da mesma pode ser simplificada através de um modelo plano, como o que se apresenta na Figura 4.2. Nessa figura pode-se observar o modelo

de elementos finitos com um total de 1260 elementos shell, 900 na fundação e 360 na barragem, este modelo possui ainda um total de 1354 nós.

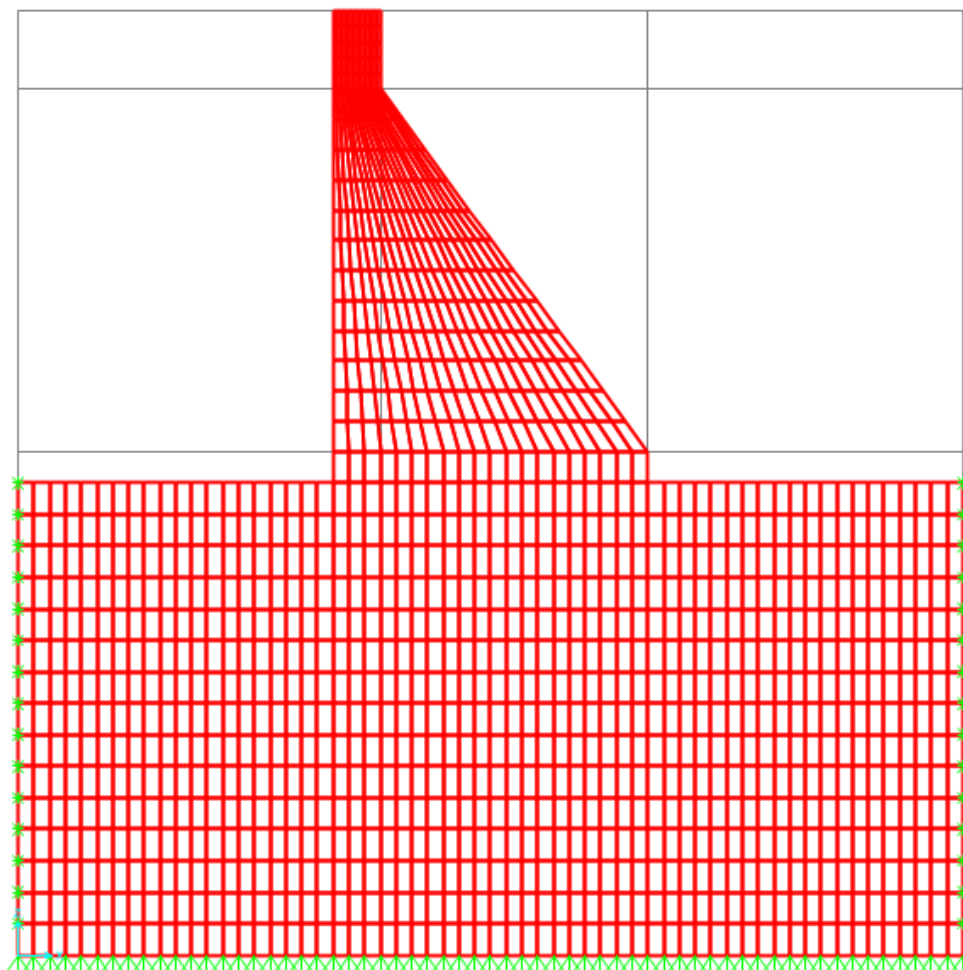


Figura 4.2 Modelo representativo em SAP2000 do caso de estudo.

Na análise dinâmica foram utilizadas as seguintes combinações de ações:

- i. Combinação 1 – Ações do peso próprio (PP) e do Sismo Base de Projeto (SBP);
- ii. Combinação 2 – Ações do peso próprio (PP), das pressões hidrostáticas (PH), da pressão hidrodinâmica (PHD), da subpressão (SP) e do Sismo Base de Projeto (SBP);
- iii. Combinação 3 – Ações do peso próprio (PP), das pressões hidrostáticas (PH), da pressão hidrodinâmica (PHD), da subpressão (SP) e do Sismo Máximo de Projeto (SMP);
- iv. Combinação 4 – Ações do peso próprio (PP), pressões hidrostáticas (PH) e subpressões (SP) devido à ação de cheia.

No que diz respeito às propriedades dos materiais do corpo da barragem e das fundações, adotou-se no caso do betão, um módulo de elasticidade de 30 GPa, um coeficiente de Poisson de 0,2 e 2400 kg/m³ de massa volúmica. Já no que se refere à fundação da barragem, para o modelo, foi considerada a mesma altura do corpo da barragem, para o módulo de elasticidade adotou-se 10 GPa, o coeficiente de Poisson considerou-se igual a 0,2 e a massa volúmica nula.

4.3 Análise modal

Conforme é possível verificar através da Tabela 4.1, os modos de vibração mais relevantes são os que contribuem para uma maior participação de massa, pelo que neste caso, os três primeiros modos são os que se podem considerar mais relevantes devido a apresentarem uma maior participação de massa.

Tabela 4.1 – Análise dos períodos e percentagens de participação de massa de cada modo de vibração.

Modos de Vibração	Períodos (s)	Frequência (Hz)	Participação de massa (%)		Participação de massa acumulada (%)	
			UX	UZ	UX	UZ
1	0,1230	8,127	64,415	3,331	64,415	3,331
2	0,0567	17,631	8,534	89,386	72,949	92,717
3	0,0499	20,047	18,703	5,195	91,652	97,912
4	0,0295	33,899	7,109	1,257	98,760	99,169
5	0,0178	56,265	0,910	0,100	99,670	99,269
6	0,0159	62,742	0,054	0,596	99,724	99,865
7	0,0121	82,862	0,092	0,001	99,816	99,866
8	0,0106	94,622	0,028	0,000	99,843	99,866
9	0,0098	102,379	0,011	0,038	99,855	99,904
10	0,0092	108,680	0,030	0,006	99,885	99,910
11	0,0083	120,772	0,001	0,055	99,885	99,965
12	0,0077	129,840	0,052	0,002	99,937	99,967

Na Figura 4.3, pode-se observar o 1º modo de vibração para um período de 0,123 s e uma frequência de 8,13 Hz.

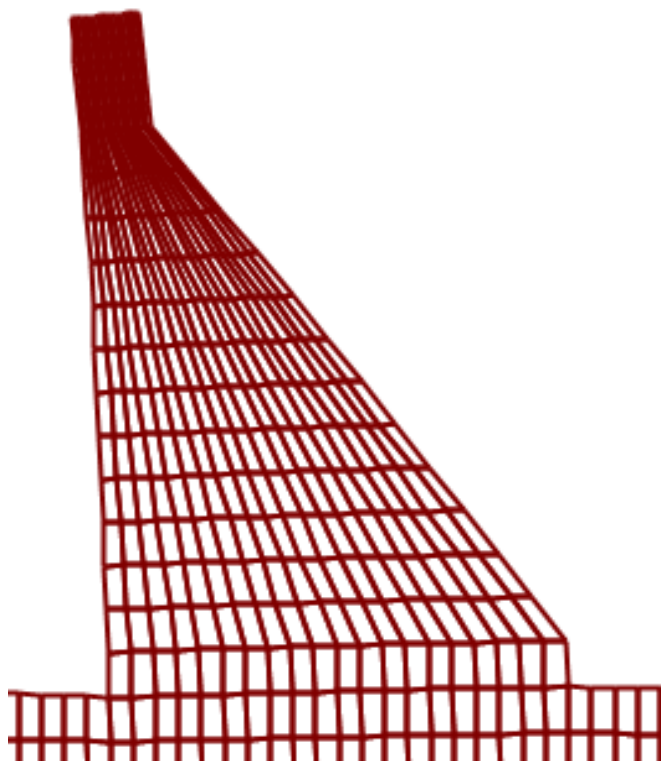


Figura 4.3 1º Modo de Vibração com $T=0,123$ s e $f=8,13$ Hz.

Na Figura 4.4, pode-se observar o 2º modo de vibração para um período de 0,056 s e uma frequência de 17,63 Hz.

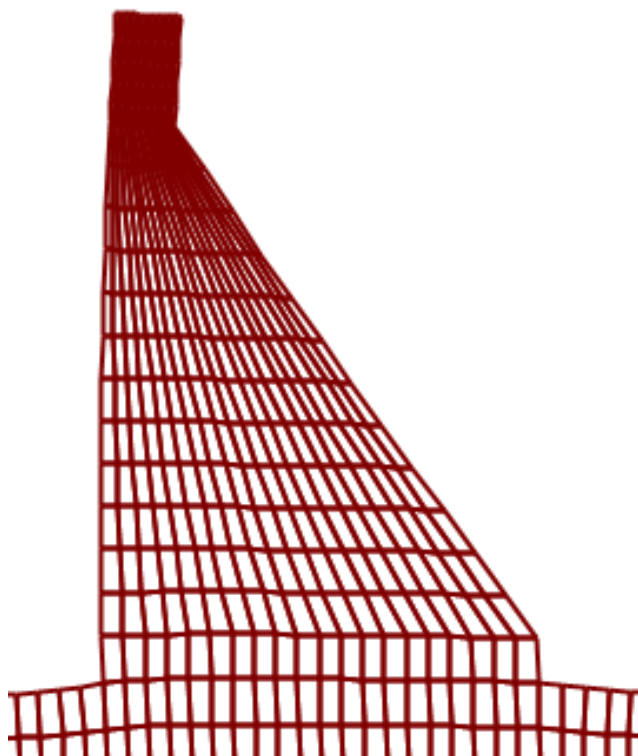


Figura 4.4 2º Modo de Vibração com $T=0,056717$ s e $f=17,631298$ Hz.

Na Figura 4.5, pode-se observar o 3º modo de vibração para um período de 0,049 s e uma frequência de 20,05 Hz.

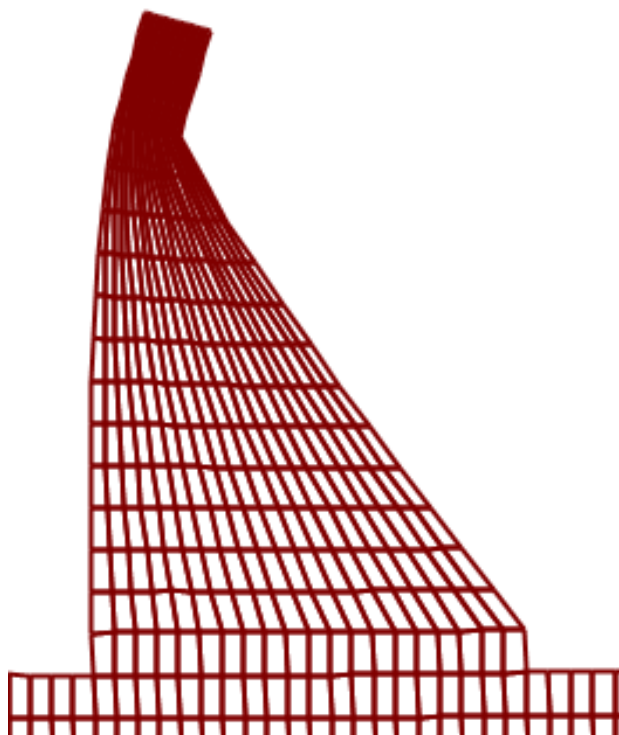


Figura 4.5 3º Modo de Vibração com $T=0,049883$ s e $f=20,046951$ Hz.

4.4 Análise através de espectros de resposta

Para se proceder à análise através de espectros de resposta, seguindo o Eurocódigo 8, é necessário ter em consideração as respetivas zonas sísmicas, definidas nessa norma. É possível obter a aceleração máxima de referência a_{gR} (m/s^2) através da Tabela 4.2.

Tabela 4.2 – Aceleração máxima de referência a_{gR} (m/s^2) nas várias zonas sísmicas definidas no Eurocódigo 8.

Ação sísmica Tipo 1		Ação sísmica Tipo 2	
Zona sísmica	a_{gR} (m/s^2)	Zona sísmica	a_{gR} (m/s^2)
1.1	2,5	2.1	2,5
1.2	2,0	2.2	2,0
1.3	1,5	2.3	1,7
1.4	1,0	2.4	1,1
1.5	0,6	2.5	0,8
1.6	0,35	-	-

A definição dos espectros de resposta elástica segundo o Eurocódigo 8, é obtida pelas seguintes expressões:

$$\begin{aligned}
 0 \leq T \leq T_B : S_e(T) &= a_g \cdot S \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 2,5 - 1) \right] \\
 T_B \leq T \leq T_C : S_e(T) &= a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \\
 T_C \leq T \leq T_D : S_e(T) &= a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right] \\
 T_D \leq T \leq 4s : S_e(T) &= a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \cdot \left[\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right]
 \end{aligned} \tag{4.1}$$

Sendo que:

$S_e(T)$ – espectro de resposta elástica;

T – período de vibração de um Sistema linear com um grau de liberdade;

a_g – valor de cálculo da aceleração;

T_B – limite inferior do período no patamar de aceleração espectral constante;

T_C – limite superior do período no patamar de aceleração espectral constante;

T_D – valor que define no espectro o início do ramo de deslocamento constante;

S – Coeficiente do solo

η – Coeficiente de correção do amortecimento, onde o valor de referência para estruturas de betão é $\eta=1$ para um amortecimento de 5%,

Para se obterem os parâmetros para a definição do espectro de resposta é necessário definir o tipo de terreno onde será implantada a barragem, conforme se demonstra através da Tabela 4.3 para uma ação sísmica do tipo 1, no caso de se tratar de um sismo afastado e na Tabela 4.4 para uma ação sísmica do tipo 2, no caso de se tratar de um sismo próximo:

Tabela 4.3 – Valores dos parâmetros definidores do espectro de resposta elástico para a ação sísmica do tipo 1.

Tipo de Terreno	S	T _B (s)	T _C (s)	T _D (s)
A	1,0	0,1	0,6	2,0
B	1,35	0,1	0,6	2,0
C	1,6	0,1	0,6	2,0
D	2,0	0,1	0,8	2,0
E	1,8	0,1	0,6	2,0

Tabela 4.4 – Valores dos parâmetros definidores do espectro de resposta elástico para a ação sísmica do tipo 2.

Tipo de Terreno	S	T _B (s)	T _C (s)	T _D (s)
A	1,0	0,1	0,25	2,0
B	1,35	0,1	0,25	2,0
C	1,6	0,1	0,25	2,0
D	2,0	0,1	0,3	2,0
E	1,8	0,1	0,25	2,0

Segundo o Eurocódigo 8, a expressão (4.2) é a que se deve considerar no cálculo dos valores das acelerações máximas para o sismo base de projeto (T=145 anos) e para o sismo máximo de projeto (T=1000 anos):

$$a_g = a_{gR} \cdot \left(\frac{T_R}{T} \right)^{\frac{-1}{k}} \quad (4.2)$$

a_{gR} – aceleração máxima para o período de retorno $T_R=475$ anos;

T_R – Período de retorno de 475 anos;

k – parâmetro que depende da ação sísmica sendo que no Portugal se considera $k=1,5$ no caso de ação sísmica do tipo 1 e $k=2,5$ no caso de ação sísmica do tipo 2;

Na Figura 4.6 apresenta-se a definição do espectro de resposta através dos parâmetros obtidos anteriormente.

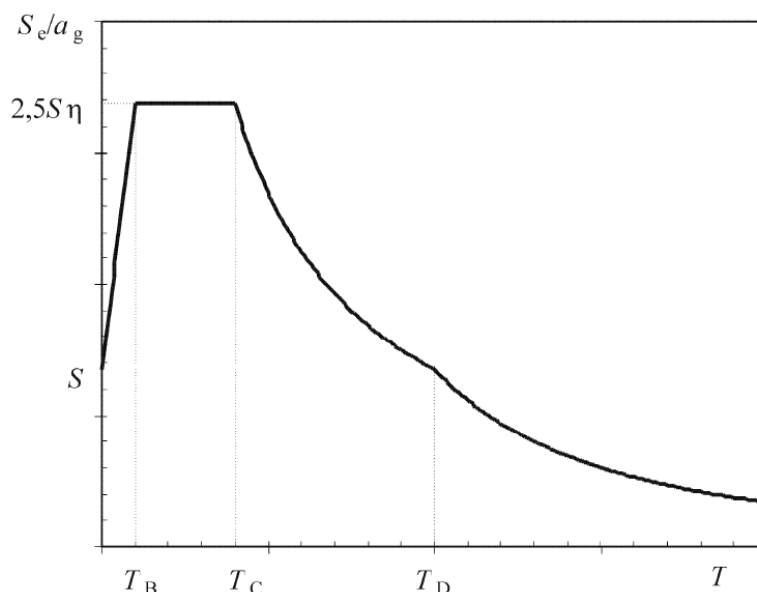


Figura 4.6 Forma do espectro de resposta elástica.

Tendo em consideração que a barragem em estudo está localizada em Castelo Branco, esta corresponde a uma zona sísmica 1.6, no caso de uma ação sísmica do tipo 1 (sismo afastado) e para uma ação sísmica do tipo 2 (sismo próximo) a zona sísmica é a 2.4. Sendo que se consideraram fundações do tipo A (maciço rochoso) e um coeficiente de amortecimento de 5%.

Na Tabela 4.5 é possível verificar os valores necessários para a determinação do espectro de resposta tanto para ação sísmica do tipo 1 como para a ação sísmica do tipo 2, no caso de um período de retorno de 30 anos, sendo que se pode observar esses mesmos espectros na Figura 4.7.

Tabela 4.5 – Determinação dos valores do Espectro de resposta para T=30 anos.

Período (s)	Frequência (Hz)	Tipo 1	Tipo 2
		a (m/s ²)	a (m/s ²)
0,00	-	0,095	0,364
0,01	100,00	0,109	0,419
0,02	50,00	0,124	0,474
0,03	33,33	0,138	0,528
0,04	25,00	0,152	0,583

Análise do Comportamento Sísmico de uma Barragem Gravidade Tipo

0,05	20,00	0,167	0,638
0,06	16,67	0,181	0,692
0,08	12,50	0,209	0,802
0,10	10,00	0,238	0,911
0,15	6,67	0,238	0,911
0,20	5,00	0,238	0,911
0,25	4,00	0,238	0,911
0,40	2,50	0,238	0,569
0,60	1,67	0,238	0,380
0,80	1,25	0,178	0,285
1,00	1,00	0,143	0,228
1,50	0,67	0,095	0,252
2,00	0,50	0,071	0,114
3,00	0,33	0,032	0,051
4,00	0,25	0,018	0,028

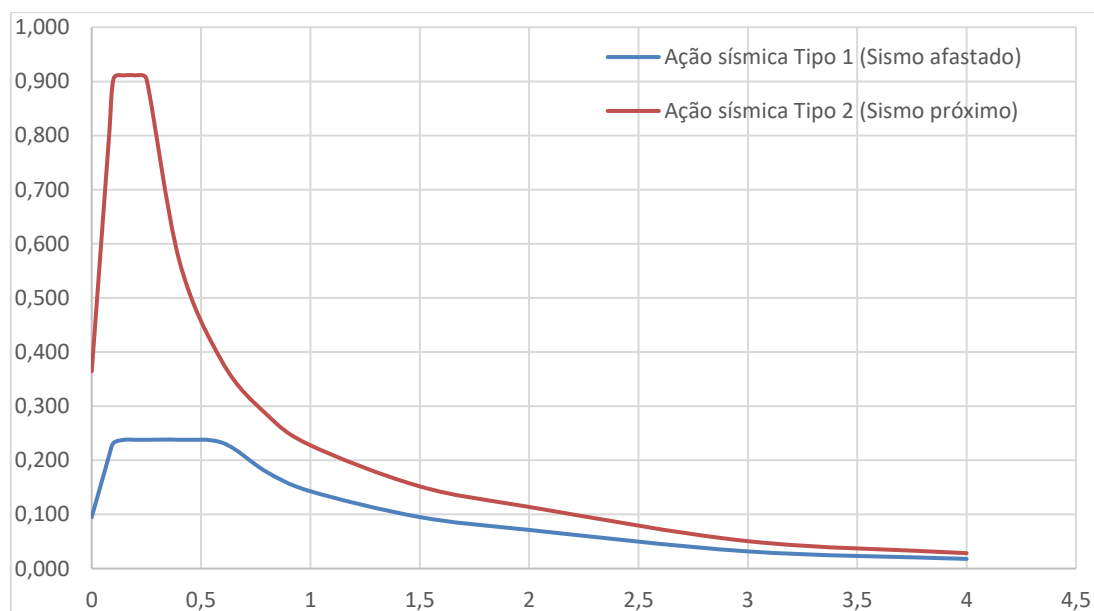


Figura 4.7 Espectros de resposta elástica para a barragem em análise para um período de retorno de 30 anos.

Analisando agora os dois tipos de ação sísmica, mas para um período de retorno de 145 anos, apresenta-se na Tabela 4.6 os valores obtidos e na Figura 4.8 o referido espectro de resposta.

Tabela 4.6 – Determinação dos valores do Espectro de resposta para T=145 anos.

Período (s)	Frequência (Hz)	Tipo 1	Tipo 2
		a (m/s ²)	a (m/s ²)
0,00	-	0,272	0,684
0,01	100,00	0,313	0,787
0,02	50,00	0,354	0,890
0,03	33,33	0,394	0,992
0,04	25,00	0,435	1,095
0,05	20,00	0,476	1,198
0,06	16,67	0,517	1,300
0,08	12,50	0,598	1,506
0,10	10,00	0,680	1,711
0,15	6,67	0,680	1,711
0,20	5,00	0,680	1,711
0,25	4,00	0,680	1,711
0,40	2,50	0,680	1,069
0,60	1,67	0,680	0,713
0,80	1,25	0,510	0,535
1,00	1,00	0,408	0,428
1,50	0,67	0,272	0,285
2,00	0,50	0,204	0,214
3,00	0,33	0,091	0,095
4,00	0,25	0,051	0,053

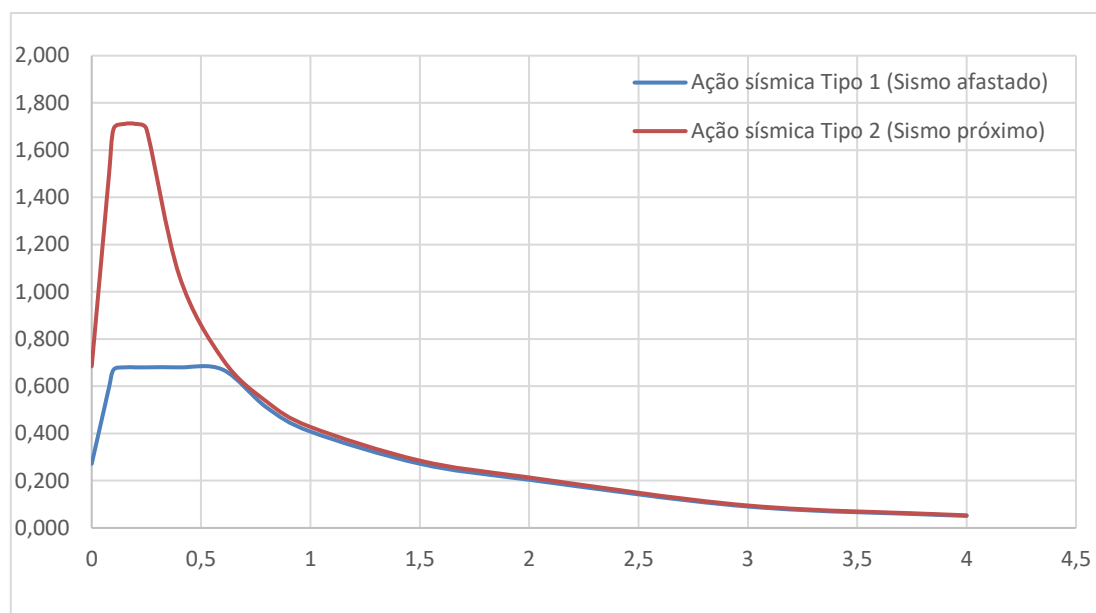


Figura 4.8 Espectros de resposta elástica para a barragem em análise para um período de retorno de 145 anos.

Considerando agora o Sismo Máximo de Projeto, neste caso com um período de retorno de 2000 anos, pode-se verificar na Tabela 4.7 os valores obtidos para os dois tipos de ação sísmica, e na Figura 4.9 apresentam-se esses mesmos espectros de resposta.

Tabela 4.7 – Determinação dos valores do Espectro de resposta para T=2000 anos.

Período (s)	Frequência (Hz)	Tipo 1	Tipo 2
		a (m/s ²)	a (m/s ²)
0,00	-	1,564	1,955
0,01	100,00	1,799	2,248
0,02	50,00	2,034	2,541
0,03	33,33	2,269	2,835
0,04	25,00	2,503	3,128
0,05	20,00	2,738	3,421
0,06	16,67	2,973	3,714
0,08	12,50	3,442	4,301
0,10	10,00	3,911	4,887
0,15	6,67	3,911	4,887

0,20	5,00	3,911	4,887
0,25	4,00	3,911	4,887
0,40	2,50	3,911	3,055
0,60	1,67	3,911	2,036
0,80	1,25	2,933	1,527
1,00	1,00	2,347	1,222
1,50	0,67	1,564	0,815
2,00	0,50	1,173	0,611
3,00	0,33	0,521	0,272
4,00	0,25	0,293	0,153

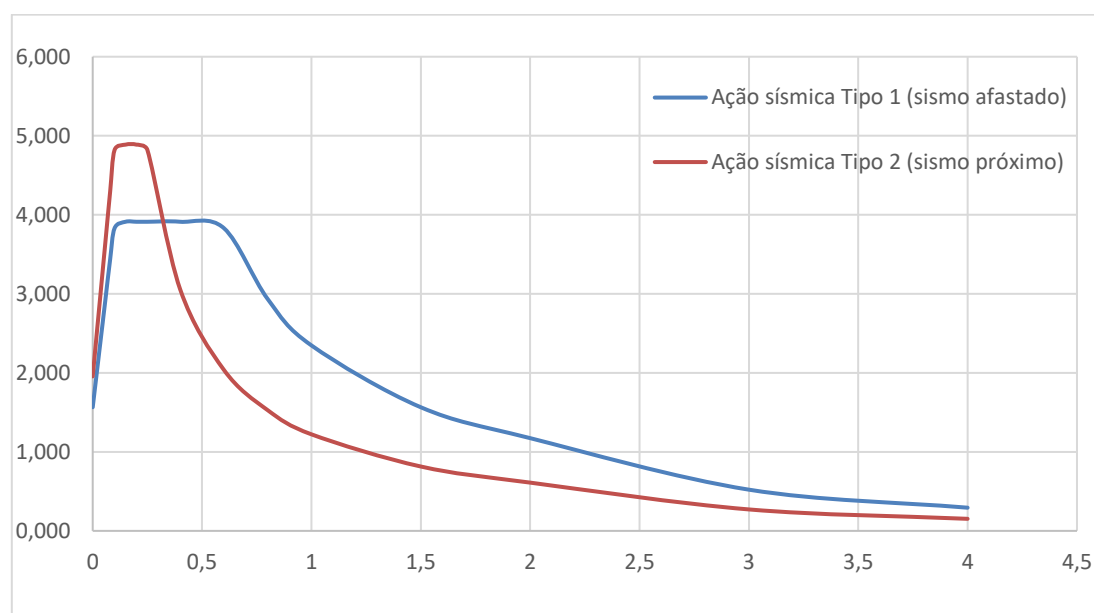


Figura 4.9 Espectros de resposta elástica para a barragem em análise para um período de retorno de 2000 anos.

4.5 Análise dos resultados obtidos

Neste ponto é efetuada a análise dos resultados obtidos através do SAP2000 para as quatro combinações referidas anteriormente, tanto para a ação sísmica do tipo 1 no caso de um sismo afastado como para a ação sísmica do tipo 2 no caso de um sismo próximo.

No caso da combinação 1, o cenário em estudo era um cenário corrente, sendo que se considerou o período de retorno de 30 anos. Na Figura 4.10 apresentam-se os resultados obtidos para a combinação de ações 1 no caso de uma ação sísmica do tipo 1, sendo que na Figura 4.11 apresentam-se os resultados para a mesma combinação de ações caso se tratasse de uma ação sísmica do tipo 2.

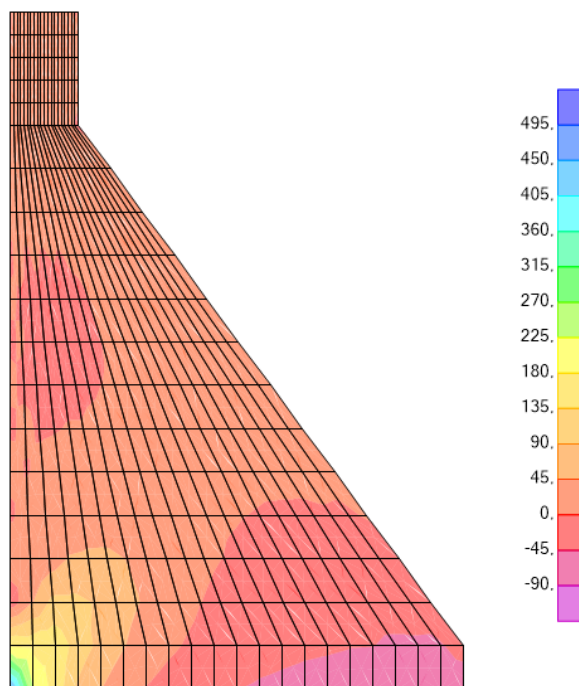


Figura 4.10 Tensões verticais, em kN/m², para a combinação de ações 1, com uma ação sísmica do tipo 1.

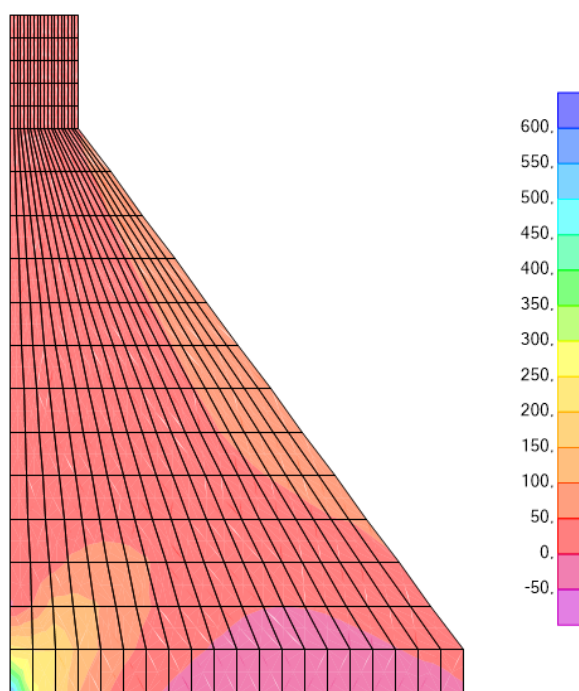


Figura 4.11 Tensões verticais, em kN/m², para a combinação de ações 1, com uma ação sísmica do tipo 2.

Capítulo 4. Análise de um caso de estudo

Para a combinação de ações 1, sendo ainda um cenário corrente, foi considerado um período de retorno de 145 anos. Na Figura 4.12 é possível observar os resultados obtidos no caso de uma ação sísmica do tipo 1, sendo que na Figura 4.13 pode-se observar a mesma combinação de ações caso se tratasse de uma ação sísmica do tipo 2.

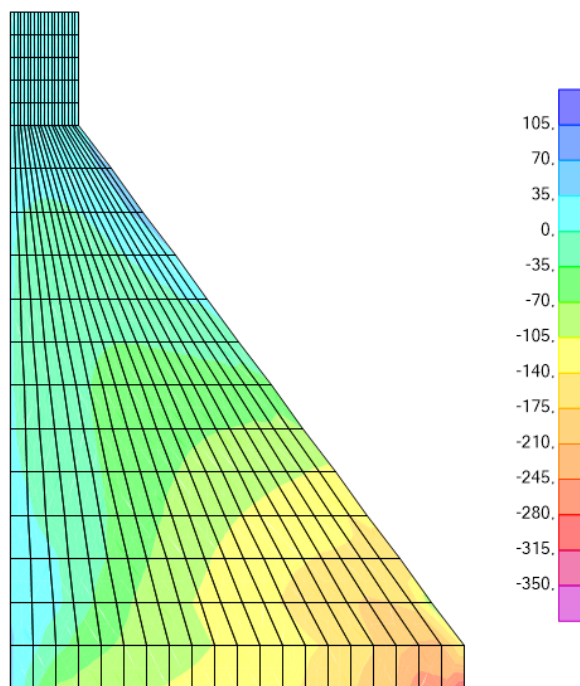


Figura 4.12 Tensões verticais, em kN/m², para a combinação de ações 2, com uma ação sísmica do tipo 1.

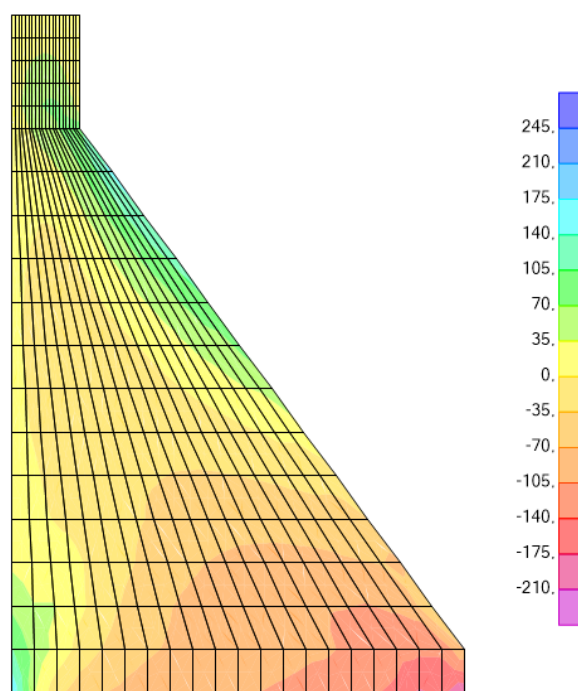


Figura 4.13 Tensões verticais, em kN/m², para a combinação de ações 2, com uma ação sísmica do tipo 2.

Para a combinação de ações 3, neste caso tratando-se de um cenário de rotura, foi considerado um período de retorno de 2000 anos. Na Figura 4.14 apresentam-se os resultados obtidos no caso de uma ação sísmica do tipo 1, sendo que na Figura 4.15 se apresentam os resultados para a mesma combinação de ações caso se tratasse de uma ação sísmica do tipo 2.

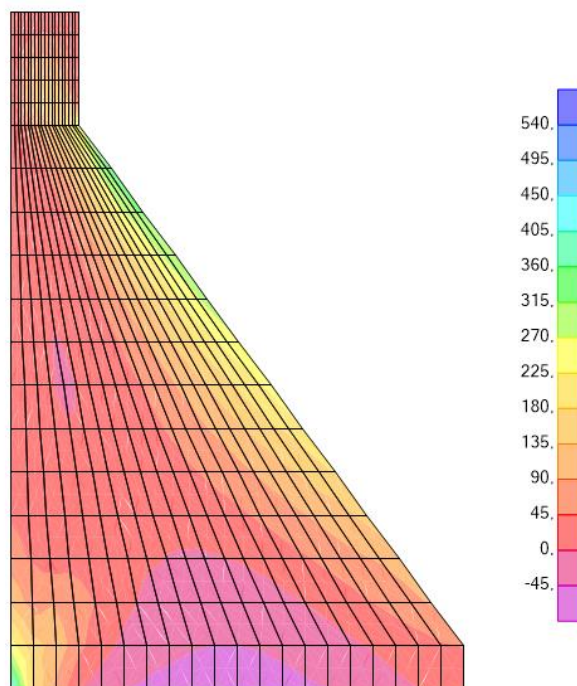


Figura 4.14 Tensões verticais, em kN/m², para a combinação de ações 3, com uma ação sísmica do tipo 1.

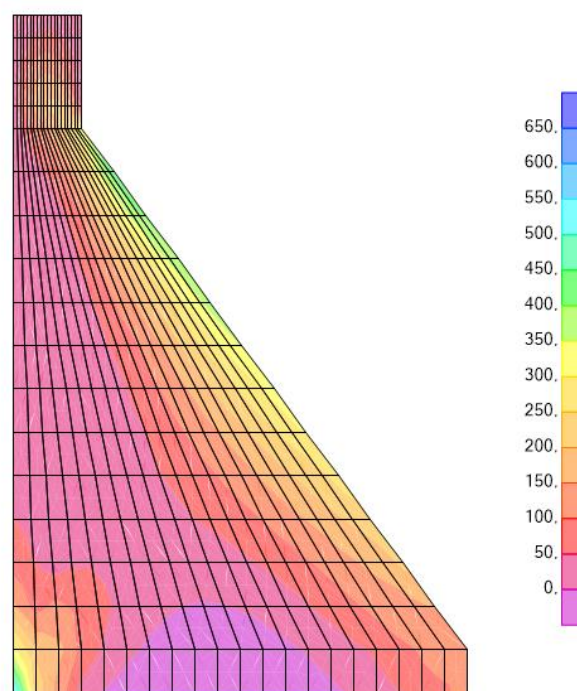


Figura 4.15 Tensões verticais, em kN/m², para a combinação de ações 3, com uma ação sísmica do tipo 2.

No caso da combinação de ações 4, não está em análise nenhum sismo, sendo que esta combinação diz respeito a uma simulação de albufeira cheia, apresentando-se as tensões obtidas na Figura 4.16.

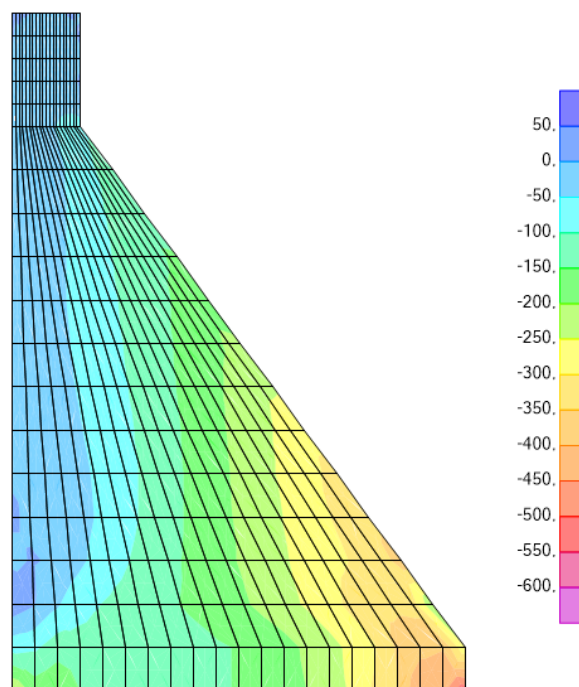


Figura 4.16 Tensões verticais, em kN/m², para a combinação de ações 4.

4.6 Considerações finais

Através da análise efetuada com o SAP2000, é possível observar que se obtiveram resultados mais reais do que os obtidos no capítulo anterior através dos métodos mais simplificados.

Verifica-se que as zonas críticas da barragem são o pé de montante e a ligação do corpo da barragem ao coroamento. Nessas zonas obtêm-se sempre tensões de compressão bastante superiores ao resto da barragem, contudo estão sempre abaixo das tensões máximas admissíveis. Tendo isto em consideração pode-se afirmar que está verificada a segurança para esta barragem, pois verificou-se sempre a segurança, tanto para os cenários correntes como para os cenários de rotura.

Dentro do que seria expectável, e indo também de encontro aos resultados obtidos no capítulo anterior, a combinação 3, referente ao cenário de rotura do sismo máximo de projeto, é a que apresenta maiores tensões de compressão em todo

o corpo da barragem. Também se verifica que é com a ação sísmica do tipo 2, referente a um sismo próximo, que se verificam-se as tensões mais prejudiciais.

CAPÍTULO 5. CONCLUSÃO E PERSPETIVAS FUTURAS

5.1 Conclusão

Na presente dissertação pretendeu-se abordar os principais aspetos referentes ao dimensionamento de barragens gravidade, desde os métodos mais simplificados até aos métodos mais sofisticados, nomeadamente em termos de consideração da ação sísmica.

Através da análise dos regulamentos mais importantes a nível nacional e internacional, foi possível definir quais as ações e combinações de ações mais importantes para a análise e verificação de segurança de barragens gravidade.

Através dos métodos mais simplificados foi possível elaborar uma rotina em MatLab para validar todos os cálculos efetuados e verificar a segurança de uma seção de uma barragem gravidade, com essa rotina conseguiu-se fazer automaticamente essas verificações no corpo da barragem e em qualquer plano horizontal de uma determinada seção da barragem. Por fim foi ainda utilizado um programa de análise estrutural, o SAP2000 para validar os resultados obtidos com a rotina de cálculo elaborada.

Comparando a rotina de cálculo efetuada em MatLab e a modelação da barragem em SAP2000, é possível afirmar que, apesar dos resultados obtidos serem diferentes em termos de nível de grandeza, contudo, são equivalentes, sendo que as conclusões que se retiraram com as duas aplicações são em tudo semelhantes.

Sendo assim é possível afirmar que uma aplicação deste tipo é a ferramenta bastante interessante para uma fase mais prematura do projeto, como um estudo prévio ou um anteprojecto. No entanto, face às diferenças obtidas nos resultados para um projeto de execução esta ferramenta, por si só, não será a mais adequado, devendo-se sempre proceder à análise da barragem através de métodos mais sofisticados.

5.2 Perspetivas futuras

Tendo em consideração que a rotina de cálculo elaborada, foi executada com base no método do coeficiente sísmico, seria interessante desenvolver essa mesma rotina para métodos mais sofisticados como os métodos numéricos. Seria também importante a validação desses resultados obtidos com outros programas de cálculo estrutural para além do SAP2000, de forma a validar os resultados obtidos.

Outra aplicação interessante poderia ser a modelação em três dimensões da barragem gravidade, essa modelação serviria de comparação e validação das análises efetuadas para as seções transversais do corpo da barragem.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Batista, A. L., & Farinha, M. L. (2011). *Curso de Projecto, Construção e Exploração de Pequenas Barragens*.
- Bretas, E. M. (2012). *Desenvolvimento de um modelo de elementos discretos para o estudo de barragens gravidade em alvenaria*.
- Bretas, E. M., & Batista, A. L. (2013). *Enquadramento dos relatórios de análise do comportamento observado no âmbito das atividades de controlo de segurança de barragens, exemplo da barragem da Lagoa Comprida, em Portugal*.
- Bretas, E. M., Lemos, J. V., & Lourenço, P. B. (2012). Masonry Dams : Analysis of the Historical Profiles of Sazilly, Delocre, and Rankine, (October 2011), 19–41. <https://doi.org/10.1080/15583058.2010.501399>
- Bureau of Reclamation. (1976). Design of Gravity Dams.
- CFBR. (2013). Guidelines for the justification of the stability of gravity dams.
- Chopra, A. K., & Corns, C. F. (1979). Dynamic method for earthquake resistant design and safety evaluation of concrete gravity dams.
- Fonseca, B. C. (2009). *Análise sísmica de barragens de gravidade em betão*. Instituto Superior Técnico da Universidade Técnica de Lisboa.
- Leclerc, M., Léger, P., & Tinawi, R. (2001). CADAM user's manual, (April), 125.
- Løkke, A. (2013). *Earthquake Analysis of Concrete Gravity Dams Arnkjell Løkke*.
- Mendes, P. J. H. (2010). *Observação e análise do comportamento dinâmico de barragens de betão*. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- NPB. (1993). Normas de Projecto de Barragens. Portaria n.º 846/93. DR 213/93 Série -B de 1993-09-10.
- Prata, J. T., Bretas, E. M., & Lemos, J. V. (2012). Avaliação da segurança estrutural de barragens gravidade. Análise comparativa dos regulamentos internacionais, 9.
- Quintela, A. C. (1990). *Estruturas Hidráulicas*.
- Quintela, A. C., Cardoso, J. L., & Mascarenhas, J. M. (1995). *Barragens romanas do distrito de Castelo Branco e Barragem de Alferrarede*.

RPB. (1993). Regulamento de Pequenas Barragens. Decreto-Lei n° 409/1993.
Lisboa.

RSB. (2007). Regulamento de Segurança de Barragens. Decreto-Lei /n°344/2007.
Lisboa.

USACE. (1995). Gravity Dam Design. EM 1110-2-2200. Washington.

USACE. (2007). Earthquake Design and Evaluation of Concrete Hydraulic
Structures.