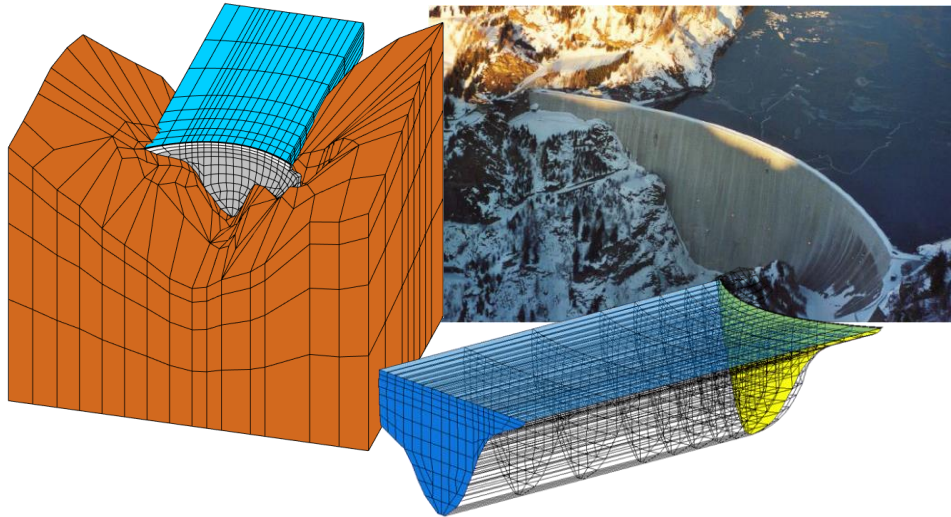




INSTITUTO SUPERIOR DE ENGENHARIA DE LISBOA
Área Departamental de Engenharia Civil



**ANÁLISE DO COMPORTAMENTO SÍSMICO DA BARRAGEM
DE LUZZONE. DESENVOLVIMENTO DE UM PROGRAMA DE
EF3D UTILIZANDO UMA FORMULAÇÃO EM
DESLOCAMENTOS E PRESSÕES**

ANDRÉ FILIPE MOREIRA ALEGRE

Licenciado em Engenharia Civil

Trabalho Final de Mestrado elaborado no Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC) para a obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil pelo Instituto Superior de Engenharia de Lisboa no âmbito do protocolo de cooperação entre o ISEL e o LNEC

Orientador:

Doutor, Sérgio Bruno Martins de Oliveira, Prof. (LNEC/ISEL)

Júri:

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

Vogais:

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

Doutor, Sérgio Bruno Martins de Oliveira, Prof. (LNEC/ISEL)

Dezembro de 2015

Agradecimentos

A realização da presente dissertação representa o culminar de muitos anos de estudo, esforço e dedicação para alcançar o melhor percurso possível, e são vários os agradecimentos a endereçar.

Primeiro, ao Laboratório Nacional de Engenharia Civil e em particular aos presentes no Departamento de Barragens de Betão (Núcleo de Modelação Matemática e Física), pela possibilidade de desenvolver este trabalho em tão importante e nobre espaço.

Ao Doutor Sérgio Oliveira, meu professor e orientador, um muito obrigado por todo o apoio, pela constante motivação, pelos muitos conhecimentos transmitidos, sugestões e também críticas, e acima de tudo pela constante disponibilidade e entusiasmo que demonstrou ao longo destes meses, no desenvolvimento e conclusão desta dissertação e do artigo desenvolvido. Sem dúvida não podia ter ficado melhor orientado.

Gostaria de agradecer também aos colegas com quem privei no LNEC durante esta fase: ao Emanuel Mendes pelas horas de almoço, ao Renato Pereira pela partilha de um espaço com boa disposição sempre presente e ao André Silvestre, pela ajuda com aquela terrível malha da barragem de Luzzone.

Ao Instituto Superior de Engenharia de Lisboa, que me permitiu estudar e concluir com sucesso a licenciatura em Engenharia Civil e o Mestrado na área de Estruturas, e em particular a todos os docentes que me transmitiram os seus conhecimentos e experiência. Ainda no ISEL, um agradecimento especial aos colegas com quem partilhei os meus dias e os muitos trabalhos realizados, em especial ao Micael Gomes, ao Filipe Fernandes, ao Alexandre Catarino (que também me acompanhou no trabalho pelo LNEC) e à Filipa Mendonça.

Agradeço especialmente à minha família pela educação, pelos valores e por fazerem de mim quem sou hoje: aos meus avós Maria e Cândido, ao meu irmão João, ao meu pai Emílio e em particular à minha mãe, Rosa, por todo o constante apoio, pelas boleias e pelas marmitas que me facilitaram e muito os tempos do mestrado.

Por fim, mas não menos importante (de todo), à minha namorada, Marina Mendes, que me acompanhou ao longo de todo este longo percurso no ISEL. Um agradecimento especial pelo carinho, pelo apoio ininterrupto, pela paciência inesgotável, pelas palavras de incentivo, por me fazer sempre sentir que era capaz e por todos os bons momentos passados (e que continuemos a passar). Muito obrigado.

ANÁLISE DO COMPORTAMENTO SÍSMICO DA BARRAGEM DE LUZZONE. DESENVOLVIMENTO DE UM PROGRAMA DE EF3D UTILIZANDO UMA FORMULAÇÃO EM DESLOCAMENTOS E PRESSÕES

Resumo

O controlo da segurança estrutural de barragens sob ações sísmicas deve ser efetuado com base em sistemas de monitorização do comportamento dinâmico das obras e recorrendo a modelos numéricos para simular a resposta dinâmica do conjunto barragem-fundação-albufeira, os quais devem ser calibrados por comparação com resultados experimentais obtidos *in-situ*.

Nesta dissertação referem-se sumariamente os fundamentos do MEF na perspetiva da análise dinâmica de barragens. Refere-se a formulação clássica de Westergaard para simular a interação dinâmica água-estrutura e as formulações em que a albufeira é discretizada em elementos finitos, geralmente baseadas numa abordagem de estado. Nomeadamente, apresenta-se em detalhe uma formulação em pressões e deslocamentos, na qual se utilizam elementos finitos de pressão na albufeira e elementos finitos de deslocamento na barragem e na fundação.

Desenvolveu-se um programa de elementos finitos 3D em MATLAB para análise sísmica de barragens abóbada (DamDySSA1.0), apresentando-se resultados para o caso da barragem de Luzzone, na Suíça (225 m de altura). Com este programa é possível efetuar cálculos dinâmicos no domínio do tempo utilizando a referida formulação em pressões (fluido) e deslocamentos (sólido), na qual se adotou uma abordagem de estado em coordenadas modais, para analisar a resposta a acelerogramas sísmicos aplicados na base. Este programa foi validado comparando resultados experimentais e resultados numéricos calculados para o caso da barragem do Cabril.

O modelo de EF desenvolvido para análise dinâmica de sistemas barragem-fundação-albufeira considera a hipótese de materiais isotrópicos com comportamento elástico-linear e permite a consideração de superfícies de descontinuidade (elementos de junta). A fundação é simulada como uma subestrutura, elástica e sem massa. A albufeira é discretizada em elementos finitos de pressão, permitindo considerar a interação dinâmica água-estrutura e o efeito de radiação/reflexão das ondas de pressão nas interfaces. É ainda admitida a hipótese de amortecimento de Rayleigh generalizado (ou não proporcional) e amortecimento de radiação da albufeira, surgindo modos de vibração complexos ou não estacionários.

Na análise sísmica e verificação da segurança da barragem de Luzzone consideraram-se as combinações com o Sismo Base de Projeto e o Sismo Máximo de Projeto. Como principais ações estáticas, considerou-se o peso próprio, a pressão hidrostática e dos sedimentos e as variações de temperatura na situação de inverno e de verão. Verificou-se a segurança para o cenário de ocorrência de roturas pontuais no betão e para o cenário de deslizamento e derrubamento de blocos que se possam formar na zona central superior da obra.

LUZZONE DAM SEISMIC ANALYSIS. DEVELOPMENT OF A 3DFE PROGRAM USING A STATE SPACE FORMULATION IN DISPLACEMENTS AND PRESSURES

Abstract

The structural safety control of dams under seismic actions must be based on monitoring systems for measuring the dam dynamic behaviour and on the use of numerical models to simulate the dynamic response of the dam-reservoir-foundation system, which must be calibrated by comparison with experimental results obtained on site.

In this dissertation are summarised the fundamentals of the Finite Element Method in the perspective of the numerical analysis of the dam dynamic behaviour. It is referred the classic Westergaard formulation to simulate the water-structure dynamic interaction and the formulations based on reservoir discretizations into finite elements, that generally use a state approach. Namely, it is presented in detail a formulation in pressures and displacements using pressure finite elements for the reservoir and displacement finite elements for the dam and foundation.

It was developed a 3D finite element program using MATLAB for the seismic analysis of arch dams (DamDySSA1.0), being presented the results for the case of Luzzone Dam, in Switzerland (225 m high). Dynamic calculations in time domain are performed using the mentioned formulation in pressures (fluid) and displacements (solid) and a state approach in modal coordinates, to analyse the response for applied seismic acelerogramas at the base. The developed program was validated by comparing the computed numerical results and experimental results, for Cabril dam case.

The developed 3DFE model for dynamic analysis of dam-reservoir-foundation system assumes the hypothesis of isotropic materials with linear-elastic behaviour and allows the consideration of discontinuity surfaces (joint elements). The foundation is simulated as a substructure, elastic and massless. The reservoir is discretized into pressure finite elements, to take into account the water-structure dynamic interaction and the radiation/reflection effect of the pressure waves on the interfaces. It is considered generalized (or non-proportional) Rayleigh damping and the reservoir radiation damping, arising complex or non-stationary vibration modes.

The seismic analysis and the study of seismic safety evaluation of Luzzone dam was carried out for the main load combinations with the Operating Basis Earthquake and the Maximum Design Earthquake. It were considered, as static loads, the self-weight, the hydrostatic and silt pressure, and the thermal gradient both in winter and summer. The dam safety was verified for the concrete local failure scenario and for the scenario of sliding and overturning of blocks that may arise in the upper central part of the structure.

PALAVRAS-CHAVE / KEYWORDS

Barragens de betão / Concrete dams

Barragens abóbada / Arch dams

Segurança Estrutural / Structural safety

Controlo da segurança / Safety control

Comportamento dinâmico / Dynamic behaviour

Método dos Elementos Finitos / Finite Element Method

Modelos numéricos de EF3D / 3DFEM numeric models

Sistema barragem-fundação-albufeira / Dam-reservoir-foundation system

Albufeira discretizada em EF de pressão/ Discretized reservoir in pressure FE

Formulação em pressões e deslocamentos / Formulation in pressures and displacements

Abordagem de estado / State space approach

Amortecimento generalizado / Generalized damping

Efeito de radiação / Radiation effect

Análise sísmica de barragens / Dam seismic analysis

Verificação da segurança sísmica / Seismic safety evaluation

Verificação da segurança: roturas locais no betão / Safety evaluation: concrete local failure

Verificação da segurança: deslizamento e derrubamento de blocos de controlo / Safety evaluation: sliding and overturning of control blocks

Barragem de Luzzone / Luzzone dam

Índice

1	INTRODUÇÃO	1
1.1	Considerações gerais.....	1
1.2	Justificação e enquadramento do tema	2
1.3	Objetivos da Dissertação	6
1.4	Estruturação do Trabalho.....	8
2	COMPORTAMENTO DINÂMICO DE BARRAGENS DE BETÃO.....	13
2.1	Considerações Iniciais.....	13
2.2	Barragens.....	14
2.2.1	Classificação de barragens	14
2.2.2	Barragens em Portugal.....	18
2.2.3	Barragens no Mundo.....	20
2.2.4	Barragens na Suíça	22
2.3	Segurança e comportamento dinâmico de barragens	23
2.3.1	O sistema barragem-fundação-albufeira	24
2.3.2	Segurança de barragens.....	27
2.3.3	Controlo da segurança	28
2.3.4	Incidentes e acidentes em barragens. Causas e consequências	38
2.4	Considerações Finais	43
3	MODELAÇÃO DO COMPORTAMENTO DINÂMICO DE SISTEMAS BARRAGEM-FUNDAÇÃO-ALBUFEIRA.....	45
3.1	Considerações Iniciais.....	45
3.2	Equações fundamentais para a análise dinâmica de estruturas. Aplicação do Método dos Elementos Finitos.....	47
3.2.1	Equações Fundamentais da Mecânica Estrutural.....	47
3.2.2	Integração Espacial. Aplicação do MEF na resolução da equação de Navier	50
3.3	Modelos numéricos para análise sísmica de sistemas <i>barragem - fundação - albufeira</i>	64
3.3.1	Considerações Gerais.....	64
3.3.2	Tipos de modelos numéricos para estudo da interação dinâmica	66
3.3.3	Abordagem clássica com massas de água associadas. Formulação modal clássica em deslocamentos ...	71

3.3.4	Albufera discretizada em elementos finitos de pressão. Formulação em pressões e deslocamentos (MPD): abordagem de estado.....	79
3.4	Considerações Finais.....	91
4	DESENVOLVIMENTO DE UM PROGRAMA EM MATLAB PARA ANÁLISE DINÂMICA DE BARRAGENS	93
4.1	Considerações iniciais	93
4.2	Programa para análise dinâmica de barragens.....	95
4.2.1	Considerações gerais.....	95
4.2.2	Algoritmo do programa desenvolvido para análise dinâmica de barragens.....	97
4.3	Validação do programa desenvolvido. Teste com a barragem do Cabril.....	110
4.4	Considerações Finais.....	114
5	ANÁLISE SÍSMICA E VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA DA BARRAGEM DE LUZZONE.....	115
5.1	Considerações Iniciais.....	115
5.2	A Barragem de Luzzone: estrutura, fundação e albufera	117
5.3	Modelação do comportamento dinâmico da barragem de Luzzone.....	120
5.3.1	Modelo numérico do sistema barragem-fundação-albufera (MPD)	120
5.3.2	Metodologia de análise implementada	121
5.3.3	Requisitos Regulamentares.....	123
5.3.4	Modelação da ação sísmica e amortecimento do sistema	123
5.3.5	Modelação do comportamento dinâmico sob ações sísmicas	126
5.4	Análise do comportamento sob ações estáticas.....	127
5.5	Análise do comportamento dinâmico: análise modal	137
5.5.1	Frequências Naturais.....	138
5.5.2	Modos de vibração.....	141
5.6	Análise sísmica da barragem de Luzzone	146
5.6.1	Definição da ação sísmica	146
5.6.2	Análise do comportamento hidrodinâmico da albufera	154
5.6.3	Análise do comportamento dinâmico da barragem: resposta sísmica	155
5.6.4	Análise da resposta sísmica da barragem de Luzzone. Modelo MPD vs. Modelo MAA50%	175

5.7	Verificação da segurança sísmica da barragem de Luzzone	180
5.7.1	Cenário corrente. Verificação da segurança relativamente à ocorrência de roturas pontuais no betão...	181
5.7.2	Cenário de rotura. Análise da estabilidade de blocos: verificação da segurança ao deslizamento e ao derrubamento.	189
5.8	Análise do cenário de majoração do Sismo Máximo de Projeto. Verificação da segurança sísmica.....	196
5.8.1	Definição e análise da ação sísmica majorada: $\lambda \times \text{SMP}$. $\lambda = 2, 3$ e 4	196
5.8.2	Verificação da segurança sísmica da barragem para o cenário de majoração da ação sísmica: $\lambda \times \text{SMP}$ $\lambda = 2, 3$ e 4	199
5.9	Considerações Finais	204
6	CONCLUSÕES E PERSPETIVAS FUTURAS	207
6.1	Síntese do Trabalho e conclusões gerais	207
6.2	Principais Contribuições.....	211
6.3	Apreciação dos Resultados Obtidos.....	213
6.4	Desenvolvimentos Futuros	214
7	BIBLIOGRAFIA	215

Índice de Figuras

Capítulo 1

Figura 1.1 - Exemplo de grandes barragens: a) Inguri, b) Hoover, c) Alqueva e d) Castelo de Bode.	2
Figura 1.2 - Importância da utilização integrada de sistemas de monitorização e de modelos numéricos no âmbito do controlo da segurança de barragens.	3
Figura 1.3 - Análise de estruturas com base na equação de Navier e aplicação dos fundamentos do Método dos Elementos Finitos.	4
Figura 1.4 - Barragem de Luzzone. Modelo de EF com albufeira discretizada. Formulação em pressões e deslocamentos: representação de estado.....	5
Figura 1.5 - Modelo e resultados da análise sísmica e verificação da segurança da barragem de Luzzone.....	6

Capítulo 2

Figura 2.1 - Barragem do Cabril. Modelo numérico e acelerómetro utilizado na medição de vibrações.	14
Figura 2.2 - Finalidade e número de barragens a nível Mundial (ICOLD, 2015). Barragem de Tarbela.	15
Figura 2.3 - a) Barragem de betão de Punt dal Gall; b) Barragem de Terra de Nurek; c) Antiga barragem Roosevelt (alvenaria);	15
Figura 2.4 - Tipo de barragens: a) Grande Dixence (gravidade); b) Hoover (arco-gravidade); c) Roseland (contrafortes); d) Chirkey (abóbada - curvatura simples); e) Xiaowan (abóbada – curvatura dupla); f) Daniel Johnson (abóbadas múltiplas). (Wikipédia, 2015; Structurae, 2015)	17
Figura 2.5 - Distribuição geográfica das barragens em Portugal. Exemplos de algumas das principais barragens portuguesas (Oliveira, 2012; Wikipédia, 2015).	20
Figura 2.6 - a) Barragem de Kariba; b) Barragem de Fort Peck; Barragem de Jinping.....	21
Figura 2.2.7 - Distribuição geográfica de barragens na Suíça. Exemplos das maiores barragens (SwissCod, 2015)..	23
Figura 2.8 – Sistema barragem-fundação-albufeira e modelo de elementos finitos.	25
Figura 2.9 - Controlo da segurança de barragens.....	28
Figura 2.10 - a) Antiga barragem do Alto Ceira: reações expansivas e fissuras; b) Barragem de Pracana: Fissuras no paramento de jusante. (Batista & Gomes, 2014).....	30
Figura 2.11 - a) Excitador hidráulico de barragens; b) Vibrador rotativo de massa excêntrica; c) Acelerómetros.	31
Figura 2.12 - Sistema de observação do comportamento dinâmico em contínuo instalado na barragem do Cabril (Mendes, 2010; Oliveira et al., 2012).....	32
Figura 2.13 - Modelos para previsão e análise do comportamento estrutural de barragens (Oliveira, 2000).	33
Figura 2.14 - Modelos físicos de barragens: a) Barragem de Odiáxere com albufeira (modelo à escala 1:40). Estudo dinâmico na mesa sísmica do LNEC (Gomes, 2010); b) Barragem do Alqueva (Oliveira, 2000).	35
Figura 2.15 - Modelos numéricos para previsão e análise do comportamento de barragens. (Oliveira, 2000; Oliveira, 2015).....	37

Figura 2.16 – Incidentes/acidentes em barragens: a) Colapso da barragem de Gleno; b) Barragem de Glen Canyon; c) Colapso da Barragem de Malpasset; d) Colapso da Barragem de St. Francis; e) Colapso da Barragem de Baqiao; f) Colapso da Barragem de Teton.....	40
Figura 2.17 - Incidentes em barragens devido a eventos sísmicos: a) Barragem de Koyna; b) Barragem de Pacoima; c) Barragem de Sefid Rud; d) Colapso da barragem de Shih-Kang.	42

Capítulo 3

Figura 3.1 - Representação esquemática de um sistema barragem-fundação-albufeira discretizado em EF 3D.	46
Figura 3.2 - Equações Fundamentais da Mecânica Estrutural para análise dinâmica de estruturas tridimensionais (caso geral). Dedução da equação de Navier.	49
Figura 3.3 - Representação esquemática de estruturas para análise dinâmica: a) estrutura tridimensional; b) estrutura bidimensional; c) estrutura unidimensional (Oliveira, 2011).	52
Figura 3.4 - Conceito de função de interpolação para um elemento finito de barra com dois pontos nodais e um GL de translação por nó (Oliveira, 2011).	54
Figura 3.5 - Conceito de função de interpolação para um elemento finito de placa com quatro pontos nodais e dois GL de translação por nó (Oliveira, 2011).	54
Figura 3.6 - Conceito de função de interpolação para elementos finitos 3D: a) EF com 20 pontos nodais e três GL de translação por nó; b) EF com 16 pontos nodais e três GL de translação por nó (Oliveira, 2011).	55
Figura 3.7 - Conceito de transformação de coordenadas gerais (no elemento finito) para coordenadas locais (no elemento ‘mestre’) utilizando a matriz Jacobiana (Oliveira, 2011).	56
Figura 3.8 - Representação da metodologia de cálculo da matriz de rigidez elementar para um dado elemento finito de volume V^e (Oliveira, 2011).	58
Figura 3.9 - Exemplo de uma estrutura bidimensional com elementos finitos de 4 pontos nodais. Conceito de montagem da matriz de rigidez global (Espada, 2010; Oliveira, 2011).	62
Figura 3.10 - Determinação da forma integral da equação de Navier e aplicação do método dos elementos finitos para a resolução numérica do problema.	63
Figura 3.11 - Representação esquemática e malha de elementos finitos do modelo tipo I para sistemas barragem-fundação-albufeira. Abordagem clássica utilizando massas de água associadas.	68
Figura 3.12 - Representação esquemática e malha de elementos finitos do modelo tipo II para sistemas barragem-fundação-albufeira. Abordagem clássica e albufeira discretizada em EF ($G=0$)	68
Figura 3.13 - Representação esquemática e malha de elementos finitos do modelo tipo III para sistemas barragem-fundação-albufeira. Formulação em deslocamentos e pressões (abordagem de estado), com albufeira discretizada em elementos finitos de pressão.	69
Figura 3.14 - Formulações e abordagens adotadas na análise dinâmica de sistemas barragem-fundação-albufeira...	70
Figura 3.15 - Sistema barragem-fundação-albufeira. Modelo com massas de água associadas.	72
Figura 3.16 - Comportamento dinâmico de sistemas <i>barragem-fundação-albufeira</i> : Modelo com massas de água associadas. Formulação clássica em deslocamentos.	78
Figura 3.17 - Elementos finitos utilizados no modelo: EF 3D de 20 pontos nodais na barragem, fundação e albufeira; EF de junta de 16 pontos nodais nas interfaces e juntas.	80

Figura 3.18 - Sistema barragem-fundação-albufeira: Modelo com albufeira discretizada em elementos finitos 3D. EF sólido para a barragem e fundação e EF de pressão para a albufeira.	80
Figura 3.19 - Discretização temporal das forças aplicadas em cada Δt : a) força linear; b) força constante.....	88
Figura 3.20 - Comportamento dinâmico de sistemas barragem-fundação-albufeira: Albufeira discretizada em EF de pressão. Formulação em deslocamentos e pressões com abordagem de estado.	90

Capítulo 4

Figura 4.1 - Software utilizado no desenvolvimento do programa: MATLAB.	94
Figura 4.2 - a) Ambiente de trabalho do MATLAB e ficheiro de dados em Excel; b) Exemplos de resultados obtidos (malha de EF3D, análise sísmica e verificação da segurança).....	109
Figura 4.3 - Barragem do Cabril. Vista e corte pela consola central. Pormenor da fendilhação horizontal.....	110
Figura 4.4 - Sistema de monitorização em contínuo instalado na Barragem do Cabril (Oliveira, 2015).....	111
Figura 4.5 - Resultados experimentais e calculados com o programa de EF3D. Validação do programa para o caso da barragem do Cabril (adaptado de Oliveira, 2015).....	113

Capítulo 5

Figura 5.1 - Barragem de Luzzone e respetivo modelo de elementos finitos.	117
Figura 5.2 - Malha de elementos finitos da barragem de Luzzone, fundação e albufeira. Vista em corte da consola central.	118
Figura 5.3 - Vistas da Barragem de Luzzone e respetiva albufeira.	119
Figura 5.4 - Barragem de Luzzone. Modelo de EF3D com albufeira discretizada em EF de pressão (EF de 20 pontos nodais). Representação das interfaces (EF de junta de 16 pontos nodais).	120
Figura 5.5 - Barragem de Luzzone: Discretização em EF3D do modelo (MPD) sistema barragem-fundação-albufeira. Propriedades dos materiais e principais parâmetros.....	121
Figura 5.6 – Consolas e secções (vista de montante e jusante) na barragem de Luzzone para cálculo de deslocamentos e tensões.	122
Figura 5.7 – Barragem de Luzzone: Amortecimento de Rayleigh. Curvas adotadas e calibradas para: a) SBP e b) SMP.	125
Figura 5.8 - Representação esquemática do efeito da combinação do peso próprio e pressão hidrostática.	127
Figura 5.9 - Ação do peso próprio (PP): Campo de deslocamentos e tensões, nos paramentos de montante e jusante.....	128
Figura 5.10 - Ação da pressão hidrostática (PH): Campo de deslocamentos e tensões, nos paramentos de montante e jusante). Pormenor da malha da albufeira no paramento de montante.....	129
Figura 5.11 - Ação da pressão dos sedimentos (PSed): Campo de deslocamentos e tensões, nos paramentos de montante e jusante.	130
Figura 5.12 - Campo térmico na barragem de Luzzone: a) Temperatura de referência (à data de fecho das juntas e época de inverno); b) temperatura de verão.....	131

Figura 5.13 - Variação térmica de verão (ΔT_S): Gradiente térmico de verão nos paramentos e no interior da barragem. Campo de deslocamentos e tensões, nos paramentos de montante e jusante.	132
Figura 5.14 - Pormenor das tensões (segundo a consola) de tração e compressão na base, junto à inserção.	133
Figura 5.15 - Combinação estática de inverno (CE_{INV} : PP + PH + PSed + ΔT_{Inv}): Campo de deslocamentos e tensões, nos paramentos de montante e jusante, e diagramas de tensões segundo o arco e a consola nas Consolas 1, 2 e 3.	134
Figura 5.16 - Combinação estática de verão (CE_{VER} : PP + PH + PSed + ΔT_{Ver}): Campo de deslocamentos e tensões, nos paramentos de montante e jusante, e diagrama de tensões segundo o arco e a consola na Consola 1.	135
Figura 5.17 - Linhas de influência das frequências naturais da barragem de Luzzone. Cálculo com o modelo de massas de água associadas ($C_{MAA} = 50\%$). Comparação das frequências calculadas com o MPD.	140
Figura 5.18 - Modos de vibração da barragem de Luzzone para o caso da albufeira cheia. Formulação no em deslocamentos e pressões (representação de estado) com albufeira discretizada em EF de pressão (MPD).....	143
Figura 5.19 - Modos de vibração da barragem de Luzzone para o caso da albufeira cheia. Abordagem clássica utilizando massas de água associadas (MAA50%).....	144
Figura 5.20 - Modos de vibração da barragem de Luzzone para o caso da albufeira vazia.	145
Figura 5.21 - a) Localização da barragem de Luzzone no Mapa de Intensidade Sísmica da Suíça (escala MSK); b) espectro de resposta regulamentar para o local da barragem (representação em função do período e em função da frequência).	147
Figura 5.22 - Sismo 1: Acelerogramas sísmicos e espectros de amplitudes. Análise das acelerações na barragem... ..	149
Figura 5.23 - Sismo 2: Acelerogramas sísmicos e espectros de amplitudes. Análise das acelerações na barragem... ..	150
Figura 5.24 - Sismo 3: Acelerogramas sísmicos e espectros de amplitudes. Análise das acelerações na barragem... ..	151
Figura 5.25 - SBP: Acelerogramas sísmicos e espectros de amplitudes. Análise das acelerações na barragem.	153
Figura 5.26 - Distribuição de pressões hidrodinâmicas na albufeira para o SBP ($\xi_{1^o\text{Modo}}=1\%$) e o SMP ($\xi_{1^o\text{Modo}}=5\%$).....	154
Figura 5.27 – Resposta sísmica da barragem. Representação esquemática da resposta em tensões (de tração na base) e em deslocamentos para as combinações PP+PH+Sismo (t_j) e PP+PH+Sismo (t_m).	155
Figura 5.28 SBP: Campos de deslocamentos e tensões no instante t_m e t_j . Envolvente de tensões na Consola 1 e história de deslocamentos no nó B.	157
Figura 5.29 – SMP: Campos de deslocamentos e tensões no instante t_m e t_j . Envolvente de tensões na Consola 1.	159
Figura 5.30 - SMP: História de deslocamentos no nó B e histórias de tensões principais máximas e mínimas em nós dos paramentos de montante e jusante.....	160
Figura 5.31 - PP+PH+PSed+dTInv + SBP: Campos de deslocamentos e tensões no instante t_m e t_j . História de deslocamentos no nó B.....	162
Figura 5.32 - PP+PH+PSed+dTInv + SBP: Envolventes de deslocamentos radiais e tensões máximas.	163
Figura 5.33 - PP+PH+PSed+dTInv + SMP: Campos de deslocamentos e tensões nos instantes t_m e t_j	165
Figura 5.34 - PP+PH+PSed+dTInv + SMP: Envolventes de deslocamentos radiais e tensões máximas.....	166
Figura 5.35 - PP+PH+PSed+dTInv + SMP: História de deslocamentos no nó B e histórias de tensões principais máximas e mínimas em nós dos paramentos de montante e jusante.....	167
Figura 5.36 - PP+PH+PSed+dTVer + SBP: Campos de deslocamentos e tensões no instante t_m e t_j . História de deslocamentos no nó B.....	169
Figura 5.37 - PP+PH+PSed+dTVer + SBP: Envolventes de deslocamentos radiais e tensões máximas.....	170
Figura 5.38: PP+PH+PSed+dTVer + SMP: Campos de deslocamentos e tensões no instante t_m e t_j	172

Figura 5.39 - PP+PH+PSed+dTVer + SMP: Envolventes de deslocamentos radiais e tensões máximas.....	173
Figura 5.40 - PP+PH+PSed+dTVer + SMP - História de deslocamentos no nó B e histórias de tensões principais máximas e mínimas em nós dos paramentos de montante e jusante.	174
Figura 5.41 – Modelos utilizados para comparação de resultados: MAA50%, MAA100% e MPD.	175
Figura 5.42 – SMP. Comparação dos resultados: Modelo MAA vs Modelo MPD. Campos de deslocamentos.....	177
Figura 5.43 - SMP. Comparação dos resultados: Modelo MAA vs Modelo MPD. Envolventes de tensões na Consola 1.....	178
Figura 5.44 - Verificação a segurança sísmica: cenário corrente (roturas pontuais no betão) e cenário de rotura (estabilidade de blocos - deslizamento e derrubamento).	180
Figura 5.45 - Definição do conceito do coeficiente de segurança para roturas locais: verificação da segurança ao corte (critério de Mohr-Coulomb) e à tração (critério de Rankine). Cálculo do índice de Rotura i_R (.....	182
Figura 5.46 - PP e PH: Exemplo do estudo da verificação da segurança local. Roturas locais no betão.	183
Figura 5.47 - PP+PH+PSed+dTInv: Verificação da segurança para roturas locais no betão.	184
Figura 5.48 - PP+PH+PSed+dTVer: Verificação da segurança relativamente à possibilidade de ocorrência de roturas locais no betão.	184
Figura 5.49 - PP+PH+PSed+dTInv + Sismo: Verificação da segurança relativamente à possibilidade de ocorrência de roturas locais no betão.....	186
Figura 5.50 - PP+PH+PSed+dTVer + Sismo: Verificação da segurança relativamente à possibilidade de ocorrência de roturas locais no betão.....	188
Figura 5.51 - Blocos de controlo e forças aplicadas para verificação da segurança ao deslizamento e derrubamento.....	190
Figura 5.52 - Forças atuantes e resistentes e momentos derrubantes e estabilizantes no bloco de controlo.	192
Figura 5.53 - Verificação da estabilidade de blocos de controlo ao deslizamento e ao derrubamento.	195
Figura 5.54 – Cenário de majoração da ação sísmica ($\lambda \times \text{SMP}$). $\lambda=2$: Acelerogramas sísmicos e espectros de amplitudes. Análise das acelerações na barragem.	197
Figura 5.55 – Cenário de majoração da ação sísmica ($\lambda \times \text{SMP}$). $\lambda=3$: Acelerogramas sísmicos e espectros de amplitudes. Análise das acelerações na barragem.	197
Figura 5.56 – Cenário de majoração da ação sísmica ($\lambda \times \text{SMP}$). $\lambda=4$: Acelerogramas sísmicos e espectros de amplitudes. Análise das acelerações na barragem.	198
Figura 5.57 - Cenário de majoração da ação sísmica. PP+PH+PSed+dTInv + $\lambda \times \text{SMP}$: Estudo da verificação da segurança para roturas pontuais no betão.	200
Figura 5.58 - Cenário de majoração da ação sísmica. Verificação da estabilidade de blocos ao deslizamento e ao derrubamento. Bloco de controlo 1.....	203

Índice de Tabelas

Capítulo 2

Tabela 2.1 - Maiores barragens portuguesas.....	19
---	----

Capítulo 5

Tabela 5.1 – Frequências naturais de vibração e amortecimentos modais - Albufeira cheia (comparação entre os resultados obtidos utilizando o modelo MPD e o modelo MAA50%) e albufeira vazia.	139
Tabela 5.2 - Bloco de controlo para verificação da segurança global. Características principais.	189
Tabela 5.3 - Blocos de controlo. Forças estáticas e forças dinâmicas.	193
Tabela 5.4 - Bloco de controlo. Verificação da estabilidade de blocos ao deslizamento e ao derrubamento.....	194
Tabela 5.5 – Cenário de majoração da ação sísmica. Verificação da estabilidade de blocos ao deslizamento e ao derrubamento.....	202

Simbologia

Latinas maiúsculas

\underline{A}	Sub-matriz de estado que contém as matrizes de massa e amortecimento
\underline{B}	Sub-matriz de estado que contém as matrizes massa e rigidez
\underline{B}	Matriz que contém as derivadas das funções de interpolação ($\underline{B} = \underline{L}\underline{N}$)
C_{Edin}	Coefficiente multiplicativo do módulo de elasticidade dinâmico
C_{MAA}	Coefficiente de redução para as massas de água de Westergaard
\underline{C}	Matriz de amortecimento global
\underline{C}_R	Matriz de amortecimento de radiação na fronteira água-água
\underline{C}_R^e	Matriz de amortecimento elementar de radiação na fronteira água-água
$C_{S_{desl}}$	Coefficiente de segurança ao deslizamento
$C_{S_{derr}}$	Coefficiente de segurança ao derrubamento
\underline{D}	Matriz de elasticidade
E	Módulo de elasticidade
E_{est}	Módulo de elasticidade estático do material
E_{din}	Módulo de elasticidade dinâmico do material
\underline{F}_{SF}	Vetor global das forças aplicadas
\underline{F}_S	Vetor das forças aplicadas no sólido
\underline{F}_F	Vetor das forças aplicadas no fluído ($\underline{F}_F = \underline{0}$)
\underline{F}	Vetor de forças de estado
\underline{F}_{Act}	Vetor das forças atuantes na verificação da segurança ao deslizamento
\underline{F}_{Res}	Vetor das forças resistentes na verificação da segurança ao deslizamento
\underline{G}	Módulo de distorção
\underline{H}	Matriz para consideração da rigidez do domínio do fluído (albufeira)
\underline{H}^e	Matriz elementar para consideração da rigidez do domínio do fluído (albufeira)
\underline{K}	Matriz de rigidez global
K_V	Módulo de compressibilidade volumétrica
K_{V_a}	Módulo de compressibilidade volumétrica da água
\underline{L}	Operador diferencial ($\underline{\varepsilon} = \underline{L} \underline{u}$)
\underline{L}_E	Matriz dos fatores de participação modal na representação de estado
\underline{M}	Matriz de massa global
\underline{M}_{derr}	Vetor dos momentos derrubantes para verificação da segurança ao derrubamento
\underline{M}_{est}	Vetor dos momentos estabilizantes para verificação da segurança ao derrubamento

\underline{M}	Matriz com o valor das funções de interpolação no ponto P (situado no interior de um dado elemento finito)
N_{GL}	Número de graus de liberdade de um modelo numérico de elementos finitos
$N_{GL,s}$	Número de graus de liberdade do sólido
$N_{GL,f}$	Número de graus de liberdade do fluído
N_P	Número de pontos nodais de uma estrutura discretizada
N_{MOD}	Número de modos a considerar na análise dinâmica
NP^e	Número de pontos de um elemento finito
N_{GL}^e	Números de graus de liberdade de um elemento finito
\underline{Q}	Matriz de interação dinâmica água-estrutura
\underline{Q}^e	Matriz elementar de interação dinâmica água-estrutura
\underline{S}	Matriz para consideração do efeito da superfície livre do fluído (albufeira)
\underline{S}^e	Matriz para consideração do efeito da superfície livre do fluído (albufeira)
V_s^e	Volume de um elemento finito de sólido
V_f^e	Volume de um elemento finito de fluído
W_{ext}	Trabalho das forças exteriores
W_{int}	Trabalho das forças interiores

Latinas minúsculas

\underline{a}_s	Vetor de aceleração sísmica
\underline{a}_s^e	Vetor elementar de aceleração sísmica
c	Amortecimento específico
c_p	Velocidade de propagação das ondas de pressão na água ($c_p = 1440$ m/s)
c	Amortecimento
\underline{c}	Matriz de amortecimento (sólido)
\underline{c}^e	Matriz de amortecimento elementar (sólido)
\underline{f}	Vetor das forças nodais
$\underline{\tilde{f}}$	Vetor das forças mássicas
\underline{f}_G	Vetor das forças nodais equivalentes
\underline{f}_g^e	Vetor das forças nodais equivalentes às forças gravíticas
$\underline{\tilde{f}}_{Temper}^e$	Vetor das forças nodais equivalentes à variação de temperatura
$\underline{\tilde{f}}_{Sismo}^e$	Vetor das forças nodais equivalentes à ação sísmica
f_t	Valor de cálculo da tensão resistente do betão à tração (cálculo estático)
f_c	Valor de cálculo da tensão resistente do betão à compressão (cálculo estático)

$f_{t,din}$	Valor de cálculo da tensão resistente do betão à tração (cálculo dinâmico)
$f_{c,din}$	Valor de cálculo da tensão resistente do betão à compressão (cálculo dinâmico)
f_N	Frequência natural de vibração do modo N
i_R	Índice de Rotura usado na verificação da segurança local
k	Coefficiente de segurança usado na verificação da segurança local
\underline{k}	Matriz de rigidez (sólido)
\underline{k}^e	Matriz de rigidez elementar
m	Massa específica (kg/m ³)
m_a	Massa específica da água
\underline{m}	Matriz de massa (sólido)
\underline{m}_b^e	Matriz de massa elementar do betão (sólido)
\underline{m}_a^e	Matriz de massa elementar da água (fluido)
n_I	Número de “inputs”
\underline{p}	Campo de pressões num dado ponto P da albufeira $\underline{p} = \underline{p}(x_1, x_2, x_3, t)$
$\underline{\tilde{p}}$	Vetor de deslocamentos nos pontos nodais da albufeira discretizada
$\underline{\tilde{p}}^e$	Vetor elementar de pressões nos elementos finitos de água
p_H	Pressão hidrostática
p_{HDin}	pressão hidrodinâmica
\underline{q}	Vetor das incógnitas na formulação de estado em deslocamentos e pressões
$\underline{\dot{q}}$	Vetor das derivadas das incógnitas na formulação de estado em deslocamentos e pressões
$\underline{\ddot{q}}$	Vetor das segundas derivadas das incógnitas na formulação de estado em deslocamentos e pressões
\underline{s}	Matriz da distribuição espacial das forças pelos vários graus de liberdade
\underline{u}	Campo de deslocamentos num dado ponto P da barragem $\underline{u} = \underline{u}(x_1, x_2, x_3, t)$
$\underline{\tilde{u}}$	Vetor de deslocamentos nos pontos nodais da estrutura discretizada
$\underline{\tilde{u}}^e$	Vetor elementar de deslocamentos nos elementos finitos da estrutura
$\underline{\dot{\tilde{u}}}$	Vetor de velocidades
$\underline{\ddot{\tilde{u}}}$	Vetor de acelerações
\underline{v}	Vetor dos deslocamentos virtuais
\underline{v}^e	Vetor elementar dos deslocamentos virtuais
\underline{y}	Vetor das derivadas do vetor de estado (derivadas de deslocamentos e derivadas de pressões)
\underline{x}	Vetor de estado (deslocamentos e pressões e respetivas derivadas)
\underline{z}	Vetor de estado em coordenadas modais

Gregas maiúsculas

Φ	Matriz modal
Φ_E	Matriz modal no espaço de estados
Γ_1	Fronteira rocha-rocha com deslocamentos nulos (base do bloco de fundação) – modelo com massa de água associadas
Γ_2	Fronteira betão-água (face de montante da barragem) – modelo com massas de água associadas
Γ_{base}	Fronteira da base do bloco de fundação – modelo com albufeira discretizada em EF de água
Γ_1	Fronteira água-betão – modelo com albufeira discretizada em EF de água
Γ_2	Fronteira água-rocha – modelo com albufeira discretizada em EF de água
Γ_3	Fronteira água-ar – modelo com albufeira discretizada em EF de água
Γ_4	Fronteira água-água – modelo com albufeira discretizada em EF de água

Gregas minúsculas

α	Constante de amortecimento de <i>Rayleigh</i> (com c_α o coeficiente multiplicativo da matriz de massa)
β	Constante de amortecimento de <i>Rayleigh</i> (com c_β o coeficiente multiplicativo da matriz de rigidez)
ξ	Vetor das deformações
ξ_0	Vetor das deformações impostas (p.ex. associado a variação térmica)
ϕ	Vetor modal
ϕ_E	Vetor modal no espaço de estados
ν	Coefficiente de Poisson
θ	Amplitude das ondas
γ	Peso volúmico de um material (kN/m^3)
λ	Valores próprios de um sistema estrutural
$\underline{\lambda}$	Matriz de valores próprios de um sistema estrutural (diagonal)
λ_E	Valores próprios da matriz de estado
$\underline{\lambda}_E$	Matriz diagonal com os valores próprios de um sistema no espaço de estados
ω_n	Frequência natural de um modo n (em rad/s)
σ	Vetor das tensões (seis componentes)

ξ	Coeficiente de amortecimento relativo ($\xi = c/c_{cr} = c/2\sqrt{km}$)
ξ_n	Amortecimento modal referente a um modo n

Abreviaturas (siglas)

EF	Elemento Finito
GL	Graus de Liberdade
ICOLD	<i>International Commission on Large Dams</i>
FLVC	Lema Fundamental do Cálculo Variacional
LNEC	Laboratório Nacional de Engenharia Civil
MAA50%	Modelo de massas de água associadas com redução de 50 %
MCE	<i>Maximum Credible Earthquake</i>
MEF	Método dos Elementos Finitos
MPD	Modelo em pressões e deslocamentos
NPB	Norma de Projeto de Barragens
OBE	<i>Operating Basis Earthquake</i>
PNBEPH	Programa Nacional de Barragens com Elevado Potencial Hidroelétrico
PTV	Princípio dos Trabalhos Virtuais
PVF	Problema de Valores de Fronteira
RSB	Regulamento de Segurança de Barragens
SBP	Sismo Base de Projeto
SwissCOD	<i>Swiss Committee on Dams</i>
SEE	<i>Safety Evaluation Earthquake</i>
SMP	Sismo Máximo de Projeto
WCD	<i>World Commission on Dams</i>

1

Introdução

1.1 Considerações gerais

Na década de 1940, devido ao crescimento dos grandes centros populacionais as barragens passaram a ser encaradas como empreendimentos de fins múltiplos, nomeadamente para abastimento de água às populações, irrigação de terrenos para cultivo, produção de energia elétrica renovável e não poluente, controlo de cheias e ainda permitir a navegabilidade dos rios. Na generalidade dos países desenvolvidos iniciou-se então uma época de construção de grandes aproveitamentos hidroelétricos (Figura 1.1). O desenvolvimento e construção de grandes barragens levantou algumas questões acerca da sua sustentabilidade, sobretudo em virtude dos seus impactos ambientais. Devido à sensibilidade e relevância na sociedade destas obras, organismos internacionalmente reconhecidos como o World Commission on Dams (WCD) e o International Commission on Large Dams (ICOLD) têm representado um papel fulcral na discussão acerca da importância e da segurança estrutural das barragens. De uma forma geral todas as entidades envolvidas no controlo da segurança de barragens, nas diferentes fases de vida das obras (projeto, construção, exploração, manutenção e verificação da segurança) têm assumido a responsabilidade de garantir a exequibilidade económica e técnica das novas barragens, bem como da sua inserção no ambiente e na sociedade.

No caso de Portugal, os recursos hídricos foram durante alguns anos subvalorizados e subaproveitados, de tal forma que o lançamento do Programa Nacional de Barragens com Elevado Potencial Hidroelétrico em 2007 promoveu um aumento considerável da produção de energia

hidroelétrica, através da construção de novas barragens, bem como do reforço/renovação de várias obras em serviço (ver 2.2.2).



Figura 1.1 - Exemplo de grandes barragens: a) Inguri, b) Hoover, c) Alqueva e d) Castelo de Bode.

1.2 Justificação e enquadramento do tema

O controlo da segurança de grandes estruturas, como é o caso não só das barragens de betão, mas também de pontes, túneis e viadutos, é fundamental durante todas as fases de vida da obra, desde a fase de projeto até ao fim da vida útil da mesma, por forma a garantir as melhores condições em termos económicos, ambientais e de segurança estrutural. Nesse âmbito, tendo em conta o efeito das principais ações estáticas e dinâmicas e ainda processos de deterioração dos materiais, é de extrema importância a utilização de sistemas de monitorização e métodos de observação do comportamento estrutural que permitam a automatização e o acompanhamento do controlo da segurança de forma contínua ao longo do tempo. Por outro lado, é fundamental desenvolver modelos numéricos fiáveis, devidamente calibrados com base em resultados obtidos a partir de

registos experimentais (Figura 1.2), que representem adequadamente o comportamento das obras sob ações estáticas e dinâmicas (nomeadamente ações sísmicas). Estes permitem não só a comparação com as observações efetuadas em estruturas existentes ao longo da sua vida útil no âmbito do controlo da segurança, mas também a elaboração de projetos de novas estruturas.

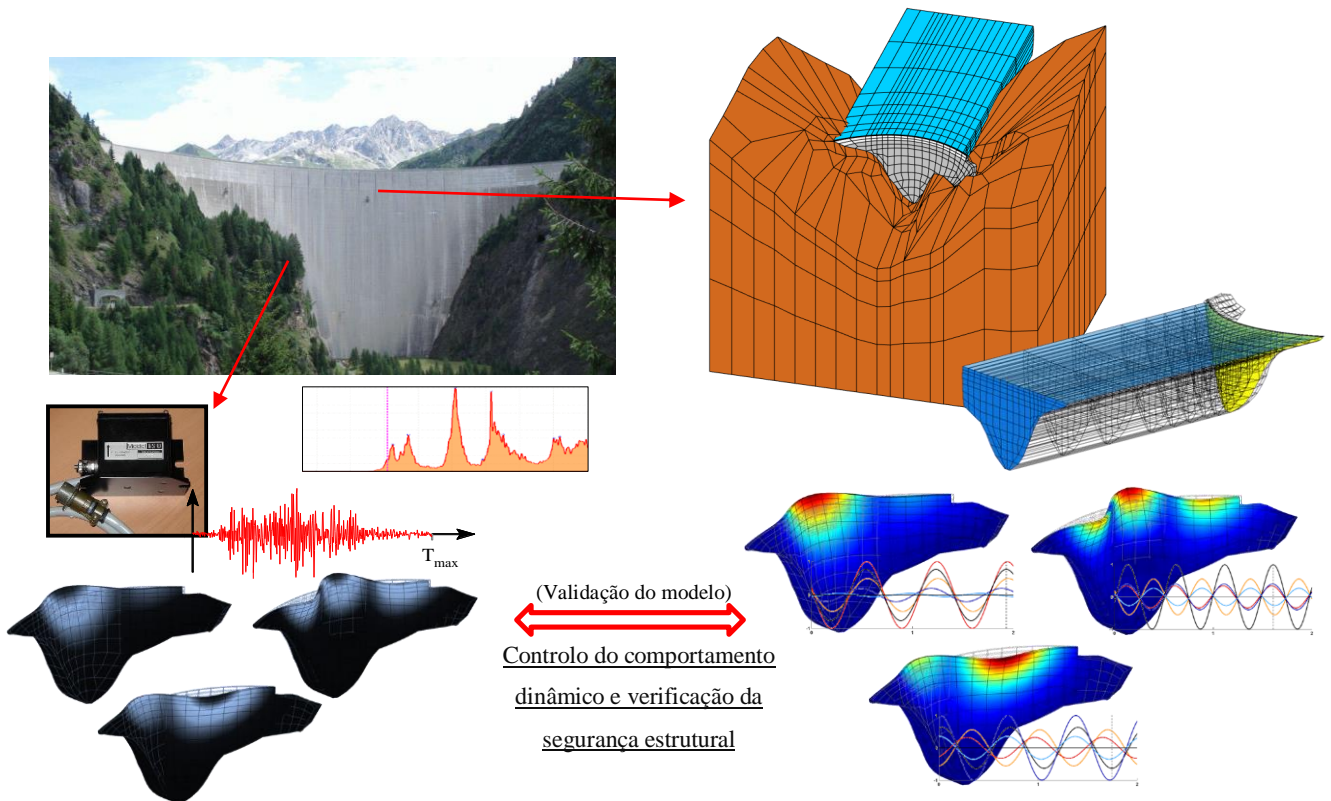


Figura 1.2 - Importância da utilização integrada de sistemas de monitorização e de modelos numéricos no âmbito do controlo da segurança de barragens.

O desenvolvimento de modelos numéricos que permitam realizar estudos de controlo da segurança de barragens baseia-se, de forma geral, no Método dos Elementos Finitos (Zienkiewicz, Taylor e Zhu, 2005). No âmbito da análise estrutural, o MEF é utilizado na resolução numérica do problema de valores de fronteira (equação de Navier), permitindo realizar cálculos estáticos e dinâmicos de estruturas admitindo comportamento linear ou não linear dos materiais (Figura 1.3). Ainda assim, para elaborar e utilizar programas que utilizem os modelos numéricos baseados no MEF, tal como é objetivo no presente trabalho, é essencial obter os conhecimentos dos métodos numéricos e das formulações nos quais estes modelos numéricos se baseiam, bem como dos diversos modelos de elementos finitos e metodologias de cálculo que podem ser adotados. Por outro lado, visto que será utilizado o MATLAB na elaboração da presente dissertação, é essencial aprofundar a compreensão da linguagem de programação utilizada, bem como garantir a máxima eficiência em termos de ocupação de memória no desenvolvimento do programa de cálculo, tendo

em conta que a grande quantidade de dados, referentes tanto à modelação da barragem como aos resultados obtidos dos cálculos efetuados, é passível de ocupar muitos GB de memória RAM (o computador portátil em que se realizou este trabalho possui cerca de 7,8 GB de RAM).

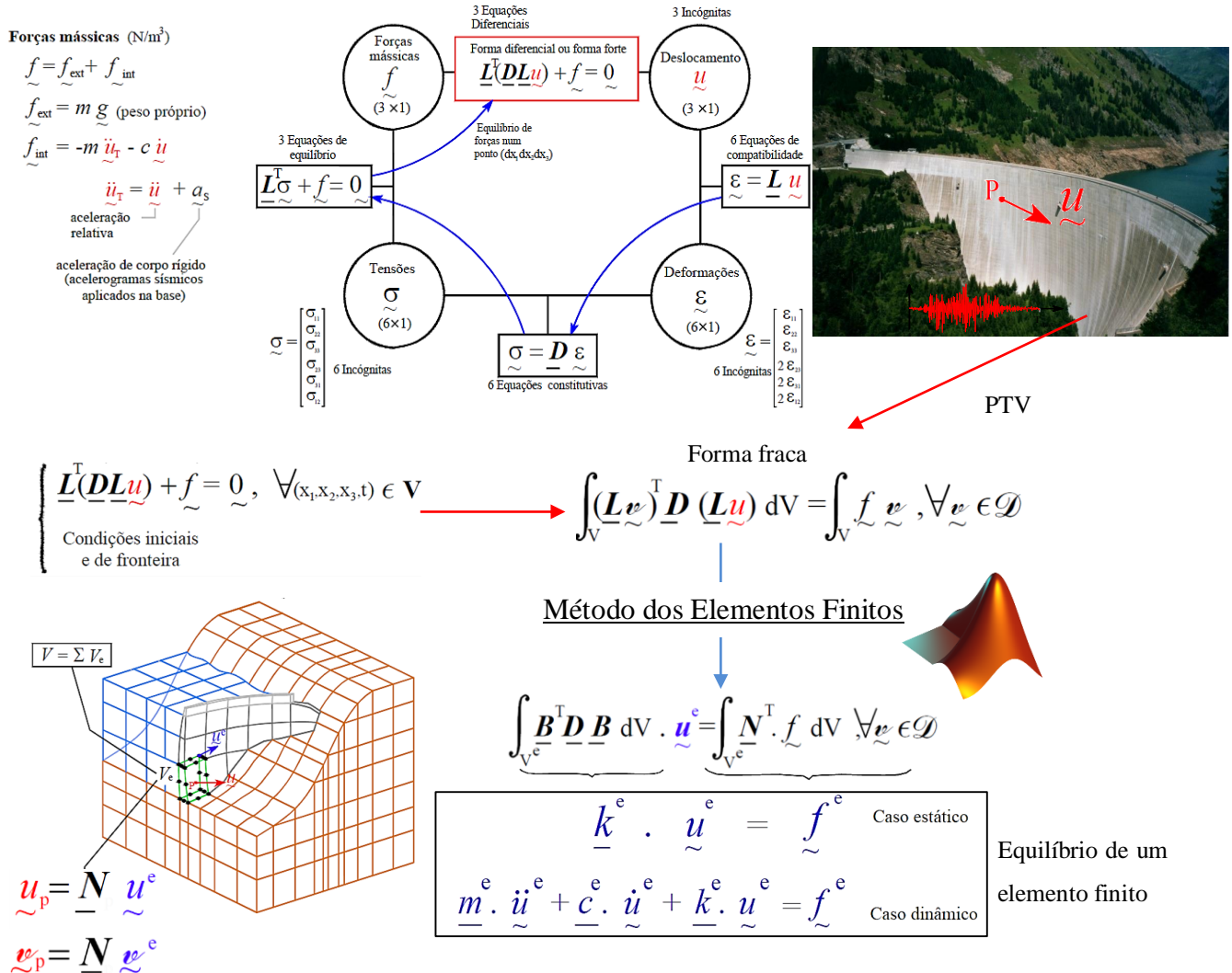


Figura 1.3 - Análise de estruturas com base na equação de Navier e aplicação dos fundamentos do Método dos Elementos Finitos.

Conhecendo a importância dos modelos numéricos na análise estrutural e para auxiliar o controlo da segurança de obras como as barragens de betão, no âmbito da presente dissertação foi desenvolvido um programa de elementos finitos em MATLAB para a análise estática e dinâmica de estruturas tridimensionais, mais concretamente de sistemas barragem-fundação-albufeira (DamDySSA 1.0). Foi utilizado um modelo que permite ter em consideração a interação dinâmica entre a barragem e a albufeira, discretizada em elementos finitos de pressão, e realizando a integração temporal da resposta dinâmica com base numa formulação em pressões e deslocamentos (MPD) usando uma abordagem de estado (Figura 1.4). O desenvolvimento deste

programa e a implementação computacional da formulação utilizada enquadram-se na perspectiva de estudar a importância e as hipóteses deste tipo de modelos (em pressões e deslocamentos) no âmbito da análise do comportamento dinâmico de sistemas barragem-fundação-albufeira, por forma a garantir uma implementação computacional adequada e eficiente, salientado a sua evolução e vantagens relativamente a modelos utilizados recentemente (e.g. modelo com massas de água associadas).

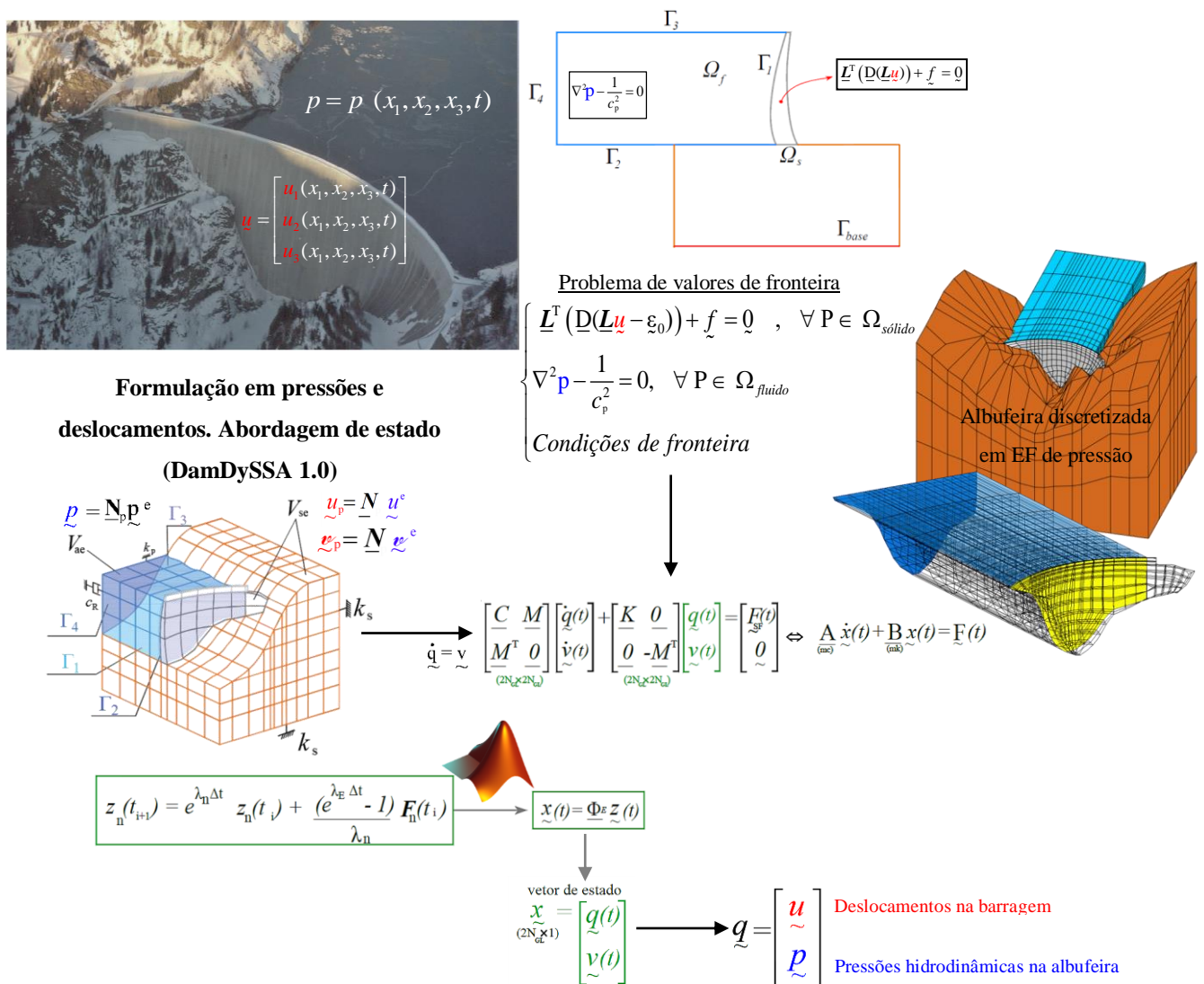


Figura 1.4 - Barragem de Luzzone. Modelo de EF com albufeira discretizada. Formulação em pressões e deslocamentos: representação de estado.

Neste ponto é de referir que a presente dissertação e o desenvolvimento do referido programa decorreram em paralelo com a realização de um artigo (Oliveira, et al., 2015), elaborado no Departamento de Barragens de Betão do LNEC, para o *13th ICOLD International Benchmark Workshop on Numerical Analysis of Dams*, pelo que a barragem a estudar neste trabalho é a barragem de Luzzone (225 m de altura) localizada na Suíça.

1.3 Objetivos da Dissertação

O comportamento estrutural de grandes barragens sob ações estáticas e dinâmicas é um enorme desafio se forem considerados inúmeros fatores, tais como: a complexidade geométrica da obra, a interação dinâmica barragem-fundação-albufeira, o nível da água, as variações térmicas e ações excepcionais como cheias ou sismos. Nesse sentido, exige-se uma constante evolução e a calibração dos modelos numéricos utilizados na análise do comportamento estrutural, bem como das respectivas formulações e metodologias de cálculo utilizadas.

A presente dissertação tem como principal objetivo o desenvolvimento de um programa de elementos finitos 3D denominado DamDySSA1.0, utilizando o MATLAB, para análise estática e dinâmica de barragens (nomeadamente barragens abóbada), com base numa formulação em pressões e deslocamentos e usando uma abordagem de estado (deslocamentos e pressões e respectivas derivadas) (Zienkiewicz, Taylor & Zhu, 2005; Oliveira, 2015). Com este programa pretendem-se efetuar cálculos dinâmicos e de verificação da segurança para ações sísmicas, definidas por histórias de acelerações impostas ao nível da base (nas direções de montante-jusante, margem esquerda-margem direita e vertical), para o caso da barragem de Luzzone (Figura 1.5).

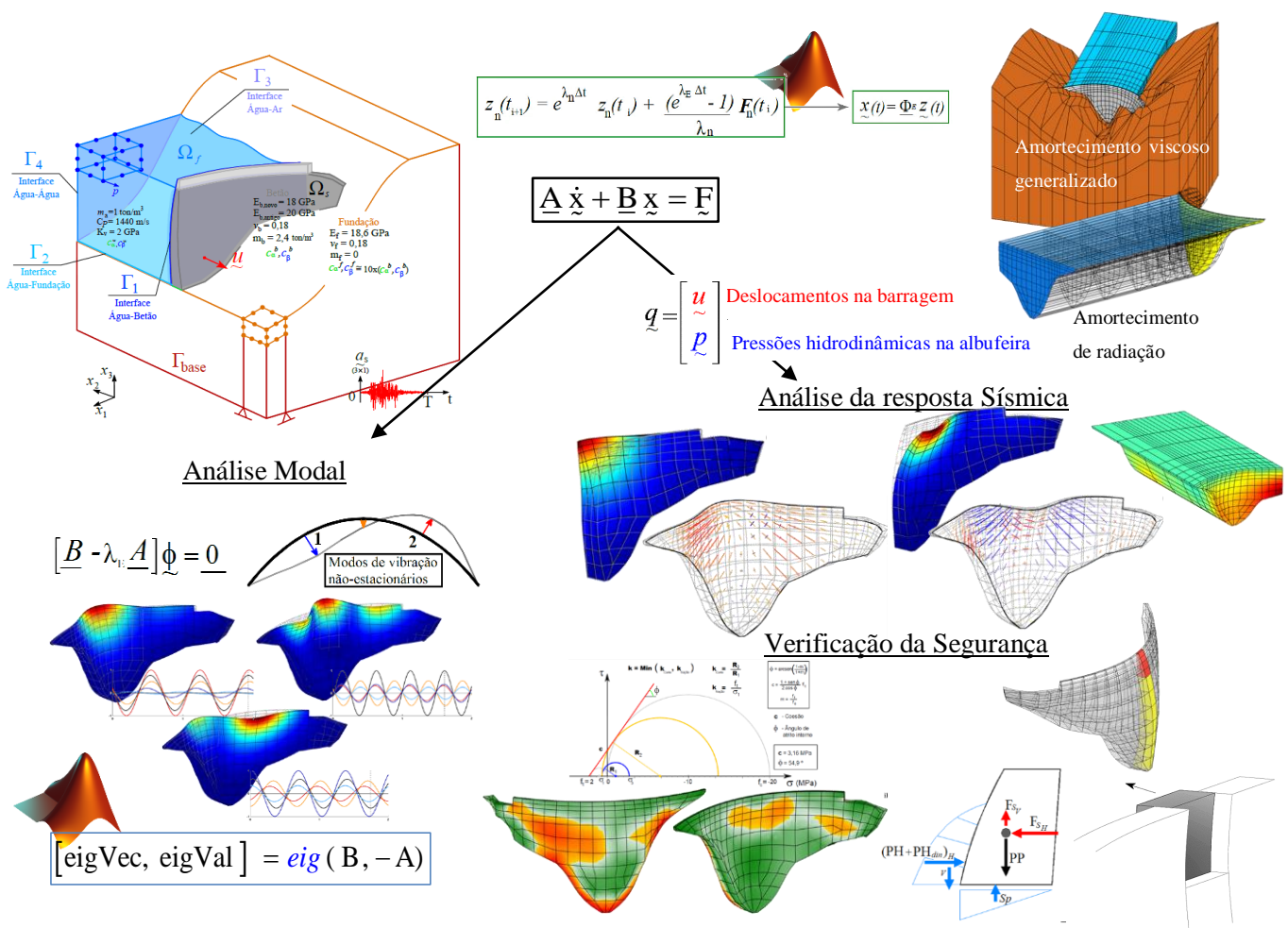


Figura 1.5 - Modelo e resultados da análise sísmica e verificação da segurança da barragem de Luzzone.

Além do objetivo principal referido, pretende-se ainda:

- ✓ Apresentar sumariamente os fundamentos do MEF tendo em vista a modelação numérica do comportamento estático e dinâmico de estruturas (problema de valores de fronteira);
- ✓ Adquirir os conhecimentos necessários e apresentar detalhadamente uma formulação inovadora em pressões e deslocamentos, para o cálculo dinâmico de barragens de betão, usando uma abordagem de estado;
- ✓ Confirmar a importância e o interesse da utilização de modelos numéricos, recorrendo o MEF para o conhecimento das características e comportamento das estruturas, por forma a contribuir para o controlo da segurança das estruturas;
- ✓ Estudar a interação dinâmica barragem-albufeira para o caso do sistema barragem-fundação-albufeira da barragem de Luzzone, efetuando a comparação entre resultados obtidos com o modelo de massas de água associadas (usando uma formulação clássica em deslocamentos) e o modelo com albufeira discretizada em EF de pressão (com utilização da formulação em pressões e deslocamentos (MPD));
- ✓ Apresentar o potencial do programa desenvolvido utilizando o MPD (DamDySSa1.0) para a análise dinâmica de barragens (modelo com EF de pressão na albufeira), com apresentação de gráficos e representações gráficas 3D de qualidade elevada;
- ✓ Testar a fiabilidade do referido programa, comparando os resultados numéricos obtidos com resultados experimentais, para o caso da barragem do Cabril;
- ✓ Efetuar a análise dinâmica e a verificação da segurança sísmica da barragem de Luzzone, apresentando os resultados obtidos: frequências naturais e modos de vibração; campos de deslocamentos no corpo da barragem; campo de tensões no interior e nos paramentos; envolventes de deslocamentos e tensões em determinadas consolas da barragem; histórias de deslocamentos, acelerações e tensões ao longo do tempo em determinados nós da barragem; representação do índice de rotura i_R no corpo da barragem, para a verificação da segurança relativamente à ocorrência de roturas pontuais no betão; cálculo de coeficientes de segurança ao longo do período de atuação dos sismo, para a verificação da estabilidade de blocos de controlo ao deslizamento e ao derrubamento;
- ✓ Contribuição para a realização dos cálculos propostos e elaboração do artigo desenvolvido no âmbito do 13º Benchmark da ICOLD (Oliveira et al., 2015).

1.4 Estruturação do Trabalho

A presente dissertação está organizada em 6 capítulos, incluindo a presente Introdução e as Conclusões. De seguida apresenta-se a estrutura deste trabalho e o resumo dos tópicos mais importantes abordados em cada capítulo.

Capítulo 2 – Comportamento Dinâmico de Barragens de Betão

No capítulo 2 abordam-se alguns temas referentes às barragens de betão e ao seu comportamento dinâmico, tendo em conta a grande importância destas obras em termos económicos, ambientais, sociais e estruturais.

Referem-se os aspetos principais no que diz respeito à classificação de barragens, descrevendo e exemplificando os diversos tipos de barragens em função da sua classificação estrutural. Apresenta-se ainda alguns aspetos da evolução dos aproveitamentos hidroelétricos em Portugal, abordando o contexto atual das barragens em Portugal, no Mundo e na Suíça.

No âmbito da segurança e comportamento dinâmico de barragens, abordam-se as principais características, problemas e comportamentos a ter em conta para a análise de sistema barragem-fundação-albufeira. Além disso, referem-se os principais aspetos a considerar na segurança de barragens de acordo com o RSB: exploram-se as diversas atividades essenciais para realizar a observação e o controlo do comportamento dinâmico de barragens de betão no âmbito do controlo da segurança, os equipamentos utilizados em sistemas de monitorização e os modelos de cálculo para previsão do comportamento estrutural.

Por fim, apresentam-se alguns exemplos de incidentes devido a eventos sísmicos em barragens, salientando-se a importância do cumprimento dos requisitos regulamentares atuais (para barragens existentes, quer mais recentes quer mais antigas) e para novos projetos, bem como da melhoria contínua dos sistemas de observação e modelos utilizados.

Capítulo 3 – Modelos Numéricos para Análise Dinâmica de Sistemas Barragem-Fundação-Albufeira

Este capítulo tem como objetivo aprofundar os conhecimentos dos métodos, formulações e hipóteses consideradas no desenvolvimento de Modelos Numéricos para a análise de estruturas tridimensionais, mais concretamente de sistemas barragem-fundação-albufeira.

Inicialmente, apresentam-se as equações fundamentais da mecânica estrutural e a definição do problema de valores de fronteira para análise de estruturas tridimensionais, nomeadamente de sistemas barragem-fundação-albufera, representado pela equação de Navier e respetivas condições iniciais/de fronteira. Seguidamente apresentam-se os fundamentos do MEF, utilizado na resolução numérica do referido problema de valores de fronteira.

De seguida referem-se os conceitos teóricos dos modelos numéricos utilizados para análise sísmica de barragens, indicando as principais aproximações e hipóteses simplificativas, bem como os aspetos e propriedades fundamentais a considerar no seu desenvolvimento. Destacam-se ainda, de forma resumida, aspetos fundamentais dos três tipos de modelos estudados (e mais utilizados atualmente) no âmbito da presente dissertação.

Por fim, apresentam-se os modelos e formulações utilizados para efetuar a integração temporal do problema de valores de fronteira e conseqüente determinação da resposta dinâmica do sistema: i) modelo com albufera considerada por meio de massas de água associadas de Westergaard (MAA) e hipótese de amortecimento de Rayleigh, utilizando uma abordagem clássica baseada numa formulação em deslocamentos; ii) modelo com albufera discretizada em EF de pressão, considerando o comportamento hidrodinâmico da albufera e utilizando interfaces para simulação da interação dinâmica água-estrutura, admitindo válida a hipótese de amortecimento viscoso de Rayleigh generalizado e amortecimento de radiação da albufera. Para este modelo, utiliza-se uma formulação em pressões e deslocamentos, com abordagem no espaço de estados (deslocamentos e pressões e respetivas derivadas). Este modelo foi implementado computacionalmente através do desenvolvimento de um programa de cálculo numérico para análise dinâmica de barragens em MATLAB.

Capítulo 4 – Desenvolvimento de um programa em MATLAB para Análise Dinâmica de Barragens

Neste capítulo salienta-se a importância da validação dos programas/modelos numéricos com base em resultados experimentais e das hipóteses simplificativas adotadas no desenvolvimento dos mesmos. Apresentam-se ainda as potencialidades do programa desenvolvido (DamDySSA1.0) e referem-se os cálculos efetuados que é possível efetuar com este programa.

De seguida, apresenta-se o algoritmo do programa desenvolvido em MATLAB, utilizando elementos finitos tridimensionais (albufera, fundação e barragem) e elementos finitos de junta (interfaces), para análise dinâmica de estruturas tridimensionais, nomeadamente barragens de

betão, utilizando a integração temporal com base numa formulação em pressões e deslocamentos, usando uma abordagem de estado em coordenadas modais.

Por fim, no sentido de validar o referido programa, desenvolvido ao longo deste trabalho, e garantir a fiabilidade dos resultados obtidos, apresentam-se os cálculos de frequências naturais e modos de vibração realizados com o programa desenvolvido para o caso da conhecida barragem do Cabril, efetuando a sua comparação com resultados obtidos a partir de registos experimentais do sistema de monitorização instalado na barragem do Cabril.

Capítulo 5 – Análise Sísmica e Verificação da Segurança da Barragem de Luzzone

Inicialmente, aborda-se neste capítulo a importância do controlo do comportamento e verificação da segurança de barragens existentes/novas barragens, utilizando modelos numéricos sofisticados e eficazes em conjunto com sistemas de monitorização do comportamento dinâmico. Além disso, referem-se os aspetos gerais relativamente à definição da ação sísmica e da simulação da resposta para o estudo da segurança sísmica de uma barragem, nomeadamente: as simplificações e considerações adotadas nos modelos do sistema barragem-fundação albufeira, formulações de cálculo e resultados a obter.

De seguida, efetua-se a descrição estrutural da barragem de Luzzone e apresentam-se as características principais da fundação e da albufeira. Apresenta-se o modelo numérico de EF e respetiva discretização dos sistemas barragem-fundação-albufeira, indicando as características e principais propriedades do modelo, bem como a metodologia de cálculo implementada na análise do comportamento dinâmico e verificação da segurança da barragem de Luzzone.

O principal objetivo deste capítulo é a apresentação dos resultados obtidos com o programa desenvolvido em MATLAB: i) análise do comportamento estático, com apresentação dos campos de deslocamentos e tensões para as ações/combinções estáticas que solicitam a estrutura ao longo da sua vida útil; ii) análise modal do sistema, com determinação das frequências naturais e modos de vibração para o caso da albufeira vazia e albufeira cheia, considerando a hipótese de amortecimento generalizado e a albufeira discretizada em EF de pressão (efetuando a comparação dos resultados obtidos com um programa considerando a hipótese de massas de água associadas e amortecimento de Rayleigh); iii) definição da ação sísmica (Sismo Máximo de Projeto e Sismo Base de Projeto) através da análise dos espetros de amplitudes e envolventes de acelerações ao longo da altura; iv) análise sísmica da barragem, com apresentação dos cálculos efetuados para o comportamento hidrodinâmico da albufeira e para o comportamento dinâmico da barragem (tendo

em contas as principais combinações envolvendo o SBP e o SMP nas épocas de inverno e de verão) - campos de deslocamentos e estados de tensão nos instantes t_m e t_j (instantes em que ocorrem os deslocamentos máximos devido ao sismo para montante e jusante, respetivamente), envolventes de deslocamentos e tensões em determinadas consolas da barragem e ainda histórias de deslocamentos e tensões em secções da barragem (pontos nodais nos paramentos de montante e jusante; v) verificação da segurança sísmica da barragem para as combinações envolvendo a ação sísmica, nomeadamente para um cenário de ocorrência de roturas pontuais no betão (com representação da distribuição das roturas na barragem através do Índice de Rotura), e para o cenário de deslizamento e derrubamento de blocos de controlo que possam surgir no topo da consola central, através do cálculo dos coeficientes de segurança ao deslizamento e ao derrubamento ao longo da ocorrência do sismo. Efetuaram-se ainda cálculos de verificação da segurança sísmica da barragem para um cenário de majoração do Sismo Máximo de Projeto. De referir ainda que se efetua uma comparação dos campos de deslocamentos e envolventes de tensões na barragem, utilizando o modelo de albufeira discretizada em elementos finitos de pressão (formulação em pressões e deslocamentos) e o modelo de massas de água associadas (considerando 50% e 100% das massas de água).

Capítulo 6 – Conclusões e Perspetivas futuras

Neste capítulo apresenta-se uma síntese do trabalho desenvolvido ao longo da presente dissertação, destacam-se as contribuições inovadoras e a qualidade dos resultados obtidos e salientam-se as perspetivas de desenvolvimentos futuros.

2

Comportamento Dinâmico de Barragens de Betão

2.1 Considerações Iniciais

A grande maioria das barragens são consideradas obras de elevado risco potencial, como se refere no Regulamento de Segurança de Barragens (RSB, 2007). Em geral as barragens são obras de engenharia de elevada complexidade, pelo que a análise destas estruturas deve ser feita com recurso a modelos numéricos¹ fiáveis e adequados, que permitam simular o comportamento do sistema barragem-fundação-albufeira sob ações estáticas e dinâmicas, apoiando assim a atividade de controlo da segurança das obras na fase de projeto, durante a construção e ao longo da fase de exploração (em paralelo com a observação e monitorização do comportamento da obra). Este controlo da segurança (Figura 2.1) assume uma importância cada vez maior em função tanto do aumento das exigências de segurança e economia como do aumento dos conhecimentos específicos acerca deste tipo de obras, sendo de todo desejável evitar a ocorrência de incidentes e acidentes, minimizando os riscos nos aproveitamentos hidráulicos recentes e nos mais antigos.

¹ O desenvolvimento de modelos numéricos fiáveis e adequados aos estudos efetuados no âmbito do controlo da segurança exigem a utilização de programas cada vez mais poderosos e sofisticados (como o MATLAB), efetuando a análise do comportamento estático e dinâmico do sistema barragem-fundação-albufeira com base no método dos elementos finitos e usando uma abordagem de estado. Porém, estes modelos numéricos devem ser devidamente validados e calibrados com base nos registos obtidos através dos sistemas de observação e monitorização em contínuo para o caso de estruturas existentes, de ensaios de vibração ambiente ou vibração forçada. (ver ponto 2.3.3)

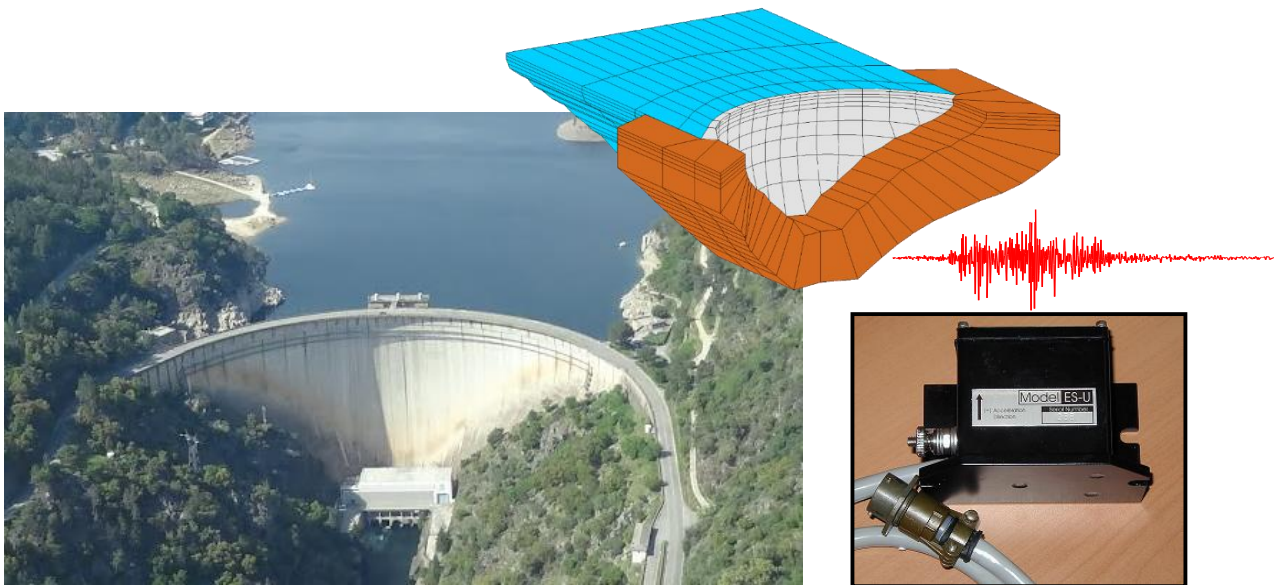


Figura 2.1 - Barragem do Cabril. Modelo numérico e acelerómetro utilizado na medição de vibrações.

Neste capítulo apresentam-se os principais tipos de barragens de betão e suas características específicas e apresenta-se sumariamente a história das barragens em Portugal. Referem-se ainda os aspetos mais relevantes referentes aos sistemas barragem-fundação-albufeira, abordando-se a segurança de barragens e às atividades desenvolvidas no seu controlo, apresentando ainda alguns casos de incidentes ocorridos em barragens sob ação de sismos de elevada magnitude.

2.2 Barragens

2.2.1 Classificação de barragens

De acordo com a International Commission on Large Dams (ICOLD, 2015), as barragens podem ser classificadas quanto à sua dimensão, capacidade de armazenamento, materiais utilizados na construção, forma estrutural e finalidade.

Quanto à dimensão e capacidade de armazenamento, as barragens podem ser classificadas em grandes barragens e pequenas barragens. As primeiras são obras com alturas superiores a 15 metros (medida entre a cota mais baixa da fundação e o coroamento) ou com alturas entre os 10 e os 15 metros e que possuam albufeiras com capacidade para armazenar pelo menos 1 milhão de metros cúbicos de água ou mais de 500 metros de comprimento ou uma capacidade de descarga de pelo menos 2000 m³/s. As pequenas barragens representam as restantes e são aquelas que existem em maior quantidade.

No que diz respeito à finalidade, as barragens podem ser de dois tipos: de finalidade única, quando são utilizadas apenas para um determinado objetivo; de finalidade múltipla, quando são utilizadas para dois ou mais fins. Segundo a ICOLD as barragens podem ter as seguintes finalidades (figura 2.2): produção de energia hidroelétrica, abastecimento de água para uso doméstico ou industrial, controlo de cheias, irrigação de terrenos para cultivo, navegação, recreação e criação de peixes.

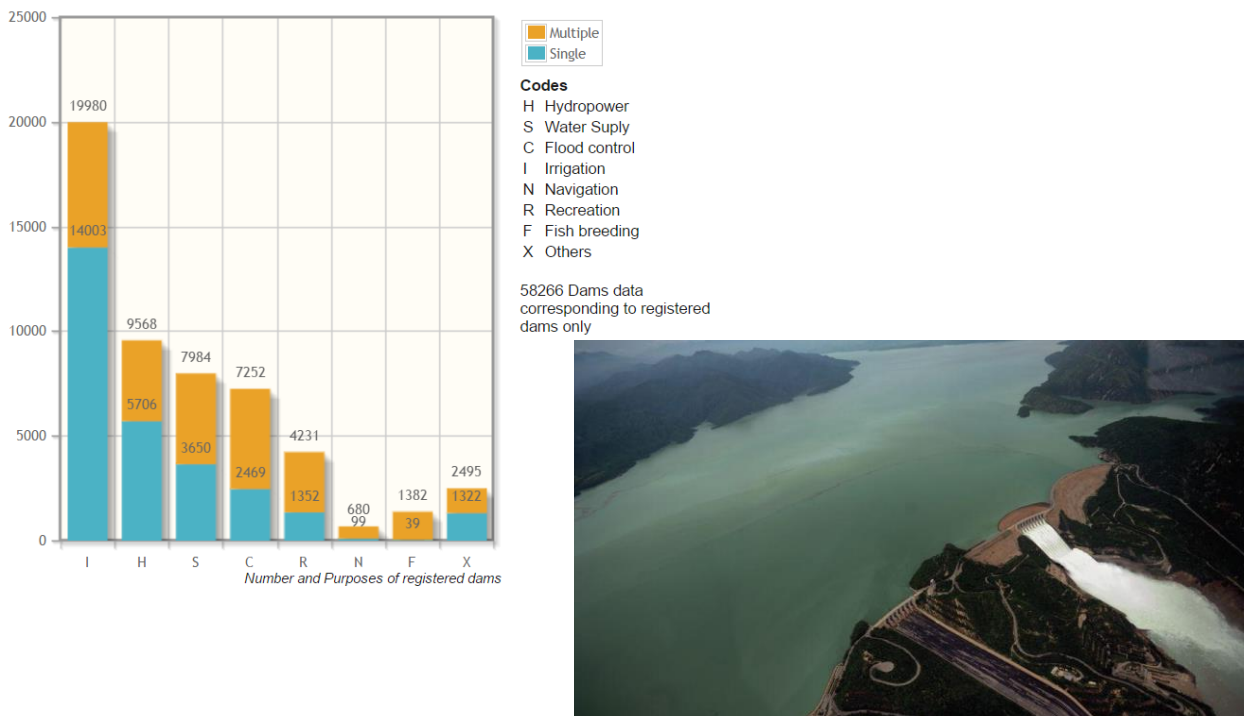


Figura 2.2 - Finalidade e número de barragens a nível Mundial (ICOLD, 2015). Barragem de Tarbela.

As barragens podem também ser classificadas de acordo com o tipo de materiais utilizados na sua construção, podendo ser construídas em materiais soltos, como enrocamento e terras (sendo que estas representam 63% das barragens em todo o Mundo), em alvenaria ou em betão (Figura 2.3).



Figura 2.3 - a) Barragem de betão de Punt dal Gall; b) Barragem de Terra de Nurek; c) Antiga barragem Roosevelt (alvenaria);

No que diz respeito às barragens de betão, estas podem ainda ser classificadas quanto à sua forma estrutural ou geometria (como se mostra na figura 2.4):

- Barragens de gravidade (maciças ou com vazamento)

As barragens de gravidade funcionam como estruturas maciças em betão, de secção transversal típica aproximadamente triangular e que resistem aos impulsos da água da albufeira unicamente através do seu peso, transmitindo os esforços à fundação. O corpo da barragem pode ser completamente preenchido ou vazado. Quanto à forma em planta, esta pode ser retilínea, curva ou quebrada: esta vai depender das condições do subsolo, do sistema construtivo a utilizar e das condições topográficas, sendo que este tipo de barragem é mais adequado para regiões de topografia suave, com vales alargados e fundações de rocha compacta.

Estas barragens, quando construídas em betão convencional, são formadas por conjuntos de blocos monolíticos separados por juntas de contração transversais que se desenvolvem desde a fundação até ao coroamento (as barragens gravidade podem ser construídas tanto em betão convencional como em betão compactado com cilindro, e ainda com outro tipo de materiais, como alvenaria de granito ou xisto, ligada por argamassa).

- Barragens de arco-gravidade

As barragens de arco-gravidade são essencialmente barragens de gravidade aligeiradas, possuindo uma curvatura significativa em planta. Esta forma permite transmitir os esforços à fundação (tal como as barragens de gravidade) e também aos encontros, tanto por efeito de gravidade como de arco.

- Barragens de contrafortes

As barragens de contrafortes são do tipo gravidade aligeirada, apresentando continuidade a montante por forma a assegurar a estanqueidade, e que apresentam a jusante elementos estruturais transversais à secção do vale (contrafortes). A sua estrutura, além de permitir a resistência aos impulsos da água através do seu peso, vai aproveitar a existência dos contrafortes para aumentar a sua estabilidade. Este tipo de barragens permite uma maior economia do ponto de vista de betão quando comparado com as barragens de gravidade, enquanto, por outro lado, os contrafortes exigem grandes áreas de cofragem e um grande reforço de armaduras.

As barragens de contrafortes são mais adequadas para terrenos de elevada resistência (em virtude das elevadas tensões que se concentram nos apoios dos contrafortes a jusante), em regiões planas e vales amplos.

- Barragens em abóbada (com curvatura simples ou dupla)

As barragens em abóbada são estruturas com curvatura em planta, cuja convexidade é orientada para montante, sendo que esta conceção permite transmitir os impulsos da água essencialmente

para os encontros ao invés do fundo do vale. Este tipo de barragem pode ser de curvatura simples, se possuir apenas a curvatura em planta referida, ou de dupla curvatura, se possuírem curvatura em planta e em altura. De forma geral a espessura é reduzida, principalmente na zona superior da barragem, sendo estruturas de maneira geral esbeltas (podendo ser classificadas como esbeltas, espessas ou pouco espessas).

Estas barragens são adequadas para regiões com topografias irregulares e zonas com maciços de fundação muito resistentes, podendo ser concebidas com alturas bastante elevadas.

- Barragens de abóbadas múltiplas

Tal como o nome indica, as barragens de abóbadas múltiplas são barragens com mais do que uma abóbada. Comparativamente com as barragens em abóbada, a principal diferença deve-se à transmissão dos esforços pois no caso das abóbadas múltiplas, em função de existir mais que um arco existe a necessidade de transmitir os esforços à fundação por contrafortes maciços que efetuam a ligação entre as abóbadas.



a)



b)



c)



d)



e)



f)

Figura 2.4 - Tipo de barragens: a) Grande Dixence (gravidade); b) Hoover (arco-gravidade); c) Roseland (contrafortes); d) Chirkey (abóbada - curvatura simples); e) Xiaowan (abóbada – curvatura dupla); f) Daniel Johnson (abóbadas múltiplas). (Wikipédia, 2015; Structurae, 2015)

2.2.2 Barragens em Portugal

A utilização das águas fluviais como força motriz para a produção de energia eléctrica (hidroeletricidade) iniciou-se em Portugal em finais do século XIX. Até cerca dos anos 30 do século XX o potencial hidroeléctrico dos recursos hídricos em Portugal começou a ser (minimamente) aproveitado com a construção de várias centrais hidroeléctricas, que garantiam a produção, transporte e distribuição de energia para abastecimento de consumos locais e industriais. No entanto, nas décadas de 30 e 40, e apesar de o potencial energético dos nossos rios continuar a ser subaproveitado, começam a ser criadas condições para a realização de grandes aproveitamentos hidroeléctricos visando o desenvolvimento económico e industrial do país, tendo sido construídas por exemplo as Barragens de Guilhofrei e Santa Luzia. Já a década de 50 pode ser considerada a década de ouro para a hidroeletricidade e para as barragens em Portugal, com ênfase para o aproveitamento das bacias dos rios Cávado e Zêzere, tendo sido construídas as barragens de Castelo de Bode, de Salamonde, do Cabril e da Caniçada, entre outras. Na década de 60, devido ao aumento do consumo de energia, houve um crescimento da produção de energia utilizando carvão nacional e fuelóleo, o que levou à construção de apenas 3 aproveitamentos hidroeléctricos nos anos 60 (Bemposta, Alto-Rabagão e Vilar Tabuaço). Novamente, nas décadas de 70 e 80 verificou-se um aumento das taxas de consumo de eletricidade, o que levou não só a um aumento da produção de energia não renovável mas também de energia hidroeléctrica, com a construção de vários aproveitamentos no troço nacional do Douro e na bacia do Mondego (barragens do Carrapetelo, da Agueira e do Torrão). Durante a década de 90 voltou-se a registar um aumento do aproveitamento do potencial hídrico com a exploração do aproveitamento hidroeléctrico do Alto Lindoso em 1992, do Touvedo em 1993, do Caldeirão em 1994, bem como do reforço de potência de Pracana, Sabugueiro e Miranda. Nesta década a potência instalada dos aproveitamentos hidroeléctricos fixou-se em 45% do total no país, enquanto nos anos 60 se fixava nos 80%; já a produção de energia eléctrica era de cerca de 30% do total nacional.

A partir do ano 2000 (e acompanhando o sucedido na década de 90) foram inaugurados os aproveitamentos do Alqueva em 2004 e a nova central de Frades em 2005, sendo que nesta década as centrais hidroeléctricas estão associadas à produção de cerca de 1/3 do total da energia nacional. Atualmente, a produção de energia de origem hidroeléctrica consegue satisfazer entre 25 a 30% do consumo total do país, situação que corresponde a uma utilização de cerca de 60% do potencial técnica e economicamente aproveitável dos nossos rios (o potencial energético bruto dos nossos rios encontra-se avaliado em cerca de 32 TWh dos quais cerca de 21 são considerados como técnica e economicamente aproveitáveis).

A política energética nacional, assente na promoção da competitividade e do desenvolvimento sustentável, passa por promover os aproveitamentos hidroelétricos (bem como outras fontes de energia renovável) e pela tentativa de aumentar o número e eficácia destes aproveitamentos para chegar aos 40% de potencial aproveitável dos rios a nível nacional. De acordo com o exposto neste parágrafo, a aposta da EDP na construção de novas barragens será fundamental para diminuir a dependência de Portugal a nível energético e a utilização de energia de fontes não renováveis, aumentando o aproveitamento hidrológico para os 70% (EDP, 2015). Para tal, foi aprovado em 2007 o Programa Nacional de Barragens de Elevado Potencial Hidroelétrico (PNBEPH), que prevê a inauguração de 10 novos aproveitamentos hidroelétricos de elevado potencial (Almourol, Alvito, Girabolhos, Pinhosão, Foz-Tua, Gouvães, Alto Tâmega, Fridão, Daivões e Padroselos), destacando-se ainda as Barragens do Baixo Sabor e de Ribeiradio Ermida em fase inicial de exploração, a barragem de Foz-Tua e Alto-Ceira II em construção e as barragens de Fridão e do Alvito (esperadas para um futuro próximo por parte da EDP). Destas novas construções, de salientar ainda os reforços de potência das barragens de Picote, Bemposta, Alqueva, Venda Nova, Salamonde e Paradela. (Madureira & Baptista, 2002; REN, 2006; APA, 2015; CNPGB, 2015). De acordo com a ICOLD (ICOLD, 2015) existem 217 barragens em Portugal, número esse que se espera aumentar num futuro próximo, com vista a aumentar o aproveitamento do potencial hídrico em Portugal, diminuindo a dependência de combustíveis não renováveis e poluentes.

Apresentam-se na tabela seguinte algumas das principais barragens portuguesas (Figura 2.5) e suas características:

Tabela 2.1 - Maiores barragens portuguesas.

Barragem	Tipo	Altura (m)	Coroamento (m)	Volume (10³ m³)	Reservatório (10³ m³)	Rio
Cabril	Abóbada de dupla curvatura	132	290	360	720.000	Zêzere
Castelo de Bode	Gravidade com curvatura	115	402	430	1.095.000	Zêzere
Alto Lindoso	Abóbada	110	197	308.5	379.010	Lima
Alqueva	Abóbada de dupla curvatura	96	458	687	4.150.000	Guadiana
Alto Rabagão	Arco-Gravidade	94	1970	1117	568.690	Rabagão
Aguieira	Abóbadas Múltiplas	89	400	365	423.000	Mondego

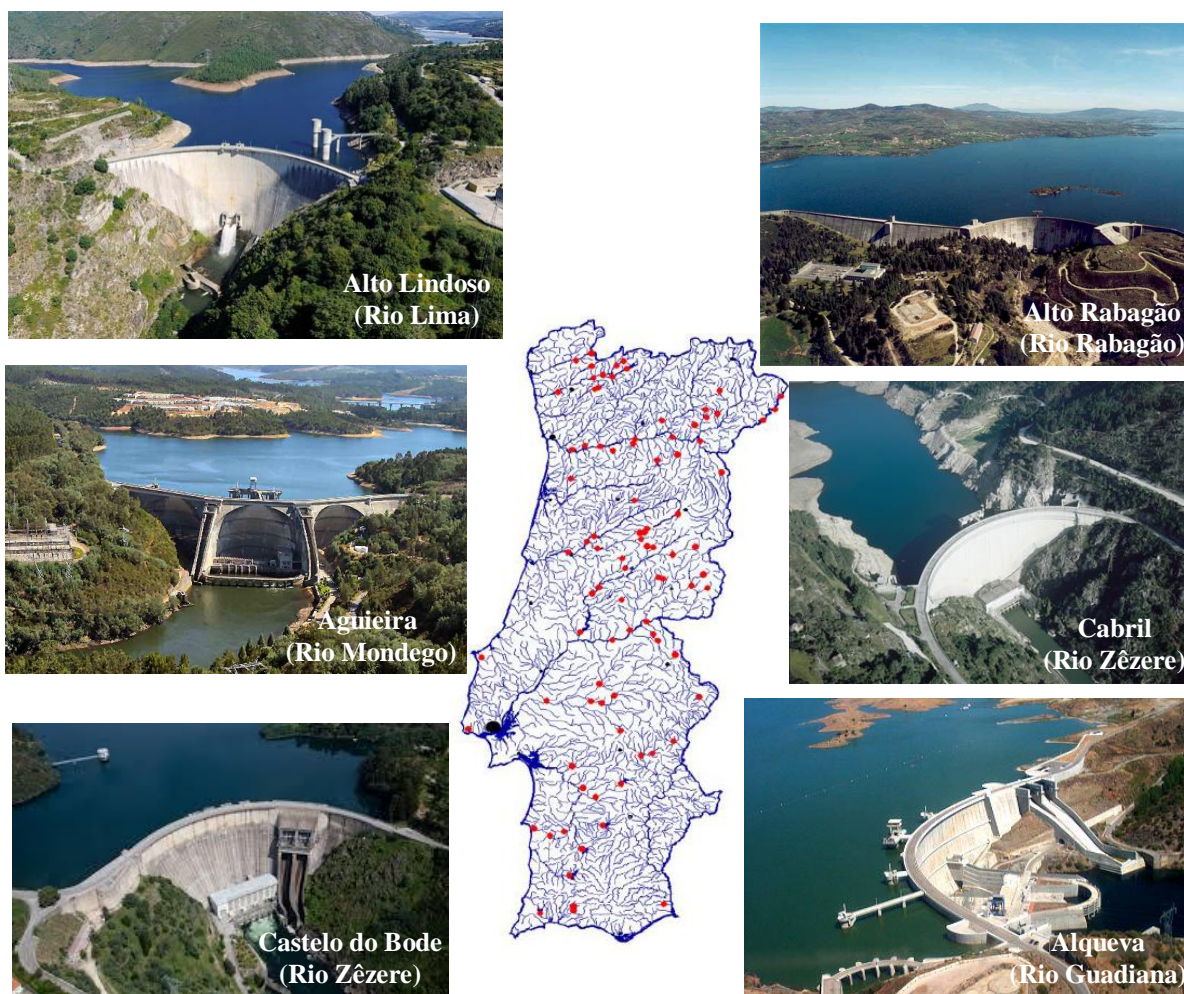


Figura 2.5 - Distribuição geográfica das barragens em Portugal. Exemplos de algumas das principais barragens portuguesas (Oliveira, 2012; Wikipédia, 2015).

2.2.3 Barragens no Mundo

Em todo o mundo existem mais de 40.000 grandes barragens, e destas, mais de 300 têm altura superior a 150 m. O país com maior número de barragens é a China, onde existem cerca de 24.000 barragens, sendo que 19.000 podem ser consideradas como grandes barragens; seguem-se os Estados Unidos com quase 10.000 barragens, das quais cerca de 5500 são grandes barragens. Já Portugal surge no 23º lugar do ranking mundial com as já referidas 217 barragens.

Durante os anos 50 a 70 do século XX foram construídas aproximadamente 1000 grandes barragens por ano, valor esse que decresceu para cerca de 260 durante a década de 90. Atualmente existem vários países no Mundo que apostam na construção de barragens cada vez mais imponentes, no que diz respeito à altura, ao volume e à capacidade dos reservatórios. Como curiosidade, referem-se em seguida algumas das grandes barragens mais notáveis do Mundo (Structurae, 2015; ICOLD, 2015; Wikipédia, 2015):

- Volume do Reservatório

No que diz respeito ao volume do reservatório destacam-se: i) a barragem de Kariba situada no Zimbabué/Zâmbia, é uma barragem de abóbada em betão construída em 1959 com uma altura de 128 metros e um reservatório com capacidade para 180,6 km³ de água (Figura 2.6 a)) ii) a barragem de Bratsk na Rússia, uma barragem de gravidade em betão construída em 1967, possui um reservatório com 169 km³ de capacidade e tem uma altura de 124,5 metros.

- Volume estrutural

Relativamente ao volume referem-se: i) a barragem de Tarbela no Paquistão, é uma barragem construída de terra e enrocamento construída em 1978, tendo uma altura de 143 metros e um volume de cerca 153 milhões de m³; ii) a barragem de terra de Fort Peck nos E.U.A, cheia hidraulicamente e construída em 1940, tem uma altura de 76,4 metros e um volume de cerca 96 milhões de m³ de betão (Figura 2.6 b)).

- Altura da barragem

No que diz respeito às barragens existentes: i) a barragem de Jinping-I na China, entrou em serviço em 2013 e é uma barragem de abóbada em betão com 305 metros de altura (mais alta do Mundo), 7,4 milhões de m³ de betão e possui um reservatório com capacidade total de 7760 milhões de m³ de água (Figura 2.6 c)); ii) a barragem de Nurek situada no Tajiquistão que entrou em serviço em 1972, é uma barragem de enrocamento e terra com 300 metros de altura e um reservatório com capacidade total de 10,5 km³ de água.

Ainda em construção, a barragem de Bakhtiari situada no Irão, será uma barragem de abóbada em betão com 315 metros de altura, podendo tornar-se na mais alta barragem do Mundo. No entanto, a barragem de enrocamento e terra de Bogun, situado no Tajiquistão poderá ultrapassar esta marca caso se concretizem os 335 metros de altura previstos em projeto. De destacar ainda a barragem de Shuangjiangkou Dam na China, que será uma barragem de enrocamento e terra com 213 metros de altura.



a)



b)



c)

Figura 2.6 - a) Barragem de Kariba; b) Barragem de Fort Peck; Barragem de Jinping.

2.2.4 Barragens na Suíça

A presente dissertação tem como um dos principais objetivos efetuar cálculos para a análise sísmica e verificação da segurança da barragem de Luzzone, situada na Suíça. Nesse âmbito, efetua-se no presente ponto uma contextualização da barragem em estudo no domínio das barragens Suíças.

A barragem de Luzzone, atendendo à sua dimensão (225 m de altura e 510 m de extensão no coroamento) e capacidade de armazenamento de água (108 milhões de m³), é uma obra imponente em todos os sentidos, sendo bastante esbelta e apresentando uma geometria peculiar, para além de estar situada num local de beleza inegável. Esta é a terceira maior e mais importante barragem Suíça, enquanto a nível mundial é a 12ª maior barragem abóbada em serviço, podendo vir a ser ultrapassada por projetos absolutamente incríveis de barragens com mais de 300 metros de altura, como as já referidas barragens de Bakhtiari e de Bogun.

De acordo com o Swiss Committee on Dams (SwissCOD, 2015) existem atualmente 160 barragens na Suíça, país em que tem sido construídas poucas barragens desde os anos 80: apenas 14 novas barragens entraram em serviço, todas elas com menos de 60 m de altura.

Na Suíça existem 9 barragens com alturas superiores a 150 metros, três delas inauguradas na década de 50, uma na década de 70 e as restantes nos anos 60. Destas barragens, destacam-se em seguida as mais importantes (Figura 2.7): i) a barragem de Grande Dixence, situada no Rio Dixence em Valais, é do tipo gravidade em betão. Esta entrou em serviço em 1961 e é a mais alta barragem de gravidade do mundo com 285 m de altura e 695 m de comprimento, possuindo um reservatório com capacidade para 400 milhões de m³ de água e uma superfície de 4 km²; ii) a barragem de Mauvoisin é uma barragem abóbada em betão situada no Val de Bagnes, também em Valais. A barragem foi construída em 1957 e apresenta uma altura máxima de 250 m e ainda um comprimento de 520 m ao nível do coroamento. A albufeira tem capacidade máxima para conter 211,5 milhões de m³ e uma superfície de 2,1 km²; iii) a barragem de Luzzone (apresentada com maior detalhe no ponto 5.2), com 225 m de altura, é a terceira maior barragem da Suíça (depois do alteamento); e iv) a barragem de Contra, que é uma barragem em abóbada situada no Rio Verzasca em Ticino, tem uma altura de 220 m e 380 m de comprimento máximo. Foi inaugurada em 1965 e pode suportar um volume total de 105 milhões de m³ de água.

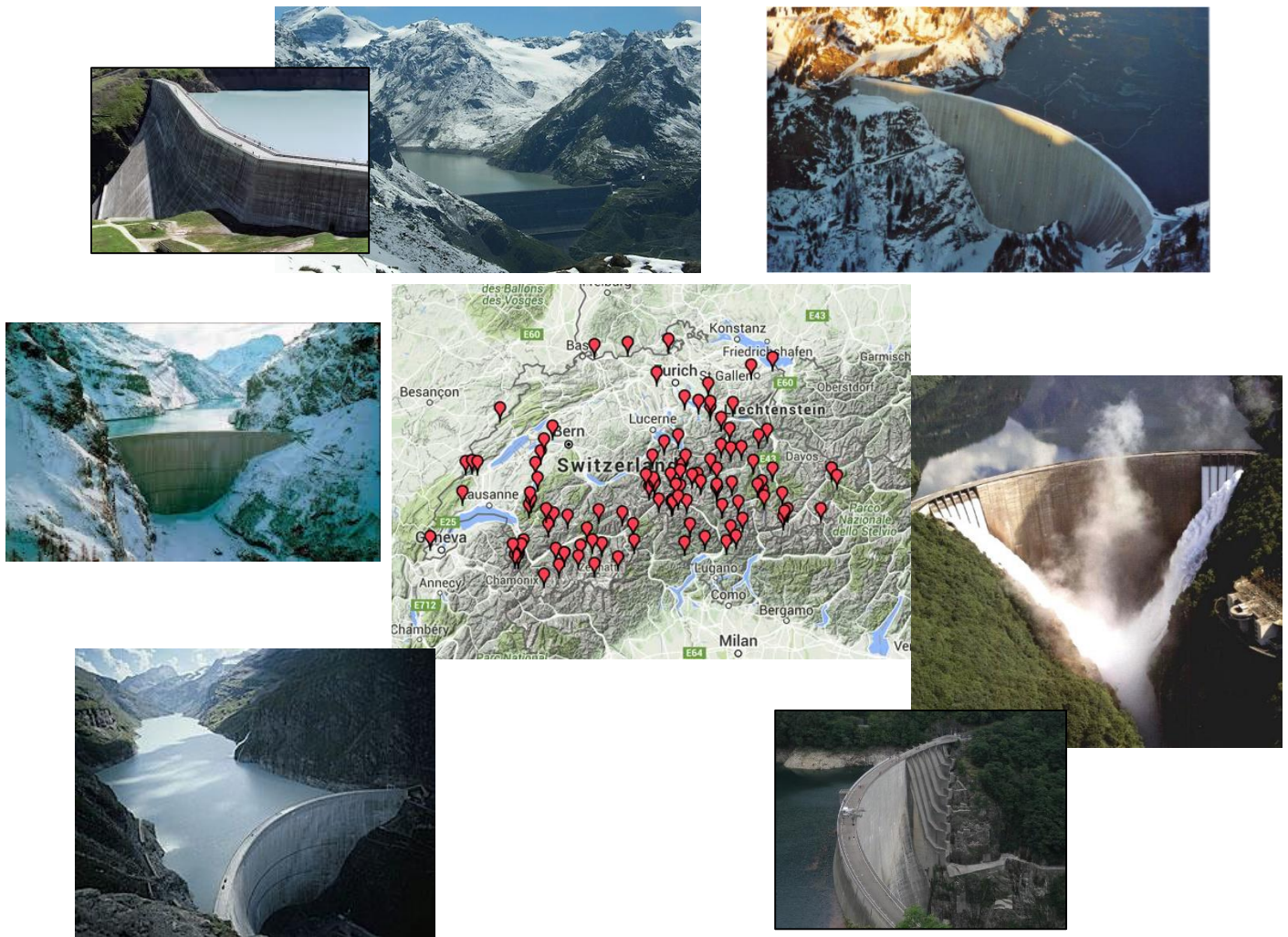


Figura 2.2.7 - Distribuição geográfica de barragens na Suíça. Exemplos das maiores barragens (SwissCod, 2015).

2.3 Segurança e comportamento dinâmico de barragens

Tendo em conta a dimensão e complexidade das barragens, estas apresentam um elevado risco potencial pois o seu colapso pode originar inundações das regiões localizadas a jusante com um impacto catastrófico, causando elevados danos ambientais e materiais (como a perda da central e consequente interrupção da produção de energia) e ainda perdas humanas. Em adição, a projeção, construção e exploração de grandes barragens de betão envolvem elevados investimentos, tanto financeiros como em termos de trabalho, que devem ser rentabilizados ao longo da vida útil, havendo desta forma o interesse em potenciar ao máximo a exploração das obras e prolongar a sua vida útil em segurança (Ramos, 1994). Para garantir as melhores condições de exploração e o prolongamento da vida útil das barragens, vai ser necessário empreender esforços e conferir a devida importância ao controlo comportamental e à manutenção da estrutura e das obras anexas à barragem.

Assim, é da maior importância atuar no sentido de prevenir situações de acidentes e incidentes, implementando um efetivo controlo da segurança estrutural e medidas de manutenção destas obras, utilizando para tal sistemas de monitorização em contínuo do comportamento dinâmico (com a medição das principais grandezas fundamentais) e do desenvolvimento de modelos numéricos adequados e devidamente calibrados para simular esse comportamento.

2.3.1 O sistema barragem-fundação-albufeira

As grandes barragens abóbada são constituídas por blocos verticais separados por juntas de contração, que permitem a contração do betão por dissipação do calor (Silva, 2013), e que são posteriormente injetadas com caldas de cimento. O comportamento dinâmico global do sistema barragem-fundação-albufeira (Figura 2.8) é condicionado de forma significativa pela interação dinâmica entre a estrutura e a água, pela possibilidade de ocorrência de movimentos relativos entre blocos e/ou ao nível de outro tipo de descontinuidade, quer no corpo da obra quer no maciço de fundação.

No que diz respeito à barragem, nas obras em serviço é habitual o aparecimento de fissuras no corpo destas, em locais onde a resistência à tração é menor (e.g. segundo as juntas de betonagem), que podem influenciar o comportamento estrutural em função da sua profundidade, extensão e localização. Por outro lado, nas barragens abóbada é frequente surgirem fendas a montante na base da barragem paralelamente à inserção, devido às elevadas trações que se registam nessas zonas devido à ação da pressão hidrostática (tensões segundo a consola). Nesse caso, pode ser vantajosa a opção de implementar a construção de uma junta perimetral, também paralela à inserção, que permita acomodar os deslocamentos provocados pela pressão da água e evitar a concentração dessas tensões e consequentemente a fendilhação do betão. (Fanelli, 1999). Além destes aspetos pode dar-se a ocorrência de fendas devido à ocorrência de reações expansivas no interior do betão (como o demonstram os casos da barragem da Aguieira e do Alto Ceira).

Relativamente ao maciço rochoso da fundação, o seu comportamento é condicionado pela eventual existência de falhas geológicas e pela presença de famílias de diaclases, sendo que estas descontinuidades estão geralmente preenchidas com materiais muito deformáveis e de baixa resistência (Oliveira, 2000; Oliveira, et al., 2006). Por outro lado, durante a ocorrência de sismos, nomeadamente de grande intensidade, pode dar-se o deslizamento de blocos rochosos no maciço, junto à obra e nas encostas a montante e jusante, e podem surgir novas fendas tanto no corpo das barragens como na inserção e na própria fundação (Chopra, et al., 1984; Chopra, et al., 1992). Importa referir ainda que a presença de água pode provocar o aumento das subpressões no interior

das várias discontinuidades (na fundação e em juntas de construção) devido à abertura e fecho destas durante a resposta dinâmica do sistema (Uchita, et al., 2005).

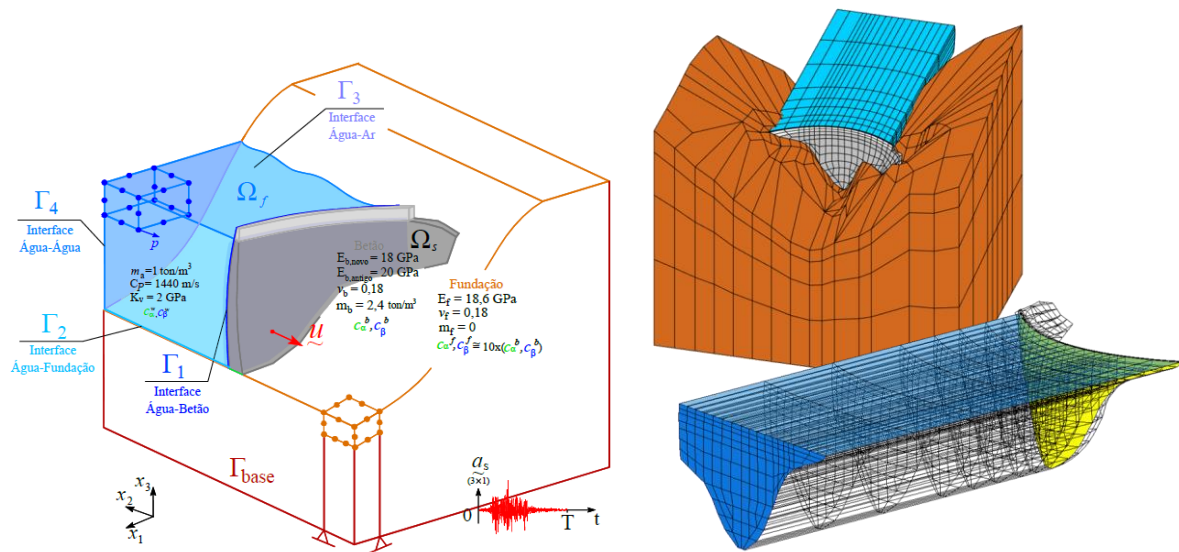


Figura 2.8 – Sistema barragem-fundação-albufera e modelo de elementos finitos.

Quanto à interação dinâmica da barragem com a albufera, convém notar a importância do nível da água no comportamento e consequente resposta global do sistema barragem-fundação-albufera. Quando se verificam cotas de água elevadas, ocorre um acréscimo da rigidez global do corpo da barragem pois as juntas de contração tendem a fechar, desenvolvem-se pressões hidrodinâmicas no paramento de montante, o efeito de amortecimento² relacionado com a propagação das ondas de pressão na água tende a assumir maior relevância, e a subida do nível da albufera pode desencadear fenómenos de sismicidade induzida (Chen, 2004). Por outro lado, a acumulação de sedimentos no fundo da albufera pode ter um efeito de acréscimo de massa, influenciar os mecanismos de radiação/reflexão das ondas de pressão na água na interface água-rocha (Pedro, et al., 1996; Bouaanani, et al., 2008) e provocar um acréscimo de pressões no paramento de montante, no caso da massa específica destes ser elevada e a altura da camada de sedimentos ser relevante. Outro aspeto a ter em conta é a interação dinâmica do sistema com estruturas (ou outras massas externas anexas ao sistema) que estão diretamente ligadas ao

² Os sistemas de observação e monitorização em contínuo destas obras podem ser relevantes para estudar os mecanismos de amortecimento do conjunto barragem-fundação-albufera, nomeadamente a importância do nível da albufera no valor dos amortecimentos modais. Por outro lado, caso se considerem nos modelos numéricos um amortecimento do conjunto não proporcional à massa e rigidez do conjunto, os sistemas de monitorização referidos podem permitir a análise da existência dos modos complexos que vão surgir nestes modelos (Mendes, 2010).

corpo da barragem, como a central de produção de energia e as torres de tomadas de água (Espada, 2010).

No âmbito da presente dissertação pretende-se explorar e analisar as diferenças na interação dinâmica da albufeira com a estrutura, tanto ao nível das frequências naturais e configurações dos modos de vibração, como da resposta global da estrutura ao nível dos campos de deslocamentos e tensões, simulando a albufeira de forma distinta com dois modelos: utilizando as massas de água associadas (Westergaard, 1933) ou discretizando a albufeira em elementos finitos de pressão e utilizando a equação de propagação das ondas de pressão na água.

Por fim, o conjunto barragem-fundação-albufeira pode estar sujeito a várias ações que devem ser tidas em conta tanto nos sistemas de observação do comportamento como na elaboração, desenvolvimento e interpretação dos modelos de previsão do comportamento estrutural, a saber:

- i) Ações externas (ações da água, ações térmicas, sísmicas etc.) e ações internas (reações químicas, variações de volume termo-higrométricas, etc.);
- ii) Ações de serviço (peso próprio, pressão hidrostática, variações térmicas ambientais, etc.) ou ações excepcionais (sismos intensos, galgamentos, deslizamentos na fundação, etc.);
- iii) Ações estáticas (peso próprio, pressão hidrostática, etc.) ou dinâmicas (sismos, vibrações devidas à operação da turbinas, etc.);
- iv) Ações devidas a forças aplicadas (peso próprio, pressão hidrostática, forças de inércia provocadas por ações sísmicas, etc.) ou devidas a deformações impostas (movimentos de fundação, variações de temperatura, expansões, etc.);
- v) Ações mais importantes no período construtivo (peso próprio dos blocos, arrefecimento devido à libertação do calor de hidratação do cimento nas várias camadas de betonagem, pressão das injeções nas juntas de contração ou na fundação, etc.), no período de primeiro enchimento (pressão hidrostática, movimentos de readaptação da fundação, arrefecimento do paramento de montante devido à subida da água, etc.) ou no período de exploração normal (pressão hidrostática, variações térmicas ambientais, expansões, sismos, etc.); etc.

Convém notar que as ações referidas anteriormente não solicitam de forma isolada a estrutura, pelo que é necessário analisar e estudar os efeitos das combinações de ações a considerar no cálculo (no entanto, é sempre importante e interessante analisar qual o efeito isolado e a resposta estrutural para uma determinada ação, seja estática ou dinâmica). As combinações de ações a utilizar devem, assim, englobar de forma criteriosa as diferentes solicitações por forma a representar e simular de forma adequada e realista a situação em estudo e o comportamento da estrutura, nas diversas fases de vida da obra e diferentes épocas anuais.

2.3.2 Segurança de barragens

De acordo com o Regulamento de Segurança de Barragens (RSB, 2007) a segurança global de uma barragem consiste na capacidade de satisfazer as exigências de comportamento relativas a aspetos estruturais, hidráulico-operacionais e ambientais ao longo da vida útil da obra, de modo a evitar a ocorrência de acidentes e incidentes ou minorar as consequências destes.

Relativamente à segurança ambiental, esta constitui a capacidade da barragem para satisfazer as exigências de comportamento relativamente à limitação de incidências prejudiciais ao ambiente, principalmente no que diz respeito à qualidade das águas, assoreamento da albufeira, evolução do leito a jusante, alteração dos níveis freáticos e ainda no que se refere a aspetos ecológicos, climáticos, paisagísticos, histórico-culturais e arqueológicos.

A segurança hidráulico-operacional é a capacidade da barragem para assegurar os requisitos de comportamento hidráulico-operacional dos órgãos de segurança e exploração (incluindo os respetivos equipamentos) e a sua adequada funcionalidade, e ainda garantir a capacidade de impermeabilização e drenagem dos sistemas responsáveis por tal ao nível da fundação.

Em termos da segurança estrutural a barragem deve ter a capacidade de satisfazer os requisitos de comportamento e a segurança da obra perante as diversas ações a que está sujeita (como o peso próprio, a pressão hidrostática, a pressão dos sedimentos, variações térmicas, acelerações sísmicas, reações expansivas, escoamentos hidráulicos na fundação) em todas as fases da vida desta.

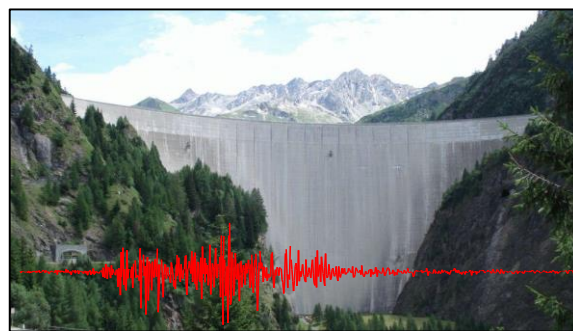
Ainda no âmbito da segurança de barragens, importa salientar os planos de emergência, que se baseiam num conjunto de medidas que integram a avaliação dos potenciais danos e os procedimentos a adotar pelos vários intervenientes, por forma a fazer face a situações de emergência associadas a ondas de inundação.

Relativamente à regulamentação de segurança de barragens, os países baseiam-se nas recomendações efetuadas pelo ICOLD, estando a eficácia do controlo da segurança dependente das entidades que zelam pelo seu cumprimento. No caso de Portugal, essa responsabilidade cabe aos donos de obra, que respondem perante a Autoridade, ou seja, a Agência Portuguesa do Ambiente (APA), e que pode pedir a assessoria do Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC), sendo que este último tem assumido um papel importantíssimo pois além de assessorar no controlo da segurança tem dado uma larga contribuição para o desenvolvimento e investigação da segurança e comportamento de barragens.

2.3.3 Controlo da segurança

O Regulamento de Segurança de Barragens (RSB, 2007) refere que o controlo de segurança das barragens e estruturas auxiliares engloba um conjunto de medidas a tomar na fase de projeto, construção, primeiro enchimento da albufeira e fase de exploração, contemplando aspetos estruturais, hidráulico-operacionais e ambientais, por forma a assegurar as suas condições de segurança e funcionalidade. Este controlo (Figura 2.9) deve permitir um conhecimento adequado e continuado do estado da barragem, a deteção oportuna de eventuais anomalias e a realização de intervenções eficazes sempre que necessário.

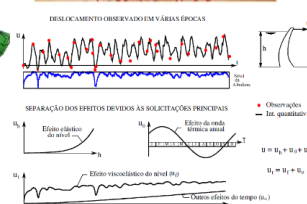
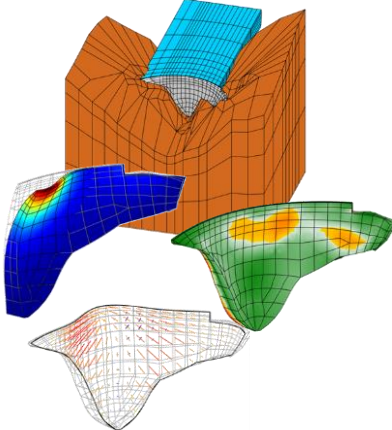
Inspeções Visuais



Ensaio de Vibração



Modelos de previsão e análise do comportamento estrutural



Sistemas de Monitorização



Figura 2.9 - Controlo da segurança de barragens.

Numa primeira etapa, que inclui a execução do projeto, a fase construtiva e o primeiro enchimento da albufeira, devem ser elaborados modelos de análise estrutural para efetuar a simulação da resposta estrutural da barragem, sob diversas ações estáticas e dinâmicas, e avaliar a verificação da segurança desta. Por outro lado, deve ser definido o sistema de observação a implementar em função das características específicas da obra, por forma a garantir a observação da evolução ao longo do tempo de algumas grandezas fundamentais para caracterizar o comportamento da estrutura. Assim, devem-se definir: i) as grandezas que melhor descrevem o comportamento do

sistema barragem-fundação-albufera (como deslocamentos, tensões, nível da albufera, temperaturas, extensões, movimentos de juntas, acelerações, etc.); ii) os instrumentos e aparelhos para efetuar a medição dessas grandezas (como tensómetros, extensómetros, sismógrafos, fios de prumo, etc.); iii) o número e a localização dos aparelhos de medição; iv) a periodicidade das medições; v) o sistema de aquisição/leitura de dados, que deve ser adequado para facilitar a recolha e a análise dos dados registados.

Nesse sentido, é elaborado e implementado um Plano de Observação que visa definir os requisitos e procedimentos para controlar a segurança estrutural da barragem e estruturas auxiliares na fase inicial.

Posteriormente, segue-se a segunda etapa do controlo de segurança, correspondente ao período de exploração da obra, na qual as atividades de controlo a implementar dependem do que foi definido no Plano de Observação. Assim, desde o início de exploração até ao fim da vida útil da obra, devem ser adotadas várias medidas de controlo, nomeadamente: i) realização de campanhas de inspeção visual da barragem e estruturas auxiliares; ii) exploração dos sistemas de observação instalados; e iii) desenvolvimento de novos modelos para simular e analisar o comportamento estrutural da barragem em serviço.

2.3.3.1 Inspeções visuais

De acordo com o RSB, a realização de inspeções visuais durante a fase de exploração deve ser efetuada para detetar sinais de deterioração e/ou envelhecimento em determinadas zonas das barragens e respetivas estruturas auxiliares, bem como nos respetivos órgãos de segurança e exploração (Figura 2.10). As principais patologias ou anomalias a identificar estão relacionadas com movimentos diferenciais entre blocos, a existência de fissuras no corpo da barragem, percolação de água não controlada através do corpo da obra ou da fundação e reações expansivas no betão. Nos órgãos de segurança, nomeadamente os descarregadores de cheia e as descargas de fundo, deve ser tido em conta o envelhecimento e deterioração destes elementos bem como a exposição aos agentes atmosféricos (Espada, 2010).

Assim, para cada obra é essencial definir adequadamente a frequência das inspeções, o tipo de inspeções a realizar e quais as patologias e elementos a inspecionar. Por outro lado, as inspeções visuais permitem detetar e analisar a evolução das eventuais patologias e anomalias já existentes na obra e ainda o surgimento de novas patologias, aquando da ocorrência de ações dinâmicas importantes (como os sismos).

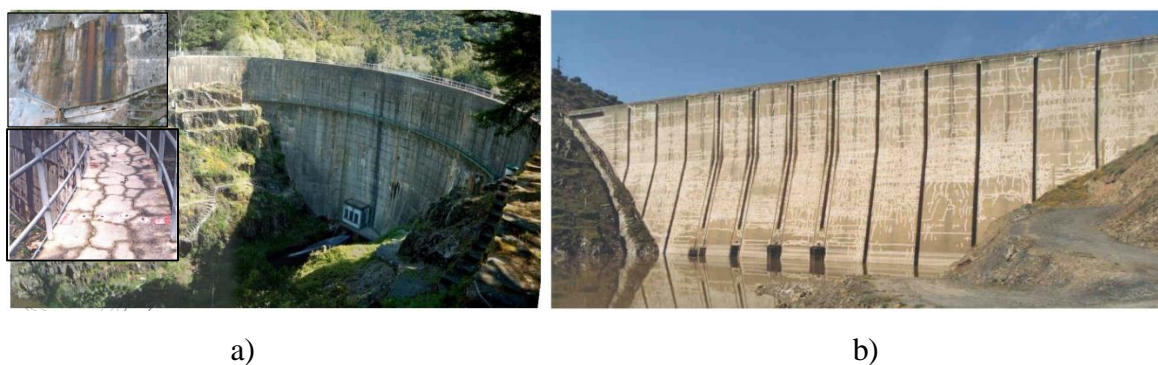


Figura 2.10 - a) Antiga barragem do Alto Ceira: reações expansivas e fissuras; b) Barragem de Pracana: Fissuras no paramento de jusante. (Batista & Gomes, 2014).

2.3.3.2 Sistemas de observação e monitorização

O sistema de observação e monitorização de uma obra consiste num conjunto de aparelhos e instrumentos de medição instalados que permitem o registo, a recolha e a apresentação dos dados relativos às principais grandezas que caracterizam o comportamento dessa obra. A implementação deste sistema permite obter e tratar a informação experimental no âmbito do controlo de segurança da obra, comparando os resultados obtido com a simulação do comportamento da obra previsto pelos modelos e através da emissão de avisos acerca de alterações no comportamento observado, que possam colocar em risco a segurança da obra. Por outro lado, em função das condições de exploração da obra, o sistema implementado pode ser corrigido e melhorado, levando à revisão e atualização do Plano de Observação definido durante a primeira etapa do controlo da segurança (projeto, construção e primeiro enchimento).

A avaliação das características dinâmicas das barragens e das suas estruturas auxiliares pode ser efetuada segundo duas metodologias, com o objetivo de observar e analisar o seu comportamento dinâmico (Figura 2.11): i) ensaios de vibração forçada; e ii) ensaios de vibração ambiente.

Os ensaios de vibração forçada realizam-se através da aplicação de uma excitação (conhecida ou não) à estrutura e na medição do seu efeito sobre esta. Habitualmente são utilizados vibradores de massa excêntrica para introduzir a ação na estrutura e aparelhos de medição (de deslocamentos, extensões, etc.), sendo que ambos podem variar no número de pontos e locais de aplicação. Este tipo de ensaio representa elevados custos e dificuldades de logística para mobilização do equipamento, sendo apenas realizado ocasionalmente.

Relativamente aos ensaios de vibração ambiente, estes são realizados quando a barragem e/ou estruturas auxiliares se encontram sujeitas unicamente a ações ambientais como o vento, os grupos de produção de energia elétrica, a operação dos órgãos de segurança, sismos de baixa intensidade,

veículos que circulem sobre a estrutura e efeitos de ondulação da albufeira. Este tipo de ensaios é mais simples e económico (pois não necessitam de qualquer tipo de excitação) e foram possibilitados pelo desenvolvimento tecnológico verificado ao nível dos acelerómetros utilizados neste tipo de medições, pois devido à baixa amplitude de vibração das excitações é recomendável a utilização de aparelhos com elevada sensibilidade, precisão e recolha de dados eficiente.



a)



b)



c)

Figura 2.11 - a) Excitador hidráulico de barragens; b) Vibrador rotativo de massa excêntrica; c) Acelerómetros.

Por fim, convém referir a utilidade e relevância da implementação de sistemas de observação em contínuo (Figura 2.12). Os ensaios referidos anteriormente são efetuados apenas de forma esporádica ao longo da vida da obra, pelo que a informação recolhida, apesar de útil, não é suficiente para efetuar o controlo da segurança das barragens quando sujeitas a ações dinâmicas. Assim, a instalação de um sistema que possibilite a observação em contínuo do comportamento dinâmico da barragem, como o implementado na barragem do Cabril (Oliveira, 2002; Mendes,

2005; Mendes, 2010; Oliveira, et al., 2011; Oliveira, et al., 2012; Oliveira, et al., 2014), vai permitir complementar os sistemas de observação previstos no Plano de Observação.

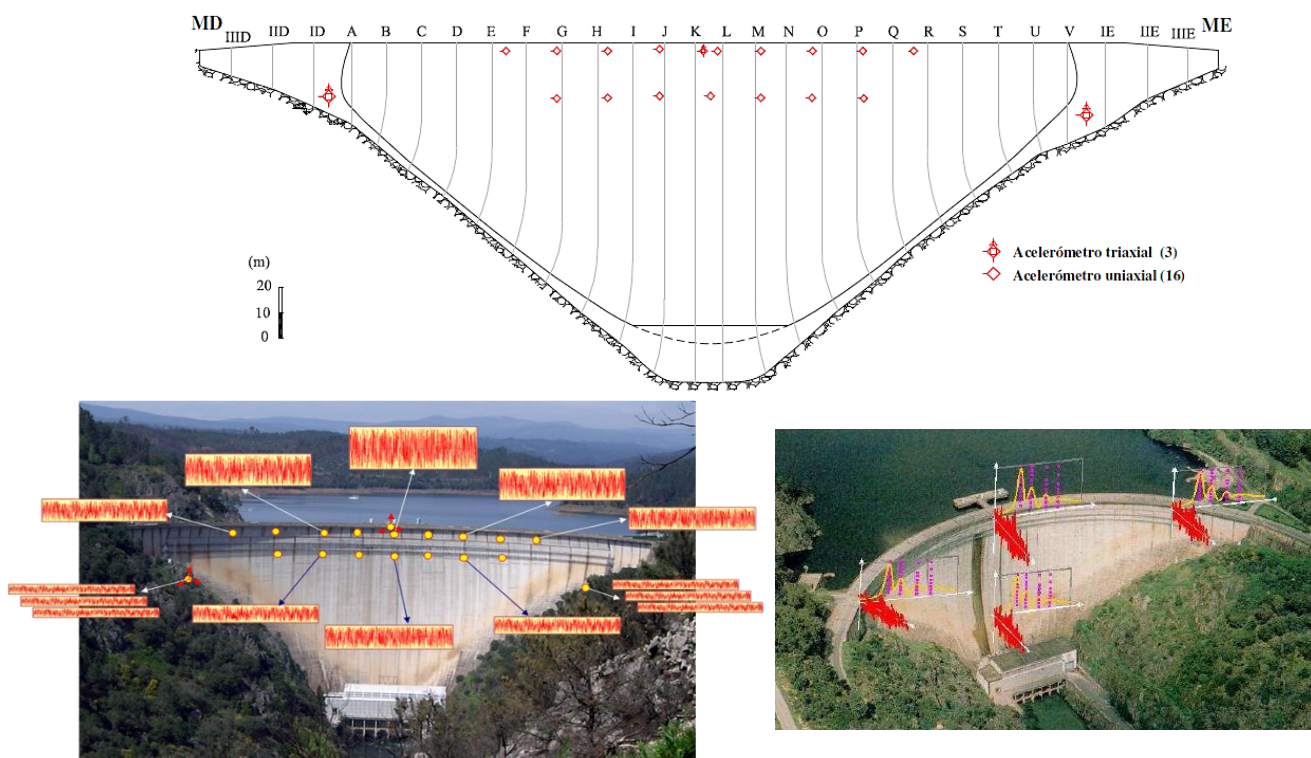


Figura 2.12 - Sistema de observação do comportamento dinâmico em contínuo instalado na barragem do Cabril (Mendes, 2010; Oliveira et al., 2012).

Em conclusão, a observação e monitorização em permanência do comportamento dinâmico das barragens de betão (complementada com a informação obtida através dos ensaio de vibração) permite estudar e interpretar a resposta dinâmica destas estruturas ao longo da ocorrência de eventuais sismos, identificar com maior facilidade alterações de comportamento estrutural ao longo do tempo (eventualmente correlacionáveis com efeitos de deterioração) e ainda possibilitar a calibração e desenvolvimento dos modelos numéricos para simulação e interpretação do comportamento dinâmico destas obras. (Mendes, 2010) (Oliveira et al., 2012).

2.3.3.3 Modelos para previsão e análise do comportamento estrutural

Como se referiu anteriormente, numa primeira fase é necessário definir um modelo preliminar com o objetivo de projetar a barragem e analisar previamente o seu comportamento e segurança estrutural. Posteriormente, numa segunda fase durante a exploração da obra, devem ser desenvolvidos novos modelos (ou alterados os primeiros) para interpretação e previsão do

comportamento estrutural, permitindo o acompanhamento da sua resposta estrutural em conjunto com os sistemas de observação, sendo uma ferramenta indispensável no controlo das condições de funcionalidade e segurança da obra. Estes modelos devem ser mais complexos que os primeiros, tendo em conta que é necessário ter em consideração os complexos efeitos de interação dinâmica do sistema barragem-fundação-albufeira (ver 2.3.1) e eventuais processos de deterioração existentes no betão (reações expansivas, fissuração e anomalias resultantes de ações dinâmicas importantes). Assim, durante a fase de exploração normal, através da interpretação e previsão do comportamento estrutural e conseqüente comparação com o comportamento observado, pode-se considerar que: i) não existem anomalias comportamentais nem estruturais e que a obra pode continuar em serviço normalmente; ou ii) no caso de existirem fatores do comportamento observado que não são compatíveis com o previsto, devem ser realizados estudos numéricos mais complexos que permitam averiguar as causas do comportamento imprevisto e, desta forma, atuar em conformidade com as conclusões alcançadas.

Os modelos para simular e interpretar o comportamento estrutural das obras podem ser (Figura 2.13): i) modelos de interpretação quantitativa; ii) modelos físicos; e iii) modelos numéricos (método dos elementos de fronteira, método dos elementos das diferenças finitas, método dos elementos discretos e método dos elementos finitos).

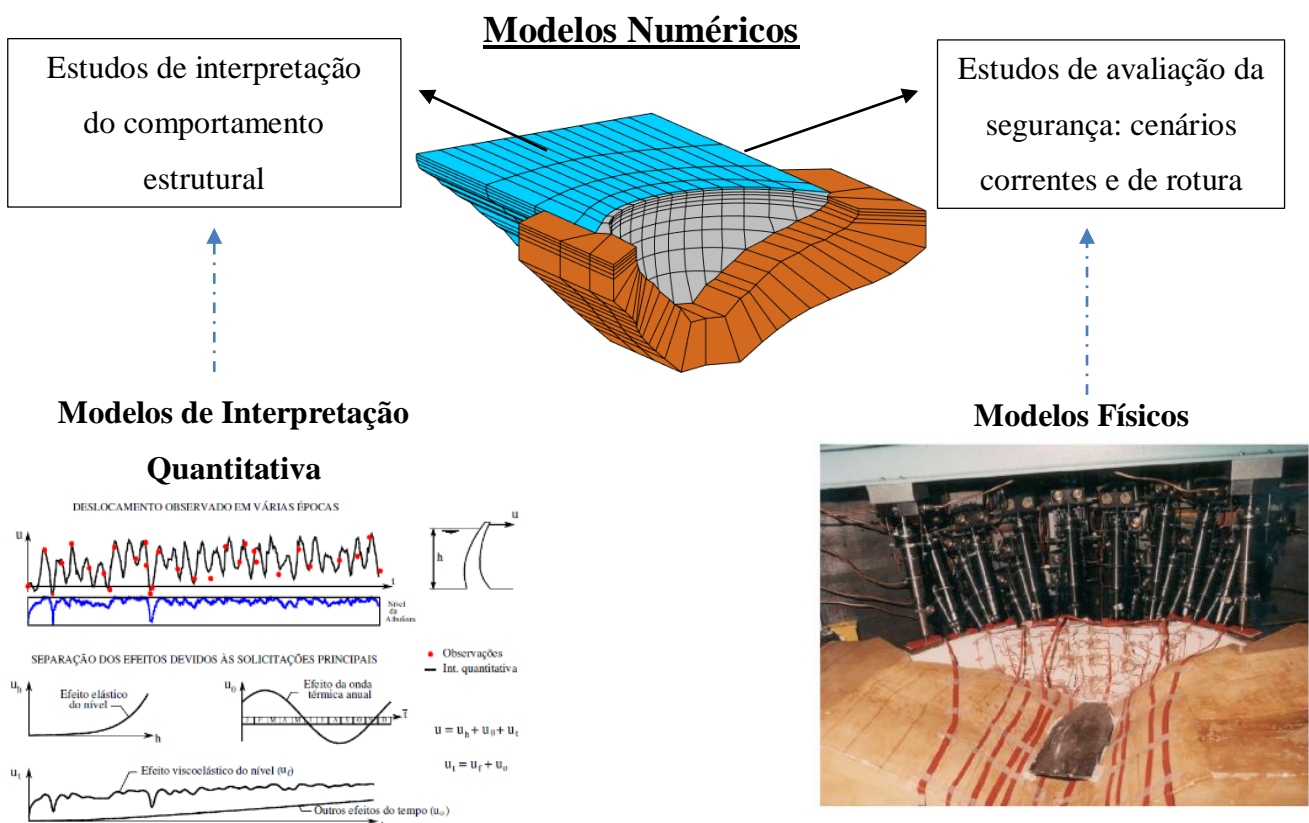


Figura 2.13 - Modelos para previsão e análise do comportamento estrutural de barragens (Oliveira, 2000).

Modelos de Interpretação Quantitativa

Como foi referido, no âmbito do controlo da segurança de barragens de betão nas diversas fases de exploração, as grandezas observadas (deslocamentos, extensões, tensões, movimento de juntas, frequências naturais, etc.) são analisadas em função das ações que mais significativamente as influenciam. No entanto, a resposta observada vai resultar do efeito conjunto das várias ações atuantes, surgindo assim um problema complexo na interpretação do comportamento da obra tendo por base os resultados observados. Assim, foram desenvolvidos modelos que permitem efetuar a separação desses feitos: os modelos de interpretação quantitativa (Oliveira, 2000) (Rocha, Serafim & Silveira, 1958), que possibilitam a separação dos efeitos com base no estabelecimento e análise de relações funcionais semi-empíricas entre as grandezas ou os efeitos observados (correspondentes a variações relativamente a uma época de referência) e as solicitações que os originam.

Estes modelos, em conjunto com a experiência adquirida em obras idênticas, permitem avaliar para um dado período de observação, se a obra apresenta ou não um comportamento anómalo. No entanto, tendo em conta que são de natureza não determinística, os resultados obtidos devem ser utilizados de forma integrada com os resultados calculados através de modelos numéricos.

Modelos Físicos

O início da construção e estudo de modelos físicos para análise do comportamento de barragens iniciou-se nos E.U.A em 1922, com um ensaio de um modelo em betão da barragem abóbada de Stevenson Creek, que obteve resultados satisfatórios. Ao longo das décadas seguintes, os estudos de modelos físicos surgiram na Europa com ensaios sobre modelos físicos da barragem de La Brome (no ano 1926 em França), a barragem de Boulder (1930, nos E.U.A.), e as barragens de Rochetta, Osiglietta e Vajont (na década de 40 em Itália, com a utilização de macacos hidráulicos para a simulação da pressão hidrostática). Em Portugal, foi realizado no LNEC o primeiro estudo do modelo físico para a barragem abóbada de Santa Luzia à escala 1:100, tendo sido desenvolvidos na década de 40 e 50 a modelação física para apoio de projetos de grandes barragens de betão portuguesas, considerando as limitações ao nível dos métodos e meios de cálculo disponíveis na altura, o que permitiu desenvolver técnicas para determinar a forma ideal de barragens abóbada recorrendo ao estudo de membranas de borracha recortadas com a forma do vale sob ação da pressão da água (Oliveira, 2000). As técnicas de ensaio em regime elástico foram gradualmente aperfeiçoados, permitindo realizar diversos tipos de estudos para a ação da pressão hidrostática, do peso próprio e considerando zonas de diferente deformabilidade na fundação. Estes modelos

possibilitaram ainda analisar cenários de rotura, cenários de majoração da ação sísmica, aumento do nível da pressão hidrostática, movimentos horizontais das placas tectónicas e cenários envolvendo escorregamentos em maciços de fundação com falhas e diaclases.

Os modelos físicos (Figura 2.14) assentam na Teoria da Semelhança³: segundo esta teoria, um determinado protótipo e o seu modelo físico podem-se considerar sistemas fisicamente semelhantes em relação a um dado conjunto de grandezas, se existir uma relação constante entre os valores homólogos dessas grandezas no protótipo e no modelo. Se assim for, é possível conhecer o comportamento do protótipo se for conhecido o comportamento do modelo físico semelhante ao protótipo.

A partir da década de 80 do século XX, o aumento da capacidade computacional levou à generalização do uso de métodos e modelos numéricos, levando a uma diminuição da preponderância e utilização dos modelos físicos, que são bastante mais dispendiosos. No entanto, os modelos físicos continuam a ser bastante úteis, no que diz respeito ao aperfeiçoamento das técnicas de medição e de aquisição de dados, em estudos hidráulicos para definição das formas de descarregadores e na análise estrutural, nomeadamente no estudo de problemas não lineares como a análise de cenários que rotura, que permitem a determinação de coeficientes de segurança globais e a verificação da fiabilidade/calibração dos modelos numéricos (Oliveira, 2000).



a)



b)

Figura 2.14 - Modelos físicos de barragens: a) Barragem de Odiáxere com albufeira (modelo à escala 1:40). Estudo dinâmico na mesa sísmica do LNEC (Gomes, 2010); b) Barragem do Alqueva (Oliveira, 2000).

³ Como refere Oliveira, S. (2000): “A Teoria da Semelhança permite obter as relações de semelhança entre as grandezas envolvidas nos fenómenos que se estudam por intermédio de modelos físicos, recorrendo ao teorema fundamental da Análise Dimensional. Este teorema, também conhecido por teorema de Vaschy-Buckingham, afirma que num fenómeno em que intervêm n grandezas G_i , das quais k são dimensionalmente independentes, toda a relação dimensionalmente homogénea entre essas n grandezas físicas pode ser substituída por uma relação entre $(n-k)$ parâmetros adimensionais P_i .”

Modelos Numéricos

Perspetiva Histórica

A verificação da segurança estrutural das primeiras grandes barragens de betão na fase de projeto era efetuada com a utilização dos já referidos modelos físicos e de modelos numéricos nos quais se admitiam fortes hipóteses simplificadas, em virtude da pouca experiência na modelação matemática destas estruturas e da falta de meios com potencial para cálculos mais elaborados. Na sequência de trabalhos pioneiros (década de 50) inseridos no âmbito do programa de desenvolvimento da indústria aeroespacial nos E.U.A., na década de 60 houve um incrível desenvolvimento dos métodos numéricos para análise estrutural em simultâneo com o aparecimento dos primeiros computadores. O maior destaque vai claramente para o desenvolvimento do Método dos Elementos Finitos (MEF) (Zienkiewicz, 1967; Pedro, 1977), o qual, em conjunto com a evolução de meios computacionais permitiu revolucionar os métodos de cálculo e controlo de segurança de barragens.

De qualquer forma, os primeiros modelos numéricos para análise do comportamento de barragens de abóbada (na década de 60) permitiam apenas cálculos elásticos simples e mais tarde a análise do comportamento não linear de estruturas pelo MEF.

No caso do LNEC, foram desenvolvidos modelos de elementos finitos para análise de barragens de betão com base na hipótese de comportamento elasto-plástico perfeito e no critério de cedência de Mohr-Coulomb, para equilíbrios planos e tridimensionais. Posteriormente, registaram-se evoluções ao nível da discretização da fundação com elementos finitos e elementos finitos de junta para simulação das descontinuidades (Dinis, 1994), e a adoção de leis constitutivas de dano (Oliveira, 2000), que possibilitaram a análise de cenários de rotura. Além destes aspetos, convém referir que a partir da década de 80 se utilizaram modelos de elementos finitos para estudar os efeitos do tempo e o comportamento ao longo do tempo em barragens de betão durante a construção e fase de exploração normal (Pina, 1988; Batista, 1998).

O método dos elementos finitos (MEF)

No âmbito da evolução dos modelos numéricos, desenvolveram-se vários métodos numéricos, nomeadamente: i) o método dos elementos de fronteira; ii) o método das diferenças finitas; iii) o método dos elementos discretos; iv) o método dos elementos finitos.

Destes, destaca-se o Método dos Elementos Finitos (MEF) pois revolucionou a análise de estruturas e o estudo da verificação da segurança das mesmas, sendo o método mais divulgado e aquele que foi utilizado ao longo do desenvolvimento do presente trabalho.

O MEF é um método bastante versátil e fiável no campo da análise de estruturas, podendo-se considerar uma ferramenta essencial que, após validação e calibração com base em resultados experimentais, permite efetuar estudos acerca do comportamento estrutural, cenários correntes de rotura e efetuar extrapolações para o protótipo (estrutura real) com custos adicionais reduzidos. A sua utilização para avaliar o comportamento dinâmico de estruturas, essencialmente face a ações sísmicas, tem sido ao longo dos tempos uma preocupação na área da engenharia (particularmente no âmbito da engenharia de barragens em virtude da já referida complexidade do comportamento dinâmico do conjunto barragem-fundação-albufeira), sendo que, para a avaliação da fiabilidade do MEF na determinação do comportamento e das propriedades dinâmicas (frequências naturais e configurações modais), devem ser utilizado conjuntamente modelos numéricos (Figura 2.15) e sistemas de observação e monitorização bem como métodos de identificação modal (Espada, 2010; Silvestre, 2012).

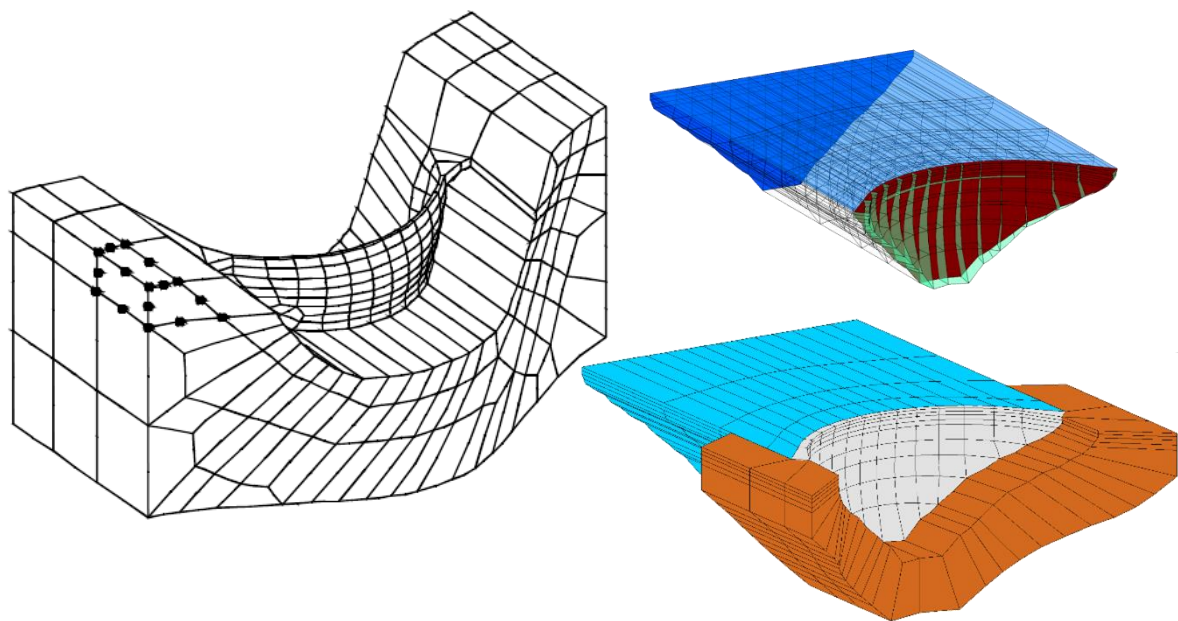


Figura 2.15 - Modelos numéricos para previsão e análise do comportamento de barragens. (Oliveira, 2000; Oliveira, 2015).

2.3.4 Incidentes e acidentes em barragens. Causas e consequências

No âmbito do controlo de segurança de barragens, as principais preocupações com a segurança destas para evitar acidentes e incidentes (além das preocupações com a adequada manutenção e deterioração destas obras) referem-se ao comportamento das barragens durante a ocorrência de eventos excepcionais, nomeadamente: i) cheias, que podem dar origem a galgamentos e provocar danos materiais, humanos e ambientais elevadíssimos; ii) sismos de média e elevada intensidade, com efeitos especialmente danosos para obras antigas (em virtude da utilização dos critérios de segurança e dimensionamento sísmico desatualizados) e até mesmo obras novas (no caso de não serem considerados adequadamente todos os fatores e critérios de comportamento e segurança estrutural).

Nesse sentido, é imperativo procurar o desenvolvimento e a implementação de mais e melhores sistemas de observação e recolha de informação experimental bem como de modelos de previsão mais fiáveis, por forma a garantir uma melhor caracterização e simulação do comportamento e resposta estrutural das obras, bem como das ações dinâmicas a analisar, nomeadamente ações sísmicas.

2.3.4.1 Incidentes e acidentes em barragens

Existem referências a incidentes/acidentes em barragens que envolvem deslocamentos elevados, o aparecimento de fissuras e outros problemas associados à fundação, como a percolação de água devido a rotura das cortinas de impermeabilização e escorregamento de blocos do maciço rochoso a partir das discontinuidades deste. Este tipo de incidentes e as respetivas anomalias e patologias detetadas, permitiram identificar a admissão de hipóteses erradas ou desadequadas ao nível de projeto e da construção daquelas obras (Chen & Scawthorn, 2002), em grande parte por falta de informação adequada.

De seguida apresentam-se algumas causas que provocaram acidentes em barragens, acompanhadas dos respetivos exemplos (Silvestre, 2012; Wikipédia, 2015):

- Falhas na escolha dos materiais utilizados e nas técnicas de construção

Como exemplo refere-se a barragem de Gleno (Itália) em 1923. Esta era uma barragem de abóbadas múltiplas em betão, tendo sido inicialmente projetada como barragem gravidade com curvatura, para garantir maior economia ao cliente em termos de construção e materiais, com erros ao nível da ligação da barragem e da fundação. O colapso deveu-se à incapacidade de suportar pressões hidrostáticas (Figura 2.16a).

- Errado dimensionamento/falha dos órgãos de descarga

O colapso da barragem de South Fork nos Estados Unidos que ruiu em 1889, devido à remoção dos órgãos de descarga; e o quase colapso da barragem de Glen Canyon (Figura 2.16b) em 1983 devido a grandes cheias (tendo ocorrido fenômenos de cavitação nos órgãos de descarga que afetaram o seu funcionamento).

- Instabilidade geológica causada pela variação do nível da água na albufeira ou falta de prospeção adequada

Acidente da barragem de Vajont (Itália) em 1963, tendo ocorrido o desmoronamento e deslizamento de rocha a montante da barragem e que provocaram uma onda na albufeira que galgou a barragem em 1963; colapso da barragem de Malpasset (França) em 1959 devido à fraca qualidade e impermeabilidade do terreno de fundação (tendo sido descoberta mais tarde uma falha tectónica), tendo ocorrido roturas na barragem (Figura 2.16c); a barragem em arco-gravidade de betão de Saint Francis nos EUA em 1928.

- Falta de manutenção

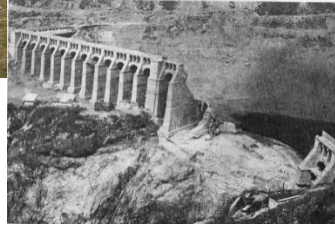
Como exemplos existem a barragem de terra de Lawn Lake que colapsou em 1982, a barragem em arco-gravidade de betão de Saint Francis nos EUA em 1928 (Figura 2.16d) e a barragem de aterro de Val di Stava que colapsou em 1985, situada em Itália.

- Grande enchente na albufeira após chuva intensa

A barragem de Shakidor no Paquistão que colapsou em 2005; a barragem de terra de Banqiao (Figura 2.16e). e 62 outras no rio Zhumadian que colapsaram em 1975 devido a chuvas intensas, provocando um dos maiores desastres de sempre relacionados com barragens; a barragem de terra e enrocamento de Machchhu-2 na Índia, que colapsou em 1979.

- Erosão Interna

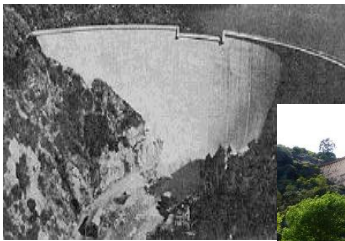
Como exemplo, a barragem de terra de Teton nos E.U.A., que colapsou em 1976 (Figura 2.16e). Nesta barragem deu-se a infiltração da água no corpo da obra, devido à permeabilidade, o que levou à ocorrência de fenômenos de erosão interna e conseqüentemente ao colapso da barragem.



a)



b)



c)



d)



e)



f)

Figura 2.16 – Incidentes/acidentes em barragens: a) Colapso da barragem de Gleno; b) Barragem de Glen Canyon; c) Colapso da Barragem de Malpasset; d) Colapso da Barragem de St. Francis; e) Colapso da Barragem de Baiqiao; f) Colapso da Barragem de Teton.

2.3.4.2 Incidentes devido a eventos sísmicos

As grandes barragens de betão pertencem ao grupo de estruturas que começaram a ser estudadas e projetadas para suportar ações sísmicas, em virtude da sua enorme importância social, económica e ambiental, e também do risco potencial elevado associado a este tipo de obras. De maneira geral, as barragens de betão apresentam uma adequada resistência estrutural a eventos sísmicos, nomeadamente por serem projetadas para a ação de forças horizontais elevadas devido à pressão hidrostática e à sistematização dos processos de projeto relativamente a ações sísmicas (Westergaard, 1933; Wieland, 2008; Wieland, 2010). No entanto, para sismos que provoquem valores de aceleração elevados ao nível da fundação, podem ocorrer danos relevantes que afetem a condições de funcionalidade e segurança das obras.

Por outro lado, atualmente a segurança sísmica das barragens tem vindo a ser revista, tendo em conta que na maior parte das barragens que se encontram em serviço aos dias de hoje, foram utilizados critérios e métodos de análise do comportamento dinâmico em fase de projeto que hoje estão claramente desajustados (Wieland & Brenner, 2010). Desta forma, recorrendo às normas e requisitos destas em vigor (Eurocódigo 8, RSB e requisitos regulamentares da ICOLD), os projetos de novas barragens bem como as barragens existentes têm de cumprir estes requisitos definidos no que respeita a ações sísmicas, voltando a dar-se ênfase à importância de desenvolver e utilizar tecnologias cada vez mais eficientes ao nível dos sistemas de observação e dos modelos, para obter as adequadas condições de segurança e fiabilidade em todas as fases de vida da obra.

Apresentam-se seguidamente alguns exemplos de incidentes devido a eventos sísmicos de média/elevada intensidade em barragens (Mendes, 2010; Silvestre, 2012; Wikipédia, 2015):

- i) A barragem de Koyna na Índia (barragem de gravidade em betão), foi abalada em 1967 por um sismo de magnitude 6,5 (acelerações de pico de 0,63 g na direção transversal ao rio, 0,49 g na direção montante jusante e 0,34 g na direção vertical) que provocaram fissuras horizontais nos paramentos, fissuras na galeria a meia altura da barragem e na galeria de fundação, movimentos relativos entre os blocos monolíticos durante o sismo e infiltrações nas zonas fissurada (Figura 2.17a).
- ii) Na barragem de Pacoima (abóbada com 113 metros de altura) situada nos E.U.A. (Figura 2.17b). e que foi abalada pelo sismo de São Fernando em 1971 (magnitude de 6,5) e o sismo de Northridge em 1994 (magnitude de 6,7). O primeiro (aceleração de pico horizontal de 1,25 g e 0,7 g na vertical) provocou o movimento da secção superior do encontro esquerdo e do maciço rochoso a jusante do encontro, além da abertura da junta de contração e ainda a ocorrência de fissuras no encontro; relativamente ao segundo, a maioria dos acelerómetros saturaram, tendo-se registado acelerações de pico elevadas (que variaram

entre 0,5 g na base da barragem e 2,0 g ao longo dos encontros próximo do coroamento. Foram também registados valores de aceleração de pico a jusante do local da barragem e na zona do encontro esquerdo, com 0,4 g e 1,6 g, respetivamente) que provocaram o deslizamento do maciço a jusante da margem esquerda e ainda na fundação desse lado (que apenas não deslizou severamente devido aos cabos de pré-esforço colocados depois do sismo de San Fernando). Por outro lado registaram-se fissuras em blocos próximos do encontro da margem esquerda, movimentos de abertura e fecho das juntas verticais, fissuração no betão e movimentos horizontais entre as juntas dos blocos.

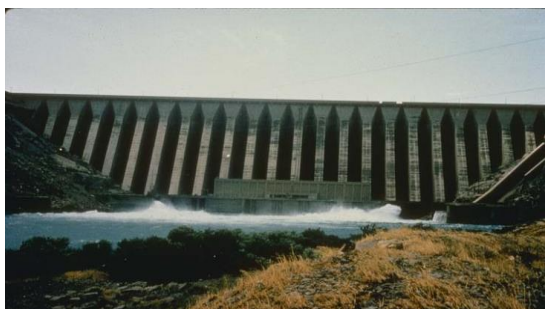
- iii) A barragem de Sefid Rud no Irão (Figura 2.17c), é uma barragem de gravidade em betão com contrafortes, e foi solicitada por um sismo de magnitude 7,6 (aceleração de pico no maciço rochoso de 0,72g). Esta barragem sofreu fissuração horizontal significativa na zona superior dos contrafortes e a formação de uma cunha com deslocamentos tangenciais para jusante.
- iv) Já na barragem de Shih-Kang no Taiwan (Figura 2.17d), em 1999 foi sujeita a um sismo de magnitude 7,6 que provocou acelerações de pico de 0,5g na direção horizontal e vertical, provocando a rotura de três descarregadores junto ao encontro direito, a separação de blocos entre a barragem e a fundação e a rotura das vigas que suportavam o pavimento sobre a barragem devido a deslocamentos elevados.



a)



b)



c)



d)

Figura 2.17 - Incidentes em barragens devido a eventos sísmicos: a) Barragem de Koyna; b) Barragem de Pacoima; c) Barragem de Sefid Rud; d) Colapso da barragem de Shih-Kang.

2.4 Considerações Finais

Neste capítulo abordou-se a classificação de barragens quanto à sua dimensão, capacidade de armazenamento, materiais utilizados na construção, forma estrutural e sua finalidade, tendo sido dado especial ênfase aos diferentes tipos de formas estruturais e suas características principais.

Referiu-se ainda de forma resumida a evolução dos aproveitamentos hidroelétricos ao longo do último século, abordando o contexto atual das barragens em Portugal, no Mundo e na Suíça e as perspectivas para o futuro no que diz respeito à engenharia de barragens e aproveitamento da energia hidráulica.

No presente capítulo referiu-se ainda a importância das barragens na atualidade e ao longo das últimas décadas a nível económico, social e ambiental, nomeadamente na produção de energia, controlo de cheias e abastecimento de água às populações, sendo de esperar que continuem a ser utilizadas a longo prazo. Nesse sentido, apresentaram-se as principais características e aspetos a ter em conta no que diz respeito ao conjunto barragem-fundação-albufeira no âmbito da sua segurança e análise do comportamento dinâmico.

Por outro lado, e de acordo com o RSB, referiram-se os principais aspetos a ter em consideração para garantir a segurança de barragens, em termos estruturais, hidráulico-operacionais e ambientais. Relativamente ao controlo da segurança, abordaram-se os aspetos metodologias e elementos fundamentais, que incluem a realização de inspeções visuais minuciosas, o desenvolvimento e implementação de sistemas de observação (incluindo sistemas de observação em contínuo e a realização de ensaios e medições) e ainda o desenvolvimento de modelos para simular e interpretar o comportamento das obras em exploração, por forma a garantir as melhores condições de funcionalidade e segurança ao longo da fase de exploração, evitando acidentes/incidentes na barragem e fundação. Atualmente, considerando a cada vez maior importância dada ao comportamento estrutural e segurança das estruturas sob ação de solicitações sísmicas, refere-se o interesse em promover um desenvolvimento e melhoramento tanto dos modelos numéricos como dos sistemas de observação (em particular dos sistemas de observação em contínuo), permitindo assim obter cada vez mais e melhor informação acerca do comportamento dinâmico das estruturas, calibrar e aumentar a fiabilidade dos modelos numéricos utilizados na análise da resposta sísmica do conjunto barragem-fundação-albufeira e da interação dinâmica deste sistema.

3

Modelação do Comportamento Dinâmico de Sistemas Barragem-Fundação-Albufeira

3.1 Considerações Iniciais

De forma geral, as barragens de betão em exploração, tanto as mais antigas como as recentes, e as barragens a projetar e construir no futuro devem respeitar as exigências regulamentares válidas no presente, no que diz respeito às condições de funcionalidade e de segurança (estrutural, hidráulico-operacional e ambiental), com especial relevância para a segurança das obras sob ações dinâmicas importantes como os sismos. Nesse âmbito, destaca-se a importância dos modelos numéricos (devidamente calibrados com base em resultados experimentais) utilizados para simular e interpretar a resposta dinâmica de sistemas barragem-fundação-albufeira na atividade de controlo da segurança, devendo ser dada especial atenção às hipóteses simplificativas utilizadas, que permitam simular adequadamente a interação dinâmica água-estrutura, o efeito do amortecimento, as propriedades das juntas e o comportamento da fundação.

Na análise de estruturas, um dos problemas de maior importância consiste na determinação dos campos de deslocamentos e da distribuição de tensões (e extensões) que surgem na estrutura, para um dado conjunto de forças exteriores (Figura 3.1). Para cada ponto e em cada instante de tempo, a Mecânica estabelece equações diferenciais que permitem definir relações entre deslocamentos, extensões e tensões: equações de equilíbrio entre forças e tensões, equações de compatibilidade entre deformações e deslocamentos, e equações constitutivas que correlacionam tensões e

deformações. Na modelação do comportamento de uma estrutura utilizam-se atualmente métodos numéricos sofisticados e bastantes eficazes para a resolução das equações fundamentais da Mecânica Estrutural, sendo necessário, no entanto, adotar diversas hipóteses simplificativas (em função do problema e estrutura em causa): i) ao nível das equações de equilíbrio, estas podem ser consideradas conforme existam, ou não, forças de inércia e amortecimento, bem como equilíbrios dinâmicos ou estáticos – equilíbrios de peça linear, de placa, de laje, de casca, tridimensional, etc.; ii) no que diz respeito às equações de compatibilidade, através da consideração da hipótese de linearidade geométrica caso seja válida a hipótese dos pequenos deslocamentos; iii) quanto às equações constitutivas, podem-se considerar as hipóteses de isotropia, ortotropia ou anisotropia; considerar materiais de comportamento linear ou não linear; ter em consideração a hipótese de rotura com patamar de cedência ou enfraquecimento; ter em conta a viscoelasticidade sem maturação ou com maturação; considerar ou não a existência de dano, etc.

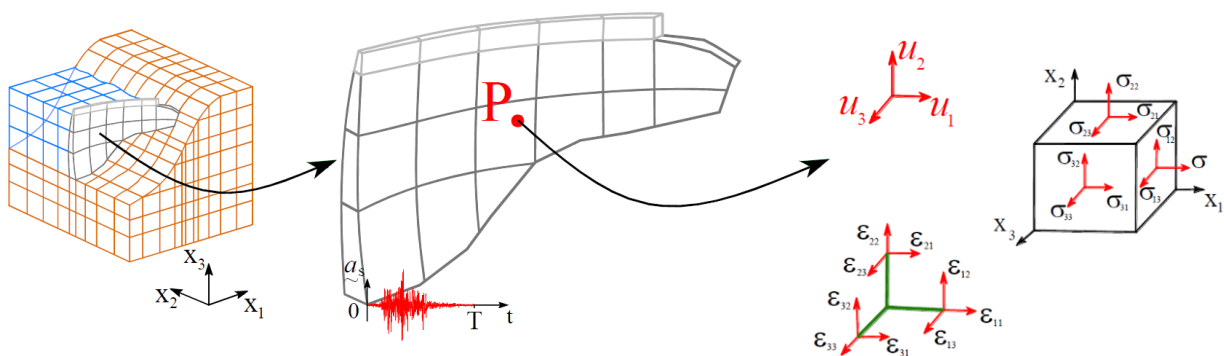


Figura 3.1 - Representação esquemática de um sistema barragem-fundação-albufera discretizado em EF 3D.

No presente capítulo aborda-se o problema de valores de fronteira (PVF) definido pela equação fundamental da Mecânica Estrutural (equação de Navier) e apresenta-se o MEF, referindo os seus fundamentos, nomeadamente as técnicas em que este se baseia para efetuar a integração espacial e a resolução numérica da equação de Navier, bem como as equações e metodologias a aplicar na resolução do problema dinâmico (integração no tempo).

Referem-se os fundamentos da análise dinâmica de sistemas barragem-fundação-albufera, nomeadamente as principais hipóteses simplificativas e aspetos a considerar, bem como as formulações para a resolução numérica do PVF aplicado a este tipo de sistemas, utilizando duas abordagens: i) modelo considerando massas de água associadas no paramento de montante e utilizando uma formulação clássica em deslocamentos; e ii) modelo com a albufera discretizada em elementos finitos de pressão e recorrendo a uma formulação em deslocamentos e pressões com abordagem de estado, salientando-se a importância e as vantagens desta metodologia relativamente à formulação clássica, nomeadamente através da realização de uma análise modal reduzida.

3.2 Equações fundamentais para a análise dinâmica de estruturas. Aplicação do Método dos Elementos Finitos.

3.2.1 Equações Fundamentais da Mecânica Estrutural

Como se referiu em 3.1, um dos problemas de maior importância na análise de estruturas consiste na determinação dos campos de deslocamentos \underline{u} e correspondente distribuição de tensões $\underline{\sigma}$ e deformações $\underline{\varepsilon}$ que se desenvolvem na estrutura, para um dado conjunto de forças exteriores \underline{f} . Para o caso geral de uma determinada estrutura tridimensional, conhecendo a sua geometria, as propriedades dos materiais, as forças mássicas, as ações atuantes na fronteira (deslocamentos impostos e/ou tensões aplicadas) e as condições de apoio, é possível calcular os deslocamentos (três componentes, segundo x_1 , x_2 e x_3) em cada ponto da barragem e em cada instante através da resolução da equação de Navier (3.1) considerando as respetivas condições de fronteira e conhecendo as forças mássicas atuantes em cada ponto da estrutura e em cada instante (PVF). Na formulação clássica em deslocamentos, a equação de Navier estabelece uma relação entre deslocamentos e forças mássicas (Figura 3.2).

$$\left\{ \begin{array}{l} \underline{L}^T (\underline{DL}\underline{u}) + \underline{f} = \underline{0}, \text{ a verificar em todos os pontos e instantes} \\ \text{Condições iniciais e de fronteira} \end{array} \right. \quad (3.1)$$

Nesta equação, o campo de deslocamentos $\underline{u} = \underline{u}(x_1, x_2, x_3, t)$ corresponde à função incógnita e obtém-se a partir da equação diferencial de Navier, através de integração espacial (x_1, x_2, x_3) e integração temporal em ordem a t , como se verá em 3.3.3 e 3.3.4. O termo $\underline{L}^T (\underline{DL}\underline{u})$ representa as forças elásticas internas (mássicas) sendo válida a hipótese de pequenos deslocamentos, enquanto o termo $\underline{f} = \underline{f}(x_1, x_2, x_3, t)$ representa as forças mássicas, que são: a força gravítica (força devido ao peso mg); as forças de inércia $-m \ddot{\underline{u}}_T$ e as forças de amortecimento $-c \dot{\underline{u}}$, em que m representa a massa específica e c o amortecimento específico dos materiais da estrutura em análise (betão, rocha e água), enquanto $\dot{\underline{u}}$ e $\ddot{\underline{u}}$ representam a primeira e segunda derivadas de \underline{u} em ordem ao tempo, respetivamente velocidades e acelerações.

Por outro lado, deve ser tido em consideração que o deslocamento total \underline{u}_T num dado ponto resulta da soma dos deslocamentos na base \underline{u}_s com os deslocamentos relativos \underline{u} nesse mesmo ponto. Assim, convém notar que, no cálculo das forças de inércia em cada ponto da estrutura, deve ser considerada a aceleração total $\ddot{\underline{u}}_T$, que vai ser a soma da aceleração de corpo rígido \underline{a}_s (idêntica à

aceleração na base) e a aceleração relativa $\ddot{\underline{u}}$, ou seja: $m \ddot{\underline{u}}_T = m \underline{a}_s + m \ddot{\underline{u}}$. No que diz respeito ao cálculo das forças de amortecimento, admite-se que a parcela da velocidade de corpo rígido é nula ($\underline{v}_s = \dot{\underline{u}}_s = \underline{0}$), pelo que se considera apenas a componente da velocidade relativa $\dot{\underline{u}}$.

No caso de se considerarem ações dinâmicas (e nomeadamente ações sísmicas), a equação 3.1 pode escrever-se da seguinte forma:

$$\left\{ \begin{array}{l} \underline{L}^T (\underline{D}\underline{L}\underline{u}) + \overbrace{m\underline{g} - m(\ddot{\underline{u}} + \underline{a}_s)}^f - c\dot{\underline{u}} = \underline{0}, \quad \forall (x_1, x_2, x_3) \in V, \quad \forall t \in [0, T_{máx}] \\ \text{Condições iniciais e de fronteira} \end{array} \right. \quad (3.2)$$

Relativamente à figura 3.2 e às equações apresentadas anteriormente, \underline{L} é o operador diferencial (na forma matricial) que permite relacionar deslocamentos e deformações e \underline{D} é a matriz de elasticidade, definida para o caso de um material elástico e isotrópico que estabelece a relação entre deslocamentos e tensões, tendo em conta o módulo de elasticidade E e o coeficiente de Poisson ν . Quanto à matriz de elasticidade, esta pode ser apresentada em termos do módulo de elasticidade e do coeficiente de Poisson (como se indica na figura 3.2) ou, em alternativa, do módulo de compressibilidade volumétrica $K_v = E/3(1-2\nu)$ e do módulo de distorção $G = E/2(1+\nu)$ (o comportamento da água pode, para um dado tipo de modelos, ser simulado como um sólido degenerado com $G = 0$).

No âmbito da Mecânica estrutural, este problema é resolvido com recurso às equações indicadas na figura 3.2, em que se apresenta a dedução da forma diferencial da equação de Navier. No caso geral de equilíbrio tridimensional, as referidas equações constituem, em cada ponto da estrutura, um sistema de 15 equações diferenciais a 15 incógnitas (3 componentes de deslocamento, 6 componentes de tensão e 6 componentes de deformações), o qual pode ser simplificado a um sistema de 3 equações a 3 incógnitas (Oliveira, 2011).

EQUAÇÕES FUNDAMENTAIS DA MECÂNICA ESTRUTURAL
Análise dinâmica de estruturas tridimensionais

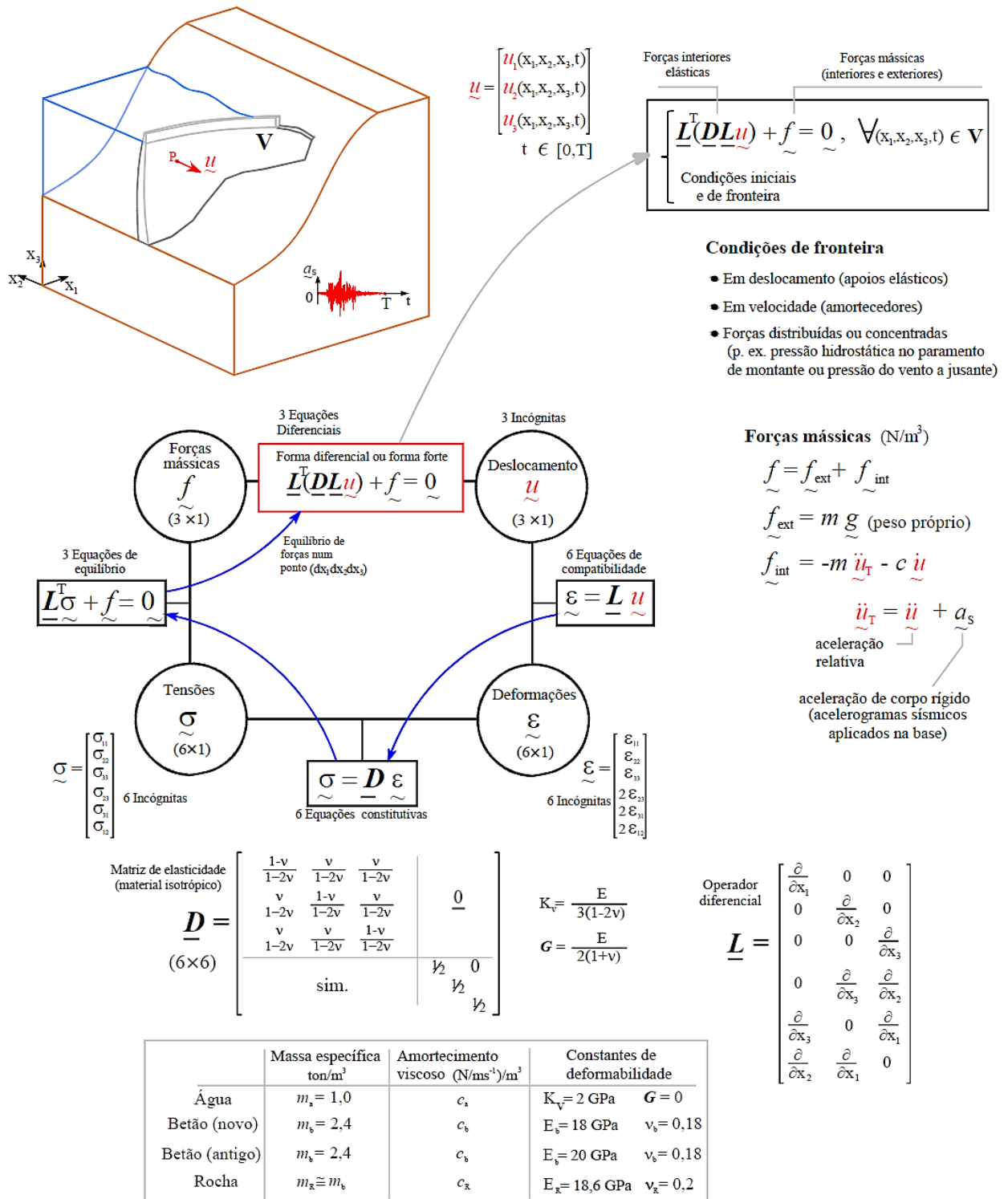


Figura 3.2 - Equações Fundamentais da Mecânica Estrutural para análise dinâmica de estruturas tridimensionais (caso geral). Dedução da equação de Navier.

A resolução analítica da equação diferencial de Navier respeitando as condições de fronteira, ou seja, do PVF, apenas é possível para problemas elementares, como o caso de um pilar sob ação do peso próprio (Oliveira, 2011) ou a deformação de um cabo elástico (Espada, 2010). Dessa forma, surgiu a necessidade de desenvolver vários métodos numéricos (Oliveira & Pedro, 1986) para permitir a resolução numérica do problema: i) Método dos Elementos Finitos (MEF); ii) Método das Diferenças Finitas; iii) Método dos Elementos de Fronteira; e iv) Método dos Elementos Discretos. A escolha do método de análise vai depender do modelo que se pretende usar e as hipóteses simplificativas adotadas no referido modelo. No caso do presente trabalho, apresentam-se os fundamentos e a metodologia para a resolução numérica da equação de Navier usando o MEF, tendo em conta que foi este o método estudado e utilizado no programa desenvolvido em MATLAB.

A integração numérica da equação de Navier utilizando o MEF consiste em duas fases: i) a primeira fase, em que se obtém a forma integral (forma fraca) da equação diferencial de Navier (forma forte), numa primeira etapa. Posteriormente, numa segunda etapa, efetua-se a integração espacial da forma integral fraca aplicando o MEF, por forma a obter uma equação do tipo $\underline{m}\ddot{\underline{u}} + \underline{c}\dot{\underline{u}} + \underline{k}\underline{u} = \underline{f}$ no caso dinâmico (em que \underline{f} representa as forças estáticas e dinâmicas atuantes, \underline{m} a matriz de massas, \underline{c} a matriz de amortecimento relativo e \underline{k} a matriz de rigidez do sistema); e ii) a segunda fase consiste em efetuar a integração no tempo da equação obtida após a aplicação do MEF. Dessa forma, o problema a ser descrito por um sistema de N_{GL} (número de graus de liberdade da estrutura discretizada) equações diferenciais de 2ª ordem, em ordem ao tempo, no caso da formulação clássica em deslocamentos. Para o caso da formulação em pressões e deslocamentos, com análise no espaço de estados, o problema consiste num sistema de $2N_{GL}$ equações diferenciais de primeira ordem (em que N_{GL} representa o número total de graus de liberdade considerando o domínio sólido e o domínio fluído).

3.2.2 Integração Espacial. Aplicação do MEF na resolução da equação de Navier

3.2.2.1 Transformação da equação de Navier: da forma forte para a forma fraca

A integração numérica da equação de Navier em ordem às coordenadas espaciais é a prática mais usual quando se recorre ao MEF para a resolução do PVF. No entanto, os fundamentos do MEF não podem ser aplicados de forma direta à equação de Navier na forma diferencial (forma forte), sendo necessário, primeiramente, obter a forma integral (ou forma fraca) correspondente. Este

processo pode ser conseguido utilizando dois procedimentos: i) o primeiro exige unicamente a manipulação matemática da equação de Navier, aplicando à equação de Navier o Lema Fundamental do Cálculo Variacional (LFVC) e o Teorema de Green-Gauss; ii) o segundo consiste em aplicar o Princípio dos Trabalhos Virtuais (PTV) diretamente à estrutura.

- Lema Fundamental do Cálculo Variacional

Se o integral de $F(x_i, u, u', u'', \dots) \cdot \tilde{u}(x_i)$, com $(i=1,2,3)$, for nulo para todas as funções $\tilde{u}(x_i)$, pertencentes à classe $\mathcal{D} = C_c^\infty(V)$ das funções de teste com suporte compacto em V , então verifica-se também que $F(x_i, u, u', u'', \dots) = 0$ em V , sendo a recíproca igualmente verdadeira. Desta forma, pode-se escrever a seguinte equivalência:

$$F(x_i, u, u', u'', \dots) = 0 \text{ em } V \Leftrightarrow \int_V F(x_i, u, u', u'', \dots) \tilde{u}(x_i) dV = 0, \quad \forall \tilde{u} \in \mathcal{D} = C_c^\infty(V) \quad (3.3)$$

Esta equivalência, para o caso em estudo, corresponde a uma equivalência entre a equação diferencial na forma que foi estabelecida para um elemento infinitesimal, e uma nova forma (forma integral) em que surge uma integração estendida ao domínio V (neste caso, as funções de teste \tilde{u} correspondem aos deslocamentos virtuais referidos no PTV):

$$\int_V (\underline{L}^T (\underline{D}\underline{L} \underline{u}) + f) \tilde{u} dV = 0, \quad \forall \tilde{u} \in \mathcal{D} \quad (3.4)$$

- Princípio dos Trabalhos Virtuais

O PTV enuncia que, para que um corpo elástico esteja em equilíbrio, é necessário e suficiente que, para todo o campo de deslocamentos virtuais $\underline{u}_v = \underline{u}_v(x_1, x_2, x_3)$ o trabalho das forças exteriores seja igual ao trabalho das forças interiores. Tendo em conta que:

$$W_{\text{ext}} = \int_V \underline{f} \underline{u} dV ; W_{\text{int}} = \int_V \underline{\sigma} \underline{\varepsilon}_v dV \quad (3.5)$$

pode-se escrever a seguinte equivalência

$$W_{\text{int}} = W_{\text{ext}} \Leftrightarrow \int_V \underline{\sigma} \underline{\varepsilon}_v dV = \int_V \underline{f} \underline{u} dV, \quad \forall \underline{u}_v \quad (3.6)$$

Aplicando o LFVC e o Teorema de Green Gauss ou o PTV diretamente à estrutura em estudo, obtém-se então a forma integral ou forma fraca da equação de Navier:

$$\int_V (\underline{L} \underline{v})^T \underline{D}(\underline{L} \underline{u}) dV = \int_V \underline{f} \underline{v}, \quad \forall \underline{v} \in \mathcal{D} \quad (3.7)$$

3.2.2.2 Aplicação do MEF

Considerações Gerais

O Método dos Elementos Finitos é um método numérico com enorme potencial para a resolução dos problemas de valores de fronteira da Mecânica Estrutural, e permite desenvolver aplicações computacionais bastante eficientes para a Análise de Estruturas em Engenharia Civil. As primeiras referências a este método datam da década de 40 do século XX, no âmbito de trabalhos realizados no desenvolvimento da indústria aeroespacial americana (Zienkiewicz, 1967; Pedro, 1977). No entanto, com o aparecimento dos primeiros computadores, é na década de 60 que o MEF sofreu um extraordinário desenvolvimento, com a aplicação a problemas de Mecânica dos Sólidos. Com este método, as estruturas a analisar são divididas num dado número de elementos finitos, ligados entre si por pontos nodais, formando assim uma malha de elementos finitos (Figura 3.3). A análise estática e dinâmica de estruturas em engenharia civil exige a consideração de equilíbrios unidimensionais, bidimensionais e tridimensionais (como é o caso dos sistemas barragem-fundação-albufeira apresentados neste capítulo). Em qualquer destes casos, e essencialmente para grandes estruturas, que naturalmente compreendem uma quantidade elevada de dados, a formulação do MEF em deslocamentos garante uma elevada eficiência computacional na determinação das incógnitas do problema, ou seja, os deslocamentos. Para sistemas barragem-fundação-albufeira pode-se utilizar uma formulação em pressões e deslocamentos com uma abordagem de estado (Figuras 3.13 e 3.19) e, nesse caso, as incógnitas serão os deslocamentos calculados no corpo da barragem (3 componentes em cada ponto da estrutura), as pressões na albufeira (1 componente de pressão em cada nó da malha da albufeira), as velocidades e as derivadas das pressões.

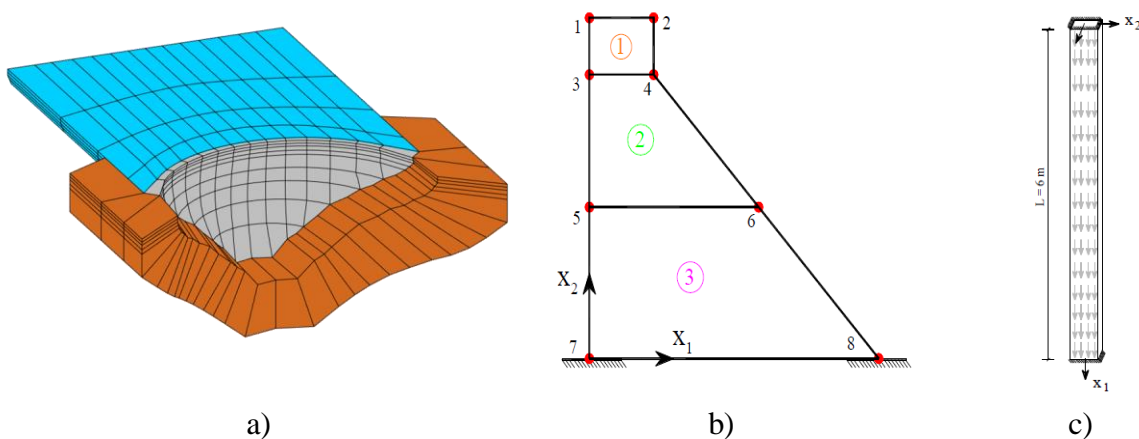


Figura 3.3 - Representação esquemática de estruturas para análise dinâmica: a) estrutura tridimensional; b) estrutura bidimensional; c) estrutura unidimensional (Oliveira, 2011).

Fundamentos do MEF e aplicação às equações fundamentais da mecânica estrutural

No caso geral tridimensional, a aplicação do MEF para uma determinada estrutura (nesta dissertação apresenta-se um sistema barragem-fundação-albufeira, nas figuras 3.2 e 3.10) baseia-se na divisão do volume total da estrutura num determinado número de elementos ligados entre si por pontos nodais (nós) em comum, denominados elementos finitos. Efetuada a discretização da estrutura em elementos finitos, a aproximação fundamental do MEF consiste em admitir que o vector dos deslocamentos $\underline{u}_P = [u_1, u_2, u_3]^T$, num qualquer ponto $P(x_1, x_2, x_3)$ situado no interior de um elemento finito de volume V^e , pode ser obtido de forma aproximada efetuando uma média ponderada (ou seja, uma interpolação) dos deslocamentos nos nós desse mesmo elemento finito \underline{u}^e , como se verifica na seguinte equação:

$$\underline{u} = \underline{N} \cdot \underline{u}^e \quad (3.8)$$

em que \underline{N} representa a matriz com os valores das funções de interpolação ou funções de forma (Zienkiewicz, 1967) no ponto P em análise.

No caso tridimensional em análise⁴, e utilizando elementos finitos de 20 pontos nodais e 3 graus de liberdade (GL) por nó, a matriz \underline{N} assume a forma de uma matriz de 3x60 (sendo \underline{u}^e um vector de 60x1):

$$\underline{N} = \begin{bmatrix} N_1 & 0 & 0 & N_2 & 0 & 0 & \ddots & N_{20} & 0 & 0 \\ 0 & N_1 & 0 & 0 & N_2 & 0 & \ddots & 0 & N_{20} & 0 \\ 0 & 0 & N_1 & 0 & 0 & N_2 & \ddots & 0 & 0 & N_{20} \end{bmatrix} \quad (3.9)$$

isto é, o número de linhas é igual ao número de graus de liberdade de translação (3 GL) por cada ponto nodal, enquanto o número de colunas é igual ao número de graus de liberdade cada EF (neste caso são 60 GL).

Desta forma, é necessário definir para cada ponto e para cada um dos graus de liberdade uma função de interpolação. Esta deve assumir valor unitário no nó correspondente (e no GL em causa) e valor nulo nos restantes graus de liberdade e nos restantes nós. Por outro lado, deve variar entre

⁴ Nesta dissertação, o raciocínio do MEF e da respetiva aproximação fundamental são apresentados para os EF tridimensionais de 20 pontos nodais, sendo de referir que o mesmo é válido para os EF tridimensionais de 16 pontos nodais, como se mostra na figura 3.6.

0 e 1 em todos os pontos intermédios existentes no interior do elemento finito e nos GL correspondentes.

Apresentam-se em seguida alguns exemplos destas funções de interpolação (Oliveira, 2011) para o caso de um elemento unidimensional (Figura 3.4), de elementos bidimensionais (equilíbrio de placa) (Figura 3.5) e ainda para elementos tridimensionais (Figura 3.6).

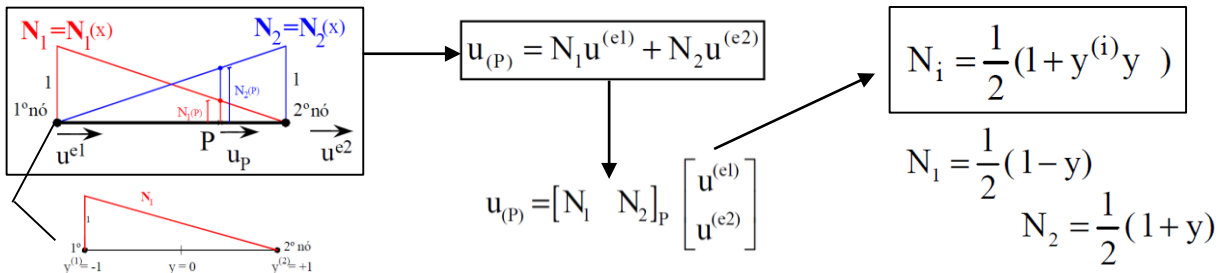


Figura 3.4 - Conceito de função de interpolação para um elemento finito de barra com dois pontos nodais e um GL de translação por nó (Oliveira, 2011).

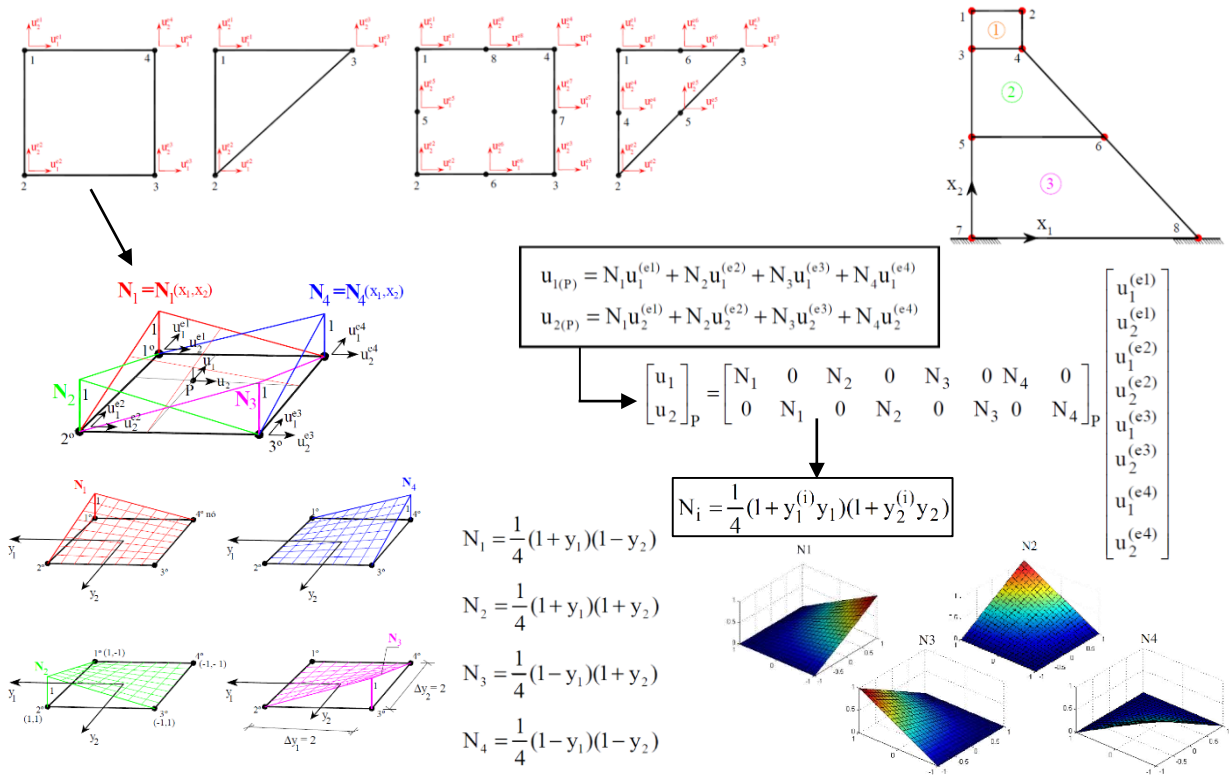
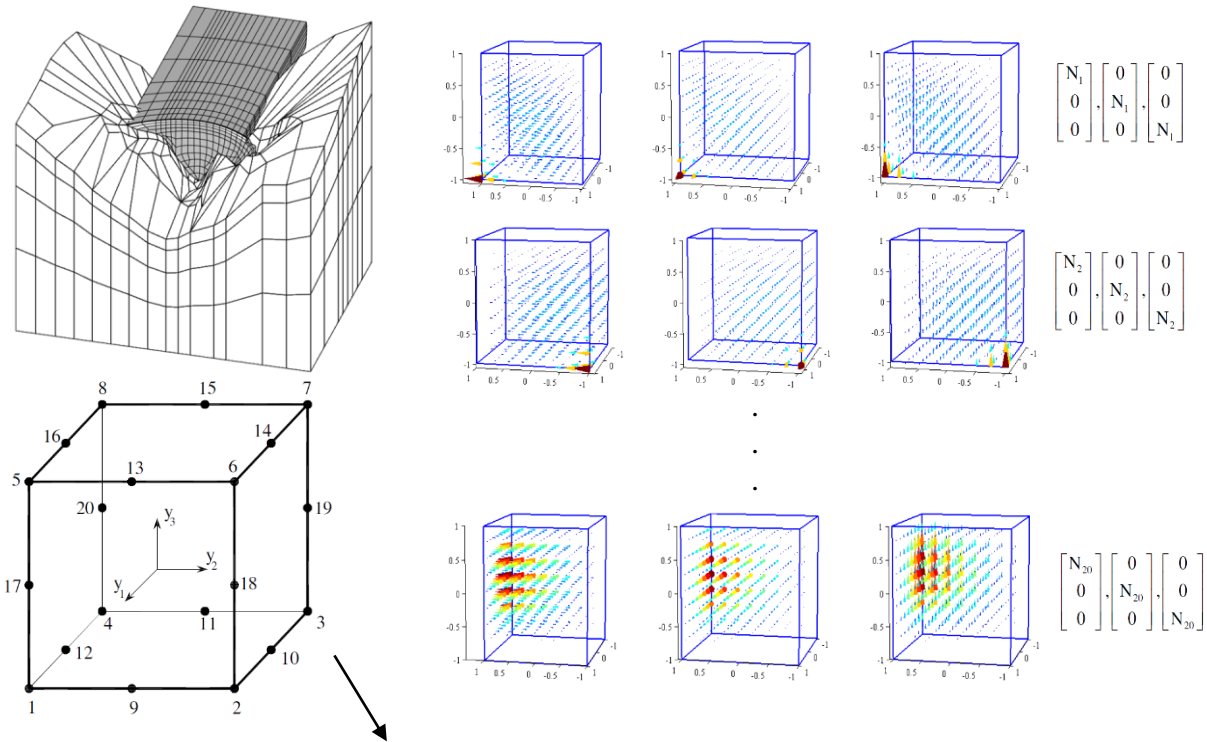


Figura 3.5 - Conceito de função de interpolação para um elemento finito de placa com quatro pontos nodais e dois GL de translação por nó (Oliveira, 2011).



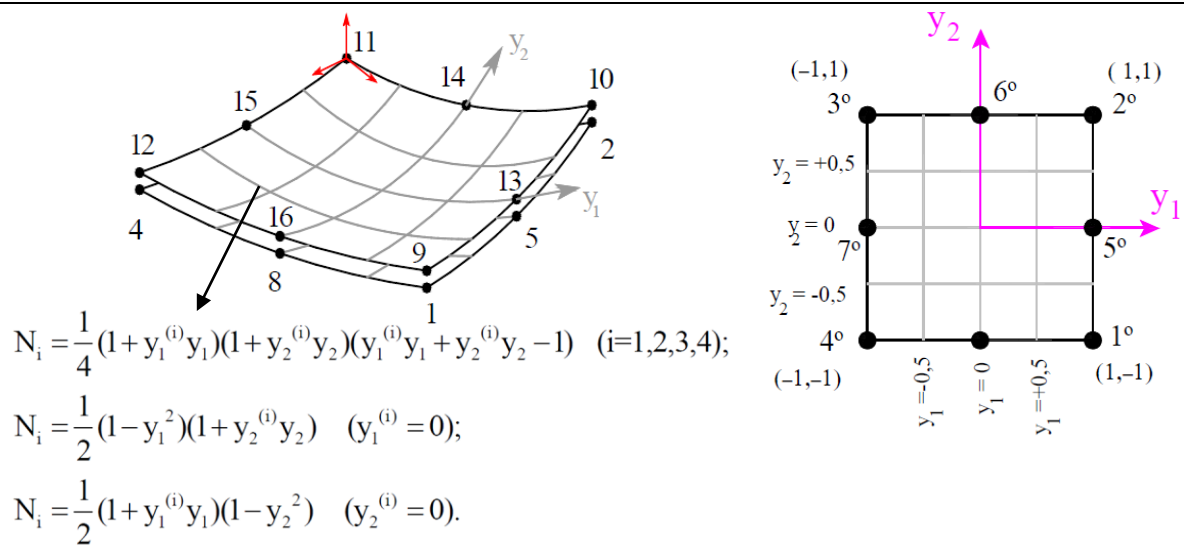
$$N_i = \frac{1}{8}(1+y_1^{(i)}y_1)(1+y_2^{(i)}y_2)(1+y_3^{(i)}y_3)(y_1^{(i)}y_1+y_2^{(i)}y_2+y_3^{(i)}y_3-2) \quad (i=1,2,\dots,8);$$

$$N_i = \frac{1}{4}(1-y_1^2)(1+y_2^{(i)}y_2)(1+y_3^{(i)}y_3) \quad (i=10,12,14,16);$$

$$N_i = \frac{1}{4}(1-y_2^2)(1+y_3^{(i)}y_3)(1+y_1^{(i)}y_1) \quad (i=9,11,13,15);$$

$$N_i = \frac{1}{4}(1-y_3^2)(1+y_1^{(i)}y_1)(1+y_2^{(i)}y_2) \quad (i=17,18,19,20).$$

a)



$$N_i = \frac{1}{4}(1+y_1^{(i)}y_1)(1+y_2^{(i)}y_2)(y_1^{(i)}y_1+y_2^{(i)}y_2-1) \quad (i=1,2,3,4);$$

$$N_i = \frac{1}{2}(1-y_1^2)(1+y_2^{(i)}y_2) \quad (y_1^{(i)}=0);$$

$$N_i = \frac{1}{2}(1+y_1^{(i)}y_1)(1-y_2^2) \quad (y_2^{(i)}=0).$$

b)

Figura 3.6 - Conceito de função de interpolação para elementos finitos 3D: a) EF com 20 pontos nodais e três GL de translação por nó; b) EF com 16 pontos nodais e três GL de translação por nó (Oliveira, 2011).

Usualmente, as funções de interpolação são definidas em coordenadas locais (y_1, y_2, y_3) dentro do elemento finito em análise, no denominado elemento “master”, em que o valor destas varia entre - 1 e 1, sendo posteriormente utilizada a matriz Jacobiana para efetuar a transformação de coordenadas locais do elemento finito isoparamétrico “master” para coordenadas globais do sistema de eixos global da estrutura (Figura 3.7).

Assim, para um dado ponto P no interior de EF tridimensional, deve verificar-se a seguinte relação:

$$\begin{matrix}
 \text{Dir. do eixo} & \text{Dir. do eixo} & \text{Dir. do eixo} \\
 \text{local } y_1 & \text{local } y_2 & \text{local } y_3 \\
 \begin{bmatrix} dx_1 \\ dx_2 \\ dx_3 \end{bmatrix} = \underbrace{\begin{bmatrix} J_{11} & J_{12} & J_{13} \\ J_{21} & J_{22} & J_{23} \\ J_{31} & J_{32} & J_{33} \end{bmatrix}}_{\mathbf{J}} \cdot \begin{bmatrix} dy_1 \\ dy_2 \\ dy_3 \end{bmatrix} \\
 \text{vector das} \\
 \text{coordenadas} \\
 \text{locais}
 \end{matrix} \quad (3.10)$$

Ainda relativamente à matriz Jacobiana, o determinante desta $|\mathbf{J}|$ designa-se por jacobiano e tem de ser superior a zero. Portanto, para se obter a matriz Jacobiana em cada ponto de um dado elemento finito (com um número total de NP pontos nodais), é necessário conhecer as coordenadas globais dos nós do EF e o valor das derivadas parciais das funções de interpolação em ordem às coordenadas locais, determinando-se assim a matriz Jacobina da seguinte forma:

$$\begin{matrix}
 \mathbf{J} = \\
 (3 \times 3) \\
 \begin{bmatrix} x_1^{e^1} & x_1^{e^2} & \dots & x_1^{e^{NP^e}} \\ x_2^{e^1} & x_2^{e^2} & \dots & x_2^{e^{NP^e}} \\ \vdots & \vdots & \dots & \vdots \\ x_{GL}^{e^1} & x_{GL}^{e^2} & \dots & x_{GL}^{e^{NP^e}} \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \frac{\partial N_1}{\partial y_1} & \frac{\partial N_1}{\partial y_2} & \dots & \frac{\partial N_1}{\partial y_{GL}} \\ \frac{\partial N_2}{\partial y_1} & \frac{\partial N_2}{\partial y_2} & \dots & \frac{\partial N_2}{\partial y_{GL}} \\ \vdots & \vdots & \dots & \vdots \\ \frac{\partial N_{NP^e}}{\partial y_1} & \frac{\partial N_{NP^e}}{\partial y_2} & \dots & \frac{\partial N_{NP^e}}{\partial y_{GL}} \end{bmatrix} \\
 (3 \times 20) & & & (20 \times 3) \\
 \end{matrix} \quad (3.11)$$

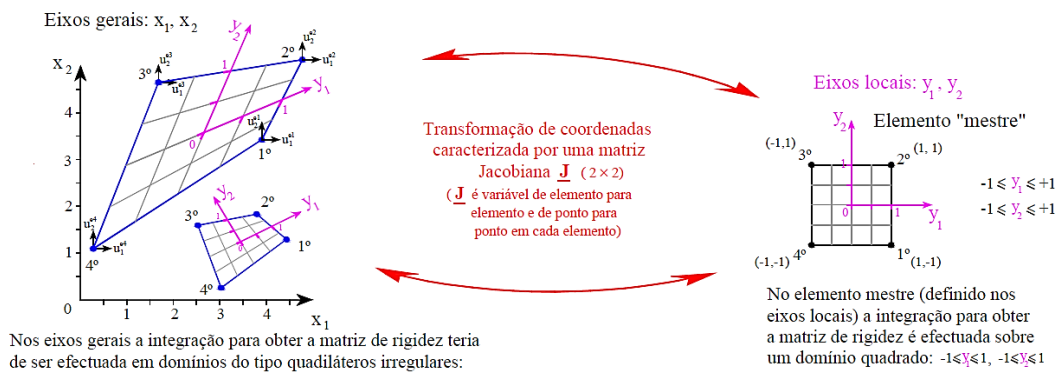


Figura 3.7 - Conceito de transformação de coordenadas gerais (no elemento finito) para coordenadas locais (no elemento “mestre”) utilizando a matriz Jacobiana (Oliveira, 2011).

Admitindo a hipótese de pequenos deslocamentos, e aplicando a aproximação fundamental do MEF à equação de compatibilidade (relação entre deformações e deslocamentos) e à equação constitutiva (relação entre deslocamentos e tensões), indicadas na figura 3.2, obtém-se:

$$\underline{\varepsilon} = \underline{L} \underline{N} \underline{u}^e = \underline{B} \underline{u}^e \quad (3.12)$$

e

$$\underline{\sigma} = \underline{D} \underline{B} \underline{u}^e \quad (3.13)$$

nas quais se verifica que é possível obter as deformações e as tensões em qualquer ponto P do elemento finito conhecendo os deslocamentos nos nós do elemento, a matriz com as derivadas das funções de interpolação em ordem às coordenadas gerais $\underline{B} = \underline{L} \cdot \underline{N}$ e a matriz de elasticidade.

Cálculo das matrizes elementares. Exemplo para o caso estático

Efetuada a discretização da estrutura, como se exemplifica na figura 3.3, e tendo em conta a aproximação fundamental do MEF e as relações indicadas anteriormente, estas podem ser aplicadas diretamente na equação 3.6, obtida através da aplicação do PTV, ou à equação 3.7 (forma fraca da equação de Navier), obtendo-se a seguinte equação de equilíbrio estático de um dado elemento finito de volume elementar V^e :

$$\int_{V^e} \underline{B}^T \underline{D} \underline{B} \, dV \cdot \underline{u}^e = \int_{V^e} \underline{N}^T \cdot \underline{f} \, dV \quad (3.14)$$

Esta equação pode ser comparada à simples equação algébrica de equilíbrio estático $k \cdot u = f$, pelo que, por analogia, pode-se concluir:

$$\underbrace{\int_{V^e} \underline{B}^T \underline{D} \underline{B} \, dV}_{\underline{k}} \cdot \underline{u}^e = \underbrace{\int_{V^e} \underline{N}^T \cdot \underline{f} \, dV}_{\underline{f}} \quad (3.15)$$

Desta forma demonstra-se que, para o caso simples de equilíbrio estático de um elemento finito, o MEF permite calcular de forma expedita a matriz de rigidez elementar e o vetor das forças elementares: utiliza-se o Método da Integração de Gauss (Figura 3.8), com o cálculo de integrais de volume, conhecendo as propriedades da estrutura e o valor das funções de interpolação

(e respectivas derivadas) nos pontos a analisar nesse elemento finito. Estes pontos, denominados Pontos de Gauss, permitem a aplicação desta metodologia de cálculo num modelo computacional, através da conversão dos integrais de volume em integrais de área multiplicados pela espessura do elemento (Espada, 2010; Oliveira, 2011). Esta metodologia foi implementada no programa de cálculo desenvolvido, pois também é válida no caso do cálculo dinâmico para as restantes matrizes e vetores elementares, como se mostra de seguida.

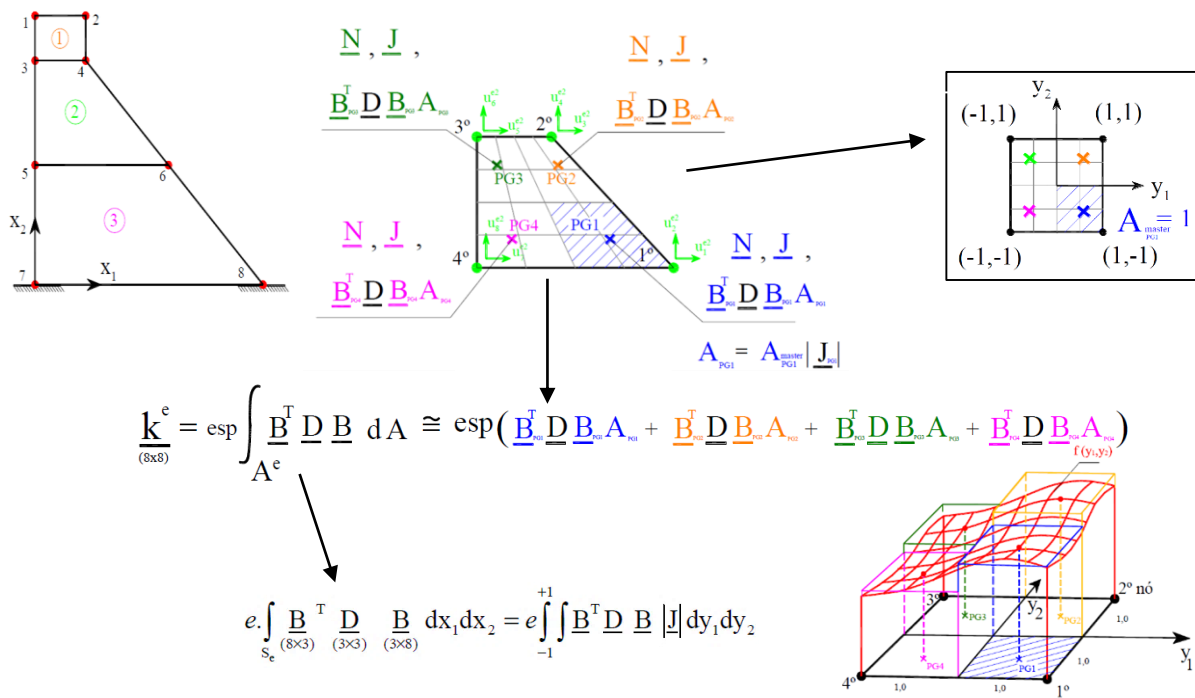


Figura 3.8 - Representação da metodologia de cálculo da matriz de rigidez elementar para um dado elemento finito de volume V^e (Oliveira, 2011).

Equações de equilíbrio do movimento. Caso dinâmico

Uma determinada estrutura, quando solicitada por uma força externa variável ao longo do tempo $f(t)$, movimenta-se a partir da sua posição de equilíbrio estático, dada pela equação algébrica $k.u = f$. Simplificando o problema, no caso de um sistema oscilatório simples com 1 grau de liberdade do tipo massa-mola (com massa m , rigidez k e amortecimento c), a equação de equilíbrio dinâmico (Chopra, 1995) consiste em obter uma resultante das forças nula, em cada instante:

$$f_1(t) + f_A(t) + f_E(t) + f(t) = 0 \quad (3.16)$$

em que:

$$f_I(t) = -m.\ddot{u}(t) \quad \text{- Força de inércia (2ª Lei de Newton)}$$

$$f_A(t) = -c.\dot{u}(t) \quad \text{- Força de amortecimento}$$

$$f_E(t) = -k.u(t) \quad \text{- Força de restituição elástica.}$$

$$f(t) \quad \text{- Força externa, variável no tempo}$$

Assim, no caso de um oscilador de 1 GL, a equação do equilíbrio dinâmico é uma equação diferencial de 2ª ordem definida por:

$$m.\ddot{u}(t) + c.\dot{u}(t) + k.u(t) = f(t) \quad (3.17)$$

No caso geral de uma estrutura com N graus de liberdade (N_{GL}), a equação do movimento oscilatório é análoga à anterior, mas tendo em conta a contribuição de massa, rigidez e amortecimento dos vários elementos dessa estrutura:

$$\underline{m}.\ddot{\underline{u}}(t) + \underline{c}.\dot{\underline{u}}(t) + \underline{k}.\underline{u}(t) = \underline{f}(t) \quad (3.18)$$

em que:

\underline{c} - Matriz de amortecimento global ($N_{GL} \times N_{GL}$)

\underline{m} - Matriz de massa global ($N_{GL} \times N_{GL}$)

\underline{k} - Matriz de rigidez global ($N_{GL} \times N_{GL}$)

$\ddot{\underline{u}}(t)$ - Vetor das acelerações ($N_{GL} \times 1$) (em cada instante t)

$\dot{\underline{u}}(t)$ - Vetor das velocidades ($N_{GL} \times 1$) (em cada instante t)

$\underline{u}(t)$ - Vetor dos deslocamentos ($N_{GL} \times 1$) (em cada instante t)

$\underline{f}(t)$ - Vetor com as histórias de forças aplicadas ($N_{GL} \times 1$) (em cada instante t)

Cálculo das matrizes elementares. Caso dinâmico.

Considerando a estrutura discretizada (como a barragem apresentada na figura 3.10), pode-se utilizar a forma fraca da equação de Navier (equação 3.7) para efetuar o cálculo dinâmico, considerando como ação a ocorrência de um sismo constituído por 3 acelerogramas na base de fundação $\underline{a}_s = \underline{a}_s(t)$ (3×1) em cada instante, i.e., $\underline{a}_s = [a_{x_1}(t), a_{x_2}(t), a_{x_3}(t)]$, então a equação de equilíbrio dinâmico de um elemento finito de V^e :

$$\int_{V^e} m(\ddot{\underline{u}} + \underline{a}_s)^T \underline{e} \, dV + \int_{V^e} c \dot{\underline{u}}^T \underline{e} \, dV + \int_{V^e} (\underline{L} \underline{u})^T \underline{D}(\underline{L} \underline{e}) \, dV = 0, \quad \forall \underline{e} \quad (3.19)$$

Aplicando à equação anterior a aproximação fundamental do MEF, dada pela equação 3.7, e admitindo válida essa aproximação para as acelerações num dado ponto no interior de um elemento finito $\underline{a}_s = \underline{N} \underline{a}_s^e$ (em que \underline{a}_s^e é o vetor das acelerações nos nós desse elemento):

$$\int_{V^e} m(\underline{N} \ddot{\underline{u}}^e + \underline{N} \underline{a}_s^e)^T \underline{\varrho} \, dV + \int_{V^e} c(\underline{N} \dot{\underline{u}}^e)^T \underline{\varrho} \, dV + \int_{V^e} (\underline{LN} \underline{u}^e)^T \underline{DL} \underline{\varrho} \, dV = 0, \quad \forall \underline{\varrho} \quad (3.20)$$

em que m e c representam a massa específica e o amortecimento viscoso específico dos materiais do elemento finito (de betão, água ou da fundação). É conveniente referir ainda que a aceleração total $\ddot{\underline{u}}_T$ em cada nó da estrutura discretizada inclui a parcela de aceleração de corpo rígido (igual às três componentes dos acelerogramas sísmicos aplicados na base $\underline{a}_s = [a_{x_1}(t), a_{x_2}(t), a_{x_3}(t)]$) e a parcela de aceleração relativa à base $\ddot{\underline{u}}$.

Considerando válida a aproximação fundamental do MEF para as funções de teste $\underline{\varrho}$ ou campo de deslocamentos virtuais \underline{u}_v (utilizado no PTV), pode-se escrever $\underline{\varrho} = \underline{N} \cdot \underline{\varrho}^e$ e $\underline{u}_v = \underline{N} \cdot \underline{u}_v^e$. Aplicando esta aproximação na equação 3.15, e admitindo que são utilizados elementos finitos tipo cubo com 20 pontos nodais e 3 GL por nó ($N_{GL}^e = 60$), obtém-se um sistema de 60 equações cujas incógnitas correspondem às 60 componentes de deslocamentos, segundo cada grau de liberdade de cada nó do elemento finito. Este sistema é representado matricialmente na seguinte forma:

$$\int_{V^e} m \underline{N}^T \underline{N} \, dV \, \ddot{\underline{u}}^e + \int_{V^e} c \underline{N}^T \underline{N} \, dV \, \dot{\underline{u}}^e + \int_{V^e} \underline{B}^T \underline{DB} \, dV \, \underline{u}^e = - \int_{V^e} m \underline{N}^T \underline{N} \, dV \, \underline{a}_s^e \quad (3.21)$$

Comparando a equação anterior com a equação 3.18 do movimento dinâmico para um sistema com N_{GL} , pode concluir-se que:

$$\underbrace{\int_{V^e} m \underline{N}^T \underline{N} \, dV}_{\underline{m}^e} \ddot{\underline{u}}^e + \underbrace{\int_{V^e} c \underline{N}^T \underline{N} \, dV}_{\underline{c}^e} \dot{\underline{u}}^e + \underbrace{\int_{V^e} \underline{B}^T \underline{DB} \, dV}_{\underline{k}^e} \underline{u}^e = - \underbrace{\int_{V^e} m \underline{N}^T \underline{N} \, dV}_{\underline{f}^e} \underline{a}_s^e \quad (3.22)$$

Desta forma, pode-se escrever para um dado elemento finito de volume V^e :

$$\underline{m}^e \cdot \ddot{\underline{u}}^e + \underline{c}^e \cdot \dot{\underline{u}}^e + \underline{k}^e \cdot \underline{u}^e = \underline{f}^e \quad (3.23)$$

em que:

$$\begin{aligned} \underline{\underline{m}}^e &= \int_{V^e} m \underline{\underline{N}}^T \underline{\underline{N}} dV && - \text{matriz de massa do elemento finito (60x60);} \\ \underline{\underline{c}}^e &= \int_{V^e} c \underline{\underline{N}}^T \underline{\underline{N}} dV && - \text{matriz de amortecimento do elemento finito (60x60);} \\ \underline{\underline{k}}^e &= \int_{V^e} \underline{\underline{B}}^T \underline{\underline{D}} \underline{\underline{B}} dV && - \text{matriz de rigidez do elemento finito (60x60);} \\ \underline{\underline{f}}^e &= - \int_{V^e} m \underline{\underline{N}}^T \underline{\underline{N}} dV \cdot \underline{\underline{a}}_s^e && - \text{vetor das forças elementares (60x1), que representa as forças} \\ &= - \underline{\underline{m}}^e \cdot \underline{\underline{a}}_s^e && \text{nodais (aplicadas nos nós da estrutura discretizada) equivalentes às} \\ &&& \text{forças de inércia associadas às acelerações sísmicas aplicadas.} \end{aligned}$$

Assemblagem das matrizes globais.

Para uma dada estrutura (neste caso um sistema barragem-fundação-albufeira), as matrizes globais de massa, rigidez e amortecimento são obtidas por assemblagem das respectivas matrizes elementares (Figura 3.9), com a sobreposição das componentes de rigidez/amortecimento/massa elementares nas matrizes globais correspondentes, através do estabelecimento da relação exata entre os graus de liberdade locais no elemento, e os graus de liberdade gerais de toda a estrutura. Assim, e considerando toda a estrutura a analisar, pode estabelecer-se a seguinte equação de equilíbrio global:

$$\underline{\underline{m}} \cdot \ddot{\underline{\underline{u}}}(t) + \underline{\underline{c}} \cdot \dot{\underline{\underline{u}}}(t) + \underline{\underline{k}} \cdot \underline{\underline{u}}(t) = \underline{\underline{f}}_G(t) \quad (3.24)$$

em que: $\underline{\underline{m}}$, $\underline{\underline{k}}$ e $\underline{\underline{c}}$ representam as matrizes globais de massa, amortecimento e rigidez ($N_{GL} \times N_{GL}$); o vetor $\underline{\underline{u}} = \underline{\underline{u}}(t)$ ($N_{GL} \times 1$) contém as três componentes (segundo cada um dos 3 GL de translação) de deslocamento em todos os nós da estrutura discretizada; o vetor $\underline{\underline{f}}_G = \underline{\underline{f}}_G(t) = \underline{\underline{s}} \cdot \underline{\underline{f}}(t)$ ($N_{GL} \times 1$), que representa as forças nodais equivalentes às forças mássicas exteriores (neste caso, estas forças resultam das acelerações aplicadas ao nível da base de fundação $\underline{\underline{a}}_s = \underline{\underline{a}}_s(t)$, de dimensão (3×1) em cada instante). Este vetor de forças é obtido a partir do vetor $\underline{\underline{f}} = \underline{\underline{f}}(t)$ ($n_I \times 1$), em que n_I representa o número de acelerogramas fornecidos (ou número de “inputs”), e da matriz $\underline{\underline{s}}$ ($N_{GL} \times n_I$), que permite efetuar a distribuição das forças sísmicas segundo os três graus de liberdade $\underline{\underline{f}}$, pelos graus de liberdade globais da estrutura. A matriz de distribuição $\underline{\underline{s}}$ é uma matriz do tipo:

$$\underline{s} = \underbrace{\begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 1 \\ \vdots & \vdots & \vdots \\ 1 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix}}_{n_I} \} N_{GL} \quad (3.25)$$

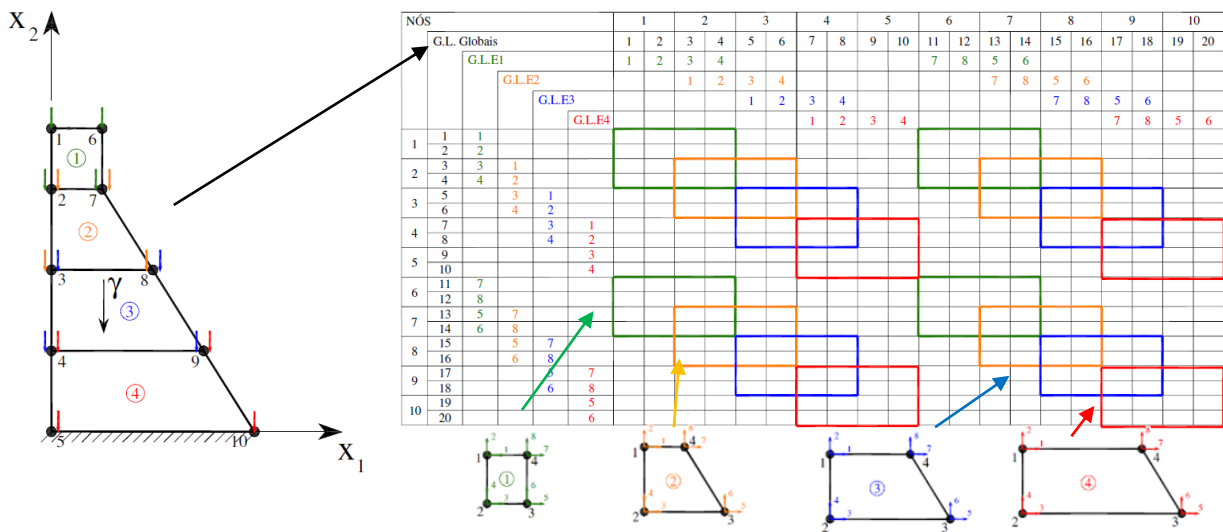


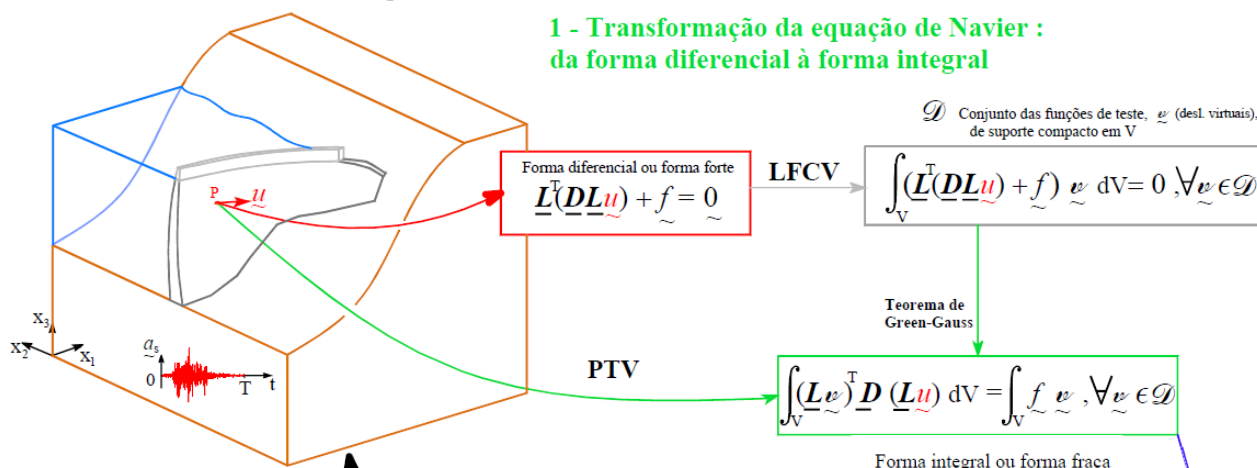
Figura 3.9 - Exemplo de uma estrutura bidimensional com elementos finitos de 4 pontos nodais. Conceito de montagem da matriz de rigidez global (Espada, 2010; Oliveira, 2011).

Na figura 3.10 esquematiza-se a aplicação do MEF para a resolução numérica do PVF, aplicado à análise dinâmica de barragens e do seu comportamento sísmico. No subcapítulo 3.3, apresenta-se a segunda fase da resolução do problema de valores de fronteira recorrendo a duas metodologias distintas para análise do sistema barragem-fundação-albufeira: i) utilizando a formulação clássica em deslocamentos, para um modelo com a albufeira modelada através da consideração de massas de água associadas; e ii) utilizando uma formulação em pressões e deslocamentos, considerando um modelo com a discretização da albufeira em elementos finitos de pressão. Além disso, apresentam-se os principais aspetos e hipóteses simplificativas adotadas nas metodologias de cálculo, bem como a introdução das condições de fronteira (condições de apoio na fundação, o tipo de amortecimento, forças e outros efeitos provocados pela albufeira), forças atuantes, aspetos a ter em conta na barragem e fundação, etc.

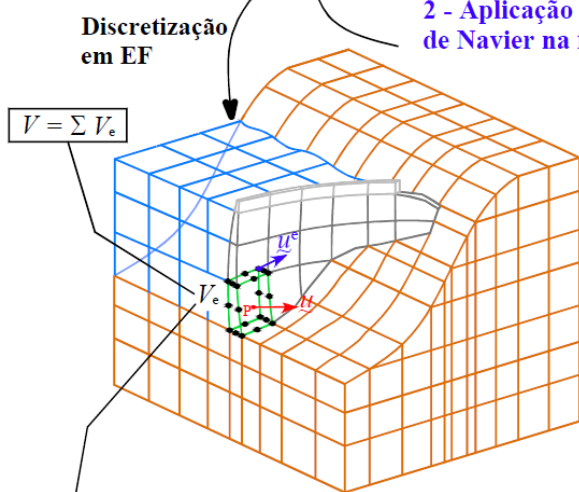
EQUAÇÕES FUNDAMENTAIS DA MECÂNICA ESTRUTURAL

Aplicação do Método dos Elementos Finitos

1 - Transformação da equação de Navier : da forma diferencial à forma integral



2 - Aplicação do MEF à equação de Navier na forma integral



$$\underline{N} = \begin{bmatrix} N_1 & 0 & 0 & \dots & N_{2n} & 0 & 0 \\ 0 & N_1 & 0 & \dots & 0 & N_{2n} & 0 \\ 0 & 0 & N_1 & \dots & 0 & 0 & N_{2n} \end{bmatrix}$$

(3x60)

Aproximação Fundamental do MEF $\underline{u} = \underline{N} \underline{u}^e$

Matriz com derivadas das funções de interpolação $\underline{B} = \underline{L} \underline{N}$

$\underline{v}_p = \underline{N} \underline{v}^e$

$\underline{\sigma} = \underline{D} \underline{B} \underline{u}^e$ $\underline{\varepsilon} = \underline{L} \underline{N} \underline{u}^e$

$$\int_{V_e} \underline{B}^T \underline{D} \underline{B} dV \cdot \underline{u}^e = \int_{V_e} \underline{N}^T \underline{f} dV \quad \forall \underline{v} \in \mathcal{D}$$

Para cada elemento finito de volume V_e

$$\begin{cases} \underline{m}^e = \int_{V_e} \underline{m} \underline{N}^T \underline{N} dV \\ \underline{c}^e = \int_{V_e} \underline{c} \underline{N}^T \underline{N} dV \\ \underline{k}^e = \int_{V_e} \underline{B}^T \underline{D} \underline{B} dV \\ \underline{f}^e = -\underline{m}^e \underline{d}_s^e \quad (\text{sismo}) \end{cases}$$

Para a estrutura de volume V

Matrizes Globais (assemblagem)

$$\begin{cases} \underline{m} = \sum \underline{m}^e \\ \underline{c} = \sum \underline{c}^e \\ \underline{k} = \sum \underline{k}^e \\ \underline{f}_G = \sum \underline{f}^e \end{cases}$$

$$\underline{k}^e \cdot \underline{u}^e = \underline{f}^e \quad \text{Caso estático}$$

$$\underline{m}^e \cdot \ddot{\underline{u}}^e + \underline{c}^e \cdot \dot{\underline{u}}^e + \underline{k}^e \cdot \underline{u}^e = \underline{f}^e \quad \text{Caso dinâmico}$$

Representação clássica (em deslocamentos) através de um sistema de N_{GL} equações diferenciais de 2ª ordem

$$\begin{cases} \underline{m} \ddot{\underline{u}}(t) + \underline{c} \dot{\underline{u}}(t) + \underline{k} \underline{u}(t) = \underline{f}_G(t) \\ \text{Condições iniciais} \end{cases}$$

Com esta formulação em deslocamentos a albufeira pode ser discretizada em elementos finitos de água simulados como sólidos degenerados ($G=0$). Por outro lado, a albufeira pode ainda ser considerada utilizando massas de água associadas.

Figura 3.10 - Determinação da forma integral da equação de Navier e aplicação do método dos elementos finitos para a resolução numérica do problema.

3.3 Modelos numéricos para análise sísmica de sistemas barragem - fundação - albufeira.

3.3.1 Considerações Gerais

Para efetuar a análise do comportamento dinâmico de um sistema barragem-fundação-albufeira quando sujeito a uma determinada ação sísmica, é essencial desenvolver modelos que permitam simular a resposta da estrutura de forma adequada (Câmara, 1989; Chopra & Tan, 1992), tendo em conta as principais características e propriedades da barragem, da fundação e da albufeira e ainda os fenómenos de interação dinâmica nas interfaces água-betão, betão-rocha, água-rocha, ar-água e água-água (ver subcapítulo 2.3.1 onde se descrevem os aspetos principais referentes a um sistema barragem-fundação albufeira e que elementos podem influenciar o seu comportamento). Assim, no desenvolvimento do modelo, é necessário definir:

- i) as principais aproximações a considerar acerca da geometria da barragem e respetivas descontinuidades, tais como juntas de contração e fissuras existentes no corpo da barragem;
- ii) a geometria da fundação e respetivas descontinuidades principais, como diaclases e falhas;
- iii) as principais propriedades da fundação, como a rigidez, que é definida em função do tipo de material existente no maciço (habitualmente assume-se massa nula na fundação, o que equivale a desprezar as forças de inércia nesta);
- iv) qual a formulação a utilizar para simular a interação dinâmica água-estrutura: pode-se considerar massas de água associadas (aproximação de Westergaard) ou uma formulação que permita considerar o efeito da propagação das ondas de pressão na albufeira, o que requer a discretização desta em elementos finitos de pressão (MPD);
- v) as propriedades dos diferentes materiais (da barragem, fundação e albufeira) tais como: massa específica, coeficiente de Poisson, velocidade de propagação das ondas de pressão na água, módulo de elasticidade dinâmico do betão⁵;
- vi) o amortecimento e respetivos coeficientes, podendo ser considerado amortecimento de Rayleigh proporcional às matrizes globais de massa e de rigidez do sistema ou amortecimento não proporcional generalizado, considerando, e.g., que nas zonas fissuradas o amortecimento é maior que nas zonas não fissuradas.

⁵ Habitualmente considera-se que o módulo de elasticidade dinâmico do betão deve ser o obtido em ensaios de ultra-sons, obtendo-se valores superiores ao estático: $E_{din} = 1.25 \times E$ ou $E_{din} = 1.5 \times E$.

Rigidez e Amortecimento do sistema barragem-fundação-albufeira

A resposta dinâmica de qualquer barragem depende das propriedades dinâmicas do sistema, mais concretamente dos seus parâmetros modais: frequências naturais de vibração, configuração dos modos e amortecimentos modais. Assim, para simular numericamente o comportamento dinâmico de uma barragem em fase de exploração, é essencial conseguir que o modelo numérico se aproxime o mais possível do sistema real, sendo para tal necessário considerar de forma adequada o efeito da albufeira (e em certos casos da fundação) e o fenómeno da interação dinâmica água-estrutura. No sistema barragem-fundação-albufeira, a existência da albufeira vai influenciar de forma significativa o comportamento dinâmico do conjunto. Para cotas de água elevadas, o sistema terá uma massa superior e, em geral, a rigidez também pode ser ligeiramente superior devido ao fecho das juntas de contração. Relativamente ao amortecimento do conjunto, este é um problema que apresenta, de forma geral, maiores dificuldades na sua definição.

No comportamento dinâmico de barragens, o amortecimento está associado a mecanismos de dissipação de energia, que podem ser: i) dissipação de energia em regime elástico linear, associada a mecanismos internos de deformação dos materiais (para valores baixos de amortecimento) ou em regime não linear, envolvendo a formação de microfissuras (no caso de valores de amortecimento elevados); e ii) dissipação de energia por radiação de ondas de pressão na albufeira e de corte e de pressão no maciço de fundação.

Os referidos mecanismos de dissipação de energia podem ser contabilizados de forma simplificada através da parcela de amortecimento viscoso (proporcional à velocidade $-c \dot{u}$), sendo, em geral, atribuídos coeficientes de amortecimento de Rayleigh para os diversos materiais) (α e β , com $c=\alpha.m+\beta.k$), o que corresponde a considerar amortecimento generalizado, em que a matriz de amortecimento global não é proporcional às matrizes globais de massa e rigidez do sistema.

Por outro lado, o amortecimento por radiação pode ser tido em conta de forma independente do amortecimento viscoso, devendo neste caso ser considerado o comportamento dinâmico da fundação e/ou da albufeira (discretizadas em elementos finitos) e a definição de adequadas condições de fronteira nas interfaces rocha-rocha e água-água, rocha-água, betão-rocha, betão-água e ar-água, como se verá mais adiante na formulação em pressões e deslocamentos, em 3.3.4 (Câmara, 1999; Bathe & Ledezma, 2007; Chuhan, et al., 2009).

Condições de fronteira

A resolução do problema de valores de fronteira definido em 3.2 exige a resolução numérica da equação de Navier, para as condições iniciais e as condições de fronteira estabelecidas. Relativamente às condições de fronteira estas podem ser consideradas de forma simplificada utilizando “molas” e “amortecedores”, para simular a rigidez e o amortecimento nas fronteiras (Zienkiewicz, Taylor & Zhu, 2005).

Nesse sentido, podem ser introduzidos apoios elásticos pontuais de rigidez k_{ap} , que vão atuar como molas nos apoios (respeitando uma relação do tipo $k_{ap} \cdot u_{ap} = F_{ap}$) e cujo valor da rigidez pode ser definida para simular fronteiras com diferentes deformabilidades (tanto flexíveis como rígidas). Por outro lado, podem ser introduzidos apoios de amortecimento, que atuam como amortecedores nos apoios (admitindo uma relação do tipo $c_{ap} \cdot \dot{u}_{ap} = F_{ap}$) e cujo coeficiente de amortecimento pode ser calibrado por forma a representar fronteiras com maior ou menor capacidade de absorção dos movimentos dinâmicos. Numa perspetiva do cálculo, a consideração de apoios elásticos consiste em somar os valores de rigidez pontual destas à diagonal da matriz de rigidez global, nos graus de liberdade em que se pretende restringir os movimentos; quanto aos apoios de amortecimento, a sua introdução no modelo consiste em somar à diagonal da matriz de amortecimento os valores da constante de amortecimento pontual nas posições correspondentes.

3.3.2 Tipos de modelos numéricos para estudo da interação dinâmica

Como foi referido anteriormente, é essencial definir as formulações e metodologias de base que permitam desenvolver os modelos para a análise do comportamento dinâmico de sistemas barragem-fundação-albufeira, tendo em conta os aspetos fundamentais e as propriedades do conjunto, e que permitam simular de forma realista a interação dinâmica água-estrutura. Assim, podem ser adotadas diversas simplificações e hipóteses nos modelos a desenvolver.

Nos modelos mais simples, pode-se admitir que: i) o betão tem comportamento elástico-linear e isotrópico; ii) juntas fechadas ou ausência de juntas; iii) fundação elástica e sem massa, considerando a sua contribuição em termos de rigidez mas desprezando o seu comportamento dinâmico; iv) pressão hidrodinâmica no paramento de montante simulada através de massas de água associadas (aproximação de Westergaard); e v) consideração de amortecimento proporcional (amortecimento viscoso) proporcional à massa e à rigidez global do conjunto.

Em modelos mais sofisticados, podem ser consideradas outras hipóteses, tais como: i) comportamento não linear do betão, com a ocorrência de roturas no betão em tração (fissuras) e compressão (e.g. modelos de dano (Oliveira, 2000)); ii) ocorrência de movimentos de

abertura/fecho e ainda deslizamento em juntas e fissuras; iii) propagação das ondas de pressão na albufeira e de ondas de corte e de pressão na fundação; iv) comportamento não linear da fundação com possibilidade de deslizamentos em falhas e diaclases (Cundall, 1971), e instalação de subpressões nas superfícies de descontinuidade; e v) consideração de amortecimento viscoso generalizado (não proporcional à massa e rigidez global do conjunto) e amortecimento de radiação. Atualmente, e ao longo dos últimos anos, têm sido desenvolvidos alguns programas no LNEC, no Núcleo de Modelação e Mecânica das Rochas (NMMR) do Departamento de Barragens de Betão (DBB), com base em modelos numéricos de elementos finitos para análise de sistemas barragem-fundação-albufeira, como o DynDam1.0 e o DySSA 3.0. Nesse sentido, apresentam-se em seguida os tipos de modelos mais utilizados.

Modelos do tipo I. Abordagem clássica utilizando massas de água associadas (MAA)

Neste tipo de modelos (figura 3.11) a albufeira não é discretizada em elementos finitos, sendo utilizada a aproximação das massas de água associadas de Westergaard para simular a pressão hidrodinâmica, surgindo desta forma uma matriz de massas de água que é associada à matriz de massa global da barragem. Convém referir ainda que as massas de água adicionadas devem ser reduzidas por meio de um coeficiente de correção que habitualmente varia entre 0.4 e 0.6 (C_{MAA}). Para modelos do tipo I, no caso de se considerar a hipótese de amortecimento proporcional (hipótese de Rayleigh), é habitual a utilização da formulação clássica em deslocamentos para efetuar a análise dinâmica. Usualmente adotam-se coordenadas modais, que permitem diagonalizar o sistema de equações diferenciais através dos vetores próprios (correspondentes ao sistema sem amortecimento) e, assim, obter um sistema de equações independentes de resolução mais simples. Por outro lado, caso se admita amortecimento generalizado, é necessário recorrer a uma formulação no espaço de estados em deslocamentos e velocidades, surgindo valores e vetores próprios complexos que, conseqüentemente, levam à existência de modos de vibração complexos (Chopra, 1995).

Convém referir que a hipótese de amortecimento proporcional à massa e à rigidez ($\underline{c} = \alpha \cdot \underline{m} + \beta \cdot \underline{k}$) pode não ser a mais adequada na análise de sistemas de barragem-fundação-albufeira, podendo ser conveniente considerar amortecimento generalizado devendo, neste caso, ser adotada uma abordagem de estado que permita efetuar a diagonalização através de modos complexos.

Por fim, referir ainda que nesta dissertação se aborda a análise dinâmica deste tipo de modelos do conjunto barragem-fundação-albufeira recorrendo a uma formulação clássica em deslocamentos, sendo a equação de Navier do PVF estabelecida para o domínio sólido (barragem e fundação).

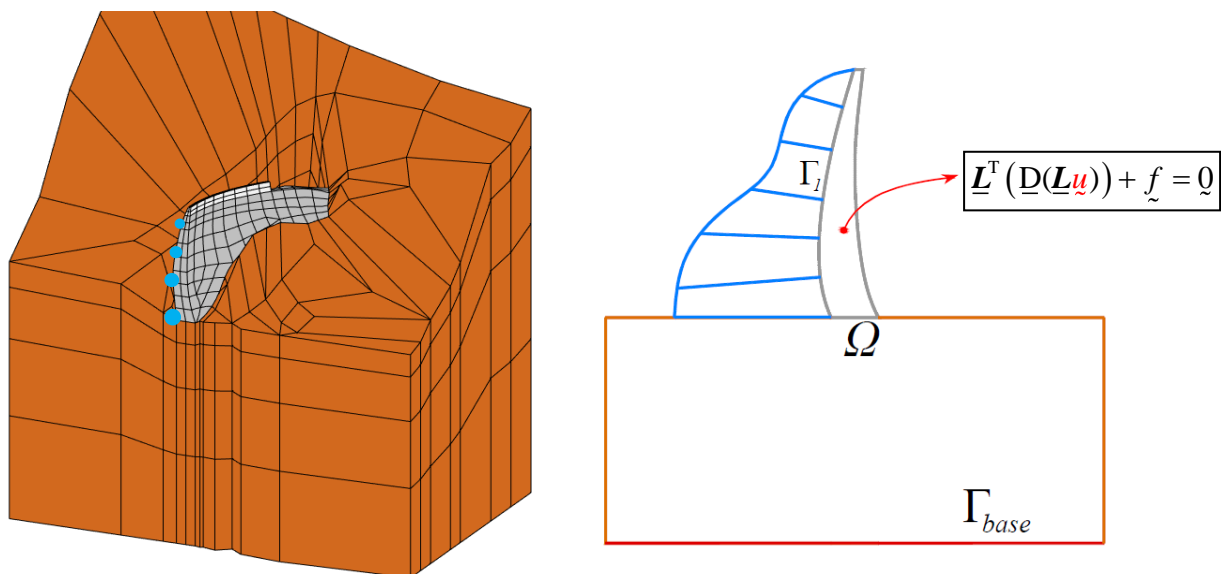


Figura 3.11 - Representação esquemática e malha de elementos finitos do modelo tipo I para sistemas barragem-fundação-albufeira. Abordagem clássica utilizando massas de água associadas.

Modelos do tipo II. Albufeira discretizada em elementos finitos (Sólido degenerado: $G=0$)

Neste tipo de modelos a albufeira é discretizada utilizando elementos finitos tridimensionais, admitindo-se que a água se comporta como um sólido degenerado (ou seja, considerando o módulo de distorção nulo: $G = 0$) (Figura 3.12). Quanto ao amortecimento, a questão é idêntica à referida para os modelos do tipo I.

Em modelos do tipo II, é utilizada igualmente uma formulação clássica em deslocamentos, em que a equação de Navier é aplicada tanto para o sólido como para o fluido. Estes modelos apresentam, contudo, soluções numéricas instáveis para malhas de elementos finitos não regulares, e são modelos computacionalmente pouco eficientes.

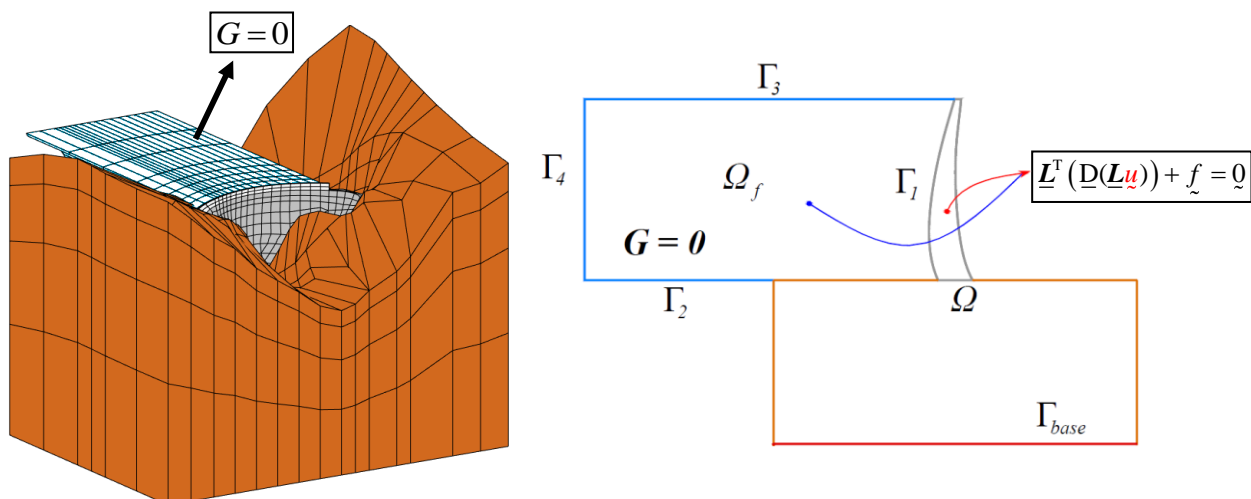


Figura 3.12 - Representação esquemática e malha de elementos finitos do modelo tipo II para sistemas barragem-fundação-albufeira. Abordagem clássica e albufeira discretizada em EF ($G=0$)

Modelos do tipo III. Albufeira discretizada em elementos finitos de pressão (MPD).

Para o estudo destes modelos (figura 3.13) a albufeira é discretizada em elementos finitos de pressão, utilizando-se a equação de propagação das ondas de pressão na água. A fundação é considerada como uma subestrutura elástica e sem massa, que contribui para a rigidez do conjunto. A modelação de sistemas barragem-fundação-albufeira recorrendo aos modelos tipo III baseia-se assim numa formulação em pressões e deslocamentos, sendo usada a equação de Navier para simular o comportamento do sólido (barragem e fundação) e a já referida equação de propagação das ondas de pressão para o fluido (albufeira). É de referir ainda que este tipo de modelo representa um inovação ao nível da modelação numérica do comportamento dinâmico de barragens, tendo sido implementado computacionalmente no programa DamDySSA1.0.

Estes modelos são analisados no espaço de estados (tendo como incógnitas os deslocamentos e as pressões e as respectivas derivadas) com recurso a coordenadas modais para obter a respetiva diagonalização. Os modelos apresentam grande eficácia computacional através da realização de uma análise modal reduzida (tendo em conta o grande volume de dados e variáveis utilizados na análise sísmica de barragens), para os quais existem geralmente soluções numéricas estáveis, mesmo que sejam utilizadas malhas de EF3D irregulares. Por outro lado, convém referir ainda que para este tipo de modelos, mesmo usando a hipótese de amortecimento proporcional, surgem modos de vibração complexos (valores e vetores próprios complexos das matrizes de estado). De facto, as matrizes generalizadas de massa e rigidez não são diagonais, dado que, tal como a matriz de amortecimento, contemplam parcelas que permitem ter em consideração a interação dinâmica barragem-albufeira (equação 3.40 e figura 3.13).

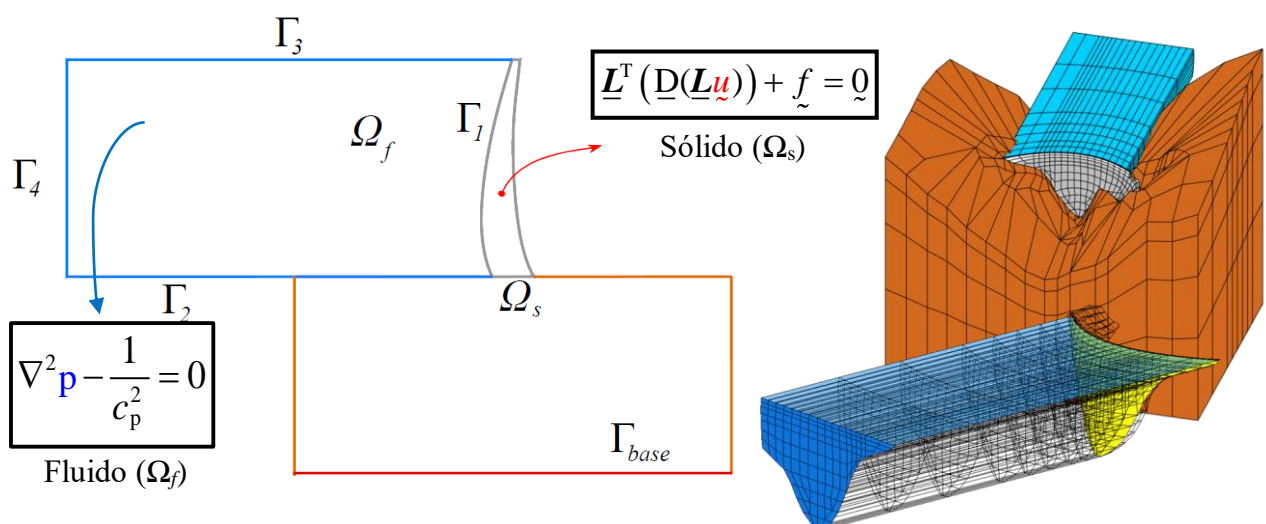


Figura 3.13 - Representação esquemática e malha de elementos finitos do modelo tipo III para sistemas barragem-fundação-albufeira. Formulação em deslocamentos e pressões (abordagem de estado), com albufeira discretizada em elementos finitos de pressão.

Por fim, apresenta-se na figura 3.14 um esquema em que se referem as diferentes formulações de cálculo e hipóteses adotadas na análise do comportamento dinâmico de sistemas barragem-fundação-albufeira, para os modelos referidos anteriormente:

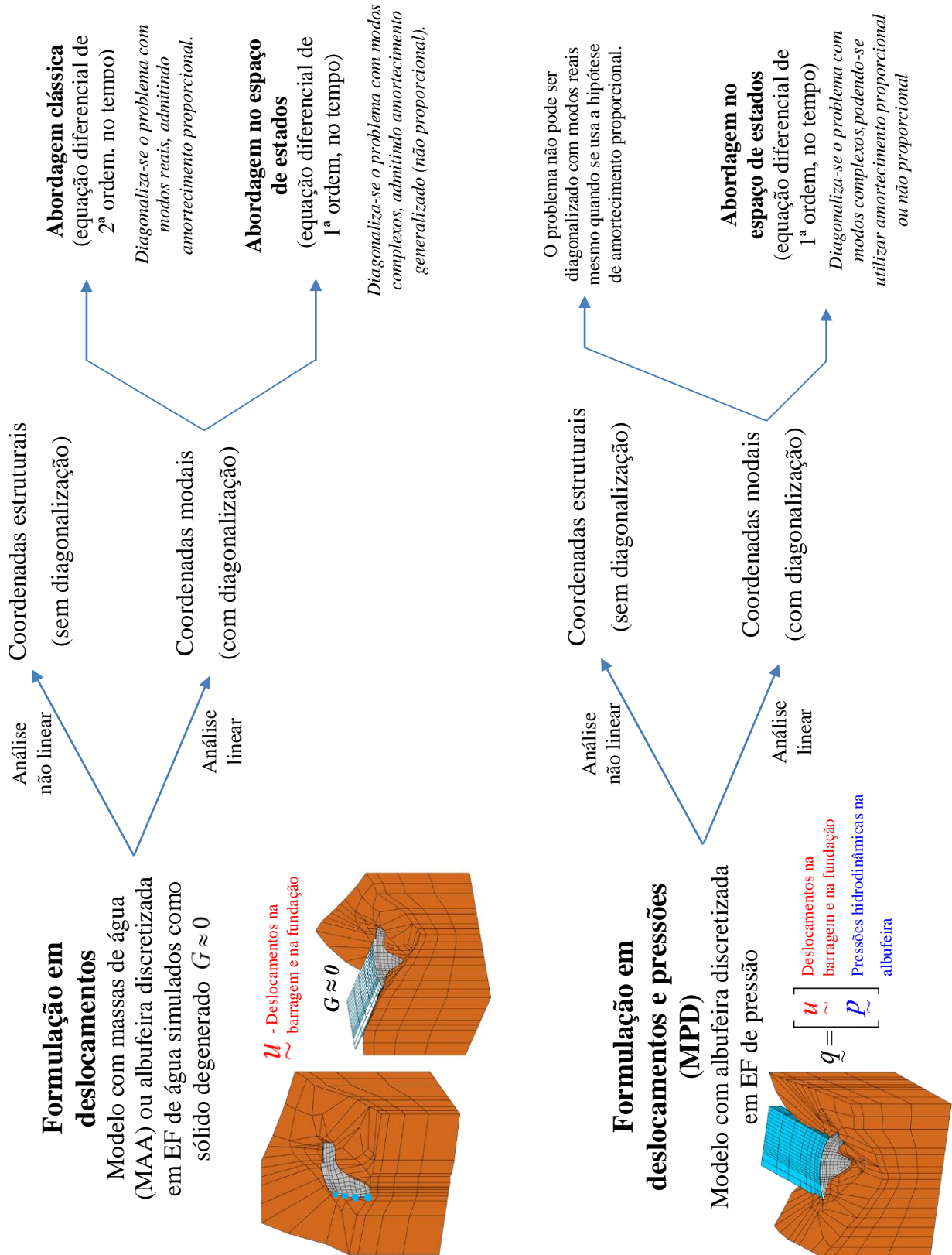


Figura 3.14 - Formulações e abordagens adotadas na análise dinâmica de sistemas barragem-fundação-albufeira.

3.3.3 Abordagem clássica com massas de água associadas. Formulação modal clássica em deslocamentos

No âmbito da verificação da segurança e controlo do comportamento da obra, a simulação do comportamento estrutural de barragens sob ações estáticas e dinâmicas é efetuada para um dado modelo do sistema barragem-fundação-albufeira. No caso da abordagem clássica, utilizando um modelo com massas de água associadas no paramento de montante (aplicando um coeficiente de redução de, por exemplo, $C_{MAA} = 0.5$), admite-se a hipótese de materiais isotrópicos e com comportamento elástico-linear, juntas fechadas⁶ e a fundação modelada como uma subestrutura elástica e com massa nula. No que diz respeito ao amortecimento, considera-se a hipótese de amortecimento de Rayleigh (distribuição de amortecimento proporcional à massa e rigidez global do conjunto: $\underline{c} = \alpha \cdot \underline{m} + \beta \cdot \underline{k}$), o que, conforme se referiu em 3.3.2, dá origem ao aparecimento de modos de vibração estacionários (não complexos). Para a discretização da estrutura e da fundação, foram utilizados elementos finitos tridimensionais tipo cubo, isoparamétricos do 2º grau, com 20 pontos nodais (Figura 3.6a).

Desta forma, aborda-se no presente subcapítulo a resolução numérica do problema de valores de fronteira apresentado em 3.2 e aplicado ao caso de modelos tipo I (figura 3.15), utilizando uma formulação clássica em deslocamentos⁷ para o estudo do comportamento dinâmico.

Este modelo assume particular importância no âmbito desta dissertação, pois foi desenvolvido um programa utilizando massas de água associadas e amortecimento de Rayleigh na fase mais inicial do trabalho, permitindo aprofundar os conhecimentos de programação em MATLAB e introduzir o cálculo do comportamento dinâmico com um modelo relativamente simples, antes de avançar para o estudo do modelo mais sofisticado apresentado em 3.3.4.

⁶ Apesar de se considerarem as juntas de contração fechadas e a inexistência de eventuais fissuras no corpo da barragem, como se verá no capítulo 4, o ficheiro de dados e o programa desenvolvido permitirem considerar existência de juntas para o cálculo.

⁷ Como se referiu em 3.3.2, no caso de ser considerado amortecimento generalizado na abordagem clássica utilizando massas de água associadas, o cálculo seria efetuado no espaço de estados, utilizando uma formulação em deslocamentos e velocidades. No entanto, no âmbito da presente dissertação, tendo em conta que o programa desenvolvido com a albufeira discretizada em elementos finitos de água utiliza amortecimento generalizado, a formulação no espaço de estados será apresentada em 3.3.4, considerando deslocamentos na barragem e pressões na albufeira.

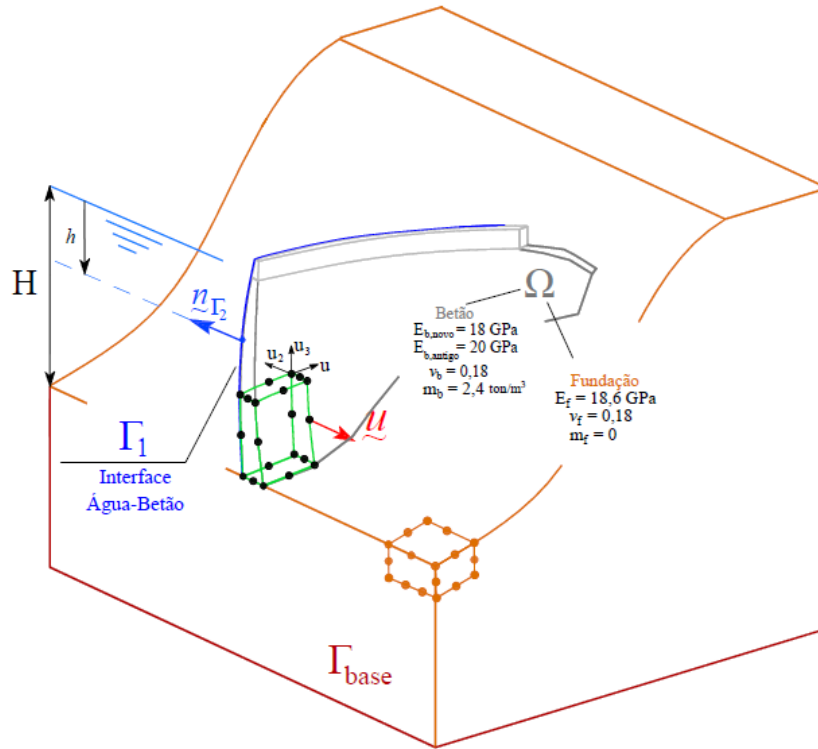


Figura 3.15 - Sistema barragem-fundação-albufeira. Modelo com massas de água associadas.

3.3.3.1 Formulação do problema e aplicação do MEF

No caso da abordagem clássica utilizando o modelo com massas de água associadas, e no âmbito do estudo da verificação da segurança sísmica do sistema barragem-fundação-albufeira, o cálculo da resposta da barragem às ações que a solicitam é efetuado com base na resolução da equação de Navier, aplicada ao conjunto barragem-fundação (domínio sólido: Ω), e admitindo as seguintes condições de fronteira: i) deslocamentos nulos e histórias de acelerações impostas na base da fundação Γ_{base} ; e ii) tensões normais aplicadas no paramento de montante Γ_1 devido à ação da água. Desta forma, define-se o seguinte problema de valores de fronteira:

$$\begin{cases} \underline{L}^T (\underline{D} (\underline{L} \underline{u} - \underline{\varepsilon}_0)) + \underline{f} = \underline{0} \quad , \forall P \in \Omega \\ \underline{u} = \underline{0} \quad , \quad \underline{\ddot{u}} = \underline{a}_s \quad , \text{ em } \Gamma_{base} \\ \underline{\sigma}_N = \underline{n}_{\Gamma_2} p_H + \underline{n}_{\Gamma_2} p_{HDin} \quad , \text{ em } \Gamma_1 \end{cases} \quad (3.26)$$

em que:

\underline{u} - vetor (3×1) a determinar em cada instante, com as três componentes de deslocamento em cada ponto da estrutura: corresponde ao campo de deslocamentos e é a incógnita principal do problema;

\underline{f} - vetor (3×1) em cada instante, com as três componentes das forças mássicas em P. De forma geral, tendo em conta que atuam a força gravítica e forças de inércia e amortecimento associadas às ações sísmicas: $\underline{f} = \underline{f}_g + \underline{f}_I + \underline{f}_A = m \underline{g} - m(\underline{\ddot{u}} + \underline{a}_S) - c \underline{\dot{u}}$, que engloba:

- i. o vetor (3×1) da força gravítica $\underline{f}_g = m \underline{g}$, em que m é a massa específica dos materiais e \underline{g} é o vetor [0 0 -9,81] (m/s²) da aceleração gravítica;
- ii. o vetor (3×1) das forças de inércia $\underline{f}_I = -m(\underline{\ddot{u}} + \underline{a}_S)$, em que m é a massa específica dos materiais, $\underline{\ddot{u}}$ é a aceleração relativamente à base (em P) e \underline{a}_S é a aceleração sísmica na base;
- iii. o vetor (3×1) das forças de amortecimento $\underline{f}_A = -c \underline{\dot{u}}$, em que c é o coeficiente de amortecimento específico dos materiais e $\underline{\dot{u}}$ é a velocidade relativamente à base, em P;

$\underline{\sigma}_N$ - vetor com as três componentes da tensão normal no paramento de montante (\underline{n}_{Γ_1} é o vetor unitário com a direção da normal ao paramento de montante);

p_H - pressão hidrostática, $p_H = m_a g h$, em que h é a altura de água acima do ponto de cálculo;

p_{HDin} - pressão hidrodinâmica, $p_{HDin} = 7/8 m_a \sqrt{H \cdot h} \|(\underline{\ddot{u}} + \underline{a}_S)_N\|$ (fórmula de Westergaard), em que m_a é massa específica da água, H é a altura de água acima da fundação (variável de consola para consola de acordo com a respetiva cota da inserção), h é a profundidade e $\|(\underline{\ddot{u}} + \underline{a}_S)_N\|$ é o módulo da aceleração total na direção normal ao paramento;

$\underline{\xi}_0$ - vetor (6x1) com as componentes de deformação normais e deformações distorcionais (valor nulo) provocadas pelas variações de temperatura: $\underline{\xi}_0^T = [1 \ 1 \ 1 \ 0 \ 0 \ 0] \alpha_T \Delta T$, com $\alpha_T = 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$.

Estabelecida equação diferencial de Navier, para o PVF referente ao caso do modelo com massas de água associadas, o passo seguinte consiste em efetuar a integração espacial: i) primeiro, aplicando o LFCV e o Teorema de Green-Gauss à equação diferencial indicada ou aplicando o PTV diretamente à estrutura por forma a obter a forma integral fraca (ver 3.2.2.1); e ii) segundo, aplicando o MEF, utilizando a aproximação fundamental $\underline{u}_p = \underline{N}_p \underline{u}^e$ sobre a forma fraca, obtém-se a equação de equilíbrio dinâmico para cada elemento finito de volume V^e :

$$\underline{m}^e \cdot \underline{\ddot{u}}^e + \underline{c}^e \cdot \underline{\dot{u}}^e + \underline{k}^e \cdot \underline{u}^e = \underline{f}^e \quad (3.27)$$

em que:

$$\underline{\mathbf{m}}^e = \underline{\mathbf{m}}_b^e + \underline{\mathbf{m}}_a^e \quad , \quad \underline{\mathbf{f}}^e = \underline{\mathbf{f}}_g^e + \underline{\mathbf{f}}_{PH}^e + \underline{\mathbf{f}}_{Sismica}^e + \underline{\mathbf{f}}_{PHdin}^e + \underline{\mathbf{f}}_{Temper}^e \quad (3.28)$$

e:

$$\underline{\mathbf{m}}_b^e = \int_V \underline{\mathbf{N}}^T m \underline{\mathbf{N}} dV \quad - \text{matriz de massa elementar do material (betão)}$$

$$\underline{\mathbf{m}}_a^e = \int_{\Gamma_1} \underline{\mathbf{N}}^T \alpha_{PHdin} n_{\Gamma_1}^T n_{\Gamma_1} \underline{\mathbf{N}} d \quad - \text{matriz de massa elementar da água com:}$$

$\alpha_{PHdin} = C_{MAA} \frac{7}{8} m_a \sqrt{H.h}$ e C_{MAA} (coeficiente de redução da massa de água $\approx 0,5$)

$$\underline{\mathbf{c}}^e = \int_V \underline{\mathbf{N}}^T c \underline{\mathbf{N}} dV \quad - \text{matriz de amortecimento elementar}$$

Nota: esta matriz de amortecimento elementar só é considerada quando se pretende introduzir a hipótese de amortecimento generalizado, como no caso apresentado em 3.3.4; neste caso considera-se a hipótese de amortecimento de Rayleigh proporcional às matrizes globais de rigidez e de massa.

$$\underline{\mathbf{k}}^e = \int_V \underline{\mathbf{B}}^T \underline{\mathbf{D}} \underline{\mathbf{B}} dV \quad - \text{matriz de rigidez elementar}$$

$$\underline{\mathbf{f}}_g^e = \int_V \underline{\mathbf{N}}^T f_g dV \quad - \text{vetor das forças nodais equivalentes às forças gravíticas, com}$$

$$\underline{\mathbf{f}}_{PH}^e = \int_{\Gamma_1} \underline{\mathbf{N}}^T s_{PH} dS \quad - \text{vetor das forças nodais equivalentes à pressão hidrostática,}$$

com: $s_{PH} = n_{\Gamma_1}^T m_a g h$

$$\underline{\mathbf{f}}_{Temper}^e = \int_V \underline{\mathbf{B}}^T \underline{\mathbf{D}} \underline{\mathbf{\varepsilon}}_0 dV \quad - \text{vetor das forças nodais equivalentes à variação de temperatura}$$

$$\underline{\mathbf{f}}_{Sismo}^e = -\underline{\mathbf{m}}_a^e \underline{\mathbf{a}}_S^e \quad - \text{vetor das forças nodais equivalentes à ação sísmica}$$

$$\underline{\mathbf{f}}_{PHdin}^e = -\underline{\mathbf{m}}_a^e \underline{\mathbf{a}}_S^e \quad - \text{vetor das forças nodais equivalentes à pressão hidrodinâmica}$$

Por fim, efetuando a assemblagem das matrizes elementares obtém-se a equação 3.29, que traduz o equilíbrio global do sistema (considerando as condições iniciais e de fronteira definidas):

$$\underline{\mathbf{m}} \ddot{\underline{\mathbf{u}}} + \underline{\mathbf{c}} \dot{\underline{\mathbf{u}}} + \underline{\mathbf{k}} \underline{\mathbf{u}} = \underline{\mathbf{f}}_G \quad \text{com} \quad \underline{\mathbf{u}}_{(N_{GL} \times 1)} = \underline{\mathbf{u}}(t) \quad (3.29)$$

3.3.3.2 Cálculo da resposta estrutural. Formulação modal clássica em deslocamentos

A equação 3.29 corresponde a um sistema de equações diferenciais ordinárias de 2ª ordem (derivadas em ordem ao tempo) e acopladas. A resolução deste sistema pode ser efetuado no domínio do tempo recorrendo à diagonalização do sistema utilizando coordenadas modais (problema de valores e vetores próprios). No caso da abordagem clássica com massas de água associadas e considerando a hipótese simplificativa de amortecimento de Rayleigh proporcional à massa e rigidez globais, diagonaliza-se o sistema através dos vetores próprios do correspondente sistema sem amortecimento. Assim, apresenta-se neste ponto de forma resumida, a formulação clássica da dinâmica para o caso geral de um sistema com N_{GL} , que permite calcular a resposta estrutural da barragem utilizando o modelo indicado na figura 3.16 (Mendes, 2010; Silvestre, 2012; Oliveira, et al., 2014).

Admitindo o amortecimento do sistema nulo ou proporcional às matrizes globais \underline{m} e \underline{k} , o cálculo das frequências próprias e dos modos de vibração de uma dada estrutura discretizada com N_{GL} (equação 3.29) efetua-se resolvendo o seguinte sistema de valores e vetores próprios:

$$\underline{k}\underline{\Phi} = \underline{\lambda}\underline{m}\underline{\Phi} \Leftrightarrow [\underline{k} - \underline{\lambda}\underline{m}]\underline{\Phi} = \underline{0} \quad (3.30)$$

em que:

$$\underline{\lambda} = \begin{bmatrix} \omega_1^2 \\ \vdots \\ \omega_i^2 \\ \vdots \end{bmatrix}_{(N_{GL} \times 1)} ; \quad \underline{\Phi} = \begin{bmatrix} \phi_1 & \cdots & \phi_i & \cdots \end{bmatrix}_{(N_{GL} \times N_{GL})} \quad (i=1,2,3,\dots,N_{GL}) \quad (3.31)$$

Desta forma, a matriz modal clássica $\underline{\Phi} = [\phi_1 \cdots \phi_n \cdots \phi_{N_{GL}}]$ permite diagonalizar o problema, obtendo-se as seguintes matrizes modais de massa e de rigidez (matrizes diagonais):

$$\underline{m}^* = \underline{\Phi}^T \underline{m} \underline{\Phi} = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & \ddots & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} = \underline{I} \quad (3.32)$$

e

$$\underline{k}^* = \underline{\Phi}^T \underline{k} \underline{\Phi} = \begin{bmatrix} \omega_1^2 & 0 & 0 \\ 0 & \ddots & 0 \\ 0 & 0 & \omega_{N_{GL}}^2 \end{bmatrix} = \underline{\lambda}\underline{I} \quad (3.33)$$

No caso de ser considerado amortecimento proporcional de Rayleigh ($\underline{c} = \alpha \underline{m} + \beta \underline{k}$), a matriz modal clássica também permite diagonalizar a matriz de amortecimento, vindo a seguinte matriz de amortecimento modal:

$$\underline{c}^* = \underline{\Phi}^T \underline{c} \underline{\Phi} = \begin{bmatrix} 2\xi_1 \omega_1 & 0 & 0 \\ 0 & \ddots & 0 \\ 0 & 0 & 2\xi_{N_{GL}} \omega_{N_{GL}} \end{bmatrix} \quad (3.34)$$

Nas equações anteriores, \underline{I} representa a matriz identidade (com valor unitário na diagonal principal), α e β representam os coeficientes de Rayleigh multiplicativos de \underline{m} e \underline{k} respetivamente, as matrizes \underline{m}^* , \underline{k}^* e \underline{c}^* representam as matrizes modais (diagonalizadas), ω_n representa o valor da frequência angular natural (rad/s) do modo de vibração n e ξ_n representa o amortecimento modal relativo⁸ correspondente ao modo de vibração n (com $n=1$ a N_{GL}).

Estas relações assumem particular interesse na manipulação matemática da equação fundamental da dinâmica (3.23), que corresponde a um sistema de N_{GL} equações diferenciais dependentes, por forma a obter um sistema de equações diferenciais desacopladas (ou independentes), o qual por sua vez corresponde a um sistema diagonal. Adicionalmente, é possível verificar que os deslocamentos estruturais em cada instante $\underline{u}(t)$ podem ser obtidos como uma combinação linear dos modos naturais de vibração (i.e., dos vetores próprios do sistema) e respetivas configurações modais:

$$\begin{aligned} \underline{u}(t) &= u_1^*(t) \cdot \underline{\phi}_1 + u_2^*(t) \cdot \underline{\phi}_2 + \dots + u_{N_{GL}}^*(t) \cdot \underline{\phi}_{N_{GL}} = \begin{bmatrix} \underline{\phi}_1 & \dots & \underline{\phi}_{N_{GL}} \end{bmatrix} \underline{u}^*(t) \\ &\quad \Downarrow \\ \underline{u}(t) &= \underline{\Phi} \cdot \underline{u}^*(t) \end{aligned} \quad (3.35)$$

Este resultado tem grande interesse para a análise dinâmica de estruturas, pois mostra que é possível determinar a deformada de uma dada estrutura num instante t , através da combinação

⁸ No caso de amortecimento de Rayleigh, verifica-se que, para cada modo de vibração j , o amortecimento relativo $\xi_j = c_j^* / c_j^{*c_{\text{cr}}}$ pode ser escrito da seguinte forma:

$$\xi_j = \frac{c_j^*}{c_j^{*c_{\text{cr}}}} = \frac{c_j^*}{2\sqrt{k_j^* m_j^*}} = \frac{\alpha m_j^* + \beta k_j^*}{2\omega_j m_j^*} = \frac{\alpha + \beta \omega_j^2}{2\omega_j} = \frac{1}{2} \left(\frac{\alpha}{\omega_j} + \beta \omega_j \right)$$

Com base nesta é possível traçar um gráfico que permite visualizar os amortecimentos modais relativos ξ_j , para diferentes valores dos parâmetros de Rayleigh α e β , como se pode ver mais à frente no capítulo 5 (figura 5.19).

linear dos modos, em que as coordenadas modais $\underline{u}^*(t)$ são os coeficientes da referida combinação. Em geral basta usar apenas alguns dos principais modos de vibração no cálculo, sendo recomendável utilizar um número de modos que represente uma participação de, pelo menos, 90% da massa da estrutura.

Utilizando as relações de ortogonalidades anteriores e o conceito de coordenadas modais $\underline{u}(t) = \underline{\Phi} \cdot \underline{u}^*(t)$ na equação 3.29, é possível normalizar a equação da dinâmica, obtendo-se assim um sistema de N_{GL} equações diferenciais independentes, escrito em termos das coordenadas modais e multiplicando por $\underline{\Phi}^T$ em ambos os membros, em que cada uma dessas equações é idêntica à equação de um oscilador de 1 GL (Mendes, 2010; Espada, 2010):

$$\begin{aligned} \underline{\Phi}^T \underline{m} \underline{\Phi} \cdot \ddot{\underline{u}}^*(t) + \underline{\Phi}^T \underline{c} \underline{\Phi} \cdot \dot{\underline{u}}^*(t) + \underline{\Phi}^T \underline{k} \underline{\Phi} \cdot \underline{u}^*(t) &= \underline{\Phi}^T \underline{s} \underbrace{\underline{f}(t)}_{\underline{f}_G(t)} \\ \Downarrow \\ \underline{m}^* \cdot \ddot{\underline{u}}^*(t) + \underline{c}^* \cdot \dot{\underline{u}}^*(t) + \underline{k}^* \cdot \underline{u}^*(t) &= \underline{f}^*(t) = \underline{L} \underline{f}(t) \end{aligned} \quad (3.36)$$

em que $\ddot{\underline{u}}^*(t)$, $\dot{\underline{u}}^*(t)$ e $\underline{u}^*(t)$ são os vetores das acelerações, velocidades e deslocamentos modais respetivamente; \underline{m}^* , \underline{c}^* e \underline{k}^* são as matrizes de massa, amortecimento e rigidez modais (ou normalizadas) e a matriz \underline{L} contém os fatores de participação modal ($N_{GL} \times n_I$). Adicionalmente, a equação acima indicada pode ser escrita em termos dos amortecimentos modais relativos ξ_n e das frequências naturais angulares ω_n :

$$\ddot{\underline{u}}^*(t) + \underline{c}^* \cdot \dot{\underline{u}}^*(t) + \underline{k}^* \cdot \underline{u}^*(t) = \underline{f}^*(t) = \underline{L} \underline{f}(t) \quad (3.37)$$

Por fim, calculando a resposta estrutural em coordenadas modais $\underline{u}^*(t)$, procede-se à transformação para coordenadas gerais utilizando a relação que permite determinar os deslocamentos em todos os graus de liberdade da estrutura, para cada instante:

$$\underline{u}(t) = \underline{\Phi} \underline{u}^*(t) \quad (3.38)$$

Conhecendo o vetor $\underline{u}(t)$, é possível calcular as tensões e deformações em qualquer ponto através das relações constitutivas e calcular ainda as velocidades e acelerações.

Na figura 3.16 apresentam-se os fundamentos do problema de valores de fronteira para a análise do comportamento dinâmico do modelo indicado utilizando a formulação clássica em deslocamentos.

COMPORTAMENTO DINÂMICO DE SISTEMAS BARRAGEM-FUNDAÇÃO-ALBUFEIRA

Formulação clássica em deslocamentos considerando MAA para simular a pressão hidrodinâmica

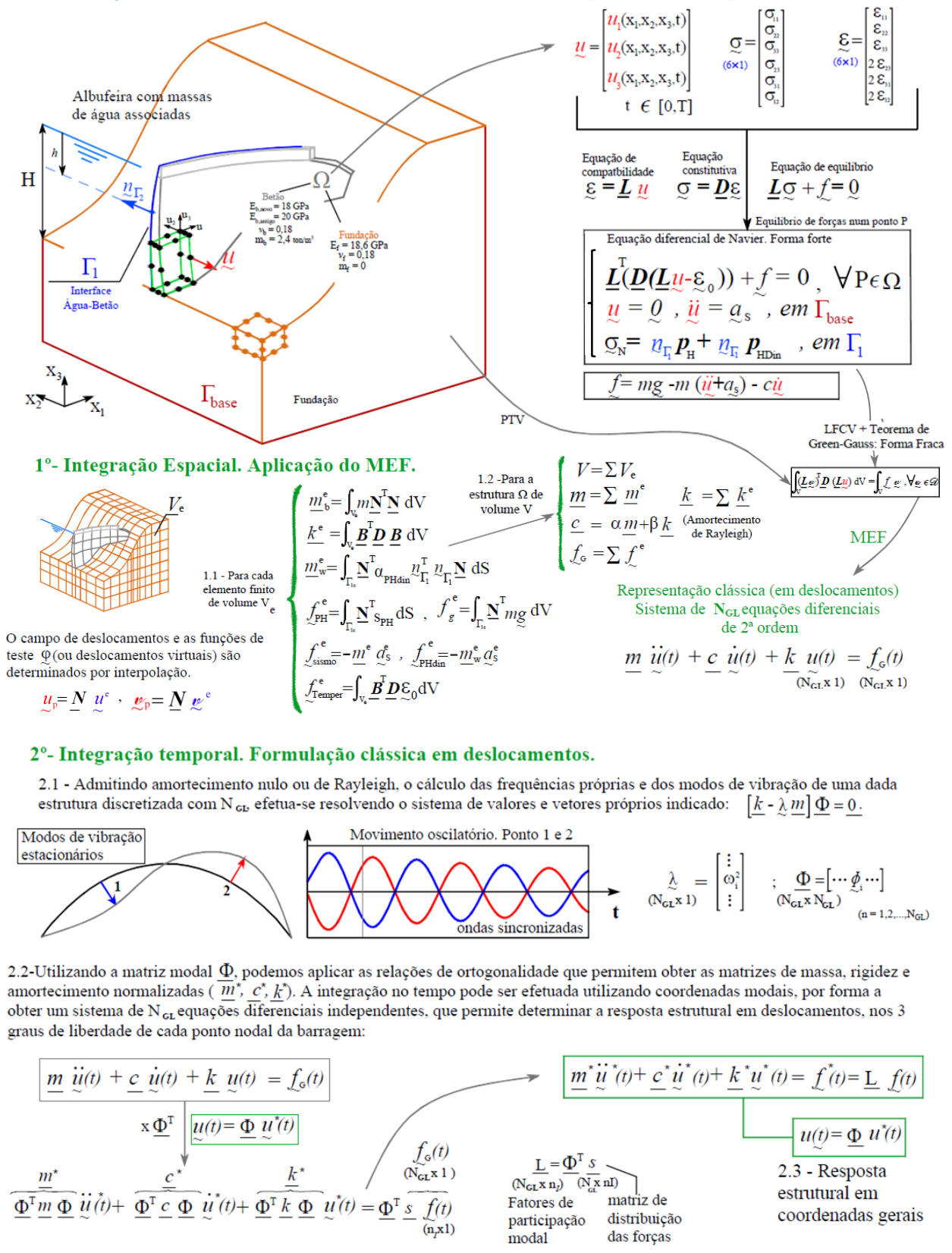


Figura 3.16 - Comportamento dinâmico de sistemas barragem-fundação-albufera: Modelo com massas de água associadas. Formulação clássica em deslocamentos.

3.3.4 Albufeira discretizada em elementos finitos de pressão. Formulação em pressões e deslocamentos (MPD): abordagem de estado.

Conforme se referiu em 3.3.3, na verificação da segurança de uma barragem a análise do comportamento estrutural do sistema barragem-fundação-albufeira sob ações estáticas e dinâmicas é efetuada recorrendo a um dado modelo, baseado em hipóteses simplificativas, o qual se pretende que seja representativo do sistema real.

Neste subcapítulo apresenta-se um modelo em que a albufeira é discretizada em elementos finitos de pressão, por forma a ter em conta a interação dinâmica água-estrutura, considerando a propagação das ondas de pressão na água ($\nabla^2 p - 1/c_p^2 = 0$) e os efeitos da radiação/reflexão nas principais interfaces: água-água, água-ar, água-betão e água-fundação (modelo tipo III). Quanto à fundação, esta é simulada como uma subestrutura elástica e sem massa (matrizes condensadas ao nível dos graus de liberdade da inserção da barragem). Além disso, admite-se a hipótese de materiais isotrópicos e com comportamento elástico-linear, tanto para a barragem como para o maciço rochoso da fundação, e ainda a hipótese de continuidade. O modelo permite ainda considerar movimentos ao nível das descontinuidades (na hipótese de comportamento elástico) que podem surgir neste tipo de obra, como juntas de contração ou fendas na barragem, falhas e diaclases na fundação e na superfície de inserção betão-rocha (no caso da barragem de Luzzone em estudo nesta dissertação, não se consideram este tipo de descontinuidades). Relativamente ao amortecimento viscoso, considera-se a hipótese de amortecimento de Rayleigh generalizado para a barragem (calculando as matrizes elementares $\underline{c}^e = c_\alpha \underline{m}^e + c_\beta \underline{k}^e$), enquanto a parcela de amortecimento de radiação resulta da consideração do comportamento dinâmico da albufeira através da discretização em EF de pressão, pelo que surgem sempre modos complexos.

Na discretização da estrutura, da fundação e da albufeira, utilizaram-se elementos finitos tridimensionais tipo cubo, isoparamétricos do 2º grau e com 20 pontos nodais, enquanto nas interfaces se aplicaram elementos finitos de junta compatíveis, ou seja, com 16 pontos nodais (2 faces e 8 pontos nodais em cada face), como se mostra na figura 3.17.

Assim, considerando um modelo com a albufeira discretizada em elementos finitos de pressão e admitindo a hipótese de amortecimento generalizado, aborda-se no presente ponto a resolução numérica do PVF apresentado em 3.2, aplicando-o para o caso de modelos tipo III de sistemas barragem-fundação-albufeira (Figura 3.18), recorrendo a uma formulação em pressões e deslocamentos com base numa abordagem de estado (deslocamentos e pressões e respetivas derivadas). É de referir que esta formulação foi implementada computacionalmente para a análise dinâmica de modelos tipo III (MPD) no programa desenvolvido (DamDySSA1.0).

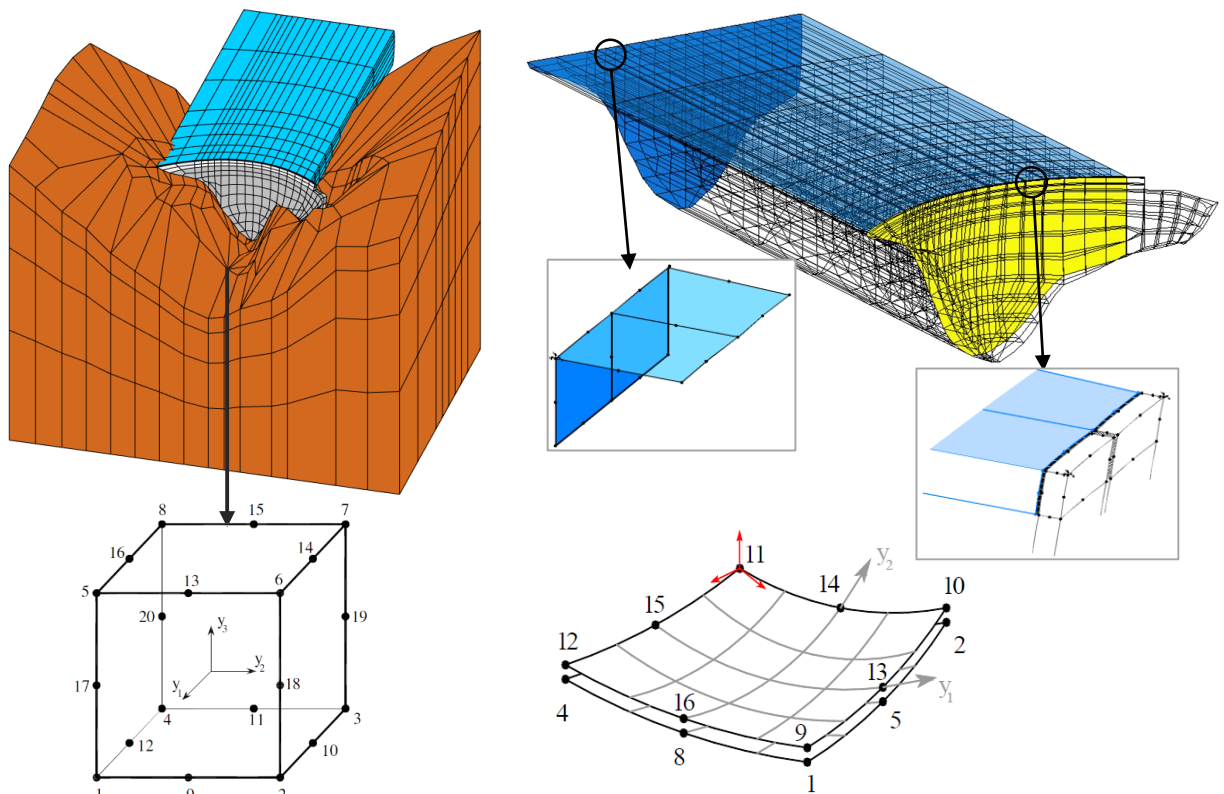


Figura 3.17 - Elementos finitos utilizados no modelo: EF 3D de 20 pontos nodais na barragem, fundação e albufera; EF de junta de 16 pontos nodais nas interfaces e juntas.

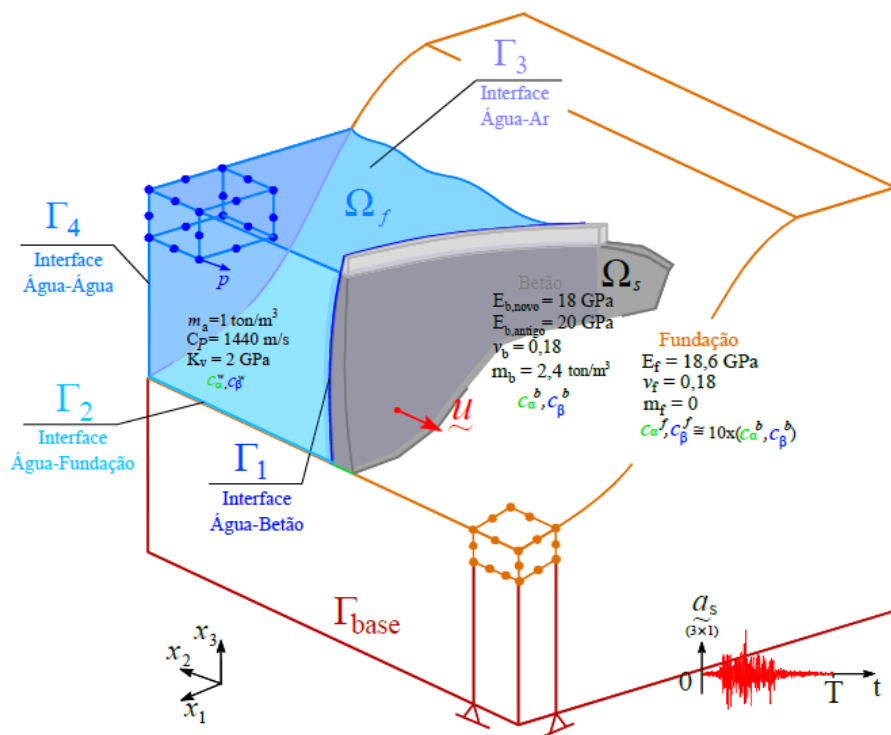


Figura 3.18 - Sistema barragem-fundação-albufera: Modelo com albufera discretizada em elementos finitos 3D. EF sólido para a barragem e fundação e EF de pressão para a albufera.

O modelo apresentado representa uma evolução ao nível do que havia sido desenvolvido em trabalhos prévios no LNEC, quer com modelos tipo I quer com modelos tipo II, tendo as formulações apresentadas neste capítulo servido de base para o programa desenvolvido ao longo desta dissertação (e para a versão 3.0 do programa DySSA).

3.3.4.1 Formulação do problema e aplicação do MEF. Formulação em deslocamentos e pressões

No referido modelo com a albufeira discretizada em elementos finitos de pressão (figura 3.20), considera-se a equação de Navier no domínio sólido ($\Omega_{sólido}$ - neste caso a barragem e a fundação) e a equação da propagação das ondas de pressão no domínio fluido (Ω_{fluido} - albufeira), em que a velocidade de propagação das ondas de pressão é $c_p = \sqrt{K_{v_a}/m_a} \cong 1440 \text{ m/s}$, com K_{v_a} o módulo de compressibilidade volumétrica da água e m_a a massa específica da água). São ainda admitidas as seguintes condições de fronteira: i) deslocamentos nulos e histórias de acelerações impostas na base da barragem/fundação Γ_{base} ; ii) equilíbrio de forças hidrodinâmico na direção normal ao paramento de montante Γ_1 ; iii) na interface ar-água Γ_3 admite-se pressão nula, sendo habitual desprezar o efeito das ondas gravíticas; e iv) na interface água-água Γ_4 (que termina fisicamente o domínio da albufeira) considera-se que as ondas de pressão não sofrem qualquer reflexão, propagando-se pela albufeira que é considerada como um meio semi-infinito, e introduzindo assim a condição de radiação, com propagação das ondas de pressão na direção horizontal (Zienkiewicz, Taylor & Zhu, 2005). Define-se assim o seguinte problema de valores de fronteira:

$$\left\{ \begin{array}{l} \underline{L}^T (\underline{D} (\underline{L} \underline{u} - \underline{\varepsilon}_0)) + \underline{f} = \underline{0}, \quad \forall \text{P} \in \Omega_{sólido} \\ \nabla^2 p - \frac{1}{c_p^2} = 0, \quad \forall \text{P} \in \Omega_{fluido} \\ \underline{u} = \underline{0} \quad , \quad \underline{\ddot{u}} = \underline{a}_s \quad , \quad \text{em } \Gamma_{base} \\ \frac{\partial p}{\partial \underline{n}_{\Gamma_1}} = -m_a \underline{n}_{\Gamma_1} \underline{\ddot{u}} \quad , \quad \text{em } \Gamma_1 \\ p = 0 \quad , \quad \text{em } \Gamma_3 \\ \frac{\partial p}{\partial \underline{n}_{\Gamma_4}} = -\left(\frac{1}{c_p}\right) \dot{p} \quad , \quad \text{em } \Gamma_4 \end{array} \right. \quad (3.39)$$

em que: \underline{u} é o vetor (3×1) a determinar em cada instante, com as três componentes de deslocamento em cada ponto da estrutura e p a pressão hidrodinâmica em cada ponto nodal da albufera (valores negativos de pressão representam forças compressão e valores positivos tração ou sucção), que são as incógnitas principais do problema; \underline{n}_{Γ_1} é o vetor (cosseno diretor) que representa a direção normal da interface água-betão e \underline{n}_{Γ_4} o vetor que representa a direção normal da região do fluido; e $\underline{f} = m\underline{g} - m(\underline{\ddot{u}} + \underline{a}_s) - c_a \underline{\dot{u}}$ é o vetor das forças aplicadas num dado ponto P pertencente ao domínio sólido $\Omega_{sólido}$. O significado das restantes variáveis já foi apresentado previamente neste capítulo.

Partindo da equação diferencial de Navier (aplicada ao domínio sólido) para o problema de valores de fronteira em análise, obtém-se a equação de equilíbrio para uma dada discretização utilizando o LFCV e o Teorema de Green-Gauss (ou o PTV diretamente à estrutura) para obter a forma integral fraca (ver 3.2.2.1) e introduzindo a aproximação fundamental do MEF nesta ($\underline{u} = \underline{N}_u \underline{u}^e$, $\underline{\epsilon} = \underline{B}_u \underline{u}^e$). Assim determina-se a equação de equilíbrio dinâmico para um dado elemento finito sólido de volume V^e :

$$\underline{m}^e \cdot \underline{\ddot{u}}^e + \underline{c}^e \cdot \underline{\dot{u}}^e + \underline{k}^e \cdot \underline{u}^e = \underline{f}^e \quad (3.40)$$

em que:

$$\underline{m}^e = \int_{V^e} \underline{N}_u^T m \underline{N}_u dV_s \quad - \text{matriz de massa elementar (EF sólido)}$$

$$\underline{k}^e = \int_{V^e} \underline{B}^T \underline{D} \underline{B} dV_s \quad - \text{matriz de rigidez elementar (EF sólido)}$$

$$\underline{c}^e = c_\alpha \underline{m}^e + c_\beta \underline{k}^e \quad - \text{matriz de amortecimento elementar (EF sólido)}$$

$$\underline{f}_g^e = \int_{V^e} \underline{N}_u^T \underline{f}_g dV_s \quad - \text{vetor das forças nodais equivalentes às forças gravíticas}$$

$$\underline{f}_{PH}^e = \int_{\Gamma_1} \underline{N}_u^T \underline{s}_{PH} dS \quad - \text{vetor das forças nodais equivalentes à pressão hidrostática}$$

$$\underline{f}_{Temper}^e = \int_{V^e} \underline{B}^T \underline{D} \underline{\epsilon}_0 dV_s \quad - \text{vetor das forças nodais equivalentes à variação de temperatura}$$

$$\underline{f}_{Sismo}^e = -\underline{m}^e \underline{a}_s^e \quad - \text{vetor das forças nodais equivalentes à ação sísmica}$$

Sendo c_α e c_β os coeficientes de Rayleigh multiplicativos das matrizes de massas e de rigidez elementares (para cálculo do amortecimento generalizado) e $m = \gamma g$ a massa específica do material do EF de volume do sólido (g é a aceleração da gravidade, que toma o valor de 9,81 m/s²).

Considerando a aproximação fundamental do MEF para o campo de pressões na albufera:

$$\underline{p} = \underline{N}_p \underline{p}^e \quad (3.41)$$

obtêm-se as seguintes matrizes elementares para cada elemento finito no domínio do fluido (Zienkiewicz, Taylor & Zhu, 2005):

$$\begin{aligned} \underline{Q}^e &= \int_{\Gamma_{1e}} \underline{N}_u^T \underline{n}_{\Gamma_1} \underline{N}_p dS \\ \underline{C}_R^e &= \int_{\Gamma_{4e}} \underline{N}_p^T c_p^{-1} \underline{N}_p dS \\ \underline{H}^e &= \int_{\Omega_f} \Delta \underline{N}_p^T \Delta \underline{N}_p dV_f \\ \underline{S}^e &= \int_{\Omega_f} \underline{N}_p^T c_p^{-2} \underline{N}_p dV_f + \int_{\Gamma_{3e}} \underline{N}_p^T g^{-1} \underline{N}_p dS \end{aligned} \quad (3.42)$$

Efetuada a montagem das matrizes elementares para o domínio do sólido determinam-se as matrizes de massa \underline{m} , rigidez \underline{k} e amortecimento \underline{c} e o vetor de forças aplicadas ao sólido \underline{f}_G . Por outro lado, ao efetuar a montagem das matrizes elementares para EF de pressão, obtém-se: a matriz \underline{Q} ($N_{GL,f} \times N_{GL,s}$) - matriz de interação dinâmica entre a albufera e a barragem, que implica a assimetria das matrizes globais de massa e rigidez \underline{M} e \underline{K} ; a matriz \underline{C}_R ($N_{GL,f} \times N_{GL,f}$) - matriz de radiação das ondas de pressão na interface água-água, que considera a parcela do amortecimento de radiação associada ao comportamento dinâmico do fluido; a matriz \underline{H} ($N_{GL,f} \times N_{GL,f}$) - matriz que permite ter em conta a parcela da rigidez do sistema associado à albufera (note-se que o integral de volume $\Delta \underline{N}_p^T \Delta \underline{N}_p$ é análogo ao usado para cálculo da matriz de rigidez $\underline{B}^T \underline{D} \underline{B}$); e a matriz \underline{S} ($N_{GL,f} \times N_{GL,f}$) - esta matriz engloba a parcela da massa do sistema associada ao volume total de fluido e a condição da superfície livre.

Com base numa formulação em pressões e deslocamentos, o comportamento dinâmico do sistema barragem-fundação-albufera é descrito pelo seguinte sistema de equações (Oliveira, 2015; Oliveira et al., 2015):

$$\underline{M} \ddot{\underline{q}} + \underline{C} \dot{\underline{q}} + \underline{K} \underline{q} = \underline{F}_{SF} \quad \text{com} \quad \underline{q} = \underline{q}(t) \quad (3.43)$$

$(N_{GL} \times 1)$

com:

$$\underline{\underline{\mathbf{M}}} = \begin{bmatrix} \underline{\underline{\mathbf{m}}} & \underline{\underline{\mathbf{0}}} \\ m_a \underline{\underline{\mathbf{Q}}}^T & \underline{\underline{\mathbf{S}}} \end{bmatrix}; \quad \underline{\underline{\mathbf{C}}} = \begin{bmatrix} \underline{\underline{\mathbf{c}}} & \underline{\underline{\mathbf{0}}} \\ \underline{\underline{\mathbf{0}}} & \underline{\underline{\mathbf{C}}}_R \end{bmatrix}; \quad \underline{\underline{\mathbf{K}}} = \begin{bmatrix} \underline{\underline{\mathbf{k}}} & -\underline{\underline{\mathbf{Q}}} \\ \underline{\underline{\mathbf{0}}} & \underline{\underline{\mathbf{H}}} \end{bmatrix}; \quad \underline{\underline{\mathbf{F}}}_{SF} = \begin{bmatrix} \underline{\underline{\mathbf{F}}}_S \\ \underline{\underline{\mathbf{F}}}_F \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \underline{\underline{\mathbf{f}}}_G \\ \approx \underline{\underline{\mathbf{0}}} \end{bmatrix} \quad (3.44)$$

em que N_{GL} representa o número total de graus de liberdade do sistema, resultando da soma dos graus de liberdade do sólido $N_{GL,s}$ com os graus de liberdade do fluido $N_{GL,f}$ (sabendo que existem 3 GL de translação em cada ponto nodal da barragem e 1 GL de pressão em cada ponto nodal da albufeira). As matrizes $\underline{\underline{\mathbf{M}}}$, $\underline{\underline{\mathbf{K}}}$ e $\underline{\underline{\mathbf{C}}}$ representam as matrizes de massa, rigidez e amortecimento globais do sistema barragem-fundação-albufeira e têm dimensão $(N_{GL} \times N_{GL})$, e o vetor $\underline{\underline{\mathbf{F}}}_{SF}$ ($N_{GL} \times 1$) representa o vetor global das forças nodais equivalentes do sistema, sendo constituído pelo vetor das forças nodais equivalentes aplicadas no sólido $\underline{\underline{\mathbf{F}}}_S$ ($N_{GL,s} \times 1$) e o vetor das forças nodais (pressões) aplicadas no líquido $\underline{\underline{\mathbf{F}}}_F$ ($N_{GL,f} \times 1$), que normalmente se consideram nulas. Por fim, o vetor $\underline{\underline{\mathbf{q}}}$ ($N_{GL} \times 1$) representa as incógnitas do sistema utilizando a formulação em pressões e deslocamentos:

$$\underline{\underline{\mathbf{q}}} = \begin{bmatrix} \underline{\underline{\mathbf{u}}} \\ \underline{\underline{\mathbf{p}}} \end{bmatrix} \quad (3.45)$$

em que $\underline{\underline{\mathbf{u}}}$ ($N_{GL,s} \times 1$) é o vetor dos deslocamentos nos nós da barragem e $\underline{\underline{\mathbf{p}}}$ ($N_{GL,f} \times 1$) o vetor das pressões hidrodinâmicas nos pontos nodais da albufeira.

3.3.4.2 Formulação em deslocamentos e pressões. Representação no espaço de estados.

A equação 3.43 representa um sistema de N_{GL} equações diferenciais de 2ª ordem (acopladas) com N_{GL} incógnitas, que são os deslocamentos na barragem e as pressões hidrodinâmicas na albufeira. Neste caso, para proceder à diagonalização do sistema é conveniente recorrer a uma abordagem de estado, que corresponde a escrever um sistema equivalente de $2N_{GL}$ equações diferenciais de 1ª ordem, cujas incógnitas são os referidos vetores $\underline{\underline{\mathbf{u}}} = \underline{\underline{\mathbf{u}}}(t)$ e $\underline{\underline{\mathbf{p}}} = \underline{\underline{\mathbf{p}}}(t)$, e as respetivas derivadas $\dot{\underline{\underline{\mathbf{u}}}} = \dot{\underline{\underline{\mathbf{u}}}}(t)$ e $\dot{\underline{\underline{\mathbf{p}}}} = \dot{\underline{\underline{\mathbf{p}}}}(t)$.

Pode-se converter a referida equação de 2ª ordem (3.43) num sistema de duas equações diferenciais de 1ª ordem (na forma matricial), considerando a introdução no problema de uma nova variável de “velocidades” $\underline{\underline{\mathbf{y}}} = \dot{\underline{\underline{\mathbf{q}}}}$, obtendo-se assim uma representação da equação do movimento do

modelo, discretizado espacialmente, no espaço de estados (Peeters, 2000), com base nos deslocamentos e pressões e nas respectivas derivadas, como se indica:

$$\underline{\mathbf{M}} \ddot{\underline{\mathbf{q}}} + \underline{\mathbf{C}} \dot{\underline{\mathbf{q}}} + \underline{\mathbf{K}} \underline{\mathbf{q}} = \underline{\mathbf{F}}_{SF} \Leftrightarrow \begin{cases} \underline{\mathbf{M}} \dot{\underline{\mathbf{y}}} + \underline{\mathbf{C}} \underline{\dot{\mathbf{q}}} + \underline{\mathbf{K}} \underline{\mathbf{q}} = \underline{\mathbf{F}}_{SF} \\ \dot{\underline{\mathbf{q}}} = \underline{\mathbf{y}} \end{cases} \Leftrightarrow \begin{cases} \underline{\mathbf{M}} \dot{\underline{\mathbf{y}}} + \underline{\mathbf{C}} \underline{\dot{\mathbf{q}}} + \underline{\mathbf{K}} \underline{\mathbf{q}} = \underline{\mathbf{F}}_{SF} \\ \underline{\mathbf{M}} \underline{\dot{\mathbf{q}}} - \underline{\mathbf{M}} \underline{\mathbf{y}} = \underline{\mathbf{0}} \end{cases} \quad (3.46)$$

ou, matricialmente, utilizando duas sub-matrizes de estado $\underline{\mathbf{A}}$ e $\underline{\mathbf{B}}$:

$$\underbrace{\begin{bmatrix} \underline{\mathbf{C}} & \underline{\mathbf{M}} \\ \underline{\mathbf{M}}^T & \underline{\mathbf{0}} \end{bmatrix}}_{\substack{\underline{\mathbf{A}} \\ (2N_{GL} \times 2N_{GL})}} \underbrace{\begin{bmatrix} \underline{\dot{\mathbf{q}}} \\ \underline{\dot{\mathbf{y}}} \end{bmatrix}}_{(2N_{GL} \times 1)} + \underbrace{\begin{bmatrix} \underline{\mathbf{K}} & \underline{\mathbf{0}} \\ \underline{\mathbf{0}} & -\underline{\mathbf{M}}^T \end{bmatrix}}_{\substack{\underline{\mathbf{B}} \\ (2N_{GL} \times 2N_{GL})}} \underbrace{\begin{bmatrix} \underline{\mathbf{q}} \\ \underline{\mathbf{y}} \end{bmatrix}}_{(2N_{GL} \times 1)} = \underbrace{\begin{bmatrix} \underline{\mathbf{F}}_{SF} \\ \underline{\mathbf{0}} \end{bmatrix}}_{\substack{\underline{\mathbf{F}} \\ (2N_{GL} \times 1)}} \quad (3.47)$$

Este sistema pode ser escrito de forma mais compacta em função do vetor de estado $\underline{\mathbf{x}}$:

$$\underline{\mathbf{A}} \dot{\underline{\mathbf{x}}} + \underline{\mathbf{B}} \underline{\mathbf{x}} = \underline{\mathbf{F}}, \quad \text{com } \underline{\mathbf{x}} = \underline{\mathbf{x}}(t) = \underbrace{\begin{bmatrix} \underline{\mathbf{q}} \\ \underline{\mathbf{y}} \end{bmatrix}}_{(2N_{GL} \times 1)} = \begin{bmatrix} \underline{\mathbf{u}} \\ \underline{\mathbf{p}} \\ \underline{\dot{\mathbf{u}}} \\ \underline{\dot{\mathbf{p}}} \end{bmatrix} \begin{matrix} (N_{GL,s} \times 1) \\ (N_{GL,f} \times 1) \\ (N_{GL,s} \times 1) \\ (N_{GL,f} \times 1) \end{matrix} \quad (3.48)$$

em que: $\underline{\mathbf{A}}$ é uma matriz de estado $(2N_{GL} \times 2N_{GL})$ simétrica, que envolve as propriedades de massa e amortecimento do modelo discretizado, e $\underline{\mathbf{B}}$ uma matriz de estado $(2N_{GL} \times 2N_{GL})$ não simétrica, englobando as propriedades de massa e rigidez do modelo.

Nesta forma, a solução do sistema de equações diferenciais de primeira ordem pode ser obtido utilizando o conceito de coordenadas modais por forma a efetuar a diagonalização da equação de estado. O problema de valores e vetores próprios associado à equação de estado (3.48) é dado por:

$$[\underline{\mathbf{B}} + \lambda_E \underline{\mathbf{A}}] \underline{\Phi}_E = \underline{\mathbf{0}} \quad (3.49)$$

que conduz à determinação da matriz diagonal de valores próprios λ_E e da matriz modal de estado $\underline{\Phi}_E$ (dos vetores próprios), ambas de dimensão $(2N_{GL} \times 2N_{GL})$ e constituídas por valores complexos (neste caso surgem sempre modos complexos, mesmo que se adote a hipótese de amortecimento proporcional de Rayleigh), sendo:

$$\lambda_{E} = \begin{bmatrix} \lambda_1 \\ \bar{\lambda}_1 \\ \vdots \\ \lambda_{N_{GL}} \\ \bar{\lambda}_{N_{GL}} \end{bmatrix}, \quad \lambda_n = \underbrace{-\xi_n \omega_n}_{\text{Componente Real}} + i \underbrace{\omega_n \sqrt{1-\xi_n^2}}_{\text{Componente Imaginária}} \quad (3.50)$$

onde $\bar{\lambda}$ representa o conjugado de λ e $\bar{\phi}_n$ o conjugado de ϕ_n . As componentes complexas dos vetores próprios correspondem fisicamente à existência de modos não estacionários. Para um modo vibração n , não estacionário, o movimento oscilatório em cada GL j pode ser descrito como uma onda harmónica, cuja amplitude vai decrescer ao longo do período T . Esta onda pode ser representada conhecendo os seguintes parâmetros:

- i. Frequência natural do modo n

$$\omega_n = |\lambda_{En}| \quad (3.51)$$

- ii. Amortecimento do modo n

$$\xi_n = \frac{-\text{Re}(\lambda_{En})}{|\lambda_{En}|} \quad (3.52)$$

- iii. Amplitude da vibração do modo n , no grau de liberdade m

$$\rho_{(nm)} = |\phi_{(nm)}| \quad (3.53)$$

- iv. Ângulo de fase da vibração do modo n , no grau de liberdade m

$$\theta_{(nm)} = \text{arctg} \left(\frac{\text{Im}(\phi_{(nm)})}{\text{Re}(\phi_{(nm)})} \right) \quad (3.54)$$

em que “Im” indica a parte imaginária e “Re” a parte real do número complexo.

Definindo estes parâmetros, é possível estabelecer a equação que define a variação das amplitudes ao longo do tempo de uma configuração modal n segundo o grau de liberdade m :

$$\phi(t)_{(nm)} = \rho_{(nm)} \cdot \cos(\omega_n \cdot t - \theta_{(nm)}) \quad (3.55)$$

ou

$$\phi(t)_{(nm)} = \left[\text{Re}(\phi_{(nm)}) \cdot \cos(\omega_n \cdot t) + \text{Im}(\phi_{(nm)}) \cdot \text{sen}(\omega_n \cdot t) \right] \cdot e^{-\xi_n \cdot \omega_n \cdot t} \quad (3.56)$$

Convém notar que, no caso de modos complexos, os picos atingidos (bem como os pontos nulos ou nodos fixos) pelas ondas determinadas através deste método, não ocorrem em simultâneo para diferentes nós e GL em análise, como se demonstra mais à frente na análise modal da barragem de Luzzone.

3.3.4.3 Cálculo da resposta estrutural em coordenadas modais no espaço de estados. Resolução numérica em utilizando fórmulas recursivas.

Para efetuar a diagonalização da referida equação de estado (3.48) utilizam-se coordenadas modais \underline{z} , definidas pela seguinte igualdade, envolvendo a matriz modal $\underline{\Phi}_E$ e o vetor de estado em coordenadas gerais \underline{x} (combinação linear de modos no espaço complexo):

$$\underline{x} = \underline{\Phi}_E \underline{z} \quad (3.57)$$

Assim, pode-se escrever a seguinte relação

$$\underline{A} \underline{\Phi}_E \dot{\underline{z}} + \underline{B} \underline{\Phi}_E \underline{z} = \underline{F} \quad (3.58)$$

e multiplicando ambos os membros por $\underline{\Phi}_E^T$ obtém-se

$$\underbrace{\underline{\Phi}_E^T \underline{A} \underline{\Phi}_E}_{\underline{A}^*} \dot{\underline{z}} + \underbrace{\underline{\Phi}_E^T \underline{B} \underline{\Phi}_E}_{\underline{B}^*} \underline{z} = \underbrace{\underline{\Phi}_E^T \underline{F}}_{\underline{F}^*} \quad (3.59)$$

em que \underline{A}^* e \underline{B}^* correspondem a matrizes de estado diagonais e \underline{F}^* é o denominado vetor modal das forças de estado.

Portanto, a equação de estado em coordenadas modais corresponde a uma forma diagonalizada e pode ser escrita da seguinte forma:

$$\underline{A}^* \dot{\underline{z}} + \underline{B}^* \underline{z} = \underline{F}^* \quad (3.60)$$

Multiplicando ambos os membros pela inversa da matriz diagonal \underline{A}^* , obtém-se:

$$\dot{\underline{z}} - \underbrace{\frac{\lambda_E}{-\underline{A}^{*-1} \underline{B}^*}}_{\underline{L}_E} \underline{z} = \underbrace{\underline{A}^{*-1} \underline{F}^*}_{\underline{F}} \quad , \quad \underline{F} = \underline{A}^{*-1} \underline{F}^* = \underbrace{\underline{A}^{*-1} \underline{\Phi}_E^T}_{\underline{L}_E} \underline{F} \quad (3.61)$$

isto é, numa forma simplificada

$$\dot{\underline{z}} - \underline{\lambda}_E \underline{z} = \underline{F} \quad (3.62)$$

em que \underline{F} ($2N_{GL} \times 1$) é um vetor de forças de estado, que se calcula pré-multiplicando o vetor das forças \underline{F} pela matriz dos fatores de participação modais \underline{L}_E ($2N_{GL} \times 2N_{GL}$).

Assim, o problema da análise dinâmica de um sistema barragem-fundação-albufeira, discretizado numa malha de elementos finitos com N_{GL} graus de liberdade, pode ser reduzido à resolução do seguinte conjunto de $2N_{GL}$ equações diferenciais de 1ª ordem e independentes:

$$\dot{z}_n - \lambda_n z_n = F_n \quad (3.63)$$

com $n = 1, 2, \dots, N_{mod} \ll 2N_{GL}$.

Para a resolução de cada uma destas equações, utiliza-se uma técnica de elevada eficiência computacional baseada na consideração de uma discretização temporal ($0 \leq t \leq t_f$) em intervalos constantes de comprimento Δt , admitindo que a força varia linearmente (figura 3.19 a) ou que é constante em cada intervalo de tempo (figura 3.19 b).

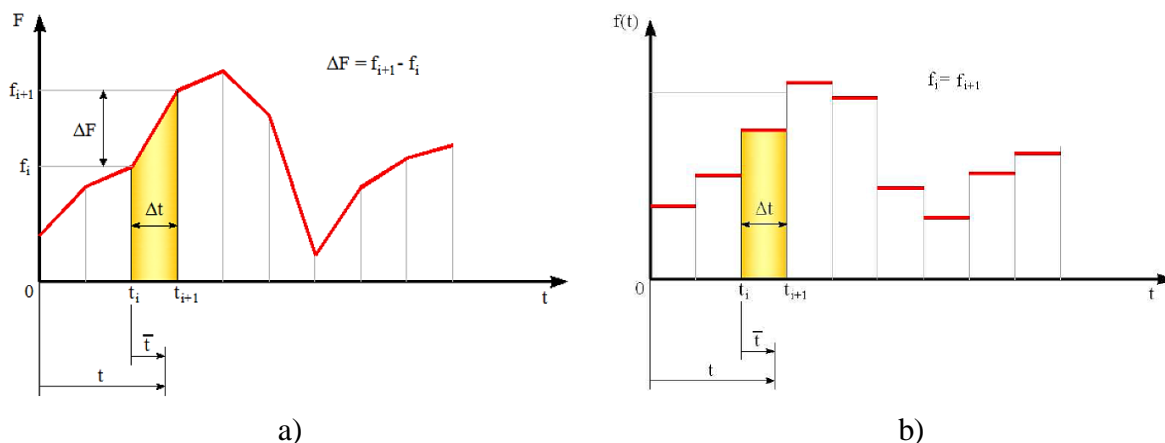


Figura 3.19 - Discretização temporal das forças aplicadas em cada Δt : a) força linear; b) força constante.

Para o caso de força constante em cada intervalo, a solução do problema pode ser obtida utilizando a seguinte fórmula recursiva:

$$z_n(t_{i+1}) = e^{\lambda_n \Delta t} z_n(t_i) + \frac{1}{\lambda_n} (e^{\lambda_n \Delta t} - 1) F_n(t_i) \quad (3.64)$$

Com $n = 1, 2, \dots, N_{\text{mod}} \ll 2N_{\text{GL}}$, e a partir da qual se calcula a resposta da estrutura em coordenadas modais $\underline{z}(t)$.

Convém referir que, para a análise do sistema barragem-fundação-albufera usando o modelo MPD e utilizando a formulação em pressões e deslocamentos, se recorre a uma abordagem de estado com base em duas matrizes \underline{A} e \underline{B} . Esta abordagem de estado permite evitar a inversão da matriz modal $\underline{\Phi}_E$, ao contrário do que é usual (Mendes, 2010; Silvestre, 2012), não sendo portanto necessário calcular esta matriz na sua totalidade. Desta forma, no cálculo da resposta ao longo do tempo (integração temporal) é possível efetuar uma análise modal reduzida, ou seja, utilizar um número de modos de vibração (N_{mod}) inferior ao número de graus de liberdade total N_{GL} do sistema no espaço de estados ($N_{\text{mod}} \ll 2N_{\text{GL}}$), permitindo aumentar assim a eficiência computacional do cálculo dinâmico. No entanto, este número de modos utilizado na análise deve ser suficientemente elevado para garantir a obtenção de soluções numéricas estáveis (Oliveira, 2015).

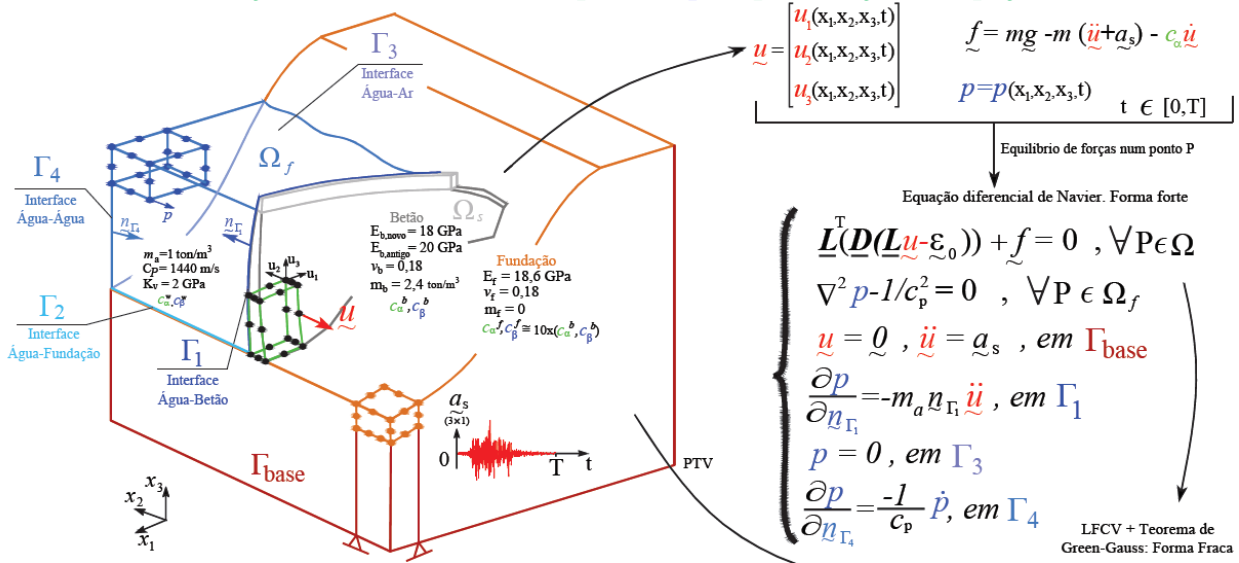
Por fim, após calcular o vetor de estado em coordenadas modais $\underline{z}(t)$, determina-se a resposta estrutural ao longo do tempo em coordenadas gerais, ou seja, os deslocamentos segundo os 3 GL de translação em cada ponto nodal da barragem e o valor da pressão hidrodinâmica em cada GL dos nós da albufera, efetuando a seguinte transformação de coordenadas:

$$\underline{x} = \underline{\Phi}_E \cdot \underline{z} \quad (3.65)$$

Na figura 3.20 representam-se os conceitos e fundamentos da formulação em deslocamentos e pressões e respetiva representação no espaço de estados, aplicados ao cálculo numérico do comportamento dinâmico do sistema barragem-fundação-albufera para o modelo indicado.

COMPORTAMENTO DINÂMICO DE SISTEMAS BARRAGEM-FUNDAÇÃO-ALBUFEIRA

Formulação em deslocamentos \underline{u} e pressões p . Representação no espaço de estados.



1º - Integração Espacial. Aplicação do MEF.

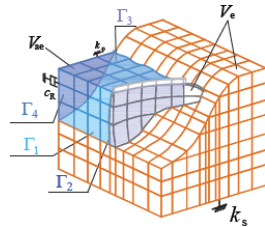
1.1 - Introduzindo a aproximação fundamental do MEF:

1.1.2 - Para cada EF de pressão: $\underline{p} = \underline{N}_p \underline{p}^e$

$$\begin{aligned} \underline{Q}^e &= \int_{\Gamma_a} \underline{N}_p^T n_{\Gamma_a} \underline{N}_p dS, \quad \underline{C}_R^e = \int_{\Gamma_a} \underline{N}_p^T c_v^{-1} \underline{N}_p dS \\ \underline{H}^e &= \int_{V_a} \Delta \underline{N}_p^T \Delta \underline{N}_p dV_w \\ \underline{S}^e &= \int_{V_a} \underline{N}_p^T c_v^{-2} \underline{N}_p dV_w + \int_{\Gamma_b} \underline{N}_p^T g^{-1} \underline{N}_p dS \end{aligned}$$

1.2.1 - Para a albufera Ω_f de volume V_f

$$\begin{cases} \Omega_f \leftrightarrow V_a = \sum V_{ae} \\ \underline{Q} = \sum \underline{Q}^e, \quad \underline{C}_R = \sum \underline{C}_R^e \\ \underline{S} = \sum \underline{S}^e, \quad \underline{H} = \sum \underline{H}^e \end{cases}$$



1.2 - Formulação em pressões e deslocamentos

$$\underline{M} \ddot{\underline{q}}(t) + \underline{C} \dot{\underline{q}}(t) + \underline{K} \underline{q}(t) = \underline{F}_{SF}(t)$$

$N_{GL} = N_{GL,s} + N_{GL,f}$

1.1.1 - Para cada EF sólido: $\underline{u} = \underline{N}_u \underline{u}^e \quad \underline{\varepsilon} = \underline{B} \underline{u}^e$

$$\begin{aligned} \underline{m}^e &= \int_{V_s} m \underline{N}_u^T \underline{N}_u dV_s, \quad \underline{f}_G^e = \int_{V_s} \underline{N}_u^T m \underline{g} dV \\ \underline{k}^e &= \int_{V_s} \underline{B}^T \underline{D} \underline{B} dV_s, \quad \underline{f}_{PH}^e = \int_{\Gamma_a} \underline{N}_u^T s_{PH} dS \\ \underline{c}^e &= c_a \underline{m}^e + c_p \underline{k}^e, \quad \underline{f}_{Temper}^e = \int_{V_s} \underline{B}^T \underline{D} \underline{\varepsilon}_0 dV \\ \underline{f}_{sismo}^e &= -\underline{m}^e \underline{a}_s^e \end{aligned}$$

1.2.1 - Para a estrutura Ω_s de volume V

$$\begin{cases} \Omega_s \leftrightarrow V = \sum V_e \\ \underline{m} = \sum \underline{m}^e \\ \underline{k} = \sum \underline{k}^e \\ \underline{c} = \sum \underline{c}^e \\ \underline{f}_G = \sum \underline{f}_G^e \end{cases}$$

$$\underline{M} = \begin{bmatrix} \underline{m} & \underline{0} \\ \underline{m}_w \underline{Q}^T & \underline{S} \end{bmatrix}, \quad \underline{K} = \begin{bmatrix} \underline{k} & -\underline{Q} \\ \underline{0} & \underline{H} \end{bmatrix}$$

$$\underline{C} = \begin{bmatrix} \underline{c} & \underline{0} \\ \underline{0} & \underline{C}_R \end{bmatrix}, \quad \underline{F}_{SF} = \begin{bmatrix} \underline{F}_S = \underline{f}_G \\ \underline{F}_F = \underline{0} \end{bmatrix}$$

$$\underline{q} = \begin{bmatrix} \underline{u} \\ \underline{p} \end{bmatrix}$$

2º - Integração Temporal. Formulação em pressões e deslocamentos: Abordagem de estado

2.1 - Representação da equação no espaço de estado (MPD)

$$\dot{\underline{q}} = \underline{v} \rightarrow \begin{bmatrix} \underline{C} & \underline{M} \\ \underline{M}^T & \underline{0} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \dot{\underline{q}}(t) \\ \underline{q}(t) \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \underline{K} & \underline{0} \\ \underline{0} & -\underline{M}^T \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \underline{q}(t) \\ \underline{v}(t) \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \underline{F}_{SF}(t) \\ \underline{0} \end{bmatrix} \Leftrightarrow \underline{A} \dot{\underline{x}}(t) + \underline{B} \underline{x}(t) = \underline{F}(t)$$

vetor de estado

$$\underline{x} = \begin{bmatrix} \underline{q}(t) \\ \underline{v}(t) \end{bmatrix}$$

2.2 - A diagonalização do sistema é obtida através da resolução do seguinte problema de valores e vetores próprios (complexos): $[\underline{B} + \lambda_n \underline{A}] \underline{\phi} = \underline{0}$. Assim, podemos obter as frequências naturais, coef. de amortecimento modais e modos de vibração não-estacionários:



$$\underline{\lambda}_E = \begin{bmatrix} \lambda_1 \\ \lambda_2 \\ \vdots \\ \lambda_n \\ \vdots \\ \lambda_{2N_{GL}} \end{bmatrix}, \quad \lambda_n = -\xi_n \omega_n + i \omega_n \sqrt{1 - \xi_n^2}$$

$$\omega = |\lambda_n|, \quad \xi_n = -\text{Re}(\lambda_n) / \omega_n$$

$(n = 1, 2, \dots, 2N_{GL})$

2.3 - Utilizando a matriz $\underline{\Phi}_E$, podemos diagonalizar as matrizes de estado \underline{A} e \underline{B} ($\underline{A}^* = \underline{\Phi}_E^T \underline{A} \underline{\Phi}_E$ e $\underline{B}^* = \underline{\Phi}_E^T \underline{B} \underline{\Phi}_E$). Assim, aplicando o conceito de coord. modais ($\underline{x}(t) = \underline{\Phi}_E \underline{z}(t)$), obtemos um sistema de $2N_{GL}$ equações diferenciais independentes (1ª ordem)

$$\underline{A} \dot{\underline{x}} + \underline{B} \underline{x} = \underline{F} \xrightarrow[\underline{x}(t) = \underline{\Phi}_E \underline{z}(t)]{\underline{x} \underline{\Phi}_E^T} \underline{A}^* \dot{\underline{z}} + \underline{B}^* \underline{z} = \underline{F}^* \xrightarrow[\underline{A}^{-1} \underline{B}^*]{\underline{z} - \lambda_E \underline{z} = \underline{F}^*} \dot{\underline{z}} - \lambda_n \underline{z} = \underline{F}_n$$

$n = 1, 2, \dots, N_{mod} \ll 2N_{GL}$

$\underline{L} = \underline{A}^{-1} \underline{\Phi}_E^T \underline{F}^*$
Fatores de participação modal

2.4 - Cálculo da resposta em coordenadas modais, efetuando a integração no tempo (para intervalos de comprimento Δt) utilizando a seguinte fórmula recursiva:

$$\underline{z}_n(t_{i+1}) = e^{\lambda_n \Delta t} \underline{z}_n(t_i) + \frac{e^{\lambda_n \Delta t} - 1}{\lambda_n} \underline{F}_n(t_i) \rightarrow \underline{x}(t) = \underline{\Phi}_E \underline{z}(t)$$

Resposta do sistema em coordenadas gerais: deslocamentos \underline{u} na barragem e pressões p na albufera

Figura 3.20 - Comportamento dinâmico de sistemas barragem-fundação-albufera: Albufera discretizada em EF de pressão. Formulação em deslocamentos e pressões com abordagem de estado.

3.4 Considerações Finais

Neste capítulo apresentaram-se as principais hipóteses adotadas no desenvolvimento de modelos numéricos para análise dinâmica de sistemas barragem-fundação-albufeira no âmbito do controlo da segurança de barragens sob ações sísmicas.

Referiram-se as equações fundamentais da análise dinâmica de estruturas tridimensionais, mostrando que correspondem a um problema de valores de fronteira (PVF), envolvendo a equação de Navier (a verificar em todos os pontos da estrutura) e respetivas condições iniciais e de fronteira. Inicialmente apresentou-se como exemplo um sistema barragem-fundação-albufeira em que a pressão hidrodinâmica é simulada com base no modelo de Westergaard (massas de água associadas).

Apresentaram-se os fundamentos do MEF com vista à resolução numérica do referido PVF, referindo a aplicação do Lema Fundamental do Cálculo Variacional, para efetuar a passagem da forma forte (diferencial) para a forma fraca (integral), e introduzindo a técnica de discretização espacial em elementos finitos, baseada na conhecida fórmula de interpolação de deslocamentos (aproximação fundamental do MEF), por forma a obter as equações de equilíbrio globais para a discretização adotada.

No âmbito da análise da segurança de sistemas barragem-fundação-albufeira, abordaram-se algumas questões fulcrais acerca do desenvolvimento de modelos para simulação do comportamento estrutural destes sistemas, tais como: as condições de fronteira/apoio, o amortecimento, a rigidez, hipóteses simplificativas a considerar e as características/parâmetros mais importantes a ter em conta.

Apresentaram-se ainda os três principais tipos de modelos para análise dinâmica de sistemas barragem-fundação-albufeira:

- i) modelos tipo I, baseados na hipótese de Westergaard, em que a pressão hidrodinâmica é simulada através de massas de água associadas;
- ii) modelos tipo II, baseados na discretização da albufeira em elementos finitos de água, semelhantes a elementos sólidos com módulo de distorção nulo (sólido degenerado: $G=0$);
- iii) modelos tipo III, baseados na discretização da albufeira em elementos finitos de pressão, considerando a equação de propagação de ondas de pressão na albufeira.

Por fim apresentaram-se em detalhe os dois modelos desenvolvidos na presente dissertação (modelo tipo I $n = 1, 2, \dots, N_{\text{mod}} \ll 2N_{\text{GL}}$ e modelo tipo III) tendo ambos sido implementados computacionalmente no âmbito deste trabalho em MATLAB. Nos estudos da barragem de Luzzone (capítulo 5) apresentam-se:

- i) resultados obtidos com o modelo de massas de água associadas (tipo I, MAA) no qual se considera amortecimento de Rayleigh proporcional à massa e rigidez globais, e a formulação modal clássica em deslocamentos. Esta formulação foi utilizada no desenvolvimento de um modelo para testes com a barragem, nomeadamente na análise modal e cálculos dinâmicos para comparação com o programa principal;
- ii) resultados obtidos com o modelo em pressões e deslocamentos (tipo III, MPD) com discretização da albufeira em elementos finitos de pressão, no qual foi considerado a hipótese de amortecimento de Rayleigh generalizado, recorrendo à abordagem de estado (apresentada neste capítulo) para cálculo da resposta dinâmica do sistema (deslocamentos na barragem e pressões na albufeira, e respetivas derivadas no tempo); este modelo foi implementado no programa de EF desenvolvido em MATLAB (DamDySSA1.0), tendo como principal vantagem o facto de permitir a utilização de um número de modos mais reduzido do que os modelos tipo II (análise modal reduzida, com $N_{\text{mod}} \ll 2N_{\text{GL}}$), o que permite aumentar significativamente a eficiência computacional e na análise sísmica e verificação da segurança de barragens.

4

Desenvolvimento de um programa em MATLAB para Análise Dinâmica de Barragens

4.1 Considerações iniciais

Os modelos numéricos e programas utilizados atualmente na análise do comportamento dinâmico de sistemas barragem-fundação-albufeira têm vindo a evoluir, em paralelo com o aumento da capacidade computacional disponível, permitindo efetuar cálculos e análises cada mais sofisticados e eficazes. No entanto, mantêm-se algumas dúvidas no que diz respeito às hipóteses a adotar para simular o efeito da interação dinâmica albufeira-barragem (efeito da pressão hidrodinâmica), o efeito do amortecimento e a influência das juntas de contração (Lemos, et al., 2008). Assim, é essencial garantir que as hipóteses simplificativas admitidas na elaboração dos modelos não resultam em eventuais incorreções ao nível do cálculo do comportamento dinâmico, sendo portanto essencial a validação e calibração destes programas com base em resultados experimentais do comportamento dinâmico das barragens, obtidos através de ensaios de vibração ambiente, vibração forçada e sistemas de monitorização em contínuo (Oliveira, 2002) (Mendes, 2010) (Oliveira, et al., 2014). Por outro lado, é essencial efetuar a comparação com outro tipo de modelos e formulações, por forma a garantir um conhecimento cada vez maior acerca destas e das metodologias de cálculo a implementar.

Nesse sentido, deve-se garantir que os programas e modelos computacionais desenvolvidos: i) têm capacidade para simular com precisão e fiabilidade o comportamento dinâmico real da barragem

(comparação com o comportamento observado); ii) ser baseado em formulações e modelos matemáticos robustos, mas simples, que permitam a obtenção de resultados numéricos estáveis e precisos; iii) utilizar parâmetros conhecidos, com valores bem definidos e significado físico claro, devendo ser utilizado o menor número de parâmetros possível (dependendo do tipo de problema a analisar); iv) utilizar procedimentos e metodologias de cálculo que promovam a eficiência computacional, em termos de memória utilizada e tempo de cálculo⁹; v) utilizar programas/modelos de fácil implementação e aplicação em linguagem matemática, utilizando plataformas (como o MATLAB) que garantam alta performance numérica e ferramentas gráficas de alta qualidade; e vi) permitir a interação e a fácil compreensão, por parte do utilizador, das metodologias e dos cálculos efetuados.

O programa DamDySSA1.0, para análise dinâmica e estudo do comportamento sísmico de sistemas barragem-fundação-albufeira, foi desenvolvido no âmbito da presente dissertação utilizando o software MATLAB R2014b (Figura 4.1).

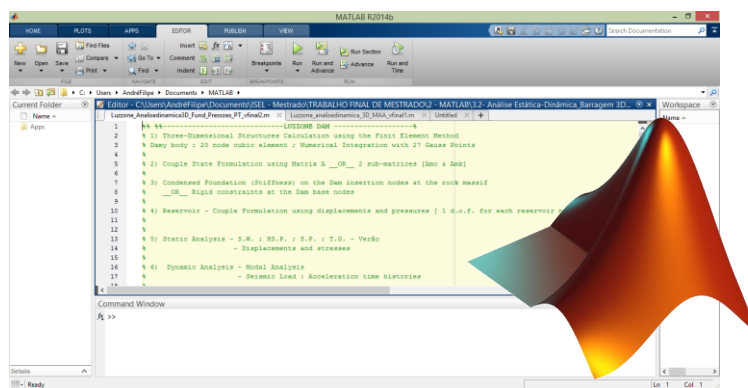


Figura 4.1 - Software utilizado no desenvolvimento do programa: MATLAB.

Neste capítulo apresentam-se algumas considerações acerca do desenvolvimento de programas para análise dinâmica de barragens em MATLAB, nomeadamente dos parâmetros e hipóteses simplificativas a considerar. Apresenta-se ainda o algoritmo do programa desenvolvido, as metodologias de cálculo aplicadas e todos os procedimentos utilizados no seu desenvolvimento do programa, bem como o tipo de ficheiro de dados que serve de base para os ‘inputs’ do cálculo.

⁹ Este aspeto foi particularmente importante na presente dissertação, considerando que foi efetuada a análise dinâmica de um sistema barragem-fundação-albufeira com mais de 12.000 pontos nodais, e conseqüentemente, matrizes e vetores de dimensões elevadas utilizados na determinação das propriedades estruturais e na análise do comportamento dinâmico ao longo do tempo. Assim, os cálculos efetuados exigem o armazenamento de uma elevada quantidade de dados, pelo que foi fulcral garantir a eficiência das metodologias e processos de cálculo utilizados, tendo em conta que o computador em que o presente trabalho foi desenvolvido tem 7,8 GB de RAM disponível.

Por outro lado, aborda-se a utilidade do referido programa desenvolvido para o controlo do comportamento dinâmico e verificação da segurança sísmica de barragens abóbada de betão (mais concretamente da barragem de Luzzone que é o de caso de análise para este trabalho), bem como a importância do tipo de cálculos efetuados no âmbito do 13º Benchmark da ICOLD, numa perspetiva de eventuais análises futuras a realizar para esta e outras barragens.

Por fim, tendo em conta que a barragem de Luzzone será analisada no LNEC pela primeira vez no âmbito da presente dissertação e que não se possuem resultados provenientes de registos experimentais para esta obra, é essencial comparar resultados numéricos obtidos com o programa desenvolvido neste trabalho com resultados experimentais, obtidos a partir das medições efetuadas de forma contínua ao longo dos últimos anos com o sistema de monitorização implementado na barragem do Cabril (Mendes, 2010). Assim sendo, apresentam-se resultados numéricos para o caso da barragem do Cabril, obtidos com o programa de EF desenvolvido ao longo deste trabalho (nomeadamente frequências naturais e modos de vibração) efetuando-se a sua comparação com resultados experimentais, por forma a garantir a fiabilidade dos cálculos efetuados na análise sísmica da barragem de Luzzone apresentados no capítulo 5.

4.2 Programa para análise dinâmica de barragens

4.2.1 Considerações gerais

No âmbito da presente dissertação, foi desenvolvido um programa em MATLAB, denominado DamDySSA1.0, que permite efetuar a análise estática e dinâmica de estruturas tridimensionais, neste caso de sistemas barragem-fundação-albufeira, com base na leitura de um ficheiro de dados que contém a totalidade da informação relativamente à discretização da estrutura em nós e elementos, propriedades dos materiais, ações estáticas e dinâmicas, e cálculos a efetuar (Oliveira & Espada, 2013).

Na fase inicial do trabalho, foi desenvolvido um programa para análise dinâmica de osciladores de 1 grau de liberdade (edifício de um piso) e de osciladores de 3 graus de liberdade (edifício de 3 pisos), na perspetiva de iniciar o estudo e implementação computacional das formulações de cálculo utilizadas para efetuar a integração temporal e cálculo da resposta dinâmica: formulação clássica em deslocamentos e formulação no espaço de estado em deslocamentos e velocidades).

Posteriormente, os conceitos do cálculo dinâmico foram generalizados e aplicados para a evolução de um programa desenvolvido na unidade curricular de Mecânica dos Sólidos III (cálculo estático de barragens), para o caso de estruturas com N_{GL} como é o caso dos sistemas

barragem-fundação-albufeira, passando a utilizar elementos finitos tridimensionais de 20 pontos nodais e 3 graus de liberdade de translação por nó, tendo sido usado um modelo considerando uma abordagem clássica utilizando massas de água associadas para modelar a albufeira e a hipótese de amortecimento de Rayleigh. Com este programa, foi efetuada a análise modal do sistema, permitindo calibrar alguns parâmetros e estudar a influência do nível da cota de água no valor das frequências, bem como analisar a configuração dos modos de vibração da barragem.

É essencial referir que, nesta fase, a utilização da lei do amortecimento relativo ξ (amortecimento de Rayleigh), permitiu efetuar o ajuste dos coeficientes multiplicativos das matrizes de massa e rigidez (c_α e c_β , respetivamente) por forma a garantir valores do gráfico de ξ de 5% e 1% nos primeiros modos de vibração, tendo em conta a atuação do Sismo Máximo de Projeto e do Sismo Base de Projeto (respetivamente), como se mostra no capítulo 5.3.5.

Por fim, procedeu-se ao desenvolvimento do programa utilizado para a análise da Barragem de Luzzone no âmbito da presente dissertação e do artigo elaborado para o 13º Benchmark da ICOLD, que utiliza um modelo numérico com a discretização da albufeira em elementos finitos de pressão (para os quais é válida a equação de propagação das ondas de pressão) e da barragem em elementos finitos sólidos (para os quais se deve verificar a equação de Navier), tendo sido utilizados elementos finitos isoparamétricos de 20 pontos nodais. No caso das interfaces, consideradas para modelar a interação dinâmica albufeira-barragem e o comportamento dinâmico da albufeira, foram utilizados elementos finitos de junta de 16 pontos nodais. Admite-se válida a hipótese de amortecimento viscoso generalizado e o efeito do amortecimento de radiação da água. Quanto à fundação, esta considera-se como uma subestrutura elástica e sem massa, podendo ser considerada a existência de juntas no corpo da barragem.

A análise do comportamento dinâmico da barragem foi efetuada no domínio do tempo em coordenadas modais, utilizando uma formulação pressões e deslocamentos, recorrendo a uma abordagem de estado, e que representa uma metodologia inovadora, de cálculo eficiente e com resultados numericamente estáveis. As ações a considerar podem ser: peso próprio, pressão hidrostática, pressão dos sedimentos, variação da temperatura de inverno e de verão, pressão hidrodinâmica na albufeira, histórias de forças concentradas em determinados nós e histórias de acelerações devido a ações sísmicas.

O programa desenvolvido permite assim: i) determinar as frequências naturais, coeficientes de amortecimento relativos e modos de vibração (representação gráfica 3D das configurações modais e gráficos de ondas representativas do movimento oscilatório de determinados pontos nodais) através da resolução do problema de valores e vetores próprios da matriz de estado (valores complexos no caso do modelo MPD); ii) efetuar a análise estática e dinâmica de estruturas

tridimensionais, com a apresentação dos campos de deslocamentos e campos de tensões na barragem, envolventes de deslocamentos e tensões (segundo a consola e segundo o arco) em determinadas consolas da barragem, e histórias de deslocamentos e tensões principais em determinados pontos dos paramentos; iii) efetuar cálculos no âmbito da verificação da segurança da barragem: estudo de um cenário corrente, através do cálculo do Índice de Rotura ao longo do período de ocorrência do sismo (acumulação de roturas), que permite verificar a ocorrência de roturas pontuais no betão no corpo da barragem; e verificação de um cenário de rotura, através do cálculo dos coeficientes de segurança ao deslizamento e ao derrubamento de blocos de controlo situados na zona da consola central da barragem, ao longo do período de atuação do sismo. Por fim, é de reforçar a importância desta dissertação e do programa desenvolvido neste trabalho no âmbito da modelação do comportamento dinâmico de barragens, tendo em conta a inovação da metodologia de cálculo implementada, usando a formulação em pressões e deslocamentos para o estudo de modelos com albufeira discretizada em EF de pressão (modelo MPD).

4.2.2 Algoritmo do programa desenvolvido para análise dinâmica de barragens

Apresenta-se na página seguinte o algoritmo do programa DamDySSA1.0, desenvolvido para análise dinâmica de barragens (sistemas barragem-fundação-albufeira), com a descrição das várias etapas de cálculo efetuadas e a indicação de determinados pormenores acerca da programação implementada. Tal como foi referido anteriormente, este programa foi elaborado no âmbito desta dissertação (em paralelo com o desenvolvimento do referido artigo para o 13º Benchmark da ICOLD), com o objetivo de efetuar os cálculos numéricos para a análise sísmica e verificação da segurança da barragem de Luzzone.

Na figura 4.2 apresenta-se o ambiente de trabalho do MATLAB, dividido em 5 zonas: i) a barra de tarefas, em cima (permite iniciar o programa, pará-lo e analisar erros no código); ii) à esquerda a diretoria do ficheiro; iii) à direita o Workspace, no qual se apresentam todas as variáveis utilizadas no programa; iv) a janela de comandos, onde surgem mensagens de erro, resultados obtidos em texto e que permite efetuar operações matemáticas ou correr partes do código; v) e o Editor, onde se apresenta o código do programa desenvolvido ao longo do presente trabalho, bem como comentários e indicações úteis para o utilizador.

Mostram-se ainda na mesma figura diversos separadores do ficheiro de dados em EXCEL, que serve como base do programa para a análise dinâmica da barragem de Luzzone, e alguns dos ‘‘outputs’’ gráficos em 3D obtidos com o programa desenvolvido.

PROGRAMA DE EF3D **DAMDYSSA1.0** PARA ANÁLISE DINÂMICA DE BARRAGENS
(SISTEMAS BARRAGEM-FUNDAÇÃO-ALBUFEIRA) UTILIZANDO O MEF E UMA
FORMULAÇÃO EM PRESSÕES E DESLOCAMENTOS (ABORDAGEM DE ESTADO)

1. MALHA DE EF, GEOMETRIA, PROPRIEDADES ESTRUTURAIS E PARÂMETROS DOS MATERIAIS

- 1.1. Escolha interativa do ficheiro de dados do modelo: definição da diretoria e nome do ficheiro.
- 1.2. Cálculo do tamanho do ecrã para definição automática das dimensões da janela das figuras: `scrsz=get(0,'ScreenSize')`.
- 1.3. Leitura do ficheiro de dados e outras considerações:
 - a. Características geométricas e topológicas da malha discretizada em E.F;
 - b. Definição do coeficiente $C_{Edin} = 1,25$ ou $1,5$ para definição das propriedades dinâmicas;
 - c. Definição do valor da velocidade de propagação das ondas de pressão na água c_p
 - d. Leitura das coordenadas dos nós (matriz *coord*), elementos (matriz *elem*) apoios (matriz *apoios*), amortecedores (matriz *amortecedores*);
 - e. Indicação dos nós e respetivos ângulos para desenho das ondas dos modos de vibração;
 - f. Leitura do nó de controlo (situado no topo do coroamento da barragem, ao centro);
 - g. Determinação da cota de água máxima e mínima;
 - h. Definição da matriz com a ordem dos nós em cada face dos elementos finitos (matriz *INCIDF*);
 - i. Determinação das matrizes com as coordenadas locais e volume do elemento ‘master’ para cálculo do valor das funções de interpolação e matriz Jacobiana nos seguintes Pontos de Gauss: 27 P.G. no interior dos elementos finitos; 9 P.G. de fronteira em cada face do E.F.; e 9 P.G. nos elementos de junta;
- 1.4. Desenho da Malha de EF 3D: barragem, fundação e albufeira.
- 1.5. Leitura das propriedades mecânicas dos materiais (betão, maciço de fundação e água):
 - a. Coeficiente de *Poisson* ν ;

- b. Módulo de elasticidade dinâmico E ;
 - c. Módulo de compressibilidade volumétrica K_V (valor dinâmico);
 - d. Módulo de distorção G (valor dinâmico);
 - e. Coeficientes multiplicativos da massa e rigidez elementar para cálculo da matriz de amortecimento (c_α e c_β), valor de cálculo da tensão resistente do betão à tração e compressão.
- 1.6. Cálculo da matriz de elasticidade \underline{D} considerando os valores dinâmicos das propriedades mecânicas, por forma a facilitar o cálculo dinâmico.
- 1.7. Escolha do tipo de amortecimento a considerar: proporcional ou generalizado. Representação gráfica da lei de amortecimento (de Rayleigh) para obter uma estimativa dos valores do coeficiente de amortecimento relativo ξ .
- 1.8. Leitura da variação de temperatura (matriz $Vtemp$) em todos os nós da barragem na situação de verão e de inverno (no caso da barragem de Luzzone só se considera variação de temperatura de verão como se verá mais à frente no capítulo 5); Representação do campo de temperaturas no corpo da barragem.
- 1.9. Leitura das propriedades das juntas e dos respetivos Pontos de Gauss (caso existam).
- 1.10. Definição dos elementos de junta das interfaces: água-betão, água-sólido, água-água, ar-água (superfície livre) e sólido-sólido (caso existam).
- 1.11. Representação gráfica das interfaces indicadas em 3D.
- 1.12. Determinação automática do número de nós da barragem ($NPBarragem$), da fundação ($NPFundacao$) e da albufeira ($NPAlbufeira$).
- 1.13. Definição dos nós de inserção da barragem no maciço da fundação.
- 1.14. Determinação das coordenadas dos nós da barragem ($coordb$) e da albufeira ($coorda$).
- 1.15. Cálculo da matriz de rigidez da fundação e montagem na interface barragem-fundação:
- a. Definição das coordenadas dos nós da fundação ($coordf$);
 - b. Desenho da malha da fundação e dos nós de inserção;
 - c. Cálculo da matriz de rigidez elementar da fundação e montagem da matriz de rigidez da fundação \underline{K}_{fund} ;
 - d. Introdução dos apoios rígidos na fundação;
 - e. Montagem da matriz com forças unitárias nos G.L. da interface de inserção \underline{F}_{fund} ;

- f. Resolução do sistema $\underline{u}_{fund} = \underline{K}_{fund} / \underline{F}_{fund}$ e cálculo da matriz de flexibilidade da fundação (*flex_fund*);
 - g. Inversão da matriz de flexibilidade da fundação para cálculo da matriz de rigidez da fundação condensada nos GL dos nós de inserção da barragem no maciço (*Rig_fund*).
- 1.16. Limpeza da matriz de coordenadas e definição da nova matriz *coord* considerando apenas as coordenadas dos nós da barragem e da albufera (efetuando o mesmo procedimento para a matriz de elementos *elem* e para a matriz com o tipo de material de cada elemento *Tmat*).
- 1.17. Correção dos elementos de junta e respectivos nós das interfaces e desenho da malha da barragem e albufera (desenho considerando apenas as faces exteriores para diminuir a ocupação de memória) e das respectivas interfaces para confirmar a correta condensação da fundação.

2. FORMULAÇÃO EM PRESSÕES E DESLOCAMENTOS (MPD)

- 2.1. Definição do número de pontos e de graus de liberdade do sólido e do fluído, e do número de pontos e graus de liberdade globais na formulação em deslocamentos e pressões.
- 2.2. Cálculo das matrizes de massa, rigidez e amortecimento elementares e dos vetores das forças elementares equivalentes à ação do peso próprio e da variação de temperatura ($\underline{m}^e, \underline{k}^e, \underline{c}^e, \underline{f}_{pp}^e$ e \underline{f}_{Temper}^e) – matrizes calculadas a partir das propriedades dinâmicas.
- 2.3. Assemblagem da matriz de massas, de rigidez e de amortecimento e dos vetores das forças nodais equivalentes ao peso próprio e à variação de temperatura (espalhamento das matrizes/vetores elementares pelos GL globais da barragem) nas matrizes e vetores globais do sistema barragem-albufera ($\underline{M}, \underline{K}, \underline{C}, \underline{F}_{pp}$ e \underline{F}_{Temper}).
- 2.4. Cálculo das matrizes de rigidez e de amortecimento das juntas sólido-sólido (para consideração de fendas no corpo da barragem) e respetiva assemblagem (caso existam).
- 2.5. Para os elementos finitos de pressão:
- a. Cálculo das matrizes elementares de interação dinâmica \underline{Q}^e e assemblagem na matriz de rigidez global \underline{K} nos GL associados aos pontos nodais da albufera;

- b. Assemblagem da matriz de interação dinâmica \underline{Q} e introdução na matriz de massa global \underline{M} ;
- c. Cálculo das matrizes elementares \underline{H}^e e \underline{S}^e e assemblagem nas matrizes de rigidez e massa globais (respetivamente);
- d. Cálculos das matrizes de amortecimento de radiação \underline{C}_R^e e assemblagem na matriz de amortecimento global \underline{C} ;
- e. Introdução da condição de pressão nula na superfície livre (matriz \underline{K});
- f. Espalhamento da matriz de rigidez da fundação condensada nos GL da inserção na matriz de rigidez global.

3. FIGURAS

3.1. Leitura ou determinação automática de matrizes dos elementos para:

- a. Representações variadas da malha de elementos finitos, das interfaces, consolas a analisar e blocos de controlo;
- b. Apresentação do campo de deslocamentos em toda a barragem, em metade e em determinados blocos;
- c. Apresentação do campo de tensões principais ao longo da espessura da barragem, só nos elementos da face de jusante ou da face de montante;
- d. Representação do campo de roturas pontuais em toda a barragem e apenas em metade para permitir a análise da estabilidade local nos paramentos e no interior do corpo da barragem.

4. ANÁLISE ESTÁTICA

4.1. Ação do Peso próprio e variação da temperatura: os vetores das forças nodais equivalentes para estas ações foram determinados no ponto 2.2 e 2.3.

4.2. Ação da Pressão Hidrostática:

- a. Leitura do peso específico e da cota da água (os cálculos estáticos foram efetuados para a situação de albufeira cheia, ou seja, à cota máxima do coroamento);
- b. Leitura dos elementos do paramento de montante com forças de superfície devido à pressão da água aplicadas;
- c. Cálculo do vetor elementar das forças nodais equivalentes à pressão hidrostática;

- d. Assemblagem do vetor das forças nodais equivalentes à pressão hidrostática $\underline{F}_{\text{Sup}}$ (forças de superfície no paramento de montante).

4.3. Ação da Pressão dos Sedimentos:

- a. Leitura do peso específico e da cota dos sedimentos (os cálculos estáticos foram efetuados para a situação de albufeira cheia, ou seja, à cota máxima do coroamento);
- b. Leitura dos elementos do paramento de montante com forças de superfície devido à pressão dos sedimentos;
- c. Cálculo do vetor elementar das forças nodais equivalentes à pressão dos sedimentos;
- d. Assemblagem do vetor das forças nodais equivalentes à pressão dos sedimentos $\underline{F}_{\text{Sed}}$ (forças de superfície no paramento de montante).

4.4. Definição interativa da ação ou combinação de ações a considerar:

- a. i) Peso próprio – P.P. ii) Pressão Hidrostática – P.H; iii) Pressão dos Sedimentos – P.Sed. iv) Variação de Temperatura de verão – ΔTTS ; v) P.P. + P.H. vi) P.P. + P.H. + ΔTTS ; etc.;
- b. Definição dos coeficientes (valor unitário ou nulo) associados a cada uma das ações para definição da combinação a considerar;
- c. Cálculo do vetor das forças nodais equivalentes, através da soma dos vetores das ações estáticas indicadas multiplicadas pelo respetivo coeficiente, e.g.:

$$\text{P.P.} + \text{P.H.} + \Delta\text{TTS} \rightarrow \underline{F} = \underline{F}_{\text{pp}} + \underline{F}_{\text{Sup}} + \underline{F}_{\text{Temper}} .$$

4.5. Cálculo dos deslocamentos:

- a. Cálculo das matrizes esparsas de massa, rigidez e amortecimento (permitindo diminuir a memória ocupada);
- b. Cálculo do vetor dos deslocamentos nos nós da estrutura (em cada GL):

$$\underline{u} = (\underline{K} / \text{coef}_{\text{Edin}}) / \underline{F}$$
, tendo em conta que a matriz de rigidez foi calculada utilizando as propriedades dinâmicas da estrutura;
- c. Cálculo do deslocamento máximo na barragem para definição do fator de escala e barra de cores do desenho;
- d. Desenho do campo de deslocamentos da barragem com a malha deformada e barra de cores associada.

4.6. Cálculo das Tensões:

- a. Definição dos PG a considerar no cálculo/representação das tensões: PG no interior dos elementos finitos; PG nas faces de montante; ou PG nas faces de jusante;
- b. Cálculo das tensões principais nos PG escolhidos ($\underline{\sigma} = \underline{D} \underline{B} \underline{u} - \underline{D} \underline{\varepsilon}_0$) e determinação das tensões máximas e mínimas para a escala de cores;
- c. Desenho da malha deformada e campo de tensões principais com cores associadas a tensões de compressão (cores “frias” – azuis) e de tração (cores “quentes” – vermelhos).

5. ANÁLISE DINÂMICA

5.1. Leitura do número de modos a considerar no cálculo ($2 * NMOD$) e do número de modos para desenho.

5.2. Formulação no Espaço de Estados – análise modal:

- a. Cálculo das sub-matrizes de estado ($A_{mc} = \underline{A}$; $A_{mk} = \underline{B}$);
- b. Cálculo dos valores e vetores próprios (complexos) utilizando o comando *eigs*, aplicado às sub-matrizes de estado;
- c. Cálculo do vetor com a diagonal da matriz dos valores próprios e das frequências angulares naturais e amortecimentos modais;
- d. Definição da matriz modal a partir dos vetores próprios.

5.3. Representação dos modos de vibração ($NMOD_desenho$):

- a. Desenho das ondas que representam o movimento oscilatório (deslocamentos radiais) de 5 pontos indicados no ficheiro de dados, para cada modo de vibração;
- b. Apresentação gráfica dos modos de vibração num dado instante t ;
- c. Escolha interativa do modo de vibração para representar em animação (“filme”);

5.4. Definição da ação dinâmica a considerar na análise:

- a. Escolha interativa do tipo de ação: i) ação sísmica; ii) histórias de forças aplicadas em GL da estrutura:
 - a.i. - Escolha do tipo de ação sísmica a considerar (1, 2, 3, etc.) e leitura dos respetivos conjuntos de três acelerogramas do ficheiro de dados com uma dada aceleração de pico;

- Definição do coeficiente multiplicativo da ação sísmica (para consideração de acelerações de pico inferiores ou superiores ao valor base);
- Representação gráfica dos acelerogramas sísmicos (histórias de acelerações) e respetivos espectros de amplitudes;
- Cálculo da matriz \underline{s} para distribuição das forças sísmicas pelos graus de liberdade da estrutura.

- a.ii. - Escolha do número de histórias de forças a considerar na análise;
- Para cada história de forças, definição dos parâmetros associados (frequência e amplitude) e dos nós e graus de liberdade a aplicar a respetiva força;
 - Representação gráfica da história de forças em cada nó e em cada GL.

5.5. Integração Temporal: Cálculo da Resposta estrutural:

- a. Definição do vetor com as forças distribuídas pelos GL da barragem e as forças no fluído (consideram-se forças nulas na albufeira);
- b. Cálculo das sub-matrizes de estado normalizadas utilizando a matriz modal;
- c. Determinação do vetor das forças de estado (Fm) e da matriz dos fatores de participação modal;
- d. Definição do intervalo de tempo (igual à duração do sismo) e respetiva discretização (dt);
- e. Cálculo da resposta estrutural em coordenadas modais \underline{z} utilizando a fórmula recursiva;
- f. Cálculo da resposta estrutural dinâmica em coordenadas gerais na barragem u_{din} (deslocamentos) e na albufeira p_{din} (pressões) e determinação dos vetores de velocidades e acelerações (v_{din} e a_{din}).

5.6. Definição da combinação dinâmica a utilizar na análise sísmica: i) só a história de acelerações/forças; ou ii) história de acelerações/forças + combinação de ações estáticas.

5.7. Apresentação de resultados em deslocamentos e acelerações:

- a. Gráficos das histórias de deslocamentos e acelerações em cada GL do nó de controlo;
- b. Representação gráfica da envolvente de acelerações (acelerações máximas e mínimas) ao longo da altura da barragem;
- c. Cálculo dos deslocamentos e acelerações máximas e mínimas na barragem.

- 5.8. Definição interativa dos instantes para análise: t_m ou t_j :
- Cálculo do deslocamento máximo para montante ou para jusante, devido à ação sísmica, e identificação do respetivo instante de tempo; determinação do deslocamento máximo para a combinação considerada (para determinação do fator de escala).
 - No caso de se considerar a combinação da ação dinâmica com as ações estáticas, determina-se o deslocamento máximo para a combinação global.
- 5.9. Campo de deslocamentos durante a ação dinâmica:
- Animação do campo de deslocamentos ao longo da ação dinâmica com representação da malha deformada e escala de cores associada;
 - Apresentação da malha deformada nos instantes t_m e t_j .
- 5.10. Distribuição de pressões na albufera durante a ação dinâmica:
- Cálculo das pressões máximas e mínimas (e respetivos instantes) da história de pressões na albufera, para determinação da escala e barra de cores dos desenhos;
 - Animação da evolução das pressões na albufera associadas a uma determinada barra de cores;
 - Representação gráfica da distribuição de pressões nos instantes em que ocorrem a pressão máxima e mínima.
- 5.11. Campo de tensões principais durante a ação dinâmica
- Definição dos PG a considerar no cálculo/representação das tensões: PG no interior dos elementos finitos; PG nas faces de montante; ou PG nas faces de jusante;
 - Cálculo das tensões principais máximas e mínimas globais (utilizadas na definição da escala de cores durante a animação)
 - Cálculo das tensões principais nos PG escolhidos ao longo do tempo (considerando a matriz de elasticidade dinâmica \underline{D} para os deslocamentos dinâmicas e a matriz de elasticidade estática - $\underline{D}/coef_{Edin}$);
 - Animação da malha deformada e campo de tensões principais com cores associadas a tensões de compressão (cores “frias” – azuis) e de tração (cores “quentes” – vermelhos) – escala de cores com os valores máximos e mínimos globais;

- e. Representação gráfica do campo de tensões principais nos instantes t_m e t_j , e escala de cores com os valores máximos e mínimos nos instantes considerados.

5.12. Gráficos com resultados de deslocamentos e tensões. Consolas e secções (pontos a montante e jusante):

- a. Leitura do ficheiro de dados para definição dos elementos das secções e dos pontos nodais a analisar;
- b. Desenho das consolas na malha de EF da barragem;
- c. Cálculo dos deslocamentos radiais máximos e mínimos, e das tensões principais máximas e mínimas, nos nós das secções definidas
- d. Cálculo das envolventes de deslocamentos e das tensões principais (tensões segundo a consola e o arco em ambos os paramentos) nas consolas
- e. Cálculo da história de deslocamentos radiais no nó de controlo para a combinação definida;
- f. Cálculo da história de tensões principais máximas e mínimas nas secções definidas.

6. VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA. ESTABILIDADE LOCAL (ROTURAS PONTUAIS NO BETÃO)

- 6.1. Escolha da combinação de ações para cálculo das roturas: i) combinação estática; ii) ação dinâmica; e iii) combinação estática + ação dinâmica.
- 6.2. Definição do intervalo de tempo para cálculo acumulado das roturas no corpo da barragem.
- 6.3. Definição dos pontos de Gauss para cálculo do índice de Rotura: 20 pontos de Gauss junto aos nós de cada elemento finito.
- 6.4. Cálculo das tensões resistentes do betão à compressão e à tração, ângulo de atrito e coesão.
- 6.5. Cálculo das tensões principais nos PG indicados e do coeficiente de segurança em cada PG, com base no critério de Rankine (tração simples) e de Mohr-Coulomb (corte), e do respetivo valor do índice de Rotura ($iRot$).
- 6.6. Representação gráfica das roturas pontuais no corpo da barragem (valores do índice de Rotura), utilizando uma escala de cores em que os valores verdes representam valores de IR que respeitam o regulamento e cores alaranjadas/vermelhas para zonas em que não se respeitam os valores regulamentares.

7. VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA. ESTABILIDADE GLOBAL (ESTABILIDADE DE BLOCOS)

7.1. Definição interativa do número de blocos (1, 2, 3 ou 4) que constituem o bloco de controlo.

7.2. Leitura do ficheiro de dados para definição do bloco de controlo:

- a. Número de blocos que constituem o bloco de controlo;
- b. Elementos constituintes de cada bloco;
- c. Definição dos elementos situados na base do bloco de controlo;
- d. Definição do ponto nodal a montante e do ponto nodal a jusante situados na linha média da base do bloco de controlo;
- e. Ângulo de atrito e coesão na base do bloco;
- f. Redução da cota de água pretendida.

7.3. Cálculo das características do bloco de controlo:

- a. Espessura, largura e área da base do bloco;
- b. Altura do bloco;
- c. Cota de água acima da fenda existente na base do bloco.

7.4. Representação gráfica dos elementos e nós do bloco de controlo e desenho da malha de EF da barragem com realce do bloco de controlo.

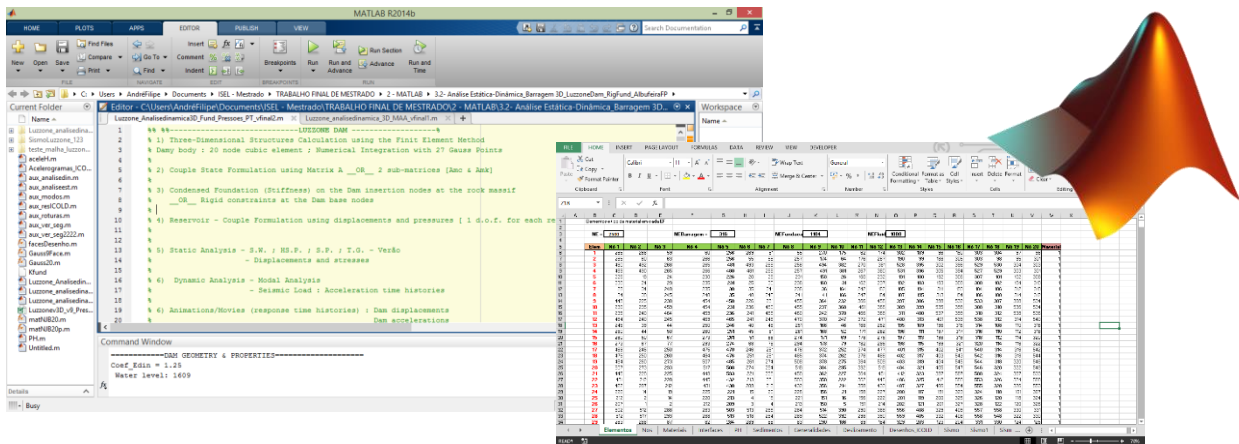
7.5. Verificação da estabilidade de blocos no instante t_{\max} :

- a. Determinação da história de acelerações nos vários pontos nodais do bloco de controlo e identificação do instante em que ocorre a aceleração máxima para montante;
- b. Cálculo do vetor de acelerações na barragem e do vetor de pressões na albufeira no instante calculado;
- c. Cálculo e representação gráfica da história de acelerações ao longo da altura do bloco de controlo;
- d. Determinação ângulo e do vetor da direção radial da linha média da base do bloco e cálculo da matriz de rotação;
- e. Cálculo das forças estáticas (peso próprio, pressão hidrostática e subpressão) e das forças dinâmicas (força sísmica e pressão hidrodinâmica) e respetivos momentos;
- f. Aplicação da matriz de rotação às componentes horizontais da P.H., Força Sísmica e P.Hdin. para determinação das componentes radiais;

- g. Cálculo da resultante da força vertical atuante e da respetiva força radial resistente, da força radial atuante e do respetivo coeficiente de segurança ao deslizamento;
- h. Cálculo dos momentos estabilizantes, dos momentos instabilizantes e do coeficiente de segurança ao deslizamento;
- i. Apresentação na janela de comandos dos principais parâmetros, variáveis e coeficientes de segurança.

7.6. Verificação da estabilidade de blocos ao longo do tempo:

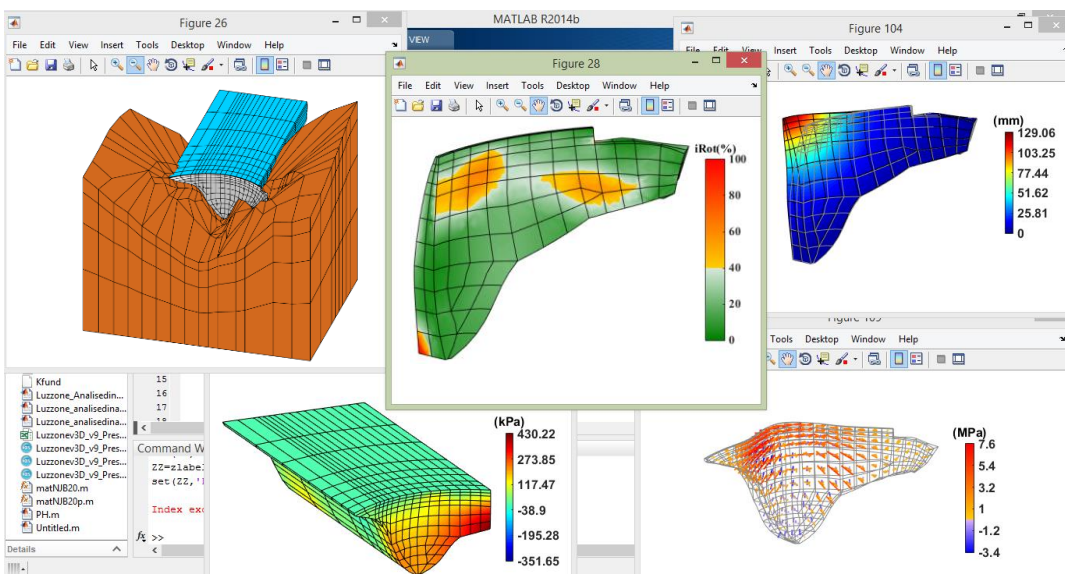
- a. Cálculo das forças estáticas (peso próprio, pressão hidrostática e subpressão);
- b. Generalização do cálculo das forças dinâmicas indicado em 7.5.e. para um cálculo efetuando ao longo do tempo, determinando as histórias de forças dinâmicas (força sísmica e pressão hidrodinâmica);
- c. Repetição dos cálculos indicados em 7.6.d. e 7.6.f.;
- d. Representação gráfica das histórias de forças e momentos dinâmicos (para a ação sísmica e pressão hidrodinâmica);
- e. Cálculo e apresentação dos gráficos da história da força radial atuante vs. força radial resistente, e da história do coeficiente de segurança ao deslizamento (este último com identificação do valor mínimo e do instante respetivo);
- f. Cálculo e apresentação dos gráficos da história do momento estabilizante vs. Momento derrubante, e da história do coeficiente de segurança ao derrubamento (este último com identificação do valor mínimo e do instante respetivo).



ELEMENTO		FACE	ELEMENTO		FACE	ELEMENTO		FACE	ELEMENTO		FACE
1	73	6	1421	3	1	1447	6	571	5		
2	84	6	1412	3	1	1448	6	572	5		
3	74	6	1452	3	1	1449	6	573	5		
4	85	6	1453	3	1	1450	6	574	5		
5	75	6	1467	3	1	1465	6	575	5		
6	86	6	1468	3	1	1466	6	576	5		
7	189	6	1469	3	1	1495	6	577	5		
8	191	6	1470	3	1	1496	6	578	5		
9	76	6	1499	3	1	1497	6	579	5		
10	87	6	1500	3	1	1498	6	580	5		
11	77	6	1501	3	1	1515	6	581	5		
12	88	6	1502	3	1	1516	6	582	5		
13	78	6	1517	3	1	1559	6	583	5		
14	79	6	1518	3	1	1560	6	584	5		
15	89	6	1519	3	1	1561	6	585	5		
16	90	6	1520	3	1	1562	6	586	5		
17	190	6	1511	3	1	1563	6	587	5		
18	192	6	1522	3	1	1564	6	588	5		
19	80	6	1565	3	1	1621	6	589	5		
20	81	6	1566	3	1	1622	6	590	5		
21	82	6	1567	3	1	1623	6	591	5		
22	83	6	1568	3	1	1624	6	592	5		

Material	rho (t/m3)	E (MPa)	nu	beta (MPa)	alpha	beta (MPa)	beta (MPa)	beta (MPa)	beta (MPa)
1	2400	30000000000	0.2	0.0000000000	0.0000000000	0.0000000000	0.0000000000	0.0000000000	0.0000000000
2	2400	30000000000	0.2	0.0000000000	0.0000000000	0.0000000000	0.0000000000	0.0000000000	0.0000000000
3	2400	30000000000	0.2	0.0000000000	0.0000000000	0.0000000000	0.0000000000	0.0000000000	0.0000000000
4	2400	30000000000	0.2	0.0000000000	0.0000000000	0.0000000000	0.0000000000	0.0000000000	0.0000000000
5	2400	30000000000	0.2	0.0000000000	0.0000000000	0.0000000000	0.0000000000	0.0000000000	0.0000000000
6	2400	30000000000	0.2	0.0000000000	0.0000000000	0.0000000000	0.0000000000	0.0000000000	0.0000000000
7	2400	30000000000	0.2	0.0000000000	0.0000000000	0.0000000000	0.0000000000	0.0000000000	0.0000000000
8	2400	30000000000	0.2	0.0000000000	0.0000000000	0.0000000000	0.0000000000	0.0000000000	0.0000000000
9	2400	30000000000	0.2	0.0000000000	0.0000000000	0.0000000000	0.0000000000	0.0000000000	0.0000000000
10	2400	30000000000	0.2	0.0000000000	0.0000000000	0.0000000000	0.0000000000	0.0000000000	0.0000000000
11	2400	30000000000	0.2	0.0000000000	0.0000000000	0.0000000000	0.0000000000	0.0000000000	0.0000000000
12	2400	30000000000	0.2	0.0000000000	0.0000000000	0.0000000000	0.0000000000	0.0000000000	0.0000000000
13	2400	30000000000	0.2	0.0000000000	0.0000000000	0.0000000000	0.0000000000	0.0000000000	0.0000000000
14	2400	30000000000	0.2	0.0000000000	0.0000000000	0.0000000000	0.0000000000	0.0000000000	0.0000000000
15	2400	30000000000	0.2	0.0000000000	0.0000000000	0.0000000000	0.0000000000	0.0000000000	0.0000000000
16	2400	30000000000	0.2	0.0000000000	0.0000000000	0.0000000000	0.0000000000	0.0000000000	0.0000000000
17	2400	30000000000	0.2	0.0000000000	0.0000000000	0.0000000000	0.0000000000	0.0000000000	0.0000000000
18	2400	30000000000	0.2	0.0000000000	0.0000000000	0.0000000000	0.0000000000	0.0000000000	0.0000000000
19	2400	30000000000	0.2	0.0000000000	0.0000000000	0.0000000000	0.0000000000	0.0000000000	0.0000000000
20	2400	30000000000	0.2	0.0000000000	0.0000000000	0.0000000000	0.0000000000	0.0000000000	0.0000000000
21	2400	30000000000	0.2	0.0000000000	0.0000000000	0.0000000000	0.0000000000	0.0000000000	0.0000000000
22	2400	30000000000	0.2	0.0000000000	0.0000000000	0.0000000000	0.0000000000	0.0000000000	0.0000000000
23	2400	30000000000	0.2	0.0000000000	0.0000000000	0.0000000000	0.0000000000	0.0000000000	0.0000000000
24	2400	30000000000	0.2	0.0000000000	0.0000000000	0.0000000000	0.0000000000	0.0000000000	0.0000000000
25	2400	30000000000	0.2	0.0000000000	0.0000000000	0.0000000000	0.0000000000	0.0000000000	0.0000000000
26	2400	30000000000	0.2	0.0000000000	0.0000000000	0.0000000000	0.0000000000	0.0000000000	0.0000000000
27	2400	30000000000	0.2	0.0000000000	0.0000000000	0.0000000000	0.0000000000	0.0000000000	0.0000000000
28	2400	30000000000	0.2	0.0000000000	0.0000000000	0.0000000000	0.0000000000	0.0000000000	0.0000000000
29	2400	30000000000	0.2	0.0000000000	0.0000000000	0.0000000000	0.0000000000	0.0000000000	0.0000000000
30	2400	30000000000	0.2	0.0000000000	0.0000000000	0.0000000000	0.0000000000	0.0000000000	0.0000000000

a)



b)

Figura 4.2 - a) Ambiente de trabalho do MATLAB e ficheiro de dados em Excel; b) Exemplos de resultados obtidos (malha de EF3D, análise sísmica e verificação da segurança).

4.3 Validação do programa desenvolvido. Teste com a barragem do Cabril

O desenvolvimento de modelos numéricos e de programas para a simulação e análise do comportamento dinâmico de estruturas (neste caso de barragens abóbada em betão) assume particular relevância no âmbito do controlo e verificação da segurança destas obras para ações dinâmicas importantes, nomeadamente ações sísmicas. Assim, é crucial garantir a fiabilidade destes, e consequentemente dos resultados obtidos, através da sua validação por comparação de resultados numéricos com resultados obtidos a partir de registos experimentais (Chopra & Wang, 2012) e, eventualmente, com os resultados de outros programas e modelos.

No âmbito da validação do programa desenvolvido em MATLAB (DamDySSA1.0) e respetivo modelo numérico adotado (MPD), efetua-se neste subcapítulo uma comparação das frequências naturais e dos modos de vibração obtidos para a barragem do Cabril, com resultados experimentais provenientes de registos do sistema de monitorização em contínuo (medições efetuadas recorrendo a acelerómetros uniaxiais e triaxiais durante o ano de 2014), instalado na barragem do Cabril, e posteriormente tratados com o programa de identificação modal automática Modal_ID 2.0.

Barragem do Cabril. Sistema de monitorização de vibrações instalado

A barragem do Cabril é a maior barragem de abóbada portuguesa (abóbada de dupla curvatura) com 132 metros de altura (coroamento com desenvolvimento de 290 metros entre encontros) e situada no Rio Zêzere, tendo sido construída em 1954.

Quanto ao comportamento estrutural, verificou-se durante o primeiro enchimento da barragem o desenvolvimento de fendilhação horizontal na zona superior da obra (Figura 4.3). Esta surgiu devido à maior espessura do coroamento da barragem, que provocou a ocorrência de tensões verticais elevadas no paramento de jusante e que, consequentemente, provocou a referida fendilhação (Mendes, 2010; Silvestre, 2012; Oliveira, 2015).

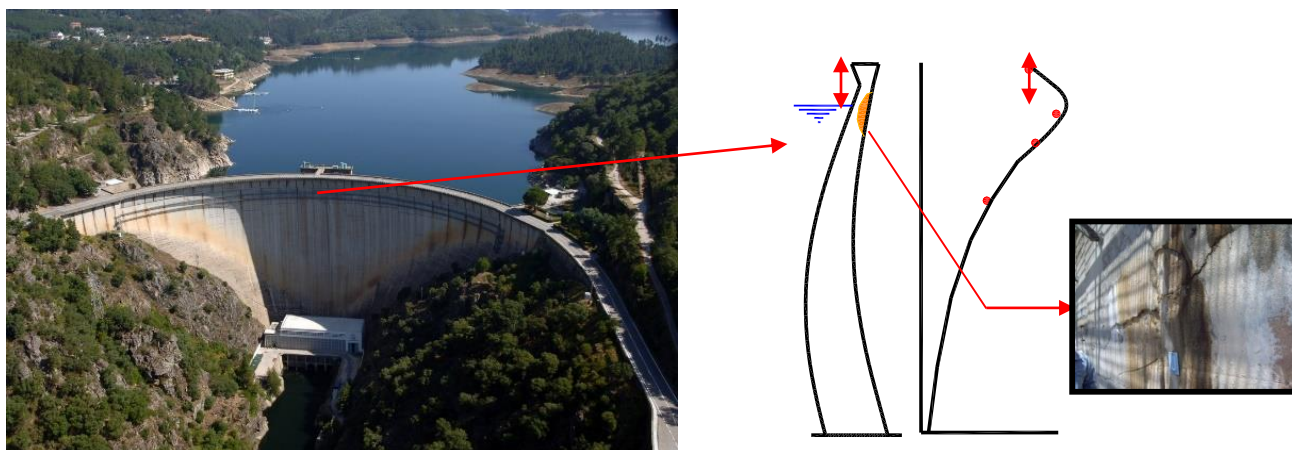


Figura 4.3 - Barragem do Cabril. Vista e corte pela consola central. Pormenor da fendilhação horizontal.

No âmbito das investigações e estudos do LNEC sobre o comportamento dinâmico de barragens, foi instalado no Cabril (no final do ano 2008) um sistema de monitorização em contínuo do comportamento dinâmico (Figura 4.4). Este sistema inclui 16 acelerómetros uniaxiais (9 na galeria do coroamento e 7 na galeria abaixo da zona da fenda) e 3 acelerómetros triaxiais (2 na zona da fundação e outro no topo da consola central da barragem). Os registos de acelerações obtidos com este sistema de monitorização permitem identificar as frequências naturais, os amortecimentos modais e as configurações dos modos de vibração de forma automática utilizando o programa Modal_ID 2.0 (desenvolvido com o MATLAB).

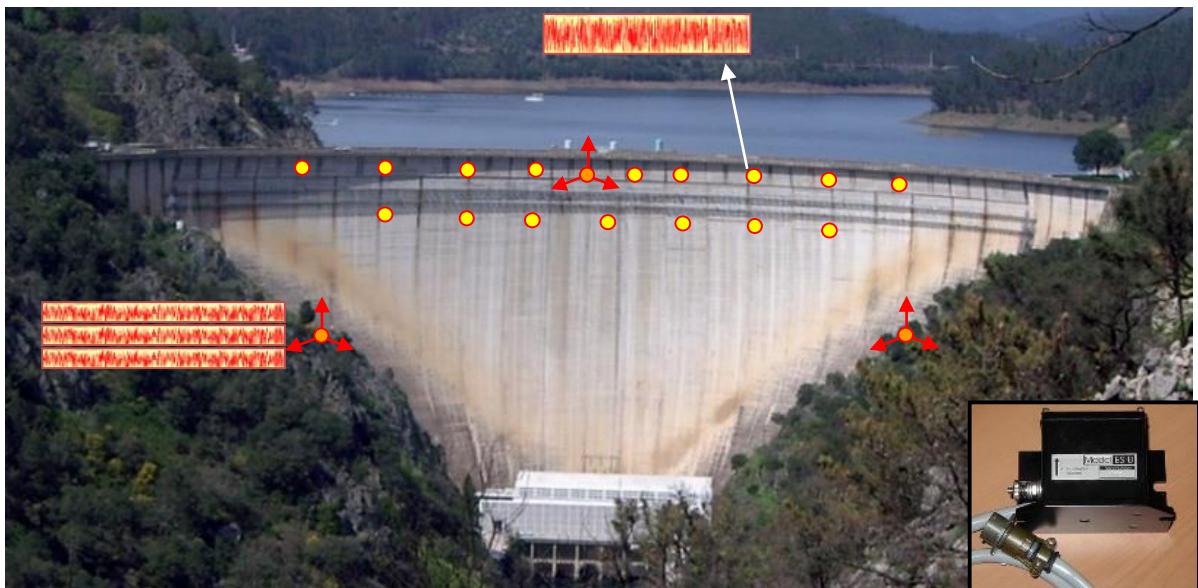


Figura 4.4 - Sistema de monitorização em contínuo instalado na Barragem do Cabril (Oliveira, 2015).

O sistema implementado apresenta uma contribuição importante no âmbito das investigações realizadas no LNEC, nomeadamente: i) estudo do comportamento dinâmico para ações sísmicas; ii) estudo da evolução temporal dos principais parâmetros modais (frequências naturais, amortecimento modal e configurações modais); iii) estudo da relação entre alterações dos referidos parâmetros e alterações estruturais devido a processos de deterioração; iv) estudo da influência do reservatório no comportamento dinâmico do sistema barragem-fundação-albufeira; e v) calibração e validação de modelos de elementos finitos, por forma a obter modelos numéricos fiáveis para análise da segurança de barragens (sendo este o aspeto fulcral a explorar do sistema de monitorização no âmbito da presente dissertação).

Comparação de resultados. Freqüências naturais e modos de vibração

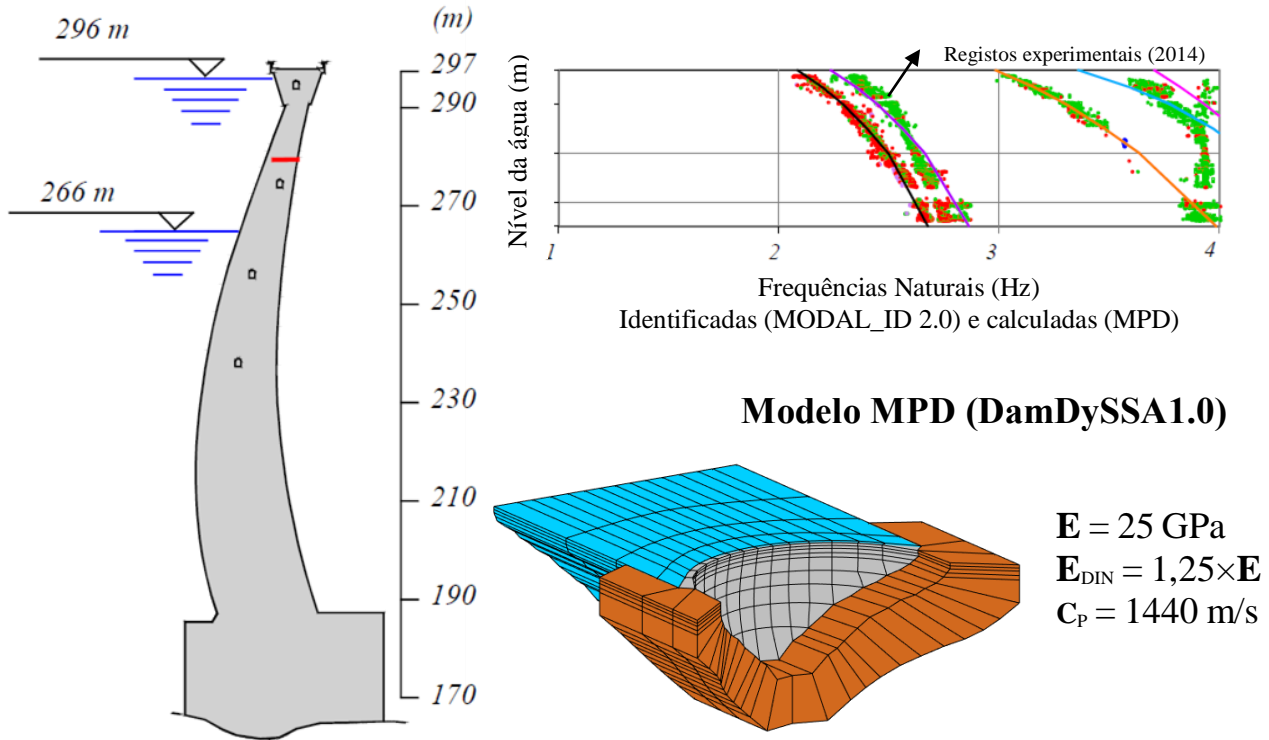
Na figura 4.5 apresentam-se: i) o gráfico das freqüências naturais, representando-se os valores das freqüências identificadas com base nos registos experimentais obtidos (pontos a verde e vermelho no gráfico) e as freqüências calculadas com o programa DamDySSA1.0 desenvolvido usando o modelo MPD (linhas contínuas no gráfico), para uma variação do nível da albufeira entre os 266 e os 296 m; e ii) os primeiros 4 modos de vibração identificados e calculados para o nível da albufeira de 296 m.

Observando os resultados apresentados, verifica-se que os valores das freqüências calculadas com o modelo MPD coincidem com os valores identificados experimentalmente (nomeadamente para os 3 primeiros modos). Pode-se observar ainda que, novamente para os 3 primeiros modos de vibração determinados com o programa de EF3D desenvolvido e baseado no modelo MPD, se obteve uma boa relação com as configurações modais determinadas com o MODAL_ID 2.0, a partir dos registos experimentais do sistema de monitorização. Relativamente ao modo de vibração associado à fenda que surge nesta barragem, este é identificado experimentalmente com o MODAL_ID2.0 no 4º modo enquanto com o modelo MPD, a respetiva configuração modal é calculada para o 5º modo.

Desta forma, verificando o bom acordo conseguido entre os resultados numéricos calculados com o MPD e os resultados experimentais, para o caso de análise da barragem do Cabril, valida-se o programa DamDySSA1.0, desenvolvido no âmbito da presente dissertação (e consequentemente do respetivo modelo em pressões e deslocamentos), garantindo a fiabilidade dos resultados apresentados posteriormente (nomeadamente na análise dinâmica da barragem de Luzzone) e calculados com o referido programa.

Por outro lado, convém referir que o bom acordo alcançado entre os resultados numéricos do modelo MPD e os resultados experimentais, para o caso da barragem do Cabril, não foi tão bem conseguido em estudos anteriores usando o modelo clássico com a consideração das massas de água associadas de Westergaard.

RESULTADOS EXPERIMENTAIS (MODAL_ID2.0) vs.
NUMÉRICOS (Modelo MPD – DamDySSA1.0)



Modos de Vibração (albufeira cheia)
Identificados e calculados (MPD)

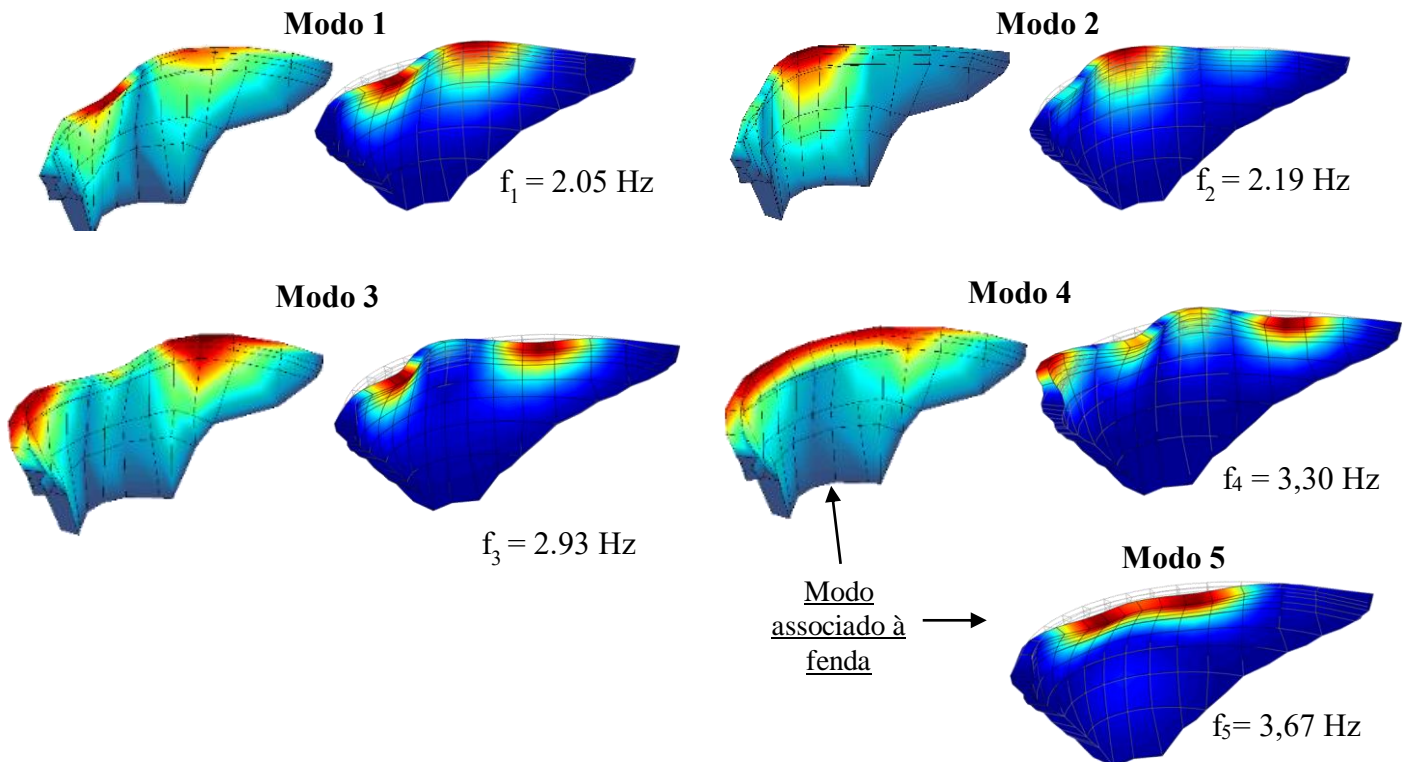


Figura 4.5 - Resultados experimentais e calculados com o programa de EF3D. Validação do programa para o caso da barragem do Cabril (adaptado de Oliveira, 2015).

4.4 Considerações Finais

Neste capítulo foi efetuada a descrição do programa DamDySSA1.0, desenvolvido no âmbito da presente dissertação, para análise dinâmica de sistemas barragem-fundação-albufeira, utilizando uma formulação em deslocamentos e pressões com representação no espaço de estados, discretização da albufeira em elementos finitos de pressão (MPD) e admitindo válida a hipótese de amortecimento generalizado e amortecimento de radiação (albufeira). O programa permite realizar cálculos dinâmicos (e estáticos) de barragens, efetuando a análise modal, cálculos da resposta sísmica da barragem e ainda cálculos específicos no âmbito da verificação da segurança sísmica.

O facto de ter sido desenvolvido um programa para análise dinâmica de estruturas tridimensionais, com aplicação para barragens abóbada, permitiu não só aprofundar os conhecimentos da linguagem de programação utilizada pelo MATLAB, mas também explorar as potencialidades dos modelos numéricos utilizados e metodologias de cálculo implementadas nesse programa e previamente apresentadas no capítulo 3. Este aspeto é extremamente importante no sentido em que se garante a “obrigação” de conhecer os métodos e modelos de cálculo utilizados, permitindo assim uma maior confiança nos resultados obtidos e procurar uma constante evolução no programa, comparativamente com determinados programas comerciais.

Por fim, para validar o programa elaborado no âmbito deste trabalho (e do modelo MPD desenvolvido) e garantir a fiabilidade dos resultados apresentados no capítulo seguinte (análise sísmica da barragem de Luzzone), efetuou-se a comparação de resultados numéricos calculados com o MPD e resultados obtidos com base em registos experimentais (obtidos a partir do sistema de monitorização instalado no Cabril e tratados com o MODAL_ID 2.0), nomeadamente das frequências naturais de vibração (para uma variação do nível da água entre os 266 e o 296 m) e as configurações dos modos de vibração para a situação de albufeira cheia. Desta forma, verificou-se um bom acordo entre os resultados numéricos e experimentais, validando assim o modelo e o programa desenvolvido para o caso da barragem do Cabril. Nesse sentido, garante-se a apresentação de resultados fiáveis para futuras análises, como é o caso dos resultados apresentados para a barragem de Luzzone (Capítulo 5).

5

Análise Sísmica e Verificação da Segurança da Barragem de Luzzone

5.1 Considerações Iniciais

A análise do comportamento dinâmico e verificação da segurança sísmica de grandes barragens é fundamental no controlo da segurança de barragens existentes, tanto as recentes como as mais antigas, e no desenvolvimento de projetos de novas barragens, tendo em conta a importância a nível económico, social e ambiental destas obras, bem como as exigências de segurança estrutural definidas (ver capítulo 2). Para barragens em fase de exploração, o controlo da segurança é baseado na análise de resultados experimentais (registos efetuados em ensaios de vibração ou obtidos através de sistemas de monitorização de vibrações em contínuo) e da sua comparação com resultados numéricos obtidos com base em modelos computacionais para simulação do comportamento de sistemas barragem-fundação-albufeira. Desta forma é possível verificar se as previsões dos modelos estão de acordo com o comportamento real das barragens e efetuar a validação dos modelos numéricos utilizados.

No âmbito dos estudos de análise e verificação da segurança sísmica de barragens, há que distinguir duas fases, que serão adotadas no presente trabalho: i) prever e estabelecer a ação sísmica atuante; ii) definir o modelo numérico do sistema barragem-fundação-albufeira, simular a sua resposta dinâmica para a solicitação sísmica definida e verificar a segurança sísmica da obra. No caso da definição da ação sísmica atuante, é usual a utilização de dados históricos de atividade sísmica e resultados de modelos de rutura de falhas tectónicas (Carvalho, 2007), permitindo conhecer o valor máximo da aceleração de pico ao nível do terreno, a relação entre as componentes

horizontais e vertical de aceleração e ainda os espectros de respostas dos acelerogramas sísmicos (permitindo conhecer o conteúdo em frequência dos mesmos e analisar a sua amplitude nas frequências de vibração da barragem).

Relativamente à simulação da resposta dinâmica da barragem, o problema inicial consiste em definir um modelo que permita simular adequadamente o comportamento real da barragem e a interação dinâmica do conjunto barragem-fundação-albufeira. Para tal, é necessário estabelecer as principais características estruturais, propriedades dos materiais e hipóteses admitidas (ver capítulo 3), nomeadamente: i) geometria e descontinuidades da barragem; ii) propriedades da fundação; iii) modelo para simular adequadamente a interação dinâmica albufeira-barragem; iv) propriedades dos materiais do sistema; v) hipótese de amortecimento a adotar; e vi) condições de fronteira.

Tendo definido a ação sísmica atuante e o modelo do sistema barragem-fundação-albufeira, procede-se à análise do comportamento dinâmico do conjunto. Neste trabalho determinam-se, nomeadamente: i) os campos de deslocamentos da barragem (deslocamentos máximos para montante e jusante); ii) os campos de tensões principais máximas e mínimas nos paramentos e no corpo da obra; iii) o campo de pressões hidrodinâmicas na albufeira (a utilização do modelo MPD permite simular comportamento hidrodinâmico da albufeira e a interação dinâmica água-estrutura). Por fim, avalia-se a segurança sísmica da barragem, com a verificação da segurança relativamente à ocorrência de roturas pontuais no betão e a verificação da segurança para estabilidade de blocos de controlo ao deslizamento e ao derrubamento.

No presente capítulo caracteriza-se a barragem de Luzzone (Gunn & Tzenkov, 2015) e abordam-se os aspetos fundamentais acerca da sua modelação, no que diz respeito às características do modelo numérico de EF, propriedades dos materiais e hipóteses admitidas, bem como a metodologia de cálculo implementada para o estudo do comportamento dinâmico e verificação da segurança sísmica da barragem, tendo os resultados apresentados sido obtidos com o programa DamDySSa1.0.

Efetua-se a caracterização das ações estáticas e a análise modal da barragem, apresentando os principais parâmetros modais. No que diz respeito ao comportamento sísmico da obra, é definida a ação sísmica atuante e apresentam-se as análises e resultados referentes ao comportamento sísmico da obra para as combinações dinâmicas com o Sismo Base e o Sismo Máximo de Projeto. Apresentam-se ainda os resultados do estudo da verificação da segurança da barragem, para a ocorrência de roturas pontuais no betão e para a estabilidade global de blocos ao deslizamento e ao derrubamento, para as combinações dinâmicas envolvendo o Sismo Máximo de Projeto. Neste âmbito, é efetuado o estudo de um cenário de majoração da ação sísmica ($SMP \times \lambda = 2, 3 \text{ e } 4$).

5.2 A Barragem de Luzzone: estrutura, fundação e albufeira

A barragem de Luzzone é uma barragem em abóbada de betão com dupla curvatura de 225 m de altura e situa-se na zona sudeste da Suíça, em Ticino, no vale de Blenio, na zona dos Alpes Suíços (Figura 5.1 e 5.2). A sua construção foi completada em 1963 (208 m de altura), tendo sido efetuado um alteamento de 17 m em 1997/98. O coroamento da barragem tem um desenvolvimento em arco de 510 m. A espessura da obra varia entre 4.55 m no coroamento e 36 m na base, junto à inserção. Como se referiu, a forma da barragem é definida por curvas parabólicas tanto na horizontal como na vertical, com arcos que apresentam espessura crescente na direção dos encontros. A barragem de Luzzone é uma barragem de Classe I, pois existem importantes núcleos populacionais a jusante.

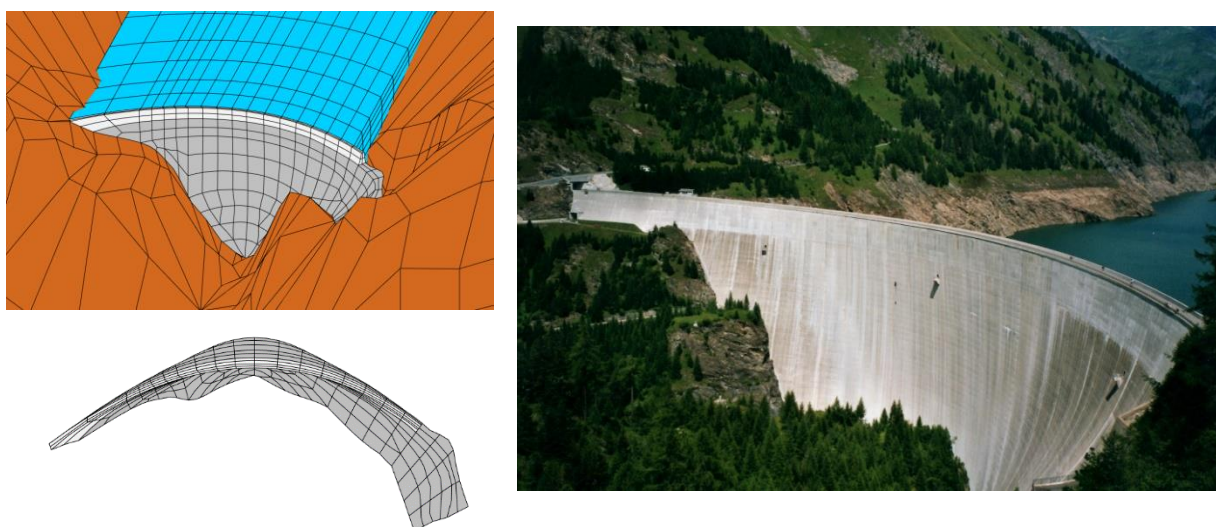


Figura 5.1 - Barragem de Luzzone e respetivo modelo de elementos finitos.

Atualmente o comportamento estrutural é considerado normal e seguro. No entanto, esta obra apresenta alguns aspetos particularmente interessantes no que diz respeito à engenharia de barragens: i) Inicialmente a barragem havia sido projetada como uma estrutura em abóbada clássica com um desenvolvimento parabólico, até que, durante a construção, se verificou a abertura de uma família de juntas na margem esquerda devido a fenómenos de descompressão. Este incidente teve consequências importantes na definição geométrica da barragem e na estabilidade dos encontros; ii) na seção superior da estrutura foi aplicada uma rotação geométrica; iii) o alteamento de 17 metros efetuado em 97/98 não se prolonga ao longo de toda a extensão do coroamento da barragem, começando no encontro direito e terminando com um fecho de seção para a altura original de 208 metros na zona da margem esquerda. Além disso, a obra apresenta uma elevação pouco usual do encontro esquerdo, conferindo uma geometria peculiar a esta barragem.

No que diz respeito aos materiais, o betão utilizado nas zonas do contorno (paramentos de jusante, montante, base e topo) contém 250 a 280 kg de cimento por metro cúbico de betão, enquanto o do interior do corpo da barragem tem entre 160 a 250 kg de cimento. A qualidade do betão foi testada de forma contínua quer durante a construção da barragem, numa primeira fase, quer durante as obras de alteamento realizadas numa segunda fase. Ainda sobre o betão, é de referir que os módulos de elasticidade E registados são relativamente baixos para o que é usual, com 20 e 18 GPa para o betão antigo e o betão novo (do alteamento), respetivamente.

Relativamente à resistência dos materiais, o valor de cálculo da tensão de resistência à compressão f_c é de 38 MPa para o betão antigo e 32 MPa para o betão novo (valores médios). No que diz respeito à resistência à tração f_t , o valor de cálculo das tensões de tração resistentes foram calculados a partir dos respetivos valores de resistência à flexão, admitindo neste caso que o valor de cálculo da resistência uniaxial à tração do betão está entre 50% e 60% do respetivo valor à flexão (Domone & Illston, 2010). Assim, no caso da barragem de Luzzone, considera-se que a relação entre a resistência à tração e à flexão é de 1:2, definindo-se dessa forma valores da resistência à tração de 3 MPa para o betão antigo e de 2,3 MPa para o betão novo.

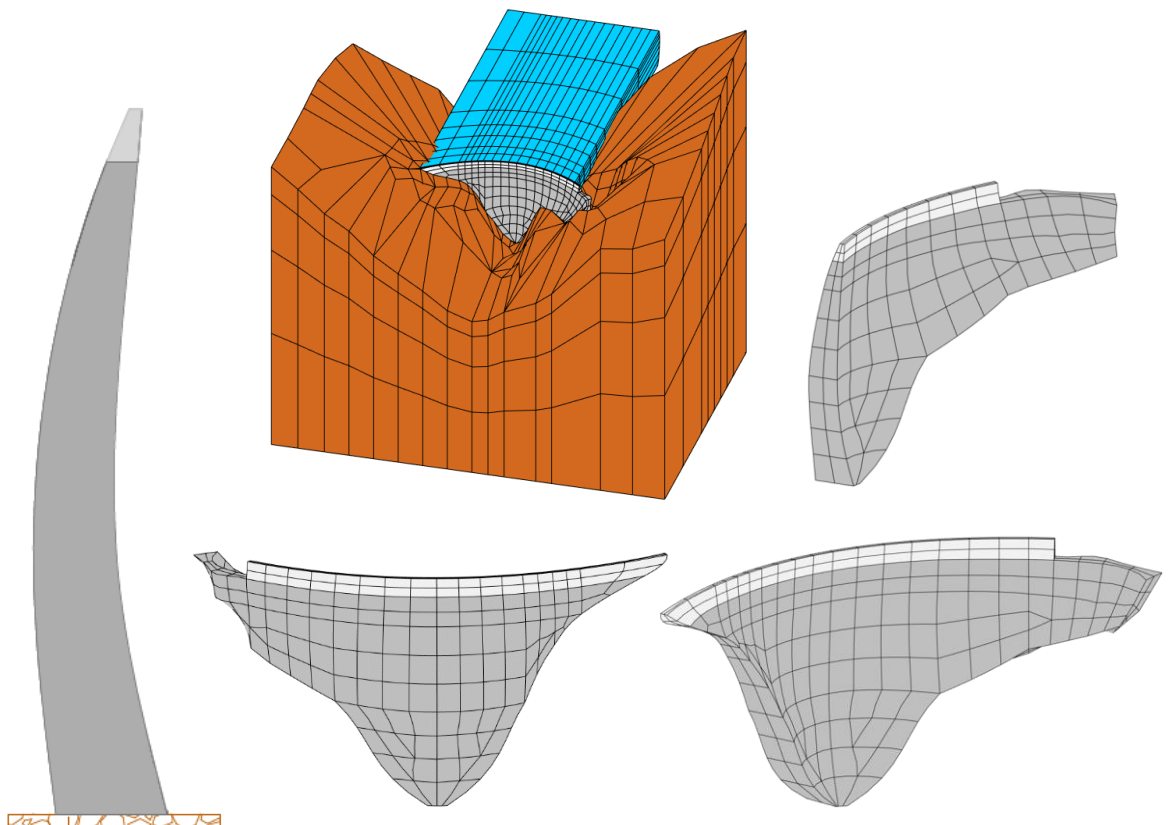


Figura 5.2 - Malha de elementos finitos da barragem de Luzzone, fundação e albufeira. Vista em corte da consola central.

A fundação consiste num maciço xistoso homogéneo, não existindo planos de xistosidade nem outro tipo de estratificação (falhas ou diaclases) na massa rochosa da fundação. Desta forma, o maciço é considerado como rocha sólida, com módulo de elasticidade de 18,6 GPa, e representa uma fundação da classe A, ou seja, de muito boa qualidade.

Esta barragem confina uma albufeira com uma área superficial de 1,27 km² e um volume de 108 milhões de m³ de água, sendo que a bacia hidrográfica da albufeira representa uma área de captação de 36,74 km². Ainda acerca das características geológicas do local é de referir que a superfície da água se encontra à cota de 1606 m (note-se que o coroamento da barragem está à cota 1609 m), e que em ambas as margens da albufeira se encontram as montanhas de Piz Terri com 3149 m de altura a nordeste, e as montanhas de Plattenberg (3041 m de altura) a este; a sul da albufeira encontra-se a Torrene di Nav com 2832 m e a norte com 2377 m a Pizzo Pianca. Como curiosidade, a barragem de Luzzone é utilizada para escalada, tendo a maior parede de escalada artificial do mundo com uma altura de 165 metros.

Na análise do comportamento estrutural da barragem de Luzzone e no âmbito da verificação da segurança devem ser consideradas as seguintes ações: i) peso próprio; ii) pressão hidrostática (considerando a albufeira totalmente cheia, ou seja 225 m de altura de água); iii) pressão da camada de sedimentos no fundo da albufeira (56 m de altura); iv) gradiente térmico de inverno e gradiente térmico de verão; e v) Sismo Base de Projeto (SBP) e Sismo Máximo de Projeto (SMP).

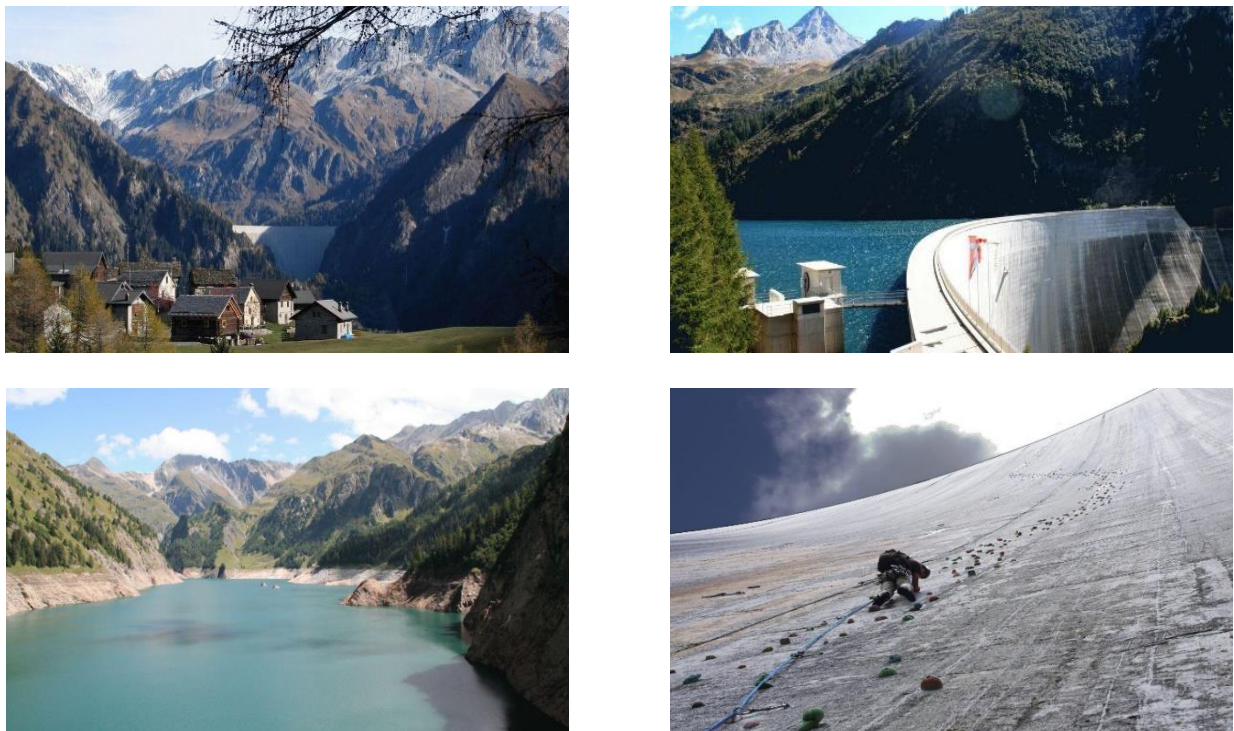


Figura 5.3 - Vistas da Barragem de Luzzone e respetiva albufeira.

5.3 Modelação do comportamento dinâmico da barragem de Luzzone

5.3.1 Modelo numérico do sistema barragem-fundação-albufeira (MPD)

O modelo numérico utilizado para simular o comportamento dinâmico da barragem de Luzzone é um modelo de elementos finitos tridimensionais do tipo III (modelo MPD, com a albufeira discretizada em EF de pressão), sendo válidas as considerações e hipóteses definidas para o MPD e ainda os fundamentos de cálculo da formulação em pressões e deslocamentos recorrendo a uma abordagem de estado (ver capítulo 3.3.4), a implementar para o estudo da resposta dinâmica da e verificação da segurança sísmica da barragem de Luzzone.

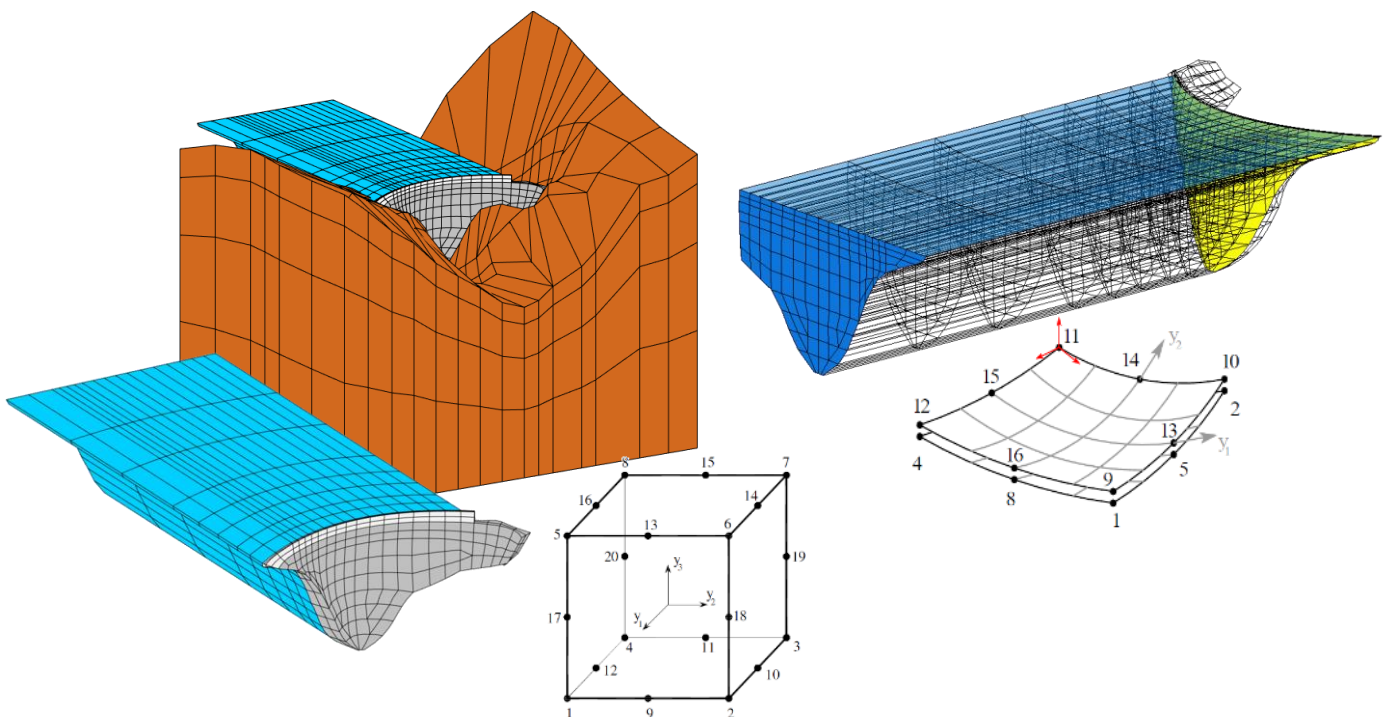


Figura 5.4 - Barragem de Luzzone. Modelo de EF3D com albufeira discretizada em EF de pressão (EF de 20 pontos nodais). Representação das interfaces (EF de junta de 16 pontos nodais).

O modelo de elementos finitos é constituído por um total de 2500 elementos (316 da barragem, 1104 da fundação e 1080 da albufeira) e por 12293 pontos nodais. A malha de EF da barragem, fornecida no âmbito do 13º Benchmark da ICOLD, foi estabelecida a partir dos desenhos de projeto e dados topográficos recolhidos no local, reproduzindo adequadamente a forma da abóbada com dupla curvatura, com um desenvolvimento de 510 m entre encontros (ao nível do coroamento) e 225 m de altura máxima. A fundação é modelada com um comprimento total de 760 m, 1200 m de largura e uma profundidade de 435 m sob o ponto mais baixo da barragem, enquanto a malha da albufeira (cheia) estende-se ao longo de 700 m para lá do topo do coroamento da consola

central, por forma a permitir a consideração da compressibilidade da água, o efeito de radiação das ondas de pressão e a interação dinâmica barragem-albufeira.

Na figura 5.5 apresentam-se as principais propriedades e parâmetros definidos para o modelo MPD do sistema barragem-fundação-albufeira em estudo:

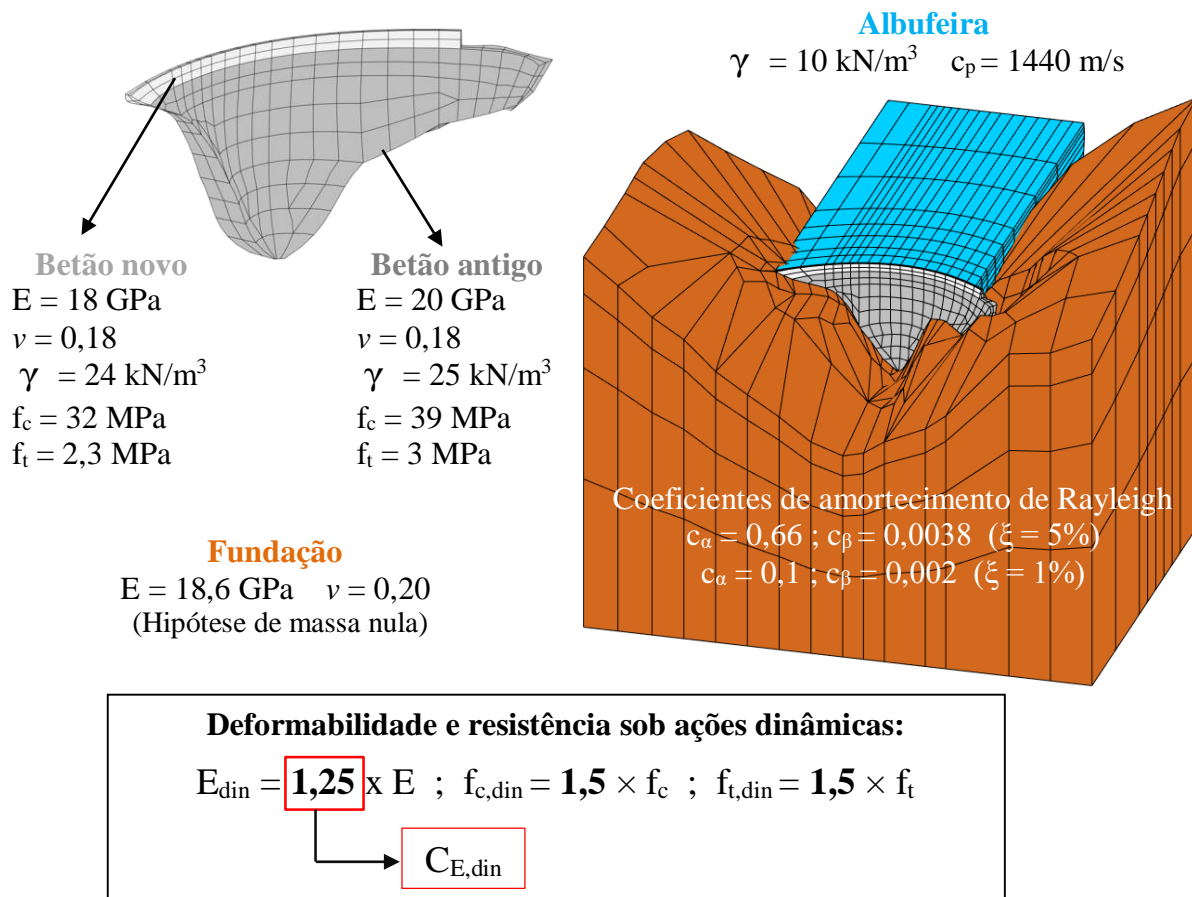


Figura 5.5 - Barragem de Luzzone: Discretização em EF3D do modelo (MPD) sistema barragem-fundação-albufeira. Propriedades dos materiais e principais parâmetros.

5.3.2 Metodologia de análise implementada

No âmbito do estudo do comportamento sísmico da barragem de Luzzone, foi implementada a seguinte metodologia de análise:

1. Desenvolvimento do modelo de elementos finitos (MPD) do sistema barragem-fundação-albufeira: geometria, propriedades dos materiais, hipóteses admitidas, formulação para o cálculo dinâmico e condições iniciais e de fronteira;
2. Determinação da massa, rigidez e amortecimento global do conjunto;
3. Modelação das ações estáticas e das principais combinações de ações atuantes durante a fase de exploração da obra (época de inverno e verão) para análise estática da barragem;

4. Determinação das principais características dinâmicas da obra, nomeadamente frequências naturais, amortecimentos modais e modos de vibração (modelo MAA e modelo MPD);
5. Definição da ação sísmica: determinação do espectro de resposta para o local da barragem e respetiva aceleração de pico ao nível do solo, e das histórias de acelerações (conjunto de 3 acelerogramas sísmicos estocasticamente independentes) representativas do sismo;
6. Análise do comportamento sísmico da barragem, recorrendo à integração temporal com base na formulação em pressões e deslocamentos, determinando os campos de deslocamentos e tensões na barragem, e o campo de pressões hidrodinâmicas na albufeira,
7. Verificação da segurança. Cenário corrente: cálculo de tensões para análise da ocorrência de roturas pontuais no corpo da barragem ao longo do período de ocorrência do sismo;
8. Verificação da segurança. Cenário de Rotura: análise da estabilidade de blocos para as situações de deslizamento e derrubamento ao longo da atuação do sismo;
9. Estabelecimento de conclusões acerca da segurança sísmica da barragem.

Para a análise do comportamento dinâmico da barragem de Luzzone, nomeadamente no cálculo da tensões e deslocamentos ao longo do tempo (ou seja, do período de atuação do sismo), foram definidas três consolas e algumas secções (pontos nodais a montante e jusante) (Figura 5.6).

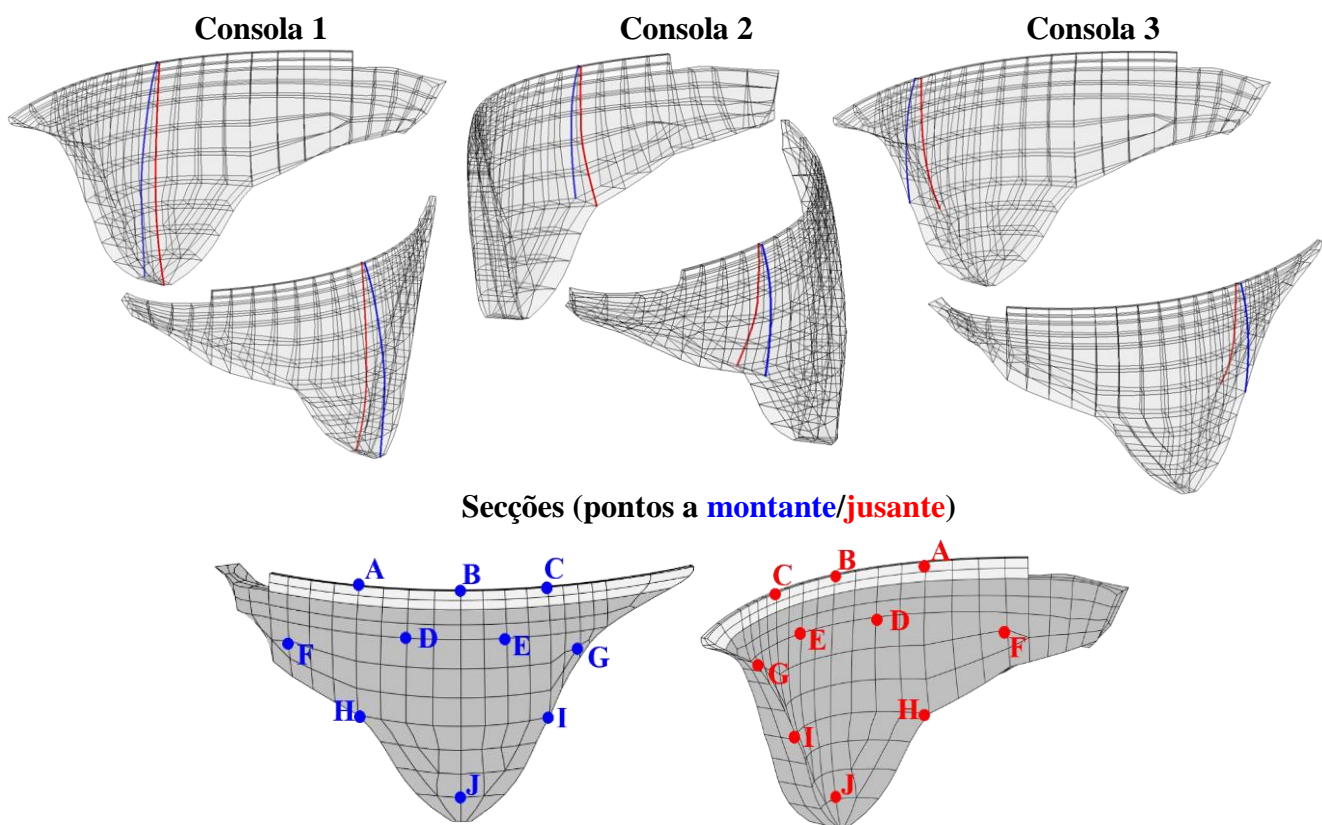


Figura 5.6 – Consolas e secções (vista de montante e jusante) na barragem de Luzzone para cálculo de deslocamentos e tensões.

5.3.3 Requisitos Regulamentares

No âmbito da análise dinâmica e verificação da segurança sísmica da barragem de Luzzone, importa abordar os requisitos regulamentares aplicáveis no estudo do comportamento da barragem a realizar neste capítulo do presente trabalho.

O RSB especifica a atuação de dois tipos de ações sísmicas: o Sismo Base de Projeto (SBP) e o Sismo Máximo de Projeto (SMP). De acordo com a regulamentação, para a ocorrência do SBP a obra não deve sofrer qualquer tipo de danos; no que diz respeito ao SMP, é admissível que ocorra uma dada extensão de danos na barragem, sem que exista colapso estrutural.

A nível internacional (ICOLD, 2010) são definidos vários tipos de sismos, destacando-se os relevantes para o estudo desenvolvido nesta dissertação: i) o *“Operating Basis Earthquake”* (OBE), que representa um sismo para o qual são admissíveis danos menores na barragem, os quais devem ser facilmente reparáveis, sendo que os restantes elementos e equipamentos devem permanecer funcionais. Este sismo está normalmente associado a um período de retorno de 145 anos (i.e., existe 50 % de probabilidade de não ser excedido em 100 anos); ii) o *“Maximum Credible Earthquake”* (MCE), que representa o sismo de maior magnitude concebível que pode ocorrer ao longo de uma falha ou de um local com sismicidade tectónica conhecidos. As acelerações de pico ao nível do solo para este tipo de sismos estão habitualmente associados a um período de retorno de 10.000 anos; e iii) o *“Safety Evaluation Earthquake”* (SEE) é o sismo que apresenta a máxima aceleração de pico ao nível do solo, e para o qual a barragem deve ser analisada e projetada. Para barragens cuja rotura provocasse danos económicos e sociais elevados, o SEE deve ser caracterizado por um movimento ao nível do solo igual ao definido pelo MCE, i.e., para um período de retorno de 10.000 anos. Para a solicitação do SEE não deve ocorrer libertação descontrolada de água, podendo ocorrer uma dada extensão de danos sem ocorrer o colapso.

5.3.4 Modelação da ação sísmica e amortecimento do sistema

A análise do comportamento dinâmico de uma barragem, quando solicitada por uma dada ação sísmica, pode ser efetuada considerando a atuação de histórias de acelerações sísmicas na base de fundação representativas do sismo. Podem efetuar-se estudos sísmicos usando: i) acelerogramas sísmicos registados no maciço rochoso envolvente, com recurso a acelerómetros triaxiais, durante a ocorrência de eventos sísmicos (no caso de obras em serviço com sistemas de observação sísmica instalados); ii) acelerogramas gerados recorrendo a modelos de rotura de falha (Carvalho, 2007), tendo em conta as falhas tectónicas da zona e a leis de atenuação; e iii) acelerogramas gerados de

forma probabilística com base em dados da sismicidade histórica do local e tendo em conta as principais características tectónicas da zona.

No que diz respeito à análise sísmica a efetuar neste capítulo, determinou-se que a barragem de Luzzone é da Classe I e o maciço de fundação é da Classe A (rocha sólida), pelo que, de acordo com as diretivas Suíças (OFEG, 2003), a verificação da segurança da barragem deve ser efetuada para um sismo com um período de retorno de 10.000 anos. Nesse sentido, no âmbito da presente dissertação e do artigo elaborado para o 13º Benchmark da ICOLD (Gunn & Tzenkov, 2015), foram fornecidos três sismos (associados a um período de retorno de 10.000 anos), cada um constituído por um conjunto de três acelerogramas sísmicos com aceleração de pico de 0,16g nas direções horizontais e de 0,106g na direção vertical. O mais desfavorável destes três sismos (como se esclarece em 5.6.2), vai representar a ação sísmica designada por SMP (ou SEE segundo a ICOLD) a utilizar análise sísmica e verificação da segurança da barragem de Luzzone.

Em termos regulamentares, tal como se referiu anteriormente, a verificação da segurança sísmica de barragens é efetuada recorrendo ao conceito de Sismo Base de Projeto (SBP – sismo com grande probabilidade de ocorrer durante o período de vida útil da obra, em geral de pequena amplitude) e de Sismo Máximo de Projeto (SMP – sismo com grande período de retorno, ou seja, com baixa probabilidade de ocorrer durante o período de vida útil da obra, em geral com significativa amplitude).

No caso do SBP a obra deve resistir sem quaisquer danos, pelo que se admite que o amortecimento de cálculo deverá ser baixo (em geral $\xi_{1^{\circ}\text{Modo}} = 1\%$), pois não ocorrendo fissuração e sendo baixa a amplitude dos movimentos oscilatórios, a dissipação de energia no corpo da barragem (amortecimento) durante a resposta oscilatória será reduzida. Desta forma, o amortecimento a considerar na análise do comportamento dinâmico da barragem de Luzzone para o SBP é definido pela lei de Rayleigh, com $c_{\alpha} = 0,1$ e $c_{\beta} = 0,002$, por forma a garantir valores de cerca de 1% do coeficiente de amortecimento relativo ξ nas frequências dos primeiros modos de vibração, em particular para o 1º e 2º modos (Figura 5.7 a).

Relativamente ao SMP as obras devem resistir sem colapsar, admitindo-se a ocorrência de danos (fendilhação), e conseqüentemente admite-se uma maior dissipação de energia, sendo usual adotar amortecimento da ordem de $\xi_{1^{\circ}\text{Modo}} = 5\%$. Assim, o amortecimento da barragem de Luzzone considerado para o SMP corresponde a uma lei de Rayleigh com $c_{\alpha} = 0,66$ e $c_{\beta} = 0,0038$, ajustada por forma a obter valores de amortecimento de $\xi_{1^{\circ}\text{Modo}}$ da ordem de 5% para as frequências dos primeiros modos de vibração (Figura 5.7 b).

Amortecimento modal ξ e frequências naturais f_N ($H_{\text{albufeira}}=225 \text{ m}$)

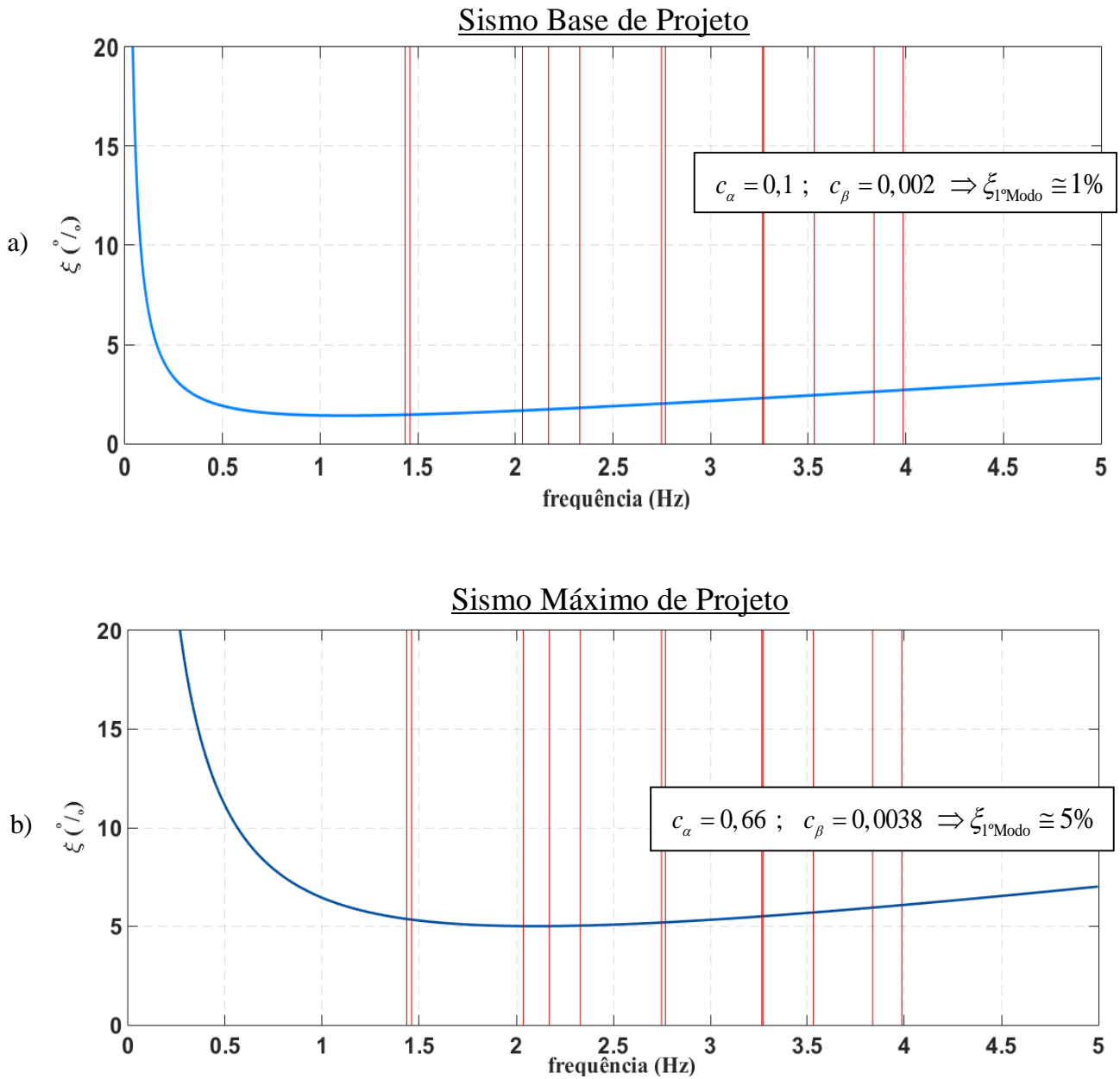


Figura 5.7 – Barragem de Luzzone: Amortecimento de Rayleigh. Curvas adotadas e calibradas para: a) SBP e b) SMP.

5.3.5 Modelação do comportamento dinâmico sob ações sísmicas

A análise do comportamento sísmico de barragens de betão é de grande importância para o controlo da segurança de obras construídas em zonas sísmicas (ICOLD, 1986; Houqun, 2014). De acordo com a diretiva Suíça (OFEG, 2003), a análise sísmica de barragens da Classe I, como é o caso da barragem de Luzzone, deve ser efetuada em dois passos principais: i) determinação das características dinâmicas do sistema barragem-fundação-albufeira, nomeadamente frequências naturais e modos de vibração; e ii) análise dinâmica no domínio do tempo com base em modelos de elementos finitos (neste caso usou-se o modelo tipo III – modelo MPD) para determinadas combinações dinâmicas envolvendo a ação sísmica definida (SBP ou SMP) e as principais combinações estáticas de serviço (época de inverno e época de verão).

Esta metodologia, tal como se referiu em 5.3.2, foi utilizada no estudo efetuado nesta dissertação, em que se analisa a resposta sísmica e a verificação da segurança da barragem de Luzzone. O comportamento da obra para as combinações dinâmicas apresentadas é efetuado recorrendo ao modelo numérico do sistema barragem-fundação-albufeira (MPD) e respetiva formulação aplicável indicada em 3.3.4 (Figura 5.8). Considera-se o nível máximo da albufeira, que foi discretizada em elementos finitos de pressão por forma a ter em conta o comportamento hidrodinâmico da albufeira e a interação dinâmica água-estrutura. Relativamente à fundação admite-se comportamento elástico-linear e massa nula. No cálculo da resposta estrutural utiliza-se a formulação em deslocamentos (na barragem) e pressões (na albufeira) com base numa abordagem de estado, efetuando-se a integração temporal por meio de uma fórmula recursiva em coordenadas modais, com sobreposição dos 160 primeiros modos de vibração. Admite-se também válida a hipótese de amortecimento viscoso de Rayleigh generalizado e considera-se o efeito do amortecimento de radiação da albufeira.

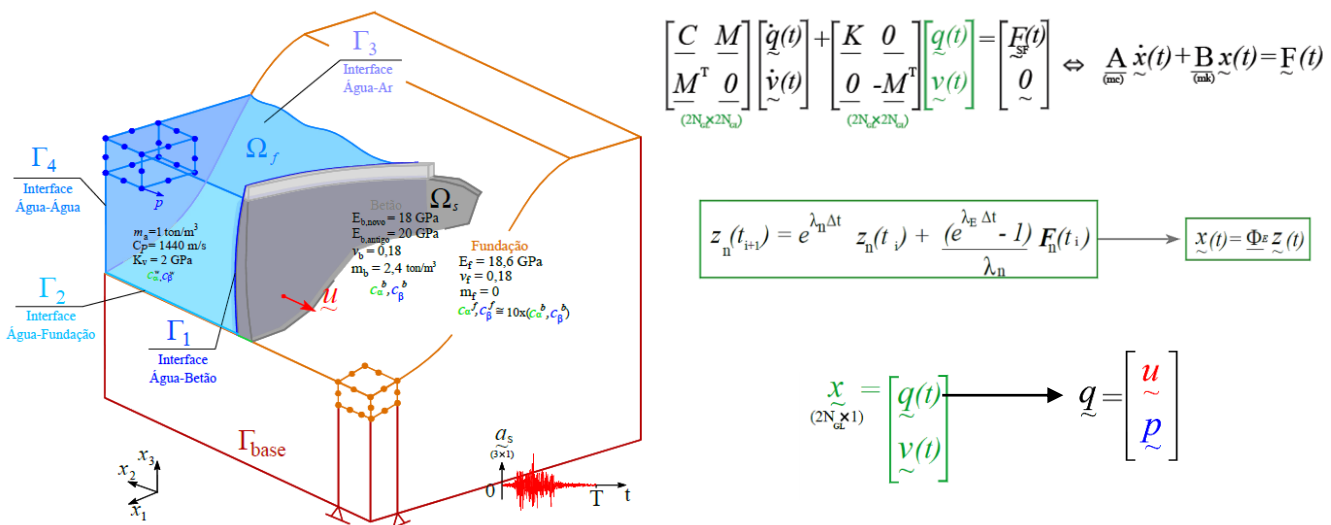


Figura 5.8 - Modelo numérico e formulação (MPD) utilizada na análise sísmica da barragem de Luzzone.

5.4 Análise do comportamento sob ações estáticas

A análise do comportamento da barragem de Luzzone sob ações estáticas é efetuada para as principais combinações de ações de serviço, que incluem o peso próprio, a pressão hidrostática, a pressão dos sedimentos e as variações de temperatura para as épocas de inverno e de verão. Portanto, é conveniente analisar a resposta da barragem para cada uma destas ações separadamente, bem como para a sua atuação em simultâneo (i.e. para as combinações que solicitam a estrutura em fase de exploração) na época de inverno e na época de verão. No estudo efetuado no presente trabalho, para cada combinação de ações estáticas apresentam-se os campos de deslocamentos e de tensões.

As combinações CE_0 (P.P. + P.H. + P.Sed), CE_{INV} (P.P. + P.H. + P.Sed + ΔT_{Inv}) e CE_{VER} (P.P. + P.H. + P.Sed + ΔT_{Ver}) permitem conhecer o comportamento estático da barragem para as ações que esta suporta de forma permanente ao longo da sua vida útil (Figura 5.9). No caso da CE_0 , a análise permite aferir o efeito conjunto do peso próprio do betão e da pressão exercida pela albufeira (e camada de sedimentos) e, no caso das CE_{INV} e CE_{VER} , estudar a resposta da barragem sobrepondo os efeitos provocados pelas variações de temperatura anuais. No caso das duas últimas combinações referidas, os campos de deslocamentos e tensões no corpo da barragem correspondem ao efeito das ações estáticas que devem ser considerados para sobreposição do efeito das ações sísmicas, por forma a efetuar a análise do comportamento e a verificação da segurança sísmica da barragem (para a situação mais desfavorável).

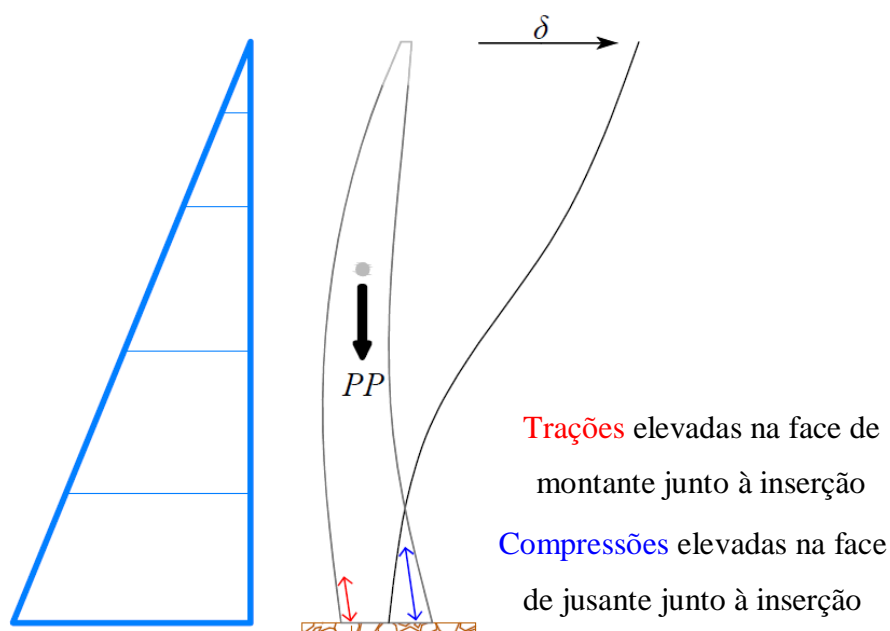


Figura 5.8 - Representação esquemática do efeito da combinação do peso próprio e pressão hidrostática.

Peso Próprio (PP)

Ao analisar o comportamento da barragem para a ação do peso próprio do betão ($\gamma_{b,novo} = 24 \text{ kN/m}^3$, $\gamma_{b,antigo} = 25 \text{ kN/m}^3$) convém notar que esta foi construída por fases, mais concretamente em quatro fases (três fases durante a construção original e a fase final referente ao alteamento efetuado). No entanto, na modelação da ação do peso próprio da barragem considera-se simplificada que este solicita a estrutura instantaneamente (numa única fase) após a obra estar construída. Além disso, o modelo da barragem desenvolvido não contempla a existência de juntas, sendo assim obtidos campos de tensões e deslocamentos aproximados àqueles que se vão efetivamente instalar ao longo do tempo na barragem (em função da sequência de betonagem).

Na figura 5.10 é possível observar que, para a atuação do peso próprio, ocorrem maioritariamente deslocamentos verticais no sentido descendente e na direção de jusante na horizontal, sendo os primeiros os mais significativos (na zona superior da obra). Na malha deformada pode-se verificar que ocorrem deslocamentos máximos com o valor de 27,5 mm na zona central do coroamento. Convém notar ainda que, em virtude da assimetria da barragem, esta apresenta maior deformabilidade na metade esquerda.

No que diz respeito às tensões calculadas para o PP, é notório que a barragem apresenta importantes compressões segundo a consola na zona central do paramento de jusante e junto à inserção a montante e trações junto aos encontros (maiores a jusante). As maiores trações surgem na zona do encontro esquerdo e na zona de inserção à direita junto à fundação, no paramento de jusante (2,41 MPa). As maiores compressões verificam-se junto à fundação no paramento de montante (-5,63 MPa).

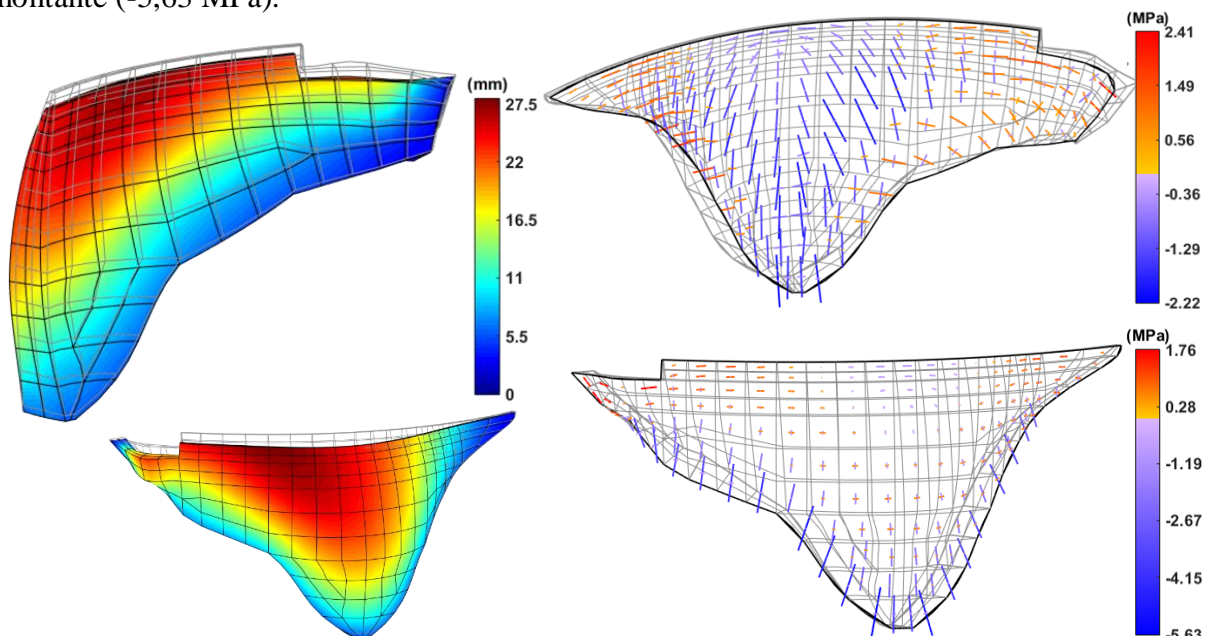


Figura 5.9 - Ação do peso próprio (PP): Campo de deslocamentos e tensões, nos paramentos de montante e jusante.

Pressão Hidrostática (PH)

No cálculo da resposta da barragem para a ação da pressão hidrostática admite-se que o nível da água está à cota 1609 metros, i.e., considera-se a albufeira cheia (225 metros de altura de água). A PH é considerada como uma força de superfície, atuando no paramento de montante com uma variação linear em altura (o peso específico da água é de $\gamma_a = 10 \text{ kN/m}^3$). Convém notar que a ação da pressão hidrostática foi considerada apenas na zona do paramento de montante em contacto com a água, não atuando assim na zona do encontro esquerdo.

É possível observar na figura 5.11 que ocorrem deslocamentos elevados no sentido de jusante, verificando-se uma grande deformação na zona central da barragem, com deslocamentos máximos com o valor da ordem de 145 mm na zona central do coroamento.

Relativamente às tensões, verifica-se que surgem compressões elevadas (cerca de - 8 MPa) segundo o arco a montante (na zona central do paramento) e a jusante, na direção horizontal à inserção (cerca de - 13 MPa). As maiores trações (cerca de 10 MPa) ocorrem na direção da consola junto à inserção.

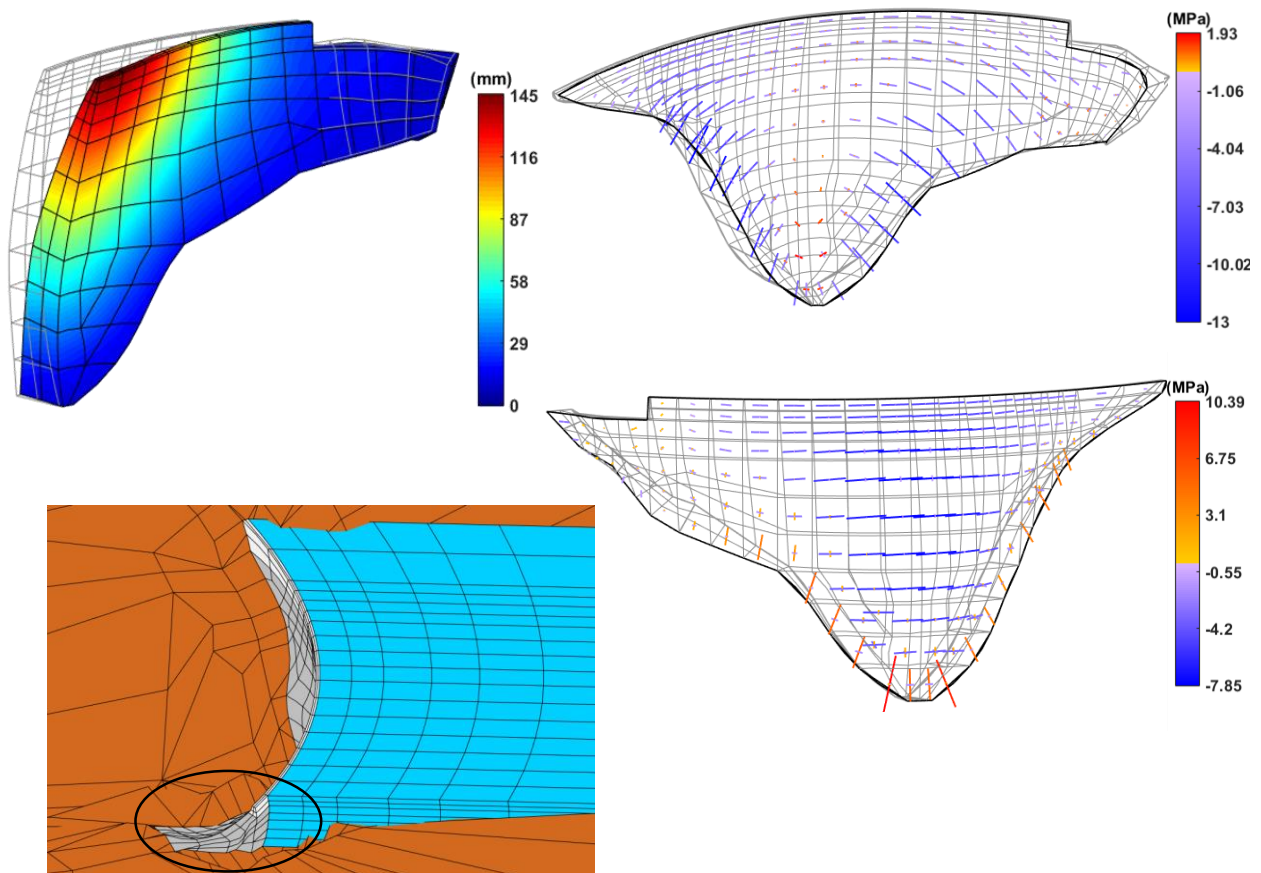


Figura 5.10 - Ação da pressão hidrostática (PH): Campo de deslocamentos e tensões, nos paramentos de montante e jusante). Pormenor da malha da albufeira no paramento de montante.

Pressão dos Sedimentos (PSed)

Na albufeira da barragem de Luzzone admite-se que existe uma camada de sedimentos na zona inferior da barragem com cerca de 56 m de espessura. Tal como para a PH, a pressão dos sedimentos é considerada como uma força de superfície, atuando no paramento de montante com uma variação linear em altura (é estimada uma densidade de 400 kg/m^3 , a que corresponde um peso específico $\gamma_{\text{sed}} = 3,92 \text{ kN/m}^3$). É conveniente referir que a altura da camada tem pouca contribuição ao nível da massa global do sistema; por outro lado, tendo em conta que a pressão resultante é aplicada numa zona em que a barragem está “encaixada” no vale, o seu efeito em termos do comportamento estático é praticamente desprezável.

Na figura 5.12 é possível observar que a deformação da barragem devido à pressão dos sedimentos é praticamente nula, ocorrendo deslocamentos bastante reduzidos (inferiores a 1 mm) na zona central inferior da barragem. As correspondentes tensões têm igualmente reduzida importância quando comparadas com as da pressão hidrostática e do peso próprio. Estas surgem apenas na zona central inferior da barragem, com pequenas compressões e trações de semelhante ordem de grandeza, tanto a montante como a jusante (compressões da ordem de $-0,19 \text{ MPa}$ e trações de $0,17 \text{ MPa}$).

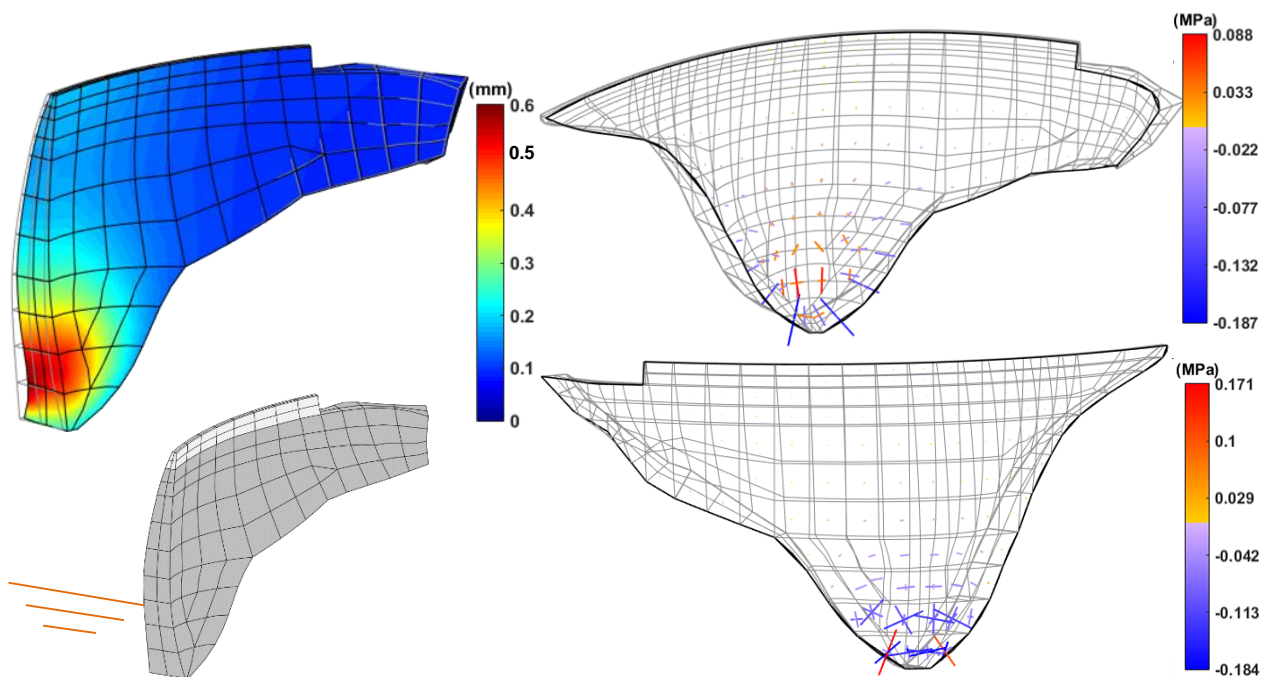


Figura 5.11 - Ação da pressão dos sedimentos (PSed): Campo de deslocamentos e tensões, nos paramentos de montante e jusante.

Variação térmica: gradiente térmico de inverno (ΔT_{Inv}) e de verão (ΔT_{Ver})

A variação de temperatura de cálculo a adotar na verificação da segurança de barragens está associada às variações térmicas anuais, tomando como campo térmico de referência a temperatura no corpo da barragem no final da construção, ou mais especificamente, na data de selagem das juntas de contração. No caso da barragem de Luzzone, uma vez que a selagem das juntas (ou seja, o fecho das mesmas) foi efetuada durante a época do inverno, a variação de temperatura de cálculo correspondente à época de inverno deverá ser nula, pois a temperatura de referência corresponde à da época de inverno (em que a barragem se torna monolítica), pelo que se considera que o campo de tensões provocado pelo gradiente térmico de inverno vai ser nulo.

No caso deste trabalho (e do já referido artigo elaborado para o 13º Benchmark da ICOLD), o estudo do comportamento estático da barragem de Luzzone exclusivamente sob ações térmicas é efetuado apenas para o caso do gradiente térmico de verão (ΔT_{Ver}). Os dados fornecidos consistem nos valores da temperatura registada na barragem de Luzzone na época de verão, tendo em conta a exposição solar, a temperatura do ar e a variação do nível da água. Assim, conhecendo o campo de temperaturas de referência e na época de verão no corpo da barragem (Figura 5.13), foi calculado o gradiente térmico de verão, que representa a variação da temperatura entre a época de referência (inverno) e a de verão em cada nó da malha que constitui o modelo da barragem (Figura 5.14).

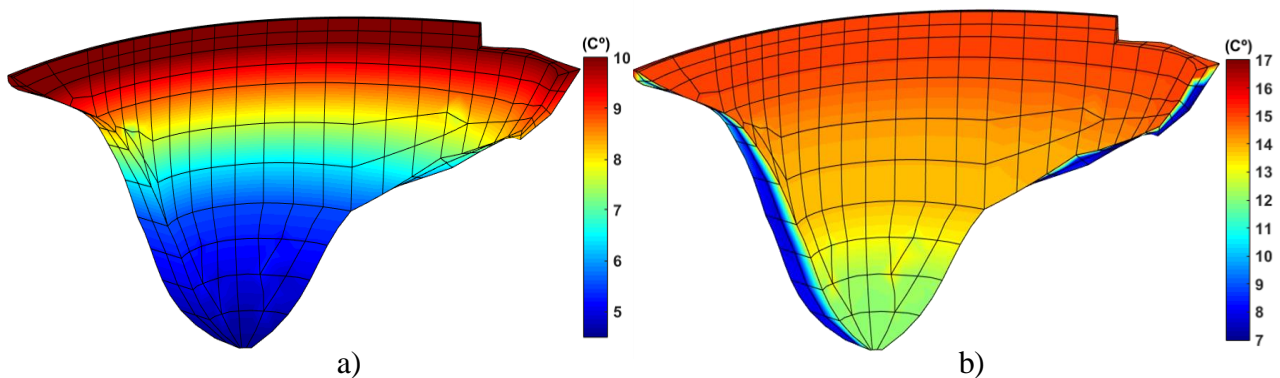


Figura 5.12 - Campo térmico na barragem de Luzzone: a) Temperatura de referência (à data de fecho das juntas e época de inverno); b) temperatura de verão.

Ainda na figura 5.14 é possível observar que ocorrem maioritariamente deslocamentos verticais no sentido ascendente e na direção de montante, com os deslocamentos de maior amplitude a surgirem na zona do coroamento, com especial ênfase para o topo da barragem junto ao encontro esquerdo, perto do término do alteamento. Esta assimetria (à semelhança do PP) mostra que há menores restrições na referida zona, onde ocorrem deslocamentos máximos de 13,2 mm.

Analisando as tensões apresentadas para a situação de aquecimento na barragem (época de verão), verifica-se que as compressões dominam o estado de tensão na barragem, nomeadamente no paramento de jusante. No entanto, tendo em conta o gradiente térmico considerado e visto que as temperaturas são mais baixas no paramento de montante (existindo zonas no interior do betão em que ocorrem mesmo temperaturas negativas) surgem tensões de tração tanto no interior da obra como em algumas zonas do paramento de montante (nomeadamente na zona central e nos encontros). As maiores trações são da ordem de 1 MPa e surgem no interior do corpo da barragem segundo o arco e segundo a consola. No caso das compressões os valores máximos são de - 2,14 MPa e ocorrem na zona central inferior do paramento de jusante.

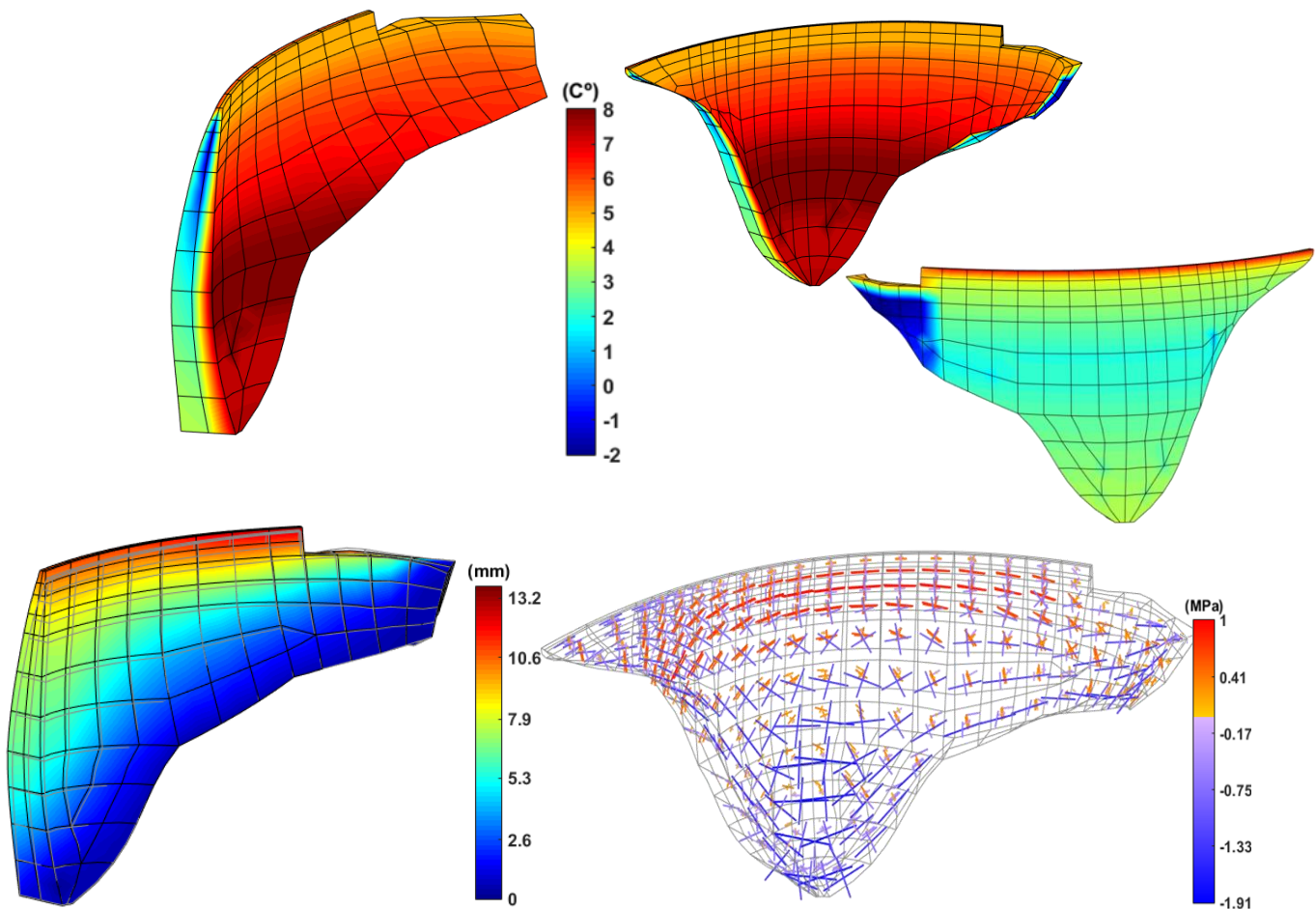


Figura 5.13 - Variação térmica de verão (ΔT_S): Gradiente térmico de verão nos paramentos e no interior da barragem. Campo de deslocamentos e tensões, nos paramentos de montante e jusante.

Combinação estática de inverno (CE_{INV}): $PP + PH + PSed + \Delta T_{Inv}$

Como referido, uma vez que se admite para a época de inverno um gradiente térmico nulo ($\Delta T_{Inv} \approx 0$), o estado de tensão devido às ações térmicas é nulo nessa época e, portanto, considera-se que o campo de tensões existente na época de inverno (data de selagem das juntas) é o resultante da combinação CE_0 ($PP + PH + PSed$). Esta combinação representa assim a combinação de ações na situação de inverno, i.e., a combinação CE_{INV} engloba a atuação do peso próprio, da pressão hidrostática, da pressão dos sedimentos e de uma variação térmica nula.

Tal como foi referido no início do subcapítulo referente ao comportamento estático, a análise desta combinação de ações (bem como a combinação estática de verão apresentada de seguida) assume particular importância pois permite verificar se a geometria da barragem foi projetada de forma adequada (em função da envolvente e condições de fronteira), ou seja, permite verificar se ocorrem ou não tensões de tração elevadas para a atuação conjunta do PP e da $PH + PSed$ (Figura 5.15). Para a atuação conjunta do PP e da $PH + PSed$, as tensões de tração nos pés de montante devem ser significativamente inferiores à resistência do betão à tração (≈ 2 a 3 MPa neste caso).

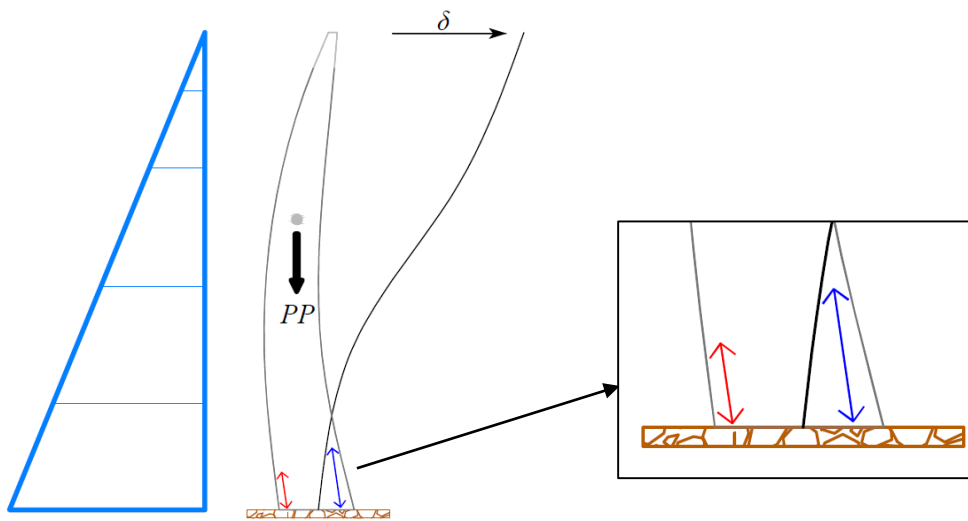


Figura 5.14 - Pormenor das tensões (segundo a consola) de tração e compressão na base, junto à inserção.

Na Figura 5.16 é possível observar que ocorrem deslocamentos elevados no sentido de jusante, embora inferiores aos que se observam no caso da barragem sujeita unicamente à ação da PH , devido à sobreposição do efeito do peso próprio da barragem. A deformada da barragem apresenta deslocamentos máximos com o valor de $134,2$ mm na zona do coroamento.

Analisando os campos de tensões é possível concluir que a barragem fica globalmente comprimida, surgindo trações na zona de inserção central e na zona do encontro esquerdo. As

maiores compressões surgem segundo o arco na metade superior do paramento de montante e nas zonas de inserção laterais (junto à fundação) do paramento de jusante na direção normal à inserção. As maiores trações ocorrem no paramento de montante na zona central junto à fundação segundo a consola. Os valores máximos de compressão e tração são de -11,98 e 5,36 MPa, respetivamente.

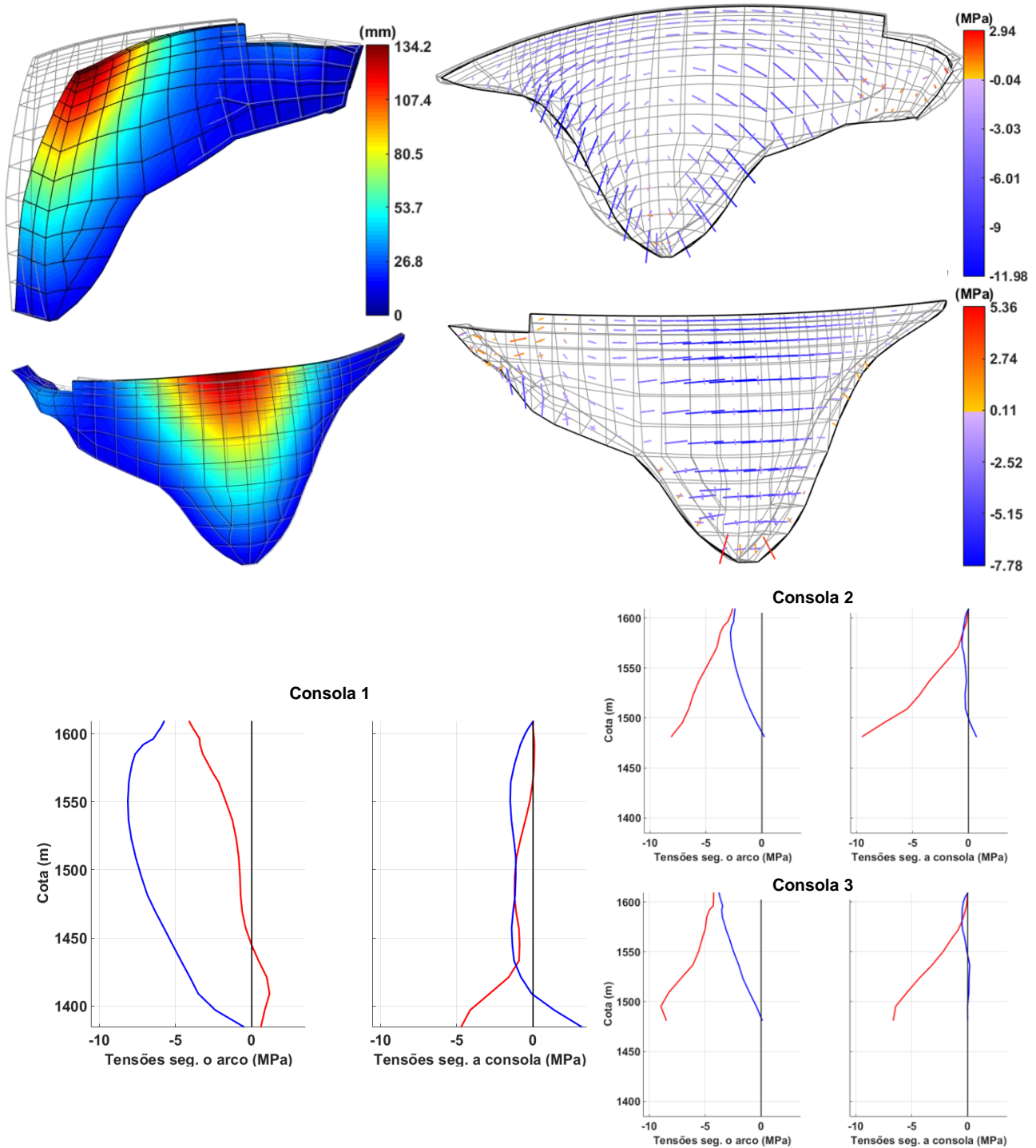


Figura 5.15 - Combinação estática de inverno (CE_{INV} : PP + PH + PSed + ΔT_{Inv}): Campo de deslocamentos e tensões, nos paramentos de montante e jusante, e diagramas de tensões segundo o arco e a consola nas Consolas 1, 2 e 3.

Combinação estática de verão (CE_{VER}): PP + PH + PSed + ΔT_{Ver}

A combinação de ações estáticas de verão engloba todas as ações apresentadas anteriormente: peso próprio do betão, pressão hidrostática, pressão dos sedimentos e gradiente térmico de verão. Esta combinação assume grande importância pois permite analisar o efeito da variação da temperatura ao longo do ano relativamente à temperatura referência (neste caso, a temperatura de inverno).

Na Figura 5.17 é possível observar que ocorrem deslocamentos de elevada amplitude no sentido de jusante, ainda que inferiores aos calculados para a combinação de inverno, como seria de esperar, devido ao efeito da variação da temperatura de verão provocar deslocamentos verticais ascendentes e para montante. No caso da combinação de verão determinam-se deslocamentos máximos com o valor de 125 mm na zona central do coroamento.

No que diz respeito ao campo de tensões calculado para a época de verão, é possível observar que, relativamente ao calculado para CE_{INV} , apresenta uma ligeira diminuição das trações e um ligeiro aumento das compressões máximas a jusante e a montante. Os valores máximos de compressão e de tração são de 3,65 e -12,69 MPa, respetivamente.

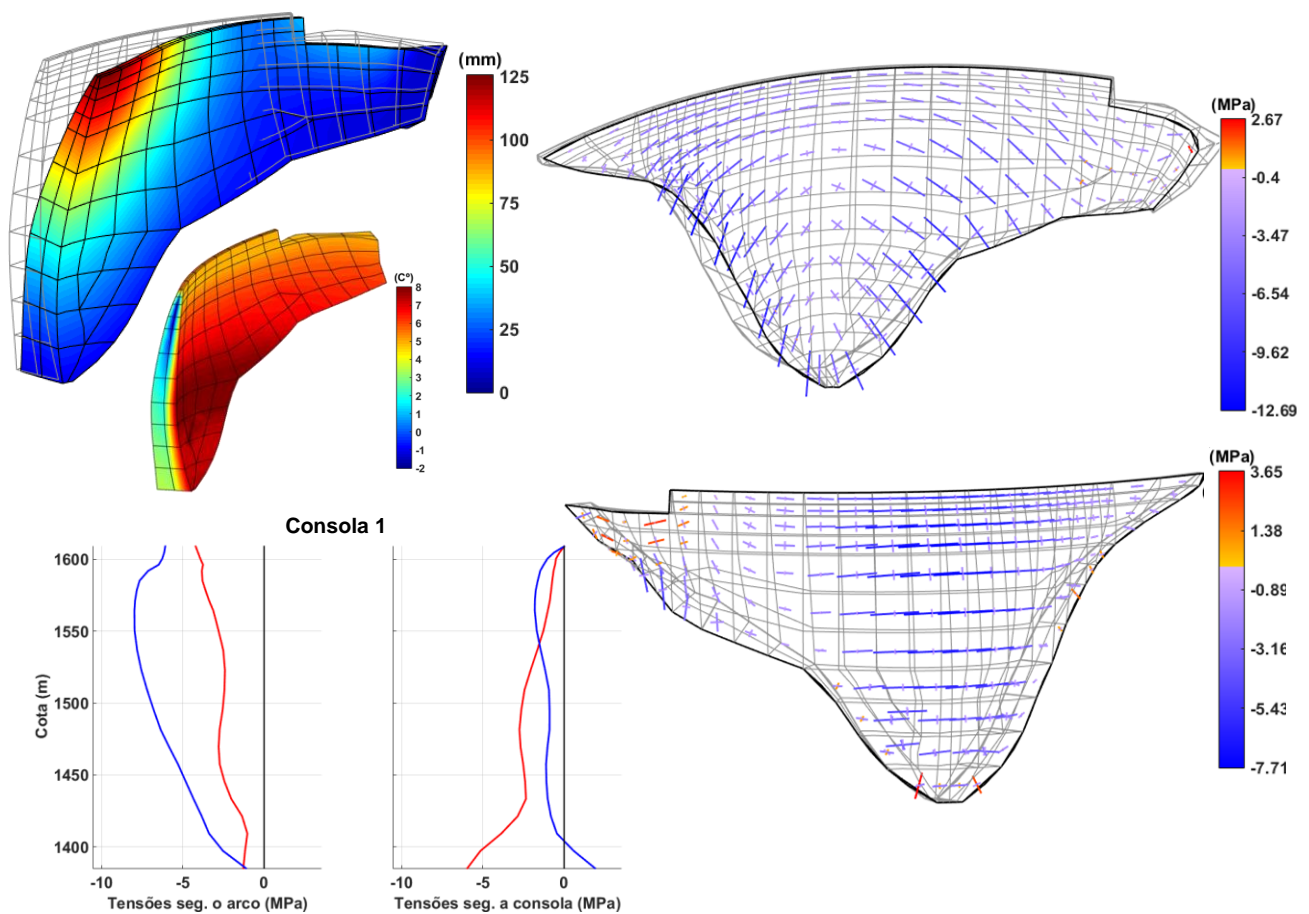


Figura 5.16 - Combinação estática de verão (CE_{VER} : PP + PH + PSed + ΔT_{Ver}): Campo de deslocamentos e tensões, nos paramentos de montante e jusante, e diagrama de tensões segundo o arco e a consola na Consola 1.

Em conclusão, os deslocamentos e o estado de tensão calculados para as combinações CE_{INV} e CE_{VER} devem ser sobrepostos aos correspondentes campos calculados devido à ação sísmica (SBP e SMP) para a análise da resposta sísmica e no estudo da verificação da segurança. A combinação estática de inverno, por dar origem a trações superiores, será, em geral, mais desfavorável no âmbito dos estudos a realizar para a verificação da segurança da barragem (nomeadamente para a análise da possibilidade de ocorrência de roturas pontuais no betão).

Por fim, é de referir que em obras deste tipo, é por vezes essencial incluir a denominada junta perimetral (Fanelli, 1999), paralela à inserção, que permite evitar a concentração das referidas tensões de tração normais à inserção, as quais devem ser sempre muito inferiores à resistência à tração do betão, e consequentemente evitar a fendilhação do betão.

5.5 Análise do comportamento dinâmico: análise modal

Neste subcapítulo apresentam-se os principais parâmetros modais da barragem de Luzzone (ou seja, do respetivo modelo do sistema barragem-fundação-albufeira), para os casos de albufeira cheia e vazia, nomeadamente as frequências naturais, amortecimentos modais e a configuração dos 8 primeiros modos de vibração. Os cálculos foram efetuados utilizando a abordagem modal clássica para um modelo com massas de água associadas (MAA50%), e uma formulação em deslocamentos e pressões (MPD) para o modelo com a albufeira discretizada em EF de pressão (neste caso recorre-se a uma abordagem de estado), implementado no programa DamDySSA1.0. Após a determinação das frequências próprias de vibração da barragem, é possível analisar os espetros de amplitudes dos acelerogramas sísmicos, comparando a frequência dos principais picos do espetro com as frequências naturais da barragem e, assim, identificar quais os sismos mais prejudiciais: estes serão aqueles cujos picos espetrais mais importantes apresentam frequências coincidentes com as frequências naturais da barragem.

No que diz respeito aos modos de vibração, a configuração de cada modo permite ter a perceção do comportamento dinâmico da barragem quando sujeita a ações dinâmicas ao longo do tempo, sabendo que o cálculo da resposta dinâmica é efetuado com base nos vetores próprios (i.e. configurações modais) da equação de estado (ver 3.3.4). Além disso, a representação, para cada modo, das ondas associadas a movimentos oscilatórios de determinados pontos nodais é extremamente importante, pois não só garante uma melhor perceção acerca do movimento oscilatório modal, como também possibilita a observação da ocorrência de modos complexos ou não-estacionários (o que é habitual em grandes barragens abóbada (Oliveira, et al., 2003; Oliveira, et al., 2012; Oliveira, et al., 2014; Espada, 2010)).

Como se indica no capítulo 3, as frequências naturais e os modos de vibração são obtidos resolvendo o problema de valores e vetores próprios: i) $[\underline{\mathbf{B}} + \lambda \underline{\mathbf{A}}] \underline{\phi} = \underline{\mathbf{0}}$, no caso da abordagem no espaço de estados usada na análise do modelo com albufeira discretizada em EF de pressão (MPD); e ii) $[\underline{\mathbf{k}} - \lambda \underline{\mathbf{m}}] \underline{\Phi} = \underline{\mathbf{0}}$, no caso da abordagem modal clássica usada na análise do modelo MAA50%. Neste problema, as frequências naturais são obtidas a partir dos valores próprios λ (o módulo dos valores próprios corresponde à frequência natural de cada modo) e as configurações dos modos de vibração com base nos respetivos vetores próprios $\underline{\phi}$.

5.5.1 Frequências Naturais

Na tabela 5.1 (e na figura 5.18) são apresentados os valores das frequências naturais e dos amortecimentos modais para os 8 primeiros modos de vibração da barragem. Comparando os valores obtidos com a formulação em pressões e deslocamentos usando uma abordagem de estado para um modelo com albufeira discretizada em EF de pressão (MPD), e utilizando uma formulação clássica e um modelo com massas de água associadas, considerando uma redução de 50 % do valor da massa a adicionar à massa da barragem (MAA50%), pode-se concluir: i) relativamente às frequências naturais, verifica-se que existe uma boa aproximação entre os dois modelos (MPD e MAA50%) para os valores das frequências dos primeiros dois modos, tendo sido necessário, no entanto, considerar $E_{\text{din}} = 1,5 \times E$ para o modelo MAA50%, por forma a conseguir este acordo entre valores (no caso do modelo MPD utilizou-se $E_{\text{din}} = 1,25 \times E$, tal como recomendado na modelação do comportamento dinâmico da barragem (Gunn & Tzenkov, 2015)); ii) por outro lado, não é possível obter uma boa correlação entre os valores das restantes frequências, verificando-se ainda que as frequências calculadas com o modelo MAA50% são sempre superiores (para o caso de albufeira cheia e vazia), o que indica que mesmo uma redução de 50 % pode, ainda assim, levar à consideração de um excesso de massa de água; iii) no que diz respeito aos amortecimentos modais as diferenças são mais elevadas, tendo-se obtido valores superiores para o modelo MAA50%. Tal diferença pode dever-se ao facto de, no caso das massas de água, o amortecimento global do sistema ter sido considerado proporcional à massa e à rigidez, tendo em conta que a massa global do sistema é calculada considerando um acréscimo da massa de água diretamente à massa do sistema. Por outro lado, para o modelo MPD, o amortecimento global do sistema é considerado como não proporcional às matrizes globais de massa e rigidez, e contempla as parcelas de amortecimento viscoso (do sólido) e amortecimento de radiação (do fluído); e iv) No que diz respeito aos valores apresentados no caso da albufeira vazia (calculados com o MPD), tendo em conta que a massa global a considerar no cálculo diminui, as frequências naturais da barragem têm valores superiores aos obtidos para a situação de albufeira cheia; por sua vez, para a albufeira vazia, os valores calculados com o MPD são inferiores aos calculados com o MAA50%.

Tabela 5.1 – Frequências naturais de vibração e amortecimentos modais - Albufeira cheia (comparação entre os resultados obtidos utilizando o modelo MPD e o modelo MAA50%) e albufeira vazia.

Modo	Albufeira cheia (1609 m)				Albufeira vazia (1384 m)	
	Modelo MPD ($C_{Edin} = 1,25$)		Modelo MAA50% ($C_{Edin}=1,5$; $C_{MAA}= 50\%$)		Modelo MPD ($C_{Edin} = 1,25$)	
	f_n (Hz)	Am_n (%)	f_n (Hz)	Am_n (%)	f_n (Hz)	Am_n (%)
1	1,435	2,83	1,457	4,48	1,888	6,45
2	1,461	3,00	1,532	4,87	1,991	7,10
3	2,036	4,84	2,228	9,83	2,724	13,27
4	2,170	6,01	2,785	15,95	3,259	19,81
5	2,330	10,09	2,810	16,28	3,622	25,42
6	2,748	12,93	3,134	21,01	3,846	29,42
7	2,768	13,71	3,568	28,81	4,269	38,19
8	3,266	18,78	3,799	33,71	4,630	47,03

Na análise dinâmica de barragens, verifica-se que os modos de vibração estão associados a uma dada configuração modal, que se mantém sensivelmente semelhante para valores diferentes de cota de água. É possível que ocorram cruzamentos entre as linhas de influência das frequências naturais de modos próximos, como é o caso presente (pares de modos 4-5, 8-9 e 11-12).

Assim, na figura 5.18, apresenta-se a variação das frequências naturais da barragem para diferentes cotas de água, considerando cada uma das linhas de influência associadas a um modo de vibração da barragem, tendo o cálculo sido efetuado com o modelo MAA50%. Nesta figura, é possível observar as linhas de influência das frequências naturais da barragem, desde a situação de albufeira vazia (nível da água a 1384 metros) até à situação de albufeira cheia (nível da água a 1609 metros). A evolução das frequências entre os 1384 metros (albufeira vazia) e a albufeira com água até sensivelmente 1520 metros de altura é praticamente constante; é de referir ainda que para níveis da albufeira mais próximos da cota máxima, existe um decréscimo mais acentuado das frequências dos vários modos. Para os pares de modos referidos no parágrafo anterior, note-se que a partir de determinada cota de água (1540 m), existe uma troca de modos, i.e., as frequências associadas a um dado modo são inferiores às do modo que o sucede.

Frequências naturais Modelo MPD e modelo MAA 50%

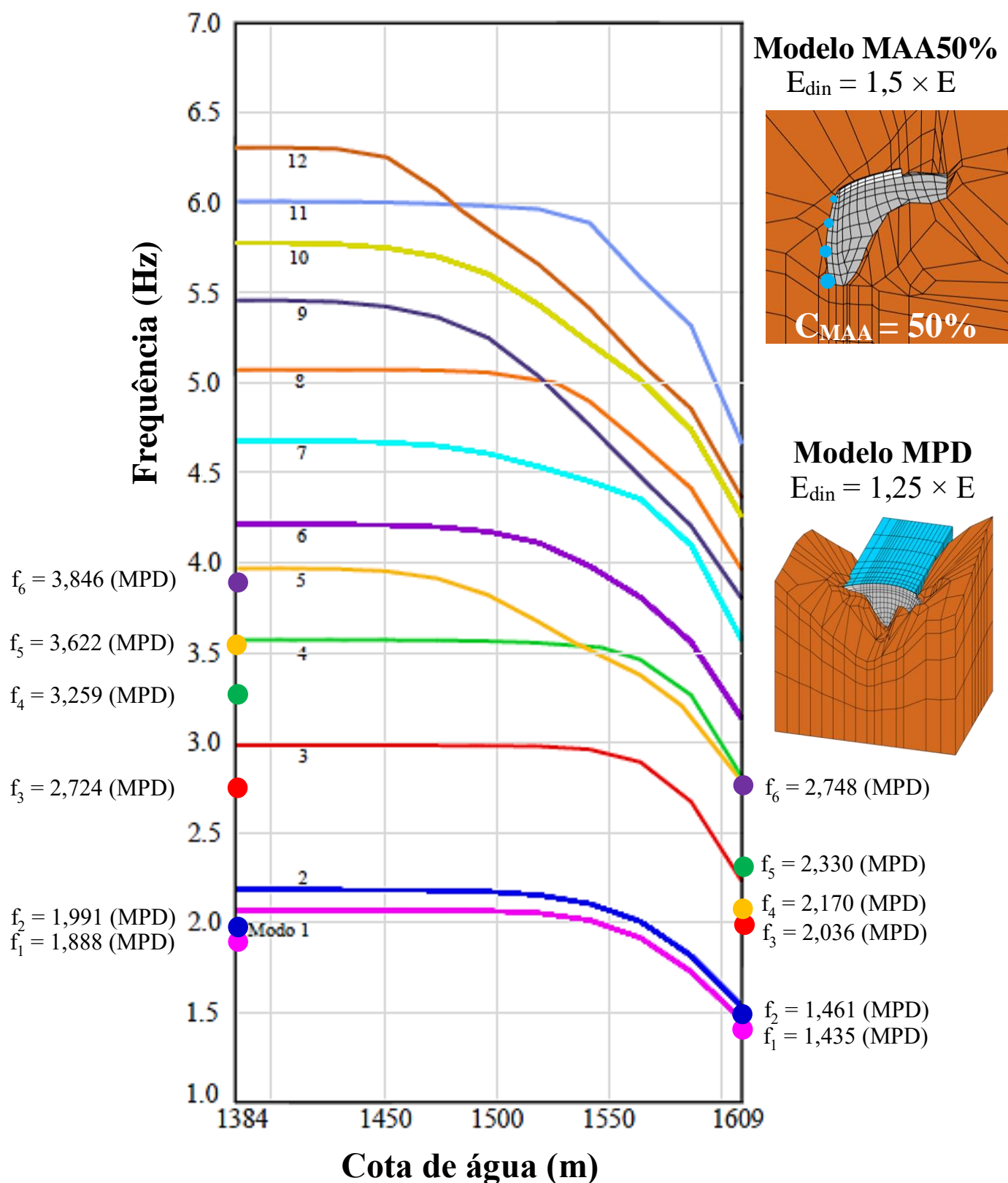


Figura 5.17 - Linhas de influência das frequências naturais da barragem de Luzzone. Cálculo com o modelo de massas de água associadas ($C_{MAA} = 50\%$). Comparação das frequências calculadas com o MPD.

5.5.2 Modos de vibração

Nas figuras 5.19 a 5.21 apresentam-se as configurações modais dos 8 primeiros modos de vibração da barragem de Luzzone, tanto no caso da albufeira cheia como para a albufeira vazia. O cálculo foi efetuado utilizando o modelo em pressões e deslocamentos (MPD) para as situações de albufeira cheia e vazia, e utilizando a abordagem clássica usando massas de água associadas (MAA50%) para a albufeira cheia.

Para os modos de vibração analisados, apresenta-se a configuração modal para um determinado instante por forma a facilitar a sua representação, escolhendo-se em geral o instante em que ocorre o movimento radial de maior amplitude no ponto central da barragem (Ponto A). Para cada modo é apresentado um gráfico com o movimento oscilatório do ponto A (situado na zona central do coroamento), dos pontos B e D (à esquerda do nó A) e dos pontos C e E (à direita do nó A) ao longo de um período T igual a 2 segundos (movimento oscilatório representativo de cada modo).

Albufeira Cheia

Na situação de albufeira cheia, utilizando a abordagem de estado (Figura 5.19) para o modelo com albufeira discretizada em EF de pressão, pode-se verificar que, devido ao facto do alteamento não ter sido prolongado na zona do encontro esquerdo (i.e., não tem apoio nessa zona), existe uma determinada assimetria na configuração dos modos de vibração que não é comum em grande parte das barragens abóbada (Oliveira, et al., 2003; Oliveira, et al., 2012; Espada, 2010). Desta forma, não é possível classificar claramente os modos em simétricos ou antissimétricos, ainda que as configurações modais apresentadas se aproximem desse tipo de configurações. Ao analisar as ondas que representam o movimento oscilatório dos referidos cinco pontos no coroamento, é possível verificar que os máximos não ocorrem em simultâneo, i.e., que se tratam de modos de vibração complexos: fisicamente, isto significa que são modos não-estacionários (sem nodos fixos).

Para o caso da abordagem clássica utilizando massas de água associadas com a albufeira cheia (figura 5.20), a análise das ondas que representam o movimento oscilatório dos referidos pontos permite verificar que os máximos ocorrem em simultâneo, o que significa que os modos de vibração são estacionários (nodos fixos).

Além da comparação do valor das frequências naturais efetuada anteriormente, importa comparar as configurações modais obtidas com a formulação clássica utilizando massas de água associadas e a formulação em deslocamentos e pressões com albufeira discretizada em EF de pressão. Assim, é possível verificar que: i) para as configurações modais dos dois primeiros modos, se obteve igualmente um bom acordo entre os dois modelos; e ii) para o 3º modo e seguintes não é possível

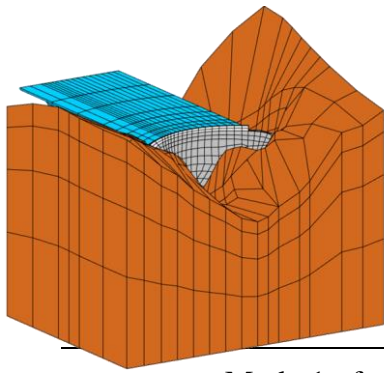
encontrar uma boa correlação entre as configurações modais calculadas com ambos os modelos (tal como acontece para as frequências), sendo ainda possível notar que, com o modelo MPD, se verifica uma certa tendência para o aparecimento de modos acoplados (i.e., com configurações modais semelhantes).

Albufeira Vazia

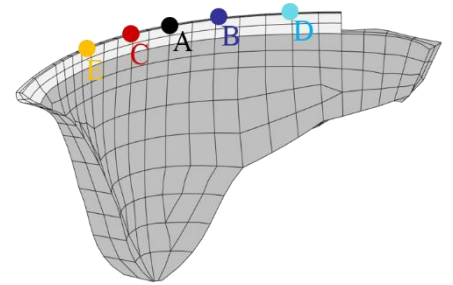
No caso da barragem de Luzzone, usou-se o MPD para analisar a situação de albufeira vazia (Figura 5.21). Nesta situação, a componente de massa do conjunto a considerar no cálculo das frequências naturais vai corresponder à massa da barragem. Desta forma, como se referiu anteriormente, as frequências naturais são necessariamente superiores às calculadas para o sistema barragem-albufeira, tendo em conta que a massa é significativamente inferior. No que aos modos diz respeito, note-se que nesta situação o 1º modo pode ser classificado como antissimétrico (como é usual) enquanto o 2º e 3º modos são claramente simétricos.

Nesta situação os modos de vibração são estacionários, como se pode verificar através da observação das ondas representativas do movimento oscilatório dos pontos nodais referenciados.

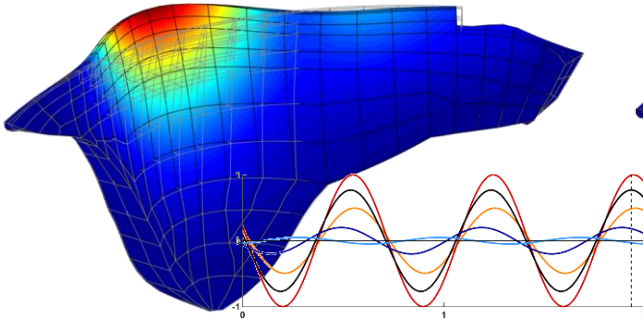
Por fim, no sentido de esclarecer qual dos modelos permite simular com maior eficácia o comportamento real do conjunto para o caso da barragem de Luzzone, seria interessante efetuar ensaios de medição de vibrações em obra com o intuito de caracterizar experimentalmente os principais parâmetros modais da obra (frequências naturais, modos de vibração e amortecimentos modais). No entanto, os resultados recentes obtidos noutras obras com sistemas de monitorização instalados (como por exemplo a barragem do Cabril, para a qual se validou o programa utilizado nos cálculos efetuados nesta dissertação – ver capítulo 4) levam a crer que, com o modelo MPD, é possível obter uma relação melhor entre as características modais calculadas numericamente e as identificadas em obra.



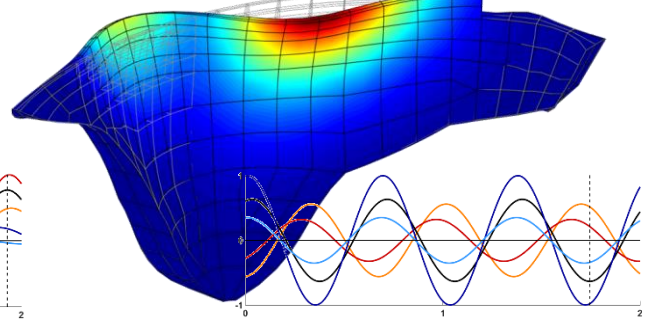
**Formulação em deslocamentos e pressões (MPD).
Albufera discretizada em EF de pressão.**



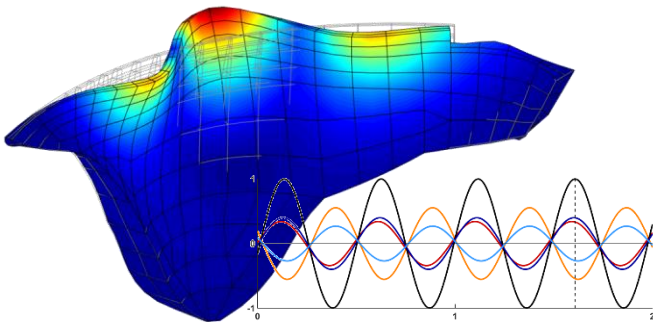
Modo 1 : $f_1 = 1,435$ Hz



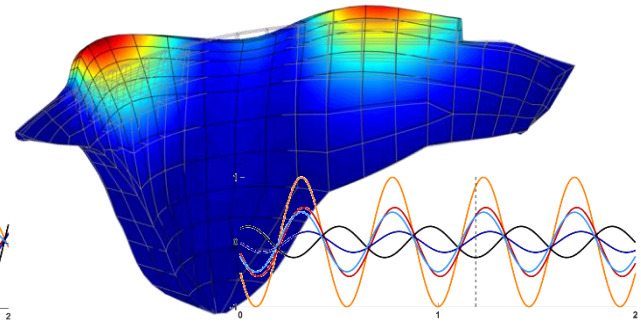
Modo 2 : $f_2 = 1,461$ Hz



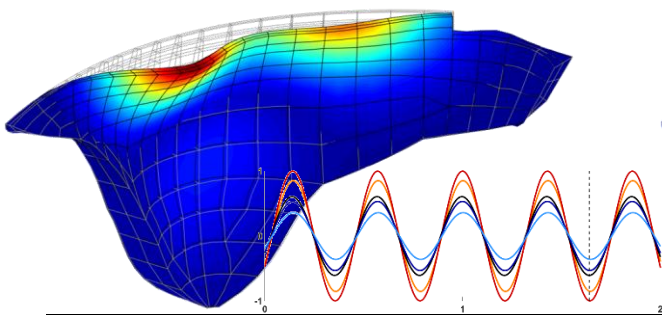
Modo 3 : $f_3 = 2,036$ Hz



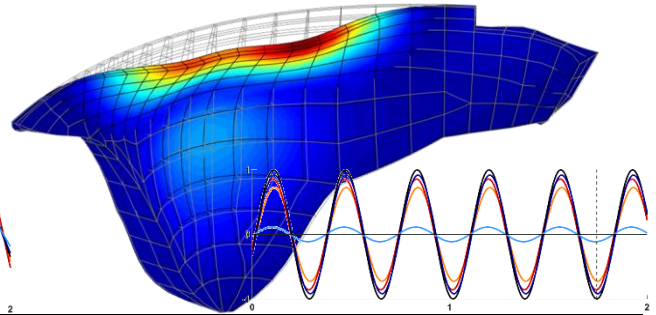
Modo 4 : $f_4 = 2,170$ Hz



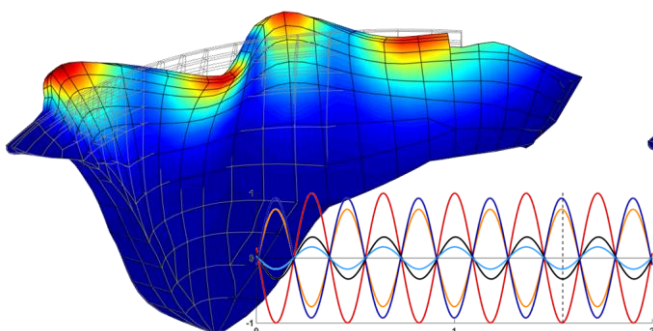
Modo 5 : $f_5 = 2,330$ Hz



Modo 6 : $f_6 = 2,748$ Hz



Modo 7 : $f_7 = 2,768$ Hz



Modo 8 : $f_8 = 3,266$ Hz

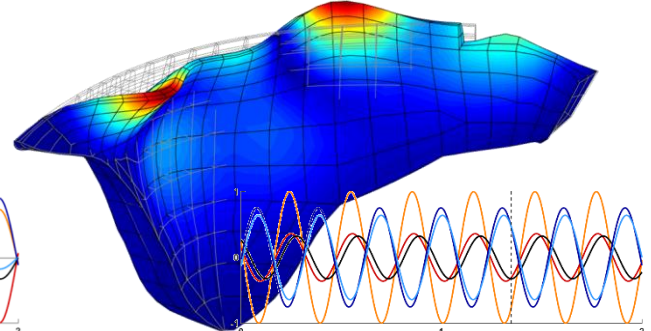
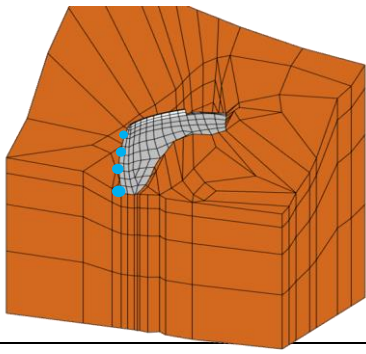
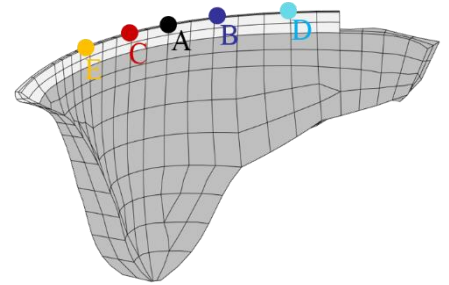


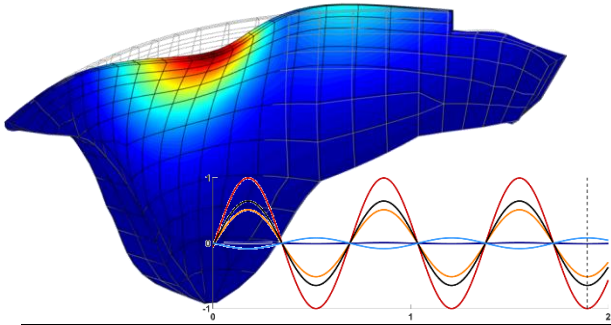
Figura 5.18 - Modos de vibração da barragem de Luzzone para o caso da albufera cheia. Formulação no em deslocamentos e pressões (representação de estado) com albufera discretizada em EF de pressão (MPD).



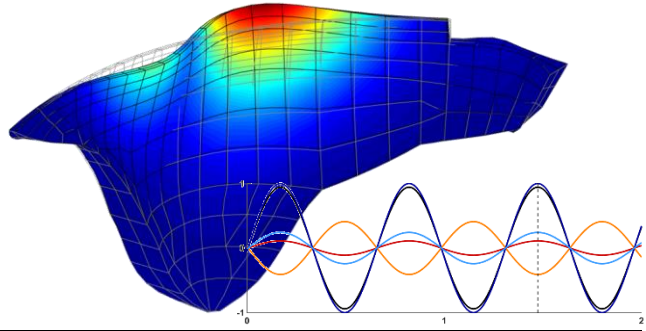
**Abordagem clássica utilizando
massas de água associadas.
(MAA50%)**



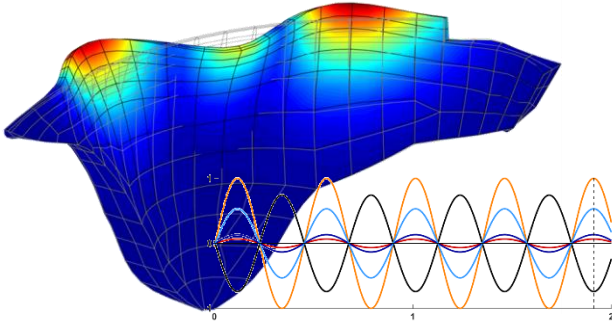
Modo 1 : $f_1 = 1,457$ Hz



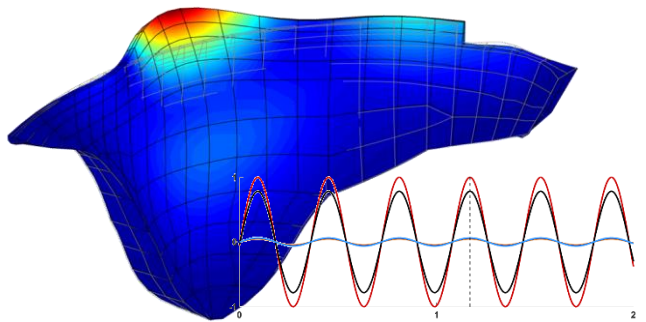
Modo 2 : $f_2 = 1,532$ Hz



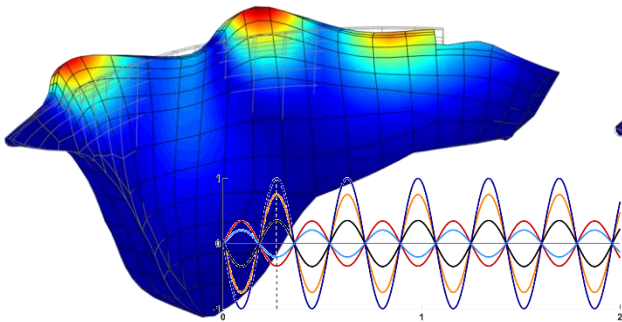
Modo 3 : $f_3 = 2,228$ Hz



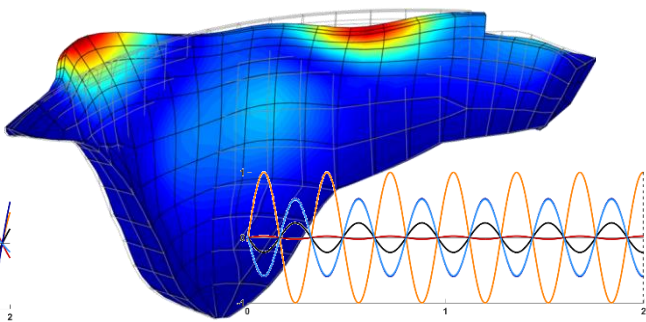
Modo 4 : $f_4 = 2,785$ Hz



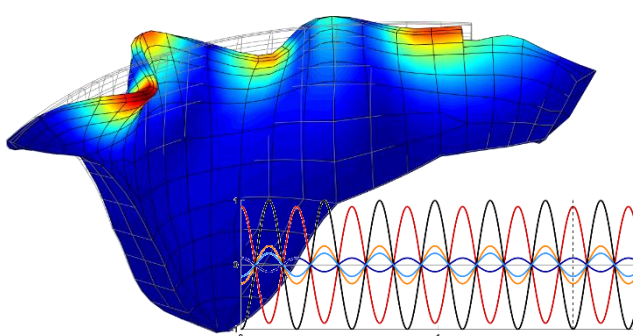
Modo 5 : $f_5 = 2,810$ Hz



Modo 6 : $f_6 = 3,134$ Hz



Modo 7 : $f_7 = 3,568$ Hz



Modo 8 : $f_8 = 3,799$ Hz

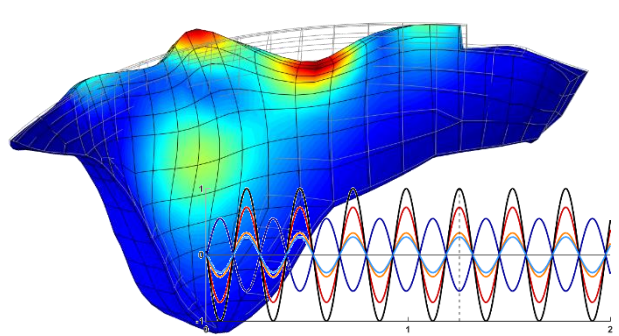
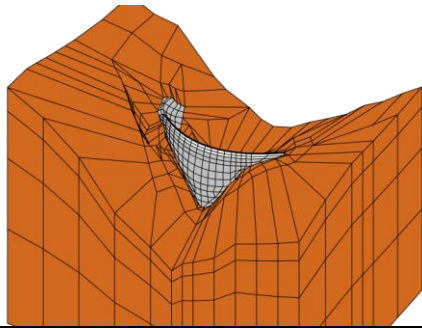
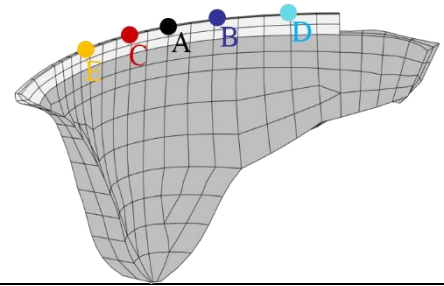


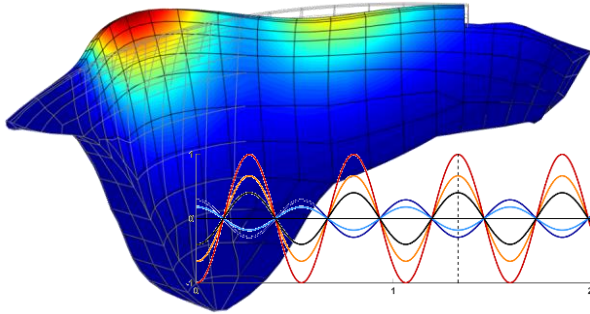
Figura 5.19 - Modos de vibração da barragem de Luzzzone para o caso da albufeira cheia. Abordagem clássica utilizando massas de água associadas (MAA50%).



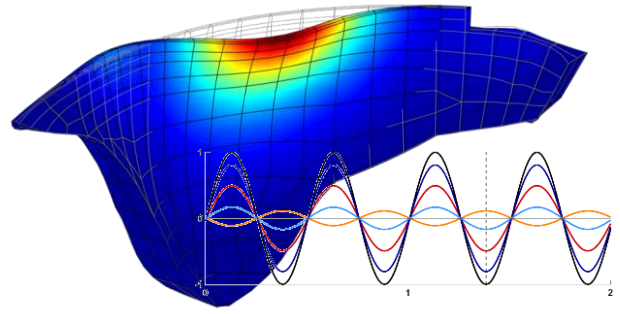
Albufeira Vazia
Modelo MPD



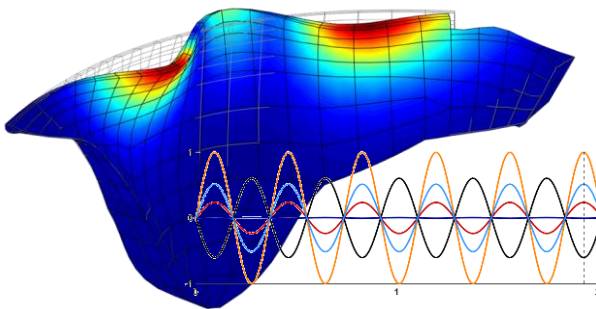
Modo 1 : $f_1 = 1,888$ Hz



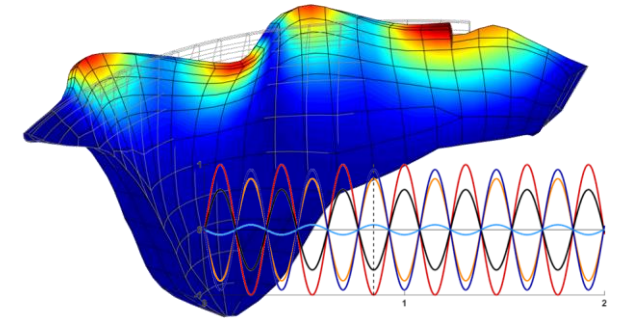
Modo 2 : $f_2 = 1,991$ Hz



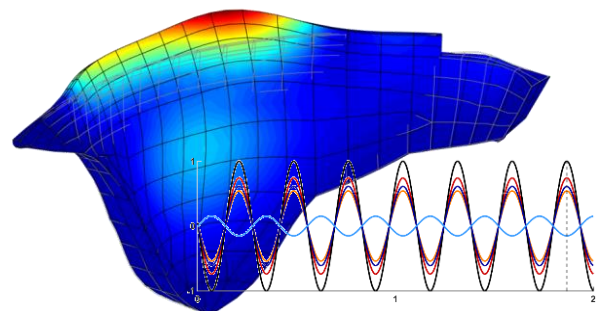
Modo 3 : $f_3 = 2,724$ Hz



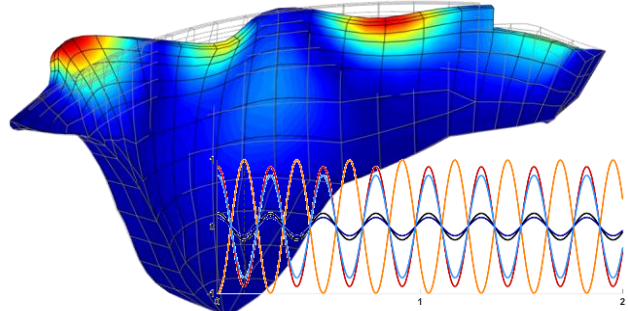
Modo 4 : $f_4 = 3,259$ Hz



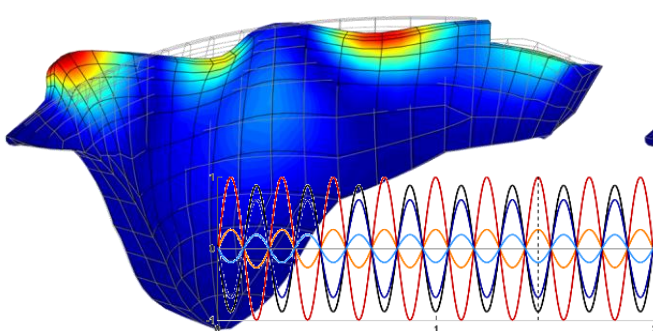
Modo 5 : $f_5 = 3,622$ Hz



Modo 6 : $f_6 = 3,846$ Hz



Modo 7 : $f_7 = 4,269$ Hz



Modo 8 : $f_8 = 4,630$ Hz

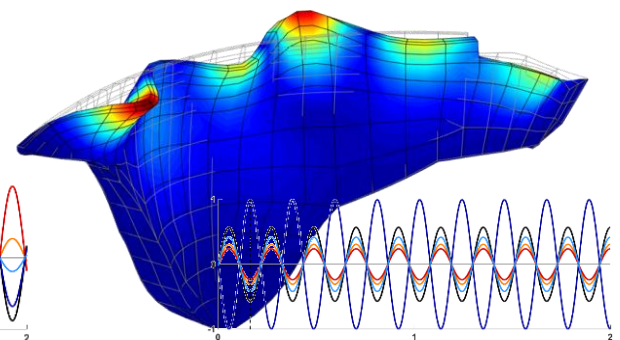


Figura 5.20 - Modos de vibração da barragem de Luzzone para o caso da albufeira vazia.

5.6 Análise sísmica da barragem de Luzzone

5.6.1 Definição da ação sísmica

Sismo Máximo de Projeto para o local da barragem de Luzzone

Como se pode ver no mapa de intensidade sísmica da Suíça, apresentado na figura 5.22a (para sismos com probabilidade de serem excedidos de 10^{-4} no período de um ano, $T = 10.000$ anos), a barragem de Luzzone está localizada numa zona para a qual a intensidade estimada para um sismo de período de retorno de 10.000 anos (SMP) é de 7,7 na escala MSK (Medvedev-Sponheuer-Karnik). As componentes de aceleração de pico horizontal e vertical são calculadas através das seguintes fórmulas (OFEG, 2003; 13º Benchmark ICOLD, Gunn & Tzenkov, 2015):

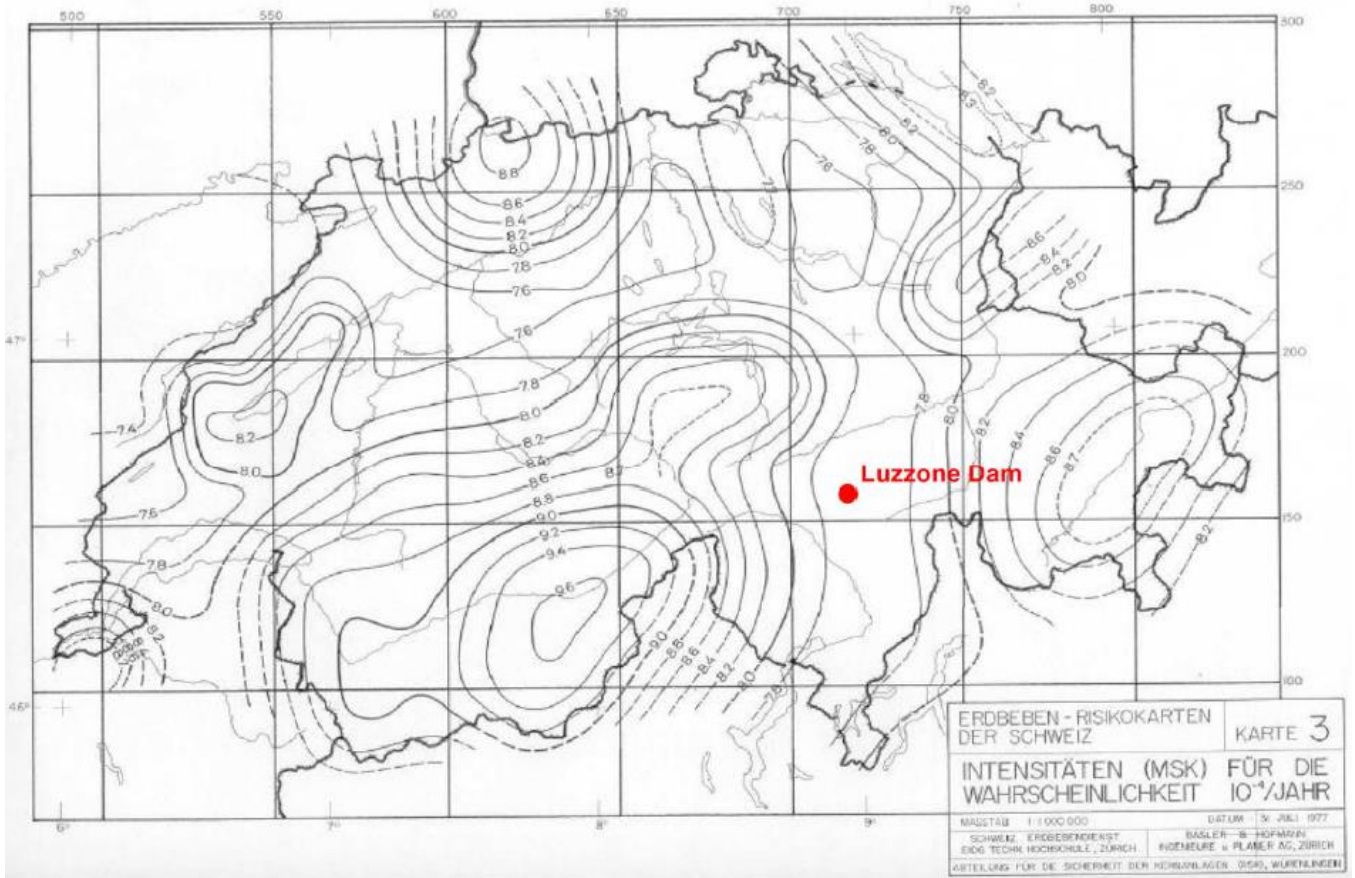
$$\log a_h = 0,26 \times I_{MSK} + 0,19 \quad [cm / s^2] \Leftrightarrow a_h = 1,56 \quad [m / s^2] = 0,16g \quad (5.1)$$

e

$$a_v = \frac{2}{3} a_h = 1,04 \quad [m / s^2] = 0,106g \quad (5.2)$$

Para além da aceleração de pico no local da obra, importa também definir o conteúdo em frequência dos acelerogramas sísmicos mais prováveis nessa zona, o que pode ser conseguido através da definição de espectros de resposta envolventes em função da referida localização. Neste caso, de acordo com a regulamentação Suíça, a aceleração de pico estimada e o tipo de terreno (fundação da Classe A), foi definido o espectro de resposta de resposta apresentado na figura 5.22b. É de notar que os valores de aceleração máximos no espectro de resposta ocorrem para a banda de frequência de 2,5 a 10 Hz (períodos naturais de vibração de 0,4 a 0,1 segundos).

a) Localização da barragem de Luzzone no Mapa de Intensidade Sísmica (MSK) da Suíça para sismos com probabilidade de serem excedidos de 10^{-4} no período de um ano (Sismos com período de retorno $T = 10.000$ anos: sismos que, em média, ocorrem de 10.000 em 10.000 anos).



b) Espectro de resposta a_H

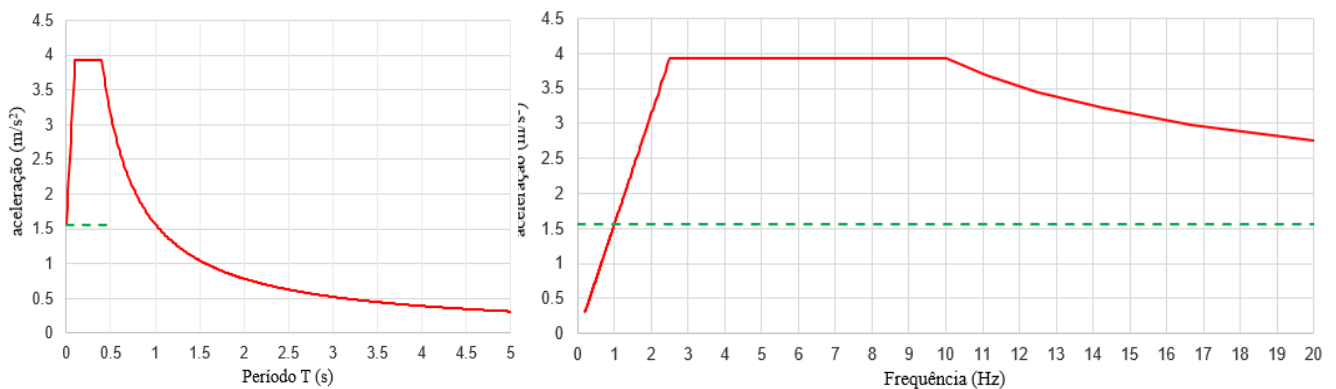


Figura 5.21 - a) Localização da barragem de Luzzone no Mapa de Intensidade Sísmica da Suíça (escala MSK); b) espectro de resposta regulamentar para o local da barragem (representação em função do período e em função da frequência).

Definição do sismo a considerar na análise (Sismo Máximo de Projeto)

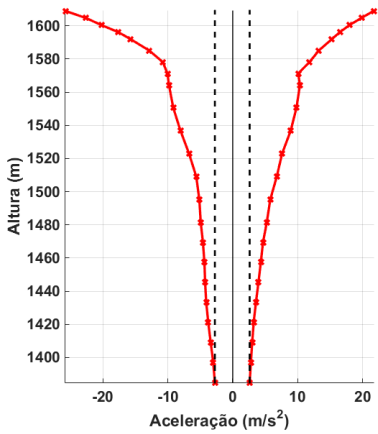
Neste trabalho utilizaram-se os acelerogramas sísmicos fornecidos no âmbito do 13º Benchmark da ICOLD (Gunn & Tzenkov, 2015), calculados a partir do anterior espectro de resposta, considerando um intervalo de tempo $\Delta t = 0,01$ s e uma duração total de cada série de 30,71 s. Estes conjuntos de acelerogramas são correspondentes a três sismos (SMP), sendo que, cada sismo inclui três histórias de acelerações estocasticamente independentes, a aplicar na direção montante - jusante ($a_{\text{pico,H}} = 0,16g$, eixo x), margem esquerda - margem direita ($a_{\text{pico,H}} = 0,16g$, eixo y) e na direção vertical ($a_{\text{pico,V}} = 0,106g$, eixo z). A hipótese considerada para a aceleração vertical (igual a 2/3 da componente horizontal) é geralmente adotada nos casos em que o epicentro do sismo se situa afastado da barragem, caso contrário, a componente vertical poderia atingir valores de aceleração de pico iguais ou superiores aos verificados na direção horizontal.

Nas figuras 5.23, 5.24 e 5.25 apresentam-se os acelerogramas sísmicos em cada direção para cada uma das ações sísmicas (e respetivos espectros de amplitudes). Apresenta-se ainda a resposta calculada em termos de acelerações: envolvente de acelerações (máximas e mínimas) ao longo da altura da barragem (da inserção ao coroamento) e a história de acelerações no nó B (nó situado no topo da consola de maior altura), indicando-se o fator de amplificação das acelerações entre a inserção e o topo.

Relativamente aos espectros apresentados, é conveniente analisar as amplitudes nas frequências do 1º e 2º modos de vibração (com especial relevância para as histórias de acelerações na direção de montante-jusante): i) as maiores amplitudes do espectro na frequência do 1º modo foram calculadas para o sismo 1, quer na direção montante-jusante (0,827) quer na vertical (0,584); relativamente à frequência do 2º modo, o espectro de amplitudes atinge os maiores valores para o sismo 3 tanto na direção montante-jusante (0,601) como na vertical (0,414).

Para a barragem em estudo e tendo em conta as suas características físicas e geométricas (abóbada esbelta, com altura elevada, comprimento considerável ao nível do coroamento e espessura reduzida na zona superior), verifica-se uma amplificação elevada das acelerações ao longo da altura da barragem, relativamente à aceleração de pico ao nível da base. Analisando os gráficos apresentados: i) os valores máximo e mínimo da aceleração no coroamento ocorrem durante o Sismo 1, sendo de 19,1 e -23,0 m/s², respetivamente; ii) relativamente às acelerações calculadas no nó B, é curioso verificar que o valor máximo é (17,6 m/s²) surge durante o Sismo 3, enquanto o valor mínimo (-18,8 m/s²) ocorre para o Sismo 2; iii) a maior amplitude entre os valores de pico foi calculada no Sismo 1, verificando-se uma amplificação máxima das acelerações de 8,3 para montante e de 9,2 para jusante.

SISMO 1



Acelerações no topo da barragem

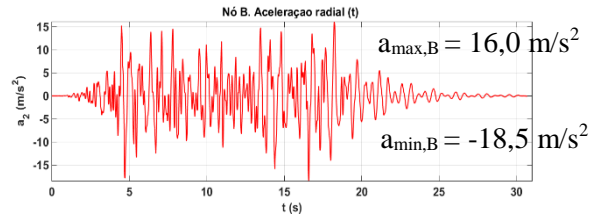
$$a_{\max, \text{topo}} = 21,68 \text{ (m/s}^2\text{)}$$

$$a_{\min, \text{topo}} = -25,8 \text{ (m/s}^2\text{)}$$

Acelerações na inserção

$$a_{\max, \text{ins}} = 2,6 \text{ (m/s}^2\text{)}$$

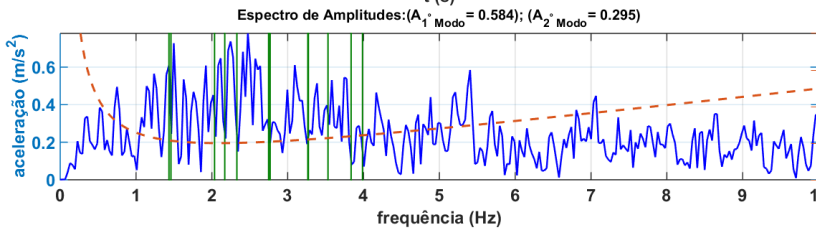
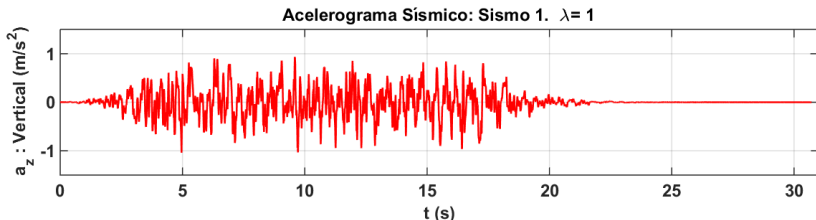
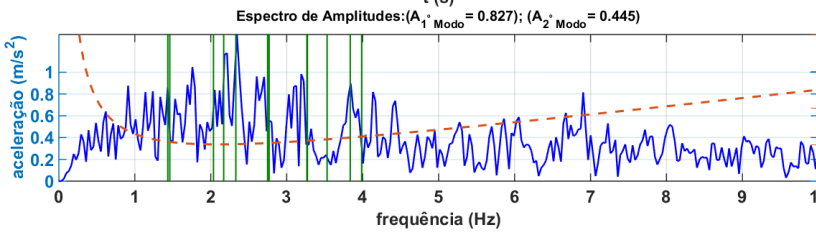
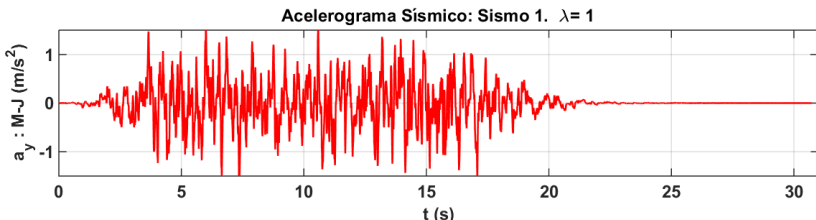
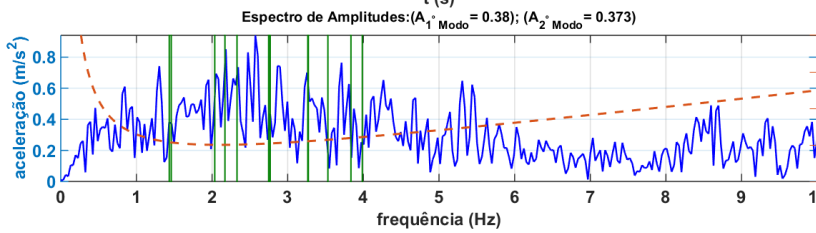
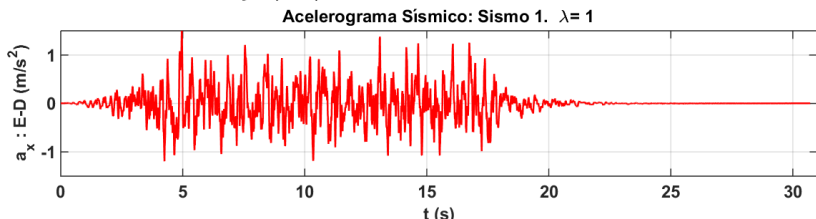
$$a_{\min, \text{ins}} = -2,8 \text{ (m/s}^2\text{)}$$



Acelerações na base

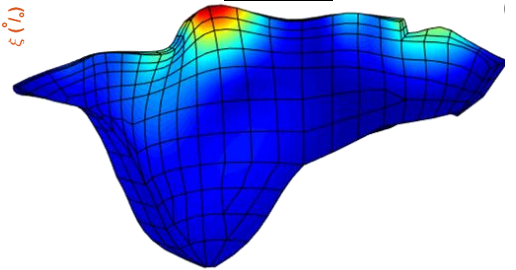
$$a_{\max, \text{base}} = 1,57 \text{ (m/s}^2\text{)}$$

$$a_{\min, \text{base}} = -1,56 \text{ (m/s}^2\text{)}$$

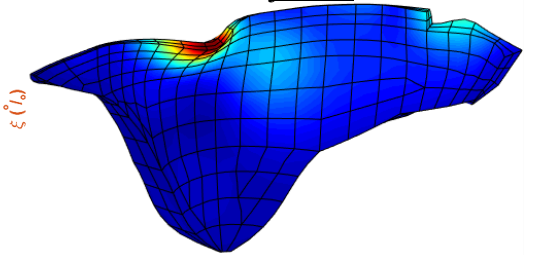


Campo de acelerações

aceleração máxima:
montante



aceleração máxima:
jusante



Esta representação permite confirmar que, de facto, as acelerações máximas não ocorrem necessariamente no nó situado no topo da consola de maior altura (nó B)

Figura 5.22 - Sismo 1: Acelerogramas sísmicos e espectros de amplitudes. Análise das acelerações na barragem.

SISMO 2

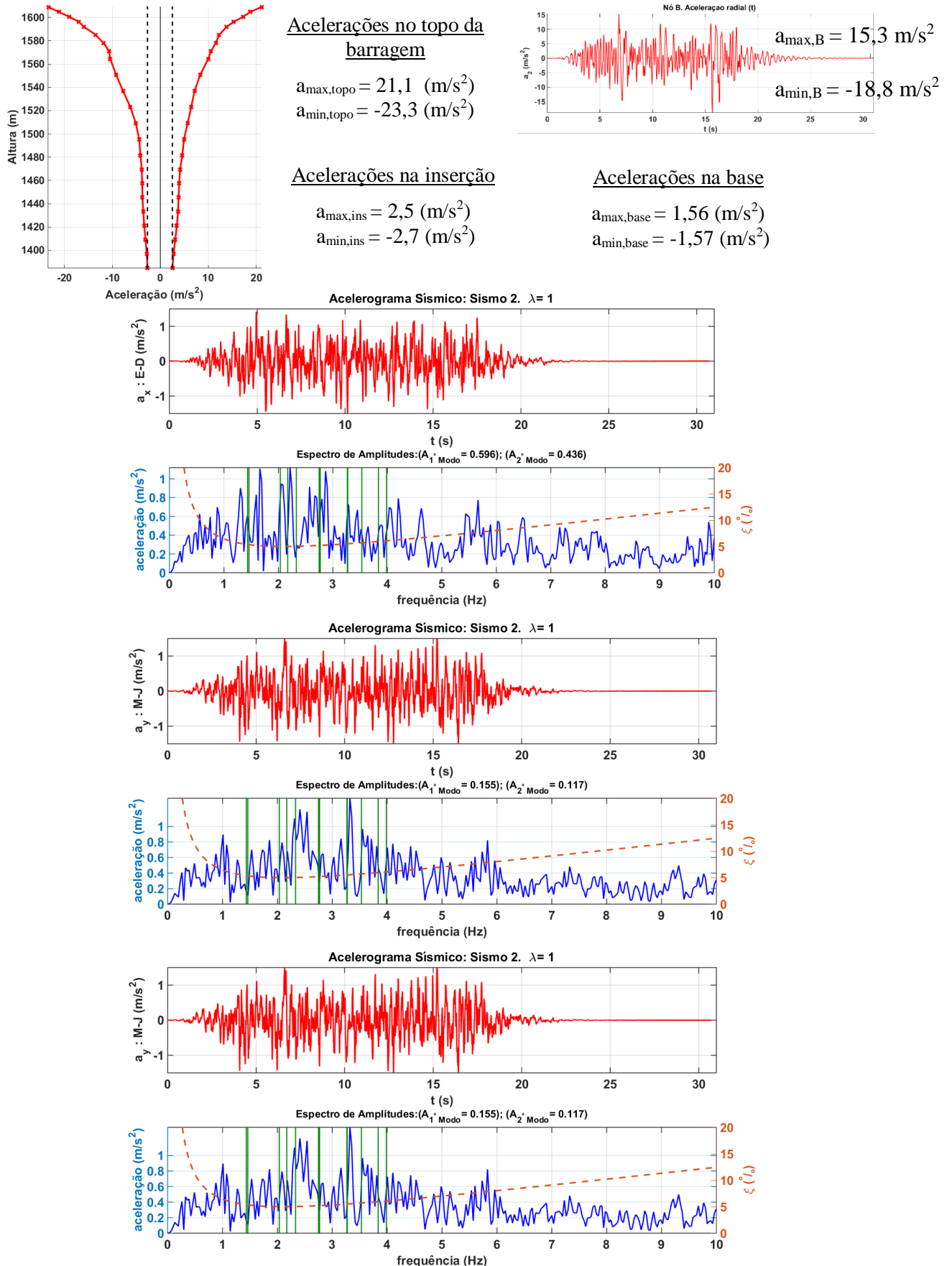
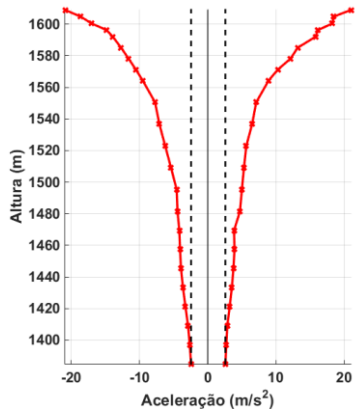


Figura 5.23 - Sismo 2: Aceraçogramas sísmicos e espectros de amplitudes. Análise das acerações na barragem.

SISMO 3



Acelerações no topo da barragem

$$a_{\max, \text{topo}} = 21,0 \text{ (m/s}^2\text{)}$$

$$a_{\min, \text{topo}} = -20,9 \text{ (m/s}^2\text{)}$$

Acelerações na inserção

$$a_{\max, \text{ins}} = 2,6 \text{ (m/s}^2\text{)}$$

$$a_{\min, \text{ins}} = -2,4 \text{ (m/s}^2\text{)}$$

Acelerações na base

$$a_{\max, \text{base}} = 1,57 \text{ (m/s}^2\text{)}$$

$$a_{\min, \text{base}} = -1,56 \text{ (m/s}^2\text{)}$$

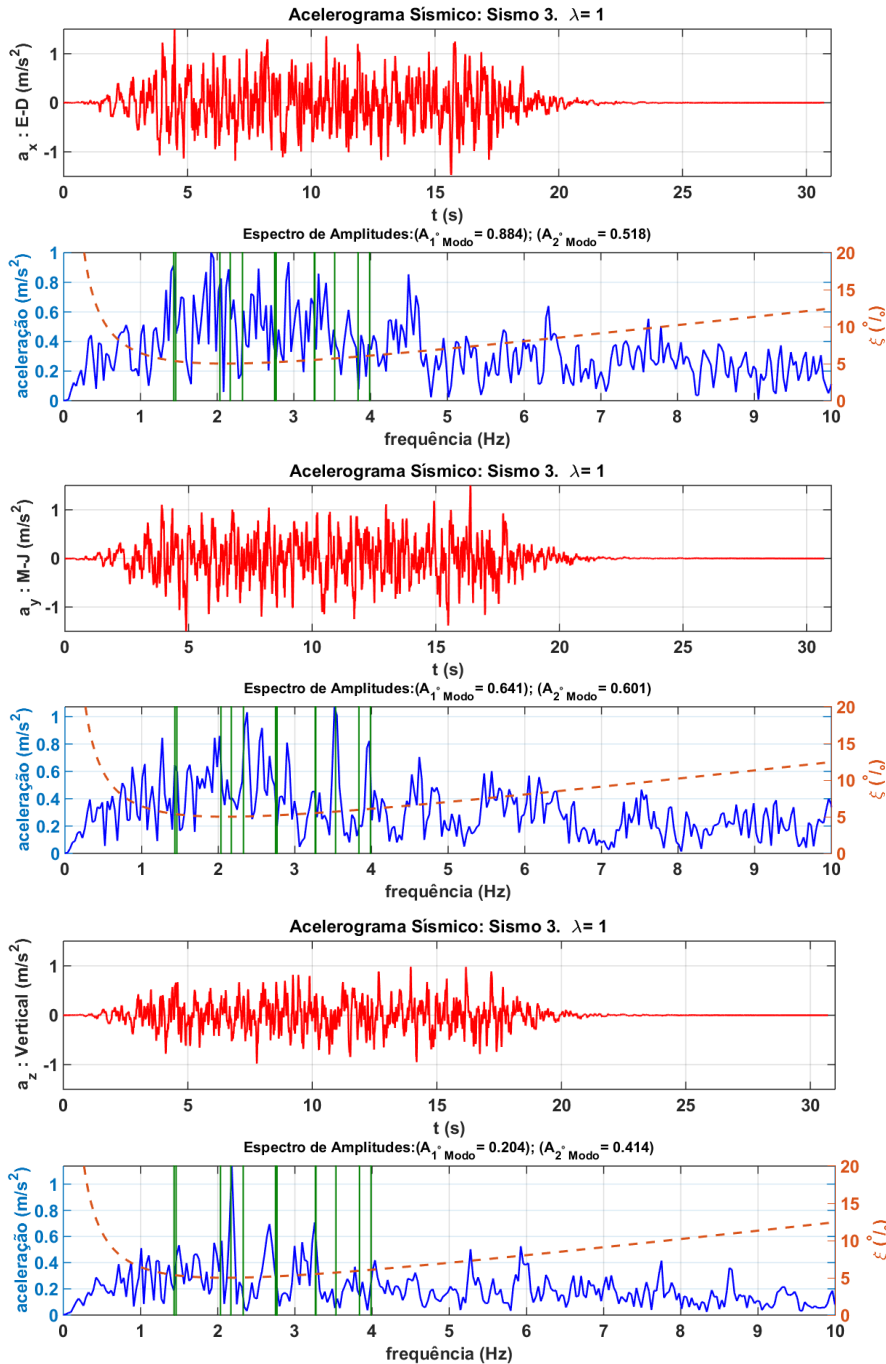
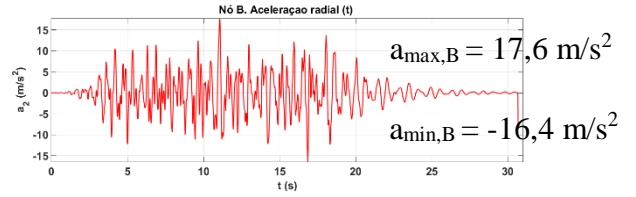


Figura 5.24 - Sismo 3: Acelerogramas sísmicos e espectros de amplitudes. Análise das acelerações na barragem.

No âmbito desta dissertação, realizaram-se estudos de verificação da segurança para os três sismos apresentados anteriormente. No entanto, numa perspectiva de facilitar a apresentação dos resultados e respetiva análise, serão apresentados apenas os resultados obtidos para o sismo mais desfavorável, que corresponde ao sismo 1, como se mostra de seguida.

De acordo com as anteriores figuras pode-se concluir que os espectros de amplitudes dos acelerogramas nas direções y e z do Sismo 1 apresentam valores superiores relativamente aos Sismos 2 e 3 para a frequência do 1º modo de vibração. Ainda que, no caso do 2º modo, o Sismo 3 apresente amplitudes superiores às do Sismo 1, de forma global este último apresenta uma média de amplitudes superior. Quanto às envolventes e histórias de acelerações apresentadas para cada sismo, os valores máximos (para montante) e mínimos (para jusante) das acelerações registadas no topo da barragem são superiores no caso do Sismo 1.

Em conclusão, o Sismo Máximo de Projeto, associado a um período de retorno de 10.000 anos e com aceleração de pico horizontal de 0,16g, a ter em conta na análise do comportamento sísmico da barragem de Luzzone vai ser o Sismo 1 (figura 5.23).

Sismo Base de Projeto

Da mesma forma considera-se o sismo 1 como Sismo Base de Projeto (menor período de retorno e, conseqüentemente, maior probabilidade de ocorrência ao longo da vida útil da obra) escalado por forma a obter uma aceleração de pico 10 vezes inferior à do SMP. Assim, para o SBP define-se que a aceleração de pico horizontal é de 0,016g (que o sismo base de projeto terá um período de retorno menor (e conseqüentemente maior probabilidade de ocorrência ao longo da vida útil da obra) e determina-se, no caso do presente trabalho, aplicando um fator de 10 % ao SMP ($\lambda = 0,1$), ou seja: i) a aceleração de pico horizontal é de 0,016g (em x e y) e de 0,0106g na vertical.

Na figura 5.26 apresenta-se o SBP (acelerogramas e espectros de amplitudes) e a resposta calculada em termos de acelerações máximas às várias cotas e no nó B: os valores máximo e mínimo da aceleração ao nível do coroamento são de 8,11 e -6,3 m/s², respetivamente; relativamente às acelerações nó B (topo da consola de maior altura), os valores são de 2,8 e -2,9 m/s². A envolvente de acelerações apresentada para caso do SBP (considerando um coeficiente de amortecimento relativo $\xi_{1^\circ\text{Modo}}$ de 1%) permite determinar um fator de amplificação de cerca de 29 vezes para montante e de 22 vezes para jusante.

Comparando os resultados obtidos para o SBP e para o SMP, é possível concluir que, no caso do SBP, a amplificação das acelerações entre a base e o coroamento é bastante maior (embora os valores absolutos sejam muito inferiores), o que pode ser explicado pelo facto de se ter admitido um amortecimento mais baixo para o SBP ($\xi_{1^\circ\text{Modo}} = 1\%$ para o SBP e $\xi_{1^\circ\text{Modo}} = 5\%$ para o SMP).

SISMO BASE DE PROJETO

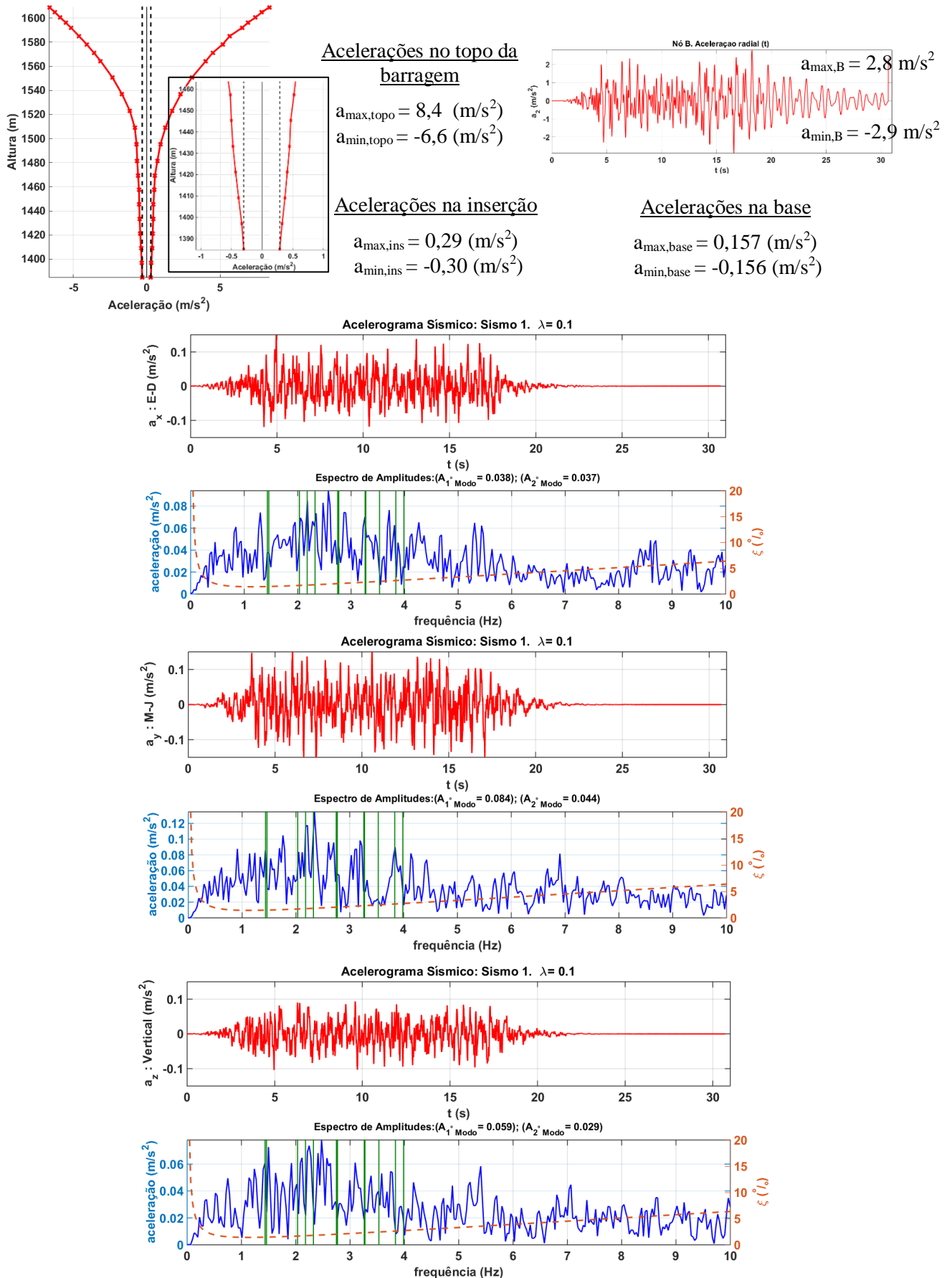


Figura 5.25 - SBP: Acelerogramas sísmicos e espectros de amplitudes. Análise das acelerações na barragem.

5.6.2 Análise do comportamento hidrodinâmico da albufeira

Na presente dissertação foi utilizado um modelo de EF com a albufeira discretizada em elementos finitos de pressão. Para este modelo (apresentado em 3.3.4 e 5.2), foi efetuado o cálculo das frequências naturais e dos modos de vibração do conjunto barragem-fundação-albufeira, considerando a atrás referida formulação de estado. Com base na formulação adotada, em deslocamentos e pressões hidrodinâmicas, o cálculo dinâmico do sistema barragem-fundação albufeira permite obter os deslocamentos em cada ponto nodal da barragem (3 GL de translação por nó) e as pressões em cada nó da albufeira (1 GL associado à pressão nesse ponto), determinando-se a distribuição de pressões hidrodinâmicas na albufeira da barragem ao longo do período de atuação do sismo (SBP ou SMP), e considerando a albufeira cheia ($H_a = 1609$ m).

Na figura 5.27 apresenta-se a distribuição de pressões hidrodinâmicas na albufeira, nos instantes em que ocorrem a pressão máxima ($t_{p,max}$) e mínima ($t_{p,min}$): para caso do SMP, a pressão máxima é de 430 kPa e a mínima de -352 kPa; para o SBP os valores são 60 e -53 kPa, respetivamente. As pressões hidrodinâmicas positivas representam forças de sucção no ponto e as negativas de compressão, que se sobrepõem à pressão hidrostática (compressão), que neste caso é da ordem de 2250 kPa na base.

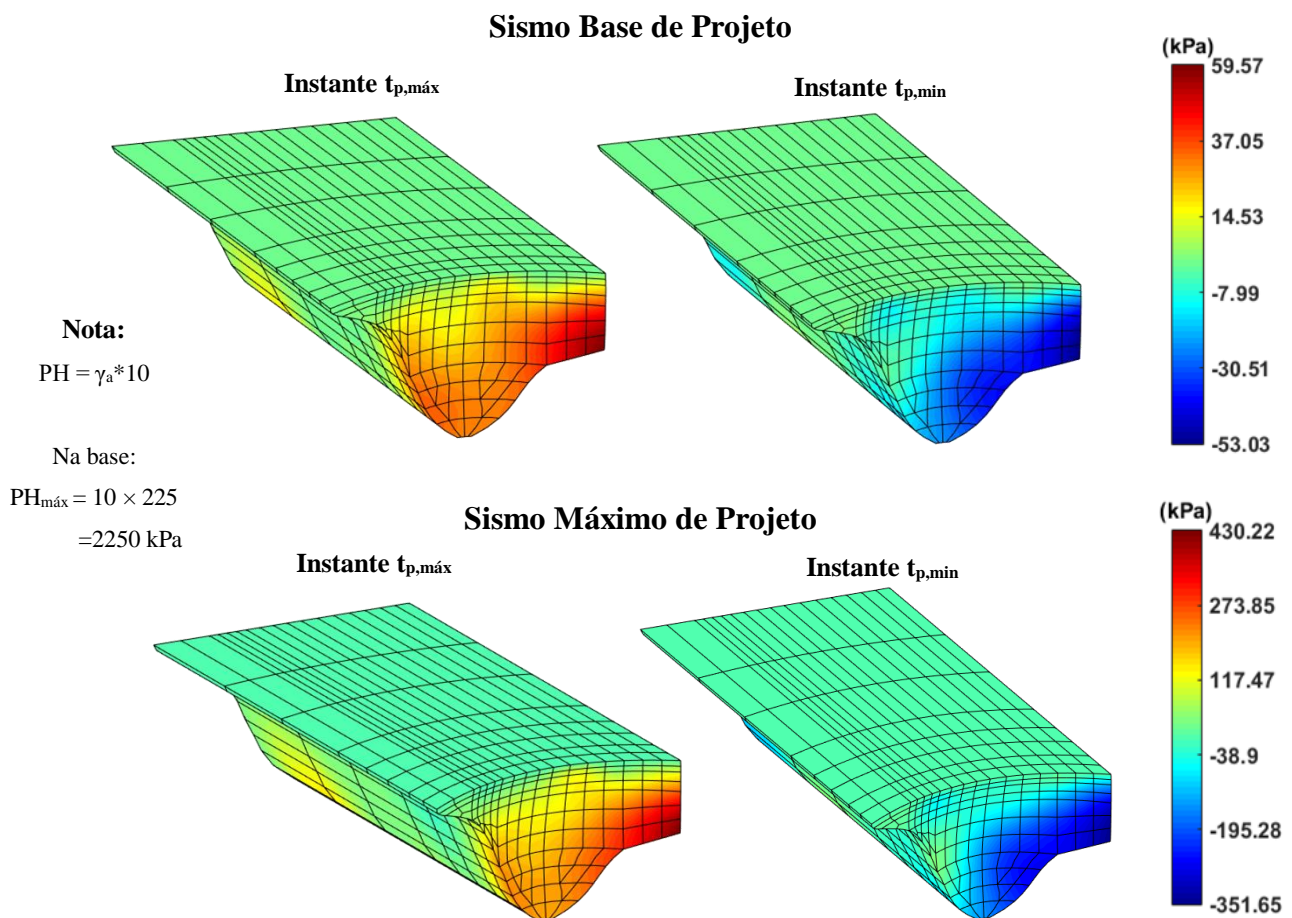


Figura 5.26 - Distribuição de pressões hidrodinâmicas na albufeira para o SBP ($\xi_{1^\circ \text{Modo}}=1\%$) e o SMP ($\xi_{1^\circ \text{Modo}}=5\%$).

5.6.3 Análise do comportamento dinâmico da barragem: resposta sísmica

Na determinação da resposta dinâmica da barragem de Luzzone para a ação de acelerogramas sísmicos na fundação, utilizando o DamDySSA1.0, foram efetuados cálculos elásticos lineares ao longo do tempo, utilizando uma formulação em pressões e deslocamentos, recorrendo a uma abordagem de estado e à técnica de diagonalização por sobreposição modal. A integração da resposta no tempo, para obter as histórias de coordenadas modais, foi efetuada através de uma fórmula recursiva de grande eficiência computacional. O modelo MPD utilizado permite simular o comportamento dinâmico da albufeira e a interação dinâmica água-estrutura,

Como foi referido, na análise sísmica da barragem de Luzzone (Figura 5.28) foi considerada a atuação do SBP e do SMP (acelerações de pico horizontais de 0,016g e 0,16g respetivamente), sendo definidas como condições iniciais do problema o campo de deslocamentos e o estado de tensão determinados para as combinações estáticas, de inverno e de verão.

Neste subcapítulo apresentam-se: i) os campos de deslocamentos e de tensões nos instantes em que ocorrem o deslocamento máximo para montante t_m e para jusante t_j ; ii) histórias de deslocamentos e histórias de tensões principais máximas e mínimas, para pontos situados nos paramentos de montante e jusante; e iii) envolventes de deslocamentos e de tensões máximas e mínimas em três consolas (convém referir neste ponto, para melhor compreensão dos resultados apresentados em termos das tensões, que, quer nas histórias de tensões principais quer nas envolventes de tensões, os valores máximos estão associados a cores mais escuras e os valores mínimos a cores mais claras: azuis a montante e vermelho/laranja a jusante).

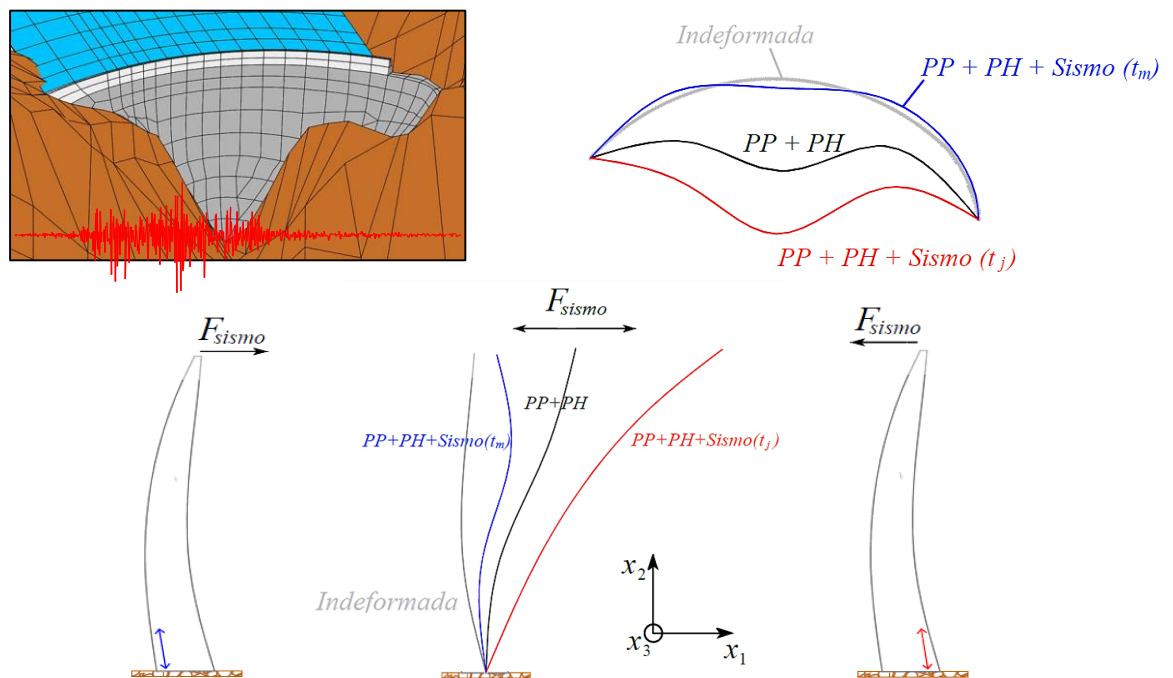


Figura 5.27 – Resposta sísmica da barragem. Representação esquemática da resposta em tensões (de tração na base) e em deslocamentos para as combinações PP+PH+Sismo (t_j) e PP+PH+Sismo (t_m).

5.6.3.1 Resposta para a ação do sismo

Neste ponto é analisada a resposta estrutural da barragem de Luzzone no domínio do tempo sob a ação do sismo, por forma a analisar separadamente o efeito da ação sísmica (SBP e SMP). Nos pontos seguintes (5.6.3.2 e 5.6.3.3) analisa-se a resposta para as diversas combinações de ações.

Sismo Base de Projeto (SBP): $a_{\text{pico,H}} = 0,016g$; $\xi_{1^{\circ}\text{Modo}} = 1\%$

Na figura 5.29 pode-se analisar a história de deslocamentos radiais no nó central (nó B) situado no topo da consola de maior altura: o deslocamento radial máximo para montante é de 19,6 mm e de 22,5 mm para jusante. Analisando os campos de deslocamentos é possível verificar que ocorrem deslocamentos máximos da ordem de 19,8 mm para montante (instante t_m) enquanto no instante t_j os valores máximos são de 23,7 mm. Em ambos os casos a estrutura apresenta uma deformação sensivelmente simétrica com o valor máximo a ocorrer na zona central.

Na mesma figura é possível observar as tensões no instante t_m : os valores da tensão máxima de tração (cerca de 1,1 MPa) e de compressão (cerca de 0,5 MPa) ocorrem no paramento de jusante; Relativamente ao instante t_j : as trações máximas surgem no paramento de montante, atingindo valores da ordem dos 0,6 MPa; o valor máximo da compressão é de cerca de -1,5 MPa, também no paramento de montante, na zona central superior segundo os arcos. Globalmente, relativamente à análise efetuada ao longo de todo o período de atuação do sismo, a tensão máxima de tração registada foi de 1,5 MPa e a de compressão cerca de 1,5 MPa, em ambos os casos no paramento de montante.

No que diz respeito à Consola 1, as tensões segundo o arco são maiores que as tensões segundo a consola na zona superior da obra. As tensões segundo a consola são superiores no pé de montante. Os maiores valores de tração e compressão ocorrem na zona superior do paramento de montante segundo o arco (cerca de 1,1 e -1,5 MPa respetivamente).

Em conclusão, pode-se observar que devido ao SBP ocorrem deslocamentos máximos da ordem de 20 mm (19,8 mm para montante e 23,7 mm para jusante) consideravelmente inferiores aos da combinação estática (da ordem de 130 mm para jusante). No que diz respeito às tensões os valores máximos para o SBP são significativamente inferiores aos que ocorrem para a combinação estática, como se mostra mais à frente.

Sismo Base de Projeto

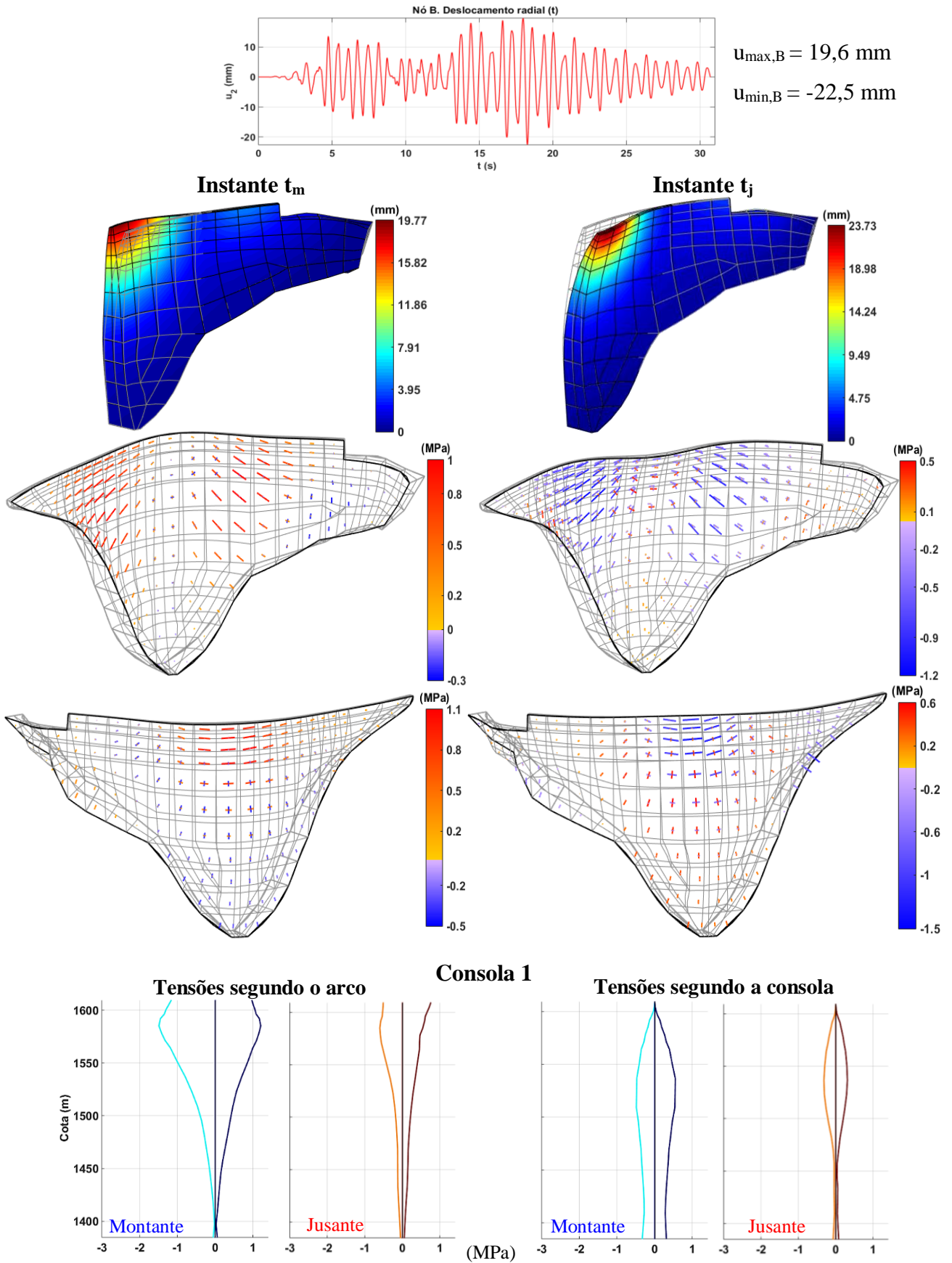


Figura 5.28 SBP: Campos de deslocamentos e tensões no instante t_m e t_j . Envolvente de tensões na Consola 1 e história de deslocamentos no nó B.

Sismo Máximo de Projeto (SMP): $a_{\text{pico,H}} = 0,16g$; $\xi_{1^{\circ}\text{Modo}} = 5\%$

Analisando os campos de deslocamentos (Figura 5.30), verifica-se que ocorrem deslocamentos máximos da ordem dos 129 mm para montante enquanto para jusante os valores máximos são da ordem dos 139 mm. Em ambos os casos a estrutura apresenta uma deformação sensivelmente simétrica com o valor máximo a ocorrer na zona central. Acrescenta-se como nota que em relação ao SBP, os deslocamentos máximos são cerca de 6 vezes superiores.

Na figura 5.30 é possível observar as tensões no instante t_m : os valores das tensões máximas de tração (8 MPa) ocorrem no paramento de jusante, na metade direita da barragem; já os maiores valores de compressão (3,8 MPa) vão surgir no paramento de montante na mesma zona. Relativamente ao instante t_j : as trações e compressões máximas surgem na zona central superior e junto à fundação na margem direita (segundo o arco e segundo a consola respetivamente) e atingem valores da ordem dos 4 MPa no paramento de jusante e -8,7 MPa no paramento de montante. A assimetria apresentada deve-se ao fato de existir uma maior restrição em termos de deslocamentos no encontro direito, provocando assim uma maior concentração de tensões. Globalmente, para a análise efetuada durante todo o período de atuação do sismo, a tensão máxima de tração registada foi de 8,1 MPa e a de compressão cerca de 8,7 MPa, ambas no paramento de montante.

No que diz respeito à consola central (Consola 1), as tensões segundo o arco são, de forma geral, maiores que as tensões segundo a consola na zona superior da obra, sendo que os maiores valores de tração e compressão ocorrem na zona superior do paramento de montante, segundo o arco (cerca de 8 e -9 MPa respetivamente).

Na figura 5.31 pode-se analisar a história de deslocamentos radiais no nó B: neste ponto ocorre um deslocamento radial máximo para montante da ordem dos 129 mm e de 123 mm para jusante. Nesta figura apresentam-se também as histórias de tensões principais máximas e mínimas em algumas secções (pontos a montante e a jusante).

Em conclusão, pode-se observar que o SMP provoca deslocamentos máximos 6 a 7 vezes superior aos do SBP, e com valores de ordem de grandeza da combinação estática. Por outro lado, no que diz respeito às tensões é possível verificar que existe um determinado equilíbrio dos valores máximos de trações e compressões na barragem (com estas últimas a apresentarem-se de forma geral ligeiramente superiores), com valores cerca de 8 vezes superiores aos apresentados para o SBP.

Sismo Máximo de Projeto

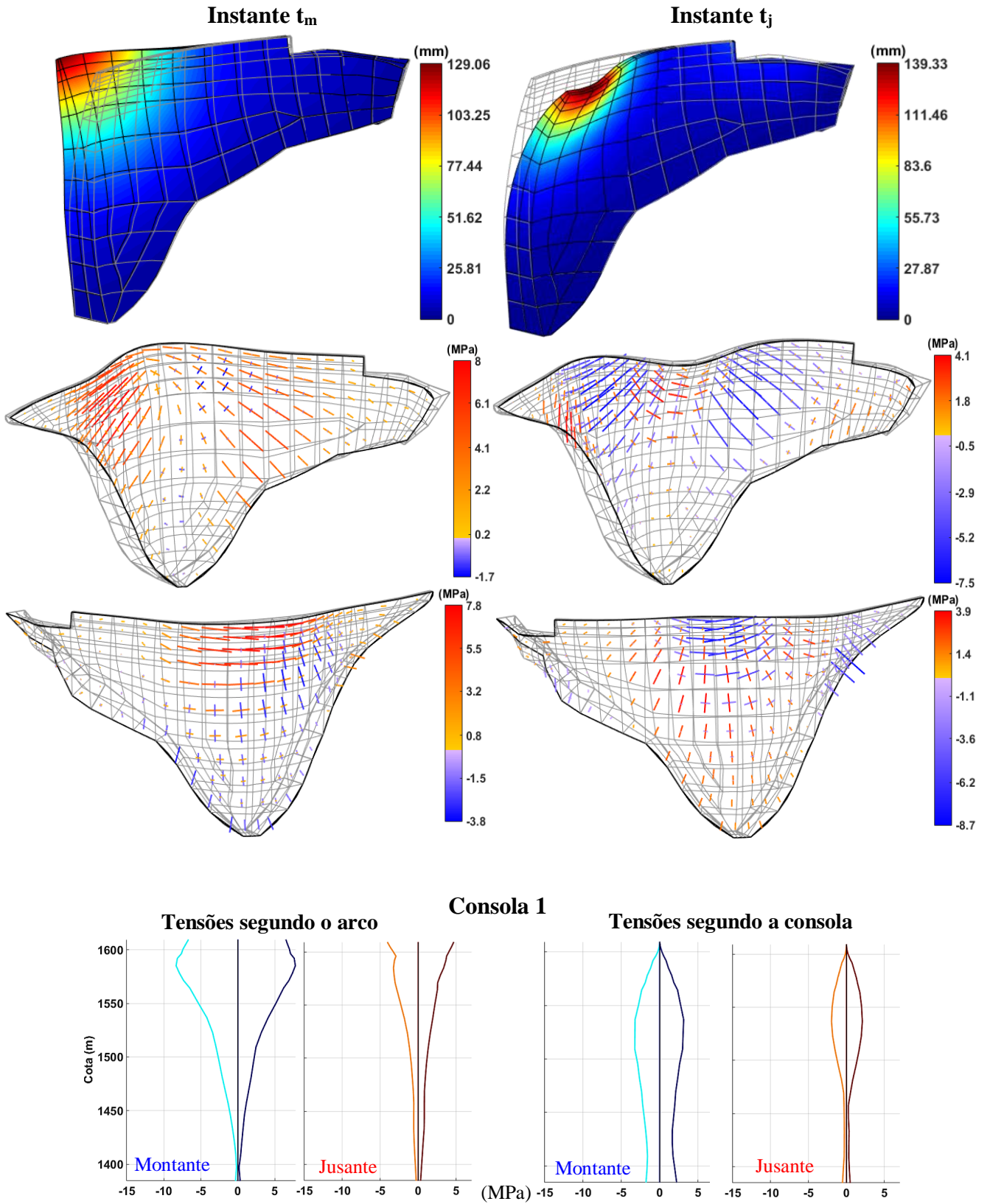
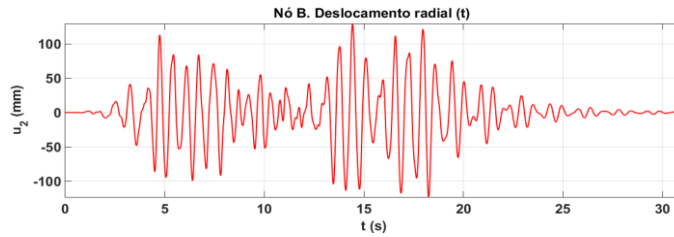


Figura 5.29 – SMP: Campos de deslocamentos e tensões no instante t_m e t_j . Envolvente de tensões na Consola 1.

Sismo Máximo de Projeto



$$u_{\max,B} = 129 \text{ mm}$$

$$u_{\min,B} = -123 \text{ mm}$$

História de Tensões Principais. Secções BB', DD', EE', HH' e II'.

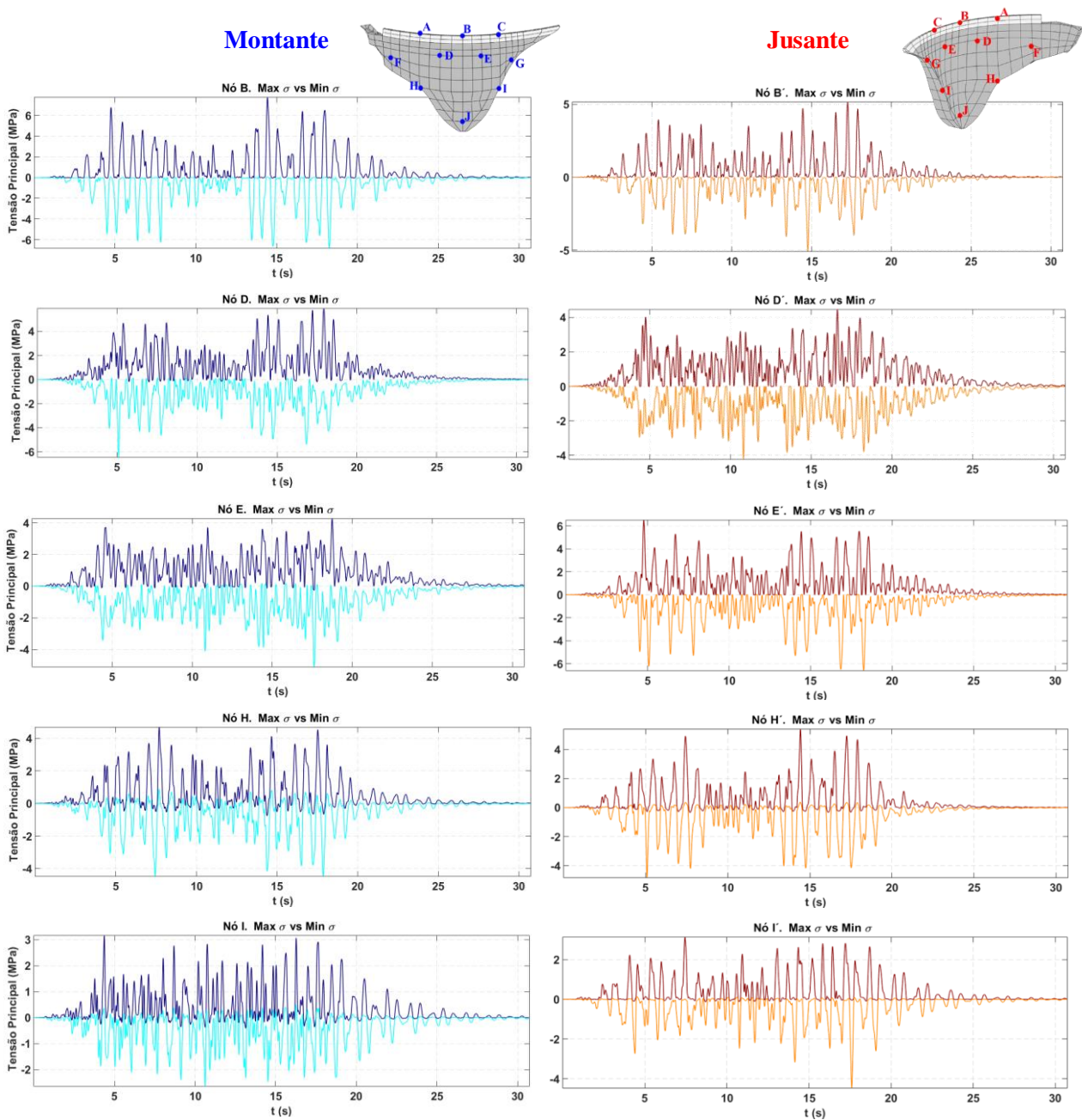


Figura 5.30 - SMP: História de deslocamentos no nó B e histórias de tensões principais máximas e mínimas em nós dos paramentos de montante e jusante.

5.6.3.2 Resposta para a combinação estática de inverno + sismo

Neste ponto é analisado o comportamento dinâmico da barragem de Luzzone no domínio do tempo, para as combinações envolvendo as solicitações estáticas de inverno (com variação de temperatura nula, dado que se admite que a época térmica de referência é a época de inverno) e a ação sísmica, considerando o SBP e o SMP.

PP + PH + PSed + dTInv + SBP ($a_{\text{pico,H}} = 0,016g$; $\xi_{1^{\circ}\text{Modo}} = 1\%$)

Na figura 5.32 representa-se a história de deslocamentos no nó B: o deslocamento máximo para jusante é 155,5 mm e o deslocamento mínimo é de 113,4 mm, ou seja, o nó oscila em torno da posição de equilíbrio estático (i.e., posição que corresponde ao deslocamento inicial sofrido devido à combinação estática) tendo em conta a atuação conjunta da ação sísmica 1 ($u_{\text{montante}} = 19,6$ mm; $u_{\text{jusante}} = 22,5$ mm) e da combinação estática ($u_{\text{jusante}} = 133$ mm). Relativamente ao campo de deslocamentos, é possível verificar que a barragem se deforma essencialmente na direção de jusante e na direção vertical descendente: o deslocamento máximo na direção de jusante é de cerca de 157 mm (instante t_j) e o mínimo de 114 mm (instante t_m).

Na mesma figura (5.32) apresentam-se os campos de tensões nos instantes t_m e t_j : os valores máximos das tensões são de 5,7 MPa para as trações e de -11,2 MPa para as compressões; as trações surgem junto à fundação no paramento de montante (segundo a consola) e as compressões no paramento de montante na zona de inserção. Globalmente, no que diz respeito à análise realizada ao longo do período de atuação do sismo, a tensão máxima de tração registada foi de 5,8 MPa no paramento de montante e a de compressão cerca de -13,3 MPa no paramento de jusante.

Na figura 5.33 mostram-se os resultados das envolventes de deslocamentos e tensões nas consolas da barragem indicadas em 5.2 (figura 5.6). No que diz respeito às tensões: no paramento de montante a tensão mínima (maior compressão) segundo o arco ocorre na Consola 1 (cerca de -9 MPa) na zona superior da barragem; já a tensão máxima de tração ocorre segundo a consola junto à fundação, na Consola 1, atingindo valores da ordem dos 4 MPa. Quanto ao paramento de jusante, a maior compressão (cerca de -9 MPa) ocorre na zona inferior junto à fundação na Consola 3 (segundo o arco), enquanto as maiores trações (à volta de 1,5 MPa) ocorrem na Consola 1 segundo o arco junto à fundação.

Em conclusão, verifica-se que o SBP não provoca variações significativas do campo de deslocamentos estático nem do campo de tensões na barragem calculados para a combinação de inverno.

PP + PH + PSed + dTInv + SBP

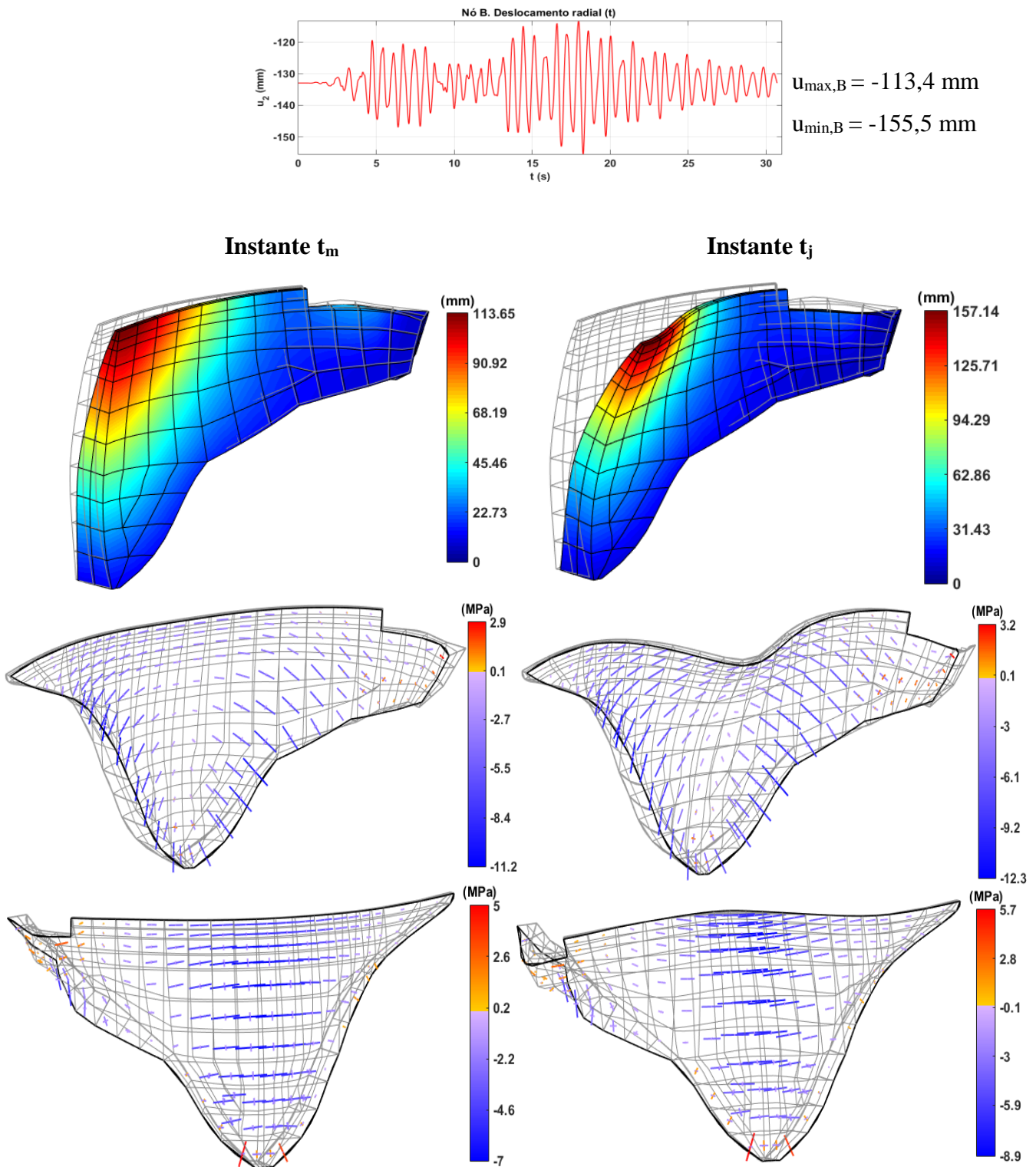
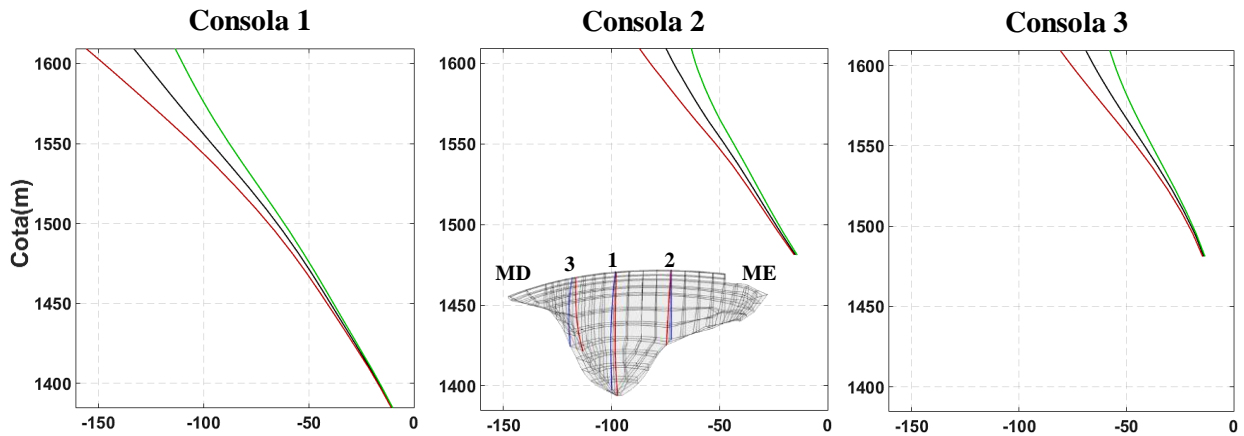


Figura 5.31 - PP+PH+PSed+dTInv + SBP: Campos de deslocamentos e tensões no instante t_m e t_j . História de deslocamentos no nó B.

PP + PH + PSed + dTInv + SBP

Envolturas de deslocamentos radiais (mm)



Envolturas de Tensões. Consolas 1,2 e 3

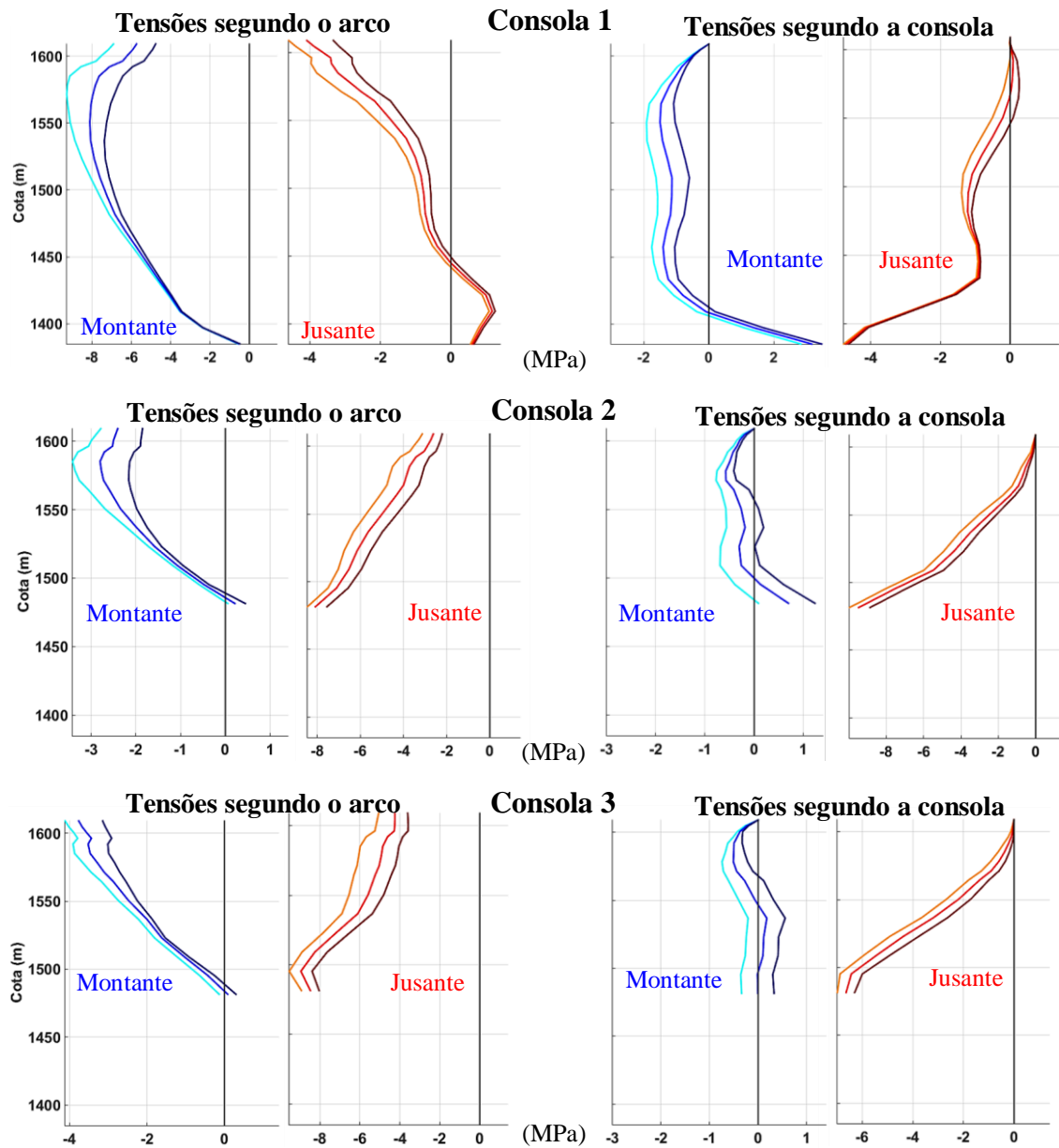


Figura 5.32 - PP+PH+PSed+dTInv + SBP: Envolturas de deslocamentos radiais e tensões máximas.

PP + PH + PSed+dTInv + SMP ($a_{\text{pico,H}} = 0,16g$; $\xi_{1^{\circ}\text{Modo}} = 5\%$)

Para esta combinação apresentam-se na figura 5.34 as deformadas da barragem, verificando-se que ocorrem deslocamentos máximos da ordem dos 21 mm para montante (instante t_m) na zona junto ao encontro esquerdo, enquanto no instante t_j os valores máximos são da ordem dos 270 mm. No caso de t_m , pode-se concluir que a barragem não sofre deslocamentos elevados para montante, devido à sobreposição do efeito da combinação estática com o sismo.

Ainda na figura 5.34 mostram-se as tensões calculadas no instante t_m : os valores máximos das tensões são de 3,9 MPa para as trações e de -8,8 MPa para as compressões. As primeiras ocorrem no paramento de jusante na zona central superior da obra e no de montante junto aos encontros, enquanto as segundas surgem junto à inserção da barragem na fundação a jusante (segundo a consola). Relativamente ao instante t_j : os valores máximos das tensões calculadas são 7 MPa para as trações e de -15,8 MPa para as compressões. As primeiras ocorrem junto à fundação (segundo a consola) e as segundas na zona superior da barragem (segundo o arco), ambas no paramento de montante. Globalmente, no que diz respeito à análise efetuada durante o sismo, a tensão máxima de tração registada foi de 9,1 MPa no paramento de montante e a de compressão cerca de 18,9 MPa no paramento de jusante. Isto permite concluir que os campos de tensões calculados e apresentados para os instantes em que ocorrem os deslocamentos máximos para montante e jusante não representam os estados de tensão mais desfavoráveis que surgem durante o sismo.

Na figura 5.35 mostram-se as envolventes de deslocamentos e tensões nas consolas 1, 2 e 3. Analisando as envolventes de tensões, no paramento de montante a tensão mínima (maior compressão) segundo o arco ocorre na Consola 1 (cerca de -16 MPa) na zona superior da obra; já a tensão máxima de tração ocorre segundo a consola junto à fundação na Consola 1, atingindo valores da ordem dos 5 MPa. Relativamente ao paramento de jusante, a maior compressão (valor da ordem dos 13 MPa) ocorre na zona inferior junto à fundação na Consola 2 (segundo o arco) enquanto as maiores trações (cerca de 2 MPa) ocorrem na Consola 1, quer segundo o arco junto à fundação quer segundo a consola na metade superior da barragem.

Na figura 5.36 apresenta-se a história de deslocamentos no nó B, que sofre um deslocamento máximo para jusante de 256 mm e um deslocamento mínimo de 4 mm, ou seja, o nó não se movimenta na direção de montante relativamente à posição de equilíbrio estática tendo em conta a atuação conjunta da ação sísmica 1 ($u_{\text{montante}} = 129$ mm) e da combinação estática ($u_{\text{jusante}} = 133$ mm). Nesta figura apresentam-se ainda os gráficos das histórias de tensões principais máximas e mínimas nos nós da barragem (indicados na figura 5.6).

Concluindo, pode-se verificar que o SMP vai provocar variações significativas do campo de deslocamentos e do estado de tensão da barragem calculados na situação de inverno.

PP + PH + PSed + dTInv + SMP

Instante t_m

Instante t_j

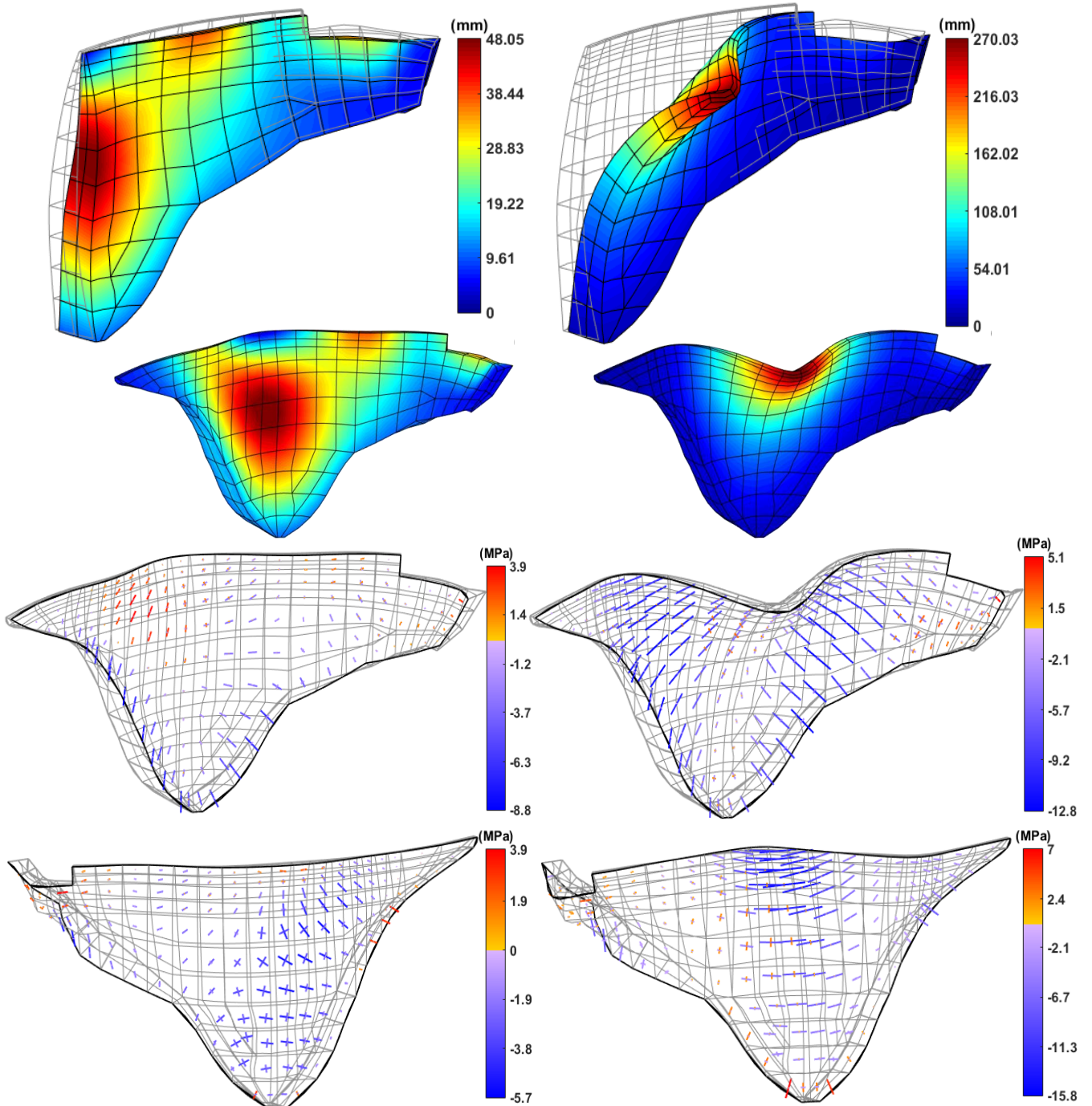
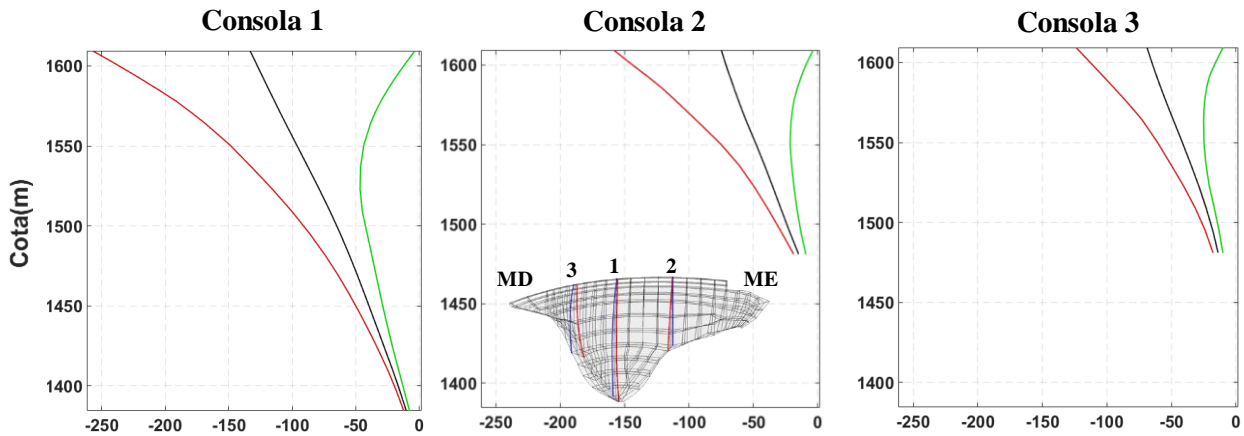


Figura 5.33 - PP+PH+PSed+dTInv + SMP: Campos de deslocamentos e tensões nos instantes t_m e t_j .

PP + PH + PSed + dTInv + SMP

Envolturas de deslocamentos radiais (mm)



Envolturas de Tensões. Consolas 1,2 e 3

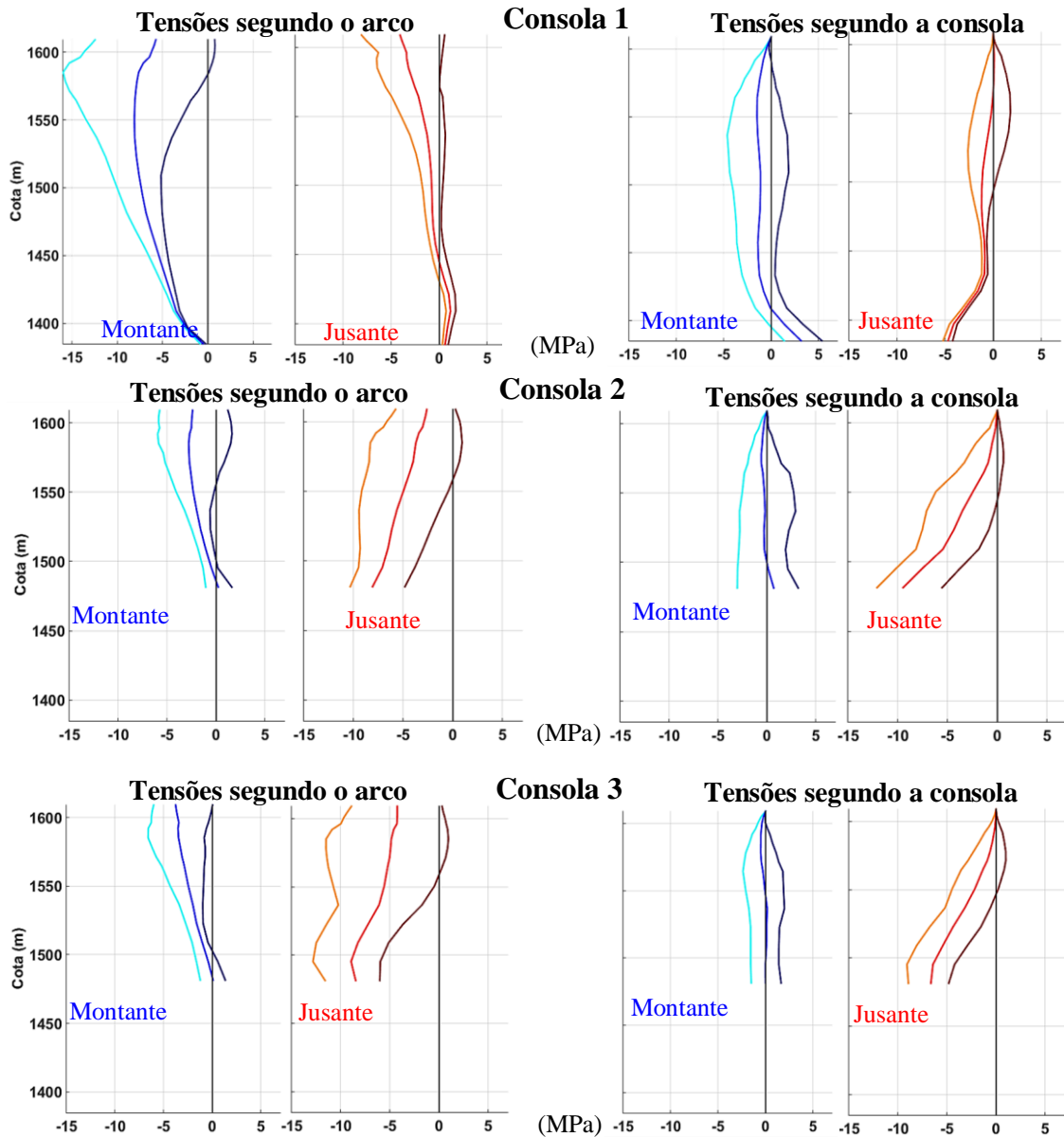
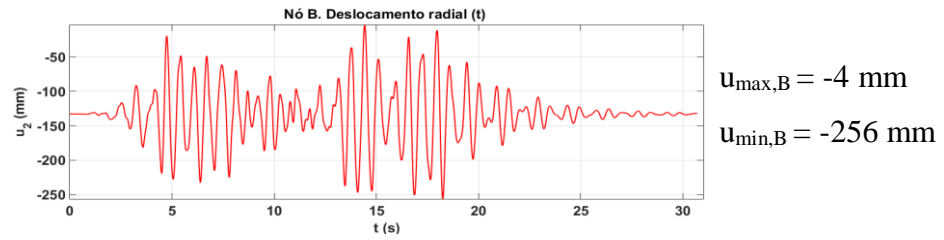


Figura 5.34 - PP+PH+PSed+dTInv + SMP: Envolturas de deslocamentos radiais e tensões máximas.

PP + PH + PSed + dTInv + SMP



História de Tensões Principais. Secções BB', DD', EE', HH' e II'.

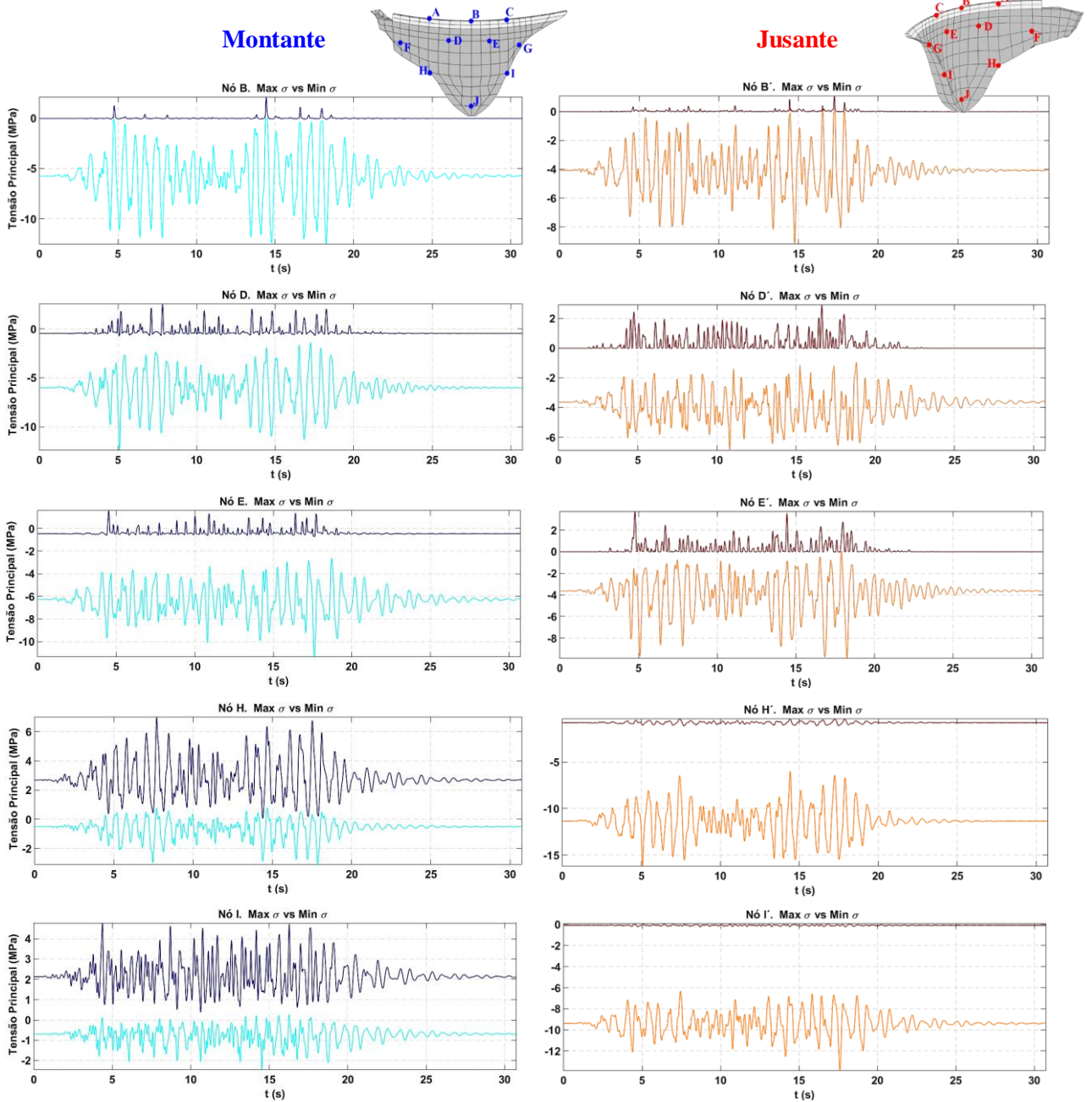


Figura 5.35 - PP+PH+PSed+dTInv + SMP: História de deslocamentos no nó B e histórias de tensões principais máximas e mínimas em nós dos paramentos de montante e jusante.

5.6.3.3 Resposta para a combinação estática de verão + sismo

Neste ponto é analisado o comportamento dinâmico da barragem de Luzzone no domínio do tempo, para a solicitação da combinação estática verão (associada a um aumento de temperatura, indicada em 5.4) e da ação sísmica (SBP e SMP).

PP + PH + PSed+dTVer + SBP ($a_{\text{pico,H}} = 0,016g$; $\xi_{1^{\circ}\text{Modo}} = 1\%$)

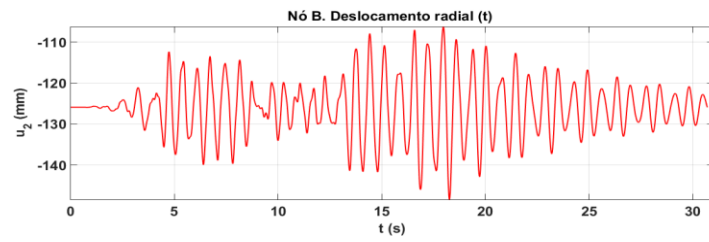
Na figura 5.37 apresenta-se a história de deslocamentos no nó B situado no topo da consola de maior altura da barragem, para a combinação indicada, verificando-se que este sofre um deslocamento máximo para jusante de 148,5 mm e um deslocamento mínimo de 106,4 mm, ou seja, o nó oscila em torno da posição de equilíbrio estático (posição que corresponde ao deslocamento inicial sofrido devido à combinação estática de inverno) tendo em conta a atuação conjunta da ação sísmica 1 ($u_{\text{montante}} = 19,6$ mm; $u_{\text{jusante}} = 22,5$ mm) e da combinação estática ($u_{\text{jusante}} = 126$ mm). Analisando as deformadas apresentadas é possível verificar que a barragem se deforma globalmente na direção de jusante e na direção vertical descendente, sendo este efeito maioritariamente resultado da ação estática: o deslocamento máximo na direção de jusante é de cerca de 150 mm (instante t_j) e o mínimo de 107 mm (instante t_m). No entanto, comparativamente com a situação de inverno, a barragem sofre deslocamentos inferiores para jusante e superiores para montante, devido à variação de temperatura positiva.

Na mesma figura mostram-se as tensões calculadas no instante t_m e t_j : os valores máximos das trações são de 5,1 MPa e das compressões são -11,2 MPa. As primeiras surgem junto à fundação no paramento de montante e as segundas no paramento de jusante ao longo da inserção. Globalmente, no que diz respeito à análise efetuada durante o período de ocorrência do sismo, a tensão máxima de tração registada foi de 5,1 MPa no paramento de montante e a de compressão cerca de 14 MPa no paramento de jusante.

Na figura 5.38 mostram-se as envolventes de deslocamentos e tensões nas consolas 1, 2 e 3. Quanto às tensões nas consolas, no paramento de montante a tensão mínima segundo o arco ocorre na Consola 1 (cerca de - 9 MPa); já a tensão máxima de tração ocorre segundo a consola junto à fundação na Consola 1, atingindo valores da ordem dos 2 MPa. Relativamente ao paramento de jusante, a maior compressão (valor da ordem dos -10 MPa) ocorre na zona inferior junto à fundação na Consola 3 (segundo o arco), sendo as trações inexistentes.

Em conclusão, verifica-se que o SBP não provoca variações significativas do campo de deslocamentos estático nem do campo de tensões na barragem calculados para a situação de verão.

PP + PH + PSed + dTVer + SBP



$u_{\max,B} = -106,4 \text{ mm}$

$u_{\min,B} = -148,5 \text{ mm}$

Instante t_m

Instante t_j

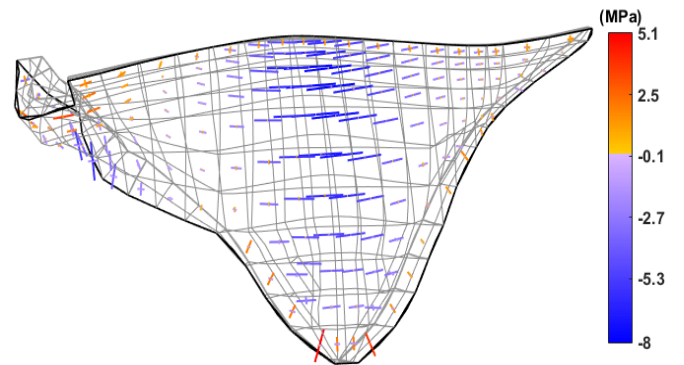
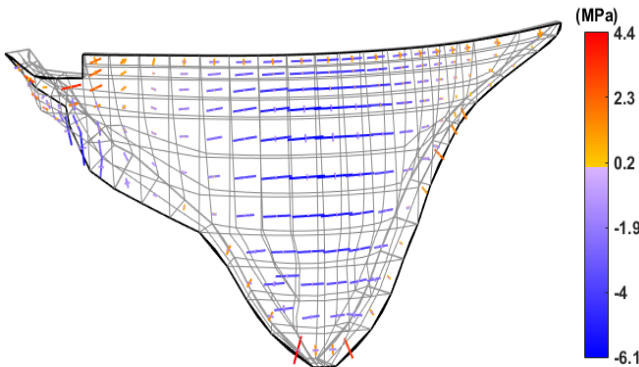
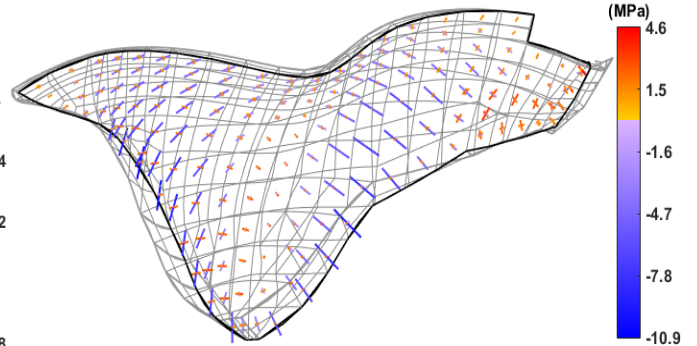
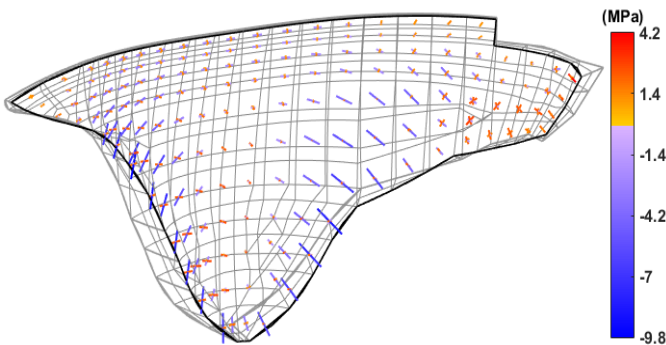
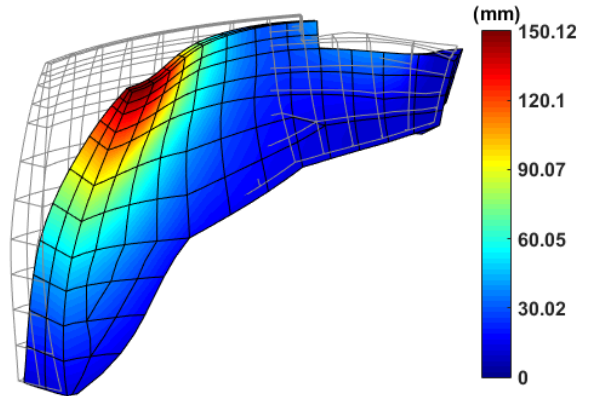
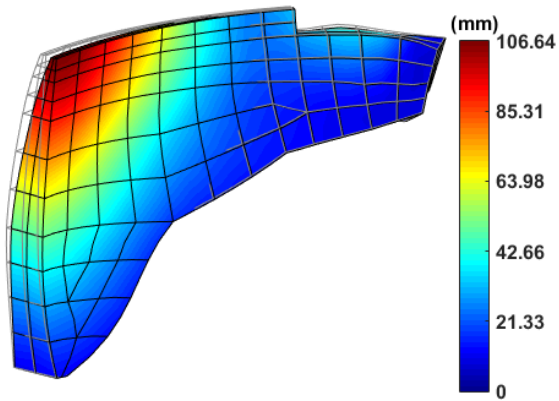
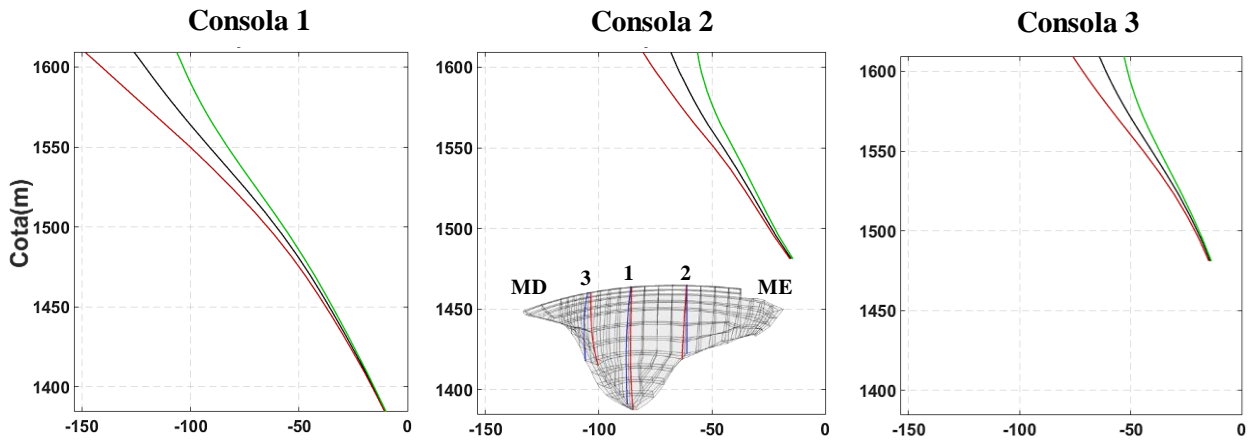


Figura 5.36 - PP+PH+PSed+dTVer + SBP: Campos de deslocamentos e tensões no instante t_m e t_j . História de deslocamentos no nó B.

PP + PH + PSed + dTVer + SBP

Envolturas de deslocamentos radiais (mm)



Envolturas de Tensões. Consolas 1,2 e 3

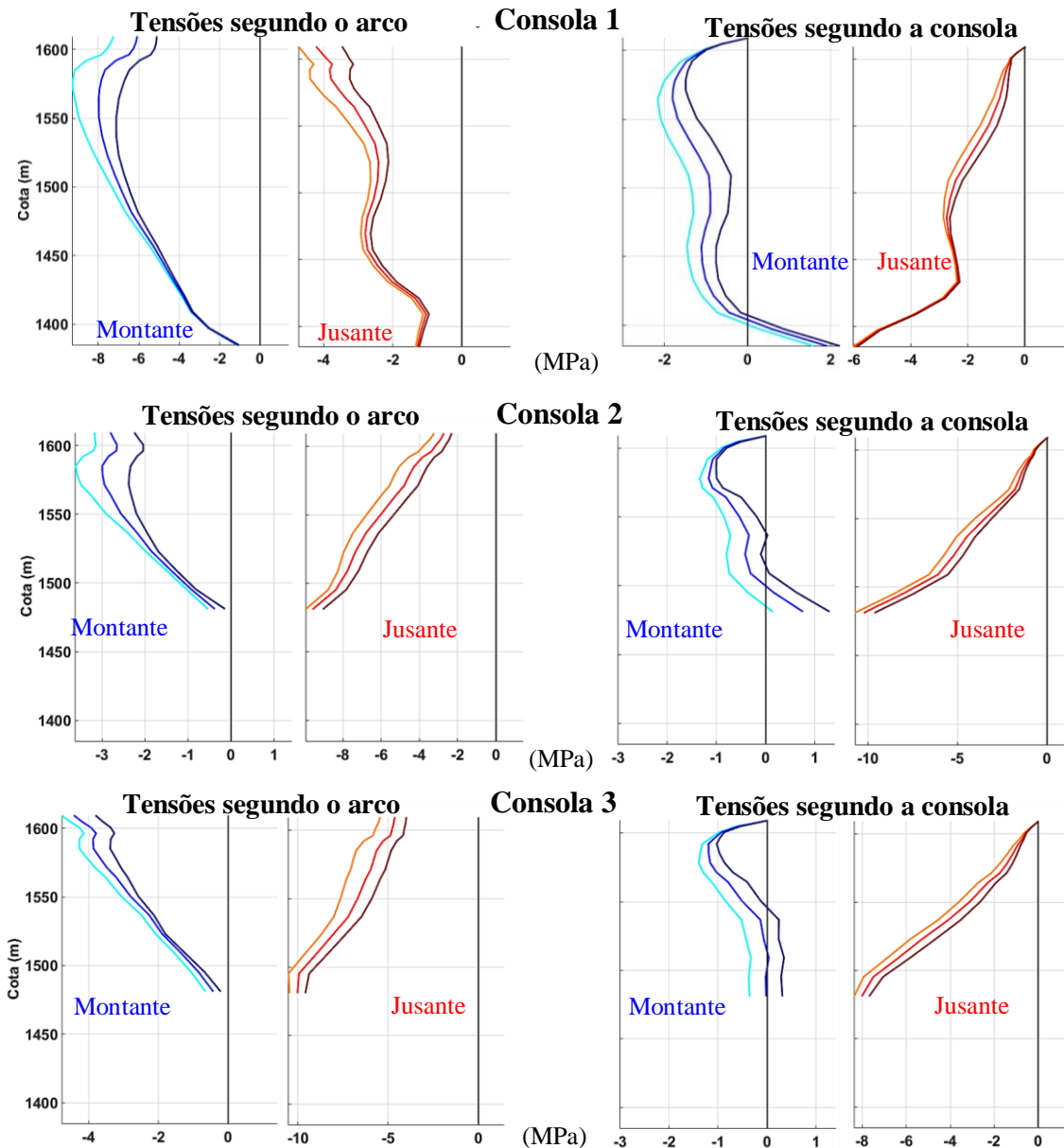


Figura 5.37 - PP+PH+PSed+dTVer + SBP: Envolturas de deslocamentos radiais e tensões máximas.

PP + PH + PSed+dTVer + SMP ($a_{\text{pico,H}} = 0,16g$; $\xi_{1^{\circ}\text{Modo}} = 5\%$)

Para esta combinação, analisando os campos de deslocamentos apresentados na figura 5.39 é possível verificar que ocorrem deslocamentos máximos de 27 mm para montante (instante t_m) na zona junto ao encontro esquerdo, enquanto no instante t_j o valor máximo é de 263 mm no topo da barragem. No caso do instante t_m , pode-se concluir que, globalmente, não ocorrem deslocamentos elevados para montante, devido à sobreposição com o efeito da combinação estática.

Na figura 5.39 mostram-se ainda as tensões calculadas no instante t_m : os valores máximos das trações são de 5 MPa e das compressões de -7,2 MPa. As primeiras ocorrem no paramento de jusante na zona central superior da obra (segundo a consola), enquanto as segundas surgem junto à inserção da barragem na fundação a jusante. Quanto ao instante t_j : os valores máximos das trações calculadas são de 6,4 MPa e das compressões de -14,8 MPa. As primeiras aparecem junto à fundação (segundo a consola) no paramento de montante e junto ao encontro esquerdo no paramento de jusante, e as segundas surgem no paramento de montante segundo o arco na zona superior da barragem, ao centro. Globalmente, no que diz respeito à análise efetuada ao longo do período de atuação do sismo, a tensão máxima de tração registada foi de 8,7 MPa no paramento de montante e a de compressão cerca de 19,6 MPa a jusante.

Na figura 5.40 apresentam-se as envolventes de deslocamentos e tensões nas consolas 1, 2 e 3. Analisando as envolventes de tensões nas consolas: no paramento de montante a tensão mínima (maior compressão) segundo o arco ocorre na Consola 1 (cerca de 16 MPa), na zona superior da barragem; já a tensão máxima de tração ocorre segundo a consola junto à fundação, na Consola 1, atingindo valores da ordem dos 4,5 MPa. Relativamente ao paramento de jusante, a maior compressão (valor da ordem dos 14 MPa) ocorre na zona inferior junto à fundação na Consola 2 (segundo o arco), enquanto as trações são praticamente nulas ao longo das consolas apresentadas.

Na figura 5.41 pode-se analisar a história de deslocamentos no nó B, que sofre um deslocamento máximo para jusante de 249 mm e um deslocamento máximo de 3 mm para montante, ou seja, ao contrário da combinação CE_{INV}, o nó B no verão desloca-se na direção de montante, tendo em conta a atuação conjunta da ação sísmica 1 ($u_{\text{montante}} = 128$ mm) e da combinação estática ($u_{\text{jusante}} = 126$ mm), devido aos deslocamentos provocados pela variação de temperatura. Nesta figura apresentam-se ainda os gráficos das histórias de tensões principais máximas e mínimas nos nós da barragem (indicados na figura 5.6).

A ocorrência do sismo no verão provoca, de forma geral, uma diminuição das trações e um aumento das compressões relativamente à época de inverno, o que pode indicar (tal como se referiu na análise do comportamento estático) um comportamento mais desfavorável no inverno no âmbito dos estudos a efetuar para a verificação da segurança.

PP + PH + PSed + dTVer + SMP

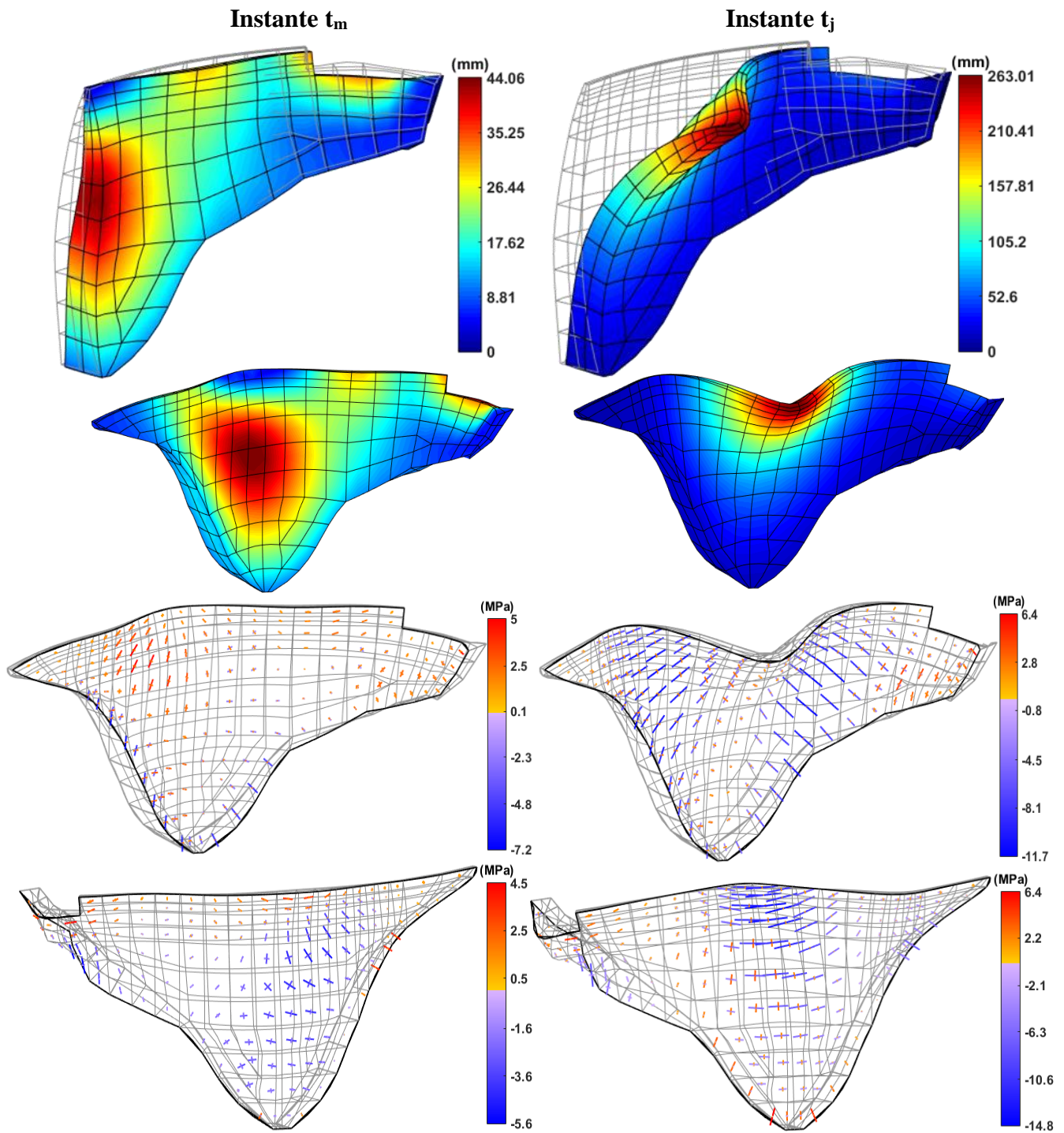
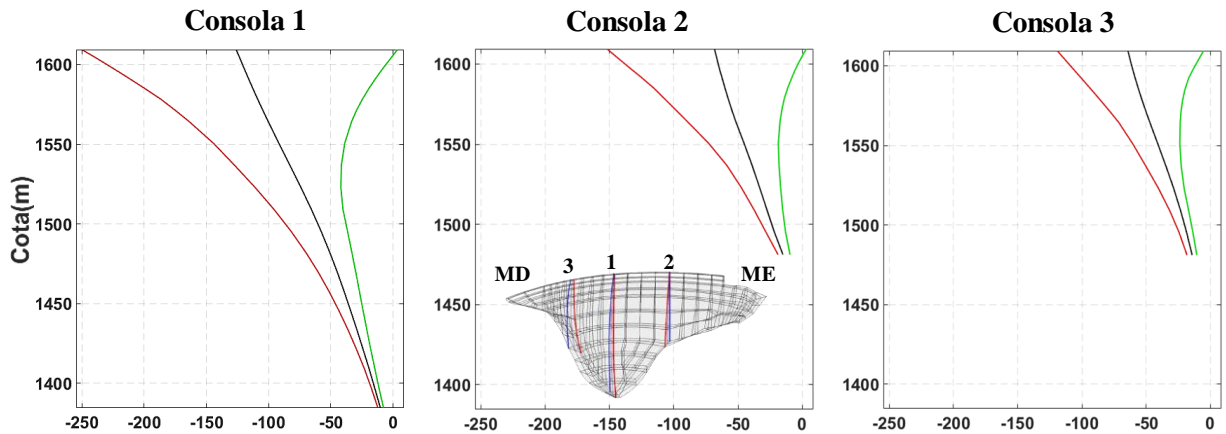


Figura 5.38: PP+PH+PSed+dTVer + SMP: Campos de deslocamentos e tensões no instante t_m e t_j .

PP + PH + PSed + dTVer + SMP

Envolturas de deslocamentos radiais (mm)



Envolturas de Tensões. Consolas 1,2 e 3

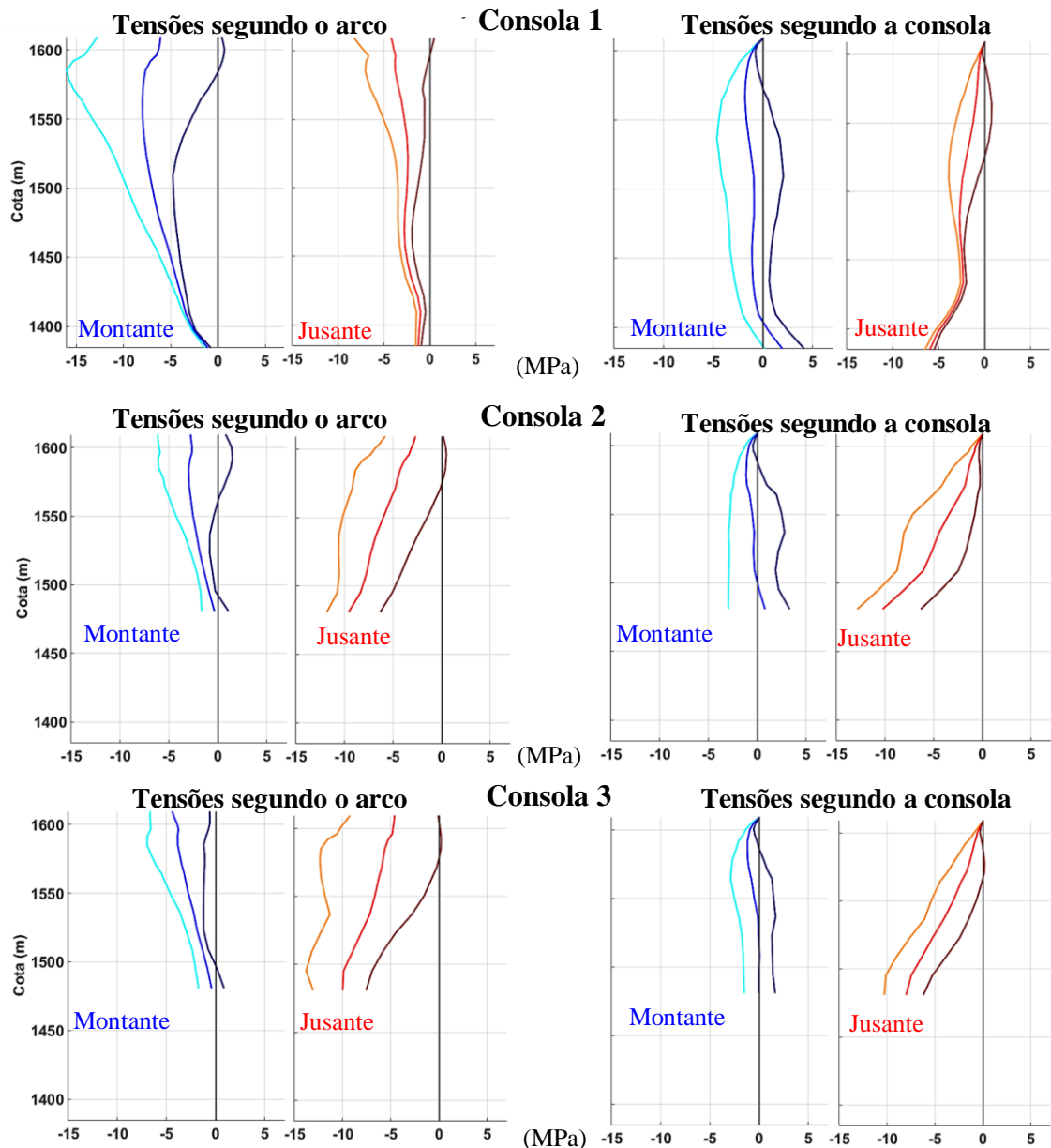
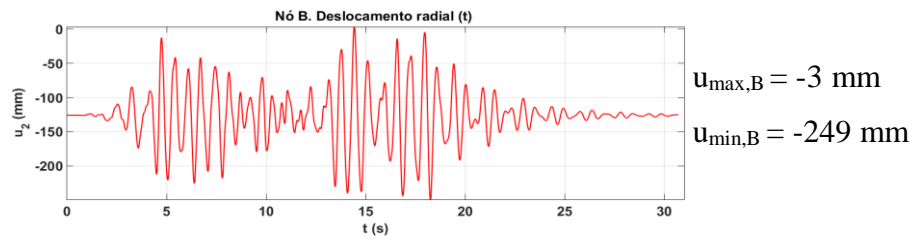


Figura 5.39 - PP+PH+PSed+dTVer + SMP: Envolturas de deslocamentos radiais e tensões máximas.

PP + PH + PSed + dTVer + SMP



História de Tensões Principais. Secções BB', DD', EE', HH' e II'.

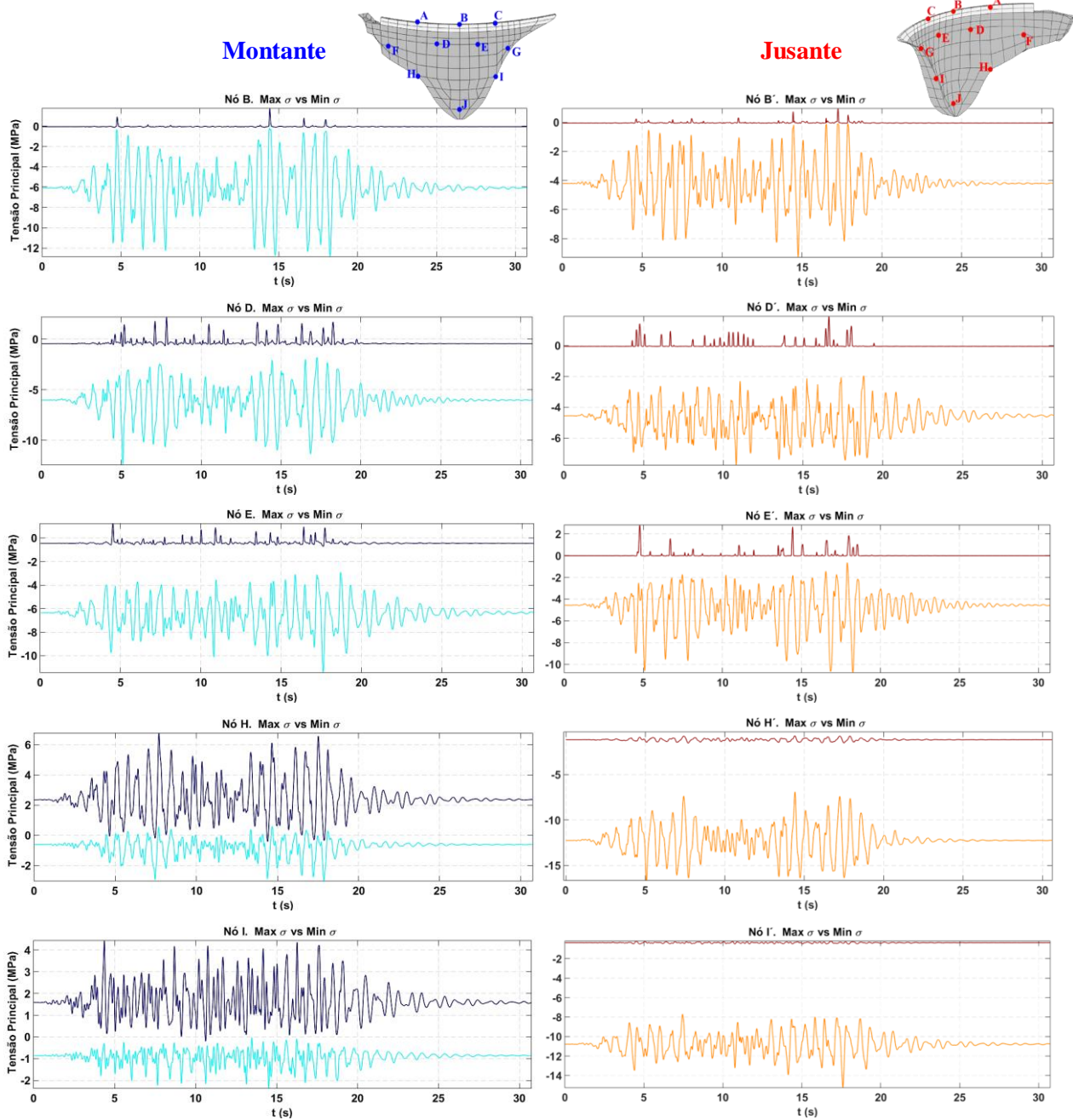


Figura 5.40 - PP+PH+PSed+dTVer + SMP - História de deslocamentos no nó B e histórias de tensões principais máximas e mínimas em nós dos paramentos de montante e jusante.

5.6.4 Análise da resposta sísmica da barragem de Luzzone. Modelo MPD vs.

Modelo MAA50%

No subcapítulo 5.5 efetuou-se a comparação no âmbito da análise modal da barragem de Luzzone (frequências naturais e modos de vibração) dos resultados obtidos com a formulação clássica utilizando o modelo MAA, de massas de água associadas ($E_{din}=1,5 \times E$), e a formulação em pressões e deslocamentos e o modelo (MPD) com albufeira discretizada em EF de pressão ($E_{din}=1,25 \times E$). Neste ponto comparam-se os resultados obtidos na análise do comportamento sísmico da barragem utilizando o modelo MAA, considerando a hipótese de redução da massa de água de 50% (MAA50%) e sem redução (MAA100%), e o modelo MPD, ou seja, estudaram-se 3 hipóteses (Figura 5.42): i) formulação clássica utilizando o modelo MAA50%, com $C_{MAA} = 0,5$ e amortecimento proporcional de Rayleigh; ii) formulação clássica utilizando o modelo MAA100%, com $C_{MAA} = 1$ e amortecimento proporcional de Rayleigh; e iii) modelo com albufeira discretizada em EF de pressão, considerando a hipótese de amortecimento proporcional generalizado e usando a formulação em pressões e deslocamentos, com análise no espaço de estados (MPD).

Nesse sentido, apresentam-se os cálculos efetuados do comportamento dinâmico da barragem para a solicitação do SMP ($a_{pico,H} = 0,16g$; $\xi_{1^{o}Modo} = 5\%$).

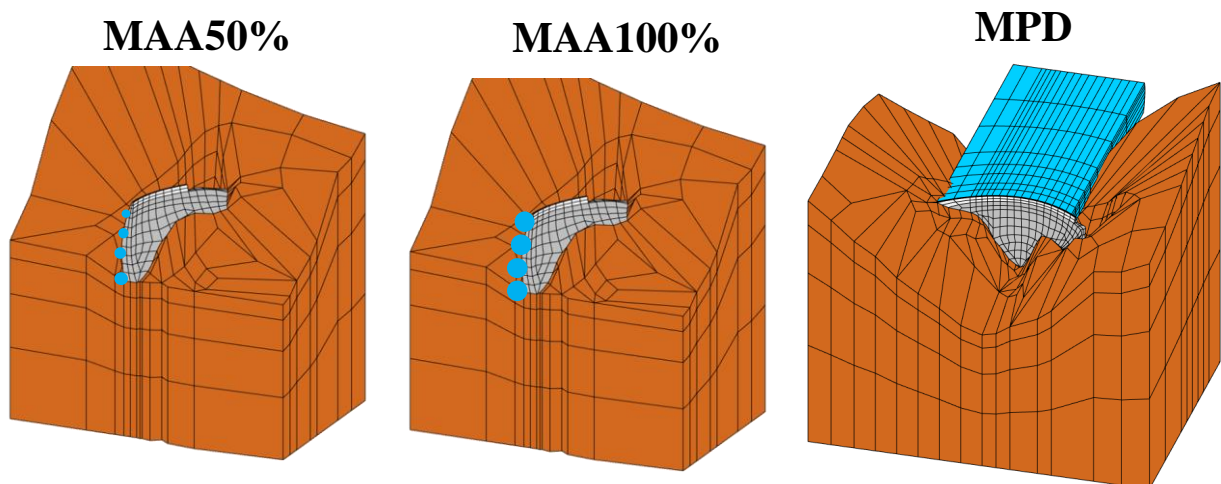


Figura 5.41 – Modelos utilizados para comparação de resultados: MAA50%, MAA100% e MPD.

Sismo Máximo de Projeto: SMP - $a_{\text{pico,H}} = 0,16g$; $\xi_{1^{\text{o}}\text{Modo}} = 5\%$

Nas figuras 5.43 e 5.44 apresentam-se os resultados obtidos na análise do comportamento dinâmico da barragem de Luzzone para a solicitação do SMP, utilizando as 3 hipóteses indicadas anteriormente: MAA50%, MAA100% e MPD.

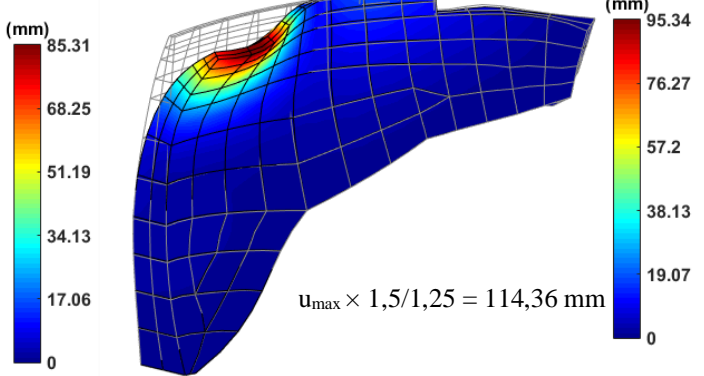
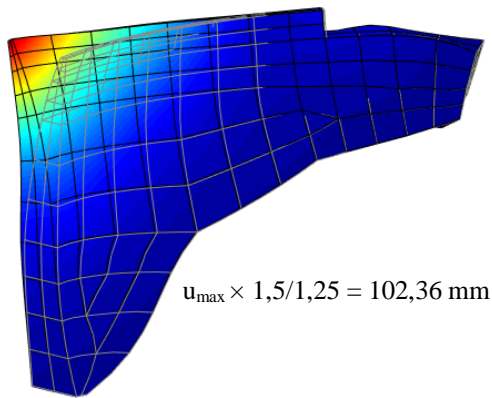
Analisando os resultados da figura 5.43, é possível observar que os deslocamentos obtidos para as hipóteses de MAA50% e MAA100% são inferiores aos obtidos para a formulação em pressões e deslocamentos (MPD). Este resultado pode ser explicado pelo facto de, no caso do modelo MAA, se considerar um maior valor do C_{Edin} e consequentemente do módulo de elasticidade dinâmico do betão, o que vai aumentar a rigidez da barragem e levar a um campo de deslocamentos menor. No que diz respeito às diferenças registadas entre os modelos MAA50% e MAA100%: no caso dos 50 %, a massa total e o amortecimento (proporcional à massa e rigidez globais do sistema) vão ser menores. No entanto, tendo em conta que as forças sísmicas aumentam com o aumento de massa, os deslocamentos são maiores se forem consideradas 100% das MAA.

Relativamente às tensões (Figura 5.44), apresentam-se as envolventes para a Consola 1 (consola de maior altura), permitindo analisar as tensões máximas e mínimas calculadas na barragem ao longo do período de atuação do sismo. É possível verificar que as tensões segundo o arco calculadas com o modelo MPD são um pouco superiores às calculadas com o modelo MAA50%, e ligeiramente inferiores às do modelo MAA100%. Quanto às tensões segundo a consola, as envolventes calculadas com o MPD são inferiores às dos modelos MAA50% e MAA 100%. No caso do MPD, as tensões segundo o arco atingem o valor máximo de tração (7 MPa) e máximo de compressão (-9 MPa) no paramento de montante, e segundo a consola de 3 e -4 MPa, também a montante. Usando as massas de água associadas a 50 %, a máxima tração é de 5 MPa e a máxima compressão de -6 MPa, segundo o arco, enquanto segundo a consola os valores são de 5 e -4 MPa, respetivamente (paramento de montante). Por fim, usando o modelo MAA100%, a máxima compressão é de cerca de -8 MPa enquanto a máxima tração atinge valores perto dos 9 MP, segundo o arco; para as tensões segundo a consola os valores máximos são de -6 e 6 MPa, respetivamente; neste caso, tanto as trações segundo o arco como segundo a consola são globalmente mais superiores às calculadas com as duas hipóteses anteriores (MAA50% e MPD), quer no paramento de montante quer no paramento de jusante.

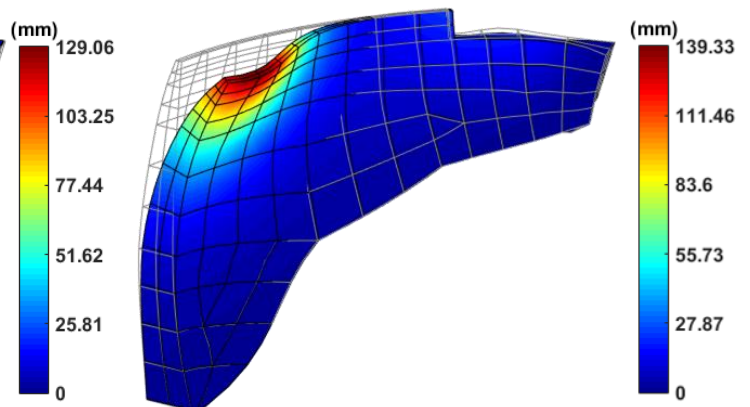
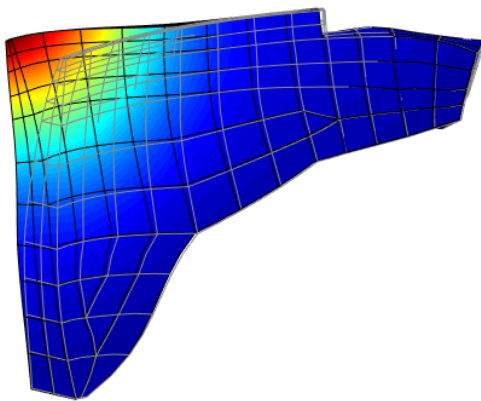
Instante t_m

Instante t_j

Abordagem clássica com MAA: $C_{MAA} = 50\%$; $C_{Edin} = 1,5$



Formulação em pressões e deslocamentos. Albufera com EF de pressão: $C_{Edin} = 1,25$



Abordagem clássica com MAA: $C_{MAA} = 100\%$; $C_{Edin} = 1,5$

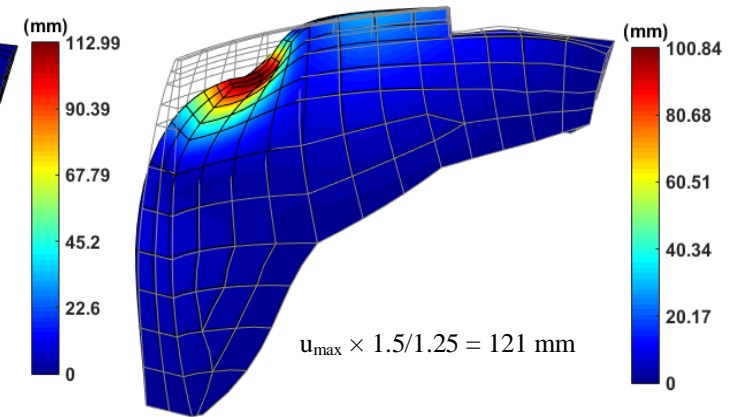
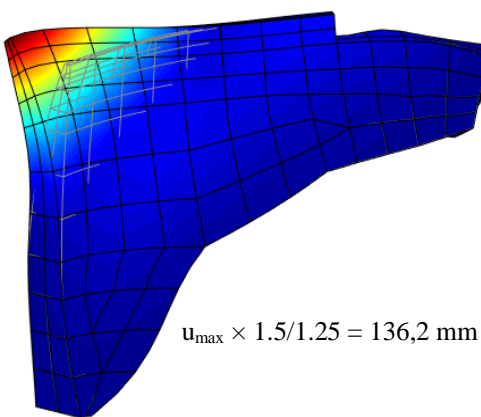
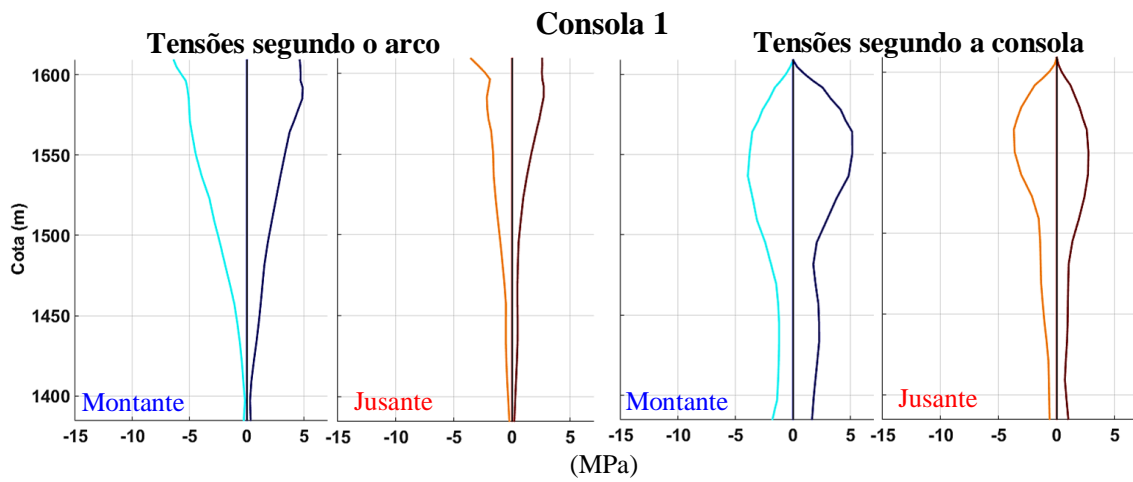
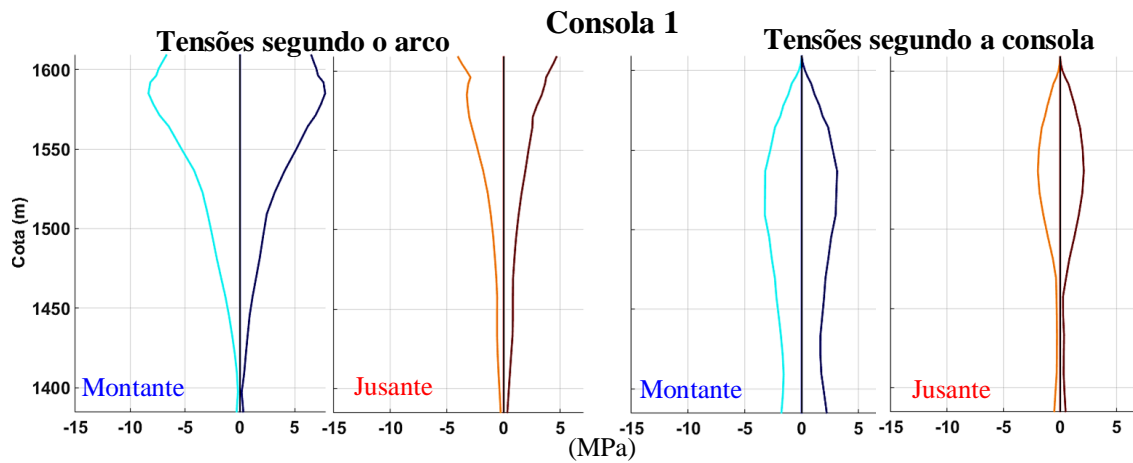


Figura 5.42 – SMP. Comparação dos resultados: Modelo MAA vs Modelo MPD. Campos de deslocamentos.

Abordagem clássica com MAA: $C_{MAA} = 50\%$; $C_{Edin} = 1,5$



Formulação em pressões e deslocamentos. Albufera com EF de pressão: $C_{Edin} = 1,25$



Abordagem clássica com MAA: $C_{MAA} = 100\%$; $C_{Edin} = 1,5$

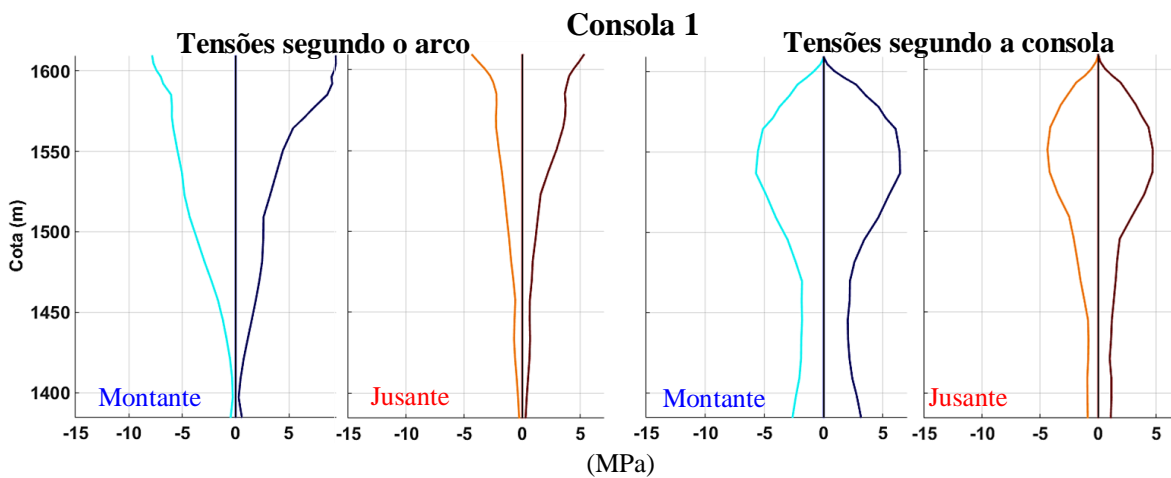


Figura 5.43 - SMP. Comparação dos resultados: Modelo MAA vs Modelo MPD. Envoltórias de tensões na Consola 1.

A análise dos resultados anteriores permite retirar algumas conclusões interessantes:

- i) tendo em conta que a rigidez é igual para os modelos MAA50% e MAA100%, no caso do MAA100% (tendo em conta as maiores forças sísmicas atuantes) tanto os deslocamentos como as tensões são superiores;
- ii) comparando a formulação em deslocamentos e pressões (MPD) com o modelo com MAA50%, visto que a rigidez é maior neste último, os deslocamentos vão ser menores. O mesmo se verifica para as tensões, ainda que seja curioso verificar que as tensões segundo a consola calculadas com o modelo MAA50 % são superiores);
- iii) efetuando a comparação entre o modelo MPD com o modelo MAA100%, é possível verificar que, para o modelo MAA100% as tensões calculadas (especialmente as trações) são globalmente superiores.

Resumidamente, para o caso da barragem em estudo, é possível verificar que o modelo MPD conduz a tensões segundo o arco com valores entre os calculados com os modelos de MAA50% e MAA100%. Quanto às tensões segundo a consola, o modelo MPD conduz a valores ligeiramente menores que os calculados com modelo MAA50% e MAA100% (sendo neste caso verificada uma diferença superior).

5.7 Verificação da segurança sísmica da barragem de Luzzone

No âmbito da análise sísmica da barragem de Luzzone, efetuaram-se cálculos numéricos com integração temporal, utilizando uma formulação em pressões e deslocamentos recorrendo a uma abordagem no espaço de estado, para o modelo de elementos finitos com albufeira discretizada em EF de pressão, considerando a ação do sismo (SBP ou SMP) e a combinação estática de inverno e de verão. Com base nos resultados obtidos, deve ser garantida a segurança estrutural da barragem através da verificação da segurança para roturas pontuais (cenário corrente) e da verificação da estabilidade de blocos que se podem formar no corpo da obra (cenário de rotura) (Figura 5.45).

No que diz respeito à verificação da segurança para roturas pontuais, esta consiste em comparar as tensões calculadas para uma determinada combinação de ações com a resistência do betão (critério de Mohr-Coulomb e de Rankine), por forma a garantir a segurança relativamente à possibilidade de ocorrência de roturas locais no betão. Quanto à verificação da segurança da estabilidade de blocos, esta diz respeito à realização do estudo da estabilidade para a situação de deslizamento e derrubamento de blocos que se possam formar no corpo da obra, durante a ocorrência da ação sísmica. No caso da barragem de Luzzone, propõe-se a realização de cálculos da estabilidade de blocos de controlo situados no topo da consola de maior altura da barragem.

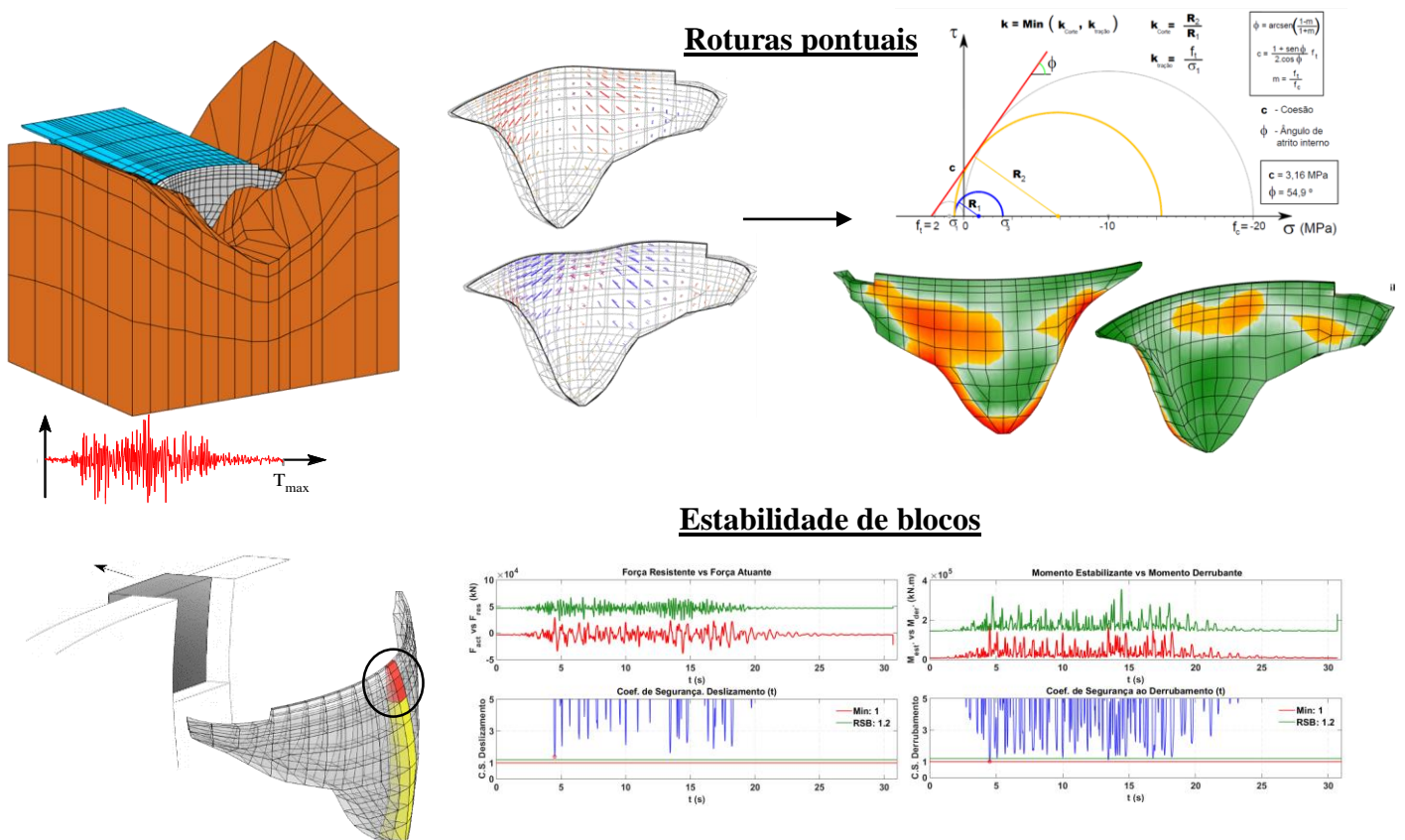


Figura 5.44 - Verificação a segurança sísmica: cenário corrente (roturas pontuais no betão) e cenário de rotura (estabilidade de blocos - deslizamento e derrubamento).

5.7.1 Cenário corrente. Verificação da segurança relativamente à ocorrência de roturas pontuais no betão.

No seguimento da análise da resposta dinâmica barragem (nomeadamente do campo de tensões), a verificação da segurança relativamente à ocorrência de roturas locais por corte e por tração é realizada para as combinações estáticas e dinâmicas mais importantes apresentadas anteriormente: a combinação envolvendo as ações estáticas (época de inverno e de verão) e a ação sísmica, representada pelo SBP ($\xi_{1^o\text{Modo}} = 1\%$) e pelo SMP ($\xi_{1^o\text{Modo}} = 5\%$).

No estudo da possibilidade de ocorrência de roturas locais no betão, devem ser considerados os valores de cálculo das resistências do betão à compressão e à tração indicados na figura 5.5: no caso do betão novo $f_c=32$ e $f_t=2,3$ MPa e para o betão antigo $f_c=38$ e $f_t=3$ MPa. Para a verificação da segurança local considera-se suficiente analisar um conjunto restrito de pontos (Pontos de Gauss) representativo do campo de tensões no corpo da barragem. Esta verificação de segurança é efetuada com base no cálculo pontual de um coeficiente de segurança (figura 5.43):

$$k = \min (k_{\text{corte}} ; k_{\text{tração}}) \quad (5.3)$$

em que k corresponde ao menor dos valores calculados para o coeficiente de segurança ao corte k_{corte} (critério de rotura de Mohr-Coulomb) e à tração simples $k_{\text{tração}}$ (critério de rotura de Rankine). No caso da presente verificação, admite-se que: i) a rotura por corte ocorre no caso em que a circunferência de Mohr (que representa o estado de tensão num dado ponto) atinge a reta de Mohr-Coulomb, ao ser expandida através do aumento da tensão principal de compressão e fixando a menor tensão principal em valor absoluto (que pode ser a maior tração ou a menor compressão); ii) quanto à rotura por tração, esta ocorre naturalmente quando a tensão de tração é superior ao valor da tensão resistente do betão à tração.

A análise e representação gráfica da verificação da segurança para a ocorrência de roturas pontuais no betão é efetuada com base no índice de Rotura i_R (Figura 5.46) (Oliveira et al., 2014). Este índice representa, para cada ponto e em cada instante, a maior ou menor ‘distância’ de uma situação de rotura, em função do estado de tensão calculado (nesse ponto e nesse instante) e é proporcional ao inverso de k , convencionando-se que é:

$$i_R = 100/k \quad (5.4)$$

Com esta definição, a rotura local é atingida nos pontos em que o índice de i_R atinge o valor 100; no caso em que o estado de tensão é bastante inferior ao da tensão resistente, o valor do índice de rotura é muito baixo (será $i_R = 0$, no caso de um estado de tensão nulo).

Relativamente aos requisitos regulamentares, a Norma de Projeto de Barragens (NPB, 1993) exige que o coeficiente de segurança k seja superior a 2.5, o que significa que a verificação das condições de segurança regulamentares são atingidas quando i_R é inferior a 40 (i.e., situações em que o estado de tensão é 40% do estado de tensão que provoca a rotura) – esta situação é representada no corpo da barragem com cores em tons de verde (de verde escuro a verde claro); as condições regulamentares não são verificadas se i_R for superior a 40, tendo em conta que o coeficiente de segurança k é superior a 2,5 – esta situação é representada no corpo da barragem com tons de laranja até tons de vermelho; a situação de rotura localizada ocorre nos pontos em que i_R atinge o valor máximo de 100 – neste caso a cor representativa é o vermelho forte.

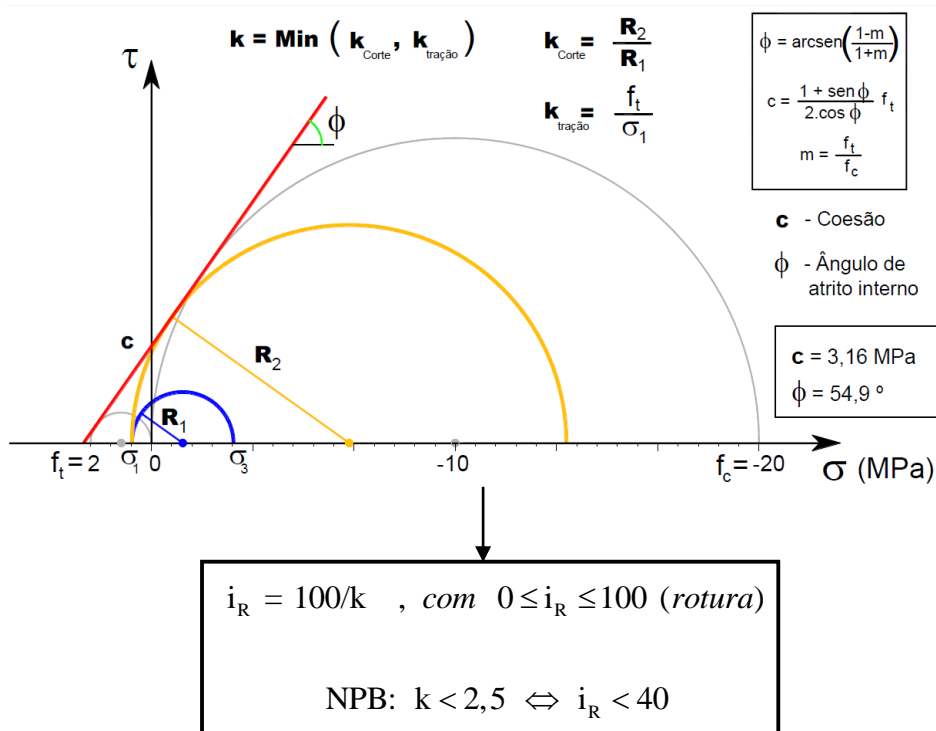


Figura 5.45 - Definição do conceito do coeficiente de segurança para roturas locais: verificação da segurança ao corte (critério de Mohr-Coulomb) e à tração (critério de Rankine). Cálculo do índice de Rotura i_R (

De seguida apresentam-se os resultados obtidos no âmbito da verificação da segurança para a ocorrência de roturas pontuais no betão através de representações gráficas 3D, em que se representa a distribuição do índice de Rotura i_R na barragem. É de referir ainda que, no caso da presente dissertação, o cálculo é efetuado ao longo do período de atuação do sismo, i.e., considerando o efeito da acumulação de roturas no betão.

5.7.1.1 Verificação da segurança para roturas pontuais: combinação de ações estáticas

Neste ponto apresentam-se os cálculos efetuados com vista à verificação da segurança relativamente à possibilidade de ocorrência de roturas locais no betão, para o caso das combinações estáticas mais importantes (de inverno e de verão), que correspondem à situação inicial para a análise da segurança durante a atuação dos sismos base e máximo de projeto. Estuda-se, primeiramente, a resposta para a ação isolada do peso próprio e da pressão hidrostática.

Peso Próprio (PP) e Pressão Hidrostática (PH)

Na figura 5.47 representa-se a distribuição do i_R no corpo da barragem para os casos da atuação do peso próprio e da pressão hidrostática: relativamente ao PP verifica-se que toda a barragem apresenta cor verde escura (segurança elevada); no caso teórico de atuação apenas da PH, observa-se que na zona de inserção no paramento de montante ocorrem estados de tensão que correspondem a situações próximas da rotura (trações elevadas).

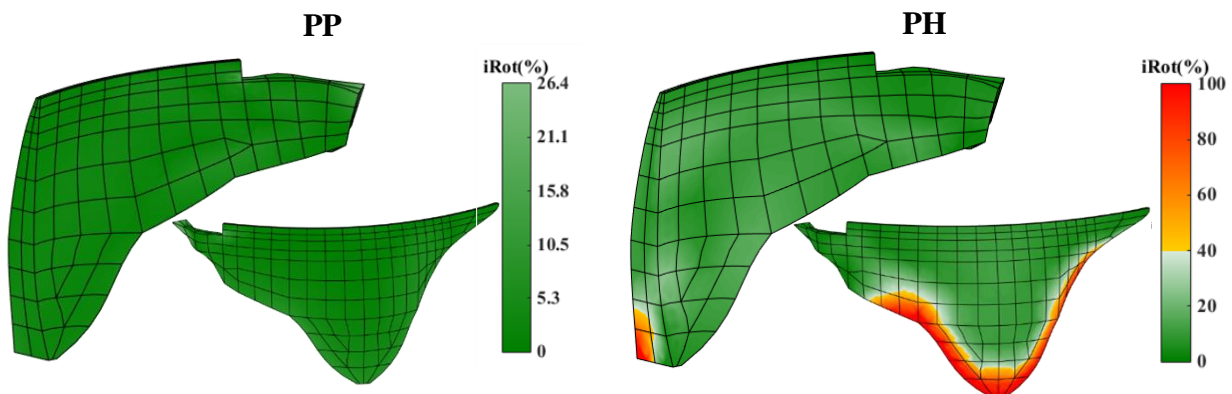


Figura 5.46 - PP e PH: Exemplo do estudo da verificação da segurança local. Roturas locais no betão.

Combinação estática de inverno (CE_{INV}): PP + PH + PSed + dTInv

Considerando a combinação estática de inverno (figura 5.48) é possível verificar que o valor do i_R respeita os requisitos regulamentares em praticamente todo o corpo da barragem, exceto na zona inferior do paramento de montante junto à fundação, onde a cor alaranjado/vermelho indica um estado de tensão próximo suscetível de provocar rotura.

Combinação estática de verão (CE_{VER}): PP + PH + PSed + dTVer

Considerando a atuação da combinação estática de verão (figura 5.49) é possível verificar que, tal como para a combinação de inverno, o valor do i_R respeita os requisitos regulamentares em praticamente todo o corpo da barragem, exceto na zona inferior do paramento de montante junto à fundação onde a cor alaranjado/vermelho indica um estado de tensão próximo da rotura.

PP + PH + PSed + dTInv

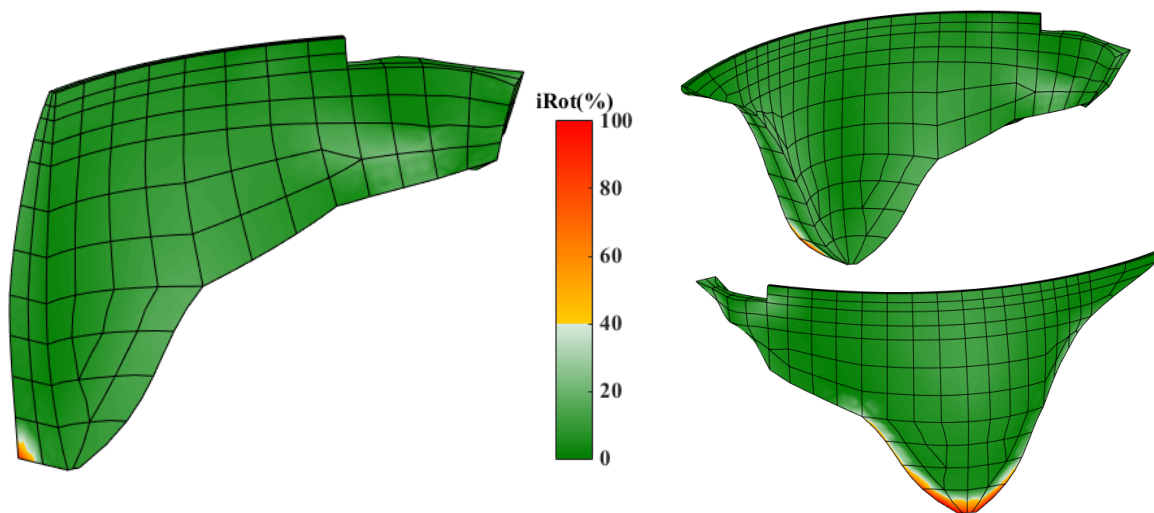


Figura 5.47 - PP+PH+PSed+dTInv: Verificação da segurança para roturas locais no betão.

PP + PH + PSed + dTVer

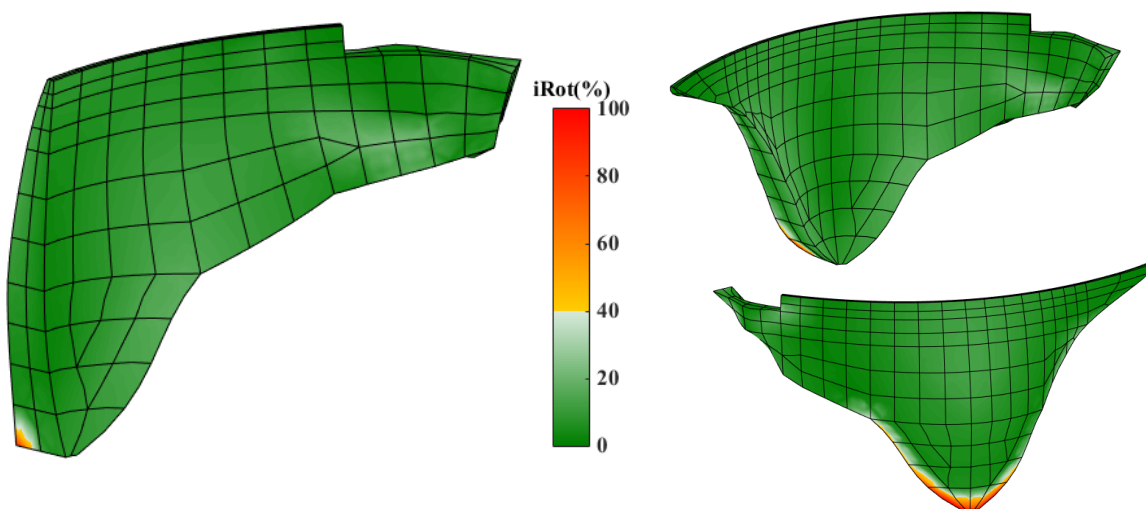


Figura 5.48 - PP+PH+PSed+dTVer: Verificação da segurança relativamente à possibilidade de ocorrência de roturas locais no betão.

Analisando os resultados apresentados para a verificação da segurança à rotura no caso das combinações estáticas, pode-se concluir que a segurança local é verificada em todo o corpo da barragem, com exceção da zona indicada no paramento de montante, sendo ainda de notar que a situação de inverno é ligeiramente mais desfavorável que a situação de verão.

5.7.1.2 Verificação da segurança para roturas pontuais: combinação estática de inverno + sismo

Neste ponto efetua-se a análise da segurança local relativamente à ocorrência de roturas pontuais no betão, quando a estrutura é solicitada pelo sismo (SBP e SMP), considerando como situação inicial o estado de tensão no inverno.

PP + PH + PSed+dTInv + SBP ($a_{\text{pico,H}} = 0,016g$; $\xi_{1^{\circ}\text{Modo}} = 1\%$)

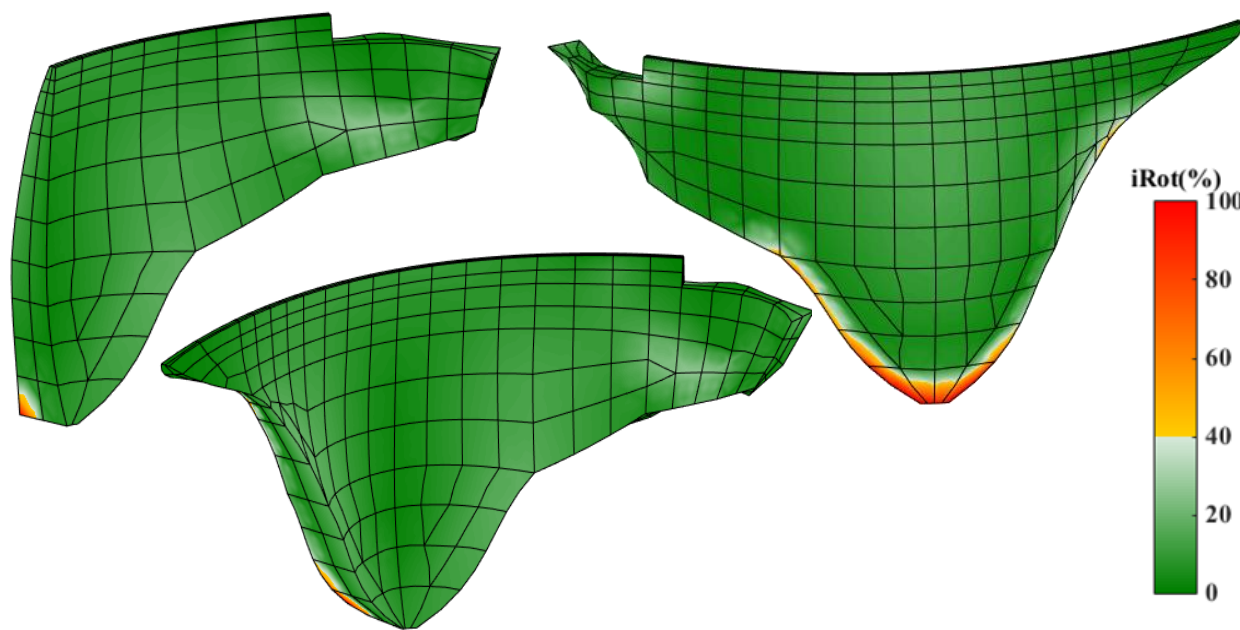
Neste caso, é possível verificar que a ação do SBP têm um pequeno efeito desfavorável comparativamente com a combinação estática de inverno. Neste caso, apenas a zona inferior da barragem junto à fundação apresenta tons alaranjados/vermelhos que indicam que não se verificam as condições regulamentares, podendo mesmo ocorrer estados de tensão que levem à rotura. Assim, é possível verificar (Figura 5.50a) que para esta combinação se verifica, genericamente, a segurança relativamente a roturas pontuais.

PP + PH + PSed+dTInv + SMP ($a_{\text{pico,H}} = 0,16g$; $\xi_{1^{\circ}\text{Modo}} = 5\%$)

Para a combinação envolvendo o SMP, verifica-se um claro agravamento no âmbito da verificação da segurança, em relação à análise efetuada para a CE_{INV} (figura 5.47). Neste caso, é possível observar (Figura 5.50b) a existência de áreas que não cumprem os valores regulamentares de $i_R = 40$, tanto na zona superior do paramento de jusante (laranja) como no paramento de montante (laranja escuro/vermelho), com especial ênfase para a zona de inserção da barragem junto à fundação, e ainda no interior da espessura de betão (tons de vermelho). Por outro lado, verifica-se que a maioria das zonas que respeitam as condições de segurança ($i_R < 40$) apresentam valores próximos do limite regulamentar.

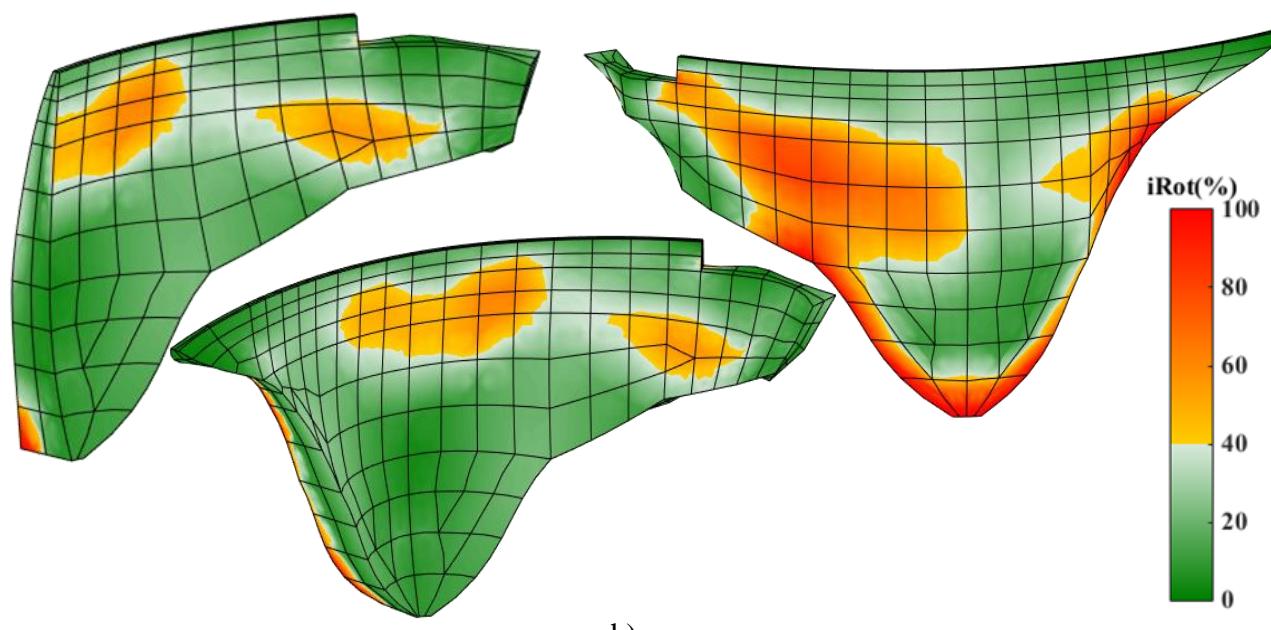
Neste caso, pode-se aceitar a existência de algumas zonas da barragem, junto aos paramentos, em que não se respeitem os requisitos regulamentares relativamente ao coeficiente de segurança. Assim, pode-se concluir que para esta combinação também se verifica, genericamente, a segurança relativamente a roturas pontuais.

PP + PH + PSed + dTInv + SBP



a)

PP + PH + PSed + dTInv + SMP



b)

Figura 5.49 - PP+PH+PSed+dTInv + Sismo: Verificação da segurança relativamente à possibilidade de ocorrência de roturas locais no betão.

5.7.1.3 Verificação da segurança para roturas pontuais: combinação estática de verão + sismo

Neste ponto analisa-se a da segurança relativamente à possibilidade de ocorrência de roturas locais no betão, quando a estrutura é solicitada pelo sismo (SBP e SMP), considerando como situação inicial o estado de tensão no verão (associado a uma variação de temperatura positiva).

PP + PH + PSed+dTVer + SBP ($a_{pico,H} = 0,016g$; $\xi_{1^{o}Modo} = 1\%$)

Para esta combinação é possível verificar que a ação do SBP têm um efeito ligeiramente desfavorável comparativamente com a CE_{VER} isolada. Neste caso, tal como no inverno, apenas a zona inferior da barragem junto à fundação apresenta tons alaranjados que indicam que não se verificam as condições regulamentares. Assim, conclui-se que para a solicitação do SBP no verão se verifica a segurança para roturas pontuais (Figura 5.51a).

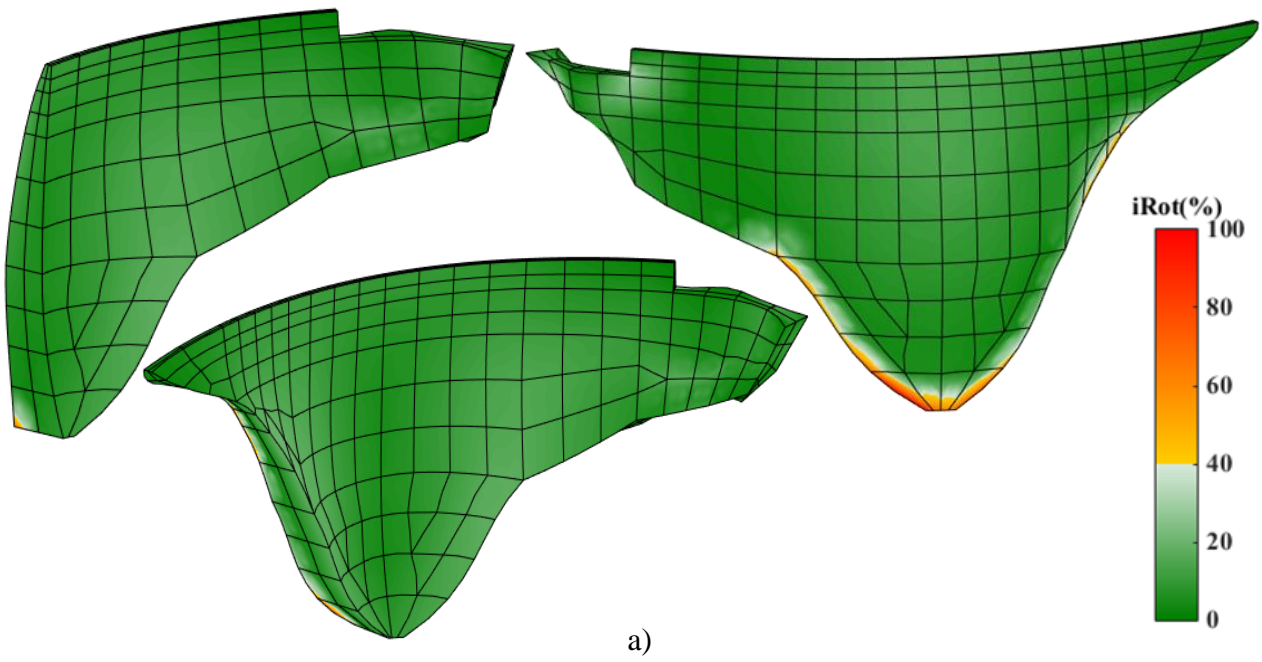
PP + PH + PSed+dTVer + SMP ($a_{pico,H} = 0,16g$; $\xi_{1^{o}Modo} = 5\%$)

Para a combinação envolvendo o SMP, observa-se um significativo agravamento no âmbito da verificação da segurança em relação à análise efetuada para a CE_{VER} (figura 5.48). Neste caso, é possível observar (Figura 5.51b) a existência de áreas que não cumprem os valores regulamentares de $i_R \leq 40$, nomeadamente no paramento de montante, com especial ênfase para a zona de inserção da barragem junto à fundação, e no interior da espessura de betão (tons de laranja forte e vermelho). De referir ainda que neste caso, existem duas zonas (com dimensão mais reduzida que no caso do inverno) a jusante em que não se verifica o valor mínimo do índice de rotura. Por outro lado, verifica-se que a maioria das zonas que espeitam as condições de segurança ($i_R < 40$) apresentam valores próximos do limite regulamentar.

Neste caso, tal como na situação de inverno apresentada anteriormente, pode-se aceitar a existência de algumas zonas da barragem em que não se respeitem os requisitos regulamentares relativamente ao coeficiente de segurança, pelo que se pode concluir que, para esta combinação, também se verifica (genericamente) a segurança relativamente a roturas pontuais.

Comparativamente com a situação de inverno e tendo em conta que, como se referiu em 5.6.4.3, a variação de temperatura no verão provoca, de forma geral, um aumento das compressões. Assim, pode-se concluir que, tanto para a solicitação do SBP como do SMP, se obtêm valores globalmente mais baixos do i_R no verão. Assim, conclui-se que a solicitação do sismo durante o inverno é mais desfavorável na perspetiva da verificação da segurança da barragem de Luzzone.

PP + PH + PSed + dTVer + SBP



PP + PH + PSed + dTVer + SMP

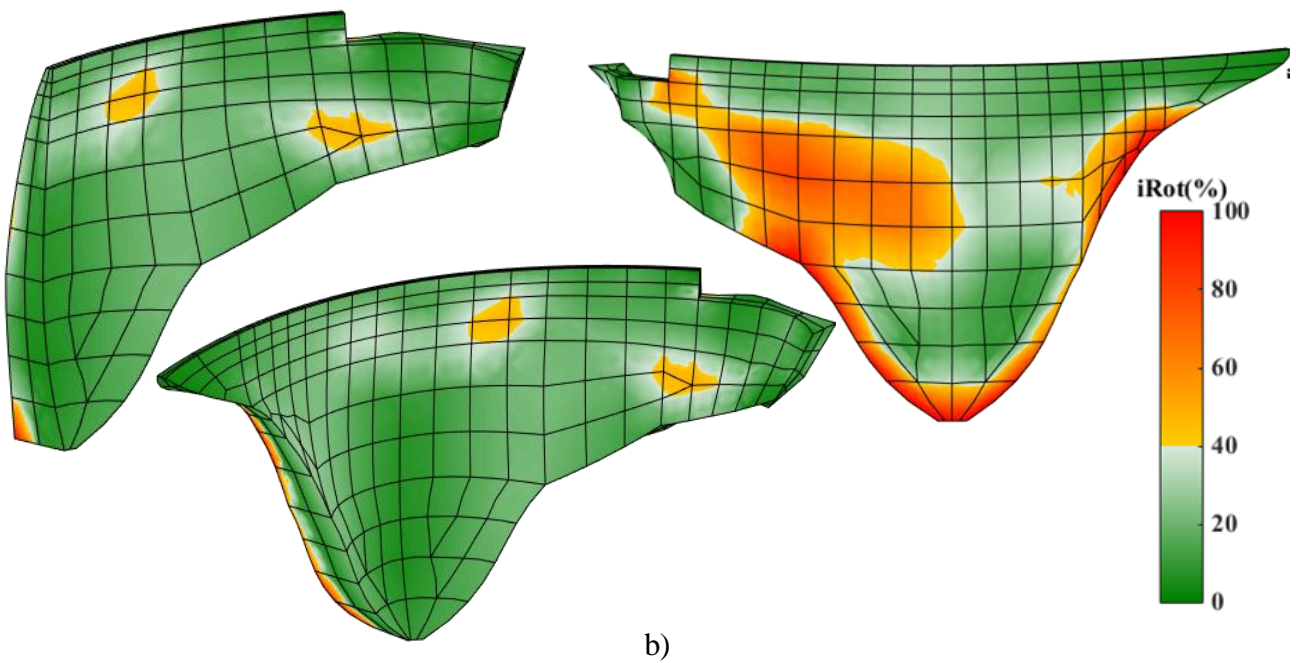


Figura 5.50 - PP+PH+PSed+dTVer + Sismo: Verificação da segurança relativamente à possibilidade de ocorrência de roturas locais no betão.

5.7.2 Cenário de rotura. Análise da estabilidade de blocos: verificação da segurança ao deslizamento e ao derrubamento.

Método de Cálculo

A análise da estabilidade global da barragem de Luzzone consiste em efetuar a verificação da segurança ao deslizamento e ao derrubamento de blocos, para a combinação envolvendo o Sismo Máximo de Projeto: de acordo com o RSB os coeficientes de segurança devem ser superiores a 1.2. Os cálculos devem ser efetuados para blocos de controlo (blocos de diferentes alturas, situados na zona superior do bloco de fecho da abóbada) assumindo que, durante a solicitação sísmica, as juntas verticais (faces laterais do bloco de controlo) podem abrir e que se forma uma fenda horizontal na base do bloco. Nesta fenda horizontal considera-se um ângulo de atrito $\phi = 63^\circ$ e coesão nula $c = 0$.

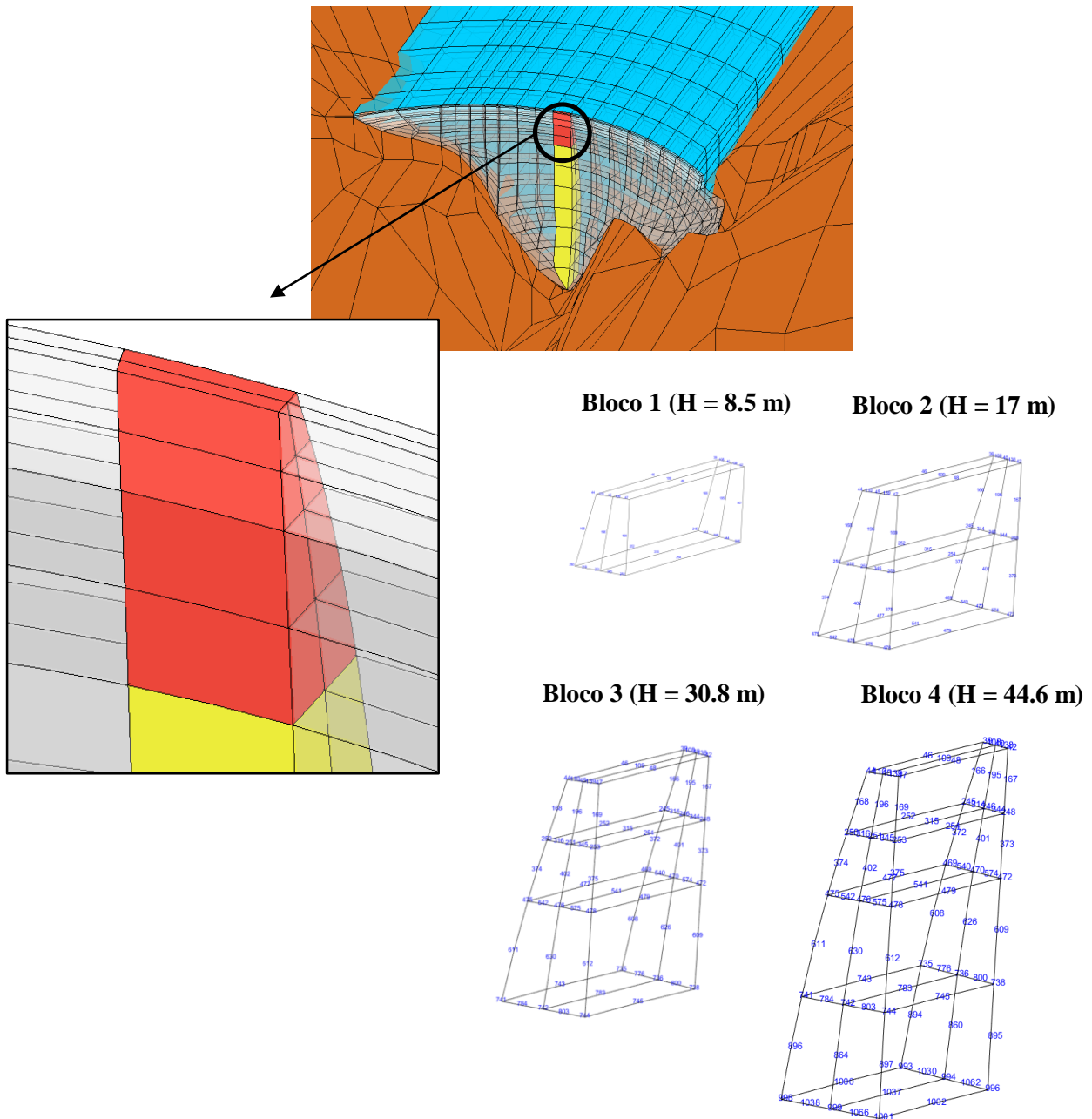
Desta forma, a verificação da segurança global da barragem de Luzzone vai ser efetuada para blocos de controlo situados na zona superior da consola de maior altura, admitindo que durante a ocorrência do sismo, a fenda horizontal pode surgir a várias cotas (Figura 5.52): i) 1600,5 m – bloco de controlo 1 (H = 8,5 m); ii) 1592 m – bloco de controlo 2 (H = 17 m); iii) 1578,2 m – bloco de controlo 3 (H = 30,8 m); e iv) 1564,5 m – bloco de controlo 4 (H = 44,6 m). As características destes blocos apresentam-se na tabela seguinte:

Tabela 5.2 - Bloco de controlo para verificação da segurança global. Características principais.

-	Bloco 1	Bloco 2	Bloco 3	Bloco 4
Altura (m)	8,5	17,0	30,8	44,6
Cota de água (sobre a fenda) (m)	5,5	14,0	27,8	41,6
Espessura (m)	7,4	10,0	13,4	16,0
Largura (m)	20,85	21,0	21,2	21,4
Área da Base (m ²)	153,7	210,2	283,3	341,0
Nrº de EF constituintes	2	4	6	8

Na análise da estabilidade dos blocos de controlo devem ser consideradas as seguintes ações:

- i) o peso próprio do bloco;
- ii) a pressão hidrostática e pressão hidrodinâmica - na verificação da segurança global da barragem efetuam-se os cálculos considerando o nível da água à cota 1606 m, por forma a reduzir a componente estabilizante da força da água;
- iii) a subpressão na base do bloco (admitindo a fenda horizontal aberta e uma distribuição de pressões triangular);
- iv) as forças dinâmicas resultantes da ação sísmica.



Forças aplicadas no bloco de controle

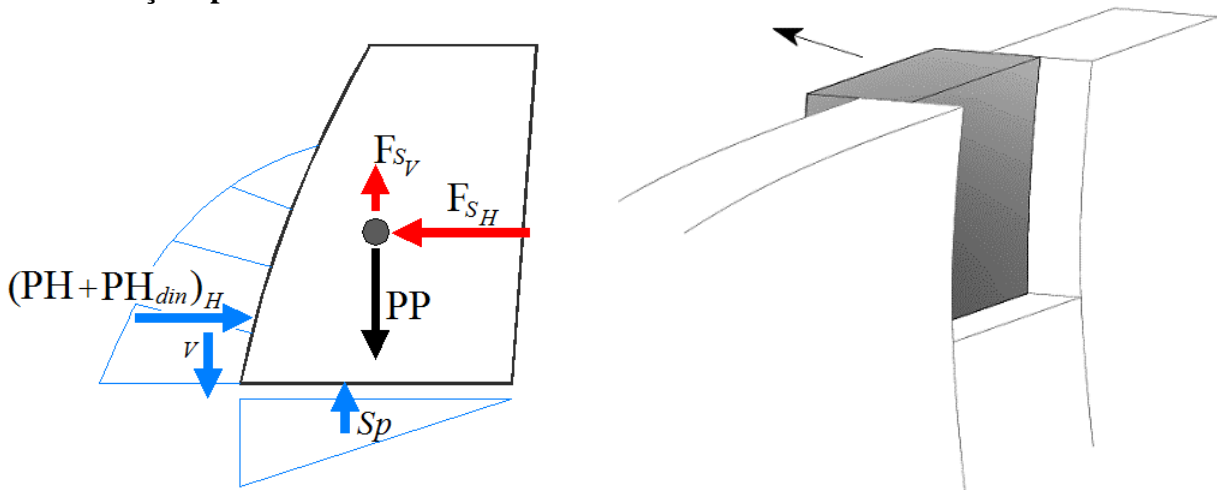


Figura 5.51 - Blocos de controle e forças aplicadas para verificação da segurança ao deslizamento e derrubamento.

O cálculo efetuado com vista à verificação da segurança de blocos ao deslizamento e ao derrubamento, para a combinação envolvendo o SMP, baseia-se na determinação dos coeficientes de segurança (ao deslizamento e ao derrubamento) para cada instante, durante o período de atuação do sismo (Figura 5.53).

Primeiramente, determinam-se as acelerações no bloco de controlo bem como as pressões no paramento de montante e, de seguida, aplicando o método de integração de Gauss para os EF que constituem o bloco de controlo, calculam-se em todos os instantes as várias forças envolvidas, estáticas e dinâmicas: i) força vertical do peso próprio; ii) força vertical da subpressão; iii) componente vertical e horizontal da pressão hidrostática; iv) a componente horizontal e vertical da pressão hidrodinâmica; e v) a componente vertical e horizontal da força sísmica. Relativamente às forças horizontais indicadas, é necessário utilizar uma matriz de rotação que permita calcular a força horizontal radial que vai ser considerada no cálculo. Em paralelo com o cálculo das forças estáticas e dinâmicas, determinam-se também os respetivos momentos, relativamente ao ponto situado na linha média da base do bloco no paramento de montante ($M = F \times d$), com F a representar a força radial e d o respetivo braço (considerando a distância entre o ponto de aplicação da força no bloco e o ponto de referência no paramento de montante).

No que diz respeito à análise da estabilidade do bloco de controlo relativamente ao deslizamento, determina-se a força radial atuante F_{Act} (que resulta da soma das forças radiais) e a força radial resistente F_{Res} :

$$F_{Res} = F_V * \tan \phi \quad (5.5)$$

em que F_V representa a soma das forças verticais atuantes no bloco, e ϕ o ângulo de atrito na base do bloco (conforme se referiu, $\phi = 63^\circ$).

Assim, calcula-se o coeficiente de segurança ao deslizamento em cada instante :

$$CS_{desl}(t) = \frac{F_{Res}(t)}{F_{Act}(t)} \quad (5.6)$$

Quanto ao derrubamento, calcula-se o momento estabilizante, que resulta da soma dos momentos com sinal negativo (i.e., momentos atuantes na direção de jusante), e o momento derrubante, que se calcula somando os momentos com sinal positivo (momentos atuantes na direção de montante):

$$M_{est} = \sum (M_i < 0) ; M_{derr} = \sum (M_i > 0) \quad (5.7)$$

Como nota, é de referir que os momentos provocados pelo peso próprio e pela pressão hidrostática estabilizantes, enquanto o momento provocado pela subpressão é instabilizante; relativamente aos momentos provocados pela força sísmica e pela pressão hidrodinâmica no bloco, o seu efeito (favorável ou desfavorável) vai depender da direção de atuação da aceleração num dado instante, tanto para a componente vertical como para a radial.

Por fim, determina-se o coeficiente de segurança ao derrubamento para em cada instante:

$$CS_{derrub}(t) = \frac{M_{est}(t)}{M_{derr}(t)} \quad (5.8)$$

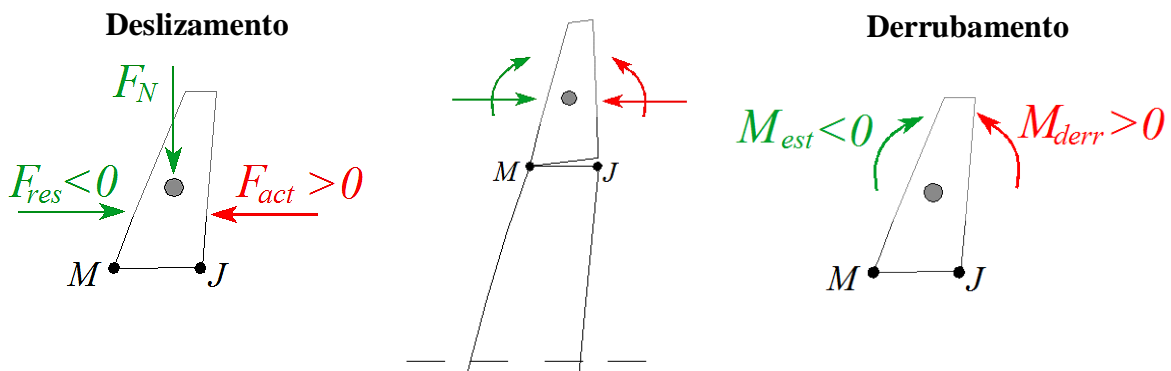


Figura 5.52 - Forças atuantes e resistentes e momentos derrubantes e estabilizantes no bloco de controlo.

Resultados da verificação da segurança ao deslizamento e ao derrubamento

Na tabela 5.3 apresentam-se as forças estáticas e as forças dinâmicas atuantes, no instante em que ocorre a aceleração máxima no bloco para montante ($t_{a,max}$). Relativamente às forças estáticas, pode-se verificar um aumento da força vertical devido ao peso próprio com o aumento da altura do bloco. As componentes horizontal e vertical da pressão hidrostática também aumentam com o aumento da altura de água sobre a fenda existente na base do bloco (o mesmo é válido para a subpressão). Quanto às forças dinâmicas, é possível notar que, com o aumento da altura do bloco, aumenta a força sísmica no bloco e a pressão hidrodinâmica.

Tabela 5.3 - Blocos de controlo. Forças estáticas e forças dinâmicas.

Forças atuantes [kN]	Bloco de Controlo			
	B1 H=8,5 m	B2 H=17 m	B3 H=30,8 m	B4 H=44,6 m
Peso Próprio, PP	25178,9	62474,3	148287,9	256379,7
Pressão Hidrostática (H), PH_H	7772,6	31344,8	104105,0	220300,8
Pressão Hidrostática (V), PH_V	3242,70	12387,0	35858,5	66330,2
Subpressão, Sp	6533,7	17868,1	43643,7	76086,3
Pressão Hidrodinâmica (H), $PH_{din H}$ (t)	10816,9	33689,6	75303,2	111174,7
Pressão Hidrodinâmica (V), $PH_{din V}$ (t)	4509,1	13432,6	27021,3	36530,2
Força Sísmica (H), FS_H (t)	37239,4	82024,7	156804,5	216659,2
Força Sísmica (V), FS_V (t)	4302,7	8414,0	12639,7	12990,3

Em seguida apresentam-se os resultados da análise da estabilidade dos blocos de controlo para a combinação envolvendo o SMP, tanto no instante $t_{a,max}$ (Tabela 5.4) como ao longo do tempo (Figura 5.54).

No que diz respeito à verificação da segurança ao deslizamento, a F_{Res} é superior à F_{Act} tanto no instante $t_{a,max}$ como ao longo do período de atuação do sismo, em todos os casos analisados. O bloco 1, sendo aquele que possui menor peso, é o bloco para o qual se obtêm menores valores do coeficiente de segurança ao deslizamento ($C_{S_{desl}} = 1,41$), que, ainda assim, são superiores ao valor regulamentar (1,2). No caso dos blocos 3 e 4, os valores do coeficiente de segurança ao deslizamento são bastante elevados, sendo que no bloco de controlo 4 a soma das forças favoráveis são de tal forma superiores às desfavoráveis, que as forças atuantes solicitam o bloco no sentido oposto (i.e., são estabilizantes). Desta forma verificam-se as condições de segurança ao deslizamento para todos os blocos analisados.

Relativamente ao derrubamento, no caso dos blocos 3 e 4, os momentos estabilizantes são sempre superiores aos derrubantes ao longo do período de atuação da ação sísmica. Para o bloco 2, apesar de serem atingidos valores do coeficiente de segurança ao derrubamento inferiores a 1,2, estes são sempre superiores à unidade. Por fim, o bloco 1 apresenta os menores valores calculados do coeficiente de segurança, sendo atingido o valor unitário no instante em que ocorre a aceleração máxima para montante. No entanto, tendo em conta que o coeficiente de segurança ao derrubamento atinge valores inferiores ao recomendado ($C_{S_{derr}}$ com valor mínimo de 1.00 no

bloco 1) apenas durante intervalos muito curtos de tempo ($dt = 0,01$ s), pode-se concluir que são verificadas as condições regulamentares de segurança ao derrubamento.

Por fim, convém notar que, de acordo com os valores e as histórias dos coeficientes de segurança apresentados, a segurança ao derrubamento é bastante mais favorável, de forma geral, que a segurança ao deslizamento.

Assim, para a combinação envolvendo o SMP, pode-se concluir que se verificam as condições de segurança regulamentares relativamente à estabilidade dos blocos ao deslizamento e ao derrubamento.

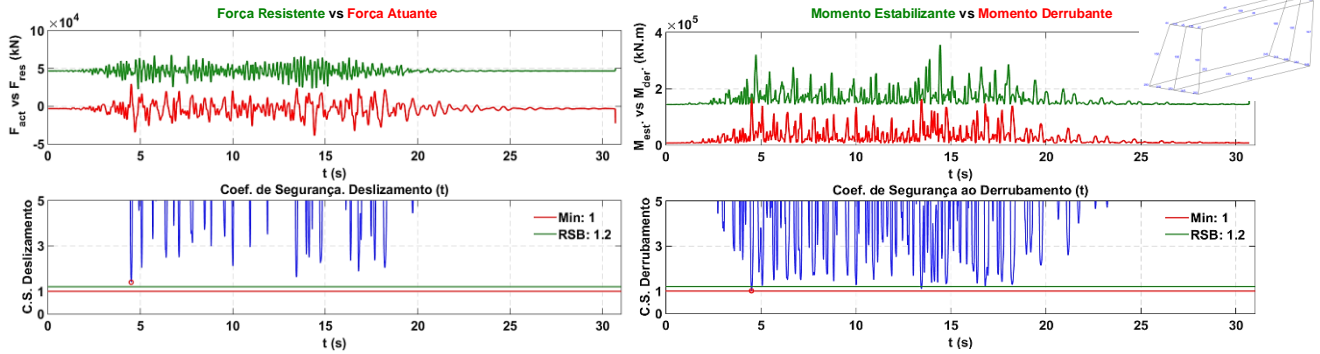
Tabela 5.4 - Bloco de controlo. Verificação da estabilidade de blocos ao deslizamento e ao derrubamento.

Verificação da Segurança dos Blocos de Controlo				
-	B1 H=8,5 m	B2 H=17 m	B3 H=30,8 m	B4 H=44,6 m
Força Tangencial Resistente [kN] (para jusante) (Ângulo de atrito: 63 °)	41972,8	116683,3	296984,4	523399,0
Resultante das Forças Atuantes (para montante) [kN]	29456,3	37918,4	10628,2	-
Coeficiente de segurança ao deslizamento	$CS_{t,amax} = 1,42$ $CS_{min} = 1,41$	$CS_{t,amax} = 3,08$ $CS_{min} = 3,08$	$CS_{t,amax} = 27,9$ $CS_{min} = 27,9$	$CS_{t,amax} = ---$ $CS_{min} = ---$
Momento Estabilizante [kN.m]	181797,4	881778,2	3685134,94	8745761,2
Momento Derrubante [kN.m]	180268,4	764777,1	2641007,9	5457150
Coeficiente de segurança ao derrubamento	$CS_{t,amax} = 1,01$ $CS_{min} = 1,00$	$CS_{t,amax} = 1,15$ $CS_{min} = 1,15$	$CS_{t,amax} = 1,40$ $CS_{min} = 1,40$	$CS_{t,amax} = 1,60$ $CS_{min} = 1,60$

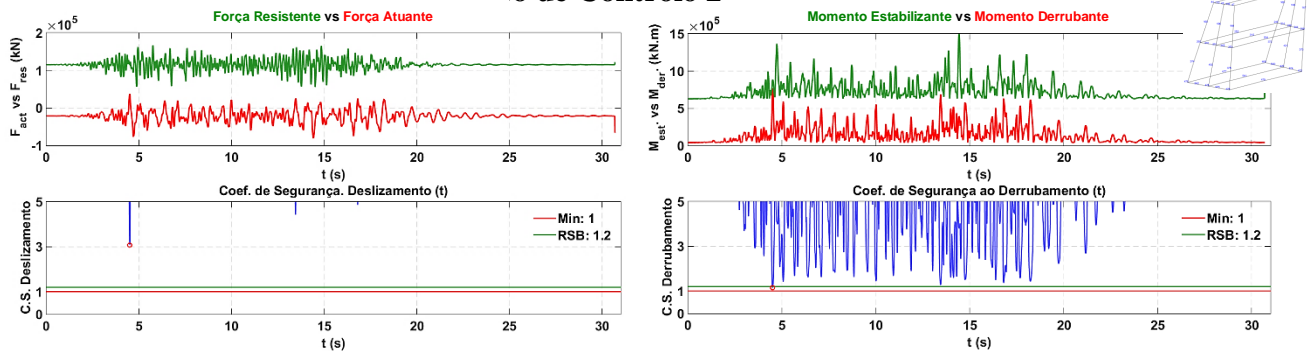
DESLIZAMENTO

DERRUBAMENTO

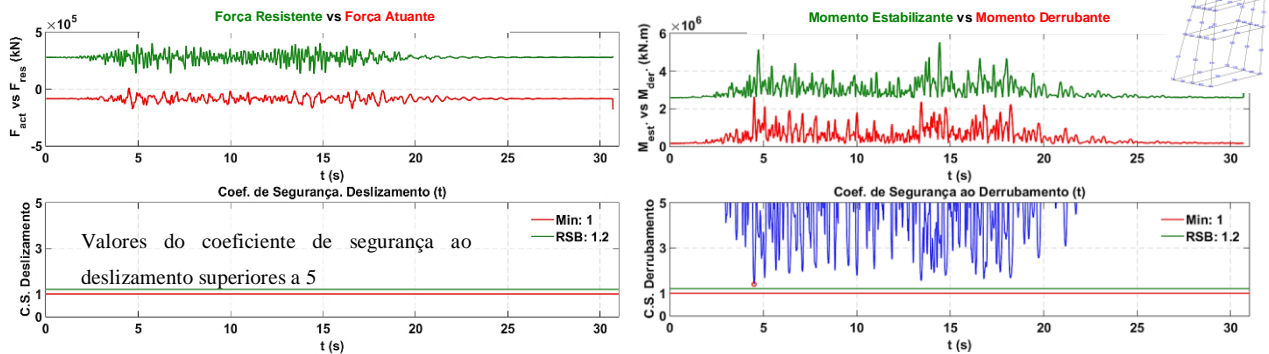
Bloco de Controle 1 – H = 8.5 m



Bloco de Controle 2 – H = 17 m



Bloco de Controle 3 – H = 30.8 m



Bloco de Controle 4 – H = 44.6 m

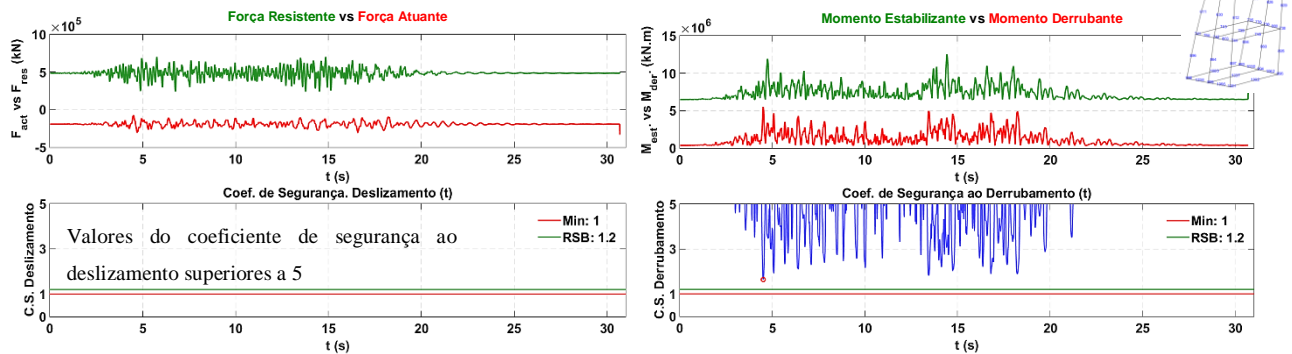


Figura 5.53 - Verificação da estabilidade de blocos de controle ao deslizamento e ao derrubamento.

5.8 Análise do cenário de majoração do Sismo Máximo de Projeto. Verificação da segurança sísmica

Após ter sido efetuada a análise da resposta dinâmica e verificação da segurança da barragem de Luzzone, para as combinações envolvendo o SBP e o SMP, neste subcapítulo pretende-se estudar o comportamento da barragem para sismos de magnitude superior à do SMP (que corresponde ao Sismo 1), com vista a determinar um coeficiente de segurança λ_s , entendido com o valor máximo do fator de majoração λ aplicado ao SMP para o qual não ocorre o colapso da barragem em estudo. Nesse sentido, apresenta-se de seguida o estudo da verificação da segurança da barragem de Luzzone, para vários sismos majorados a partir do SMP, com $\lambda = 2, 3$ e 4 , considerando valores os coeficientes de amortecimento de Rayleigh iguais aos considerados no cálculo da resposta para o SMP, ou seja, considerando um coeficiente de amortecimento relativo $\xi_{1^{\circ}\text{Modo}} = 5\%$

5.8.1 Definição e análise da ação sísmica majorada: $\lambda \times \text{SMP}$. $\lambda = 2, 3$ e 4 .

A um coeficiente de majoração $\lambda = 2$ (Figura 5.55), corresponde um sismo com aceleração de pico horizontal de $0,32g$ ($3,14 \text{ m/s}^2$). Neste caso, analisando a envolvente de acelerações máximas e mínimas ao longo da altura da barragem, o valor máximo das acelerações no topo da barragem são de $43,4 \text{ m/s}^2$ para montante e $-51,5 \text{ m/s}^2$ para jusante; Considerando $\lambda = 3$ (Figura 5.56), a aceleração de pico horizontal do sismo calculada vai ser de $0,48g$ ($4,71 \text{ m/s}^2$). Para este sismo, calculam-se acelerações máximas de $65,04 \text{ m/s}^2$ (montante) e $-77,3 \text{ m/s}^2$ (jusante).

Relativamente ao sismo com um fator de amplificação de $\lambda = 4$ (Figura 5.57), a aceleração de pico horizontal do sismo vai ser de $0,64g$ ($6,28 \text{ m/s}^2$), tendo sido calculadas acelerações máximas de $86,73 \text{ m/s}^2$ (montante) e $-103,07 \text{ m/s}^2$ (jusante).

Em qualquer um destes casos, tendo em conta que o amortecimento global do conjunto barragem-fundação-albufeira se mantém, os valores máximos da amplificação das acelerações entre a inserção e o coroamento são praticamente iguais (e por sua vez iguais aos verificados para o SMP), ou seja: $8,3$ vezes (montante) e $9,4$ vezes (jusante). Além disso, é possível notar que o andamento das envolventes apresentadas é praticamente igual nos três casos, tal como seria de esperar.

$\lambda \times \text{SMP}$ ($a_{\text{pico,H}} = 0,32\text{g}$; $\lambda = 2$)

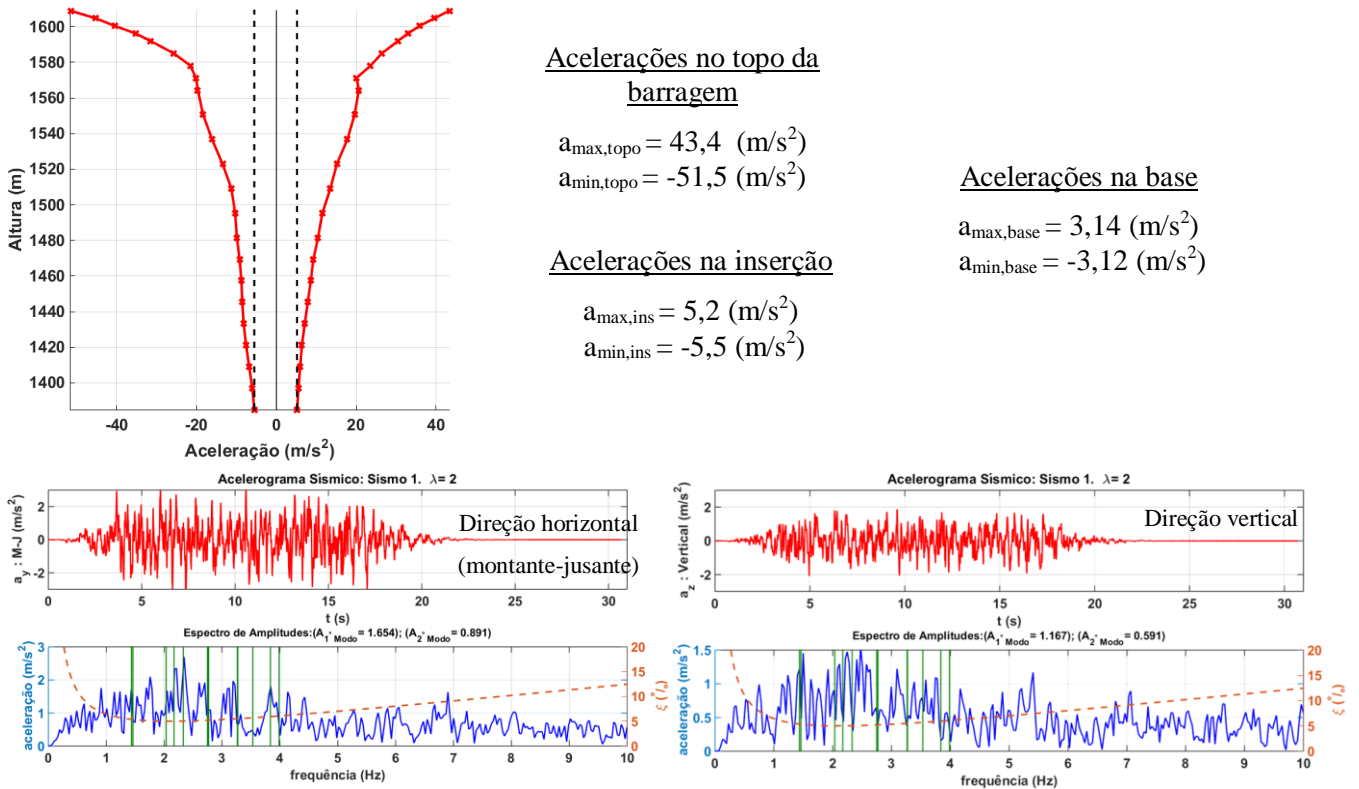


Figura 5.54 – Cenário de majoração da ação sísmica ($\lambda \times \text{SMP}$). $\lambda=2$: Acelerogramas sísmicos e espectros de amplitudes. Análise das acelerações na barragem.

$\lambda \times \text{SMP}$ ($a_{\text{pico,H}} = 0,48\text{g}$; $\lambda = 3$)

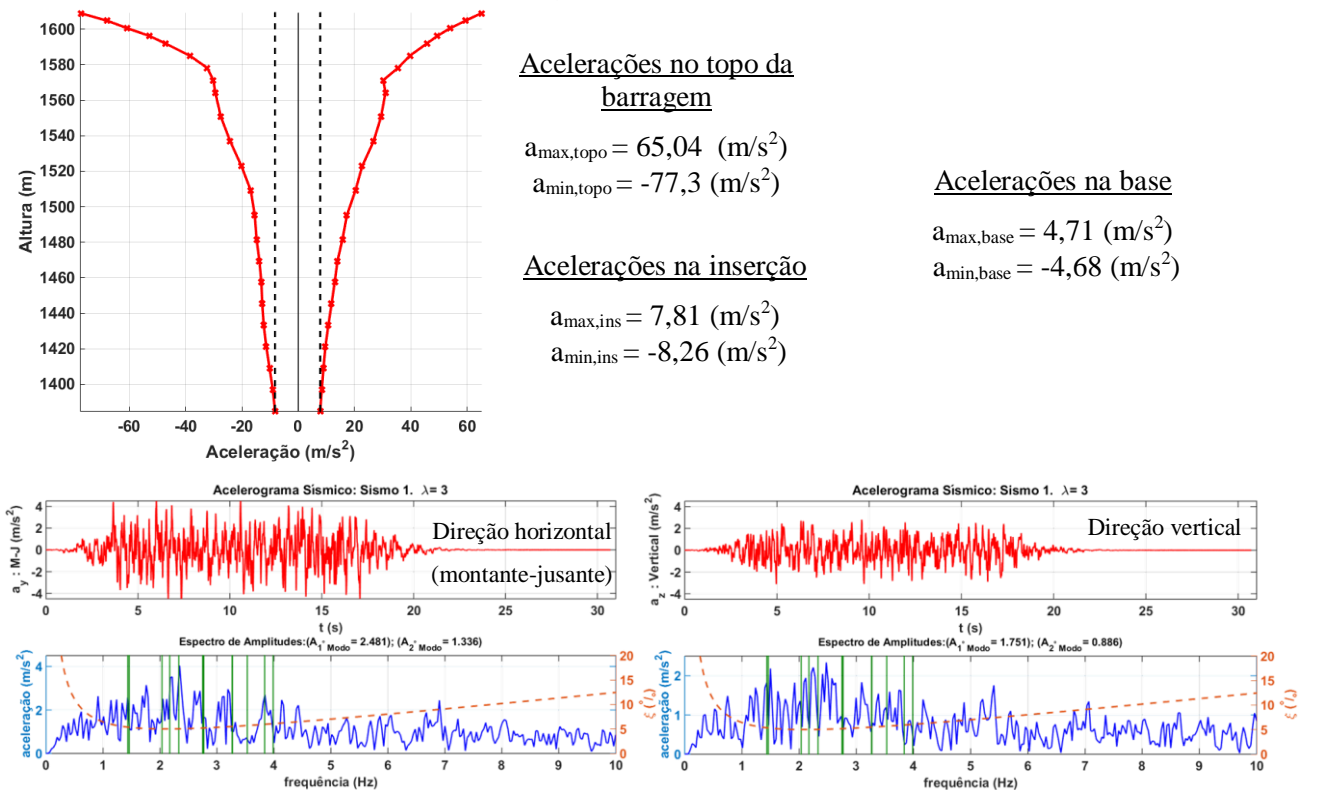
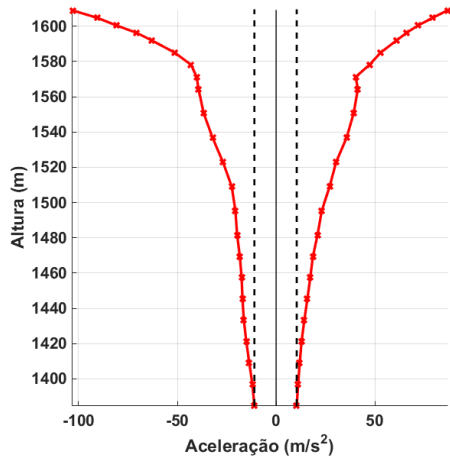


Figura 5.55 – Cenário de majoração da ação sísmica ($\lambda \times \text{SMP}$). $\lambda=3$: Acelerogramas sísmicos e espectros de amplitudes. Análise das acelerações na barragem.

$\lambda \times \text{SMP}$ ($a_{\text{pico,H}} = 0,64g$; $\lambda = 4$)



Acelerações no topo da barragem

$$a_{\text{max,topo}} = 86,73 \text{ (m/s}^2\text{)}$$

$$a_{\text{min,topo}} = -103,07 \text{ (m/s}^2\text{)}$$

Acelerações na inserção

$$a_{\text{max,ins}} = 10,01 \text{ (m/s}^2\text{)}$$

$$a_{\text{min,ins}} = -11,02 \text{ (m/s}^2\text{)}$$

Acelerações na base

$$a_{\text{max,base}} = 6,28 \text{ (m/s}^2\text{)}$$

$$a_{\text{min,base}} = -6,24 \text{ (m/s}^2\text{)}$$

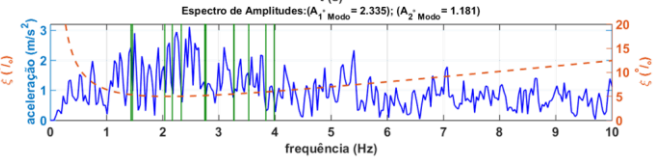
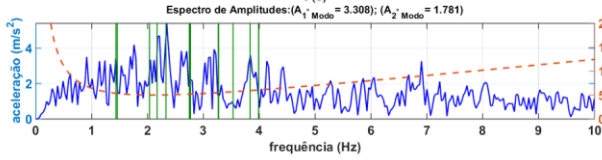
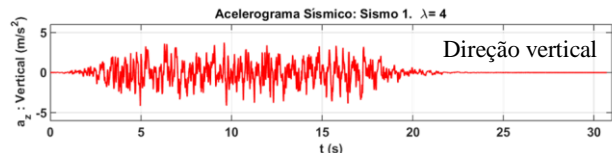
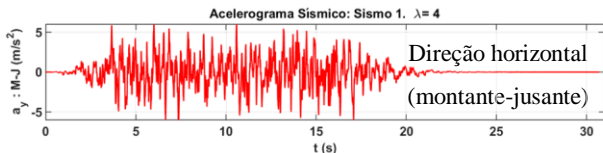


Figura 5.56 – Cenário de majoração da ação sísmica ($\lambda \times \text{SMP}$). $\lambda=4$: Acelerogramas sísmicos e espectros de amplitudes. Análise das acelerações na barragem.

5.8.2 Verificação da segurança sísmica da barragem para o cenário de majoração da ação sísmica: $\lambda \times \text{SMP}$. $\lambda = 2, 3$ e 4 .

Neste subcapítulo efetua-se o estudo da segurança sísmica da barragem de Luzzone, analisando a segurança relativamente a roturas locais no betão e a segurança ao deslizamento e derrubamento de blocos de controlo, para o cenário de ocorrência de sismos superiores ao SMP com a aplicação de fatores de majoração da ação sísmica (neste estudo adotam-se as metodologias de cálculo apresentadas em 5.7.1 e 5.7.2).

Verificação da segurança relativamente à ocorrência de roturas pontuais no betão.

No seguimento da análise da resposta dinâmica barragem, nomeadamente do campo de tensões, a verificação da segurança relativamente à ocorrência de roturas locais (por corte e por tração) é efetuada para a combinação envolvendo a solicitação do SMP majorado durante a época inverno, considerando $\lambda = 2$, $\lambda = 3$ e $\lambda = 4$. Na figura 5.58 apresenta-se a distribuição de roturas locais no corpo da barragem para o cenário de majoração do SMP.

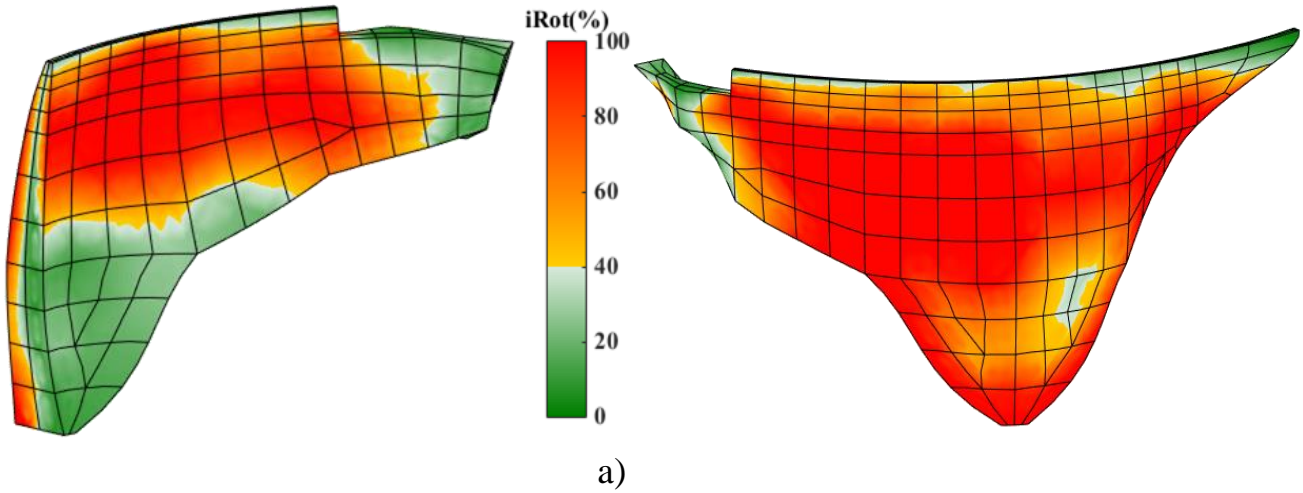
Para o coeficiente de majoração $\lambda = 2$ (Figura 5.58 a), pode-se observar que praticamente todo o paramento de montante e a metade superior da obra no paramento de jusante (com exceção das zonas dos encontros) apresentam zonas a vermelho/laranja, ou seja, valores de i_R superior aos valores regulamentares. No corte apresentado, verifica-se que existem zonas próximas da rotura, mas que não atravessam totalmente a espessura do betão. Este sismo provoca alguns danos na barragem (nomeadamente nos paramentos), podendo-se admitir que não ocorre o colapso.

Analisando o SMP majorado com $\lambda = 3$ (Figura 5.58 a), verifica-se um agravamento da distribuição do i_R nos paramentos, com o aumento das áreas com valores superiores aos regulamentares e dos próprios valores do índice de rotura, em ambos os paramentos. Nesta situação, observa-se ainda que as zonas a vermelho ainda não atravessam toda a espessura da barragem. Neste caso, apesar de se verificarem danos elevados na barragem, pode-se admitir que estes poderão não levar ao colapso, mesmo admitindo que a estrutura fica bastante danificada.

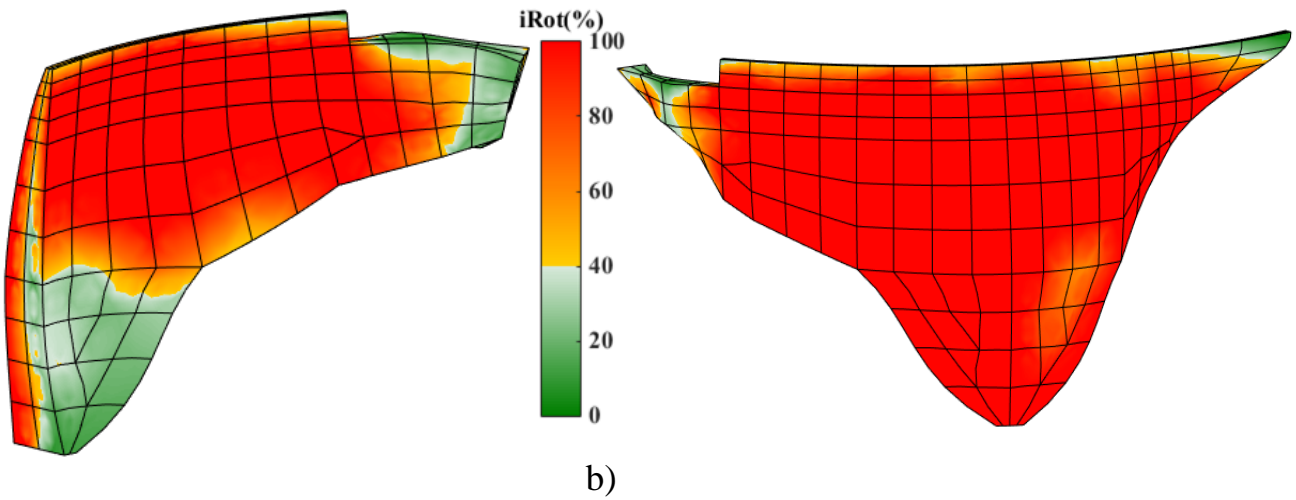
Para um coeficiente de majoração do SMP de 4 (Figura 5.58c), pode-se observar que ambos os paramentos (principalmente o de jusante) apresentam praticamente toda a área com cores vermelhas, enquanto na secção central são atingidos valores de i_R iguais a 100 (vermelho escuro) em zonas que atravessam toda a espessura do betão. Assim, conclui-se que, para um sismo com aceleração de pico 4 vezes superior ao SMP (0,64g), seria atingida uma situação de colapso.

Desta forma, como conclusão deste estudo de verificação da segurança para o cenário de ocorrência de roturas pontuais no betão associado à majoração do SMP, determinou-se um coeficiente de segurança $\lambda_S = 3$, ou seja, não deverá ocorrer colapso para uma aceleração de pico 3 vezes superior à aceleração do SMP.

PP + PH + PSed + dTInv + $\lambda \times$ SMP ($\lambda=2$)



PP + PH + PSed + dTInv + $\lambda \times$ SMP ($\lambda=3$)



PP + PH + PSed + dTInv + $\lambda \times$ SMP ($\lambda=4$)

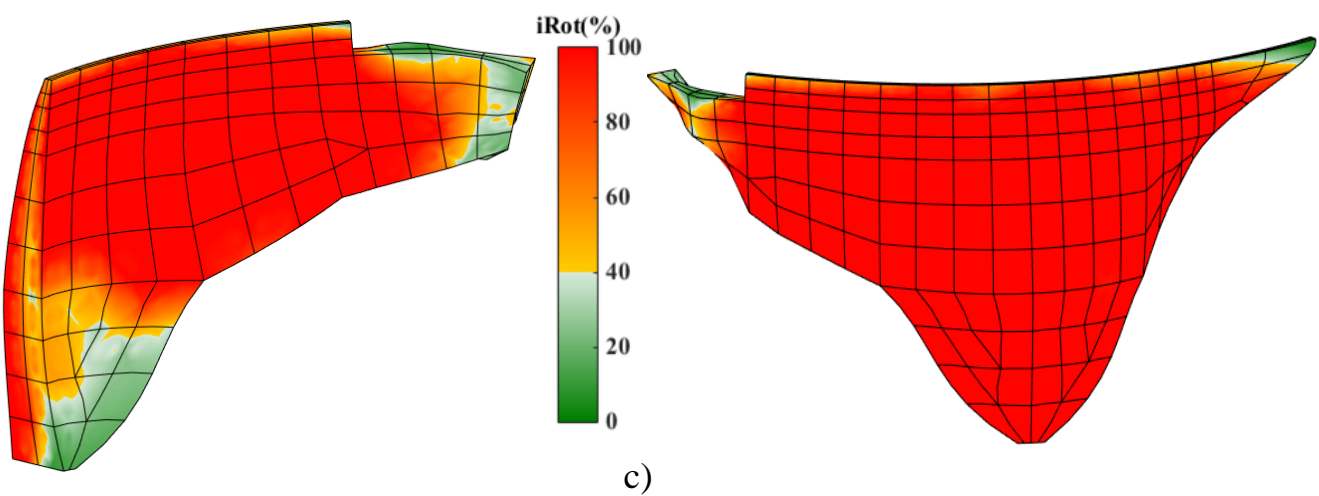


Figura 5.57 - Cenário de majoração da ação sísmica. PP+PH+PSed+ Δ TInv + λ *SMP: Estudo da verificação da segurança para roturas pontuais no betão.

Análise da estabilidade de blocos: verificação da segurança ao deslizamento e ao derrubamento

Para este cenário, a verificação da segurança da barragem de Luzzone consiste em efetuar a análise da estabilidade ao deslizamento e derrubamento de blocos de controlo, durante a ocorrência do SMP majorado. Neste ponto, apresentam-se os resultados para o coeficiente de majoração $\lambda = 2$, $\lambda = 3$ e $\lambda = 4$, em termos da história dos coeficientes de segurança ao deslizamento e ao derrubamento para cada instante. Neste caso consideram-se as mesmas forças estáticas e dinâmicas indicadas em 5.7.2, bem como as características geométricas e as propriedades de cada bloco de controlo.

Apresentam-se os cálculos efetuados no âmbito na análise da estabilidade dos blocos de controlo para cada sismo majorado, nomeadamente os valores dos coeficientes de segurança mínimos para os quatro blocos de controlo (tabela 5.5) e as histórias dos coeficientes de segurança ao deslizamento e ao derrubamento para o bloco 1 (Figura 5.59), que, como se verificou em 5.7.2, vai ser o bloco mais desfavorável na perspetiva da verificação da segurança.

Analisando os resultados apresentados para o fator de majoração $\lambda = 2$, verifica-se que, como seria de esperar, os menores valores do coeficiente de segurança ao deslizamento, são atingidos para o bloco 1 ($CS_{\min} = 0,02$). Para os restantes blocos, os valores são sempre superiores à unidade e, no caso do blocos 3 e 4, os coeficientes de segurança são superiores ao valor regulamentar. Relativamente à segurança ao derrubamento, verifica-se que os valores mínimos do coeficiente de segurança são inferiores ao valor regulamentar, e ainda inferiores a 1. Desta forma, para o sismo $2 \times \text{SMP}$, estes valores inferiores à unidade indicam que existem situações de instabilidade instantânea no bloco (tanto ao deslizamento como ao derrubamento), situação que se considera aceitável pela curta duração dos intervalos de tempo em que tal se verifica. Em conclusão, para este cenário, considera-se que se verifica a segurança relativamente à estabilidade dos blocos de controlo.

Quanto aos sismos $3 \times \text{SMP}$ e $4 \times \text{SMP}$, verifica-se que para os blocos 1 e 2 os valores mínimos dos coeficientes de segurança ao deslizamento e derrubamento são inferiores a 1 durante vários intervalos de tempo, pelo que se justificaria uma análise dos valores acumulados, durante o período de atuação do sismo, em termos de deslizamento e ângulo de rotação dos blocos, por formar a fundamentar a decisão sobre as condições de estabilidade dos blocos de controlo, para estes fatores de majoração do SMP.

Tabela 5.5 – Cenário de majoração da ação sísmica. Verificação da estabilidade de blocos ao deslizamento e ao derrubamento.

Verificação da Segurança dos Blocos de Controlo				
2×SMP	B1 H=8,5 m	B2 H=17 m	B3 H=30,8 m	B4 H=44,6 m
Coeficiente de segurança ao deslizamento	$CS_{\min} = 0,02$	$CS_{\min} = 1,17$	$CS_{\min} = 2,97$	$CS_{\min} = 11,6$
Coeficiente de segurança ao derrubamento	$CS_{\min} = 0,62$	$CS_{\min} = 0,76$	$CS_{\min} = 0,93$	$CS_{\min} = 1,08$
3×SMP	B1 H=8,5 m	B2 H=17 m	B3 H=30,8 m	B4 H=44,6 m
Coeficiente de segurança ao deslizamento	$CS_{\min} = 0,02$	$CS_{\min} = 0,33$	$CS_{\min} = 1,55$	$CS_{\min} = 3,55$
Coeficiente de segurança ao derrubamento	$CS_{\min} = 0,49$	$CS_{\min} = 0,63$	$CS_{\min} = 0,77$	$CS_{\min} = 0,88$
4×SMP	B1 H=8,5 m	B2 H=17 m	B3 H=30,8 m	B4 H=44,6 m
Coeficiente de segurança ao deslizamento	$CS_{\min} = 0,006$	$CS_{\min} = 0,001$	$CS_{\min} = 0,04$	$CS_{\min} = 1,99$
Coeficiente de segurança ao derrubamento	$CS_{\min} = 0,42$	$CS_{\min} = 0,56$	$CS_{\min} = 0,65$	$CS_{\min} = 0,77$

Bloco de controlo 1

DESLIZAMENTO

DERRUBAMENTO

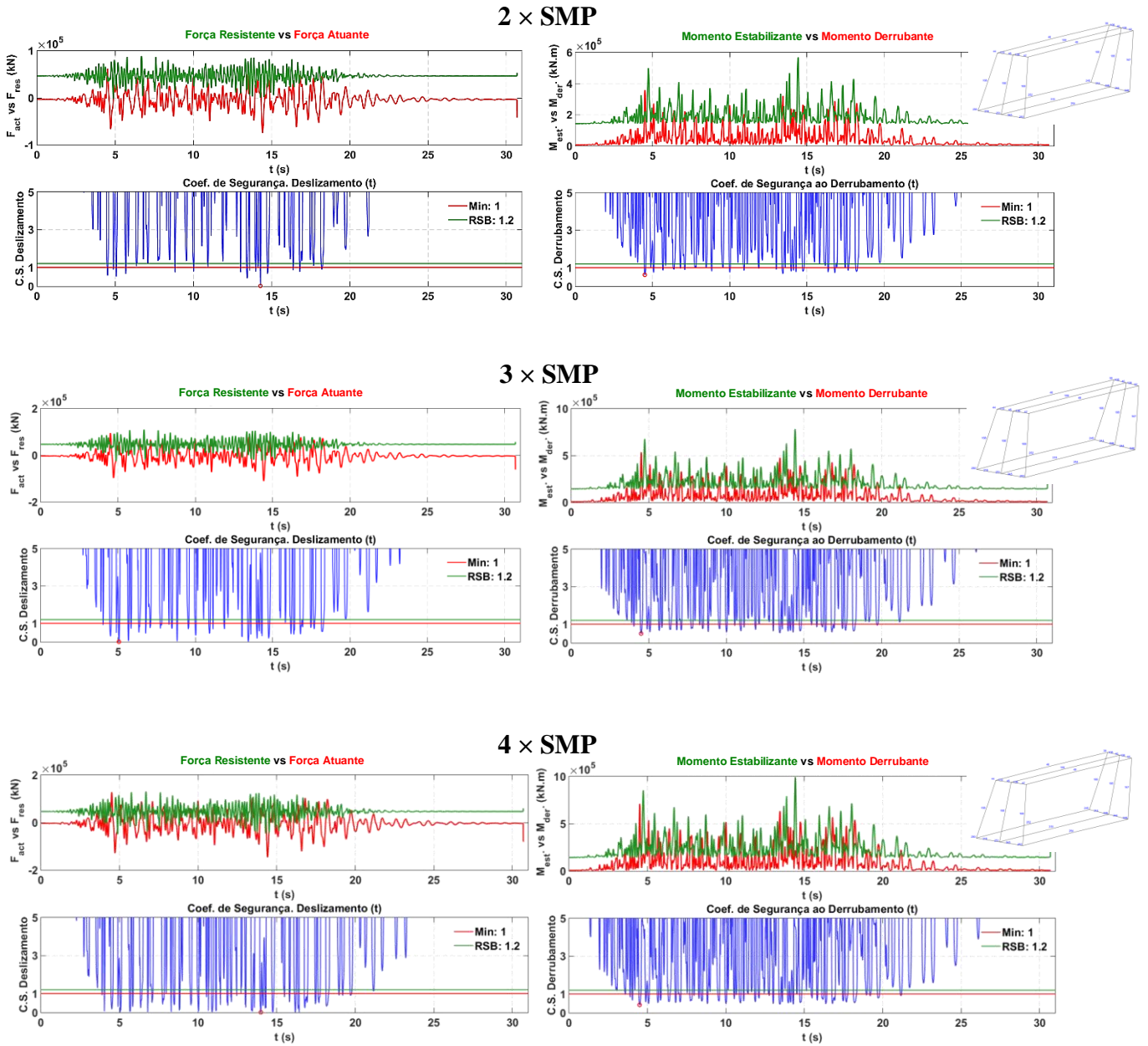


Figura 5.58 - Cenário de majoração da ação sísmica. Verificação da estabilidade de blocos ao deslizamento e ao derrubamento. Bloco de controlo 1

5.9 Considerações Finais

Neste capítulo apresentou-se inicialmente a descrição da barragem de Luzzone e da zona envolvente, bem como o modelo utilizado para análise do comportamento dinâmico e respetiva metodologia de cálculo a implementar. Posteriormente, apresentaram-se os resultados obtidos com o programa desenvolvido em MATLAB (DamDySSA1.0) para a análise do comportamento dinâmico da obra na perspetiva da verificação da segurança da barragem sob ações sísmicas.

Relativamente à análise do comportamento estático, analisaram-se, separadamente, os efeitos das diversas ações (peso próprio, pressão hidrostática, pressão dos sedimentos e variações de temperatura) e a resposta para as principais combinações estáticas (no inverno e no verão). Verificou-se que a pressão dos sedimentos provoca deslocamentos e tensões de valores bastantes reduzidos quando comparados com os devidos à pressão hidrostática. Quanto às variações de temperatura, admitiu-se que a temperatura de referência corresponde à da época de inverno, dado que as juntas foram seladas precisamente nessa época: desta forma a temperatura de referência é a temperatura registada no inverno, pelo que se considera nula a variação de temperatura correspondente à época de inverno.

Quanto às combinações de ações estáticas, analisaram-se as situações de inverno e de verão, tendo-se verificado que a situação de verão é globalmente mais favorável, na perspetiva da verificação da segurança, pois a variação de temperatura de verão provoca uma diminuição das trações e o aumento das compressões na barragem.

No que diz respeito à análise modal, efetuou-se uma comparação entre os resultados obtidos com o modelo MPD (albufeira discretizada em EF de pressão usando uma formulação em deslocamentos e pressões e uma abordagem de estado) e com o modelo MAA50% (massas de água associadas, aplicando um fator de redução de 50% ao valor das massa de água calculadas segundo a fórmula de Westergaard): i) para as duas primeiras frequências naturais obteve-se uma boa aproximação entre os resultados de ambos os modelos, contudo, foi necessário considerar $E_{din} = 1,5 \times E$ para o modelo MAA50% (para o modelo MPD, utilizou-se $E_{din} = 1,25 \times E$, tal como recomendado (Gunn & Tzenkov, 2015)); ii) quanto às configurações modais dos dois primeiros modos, obteve-se igualmente um bom acordo entre os resultados dos dois modelos, contudo, no caso do modelo MPD estes dois primeiros modos são claramente não estacionários, o que, obviamente não acontece com o modelo MAA50%.

Para o 3º modo e seguintes não é possível encontrar uma boa correlação entre as frequências naturais e as configurações modais calculadas com ambos os modelos, sendo de salientar que com o modelo MPD se verifica uma maior tendência para o aparecimento de modos acoplados.

Por forma a esclarecer qual dos modelos se ajusta melhor ao caso da barragem de Luzzone, seria de todo o interesse efetuar ensaios de medição de vibrações em obra com o objetivo de caracterizar experimentalmente os principais parâmetros modais (frequências naturais, configurações modais e respetivos amortecimentos). Os resultados recentes obtidos noutras obras, em que se dispõem de informação experimental sobre os seus parâmetros modais, apontam no sentido de que, com o modelo MPD, é possível obter um melhor acordo entre as características modais calculadas numericamente e as identificadas em obra (é o caso, por exemplo, da barragem do Cabril como referido no capítulo 4), do que o verificado em estudos anteriores utilizando o modelo com massas de água associadas.

Na análise do comportamento sísmico da barragem de Luzzone, foi necessário definir qual dos sismos gerados a partir do espectro de resposta definido (Gunn & Tzenkov, 2015) será mais desfavorável. Assim, através da análise das acelerações ao longo da altura da barragem (verificando-se grandes amplificações das acelerações) e dos espectros de amplitudes dos acelerogramas sísmicos, foi escolhido o Sismo 1 que, devidamente escalado, foi utilizado como Sismo Máximo de Projeto (período de retorno de 10.000 anos: aceleração de pico de 0,16g), e como Sismo Base de Projeto (período de retorno da ordem do tempo de vida útil da obra: aceleração de pico de 0,016g).

Posteriormente, efetuou-se a análise do comportamento dinâmico da barragem para a ação do SBP e do SMP nas situações de inverno e verão: i) no caso do SBP verificou-se que os deslocamentos e os campos de tensões calculados são bastante inferiores aos valores obtidos para as combinações estáticas; ii) relativamente ao SMP os deslocamentos e as tensões são aproximadamente da ordem de grandeza dos valores estáticos. De referir ainda que se calcularam campos de tensões com valores de trações máximas superiores aos valores resistentes do betão (nomeadamente tensões segundo a consola na zona inferior do paramento de montante); iii) neste trabalho, tendo sido utilizado um modelo com a albufeira discretizada em EF de pressão, apresentaram-se representações inovadoras das distribuições de pressões hidrodinâmicas na albufeira.

Efetuuou-se também a comparação do modelo com albufeira discretizada em EF de pressão (formulação em pressões e deslocamentos: modelo MPD) e dos modelos de massas de água associadas (com 50% e 100% das massas de água de Westergaard: modelos MAA50% e MAA100%), tendo-se verificado que os resultados obtidos com o modelo MPD, utilizado nos estudos de verificação da segurança, se enquadram entre os resultados dos modelos MAA50% e MAA100%.

Para as combinações envolvendo a ação sísmica efetuou-se a verificação da segurança da barragem de Luzzone para o cenário de ocorrência de roturas pontuais no betão e para o cenário de

deslizamento/derrubamento de blocos. Na situação de inverno (mais desfavorável) a verificação da segurança relativamente à ocorrência de roturas pontuais no betão mostrou que, para a combinação PP+PH+PSed+ ΔT_{Inv} +SMP são cumpridas as exigências regulamentares. Quanto à estabilidade dos blocos de controlo analisados, verificam-se as condições de segurança regulamentares (coeficientes de segurança superiores a 1.2) relativamente ao deslizamento e derrubamento, considerando admissível a existência de alguns instantes de tempo ($dt=0.01$ s) em que esses coeficientes são inferiores ao valor regulamentar.

No caso do cenário de majoração do SMP a segurança dos blocos ao deslizamento e derrubamento é verificada para $\lambda = 2$, enquanto para $\lambda = 3$ e $\lambda = 4$, com base na análise efetuada não é possível garantir que as condições de segurança regulamentares são verificadas, sendo recomendável efetuar um estudo com vista à determinação dos valores de deslizamento e rotação acumulados durante o período de atuação do sismo. Relativamente à ocorrência de roturas pontuais no betão, pode-se concluir que, para valores de λ superiores a 3, é de esperar que ocorram roturas que, em determinadas zonas da obra, atravessem toda a espessura, o que corresponderá a uma situação de colapso.

6

Conclusões e Perspetivas Futuras

6.1 Síntese do Trabalho e conclusões gerais

As grandes barragens de betão são obras de engenharia civil complexas e de grande importância a nível económico, ambiental e social, às quais está associado um risco potencial elevado. O comportamento dinâmico das barragens é condicionado pela interação dinâmica água-estrutura e também pela possibilidade de ocorrência de movimentos relativos entre blocos e/ou ao nível de outro tipo de descontinuidades, quer no corpo da obra, quer no maciço de fundação. Desta forma, é importante garantir a utilização integrada de sistemas de monitorização de vibrações em contínuo e de modelos numéricos fiáveis, no âmbito do controlo da segurança das barragens sob ações dinâmicas (e em particular sob ações sísmicas), procurando ativamente a melhoria quer dos sistemas de monitorização quer dos modelos numéricos.

É no âmbito da procura do desenvolvimento e da evolução de modelos de sistemas barragem-fundação-albufeira e de programas de cálculo numérico de barragens que se enquadra a presente dissertação, com o desenvolvimento de o programa de EF3D DamDySSA1.0, para análise dinâmica de barragens abóbada de betão (apresentando-se neste trabalho os resultados para a barragem de Luzzone), utilizando uma formulação inovadora em pressões e deslocamentos recorrendo a uma abordagem de estado em coordenadas modais. Conhecendo a importância da validação dos modelos numéricos, o referido programa e o modelo MPD utilizado foram validados por comparação dos resultados numéricos calculados (frequências e modos de vibração) com resultados obtidos a partir de registos experimentais, para o caso da Barragem do Cabril, tendo

sido possível verificar um bom acordo entre os resultados numéricos e experimentais, garantindo assim a fiabilidade dos resultados apresentados no estudo realizado neste trabalho. Em adição, é de referir que os resultados obtidos em estudos análogos utilizando o modelo MAA, realizados anteriormente no LNEC, não permitiram verificar uma correlação entre resultados numéricos e experimentais da qualidade da conseguida com o modelo MPD.

Nesta dissertação, referem-se sumariamente as equações fundamentais para a análise dinâmica de estruturas e o desenvolvimento do problema de valores de fronteira (equação diferencial de Navier) na perspectiva da análise sísmica de barragens. Abordam-se ainda os fundamentos do Método dos Elementos Finitos usados na resolução numérica do referido problema.

Apresentam-se algumas considerações gerais relativamente ao desenvolvimento de modelos numéricos de sistemas barragem-fundação-albufeira, no que diz respeito a hipóteses simplificativas, rigidez e amortecimento do conjunto e condições de fronteira a considerar, referindo os três tipos de modelos mais utilizados e as formulações de cálculo a utilizar para cada modelo no âmbito da análise do comportamento dinâmico do sistema.

No presente trabalho, analisaram-se dois modelos numéricos: i) modelo considerando a hipótese de massas de água associadas de Westergaard (modelo tipo II - modelo MAA), amortecimento de Rayleigh (modos de vibração estacionários) e cálculo da resposta estrutural recorrendo à formulação clássica em deslocamentos. Este modelo foi utilizado num desenvolvimento de um programa de cálculo, por formar a realizar cálculos comparativos e calibrar alguns parâmetros para o desenvolvimento do modelo mais complexos, que se descreve em seguida; ii) modelo com albufeira discretizada em elementos finitos de pressão (modelo tipo III - modelo MPD), considerando amortecimento de Rayleigh generalizado e amortecimento de radiação na albufeira (modos complexos ou não-estacionários), com a integração temporal da resposta estrutural a ser efetuada com base numa formulação inovadora em pressões e deslocamentos, recorrendo a uma abordagem de estado em coordenadas modais, e utilizando fórmulas recursivas de grande eficácia computacional para a integração temporal da resposta (este modelo, quando comparado com o modelo MAA, tem como principal vantagem o facto de permitir efetuar uma análise modal reduzida, com a utilização de um número de modos mais reduzido do que os usados no cálculo para modelos tipo II, ou seja com $N_{\text{mod}} \ll 2N_{\text{GL}}$). O modelo MPD foi implementado computacionalmente com o desenvolvimento do referido programa de EF3D em MATLAB.

O programa DamDySSA1.0 permite realizar cálculos dinâmicos no âmbito da análise do comportamento sísmico e nos estudos de verificação da segurança da barragem de Luzzone, cujos resultados se apresentam no capítulo 5. Foram definidas as várias ações estáticas e as principais combinações (época de inverno e de verão) para a análise do comportamento estático da barragem.

Relativamente à combinação de inverno, tendo em conta que as juntas foram seladas durante o inverno, considera-se que o campo térmico de referência (i.e., o campo de temperaturas medidas à data de fecho das juntas da barragem) vai corresponder ao campo térmico de inverno, pelo que se admite que a variação de temperatura de inverno é nula. Ao analisar os campos de tensões calculados, verifica-se que a combinação de ações de inverno é globalmente mais desfavorável que a combinação de verão numa perspetiva da verificação da segurança, pois surgem campos de tensões com trações superiores.

Na análise modal da barragem de Luzzone, determinaram-se os principais parâmetros modais: frequências naturais, configurações dos modos de vibração e amortecimentos modais. Efetuou-se a comparação dos resultados obtidos com o modelo MPD (albufeira discretizada em EF de pressão usando uma formulação em pressões e deslocamentos e recorrendo a uma abordagem de estado) e com o modelo MAA50% (massas de água associadas, aplicando um fator de redução de 50% ao valor das massa de água calculadas segundo a fórmula de Westergaard). Verificou-se um bom acordo para as configurações modais dos dois primeiros modos de vibração e respetivas frequências, tendo sido necessário, no entanto, considerar $E_{\text{din}} = 1,5 \times E$ para o modelo MAA50% (para o modelo MPD, utilizou-se $E_{\text{din}} = 1,25 \times E$ (Gunn & Tzenkov, 2015)) por forma a conseguir a boa correlação verificada. De referir ainda que os modos de vibração determinados com o modelo MPD são claramente não-estacionários, ao contrário do que, como seria de esperar, se verifica para os modos do modelo MAA50%. Para o 3º modo e seguintes não foi possível encontrar uma correlação adequada entre as frequências naturais e as configurações modais calculadas com ambos os modelos, sendo de salientar que com o modelo MPD se verifica uma maior tendência para o aparecimento de modos acoplados. Salienta-se ainda que, o alteamento efetuado e respetivo fecho de secção (não sendo prolongado na totalidade até ao encontro esquerdo) levam à determinação de configurações modais pouco usuais para a situação de albufeira cheia, não se podendo classificar claramente os modos em simétricos ou antissimétricos, ao contrário do que é habitual, por exemplo, em barragens portuguesas como a do Cabril.

Tendo em vista o esclarecimento de qual dos modelos garante a simulação mais fiável do comportamento real da barragem de Luzzone, seria interessante efetuar ensaios de medição de vibrações em obra, por forma a caracterizar experimentalmente os principais parâmetros modais do conjunto. Os resultados recentes obtidos noutras obras, em que se dispõem de informação experimental sobre os seus parâmetros modais, apontam no sentido de que, com o modelo MPD, é possível obter um melhor acordo entre as características modais calculadas numericamente e as identificadas em obra (é o caso, por exemplo, da barragem do Cabril como referido no capítulo 4).

Para a análise sísmica da barragem, foi necessário definir qual o sismo mais desfavorável para o comportamento dinâmico da barragem, a partir dos três sismos gerados com base no espectro de resposta regulamentar definido para o local da barragem (Gunn & Tzenkov, 2015). Nesse sentido, analisaram-se as envolventes de acelerações ao longo da altura da barragem (tendo sido verificada uma grande amplificação das acelerações calculadas) e os espectros de amplitudes dos acelerogramas sísmicos: foi escolhido o Sismo 1 que, devidamente escalado, foi utilizado como Sismo Máximo de Projeto (período de retorno de 10.000 anos e aceleração de pico de 0,16g), e como Sismo Base de Projeto (período de retorno da ordem do tempo de vida útil da obra e aceleração de pico de 0,016g).

De seguida, efetuou-se a análise do comportamento dinâmico da barragem para as combinações envolvendo o SBP e o SMP (época de inverno e de verão): i) no caso do SBP, os campos de deslocamentos e tensões calculados são bastante inferiores aos valores verificados para as combinações estáticas analisadas e para o SMP; ii) no caso do SMP, os campos de deslocamentos e tensões são da ordem de grandeza dos valores obtidos na análise estática, verificando-se tensões elevadas (nomeadamente com o surgimento de trações superiores aos respetivos valores resistentes do betão na zona inferior do paramento de montante); iii) nesta dissertação, tendo sido utilizada um modelo com a albufeira discretizada em EF de pressão, foi possível analisar os campos de pressões hidrodinâmicas na albufeira, através de uma representação inovadora tridimensional da distribuição das pressões na água.

No âmbito da análise da resposta sísmica, realizou-se ainda um estudo comparativo do modelo MPD (modelo com albufeira discretizada em EF de pressão, utilizando uma formulação em pressões e deslocamentos) e de modelos de massas de água associadas (com 50% e 100% das massas de água de Westergaard: modelos MAA50% e MAA100%), tendo-se verificado que os resultados obtidos com o modelo MPD, utilizado nos estudos de verificação da segurança, se enquadram entre os resultados com os modelos de MAA50% e de MAA100%.

A verificação da segurança sísmica da barragem de Luzzone efetuou-se para as principais combinações envolvendo a ação sísmica, tendo sido analisados dois cenários: o cenário de ocorrência de roturas pontuais no betão (cálculo do índice de Rotura na barragem com base no critério de rotura de Mohr-Coulomb e de Rankine) e o cenário de deslizamento/derrubamento de blocos de controlo, situados no topo da consola de maior altura da barragem, com o cálculo dos coeficientes de segurança ao deslizamento e ao derrubamento para cada instante ao longo do período de atuação do sismo. Na situação de inverno (mais desfavorável), a verificação da segurança relativamente à ocorrência de roturas pontuais no betão mostrou que, para a combinação PP+PH+PSed+ Δ TInv+SMP são cumpridas as exigências regulamentares. Quanto à estabilidade

dos blocos de controlo em estudo, as condições de segurança regulamentares são verificadas (coeficientes de segurança superiores a 1,2) tanto para o deslizamento como para o derrubamento, considerando admissível a existência de alguns instantes de tempo ($dt = 0,01$ s) em que esses coeficientes são inferiores ao valor regulamentar (instantes de instabilidade instantânea dos blocos), devido à curta duração dos mesmos.

Foi ainda efetuado um estudo para um cenário de majoração do SMP ($\lambda = 2, 3$ e 4). Pode-se concluir que a segurança dos blocos ao deslizamento e derrubamento é verificada para $\lambda = 2$, enquanto para $\lambda = 3$ e $\lambda = 4$, com base na análise efetuada, não é possível garantir com certeza o cumprimento das condições de segurança regulamentares. Nesse sentido, seria recomendável efetuar cálculos mais complexos neste estudo, com vista à determinação dos valores de deslizamento e ângulo de rotação acumulados durante o período de atuação do sismo. No que diz respeito ao cenário da possibilidade de ocorrência de roturas pontuais no betão, conclui-se que, para valores de λ superiores a 3 é espectável a ocorrência de roturas que, em determinadas zonas da obra, atravessem toda a espessura, o que corresponderá a uma situação de colapso. Assim determina-se o coeficiente de segurança $\lambda_s = 3$, entendido com o valor máximo do fator de majoração λ aplicado ao SMP para o qual não ocorre o colapso da barragem em estudo, para o cenário de roturas pontuais no betão.

Por fim, é de salientar a importância da excelente oportunidade de desenvolver o Trabalho Final de Mestrado num local de referência como o Departamento de Barragens de Betão do LNEC, que contribuiu em larga medida para o sucesso do trabalho desenvolvido e conseqüente aprendizagem ao longo destes meses.

6.2 Principais Contribuições

Nesta dissertação foi efetuada uma completa análise do comportamento sísmico e verificação da segurança da barragem de Luzzone, utilizando um programa de EF3D desenvolvido em MATLAB, para a análise dinâmica de barragens abóbada considerando a atuação de acelerogramas sísmicos na base (DamDySSa1.0). Este programa permite a realização de cálculos dinâmicos no domínio do tempo, utilizando uma formulação em pressões (na albufeira) e deslocamentos (na barragem) recorrendo a uma abordagem de estado, para um modelo do sistema barragem-fundação-albufeira em que a albufeira é discretizada em elementos finitos de pressão. O programa desenvolvido permite considerar amortecimento de Rayleigh generalizado e o efeito da radiação das ondas de pressão na albufeira. O modelo MPD utilizado (e o referido programa) foi

validado por comparação de resultados numéricos com resultados experimentais, para o caso da barragem do Cabril.

As principais contribuições a destacar são as seguintes:

- i. Síntese das formulações fundamentais da mecânica estrutural e dos fundamentos do método dos elementos finitos, aplicados ao desenvolvimento de modelos numéricos para análise dinâmica de sistemas barragem-fundação-albufeira;
- ii. Apresentação dos fundamentos dos modelos numéricos com massas de água associadas e amortecimento proporcional (Rayleigh), e dos modelos com albufeira discretizada em EF do tipo sólido degenerado ($G \approx 0$);
- iii. Sistematização dos fundamentos e metodologias inovadoras para análise dinâmica sistemas barragem-fundação-albufeira, usando uma formulação em pressões e deslocamentos e recorrendo a uma abordagem de estado, para a modelos de EF3D com albufeira discretizada em elementos finitos de pressão (MPD), que permitem considerar amortecimento de Rayleigh generalizado e a radiação das ondas de pressão na albufeira (interface água-água);
- iv. Contribuição para o desenvolvimento do programa DamDySSA1.0;
- v. Comparação de resultados da análise modal e do comportamento sísmico da barragem de Luzzone utilizando dois modelos: i) modelo com massas de água associadas e utilizando a formulação clássica em deslocamentos; ii) modelo com albufeira discretizada em EF de pressão e utilizando uma formulação em pressões e deslocamentos (abordagem de estado);
- vi. Aprofundamento do estudo da interação dinâmica água-estrutura, utilizando a definição de interfaces e a formulação em pressões e deslocamentos, para o caso da barragem de Luzzone (este modelo permite ainda estudar o comportamento hidrodinâmico da albufeira, com uma representação inovadora do campo de pressões hidrodinâmicas na água);
- vii. Estudo do comportamento sísmico da barragem de Luzzone: a) representação da resposta dinâmica da barragem com animações dos campos de deslocamentos e tensões durante o período de atuação do sismo; b) apresentação de gráficos com envolventes de deslocamentos e tensões em três consolas (a montante e a jusante); e c) histórias de tensões principais máximas e mínimas em pontos nodais situados nos paramentos (zona central, no topo, a meia altura, na base e na zona dos rins);
- viii. Apresentação dos fundamentos de cálculo adotados em estudos de verificação da segurança e respetivos resultados, nomeadamente para: a) o cenário de ocorrência de roturas pontuais no betão durante eventuais ações sísmicas (SBP e SMP), com o cálculo e representação gráfica do índice de Ruptura i_R ao longo do período de atuação do sismo; e b)

para o cenário de formação e queda de blocos durante a ocorrência de ações sísmicas (estudo da estabilidade de blocos de controlo através da determinação de coeficientes de segurança ao deslizamento e ao derrubamento);

- ix. Realização de cálculos e participação na elaboração de um artigo apresentado no âmbito do 13º Benchmark Workshop on the Numerical Analysis of Dams da ICOLD.

6.3 Apreciação dos Resultados Obtidos

O programa de EF3D desenvolvido no âmbito da presente dissertação foi testado e validado por comparação de resultados numéricos e resultados experimentais, para o caso de estudo da barragem do Cabril.

Com este trabalho foi possível explorar os fundamentos e potencialidades da formulação em pressões e deslocamentos, para o estudo de um modelo com a albufeira discretizada em EF de pressão (modelo MPD), o que corresponde a um melhoramento dos modelos tradicionalmente utilizados na análise dinâmica (nomeadamente sob ações sísmicas) de sistemas barragem-fundação-albufeira.

Analisando as metodologias de cálculo e os resultados obtidos, mostrou-se o interesse e as vantagens (nomeadamente em termos de eficiência computacional) do novo modelo desenvolvido, visto que este modelo permite simular o comportamento dinâmico do conjunto e determinar os seus parâmetros modais, considerando a interação dinâmica água-estrutura, a hipótese de amortecimento de Rayleigh generalizado e a existência de amortecimento de radiação, e ainda o comportamento hidrodinâmico da albufeira.

Por fim, é de destacar o interesse da aplicação do modelo desenvolvido ao caso de uma barragem de grande altura e de grande esbelteza, como é o caso da barragem de Luzzone (225 m de altura), o que proporcionou, também, o estudo dos requisitos regulamentares e métodos de trabalho da ICOLD e da SwissCOD (Swiss Committee on Dams). Desta forma, efetuou-se a análise do comportamento sísmico e o estudo da verificação da segurança da barragem de Luzzone, tendo-se concluído que esta apresenta um bom comportamento para um sismo com aceleração de pico de 0,16g (SMP). Por outro lado, é de salientar que, a forma peculiar da barragem (grande altura e esbelteza e alteamento sem ligação à margem esquerda) poderá estar relacionada com a ocorrência dos modos de vibração não estacionários, que foram calculados numericamente com o novo modelo em pressões e deslocamentos (MPD) desenvolvido no âmbito deste trabalho. Finalmente, é de referir que seria de todo o interesse confirmar experimentalmente a existência deste tipo de modos de vibração não estacionários, com base em resultados de ensaios de vibração *in-situ*.

6.4 Desenvolvimentos Futuros

Ao nível da modelação numérica e do programa desenvolvido (DamDySSA1.0), seria interessante introduzir alterações/melhoramentos que permitam realizar estudos para várias cotas de água, gerando automaticamente a malha da albufeira e respetivas interfaces, partindo da situação de albufeira cheia.

No âmbito da verificação da segurança poderia ser vantajoso melhorar as análises efetuadas, nomeadamente: i) para o cenário de ocorrência de roturas pontuais no betão, seria de todo o interesse efetuar cálculos à rotura com base em modelos que permitem representar o comportamento não linear do material (e.g., modelos de dano); ii) para o cenário de formação e queda de blocos, seria interessante a realização de cálculos que permitam avaliar o valor efetivo do deslizamento de blocos e do ângulo de rotação, formado pela linha média do bloco a montante com o eixo vertical de referência, para estudar a situação do derrubamento; nestes cálculos, poderia ser útil a definição de valores limite de aviso no estudo da segurança dos blocos.

Relativamente ao programa desenvolvido, de maneira a garantir uma utilização fácil e interativa por parte do utilizador, poderia ser efetuada uma aposta na evolução da interface gráfica recorrendo ao GUIDE, à semelhança dos programas DySSA3.0 e do Modal_ID2.0 desenvolvidos em MATLAB no LNEC e de outros programas comerciais existentes.

Finalmente, no âmbito do controlo da segurança da barragem de Luzzone, seria de todo o interesse instalar em obra um sistema de monitorização de vibrações, durante um determinado período de tempo, que permita identificar a resposta dinâmica da obra, nomeadamente frequências naturais, configurações modais e amortecimentos modais para diferentes cotas de água da albufeira. Desta forma, os resultados experimentais obtidos permitirão calibrar o presente modelo desenvolvido, que, posteriormente, poderá ser utilizado em estudos de verificação da segurança da obra sob ações sísmicas.

Bibliografia

- Bathe, K. & Ledezma, G. (2007). *Benchmark problems for incompressible fluid flows with structural interactions*. Computers and Structures, Volume 85 , Issue 11-14, pp. 628-644.
- Batista, A. L. (1998). *Análise do comportamento ao longo do tempo de barragens abóbada*. Tese de doutoramento (elaborada no LNEC). IST. Lisboa.
- Batista, A. L., & Gomes, P. J. (2014). *Diagnóstico e reabilitação de barragens afetadas por reações expansivas do betão*. Seminário: Barragens no espaço CPLP. Experiências, soluções e desafios. Lisboa: LNEC.
- Bouaanani, N. e Lu, F.Y. (2008). *Assessment of potential-based fluid finite elements for seismic analysis od dam-reservoir systems*. Computer and Structures, www.elsevier.com/locate/compstruc.
- Câmara, R. (1989). *Modelos para estudo do comportamento dinâmico de barragens de betão pelo método dos elementos finitos*. Tese para especialista, LNEC, Lisboa.
- Câmara, R. (1999). *Comportamento sísmico de barragens de betão. Avaliação da segurança*. Lisboa. Programa para Investigador Coordenador, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa, Portugal.
- Carvalho, A. (2007). *Modelo de rotura de falha e propagação de ondas sísmicas*.
- Chen, H. (2004). *Seismic safety for hydropower engineering in China*. Pequim.
- Chen, W. C. & Scawthorn, C. (2002). *Earthquake Engineering Handbook*. CRC Press.
- Chopra, A. & Fenves, G. (1984). *EAGD-84 - A computer program for earthquake analysis of concrete gravity dams*. Report nº UCB-EERC-84/11, College of Engineering, Univ. of California, Berkeley, USA.
- Chopra, A. & Tan, H. (1992). *Modeling dam-foundation interaction in analysis of arch dams*. Proc. of the 10th World Conference on Earthquake Engineering, Madrid, Espanha.
- Chopra, A. (1995). *Dynamics of Structures: Theory and Applications to Earthquake Engineering*.
- Chopra, A. K., & Wang, J. (2012). *Comparison of Recorded and Computed Earthquake Response of Arch Dams*. 15 WCEE. Lisboa.
- Chuhan, Z., Jianwen, P. e Jinting, W. (2009). *Influence of seismic input mechanisms and radiation damping on arch dam response*. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, pp. 1282-1293.
- Cundall, P. 1971. *A computer model for simulating progressive large scale movements in blocky rock systems*. Nancy : Proc. Symp. Rock Fracture (ISRM), Vol. 1. Paper II-8.

- Dinis, P.B. (1994). *Modelos de Comportamento dos Materiais para o Estudo à Rotura de Barragens de Betão*. Tese de doutoramento (elaborada no LNEC), IST, Lisboa.
- EDP, E. (2015). *Programa Nacional de Barragens*. Retrieved from EDP mais e melhor energia: http://www.anoossaenergia.edp.pt/mais_melhor_energia/programa_nacional_barragens.php
- Espada, M. I. (2010). *Desenvolvimento de Modelos para Análise Dinâmica de Estruturas. Aplicação a Barragens de betão e estruturas Auxiliares*. Lisboa.
- Fanelli, M. (1999). *Models and methods of analysis (Part 2)*, in *Arch Dams. Design and Monitoring for Safety*, Ed. Pedro, J.O. CISM (International Centre for Mechanical Sciences), Courses and Lectures - n° 367.
- Gomes, J. 2010. *Ensaio na mesa sísmica de um modelo de uma barragem abóbada*. Congresso Nacional de mecânica Experimental, Guimarães, Portugal.
- Gunn, R.; Tzenkov, A. (2015). Seismic Safety Evaluation of a Concrete Dam Based on Guidelines. *13th Benchmark Workshop on the Numerical Analysis of Dams*. September 09-11, 2015, EPFL, Lausanne, Switzerland. ICOLD.
- Houqun, C. (2014). *Seismic Safety Of High Concrete Dams*. In CHINCOLD, *Seismic Safety Of Dams in China* (pp. 1-54).
- ICOLD. (1986). *Earthquake Analysis Procedures for Dams. State of the Art*. Bulletin 52: ICOLD, Paris.
- ICOLD (2010). *Selecting seismic parameters for large dams. Guidelines*. Bulletin 72, 2010 Revision: ICOLD.
- ICOLD (2015). *International Commission on Large Dams*. Retrieved from ICOLD: <http://www.icold-cigb.org/>
- CNPGB (2015). *Comissão Nacional Portuguesa de Grandes Barragens*. Retrieved from CNPGB: <http://cnpgb.apambiente.pt/>.
- Lemos, J., Oliveira, S., & Mendes, P. (2008). *Analysis of the dynamic behaviour of Cabril dam considering the influence of contraction joints*. EURO-DYN2008. Southampton, England.
- Madureira, C., Baptista, V. (2002). *Hidroelectricidade em Portugal - memória e desafio*. REN: Rede Elétrica Nacional, S.A, Lisboa.
- Mendes, P. (2005). *Observação e Análise do Comportamento Dinâmico de Barragens de Betão Sob Excitação Ambiente*. Lisboa: IST.
- Mendes, P. (2010). *Observação e Análise do Comportamento Dinâmico de Barragens de Betão*. Porto.
- NPB. 1993. Normas de Projecto de Barragens. Portaria n° 846/93. DR 213/93 Série I-B de 1993-09-10.

- OFEG (2003). *Sécurité des ouvrages d'accumulation. Documentation de base pour la vérification des ouvrages d'accumulation aux séismes*. Rapports de l'OFEG (Office fédéral des eaux et de la géologie), série Eaux, version 1.2, mars 2003.
- Oliveira, A., Pedro, J.O. (1986). *The rise and decline of structural analysis as a research topic in structural engineering*. Conference on Recent Advances in Simulation of Complex Systems. Tóquio.
- Oliveira, S. (2000). *Modelos para a Análise do Comportamento de Barragens de Betão Considerando a Fissuração e os Efeitos do Tempo. Formulações de Dano*. Porto.
- Oliveira, S. (2002). *Sistemas de monitorização em contínuo para avaliação do comportamento dinâmico de barragens abóbada. Sub-programa D. Estudo de processos de deterioração evolutiva em barragens de betão. Controlo da segurança ao longo do tempo*. Prog. de Reequipamento Científico da FCT (REEQ/815/ECM/2005), LNEC-FEUP.
- Oliveira, S. (2011). *Mecânica dos Sólidos III. Folhas da Unidade Curricular*. Lisboa: ISEL.
- Oliveira, S. (2013). *Análise de Fourier e Aplicações em Dinâmica de Estruturas*. In F. Pestana da Costa, J. Pinto, & J. Buescu, *Matemática do Planeta Terra* (pp. 235-284). Lisboa.
- Oliveira, S. (2015). *Monitoring of Dynamic Behaviour. Part I: Continuous monitoring systems and models for seismic dam behaviour simulation. Water structure dynamic interaction*. Dam World Conference 2015. Lisboa: LNEC.
- Oliveira, S.; Alegre, A.; Silvestre, A.; Espada, M. ; Câmara, R. (2015). *Seismic safety evaluation of Luzzone dam. Use of a 3DFEM state formulation in pressures and displacements*. 13th ICOLD Internacional Benchmark Workshop on Numerical Analysis of Dams, EPFL, Lausanne.
- Oliveira, S.; Espada, M. (2013). *Modelação Computacional em MATLAB. Dos Fundamentos às Aplicações (2º Curso de MATLAB), Folhas de apoio*. LNEC, Lisboa.
- Oliveira, S.; Espada, M. & Câmara, R. (2012). *Long-term dynamic monitoring of arch dams. The case of Cabril dam, Portugal*. 15th World Conference on Earthquake Engineering. Lisboa.
- Oliveira, S.; Gaspar, N. & Dinis, P. (2006). *Cracking Analysis in Concrete Dams Using Isotropic Damage Models. Objectivity of Numerical Solutions*. III European Conference on Computational Mechanics. Solids, Structures and Coupled Problems en Engineering. LNEC, Lisbon, Portugal.
- Oliveira, S., Mendes, P., Garrett, A., Costa, O., & Reis, J. (2011). *Long-Term Dynamic Monitoring Systems for the Safety Control Of Large Concrete Dams. The Case of Cabril Dam, Portugal*. 6th Int. Conf. on Dam Engineering. Lisboa: LNEC.

- Oliveira, S., Rodrigues, J., Mendes, P., & Costa, A. C. (2003). *Monitorização e modelação do comportamento dinâmico de barragens de betão*. VII Cong. App. Computa. Mechanics. Univ. Évora.
- Oliveira, S., Salvado, P., Silvestre, A., & Espada, M. (2014). *Monitorização e modelação do comportamento dinâmico de barragens de betão. Estudo da interação dinâmica água-estrutura*. JPEE2014. LNEC, Lisboa.
- Oliveira, S., Silvestre, A., & Câmara, R. (2014). *Barragem de Ribeiradio. Obra construída. Verificação da segurança estrutural para ações estáticas e dinâmicas. Cenários correntes e de rotura*. Relatório para o DBB/NMMR. LNEC
- Oliveira, S., Silvestre, A., Espada, M., & Câmara, R. (2014). *Modeling the dynamic behavior of dam-reservoir-foundation systems considering generalized damping. Development of a 3DFEM state formulation*. EURODyn2014. FEUP, Porto.
- Pedro, J.O. 1977. *Dimensionamento de barragens abóbada pelo método dos elementos finitos*. Tese para especialista LNEC (Memória nº 479), Lisboa, Portugal.
- Pedro, J.O., Câmara, R., & Oliveira, S. (1996). *Mathematical models for the safety and performance evaluation of arch dams under seismic actions*. 2nd International Conference on Dam Safety Evaluation, ICOLD and CBIP. Trivandrum, India.
- Pina, C. 1988. *Modelos de elementos finitos para estudo de barragens de betão. Cenários correntes e de rotura*. Tese de especialista, LNEC, Lisboa, Portugal.
- Peeters, B. (2000). *System identification and damage detection in civil engineering*. PhD Thesis, Univ. Loivana, Belgium.
- Ramos, M. (1994). *Fiabilidade e monitoramento de barragens de betão*. Lisboa: Programa de Investigação, LNEC.
- REN (2006). *Potencial hidroeléctrico nacional. Importância sócio-económica e ambiental do seu desenvolvimento*. REN, Lisboa.
- RSB (2007). *Regulamento de Segurança de Barragens*. Decreto-Lei Nº 344/2007 de 31 de Maio.
- Rocha, M., Serafim, J. L., & Silveira, A. (1958). *A method of quantitative interpretation of the results obtained in the observation of dams*. 6th Congress on Large Dams, R. 83 Question 21 ICOLD New York, LNEC, Memória nº 128.
- Silva, J. M. (2013). *Injeção de Juntas de Contração de Barragens Abóbada*. Porto: Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto .
- Silvestre, A. F. (2012). *Modelação do Comportamento Dinâmico de Sistemas Barragem-Fundação-Albufeira. Formulação no Espaço de Estados com Amortecimento Generalizado*. Lisboa.

- Structurae. (2015). *Structurae: Dams*. Retrieved from Structurae: <http://structurae.net/structures/dams>
- SwissCOD. (2015). *Swiss Committee on Dams*. Retrieved from SwissCOD: <http://www.swissdams.ch/index.php/en/>
- Uchita, Yoshihisa, Nogushi, Hiroaki e Saouma, Victor E. (2005). *Safety research: International Water Power & Dam Construction*: 16-22, www.waterpowermagazine.com.
- Westergaard. (1933). *Water pressures on dams during earthquakes*. Transactions, ASCE; 98: 418-433.
- Wieland, M. (2008). *Large dams the first structures designed systematically against earthquakes.*: 14th World Conference on Earthquake Engineering, October, Beijing, China, 2008.
- Wieland, M. (2010). *Dam safety and earthquakes*. International Water Power & Dam Construction, 12-14.
- Wieland, M., & Brenner, R. (2010). *Current Seismic Safety Requirements for Large Dams and Their Implication on Existing Dams*. Poyry Energy Ltd.
- Wikipédia. (2015). *Wikipédia*. Retrieved from Wikipédia: http://pt.wikipedia.org/wiki/Wikip%C3%A9dia:P%C3%A1gina_principal
- Zienkiewicz, O. C. (1967). *The Finite Element Method in Structural and Continuum Mechanics*. McGraw-Hill.
- Zienkiewicz, O. C.; Taylor, R. L.; Zhu, J. Z. (2005). *The Finite Element Method: Its Basis and Fundamentals* (6th ed.). Oxford: ELSEVIER (1st ed., 1967 McGraw-Hill).

