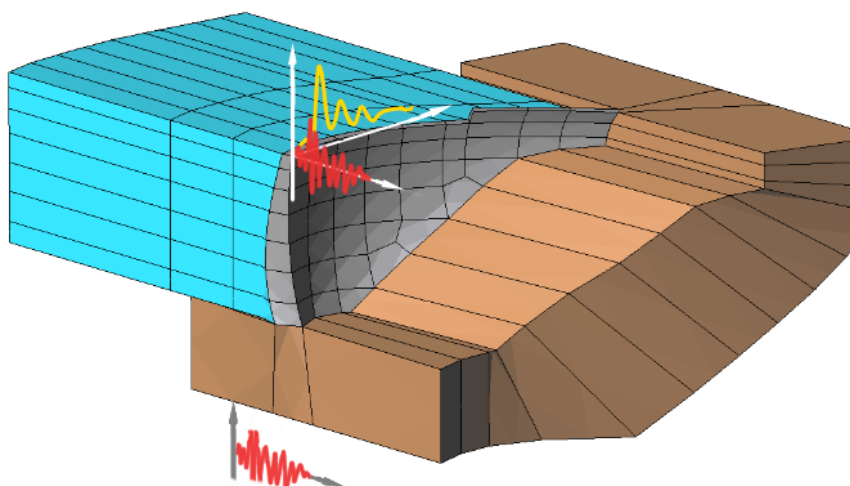




INSTITUTO SUPERIOR DE ENGENHARIA DE LISBOA

Área Departamental de Engenharia Civil



IDENTIFICAÇÃO MODAL E SIMULAÇÃO DA RESPOSTA SÍSMICA DE BARRAGENS ABÓBADA

ANDRÉ FILIPE OSÓRIO

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
(*Documento Definitivo*)

Orientadores:

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)

Fevereiro de 2015

Dedicatória

Ao meu avô Rogério

Agradecimentos

A realização desta dissertação de mestrado contou com importantes apoios e incentivos sem os quais não se teria tornado uma realidade e aos quais estarei eternamente grato.

Ao Engenheiro Sérgio Oliveira, meu orientador, agradeço o total apoio, disponibilidade, o saber que transmitiu sobre as diversas matérias abordadas, as opiniões e críticas, a total colaboração no solucionar de dúvidas e problemas que foram surgindo ao longo da realização deste trabalho e por todas as palavras de incentivo.

Gostaria igualmente de agradecer ao Engenheiro André Silvestre a disponibilidade que sempre demonstrou e sugestões importantes que contribuíram para a realização deste trabalho.

Agradeço ao Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC) a possibilidade que me concedeu de realizar este trabalho no Departamento de Barragens de Betão (Núcleo de Modelação Matemática e Física).

Gostaria de agradecer também a todos os meus colegas e amigos que estiveram direta ou indiretamente ligados à realização deste trabalho, em especial, à Patrícia Salvado, ao Diogo Rebelo, ao Emanuel Mendes, ao João Cordeiro, ao Fábio Alves e ao Filipe Coimbra pelo apoio, pelas conversas alheias aos problemas, pela preocupação e companheirismo, pelos permanentes incentivos e por partilharem momentos e vivências.

Agradeço à minha família pela presença em todos os momentos, por terem confiança nas minhas capacidades e por se orgulharem da pessoa em que me tornei. Em especial, ao meu avô Rogério, ao qual dedico esta tese, que sempre desejou o meu sucesso e espero que se orgulhe e descanse em paz. Aos meus irmãos, em particular, à Carla por todos os sacrifícios, paciência e incentivos demonstrados durante todo o percurso académico. À minha mãe, Maria Belmira, pela preocupação e amizade, pelo incentivo e orgulho que sente em ser minha mãe.

Por fim, e não menos importante, um especial agradecimento à Helena por fazer parte da minha família e amigos, pelas palavras que me levam a nunca desistir e por me fazer acreditar que eu sou especial.

IDENTIFICAÇÃO MODAL E SIMULAÇÃO DA RESPOSTA SÍSMICA DE BARRAGENS ABÓBADA

Resumo

O presente trabalho visa mostrar a importância da utilização integrada de modelos numéricos e de resultados da observação do comportamento dinâmico de barragens abóbada com vista ao controlo da sua segurança, particularizando para o caso da barragem de Alto Ceira II.

Neste trabalho confrontam-se resultados obtidos experimentalmente e resultados obtidos numericamente. Os resultados experimentais são adquiridos através de ensaios de vibração ambiente, devidamente tratados e analisados através de técnicas de identificação modal (análise espectral) e, os resultados numéricos são obtidos através de dois programas, realizados em MATLAB, no Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC), designados por *Dynamic State of Space Analysis (DySSA2.6)* e *Dynamic Analysis of Dams (DynDam1.0)* que permitem a análise do comportamento dinâmico de sistemas *barragem-fundação-albufeira*.

São apresentados os fundamentos da análise e processamento de sinais, nomeadamente a análise espectral (análise no domínio da frequência), quais os erros que lhes estão associados e as técnicas para os atenuar ou mesmo eliminar e, de seguida, expõem-se quais os métodos utilizados na identificação modal estocástica realizada para os ensaios de vibração ambiente da barragem de Alto Ceira II.

Apresentam-se os fundamentos do Método dos Elementos Finitos (MEF), utilizado para a integração numérica da equação de Navier, bem como as duas formulações utilizadas em cada um dos programas referidos, a formulação clássica (*DynDam1.0*) e a formulação no espaço de estados (*DySSA2.6*).

Analisa-se o comportamento dinâmico da barragem de Alto Ceira II, em termos de frequências naturais e configurações modais, utilizando um modelo 3D representativo do sistema *barragem-fundação-albufeira*. Este modelo é calibrado com base em resultados experimentais e é utilizado para estudar a resposta sísmica da obra na perspetiva da verificação da segurança para as principais combinações.

MODAL IDENTIFICATION AND SEISMIC RESPONSE SIMULATION OF ARCH DAMS

Abstract

This work aims to show the importance of the integrated use of numerical models and monitoring data in order to study the dynamic behavior of arch dams in view to the safety control. Alto Ceira II dam is presented as a case study.

In this work experimental and numerical results are confronted. The experimental data is acquired through ambient vibration tests, properly processed and analyzed through modal identification techniques (spectral analysis). Numerical results are obtained with software developed within MATLAB in *Laboratório Nacional de Engenharia Civil* (LNEC). Two programs were developed: Dynamic State of Space Analysis (*DySSA2.6*) and Dynamic Analysis of Dams (*DynDam1.0*). These programs allow the analysis of the dynamic behavior of dam-foundation-reservoir systems. The fundamentals of signal analysis are presented, including spectral analysis (analysis in the frequency domain), referring some errors that might be associated and techniques to mitigate or even eliminate them. Stochastic modal identification methods based on frequency domain decomposition techniques are exposed using as example the data acquired during the ambient vibration tests performed on Alto Ceira II dam.

The fundamentals of Finite Element Method (FEM) are referred, in view of the numerical integration of the Navier equation for dynamic loads. The formulations used in each of the programs mentioned earlier, the classical formulation (*DynDam1.0*) and the state of space formulation (*DySSA2.6*) are presented.

The dynamic behavior of Alto Ceira II dam is analyzed in terms of natural frequencies and mode shapes, using a 3D model for the dam-foundation-reservoir system. This model is calibrated based on experimental results and then is used to study the seismic response of the dam in order to verify the safety for the main load combinations.

PALAVRAS-CHAVE / KEYWORDS

Barragens de betão / Concrete dams

Comportamento dinâmico / Dynamic behaviour

Comportamento estático / Static behaviour

Controlo da segurança / Safety control

Dinâmica de estruturas / Structural dynamics

Ensaio de vibração ambiente / Ambient vibration tests

Frequências naturais / Natural frequencies

Formulação do espaço de estados / State of space formulation

Formulação clássica / Classical formulation

Identificação Modal / Modal identification

Método dos elementos finitos / Finite element method

Modelos numéricos / Numerical models

Modos de vibração / Mode shape

Análise sísmica / Seismic analysis

Sistemas *barragem-fundação-albufeira* / Dam-foundation-reservoir systems

Índice

1	INTRODUÇÃO	1
1.1	Justificação e Enquadramento	1
1.2	Objetivos da Dissertação.....	5
1.3	Estruturação do Trabalho	7
2	OBSERVAÇÃO E ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DINÂMICO DE BARRAGENS DE BETÃO	11
2.1	Considerações Iniciais	11
2.2	Barragens	12
2.2.1	Tipos de barragens de betão e principais características	12
2.2.2	Impactos ambientais.....	14
2.2.3	Sistemas <i>barragem-fundação-albufeira</i>	15
2.3	Observação do Comportamento Dinâmico de Barragens de Betão	16
2.3.1	Incidentes devido a eventos sísmicos.....	17
2.3.2	Ensaio de vibrações “ <i>in-situ</i> ”	18
2.3.3	Sistemas de monitorização em barragens.....	20
2.4	Segurança Sísmica das Atuais Barragens de Betão	29
2.5	Considerações Finais	32
3	ANÁLISE E PROCESSAMENTO DE SINAL. IDENTIFICAÇÃO MODAL	33
3.1	Considerações Iniciais	33
3.2	Processamento e Análise de Sinal.....	33
3.2.1	Fundamentos de análise espectral	35
3.2.1.1	Dos somatórios de Fourier à transformada discreta de Fourier	36
3.2.2	Análise espectral de registos de acelerações. Utilização de programas informáticos para o cálculo da TDF	40
3.2.2.1	Erros de sobreposição e de escorregamento	41
3.2.2.2	Correção para obter registos de média nula.....	41
3.2.2.3	Cálculo de espectros utilizando uma única janela no tempo	42

3.2.2.4	Cálculo de espectros utilizando várias janelas no tempo	43
3.3	Identificação Modal no Domínio da Frequência	44
3.3.1	Comportamento dinâmico de estruturas sob excitação estocástica.....	45
3.3.1.1	Determinação das matrizes de densidade espectral de potência da resposta com base na matriz de flexibilidade dinâmica (matriz FRF) e na matriz de densidade espectral da ação.....	50
3.4	Identificação Modal. Exemplo Ilustrativo.....	55
3.4.1	Identificação das configurações modais através da decomposição dos vários registos em ondas harmónicas	56
3.4.2	Matriz de densidade espectral de potência. Interpretação na perspetiva da identificação modal	57
3.4.2.1	Cálculo da matriz densidade espectral de potência com base no método de Welch	60
3.4.2.2	Cálculo da matriz densidade espectral de potência com base no método de <i>Random Decrement</i> ...	63
3.4.2.3	Métodos baseados no cálculo de valores e vetores singulares da matriz de densidade espectral de potência	65
3.5	Considerações Finais.....	67
4	MODELOS PARA ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DINÂMICO DE SISTEMAS BARRAGEM-FUNDAÇÃO-ALBUFEIRA	69
4.1	Considerações Iniciais.....	69
4.2	Análise Dinâmica de Sistemas Barragem-Fundação-Albufeira	70
4.2.1	Formulação com massas de água associadas (<i>DynDam1.0</i>)	70
4.2.1	Formulação com albufeira discretizada em elementos finitos de água (<i>DySSA2.6</i>)	75
4.2.1.1	Método utilizado na distinção dos modos de vibração associados à barragem e associados à albufeira	81
4.3	Considerações Finais.....	82
5	APLICAÇÃO À BARRAGEM DE ALTO CEIRA II.....	85
5.1	Considerações Iniciais.....	85
5.2	Barragem de Alto Ceira II.....	86
5.3	Ensaio de Vibração Ambiente na Barragem de Alto Ceira II. Identificação Modal	87
5.3.1	Albufeira vazia	87
5.3.2	Albufeira cheia (cota 662,26 m)	93
5.4	Análise do Comportamento Dinâmico	97
5.4.1	Modelos EF3D.....	97
5.4.2	Frequências naturais e modos de vibração.....	99

5.5	Comportamento da Barragem Sob Ações Sísmicas	106
5.5.1	Modelo adotado	106
5.5.2	Definição da ação sísmica.....	108
5.5.3	Cálculo para a combinação PP+PH+SBP	109
5.5.3.1	Deslocamentos e tensões para a combinação PP + PH + SBP	116
5.5.4	Verificação da segurança para roturas pontuais do betão. Cenário PP+PH+ λ .SBP	119
5.6	Considerações Finais	123
6	CONCLUSÕES E PERSPETIVAS FUTURAS	125
6.1	Síntese do Trabalho	125
6.2	Contribuições Inovadoras	127
6.3	Apreciação dos Resultados Obtidos	128
6.4	Desenvolvimentos Futuros	128
	BIBLIOGRAFIA	129
	ANEXOS	1
	Anexo I - Análise dos resultados experimentais obtidos através de ensaios de vibração ambiente	1
AI. 1	Considerações Iniciais.....	3
AI. 2	Análise dos Resultados Experimentais	3
AI. 3	Considerações Finais	15
	Anexo II - Acelerogramas sísmicos considerados e respetivos espectros de amplitude	1

Índice de Figuras

Capítulo 1

Figura 1.1: Barragem de Alto Ceira II. Vista da antiga barragem, em fase avançada de deterioração devido a reações expansivas, e vista da nova barragem na fase final da construção para substituição da antiga.	2
Figura 1.2: Equipamento utilizado no decorrer dos ensaios de vibração ambiente realizados na barragem de Alto Ceira II. Acelerómetros, unidades de digitalização, aquisição e armazenamento de dados.	4
Figura 1.3: Esquema representativo da análise do comportamento sísmico de barragens (modos de vibração e simulação da resposta sísmica).	5
Figura 1.4: Modelo e respetivas formulações adotado/as, pelos programas <i>DySSA2.6</i> e <i>DynDam1.0</i> , na simulação do comportamento dinâmico de sistemas <i>barragem-fundação-albufeira</i>	6

Capítulo 2

Figura 2.1: a) Barragem do Beliche (Tipo Aterro); b) Barragem de Penide (Tipo Alvenaria); c) Barragem do Alqueva (Tipo Betão) (Wikipédia, 2014) (Instituto da Água, 2014).	12
Figura 2.2: a) Barragem de Touvedo (Gravidade); b) Barragem de Miranda (Contrafortes); c) Barragem de Venda Nova (Arco gravidade); d) Barragem de Alto Ceira II (Abóbada – dupla curvatura); e) Barragem da Aguieira (Abóbada múltipla) (Wikipédia, 2014) (Instituto da Água, 2014).	14
Figura 2.3: a) Escadas de peixes (Barragem de Pretarouca); b) Elevador de Peixes (Barragem Itaipu); c) Turbina “fish-friendly” (JIE, 2014) (Alliance, 2014).	15
Figura 2.4: a) Barragem de Koyna (Índia); b) Barragem de Pacoima (E.U.A.).	18
Figura 2.5: a) Acelerómetros triaxial e uniaxial da marca Kinematics (modelo EpiSensor), colocados na zona central da galeria do coroamento da barragem do Cabril; b) Acelerómetro triaxial da marca Nanometrics (modelo TitanSMA) e acelerómetro uniaxial (Kinematics, EpiSensor) na barragem de Alto Ceira II, no nicho superior do fio-de-prumo central.	19
Figura 2.6: Vibradores utilizados em ensaios de vibração de barragens: a) vibrador de translação com motor servo hidráulico b) vibrador rotativo de massa excêntrica, com motor elétrico (LNEC).	20
Figura 2.7: Ensaio de vibração forçada na barragem de Alto Ceira II (albufeira vazia: 19 de Junho de 2013). a) Vista de montante da barragem na fase final de construção; b) vibrador de massa excêntrica colocado no coroamento, na zona do encontro esquerdo da barragem.	20
Figura 2.8: Barragem de Cahora Bassa. a) Vista jusante; b) Localização dos acelerómetros: dez acelerómetros uniaxiais no corpo da barragem (na galeria do coroamento) e três triaxiais na rocha.	21
Figura 2.9: Sistema para monitorização de vibrações, em contínuo, na barragem do Cabril.	22
Figura 2.10: Barragem de Hitotsuse (Okuma, N. & Ikeda, K., et al, 2012). a) Vista de jusante; b) Localização dos acelerómetros utilizados num ensaio de vibração ambiente do tipo HDV (“high density vibration teste”) ou ensaio de vibração ambiente com alta densidade de sensores.	23

Figura 2.11: Barragem Enguri. a) Vista de jusante; b) Localização dos sensores e do restante equipamento do sistema de monitorização de vibrações.	24
Figura 2.12: Barragem Beli Iskar. a) Vista geral; b) Acelerómetro triaxial instalado em obra.	25
Figura 2.13: Barragem de Karkheh. a) Vista geral; b) Esquema do sistema de monitorização.	25
Figura 2.14: Sistema para monitorização em contínuo de barragens na Coreia do Sul.	26
Figura 2.15: Barragem de Katse, África do Sul.	26
Figura 2.16: Barragem de Mauvoisin, Suíça.	27
Figura 2.17: Linhas de influência das duas primeiras frequências naturais identificadas na barragem de Mauvoisin a partir de medições em obra. Resultados de campanhas de vibração ambiente e de monitorização em contínuo, incluindo medição de vibrações induzidas por ações sísmicas (Darbre & Proulx, 2002).	28
Figura 2.18: Barragem de Kaore, Japão: a) vista de montante; b) corte pela consola central.	28
Figura 2.19: Medição de vibrações na barragem de Kaore (Japão): ensaios de vibração forçada, vibração ambiente e vibrações sísmicas. Evolução da primeira frequência natural com a altura de água na albufeira – comparação entre resultados experimentais e numéricos.	29
Figura 2.20: Barragens em betão de arco com dupla curvatura. Analogia entre as mais altas do mundo com as principais portuguesas.	31

Capítulo 3

Figura 3.1: Representação de uma função do tipo onda harmónica (Oliveira, S., 2013).	35
Figura 3.2: Transformada discreta de Fourier. Decomposição em ondas sinusoidais (Oliveira, S., 2007) (Oliveira, Nápoles, & Oliveira, 2012) (Oliveira, S., 2013).	37
Figura 3.3: Sinal medido (acelerograma) e respetivo espectro de amplitude obtido com base no algoritmo FFT com indicação da frequência de Nyquist (abscissa do “eixo de simetria”).	40
Figura 3.4: Utilização de um filtro de médias móveis para obter um sinal com média nula.	42
Figura 3.5: Aplicação de filtros de médias móveis centradas para obter espectros suavizados.	43
Figura 3.6: Aplicação de uma janela de <i>TukeyI (Hanning)</i> $W(t_k)$ a um registo de acelerações $x(t_k)$: $W(t_k) \cdot x(t_k)$	44
Figura 3.7: Resposta estrutural no domínio do tempo (acelerações) e no domínio da frequência (espectro de amplitudes). Transição realizada através da utilização da <i>Fast Fourier Transform - FFT</i>	45
Figura 3.8: Processo estocástico vetorial, de três componentes, $\underline{x}(t) = [x_1(t) \ x_2(t) \ x_3(t)]^{(r)}$: uma realização (r) do processo corresponde a um conjunto de três registos temporais (funções aleatórias) de duração T (idealmente $T \rightarrow \infty$). Neste caso mostra-se um processo estocástico vetorial que envolve três grandezas físicas: acelerações radiais medidas numa barragem abóbada, sob excitação ambiente, em três pontos da obra.	46
Figura 3.9: Representação gráfica das funções da auto-correlação para dois processos estocásticos. Num processo com maior grau de aleatoriedade a função de auto-correlação tende mais rapidamente para zero (Magalhães, 2004).	47
Figura 3.10: Ensaio de vibração ambiente com medição de acelerações radiais em três pontos. Séries temporais observadas $x_i(t)$, matriz de correlação $\underline{R}(\tau)$ e matriz de densidade espectral de potência $\underline{S}(\omega)$	50

Figura 3.11: Matriz de flexibilidade dinâmica (ou matriz das FRF) e matriz de densidade espectral de potência. Comparação entre resultados analíticos e experimentais para o caso de um modelo físico de um edifício de 3 pisos.	54
Figura 3.12: Barragem de Alto Ceira II. Acelerogramas utilizados para ilustrar diferentes técnicas de identificação modal. Acelerações radiais devidas a excitação do tipo ruído branco, geradas numericamente (modelo EF3D), para a água à cota máxima (665,6 m).	55
Figura 3.13: Primeiros dois modos identificados usando a técnica de <i>peak picking</i> aplicada a um espectro de amplitudes correspondente a uma janela de 200 s (espectro médio obtido a partir dos três acelerogramas nos pontos considerados). a) Modo antissimétrico, 7,34 Hz; b) Modo simétrico, 8,08 Hz.	57
Figura 3.14: Representação das matrizes de densidade espectral de potência para as várias frequências. Exemplo de um ensaio de vibração em que se analisam acelerações radiais medidas em três pontos de uma barragem.	59
Figura 3.15: Esquema de cálculo da matriz de densidade espectral de potência de acelerações para um exemplo com três acelerómetros.	60
Figura 3.16: Matriz de densidade espectral de potência para a barragem de Alto Ceira II. A azul encontram-se os espectros de amplitude (escala logarítmica) e a verde os espectros da diferença de fase.	61
Figura 3.17: Primeira coluna da matriz de densidade espectral de potência da barragem de Alto Ceira II. As linhas a preto mostram, respetivamente, as frequências 7,34 Hz (antissimétrico) e 8,08 Hz (simétrico).	63
Figura 3.18: Método de <i>Random Decrement</i> para cálculo da matriz de densidade espectral de potência.	64
Figura 3.19: Determinação da configuração modal correspondente ao primeiro modo de vibração ($f=7,34$ Hz) através do cálculo do primeiro vetor singular da matriz DEP calculada para a frequência 7,34 Hz.	65
Figura 3.20: Espectros dos valores singulares da matriz $\underline{S}(\omega_n)$ calculada pelo método de RD. Barragem de Alto Ceira II: análise de registos de acelerações radiais, gerados numericamente para excitação do tipo ruído branco.	66
Figura 3.21: Primeiros modos de vibração identificados na barragem de Alto Ceira II para a água à cota máxima (665,6 m). a) 1º Modo: frequência de 7,34 Hz (antissimétrico); b) 2º Modo: frequência de 8,08 Hz (simétrico).	66

Capítulo 4

Figura 4.1: Modelação do comportamento de sistemas <i>barragem-fundação-albufeira</i> sob ações estáticas e dinâmicas: equações fundamentais. Representação esquemática de uma barragem (Ω) com indicação das fronteiras Γ_1 (em que se impõem deslocamentos nulos e histórias de acelerações sísmicas) e Γ_2 (em que se aplicam tensões normais correspondentes à pressão hidrostática e hidrodinâmica).	71
Figura 4.2: a) Elemento finito adotado no programa <i>DynDam1.0</i> : tipo cubo, isoparamétrico do 2º grau, com 20 pontos nodais e 3 graus de liberdade por nó (três componentes de deslocamento).	74
Figura 4.3: Modelação do comportamento de sistemas <i>barragem-fundação-albufeira</i> , sob ações estáticas e dinâmicas, adotada pelo programa <i>DySSA2.6</i> . Representação esquemática de uma barragem (Ω) com indicação da fronteira Γ_1 (em que se impõem deslocamentos nulos e histórias de acelerações sísmicas).	77
Figura 4.4: Energia cinética dos modos associados ao movimento da água e dos modos associados à vibração da estrutura.	82

Capítulo 5

Figura 5.1: Planta geral da barragem de Alto Ceira II.....	86
Figura 5.2: Vista de jusante e consola central da barragem de Alto Ceira II.....	87
Figura 5.3: Barragem de Alto Ceira II. a) Vista de montante na fase final de construção; b) Vista de jusante na fase inicial de exploração.....	87
Figura 5.4: Acelerómetro triaxial (Nanometrics), posição e respetivas séries temporais recolhidas no ensaio de vibração ambiente para a situação de albufeira vazia (Ensaio 1). Direção tangencial, radial e vertical.	88
Figura 5.5: Estimativa das funções DEP da resposta, em aceleração, das medições realizadas com o acelerómetro triaxial (Nanometrics). Matriz das amplitudes e das diferenças de fase (Ensaio 1).....	89
Figura 5.6: Espectro dos valores singulares da matriz da densidade espectral de potência da resposta em aceleração (Ensaio 1) para a situação de albufeira vazia (19 de junho de 2013).	90
Figura 5.7: Ondas referentes às frequências de 9,63 Hz e 10,63 Hz. Acelerómetro triaxial (Nanometrics) direção tangencial (azul), radial (vermelho) e vertical (verde) (Ensaio 1).	91
Figura 5.8: Representação das configurações modais do primeiro e segundo modo de vibração e dos respetivos vetores de deslocamentos (radial a vermelho, tangencial a azul e vertical a verde) na posição do acelerómetro triaxial (Nanometrics).	92
Figura 5.9: Acelerómetro uniaxial (Kinematics), sistema de digitalização e aquisição (Gantner) e computador para efetuar a análise em tempo real.....	93
Figura 5.9: Posição dos acelerómetros uniaxiais (Kinematics) e respetivas séries temporais recolhidas no ensaio de vibração ambiente para a situação de albufeira cheia (Ensaio 1).....	94
Figura 5.10: Estimativa das funções DEP da resposta, em aceleração, das medições realizadas com os acelerómetros uniaxiais (Kinematics). Matriz das amplitudes e das diferenças de fase (Ensaio 1).....	95
Figura 5.11: Espectro dos valores singulares da matriz das densidades espectrais de potência da resposta em aceleração (Ensaio 1) para a situação de albufeira cheia (12 de março de 2014).	96
Figura 5.12: Discretização em elementos finitos 3D. Representação da malha da albufeira utilizada no <i>DySSA2.6</i> e representação esquemática das massas de água associadas (<i>DynDam1.0</i>).	98
Figura 5.13: Linhas de influência para os primeiros sete modos de vibração. Comparação entre resultados experimentais e numéricos obtidos com o <i>DySSA2.6</i>	100
Figura 5.14: Linhas de influência para os primeiros sete modos de vibração. Comparação entre resultados experimentais e numéricos obtidos com o <i>DynDam1.0</i> (100% MAA).....	102
Figura 5.15: Linhas de influência das frequências naturais. Comparação entre resultados experimentais e numéricos obtidos com o <i>DySSA2.6</i> e com o <i>DynDam1.0</i> (100% MAA) (Oliveira, Osório, Silvestre, & Câmara, 2014).	103
Figura 5.16: Linhas de influência das frequências naturais. Comparação entre resultados experimentais e numéricos obtidos com o <i>DynDam1.0</i> para as hipóteses de 100% MAA e 50% MAA.	105
Figura 5.17: Amortecimento de Rayleigh. Curvas adotadas: a) Calibrada para um amortecimento relativo $\xi \approx 1\%$ na frequência do 1º modo; b) Calibrada para um amortecimento relativo $\xi \approx 5\%$ na frequência do 1º modo.	107
Figura 5.18: Comparação dos espectros de resposta envolventes (de uma barragem situada na zona centro de Portugal) com os espectros de resposta correspondentes aos acelerogramas sísmicos gerados por intermédio de um modelo de rotura de falha (Carvalho, 2007).	108

Figura 5.19: Acelerograma 8. Escolhido de entre os trinta acelerogramas gerados com o modelo de rotura de falha, devido ao facto de ter a maior amplitude espectral na frequência do 1º modo da barragem (considerando a albufeira cheia, modelo 50% MAA, e $E_b = 32,5$ GPa).....	109
Figura 5.20: Campo de deslocamentos devido ao peso próprio, pressão hidrostática e à sua combinação, respetivamente.	111
Figura 5.21: Campo de tensões para o paramento de jusante devido ao peso próprio, pressão hidrostática e à sua combinação, respetivamente.	112
Figura 5.22: Campo de tensões para o paramento de montante devido ao peso próprio, pressão hidrostática e à sua combinação, respetivamente.	113
Figura 5.23: Resposta Sísmica: SBP, acelerograma 8 aplicado na direção montante-jusante com $a_{pico}=0,1$ g no instante t_J e com amortecimento relativo $\xi=1\%$ na frequência do 1º modo.....	114
Figura 5.24: Resposta Sísmica: SBP, acelerograma 8 aplicado na direção montante-jusante com $a_{pico}=0,1$ g para o instante t_M e com amortecimento relativo $\xi=1\%$ na frequência do 1º modo.	115
Figura 5.25: Resposta Sísmica: SBP + PP + PH, acelerograma 8 aplicado na direção montante-jusante com $a_{pico}=0,1$ g no instante t_J e com amortecimento relativo $\xi=1\%$ na frequência do 1º modo.	117
Figura 5.26: Resposta Sísmica: SBP + PP + PH, acelerograma 8 aplicado na direção montante-jusante com $a_{pico}=0,1$ g no instante t_M e com amortecimento relativo $\xi=1\%$ na frequência do 1º modo.	118
Figura 5.27: Verificação da segurança ao corte (critério de Mohr-Coulomb) e à tração (critério de Rankine): definição adotada para a determinação do coeficiente de segurança.	119
Figura 5.28: Índice de rotura (i_R) para a combinação de ações PP + PH + λ .SBP ($\lambda=1$, $\lambda=6$ e $\lambda=10$) e coeficiente de amortecimento modal de 1% ($\xi=1\%$). Corte com vista de montante e corte com vista de jusante.	121
Figura 5.29: Índice de rotura (i_R) para a combinação de ações PP + PH + λ .SBP ($\lambda=1$, $\lambda=6$ e $\lambda=10$) e coeficiente de amortecimento modal de 5% ($\xi=5\%$). Corte com vista de montante e corte com vista de jusante.	122

Anexo I

Figura AI 1: Posição do acelerómetro triaxial (Nanometrics) e respetivas séries temporais recolhidas no ensaio de vibração ambiente para a situação de albufeira vazia (Ensaio 2). Direção tangencial, radial e vertical.....	AI 4
Figura AI 2: Estimativa das funções DEP da resposta, em aceleração, das medições realizadas com o acelerómetro triaxial (Nanometrics). Matriz das amplitudes e das diferenças de fase (Ensaio 2).	AI 5
Figura AI 3: Espectro dos valores singulares da matriz das densidades espectrais de potência da resposta em aceleração (Ensaio 2).	AI 6
Figura AI 4: Posição do acelerómetro triaxial (Nanometrics) e respetivas séries temporais recolhidas no ensaio de vibração ambiente para a situação de albufeira vazia (Ensaio 3). Direção tangencial, radial e vertical.....	AI 7
Figura AI 5: Estimativa das funções DEP da resposta, em aceleração, das medições realizadas com o acelerómetro triaxial (Nanometrics). Matriz das amplitudes e das diferenças de fase (Ensaio 3).	AI 8
Figura AI 6: Espectro dos valores singulares da matriz das densidades espectrais de potência da resposta em aceleração (Ensaio 3).	AI 9
Figura AI 7: Posição dos acelerómetros uniaxiais (Kinometrics) e respetivas séries temporais recolhidas no ensaio de vibração ambiente para a situação de albufeira cheia (Ensaio 2).	AI 10

Figura AI 8: Estimativa das funções DEP da resposta, em aceleração, das medições realizadas com acelerómetros uniaxiais (Kinematics). Matriz das amplitudes e das diferenças de fase (Ensaio 2).....	AI 11
Figura AI 9: Espectro dos valores singulares da matriz das densidades espectrais de potência da resposta em aceleração (Ensaio 2).....	AI 12
Figura AI 10: Posição dos acelerómetros uniaxiais (Kinematics) e respetivas séries temporais recolhidas no ensaio de vibração ambiente para a situação de albufeira cheia (Ensaio 3).....	AI 13
Figura AI 11: Estimativa das funções DEP da resposta, em aceleração, das medições realizadas com acelerómetros uniaxiais (Kinematics). Matriz das amplitudes e das diferenças de fase (Ensaio 3).....	AI 14
Figura AI 12: Espectro dos valores singulares da matriz das densidades espectrais de potência da resposta em aceleração (Ensaio 3).....	AI 15

Anexo II

Figura AII 1: Acelerogramas sísmicos 1, 2 e 3 (modelo de rotura de falha) e espectros de amplitudes.	AII 3
Figura AII 2: Acelerogramas sísmicos 4, 5 e 6 (modelo de rotura de falha) e espectros de amplitudes.	AII 4
Figura AII 3: Acelerogramas sísmicos 7, 8 e 9 (modelo de rotura de falha) e espectros de amplitudes.	AII 5
Figura AII 4: Acelerogramas sísmicos 10, 11 e 12 (modelo de rotura de falha) e espectros de amplitudes.	AII 6
Figura AII 5: Acelerogramas sísmicos 13, 14 e 15 (modelo de rotura de falha) e espectros de amplitudes.	AII 7
Figura AII 6: Acelerogramas sísmicos 16, 17 e 18 (modelo de rotura de falha) e espectros de amplitudes.	AII 8
Figura AII 7: Acelerogramas sísmicos 19, 20 e 21 (modelo de rotura de falha) e espectros de amplitudes.	AII 9
Figura AII 8: Acelerogramas sísmicos 22, 23 e 24 (modelo de rotura de falha) e espectros de amplitudes.	AII 10
Figura AII 9: Acelerogramas sísmicos 25, 26 e 27 (modelo de rotura de falha) e espectros de amplitudes.	AII 11
Figura AII 10: Acelerogramas sísmicos 28, 29 e 30 (modelo de rotura de falha) e espectros de amplitudes.	AII 12

Índice de Tabelas

Capítulo 5

Tabela 5.1 – Frequências naturais de vibração referentes ao 1º e 2º modo de vibração, obtidas através do cálculo da média dos diversos estudos realizados, para a situação de albufeira vazia.	92
Tabela 5.2 – Frequências naturais de vibração referentes ao 1º e 2º modo de vibração, obtidas através do cálculo da média dos diversos estudos realizados, para a situação de albufeira cheia (cota 662,26 m).	96
Tabela 5.3 – Propriedades dos materiais utilizados no modelo de elementos finitos 3D.	98
Tabela 5.4 – Comparação de resultados de frequências naturais (quatro primeiros modos) obtidos através do <i>DySSA2.6</i> e do <i>DynDam1.0</i> (afetado por um coeficiente de redução das massas de água associadas).	104

Simbologia

Latinas maiúsculas

$\underline{\mathbf{A}}_{(mck)}$	Matriz de estado que contém as matrizes de massa, amortecimento e rigidez
$\underline{\mathbf{B}}$	Matriz que contém as derivadas das funções de interpolação ($\underline{\mathbf{B}} = \underline{\mathbf{L}}\underline{\mathbf{N}}$)
C_R	Coefficiente de redução para as massas de água de Westergaard
$\underline{\mathbf{D}}$	Matriz de elasticidade
E	Módulo de elasticidade
$E_{b\ est}$	Módulo de elasticidade estático do betão
$E_{b\ din}$	Módulo de elasticidade dinâmico do betão
E_c	Energia Cinética
$E_{f\ est}$	Módulo de elasticidade estático da fundação
\mathbf{G}	Módulo de distorção
$\underline{\mathbf{K}}$	Matriz de rigidez modal ($\underline{\mathbf{K}} = \underline{\phi}^T \underline{\mathbf{k}} \underline{\phi}$)
K_v	Módulo de compressibilidade volumétrica
K_{v_a}	Módulo de compressibilidade volumétrica da água
$\underline{\mathbf{L}}$	Operador diferencial ($\underline{\epsilon} = \underline{\mathbf{L}} \underline{\mathbf{u}}$)
$\underline{\mathbf{L}}_E$	Matriz dos fatores de participação modal na representação de estado
$\underline{\mathbf{M}}$	Matriz de massa modal
N	Número de pontos da discretização de uma janela temporal
NP	Número de pontos nodais de uma estrutura discretizada
N_{GL}	Número de graus de liberdade de um modelo numérico de elementos finitos
$\underline{\mathbf{N}}$	Matriz das funções de interpolação
NP^e	Número de pontos de um elemento finito
N_{GL}^e	Números de graus de liberdade de um elemento finito
$\underline{\mathbf{Q}}_R$	Matriz 3×3 para cálculo da matriz de amortecimento de radiação elementar
$\underline{\mathbf{R}}$	Matriz de funções de correlação da resposta medida num ensaio de vibração
$\underline{\mathbf{S}} = \underline{\mathbf{S}}(\omega)$	Matriz das funções das funções de densidade espectral de potência
V_e	Volume de um elemento finito
W_{ext}	Trabalho das forças exteriores
W_{int}	Trabalho das forças interiores
W_k	Janela de dados

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 (1440 m/s)
c_s	Velocidade de propagação de ondas de corte (“ <i>shear waves</i> ”)
c	Amortecimento
\underline{c}	Matriz de amortecimento global
\underline{c}_R^e	Matriz de amortecimento de radiação elementar na fronteira água-água
\underline{c}^e	Matriz de amortecimento elementar
\underline{f}	Vetor das forças nodais
\underline{f}	Vetor das forças mássicas $\underline{f} = \underline{f}(x_1, x_2, x_3, t)$ (3x1)
\underline{f}_G	Vetor das forças nodais equivalentes
f_{Nyq}	Frequência de Nyquist (em Hz)
g	Força da gravidade ($g = 9,81 \text{ m/s}^2$)
k	Rigidez
\underline{k}	Matriz de rigidez
\underline{k}^e	Matriz de rigidez de um elemento finito
m	Massa específica (kg/m^3)
m_a	Massa específica da água
\underline{m}	Matriz de massa
\underline{m}^e	Matriz de massa elementar
\underline{m}_b	Matriz de massa global nos graus de liberdade no corpo da barragem
n_1	Número de “ <i>inputs</i> ”
\underline{q}	Vetor das coordenadas modais (formulação em deslocamentos)
$\underline{\dot{q}}$	Vetor das derivadas das coordenadas modais em ordem ao tempo
$\underline{\ddot{q}}$	Vetor das segundas derivadas das coordenadas modais em ordem ao tempo
\underline{s}	Matriz da distribuição espacial das forças pelos vários graus de liberdade

\underline{u}	Campo de deslocamentos $\underline{u} = \underline{u}(x_1, x_2, x_3, t)$
\underline{u}	Vetor de deslocamentos
\underline{u}^e	Vetor elementar de deslocamentos
$\dot{\underline{u}}$	Vetor de velocidades
$\ddot{\underline{u}}$	Vetor de acelerações
\underline{u}_v	Vetor dos deslocamentos virtuais
\underline{u}_v^e	Vetor elementar dos deslocamentos virtuais
\underline{v}	Vetor de velocidades na formulação de estado
$\dot{\underline{v}}$	Vetor de acelerações na formulação de estado
\underline{x}	Vetor de estado (deslocamentos e velocidades)
\underline{z}	Vetor das coordenadas modais de estado

Gregas maiúsculas

$\underline{\Phi}$	Matriz modal
$\dot{\underline{\Phi}}$	Matriz com as derivadas dos modos em ordem ao tempo (velocidades modais)
$\underline{\Phi}_E$	Matriz modal no espaço de estados
Γ_1	Fronteira rocha-rocha com deslocamentos nulos (base do bloco de fundação)
Γ_2	Fronteira betão-água (face de montante da barragem)
Γ_3	Fronteira água-água (admite-se radiação total das ondas de pressão na albufeira)

Gregas minúsculas

α	Constante de amortecimento de <i>Rayleigh</i>
β	Constante de amortecimento de <i>Rayleigh</i>
$\underline{\varepsilon}$	Vetor das deformações
$\underline{\phi}$	Vetor modal
$\underline{\phi}_E$	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)
$\bar{\lambda}$	Conjugado da matriz de valores próprios de um sistema
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)
$\underline{\sigma}$	Vetor das tensões
ξ	Coeficiente de amortecimento relativo ($\xi = c/c_{cr} = c/2\sqrt{km}$)
ξ_n	Amortecimento modal referente a um modo n

Abreviaturas (siglas)

DEP	Densidade Espetral de Potência
FDD	<i>Frequency Domain Decomposition</i>
FFT	<i>Fast Fourier Transform</i>
GL	Graus de Liberdade
ICOLD	<i>International Commission on Large Dams</i>
MCE	<i>Maximum Credible Earthquake</i>
MEF	Método dos Elementos Finitos
PNBEPH	Programa Nacional de Barragens com Elevado Potencial Hidroelétrico
PP	<i>Peak Picking</i>
PTV	Princípio dos Trabalhos Virtuais
RAS	Reação Álcalis-Sílica
RAAD	Recolha e Análise Automática de Dados
RD	<i>Random Decrement</i>
SBP	Sismo Base de Projeto
SEE	<i>Safety Evaluation Earthquake</i>
SMP	Sismo Máximo de Projeto
TDF	Transformada Discreta de Fourier

1

Introdução

1.1 Justificação e Enquadramento

As barragens são fundamentais para a constituição de reservatórios de água doce, um recurso vital da humanidade, e são uma extraordinária fonte de energia renovável, económica e não poluente. Permitem travar processos de desertificação, controlar cheias, melhorar as condições de navegabilidade dos rios, e, atualmente, são ainda utilizadas para aproveitamento da energia produzida em centrais eólicas.

Nesta perspetiva é expectável que continuem a ser construídas novas barragens (EDP, 2014) e que se aposte no desenvolvimento e implementação de estratégias de minimização de impactos ambientais e na manutenção e prolongamento da vida útil das barragens existentes, em boas condições de funcionalidade e de segurança.

Dado o risco potencial geralmente associado a estas obras (Ramos, 1994) o controlo da segurança estrutural de barragens tende atualmente a apoiar-se em modernos sistemas de monitorização que permitem acompanhar continuamente a evolução do estado de conservação/deterioração das obras. Com estes sistemas o objetivo é identificar atempadamente alterações de comportamento que possam ser corrigidas através de intervenções de manutenção/reparação, o que, na prática, permite aos donos de obra melhorar a gestão dos seus aproveitamentos. Em certos casos, nomeadamente em obras sujeitas a processos expansivos de grande amplitude, os sistemas de monitorização e controlo da segurança são importantes para obter dados que permitam decidir se é mais económico recuperar ou construir uma nova barragem, devido ao avançado estado de deterioração da antiga. Um caso destes ocorreu recentemente em Portugal na antiga barragem do Alto Ceira que, devido a um processo expansivo, sofreu acentuada deterioração e teve que ser desativada e substituída por

uma nova barragem - Alto Ceira II - cuja construção terminou em 2014 (Figura 1.1). Nesta dissertação, a barragem de Alto Ceira II é tomada como exemplo de aplicação, apresentando-se diversos resultados referentes à análise do seu comportamento dinâmico, na perspetiva de contribuir para o desenvolvimento das metodologias de controlo da segurança de barragens. Em particular, este caso de estudo é utilizado para mostrar o interesse dos ensaios de vibração ambiente para a caracterização experimental dos principais parâmetros modais da obra (para diferentes cotas de água) e o interesse destes parâmetros para a calibração de modelos numéricos de elementos finitos adequados para analisar a resposta da barragem sob ações sísmicas.



Figura 1.1: Barragem de Alto Ceira II. Vista da antiga barragem, em fase avançada de deterioração devido a reações expansivas, e vista da nova barragem na fase final da construção para substituição da antiga.

A questão da verificação da segurança de barragens, novas e antigas, relativamente às ações sísmicas é atualmente uma área de investigação de grande interesse pois, em face da evolução do conhecimento na área da sismologia e da engenharia sísmica sabe-se que muitas das barragens existentes estão localizadas em zonas de sismicidade que não estava devidamente caracterizada na altura em que foram projetadas e que não foram utilizados modelos adequados para simulação da sua resposta sísmica. Para além destes aspetos é de referir que muitas das grandes barragens atualmente em serviço têm mais de meio século de vida e, muitas delas, apresentam sinais de deterioração.

Assim, na perspectiva de melhorar o controlo da segurança de barragens sob ações sísmicas, é necessário continuar a investir nas metodologias de observação e análise do seu comportamento sob diversos tipos de ações dinâmicas e, em particular, sob ações sísmicas. Desta forma, tal como se propõe nesta dissertação, é necessário continuar a desenvolver as metodologias para realização de ensaios de vibração (ambiente e/ou forçada) e para a implementação de novos sistemas de monitorização de vibrações, baseados em sistemas de Recolha e Análise Automática de Dados (RAAD) que recorram, simultaneamente, a modelos de identificação modal e modelos de elementos finitos para análise e previsão do comportamento das obras (tendo em conta o efeito de eventuais processos de alteração/deterioração ao nível do corpo das obras e da fundação), envolvendo o conjunto *barragem-fundação-albufeira*.

É precisamente neste enquadramento que foram desenvolvidos os dois programas de Elementos Finitos 3D (EF3D) para análise dinâmica de barragens em regime elástico linear, utilizados no decorrer deste trabalho: o **DySSA2.6** (*Dynamic State of Space Analysis*) e o **DynDam1.0** (*Dynamic Analysis of Dams*). No **DySSA2.6** considera-se uma formulação no espaço de estados, em velocidades e deslocamentos, que permite considerar amortecimento generalizado (adota-se a técnica de sobreposição modal); este programa permite considerar a albufeira discretizada em elementos finitos 3D (“elementos de água”: módulo de distorção nulo) e permite simular o comportamento de superfícies de descontinuidade (juntas, fendas e diaclases) com base em elementos finitos de junta. No **DynDam1.0** adota-se uma formulação clássica, em deslocamentos (considera-se também a técnica de sobreposição modal), com a hipótese de amortecimento de Rayleigh (amortecimento proporcional às matrizes globais de massa e de rigidez) sendo as pressões hidrodinâmicas consideradas simplificada através de massas de água associadas, com base na formulação de Westergaard (o programa permite considerar um coeficiente de redução do efeito de massa de água associada).

Os modelos numéricos, utilizados para o estudo do comportamento dinâmico de barragens sob ações sísmicas, devem ser calibrados com base em resultados de medições “*in-situ*”. Estes podem ser obtidos através de ensaios de vibração ambiente (Figura 1.2) e/ou forçada; ou através da medição direta da resposta das obras sob ações sísmicas, o que se pode conseguir através da instalação de sistemas para monitorização em contínuo do comportamento dinâmico das obras (Oliveira, S., 2002) (Oliveira, Rodrigues, Mendes, & Costa, 2003) (Mendes, P., 2005) (Mendes, 2010) (Oliveira, Mendes, Garrett, Costa, & Reis, 2011) (Oliveira, Silvestre, Espada, & Câmara, 2014), os quais devem incluir sensores (acelerómetros) para medição das vibrações sísmicas na rocha (ação) e no corpo das obras (resposta).

A medição da resposta sísmica de barragens pode ser baseada em sistemas que funcionem por “*trigger event*”. Os eventuais danos devidos a estas ações podem ser detetados através da realização de um ensaio de vibração ambiente logo após a ocorrência do sismo e comparando os parâmetros modais da obra, identificados após o sismo, com os parâmetros identificados antes da ocorrência do sismo.

Neste trabalho salienta-se a importância do confronto entre resultados numéricos obtidos através dos dois programas referidos com resultados obtidos experimentalmente. O objetivo é analisar a concordância entre os resultados numéricos e os experimentais. No caso deste trabalho foi adotado como exemplo de aplicação o estudo do comportamento dinâmico da barragem de Alto Ceira II (Figura 1.3) na qual foram realizados dois ensaios de vibração ambiente durante a fase de primeiro enchimento: um para a situação de albufeira vazia e outro para a situação de albufeira cheia (quase cheia).

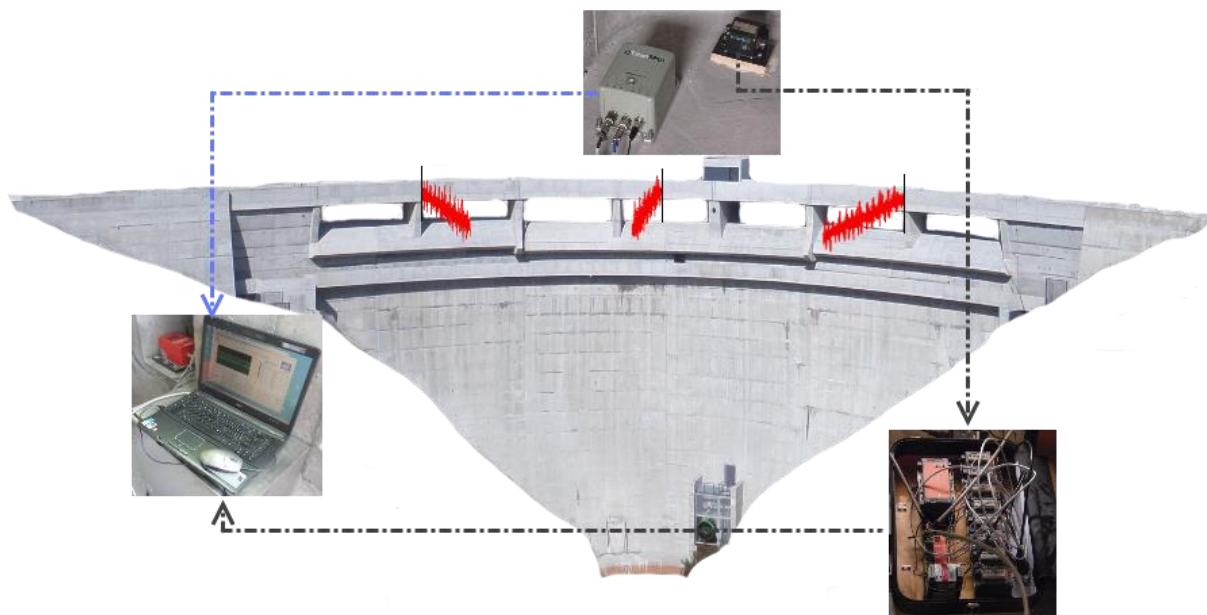


Figura 1.2: Equipamento utilizado no decorrer dos ensaios de vibração ambiente realizados na barragem de Alto Ceira II. Acelerómetros, unidades de digitalização, aquisição e armazenamento de dados.

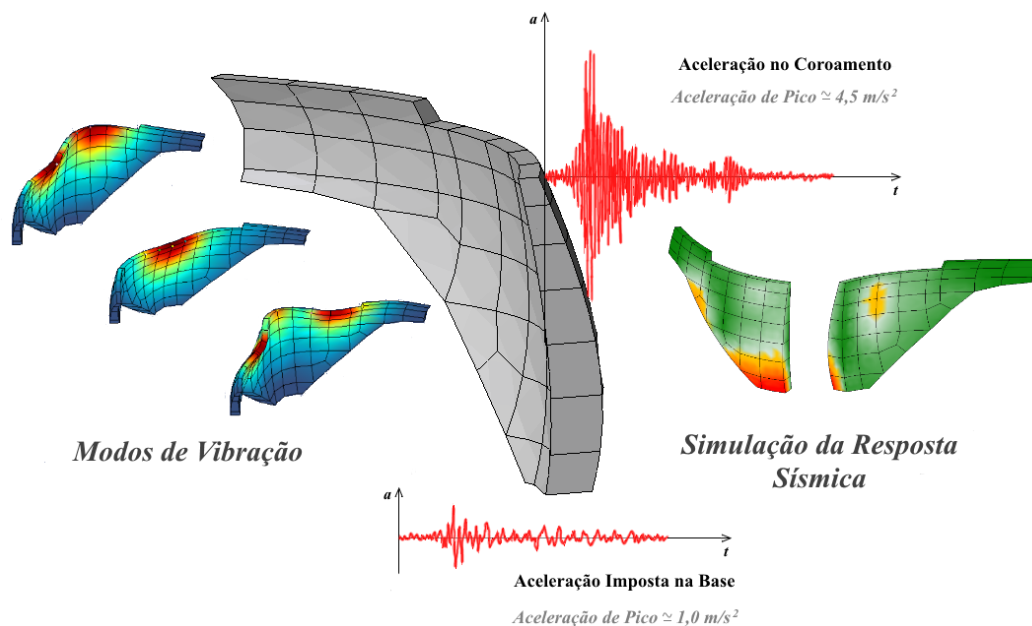


Figura 1.3: Esquema representativo da análise do comportamento sísmico de barragens (modos de vibração e simulação da resposta sísmica).

1.2 Objetivos da Dissertação

A presente dissertação tem como objetivos principais: i) a apresentação de resultados experimentais (Figura 1.4) obtidos em dois ensaios de vibração ambiente realizados na barragem de Alto Ceira II (albufeira vazia e cheia) e a sua análise com vista à identificação dos principais parâmetros modais da barragem (identificação modal com base em técnicas de decomposição no domínio da frequência), nomeadamente, frequências naturais dos principais modos de vibração; e ii) a apresentação de resultados referentes ao estudo do comportamento dinâmico da barragem, recorrendo à modelação numérica do conjunto *barragem-fundação-albufeira*, utilizando os dois programas atrás referidos, o *DySSA2.6* e o *DynDam1.0*.

Os modelos numéricos são calibrados com base nos resultados dos ensaios de vibração ambiente e, de seguida, o modelo de massas de água associadas (*DynDam1.0*) é utilizado na simulação da resposta da obra sob ações sísmicas apresentando-se um estudo de verificação da segurança.

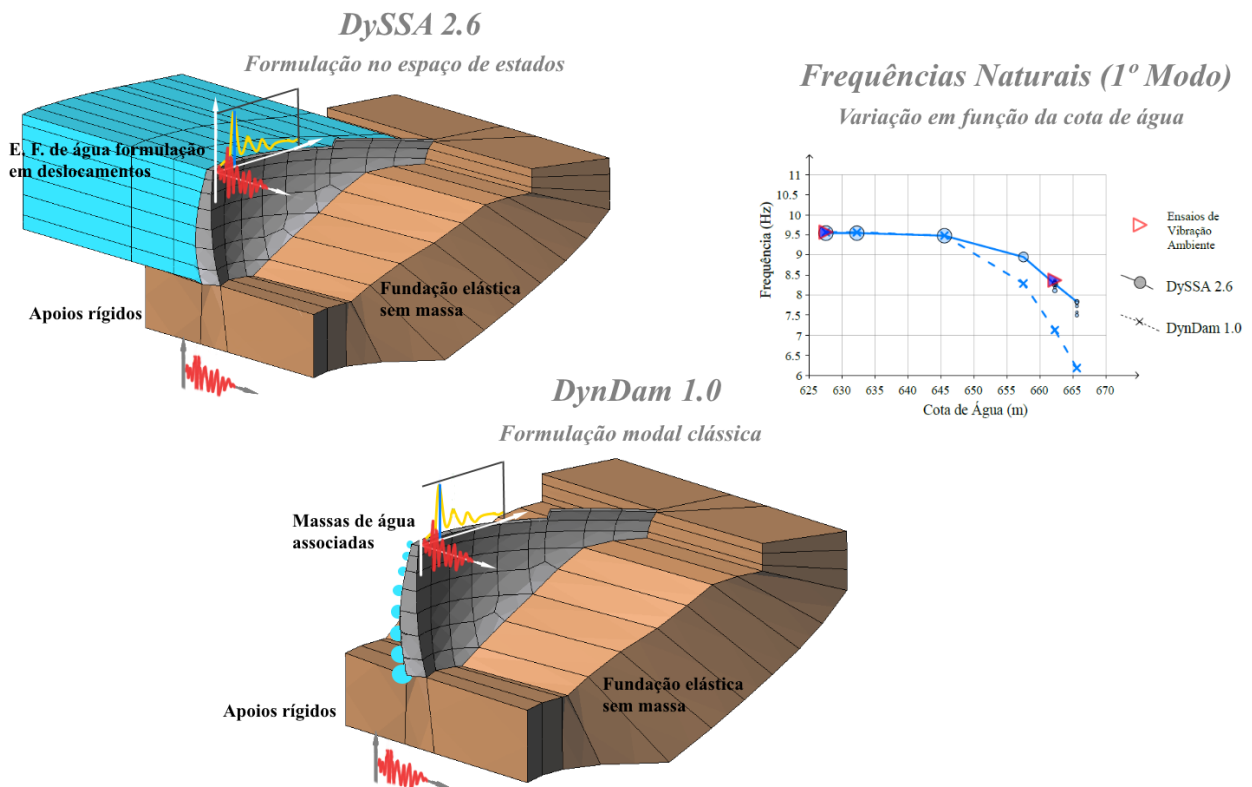


Figura 1.4: Modelo e respetivas formulações adotado/as, pelos programas *DySSA2.6* e *DynDam1.0*, na simulação do comportamento dinâmico de sistemas *barragem-fundação-albufeira*.

Para além dos objetivos principais referidos também se pretende:

- apresentar os fundamentos da análise e processamento de sinal, nomeadamente, a análise espectral (análise no domínio da frequência) e os erros que lhes estão associados;
- apresentar os fundamentos das metodologias de identificação modal estocástica;
- apresentar os fundamentos do Método dos Elementos Finitos (MEF) com vista à modelação numérica do comportamento estático e dinâmico de estruturas;
- aprofundar os conhecimentos relativos à formulação no espaço de estados;
- contribuir para o desenvolvimento das metodologias utilizadas pelos programas referidos (*DySSA2.6* e *DynDam1.0*);
- realçar a importância da utilização de resultados obtidos através de ensaios de vibrações, ambiente e/ou forçada, para a calibração dos modelos numéricos;
- salientar a importância da utilização de modelos numéricos para a total compreensão das características das barragens de betão, o que é fundamental para o controlo da sua segurança;
- mostrar as potencialidades do *DySSA2.6*, o qual utiliza a formulação no espaço de estados para a análise dinâmica de estruturas maciças, através das características modais (frequências

naturais e modos de vibração) da barragem de Alto Ceira II, considerando várias alturas de água na albufeira, com representação gráfica 3D e animação dos modos;

- mostrar as potencialidades do *DynDam1.0* para a análise dinâmica de estruturas maciças, através da simulação da resposta sob ações sísmicas da barragem de Alto Ceira II, apresentando os respetivos campos de tensões e a distribuição de um índice de rotura, calculado de acordo com as recomendações da regulamentação portuguesa de segurança de barragens;
- compreender a interação dinâmica água-estrutura para o caso da barragem de Alto Ceira II, analisada na perspectiva de um sistema *barragem-fundação-albufeira*, considerando várias alturas de água.

1.3 Estruturação do Trabalho

Este trabalho está organizado em seis capítulos, incluindo a presente introdução, sendo, de seguida, apresentado um breve resumo dos temas abordados em cada um dos capítulos.

Capítulo 2 – Observação e Análise do Comportamento Dinâmico de Barragens de Betão

Neste capítulo, referem-se algumas das principais características das barragens de betão, como estruturas de grande importância no meio em que se inserem. Apresentam-se os principais tipos de barragens, referem-se os impactos ambientais provocados pela sua construção e descreve-se sinteticamente os modelos utilizados para a simulação do comportamento estrutural de sistemas *barragem-fundação-albufeira*.

De seguida, refere-se o interesse da observação do comportamento dinâmico de barragens de betão, referindo os ensaios “*in-situ*” e alguns casos de incidentes ocorridos devido a eventos sísmicos, assim como alguns exemplos de sistemas de monitorização instalados em grandes barragens.

Por fim, indicam-se as barragens mais altas do mundo e comparam-se com as mais importantes de Portugal, em particular, com a barragem de Alto Ceira II (em estudo no decorrer deste trabalho). Neste tópico são realçadas as crescentes exigências relativas ao comportamento dinâmico de barragens sob ações sísmicas referindo as presentes exigências regulamentares, tanto internacionais como nacionais.

Capítulo 3 – Análise e Processamento de Sinal. Identificação Modal

Este capítulo tem como principal objetivo a apresentação dos fundamentos da análise e processamento de acelerações, medidas em barragens, e dos métodos utilizados na identificação dos parâmetros modais destas obras, a partir da medição de vibrações em vários pontos. Relativamente à análise e processamento de sinal é abordado o tema da análise espectral (análise no domínio da frequência) e quais as dificuldades que lhes estão associadas, assim como, as metodologias utilizadas para aumentar a eficiência da análise espectral.

Por fim, apresentam-se os métodos mais utilizados para a identificação modal, incluindo alguns dos principais tópicos para a sua fundamentação e, ainda, um exemplo ilustrativo da barragem de Alto Ceira II.

Capítulo 4 – Modelos para Análise do Comportamento Dinâmico de Sistemas Barragem-Fundação-Albufeira

Neste capítulo é apresentada a equação de Navier, considerando as forças mássicas de inércia e de amortecimento envolvidas no equilíbrio dinâmico. De seguida, apresentam-se sumariamente os fundamentos do MEF utilizado, geralmente, na resolução numérica de problemas de valores de fronteira envolvendo a equação de Navier. Referem-se as formulações utilizadas para a consideração do efeito hidrodinâmico da água e qual a metodologia utilizada na consideração das condições de fronteira, em sistemas *barragem-fundação-albufeira*.

Por fim, é apresentada a formulação de estado, em deslocamentos e velocidades para sistemas com vários graus de liberdade. É ainda descrito um método utilizado na análise de sistemas *barragem-fundação-albufeira* que permite distinguir os modos de vibração associados ao movimento da água, discretizada em elementos finitos, dos modos associados à vibração da estrutura.

Capítulo 5 – Aplicação à Barragem de Alto Ceira II

Neste capítulo apresenta-se uma breve descrição da barragem de Alto Ceira II e, de seguida, são apresentados os resultados obtidos através da análise de dois ensaios de vibração ambiente, um para a situação de albufeira vazia e outro para albufeira cheia (quase cheia). Esta análise é realizada com base em técnicas de decomposição no domínio da frequência.

Seguidamente apresenta-se o estudo relativamente ao comportamento dinâmico da obra onde se expõem os resultados obtidos, quer para as frequências naturais e modos de vibração, através dos dois programas utilizados (*DySSA2.6* e *DynDam1.0*), quer para a simulação da resposta sob ações sísmicas. Neste último, é apresentado um estudo em termos de campos de deslocamentos e de tensões, e dois campos referentes ao índice de rotura, um relativo à consideração de um coeficiente de amortecimento modal de 1% e outro de 5%, os quais permitem fornecer uma imagem global da estrutura, onde é possível verificar quais os pontos que sofrem roturas, quer por tração, quer por compressão.

Capítulo 6 – Conclusões e Perspetivas Futuras

No último capítulo é realizada uma pequena síntese do trabalho, salientam-se as contribuições inovadoras, resumem-se as principais conclusões e apresentam-se as perspetivas de desenvolvimentos futuros.

2

Observação e Análise do Comportamento Dinâmico de Barragens de Betão

2.1 Considerações Iniciais

As barragens de betão são, em geral, estruturas de grandes dimensões e de geometria bastante complexa, que confinam uma grande massa de água, tendo assim uma relevante importância social, económica e ambiental. Neste tipo de obras é fundamental o controlo da segurança estrutural (e da segurança ambiental e hidráulico-operacional) para evitar incidentes e acidentes.

No controlo da segurança estrutural, é fundamental dispor de modelos numéricos bastante diversificados que permitam simular o comportamento das obras sob diversos tipos de ações, estáticas ou dinâmicas, para apoio aos estudos da verificação da segurança na fase de projeto e na fase de exploração.

Os modelos numéricos para análise do comportamento de barragens baseiam-se, em geral, no MEF, sendo bastante versáteis e fiáveis após validação e calibração com base em resultados obtidos através de ensaios “*in-situ*” ou com sistemas de monitorização em contínuo.

Neste capítulo referem-se os diversos tipos de barragens, principalmente as de betão, salientando-se quais as suas principais aplicações, os impactos ambientais provocados durante o seu tempo de vida útil, bem como os modelos que permitem descrever o seu comportamento estrutural (modelos para simular o comportamento de sistemas *barragem-fundação-albufeira*).

2.2 Barragens

Segundo o ICOLD (*International Commission of Large Dams*) (CIGB, 2014), as barragens, tendo em conta a sua altura e volume de água armazenado, podem ser classificadas em pequenas barragens, grandes barragens e barragens principais. A designação de grande barragem é atribuída caso esta possua uma altura superior a 15 m, sendo medida entre a cota mais baixa da fundação e o coroamento. As barragens com uma altura entre os 5 e os 15 m também podem ser consideradas grandes barragens desde que a sua albufeira permita armazenar mais de 3 milhões de metros cúbicos de água. Atribui-se a designação de barragens principais às que ultrapassam os 150 m de altura e, por fim, as restantes são consideradas pequenas barragens (em maior quantidade).

As barragens podem ainda ser classificadas de acordo com o tipo de materiais utilizados na sua construção, podendo ser construídas em materiais soltos (enrocamento e terras), em alvenaria ou em betão (Figura 2.1).

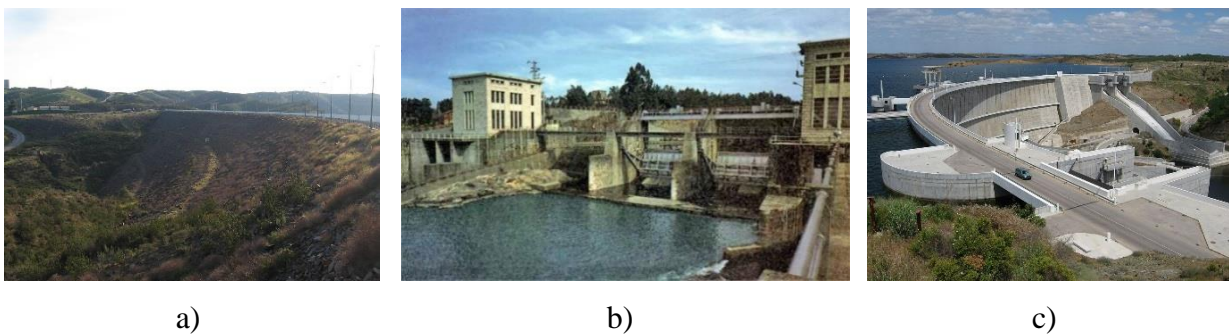


Figura 2.1: a) Barragem do Beliche (Tipo Aterro); b) Barragem de Penide (Tipo Alvenaria); c) Barragem do Alqueva (Tipo Betão) (Wikipédia, 2014) (Instituto da Água, 2014).

2.2.1 Tipos de barragens de betão e principais características

As barragens de betão podem ser classificadas quanto ao seu tipo estrutural (Figura 2.2) dividindo-se em:

- Barragens de gravidade (maciças ou vazadas);
- Barragens de contrafortes;
- Barragens de arco-gravidade;
- Barragens abóbada, com simples ou dupla curvatura;
- Barragens de abóbadas múltiplas.

As barragens de gravidade funcionam como uma estrutura maciça (“parede”) com secção, normalmente, em forma triangular, e, devido ao seu próprio peso, conseguem resistir à impulsão

da água transmitindo forças à fundação. O corpo desta obra pode ser totalmente preenchido ou vazado. Em planta, pode ter forma retilínea, curvilínea ou quebrada, sendo que a sua escolha depende principalmente das condições da fundação, do sistema construtivo previsto e das condições topográficas.

As barragens de contrafortes apresentam uma estrutura contínua a montante, que assegura a estanquidade, suportada a jusante por elementos descontínuos – contrafortes, permitindo uma grande economia de betão (Gomes A. , 2009), contudo a sua execução é bastante complexa, sendo necessária a aplicação de grandes quantidades de armadura. No que diz respeito à sua aplicação, estas são adequadas para terrenos muito resistentes, devido às grandes tensões existentes nos apoios a jusante (contrafortes), e para regiões com vales amplos e elevações relativamente baixas. As barragens de arco-gravidade são estruturas do tipo gravidade curvilínea que, para além da mobilização do seu peso, transmitem o impulso da água para os encontros.

As barragens de abóbada têm uma curvatura para montante com o objetivo de transmitir as pressões hidrostáticas, principalmente para os encontros e não para o vale, tirando partido da resistência dos arcos à compressão. A abóbada pode ter uma única curvatura horizontal (simples) ou pode ter dupla curvatura, horizontal e vertical (dupla).

Por fim, as barragens de abóbadas múltiplas são constituídas por um conjunto de várias abóbadas em que a transmissão dos esforços é idêntica à das barragens de abóbada simples, porém como existe mais do que um arco, os esforços são transmitidos à fundação através de contrafortes (maciços) que fazem a ligação entre os arcos.

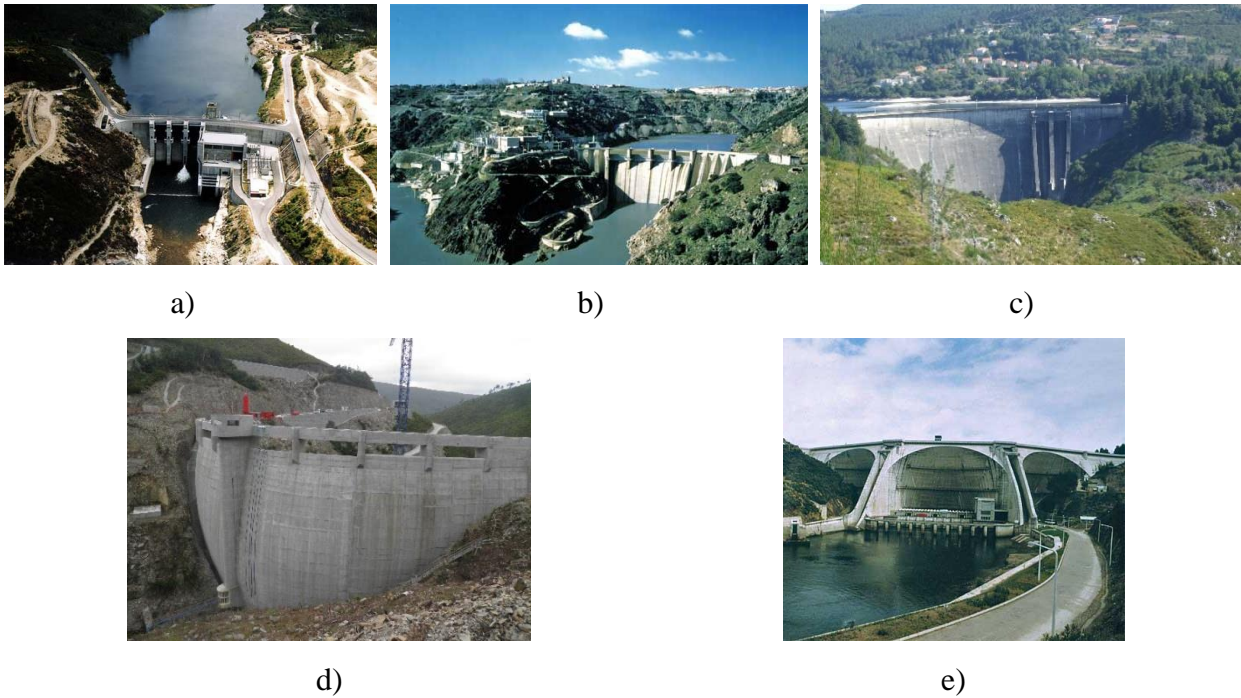


Figura 2.2: a) Barragem de Touvedo (Gravidade); b) Barragem de Miranda (Contrafortes); c) Barragem de Venda Nova (Arco gravidade); d) Barragem de Alto Ceira II (Abóbada – dupla curvatura); e) Barragem da Aguieira (Abóbada múltipla) (Wikipédia, 2014) (Instituto da Água, 2014).

2.2.2 Impactos ambientais

Para além dos três critérios clássicos de exequibilidade técnica, económica e financeira, os projetos de barragens têm de satisfazer um quarto e particularmente exigente critério, o da sua aceitação social e política; hoje o fator decisivo para essa aceitação é, a par da segurança da barragem, o da sua compatibilidade com o ambiente (CIGB, 2014), e por este motivo nota-se uma crescente preocupação em minimizar os principais impactos provocados no meio ambiente.

Um destes impactos prende-se com a dificuldade que os peixes têm em ultrapassar a barreira artificial criada, afetando assim as espécies migratórias. Para minimizar este problema criaram-se as escadas e elevadores de peixes e, mais recentemente, as turbinas “fish-friendly” (Figura 2.3).

Relativamente às escadas pode-se dizer que são estruturas constituídas normalmente por uma série de tanques sucessivos, desnivelados, que conduzem a água de montante para jusante, sendo separados por paredes que permitem aos peixes nadar ou saltar de um tanque para outro. Já os elevadores são definidos como dispositivos mecânicos que transportam os peixes de jusante para montante.

As turbinas “fish-friendly” permitem a passagem de peixes, minimizando a possibilidade de lesões físicas de origem mecânica. Basicamente trata-se de uma turbina Kaplan⁽¹⁾ modificada, sendo importante referenciar que o índice de sobrevivência é considerável quando os peixes são sugados para dentro de máquinas de quedas baixas e grande volume de água turbinada, como se verifica no caso destas turbinas.

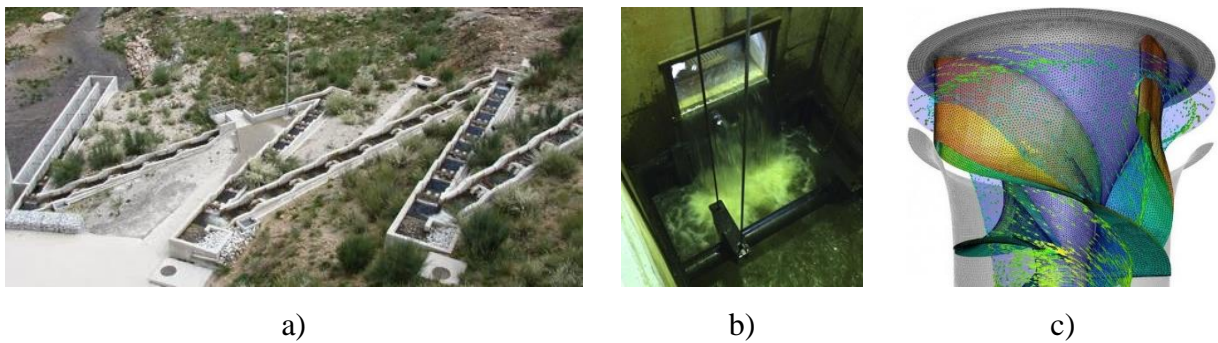


Figura 2.3: a) Escadas de peixes (Barragem de Pretarouca); b) Elevador de Peixes (Barragem Itaipu); c) Turbina “fish-friendly” (JIE, 2014) (Alliance, 2014).

Outro dos impactos provocados está relacionado com a dificuldade que proporcionam ao escoamento de sedimentos para o mar, isto porque a corrente é muito baixa e existe um obstáculo (barragem) no reservatório. Para colmatar este problema podem construir-se túneis de restituição de sedimentos.

Por fim, e não menos importante, a alteração dos ecossistemas é outro dos impactos, pois antes de a albufeira ficar preenchida faz-se a desmatação das áreas afetadas o que provoca uma grande ameaça para a fauna e flora dessas zonas. Para contornar este problema pode recorrer-se, entre outras coisas, à reflorestação e reintrodução de espécies.

2.2.3 Sistemas barragem-fundação-albufeira

As grandes barragens abóbada são constituídas por blocos verticais, separados por juntas de contração que permitem a contração do betão devido à dissipação do calor (Silva, 2013) que, posteriormente, são injetadas com caldas de cimento.

⁽¹⁾ Turbinas de reação, adaptadas às quedas fracas e caudais elevados. São constituídas por uma câmara de entrada, aberta ou fechada, por um distribuidor e por uma roda com quatro ou cinco pás móveis em forma de hélice (Costa, 1999).

O comportamento dinâmico global é significativamente condicionado pela interação água-estrutura e pela possibilidade de ocorrência de movimentos relativos entre blocos e ao nível de outras descontinuidades, como, por exemplo, fendilhação no corpo da obra (Oliveira, S.; Gaspar, N. & Dinis, P., 2006) (Oliveira S. , 2000) ou diaclases e falhas geológicas no maciço rochoso de fundação podendo estas duas últimas influenciar o próprio comportamento do maciço rochoso. É de salientar que as diaclases e falhas geológicas são, normalmente, preenchidas com materiais muito deformáveis e de baixa resistência.

No que diz respeito à interação dinâmica com a albufeira é de salientar a importância do nível da albufeira na resposta global destes sistemas, pois para cotas de água elevadas as juntas de contração tendem a fechar, levando a um acréscimo da rigidez global, desenvolvendo-se pressões hidrodinâmicas importantes em todo o paramento de montante. É de ressaltar ainda que a subida do nível da albufeira pode desencadear fenómenos sísmicos – sismicidade induzida (Chen, 2004). Outra questão importante será a interação dinâmica com estruturas que estão diretamente ligadas ao corpo da barragem, ou até mesmo massas externas anexas ao sistema. Exemplos disto são a central de produção de energia, quando situada no pé de jusante, e as torres de tomada de água (Espada, 2009), bem como a acumulação de sedimentos no fundo que pode levar a efeito de acréscimo de massa.

2.3 Observação do Comportamento Dinâmico de Barragens de Betão

A observação do comportamento dinâmico de barragens de betão é fundamental para o controlo da segurança, pois permite obter um conhecimento adequado e continuado do estado da estrutura que, por sua vez, possibilita a deteção oportuna de eventuais anomalias e, caso se justifique, permite que se proceda a uma intervenção eficaz para a sua correção.

De uma maneira geral as barragens de betão apresentam uma boa resistência estrutural sob ações sísmicas, essencialmente por serem projetadas com o intuito de suportar as elevadas forças horizontais, devidas à pressão hidrostática. Acontece que, para sismos com acelerações de pico elevadas, podem ocorrer danos irreversíveis que afetem a funcionalidade das obras. Existem referências a alguns incidentes ocorridos que provocaram o aparecimento de fissuras e deslocamentos permanentes, assim como problemas relacionados com a fundação, tais como percolação anómala por rotura de cortinas de impermeabilização e escorregamento de blocos do maciço rochoso formado a partir das descontinuidades (falhas e diaclases).

Depois de se investigar mais detalhadamente estes incidentes, muitas vezes chegou-se à conclusão que se deveram a hipóteses desadequadas admitidas na fase de projeto e construção das respetivas

obras, sendo por isso cada vez mais importante aprofundar o estudo sobre os modelos utilizados bem como obter mais e melhor informação experimental, permitindo assim uma melhor caracterização do comportamento dinâmico das mesmas.

Por estes motivos, nesta secção serão referidos, sumariamente, alguns incidentes devidos a eventos sísmicos em barragens de betão, além de alguns aspetos essenciais sobre a observação do comportamento dinâmico destas obras, com base em ensaios de vibração ambiental e forçada.

2.3.1 Incidentes devido a eventos sísmicos

Conhecem-se menos de trinta casos envolvendo a ruína de barragens devido a eventos sísmicos o que se deve ao facto, já anteriormente referido, de, na generalidade, apresentarem uma boa resistência estrutural a ações sísmicas. Dessas trinta situações, grande parte referem-se a obras de pequena dimensão e a barragens de aterro, e apenas uma barragem de betão em gravidade ruiu parcialmente devido a movimentos de uma falha na fundação. Quanto a barragens abóbada não existem relatos de que tenham ocorrido danos graves no corpo da barragem colocando a segurança global em risco.

O que por vezes acontece, porém não muito frequentemente é a fendilhação devido a sismos de grande intensidade, como se pode verificar nos seguintes exemplos:

Barragem de Koyna

A barragem de Koyna (Figura 2.4 a)) foi construída entre 1954 e 1963 próximo de Maharashtra, na Índia, sendo do tipo gravidade de betão, com um desenvolvimento em alinhamento reto de 854 m e uma altura máxima de 103 m. O sismo, com acelerações de pico 0,49 g na direção montante-jusante (1967), provocou uma fissuração nos blocos não galgáveis em ambos os paramentos, com desenvolvimento horizontal correspondente à secção de transição da geometria (cerca de 35 m a 45 m do coroamento).

Barragem de Pacoima

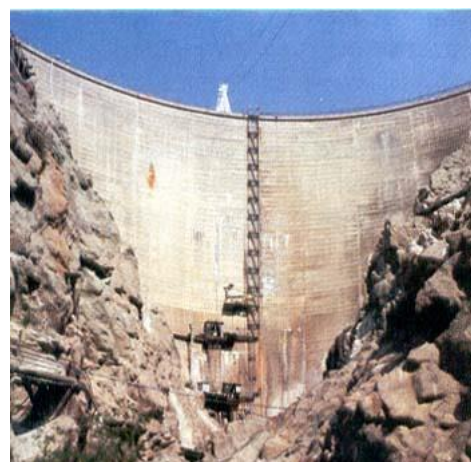
A barragem de Pacoima (Figura 2.4 b)) finalizada em 1929 é constituída por uma abóbada com 113 m de altura máxima e de 192 m de desenvolvimento no coroamento. Como se encontra na Califórnia, E.U.A. já foi atingida por dois sismos de elevada intensidade, o sismo de São Fernando (1971) e de Northridge (1994) com valores de aceleração de pico superiores a 1 g.

O primeiro sismo provocou uma fissuração na zona do encontro esquerdo devido ao facto de este se ter movido, em relação à barragem e a uma zona do maciço rochoso, situada a jusante, mais de 20 cm e, na junta de contração, registar-se uma abertura com cerca de 1 cm. Posteriormente (1976) foram instalados 35 cabos de pré-esforço para estabilizar a parte superior do encontro.

Ao ser abalada pelo segundo sismo sofreu danos mais graves, pois o mesmo maciço rochoso a jusante do apoio esquerdo moveu-se quase 50 cm, mas, devido aos cabos de pré-esforço instalados, a fundação do respetivo apoio apenas se moveu 3 cm. Além destes danos, foram encontradas fissuras no bloco junto do encontro da margem esquerda e uma ligeira fissuração no corpo da barragem.



a)



b)

Figura 2.4: a) Barragem de Koyna (Índia); b) Barragem de Pacoima (E.U.A.).

2.3.2 Ensaios de vibrações “*in-situ*”

A medição de vibrações em obra é fundamental para identificar as principais características da resposta dinâmica (frequências naturais, configurações modais e amortecimentos modais) de barragens de betão, encontrando-se previsto na regulamentação portuguesa e nas recomendações da ICOLD a medição de vibrações em barragens recorrendo a ensaios de vibração ambiente ou forçada e a sistemas permanentes de medição de vibrações (Mendes, 2010). Os resultados experimentais obtidos com este tipo de medições “*in-situ*” são de grande interesse para a elaboração de modelos numéricos, pois estes devem ser calibrados de acordo com dados obtidos experimentalmente. Os modelos numéricos, após estarem devidamente calibrados, podem ser utilizados para efetuar diversos tipos de análise do comportamento dinâmico das estruturas, nomeadamente para efetuar estudos de simulação da resposta das obras sob ações sísmicas, com vista a prever/analisar a gravidade e extensão de eventuais danos.

Os ensaios “*in-situ*” podem ser de dois tipos: vibração ambiente ou vibração forçada e, em ambos, são utilizados aparelhos de medição com bastante sensibilidade, em geral, acelerómetros (Figura 2.5) ou sensores de velocidade. Os ensaios de vibração ambiente consistem na medição da resposta dinâmica da barragem devido ao efeito de excitação ambiente, como por exemplo o vento e vibrações sonoras (em geral admite-se que a excitação ambiente é do tipo ruído branco). Estes são ainda designados por ensaios do tipo “*output-only*”, pois apenas se mede a resposta dinâmica da estrutura, não se conseguindo caracterizar as ações exteriores. Como não necessitam da aplicação de uma excitação artificial tornam-se ensaios bastante simples e económicos.



a)



b)

Figura 2.5: a) Acelerómetros triaxial e uniaxial da marca Kinemetrics (modelo EpiSensor), colocados na zona central da galeria do coroamento da barragem do Cabril; b) Acelerómetro triaxial da marca Nanometrics (modelo TitanSMA) e acelerómetro uniaxial (Kinemetrics, EpiSensor) na barragem de Alto Ceira II, no nicho superior do fio-de-prumo central.

Relativamente aos ensaios de vibração forçada (Figura 2.6 e Figura 2.7), consistem na aplicação de uma excitação (aleatória, transitória ou harmónica) à estrutura, que pode ou não ser conhecida e/ou controlada, e na medição do seu efeito sobre esta, podendo designar-se também por “*input-output*” devido a esse facto (Severn, 2007). Dado o elevado custo associado a este tipo de ensaios, são realizados pouco assiduamente o que não permite a obtenção de informação do comportamento dinâmico das obras para diferentes cotas de água e diferentes condições térmicas.



a)



b)

Figura 2.6: Vibradores utilizados em ensaios de vibração de barragens: a) vibrador de translação com motor servo hidráulico b) vibrador rotativo de massa excêntrica, com motor elétrico (LNEC).



a)



b)

Figura 2.7: Ensaio de vibração forçada na barragem de Alto Ceira II (albufeira vazia: 19 de Junho de 2013).
a) Vista de montante da barragem na fase final de construção; b) vibrador de massa excêntrica colocado no coroamento, na zona do encontro esquerdo da barragem.

2.3.3 Sistemas de monitorização em barragens

Uma evolução aos ensaios de vibração forçada e ambiente é a utilização de sistemas de monitorização instalados em obra de forma permanente. A nível mundial, já existem várias barragens com este tipo de sistemas, contudo, verifica-se que o *software* utilizado nesses sistemas para análise automática dos dados (o qual não é fornecido pelos fabricantes dos equipamentos) ainda não permite, em geral, tirar o máximo partido de toda a informação recolhida.

A monitorização em permanência do comportamento dinâmico das barragens de betão permite observar e interpretar a resposta dinâmica destas obras durante a ocorrência de eventuais sismos, identificar mais facilmente as alterações do comportamento estrutural ao longo do tempo

(eventualmente correlacionáveis com efeitos de deterioração), e também possibilita a calibração dos modelos numéricos de interpretação e previsão do comportamento dinâmico destas obras (Mendes, 2010) (Oliveira, Silvestre, Espada, & Câmara, 2014).

A nível mundial, existem várias obras em que se utilizam sistemas de monitorização de vibrações, apresentando-se em seguida algumas das mais importantes.

Barragem de Cahora Bassa, Moçambique

Na barragem de Cahora Bassa, situada no rio Zambeze, em Moçambique, perto da localidade do Songo na província de Tete, foi instalado um sistema de monitorização de vibrações (em funcionamento desde 2010). Trata-se uma barragem abóbada de dupla curvatura (Figura 2.8 a)), muito esbelta, com uma altura máxima de 170 m e 303 m de desenvolvimento ao nível do coroamento. O sistema de monitorização instalado em obra é constituído por um conjunto de 10 acelerómetros uniaxiais (que medem acelerações na direção radial), dispostos ao longo de uma galeria de visita, junto ao coroamento (Figura 2.8 b)), e 3 acelerómetros triaxiais para medição de acelerações na rocha, junto à barragem, dois na zona superior (na rocha, junto aos encontros) e um junto à base.

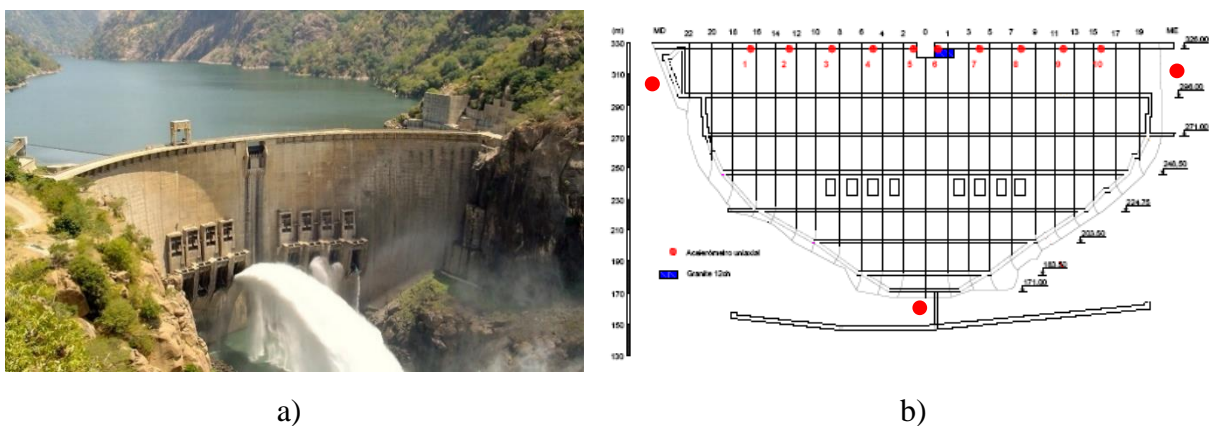


Figura 2.8: Barragem de Cahora Bassa. a) Vista jusante; b) Localização dos acelerómetros: dez acelerómetros uniaxiais no corpo da barragem (na galeria do coroamento) e três triaxiais na rocha.

Barragem do Cabril, Portugal

A barragem do Cabril, situada no rio Zêzere, na zona centro de Portugal, é uma barragem do tipo abóbada de dupla curvatura com altura máxima de 132 m e foi inaugurada em 1954, tendo atualmente 60 anos de idade. Nesta obra existe uma extensa zona com fendilhação horizontal a

qual se desenvolveu na zona superior da obra (numa faixa entre 15 m e 20 m abaixo do coroamento), logo na fase de primeiro enchimento. Esta fendilhação é devida ao facto de a zona superior da obra ter espessura maior, junto ao coroamento, entre as cotas 290 m e 297 m (a cota do coroamento é 297 m). Nesta barragem foi instalado em 2008, pelo LNEC, um sistema de monitorização de vibrações em contínuo (Oliveira, S., 2002) (Mendes, P., 2005) (Mendes, 2010) (Oliveira, Mendes, Garrett, Costa, & Reis, 2011) (Oliveira, S.; Espada, M. & Câmara, R., 2012) (Oliveira, Salvado, Silvestre, & Espada, 2014) composto por 16 acelerómetros uniaxiais (que medem acelerações radiais) colocados no corpo da barragem, 9 na galeria do coroamento e 7 na segunda galeria (situada sob a zona fendilhada) e por três acelerómetros triaxiais, um colocado no centro da galeria do coroamento e dois colocados na rocha, junto à inserção dos encontros, um em cada margem (Figura 2.9).

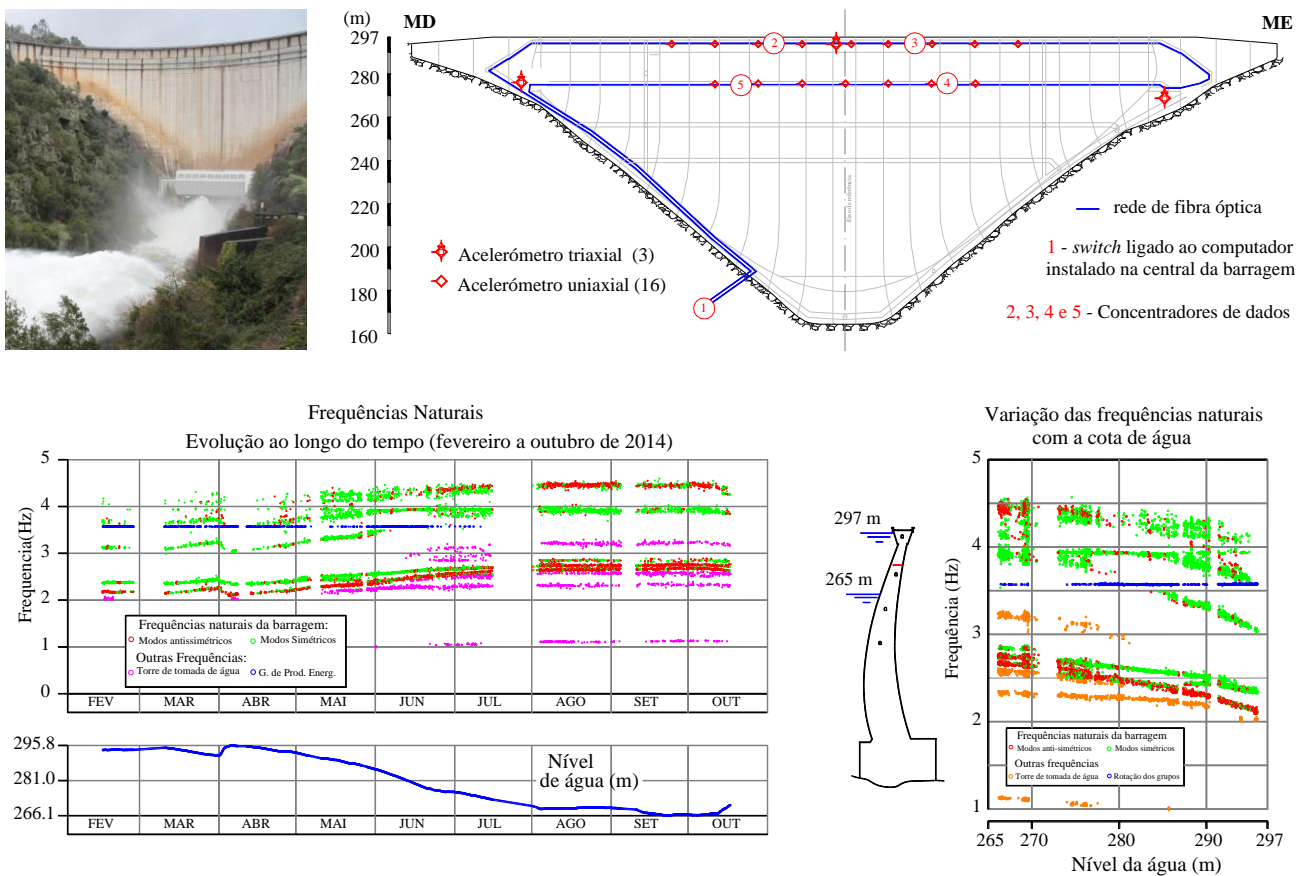


Figura 2.9: Sistema para monitorização de vibrações, em contínuo, na barragem do Cabril.

Com este sistema o objetivo é identificar a evolução ao longo do tempo dos principais parâmetros modais os quais são determinados recorrendo a técnicas de identificação modal sob excitação ambiente/operacional. Pretende-se obter dados experimentais que permitam correlacionar eventuais processos de deterioração com alterações dos parâmetros modais ao longo do tempo

(Oliveira, S.; Toader, A. M. & Vieira, P., 2012). No caso desta obra são detetadas configurações modais diretamente relacionadas com a fendilhação horizontal na zona superior da obra (Oliveira, Rodrigues, Mendes, & Costa, 2003) (Oliveira, S.; Toader, A. M. & Vieira, P., 2010). Pretende-se também medir a resposta da obra sob ações sísmicas, razão pela qual foram colocados dois acelerómetros triaxiais na rocha junto à inserção dos encontros.

Barragem de Hitotsuse, Japão

A barragem de Hitotsuse é do tipo abóbada, e foi construída na região de Kyushu, na zona sul do Japão, em 1963 (atualmente com 52 anos de idade). Como se mostra na Figura 2.10, tem um altura de 130 m e um desenvolvimento ao nível do coroamento de 418 m. O nível da água na albufeira varia, usualmente, entre as cotas 170 m e 200 m (o coroamento está à cota 203 m).

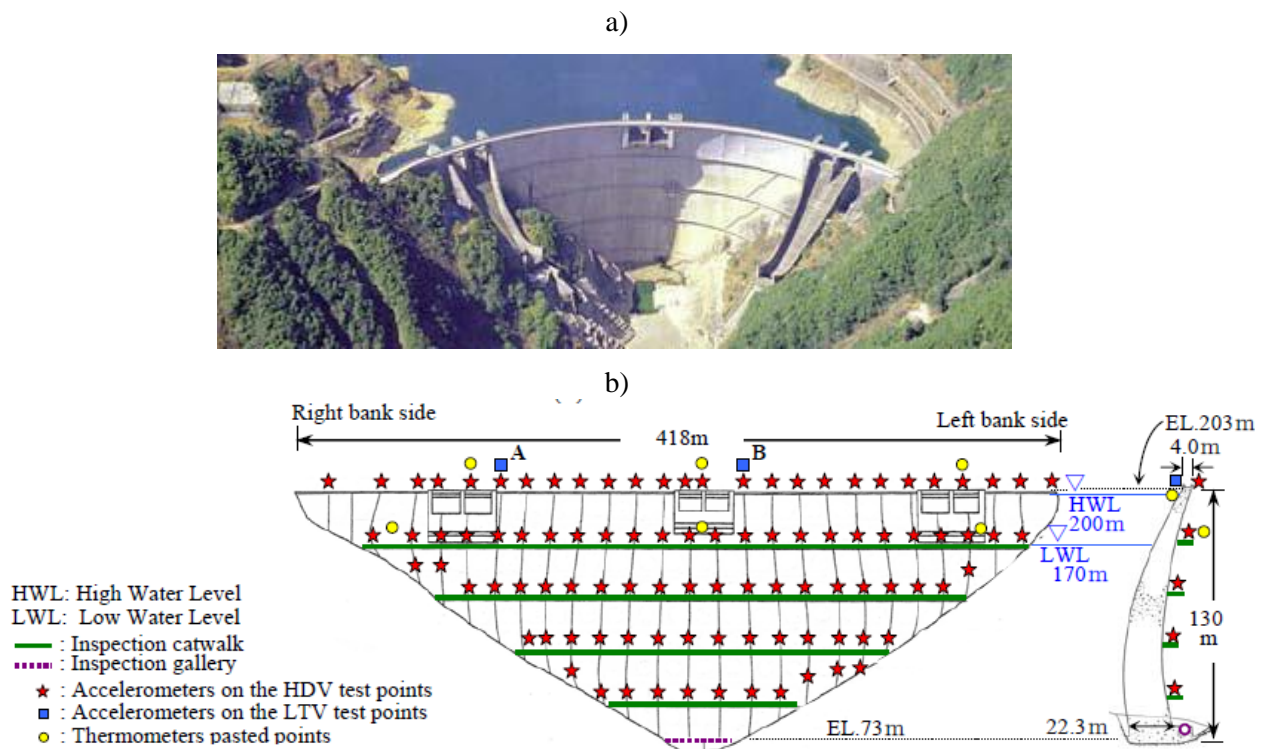


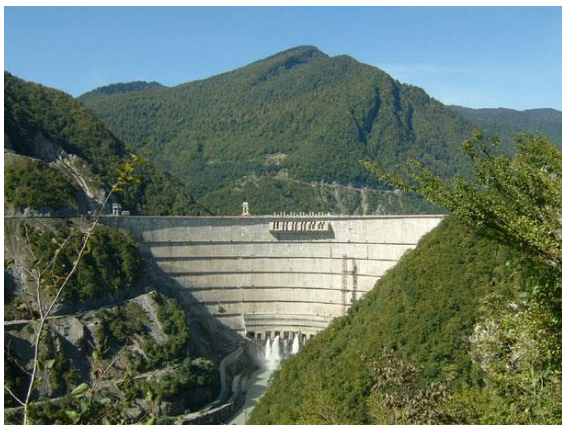
Figura 2.10: Barragem de Hitotsuse (Okuma, N. & Ikeda, K., et al, 2012). a) Vista de jusante; b) Localização dos acelerómetros utilizados num ensaio de vibração ambiente do tipo HDV (“high density vibration teste”) ou ensaio de vibração ambiente com alta densidade de sensores.

Nesta barragem foram realizados dois tipos de ensaios de vibração ambiente: i) ensaio com medição de acelerações em 97 pontos (Figura 2.10 b)) utilizando dois acelerómetros fixos e 8 acelerómetros móveis (ensaio realizado nos dia 21 e 22 de Fevereiro de 2007). Neste ensaio

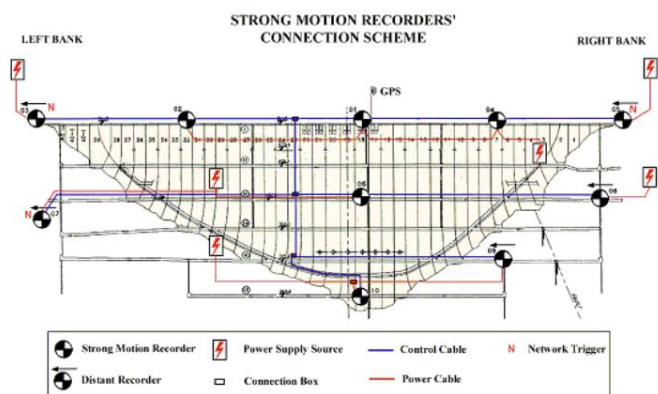
realizaram-se medições com uma frequência de amostragem de 200 Hz, com duração de 10 minutos para cada posição dos acelerómetros móveis; ii) ensaio de longa-duração com medição de vibrações em contínuo durante cerca de 5 anos (de Agosto de 2006 a setembro de 2011), utilizando dois acelerómetros triaxiais (Figura 2.10 b)). Com este ensaio de longa duração o objetivo foi analisar a correlação entre as variações das frequências naturais dos primeiros modos de vibração e as variações do nível da água e da temperatura (onda térmica anual).

Barragem de Enguri, Geórgia

A barragem de Enguri (Figura 2.11 a)), localizada no rio Enguri, na Geórgia, é uma das maiores barragens abóbada do mundo (271,5 m altura e 728 m de desenvolvimento no coroamento) e está atualmente equipada com um sistema de medição de vibrações representado na Figura 2.11 b)). O objetivo do sistema de monitorização de vibrações instalado nesta obra é o registo das vibrações sísmicas e das vibrações devidas a excitação ambiente/operacional, com o objetivo de acompanhar continuamente a resposta dinâmica da barragem.



a)



b)

Figura 2.11: Barragem Enguri. a) Vista de jusante; b) Localização dos sensores e do restante equipamento do sistema de monitorização de vibrações.

Barragem Beli Iskar, Bulgária

A barragem Beli Iskar, na Bulgária, também está equipada com um sistema de monitorização de vibrações. Esta barragem, do tipo gravidade, com 51 m de altura e 533 m de desenvolvimento ao nível do coroamento, foi construída para controlar o caudal do rio Beli Iskar (Figura 2.12 a)). Nesta

estão instalados três acelerômetros triaxiais (Figura 2.12 b)) que permitem obter registros devidamente sincronizados.



a)



b)

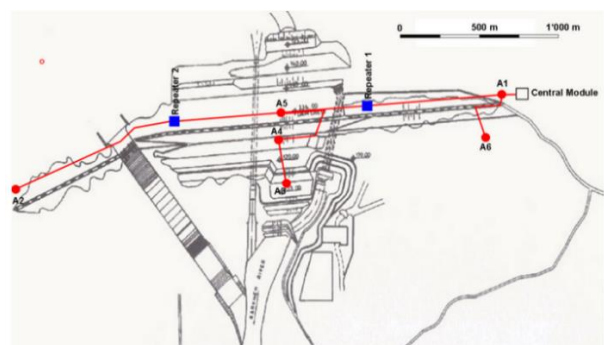
Figura 2.12: Barragem Beli Iskar. a) Vista geral; b) Acelerômetro triaxial instalado em obra.

Barragem de Karkheh, Irão

No Irão foi instalado um sistema para monitorização de vibrações na barragem de Karkheh, que é uma barragem de aterro com 127 m de altura e 2000 m de desenvolvimento (Figura 2.13 a)). Neste caso o sistema de monitorização inclui seis acelerômetros triaxiais, seis concentradores de dados, dois digitalizadores, dois repetidores de transmissão e uma central de processamento de dados (Figura 2.13 b)).



a)



b)

Figura 2.13: Barragem de Karkheh. a) Vista geral; b) Esquema do sistema de monitorização.

Monitorização de vibrações em barragens na Coreia do Sul

Na Coreia do Sul foi implementado um projeto para a monitorização de vibrações em 32 barragens e este foi concebido para a medição da resposta sísmica de cada barragem, para monitorização contínua da estrutura e para deteção de sismos em tempo real (Figura 2.14). Quando ocorre um sismo de 0,01g ou superior, é emitido um aviso que desencadeia um plano de ação, que envolve inspeções para deteção de eventuais danos nas obras após a ocorrência dos eventos sísmicos.

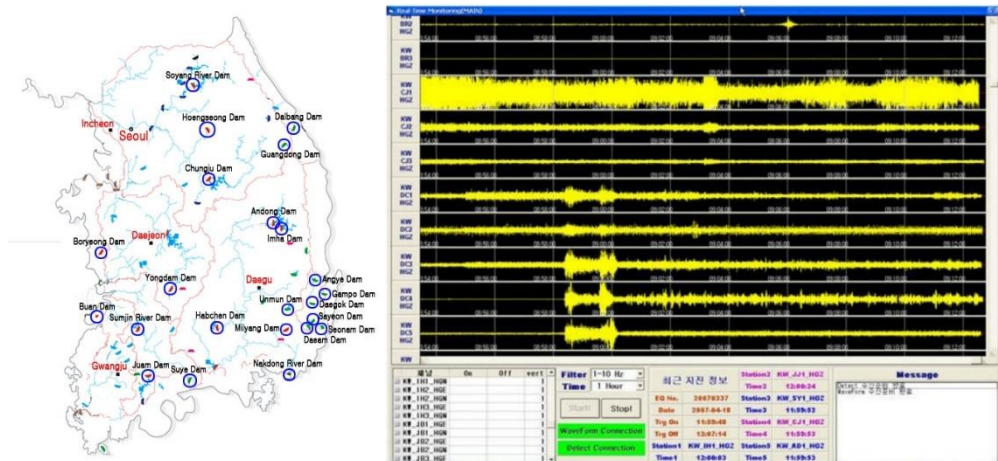


Figura 2.14: Sistema para monitorização em contínuo de barragens na Coreia do Sul.

Barragem de Katse, África do Sul

Na barragem de Katse na África do Sul foi instalado um sistema de monitorização de vibrações que funciona com um esquema de “trigger event”, ou seja, apenas quando é alcançado um determinado valor de acelerações é que o sistema inicializa a gravação de dados. Esta barragem é do tipo abóbada de dupla curvatura, com 185 m de altura máxima e um coroamento de 710 m (Figura 2.15) onde foram instalados 7 acelerómetros no corpo desta.

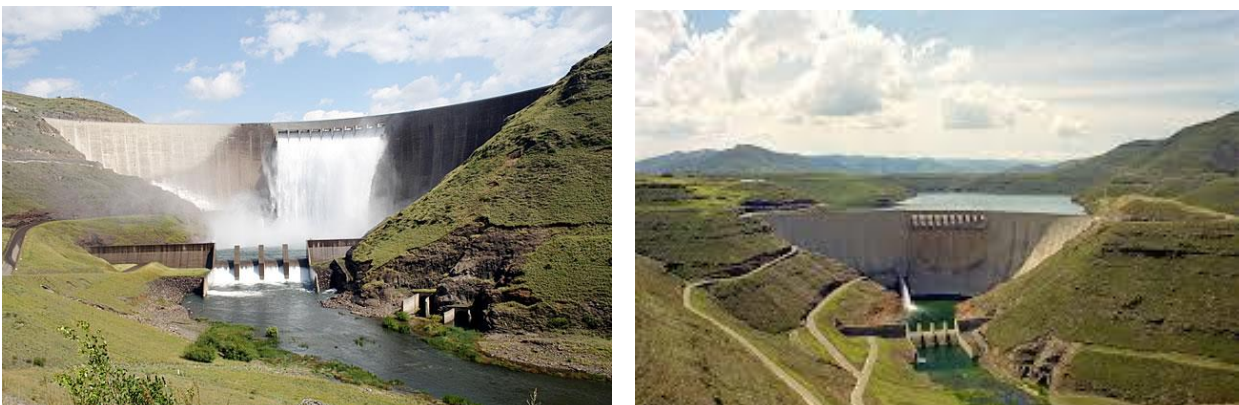


Figura 2.15: Barragem de Katse, África do Sul.

Barragem de Mauvoisin, Suíça

O comportamento dinâmico da barragem de Mauvoisin, na Suíça foi estudado recorrendo a um sistema de monitorização de vibrações em contínuo. Trata-se de uma barragem abóbada de dupla curvatura, com 250 m de altura e 520 m de desenvolvimento ao nível do coroamento (Figura 2.16).



Figura 2.16: Barragem de Mauvoisin, Suíça.

Nesta obra foram realizados vários estudos incluindo a monitorização em contínuo durante 6 meses: desde dezembro de 1998 a junho de 1999. Neste período foram registadas medições duas vezes por dia utilizando quatro sensores localizados no coroamento da barragem, igualmente espaçados. Com base no estudo dos dados recolhidos foi possível obter as linhas de influência experimentais das duas primeiras frequências naturais, como se mostra na Figura 2.17.

A partir da análise da figura pode-se verificar que as frequências naturais dos dois primeiros modos de vibração variam significativamente com o aumento da cota de água: com o início da subida da água as frequências aumentam devido ao aumento da rigidez global da obra associado ao fecho das juntas de contração e na fase final da subida da água, as frequências naturais tendem a diminuir devido ao efeito de aumento da massa (de água) ser dominante para cotas de água elevadas.

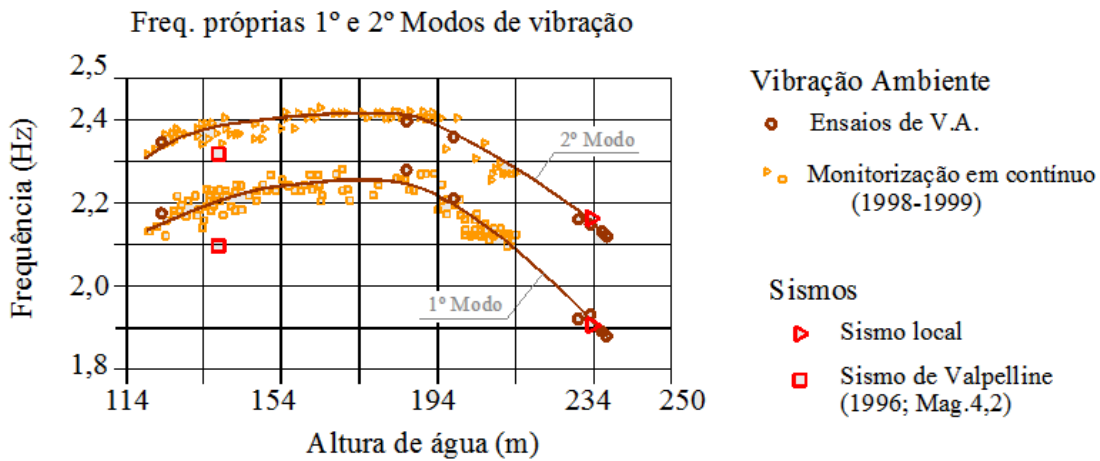


Figura 2.17: Linhas de influência das duas primeiras frequências naturais identificadas na barragem de Mauvoisin a partir de medições em obra. Resultados de campanhas de vibração ambiente e de monitorização em contínuo, incluindo medição de vibrações induzidas por ações sísmicas (Darbre & Proulx, 2002).

Barragem de Kaore, no Japão

A barragem de Kaore, situada no Japão, é uma barragem de dupla curvatura, com 108 m de altura e 340 m de coroamento (Figura 2.18). Foi instalado nesta obra um sistema de monitorização de vibrações em contínuo com vista à observação do seu comportamento sísmico.

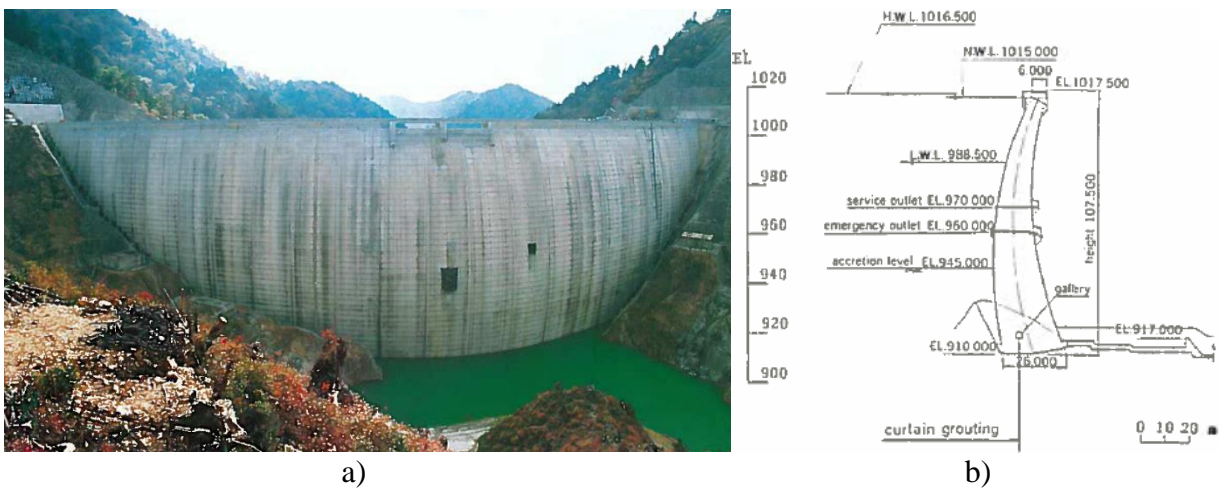


Figura 2.18: Barragem de Kaore, Japão: a) vista de montante; b) corte pela consola central.

Nesta obra foram também realizados vários ensaios de vibração forçada e vibração ambiental. Com base nos diversos resultados experimentais obtidos, foi possível obter a linha de influência da variação da primeira frequência própria em função do nível da água na albufeira, como se mostra na Figura 2.19.

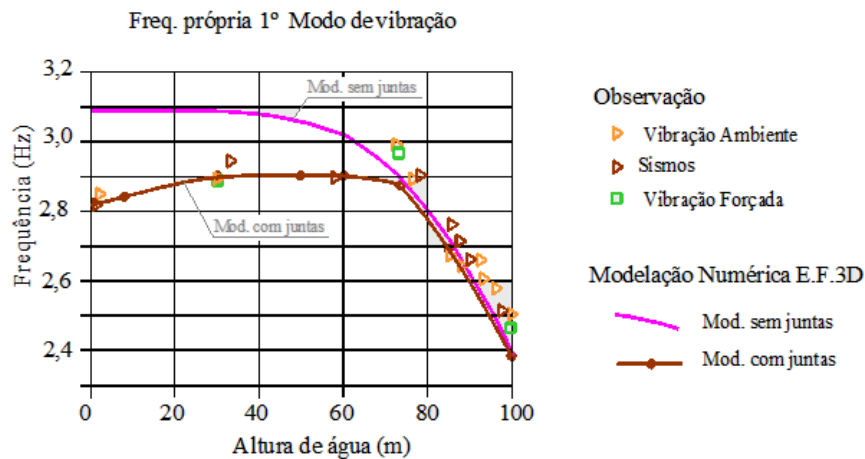


Figura 2.19: Medição de vibrações na barragem de Kaore (Japão): ensaios de vibração forçada, vibração ambiente e vibrações sísmicas. Evolução da primeira frequência natural com a altura de água na albufera – comparação entre resultados experimentais e numéricos.

Tal como no caso da barragem de Mauvoisin, também neste caso da barragem de Kaore é possível constatar que a frequência natural do primeiro modo de vibração varia significativamente com o aumento da cota de água: com o início da subida de água a frequência aumenta devido ao aumento da rigidez global da obra (fecho das juntas de contração) e na fase final, a frequência natural tende a diminuir devido ao efeito do aumento da massa de água. Também é possível verificar que com um modelo onde se consideram as juntas de contração obtêm-se resultados muito próximos dos resultados experimentais o que já não acontece considerando um modelo sem juntas de contração, pois este apenas obtém uma boa concordância para cotas de água elevadas.

2.4 Segurança Sísmica das Atuais Barragens de Betão

As grandes barragens de betão estiveram entre as primeiras estruturas a ser dimensionadas para suportar forças sísmicas, como foi o caso da barragem de Hoover (1930). Contudo a segurança sísmica das barragens atuais tem vindo a ser revista porque na maior parte das barragens atualmente em serviço foram utilizados critérios e métodos de análise dinâmica que nos dias de hoje são considerados bastante desatualizados (Wieland & Brenner, 2010).

Hoje em dia, recorrendo às normas em vigor, todos os novos projetos, tal como os já existentes, têm de cumprir os requisitos mínimos de segurança no que diz respeito às ações sísmicas e, por esse motivo, torna-se mais importante o uso de tecnologias mais eficientes para se obter esse grau de segurança, quer seja na fase de projeto ou na fase de exploração.

Através da ICOLD (*International Commission on Large Dams*) existem dois tipos de sismos “*Safety Evaluation Earthquake*” (SEE) e “*Maximum Credible Earthquake*” (MCE), sendo que as

grandes barragens são consideradas seguras se sobreviverem a um evento com um período de retorno de 10000 anos (Wieland M. , 2010). No cálculo do MCE deve-se considerar uma área tridimensional da falha e que a energia sísmica é libertada pela rotura de áreas da falha e não que o sismo ocorre num ponto (basta pensar num sismo de grande magnitude que ocorra a uma distância inferior a 10 Km) (Houqun, 2014).

Pelo Eurocódigo 8 obtém-se que, para o caso em que existe a limitação de danos, a ação sísmica a considerar tem uma probabilidade de excedência de 10% em 10 anos e um período de retorno de 95 anos. Para o caso da não ocorrência de colapso, a ação sísmica tem uma probabilidade de excedência de 10% em 50 anos ou um período de retorno de 475 anos.

A regulamentação portuguesa de barragens prevê dois tipos de ações sísmicas, o Sismo Base de Projeto (SBP) que, caso ocorra, a estrutura não pode sofrer qualquer tipo de dano estrutural, e o Sismo Máximo de Projeto (SMP) para a qual a estrutura pode sofrer danos, mas não pode colapsar. Na Figura 2.20 estão representadas as barragens mais altas do mundo em comparação com as mais importantes de Portugal, bem como, com a barragem em estudo nesta dissertação (Alto Ceira II). Verifica-se que nos tempos atuais, mesmo em países com elevada atividade sísmica, como é o caso da China e Irão, não se recusam megaprojetos (Bakhtiari, JinPing I) pois, com os avanços tecnológicos, consegue-se estudar o efeito das ações sísmicas sobre estas obras.

A maior barragem abóbada (dupla curvatura) com uma altura de 315 m, na consola central, está em fase de construção. Esta é relativamente esbelta, possivelmente por estar inserida num vale estreito e pelo comprimento do seu coroamento ser pequeno (em comparação com a altura). Em termos de sismicidade está dimensionada para um MCE de 0.55 g (Co., 2014).

É importante referir que, relativamente à barragem de JinPing I (China), detetaram-se pequenos sismos devido ao movimento de algumas falhas existentes na zona aquando do primeiro enchimento, os quais foram atribuídos a sismicidade induzida.

Quanto à antiga barragem do Alto Ceira, é de referir que estava irremediavelmente deteriorada devido a reações expansivas do tipo Reação Álcalis-Sílica (RAS), em que se desenvolve um gel sílico-alcálico, expansivo, resultante da reação entre os álcalis do cimento, a água e a sílica (com estrutura cristalina “mal” organizada) dos agregados (Gomes, Batista, & Oliveira, 2004) (Batista & Gomes, 2013).

Após um estudo aprofundado, decidiu-se que a melhor solução seria a construção de uma nova barragem (Alto Ceira II). Esta barragem, comparativamente com as restantes, é uma obra de menor envergadura, mas a ocorrência de sismos continua a ser uma parte importante no seu projeto.

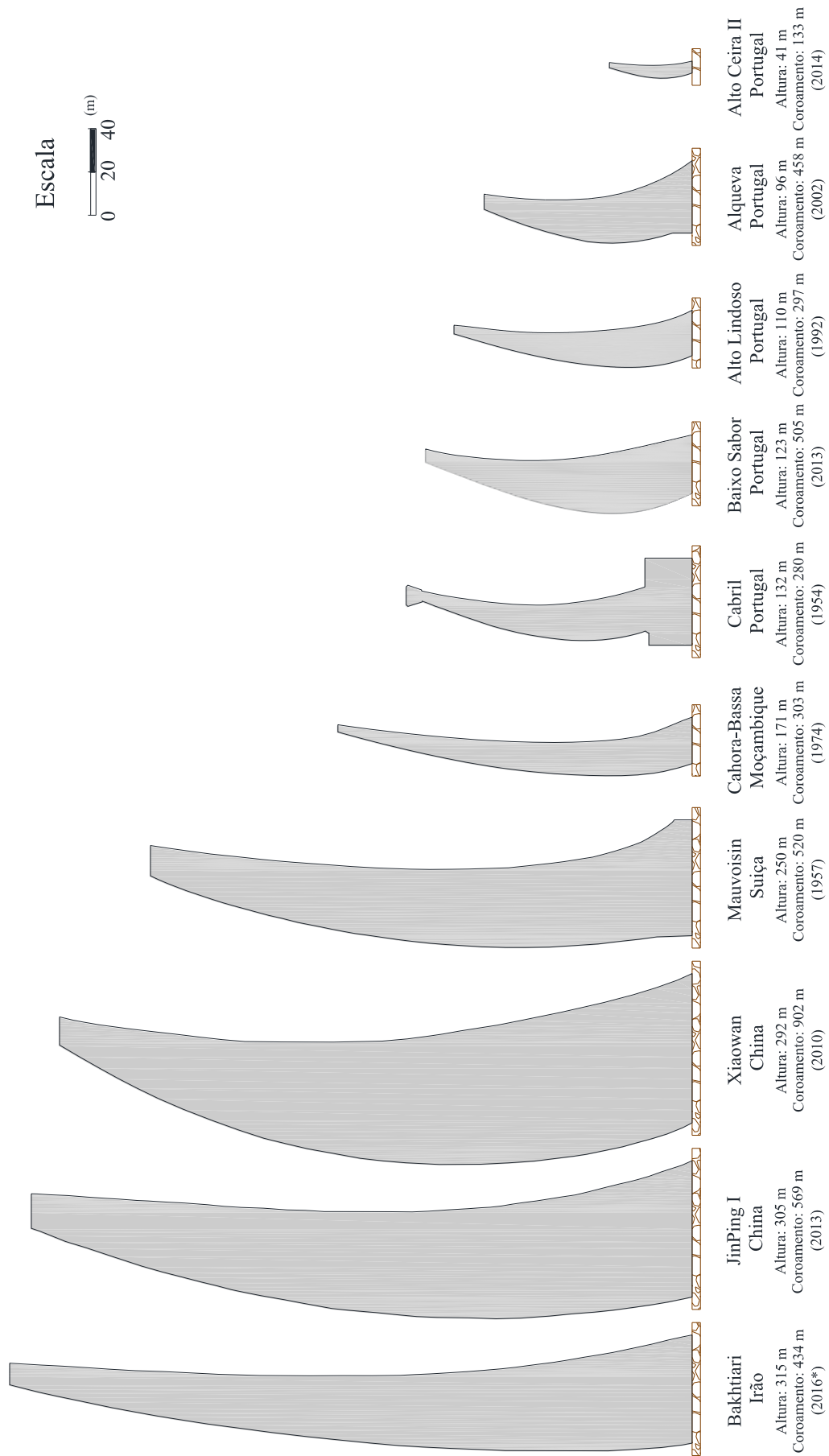


Figura 2.20: Barragens em betão de arco com dupla curvatura. Analogia entre as mais altas do mundo com as principais portuguesas.

2.5 Considerações Finais

Neste capítulo referiu-se a importância que atualmente as grandes barragens têm para a economia e, em particular, salientou-se que, durante muitas décadas, estas obras continuarão a ser uma opção inevitável para a produção de energia elétrica, serão praticamente indispensáveis para a constituição de reservas vitais de água doce e serão mesmo insubstituíveis para travar processos de desertificação e para controlo de cheias (Oliveira S. , 2000).

Mostrou-se ainda que, atualmente, têm sido instalados sistemas de monitorização de vibrações em barragens localizadas em diversos países, nomeadamente, em zonas de maior atividade sísmica. Com estes sistemas pretende-se caracterizar os parâmetros modais de cada obra para diferentes cotas de água e, simultaneamente, pretende-se medir a resposta das obras sob ações sísmicas, com vista a obter informação sobre a relação entre a amplitude da ação sísmica ao nível da inserção e a amplitude da resposta.

Referiu-se que têm sido instalados sistemas de monitorização em contínuo e sistemas que funcionam em regime de “*trigger event*” os quais estão preparados para registar a resposta das obras durante eventos sísmicos. Nas obras com sistemas deste tipo é importante efetuar periodicamente ensaios de vibração ambiente para diversas cotas de água, com vista a identificar os parâmetros modais da obra antes da ocorrência de um eventual sismo de grande intensidade. Desta forma será possível comparar o estado da obra antes e após a ocorrência do sismo (após a ocorrência de um sismo devem ser realizados ensaios de vibração ambiente para identificar os parâmetros da obra, eventualmente diferentes devido a possíveis alterações estruturais induzidas pela ação sísmica).

Com os resultados experimentais obtidos com estes sistemas de monitorização de vibrações é possível desenvolver e calibrar adequados modelos numéricos para simulação da resposta sísmica de sistemas *barragem-fundação-albufeira* tendo em conta, nomeadamente, a interação dinâmica água-estrutura e eventuais movimentos em juntas de contração e fendas.

3

Análise e Processamento de Sinal. Identificação Modal

3.1 Considerações Iniciais

A análise do comportamento dinâmico de estruturas de engenharia civil deve apoiar-se em resultados experimentais obtidos através de ensaios de vibração ambiente e/ou forçada ou com base em sistemas de monitorização em contínuo e, simultaneamente, recorrendo a modelos numéricos computacionais. Os modelos numéricos são utilizados na conceção e projeto de novas estruturas bem como no acompanhamento e/ou avaliação de segurança de estruturas existentes. Os ensaios de vibrações realizam-se na fase de receção das obras, logo a seguir à construção de novas estruturas, antes da sua entrada em serviço, tendo como objetivo avaliar as condições de segurança iniciais, e, no caso das barragens, também é usual realizarem-se periodicamente ao longo da sua vida útil, com vista a obter dados sobre a evolução do estado de deterioração/conservação das obras.

Neste capítulo o principal objetivo será apresentar os principais fundamentos da análise e processamento de sinal, bem como os métodos mais utilizados na identificação modal estocástica, com o intuito de se compreender o trabalho realizado na interpretação de ensaios de vibrações.

3.2 Processamento e Análise de Sinal

Na medição de vibrações em barragens a fase de processamento e análise dos sinais medidos é fundamental para a obtenção de resultados fiáveis sobre o comportamento dinâmico das obras. Em

termos gerais, pode-se afirmar que o processamento tem como principal função remover as componentes espúrias dos dados, enquanto que a análise tem por objetivo apresentar os dados experimentais numa forma mais fácil de interpretar, fazendo ressaltar aspetos importantes que neles se encontram camuflados.

Na medição de vibrações utilizam-se normalmente transdutores que permitem a medição de séries temporais de dados correspondentes, em geral, a acelerações ou velocidades. Estes transdutores fornecem diretamente séries de dados correspondentes a valores de tensão elétrica, variável. Estes valores da tensão elétrica são proporcionais ao parâmetro físico que se pretende observar com o transdutor utilizado o qual corresponde a um registo contínuo.

Estes registos contínuos podem ser representados através de uma sucessão de valores, normalmente espaçados entre si de um dado intervalo de tempo fixo (Δt), designando-se, por isso, como registos discretos, cujos valores numéricos são designados por dados.

Ao referido conjunto de dados dá-se a designação de série temporal, ou amostra, com duração T e intervalo de tempo Δt . A designação dada ao processo em que se passa de um registo contínuo (sinal analógico) para um registo discreto (sinal digital) é amostragem. A amostragem baseia-se, portanto, na aquisição de uma “amostra” que pretende representar o sinal contínuo. Esta transformação é assegurada pela ação dos designados conversores analógico/digital (A/D).

A amostragem de um sinal $u(t)$, definido num intervalo de tempo $[0, T]$, consiste na obtenção de uma série de $N+1$ valores u_k , espaçados de um incremento de tempo constante Δt

$$u_k = u(t_k) \quad , \quad t_k \in \{0, \Delta t, 2\Delta t, \dots, T = N \cdot \Delta t\} \quad (3.1)$$

Dada a regularidade temporal do processo de amostragem, admite-se que as séries temporais resultam de uma amostragem periódica, o que faz com que sejam constituídas por valores equidistantes no tempo. Ao espaçamento temporal Δt , dá-se a designação de intervalo de amostragem ou período de amostragem e a partir deste surge a definição de frequência de amostragem que corresponde ao número de amostras efetuadas por unidade de tempo

$$f_a = \frac{1}{\Delta t} \quad (3.2)$$

Um ponto bastante importante no que diz respeito ao processo de amostragem será qual o intervalo de amostragem (Δt) a eleger. Assim, à primeira vista, pode-se pensar que a desejada reconstrução do sinal, a partir da série, é tanto melhor quanto menor for o valor de Δt , mas esta condição por si só não é suficiente pois, no caso de o valor de Δt ser extremamente pequeno, obter-se-á informação redundante (série com demasiados pontos), o que pode provocar uma sobrecarga desnecessária no esforço computacional.

A escolha da frequência de amostragem a adotar ao nível dos conversores analógico/digitais depende, em grande parte, do tipo de vibrações que se pretende medir ou seja, depende do tipo de estrutura, do tipo de excitação e do tipo de análise que se pretende efetuar. Por exemplo, a frequência de amostragem a adotar num ensaio de medição de vibrações numa estrutura de grande rigidez em que as frequências naturais de vibração dos primeiros modos de vibração são da ordem das várias de dezenas ou centenas de Hz terá que ser certamente superior à frequência de amostragem que se deve adotar num ensaio de medição de vibrações numa grande ponte, em que as frequências naturais dos principais modos de vibração são inferiores a 1 Hz.

3.2.1 Fundamentos de análise espectral

Aparentemente, a partir das séries temporais correspondentes à medição de vibrações num ponto ou em vários pontos de uma dada estrutura, parece difícil obter informação útil sobre essa estrutura. No entanto, vamos ver nesta secção que, recorrendo à análise de Fourier ou análise espectral, é possível efetuar a decomposição em ondas harmónicas (Figura 3.1) de cada um dos registos medidos e a partir do conhecimento dessas ondas podem-se determinar os principais parâmetros modais da estrutura.

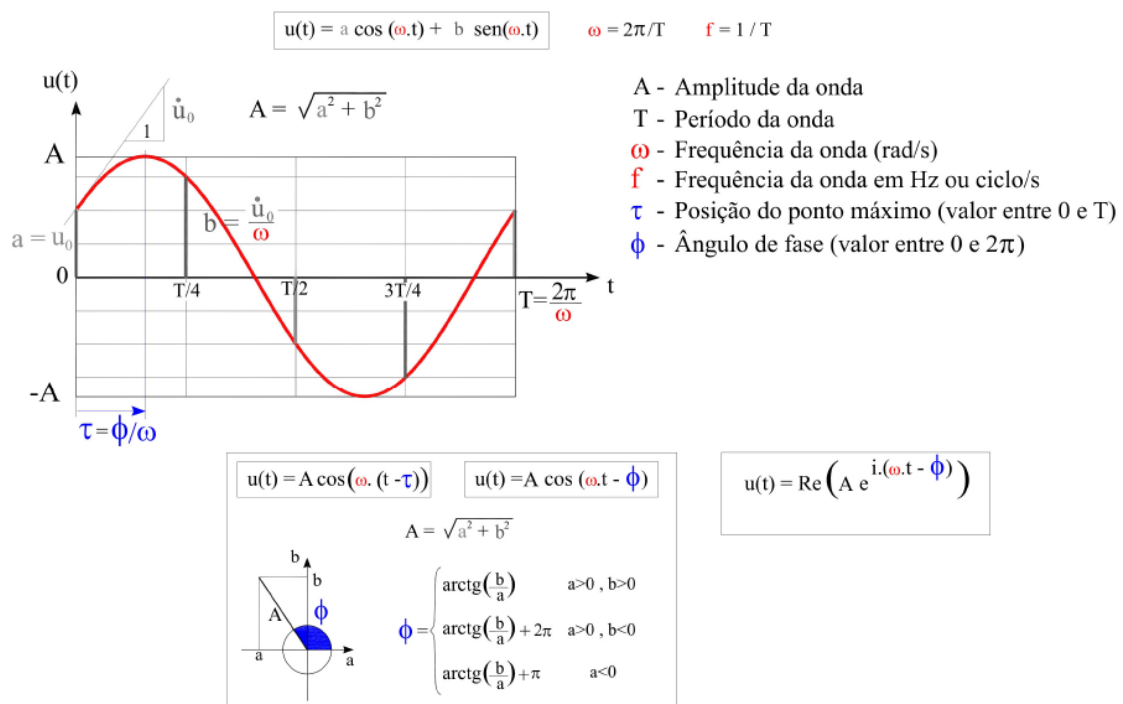


Figura 3.1: Representação de uma função do tipo onda harmónica (Oliveira, S., 2013).

A análise espectral de um dado sinal, função do tempo, consiste em transpor esse sinal, definido no domínio do tempo, para o domínio da frequência, através da sua decomposição em ondas sinusoidais com amplitudes e frequências variáveis. Esta transformação é possível através da transformada discreta de Fourier sendo este o tema a desenvolver de seguida.

3.2.1.1 Dos somatórios de Fourier à transformada discreta de Fourier

Tendo um sinal, ou seja, tendo uma função real $f(t_k)$, de variável real discreta t_k (por exemplo, um registo de acelerações), definida discretamente no domínio do tempo, em intervalos de tempo iguais, de comprimento Δt , num período de tempo finito de comprimento total T (t_k assume $N_p=N+1$ valores entre 0 e T , sendo $N=T/\Delta t$, ou seja, $t_k \in \mathbf{T} = \{0, t_1, t_2, \dots, t_k, \dots, T = N \cdot \Delta t\}$), é possível obter a sua decomposição em ondas harmónicas (também definidas de forma discreta) recorrendo à denominada transformada discreta de Fourier. Esta decomposição pode ser visualizada através do esquema apresentado na Figura 3.2 (Oliveira, S., 2007) (Oliveira, Nápoles, & Oliveira, 2012) (Oliveira, S., 2013), onde se mostram, em perspetiva, as ondas cuja soma permite reconstituir a função original $f(t_k)$.

Como referido, a expressão que representa uma onda harmónica, de frequência ω_n , definida discretamente em função da variável $t_k \in \mathbf{T}$, pode ser escrita na seguinte forma trigonométrica

$$\text{onda } n = a_n \cos(\omega_n t_k) + b_n \text{sen}(\omega_n t_k) \quad (3.3)$$

A ideia chave da análise de Fourier é que, com um somatório de n ondas como a anterior, é possível aproximar uma qualquer função de variável discreta $f(t_k)$, definida em pontos t_k de um intervalo finito de comprimento T . De facto, a pretendida aproximação é dada pelo seguinte somatório envolvendo uma função constante, igual ao valor médio de $f(t_k)$, e $N/2$ ondas harmónicas ⁽²⁾

$$f(t_k) = c^{te} + \text{onda } 1 + \text{onda } 2 + \dots + \text{onda } n + \dots + \text{onda } N/2 \quad (3.4)$$

⁽²⁾ Para o caso de funções $f(t)$ de variável contínua, definidas num intervalo limitado $[0, T]$ a pretendida aproximação de $f(t)$ é dada, não por um somatório de ondas, mas sim por uma série de ondas, denominada série de Fourier (“soma de infinitas ondas de frequências $\omega_n = n \cdot \Delta \omega$, $n=0, 1, 2, \dots$ ”). Para funções de variável contínua definidas num domínio não limitado do tipo $[0, +\infty[$, a pretendida aproximação de Fourier é dada por um integral, denominado integral de Fourier, o qual corresponde a uma “soma de infinitas ondas de frequências infinitesimalmente próximas” (Oliveira, S., 2013).

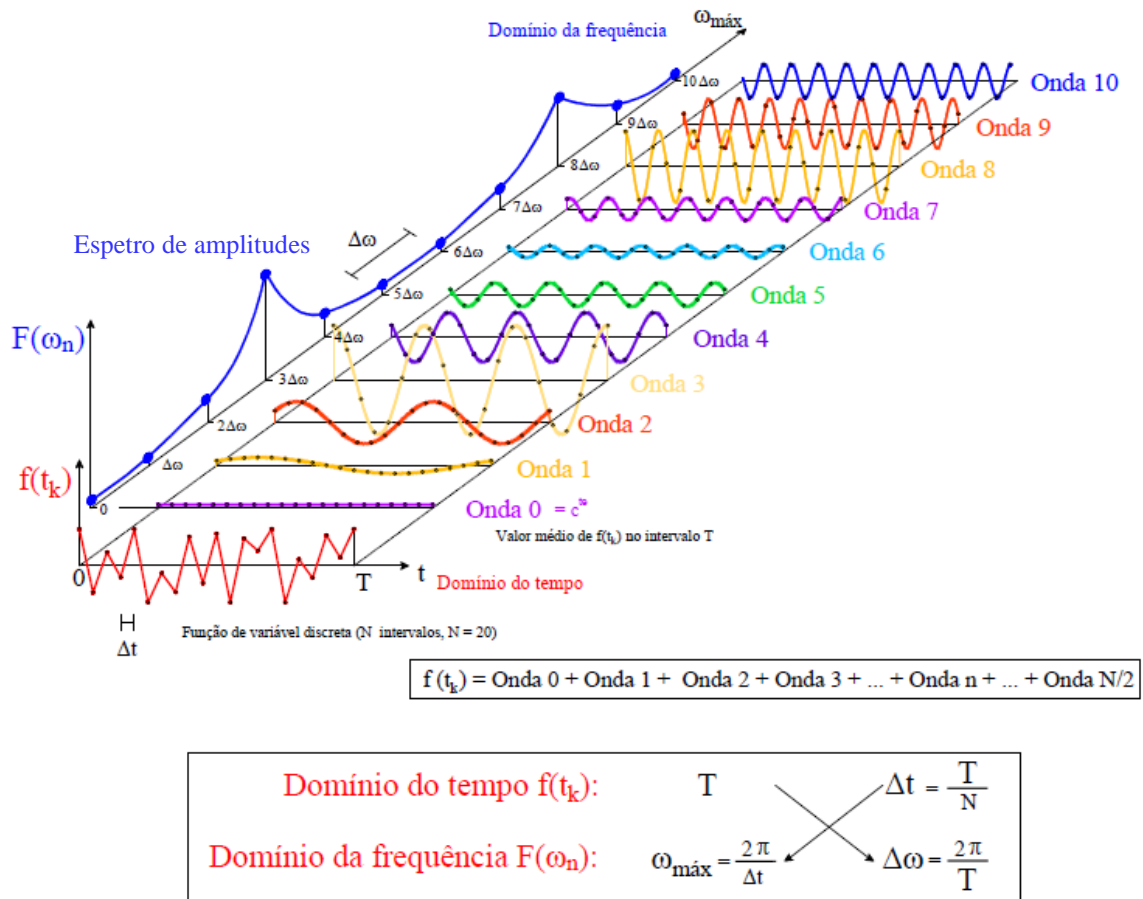


Figura 3.2: Transformada discreta de Fourier. Decomposição em ondas sinusoidais (Oliveira, S., 2007) (Oliveira, Nápoles, & Oliveira, 2012) (Oliveira, S., 2013).

Considerando $\Delta\omega = 2\pi/T$, as frequências (em rad/s) das ondas indicadas devem ser

$$\omega_1 = \Delta\omega, \quad \omega_2 = 2\Delta\omega, \quad \dots, \quad \omega_n = n\Delta\omega, \quad \dots, \quad \omega_{N/2} = N/2 \Delta\omega \quad (3.5)$$

Desta forma a função $f(t_k)$ pode ser escrita como

$$f(t_k) = c^{te} + \sum_{n=1}^{N/2} (a_n \cos(\omega_n t_k) + b_n \text{sen}(\omega_n t_k)) \quad , \quad \text{com } \omega_n = n\Delta\omega \text{ e } t_k = k\Delta t \quad (3.6)$$

bastando agora determinar os coeficientes a_n e b_n das várias ondas.

Devido ao facto das ondas apresentarem períodos submúltiplos de T , o valor médio de cada onda em T é sempre nulo. Assim, recorrendo à notação $\langle f(t_k) \rangle_T$ para designar o valor médio de $f(t_k)$ em T , tem-se que

$$\langle f(t_k) \rangle_T = \underbrace{\langle c^{te} \rangle_T}_0 + \underbrace{\langle \text{onda 1} \rangle_T}_0 + \underbrace{\langle \text{onda 2} \rangle_T}_0 + \dots + \underbrace{\langle \text{onda } n \rangle_T}_0 + \dots + \underbrace{\langle \text{onda } N/2 \rangle_T}_0 \quad (3.7)$$

Donde se conclui que a constante corresponde ao valor médio da função $f(t_k)$ em T , sendo então dada por ⁽³⁾

$$c^{te} = v_m = \langle f(t_k) \rangle_T = \frac{1}{T_p} \sum_{k=0}^N f(t_k) \Delta t, \quad t_k = k \Delta t \quad (\text{Nota : } T_p = N_p \Delta t = T + \Delta t) \quad (3.8)$$

Para o cálculo dos coeficientes das várias ondas é conveniente começar pelo coeficiente a_1 da onda 1. Neste caso é útil verificar que o valor médio, em T , de cada onda multiplicada por $\cos(\omega_1 t_k)$ é sempre nulo, com exceção do caso da própria onda 1, logo

$$\langle f(t_k) \cdot \cos(\omega_1 t_k) \rangle_T = \langle \text{onda 1} \cdot \cos(\omega_1 t_k) \rangle_T = \underbrace{\langle a_1 \cos^2(\omega_1 t_k) \rangle_T}_{a_1/2} + \underbrace{\langle b_1 \sin(\omega_1 t) \cdot \cos(\omega_1 t_k) \rangle_T}_0 = \frac{a_1}{2} \quad (3.9)$$

assim o valor do coeficiente a_1 corresponde ao dobro do valor médio em T da função $f(t_k)$ multiplicada por $\cos(\omega_1 t_k)$ o que pode ser generalizado para todas as ondas, ficando

$$a_n = 2 \cdot \langle f(t_k) \cdot \cos(\omega_n t_k) \rangle_T = 2 \cdot \frac{1}{T_p} \sum_{k=0}^N f(t_k) \cos(\omega_n t_k) \Delta t \quad (3.10)$$

Do mesmo modo calcula-se o coeficiente b_n , só que em vez de se multiplicar por $\cos(\omega_n t_k)$ multiplica-se por $\sin(\omega_n t_k)$, ou seja

$$b_n = 2 \cdot \langle f(t_k) \cdot \sin(\omega_n t_k) \rangle_T = 2 \cdot \frac{1}{T_p} \sum_{k=0}^N f(t_k) \sin(\omega_n t_k) \Delta t \quad (3.11)$$

Verifica-se assim que a obtenção dos coeficientes das ondas harmónicas em que se decompõe uma função $f(t_k)$, definida em T , resume-se basicamente ao cálculo de valores médios.

Conclui-se que a função $f(t_k)$ é representada, no domínio do tempo, apenas por um gráfico $f = f(t_k)$, mas no domínio da frequência passa a ser representada por dois gráficos: $a_n = a(\omega_n)$ e $b_n = b(\omega_n)$. O mais habitual é utilizar os gráficos de amplitude $A_n = \sqrt{a_n^2 + b_n^2} = A(\omega_n)$ designado por espectro de amplitudes, e da fase $\phi_n = \arctg(b_n / a_n) = \phi(\omega_n)$ designado por espectro de fases.

⁽³⁾ Para o caso de uma função $f(t)$ de variável contínua, definida num intervalo $[0, T]$, o correspondente valor médio

não é calculado através de um somatório, mas sim com base num integral: $v_m = \frac{1}{T} \int_0^T f(t) dt$.

Por fim, importa salientar que a equação (3.6) pode ser escrita de uma forma mais compacta, conseguida através da representação complexa das funções trigonométricas, recorrendo à fórmula de Euler dos números complexos $e^{ix} = \cos(x) + i \cdot \text{sen}(x)$, que permite escrever

$$\cos(\omega_n t) = \frac{e^{i\omega_n t} + e^{-i\omega_n t}}{2} \quad \text{e} \quad \text{sen}(\omega_n t) = \frac{-ie^{i\omega_n t} + ie^{-i\omega_n t}}{2} \quad (3.12)$$

introduzindo estas igualdades em (3.6) e desenvolvendo a expressão tem-se

$$f(t_k) = v_m + \sum_{n=1}^{N/2} \left(a_n \frac{e^{i\omega_n t_k} + e^{-i\omega_n t_k}}{2} + b_n \frac{-ie^{i\omega_n t_k} + ie^{-i\omega_n t_k}}{2} \right) \quad (3.13)$$

a qual pode ser simplificada e reescrita da seguinte forma

$$f(t_k) = \sum_{n=-N/2}^{N/2} \frac{a_n - ib_n}{2} e^{i\omega_n t_k}, \quad \omega_n = n \cdot \Delta\omega, \quad -N/2 < n < N/2 \quad (3.14)$$

Tendo em conta que

$$\frac{a_n - ib_n}{2} = \frac{1}{T_p} \sum_{k=0}^N f(t_k) \cdot \underbrace{(\cos(\omega_n t_k) - i \text{sen}(\omega_n t_k))}_{e^{-i\omega_n t_k}} \Delta t = \frac{1}{T_p} \sum_{k=0}^N f(t_k) \cdot e^{-i\omega_n t_k} \Delta t \quad (3.15)$$

define-se **Transformada Discreta de Fourier** (TDF) da função $f(t_k)$ em T , como sendo a função complexa $F(\omega_n)$ dada por

$$F(\omega_n) = \sum_{k=0}^N f(t_k) \cdot e^{-i\omega_n t_k} \Delta t = \frac{a_n - ib_n}{2} \cdot T_p, \quad \omega_n = n \cdot \Delta\omega, \quad -N/2 < n < N/2 \quad (3.16)$$

Assim, a expressão que traduz a aproximação de uma função $f(t_k)$ em somatório de Fourier na forma complexa pode ser escrita em termos da transformada discreta de Fourier da seguinte forma

$$f(t_k) = \frac{1}{T_p} \sum_{n=-N/2}^{N/2} F(\omega_n) e^{i\omega_n t_k} \quad (3.17)$$

A representação gráfica da TDF pode ser efetuada recorrendo a dois gráficos espectrais, um correspondente à parte real e outro à parte imaginária. De forma equivalente, pode-se também representar a TDF em termos de um gráfico de amplitudes e de um gráfico de ângulos de fase, sendo esta última uma opção muito utilizada (espectro de amplitudes e de fases).

3.2.2 Análise espectral de registos de acelerações. Utilização de programas informáticos para o cálculo da TDF

Atualmente existem programas com módulos computacionais para cálculo de transformadas discretas de Fourier, baseados num algoritmo de grande eficiência, designado por *Fast Fourier Transform* (FFT). Com este algoritmo podem-se calcular rapidamente os parâmetros a_n e b_n das ondas harmónicas apresentadas na Figura 3.2.

Para aplicar o algoritmo FFT a um dado sinal pode-se recorrer à função *fft()* do MATLAB (esta admite que o intervalo de tempo adotado na discretização temporal é unitário pelo que é necessário efetuar a multiplicação por Δt). A partir dos valores complexos correspondentes à TDF (obtidos com um comando do tipo: $TDF = \text{fft}(f) \cdot dt$) é possível obter os parâmetros a_n e b_n de cada onda n , utilizando as seguintes expressões

$$a_n = \frac{2 \operatorname{Re}(F(\omega_n))}{T} \quad \text{e} \quad b_n = -\frac{2 \operatorname{Im}(F(\omega_n))}{T} \quad (3.18)$$

Dos N_p valores complexos fornecidos para $F(\omega_n)$, metade são valores relativos a ω_n positivos, e os restantes são correspondentes aos respetivos simétricos. Em geral utiliza-se apenas a primeira metade dos N_p valores complexos fornecidos pelo algoritmo FFT, os quais correspondem às $N/2$ ondas harmónicas em que se decompõe o sinal analisado. Estas ondas harmónicas têm frequências que variam discretamente desde 0 até à frequência de Nyquist, $f_{\text{Nyq}} = 1/2 (1/\Delta t)$, sendo o incremento de frequência $\Delta f = 1/T$. A segunda metade dos valores fornecidos pelo algoritmo FFT é constituída por valores que são os conjugados dos contidos na primeira metade (Figura 3.3).

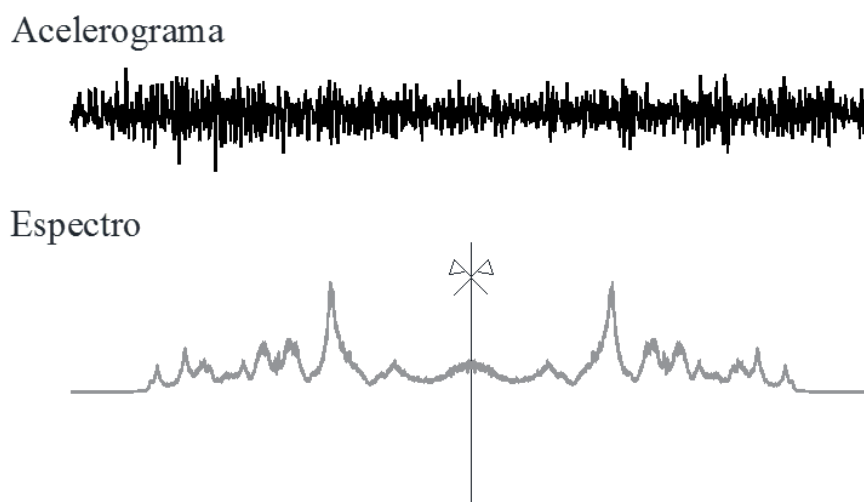


Figura 3.3: Sinal medido (acelerograma) e respetivo espectro de amplitude obtido com base no algoritmo FFT com indicação da frequência de Nyquist (abscissa do “eixo de simetria”).

3.2.2.1 Erros de sobreposição e de escorregamento

Ao longo de todo o processo de aquisição, análise e processamento de sinal, podem ocorrer diversos tipos de erros, nomeadamente associados aos processos de amostragem, decimação e filtragem. Os dois tipos de erros mais importantes são (Carvalho, Oliveira Costa, & Schiappa de Azevedo, 1989):

- i. erros por sobreposição ou dobragem (*aliasing errors*), que surgem devido ao facto de sinais com conteúdo energético em frequências elevadas serem discretizados com frequências de amostragem baixas e, neste caso, se não forem tomadas as devidas precauções, podem surgir picos espectrais fictícios para frequências baixas. A técnica mais eficaz para evitar este tipo de erros consiste na colocação de um filtro analógico (filtro *anti-aliasing*) entre a saída dos transdutores e a entrada dos sistemas de conversão analógico-digital, que elimina o contributo de todas as frequências acima da frequência de Nyquist.

Este tipo de erros também podem surgir quando se faz a decimação de um sinal para uma frequência de amostragem inferior à original, neste caso, antes de efetuar a decimação propriamente dita é necessário aplicar um filtro digital em frequência do tipo *passa-baixo* para eliminar todas as frequências acima da nova frequência de Nyquist (inferior à inicial);

- ii. erros por escorregamento ou efeito de fuga (*leakage effect*), que estão associados ao carácter finito das séries temporais e têm como consequência uma distribuição fictícia da energia associada a uma determinada frequência por uma banda de frequências em torno desta. A técnica utilizada para minimizar este tipo de erros é a utilização de “janelas temporais de dados” não retangulares, nomeadamente, do tipo *Hanning* (sinusoidal), *Hamming* ou, em geral, do tipo *Tukey*.

3.2.2.2 Correção para obter registos de média nula

Para calcular um espectro (de amplitude ou de fase) correspondente a um dado registo de acelerações, é necessário verificar se este está em condições de ser utilizado. Na prática quando se efetua a medição de acelerações recorrendo a sensores de aceleração (acelerómetros do tipo *force balance* ou piezoelétricos) é frequente obter registos de média não nula e, por vezes, de média variável (devido a problemas de calibração dos sensores, ou a problemas induzidos por indesejadas variações térmicas durante o tempo de medição, ou ao cuidado no manuseamento de equipamentos). Nos casos em que ocorre este tipo de problemas de medição é preciso corrigir os registos originais através da utilização de filtros de médias móveis (utilizando janelas com um

número de pontos adequado). O acelerograma corrigido obtém-se subtraindo ao acelerograma original a média móvel obtida pelo referido filtro, como se mostra na Figura 3.4.

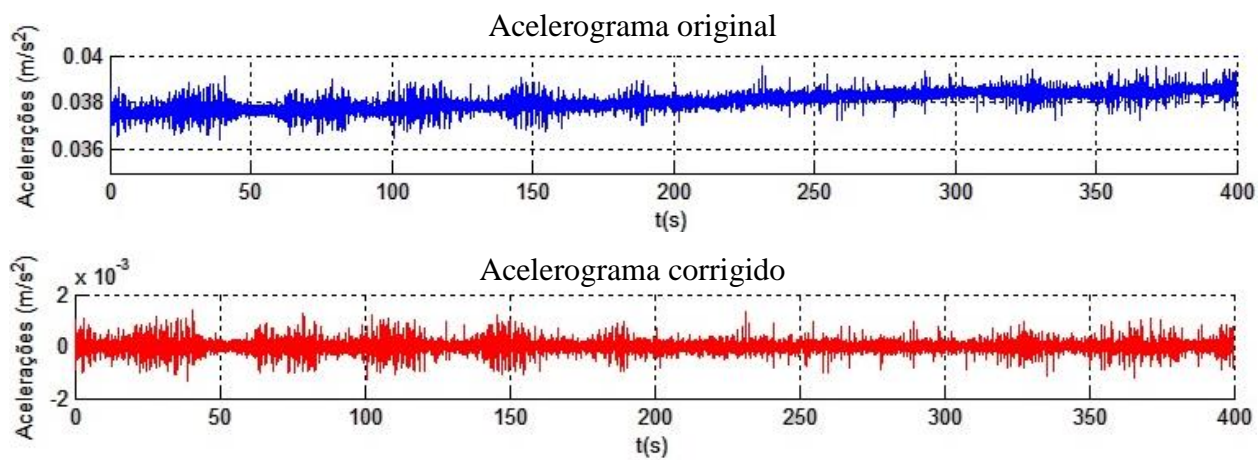


Figura 3.4: Utilização de um filtro de médias móveis para obter um sinal com média nula.

3.2.2.3 Cálculo de espectros utilizando uma única janela no tempo

Após a realização da anterior correção pode-se proceder ao cálculo dos espectros utilizando o algoritmo da FFT. Uma hipótese é aplicar este algoritmo uma única vez considerando todos os pontos do registo de acelerações. Neste caso, para períodos de tempo relativamente elevados, obtém-se espectros com elevada discretização em frequência (valores de Δf bastante reduzidos, dado que $\Delta f = 1/T$), os quais apresentam, em geral, elevada “rugosidade”. Estes espectros podem ser suavizados recorrendo a filtros de médias móveis. Neste caso é conveniente utilizar médias centradas com um pequeno número de pontos, por forma a suavizar o espectro sem que sejam eliminados os picos principais. Na Figura 3.5 é possível verificar o resultado da aplicação de um filtro de médias móveis para suavizar um espectro de amplitudes. A cinzento encontra-se o espectro original, a preto a primeira filtragem e, por fim, a vermelho uma segunda filtragem.

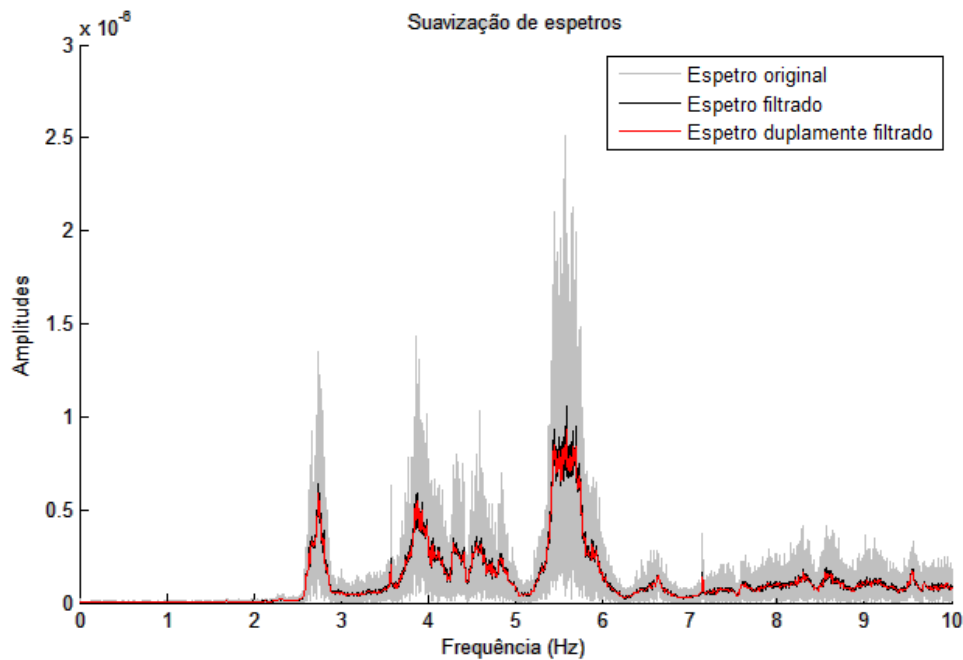


Figura 3.5: Aplicação de filtros de médias móveis centradas para obter espectros suavizados.

3.2.2.4 Cálculo de espectros utilizando várias janelas no tempo

Outra alternativa para efetuar a análise espectral de um dado registo é aplicar o algoritmo FFT a várias janelas temporais, usualmente considerando sobreposição de janelas no tempo (é usual optar por sobreposição de 2/3 ou 1/2). Esta técnica é frequentemente utilizada para obter espectros de amplitudes suavizados que resultam da média dos espectros de amplitudes de cada uma das janelas. Quando se utiliza esta técnica obtêm-se espectros com uma discretização, em frequência, mais baixa, pois esta depende do comprimento das janelas temporais utilizadas ($\Delta f = 1/T_{\text{janela}}$) e não do comprimento total do registo.

A janela temporal mais simples é denominada janela retangular. Com este tipo de janela aplicada a um dado intervalo é extraído exatamente o registo de acelerações medido nesse intervalo. Contudo verifica-se que pode ser útil aplicar janelas temporais do tipo seno com as quais o registo que é extraído num dado intervalo é multiplicado por uma função como a que se indica na Figura 3.6.

As janelas retangulares correspondem a um caso particular das denominadas janelas de *Tukey* e estão associadas ao parâmetro de *Tukey*=0. As janelas sinusoidais são também um caso particular das janelas de *Tukey* e correspondem ao parâmetro de *Tukey*=1. Podem ser utilizados para parâmetro de *Tukey* quaisquer valores entre 0 e 1, o que corresponde a janelas cujas formas variam entre a retangular e a sinusoidal.

O programa MATLAB tem uma função designada por *tukeywin* () que gera um vetor com os valores das janelas de *Tukey* para qualquer parâmetro pretendido (0 a 1). Ao aplicar este vetor à janela de tempo do acelerograma a função fica com o aspeto da Figura 3.6.

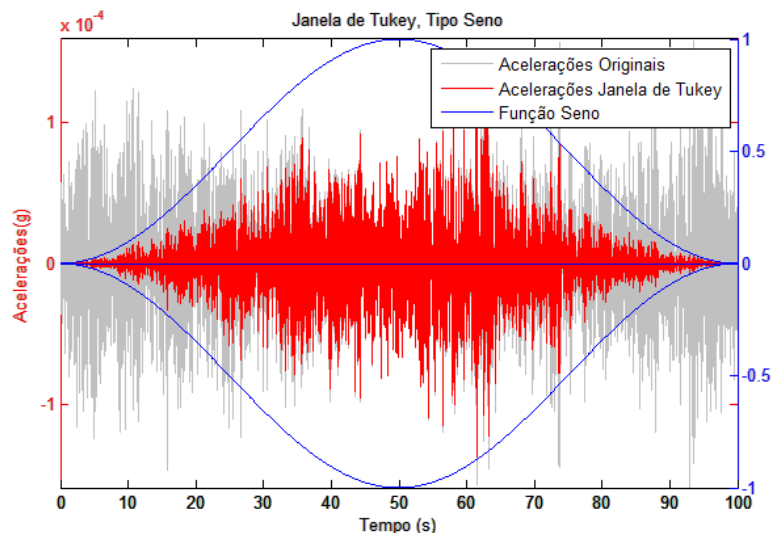


Figura 3.6: Aplicação de uma janela de *Tukey* (*Hanning*) $W(t_k)$ a um registo de acelerações $x(t_k)$: $W(t_k) \cdot x(t_k)$.

A aplicação deste tipo de janelas temporais diferentes da retangular não altera o conteúdo em frequência e geralmente permite obter espectros médios mais suaves. Para cada janela calcula-se o respetivo espectro e o objetivo final é obter um espectro médio suavizado correspondente à média dos espectros de todas as janelas temporais consideradas.

Tendo agora todos os fundamentos necessários para a compreensão da análise e processamento de sinal, o próximo ponto irá incidir no domínio da identificação modal no domínio da frequência utilizando diversos registos obtidos em diferentes pontos da estrutura.

3.3 Identificação Modal no Domínio da Frequência

A identificação modal permite a identificação das características dinâmicas das estruturas (frequências naturais, configurações modais e amortecimentos modais) a partir de dados experimentais (Figura 3.7). Assim, a introdução desta secção tem como objetivo principal descrever os principais aspetos a ter em conta na utilização e implementação de técnicas de identificação modal, no domínio da frequência.

As técnicas de identificação modal descritas mais à frente baseiam-se apenas na análise da resposta medida e, tendo em conta que nos ensaios de vibração ambiente não existe controlo sobre as forças

de excitação, nem existe a possibilidade de as conhecer ou medir, é necessário assumir que são consideradas como uma realização de um processo estocástico gaussiano de tipo ruído branco com média nula. Por se adotar esta hipótese é que surge a designação identificação modal estocástica, que advém do facto de a fonte de excitação resultar da contribuição paralela de várias fontes e, assim, para uma melhor compreensão destas definições, introduz-se o tema do comportamento dinâmico de estruturas sob de excitação estocástica.

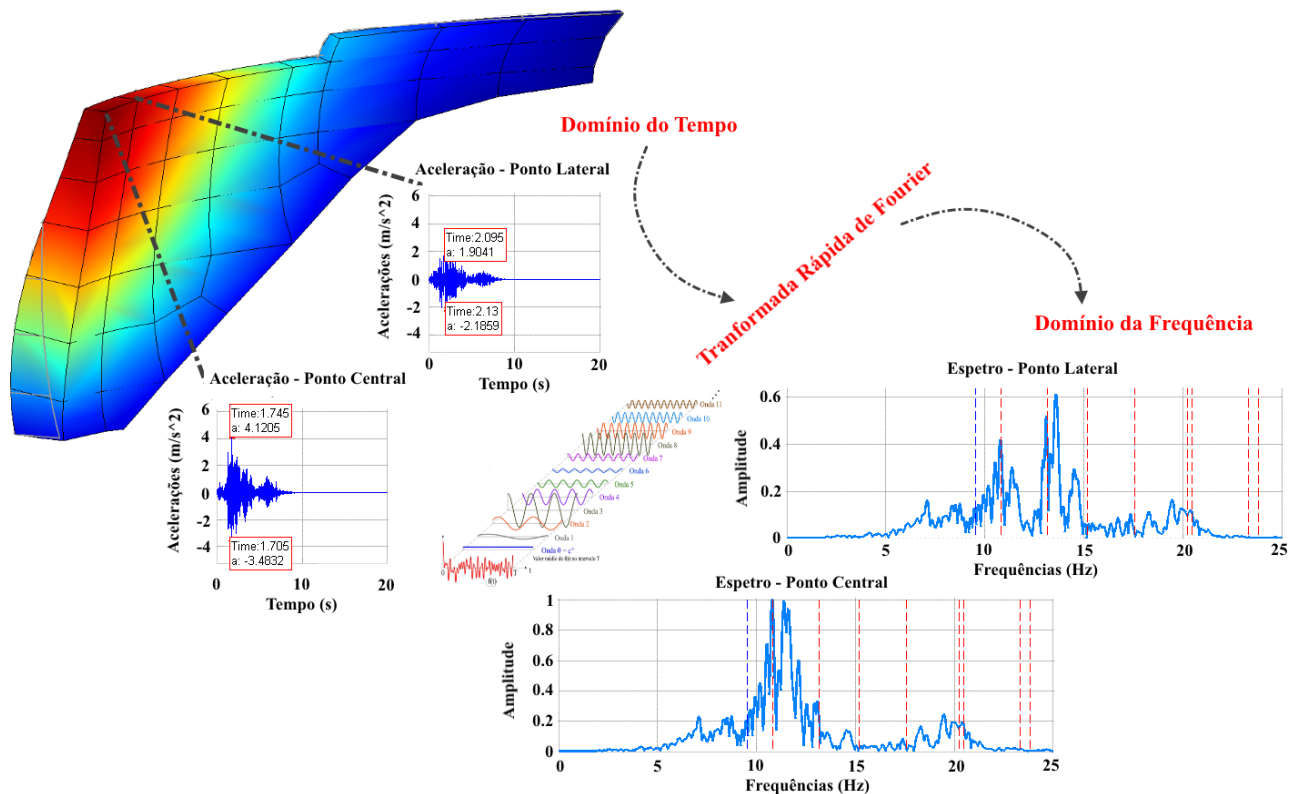


Figura 3.7: Resposta estrutural no domínio do tempo (acelerações) e no domínio da frequência (espectro de amplitudes). Transição realizada através da utilização da *Fast Fourier Transform* - FFT.

3.3.1 Comportamento dinâmico de estruturas sob excitação estocástica

A variação ao longo do tempo de uma grandeza física, como a aceleração num ponto de uma estrutura, devido, por exemplo, ao efeito do vento (excitação aleatória), corresponde a uma função aleatória. Assim, a caracterização do comportamento dinâmico de estruturas sujeitas a ações de natureza aleatória só pode ser conseguida recorrendo a conceitos probabilísticos.

Nesta perspetiva, é conveniente começar por idealizar a excitação e a resposta estrutural recorrendo ao conceito de processo estocástico (Peeters, B., 2000) (Magalhães, 2004) (Rodrigues, J., 2005).

Um processo estocástico $x(t)$ é um conjunto de n funções aleatórias ($n \rightarrow \infty$) dependentes de um parâmetro t (tempo), em que cada uma corresponde a uma realização, r , do processo ($r \rightarrow \infty$). As realizações do processo estão associadas à caracterização/medição de uma determinada grandeza física (processo estocástico escalar), ou de um conjunto de grandezas físicas (processo estocástico vetorial). A aceleração $a(t)$ num ponto de uma estrutura (medida numa dada direção) pode ser tratada como um processo estocástico escalar: uma realização r deste processo é um registo de acelerações, com duração T ($t \in [0, T]$, idealmente $T \rightarrow \infty$), iniciado num dado instante; outro registo com a mesma duração T , iniciado noutra instante, constitui outra realização do mesmo processo. Como exemplo de um processo estocástico vetorial $\underline{x}(t)$ pode-se pensar na medição de acelerações radiais em vários pontos de uma barragem abóbada, como se mostra na Figura 3.8, para o caso da medição em três pontos, $\underline{a}(t) = [a_1(t) \ a_2(t) \ a_3(t)]$. Neste caso, cada realização do processo inclui três registos de duração T , todos iniciados num mesmo instante.

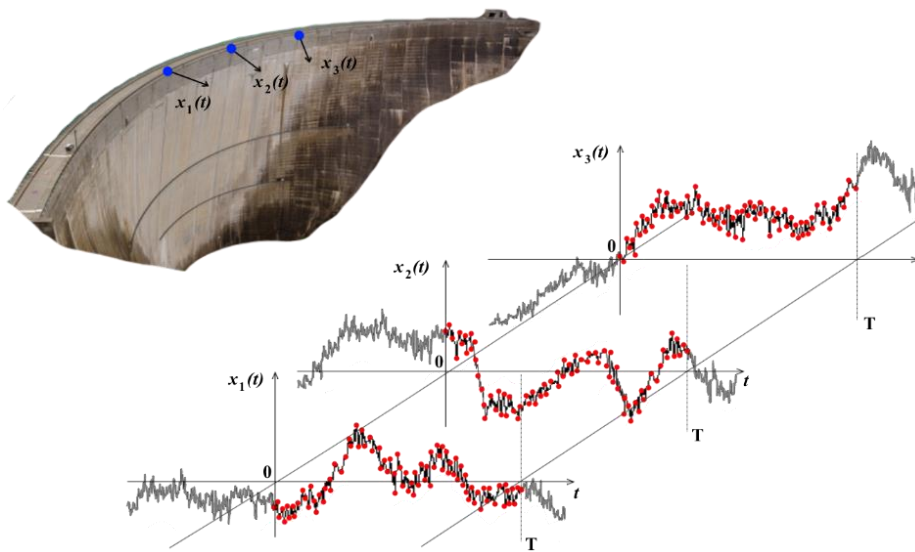


Figura 3.8: Processo estocástico vetorial, de três componentes, $\underline{x}(t) = [x_1(t) \ x_2(t) \ x_3(t)]^{(r)}$: uma realização (r) do processo corresponde a um conjunto de três registos temporais (funções aleatórias) de duração T (idealmente $T \rightarrow \infty$).

Neste caso mostra-se um processo estocástico vetorial que envolve três grandezas físicas: acelerações radiais medidas numa barragem abóbada, sob excitação ambiente, em três pontos da obra.

Para simplificar a análise dos processos estocásticos é usual admitir que são estacionários e ergódicos. Estacionário significa que os seus parâmetros estatísticos são independentes do instante de tempo e ergódico significa que o valor dos parâmetros estatísticos avaliados para um determinado instante, para diferentes realizações, é igual ao valor avaliado apenas para uma realização. Na análise do comportamento dinâmico de estruturas, é também usual admitir, como é

o caso desta dissertação, que os processos estocásticos têm média nula e são do tipo Gaussiano (como é o caso de muitos fenómenos naturais).

Assim, para um processo estocástico estacionário e ergódico, a correspondente função de auto-correlação depende apenas do desfasamento τ entre instantes (não depende dos instantes) e, assim, pode ser calculada usando uma única realização $x(t)$ do processo, com base na seguinte expressão (valor médio do produto $x(t) \cdot x(t + \tau)$, na realização escolhida, de comprimento $T \rightarrow \infty$)

$$R(\tau) = E[x(t) \cdot x(t + \tau)] = \lim_{T \rightarrow \infty} \frac{1}{T} \int_0^T x(t) \cdot x(t + \tau) dt \quad (3.19)$$

Quanto mais irregular ou aleatório é o processo estocástico, mais rapidamente a sua função de auto-correlação decai com o aumento do desfasamento τ (Figura 3.9). Para processos estocásticos estacionários de média nula, as funções de auto-correlação são simétricas com um máximo na origem igual à variância do processo e decaimento para zero quando $\tau \rightarrow \infty$.

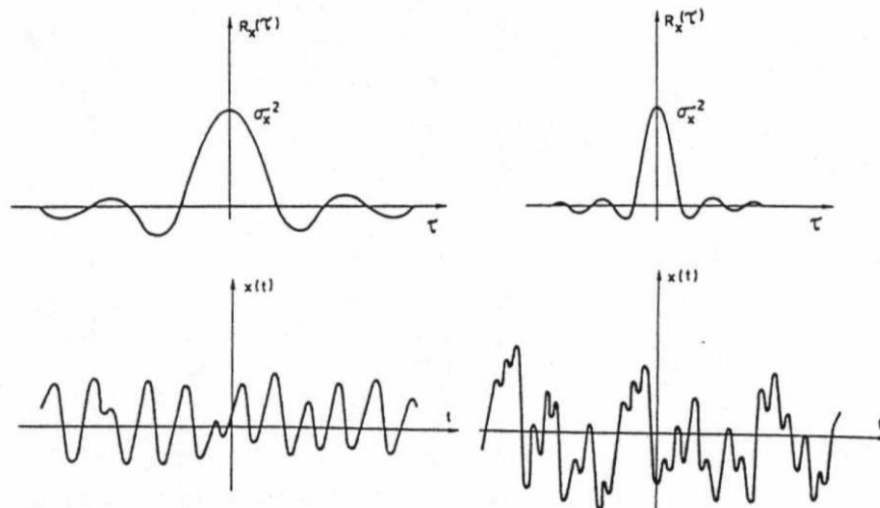


Figura 3.9: Representação gráfica das funções da auto-correlação para dois processos estocásticos. Num processo com maior grau de aleatoriedade a função de auto-correlação tende mais rapidamente para zero (Magalhães, 2004).

A história no tempo de uma realização $x(t)$ de um processo estocástico escalar, estacionário e ergódico, correspondente a um dado fenómeno físico, com duração $T \rightarrow \infty$ e, por isso, em rigor, o integral ao longo do tempo de $|x(t)|$, ou seja do módulo de $x(t)$, tende para infinito, o que significa que não é possível calcular, no sentido clássico, a transformada de Fourier de $x(t)$, com vista a obter informação sobre o conteúdo em frequência do processo aleatório (note-se que as funções seno e cosseno não têm transformada de Fourier no sentido clássico). Na prática esta dificuldade não se coloca dado que nunca se trabalha com registos de dados correspondentes a intervalos de

tempo infinitos. Contudo, a referida dificuldade formal pode ser facilmente ultrapassada optando por analisar a função de auto-correlação (que tende para zero quando $\tau \rightarrow \infty$ e, por isso, tem transformada de Fourier no sentido clássico) em vez da própria função aleatória (Newland, D. E., 1975) correspondente a uma realização do processo estocástico em análise, dado que a função de auto-correlação $R(\tau)$ de uma dada realização $x(t)$, contém informação em frequência idêntica à do sinal original $x(t)$.

Assim, tendo um dado sinal $x(t)$, correspondente a uma realização de um processo estocástico estacionário e ergódico, é usual trabalhar com a respetiva função de auto-correlação $R(\tau)$, em vez de trabalhar diretamente com o sinal original $x(t)$. A função de auto-correlação é transposta para o domínio da frequência, recorrendo à transformada de Fourier, com vista a analisar o conteúdo em frequência de $x(t)$. A transformada de Fourier de uma função de auto-correlação denomina-se auto-espectro e, na prática, para um intervalo de tempo $[0, T]$ (idealmente $T \rightarrow \infty$, mas, na prática, T é sempre finito), obtém-se, recorrendo à regra para cálculo da transformada de Fourier do produto de convolução, a seguinte expressão

$$S(\omega) = \mathcal{F}(R(\tau)) = \frac{1}{T} \mathcal{F}(x(t)) \cdot \overline{\mathcal{F}(x(t))} = \frac{1}{T} X(\omega) \cdot \overline{X(\omega)} \quad (3.20)$$

que é uma função real, de variável real ω (frequência), que quantifica a distribuição em frequência do conteúdo energético de um sinal.

Para o caso de um processo estocástico vetorial do tipo $\underline{x}(t) = [x_1(t) \ x_2(t) \ x_3(t)]$, como o que se apresentou atrás na Figura 3.8, o conceito anterior de função de auto-correlação é generalizado e surge a denominada matriz de correlação $\underline{R}(\tau)$ em que, na diagonal, surgem funções de auto-correlação e nos termos não diagonais surgem as denominadas funções de correlação-cruzada e, neste caso, seria

$$\underline{R}(\tau) = \begin{bmatrix} R_{11} & R_{12} & R_{13} \\ R_{21} & R_{22} & R_{23} \\ R_{31} & R_{32} & R_{33} \end{bmatrix}, \quad R_{ij}(\tau) = E[x_i(t) \cdot x_j(t + \tau)] = \frac{1}{T} \int_0^T x_i(t) \cdot x_j(t + \tau) dt \quad (3.21)$$

Mais à frente mostra-se que o problema da identificação modal de uma estrutura sob excitação ambiente corresponde à análise de um processo estocástico vetorial, em que se revela a utilidade das matrizes de correlação e, em particular, das respetivas transformadas de Fourier, designadas matrizes de densidade espectral de potência. Estas matrizes contêm informação de grande interesse para a identificação modal, nomeadamente para a determinação das frequências naturais, amortecimentos modais e configurações modais. Mostra-se também, em detalhe, que os termos

não diagonais destas matrizes contêm informação que permite identificar as configurações modais, dado que envolvem informação de pares de registos correspondentes a pontos distintos da estrutura.

A transformada de Fourier da anterior matriz de correlação $\underline{R}(\tau)$, correspondente a um determinado processo estocástico vetorial, é, como se referiu, a denominada matriz de densidade espectral de potência do processo a qual é dada pela seguinte expressão

$$\underline{S}(\omega) = \mathcal{F}(\underline{R}(\tau)) = \frac{1}{T} \mathcal{F}(\underline{x}(t)) \cdot \overline{\mathcal{F}}(\underline{x}^T(t)) = \frac{1}{T} \underline{X}(\omega) \cdot \overline{X}^T(\omega) \quad (3.22)$$

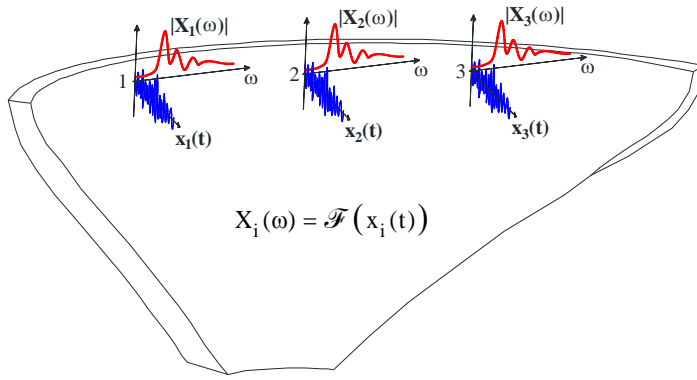
em que $\underline{X}(\omega) = \mathcal{F}(\underline{x}(t))$.

Para o caso do processo estocástico vetorial da Figura 3.8, a matriz $\underline{S}(\omega)$ é dada por

$$\underline{S}(\omega) = \frac{1}{T} \begin{bmatrix} X_1 \\ X_2 \\ X_3 \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \overline{X}_1 & \overline{X}_2 & \overline{X}_3 \end{bmatrix} = \frac{1}{T} \begin{bmatrix} X_1 \overline{X}_1 & X_1 \overline{X}_2 & X_1 \overline{X}_3 \\ X_2 \overline{X}_1 & X_2 \overline{X}_2 & X_2 \overline{X}_3 \\ X_3 \overline{X}_1 & X_3 \overline{X}_2 & X_3 \overline{X}_3 \end{bmatrix} \quad (3.23)$$

Os resultados anteriores apresentam-se esquematicamente, de forma resumida, na Figura 3.10 para o caso de uma barragem abóbada sob excitação ambiente em que se se medem acelerações radiais em três pontos (registos com duração T), com vista à determinação da matriz de densidade espectral de potência de acelerações. Na secção seguinte mostra-se que, esta matriz espectral (função da frequência) contém informação sobre a estrutura e sobre a excitação. Nomeadamente contém informação sobre os parâmetros modais da estrutura (frequências naturais dos primeiros modos de vibração e as correspondentes configurações e amortecimentos) e informação sobre a distribuição em frequência da energia da excitação (em geral associada a diversas fontes como, por exemplo, o vento ou vibrações induzidas pelo funcionamento de máquinas).

Mostra-se também como determinar analiticamente uma matriz de densidade espectral de potência da resposta de uma estrutura (em deslocamentos, velocidades ou acelerações), considerando uma discretização qualquer (com N graus de liberdade), partindo da equação diferencial que descreve o comportamento dinâmico de estruturas no domínio do tempo, para qualquer tipo de história de forças aplicadas. Para tal pode-se recorrer à formulação modal clássica (adotando a hipótese de amortecimento de Rayleigh, proporcional às matrizes de massas e de rigidez globais) e à transposição da referida equação diferencial da dinâmica para o domínio da frequência, recorrendo à transformada de Fourier (as pretendidas matrizes de densidade espectral de potência da resposta estão definidas no domínio da frequência).



Matriz das funções de correlação

$$\underline{\mathbf{R}}(\tau) = \begin{bmatrix} \mathbf{R}_{11} & \mathbf{R}_{12} & \mathbf{R}_{13} \\ \mathbf{R}_{21} & \mathbf{R}_{22} & \mathbf{R}_{23} \\ \mathbf{R}_{31} & \mathbf{R}_{32} & \mathbf{R}_{33} \end{bmatrix}$$

$$\mathbf{R}_{ij}(\tau) = \mathbf{E}[x_i(t) \cdot x_j(t+\tau)] = \frac{1}{T} \int_0^T x_i(t) \cdot x_j(t+\tau) dt$$

$$\underline{\mathbf{S}}(\omega) = \mathcal{F}(\underline{\mathbf{R}}(\tau))$$

Matriz de densidade espectral de potência

$$\underline{\mathbf{S}}(\omega) = \begin{bmatrix} \mathbf{S}_{11} & \mathbf{S}_{12} & \mathbf{S}_{13} \\ \mathbf{S}_{21} & \mathbf{S}_{22} & \mathbf{S}_{23} \\ \mathbf{S}_{31} & \mathbf{S}_{32} & \mathbf{S}_{33} \end{bmatrix}$$

$$\underline{\mathbf{S}}(\omega) = \frac{1}{T} \begin{bmatrix} \mathbf{X}_1 \\ \mathbf{X}_2 \\ \mathbf{X}_3 \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \bar{\mathbf{X}}_1 & \bar{\mathbf{X}}_2 & \bar{\mathbf{X}}_3 \end{bmatrix} = \frac{1}{T} \begin{bmatrix} \mathbf{X}_1 \bar{\mathbf{X}}_1 & \mathbf{X}_1 \bar{\mathbf{X}}_2 & \mathbf{X}_1 \bar{\mathbf{X}}_3 \\ \mathbf{X}_2 \bar{\mathbf{X}}_1 & \mathbf{X}_2 \bar{\mathbf{X}}_2 & \mathbf{X}_2 \bar{\mathbf{X}}_3 \\ \mathbf{X}_3 \bar{\mathbf{X}}_1 & \mathbf{X}_3 \bar{\mathbf{X}}_2 & \mathbf{X}_3 \bar{\mathbf{X}}_3 \end{bmatrix}$$

Figura 3.10: Ensaio de vibração ambiente com medição de acelerações radiais em três pontos. Séries temporais observadas $x_i(t)$, matriz de correlação $\underline{\mathbf{R}}(\tau)$ e matriz de densidade espectral de potência $\underline{\mathbf{S}}(\omega)$.

3.3.1.1 Determinação das matrizes de densidade espectral de potência da resposta com base na matriz de flexibilidade dinâmica (matriz FRF) e na matriz de densidade espectral da ação

Na perspectiva de facilitar a interpretação dos resultados experimentais que se obtêm na monitorização dinâmica de estruturas (sistemas de monitorização em contínuo ou em ensaios dinâmicos de vibração ambiente e/ou forçada) é conveniente utilizar modelos numéricos que permitam simular a resposta estrutural para os diversos tipos de ações dinâmicas que podem ocorrer durante a medição da resposta.

Nos modelos numéricos, geralmente baseados no MEF, a estrutura é discretizada em N graus de liberdade e o seu comportamento dinâmico é descrito pela conhecida equação diferencial da dinâmica de estruturas que, para uma dada discretização espacial, assume a forma seguinte

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

que envolve as matrizes de massas, de amortecimento e de rigidez da estrutura, para a discretização adotada (matrizes $\underline{\mathbf{m}}$, $\underline{\mathbf{c}}$ e $\underline{\mathbf{k}}$, simétricas de dimensão $N \times N$), o vetor da história das forças nodais $\underline{\mathbf{f}} = \underline{\mathbf{f}}(t)$, e os vetores das histórias dos deslocamentos nodais $\underline{\mathbf{u}} = \underline{\mathbf{u}}(t)$ (incógnita) e respetivas derivadas em ordem ao tempo, $\dot{\underline{\mathbf{u}}} = \dot{\underline{\mathbf{u}}}(t)$ e $\ddot{\underline{\mathbf{u}}} = \ddot{\underline{\mathbf{u}}}(t)$, correspondentes aos vetores das histórias de velocidades e acelerações nodais, respetivamente.

Considerando a transformação para coordenadas modais

$$\underline{u} = \underline{\phi} \underline{q} \quad (3.25)$$

em que $\underline{q} = \underline{q}(t)$ é o vetor $N \times 1$ das coordenadas modais e $\underline{\phi}$ é a denominada matriz modal, resultante da resolução do problema de valores e vetores próprios $[\underline{k} - \lambda \underline{m}] \underline{\phi} = 0$ (sendo λ , os valores próprios e $\underline{\phi}$ os vetores próprios, correspondentes às colunas da matriz modal), a equação (3.24) escreve-se na forma seguinte

$$\underline{m} \underline{\phi} \ddot{\underline{q}} + \underline{c} \underline{\phi} \dot{\underline{q}} + \underline{k} \underline{\phi} \underline{q} = \underline{f} \quad (3.26)$$

multiplicando ambos os membros por $\underline{\phi}^T$ obtém-se o seguinte sistema diagonalizado, com N equações diferenciais independentes em que as funções incógnita são as coordenadas modais $\underline{q} = \underline{q}(t)$

$$\underline{\phi}^T \underline{m} \underline{\phi} \ddot{\underline{q}} + \underline{\phi}^T \underline{c} \underline{\phi} \dot{\underline{q}} + \underline{\phi}^T \underline{k} \underline{\phi} \underline{q} = \underline{\phi}^T \underline{f} \quad (3.27)$$

ou

$$\underline{M} \ddot{\underline{q}} + \underline{C} \dot{\underline{q}} + \underline{K} \underline{q} = \underline{\phi}^T \underline{f} \quad (3.28)$$

em que

$$\underline{M} = \underline{\phi}^T \underline{m} \underline{\phi}$$

– Matriz diagonal denominada matriz de massa modal; a matriz modal, $\underline{\phi}$, é geralmente normalizada para que seja $\underline{M} = \underline{I}$, como se considera neste caso;

$$\underline{C} = \underline{\phi}^T \underline{c} \underline{\phi}$$

– Matriz de amortecimento modal, que também é diagonal se for adotada a hipótese de amortecimento de Rayleigh, ($\underline{c} = \alpha \underline{m} + \beta \underline{k}$); quando se adota a normalização de $\underline{\phi}$ para obter $\underline{M} = \underline{I}$, os termos diagonais de \underline{C} são dados por $C_{nn} = 2\xi_n \omega_n$, em que $\xi_n = 1/2(\alpha/\omega_n + \beta \omega_n)$;

$$\underline{K} = \underline{\phi}^T \underline{k} \underline{\phi}$$

– Matriz de rigidez modal, também diagonal, sendo $K_{nn} = \omega_n^2$ quando se adota a normalização de $\underline{\phi}$ para $\underline{M} = \underline{I}$.

A anterior equação diferencial (3.28) pode ser transposta para o domínio da frequência aplicando a transformada de Fourier a ambos os membros, o que conduz à seguinte equação algébrica, complexa, definida no domínio da frequência, ω ,

$$-\omega^2 \underline{\underline{Q}} + i \omega \underline{\underline{C}} \underline{\underline{Q}} + \underline{\underline{K}} \underline{\underline{Q}} = \underline{\underline{\phi}}^T \underline{\underline{F}} \quad (3.29)$$

em que $\underline{\underline{Q}} = \underline{\underline{Q}}(\omega) = \mathcal{F}(q(t))$ e $\underline{\underline{F}} = \underline{\underline{F}}(\omega) = \mathcal{F}(f(t))$.

Colocando $\underline{\underline{Q}}$ em evidência a anterior equação escreve-se na forma

$$\left(-\omega^2 \underline{\underline{I}} + i \omega \underline{\underline{C}} + \underline{\underline{K}}\right) \underline{\underline{Q}} = \underline{\underline{\phi}}^T \underline{\underline{F}} \quad (3.30)$$

ficando então

$$\underline{\underline{Q}} = \left(-\omega^2 \underline{\underline{I}} + i \omega \underline{\underline{C}} + \underline{\underline{K}}\right)^{-1} \underline{\underline{\phi}}^T \underline{\underline{F}} \quad (3.31)$$

ou

$$\underline{\underline{Q}} = \underline{\underline{H}}_D \underline{\underline{\phi}}^T \underline{\underline{F}} \quad (3.32)$$

em que $\underline{\underline{H}}_D = \underline{\underline{H}}_D(\omega)$ é uma matriz diagonal, onde $H_{D_{nn}} = 1 / (-\omega^2 + i \omega 2 \xi_n \omega_n + \omega_n^2)$, $n = 1$ a N .

Dado que, $\underline{\underline{u}} = \underline{\underline{\phi}} \underline{\underline{q}}$ e que, por aplicação da transformada de Fourier, pode-se escrever $\underline{\underline{U}} = \underline{\underline{\phi}} \underline{\underline{Q}}$, que em ordem a $\underline{\underline{Q}}$ fica $\underline{\underline{Q}} = \underline{\underline{\phi}}^{-1} \underline{\underline{U}}$, então, substituindo na anterior equação, obtém-se

$$\underline{\underline{U}} = \underline{\underline{\phi}} \underline{\underline{H}}_D \underline{\underline{\phi}}^T \underline{\underline{F}} \quad (3.33)$$

ou, simplificando a notação,

$$\underline{\underline{U}} = \underline{\underline{H}} \underline{\underline{F}} \quad (3.34)$$

em que

$$\underline{\underline{H}} = \underline{\underline{H}}(\omega) = \underline{\underline{\phi}} \underline{\underline{H}}_D \underline{\underline{\phi}}^T \quad (3.35)$$

é a denominada matriz de flexibilidade dinâmica ou matriz das Funções de Resposta em Frequência (FRF). Com o objetivo de facilitar a interpretação do significado físico desta matriz de flexibilidade dinâmica, apresenta-se na Figura 3.11 uma representação gráfica de todos os seus termos (complexos), para o caso de uma estrutura simples de três graus de liberdade ($N=3$), correspondente a um edifício de 3 pisos.

Nesta fase é interessante notar que, para $\omega=0$, a matriz de flexibilidade dinâmica $\underline{\underline{H}}(\omega)$ é igual à matriz de flexibilidade estática, ou seja, $\underline{\underline{H}}(\omega=0) = \underline{\underline{h}} = \underline{\underline{k}}^{-1}$. Com esta notação para a matriz de

flexibilidade estática, $\underline{h} = \underline{k}^{-1}$, e, para a matriz de flexibilidade dinâmica, $\underline{H}(\omega)$, encontra-se um perfeito paralelismo entre as equações que descrevem o comportamento estático e o comportamento dinâmico de estruturas discretizadas

i. comportamento estático: $\underline{u} = \underline{h} \underline{f}$;

ii. comportamento dinâmico: $\underline{U} = \underline{H} \underline{F}$ ($\underline{U}(\omega) = \underline{H}(\omega) \underline{F}(\omega)$).

Na equação referente ao comportamento estático, as forças aplicadas (constantes no tempo), são transformadas em deslocamentos através da multiplicação pela matriz de flexibilidade estática enquanto que na equação referente ao comportamento dinâmico, as forças aplicadas, correspondentes a ondas harmônicas de frequência ω (cada onda é representada por um número complexo) são transformadas em deslocamentos dados também por ondas harmônicas (números complexos).

Por fim, com base na equação (3.34) obtém-se a pretendida expressão a matriz de densidade espectral de potência da resposta em deslocamentos $\underline{S}_u = \underline{S}_u(\omega)$, vindo

$$\underline{S}_u = \frac{1}{T} \underline{U} \underline{U}^T = \frac{1}{T} (\underline{H} \underline{F}) (\underline{H} \underline{F})^T = \frac{1}{T} (\underline{H} \underline{F}) (\underline{F}^T \underline{H}^T) = \underline{H} \left(\frac{1}{T} \underline{F} \underline{F}^T \right) \underline{H}^T \quad (3.36)$$

ou seja

$$\underline{S}_u = \underline{H} \underline{S}_F \underline{H}^T \quad (3.37)$$

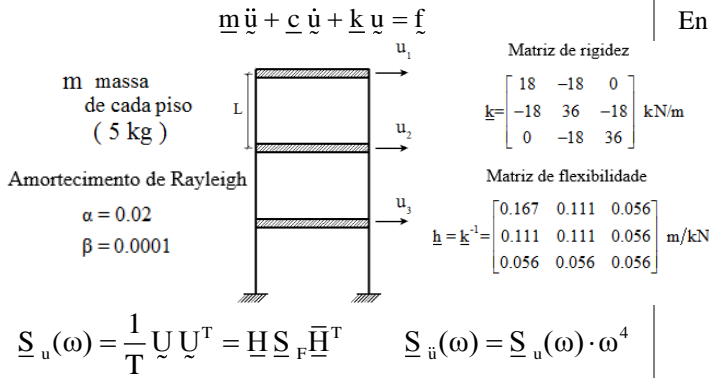
sendo $\underline{S}_F = \underline{S}_F(\omega) = \frac{1}{T} \underline{F} \underline{F}^T$ a matriz da densidade espectral das forças de excitação.

O resultado anterior mostra que a matriz \underline{S}_u depende das características modais da estrutura e do conteúdo em frequência das forças de excitação. Para o caso da excitação ser do tipo ruído branco de amplitude normalizada unitária $\underline{S}_F = \underline{I}$ e, nesse caso, a matriz \underline{S}_u só depende das características modais da estrutura. Assim a anterior expressão fica

$$\underline{S}_u = \underline{H} \underline{H}^T \quad (3.38)$$

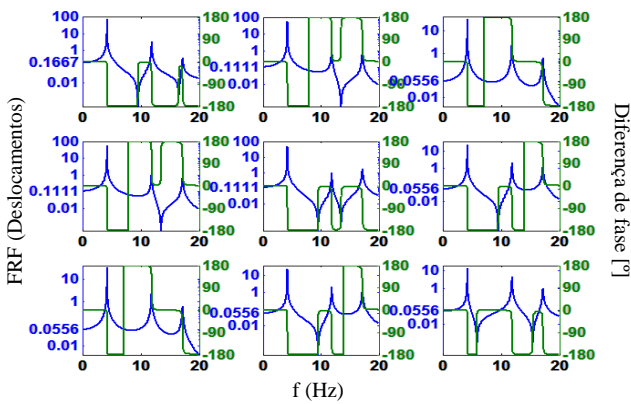
a qual mostra claramente que, num ensaio de ruído ambiente com excitação do tipo ruído branco, as matrizes de densidade espectral de potência contêm, essencialmente, informação sobre os parâmetros modais da estrutura, como se mostra na Figura 3.11 referente ao caso, já referido, de uma estrutura simples de três graus de liberdade (N=3), correspondente a um edifício de 3 pisos.

Modelo Analítico

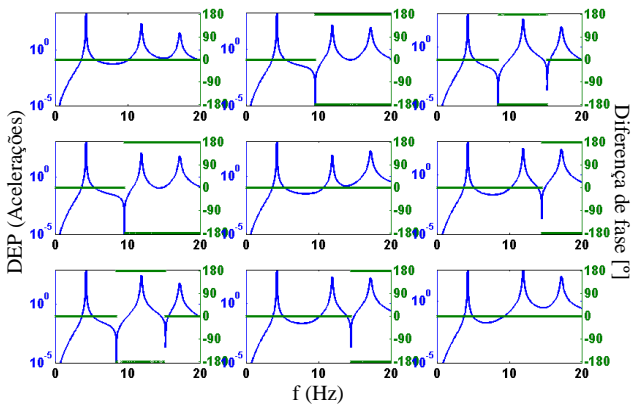


Para ruído branco $\underline{S}_F = \underline{I}$

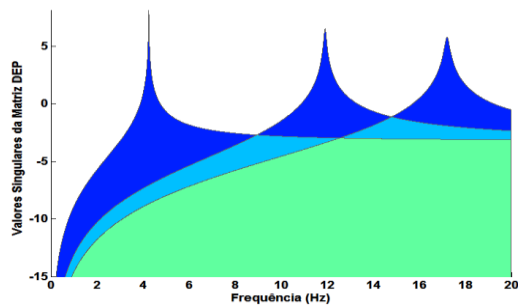
Matriz de flexibilidade dinâmica, $\underline{H}(\omega)$, ou das FRF



Matriz de densidade espectral de potência $\underline{S}_{\ddot{u}}(\omega)$



Espectro dos valores singulares da matriz $\underline{S}_{\ddot{u}}(\omega)$



Modelo Físico

Ensaio de vibração ambiente. Medição de acelerações



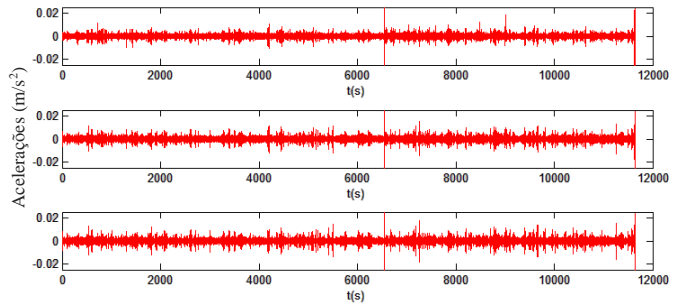
$\mathcal{F}(\underline{u}(t)) = \underline{U}$
 $\mathcal{F}(\underline{\ddot{u}}(t)) = \underline{\ddot{U}} = \omega^2 \underline{U}$

$\underline{S}_{\ddot{u}}(\omega) = \frac{1}{T} \underline{\ddot{U}} \underline{\ddot{U}}^T = \frac{1}{T} \underline{U} \underline{U}^T \cdot \omega^4$

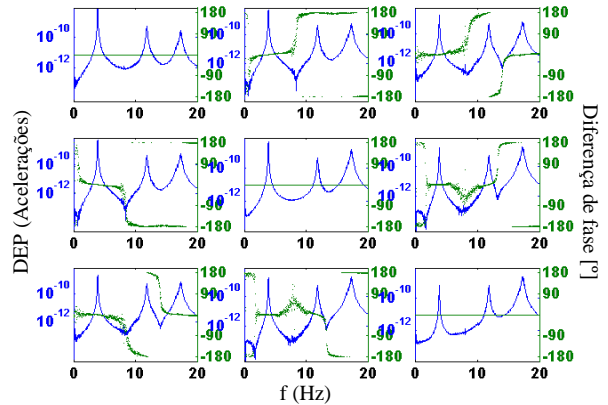
A Matriz de flexibilidade dinâmica

não foi avaliada experimentalmente.

Foi apenas realizado um ensaio de vibração ambiente com uma duração de cerca de 3 horas em que se obtiveram os seguintes registros de acelerações



Matriz de densidade espectral de potência $\underline{S}_{\ddot{u}}(\omega)$



Espectro dos valores singulares da matriz $\underline{S}_{\ddot{u}}(\omega)$

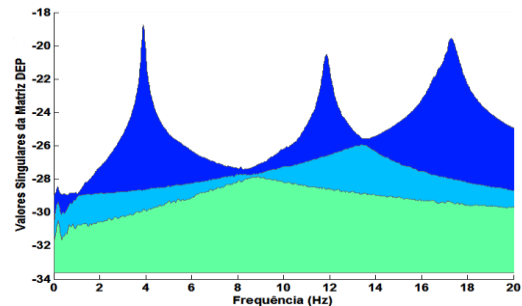


Figura 3.11: Matriz de flexibilidade dinâmica (ou matriz das FRF) e matriz de densidade espectral de potência.

Comparação entre resultados analíticos e experimentais para o caso de um modelo físico de um edifício de 3 pisos.

3.4 Identificação Modal. Exemplo Ilustrativo

Nos pontos anteriores foram apresentadas algumas técnicas para análise de sinal com vista à obtenção de um espectro de amplitude a partir de uma série temporal (registo de acelerações), bem como os fundamentos teóricos para a determinação da matriz de densidade espectral de resposta. Neste ponto, o objetivo é reforçar esses fundamentos considerando como exemplo ilustrativo o caso da barragem de Alto Ceira II, tendo-se optado por utilizar três registos de acelerações radiais sob excitação ambiente, referentes a três pontos situados na zona superior da obra, gerados com base num modelo numérico de elementos finitos, como se apresenta na Figura 3.12.

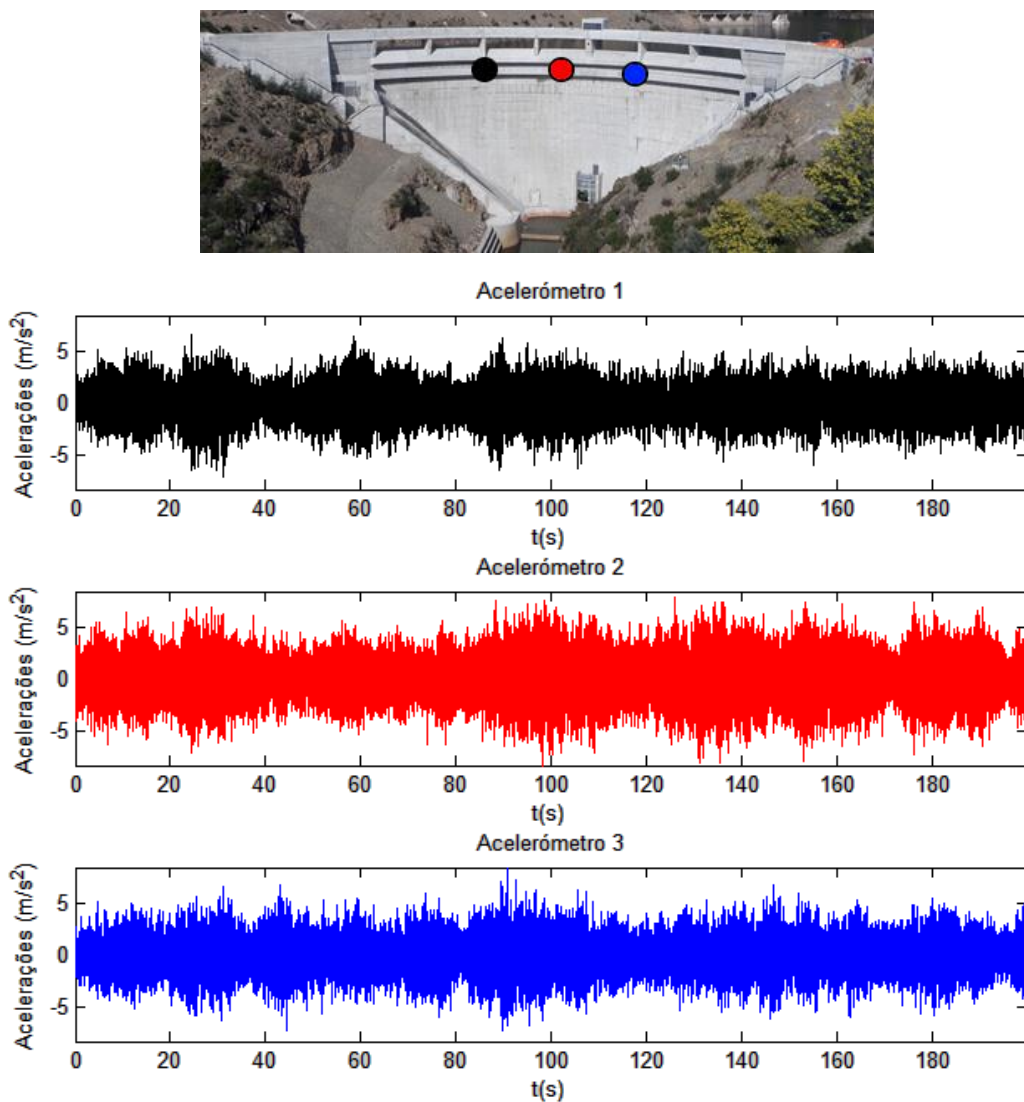


Figura 3.12: Barragem de Alto Ceira II. Acelerogramas utilizados para ilustrar diferentes técnicas de identificação modal. Acelerações radiais devidas a excitação do tipo ruído branco, geradas numericamente (modelo EF3D), para a água à cota máxima (665,6 m).

Portanto, para ilustrar as referidas técnicas de identificação modal optou-se por usar registos de acelerações gerados numericamente, admitindo uma excitação do tipo ruído branco. Desta forma evitam-se eventuais erros associados ao processo de aquisição e leitura de dados e a eventuais perturbações ao nível da excitação.

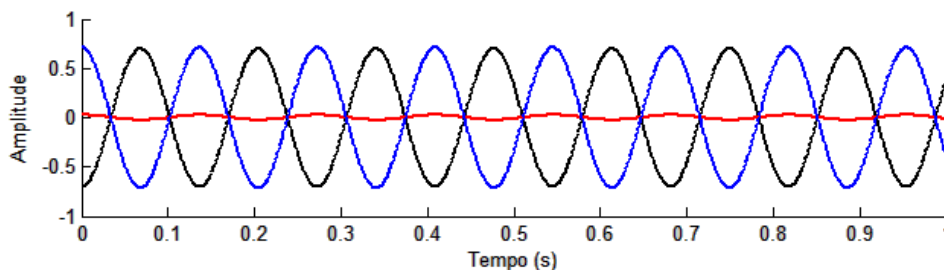
3.4.1 Identificação das configurações modais através da decomposição dos vários registos em ondas harmónicas

Através da aplicação da técnica de Fourier a um registo de acelerações (usando o algoritmo FFT) obtém-se um conjunto de ondas harmónicas: a cada onda n , de frequência $\omega_n = n \Delta\omega$, corresponde um número complexo $(a_n - ib_n)T/2$, como referido anteriormente. A amplitude destas ondas é frequentemente representada sob a forma do já referido espectro de amplitude. Em geral, as ondas de maior amplitude, associadas aos maiores picos espectrais, correspondem a frequências naturais da estrutura.

Para o caso da barragem de Alto Ceira II, apresentam-se de seguida os resultados da análise dos registos de acelerações obtidos nos três referidos pontos (representados na Figura 3.12), para excitação do tipo ruído branco. Considerando uma janela temporal de 200 s foram calculados os espectros de cada um dos três acelerogramas cuja média permitiu obter um espectro médio onde se destacam os picos dos três espectros originais. Neste espectro médio através da técnica de *peak peaking* foram identificados dois picos correspondentes ao primeiro e segundo modo de vibração da barragem. As ondas referentes às frequências destes dois picos (frequências naturais do primeiro e segundo modo) representam-se na Figura 3.13. Nesta figura é notório que o primeiro modo é claramente antissimétrico com frequência de 7,34 Hz, e o segundo modo é simétrico com frequência de 8,08 Hz.



a) Ondas de frequência 7,34 Hz



b) Ondas de frequência 8,08 Hz

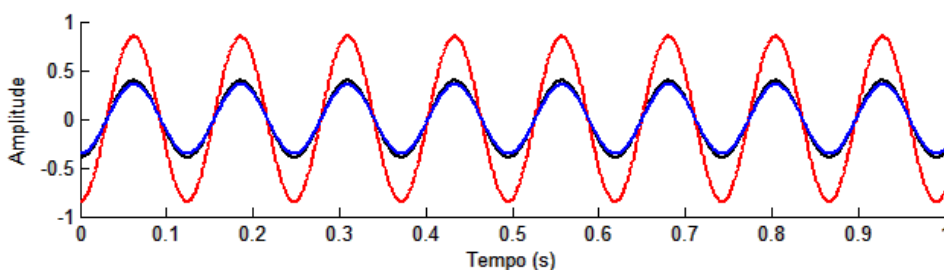


Figura 3.13: Primeiros dois modos identificados usando a técnica de *peak picking* aplicada a um espectro de amplitudes correspondente a uma janela de 200 s (espectro médio obtido a partir dos três acelerogramas nos pontos considerados). a) Modo antissimétrico, 7,34 Hz; b) Modo simétrico, 8,08 Hz.

3.4.2 Matriz de densidade espectral de potência. Interpretação na perspectiva da identificação modal

Como se viu anteriormente para conseguir identificar frequências naturais e configurações modais de uma estrutura é necessário analisar vários registos de acelerações obtidos sincronizadamente em vários pontos da estrutura (neste caso foram escolhidos três pontos na zona superior central da barragem de Alto Ceira II).

A técnica usada atrás baseou-se na decomposição dos vários acelerogramas nas correspondentes ondas harmónicas, da forma $a_n \cos(\omega_n t) + b_n \sin(\omega_n t)$, usando a técnica da TDF. Comparando as ondas de uma dada frequência (escolhem-se as frequências em que ocorrem os picos espectrais) identificadas nos três pontos de medição pode-se perceber qual a forma da correspondente configuração modal. Com esta técnica de decomposição dos acelerogramas nas respetivas ondas verifica-se que:

- i. as frequências naturais correspondem às frequências das ondas de maior amplitude, ou seja, às frequências dos maiores picos dos espectros de amplitude;
- ii. a configuração modal associada a cada frequência é obtida comparando as ondas dessa frequência identificadas nos vários acelerogramas medidos, em particular, comparando as amplitudes das referidas ondas e comparando a diferença entre as respectivas fases.

Este procedimento de comparação de ondas de uma dada frequência, identificadas nos vários acelerogramas medidos, pode ser efetuado de forma mais eficaz tendo em conta que a diferença de fase entre duas ondas de frequência ω_n (por exemplo, onda i, $a_1 \cos(\omega_n t) + b_1 \sin(\omega_n t)$, identificada no ponto de medição i, e onda j, $a_j \cos(\omega_n t) + b_j \sin(\omega_n t)$ identificada no ponto de medição j), representadas pelos números complexos $(a_1 - b_1 i).T/2$ e $(a_j - b_j i).T/2$, pode ser calculada como o ângulo de fase do produto entre estes números complexos, considerando o conjugado do segundo, o que é fácil de verificar usando a regra da multiplicação de complexos na forma trigonométrica: $\rho_1 \text{cis}(\theta_1) \cdot \rho_2 \text{cis}(-\theta_2) = \rho_1 \rho_2 \text{cis}(\theta_1 - \theta_2)$.

Aproveitando esta propriedade dos números complexos (que, neste caso, representam ondas), o cálculo das diferenças de fase entre qualquer par de ondas com uma dada frequência ω_n (neste caso há ondas provenientes de três acelerogramas), pode ser organizado através da montagem de uma matriz 3×3 , como a seguinte

$$\underline{S}(\omega_n) = \begin{bmatrix} (a_1 - b_1 i).(a_1 + b_1 i) & (a_1 - b_1 i).(a_2 + b_2 i) & (a_1 - b_1 i).(a_3 + b_3 i) \\ (a_2 - b_2 i).(a_1 + b_1 i) & (a_2 - b_2 i).(a_2 + b_2 i) & (a_2 - b_2 i).(a_3 + b_3 i) \\ (a_3 - b_3 i).(a_1 + b_1 i) & (a_3 - b_3 i).(a_2 + b_2 i) & (a_3 - b_3 i).(a_3 + b_3 i) \end{bmatrix} \cdot T/4 \quad (3.39)$$

a qual pode ser escrita na seguinte forma trigonométrica

$$\underline{S}(\omega_n) = \begin{bmatrix} \rho_1 \text{cis}(\theta_1) \cdot \rho_1 \text{cis}(-\theta_1) & \rho_1 \text{cis}(\theta_1) \cdot \rho_2 \text{cis}(-\theta_2) & \rho_1 \text{cis}(\theta_1) \cdot \rho_3 \text{cis}(-\theta_3) \\ \rho_2 \text{cis}(\theta_2) \cdot \rho_1 \text{cis}(-\theta_1) & \rho_2 \text{cis}(\theta_2) \cdot \rho_2 \text{cis}(-\theta_2) & \rho_2 \text{cis}(\theta_2) \cdot \rho_3 \text{cis}(-\theta_3) \\ \rho_3 \text{cis}(\theta_3) \cdot \rho_1 \text{cis}(-\theta_1) & \rho_3 \text{cis}(\theta_3) \cdot \rho_2 \text{cis}(-\theta_2) & \rho_3 \text{cis}(\theta_3) \cdot \rho_3 \text{cis}(-\theta_3) \end{bmatrix} \cdot T/4 \quad (3.40)$$

ou, para facilitar a interpretação do significado físico dos termos não diagonais (cujos argumentos correspondem a diferenças de fase) fica

$$\underline{S}(\omega_n) = \begin{bmatrix} \rho_1^2 & \rho_1 \rho_2 \text{cis}(\theta_1 - \theta_2) & \rho_1 \rho_3 \text{cis}(\theta_1 - \theta_3) \\ \rho_2 \rho_1 \text{cis}(\theta_2 - \theta_1) & \rho_2^2 & \rho_2 \rho_3 \text{cis}(\theta_2 - \theta_3) \\ \rho_3 \rho_1 \text{cis}(\theta_3 - \theta_1) & \rho_3 \rho_2 \text{cis}(\theta_3 - \theta_2) & \rho_3^2 \end{bmatrix} \cdot T/4 \quad (3.41)$$

Esta matriz $\underline{S}(\omega_n)$, denominada matriz de Densidade Espectral de Potência (DEP), é avaliada para cada frequência ω_n . Os elementos da diagonal (i, i) são números reais e os elementos não diagonais (i, j) são números complexos cujo ângulo de fase representa a diferença de fase entre as ondas i e j. Num problema de identificação modal, como o presente, é usual calcular esta matriz para todas as frequências $\omega_n = n \Delta\omega$ ($\Delta\omega = 2\pi/T$, em que T é o comprimento do acelerograma ou o comprimento da janela que se utiliza quando se opta pela análise espectral pela sobreposição de janelas temporais com vista a obter um espectro médio suavizado), Figura 3.14. Neste caso podem-se traçar os espectros de todos os elementos da matriz: espectros de amplitude e espectros de diferença de fase.

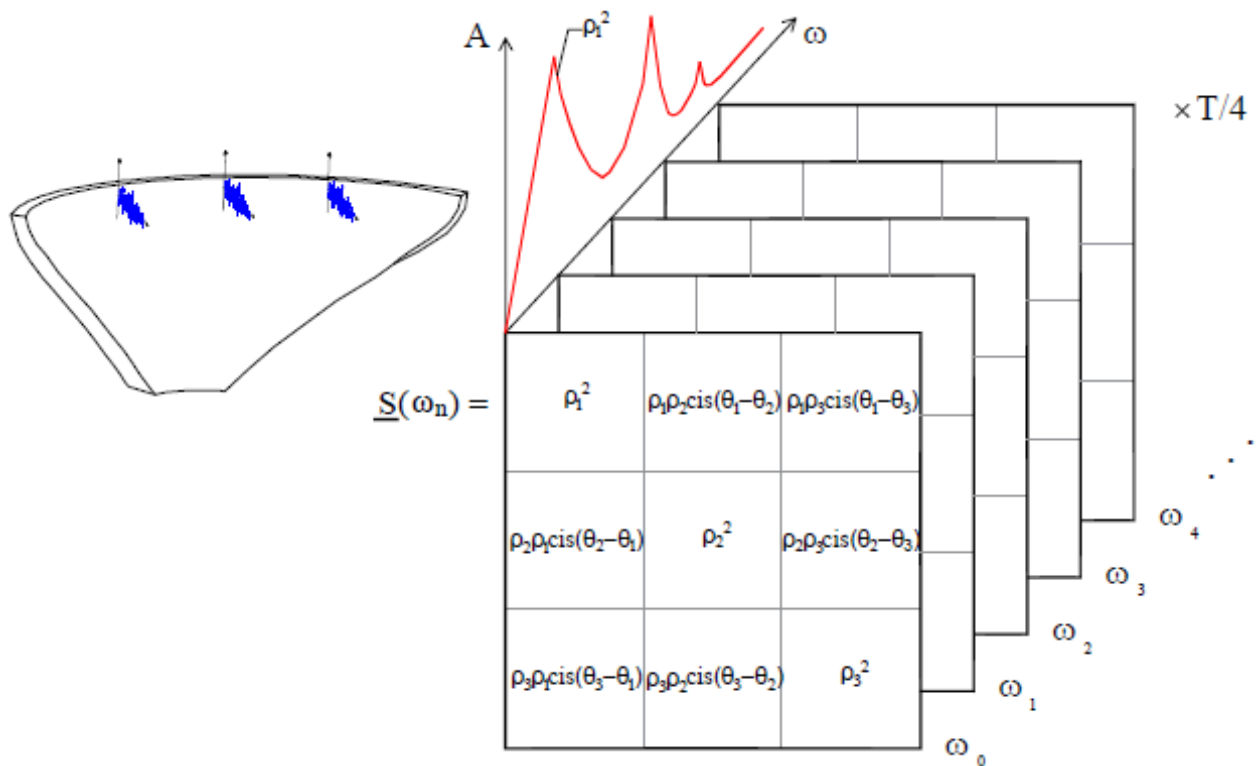


Figura 3.14: Representação das matrizes de densidade espectral de potência para as várias frequências. Exemplo de um ensaio de vibração em que se analisam acelerações radiais medidas em três pontos de uma barragem.

Neste caso, em que se consideram três pontos de medição, a matriz $\underline{S}(\omega_n)$ (3×3) pode ser calculada de uma única vez para todas as frequências, colocando em cada entrada i, j o produto da transformada de Fourier do acelerograma medido no ponto i pelo conjugado da transformada de Fourier do acelerograma medido no ponto j, como se mostra na Figura 3.15.



$$\underline{S}(\omega) = \begin{bmatrix} \text{FFT}_1 \cdot \overline{\text{FFT}_1} & \text{FFT}_1 \cdot \overline{\text{FFT}_2} & \text{FFT}_1 \cdot \overline{\text{FFT}_3} \\ \overline{\text{FFT}_2} \cdot \text{FFT}_1 & \text{FFT}_2 \cdot \overline{\text{FFT}_2} & \text{FFT}_2 \cdot \overline{\text{FFT}_3} \\ \overline{\text{FFT}_3} \cdot \text{FFT}_1 & \overline{\text{FFT}_3} \cdot \text{FFT}_2 & \text{FFT}_3 \cdot \overline{\text{FFT}_3} \end{bmatrix} \cdot 1/T$$

Figura 3.15: Esquema de cálculo da matriz de densidade espectral de potência de acelerações para um exemplo com três acelerômetros.

3.4.2.1 Cálculo da matriz densidade espectral de potência com base no método de Welch

O procedimento geralmente utilizado para estimar as funções DEP com base em séries temporais divididas em segmentos de tempo, baseia-se na aplicação de uma janela de dados a cada segmento, no cálculo da FFT para cada segmento e posterior realização de médias – método de Welch (Welch, 1967). Assim, obtêm-se os diversos termos da matriz (espectros de amplitude e diferença de fase) mais suavizados.

Ao aplicar diretamente a expressão (3.22) verifica-se que a estimativa espectral resultante tem uma elevada variância, essencialmente, pelo facto de o seu cálculo se basear numa só série temporal discretizada com duração finita. Para reduzir essa variância é usual dividir a série temporal em segmentos mais curtos e adotar alguma sobreposição (“*overlapping*”) entre eles, para se efetuar mais médias. Contudo a consideração de segmentos mais curtos tem como consequência um agravamento dos erros por escorregamento (“*leakage*”), pelo que é usual aplicar a estes segmentos janelas de dados, $W_k = W(t_k)$, do tipo *Hanning* (sendo agora $X_i(\omega_n) = \mathcal{F}(W(t_k) \cdot x_i(t_k))$), assim, a estimativa espectral pode agora ser escrita na forma (Bendat, J. S.; Piersol, A. G., 1980)

$$S_{ij}(\omega_n) = \frac{1}{n_d} \sum_{k=1}^{n_d} \left[\frac{\bar{X}_i(\omega_n) X_j(\omega_n)}{T_d \sum_{k=0}^{N-1} |W_k|^2 / N} \right]_k, \quad i, j = 1, 2, \dots, NPI \quad \text{e} \quad n = 0, 1, 2, \dots, N-1 \quad (3.42)$$

em que n_d , corresponde ao número total de segmentos utilizados e T_d , corresponde ao comprimento associado a cada segmento. Assim, obtêm-se estimativas alisadas (“*smoothed*”) das funções DEP da resposta.

Na Figura 3.16, apresenta-se o resultado da aplicação da técnica de Welch para calcular a matriz DEP (para todas as frequências), para a barragem de Alto Ceira II, em que se analisam registos obtidos nos três pontos situados na zona superior da obra.

Nesta figura podem-se ver os espectros de amplitude na diagonal e os espectros cruzados, de amplitude (cruzada) e de diferença de fase, nas posições fora da diagonal.

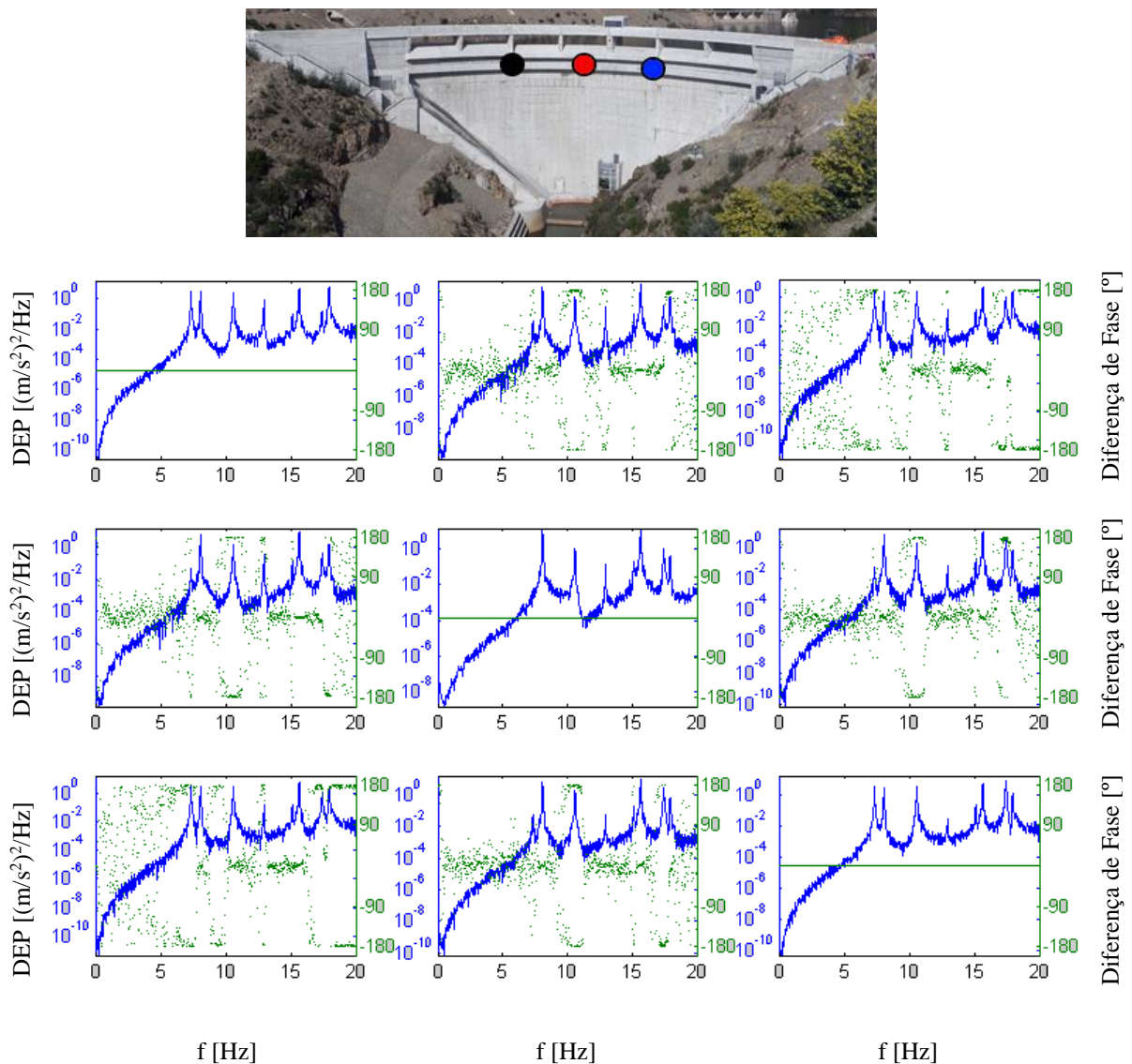


Figura 3.16: Matriz de densidade espectral de potência para a barragem de Alto Ceira II. A azul encontram-se os espectros de amplitude (escala logarítmica) e a verde os espectros da diferença de fase.

Analisando os resultados da figura anterior é possível identificar a forma dos modos de vibração da barragem de Alto Ceira II, utilizando apenas uma coluna da respetiva matriz. Por exemplo, usando apenas a primeira coluna (Figura 3.17), a qual é montada tomando como referência o acelerómetro um, é possível notar um primeiro pico na frequência dos 7,34 Hz e um segundo pico

aos 8,08 Hz, correspondentes ao primeiro e segundo modo de vibração da barragem de Alto Ceira II, respetivamente.

Analisando os espectros de diferença de fase conclui-se que:

- i. o primeiro modo é aproximadamente antissimétrico (pode-se verificar que para a frequência de 7,34 Hz a diferença de fase entre o ponto 3 e o ponto 1 tende a aproximar-se do valor máximo de 180° , o que significa que os pontos 1 e 3 vibram em oposição de fase na frequência do primeiro modo);
- ii. o segundo modo é aproximadamente simétrico (pode-se verificar que para a frequência de 8,04 Hz a diferença de fase entre o ponto 2 e o ponto 1 é quase nula e o mesmo se passa para a diferença de fase entre o ponto 3 e ponto 1, o que significa que os três pontos vibram em fase).

Também é possível utilizar a segunda coluna da matriz DEP (coluna correspondente a tomar como referência o acelerómetro dois), para identificar a configuração dos modos de vibração, ou ainda a terceira coluna.

Utilizando qualquer uma das colunas da matriz DEP as configurações modais que se obtêm deverão ser semelhantes (não é de esperar que a escolha do acelerómetro de referência possa influenciar a configuração dos modos identificados). Convém notar que quando se escolhe uma coluna da matriz DEP para analisar as configurações modais está-se a escolher como referência o acelerómetro correspondente ao número dessa coluna.

Na prática, verifica-se que devido a imprecisões nas medições e ao facto da excitação não ser geralmente um ruído branco (como se admite em termos teóricos quando se efetua a identificação modal de uma estrutura usando estas técnicas de análise espectral) não se obtêm configurações modais exatamente iguais quando se escolhem colunas diferentes, ou seja, quando se escolhem diferentes acelerómetros como referência.

O ideal será obter as configurações modais fazendo a média das que se obtêm para cada uma das colunas. Isto pode-se conseguir calculando os valores e vetores singulares da matriz DEP, como se mostra mais à frente.

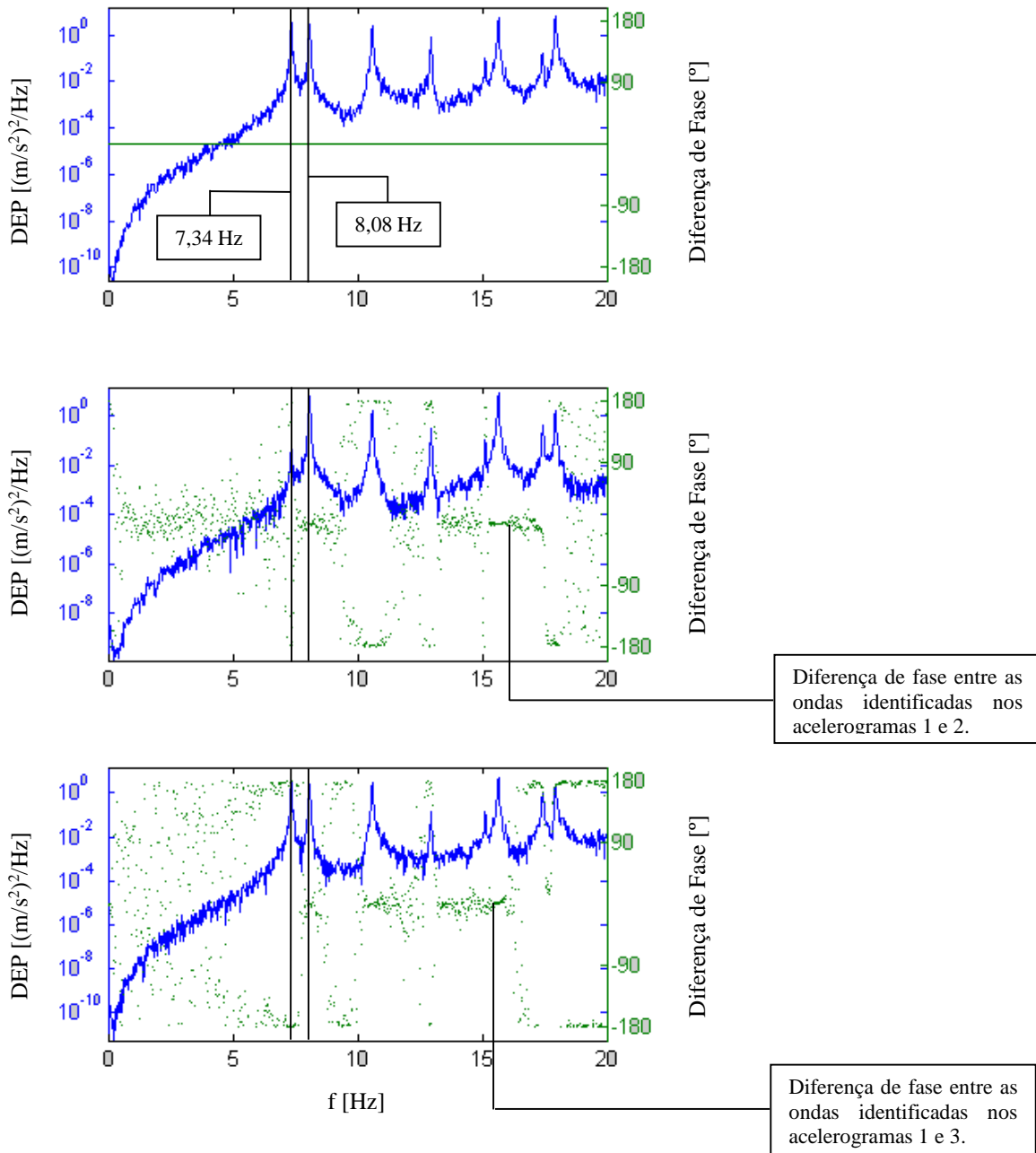


Figura 3.17: Primeira coluna da matriz de densidade espectral de potência da barragem de Alto Ceira II. As linhas a preto mostram, respetivamente, as frequências 7,34 Hz (antissimétrico) e 8,08 Hz (simétrico).

3.4.2.2 Cálculo da matriz densidade espectral de potência com base no método de *Random Decrement*

Na Figura 3.18 apresenta-se esquematicamente a denominada técnica de *Random Decrement* (Cole, 1973) para cálculo da matriz DEP, considerando o exemplo anterior de medição de acelerações em apenas três pontos da barragem. Este método consiste na sobreposição de janelas temporais de um dado comprimento cuja posição inicial corresponde aos pontos de intersecção

entre o registo e uma linha horizontal (nível de corte) posicionada geralmente a uma distância do valor médio do sinal igual ao dobro do desvio padrão (como se indica no primeiro acelerograma da Figura 3.18). As janelas temporais (de 50 s, neste caso) identificadas no primeiro registo de acelerações são aplicadas aos três acelerogramas e dão origem aos três acelerogramas da 1ª primeira coluna da matriz “*Random Decrement*” apresentada na Figura 3.18. As janelas temporais identificadas da mesma forma no 2º acelerograma dão origem à 2ª coluna da referida matriz e as janelas temporais identificadas no 3º acelerograma dão origem à 3ª coluna.

Com os registos temporais da 1ª coluna (registos do tipo *Random Decrement*) calcula-se uma matriz DEP (a transformada de Fourier de cada um dos registos de 50 s é calculada com uma única janela). Com os registos temporais da 2ª coluna calcula-se outra matriz DEP e o mesmo com os registos temporais da 3ª coluna. A matriz DEP final corresponde à média das 3 matrizes anteriores.

Random Decrement

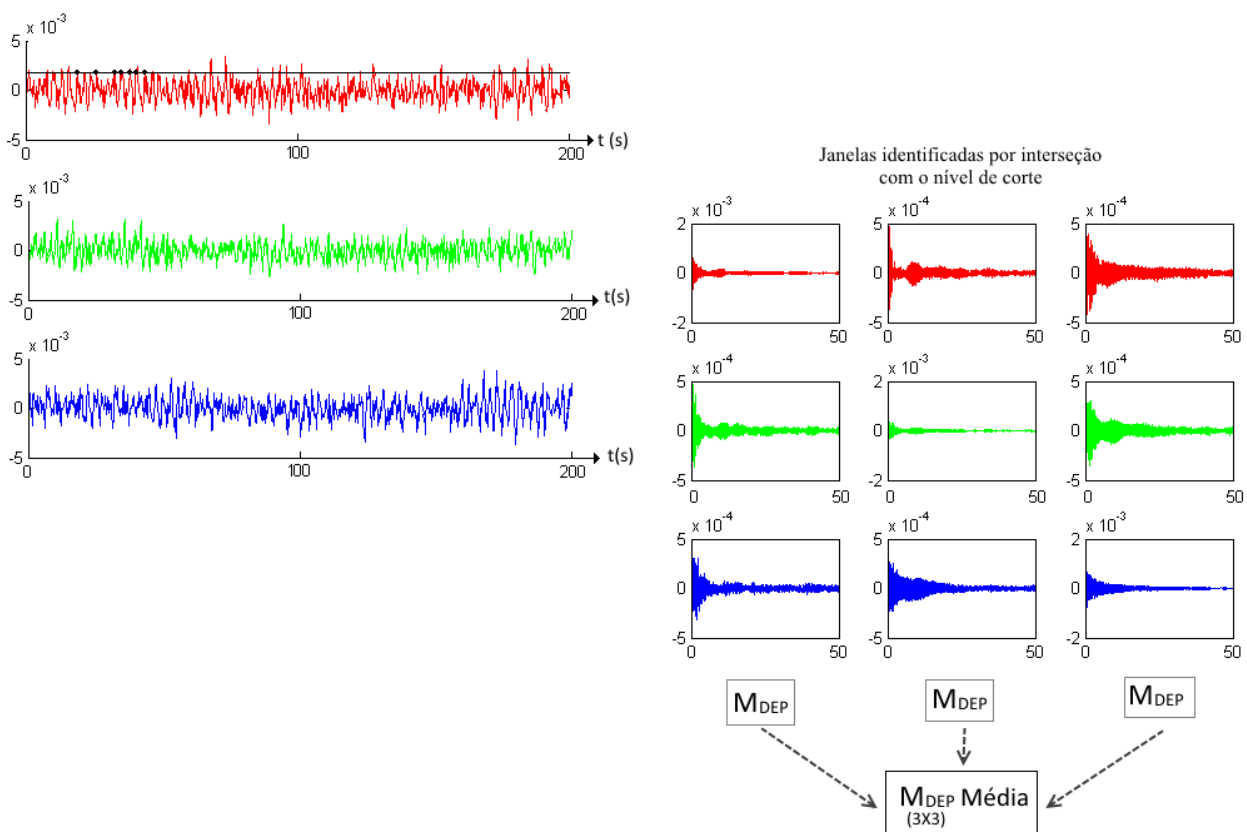


Figura 3.18: Método de *Random Decrement* para cálculo da matriz de densidade espectral de potência.

3.4.2.3 Métodos baseados no cálculo de valores e vetores singulares da matriz de densidade espectral de potência

Na sequência da análise efetuada concluiu-se que, para uma dada frequência natural ω_N (frequência de um pico espectral importante) é possível obter a configuração do respetivo modo de vibração usando a informação contida em todas as colunas da matriz DEP (calculada para a referida frequência natural) recorrendo ao cálculo dos seus vetores e valores singulares. O primeiro vetor singular da matriz DEP corresponde à configuração modal pretendida (Figura 3.19): neste caso o primeiro vetor singular contém três números complexos, ou seja, contém os parâmetros das três ondas que descrevem o movimento oscilatório de cada um dos três pontos de medição, para a frequência em análise.

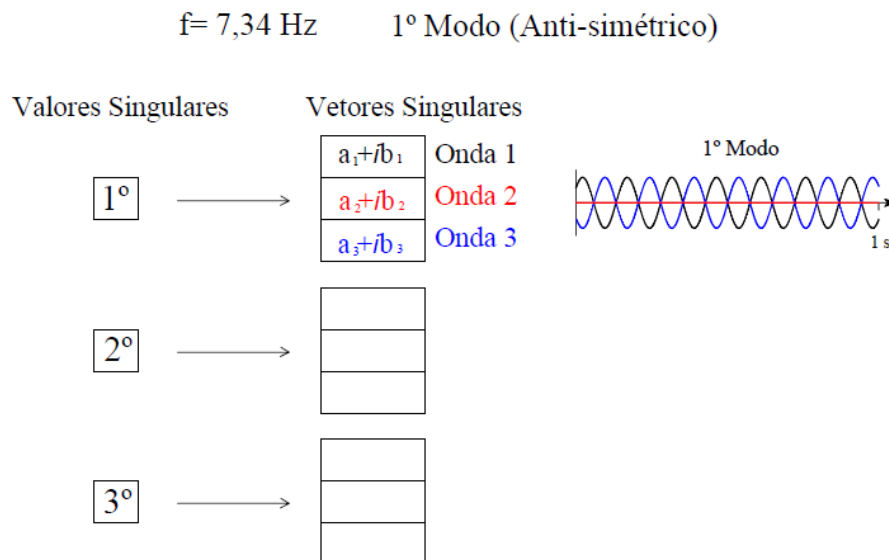


Figura 3.19: Determinação da configuração modal correspondente ao primeiro modo de vibração ($f=7,34 \text{ Hz}$) através do cálculo do primeiro vetor singular da matriz DEP calculada para a frequência 7,34 Hz.

Quando se faz este tipo de análise é útil traçar os espectros dos valores singulares (Figura 3.20) pois estes apresentam picos espectrais coincidentes com os picos dos espectros de amplitude.

Na Figura 3.20 apresenta-se o espectro (suavizado) dos valores singulares correspondentes aos registos de acelerações gerados numericamente, admitindo uma excitação do tipo ruído branco. Estes foram obtidos através da matriz DEP calculada com o método de *Random Decrement* (RD).

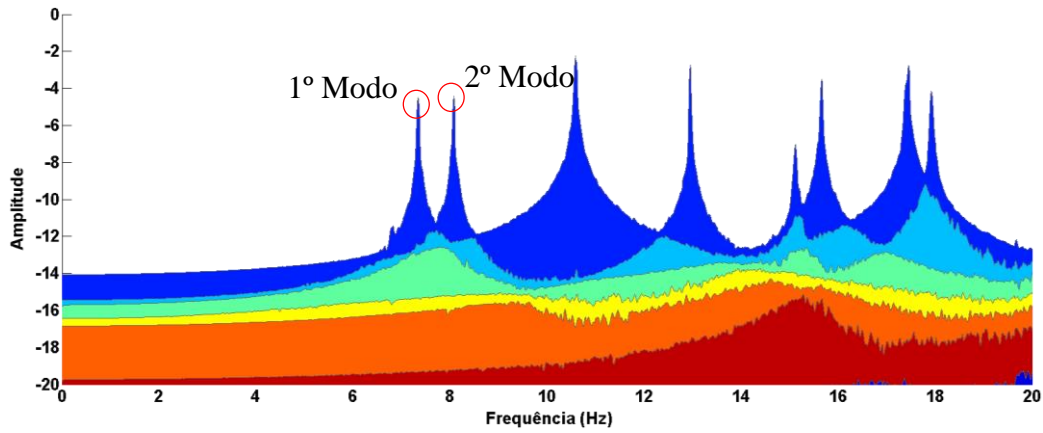


Figura 3.20: Espectros dos valores singulares da matriz $\underline{S}(\omega_n)$ calculada pelo método de RD. Barragem de Alto Ceira II: análise de registos de acelerações radiais, gerados numericamente para excitação do tipo ruído branco.

Na Figura 3.21 mostram-se as ondas correspondentes aos dois primeiros modos de vibração da barragem, obtidos através dos primeiros vetores singulares da matriz DEP, correspondente às frequências dos dois picos espectrais indicados na Figura 3.20.

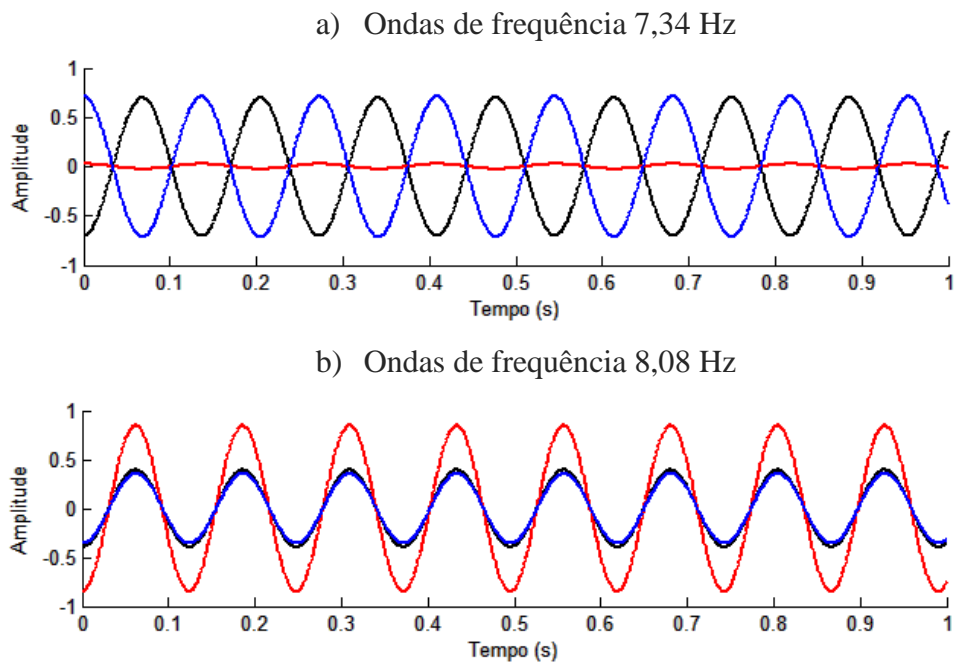


Figura 3.21: Primeiros modos de vibração identificados na barragem de Alto Ceira II para a água à cota máxima (665,6 m). a) 1º Modo: frequência de 7,34 Hz (antissimétrico); b) 2º Modo: frequência de 8,08 Hz (simétrico).

Na Figura 3.21 a) estão representadas as ondas do primeiro modo de vibração que, como se pode ver, é um modo antissimétrico que ocorre para a frequência de 7,34 Hz (as ondas azul e preta estão

em oposição de fase e têm amplitudes semelhantes; a onda a vermelho, que representa o movimento do ponto central tem uma amplitude praticamente nula).

Na Figura 3.21 b) estão representadas as ondas do segundo modo de vibração que, como se pode ver, é um modo simétrico que ocorre para a frequência de 8,08 Hz (as ondas representativas do movimento oscilatório dos três pontos estão em fase e a onda de maior amplitude é correspondente ao ponto central, a vermelho).

3.5 Considerações Finais

Neste capítulo foram abordados alguns aspetos relativos à análise e processamento de sinal, nomeadamente, os fundamentos da análise espectral e os principais erros associados.

De seguida, foi introduzido o tema da identificação modal no domínio da frequência onde foram abordados os principais temas, como por exemplo, a montagem da matriz DEP e quais os métodos de identificação modal.

4

Modelos para Análise do Comportamento Dinâmico de Sistemas *Barragem-Fundação-Albufeira*

4.1 Considerações Iniciais

As barragens de betão em exploração, desde as mais modernas às mais antigas, devem respeitar as presentes exigências de segurança regulamentares, nomeadamente em termos da segurança sob ações sísmicas. Os modelos numéricos utilizados na análise do comportamento dinâmico de sistemas *barragem-fundação-albufeira* têm vindo a evoluir, acompanhando o aumento da capacidade computacional disponível, contudo ainda subsistem dúvidas sobre quais as melhores hipóteses a adotar para simular o efeito da pressão hidrodinâmica (interação dinâmica água-estrutura), o efeito de amortecimento e a influência das juntas de contração (Lemos, Oliveira, & Mendes, 2008), para diferentes cotas de água. O aumento de dados experimentais sobre o comportamento dinâmico de barragens, provenientes de ensaios de vibração ambiente (e forçada) e de sistemas para monitorização de vibrações em contínuo (Oliveira, S., 2002) (Mendes, 2010) (Oliveira, Salvado, Silvestre, & Espada, 2014) tem sido fundamental para o desenvolvimento dos modelos numéricos para simulação do comportamento dinâmico de sistemas *barragem-fundação-albufeira*.

Neste capítulo referem-se os fundamentos da análise dinâmica de sistemas *barragem-fundação-albufeira*, apresentando o problema de valores de fronteira que deve ser estabelecido, envolvendo a equação de Navier. Referem-se sumariamente os fundamentos do método do MEF e apresenta-se a discretização do referido problema de valores de fronteira para o

caso em que o efeito da albufera é considerado simplificado através de pressões hidrodinâmicas atuantes no paramento de montante (fórmula de Westergaard) e para o caso em que a albufera é discretizada com elementos finitos de água (sólidos degenerados com módulo de distorção aproximadamente nulo). Apresentam-se os fundamentos da formulação de estado (em deslocamentos e velocidades) para o caso geral da análise dinâmica de sistemas com vários graus de liberdade salientando-se as principais vantagens relativamente à formulação clássica.

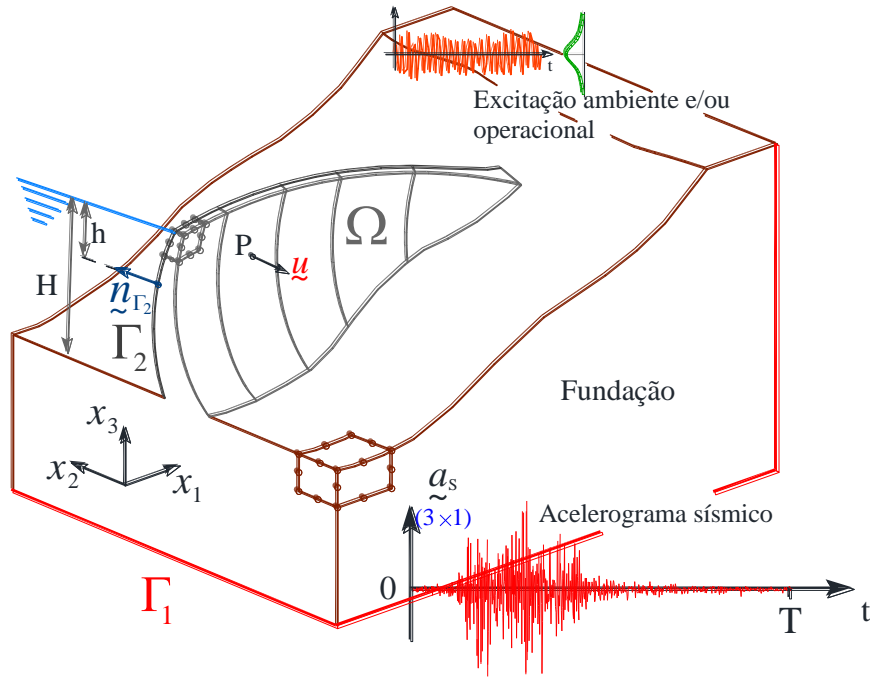
Discutem-se as particularidades dos modelos de elementos finitos 3D para análise dinâmica de sistemas *barragem-fundação-albufera* e, em particular, dos modelos em que a albufera é discretizada em elementos finitos de água. Apresenta-se um método de análise modal que permite efetuar de forma computacionalmente eficiente a análise conjunta de sistemas *barragem-fundação-albufera* utilizando a formulação de estado (Juang & Phang, 2001), com amortecimento generalizado (modos complexos ou não estacionários (Oliveira, Silvestre, Espada, & Câmara, 2014)), e que permite distinguir os modos de vibração associados ao movimento da água, dos modos de vibração da estrutura através da análise do espetro da energia cinética (modal) associada ao corpo da barragem.

4.2 Análise Dinâmica de Sistemas *Barragem-Fundação-Albufera*

4.2.1 Formulação com massas de água associadas (*DynDam1.0*)

A modelação do comportamento estrutural de sistemas *barragem-fundação-albufera* sob a ação das diversas solicitações, estáticas e dinâmicas, pode ser efetuada sem considerar a discretização da albufera em elementos finitos e admitindo a hipótese de materiais isotrópicos com comportamento elástico-linear. Neste caso o cálculo é efetuado através da resolução numérica pelo MEF do seguinte problema de valores de fronteira (4.1) envolvendo a equação de Navier, aplicada ao conjunto *barragem-fundação-albufera*, e as usuais condições de fronteira, ou seja, deslocamentos e histórias de acelerações impostas na fronteira correspondente à base da fundação, Γ_1 , e tensões normais impostas no paramento de montante, Γ_2

$$\begin{cases} \underline{L}^T (\underline{D}\underline{L}u) + \underline{f} = \underline{0} & , \forall P \in \Omega \\ \underline{u} = \underline{0} & , \underline{\ddot{u}} = \underline{a}_s & , \text{ em } \Gamma_1 \\ \underline{\sigma}_N = \underline{n}_{\Gamma_2} p_H + \underline{n}_{\Gamma_2} p_{HDin} & , \text{ em } \Gamma_2 \end{cases} \quad (4.1)$$



Relação deformações-deslocamentos

$$\underline{\underline{\xi}} = \underline{\underline{L}} \underline{\underline{u}} \quad (\text{pequenas deformações})$$

Equação constitutiva

$$\underline{\underline{\sigma}} = \underline{\underline{D}} \underline{\underline{\xi}}$$

Equação de equilíbrio (ações estáticas e dinâmicas)

$$\underline{\underline{L}}^T \underline{\underline{\sigma}} + \underline{\underline{f}} = \underline{\underline{0}} \quad , \quad \underline{\underline{f}} = m \underline{\underline{g}} - m (\underline{\underline{\ddot{u}}} + \underline{\underline{a}}_s) - c_\alpha \underline{\underline{\dot{u}}}$$

$$\underline{\underline{u}} = \begin{bmatrix} u_1(x_1, x_2, x_3, t) \\ u_2(x_1, x_2, x_3, t) \\ u_3(x_1, x_2, x_3, t) \end{bmatrix} \quad (3 \times 1)$$

$$\underline{\underline{\xi}} = \begin{bmatrix} \varepsilon_{11} \\ \varepsilon_{22} \\ \varepsilon_{33} \\ 2\varepsilon_{23} \\ 2\varepsilon_{31} \\ 2\varepsilon_{12} \end{bmatrix} \quad (6 \times 1) \quad \underline{\underline{\sigma}} = \begin{bmatrix} \sigma_{11} \\ \sigma_{22} \\ \sigma_{33} \\ \sigma_{23} \\ \sigma_{31} \\ \sigma_{12} \end{bmatrix} \quad (6 \times 1)$$

Matriz de elasticidade (material isotrópico)

$$\underline{\underline{D}} = \begin{bmatrix} K_v \frac{4}{3} G & K_v \frac{2}{3} G & K_v \frac{2}{3} G & & & \\ & K_v \frac{4}{3} G & K_v \frac{2}{3} G & & & \\ \text{sim.} & & K_v \frac{4}{3} G & & & \\ & & & G & & \\ & & & & G & \\ & & & & & G \end{bmatrix} \quad (6 \times 6)$$

$$K_v = \frac{E}{3(1-2\nu)} \quad G = \frac{E}{2(1+\nu)}$$

Operador diferencial

$$\underline{\underline{L}} = \begin{bmatrix} \frac{\partial}{\partial x_1} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{\partial}{\partial x_2} & 0 \\ 0 & 0 & \frac{\partial}{\partial x_3} \\ 0 & \frac{\partial}{\partial x_3} & \frac{\partial}{\partial x_2} \\ \frac{\partial}{\partial x_3} & 0 & \frac{\partial}{\partial x_1} \\ \frac{\partial}{\partial x_2} & \frac{\partial}{\partial x_1} & 0 \end{bmatrix} \quad (6 \times 3)$$

Figura 4.1: Modelação do comportamento de sistemas *barragem-fundação-albufeira* sob ações estáticas e dinâmicas: equações fundamentais. Representação esquemática de uma barragem (Ω) com indicação das fronteiras Γ_1 (em que se impõem deslocamentos nulos e histórias de acelerações sísmicas) e Γ_2 (em que se aplicam tensões normais correspondentes à pressão hidrostática e hidrodinâmica).

em que

\underline{L} - operador diferencial (operador de Laplace, matricial) definido na Figura 4.1;

\underline{D} - matriz de elasticidade (6×6) definida na Figura 4.1 para materiais isotrópicos (depende do módulo de elasticidade E e do coeficiente de Poisson ν);

\underline{u} - vetor 3×1 com as três componentes de deslocamento em cada ponto da estrutura: corresponde ao campo de deslocamentos e é a incógnita principal do problema (depende da posição do ponto e, no caso de ações dinâmicas, varia ao longo do tempo);

\underline{f} - vetor 3×1 com as três componentes das forças mássicas em P; no caso geral em que atuam a força gravítica e forças de inércia e amortecimento associadas às ações sísmicas, envolve

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]^T (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,

$$\underline{f} = \underline{f}_g + \underline{f}_I + \underline{f}_A = m \underline{g} - m(\underline{\ddot{u}} + \underline{a}_s) - c \underline{\dot{u}}$$

$\underline{\sigma}_N$ - vetor com as três componentes da tensão normal no paramento de montante (\underline{n}_{Γ_2} 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.

Utilizando o lema fundamental do cálculo variacional e o teorema de Green-Gauss é possível partir da anterior forma forte (4.1), estabelecida através do equilíbrio de forças num volume infinitesimal, para obter a correspondente forma fraca (ou forma integral) que traduz o equilíbrio de um qualquer volume finito, e que é a forma mais conveniente para obter a pretendida equação de equilíbrio para uma dada discretização em elementos finitos. Assim, considerando a aproximação do campo de deslocamentos com base na conhecida fórmula de interpolação do MEF (que permite calcular o deslocamento \underline{u} num ponto P do interior de um elemento finito como uma

média ponderada dos deslocamentos nodais \underline{u}^e , cujos pesos, dados na matriz \underline{N} , correspondem aos valores das funções de interpolação em P) obtém-se diretamente de (4.1) a seguinte equação que traduz o equilíbrio dinâmico de um elemento finito de volume V com uma face de área S contida na fronteira Γ_2 (paramento de montante),

$$(\underline{m}^e + \underline{m}_a^e) \ddot{\underline{u}}^e + \underline{c}^e \dot{\underline{u}}^e + \underline{k}^e \underline{u}^e = \underline{f}_g^e + \underline{f}_{PH}^e + \underline{f}_{Sismo}^e + \underline{f}_{PHdin}^e \quad (4.2)$$

em que

$$\underline{m}^e = \int_V \underline{N}^T m \underline{N} dV, \quad \underline{N} \text{ é a matriz das funções de interpolação}$$

$$\underline{m}_a^e = \int_S \underline{N}^T \alpha_{PHdin} n_{\Gamma_2}^T n_{\Gamma_2} \underline{N} dS, \quad \alpha_{PHdin} = C_R \frac{7}{8} m_a \sqrt{H \cdot h}, \quad C_R - \text{coeficiente de redução } (\approx 0,5)$$

$$\underline{c}^e = \int_V \underline{N}^T c \underline{N} dV, \quad c \text{ é o amortecimento específico}$$

Nota: esta matriz de amortecimento elementar só é considerada quando se pretende introduzir a hipótese de amortecimento generalizado; correntemente considera-se a hipótese de amortecimento de Rayleigh proporcional às matrizes globais de rigidez e de massa, como é o caso do programa *DynDam1.0*.

$$\underline{k}^e = \int_V \underline{B}^T \underline{D} \underline{B} dV, \quad \underline{B} = \underline{L} \underline{N} \text{ (matriz com as derivadas das funções de interpolação)}$$

$$\underline{f}_g^e = \int_V \underline{N}^T \underline{f}_g dV, \quad \underline{f}_g = m \underline{g}$$

$$\underline{f}_{PH}^e = \int_S \underline{N}^T \underline{s}_{PH} dS, \quad \underline{s}_{PH} = n_{\Gamma_2}^T m_a g h$$

$$\underline{f}_{Sismo}^e = -\underline{m}^e \underline{a}_S^e$$

$$\underline{f}_{PHdin}^e = -\underline{m}_a^e \underline{a}_S^e$$

Efetuada a sobreposição (ou “assemblagem”) das anteriores matrizes elementares obtém-se a equação diferencial ordinária (só com derivadas em ordem ao tempo) que traduz o equilíbrio global da estrutura discretizada sob ações dinâmicas

$$\underline{m} \ddot{\underline{u}} + \underline{c} \dot{\underline{u}} + \underline{k} \underline{u} = \underline{f} \quad (4.3)$$

A formulação anterior, com massas de água associadas, foi implementada no programa *DynDam1.0* utilizando elementos finitos tridimensionais tipo cubo, isoparamétricos do 2º grau, com 20 pontos nodais (Figura 4.2). Neste programa as massas de água associadas de Westergaard (Westergaard, 1933), podem ser corrigidas através de um coeficiente de redução C_R , que, em geral, é da ordem de 0,5 (Houqun, 2014).

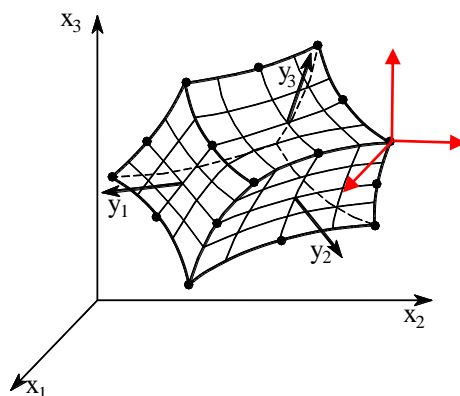


Figura 4.2: a) Elemento finito adotado no programa *DynDam1.0*: tipo cubo, isoparamétrico do 2º grau, com 20 pontos nodais e 3 graus de liberdade por nó (três componentes de deslocamento).

O programa *DynDam1.0* foi desenvolvido em MATLAB (Oliveira, S.; Espada, M., 2013) especificamente para análise estática e dinâmica de barragens de betão. Os cálculos dinâmicos são efetuados considerando a formulação em deslocamentos, recorrendo à técnica de sobreposição modal (com esta técnica é possível diagonalizar o sistema de equações diferenciais (4.3) e permite considerar apenas alguns modos, de frequências mais baixas) e considerando a hipótese de amortecimento de Rayleigh. Quanto à fundação, o programa permite considerar a hipótese de comportamento elástico e efeitos dinâmicos desprezáveis admitindo a hipótese de massa nula e, desta forma, permite adotar a técnica de condensação da rigidez da fundação ao nível dos graus de liberdade da inserção com vista a aumentar a eficiência computacional. As pressões hidrodinâmicas são consideradas simplificadamente com base na hipótese de Westergaard que conduz à determinação de uma matriz de massas de água associadas ao paramento de montante (que é adicionada à matriz de massas global).

No *DynDam1.0* considera-se a hipótese de comportamento elástico dos materiais. Contudo, o programa está preparado para efetuar verificações de segurança à rotura, de forma simplificada, tendo em conta as recomendações da regulamentação portuguesa de barragens. Este programa permite, nomeadamente, calcular a distribuição dos valores do coeficiente de segurança relativamente a roturas pontuais no corpo da barragem tendo em conta os parâmetros de resistência do betão para o caso da lei de Mohr-Coulomb, considerando as diversas combinações de ações estáticas e ainda a ação sísmica (sismo base de projeto, SBP).

Para além de uma grande eficiência computacional o programa *DynDam1.0* tem uma sofisticada interface gráfica, de grande versatilidade, com a qual é possível visualizar gráficos 3D com diferentes tipos de representação dos campos de deslocamentos e tensões, dos modos de vibração, e ainda das distribuições dos valores dos coeficientes de segurança à rotura, como anteriormente

referido, utilizando tonalidades de verde para indicar as zonas em que é respeitada a norma regulamentar e de vermelho/amarelo nas zonas restantes.

4.2.1 Formulação com albufeira discretizada em elementos finitos de água (DySSA2.6)

A modelação do comportamento estrutural de sistemas *barragem-fundação-albufeira* pode ser efetuada considerando a albufeira discretizada em elementos finitos (Chopra & Wang, 2012) de água como se ilustra esquematicamente na Figura 4.3. Neste caso o cálculo é efetuado através da resolução numérica pelo MEF do problema de valores de fronteira semelhante ao que foi atrás referido, envolvendo a equação de Navier aplicada ao conjunto *barragem-fundação-albufeira*, mas agora a interface betão-água é discretizada recorrendo a elementos finitos de junta. Desta forma as pressões hidrostáticas e hidrodinâmicas resultam diretamente da interação barragem-albufeira não havendo necessidade de considerar forças de superfície aplicadas no paramento de montante. Utilizam-se elementos de junta para simular o contacto na interface betão-água (com rigidez tangencial nula). Na superfície de contacto água-rocha também se podem utilizar elementos finitos de junta ou consideram-se apoios elásticos e amortecedores pontuais ou simplesmente apoios rígidos. Na superfície da albufeira é usual desprezar o efeito das ondas gravíticas e admite-se pressão nula. Na interface água-água (Γ_3) admite-se que as ondas de pressão não sofrem qualquer reflexão propagando-se pela albufeira (meio semi-infinito em que a velocidade de propagação das ondas de pressão é $c_p = \sqrt{K_{v_a} / m_a} \approx 1440 \text{ m/s}$, sendo K_{v_a} o módulo de compressibilidade volumétrica da água e m_a a massa específica da água). Nesta interface Γ_3 introduz-se, assim, uma condição de radiação (Zienkiewicz, O. C.; Taylor, R. L.; Zhu, J. Z., 2005) (ICOLD, 1986) e o problema de valores de fronteira é dado por

$$\left\{ \begin{array}{l} \underline{L}^T(\underline{D}\underline{L}\underline{u}) + \underline{f} = \underline{0} \quad , \forall P \in \Omega \\ \underline{u} = \underline{0} \quad , \quad \underline{\dot{u}} = \underline{a}_S \quad , \text{ em } \Gamma_1 \\ \underline{\sigma}_N = -\underline{\sigma}_0 - \frac{K_{v_a}}{c_p} \cdot \underline{\dot{u}} \quad , \text{ em } \Gamma_3 \quad (\text{condição de radiação água-água}) \end{array} \right. \quad (4.4)$$

em que $\underline{\sigma}_0$ representa as tensões que devem ser aplicadas na interface Γ_3 para contrabalançar o efeito das cargas estáticas na deformação dessa interface.

Neste caso a discretização em elementos finitos conduz à seguinte equação de equilíbrio para cada elemento finito

$$\underline{\underline{m}}^e \ddot{\underline{u}}^e + (\underline{\underline{c}}^e + \underline{\underline{c}}_R^e) \dot{\underline{u}}^e + \underline{\underline{k}}^e \underline{u}^e = \underline{\underline{f}}_g^e + \underline{\underline{f}}_{\text{Sismo}}^e + \underline{\underline{f}}_R^e \quad (4.5)$$

em que as matrizes $\underline{\underline{m}}^e$, $\underline{\underline{c}}^e$ e $\underline{\underline{k}}^e$ e os vetores $\underline{\underline{f}}_g^e$ e $\underline{\underline{f}}_{\text{Sismo}}^e$ são calculados de acordo com as fórmulas apresentadas na secção anterior. A matriz $\underline{\underline{c}}_R^e$, denominada matriz de amortecimento de radiação, é calculada para os elementos finitos com faces contidas na fronteira Γ_3 , e é dada por

$$\underline{\underline{c}}_R^e = \int_{\Gamma_3} \underline{\underline{N}}^T \underline{\underline{Q}}_R \underline{\underline{N}} \, dS \quad (4.6)$$

em que, no caso geral de meios onde se propaguem ondas de corte e de pressão a matriz $\underline{\underline{Q}}_R$ é dada por (para o sistema de eixos indicado na Figura 4.3 em que o eixo x_2 é normal à interface Γ_3)

$$\underline{\underline{Q}}_R = \begin{bmatrix} \mathbf{G}/c_s & 0 & 0 \\ 0 & K_{\nu_a}/c_p & 0 \\ 0 & 0 & \mathbf{G}/c_s \end{bmatrix} \quad (4.7)$$

em que \mathbf{G} é o módulo de distorção do meio (no caso da água é $\mathbf{G}=0$) e c_s é a velocidade de propagação das ondas de corte.

Finalmente, o vetor $\underline{\underline{f}}_R^e$, correspondente às forças nodais equivalentes às tensões $\underline{\underline{\sigma}}_0$ a aplicar na interface Γ_3 para contrabalançar o efeito das cargas hidrostáticas, é dado por

$$\underline{\underline{f}}_R^e = - \int_{\Gamma_3} \underline{\underline{N}}^T \underline{\underline{\sigma}}_0 \, dS \quad (4.8)$$

Esta formulação foi implementada no programa **DySSA2.6** (Silvestre, 2012) recorrendo a coordenadas de estado (velocidades e deslocamentos) o que permite a consideração de amortecimento generalizado (Veletsos & Ventura, 1986), ou seja, a matriz de amortecimento global é calculada através da técnica de assemblagem das matrizes de amortecimento elementares as quais dependem de um amortecimento específico de cada um dos materiais (betão, rocha e água).

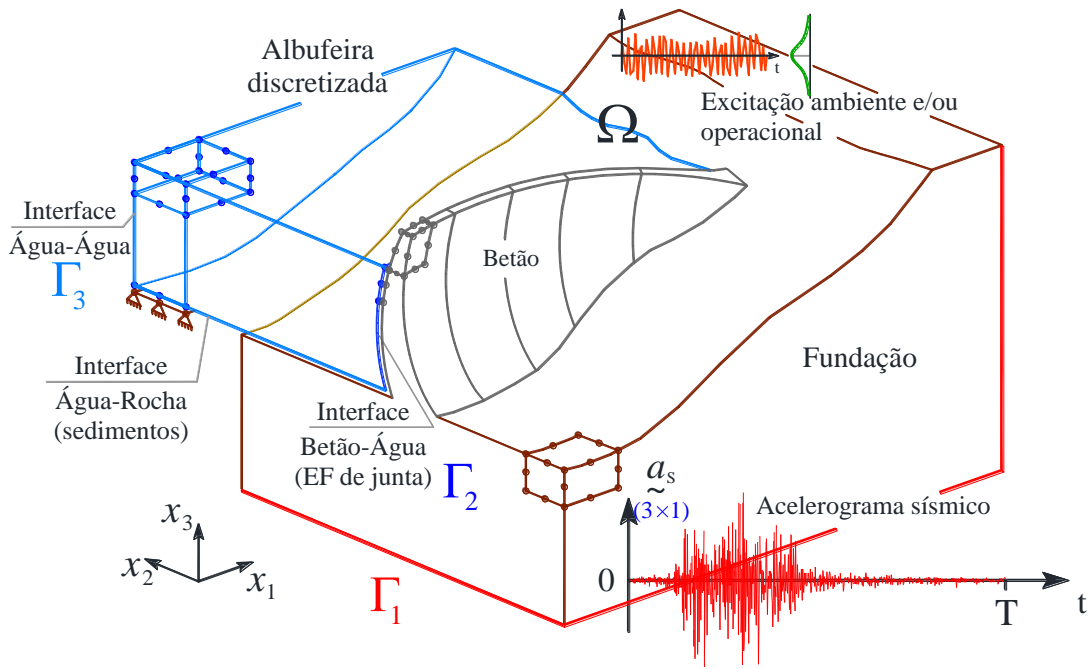


Figura 4.3: Modelação do comportamento de sistemas *barragem-fundação-albufeira*, sob ações estáticas e dinâmicas, adotada pelo programa *DySSA2.6*. Representação esquemática de uma barragem (Ω) com indicação da fronteira Γ_1 (em que se impõem deslocamentos nulos e histórias de acelerações sísmicas).

Considerando-se o amortecimento não proporcional é possível obter a diagonalização do sistema (4.3) se for adotada a formulação de estado, que consiste em adotar como funções incógnitas não apenas as N_{GL} histórias de deslocamentos $\underline{u} = \underline{u}(t)$, mas também as correspondentes N_{GL} histórias de velocidade $\underline{v} = \underline{v}(t)$, implicando assim trabalhar com um sistema de $2N_{GL}$ equações diferenciais de 1ª ordem, equivalente ao sistema original de N_{GL} equações diferenciais de 2ª ordem.

Procedendo-se à mudança de variável ($\dot{\underline{u}} = \underline{v}$) obtém-se o seguinte sistema de duas equações diferenciais (matriciais) de 1ª ordem

$$\begin{cases} \dot{\underline{u}} = \underline{v} \\ \underline{\underline{m}} \dot{\underline{v}}(t) + \underline{\underline{c}} \underline{v}(t) + \underline{\underline{k}} \underline{u}(t) = \underline{\underline{s}} \underline{\underline{f}}(t) \end{cases} \quad (4.9)$$

desenvolvendo obtém-se a representação no espaço de estados da equação do movimento de um modelo estrutural discretizado espacialmente (nas variáveis de estado: deslocamentos e velocidades)

$$\begin{cases} \dot{\underline{u}}(t) = \underline{v}(t) \\ \dot{\underline{v}}(t) = -\underline{\underline{m}}^{-1} \underline{\underline{k}} \underline{u}(t) - \underline{\underline{m}}^{-1} \underline{\underline{c}} \underline{v}(t) + \underline{\underline{m}}^{-1} \underline{\underline{s}} \underline{\underline{f}}(t) \end{cases} \quad (4.10)$$

que matricialmente fica

$$\underbrace{\begin{bmatrix} \dot{\underline{u}}(t) \\ \dot{\underline{v}}(t) \end{bmatrix}}_{\dot{\underline{x}}} = \underbrace{\begin{bmatrix} \underline{0} & \underline{I} \\ -\underline{m}^{-1}\underline{k} & -\underline{m}^{-1}\underline{c} \end{bmatrix}}_{\underline{A}_{(mck)}} \underbrace{\begin{bmatrix} \underline{u}(t) \\ \underline{v}(t) \end{bmatrix}}_{\underline{x}} + \underbrace{\begin{bmatrix} \underline{0} \\ \underline{m}^{-1}\underline{s} \end{bmatrix}}_{\underline{B}_{(ms)}} \underbrace{\underline{f}(t)}_{(n_1 \times 1)} \quad (4.11)$$

É ainda usual reescrever a equação anterior numa forma mais compacta através do denominado vetor de estado $\underline{\tilde{x}}$ e das matrizes $\underline{A}_{(mck)}$ e $\underline{B}_{(ms)}$ obtendo-se então a conhecida representação de estado da equação do movimento de um modelo estrutural discretizado espacialmente

$$\dot{\underline{\tilde{x}}} = \underline{A}_{(mck)} \underline{\tilde{x}} + \underline{B}_{(ms)} \underline{\tilde{f}} \quad (4.12)$$

onde

$$\underline{A}_{(mck)} = \begin{bmatrix} \underline{0} & \underline{I} \\ -\underline{m}^{-1}\underline{k} & -\underline{m}^{-1}\underline{c} \end{bmatrix} \quad - \quad \text{Matriz de estado } (2N_{GL} \times 2N_{GL}) \text{ envolvendo as propriedades do sistema estrutural discretizado, referentes à distribuição de massa, amortecimento e rigidez;}$$

$$\underline{B}_{(ms)} = \begin{bmatrix} \underline{0} \\ \underline{m}^{-1}\underline{s} \end{bmatrix} \quad - \quad \text{Matriz } (2N_{GL} \times n_1) \text{ envolvendo valores nulos e a inversa da matriz de massa e a distribuição espacial das histórias de forças aplicadas pelos graus de liberdade do modelo discretizado;}$$

$$\underline{\tilde{f}} = \underline{\tilde{f}}(t) \quad - \quad \text{Vetor } (n_1 \times 1) \text{ com as } m \text{ histórias de forças aplicadas (em apenas } p \text{ graus de liberdade sendo } n_1 \ll N_{GL}).$$

Com todos estes elementos, agora já é possível proceder-se à diagonalização da equação de estado e, para se obter, pode ser usada uma transformação de coordenadas, semelhante à clássica sobreposição de modos dada por (3.25), mas agora envolvendo a matriz modal $\underline{\Phi}_E$ (denominada matriz modal para a representação de estado ou, simplesmente, matriz modal de estado) de dimensão $2N_{GL} \times 2N_{GL}$, ou seja

$$\underline{\tilde{x}} = \underline{\Phi}_E \underline{z} \quad (4.13)$$

A matriz modal de estado é uma matriz cujas colunas correspondem aos vetores próprios da matriz de estado $\underline{\underline{A}}_{(mck)}$. A sua determinação é resolvida através do seguinte problema de valores e vetores

próprios (dimensão $2N_{GL} \times 2N_{GL}$)

$$\underline{\underline{A}}_{(mck)} \underline{\underline{\phi}}_E = \lambda_E \underline{\underline{\phi}}_E \Leftrightarrow \left[\underline{\underline{A}}_{(mck)} - \lambda_E \underline{\underline{I}} \right] \underline{\underline{\phi}}_E = \underline{\underline{0}} \quad (4.14)$$

que fornece, para além dos $2N_{GL}$ vetores próprios que constituem as colunas da matriz $\underline{\underline{\Phi}}_E$, os correspondentes $2N_{GL}$ valores próprios (de estado) λ_E . Dado que a matriz de estado $\underline{\underline{A}}_{(mck)}$ é não simétrica verifica-se que os seus valores próprios são complexos, assim como as componentes dos correspondentes vetores próprios, sendo importante expor as seguintes relações

$$\underline{\underline{\lambda}}_E = \begin{bmatrix} \underline{\underline{\lambda}} & \underline{\underline{0}} \\ \underline{\underline{0}} & \overline{\underline{\underline{\lambda}}} \end{bmatrix}, \quad \underline{\underline{\lambda}} = \begin{bmatrix} \ddots & & & \\ & \lambda_n & & \\ & & \ddots & \\ & & & \ddots \end{bmatrix}, \quad \lambda_n = \underbrace{-\xi_n \omega_n}_{\text{Componente Real}} + i \underbrace{\omega_n \sqrt{1-\xi_n^2}}_{\text{Componente Imaginária}}$$

$$\underline{\underline{\Phi}}_E = \begin{bmatrix} \underline{\underline{\Phi}}_{uE} & \overline{\underline{\underline{\Phi}}}_{uE} \\ \underline{\underline{\Phi}}_{uE} \cdot \underline{\underline{\lambda}} & \overline{\underline{\underline{\Phi}}}_{uE} \cdot \overline{\underline{\underline{\lambda}}} \end{bmatrix} \quad \underline{\underline{\Phi}}_{uE} = [\dots \phi_n \dots] \quad (\phi_n - \text{componentes complexas})$$

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

onde $\|\lambda_n\| < \|\lambda_{n+1}\|$, $\overline{\underline{\underline{\lambda}}}$ representa o conjugado de $\underline{\underline{\lambda}}$ e $\overline{\underline{\underline{\Phi}}}_{uE}$ representa o conjugado de $\underline{\underline{\Phi}}_{uE}$.

Os valores complexos calculados correspondem à existência de modos não estacionários e, assim, para um determinado modo n, a vibração em cada GL j pode ser descrita como uma onda harmónica, com decaimento, ficando completamente definida através dos seguintes quatro parâmetros (extraídos a partir dos valores complexos):

- i. Frequência natural do modo n

$$\omega_n = |\lambda_n| \quad (4.15)$$

- ii. Amortecimento do modo n

$$\xi_n = \frac{-\text{Re}(\lambda_n)}{|\lambda_n|} \quad (4.16)$$

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

$$\rho_{(nm)} = |\phi_{(n m)}| \quad (4.17)$$

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

$$\theta_{(nm)} = \arctg \left(\frac{\text{Im}(\phi_{(nm)})}{\text{Re}(\phi_{(nm)})} \right) \quad (4.18)$$

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

Conhecendo estes parâmetros pode-se definir a variação das amplitudes ao longo do tempo de uma configuração modal n segundo um grau de liberdade m, através da seguinte expressão

$$\phi(t)_{(nm)} = \left[\text{Re}(\phi_{(nm)}) \cdot \cos(\omega_n \cdot t) + \text{Im}(\phi_{(nm)}) \cdot \text{sen}(\omega_n \cdot t) \right] \cdot e^{-\xi_n \cdot \omega_n \cdot t} \quad (4.19)$$

É importante referir que os máximos atingidos, pelas ondas determinadas através deste método, não são simultâneos nos vários pontos da estrutura.

Pela definição de valores e vetores próprios de uma matriz pode-se fatorizar a matriz $\underline{A}_{(mck)}$ tendo

por base a matriz dos seus vetores próprios $\underline{\Phi}_E$ e a matriz diagonal dos seus valores próprios $\underline{\lambda}_E$, ou seja

$$\underline{A}_{(mck)} = \underline{\Phi}_E \underline{\lambda}_E \underline{\Phi}_E^{-1} \quad (4.20)$$

Finalmente, a diagonalização da equação de estado obtém-se através da mudança para coordenadas modais ($\underline{x} = \underline{\Phi}_E \underline{z}$) e introduzindo (4.20) em (4.12) ficando

$$\underline{\Phi}_E \dot{\underline{z}} = \left(\underline{\Phi}_E \underline{\lambda}_E \underline{\Phi}_E^{-1} \right) \left(\underline{\Phi}_E \underline{z} \right) + \underline{B}_{ms} \underline{f} \quad (4.21)$$

multiplicando ambos os membros por $\underline{\Phi}_E^{-1}$

$$\dot{\underline{z}} = \underline{\lambda}_E \underline{z} + \underline{\Phi}_E^{-1} \underline{B}_{ms} \underline{f} \quad (4.22)$$

obtendo-se a forma final da equação de estado em coordenadas modais

$$\dot{\underline{z}} = \underline{\lambda}_E \underline{z} + \underline{L}_E \underline{f} \quad (4.23)$$

onde

$\underline{z} = \underline{z}(t)$ – Vetor ($2N_{gl} \times 1$) das coordenadas modais de estado ($\dot{\underline{z}}$ - vetor com as correspondentes derivadas em ordem ao tempo);

$\underline{L}_E = \underline{\Phi}_E^{-1} \underline{B}_{ms}$ – Vetor ($2N_{gl} \times n_I$) dos fatores de participação modal na representação de estado.

Podendo assim o sistema (4.12) ser constituído por um conjunto de $2N_{GL}$ equações diferenciais de 1ª ordem do tipo

$$\dot{z}(t) - \lambda_E \cdot z(t) = f_n^*(t) \quad (n = 1, 2, \dots, 2N_{GL}) \quad (4.24)$$

sendo a sua solução dada pela fórmula recursiva

$$z_n(t_{i+1}) = e^{\lambda_E \cdot \Delta t} \cdot z_n(t_i) + \frac{(\Delta t - 1) \cdot (e^{\lambda_E \cdot \Delta t} - 1) - \lambda_E}{\lambda_E / \Delta t} \cdot f_n^*(t_i) + \frac{e^{\lambda_E \cdot \Delta t} + (\Delta t - 1)}{\lambda_E / \Delta t} \cdot f_n^*(t_{i+1}) \quad (4.25)$$

onde Δt corresponde aos incrementos de tempo considerados na descrição da variação temporal das forças aplicadas.

4.2.1.1 Método utilizado na distinção dos modos de vibração associados à barragem e associados à albufeira

Dado ao facto de se considerar a formulação de estado e a albufeira discretizada em elementos, além dos modos associados à estrutura, surgem modos de vibração associados à albufeira que devem ser distinguidos. Para tal adotou-se uma metodologia que se baseia no cálculo da energia cinética de cada modo, envolvendo apenas os graus de liberdade associados à estrutura sólida, ou seja, do corpo da barragem. No caso dos modos que estão associados essencialmente à vibração da estrutura sólida, a referida energia cinética modal assume valores maiores do que para os modos associados fundamentalmente ao movimento oscilatório da albufeira (Figura 4.4).

Neste método, partindo da conhecida fórmula da energia cinética

$$E_c = \frac{1}{2} \cdot m \cdot v^2 \quad (4.26)$$

calculam-se os valores da energia cinética de cada modo de vibração (apenas para os graus de liberdade do corpo da barragem) (Silvestre, 2012) através da seguinte expressão

$$\underline{E}_{c,barragem}(\omega_n) = \frac{1}{2} \left| \dot{\underline{\Phi}}_{(n)}^T \cdot \underline{m}_b \cdot \dot{\underline{\Phi}}_{(n)} \right| \quad (4.27)$$

onde

$\underline{E}_{c,barragem}(\omega_n)$ – Vetor com o valor da energia cinética associada a cada modo de vibração (n), de frequência natural ω_n , considerando apenas os movimentos do corpo da barragem;

- $\underline{\underline{m}}_b$ – Matriz de massa global nos graus de liberdade no corpo da barragem;
- $\dot{\underline{\underline{\Phi}}}_{(n)}$ – Vetor com as componentes de velocidade do modo n (velocidades modais).

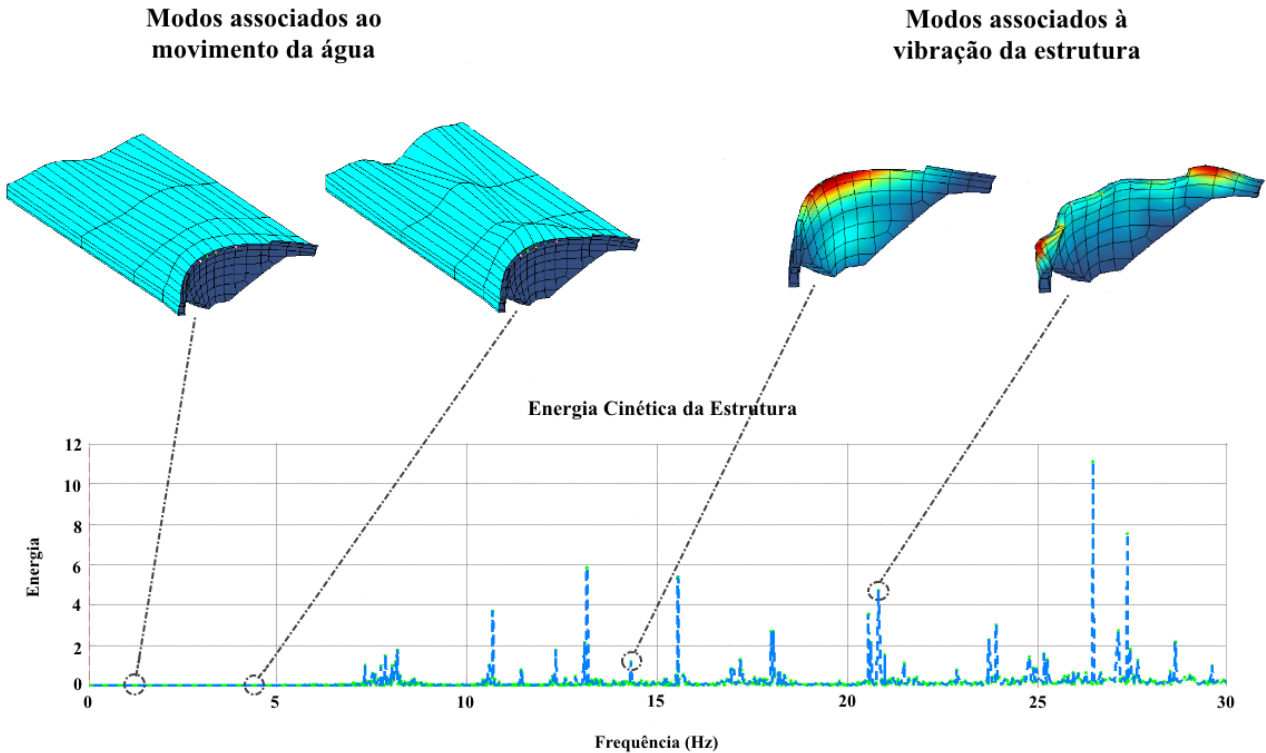


Figura 4.4: Energia cinética dos modos associados ao movimento da água e dos modos associados à vibração da estrutura.

4.3 Considerações Finais

Neste capítulo apresentaram-se os fundamentos da análise dinâmica de sistemas *barragem-fundação-albufeira* tendo sido estabelecido o correspondente problema de valores de fronteira, envolvendo a equação de Navier com forças mássicas correspondentes às forças de inércia, de amortecimento e às usuais forças gravíticas.

Referiram-se sumariamente os fundamentos do MEF e apresentou-se a discretização do referido problema de valores de fronteira para duas situações distintas: i) para o caso em que o efeito da albufeira é considerado simplifadamente através de pressões hidrodinâmicas atuantes no paramento de montante (fórmula de Westergaard) – esta formulação foi implementada no programa *DynDam1.0*; e ii) para o caso em que a albufeira é discretizada com elementos finitos de água (sólidos degenerados com módulo de distorção aproximadamente nulo) – esta formulação foi implementada no programa *DySSA2.6*.

Apresentaram-se também os fundamentos da formulação de estado (em deslocamentos e velocidades) para o caso geral da análise dinâmica de sistemas com vários graus de liberdade tendo-se salientado o interesse desta formulação para análise dinâmica de sistemas em que não é viável adotar uma matriz de amortecimento global proporcional às matrizes globais de massa e rigidez, como é o caso dos sistemas *barragem-fundação-albufeira*. Salientou-se que neste tipo de análise também pode ser adotada a técnica de sobreposição modal, contudo, surgem modos de vibração com componentes complexas, os quais, fisicamente, correspondem a modos de vibração não estacionários (Oliveira, Silvestre, Espada, & Câmara, 2014).

Por fim, apresentou-se uma técnica que permite calcular os modos de vibração do conjunto *barragem-fundação-albufeira* distinguindo os modos de vibração associados ao movimento da água, dos modos de vibração da estrutura através da análise do espectro da energia cinética (modal) associada ao corpo da barragem.

5

Aplicação à Barragem de Alto Ceira II

5.1 Considerações Iniciais

O principal objetivo deste capítulo é a apresentação dos resultados de dois ensaios de vibração ambiente realizados na barragem de Alto Ceira II durante a fase de primeiro enchimento: um para a situação de albufeira vazia e outro para a situação de albufeira cheia. Com base nos registos de acelerações medidos durante os ensaios foi efetuada uma análise no domínio da frequência com o objetivo de identificar as frequências naturais dos principais modos de vibração. Os valores das frequências naturais identificadas experimentalmente para as referidas situações de albufeira vazia e cheia, são utilizados para a calibração de dois modelos numéricos: i) um modelo em que se adota uma discretização da albufeira em elementos finitos 3D e uma formulação no espaço de estados (*DySSA2.6 - Dynamic State Space Analysis*); e ii) um modelo em que o efeito das pressões hidrodinâmicas na albufeira é simulado através de massas de água de Westergaard e no qual se adota a formulação clássica em deslocamentos (*DynDam1.0 - Dynamic Analysis of Dams*).

Na fase de calibração comparam-se as linhas de influência dos principais modos de vibração (variação das frequências naturais com a cota de água na albufeira) obtidas com os dois programas referidos e com os valores das frequências identificadas experimentalmente. Refere-se, nomeadamente, que com a formulação de massas de água associadas é conveniente utilizar um coeficiente de redução das massas de água de Westergaard.

Por fim, apresenta-se um estudo de verificação da segurança da barragem para um cenário envolvendo a ação sísmica, nomeadamente, para uma combinação envolvendo o peso próprio (PP), a pressão hidrostática à cota máxima (PH) e o sismo base de projeto (SBP): PP+PH+SBP. Com vista a estudar o comportamento da obra para ações sísmicas de grande

amplitude foi estudado um cenário do tipo PP+PH+ λ .SBP em que λ é um coeficiente de amplificação da ação sísmica.

5.2 Barragem de Alto Ceira II

A barragem de Alto Ceira II (Figura 5.1 a Figura 5.3) situa-se na zona centro de Portugal, mais concretamente no rio Ceira, concelho de Pampilhosa da Serra, freguesia de Fajão. A sua construção foi decidida para substituir a antiga barragem do Alto Ceira que apresentava uma significativa degradação (Gomes J. , 2007) (Figueiras, et al., 2012).

É uma barragem em betão do tipo abóbada de dupla curvatura, com 41 m de altura, 133 m de coroamento, com uma cota altimétrica de 668,50 m e com um reservatório com capacidade de armazenamento até à cota de 665,6 m. O encontro esquerdo tem 13 m de comprimento, a sua altura máxima é 11 m e a mínima 7 m, já o encontro direito tem um comprimento de 20 m, superior ao esquerdo por ser nessa zona que se encontram as piores condições geológicas, a sua altura máxima é de 14 m e a mínima de 12 m. Quanto ao descarregador de cheias este é não controlado, do tipo lâmina livre, sobre quase todo o coroamento da barragem, com bacia de receção e dissipação imediatamente a jusante.

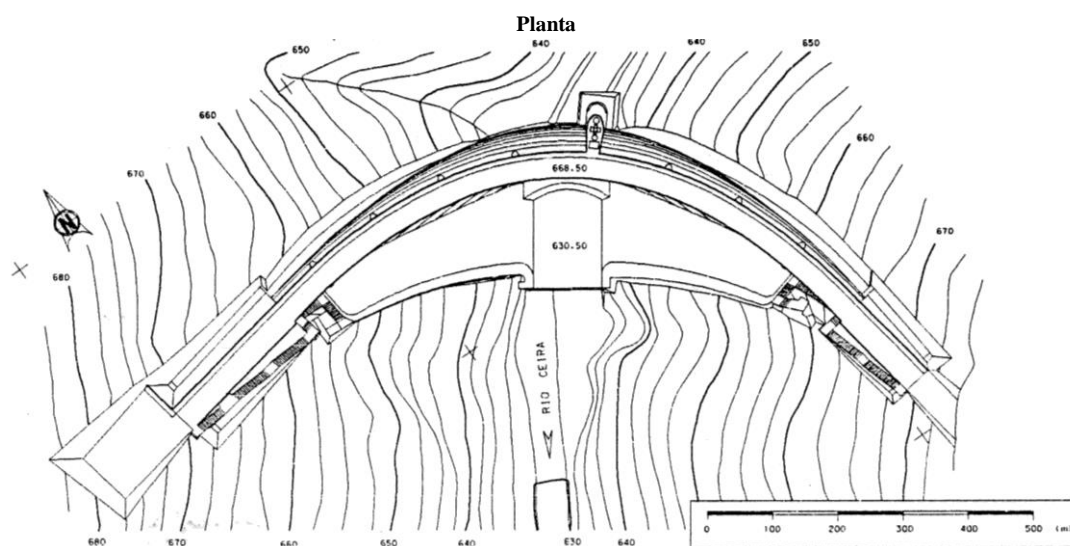


Figura 5.1: Planta geral da barragem de Alto Ceira II.

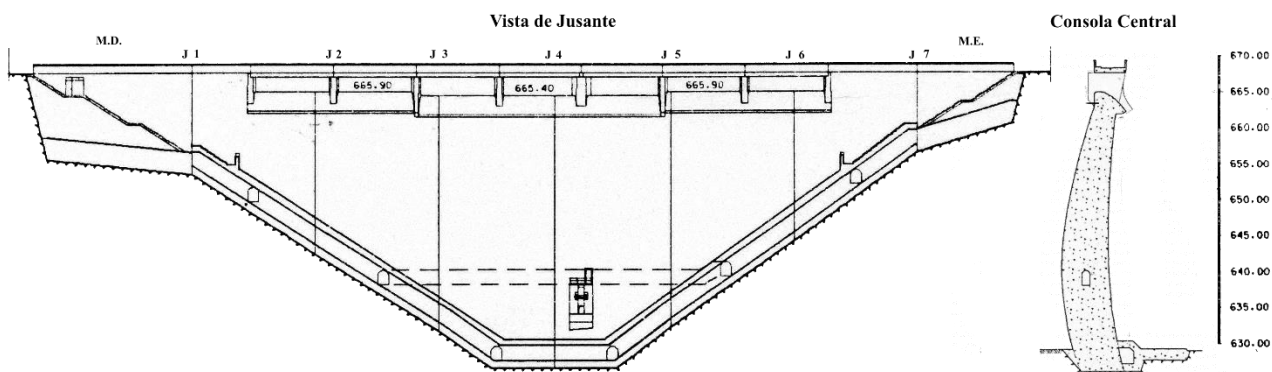


Figura 5.2: Vista de jusante e consola central da barragem de Alto Ceira II.



Figura 5.3: Barragem de Alto Ceira II. a) Vista de montante na fase final de construção; b) Vista de jusante na fase inicial de exploração.

5.3 Ensaios de Vibração Ambiente na Barragem de Alto Ceira II. Identificação Modal

5.3.1 Albufeira vazia

Nos ensaios de albufeira vazia (19 de junho de 2013) foi utilizado um acelerómetro triaxial (Nanometrics) colocado na posição indicada na Figura 5.4. Este é um sistema de 24 bits e está configurado para efetuar medições no intervalo $[-1/8g, +1/8g]$ o que lhe confere uma sensibilidade bastante elevada. Este equipamento inclui, para além do sensor, o sistema de digitalização e aquisição o que permite que seja ligado diretamente a um computador para analisar

os dados adquiridos em tempo real. O acelerómetro foi colocado, como se indica, para medir acelerações nas direções radial e tangencial e na direção vertical (obtêm-se três registos de acelerações, cada uma referente à respetiva direção, tangencial, radial e vertical).

Apresentam-se resultados da análise das histórias de acelerações obtidas num segmento de tempo com 180 segundos de duração, com uma frequência de amostragem de 50 Hz (no Anexo I apresentam-se resultados para dois outros segmentos de tempo). A frequência de amostragem original foi de 250 Hz tendo-se efetuado uma decimação para 50 Hz e aplicado um filtro *passa alto* com o intuito de eliminar o conteúdo em frequência abaixo de 1 Hz (Figura 5.4).

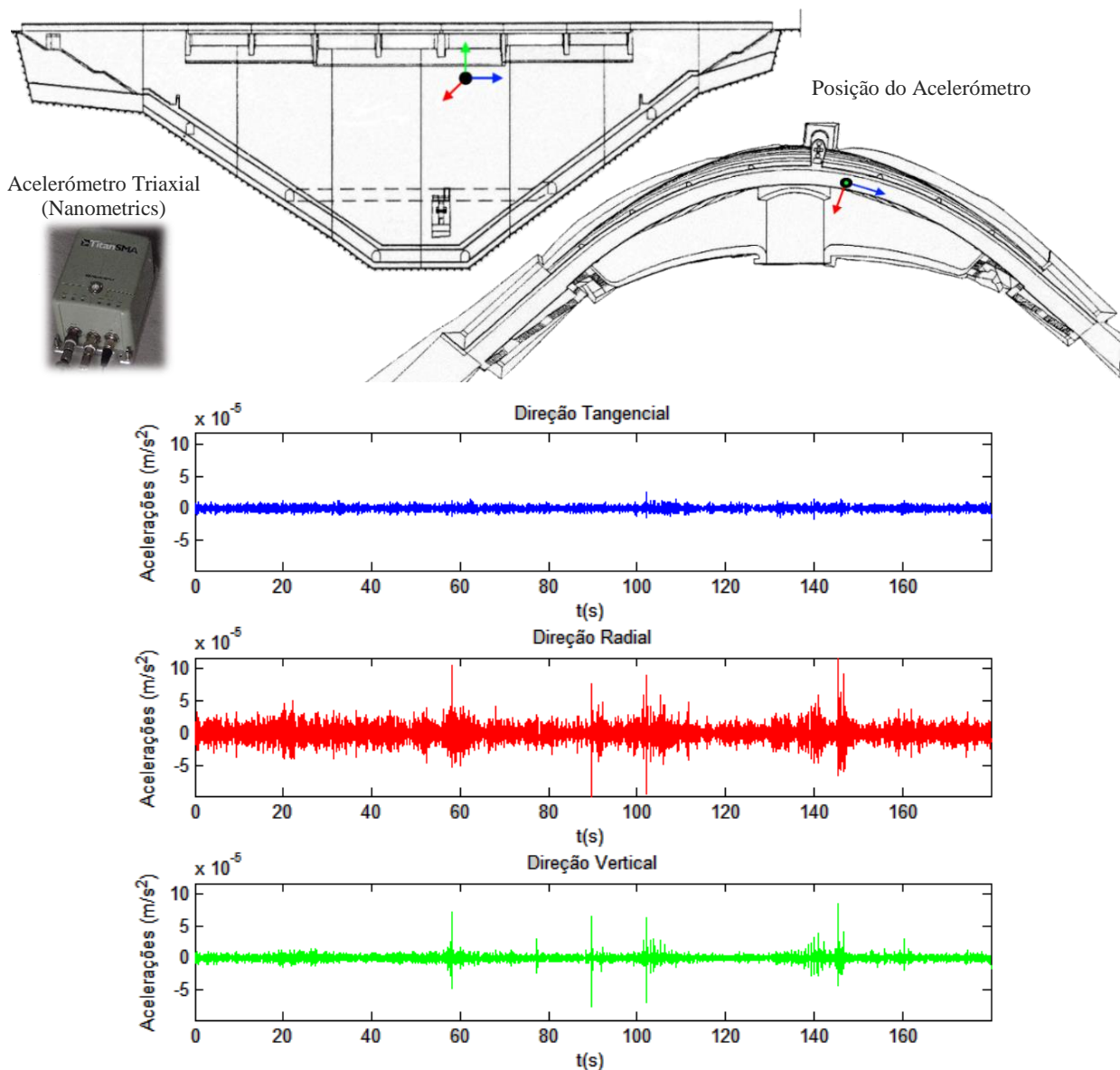


Figura 5.4: Acelerómetro triaxial (Nanometrics), posição e respetivas séries temporais recolhidas no ensaio de vibração ambiente para a situação de albufera vazia (Ensaio 1). Direção tangencial, radial e vertical.

A partir das histórias de acelerações da figura anterior, avaliaram-se as estimativas das funções DEP da resposta em aceleração, considerando 3 amostras independentes ($n_d = 3$) de 4001 valores cada, representando um comprimento temporal de aproximadamente 80 s, sendo sobrepostas a 1/2. Assim, a matriz DEP obtida, apresenta-se na Figura 5.5.

Da sua análise verifica-se que o primeiro pico mais significativo dos espectros de amplitude acontece aos 9,63 Hz que, possivelmente, representa a frequência do 1º modo de vibração e, em alguns dos espectros de amplitude, aparece um segundo pico aos 10,63 Hz que será referente ao 2º modo de vibração.

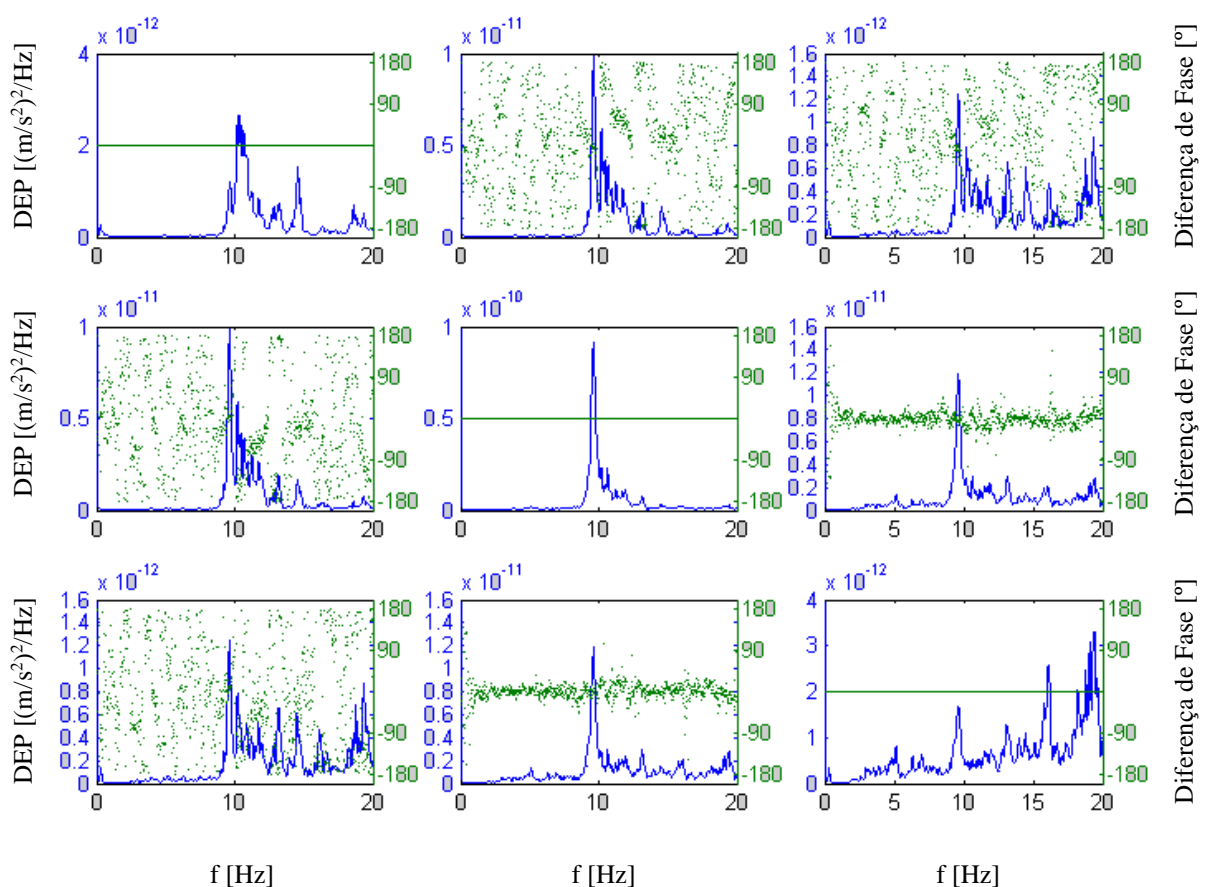


Figura 5.5: Estimativa das funções DEP da resposta, em aceleração, das medições realizadas com o acelerómetro triaxial (Nanometrics). Matriz das amplitudes e das diferenças de fase (Ensaio 1).

Na Figura 5.6 apresenta-se o espectro de valores singulares obtidos, através da decomposição em valores singulares da matriz das funções DEP da resposta em aceleração. Analisando-o é de salientar que, através do 1º valor singular, confirma-se os picos descritos para a matriz DEP, ou seja, o primeiro pico mais relevante aparece aos 9,63 Hz e, logo de seguida, um outro pico aos 10,63 Hz.

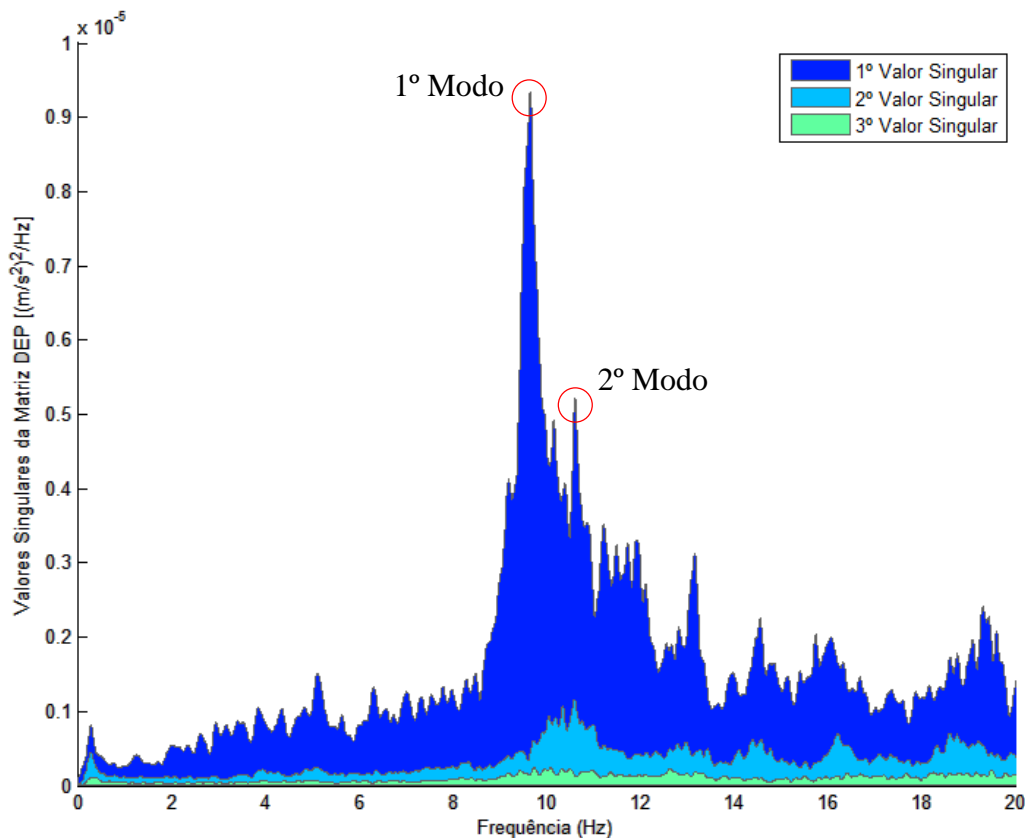


Figura 5.6: Espectro dos valores singulares da matriz da densidade espectral de potência da resposta em aceleração (Ensaio 1) para a situação de albufera vazia (19 de junho de 2013).

Procedendo agora à análise das ondas referentes apenas aos dois primeiros modos de vibração (Figura 5.7) é possível verificar que, para o caso da frequência do primeiro modo de vibração (9,63 Hz), as ondas se encontram praticamente em fase e, para o caso do segundo modo de vibração (10,63 Hz) a onda referente à direção tangencial (azul) encontra-se em oposição de fase com as restantes. Verifica-se também que para a direção radial (vermelho) existe uma maior amplitude em comparação com a direção tangencial (azul) e vertical (verde) o que é indicador de um maior deslocamento nessa mesma direção.

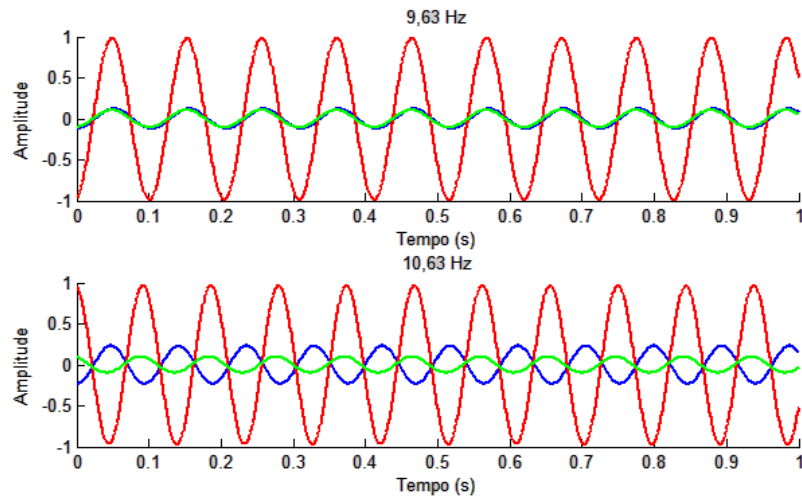


Figura 5.7: Ondas referentes às frequências de 9,63 Hz e 10,63 Hz. Acelerómetro triaxial (Nanometrics) direção tangencial (azul), radial (vermelho) e vertical (verde) (Ensaio 1).

Para verificar os resultados obtidos procedeu-se a uma representação da forma dos dois primeiros modos de vibração e dos respetivos vetores de deslocamentos (radial a vermelho, tangencial a azul e vertical a verde) do acelerómetro triaxial (Figura 5.8) de onde é possível verificar que os resultados estão em concordância, pois para o caso do primeiro modo na frequência dos 9,63 Hz (antissimétrico) quando ocorre um máximo positivo para a direção radial o mesmo se sucede com a direção tangencial (ondas em fase). Para o caso do segundo modo com uma frequência de 10,63 Hz (simétrico) quando ocorre um máximo positivo na direção radial ocorre um máximo negativo na direção tangencial (ondas em oposição de fase).

É ainda de salientar que apenas com um único ponto instrumentado, a efetuar medições nas três direções (radial, tangencial e vertical), é possível retirar conclusões bastante interessantes, no entanto, para uma melhor interpretação das configurações modais é necessário instrumentar vários pontos (na ordem das dezenas).

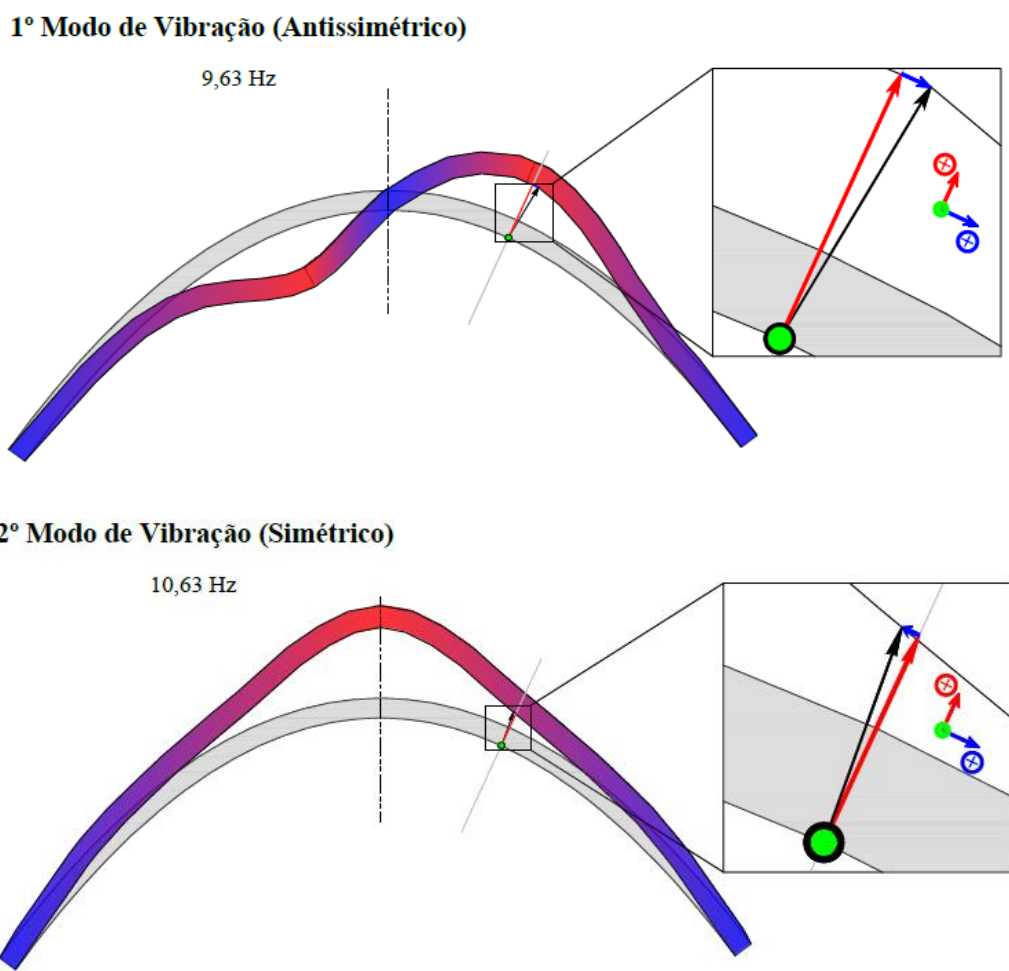


Figura 5.8: Representação das configurações modais do primeiro e segundo modo de vibração e dos respectivos vetores de deslocamentos (radial a vermelho, tangencial a azul e vertical a verde) na posição do acelerómetro triaxial (Nanometrics).

Os restantes estudos realizados encontram-se em anexo (ver Anexo I) e através do cálculo das médias dos picos referentes às frequências do 1º e 2º modo de vibração (Tabela 5.1) é possível concluir que a 1ª frequência natural de vibração é de 9,56 Hz e a 2ª tem um valor de 10,56 Hz.

Tabela 5.1 – Frequências naturais de vibração referentes ao 1º e 2º modo de vibração, obtidas através do cálculo da média dos diversos estudos realizados, para a situação de albufeira vazia.

Albufeira Vazia		
Ensaio	1ª Frequência natural (Hz)	2ª Frequência natural (Hz)
1	9,63	10,63
2	9,52	10,46
3	9,54	10,58
Média	9,56	10,56

5.3.2 Albufeira cheia (cota 662,26 m)

No ensaio de vibração ambiente efetuado para a situação de albufeira cheia (12 de março de 2014) foram utilizados cinco acelerómetros uniaxiais (Kinematics) colocados para medirem acelerações na direção radial em cinco pontos no passadiço sob o lábio do descarregador de superfície. É um sistema de 19 bits que, além dos sensores, inclui um equipamento de digitalização e aquisição de dados (Gantner) designado por VibAmbi (Vibração Ambiente), montado no Centro de Instrumentação Científica do LNEC (CIC-LNEC) (Figura 5.9).

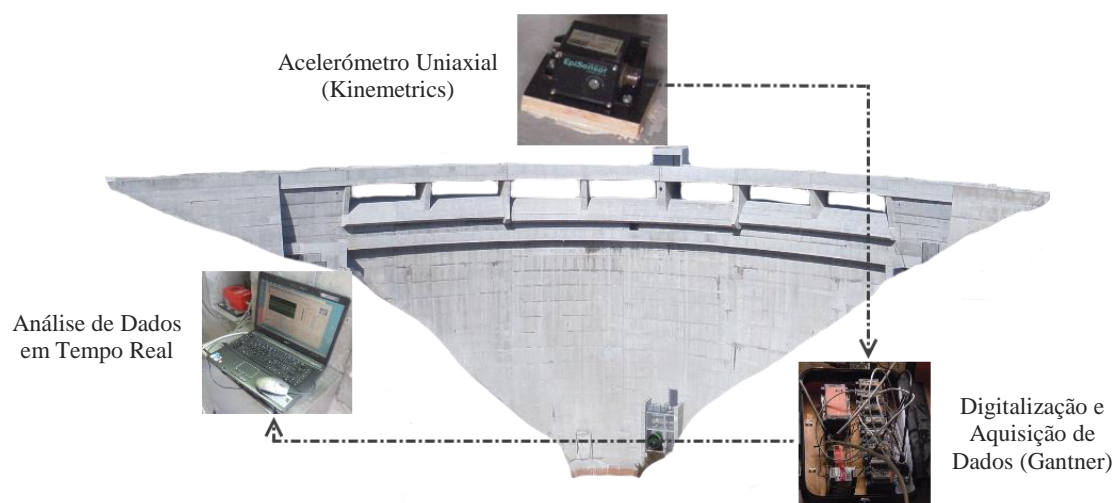


Figura 5.9: Acelerómetro uniaxial (Kinematics), sistema de digitalização e aquisição (Gantner) e computador para efetuar a análise em tempo real.

Devido ao facto de estarem ainda a decorrer trabalhos de finalização da construção, as medições efetuadas foram frequentemente afetadas, num ou noutra dos acelerómetros, pela passagem de trabalhadores junto aos acelerómetros e junto aos cabos de dados. Por esta razão apresentam-se resultados de segmentos temporais em que se utilizam apenas os acelerómetros que funcionaram adequadamente nesse período.

Para o primeiro segmento de tempo analisado (Ensaio 1) foram considerados os três acelerómetros indicados na Figura 5.10 (no Anexo I apresentam-se resultados para dois outros segmentos de tempo).

Nesta secção apresentam-se resultados para um dos três segmentos de tempo (Ensaio 1), sendo os restantes apresentados em anexo (ver Anexo I). Para o estudo apresentado foram adquiridas as histórias de acelerações representadas na Figura 5.10, as quais já estão devidamente filtradas. Estas histórias têm a duração de 200 segundos com uma frequência de amostragem de 50 Hz, pois foram previamente decimadas (frequência de amostragem original de 250 Hz).

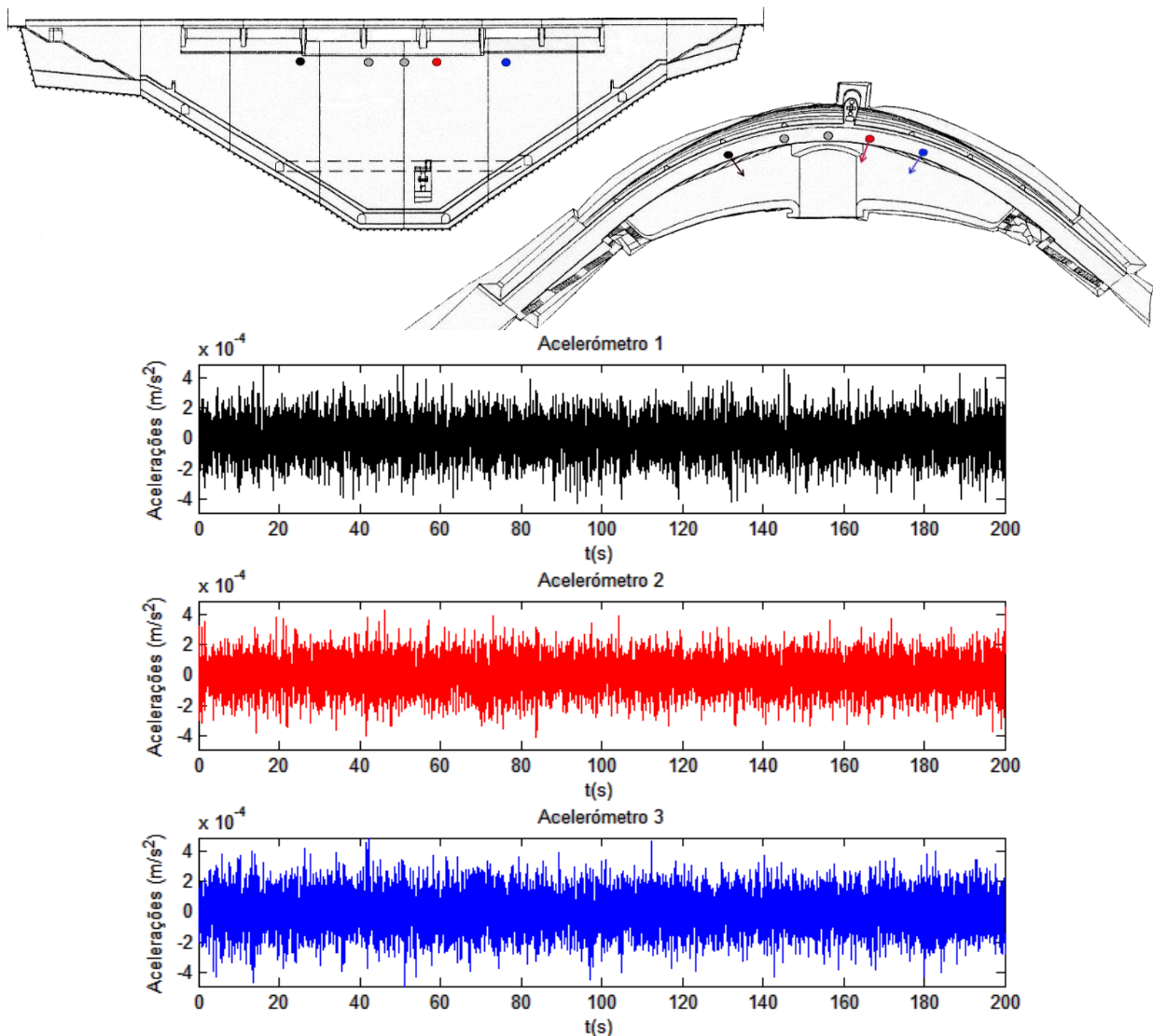


Figura 5.10: Posição dos acelerómetros uniaxiais (Kinemetrics) e respetivas séries temporais recolhidas no ensaio de vibração ambiente para a situação de albufeira cheia (Ensaio 1).

A partir das histórias de acelerações da figura anterior, avaliaram-se as estimativas das funções DEP da resposta em aceleração, considerando seis amostras independentes ($n_d = 6$) de 2501 valores cada, representando um comprimento temporal de aproximadamente 50 s, sendo sobrepostas a 1/2. Assim, a matriz DEP obtida apresenta-se na Figura 5.11.

Da sua análise verifica-se que aparecem picos na banda de frequências dos 8-9 Hz, sendo aí que poderão estar as frequências naturais de vibração dos dois primeiros modos de vibração. Surgem também uns picos com bastante relevância na ordem dos 15 Hz sendo que nesta fase não se consegue explicar qual o seu significado físico.

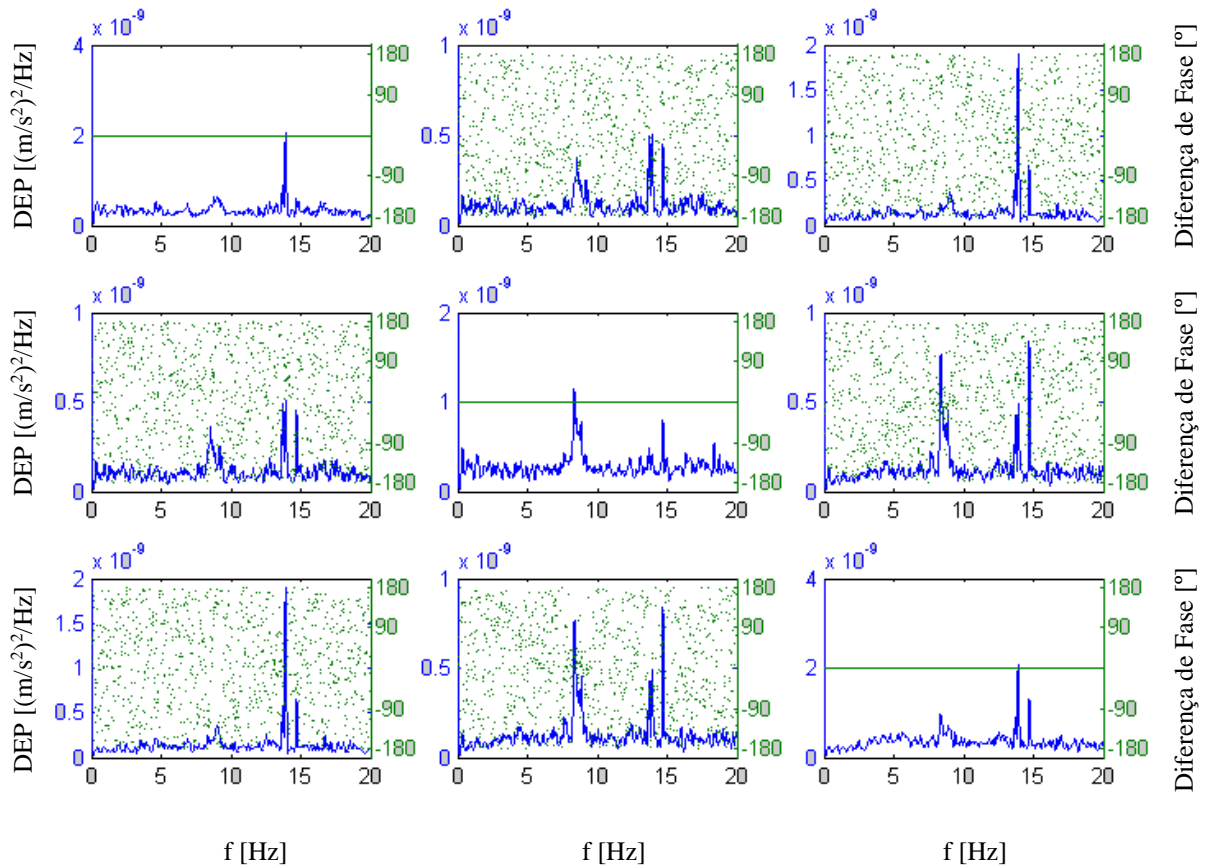


Figura 5.11: Estimativa das funções DEP da resposta, em aceleração, das medições realizadas com os acelerómetros uniaxiais (Kinematics). Matriz das amplitudes e das diferenças de fase (Ensaio 1).

Como através da análise da matriz DEP não é possível retirar conclusões relevantes recorreu-se ao cálculo do espectro de valores singulares da mesma (Figura 5.12). Da análise do 1º valor singular percebe-se que o primeiro modo de vibração tem a frequência de 8,36 Hz e o segundo uma frequência de 8,86 Hz. Com a análise deste espectro também é possível concluir que os picos bastante elevados na zona dos 14-15 Hz poderão ser correspondentes às frequências das máquinas que se encontravam a funcionar na altura da realização deste ensaio, uma vez que os picos são bastante estreitos.

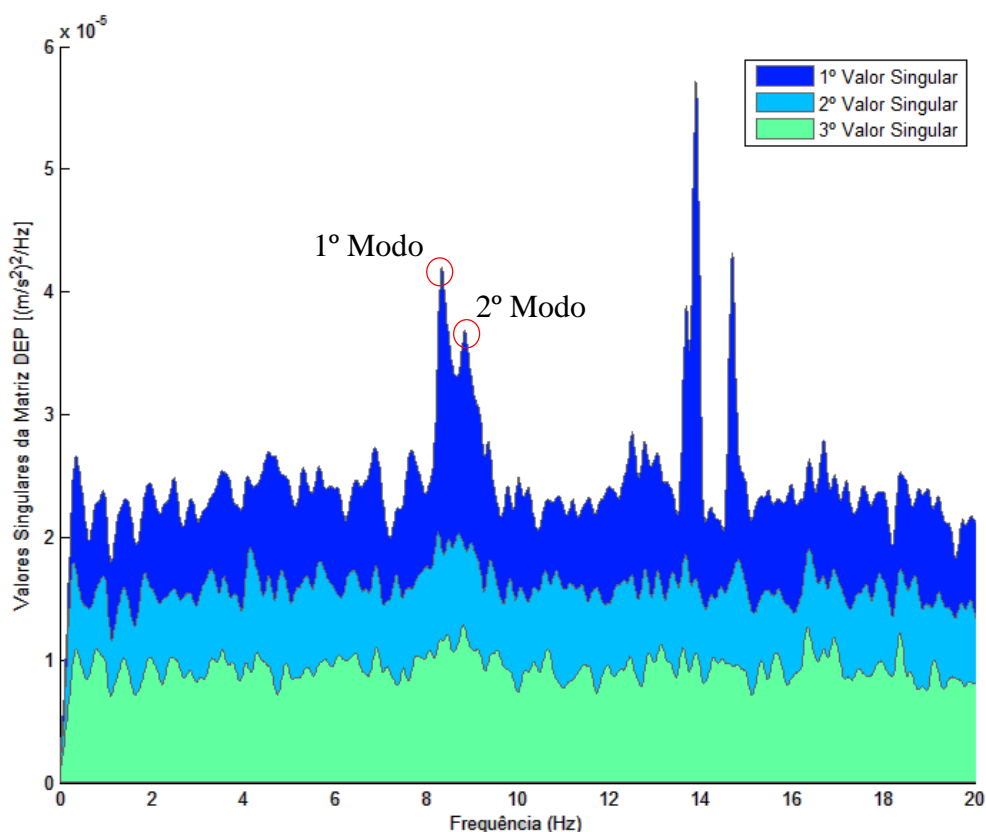


Figura 5.12: Espectro dos valores singulares da matriz das densidades espectrais de potência da resposta em aceleração (Ensaio 1) para a situação de albufeira cheia (12 de março de 2014).

Dado ao facto de existirem máquinas a trabalhar na altura da realização deste ensaio torna-se bastante difícil perceber qual o significado do andamento das ondas obtidas para o primeiro e segundo modo de vibração, pois estes estão a ser excitados, mas o seu andamento pode ser alterado pelas vibrações induzidas na estrutura pelas máquinas.

Através do cálculo das médias dos valores dos picos, referentes às duas primeiras frequências naturais de vibração (Tabela 5.2), obtidos através dos estudos realizados, é possível concluir que o 1º modo de vibração tem uma frequência de 8,36 Hz e o 2º uma frequência de 8,89 Hz.

Tabela 5.2 – Frequências naturais de vibração referentes ao 1º e 2º modo de vibração, obtidas através do cálculo da média dos diversos estudos realizados, para a situação de albufeira cheia (cota 662,26 m).

Albufeira Cheia (cota 662,26 m)		
Ensaio	1ª Frequência natural (Hz)	2ª Frequência natural (Hz)
1	8,36	8,86
2	8,48	8,86
3	8,24	8,94
Média	8,36	8,89

5.4 Análise do Comportamento Dinâmico

5.4.1 Modelos EF3D

Utilizaram-se dois modelos de Elementos Finitos 3D (EF3D) (Figura 5.13), um para o *DySSA2.6* (com albufera discretizada) e outro para o *DynDam1.0* (sem albufera discretizada). Nestes modelos adota-se a hipótese de materiais isotrópicos com comportamento elástico linear, tanto para o betão como para o maciço rochoso de fundação. Admite-se ainda a hipótese de continuidade, ou seja, admite-se que não ocorrem movimentos ao nível das diversas superfícies de descontinuidade que existem neste tipo de obra, como é o caso das juntas de contração, da superfície de inserção betão-rocha e das falhas e diaclases existentes na fundação.

Nos modelos utilizados não foram considerados os elementos estruturais que constituem o viaduto existente na parte superior central da obra, admitindo-se que não terá uma grande influência no comportamento da barragem devido à sua massa reduzida e baixa rigidez. Também não se considerou a torre de manobra das comportas da descarga de fundo.

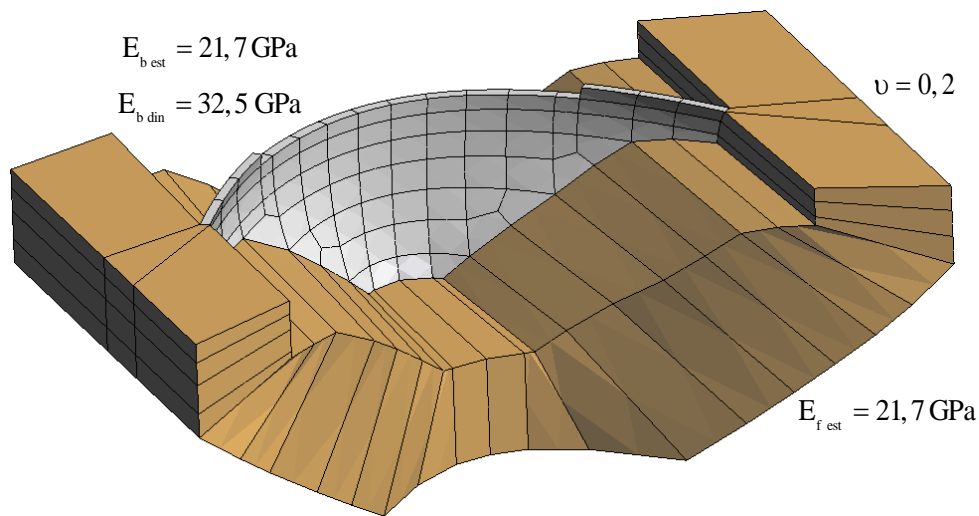
Na Figura 5.13 b.1) mostra-se a discretização do conjunto *barragem-fundação-albufera* utilizada nos cálculos efetuados com o programa *DySSA2.6*. Nesta malha utilizou-se uma discretização em EF3D (isoparamétricos com 20 pontos nodais e 27 pontos de Gauss para a integração) com 80 elementos no corpo da barragem, 72 na fundação e 296 na albufera (elementos finitos de água, formulados em deslocamentos com $G \approx 0$ GPa e $K_v = 2,07 \times 10^6$ GPa). Na interface água-betão foram considerados 74 elementos de junta (elementos com 16 pontos nodais) com rigidez tangencial nula e rigidez normal $k_N = 2,07 \times 10^6$ kN/m.

Na Figura 5.13 b.2) apresenta-se a malha sem albufera e representa-se esquematicamente as massas de água associadas.

Relativamente à deformabilidade sob ações estáticas o valor do módulo de elasticidade é de 21,7 GPa (valor obtido com base em ensaios laboratoriais realizados em provetes de betão). Este valor foi utilizado num modelo para interpretação do comportamento da obra, sob ações estáticas, na fase de primeiro enchimento.

Quanto ao peso próprio do betão (peso específico: $\gamma_b = 24$ kN/m³) considerou-se, simplifcadamente, que o peso do betão se instala instantaneamente, numa única fase.

a) Discretização do corpo da barragem e da fundação



b) Discretização do corpo da barragem e da fundação

b.1) Malha com albufera (*DySSA2.6*)

b.2) Malha sem albufera (MAA *DynDam1.0*)

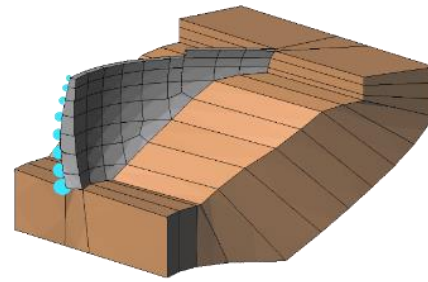
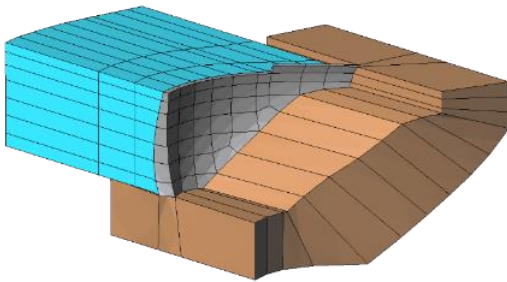


Figura 5.13: Discretização em elementos finitos 3D. Representação da malha da albufera utilizada no *DySSA2.6* e representação esquemática das massas de água associadas (*DynDam1.0*).

Em seguida apresentam-se as propriedades, de uma forma resumida, dos materiais considerados numa tabela (Tabela 5.3).

Tabela 5.3 – Propriedades dos materiais utilizados no modelo de elementos finitos 3D.

Deformabilidade sob ações estáticas	Betão: $E_{b \text{ est}} = 21,7 \text{ GPa}$ $\nu = 0,2$
	Fundação: $E_{f \text{ est}} = 21,7 \text{ GPa}$ $\nu = 0,2$
Deformabilidade sob ações dinâmicas	$E_{\text{din}} = 1,5 E_{\text{est}}$ ($E_{b \text{ din}} = 32,5 \text{ GPa}$)
Resistência do betão	Lei de resistência de Mohr-Coulomb com $f_{\text{ck}} = 20 \text{ MPa}$ e $f_{\text{tk}} = 2 \text{ MPa}$

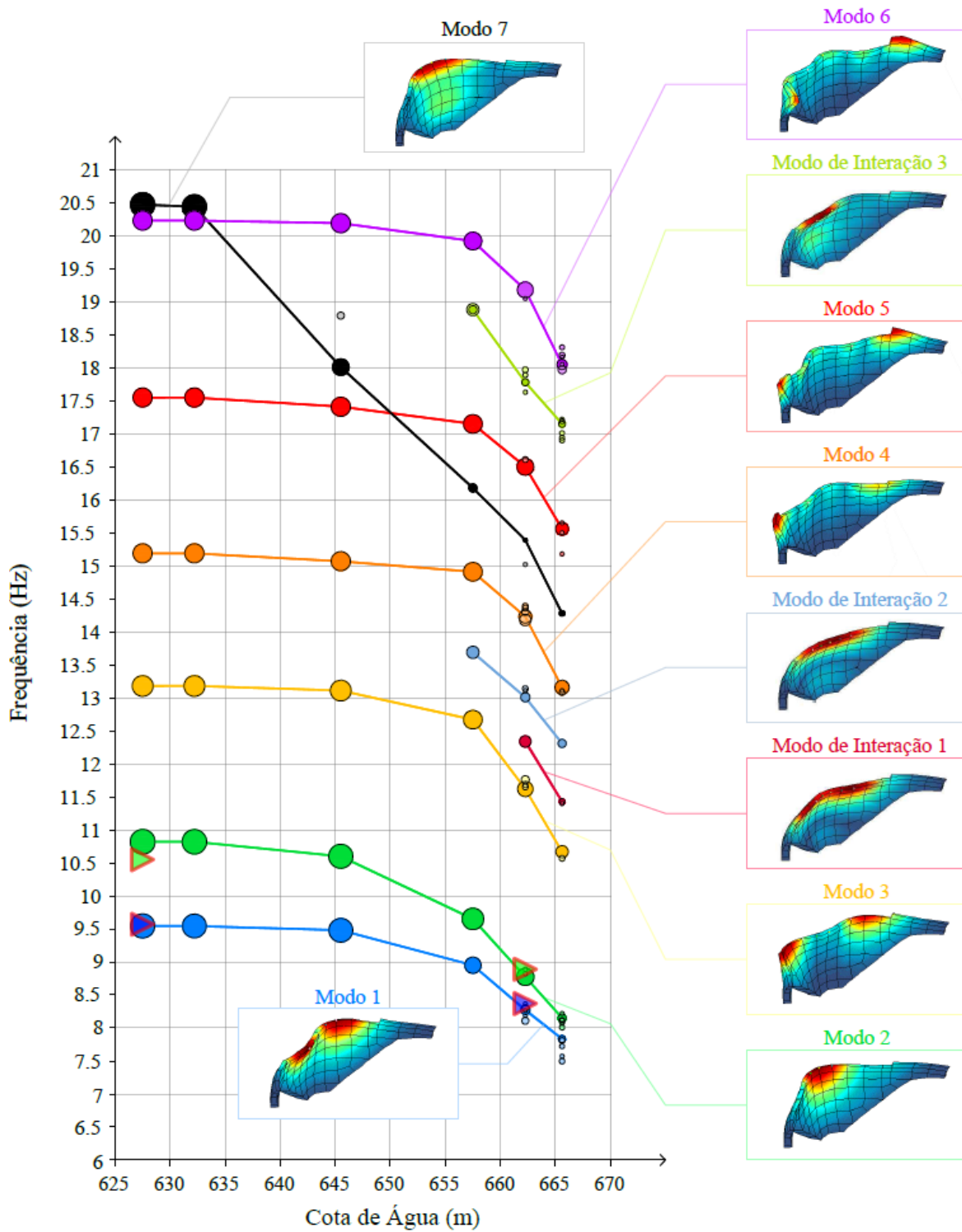
5.4.2 Frequências naturais e modos de vibração

Nesta secção apresentam-se os resultados relativos às frequências naturais e configurações modais, calculados através do *DySSA2.6* e do *DynDam1.0*, assim como a sua comparação.

Foram efetuados diversos estudos numéricos, tanto com o programa *DySSA2.6* como com o *DynDam1.0*, para a caracterização do comportamento dinâmico da barragem relativamente às frequências naturais e configurações modais. O estudo foi realizado para os seus primeiros sete modos de vibração e para diferentes cotas de água (seis ao todo).

Na Figura 5.14 apresentam-se os resultados obtidos através do programa *DySSA2.6*, de onde se podem tirar algumas conclusões pertinentes:

- iv. verifica-se um bom acordo entre as frequências naturais calculadas numericamente e as obtidas experimentalmente com base nos ensaios de vibração ambiente, tanto para albufeira vazia como para albufeira cheia (cota 662,26 m);
- v. à medida que a cota de água aumenta as frequências naturais vão descendo devido ao aumento de massa no sistema (massa de água), e, ao mesmo tempo, vão aparecendo novos modos de vibração “modos de interação” caracterizados por uma menor energia cinética associada ao movimento do corpo da barragem e com característica de não estacionariedade;
- vi. a área dos círculos é proporcional à energia cinética modal no corpo da barragem, sendo maior para os principais modos de vibração – os modos de interação que surgem para cotas de água elevadas têm geralmente valores de energia cinética importantes mas inferiores à energia associada aos modos principais (ver modos com frequências entre 7,5 Hz e 8 Hz calculados para a máxima cota de água).



Legenda

▷ Ensaios de Vibração Ambiente

● Modelação Numérica de E.F. 3D
 Nota: A área dos círculos é proporcional à energia cinética modal no corpo da barragem

Betão:
 $E=32,5 \text{ GPa}$; $\nu=0,2$; $\gamma=24 \text{ kN/m}^3$

Fundação:
 Massa nula e características idênticas às do betão

Consideração de Elementos Finitos 3D de água

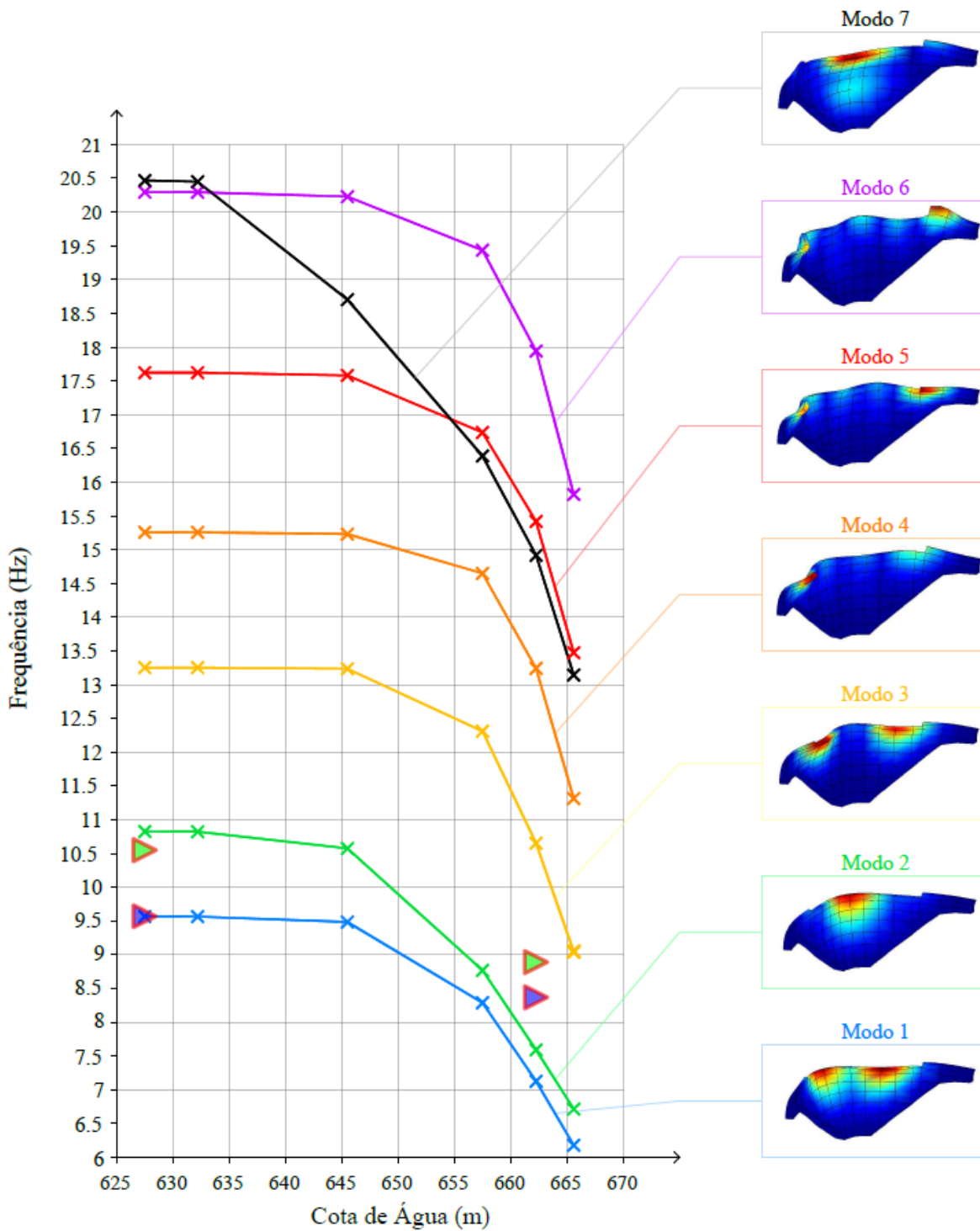
Figura 5.14: Linhas de influência para os primeiros sete modos de vibração. Comparação entre resultados experimentais e numéricos obtidos com o *DySSA2.6*.

A Figura 5.15 é referente à determinação das frequências modais e respectivas configurações através do programa *DynDam1.0*, onde se considerou a hipótese de massas de água associadas de Westergaard. Pela sua análise é possível retirar as seguintes conclusões:

- i. à medida que a cota de água aumenta, as frequências naturais também vão decrescendo, mas, neste caso, de forma mais acentuada, verificando-se que, para cotas de água elevadas, o *DynDam1.0* (massas de água associadas: formulação de Westergaard) conduz a valores de frequências significativamente interiores às identificadas experimentalmente;
- ii. com o *DynDam1.0* não é possível obter os modos de interação que podem surgir para cotas de água elevadas, calculando-se apenas os denominados modos principais associados aos movimentos oscilatórios do corpo da barragem, o que não permite explicar a dificuldade que ao longo dos anos se tem sentido em determinar as frequências naturais de vibração para a situação de albufeira cheia;
- iii. as configurações dos modos principais são praticamente iguais para ambos os programas.

Para uma melhor perceção das conclusões retiradas dos dois cálculos resolveu-se apresentar uma figura onde se pudessem analisar lado a lado (Figura 5.16) (Oliveira, Osório, Silvestre, & Câmara, 2014).

É ainda de salientar que os resultados obtidos através do *DySSA2.6* são os que, possivelmente, melhor traduzem a realidade. Este novo modelo, depois de um estudo mais aprofundado, pode vir a ser aplicado a novos estudos conduzindo assim a resultados mais fidedignos.



Legenda

- ▷ Ensaio de Vibração Ambiente
- ✕ Modelação Numérica de E.F. 3D

Betão:
 $E=32,5 \text{ GPa}$; $\nu=0,2$; $\gamma=24 \text{ kN/m}^3$

Fundação:
 Massa nula e características idênticas às do betão

Consideração das pressões hidrodinâmicas de acordo com a hipótese de Westergaard (Massas de Água Associadas)

Figura 5.15: Linhas de influência para os primeiros sete modos de vibração. Comparação entre resultados experimentais e numéricos obtidos com o *DynDam1.0* (100% MAA).

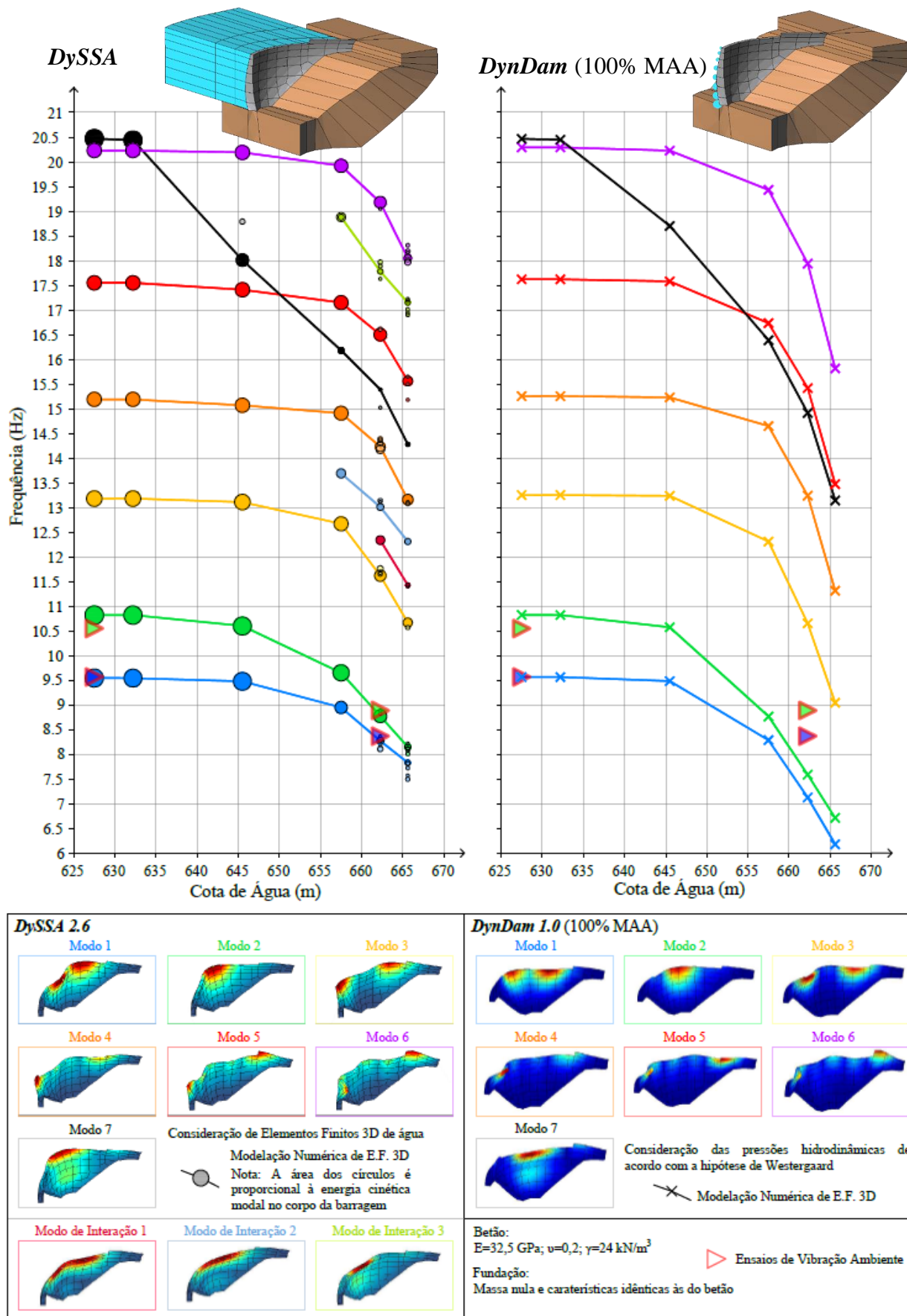


Figura 5.16: Linhas de influência das frequências naturais. Comparação entre resultados experimentais e numéricos obtidos com o *DySSA2.6* e com o *DynDam1.0* (100% MAA) (Oliveira, Osório, Silvestre, & Câmara, 2014).

No decorrer do presente trabalho, para a análise da simulação sob ações sísmicas da barragem de Alto Ceira II, decidiu-se adotar um coeficiente de redução para as massas de água de Westergaard para a calibração do programa *DynDam1.0* indicando assim resultados mais próximos da realidade.

O coeficiente a utilizar, depois de se ter realizado um pequeno estudo (Tabela 5.4), é de 0,5, ou seja, reduz-se em 50% o efeito das massas de água associadas (50% MAA). Esta redução à partida parece um pouco exagerada, mas, como os estudos realizados por Westergaard foram executados para paredes verticais e fixas, para este modelo (barragem abóbada de dupla curvatura), possivelmente não estará muito longe de reproduzir a realidade com maior fiabilidade.

Além destes fundamentos, existem estudos que utilizaram a mesma metodologia, ou seja, avaliaram um sistema *barragem-fundação-albufeira*, primeiramente com a albufeira discretizada em elementos finitos 3D, de seguida, considerando a hipótese de Westergaard e, por fim, a mesma hipótese de Westergaard, mas com uma redução do seu efeito de 50% para se aproximar da realidade (Houqun, 2014).

Tabela 5.4 – Comparação de resultados de frequências naturais (quatro primeiros modos) obtidos através do *DySSA2.6* e do *DynDam1.0* (afetado por um coeficiente de redução das massas de água associadas).

	<i>DySSA</i>	<i>DynDam (-40%)</i>		<i>DynDam (-50%)</i>		<i>DynDam (-60%)</i>	
	Freq. (Hz)	Freq. (Hz)	Diferença	Freq. (Hz)	Diferença	Freq. (Hz)	Diferença
1º Modo	7,833	7,666	0,168	7,343	0,490	7,058	0,775
2º Modo	8,151	8,461	-0,310	8,075	0,076	7,737	0,414
3º Modo	10,670	11,006	-0,336	10,593	0,077	10,222	0,448
4º Modo	13,160	13,352	-0,192	12,951	0,209	12,577	0,584

Para se perceber a diferença envolvida entre os resultados sem serem corrigidos e afetados pelo coeficiente adotado apresenta-se a Figura 5.17 e analisando-a retiram-se as seguintes conclusões:

- i. os valores das frequências naturais para cotas de água mais elevadas aumentaram, fazendo com que estas se aproximassem dos resultados obtidos através do ensaio de vibração ambiente para a cota de 662,26 m;
- ii. as configurações modais continuam exatamente iguais, mas para o 7º modo de vibração verificou-se que a sua linha de influência apenas cruza a do 6º e não a do 5º como acontece com os resultados não corrigidos.

O coeficiente adotado neste estudo apenas se adapta para esta barragem, caso se faça um estudo para uma outra, é necessário proceder a uma nova calibração através de ensaios de vibração forçada e/ou ambiente.

Cálculo com massas de água associadas (*DynDam1.0*)

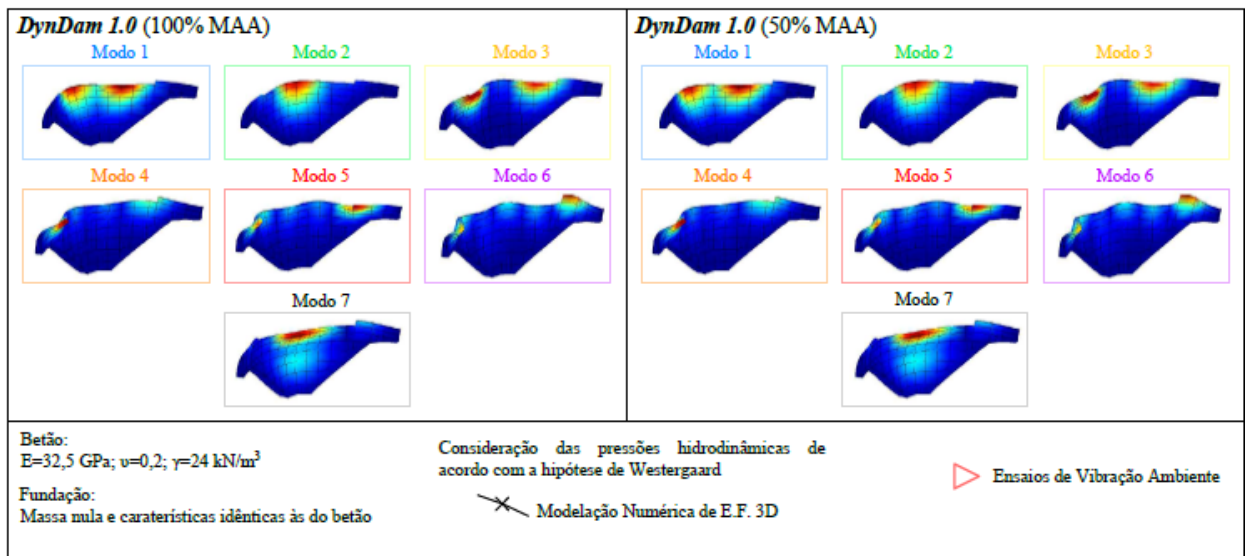
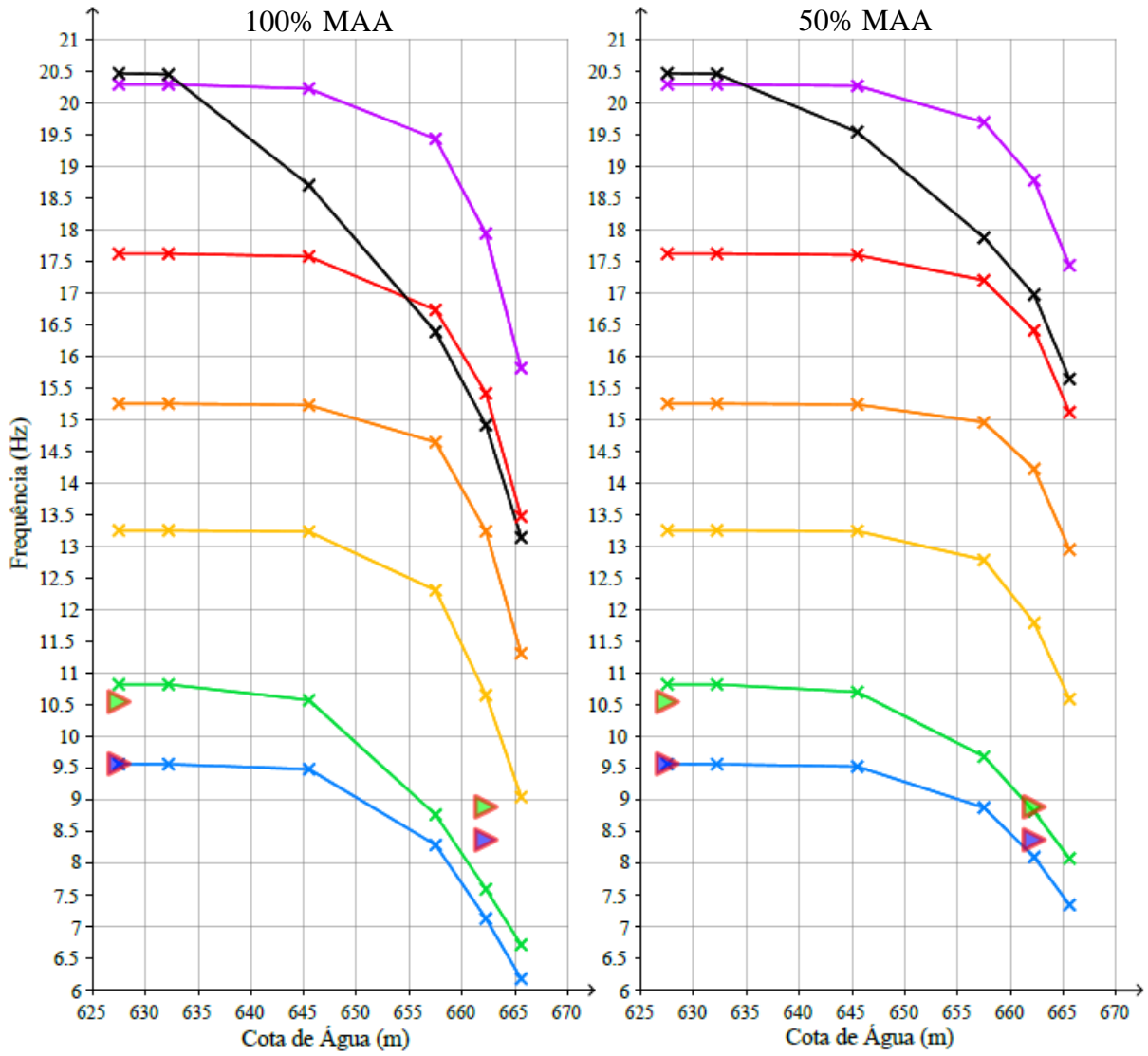


Figura 5.17: Linhas de influência das frequências naturais. Comparação entre resultados experimentais e numéricos obtidos com o *DynDam1.0* para as hipóteses de 100% MAA e 50% MAA.

5.5 Comportamento da Barragem Sob Ações Sísmicas

5.5.1 Modelo adotado

Na verificação da segurança de grandes barragens de betão sob ações sísmicas é usual efetuar cálculos elásticos lineares ao longo do tempo (acelerogramas aplicados na base) considerando que as pressões hidrodinâmicas são simuladas através de massas de água associadas, calculadas usando a fórmula Westergaard. Neste caso foi utilizado o programa *DynDam1.0*, considerando uma hipótese de redução para metade das massas de água de Westergaard (50% MAA) (Houqun, 2014), adotando-se, para o corpo da obra, um módulo de elasticidade de 32,5 GPa e coeficiente de Poisson de 0,2, como foi atrás referido. Quanto à fundação, foi considerada a hipótese de comportamento elástico-linear, tendo-se considerado massa nula (despreza-se a resposta dinâmica do bloco de fundação) e um módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson iguais aos do betão.

Consideram-se coordenadas modais, com sobreposição dos 100 primeiros modos de vibração e adota-se a hipótese de amortecimento de Rayleigh (proporcional à massa e à rigidez). Quanto às leis de Rayleigh consideradas é de referir que, para cenários envolvendo o SBP, adota-se uma lei a que corresponde um amortecimento modal de 1% na frequência do 1º modo e, além desta, foi considerada uma lei a que corresponde um amortecimento modal de 5% (na frequência do 1º modo) com vista a estudar o comportamento da obra para ações sísmicas de maior intensidade. Na Figura 5.18 apresentam-se as duas leis de amortecimento referidas (as linhas verticais a vermelho representam as frequências naturais da barragem para a situação de albufeira à cota máxima).

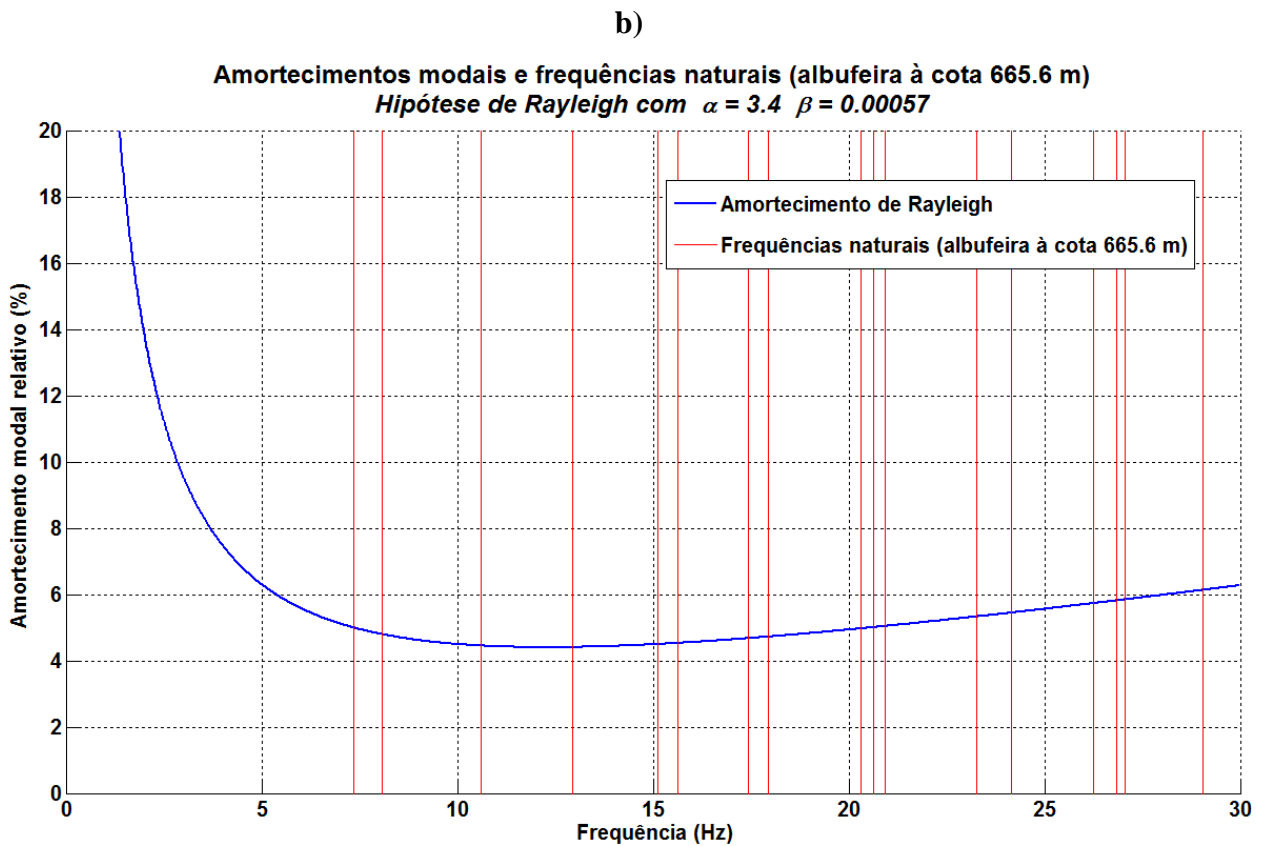
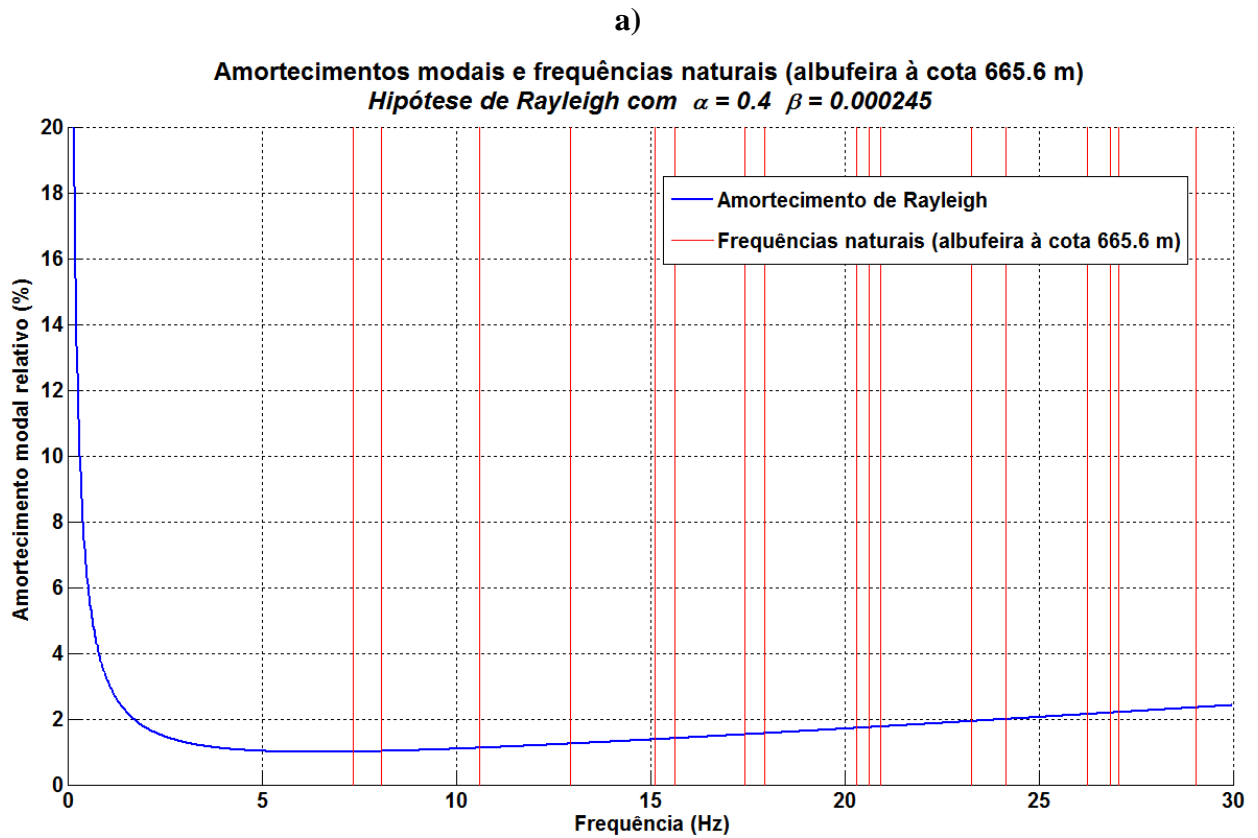


Figura 5.18: Amortecimento de Rayleigh. Curvas adotadas: a) Calibrada para um amortecimento relativo $\xi \approx 1\%$ na frequência do 1º modo; b) Calibrada para um amortecimento relativo $\xi \approx 5\%$ na frequência do 1º modo.

5.5.2 Definição da ação sísmica

Quanto às ações sísmicas (Figura 5.19), consideraram-se 30 acelerogramas gerados com um modelo de rotura de falha e de propagação de ondas sísmicas desenvolvido no LNEC (Carvalho, 2007), para o local de uma barragem situada na zona centro de Portugal continental. No local dessa barragem foram também estimados espectros de resposta para o SBP e SMP, pela técnica usual, tendo-se verificado que correspondiam a uma envolvente adequada dos espectros de resposta calculados a partir dos acelerogramas gerados pelo modelo de rotura de falha. Como indicado na Figura 5.19 a aceleração de pico estimada para o local da referida barragem foi de 0,06 g e 0,14 g para o SBP e SMP, respetivamente.

No presente caso da barragem de Alto Ceira II considerou-se que podiam ser utilizados os acelerogramas anteriormente referidos, contudo devia ser adotada, para o SBP, uma aceleração de pico de apenas 0,1 g, pelo que os referidos acelerogramas foram devidamente escalados.

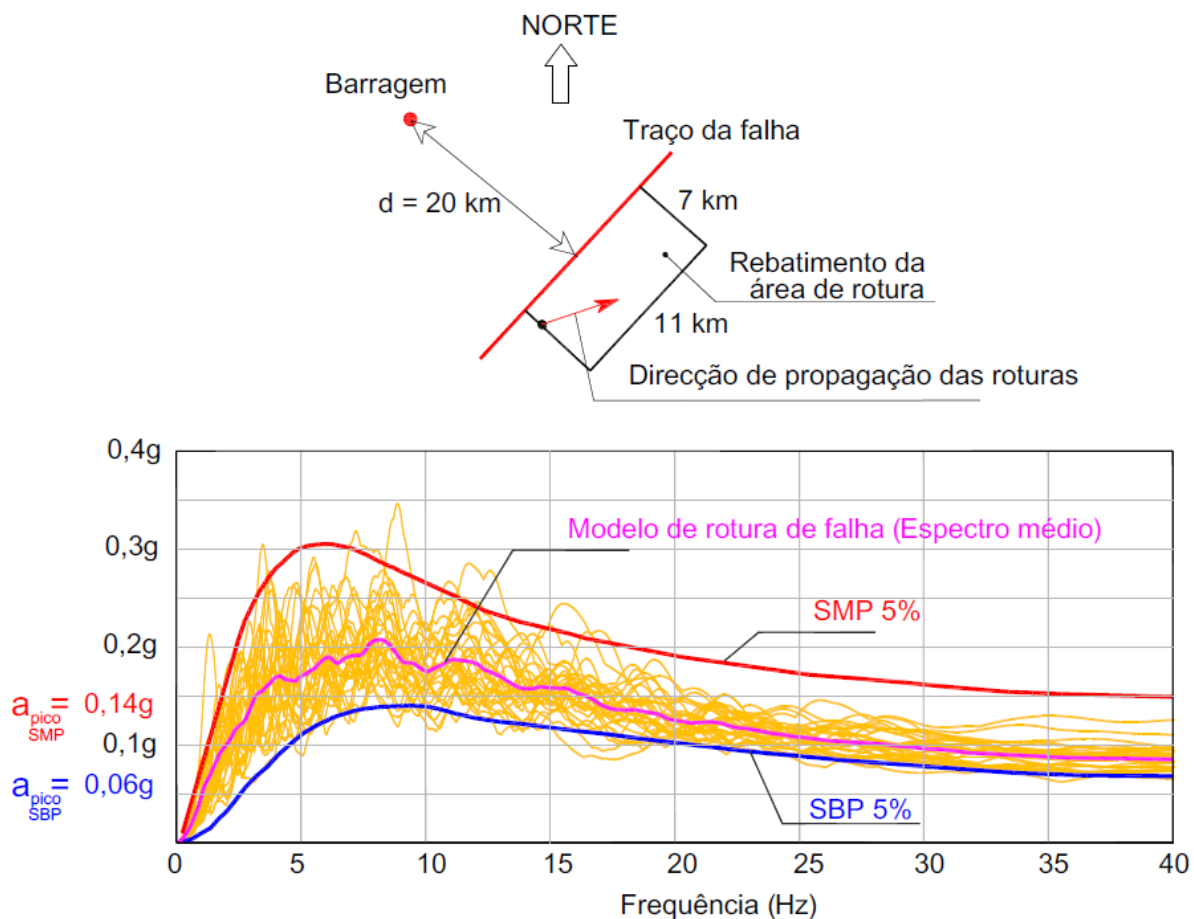


Figura 5.19: Comparação dos espectros de resposta envolventes (de uma barragem situada na zona centro de Portugal) com os espectros de resposta correspondentes aos acelerogramas sísmicos gerados por intermédio de um modelo de rotura de falha (Carvalho, 2007).

5.5.3 Cálculo para a combinação PP+PH+SBP

Neste ponto apresentam-se resultados com vista a avaliar a resposta da obra para a combinação PP+PH+SBP, tendo sido escolhido o acelerograma 8 (de entre os 30 acelerogramas apresentados no Anexo II) em virtude de ser o que apresenta maior amplitude na frequência do primeiro modo de vibração da barragem na situação de albufeira cheia (Figura 5.20).

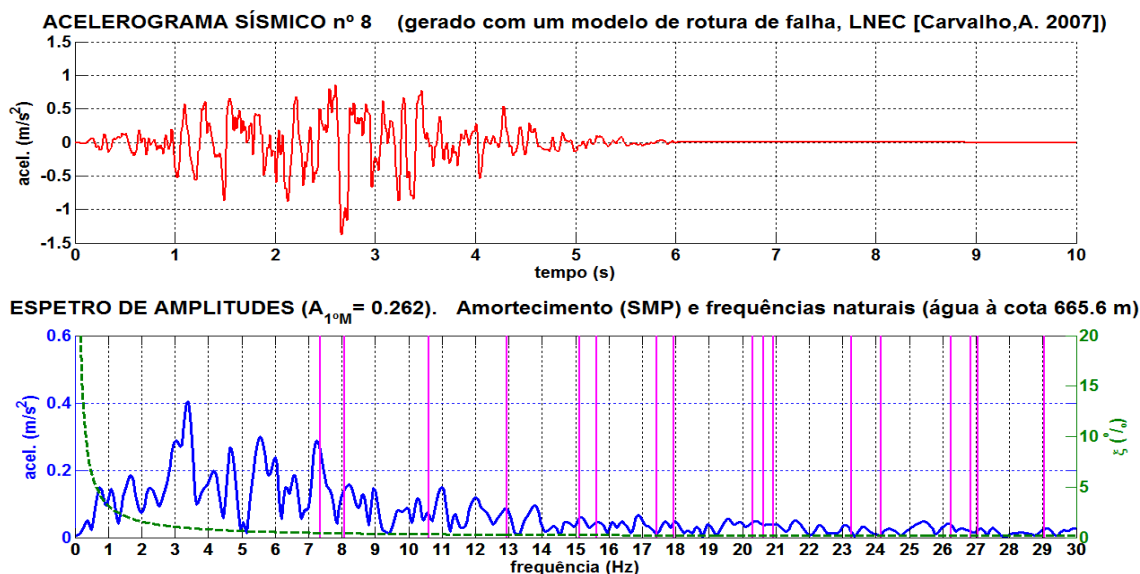


Figura 5.20: Acelerograma 8. Escolhido de entre os trinta acelerogramas gerados com o modelo de rotura de falha, devido ao facto de ter a maior amplitude espectral na frequência do 1º modo da barragem (considerando a albufeira cheia, modelo 50% MAA, e $E_b = 32,5$ GPa).

Para realizar uma análise da resposta sísmica da obra considerando a combinação PP+PH+SBP, foi efetuado inicialmente um estudo da resposta da obra (campos de tensões e deslocamentos) para cada uma das ações envolvidas na referida combinação: peso próprio (PP), pressão hidrostática com água à cota máxima de 665,6 m (PH) e sismo base de projeto (SBP com $a_{pico}=0,1$ g).

Relativamente à ação do PP (Figura 5.21), verificou-se que o deslocamento máximo ocorre na zona central superior e é da ordem de 1,1 mm (no sentido descendente). Analisando a Figura 5.22 verifica-se que junto ao paramento de jusante ocorrem tensões de compressão verticais a cerca de 1/3 da altura com valores da ordem de 0,5 MPa. No mesmo paramento, surgem, ainda, tensões de tração horizontais da ordem de 0,2 MPa (na realidade estas tensões não se instalam dado que existem juntas verticais de contração, não consideradas neste modelo), nas zonas laterais. Pela Figura 5.23 é possível verificar que surgem tensões de compressão verticais a montante na zona de inserção com valor máximo da ordem de 1,0 MPa.

Para a ação da PH (Figura 5.22) verificou-se que as maiores compressões ocorrem nos rins a jusante (1,6 MPa) e surgem trações verticais junto ao paramento, na zona central, da ordem de 0,35 MPa. Pela Figura 5.23 (paramento de montante) verifica-se que existem compressões na zona central a meia altura, segundo os arcos, com valores da ordem de 1,3 MPa. Junto ao pé do mesmo paramento, surgem trações verticais com valores máximos de 1,2 MPa.

Nestas figuras (Figura 5.21 a Figura 5.23) apresentam-se ainda os resultados referentes à combinação PP+PH, sendo de referir que as tensões verticais a jusante, junto à base, são reduzidas, da ordem de 0,3 MPa. As compressões máximas segundo os arcos surgem junto ao paramento de montante, na zona central da obra, e são da ordem de 1,2 MPa. No paramento de jusante as compressões máximas surgem nas zonas dos rins e junto à base com direção perpendicular à inserção e são também da ordem de 1,6 MPa.

Foi também analisada a resposta da obra para o Sismo Base de Projeto (SBP, $a_{\text{pico}}=0,1$ g) tendo-se considerado dois instantes notáveis:

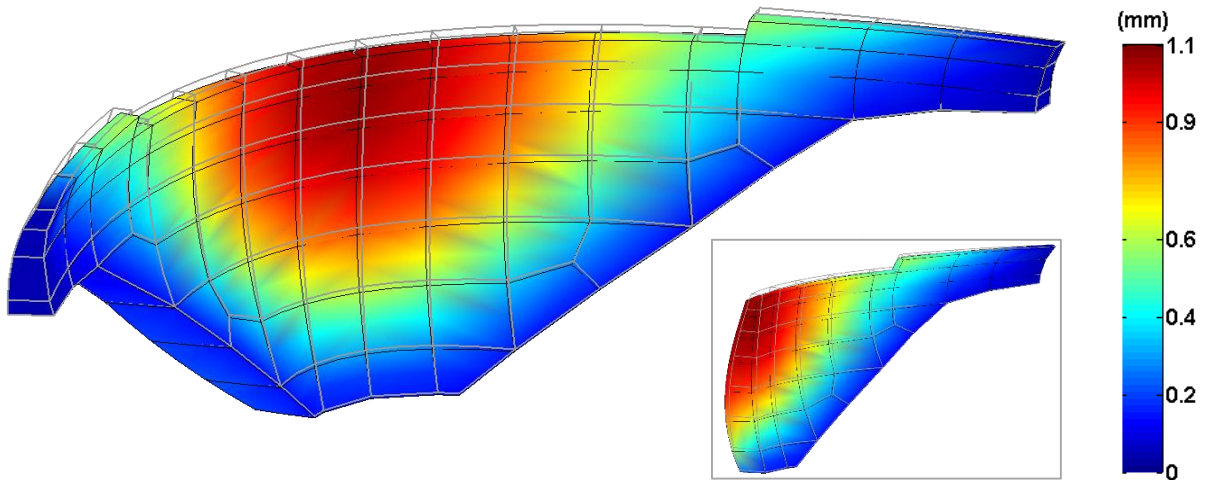
- instante t_J , em que ocorre o maior deslocamento para jusante na zona central do coroamento (Figura 5.24);
- instante t_M , em que ocorre o maior deslocamento para montante na zona central do coroamento (Figura 5.25).

No instante t_J (deslocamento máximo para jusante) ocorrem tensões de tração na zona do pé de montante, quase verticais, com valores da ordem de 0,4 MPa. Na zona central superior é evidente o efeito de arco, onde ocorrem tensões de compressão horizontais a montante da ordem de 0,7 MPa.

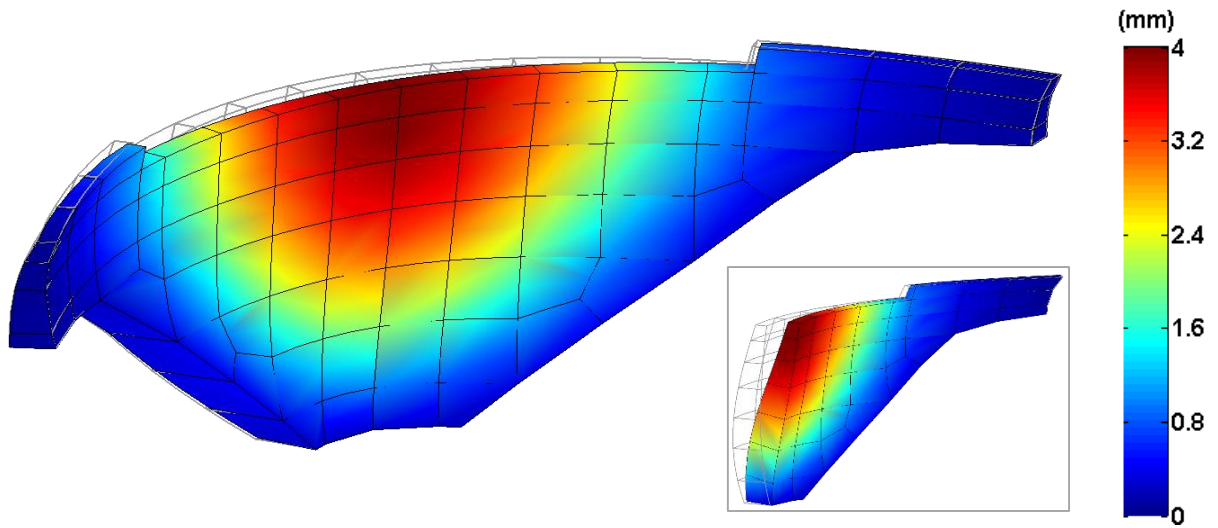
Relativamente ao instante t_M (deslocamento máximo para montante) aparecem tensões de compressão no pé do paramento de montante, quase verticais, com valores da ordem de 0,4 MPa e, na zona do coroamento, aparecem tensões de tração, quase horizontais, com valores máximos de 0,6 MPa que, na realidade, não se instalam na sua totalidade devido ao efeito de abertura das juntas de contração.

Campo de deslocamentos – Vista de montante e corte transversal

Ação do Peso Próprio (PP)



Ação da Pressão Hidrostática (PH)



Combinação de ações (PP + PH)

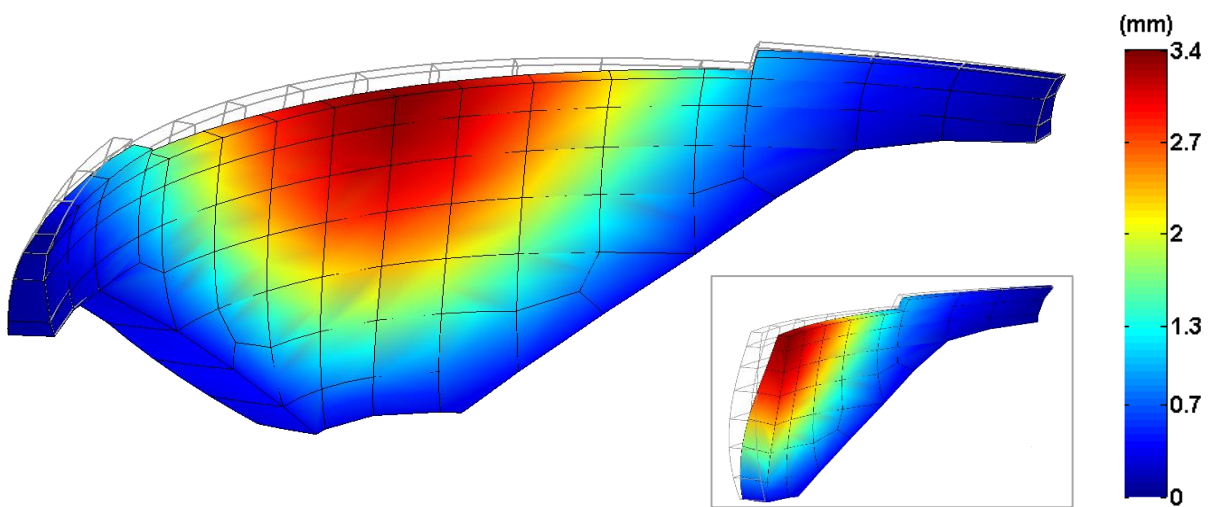
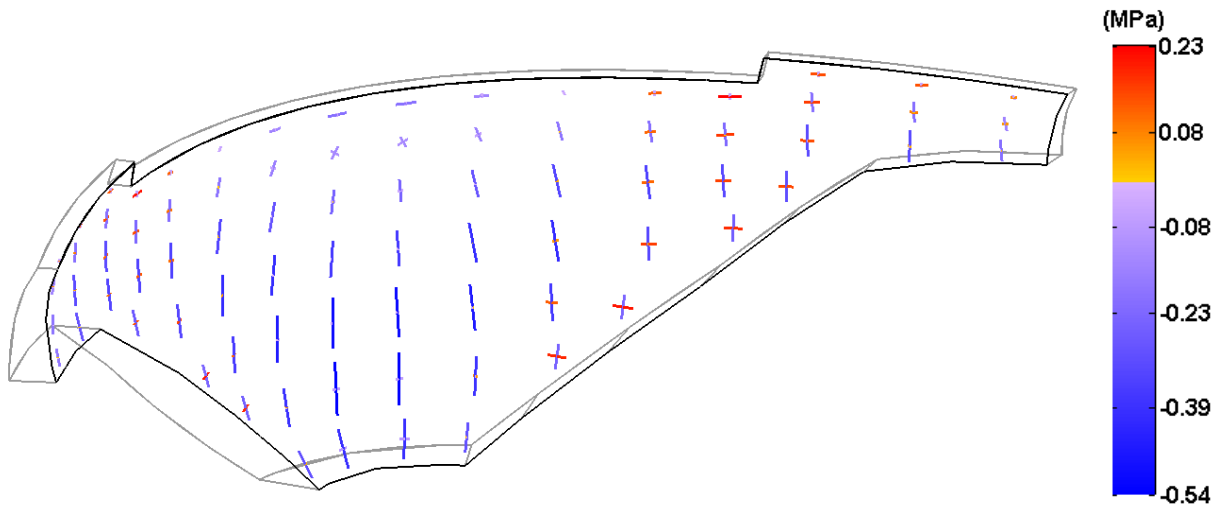


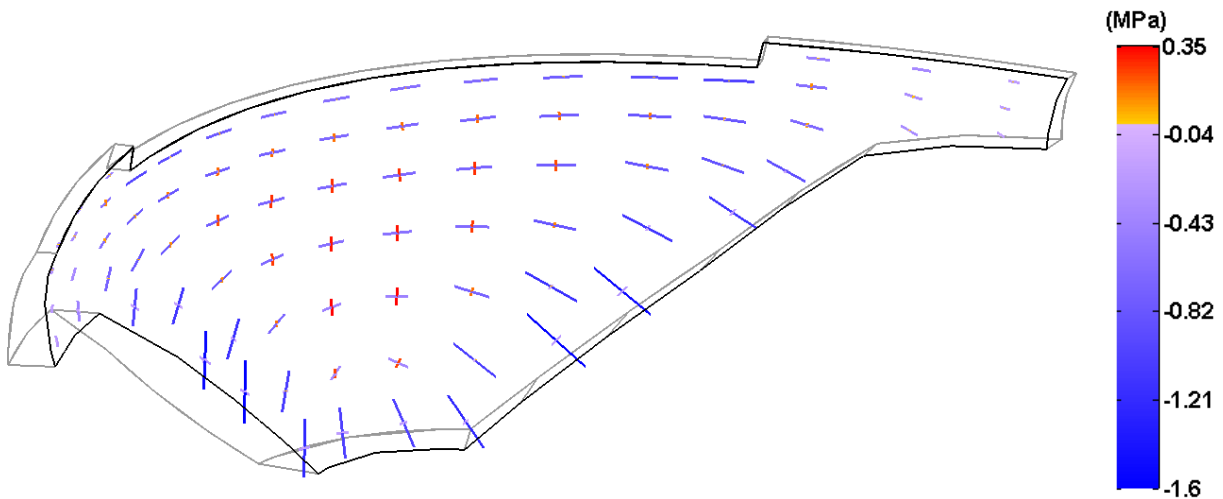
Figura 5.21: Campo de deslocamentos devido ao peso próprio, pressão hidrostática e à sua combinação, respectivamente.

Campo de tensões no paramento de jusante

Corpo da Barragem (Vista de Jusante) – Ação do Peso Próprio (PP)



Corpo da Barragem (Vista de Jusante) – Ação da Pressão Hidrostática (PH)



Corpo da Barragem (Vista de Jusante) – Combinação de ações (PP + PH)

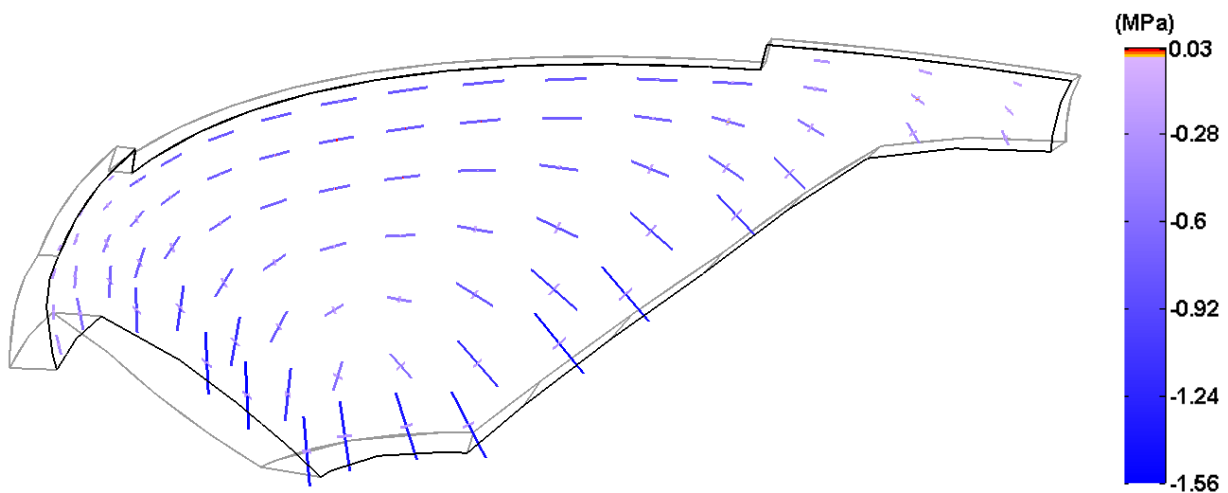
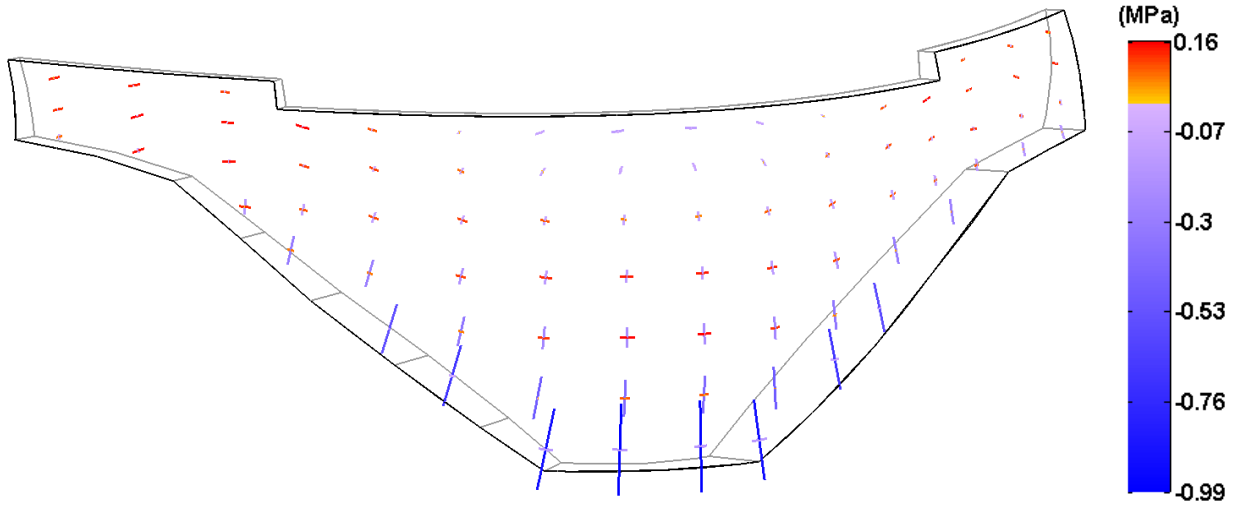


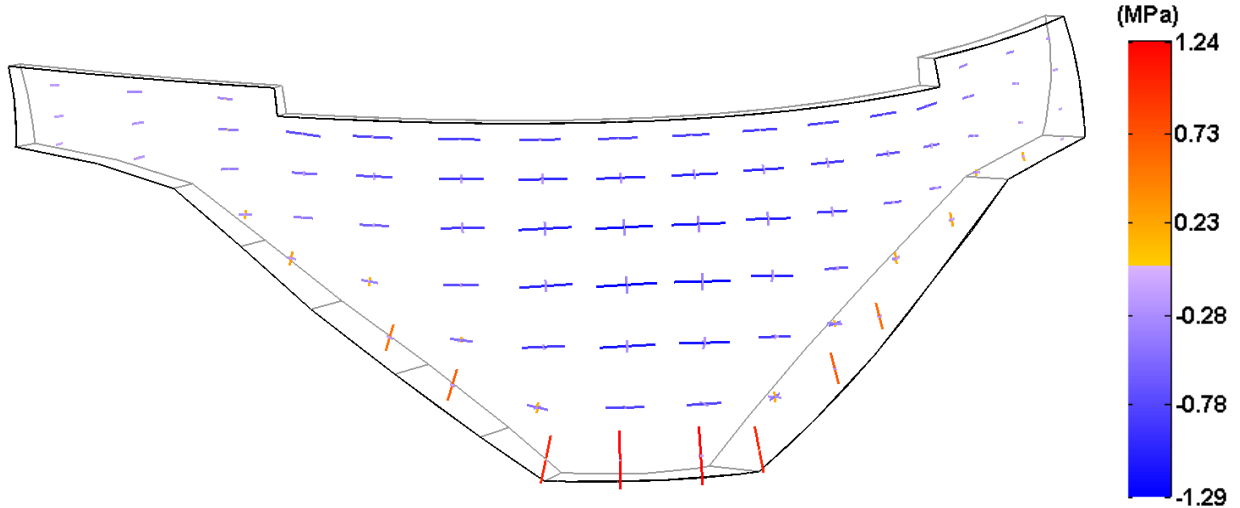
Figura 5.22: Campo de tensões para o paramento de jusante devido ao peso próprio, pressão hidrostática e à sua combinação, respectivamente.

Campo de tensões no paramento de montante

Ação do Peso Próprio (PP)



Ação da Pressão Hidrostática (PH)



Combinação de ações (PP + PH)

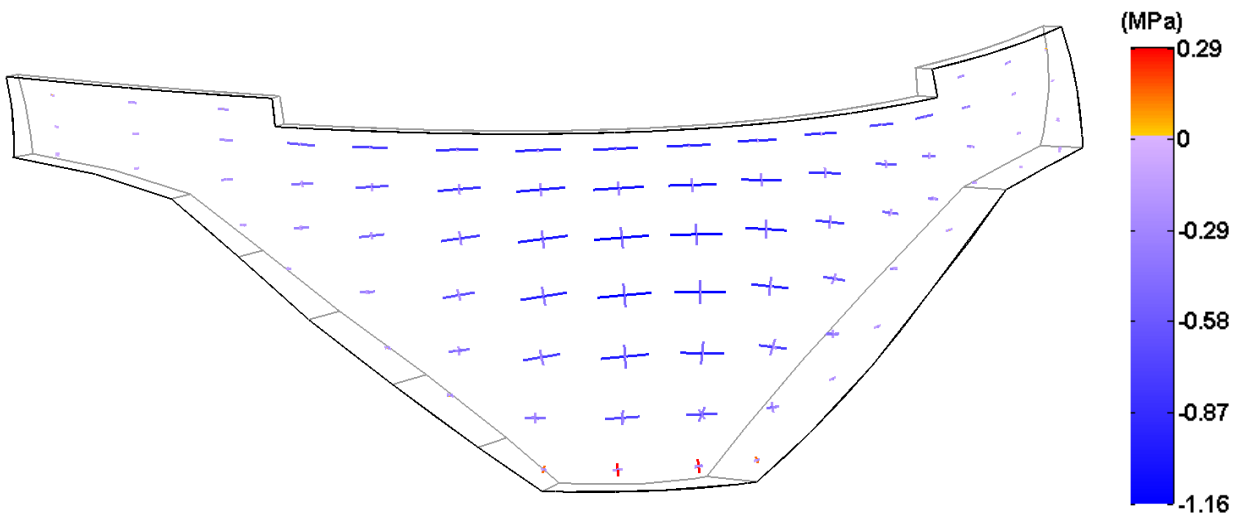
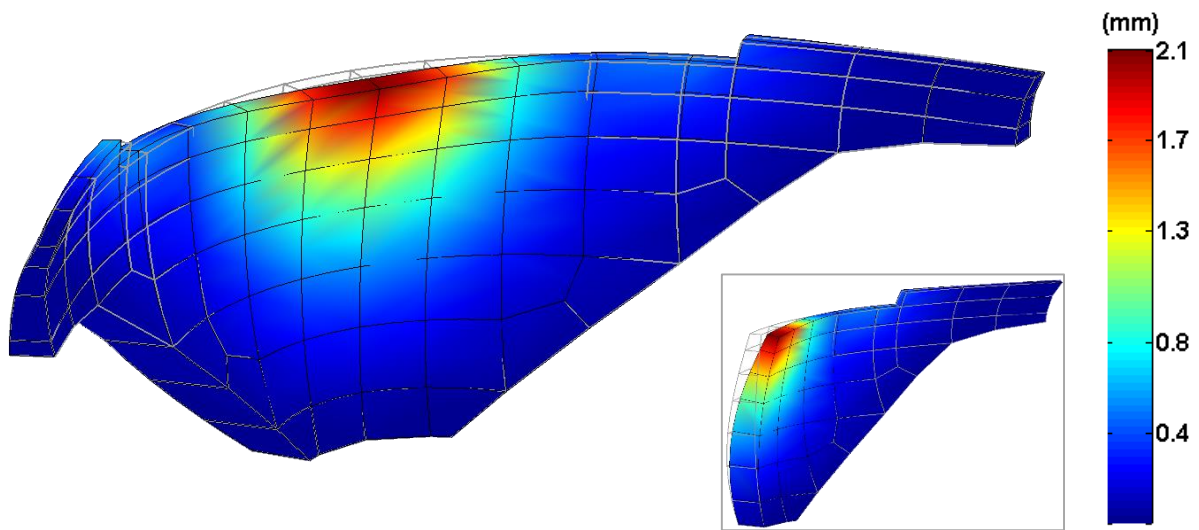
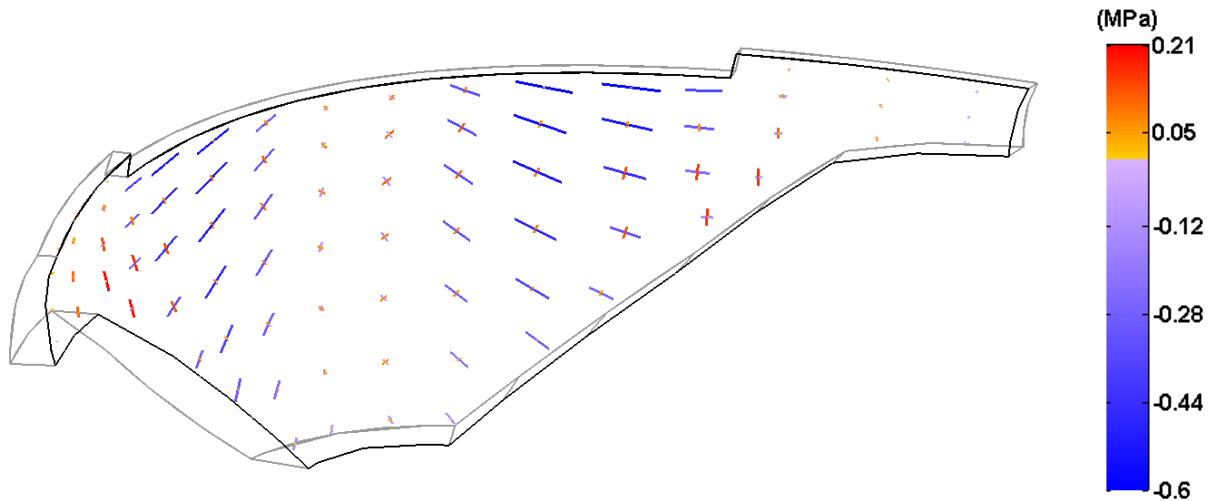


Figura 5.23: Campo de tensões para o paramento de montante devido ao peso próprio, pressão hidrostática e à sua combinação, respetivamente.

Desformada da estrutura (instante t_j)



Tensões principais no paramento de jusante (instante t_j)



Tensões principais no paramento de montante (instante t_j)

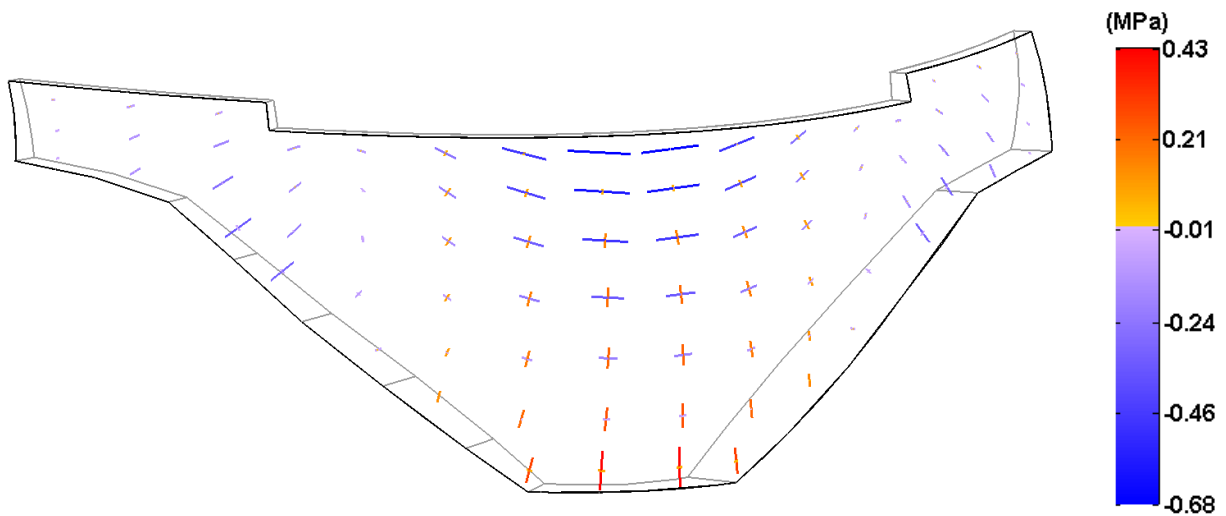
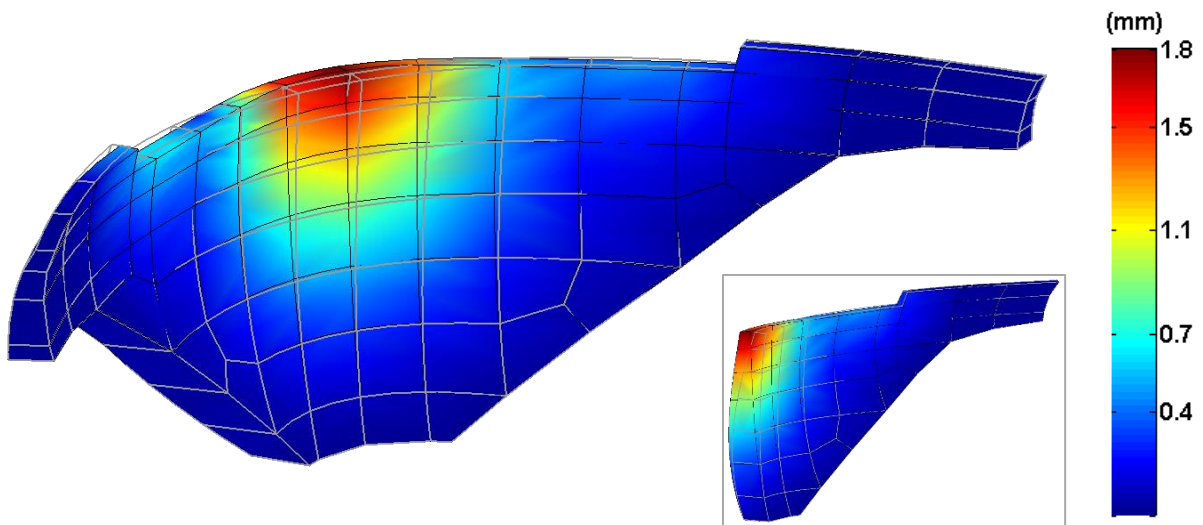
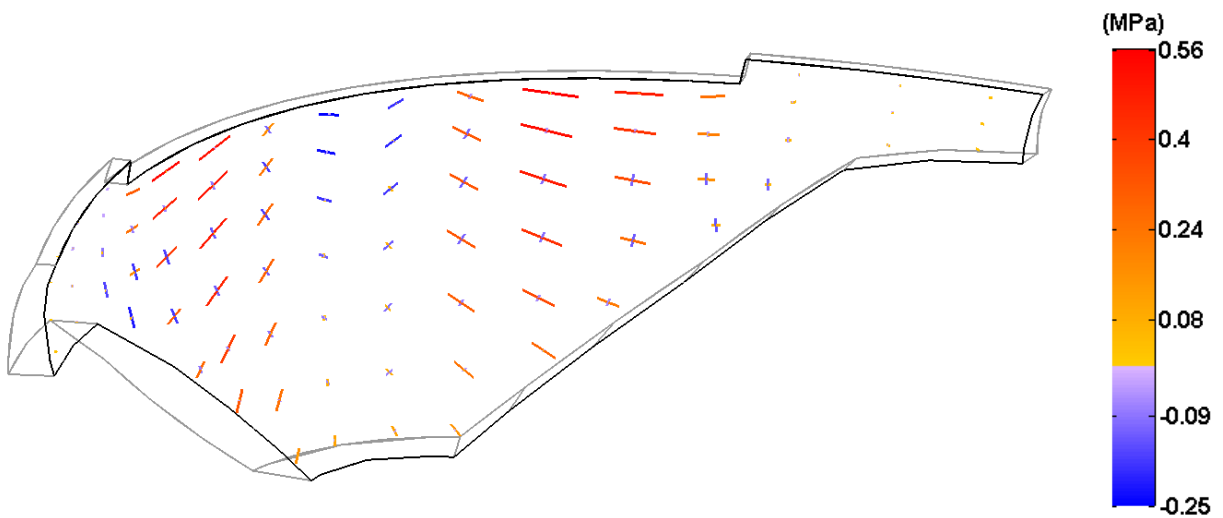


Figura 5.24: Resposta Sísmica: SBP, acelerograma 8 aplicada na direção montante-jusante com $a_{pico}=0,1$ g no instante t_j e com amortecimento relativo $\xi=1\%$ na frequência do 1º modo.

Deformada da estrutura (instante t_M)



Tensões principais no paramento de jusante (instante t_M)



Tensões principais no paramento de montante (instante t_M)

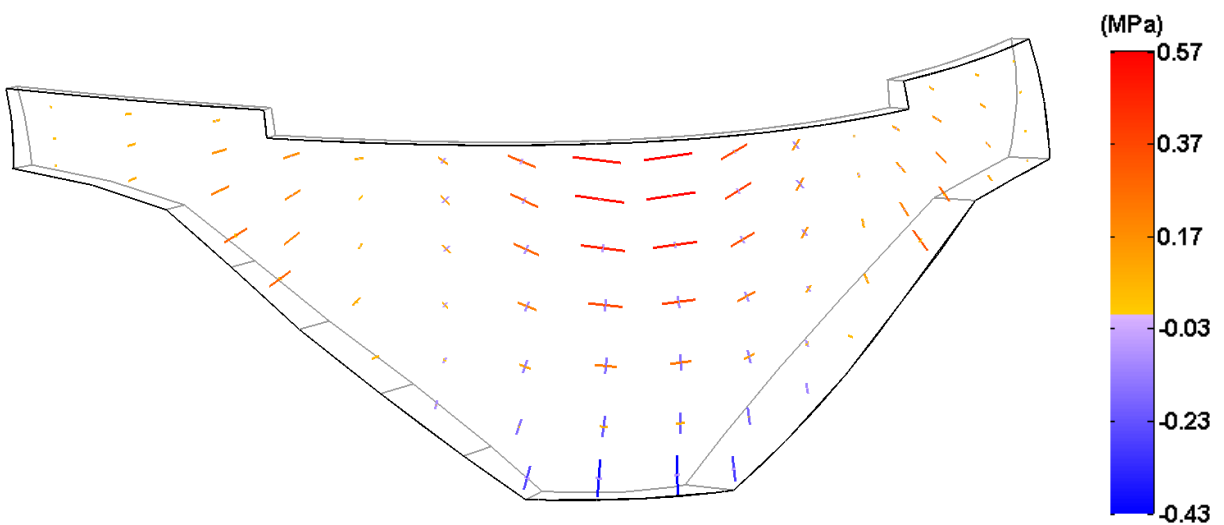


Figura 5.25: Resposta Sísmica: SBP, acelerograma 8 aplicado na direção montante-jusante com $a_{\text{pico}}=0,1$ g para o instante t_M e com amortecimento relativo $\xi=1\%$ na frequência do 1º modo.

5.5.3.1 Deslocamentos e tensões para a combinação PP + PH + SBP

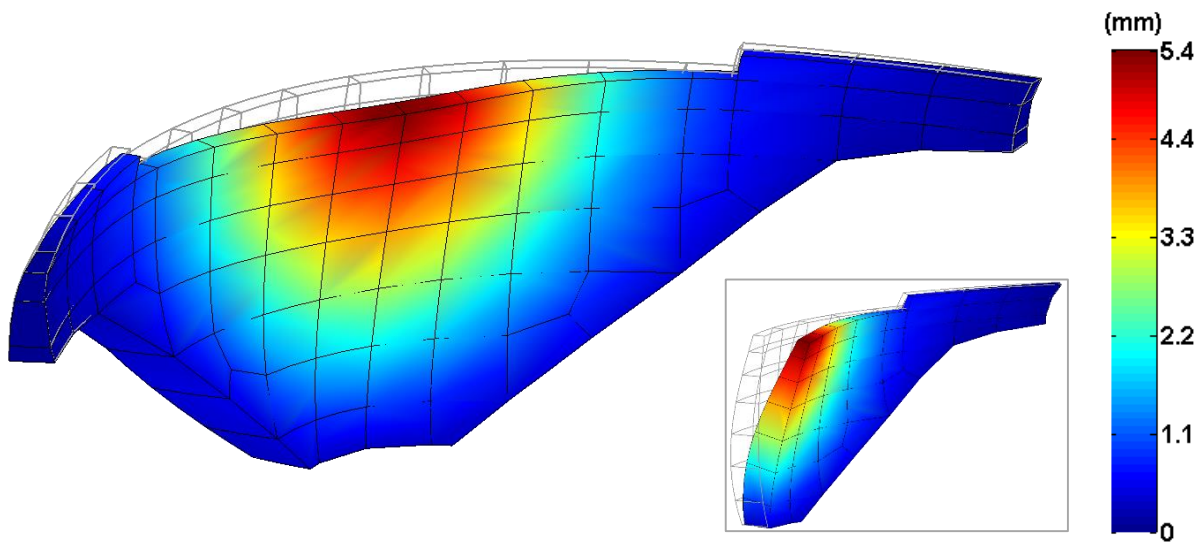
De seguida apresentam-se os campos de tensões para os mesmos instantes (t_J e t_M), mas agora considerando o peso próprio da estrutura, a pressão hidrostática à cota máxima de 665,6 m e o SBP em simultâneo (Figura 5.26 e Figura 5.27).

Para o instante de t_J (Figura 5.26) aparecem tensões de tração no pé de montante com valores máximos de 0,69 MPa e tensões de compressão no pé de jusante com valores -1,86 MPa, ambas praticamente verticais. Na zona junto do coroamento é evidente o efeito de arco pois aparecem compressões horizontais a montante com valores na ordem de -1,68 MPa. Em comparação com os efeitos provocados apenas pelo sismo é evidente que as trações, no paramento de montante existem em muito menor quantidade, embora mais elevadas, e no paramento de jusante praticamente desapareceram.

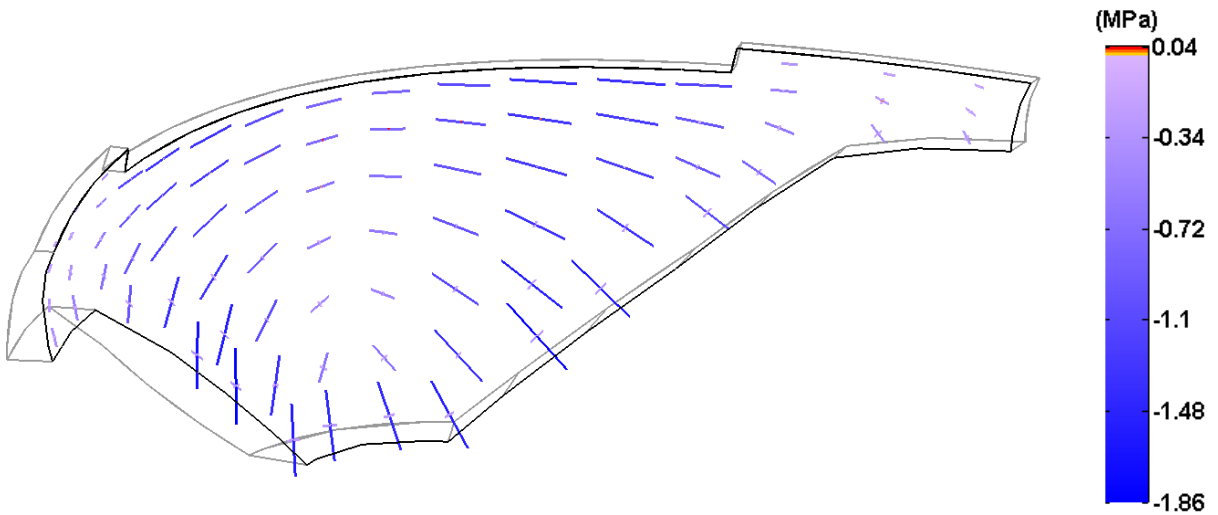
Relativamente ao instante t_M (Figura 5.27), o paramento de montante apresenta trações junto dos encontros com valores na ordem dos 0,27 MPa e a jusante existem tensões de compressão de valores máximos de -1,31 MPa, junto ao seu pé e “rins”. Comparativamente com os resultados da resposta sob a ação sísmica, a barragem apresenta um melhor comportamento, pois apenas existem compressões em praticamente todo o seu corpo.

Como era de esperar, a obra de arte sob o efeito das três ações tem um comportamento muito mais favorável pois o seu peso próprio condiciona muito mais o efeito da ação sísmica e da ação da pressão hidrostática. É ainda de salientar que, tratando-se de uma barragem abóbada de dupla curvatura, melhora o seu comportamento, pois o efeito de arco faz com que apareçam compressões horizontais ao longo dos seus arcos para as quais o betão consegue resistir perfeitamente.

Deformada da estrutura (instante t_j)



Tensões principais no paramento de jusante (instante t_j)



Tensões principais no paramento de montante (instante t_j)

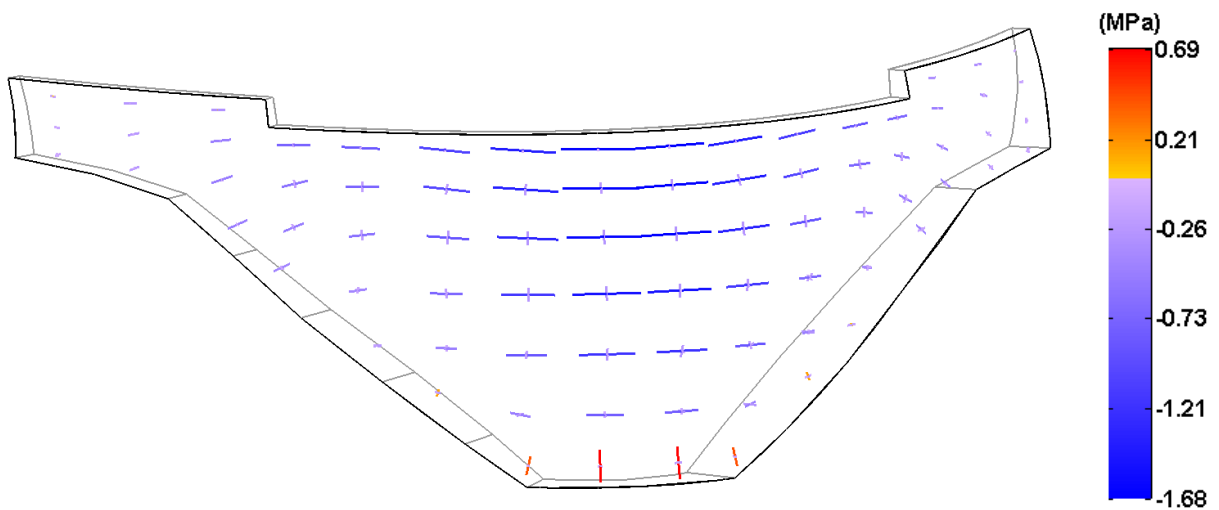
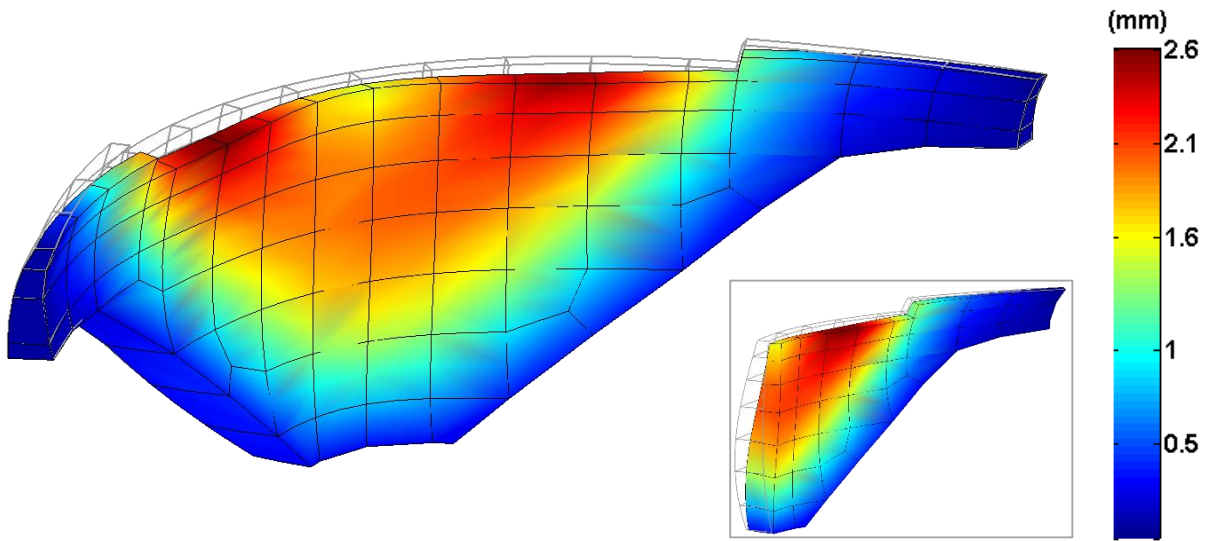
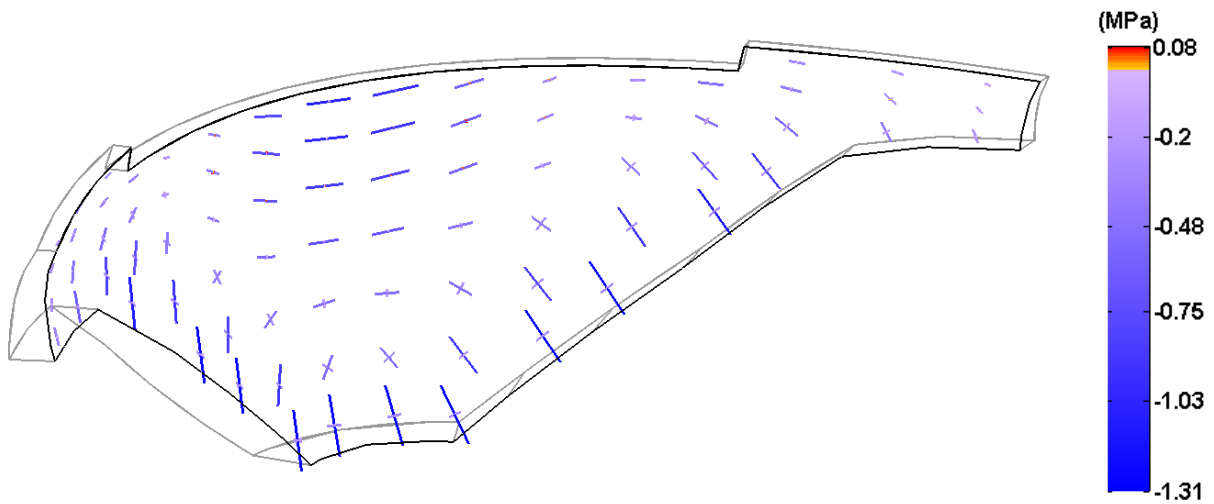


Figura 5.26: Resposta Sísmica: SBP + PP + PH, acelerograma 8 aplicado na direção montante-jusante com $a_{\text{pico}}=0,1$ g no instante t_j e com amortecimento relativo $\xi=1\%$ na frequência do 1º modo.

Deformada da estrutura (instante t_M)



Tensões principais no paramento de jusante (instante t_M)



Tensões principais no paramento de montante (instante t_M)

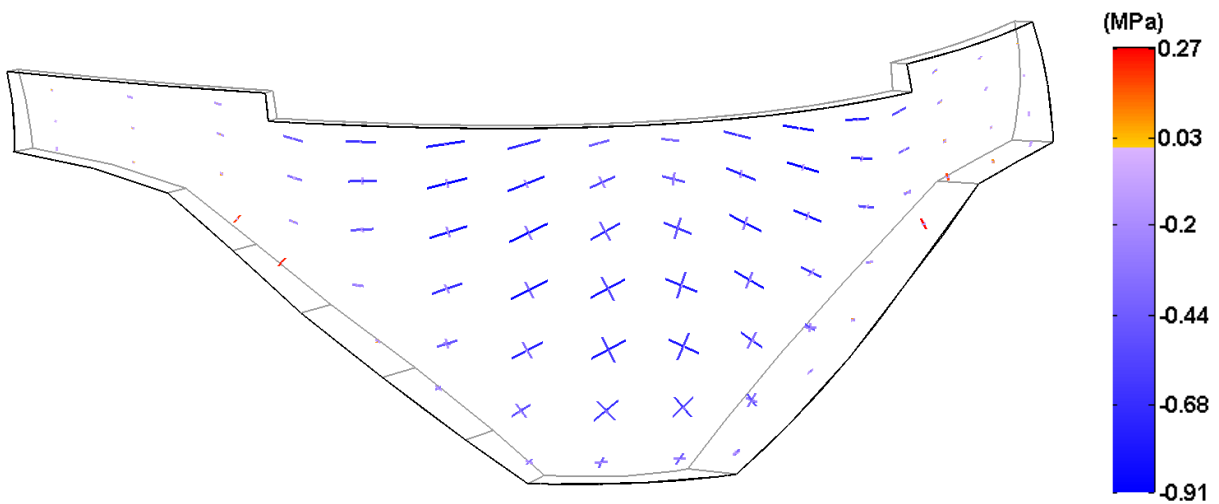


Figura 5.27: Resposta Sísmica: SBP + PP + PH, acelerograma 8 aplicado na direção montante-jusante com $a_{pico}=0,1$ g no instante t_M e com amortecimento relativo $\xi=1\%$ na frequência do 1º modo.

5.5.4 Verificação da segurança para roturas pontuais do betão.

Cenário PP+PH+λ.SBP

Para se completar o estudo desenvolvido realizou-se um cálculo com o intuito de se observar as roturas locais por corte e por tração do betão, tendo em conta um coeficiente de segurança. Este cálculo é feito para a combinação das três ações (PP+PH (à cota 665,6 m) +λ.SBP) e considerando um amortecimento de Rayleigh calibrado para $\xi=1\%$ e $\xi=5\%$ na frequência do 1º modo de vibração.

Para estes cenários consideraram-se os valores $f_{ck}=20$ MPa e $f_{tk}=2,0$ MPa para as resistências características do betão, à compressão e à tração, respetivamente. A verificação da segurança é efetuada com base na determinação pontual (baseado num vasto conjunto de pontos que se considerou representativo da variabilidade do campo de tensões no corpo da barragem – pontos de Gauss, na nomenclatura associada à discretização de elementos finitos) de um coeficiente de segurança $k = \min(k_{\text{corte}}, k_{\text{tração}})$ correspondente ao menor dos valores determinados para o coeficiente de segurança ao corte k_{corte} (critério de Mohr-Coulomb) e para o coeficiente de segurança à tração simples $k_{\text{tração}}$ (critério de Rankine) sendo que, neste caso, admite-se que a rotura por corte ocorre quando o círculo de Mohr, representativo do estado de tensão, atinge a reta de Mohr-Coulomb após ser expandido com base no aumento da tensão principal de compressão, mantendo fixa a menor tensão principal em valor absoluto (que poderá ser a maior tração ou, caso não existam trações, será a menor compressão), como se ilustra na Figura 5.28.

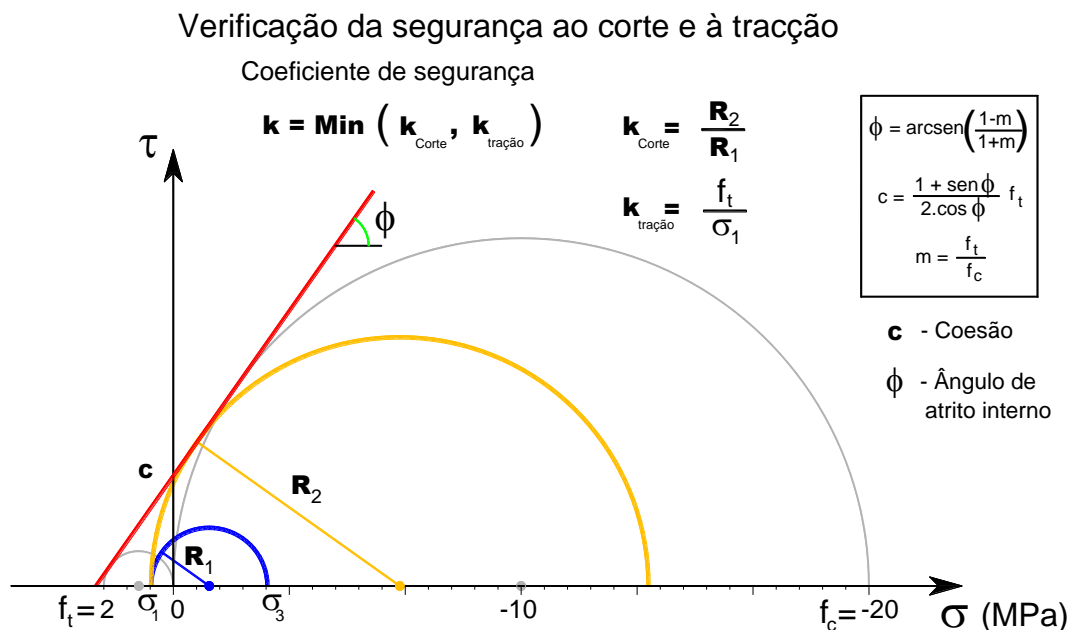


Figura 5.28: Verificação da segurança ao corte (critério de Mohr-Coulomb) e à tração (critério de Rankine): definição adotada para a determinação do coeficiente de segurança.

Para visualização gráfica da distribuição dos valores do coeficiente de segurança à rotura no corpo da obra optou-se por representar os valores do correspondente índice de rotura definido como $i_R=100/k$, em que o k é o coeficiente de segurança definido no ponto anterior. Com esta definição de i_R assume-se que, nos pontos do corpo da obra onde é atingida a rotura, o valor de i_R toma o valor de 100 (valor máximo considerado para o índice); para estados de tensão com valores muito inferiores aos das tensões resistentes, o índice assume valores muito baixos (no limite, para estados de tensão nulos, i_R tenderá para o seu valor mínimo, que é zero).

Assim definido, o índice de rotura fornece, para cada ponto/estado de tensão, uma boa indicação sobre a maior ou menor proximidade de uma situação de rotura localizada. Valores de i_R menores que 40 (“estado de tensão 40% inferior ao que provoca rotura”) correspondem a situações em que são verificadas as condições de segurança regulamentares: a que correspondem valores de k superiores a 2,5 (representação em tons de verde, desde o escuro ao claro). Valores de i_R superiores a 40 e inferiores a 100 indicam que não se verifica a condição regulamentar que exige um coeficiente de segurança k superior a 2,5 (representação em tons que vão desde o laranja/amarelo ao vermelho forte). A rotura apenas ocorre nos pontos da obra em que o índice de rotura atinge o valor 100 (vermelho forte).

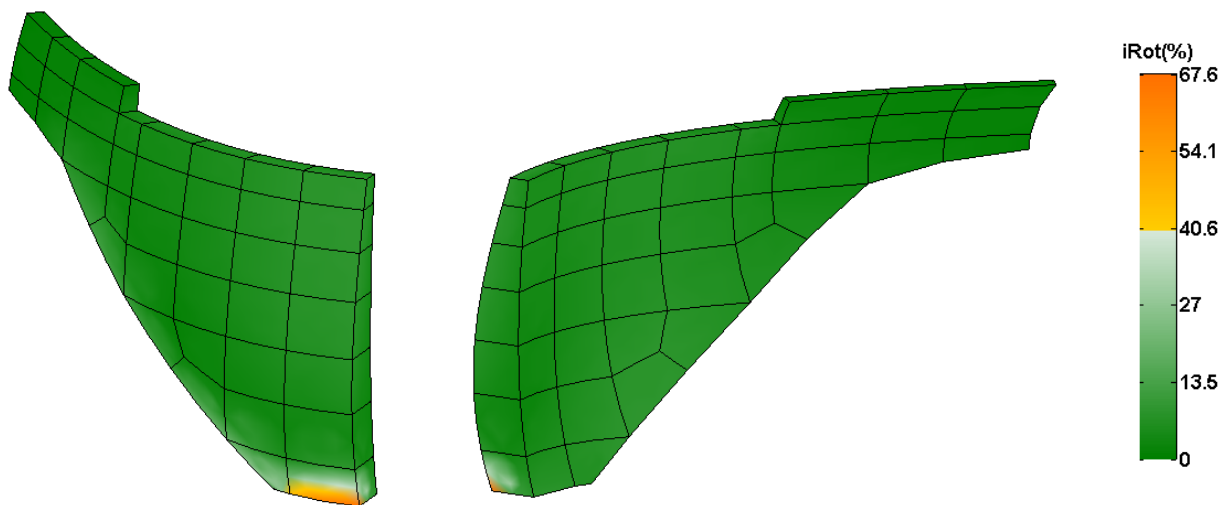
De seguida, apresentam-se os resultados dos cálculos efetuados para uma combinação onde se considera o peso próprio, a pressão hidrostática à cota máxima e o SBP multiplicado por um coeficiente (λ) que toma os valores de 1, 6 e 10. A Figura 5.29 corresponde ao cálculo realizado para um coeficiente de amortecimento relativo de 1% para a frequência do primeiro modo de vibração ($\xi=1\%$) e a Figura 5.30 corresponde a um coeficiente de 5% ($\xi=5\%$).

Pela análise da Figura 5.29 percebe-se que, para o caso de $\lambda=1$ a segurança ao corte e à tração é globalmente verificada em todo o volume da obra, com elevados coeficientes de segurança – em geral superiores ao mínimo de 2,5. Neste caso o valor máximo de i_R é igual a 67,6 não tendo significado físico pois é atingido muito localmente em pontos de singularidade na malha de EF utilizada. Para o caso de $\lambda=6$, ou seja, uma aceleração de pico de 0,6 g ($6*0,1$ g), verificam-se a ocorrência de roturas no pé de montante e, no paramento de jusante, valores de i_R muito próximos de 40 na zona dos “rins” e parte superior. Para o caso de $\lambda=10$ (aceleração de pico de 1 g) já ocorrem roturas no paramento de montante, desde o seu pé até quase ao seu coroamento pela sua zona central, que poderão provocar fissuração profunda (cerca de $\frac{1}{2}$ da espessura do corpo da barragem).

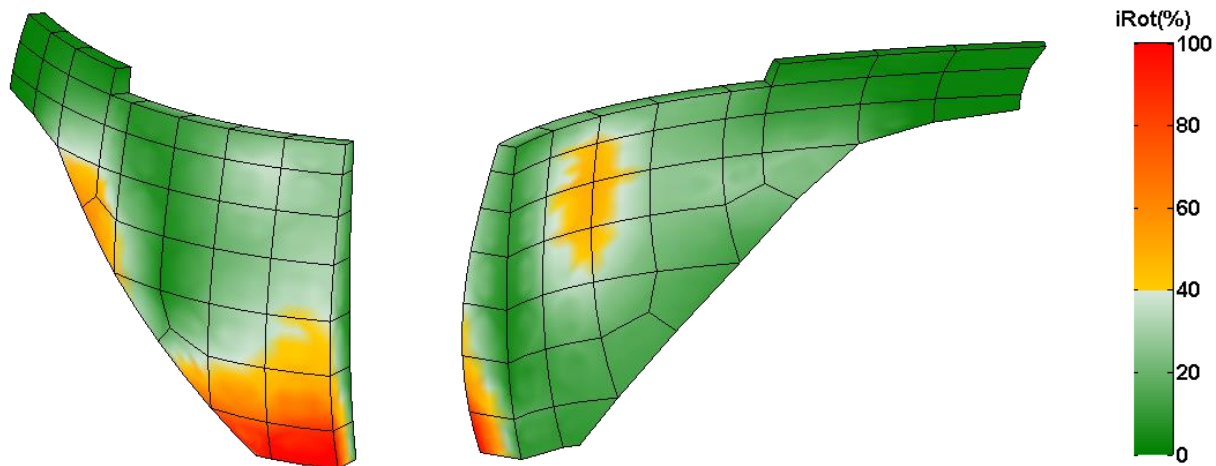
Na Figura 5.30 apresentam-se os resultados semelhantes aos da figura anterior, mas agora considerando um maior amortecimento, sendo assim notório que a fissuração prevista com o modelo é significativamente menos profunda.

Índice de rotura para a combinação PP + PH + λ .SBP – Vista de montante e jusante ($\xi=1\%$)

$\lambda = 1$



$\lambda = 6$



$\lambda = 10$

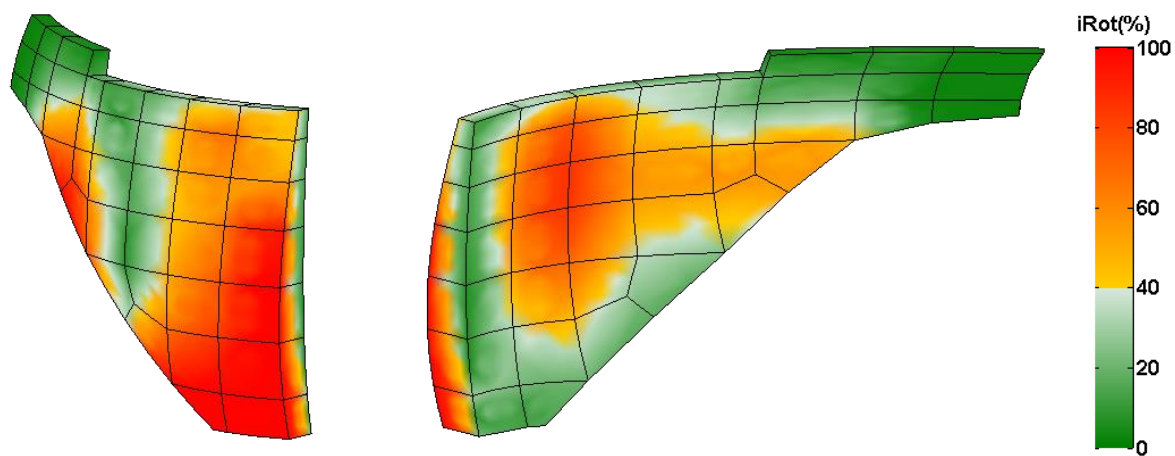
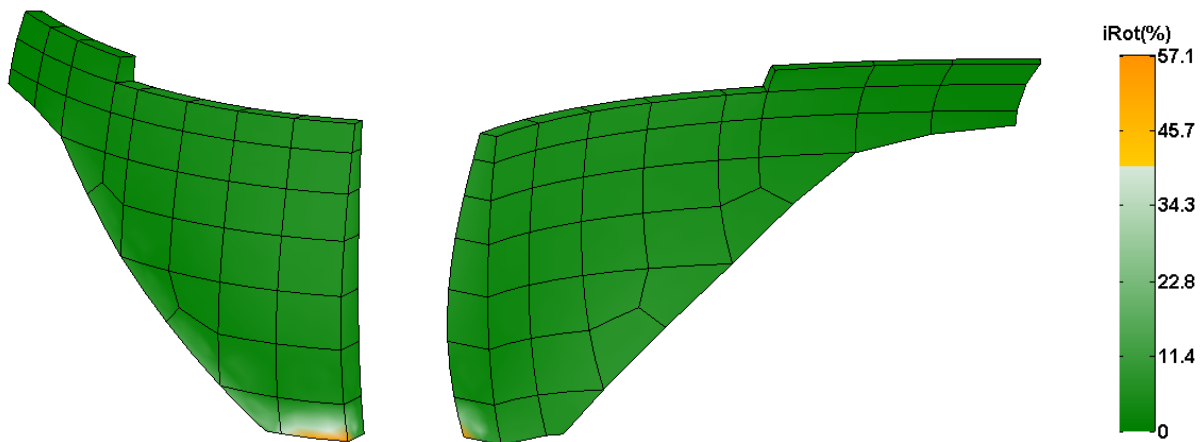


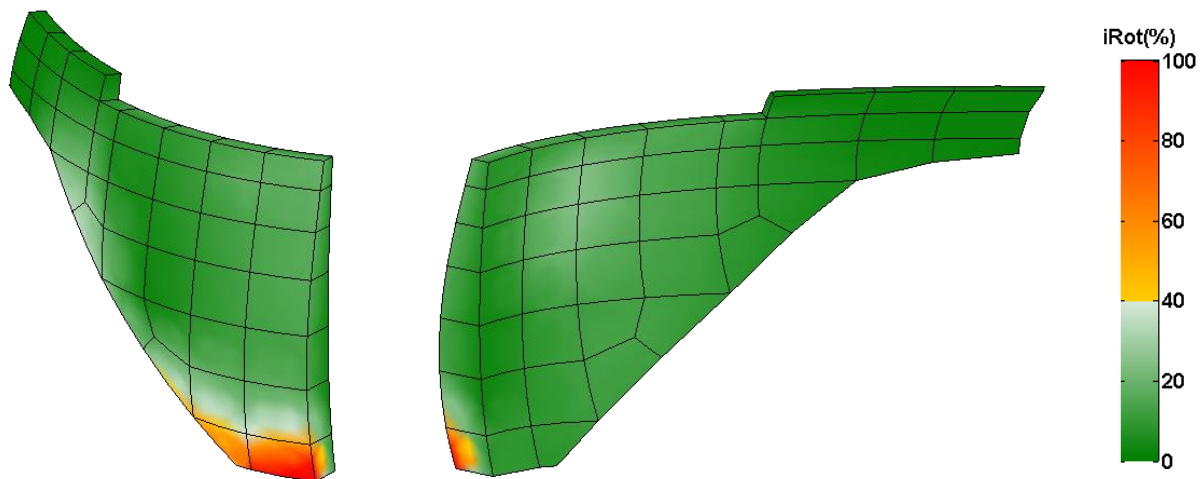
Figura 5.29: Índice de rotura (i_R) para a combinação de ações PP + PH + λ .SBP ($\lambda=1$, $\lambda=6$ e $\lambda=10$) e coeficiente de amortecimento modal de 1% ($\xi=1\%$). Corte com vista de montante e corte com vista de jusante.

Índice de rotura para a combinação PP + PH + λ .SBP – Vista de montante e jusante ($\xi=5\%$)

$\lambda = 1$



$\lambda = 6$



$\lambda = 10$

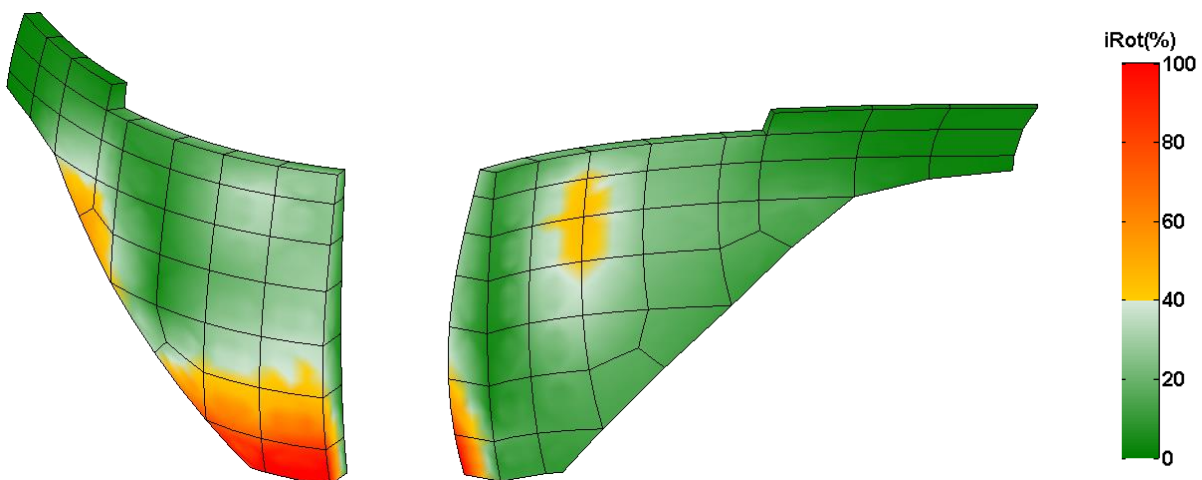


Figura 5.30: Índice de rotura (i_R) para a combinação de ações PP + PH + λ .SBP ($\lambda=1$, $\lambda=6$ e $\lambda=10$) e coeficiente de amortecimento modal de 5% ($\xi=5\%$). Corte com vista de montante e corte com vista de jusante.

5.6 Considerações Finais

Neste capítulo apresentaram-se os resultados obtidos pela análise dos ensaios de vibração ambiente realizados para a barragem de Alto Ceira II, um para o caso da albufeira vazia e outro para o caso de albufeira cheia (cota 662,26 m). Estes foram tratados e analisados através da implementação de técnicas no domínio da frequência com o objetivo de se proceder à identificação modal das principais características modais da obra (frequências naturais e respetivas configurações modais). De seguida, utilizaram-se os programas *DySSA2.6* (*Dynamic State Space Analysis*) e *DynDam1.0* (*Dynamic Analysis of Dams*) para analisar o comportamento dinâmico da barragem de Alto Ceira II devidamente calibrados através dos ensaios de vibração ambiente. A grande diferença entre os dois, é que, enquanto o *DySSA2.6* utiliza a formulação no espaço de estados (amortecimento generalizado) e a albufeira discretizada em elementos finitos 3D, o *DynDam1.0* utiliza a formulação clássica considerando a hipótese de amortecimento de Rayleigh (amortecimento proporcional às matrizes globais de rigidez e de massa) e as pressões hidrodinâmicas são consideradas com base na formulação de Westergaard.

Assim sendo, torna-se evidente que, em relação às frequências naturais e modos de vibração, se obtêm diferentes resultados, apresentando-se por isso a sua comparação. Através dela é possível concluir que o programa *DySSA2.6* apresenta resultados mais próximos da realidade e, assim, para os estudos seguintes, em que se usou o *DynDam1.0*, foi necessário proceder-se a uma calibração, ou seja, reduziu-se o efeito das massas de água associadas para 50% (50% MAA).

Relativamente à simulação sob ações sísmicas é efetuada uma análise dos campos de deslocamentos e de tensões para a combinação PP+PH+SBP (primeiramente analisa-se o efeito de cada ação isoladamente e, de seguida, a sua combinação). Por fim, analisam-se as roturas pontuais do betão, no corpo da barragem (por tração e por compressão), com base no cálculo de um índice de rotura de acordo com a regulamentação em vigor (RSB) para uma combinação do tipo PP+PH+ λ .SBP. Através da sua análise, verifica-se que a barragem apresenta um bom comportamento sob ações sísmicas.

6

Conclusões e Perspetivas Futuras

6.1 Síntese do Trabalho

As grandes barragens de betão são obras de engenharia civil de elevada importância, em termos económicos e sociais. Incluem-se entre as obras cujo projeto e controlo da segurança coloca aos engenheiros de estruturas os maiores desafios, nomeadamente, ao nível de modelos para análise do seu comportamento. São obras de elevado risco potencial e de grande complexidade estrutural, devido à existência de diversos tipos de superfícies de descontinuidade e à presença de grandes massas de água e dos consequentes fenómenos de interação água-estrutura-fundação, que têm grande influência no comportamento global para os diversos tipos de ações a que estão sujeitas, estáticas ou dinâmicas.

Desta forma é necessário continuar a desenvolver as metodologias utilizadas no controlo da segurança de barragens de betão e, é nesse sentido que se enquadra o presente trabalho.

Foram elaborados dois modelos numéricos para estudar o comportamento estrutural da barragem de Alto Ceira II. Neste caso o estudo do sistema *barragem-fundação-albufeira* foi efetuado através de dois programas de cálculo automático denominados por *Dynamic State of Space Analysis (DySSA2.6)* e *Dynamic Analysis of Dams (DynDam1.0)*.

No programa *DySSA2.6* utiliza-se uma formulação no espaço de estados (em velocidades e deslocamentos), que permite a consideração de amortecimento generalizado, e a albufeira é discretizada em elementos finitos 3D (elementos de fluído obtidos por degeneração de elementos sólidos); no programa *DynDam1.0* utiliza-se uma formulação clássica (em deslocamentos) considerando a hipótese de amortecimento de Rayleigh (amortecimento global proporcional às

matrizes globais de rigidez e de massa) e as pressões hidrodinâmicas são consideradas com base na formulação de Westergaard (com a possibilidade de utilizar um coeficiente de redução).

Os modelos foram calibrados através de ensaios “*in-situ*”, do tipo vibração ambiente, devidamente tratados e analisados com base em técnicas de identificação modal (análise espectral - decomposição no domínio da frequência). Apresentaram-se os fundamentos da análise e processamento de sinal, nomeadamente, foram referidos com detalhe os fundamentos da análise espectral (análise de Fourier), indicaram-se os principais erros que podem ocorrer neste tipo de análise e referiram-se as técnicas mais utilizadas para os minimizar (filtragem, decimação, aplicação de janelas temporais do tipo *Tukey*, entre outras). De seguida, apresentaram-se os fundamentos da identificação modal estocástica tendo sido apresentado um exemplo ilustrativo em que as séries de dados (histórias de acelerações) foram geradas numericamente para o caso da barragem de Alto Ceira II.

Os programas de análise dinâmica utilizados, o *DynDam1.0* e o *DySSA2.6*, baseiam-se, ambos, no MEF tendo sido apresentadas em detalhe as diferenças entre as respetivas formulações, referindo-se, nomeadamente, que no *DySSA2.6* é utilizada uma formulação no espaço de estados tendo-se mostrado como se efetua a diagonalização da matriz de estado recorrendo ao cálculo dos respetivos valores e vetores próprios, que correspondem a valores complexos.

No capítulo 5, são apresentados os resultados do comportamento estrutural, da barragem de Alto Ceira II, com uma maior incidência no seu comportamento dinâmico. Neste capítulo apresentam-se resultados em que se comparam as frequências naturais calculadas os dois programas acima referidos, para diferentes cotas de água. Os resultados são também comparados com os valores das frequências naturais determinados experimentalmente com base em medições efetuadas em dois ensaios de vibração ambiente: um para a situação de albufeira vazia e outro para a situação de albufeira cheia. Foi possível verificar um bom acordo entre os resultados experimentais e os resultados numéricos obtidos com o *DySSA2.6*. Também foi obtido um bom acordo com os resultados numéricos obtidos com o *DynDam1.0* desde que se adote um coeficiente de redução das massas de água de Westergaard de 50%. Por fim, apresentam-se resultados, obtidos com o *DynDam1.0*, referentes à simulação da resposta da barragem sob ações sísmicas considerando a combinação PP+PH+SBP (sismo base de projeto com aceleração de pico de 0,1 g). Foi também estudado o cenário de amplificação da ação sísmica (PP+PH+ λ .SBP) com o objetivo de determinar o valor do coeficiente de amplificação λ para o qual ainda se verificam as exigências de segurança regulamentares previstas no RSB. Na análise deste cenário foram apresentados resultados em termos de deslocamentos máximos e tensões principais máximas e em termos de um índice de rotura regulamentar o que permitiu concluir que, no caso desta obra, a amplificação

do SBP para um valor de aceleração de pico da ordem de 1 g ($\lambda=10$) conduz a uma situação ainda aceitável desde que se admita um amortecimento modal da ordem de 5% na frequência do 1º modo de vibração.

6.2 Contribuições Inovadoras

No âmbito desta dissertação foi realizado um estudo do comportamento estrutural da barragem de Alto Ceira II através dos dois programas atrás referidos (*DySSA2.6* e *DynDam1.0*). Estes permitem a análise de sistemas *barragem-fundação-albufeira* para diferentes cotas de água, tendo sido utilizados, neste caso, para estudar a resposta dinâmica da barragem de Alto Ceira II com base em modelos cujos parâmetros foram calibrados através de resultados obtidos experimentalmente em ensaios de vibração ambiente. As principais contribuições inovadoras que se podem destacar são as seguintes:

- i. sistematização dos fundamentos relacionados com a análise e processamento de sinal, bem como da identificação modal estocástica;
- ii. desenvolvimento de metodologias para análise espectral, dos resultados obtidos por ensaios “*in-situ*”, em termos de histórias de acelerações, aplicando algumas técnicas de identificação modal estocástica, no domínio da frequência, para determinar as frequências naturais da barragem em estudo;
- iii. síntese das formulações da mecânica estrutural na perspetiva do desenvolvimento de modelos numéricos para análise dinâmica de estruturas, nas hipóteses de amortecimento proporcional ou não proporcional à distribuição de massa e de rigidez (formulação clássica considerando hipótese de amortecimento de Rayleigh e a formulação no espaço de estados, respetivamente);
- iv. possibilidade da comparação de resultados obtidos numericamente, para a identificação modal, através dos dois programas utilizados onde são consideradas diferentes metodologias no cálculo dinâmico (*DySSA2.6* – formulação no espaço de estados e albufeira discretizada em elementos finitos 3D e *DynDam1.0* – formulação clássica considerando hipótese de amortecimento de Rayleigh e as pressões hidrodinâmicas consideradas com base na formulação de Westergaard);
- v. aprofundamento do estudo da interação dinâmica estrutura-água através da análise do comportamento dinâmico da barragem de Alto Ceira II;

- vi. introdução de módulos para representação gráfica, nomeadamente módulos para representação dos campos de deslocamentos e de tensões, e de índices de proximidade de rotura (roturas pontuais).

6.3 Apreciação dos Resultados Obtidos

Os resultados obtidos, relativos à barragem de Alto Ceira II são bastante elucidativos e, de uma forma geral, os objetivos delineados para este trabalho foram atingidos. Assim, primeiramente, é de salientar que aos resultados experimentais obtidos por ensaios “*in-situ*”, foram aplicadas algumas técnicas de identificação modal estocástica, no domínio da frequência, de onde foi possível determinar as frequências naturais de vibração da barragem em estudo, tanto para albufeira vazia como para albufeira cheia (cota 662,26 m), permitindo assim a calibração dos modelos numéricos utilizados.

Estes modelos mostraram ser de grande interesse, pois demonstram que o comportamento dinâmico de sistemas *barragem-fundação-albufeira* é descrito com maior fiabilidade através da consideração de amortecimento generalizado (formulação no espaço de estados) e com a albufeira discretizada em elementos finitos 3D, em vez da consideração de amortecimento proporcional à distribuição de massa e de rigidez e pressões hidrodinâmicas através da formulação de Westergaard.

Por fim, para se demonstrar as potencialidades dos novos módulos de representação gráfica, é realizado um estudo para a simulação da resposta sob ações sísmicas, da barragem em questão, de onde é possível concluir que esta apresenta um bom comportamento estrutural sob ações sísmicas.

6.4 Desenvolvimentos Futuros

Ao nível da modelação numérica seria interessante desenvolver um programa de elementos finitos 3D que permita considerar uma formulação em pressões e deslocamentos para simular a interação dinâmica água-estrutura.

Ao nível da monitorização é conveniente analisar dados referentes à medição de vibrações da barragem de Alto Ceira II, para diferentes cotas de água e para diferentes condições de excitação, nomeadamente, é de todo interesse, medir a resposta da obra sob ações sísmicas, o que pode ser conseguido com o equipamento que está a ser instalado em obra.

Bibliografia

- Alliance, O. R. (2014). *A World of Healthy River Ecosystems*. Retrieved from A World of Healthy River Ecosystems: <http://ontarioriversalliance.ca/>
- Batista, A. L., & Gomes, P. J. (2013). As barragens portuguesas afetadas por reações expansivas do betão. *Aspetos de projeto, de construção e de exploração de barragens e obras subterrâneas*. Lisboa: LNEC.
- Bendat, J. S.; Piersol, A. G. (1980). *Engineering Applications of Correlation And Spectral Analysis*. New York: John Wiley & Sons.
- Carvalho, F., Oliveira Costa, C., & Schiappa de Azevedo, F. (1989). *Elementos de Sistemas e de Análise e Processamento de Sinais*. Lisboa: LNEC.
- Carvalho, A. (2007). Modelo de rotura de falha e propagação de ondas sísmicas.
- Chen, H. (2004). *Seismic safety for hydropower engineering in China*. Pequim.
- Chopra, A. K., & Wang, J. (2012). Comparison of Recorded and Computed Earthquake Response of Arch Dams. *15 WCEE*. Lisboa.
- CIGB. (2014). *International Commission on Large Dams*. Retrieved 2014, from ICOLD: <http://www.icold-cigb.org/>
- Co., I. W. (2014). *Bakhtiari Project*. Retrieved from <http://en.iwpc.ir/Bakhtiari/default.aspx>
- Cole, H. A. (1973). *On-Line Failure Detection of a Space Shuttle Wing by Random Decrement*. NASA.
- Costa, P. M. (1999). *As Máquinas Primárias*. Viseu.
- Darbre, G., & Proulx, J. (2002). *Continuous ambient-vibration monitoring of the arch dam of Mauvoisin. Earthquake Engineering and Structural Dynamics*.
- EDP, E. (2014). *Programa Nacional de Barragens*. Retrieved from EDP mais e melhor energia: http://www.a-nossa-energia.edp.pt/mais_melhor_energia/programa_nacional_barragens.php
- Espada, M. I. (2009). *Desenvolvimento de Modelos para Análise Dinâmica de Estruturas. Aplicação a Barragens de betão e estruturas Auxiliares*. Lisboa.
- Figueiras, J., Rodrigues, C., Faria, R., Tavares de Castro, A., Pimentel, R., & Silva Matos, D. (2012). Monitorização experimental da Nova Barragem do Alto Ceira usando a tecnologia da fibra ótica. *Encontro Nacional Betão Estrutural - BE2012*. FEUP.
- Gomes, A. (2009). *Metodologias de Análise e Dimensionamento de Estruturas de Apoio de Comportas de Barragens*. Porto: Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

- Gomes, J. (2007). *Modelação do Comportamento Estrutural de Barragens de Betão Sujeitas a Reações Expansivas*. Lisboa: UNL/FCT.
- Gomes, J. P., Batista, A., & Oliveira, S. (2004). Analysis of concrete dams under swelling processes. *12th International Conference on Alkali-Aggregate Reaction in Concrete (ICAAR 2004)*. Pequim, China: Vol. 2, pp. 1148-1157 (Prémio Dr. P.E.Grattan-Bellew to the 12th ICAAR).
- 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.
- Instituto da Água, I. P. (2014). *Portal da Água*. Retrieved from INAG: <http://portaldagua.inag.pt/PT/SobreNos/Pages/default.aspx>
- JIE. (2014). *Jornal de Itaipu Eletrónico*. Retrieved from JIE: <http://jie.itaipu.gov.br/>
- Juang, J., & Phang, M. (2001). *Identification and Control of Mechanical Systems*. Camb. Univ. Press.
- Lemos, J., Oliveira, S., & Mendes, P. (2008). Analysis of the dynamic behaviour of Cabril dam considering the influence of contraction joints. *EURODYN2008*. Southampton, England.
- Magalhães, F. (2004). *Identificação Modal Estocástica para Validação Experimental de Modelos Numéricos*. Porto: FEUP.
- 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.
- Newland, D. E. (1975). *Random vibrations and spectral analysis*. London: LONGMAN GROUP LIMITED.
- Okuma, N. & Ikeda, K., et al. (2012). Structural Monitoring Test For An Aged Large Arch Dam Based On Ambient Vibration Measurement . *15 WCEE*. Lisboa.
- Oliveira, M., Nápoles, S., & Oliveira, S. (2012). Fourier Analysis: Graphical Animation and Analysis of Experimental Data with Excel. *Spreadsheets in Education (eJSiE)*. Vol. 5 Issue2.
- 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 Re-equipamento Científico da FCT (REEQ/815/ECM/2005), LNEC-FEUP.*
- Oliveira, S. (2007). *Matemática Aplicada à Engenharia Civil. Folhas de apoio às aulas de Laboratório*. Lisboa: ISEL. Retrieved from <https://sites.google.com/site/maecisel2/>
- 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., 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., Osório, A., Silvestre, A., & Câmara, R. (2014). Identificação modal e simulação da resposta sísmica de barragens abóbada. *JPEE2014*. LNEC, Lisboa.
- 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., 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.
- 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.; Espada, M. (2013). *Modelação Computacional em MATLAB. Dos Fundamentos às Aplicações (2º Curso de MATLAB), Folhas de apoio*. LNEC, 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 in Engineering*. LNEC, Lisbon, Portugal.
- Oliveira, S.; Toader, A. M. & Vieira, P. (2010). Finding the elastic coefficients of a damaged zone in a concrete dam using material optimization to fit the measured natural frequencies. *IV European Conference on Computational Mechanics*. Paris, France.
- Oliveira, S.; Toader, A. M. & Vieira, P. (2012). Damage identification in a concrete dam by fitting measured modal parameters. *Journal of Engineering Mathematics*, 13, pp. 2888-2899.

- 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.
- Rodrigues, J. (2005). *Identificação Modal Estocástica. Métodos de análise e aplicações em estruturas de engenharia civil*. PhD Thesis FEUP, Porto.
- Severn, R. (2007). *The development of experimental methods in structural dynamics*. Porto: Proceedings of Experimental Vibration Analysis for Civil Engineering Structures, 24-26 de Outubro, p. 1-19.
- 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.
- Veletsos, A., & Ventura, C. (1986). Modal analysis of non-classically damped linear systems. In E. J. Sons, *J. Earthquake Engineering and Structural Dynamics* (Vol. 14, pp. 217-243).
- Welch, P. (1967). *The use of Fast Fourier Transform for the estimation of Power Spectra: a Method based on the averaging over short modified periodograms*. IEEE Transation on Audio and Electro-Acoustics, AU-15(2).
- Westergaard. (1933). *Water pressures on dams during earthquakes*. Transactions, ASCE; 98: 418-433.
- 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. (2014). *Wikipédia*. Retrieved from Wikipédia: http://pt.wikipedia.org/wiki/Wikip%C3%A9dia:P%C3%A1gina_principal
- Zienkiewicz, O. C.; Taylor, R. L.; Zhu, J. Z. (2005). *The Finite Element Method: Its Basics and Fundamentals* (6th ed.). Oxford: ELSEVIER (1st ed., 1967 McGraw-Hill).

Anexos

Anexo I

**- Análise dos resultados experimentais obtidos através de ensaios de
vibração ambiente**

AI. 1 Considerações Iniciais

O presente anexo tem como objetivo a apresentação dos restantes estudos, realizados para a determinação das frequências naturais de vibração da barragem de Alto Ceira II, obtidos pela aplicação das técnicas de identificação modal estocástica aos resultados experimentais.

AI. 2 Análise dos Resultados Experimentais

Dado que os ensaios foram divididos em duas fases, a primeira referente à situação de albufeira vazia e a segunda relativa à albufeira cheia (cota 662,26 m), os estudos também serão divididos com a mesma disposição.

Todos os dados apresentados seguem as mesmas metodologias que os enunciados no Capítulo 5 (ver secção 5.3), ou seja, utilizam o método da decomposição no domínio da frequência (FDD – *Frequency Domain Decomposition*).

É ainda de referenciar que, para o caso de albufeira vazia, os ensaios foram realizados recorrendo um acelerómetro triaxial (Nanometrics). Para o caso de albufeira cheia (cota 662,26 m) foram utilizados cinco acelerómetros uniaxiais (Kinometrics), mas os estudos realizados apenas se efetuaram para os que apresentam medições viáveis devido ao facto de estarem ainda a decorrer trabalhos de finalização da construção, e as medições efetuadas foram frequentemente afetadas, num ou noutro dos acelerómetros, pela passagem de trabalhadores junto aos acelerómetros e junto aos cabos de dados.

Albufeira vazia

Para esta situação apresentam-se os dois últimos estudos realizados. Assim, as histórias de acelerações obtidas para o primeiro destes ensaios (Ensaio 2), com 600 segundos de duração, utilizando um intervalo no tempo, entre pontos observados, de 0,005 segundos (frequência de amostragem de 200 Hz) e um filtro *passa alto* já aplicado, estão representadas na Figura AI 1.

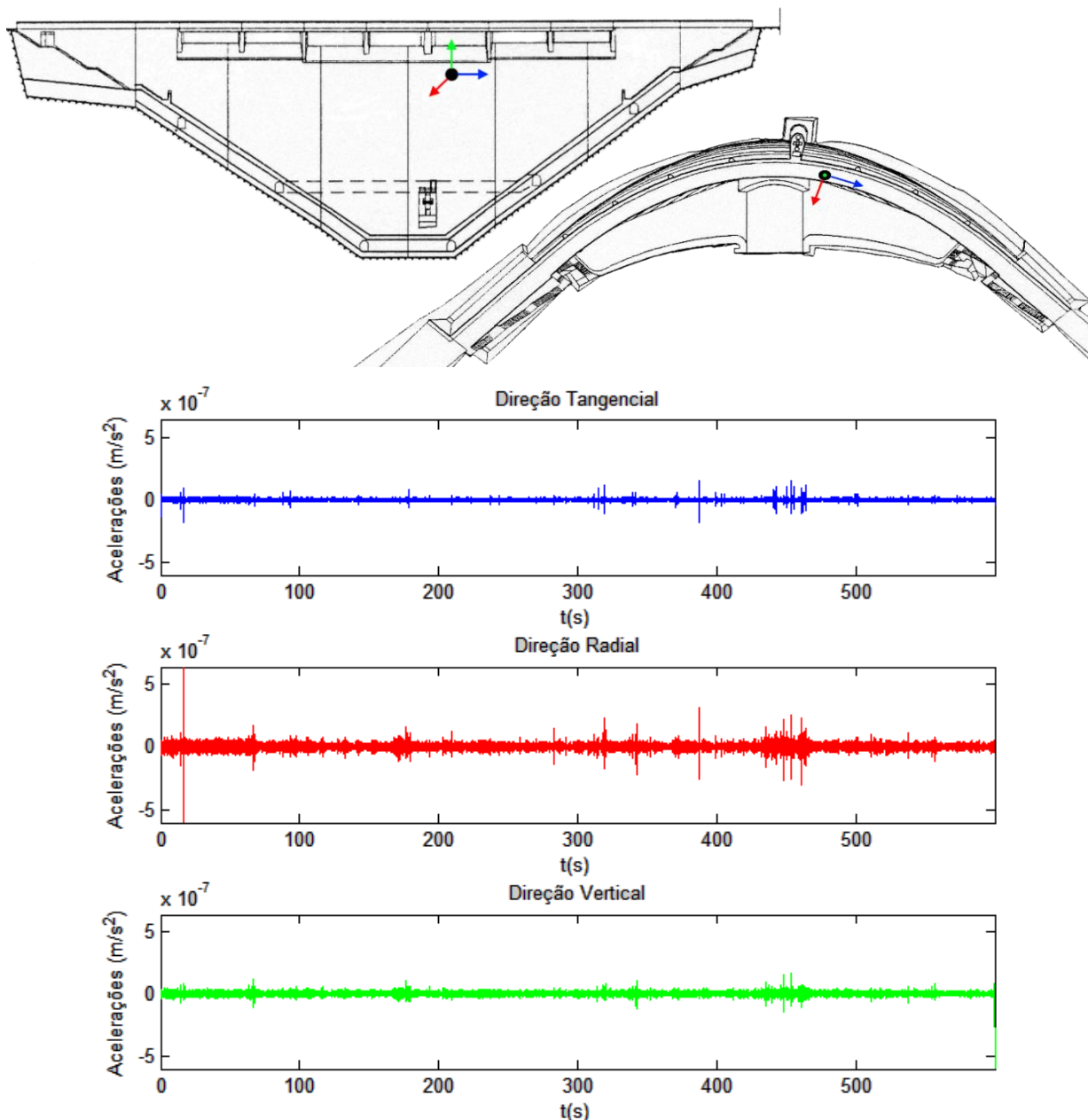


Figura AI 1: Posição do acelerómetro triaxial (Nanometrics) e respetivas séries temporais recolhidas no ensaio de vibração ambiente para a situação de albufeira vazia (Ensaio 2). Direção tangencial, radial e vertical.

A partir das histórias de acelerações da figura anterior, avaliaram-se as estimativas das funções DEP da resposta em aceleração, considerando 22 amostras independentes ($n_d = 22$) de 10001 valores cada, representando um comprimento temporal de aproximadamente 50 s, sendo sobrepostas a 1/2. Assim, a matriz DEP obtida apresenta-se na Figura AI 2. Da sua análise verifica-se que o primeiro e segundo modo de vibração estarão localizados na banda de frequências entre os 9 e 11 Hz.

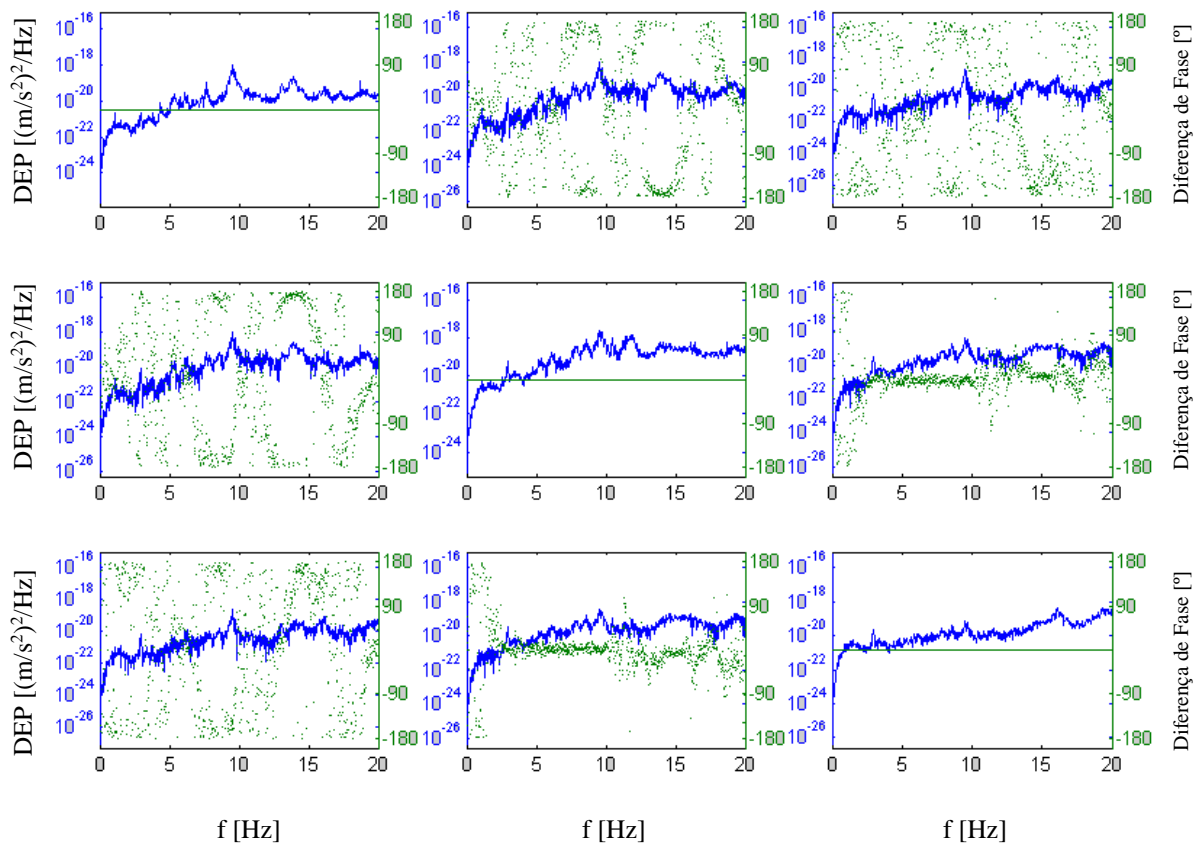


Figura AI 2: Estimativa das funções DEP da resposta, em aceleração, das medições realizadas com o acelerómetro triaxial (Nanometrics). Matriz das amplitudes e das diferenças de fase (Ensaio 2).

Para confirmar os valores descritos, apresenta-se o espectro de valores singulares (Figura AI 3) obtidos através da decomposição em valores singulares da matriz DEP da resposta em aceleração. Analisando-os pode concluir-se que, através do 1º valor singular, confirma-se os picos descritos para a matriz DEP, ou seja, o primeiro modo poderá ter uma frequência de 9,52 Hz e, logo de seguida, o 2º modo de vibração uma frequência de 10,46 Hz.

Na zona próxima dos 12 Hz existe uma elevação bastante significativa, mas apenas porque o vibrador esteve a funcionar a uma frequência equivalente e, possivelmente, após a sua paragem a barragem continuou a ser excitada nessa mesma frequência. É ainda de salientar que junto do 1º modo de vibração existe um pico espectral com uma frequência de 9,7 Hz que poderá ser um modo de interação entre a transição do 1º para o 2º modo de vibração.

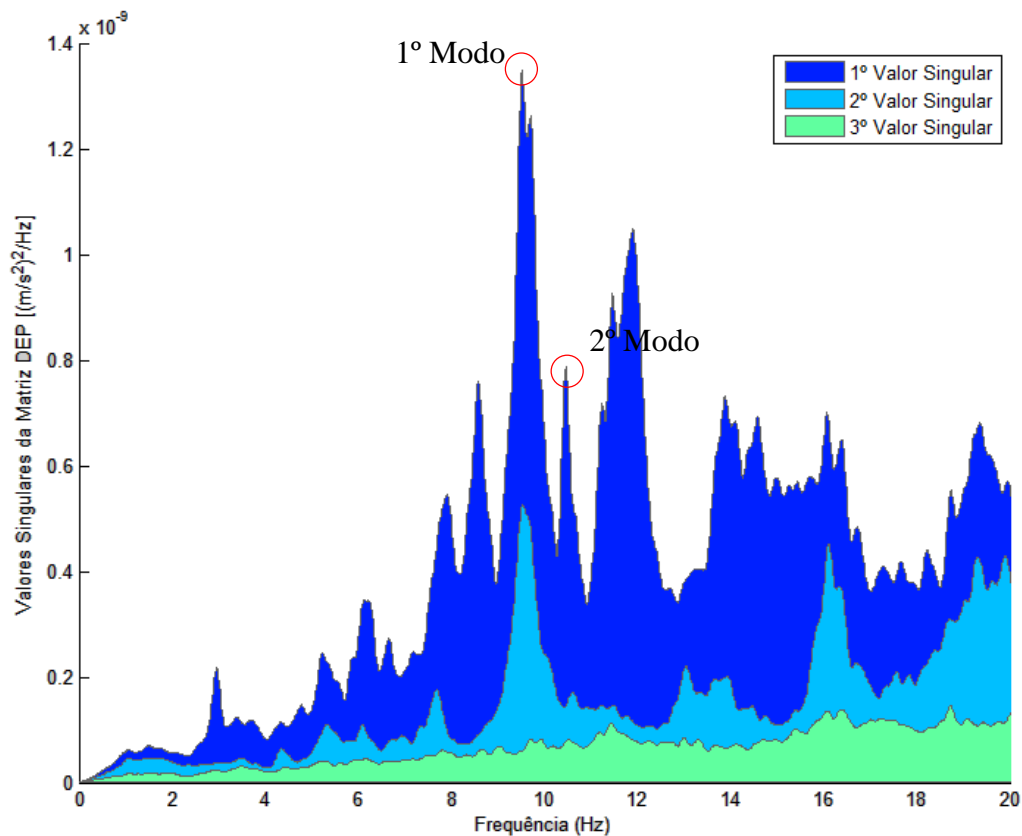


Figura AI 3: Espectro dos valores singulares da matriz das densidades espectrais de potência da resposta em aceleração (Ensaio 2).

Resta agora apresentar o último estudo realizado para esta situação (albufeira vazia) e, assim, as histórias de acelerações referentes a este (Ensaio 3) estão representadas na Figura AI 4. Estas têm a duração de, aproximadamente, 600 segundos, utilizando um intervalo no tempo, entre pontos observados, de 0,02 segundos (frequência de amostragem de 50 Hz) e com um filtro *passa alto* aplicado para se eliminar todas as frequências abaixo de 1 Hz pois não têm qualquer significado físico no estudo em questão.

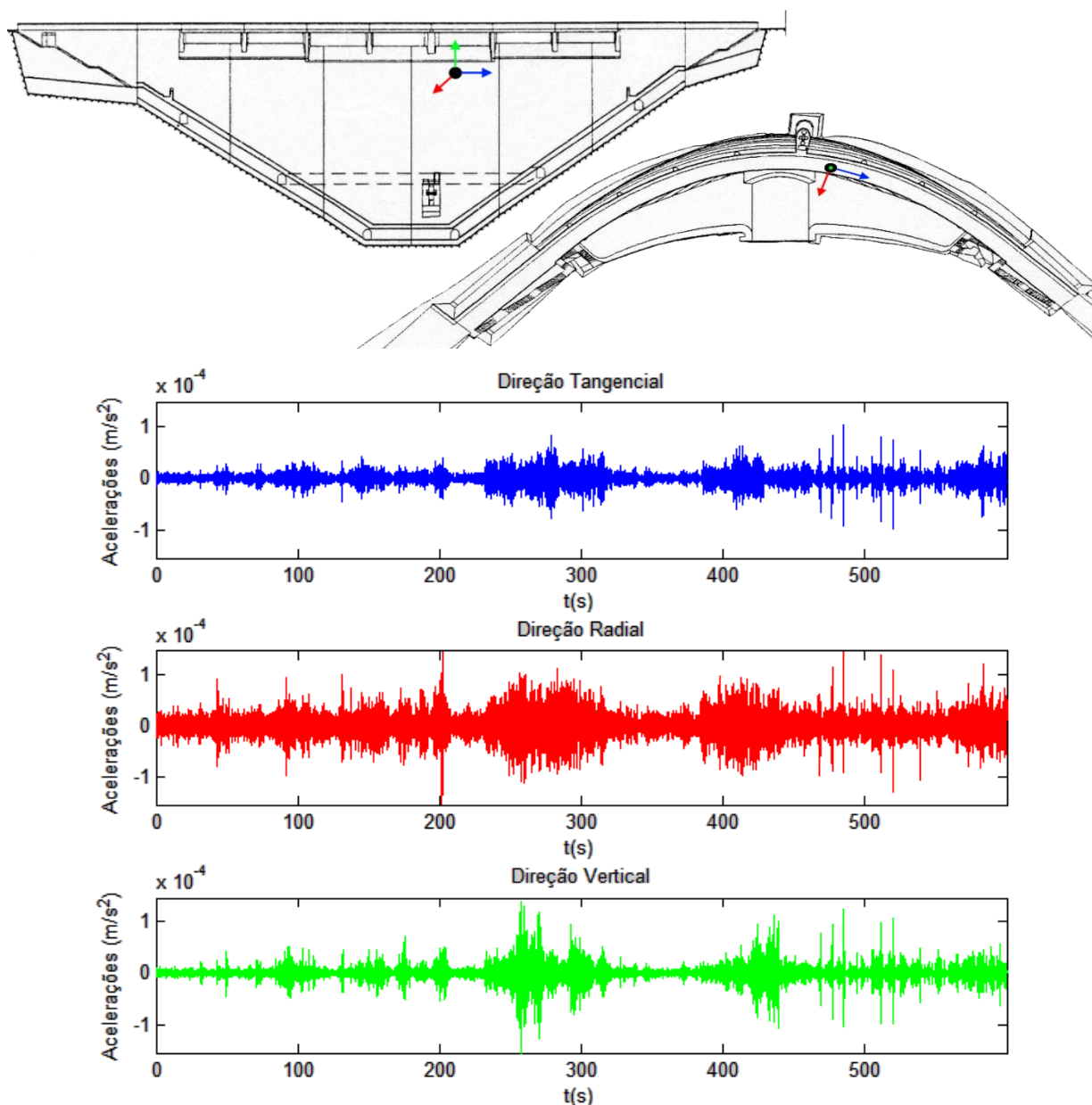


Figura AI 4: Posição do acelerómetro triaxial (Nanometrics) e respetivas séries temporais recolhidas no ensaio de vibração ambiente para a situação de albufera vazia (Ensaio 3). Direção tangencial, radial e vertical.

A partir das histórias de acelerações da figura anterior, avaliaram-se as estimativas das funções DEP da resposta em aceleração, considerando 22 amostras independentes ($n_d = 22$) de 2501 valores cada, representando um comprimento temporal de aproximadamente 50 s, sendo sobrepostas a 1/2. Assim, a matriz DEP obtida, apresenta-se na Figura AI 5.

Da sua análise verifica-se que o primeiro pico mais significativo dos espectros de amplitude acontece aos 9,54 Hz que, possivelmente, representa a frequência do 1º modo de vibração. Em alguns dos espectros de amplitude, aparece um pico (não muito perceptível) aos 10,58 Hz que será referente ao 2º modo de vibração.

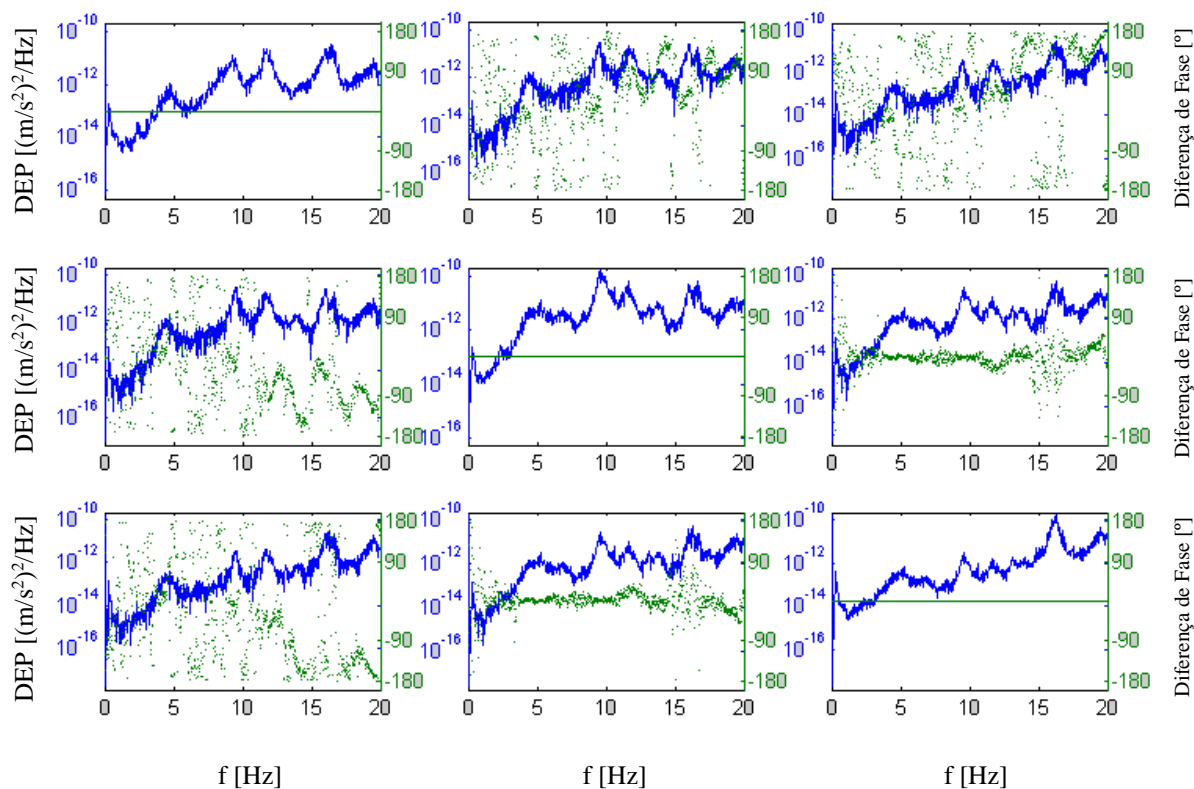


Figura AI 5: Estimativa das funções DEP da resposta, em aceleração, das medições realizadas com o acelerómetro triaxial (Nanometrics). Matriz das amplitudes e das diferenças de fase (Ensaio 3).

Na Figura AI 6 apresenta-se o espectro de valores singulares obtidos, através da decomposição em valores singulares da matriz DEP da resposta em aceleração. Analisando-o é de salientar que, através do 1º valor singular, confirmam-se os picos descritos para a matriz DEP, ou seja, o primeiro pico mais relevante aparece aos 9,54 Hz e, logo de seguida, um outro pico aos 10,58 Hz.

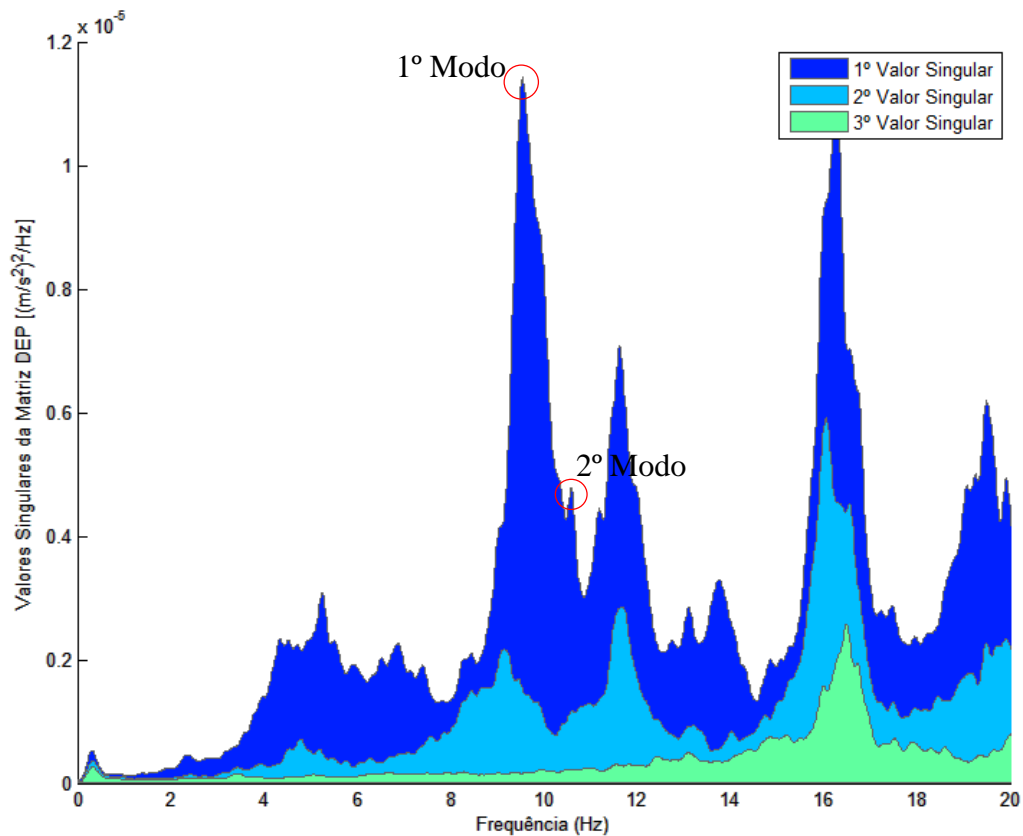


Figura AI 6: Espectro dos valores singulares da matriz das densidades espectrais de potência da resposta em aceleração (Ensaio 3).

Albufeira cheia (cota 662,26 m)

Para esta situação, além do estudo descrito no corpo principal deste trabalho, realizaram-se mais dois. Assim, as histórias de acelerações, relativamente ao Ensaio 2, com a duração de 600 segundos, uma frequência de amostragem de 50 Hz, pois foram previamente decimadas (frequência de amostragem original de 250 Hz), estão representadas na Figura AI 7.

Neste ensaio mantiveram-se dois acelerómetros utilizados no Ensaio 1, mas optou-se por retirar o acelerómetro mais chegado à margem esquerda, pois este estava muito próximo das máquinas em funcionamento nesta mesma margem. Para compensar utilizou-se um acelerómetro mais central que neste ensaio já apresentava boas leituras de acelerações.

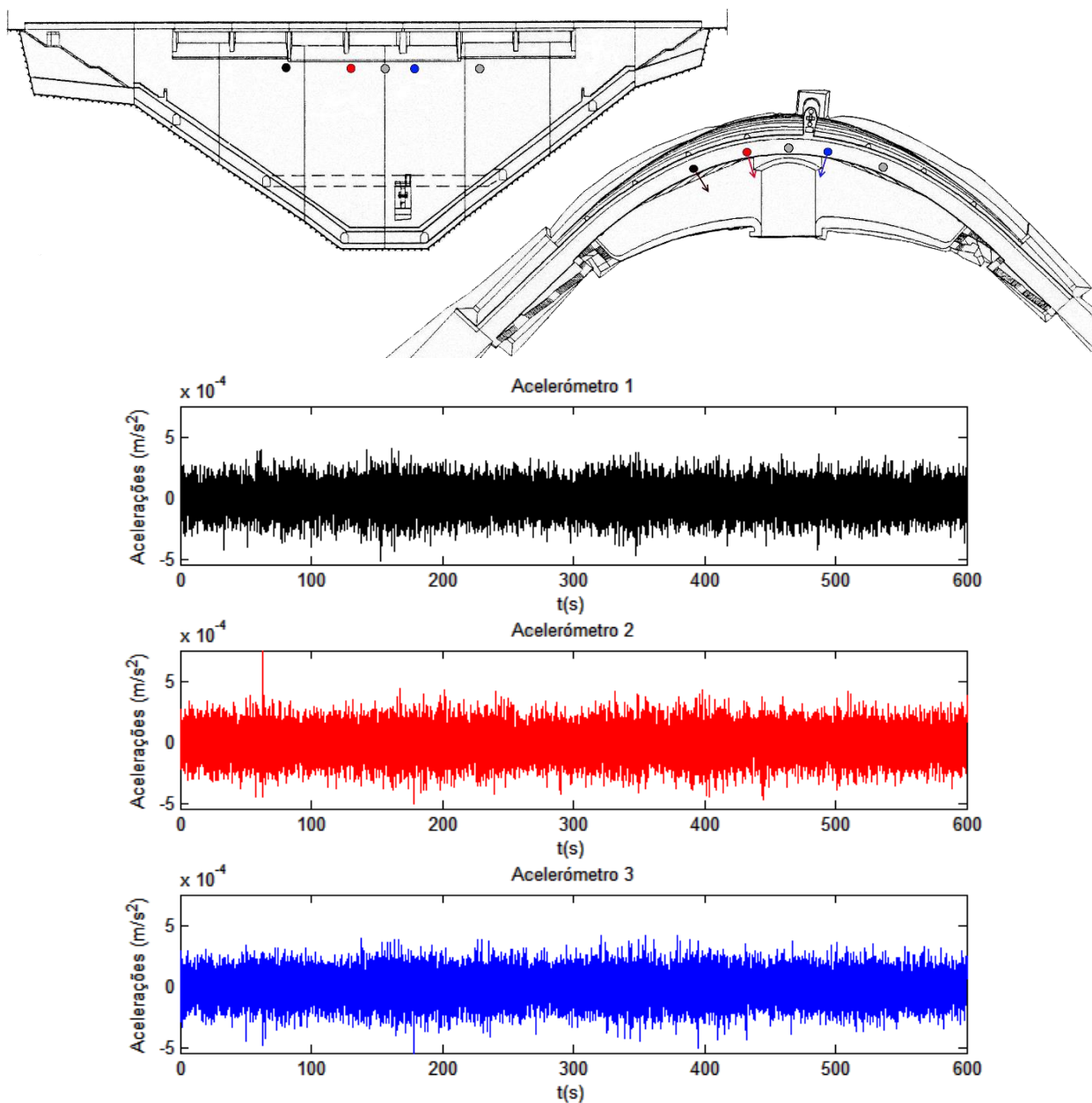


Figura AI 7: Posição dos acelerómetros uniaxiais (Kinematics) e respetivas séries temporais recolhidas no ensaio de vibração ambiente para a situação de albufeira cheia (Ensaio 2).

A partir das histórias de acelerações representadas anteriormente, avaliaram-se as estimativas das funções DEP da resposta em aceleração, considerando 22 amostras independentes ($n_d = 22$) de 2501 valores cada, representando um comprimento temporal de aproximadamente 50 s, sendo sobrepostas a 1/2 (Figura AI 8). Da sua análise verifica-se que o primeiro e segundo modo de vibração poderão estar situados na banda de frequências de 8-9 Hz.

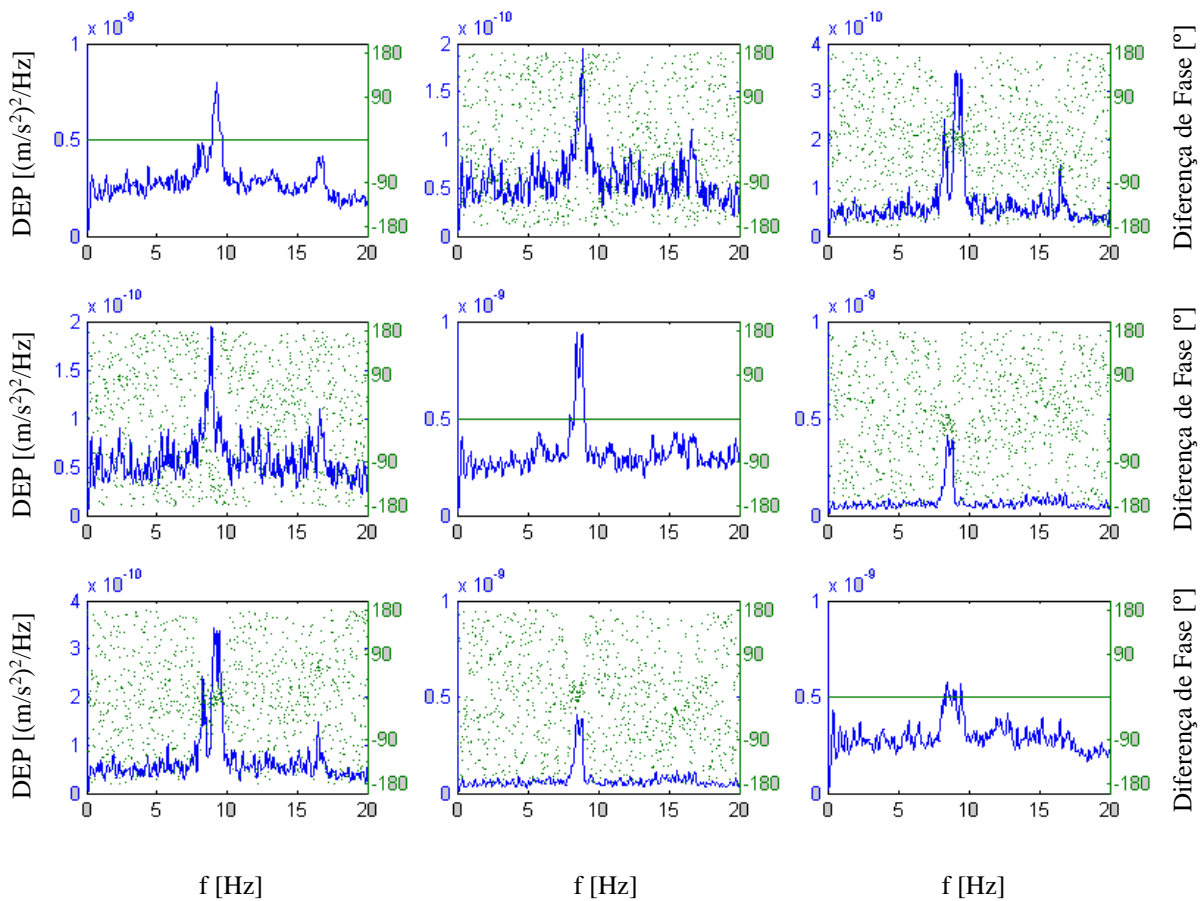


Figura AI 8: Estimativa das funções DEP da resposta, em aceleração, das medições realizadas com acelerómetros uniaxiais (Kinematics). Matriz das amplitudes e das diferenças de fase (Ensaio 2).

Para uma maior confiança dos valores referidos recorreu-se ao espectro dos valores singulares (Figura AI 9). Da sua análise é possível confirmar que o primeiro modo de vibração, muito provavelmente, terá uma frequência de 8,48 Hz e o segundo uma frequência de 8,86 Hz.

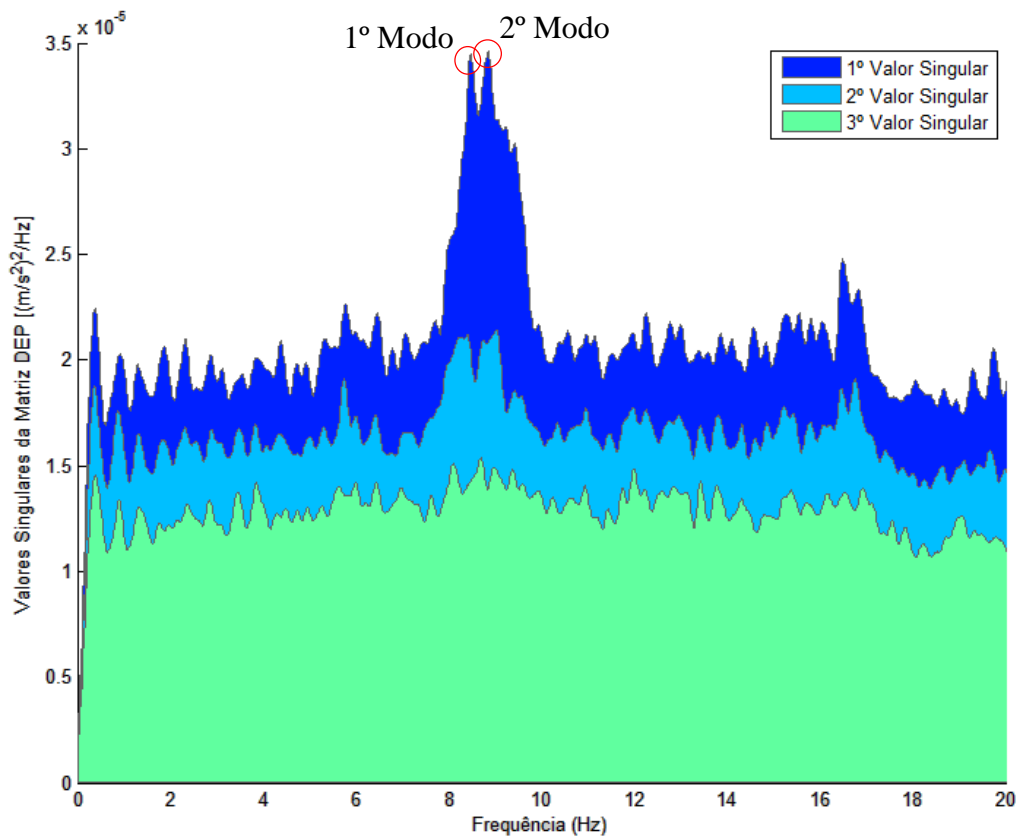


Figura AI 9: Espectro dos valores singulares da matriz das densidades espectrais de potência da resposta em aceleração (Ensaio 2).

Finalmente apresentam-se os resultados obtidos para o último estudo realizado para a situação de albufeira cheia (Ensaio 3) e, assim, as histórias de acelerações para este estão representadas na Figura AI 10. Estas têm a duração de 600 segundos, utilizando um intervalo no tempo, entre pontos observados, de 0,02 segundos (frequência de amostragem de 50 Hz) e um filtro *passa alto* já aplicado.

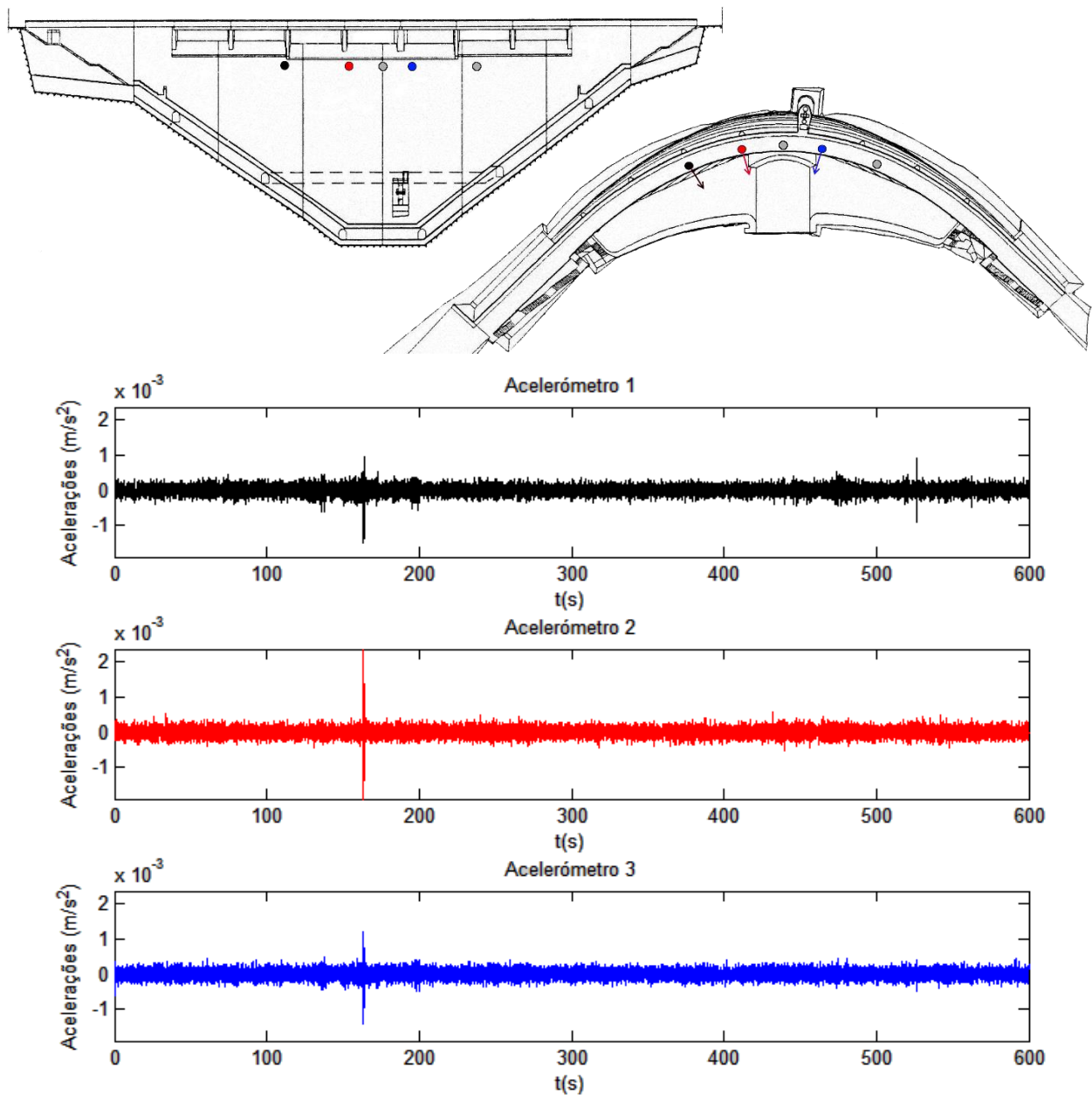


Figura AI 10: Posição dos acelerómetros uniaxiais (Kinemetrics) e respetivas séries temporais recolhidas no ensaio de vibração ambiente para a situação de albufeira cheia (Ensaio 3).

A partir das histórias de acelerações representadas anteriormente, avaliaram-se as estimativas das funções DEP da resposta em aceleração, considerando 22 amostras independentes ($n_d = 22$) de 2501 valores cada, representando um comprimento temporal de aproximadamente 50 s, sendo sobrepostas a 1/2 (Figura AI 11). Da sua análise verifica-se que o primeiro e segundo modo de vibração poderão estar na banda de frequências entre os 8 e 9 Hz.

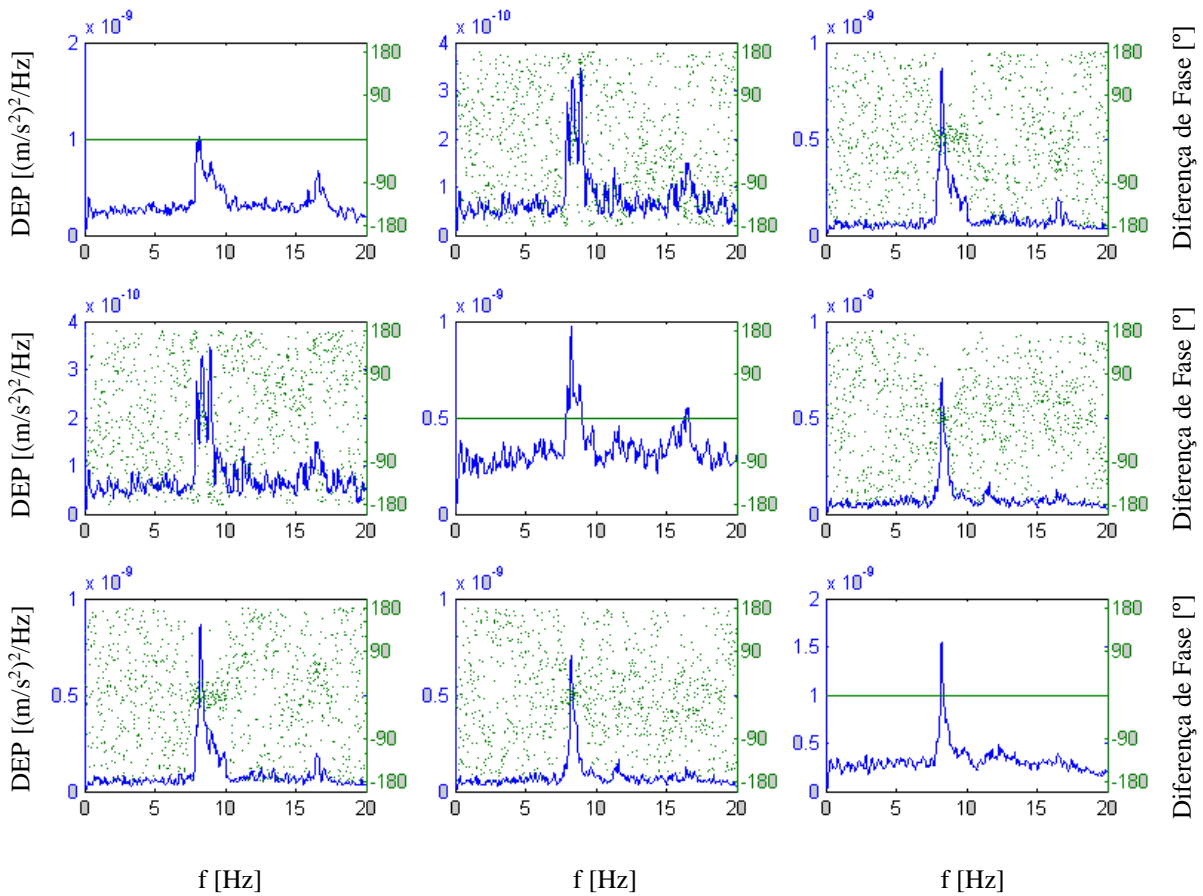


Figura AI 11: Estimativa das funções DEP da resposta, em aceleração, das medições realizadas com acelerómetros uniaxiais (Kinematics). Matriz das amplitudes e das diferenças de fase (Ensaio 3).

Para determinar o valor das duas primeiras frequências naturais de vibração recorreu-se ao espetro dos valores singulares (Figura AI 12) e da sua análise é possível confirmar que o primeiro modo de vibração terá uma frequência de 8,24 Hz e o segundo uma frequência de 8,94 Hz.

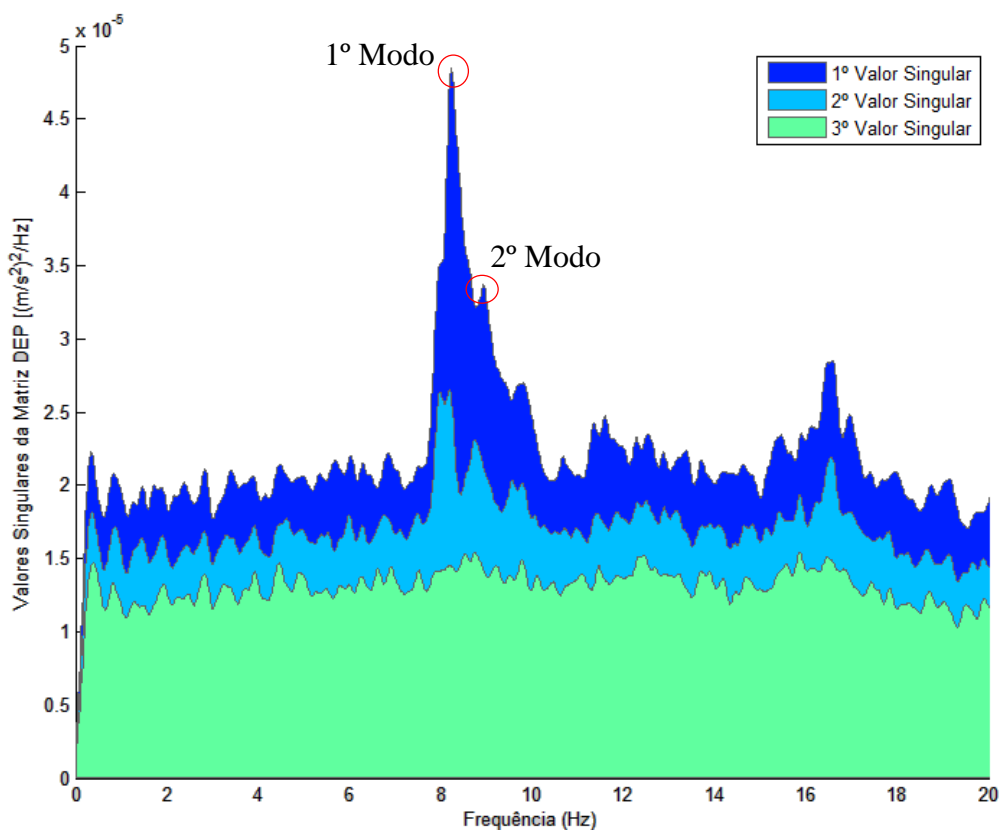


Figura AI 12: Espectro dos valores singulares da matriz das densidades espectrais de potência da resposta em aceleração (Ensaio 3).

AI. 3 Considerações Finais

Neste anexo foram apresentados os restantes estudos realizados para a determinação das frequências naturais de vibração da barragem de Alto Ceira II (ver Tabela 5.1 e Tabela 5.2) utilizados na calibração dos modelos numéricos. Os estudos baseiam-se na aplicação de técnicas de identificação modal estocástica aos resultados experimentais, obtidos através de ensaios de vibração ambiente.

Anexo II

**- Acelerogramas sísmicos considerados e respectivos espectros de
amplitude**

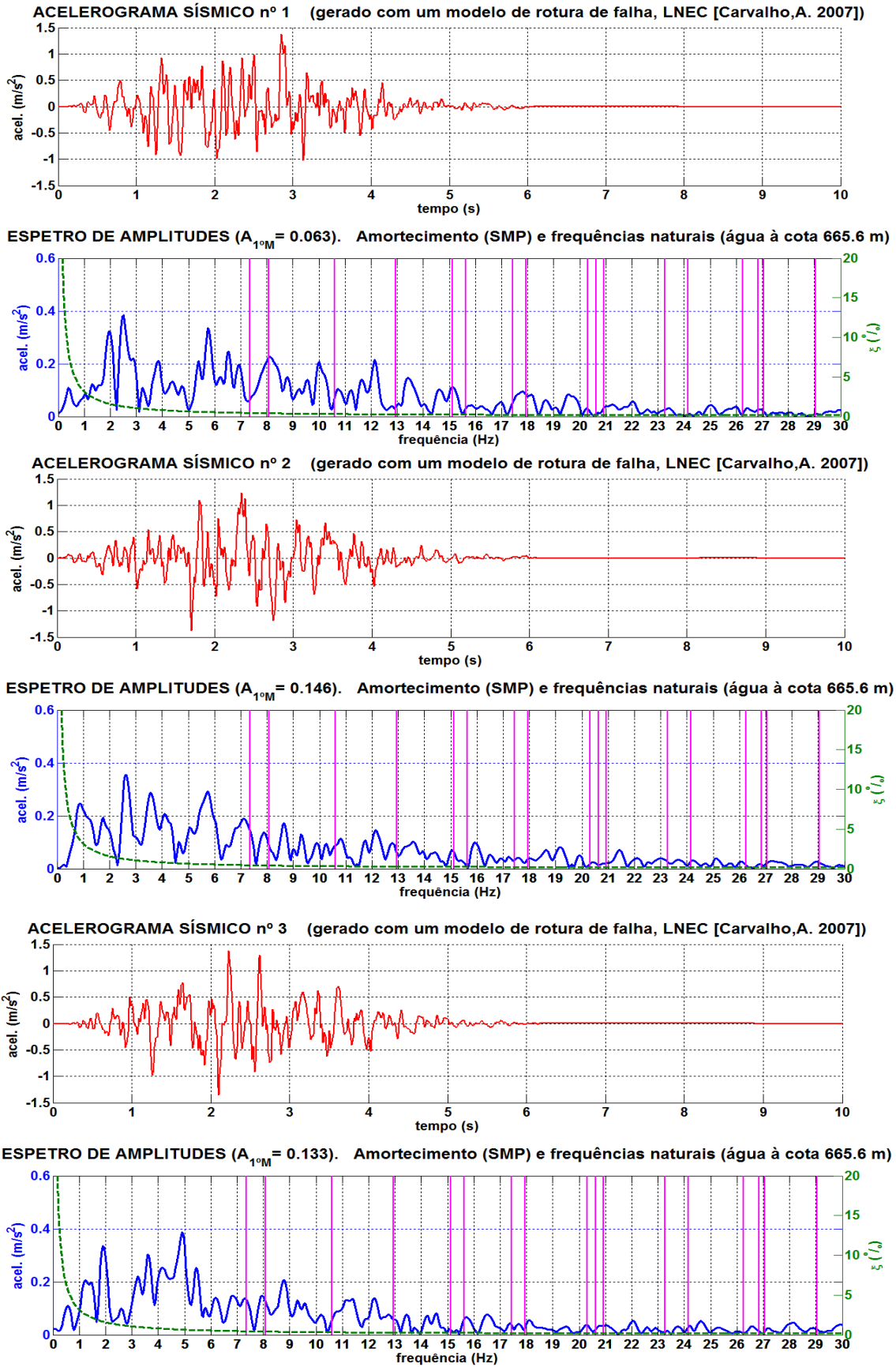


Figura AII 1: Acelerogramas sísmicos 1, 2 e 3 (modelo de rotura de falha) e espectros de amplitudes.

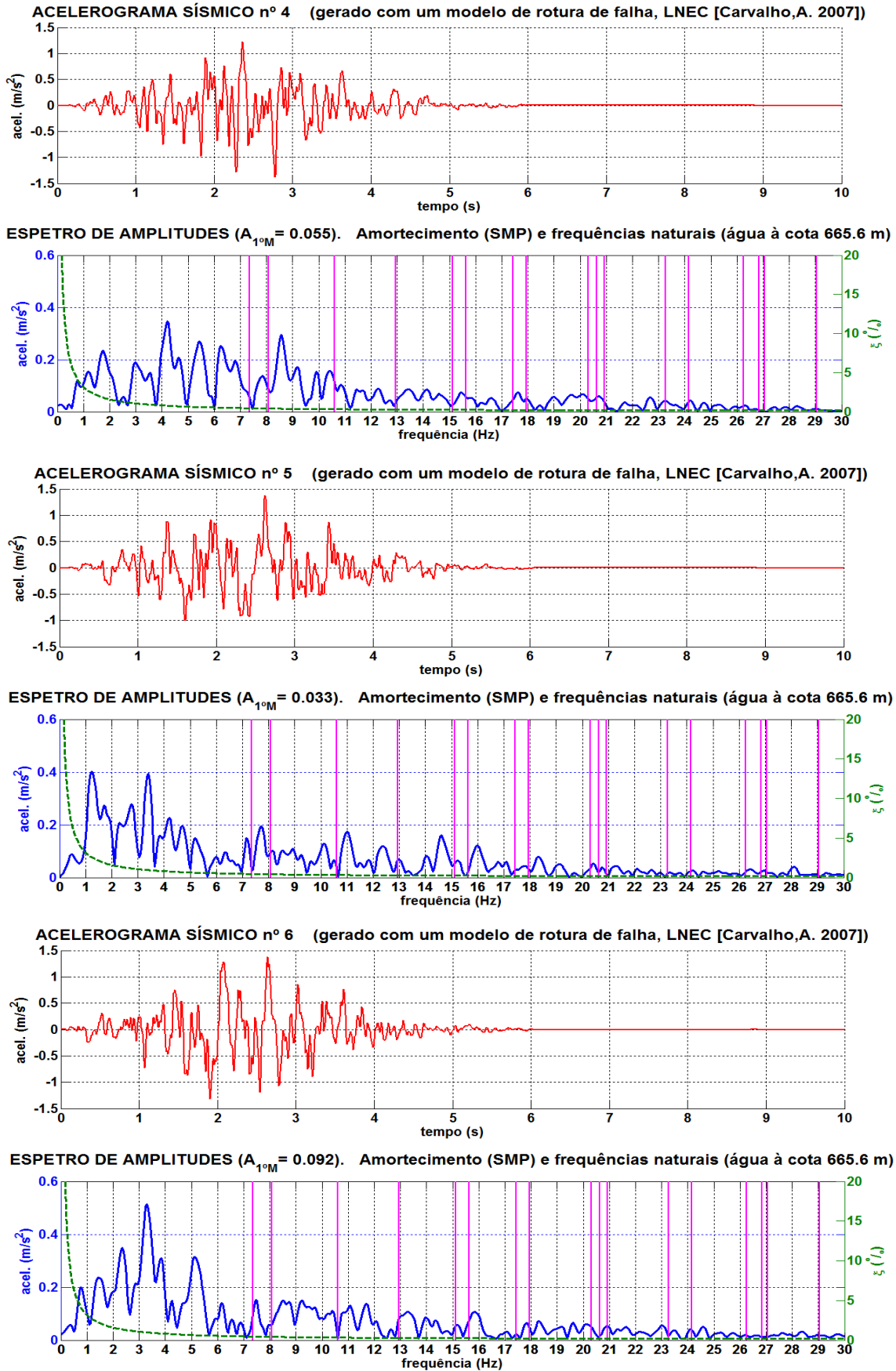


Figura AII 2: Acelerogramas sísmicos 4, 5 e 6 (modelo de rotura de falha) e espectros de amplitudes.

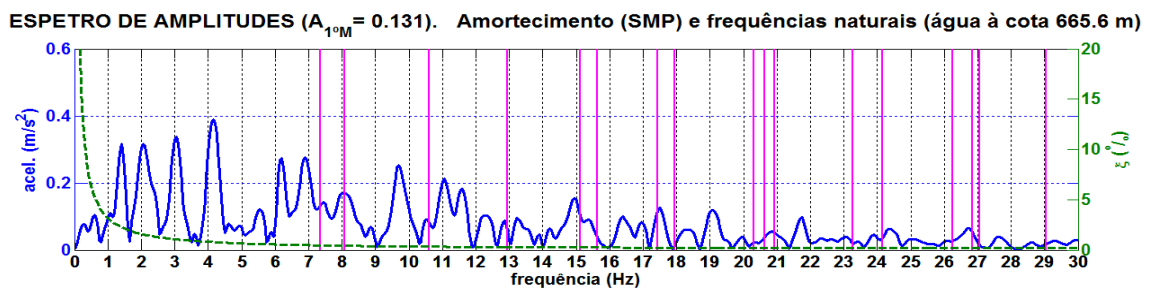
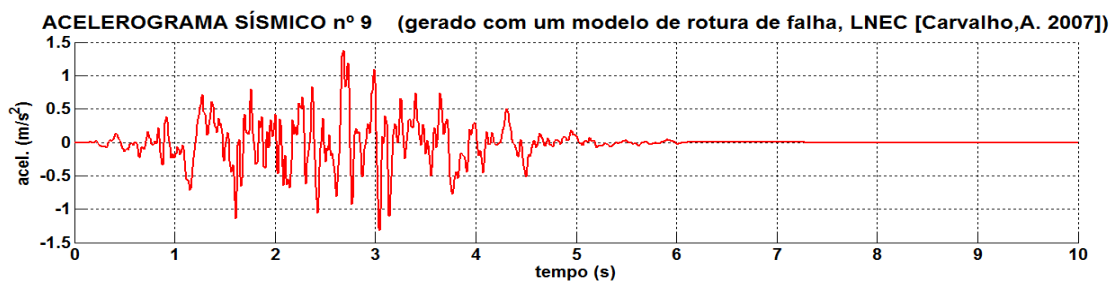
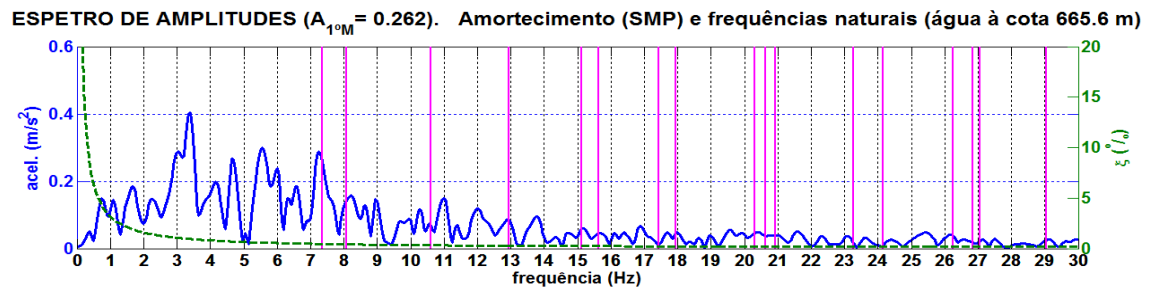
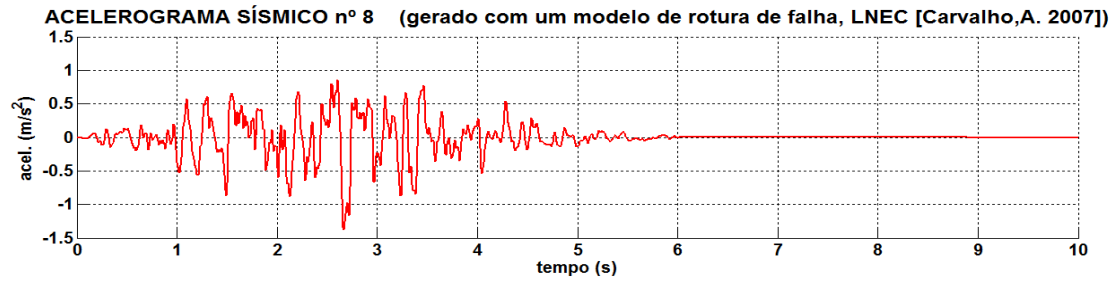
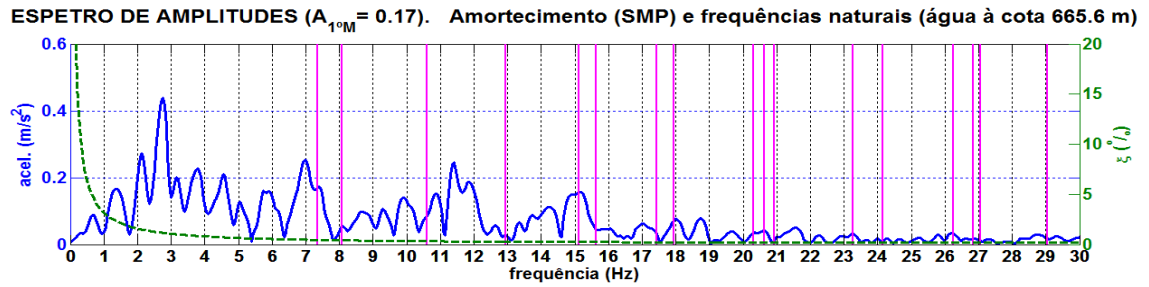
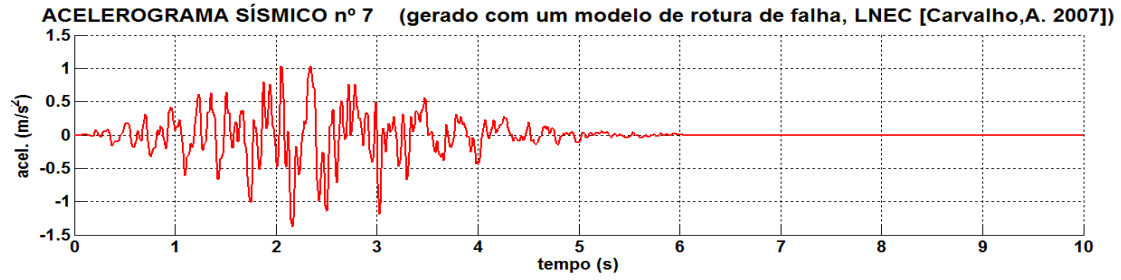


Figura AII 3: Acelerogramas sísmicos 7, 8 e 9 (modelo de rotura de falha) e espectros de amplitudes.

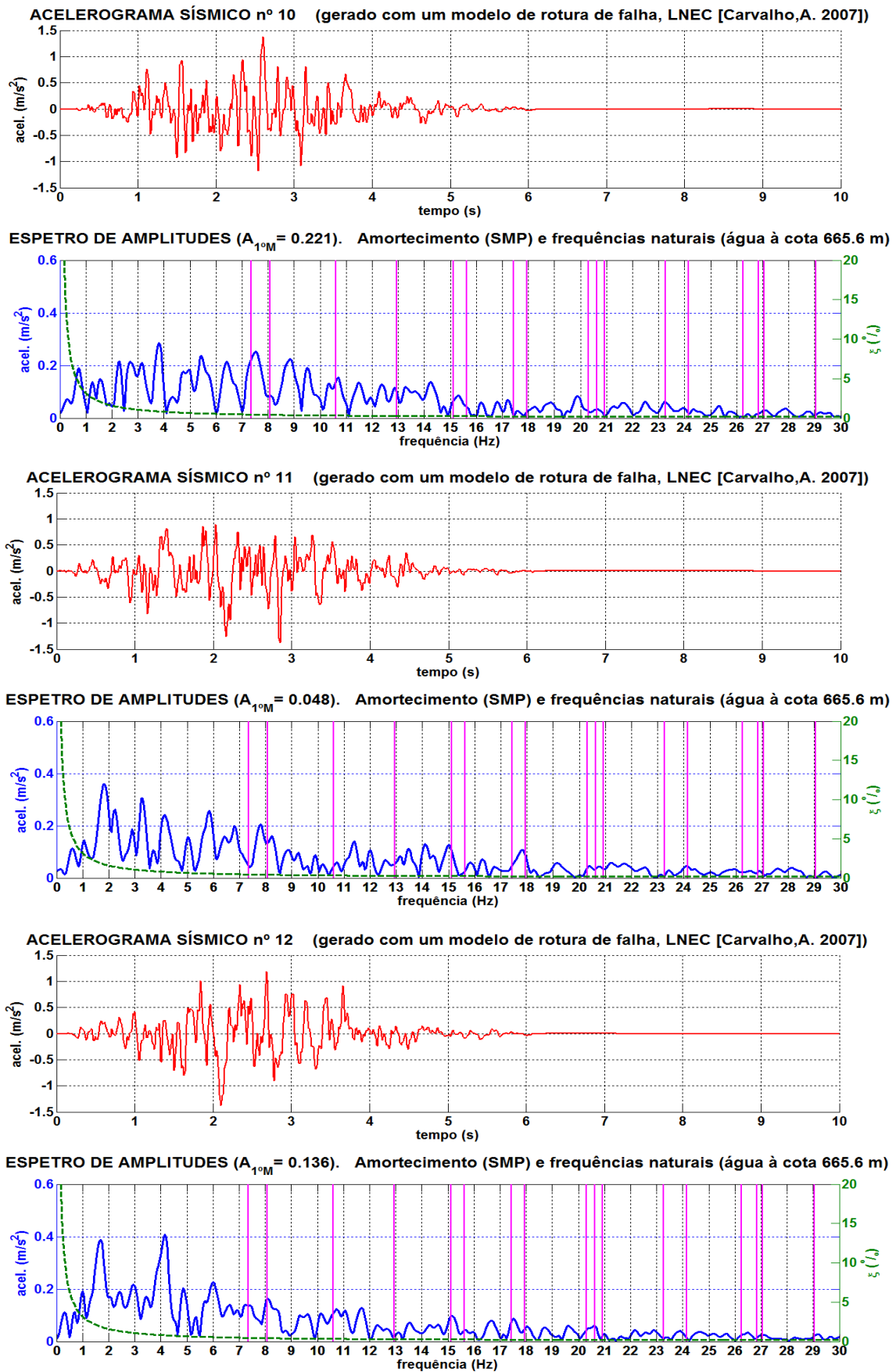


Figura AII 4: Acelerogramas sísmicos 10, 11 e 12 (modelo de rotura de falha) e espectros de amplitudes.

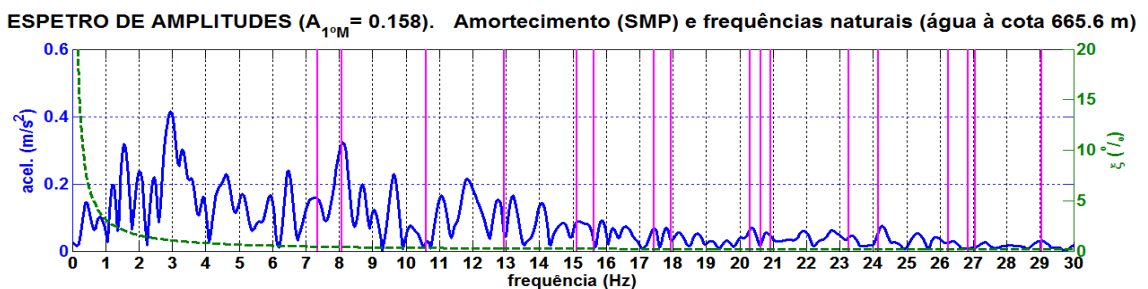
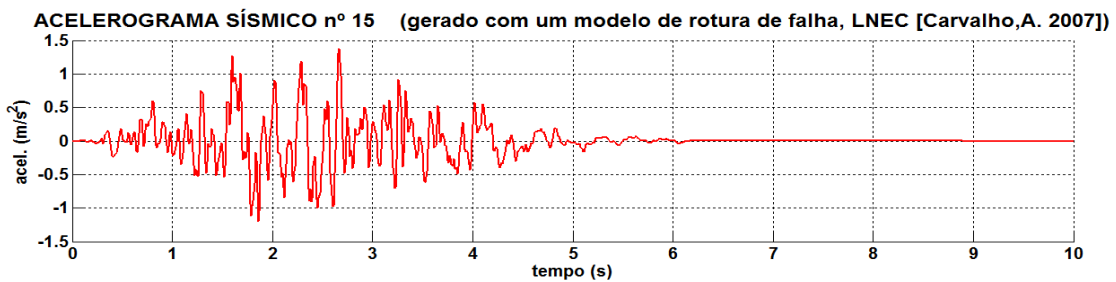
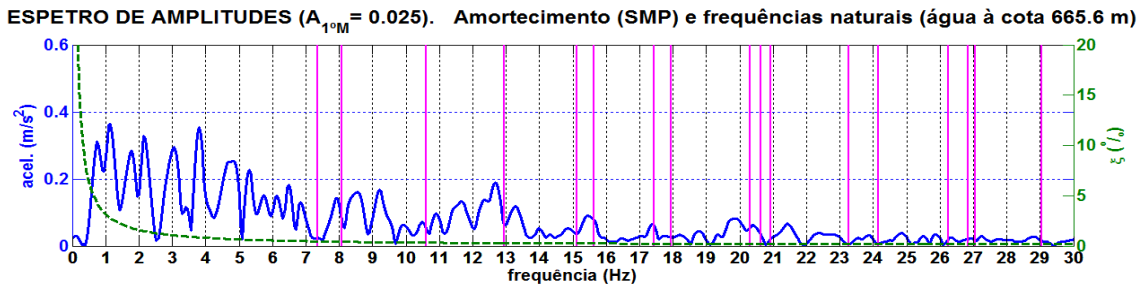
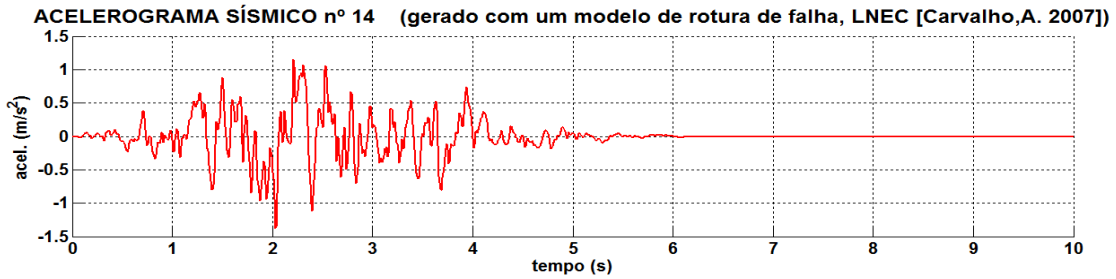
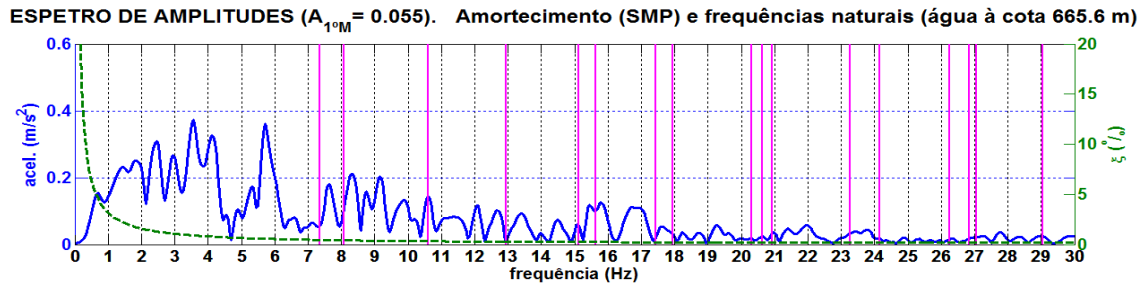
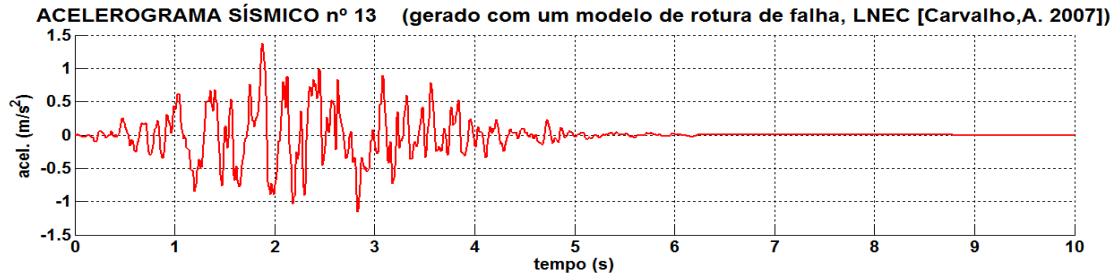


Figura AII 5: Acelerogramas sísmicos 13, 14 e 15 (modelo de rotura de falha) e espectros de amplitudes.

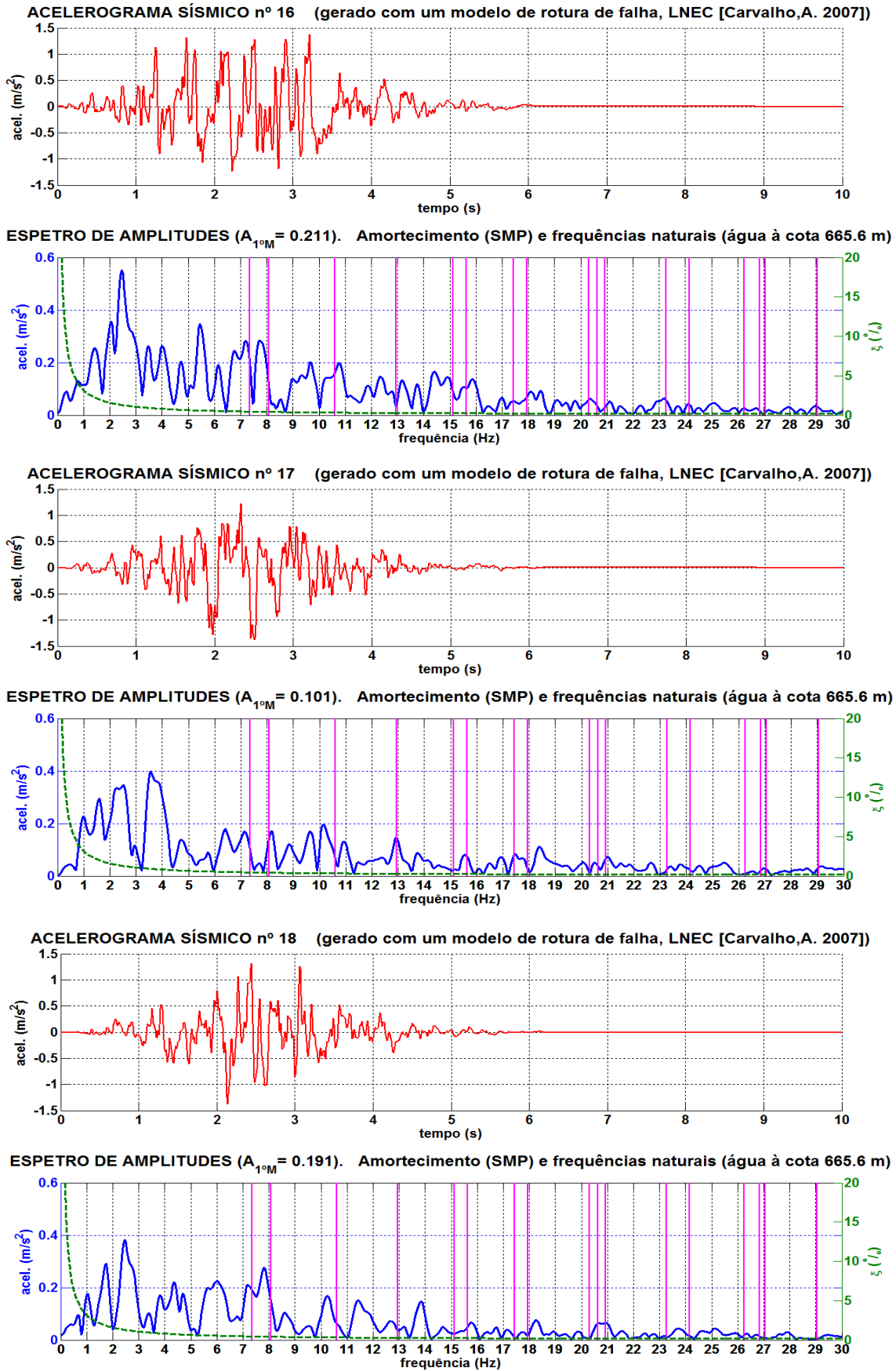
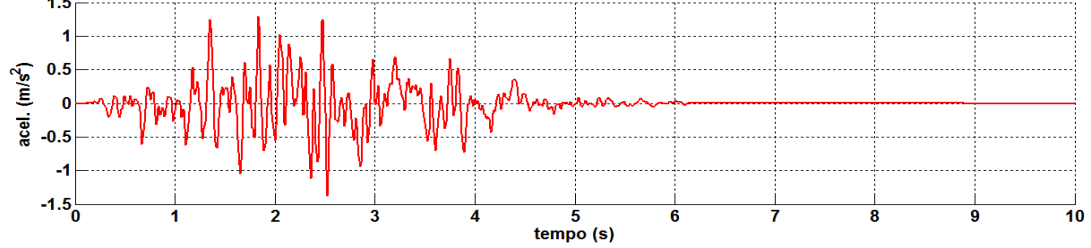
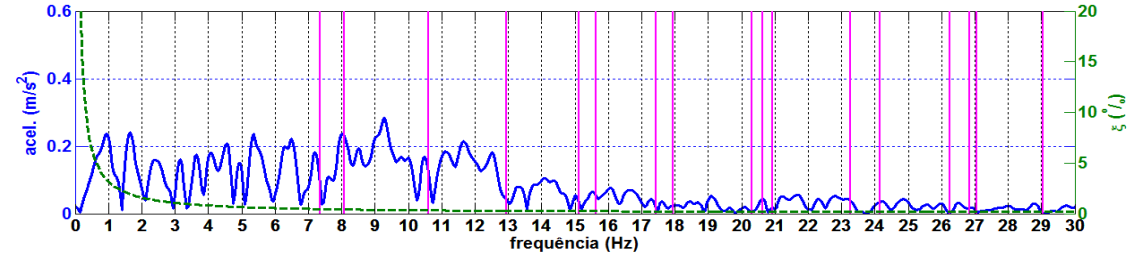


Figura AII 6: Acelerogramas sísmicos 16, 17 e 18 (modelo de rotura de falha) e espectros de amplitudes.

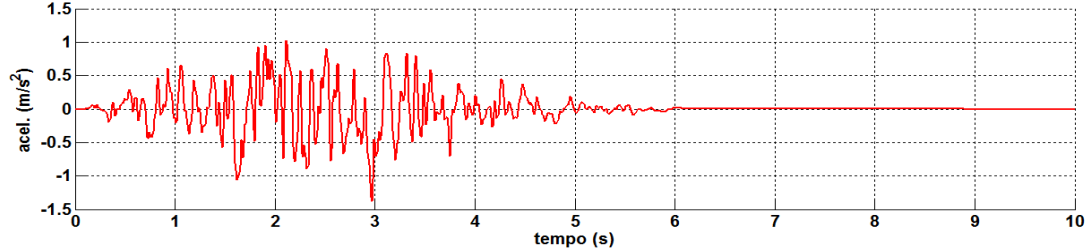
ACELEROGRAMA SÍSMICO nº 19 (gerado com um modelo de rotura de falha, LNEC [Carvalho,A. 2007])



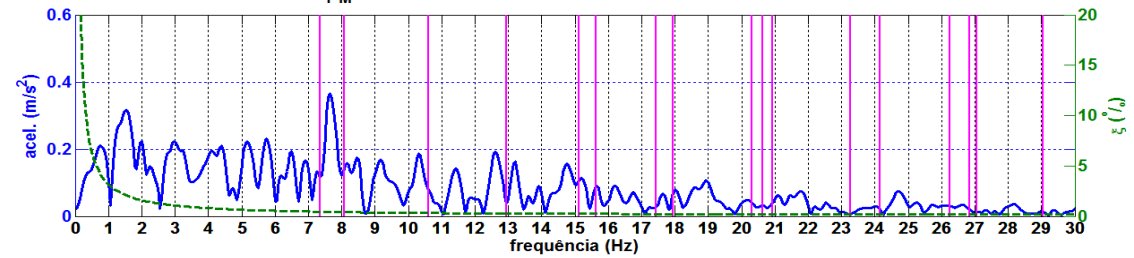
ESPECTRO DE AMPLITUDES ($A_{1^oM} = 0.093$). Amortecimento (SMP) e frequências naturais (água à cota 665.6 m)



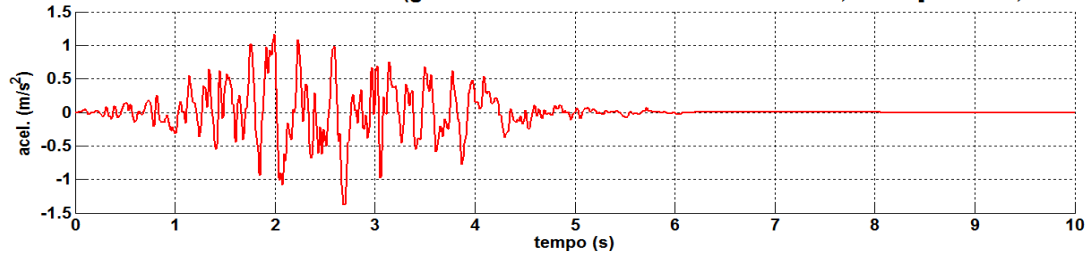
ACELEROGRAMA SÍSMICO nº 20 (gerado com um modelo de rotura de falha, LNEC [Carvalho,A. 2007])



ESPECTRO DE AMPLITUDES ($A_{1^oM} = 0.118$). Amortecimento (SMP) e frequências naturais (água à cota 665.6 m)



ACELEROGRAMA SÍSMICO nº 21 (gerado com um modelo de rotura de falha, LNEC [Carvalho,A. 2007])



ESPECTRO DE AMPLITUDES ($A_{1^oM} = 0.153$). Amortecimento (SMP) e frequências naturais (água à cota 665.6 m)

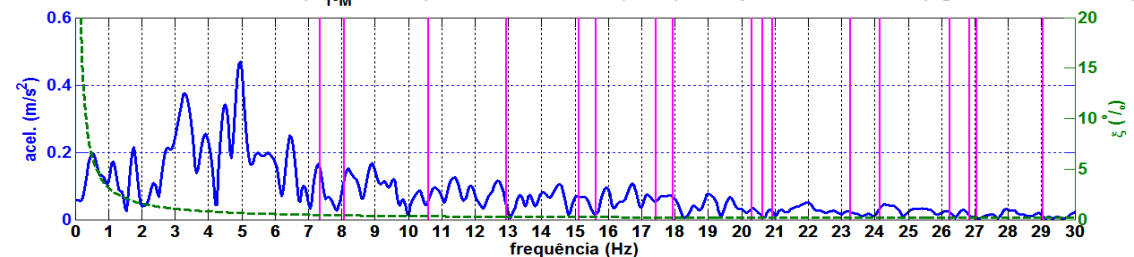


Figura AII 7: Acelerogramas sísmicos 19, 20 e 21 (modelo de rotura de falha) e espectros de amplitudes.

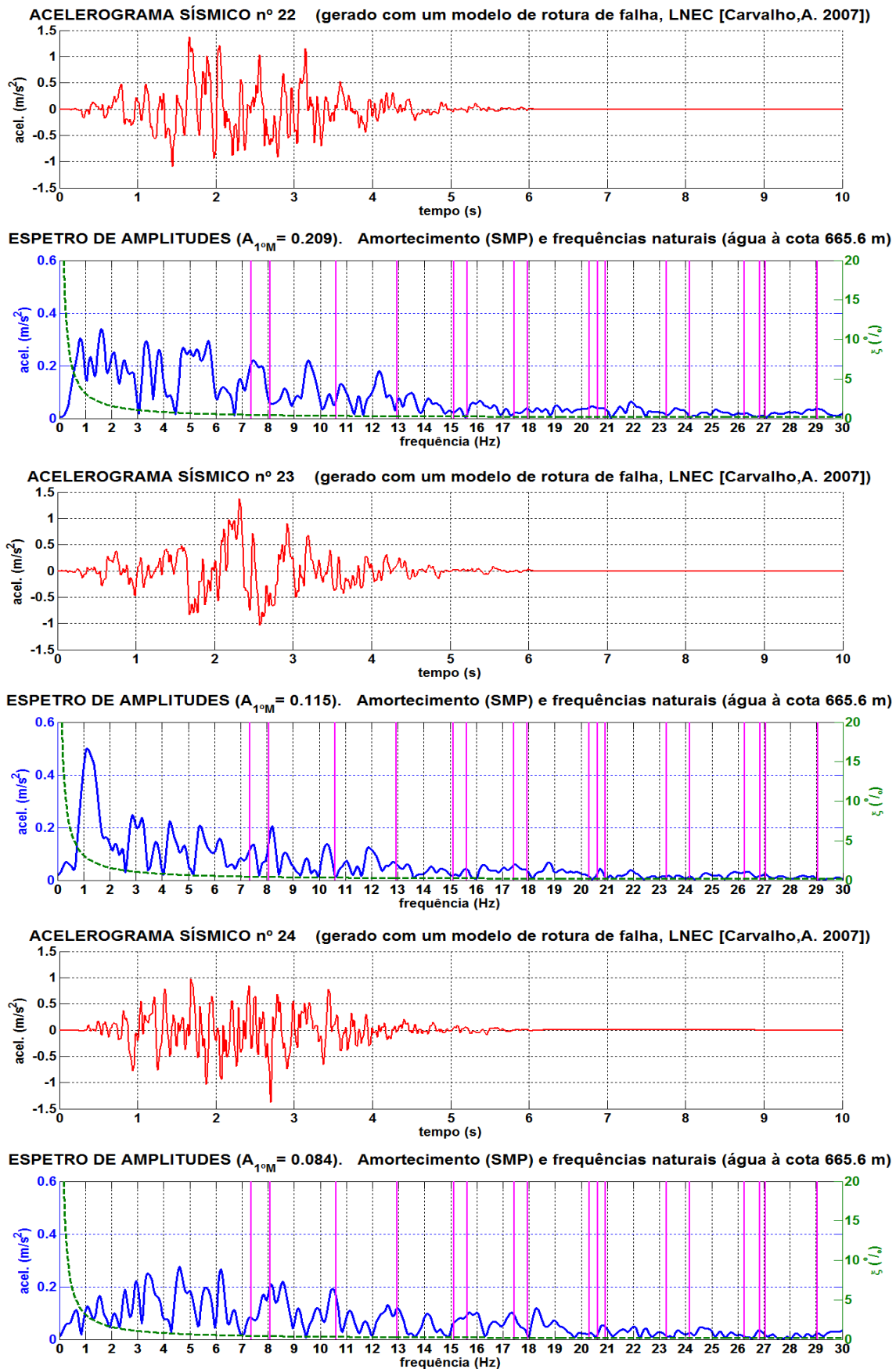


Figura AII 8: Acelerogramas sísmicos 22, 23 e 24 (modelo de rotura de falha) e espectros de amplitudes.

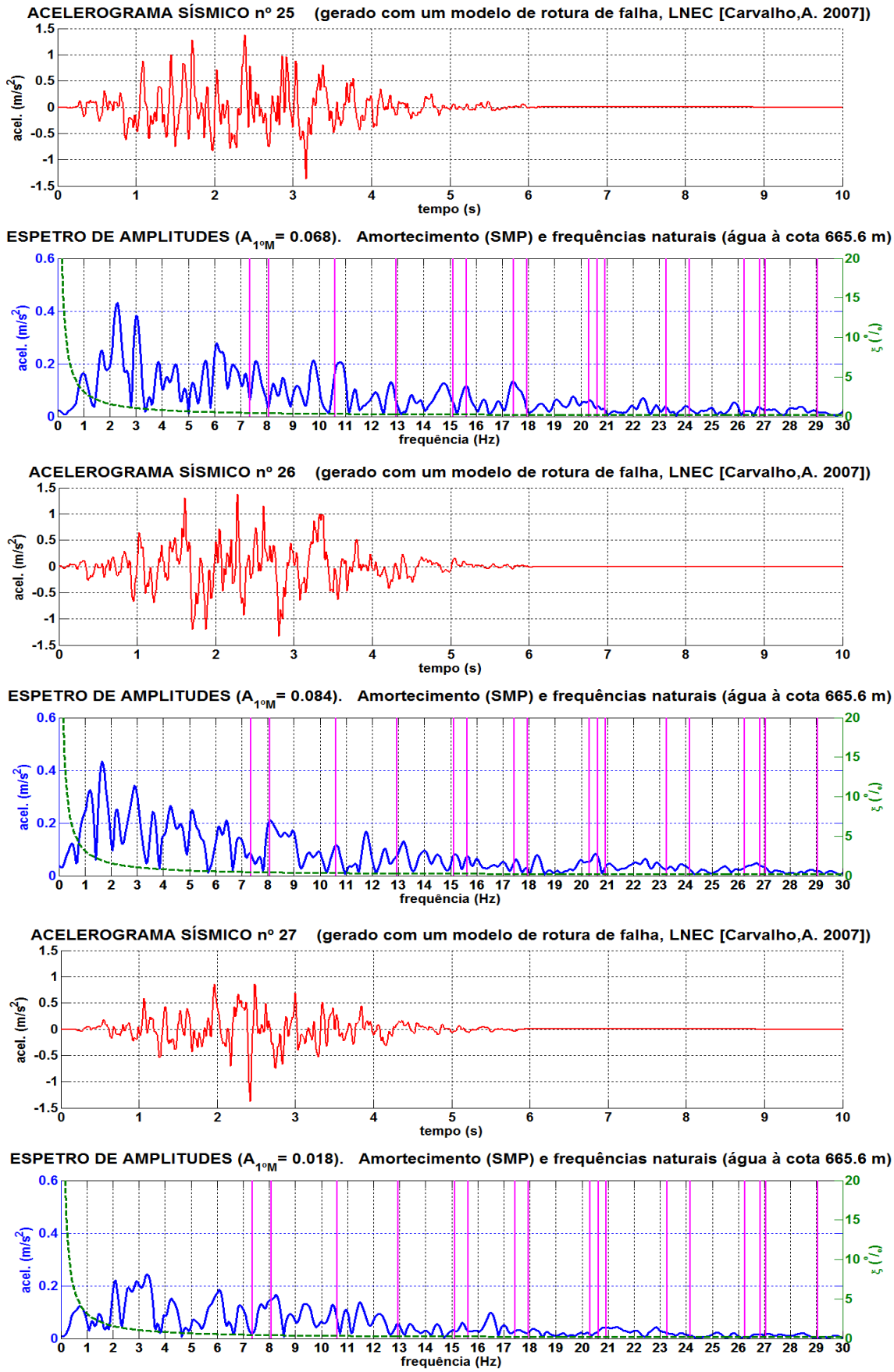


Figura AII 9: Acelerogramas sísmicos 25, 26 e 27 (modelo de rotura de falha) e espectros de amplitudes.

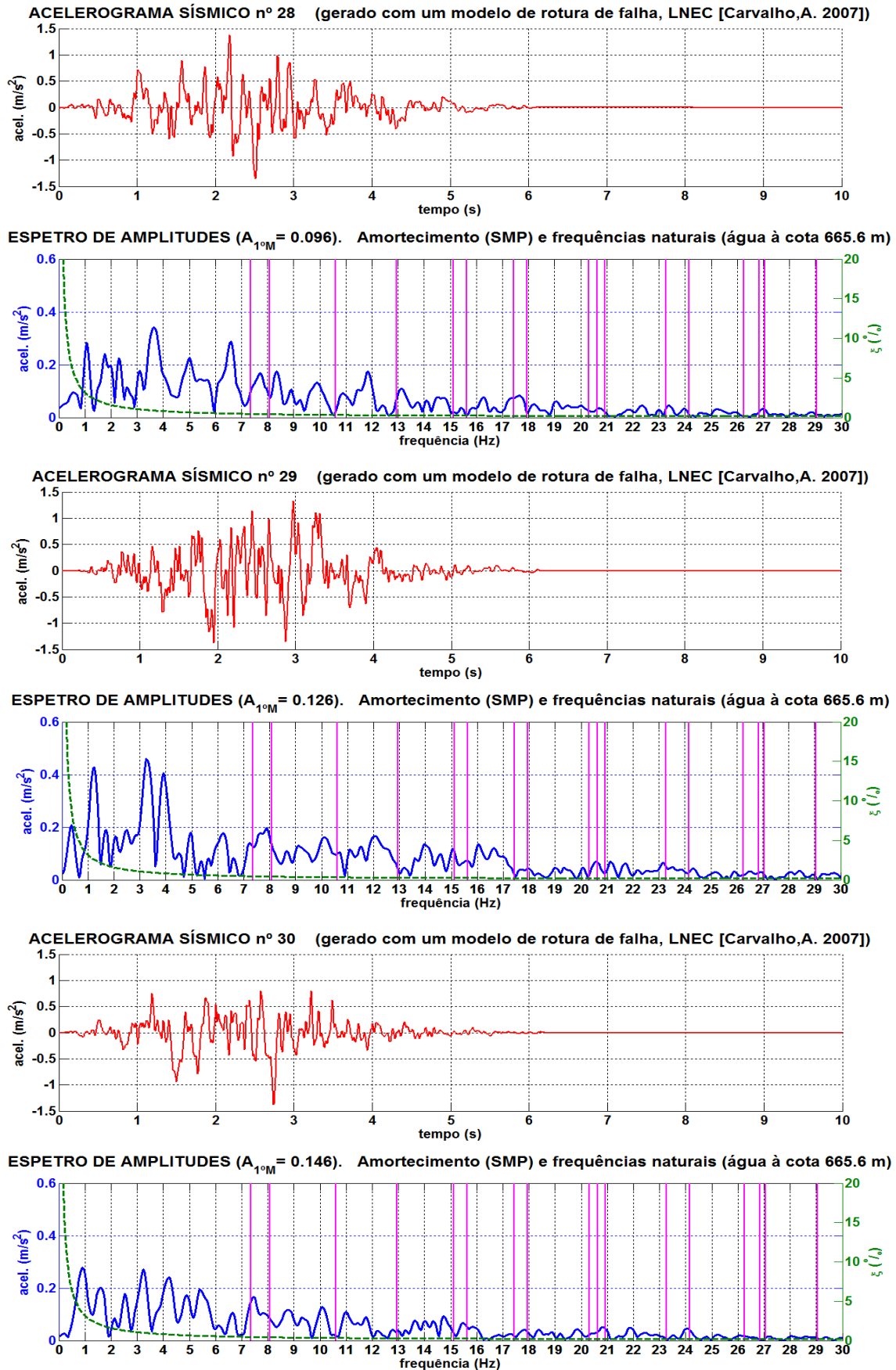


Figura AII 10: Acelerogramas sísmicos 28, 29 e 30 (modelo de rotura de falha) e espectros de amplitudes.

