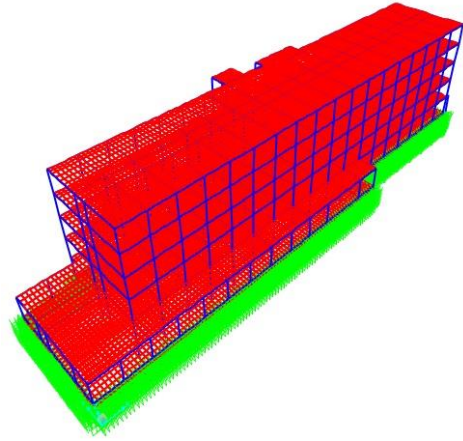




**INSTITUTO SUPERIOR DE ENGENHARIA DE LISBOA**

**Área Departamental de Engenharia Civil**

**ISEL**



**Estudo numérico e experimental sobre o comportamento  
dinâmico de um edifício**

**ANA FILIPA CARRELO CARVALHO**

Licenciada

Dissertação para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil na Área de  
Especialização em Estruturas

Orientadores:

Doutora Maria Ana Carvalho Viana Baptista, Prof. Coordenadora (ISEL)

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

Júri:

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

(ISEL)

Vogais:

Doutora Ana Rita Gamito Reis, Eq. Ass. 2º Triénio (ISEL)

Doutora Maria Ana Carvalho Viana Baptista, Prof. Coordenadora (ISEL)

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

**Dezembro de 2013**



## **AGRADECIMENTOS**

Quero agradecer a um conjunto de pessoas que me acompanharam e contribuíram para a realização deste trabalho.

À OZ-Diagnóstico pela cedência de elementos necessários ao desenvolvimento desta dissertação.

À Engenheira Maria Ana Baptista pela disponibilidade e conhecimentos transmitidos.

À minha colega e amiga Engenheira Sara Amaral pelo companheirismo demonstrado ao longo do meu percurso académico.

Aos meus tios, primos e especialmente à minha avó, que sempre me apoiaram.

À minha mãe, Anabela Carrelo, pelo excelente acompanhamento, apoio incondicional e motivação dada ao longo de todos estes anos.

Por fim, um grande e especial obrigado ao Engenheiro Paulo Mendes, que, além de se disponibilizar sempre que tive necessidade de recorrer aos seus conhecimentos técnicos, me motivou no percurso do meu trabalho e me apoiou com muito bons conselhos.



## RESUMO

Com a presente dissertação pretende-se realizar um estudo numérico e experimental que tem por objectivo mostrar uma perspectiva sobre a caracterização do comportamento dinâmico de edifícios de betão armado. Este estudo inclui a realização de ensaios de vibração ambiental e o desenvolvimento de modelos de elementos finitos para a identificação dos parâmetros modais do edifício: frequências naturais de vibração, coeficientes de amortecimentos modais e configuração dos modos de vibração.

Na primeira fase, aborda-se superficialmente o tema da reabilitação e são indicados aspectos fundamentais relativamente aos edifícios de betão armado, designadamente a evolução do edificado em Portugal, as anomalias mais frequentes bem como os respectivos métodos de inspecção e ensaio. Apresentam-se também algumas considerações sobre a importância do desenvolvimento de modelos numéricos e a realização simultânea de ensaios de vibração ambiental, bem como a sua relevância na elaboração de estudos de avaliação da segurança sísmica de estruturas. No final do capítulo, apresenta-se a evolução histórica da regulamentação de estruturas em Portugal e uma perspectiva sobre o reforço sísmico.

Seguidamente, apresentam-se os fundamentos da análise dinâmica em edifícios, nomeadamente para modelos com 1 grau de liberdade e modelos com múltiplos graus de liberdade, tanto no domínio do tempo como no da frequência. São introduzidos alguns aspectos sobre o desenvolvimento de modelos numéricos e a realização de ensaios experimentais para a caracterização do comportamento dinâmico de edifícios. São também abordados os métodos de identificação modal, dando-se uma maior importância aos métodos de identificação modal estocástica, no domínio do tempo e no da frequência.

Por fim, apresenta-se um caso de estudo referente à caracterização do comportamento dinâmico do edifício da residência de estudantes da Escola Superior de Enfermagem de Calouste Gulbenkian, em Lisboa. Este estudo inicia-se com a descrição do edifício e dos ensaios dinâmicos realizados, seguida da apresentação do modelo numérico desenvolvido em SAP2000, e termina com uma análise e comparação entre os resultados numéricos e experimentais.



## **ABSTRACT**

This work intends to conduct a numerical and experimental study aiming to show a perspective on the characterization of dynamic behaviour of reinforced concrete buildings. This study includes an ambient vibration test and the development of finite element models for the identification of modal parameters of the building: natural frequencies of vibration, modal damping coefficients and configuration of the vibration modes.

First, it makes a superficial approach to the issue of rehabilitation indicating the fundamental aspects in reinforced concrete buildings such as the evolution of the built in Portugal, the most frequent anomalies, and inspection and testing methods. It's also presented some considerations about the importance of the development of numerical models simultaneously with the ambient vibration tests, because they lead to the preparation of studies evaluating the seismic safety of structures, in particular seismic analysis.

At the end of this chapter it's presented the historical evolution of the structures regulations in Portugal is presented, together with a perspective on seismic reinforcement.

Next, the fundamentals of dynamic analysis of buildings are exposed, particularly about models with one degree of freedom and models with multiple degrees of freedom, both in time domain and in frequency. Some aspects of the development of numerical models and experimental tests to characterize the dynamic behaviour of buildings are included. Methods of modal identification are also covered, giving greater importance to methods of stochastic modal identification, in time domain and frequency.

Finally, it's presented a case study concerning the characterization of the dynamic behaviour of the building of the students' residence of Nursing College of Calouste Gulbenkian, in Lisbon. This study starts by describing the building and the dynamic tests performed, followed by the introduction of a numerical model in SAP2000, ending with an analysis and comparison between the numerical and experimental results.



## **PALAVRAS-CHAVE/KEYWORDS**

Análise dinâmica / Dynamics analysis

Análise modal / Modal analysis

Comportamento dinâmico / Dynamic behaviour

Dinâmica de estruturas / Structural dynamics

Edifício de betão armado / Concrete Building

Ensaio de vibração ambiental / Ambient vibration test

Frequência natural / Natural frequency

Identificação modal / Modal Identification

Modelo numérico / Numerical model

Modo de vibração / Mode shape

Reabilitação de edifícios / Rehabilitation of buildings

Vulnerabilidade sísmica / Seismic Vulnerability



# ÍNDICE

<b>1</b>	<b>INTRODUÇÃO .....</b>	<b>1</b>
1.1	Enquadramento do tema .....	1
1.2	Objectivos.....	2
1.3	Organização do trabalho.....	4
<b>2</b>	<b>REABILITAÇÃO DE EDIFÍCIOS DE BETÃO ARMADO.....</b>	<b>7</b>
2.1	Considerações Iniciais .....	7
2.2	Evolução do Edificado .....	9
2.2.1	Tipologias Construtivas em Lisboa .....	10
2.3	Anomalias Mais Frequentes.....	12
2.3.1	Anomalias dos Materiais em Elementos Estruturais .....	14
2.3.2	Anomalias dos Materiais em Elementos Não Estruturais.....	21
2.4	Métodos de Inspeção e Ensaio.....	22
2.4.1	Ensaios Destrutivos.....	22
2.4.2	Ensaios Não Destrutivos.....	23
2.5	Intervenções.....	34
2.5.1	Dimensão das Intervenções.....	34
2.5.2	Níveis de Reabilitação .....	36
2.6	Reforço Sísmico .....	39
2.7	Avaliação da Vulnerabilidade Sísmica de Edifícios de Betão Armado	41
2.7.1	Comportamento Dinâmico de Edifícios de Betão Armado sem Dimensionamento Sísmico-Resistente .....	42
2.7.2	Importância do desenvolvimento de um modelo numérico ....	43
2.7.3	Análise Sísmica.....	46

2.8	Evolução Histórica da Regulamentação de Estruturas em Portugal	55
2.9	Considerações Finais.....	58
<b>3</b>	<b>ANÁLISE DINÂMICA DE EDIFÍCIOS .....</b>	<b>61</b>
3.1	Considerações Iniciais .....	61
3.2	Fundamentos de Dinâmica de Estruturas.....	62
3.2.1	Modelos com 1 Grau de Liberdade.....	62
3.2.2	Modelos com Múltiplos Graus de Liberdade.....	66
3.3	Desenvolvimento de Modelos Numéricos .....	72
3.3.1	Equações Fundamentais da Mecânica dos Sólidos.....	73
3.4	Métodos de Identificação Modal .....	74
3.4.1	Identificação Modal Estocástica no Domínio do Tempo.....	76
3.4.2	Identificação Modal Estocástica no Domínio da Frequência..	79
3.5	Considerações Finais.....	80
<b>4</b>	<b>ANÁLISE DE UM EDIFÍCIO DE BETÃO ARMADO .....</b>	<b>83</b>
4.1	Considerações Iniciais .....	83
4.2	Descrição do Edifício .....	83
4.3	Ensaio Dinâmicos .....	84
4.3.1	Planeamento e Realização dos Ensaio.....	85
4.3.2	Equipamentos.....	87
4.3.3	Pré-processamento da Informação Experimental.....	88
4.4	Modelo Numérico em SAP2000.....	89
4.4.1	Calibração do Modelo Numérico .....	91
4.5	Análise e Comparação de Resultados.....	92
4.5.1	Modos de Vibração Calculados com o SAP2000.....	92

4.5.2	Modos de Vibração Obtidos Experimentalmente .....	95
4.5.3	Estimativas dos Coeficientes de Amortecimentos Modais .....	98
4.6	Considerações Finais.....	98
<b>5</b>	<b>CONCLUSÕES E PERSPECTIVAS FUTURAS .....</b>	<b>101</b>
5.1	Conclusões .....	101
5.2	Perspectivas Futuras .....	103



## ÍNDICE DE FIGURAS

FIGURA 1.1 EDIFÍCIO DE BETÃO ARMADO DA DÉCADA DE 70 EM MARVILA (GRANTS, 2010) .....	1
FIGURA 1.2 (A) MODELO NUMÉRICO EM SAP2000 DO EDIFÍCIO DA RESIDÊNCIA DE ESTUDANTES DA ESEL; (B) VISTA DO EDIFÍCIO (BETAR, 2011) .....	3
FIGURA 2.1 EDIFÍCIO REABILITADO (TRINDADE, 2012) .....	7
FIGURA 2.2 PESO DOS SEGMENTOS DA CONSTRUÇÃO EM 2010 (ADAPTADO DE EUROCONSTRUCT) .....	8
FIGURA 2.3 PROPORÇÃO DE EDIFÍCIOS CLÁSSICOS POR ÉPOCA DE CONSTRUÇÃO E ESTADO DE CONSERVAÇÃO, 2011 (INE, 2012) .....	9
FIGURA 2.4 DISTRIBUIÇÃO DOS EDIFÍCIOS CLÁSSICOS POR ESTADO DE CONSERVAÇÃO, 2011 (ADAPTADO DE INE, 2012).....	10
FIGURA 2.5 EDIFÍCIO POMBALINO LOCALIZADO NA CALÇADA MARQUÊS DE ABRANTES, EM LISBOA (ADN, 2013).....	11
FIGURA 2.6 FENDILHAÇÃO POR RETRACÇÃO NO TOPO DE UMA PAREDE DE BETÃO ARMADO (PAIVA ET AL., 2006) .....	15
FIGURA 2.7 FENDILHAÇÃO DEVIDO AO ESFORÇO TRANSVERSO (VAZ, 2013) .....	16
FIGURA 2.9 FENDILHAÇÃO DO BETÃO DEVIDA À CORROSÃO DAS ARMADURAS (FARINHA, 2009) ...	17
FIGURA 2.10 FENDILHAÇÃO DO BETÃO DEVIDA A REACÇÕES EXPANSIVAS (ANTÓNIO COSTA, 2009) .....	17
FIGURA 2.11 DEFORMAÇÕES EXCESSIVAS NUM PAVIMENTO DE BETÃO ARMADO (FRIEDMAN, 2013) .....	18
FIGURA 2.12 DELAMINAÇÃO DO BETÃO DE RECOBRIMENTO DE UMA LAJE DEVIDO À CORROSÃO DAS ARMADURAS (PDIG, 2013) .....	19
FIGURA 2.13 ARMADURAS EM MEIO AQUOSO EM AVANÇADO ESTADO DE CORROSÃO (A&G CONSTRUÇÕES).....	20
FIGURA 2.14 DESTRUIÇÃO DO REVESTIMENTO POR ACÇÃO DA DEPOSIÇÃO DE SAIS (MOURA, 2010) .....	21
FIGURA 2.15 EXTRACÇÃO DE CAROTES (GOUVEIA, 2013) .....	23
FIGURA 2.16 ALONGÂMETRO MECÂNICO (FERNANDES, 2008) .....	25
FIGURA 2.17 FISSURÓMETRO (LOBO, 2012) .....	25
FIGURA 2.18 MEDIÇÃO DOS POTENCIAIS ELÉCTRICOS EM OBRA (CÓIAS, 2009).....	26
FIGURA 2.19 ESCLERÓMETRO DO TIPO SCHMIDT (JROMA, 2012) .....	27
FIGURA 2.20 MEDIÇÃO DE VIBRAÇÕES À DISTÂNCIA UTILIZANDO TECNOLOGIA <i>LASER</i> (ADAPTADO DE CÓIAS, 2009).....	28
FIGURA 2.21 (A) VISTA FRONTAL DO EDIFÍCIO DA PT EM LISBOA; (B) PLANTA DE UM PISO COM AS POSIÇÕES DOS ACELERÓMETROS; (C) ACELERÓMETRO TRIAXIAL (BAPTISTA ET AL., 2004)..	29
FIGURA 2.22 (A) VISTA DO EDIFÍCIO HERITAGE COURT TOWER NO CANADÁ; (B) ESPECTRO DE RESPOSTA; (C) CONFIGURAÇÃO MODAL (CUNHA, CAETANO, MAGALHÃES, & MOUTINHO, 2006) .....	30
FIGURA 2.23 (A) TORRE DA CATEDRAL MONZA, EM ITÁLIA; (B) MODELO DE ELEMENTOS FINITOS; (C) LOCALIZAÇÃO DOS ACELERÓMETROS; (D) MODO DE VIBRAÇÃO (GENTILE & SAISI, 2007) .....	31

FIGURA 2.24 (A) PONTE PEDONAL HISTÓRICA EM ITÁLIA; (B) ESPECTRO DE RESPOSTA VERTICAL DE DIFERENTES PONTOS DO TABULEIRO; (C) MODO DE VIBRAÇÃO (GENTILE & GALLINO, 2008) .....	32
FIGURA 2.25 (A) PONTE VASCO DA GAMA; (B) MASSA SUSPensa NUM PONTO DO TABULEIRO (CUNHA ET AL., 2012); (C) MODO DE VIBRAÇÃO; (D) ESPECTRO DE RESPOSTA (CUNHA ET AL., 2006) .....	32
FIGURA 2.26 (A) BARRAGEM DO CABRIL; (B) 4º MODO DE VIBRAÇÃO (MENDES ET AL., 2004).....	33
FIGURA 2.27 (A) PONTE INFANTE D. HENRIQUE, PORTUGAL; (B) EVOLUÇÃO DAS ESTIMATIVAS DAS PRIMEIRAS QUATRO FREQUÊNCIAS NATURAIS AO LONGO DE TRÊS ANOS (CUNHA ET AL., 2012) .....	34
FIGURA 2.28 EXEMPLO DE UMA REABILITAÇÃO LIGEIRA NUM EDIFÍCIO DE FARO (A-SUL, 2011) ...	37
FIGURA 2.29 EXEMPLO DE REABILITAÇÃO MÉDIA EM EDIFÍCIO ANTIGO DO CENTRO HISTÓRICO DE VISEU (CABRITA, 2011) .....	37
FIGURA 2.30 EXEMPLO DE REABILITAÇÃO PROFUNDA EM EDIFÍCIO ANTIGO DO CENTRO HISTÓRICO DE VISEU (CABRITA, 2011) .....	38
FIGURA 2.31 ILUSTRAÇÃO DO TERRAMOTO DE 1755, EM LISBOA (CLUBE RAÍZES, 2011) .....	39
FIGURA 2.32 (A) PAREDE DE UMA CONSTRUÇÃO “EM GAIOLA” (RIBEIRA, 2011); (B) EDIFÍCIO POMBALINO (MIGUEL, 2004) .....	40
FIGURA 2.33 RUÍNA DE UM EDIFÍCIO POR PROVÁVEL AUSÊNCIA DE EFEITO DE PÓRTICO (VAZ, 2013) .....	43
FIGURA 2.34 ESPECTRO DE POTÊNCIA (MENDES & OLIVEIRA, 2008) .....	46
FIGURA 2.35 ACELEROGRAMA DO SISMO DE IMPERIAL VALLEY (JOÃO, 2007) .....	47
FIGURA 2.36 REPRESENTAÇÃO DO EPICENTRO DE UMA AS1 E DURAÇÃO DA PARTE ESTACIONÁRIA (ADAPTADO DE GUERREIRO, 2010) .....	48
FIGURA 2.37 REPRESENTAÇÃO DO EPICENTRO DE UMA AS2 E RESPECTIVA DURAÇÃO DA PARTE ESTACIONÁRIA (ADAPTADO DE GUERREIRO, 2010) .....	49
FIGURA 2.38 ESPECTROS DE RESPOSTA PARA CADA TIPO DE ACÇÃO SÍSMICA (GUERREIRO, 2011) .....	50
FIGURA 2.39 ZONAMENTO SÍSMICO EM PORTUGAL CONTINENTAL (NP EN 1998-1, 2010) .....	50
FIGURA 2.40 ZONAMENTO SÍSMICO NO ARQUIPÉLAGO DA MADEIRA – AS1 (NP EN 1998-1, 2010) .....	51
FIGURA 2.41 ZONAMENTO SÍSMICO NO ARQUIPÉLAGO DOS AÇORES – AS2 (NP EN 1998-1, 2010) .....	51
FIGURA 2.42 FORMA DO ESPECTRO DE RESPOSTA ELÁSTICO HORIZONTAL (ADAPTADO DE IPQ, 2010) .....	55
FIGURA 3.1 (A) BURJ KHALIFA, DUBAI (TRAVELLINGMYSELF, 2013) (B) PONTE AKASHI-KAIKYO, JAPÃO (WIKIPEDIA, 2013) .....	61
FIGURA 3.2 OSCILADOR DE 1 GL: (A) MODELO IDEALIZADO; (B) REPRESENTAÇÃO DAS FORÇAS ...	63
FIGURA 3.3 RESPOSTA A UMA SEQUÊNCIA DE IMPULSOS APLICANDO O PRINCÍPIO DA SOBREPOSIÇÃO DE EFEITOS (MENDES, 2012A) .....	64
FIGURA 3.4 FUNÇÕES DE RESPOSTA EM FREQUÊNCIA – AMPLITUDE E FASE (CLOUGH & JOSEPH, 2003) .....	66
FIGURA 3.5 CORRELAÇÃO ENTRE A FORMULAÇÃO DA EQUAÇÃO DE EQUILÍBRIO DINÂMICO NO DOMÍNIO DO TEMPO E NO DOMÍNIO DA FREQUÊNCIA (MENDES, 2012A) .....	72

FIGURA 3.6 ESQUEMA ILUSTRATIVO DA EQUAÇÃO DE NAVIER (ADAPTADO DE S. OLIVEIRA, 2011)	74
FIGURA 3.7 EXCITADOR DE GRANDE POTÊNCIA UTILIZADO EM ENSAIOS DE VIBRAÇÃO FORÇADA (LNEC)	75
FIGURA 3.8 ESQUEMA ILUSTRATIVO DO MÉTODO DE IDENTIFICAÇÃO MODAL ESTOCÁSTICA (ADAPTADO: RODRIGUES, 2004)	76
FIGURA 3.9 AVALIAÇÃO DE FUNÇÕES DE CORRELAÇÃO UTILIZANDO O ALGORITMO DA FFT SEM ERROS DE VIÉS (RODRIGUES, 2004)	78
FIGURA 4.1 ALÇADO PRINCIPAL DA RESIDÊNCIA DE ESTUDANTES DA ESEL (BETAR, 2011)	84
FIGURA 4.2 PLANTA DOS PISOS 2,3 E 4 (BETAR, 2011)	84
FIGURA 4.3 PORMENOR DAS CAIXAS DE ESCADA E DE ELEVADOR DO EDIFÍCIO EM ESTUDO (ADAPTADO DE BETAR, 2011)	84
FIGURA 4.4 REPRESENTAÇÃO ESQUEMÁTICA DA LOCALIZAÇÃO DOS ACELERÓMETROS EM QUE AS SETAS REPRESENTAM AS ORIENTAÇÕES MEDIDAS	85
FIGURA 4.5 ESQUEMA DE POSICIONAMENTO DOS SENSORES NA PRIMEIRA FASE DE ENSAIO; OS SENSORES DE REFERÊNCIA A AZUL E OS SENSORES VOLANTES A VERDE	86
FIGURA 4.6 ESQUEMA DE POSICIONAMENTO DOS SENSORES NA SEGUNDA FASE DE ENSAIO	86
FIGURA 4.7 ESQUEMA DE POSICIONAMENTO DOS SENSORES NA TERCEIRA FASE DE ENSAIO	86
FIGURA 4.8 SISTEMA DE AQUISIÇÃO DE DADOS K2 DA KINEMATICS (MENDES, 2012B)	87
FIGURA 4.9 ACELERÓMETROS (A) ACELERÓMETRO TRIAXIAL (EPISENSOR, MODELO ES-T); (B) ACELERÓMETRO UNIAxIAL (EPISENSOR, MODELO ES-U) (MENDES, 2012B)	88
FIGURA 4.10 SISTEMA DE AQUISIÇÃO DE DADOS INSTALADO (MENDES, 2012B)	88
FIGURA 4.11 MODELO NUMÉRICO DESENVOLVIDO NO SAP2000	90
FIGURA 4.12 PLANTA DA CAVE (BETAR, 2011)	90
FIGURA 4.13 PLANTA DO R/C (BETAR, 2011)	90
FIGURA 4.14 PLANTA DO 1º PISO (BETAR, 2011)	91
FIGURA 4.15 REPRESENTAÇÃO DO MODELO NUMÉRICO EM SAP2000 EM QUE AS MOLAS ESTÃO A VERDE	92
FIGURA 4.16 PRIMEIRO MODO DE VIBRAÇÃO OBTIDO COM O MODELO NUMÉRICO	93
FIGURA 4.17 SEGUNDO MODO DE VIBRAÇÃO OBTIDO COM O MODELO NUMÉRICO	93
FIGURA 4.18 TERCEIRO MODO DE VIBRAÇÃO OBTIDO COM O MODELO NUMÉRICO	94
FIGURA 4.19 QUARTO MODO DE VIBRAÇÃO OBTIDO COM O MODELO NUMÉRICO	94
FIGURA 4.20 DENSIDADE ESPECTRAL DA MATRIZ DOS VALORES SINGULARES	95
FIGURA 4.21 PRIMEIRO MODO DE VIBRAÇÃO OBTIDO EXPERIMENTALMENTE	95
FIGURA 4.22 SEGUNDO MODO DE VIBRAÇÃO OBTIDO EXPERIMENTALMENTE	96
FIGURA 4.23 TERCEIRO MODO DE VIBRAÇÃO OBTIDO EXPERIMENTALMENTE	96
FIGURA 4.24 QUARTO MODO DE VIBRAÇÃO OBTIDO EXPERIMENTALMENTE	97



## ÍNDICE DE TABELAS

TABELA 2.1 CATEGORIAS DA VIDA ÚTIL DAS ESTRUTURAS DE BETÃO (NP EN 206, 2007).....	13
TABELA 2.2 CAUSAS HUMANAS DAS PATOLOGIAS NOS EDIFÍCIOS (FARINHA, 2009) .....	14
TABELA 2.3 CRITÉRIOS GERAIS DE AVALIAÇÃO DE ANOMALIAS (ADAPTADO: PAIVA ET AL., 2006) .....	36
TABELA 2.4 EXCERTO DA LISTA DE CONCELHOS COM DEFINIÇÃO DO ZONAMENTO SÍSMICO (NP EN 1998-1, 2010) .....	52
TABELA 2.5 VALORES DOS PARÂMETROS DEFINIDORES DO ESPECTRO DE RESPOSTA ELÁSTICO - AS1 (NP EN 1998-1, 2010).....	52
TABELA 2.6 COEFICIENTES DE IMPORTÂNCIA $\gamma_I$ (NP EN 1998-1, 2010) .....	53
TABELA 4.1 TABELA RESUMO COM AS FREQUÊNCIAS OBTIDAS ATRAVÉS DO ENSAIO DE VIBRAÇÃO AMBIENTAL E O MODELO 3D EM SAP2000 .....	92
TABELA 4.2 ESTIMATIVAS DOS COEFICIENTES DE AMORTECIMENTOS MODAIS OBTIDOS EXPERIMENTALMENTE .....	98

## ÍNDICE DE FLUXOGRAMAS

FLUXOGRAMA 2.1 PROCESSO DE ANÁLISE SÍSMICA .....	45
--	----



## SIMBOLOGIA

### Latinas maiúsculas

$F(\omega)$  Transformada de Fourier de  $f(t)$

$H(\omega)$  Função de resposta no domínio da frequência

$\underline{I}$  Matriz identidade

$U(\omega)$  Transformada de Fourier de  $u(t)$

### Latinas minúsculas

$c$  Amortecimento de um corpo

$\underline{c}$  Matriz de amortecimento

$f$  Força exterior aplicada a um corpo

$f_A$  Força de amortecimento de um corpo

$f_E$  Força elástica de um corpo

$f_I$  Força de inércia de um corpo

$f_N$  Frequência natural de vibração (Hz)

$\underline{k}$  Matriz de rigidez

$m$  Massa de um corpo

$\underline{m}$  Matriz de massa

$t$  Tempo (s)

$u$  Deslocamento de um corpo

$\underline{u}$  Vector de deslocamentos

$\dot{u}$  Velocidade de um corpo

$\underline{\dot{u}}$  Vector de velocidades

$\ddot{u}$  Aceleração de um corpo

$\ddot{\underline{u}}$  Vector de acelerações

### **Gregas maiúsculas**

$\Phi$  Vector da configuração deformada da estrutura

$\hat{\Phi}$  Matriz modal

$\underline{\Omega}^2$  Matriz espectral

### **Gregas minúsculas**

$\varphi$  Fase

$\xi$  Coeficiente de amortecimento

$\omega_N$  Frequência natural angular (rad/s)

### **Abreviaturas e Siglas**

BFD *Basic Frequency Domain*

EC8 Eurocódigo 8

EFDD *Enhanced Frequency Domain Decomposition*

FEM Finite element model

FDD *Frequency Domain Decomposition*

FFT *Fast Fourier Transform*

FRF Função de Resposta em Frequência

GL Graus de Liberdade

PP *Peak Picking*

RSA Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes

RSCCS Regulamento de Segurança das Construções Contra os Sismos

TF Transformada de Fourier

TDF Transformada Discreta de Fourier



# 1 INTRODUÇÃO

## 1.1 ENQUADRAMENTO DO TEMA

Actualmente, a construção de uma grande parte do edificado português é em betão armado, procurando corresponder às necessidades e expectativas de bem-estar da sociedade. Contrariamente à opinião generalizada, as estruturas de betão armado não duram para sempre, sendo comuns os casos que necessitam de reparação ou renovação mesmo ao longo da sua vida útil (Oz - Diagnóstico, 2013).

Apesar de se verificar algum crescimento nesta área, a reabilitação de edifícios em Portugal tem estado muito direccionada no sentido da melhoria estética e condições de habitabilidade, negligenciando a melhoria da segurança estrutural. Este ponto tem, especialmente, consequências negativas no que concerne à resistência sísmica, pois uma vasta maioria dos edifícios que sofre intervenções, foi construída numa altura em que ainda não existia essa preocupação (Oliveira, Costa, et al., 2012). Nesta condição incluem-se os edifícios de betão armado, construídos a partir da década de 60 e até inícios da década de 80 (ver Figura 1.1), período a partir do qual se estabeleceram as normas e regulamentos relativos aos critérios gerais de segurança e quantificação de acções.



**Figura 1.1** Edifício de betão armado da década de 70 em Marvila (Grants, 2010)

Para melhor compreender o comportamento destas construções quando solicitadas por cargas cíclicas, como o vento e sismos, realizam-se ensaios dinâmicos para identificar os parâmetros modais (frequências naturais de vibração, coeficientes de amortecimento e configurações dos modos de vibração). Os ensaios dinâmicos com utilização crescente nos últimos tempos, têm sido os de vibração ambiental por não necessitarem da aplicação de qualquer tipo de excitação artificial, sendo apenas baseados na análise da resposta dinâmica da estrutura às acções ambientais. Assim, e porque são feitos com equipamento portátil, a sua realização torna-se bastante simples e económica, podendo ser efectuados sem interrupção do funcionamento normal do edifício. Os resultados obtidos com estes ensaios permitem a validação e calibração dos modelos numéricos da estrutura, uma avaliação mais rigorosa da segurança estrutural e suportam a recomendação de eventuais soluções de reforço estrutural (F Magalhães, Cunha, & Caetano, 2007).

Com o intuito de estudar o comportamento dinâmico de um edifício e avaliar se é necessário um reforço sísmico, apresentam-se, de seguida, os objectivos para a elaboração do presente trabalho.

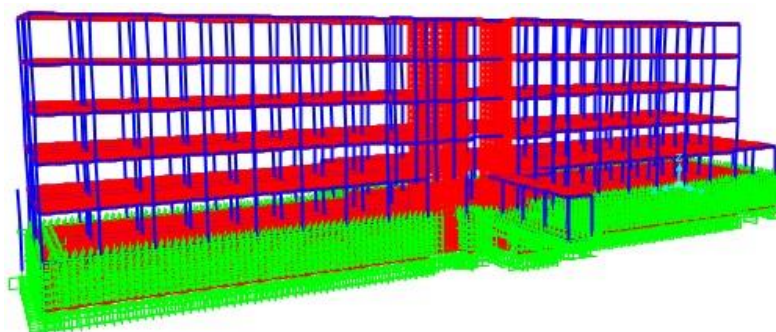
## 1.2 OBJECTIVOS

O presente trabalho tem como objectivo principal obter os parâmetros modais de um edifício em betão armado, as frequências naturais de vibração, os coeficientes de amortecimentos modais e as configurações dos modos de vibração, através da realização de um ensaio dinâmico de vibração ambiental (*output only*) e do desenvolvimento de um modelo numérico de elementos finitos (FEM - *Finite element model*).

Neste contexto, a metodologia seguida no trabalho consiste, fundamentalmente, nos pontos seguintes:

- i) Abordagem do tema da reabilitação de edifícios de betão armado, apontando as anomalias mais frequentes, os métodos de inspecção e ensaio e os tipos de intervenção;
- ii) Introdução aos conceitos de vulnerabilidade sísmica, indicando a importância do desenvolvimento de modelos numéricos para possíveis estudos de avaliação da segurança sísmica;

- iii) Apresentação de uma perspectiva sobre o reforço sísmico e a evolução histórica da regulamentação de estruturas em Portugal;
- iv) Introdução aos principais fundamentos da análise dinâmica de edifícios, essenciais ao desenvolvimento do trabalho;
- v) Determinação do modelo de elementos finitos da estrutura e determinação dos modos de vibração, utilizando o programa SAP2000 versão 15 (CSIBerkeley, 2013) (ver Figura 1.2 a);
- vi) Realização de ensaios de vibração ambiental da estrutura (ver Figura 1.2 b);
- vii) Análise espectral dos registos obtidos para determinação dos parâmetros modais do edifício, utilizando as técnicas de decomposição no domínio da frequência e de identificação estocástica de subespaços;
- viii) Comparação dos resultados experimentais com os resultados obtidos com o modelo de elementos finitos;
- ix) Discussão de Resultados.



(a)



(b)

**Figura 1.2** (a) Modelo numérico em SAP2000 do edifício da Residência de estudantes da ESEL; (b) vista do edifício (Betar, 2011)

### 1.3 ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO

A presente dissertação encontra-se organizada em seis capítulos, iniciando-se com esta introdução, onde se faz um enquadramento e a justificação do tema, se determinam os objectivos e se estrutura o trabalho.

Seguidamente, apresenta-se a estrutura adoptada neste texto, sintetizando cada um dos restantes capítulos.

#### **Capítulo 2 – Reabilitação de edifícios de betão armado**

Neste capítulo apresenta-se a evolução do edificado português, evidenciando-se o estado de degradação de uma parte significativa dos edifícios. São referidas as anomalias estruturais mais frequentes, os métodos de inspecção e ensaio e ainda os diversos níveis de intervenção.

É feita uma breve abordagem ao conceito de reforço sísmico e introduz-se o conceito de vulnerabilidade sísmica de um edifício de betão armado, abordando muito brevemente o comportamento dinâmico de edifícios de betão armado sem dimensionamento sismo-resistente. Realça-se também a importância do desenvolvimento de modelos numéricos e indicam-se os aspectos mais importantes para a análise do comportamento sísmico.

No final, apresenta-se a evolução histórica da regulamentação de estruturas em Portugal.

#### **Capítulo 3 – Análise dinâmica de edifícios**

No terceiro capítulo expõem-se os principais fundamentos da dinâmica de estruturas, desde os sistemas com apenas 1 grau de liberdade até aos sistemas com múltiplos graus de liberdade. É apresentada uma perspectiva sobre o desenvolvimento de modelos numéricos associados à realização de ensaios dinâmicos, realçando os ensaios de vibração ambiental. Indicam-se também os principais métodos de identificação modal, evidenciando os métodos de identificação modal estocástica, tanto no domínio da frequência como no domínio do tempo.

## **Capítulo 4 – Análise de um edifício em betão armado**

No capítulo 4 apresenta-se o caso de estudo de um edifício de betão armado. Inicia-se com uma descrição do edifício (aspectos geométricos e estruturais da construção) e segue-se com a apresentação dos ensaios dinâmicos de vibração ambiental, referindo o planeamento necessário à sua realização, os equipamentos utilizados e o pré-processamento da informação experimental. Descreve-se também as simplificações adoptadas no desenvolvimento do modelo numérico e a metodologia utilizada na calibração do mesmo. Por fim, faz-se uma análise e comparação dos resultados obtidos por ambos os métodos.

## **Capítulo 5 – Conclusões e perspectivas futuras**

No capítulo final apresentam-se as conclusões a retirar deste trabalho e propõem-se perspectivas para o seu desenvolvimento futuro.



# **2** REABILITAÇÃO DE EDIFÍCIOS DE BETÃO ARMADO

## 2.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Desde a última década, a construção de edifícios tem sofrido uma redução acentuada, ao contrário da reabilitação do edificado que ganhou importância, tornando-se num tema bastante abordado na actualidade (Cóias, 2010). A importância cultural e económica do património construído é reconhecida um pouco por todo o mundo, havendo a necessidade do desenvolvimento de acções de conservação e reabilitação de forma a manter a tipicidade intrínseca de cada edifício.

A reabilitação de edifícios tem como fim aproveitar ao máximo o edificado existente, através de modificações, melhorias e acrescentos, e salvaguardar, muitas vezes até realçar, o seu valor histórico, cultural e arquitectónico. O objectivo deste tipo de intervenção é o de prover o edificado de exigências funcionais superiores às que possuía aquando da sua construção mantendo a sua autenticidade, visto que a conjugação dos materiais e técnicas originalmente utilizados é que constituem a sua identidade (ver Figura 2.1). Caso haja necessidade de substituição, os novos materiais devem possuir características semelhantes às dos materiais pré-existentes.



**Figura 2.1** Edifício reabilitado (Trindade, 2012)

Apesar de se verificar um crescimento da reabilitação, Portugal é o país da União Europeia que apresenta esse segmento da construção menos desenvolvido (ver Figura 2.2). Na maioria dos países europeus, a reabilitação é a área da construção mais dinâmica e produtiva, e a que registou maior crescimento nas últimas décadas.

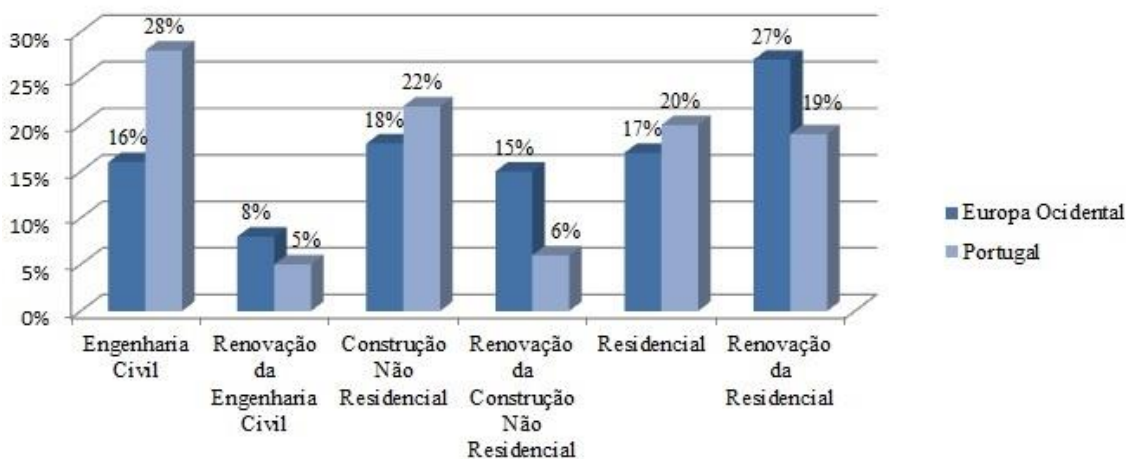


Figura 2.2 Peso dos segmentos da construção em 2010 (Adaptado de Euroconstruct)

Este atraso em relação à Europa deve-se, maioritariamente, aos seguintes aspectos (Paiva, Aguiar, & Pinho, 2006):

- i) A ideia generalizada de que a reabilitação envolve um elevado investimento financeiro, por parte do proprietário e corresponde a uma “qualidade inferior” dos edifícios;
- ii) O facto de os proprietários receberem rendas de valor muito baixo das partes dos seus edifícios arrendados que não cobrem os custos das reparações.
- iii) A falta de capacidade de resposta das empresas do sector da construção civil, respeitante à sua capacidade técnica e científica e à mão-de-obra especializada.

Neste capítulo será, então, apresentada a evolução do edificado português, indicando-se alguns dados relevantes do Censos 2011, à cerca do seu estado de conservação, e mencionando as tipologias construtivas de Lisboa.

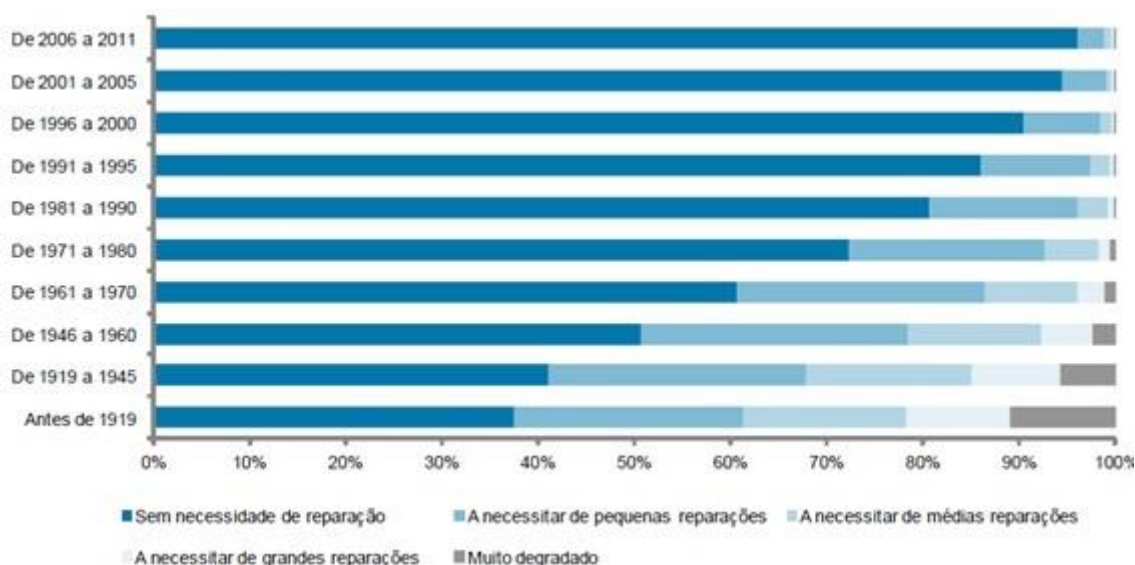
A seguir, e no âmbito de um trabalho final de especialização de estruturas, indicam-se as anomalias mais frequentes de edifícios, dando-se especial atenção às anomalias estruturais. Além disso, descrevem-se os métodos

de inspeção e ensaio mais relevantes para a detecção das anomalias estruturais mais frequentes, sendo também referidas as possíveis intervenções.

Por fim, faz-se uma breve abordagem ao conceito de reforço sísmico realçando a importância deste nos dias de hoje.

## 2.2 EVOLUÇÃO DO EDIFICADO

Embora se tenha verificado um elevado ritmo de construção nova até ao início do século XXI, o edificado português, no seu conjunto, ainda se encontra num estado de envelhecimento e degradação considerável (ver Figura 2.3).



**Figura 2.3** Proporção de edifícios clássicos por época de construção e estado de conservação, 2011 (INE, 2012)

De acordo com os dados recolhidos dos Censos 2011, dos cerca de 3 500 mil edifícios clássicos existentes, cerca de 71% não necessitavam de reparações, 24% careciam de pequenas ou médias reparações e aproximadamente 5% necessitavam de grandes reparações ou encontravam-se num estado bastante degradado (ver Figura 2.4.).



**Figura 2.4** Distribuição dos edifícios clássicos por estado de conservação, 2011 (Adaptado de INE, 2012)

### ***2.2.1 Tipologias Construtivas em Lisboa***

Analisando o caso concreto de Lisboa, verifica-se que, nos dias de hoje, a cidade é caracterizada por possuir uma vasta gama de edifícios de vários períodos históricos e diferentes tipologias, tanto a nível construtivo como estrutural. A tipificação das soluções construtivas permite intervir de forma mais eficiente ao nível dos recursos necessários, dos tempos de intervenção e ainda dos custos finais.

É por essa razão que o estudo das características típicas dos edifícios de um dado tecido urbano, conduzindo à definição de uma tipologia, é de extrema importância para o desenvolvimento das operações de reabilitação urbana e dos projectos de intervenção. Aliás, o estudo tipológico prévio faz parte, cada vez mais, de todo o processo inicial de análise e de preparação das estratégias de intervenção ao nível das áreas urbanas e dos edifícios e irá permitir (Paiva et al., 2006):

- i) Uma previsão das anomalias mais comuns e, assim, tipificar as soluções de intervenção através da relação entre os diferentes procedimentos tecnológicos e construtivos com as características específicas das arquitecturas dos diferentes períodos históricos;
- ii) Entender o sentido das alterações que esses tipos de edifícios sofreram ao longo dos vários períodos de tempo e fazer o respectivo enquadramento.

Como consequência, em 1985, no 1º Encontro sobre Conservação e Reabilitação de Edifícios de Habitação, o LNEC dividiu o edificado de Lisboa segundo a época de construção (Andrade, 2011; LNEC, 1985):

- i) Edifícios com estrutura de alvenaria de pedra (anteriores a 1755);
- ii) Edifícios de alvenaria pombalina e similares (1755 a 1880) (ver Figura 2.5);
- iii) Edifícios com estrutura de alvenaria tipo “Gaioleiro” (1880 a 1930);
- iv) Edifícios com estrutura mista de alvenaria e betão armado (1930 a 1940);
- v) Edifícios de betão armado preenchido com grande percentagem de alvenaria de tijolo (1940 a 1960);
- vi) Edifícios recentes de betão armado (> 1960).



**Figura 2.5** Edifício pombalino localizado na calçada Marquês de Abrantes, em Lisboa (ADN, 2013)

No entanto, posteriormente, um estudo também conduzido pelo LNEC concluiu que mais de metade dos edifícios residenciais em Portugal foram construídos entre as décadas de 60 e 90 do século XX e 75% têm menos de 50 anos (Sousa & Carvalho, 2000), englobando-se, por essa razão, na última categoria acima apresentada.

A grande maioria destes edifícios, localizada em zonas de risco sísmico, apresenta um fraco comportamento a essa acção devido ao facto de, até aos anos 60, a regulamentação estrutural existente não conter critérios específicos de

dimensionamento aos sismos, tendo sido utilizados apenas métodos simplificados de cargas horizontais equivalentes no seu dimensionamento (Varum, Costa, & Jrc, 2005). O primeiro regulamento de estruturas que obrigava ao cálculo destes efeitos nas construções, o *Regulamento de Segurança das Construções Contra os Sismos (RSCCS,1958)*, foi aprovado em 1958, representando assim uma melhoria significativa da segurança no que diz respeito à resistência sísmica das construções (Neves, 2013).

Mas é apenas em 1983 que começam a ser considerados os efeitos das acções sísmicas de um modo mais próximo das exigências reais, com o surgimento do *Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas e Pontes (RSA)*, uma norma nuclear para a verificação da segurança das estruturas construídas com os vários materiais e quantificação das acções (Pipa, 2009).

As consequências desta situação poderiam ter sido devastadoras não fosse o grande espaçamento temporal entre ocorrências, característico dos sismos de grande intensidade, que, apenas esporadicamente, põem a descoberto a insuficiência destas construções.

Os edifícios de betão armado, não dimensionados às acções sísmicas e com pormenorização inadequada, representam um elevado perigo de perdas económicas e humanas em sismos futuros. O seu reforço<sup>1</sup> deve, então, ser realizado no sentido de reduzir a sua fragilidade e, conseqüentemente, o risco para níveis aceitáveis (Varum et al., 2005).

### 2.3 ANOMALIAS MAIS FREQUENTES

Por outro lado, o Eurocódigo 0 (NP EN 1990, 2009) define o conceito de vida útil das estruturas como o “*período durante o qual se pretende que uma estrutura ou parte da mesma seja utilizada para as funções a que se destina, com a manutenção prevista mas sem necessidade de grandes reparações*”. Pelo que se pode observar na Tabela 2.1, os edifícios comuns pertencem à categoria 4, possuindo, então, uma vida útil de cerca de 50 anos.

---

<sup>1</sup> Reforço ou beneficiação pode ser definido como a reabilitação destinada a proporcionar um desempenho superior ao inicial, aumentando a resistência estrutural original.

Vida útil das obras		Exemplos
Categoria	Anos	
1	10	Estruturas temporárias
2	10 a 25	Partes estruturais substituíveis (ex.: apoios)
3	15 a 30	Estruturas para a agricultura e semelhantes
4	50	Edifícios e outras estruturas comuns
5	100	Edifícios monumentais, pontes e outras estruturas de engenharia civil

**Tabela 2.1** Categorias da vida útil das estruturas de betão (NP EN 206, 2007)

Apesar de, teoricamente, não estar prevista a necessidade de grandes reparações em edifícios e outras estruturas comuns dentro dos 50 anos de vida útil, são identificados, nos edifícios de betão armado, problemas que se prendem com a falta de qualidade nas condições da construção, em todas as suas fases, desde a sua origem.

Ainda que a qualidade da construção esteja, em geral, bem presente nos dias de hoje, nem todas as construções mais recentes a apresentam, pelo menos ao nível que seria expectável, existindo alguns edifícios com anomalias<sup>2</sup> tão graves que condicionam a sua utilização. Estas derivam da conjugação de vários factores, nomeadamente: a evolução da tecnologia e de novos materiais, a complexidade da construção - que não foi acompanhada pelos intervenientes do sector da construção civil -, a falta de preparação quer das equipas de projecto, quer da mão-de-obra, a velocidade imposta na realização dos projectos e processo de construção e a frequente redução forçada do tempo de execução das obras aliada a um incorrecto planeamento e à existência de uma fiscalização pouco exigente (ver Tabela 2.2)(Castilho et al., 2009; Chaves, 2009).

---

<sup>2</sup> Na literatura técnica não existe um consenso na utilização das designações patologia ou anomalia para se referir à redução do desempenho previsto de um elemento ou material. Como a palavra patologia está muito ligada à medicina, neste texto, usa-se preferencialmente o termo anomalia.

Concepção	50 %
Execução	25 %
Materiais	15 %
Utilização	10 %

**Tabela 2.2** Causas humanas das patologias nos edifícios (Farinha, 2009)

Ao observar a Tabela 2.2, verifica-se que a maior percentagem das manifestações patológicas imputáveis à acção humana tem origem na fase de concepção, sendo estas, geralmente, mais graves que as resultantes da falta de qualidade dos materiais ou da utilização inadequada.

A resolução permanente de algumas dessas anomalias mostra-se, por vezes, impossível ou só é exequível com custos elevados de reparação devendo-se, assim, adoptar logo no início do processo construtivo, medidas e disposições que minimizem a sua ocorrência (Jácome & Martins, 2005).

Além das causas humanas da deterioração dos edifícios, ainda se pode enunciar as causas naturais: acções físicas, biológicas e químicas; e acções de acidente que podem ser de origem natural (sismos, cheias, tempestades, etc.) ou de origem humana (incêndio, explosões, etc.).

### ***2.3.1 Anomalias dos Materiais em Elementos Estruturais***

É, geralmente, durante a sua utilização que ocorrem situações anómalas nos edifícios de betão armado, através de fendas com diversas direcções, pela corrosão das armaduras ou desagregação das superfícies de betão devido a ataques químicos e/ou físicos, pela manifestação de deformações excessivas, normalmente em pavimentos, e ainda pela ocorrência de esmagamentos localizados no betão (Aguiar, Cabrita, & Appleton, 1997; Paiva et al., 2006).

Os tipos de anomalias mais frequentes em elementos estruturais nos edifícios de betão armado são:

- i) Fendilhação;
- ii) Deformação excessiva;
- iii) Esmagamentos localizados;
- iv) Corrosão.

### 2.3.1.1 Fendilhação

A fendilhação de elementos de betão armado é um fenómeno que, até certo ponto, é normal e inerente à mínima resistência do betão à tracção, podendo ocorrer desde a amassadura até ao endurecimento. Desde que as regras regulamentares, relativas às dimensões das peças e à disposição das armaduras, sejam cumpridas, espera-se que a fendilhação, que provavelmente se instale, seja “inofensiva” (Aguiar et al., 1997; Paiva et al., 2006).

A fendilhação ocorre, normalmente, devido aos seguintes fenómenos:

- i) Retracção e efeitos térmicos;
- ii) Esforços aplicados nas peças (tracção, flexão, esforço transversal, etc.);
- iii) Reacções químicas no betão e corrosão de armaduras;
- iv) Movimentos ocorridos durante a execução dos trabalhos.

As fendas de retracção e as fendas de origem térmica têm um comportamento semelhante pois ambas resultam do facto de, num certo elemento, os movimentos de dilatação e contracção serem impedidos de se processarem livremente.

Em edifícios, as fendas de retracção (ver Figura 2.6) ocorrem, geralmente, nas faces superiores dos pavimentos enquanto que a incidência das fendas devido a efeitos térmicos é superior nas zonas mais expostas ao ambiente exterior.

Estes tipos de fendas podem surgir a curto ou a médio prazo, sendo as de origem térmica, geralmente, mais lentas, mantendo-se activas ao longo do ano.



**Figura 2.6** Fendilhação por retracção no topo de uma parede de betão armado (Paiva et al., 2006)

As fendas resultantes de esforços aplicados nas peças são de fácil identificação devido à sua configuração associável ao funcionamento estrutural. Este tipo de fendilhação depende naturalmente do carregamento da estrutura, podendo não ocorrer imediatamente após esse carregamento devido aos efeitos diferidos do betão.

As fendas de tracção surgem em locais com elevadas cargas e possuem um desenvolvimento paralelo a estas. A fendilhação devido à flexão ocorre sobretudo nos pavimentos. As fendas de esforço transversal são típicas de elementos pouco esbeltos, ocorrendo quando lhes são impostas deformações. Estas apresentam-se inclinadas em relação ao eixo da peça tendo, muitas vezes, uma configuração em X (ver Figura 2.7).



**Figura 2.7** Fendilhação devido ao esforço transversal (Vaz, 2013)

A fendilhação do betão pode também estar associada a reacções expansivas devido a fenómenos de corrosão das armaduras ou outros produtos que, ao reagirem com água, provocam tensões internas superiores à resistência do betão.

O processo de corrosão será abordado em 2.3.1.4. Importa apenas referir agora que a transformação do ferro em óxido de ferro provoca um grande aumento de volume, o que origina elevadas tensões em torno das armaduras, desenvolvendo-se, então, a fendilhação (ver Figura 2.8). As fendas devidas ao

fenómeno da corrosão distinguem-se por se distribuírem ao longo dos varões e apresentarem uma cor acastanhada, característica da ferrugem.



**Figura 2.8** Fendilhação do betão devida à corrosão das armaduras (Farinha, 2009)

As reacções expansivas mais comuns são as reacções entre o álcalis e a sílica dos agregados ou entre os aluminatos do cimento e os sulfatos de origem interna e externa, que formam produtos com grande aumento de volume (ver Figura 2.9) (Paiva et al., 2006).



**Figura 2.9** Fendilhação do betão devida a reacções expansivas (António Costa, 2009)

#### *2.3.1.2 Deformações Excessivas*

As deformações excessivas em edifícios de betão armado ocorrem especialmente nos pavimentos (ver Figura 2.10), associadas ao funcionamento em flexão. Excepto em casos extremos, as deformações estruturais são principalmente prejudiciais para os elementos não estruturais.



**Figura 2.10** Deformações excessivas num pavimento de betão armado (Friedman, 2013)

Estas anomalias conduzem à separação dos elementos estruturais, com a consequente fendilhação, que pode ocorrer na base das paredes, sobretudo nas zonas próximas do meio vão dos pavimentos, ou ainda, dada a entrada em carga da alvenaria, na própria parede.

Essas fendas são particularmente comuns em paredes sobre lajes, devido à elevada divergência de deformabilidade dos dois elementos. Esta situação torna-se ainda mais gravosa tratando-se de lajes em consola, em que já não é o deslocamento vertical o responsável pela fendilhação da parede, mas antes a própria rotação na extremidade que origina fissuras na base das paredes, no lado exterior, e no topo, no lado interior.

Apesar da dimensão destas deformações estar associada ao valor das cargas aplicadas é, sobretudo, devido aos efeitos da fluência a longo prazo (2 a 3 anos) que estas se manifestam. Mesmo as reparações mais superficiais não devem ser realizadas logo após a ocorrência destas anomalias, dado que é demorada a estabilização dos fenómenos de fluência (Aguiar et al., 1997; Paiva et al., 2006).

### *2.3.1.3 Esmagamentos Localizados*

Esta situação anómala, caracterizada pela ocorrência de fendilhação do betão paralela à direcção da força de compressão, pode ter consequências muito graves se ocorrer “em serviço”. A este fenómeno procede também o empolamento do recobrimento e das armaduras de confinamento. Visto que as roturas pelo betão podem dar-se subitamente e sem aviso, por não terem carácter dúctil, deve-se proceder de imediato ao escoramento da zona afectada.

Estas anomalias ocorrem sobretudo nas faces em compressão de peças sujeitas a flexão composta, em zonas onde a tensão máxima do betão foi ultrapassada e, muito provavelmente, se encontra em descarga (Aguiar et al., 1997; Paiva et al., 2006).

#### 2.3.1.4 Corrosão

A corrosão pode ser definida como a interacção destrutiva de um material resultante da reacção química ou electroquímica com o meio ambiente (Jâcome & Martins, 2005).

O fenómeno da corrosão das armaduras de aço é bastante frequente nas obras de engenharia civil atribuindo-se este problema, muitas vezes, à falta de recobrimento apropriado do betão (ver Figura 2.11).



**Figura 2.11** Delaminação do betão de recobrimento de uma laje devido à corrosão das armaduras (PDIG, 2013)

O recobrimento do betão, se for bem executado, tem como função proteger as armaduras contra a corrosão do aço através da formação de células electroquímicas de duas maneiras:

- i) Protecção física – protege o aço do ataque de agentes agressivos externos por impermeabilidade;
- ii) Protecção química – forma-se na superfície do aço uma película protectora de carácter passivo.

Estas protecções dependem não só das características e propriedades intrínsecas do betão como também do meio ambiente onde a estrutura está inserida.

Os principais processos de corrosão são a oxidação e a corrosão, propriamente dita.

A oxidação é um fenómeno lento à temperatura ambiente, provocado por uma reacção entre um gás e um metal, com a formação de uma película de óxido. Este ataque só provoca deterioração substancial das armaduras caso existam gases extremamente agressivos na atmosfera.

A corrosão em si é um ataque que ocorre aquando da formação de uma película de electrólito sobre as superfícies metálicas, num ambiente com humidade relativa superior a 60% ou em meio aquoso. Este fenómeno é, maioritariamente, de natureza electroquímica, conduzindo à formação de óxidos/hidróxidos de ferro, vulgarmente designados por “ferrugem” (ver Figura 2.12).



**Figura 2.12** Armaduras em meio aquoso em avançado estado de corrosão (A&G Construções)

Este mecanismo de corrosão dos varões só é possível se existir um electrólito, uma diferença de potencial e na presença de oxigénio.

Muitas vezes, há a formação de óxidos de ferro, que passam a ocupar volumes três a dez vezes superiores ao volume original do aço da armadura, o que dá origem a tensões no betão superiores a 15 MPa, provocando a fissuração do betão na direcção paralela ao metal corroído.

### ***2.3.2 Anomalias dos Materiais em Elementos Não Estruturais***

Como este tipo de anomalias não é específico da área de estruturas nem do tema em si, apenas se fará uma breve referência às mais frequentes.

Uma das acções mais prejudiciais e habituais que afectam os edifícios são as que têm origem directa ou indirecta na presença de água. O humedecimento dos materiais provoca uma alteração indesejável das propriedades físicas dos materiais constituintes.

Para além da humidade, a existência de sais nas águas infiltradas podem dar origem à formação de eflorescências<sup>3</sup> e de salitre, os quais provocam degradações inconvenientes e inestéticas nos revestimentos, nomeadamente nos rebocos (ver Figura 2.13).



**Figura 2.13** Destruição do revestimento por acção da deposição de sais (Moura, 2010)

Além da acção da água, também o tipo de ocupação e uso dos edifícios, condiciona o estado dos materiais e outros componentes da construção. Por exemplo, o recurso a certos processos de limpeza ou até mesmo a ausência de quaisquer trabalhos periódicos de manutenção, provocam o envelhecimento e degradação dos materiais.

Por último, pode-se ainda citar as anomalias devidas a incompatibilidades entre materiais novos e velhos e ao uso de materiais com características inadequadas (Paiva et al., 2006).

---

<sup>3</sup> Eflorescências são sais dissolvidos pela percolação de água no interior do betão que se depositam à superfície (António Costa, 2009).

## 2.4 MÉTODOS DE INSPECÇÃO E ENSAIO

Quando se pretende realizar operações de reabilitação num edifício é necessário, numa primeira fase, não só efectuar uma rigorosa avaliação do estado de conservação do mesmo, recorrendo a visitas minuciosas ao local, mas também conhecer a génese e os processos construtivos iniciais, para poder determinar, em função das anomalias detectadas, quais os elementos que necessitam de reparação e de que modo essa reparação será posta em prática (Paiva et al., 2006).

Estas informações são de extrema importância e nem sempre fáceis de obter. Quanto mais antigo é o edifício, mais difícil é a consulta de elementos informativos, tais como os projectos originais, caderno de encargos, etc. Recorre-se, portanto, a um levantamento da arquitectura do edifício e, posteriormente, procede-se a um levantamento estrutural com o intuito de compreender o comportamento global da estrutura.

A análise visual corresponde à primeira etapa do diagnóstico do estado de um edifício. Contudo, apesar da sua enorme importância, é muitas vezes insuficiente. Para obter informação sobre o estado dos materiais e sobre os aspectos intrínsecos dos elementos estruturais, recorre-se a ensaios, que permitem identificar a natureza e extensão de cada anomalia detectada e o cenário de evolução previsto para cada uma.

Dos ensaios existentes, não destrutivos, pouco destrutivos e destrutivos, os primeiros constituem os instrumentos preferenciais dos donos de obra, apesar de, por vezes, a informação recolhida ser insuficiente (Cóias, 2009).

A variedade de métodos de ensaio existentes é imensa e cada método pode originar várias técnicas de utilização. No âmbito deste trabalho, apenas serão mencionados os ensaios que se considera serem os mais relevantes para a detecção das anomalias estruturais mencionadas anteriormente, tentando agrupá-los sempre de acordo com o campo de aplicação. Pode-se encontrar a descrição de outros métodos em (Cóias, 2009).

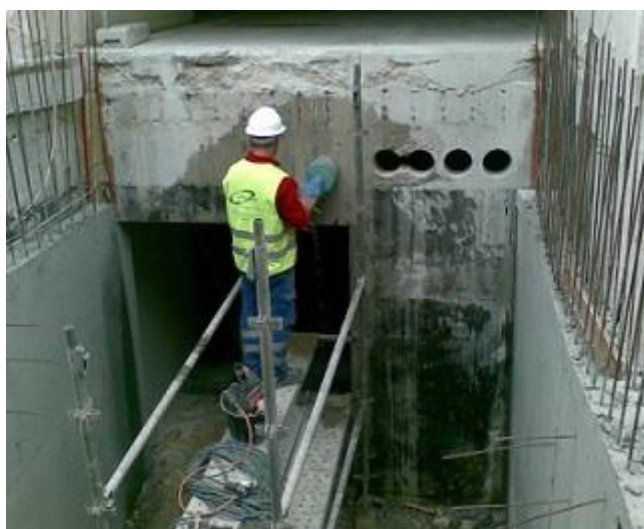
### ***2.4.1 Ensaios Destrutivos***

Ensaio destrutivo são aqueles nos quais ocorram alterações permanentes nas propriedades físicas, químicas, mecânicas ou dimensionais dos provetes.

#### *2.4.1.1 Extracção de Carotes de Betão*

Quando se pretende determinar as características de resistência do betão (avaliação das propriedades mecânicas e permeabilidade), recolhe-se, frequentemente, amostras desses betões através da extracção de carotes, para proceder a ensaios de rotura à compressão.

Esta técnica é realizada de forma a não danificar as armaduras nem alterar significativamente a estrutura, usando, para tal, uma carotadora, máquina de corte de betão, máquina de rectificação dos topos e prensa de ensaio (ver Figura 2.14).



**Figura 2.14** Extracção de carotes (Gouveia, 2013)

#### *2.4.2 Ensaios Não Destrutivos*

Os ensaios não destrutivos são uma vasta colecção de técnicas, utilizadas para determinar características, propriedades, dimensões ou comportamento de um material sem causar danos, permitindo que a peça ensaiada permaneça intacta após a inspecção.

Este tipo de ensaios permite o controlo das propriedades dos materiais com maior economia de tempo e dinheiro em comparação com os destrutivos.

##### *2.4.2.1 Avaliação estrutural e monitorização de edifícios*

Quando se pretende efectuar uma intervenção deste tipo num edifício de betão armado, são vários os ensaios que se podem realizar, tais como os ensaios de integridade de estacas de betão utilizando métodos sónicos, ensaios de ultra-

sons em betão e ensaios de carga, tendo em vista obter informação sobre as características mecânicas e a presença de fissuras e defeitos.

Além deste conjunto de testes, utiliza-se aparelhagem fotográfica e videográfica, equipamento topográfico e instrumentos de observação como inclinómetros (para medir inclinações), deflectómetros (para controlar assentamentos) e fissurómetros (para controlar a abertura de fendas). Todas estas acções são de carácter não intrusivo.

A avaliação estrutural e monitorização de um edifício compreende dois estágios, em que o primeiro tem um efeito, sobretudo, preventivo, e se destina à caracterização prévia do estado de conservação dos edifícios circundantes, visando a identificação rigorosa das anomalias já presentes nesses edifícios. Na fase subsequente, realiza-se a monitorização propriamente dita dos edifícios envolvidos, durante e após as obras, com vista a acompanhar o comportamento estrutural dos edifícios. Desta maneira, é possível corrigir eventuais anomalias provenientes dos processos construtivos.

#### *2.4.2.2 Medição com o Alongâmetro de Fissuras e Monitorização da Abertura com o Fissurómetro Simples*

Os edifícios apresentam, com frequência, fissuras ou fendas que não são nada mais que manifestações do comportamento estrutural. Há todo o interesse em medir e monitorizar a sua abertura ao longo do tempo.

O alongâmetro é um dispositivo mecânico que se utiliza para medir, com precisão, as fissuras e pequenos deslocamentos em juntas (ver Figura 2.15). Este equipamento tem uma base de 200 mm e mede, a menos de 0,002 mm, as distâncias entre os pontos definidos por cada par de bases circulares metálicas com diâmetro de 5 mm. A barra-padrão (invar) corrige os valores lidos da influência de esforços ou variações de temperatura a que o aparelho possa estar sujeito durante a sua utilização (Cóias, 2009).



Figura 2.15 Alongâmetro mecânico (Fernandes, 2008)

Outros aparelhos que permitem medir a variação da abertura das fissuras e fendas ao longo do tempo são os fissurómetros (ver Figura 2.16). Estes pequenos instrumentos medem os movimentos relativos que se verificam num ponto numa fissura de qualquer elemento estrutural, tornando-se num equipamento de utilização fácil e económica.



Figura 2.16 Fissurómetro (Lobo, 2012)

Para realizar a medição, fixa-se o instrumento ao elemento estrutural, posicionado segundo a direcção mais próxima da normal à fissura, de modo a que as setas impressas nos extremos fiquem centradas com os traços atrás referidos e que o centro do reticulado coincida com a fissura. Depois de colocados os fissurómetros necessários, dá-se então início à monitorização da abertura das fissuras nos diferentes pontos, preenchendo a folha de registo individual de cada equipamento, onde se marcam as posições ao longo do tempo.

Caso se pretenda observar o interior das fendas, utiliza-se um instrumento óptico, o boroscópio ou câmaras de vídeo de pequeno diâmetro.

#### *2.4.2.3 Detecção de Corrosão Activa em Armaduras por Medição de Potenciais Eléctricos*

A detecção da posição e direcção das armaduras, as suas dimensões e recobrimento, em estruturas de betão armado, é efectuada utilizando medidores de recobrimento, de forma não destrutiva. Ora, tal como foi referido no ponto

2.3.1.4., o fenómeno da corrosão é uma das anomalias mais frequentes das construções. Por isso, não basta detectar a posição das armaduras, é também importante determinar o seu estado de corrosão.

A corrosão das armaduras pode ser avaliada através da medição dos potenciais eléctricos da superfície do betão, relativamente a um eléctrodo de referência (Cóias, 2009). Este método, através da localização das áreas onde a corrosão está presente, identifica os locais onde o betão armado precisa de ser reparado ou protegido.

Para a realização desta técnica, selecciona-se uma área em função do estado aparente do betão e definem-se as zonas de leitura. Quanto mais degradado estiver o betão, maior será o número de leitura. Depois de se terem limpo as armaduras, fixa-se o eléctrodo secundário ao varão e, através de um cabo, liga-se o eléctrodo ao voltímetro (ver Figura 2.17). As superfícies onde serão efectuadas as leituras são molhadas, de modo a humedecer em profundidade o betão a estudar. Por fim, o eléctrodo primário é colocado sucessivamente em cada ponto de leitura, medindo-se, no voltímetro do equipamento, o potencial eléctrico.



**Figura 2.17** Medição dos potenciais eléctricos em obra (Cóias, 2009)

Referiu-se apenas este método devido à simplicidade e rapidez das medições embora também seja possível avaliar a taxa de corrosão das armaduras pela técnica da resistência de polarização. Esta técnica é utilizável em betões muito carbonatados ou com elevado teor de cloretos.

#### 2.4.2.4 *Ensaaios esclerométricos*

O ensaio esclerométrico é um tipo de ensaio não destrutivo que permite, de uma forma simples, obter, *in situ*, a resistência à compressão de elementos de betão e avaliar a sua homogeneidade.

Utilizando um esclerómetro do tipo Schmidt (ver Figura 2.18), os valores obtidos são apenas representativos de uma camada até 5 cm de profundidade por se tratar de um ensaio de resistência superficial (Cóias, 2009).



**Figura 2.18** Esclerómetro do tipo Schmidt (JRoma, 2012)

Este ensaio não substitui a determinação da tensão de rotura à compressão através de provetes cilíndricos, em laboratório, mas consegue-se estimar este parâmetro com base na sua correlação com o índice esclerométrico.

#### 2.4.2.5 *Ensaaios Dinâmicos de Vibração Ambiental*

Este tipo de ensaios realizados *in situ* é um método não destrutivo que permite a avaliação dos parâmetros modais das estruturas: frequências naturais, modos de vibração e amortecimentos modais.

O estudo do comportamento dinâmico pode ser feito por várias vias, sendo o de medições de vibração ambiental o mais utilizado por se poder realizar sem interrupção do funcionamento normal do edifício e pelo facto do equipamento ser bastante portátil.

Nestes ensaios, as forças dinâmicas sobre a estrutura derivam de factores ambientais, tais como vento, dos utilizadores do edifício, de máquinas rotativas como equipamentos de ar condicionado, e de sismos de pequena intensidade. As acções são desconhecidas e o seu efeito combinado possui as mesmas características espectrais do ruído branco, que excita toda a estrutura de igual forma. Como a excitação induzida tem uma intensidade bastante reduzida comparativamente a outras acções dinâmicas que podem ocorrer durante a vida útil da estrutura, é necessário utilizar equipamento de grande sensibilidade para o registo de vibrações.

A resposta dinâmica é, então, registada através da medição de acelerações com sensores apropriados (acelerómetros), colocados em locais escolhidos criteriosamente.

Existem ainda outros métodos de medição de vibrações, nos quais se aplicam técnicas diferentes. Por exemplo, para se medir vibrações à distância, ou seja, sem que o equipamento esteja em contacto com a estrutura, utiliza-se a tecnologia *laser* (ver Figura 2.19).

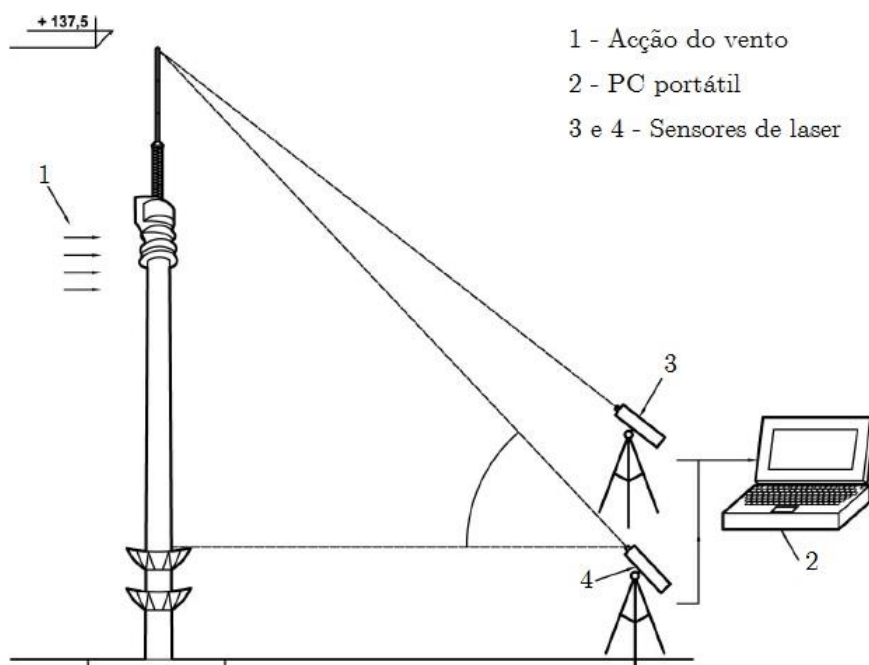
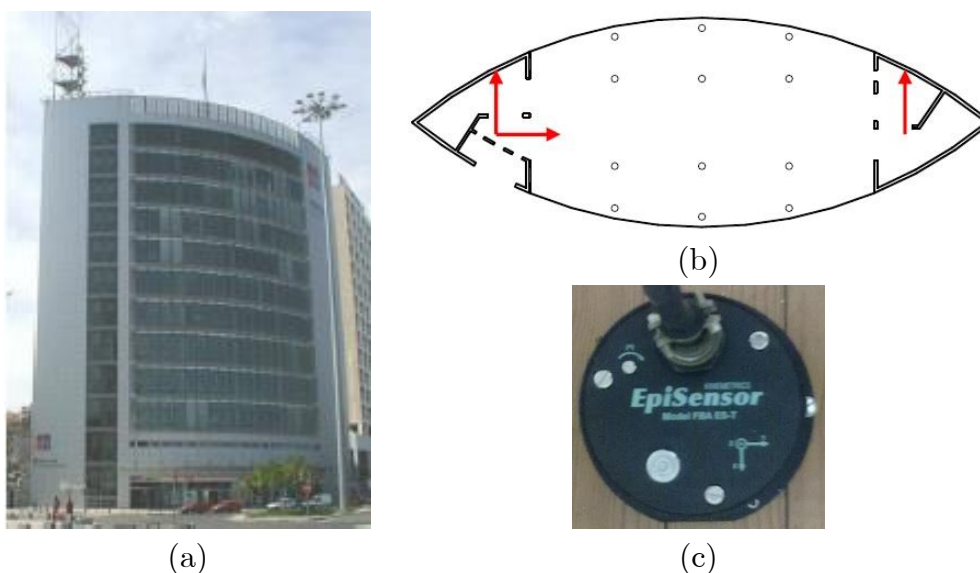


Figura 2.19 Medição de vibrações à distância utilizando tecnologia *laser* (Adaptado de Cóias, 2009)

A monitorização de vibrações também pode ser feita por meio de micro-sismógrafos (transdutores que transformam as vibrações transmitidas através do solo em sinais eléctricos) (Cóias, 2009), com vista a controlar os eventuais efeitos secundários associados às vibrações provocadas pela acção humana e assegurar o cumprimento da regulamentação aplicável.

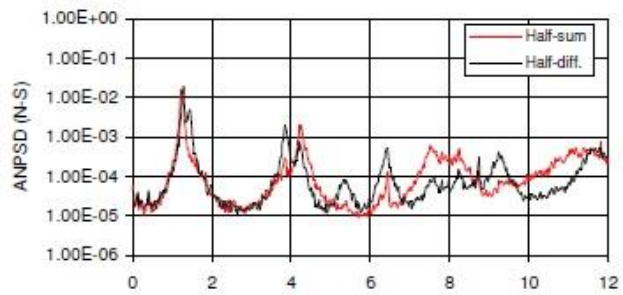
Mas os ensaios dinâmicos de vibração ambiental foram os que ganharam mais interesse e popularidade ao longo dos últimos anos, sendo vários os exemplos que se encontram na bibliografia da especialidade. Nas Figura 2.20 e Figura 2.21 podem-se observar dois exemplos de ensaios de vibração ambiental realizados em edifícios. O primeiro refere-se a um ensaio realizado em Lisboa, enquanto o segundo ilustra um ensaio realizado em Vancouver, Canadá.



**Figura 2.20** (a) Vista frontal do edifício da PT em Lisboa; (b) Planta de um piso com as posições dos acelerómetros; (c) Acelerómetro triaxial (Baptista et al., 2004)



(a)



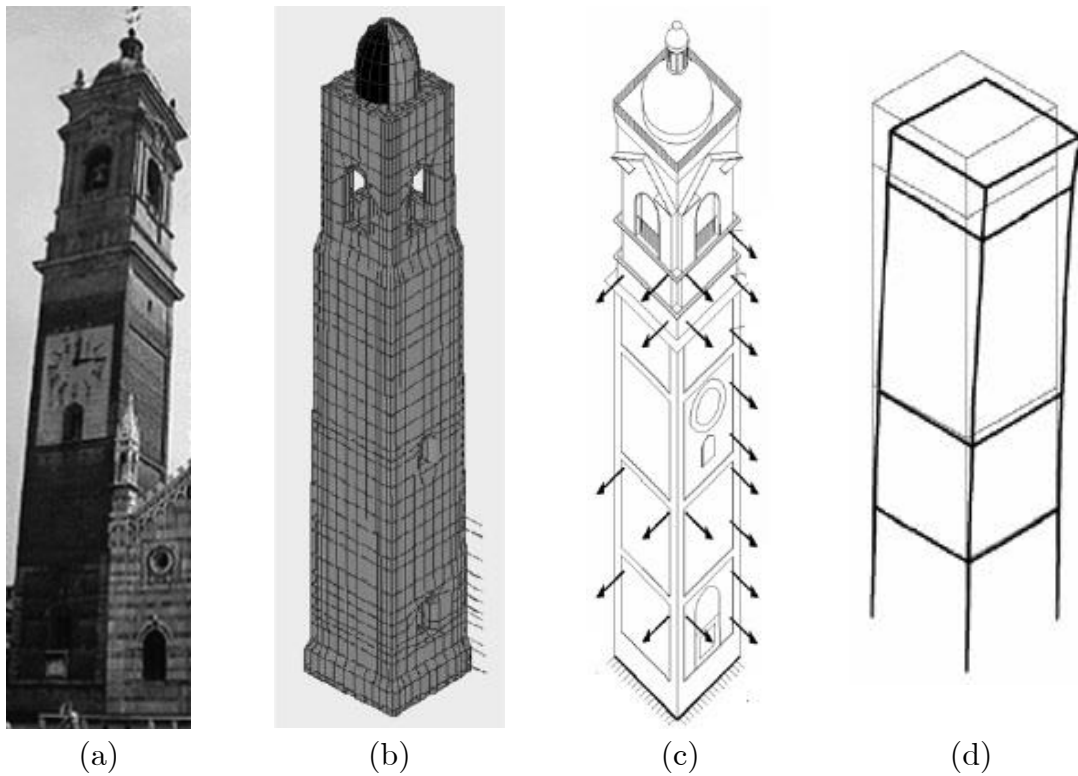
(b)



(c)

**Figura 2.21** (a) Vista do edifício Heritage Court Tower no Canadá; (b) Espectro de resposta; (c) Configuração modal (Cunha, Caetano, Magalhães, & Moutinho, 2006)

Este método de observação do comportamento dinâmico também já foi utilizada para investigar as condições estruturais e eventuais danos de estruturas antigas de alvenaria como é o caso da Catedral Monza, em Itália, datada do século XVII (ver Figura 2.22). O processo de avaliação incluiu ensaios de vibração ambiental na torre da catedral com 74m de altura, a identificação modal a partir das respostas obtidas e o desenvolvimento de um modelo de elementos finitos (Gentile & Saisi, 2007).



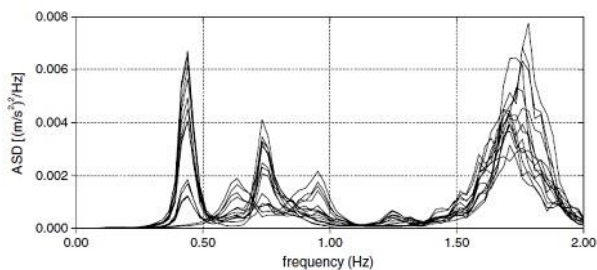
**Figura 2.22** (a) Torre da Catedral Monza, em Itália; (b) Modelo de Elementos Finitos; (c) Localização dos acelerómetros; (d) Modo de vibração (Gentile & Saisi, 2007)

Mas não é apenas em edifícios que se efectuam ensaios de vibração ambiental. Estes são também muito usados para a observação estrutural de outros tipos de estruturas, tais como pontes e barragens.

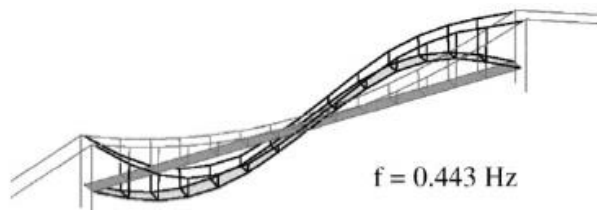
Na Figura 2.23 apresenta-se o caso de uma ponte pedonal histórica, datada de 1928, que é excitada pela passagem de peões e pelo vento. As informações obtidas a partir dos ensaios, combinadas com as técnicas de identificação modal, foram utilizadas para ajustar o modelo numérico da estrutura (Gentile & Gallino, 2008).



(a)



(b)



(c)

**Figura 2.23** (a) Ponte pedonal histórica em Itália; (b) Espectro de resposta vertical de diferentes pontos do tabuleiro; (c) Modo de vibração (Gentile & Gallino, 2008)

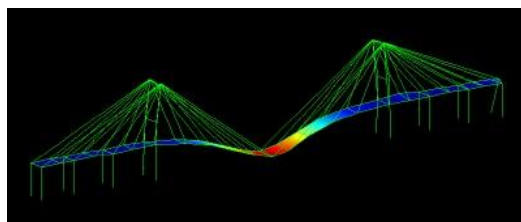
Ainda no que concerne às pontes, foi desenvolvido um ensaio ao longo de cerca de 5km da Ponte Vasco da Gama, em Lisboa (ver Figura 2.24). O ensaio foi realizado suspendendo uma massa de 60Ton, colocada numa barçaça em maré cheia, num ponto do tabuleiro (ver Figura 2.24 b), situado na secção a 1/3 do vão, através de um cabo. Na maré baixa, o cabo foi subitamente cortado e a brusca libertação da massa originou uma resposta em vibração livre, que foi medida durante 16 minutos por 6 sismógrafos triaxiais (Cunha, Caetano, Magalhães, & Moutinho, 2012).



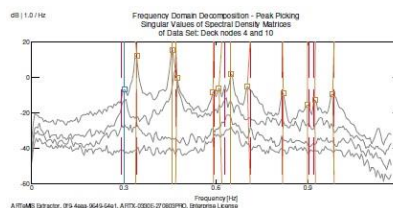
(a)



(b)



(c)



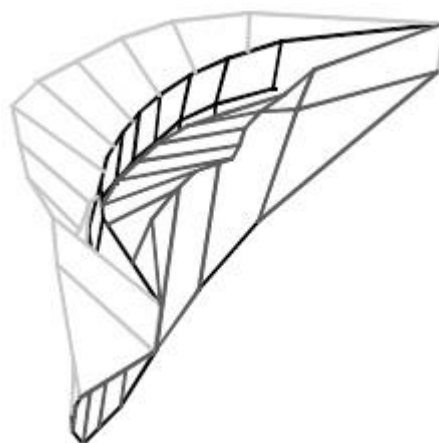
(d)

**Figura 2.24** (a) Ponte Vasco da Gama; (b) Massa suspensa num ponto do tabuleiro (Cunha et al., 2012); (c) Modo de vibração; (d) Espectro de resposta (Cunha et al., 2006)

Para exemplificar a realização destes ensaios em barragens, apresenta-se um estudo feito na barragem do Cabril, a barragem em arco mais alta de Portugal (ver Figura 2.25). O estudo teve como objectivo não só definir estratégias que possibilitem a utilização dos resultados da monitorização dinâmica em regime contínuo para se poder identificar alterações associadas com eventuais fenómenos de deterioração mas também estudar o efeito de acções sísmicas neste tipo de barragens (Mendes, Oliveira, Guerreiro, Baptista, & Costa, 2004).



(a)

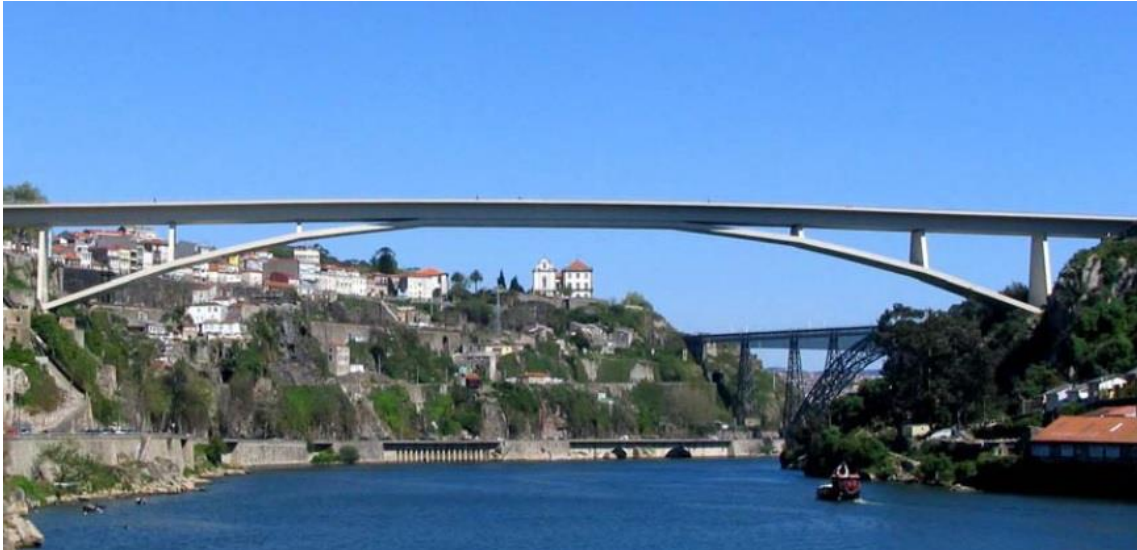


(b)

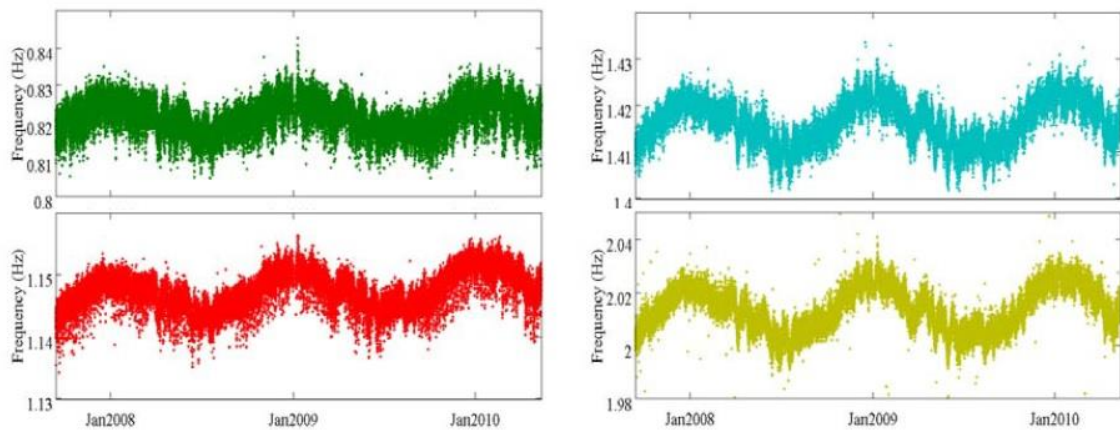
**Figura 2.25** (a) Barragem do Cabril; (b) 4º Modo de vibração (Mendes et al., 2004)

Além dos ensaios referidos, existem, actualmente, ferramentas de identificação modal *output-only* com um elevado nível de precisão, que permitem o desenvolvimento e implementação de sistemas de monitorização dinâmica permanente em estruturas. O seu objectivo é caracterizar rigorosamente a evolução temporal de parâmetros modais, permitindo a detecção de danos estruturais com elevada fiabilidade (Cunha et al., 2012).

É disto exemplo a ponte Infante D. Henrique sobre o rio Douro no Porto, onde se implementou um sistema de monitorização dinâmica, que tem estado activo de forma permanente desde Setembro de 2007 (ver Figura 2.26). As séries temporais de aceleração recebidas em intervalos de 30 minutos são imediatamente transferidas via Internet e processadas através de *software* especificamente desenvolvido para o efeito (DynaMo) (Cunha et al., 2012).



(a)



(b)

**Figura 2.26** (a) Ponte Infante D. Henrique, Portugal; (b) Evolução das estimativas das primeiras quatro frequências naturais ao longo de três anos (Cumha et al., 2012)

## 2.5 INTERVENÇÕES

Uma intervenção de reparação ou reforço de uma estrutura tem, normalmente, o objectivo de corrigir uma situação deficiente de segurança estrutural, podendo referir-se a diversos estados limites possíveis. Estas acções implicam, geralmente, a utilização restringida do edifício ou mesmo o realojamento dos habitantes.

### 2.5.1 Dimensão das Intervenções

As operações de reabilitação a efectuar e o seu grau de intervenção são condicionadas por diversos factores, tais como os principais objectivos da actuação, a possível integração do edifício numa área protegida ou a sua

classificação como património e ainda a escala de intervenção, por exemplo, bairro, edifício ou fogo.

Além dos factores mencionados, a graduação da intervenção a realizar resulta ainda da avaliação das anomalias dos elementos funcionais e, quando estão em causa as condições de habitabilidade e de segurança, da determinação das necessidades de beneficiação.

Assim, uma operação de reabilitação pode compreender acções de beneficiação bem como de reparação<sup>4</sup>.

As acções de beneficiação têm por objectivo dotar os edifícios de características que não existiam previamente ou de aumentar o desempenho, nomeadamente ao nível da segurança ou das condições mínimas de habitabilidade, por exemplo (Paiva et al., 2006).

Já, ao nível das acções de reparação, o estabelecimento do grau de intervenção depende de dois critérios gerais:

- i) Consequência da anomalia na satisfação das exigências funcionais;
- ii) Tipo e extensão do trabalho necessário para a correcção da anomalia.

Como se pode compreender, quanto mais grave for a anomalia, maior será o grau de intervenção da reparação (ver Tabela 2.3).

---

<sup>4</sup> Reparação é uma intervenção destinada a corrigir anomalias.

	<b>Anomalias</b>			
	<b>Pequenas</b>	<b>Médias</b>	<b>Grandes</b>	<b>Muito Grandes</b>
<b>Consequência da anomalia</b>	Anomalias que prejudicam o aspecto	Anomalias que prejudicam o uso e conforto	Anomalias que colocam em risco a saúde e a segurança podendo causar acidentes de pequena gravidade	Anomalias que colocam em risco a saúde e a segurança podendo causar acidentes de grande gravidade
<b>Tipo de correcção da anomalia</b>	Limpeza, substituição ou reparação de fácil e rápida execução	Substituição ou reparação pontual	Substituição ou reparação ampla	Substituição ou reparação total

**Tabela 2.3** Critérios gerais de avaliação de anomalias (Adaptado: Paiva et al., 2006)

### **2.5.2 Níveis de Reabilitação**

Face ao exposto, é desejável estabelecer uma graduação das operações de reabilitação que se podem desenvolver nos edifícios, segundo quatro diferentes e progressivos níveis de reabilitação (Cabrita, Aguiar, & Appleton, 1993; Paiva et al., 2006).

#### **2.5.2.1 Nível 1: Reabilitação Ligeira**

Os edifícios alvo destas intervenções encontram-se num estado de conservação satisfatório ou razoável não sendo necessário, excepto em algumas ocorrências pontuais, reparar elementos estruturais ou modificar soluções construtivas.

Estas acções processam-se sem grandes inconvenientes para a vida quotidiana dos moradores (por exemplo, manutenção geral da cobertura e pintura exterior dos edifícios) (ver Figura 2.27).



**Figura 2.27** Exemplo de uma reabilitação ligeira num edifício de Faro (A-Sul, 2011)

### *2.5.2.2 Nível 2: Reabilitação Média*

Neste segundo nível de actuação, a maior parte dos trabalhos processa-se com a presença dos residentes nas suas habitações embora, em operações que implicam um maior grau de incomodidade ou risco, é provável que haja necessidade de se providenciar o realojamento provisório dos moradores (ver Figura 2.28). Como exemplos de algumas destas acções tem-se a reparação e eventual reforço dos pavimentos e da cobertura e ainda uma nova instalação eléctrica.



**Figura 2.28** Exemplo de reabilitação média em edifício antigo do Centro Histórico de Viseu (Cabrita, 2011)

### 2.5.2.3 *Nível 3: Reabilitação profunda*

Estes tipos de operação envolvem demolições e reconstruções de grande dimensão, que podem obrigar a uma substituição parcial, ou mesmo total, de pavimentos e paredes divisórias, à resolução de problemas estruturais, à beneficiação e à reestruturação das partes comuns, à substituição generalizada de elementos de carpintaria e ainda à execução de novos revestimentos (ver Figura 2.29).

Aqui, a actuação fundamenta o uso moderado de novos materiais e soluções construtivas e implica uma satisfação de qualidade mais rigorosa.

As acções mencionadas obrigam, geralmente, à desocupação dos edifícios para efectuar os trabalhos necessários, provocando o realojamento dos residentes por períodos de tempo significativos.



**Figura 2.29** Exemplo de reabilitação profunda em edifício antigo do Centro Histórico de Viseu (Cabrita, 2011)

### 2.5.2.4 *Nível 4: Reabilitação Especial*

O último nível de intervenção corresponde a uma actuação de natureza excepcional, com um grau de desenvolvimento bastante profundo.

Em termos de custos, pode aproximar-se ou mesmo ultrapassar significativamente o custo de um novo edifício semelhante. Desta forma, em função do potencial uso da construção e do seu valor patrimonial, deve-se ponderar a realização de uma operação destas. Caso estes factores não sejam relevantes, será de considerar a hipótese de substituição da edificação antiga por uma nova.

Dentro dos trabalhos que poderão ser realizados, contam-se os seguintes:

- i) Reabilitação do edifício para padrões elevados e muito superiores aos pré-existentes;
- ii) Substituição e/ou reforço dos elementos estruturais em situação de rotura;
- iii) Substituição e/ou reforço dos elementos estruturais com o objectivo de aumentar, por exemplo, o seu nível segurança contra incêndio ou sismos.

## 2.6 REFORÇO SÍSMICO

Portugal encontra-se na fronteira entre duas placas tectónicas, a placa Euro-Asiática e a Africana, localizando-se numa zona de risco sísmico. Desta situação, advém a preocupação de encontrar soluções estruturais eficazes sem menosprezar os efeitos da actividade sísmica nas estruturas. No caso de um sismo de grande intensidade, o objectivo deve ser o de preservar as vidas humanas e as estruturas importantes para a protecção civil.

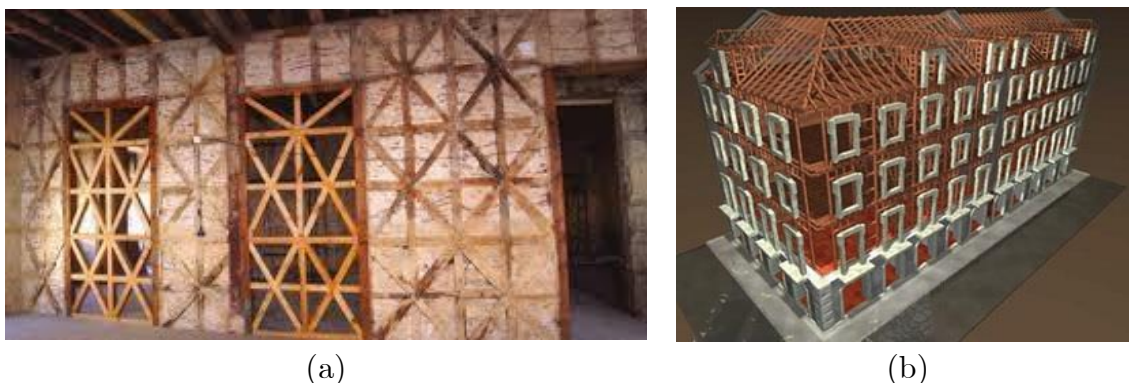
Ao longo da história do edificado português, verifica-se que esta preocupação de dimensionar os edifícios contra as acções sísmicas nem sempre existiu. O sismo de 1755, ocorrido em Lisboa (ver Figura 2.30), um dos maiores registados mundialmente, serviu de aviso e permitiu a evolução das tipologias construtivas.



**Figura 2.30** Ilustração do terramoto de 1755, em Lisboa (ClubeRaízes, 2011)

Após este evento histórico, optou-se pela construção pombalina, construção em “gaiola”, que assegurava um bom comportamento sísmico (ver

Figura 2.31). Esta solução em madeira era baseada na colocação de treliças nas paredes, garantindo, assim, maior rigidez e ductilidade.



**Figura 2.31** (a) Parede de uma construção “em gaiola” (Ribeira, 2011); (b) Edifício pombalino (Miguel, 2004)

Como em Portugal os sismos têm baixa periodicidade, passaram-se décadas sem que se registasse qualquer ocorrência e aqueles conhecimentos empíricos foram esquecidos.

Assim, no século XX, a partir dos anos 20, surge o betão armado e utilizam-se na sua concepção estruturas sem grandes preocupações de ductilidade, com riscos de graves danos se sujeitas a acções sísmicas.

São estas estruturas antigas de betão armado, cuja insuficiência estrutural é evidente, que devem ser analisadas quanto ao comportamento dinâmico. Caso se verifiquem deficiências relevantes, impõe-se um reforço sísmico, que, como se viu anteriormente, corresponde ao nível 4 de reabilitação. Esta análise tem vindo a assumir relevo crescente no contexto da preservação do património arquitectónico, embora ainda seja algo complexo e dominado por poucos.

Para se conhecer o comportamento da estrutura perante a ocorrência de uma acção sísmica, recorre-se à análise de vibrações em estruturas através de ensaios dinâmicos. O ensaio preferencial é o ensaio de vibração ambiental, já descrito no ponto 2.4.2.4, que permite a avaliação dos parâmetros modais das estruturas: frequências naturais, modos de vibração e amortecimentos modais. Após a realização destes ensaios, implementam-se métodos de identificação modal para determinar com precisão as características dinâmicas referidas.

A par da realização dos ensaios, é essencial a elaboração de um modelo numérico. Esta análise numérica e experimental da estrutura permite ajustar os valores de frequências naturais de vibração obtidos com os modelos e as configurações modais a eles associados. Desta maneira, com base no modelo de elementos finitos calibrado com os ensaios experimentais *in situ*, torna-se possível proceder a uma análise sísmica da estrutura e analisar as zonas críticas.

Este último aspecto tem fundamental importância quando se trata de edifícios antigos e se pretende averiguar se o seu comportamento sísmico respeita a regulamentação actual, nomeadamente o RSA e o EC8.

## 2.7 AVALIAÇÃO DA VULNERABILIDADE SÍSMICA DE EDIFÍCIOS DE BETÃO ARMADO

No âmbito da engenharia sísmica, existe a preocupação de garantir a preservação de vidas humanas e que se registe o mínimo de danos nas estruturas durante a ocorrência de sismos. Para isso, adoptam-se usualmente procedimentos de dimensionamento, em conformidade com os diversos regulamentos da especialidade que são utilizados no projecto e que permitem dotar as estruturas de uma segurança adequada.

Como foi já mencionado anteriormente, uma boa parte do parque habitacional português foi construído numa época em que não existiam as actuais filosofias de regulamentação sísmica, traduzindo-se num problema de vulnerabilidade durante a ocorrência de sismos.

A vulnerabilidade reflecte a capacidade que um certo elemento em risco (a estrutura) tem para resistir a um fenómeno natural (sismo), sendo condicionada pelo nível de severidade do próprio fenómeno e por outros factores. O estado global de conservação de um edifício, por exemplo, condiciona bastante a sua resposta à acção dos sismos, sendo tanto mais gravoso quanto mais antiga for a estrutura (Marques, 2008).

Como tal, é cada vez mais importante realizar estudos de avaliação da vulnerabilidade sísmica dos edifícios e das construções mais antigas de cada região.

Neste ponto, pretende-se apenas enquadrar esses problemas de vulnerabilidade e os estudos mais adequados, tendo em vista uma sequência natural do presente trabalho.

### ***2.7.1 Comportamento Dinâmico de Edifícios de Betão Armado sem Dimensionamento Sísmico-Resistente***

Tal como foi referido no ponto 2.2.1, a partir de 1940, a utilização do betão armado generalizou-se na construção de edifícios, substituindo os elementos de alvenaria que exercem funções estruturais, consequência do aparecimento dos regulamentos sísmicos e da evolução dos edifícios de médio e grande porte. Este novo tipo de edifícios com estrutura de betão armado pode ser dividido em 3 grandes grupos (Marques, 2008):

- i) Edifícios anteriores aos regulamentos com disposições sísmo-resistentes;
- ii) Edifícios posteriores ao *RSCCS* (1958) e anteriores ao *RSA* (1983);
- iii) Edifícios posteriores ao *RSA* (1983).

O edifício em estudo pertence à segunda categoria, apresentando um nível médio de dimensionamento sísmico e, conseqüentemente, resistência e ductilidade médias. Este factor, acrescentado ao estado global de conservação da estrutura e ao risco sísmico da região de Lisboa, torna necessária uma avaliação do desempenho sísmico da construção. A avaliação permite caracterizar o comportamento dinâmico do edifício através de ensaios experimentais *in situ* e o desenvolvimento de modelos numéricos que representem adequadamente as suas características dinâmicas.

#### ***2.7.1.1 Resistência e Vulnerabilidade Sísmica dos Edifícios***

Os edifícios de betão armado apresentam tipicamente 3 sistemas estruturais (REBAP, 1985):

- i) Sistema em pórtico, constituído por pilares, vigas e lajes;
- ii) Sistema parede, nas quais os elementos verticais são paredes resistentes de betão e a estrutura de piso é constituída por vigas e lajes;
- iii) Sistema misto pórtico-parede.

O presente caso de estudo representa uma estrutura em pórtico, em que a resistência sísmica está associada ao funcionamento em flexão das vigas e pilares, sendo aqui importante o efeito de diafragma das lajes de piso na transmissão das forças de inércia entre elementos verticais (ver Figura 2.32).



**Figura 2.32** Ruína de um edifício por provável ausência de efeito de pórtico (Vaz, 2013)

A resposta a uma acção sísmica de um edifício de betão armado pode ser significativamente influenciada pela configuração e geometria, em planta e em altura, do sistema estrutural. Um edifício regular em altura e com uma configuração simétrica em planta exibe um melhor comportamento às acções sísmicas do que estruturas irregulares ou assimétricas. Este tipo de estruturas não é o ideal por ser difícil de prever a sua resposta sísmica.

Como se tem confirmado após a ocorrência de sismos intensos, a vulnerabilidade de estruturas de betão armado pode ser muito elevada, especialmente face a um conjunto de vários factores, dos quais se destacam os seguintes (LNEC, 2005):

- i) Ausência de dimensionamento sísmico específico ou de concepção e dimensionamento inadequados;
- ii) Interacção da estrutura com paredes não-estruturais que podem induzir esforços de torção e concentrações de tensões não previstas;
- iii) Ausência de conservação adequada das estruturas, em particular associada à existência de danos anteriores não reparados.

### ***2.7.2 Importância do desenvolvimento de um modelo numérico***

Quando se modela um edifício, procede-se sempre a simplificações que vão desde a não modelação dos elementos ditos não estruturais (paredes de

alvenaria), até ao uso das secções brutas das peças na quantificação da sua rigidez.

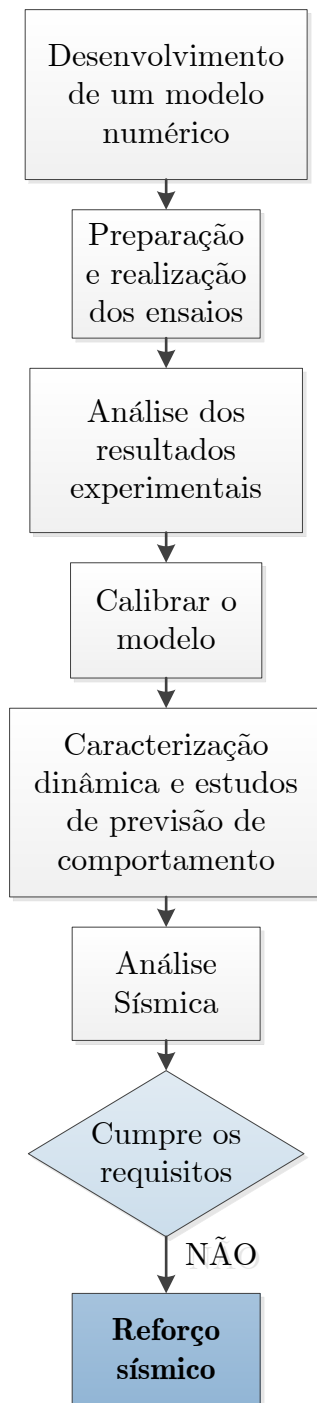
A ocorrência de incertezas ocorrem logo na fase de projecto e ainda durante a execução da obra, o que dá origem muitas vezes a estruturas que, em termos conceptuais e estruturais, pouco correspondem às que foram idealizadas e calculadas inicialmente. Daí resulta, então, uma grande dificuldade em quantificar de uma maneira correcta as características dinâmicas dos edifícios.

Torna-se pois indispensável desenvolver modelos numéricos cada vez mais representativos do comportamento da estrutura, tentando modelar não a estrutura como um todo, mas sim cada elemento estrutural por si, bem como a união entre esses elementos (Aníbal Costa, 1989). Estes modelos estruturais, devidamente calibrados com os ensaios experimentais, permitem a elaboração de estudos de avaliação da segurança sísmica das estruturas.

O quarto capítulo do presente trabalho refere-se ao estudo de um edifício de betão armado em que apenas se faz a caracterização dinâmica da estrutura através da análise dos resultados experimentais e do modelo numérico.

Ora, apesar de não ser do âmbito desta dissertação, ainda há mais estudos que poderiam ser realizados, sendo a análise sísmica um deles. Após a elaboração da avaliação da segurança sísmica das estruturas, caso a estrutura se revele deteriorada ou não cumpra os requisitos de segurança sísmica internacionalmente aceites, procede-se à decisão da técnica de reabilitação mais viável.

O Fluxograma 2.1 mostra os vários passos a serem tomados até ao possível reforço sísmico.



**Fluxograma 2.1** Processo de análise sísmica

No próximo ponto faz-se uma abordagem à análise sísmica, uma das fases indicadas no Fluxograma 2.1, que, apesar de não ser objecto deste trabalho, é referido para um melhor enquadramento do tema em estudo.

### 2.7.3 Análise Sísmica

O comportamento dos elementos estruturais, sob a acção de um sismo, depende da definição das suas características geométricas e das características mecânicas dos materiais (Aníbal Costa, 1989).

A caracterização dinâmica de uma estrutura inclui a avaliação das frequências naturais, dos modos de vibração e dos coeficientes de amortecimentos modais. Para a análise do comportamento sísmico de uma estrutura, as escalas de intensidade não são suficientes sendo então necessário caracterizar essa solicitação a partir de uma das metodologias de análise estrutural actualmente existentes. Define-se, portanto, qual a acção sísmica a considerar (Guerreiro, 2011).

A acção sísmica pode ser definida através de espectros de potência, acelerogramas (artificiais ou registados experimentalmente) e espectros de resposta (de aceleração, velocidade ou deslocamento).

A representação através de espectros de potência (ver Figura 2.33), por não ser facilmente integrável na metodologia de análise existente, está limitada a modelos com um número reduzido de graus de liberdade.

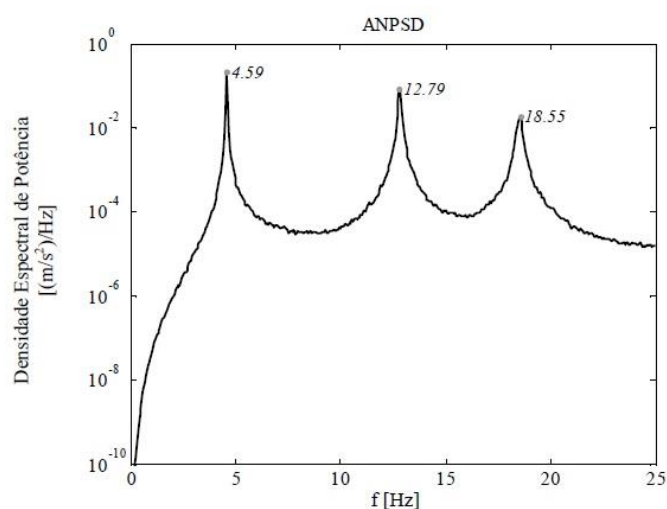
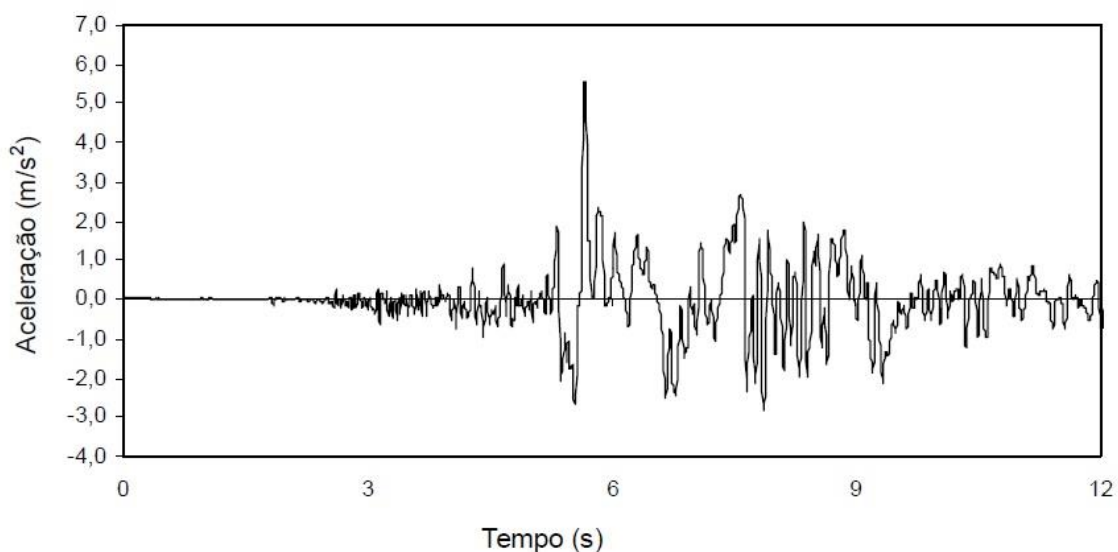


Figura 2.33 Espectro de potência (Mendes & Oliveira, 2008)

A forma mais directa de analisar o comportamento de uma estrutura sujeita à acção de um determinado sismo é através de um acelerograma (ver Figura 2.34). No entanto, este processo é moroso uma vez que é necessário obter

um número considerável de registos para a verificação da segurança. Esta análise não pode ser feita usando a resposta a um único sismo.



**Figura 2.34** Acelerograma do sismo de Imperial Valley (João, 2007)

O espectro de resposta é o tipo de caracterização da acção sísmica mais comum, sendo utilizado na generalidade dos programas de cálculo automático de análises dinâmicas de estruturas em regime linear e tendo particular importância na regulamentação da especialidade com ênfase no Eurocódigo 8 (NP EN 1998-1, 2010). A sua representação mais comum é em acelerações absolutas, em função da frequência ou do período.

Nos regulamentos actuais, a definição da acção sísmica para dimensionamento e verificação da segurança de estruturas é feita através da especificação dos espectros de resposta. Estes espectros de resposta regulamentares são curvas idealizadas, com o objectivo de estabelecer os valores mínimos de resistência que as estruturas de uma dada região devem apresentar de acordo com a sismicidade desse local.

Os espectros de resposta de dimensionamento são obtidos através de um espectro de resposta elástico afectado do valor do coeficiente de comportamento ( $q$ ) que depende, fundamentalmente, da ductilidade da estrutura.

Segue-se a apresentação dos tipos de acções sísmicas previstas no Anexo Nacional (NP EN 1998-1, 2010) e as suas características, bem como o zonamento sísmico, o tipo de solo e a classe de importância da estrutura.

### 2.7.3.1 Tipos de Acção Sísmica

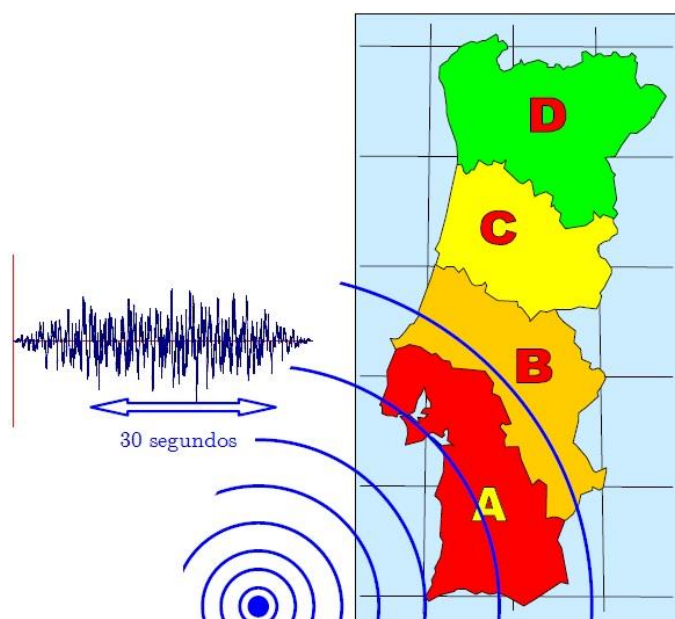
A acção sísmica depende de três factores:

- i) Zonamento sísmico;
- ii) Tipo de solo;
- iii) Fonte sismogénica.

Os territórios nacionais são divididos em zonas sísmicas de acordo com o Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes (RSA), dependendo da sismicidade do local. Em cada zona sísmica, a sismicidade é constante.

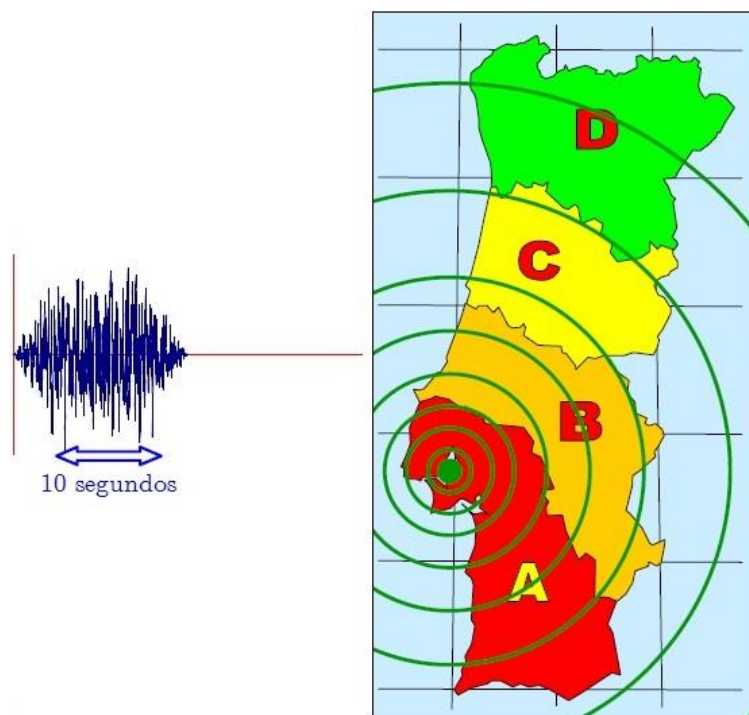
Existem dois tipos de acção sísmica: tipos de sismo correspondentes a 2 zonamentos diferentes – definidos com base na avaliação da perigosidade sísmica:

- i) **Acção Tipo 1 (AS1)** – representativa de um sismo de forte magnitude com epicentro na região atlântica a sudoeste do continente português. Possui uma maior distância focal e corresponde a um cenário de geração interplacas (cenário sísmico designado por “afastado”) (ver Figura 2.35). É caracterizada pela concentração da energia na banda das baixas e das médias frequências (de 0,5 a 1,5 Hz), com durações elevadas que variam entre os 30 e 40 s.



**Figura 2.35** Representação do epicentro de uma AS1 e duração da parte estacionária (Adaptado de Guerreiro, 2010)

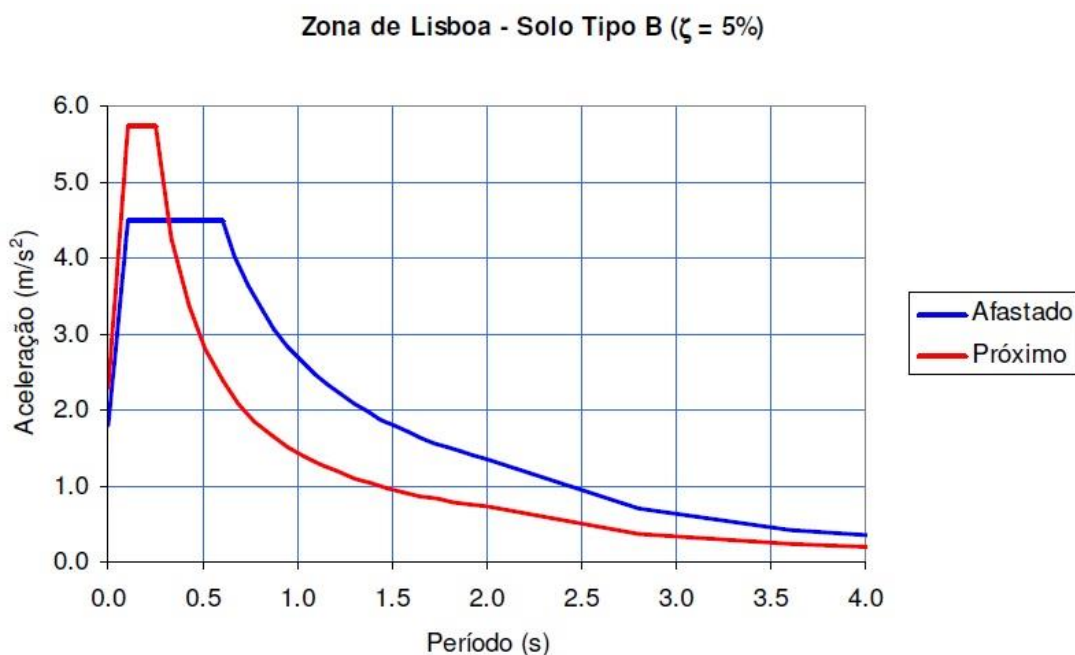
- ii) **Acção Tipo 2 (AS2)** – representa um sismo de magnitude moderada com epicentro no território continental (ou no Arquipélago dos Açores). Possui uma pequena distância focal e corresponde a um cenário de geração intraplacas (cenário sísmico designado por “próximo”) (ver Figura 2.36). Este tipo de acção é característica de sismos com maior energia na banda das altas frequências (superior a 2 Hz) e de pequena duração (cerca de 10 s).



**Figura 2.36** Representação do epicentro de uma AS2 e respectiva duração da parte estacionária (Adaptado de Guerreiro, 2010)

Estas acções, ao nível do projecto, devem ser consideradas como acções distintas e o dimensionamento é realizado tendo em conta o sismo que produza o efeito mais desfavorável.

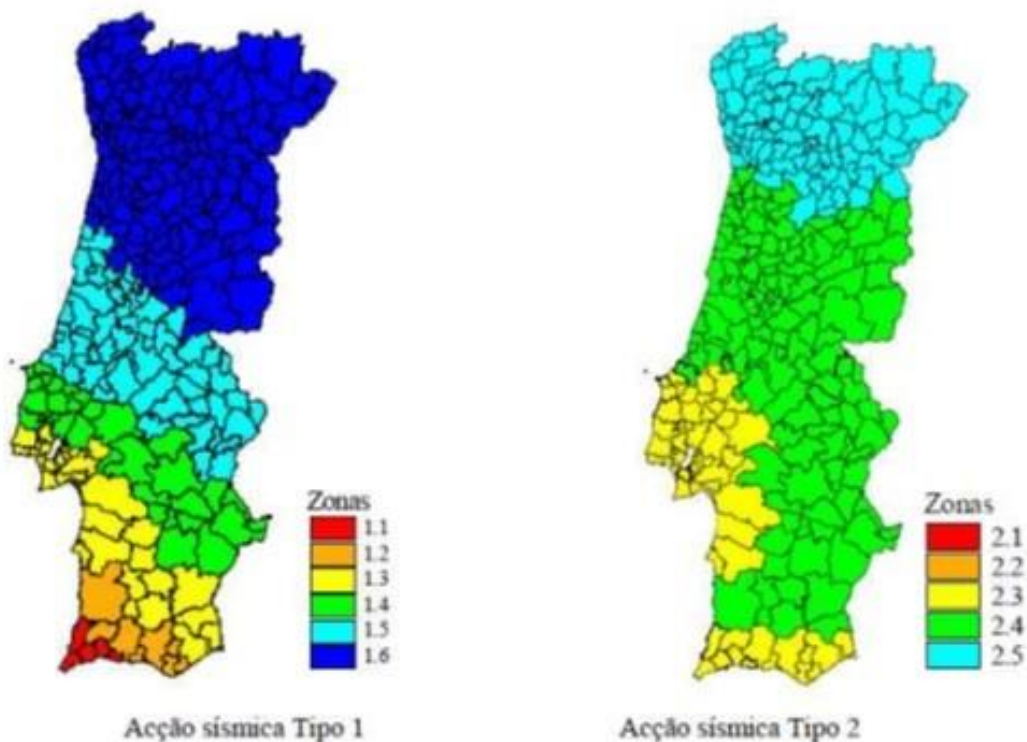
O sismo tipo 1 (“afastado”), embora tenha uma magnitude superior, apresenta valores espectrais inferiores aos do sismo tipo 2 (“próximo”) para valores muito baixos de período. Para períodos mais elevados, o sismo afastado já tem acelerações superiores às do sismo próximo (Guerreiro, 2011) (ver Figura 2.37).



**Figura 2.37** Espectros de resposta para cada tipo de acção sísmica (Guerreiro, 2011)

### 2.7.3.2 Zonamento Sísmico em Portugal Definido no EC8

Assim, para cada tipo de acção sísmica, tem-se um zonamento sísmico característico de Portugal Continental e dos Arquipélagos dos Açores e da Madeira, definido no Anexo Nacional do Eurocódigo 8 (ver Figura 2.38 a Figura 2.40).



**Figura 2.38** Zonamento sísmico em Portugal Continental (NP EN 1998-1, 2010)



Figura 2.39 Zonamento sísmico no Arquipélago da Madeira – AS1 (NP EN 1998-1, 2010)

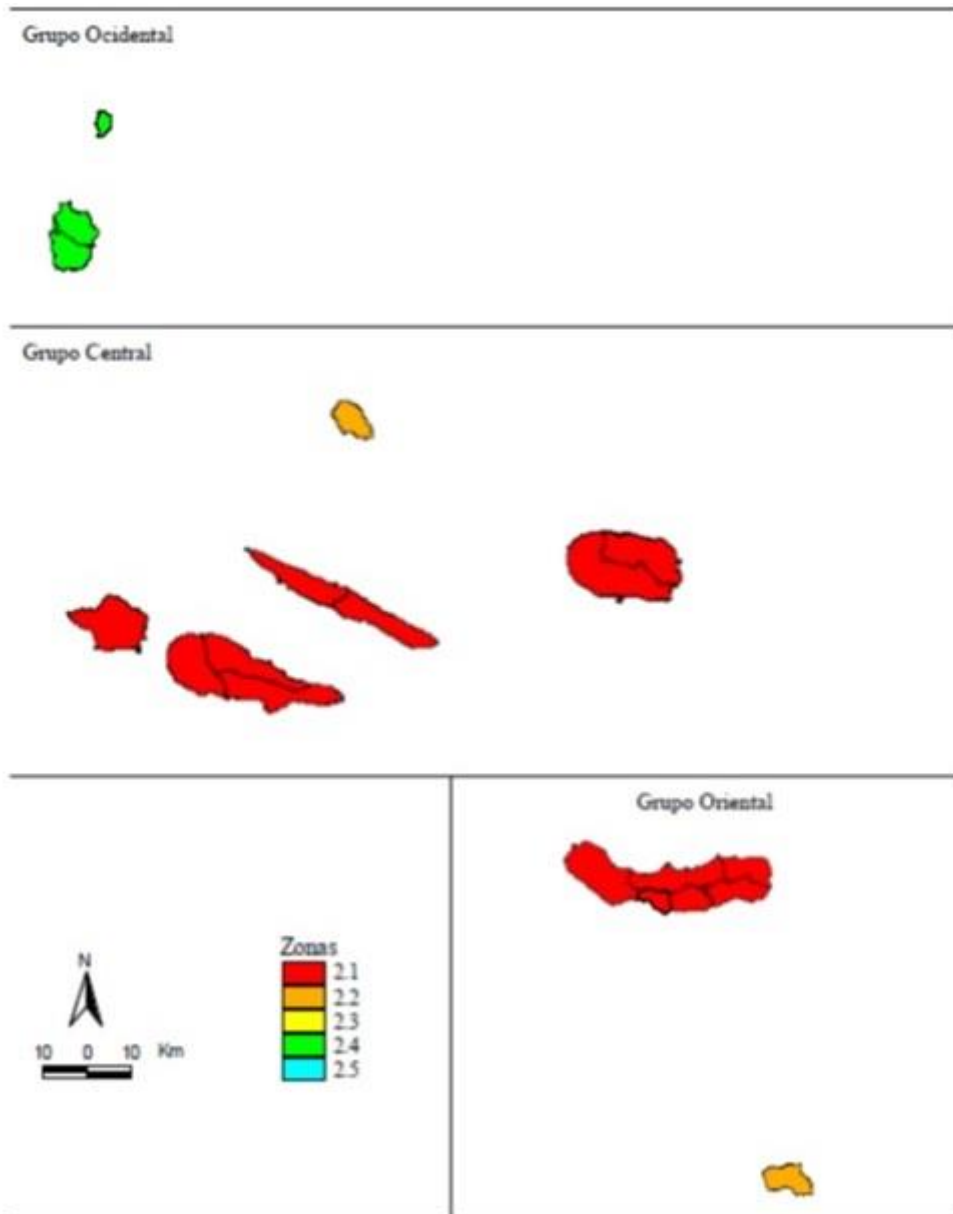


Figura 2.40 Zonamento sísmico no Arquipélago dos Açores – AS2 (NP EN 1998-1, 2010)

A sismicidade de cada zona é traduzida por um único parâmetro – valor de referência da aceleração máxima à superfície em rocha (terreno tipo A) -  $a_g R$  ( $m/s^2$ ) (ver Tabela 2.4).

Designação	Acção Sísmica			
	Tipo 1		Tipo 2	
	Zona sísmica	$a_g R$ ( $m/s^2$ )	Zona sísmica	$a_g R$ ( $m/s^2$ )
Abrantes	1.5	0,60	2.4	1,10
Águeda	1.6	0,35	2.4	1,10

**Tabela 2.4** Excerto da lista de concelhos com definição do zonamento sísmico (NP EN 1998-1, 2010)

### 2.7.3.3 Classificação dos Solos Definido no EC8

O Anexo Nacional também distingue 5 tipos de solo de fundação da estrutura (A, B, C, D e E – do mais forte para o mais fraco) que, consoante o tipo de acção sísmica, define os valores dos parâmetros do espectro de resposta elástico:  $S_{max}$  e os períodos notáveis  $T_B$ ,  $T_C$  e  $T_D$  (s) (ver Tabela 2.5).

Tipo de Terreno	$S_{max}$	$T_B$ (s)	$T_C$ (s)	$T_D$ (s)
A	1,0	0,1	0,6	2,0
B	1,35	0,1	0,6	2,0
C	1,6	0,1	0,6	2,0
D	2,0	0,1	0,8	2,0
E	1,8	0,1	0,6	2,0

**Tabela 2.5** Valores dos parâmetros definidores do espectro de resposta elástico - AS1 (NP EN 1998-1, 2010)

### 2.7.3.4 Classe de Importância da Estrutura

Outro aspecto indispensável para a determinação do espectro de resposta elástico é a classe de importância da estrutura, dada pelo coeficiente de importância  $\gamma_I$  (ver Tabela 2.6).

Classe de Importância	Acção sísmica Tipo 1	Acção sísmica Tipo 2	
		Continente	Açores
I	0,65	0,75	0,85
II	1,00	1,00	1,00
III	1,45	1,25	1,15
IV	1,95	1,50	1,35

Tabela 2.6 Coeficientes de Importância  $\gamma_I$  (NP EN 1998-1, 2010)

As classes são definidas no EC8 da seguinte forma:

- i) **Classe I** – Edifícios de pouca importância para a segurança pública (edifícios agrícolas);
- ii) **Classe II** – Edifícios comuns, não pertencentes às outras classes;
- iii) **Classe III** – Edifícios cuja integridade após um sismo é importante para a sociedade (escolas, centros culturais, etc.);
- iv) **Classe IV** – Edifícios de extrema importância que devem continuar operacionais mesmo depois de um sismo muito forte. São dimensionados para resistir ao colapso mesmo havendo danos (fendas). São, por exemplo, hospitais, quartéis de bombeiros, centrais de produção de energia, etc.

Com este parâmetro definido, consegue-se determinar o valor de cálculo da aceleração à superfície de um terreno do tipo A -  $a_g$  (m/s<sup>2</sup>) e o coeficiente do solo S, a partir das seguintes expressões:

$$a_g = a_g R \times \gamma_I \quad (2.1)$$

$$\begin{cases} \text{Para } a_g \leq 1 \text{ m/s}^2 \text{ tem-se } S = S_{\max} \\ \text{Para } 1 \text{ m/s}^2 < a_g < 4 \text{ m/s}^2 \text{ tem-se } S = S_{\max} - \frac{S_{\max} - 1}{3} (a_g - 1) \\ \text{Para } a_g \geq 4 \text{ m/s}^2 \text{ tem-se } S = 1,0 \end{cases} \quad (2.2)$$

### 2.7.3.5 Representação da Acção Sísmica

Após identificação do zonamento sísmico, tipo de solo e importância da estrutura, terá de se quantificar a acção sísmica para a sua posterior análise. O EC8 prevê que a acção sísmica seja descrita e quantificada através de

representações gráficas do valor máximo da resposta medida, em termos de acelerações, deslocamentos, esforços, etc. – espectros de resposta. Estes valores máximos são dependentes do período, ou frequência, e do valor do coeficiente de amortecimento estrutural.

O espectro de resposta elástico horizontal (componente mais importante da acção sísmica, daí que se represente apenas esta) considerado no EC8 tem a seguinte forma gráfica (ver Figura 2.41) e constrói-se aplicando as seguintes expressões:

$$0 \leq T \leq T_B : S_e(T) = a_g \times S \times \left[ 1 + \frac{T}{T_B} \times (\eta \times 2,5 - 1) \right] \quad (2.3)$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_e(T) = a_g \times S \times \eta \times 2,5 \quad (2.4)$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_e(T) = a_g \times S \times \eta \times 2,5 \times \left[ \frac{T_C}{T} \right] \quad (2.5)$$

$$T_D \leq T \leq 4s : S_e(T) = a_g \times S \times \eta \times 2,5 \times \left[ \frac{T_C T_D}{T^2} \right] \quad (2.6)$$

Em que  $S_e(T)$  representa o espectro de resposta elástica e  $\eta$ , o coeficiente de correcção de amortecimento, com o valor de referência de  $\eta = 1$  para 5% de amortecimento. Nos casos em que  $\xi \neq 5\%$ , o coeficiente de correlação calcula-se da seguinte maneira:

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{5 + \xi}} \geq 0,55 \quad (2.7)$$

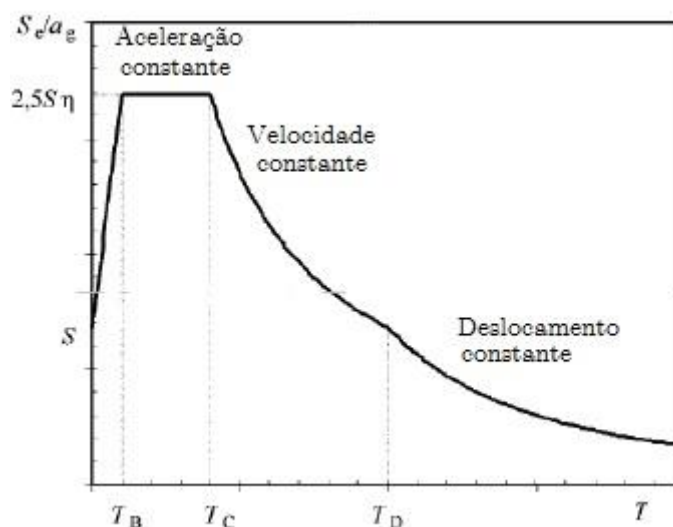


Figura 2.41 Forma do espectro de resposta elástico horizontal (Adaptado de IPQ, 2010)

Esta análise da resposta de uma estrutura a uma acção sísmica é feita em regime linear (análise modal por espectro de resposta). Para se ter em conta o comportamento não linear da estrutura, utiliza-se um coeficiente de comportamento ( $q$ ), que reduz os esforços de uma análise em regime linear. Assim, obtém-se o espectro de resposta de dimensionamento (espectro de cálculo) através da afectação do coeficiente de comportamento no espectro de resposta elástica. Ao valor de um determinado factor de comportamento, estão associadas exigências de ductilidade mínimas, que o projecto deve garantir.

## 2.8 EVOLUÇÃO HISTÓRICA DA REGULAMENTAÇÃO DE ESTRUTURAS EM PORTUGAL

É pertinente no âmbito deste trabalho, apresentar a evolução histórica da regulamentação de estruturas em Portugal (Pipa, 2009), como se segue:

- i) **RPM (1929/1958) – Pontes Metálicas (Regulamento)** - definição das acções para as pontes rodoviárias, com a preocupação de adoptar valores que traduzissem uma compatibilização transnacional;
- ii) **RBA (1935/1943/1960) - Regulamento do Betão Armado** - inclui disposições gerais e relativas a edifícios e pontes, incluindo as acções a considerar. A revisão de 1943 refere-se aos materiais e à sua resistência a ponderar no cálculo. Em 1960 são introduzidas alterações que compatibilizam as acções a utilizar no caso das pontes;

- iii) **RSCS (1958) - Regulamento de Segurança das Construções contra os Sismos** – divide o país em três zonas e estabelece os respectivos coeficientes sísmicos a utilizar no dimensionamento; apresenta ainda um conjunto de disposições construtivas a observar no projecto;
- iv) **RGEU (1951) – Regulamento Geral de Edificações Urbanas** – embora seja um regulamento mais dedicado às boas condições de utilização das construções, estabelece princípios gerais relativos à sua segurança estrutural (fundações, paredes de alvenaria, pavimentos de madeira, etc.);
- v) **RSEP (1961/1971) - Regulamento de Solicitações em Edifícios e Pontes** – reúne num documento único as disposições sobre as solicitações a considerar no dimensionamento das estruturas de edifícios e pontes e introduz conceitos probabilísticos;
- vi) **REAE (1965) - Regulamento de Estruturas de Aço para Edifícios** – aplica-se apenas às estruturas de edifícios ou obras análogas, constituídas por perfis e chapas de aço laminado a quente;
- vii) **REBA (1967/1976) – Regulamento de Estruturas de Betão Armado** - aperfeiçoa e actualiza o projecto de estruturas de betão armado. Contém regras gerais a aplicar no projecto e construção de estruturas de betão armado, e em especial a edifícios, introduzindo o conceito de verificação da segurança em relação a estados limites. Excluem-se ainda regras relativas a betão simples ou pré-esforçado;
- viii) **RBLH (1971) – Regulamento de Betões de Ligantes Hidráulicos** – divide-se em seis capítulos relativos a disposições gerais, componentes do betão, composição, fabrico, betonagem, cura e desmoldagem e fiscalização e recepção;
- ix) **RSA (1983) – Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes** - actualiza a regulamentação portuguesa relativa a estruturas de edifícios e pontes, harmonizando-a com as normas internacionais. É dividido em duas partes, uma relativa aos critérios gerais de segurança e outra relativa à quantificação das acções, incluindo os sismos;
- x) **REBAP (1985) – Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-esforçado** - revoga o REBA (1967), compatibilizando o projecto

de estruturas de betão com a filosofia de segurança transmitida no RSA (1983);

- xi) **REAE (1986) - Regulamento de Estruturas de Aço para Edifícios** - adapta o REAE (1965) aos novos critérios de verificação da segurança preconizados pelo RSA (1983);
- xii) **RBLH (1989) – Regulamento de Betões de Ligantes Hidráulicos** - trata-se da actualização do RBLH (1971), ficando ajustado ao REBAP (1983).

A partir da década de 90, entram em vigor as Normas Portuguesas (NP), que constituem as versões portuguesas da regulamentação europeia, respeitantes ao betão (Pipa, 2009), ou seja:

- i) **NP ENV 206:1990 – Betão** – revoga o RBLH (1989) e diz respeito ao comportamento, produção, colocação e critérios de conformidade do betão;
- ii) **NP EN 206-1:2007 – Betão. Parte 1:** Especificação, desempenho, produção e conformidade;
- iii) **NP ENV 13670-1:2007 – Execução de estruturas em betão. Parte 1:** Regras gerais.

Entre 1998 e 2013, foram também publicadas 25 Normas Portuguesas com os respectivos Anexos Nacionais, que constituem as versões portuguesas dos Eurocódigos Estruturais na sua versão europeia (LNEC, 2013). Das várias normas, destacam-se apenas aquelas que se revelam mais importantes no âmbito deste trabalho:

- i) **NP EN 1990:2009** – Eurocódigo: Bases para o projecto de estruturas;
- ii) **NP EN 1991-1-1:2009** – Eurocódigo 1 – Acções em estruturas – Parte 1-1: Acções gerais – Pesos volúmicos, pesos próprios, sobrecargas em edifícios;
- iii) **NP EN 1992-1-1:2010** – Eurocódigo 2 – Projecto de estruturas de betão – Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios;
- iv) **NP EN 1998-1:2010** – Eurocódigo 8 – Projecto de estruturas para resistência aos sismos – Parte 1: Regras gerais, acções sísmicas e regras para edifícios;

## 2.9 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Actualmente, o sector da construção civil encontra-se em recessão levando muitas empresas do ramo a declarar falência. No entanto, até há cerca de 10 anos atrás, registou-se um crescimento acentuado de construção nova.

Apesar dessa constatação, uma grande parte do edificado português encontra-se envelhecido e com necessidade de reparações aos mais diversos níveis. Num período em que todos estes factores se reúnem, é de extrema importância apostar no segmento da reabilitação e assegurar que as intervenções sejam confiadas a empresas especializadas e qualificadas, impondo-se uma adequada consciencialização dos vários intervenientes: equipa de projecto, fiscalização, dono de obra, etc.

O reforço sísmico constitui, em particular, uma componente importante deste empreendimento nacional. Aprendendo com os erros do passado, é imperativo que os dirigentes políticos e os cidadãos em geral, ajam rapidamente com vista a prevenir o risco sísmico a que está sujeita a maioria do território português e, em especial, Lisboa.

Neste sentido, recomenda-se aos projectistas e às empresas de construção civil e de fiscalização o investimento em novas técnicas, que permitam uma mais rápida e mais fiável avaliação da condição estrutural dos edifícios.

Do ponto de vista da caracterização do comportamento dinâmico de edifícios, os ensaios de vibração ambiental surgem como uma boa resposta a este problema. Permitem uma estimativa bastante rigorosa dos parâmetros dinâmicos mais representativos das estruturas e possibilitam ainda o ajuste dos modelos numéricos desenvolvidos na fase de projecto.

No final do capítulo, com a introdução à vulnerabilidade sísmica, pretendeu-se então, evidenciar a importância da utilização de modelos numéricos em conjunto com modelos de identificação modal na caracterização do comportamento dinâmico de edifícios, com o objectivo final de avaliar o risco de uma acção sísmica numa estrutura.

Foi igualmente referida a necessidade de definir a acção sísmica a considerar para a análise do comportamento sísmico, que pode ser representada

através de espectros de potência, acelerogramas e espectros de resposta. Estes últimos são o tipo de caracterização mais difundido, sendo utilizado na generalidade dos programas de cálculo automático.

Por fim, menciona-se o facto de a acção sísmica depender de três factores: zonamento sísmico, tipo de solo e fonte sismogénica. Após a consideração destes, obtém-se o espectro de resposta de dimensionamento afectado do coeficiente de comportamento. A este coeficiente, estão associadas exigências mínimas de ductilidade que o projecto deve garantir.



# **3** ANÁLISE DINÂMICA DE EDIFÍCIOS

## 3.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

O bom desempenho estrutural de um edifício está condicionado por uma série de factores que englobam tanto as características geométricas e mecânicas dos materiais, como as acções dinâmicas.

Para a verificação do desempenho estrutural, embora a análise estática seja suficiente para a maioria das estruturas, a análise dinâmica torna-se fundamental para complementar essa caracterização devido, principalmente, à utilização de materiais de construção inovadores e à adopção de soluções estruturais cada vez mais exigentes.

A caracterização dinâmica compreende, essencialmente, o cálculo das frequências naturais e dos modos de vibração e a obtenção de estimativas dos coeficientes de amortecimento modal.

O crescimento da importância do estudo do comportamento dinâmico de edifícios prende-se com a construção de estruturas cada vez mais esbeltas, edifícios cada vez mais altos e pontes de longos vãos (ver Figura 3.1), que obrigam a um adequado conhecimento sobre o seu comportamento dinâmico, nomeadamente em relação à acção do vento. As ferramentas desta disciplina são fundamentais para assegurar as melhores condições de conforto aos utentes destas estruturas.



(a)



(b)

**Figura 3.1** (a) Burj Khalifa, Dubai (TravellingMyself, 2013) (b) Ponte Akashi-Kaikyo, Japão (Wikipedia, 2013)

Consequentemente, este tipo de análise permite efectuar uma adequada avaliação sobre o comportamento estrutural dinâmico através da realização de ensaios dinâmicos. Estes ensaios avaliam a conformidade da estrutura com os modelos de projecto, tendo particularmente em vista a sua capacidade de resistência a solicitações sísmicas.

Como já se referiu anteriormente, o ensaio dinâmico pode ser utilizado em estruturas recentes mas também em edifícios mais antigos, que poderão ser alvo de acções de reabilitação. Perante os mais diversos cenários associados à ocorrência de sismos, a dinâmica de estruturas pode ser utilizada para aferir se edifícios antigos, construídos em períodos em que a regulamentação estrutural específica não era muito exigente, têm um bom desempenho estrutural. Se não o tiverem, terão de ser levadas a cabo acções de reforço.

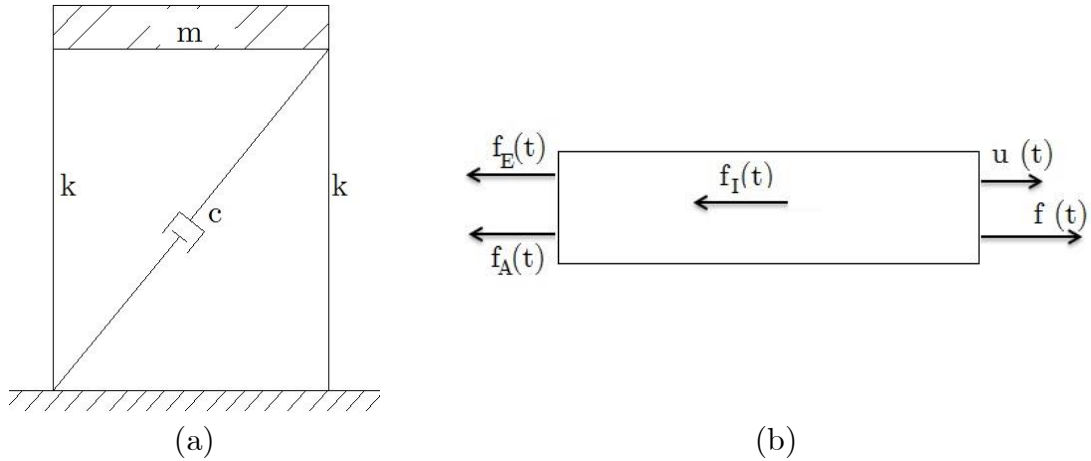
## 3.2 FUNDAMENTOS DE DINÂMICA DE ESTRUTURAS

As acções dinâmicas caracterizam-se pela variação no tempo das solicitações e, ainda, pela existência de movimento oscilatório, designado por vibrações. Estas variam de grandeza, direcção e ponto de aplicação ao longo do tempo. A resposta a essa acção - resposta dinâmica - pode ser expressa em deslocamento, velocidades, acelerações ou tensões.

Neste subcapítulo serão descritos os métodos utilizados para determinar as respostas dinâmicas para o caso de modelos com 1 grau de liberdade (1 GL) e, de seguida, para modelos com múltiplos GL. É ainda estabelecida a equação de equilíbrio dinâmico e a análise da resposta no domínio do tempo e no domínio da frequência.

### *3.2.1 Modelos com 1 Grau de Liberdade*

Na literatura específica (Chopra, 1995; Clough & Joseph, 2003; Mendes, 2012a), são usualmente apresentados modelos matemáticos genéricos com 1 grau de liberdade, também designados por osciladores de 1 GL. Estes modelos são constituídos por uma massa ( $m$ ), uma mola que representa a rigidez do corpo ( $k$ ) e um amortecimento ( $c$ ). Na Figura 3.2 pode-se observar um sistema de 1 GL de um edifício de 1 piso que sofre um deslocamento  $u(t)$  devido a uma força exterior  $f(t)$ .



**Figura 3.2** Oscilador de 1 GL: (a) modelo idealizado; (b) representação das forças

A partir da ilustração anterior pode-se estabelecer a equação do movimento através do equilíbrio de forças dada por:

$$f_I(t) + f_A(t) + f_E(t) = f(t) \quad (3.1)$$

Sendo que  $f_I(t) = m\ddot{u}(t)$  representa a força de inércia,  $f_A(t) = c\dot{u}(t)$  a força de amortecimento,  $f_E(t) = ku(t)$  a força elástica e  $f(t)$  a força externa.

A equação do movimento na forma de equação diferencial de 2ª ordem a uma incógnita (os deslocamentos  $u(t)$ ) (Clough & Joseph, 2003) pode agora ser obtida substituindo as expressões anteriores na equação (3.1) onde  $\ddot{u}(t)$  e  $\dot{u}(t)$  representam, respectivamente, as acelerações e as velocidades:

$$m\ddot{u}(t) + c\dot{u}(t) + ku(t) = f(t) \quad (3.2)$$

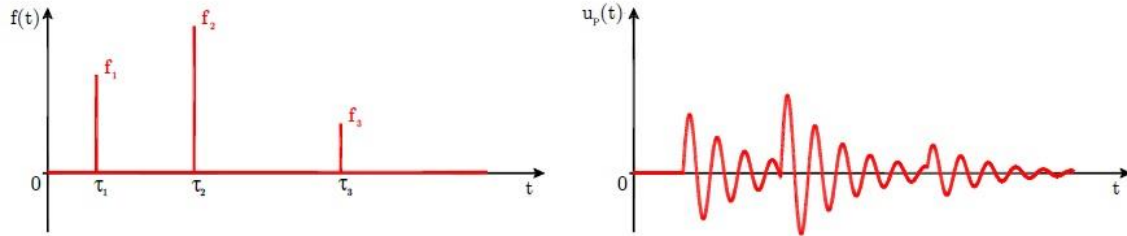
A obtenção da resposta estrutural pode ser obtida por duas vias: no domínio do tempo e no domínio da frequência, que serão seguidamente apresentadas.

### 3.2.1.1 Análise no Domínio do Tempo

Como a generalidade das excitações dinâmicas varia de forma aleatória ao longo do tempo, a determinação da resposta dinâmica destas acções num sistema de 1 GL pode ser obtida através da aplicação do integral de Duhamel (integral de convolução) que se baseia na aplicação do princípio da sobreposição de efeitos. O integral de Duhamel é dado por:

$$u_p(t) = \int_0^t f(\tau)h(t-\tau)d\tau \quad (3.3)$$

A excitação é decomposta em impulsos<sup>5</sup>, determinando-se a resposta dinâmica final pela sobreposição das repostas obtidas para cada impulso (ver Figura 3.3).



**Figura 3.3** Resposta a uma sequência de impulsos aplicando o princípio da sobreposição de efeitos (Mendes, 2012a)

A função de resposta impulsiva  $h(t-\tau)$  é a resposta  $u_p(t)$  a cada impulso unitário, é representada por:

$$h(t-\tau) = \frac{1}{m\omega_A} \sin(\omega_A(t-\tau)) e^{-\xi\omega_N(t-\tau)} \quad (3.4)$$

### 3.2.1.2 Análise no Domínio da Frequência

A resposta dinâmica de sistemas estruturais lineares de 1 G.L. também pode ser analisada no domínio da frequência.

Este tipo de análise, conhecida por análise espectral, possibilita a representação de uma função definida no domínio do tempo, no domínio da frequência recorrendo aos conceitos da transformada de Fourier e de Laplace.

A Transformada de Fourier (TF) da derivada de uma dada função  $f(t)$  pode ser obtida através da multiplicação da TF da função por  $i\omega$ , transformando a equação diferencial (3.2) numa equação algébrica:

$$\begin{aligned} \mathcal{F}(mu(t) + c\dot{u}(t) + ku(t)) &= \mathcal{F}(f(t)) \\ -m\omega^2 U(\omega) + ic\omega U(\omega) + kU(\omega) &= F(\omega) \end{aligned} \quad (3.5)$$

Na expressão anterior  $U(\omega)$  é uma função complexa definida no domínio da frequência, que se obtém através de:

---

<sup>5</sup> Impulsos são forças que actuam durante um curto intervalo de tempo.

$$U(\omega) = \frac{F(\omega)}{(k - m\omega^2 + ic\omega)} \quad (3.6)$$

Sendo  $U(\omega)$  e  $F(\omega)$ , respectivamente, as Transformadas de Fourier de  $u(t)$  e  $f(t)$ , usualmente escreve-se a expressão anterior da seguinte maneira:

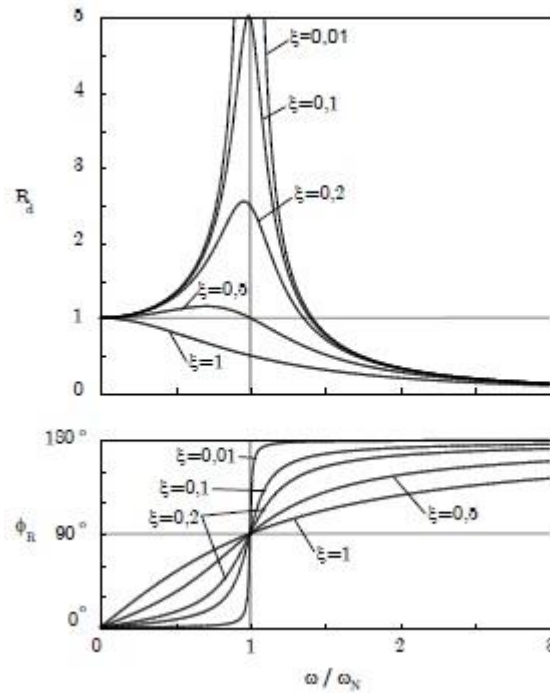
$$U(\omega) = H(\omega)F(\omega) \quad (3.7)$$

A função  $H(\omega)$ , usualmente designada por função de resposta em frequência (FRF) de um oscilador de 1 GL, corresponde à Transformada de Fourier da função de resposta a um impulso unitário  $h(t-\tau)$  e é dada pela seguinte expressão:

$$H(\omega) = \frac{1}{(k - m\omega^2) + ic\omega} = \frac{1/m}{(\omega_N^2 - \omega^2) + i(2\xi\omega_N\omega)} \quad (3.8)$$

A igualdade é obtida tendo em conta as expressões da frequência angular natural de vibração  $\omega_N = \sqrt{k/m}$  e do coeficiente de amortecimento  $c = 2\xi m\omega_N$ .

Na Figura 3.4 observa-se um exemplo de uma FRF com amplitude  $\sqrt{R^2 + I^2}$  e fase  $\arctan(-I/R)$ .  $R$  e  $I$  correspondem, respectivamente, à parte real e à parte imaginária. Esta função permite, no domínio da frequência, caracterizar o comportamento do oscilador através da transformação da sua excitação na sua resposta.



**Figura 3.4** Funções de Resposta em Frequência – Amplitude e fase (Clough & Joseph, 2003)

Pela figura anterior, verifica-se que para o valor de abcissa correspondente a  $\omega = \sqrt{1 - \xi^2} \omega_N$ , a amplitude da FRF apresenta um máximo, sendo este uma boa estimativa da frequência natural do oscilador para coeficientes de amortecimento baixos.

### 3.2.2 Modelos com Múltiplos Graus de Liberdade

Na generalidade, a análise de estruturas não é possível considerando apenas sistemas com 1 GL, recorrendo-se a modelos numéricos com vários graus de liberdade, que permitem a obtenção de resultados mais precisos.

O estabelecimento do equilíbrio dinâmico é efectuado ao nível de cada grau de liberdade, pelo que a equação diferencial do movimento apresenta agora um formato matricial, como se pode ver na expressão seguinte (Chopra, 1995; Clough & Joseph, 2003):

$$\underline{m}\ddot{\underline{u}}(t) + \underline{c}\dot{\underline{u}}(t) + \underline{k}\underline{u}(t) = \underline{f}(t) \quad (3.9)$$

Em que  $\underline{m}$ ,  $\underline{c}$  e  $\underline{k}$  correspondem, respectivamente às matrizes de massa, de amortecimento e de rigidez da estrutura, e  $\ddot{\underline{u}}(t)$ ,  $\dot{\underline{u}}(t)$  e  $\underline{u}(t)$  representam, respectivamente, os vectores de aceleração, velocidade e deslocamentos e  $\underline{f}(t)$  corresponde ao vector de forças exteriores aplicadas em cada grau de liberdade.

A equação (3.9) resulta num sistema de  $n$  equações diferenciais lineares de 2ª ordem dependentes (acopladas) a  $n$  incógnitas, tornando a sua resolução bastante trabalhosa.

Para resolver o sistema de equações acopladas que resulta da equação apresentada anteriormente, utiliza-se a análise modal e, assim, é possível determinar quais os modos de vibração e as frequências associadas a cada modo, ficando-se perante um problema de valores e vectores próprios.

### 3.2.2.1 Análise Modal

Ao utilizar a análise modal, o estudo do sistema estrutural faz-se em regime livre sem amortecimento, isto é, não considerando o efeito do amortecimento do material e assumindo que não existem forças exteriores aplicadas à estrutura. O estudo em vibração livre permite avaliar as frequências e os modos de vibração naturais da estrutura, fornecendo informação muito útil para a análise dinâmica do sistema (Mendes, 2012a). Assim, a equação do movimento apresentada anteriormente (3.9) passa a ter a seguinte forma:

$$\underline{m}\ddot{\underline{u}}(t) + \underline{k}\underline{u}(t) = \underline{0} \quad (3.10)$$

Como a estrutura, ao vibrar, apresenta um movimento harmónico com uma frequência angular natural, então o seu deslocamento é dado por:

$$\underline{u}(t) = \underline{\phi} \cos(\omega t - \varphi) \quad (3.11)$$

Em que  $\underline{\phi}$  representa o vector da configuração deformada da estrutura (modo de vibração) e  $\varphi$  a respectiva fase. Procedendo à derivação em segunda ordem ao tempo, obtém-se a seguinte equação das acelerações:

$$\ddot{\underline{u}}(t) = -\omega^2 \underline{x} \cos(\omega t - \varphi) \quad (3.12)$$

Substituindo, agora, as equações (3.11) e (3.12) na equação de equilíbrio (3.10) facilmente se obtém:

$$\left[ \underline{k} - \underline{m}\omega^2 \right] \underline{u}(t) = \underline{0} \quad (3.13)$$

O sistema de equações anterior corresponde a um sistema algébrico cuja solução é genericamente dada por:

$$\underline{u}(t) = [\underline{k} - \underline{m}\omega_N^2]^{-1} \underline{Q} \quad (3.14)$$

A igualdade anterior é desenvolvida atendendo a que a inversa de uma matriz é a correspondente matriz adjunta a dividir pelo determinante:

$$\underline{u}(t) = \frac{Adj(\underline{k} - \underline{m}\omega_N^2)}{|\underline{k} - \underline{m}\omega_N^2|} \underline{Q} \quad (3.15)$$

Conclui-se que  $\underline{u}(t)$  será uma solução trivial nula se o denominador da fracção anterior for nulo, ou seja, se necessário verificar a seguinte condição:

$$|\underline{k} - \underline{m}\omega_N^2| = 0 \quad (3.16)$$

Verifica-se assim, que a obtenção de frequências e modos de vibração é dada pela resolução de um problema de valores e vectores próprios, onde os valores próprios correspondem aos quadrados das frequências angulares de vibração e os vectores próprios representam os modos de vibração (configuração da deformada da estrutura para cada frequência).

### 3.2.2.2 Condições de Ortogonalidade e Normalização

Os vectores correspondentes aos modos de vibração apresentam uma propriedade importante que se designa por condições de ortogonalidade, traduzindo-se pelas seguintes equações:

$$\underline{\phi}_N^T \underline{k} \underline{\phi}_r = 0 \Leftrightarrow \underline{\tilde{k}} = \underline{\Phi}^T \underline{k} \underline{\Phi} \quad (3.17)$$

$$\underline{\phi}_N^T \underline{m} \underline{\phi}_r = 0 \Leftrightarrow \underline{\tilde{m}} = \underline{\Phi}^T \underline{m} \underline{\Phi} \quad (3.18)$$

A primeira equação representa a ortogonalidade em relação à matriz de rigidez enquanto (3.18) a ortogonalidade em relação à matriz de massa. As matrizes  $\underline{\tilde{k}}$  e  $\underline{\tilde{m}}$  são matrizes diagonais.

Os modos de vibração representam a configuração da estrutura quando esta vibra com uma determinada frequência daí, o seu valor absoluto apenas ter significado quando as suas componentes são comparadas entre si.

Existem inúmeras representações possíveis do mesmo modo de vibração, pelo que é usual representá-los através de uma determinada norma que facilite a interpretação e a comparação entre eles.

A forma de normalização mais usada, essencialmente devido às simplificações na representação da equação do movimento (3.9), é a normalização dos modos de vibração relativamente à matriz de massas dada por:

$$\hat{\phi}_N = \frac{\phi_N}{\sqrt{\phi_N^T m \phi_N}} = \phi_N \frac{1}{\sqrt{m_N^*}} \quad (3.19)$$

Como resultado da normalização anterior verifica-se o seguinte:

$$\hat{\Phi}^T m \hat{\Phi} = \underline{I} \quad (3.20)$$

Sendo a  $\hat{\Phi}$  a matriz modal e  $\underline{I}$  a matriz identidade, é possível obter outra importante relação a partir desta normalização, desta vez envolvendo a matriz de rigidez:

$$\hat{\Phi}^T k \hat{\Phi} = \underline{\Omega}^2 \quad (3.21)$$

Na expressão anterior,  $\underline{\Omega}^2$  é uma matriz diagonal que contém o quadrado dos valores da frequência angular natural, associados a cada modo de vibração.

### 3.2.2.3 Coordenadas Modais

O sistema de equações dado por (3.9) é um sistema de n equações de 2ª ordem acopladas (dependentes entre si).

Essa dependência deve-se à existência de matrizes consistentes (matrizes com termos fora da diagonal principal), como a matriz rigidez. No entanto, existe uma forma eficaz de resolver o sistema, usando o conceito de coordenadas modais. Este tipo de coordenadas permite que as equações diferenciais passem a ser todas independentes recorrendo a uma mudança de referencial e a algumas transformações.

As referidas transformações contemplam a passagem do sistema de coordenadas estruturais para as coordenadas modais e, para isso, considera-se a seguinte expressão:

$$\underline{u}(t) = \underline{\Phi} \underline{u}^*(t) \quad (3.22)$$

Aplicando a expressão anterior na equação (3.10), obtém-se:

$$\underline{m}\underline{\Phi}\ddot{\underline{u}}^*(t) + \underline{k}\underline{\Phi}\underline{u}^*(t) = 0 \quad (3.23)$$

Multiplicando agora todos os termos pela transposta da matriz modal, tem-se:

$$\underline{\Phi}^T \underline{m} \underline{\Phi} \ddot{\underline{u}}^*(t) + \underline{\Phi}^T \underline{k} \underline{\Phi} \underline{u}^*(t) = 0 \quad (3.24)$$

Como já tinha sido referido anteriormente, as matrizes de massa modal e rigidez modal, respectivamente  $\underline{\Phi}^T \underline{m} \underline{\Phi}$  e  $\underline{\Phi}^T \underline{k} \underline{\Phi}$ , são diagonais, transformando o sistema anterior num sistema cujas equações são desacopladas.

Portanto, a equação diferencial (3.24) pode ser escrita da seguinte forma:

$$\underline{m}^* \ddot{\underline{u}}^*(t) + \underline{k}^* \underline{u}^*(t) = 0 \quad (3.25)$$

A expressão anterior corresponde à transformação da equação (3.10) de coordenadas estruturais para coordenadas modais.

Por sua vez, aplicando a matriz modal normalizada em relação à matriz de massa nas equações (3.23) e (3.24), obtém-se um sistema de equações expresso em coordenadas modais para o caso de um oscilador sem amortecimento e em regime livre:

$$\underline{I}\ddot{\underline{u}}^*(t) + \underline{\Omega}^2 \underline{u}^*(t) = 0 \quad (3.26)$$

#### 3.2.2.4 Análise no Domínio do Tempo

A determinação da resposta de um oscilador com vários GL pode ser realizada utilizando o método explicado no ponto 3.2.1.1 – integral de Duhamel.

#### 3.2.2.5 Análise no Domínio da Frequência

De forma idêntica à já mencionada em 3.2.1.2, pode-se determinar a resposta de um oscilador de múltiplos graus de liberdade no domínio da frequência.

A equação (3.9) no domínio da frequência é, então, obtida através das transformadas de Fourier:

$$-\underline{m}\omega^2 \underline{U}(\omega) + i\omega \underline{c} \underline{U}(\omega) + \underline{k} \underline{U}(\omega) = \underline{F}(\omega) \quad (3.27)$$

A equação anterior tem ainda uma representação mais simplificada:

$$\left[ (\underline{k} - \underline{m}\omega^2) + i\omega\underline{c} \right] \underline{U}(\omega) = \underline{F}(\omega) \quad (3.28)$$

Semelhante à expressão (3.7), para um oscilador de múltiplos GL tem-se:

$$\underline{U}(\omega) = \underline{H}(\omega)\underline{F}(\omega) \quad (3.29)$$

Em que  $\underline{U}(\omega)$  é o vector correspondente à transformada de Fourier do vector dos deslocamentos,  $\underline{F}(\omega)$  é a transformada do vector das forças e  $\underline{H}(\omega)$ , que representa a matriz das funções de resposta no domínio da frequência (FRF), é dada por:

$$\underline{H}(\omega) = \frac{1}{(\underline{k} - \underline{m}\omega^2) + i\omega\underline{c}} \quad (3.30)$$

A determinação da matriz das funções de resposta em frequência,  $\underline{H}(\omega)$ , a partir da equação anterior envolve um cálculo computacionalmente exigente. Deste modo, é habitual recorrer-se ao conceito já conhecido de coordenadas modais para determinar a matriz  $\underline{H}(\omega)$ .

Assim, tem-se a correlação do conjunto das FRFs com a matriz  $\underline{H}(\omega)$  global:

$$\underline{H}(\omega) = \hat{\underline{\Phi}}\underline{H}^*(\omega)\hat{\underline{\Phi}}^T \quad (3.31)$$

Sendo  $\underline{H}^*$  uma matriz diagonal que contém os valores das FRF das diferentes equações diferenciais desacopladas.

Na Figura 3.5 apresenta-se um esquema que resume as correlações demonstradas entre a formulação da equação de equilíbrio dinâmico no domínio do tempo e no domínio da frequência.

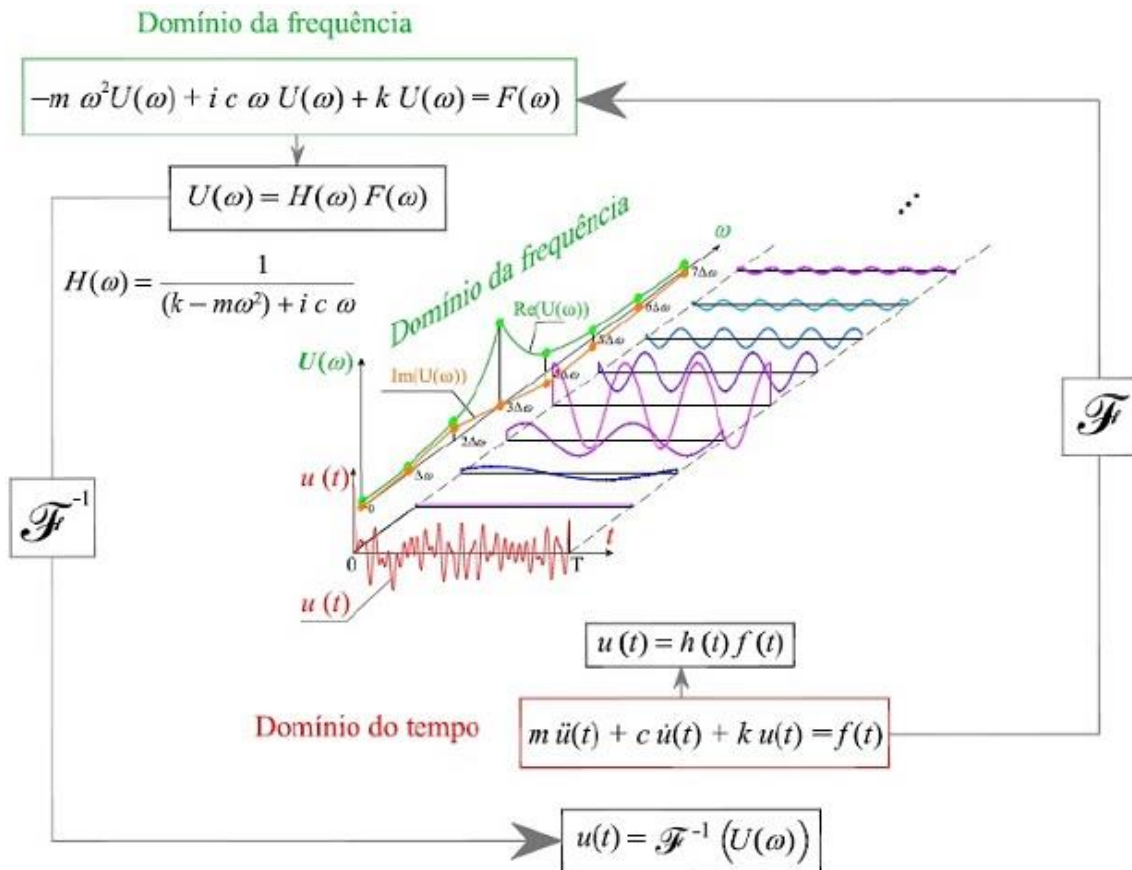


Figura 3.5 Correlação entre a formulação da equação de equilíbrio dinâmico no domínio do tempo e no domínio da frequência (Mendes, 2012a)

De seguida, abordam-se os aspectos fundamentais do desenvolvimento de modelos numéricos.

### 3.3 DESENVOLVIMENTO DE MODELOS NUMÉRICOS

No final da década de 40, foi desenvolvido o Método dos Elementos Finitos (MEF) por engenheiros aeroespaciais da NASA. Este método baseia-se na ideia de que as estruturas podem ser discretizadas em nós e em elementos, criando um modelo representativo do comportamento da estrutura.

Ao modelar cada elemento estrutural por si e a união entre esses elementos, e não a estrutura como um todo, é possível prever o comportamento de cada um deles. No entanto, mesmo que o *software* escolhido tenha elevada qualidade, não se deve aceitar de imediato os resultados provenientes do programa, pois podem ter ocorrido erros na introdução dos dados ou até terem sido desprezadas condicionantes importantes (Azevedo, 2003).

Neste contexto, os ensaios dinâmicos de vibrações realizados na estrutura permitem a validação e calibração dos modelos numéricos desenvolvidos para estudar o comportamento dinâmico das estruturas, sendo possível, assim, ajustar os parâmetros modais obtidos com os modelos.

Muitas aproximações são feitas durante a elaboração do MEF inicial com base no projecto que não contam com, por exemplo, a variação das propriedades dos materiais e a alteração da rigidez ao longo do tempo. Exige-se, assim, a calibração do modelo através dos resultados obtidos nos ensaios de campo. Quando os modelos 3D são calibrados através dos ensaios de vibração ambiental, o objectivo é que as frequências naturais e os modos de vibração do modelo de elementos finitos coincidam com os obtidos experimentalmente (Ren, Zatar, & Harik, 2004).

### ***3.3.1 Equações Fundamentais da Mecânica dos Sólidos***

A maioria dos problemas de cálculo de uma estrutura está ligada à determinação dos deslocamentos, e respectivos campos de deformações e de tensões, dessa estrutura ao longo do tempo, quando submetida a um dado conjunto de forças exteriores (S. Oliveira, 2011).

Este problema pode ser resolvido utilizando a equação diferencial de Navier que relaciona, em cada ponto, as três componentes de deslocamento  $\underline{u}$  com as três componentes das forças mássicas  $\underline{f}$  (ver Figura 3.6).

A equação de Navier relaciona as equações de equilíbrio, as equações de compatibilidade e as equações constitutivas e tem em conta a geometria da estrutura e as condições de fronteira (ou seja, as forças aplicadas na fronteira e as restrições de apoio impostas na fronteira).

Para o caso de uma estrutura corrente, este problema de valores de fronteira não pode ser resolvido de forma analítica, sendo necessário recorrer a métodos numéricos adequados para resolução de equações diferenciais com derivadas parciais, do qual se destaca o Método de Elementos Finitos, que será aplicado neste trabalho.

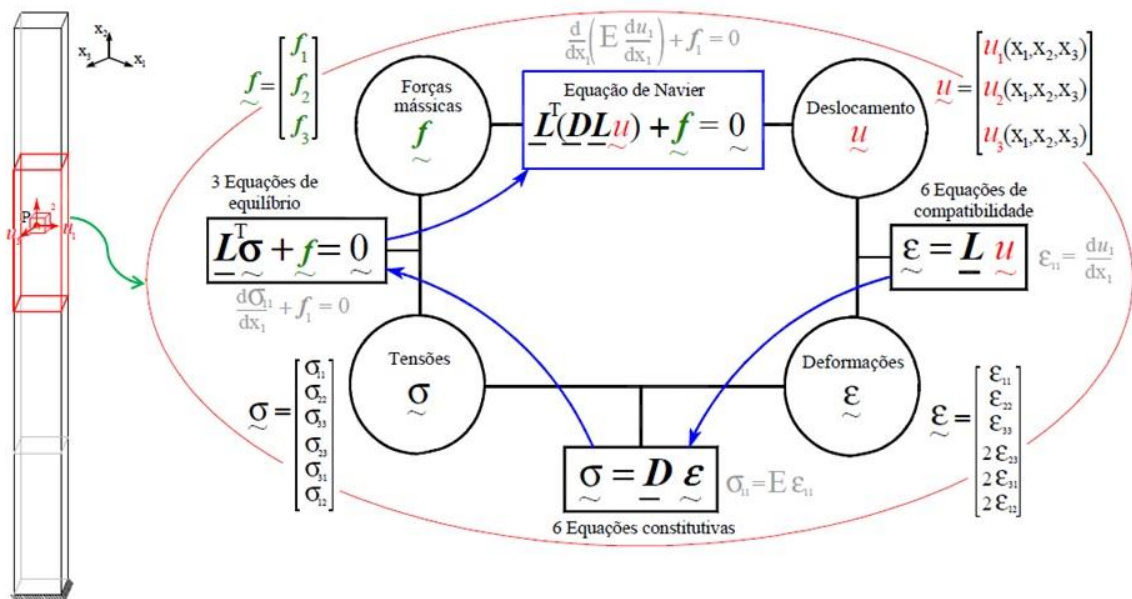


Figura 3.6 Esquema ilustrativo da Equação de Navier (Adaptado de S. Oliveira, 2011)

### 3.4 MÉTODOS DE IDENTIFICAÇÃO MODAL

Como já foi referido anteriormente, quando se pretende avaliar e/ou acompanhar o comportamento dinâmico de um edifício, recorre-se normalmente a ensaios dinâmicos para a avaliação experimental das suas características dinâmicas.

Após a realização destes ensaios, é fundamental que existam métodos que permitam a análise dos resultados ao longo do tempo, sem quaisquer restrições ao uso corrente da estrutura.

A avaliação das características dinâmicas de estruturas a partir de dados obtidos experimentalmente consiste em estimar os parâmetros dum modelo que melhor se ajustam a esses dados, e é efectuada através de um processo denominado por *identificação modal* (Rodrigues, 2004).

Na identificação modal, estimam-se os parâmetros modais (frequências naturais, coeficientes de amortecimento e configurações modais) através das medições obtidas em pontos e direcções previamente determinados.

As técnicas de ensaio e análise desenvolvidas no âmbito da identificação modal clássica (ensaios de identificação modal com controlo e medição das forças de excitação) apresentam desvantagens por recorrerem ao uso de equipamentos de excitação de grandes dimensões (ver Figura 3.7), caros e com

uma utilização também dispendiosa. No caso de estruturas já em serviço, a realização destes ensaios obriga à interrupção do seu funcionamento normal.



**Figura 3.7** Excitador de grande potência utilizado em ensaios de vibração forçada (LNEC)

Em alternativa, para que a identificação modal seja feita duma forma mais económica e rápida, realizam-se *ensaios de vibração ambiental* em que apenas se mede a resposta das estruturas sujeitas a vibrações ambientais geradas pelas acções decorrentes da sua própria utilização (representando as condições reais do funcionamento da estrutura). No caso de um edifício, as excitações seriam impostas, por exemplo, pelo movimento dos habitantes.

Os métodos de identificação modal podem ser, então, agrupados em dois grupos: determinísticos e estocásticos.

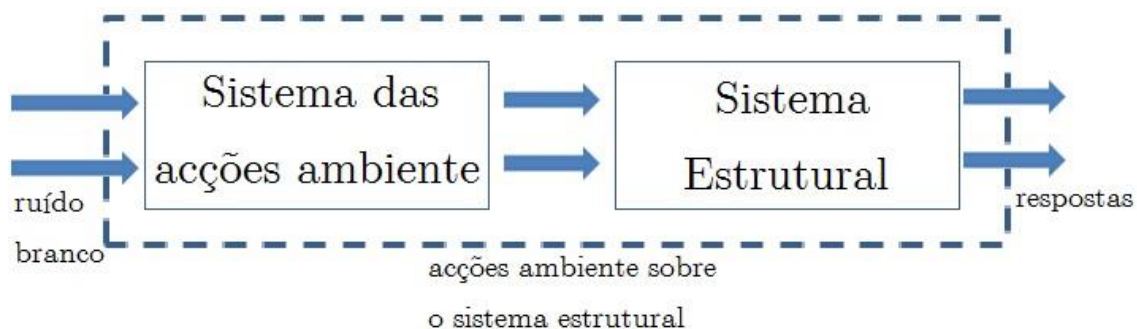
Os primeiros baseiam-se na medição da resposta da estrutura quando submetida à actuação de forças harmónicas ao longo do tempo, ou seja, são conhecidas as características de excitação sob um ponto de vista determinístico;

Os métodos de identificação modal estocástica baseiam-se exclusivamente na medição da resposta da estrutura a excitações ambientais, não sendo medidas experimentalmente, o que leva a que seja necessário assumir a hipótese de que as forças de excitação são idealizáveis através de um processo estocástico gaussiano<sup>6</sup> do tipo ruído branco (com densidade espectral constante) com média

---

<sup>6</sup> Um processo estocástico é denominado Gaussiano quando a evolução temporal do conjunto das variáveis que o integram, possuem conjuntamente uma função de densidade de probabilidade Gaussiana (Mendes & Oliveira, 2008).

nula (Rodrigues, 2004). Na Figura 3.8, observa-se um esquema que ilustra a metodologia da identificação modal estocástica.



**Figura 3.8** Esquema ilustrativo do método de identificação modal estocástica (Adaptado: Rodrigues, 2004)

A identificação modal estocástica pode ser realizada no domínio do tempo ou no domínio da frequência.

No domínio do tempo, procede-se ao ajuste dos modelos recorrendo a diferentes técnicas, aplicadas às próprias séries temporais ou às funções de correlação de resposta da estrutura. Estes métodos são também designados por métodos paramétricos.

A transposição das séries temporais para o domínio da frequência é efectuada através da Transformada Discreta de Fourier (TDF). Se o cálculo for computacional, essa transposição é realizada pela transformada rápida de Fourier, na literatura inglesa, *Fast Fourier Transform* (FFT). Os métodos no domínio da frequência são também designados por métodos não paramétricos por se basearem em técnicas de processamento de sinal que utilizam o algoritmo da FFT, não tendo por base um tipo pré-definido de modelo para representar o sistema em análise.

Pode-se, desde já, estabelecer as primeiras diferenças entre os dois métodos, que se relacionam com a informação de base considerada - funções de correlação ou séries temporais de resposta - e com as diferentes formas de efectuar o ajuste dos modelos.

### **3.4.1 Identificação Modal Estocástica no Domínio do Tempo**

Nos métodos de identificação modal no domínio do tempo, determinam-se os parâmetros de modelos que se consideram adequados para representar o comportamento dinâmico de sistemas estruturais. Os parâmetros desses modelos

são avaliados através de diferentes técnicas de ajuste, aplicadas às funções de correlação da resposta desses sistemas ou directamente às próprias séries temporais de resposta. Dessa forma, a identificação modal efectua-se através da avaliação das características dinâmicas dos modelos ajustados (Rodrigues, 2004).

Os métodos baseados na análise das funções de correlação envolvem duas fases, em que na primeira se avaliam as funções de correlação e na segunda se faz a análise dessas funções para o ajuste de modelos com vista à identificação das características dinâmicas dos sistemas. Por esta razão, estes métodos podem ser designados por *métodos de duas fases*, enquanto que os métodos em que se utilizam directamente as séries temporais de resposta são designados por *métodos de uma fase*.

A avaliação das funções de correlação da resposta dos sistemas pode ser realizada de várias maneiras, sendo que os erros de viés e de variância admitidos são muito pequenos.

De seguida, serão descritas três técnicas não paramétricas de avaliação das funções de correlação: o método directo; o método baseado na utilização da transformada rápida de Fourier (FFT); e o método do decremento aleatório (Rodrigues, 2004).

#### 3.4.1.1 Método Directo

Até ao aparecimento do algoritmo da FFT, o método directo era bastante utilizado por ser simples e de fácil implementação não sendo, no entanto, um método rápido.

As funções de correlação da resposta dum sistema estrutural são definidas através da relação seguinte (Rodrigues, 2004):

$$R_i = E[y_{k+i}y_k^T] \quad (3.32)$$

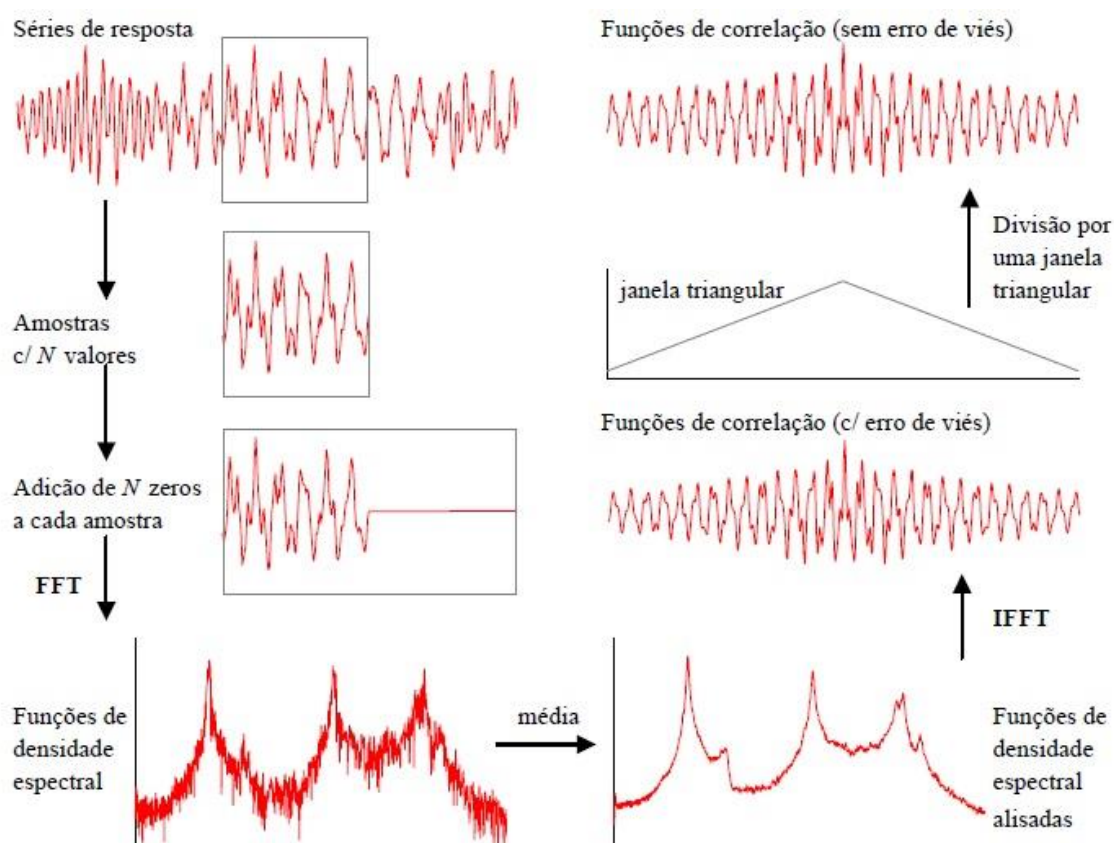
Em que  $R_i$  é a matriz de covariância da resposta e  $i$  representa um intervalo de tempo arbitrário.

#### 3.4.1.2 Método Baseado na Utilização da FFT

A técnica de avaliação das funções de correlação baseada na utilização do algoritmo da transformada rápida de Fourier (FFT) consiste num processo

semelhante ao método directo para avaliação das funções de densidade espectral da resposta, com a diferença de se efectuarem alguns procedimentos para evitar erros de viés nas funções de correlação.

As funções de correlação podem ser estimadas a partir das funções de densidade espectral aplicando a inversa da transformada discreta de Fourier, obtendo-se, no entanto, estimativas enviesadas. Esse erro de viés pode ser evitado procedendo-se de acordo com a metodologia descrita na Figura 3.9.



**Figura 3.9** Avaliação de funções de correlação utilizando o algoritmo da FFT sem erros de viés (Rodrigues, 2004)

### 3.4.1.3 Método do Decremento Aleatório

O método do decremento aleatório (em inglês RD - *random decrement*) é uma técnica simples e rápida para estimativa das funções de correlação através do cálculo de médias de amostras seleccionadas dos registos de resposta às acções ambiente, sendo a escolha dessas amostras efectuada com base na verificação duma mesma condição inicial. A grandeza usualmente medida na observação *in situ* é a aceleração. Portanto, as condições iniciais para a

extracção das amostras são definidas em termos dessa grandeza e/ou da sua primeira derivada em ordem ao tempo.

As funções obtidas com este método são designadas por funções de decremento aleatório, ou funções RD, e representam-se pela letra *D*.

### ***3.4.2 Identificação Modal Estocástica no Domínio da Frequência***

A partir da identificação modal estocástica no domínio do tempo, não é possível obter muita informação sobre a estrutura em análise. As séries temporais das acelerações observadas em ensaios de vibrações apenas contêm a duração da observação, a frequência de amostragem (intervalo de tempo entre os pontos medidos) e os valores máximos de aceleração.

No entanto, a análise no domínio da frequência dessas séries temporais permite o acesso a um conjunto de informação muito útil para a caracterização do comportamento dinâmico de estruturas como, por exemplo, os valores de frequência para os quais uma dada estrutura vibra (frequências naturais se a excitação for do tipo ruído branco).

Estes valores são obtidos pela decomposição do registo de acelerações, medido num determinado ponto da estrutura, em ondas sinusoidais, utilizando as séries de Fourier (Mendes & Oliveira, 2008).

Os métodos apresentados seguidamente desenvolvem-se no domínio da frequência, e baseiam-se em estimativas espectrais da resposta da estrutura, medidas em vários pontos.

#### ***3.4.2.1 Método Básico no Domínio da Frequência***

O método básico no domínio da frequência (na literatura inglesa BFD – *Basic Frequency Domain*), também conhecido como método da selecção de picos (PP - *Peak Picking*), foi o primeiro método a ser utilizado nesta área e, actualmente, devido à sua facilidade de aplicação e implementação, ainda é bastante utilizado em engenharia civil.

Nesta técnica, considera-se que as forças de excitação são idealizáveis através de um processo estocástico gaussiano de densidade espectral constante (ruído branco) com média nula. Tendo em conta esta hipótese, é possível

estimar as frequências naturais de vibração da estrutura a partir dos picos das funções de densidade espectral da resposta.

#### 3.4.2.2 Método de Decomposição no Domínio da Frequência

À semelhança do método anterior, o método de decomposição no domínio da frequência (em inglês FDD – *Frequency Domain Decomposition*) estabelece as hipóteses consideradas quanto ao ruído branco e, assim, desenvolve-se a partir das estimativas das funções de densidade espectral da resposta.

Considerado uma extensão do método BFD, o método FDD resolve uma das suas limitações ao efectuar uma operação de diagonalização da matriz de densidades espectrais de potência da resposta em aceleração, de modo a decompô-la em valores singulares (contribuições modais).

#### 3.4.2.3 Método de Decomposição no Domínio da Frequência Melhorado

O método FDD apresenta como desvantagem não permitir estimar os valores dos coeficientes de amortecimento modais. Nesse sentido, surgiu a sua versão melhorada o método EFDD (*Enhanced Frequency Domain Decomposition*) que possibilita a obtenção de melhores estimativas dos coeficientes de amortecimento modais e a identificação mais rigorosa das frequências naturais e modos de vibração.

### 3.5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Antes de se poder entrar na análise dinâmica de um caso de estudo propriamente dito, é essencial ter uma perspectiva de alguns conceitos fundamentais da dinâmica de estruturas.

Assim, neste capítulo estudaram-se os modelos com 1 Grau de Liberdade e com múltiplos GL, no domínio do tempo e no domínio da frequência. A passagem do domínio do tempo para o domínio da frequência efectua-se através de transformada de Fourier.

Dos vários tipos de ensaios dinâmicos existentes para a avaliação experimental das características dinâmicas de estruturas, chegou-se à conclusão que o mais vantajoso será o ensaio de vibração ambiental, por ser mais económico e não necessitar de aparelhos excitadores, medindo-se a resposta das estruturas às vibrações ambientais a que estão sujeitas.

A par dos ensaios de vibração ambiental, desenvolve-se um modelo numérico, utilizando *software* adequado, essencial não só para a preparação destes ensaios, na medida em que permite definir o tipo de aparelhos a utilizar e a disposição dos mesmos, como também para a posterior calibração do modelo.

Após a realização dos ensaios, analisam-se os resultados ao longo do tempo através da identificação modal estocástica, método baseado exclusivamente na medição da resposta da estrutura a excitações ambientais.

Por fim, o objectivo é a comparação dos parâmetros modais teóricos, calculados a partir do modelo de elementos finitos, com os parâmetros modais experimentais, obtidos pelo ensaio dinâmico. Esta última fase tem-se revelado essencial na calibração dos modelos, permitindo ajustar os valores de frequências naturais obtidos com os modelos e os modos de vibração associados.



# **4 ANÁLISE DE UM EDIFÍCIO DE BETÃO ARMADO**

## 4.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

No presente capítulo apresenta-se um estudo, referente ao edifício da residência de estudantes da Escola Superior de Enfermagem de Calouste Gulbenkian, em Lisboa, que tem por objectivo caracterizar o seu comportamento dinâmico, recorrendo a ensaios de vibração ambiental e ao desenvolvimento de um modelo numérico.

Começa-se por uma breve descrição do edifício em estudo, indicando as suas características geométricas.

Segue-se o processo de planeamento e execução de um ensaio de vibração ambiental, onde se indicam os equipamentos utilizados e as operações realizadas na fase de pré-processamento da informação experimental.

São também descritos os passos seguidos para o desenvolvimento do modelo numérico de elementos finitos, que foi calibrado tendo em conta os resultados obtidos nos ensaios.

Por fim, faz-se uma análise e comparação entre os resultados experimentais e numéricos.

## 4.2 DESCRIÇÃO DO EDIFÍCIO

O edifício em estudo apresenta uma estrutura de betão armado e é constituído por uma cave, piso térreo e quatro pisos elevados (ver Figura 4.1). Sobre o último piso, existe uma laje de “esteira” de betão armado e uma cobertura inclinada de quatro águas, constituída por madres e ripas de vigotas de betão que suportam a telha.



Figura 4.1 Alçado principal da residência de estudantes da ESEL (Betar, 2011)

Tem uma planta inscrita num rectângulo (ver Figura 4.2) com 72,0 m por 17,9 m, dividido em três corpos estruturais, com comprimentos de 28,8 m, 18,0 m e 25,2 m (Betar, 2011).

A maioria do edifício apresenta um sistema em pórtico, constituído por pilares, vigas, lajes e caixas de escada e de elevador (ver Figura 4.3).

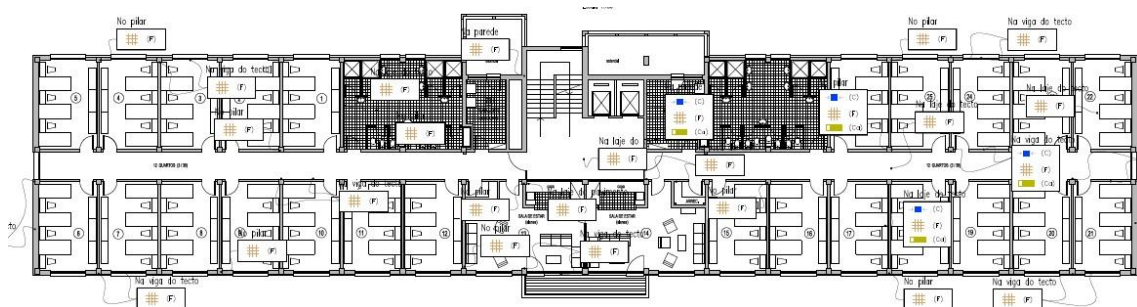


Figura 4.2 Planta dos pisos 2,3 e 4 (Betar, 2011)

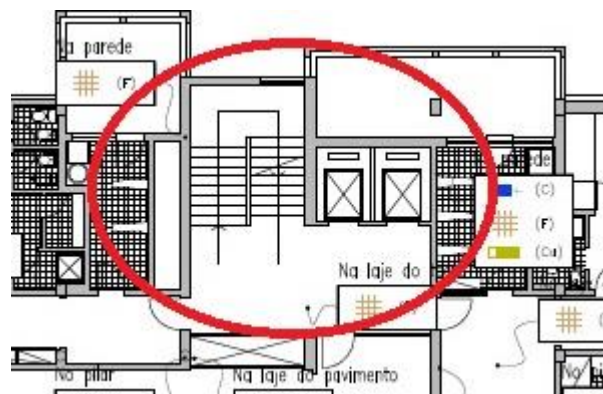


Figura 4.3 Pormenor das caixas de escada e de elevador do edifício em estudo (Adaptado de Betar, 2011)

### 4.3 ENSAIOS DINÂMICOS

Com o objectivo de caracterizar experimentalmente o comportamento dinâmico do edifício, foi realizado um ensaio de vibração ambiental no dia 19 de Setembro de 2012.

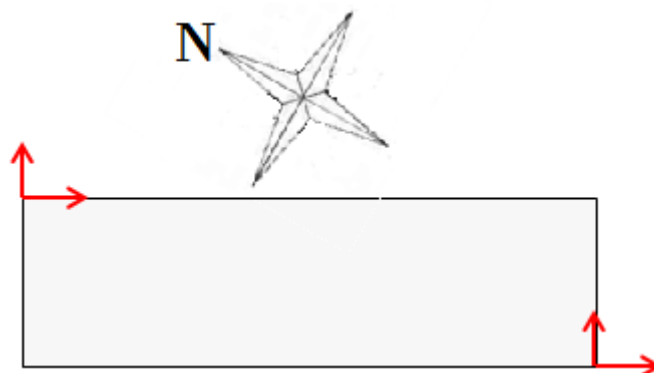
#### 4.3.1 Planeamento e Realização dos Ensaios

Os ensaios dinâmicos foram devidamente planeados na medida em que é necessário enumerar uma série de tarefas a cumprir e proceder à avaliação prévia de alguns aspectos indispensáveis. Segue-se uma breve descrição das várias etapas desse planeamento.

A localização e número de sensores (acelerómetros) são definidos de acordo com os modos de vibração que se pretende analisar, já estudados no modelo numérico do edifício, previamente desenvolvido, mas também tendo em conta a própria estrutura. Depois de seleccionados os locais a instrumentar, deve ser efectuada uma visita ao edifício a ensaiar para verificar se esses locais são efectivamente adequados.

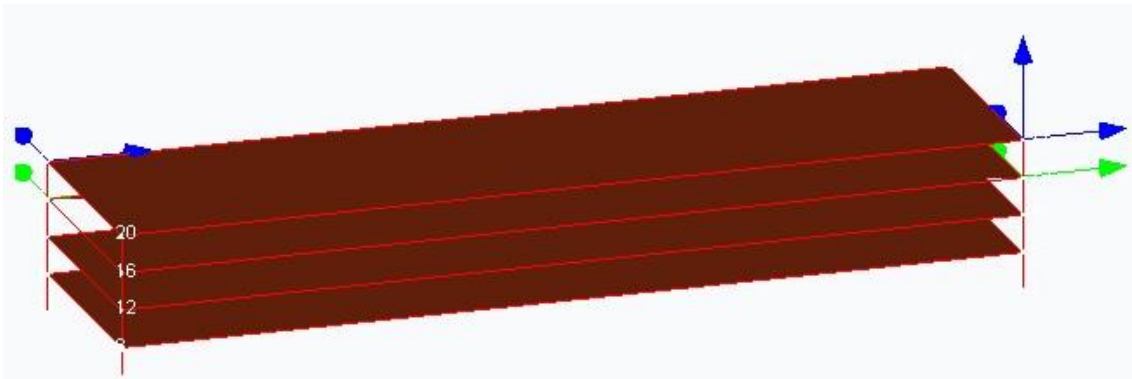
Posteriormente, decide-se o tipo de equipamento a utilizar e verifica-se se os transdutores estão devidamente calibrados.

Já em campo, se o número de pontos for superior ao número de sensores disponíveis, adopta-se uma metodologia de ensaio por fases. No edifício em estudo, o ensaio de vibração ambiental foi dividido em três fases, tendo-se colocado acelerómetros de referência (sensores que permaneceram fixos) no quarto piso e utilizado acelerómetros volantes nos restantes 3 pisos (ver Figura 4.4).

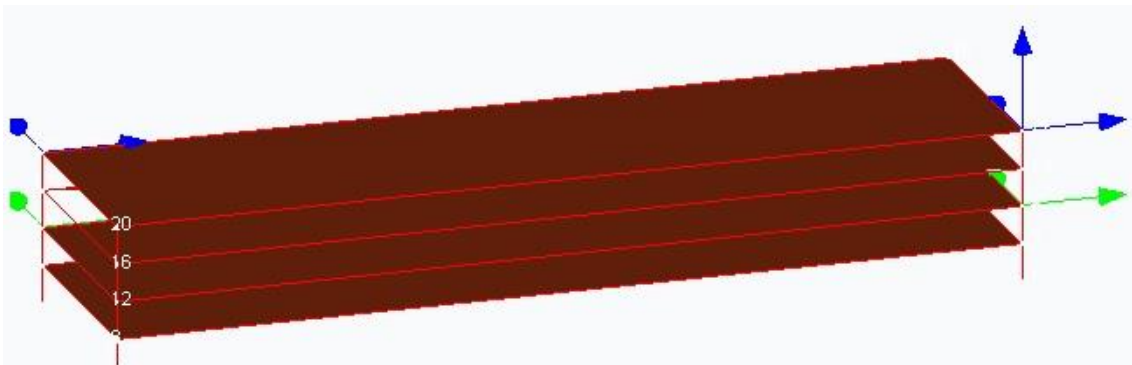


**Figura 4.4** Representação esquemática da localização dos acelerómetros em que as setas representam as orientações medidas

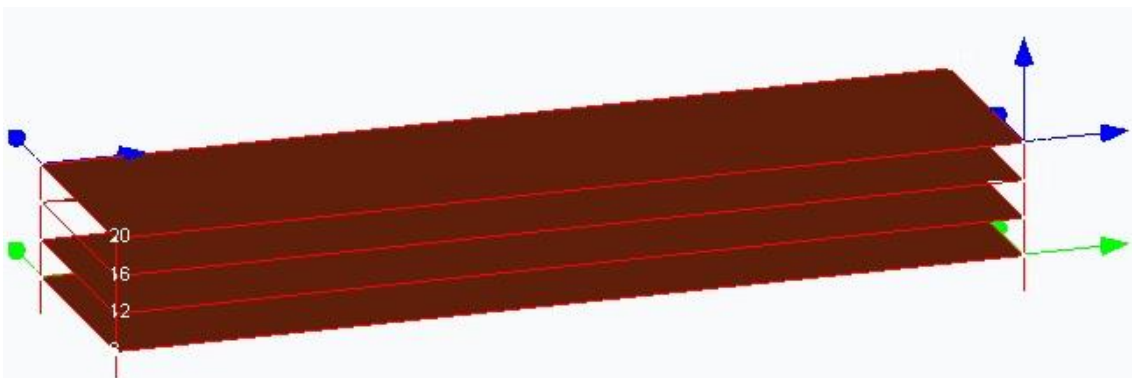
Na primeira fase do ensaio, os sensores volantes foram colocados no terceiro piso (ver Figura 4.5), na segunda fase foram colocados no segundo piso (ver Figura 4.6), e na última fase foram colocados no piso 1 (ver Figura 4.7). Em cada fase de ensaio, adquiriram-se registos de acelerações com 20 minutos.



**Figura 4.5** Esquema de posicionamento dos sensores na primeira fase de ensaio; os sensores de referência a azul e os sensores volantes a verde



**Figura 4.6** Esquema de posicionamento dos sensores na segunda fase de ensaio



**Figura 4.7** Esquema de posicionamento dos sensores na terceira fase de ensaio

A frequência de amostragem a utilizar é estabelecida usando um critério designado por Teorema da Amostragem. Este Teorema estabelece que uma série temporal obtida de um sinal contínuo, utilizando uma frequência de amostragem  $f_a$ , nunca poderá fornecer informação sobre o conteúdo energético desse mesmo sinal acima de metade do valor de  $f_a$ . Este valor de frequência designa-se frequência por Nyquist (Mendes & Oliveira, 2008). Assim, para se caracterizar

convenientemente a gama de frequências pretendidas, utilizou-se uma frequência de amostragem<sup>7</sup> de 250 Hz.

#### 4.3.2 Equipamentos

O sistema de vibração utilizado para a realização do ensaio foi constituído pelo seguinte equipamento (Mendes, 2012b):

- i) 1 Sistema de aquisição de dados da *Kinometrics*, “*Altus k2*”, com 12 canais de medida (ver Figura 4.8);
- ii) 1 acelerómetro triaxial do tipo *force balanced* (Episensor, modelo ES-T), com uma sensibilidade de 2,5 volt/g (ver Figura 4.9 a);
- iii) 6 acelerómetros uniaxiais do tipo *force balanced* (Episensor, modelo ES-U), com uma sensibilidade de 2,5 volt/g (ver Figura 4.9 b);
- iv) Cabo do tipo *Belden* de 6 pares (P/N 9874) para alimentação dos acelerómetros e transmissão do sinal ao sistema de aquisição;
- v) 1 Computador portátil para a aquisição e armazenamento das medições com base no programa *Quick Talk* da *Kinometrics*, específico para o sistema de aquisição de dados utilizado.



Figura 4.8 Sistema de aquisição de dados K2 da Kinometrics (Mendes, 2012b)

---

<sup>7</sup> A frequência de amostragem traduz o número de amostras efectuadas por unidade de tempo. Se  $f_a = 250\text{Hz}$ , então têm-se 250 amostras efectuadas por segundo e um intervalo de amostragem de  $\Delta t = \frac{1}{f_a} = 0,004\text{s}$ .



(a)



(b)

**Figura 4.9** Acelerómetros (a) Acelerómetro triaxial (Episensor, Modelo ES-T); (b) acelerómetro uniaxial (Episensor, Modelo ES-U) (Mendes, 2012b)

O conjunto de sensores, 1 acelerómetro triaxial e 6 acelerómetros uniaxiais encontra-se ligado ao sistema de aquisição de dados (ver Figura 4.10) de dinâmica superior a 114 dB, e resolução de 24 bits, permitindo obter uma sensibilidade máxima de  $\pm 2,5$  V/mg. O nível de saturação do sistema de aquisição situa-se nos  $\pm 10$  V.



**Figura 4.10** Sistema de aquisição de dados instalado (Mendes, 2012b)

#### ***4.3.3 Pré-processamento da Informação Experimental***

Antes de se realizar a análise das séries temporais de aceleração medida, há que fazer o seu pré-processamento. Esta tarefa consiste num tratamento preliminar com o principal objectivo de remover as componentes espúrias dos dados medidos experimentalmente, que contaminam o espectro, dificultando a

interpretação do analista (Filipe Magalhães, Caetano, & Cunha, 2004; Mendes & Oliveira, 2008).

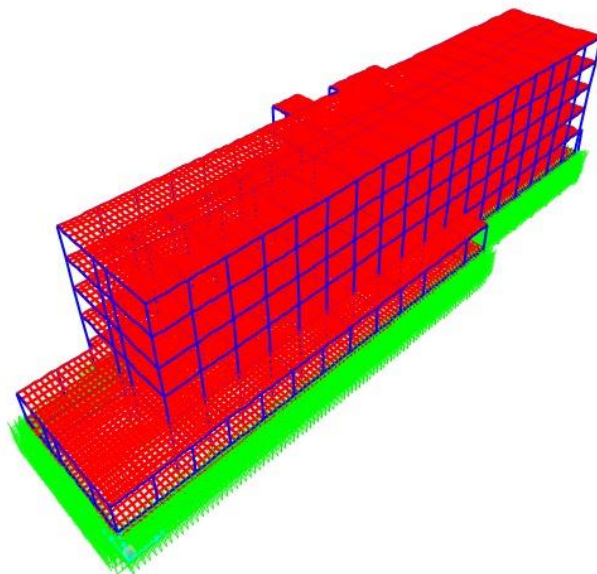
Algumas anomalias encontradas nos sinais de resposta são devidas à baixa relação sinal/ruído, a ruídos intermitentes, à influência da frequência da rede de distribuição da energia eléctrica e a eventuais perdas de sinal.

Para o pré-processamento podem ser implementadas as seguintes operações (Filipe Magalhães, 2004; Mendes & Oliveira, 2008):

- i) Eliminação de tendência – elimina qualquer eventual tendência linear do sinal que poderá introduzir perturbações durante o processamento da informação, através da realização de um ajuste linear à série temporal colhida;
- ii) Aplicação de filtros – permite eliminar, numa série temporal, as componentes do sinal que não sejam intrínsecas da estrutura observada ou que se revelem prejudiciais ou desnecessárias para a análise a desenvolver. Tal pode ser realizado aplicando diversos tipos de filtros (passa-baixo, passa-alto, passa-banda ou elimina-banda);
- iii) Decimação – filtra as séries temporais considerando uma frequência de amostragem inferior, e elimina a informação que não é necessária para a análise. Tem-se, então, uma nova série com um menor número de pontos e, assim, uma nova frequência de Nyquist.

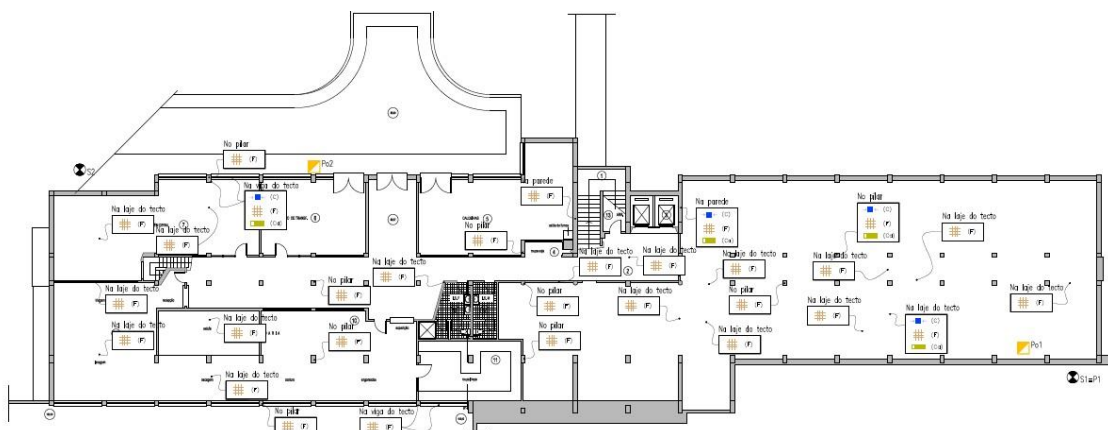
#### 4.4 MODELO NUMÉRICO EM SAP2000

Através do programa SAP2000, desenvolveu-se um modelo tridimensional de elementos finitos preliminar (ver Figura 4.11) para, posteriormente, ser calibrado com base nos resultados obtidos nos ensaios experimentais. O modelo é constituído por 6665 elementos de barra e 20403 elementos de casca, assumindo-se uma continuidade perfeita nas ligações laje-pilar e laje-viga.

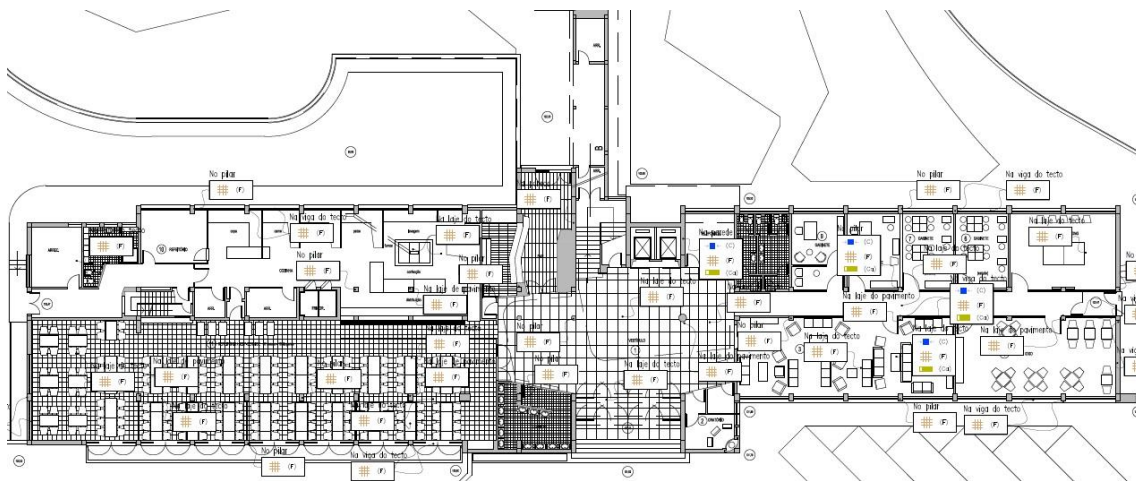


**Figura 4.11** Modelo numérico desenvolvido no SAP2000

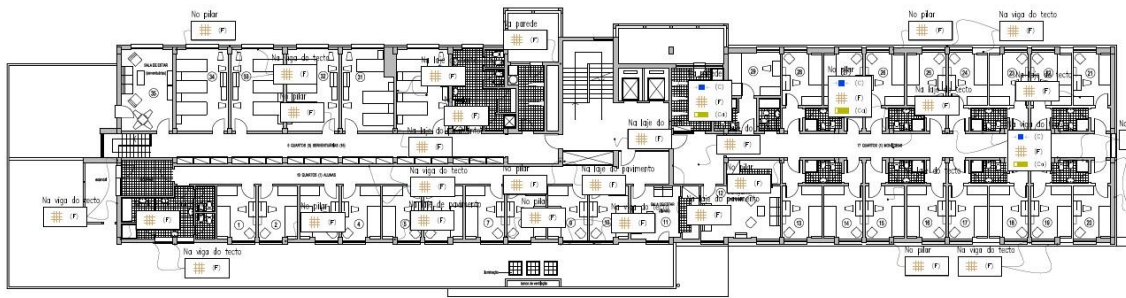
A elaboração deste modelo numérico envolveu o estudo de peças desenhadas das quais apenas se apresenta as seguintes (ver Figura 4.12 a Figura 4.14).



**Figura 4.12** Planta da Cave (Betar, 2011)



**Figura 4.13** Planta do R/C (Betar, 2011)



**Figura 4.14** Planta do 1º Piso (Betar, 2011)

Considerou-se o betão, da classe C25/30, como um material homogéneo e isotrópico de comportamento elástico linear, com um módulo de elasticidade de 30,5 GPa e coeficiente de *Poisson* igual a 0,2.

#### 4.4.1 Calibração do Modelo Numérico

Após o desenvolvimento de um modelo analítico preliminar através das peças desenhadas, elaborou-se um modelo mais apurado de modo a que os primeiros valores das frequências próprias e respectivos modos fossem equivalentes aos resultados correspondentes ao comportamento estrutural identificado experimentalmente.

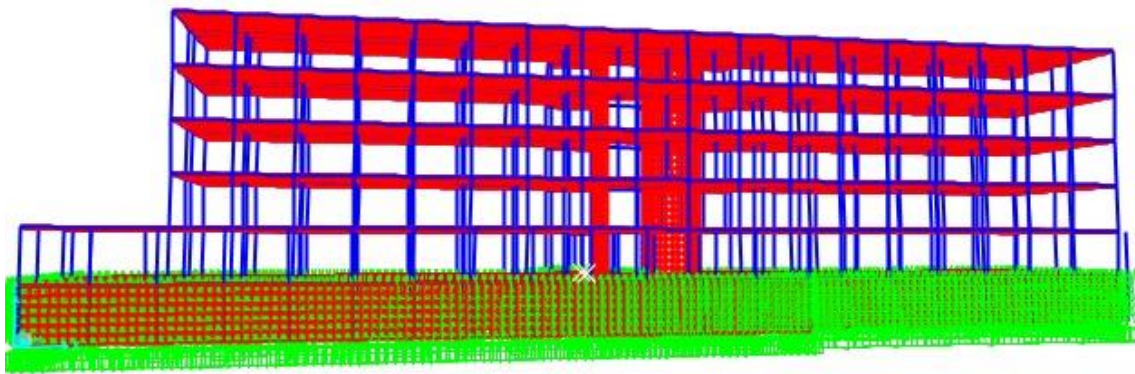
Este novo modelo permitiu simular de forma mais apropriada o comportamento dinâmico do edifício em estudo.

Ao efectuar uma primeira análise dinâmica do modelo de cálculo, verificaram-se valores de frequências naturais mais baixas do que as identificadas experimentalmente revelando, assim, uma rigidez global da estrutura inferior à real.

Tendo isso em conta, tomaram-se algumas medidas de forma a aproximar os resultados do modelo numérico aos resultados experimentais.

Admitiu-se uma espessura média mais adequada à possível existência de lajes aligeiradas e adicionou-se massa ao modelo correspondente às paredes de alvenaria.

Outra medida tomada foi a colocação de molas segundo as 3 direcções x, y e z, no contorno das paredes de contenção da cave de maneira a simular a existência do solo (ver Figura 4.15).



**Figura 4.15** Representação do modelo numérico em SAP2000 em que as molas estão a verde

Calibrado o modelo inicial, obteve-se então um modelo representante das características dinâmicas do edifício em estudo, permitindo a realização de um estudo de avaliação da segurança sísmica (Marques, 2008).

#### 4.5 ANÁLISE E COMPARAÇÃO DE RESULTADOS

Neste subcapítulo pretende-se comparar as frequências naturais e modos de vibração obtidos através do ensaio de vibração ambiental e calculados com o modelo numérico (ver Tabela 4.1).

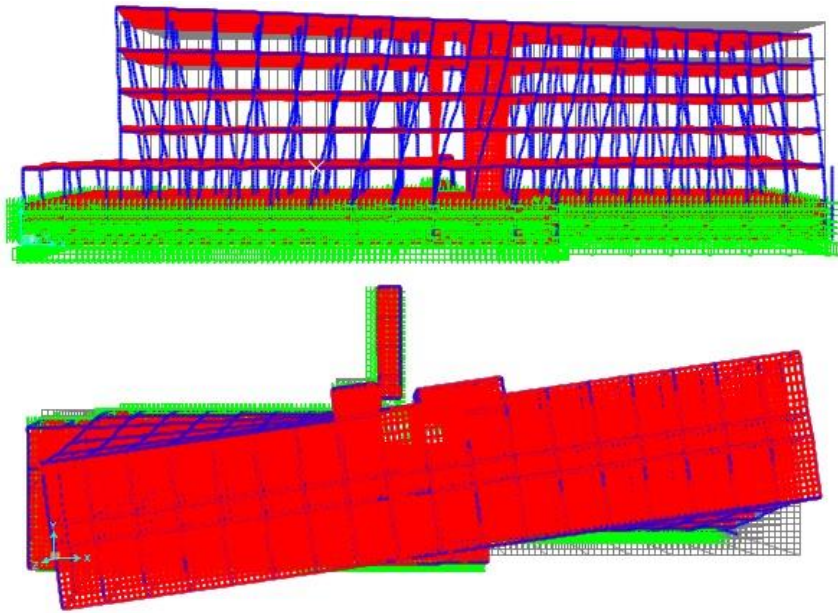
	$f_1(Hz)$	$f_2(Hz)$	$f_3(Hz)$	$f_4(Hz)$
Ensaio (ARTeMIS)	4,277	4,836	6,030	9,449
Modelo 3D (SAP2000)	4,326	4,894	5,978	9,122

**Tabela 4.1** Tabela resumo com as frequências obtidas através do ensaio de vibração ambiental e o modelo 3D em SAP2000

##### 4.5.1 Modos de Vibração Calculados com o SAP2000

Apresenta-se, de seguida, uma sequência de figuras com as configurações modais, tanto em planta como em alçado, e as respectivas frequências naturais, calculadas numericamente com o SAP2000 (ver Figura 4.16 a Figura 4.19).

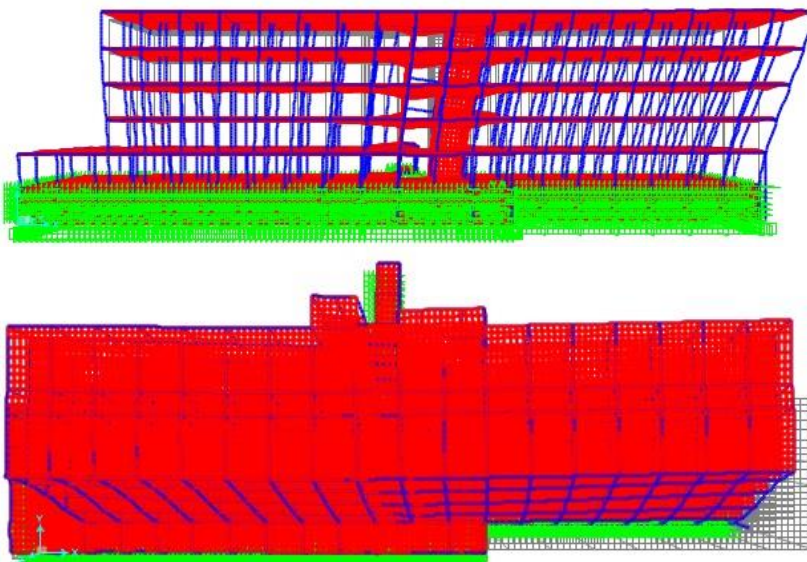
Modo 1



$$f_N = 4,326Hz$$

Figura 4.16 Primeiro modo de vibração obtido com o modelo numérico

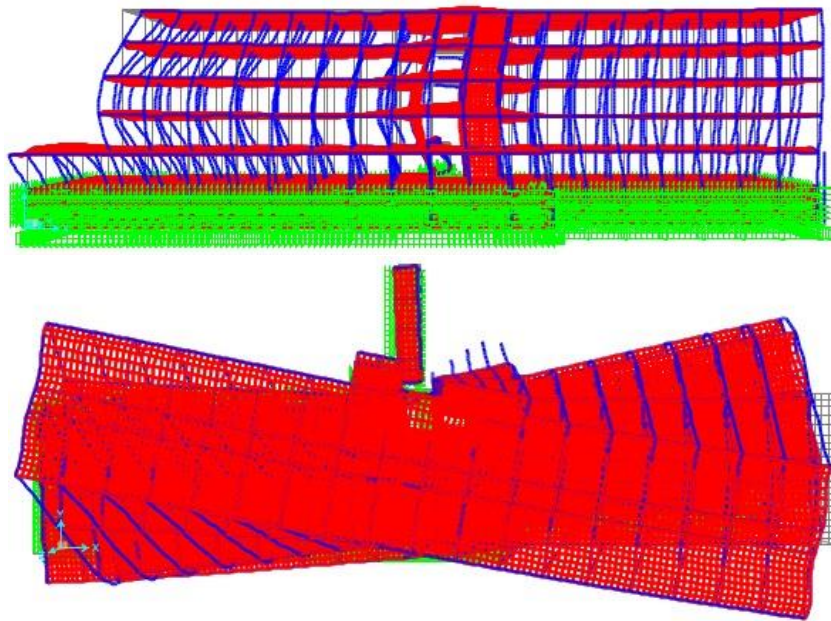
Modo 2



$$f_N = 4,894Hz$$

Figura 4.17 Segundo modo de vibração obtido com o modelo numérico

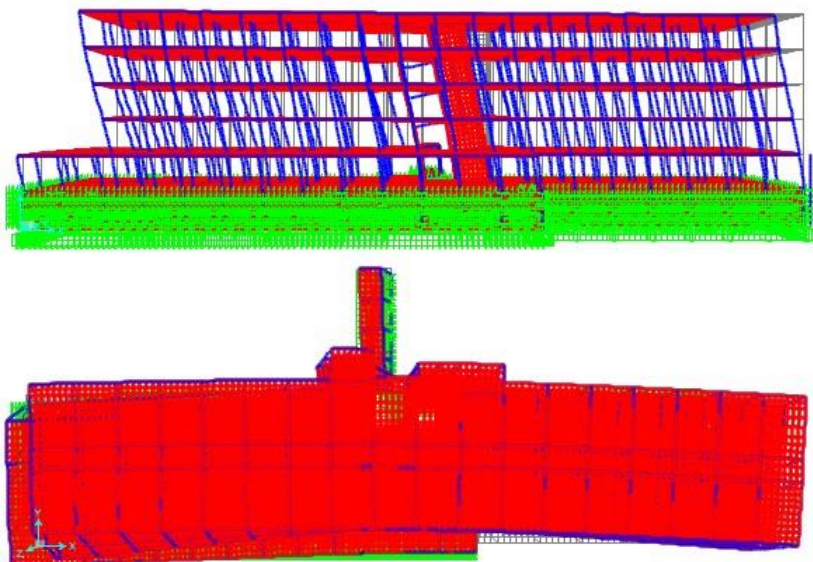
Modo 3



$$f_N = 5,978Hz$$

Figura 4.18 Terceiro modo de vibração obtido com o modelo numérico

Modo 4



$$f_N = 9,122Hz$$

Figura 4.19 Quarto modo de vibração obtido com o modelo numérico

#### 4.5.2 Modos de Vibração Obtidos Experimentalmente

A identificação modal realizou-se utilizando o Método de Decomposição no Domínio da Frequência Melhorado (EFDD), descrito no ponto 3.4.2.3, com recurso ao programa *ARTEMIS Extractor*, do qual se retirou o espectro de valores singulares das densidades espectrais de potência da resposta em aceleração numa escala logarítmica (ver Figura 4.20).

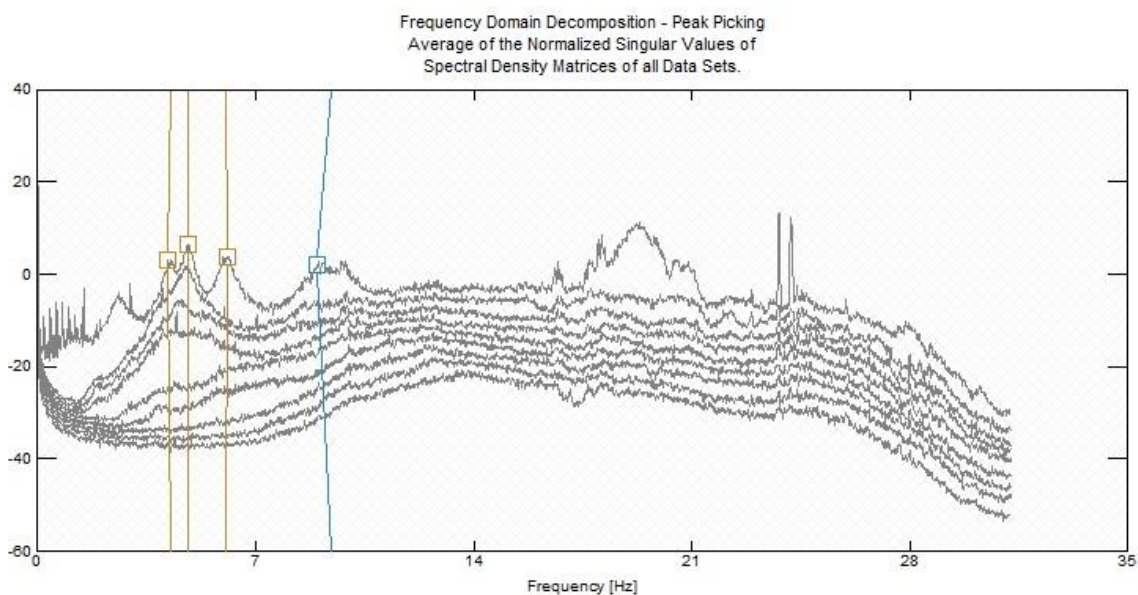
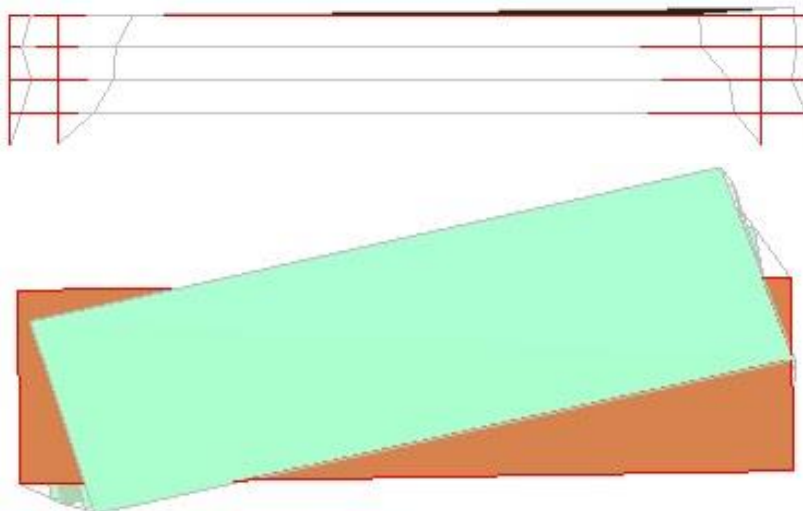


Figura 4.20 Densidade espectral da matriz dos valores singulares

Ilustram-se, de seguida, as configurações modais equivalentes obtidas experimentalmente pelo *ARTEMIS* (ver Figura 4.21 a Figura 4.24).

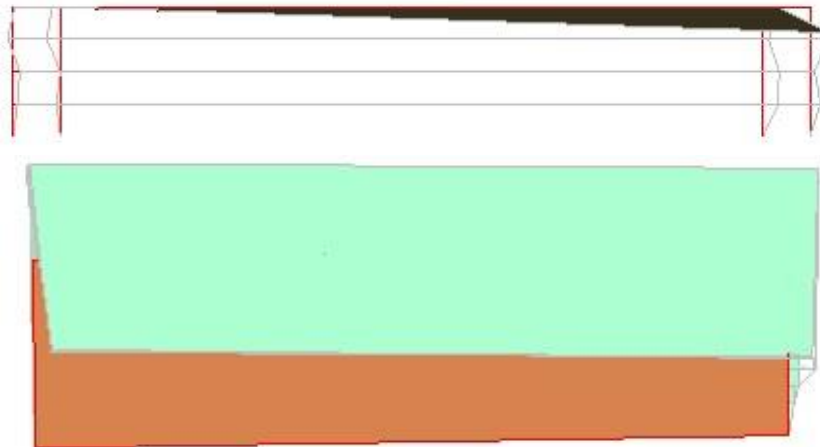
Modo 1



$$f_N = 4,272Hz$$

Figura 4.21 Primeiro modo de vibração obtido experimentalmente

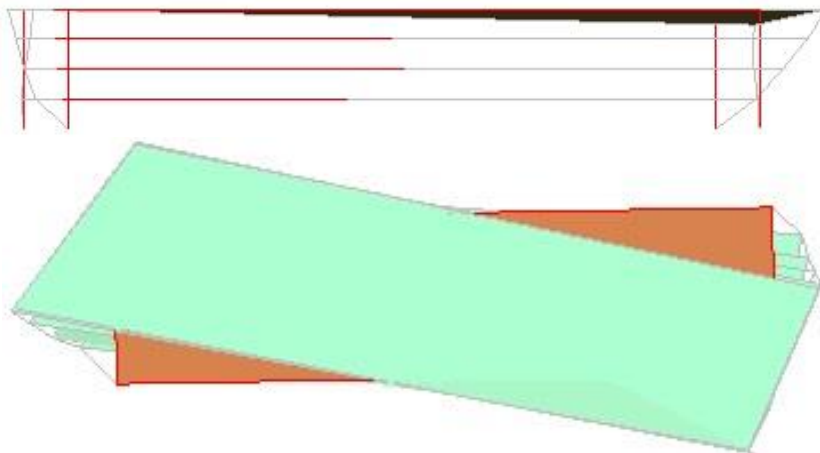
Modo 2



$$f_N = 4,852Hz$$

**Figura 4.22** Segundo modo de vibração obtido experimentalmente

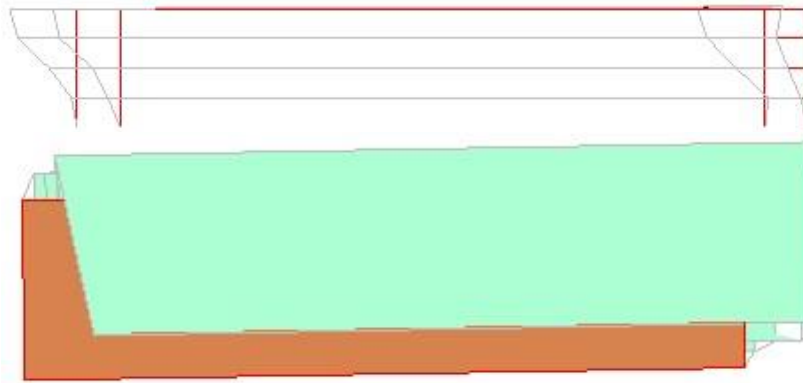
Modo 3



$$f_N = 5,936Hz$$

**Figura 4.23** Terceiro modo de vibração obtido experimentalmente

#### Modo 4



$$f_N = 9,018Hz$$

**Figura 4.24** Quarto modo de vibração obtido experimentalmente

Ao analisar as configurações modais, verifica-se que existem dois modos de torção (primeiro e terceiro modo) e dois modos de translação, o modo 2 segundo o eixo de menor inércia e o modo 4 segundo o eixo de maior inércia.

De um modo geral, os parâmetros modais (configurações dos modos de vibração e frequências naturais) calculados com o modelo numérico revelam aproximações razoáveis em relação aos identificados no ensaio de vibração ambiental.

Observa-se que os valores de frequências naturais calculadas numericamente do 1º, 2º e 3º modos são bastante próximos dos valores obtidos experimentalmente, havendo uma maior diferença no 4º modo. Numa análise mais pormenorizada, verifica-se que existe uma diferença de cerca de 3,6% no modo 4.

Quanto às configurações modais obtidas pelo modelo numérico, também estas têm uma aproximação satisfatória em relação às identificadas experimentalmente. Nota-se apenas uma ligeira diferença no modo 4 (modo de translação segundo o eixo de maior inércia) em planta. Todavia, tanto o alçado como a visualização animada das configurações modais obtidas, numérica e experimentalmente, apresentam uma oscilação semelhante.

### 4.5.3 Estimativas dos Coeficientes de Amortecimentos Modais

O Método de Decomposição no Domínio da Frequência Melhorado (EFDD) permite também a obtenção de estimativas dos coeficientes de amortecimentos modais, os quais se apresentam na Tabela 4.2.

	$\xi_1 (Hz)$	$\xi_2 (Hz)$	$\xi_3 (Hz)$	$\xi_4 (Hz)$
Ensaio (ARTeMIS)	3,550	1,964	3,682	5,398

Tabela 4.2 Estimativas dos coeficientes de amortecimentos modais obtidos experimentalmente

## 4.6 CONSIDERAÇÕES FINAIS

No quarto capítulo fez-se uma descrição do edifício da residência de estudantes da ESEL, indicando tanto as características geométricas como estruturais.

Apresentou-se também o planeamento dos ensaios de vibração ambiental realizados no edifício que permitiu definir as zonas a instrumentar, o equipamento necessário (7 acelerómetros), o número de fases de ensaio (três) e a frequência de amostragem (250 Hz).

De seguida, mostrou-se o modelo numérico, que foi construído respeitando as peças escritas e desenhadas fornecidas pelo Dono de Obra, embora se tenha recorrido a simplificações e ajustes.

Após a realização do ensaio, procedeu-se ao pré-processamento da informação experimental (aplicação de filtros e decimação) e ao processamento em si (aplicação do método de decomposição no domínio da frequência melhorado – *Enhanced FDD Peak Picking*). Posteriormente, os parâmetros modais obtidos experimentalmente foram comparados com os do modelo numérico preliminar.

Com esta comparação verificou-se a necessidade de calibrar o modelo. Uma das hipóteses adoptadas na calibração incidiu na adição de massa correspondente às paredes de alvenaria. Optou-se também pela colocação de molas segundo as 3 direcções (x, y e z) no contorno das paredes de contenção da cave de forma a simular a existência do solo. Por fim, admitiu-se uma espessura média das lajes mais adequada à possível existência de lajes aligeiradas.

As configurações dos modos de vibração revelaram-se semelhantes e as frequências naturais tiveram uma variação máxima de 3,6%. Nesta análise conclui-se que o edifício apresenta maioritariamente modos de vibração com características de torsão.



# **5**

## **CONCLUSÕES E PERSPECTIVAS FUTURAS**

O capítulo final tem como objectivo expor as conclusões conseguidas com a realização deste trabalho e também apresentar sugestões para possíveis estudos e desenvolvimentos futuros tendo por base a análise dinâmica de edifícios de betão armado.

### 5.1 CONCLUSÕES

Esta dissertação aborda uma questão fundamental nos dias de hoje, a reabilitação de edifícios. A importância do tema foi inicialmente demonstrada através da apresentação de uma perspectiva sobre a evolução histórica do edificado em Portugal e sustentada por estatísticas acerca do seu estado de degradação.

Atendendo ao envelhecimento do edificado português e às inerentes necessidades de reparações aos mais diversos níveis, a reabilitação apresenta-se como um segmento da construção com elevada potencialidade para expandir. Neste contexto, uma vez que o território português e, em especial, a cidade de Lisboa, se encontra numa zona de elevado risco sísmico, tentou-se evidenciar a importância em recorrer a adequadas metodologias e técnicas de diagnóstico para avaliar a condição estrutural dos edifícios e, em particular, a sua capacidade de resistência a acções sísmicas.

Os ensaios de vibração ambiental surgem, neste enquadramento, como um método de eleição para caracterizar o comportamento dinâmico de edifícios, na medida em que permitem obter uma boa estimativa dos parâmetros modais (frequências naturais de vibração, coeficientes de amortecimentos modais e configuração dos modos de vibração) e possibilitam ainda a calibração dos modelos de elementos finitos desenvolvidos na fase de projecto.

No entanto, foram também abordadas outras metodologias, as que se considera serem as mais relevantes para a detecção das anomalias estruturais (fendilhação, deformações excessivas, esmagamentos localizados e corrosão) com o objectivo de efectuar um enquadramento geral, no âmbito deste trabalho. Com o mesmo objectivo, apresentou-se uma perspectiva sobre o reforço sísmico,

uma breve evolução histórica da regulamentação de estruturas em Portugal e, por fim, pretendeu-se evidenciar a importância da utilização de modelos numéricos em conjunto com modelos de identificação modal na caracterização do comportamento dinâmico de edifícios, com o objectivo final de avaliar o risco de uma acção sísmica numa estrutura. A acção sísmica depende de vários factores e é definida por espectros de resposta de acelerações na maioria dos programas de cálculo automático.

Para se poder caracterizar o comportamento dinâmico das estruturas foi fundamental aprofundar os principais conceitos da análise dinâmica nas perspectivas do domínio do tempo e do domínio da frequência. Com esse objectivo, foram expostos alguns fundamentos matemáticos da dinâmica de estruturas (modelos com 1 GL e com múltiplos graus) e também as equações em que assenta o Método de Elementos Finitos.

Focou-se a utilização de métodos de identificação modal estocástica para obtenção dos parâmetros modais (frequências naturais, coeficientes de amortecimentos modais e as configurações dos modos de vibração) que caracterizam uma estrutura.

Relativamente ao caso de estudo, desenvolveu-se um modelo numérico preliminar em SAP2000 que permitiu o planeamento dos ensaios realizados no edifício tendo em conta os modos de vibração e a configuração da própria estrutura.

Após o tratamento e processamento da informação experimental (método EFDD), calibrou-se o modelo numérico recorrendo a algumas simplificações e ajustes, nomeadamente na adição de massa correspondente às paredes de alvenaria, na colocação de molas segundo as 3 direcções no contorno das paredes de contenção da cave e na redução da espessura das lajes.

Por último, compararam-se os resultados experimentais com os do modelo numérico, verificando-se uma aproximação razoável entre as frequências naturais e um resultado satisfatório quanto à semelhança das configurações dos modos de vibração. Como a comparação das frequências naturais revelou uma variação máxima de 3,6%, pode-se afirmar que as hipóteses admitidas durante a calibração do modelo são aceitáveis.

## 5.2 PERSPECTIVAS FUTURAS

O presente trabalho apenas reflecte uma parte do que pode ser realizado em termos de análise dinâmica do edifício em estudo, sugerindo-se, então, os possíveis passos a desenvolver no futuro.

Com o modelo de elementos finitos é possível efectuar uma caracterização dinâmica mais exaustiva e realizar estudos de previsão de comportamento. Estes modelos poderão também ser particularmente úteis na definição e quantificação de coeficientes de comportamento.

Propõe-se ainda a posterior avaliação da vulnerabilidade sísmica do edifício através da elaboração de estudos de avaliação da segurança sísmica, ou seja, verificar se a estrutura cumpre os requisitos de segurança sísmica internacionalmente aceites.

Para um maior nível de detalhe, seria também interessante realizar uma avaliação da capacidade resistente elemento a elemento – pilares, vigas, lajes e fundações – de acordo com Eurocódigo 8 “Dimensionamento de Estruturas com Resistência Sísmica”, Parte 3 “Avaliação e Reforço de Edifícios”.

Este último passo pode conduzir ao procedimento de uma técnica de reabilitação.



## BIBLIOGRAFIA

- ADN. (2013). *Arquitectura e Design. ADN*. Retrieved September 20, 2013, from <http://www.adn.pt/#/2/21/5>
- Aguiar, J., Cabrita, A. M., & Appleton, J. (1997). *Guião de Apoio à Reabilitação de Edifícios Habitacionais Vol. 2* (3<sup>a</sup> ed., p. 253). Lisboa: LNEC.
- Andrade, H. (2011). *Caracterização de Edifícios Antigos - Edifícios "Gaioleiros."* Faculdade de Ciências e Tecnologia - Universidade Nova.
- A-Sul. (2011). *Reabilitar a Custo Zero*. Retrieved April 01, 2013, from <http://a-sul.blogspot.pt/2011/07/reabilitar-custo-zero.html>
- Azevedo, F. M. (2003). *Método dos Elementos Finitos. FEUP - Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto*.
- Baptista, M. A., Mendes, P., Costa, A. C., Afilhado, A., Silva, P., & Oliveira, C. S. (2004). *Análise Experimental para Obtenção das Características Dinâmicas do Edifício da Portugal Telecom no Parque das Nações, 2*, 1–9.
- Betar. (2011). *Levantamento estrutural das residências de estudantes da ESEL. Levantamento estrutural das residências de estudantes da ESEL*.
- Cabrita, A. (2011). *Apresentação do Guia para a Reabilitação do Centro Histórico de Viseu. CM Viseu*. Retrieved April 01, 2013, from <http://cm-viseu.pt/guiareabcentrohistorico/capitulo7/index.php?pag=10>
- Cabrita, A., Aguiar, J., & Appleton, J. (1993). *Manual de Apoio à Reabilitação dos Edifícios do Bairro Alto. LNEC* (pp. 125–129). Lisboa: LNEC.
- Castilho, A., Gonçalves, J., Oliveira, L., Magalhães, M., João, M., & Teles, P. (2009). *Reabilitação de edifícios: As patologias mais frequentes e as técnicas de reabilitação. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto*.

- Chaves, A. (2009). *Patologia e Reabilitação de Revestimentos de Fachadas*. Escola de Engenharia - Universidade do Minho.
- Chopra. (1995). *Dynamics Of Structures-Theory And Applications To Earthquake Engineering*. (Electronic Publish Services, Ed.). Prentice Hall.
- Clough, R. W., & Joseph, P. (2003). *Dynamics of structures*. (Computers&Structures, Ed.) (3rd ed.).
- ClubeRaízes. (2011). 1 de Novembro de 1755 – Terramoto em Lisboa. *Clube Raízes*. Retrieved May 14, 2013, from <http://clube11raizes.wordpress.com/2011/10/31/1-de-novembro-de-1755-terramoto-em-lisboa/>
- Cóias, V. (2009). *Inspecções e Ensaios na Reabilitação de Edifícios*. IST Press (2<sup>a</sup> ed.). Lisboa: IST Press.
- Cóias, V. (2010). A Reabilitação do Edificado de Lisboa e o Risco Sísmico. *Reabilitar 2010 - Encontro Nacional*, 1–17.
- Costa, Aníbal. (1989). *Análise sísmica de estruturas irregulares*. FEUP - Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Costa, António. (2009). Patologia do Betão Armado: Anomalias e Mecanismos de Deterioração. *IST*.
- CSIBerkeley. (2013). COMPUTERS AND STRUCTURES, INC. Retrieved April 22, 2013, from <http://www.csiberkeley.com/sap2000>
- Cunha, Á., Caetano, E., Magalhães, F., & Moutinho, C. (2006). From input-output to output-only modal identification of civil engineering structures, 1–22.
- Cunha, Á., Caetano, E., Magalhães, F., & Moutinho, C. (2012). Monitorização dinâmica e identificação estrutural de pontes e estruturas de grande vão. *Jornadas Sul Americanas de Engenharia Estrutural*, (1).

- EERI. (2004). Reinforced Concrete Moment Frame Building without Seismic Details. *Earthquake Engineering Research Institute & International Association for Earthquake Engineering*. Retrieved March 26, 2013, from <http://www.world-housing.net/whereport1view.php?id=100108>
- Farinha, M. B. (2009). Reabilitação de edifícios: Patologias de edifícios. *ISEL*, 1–9.
- Fernandes, J. A. (2008). Reabilitação de Edifícios - Dashofer. Retrieved April 03, 2013, from <http://reabilitacaodeedificios.dashofer.pt/?s=modulos&v=capitulo&c=12059>
- Friedman, D. (2013). Inspectapedia. Retrieved March 25, 2013, from <http://inspectapedia.com/>
- Gentile, C., & Gallino, N. (2008). Ambient vibration testing and structural evaluation of an historic suspension footbridge. *Advances in Engineering Software*, 39(4), 356–366. doi:10.1016/j.advengsoft.2007.01.001
- Gentile, C., & Saisi, a. (2007). Ambient vibration testing of historic masonry towers for structural identification and damage assessment. *Construction and Building Materials*, 21(6), 1311–1321. doi:10.1016/j.conbuildmat.2006.01.007
- Gouveia, J. (2013). Socarotes. Retrieved April 03, 2013, from <http://socarotes.blogspot.pt/>
- Grants, E. E. A. (2010). Reabilitação Sustentável para Lisboa. *Lisboa e-nova*, 27.
- Guerreiro, L. (2010). Definição da Acção Sísmica. *Instituto Superior de Engenharia de Lisboa*, 1–8.
- Guerreiro, L. (2011). Engenharia Sísmica de Pontes: Acção sísmica. *IST - Instituto Superior Técnico*.

- INE. (2012). Parque Habitacional em Portugal : Evolução na última década 2001-2011. *Destaque: Instituto Nacional de Estatística - Censos 2011*, 1–10.
- Jácome, C., & Martins, J. (2005). Reabilitação Identificação e Tratamento de Patologias em Edifícios. *Universidade Fernando Pessoa, Série Reab.*
- João, F. (2007). *Análise da influência das características da acção sísmica nas exigências de ductilidade Engenharia Civil. Instituto Superior Técnico.* Instituto Superior Técnico.
- JRoma. (2012). Esclerómetros Digitais e Analógicos. *JRoma.*
- LNEC. (n.d.). Engenharia Sísmica. *LNEC*. Retrieved April 24, 2013, from [http://www-ext.lnec.pt/LNEC/museuvirtual/sismos\\_instalacoes.html](http://www-ext.lnec.pt/LNEC/museuvirtual/sismos_instalacoes.html)
- LNEC. (1985). 1º Encontro sobre Conservação e Reabilitação de Edifícios de Habitação. *LNEC*.
- LNEC. (2005). Resistência e vulnerabilidade sísmica dos edifícios. *Departamento de Estruturas - Núcleo de Engenharia Sísmica e Dinâmica de Estruturas.* Retrieved September 04, 2013, from <http://www-ext.lnec.pt/LNEC/DE/NESDE/divulgacao/vulnerabilidade.html>
- LNEC. (2013). Eurocódigos publicados. *LNEC*, 1–7.
- Lobo, L. (2012). JRoma. Retrieved April 03, 2013, from <http://www.jroma.pt/fissurometros.htm>
- Magalhães, F, Cunha, A., & Caetano, E. (2007). Ensaio Dinâmicos de Viadutos Ferroviários : Automatização de Procedimentos de Ensaio e Processamento. *Mecânica Experimental*, 1–11.
- Magalhães, Filipe. (2004). Identificação modal estocástica para validação experimental de modelos numéricos. *FEUP - Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.*

- Magalhães, Filipe, Caetano, E., & Cunha, Á. (2004). Desenvolvimento de software em matlab para identificação modal de pontes sob acções ambientais. *6º Congresso Nacional de Sismologia e Engenharia Sísmica*.
- Marques, A. I. M. (2008). *Comportamento dinâmico de edifícios de betão armado sem dimensionamento sismo-resistente*. ISEL - Instituto Superior de Engenharia de Lisboa. ISEL.
- Mendes, P. (2012a). Dinâmica de Estruturas. *ISEL - Instituto Superior de Engenharia de Lisboa*.
- Mendes, P. (2012b). *Ensaio de Vibração Ambiental - Relatório Preliminar*. Instituto Superior de Engenharia de Lisboa.
- Mendes, P., & Oliveira, S. (2008). Análise Dinâmica de Estruturas: Utilização Integrada de Modelos de Identificação Modal e Modelos de Elementos Finitos. *LNEC*.
- Mendes, P., Oliveira, S., Guerreiro, L., Baptista, M. A., & Costa, A. C. (2004). 13 th World Conference on Earthquake Engineering: Dynamic Behaviour of Concrete Dams - Monitoring and Modeling. *13th World Conference on Earthquake Engineering*, (2126), 1–9.
- Miguel, N. (2004). *Identificação Dinâmica e Análise do Comportamento Sísmico de um Quarteirão Localizado na Cidade da Horta – Ilha do Faial*. FEUP - Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Moura, A. (2010). Patologias em Sistemas de Pintura. *Consultoria e Análise*. Retrieved March 27, 2013, from <http://www.consultoriaeanalise.com/2010/10/patologias-em-sistemas-de-pintura.html>
- Neves, F. (2013). Sociedade Portuguesa de Engenharia Sísmica. *Sociedade Portuguesa de Engenharia Sísmica*. Retrieved September 03, 2013, from <https://sites.google.com/site/spessismica/>

- NP EN 1990. (2009). NP EN 1990: 2009 Eurocódigo – Bases para o projecto de estruturas. *Instituto Português da Qualidade*.
- NP EN 1998-1. (2010). NP EN 1998-1: Eurocódigo 8 - Projecto de Estruturas para resistência aos sismos. Parte 1: Regras gerais, acções sísmicas e regras para edifícios. *Instituto Português da Qualidade*, 1.
- NP EN 206. (2007). NP EN 206 – Betão- Parte 1: Especificação, desempenho, produção e conformidade. *Instituto Português da Qualidade*.
- Oliveira, C. S., Costa, A., Coelho, E., Costa, P. T., & Bairrão, R. (2012). A Segurança Sísmica na Reabilitação de Edifícios. *Pedra & Cal*, 53, 6–9.
- Oliveira, S. (2011). Equações Fundamentais da Mecânica dos Sólidos. *ISEL - Instituto Superior de Engenharia de Lisboa*, 2, 2–4.
- Oz - Diagnóstico. (2013). [www.oz-diagnostico.pt](http://www.oz-diagnostico.pt). Retrieved from [http://www.oz-diagnostico.pt/\\_pt/layout.asp?area=3000&subarea=](http://www.oz-diagnostico.pt/_pt/layout.asp?area=3000&subarea=)
- Paiva, J., Aguiar, J., & Pinho, A. (2006). *Guia Técnico de Reabilitação Habitacional* (1ª ed., p. 759). Lisboa: LNEC.
- PDIG. (2013). PDIG. Retrieved March 25, 2013, from <http://www.pdig.pt/>
- Pipa, M. (2009). Evolução da Regulamentação de Estruturas em Portugal. In *LNEC - Encontro Técnico-Científico “O Papel dos Laboratórios de Estado na Investigação e Desenvolvimento em Engenharia Civil no Âmbito da CPLP.”* Lisboa.
- REBAP. (1985). Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-esforçado.
- Ren, W.-X., Zatar, W., & Harik, I. E. (2004). Ambient vibration-based seismic evaluation of a continuous girder bridge. *Engineering Structures*, 26(5), 631–640. doi:10.1016/j.engstruct.2003.12.010
- Ribeira, A. (2011). Fotos Antigas de Cidades do Mundo. Retrieved April 08, 2013, from <http://www.skyscrapercity.com/showthread.php?t=1236241&page=5>

- Rodrigues, J. (2004). Identificação Modal Estocástica Métodos de Análise e Aplicações em Estruturas de Engenharia Civil. *Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto*.
- Sousa, M., & Carvalho, E. (2000, October). Levantamento do Parque Habitacional de Portugal Continental para o estudo da sua vulnerabilidade sísmica com base nos Censos-91. *LNEC*. Lisboa.
- TravellingMyself. (2013). Travelingmyself. Retrieved from <http://www.travelingmyself.com/2013/05/31/burj-khalifa-dubai-uae/>
- Trindade, N. (2012). Técnicas de Reabilitação de Construções no Técnico. *EngenhariaCivil.com*. Retrieved March 26, 2013, from <http://www.engenhariacivil.com/tecnicas-reabilitacao-construcoes-tecnico>
- Varum, H., Costa, A. G., & Jrc, E. (2005). Reforço Sísmico do Património Edificado em Betão. *2º Seminário - A Intervenção no Património. Práticas de Conservação e Reabilitação*, 1–22.
- Vaz, T. (2013). Comportamento de Estruturas de Edifícios e Pontes: Tipificação de Danos. *ISEL*.
- Wikipedia. (2013). Ponte Akashi-Kaikyo. Retrieved October 13, 2013, from [http://pt.wikipedia.org/wiki/Ponte\\_Akashi-Kaikyo](http://pt.wikipedia.org/wiki/Ponte_Akashi-Kaikyo)