



UNIVERSIDADE TÉCNICA DE LISBOA
INSTITUTO SUPERIOR TÉCNICO

ANÁLISE SÍSMICA DE UM EDIFÍCIO ANTIGO EM ALVENARIA DE PEDRA

Ana Filipa das Neves Rodrigues Marques Couto Salvado
(Licenciada em Engenharia Civil)

Dissertação elaborada no Laboratório Nacional de Engenharia Civil
para a obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil pelo Instituto Superior
Técnico no âmbito do protocolo de cooperação com o LNEC

Orientadora: Doutora Ema Paula de Montenegro Ferreira Coelho
Co-orientador: Professor Doutor João José Rio Tinto de Azevedo

Júri

Presidente: Professor Doutor José Manuel Matos Noronha da Câmara
Vogais: Professora Doutora Rita Nogueira Leite Pereira Bento
Doutora Ema Paula de Montenegro Ferreira Coelho
Professor Doutor João José Rio Tinto de Azevedo

Fevereiro de 2009

AGRADECIMENTOS

O presente trabalho foi elaborado no Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC) e destina-se à obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil, pelo Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa.

Embora sendo um trabalho individual, a sua concretização não seria possível sem a ajuda e contribuição de diversas pessoas e entidades, pelo que expresso aqui os meus agradecimentos.

Sendo este trabalho realizado no LNEC e enquadrado no projecto de investigação “Redução da vulnerabilidade sísmica de edifícios antigos em alvenaria” (POCI/ECM/61671/2004), agradeço ao LNEC pelo acolhimento e disponibilização de meios essenciais à realização deste trabalho.

À minha orientadora, Doutora Ema Coelho, Chefe do Núcleo de Engenharia Civil e Dinâmica de Estruturas do Departamento de Estruturas do LNEC, que deu todo o seu apoio, espírito crítico, disponibilidade, amizade e incentivo sem o qual tudo teria sido impossível.

Ao Professor João Azevedo, como co-orientador desta tese no Instituto Superior Técnico, pela disponibilidade demonstrada no acompanhamento do trabalho.

Ao Engenheiro Alfredo Campos Costa, investigador principal do LNEC, pela sua sempre pronta ajuda.

Ao Engenheiro Paulo Candeias, pela permanente ajuda através de todo o tipo de esclarecimentos, sempre com boa disposição, mesmo em momentos de inconveniência ou outra ocupação.

A todos os meus colegas do LNEC, pela sua ajuda e partilha de experiências.

Por último, a nível pessoal, deixo também um agradecimento a todos os meus amigos e família, em especial ao Tiago, Teresa e Manuel que sempre me apoiaram e cujo incentivo foi indispensável à concretização deste trabalho.

RESUMO

As deficiências de várias construções antigas no que diz respeito à sua resistência sísmica, têm levado a inúmeras catástrofes.

O trabalho de investigação que se apresenta consistiu na construção de modelos numéricos representativos do comportamento sísmico de uma tipologia de edifícios antigos em alvenaria de pedra vulgarmente designados por “gaioleiros”, de forma a simular resultados experimentais obtidos em ensaios sísmicos de modelos representativos dos edifícios em questão.

O principal objectivo do trabalho foi a simulação do comportamento experimental com recurso a modelos numéricos simplificados, baseados na definição prévia da distribuição dos danos na estrutura, e capazes de reproduzir de forma satisfatória o comportamento global deste tipo de edifícios.

Numa primeira fase, o modelo físico foi idealizado com recurso a um modelo numérico tridimensional (modelo contínuo) com o qual se realizaram sucessivas análises dinâmicas lineares, com ajuste das propriedades mecânicas nas zonas com dano localizado.

De seguida foi construído um modelo numérico plano simplificado, representativo de uma fachada do edifício (modelo de macroelementos) e realizada uma análise estática não linear (*pushover*) de forma a estimar a curva de capacidade da estrutura do edifício no plano da fachada.

Por último foi efectuada a avaliação sísmica do edifício em estudo com base em critérios de desempenho, através da comparação de parâmetros da resposta representativos do desempenho estimado para a estrutura sujeita a vários níveis de intensidade da acção sísmica, com valores limite correspondentes a diferentes níveis de desempenho, a fim de verificar se a estrutura cumpria o objectivo básico de desempenho.

Com este estudo concluiu-se que o modelo contínuo tridimensional consegue reproduzir muito razoavelmente o primeiro ensaio experimental, embora, como seria de esperar dado que se trata de um modelo linear, à medida que se avança nos ensaios vão surgindo alguns desfazamentos entre os valores obtidos experimental e numericamente. Quanto ao modelo plano de macroelementos, verificou-se que este conseguiu reproduzir, de forma satisfatória, o comportamento global da estrutura no plano das fachadas, confirmando-se assim o interesse e aplicabilidade este tipo de modelos.

Palavras-Chave:

Comportamento sísmico
Alvenaria de pedra
Edifício gaioleiro
Pushover
Curva de capacidade

ABSTRACT

The shortcomings of several old buildings with regard to seismic resistance, have led to numerous disasters.

The research work presented consisted in the construction of numerical models representing the seismic behaviour of a class of old stone masonry buildings commonly called "gaioleiros", to simulate experimental results obtained from seismic tests of representative models of the buildings in question.

The main objective of this study was to simulate the experimental behaviour using simplified numerical models, based on prior definition of the distribution of damage in the structure, and able to satisfactorily reproduce the overall behaviour of such buildings.

In a first phase, the structure has been idealized using a 3D numerical model (continuous model) with which successive linear dynamic analysis were performed, with adjustment of the mechanical properties in damaged regions.

Afterwards a simplified numerical model representative of the building facade (model based on macroelements) was used to perform a nonlinear static analysis (pushover) in order to estimate the capacity curve of the building structure in the plane of the facades.

Finally a performance based seismic assessment of the building has been carried out, through the comparison of response parameters representing the expected performance for the structure subjected to various levels of intensity of seismic action, with threshold values corresponding to different levels of performance, with the aim of verifying whether the structure met the basic objective of performance.

The results of this study have shown that the continuous 3D model is able to reproduce reasonably the first experimental test, although, as expected since it is a linear model, for higher intensities some discrepancies appeared between the values obtained experimentally and numerically. In what regards the plan model based on macroelements, it was found to successfully reproduce in a satisfactory manner, the overall behaviour of the structure along the plane of the facades, thereby confirming the importance and applicability of such models.

Keywords:

Seismic behaviour

Stone masonry buildings

Pushover

Capacity curve

SÍMBOLOS

SÍMBOLO	UNIDADES	DESCRIÇÃO
a	m/s^2	Aceleração
A	m^2	Área
$[C]$	%	Matriz de amortecimento
C_A	g	Coefficiente sísmico igual à aceleração de pico
C_V	g	Coefficiente sísmico para períodos de 1s
$D_{relativa}$	Adimensional	Diferença relativa
e	m	Espessura
E	Pa	Módulo de elasticidade
f	Hz	Frequência
F	N	Força
f_d	Pa	Tensão de compressão
f_{vd}	Pa	Tensão de corte
G	Pa	Módulo de rigidez
$G_{xx}(f)$	m^2/s^3	Densidade espectral de potência
h	m	Altura eficaz do nembo
k	Adimensional	Coefficiente de compressão
K	N/m	Rigidez
$[K]$	N/m	Matriz de rigidez
ko	Adimensional	Factor de modificação do coeficiente de amortecimento
l	m	Largura
L	m	Comprimento
m	Kg	Massa
M	N.m	Momento
$[M]$	Kg	Matriz de massa
p	N	Carga aplicada
PF	Adimensional	Contribuição do modo de vibração no deslocamento
Sa	g	Aceleração espectral
Sd	m	Deslocamento espectral
SRa	Adimensional	Factor de redução espectral
t	s	Tempo
T	s	Período
v	m/s	Velocidade
V	N	Força de corte
Vo	m^3	Volume
W	N	Peso
$X(f,T)$	Unidades Arbitrárias	Transformada de Fourier

SÍMBOLOS GREGOS

SÍMBOLO	UNIDADES	DESCRIPÇÃO
α_1	Adimensional	Coefficiente de massa modal efectiva
δ	m	Deslocamento
ε	Adimensional	Extensão
ϕ	rad	Rotação
γ_m	Adimensional	Factor de segurança
λ	Adimensional	Factor de escala
μ	Adimensional	Coefficiente de fricção
ρ	Kg/m ³	Massa específica
σ	Pa	Tensão
σ_0	Pa	Tensão inicial
ν	Adimensional	Coefficiente de Poisson
ξ	Adimensional	Coefficiente de relação geométrica
ζ	%	Coefficiente de amortecimento

SUBSCRITOS E SOBRESCRITOS

SÍMBOLO	DESCRIÇÃO
$()^d$	<i>Diagonal cracking</i>
$()^s$	<i>Sliding shear</i>
$()_1$	1º Modo de vibração
$()_A$	Região de aceleração constante
$()_{base}$	Base do edifício
$()_e$	Elástico
$()_{eq}$	Equivalente
$()_{exp}$	Experimental
$()_{final}$	Final
$()_{inicial}$	Inicial
$()_{lin}$	Linear
$()_m$	Modelo
$()_{max}$	Máximo
$()_{num}$	Numérico
$()_p$	Protótipo
$()_r$	Retorno
$()_{topo}$	Topo do edifício
$()_{total}$	Total
$()_u$	Último
$()_V$	Região de velocidade constante
$()_y$	Ponto y

ÍNDICE

AGRADECIMENTOS	I
RESUMO	III
ABSTRACT	IV
SÍMBOLOS	V
SÍMBOLOS GREGOS	VI
SUBSCRITOS E SOBRESCRITOS	VII
ÍNDICE	VIII
ÍNDICE DE TABELAS	XI
1. INTRODUÇÃO	1
1.1. ENQUADRAMENTO DO TEMA	1
1.2. OBJECTIVOS	4
2. MODELOS EXPERIMENTAIS	7
2.1. GEOMETRIA DO MODELO	7
2.2. CARACTERÍSTICAS DOS MATERIAIS	11
2.3. CONSTRUÇÃO DOS MODELOS.....	12
2.4. INSTRUMENTAÇÃO E AQUISIÇÃO DE DADOS	13
2.5. DISPOSITIVO DE ENSAIO.....	14
2.6. RESULTADOS DOS ENSAIOS DE IDENTIFICAÇÃO MODAL	16
2.7. TÉCNICAS DE REFORÇO.....	19
3. MÉTODOS PARA IDENTIFICAÇÃO DE DANOS	21
4. MODELOS NUMÉRICOS	25
4.1. ANÁLISE DINÂMICA LINEAR	26
4.1.1. <i>MODELAÇÃO DO EDIFÍCIO EM ESTUDO</i>	26
4.1.2. <i>DISCUSSÃO DOS RESULTADOS OBTIDOS</i>	32
4.2. ANÁLISE ESTÁTICA NÃO LINEAR	39
4.2.1. <i>EXEMPLOS DE MODELAÇÕES USADAS ANTERIORMENTE</i>	39
4.2.2. <i>VALIDAÇÃO DO MODELO PROPOSTO</i>	40
4.2.3. <i>MODELAÇÃO DO EDIFÍCIO EM ESTUDO</i>	41
4.2.3.1 Modelo Estrutural.....	42
4.2.3.2 Hipóteses de Cálculo	45
4.2.3.3 Curva de Capacidade.....	46
4.2.4. <i>DISCUSSÃO DOS RESULTADOS OBTIDOS</i>	52
4.2.5. <i>COMPARAÇÕES COM OUTRO MODELO NUMÉRICO</i>	55
5. AVALIAÇÃO SÍSMICA DA ESTRUTURA	59
5.1. MÉTODO ATC40.....	59
5.1.1. <i>CURVA DE CAPACIDADE DA ESTRUTURA</i>	59
5.1.2. <i>CASUALIDADE SÍSMICA</i>	62
5.1.3. <i>ESPECTRO DE SOLICITAÇÃO</i>	64
5.1.4. <i>RESPOSTA DA ESTRUTURA</i>	65
5.2. CRITÉRIOS DE AVALIAÇÃO SÍSMICA	66
5.3. ESTADOS LIMITE DE DANO	69
5.4. ACÇÃO SÍSMICA	70
5.5. CÁLCULO DA RESPOSTA.....	72
5.6. ANÁLISE DA RESPOSTA.....	74
6. CONCLUSÕES E TRABALHO FUTURO	77
7. BIBLIOGRAFIA	79

ÍNDICE DE FIGURAS

FIGURA 1-1 – EXEMPLO DE UM EDIFÍCIO GAIOLEIRO [CANDEIAS ET AL. 2008]	2
FIGURA 2-1 – GEOMETRIA DO MODELO 0 [CANDEIAS, 2008]	9
FIGURA 2-2 – CORTES NA ESTRUTURA DO PAVIMENTO [CANDEIAS, 2008]	10
FIGURA 2-3 – GEOMETRIA DA MOLDURA DAS PORTAS [CANDEIAS ET AL., 2008]	10
FIGURA 2-4 – VISTA DA COFRAGEM UTILIZADA NA CONSTRUÇÃO DAS PAREDES RESISTENTES COLOCADA SOBRE A LAJE REUTILIZÁVEL EM BETÃO ARMADO [CANDEIAS, 2008]	12
FIGURA 2-5 – VIGAS DENTEADAS COLOCADAS AO LONGO DA FACE INTERIOR DAS EMPENAS ONDE ASSENTAM OS BARROTES DO PAVIMENTO [CANDEIAS, 2008]	13
FIGURA 2-6 – ASPECTO FINAL DO MODELO 0 ANTES DA REALIZAÇÃO DOS ENSAIOS [CANDEIAS, 2008]	13
FIGURA 2-7 – INSTRUMENTAÇÃO DOS VÁRIOS MODELOS COM ACELERÓMETROS [CANDEIAS, 2008]	14
FIGURA 2-8 – DISPOSITIVO DE ENSAIO [CANDEIAS, 2008]	15
FIGURA 2-9 – ESPECTROS DE RESPOSTA REGULAMENTARES MAJORADOS PARA O PROTÓTIPO [LNEC, 2007] E PARA O MODELO [CANDEIAS, 2008]	16
FIGURA 2-10 – EVOLUÇÃO DAS FREQUÊNCIAS DE VIBRAÇÃO IDENTIFICADAS NO MODELO 0 [CANDEIAS, 2008]	17
FIGURA 2-11 – RESPOSTA MODAL DO MODELO 0 [CANDEIAS, 2008]	18
FIGURA 4-1 – ASPECTO DO MODELO NUMÉRICO TRIDIMENSIONAL (SAP2000 v.11 [COMPUTERS AND STRUCTURES INC., 2005])	28
FIGURA 4-2 – REGISTO DOS DANOS ENCONTRADOS NOS ENSAIOS EXPERIMENTAIS DO MODELO 0 [CANDEIAS, 2008]	29
FIGURA 4-3 – SINAIS IMPOSTOS NA BASE DOS MODELOS NUMÉRICOS SEGUNDO AS DIRECÇÕES NS E EW NO 1º ENSAIO DO MODELO 0	31
FIGURA 4-4 – SINAIS IMPOSTOS NA BASE DOS MODELOS NUMÉRICOS SEGUNDO AS DIRECÇÕES NS E EW NO 2º ENSAIO DO MODELO 0	31
FIGURA 4-5 – SINAIS IMPOSTOS NA BASE DOS MODELOS NUMÉRICOS SEGUNDO AS DIRECÇÕES NS E EW NO 3º ENSAIO DO MODELO 0	31
FIGURA 4-6 – SINAIS IMPOSTOS NA BASE DOS MODELOS NUMÉRICOS SEGUNDO AS DIRECÇÕES NS E EW NO 4º ENSAIO DO MODELO 0	32
FIGURA 4-7 – SINAIS IMPOSTOS NA BASE DOS MODELOS NUMÉRICOS SEGUNDO AS DIRECÇÕES NS E EW NO 5º ENSAIO DO MODELO 0	32
FIGURA 4-8 – FREQUÊNCIAS DE VIBRAÇÃO NUMÉRICAS E EXPERIMENTAIS AO LONGO DOS VÁRIOS ENSAIOS	33
FIGURA 4-9 – DIFERENÇAS RELATIVAS ENTRE FREQUÊNCIAS EXPERIMENTAIS E NUMÉRICAS PARA CADA ENSAIO DO MODELO 0	34
FIGURA 4-10 – 1º ENSAIO – COMPARAÇÃO ENTRE A RESPOSTA DA ESTRUTURA EXPERIMENTAL E NUMÉRICA NO PONTO AN1.1	35
FIGURA 4-11 – 2º ENSAIO – COMPARAÇÃO ENTRE A RESPOSTA DA ESTRUTURA EXPERIMENTAL E A NUMÉRICA NO PONTO AN1.1	36
FIGURA 4-12 – 3º ENSAIO – COMPARAÇÃO ENTRE A RESPOSTA DA ESTRUTURA EXPERIMENTAL E NUMÉRICA NO PONTO AN1.1	36
FIGURA 4-13 – 4º ENSAIO – COMPARAÇÃO ENTRE A RESPOSTA DA ESTRUTURA EXPERIMENTAL E NUMÉRICA NO PONTO AN1.1	37
FIGURA 4-14 – 5º ENSAIO – COMPARAÇÃO ENTRE A RESPOSTA DA ESTRUTURA EXPERIMENTAL E NUMÉRICA NO PONTO AN1.1	37
FIGURA 4-15 – 1º ENSAIO – COMPARAÇÃO ENTRE A RESPOSTA DA ESTRUTURA EXPERIMENTAL E NUMÉRICA NO PONTO AN1.1 COM O SINAL IMPOSTO À BASE DO MODELO	38
FIGURA 4-16 – MECANISMOS DE ROTURA DE UM MACROELEMENTO DE ALVENARIA [MAGENES ET AL., 1995], [MAGENES ET AL., 1997]: (A) <i>ROCKING</i> ; (B) <i>SLIDING SHEAR</i> ; (C) <i>DIAGONAL CRACKING</i>	40
FIGURA 4-17 – (A) CURVA PADRÃO DA FORÇA <i>VERSUS</i> DESLOCAMENTO DO SAP2000 v.11 PARA O ELEMENTO DE RÓTULA PLÁSTICA [COMPUTERS AND STRUCTURES INC. 2005]; (B) E (C): COMPORTAMENTO, RESPECTIVAMENTE, PARA O NEMBO INTEIRO E PARA A RÓTULA PLÁSTICA CORRESPONDENTE [PASTICIER ET AL., 2007]; (D) E (E): COMPORTAMENTO, RESPECTIVAMENTE, PARA O LINTEL INTEIRO E PARA A RÓTULA PLÁSTICA CORRESPONDENTE [PASTICIER ET AL., 2007]	43
FIGURA 4-18 – FACHADA DO EDIFÍCIO EM ANÁLISE (SAP200 v.11 [COMPUTERS AND STRUCTURES INC., 2005])	47
FIGURA 4-19 – LOCALIZAÇÃO DAS RÓTULAS PLÁSTICAS PARA AS ANÁLISES 1 E 2	48

FIGURA 4-20 – COMPORTAMENTO DOS LINTÉIS E RESPECTIVAS RÓTULAS PLÁSTICAS DO MODELO NUMÉRICO	50
FIGURA 4-21 – COMPORTAMENTO DOS NEMBOS EXTERIORES E RESPECTIVAS RÓTULAS PLÁSTICAS DO MODELO NUMÉRICO	50
FIGURA 4-22 – COMPORTAMENTO DOS NEMBOS INTERIORES E RESPECTIVAS RÓTULAS PLÁSTICAS DO MODELO NUMÉRICO	51
FIGURA 4-23 – CURVAS DE CAPACIDADE PARA UMA DISTRIBUIÇÃO UNIFORME E PARA UMA DISTRIBUIÇÃO MODAL DE FORÇAS APLICADAS À ESTRUTURA	51
FIGURA 4-24 – COMPARAÇÃO DAS CURVAS DE CAPACIDADE OBTIDAS NUMERICAMENTE (DA ANÁLISE 1 E DA ANÁLISE 2) COM AS CURVAS DE CAPACIDADE OBTIDAS EXPERIMENTALMENTE	52
FIGURA 4-25 – MECANISMOS DE COLAPSO DA ANÁLISE NUMÉRICA 1 PARA CADA UMA DAS DUAS DISTRIBUIÇÕES DE FORÇAS	53
FIGURA 4-26 – MECANISMOS DE COLAPSO DA ANÁLISE NUMÉRICA 2 PARA CADA UMA DAS DUAS DISTRIBUIÇÕES DE FORÇAS	53
FIGURA 4-27 – SEQUÊNCIA DE FORMAÇÃO DE RÓTULAS PLÁSTICAS NA ANÁLISE NUMÉRICA 1.....	54
FIGURA 4-28 – ESTADO DE DANO DO MODELO 0, CORRESPONDENTE A UM DESLOCAMENTO DE TOPO DE 1% DA ALTURA DO MODELO E QUANDO APLICADA UMA DISTRIBUIÇÃO DE FORÇAS MODAL [CANDEIAS, 2008]	56
FIGURA 4-29 – CURVAS DE CAPACIDADE OBTIDAS NUMERICAMENTE	56
FIGURA 5-1 – CONVERSÃO DA CURVA DE CAPACIDADE DE COORDENADAS FORÇA-DESLOCAMENTO GLOBAL EM COORDENADAS ESPECTRAIS [ATC, 1996]	60
FIGURA 5-2 – REPRESENTAÇÃO BI-LINEAR DA CURVA DE CAPACIDADE [ATC, 1996]	61
FIGURA 5-3 – CONVERSÃO DO ESPECTRO DE RESPOSTA S_a VERSUS T NO FORMATO S_a VERSUS S_d [ATC, 1996]	64
FIGURA 5-4 – REPRESENTAÇÃO DA DESCRIÇÃO DOS PONTOS 1 A 5 DO PROCESSO ITERATIVO PARA A DETERMINAÇÃO DA RESPOSTA DA ESTRUTURA [ATC, 1996].....	65
FIGURA 5-5 – OBJECTIVOS ESPECÍFICOS DE DESEMPENHO [SEAO, 1995]	68
FIGURA 5-6 – OBJECTIVO BÁSICO DE DESEMPENHO EM TERMOS DOS ESTADOS LIMITE DE [EC8, 2004]	68
FIGURA 5-7 – LOCALIZAÇÃO DOS ESTADOS LIMITES DE DANO NA CURVA DE CAPACIDADE.....	70
FIGURA 5-8 – SISMO OCASIONAL – ESPECTRO DE RESPOSTA DAS ACÇÕES TIPO 1 E TIPO 2 PARA UMA PROBABILIDADE DE EXCEDÊNCIA DE 50% EM 50 ANOS (PERÍODO DE RETORNO DE 73 ANOS) [CAMPOS COSTA <i>ET AL.</i> , 2008A].....	70
FIGURA 5-9 – SISMO RARO – ESPECTRO DE RESPOSTA DAS ACÇÕES TIPO 1 E TIPO 2 PARA UMA PROBABILIDADE DE EXCEDÊNCIA DE 10% EM 50 ANOS (PERÍODO DE RETORNO DE 475 ANOS) [CAMPOS COSTA <i>ET AL.</i> , 2008A].....	71
FIGURA 5-10 – SISMO MUITO RARO – ESPECTRO DE RESPOSTA DAS ACÇÕES TIPO 1 E TIPO 2 PARA UMA PROBABILIDADE DE EXCEDÊNCIA DE 5% EM 50 ANOS (PERÍODO DE RETORNO DE 975 ANOS) [CAMPOS COSTA <i>ET AL.</i> , 2008A].....	71
FIGURA 5-11 – ESPECTROS DE RESPOSTA DAS ACÇÕES SÍSMICAS TIPO 1 PARA O EDIFÍCIO EM ESTUDO E PARA OS PERÍODOS DE RETORNO DE 73, 475 E 975 ANOS	72
FIGURA 5-12 – CURVA DE CAPACIDADE E ESPECTROS DE RESPOSTA DAS ACÇÕES SÍSMICAS EM ANÁLISE	73
FIGURA 5-13 – RESPOSTA DA ESTRUTURA PARA VÁRIOS NÍVEIS DE INTENSIDADE DA ACÇÃO SÍSMICA ..	75

ÍNDICE DE TABELAS

TABELA 2-1 – FACTORES DE ESCALA PARA SATISFAÇÃO DA LEI DE SEMELHANÇA DE CAUCHY	8
TABELA 2-2 – COMPOSIÇÃO DE 1M ³ DE ARGAMASSA DO MODELO 0 [CANDEIAS, 2008]	11
TABELA 2-3 – RESULTADOS DOS ENSAIOS A PROVETES DE ARGAMASSA DO MODELO 0 [CANDEIAS, 2008]	11
TABELA 2-4 – FREQUÊNCIAS DE VIBRAÇÃO EXPERIMENTAIS IDENTIFICADAS NO MODELO 0 [CANDEIAS, 2008]	16
TABELA 2-5 – COEFICIENTES DE AMORTECIMENTO MODAL NO MODELO 0 [CANDEIAS, 2008]	18
TABELA 4-1 – PROPRIEDADES MECÂNICAS DOS MATERIAIS DO MODELO 0 A APLICAR NO MODELO NUMÉRICO	27
TABELA 4-2 – CARACTERÍSTICAS DOS ELEMENTOS (DE BARRA) ESTRUTURAIS A APLICAR NO MODELO NUMÉRICO	27
TABELA 4-3 – CARACTERÍSTICAS DOS ELEMENTOS (DE SUPERFÍCIE) ESTRUTURAIS A APLICAR NO MODELO NUMÉRICO	27
TABELA 4-4 – MÓDULOS DE ELASTICIDADE AJUSTADOS DA ARGAMASSA NOS MODELOS NUMÉRICOS REPRESENTATIVOS DOS ENSAIOS EXPERIMENTAIS DO MODELO 0	30
TABELA 4-5 – FREQUÊNCIAS E RESPECTIVOS MODOS DE VIBRAÇÃO OBTIDOS NA ANÁLISE NUMÉRICA E PARA CADA ENSAIO DO MODELO 0	30
TABELA 4-6 – PROPRIEDADES MECÂNICAS DA ALVENARIA DE PEDRA UTILIZADAS NA ANÁLISE NUMÉRICA	46
TABELA 4-7 – SECÇÕES DOS ELEMENTOS DO MODELO NUMÉRICO	47
TABELA 4-8 – RESULTADOS OBTIDOS	49
TABELA 4-9 – RESULTADOS DOS LIMITES ELÁSTICOS E ÚLTIMOS PARA LINTÉIS E NEMBOS	49
TABELA 5-1 – TIPOS DE COMPORTAMENTO ESTRUTURAL [ATC, 1996]	62
TABELA 5-2 – FACTOR DE MODIFICAÇÃO DO COEFICIENTE DE AMORTECIMENTO VISCOZO EQUIVALENTE [ATC, 1996]	62
TABELA 5-3 – VALORES MÍNIMOS DOS FACTORES DE REDUÇÃO ESPECTRAL [ATC, 1996]	65
TABELA 5-4 – DEFINIÇÃO DOS NÍVEIS DE DESEMPENHO SÍSMICO [SEAOC, 2005]	67
TABELA 5-5 – RESULTADOS OBTIDOS PARA OS LIMITES DOS ESTADOS DE DANO	69
TABELA 5-6 – RESPOSTA DA ESTRUTURA PARA OS VÁRIOS SISMOS ACTUANTES	73

1. INTRODUÇÃO

1.1. ENQUADRAMENTO DO TEMA

A preservação do património edificado, nomeadamente dos edifícios antigos, é de grande relevância hoje em dia, especialmente quando esse património se localiza em regiões onde o risco sísmico é considerado elevado.

Esses edifícios antigos são, na sua origem, construídos com uma resistência sísmica insuficiente ou mesmo inexistente, levando a uma vulnerabilidade sísmica elevada.

Assim, as questões relacionadas com segurança sísmica de construções antigas e com a sua reabilitação são de grande interesse quer em Portugal quer a nível internacional.

A avaliação da segurança de uma construção antiga em relação à acção dos sismos é uma tarefa complexa, devido à dificuldade em aplicar modelos numéricos adequados à sua estrutura.

Por outro lado, os regulamentos estruturais existentes, foram preparados para projectar edifícios novos e a sua aplicação em estruturas antigas, nomeadamente em alvenaria de pedra, tem de ser efectuada com algumas adaptações [Sísmica, 2004].

Analisando o parque habitacional português, verifica-se que uma das tipologias que apresenta grande vulnerabilidade sísmica é a vulgarmente designada por gaioleiro.

A sua construção desenvolveu-se durante o século XIX e início do século XX, principalmente na cidade de Lisboa. Aí foram construídos inúmeros bairros habitacionais que permanecem até aos nossos dias.

Apresenta-se na Figura 1-1 um exemplo do tipo de construção de um edifício gaioleiro.

Este tipo de edifícios resultou do abandono das técnicas construtivas implementadas na reconstrução da cidade de Lisboa depois do sismo de 1755, sendo assim introduzidas várias alterações nos sistemas estruturais e construtivos.

Como exemplos dessas alterações, destacam-se o aumento do número de pisos por edifício (e consequentemente da sua altura), que passaram a atingir cinco a seis pisos acima do solo, e a alteração da gaiola pombalina, onde alguns elementos de solidarização horizontal das paredes-mestras tendiam a desaparecer [Pinho, 2000].

Na sua generalidade os edifícios possuem paredes em alvenaria de pedra de razoável a má qualidade, com pisos em madeira e contraventamentos fracos [Silva, 2001], existindo registos

de um elevado número destes edifícios que colapsaram durante a sua construção [Pinho, 2000].



Figura 1-1 – Exemplo de um edifício gaioleiro [Candeias *et al.* 2008]

As paredes exteriores desta tipologia são constituídas, na sua maioria por alvenaria de pedra irregular e com uma argamassa de solidarização.

As paredes interiores são normalmente de tabique e de espessura reduzida, embora alguns edifícios apresentem paredes de maior espessura em alvenaria de pedra. Podem ser classificadas em três categorias, independentemente de apresentarem diferente constituição conforme a sua localização no edifício:

- Paredes-mestras – constituídas por alvenaria de pedra irregular, argamassadas com argila, encontram-se na fachada principal e posterior com uma espessura entre 90cm (no r/c) e 50cm (no ultimo piso);
- Paredes resistentes – constituídas por tijolo maciço, encontram-se nos alçados laterais e em volta dos saguões, em alguns casos no interior dos edifícios, apresentam uma espessura entre 15cm e 30cm;
- Paredes interiores – constituídas por tabique de madeira, são mais frequentemente utilizadas nos pisos superiores e apresentam uma espessura média de 15cm.

Os pavimentos dos edifícios mais antigos são em madeira, sendo a sua estrutura constituída por barrotes também de madeira que assentam directamente nas paredes por meio de entregas pequenas e encontram-se dispostos no sentido do menor vão.

As fundações são geralmente muito superficiais e constituídas por caboucos cheios de alvenaria de pedra rija, com espessura aproximadamente do dobro das paredes e com profundidade suficiente para permitir encontrar terreno firme.

Ao nível do solo as paredes interiores são normalmente consideradas como resistentes, descarregando sempre directamente nas fundações, mas à medida que se avança em altura, estas tornam-se divisórias leves.

Devido a estas características, considera-se que esta tipologia é de fraca qualidade construtiva e conseqüentemente, de elevada vulnerabilidade sísmica [Appleton, 2001].

No final desta época, os edifícios possuem maiores áreas e desenvolvem-se também em profundidade. Assim aparecem os saguões, localizados na zona central do edifício ou na zona das empenas através de reentrâncias, que permitem a iluminação e o arejamento das zonas interiores [Pinho, 2000].

Por volta de 1920 este tipo de construção foi abandonado com o aparecimento do betão armado. Verifica-se que durante o período de transição aparecem as estruturas mistas em alvenaria de pedra e betão.

Ainda hoje, esta tipologia de edifícios (com os referidos processos construtivos) constitui uma parte significativa no parque habitacional Português.

Actualmente, existem em Portugal Continental e Ilhas 1.824.3821 edifícios em alvenaria de pedra que representam cerca de 58% do edificado total [Sousa *et al.*, 2003], e na sua maioria, encontram-se em mau estado de conservação.

Tendo em conta os factores acima referidos e com o objectivo de aumentar a segurança dos seus ocupantes e da população em geral, é extremamente importante estudar novas soluções que contribuam para a segurança e bem-estar de todos (através de reforço e reabilitação).

Essas soluções passam por reforçar estruturalmente esta tipologia de edifícios que tanto preocupa os técnicos portugueses.

Se a tudo isto acrescentarmos que Portugal se encontra numa zona de elevado risco sísmico (embora a perigosidade sísmica seja moderada, podem ocorrer sismos muito intensos) torna-se então mais urgente que o reforço estrutural inclua obrigatoriamente reforço sísmico.

Face à observação do sucedido em sismos anteriores, destacam-se como principais factores que influenciam o seu mau comportamento sísmico, a fraca qualidade da alvenaria, a insuficiência de contraventamentos, as espessuras reduzidas das paredes e sua distribuição em planta, a sua quantidade também reduzida e a sua fraca resistência, a elevada altura de pé direito, as empenas grandes, as fundações deficientes, telhados e ornamentos de fachada pesados [Silva, 2001].

Por outro lado, a capacidade das paredes de resistir aos esforços actuantes e de absorver as deformações impostas, a capacidade das ligações entre os vários elementos estruturais e não estruturais em garantir a integridade do conjunto e a flexibilidade dos pavimentos, são factores que influenciam o desempenho sísmico desta tipologia.

A elevada massa das paredes de alvenaria durante a acção sísmica, e a conseqüente força de inércia, contribuem para que os factores enumerados anteriormente sejam de todo importantes

para a resposta do edifício, pois destes depende a capacidade de transmissão dos esforços às fundações e também da dissipação da energia introduzida pelo sismo.

É também importante que a distribuição das paredes no edifício seja adequada em todas as direcções, pois a acção sísmica pode actuar em qualquer direcção.

Na análise das paredes consideram-se habitualmente duas situações: uma em que a acção sísmica actua no plano das paredes (onde as dimensões da parede e o tipo de alvenaria constituem um factor fundamental); e outra em que a acção sísmica actua perpendicularmente ao plano da parede (onde a flexibilidade dos pavimentos e resistência das ligações determinam a transmissão de esforços para as paredes resistentes).

A integridade do edifício, se estiver assegurado o funcionamento das ligações e a transmissão correcta de esforços, depende da capacidade que a alvenaria de pedra tem de resistir à acção sísmica e também da sua capacidade de deformação.

A alvenaria, embora tenha uma aceitável resistência à compressão, apresenta deficiente resistência à tracção. O seu comportamento mecânico é adequado para resistir a acções verticais, mas não é apropriado para as acções horizontais, associadas principalmente ao corte.

Por outro lado as aberturas, nas fachadas, para portas e janelas, reduzem a área da parede conduzindo à flexão dos lintéis (elementos horizontais compreendidos entre aberturas) e dos nembos (elementos verticais compreendidos entre aberturas).

Expostos os principais factores que conduzem à elevada vulnerabilidade sísmica desta tipologia procura-se, com este trabalho, reproduzi-los nos modelos a ensaiar e também nos modelos numéricos a elaborar.

A todos esses factores, acresce o mau estado de conservação dos edifícios e as alterações a que foram sujeitos ao longo do tempo, que no entanto não serão considerados nos modelos experimentais e numéricos, pois são características particulares de cada edifício.

1.2. OBJECTIVOS

Com este trabalho pretende-se dar mais atenção á alvenaria de pedra, dado o vasto património de Portugal e o pouco conhecimento e estudos realizados sobre este assunto, nomeadamente no que respeita a edifícios correntes.

Este estudo assenta na construção de modelos numéricos que simulam o comportamento de modelos experimentais construídos e ensaiados anteriormente e representativos de uma tipologia de edifícios antigos em alvenaria de pedra vulgarmente designada por “gaioleiro”.

O principal objectivo será a construção de modelos numéricos simplificados que consigam reproduzir de forma satisfatória o comportamento global desta tipologia de edifícios podendo assim ser utilizados correntemente.

Para tal foi utilizado o programa de cálculo automático SAP2000 v.11 [Computers and Structures Inc., 2005].

Um modelo experimental, construído e ensaiado anteriormente, será numa primeira fase, transposto para modelos numéricos tridimensionais simplificados (modelos de elementos finitos), para realização de sucessivas análises dinâmicas lineares tentando simular no seu conjunto uma análise dinâmica não linear. Serão ajustadas, em cada ensaio, as propriedades mecânicas das zonas com dano localizado.

Numa segunda fase, será transposto para um modelo numérico plano simplificado representativo de uma fachada do edifício em estudo (modelo de macrolementos) para a realização de uma análise estática não linear (*pushover*) de forma a estimar a sua envolvente da resposta dinâmica e compará-la com os resultados experimentais.

Por fim será efectuada uma avaliação sísmica ao edifício em estudo através da comparação do desempenho da estrutura para vários níveis de intensidade de acção sísmica, com os limites estabelecidos para os níveis de desempenho correspondentes.

Pretende-se assim contribuir para um melhor conhecimento do comportamento estrutural desta tipologia e para a redução de perdas face aos sismos através de uma correcta reabilitação e reforço.

2. MODELOS EXPERIMENTAIS

Com o objectivo de aumentar o conhecimento da vulnerabilidade sísmica dos edifícios gaioleiros, foi elaborado um programa experimental que através de vários ensaios na plataforma sísmica triaxial do LNEC, com cinco modelos representativos de uma tipologia destes edifícios, pretendia avaliar a sua vulnerabilidade e testar a eficácia de três soluções de reforço [Candeias, 2008].

Os modelos ensaiados procuravam reproduzir os aspectos mais relevantes do comportamento dos edifícios “gaioleiros” quando sujeitos a acções sísmicas.

O comportamento sísmico é influenciado pela geometria do edifício e pelas características dos diversos materiais utilizados na sua construção.

Dada a dificuldade em reproduzir nos modelos, não foram contemplados, alguns pormenores que podem afectar o comportamento, como a variação da espessura das paredes em altura, a existência de soalhos e de tabiques interiores e a concentração de massas ao nível dos pisos.

Os modelos procuram simular adequadamente a influência que a flexibilidade dos pavimentos, as ligações entre pavimentos e paredes, e os nembos, introduzem no comportamento sísmico destes edifícios.

Foram construídos cinco modelos, dos quais dois não foram reforçados, de forma a estimar o comportamento dos protótipos originais. Os restantes três modelos foram reforçados por meio de diferentes técnicas, de forma a determinar as alterações introduzidas no desempenho dos protótipos.

O presente estudo refere-se apenas ao modelo 0, não reforçado. A descrição detalhada dos restantes quatro modelos encontra-se em [Candeias, 2008].

2.1. GEOMETRIA DO MODELO

Os modelos têm paredes resistentes exteriores, quatro pisos e cobertura, possuem duas fachadas com aberturas distribuídas regularmente e os ensaios foram realizados em modelos em correspondência directa com o protótipo de edifício isolado.

A plataforma sísmica triaxial do LNEC, onde foram ensaiados os modelos, mede 4,6m×5,6m e tem uma capacidade máxima de cerca de quarenta toneladas [LNEC, 2006].

Dado que as dimensões e a massa dos protótipos são superiores à capacidade da plataforma sísmica, os modelos a ensaiar têm de ter uma escala reduzida. A utilização deste tipo de

modelos em ensaios dinâmicos obriga ao cumprimento de leis de semelhança [Carvalho, 1998], resultando as propriedades geométricas, físicas e mecânicas dos modelos da combinação de uma lei de semelhança com factores de escala aplicados àquelas propriedades utilizadas na construção dos modelos. Atendendo às dimensões em causa e à natureza dinâmica dos fenómenos envolvidos, foi adoptada a lei de semelhança de Cauchy, um factor de escala de 1:3 e um material com o mesmo módulo de elasticidade e massa específica, pelo que as relações entre os vários parâmetros de interesse são os apresentados na Tabela 2-1.

PARÂMETRO	SÍMBOLO	FACTOR DE ESCALA
Comprimento	L	$L_p/L_m = \lambda = 3$
Módulo de elasticidade	E	$E_p/E_m = e = 1$
Massa específica	ρ	$\rho_p/\rho_m = \rho = 1$
Área	A	$\lambda^2 = 9$
Volume	V_o	$\lambda^3 = 27$
Massa	m	$\lambda^3 = 27$
Deslocamento	δ	$\lambda = 3$
Velocidade	v	1
Aceleração	a	$\lambda^{-1} = 1/3$
Peso	W	$\lambda^2 = 9$
Força	F	$\lambda^2 = 9$
Momento	M	$\lambda^3 = 27$
Tensão	σ	1
Extensão	ε	1
Tempo	t	$\lambda = 3$
Frequência	f	$\lambda^{-1} = 1/3$

Tabela 2-1 – Factores de escala para satisfação da lei de semelhança de Cauchy

[Candeias, 2008]

Depois da aplicação destes factores de escala, os modelos apresentam a geometria dada na Figura 2-1.

Os pisos dos modelos são constituídos por uma estrutura de madeira, construída com barrotes de madeira de pinho dispostos na menor dimensão do modelo em planta.

Para se evitar a utilização de vigas com uma secção transversal de pequenas dimensões em consequência da aplicação directa do factor de escala, optou-se por agrupa-las em conjuntos de três obtendo-se assim barrotes com uma secção transversal de 0,100m×0,075m espaçados de 0,250m. A ligação dos barrotes às paredes de alvenaria é realizada por apoio simples em vigas de madeira denteadas salientes das paredes onde encaixam os barrotes. A ligação

destas vigas às paredes é efectuada por meio de varões roscados que as apertam contra a parede com a ajuda de tacos de madeira colocados no lado exterior.

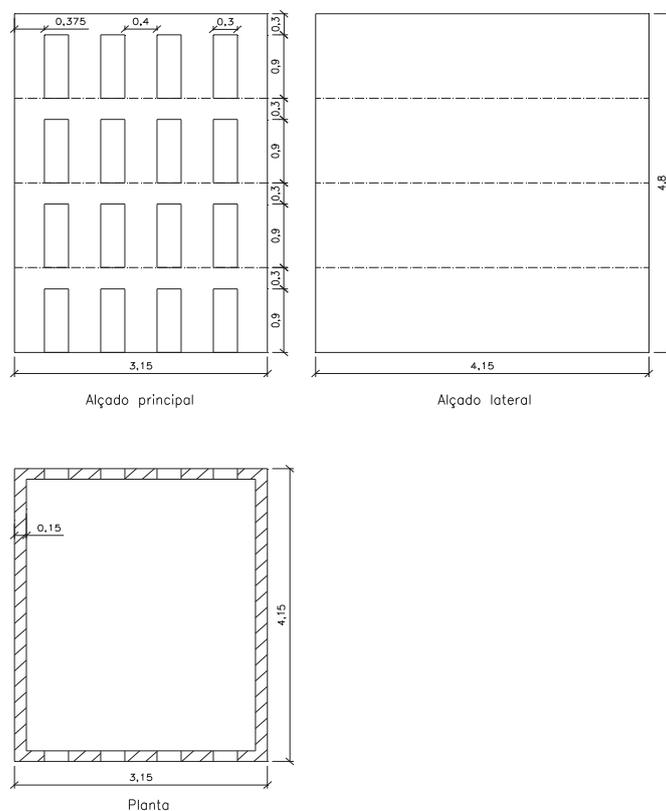


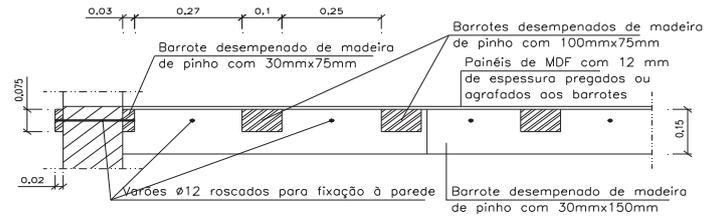
Figura 2-1 – Geometria do Modelo 0 [Candeias, 2008]

O pavimento é simulado através de painéis de MDF com 0,012m de espessura pregados aos barrotes. Para simular a flexibilidade do pavimento os painéis são cortados em peças com cerca de 0,570m×1,050m.

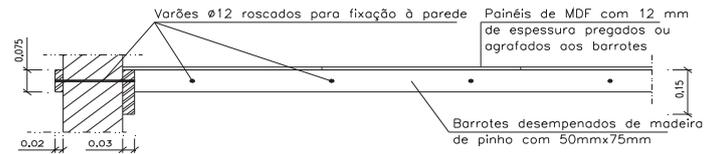
Apresenta-se na Figura 2-2 os cortes de definição da estrutura do pavimento.

Neste modelo 0, foram utilizadas molduras de madeira nas janelas que resultaram da vontade inicial de simular o melhor possível os protótipos mas acabaram por ser abandonadas nos modelos seguintes em virtude da fendilhação que provocavam nos lintéis durante a preparação do modelo.

Essas molduras são constituídas por aros em madeira de pinho com uma espessura de 2,0cm e largura igual à espessura da parede conforme se apresenta na Figura 2-3.



Corte AA'



Corte BB'

Figura 2-2 – Cortes na estrutura do pavimento [Candeias, 2008]

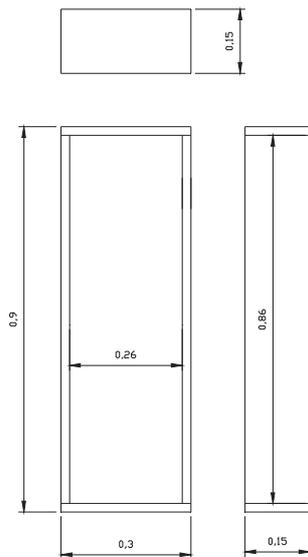


Figura 2-3 – Geometria da moldura das portas [Candeias *et al.*, 2008]

2.2. CARACTERÍSTICAS DOS MATERIAIS

As paredes resistentes foram construídas com uma argamassa preparada para o efeito, cujas características simulam o comportamento das paredes de alvenaria dos protótipos, à semelhança do que foi feito em ensaios anteriores sobre nembos isolados [Campos Costa *et al.*, 2001a], [Campos Costa *et al.*, 2001b] e [Campos Costa *et al.*, 2001c].

Encontra-se na Tabela 2-2 a composição da argamassa utilizada na construção do modelo 0.

COMPONENTES
1476kg de areia (Módulo de finura ~1,8)
150kg de cimento Portland (42,5)
35kg de bentonite
340l de água limpa
Bettor Glenium 27

Tabela 2-2 – Composição de 1m³ de argamassa do modelo 0 [Candeias, 2008]

Foram realizados ensaios sobre provetes cúbicos dessa argamassa para caracterização das suas propriedades mecânicas e apresentam-se na Tabela 2-3 os resultados obtidos.

MODELO 0	
Número de provetes	2
E (GPa)	~0,75
ρ (kN/m ³)	1909,5
f_d (MPa)	~0,70

Tabela 2-3 – Resultados dos ensaios a provetes de argamassa do modelo 0 [Candeias, 2008]

O peso total estimado para o modelo 0, com base na massa específica da argamassa utilizada e em valores médios daquela grandeza para as vigas de madeira (580kg/m³) e painéis de MDF (760kg/m³) é de 174,6kN.

2.3. CONSTRUÇÃO DOS MODELOS

A construção dos modelos foi realizada sobre lajes reutilizáveis de betão armado, projectadas para o efeito, que têm dimensões de 4,40m×4,90m×0,20m.

O peso estimado para as lajes, com base nas propriedades médias dos materiais utilizados, é de cerca de 107,8kN.

As paredes resistentes foram construídas utilizando uma cofragem, tal como se pode observar na Figura 2-4, no interior da qual era vazada a argamassa.



Figura 2-4 – Vista da cofragem utilizada na construção das paredes resistentes colocada sobre a laje reutilizável em betão armado [Candeias, 2008]

O modelo só foi descofrado ao fim de uma semana de forma a assegurar a conclusão do processo de presa e o início do processo de endurecimento.

Após a secagem e endurecimento das paredes resistentes foram construídos os pisos em madeira. Colocaram-se as vigas de madeira que suportam o pavimento ao longo das faces interiores das fachadas e das empenas e de seguida colocaram-se os barrotes de madeira, encaixados nos entalhes existentes nas vigas colocadas ao longo da face interior das empenas (Figura 2-5). Posteriormente os painéis de MDF foram colocados sobre os barrotes e pregados a eles, deixando juntas para simular um pavimento flexível.

Por fim, procedeu-se ao transporte do modelo sobre a laje em betão armado para a plataforma sísmica e sua fixação, à instrumentação do modelo e à realização dos ensaios.

Mostra-se na Figura 2-6 o aspecto do modelo 0 na plataforma sísmica, antes da realização dos ensaios.



Figura 2-5 – Vigas denteadas colocadas ao longo da face interior das empenas onde assentam os barros do pavimento [Candeias, 2008]



Figura 2-6 – Aspecto final do Modelo 0 antes da realização dos ensaios [Candeias, 2008]

2.4. INSTRUMENTAÇÃO E AQUISIÇÃO DE DADOS

Dos 32 acelerómetros disponíveis para os modelos optou-se por instrumentar a parede Norte com 16 acelerómetros, a parede Este com 12, e as restantes duas paredes, Sul e Oeste com 2 acelerómetros cada, para servirem de referência na comparação das respostas com as paredes opostas, conforme se apresenta na Figura 2-7.

A plataforma sísmica foi também instrumentada com acelerómetros, um na direcção longitudinal (NS) e outro na direcção transversal (EW), para medir os movimentos impostos.

Considera-se que a instrumentação utilizada permitia uma identificação adequada da evolução das frequências e modos de vibração entre os vários ensaios bem como dos perfis de acelerações nas paredes e a resposta em deslocamento nos vários ensaios.

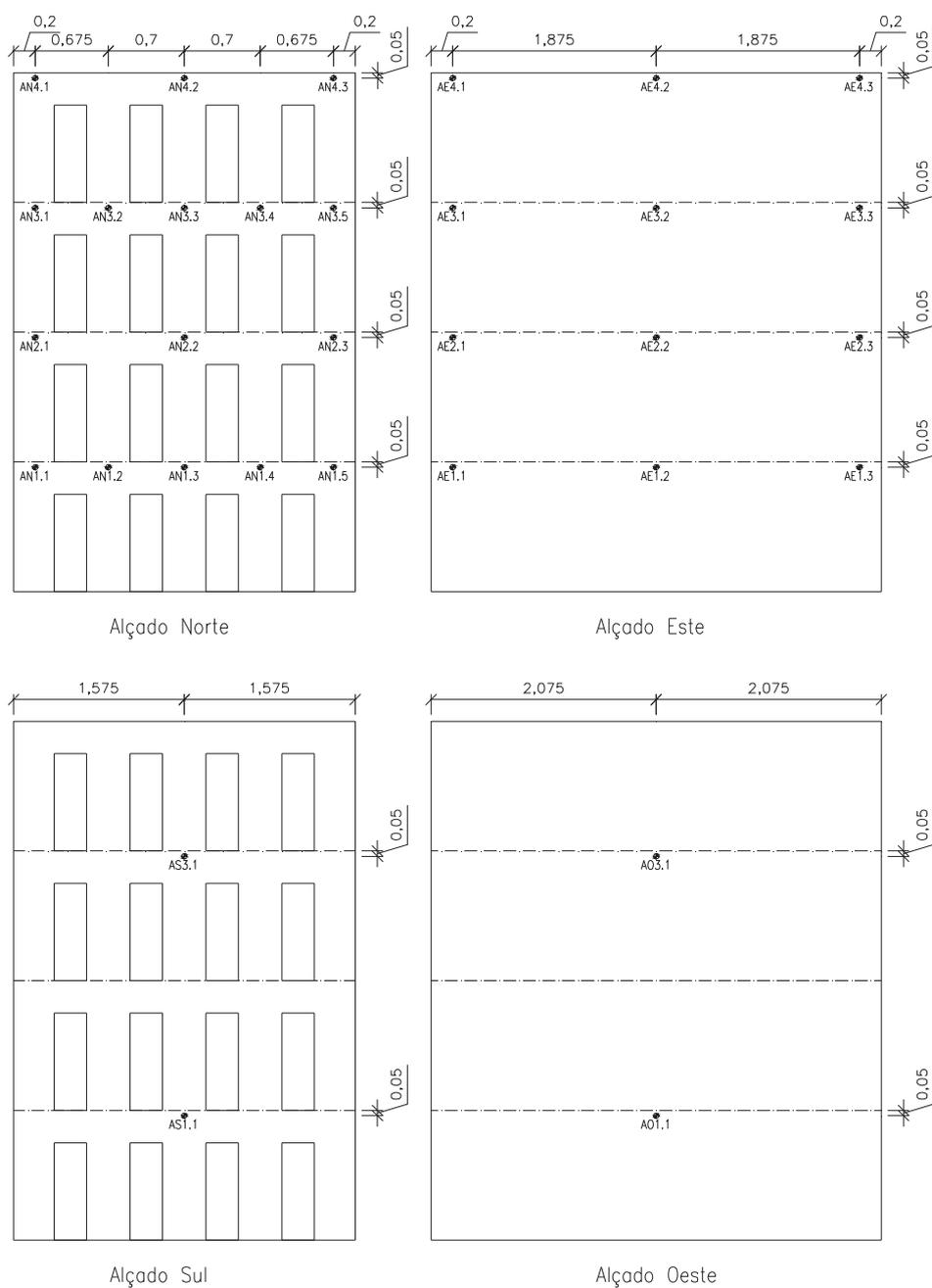


Figura 2-7 – Instrumentação dos vários modelos com acelerómetros [Candeias, 2008]

2.5. DISPOSITIVO DE ENSAIO

No ensaio dos modelos foi utilizada a plataforma sísmica triaxial do LNEC para impor na sua base acelerações horizontais representativas da acção sísmica. Foram utilizadas para o efeito duas séries temporais não correlacionadas, aplicadas em duas direcções perpendiculares,

designadas NS (Norte-Sul) e EW (Este-Oeste), correspondentes aos eixos longitudinal e transversal da plataforma sísmica. Apresenta-se na Figura 2-8 um desenho esquemático em perspectiva do dispositivo de ensaio com a identificação das duas direcções utilizadas.

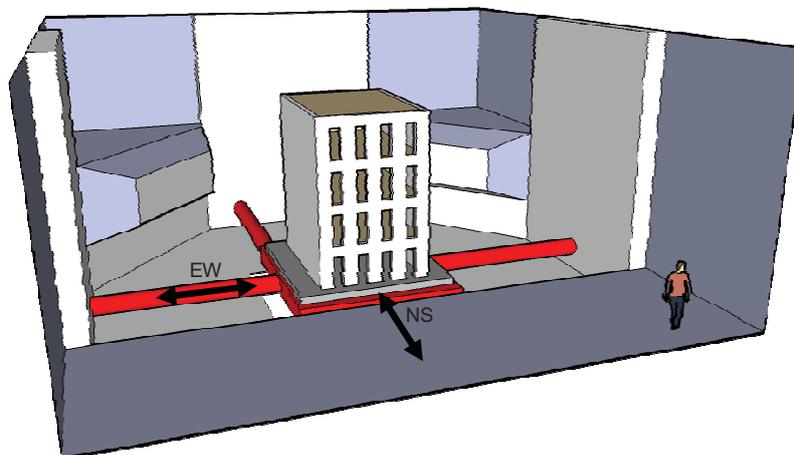


Figura 2-8 – Dispositivo de ensaio [Candeias, 2008]

Nestes ensaios foram utilizados fundamentalmente dois tipos de sinais, o sinal de solicitação sísmica (para se avaliar o comportamento dos modelos) e outro sinal destinado à sua identificação modal.

Primeiro é imposto na plataforma sísmica o sinal de identificação modal, para determinar as propriedades dinâmicas do modelo antes do primeiro ensaio, só de seguida é realizado um ensaio impondo a solicitação sísmica.

Considerou-se que a acção sísmica à qual os protótipos estão sujeitos é a definida nos espectros de resposta regulamentares [RSA, 1983] para a zona A e terreno tipo I, que se apresentam na Figura 2-9 para os sismos tipo 1 e tipo 2 majorados pelo factor de 1,5 [Candeias, 2008].

Como os modelos têm escala reduzida, o espectro de resposta dos protótipos tem de ser reduzido em um terço no tempo e ampliados para o triplo na aceleração.

Face às características dinâmicas dos protótipos considerou-se que a acção sísmica condicionante era a do sismo tipo 1 porque apresenta valores de aceleração espectral mais elevados para a gama de períodos de vibração deste tipo de estruturas.

Assim, foi utilizado nos ensaios de solicitação sísmica um sinal artificial representativo de um sismo real e compatível com o espectro de resposta [Candeias, 2008].

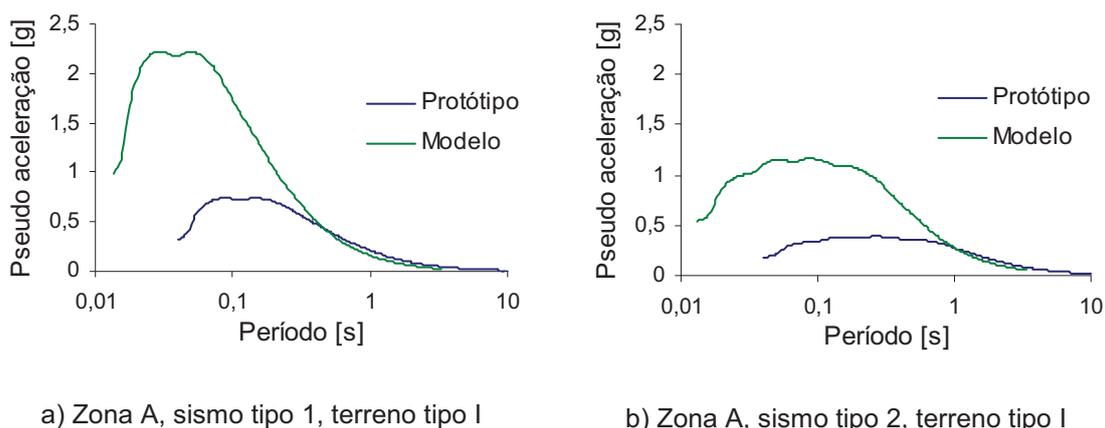


Figura 2-9 – Espectros de resposta regulamentares majorados para o protótipo [LNEC, 2007] e para o modelo [Candeias, 2008]

2.6. RESULTADOS DOS ENSAIOS DE IDENTIFICAÇÃO MODAL

No Modelo 0 foram realizados sete ensaios modais (designados de Modal 0 a Modal 6) através dos quais foi possível identificar frequências de vibração entre os 2Hz e os 40Hz. No entanto, foi difícil identificar as frequências de vibração acima dos 20Hz devido a uma quebra da coerência entre os sinais de entrada e de saída. Estes ensaios permitiram acompanhar a evolução das propriedades dinâmicas dos modelos ao longo do ensaio [Candeias, 2008].

As frequências de vibração dos primeiros modos identificados são apresentadas na Tabela 2-4.

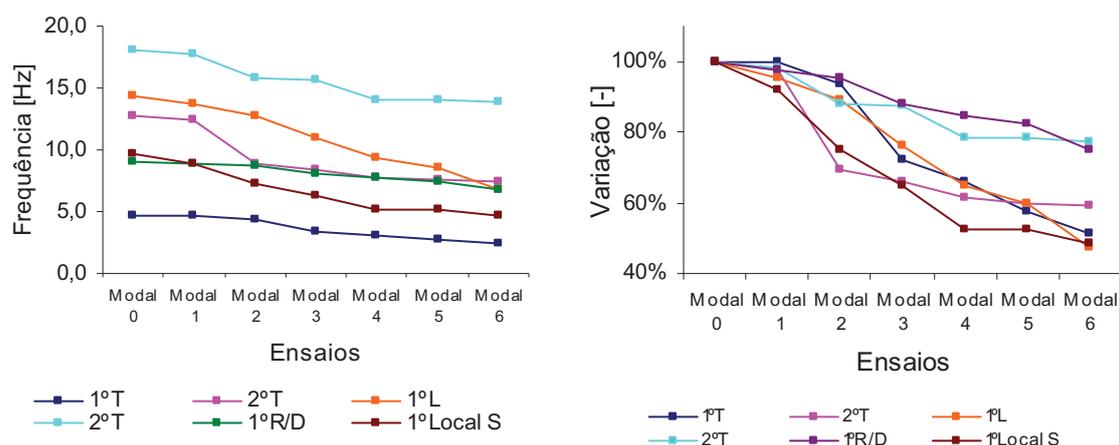
MODO	MODAL 0	MODAL 1	MODAL 2	MODAL 3	MODAL 4	MODAL 5	MODAL 6
	$f(\text{Hz})$						
1º Transversal	4,7	4,7	4,4	3,4	3,1	2,7	2,4
1º Rotação/Distorção	9,1	8,9	8,7	8,0	7,7	7,5	6,8
1º Local S	9,7	8,9	7,3	6,3	5,1	5,1	4,7
2º Transversal	12,7	12,4	8,8	8,4	7,8	7,6	7,5
1º Longitudinal + Rot	14,4	13,7	12,8	11,0	9,3	8,6	6,8
2º Longitudinal	18,0	17,7	15,8	15,7	14,1	14,1	13,9

Tabela 2-4 – Frequências de vibração experimentais identificadas no Modelo 0 [Candeias, 2008]

Observa-se que as frequências dos modos de vibração longitudinais são mais elevadas do que as dos modos transversais, o que seria de esperar tendo em conta as características do modelo (paredes na direcção longitudinal sem aberturas, mais rígidas).

Por outro lado a redução gradual, ao longo dos vários ensaios, dos valores da frequência de vibração associada a cada modo é uma consequência do dano causado no modelo pela acção sísmica crescente.

Na Figura 2-10 acompanha-se a posição relativa dos modos de vibração ao longo dos ensaios e a variação das suas frequências para cada ensaio (relativamente ao primeiro ensaio).



a) Evolução das frequências modais

b) Evolução relativa das frequências modais

Figura 2-10 – Evolução das frequências de vibração identificadas no Modelo 0 [Candeias, 2008]

Verifica-se que no primeiro modo de vibração transversal ocorre uma redução para 59% do valor inicial, e que o primeiro modo de vibração longitudinal se reduz para 48%. Nos segundos modos a redução nas frequências de vibração é inferior, sendo de 59% e de 78% dos valores iniciais respectivamente.

Assim pode-se afirmar que o modelo apresenta um nível de dano bastante elevado no final dos ensaios de solicitação sísmica. Analisando o primeiro modo em cada direcção verifica-se que as maiores reduções ocorrem, do ensaio Modal 2 para o Modal 3 e do ensaio Modal 5 para o Modal 6 [Candeias, 2008].

Apresentam-se na Tabela 2-5 os valores dos coeficientes de amortecimento estimados experimentalmente.

Ao longo dos ensaios e entre modos de vibração, o valor do coeficiente de amortecimento varia sem qualquer padrão aparente.

No entanto, verifica-se que (de uma forma geral) o coeficiente de amortecimento é mais elevado no 1º modo transversal do que no 1º modo longitudinal indicando uma maior capacidade de dissipação de energia nessa direcção.

MODO	MODAL 0	MODAL 1	MODAL 2	MODAL 3	MODAL 4	MODAL 5	MODAL 6
	ζ (%)						
1º Transversal	7,0	5,9	3,2	7,3	3,3	6,6	6,3
1º Rotação/Distorção	1,8	6,7	4,8	-	-	-	-
1º Local S	4,2	4,8	5,7	6,6	6,2	7,2	5,9
2º Transversal	4,4	5,8	4,3	3,8	1,7	7,6	7,5
1º Longitudinal	4,8	4,1	4,4	6,0	8,7	7,4	5,9
2º Longitudinal	6,0	6,7	8,1	6,1	7,5	4,0	3,6

Tabela 2-5 – Coeficientes de amortecimento modal no Modelo 0 [Candeias, 2008]

Observa-se também na tabela, que o valor mínimo para o coeficiente de amortecimento é de 1,8% (primeiro modo de rotação/distorção) e o valor máximo de 9,6%, (segundo modo longitudinal). [Candeias, 2008].

Na Figura 2-11 ilustra-se a evolução dos dois primeiros modos de translação identificados no modelo em cada uma das direcções sobre os espectros de resposta da solicitação sísmica imposta nos ensaios (considerando um coeficiente de amortecimento de 5%).

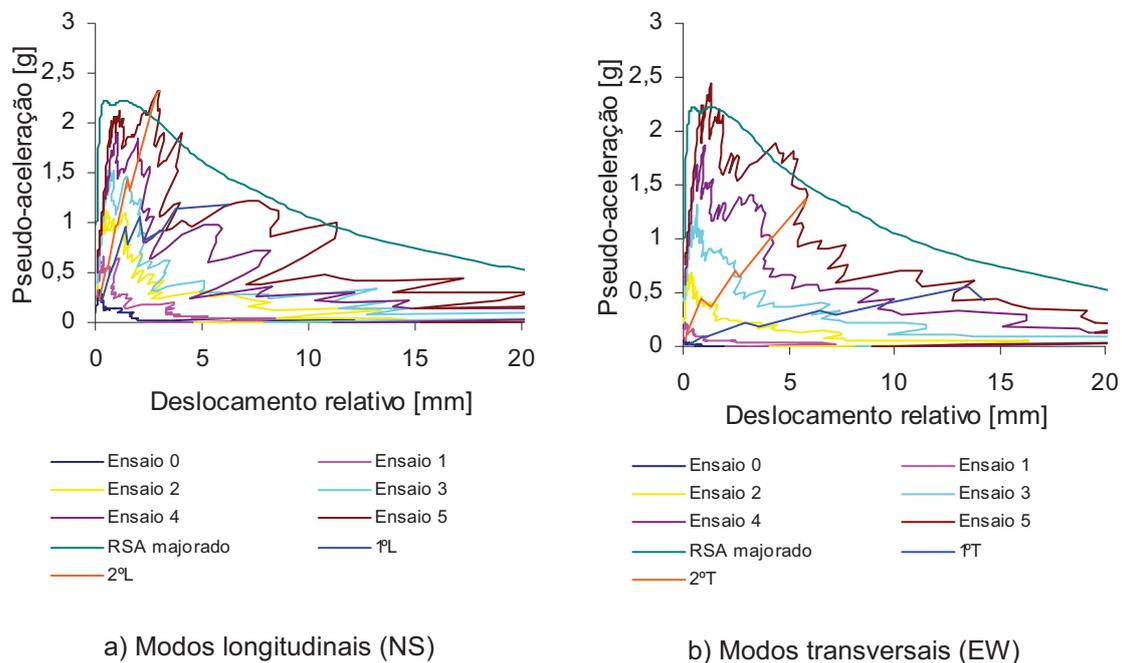


Figura 2-11 – Resposta modal do Modelo 0 [Candeias, 2008]

Observa-se que, na direcção EW, a evolução das frequências dos dois modos transversais se faz no ramo de velocidades do espectro, não sendo assim possível alcançar a força máxima nesta direcção tendo em conta apenas a sua contribuição.

Na direcção NS, os dois modos longitudinais encontram-se inicialmente no ramo de acelerações acabando por mudar para o ramo de velocidades.

O primeiro modo transversal apresenta um nível baixo de pseudo-aceleração, com valor máximo inferior a 0,56g, e um deslocamento relativo de cerca de 14,3mm.

A resposta do primeiro modo longitudinal aparenta uma limitação em termos de valor máximo de pseudo-aceleração (cerca de 1,17g).

Comparando os modos nas duas direcções verifica-se que os deslocamentos relativos são maiores na direcção EW enquanto as pseudo-acelerações são maiores na direcção NS, o que indica uma diferença de comportamento do modelo nas duas direcções [Candeias, 2008].

2.7. TÉCNICAS DE REFORÇO

Embora as soluções de reforço estudadas em [Candeias, 2008] não sejam objecto de estudo no presente trabalho apresentam-se de seguida, muito resumidamente, cada uma delas:

- Técnica de Reforço 1 – Esta técnica tenta evitar o colapso das paredes para fora do seu plano, com o reforço das ligações de paredes a pavimentos, por meio de conectores metálicos e faixas de fibras de vidro coladas com resinas *epoxy*. O reforço das ligações é executado nos pisos 3 e 4 junto aos nembos (fachadas) e nos apoios das vigas de madeira (empenas).
- Técnica de Reforço 2 – Esta técnica tenta melhorar o comportamento das paredes no seu plano, com a ligação de paredes opostas por meio de tirantes ao nível dos pisos. Os tirantes são colocados ao nível dos pisos 3 e 4, ligando fachadas opostas com 3 tirantes por piso e empenas opostas com 4 tirantes por piso.
- Técnica de Reforço 3 – Esta técnica tenta controlar a fendilhação generalizada das fachadas relacionada com a fraca resistência à tracção do tipo de alvenaria utilizado com reforço dos nembos por meio de faixas de fibras de vidro coladas com resinas *epoxy* e conectores metálicos [Cóias e Silva, 2001]. Os reforços são colocados pelo lado exterior em toda a altura dos nembos, formando uma malha cruzada em duas direcções.

Estes reforços visam não só reduzir a vulnerabilidade sísmica dos protótipos seleccionados mas também serem de fácil aplicação a toda a tipologia. A interligação das paredes de alvenaria com os restantes elementos do edifício, são considerados como factores principais que conduzem ao colapso prematuro dos edifícios quando sujeitos à acção dos sismos.

3. MÉTODOS PARA IDENTIFICAÇÃO DE DANOS

Apresentam-se neste capítulo alguns métodos para a identificação de danos estruturais devido a ações dinâmicas, embora não tenham sido utilizados no presente trabalho.

As hipóteses subjacentes no que respeita à aplicabilidade desses métodos existentes a estruturas em alvenaria de pedra, foram discutidas em [Ramos, 2007].

Após a detecção dos danos, o próximo passo seria localizar os danos e sua extensão com mais detalhe. Por último deveriam ser avaliadas as suas consequências para as construções.

São poucas as referências de estudos em que a identificação de danos, baseada em resposta dinâmica, é aplicada a alvenaria estrutural, mas no processo de preservação de estruturas em alvenaria antigas a avaliação de danos e respectivos procedimentos de monitorização de estruturas têm especial interesse.

Para dar resposta a questões relacionadas com a avaliação de danos e de acompanhamento estrutural tornam-se indispensáveis inspeções técnicas, técnicas de gestão dos dados, diagnósticos (tomada de decisão e simulação) e a melhoria global da análise dinâmica modal tendente a melhorar a previsão do início da degradação estrutural [Ramos, 2007].

Destacam-se duas categorias de métodos para a classificação de danos estruturais:

- Métodos Globais – Métodos de detecção de danos baseados em respostas dinâmicas, não dão informação precisa sobre a extensão dos danos, mas alertam sobre a sua presença e definem a localização exacta dos mesmos [Chang *et al.*, 2003];
- Métodos Locais – Métodos baseados em inspeções visuais e ensaios experimentais de métodos de ultra-sons ou acústicos, métodos de campo magnético, métodos de radiografia [Doherty, 1987].

Propõem-se as seguintes definições, para evidenciar a importância da utilização de métodos exactos [Worden *et al.*, 2004]:

- Colapso – Estado da estrutura em que esta já não funciona de forma satisfatória, devido a uma redução da qualidade dos requisitos de utilização;
- Fissuras – Estado em que a estrutura se encontra quando já não está na sua condição ideal, mas ainda pode funcionar de forma satisfatória;
- Defeito – Estado em que a estrutura pode funcionar na sua condição ideal, mesmo que os materiais contenham danos iniciais desconhecidos.

A definição acima permite uma relação hierárquica: defeitos podem levar a fissuras e fissuras levam ao colapso. Essa relação pode ser usada para indicar um determinado estado quando na presença de vários cenários de danos.

A próxima etapa da metodologia de identificação de danos é definir uma classificação para os métodos utilizados. A primeira classificação foi apresentada com quatro níveis de avaliação de danos [Rytter, 1993]:

- Detecção (Nível 1) – O método dá uma indicação qualitativa de que os danos podem estar presentes na estrutura;
- Localização (Nível 2) – O método fornece informação sobre a provável posição do dano;
- Avaliação (Nível 3) – O método dá uma estimativa da extensão do dano;
- Previsão (Nível 4) – O método oferece informação sobre a segurança da estrutura, e uma estimativa da sua vida residual de funcionamento.

Mais recentemente, [Worden *et al.*, 2004] apresentaram uma classificação onde é proposto um nível intermédio, o que conduz a um novo nível 3 e à alteração dos níveis 3 e 4:

- Classificação (novo Nível 3) – O método fornece informação sobre o tipo de dano.

Quando se fala sobre métodos de identificação de danos, é comum assumir-se que o dano está directamente relacionado com diminuição da rigidez e não com qualquer mudança de massa.

Os métodos de vibração global podem ser divididos em lineares ou não lineares dependendo do tipo de comportamento que é assumido após a ocorrência do dano. Se durante o ensaio dinâmico se assumir que a fissura permanece aberta, a resposta é linear. Nesta classificação, o dano é associado apenas a mudanças nas condições de fronteira, propriedades dos materiais (perda de rigidez) ou mudanças na sua geometria.

Pelo contrário, os métodos não lineares têm em conta a variação da rigidez de acordo com as amplitudes oscilantes da fissuração, ou seja, há um restabelecimento da rigidez original.

Os danos em estruturas de alvenaria são principalmente fissuras, assentamentos de fundação, degradação do próprio material e deformação excessiva. Quando ocorrem fissuras, geralmente estão localizadas, de forma a separar a estrutura em macroblocos.

A utilização de métodos baseados em dinâmica e identificação de danos é bastante útil e importante para a avaliação deste tipo de estruturas, devido às modernas exigências da mínima intervenção física e ao respeito da construção original.

Para este tipo de estruturas, o pressuposto de que os danos podem estar associados a diminuição da rigidez parece ser razoável.

Relativamente ao acompanhamento histórico de estruturas em alvenaria, esta tarefa pode ser dividida em quatro fases, envolvendo abordagens de identificação de danos globais e locais:

- Primeira fase – Recolha de todos os dados possíveis da estrutura, incluindo a informação histórica, levantamento geométrico e topográfico, inquérito de danos, a caracterização mecânica dos materiais, um ensaio dinâmico modal global e de um

modelo numérico de análise para calibração estática e dinâmica. Esta é a primeira abordagem para a avaliação do comportamento estrutural no momento “zero”;

- Segunda fase – Monitorização pode ser realizada com um número limitado de sensores. Os resultados devem ser armazenados e periodicamente o sistema de vigilância deve ser capaz de enviar alarmes. A presença de danos deve ser observada pelos parâmetros globais modais;
- Terceira fase – Quando um alarme é accionado, deve ser realizada uma monitorização em larga escala dinâmica através de mais sensores de medição, localizados noutros pontos. Nesta fase, o estado da estrutura deve ser estudado com mais detalhe. Métodos de identificação de danos devem ser aplicados à estrutura após filtragem dos efeitos das cargas actuates. O objectivo dos métodos dinâmicos é o de confirmar e localizar eventuais danos de forma global;
- Quarta fase – Abordagem local com ensaios complementares não destrutivos deve ser realizada localmente para classificar e avaliar os danos. Isso pode ser realizado com testes sónicos ou de radar, dependendo das condições de acesso à estrutura e ao tipo de dano procurado. Esta abordagem local pode dar uma melhor identificação dos danos.

Têm sido estudados em muitos tipos de estruturas métodos para a identificação de danos devido a acções dinâmicas. Estes métodos são baseados em modificações de parâmetros dinâmicos (frequências de vibração, modos de vibração e coeficientes de amortecimento), tipicamente uma diminuição da rigidez e um aumento no amortecimento.

4. MODELOS NUMÉRICOS

Para simular numericamente o comportamento não linear de estruturas sujeitas a acções sísmicas de forma mais realista deveríamos recorrer a uma análise dinâmica não linear. Mas este tipo de análise é ainda muito complexa para uma utilização corrente, pois apresenta várias dificuldades que se enumeram de seguida [Bento *et al.*, 2004]:

- Para modelar correctamente efeitos não lineares tem de se recorrer a elementos finitos com alguma sofisticação, nomeadamente elementos de plasticidade que sejam capazes de modelar a degradação de rigidez e da resistência. Para definir correctamente estes modelos têm de se conhecer bem os fenómenos a modelar e fornecer todos os valores de base necessários para a sua caracterização;
- A acção sísmica é definida por meio de acelerogramas e deve ser compatível com os espectros de resposta regulamentares;
- Devido à dispersão de resultados obtidos (que resultam do comportamento não linear das estruturas) devem ser utilizados diferentes acelerogramas e realizar diferentes análises no tempo. Os resultados finais a obter serão a média dos resultados obtidos para cada acelerograma;
- Este tipo de análise necessita de meios computacionais mais potentes que levam sempre a tempos de cálculo bastante superiores aos das outras análises.

Pelo exposto, serão aqui utilizados dois métodos distintos, menos complexos que uma análise dinâmica não linear, de modo a poderem ser utilizados correntemente:

1. Análise dinâmica linear – Elaboração de modelos numéricos tridimensionais simplificados de elementos finitos. Serão ajustadas, em cada fase, as propriedades mecânicas nas zonas com dano localizado. De seguida, através da imposição de um sinal sísmico na base do modelo serão registadas as respostas da estrutura;
2. Análise estática não linear – Elaboração de um modelo numérico plano simplificado de macroelementos, representativo de uma fachada do edifício em estudo. Para a qual será estimada a envolvente da resposta dinâmica não linear (curva de capacidade).

Para calibrar os modelos numéricos descritos, os resultados destes serão comparados com os resultados dos ensaios experimentais, realizados anteriormente e apresentados no capítulo 2.

Desta forma pretende-se que no final os modelos reproduzam adequadamente a resposta global do edifício considerando os principais mecanismos plásticos e a distribuição de danos.

4.1. ANÁLISE DINÂMICA LINEAR

Trata-se de uma análise, passo-a-passo, para avaliar a resposta dinâmica de uma estrutura submetida a uma determinada carga que varia com o tempo.

Esta análise é usada para determinar a resposta dinâmica de uma estrutura com carregamento arbitrário aplicado. As equações de equilíbrio dinâmico a serem resolvidas são dadas pela Equação 4-1.

$$[K] \cdot \delta(t) + [C] \cdot v(t) + [M] \cdot a(t) = p(t) \quad \text{Equação 4-1}$$

Onde, $[K]$ é a matriz de rigidez; $[C]$ a matriz de amortecimento; $[M]$ a matriz diagonal de massa; δ , v e a são os deslocamentos, as velocidades e as acelerações da estrutura; p a carga aplicada e t o tempo.

Como a carga inclui aceleração do terreno, os deslocamentos, velocidades e acelerações são relativas a este movimento (coordenadas relativas).

4.1.1. MODELAÇÃO DO EDIFÍCIO EM ESTUDO

Foram elaborados cinco modelos numéricos tridimensionais com elementos finitos, utilizando o programa de cálculo automático SAP2000 v.11. para simular cinco ensaios experimentais (Modal 0 a Modal 4) consecutivos ao modelo físico 0.

Nesse modelo físico, foram registados os danos localizados (fendas) no fim de cada ensaio.

A cada um desses modelos numéricos, foi efectuada uma análise dinâmica linear, sendo ajustadas as propriedades mecânicas em cada um deles, por zonas, tentando simular os danos que foram surgindo sucessivamente no modelo físico, após cada ensaio experimental de modo a conseguir os resultados do modelo numérico idênticos ao do modelo físico.

Tanto para as paredes como para os pavimentos considerou-se uma malha de elementos finitos com uma área média de $0,15\text{m} \times 0,15\text{m}$ por elemento, formando-se assim uma malha regular e homogênea. Quanto aos barrotes, vigas de bordadura e molduras das janelas foram modelados com elementos de barra.

Para a caracterização das propriedades mecânicas dos vários materiais, consideraram-se os seguintes valores resultantes dos ensaios experimentais (Tabela 4-1):

MATERIAL	ρ (kg/m ³)	E (GPa)	ν (-)
Madeira	580	12	0
Argamassa	1909,5	0,60	0,2
MDF	760	0,12	0

Tabela 4-1 – Propriedades mecânicas dos materiais do modelo 0 a aplicar no modelo numérico

Quanto às secções dos vários elementos estruturais, foram consideradas as seguintes (Tabelas 4-2 e 4-3):

ELEMENTO DE BARRA	MATERIAL	SECÇÃO (m × m)
Barrote	Madeira	0,075 x 0,100
Moldura das janelas	Madeira	0,020 x 0,150
Viga de bordadura	Madeira	0,075 x 0,030

Tabela 4-2 – Características dos elementos (de barra) estruturais a aplicar no modelo numérico

ELEMENTO DE SUPERFÍCIE	MATERIAL	ESPESSURA (m)
Fachada / Empena	Argamassa	0,15
Pavimento	MDF	0,012

Tabela 4-3 – Características dos elementos (de superfície) estruturais a aplicar no modelo numérico

Quanto às ligações entre os vários elementos considerou-se o seguinte:

- Na ligação das paredes exteriores do edifício ao solo, cada elemento finito está simplesmente apoiado no solo, estando os três deslocamentos impedidos e as três rotações permitidas;
- As vigas de bordadura, nos vários pisos estão encastradas nas paredes de alvenaria;
- O encontro de duas vigas de bordadura perpendiculares tem apenas os movimentos de rotação segundo xx e segundo yy permitidos;
- As extremidades dos barrotos de madeira estão apoiadas nas vigas de bordadura, apenas com os movimentos de rotação segundo xx e segundo yy permitidos;
- O pavimento dos pisos está simplesmente apoiado nos barrotos de madeira, estando os três deslocamentos (xx , yy e zz) restringidos e as três rotações (xx , yy e zz) permitidas;

As propriedades mecânicas dos materiais são as indicadas na Tabela 4-1, com excepção do módulo de elasticidade da argamassa, que teve de ser ajustado no primeiro modelo de forma a ser consistente com as frequências e modos de vibração obtidos experimentalmente.

Nos restantes modelos numéricos o módulo de elasticidade foi ajustado tendo em conta a perda progressiva da sua resistência mecânica, nomeadamente a simulação dos danos foi efectuada através da diminuição local da rigidez (módulo de elasticidade) nas zonas onde foram surgindo fissuras.

Na Figura 4-1 apresenta-se o aspecto geral do modelo numérico correspondente ao modelo 0 experimental.

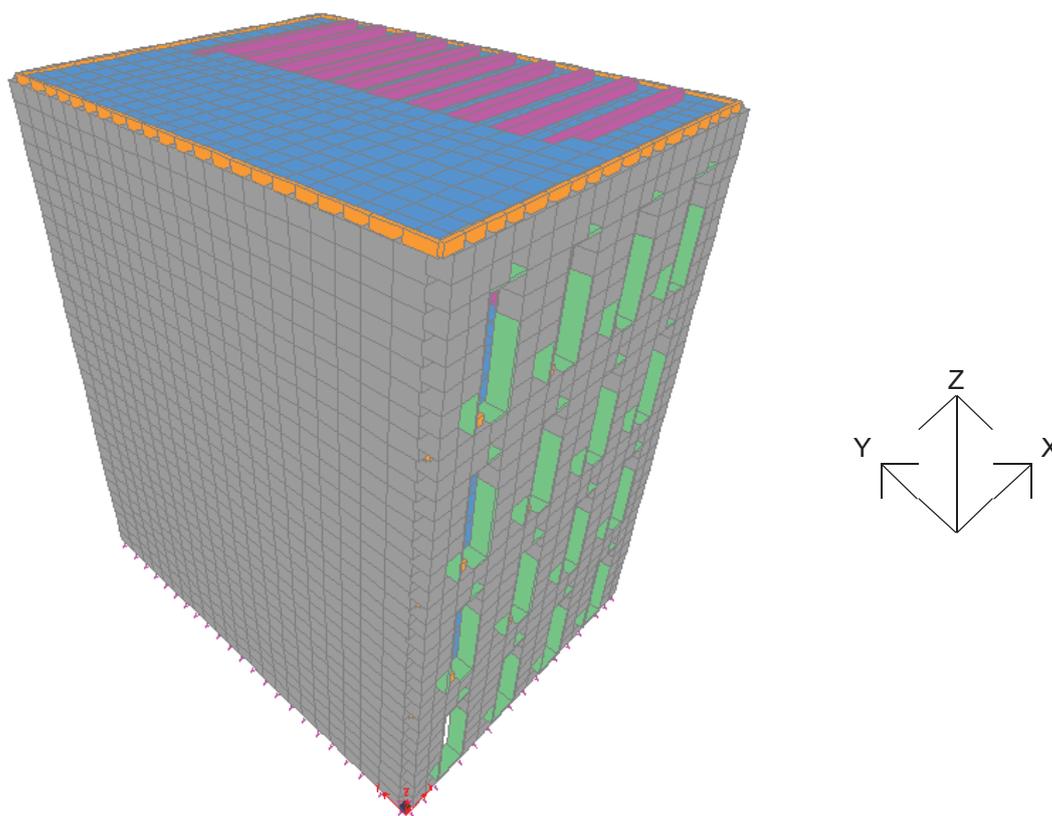
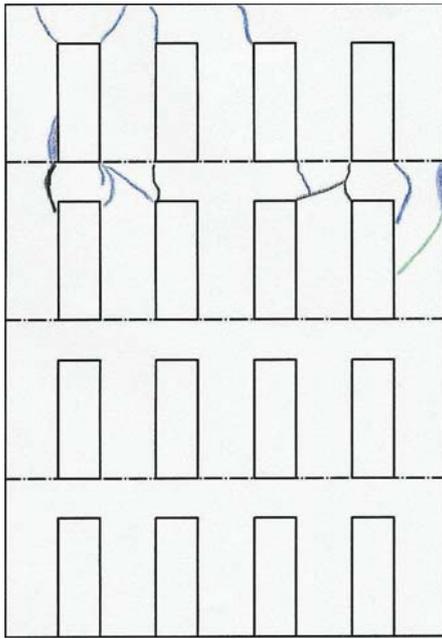
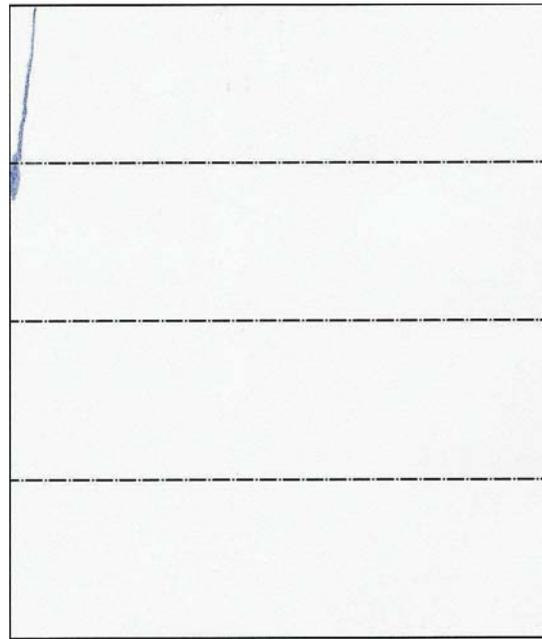


Figura 4-1 – Aspecto do modelo numérico tridimensional (SAP2000 v.11 [Computers and Structures Inc., 2005])

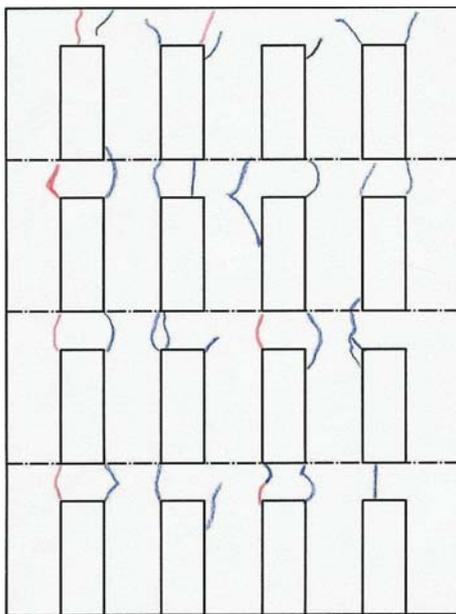
Para tal recorreu-se ao mapa de danos, resultantes de um registo visual das fissuras existentes após cada ensaio experimental e que se encontra representado na Figura 4-2.



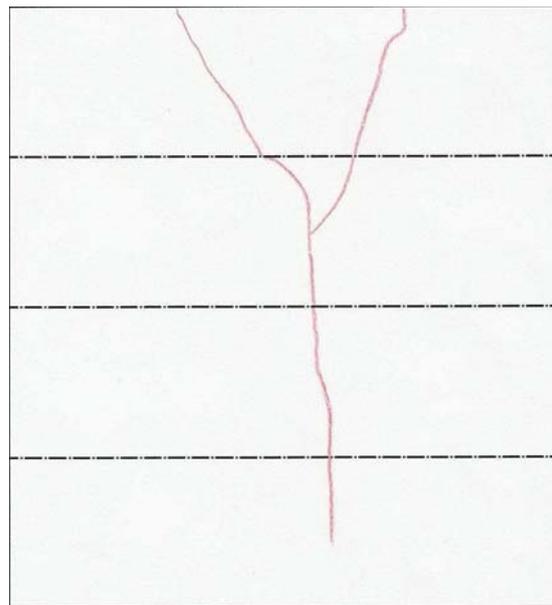
Alçado Sul



Alçado Este



Alçado Norte



Alçado Oeste

— Antes dos Ensaios
 — Após o 1º Ensaio
 — Após o 2º Ensaio
— Após o 3º Ensaio
 — Após o 4º Ensaio

Figura 4-2 – Registo dos danos encontrados nos ensaios experimentais do modelo 0
[Candeias, 2008]

Encontram-se na Tabela 4-4, os valores considerados para o módulo de elasticidade em cada um dos modelos numéricos correspondentes aos vários ensaios experimentais (primeiro a quinto) realizados ao modelo 0:

ZONA	1º ENSAIO <i>E</i> (GPa)	2º ENSAIO <i>E</i> (GPa)	3º ENSAIO <i>E</i> (GPa)	4º ENSAIO <i>E</i> (GPa)	5º ENSAIO <i>E</i> (GPa)
Parede N	0,600	0,550	0,500	0,300	0,200
Parede S	0,300	0,250	0,250	0,150	0,100
Parede E	0,600	0,550	0,450	0,300	0,150
Parede W	0,600	0,550	0,450	0,300	0,150
Parede N (fissuras)	-	-	0,100	0,050	0,025
Parede N (fissuras)	-	-	0,350	-	-
Parede S (fissuras)	-	0,100	0,100	0,050	0,025
Parede S (fissuras)	-	-	0,150	-	-
Parede E (fissuras)	-	-	0,100	0,050	0,025
Parede W (fissuras)	-	-	-	0,050	0,025

Tabela 4-4 – Módulos de elasticidade ajustados da argamassa nos modelos numéricos representativos dos ensaios experimentais do modelo 0

Depois de realizada a análise modal com o ajuste das propriedades mecânicas descrito na Tabela 4-4, obtiveram-se as seguintes frequências e seus modos de vibração (Tabela 4-5):

MODOS	1º ENSAIO <i>f</i> (Hz)	2º ENSAIO <i>f</i> (Hz)	3º ENSAIO <i>f</i> (Hz)	4º ENSAIO <i>f</i> (Hz)	5º ENSAIO <i>f</i> (Hz)
1º Transversal	4,7	4,7	4,5	3,5	2,9
1º Rotação/Distorção	9,0	8,9	8,5	6,8	5,7
1º Local S	9,8	9,4	8,8	7,0	5,3
2º Transversal	13,0	12,5	-	-	-
1º Longitudinal N	13,9	13,3	12,7	11,8	10,9
2º Rotação	13,9	13,5	13,0	12,1	11,2

Tabela 4-5 – Frequências e respectivos modos de vibração obtidos na análise numérica e para cada ensaio do modelo 0

Para simular os ensaios experimentais, e obter numericamente a resposta da estrutura, foram impostos dois sinais à base do modelo numérico, um sinal segundo a direcção Norte-Sul (NS) e outro segundo a direcção Este-Oeste (EW).

Estes sinais são idênticos aos sinais impostos na mesa sísmica na realização dos ensaios experimentais e encontram-se nas figuras seguintes (Figuras 4-3 a 4-7).

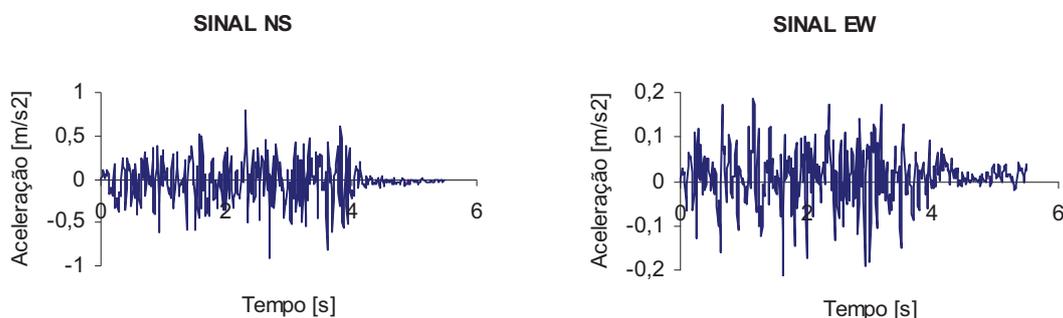


Figura 4-3 – Sinais impostos na base dos modelos numéricos segundo as direcções NS e EW no 1º Ensaio do modelo 0

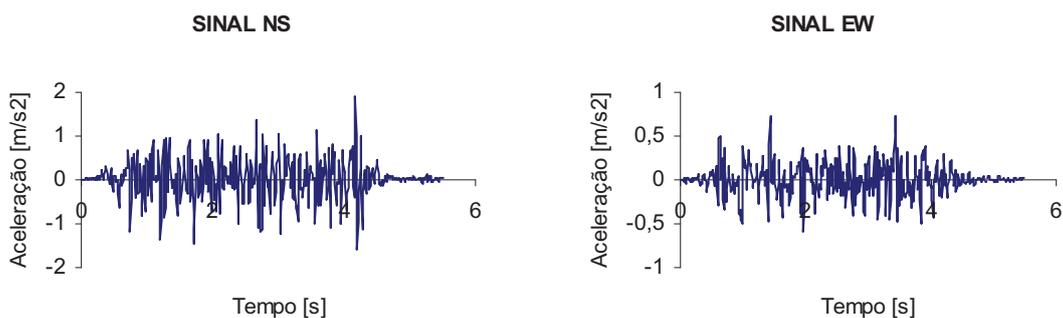


Figura 4-4 – Sinais impostos na base dos modelos numéricos segundo as direcções NS e EW no 2º Ensaio do modelo 0

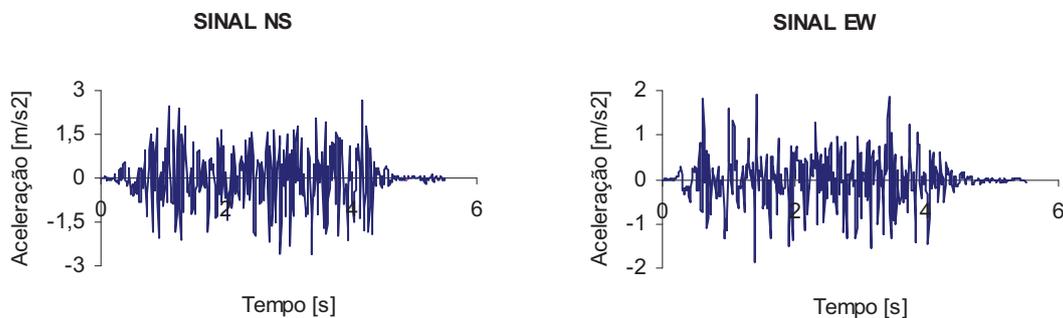


Figura 4-5 – Sinais impostos na base dos modelos numéricos segundo as direcções NS e EW no 3º Ensaio do modelo 0

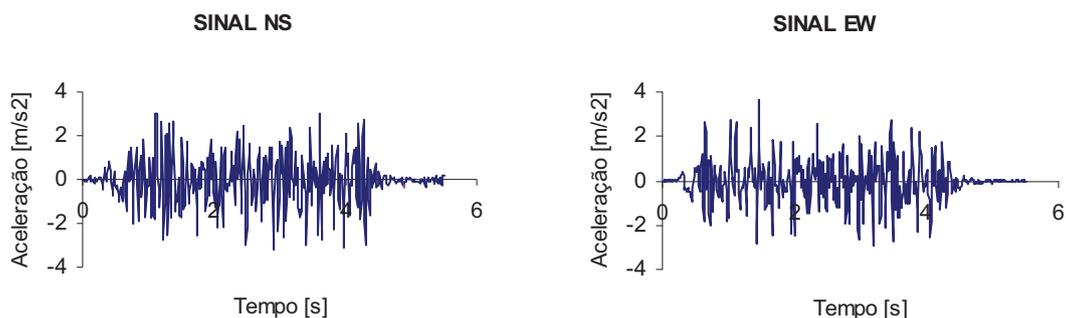


Figura 4-6 – Sinais impostos na base dos modelos numéricos segundo as direcções NS e EW no 4º Ensaio do modelo 0

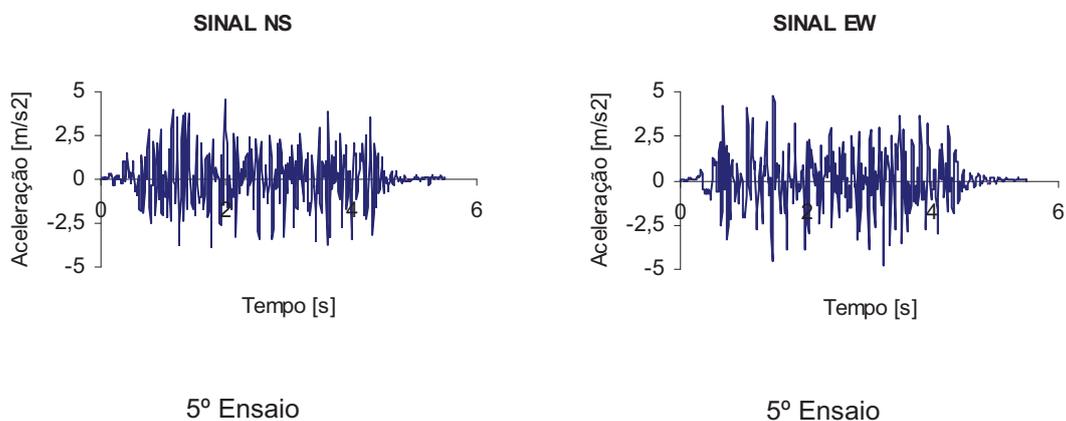


Figura 4-7 – Sinais impostos na base dos modelos numéricos segundo as direcções NS e EW no 5º Ensaio do modelo 0

O coeficiente de amortecimento numérico teve de ser ajustado para 15%, embora os valores experimentais medidos variem entre 1,8% e 9,6% (conforme se pôde ver, anteriormente, na Tabela 2-5).

4.1.2. DISCUSSÃO DOS RESULTADOS OBTIDOS

Apresenta-se de seguida (Figura 4-8) o andamento dos valores das frequências de vibração obtidos experimentalmente e numericamente para os cinco ensaios:

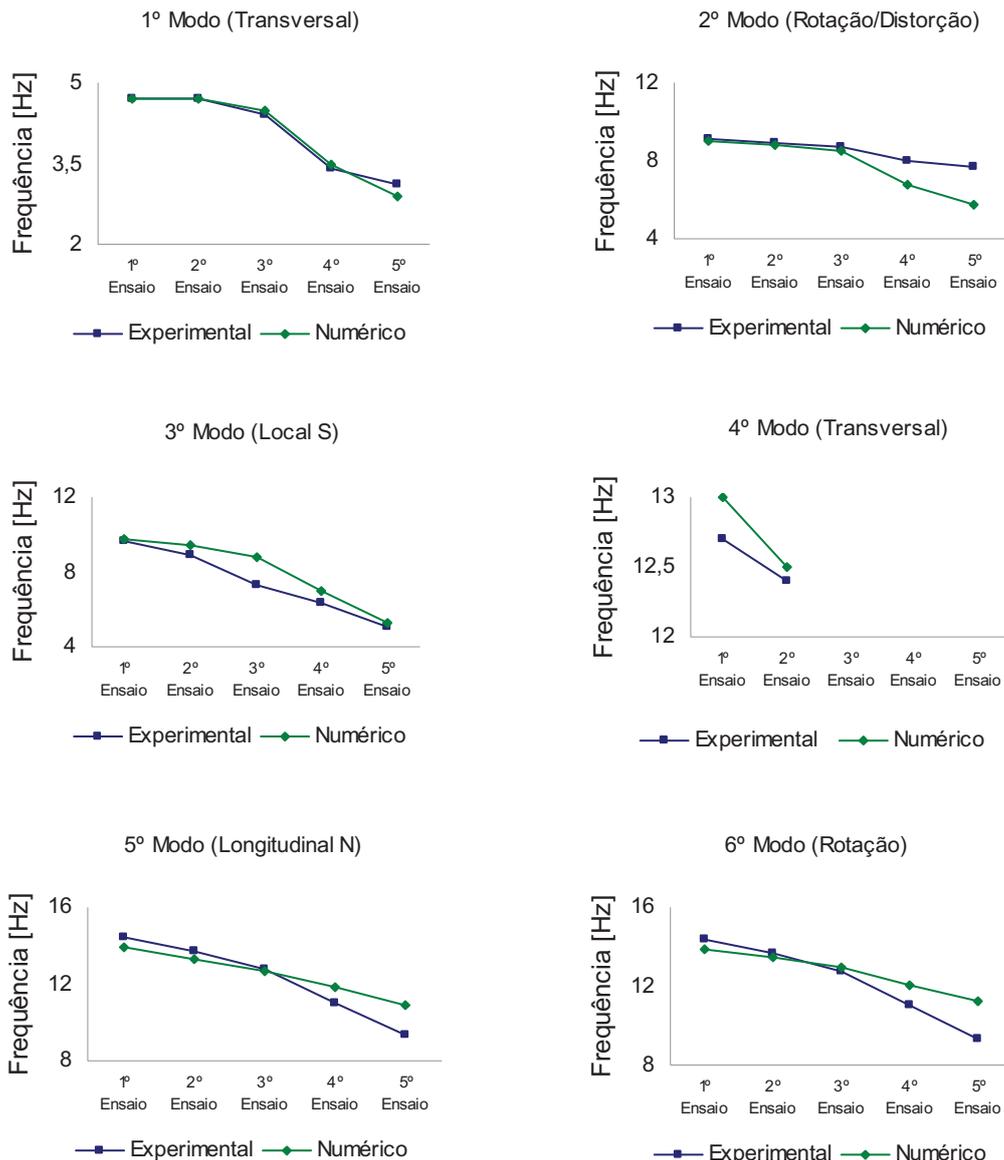


Figura 4-8 – Frequências de vibração numéricas e experimentais ao longo dos vários ensaios

Analisando os gráficos representados na Figura 4-8, conclui-se que as frequências experimentais e numéricas se encontram bastante próximas. Principalmente no primeiro modo de vibração (transversal) ao longo dos vários ensaios, as frequências mantêm-se muito semelhantes. Nos restantes modos nota-se um ligeiro desfasamento à medida que avançamos nos ensaios.

Relativamente ao quarto modo de vibração, não foi possível, numericamente, determiná-lo a partir do terceiro ensaio.

De seguida, calculou-se a diferença relativa entre os valores das frequências obtidas numericamente e os valores das frequências obtidas experimentalmente através da seguinte relação (Equação 4-2):

$$D_{relativa} = \frac{|f_{exp} - f_{num}|}{f_{exp}} \cdot 100\%$$

Equação 4-2

Sendo f_{exp} a frequência obtida experimentalmente (Tabela 2-4) e f_{num} a frequência obtida numericamente (Tabela 4-5). Obtiveram-se os seguintes resultados (Figura 4-9):

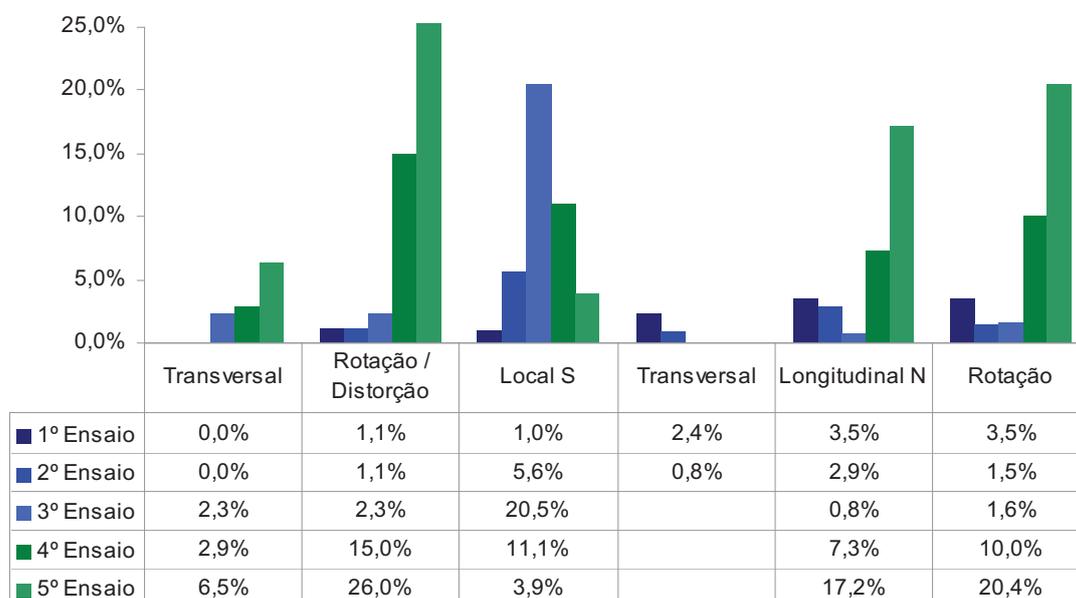


Figura 4-9 – Diferenças relativas entre frequências experimentais e numéricas para cada ensaio do modelo 0

Verifica-se que os modos que apresentam maior diferença relativa entre as frequências experimentais e numéricas correspondem ao quarto e quinto ensaio, com exceção do terceiro modo de vibração (modo local da parede Sul) que corresponde ao terceiro e quarto ensaios.

Através da análise modal aqui efectuada pode-se concluir que o modelo numérico apresentado consegue reproduzir satisfatoriamente o sucedido principalmente na identificação dos modos de vibração nos dois primeiros ensaios, ou seja, foi efectuado um bom ajuste das propriedades mecânicas dos materiais (rigidez da argamassa).

De seguida foram comparadas as respostas da estrutura (experimental e numérica) em alguns pontos, nomeadamente onde foram colocados os acelerómetros no ensaio experimental (pontos esses indicados na Figura 2-7).

Para tal, às respostas, numéricas e experimentais, que se obtiveram no formato aceleração/tempo, foram aplicadas transformadas de Fourier $X_i(x(t), T)$ segundo a Equação 4-3.

$$X_i(x(t), T) = \int_0^T x(t) \cdot e^{-j2\pi ft} dt \quad \text{Equação 4-3}$$

Onde $x(t)$ é a função que representa neste caso a variação da aceleração em função do tempo t , T o período e j a unidade imaginária de $\sqrt{-1}$.

De seguida segundo a expressão indicada na Equação 4-4 descrita em [J. Bendat *et al.*, 1986] calculou-se para cada frequência (f), a densidade espectral de potência de aceleração ($G_{xx}(f)$):

$$G_{xx}(f) = \frac{2}{T} |X_i(x(t), T)|^2 \quad \text{Equação 4-4}$$

Foram então estes valores que se usaram para comparar as várias respostas da estrutura. Apresenta-se de seguida (Figuras 4-10 a 4-14) a comparação das respostas da estrutura (experimental e numérica) no ponto do acelerómetro da base na fachada Norte AN1.1 (ver Figura 2-7).

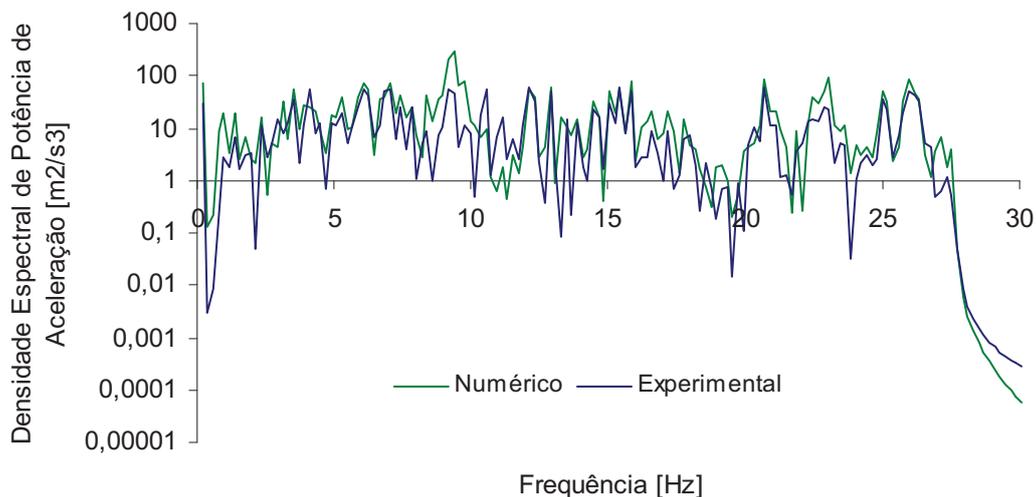


Figura 4-10 – 1º Ensaio – Comparação entre a resposta da estrutura experimental e numérica no ponto AN1.1

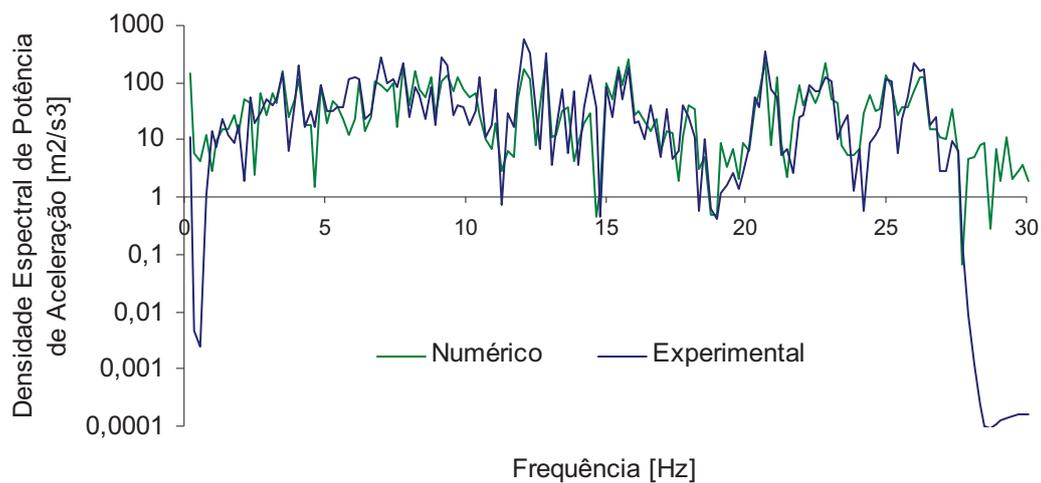


Figura 4-11 – 2º Ensaio – Comparação entre a resposta da estrutura experimental e a numérica no ponto AN1.1

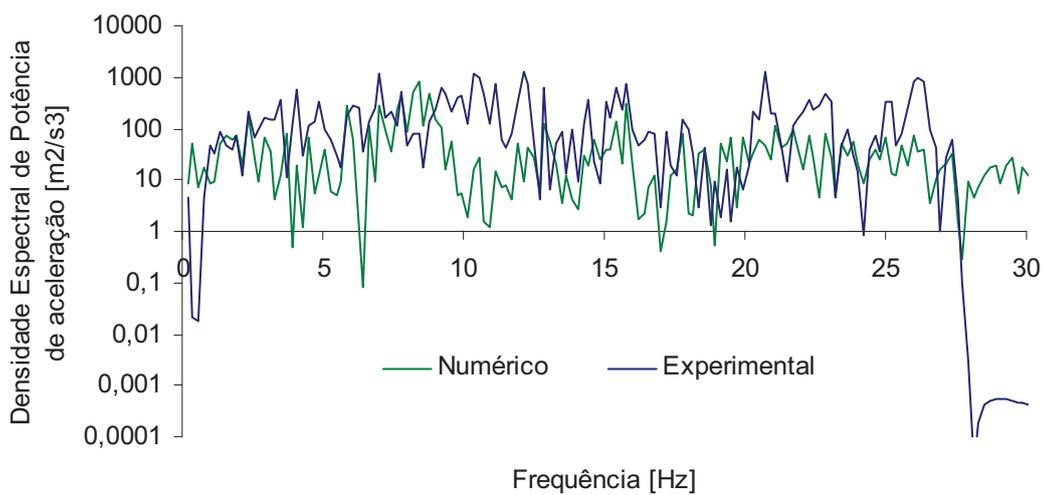


Figura 4-12 – 3º Ensaio – Comparação entre a resposta da estrutura experimental e numérica no ponto AN1.1

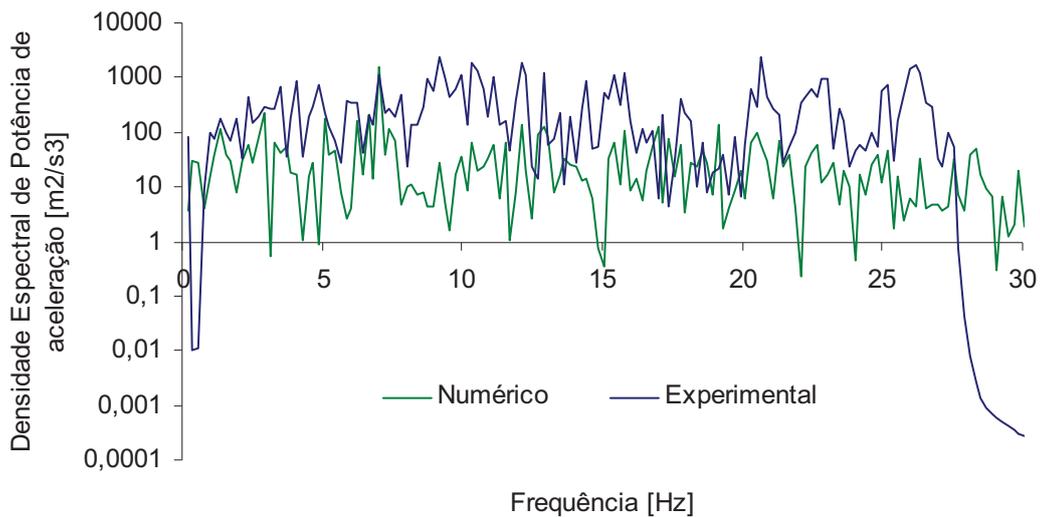


Figura 4-13 – 4º Ensaio – Comparação entre a resposta da estrutura experimental e numérica no ponto AN1.1

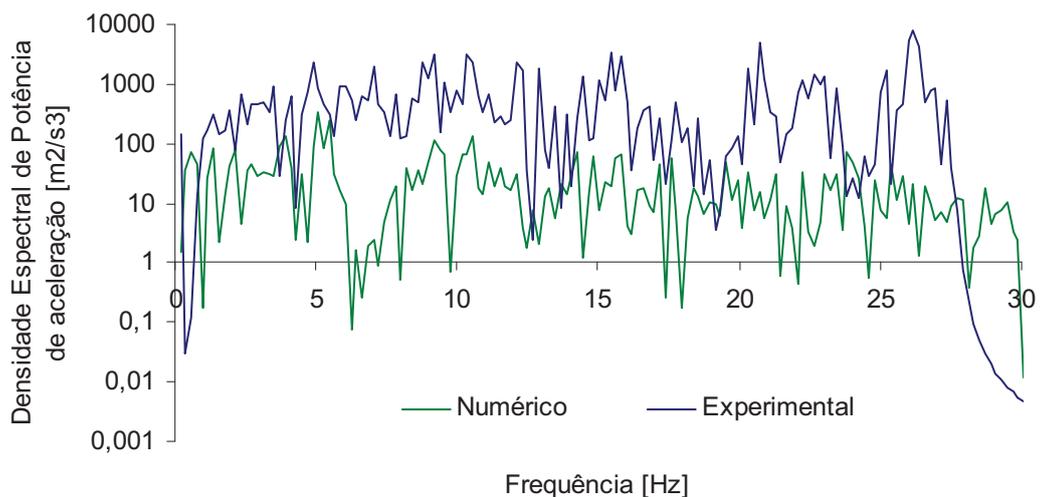


Figura 4-14 – 5º Ensaio – Comparação entre a resposta da estrutura experimental e numérica no ponto AN1.1

Uma vez que o ponto AN1.1 está relativamente próximo da plataforma sísmica (base do modelo) é de esperar que as respostas apresentadas nesse ponto da estrutura, estejam também próximas do sinal imposto à base do modelo, na direcção da fachada do ponto em análise, o que se representa na Figura 4-15, para o 1º Ensaio.

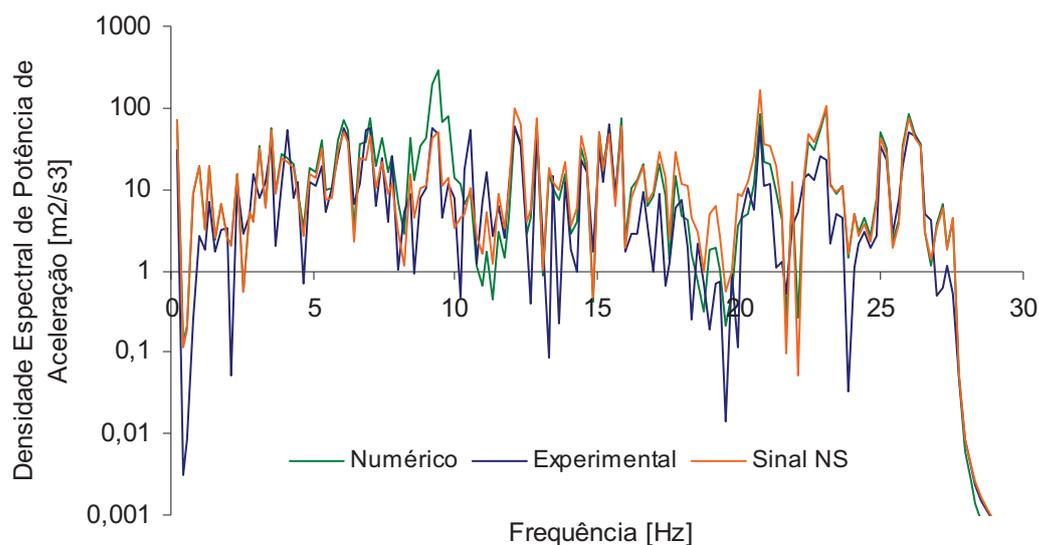


Figura 4-15 – 1º Ensaio – Comparação entre a resposta da estrutura experimental e numérica no ponto AN1.1 com o sinal imposto à base do modelo

As frequências naturais diminuíram significativamente durante os vários cenários de danos, mas a relação entre a resposta dinâmica e a fissuração que surgia foi difícil de analisar.

Analisando o andamento das respostas representadas nas Figuras 4-10 a 4-14, verifica-se que os valores obtidos numericamente se apresentam, na sua maioria, inferiores aos obtidos experimentalmente. No entanto os valores de pico máximos numéricos não são muito ultrapassados pelos experimentais. Por outro lado os valores de pico mínimos experimentais encontram-se já abaixo dos numéricos.

Analisando agora o andamento das respostas e do sinal representados na Figura 4-15, verifica-se que o sinal imposto à plataforma sísmica apresenta um andamento praticamente igual à resposta numérica da estrutura. Tal facto seria de esperar pois o ponto AN1.1 encontra-se localizado no primeiro piso do edifício, próximo da base do modelo (ver Figura 2-7).

Assim conclui-se que esta análise dinâmica linear aplicada a este modelo numérico simplificado consegue reproduzir muito razoavelmente os ensaios experimentais. Embora à medida que se avança nos ensaios vão surgindo alguns desfasamentos entre os valores obtidos experimental e numericamente.

A identificação e simulação dos danos foram feitas através de inspeção visual (baseada na Figura 4-2) e consequente diminuição das propriedades mecânicas da alvenaria de pedra (diminuição local do módulo de elasticidade).

Ora esta identificação de danos através de uma inspeção visual simples é pouco rigorosa. Para se melhorar este aspecto e consequentemente obter resultados mais próximos dos experimentais poderíamos recorrer a alguns métodos disponíveis para a identificação de danos (como os que se encontram descritos no capítulo 3).

4.2. ANÁLISE ESTÁTICA NÃO LINEAR

Para não se recorrer à utilização de uma análise dinâmica não linear, mas considerando o comportamento fisicamente não linear, mais correctamente do que na análise linear, surgem as análises estáticas não lineares, vulgarmente designadas por *pushover*.

Estas análises correspondem, no seu formato mais usual, à imposição de carregamentos horizontais crescentes para se definir a capacidade resistente da estrutura. Esta capacidade é normalmente representada graficamente por uma curva que traduz a variação do esforço transversal na base do edifício com o deslocamento no seu topo (curva de capacidade) [Bento *et al.*, 2004].

4.2.1. EXEMPLOS DE MODELAÇÕES USADAS ANTERIORMENTE

A avaliação do risco sísmico dos edifícios existentes é uma etapa necessária para se conhecer as áreas mais críticas e avaliar as prioridades do reforço. Para tal, é extremamente importante uma modelação apropriada da estrutura da alvenaria.

Diversos modelos, com aproximações teóricas diferentes [Lourenço, 2002], já foram desenvolvidos.

Os modelos de elementos finitos [Amadio *et al.*, 2003], [Gambarotta *et al.*, 1997], baseados em leis constitutivas apropriadas para os componentes da alvenaria [Lourenço *et al.*, 1998], permitem uma determinação exacta dos pontos críticos da estrutura e dos seus mecanismos de rotura, mas são morosos e exigem o uso de programas caros e bastante complexos.

Outros modelos mais simples são os baseados em macromodelos, onde o edifício de alvenaria é dividido num determinado número de macroelementos [Calderoni *et al.*, 1987], [Azevedo *et al.*, 2000].

O método POR, bastante usado, supõe na sua versão melhorada [Tomazevic, 1978], [Tomazevic *et al.*, 1990], que o colapso estrutural ocorre devido a um mecanismo de rotura, predefinido, num dado piso. Assume que a rotura ocorre somente nos nembros, e não permite que esta aconteça num lintel.

Uma melhoria deste aparece no método do pórtico equivalente, que permite que se realize uma análise global ao edifício. Para tal, um número elevado de mecanismos de rotura, podem ocorrer dentro de cada macroelemento, como se apresentam na Figura 4-16:

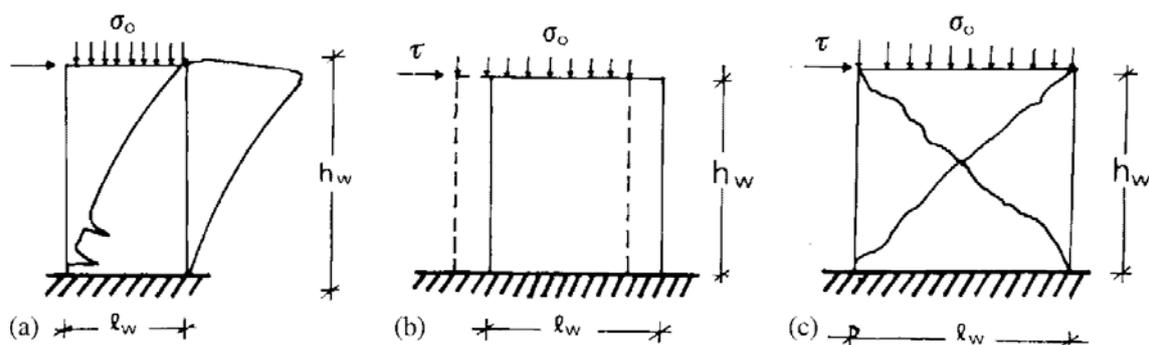


Figura 4-16 – Mecanismos de rotura de um macroelemento de alvenaria [Magenes *et al.*, 1995], [Magenes *et al.*, 1997]: (a) *Rocking*; (b) *Sliding shear*; (c) *Diagonal cracking*

Esta aproximação foi usada no SAM.code [Magenes *et al.*, 1998], [Magenes, 2000] e em análises comparativas entre os macromodelos e os modelos de elementos finitos [Salonikios *et al.*, 2003]. Os lintéis e os nembos são considerados como elásticos, as suas intersecções são consideradas como inteiramente rígidas e a não linearidade mecânica é concentrada em algumas secções transversais bem definidas dentro dos elementos (nembos e lintéis).

Esta aproximação é permitida pelo Eurocódigo 8 [EC 8, 2004] e pelo FEMA 356 [FEMA 356, 2000]. Vários regulamentos internacionais permitem o uso da análise estática não linear (*pushover*) e exigem um controle dos lintéis, o que não é possível usando o método POR [Tomazevic, 1978].

4.2.2. VALIDAÇÃO DO MODELO PROPOSTO

O uso de programas de cálculo automático apropriados torna-se então necessário para a avaliação em edifícios existentes em alvenaria de pedra de acordo com os regulamentos enumerados anteriormente.

Foi feito um estudo com o objectivo de explorar as possibilidades oferecidas pelo programa SAP2000 v.11, para executar análises de *pushover* em edifícios em alvenaria de pedra usando o método do pórtico equivalente de forma a simplificar a sua modelação [Pasticier *et al.*, 2007].

A fim de validar a modelação aí proposta, duas paredes de edifícios em alvenaria de pedra que já tinham sido analisadas previamente em “Catania Project” [Catania Project, 2000] foram posteriormente modeladas utilizando o SAP2000 v.11 e comparados os resultados obtidos.

Neste projecto, a modelação numérica da resposta estrutural tinha sido estudada usando os seguintes programas avançados:

- O SAM.code [Magenes *et al.*, 1995], [Magenes *et al.*, 1998], que utiliza o método do pórtico equivalente;

- O grupo de investigação de Basilicata [Braga *et al.*, 1990], [Braga *et al.*, 1997], com um modelo de macroelemento;
- O grupo de investigação de Genova [Gambarotta *et al.*, 1997] com um modelo de elementos finitos.

A principal limitação do SAP2000 v.11 é a impossibilidade de actualizar os esforços nos elementos, no decurso da análise de *pushover*, com base na variação da força axial (assume que as tensões nos elementos são independentes da força axial). Ou seja, não são actualizados os valores de momento último e de esforço transversal último das rótulas plásticas bem como a tensão inicial em cada etapa da análise não linear.

No entanto, os mecanismos de rotura detectados no SAP2000 v.11 (quer em termos de força máxima na base, quer em termos de deslocamento último no topo) são similares aos do SAM.code e aos dos grupos de pesquisa Basilicata e Génova.

Logo este facto não parece ser fundamental na análise de *pushover* de edifícios em alvenaria de pedra. Com base em algumas comparações de resultados numéricos obtidos com os outros programas, verificou-se que o modelo proposto no SAP2000 v.11 pode ser usado para análises de *pushover* de paredes em alvenaria usuais e de geometrias regulares [Pasticier *et al.*, 2007].

As tensões nos elementos podem ser avaliadas utilizando, para σ_0 (tensão inicial média), os valores correspondentes ao passo inicial de carga (apenas carga gravítica, sem cargas horizontais aplicadas).

4.2.3. MODELAÇÃO DO EDIFÍCIO EM ESTUDO

A modelação aqui proposta para o edifício em alvenaria de pedra em estudo é baseada no uso do método do pórtico equivalente (modelo plano de macroelementos) utilizando o programa de cálculo automático SAP2000 v.11 e será apenas avaliado o comportamento no plano, de uma fachada do edifício em estudo.

O SAP2000 v.11 permite que se analise o comportamento mecânico não linear do material introduzindo o seguinte elemento: rótulas plásticas.

O comportamento não linear dos elementos é aqui representado através de rótulas plásticas e as propriedades mecânicas não lineares destes elementos foram definidas baseando-se nos mecanismos de rotura possíveis dos macroelementos de alvenaria representados na Figura 4-16.

Esta análise pode ser usada para a verificação do comportamento sísmico de estruturas existentes, como é o caso do presente trabalho, mas também para o dimensionamento de novas estruturas (através de mecanismos de rotura predefinidos).

Os edifícios que cumpram os critérios de regularidade podem ser analisados com modelos planos, um em cada direcção. Assim serão aqui analisadas as fachadas do edifício em estudo.

Na análise estática não linear, *pushover*, submete-se a estrutura às cargas gravíticas e a cargas horizontais crescentes.

4.2.3.1 MODELO ESTRUTURAL

A curva padrão da força *versus* deslocamento do SAP2000 v.11 a ser aplicada nas rótulas plásticas é descrita na Figura 4-17 a).

Os elementos de alvenaria são modelados, como sugerido em [The Italian Official Gazette, 2003], com rotura frágil final [Magenes *et al.*, 2000] introduzindo uma rótula de flexão em cada extremidade dos nembos deformáveis e uma rótula de corte a meio vão de cada nembo e de cada lintel.

Estas rótulas introduzidas nos elementos correspondem aos possíveis mecanismos de rotura para este tipo de edifícios [Pasticier *et al.*, 2007] e que se verifica que estão de acordo com os resultados experimentais obtidos.

Representa-se o comportamento dos vários elementos na figura seguinte (Figura 4-17 b) a e)).

Ou seja, considera-se que os elementos de alvenaria têm comportamento elástico estando as suas propriedades mecânicas não lineares concentradas nas rótulas plásticas.

Admite-se, para os nembos, que as rótulas plásticas apresentam um comportamento plástico rígido-perfeito com rotura frágil final.

O momento último (M_u) dos nembos é dado pela Equação 4-5.

Para a definição da força de corte última nos nembos (V_u^f e V_u^s), de acordo com os resultados experimentais dos testes [Magenes *et al.*, 1997], consideram-se dois critérios da força.

O primeiro critério (V_u^f), dado pela Equação 4-6, é recomendado em [The Italian Official Gazette, 2003] para edifícios já existentes e refere-se a mecanismos de rotura por *diagonal cracking*.

O segundo critério (V_u^s), dado pela Equação 4-7, refere-se a mecanismos de rotura por *sliding shear* e é recomendado em [The Italian Official Gazette, 2003] para edifícios novos. Esse critério, formulado de forma diferente, é também proposto pelos Eurocódigos 6 e 8 [EC6, 2005], [EC8, 2004].

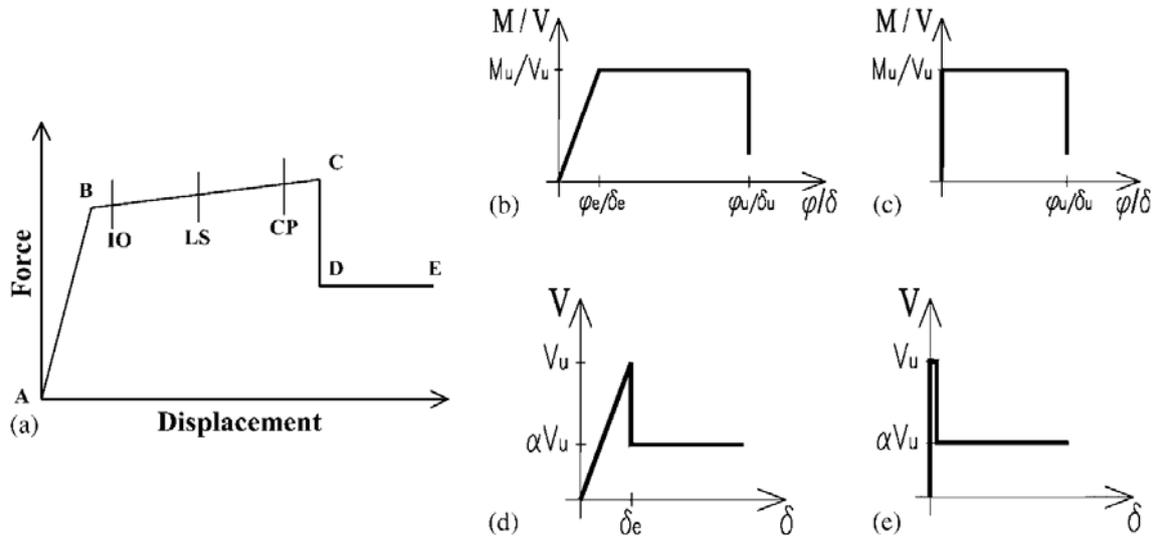


Figura 4-17 – a) Curva padrão da força *versus* deslocamento do SAP2000 v.11 para o elemento de rótula plástica [Computers and Structures Inc. 2005]; (b) e (c): comportamento, respectivamente, para o nembro inteiro e para a rótula plástica correspondente [Pasticier *et al.*, 2007]; (d) e (e): comportamento, respectivamente, para o lintel inteiro e para a rótula plástica correspondente [Pasticier *et al.*, 2007]

$$M_u = \frac{\sigma_0 \cdot l^2 \cdot e}{2} \cdot \left(1 - \frac{\sigma_0}{k \cdot f_d}\right) \quad \text{Equação 4-5}$$

$$V_u^f = \frac{1,5 \cdot f_{v0d} \cdot l \cdot e}{\xi} \cdot \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{1,5 \cdot f_{v0d}}} \quad \text{Equação 4-6}$$

$$V_u^s = \frac{\frac{3}{2} \cdot f_{v0d} + \mu \cdot \frac{\sigma_0}{\gamma_m} \cdot l \cdot e}{1 + \frac{3 \cdot h_0}{l \cdot \sigma_0} \cdot f_{v0d}} \quad \text{Equação 4-7}$$

Sendo [The Italian Official Gazette, 2003], σ_0 a tensão de compressão média inicial, l a largura do nembro, e a espessura do nembro, k o coeficiente que entra em consideração com a distribuição vertical do esforço no apoio em compressão (igual a 0,85), f_d a tensão de compressão, f_{v0d} a tensão de corte μ o coeficiente de fricção (igual a 0,4), ξ o coeficiente de relação geométrica do nembro (1,5 se $l/L > 1,5$; l/L se $1 \leq l/L \leq 1,5$; 1 se $l/L < 1$), h_0 a altura eficaz

do nembo (distância entre a secção transversal em que o critério de força é aplicado e o ponto de momento zero) e γ_m o factor de segurança (igual a 2).

Para as rótulas de corte, a força é dada pelo valor mínimo das Equações 4-6 e 4-7.

A rotação última (ϕ_u) corresponde a uma deformação lateral última igual a 0,8% da altura do nembo, menos a rotação elástica (ϕ_e) (Equação 4-8) [The Italian Official Gazette, 2003].

O deslocamento último (δ_u) assume-se ser igual a 0,4% da altura do nembo menos o deslocamento elástico (δ_e) (Equação 4-9) [The Italian Official Gazette, 2003]:

$$\phi_u = 0,008 \cdot H - \phi_e \quad \text{Equação 4-8}$$

$$\delta_u = 0,004 \cdot H - \delta_e \quad \text{Equação 4-9}$$

Considera-se assim que a rótula do nembo se forma quando se atingir o primeiro dos valores: ϕ_u ou δ_u .

Para os lintéis, uma vez que a sua modelação representa um elemento encastrado em ambos os apoios, considera-se apenas uma rótula de corte a meio vão, sendo essa força (V_u) dada pela Equação 4-10 [Pasticier *et al.*, 2007]:

$$V_u = e \cdot l \cdot f_{v0d} \quad \text{Equação 4-10}$$

Sendo, e a espessura do lintel, l a largura do lintel e f_{v0d} a tensão de corte sem a força axial.

Para traçar os gráficos apresentados na Figura 4-17 e) considera-se o valor de $\alpha=0,25$ (representa um comportamento frágil – elástico com força residual após a rotura igual a um quarto da força máxima suposta para o elemento inteiro, sem limite na deformação [Magenes *et al.*, 2000]).

4.2.3.2 HIPÓTESES DE CÁLCULO

Consideram-se as seguintes hipóteses de cálculo:

- Carga a aplicar à estrutura

Para simular as cargas incrementais, são usadas separadamente pelo menos duas das seguintes distribuições de forças (segundo o Eurocódigo 8 [EC8, 2004]):

Distribuição uniforme – Aplica em cada piso uma força proporcional à massa desse piso.

Distribuição triangular invertida – Aplica em cada piso uma força proporcional ao produto da massa com a altura do piso.

Distribuição modal – Aplica em cada piso uma força proporcional à massa desse piso e à sua componente do modo condicionante.

Neste caso será aplicada uma distribuição uniforme e uma modal. Essas cargas são aplicadas progressivamente a partir de zero até ao valor predefinido, a que corresponde o pré-colapso da estrutura.

- Controlo da intensidade da carga a aplicar ou do deslocamento da estrutura

Numa análise estática não linear pode-se escolher entre controlar a carga a aplicar na estrutura ou controlar o deslocamento da mesma estrutura quando submetida a essa carga.

Neste caso, optou-se por controlar o deslocamento progressivo da estrutura pois sabe-se até onde a estrutura se pode deslocar, mas não se sabe qual a intensidade de carga necessária.

O controlo do deslocamento é mais útil para estruturas que se tornam instáveis e podem perder capacidade de carga durante a análise.

Deve-se então predefinir um deslocamento máximo a controlar (neste caso escolheu-se controlar um ponto no topo da estrutura) e será aplicada carga até se chegar a esse deslocamento. Se no final da análise verificarmos que a estrutura não chegou ao pré-colapso, aumenta-se o valor desse deslocamento predefinido e assim sucessivamente até se atingir o estado pretendido.

- Condições iniciais

Antes de se proceder à aplicação de qualquer carga considera-se que a estrutura tem deslocamento nulo, que todos os elementos não têm tensões aplicadas e não há nenhuma deformação não linear.

- Descarga das rótulas plásticas

Quando uma rótula plástica atinge o seu limite de deformabilidade, a carga aí aplicada é distribuída pelo resto da estrutura.

A descarga de uma rótula ocorre quando a curva força *versus* deslocamento ou momento *versus* rotação apresenta uma diminuição da sua capacidade, como se mostra na passagem do ponto C ao ponto D na Figura 4-17 a).

Neste caso, o método utilizado será o de descarregar toda a estrutura e redistribuir a carga aplicada. Outras partes da estrutura podem agora absorver a carga que é transferida devido à descarga da rótula. Este método funciona bem, pois a descarga da rótula não necessita de grandes reduções da carga aplicada à estrutura, caso contrário seria necessário redistribuir localmente a carga aplicada.

4.2.3.3 CURVA DE CAPACIDADE

As propriedades mecânicas da alvenaria de pedra usadas nesta análise são as seguintes (Tabela 4-6):

E (GPa)	G (GPa)	P (Kg /m ³)	f_d (MPa)	f_{vd} (MPa)
0,750	0,250	1909,500	1,000	0,125

Tabela 4-6 – Propriedades mecânicas da alvenaria de pedra utilizadas na análise numérica

Estes valores resultaram dos ensaios experimentais (ver Tabela 2-3), com excepção de f_d e de f_{vd} que foram estimados tendo em conta os valores previstos no Eurocódigo 6 [EC6, 2005] e adoptaram-se os valores indicados na Tabela 4-6.

Apresenta-se um desenho esquemático (Figura 4-18), retirado do SAP2000 v.11, do aspecto do modelo que representa uma fachada do edifício em análise.

Os nembos e os lintéis, são representados como barras e estão associados a uma determinada secção, que está em concordância com a espessura e largura da fachada em análise.

Consideraram-se dois tipos de nembos, os exteriores (localizados nas extremidades direita e esquerda do modelo) e os interiores (restantes), pois apresentam diferentes dimensões, diferentes cargas axiais e conseqüentemente diferentes resistências.

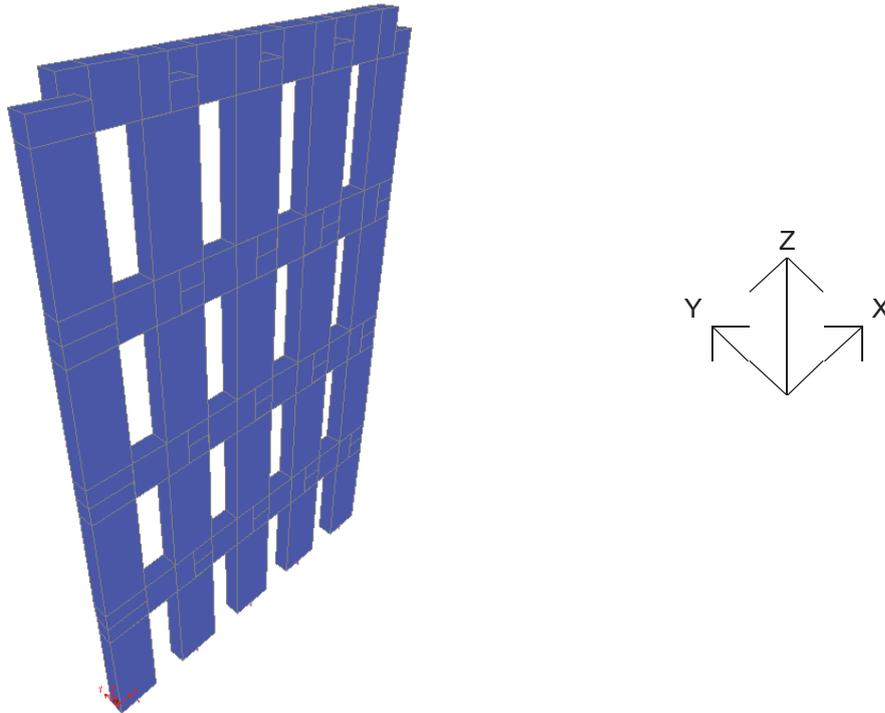


Figura 4-18 – Fachada do edifício em análise (SAP200 v.11 [Computers and Structures Inc., 2005])

Apresentam-se de seguida as dimensões dos nembos exteriores, nembos interiores e lintéis (Tabela 4-7).

	NEMBOS EXTERIORES	NEMBOS INTERIORES	LINTÉIS
L (m)	0,900	0,900	0,300
l (m)	0,375	0,400	0,300
e (m)	0,150	0,150	0,150
$Secção$ (m ²)	0,056	0,060	0,045

Tabela 4-7 – Secções dos elementos do modelo numérico

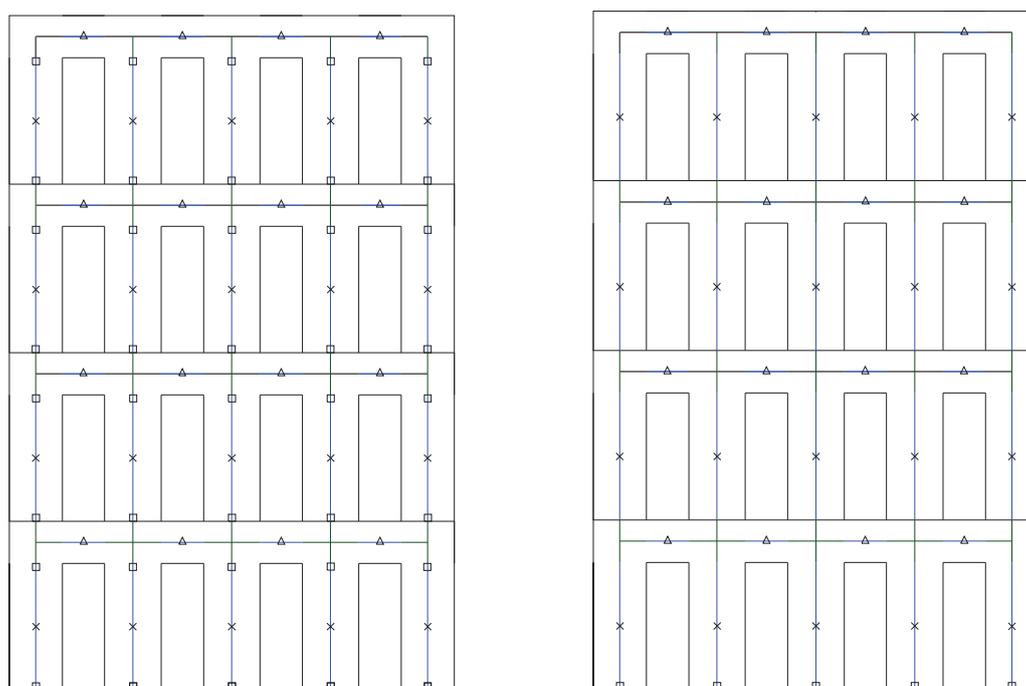
Cada nembo e cada lintel está dividido em três troços distintos; nas duas extremidades (superior e inferior) encontram-se dois troços de alvenaria designados como rígidos, que correspondem à zona localizada fora das aberturas de fachada (portas) e um troço designado elástico, localizado entre os dois troços rígidos que por sua vez correspondem à zona localizada nas aberturas de fachada.

Serão efectuadas duas análises de *pushover* à fachada do edifício:

- Análise 1 – A fachada será modelada com a colocação de rótulas de corte a meio-vão quer dos nembos quer dos lintéis e rótulas de flexão apenas nas extremidades superior e inferior dos troços elásticos dos nembos.
- Análise 2 – A fachada será modelada com a colocação de rótulas de corte a meio-vão quer dos nembos quer dos lintéis e rótulas de flexão apenas nas extremidades dos nembos junto à base do edifício (para simular a ligação do nembo à fundação).

Esta segunda escolha (análise 2) deve-se ao facto de no ensaio experimental o colapso ter ocorrido por corte nos lintéis. Para justificar esta opção, foi feita primeiramente uma análise em regime elástico à fachada e constatou-se que os maiores esforços ocorrem nos lintéis.

Representa-se na Figura 4-19 a localização das rótulas plásticas para os dois tipos de análises descritos (análise 1 e 2).



Análise 1

Análise 2

Δ - Rótula de corte (lintel); x - Rótula de corte (nembo); \square - Rótula de flexão (nembo)

Figura 4-19 – Localização das rótulas plásticas para as análises 1 e 2

Foram calculados os valores de V_u^f e V_u^s através das Equações 4-6 e 4-7, respectivamente, para cada tipo de nembo do modelo.

Foram também calculados os valores de V_u através da Equação 4-10, para os lintéis do modelo.

Apresentam-se de seguida os valores obtidos (Tabela 4-8).

	NEMBOS EXTERIORES	NEMBOS INTERIORES	LINTÉIS
M_u (KNm)	1,07	1,34	-
V_u^f (KN)	7,51	8,25	-
V_u^s (KN)	7,28	8,23	-
V_u (KN)	-	-	4,50

Tabela 4-8 – Resultados obtidos

Como referido anteriormente, para a caracterização das rótulas de corte nos nembos será utilizado o menor valor de V_u^f e V_u^s .

Para descrever o comportamento das rótulas plásticas, teve de se proceder ao cálculo dos limites elásticos e últimos de deformação (rotações e deslocamentos) dos elementos de alvenaria, pelas Equações 4-8 e 4-9, apresentando-se os resultados de seguida (Tabela 4-9).

	NEMBOS EXTERIORES	NEMBOS INTERIORES	LINTÉIS
δe (mm)	0,18	0,21	0,16
δu (mm)	3,42	3,39	-
ϕe (rad)	0,00049	0,00049	-
ϕu (rad)	0,00938	0,00938	-

Tabela 4-9 – Resultados dos limites elásticos e últimos para lintéis e nembos

Assim, obtêm-se os seguintes gráficos que representam o comportamento dos vários elementos do modelo (Figuras 4-20 a 4-22).

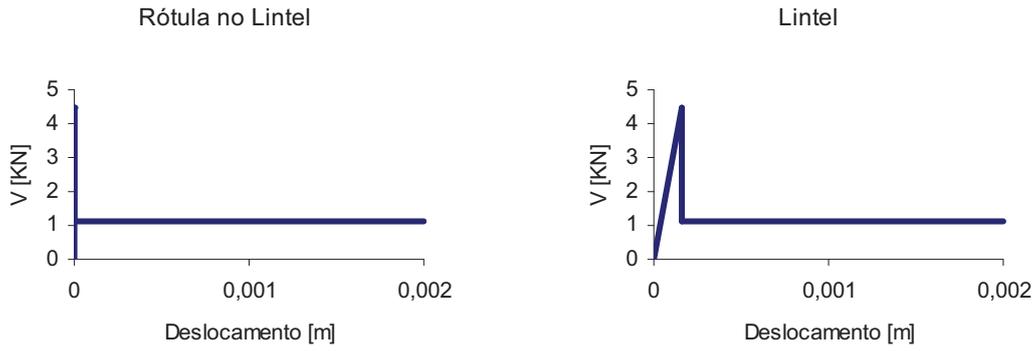


Figura 4-20 – Comportamento dos lintéis e respectivas rótulas plásticas do modelo numérico

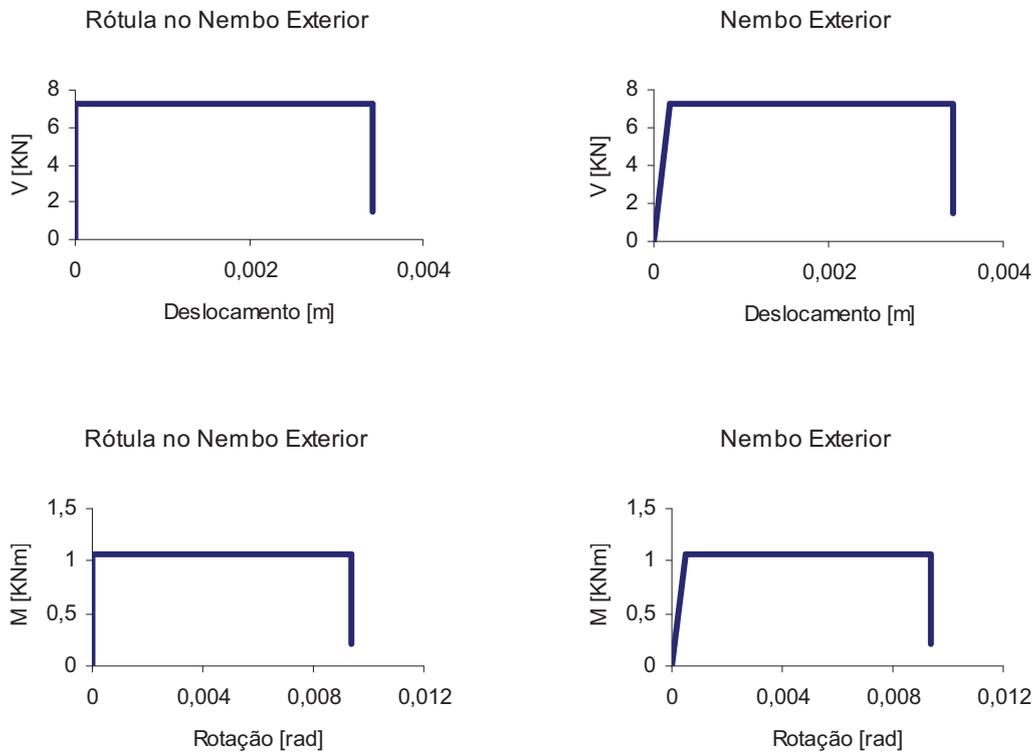


Figura 4-21 – Comportamento dos nembos exteriores e respectivas rótulas plásticas do modelo numérico

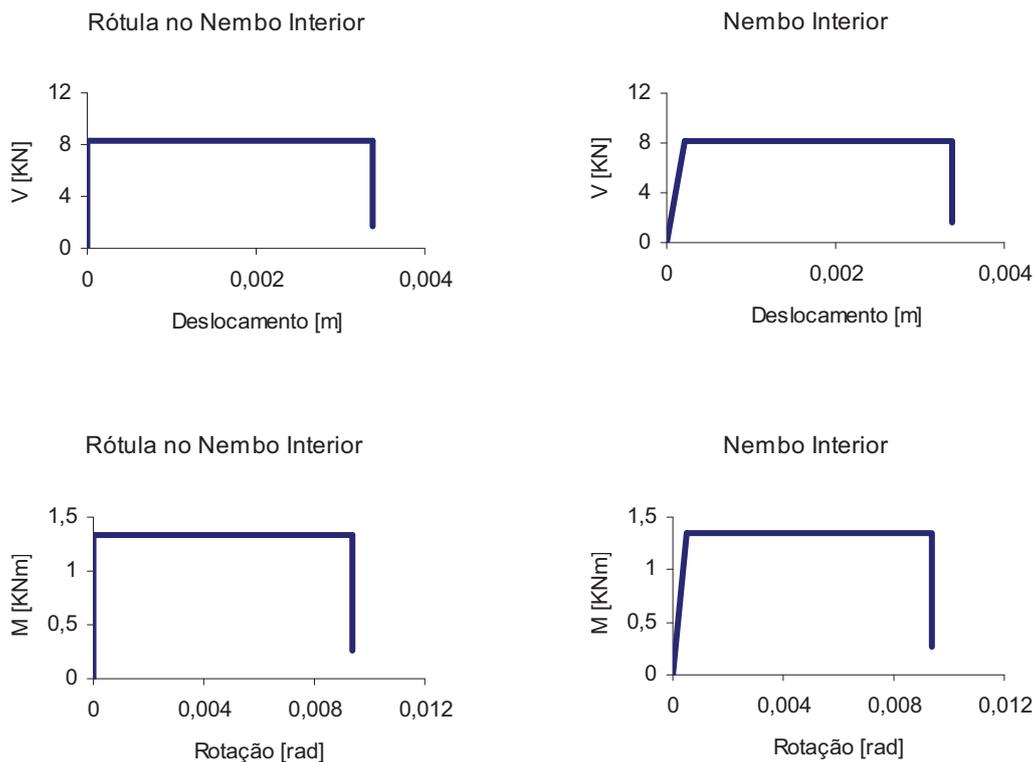


Figura 4-22 – Comportamento dos nembos interiores e respectivas rótulas plásticas do modelo numérico

Depois de efectuada a análise numérica até aqui descrita, obtêm-se as seguintes curvas de capacidade, para as duas cargas horizontais incrementais aplicadas à estrutura (Figura 4-23).

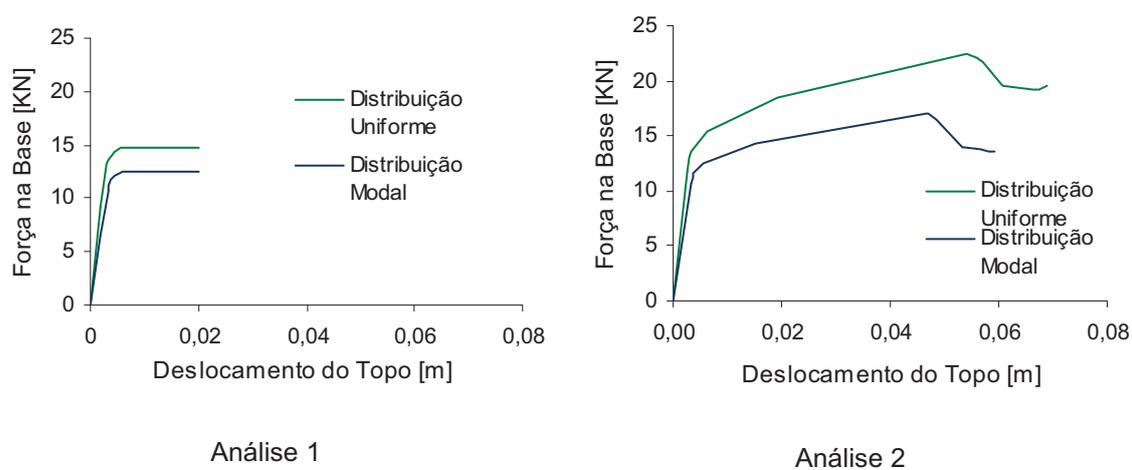
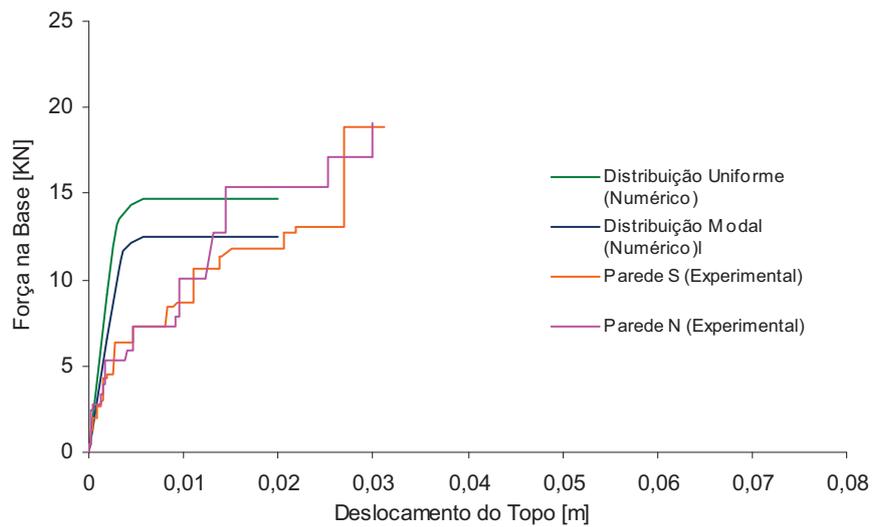


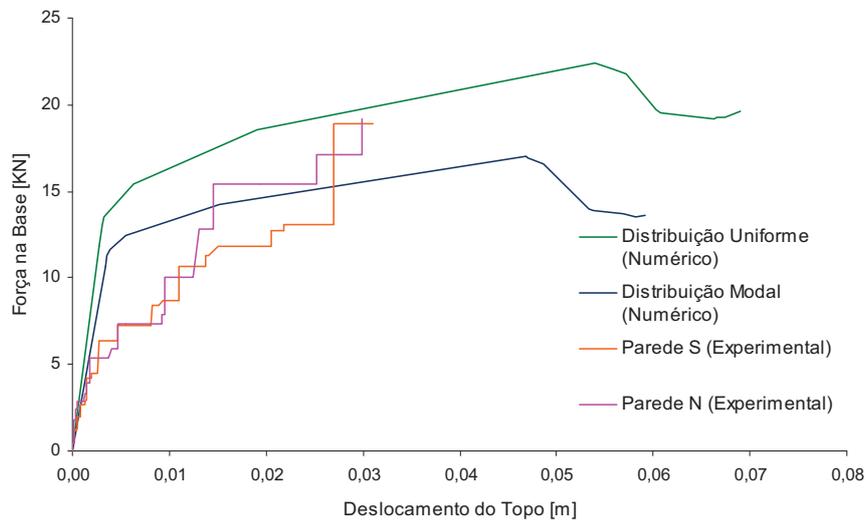
Figura 4-23 – Curvas de Capacidade para uma distribuição uniforme e para uma distribuição modal de forças aplicadas à estrutura

4.2.4. DISCUSSÃO DOS RESULTADOS OBTIDOS

Comparam-se de seguida (Figura 4-24) os resultados obtidos numericamente com os resultados experimentais para as duas análises.



Análise 1



Análise 2

Figura 4-24 – Comparação das curvas de capacidade obtidas numericamente (da análise 1 e da análise 2) com as curvas de capacidade obtidas experimentalmente

Assim apresentam-se nas Figuras 4-25 e 4-26, os mecanismos de colapso das análises numéricas 1 e 2, para as duas distribuições de forças aplicadas.

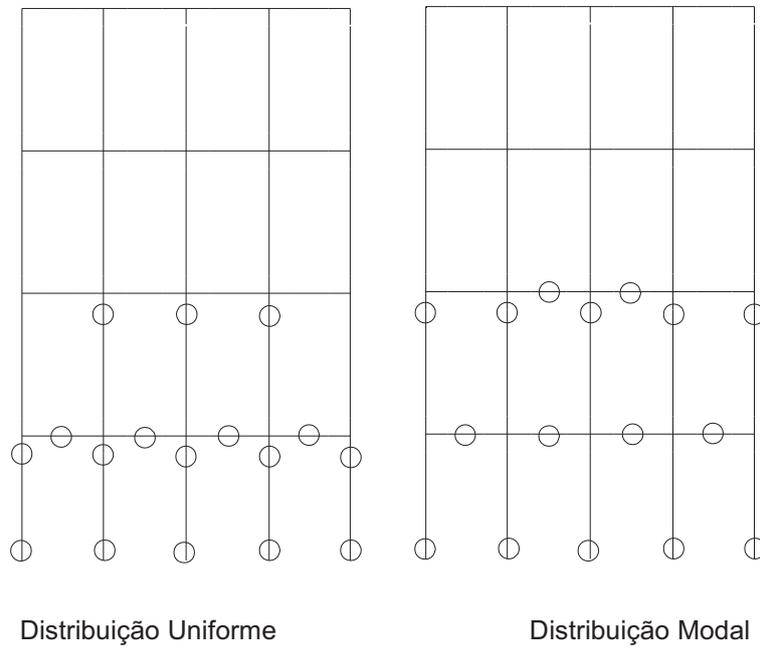


Figura 4-25 – Mecanismos de colapso da análise numérica 1 para cada uma das duas distribuições de forças

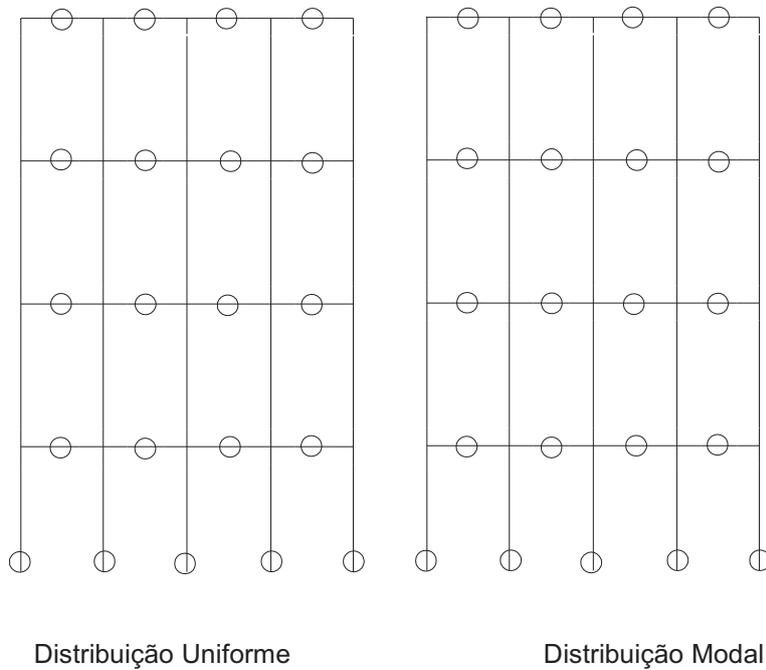


Figura 4-26 – Mecanismos de colapso da análise numérica 2 para cada uma das duas distribuições de forças

Analisando os resultados experimentais [Candeias, 2008], nomeadamente os danos no modelo no final dos ensaios, verifica-se que o estado de dano final apresenta rotura por corte a meio-vão dos lintéis (*sliding shear*). Não se tendo verificado rotura por flexão (*rocking*) nas extremidades superior e inferior dos nembos.

A análise numérica 2 aproxima-se efectivamente do ensaio experimental, quer em termos de mecanismo de colapso, quer em termos de força e deslocamento últimos, pelo que será esta a sujeita a comparações.

Com a aplicação da distribuição de forças modal, a resistência máxima obtida corresponde a uma força na base de 17,02kN e a um deslocamento de topo de 0,0468m, enquanto que com a aplicação da distribuição de forças uniforme, a resistência máxima obtida corresponde a uma força na base de 22,40kN e a um deslocamento de topo de 0,0539m. No entanto o andamento das duas curvas é semelhante.

Sendo em ambos os casos, o deslocamento máximo do topo do edifício de aproximadamente 1% da sua altura. Aproxima-se mais dos resultados experimentais a estimativa da curva de capacidade obtida através da aplicação da distribuição de forças uniforme.

No entanto a sequência de formação de rótulas plásticas é idêntica nas duas distribuições de forças e apresenta-se de seguida (Figura 4-27).

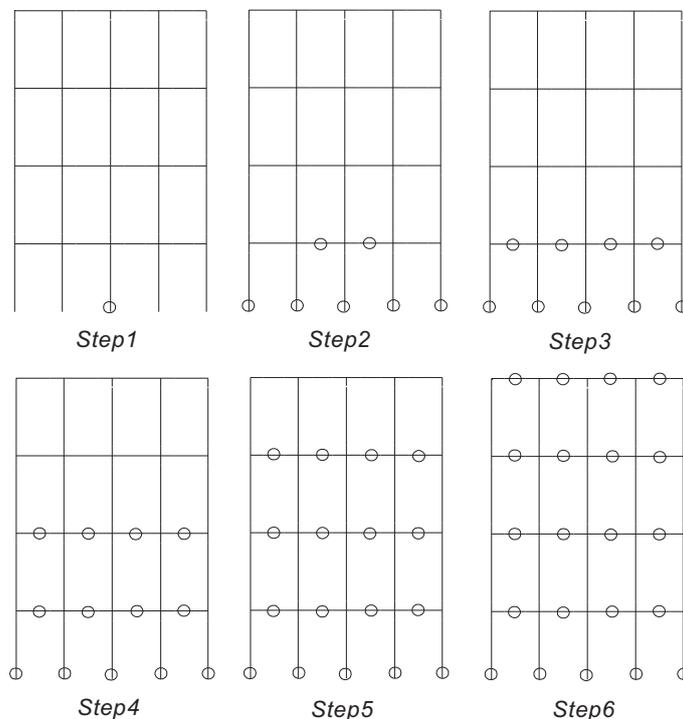


Figura 4-27 – Sequência de formação de rótulas plásticas na análise numérica 1

A formação das rótulas plásticas inicia-se no piso 1, nos lintéis centrais formando-se depois nos lintéis de extremidade no mesmo piso, só depois vão subindo de piso para piso. O colapso ocorre quando se forma, por fim, a última rótula plástica localizada no último piso.

Verifica-se que este modelo simplificado consegue reproduzir de forma satisfatória o comportamento global da fachada no seu plano, pois os esforços transversos últimos aplicados na base do edifício (que representam a resultante das cargas aplicadas) e os deslocamentos últimos do topo do edifício são comparáveis (experimental com numérico).

No entanto não se consegue reproduzir tão bem o comportamento da fachada para estados iniciais de danos localizados aproximando-se os resultados à medida que os deslocamentos do topo da estrutura vão aumentando e conseqüentemente aumentando também a carga aplicada na base da estrutura.

4.2.5. COMPARAÇÕES COM OUTRO MODELO NUMÉRICO

Foi também efectuado em [Candeias 2008], uma análise estática não linear a esta fachada deste edifício, mas recorrendo a um modelo plano contínuo de elementos finitos (utilizando o programa de cálculo automático Cast3M).

Apresenta-se de seguida na Figura 4-28, o aspecto do modelo numérico referido, para um estado de dano correspondente a um deslocamento de topo de 1% da altura do modelo, quando sujeito à aplicação de uma distribuição de forças uniforme.

É interessante efectuar uma comparação entre os resultados das duas análises estáticas não lineares utilizando os dois modelos numéricos, o modelo de macroelementos (apresentado anteriormente) e o modelo contínuo [Candeias 2008].

Apresentam-se na Figura 4-29, as curvas de capacidade obtidas numericamente através dos dois modelos (elementos finitos e de macroelementos).

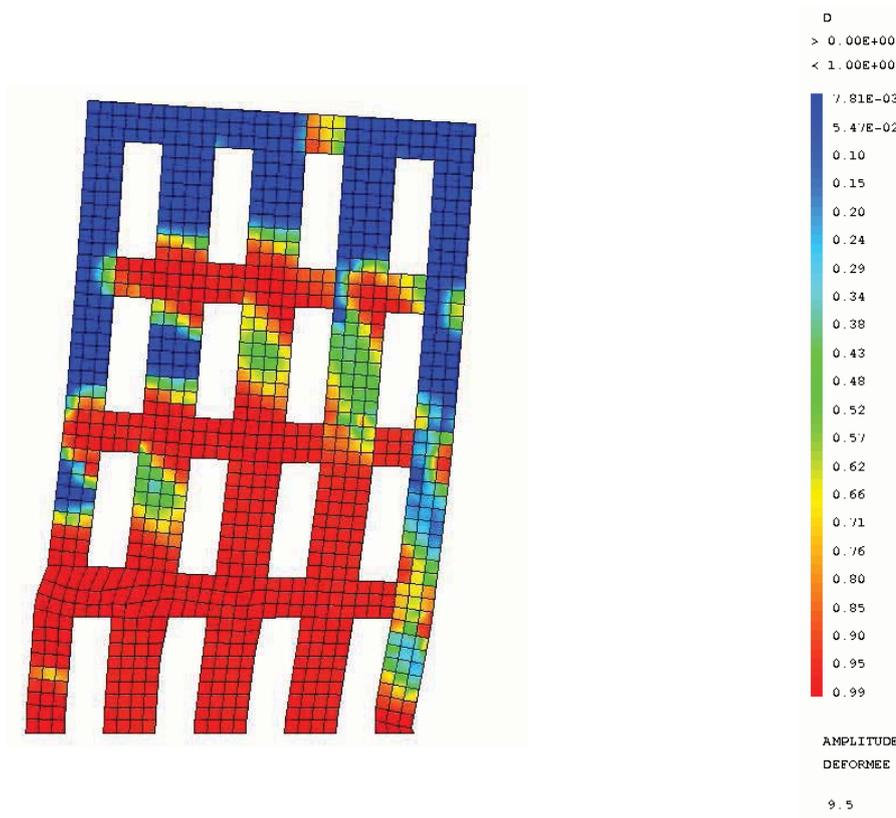


Figura 4-28 – Estado de dano do modelo 0, correspondente a um deslocamento de topo de 1% da altura do modelo e quando aplicada uma distribuição de forças modal [Candeias, 2008]

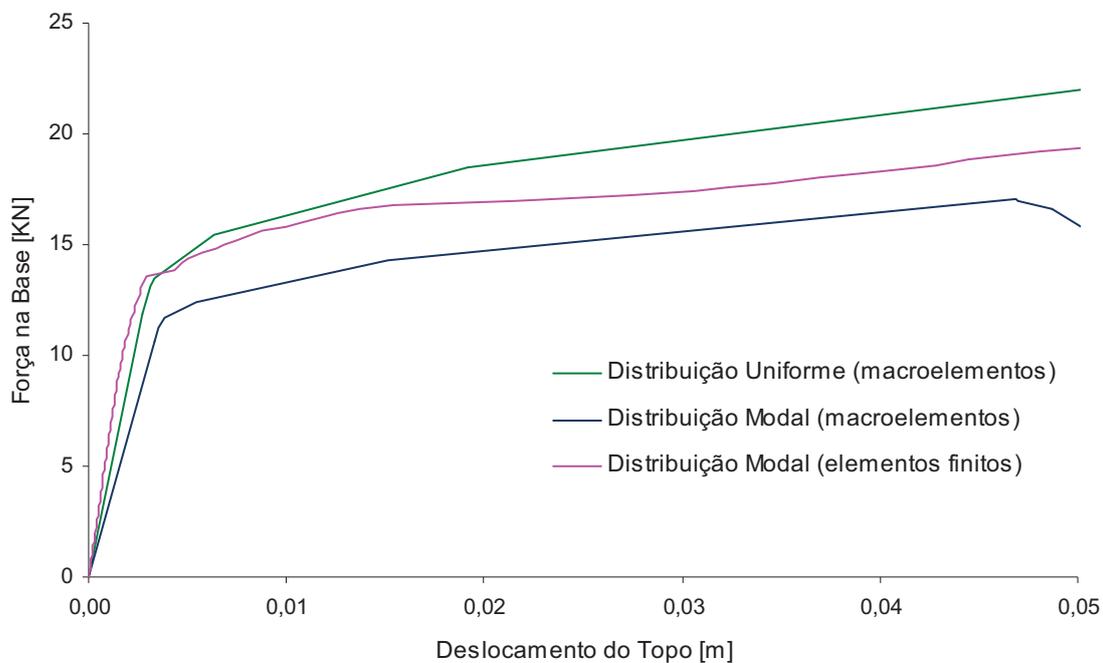


Figura 4-29 – Curvas de capacidade obtidas numericamente

Apesar da rigidez inicial do modelo contínuo ser maior, a sua capacidade resistente máxima está compreendida entre as dos dois modelos de macroelementos.

Verifica-se também que o andamento das curvas é bastante semelhante, pelo que, ambos os modelos estruturais, (contínuo e de macroelementos), levam a resultados comparáveis. No entanto o modelo de macroelementos é mais fácil de definir e utilizar.

A comparação destas curvas de capacidade numéricas com as experimentais indica que só é possível reproduzir adequadamente o comportamento não linear da estrutura se as propriedades dos materiais ou os mecanismos de colapso forem correctamente reproduzidos nos modelos numéricos.

5. AVALIAÇÃO SÍSMICA DA ESTRUTURA

5.1. MÉTODO ATC40

O método do espectro de capacidade proposto no ATC40 [ATC, 1996] tem demonstrado ser uma ferramenta útil, entre outras, para a avaliação do desempenho sísmico de edifícios existentes. É facilmente compreensível e consistente com outros métodos que entram em consideração com o comportamento não-linear das estruturas sujeitas a ações sísmicas.

Este método é um procedimento estático não-linear que compara a curva de capacidade global da estrutura, com o espectro de resposta que representa a solicitação sísmica, sendo uma ferramenta muito útil na avaliação e dimensionamento do reforço de edifícios.

5.1.1. CURVA DE CAPACIDADE DA ESTRUTURA

A curva de capacidade da estrutura relaciona o esforço transversal na base com o deslocamento do topo, conforme se apresenta na Figura 4-23.

Para a aplicação do método do espectro de capacidade é necessário converter essa curva de capacidade de força-deslocamento global em coordenadas espectrais, obtendo-se assim uma curva representada num sistema de eixos de aceleração-deslocamento espectrais.

Desta forma todos os pontos da curva de capacidade são convertidos em pontos de coordenadas espectrais (Figura 5-1), através das Equações 5-1 e 5-2 [Candeias, 2000].

$$Sd_1 = \frac{\delta_{topo1}}{PF_{topo1}} \quad \text{Equação 5-1}$$

$$Sa_1 = \frac{V_{base}}{\alpha_1 \cdot W_{total}} \quad \text{Equação 5-2}$$

Sendo Sd_1 a coordenada de deslocamento espectral correspondente à resposta do 1º modo de vibração, δ_{topo1} o deslocamento do topo correspondente à resposta do 1º modo de vibração, PF_{topo1} a contribuição do 1º modo de vibração para o deslocamento do grau de liberdade do topo, Sa_1 a coordenada de aceleração espectral correspondente à resposta do 1º modo de

vibração, V_{base} o esforço transversal na base correspondente à resposta do 1º modo de vibração, α_1 o coeficiente de massa modal efectiva do 1º modo de vibração e W_{total} o peso total do edifício, incluindo cargas quase permanentes.

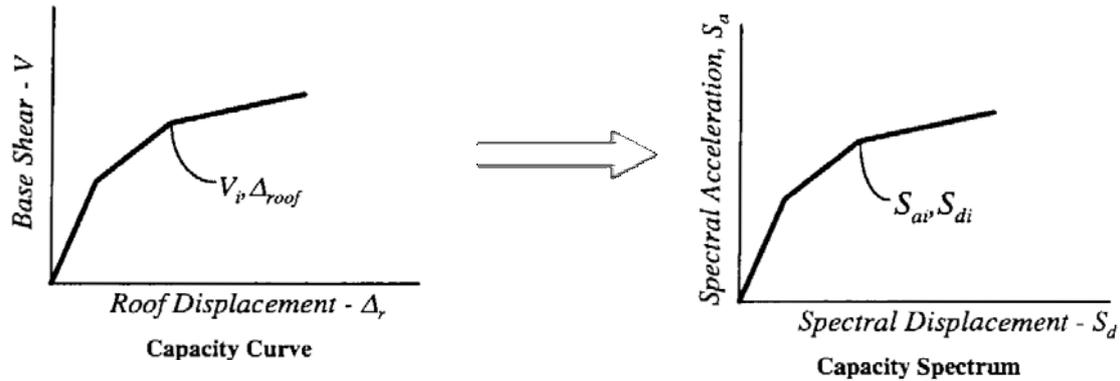


Figura 5-1 – Conversão da curva de capacidade de coordenadas força-deslocamento global em coordenadas espectrais [ATC, 1996]

Quando a estrutura entra em regime inelástico a sua resposta apresenta um amortecimento maior, resultante da combinação de um amortecimento viscoso linear (ζ_{lin}), inerente à estrutura, com um amortecimento viscoso equivalente (ζ_{eq}) relacionado com a energia dissipada nos ciclos de histerese, conforme se mostra na Equação 5-3 [Candeias, 2000].

$$\zeta_{total} = \zeta_{lin} + k_o \cdot \zeta_{eq} \quad \text{Equação 5-3}$$

Sendo ζ_{total} o coeficiente de amortecimento viscoso total, ζ_{lin} o coeficiente de amortecimento viscoso linear (5%), k_o o factor de modificação do coeficiente de amortecimento viscoso equivalente, que mede o ajustamento do ciclo de histerese idealizado ao comportamento histerético real do edifício, inicial ou após degradação e ζ_{eq} o coeficiente de amortecimento viscoso equivalente calculado para um ciclo histerético idealizado.

Constrói-se uma representação bi-linear da curva de capacidade (que define uma área igual à da curva de capacidade para garantir a mesma energia) para se estimar o coeficiente de amortecimento viscoso equivalente (Figura 5-2).

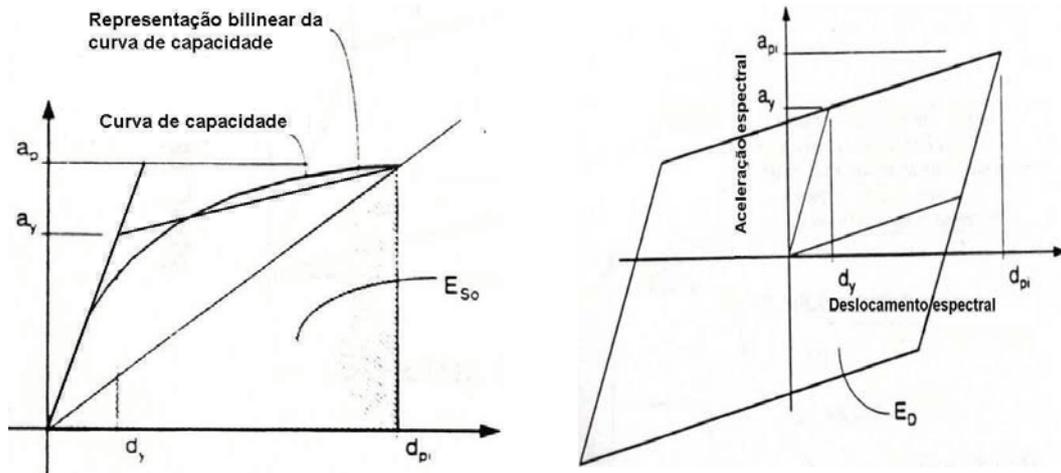


Figura 5-2 – Representação bi-linear da curva de capacidade [ATC, 1996]

Atendendo à Figura 5-2, determina-se a energia dissipada (E_D) num ciclo de histerese e a energia elástica máxima (E_{So}) através das Equações 5-4 e 5-5 [Candeias, 2000].

$$E_D = 4 \cdot (S a_y \cdot S d_{pi} - S d_y \cdot S a_{pi}) \quad \text{Equação 5-4}$$

$$E_{So} = \frac{(S d_{pi} \cdot S a_{pi})}{2} \quad \text{Equação 5-5}$$

O coeficiente de amortecimento viscoso equivalente é então dado pela Equação 5-6.

$$\zeta_{eq} = \frac{200}{\pi} \cdot \frac{S a_y \cdot S d_{pi} - S d_y \cdot S a_{pi}}{S d_{pi} \cdot S a_{pi}} \quad \text{Equação 5-6}$$

Onde, $(S d_y, S a_y)$ e $(S d_{pi}, S a_{pi})$ são as coordenadas espectrais localizadas na Figura 5-2 $((d_y, a_y)$ e (d_{pi}, a_{pi})) respectivamente.

O factor k_o depende do comportamento estrutural do edifício, que por sua vez depende do tipo de edifício (novo, típico ou deficiente) e da duração do movimento do solo (curta ou longa), conforme se apresenta na Tabela 5-1.

DURAÇÃO DO SISMO	EDIFÍCIOS NOVOS	EDIFÍCIOS TÍPICOS	EDIFÍCIOS DEFICIENTES
Curta	Tipo A	Tipo B	Tipo C
Longa	Tipo B	Tipo C	Tipo C

Tabela 5-1 – Tipos de comportamento estrutural [ATC, 1996]

Entende-se por edifícios novos aqueles cujos sistemas estruturais resistentes às forças horizontais e sua pormenorização verificam os regulamentos actuais, por edifícios deficientes aqueles cujos sistemas estruturais resistentes às forças horizontais têm um comportamento hysterético indeterminado ou que sofre degradação e por edifícios típicos todos os outros, nomeadamente a maioria dos edifícios reforçados.

Para este edifício em estudo, considera-se que é do tipo edifício deficiente, ou seja apresenta um comportamento estrutural do tipo C, seja a duração do sismo actuante, curta ou longa.

Surgem assim três categorias de comportamento estrutural conforme se apresenta na Tabela 5-2.

TIPO DE COMPORTAMENTO ESTRUTURAL	ζ_{eq} (%)	K_o (-)
Tipo A	$\leq 16,25$	1,0
	$>16,25$	$1,13-(0,51 \cdot \zeta_{eq} \cdot \pi/2)$
Tipo B	≤ 25	0,67
	>25	$0,845-(0,446 \cdot \zeta_{eq} \cdot \pi/2)$
Tipo C	Qualquer valor	0,33

Tabela 5-2 – Factor de modificação do coeficiente de amortecimento viscoso equivalente [ATC, 1996]

5.1.2. CASUALIDADE SÍSMICA

Define-se casualidade sísmica como uma dada probabilidade de exceder os valores da aceleração espectral (coeficiente de amortecimento viscoso de 5%), para períodos de 0,3s e de 1s, num período de 50 anos. A partir das acelerações são definidos dois coeficientes sísmicos através das Equações 5-7 e 5-8 [Candeias, 2000].

$$C_A = 0,4 \cdot Sa_{(0,3)} \quad \text{Equação 5-7}$$

$$C_V = Sa_{(1)} \quad \text{Equação 5-8}$$

Sendo C_A o coeficiente sísmico no solo, do local, que pode ser tomado como a aceleração de pico efectiva do solo, $Sa_{(0,3)}$ a aceleração espectral para períodos de 0,3s no solo do local, C_V o coeficiente sísmico para períodos de 1s no solo do local e $Sa_{(1)}$ a aceleração espectral para períodos de 1s no solo do local.

Caracteriza-se a acção sísmica através de espectros de resposta normalizados, de aceleração espectral em função do período, definidos pelas Equações 5-9 a 5-11 [Candeias, 2000].

$$Sa(T) = \frac{1,5 \cdot C_A \cdot T}{T_{(A)}} + C_A \quad 0 < T \leq T_{(A)} \quad \text{Equação 5-9}$$

$$Sa(T) = 2,5 \cdot C_A \quad T_{(A)} < T \leq T_{(S)} \quad \text{Equação 5-10}$$

$$Sa(T) = \frac{C_V}{T} \quad T > T_{(S)} \quad \text{Equação 5-11}$$

Sendo $Sa(T)$ o espectro de resposta de aceleração, T o período, $T_{(A)}$ o período de transição entre a aceleração de pico efectiva do solo e a região de aceleração espectral constante ($T_{(A)} = 0,2 \cdot T_{(S)}$) e $T_{(S)}$ o período de transição entre as regiões de aceleração espectral constante e velocidade espectral constante ($T_{(S)} = C_V / (2,5 \cdot C_A)$).

Para a aplicação do método do espectro de capacidade é também necessário representar o espectro de resposta no formato aceleração-deslocamento espectral (Figura 5-3).

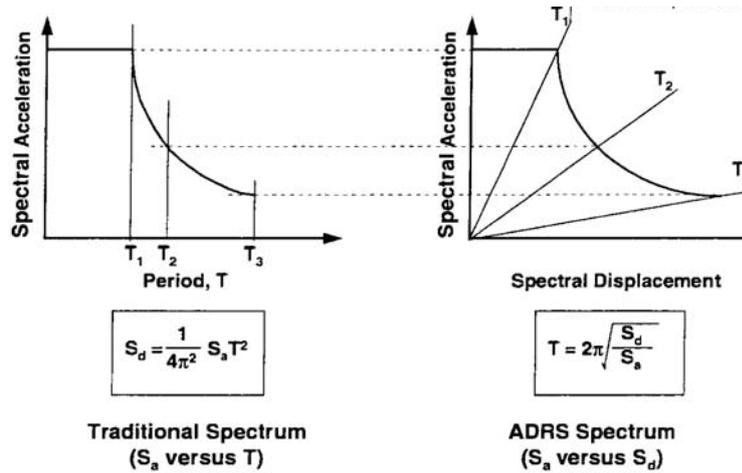


Figura 5-3 – Conversão do espectro de resposta S_a versus T no formato S_a versus S_d [ATC, 1996]

5.1.3. ESPECTRO DE SOLICITAÇÃO

O espectro de solicitação corresponde à redução do espectro de resposta normalizado (coeficiente de amortecimento viscoso de 5%) representativo da acção sísmica em função do coeficiente de amortecimento viscoso total e define-se através das Equações 5-12 a 5-14 [Candeias, 2000].

$$S_a(T, \zeta_{total}) = \frac{(SRa_A(\zeta_{total}) \cdot 2,5 - 1) \cdot C_A \cdot T}{T_{(A)}} + C_A \quad 0 < T \leq T_{(A)} \quad \text{Equação 5-12}$$

$$S_a(T, \zeta_{total}) = SRa_A(\zeta_{total}) \cdot 2,5 \cdot C_A \quad T_{(A)} < T \leq T_{(S)} \quad \text{Equação 5-13}$$

$$S_a(T, \zeta_{total}) = \frac{SRa_A(\zeta_{total}) \cdot C_V}{T} \quad T > T_{(S)} \quad \text{Equação 5-14}$$

Sendo, $S_a(T, \zeta_{total})$ o espectro de solicitação de aceleração, $SRa_A(\zeta_{total})$ o factor de redução na região de aceleração espectral constante, $SRa_V(\zeta_{total})$ o factor de redução na região de velocidade espectral constante, T o período, $T_{(S)}$ o período de transição entre as regiões de aceleração espectral constante e velocidade espectral constante e $T_{(A)}$ o período de transição entre a aceleração de pico efectiva do solo com a região de aceleração espectral constante ($T_{(A)} = 0,2 \cdot T_{(S)}$).

Os factores de redução espectral são função do coeficiente de amortecimento viscoso total e estão limitados pelos valores mínimos indicados na Tabela 5-3.

COMPORTAMENTO ESTRUTURAL	$SR_A (-)$	$SR_V (-)$
Tipo A	0,33	0,50
Tipo B	0,44	0,56
Tipo C	0,56	0,67

Tabela 5-3 – Valores mínimos dos factores de redução espectral [ATC, 1996]

5.1.4. RESPOSTA DA ESTRUTURA

Para determinar a resposta da estrutura recorre-se ao seguinte processo iterativo [ATC, 1996]:

1. Sobrepor a curva de capacidade com o espectro de resposta (ambos em coordenadas espectrais).
2. Seleccionar um ponto sobre a curva de capacidade (a_{pi} , d_{pi}), com base em julgamento de engenharia ou utilizando, por exemplo, a aproximação do deslocamento igual.
3. Determinar o coeficiente de amortecimento viscoso equivalente correspondente ao ponto seleccionado.
4. Representar o espectro de solicitação correspondente ao amortecimento viscoso total.
5. Determinar o ponto de intersecção da curva de capacidade com o espectro de solicitação (a_p , d_p).

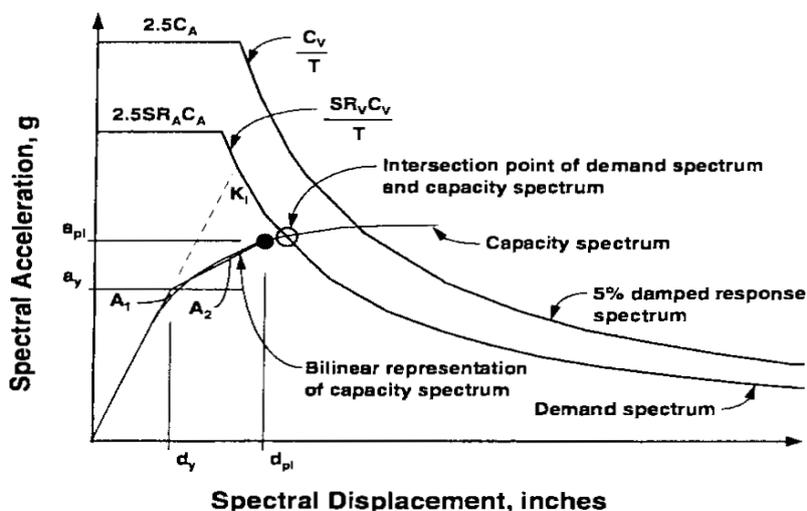


Figura 5-4 – Representação da descrição dos pontos 1 a 5 do processo iterativo para a determinação da resposta da estrutura [ATC, 1996]

6. Verificar se o ponto de intersecção (a_p, d_p) se encontra próximo (com uma tolerância aceitável) do ponto seleccionado na curva de capacidade (a_{pi}, d_{pi}) .

7. Caso negativo selecciona-se um novo ponto na curva de capacidade e repete-se o procedimento a partir do ponto 3.

O ponto de intersecção da curva de capacidade com o espectro de solicitação correspondente define o ponto de resposta da estrutura (a_p, d_p) . Sendo o coeficiente de amortecimento viscoso equivalente da estrutura igual ao coeficiente de amortecimento do espectro de solicitação que passa nesse ponto.

O valor de d_p indica o deslocamento espectral máximo e o valor de a_p a aceleração espectral máxima expectáveis para a resposta da estrutura.

5.2. CRITÉRIOS DE AVALIAÇÃO SÍSMICA

A avaliação sísmica de uma estrutura, no contexto da engenharia baseada no desempenho [Coelho, 2009], corresponde à verificação de determinados objectivos de desempenho e pressupõe a avaliação explícita do seu desempenho sísmico expectável (capacidade de desempenho), dada a acção sísmica a que plausivelmente poderá estar sujeita e considerando as incertezas inerentes à quantificação da perigosidade sísmica e à avaliação da resposta real da estrutura.

As metodologias recentes de avaliação sísmica [SEAOC, 1995], [FEMA 274, 1997], [FEMA 310, 1998], [FEMA 356, 2000] consideram níveis discretos de desempenho, correspondentes a estados limite associados ao nível de dano nos edifícios e à sua funcionalidade pós-sismo, e aos quais são atribuídos nomes representativos do nível de dano expectável – colapso iminente, salvaguarda de vidas, operacionalidade com interrupção de alguns serviços, operacionalidade total [Campos-Costa *et al.*, 2008^a], [Coelho, 2003], [Coelho, 2009]. Apresenta-se na Tabela 5-4 a definição dos níveis de desempenho de acordo com [SEAOC, 1995].

Os objectivos de desempenho são estabelecidos através da interligação dos níveis de desempenho com níveis específicos de severidade da acção sísmica [Coelho, 2003], [Coelho, 2009]. A satisfação destes objectivos corresponde à verificação de critérios de aceitação especificados através de valores limites de parâmetros de resposta (deslocamentos, acelerações, etc.) e definidos em função da importância do edifício em análise, surgindo assim três objectivos específicos [Campos Costa *et al.*, 2008a]:

- Objectivo básico – Para edifícios correntes com ocupação normal.

- Objectivo essencial – Para edifícios importantes que servem de apoio nas operações de socorro.
- Objectivo crítico – Para edifícios cujas consequências de danos possam pôr em causa a segurança e a vida da população.

NÍVEL DE DESEMPENHO	DESCRIÇÃO DO LIMITE DE DANOS	FUNCIONALIDADE PÓS-SISMO
Completamente Operacional	Sem a ocorrência de danos nos elementos estruturais e não estruturais.	O edifício pode continuar a desempenhar as funções a que estava destinado.
Operacional	Sem danos significativos para a estrutura, que permanece com a rigidez e resistência que possuía antes da ocorrência do sismo. Componentes não estruturais encontram-se seguros e as instalações continuam operacionais (redes eléctrica, de gás etc.)	O edifício pode continuar a desempenhar as funções a que estava destinado, apesar de o fazer de modo deficiente. Reocupação do edifício quase imediata com custos baixos.
Salvaguarda de vidas	Danos significativos na estrutura, com substancial perda de rigidez permanecendo com margem apreciável em relação ao colapso. Componentes não estruturais podem não estar operacionais porém encontram-se seguros.	A ocupação deve ser proibida até que as reparações sejam instituídas.
Próximo do Colapso	Danos substanciais em elementos estruturais e não estruturais. Resistência e rigidez da estrutura bastante degradada. Pouca margem em relação ao colapso pode ocorrer destaque e queda de elementos.	Demolição, remoção de entulho e reconstrução.
Colapso	Colapso total do edifício.	Demolição das partes do edifício não colapsadas, remoção de entulho e reconstrução.

Tabela 5-4 – Definição dos níveis de desempenho sísmico [SEAO, 1995]

Representam-se na Figura 5-5 os objectivos desempenho propostos em [SEAO, 1995], em função dos níveis de desempenho e dos níveis de intensidade da acção sísmica. Como se pode observar na Figura 5-5, para a satisfação de um objectivo de desempenho é necessário verificar as várias situações de combinações dos diferentes níveis de desempenho com os níveis intensidade da acção sísmica [Coelho, 2003].

Considera-se, neste estudo, que o edifício é corrente, ou seja, o objectivo específico de desempenho sísmico a verificar é o objectivo básico. Assim a estrutura deverá manter-se completamente operacional quando sujeita a um sismo frequente, operacional para a actuação de um sismo ocasional, assegurar a salvaguarda de vidas após ocorrência de um sismo raro e poderá aproximar-se do colapso se for sujeita a um sismo muito raro.

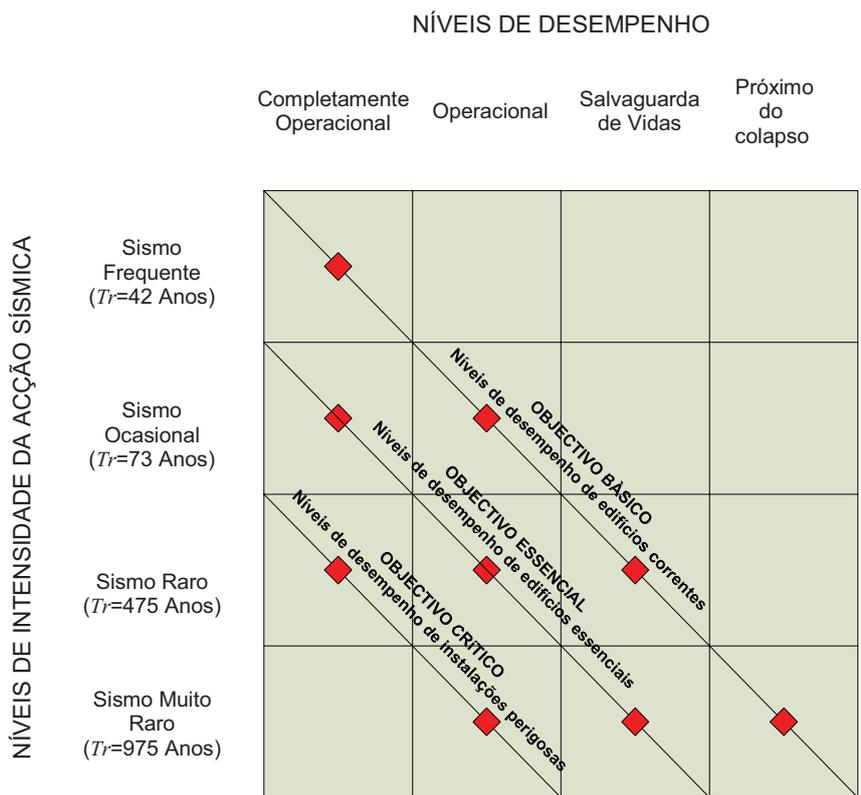


Figura 5-5 – Objectivos específicos de desempenho [SEAOC, 1995]

Representa-se na Figura 5-6 o objectivo básico de desempenho, considerando os estados limite do Eurocódigo 8.

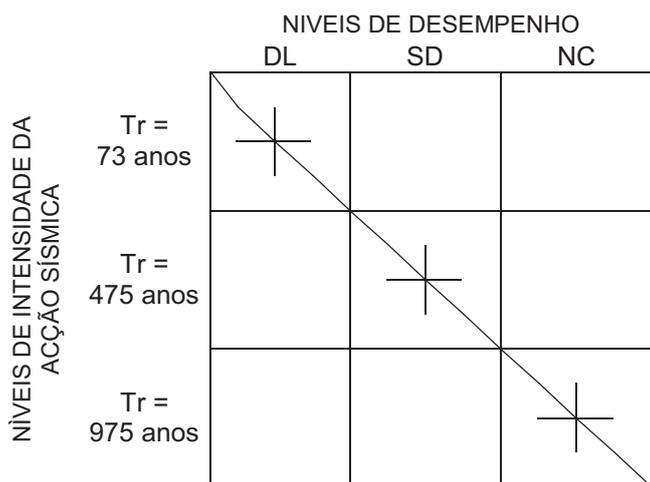


Figura 5-6 – Objectivo básico de desempenho em termos dos estados limite de [EC8, 2004]

A Parte 3 do Eurocódigo 8 [EC8, 2004] estabelece três estados limite que devem ser verificados na avaliação sísmica das estruturas:

- Limitação de danos – DL (*Limit state of damage limitation*), correspondente ao nível de desempenho “operacional”
- Danos significativos – SD (*Limit state of significant damage* (SD)), correspondente ao nível de desempenho “salvaguarda de vidas”
- Próximo do colapso – NC (*Limit state of near collapse* (NC)), correspondente ao nível de desempenho “próximo do colapso”

5.3. ESTADOS LIMITE DE DANO

Para determinar se a estrutura em estudo (considerando o comportamento no plano da fachada) satisfaz estas condições, a resposta da estrutura, para cada nível de intensidade da acção sísmica, será comparada com o limite estabelecido para o nível de desempenho correspondente (critérios de aceitação).

Os critérios de aceitação são normalmente estabelecidos através da definição de valores limite de parâmetros da resposta estrutural correspondentes aos estados limite de dano associados aos níveis de desempenho.

Com base na definição dos estados limite do Eurocódigo 8 [EC8, 2004]:

- Limitação de danos (DL) – Corresponde ao deslocamento do topo quando ocorre a formação da primeira rótula plástica.
- Danos significativos (SD) – Corresponde a $\frac{3}{4}$ da capacidade de deslocamento último no topo.
- Próximo do colapso (NC) – Corresponde à redução de 20% do pico de força.

Obtiveram-se os seguintes valores, para os limites dos estados de dano (Tabela 5-5):

	d (m)	F (kN)	d/h (%)
DL	0,0031	13,13	0,074
SD	0,0404	20,85	0,963
NC	0,0667	17,92	1,586

Tabela 5-5 – Resultados obtidos para os limites dos estados de dano

Os três estados limites são então localizados sobre a curva de capacidade da estrutura, correspondente à aplicação de uma distribuição uniforme de forças (Figura 5-7).

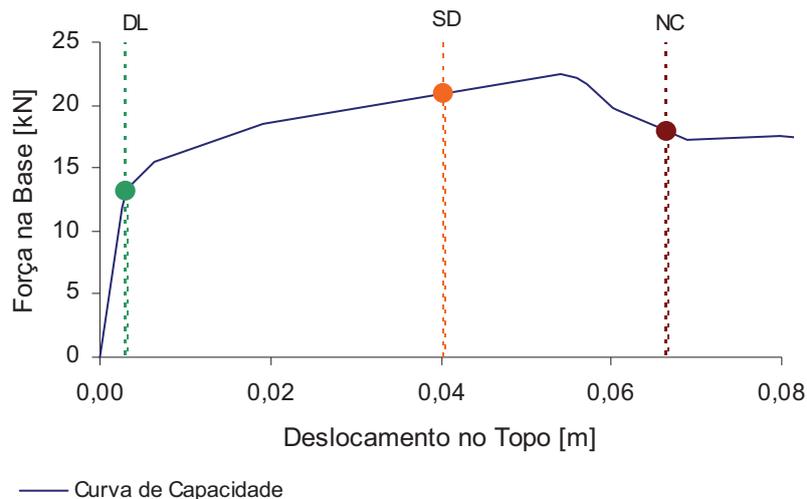


Figura 5-7 – Localização dos estados limites de dano na curva de capacidade

5.4. ACÇÃO SÍSMICA

Neste estudo considera-se que o edifício se encontra localizado em Lisboa e que a acção sísmica é avaliada para um terreno tipo I (rochas e solos coerentes). Apresentam-se nas Figuras 5-8 a 5-10 os espectros de resposta dos períodos de retorno adoptados no presente estudo [Campos Costa *et al.*, 2008a].

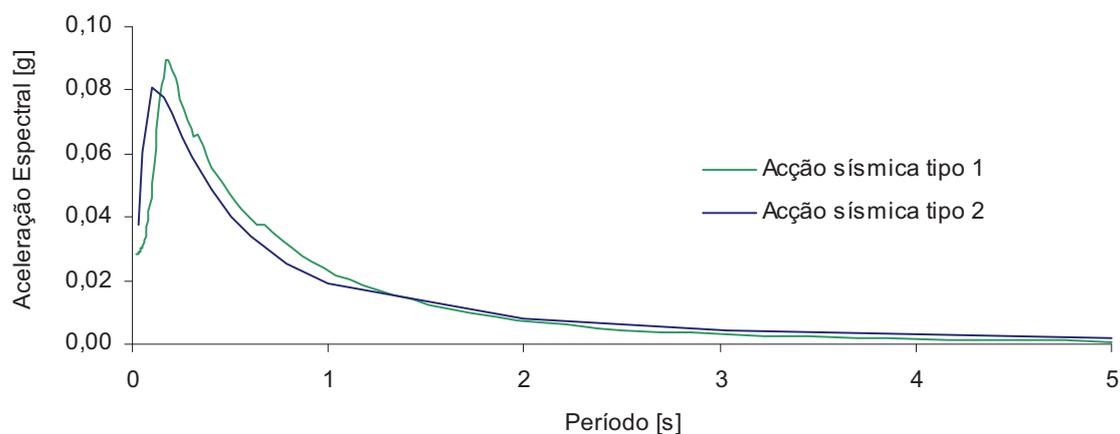


Figura 5-8 – Sismo Ocasional – Espectro de resposta das acções tipo 1 e tipo 2 para uma probabilidade de excedência de 50% em 50 anos (período de retorno de 73 anos) [Campos Costa *et al.*, 2008a]

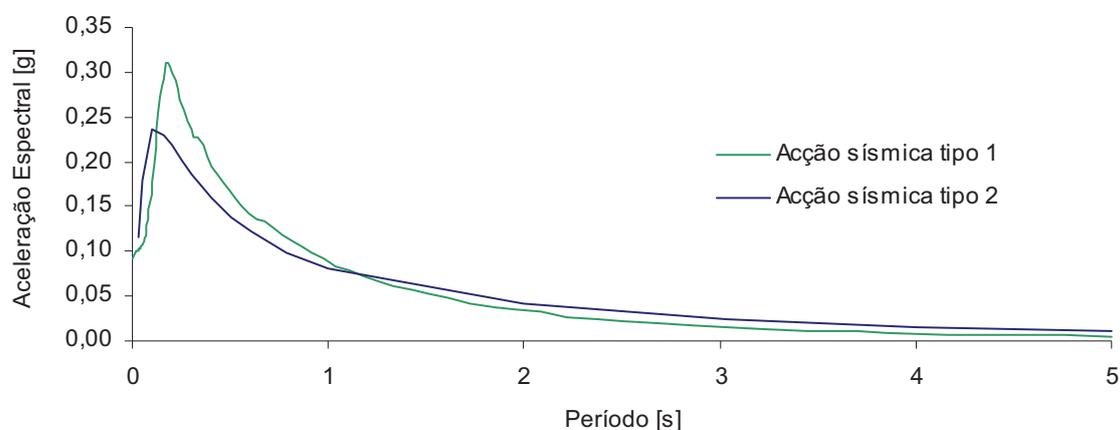


Figura 5-9 – Sismo Raro – Espectro de resposta das acções tipo 1 e tipo 2 para uma probabilidade de excedência de 10% em 50 anos (período de retorno de 475 anos) [Campos Costa *et al.*, 2008a]

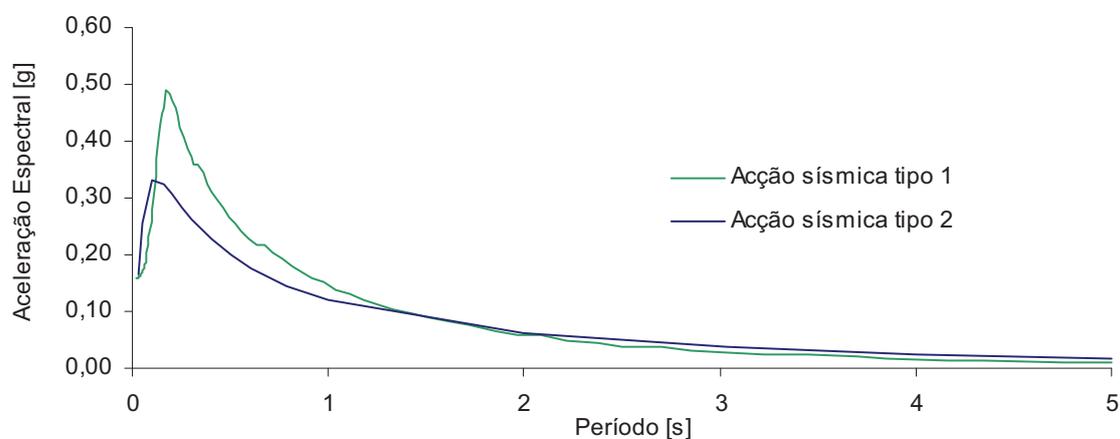


Figura 5-10 – Sismo Muito Raro – Espectro de resposta das acções tipo 1 e tipo 2 para uma probabilidade de excedência de 5% em 50 anos (período de retorno de 975 anos) [Campos Costa *et al.*, 2008a]

Para a aplicação desses espectros de resposta ao nosso modelo, foram aplicados os factores de escala para satisfação da lei de semelhança de Cauchy apresentados na Tabela 2-1.

Como o período correspondente ao 1º modo de vibração do modelo plano da fachada é de 0,153s (6,520Hz), o espectro de resposta condicionante é o da acção sísmica tipo 1, pelo que será este o utilizado nesta análise.

Apresentam-se de seguida (Figura 5-11) os espectros de resposta, para a acção sísmica tipo 1 a aplicar ao modelo da fachada do edifício.

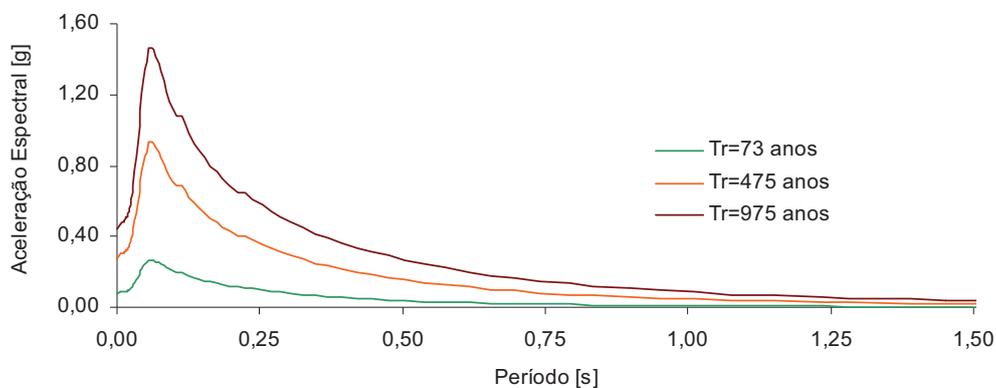


Figura 5-11 – Espectros de resposta das acções sísmicas tipo 1 para o edifício em estudo e para os períodos de retorno de 73, 475 e 975 anos

5.5. CÁLCULO DA RESPOSTA

Para calcular, os pontos de resposta desta estrutura para os diferentes níveis de acção sísmica utilizou-se, mais uma vez, o programa de cálculo automático SAP2000 v.11.

Apresenta-se de seguida (Figura 5-12) a representação gráfica da curva de capacidade e dos espectros de resposta das acções sísmicas a analisar (sismos ocasional, raro e muito raro), com a localização dos respectivos pontos de resposta. Representa-se também o espectro correspondente ao sismo de intensidade máxima utilizado no ensaio experimental e também a resposta da estrutura (Figura 2-9).

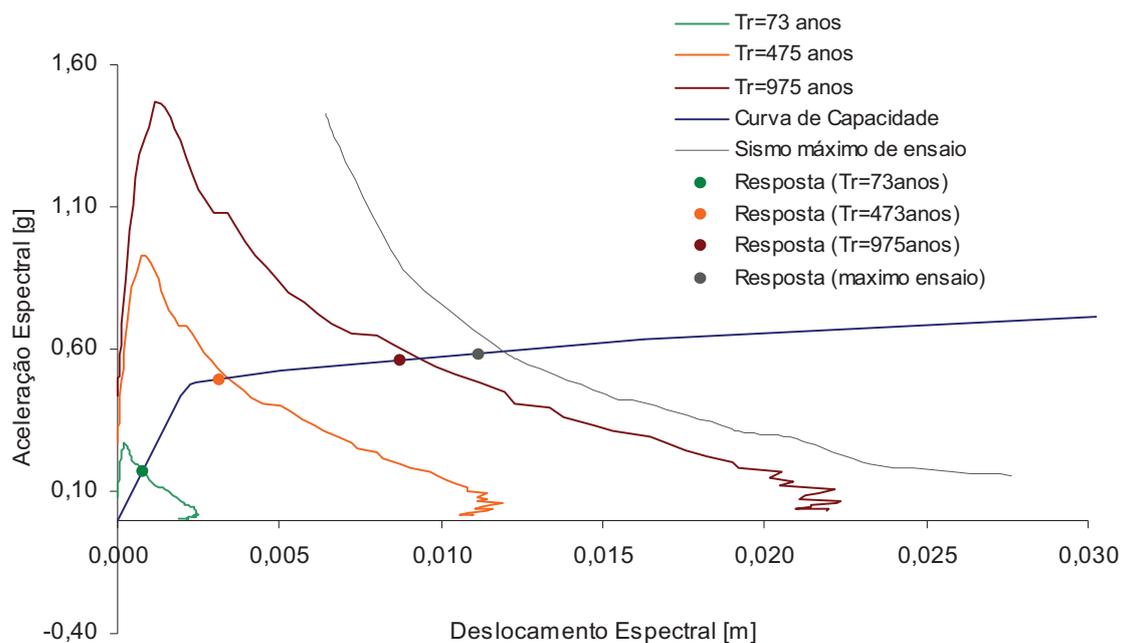


Figura 5-12 – Curva de capacidade e espectros de resposta das acções sísmicas em análise

Obtiveram-se assim os resultados apresentados na Tabela 5-6 para a resposta da fachada nos quatro cenários de acção sísmica.

	SISMO OCASIONAL	SISMO RARO	SISMO MUITO RARO	SISMO MÁXIMO DE ENSAIO
V (kN)	4,613	14,210	17,140	19,29
δ (cm)	0,101	0,425	1,325	2,600
Sa (g)	0,168	0,491	0,557	0,578
Sd (cm)	0,076	0,314	0,872	1,120
ζ (%)	5,0	5,9	7,7	10,2
T (s)	0,134	0,169	0,352	0,425

Tabela 5-6 – Resposta da estrutura para os vários sismos actuates

5.6. ANÁLISE DA RESPOSTA

Será aqui efectuada uma análise à resposta da estrutura para vários níveis de intensidade de acção sísmica.

De acordo com os critérios estabelecidos em 5.3, para o edifício em estudo teremos de cumprir os seguintes requisitos (ver Figura 5-5):

- Para a ocorrência de um sismo ocasional ($T_r = 73$ anos) o edifício deverá manter-se com o nível de desempenho até ao limite de operacional (*Limit state of damage limitation - DL*)
- Para a ocorrência de um sismo raro ($T_r = 475$ anos) o edifício deverá manter-se com o nível de desempenho até ao limite de salvaguarda de vidas (*Limit state of significant damage - SD*)
- Para a ocorrência de um sismo muito raro ($T_r = 975$ anos) o edifício deverá manter-se com o nível de desempenho até ao limite de próximo do colapso (*Limit state of near collapse - NC*)

Representa-se na Figura 5-13, a localização dos pontos de resposta da fachada para vários níveis de intensidade de acção sísmica e dos limites para os níveis de desempenho correspondentes.

Analisando a Figura 5-13, verifica-se que as respostas da estrutura para os três níveis de intensidade da acção sísmica considerados, se encontram abaixo dos limites definidos para os níveis de desempenho correspondentes. Segundo esta estimativa, a estrutura cumpre os critérios de aceitabilidade definidos na Figura 5-6, ou seja o objectivo básico de desempenho.

No entanto, no ensaio experimental a resposta da estrutura para a excitação correspondente ao sismo de maior severidade, apresenta um deslocamento de aproximadamente 6cm, enquanto que numericamente se chegou a um valor de 2,6cm.

Experimentalmente, a estrutura foi submetida a várias acções sísmicas consecutivas de intensidade crescente, onde se foram acumulando danos de ensaio para ensaio. A sua rigidez foi diminuindo de ensaio para ensaio, ou seja, quando se submeteu a estrutura à última excitação sísmica a sua rigidez era inferior à inicial e considerada no modelo numérico (análise estática não linear), daí uma possível justificação para se atingir um deslocamento superior ao obtido numericamente.

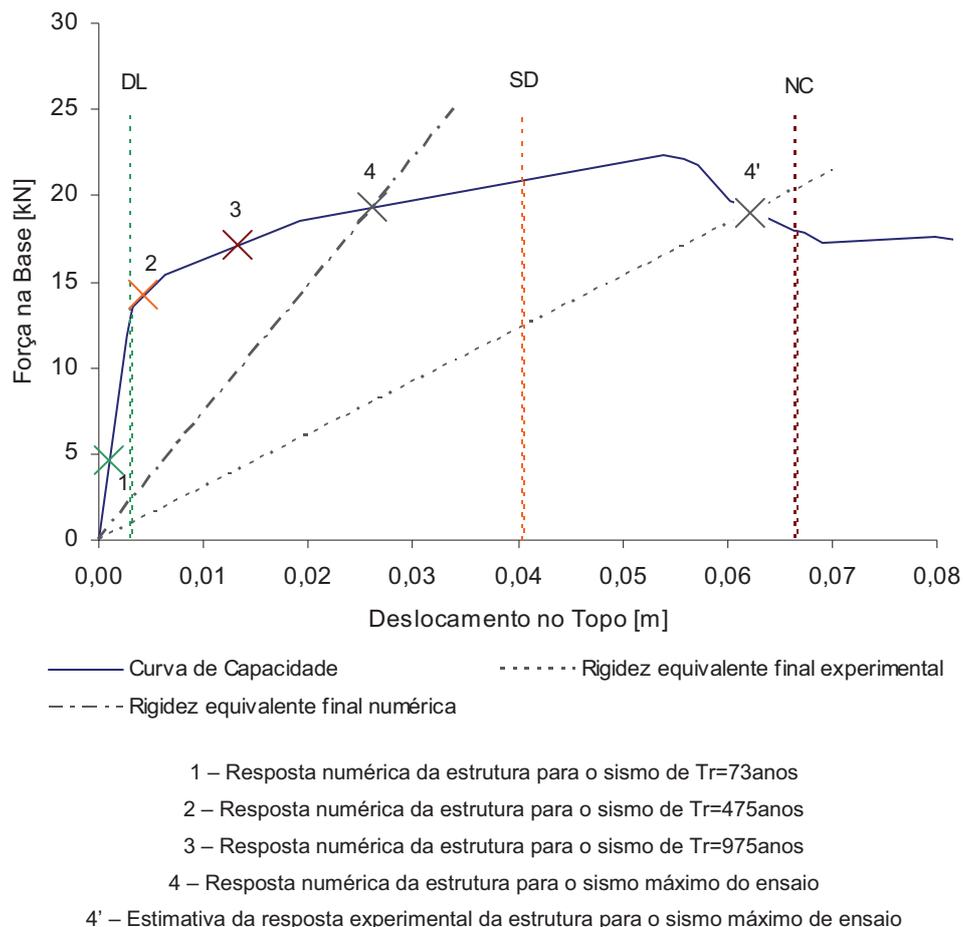


Figura 5-13 – Resposta da estrutura para vários níveis de intensidade da acção sísmica

De forma a simular a degradação da rigidez da estrutura ensaiada, calculou-se o quociente entre a frequência equivalente final e a inicial experimentais (Tabela 2-4), através da Equação 5-15.

$$f = \sqrt{\frac{K}{m}} \quad \Rightarrow \quad \frac{f_{final}}{f_{inicial}} = \sqrt{\frac{K_{final}}{K_{inicial}}} \quad \text{Equação 5-15}$$

Onde f é a frequência, K a rigidez secante equivalente e m a massa.

Obtém-se a relação de $K_{final} = 0,33 K_{inicial}$ e foi representada essa rigidez final, correspondente à rigidez da estrutura no início do último ensaio experimental, através da recta a tracejado (Figura 5-13). Graficamente corresponde a um deslocamento de 6,22cm, valor este bastante próximo do experimental.

De salientar que esta estimativa da resposta final da estrutura ultrapassa o limite SD e encontra-se próxima do limite NC e efectivamente no final do ensaio experimental a estrutura encontra-se bastante danificada e próxima do colapso.

Embora a curva de capacidade que corresponde à simulação da estrutura experimental no início do último ensaio, não seja a apresentada na Figura 5-13, podemos considerar que este deslocamento obtido de 6,22cm é uma aproximação razoável do deslocamento último da estrutura ensaiada.

Com esta análise apenas se está a avaliar o comportamento da fachada no seu plano, nada se pode concluir relativamente ao desempenho do edifício como um todo, nem ao comportamento da fachada fora do seu plano.

6. CONCLUSÕES E TRABALHO FUTURO

Com este estudo foram elaborados dois tipos de modelos numéricos simplificados com o objectivo de simular modelos físicos, construídos e ensaiados, representativos de uma tipologia de edifícios antigos em alvenaria de pedra (edifícios gaioleiros) e concluiu-se o seguinte:

- O modelo contínuo tridimensional, com o qual foram efectuadas consecutivas análises dinâmicas lineares, consegue reproduzir muito razoavelmente os ensaios experimentais, pois os resultados obtidos numericamente da análise modal e da resposta da estrutura são comparáveis, embora à medida que se avança nos ensaios vão surgindo alguns desfasamentos entre os valores obtidos experimental e numericamente. Tal facto pode ser explicado pelo carácter simplificado com que a localização e a definição das características mecânicas das zonas danificadas foram avaliadas e por terem sido efectuadas análises lineares com rigidezes equivalentes.
- O modelo plano de macroelementos, com o qual foi efectuada uma análise estática não linear na direcção da fachada, consegue reproduzir de forma satisfatória o comportamento global da estrutura, pois os esforços transversos últimos aplicados na base do edifício (que representam a resultante das cargas aplicadas) e os deslocamentos últimos no topo do edifício são comparáveis (experimental com numérico). No entanto não se consegue reproduzir tão bem o comportamento da estrutura para estados iniciais de danos localizados, nem o seu comportamento para fora do plano.

Avaliou-se também o comportamento sísmico da estrutura no seu plano, através da verificação de critérios de aceitabilidade em função dos níveis de desempenho, dos níveis de intensidade da acção sísmica e dos seus objectivos específicos. Concluiu-se que esta estrutura verifica os critérios de aceitabilidade para o objectivo básico de desempenho.

Pelo exposto, foram cumpridos os objectivos propostos. Estes dois tipos de modelos simplificados poderão ser utilizados correntemente para uma avaliação do comportamento global desta tipologia de edifícios.

Para trabalho futuro considera-se que seria interessante um estudo mais alargado dos seguintes pontos:

- Efectuar uma análise estática não linear, com o mesmo modelo plano de macroelementos para as soluções de reforço descritas;
- Análise dinâmica não linear de forma a avaliar melhor o comportamento da estrutura para estados de danos iniciais;
- Estudos que permitam ter em conta o comportamento tridimensional da estrutura.

7. BIBLIOGRAFIA

[Amadio *et al.*, 2003] C. Amadio, M. Fragiacomio, “Seismic analysis of a historical stone-masonry industrial building by the Abaqus code”. European Earthquake Engineering, 2003

[Appleton, 2001] J. Appleton, “O megasismo de Lisboa no século XXI ou vulnerabilidade sísmica do parque edificado de Lisboa”, em “Redução da Vulnerabilidade Sísmica do Edificado”, editado por SPES e GECORPA, Ordem dos Engenheiros, Lisboa

[ATC, 1996] Applied Technology Council, “ATC40 – Seismic Evaluation and retrofit of concrete buildings”, California Seismic Safety Commission, 1996

[Azevedo *et al.*, 2000] J. Azevedo, J.V. Lemos, “Seismic behaviour of blocky masonry structures”. Earthquake Spectra, 2000

[Braga *et al.*, 1990] F. Braga, D. Liberatore, “A finite element for the analysis of the response of masonry buildings”, Proceedings of the 5th North American Masonry Conference, Urbana, 1990

[Braga *et al.*, 1997] F. Braga, D. Liberatore, G. Spera, “A computer program for the seismic analysis of complex masonry buildings” Fourth International Symposium on Computer Methods in Structural Masonry, Pratolino (Fi), Pande GN, Middleton J, Kralj B (eds). E&FN Spon: London, 1997

[Bento *et al.*, 2004] – R. Bento; F. Rodrigues, “Análises estáticas não lineares. Ênfase ao método N2”. Relatório ICIST, 2004

[Calderoni *et al.*, 1987] B. Calderoni, P. Marone, M. Pagano, “Models for static verification of masonry buildings in earthquake-prone areas”, Ingegneria Sismica, 1987

[Campos Costa *et al.*, 2001a] A. Campos Costa, P. Candeias, B. Massena, “Ensaio sísmicos de estruturas de alvenaria de pedra. 1ª Fase – Caracterização do comportamento de nimbos de alvenaria de pedra não reforçada para cargas repetidas e alternadas – Modelos M1, M2 e M3”, Relatório 199/01, LNEC, 2001

[Campos Costa *et al.*, 2001b] A. Campos Costa, P. Candeias, B. Massena, “Ensaio sísmicos de estruturas de alvenaria de pedra. 2ª Fase – Caracterização do comportamento de nimbos de alvenaria de pedra reforçada para cargas repetidas e alternadas – Modelos M4, M5, M6 e M7 – 1ª Técnica de reforço”, Relatório 240/01, LNEC, 2001

[Campos Costa *et al.*, 2001c] A. Campos Costa, P. Candeias, B. Massena, “Ensaio sísmicos de estruturas de alvenaria de pedra. 3ª Fase – Caracterização do comportamento de nimbos de alvenaria de pedra reforçada para cargas repetidas e alternadas – Modelos M8, M9, M10 e M11 – 2ª Técnica de reforço”, Relatório 244/01, LNEC, 2001

[Campos Costa *et al.*, 2008a] A. Campos Costa, J. V. Lemos, A. Carvalho, E. Bretas “Avaliação da vulnerabilidade sísmica do Palácio de s. Bento – Análise de vulnerabilidade e propostas de mitigação de risco sísmico”, Relatório 298/2008, LNEC, 2008

[Campos Costa *et al.*, 2008b] Campos Costa, A; M. L. Sousa, A. Carvalho, “Seismic Zonation for Portuguese National Annex of Eurocode 8”, 14th World Conference on Earthquake Engineering, Outubro, Beijing, China, 2008

[Candeias, 2000] P. Candeias, “Avaliação sísmica de edifícios existentes Contribuição para a avaliação da vulnerabilidade em Portugal”, Tese de Mestrado, Universidade Técnica de Lisboa, Instituto Superior Técnico, 2000

[Candeias, 2008] P. Candeias, “Avaliação da vulnerabilidade sísmica de edifícios de alvenaria”, Tese de Doutoramento, Universidade do Minho, Escola de Engenharia, 2008

[Candeias *et al.* 2008] P. Candeias, E. Coelho, A. Campos Costa “Mitigação do risco sísmico em Portugal Continental, Ensaios na plataforma sísmica de modelos à escala 1:3 representativos de edifícios de alvenaria de pedra (“gaioleiros”)”, Proc.0305/14/13733, DE/NESDE, LNEC, Lisboa, 2008

[Cansado Carvalho, 2007] Cansado Carvalho, “Anexo nacional do Eurocódigo 8. Consequências para o dimensionamento sísmico em Portugal”, Livro de actas do 7º Congresso de Sismologia e Engenharia Sísmica, pp. 47-62, Porto, Portugal, 2007

[Carvalho, 1998] E. C. Carvalho, “Seismic testing of structures”, 11ECEE

[Catania Project, 2000] Liberatore D. Catania Project: “Investigation on the Seismic Response of Two Masonry Buildings”, CNR—National Group for Seismic Protection, Rome, 2000

[Chang *et al.*, 2003] P.C. Chang, A Flatau, and S.C. Liu, “Health Monitoring of Civil Infrastructure, Structural Health Monitoring”, 2003

[Cóias e Silva, 2001] V. Cóias e Silva, “Viabilidade técnica de execução do “Programa Nacional de Redução da Vulnerabilidade Sísmica do Edificado”, ”Encontro Sobre Redução da Vulnerabilidade Sísmica do Edificado, Ordem dos Engenheiros, Lisboa, 2001

[Coelho, 2003] E. Coelho, “Reabilitação sísmica de estruturas de edifícios”, “Encontro Nacional sobre conservação e reabilitação de edifícios (3ENCOR), Lisboa, Maio 2003”

[Coelho, 2009] E. Coelho, “Avaliação do desempenho sísmico das construções. Análise das abordagens modernas e contribuição para o desenvolvimento das disposições de dimensionamento sísmico”, Programa de investigação, LNEC 2009 (em elaboração)

[Computers and Structures Inc., 2005] SAP2000 v.11, Computers and Structures Inc., Analysis Reference Manual. CSI, Berkeley, 2005

[Doherty, 1987] J.E. Doherty, “Nondestructive Evaluation, Handbook on Experimental Mechanics”, A.S. Kobavashi Edt., Society for Experimental Mechanics, 1987

[EC6, 2005] CEN. Eurocode 6: “Design of Masonry Structures”. Part 1-1: “General Rules for Buildings—Rules for Reinforced and Unreinforced Masonry Structures”, November 2005

[EC8, 2004] CEN. Eurocode 8: “Design of Structures for Earthquake Resistance”. Part 3: “Assessment and Retrofitting of Buildings”, June 2004

[FEMA 274, 1997] Federal Emergency Management Agency. FEMA 274 “Commentary on the Guidelines for Seismic Rehabilitation of Buildings”, Washington, DC, 1997.

[FEMA 310, 1998] Federal Emergency Management Agency. FEMA 310 “Handbook for the Seismic Evaluation of Buildings – A Prestandard”, Washington, DC, 1998

[FEMA 356, 2000] Federal Emergency Management Agency. FEMA 356. “Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings”, Washington, DC, 2000

[Gambarotta et al., 1997] L. Gambarotta, S. Lagomarsino, “Damage models for the seismic response of brick masonry shear walls”. Part II: the continuum model and its applications. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 1997

[J. Bendat et al., 1986] Random Data “Analysis and measurement procedures”, Julius Bendat, Allan G. Piersol, 1986

[LNEC, 2006] <http://www-ext.lnec.pt/LNEC/DE/NESDE/equipamentos/ptriaxial.html>

[LNEC, 2007] http://www-ext.lnec.pt/LNEC/DE/NESDE/espectros_RSA1.html

[Lourenço et al., 1998] P.B Lourenço., J.G. Rots, J. Blaauwendraad “Continuum model for masonry: parameter estimation and validation. *Journal of Structural Engineering*”, 1998

[Lourenço, 2002] P.B. Lourenço, “Computations on historic masonry structures. *Progress in Structural Engineering and Materials*”, 2002

[Magenes et al., 1995] G. Magenes, G. Kingsley, G.M. Calvi, “Static testing of a full-scale, two storey masonry building: test procedure and measured experimental response”, *Experimental and numerical investigation on a brick masonry building prototype, Numerical prediction of the experiment. CNR-GNDT, Report 3.0*, 1995

[Magenes et al., 1997] G. Magenes, G.M. Calvi, “In-plane seismic response of brick masonry walls”, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 1997

[Magenes et al., 1998] G. Magenes, A. Della Fontana “Simplified non-linear seismic analysis of masonry buildings”, *Proceedings of the British Masonry Society*, 1998

[Magenes et al., 2000] Magenes G, Bolognini D, Braggio C (eds). “Simplified Methods for Non-linear Seismic Analysis of Masonry Buildings”, CNR, National Group for Seismic Protection, 2000

[Magenes, 2000] G. Magenes. "Method for pushover analysis in seismic assessment of masonry buildings", Twelfth World Conference on Earthquake Engineering, Auckland, New Zealand, 2000

[Pasticier *et al.*, 2007] L. Pasticier, C. Amândio and M. Fragiacom. "Non-linear analysis and vulnerability evaluation of a masonry building by means of SAP2000 v.10 code", 2007

[Pinho, 2000] F. S. Pinho, "Paredes de Edifícios Antigos em Portugal", Coleção Edifícios, nº8, LNEC, Lisboa

[Ramos, 2007] – J.L. Ramos, "Damage Identification on Masonry Structures Based on Vibration Signatures" Tese de Doutoramento, Universidade do Minho, Escola de Engenharia, 2007

[RSA, 1983] Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes, Decreto-Lei nº 235/83 de 31 de Maio, 1983

[Rytter, 1993] A. Rytter, "Vibration Based Inspections of Civil Engineering Structures", PhD Thesis, Departement of Building Technology and Structural Engineering, University of Aalborg, Denmark, 1993

[Salonikios *et al.*, 2003] T. Salonikios, C. Karakostas, V. Lekidis, A. Anthoine, "Comparative inelastic pushover analysis of masonry frames", Engineering Structures, 2003

[SEAO, 1995] Structural Engineers Association of California – Performance-based seismic engineering of buildings. Part 2 – Conceptual framework. Vision 2000 Committee, USA, 1995

[Silva, 2001] V. C. Silva, "Viabilidade técnica de execução do Programa Nacional de Redução da Vulnerabilidade Sísmica do Edificado" em "Redução da Vulnerabilidade Sísmica do Edificado", editado por SPES e GECORPA, Ordem dos Engenheiros, Lisboa

[Sísmica 2004] 6º Congresso Nacional de Sismologia e Engenharia Sísmica, "A reabilitação sísmica do património construído, S. Pompeu Santos", 2004

[Sousa *et al.*, 2003] M. L. Sousa, A. Martins, A. Campos Costa, "Levantamento do parque habitacional de Portugal Continental para o estudo da sua vulnerabilidade sísmica com base nos Censos 2001", Relatório 205/03, DE/NESDE, LNEC, Lisboa, 2003

[The Italian Official Gazette, 2003] Decree of the cabinet president N° 3274. Annex 2: "Provisions for design, seismic evaluation and retrofit of buildings". Appendix N°. 72. The Italian Official Gazette, vol. 105, 20 March 2003

[Tomazevic, 1978] M. Tomazevic "The computer program POR. Report ZRMK", 1978

[Tomazevic *et al.*, 1990] M. Tomazevic, P. Weiss "A rational, experimentally based method for the verification of earthquake resistance of masonry buildings. Fourth U.S." National Conference on Earthquake Engineering, Palm Springs, 1990

[Worden *et al.*, 2004] K. Worden and J.M. Dulieu-Barton, "An Overview of Intelligent Fault Detection in Systems and Structures", Structural Health Monitoring, 2004

