



**Universidade de
Aveiro
2012**

Departamento de Engenharia Civil

**Ivan André
Monteiro Redinha**

**Estudo do comportamento sísmico de construções
em alvenaria**



**Universidade de
Aveiro
2011**

Departamento de Engenharia Civil

**Ivan André
Monteiro Redinha**

**Estudo do comportamento sísmico de construções
em alvenaria**

Dissertação apresentada à Universidade de Aveiro para cumprimento dos requisitos necessários à obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil, realizada sob a orientação científica do Professor Doutor Romeu da Silva Vicente, Professor Auxiliar do Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro e coorientação do Professor Doutor Andrea Penna, Professor Associado do Departamento de Engenharia Civil da Università degli Studi di Pavia e do Professor Doutor Humberto Salazar Amorim Varum Professor Associado com Agregação do Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro

O júri

Presidente

Professora Doutora Margarida João Fernandes de Pinho Lopes

Professora auxiliar do Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro

Professor Doutor João Paulo Sousa Costa de Miranda Guedes

Professor auxiliar do Departamento de Engenharia Civil da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto

Professor Doutor Romeu da Silva Vicente

Professor auxiliar do Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro

Professor Doutor Humberto Salazar Amorim Varum

Professor associado com agregação do Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro

Agradecimentos

Ao meu orientador científico, Professor Doutor Romeu da Silva Vicente, e ao meu Professor Doutor Humberto Salazar Amorim Varum, que se prontificaram na orientação de dissertação, pelas críticas e sugestões relevantes feitas durante a orientação, ajuda indispensável para poder concluir o mestrado.

Ao meu co-orientador e Professor Doutor Andrea Penna e à Engenheira Ilaria Senaldi pelo auxílio e empenho demonstrado na concretização deste projeto que empreendemos, apoios sempre presentes numa experiência pessoal e académica sem precedentes durante o período de Erasmus.

Aos Mestres Tiago Ferreira, Tiago Silva e Vítor Silva, pela disponibilidade e colaboração prestada, fundamentais para a realização deste trabalho.

Ao meu pai dirijo o maior agradecimento, pois reconheço que, não fosse o acreditar dele em mim, eu nunca estaria agora numa universidade, muito menos a concluir um mestrado neste momento, um sincero muito obrigado meu Pai.

À minha mãe agradeço todo o seu amor e dedicação que me deu e que me continua a dar, eu sinto-me como uma parte da vida dela. Foi a pessoa que me ensinou a importância da construção e coerência dos meus próprios valores.

À minha namorada, Lucília Maria Gomes Nunes, melhor amiga durante o trajeto académico, companheira de todas as horas, pelo amor que me dedicou inexprimível.

À minha irmã, Ivânia, dedico um agradecimento especial, pela disponibilidade pessoal que sempre demonstrou, tanto para a minha vida pessoal como para a realização deste trabalho.

Um enorme obrigado aos meus avós, tios, tias e primos, que nos últimos momentos foram incansáveis, deram-me a força e incentivo fundamental para o fecho deste capítulo da minha vida.

A todos os meus verdadeiros amigos, que me acompanharam desde os tempos da primária, passando pelo liceu e terminando na faculdade.

Um muito obrigado a todas as pessoas que de algum modo me ajudaram de forma direta e indireta na concretização deste trabalho.

Palavras – chave

Comportamento sísmico, pavimento flexível, alvenaria de pedra, ensaio experimental, análise não linear dinâmica, modelo numérico.

Resumo

A frequência com que a humanidade tem sido confrontada com catástrofes naturais, em particular de foro sísmico, justifica a necessidade em aprofundar os conhecimentos dos materiais de construção e das características das estruturas em que o Homem habita, especialmente o conjunto das construções tradicionais e históricas em alvenaria, estruturas predominantes nos centros históricos das cidades.

O desempenho sísmico das estruturas em alvenaria é especialmente difícil de caracterizar uma vez que depende diretamente de uma multiplicidade de detalhes estruturais. Não obstante, o presente trabalho procura contribuir para o maior conhecimento da atuação da construção em alvenaria face à resposta sísmica.

Para esse fim, a primeira parte do estudo é dedicada à comparação entre a regulamentação de construções em alvenaria, americana e europeia. Deste modo pretende-se contribuir-se para o desenvolvimento de uma regulamentação cada vez mais consistente, capaz de mitigar a vulnerabilidade sísmica desta tipologia construtiva.

Num segundo momento da investigação, com o intuito de estudar o comportamento sísmico de edifícios antigos com paredes em alvenaria de pedra tradicional, realizou-se uma análise numérica com recurso ao programa *Ansys*, tomando como base a campanha experimental realizada com estruturas à escala real desenvolvida no EUCENTRE, em Pavia, Itália.

A utilização do programa *Ansys* permitiu simular parte da campanha experimental, pelo que foi possível aumentar os conhecimentos no campo da vulnerabilidade sísmica deste tipo de construções.

A análise numérica assentou na construção de dois modelos numéricos para simular um abalo sísmico de acordo com os ensaios experimentais. O primeiro modelo simulou uma estrutura com um pavimento de diafragma flexível e o segundo modelo foi reforçado com 8 tirantes, que serviram como reforço estrutural no ensaio experimental.

É especialmente relevante sublinhar os últimos resultados da simulação não linear dinâmica do primeiro modelo, uma vez que traduzem claramente a tendência do mecanismo de colapso potencial que se veio a verificar no ensaio experimental da construção em alvenaria não reforçada.

Antecedendo esta análise, recorreu-se ainda ao programa *Seismosignal* para determinar os deslocamentos medidos pelos acelerómetros instalados na estrutura dos testes experimentais. Deste modo, os resultados dos deslocamentos permitiram consolidar a interpretação dos resultados da análise numérica.

Keywords

Seismic performance, flexible diaphragm, stone masonry, experimental testing, nonlinear dynamics analysis, numerical model.

Abstract

The frequency with which the humanity has been confronted with natural disasters, namely earthquakes, justifies the need to enhance knowledge on construction materials and the characteristics of the structures in which humans live, especially the traditional and historic masonry building stock, structures predominant in historical city centers.

The seismic performance of masonry structures is particularly difficult to characterize since it is directly dependent on a multiplicity of structural details. Nevertheless, this work aims to contribute to a better knowledge of the performance of masonry construction concerning the seismic response.

To achieve this goal, the first part of this study focused on a comparison between the masonry construction codes, American and European. By that it is intended to contribute to the development of a more consistent regulation, capable to mitigate the seismic vulnerability of this construction typology.

In a second moment of this research, in order to study the seismic behavior of the old buildings with traditional stone masonry walls, it was carried out an numerical analysis using the *Ansys* program, based on the real-sized experimental campaign developed in EUCENTRE, in Pavia, Italy.

The use of the *Ansys* program allowed the simulation of part of the experimental campaign, therefore it has able to increase the knowledge in the field of seismic vulnerability of such buildings.

The numerical analysis was based on the construction of two numerical models to simulate an earthquake according to the experimental trials. The first model simulated a structure with flexible floor diaphragm and the second model was retrofitted by adding eight tie-rods, which worked as structural reinforcement in the experimental testing.

It is especially important to underline the latest results of the non-linear dynamic simulation on the first model, as they clearly reflected the trend of the potential collapse mechanism that was verified on the experimental test of the non-reinforced masonry construction.

Previous to this analysis, we used the *Seismosignal* program to determine the displacements measured by the accelerometers installed in the structure of the experimental tests. In this way, the results of the displacements allowed us to consolidate the interpretation of the results from the numerical analysis.

Em memória do meu avô José, que tanto sinto falta

Aos meus pais, que sempre amarei

À minha irmã

À minha namorada

Índice

ÍNDICE GERAL**JÚRI****AGRADECIMENTOS****RESUMO****ABSTRACT**

ÍNDICE GERAL	XV
ÍNDICE DE FIGURAS	XXI
ÍNDICE DE TABELAS	XXVII
LISTA DE ACRÓNIMOS	XXXI
LISTA DE SÍMBOLOS	XXXV

1. INTRODUÇÃO	3
1.1. ENQUADRAMENTO DO TEMA	3
1.2. MOTIVAÇÃO	4
1.3. OBJETIVOS DO TRABALHO	5
1.4. METODOLOGIA	6
1.5. ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO	6
2. CONSTRUÇÕES EM ALVENARIA ANTIGA	11
2.1. CARATERIZAÇÃO E DANO DAS ALVENARIAS ANTIGAS	11
2.1.1. Tipos de alvenarias	12
2.1.2. Principais anomalias	14
2.1.2.1. Comportamento estrutural	14
2.1.3. Comportamento material	19
2.2. REFORÇO SÍSMICO EM ALVENARIAS ANTIGAS	22
2.2.1. Sistemas antissísmicos	23
2.2.2. Ligação entre elementos resistentes	23
2.3. COMPORTAMENTO SÍSMICO DAS ALVENARIAS ANTIGAS	24
2.3.1. Análise da vulnerabilidade sísmica nas alvenarias	25
2.3.2. Ferramentas numéricas para avaliação da vulnerabilidade sísmica	26
2.4. ENSAIOS EXPERIMENTAIS	28

2.4.1.	Ensaio experimentais a elementos simples	30
2.4.2.	Ensaio experimentais a estruturas simples (muretes)	30
2.4.3.	Casos tipo de ensaios experimentais em estruturas complexas	31
2.4.4.	Ensaio experimentais In-situ	33
2.5.	SÍNTESE	35
3.	REGULAMENTAÇÃO SÍSMICA	39
3.1.	NORMAS ASCE	42
3.2.	EUROCÓDIGO 8 – PARTE 3	44
3.2.1.	Recolha de informação para a avaliação estrutural do edifício	46
3.2.2.	Níveis de conhecimento	47
3.2.3.	Fator de confiança	47
3.2.4.	Seleção do nível de segurança	48
3.2.5.	Escolha do método de análise	50
3.2.6.	Modelação geométrica da estrutura	53
3.2.7.	Análise e avaliação de resultados	53
3.2.7.1.	Análise da segurança	53
3.2.7.2.	Verificações de segurança	54
3.2.8.	Decisão da intervenção estrutural	55
3.3.	REGULAMENTAÇÃO ITALIANA	56
3.3.1.	Avaliação sísmica	56
3.3.2.	Recolha de informação e níveis de conhecimento	56
3.3.3.	Métodos e modelos de análise	57
3.3.4.	Verificação da segurança e técnicas de reabilitação	58
3.4.	ANÁLISE COMPARATIVA ENTRE NORMAS EUROPEIAS E AMERICANAS	59
3.4.1.	Exigências da avaliação	59
3.4.1.1.	Resistência ao corte	59
3.4.1.1.1.	Argamassa	60
3.4.1.1.2.	Paredes de alvenaria	60
3.4.1.2.	Resistência à compressão	61
3.4.1.2.1.	Argamassa	61
3.4.1.2.2.	Unidades	61
3.4.1.2.3.	Paredes de alvenaria	62
3.4.2.	Análise de elementos resistentes: construção e geometria	64
3.4.2.1.	Paredes resistentes: <i>cross walls</i>	64

3.4.2.1.1. Geometria	65
3.4.2.2. Pavimentos	66
3.4.2.3. Edifícios com uma frente aberta	71
3.4.2.4. Paredes de contraventamento: <i>shear walls</i>	72
3.4.2.4.1. Geometria	72
3.4.2.4.2. Rotura para fora do plano da alvenaria	77
3.4.2.4.3. Número de pisos	78
3.4.2.4.4. Forças resistentes no plano	79
3.4.2.5. Ancoragem do pavimento às paredes de contraventamento	82
3.5. SÍNTESE FINAL	82
4. CASO DE ESTUDO: CONSTRUÇÃO EM ALVENARIA	87
4.1. CARATERIZAÇÃO DA CONSTRUÇÃO	88
4.1.1. Paredes de alvenaria	89
4.1.2. Pavimento	90
4.1.3. Cobertura inclinada	90
4.2. AÇÕES CONSIDERADAS	91
4.2.1. Cargas estáticas	91
4.2.2. Acelerograma	91
4.3. SOLUÇÃO DE REFORÇO	92
4.4. TRANSPORTE	93
4.5. INSTRUMENTAÇÃO DA ESTRUTURA	94
4.5.1. Acelerómetros, transdutores e extensómetros	94
4.5.2. Sistema ótico	96
4.6. SEQUÊNCIA DE ENSAIOS	96
4.7. FREQUÊNCIAS PRÓPRIAS DA ESTRUTURA	97
4.8. VALORES OBTIDOS PELOS ACELERÓMETROS	98
5. AVALIAÇÃO DA VULNERABILIDADE SÍSMICA	103
5.1. AVALIAÇÃO DOS ACELEROGRAMAS DO CASO DE ESTUDO	103
5.1.1. Caraterização do programa <i>Seismosignal</i>	103
5.1.2. Método de cálculo	104
5.1.3. Parâmetros adotados	105
5.1.4. Cálculo de deslocamentos	107
5.1.5. Análise dos resultados	109

5.2.	MODELO NUMÉRICO DO CASO DE ESTUDO	113
5.2.1.	Caraterização do programa <i>Ansys</i>	113
5.2.2.	Método de cálculo	113
5.2.2.1.	Construção da geometria do modelo numérico e definição das características dos materiais	114
5.2.2.2.	Calibração do modelo	118
5.2.2.2.1.	Verificação da qualidade da malha	119
5.2.2.2.2.	Alteração do módulo de elasticidade	124
5.2.2.2.3.	Caracterização das interfaces adotadas	126
5.2.2.2.4.	Modos de vibração dos modelos numéricos	128
5.2.2.2.5.	Verificação das tensões na estrutura	136
5.2.2.3.	Introdução do acelerograma na base da estrutura	137
5.2.2.3.1.	Acelerograma – 0,05g	139
5.2.2.3.2.	Acelerograma final – 0,05g, 0,10g, 0,20g e 0,30g	140
5.2.2.3.3.	Acelerograma – 0,40g	141
5.2.3.	Resultados obtidos	142
5.2.3.1.1.	Acelerograma – 0,05g	142
5.2.3.1.2.	Acelerograma final – 0,05g, 0,10g, 0,20g e 0,30g	143
5.2.3.1.3.	Acelerograma – 0,40g	152
5.3.	DISCUSSÃO DOS RESULTADOS	155
6.	CONCLUSÕES E PERSPETIVAS DE TRABALHO FUTURO	165
6.1.	PRINCIPAIS CONCLUSÕES	165
6.1.1.	Regulamentação sísmica	166
6.1.2.	Deslocamentos segundo <i>Seismosignal</i>	166
6.1.3.	Modelo numérico	167
6.1.4.	Conclusões finais	169
6.2.	PERSPETIVAS DE TRABALHO FUTURO	170
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	173

Índice de Figuras

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1: Reforço dos cunhais das paredes com cantaria. Fonte: [14].	13
Figura 2: Mecanismos de colapso associados à falta de ligação entre os elementos de estruturas em alvenaria devido à ação sísmica. Fonte: [16].	15
Figura 3: Mecanismos de colapso sugeridos por Rondelet em paredes de alvenaria quando submetidas a ações para fora do plano. Fonte: [18].	16
Figura 4: Fendilhação de uma parede. Fonte: [19].	16
Figura 5: Esquemas de fendilhação por assentamento diferencial da fundação. Fonte: [19].	17
Figura 6: Efeito recíproco entre os três panos de uma parede de alvenaria sob compressão, com o pano interno de fracas características mecânicas. Fonte: [30].	19
Figura 7: Mecanismos de rotura em paredes de alvenaria quando solicitadas no seu plano por cargas horizontais e verticais. Fonte: [32, 33].	20
Figura 8: Modos de rotura mais comuns nas paredes resistentes com origem no comportamento do material. Fonte: Adaptado de [34, 35].	21
Figura 9: Desagregação da alvenaria. Fonte: [19].	21
Figura 10: Caracterização geométrica da construção “ <i>Pavia Door Wall</i> ” e diagrama com as curvas que relacionam o esforço de corte na base total com o deslocamento no topo da estrutura. Fonte: [58].	27
Figura 11: Poço de reconhecimento. Fonte: Adaptado de [19, 68].	28
Figura 12: Ensaio de compressão, de tração direta e por flexão em blocos. Fonte: [71].	30
Figura 13: Ilustração representativa do ensaio à compressão perpendicular/paralela às juntas de assentamento e ensaio diâmetral. Fonte: [72].	30
Figura 14: Representação esquemática e imagem do sistema de ensaio de compressão-corte. Fonte: [73].	31
Figura 15: Representação da parede de adobe na fase de construção e diagrama Tensão vs. <i>Drift</i> : comparação entre parede original e reforçada. Fonte: [74].	32
Figura 16: Planta do piso e da estrutura do telhado com indicação de tirantes (vermelho) e de cabos de contraventamento adotado. Fonte: [75].	32
Figura 17: Fissuração nas paredes da estrutura reforçada após o ensaio. Fonte: [75].	33
Figura 18: Ensaio <i>in-situ</i> com a técnica do <i>airbag</i> . Fonte: [76, 77].	34
Figura 19: Esquema Frontal e lateral do ensaio de uma alvenaria para fora do plano com <i>airbag</i> . Fonte: [76, 77].	34
Figura 20: Esquema da moradia com a aplicação do hidráulico e foto do ensaio. Fonte: [78].	35

Figura 21: Metodologia da avaliação e reforço de edifícios. Fonte: Adaptado de [3].	45
Figura 22: Tipologia construtiva da moradia em alvenaria não reforçada característica dos Estados Unidos.	64
Figura 23: Esquema das ações a que as paredes da moradia estão sujeitas num abalo sísmico.	68
Figura 24: Diagrama que relaciona o Índice de exigência-capacidade (<i>DCR</i>) com o vão do pavimento (<i>L</i>). Fonte: [82].	69
Figura 25: Tipo de construção das alvenarias não reforçadas características dos Estados Unidos da América. Fonte: [7].	73
Figura 26: Ilustração da tipologia construtiva típica dos Estados Unidos adotada na Nova Zelândia. Fonte: [83].	73
Figura 27: Esquema figurativo da transição da alvenaria no norte e sul da Europa. Fonte: [84].	74
Figura 28: Estrutura em perspetiva geométrica.	88
Figura 29: Alçado este e alçado norte.	89
Figura 30: Alçado oeste e alçado sul.	89
Figura 31: Fase construtiva das paredes de alvenaria. Fonte: [75].	90
Figura 32: Construção do pavimento intermédio. Fonte: [75].	90
Figura 33: Construção da estrutura da cobertura. Fonte: [75].	91
Figura 34: Massa adicional aplicada sobre o piso intermédio. Fonte: [85].	91
Figura 35: Posicionamento dos tirantes.	92
Figura 36: Esquema do reforço adicional ao nível da cobertura.	93
Figura 37: Movimentação das estruturas. Fonte: [85].	93
Figura 38: Visualização da localização de alguns transdutores (LVDT's). Fonte: [75].	94
Figura 39: Localização dos acelerómetros de monitorização nos diversos alçados.	95
Figura 40: Localização dos acelerómetros de monitorização nas diversas plantas.	95
Figura 41: Identificação das áreas de monitorização pelo equipamento ótico. Fonte: [85].	96
Figura 42: Identificação do acelerograma do ensaio de 0,40g utilizado para a modelação numérica.	98
Figura 43: Identificação dos parâmetros adotados ao introduzir os sinais acelerométricos.	106
Figura 44: Identificação do tipo de filtro e respetivo polinómio da correção da linha de base.	107
Figura 45: Representação gráfica dos deslocamentos das paredes na direção sísmica para um sinal de 0,05g (<i>Freq 1 = 0,1Hz</i>).	108
Figura 46: Representação gráfica dos deslocamentos das paredes na direção sísmica para um sinal de 0,05g (<i>Freq 1 = 0,3Hz</i>).	109
Figura 47: Geometria da estrutura a modelar numa fase inicial.	114
Figura 48: Geometria final do modelo numérico.	114
Figura 49: Geometria do modelo numérico com o reforço para a última simulação.	115

Figura 50: Representação da área de influência de cada vertente inclinada da cobertura.	117
Figura 51: Identificação das dimensões da cobertura no alçado norte.	117
Figura 52: Representação da configuração final da malha adotada para o modelo numérico.	119
Figura 53: Representação por gráfico de barras da qualidade dos elementos da malha para o primeiro modelo – <i>Element Quality</i> .	120
Figura 54: Representação por gráfico de barras da qualidade dos elementos da malha para o primeiro modelo – <i>Skewness</i> .	121
Figura 55: Representação da configuração final da malha adotada para o modelo reforçado.	122
Figura 56: Representação por gráfico de barras da qualidade dos elementos da malha para o segundo modelo – <i>Element Quality</i> .	122
Figura 57: Representação por gráfico de barras da qualidade dos elementos da malha para o segundo modelo – <i>Skewness</i> .	123
Figura 58: Representação do 1º modo de vibração.	131
Figura 59: Representação do 2º modo de vibração.	131
Figura 60: Representação do 3º modo de vibração.	131
Figura 61: Representação do 1º modo de vibração.	135
Figura 62: Representação do 2º modo de vibração.	135
Figura 63: Representação do 3º modo de vibração.	135
Figura 64: Tensões normais da estrutura (Pa).	136
Figura 65: Tensões principais máximas de tração nas paredes de alvenaria após aplicação das massas adicionais e da aceleração da gravidade (Pa).	137
Figura 66: Acelerograma de 0,05g com um intervalo de integração de 0,01667s.	139
Figura 67: Acelerograma de 0,05g com um intervalo de integração de 0,03334s.	139
Figura 68: Acelerograma final com um intervalo de integração de 0,03334s.	140
Figura 69: Acelerograma de 0,40g com um intervalo de integração de 0,03334s.	141
Figura 70: Tensões principais máximas de tração (Pa).	142
Figura 71: Tensões principais mínimas de compressão (Pa).	142
Figura 72: Representação gráfica da tensão principal máxima de tração.	143
Figura 73: Representação gráfica da tensão principal mínima de compressão.	144
Figura 74: Representação da tensão principal máxima nas paredes do modelo do terceiro pico do acelerograma final.	144
Figura 75: Identificação do valor da tensão principal máxima de tração (Pa) no modelo numérico do terceiro pico do acelerograma final.	145
Figura 76: Representação das paredes do modelo numérico sem os respetivos elementos de volume com a tensão principal máxima de tração superior à admissível do terceiro pico do acelerograma final.	146

Figura 77: Representação da tensão principal máxima nas paredes do modelo do quarto pico da acelerograma final.	147
Figura 78: Identificação do valor da tensão principal máxima de tração (Pa) no modelo numérico do quarto pico do acelerograma final.	147
Figura 79: Representação do dano nas paredes da estrutura 1 em duas perspetivas após a aplicação do acelerograma 0,40g. Fonte: [86].	148
Figura 80: Representação das paredes do modelo numérico em diversas perspetivas sem os respetivos elementos de volume com a tensão principal máxima de tração superior à admissível do quarto pico do acelerograma final.	149
Figura 81: Representação das paredes longitudinais do modelo numérico sem os respetivos elementos de volume com a tensão principal máxima de tração superior à admissível do quarto pico do acelerograma.	150
Figura 82: Representação das paredes transversais do modelo numérico sem os respetivos elementos de volume com a tensão principal máxima de tração superior à admissível do quarto pico do acelerograma.	150
Figura 83: Representação da fissuração nas quatro fachadas da estrutura 1 após a aplicação do acelerograma 0,40g. Fonte: [86].	151
Figura 84: Identificação dos valores da tensão principal mínima (Pa) no modelo numérico do quarto pico do acelerograma.	151
Figura 85: Identificação do valor da tensão principal máxima de tração (Pa) no modelo numérico com os tirantes de reforço.	152
Figura 86: Representação do dano nas paredes da estrutura 1 reforçada em duas perspetivas após a aplicação do acelerograma 0,40g. Fonte: [86].	152
Figura 87: Representação das paredes do modelo numérico em perspetiva sem os respetivos elementos de volume com a tensão principal máxima de tração superior à admissível.	153
Figura 88: Identificação dos valores da tensão principal mínima (Pa) no modelo numérico do quarto pico do acelerograma.	154
Figura 89: Evolução do deslocamento da cumeeira para a simulação de 0,05g.	155
Figura 90: Deslocamentos dos pontos U, N e L da parede sul resultantes do ensaio experimental para o acelerograma de 0,05g.	156
Figura 91: Ilustração da comparação entre os dois programas da evolução dos deslocamentos do mesmo ponto.	156
Figura 92: Representação das tensões principais máximas de tração para os quatro momentos da simulação com o acelerograma final.	159

Índice de Tabelas

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 1: Designação das paredes dos edifícios antigos, de acordo com a natureza, dimensão, grau de aparelho e material ligante dos elementos constituintes.	12
Tabela 2: Classificação das paredes dos edifícios antigos, segundo a função e o fim a que se destinam.	13
Tabela 3: Classificação das paredes dos edifícios antigos, de acordo com o tipo de materiais empregues.	13
Tabela 4: Métodos para caracterização das propriedades dos elementos que constituem as alvenarias.	29
Tabela 5: Definição dos níveis de conhecimento global do edifício e respetivos fatores de confiança.	48
Tabela 6: Requisitos mínimos recomendados para definir os diferentes níveis de inspeções e testes.	48
Tabela 7: Período de retorno da ação sísmica consoante os estados limites.	49
Tabela 8: Requisitos para aplicação dos métodos lineares.	51
Tabela 9: Métodos de análise.	52
Tabela 10: Coeficientes de comportamento adotados para estruturas de alvenaria.	52
Tabela 11: Comentários aos resultados dos estados limites e respetivos métodos de análise.	54
Tabela 12: Estados limites vs verificação da segurança.	55
Tabela 13: Valores dos parâmetros mecânicos de diferentes tipos de alvenarias.	63
Tabela 14: Materiais adotados para revestir as paredes intermédias e sua respetiva resistência ao corte.	65
Tabela 15: Resistência ao corte sísmico dos pavimentos/coberturas conforme as suas características construtivas.	67
Tabela 16: Fator de força horizontal, C_p .	70
Tabela 17: Rácio mínimo a respeitar entre a área total das secções das paredes resistentes por andar e a área total do pavimento adjacente para moradias em alvenaria não reforçada.	70
Tabela 18: Índice altura/espessura (h_{ef}/t_{ef}) permissível a rotura para fora do plano de paredes de alvenarias não reforçadas segundo a ASCE 41-06.	74
Tabela 19: Índice altura/espessura (h_{ef}/t_{ef}) admissível para paredes de alvenarias não reforçadas segundo a ASCE 31-03.	74
Tabela 20: Exigências geométricas para paredes com resistência sísmica segundo o Eurocódigo 8 parte 1.	75

Tabela 21: Exigências geométricas para paredes com resistência sísmica segundo o anexo nacional do Eurocódigo 6.	76
Tabela 22: Exigências geométricas para paredes com resistência sísmica segundo o regulamento italiano modificado.	76
Tabela 23: Características geométricas admissíveis para diferentes tipologias construtivas suportarem a respetiva aceleração no local.	78
Tabela 24: Características geométricas admissíveis para diferentes tipologias construtivas suportarem a respetiva aceleração no local.	79
Tabela 25: Comparação das exigências geométricas entre de quatro regulamentos para diferentes tipos de paredes.	83
Tabela 26: Características mecânicas das paredes de alvenaria.	90
Tabela 27: Resultados do ensaio experimental da estrutura 1.	97
Tabela 28: Frequência natural da estrutura para os primeiros três modos.	97
Tabela 29: Modos de vibração da estrutura 1.	98
Tabela 30: Resultados dos deslocamentos para o acelerograma 0,20g.	110
Tabela 31: Resultados dos deslocamentos para o acelerograma 0,30g.	111
Tabela 32: Resultados dos deslocamentos para o acelerograma 0,40g.	111
Tabela 33: Identificação das características das ligações do modelo para a simulação de 0,05g.	127
Tabela 34: Modos de vibração adotados na calibração.	128
Tabela 35: Frequências resultantes do ensaio experimental e da análise numérica do primeiro ensaio experimental.	129
Tabela 36: Diferenças dos modos de vibração com e sem reforço.	132
Tabela 37: Frequências resultantes do ensaio experimental e da análise numérica do último ensaio experimental.	133

Lista de Acrónimos

LISTA DE ACRÓNIMOS

ASCE	American Society of Civil Engineers
ASTM	American Society for Testing and Materials
EC 6	Eurocódigo 6
EC 8	Eurocódigo 8
EUA	Estado Unidos da América
FEMA	Federal Emergency Management Agency
Frema	Frame Equivalent Masonry Analysis
MEF	Método dos Elementos Finitos
NEHRP	National Earthquake Hazards Reduction Program
OPCM	Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri

Lista de Símbolos

LISTA DE SÍMBOLOS

A	Área da secção da parede em alvenaria onde está exercida a força vertical
A_n	Área das juntas argamassadas/secção de enchimento
b	Coefficiente de correção associado à distribuição de tensões na secção dependente da esbelteza da parede, ou seja, b tem que ser igual a $\frac{h}{l}$ e $1,5 > \frac{h}{l} > 1,0$
CF	Fator de Confiança
C_p	Fator de força horizontal
D	Largura do pavimento
DCR	<i>Demand-Capacity Ratios</i>
DL	<i>Damage Limitation</i> - Estado de Limitação de Dano
E	Valor medio do módulo de elasticidade
f	Valor da frequência
f_a	Tensão de compressão axial devido as cargas gravíticas
f_{bk}	Tensão resistente compressiva característica na direção da aplicação da carga.
f_d	Tensão resistente à compressão de projeto
f_k	Tensão resistente característica à compressão da alvenaria
f_{vd}	Tensão resistente de tração característica, não pode ser maior que $1,4f_{bk}$ nem maior que 1,5MPa
f_{sd}	Tensão resistente de uma amostra de parede em alvenaria
f_m	Tensão resistente à compressão média da alvenaria
f'_m	Tensão resistente à compressão da alvenaria
f_{td}	Tensão resistente à tração por compressão diagonal de projeto
f_{sp}	Tensão resistente à tração de uma parede em alvenaria
<i>Freq 1</i>	Menor frequência de corte do intervalo de filtragem
<i>Freq 2</i>	Maior frequência de corte do intervalo de filtragem
f_t	Tensão resistente à tração por compressão diagonal
g	Força da gravidade igual a $9,81 \text{ m/s}^2$
G	Valor medio do módulo de distorção

H ou h	Altura da parede sem aberturas
h_{ef}	Altura efetiva da parede
h_{eff}	Altura resultante da força lateral
KL	Nível de Conhecimento
l'	Parte do comprimento da parede que está comprimida
l	Comprimento do painel de alvenaria
L	Comprimento do pavimento entre as duas paredes de contraventamento/ comprimento do edifício
L_c	Comprimento da parede intermédia resistente
L_i	Comprimento efetivo da parede inserida na fachada com abertura(s)
L_p	Comprimento da parede de contraventamento
M_u	Momento equivalente ao colapso por flexão
N	Força total vertical exercida na base da parede considerada
NC	<i>Near Collapse</i> - Estado de Colapso Eminente
OSR	<i>Over Subscription Ratio</i> - Coeficiente de Sobre resistência
Q_{CE}	Resistência lateral esperada para as alvenarias não reforçadas
Q_G	Força compressiva axial devido a cargas gravíticas
P_D	Carga sobre o bloco de alvenaria
P_w	Peso da parede
S	Secção da parede em contacto com a fundação
SD	<i>Significant Damage</i> - Estado de Danos Severos
S_D	Parâmetro do espectro de resposta de aceleração de projeto (unidades – g)
τ_0	Tensão resistente ao corte média da alvenaria
τ_{0d}	Tensão resistente ao corte média da alvenaria de projeto
t ou t_{ef}	Espessura efetiva da parede
V_a	Força resistente ao corte da alvenaria
V_c	Valor da capacidade ao corte das <i>cross walls</i> revestidas
V_{ca}	Capacidade ao corte das paredes intermédias resistentes na direção da análise imediatamente acima do nível do pavimento a ser avaliado
V_{cb}	Capacidade ao corte das paredes intermédias resistentes na direção da análise imediatamente abaixo do nível do pavimento a ser avaliado
V_{CL}	Limite inferior da resistência ao corte para as alvenarias

v_{me}	Tensão resistente ao corte da alvenaria
v_{mL}	Limite inferior da tensão resistente ao corte da alvenaria
V_r	Capacidade ao corte do bloco na alvenaria
V_t	Resistência ao corte da alvenaria de projeto
v_{te}	Resistência da argamassa
v_u	Resistência ao corte dos pavimentos
W	Peso volúmico médio da alvenaria
W_d	Carga total exercida sobre o pavimento
W_w	Peso total de parede acima da(s) abertura(s)
α	Fator igual a 0,5 para paredes fixas apenas numa extremidade e soltas noutra, e igual a 1,0 para paredes fixas em ambas as extremidades
α_u	Multiplicador da força sísmica horizontal para que, enquanto todas as forças de projeto permanecem constantes, a primeira parede de alvenaria atinge a sua capacidade resistente (ao corte ou à flexão)
α_1	Traduz-se em 90% do multiplicador da força sísmica horizontal para os quais, enquanto todas as forças de projeto permanecem constantes, o edifício atinge a sua capacidade máxima resistência
γ	Peso volúmico
γ_m	Fator de segurança parcial
Δt	Intervalo de integração
σ_0	Tensão média resistente à compressão da alvenaria

Capítulo 1

Introdução

1. INTRODUÇÃO

O presente trabalho de investigação carece de um enquadramento capaz de introduzir convenientemente a temática do comportamento sísmico em alvenarias. No decorrer deste primeiro capítulo, expôs-se ainda a motivação que justificou a opção por este estudo, os objetivos que se procurou alcançar, assim como a metodologia adotada e a estrutura concertada para dar resposta aos fins propostos.

1.1. Enquadramento do tema

A alvenaria é uma estrutura heterogénea composta por simples unidades (pedra, tijolo, bloco de adobe, entre outros) e por juntas preenchidas, ou não, com ligante. O recurso a este tipo de construção constituiu uma revolução de elevada importância para a melhoria das condições de habitabilidade humana. A origem desta forma de construção remonta às primeiras comunidades sedentárias, quando o Homem passa a construir os seus abrigos com recurso ao agrupamento de pedras na vertical. Daí e até à atualidade, a construção de alvenarias sofreu um processo de evolução significativo. No entanto, o aparecimento de novos materiais de construção, como o aço e o betão, conduziram a um desuso da alvenaria como material estrutural, um abandono que acabou por originar uma grande lacuna no conhecimento do comportamento estrutural e material das alvenarias antigas, nomeadamente ao nível da sua vulnerabilidade sísmica.

O desempenho sísmico das estruturas de alvenaria é particularmente difícil de caracterizar uma vez que depende diretamente de uma multiplicidade de detalhes estruturais, do grau e tipo de interação entre eles. Desses fatores destacam-se, as propriedades dos materiais, a geometria da estrutura, as ligações entre os elementos estruturais, a contribuição dos elementos “não estruturais” ou a própria rigidez dos diafragmas horizontais.

A caracterização das propriedades dos materiais com recurso a ensaios destrutivos, semi-destrutivos e não destrutivos, permite constatar que as alvenarias apresentam um conjunto de propriedades comuns, designadamente a baixa resistência à tração e a baixa ou moderada resistência ao corte. Ora, são precisamente estas propriedades que acabam

por condicionar o desempenho das estruturas em alvenaria quando sujeitas a ações horizontais (sísmicas).

As atividades experimentais são métodos que permitem detetar as fragilidades destas estruturas ao possibilitar a caracterização dos mecanismos de rotura no plano e para fora deste. Esta caracterização facilita a adoção de técnicas de reforço adequadas e é a partir deste conhecimento que se consegue criar modelos numéricos cada vez mais eficazes e compatíveis com a realidade.

Os modelos numéricos permitem ao utilizador obter informações em relação ao desempenho estrutural da construção num menor espaço de tempo e com menos custos do que os testes experimentais. Os *softwares* utilizados baseiam-se em métodos de avaliação do desempenho sísmico de edifícios de alvenaria (com e sem diafragmas rígidos), de acordo com diversas técnicas de análise estrutural, tais como: a análise elástica, a análise não-linear estática, a análise limite com macro-blocos, e a análise não-linear dinâmica com integração no tempo [1].

Contudo, para modelar estruturas e obter resultados fiáveis é necessário conhecer as características dos elementos adotados no modelo numérico. Este conhecimento só é possível através da identificação dos tipos de alvenarias existentes (classificação), das anomalias mais comuns e dos tipos de ligações que se encontram entre os elementos estruturais do edifício.

É precisamente nesta interação, entre os ensaios experimentais e as modelações numéricas, que a comunidade científica tem centrado o seu trabalho, procurando diminuir e conhecer a vulnerabilidade à ação sísmica. Esta temática é muito atual, tanto na agenda nacional como na internacional da engenharia civil, derivado da forte exposição de Portugal e outras partes dos diferentes continentes à ação sísmica, mas também da consciência de que a maioria do edificado antigo se encontra pouco preparado para resistir a uma situação como a que ocorreu em 1755, em Portugal.

1.2. Motivação

É natural que a ação sísmica a que a Europa está sujeita, e um pouco por todo o mundo, impulsionem o desenvolvimento e a investigação de incidentes como o episódio sísmico de Messina (Itália, em 1908, com 120 mil mortes) ou em Shensi (China, em 1556,

com 830 mil mortes, registado como a maior ocorrência fatal de natureza sísmica mundial). Refira-se que o número de mortes resultantes dos dez sismos com maior impacto na vida humana ultrapassa os dois milhões. No entanto, estes sismos não representam os abalos com a maior intensidade na escala de Richter, uma vez que os de maior intensidade ocorreram em lugares com pequenos aglomerados habitacionais (Alasca – 1964).

Uma forma de cooperar com a comunidade científica nesta área passa por estudar o comportamento de estruturas com paredes de alvenaria de pedra resistente e pavimentos flexíveis. Entende-se que apenas pelo estudo aprofundado do seu comportamento mecânico é que se pode avançar para soluções preventivas e mais eficientes, de tal modo que seja seguro viver neste tipo de construções sem correr o risco de vida com o seu colapso instantâneo.

1.3. Objetivos do trabalho

Um dos objetivos passa pela realização de uma comparação entre a regulamentação existente relativamente à alvenaria existente, tendo por base a regulamentação europeia (Eurocódigo 8 – parte 1 (EC 8 - 1) [2], Eurocódigo 8 – parte 3 (EC8 – 3) [3], Eurocódigo 6 (EC 6) [4] e as normas italianas OPCM 3274/03 [5] OPCM3134 [6]) e a regulamentação americana (FEMA 547 [7], ASCE 41-06 [8] – Capítulo 7 e ainda ASCE 31-03 [9] – capítulo dos procedimentos especiais para as alvenaria não reforçadas).

Constitui objetivo da dissertação a análise de ensaios experimentais de alvenarias antigas, desenvolvidos por um grupo de investigadores internacionais no laboratório do EUCENTRE. A análise suprarreferida compreende o estudo dos respetivos resultados e a discussão da eficiência que a implementação do reforço estrutural promove na construção ensaiada.

Em termos de competências práticas, este trabalho vai permitir aplicar a modelação numérica de estruturas de alvenaria com recurso ao *software Ansys*.

Este trabalho de investigação serve ainda o propósito de caracterizar e definir a metodologia de cálculo dos diferentes programas usados.

Por fim, pretende-se que o presente trabalho possa produzir conhecimento científico e consolidar o existente, no domínio dos principais danos e fragilidades identificados nas alvenarias antigas quando expostas à ação sísmica.

1.4. Metodologia

Por forma a atingir os objetivos supramencionados iniciou-se o trabalho com uma pesquisa bibliográfica relativa à temática em estudo.

Numa primeira fase deste trabalho de investigação, fez-se uma interpretação das diferentes normas no domínio das alvenarias antigas não reforçadas e respetiva comparação.

De seguida, após uma caracterização das estruturas ensaiadas e dos ensaios experimentais associados, utilizou-se alguns dos valores adquiridos pelos acelerómetros durante o ensaio, para determinar os respetivos deslocamentos da estrutura. Tendo como auxílio nestes cálculos os programas *Degtra* e *Seismosignal*.

A par desse trabalho, desenvolveu-se todo um processo de investigação/aprendizagem autónoma do programa *Ansys* que permitiu construir um modelo numérico, idêntico à estrutura ensaiada experimentalmente, para assim ser possível a introdução dos acelerogramas na base da estrutura, retirando deste caso de estudo as diferentes conclusões possíveis e contribuindo para este domínio científico.

Finalmente, testam-se as potencialidades da ferramenta *Ansys* e fomenta-se a sua utilização nesta área com mais casos práticos.

Analisa-se e comentam-se todos os resultados para desta forma dar o contributo para o desenvolvimento dos conhecimentos desta área científica.

1.5. Estrutura da dissertação

O presente trabalho divide-se em seis capítulos. O primeiro capítulo apresenta a introdução do tema e o segundo aborda a análise bibliográfica de diferentes temáticas que caracterizam as construções em alvenaria antiga com intuito de suportar o trabalho que vai ser desenvolvido de seguida. O Capítulo 3 serve os interesses da regulamentação existente ao nível europeu e americano sobre este tipo de construções. O caso de estudo que se desenvolve neste trabalho é apresentado no Capítulo 4. No Capítulo 5 procura-se

realizar uma análise da vulnerabilidade sísmica do caso de estudo com recurso ao programa *Seismosignal* e *Ansys* enquanto no último capítulo são apresentadas as conclusões finais e as perspetivas de trabalho futuro.

De seguida são apresentados cada um dos capítulos referidos anteriormente em forma de resumo.

O primeiro capítulo – Introdução – procura justificar o tema desenvolvido com apresentação da evolução da alvenaria no mundo e de uma catástrofe que aconteceu à população no passado e que a comunidade científica mundial pretende evitar. Assim como a apresentação de toda a metodologia de trabalho que se desenvolveu ao longo desta dissertação.

Concluída a introdução, segue-se uma caracterização da alvenaria existente, preocupações construtivas e principais anomalias no Capítulo 2 – Construções em Alvenaria Antiga. Identificação de alguns tipos de reforço sísmico para alvenarias antigas, análise da vulnerabilidade sísmica deste tipo de construções e apresentação de um estudo que compara ensaios experimentais, modelos exatos e outros programas. Por fim, o Capítulo 2 identifica os tipos de ensaios experimentais mais comuns para a caracterização mecânica das alvenarias, dos ensaios mais simples aos mais complexos. Este capítulo baseia-se, portanto, em pesquisa bibliográfica.

No Capítulo 3 – Regulamentação Sísmica – é caracterizada, numa primeira parte, a regulamentação utilizada na comparação entre as normas europeias e americanas com base em pesquisa bibliográfica. Na segunda parte são apresentados as principais diferenças e semelhanças entre as normas dos dois continentes, com uma sequência igual à apresentada no do capítulo dedicado aos procedimentos especiais para alvenaria não reforçada do regulamento americano ASCE 31-03.

O Capítulo 4 – Caso de Estudo: Construção em Alvenaria – pretende caracterizar a construção que foi objeto de estudo deste trabalho. Identifica-se a geometria da estrutura, bem como, as propriedades mecânicas dos materiais utilizados na sua constituição. Apresenta-se, ainda, o tipo de ensaio experimental a que a estrutura foi sujeita e os resultados obtidos pelo equipamento instalado nas suas paredes.

Face ao caso de estudo apresentado anteriormente, é apresentada a – Avaliação da Vulnerabilidade Sísmica – da estrutura com recurso aos programas *Seismosignal* e *Ansys* no Capítulo 5. Na primeira parte, deste capítulo, é apresentado o programa *Seismosignal*,

o método de cálculo e os parâmetros adotados para a determinação dos deslocamentos a partir dos resultados dos acelerómetros instalados na estrutura. Para concluir esta primeira parte realiza-se uma análise dos resultados obtidos pelo programa. A segunda parte do Capítulo 5 consiste na caracterização do programa *Ansys*, na identificação do método de cálculo e no final, na discussão dos resultados numéricos obtidos face aos resultados experimentais resultantes.

Perante a discussão dos resultados obtidos dos programas utilizados neste trabalho, resta apresentar o Capítulo 6 – Conclusões e Perspetivas de Trabalhos Futuros – que serve para fazer um comentário final dos resultados de cada um dos capítulos mais importantes e referir ainda as perspetivas de trabalho futuro.

Capítulo 2

Construções em Alvenaria Antiga

2. CONSTRUÇÕES EM ALVENARIA ANTIGA

O presente capítulo apresenta uma breve introdução teórica sobre a caracterização das alvenarias e suas anomalias, bem como, aos reforços sísmicos mais comuns deste tipo de construções e o seu comportamento sísmico. Para finalizar este capítulo são introduzidos os ensaios experimentais mais utilizados para caracterizar os materiais em termos das suas propriedades mecânicas.

2.1. Caracterização e dano das alvenarias antigas

A segurança do Homem é uma prioridade de importância crescente na agenda internacional, proveniente da atual regularidade com que a humanidade é confrontada com catástrofes naturais, designadamente de foro sísmico. Os sismos que abalaram a Índia (Gujarat – 2001, 20 mil mortes), o Peru (Yungay – 1970, 66 mil mortes) ou o Japão (Kwanto – 1923, 140 mil mortes), são exemplos da elevada vulnerabilidade a que estamos expostos no nosso quotidiano, reforçando no mundo ocidental as preocupações quanto à segurança dos edifícios, quer sejam habitacionais, públicos ou com outro uso.

É neste contexto que se justifica a necessidade premente de conhecer os materiais e as características das estruturas em que o Homem habita, nomeadamente as alvenarias antigas ao considerar-se que estas estruturas são predominantes ao nível das edificações antigas, em especial, nos centros históricos das cidades. Este primeiro momento do trabalho é assim dedicado à identificação e caracterização dos diferentes tipos de alvenarias existentes nos edifícios antigos, das suas patologias e dos ensaios que as caracterizam.

2.1.1. Tipos de alvenarias

A preocupação em classificar as alvenarias existentes não é recente. No início do século XIX, na maçonaria italiana [10, 11], criou-se um conjunto de regras práticas que se têm vindo a aperfeiçoar com os anos, consequência da própria evolução dos conhecimentos [12].

Segundo Pinho [13], são três os grupos de fatores que influenciam a classificação das paredes dos edifícios antigos:

- Natureza, dimensão e grau de aparelho dos elementos de enchimento (pedras, tijolos) e material ligante (ver Tabela 1);
- Possibilidade ou não de desempenho de funções estruturais e consoante o fim a que se destinam (ver Tabela 2);
- Tipo de materiais utilizados (ver Tabela 3).

Apresentam-se em forma de quadros a definição para cada tópico.

Tabela 1: Designação das paredes dos edifícios antigos, de acordo com a natureza, dimensão, grau de aparelho e material ligante dos elementos constituintes.

Natureza e características dos materiais e dos ligantes utilizados na construção das paredes dos edifícios antigos	Designação
Pedras de cantaria com as faces devidamente aparelhadas, assentes em argamassa, ou apenas sobrepostas e justapostas	Parede de cantaria
Pedras irregulares aparelhadas numa das faces, assentes em argamassa ordinária	Alvenaria de pedra aparelhada
Pedras toscas, de forma e dimensões irregulares, e ligadas com argamassa ordinária	Alvenaria ordinária (corrente)
Alvenaria e cantaria; alvenaria e tijolo; alvenaria com armação de madeira; etc.	Paredes mistas
Pedras ligadas com argamassa hidráulica	Alvenaria hidráulica
Pedras ligadas com argamassa refratária	Alvenaria refratária
Pedras assentes por justaposição, apenas travadas entre si, sem qualquer tipo de argamassa	Alvenaria de pedra seca; Empedrados
Paredes construídas com betão	Parede de betão
Paredes construídas com tijolo	Alvenaria de tijolo
Paredes construídas com terra	Paredes de adobe e paredes de taipa

Fonte: [13].

Tabela 2: Classificação das paredes dos edifícios antigos, segundo a função e o fim a que se destinam.

Tipo de materiais empregue na construção das paredes de edifícios antigos	Designação
Cantaria, alvenaria, tijolo, taipa, etc.	Paredes homogéneas
Alvenaria e cantaria, alvenaria de pedra e tijolo, alvenaria com armação de madeira, etc.	Paredes mistas

Fonte: [13]

Tabela 3: Classificação das paredes dos edifícios antigos, de acordo com o tipo de materiais utilizados.

Designação	Função
Paredes - mestras: interiores; de fachada; laterais.	Paredes resistentes, interiores ou exteriores; geralmente com grande espessura
Paredes divisórias ou de Compartimentação	Dividem o espaço delimitado pelas paredes – mestras
Muros de suporte	Sustentam geralmente as terras das trincheiras e dos aterros, e servem também de revestimento aos seus taludes
Muros de vedação	Delimitam ou fecham um espaço
Muros de revestimento	Protegem os taludes dos agentes atmosféricos

Fonte: [13]

Pinho [14] refere que nos cunhais das paredes de cantaria ou das paredes mistas, era comum utilizar-se a cantaria que serviria para travar as duas paredes adjacentes (ver Figura 1).

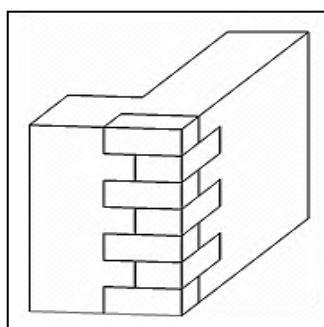


Figura 1: Reforço dos cunhais das paredes com cantaria. Fonte: [14].

A espessura das paredes-mestras dos edifícios antigos não é constante em altura. Quer isto dizer que as paredes apresentam uma maior espessura na base e menor espessura à medida que se avança em altura. Por outro lado, as zonas de interrupção que acontecem nas paredes resistentes, como é o caso das aberturas de portas ou janelas, eram reforçadas no seu contorno com materiais e técnicas (a ombreira, a verga ou a padieira, a

soleira ou o arrebate) dependentes da natureza e constituição da parede, da sua importância estrutural, da dimensão das aberturas, entre outros aspetos.

2.1.2. Principais anomalias

Na construção de alvenarias antigas, nomeadamente de estruturas em pedra, tijolo ou adobe, distinguem-se sobretudo dois grupos de anomalias com maior relevância do ponto de vista do equilíbrio da estrutura. As patologias podem resultar do comportamento estrutural característico de cada sistema construtivo ou do comportamento do material. O primeiro caso resulta da má conceção ou execução das paredes, o que acaba por originar o aparecimento de patologias como a instabilidade local ou global, seja em determinados elementos ou na estrutura do edifício como um todo. Já as patologias resultantes do comportamento do material derivam de anomalias localizadas, ao nível do elemento, resultantes das características dos materiais, da tipologia da secção, da própria alvenaria e das técnicas construtivas.

2.1.2.1. Comportamento estrutural

Uma das vantagens do sistema construtivo das alvenarias antigas reside no facto destas estruturas apresentarem uma fraca ligação entre as unidades (p.e. tijolo ou pedra), o que permite reparar parte de um pano da alvenaria com facilidade quando danificado, garantindo deste modo um maior período de vida da parede. Não obstante, em situações de alvenarias sujeitas a ação sísmica, a falta de ligação entre os elementos pode ser encarada com uma desvantagem para a estrutura, uma vez que *“o impulso da componente horizontal da aceleração, perpendicular ao plano, tende a empurrar as paredes de contorno para fora”* o que pode tomar valores que levam à rotura de um ou vários elementos [15]. A Figura 2 ilustra casos de mecanismos para fora do plano. Face aos mecanismos de colapso que a figura seguinte ilustra, pode-se concluir que é de extrema importância assegurar uma boa ligação entre as paredes resistentes adjacentes, entre paredes - coberturas e entre as paredes – pavimentos, pois estas interfaces representam potenciais linhas de rutura.

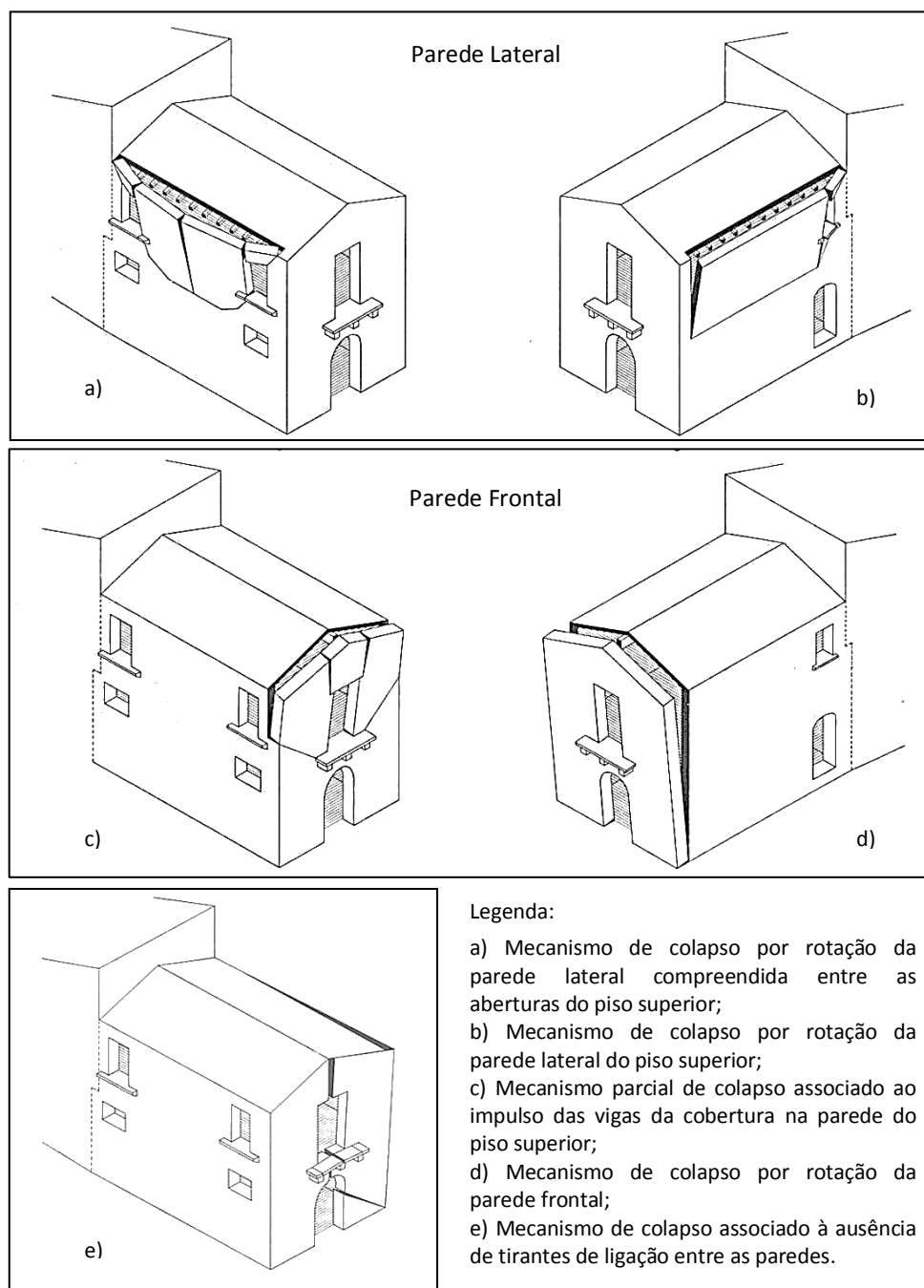


Figura 2: Mecanismos de colapso associados à falta de ligação entre os elementos de estruturas em alvenaria devido à ação sísmica. Fonte: [16].

No que diz respeito às roturas em paredes laterais, podem suceder duas situações, ilustradas na Figura 2.a), e na Figura 2.b). Na primeira, observa-se um mecanismo de colapso por rotação da parede lateral compreendida entre as aberturas do piso superior. Na segunda, é representada uma situação de um mecanismo de colapso por rotação da parede lateral do piso superior. Por outro lado, em painéis de alvenaria frontal, podem ocorrer também duas situações distintas de colapso. Ou o mecanismo de colapso se resume ao destacamento da parte superior da parede que é associado ao impulso das

vigas da cobertura [ver Figura 2.c)], ou resume-se ao colapso de toda a parede frontal, com rotação ao nível da fundação do painel [ver Figura 2.d)].

Identifica-se ainda a possibilidade de ocorrer um mecanismo de colapso associado à ausência de tirantes entre dois painéis de alvenaria adjacente, que se consubstancia nas roturas e rotações em simultâneo da parede lateral e da parede frontal [ver Figura 2.e)]. De referir que este modo específico de rotura (para fora do plano dos painéis de alvenaria) é conhecido desde o início do século XVIII, conforme testemunha o conjunto de desenhos esquemáticos produzidos por Rondelet em 1834 [17], indicado na Figura 3 [18].

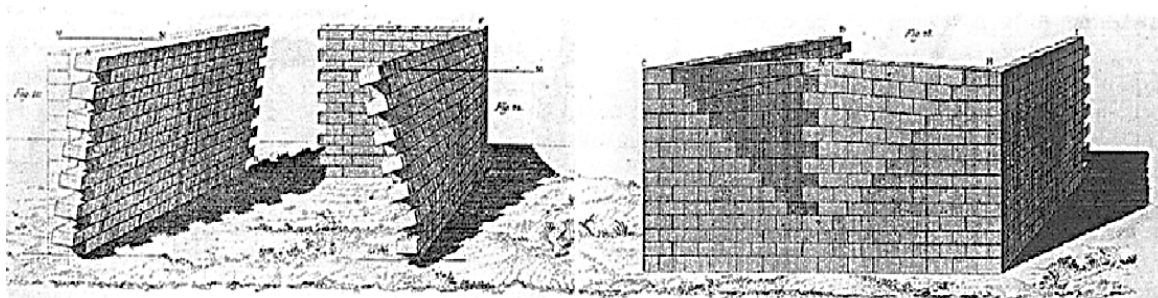


Figura 3: Mecanismos de colapso sugeridos por Rondelet em paredes de alvenaria quando submetidas a ações para fora do plano. Fonte: [18].

Por outro lado, em termos de anomalias no plano, identificam-se sobretudo a fendilhação (ver Figura 4) e a compressão excessiva com origem no comportamento estrutural das paredes resistentes [19].

Vários são os motivos que justificam o aparecimento de fendas nas alvenarias antigas, resultando de fatores “internos” ou “externos”. Internos, desde os movimentos diferenciais das fundações às deficientes ligações entre os elementos estruturais paredes-mestras adjacentes, paredes-coberturas e paredes-pavimentos. Nos fatores externos pode-se identificar o conjunto de vibrações causadas pelo tráfego rodoviário de veículos pesados nas imediações dos edifícios ou a própria atividade sísmica mencionada no início deste trabalho.



Figura 4: Fendilhação de uma parede. Fonte: [19].

Na maioria dos casos, a fendilhação ocorre em pontos frágeis das paredes, como os vãos de portas e janelas, na zona de ligação de paredes ortogonais ou em locais de fendas anteriores. Quando as fendas provêm de assentamentos diferenciais das fundações, frequentemente, é possível identificar a zona da fundação onde ocorreu esse assentamento [20-25], como exemplifica a Figura 5.

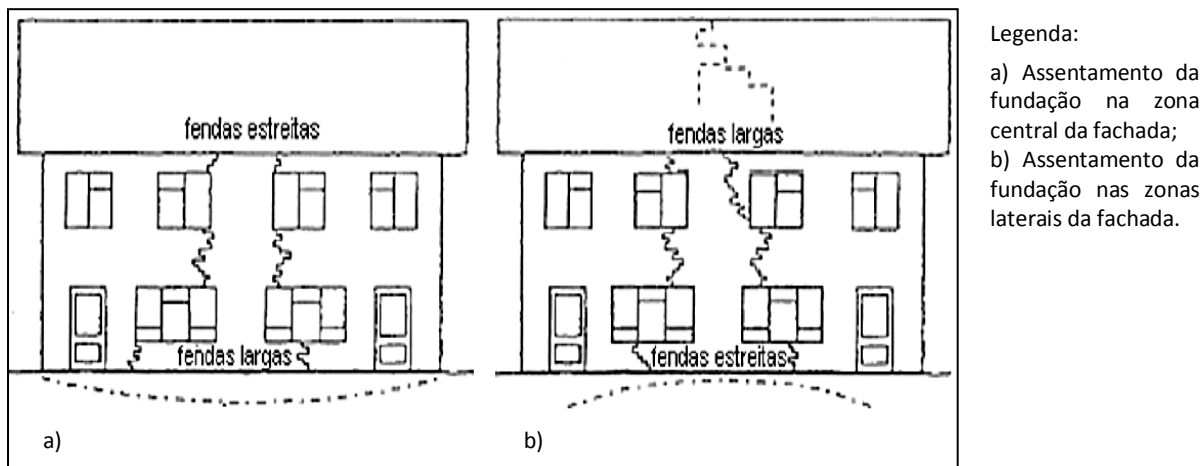


Figura 5: Esquemas de fendilhação por assentamento diferencial da fundação. Fonte: [19].

Reportando à Figura 5, verifica-se duas situações possíveis de fendilhação. No caso a), as fendas são mais estreitas no topo e mais largas na base da casa, retratando uma situação de assentamento na zona central da fachada. No esquema da habitação b), as fendas são mais largas na parte superior da estrutura do que no piso inferior, revelando um caso de assentamento sobre as extremidades da fachada [26].

O risco de fendilhação nas estruturas diminui quanto melhor for a ligação entre as paredes-mestras adjacentes, entre as paredes-coberturas e as paredes-pavimentos, uma vez que é assegurada uma maior distribuição de esforços entre todos os elementos estruturais.

Embora as fendas e fissuras possam ter origem nas elevadas concentrações de tensões aplicadas nos cantos e nos contornos das aberturas dos vãos provenientes da falta de resistência dos lintéis superiores ou dos arcos de descarga, a ação sísmica também é responsável por criar esforços de corte elevados nessas zonas, o que pode originar fendas diagonais com cerca de 45° de inclinação. Para contornar este problema, nas edificações de melhor qualidade era comum a colocação de pedras talhadas de grande dimensão ou arcos de tijolo maciço em torno das aberturas, de forma a aumentar a capacidade da resistência da parede nessas zonas [13, 21, 23, 25].

Segundo diversos autores [13, 21, 23, 25], é frequente encontrar-se em determinados painéis de alvenaria desemparelhada zonas localizadas com cargas concentradas excessivas que tendem a colapsar, quando comparadas com painéis de alvenaria emparelhada, de pedra com boa resistência, que permite distribuir de forma uniforme o excesso de tensão concentrada e deste modo evitar a compressão excessiva local.

A fluência é um outro problema estrutural das construções antigas da alvenaria pesada. Embora as elevadas tensões de compressão, em determinados elementos de uma estrutura de alvenaria antiga, tenham como origem as elevadas cargas permanentes, a distribuição de tensões não uniformes (p.e., no caso da existência de cargas concentradas sobre as paredes) e os fenómenos lentos (p.e., a carbonatação/retração por secagem das argamassas à base de cal hidratada dos panos internos com elevada espessura, em paredes com três panos) podem dar origem a aumentos de estados de tensões [27].

De acordo com Valluzzi *et al.* [28], é possível concluir, através de alguns ensaios experimentais de fluência, que a alvenaria apresenta uma resistência a longo prazo de apenas 60% a 70% da resistência obtida em ensaios de compressão sucessivos. Devido a esse facto, o estudo da fluência em estruturas de alvenaria antigas, sujeitas a elevados estados de compressão, é fundamental para garantir a sua preservação. Para tal, é necessário um maior investimento na componente experimental e numérica, sendo que o estudo deverá acompanhar a própria evolução da estrutura, permitindo uma melhor previsão do seu colapso. Esta previsão pode ainda ser conseguida através da monitorização das deformações ao longo do tempo. Se a estrutura apresentar uma deformação muito acentuada, então a sua resistência estará muito próxima da resistência de colapso, ou seja, a estrutura, provavelmente, irá ruir e desmoronar. Num estado menos avançado de deformação, a alternativa poderá ser um reforço estrutural.

2.1.3. Comportamento material

O bom estado de conservação das estruturas antigas deve-se frequentemente à utilização de técnicas e normas construtivas prudentes, mas também a uma seleção criteriosa dos materiais utilizados para a sua construção. Como defende Roque [29] as principais patologias com origem no comportamento material devem-se à fraca resistência dos materiais selecionados, tanto para o preenchimento das juntas como enquanto elementos resistentes (blocos de pedra, tijolos, adobe, etc.). Esta falta de resistência, nomeadamente a esforços de tração e flexão, faz com que o funcionamento da alvenaria seja crítico a ações para fora do seu plano e a cargas verticais excêntricas (Figura 6). No entanto, a resistência à compressão apenas depende do grau de confinamento transversal dos paramentos (da existência de material incoerente no núcleo e do volume e distribuição de vazios).

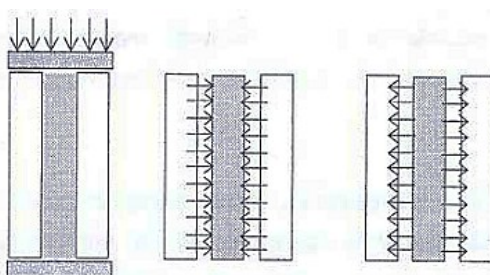


Figura 6: Efeito recíproco entre os três panos de uma parede de alvenaria sob compressão, com o pano interno de fracas características mecânicas. Fonte: [30].

No passado, as construções de alvenaria eram realizadas com um grande desconhecimento em relação à compatibilidade entre a argamassa e os elementos como a pedra ou o tijolo. Da mesma forma, os projetistas não beneficiavam de toda a base experimental que hoje existe quanto à boa formulação da argamassa, para a obtenção de um bom ligante de assentamento, e quanto à possibilidade de fabricar um reboco pouco suscetível à fendilhação e mais resistente a fenómenos de tração [31]. Estas limitações ao nível do domínio das propriedades dos materiais utilizados nas alvenarias, acabou por justificar a pobre qualidade de algumas construções realizadas e o aparecimento de patologias como as representadas ao longo do trabalho.

As anomalias resultantes de cargas horizontais e verticais provocadas por ações sísmicas, quando atingem uma determinada magnitude, traduzem-se na maioria dos

casos em fissuras e fraturas no plano, conforme retrata a Figura 7, segundo Hamid *et al.* [32].

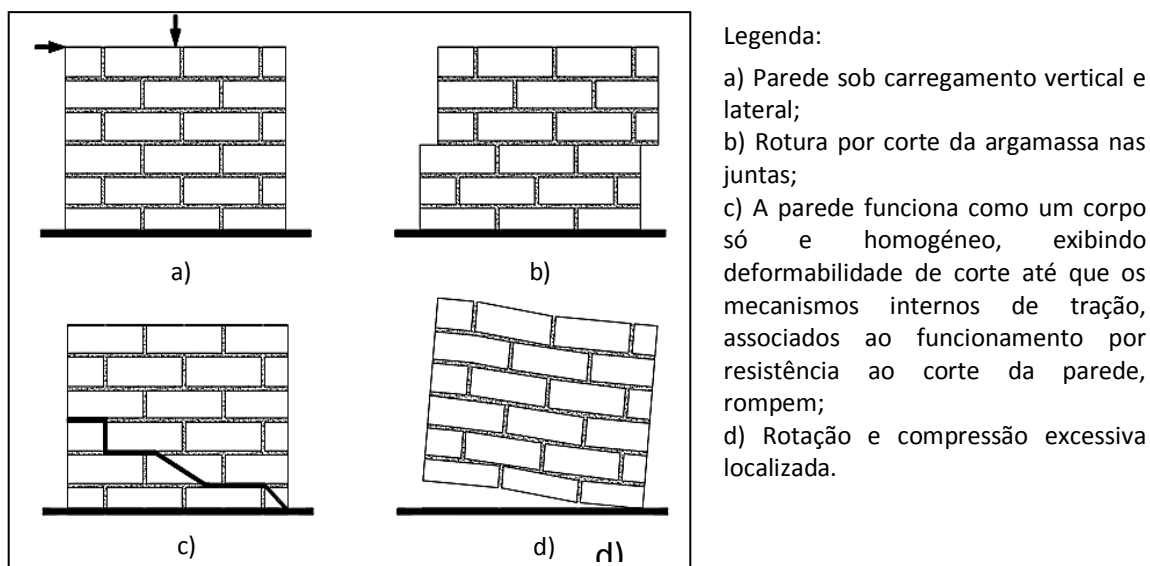


Figura 7: Mecanismos de rotura em paredes de alvenaria quando solicitadas no seu plano por cargas horizontais e verticais. Fonte: [32, 33].

Segundo Khan & Hanif [34] e Ghaidan [35] as roturas com origem no comportamento do material que ocorrem no plano em paredes estruturais são provenientes de excessos de esforços de flexão e corte com origem numa série de vibrações resultantes (p.e. terremotos). Na Figura 8.a) assiste-se a um deslizamento dos painéis sobre as fundações, uma vez que o valor das ações horizontais atuantes é superior ao valor resistente, facto gerado pelo uso de argamassa pobre a unir a parede às fundações e aos baixos valores de ações verticais.

Nas situações em que se garanta uma boa ligação entre a parede e a fundação, deve-se também assegurar a resistência adequada da própria fundação à combinação das ações do atrito de deslizamento horizontal e da pressão lateral da terra, como representa a Figura 8b). No caso em que a ligação entre a cobertura e as paredes seja fraca, o mais provável é que ocorra uma falha de corte entre os dois elementos estruturais [ver Figura 8.c)]. A Figura 8.d) apresenta um outro modo de falha, em que as paredes de alvenaria apresentam fendas diagonais que resultam das tensões atuantes de tração superiores às tensões resistentes da alvenaria, derivado da combinação de forças verticais com as horizontais. A Figura 8.e), ilustra o momento em que a estrutura sofre o fenómeno de *overturning*. Por último, a Figura 8.f) retrata o facto das estruturas altas estarem mais

sujeitas à rotação ao longo da fundação de um painel mais desfavorável, do que as estruturas mais baixas e geometricamente mais simétricas.

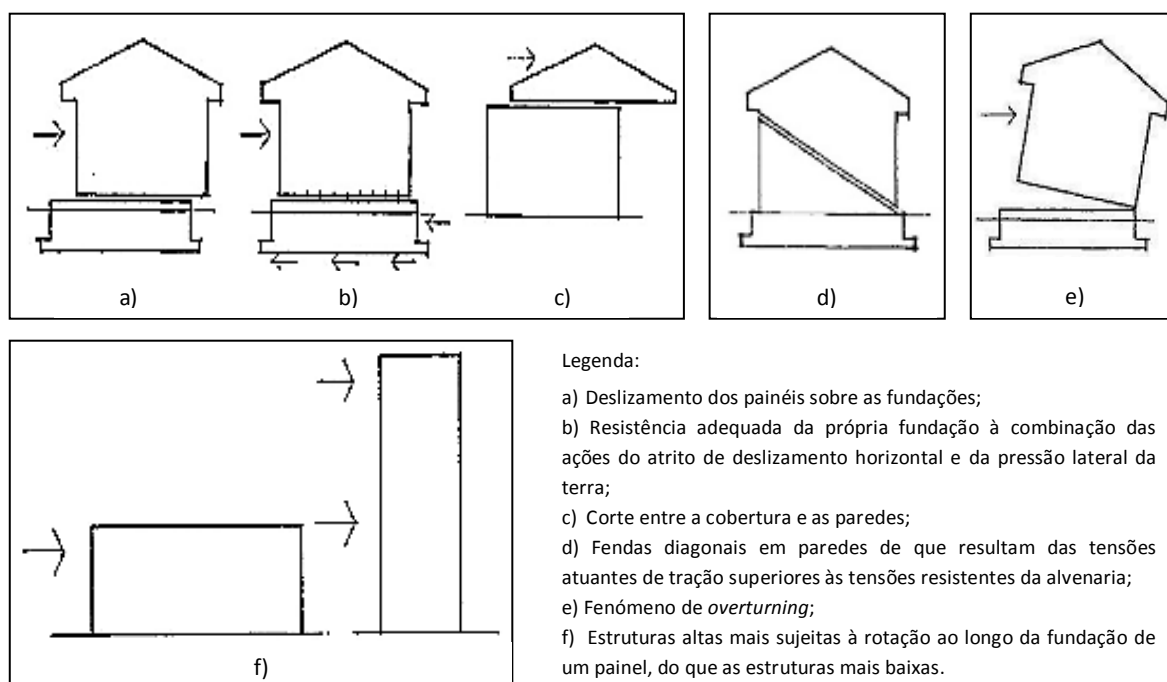


Figura 8: Modos de rotura mais comuns nas paredes resistentes com origem no comportamento do material. Fonte: Adaptado de [34, 35].

Uma anomalia muito comum é a desagregação do painel de alvenaria, o que resulta na maioria das vezes do agravamento das fendas já existentes anteriormente, ou então da lavagem dos finos nas juntas dos panos exteriores das paredes que estejam mais expostos à humidade e à precipitação (ver Figura 9). Caso se efetuem reparações dos revestimentos (nomeadamente dos rebocos) e se substituam os elementos estruturais afetados (tijolo, pedra, etc.), os agentes climáticos não tendem a provocar problemas de desagregação tão acentuados nas alvenarias [13, 21, 23, 25].



Figura 9: Desagregação da alvenaria. Fonte: [19].

2.2. Reforço sísmico em alvenarias antigas

Quando se considera a reabilitação e o reforço estrutural de uma edificação antiga, há necessidade de grande prudência quanto ao nível de intervenção a realizar, uma vez que qualquer alteração que se pratique será sempre perturbadora do equilíbrio do edificado, o que é um risco para o colapso do mesmo. Assim sendo, deve-se obedecer ao princípio da intervenção mínima [36-38], ou seja, interferir o mínimo possível no equilíbrio e nas características arquitetónicas da estrutura. Não obstante, verifica-se que com os regulamentos atuais torna-se impossível respeitar o princípio da intervenção mínima, devido ao seu conservadorismo. A aplicação dos regulamentos correntes resulta, regra geral, em intervenções “pesadas” nas estruturas e na alteração das características arquitetónicas do edificado.

Para Roque [29], a intervenção estrutural de alvenarias antigas impõe algumas exigências, designadamente o melhoramento das características mecânicas e o restabelecimento das condições de segurança da estrutura (boa estabilidade das fundações, uma boa rigidez global da estrutura e um sistema estrutural homogéneo com boas ligações entre os elementos estruturais). Deve-se recorrer a técnicas compatíveis com o existente (compatibilidade mecânico - estrutural, compatibilidade físico - química), com durabilidade e reversíveis. É importante ter consciência que não existe reversibilidade completa após a aplicação de um reforço, o que pressupõe a utilização de técnicas de menor intervenção estrutural sempre que possível.

As paredes de alvenaria antiga são os principais elementos estruturais que resistem à ação sísmica. O desempenho global destas estruturas pode ser melhorado caso se consiga garantir a existência de boas ligações entre as paredes e os elementos que contactam com elas, tais como, os pavimentos e as coberturas, que geralmente são estruturas em madeira.

Assim sendo, as medidas corretivas ideais não passam por ações de reforço com alteração global da estrutura, mas sim, por melhorias do estado e/ou das características dos materiais utilizados, da prestação mecânica das paredes, da correção de assimetrias e das irregularidades estruturais (por exemplo, aplicação de “*diatones*” nos painéis de alvenaria, isto é, elementos de alvenaria que fazem a ligação transversal, face a face).

2.2.1. Sistemas antissísmicos

Na atualidade recorre-se à aplicação de isoladores sísmicos ou de sistemas de amortecimento nas fundações, elementos que ajudam a dissipar a energia sísmica absorvida. Apesar disso, a sua aplicação limita-se a edifícios novos, uma vez que em estruturas de alvenaria antiga as aplicações são muito condicionadas. Para os isoladores sísmicos é fundamental que a construção tenha fundações interdependentes e de grande rigidez (por exemplo, ensoleiramento geral). Para a aplicação de sistemas de amortecimento nas fundações é necessário garantir uma boa ligação a elementos estruturais contíguos com uma capacidade resistente a esforços de tração e corte no plano, exigências que se tornam obstáculos visto não existirem estruturas de alvenaria antiga que reúnam todas estas características.

Para além disso, a instalação de sistemas de amortecimento é particularmente difícil em centros históricos, uma vez que as construções se encontram, na maioria dos casos, próximas umas das outras e há necessidade de ocultar este sistema [39].

2.2.2. Ligação entre elementos resistentes

É particularmente importante salientar o tipo de ligações que existe entre os elementos resistentes e os não resistentes. Uma vez que da eficiência destas ligações resulta uma melhor ou pior resposta da estrutura, não só para as ações correntes mas especialmente para ações sísmicas.

No manuscrito criado em 1550, Alberti [40] refere que as ligações entre paredes resistentes devem ser concebidas com pedras grandes, ao longo de todo o comprimento dos panos exteriores resistentes de cada painel em alvenaria, de forma a ter os cantos apertados e as paredes trabalharem como um só elemento estrutural (o mais homogeneamente possível). Três séculos depois, no ano de 1834, Rondelet [17] melhora a sugestão de Alberti [40] ao concluir que as paredes teriam um comportamento melhorado se lhes introduzissem, dentro do seu emparelhamento, correntes de ferro. Deste modo, os elementos (pedras, tijolos, entre outros) não poderiam mover-se uns contra os outros, mas sim promovendo um melhor imbricamento [12, 17].

Segundo Ferreira & Appleton [41], deve adotar-se o uso de pregagens ou tirantes curtos para melhorar as ligações entres dois painéis ortogonais, tirantes longos para ligar

dois painéis paralelos (cabos de aço ao nível dos pisos) e gatos metálicos para reforço de cunhais. A esse propósito Appleton [42] reforça a necessidade de uma boa avaliação da aplicabilidade das pregagens.

Ao nível dos pisos, devem ser aplicadas cintas exteriores (tirantes pré esforçados e chapas metálicas) que contornem toda a construção e que a comprimam, pregas curtas para unir as paredes exteriores aos pavimentos, ancoragem das vigas dos pavimentos às paredes com dispositivos metálicos (as vigas dos pavimentos são usadas como tirantes) e por fim, a utilização de frechais para fazer a união entre alvenarias mistas e pavimentos, melhorando assim a rigidez no plano dos pavimentos e da estrutura no global [12, 16, 29, 39].

Na ligação entre o freixal e as madres ao nível das coberturas, utiliza-se o mesmo sistema de ligação que existe entre as vigas dos pavimentos e a alvenaria. Refira-se que a rigidez dos planos ao nível da cobertura passa a ter a inclinação desta. Com vista a uma melhor ligação entre a cobertura e a alvenaria resistente, pode-se adotar a formação de lintéis no coroamento dos painéis de alvenaria, em betão armado (com armadura com/sem pré-esforço). Por vezes quando a estrutura é solicitada, a alvenaria existente fissa face à supremacia da resistência do betão, devendo ser esta solução muito bem equacionada uma vez que é irreversível [42].

2.3. Comportamento sísmico das alvenarias antigas

A avaliação do comportamento sísmico deste tipo de estruturas é fundamental, tanto nos estudos de riscos sísmicos, como na avaliação probabilística da segurança e reabilitação sísmica das construções [43, 44]. Conscientes da exposição de Portugal à ação sísmica, há uma necessidade premente que os edifícios projetados sem resistência sísmica suficiente sofram processos de reabilitação, o que implica estudos de avaliação quanto à sua vulnerabilidade. Pretende-se abordar os métodos práticos de análise da vulnerabilidade sísmica das alvenarias antigas e estabelecer uma análise comparativa entre os testes experimentais, os métodos dos elementos finitos (MEF) e outros programas de análise numérica.

2.3.1. Análise da vulnerabilidade sísmica nas alvenarias

Numa perspetiva ampla, de acordo com Roque [29], a vulnerabilidade sísmica pode depender de vários fatores: *“o risco sísmico geográfico, a aptidão das características estruturais, arquitetónicas e de utilização das construções, os planos e meios para a imediata intervenção em situações de acidente, bem como, a capacidade técnica e financeira para a reparação dos danos materiais”*.

Diferentes autores [45-50] defendem que a vulnerabilidade é o fator que assume maior importância dentro do risco sísmico, ainda que isso não justifique o menosprezo pelos restantes fatores, como a exposição e a perigosidade. Existem três níveis de vulnerabilidade sísmica: a vulnerabilidade estrutural, a vulnerabilidade não - estrutural e a vulnerabilidade funcional, destacando-se sobretudo a vulnerabilidade estrutural.

A aplicação dos métodos simplificados para a determinação da vulnerabilidade de um edifício obriga a que *“a estrutura seja regular e simétrica, que os pavimentos de piso constituam diafragmas rígidos e que o modo de colapso condicionante ocorra por corte no plano das paredes”* [39, 51]. Contudo, nem sempre é possível respeitar todas estas condições, nomeadamente as duas últimas, pelo que estes métodos apenas servirão de referência e complemento a resultados provenientes de ensaios experimentais e/ou análises numéricas.

Identificam-se três Métodos Simplificados (a percentagem da área em planta, a razão entre área efetiva e o peso e o método do “corte basal” [29, 39, 51]), podendo-se identificar outros métodos como o método do índice de vulnerabilidade sísmica que atribuiu valores fiáveis para fachadas dos edifícios [52] e ainda métodos mais complexos recorrendo a análises não-lineares.

O primeiro método, bastante simples, considera apenas as dimensões em planta dos elementos de alvenaria resistentes, com mais de 0,4m de espessura [3], o que o torna num método muito limitado na avaliação da vulnerabilidade sísmica. Já o segundo, avalia a razão entre a área efetiva e o peso, tem em consideração as dimensões em planta e a altura do edificado, fazendo dele um método mais eficiente. Por último, o método do corte basal baseia-se na comparação do esforço de corte total ou força sísmica (em análise estática) e a capacidade resistente ao corte das paredes da estrutura (determinada segundo o Eurocódigo 6 [4]).

2.3.2. Ferramentas numéricas para avaliação da vulnerabilidade sísmica

Embora a aplicação de métodos simplificados seja importante na avaliação da vulnerabilidade sísmica de estruturas, a tecnologia disponível nos dias de hoje justifica a otimização das capacidades dos computadores por intermédio do recurso a diferentes programas de cálculo. Para a avaliação do comportamento sísmico das estruturas torna-se, por conseguinte, indispensável o conhecimento dos métodos de análise das estruturas, a saber: análise elástica, métodos “*pushover*”, análise limite com macro-blocos e análise não-linear dinâmica com integração no tempo [1].

No caso de estruturas bi ou tridimensionais complexas é frequente o uso de programas de cálculo automático baseados no Método dos Elementos Finitos (MEF) [53]. No entanto, existem métodos baseados no método POR (método “mecanismo de piso”) e em macro-blocos mais apropriados para o dimensionamento e para avaliação do comportamento sísmico de estruturas de alvenaria [1]. No caso dos programas 3MURI e ANDIL/SAM II, com formulações propostas por Magenes & Fontana [54] e Gamboratta & Lagomarsino [55], é possível simular corretamente os mecanismos de rotura de painéis de alvenaria, através de análise não-linear estática (análise “*pushover*” em alvenaria com diagrama rígido).

No caso do 3MURI, o programa apresenta algumas exigências, como o facto de os edifícios terem de ser simétricos, com paredes de secção não variável (inércia constante) e homogéneas, permitindo apenas uma análise correta de três andares, no máximo.

O RAN é um método de macro-blocos com base no método POR, que desenvolve um equilíbrio pseudo-global assente na resposta adicional de cada piso da estrutura [56]. No caso das estruturas homogéneas mais recentes, como os pórticos, é comum usar-se o programa SAP2000 que adota uma análise elástica ou análise “*pushover*” e que tem como objetivo modelar os mecanismos de rotura de flexão e corte [57].

Através da comparação dos diferentes tipos de análise estrutural de alvenarias antigas, conclui-se que o comportamento não-linear é muito relevante, sabendo-se que a sua resistência à tração é reduzida. Por outro lado, a análise linear não traduz toda a realidade neste tipo de estruturas.

Em termos da avaliação de segurança/dimensionamento e do reforço de estruturas de alvenaria, verifica-se que a análise *pushover* serve apenas de “referência” uma vez que os métodos de macro-blocos conduzem a melhores resultados para o projeto [1].

Uma boa forma de testar os programas automáticos que auxiliam nas modelações é pelo recurso à comparação, recorrendo a exemplos concretos de testes experimentais. Esta solução foi testada por Rizzano & Sabatino [58] ao ensaiar a construção “*Wall Pavia Door*” (estrutura de alvenaria de dois andares, assimétrica e com paredes de secção constante) nos diferentes programas, comparando os resultados no Frema (*Frame Equivalent Masonry Analysis*), no SAM [54], no 3MURI [59] e uma simulação MEF realizada por Calderini *et al.* [60]. Esta experiência demonstrou um acordo satisfatório entre o teste experimental e a maioria dos programas. A curva experimental resultar da envolvente monótona de uma curva cíclica (que representa o limite inferior da resposta real monótona).

Todavia, pelo método proposto por *Building Code* do M.I.T. [61], pode-se observar que a curva de deslocamento/força obtida do comportamento à flexão da estrutura menospreza a força real e a rigidez da parede (ver Figura 10), daí a diferença discrepante se comparado aos restantes métodos em análise [58].

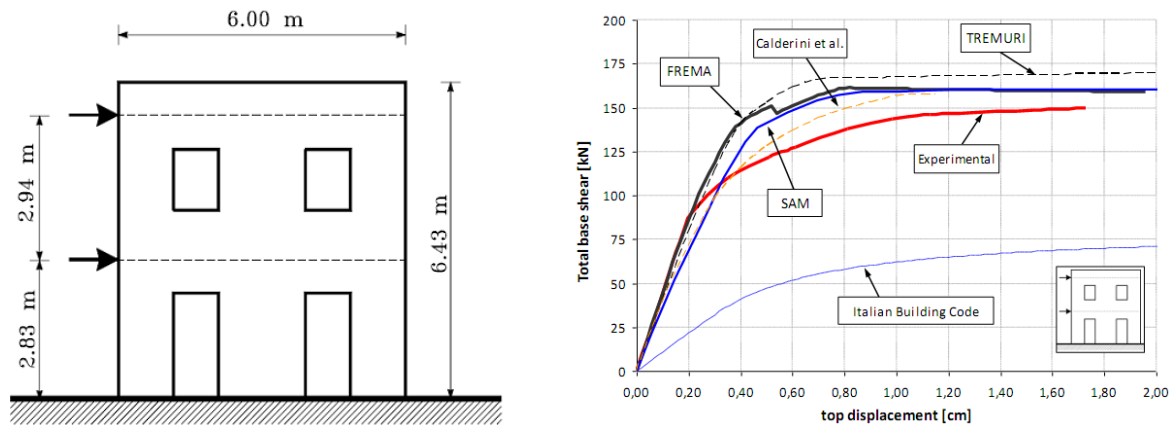


Figura 10: Caracterização geométrica da construção “*Pavia Door Wall*” e diagrama com as curvas que relacionam o esforço de corte na base total com o deslocamento no topo da estrutura. Fonte: [58].

2.4. Ensaios experimentais

Uma vez que se torna imprescindível conhecer as características dos materiais constituintes das paredes de alvenaria para traçar um diagnóstico estrutural o mais correto possível, é necessário recorrer a ensaios em laboratório e *in-situ*, ou seja, a ensaios destrutivos, semi-destrutivos e não destrutivos [62, 63]. Este ponto tem como finalidade sintetizar os ensaios mais comuns de determinação das propriedades físicas, químicas e mecânicas dos materiais (ver Tabela 4).

Os ensaios de maior proficuidade são os de macacos planos. Dentro deste tipo de ensaios distinguem-se, os simples que se realizam de acordo com as normas RILEM de 1990 e ASTM de 1991a [64, 65] e os duplos que seguem as normas ASTM de 1991b e RILEM de 1990b [66, 67], segundo Vicente [45].

Por vezes, ao nível das fundações, é necessário recorrer a poços de reconhecimento (ver Figura 11). No caso de terrenos pouco resistentes, estes devem ser entivados ao avançar na escavação do terreno. Esta técnica permite uma medição de fissuras ou assentamentos, observação visual das características dos materiais presentes nas fundações e recolha de amostras (carotes) para eventual caracterização das propriedades em laboratório [24, 63].

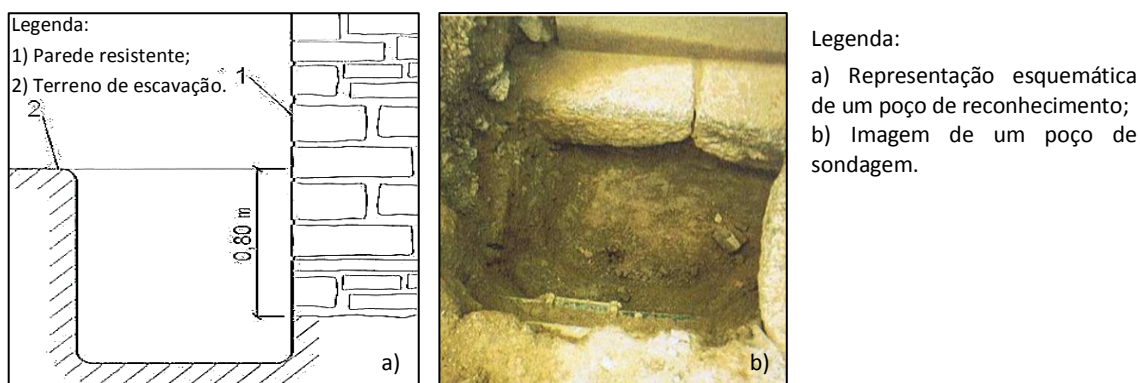


Figura 11: Poço de reconhecimento. Fonte: Adaptado de [19, 68].

Tabela 4: Métodos para caracterização das propriedades dos elementos que constituem as alvenarias.

Tipo de ensaio	Nome do Ensaio	Caracterização			Laboratório	In -situ
		Mecânica	Química	Física		
Não-destrutivo	Termografia			●		●
	Ultrassons			●		●
	Tomografia sónica			●		●
	Radar de Prospeção Geotécnica (GPR)			●		●
	Estetoscopia			●		●
Semi-destrutivo	Inspeção com câmara baroscópica			●		●
	Humidade superficial (humidímetro)			●		●
	Determinação do teor de humidade ⁽¹⁾			●	●	
	Determinação do teor de higroscopicidade ⁽¹⁾			●	●	
	Análise semi-quantitativa de sais solúveis ⁽¹⁾			●	●	
	Aderência do revestimento ao suporte ⁽²⁾	●	●	●		●
	Macacos planos	●				●
Destrutivo	Ensaio de carga	●				●
	Extração de carotes	●	●	●		●
	Extração de varões previamente selados	●				●
	Compressão uniaxial ⁽¹⁾	●			●	
	Ensaio de fluência ⁽¹⁾	●			●	

Legenda:

(1) Prévia recolha de amostra *in-situ* para análise em laboratório das propriedades físicas;

(2) A caracterização física e química é efetuada em laboratório com a amostra recolhida.

Fonte: Adaptado de [68-70].

Os ensaios experimentais são um meio cada vez mais utilizado no âmbito da avaliação do comportamento sísmico dos edifícios. No entanto, são métodos de estudo onerosos, se comparados com os modelos de programação numérica que acabam por poder simular os mesmos efeitos quando bem calibrados. De uma forma geral, podem ser realizados ensaios ao nível dos elementos (p.e. no bloco de adobe, tijolo, pedra, argamassa) ou ao nível dos elementos estruturais simples (como os muretes de pequenas dimensões).

Não obstante, os ensaios à estrutura global de um edifício (realizados *in-situ* ou em laboratório) são de longe os ensaios de maior interesse, implicando à partida um conjunto maior de meios técnicos, humanos e financeiros para a sua realização. Através dos ensaios à estrutura global é possível determinar uma grande variedade de características do edifício, observar mecanismos de roturas próprios para cada sistema construtivo, identificar as maiores fragilidades/danos existentes e estudar as diferentes soluções para reforços estruturais.

De seguida apresentam-se os diferentes tipos de ensaios experimentais. No caso dos ensaios experimentais *in-situ*, apresentam-se dois casos de estudo com respetiva caracterização e fragilidades.

2.4.1. Ensaios experimentais a elementos simples

De acordo com Gouveia & Lourenço [71], podem-se ensaiar à compressão, à tração direta ou por flexão os blocos para caracterização mecânica dos respetivos elementos - determinação das tensões de rotura (ver Figura 12).



Figura 12: Ensaios de compressão, de tração direta e por flexão em blocos. Fonte: [71].

2.4.2. Ensaios experimentais a estruturas simples (muretes)

Os ensaios em muretes podem ser realizados com recurso à compressão (na direção perpendicular ou paralela às juntas de assentamento dos blocos) e ainda com recurso a testes diametrais, como retrata a Figura 13 [72].

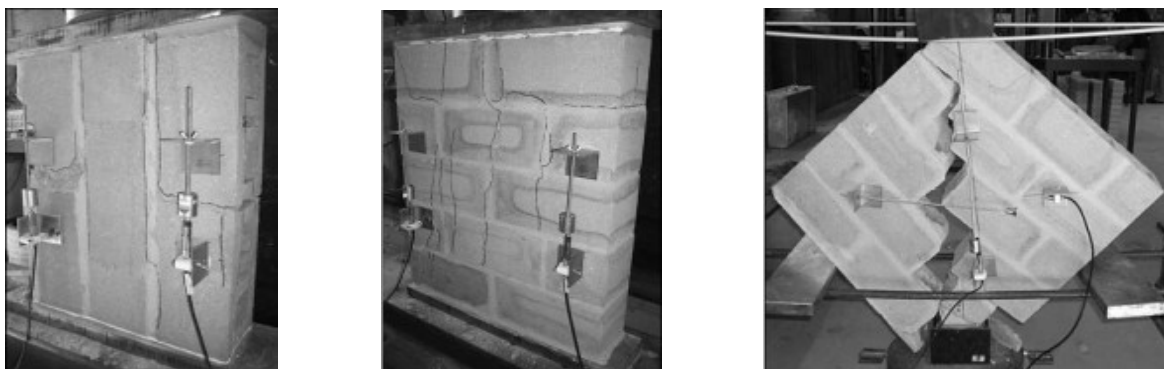


Figura 13: Ilustração representativa do ensaio à compressão perpendicular/paralela às juntas de assentamento e ensaio diâmetral. Fonte: [72].

Ambos os ensaios têm como finalidade a determinação das tensões de rotura (corte e compressão) em diferentes direções e planos, deslocamentos horizontais, ductilidade e degradação da energia de deformação. Da mesma forma, permitem avaliar os modos de roturas no plano e identificar as respetivas fragilidades e danos [71].

Ainda dentro desta dinâmica, segundo Pinho *et al.* [73], podem-se ensaiar muretes à compressão e ao corte em simultâneo, simulando desta forma a ação sísmica (ver Figura 14).

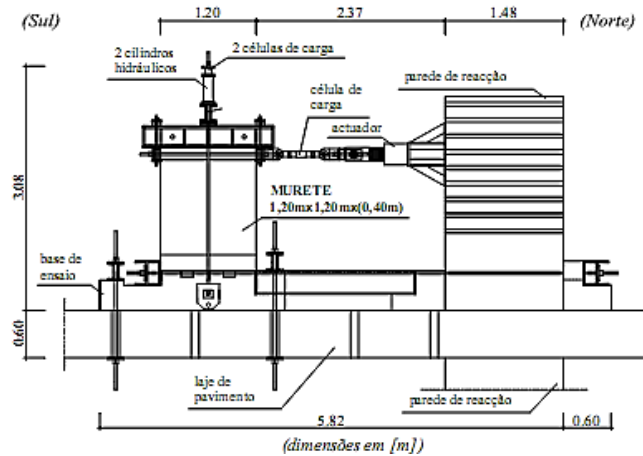


Figura 14: Representação esquemática e imagem do sistema de ensaio de compressão-corte. Fonte: [73].

2.4.3. Casos tipo de ensaios experimentais em estruturas complexas

Recentemente, o Laboratório de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro ensaiou por duas vezes uma parede em blocos de adobe proveniente de uma demolição, antes e depois de aplicação de um reforço. O reforço consistiu no preenchimento das fissuras com a injeção da argamassa de cal hidráulica sob pressão. No final deste processo de enchimento removeu-se o reboco original e foi fixada uma malha sintética com novo reboco por cima. O trabalho realizado contemplou um conjunto de ensaios dinâmicos e ensaios cíclicos com imposição de forças horizontais de amplitude crescente. Dos resultados obtidos pode-se concluir que é possível recuperar uma rigidez próxima à da parede antes da aplicação do reforço, bem como a redução significativa da fragilidade, aumento da ductilidade e a maior capacidade em dissipar energia quando aplicado o reforço. Tal como representado na Figura 15, em termos quantitativos, a capacidade máxima ao corte registada no teste cíclico da parede original foi de 60kPa, apresenta um *drift* de 0,05% no topo da parede e o *drift* lateral máximo observado foi de 0,61%.

Na solução de reforço, a tensão passou para 67kPa e o máximo *drift* imposto para 1,6%, ou seja, a capacidade de corte aumentou cerca de 10% e o deslocamento máximo passou para mais do dobro do aplicado na parede original. Relativamente à resistência residual no final dos ensaios, na parede original registou-se o valor de 35kPa e na parede reforçada de 45kPa [74].

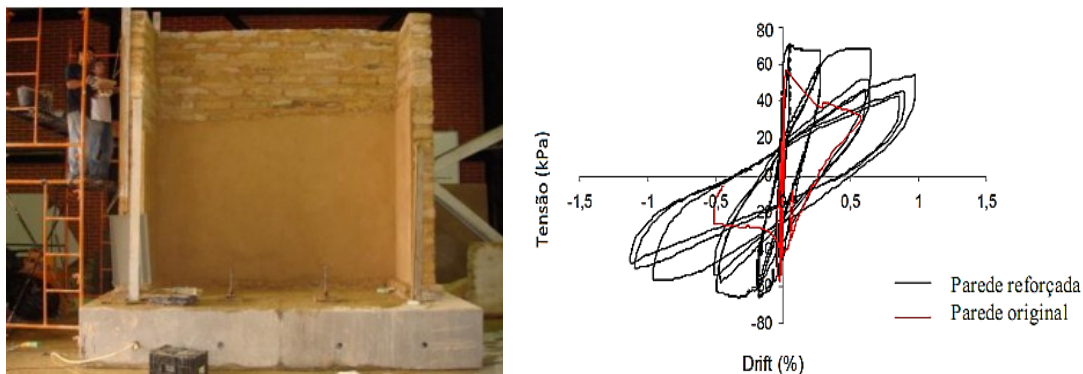


Figura 15: Representação da parede de adobe na fase de construção e diagrama Tensão vs. *Drift*: comparação entre parede original e reforçada. Fonte: [74].

Segundo Magenes *et al.* [75], regista-se uma grande falta de ensaios de estruturas à escala real em alvenaria resistente de pedra. Identificada esta lacuna, os autores precedentes realizaram uma campanha de ensaios dinâmicos sobre a mesa sísmica do laboratório do EUCENTRE com três construções à escala real de dois pisos cada uma, sendo na base destes ensaios que se desenvolve a dissertação. Os testes dinâmicos foram de grande utilidade no domínio científico pelo alcance de informações que se conseguiu recolher sobre muitos dos aspetos relacionados com as patologias em alvenarias.

Um dos temas de grande interesse trabalhados nesta campanha foi a questão da funcionalidade/influência da rigidez do piso no plano. Na primeira estrutura ensaiada, com pisos muito flexíveis, observou-se que as paredes a este e a oeste estavam soltas relativamente à restante construção. Por isso, quando aplicada uma força de $0,30g$ (mesmo antes de se atingir $0,40g$), ocorreram grandes fissuras que dariam origem a roturas para fora do plano. Este fenómeno obrigou a um reforço com quatro tirantes ao nível do piso e outros quatro ao nível da cobertura, de forma a unir os painéis, para além dos tirantes cruzados juntos à cobertura (ver Figura 16).

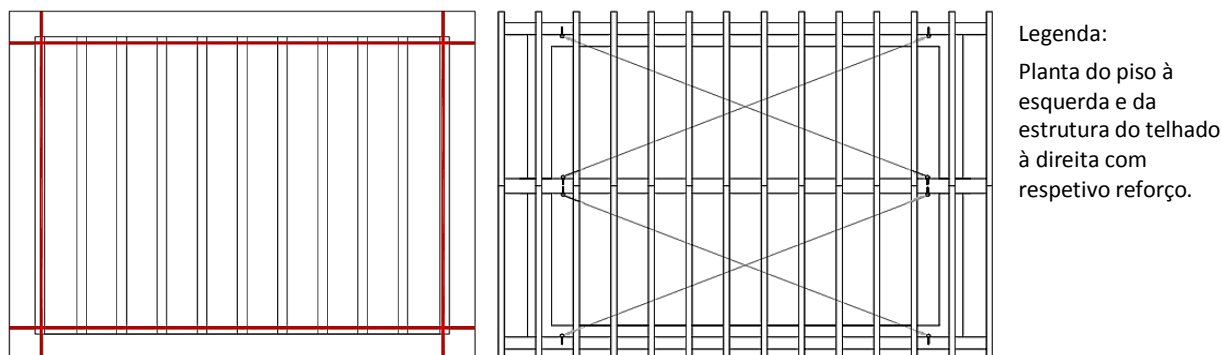


Figura 16: Planta do piso e da estrutura do telhado com indicação de tirantes (vermelho) e de cabos de contraventamento adotado. Fonte: [75].

Com o reforço, as ligações entre as paredes ortogonais foram melhoradas, o que permitiu evitar mecanismos de rotura para fora do plano durante a repetição do teste (0.40g). Neste segundo momento, o comportamento da estrutura regeu-se, principalmente, pela resposta no plano da parede, verificando-se um comportamento claro de balanço por parte dos pilares superiores e onde algumas das fissuras resultantes do primeiro ensaio acabaram por se fechar parcialmente devido ao tensionamento dos tirantes (ver Figura 17).

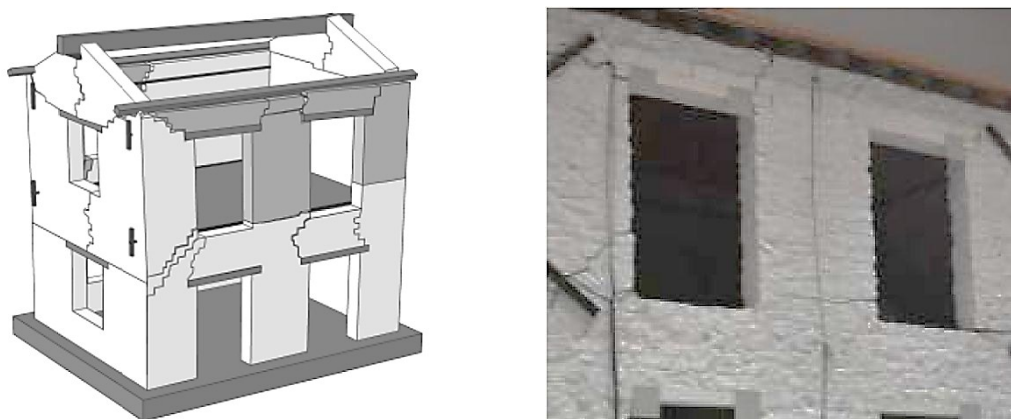


Figura 17: Fissuração nas paredes da estrutura reforçada após o ensaio. Fonte: [75].

2.4.4. Ensaios experimentais *In-situ*

Os modelos dos ensaios experimentais em laboratório apesar de serem realizados em condições bem definidas, tornam-se sempre artificiais em comparação com as estruturas reais *in-situ*.

Na Nova Zelândia desenvolveu-se um novo método de ensaio dinâmico que pretende simular a aplicação de uma força uniforme, *in-situ* (ver Figura 18), numa determinada área da alvenaria, perpendicular ao plano. A aplicação desta força só é possível com uso de um airbag que distribui de igual modo a tensão imposta pelos hidráulicos, na área solicitada (ver Figura 19) [76, 77]. Este facto confere ao método as características de um ensaio pseudo-estático para fora do plano.

Estes ensaios são úteis na análise de estruturas que não apresentem massa relevante ao nível dos pisos, como é o caso de pavimentos em madeira (em que a principal massa do edifício está localizada nas paredes). Nestas circunstâncias, se o edifício for solicitado por um abalo sísmico, não tem forças concentradas a atuar nas paredes, mas sim forças distribuída ao longo dos painéis (resultante da sua massa própria).



Figura 18: Ensaio *in-situ* com a técnica do *airbag*. Fonte: [76, 77].

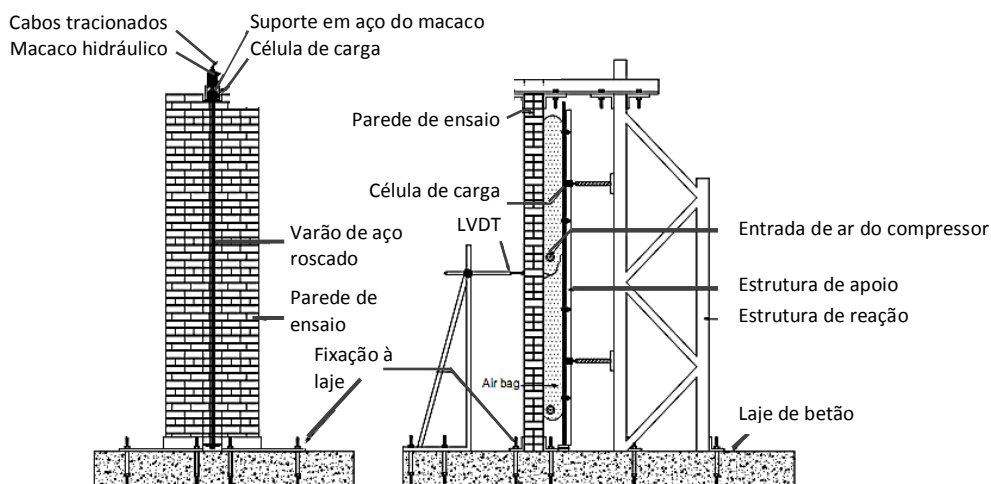


Figura 19: Esquema Frontal e lateral do ensaio de uma alvenaria para fora do plano com *airbag*. Fonte: [76, 77].

Na ilha do Faial (Açores), foi realizado um teste experimental *in-situ*, com o objetivo de ensaiar em simultâneo duas paredes para fora do plano (ver Figura 20). Este ensaio proporcionou um maior número de resultados para análise. No entanto só uma das paredes é que pode ser levada à rotura (a mais fraca), pois o sistema de ensaio baseia-se na aplicação de um par de forças ação-reação no topo das paredes, obrigando-as a depender uma da outra. Tais condições originam a não contabilização da ação da massa ao nível do piso e respetiva rigidez, o que se traduz numa lacuna, uma vez que o seu efeito seria significativo no ensaio estático da moradia de primeiro andar [78].

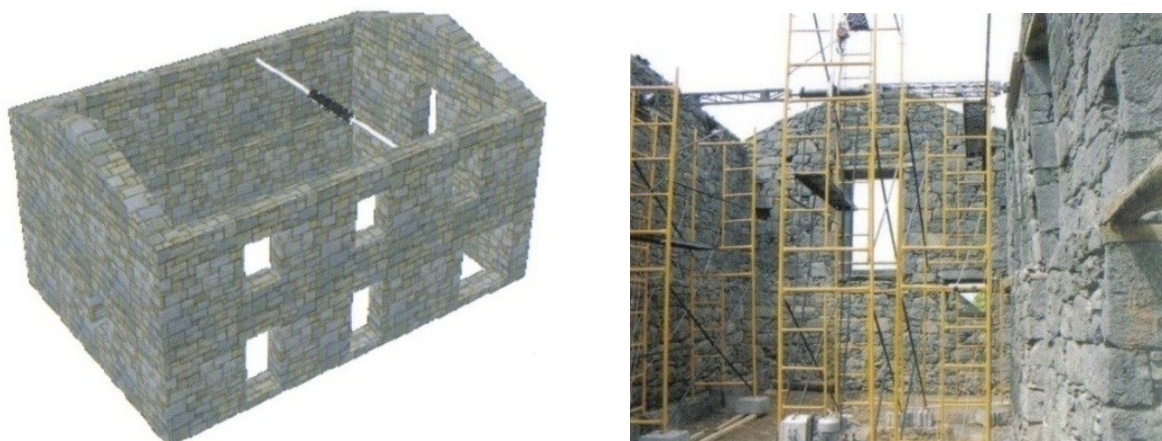


Figura 20: Esquema da moradia com a aplicação do hidráulico e foto do ensaio. Fonte: [78].

2.5. Síntese

Com base nos pressupostos abordados neste capítulo verifica-se que a alvenaria é um elemento estrutural com uma grande variedade de tipologia construtiva. Face à grande adversidade das forças sísmicas, é extremamente importante conhecer quais as propriedades mecânicas dos materiais e respetivos comportamentos a nível estrutural, para de algum modo poder contornar a vulnerabilidade sísmica destas estruturas com recurso a reforços eficientes à ação sísmica. Para isso é importantíssimo recorrer a diversos ensaios experimentais e análises de modelos numéricos que permitem compreender melhor as alvenarias e deste modo dar o melhor contributo na construção dos regulamentos para estes tipos de estruturas.

Capítulo3

Regulamentação Sísmica

3. REGULAMENTAÇÃO SÍSMICA

Desde há muito tempo que existe a preocupação em diminuir a vulnerabilidade sísmica das grandes manchas urbanas, uma vez que estas são constituídas essencialmente por alvenaria antiga (não armada/confinada) e pouco resistente à tração, ou seja, a abalos sísmicos. Já Pirro Ligório no século XVI defendia a importância da existência de segurança do edificado perante a ação dos sismos quando dizia que *“As paredes grandes e pesadas, realizadas perpendicularmente e com boas fundações, retornam ao seu lugar, sempre... e recebem menos danos sendo bem ligadas”*. Em Portugal, após o tenebroso sismo de 1755 (estima-se 70 mil mortes) implementaram-se as primeiras medidas com o objetivo de melhorar o comportamento sísmico das construções da época, das quais resultou uma estrutura dúctil e “armada” com elementos de madeira: a Gaiola Pombalina. No entanto com o passar do tempo estas preocupações foram-se perdendo. No início do século passado, em Portugal, as estruturas em betão armado começaram a ganhar peso na construção, em comparação com a estrutura de alvenaria, surgindo conceitos como a ductilidade, considerado nos projetos.

É importante saber que grande parte da construção civil de países como os Estados Unidos, Canadá, Austrália, Nova Zelândia, Brasil e Inglaterra, adotou e continua a adotar a alvenaria estrutural como solução corrente. Este facto justificou nesses países a criação de regulamentação própria com base em investigação para este tipo de construção, sendo assim possível usufruir ao máximo das vantagens económicas que esta técnica construtiva concede. Portugal não acompanhou esta evolução relativa à alvenaria estrutural e, como consequência, não existe regulamentação suficiente sobre esta matéria no nosso país.

A teoria e a técnica construtiva sofreram grandes progressos a partir dos 1700, com a formulação das teorias de Young, Euler e Coulomb, que permitiram o desenvolvimento dos métodos dos estados limites. Apesar destes avanços tecnológicos, a construção em alvenaria, não sofreu grande evolução ao longo do tempo devido á falta de estudos e análises ao nível do comportamento estrutural, estático e dinâmico. Este facto suscita estranheza, uma vez que na generalidade este método construtivo (construções em paredes de alvenaria resistente) é extremamente simples de executar, sem grande

tecnicidade na sua aplicação e sem necessidade de mão-de-obra qualificada. Pese embora a simplicidade do método, constata-se que a razão que justifica a parca evolução na construção em alvenaria reside na grande dificuldade do tratamento analítico destas estruturas. Crê-se ser este o argumento para o relativo atraso no desenvolvimento tecnológico e na relutância dos projetistas na aplicação de alvenaria estrutural. Em termos práticos, o tratamento analítico de um pórtico ou de uma laje em betão é muito mais simples do que a complexa análise de uma estrutura de alvenaria, derivado da dificuldade de aplicação das hipóteses tradicionais da teoria da elasticidade a um material heterogéneo composto por dois elementos distintos: junta e bloco. Este facto testemunha a dificuldade em se conseguir modelar as estruturas de alvenaria com as soluções informáticas existentes há algumas décadas.

Foi possível ultrapassar a complexidade da análise estrutural, quando os computadores aumentaram a sua capacidade de processamento e, conseqüentemente, foram desenvolvidas soluções informáticas mais capazes, com recurso ao método dos elementos finitos, permitindo a elaboração de programas de cálculo mais apropriados.

Embora o desenvolvimento destes programas tenha vindo auxiliar o estudo das alvenarias, o mundo académico continuou a demonstrar pouco interesse pelo estudo e investigação do cálculo analítico da alvenaria estrutural, devido à dificuldade existente na abordagem mecânica da temática. Assim, sabendo que os estudos universitários nas mais variadas matérias são de extrema importância para o desenvolvimento de regulamentação, justifica-se a ausência de legislação apropriada de enquadramento da atividade de edifícios de alvenaria estrutural, pela estagnação universitária existente nesta matéria.

Deste modo, a inexistência de regulamentos e normas relativas à alvenaria estrutural, que permitam a orientação e segurança das decisões dos engenheiros no dimensionamento destas estruturas, principalmente para resistir às ações sísmicas, é possivelmente a principal razão pela não utilização desta técnica. Os efeitos dos sismos sobre as estruturas dependem de inúmeros fatores que frequentemente são de difícil interpretação. Os danos podem ser atribuídos não apenas à intensidade e às características dinâmicas do sismo, mas também à localização do edifício e às condições geológicas do local, à articulação estrutural e não-estrutural da construção, à sua

morfologia, ao tipo de fundações, aos materiais de construção, ao estado de manutenção da construção, ao respeito pela regulamentação sísmica, entre outros.

Entre as características que melhor garantiram a sobrevivência de inúmeras construções em alvenaria face às ações sísmicas, até aos dias de hoje, destacam-se:

- A regularidade da forma e construção da estrutura, com a capacidade resistente suficiente para suportar ação sísmica;
- O emprego adequado de materiais de construção, aptos a fornecer a resistência necessária para resistir à ação sísmica.

A preocupação em criar regulamentação própria surgiu na Europa, tendo como principal objetivo a verificação e o dimensionamento perante a ação sísmica tanto das estruturas em alvenaria como das estruturas em betão armado, e a avaliação e implementação do melhor reforço estrutural nas construções antigas que não respeitem este novos requisitos impostos pelos regulamentos, possibilitando evitar futuras catástrofes idênticas às do passado.

Na Europa destacam-se as normas que regulam o projeto de estruturas novas e a realização de edifícios em alvenaria resistente, como o Eurocódigo 6 (Projeto de Estruturas de Alvenaria) [4] e o Eurocódigo 8 – parte 1 (Disposições para Projeto de Estruturas Sismo-resistentes) [2]. Saliente-se que estes regulamentos são utilizados para estruturas novas, permanecendo não regulamentados os aspetos relativos à consolidação, reparação e reforço em zonas sísmicas (este aspecto é evidentemente da maior importância para estruturas antigas em alvenaria, que representam parte substancial do património edificado).

A reabilitação sísmica em edifícios já construídos tem sido abordada desde há algum tempo, nos seguintes documentos; (OPCM 3274/03 – Capítulo 8, “*Buildings with masonry structure*”) [6], sendo que uma versão mais antiga deste documento serviu de guia de orientação para elaborar o EC 8 – Parte 3 [3]. Contudo, o anexo nacional italiano adotado para o EC 8-3 [3] apresenta importantes modificações, desde que este entrou em vigor na Europa. Estes aspetos são encarados como elementos que adicionam mais-valias ao EC 8, pelo que poderão vir a ser consideradas na elaboração do anexo nacional português [79].

Fora da Europa, a regulamentação mais relevante é a americana, que foi proposta pela American Society of Civil Engineers (ASCE) e pelo National Earthquake Hazards Reduction Program (NEHRP) estas normas procuram otimizar o processo de avaliação com o

enquadramento do reforço estrutural dos edifícios, com vista na mitigação da vulnerabilidade sísmica e económico. O mesmo fim é seguido pelo regulamento da Federal Emergency Management Agency (FEMA).

Considera-se de especial interesse para o desenvolvimento do presente trabalho, a consulta das regras e disposições especiais para alvenaria não reforçada da ASCE/SEI 31-03 criada em 2003 [9], a regulamentação destinada às estruturas em alvenaria da ASCE/SEI 41-06 de 2007 [8], as técnicas construtivas do regulamento FEMA 547 de 2007 [7], e a regulamentação europeia, nomeadamente o EC 6 de 2000 [4], o que reserva o EC 8 – 1 de 2004 para as construções em alvenaria [2], o capítulo da “*Avaliação e reforço de edifícios existentes*” do EC 8 parte 3 [3], e respetivos anexos nacionais, assim como da regulamentação italiana no que se refere ao capítulo destinado aos “*Edifícios com estruturas em alvenaria*” da OPCM 3274/03 de Maio de 2003 [5] e algumas alterações introduzidas nesta pela norma OPCM 3431 de Maio de 2005 [6].

3.1. Normas ASCE

A preocupação face à ação sísmica, na América, levou a American Society of Civil Engineers fundada em 1852 a criar em 1977, o National Earthquake Hazards Reduction Program (NEHRP).

O desenvolvimento deste programa permitiu a produção de novos conteúdos e o lançamento de novos documentos sobre a avaliação e reabilitação sísmica do edificado já construído, tais como:

- ASCE/SEI 31-03 [9]: Neste regulamento encontram-se os critérios e os métodos de avaliação da vulnerabilidade sísmica de edifícios já existentes;
- ASCE/SEI 41-06 [8]: Este documento apresenta regras de avaliação do comportamento sísmico de edifícios existentes;
- FEMA 547 [7]: O presente documento sugere técnicas e recomendações de boas práticas para a reabilitação sísmica.

À semelhança do EC 8 [2], as normas americanas seguem uma metodologia de análise do desempenho estrutural, introduzindo um novo conceito, que se prende com o Objetivo da Reabilitação. Este conceito pressupõe uma análise custos-benefícios, de

modo que a solução a adotar seja otimizada do ponto de vista económico, salvaguardando a vida humana e a redução de perdas económicas.

Relativamente aos Objetivos de Reabilitação, o regulamento prevê os três cenários:

- *Basic Safety Objectives* – Objetivo de Segurança Básica, garante-se um nível de desempenho de Segurança da Vida Humana para um sismo com probabilidade de ocorrência de 10% em 50 anos, ou um nível de desempenho de Prevenção do Colapso para um sismo com probabilidade de ocorrência de 2% em 50 anos. Os danos para a ação de sismos frequentes a moderados são pouco relevantes, no entanto para a ação de sismos mais severos e menos frequentes os danos são bastante mais significativos associados a perdas económicas mais elevadas. De acordo com este objetivo, o nível de danos e as perdas económicas associadas a edifícios reabilitados serão superiores aos dos edifícios novos;
- *Enhance Rehabilitation Objectives* – O Objetivo de Reabilitação Superior, é alcançado através do aumento do nível da ação sísmica ou do nível de segurança ao *Basic Safety Objectives*;
- *Limited Rehabilitation Objective* – O Objetivo de Reabilitação Limitada, divide-se em dois grupos, o Reduzido, cujo nível de segurança é inferior ao *Basic Safety Objectives*, ou então o Parcial, que considera a reabilitação parcial do edifício.

A ASCE/SEI 41-06 [8] defende que, perante a ocorrência de um sismo, devem ser analisados alguns fatores, nomeadamente:

- Segurança dos ocupantes do edifício durante e após o sismo;
- Custo e viabilidade da reabilitação do edifício;
- Intervalo de tempo durante o qual o edifício se encontra interdito para reabilitação;
- Consequências em termos económicos, arquitetónicos ou históricos.

Complementarmente, a norma ASCE/SEI 41-06 [8] também define quatro níveis de desempenho possíveis do edifício, dependentes da conjugação dos níveis de segurança dos elementos estruturais e dos não estruturais. Os níveis de desempenho definidos são:

- Operacional – O nível de danos nos elementos não estruturais é reduzido;
- De Ocupação Imediata – Após a ocorrência sísmica, a construção apenas necessita de pequenas reparações que se podem realizar após a reocupação do edifício;

- Segurança da Vida Humana – O edifício apresenta danos significativos a nível estrutural. No entanto, apresenta uma margem de segurança capaz de evitar o colapso parcial ou total da estrutura. Em relação à ameaça da vida humana, existe a possibilidade de ocorrência de feridos, mas reduzida probabilidade da existência de vítimas mortais. Relativamente à reparação estrutural do edifício, esta é inviável por motivos económicos;
- Prevenção do Colapso – A construção apresenta danos estruturais colossais de tal forma que a estrutura apenas consegue suportar as cargas verticais. A par deste facto realça-se o elevado risco de existência de vítimas por consequência dos desmoronamentos parciais da estrutura. A reparação da estrutura é desaconselhada devido ao elevado nível de dano estrutural.

3.2. Eurocódigo 8 – Parte 3

Na parte 3 do EC 8 [3] inclui-se a descrição de critérios para avaliação do comportamento sísmico de estruturas individuais existentes, a identificação de procedimentos para seleção de medidas corretivas e, ainda, o estabelecimento dos critérios para o projeto de medidas de reparação e reforço que abrange as fases de conceção, análise e dimensionamento. Na análise de edifícios existentes, são definidas três etapas: Diagnóstico, Avaliação da Segurança e Decisão de Intervenção.

A parte 3 do presente Eurocódigo apenas faz referência às duas últimas etapas da análise. A realização de um diagnóstico ao edifício em estudo, permite determinar a necessidade de uma avaliação sísmica, cujos resultados podem ou não conduzir à adoção de medidas corretivas (reforço e/ou reparação). Porém, não existem referências que indiquem regras ou procedimentos a seguir na fase de diagnóstico assim como também não é definido a partir de que ponto é ou não necessário realizar a avaliação sísmica do edifício em estudo. Fica assim ao critério de cada estado membro da união europeia definir o nível de exigência dos critérios que definem a necessidade de avaliação sísmica (nível de dano) após a ocorrência de um sismo.

Relativamente a segunda etapa da análise do edifício, o EC 8 – 3 [3] apenas define uma metodologia de análise focada nos aspetos estruturais da avaliação, evitando a dispersão para outros fatores menos relevantes da análise.

De acordo com a Figura 21 é apresentado o diagrama com as várias fases a considerar na avaliação da segurança proposta neste Eurocódigo:

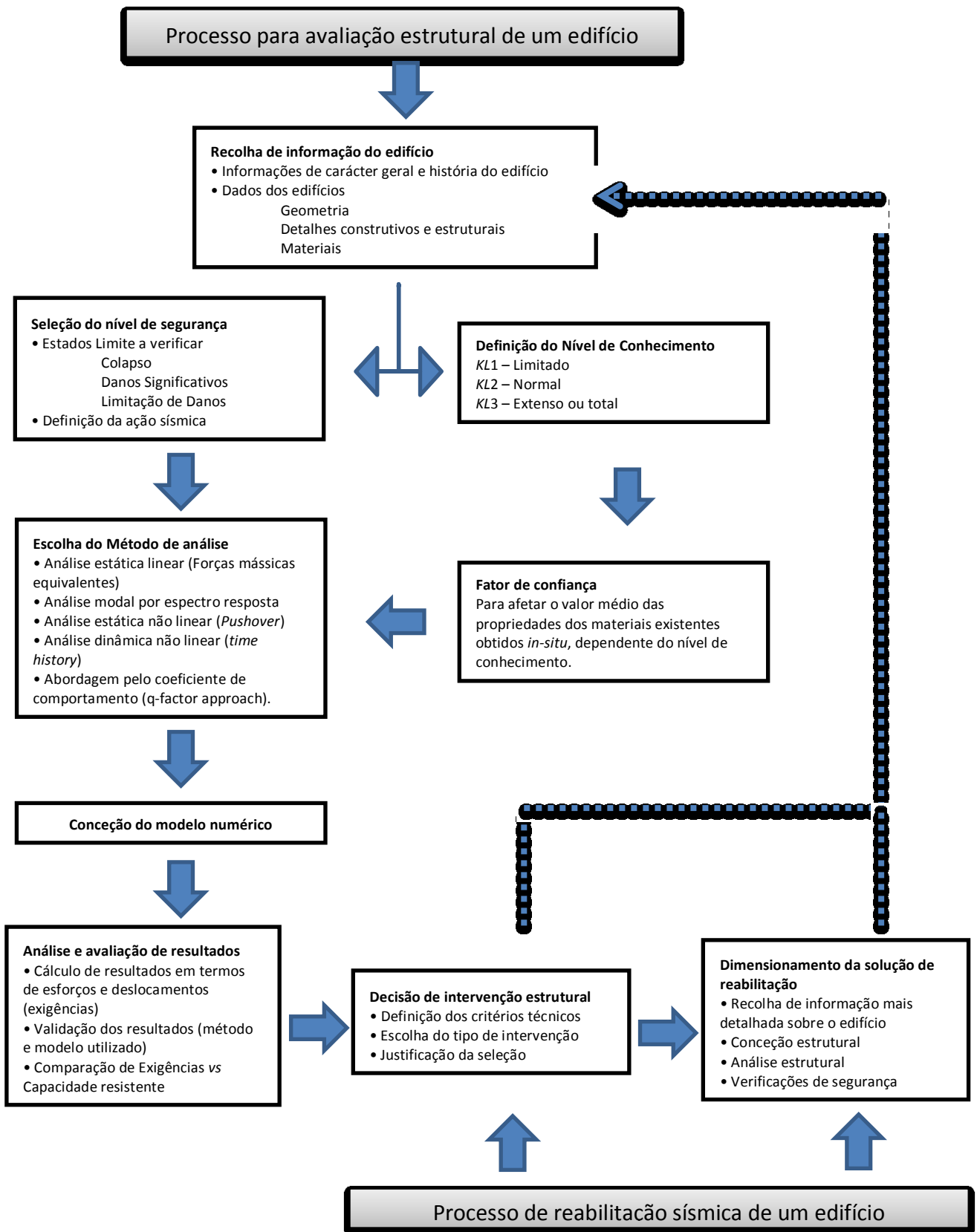


Figura 21: Metodologia da avaliação e reforço de edifícios. Fonte: Adaptado de [3].

3.2.1. Recolha de informação para a avaliação estrutural do edifício

O Eurocódigo 8 descreve uma breve metodologia de análise da resistência sísmica das estruturas existentes, baseada na recolha de registos disponíveis e maioritariamente a partir de medições *in-situ* e ensaios em laboratório. Apresenta-se de seguida os pontos a seguir nesta linha de raciocínio:

- Identificação do sistema estrutural e a sua conformidade com os critérios de regularidade da parte 1 do EC 8 [2];
- Identificação do tipo de fundação e condições do solo;
- Informações sobre as dimensões e propriedades dos elementos estruturais, bem como o estado de conservação e as características dos materiais constituintes;
- Informações sobre eventuais defeitos dos materiais identificados ou detalhes inadequados;
- Informações sobre o critério de dimensionamento sísmico utilizado no projeto original, incluindo o valor do coeficiente de comportamento q , se aplicável;
- Descrição do tipo de utilização presente ou futura do edifício, com identificação da sua categoria de importância;
- Quantificação e reavaliação das ações variáveis, em função do tipo de utilização do edifício;
- Informação sobre o tipo e extensão de danos estruturais existentes, incluindo possíveis reparações ocorridas no passado.

No anexo C do Eurocódigo 8 - Parte 3 [3], são indicadas recomendações a ter em consideração na análise e avaliação de edifícios de alvenaria e das possíveis medidas de reforço. Desta forma devem ser considerados os seguintes requisitos:

- Geometria – Propriedades geométricas do sistema estrutural e de elementos não estruturais que possam influenciar a resposta estrutural do edifício;
- Detalhes – Identificação de detalhes construtivos e estruturais tais como ligação entre pisos e paredes, entre paredes ortogonais, tipo de ligação entre os elementos da alvenaria, localização de fissuras, etc.;
- Materiais – Determinação das propriedades mecânicas dos materiais constituintes, por meio de ensaios específicos;

3.2.2. Níveis de conhecimento

De acordo com o conhecimento de cada um dos aspetos acima descritos, definem-se diferentes tipos de análises e diferentes fatores de segurança a ter em consideração, tal como, o Nível de Conhecimento (*KL*) global do edifício e o correspondente valor para o fator de confiança (*CF*) a utilizar que define o nível de credibilidade da informação recolhida. Relativamente ao *KL* da estrutura é determinante na escolha do método e modelo de cálculo que irá ser utilizado na análise estrutural.

Desta forma para escolher o método e o modelo de cálculo admissível, são definidos três níveis de conhecimento distintos:

- *KL1* – Nível de conhecimento limitado;
- *KL2* – Nível de conhecimento normal;
- *KL3* – Nível de conhecimento extenso.

A definição dos níveis de conhecimento baseia-se na percentagem de elementos estruturais que são verificados em termos de detalhes, assim como o número de amostras de material retirado do local para teste em cada piso. A Tabela 5 refere os requisitos a verificar para garantir cada nível de conhecimento global, enquanto a Tabela 6 apresenta a classificação dos níveis de inspeção e dos testes (Limitado, Extenso ou Completo). Estes valores são indicados e definidos em cada anexo nacional respetivo a cada país.

3.2.3. Fator de confiança

O Fator de Confiança (*CF*) aplica-se essencialmente no cálculo das propriedades resistentes da estrutura em que os valores a utilizar para as propriedades resistentes na verificação da segurança deverão corresponder a valores médios, medidos através de ensaios *in-situ* e de outras fontes de informação disponível, os quais são divididos pelo *CF* adequado. A quantificação dos fatores de confiança associados a cada nível de conhecimento é remetida para o Anexo Nacional, sendo recomendados os valores seguidamente apresentados. Na definição de um fator de confiança de um edifício é necessário saber qual o nível de inspeções e de testes (limitado, normal e extenso) de que se tem conhecimento, apresenta-se na Tabela 6 os requisitos mínimos que definem cada um dos níveis.

Tabela 5: Definição dos níveis de conhecimento global do edifício e respetivos fatores de confiança.

Nível de conhecimento	Geometria		Materiais	Fator de Confiança (CF)
	Detalhes	Informação disponível sobre as características mecânicas:		
KL1	A geometria da estrutura em geral e dos elementos em particular é conhecida através de:			
	a) Levantamento b) Desenhos originais de construção e de posteriores alterações.	Não são conhecidos através de desenhos de construção/projeto detalhados e podem ser assumidos detalhes de edifícios construídos na mesma época	Devem ser assumidos valores usuais de acordo com os regulamentos da época de construção, complementados com testes limitados <i>in-situ</i> .	1,35
KL2	a) Levantamento extenso (<i>Extended survey</i>) b) Desenhos originais de construção e de alterações posteriores.	São conhecidos através de inspeções e levantamentos <i>in-situ</i> extensos ou de desenhos de construção/projeto incompletos	Disponível através de: • Testes <i>in-situ</i> extensos, ou • Especificações de cálculo do projeto original.	1,2
	a) Levantamento Completo (<i>Comprehensive survey</i>) b) Desenhos originais de construção e de alterações posteriores	São conhecidos através de inspeção e levantamento <i>in-situ</i> completos ou através de todos os desenhos de pormenor de projeto	Disponível através de: • Testes <i>in-situ</i> completos, ou • Especificações de cálculo do projeto original.	1,00

Fonte: [79].

Tabela 6: Requisitos mínimos recomendados para definir os diferentes níveis de inspeções e testes.

Nível de inspeção e de testes	Detalhes	Materiais
	No que respeita a inspeções	No que respeita a testes
	Para cada tipo de elemento primário (viga, coluna, parede):	
	Percentagem de elementos cuja pormenorização é confirmada	Número de amostras de material retiradas por piso
Limitado	20	1
Normal	50	2
Extenso	80	3

Fonte: Adaptado de [3].

3.2.4. Seleção do nível de segurança

O nível de segurança pode ser definido com base no nível de danos máximo que se pretende que a estrutura apresente quando sujeita a um nível de ação sísmica específico.

O nível de danos pode ser garantido pela verificação de determinados estados limites. A cada estado limite está associado um período de retorno da respetiva ação sísmica, como indica a Tabela 7. Os estados limites são:

- Estado de Colapso Eminente (*NC – Near Collapse*) – A estrutura encontra-se fortemente danificada, com resistência lateral residual e rigidez baixa, ainda que os elementos verticais mantenham a capacidade de suportar cargas verticais.

Verifica-se o colapso da maioria dos componentes não estruturais, a estrutura não suportará a ação de outro sismo, mesmo que de intensidade moderada. Este estado corresponde à exploração completa da capacidade de deformação dos elementos estruturais e está mais próximo do colapso que o Estado Limite de Não-Colapso (*No Collapse*) definido na parte 1 do EC 8 [2], que corresponde aproximadamente ao Estado de Danos Severos desta parte 3.

- Estado de Danos Severos (*SD – Significant Damage*) – A estrutura apresenta danos significativos com alguma resistência e rigidez residual, e os elementos verticais são capazes de suportar cargas verticais. Os elementos não-estruturais apresentam danos, não se verificando colapsos fora do plano de paredes divisórias e de enchimento. Observam-se deslocamentos relativos permanentes moderados. A estrutura ainda pode suportar ações sísmicas de intensidade moderada. Uma reparação da estrutura será provavelmente inviável do ponto de vista económico.
- Estado de Limitação de Dano (*DL – Damage Limitation*) – A estrutura apresenta danos ligeiros, sem cedência significativa dos elementos estruturais, que mantêm as suas características de resistência e rigidez. Os elementos não estruturais apresentam fendilhação difusa, sendo de reparação fácil e económica. Não se observam quaisquer deslocamentos relativos permanentes e, conseqüentemente, a estrutura não necessita de reparação.

Tabela 7: Período de retorno da ação sísmica consoante os estados limites.

Estados Limites	Ação Sísmica (definição pelo período de retorno)
Estado Limite de Colapso Eminente (<i>Near collapse</i>)	2475 anos, correspondendo 2% de probabilidade de exceder em 50 anos
Estado Limite de Danos Severos (<i>Significant Damage</i>)	475 anos, correspondendo 10% de probabilidade de exceder em 50 anos
Estado Limite de Danos Limitados (<i>Damage Limitation</i>)	225 anos, correspondendo 20% de probabilidade de exceder em 50 anos

Os critérios de verificação incluem a escolha da ação sísmica atuante, do método de análise e dos procedimentos de dimensionamento apropriados aos diferentes materiais estruturais.

Deverá ser efetuada uma análise às exigências que se pretendem impor à estrutura de modo a que esta tenha um bom comportamento estrutural, não excedendo as capacidades resistentes, tanto para elementos dúcteis como para elementos frágeis. A

classificação dos elementos estruturais nestas duas categorias encontra-se nos Anexos relativos aos diferentes materiais, contudo, em alternativa é permitida uma abordagem com recurso a coeficientes de comportamento q , análogo ao que acontece na EC 8 – Parte 1 [2]. Desta forma os materiais, para que seja verificada a segurança, terão de deter capacidades resistentes que vençam as exigências relativas à ação sísmica reduzida pelo fator q .

3.2.5. Escolha do método de análise

A combinação dos efeitos da ação sísmica com os efeitos de outras ações permanentes e variáveis de acordo com as combinações sísmicas, deve ser realizada através de um dos seguintes métodos:

- Lineares – Análise Estática Linear, através do Método das Forças Laterais, ou Análise Modal por Espectro de Resposta;
- Não lineares – Análise Estática Não Linear (*Pushover*) e Análise Dinâmica Não Linear (*Time History*);
- Análises Lineares com recurso ao Coeficiente de Comportamento (*q - Factor Approach*).

Atualmente, e apesar do grande avanço tecnológico ocorrido nas últimas décadas, os métodos de análise mais comuns são os lineares juntamente com o método estático não linear. É de ter em conta que análises dinâmicas não lineares correspondem a modelos muito refinados que devido à sua complexidade, propiciam uma ferramenta de trabalho pouco acessível aos gabinetes de projeto, conjugado com a onerosidade do processo não ser compensador em fase de projeto.

Segundo o EC 8 - Parte 1 [2], podem-se utilizar as análises lineares caso se verifiquem as seguintes situações apresentadas na Tabela 8.

Tabela 8: Requisitos para aplicação dos métodos lineares.

Análise elástica linear	Regularidade		Modelo	Coeficiente de comportamento (q)
	Método	Planta		
Forças mássicas equivalentes	Sim	Sim	Plano	Valor de acordo com EC 8-1
Modal por espectro de resposta	Sim	Não	Plano	80% do valor de acordo com EC 8-1
Forças mássicas equivalentes	Não	Sim	Espacial	Valor de acordo com EC 8-1
Modal por espectro de resposta	Não	Não	Espacial	80% do valor de acordo com EC 8-1

Fonte: Adaptado de [79].

Relativamente às estruturas de alvenaria, o Anexo C do EC 8 – Parte 3 [3] indica que análises lineares (estáticas ou dinâmicas) só podem ser aplicadas caso se verifiquem as seguintes condições:

- Regularidade nas duas direções e em planta das paredes resistentes às forças horizontais;
- Continuidade das paredes em altura;
- Os pavimentos devem possuir rigidez suficiente, assim como a garantia de boas ligações entre estes e as paredes da periferia, de modo a que se possa considerar um comportamento de diafragma rígido e que haja distribuição das forças de inércia pelos elementos verticais;
- Os pisos em faces opostas de uma mesma parede devem localizar-se à mesma cota;
- Em cada piso o quociente entre a rigidez lateral no plano da parede principal mais rígida e a parede principal mais fraca, considerando a presença de aberturas ou não, poderá exceder 2,5.

Uma vez que a maioria dos edifícios de alvenaria não verifica as condições acima referidas, deverão ser realizadas análises não lineares tanto estáticas como dinâmicas. A Tabela 9 resume as condições de aplicação de cada método de análise.

Tabela 9: Métodos de análise.

Método de análise	Modelação da ação sísmica	Condições de aplicabilidade
Análise estática linear (Forças mássicas equivalentes)	Espectro de resposta elástico $S_e(T)$, definido no EC 8 –1, secção 3.2.2.2	a) Critérios dados pelo EC 8 – 1 relativamente às análises lineares (4.3.3.2 para forças laterais ou 4.3.3.3 para análise modal) b) $\rho_{max} / \rho_{min} < 2,5$ - em que ρ_{max} e ρ_{min} são os valores máximos e mínimos de $\rho_i = D_i/C_i$, para todos os elementos dúcteis em que $\rho_i > 1$. c) Capacidade > Efeitos, em todos os elementos frágeis.
Análise modal por espectro de resposta		
Análise estática não linear (<i>Pushover</i>)	Espectro de resposta elástico $S_e(T)$, definido no EC 8-parte 1, 3.2.2.2.	a) Caso não se verifiquem os critérios para a utilização das análises elásticas. b) Critérios dados pela parte 1 do EC 8 relativamente às análises não lineares.
Análise dinâmica não linear (<i>Time history</i>)	Acelerogramas.	
Análise dinâmica não linear (<i>Time history</i>)	Espectro de resposta de projeto $S_d(T)$, para análise elástica, de acordo com EC 8 - parte 1, 3.2.2.5.	Critérios dados pelo EC 8 - 1 relativamente às análises lineares (4.3.3.2 para forças laterais ou 4.3.3.3 para análise modal)

Fonte: [79].

A escolha do método de análise a utilizar também é dependente do nível de conhecimento da estrutura obtido após a recolha de informação. Para o nível de conhecimento mais baixo *KL1* devem ser utilizadas análises lineares (sem fator de comportamento), para os restantes *KL2* e *KL3* podem ser utilizadas todas as análises.

Fatores de comportamento

Relativamente aos coeficientes de comportamento indicados no EC 8 – Parte 1 [2] os valores utilizados para estruturas de alvenaria novas variam entre 1,5 e 3,0. Estes valores são indicados na tabela seguinte de acordo com a tipologia da alvenaria construída (ver Tabela 10).

Tabela 10: Coeficientes de comportamento adotados para estruturas de alvenaria.

Tipologia de construção	Coeficiente de comportamento (q)
Alvenaria não reforçada, dimensionada segundo a EN 1996 (só para zonas de baixa sismicidade)	1,5
Alvenaria não reforçada, dimensionada de acordo com EN 1998	1,5 a 2,5
Alvenaria confinada	2,0 a 3,0
Alvenaria reforçada	2,5 a 3,0

Fonte: [2].

Relativamente a estruturas antigas de alvenaria, o EC 8 – Parte 3 [3] não indica qual o fator q a ser utilizado contudo, se não existir nenhum tipo de recomendações face a essa questão, poder-se-á adotar o valor de 1,5 para este coeficiente, pelo lado da segurança.

Limita-se assim ao mínimo a capacidade de dissipação de energia por parte destes edifícios, uma vez que a maioria destas estruturas não são reforçadas, nem foi considerada nenhuma abordagem do ponto de vista sísmico aquando do seu dimensionamento [80].

3.2.6. Modelação geométrica da estrutura

A modelação da estrutura em análise representa uma das fases fundamentais a verificar na avaliação da vulnerabilidade sísmica do edifício, uma vez que é a partir desta simulação que será possível retirar resultados para posteriores tratamentos. O modelo da estrutura deve refletir, com o máximo rigor possível, as características e o comportamento da estrutura real.

Uma vez que a fase de modelação esta diretamente ligada ao grau de conhecimento que se tem acerca do edifício, logo esta relaciona-se com o tipo de análise a fazer.

Em relação às estruturas de alvenaria o modelo para a análise deve ter em conta a rigidez real dos elementos, tanto à flexão como ao corte para a fase fendilhada e deverá considerar metade dos valores médios para a fase elástica não fendilhada na ausência de informação [3].

3.2.7. Análise e avaliação de resultados

A verificação estrutural deve ser realizada por comparação entre as exigências e as capacidades resistentes dos elementos estruturais, devendo ser estudado em termos de deformações ou resistências, conforme os elementos em análise sejam dúcteis ou frágeis. Em relação à análise com recurso ao coeficiente de comportamento, a verificação será feita em termos de resistências independentemente do tipo de elemento.

O cálculo das capacidades resistentes dos elementos dúcteis ou frágeis, deve ser realizado utilizando os valores médios das propriedades dos materiais obtidas através de ensaios *in-situ*, divididos pelo fator de confiança (*CF*) correspondente.

3.2.7.1. Análise da segurança

Posteriormente à elaboração do modelo de cálculo da estrutura e à escolha do método de análise a aplicar, procede-se à determinação dos esforços e deslocamentos nos

elementos principais e secundários bem como da estrutura no global. Verificando se é necessária ou não a correção dos resultados da análise para efeitos de comparação com as capacidades, na verificação de segurança, como é indicado na Tabela 11.

Tabela 11: Comentários aos resultados dos estados limites e respetivos métodos de análise.

Estado Limite	Método de análise	Comentários
De Colapso Eminente	Linear	Os efeitos nos elementos frágeis devem ser corrigidos de acordo com <i>Capacity Design</i> , tendo em conta os elementos dúcteis. Não é aconselhado a utilização das análises lineares considerando o coeficiente de comportamento. Caso o seja, deve-se considerar um coeficiente de comportamento com valor superior em 1/3 ao valor proposto para a verificação do Estado Limite de Danos Severos (secção 4.2.3)
	Não linear	Resultados retirados diretamente da análise.
De Danos Severos	Linear	Os efeitos nos elementos frágeis devem ser corrigidos de acordo com <i>Capacity Design</i> , tendo em conta os elementos dúcteis
	Não linear	Resultados retirados diretamente da análise
De Limitação de Dano	Linear	Resultados retirados diretamente da análise
	Não linear	Resultados retirados diretamente da análise

Fonte: [79].

3.2.7.2. Verificações de segurança

A verificação da segurança de edifícios antigos em alvenaria deve ser realizada tendo dois aspetos em consideração, a capacidade global da estrutura e a capacidade de elementos específicos. As paredes resistentes de alvenaria podem apresentar a capacidade resistente ao corte controlada por dois modos de rotura, o modo de rotura por corte (V_M) e o modo de rotura por flexão (V_{fM}). A parte 3 do EC 8 [3] apresenta diferentes expressões para ambas as verificações consoante os estados de limites, como define a Tabela 12.

Tabela 12: Estados limites vs verificação da segurança.

Estado Limite	Verificações necessárias	Critérios	
		Exigências < Capacidades	
		Exigências	Capacidade resistente
De Colapso Eminente	Estrutura global	Deslocamento no topo do edif.	Deslocamento último (1) $Drift = 4/3 \times 0,008H_0/D$ (elem. primários) (2)
	Em paredes de alvenaria caso $V_{FM} < V_{FV}$	Deslocamentos nas paredes	$Drift = 4/3 \times 0,012H_0/D$ (elem. secundários)
	Em paredes de alvenaria caso $V_{FM} > V_{FV}$		$Drift = 4/3 \times 0,004$ (elem. primários) $Drift = 4/3 \times 0,006$ (elem. secundários)
De Danos Severos	Estrutura global	Deslocamento no topo do edif.	3/4 deslocamento último $Drift = 0,008H_0/D$ (elem. primários) $Drift = 0,012H_0/D$ (elem. secundários)
	Em paredes de alvenaria caso $V_{FM} < V_{FV}$	Deslocamentos nas paredes	$Drift = 0,004$ (elem. primários)
	Em paredes de alvenaria caso $V_{FM} > V_{FV}$		$Drift = 0,006$ (elem. secundários)
De Danos Limitados	Estrutura global		Análise linear
			Resistência ao corte na base (total)
			Análise não linear
		Deslocamento no topo do edif.	Deslocamento de cedência (3) $Drift = 0,008H_0/D$ (elem. primários) $Drift = 0,012H_0/D$ (elem. secundários)
	Em paredes de alvenaria caso $V_{FM} < V_{FV}$	Deslocamentos nas paredes	$Drift = 0,004$ (elem. primários)
Em paredes de alvenaria caso $V_{FM} > V_{FV}$	$Drift = 0,006$ (elem. secundários)		

Legenda:

(1) Deslocamento último = deslocamento do topo do edifício para o qual a resistência lateral total da estrutura (*base shear*) é inferior a 80% do valor máximo obtido com recurso a análises não-lineares;

(2) *Drift* = diferença de deslocamentos entre pisos dividido pela altura do piso; *D* = dimensão da parede no plano; *H₀* = Distância entre a secção da parede onde a capacidade resistente à flexão é atingida e o ponto de inversão da curvatura;

(3) Deslocamento de cedência = deslocamento correspondente ao ponto de cedência do diagrama força-deslocamento elasto-plástico do sistema equivalente de um grau de liberdade (tal como definido no EC 8 parte 1, Anexo B).

Fonte: [79].

Na análise do esforço de corte na base, é possível realizar uma redistribuição dos esforços, dados pela análise linear com ou sem fator de comportamento, desde que se garanta o equilíbrio global da estrutura e que o esforço de corte na base de cada parede não seja reduzido mais que 25% nem aumentado mais que 33% [79].

3.2.8. Decisão da intervenção estrutural

A decisão da intervenção tem por base as conclusões retiradas da análise sísmica da estrutura juntamente com a dimensão e impacto dos danos permanentes. Porém, devem ser tidos em consideração outros aspetos, tais como, os impactos económicos e sociais.

Quando se opta pela intervenção sobre o edifício deve-se escolher a extensão, urgência e técnica de intervenção tendo em conta a informação estrutural recolhida durante a avaliação do edifício. O anexo C do EC 8 – Parte 3 [3], define critérios técnicos que são importantes na escolha da intervenção a efetuar em termos de reabilitação e exemplos práticos de técnicas de reparação e reforço adequadas a este tipo de edifícios.

3.3. Regulamentação italiana

Sendo Itália um país com um grande valor em construção patrimonial é natural a forte preocupação na sua conservação. Este subcapítulo trata as legislações italianas existentes na temática da sísmica, nomeadamente a norma OPCM 3274 [5] e especificamente o Capítulo 11 e respetivos anexos da OPCM 3431 [6]. De seguida procede-se a uma apresentação sucinta das diferenças que esta norma italiana apresenta face à parte 3 do EC 8 [3], com a introdução de algumas alterações, como se passam a apresentar de seguida.

3.3.1. Avaliação sísmica

No Capítulo 11 do regulamento italiano [6] define-se situações em que a avaliação da vulnerabilidade sísmica das construções é obrigatória, nomeadamente quando ocorre:

- Aumento do edifício em altura ou em planta;
- Alteração do tipo de utilização do edifício, nomeadamente, durante a fase de intervenção, que envolva o aumento das cargas iniciais (permanentes e variáveis);
- A execução de intervenções estruturais com vista a transformar o edifício noutra diferente do original;
- A execução de intervenções estruturais que envolvam alterações substanciais no comportamento global do edifício, tais como renovações e substituição de partes estruturais.

3.3.2. Recolha de informação e níveis de conhecimento

Este tópico apresenta-se de forma idêntica á apresentada no EC 8 [3], com inclusão de algumas alterações:

- É sempre necessário efetuar o levantamento geométrico total (*full geometric survey*);
- Na definição do nível de conhecimento *KL1*, o nível mais baixo, a categoria de “testes limitados *in-situ*” é substituída pela categoria levantamento limitado *in-situ*. As propriedades mecânicas dos materiais são estimadas depois de verificar os três pontos que se seguem:

- A remoção de acabamentos em áreas selecionadas para aferir a textura e a ligação entre paredes ortogonais;
- As inspeções visuais ao longo da espessura para conhecer as características da ligação interna da parede e determinar a capacidade desta se comportar monoliticamente ao longo da mesma;
- A determinação qualitativa da consistência da argamassa.

A informação sobre as propriedades dos materiais é utilizada para associar aos materiais valores de referência dos parâmetros mecânicos e resistentes dos mesmos presentes numa tabela que consta no próprio regulamento. O regulamento ainda apresenta um quadro com coeficientes de correção das propriedades mecânicas, a utilizar quando existam intervenções na estrutura que melhorem as suas características.

Outro aspeto importante acrescentado no regulamento foi a possibilidade de utilizar informações de dados experimentais obtidos de outros edifícios e estabelecer correspondências entre materiais, técnicas de construção e detalhes com o edifício em estudo. O que permite simplificar o processo de avaliação sísmica e posterior reabilitação caso necessária.

3.3.3. Métodos e modelos de análise

Relativamente aos métodos de análise, este regulamento não prevê análises lineares puras, considerando sempre a capacidade dissipativa da estrutura através do coeficiente de comportamento.

Para estruturas existentes de alvenaria não armada, o coeficiente de comportamento a utilizar é:

- Edifícios regulares em altura: $q = 2,0 \cdot \frac{\alpha_u}{\alpha_1} = 2,0 \cdot 1,4 = 2,8$
- Restantes edifícios: $q = 1,5 \cdot \frac{\alpha_u}{\alpha_1} = 1,5 \cdot 1,8 = 2,7$

Em que:

$\frac{\alpha_u}{\alpha_1}$ Coeficiente de Sobre Resistência (*Over Subscription Ratio – OSR*);

α_u Multiplicador da força sísmica horizontal para o qual, enquanto todas as forças de projeto permanecem constantes, a primeira parede de alvenaria atinge a sua capacidade resistente (ao corte ou à flexão);

α_1 Traduz-se em 90% do multiplicador da força sísmica horizontal para os quais, enquanto todas as forças de projeto permanecem constantes, o edifício atinge a sua capacidade máxima resistência.

Durante a revisão do código Italiano, foram analisados vários tipos de edifícios de alvenaria para os quais foram determinadas as Curva de Capacidade Resistente (*Capacity Curve*) e o respetivo *OSR* através de análises estáticas não lineares - *pushover*, complementadas por ensaios experimentais.

Em relação às redistribuições de esforços de corte nas paredes, a norma Italiana apresenta menos restrições que o regulamento europeu. A variação do corte nas paredes devido a redistribuição deve ser no máximo 25% do corte na parede isolada ou 10% do corte total do piso. As percentagens de redistribuição adotadas visam aproximar os valores dos esforços de corte obtidos pela análise linear aos valores obtidos pela análise não linear. Implicitamente, esta redistribuição é proporcional à reserva de resistência disponível em cada parede [79].

3.3.4. Verificação da segurança e técnicas de reabilitação

A verificação da segurança do Regulamento Italiano refere apenas o Estado Limite de Danos e o Estado Limite Último em que o primeiro será equivalente ao Estado Limite de Danos Significativos enquanto o segundo corresponderá ao Estado Limite de Colapso Eminente do EC 8-3 [3], assim sendo o regulamento italiano apenas tem dois estados limites a verificar.

De acordo com o regulamento Italiano, os modos de rotura avaliáveis dos painéis de alvenaria são três. A rotura por corte, a rotura por flexão, tal como o EC 8-3 [3], no entanto acrescenta ainda um terceiro modo de colapso, associado a um mecanismo de rotura para fora do plano cuja verificação é obrigatória sendo proposta para a sua verificação um método que analisa essencialmente a perda de equilíbrio da estrutura.

Relativamente às técnicas de reparação e reforço o Regulamento italiano apresenta uma listagem mais completa do que o EC 8-3 [3].

3.4. Análise comparativa entre normas europeias e americanas

A analogia entre as diferentes normas é neste Capítulo antecedida por um breve momento de enquadramento que permite considerar alguns aspetos determinantes que coadjuvarão na interpretação e posterior comparação entre normas.

Numa primeira abordagem às regulamentações europeias existentes deve-se ter em consideração, que o Eurocódigo 6 - [4] e o Eurocódigo 8 - Parte 1 [2] são utilizados na análise de projetos de construção de nova alvenaria, enquanto o EC 8 - parte 3 [3] e os Capítulo 8 da norma italiana OPCM 3273 [5] e ainda o Capítulo 11 da OPCM 3431 com respetivos anexos [6], definem critérios de avaliação e reforço de construções em alvenaria existente. Embora exista regulamentação distinta para construções antigas e novas, os valores característicos das resistências dos materiais e as suas propriedades geométricas para as alvenarias antigas devem ir ao encontro dos valores adotados para as novas alvenarias.

De modo a simplificar a organização da comparação que se segue, teve-se por base a estrutura que a ASCE 31-03 adotou no capítulo dos procedimentos especiais para a alvenaria não reforçada. Deste modo, apresenta-se numa primeira parte as exigências de avaliação para os materiais que constituem a alvenaria e da própria parede e posteriormente, a análise dos elementos resistentes que constituem uma construção, no geral, e que são determinantes na resposta sísmica da mesma.

3.4.1. Exigências da avaliação

Entende-se por exigências da avaliação, a resistência ao corte e a resistência à compressão que a argamassa, as unidades (como a pedra e o tijolo), e a própria parede de alvenaria devem possuir.

3.4.1.1. Resistência ao corte

No presente subcapítulo, analisa-se a resistência ao corte da argamassa e das paredes de alvenaria de acordo com a ASCE 31-03 [9], o Eurocódigo 6 [3] e Eurocódigo 8 parte 1 [2] com respetivos anexos nacionais, e ainda, a OPCM 3274 [5] e a OPCM 3431 [6]. Resta

mencionar que se fez uma breve referência às normas americanas ASTM, nomeadamente ASTM C-270 [81], com o intuito de complementar a comparação que se segue.

3.4.1.1.1. Argamassa

A ASCE 31-03 [9] defende que a resistência ao corte da argamassa de uma moradia é aquela que excede em 80% os valores resultantes dos ensaios realizados sobre a argamassa isolada, e que os valores dos ensaios com tensões inferiores a 207kPa requerem especial atenção neste contexto. É frequente a ocorrência de tensões superiores a 207kPa em mais de 50% dos ensaios, no entanto, caso isso não se verifique, deve-se realizar uma análise com critérios de segurança superiores.

Segundo o EC 6 [4] a resistência á tração da argamassa de uma parede de alvenaria é desprezável, no entanto, considera-se igual a uma 10% da sua resistência à compressão.

3.4.1.1.2. Paredes de alvenaria

A tensão resistente ao corte para a alvenaria (v_{me}) segundo a qualidade e a resistência ao corte da argamassa (v_{te} – resultado de vários ensaios experimentais) segue a equação (3.1), segundo a tensão resistente ao corte resultante de vários ensaios experimentais sobre as amostras recolhidas da parede (f_{sd}) segue-se a equação (3.2). A tensão resistente ao corte deve ser sempre superior a 890kPa, segundo a ASCE 31-03 [9].

$$v_{me} = 0,56. v_{te} + \frac{0,75. P_D}{A_n} \quad (3.1)$$

Em que:

A_n Área das juntas argamassadas/secção de enchimento;

P_D Carga sobre o bloco de alvenaria;

v_{te} Resistência da argamassa.

$$v_{me} = 0,8. f_{sp} + \frac{0,5. P_D}{A_n} \quad (3.2)$$

Onde:

A_n Área das juntas argamassadas/secção de enchimento;

f_{sd} Tensão resistente de uma amostra da parede de alvenaria;

P_D Carga sobre o bloco de alvenaria.

Em que v_{me} tem que ser superior a:

$$\left[2,5 \cdot \sqrt{f'_m}; 200\text{psi}(889,6N); v + \frac{0,75 \cdot P_D}{A_n} \right] \quad (3.3)$$

Onde:

A_n Área das juntas argamassadas/secção de enchimento;

f'_m Tensão resistente à compressão da alvenaria;

P_D Carga sobre o bloco de alvenaria;

v Tensão resistente da argamassa.

De acordo com a regulamentação europeia, a norma italiana apenas indica as resistências características ao corte, mínimas e máximas de cada tipologia de alvenaria, não fazendo qualquer referência às características resistentes das unidades (têm por base ensaios experimentais, cujos valores são referidos na Tabela 13).

3.4.1.2. Resistência à compressão

3.4.1.2.1. Argamassa

Embora as secções das normas americanas que foram objeto de estudo não identifiquem a resistência à compressão, considerou-se importante apresentar os valores adotados pela norma ASTM C-270 criada em Junho 1997 [81]. Deste modo, segundo esta norma, o valor da tensão resistente à compressão da argamassa poderá ser de 2,4MPa, 5,2MPa, 12,4MPa e 17,2MPa, de acordo com a percentagem de retenção de água e de ar na mistura.

De acordo com o anexo nacional português do EC 6 [4] a resistência à compressão mínima, $f_{m,min}$, recomendada para a argamassa é de 5N/mm² (5000kPa – M5) para as alvenarias simples e confinadas ou de 10N/mm² (10000kPa – M10) para a alvenaria armada, na construção nova.

3.4.1.2.2. Unidades

As secções dos regulamentos americanos que foram objeto de estudo não indicaram qualquer especificidade quanto às unidades das paredes de alvenaria. Todavia a American Society for Testing and Materials (ASTM) criou normas com valores padrão de acordo com o tipo de material.

A resistência à compressão das unidades segundo o anexo nacional português do EC 8 parte 1 [2], exceto nos casos de baixa sismicidade, no caso de paredes com espessura superiores a 250mm não deve ser inferior a:

- 4N/mm^2 quando aplicada tensão perpendicular às juntas de assentamento ($f_{b,min}$);
- $1,6\text{N/mm}^2$ quando aplicada tensão paralela às juntas de assentamento no plano da parede ($f_{bh,min}$).

Caso as paredes tenham espessura inferiores a 250mm não devem ser inferiores a:

- 3N/mm^2 quando aplicada tensão perpendicular às juntas de assentamento ($f_{b,min}$);
- $1,6\text{N/mm}^2$ quando aplicada tensão paralela às juntas de assentamento no plano da parede ($f_{bh,min}$).

O EC 6 [4] indica os seguintes valores de resistência à compressão dos blocos de pedra que variam consoante com a sua natureza:

- 10N/mm^2 (10000kPa)
- 15N/mm^2 (15000kPa)
- 20N/mm^2 (20000kPa)

3.4.1.2.3. Paredes de alvenaria

Em termos de resistência à compressão da alvenaria, a ASCE 31-03 refere que as cargas a suportar pelos painéis podem atingir um máximo de 2070kPa (não possuindo capacidade à tração).

Por sua vez, o EC 6 [4] testemunha que a resistência característica à compressão de uma parede com unidades em blocos de pedra varia de acordo com a resistência da argamassa e a resistência das unidades, cujos valores variam entre 3700kPa e 7300kPa.

A norma italiana OPCM 3431 [6], considerando a Tabela 13, adota valores de resistência à compressão e ao corte mínimo e máximo consoante as características das alvenarias, isto é, o tipo de unidades adotados (tijolos, pedras, etc.) e conseqüente forma de utilização: tipo de juntas, qualidade de argamassa, etc., com base em ensaios experimentais. O anexo 11.D da mesma norma refere ainda que as alvenarias não suportam resistência à tração.

Tabela 13: Valores dos parâmetros mecânicos de diferentes tipos de alvenarias.

Tipologia da alvenaria	f_m	τ_0	E	G	W (kN/m ³)
	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	
	Min	Max	Min	Max	
Alvenaria em pedra irregular	0,60	0,020	690	115	19
	0,90	0,032	1050	175	
Alvenaria em pedra com as espessuras das paredes e do núcleo de preenchimento limitadas	1,10	0,035	1020	170	20
	1,55	0,051	1440	240	
Alvenaria em pedra cortada	1,50	0,056	1500	250	21
	2,00	0,074	1980	330	
Alvenaria em pedra macia	0,80	0,028	900	150	16
	1,20	0,042	1260	210	
Alvenaria em pedra revestida	3,00	0,078	2340	390	22
	4,00	0,098	2820	470	
Alvenaria em tijolo maciço e argamassa de cal	1,80	0,060	1800	300	18
	2,80	0,092	2400	400	
Alvenaria em tijolos semipreenchidos e argamassa de cimento	3,80	0,240	2800	560	15
	5,00	0,320	3600	720	
Alvenaria em tijolo perfurado	4,60	0,300	3400	680	12
	6,00	0,400	4400	880	
Alvenaria em tijolo perfurado e juntas perpendiculares secas	3,00	0,100	2580	430	11
	4,00	0,130	3300	550	
Alvenaria em blocos de betão com perfurações entre 45% e 65%	1,50	0,095	2200	440	12
	2,00	0,125	2800	560	
Alvenaria em blocos de betão perfurado semipreenchidos	3,00	0,180	2700	540	14
	4,40	0,240	3500	700	

Legenda:

f_m Resistência à compressão média da alvenaria

τ_0 Resistência ao corte média da alvenaria

E Valor medio do módulo de elasticidade

G valor medio do módulo de distorção

W Peso volúmico médio da alvenaria

Fonte: [6].

A norma OPCM 3274/03 [5] acrescenta ainda que os edifícios de alvenaria não reforçada podem ter no máximo três andares, e que por cada andar deve verificar-se a seguinte condição de resistência à compressão:

$$f'_m = \frac{N}{A} \leq 0,25 \frac{f_k}{\gamma_m} \quad (3.4)$$

Onde :

A Área da secção da parede em alvenaria onde está exercida a força vertical;

f_k Tensão resistente característica à compressão da alvenaria;

f'_m Tensão resistente à compressão da alvenaria;

N Força total vertical exercida na base da parede considerada;

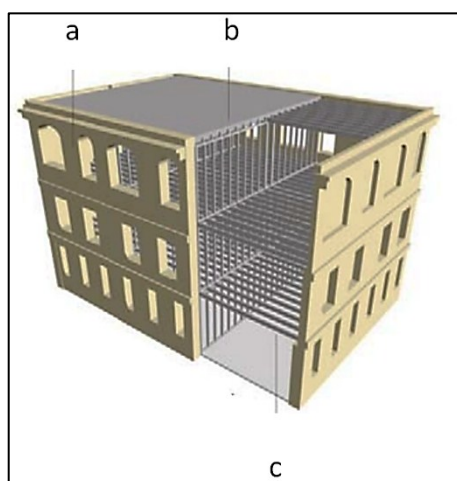
γ_m Fator de segurança parcial de acordo com o anexo nacional italiano.

3.4.2. Análise de elementos resistentes: construção e geometria

A análise dos elementos resume-se ao estudo detalhado das paredes resistentes (*cross walls*), dos pavimentos, das paredes de contraventamento (*shear walls*), da ancoragem do pavimento às paredes do contraventamento e ainda uma análise dos edifícios com uma frente aberta.

3.4.2.1. Paredes resistentes: *cross walls*

Os regulamentos americanos consideram unicamente como *cross walls*, as paredes com estruturas de madeiras revestidas com os materiais indicados na Tabela 14 (incluindo as respetivas resistências). Como se pode constatar pela Figura 22, as paredes de compartimentação (*cross walls*) são bem diferentes das de contorno.



Legenda:

- a) 2 a 4 panos de alvenaria em tijolos na parede exterior;
- b) Elementos intermédios verticais de suporte em madeira, para aplicar revestimentos;
- c) Elementos intermédios horizontais em madeira (pavimentos flexível).

Figura 22: Tipologia construtiva da moradia em alvenaria não reforçada característica dos Estados Unidos.
Fonte: Adaptado de [7].

Tabela 14: Materiais adotados para revestir as paredes intermédias e sua respetiva resistência ao corte.

Configuração dos materiais	Resistência sísmica ao corte
	N/metro linear
Gesso em ripas de Madeira ou metal	8754
Gesso em ripas de gipsita	8024.5
Placas para parede em gesso, extremidades desbloqueadas	2918
Placas para parede em gesso, extremidades bloqueadas	5836
Revestimento em contraplacado aplicado diretamente sobre vigas de madeira	8754
Revestimento em contraplacado aplicado diretamente sobre revestimento de madeira	8754
Revestimento em contraplacado aplicado sobre gesso existente	0
Gesso cartonado ou gesso aplicado diretamente sobre as vigas de madeira	3355,7
Gesso cartonado ou gesso aplicado como revestimento sobre vigas de madeira existente	0

Fonte: Adaptado de [9].

3.4.2.1.1. Geometria

Relativamente à geometria os regulamentaçaõ americana, mais especificamente ASCE 31-03 [9], refere que as paredes resistentes de compartimentação com a direção da ação sísmica – *cross walls* – não podem estar distanciadas mais do que 12,2m (equivalente a 40 feet), ou seja, as paredes de contraventamento – *shear walls* - (com direção da ação sísmica) podem ter no máximo 12,2m de comprimento.

Menciona ainda que as *cross walls* devem respeitar o rácio comprimento/altura (L/h) igual ou superior a 1,5 entre as aberturas nas paredes.

Estas paredes devem possuir uma tensão resistente ao corte igual a:

$$V_c = 0,5 \cdot S_D \cdot S \cdot W_d \quad (3.5)$$

Em que:

W_d Carga total exercida sobre o pavimento;

S Secção da parede em contacto com a fundação;

S_D Parâmetro do espectro de resposta de aceleração de projeto;

V_c Valor da capacidade ao corte das *cross walls* revestidas.

O somatório das *cross walls* deve suportar uma resistência ao corte equivalente a 30% ou mais da resistência ao corte do pavimento mais resistente adjacente. O mesmo

regulamento americano indica ainda, que se deve garantir a boa ligação entre os pavimentos/coberturas e as fundações. Da mesma forma, as *cross walls* devem respeitar a seguinte relação entre o pavimento e as paredes intermédias adjacentes:

$$\frac{2,1 \cdot S_D \cdot W_d + V_{ca}}{2 \cdot v_u \cdot D} \leq 2,5 \quad (3.6)$$

Em que:

D Largura do pavimento;

W_d Carga total exercida sobre o pavimento;

S_D Parâmetro do espectro de resposta de aceleração de projeto;

V_{ca} Capacidade ao corte das paredes intermédias resistentes na direção da análise imediatamente acima do nível do pavimento a ser avaliado;

v_u Resistência ao corte dos pavimentos;

V_c Valor da capacidade ao corte das *cross walls* revestidas.

Uma vez que esta tipologia não é predominante na Europa, o EC 8 – parte 3 [3] e a normas italianas OPCM 3274 [5] e OPCM 3431 [5, 6], não fazem qualquer referência a paredes de compartimentação - *cross walls* - com tipologia diferente das paredes da envolvente, logo não relacionam a resistência dessas paredes com a resistência do pavimento adjacente. O EC 8-1 [2] apenas refere o facto que todos os elementos de contraventamento, que não cumpram os requisitos geométricos mínimos, podem ser considerados como elementos secundários (deixando de ser chamados de elementos primários). Esses requisitos encontram-se expostos no capítulo das paredes de contraventamento.

3.4.2.2. Pavimentos

A norma ASCE 31-03 [9] atribui grande parte do desempenho da estrutura, resultante de um abalo sísmico, ao tipo de ligação entre pavimentos/cobertura/paredes, e à ligação entre paredes adjacentes existentes na construção.

Nesta norma encontram-se ainda tabelados todos os valores de resistência ao corte dos elementos estruturais horizontais de acordo com a tipologia construtiva, conforme demonstra a Tabela 15.

Tabela 15: Resistência ao corte sísmico dos pavimentos/coberturas conforme as suas características construtivas.

Configuração dos materiais	Resistência sísmica ao corte
	N/metro linear
Cobertura com revestimento a direito e telhas aplicadas diretamente sobre revestimento	4377
Cobertura com revestimento no diagonal. Telhas aplicadas diretamente sobre revestimento	10942,5
Pisos com revestimento macho e fêmea direito	4377
Pisos com revestimento a direito e acabamentos nas extremidades das placas do piso em madeira	21885
Pisos com revestimento na diagonal e acabamento com revestimento de madeira	26262
Pavimento em metal	26262
Pavimento metálico soldado com resistência sísmica	43770
Revestimento de contraplacado aplicado diretamente sobre o revestimento a direito existente	9848,25

Fonte: Adaptado de [9].

Caso o edifício seja composto por vários andares e com paredes intermédias resistentes em cada um dos andares, a ASCE 31-03 [9] refere que é necessário verificar a condição que relaciona o somatório das cargas totais atuantes em cada piso do edifício com o somatório das tensões resistentes totais de cada andar da moradia, ou seja, o índice exigência-capacidade (*Demand - Capacity Ratios - DCR*) dado pela seguinte expressão:

$$DCR = \frac{2,1 \cdot S_D \cdot \sum W_d}{\sum (\sum v_u \cdot D + V_{cb})} \quad (3.7)$$

Onde:

D Largura do pavimento;

W_d Carga total exercida sobre o pavimento;

S_D Parâmetro do espectro de resposta de aceleração de projeto;

V_{cb} Capacidade ao corte das paredes intermédias resistentes na direção da análise imediatamente abaixo do nível do pavimento a ser avaliado;

v_u Resistência ao corte dos pavimentos.

De acordo com a mesma norma americana, o segundo caso mais genérico e mais semelhante com a metodologia de cálculo adotado na Europa e especificamente da norma italiana OPCM 3274 [5], ocorre quando as paredes intermédias resistentes conseguem garantir um acoplamento integral entre o telhado, os vários pavimentos e a

fundação, exercendo a função de paredes de contraventamento. Neste caso utiliza-se a seguinte expressão:

$$DCR = \frac{2,1 \cdot S_D \cdot \sum W_d}{\sum (\sum v_u \cdot D)} \quad (3.8)$$

Onde:

D Largura do pavimento;

W_d Carga total exercida sobre o pavimento;

S_D Parâmetro do espectro de resposta de aceleração de projeto;

v_u Resistência ao corte dos pavimentos.

De modo a clarificar a expressão (3.8), o esquema da Figura 23 ilustra a distribuição de ações a que uma moradia em alvenaria com quatro paredes resistentes fica sujeita mediante a solicitação de um abalo sísmico, sabendo que a direção da ação é a de W_d .

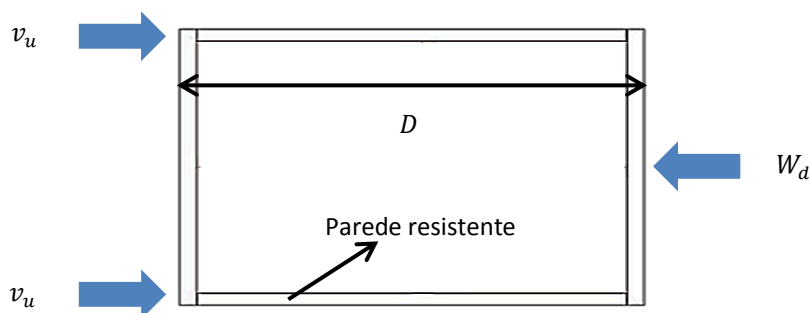
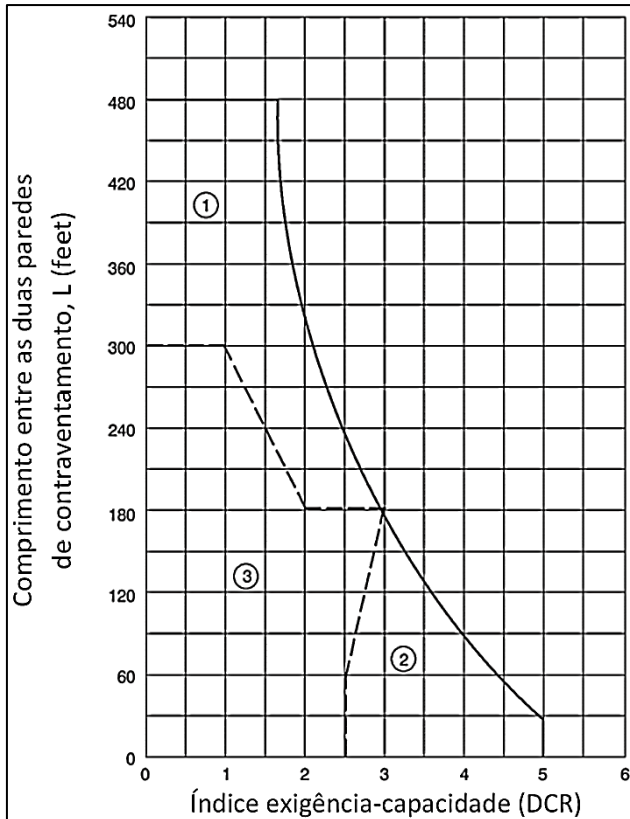


Figura 23: Esquema das ações a que as paredes da construção estão sujeitas num abalo sísmico.

Posteriormente ao cálculo do índice DCR , recorre-se ao diagrama da Figura 24 que se encontra dividido em três zonas, que garantem a segurança sísmica da construção (Zona 1, Zona 2 e Zona 3). Sabendo que o vão do pavimento entre as paredes de contraventamento é representado pela letra L , e tendo já determinado o valor do DCR , facilmente se determina em que zona a construção se encontra. Naturalmente se a estrutura se encontrar fora destas três zonas, não é uma estrutura segura.



Legenda:

- 1) Zona do índice exigência-capacidade onde as paredes intermédias são usadas para aumentar o índice h/t ;
- 2) Zona do índice exigência-capacidade onde o índice h/t dos “edifícios com paredes intermédias” pode ser usado na presença ou ausência das paredes intermédias;
- 3) Zona do índice exigência-capacidade onde o índice h/t de “todos os outros edifícios” deve ser usado na presença ou ausência das paredes intermédias.

Figura 24: Diagrama que relaciona o Índice de exigência-capacidade (DCR) com o vão do pavimento (L). Fonte: [82].

Nas aberturas dos pavimentos têm que ser verificados os esforços que se desenvolvem nos seus cantos. Os cantos têm que possuir a capacidade de resistência do pavimento. O cálculo do DCR é realizado pelas mesmas equações acima descritas, mas usando como comprimento do pavimento, L , o vão do pavimento adjacente à abertura.

Para as aberturas que ocorram no último quarto do vão do pavimento devem ser seguidas as mesmas verificações e equações, cuja resistência do pavimento é de, $v_u \times D$, em que D é a largura do pavimento.

Por fim, de acordo com a ASCE 31-03 [9] é necessário garantir a transferência de esforço cortante do pavimento para as paredes de contraventamento. Caso estas consigam suportar sozinhas o esforço de corte, então as paredes intermédias resistentes não necessitarão de existir. No caso de o parâmetro do espectro de resposta da aceleração de projeto, S_D , exceder $0,133g$, a força resistente ao corte das paredes terá que ser maior que o menor valor resultante de uma das duas seguintes equações (3.9), cujo fator de força horizontal é definido na Tabela 16.

As equações são:

$$V_d = 1,25 \cdot S_D \cdot C_p \cdot W_d \quad \text{ou} \quad V_d = v_u \cdot D \quad (3.9)$$

Sabendo que:

C_p Fator de força horizontal;

D Largura do pavimento;

W_d Carga total exercida sobre o pavimento;

S_D Parâmetro do espectro de resposta de aceleração de projeto;

v_u Resistência ao corte dos pavimentos.

Tabela 16: Fator de força horizontal, C_p .

Configuração dos materiais	C_p
Cobertura com revestimentos a direito ou na diagonal e telhas aplicadas diretamente sobre o revestimento ou pavimentos, com revestimentos direito e de encache macho-fêmea	0,50
Pavimentos com dupla ou múltipla camada de pranchas em madeira e com sistemas de painel estrutural bloqueado	0,75

Fonte: [9].

A regulamentação europeia não define a resistência de paredes de compartimentação, tal como não estabelece qualquer relação entre a resistência dos pavimentos e a resistência ao corte das paredes de alvenaria. No entanto, o EC 8-1 [2] e a OPCM 3274 [5] estabelecem um rácio mínimo a respeitar entre a área total das secções das paredes resistentes por andar e a área total do pavimento adjacente, na tentativa de controlar o rácio forças atuantes/forças resistentes das paredes resistentes, (ver Tabela 17).

Tabela 17: Rácio mínimo a respeitar entre a área total das secções das paredes resistentes por andar e a área total do pavimento adjacente para construções em alvenaria não reforçada.

Aceleração	≤0,07g	≤0,1g	≤0,15g	≤0,20g	≤0,25g	≤0,30g	≤0,35g	≤0,40g	≤0,45g	≤0,4725g	
Rácio mínimo a respeitar entre a área total das secções das paredes resistentes por andar e a área total do pavimento adjacente (%)											
Alvenaria não reforçada											
Número de andares	1	3,5	3,5	4,0	4,5	5,0	5,5	6,0	6,0	6,0	6,5
	2	4,0	4,0	4,5	5,0	5,5	6,0	6,5	6,5	6,5	7,0
	3	4,5	4,5	5,0	5,5	6,0	6,5	7,0	-	-	-

Fonte: Adaptado de [6].

O EC 6 [4] não indica qualquer relação entre a resistência dos pavimentos e a resistência das paredes de alvenaria. No entanto, esta norma aborda a influência que o peso dos pavimentos exerce sobre as paredes e ainda a importância da resistência à compressão dessas paredes.

Como foi referido acima, as normas europeias não fazem qualquer referência à resistência dos pavimentos, no entanto, foi realizado recentemente (2005 – 2008) um estudo na Universidade de Trento em que testaram diferentes tipologias construtivas de pavimentos. Os ensaios consistiam em simular o efeito da ação sísmica no pavimento e determinar a sua resistência ao corte.

No regulamento italiano OPCM 3431 – Capítulo 11.C [6], refere-se que parte dos colapsos das alvenarias, no plano e para fora do plano, devem-se à perda de equilíbrio da própria parede durante o abalo. Esta perda de equilíbrio deve-se a forças horizontais provenientes dos elementos estruturais horizontais (pavimentos e coberturas), daí a grande insistência na aplicação de tirantes e de corretas ligações entre os diferentes elementos estruturais por parte da comunidade científica deste país.

3.4.2.3. Edifícios com uma frente aberta

A ASCE 31-03 [9] menciona que para os edifícios com uma frente aberta de um dos lados, deve ser calculado o seu comprimento (L_i), pela seguinte expressão:

$$L_i = 2 \cdot L \cdot \left(\frac{W_w}{W_d} + 1 \right) \quad (3.10)$$

Em que:

- L Comprimento do pavimento entre as duas paredes de contraventamento;
- L_i Comprimento efetivo da parede inserida na fachada com abertura(s);
- W_d Carga total exercida sobre o pavimento;
- W_w Peso total de parede acima da(s) abertura(s).

Determinado o valor de L , de seguida define-se a zona na qual a construção se localiza com o auxílio do diagrama da Figura 24, de acordo com o valor de DCR da equação que se segue:

$$DCR = \frac{2,1 \cdot S_D \cdot (W_d + W_w)}{v_u \cdot D + V_{cb}} \quad (3.11)$$

Onde:

- D Largura do pavimento;
- W_d Carga total exercida sobre o pavimento;

- W_w Peso total de parede acima da(s) abertura(s);
 S_D Parâmetro do espectro de resposta de aceleração de projeto;
 V_{cb} Capacidade ao corte das paredes intermédias resistentes na direção da análise imediatamente abaixo do nível do pavimento a ser avaliado;
 v_u Resistência ao corte dos pavimentos.

O mesmo regulamento americano aconselha ainda o uso de paredes do tipo *cross walls* paralelas ao lado da fachada que apresentar aberturas.

Os regulamentos europeus referem que o comprimento de cada parede (entre aberturas) deve ser superior a 30 % do comprimento do edifício na direção considerada para os edifícios com frente aberta.

O EC 8-1 [2] acrescenta ainda que em zonas de baixa sismicidade, as paredes de contraventamento podem ter aberturas, cujo comprimento específico (L^*) é o comprimento acumulado de cada secção da parede de alvenaria sem aberturas que constitui a parede nessa mesma direção. Neste caso, pelo menos uma parede de contraventamento em cada direção deve ter um comprimento, L_p , não inferior ao comprimento correspondente a duas vezes o valor mínimo do rácio L/h_{ef} , cujo valor mínimo da razão é de 0,35 segundo o anexo nacional português do EC 8-1 [2] e de 0,3 segundo a norma italiana OPCM 3274 [5], o que equivale a um comprimento, L_p , de $0,7.L$ para Portugal.

3.4.2.4. Paredes de contraventamento: *shear walls*

3.4.2.4.1. Geometria

Segundo a ASCE 31-03 [9] as paredes de contraventamento - *shear Wall* – são as paredes da envolvente do edifício. Como ilustra a Figura 25, estes elementos verticais são constituídos por 2 a 4 panos em tijolo maciço enquanto que as *cross walls* são formadas por estruturas em madeira que posteriormente são revestidas (ver Figura 26).

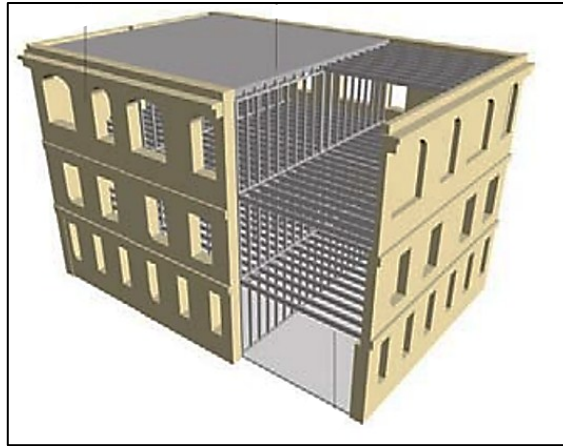


Figura 25: Tipo de construção das alvenarias não reforçadas características dos Estados Unidos da América. Fonte: [7].



Figura 26: Ilustração da tipologia construtiva típica dos Estados Unidos adotada na Nova Zelândia. Fonte: [83].

Tal como acontece com as *cross walls*, duas paredes de contraventamento paralelas não poderão distar mais de 12,2m.

Os regulamentos americanos FEMA 547 [7] e ASCE 31-03 [9] defendem que as *shear walls* devem adotar uma planta estrutural aproximadamente retangular e com simetria, estendidas em toda a altura de cada andar.

Devem existir pelo menos duas paredes em cada direção, com exceção de uma estrutura de um andar que tenha numa delas uma abertura, com o máximo de seis andares.

O Capítulo 7 da ASCE 41-06 [8] refere ainda que as paredes de contraventamento devem respeitar o rácio L_p/h_{eff} (L_p é o comprimento da parede e h_{eff} é a altura resultante da força lateral) igual ou superior a 0,67.

De modo a evitar o fenómeno de colapso para fora do plano durante o abalo sísmico, os americanos ainda definem como índices máximos de altura efetiva/espessura efetiva (h_{ef}/t_{ef}), os valores apresentados na Tabela 18 de acordo com a ASCE 41 -06 [8] e na Tabela 19 segundo a ASCE 31-03 [9].

Tabela 18: Índice altura/espessura (h_{ef}/t_{ef}) permissível a rotura para fora do plano de paredes de alvenarias não reforçadas segundo a ASCE 41-06.

Tipo de parede	$S_D \leq 0,24 g$	$0,24 g < S_D \leq 0,37 g$	$S_D > 0,37 g$
Paredes de edifícios com um andar	20	16	13
Parede do primeiro andar de edifícios de vários andares	20	18	15
Paredes do último andar de edifícios de vários andares	14	14	9
Outras paredes	20	16	13

Fonte: [8].

Tabela 19: Índice altura/espessura (h_{ef}/t_{ef}) admissível para paredes de alvenarias não reforçadas segundo a ASCE 31-03.

Tipo de parede	$0,13 = S_D < 0,25$	$0,25 = S_D < 0,4$	$S_D = 0,4$	
			A	B
Paredes de edifícios com um andar	20	16	$16^{1,2}$	13
Paredes do último andar de edifícios de vários andares	14	14	$14^{1,2}$	9
Parede do primeiro andar de edifícios de vários andares	20	18	16	15
Outras paredes	20	16	16	13

Fonte: [9].

Como se constata pela Figura 27, o norte da Europa apresenta uma tipologia construtiva de alvenaria antiga semelhante à verificada nos Estados Unidos da América. Por sua vez, o sul da Europa apresenta uma tipologia construtiva bem diferente, o que origina diferenças em termos de resistências das alvenarias em cada uma das zonas.

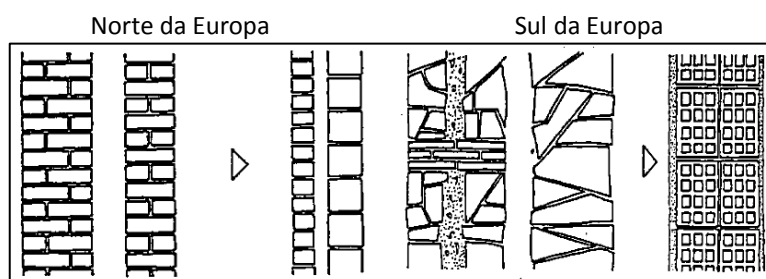


Figura 27: Esquema figurativo da transição da alvenaria no norte e sul da Europa. Fonte: [84].

A norma italiana OPCM 3274 [5] refere que o pé direito máximo admissível é de 3,5m e que as paredes de contraventamento não devem distanciar mais do que 7,0m. Acrescentando ainda que, numa dada direção, a distância entre duas paredes paralelas sucessivas deverá ser superior a 75% do comprimento do edifício na direção oposta. Assim sendo, numa forma geral os regulamentos europeus, do mesmo modo que os regulamentos americanos, defendem que as paredes de contraventamento devem adotar uma planta estrutural aproximadamente retangular, com paredes simétricas e sem aberturas entre pisos sempre que possível. Exigindo ainda a disposição de, pelo menos, duas paredes paralelas em cada uma das duas direções ortogonais.

O EC 8 – parte 1 [2] sustenta que uma parede deve respeitar o rácio (L_p/h) mínimo consoante o que indica a Tabela 20. Apesar disso, esta norma reporta-se apenas a paredes sem aberturas. Para o caso da utilização da pedra natural o valor adotado pelo regulamento, para o rácio $(L_p/h)_{\min} = 0,5$ é muito próximo do valor da norma americana (ASCE 41-06 [8]), de 0,67.

O EC 6 [4] adota valores um pouco menos conservativos para o caso da alvenaria com unidades de pedra natural, uma vez que se destinam a construção nova, logo, de certo modo consegue-se garantir melhor qualidade dos materiais aplicados - $t_{ef,\min} = 240\text{mm}$, $(h_{ef}/t_{ef})_{\max} = 10$ e $(L_p/h)_{\min} = 0,4$ – como de resto, indica a Tabela 21.

Tabela 20: Exigências geométricas para paredes com resistência sísmica segundo o Eurocódigo 8 parte 1.

Tipo de alvenaria	$t_{ef,\min}$ (mm)	$(h_{ef}/t_{ef})_{\max}$	$(L_p/h)_{\min}$
Alvenaria simples, com unidade de pedra natural	350	9	0,5
Alvenaria simples, com qualquer outro tipo de unidades	240	12	0,4
Alvenaria simples, com qualquer outro tipo de unidades, nos casos de baixa sismicidade	170	15	0,35
Alvenaria confinada	240	15	0,3
Alvenaria armada	240	15	Sem restrição

Fonte: Adaptado [2].

Tabela 21: Exigências geométricas para paredes com resistência sísmica segundo o anexo nacional do Eurocódigo 6.

Tipo de alvenaria	$t_{ef,min}$ (mm)	$(h_{ef}/t_{ef})_{max}$	$(L_p/h)_{min}$
Alvenaria simples	240	10	0,4
Alvenaria confinada	150	16	0,4
Alvenaria armada	150	16	0,3

Fonte: [4].

No caso da norma italiana, esta adota valores muito similares, como demonstra a Tabela 22.

Tabela 22: Exigências geométricas para paredes com resistência sísmica segundo o regulamento italiano modificado.

Tipo de alvenaria	$t_{ef,min}$ (mm)	$(h_{ef}/t_{ef})_{max}$	$(L_p/h)_{min}$
Alvenaria simples não reforçada, com unidade de pedra natural	300	10	0,50
Alvenaria simples não reforçada, com qualquer outro tipo de unidades	240	12	0,40
Alvenaria simples, com qualquer outro tipo de unidades reforçadas	240	15	–
Alvenaria simples, com unidades de pedra natural, em zonas de baixa sismicidade (zona 3 e 4)	240	12	0,30
Alvenaria simples, com unidades de qualquer outro tipo e com percentagem de vazios entre 15% e 45% em zona de baixa sismicidade (zona 4)	200	20	0,30
Alvenaria simples, com unidades de qualquer outro tipo e com percentagem de vazios menos de 15% em zona de baixa sismicidade (zona 4)	150	20	0,30

Fonte: Adaptado de [6].

Relativamente à relação entre a massa e a área das secções transversais horizontais de duas *shear walls* consecutivas, os regulamentos americanos não fazem qualquer referência.

Sobre esta mesma temática, EC 8-1 [2], impõem valores limites. Refere que em cada direção horizontal ortogonal, as diferenças entre dois pisos, da massa e da área das secções transversais horizontais das paredes de contraventamento deverão ser limitadas a valores máximos de $\Delta_{m,max}$ e $\Delta_{A,max}$. Os valores recomendados para $\Delta_{m,max}$ e $\Delta_{A,max}$ são de 20 % em Portugal segundo o respetivo anexo nacional.

3.4.2.4.2. Rotura para fora do plano da alvenaria

Em relação à flexão para fora do plano é de salientar ensaios realizados recentemente que simulam a ação dos pavimentos sobre as paredes durante um sismo. Estes ensaios comprovaram que a rotura para fora do plano das paredes de contraventamento deve-se, na maioria dos casos, à ação horizontal exercida pelo pavimento.

Relativamente à relação entre as espessuras (t_{ef}) e a altura das paredes de contraventamento (h_{ef}), a ASCE 41-06 [8], indica que caso uma construção respeite os índices indicados na Tabela 18, não necessita de mais verificações pois a parede está segura no caso de rotura para fora do plano.

Segundo a ASCE 31-03 [9], apenas é necessário verificar problemas para fora do plano em zonas com acelerações superiores a $0,133g$. Os rácios entre a altura e a espessura das paredes devem ser inferiores aos indicados na Tabela 19. Acrescente-se ainda que, para acelerações superiores a $0,40g$, as construções que se encontrem na zona 1 do gráfico da Figura 24, devem adotar valores inferiores aos da coluna A da Tabela 19 e possuir *cross walls* em todos os andares. Se as moradias se inserirem na Zona 2 apenas necessitam de ter valores inferiores aos rácios da coluna A e, caso se encontre na zona 3, as alvenarias precisam de ter valores de rácios inferiores aos da coluna B da Tabela 19.

A norma italiana OPCM 3274 [5] indica ainda que a flexão para fora do plano é avaliada computorizando o momento último, assumindo que as cargas atuam sobre a parede na direção perpendicular em forma de um bloco de compressão retangular. O valor resistente é igual a $0,85f_d$, desprezando-se a resistência à tração. Refere-se ainda no Capítulo 11.5.3.1 da OPCM 3431 [6], que um mecanismo de colapso para fora do plano de um painel de alvenaria deve-se na maioria dos casos às más ou mesmo inexistentes ligações entre os pavimentos e coberturas, pavimentos e paredes, e entre paredes e coberturas adjacentes. No entanto pode ocorrer não só o colapso de uma parede de alvenaria, como também o derrube de grande parte das paredes resistentes (parte parcial da construção).

Caso os valores da Tabela 20 (EC 8-1 [2]) e Tabela 22 (OPCM 3274/03 [5]), se verifiquem nas paredes de alvenaria, garante-se a segurança da rotura ao corte, tanto no plano como para fora dele.

O EC 6 [4] faz referência aos momentos negativos nos pavimentos que se desenvolvem sobre apoios intermédios (paredes interiores), que podem promover a flexão para fora do plano.

3.4.2.4.3. Número de pisos

No que diz respeito ao número de pisos, os regulamentos americanos indicam que as construções em alvenaria simples não reforçada e com pavimentos flexíveis podem ter até seis andares.

No Eurocódigo 8 parte 1 [2], consoante a tipologia da construções, a zona sísmica em que se encontra e a soma mínima das áreas das secções transversais de paredes de contraventamento horizontal em cada direção, em percentagem da área total de pavimento por piso, é possível determinar o número de andares admissíveis, como indica a Tabela 23. Enquanto que a OPCM 3274/03 [5] permite um máximo de três andares para estruturas com alvenaria simples, o Eurocódigo 8 parte 1 [2] refere um máximo de quatro andares para o mesmo tipo de paredes. De acordo com o anexo nacional português do Eurocódigo 6 [4], a construção só pode ter um piso, caso a alvenaria seja simples ou ter dois caso a alvenaria seja confinada ou armada no segundo piso, como indica a Tabela 24. O espaço da cobertura (sótão) acima dos pisos completos não é incluído no número de pisos.

Tabela 23: Características geométricas admissíveis para diferentes tipologias construtivas suportarem a respetiva aceleração no local.

Aceleração no local (S_D)		$\leq 0,07g$	$\leq 0,10g$	$\leq 0,15g$	$\leq 0,20g$
Tipo de construção	Número de pisos (n)	Soma mínima das áreas das secções transversais de parede de contraventamento horizontal em cada direção, em percentagem da área total de pavimento por piso ($p_{A,min}$)			
Alvenaria simples	1	2,0 %	2,0 %	3,5 %	n/a
	2	2,0 %	2,5 %	5,0 %	n/a
	3	3,0 %	5,0 %	n/a	n/a
	4	5,0 %	n/a ^{*)}	n/a	n/a

Legenda:

n/a significa “não aceitável”.

Fonte: Adaptado de [2].

Tabela 24: Características geométricas admissíveis para diferentes tipologias construtivas suportarem a respetiva aceleração no local.

Aceleração no local (S_D)		$\leq 0,07g$	$\leq 0,10g$	$\leq 0,15g$	$\leq 0,20g$
Tipo de construção	Número de pisos (n)	Soma mínima das áreas das secções transversais de parede de contraventamento horizontal em cada direção, em percentagem da área total de pavimento por piso ($p_{A,min}$)			
Alvenaria simples	1	2,0 %	n/a	n/a	n/a
Alvenaria armada ou confinada	Piso inferior	2,0 %	2,0 %	3,5 %	2,5%
	Piso superior	2,0 %	2,5 %	3,0 %	3,5%

Legenda:

n/a significa “não aceitável”.

Fonte: Adaptado do anexo nacional do EC 6 [4].

3.4.2.4.4. Forças resistentes no plano

A ASCE 41-06 [8] e a ASCE 31-03 [9] indicam que a resistência ao corte no plano das paredes de contraventamento é dada segundo a equação (3.12):

$$V_a = 0,67 \cdot v_{me} \cdot D \cdot t \quad (3.12)$$

Onde:

D Largura do pavimento;

t Espessura efetiva da parede;

V_a Força resistente ao corte da alvenaria;

v_{me} Tensão resistente ao corte da alvenaria.

Segundo as ASCE 41-06 [8] o limite inferior de resistência ao corte da força lateral é dado pelas duas equações que se seguem. Cujas equações (3.14) é em muito semelhante à equação do momento último no plano da norma italiana (3.19).

$$V_{CL} = v_{mL} \cdot A_n \quad (3.13)$$

Em que:

A_n Área das juntas argamassadas/secção de enchimento;

v_{mL} Limite inferior da tensão resistente ao corte da alvenaria.

$$V_{CL} = \alpha \cdot Q_G \cdot \left(\frac{L}{h_{eff}} \right) \left(1 - \frac{f_a}{0,7 \cdot f'_m} \right) \quad (3.14)$$

Sabendo que:

f_a Tensão de compressão axial devido as cargas gravíticas;

f'_m Tensão resistente à compressão da alvenaria;

h_{eff} Altura resultante da força lateral;

L Comprimento do pavimento entre as duas paredes de contraventamento;

Q_G Força compressiva axial devido a cargas gravíticas;

V_{CL} Limite inferior da resistência ao corte para as alvenarias;

α Fator igual a 0,5 para paredes fixas apenas numa extremidade e soltas noutra, e igual a 1,0 para paredes fixas em ambas as extremidades.

ASCE 41-06 [8] e ASCE 3-03 [9] referem que a resistência ao corte do bloco no plano das paredes de contraventamento (*rocking shear strength*) é dada pela seguinte equação, consoante a existência ou não de aberturas.

- Paredes sem aberturas:

$$V_r = 0,9 \cdot (P_D + 0,5 \cdot P_w) \cdot \frac{D}{H} \quad (3.15)$$

Onde:

- D Largura do pavimento;
- H Altura da parede sem aberturas;
- V_r Capacidade ao corte do bloco na alvenaria;
- P_D Carga sobre o bloco de alvenaria;
- P_w Peso da parede.

- Paredes com aberturas:

$$V_r = 0,9 \cdot P_D \cdot \frac{D}{H} \quad (3.16)$$

Em que:

- D Largura do pavimento;
- H Altura da parede sem aberturas;
- V_r Capacidade ao corte do bloco na alvenaria.

O EC 8 parte1 [2] e a norma italiana OPCM 3274/03 [5] não indicam nenhuma relação entre a resistência ao corte das alvenarias e a resistência ao corte dos pavimentos adjacentes, como de resto já foi referido anteriormente, assim como, não apresentam nenhuma expressão para determinar a capacidade de corte de um bloco de alvenaria (*rocking shear strength*). Entende-se como bloco de alvenaria, uma parte substancial de um painel em alvenaria, que tende em fissurar nas extremidades (superior e inferior) devido ao esforço cortante entre o painel e os pavimentos e/ou fundação, desenvolvido na direção do painel. Este fenómeno promove uma rotação do bloco devido ao momento desenvolvido pelo esforço transversal nas extremidades do mesmo. Estes documentos referem apenas que, pelo menos, 75% das cargas verticais deverão ser suportadas pelas paredes de contraventamento. O resto poderá ser suportado pelas colunas interiores.

Relativo ao corte no plano das paredes de contraventamento, a norma OPCM 3274/03 [5] defende que se deve adotar uma resistência ao corte igual a:

$$V_a = l' \cdot t \cdot f_{vd} \quad (3.17)$$

Onde:

f_{vd} Tensão resistente de tração característica, não pode ser maior que $1,4f_{bk}$ nem maior que 1,5MPa;

l' Parte do comprimento da parede que está comprimida;

t Espessura efetiva da parede;

V_a Força resistente ao corte da alvenaria.

A par da equação anterior existe outra para determinar a resistência ao corte de projeto da alvenaria (V_t) segundo a OPCM 3431 [6].

$$V_t = l \cdot t \cdot \frac{1,5 \cdot \tau_{0d}}{b} \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{1,5 \cdot \tau_{0d}}} = l \cdot t \cdot \frac{f_{td}}{b} \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{f_{td}}} \quad (3.18)$$

Onde:

b Coeficiente de correção associado à distribuição de tensões na secção dependente da esbelteza da parede, ou seja, b tem que ser igual a $\frac{h}{l}$ e $1,5 > \frac{h}{l} > 1,0$;

f_{td} Tensão resistente à tração por compressão diagonal de projeto;

f_{vd} Tensão resistente de tração característica, não pode ser maior que $1,4f_{bk}$ nem maior que 1,5MPa;

h Altura da parede sem aberturas;

l Comprimento do painel de alvenaria;

t Espessura efetiva da parede;

τ_{0d} Tensão resistente ao corte média da alvenaria de projeto;

V_t Resistência ao corte da alvenaria de projeto;

σ_0 Tensão média resistente à compressão da alvenaria.

O mesmo regulamento italiano ainda refere que uma parede em alvenaria deve suportar para a flexão no plano das paredes, um momento resistente último de acordo com a equação (3.9):

$$M_u = \left(\frac{l^2 \cdot t \cdot \sigma_0}{2} \right) \cdot \left(1 - \frac{\sigma_0}{0,85 \cdot f_d} \right) \quad (3.19)$$

Onde:

f_d Tensão resistente à compressão de projeto;

l Comprimento do painel de alvenaria;

M_u Momento equivalente ao colapso por flexão;

t Espessura efetiva da parede;

σ_0 Tensão média resistente à compressão da alvenaria.

Para análise estática não linear, deve-se assumir um deslocamento último de 0.8% da altura da parede e um f_d igual aos valores médios da resistência à compressão da alvenaria (f_m).

3.4.2.5. Ancoragem do pavimento às paredes de contraventamento

O regulamento ASCE 31-03 [9] indica que se $S_D > 0,067g$, as paredes de contraventamento/ancoragem (wall anchorage) têm que ser capazes de desenvolver o máximo de uma das duas seguintes equações:

- $2,1S_{D1} \cdot W_w$ (W_w - peso da parede);
- 2,9kN por metro linear, atuando perpendicularmente à direção do plano da parede ao nível do piso ou ao nível da cobertura.

O regulamento refere ainda que estas paredes devem estar conectadas a todos os pisos, de todos os andares e coberturas, com espaçamentos máximo de 1,83m. Os cantos das coberturas e dos pisos sem exceção, devem ser ancorados às *cross walls*, com espaçamento máximo de 0,60m de comprimento. As ligações entre os pisos e as paredes não devem induzir flexão ou tração nas vigas de madeira.

Os regulamentos europeus apenas referem a importância de garantir uma boa ligação entre os diferentes elementos estruturais verticais e horizontais da moradia.

3.5. Síntese final

Apesar do relativo atraso europeu nos estudos de investigação em relação à influência do pavimento sobre o colapso e fissuração das paredes, os valores que ambos os continentes (americano e europeu) adotam para o rácio altura efetiva/espessura efetiva (h_{ef}/t_{ef}) das paredes são próximos, conforme demonstra a Tabela 25.

Como era expectável, as resistências ao corte dos elementos verticais não são próximas uma vez que a tipologia construtiva de ambos os continentes é distinta. Contudo, é importante salientar o facto de que as equações de cálculo das forças resistentes são semelhantes, conforme se comprova entre as equações (3.12) e (3.17) e entre as equações (3.14) e (3.19). Enquanto que ambas as equações (3.12) e (3.17) contabilizam a espessura, o comprimento e a resistência característica da paredes para a determinação da resistência ao corte no da alvenaria, as duas últimas equações, (3.14) e (3.19), apenas mudam o facto do regulamento italiano determinar um momento resistente último no plano da paredes e o regulamento americano determinar uma força resultante de um binário no mesmo plano, equivalente ao momento último.

Tabela 25: Comparação das exigências geométricas entre os quatro regulamentos para diferentes tipos de paredes.

Tipo de alvenaria	$(h_{ef}/t_{ef})_{max}$				$(L_p/h)_{min}$				$t_{ef,min}$ (mm)	
	ASCE 41	ASCE 31	EC 8	OPCM 3431	ASCE 41	ASCE 31	EC 8	OPCM 3431	EC 8	OPCM 3431
Alvenaria simples, com unidade de pedra natural	9	9	9	10	-	-	0,5	0,50	350	300
Alvenaria simples, com qualquer outro tipo de unidades	13	13	12	12	0,67	-	0,4	0,40	240	240
Alvenaria simples, com qualquer outro tipo de unidades, nos casos de baixa sismicidade	14	14	15	12	-	-	0,35	0,30	170	240
Alvenaria confinada (baixa sismicidade)	20	20	15	15	-	-	0,3	0,30	240	240
Alvenaria armada (baixa sismicidade)	20	20	15	20	-	-	Sem restrição	Sem restrição	240	150

Fonte: Adaptado de [2, 6, 8, 9].

A maioria das construções na Europa, quando sujeitas à ação sísmica, utilizam todas as paredes com a direção da ação sísmica (as paredes de contorno da moradia e do seu interior) para absorver e resistir aos abalos. É nas paredes interiores que reside a maior diferença entre a tipologia de construção europeia e a americana. Os valores característicos da resistência à compressão e ao corte entre ambas as tipologias são o motivo das diferenças entre ambas as normas.

Assim sendo, a maioria dos valores tabelados nos regulamentos europeus que se compararam com as normas americanas, com especial ênfase para o capítulo dos procedimentos especiais para alvenaria não reforçada da ASCE 31-03 [9], são valores que apenas servem para se ter um termo de comparação.

Capítulo 4

Caso de Estudo: Construção em Alvenaria

4. CASO DE ESTUDO: CONSTRUÇÃO EM ALVENARIA

A presente investigação beneficia dos resultados da campanha experimental com construções à escala real desenvolvida nos laboratórios do EUCENTRE, em Pavia, Itália. Esta campanha teve como principal objetivo o estudo do comportamento sísmico de edifícios existentes em alvenaria de pedra com dois panos. No âmbito deste projeto foram construídas três estruturas à escala real, com características e técnicas construtivas diferentes. Posteriormente à sua construção, as estruturas foram ensaiadas sobre a mesa sísmica, de forma a avaliar a vulnerabilidade sísmica de cada tipo de configuração e respetivas técnicas de consolidação. Os três edifícios de geometria, materiais e detalhes construtivos idênticos, foram, portanto, reforçados com diferentes técnicas de forma a obter uma melhoria na conexão entre as paredes e os elementos horizontais, bem como, um incremento da rigidez no plano do piso e ao nível da cobertura.

Os ensaios dinâmicos dos três edifícios seguiram um mesmo sinal acelerométrico, registado no terramoto de 1979 em Montenegro, escalado com uma intensidade crescente. Todos os ensaios foram precedidos de uma identificação dinâmica que permitiu avaliar a variação das características modais das estruturas (frequências e formas de vibrações) em relação ao diferente grau de rigidez dos diafragmas e ao nível do dano imediato dos edifícios por efeito da crescente intensidade imposta pela mesa vibratória [85].

Na fase de análise dos resultados, resta referir que é importante dar ênfase aos testes em cuja resposta sísmica ocorreram os mecanismos de colapso, dadas as configurações assimétricas em planta dos três edifícios. A assimetria da planta permite saber a influência sobre a resposta sísmica, consoante o grau de ligação entre os elementos horizontais (madeira) e as paredes e da deformabilidade no plano dos próprios elementos horizontais.

O presente trabalho foca-se, portanto, no estudo do comportamento dinâmico da construção ensaiada experimentalmente, cujas características estruturais se baseiam numa construção com parede em alvenaria de pedra com um pavimento flexível e cobertura em madeira [85]. Os pontos que se seguem centram-se na análise das características do edifício em estudo e de todos os vetores que de algum modo

contribuíram para os resultados desta campanha, bem como, na apresentação das frequências da estrutura e dos acelerogramas registados nas paredes da mesma.

4.1. Caracterização da construção

Das três construções ensaiadas durante a campanha experimental, o presente caso de estudo centra-se apenas na análise e avaliação do comportamento de apenas uma, como referido anteriormente, a qual se atribuiu a designação de estrutura 1 ao longo do trabalho. De seguida faz-se uma descrição detalhada da geometria da construção e dos seus respetivos materiais. A Figura 28, ilustra varias perspetivas tridimensionais da estrutura modelada, enquanto que na Figura 29 representa o alçado este e o alçado norte com respetivas cotas, e por fim, na Figura 30 representa os alçados oeste e sul também eles cotados.

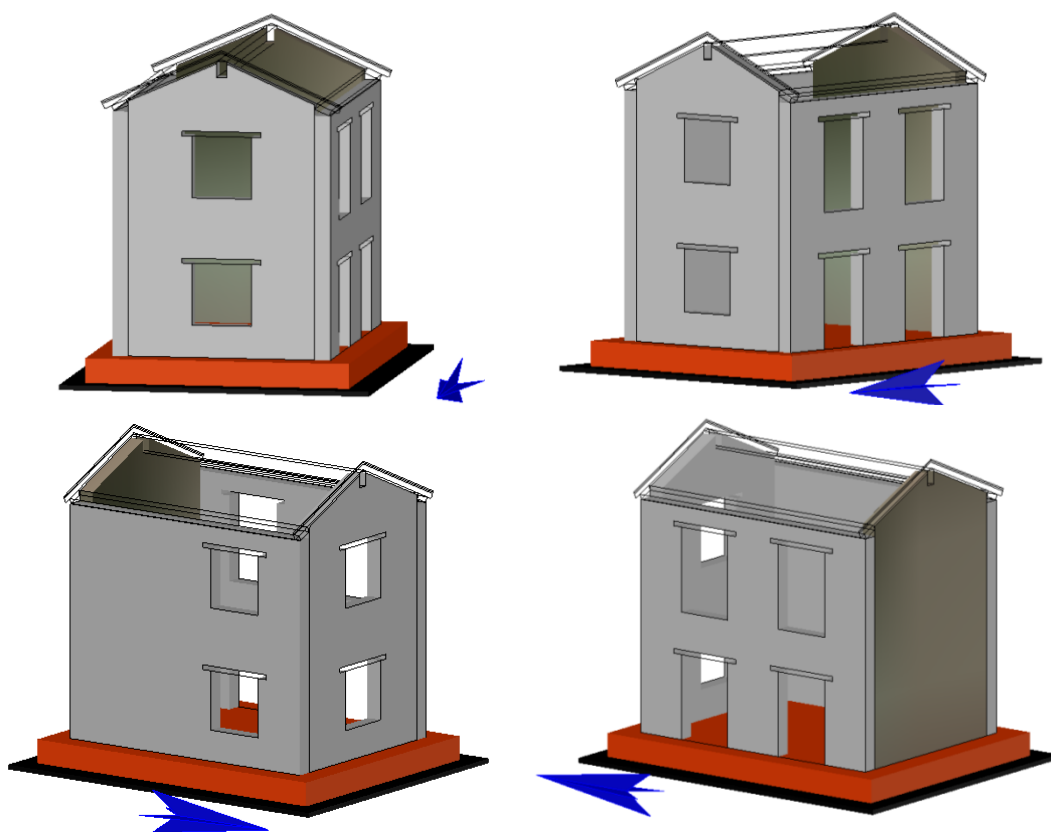


Figura 28: Estrutura em perspetiva geométrica.

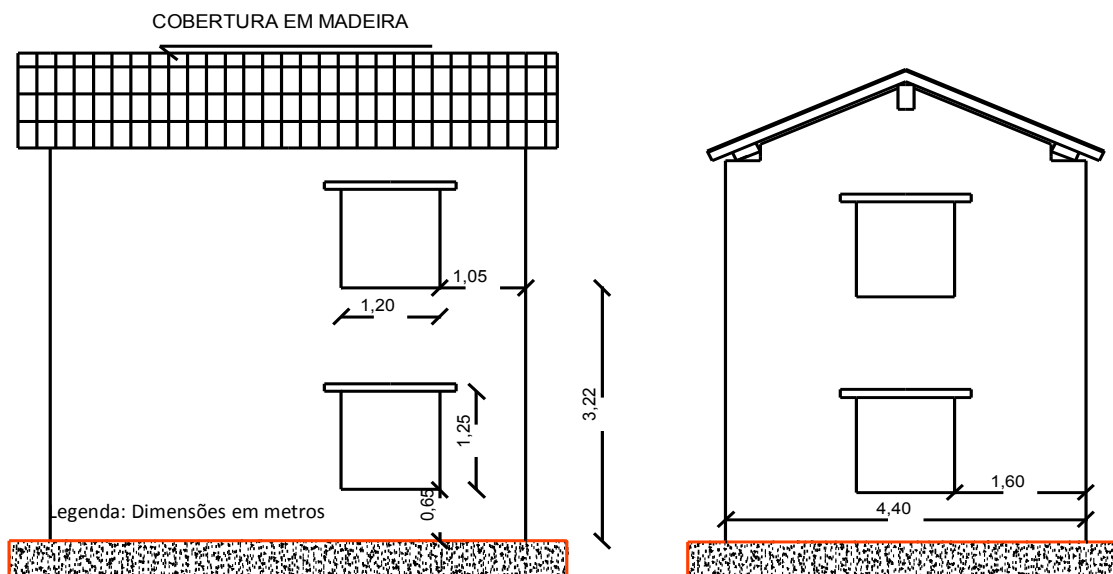


Figura 29: Alçado este e alçado norte.

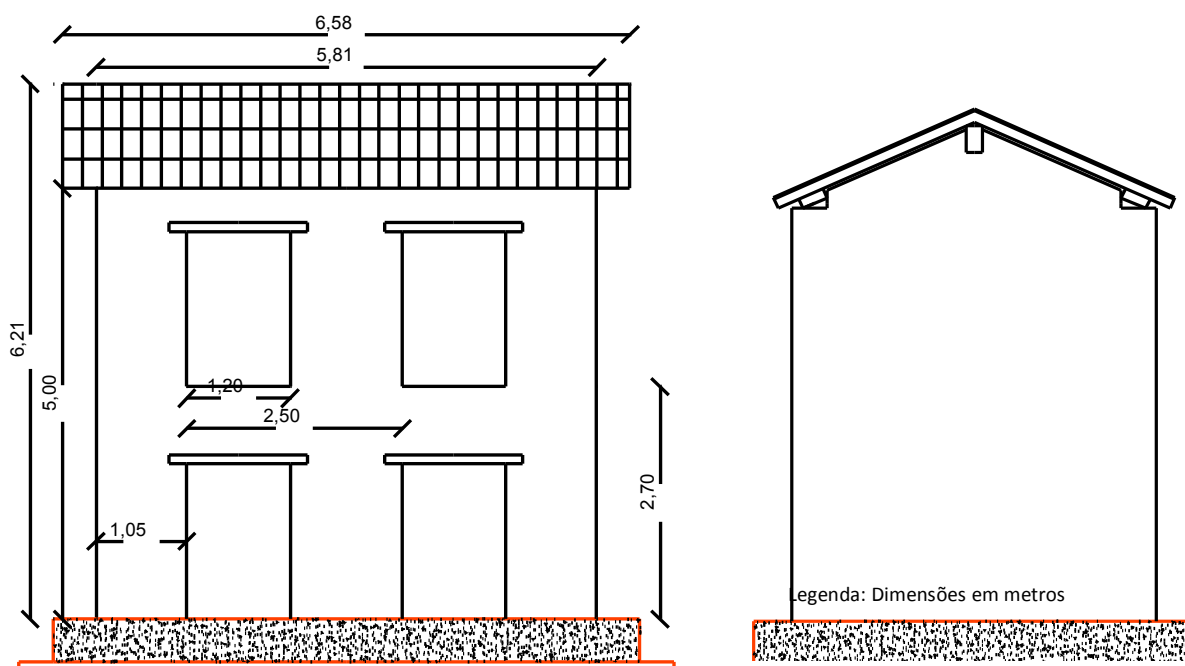


Figura 30: Alçado oeste e alçado sul.

4.1.1. Paredes de alvenaria

Os elementos da envolvente vertical são constituídos por dois panos de pedra irregular, com 32 centímetros de espessura, como ilustra a Figura 31 [85].



Figura 31: Fase construtiva das paredes de alvenaria. Fonte: [75].

As características mecânicas das paredes de alvenaria são apresentadas na Tabela 26, com base em testes experimentais de seis muretes em alvenaria.

Tabela 26: Características mecânicas das paredes de alvenaria.

	Resistência à compressão (f_m) (MPa)	Módulo de Young (E) (MPa)	Resistência à tração por compressão diagonal (f_t) (MPa)	Módulo de distorção (G) (MPa)	Peso volúmico (γ) (Kg/m ³)
Média	3,28	2550	0,137	840	1835
Desvio padrão	0,26	345	0,031	125	-

Fonte: Adaptado de [75].

4.1.2. Pavimento

O pavimento do caso de estudo foi realizado em madeira de pinho, através de vigas com dimensões de 12 x 16 centímetros, com espaçamento de 50 centímetros e pranchas com espessura de 30 milímetros e simplesmente pregadas às vigas, Figura 32 [85].



Figura 32: Construção do pavimento intermédio. Fonte: [75].

4.1.3. Cobertura inclinada

A estrutura da cobertura é constituída por uma viga ao centro de 20x32 centímetros, duas vigas de 32x12 centímetros em cima das paredes longitudinais, ripas de 8x12 centímetros espaçadas de 50 centímetros, pranchas com 30 milímetros de espessura e por último telhas fixas por intermédio de parafusos, de acordo com a Figura 33 [85].



Figura 33: Construção da estrutura da cobertura. Fonte: [75].

4.2. Ações consideradas

4.2.1. Cargas estáticas

De modo a projetar uma configuração mais real, foi previsto um aumento de carga sobre o piso intermédio, simulando-se deste forma a sobrecarga ao nível do pavimento. Segundo a norma técnica Italiana de 2008, para uma habitação, a sobrecarga assume o valor de $2 \times 0,3 = 0,66 \text{ kN/m}^2$. Considerando-se deste modo como massa adicional 3,2 toneladas, concretizadas em dezasseis blocos em borracha armada, Figura 34 [85].



Figura 34: Massa adicional aplicada sobre o piso intermédio. Fonte: [85].

4.2.2. Acelerograma

Neste ensaio foi considerado um único acelerograma, escalado com intensidade crescente. O evento sísmico escolhido foi o do registo feito na estação de Ulcinj-Hotl Albatroz do terramoto de Montenegro de 1979.

Cada ensaio é precedido por uma calibração específica da mesa sísmica, a fim de reproduzir o mais fielmente possível o sinal esperado (tal procedimento requer um modo da mesa útil para prever a possível não-linearidade da resposta da amostra real) [85].

4.3. Solução de reforço

Para a realização da última prova experimental (0,40g), aplicou-se uma solução de reforço ao nível do pavimento igual à da cobertura constituída por quatro tirantes de 18 milímetros de diâmetro, com um pré-esforço de 12kN, dois em cada uma das direções perpendiculares às paredes.

Estes tirantes foram ancorados a duas barras UPN 80, com 80 centímetros de comprimento (ver Figura 35). Para os tirantes não ficarem em contacto com a alvenaria, optou-se por utilizar tubos de PVC de 30 milímetros como camisas que evitam o contacto entre ambos os elementos [85].

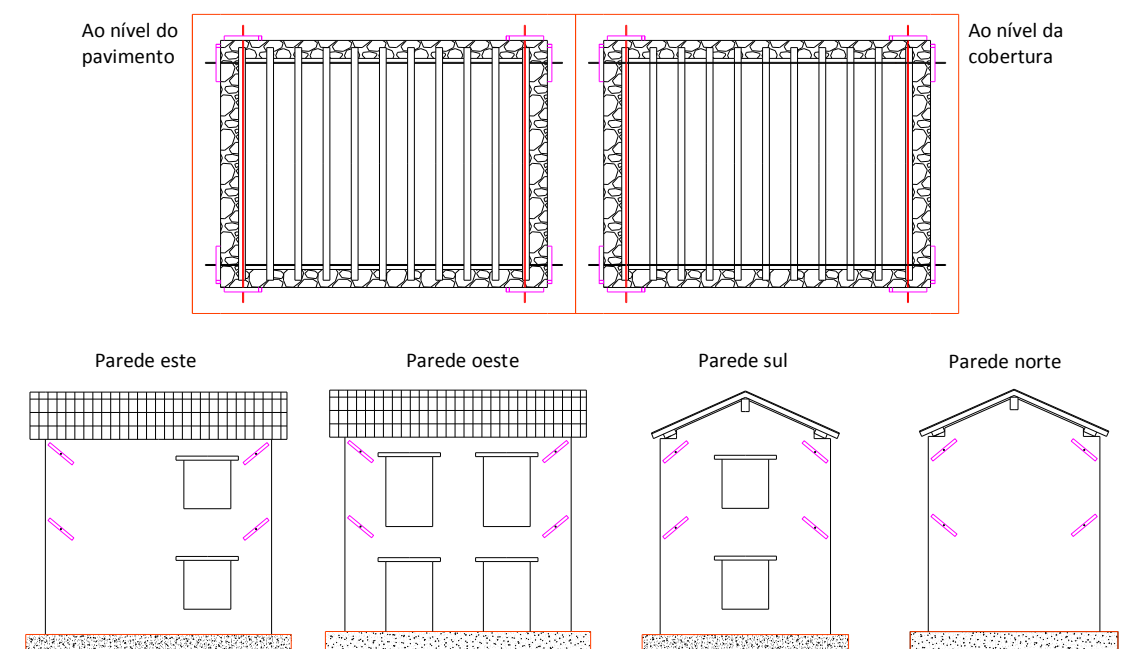


Figura 35: Posicionamento dos tirantes.

Ao nível da cobertura foi ainda aplicado um sistema adicional de reforço constituído por dois cabos de aço cruzados, na parte inferior de cada uma das vertentes inclinadas, com um diâmetro de 8 milímetros, sem pré-tensão pois apenas serviam para absorver deformações acentuadas da cobertura, de acordo com o esquema da Figura 36 [85].

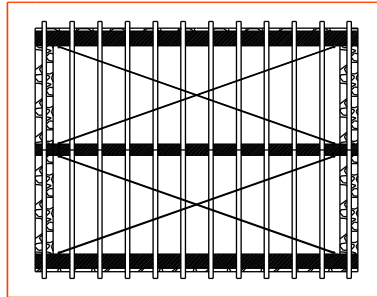


Figura 36: Esquema do reforço adicional ao nível da cobertura.

4.4. Transporte

As estruturas foram construídas no exterior do laboratório, estando previsto o seu posterior transporte com auxílio de um guindaste. Na impossibilidade deste tipo de manuseamento, optou-se por movimentar a estrutura para o interior do laboratório através do deslizamento em almofadas de *teflon* e corredores de patins. Os trabalhos relativos ao posicionamento das almofadas foram realizados utilizando uma moldura de metal rígido conectado à base sobre a qual os macacos hidráulicos foram colocados, Figura 37 [85].

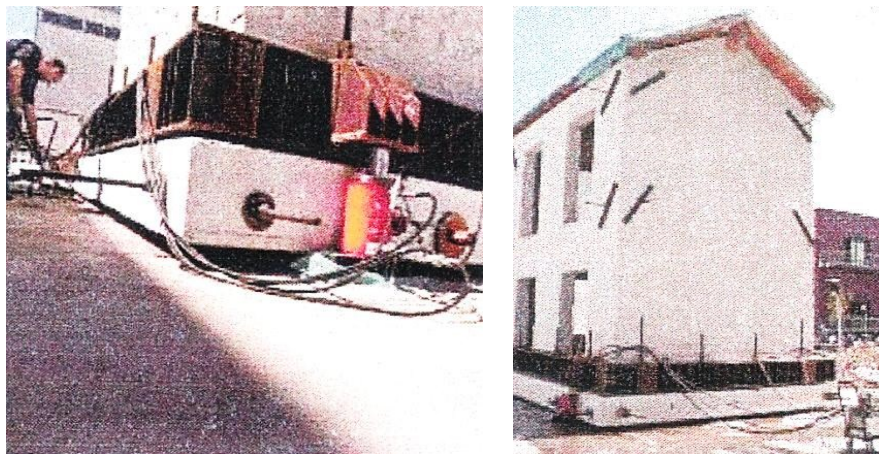


Figura 37: Movimentação das estruturas. Fonte: [85].

4.5. Instrumentação da estrutura

O equipamento utilizado para aquisição de dados contemplou acelerómetros, transdutores de deslocamentos, extensómetros e ainda um sistema ótico de controlo geométrico.

4.5.1. Acelerómetros, transdutores e extensómetros

A instrumentação principal consiste numa rede de acelerómetros que permitiu monitorizar 43 graus de liberdade diferentes. Destes 43 pontos monitorizados, apenas foram considerados 11 pontos na direção XX (movimento da mesa sísmica) e 5 na direção YY (perpendicular ao movimento), na análise da simulação. A localização e a identificação dos transdutores e dos acelerómetros encontram-se ilustradas na Figura 38, Figura 39 e Figura 40. Além dos acelerómetros foram colocados transdutores de deslocamento para recolherem eventuais movimentos da cobertura. Foram ainda instalados extensómetros nos tirantes de aço inseridos na parte final da primeira construção ensaiada na campanha experimental [85].



Figura 38: Visualização da localização de alguns transdutores (LVDT's). Fonte: [75].

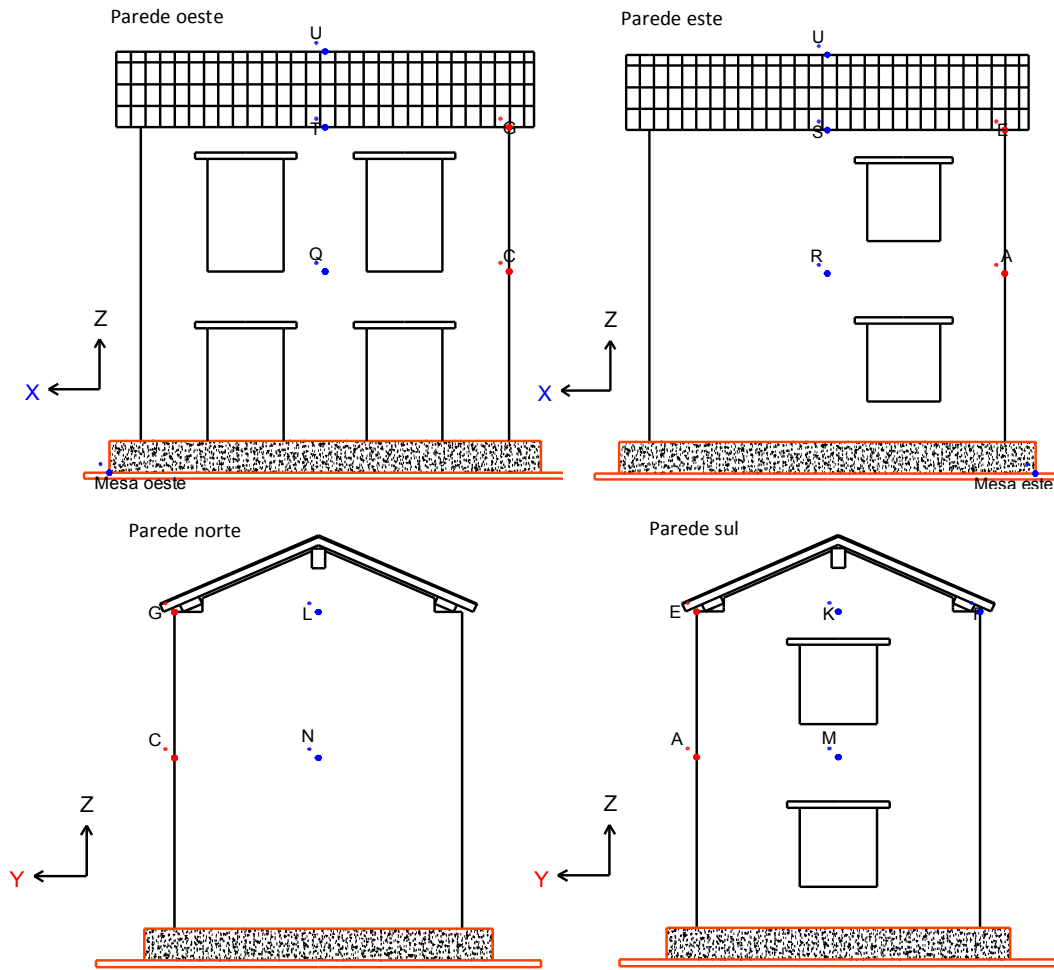


Figura 39: Localização dos acelerômetros de monitorização nos diversos alçados.

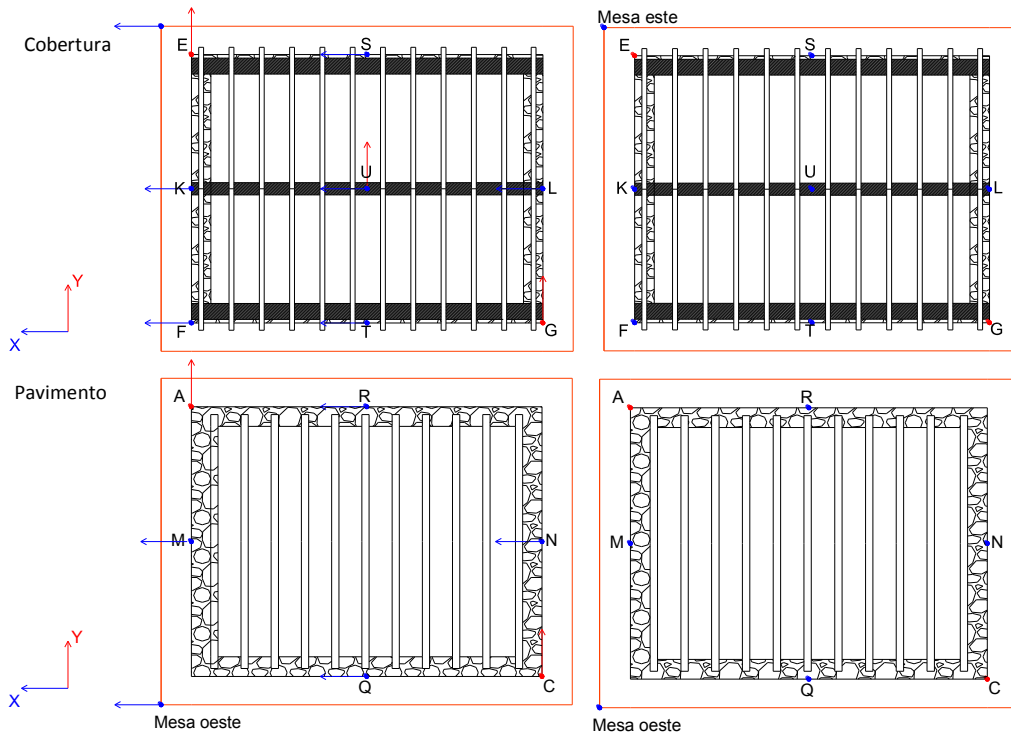


Figura 40: Localização dos acelerômetros de monitorização nas diversas plantas.

4.5.2. Sistema ótico

Paralelamente à aquisição tradicional de dados através dos acelerómetros, segundo Magenes *et al.* [85], foi ainda aplicado um sistema ótico constituído por um conjunto de câmaras de alta definição para medir os deslocamentos de uma malha de pontos e os deslocamentos para fora do plano das paredes ortogonais ao movimento, de acordo com o esquema da Figura 41.

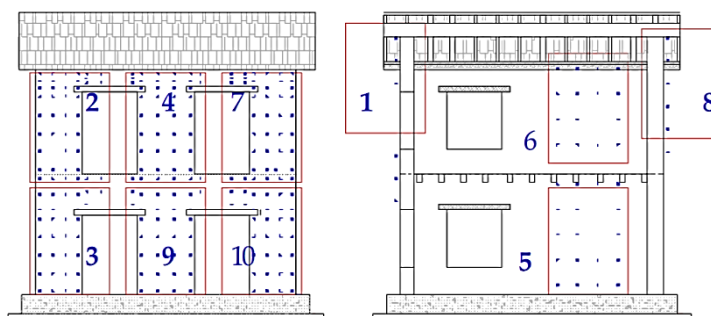


Figura 41: Identificação das áreas de monitorização pelo equipamento ótico. Fonte: [85].

4.6. Sequência de ensaios

O programa do ensaio para cada uma das construções foi dividido em duas fases. Na fase inicial, procedeu-se à análise modal experimental da estrutura, através da qual foi possível identificar as propriedades da estrutura em termos de frequências e modos de vibração. À posteriori foi realizada a prova dinâmica sobre a mesa vibrante com acelerograma propriamente escalado para obter acelerações de pico com crescimentos graduais.

De acordo com a Tabela 7 constata-se que a construção do caso de estudo foi sujeita a um primeiro ensaio sísmico com um pico de intensidade nominal de $0,05g$ e efetiva de $0,07g$. Concluído o primeiro ensaio, a estrutura foi sujeita a um segundo abalo com um pico de intensidade nominal de $0,10g$ e efetiva de $0,15g$. A mesma estrutura foi ainda ensaiada com outros três acelerogramas, com um pico de intensidade nominal de $0,20g$, $0,30g$ e $0,40g$. No entanto, uma vez que a estrutura sofreu aberturas excessivas das fissuras que ocorreram nas paredes de alvenaria, durante o último ensaio ($0,40g$), não se pode utilizar os resultados registados pelo equipamento para análise. Contudo após a aplicação do reforço, a construção, foi solicitada com um acelerograma de pico nominal de $0,40g$ e efetiva de $0,75g$.

Tabela 27: Resultados do ensaio experimental da estrutura 1.

Teste (g)	Estrutura 1		Deslocamento máximo da mesa (m)
	Nominal (g)	Efetiva (g)	
0,05	0,05	0,07	0,017
0,10	0,10	0,15	0,034
0,20	0,20	0,32	0,058
0,30	0,30	0,52	0,109
0,40 (Reforço)	0,40	0,75	0,138

Fonte: [86].

A diferença entre a aceleração nominal de pico e efetiva resultou de problemas no controle da mesa de vibração, em proximidade com a frequência própria da estrutura 1.

4.7. Frequências próprias da estrutura

A análise de sinais de ruído ambiental registado por geofones na estrutura permitiu uma avaliação preliminar da variação das frequências naturais da estrutura antes e após o transporte para a mesa sísmica e após a aplicação das massas que simulam as cargas variáveis sobre a estrutura. Como ilustra a Tabela 28, o transporte promoveu uma diminuição na frequência de 10%.

Na Tabela 29 estão identificados os primeiros modos de vibração da estrutura 1, recolhidos antes da realização de cada ensaio, a partir da oscilação a baixa intensidade da mesa sísmica[86].

Tabela 28: Frequência natural da estrutura para os primeiros três modos.

Modo de vibração	1º	2º	3º
	(Hz)	(Hz)	(Hz)
Antes do transporte	9,8	10,45	11,65
Após o transporte (sem massas)	7,85	8,85	9,85
Com Massas	7,70	8,65	9,55

Fonte: [86].

Tabela 29: Modos de vibração da estrutura 1.

Aceleração (g)	1º Modo	2º Modo	4º Modo	5º Modo	6º Modo	7º Modo
	(Hz)	(Hz)	(Hz)	(Hz)	(Hz)	(Hz)
0,05	7,35	8,65	12	14,65	19,8	24,85
0,10	7,3	8,7	12,35	14,6	19,55	24,6
0,20	7	8,75	11,85	14,25	19,8	24,6
0,30	6,65	8,3	11,35	14,2	18,9	24,15
0,40 (Reforço)	6,75	8,35	11,2	14,65	19,65	24,3

Fonte: [86].

4.8. Valores obtidos pelos acelerómetros

Após os vários ensaios experimentais, retirou-se de cada um deles os valores do acelerómetro M_{oeste} também designado por Mesa oeste e do acelerómetro M_{este} (Mesa este) que estavam inseridos na base da estrutura. Com recurso a um programa de cálculo automático foi possível determinar os deslocamentos e observar que os valores do acelerómetro M_{oeste} fornecem melhores resultados, mesmo comparados com uma média ponderada dos valores dos dois pontos. Desta forma usaram-se os valores do M_{oeste} para definir o sinal acelerométrico a introduzir na base da estrutura do modelo numérico. Dos três acelerogramas que se introduziram na base da estrutura do modelo numérico apenas é representado o último (0,40g), pois foi o único acelerograma aplicado ao modelo com os tirantes (ver Figura 42).

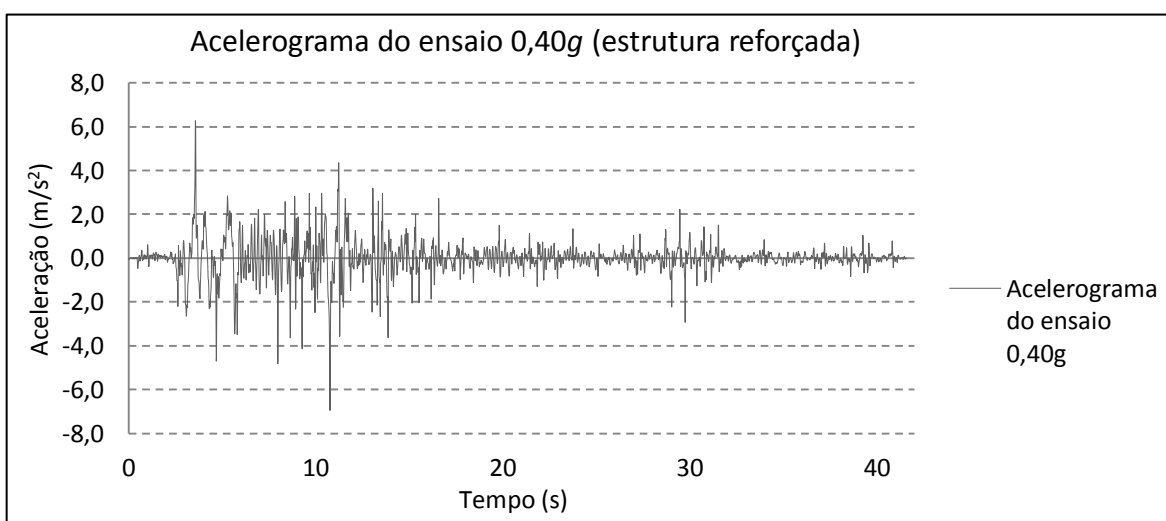


Figura 42: Acelerograma do ensaio de 0,40g utilizado na modelação numérica.

Após a identificação dos principais acelerogramas da respetiva estrutura ensaiada, prosseguiu-se para o desenvolvimento da investigação aplicada. Para a realização desse trabalho foi indispensável o recurso ao cálculo automático por via de diferentes programas. Inicialmente foram considerados três programas: o *Degtra*, o *Seismosignal* e o *Ansys*. Posteriormente optou-se apenas pelos resultados dos dois últimos programas. Recorreu-se ao programa *Seismosignal* para determinação dos deslocamentos respetivos e, depois, ao programa *Ansys* para avaliação do comportamento sísmico da estrutura por intermédio de um modelo numérico sujeita a várias simulações com os mesmos acelerogramas que foram utilizados na campanha experimental.

Capítulo 5

Avaliação da Vulnerabilidade Sísmica

5. AVALIAÇÃO DA VULNERABILIDADE SÍSMICA

No presente capítulo pretende-se realizar uma avaliação dos acelerogramas com recurso ao programa *Seismosignal* e uma avaliação do comportamento sísmico da estrutura 1 através do programa *Ansys*.

5.1. Avaliação dos acelerogramas do caso de estudo

A *Seismosoft* desenvolveu o *software Seismosignal* que permite calcular os deslocamentos respetivos a um determinado sinal de um acelerograma. No desenvolvimento deste trabalho optou-se pela utilização deste *software* que, embora seja um programa muito simples, permite converter os valores obtidos nos ensaios experimentais de acelerações (m/s^2), para deslocamentos (m). Com este intuito, realiza-se uma breve descrição e caracterização do programa, enquadra-se o método de cálculo utilizado e por fim identificam-se os parâmetros adotados para realizar a conversão dos valores. De acordo com os deslocamentos obtidos para cada ensaio foi possível realizar a respetiva análise e discussão de resultados.

5.1.1. Caracterização do programa *Seismosignal*

A *Seismosoft* foi fundada em 2002 com o objetivo de dotar a comunidade de engenharia sísmica de poderosas ferramentas analíticas, sendo na atualidade reconhecida como uma empresa líder neste campo. Teve sempre como foco não só o avanço técnico, mas também a facilidade de utilização das ferramentas, por forma a facilitar a adoção efetiva e emprego deste *software* tanto por parte de utilizadores amadores como por profissionais qualificados da área. Como resultado, as suas aplicações de *software* são solicitadas a uma taxa de 1000 downloads por mês, em mais de 110 países. Ao disponibilizar a todos os interessados as ferramentas e os métodos de engenharia sísmica de excelência técnica, mas também de eficiência e facilidade de utilização, a *Seismosoft* espera contribuir de alguma forma, mesmo que modestamente, para a busca contínua de uma maior mitigação dos riscos que os terremotos representam para a humanidade.

O *Seismosignal* é um programa capaz de ler acelerogramas e, através da dupla integração, determinar os respetivos deslocamentos. Este programa, inicialmente, pode aplicar uma correção de linha de base. Em última análise, o programa realiza a filtragem de frequências indesejadas do sinal dado. Existem três tipos de filtros clássicos: o *Butherword*, o *Chebyshev* e o *Bessel*, todos eles capazes de realizar filtragem do tipo *highpass*, *lowpass*, *bandpass* ou *bandstop*.

Devido à sua plena integração com o ambiente do *Windows*, o *Seismosignal* lê os valores dos sinais dos acelerogramas guardados em colunas. Esta ferramenta permite ainda copiar para qualquer aplicativo do *Windows* (por exemplo, *excel*, *word*, bloco notas) tanto resultados numéricos como resultados gráficos, sendo que o separador decimal adotado por este programa é o ponto [87].

5.1.2. Método de cálculo

Numa primeira fase, antes da leitura pelo programa *Seismosignal* do sinal registado em cada um dos acelerómetros instalados na estrutura 1, optou-se por converter as unidades dos dados fornecidos de *g* para m/s^2 , com o auxílio do programa *excel*. Com os sinais em m/s^2 foi possível utilizar o programa *Degtra* (programa espanhol) e o *Seismosignal*. No cômputo geral, considerou-se o programa espanhol desatualizado (menos interativo e mais complexo), fornecendo resultados próximos dos alcançados pelo programa *Seismosignal*. Por conseguinte, optou-se apenas pela utilização dos resultados do *Seismosignal*.

Concluída a conversão de cada sinal acelerométrico foi possível passar à introdução destes no programa com a respetiva coerência de unidades (m/s^2 para as acelerações, *m/s* para as velocidades e *m* para os deslocamentos). Como se trata de ensaios à escala real ao longo do trabalho optou-se por usar como unidades o metro (*m*) e o segundo (*s*).

Introduzidos os sinais no programa, este realiza uma correção das acelerações aquando da aplicação da correção de linha de base. Esta correção consiste em (i) determinar, através da regressão linear (método dos mínimos desvios quadrados), a curva polinomial que melhor encaixa os pares de valores tempo-aceleração e, em seguida, (ii) subtrair o valor da aceleração real aos seus valores homólogos correspondentes obtidos da equação da derivada da regressão, resultando assim desta forma a correção. O programa permite

escolher entre diferentes polinômios, podendo estes ser de grau zero, ou seja, constante, linear, quadráticos ou cúbicos, sendo o polinômio padrão o polinômio linear.

Informações adicionais sobre a correção de linhas de base podem ser encontradas no trabalho de Boore [88].

Posteriormente, define-se o tipo de filtro a usar sobre o sinal, de modo a que no final o programa possa calcular as velocidades e os deslocamentos, obtidos através da integração simples e dupla, respetivamente (utilizando a regra trapezoidal).

O filtro serve para remover parte das frequências indesejadas do sinal determinado. Ao escolher o filtro *Lowpass*, este irá eliminar as frequências inferiores a uma frequência de corte definida pelo utilizador. No caso do uso do filtro *Highpass*, este apenas permite a passagem de frequências superiores à frequência de corte. Por sua vez, o filtro *Bandpass* elimina todo o sinal que não se enquadre no intervalo definido pelo utilizador. Por último, o filtro *Bandstop* exclui todas as frequências que se encontram dentro do intervalo também definido pelo utilizador. Note-se que, atualmente, o filtro satura aos 50Hz, o que significa que a definição de uma frequência de corte superior a esse valor não terá qualquer efeito nos resultados.

A par destes quatro tipos de filtros, existem outros três tipos de filtros clássicos, homólogos aos primeiros mas apresentando um conjunto de características de filtragem diferentes que minimizam os requisitos de computação necessários. Estes filtros são inicialmente concebidos em formato similar e posteriormente transformados numa versão digital através de uma transformação bilinear, de modo a superar a atual impossibilidade de desenhar diretamente os filtros digitais. O *software* induz o utilizador a aplicar o filtro do tipo *Butterworth*, que apresenta uma resposta completamente plana na banda passante, ou seja, não apresenta nenhum desvio da unidade por comparação a um filtro do tipo *Chebyshev*. É importante ter em atenção que a resposta, quando facultada digitalmente, introduz frequências de atraso no sinal filtrado. Este motivo justifica máximo cuidado no seu emprego [87].

5.1.3. Parâmetros adotados

Através dos ensaios realizados na construção em análise foi possível obter um sinal com 2490 valores de cada acelerómetro instalado na estrutura para os ensaios 0,05g,

0,20g, 0,30g e 0,40g, este último ensaiado na construção com reforço, como foi mencionado anteriormente. Foi ainda possível obter um sinal com 2460 valores dos acelerómetros instalados na construção para o ensaio 0,10g. De todos os acelerómetros instalados na estrutura, apenas 15 deles foram utilizados na recolha dos respetivos sinais. Os parâmetros adotados na introdução de cada sinal no programa foram de 0,01667 segundos (respetivo a 60Hz) para o intervalo de integração, e de 1,0 para o fator escalar, como se pode ver pela Figura 43.

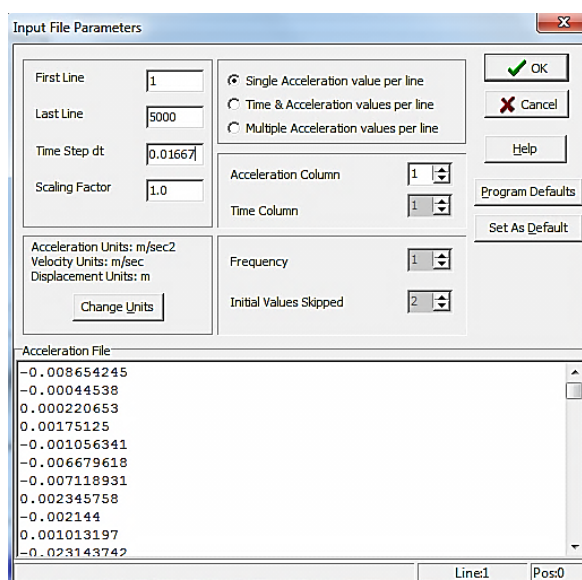


Figura 43: Identificação dos parâmetros adotados ao introduzir os sinais acelerométricos.

Para cada sinal foram adotados os filtros do tipo *Butterworth*, como explicado anteriormente, e ainda o filtro *Bandpass* de ordem três. Ao adotar uma configuração do tipo *Bandpass* é possível excluir todas as frequências que não se encontram dentro de um intervalo definido pelo utilizador, sendo o valor da frequência de corte do limite inferior do intervalo definido pelo símbolo *Freq 1* e o valor da frequência de corte do limite superior do intervalo definido pelo símbolo *Freq 2*, como ilustra a Figura 44. Admite-se para a frequência de corte do limite superior (*Freq 2*) o valor de 30,0Hz e para a frequência de corte do limite inferior (*Freq 1*) dois valores, de 0,10Hz e 0,30Hz (ver Figura 44). Como um dos principais objetivos deste tipo de configuração consiste na eliminação das frequências inferiores ao valor da frequência de corte do limite inferior (todas as frequências associadas aos erros dos equipamentos eletrónicos e dos erros/deficiências do próprio equipamento que suporta e movimenta a estrutura) e como se revela difícil a

definição deste limite, optou-se pela atribuição de dois valores ponderados, para posteriormente se averiguar qual dos valores melhor representa a realidade.

Figura 44: Identificação do tipo de filtro e respetivo polinómio da correção da linha de base.

Ao admitir estes parâmetros pôde-se proceder ao cálculo dos deslocamentos.

5.1.4. Cálculo de deslocamentos

Como se referiu anteriormente, neste ensaio experimental utilizaram-se no total 15 pontos de leitura distintos na estrutura para registar as respetivas acelerações em duas direções. Na direção do movimento da mesa sísmica (XX) consideraram-se 11 pontos de controlo, nomeadamente, L, M_{este} , M_{oeste} , N, Q, R, S, T, U e K=(F) (ver Figura 40). Os valores do último acelerómetro (K) foram substituído pelos do acelerómetro F, uma vez que os dados registados em K eram inconsistentes. Por outro lado, na direção perpendicular ao movimento da mesa (YY), apenas se optou pelos seguintes pontos: A, C, E, G e U (5 pontos de controlo como indica a Figura 40).

Através da metodologia de cálculo supracitada, com recurso ao *Seismosignal* determinaram-se os deslocamentos em cada um dos pontos com as respetivas direções. Após o cálculo dos deslocamentos associados a cada um dos acelerogramas (deslocamentos absolutos), determinou-se a média aritmética dos dois deslocamentos registados pelos dois acelerómetros instalados na base da estrutura (M_{este} e M_{oeste}). Ao subtrair a média dos deslocamentos registados na base aos deslocamentos absolutos de cada ponto de controlo instalado nas paredes de alvenaria e na cobertura, é possível alcançar os deslocamentos relativos à base da construção. De acordo com os

deslocamentos relativos à base, de cada ponto de controlo, é possível avaliar o comportamento das alvenarias face às solicitações a que foram sujeitas.

A Figura 45 com valor da frequência de corte do limite inferior (*Freq 1*) igual a 0,1Hz e a Figura 46 com um valor da frequência de corte do limite inferior (*Freq 1*) igual a 0,3Hz, representam os deslocamentos dos pontos de controlo com direção do movimento da mesa sísmica (XX), para o acelerograma 0,05g. Como é perceptível pelos gráficos da Figura 45 e da Figura 46, a alteração do valor da frequência do limite inferior do intervalo (*Freq 1*), promove uma filtragem do sinal bastante significativa entre ambas as situações, uma vez que o valor do pico da amplitude dos deslocamentos muda, consideravelmente, de acordo com o valor da frequência de corte, isto é, quanto mais se filtra o sinal menor é a amplitude de deslocamentos. Não obstante, melhora-se a qualidade da curva dos deslocamentos de acordo com a realidade.

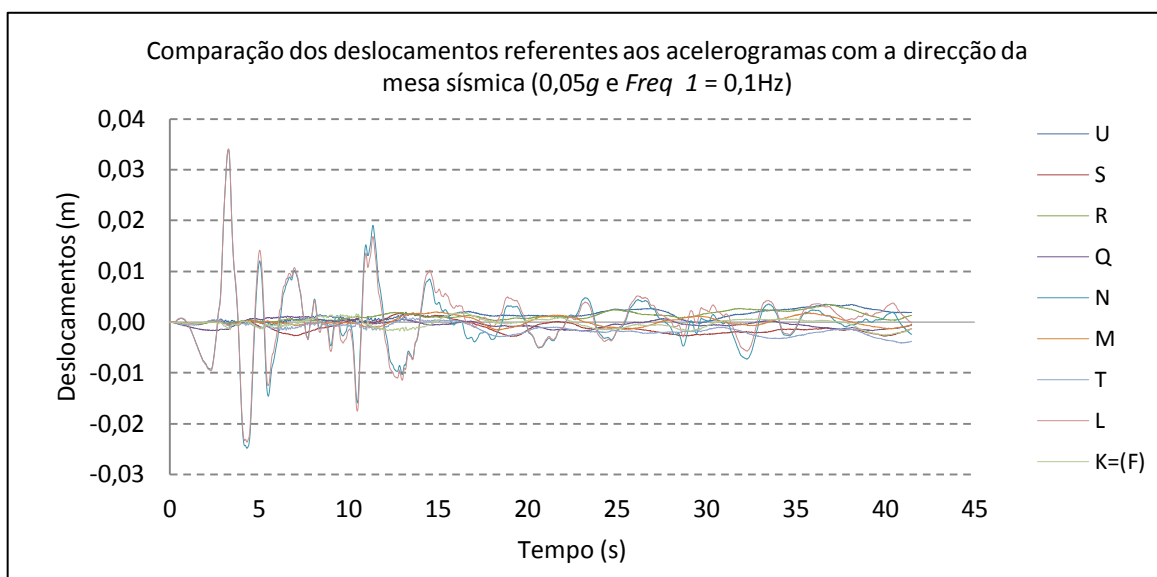


Figura 45: Representação gráfica dos deslocamentos das paredes na direção sísmica para um sinal de 0,05g (*Freq 1* = 0,1Hz).

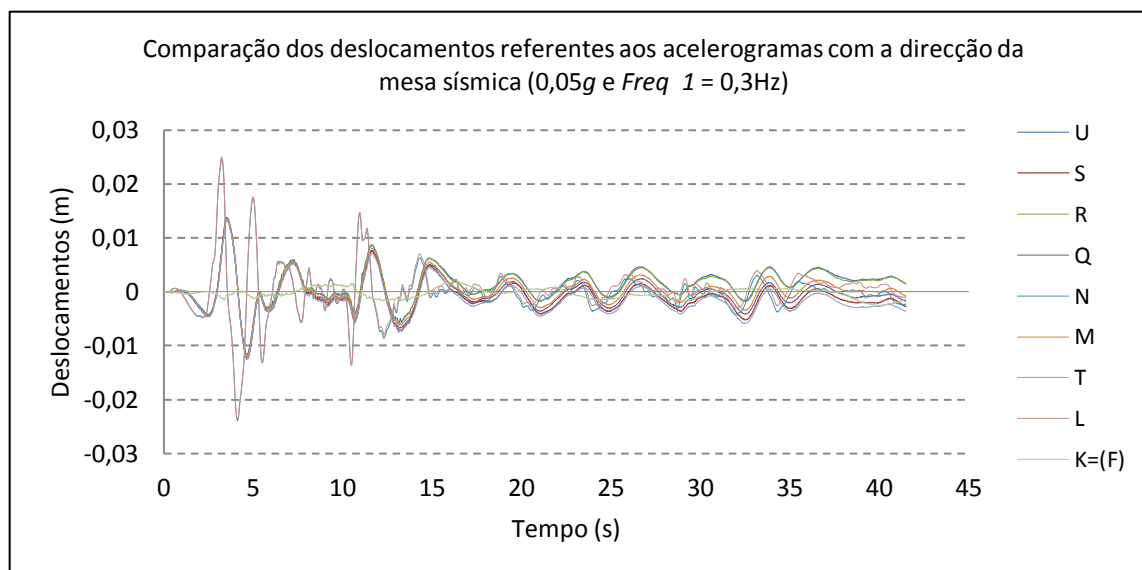


Figura 46: Representação gráfica dos deslocamentos das paredes na direção sísmica para um sinal de 0,05g (Freq 1 = 0,3Hz).

5.1.5. Análise dos resultados

Após a determinação dos deslocamentos relativos de todos os pontos de controlo pode-se constatar que o aumento da intensidade da aceleração nos ensaios sucessivos, resultou em aberturas superiores das fissuras, como consequência do aumento dos deslocamentos e das tensões máximas instaladas. Contudo, no último ensaio, embora com maiores solicitações sobre a estrutura, verificou-se que a presença dos tirantes vieram auxiliar a ligação entre as paredes ortogonais, tendo inclusive corrigido algumas fissuras. Foi possível assim constatar que a parede sem aberturas (fachada sul) foi sempre a que apresentou deslocamentos superiores relativos à base.

No caso dos ensaios com os acelerogramas 0,05g e 0,10g, a construção não apresentou deslocamentos máximos relativos importantes para a estrutura (6,8cm na fachada sul e 0,5cm nas restantes).

Os dois acelerogramas seguintes (0,20g e 0,30g) apresentaram um acréscimo interessante dos deslocamentos máximos e dos deslocamentos residuais relativos. A parede sul apresentou um deslocamento máximo ao nível da cobertura de 14,1cm e um deslocamento residual de 1,1cm. No entanto, parede norte apresentou um deslocamento máximo ao nível da cobertura de 6,0cm e um deslocamento residual de apenas 2mm, para o acelerograma 0,20g. No ensaio experimental com o acelerograma 0,30g, a parede sul apresentou um deslocamento máximo ao nível da cobertura de 22,1cm e um

deslocamento residual máximo de 1,7cm, enquanto a parede norte apresentou um deslocamento máximo ao nível da cobertura de 9,8cm e um deslocamento residual máximo de 1,1cm. Nas restantes paredes, uma vez que são longitudinais, não sofreram tantos deslocamentos como se pode constatar pelos resultados apresentados na Tabela 30 e na Tabela 31.

O facto de ambos os valores, do deslocamento máximo e do deslocamento residual máximo da parede sul, terem aumentado consideravelmente de um ensaio para o outro, serve de indicativo para a forte probabilidade de ocorrência de fissuração ao nível da cobertura, como se veio a verificar no final do ensaio experimental da construção para 0,40g.

Por outro lado, a fachada norte, embora apresente um aumento considerável do deslocamento máximo do ensaio 0,20g para 0,30g, revela um acréscimo de deslocamento residual máximo muito superior. Esta situação permite concluir que se trata de uma fachada com grande instabilidade, podendo mesmo indiciar uma possível rotura parcial da estrutura, como aliás veio a acontecer no ensaio experimental para 0,40g, com a parte superior da parede norte e parte parcial das paredes oeste e este.

Por comparação, a parede sul demonstra maior capacidade de absorção das solicitações imposta sem colapsar que a parede norte, uma vez que se trata de uma parede sem aberturas.

Tabela 30: Resultados dos deslocamentos para o acelerograma 0,20g.

Deslocamentos relativos em módulo (m)	Pontos de controlo									
	Cumeeira	Parede este			Parede oeste		Parede norte		Parede sul	
	U	S	R	T	Q	K=(F)	M	L	N	
Freq 1 = 0,3Hz	Máximo	0,007	0,056	0,057	0,059	0,058	0,060	0,056	0,098	0,099
	Residual	0,004	0,002	0,003	0,002	0,002	0,004	0,002	0,007	0,009
Freq 1 = 0,1Hz	Máximo	0,007	0,004	0,008	0,007	0,007	0,009	0,006	0,141	0,137
	Residual	0,004	0,001	0,006	0,001	0,005	0,001	0,000	0,005	0,011

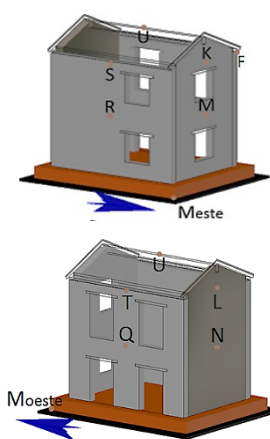
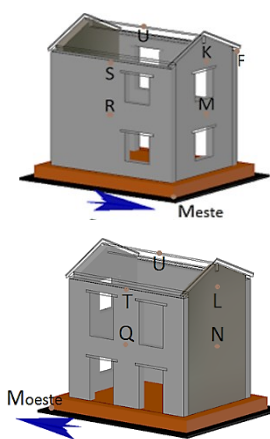


Tabela 31: Resultados dos deslocamentos para o acelerograma 0,30g.

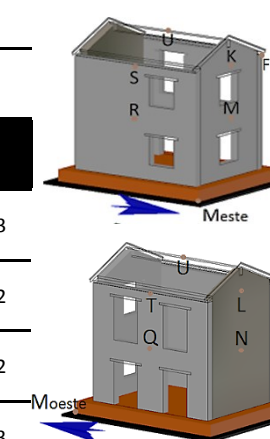
Deslocamentos relativos em módulo (m)	Pontos de controlo									
	Cumeeira	Parede este			Parede oeste		Parede norte		Parede sul	
	U	S	R	T	Q	K=(F)	M	L	N	
<i>Freq 1 = 0,3Hz</i>										
Máximo	0,095	0,087	0,087	0,095	0,091	0,098	0,087	0,153	0,150	
Residual	0,012	0,001	0,003	0,011	0,001	0,009	0,011	0,009	0,018	
<i>Freq 1 = 0,1Hz</i>										
Máximo	0,024	0,006	0,007	0,020	0,011	0,031	0,017	0,221	0,211	
Residual	0,011	0,002	0,002	0,011	0,003	0,010	0,010	0,003	0,017	



No último ensaio com a construção reforçada, verificou-se o aparecimento das fissuras, sobretudo ao nível das padieiras, dos cantos inferiores das aberturas e da cobertura. No entanto, neste ensaio, as fissuras ocorridas encontram-se mais distribuídas por toda a estrutura, à mercê da melhor ligação entre os painéis ortogonais que o reforço dos tirantes possibilitou. Segundo os valores da Tabela 32, é possível constatar maiores deslocamentos nas paredes de ambas as direções, comparativamente com os resultados dos deslocamentos das tabelas anteriores. Contudo, os valores dos deslocamentos do ensaio 0,40g apresentam menor discrepância entre as paredes ortogonais face aos valores do ensaio 0,30g. Resta referir que a ilustração que acompanha a tabela, não corresponde ao modelo com reforço, pois as imagens apenas servem como auxílio na identificação dos pontos de controlo na construção.

Tabela 32: Resultados dos deslocamentos para o acelerograma 0,40g.

Deslocamentos relativos em módulo (m)	Pontos de controlo									
	Cumeeira	Parede este			Parede oeste		Parede norte		Parede sul	
	U	S	R	T	Q	K=(F)	M	L	N	
<i>Freq 1 = 0,3Hz</i>										
Máximo	0,149	0,022	0,123	0,146	0,130	0,150	0,126	0,235	0,223	
Residual	0,003	0,000	0,005	0,009	0,004	0,012	0,001	0,014	0,022	
<i>Freq 1 = 0,1Hz</i>										
Máximo	0,071	0,022	0,013	0,073	0,019	0,066	0,028	0,305	0,302	
Residual	0,003	0,000	0,002	0,008	0,004	0,011	0,004	0,004	0,023	



Concluída a análise dos deslocamentos face aos valores dos acelerogramas disponibilizados, apresenta-se no próximo subcapítulo a análise da vulnerabilidade do caso de estudo com recurso ao programa *Ansys*.

5.2. Modelo numérico do caso de estudo

Pretende-se com este subcapítulo realizar uma breve caracterização do *software* utilizado para a construção do modelo numérico, assim como, da metodologia de análise e dos parâmetros adotados. Concluída esta parte introdutória, desenvolve-se depois o modelo numérico e retira-se da sua aplicação as respetivas conclusões.

5.2.1. Caracterização do programa *Ansys*

A ferramenta de cálculo automático *Ansys* é, atualmente, um dos programas de cálculo com maior capacidade e fiabilidade em todas as áreas, não se limitando ao domínio da engenharia civil, trabalha ao nível de outras ciências como a engenharia mecânica, engenharia aeroespacial ou a engenharia militar.

No decorrer do desenvolvimento deste estudo optou-se por utilizar este programa de forma a aproveitar ao máximo as suas capacidades na área da análise não linear dinâmica das estruturas.

5.2.2. Método de cálculo

A metodologia de cálculo do programa *Ansys* (interface *Workbench*) desenvolve-se ao longo de uma serie de pontos, tais como:

- Construção da geometria do modelo numérico;
- Definição das propriedades mecânicas de todos os materiais introduzidos na geometria;
- Verificação/identificação da convergência/qualidade da malha;
- Calibração do modelo através das frequências e tensões usando um sistema de análise modal;
- Introdução das forças exteriores;
- Escolha dos parâmetros de cálculo;
- Obtenção dos resultados usando um sistema de análise transiente.

De seguida apresenta-se uma descrição detalhada de cada passo utilizado no programa para o desenvolvimento deste trabalho.

5.2.2.1. Construção da geometria do modelo numérico e definição das características dos materiais

Construção do modelo numérico

Numa primeira fase, com o intuito de calibrar os modos de vibração da estrutura com base nos valores disponibilizados pelos ensaios experimentais, construiu-se a geometria do modelo numérico contabilizando apenas as paredes, as padieiras, as vigas do pavimento intermédio e da cumeeira, considerando-se que todos os elementos são compostos por elementos de volume, como ilustra a Figura 47. As quatro paredes são um único elemento de volume, uniforme e sem divisões.

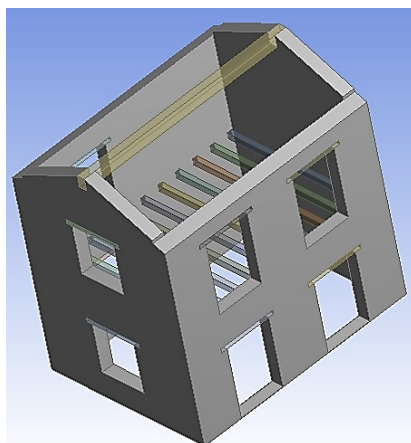


Figura 47: Geometria da estrutura a modelar numa fase inicial.

Após várias simulações na tentativa de calibrar o modelo adotou-se uma estrutura com paredes, padieiras, vigas do pavimento intermédio, cumeeira, madres, pranchas, blocos de sobrecarga (0,10x0,60x0,60) ao nível do pavimento e sobrecargas em cada uma das madres da cobertura, como representado na Figura 48.

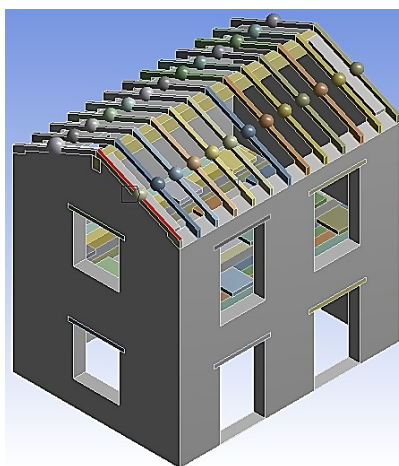


Figura 48: Geometria final do modelo numérico.

Para calibrar o modelo tentou-se ainda adicionar as pranchas do forro da cobertura. No entanto, devido às dificuldades inerentes de representação de acordo com a realidade, optou-se pela simples aplicação das madres. É particularmente difícil simular a fixação das pranchas com as madres por intermédio de pregos pontualmente, o que inviabiliza a sua aplicação. Relativamente às pranchas ao nível do pavimento, uma vez que estas se encontram localizadas entre quatro paredes, não originam problemas de deslize.

Na última simulação do presente trabalho de investigação adicionou-se um reforço com quatro tirantes ao nível da cobertura e os outros quatro ao nível do pavimento ao modelo numérico inicial, como ilustra a Figura 49. Uma vez que se usou uma estrutura simplificada, só com madres, não houve necessidade de aplicar os tirantes cruzados ao nível da cobertura, como foi feito no ensaio real.

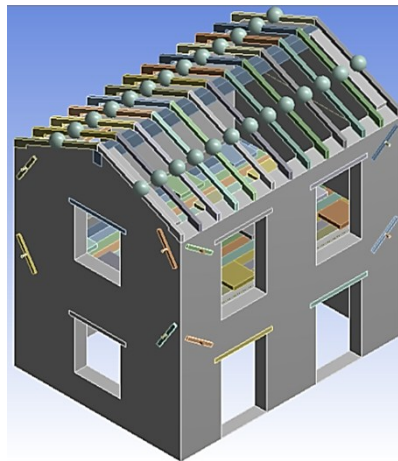


Figura 49: Geometria do modelo numérico com o reforço para a última simulação.

Propriedades mecânicas dos materiais

Definem-se, de seguida, as características mecânicas dos elementos constituintes da construção com base nos valores tabelados no Capítulo 4. Optou-se numa primeira fase pela definição de dois elementos distintos: a “alvenaria” para as paredes em pedra e a “madeira” para as padieiras, as pranchas, as madres e as vigas. Relativamente à “alvenaria” em pedra, atribui-se um valor determinado em laboratório para o seu peso volúmico de 1835kg/m^3 e para o coeficiente de poisson de 0,25. De acordo com Magenes *et al.* [75], os valores para a resistência à compressão e à tração são respetivamente 3280kPa e 137kPa e o módulo de elasticidade é de 2550MPa. Todas as simulações têm por base estas cinco propriedades mecânicas da alvenaria, o que transforma o modelo num corpo com comportamento elástico linear.

As vigas do pavimento e da cumeeira, bem como as padieiras são elementos em madeira de pinho de classe de resistência média (resinosa - C20), daí a adoção das mesmas características mecânicas nos vários elementos, no caso da densidade 390kg/m^3 , do módulo de elasticidade 9500MPa, do coeficiente de poisson 0,32 e das tensões de resistência à compressão e à tração, respetivamente 12MPa e 20MPa [89].

Numa fase final da calibração do modelo, com recurso à análise modal, adicionaram-se os blocos de sobrecarga com uma densidade de $5555,7\text{kg/m}^3$, equivalente ao volume adotado e distribuído em dezasseis pontos, perfazendo um total de 3,2ton de acordo com o ensaio experimental.

Acrescentou-se por fim sobrecargas em cada uma das madres, em forma de massas concentradas no centro de gravidade da face superior de cada uma delas. O cálculo da massa exercida em cada madre proveniente do forro de apoio das telhas e das próprias telhas seguiu a metodologia seguidamente apresentada. Segundo a Figura 50, são identificadas duas áreas de influência, uma área a azul e outra a área a verde, cada uma corresponde a uma vertente da estrutura. Cada área de influência da cobertura descarrega diretamente sobre uma viga do rincão e na viga da cumeeira por intermédio de 13 madres.

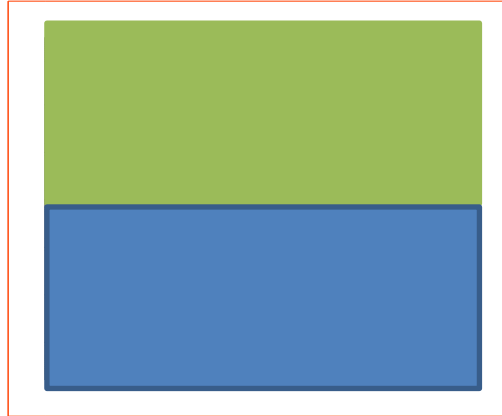


Figura 50: Representação da área de influência de cada vertente inclinada da cobertura.

Sabendo que cada vertente inclinada da cobertura tem 6,58m de comprimento e 2,66m de largura em corte (ver Figura 51), é possível determinar a área correspondente a $17,50\text{m}^2$. Segundo as tabelas técnicas da empresa Coelho da Silva (Juncal), o peso de uma telha do tipo Marselha é de 3,7kg e por cada 1m^2 de cobertura existem 12 telhas. Logo cada vertente da cobertura tem um peso total em telhas de 777,1kg. A massa do forro em madeira tem 3cm, o que perfaz um total de 204,78kg de massa, uma vez que foi adotado uma massa volúmica para a madeira de $390\text{kg}/\text{m}^3$. Sendo assim, a massa exercida em cada uma das madres é 75,5kg.



Figura 51: Identificação das dimensões da cobertura no alçado norte.

Os restantes materiais, tais como as pranchas/tábuas ao nível do pavimento e as madres, têm as mesmas propriedades que os restantes elementos em madeira.

Para o último ensaio experimental (0,40g) utilizou-se um reforço com tirantes em aço de construção com densidade de 7850kg/m^3 , coeficiente de poisson de 0,3, módulo de elasticidade de 210GPa e tensão resistente última à tração e compressão de 640MPa de acordo com as tabelas técnicas [90] e segundo dados fornecidos pelo laboratório EUCENTRE.

Todavia, tratando-se a alvenaria de um material com comportamento não linear, para a realização da análise dinâmica não linear, propôs-se o uso de outras propriedades mecânicas desenvolvidas pelo programa. As propriedades mecânicas eram características de materiais granulares e frágeis. Uma vez que existe um conhecimento limitado das propriedades mecânicas da alvenaria, face às incógnitas que cada modelo exige, só foi possível testar dois modelos. Os modelos utilizados foram, o *Drucker-Prager* e o *Extended Drucker-Prager*, pois ambos apresentam comportamentos adequados para a alvenaria. Os dois modelos são usados para representar o comportamento de solos secos, pedras, cerâmica e betão, onde se contabilizam fatores como o ângulo de atrito interno, a coesão e o ângulo de dilatância. O insucesso na convergência do modelo para estas propriedades não lineares promoveu o abandono dos modelos com estas propriedades, realizando-se deste modo análises dinâmicas com materiais de comportamentos lineares.

5.2.2.2. Calibração do modelo

O processo de calibração do modelo envolve diversas iterações, designadamente:

- Verificação da qualidade da malha;
- Alteração do módulo de elasticidade da alvenaria;
- Definição das características das ligações entre os vários elementos;
- Identificação dos modos de vibração para as diferentes provas;
- Avaliação das tensões normais ao nível da base.

5.2.2.2.1. Verificação da qualidade da malha

Para a calibração do modelo numérico, segundo as frequências da estrutura real, recorreu-se ao sistema de análise modal da interface *Workbench* do programa *Ansys*. Previamente à realização da simulação para obtenção das frequências, revelou-se necessário a definição de uma malha.

Nas simulações do primeiro modelo numérico, a malha consistiu em secções triangulares e quadrangulares, de modo a alcançar os resultados pretendidos. As geometrias, tetraédrica (4 nós), hexaédrica (8 nós) e *wedge* (8 nós) são as três geometrias adotadas pelo programa para definir os elementos de volume da malha. Para definir os elementos de área (interfaces de contacto) sugere-se a geometria triangular (3 nós) e quadrangular (4 nós). É a junção destas duas geometrias que promove a melhor qualidade da malha, conforme se pode comprovar através do *Mesh Metric* da interface *Finite Element Modeler* do programa *Ansys* (ver Figura 52).

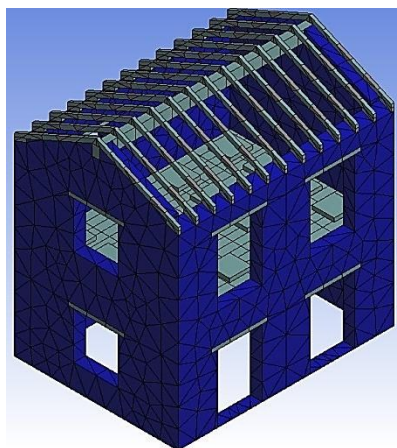


Figura 52: Representação da configuração final da malha adotada para o modelo numérico.

A opção *Mesh Metric* permite visualizar as informações métricas da malha e, assim, avaliar a sua qualidade. Após a criação de uma malha com secções de 0,5m de lado, pode-se optar por visualizar as informações sobre qualquer uma das opções seguintes: *Element Quality*, *Aspect Ratio*, *Jacobian Ratio*, *Warping Factor*, *Parallel Deviation*, *Maximum Corner Angle*, e *Skewness*. Para cada opção são identificados um valor: mínimo, máximo, médio e de desvio padrão, associados aos índices de cada opção. Consoante esses valores, é possível retirar ilações sobre a qualidade da malha. Considere-se, no entanto, que a malha resultante é sempre uma malha convergente [91].

No caso da opção *Element Quality* é atribuído um índice a cada elemento de volume da malha baseado na razão do seu volume pelo seu comprimento de aresta. Para elementos com valores próximos de um, constata-se a existência de elementos quadrangulares perfeitos. No caso de se aproximarem de zero indiciam a existência de elementos com arestas muito desproporcionais em termos de comprimento, ou seja, apresentam volumes muito pequenos, mas com seções de grande área. Face aos resultados da Figura 53, obtém-se uma média de índices de 0,59.

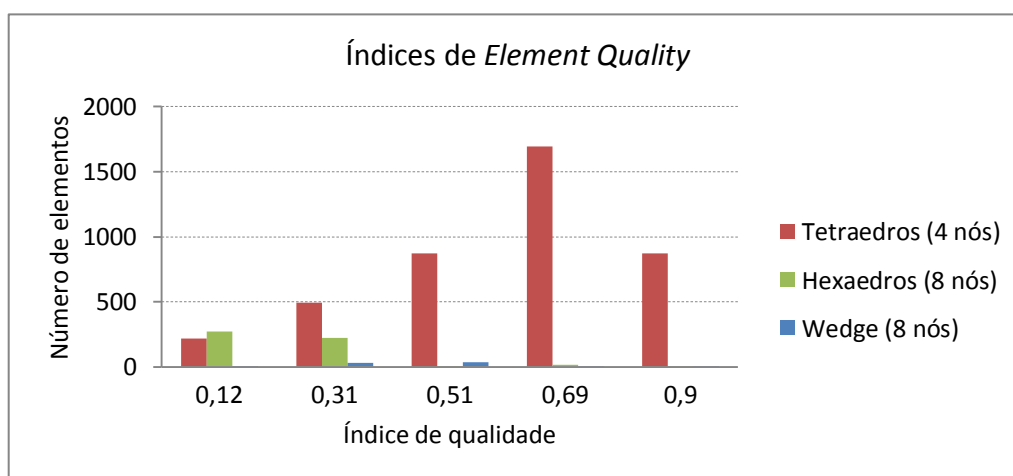


Figura 53: Representação por gráfico de barras da qualidade dos elementos da malha para o primeiro modelo – *Element Quality*.

A opção *Skewness* permite avaliar a proximidade das geometrias resultantes da malha às geometrias triangulares ou quadrangulares ditas perfeitamente geométricas. Sabendo que um índice de *skewness* próximo de zero, indica um elemento de excelente qualidade, comprova-se, pelo gráfico de barras da Figura 54, que mais de metade dos elementos têm índices inferiores a 0,5 (média dos índices 0,46), logo a malha definida é de qualidade razoável. De certo modo, o índice *skewness* consolida a opção *Element Quality*, uma vez que esta opção apresenta mais de metade dos elementos de volume com índices superiores a 0,5.

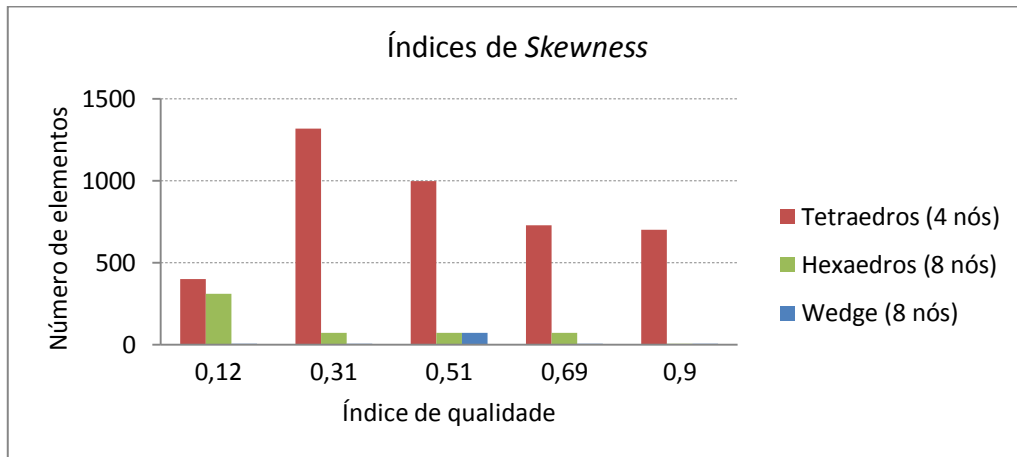


Figura 54: Representação por gráfico de barras da qualidade dos elementos da malha para o primeiro modelo – *Skewness*.

Numa análise detalhada aos elementos da estrutura, conclui-se que os elementos compridos (uma dimensão muito maior que as outras duas), nomeadamente as madres, as tábuas e as padieiras, promovem uma diminuição na qualidade da malha à medida que se aumenta o lado das secções.

Devido à extraordinária morosidade do período de cálculo, ao invés de se construir uma malha com secções de 0,3m de lado (ou inferior), que proporcionaria melhores resultados, aumentou-se o valor para 0,5m. Registe-se que a opção por construir secções inferiores a 0,5m tornar-se-ia mesmo impraticável, considerando o tempo de cálculo exigido e a memória ram necessária num equipamento para concluir o processo de cálculo. A título de contextualização, note-se que a criação de uma malha com secções de 0,5m demorou pelo menos 30 horas para correr a simulação final quando esta converge até ao último intervalo de integração.

A malha do último modelo foi definida com os elementos e as secções do modelo anterior. No entanto, diferem os seguintes aspetos: secções de 0,03m de lado para os elementos de malha que compõem os tirantes, secções de 0,10m de lado para os elementos de malha que constituem os apoios UPN 80 e secções de 0,5m de lado para os restantes elementos do modelo numérico (ver Figura 55). Embora a estrutura apresente um número superior de elementos com dimensões muito desproporcionais, como é o caso dos tirantes e respetivos apoios de fixação, uma vez que se considerou uma malha mais refinada nestes elementos, é natural que se tenha verificado ganho da qualidade da malha, por comparação à malha do modelo anterior.

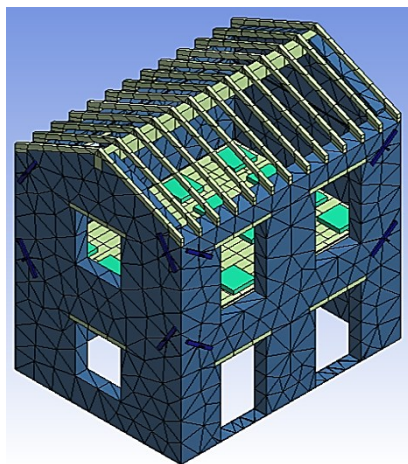


Figura 55: Representação da configuração final da malha adotada para o modelo reforçado.

O modelo numérico com o reforço de tirantes apresenta uma malha convergente e apreciável, face aos índices *Element Quality* e *Skewness* apresentados na Figura 56 e na Figura 57, respetivamente. Assim, como definido anteriormente, todos os índices *Element Quality* próximos de 1,0 e todos os índices *Skewness* próximos de 0 são indicativos de uma malha de excelente qualidade. Conforme testemunham os gráficos de barras que se seguem, as percentagens de elementos com volume idêntico estão associadas na maioria a índices acima do razoável. No caso dos índices *Element Quality* e índices *Skewness* com uma média de índices igual a 0,71 e a 0,40 respetivamente, indicam uma malha com qualidade acima do razoável. O refinar da malha dos novos elementos fez com que a média de ambos os índices melhorasse em comparação com as médias dos índices do modelo anterior.

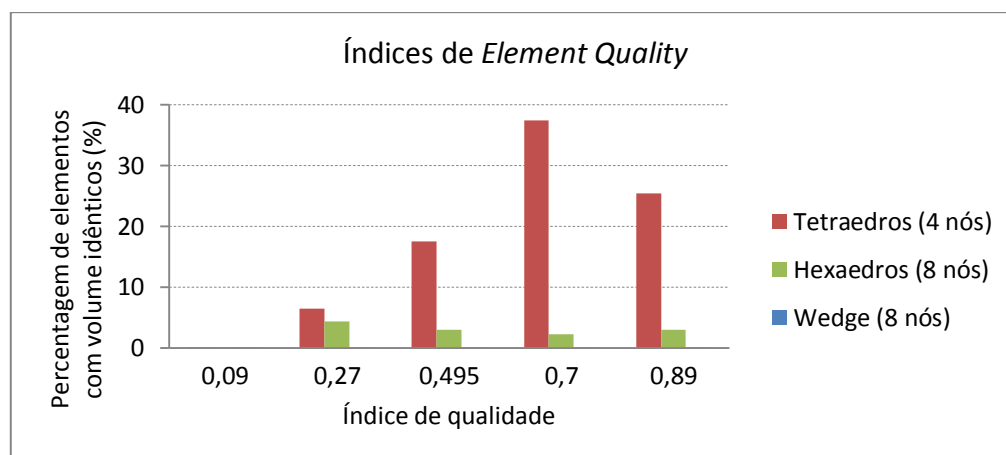


Figura 56: Representação por gráfico de barras da qualidade dos elementos da malha para o segundo modelo – *Element Quality*.

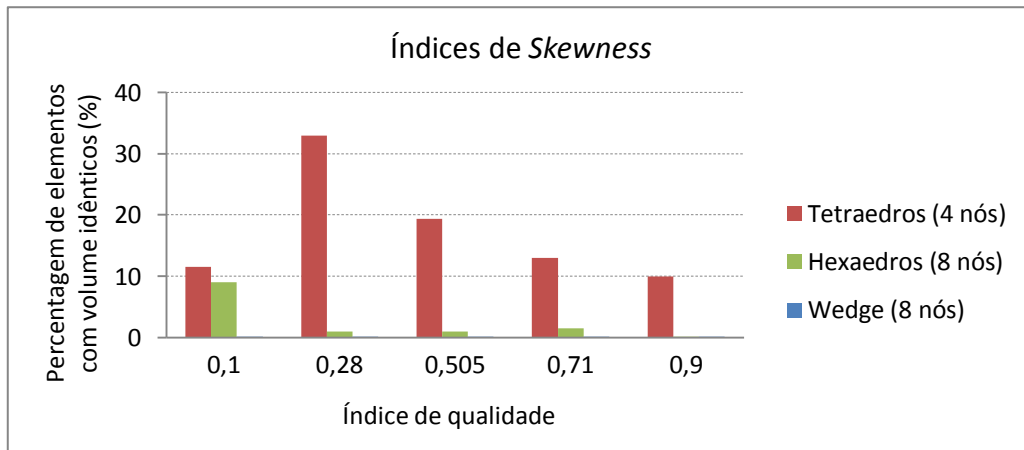


Figura 57: Representação por gráfico de barras da qualidade dos elementos da malha para o segundo modelo – *Skewness*.

Verificada a qualidade da malha de todos os elementos de volume, procedeu-se à introdução das restantes massas adicionais ao nível da cobertura, em forma de massas concentradas sobre o centro de gravidade da face superior de cada madre. A vantagem da utilização de massas, em vez de forças concentradas, reside no facto de as massas sofrerem influência das forças gravíticas e de qualquer aceleração que se promova na estrutura, o que não se verifica perante a aplicação de forças no mesmo local.

5.2.2.2. Alteração do módulo de elasticidade

Após a verificação da qualidade da malha no sistema *Finite Elemente Modeler*, procedeu-se à análise dos modos de vibração num outro sistema, denominado sistema *modal (Ansys)*.

No sistema *modal*, adicionaram-se inicialmente os apoios na base da estrutura de acordo com a realidade do ensaio experimental (fixo à translação e livre à rotação nos três eixos) e, de seguida, simulou-se a estrutura para a obtenção dos seus modos de vibração. Conseguídos os modos de vibração para a estrutura numa fase inicial (paredes, vigas de pavimento e cumeeira), pôde-se constatar que os mesmos não estavam de acordo com a realidade. Assim, optou-se por adicionar primeiramente as tábuas e os blocos de sobrecarga ao nível do piso intermédio e, numa fase posterior, as madres ao nível da cobertura e respetivas massas.

Como se explicou anteriormente, preferiu-se não considerar as pranchas ao nível da cobertura por questões de modelação das fixações entre as pranchas e as madres. Contudo, a adoção de uma geometria estrutural muito semelhante à real deu origem a um modelo muito rijo, ou seja, com valores de frequência (f) muito superiores aos reais. Decidiu-se, por conseguinte, alterar o valor inicial do módulo de elasticidade da alvenaria (2550MPa) para o valor de 870MPa. Partindo do princípio, que $E \approx f^2$ e que o valor da frequência obtida experimentalmente para o 1º modo foi de 7,35Hz, determinou-se o módulo elástico da construção final por intermédio de algumas iterações. Por fim, de modo a alcançar uma melhor calibração do modelo numérico, optou-se por controlar a rigidez das ligações do modelo de acordo com a realidade estrutural.

Na última simulação (0,40g) não foi necessário calibrar a estrutura. Uma vez que se desconhecem quais as zonas das paredes da construção que sofreram dano e quais as que foram reparadas, optou-se por utilizar as mesmas propriedades mecânica dos materiais e a mesma rigidez de ligações das simulações anteriores.

Qualquer alteração que se efetuasse ao nível deste dois fatores estaria a introduzir um erro e a transformar a estrutura numa realidade diferente daquela em que a construção foi, realmente, testada no último ensaio. Embora não seja coerente a utilização de um modelo sem dano, também não parece coerente do ponto de vista estrutural diminuir o modo de elasticidade da alvenaria, pois na realidade o dano e a fissura têm natureza

pontual e não distribuída uniformemente por toda a parede. Neste caso de estruturas, quando sujeitas a este tipo de ações, podem surgir grandes áreas de parede com fissuras mas que no entanto não comprometem a resistência estrutural da mesma, ou por outro lado, aparecerem pequenas zonas com fissuras localizadas mas profundas que comprometem a sua resistência estrutural.

5.2.2.2.3. Caracterização das interfaces adotadas

Perante as várias opções que o programa disponibiliza para definir o tipo de interface entre os elementos, optou-se apenas por dois tipos no primeiro modelo, nomeadamente, o *bonded* e o *frictional*.

Adotou-se o *frictional* para as interfaces entre as paredes da construção e as vigas, pois embora estas estejam encastradas no modelo numérico, na realidade o encastramento não é perfeito e consente algum deslizamento/rotação das vigas. A interface entre as paredes da estrutura e as tábuas também foi definida como *frictional*, pois ambas as faces no modelo numérico (e na realidade), apesar de estarem distanciadas em alguns milímetros entram em contacto em forma de atrito com as deformações da estrutura. Por fim, a interface entre os blocos de sobrecarga e as tábuas também foram definidas como *frictional*, visto o único impedimento de deslize dos blocos sobre as tábuas ser o atrito existente entre os dois elementos.

Todas as restantes interfaces foram definidas como *bonded*, uma vez que representam ligações fixas.

A ligação *frictional* permite definir um coeficiente de atrito que atribui um nível de rugosidade entre as superfícies dos elementos. Os valores dos coeficientes foram adotados de acordo com a realidade estrutural das interfaces, cujos valores se encontram indicados na Tabela 33. Atribuiu-se 0,2 para superfícies com muito atrito e 0,01 para superfícies de contacto em aberto, como o caso das paredes da estrutura e as tábuas e ainda para as superfícies que realizam a ligação entre as paredes da construção e as vigas, pois cada viga tem 10 faces em contacto, o que origina um nível de atrito elevado.

Para calibrar o modelo teve que se determinar primeiro a rigidez efetiva (real) para as várias interfaces de contacto entre a madeira e as paredes de alvenaria, uma vez que o valor adotado pelo programa para a rigidez destas ligações (1,0) é ficcional e não traduz a sua realidade estrutural. No processo de determinação da rigidez efetiva, adotou-se o valor de 1,0 (apresentado pelo programa) e variou-se o módulo de elasticidade da madeira até se conseguir calibrar a estrutura pelas frequências experimentais. Introduziu-se uma variação de 9,5GPa para 2GPa no módulo de elasticidade da madeira por forma a obter-se uma maior aproximação das frequências numéricas do 1º, 2º, 3º e 4º modo com as experimentais, o que se veio a traduzir numa redução de 80%. Desta forma conseguiu-

se encontrar a diferença necessária a aplicar no valor da rigidez das ligações, resultando um valor de rigidez de 0,2. É de salientar que se recorreu apenas à redução do módulo de elasticidade da madeira como método de determinação da rigidez efetiva, mantendo-se para todos os efeitos o valor fixo de 9,5GPa no módulo de elasticidade da madeira.

Uma vez constatado que a relação para definir o fator inicial da rigidez efetiva não é linear, foram atribuídos outros valores para diferentes ligações, nomeadamente 0,01 para as ligações entre padieiras e as paredes da construção (o que possibilitou definir melhor o 2º e 3º modo) e de 1,0 para as ligações entre as madres e a cumeeira e, ainda, entre os blocos e as tábuas, de acordo com a Tabela 33.

Tabela 33: Identificação das características das ligações do modelo para a simulação de 0,05g.

Interfaces	Tipo	Coeficiente de atrito	Rigidez da ligação
Parede – padieira	<i>Bonded</i>	-	0,01
Parede – viga	<i>Frictional</i>	0,01	0,2
Parede – madre	<i>Bonded</i>	-	0,2
Parede – tábua	<i>Frictional</i>	0,01	0,2
Parede – cumeeira	<i>Bonded</i>	-	0,2
Bloco – tábua	<i>Frictional</i>	0,2	1
Viga – tábua	<i>Bonded</i>	-	0,2
Madre - cumeeira	<i>Bonded</i>	-	1
Tábua – tábua	<i>Bonded</i>	-	0,2

Na simulação do modelo com a aplicação do reforço, apenas foi necessário definir as ligações *bonded* para as interfaces entre os perfis UPN 80/tirantes, UPN 80/parede da construção e UPN 80/porcas, acrescentar as ligações do tipo *frictionless* para as interfaces entre os tirantes e as paredes do modelo numérico, uma vez que estes dois elementos não entraram em contacto um com o outro no ensaio experimental devido às camisas de proteção.

5.2.2.2.4. Modos de vibração dos modelos numéricos

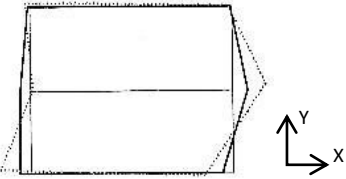
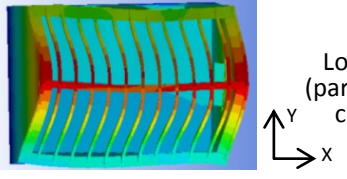
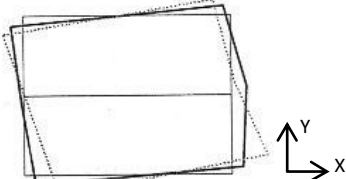
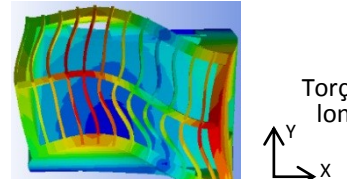
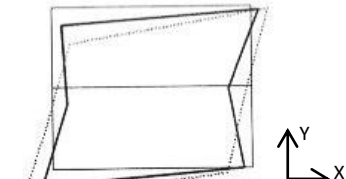
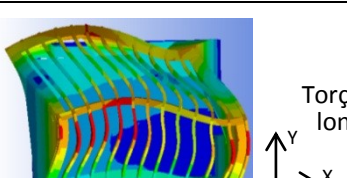
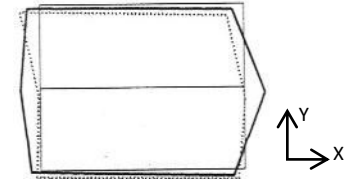
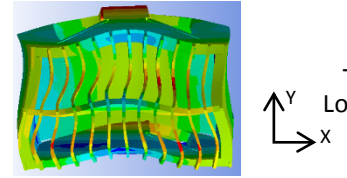
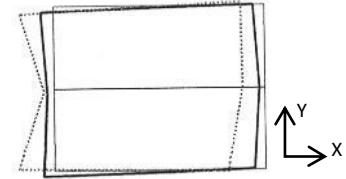
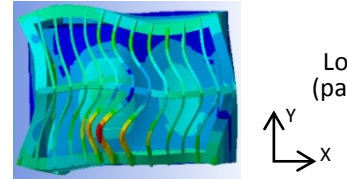
De acordo com Magenes *et al.* [86], os modos de vibração resultantes dos ensaios experimentais são do tipo longitudinal e torção, tanto ao nível local como ao nível global. Na calibração do modelo numérico com os modos experimentais apenas se utilizaram os modos globais, quer longitudinais quer de torção, excluindo-se os restantes modos numéricos, como o caso dos modos transversais e alguns modos locais. Desta forma, renumeraram-se ambos os modos de vibração (experimental e numérico) de acordo com os modos úteis para a calibração do modelo (ver Tabela 34).

Tabela 34: Modos de vibração adotados na calibração.

Modos experimentais		Modos numéricos	
Modos iniciais	Modos adotados	Modos iniciais correspondentes	Modos adotados
1º Modo	1º Modo	1º Modo	1º Modo
4º Modo	2º Modo	3º Modo	2º Modo
5º Modo	3º Modo	5º Modo	3º Modo
6º Modo	4º Modo	9º Modo	4º Modo
7º Modo	5º Modo	12º Modo	5º Modo

Na calibração da estrutura procurou-se alcançar um erro relativo inferior a 5% para os primeiros três modos, os modos com maior influência na resposta dinâmica da estrutura. Na Tabela 35 são identificados os resultados, tais como a correspondência entre os modos experimentais e numéricos, os respetivos valores, deformadas, tipos de modos e erros relativos associados a cada um. Pode-se ainda constatar que o modelo numérico tem os primeiros três modos de vibração com erros relativos inferiores a 5%, como pretendido. A Figura 58, Figura 59 e Figura 60 representam, respetivamente, os primeiros três tipos de modos de vibração do primeiro modelo numérico.

Tabela 35: Frequências resultantes do ensaio experimental e da análise numérica do primeiro ensaio experimental.

Ensaio Experimental				Modelo Numérico				Erro relativo (%)
Modo de vibração	Frequência (Hz)	Deformada	Tipo de modo de vibração	Modo de vibração correspondente	Frequência (Hz)	Deformada	Tipo de modo de vibração	
1º Modo	7,35		Longitudinal (parede oeste e cumeeira)	1º Modo	7,49		Longitudinal (parede oeste e cumeeira)	1,90
2º Modo	12,00		Torção (paredes longitudinais)	2º Modo	12,37		Torção (paredes longitudinais)	3,08
3º Modo	14,65		Torção (paredes longitudinais)	3º Modo	14,99		Torção (paredes longitudinais)	2,32
4º Modo	19,80		Longitudinal (parede este)	4º Modo	22,06		Torção + Longitudinal	11,41
5º Modo	24,85		Longitudinal (parede este e oeste)	5º Modo	26,08		Longitudinal (parede este e oeste)	7,85

Legenda:
 — Indeformada
 — Nível do pavimento
 - - - Nível da cobertura

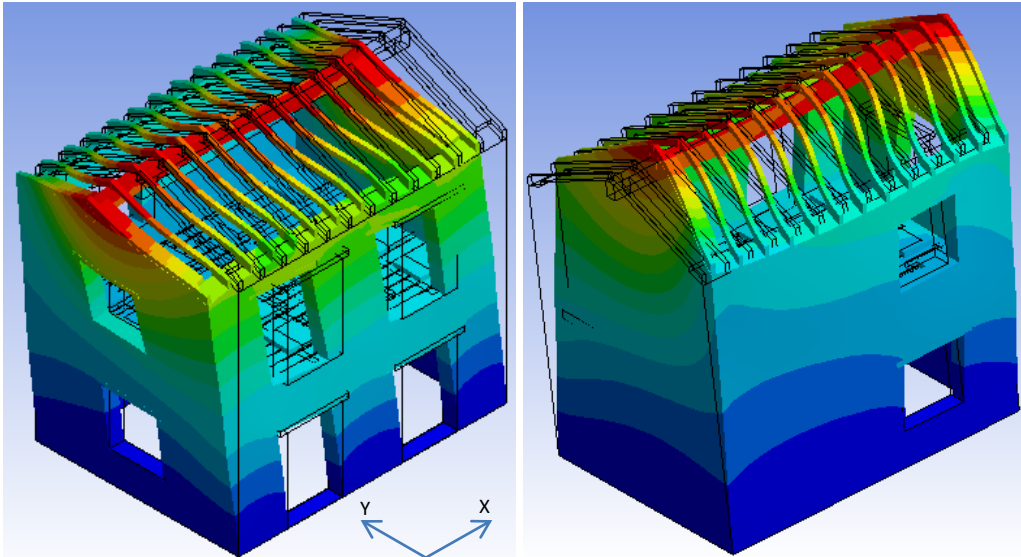


Figura 58: Representação do 1º modo de vibração.

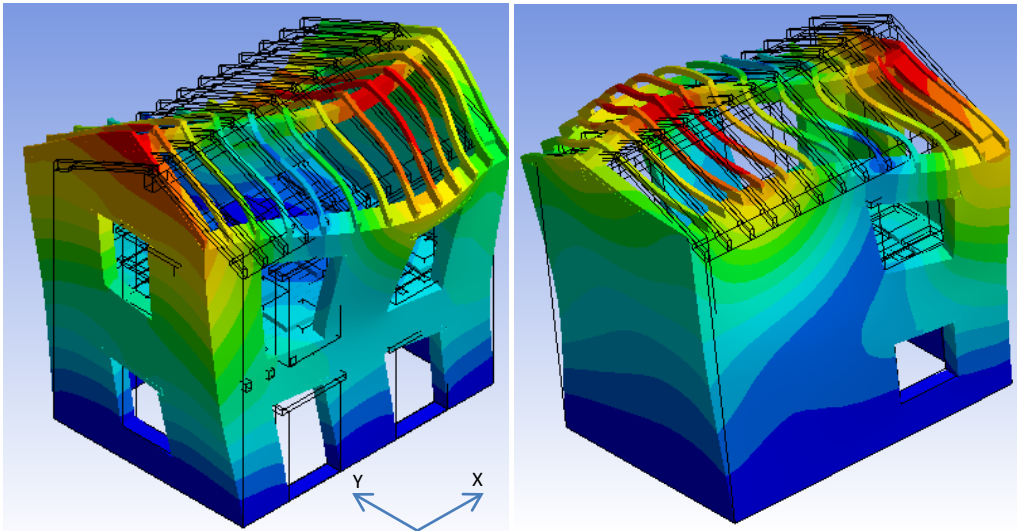


Figura 59: Representação do 2º modo de vibração.

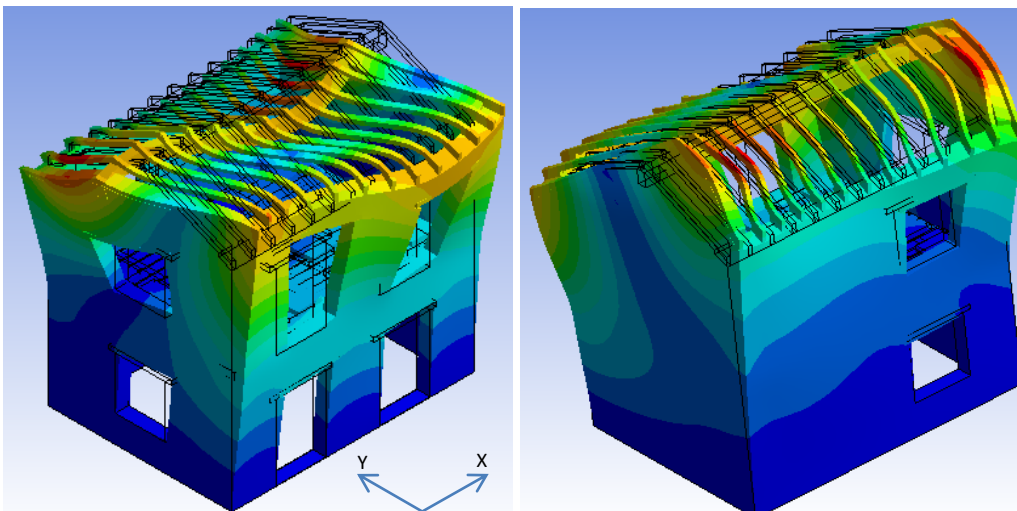


Figura 60: Representação do 3º modo de vibração.

Na última simulação (0,40g), utilizou-se a geometria do modelo numérico das simulações anteriores mas com um reforço de tirantes ao nível da cobertura e do pavimento, como explicado anteriormente.

Como indica a Tabela 36, a diferença entre as frequências dos primeiros dois modos do modelo numérico, antes e após a aplicação dos tirantes, é idêntica à diferença entre as frequências dos mesmos modos da estrutura 1 antes e após a aplicação dos respetivos tirantes de reforço.

Tabela 36: Diferenças dos modos de vibração com e sem reforço.

Modo de vibração	Frequência Experimental (Hz)		Diferença (%)	Frequência Numérica (Hz)		Diferença (%)
	s/ tirantes	c/ tirantes		s/ tirantes	c/ tirantes	
	1º Modo	6		6,75	0,75	
2º Modo	11	11,2	0,2	12,37	13,20	0,83
3º Modo	-	14,65	-	14,99	16,62	-
4º Modo	19,05	19,65	0,6	22,06	23,96	1,9
5º Modo	-	24,3	-	26,08	27,10	-

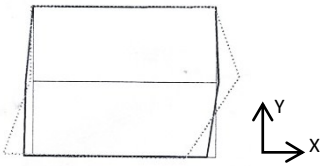
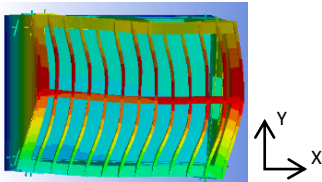
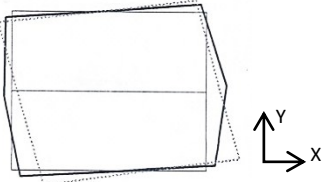
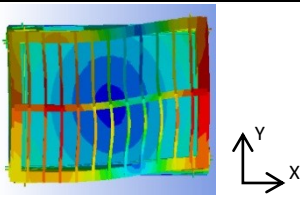
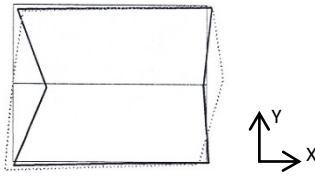
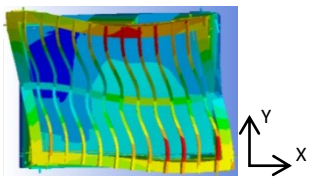
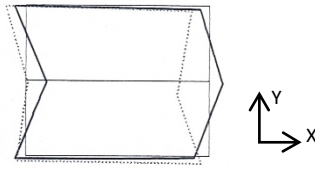
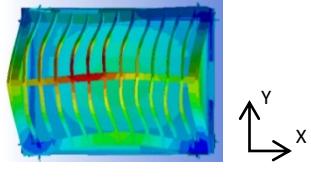
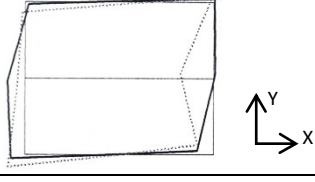
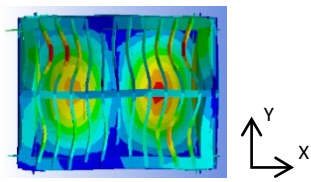
Fonte: Adaptado de [86].

Os resultados obtidos para as frequências de vibração, conforme expectável, foram superiores aos da estrutura sem os tirantes, o que naturalmente promoveu um erro relativo para cada modo de vibração superior aos 5% estipulados para a calibração do modelo, de acordo com a Tabela 37.

A Tabela 37 permite constatar que as elevadas deformadas que a estrutura 1 apresenta derivam essencialmente dos danos causados pelos ensaios experimentais realizados anteriormente. No entanto, contrariamente à estrutura 1, o modelo numérico com o reforço aumentou a sua rigidez inicial, uma vez que os tirantes não tinham como função reduzir e controlar qualquer fissura/dano que já existisse anteriormente, apenas teve como objetivo aumentar a ligação previamente existente entre as paredes ortogonais.

Os primeiros três modos de vibração do modelo numérico com reforço seguem a representação de Figura 61, Figura 62 e Figura 63, respetivamente.

Tabela 37: Frequências resultantes do ensaio experimental e da análise numérica do último ensaio experimental.

Modo de vibração	Ensaio Experimental		Modelo Numérico		Erro relativo (%)
	Frequência experimental (Hz)	Deformada	Frequência (Hz)	Deformada	
1º Modo	6,75		8,13		20,4
2º Modo	11,2		13,20		17,9
3º Modo	14,65		16,62		13,4
4º Modo	19,65		23,96		21,9
5º Modo	24,3		27,10		11,5

Legenda:
 — Indeformada
 — Nível do pavimento
 - - - Nível da cobertura

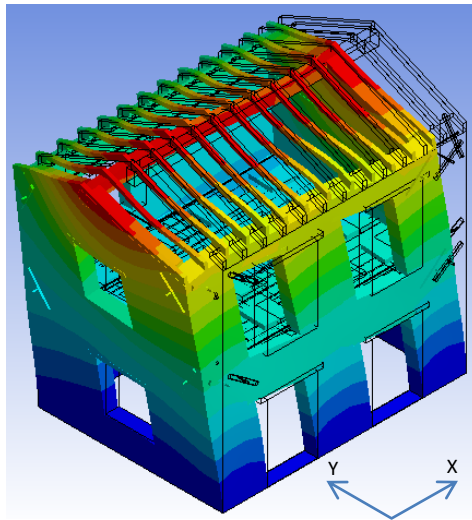


Figura 61: Representação do 1º modo de vibração.

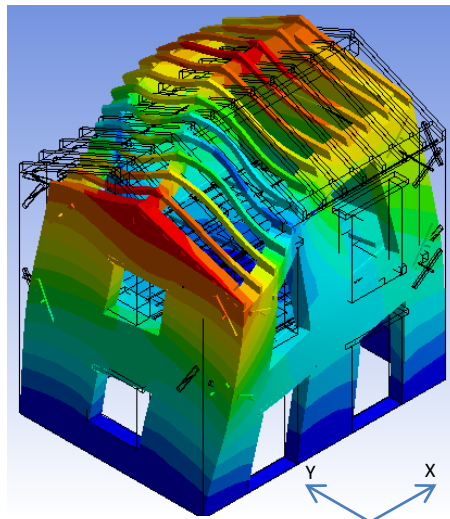


Figura 62: Representação do 2º modo de vibração.

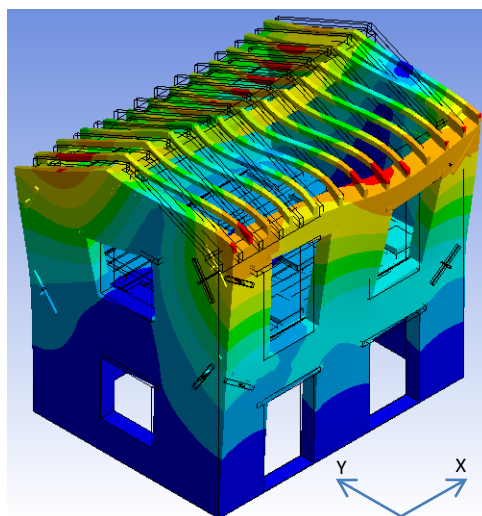


Figura 63: Representação do 3º modo de vibração.

5.2.2.2.5. Verificação das tensões na estrutura

Por questões de segurança foram verificadas as tensões na base da estrutura, por forma a averiguar a coerência em termos da ordem de grandeza comparativamente aos valores determinados manualmente. Identificou-se ainda o valor das tensões de tração e compressão máximas a que as paredes do modelo ficam sujeitas após a aplicação das massas adicionais e da aceleração da gravidade, com o intuito de identificar possíveis zonas com dano a priori da aplicação de qualquer acelerograma no modelo.

O valor determinado para as tensões (compressão) na base da estrutura foi de 124kPa, enquanto o valor para a tensão normal vertical determinado pela simulação do modelo numérico foi de 184kPa (ver Figura 64), o que permite constatar a proximidade em termos da ordem de grandeza do valor. Por sua vez o valor determinado pelo programa é consideravelmente inferior ao admissível. Deste modo a estrutura não se encontra sujeita ao risco de rotura por compressão excessiva.

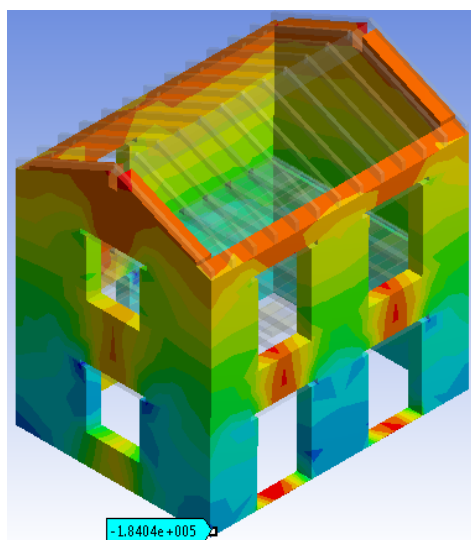


Figura 64: Tensões normais da estrutura (Pa).

No caso do esquema figurativo que representa as tensões principais máximas da Figura 65, pode-se verificar que a tensão de tração máxima de 18,4kPa é muito inferior ao admissível pelas alvenarias de 137kPa, logo o modelo não apresenta qualquer tipo de fissuras numa situação corrente de ações (p.e. a ação da gravidade e a ação do vento).

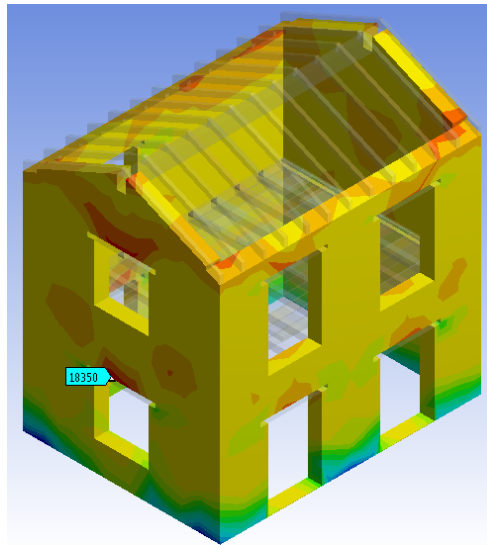


Figura 65: Tensões principais máximas de tração nas paredes de alvenaria após aplicação das massas adicionais e da aceleração da gravidade (Pa).

Para calibrar o modelo realizou-se ainda uma verificação das tensões através da simulação do modelo com e sem as massas adicionais ao nível do piso e da cobertura, de modo a averiguar a influência da adição das massas. Deste modo, foi possível constatar que as massas adicionais não são significativas na definição do comportamento dinâmico da estrutura comparativamente com o peso global da mesma.

5.2.2.3. Introdução do acelerograma na base da estrutura

Com o modelo calibrado, procedeu-se à introdução dos acelerogramas na base da estrutura e à simulação da mesma com recurso ao sistema *transient structural (Ansys)* da interface *Workbench*. A adição dos acelerogramas foi possível por intermédio de comandos e de um ficheiro de *input* com formato *.txt*.

Realizou-se uma variação dos critérios de convergência e suas tolerâncias na tentativa de diminuir o tempo de cálculo de cada simulação.

Numa primeira fase introduziu-se um acelerograma (0,05g) com um intervalo de integração (Δt) de 0,01667 segundos durante um período aproximado de 41 segundos, o que originou uma média de 2500 intervalos de integração. Visto que cada simulação teve uma duração de aproximadamente 16 horas e uma vez que $\frac{f}{\Delta t} \approx 580$, optou-se por aumentar o intervalo de integração para o dobro e ainda reduzir o sinal aos primeiros 25 segundos, com o intuito de diminuir o tempo de cálculo e o espaço necessário de

armazenamento de informação no disco. A diminuição do sinal não implica qualquer alteração significativa nos resultados produzidos, uma vez que o sinal a partir dos primeiros 25 segundos não apresenta qualquer pico de intensidade significativo para a mesma. Para um intervalo de integração igual a 0,03334 segundos, obtém-se $\frac{f}{\Delta t} \approx 225$, ainda superior a 100 (valor mínimo). Assim sendo, o novo intervalo de integração encontra-se dentro do intervalo admissível para a correta definição do sinal acelerométrico.

Desta forma realizaram-se inúmeras simulações com diferentes acelerogramas, das quais, apenas se apresentam os resultados de três. A primeira simulação consistiu na aplicação do acelerograma 0,05g com intuito de perceber o comportamento do modelo. Na segunda simulação aplicou-se um acelerograma final composto pelos quatro primeiros acelerogramas aplicados de uma forma sucessiva e em escala crescente de intensidade. Na última simulação aplicou-se uma aceleração de 0,70g no modelo numérico com reforço, correspondente ao pico de aceleração do acelerograma 0,40g. Todas as simulações realizaram-se por forma a interpretar a evolução dos estados de tensões principais mínimas e máximas que o modelo sofre ao longo da solicitação, à semelhança do que ocorreu no ensaio experimental.

5.2.2.3.1. Acelerograma – 0,05g

Na simulação deste acelerograma optou-se por um intervalo de integração de 0,01667 segundos com um período aproximado de 41 segundos (ver Figura 66), o que originou uma média de 2500 intervalos de integração. Na simulação dos restantes acelerogramas optou-se por um intervalo de integração de 0,03334 segundos para um período aproximado a 25 segundos. No caso do acelerograma de 0,05g ao aplicar-se um intervalo de integração de 0,03334 segundos, obtém-se a configuração da Figura 67. Após a simulação do modelo numérico para o acelerograma 0,05g com um pico próximo de 0,07g, ou seja de $0,7\text{m/s}^2$, foi possível identificar as tensões principais mínimas e máximas das paredes em alvenaria.

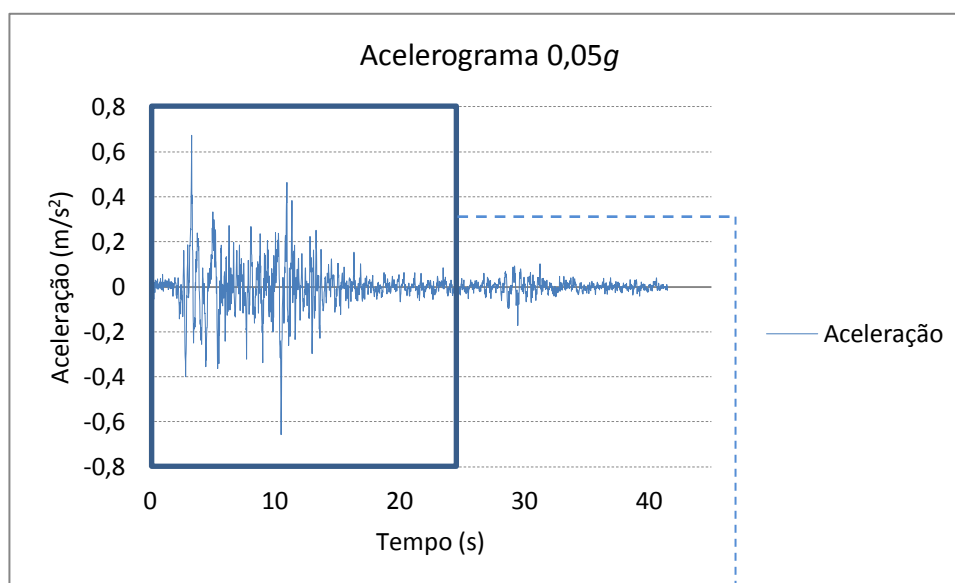


Figura 66: Acelerograma de 0,05g com um intervalo de integração de 0,01667s.

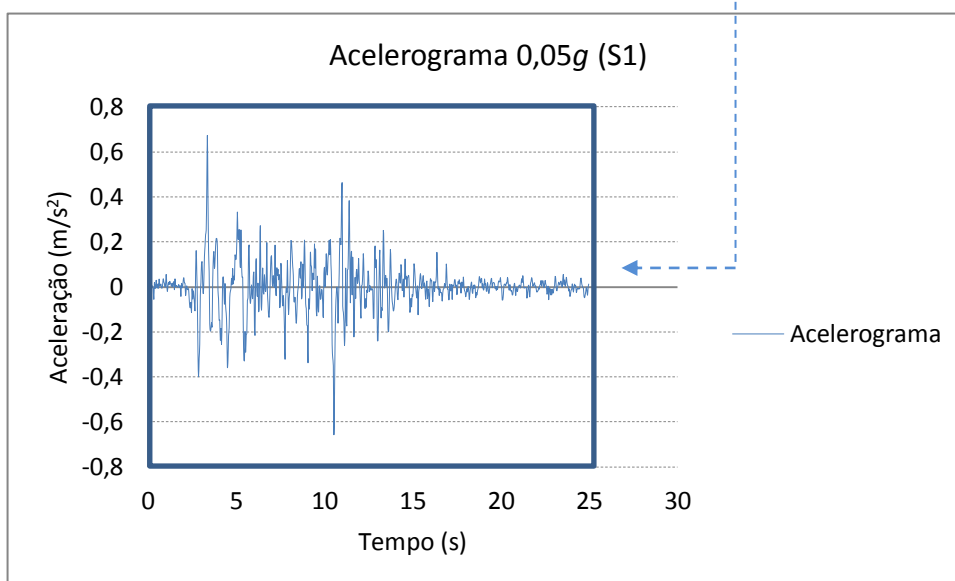


Figura 67: Acelerograma de 0,05g com um intervalo de integração de 0,03334s.

5.2.2.3.2. Acelerograma final – 0,05g, 0,10g, 0,20g e 0,30g

Ao aplicar um acelerograma que contenha os quatros acelerogramas (S1 - 0,05g, S2 - 0,10g, S3 - 0,20g e S4 - 0,30g) são facilmente identificadas as tensões que as paredes do modelo numérico suportam ao longo de um período de 100 segundos. Cada acelerograma que integrou o acelerograma final foi definido com um intervalo de integração de 0,03334 segundos e com uma duração de 25 segundo. O acelerograma final foi definido com a seguinte ordem: o acelerograma 0,05g para os primeiros 25 segundos e os restantes 75 segundos pelo acelerograma 0,10g, 0,20g e pelo acelerograma 0,30g, como ilustra a Figura 68.

Naturalmente que o modelo utilizado foi o modelo calibrado para o acelerograma de 0,05g.

Após a simulação do modelo numérico com um pico máximo de aceleração de 0,50g, ou seja de $5,0\text{m/s}^2$, foi possível identificar as tensões principais máximas nas paredes em alvenaria.

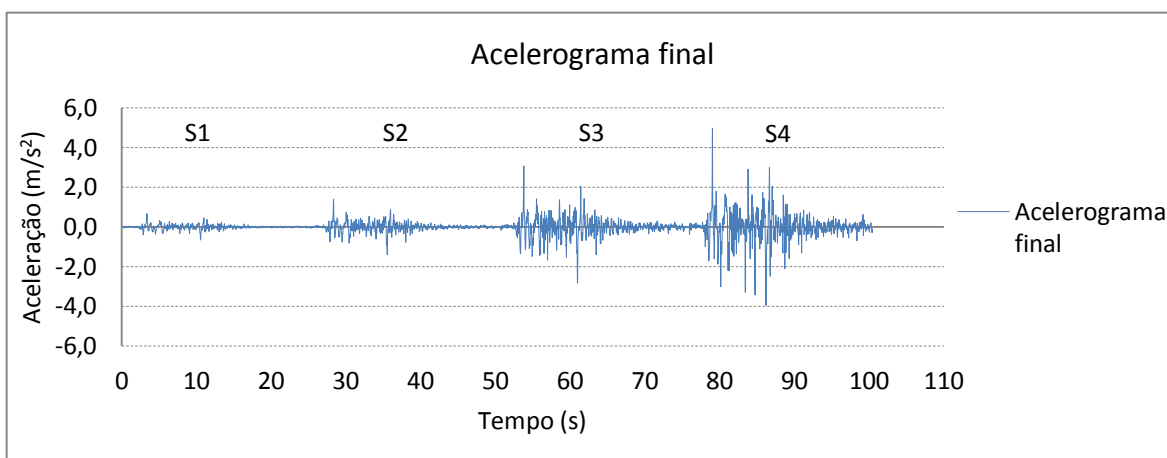


Figura 68: Acelerograma final com um intervalo de integração de 0,03334s.

5.2.2.3.3. Acelerograma – 0,40g

No último acelerograma (0,40g) inserido no modelo numérico com reforço de tirantes, pretendeu-se utilizar um intervalo de integração de 0,03334 segundos, cujo sinal introduzido no modelo está de acordo com a configuração da Figura 69. Uma vez que ocorreram inúmeros problemas de convergência durante a simulação, apenas foi possível introduzir uma aceleração, na base do modelo, com intensidade equivalente ao valor do pico do acelerograma de 0,40g.

Após a simulação do modelo numérico com uma aceleração próxima de 0,7g (0,695g), ou seja de $7,0\text{m/s}^2$, foi possível identificar as tensões principais máximas das paredes de alvenaria.

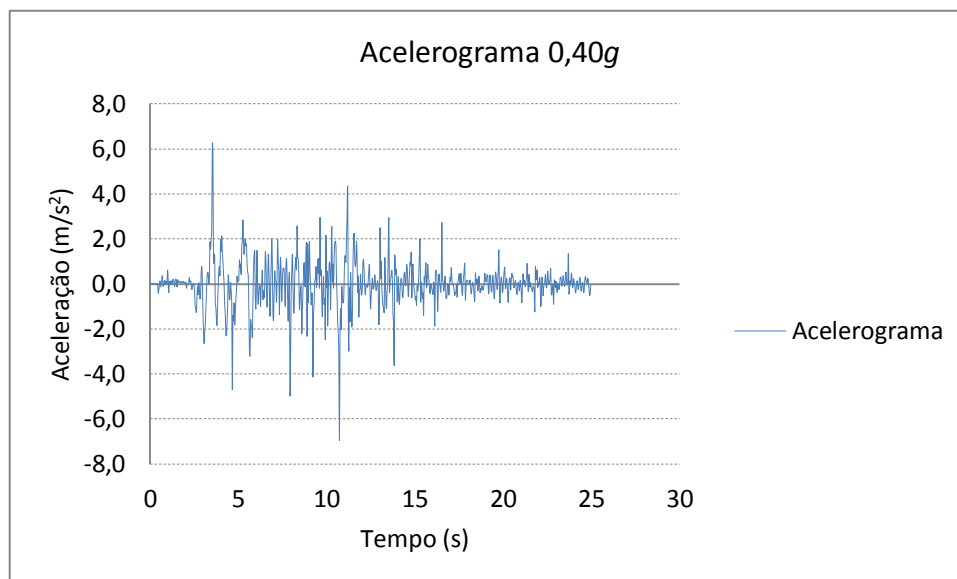


Figura 69: Acelerograma de 0,40g com um intervalo de integração de 0,03334s.

5.2.3. Resultados obtidos

Com a introdução dos diversos acelerogramas nos respetivos modelos numéricos obtiveram-se os resultados das tensões principais máximas e mínimas instaladas nas paredes da estrutura para, deste modo, posteriormente, se proceder à discussão dos resultados obtidos face aos resultados experimentais.

5.2.3.1.1. Acelerograma – 0,05g

Através da análise da Figura 70, não se identifica qualquer zona das paredes do modelo com tensões de tração superiores à tensão admissível de tração de 137kPa, uma vez que o valor da tensão principal de tração máxima instalada na estrutura é de 78,9kPa. Por outro lado, o valor da tensão principal mínima de compressão é de 216,9kPa, também este inferior ao valor de tensão máxima admissível de 3280kPa (ver Figura 71).

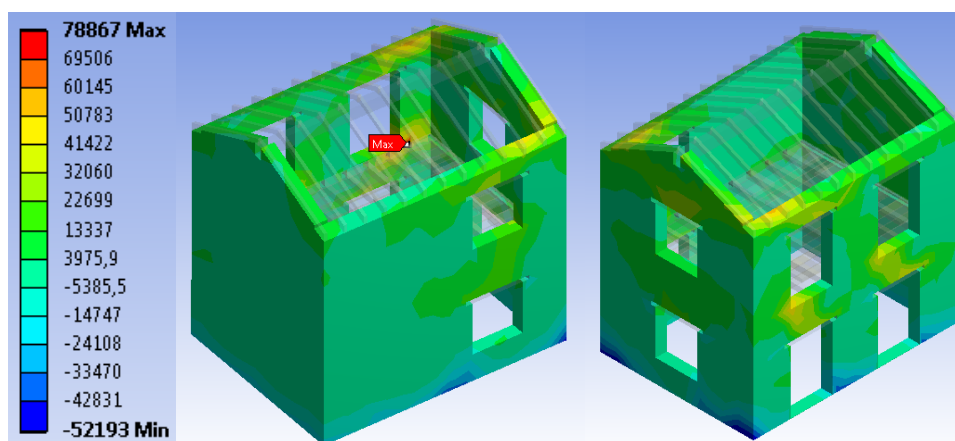


Figura 70: Tensões principais máximas de tração (Pa).

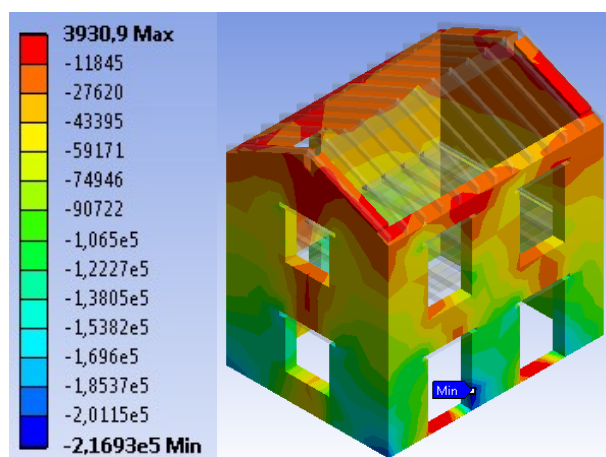


Figura 71: Tensões principais mínimas de compressão (Pa).

5.2.3.1.2. Acelerograma final – 0,05g, 0,10g, 0,20g e 0,30g

De acordo com a Figura 72, é possível visualizar que à medida que os quatro acelerogramas foram introduzidos, identificavam-se vários picos de tensões de tração superiores à tensão admissível de 137kPa, nomeadamente nos últimos 50 segundos da simulação. Nos primeiros dois momentos em que o modelo foi sujeito a um nível de intensidade equivalente a 0,07g e 0,15g, respetivamente, não foi ultrapassada a tensão admissível de tração, uma vez que as tensões máximas foram de 52kPa e 101kPa, respetivamente (ver Figura 72). Nos dois momentos seguintes surgem zonas nas paredes do modelo com tensões de tração superiores à tensão admissível. Relativamente à tensão principal mínima de compressão do modelo numérico, e segundo a representação gráfica da Figura 73, as paredes do modelo nunca sofrem compressão excessiva durante toda a simulação.

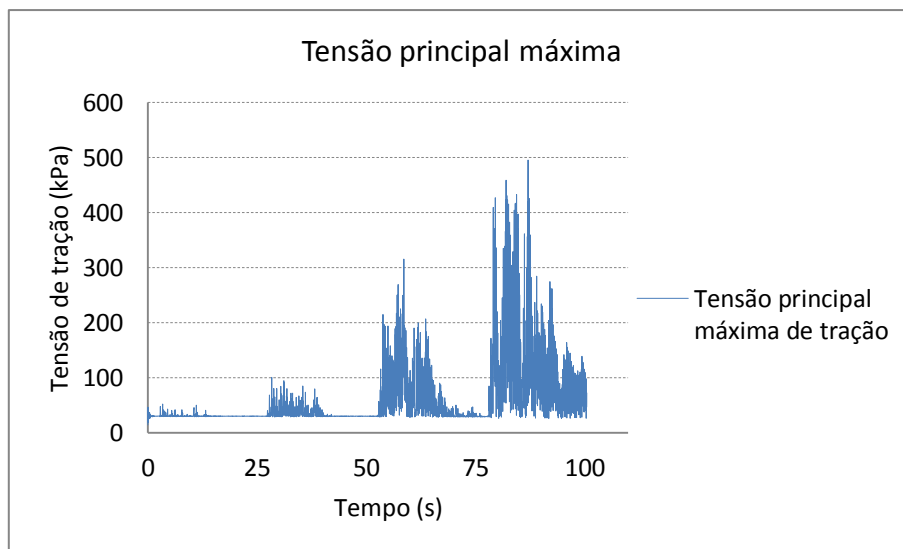


Figura 72: Representação gráfica da tensão principal máxima de tração.

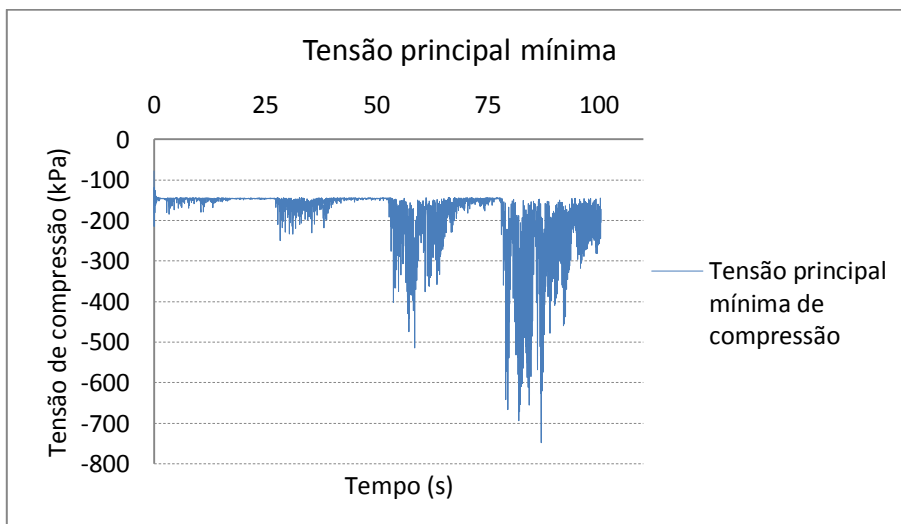


Figura 73: Representação gráfica da tensão principal mínima de compressão.

Após a introdução do acelerograma final no modelo numérico, é possível identificar de acordo com a Figura 74, a distribuição de tensões principais máximas de tração que ocorreu no modelo durante o terceiro maior pico de tração – terceiro pico – face à solicitação do terceiro acelerograma. Durante a aplicação do acelerograma final, o terceiro pico de tração (entre os 50s e os 75s) verificou-se no instante 58,61 segundos com uma tensão de 315kPa, como ilustra a Figura 75.

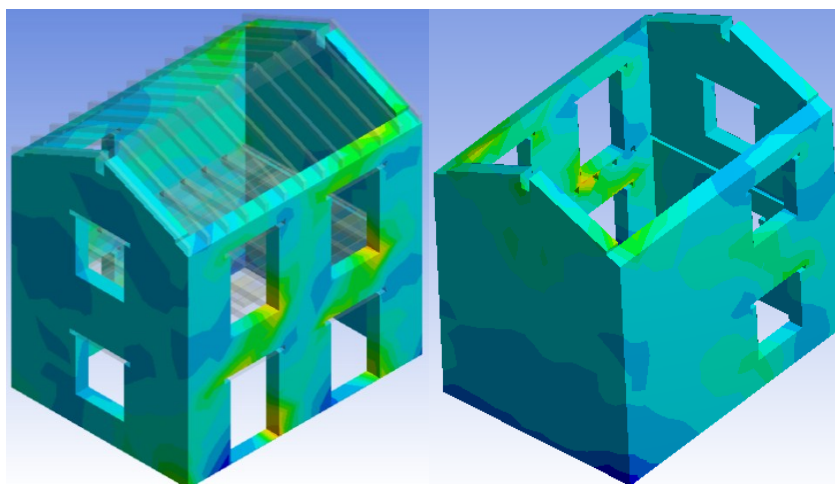


Figura 74: Representação da tensão principal máxima nas paredes do modelo do terceiro pico do acelerograma final.

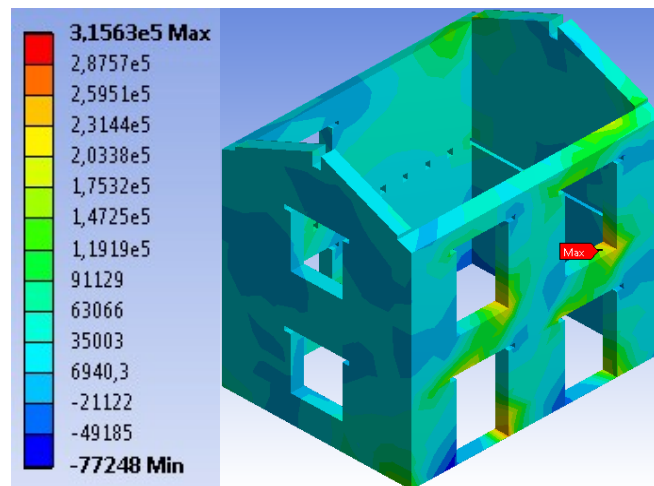


Figura 75: Identificação do valor da tensão principal máxima de tração (Pa) no modelo numérico do terceiro pico do acelerograma final.

Ao retirar os elementos de volume das paredes do modelo numérico com tensões superiores à admissível, facilmente, se identificam as principais zonas de fissuração nas paredes. Como ilustra a Figura 76, todas as secções das paredes do modelo que foram removidas por deterem tensões superiores à admissível pertencem à fachada oeste, o que se revela espectacular, devido ao número superior de aberturas que esta fachada possui. Podem-se identificar na mesma figura, as principais zonas de excesso de tensão que se encontram ao nível das padieiras e nos cantos das aberturas, zonas nas quais normalmente se concentram excessos de tensões, quando a estrutura é sujeita a este tipo de ações. Assim sendo, como seria de esperar, as fachadas com índice de dano superior foram as orientadas a oeste e a este, uma vez que ambas têm a direção do movimento da mesa sísmica e foram as que serviram como contraforte para absorver as solicitações.

Outro ponto a ter em consideração é o facto da fachada este apresentar níveis de tensão elevados ao nível das padieiras das aberturas existentes, e estes não ultrapassarem os níveis admissíveis, visto que esta parede da estrutura não apresenta tantas aberturas como a fachada oeste.

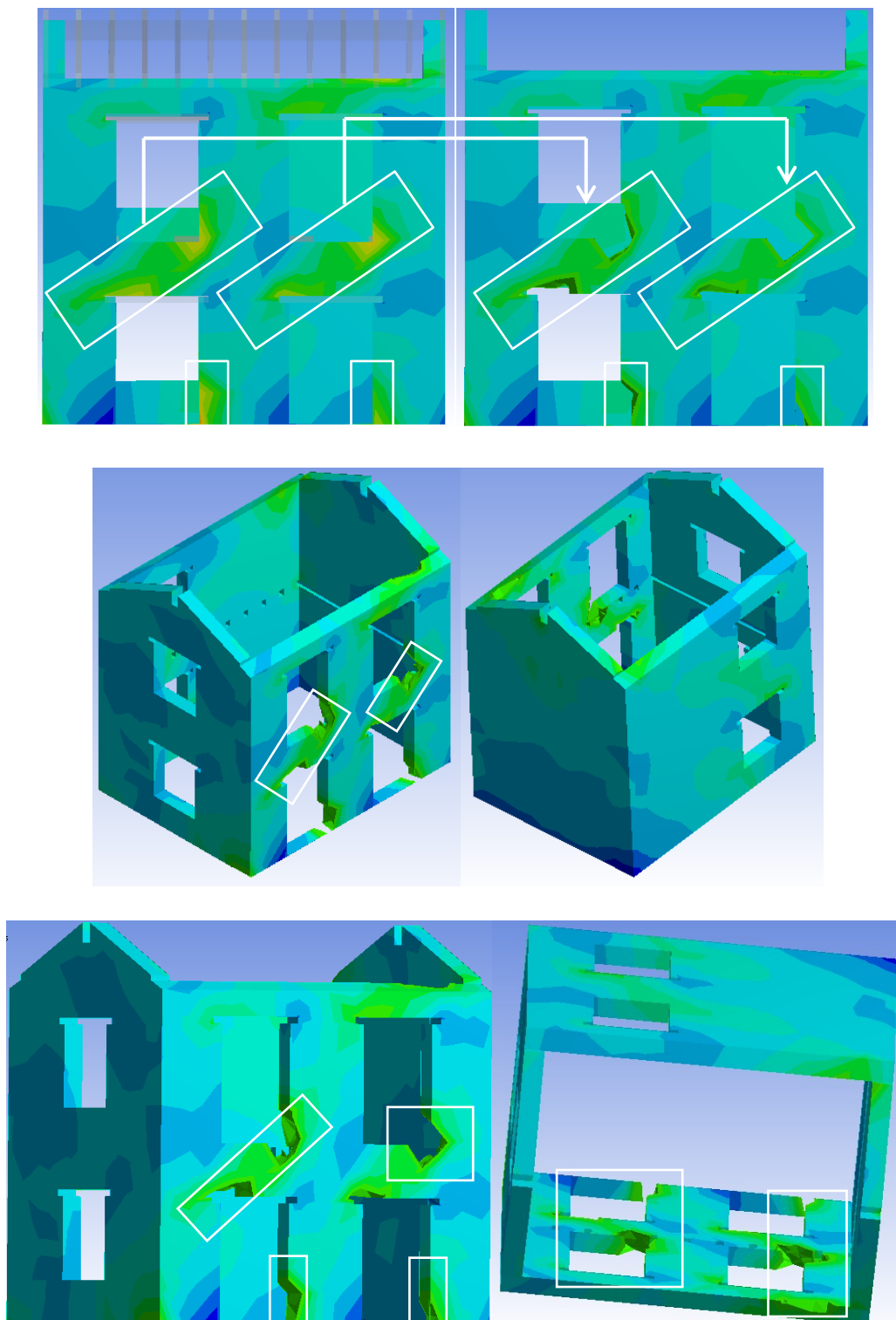


Figura 76: Representação das paredes do modelo numérico sem os respetivos elementos de volume com a tensão principal máxima de tração superior à admissível do terceiro pico do acelerograma final.

O maior pico de tração – quarto pico – de toda a simulação nas paredes do modelo originou uma distribuição de tensões, conforme a Figura 77. Deste modo, o quarto pico de tração máxima que se verificou nos últimos 25 segundos da simulação ocorreu aos

87,051 segundos com uma tensão de 496kPa muito superior à máxima admissível, como ilustra a Figura 78. De acordo com a evolução das zonas de dano nas paredes longitudinais do modelo numérico do terceiro momento para o quarto momento da simulação, é possível determinar a direção diagonal com que tendem a ocorrer as fissuras nestas paredes. Do mesmo modo, que é possível verificar a crescente área de tensões elevadas nas paredes ao nível das padeiras e entre as aberturas, o que pressupõem o aparecimento de fissuração nestas zonas, também se pode prever o aparecimento de fissuração vertical abaixo da viga de cumeeira e horizontal ao nível da cobertura, tal como aconteceu no último ensaio experimental na estrutura 1, como representa a Figura 79.

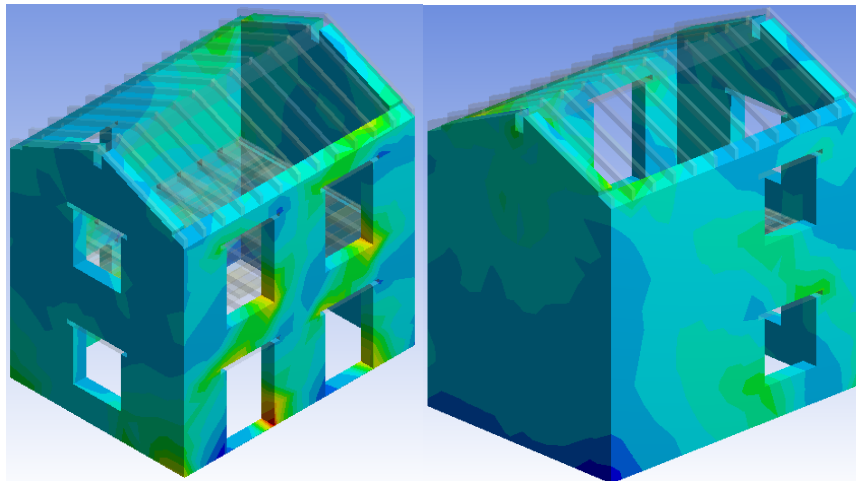


Figura 77: Representação da tensão principal máxima nas paredes do modelo do quarto pico da acelerograma final.

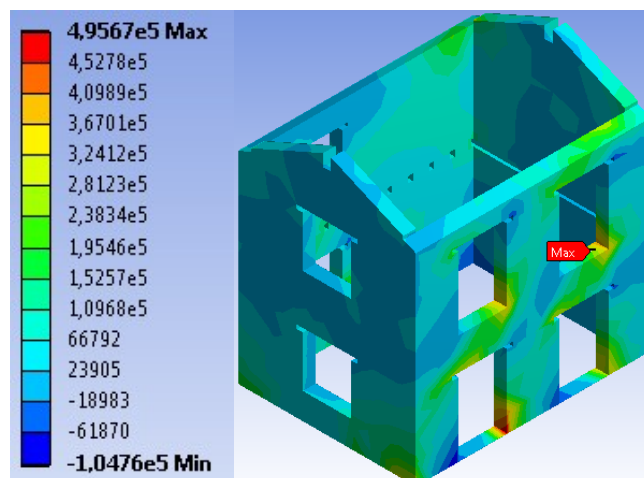


Figura 78: Identificação do valor da tensão principal máxima de tração (Pa) no modelo numérico do quarto pico do acelerograma final.

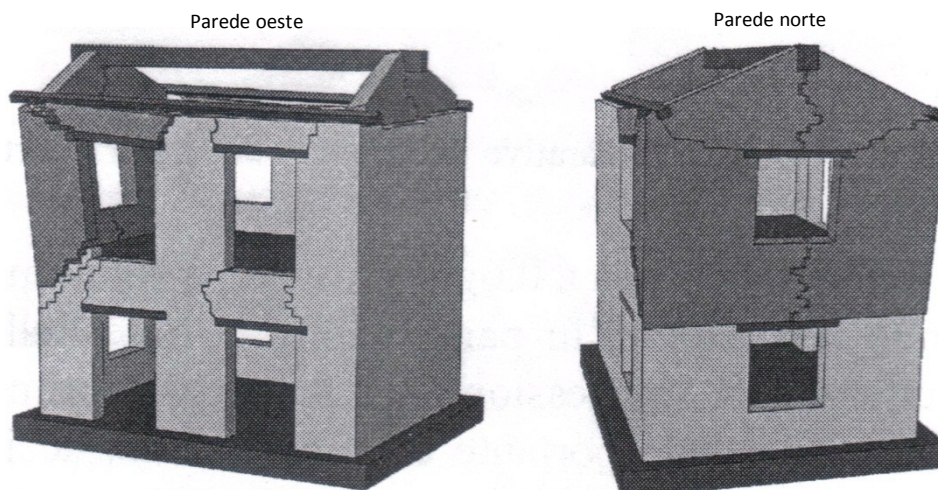


Figura 79: Representação do dano nas paredes da estrutura 1 em duas perspetivas após a aplicação do acelerograma 0,40g. Fonte: [86].

Como mencionado anteriormente, durante o ensaio experimental da estrutura 1 para o acelerograma 0,40g (pico de 0,64g), o nível de tensão desenvolvido nas paredes promoveu o destacamento do canto superior esquerdo da parede oeste e da parede norte, o que inviabilizou os dados obtidos pelos acelerómetros deste ensaio (ver Figura 79). Do mesmo modo, o aumento da área de dano de acordo com o aumento da aceleração inserida no modelo numérico indica a probabilidade de ocorrência do mesmo tipo de destacamento do que o verificado no ensaio experimental aquando aumentado o pico de aceleração. Resta salientar que ao longo da simulação o aumento da zona com tensão superior à admissível nas paredes oeste e este não é igual, originado pela diferença do número de aberturas entre ambas as paredes. Tal como na simulação anterior se tinha referenciado, esta segunda simulação apenas veio reforçar este facto (ver Figura 80 e Figura 81).

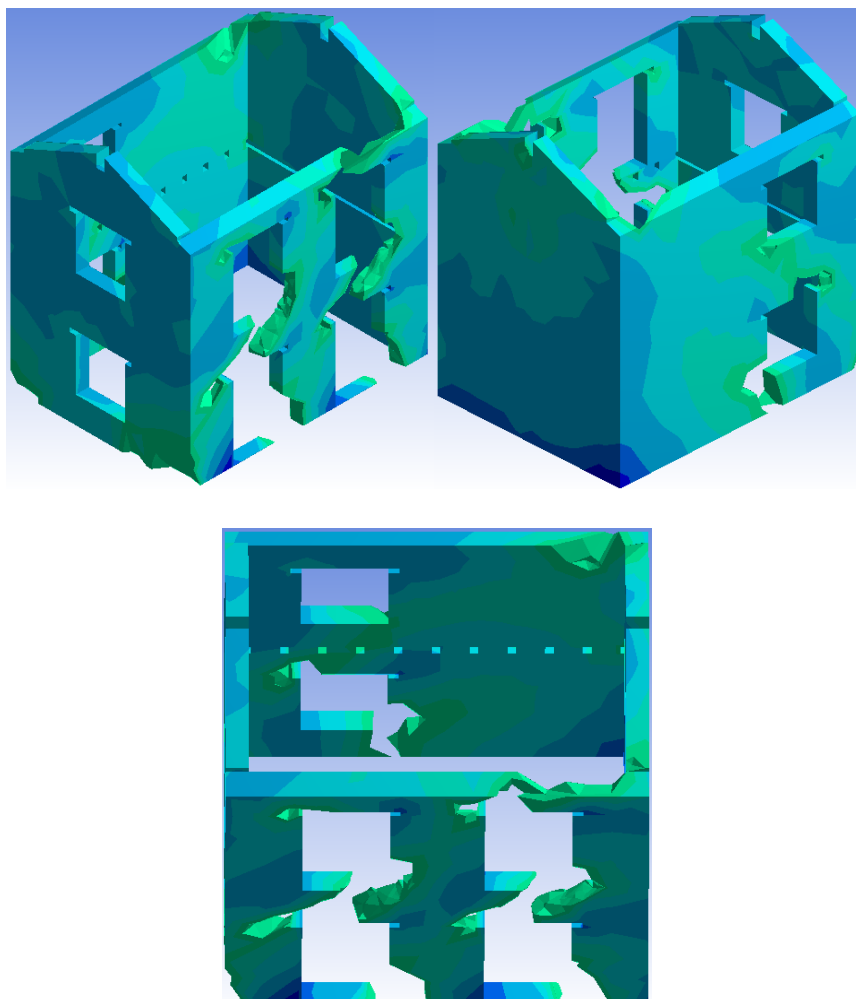


Figura 80: Representação das paredes do modelo numérico em diversas perspetivas sem os respetivos elementos de volume com a tensão principal máxima de tração superior à admissível do quarto pico do acelerograma final.

Relativamente às paredes transversais norte e sul, embora não apresentem grandes zonas de dano para este nível de intensidade, é visível a tendência da formação de fissuração vertical imediatamente abaixo da cumeeira, especialmente na parede sul (ver Figura 82). A parede sul, visto tratar-se de uma fachada sem aberturas, representa um enorme peso que quando solicitado sofre grandes deslocamentos especialmente ao nível do piso superior, o que conseqüentemente pode originar grandes fissuras quer horizontais quer verticais. Por outro lado, como a fachada norte apresenta duas aberturas, embora não sofra deslocamentos tão acentuados como o alçado sul, apresenta fissuras diagonais ao nível dos cantos inferiores das aberturas e fissuras na base da estrutura à semelhança do que ocorrera no ensaio experimental (ver Figura 83). É de ter em consideração que num maior nível de intensidade seria provável o aparecimento de

fissuras diagonais ao nível das padieiras da fachada norte, segundo a evolução das áreas de tensões junto às mesmas.

A grande zona de dano ao nível da base tem origem no tipo de restrições e condições de apoio adotado, através de apoios rígidos, o que não traduz os ensaios experimentais nem a realidade, pois a fundações têm sempre alguma capacidade de amortecimento das solicitações.

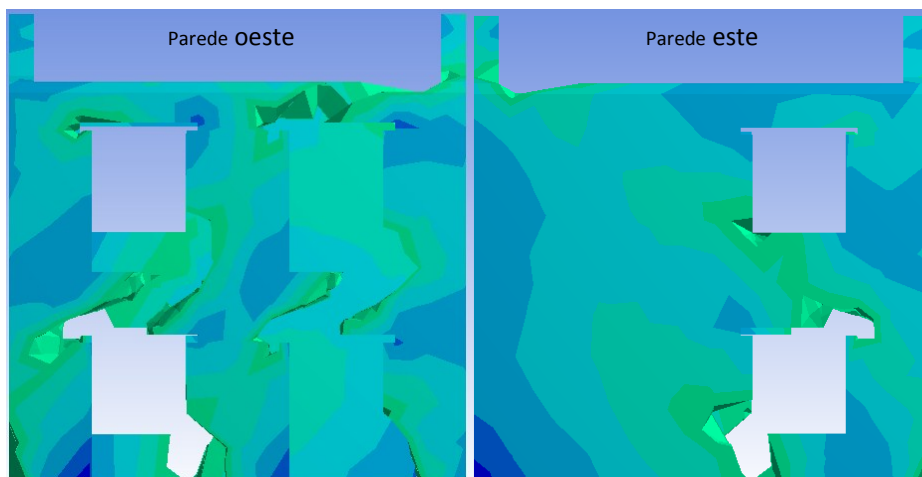


Figura 81: Representação das paredes longitudinais do modelo numérico sem os respetivos elementos de volume com a tensão principal máxima de tração superior à admissível do quarto pico do acelerograma.

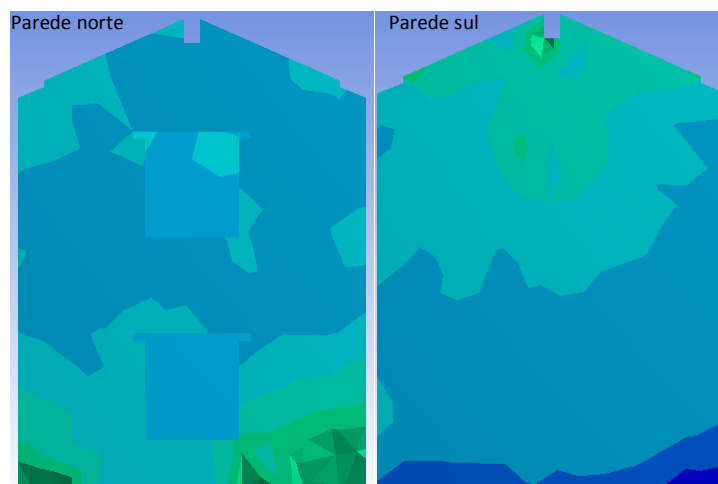


Figura 82: Representação das paredes transversais do modelo numérico sem os respetivos elementos de volume com a tensão principal máxima de tração superior à admissível do quarto pico do acelerograma.

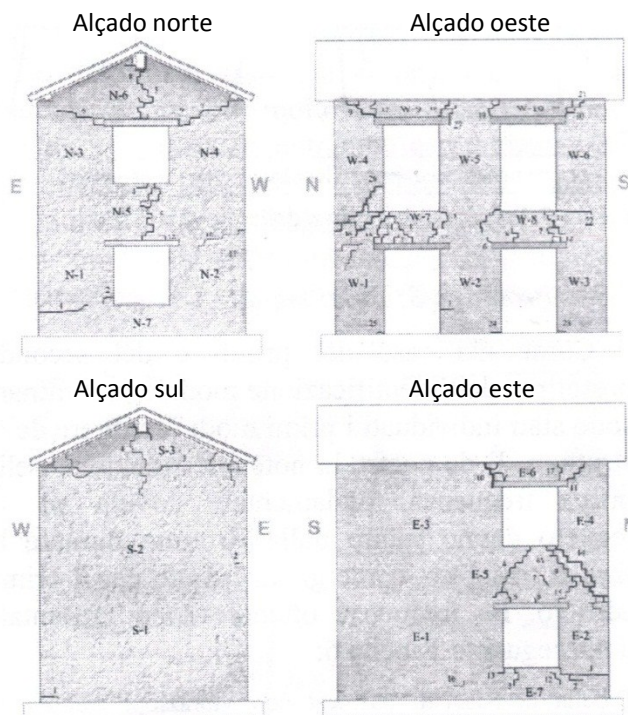


Figura 83: Representação da fissuração nas quatro fachadas da estrutura 1 após a aplicação do acelerograma 0,40g. Fonte: [86].

No caso da tensão principal mínima de compressão, o valor máximo suportado pelo modelo numérico no instante 87,05s, de acordo com Figura 84, foi de 748kPa, muito inferior à máxima admissível de 3280kPa. Assim sendo, o modelo não corre o risco de colapso por compressão excessiva das paredes.

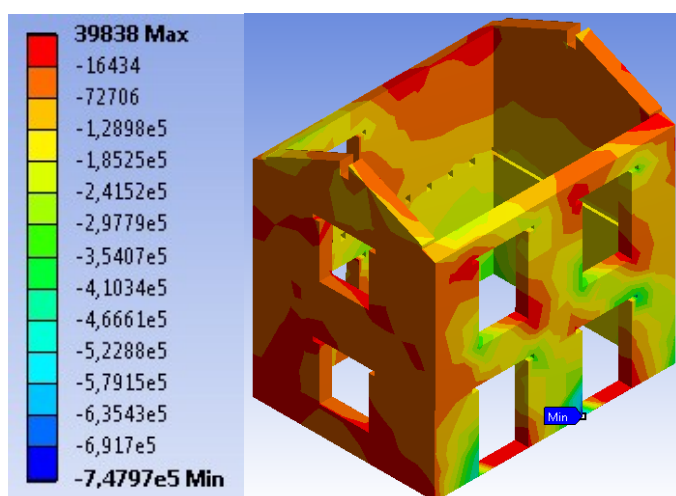


Figura 84: Identificação dos valores da tensão principal mínima (Pa) no modelo numérico do quarto pico do acelerograma.

5.2.3.1.3. Acelerograma – 0,40g

Após a simulação do modelo numérico reforçado para a aceleração próxima de 0,7g foi possível identificar as tensões principais máximas nas paredes de alvenaria. De acordo com a Figura 85 é possível visualizar que o valor da tensão principal de tração máxima suportado pela estrutura é de 2448,1kPa. Como se pode constatar pela Figura 85 o intervalo de tensões que solicita a maioria do modelo encontra-se entre os 10,5kPa e os 254,3kPa, sendo este último valor superior ao limite de tração das paredes.

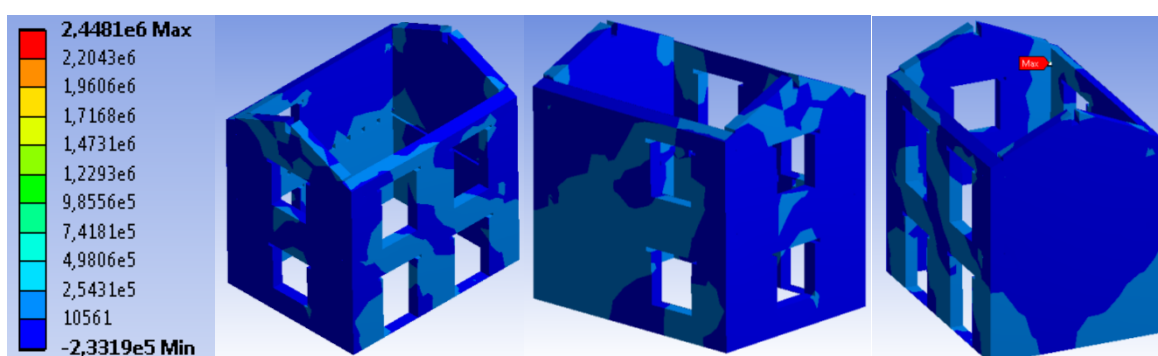


Figura 85: Identificação do valor da tensão principal máxima de tração (Pa) no modelo numérico com os tirantes de reforço.

Através da Figura 86, constata-se que o modelo numérico com reforço apresenta zonas com tendência de formação de dano semelhante à das fissuras que ocorreram efetivamente na estrutura 1 reforçada após a solicitação. De forma a perceber as verdadeiras zonas das paredes do modelo com dano promovido pelos excessos de tensões de trações, de seguida retiram-se de seguida as secções das paredes com tensões superiores à admissível.

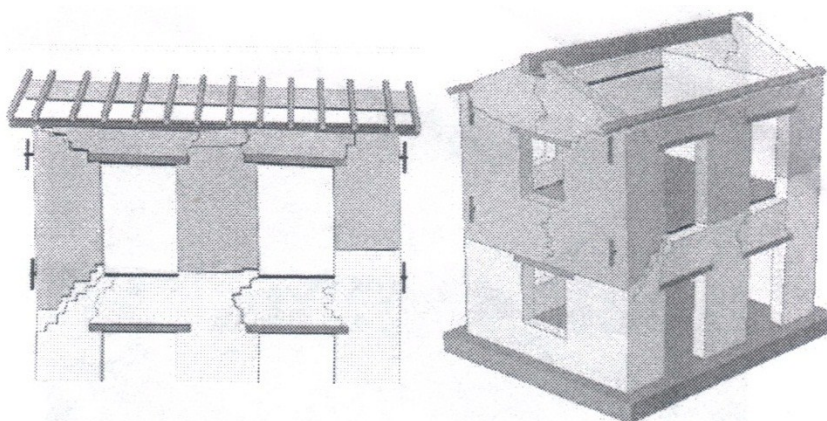


Figura 86: Representação do dano nas paredes da estrutura 1 reforçada em duas perspetivas após a aplicação do acelerograma 0,40g. Fonte: [86].

Ao retirar os elementos de volume das paredes do modelo com tensões superiores a 137kPa, pôde-se constatar que o modelo não apresenta grandes zonas das paredes com tensões superiores à admissível. (ver Figura 87). Pelos resultados apresentados conclui-se que a tensão máxima de tração suportada pelas paredes do modelo reforçado traduz-se num único ponto da malha. Perante estas circunstâncias este modelo não corre risco de colapso parcial, o que era espectável em comparação com o valor máximo de tração entre esta situação e a do acelerograma final.

Não obstante, como seria de esperar, o modelo reforçado apresenta um número inferior de zonas com dano que na construção ensaiada experimentalmente, uma vez que a estrutura 1 estava mais fragilizada face às solicitações a que foi submetida nos ensaios anteriores à aplicação do reforço.

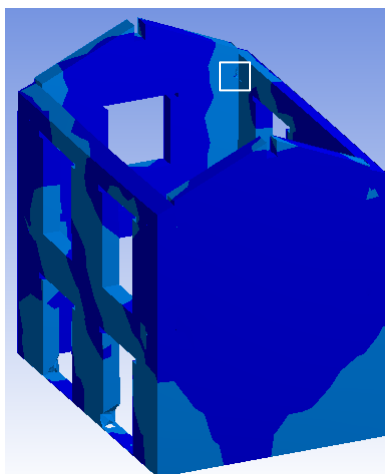


Figura 87: Representação das paredes do modelo numérico em perspectiva sem os respetivos elementos de volume com a tensão principal máxima de tração superior à admissível.

No caso da análise dos valores da tensão principal mínima de compressão pode-se verificar que o valor máximo suportado pelas paredes do modelo, de acordo com a Figura 88, foi de 3861kPa, ou seja, superior à máxima admissível de 3280kPa. No entanto, como se pode constatar pela mesma figura, a zona da parede com este nível de compressão resume-se a um único ponto da malha. Provavelmente, o valor resultou de problemas de convergência durante o cálculo relativamente a este ponto da malha. Do mesmo modo, este facto também justifica o discrepante valor máximo de tração que o modelo reforçado sofreu num único ponto da malha. Este pico de tensão, de compressão e de

tração, deve-se, muito provavelmente, ao contato entre o tirante e a parede, quando esta se mobiliza com a sollicitação externa.

Contudo, pelo intervalo de tensões da Figura 88 verifica-se que a tensão de compressão máxima de todo o modelo não ultrapassa os 1036kPa, muito inferior ao limite de compressão, não existindo, assim, qualquer problema de instabilidade local do modelo.

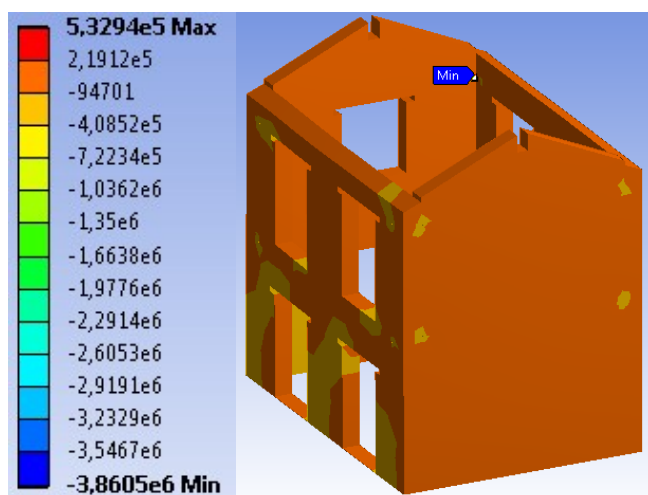


Figura 88: Identificação dos valores da tensão principal mínima (Pa) no modelo numérico do quarto pico do acelerograma.

5.3. Discussão dos resultados

Um dos objetivos desta dissertação passava pela realização de uma análise comparativa entre os resultados dos deslocamentos determinados pelo *Seismosignal* com os do modelo numérico. No entanto como se pode constatar pelos deslocamentos numéricos do gráfico da Figura 89, resultante da aplicação do acelerograma 0,05g sobre o modelo numérico inicial, a partir dos 20 segundos o programa admite um deslocamento constante e descendente como se a estrutura estivesse a colapsar até ao final da simulação, resultado este, impossível, uma vez que o modelo não apresenta tensões de rotura. Deste modo excluíram-se da análise e discussão os resultados dos deslocamentos de todas as simulações. Refira-se ainda que dentro dos 20 segundos iniciais, a parede sul junto à cumeeira apresenta picos de deslocamentos praticamente idênticos (embora não nos mesmos instantes), aos determinados pelo *Seismosignal* (ver Figura 90). No caso do *Seismosignal* o pico de deslocamento é de 0,034m (ponto L – alçado sul), tal como a Figura 90 indica, enquanto no programa *Ansys* o pico é de 0,033m (ver Figura 91).

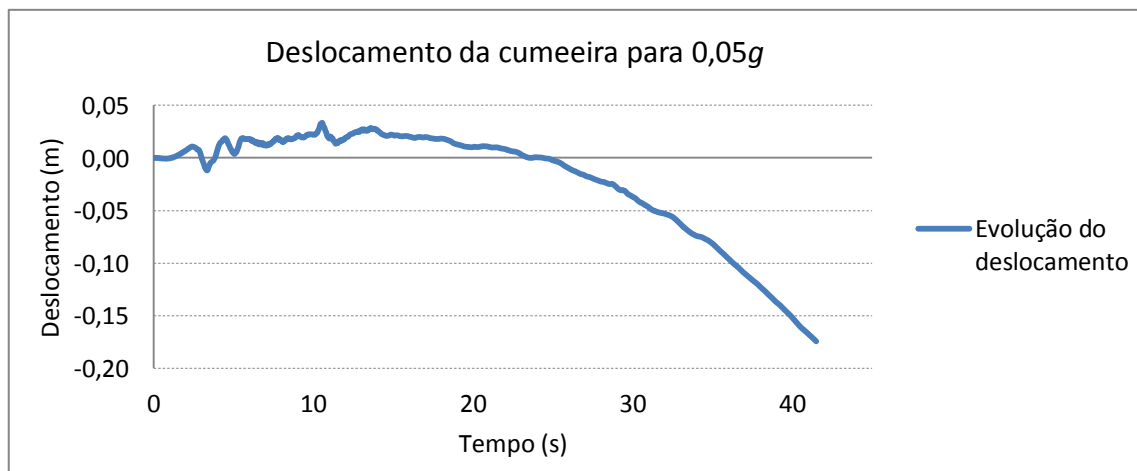


Figura 89: Evolução do deslocamento da cumeeira para a simulação de 0,05g.

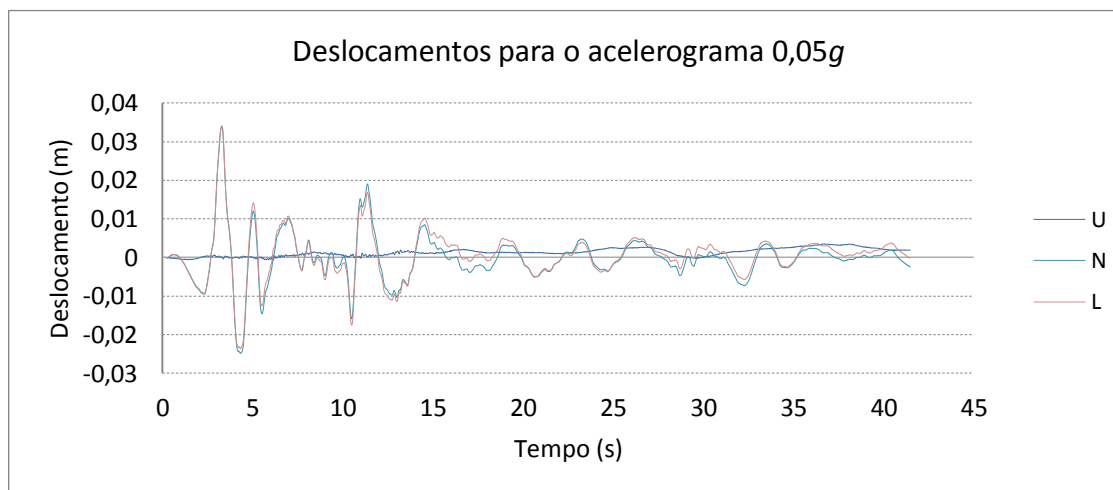


Figura 90: Deslocamentos dos pontos U, N e L da parede sul resultantes do ensaio experimental para o acelerograma de 0,05g.

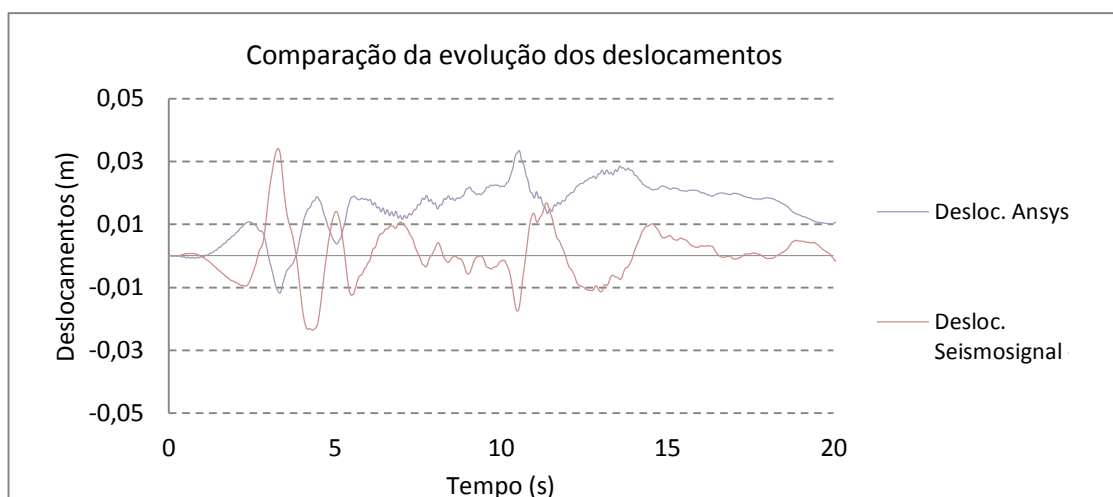


Figura 91: Ilustração da comparação entre os dois programas da evolução dos deslocamentos do mesmo ponto.

Antes de qualquer análise aos resultados do programa a *Ansys* é de revelar o facto de as quatro paredes constituírem um único elemento de volume, o que não traduz a verdadeira realidade construtiva, principalmente ao nível dos cunhais. De modo a comprovar a excelente ligação ao nível dos cunhais, basta analisar as linhas que unem os pontos de igual tensão, das figuras dos modelos representados anteriormente, pois como se verifica sobretudo no interior dos cunhais, as linhas apresentam curvas constantes de uma parede para a outra o que permite pressupor que esta ligação entre paredes ortogonais, adotada pelo modelo, não representa fielmente a realidade.

O método que se adotou para que as sobrecargas sofressem a influência da ação gravítica no momento do abalo sísmico, foi a utilização de massas em alternativa às forças concentradas verticais, pois caso se aplicassem forças, nomeadamente sobre as madres,

estas não traduziriam o efeito das forças gravíticas, de tal modo que exerceriam uma ação de valor e direção constantes, o que não se verifica na realidade com o peso da cobertura sobre as madres.

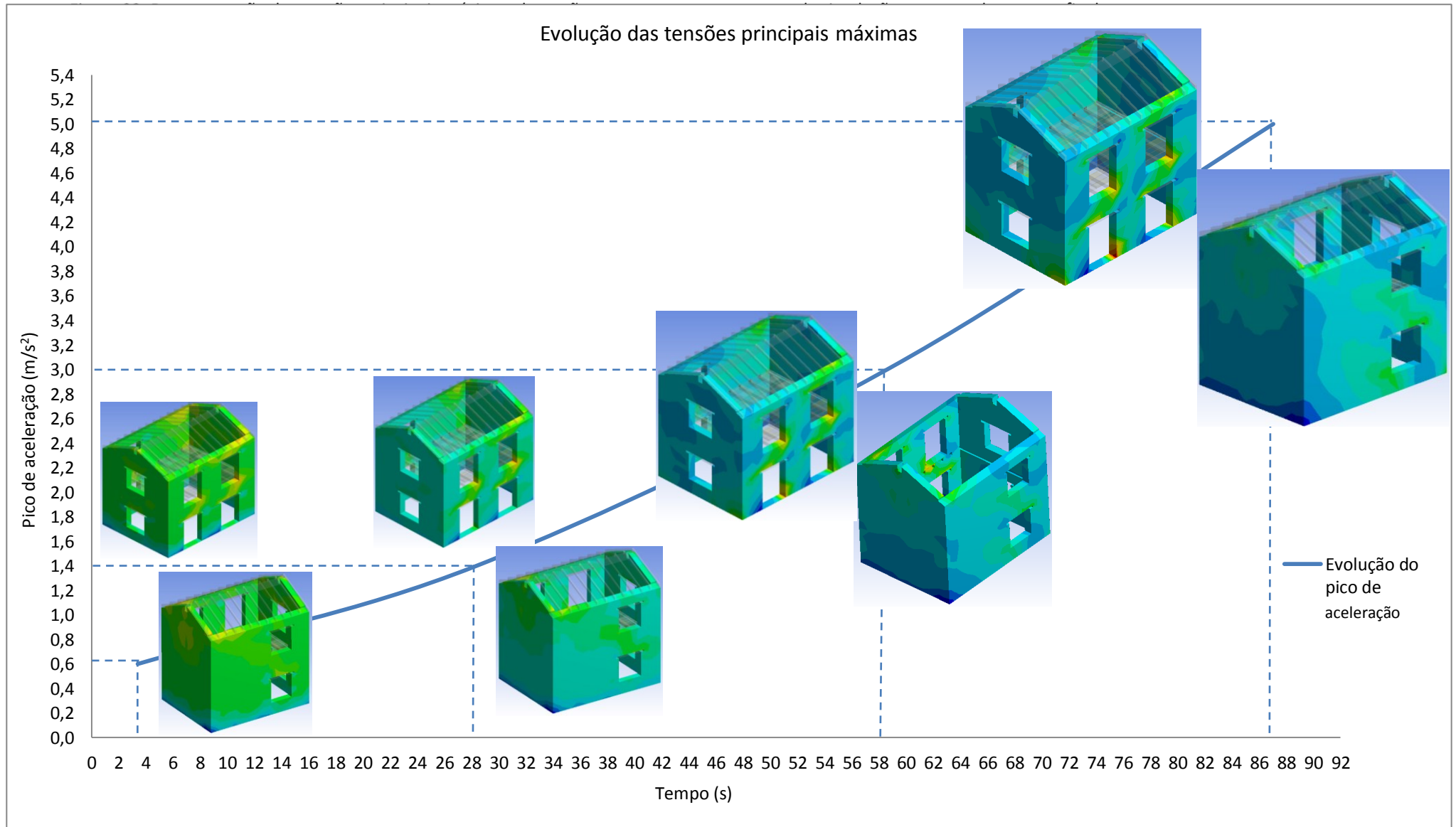
A calibração do modelo inicial com base nas propriedades mecânicas definidas para as paredes em alvenaria originou um modelo mais rígido comparativamente com a estrutura 1, uma vez que os valores das frequências numéricas resultantes foram o dobro dos experimentais. Esta discrepância levou a adotar a redução do módulo de elasticidade determinado experimentalmente, baseada na possibilidade da diferença existente entre o módulo de elasticidade do murete face ao da estrutura ensaiada, ou seja, as paredes da estrutura ensaiada apresentavam características e materiais diferentes às dos muretes, construídos para estimar as características mecânicas da estrutura. Esta disparidade pode ser justificada por inúmeros fatores, como por exemplo os blocos de pedra da estrutura apresentarem dimensões e geometrias construtivas superiores às dos muretes, promovendo uma maior uniformidade/homogeneidade destes últimos face à estrutura. Para além disso, o facto de um murete ter um período de construção muito inferior ao da estrutura, devido às suas reduzidas dimensões face às paredes da estrutura, origina uma secagem uniforme de toda a argamassa no murete, enquanto a estrutura sofre inúmeros períodos de secagem, ou seja, vários períodos de retração da argamassa diferentes (consoante o dia da aplicação), o que promove a micro fissuração, resultando numa perda uniforme de resistência das paredes da estrutura face à dos muretes. Não obstante ao que foi supramencionado, a probabilidade da aplicação de argamassas com traços diferentes ao longo da construção das paredes é muito elevada, comparativamente à da simples construção de um murete de pequenas dimensões, o que também pode promover grande heterogeneidade em termos de resistência ao longo das paredes em alvenarias ($5,8 \times 5,0 \times 0,32 \text{m}^3$) da estrutura 1 comparativamente aos muretes.

Uma vez constatado que as paredes ortogonais da estrutura não apresentam boas ligações ao nível dos cunhais, isto é, que os dois elementos estruturais verticais embora estejam ligados por intermédio de argamassa e blocos de pedra, não conseguem transferir os esforços de um elemento para o outro por completo, nomeadamente os momentos e as torções que se desenvolvem no eixo vertical do cunhal, logo, é admissível que o modelo numérico que reconhece as quatro paredes como um elemento de volume maciço com características de um corpo homogéneo e todo ele bem ligado, não traduza a

realidade estrutural das paredes da construção, sendo este mais um motivo para a alteração substancial das propriedades da alvenaria.

O facto de se ter realizado as simulações com uma malha de dimensões relativamente grande (secções de 0,5m de lado no caso do modelo inicial), propícia a redução do número de elementos nas paredes de alvenaria, o que influenciou diretamente na interpretação das suas zonas de fissuração. Tendo em consideração que uma fissura com relativa importância pode medir 10cm ou menos, seria mais coerente o uso de geometrias na definição da malha com uma dimensão máxima de 10cm. Uma vez que as paredes têm 32cm de espessura, então para definir a espessura das paredes com elementos de volume com 0,5m de lado apenas foi necessário um elemento, o que indica a existência de falta de pontos da malha para a determinação de resultados mais coerentes.

Tal como ocorreu nos ensaios experimentais, as fachadas oeste e este dos modelos numéricos sofreram maiores danos que as restantes. No entanto, o facto da parede oeste apresentar quatro aberturas e a parede este apresentar duas aberturas, fez com que a parede oeste ostenta-se menos equilíbrio/resistência estrutural face às solicitações que a outra fachada, originando maiores danos. A par do que aconteceu nos ensaios experimentais, as fissuras apareceram, essencialmente, nas paredes com aberturas numa direção diagonal, tal como se pode concluir pela evolução das áreas de tensões principais máximas nas paredes do modelo numérico, ilustradas na Figura 92. Segundo os resultados do acelerograma final, o primeiro pico de aceleração foi relativamente baixo face à resistência das paredes, logo, é natural que todas as paredes sofram tensões baixas e uniformemente distribuídas, conforme se constata pela Figura 92. No entanto, este pico já permite perceber que as padieiras e os cantos inferiores das aberturas são zonas com tendência para formação de excesso de tensões. Na análise do quarto e último pico de aceleração é possível verificar o aumento das zonas de dano referidas anteriormente, do mesmo modo que é possível visualizar a fissura vertical ao nível da parede norte.



Concluída a discussão dos resultados obtidos pelos programas de análise *Seismosignal* e *Ansys*, bem como a análise comparativa dos resultados numéricos com os resultados obtidos experimentalmente, apresentam-se as principais conclusões e as perspetivas de trabalho futuro no capítulo seguinte.

Capítulo 6

Conclusões

Perspetivas de Trabalho Futuro

6. CONCLUSÕES E PERSPETIVAS DE TRABALHO FUTURO

Apesar da extensão do tema da regulamentação sísmica, considera-se que este trabalho representou uma significativa valorização dos pareceres que a regulamentação mundial para a alvenaria antiga necessita de investigar, para a mitigação da sua vulnerabilidade sísmica. Face a este pressuposto, sugere-se a realização de um maior número de ensaios *in-situ* ou mesmo em laboratório (que traduza as condições reais de um ensaio *in-situ*), sujeito a este tipo de ações, de modo a compreender a influência do pavimento sobre as alvenarias.

Considera-se ainda que a presente investigação contribui para o conhecimento e divulgação dos principais danos deste tipo de construção, bem como da avaliação que as soluções de reforço (tirantes) promovem nas moradias quando solicitadas por abalos sísmicos.

6.1. Principais conclusões

O presente trabalho encontra-se organizado em duas partes, ambas desenvolvendo a temática “comportamento de construções em alvenaria antiga. Na primeira parte, desenvolveu-se um estado de arte sobre a caracterização, o reforço sísmico e o comportamento sísmico das alvenarias antigas com base em pesquisa bibliográfica. Procedeu-se ainda a uma caracterização da regulamentação mais importante, americana e europeia, existente para a alvenaria e respetiva análise comparativa. Concluída esta primeira tarefa, estudou-se o comportamento sísmico de uma estrutura segundo o caso de estudo apresentado. Para a concretização da análise da vulnerabilidade sísmica da estrutura recorreu-se a dois programas de cálculo automático, nomeadamente, *Seismosignal* e *Ansys*.

O presente trabalho integra a análise dos resultados de cada um dos capítulos que o compõe. Não obstante, no âmbito geral, opta-se por sublinhar as principais conclusões de cada análise realizada nesta dissertação em subcapítulos separados:

- Regulamentação sísmica;
- Deslocamentos segundo *Seismosignal*;

- Modelo numérico;
- Conclusões finais.

6.1.1. Regulamentação sísmica

O trabalho realizado ao nível da comparação entre as normas europeias e americanas, permite concluir, dois pontos fundamentais. O primeiro assenta na diferença de conhecimentos ao nível da influência que um pavimento flexível exerce sobre a alvenaria quando esta é sujeita a um sismo entre a comunidade americana e a europeia. O segundo ponto reside no facto de as normas americanas e europeias apresentarem valores semelhantes para o rácio da altura e a espessura efetiva, embora ambos os continentes apresentem tipologias construtivas diferentes, como é o caso das *cross walls*. A par disto, salienta-se o facto de as construções americanas e europeias, no caso geral, apresentarem tipologias construtivas diferentes, o que justifica a diferença de resistência ao corte das paredes envolventes – *cross walls* – dos dois continentes.

Para concluir refira-se o facto de tanto a norma italiana OPCM 3274/03 [5], como a norma americana ASCE 41-06 [8] apresentarem equações, (3.17) e (3.12) respetivamente, para a determinação da resistência ao corte da alvenaria com as mesmas incógnitas. Por outro lado, estes dois regulamentos apresentam duas equações muito semelhantes para o cálculo de uma resistência última no plano da parede. Enquanto que a norma italiana calcula um momento último resistente, o regulamento americano determina uma força resultante de um binário no plano da parede equivalente ao momento último.

6.1.2. Deslocamentos segundo *Seismosignal*

Dos resultados obtidos pelo *software Seismosignal* pode-se concluir que numa perspetiva global, o aumento da intensidade da aceleração nos sucessivos ensaios, tem repercussões ao nível do agravamento da abertura de fissuras e consecutivamente o aumento dos deslocamentos e das tensões máximas instaladas.

Relativamente aos ensaios com os acelerogramas 0,20g e 0,30g, estes induziram na estrutura um aumento significativo dos deslocamentos máximos e residuais relativos das paredes transversais (parede norte e parede sul). O aumento dos deslocamentos da

parede sul é um indício da probabilidade de fissuração ao nível da cobertura, confirmado pela efetiva ocorrência de fissuração no ensaio experimental da estrutura inicial para o acelerograma 0,40g. Por outro lado, a parede norte revela um aumento superior do deslocamento residual máximo relativamente ao deslocamento máximo, permitindo concluir que se trata de uma fachada com elevado nível de instabilidade, propícia à ocorrência de rotura parcial, facto este também confirmado pelo aparecimento de fissuração vertical abaixo da cumeeira e horizontal ao nível da cobertura, ocorridas no ensaio 0,40g da estrutura inicial.

Estes resultados associados ao facto de a parede sul ter sido a que em todos os ensaios apresentou maiores deslocamentos relativos à base permitem concluir que uma parede sem aberturas possui maior capacidade de absorção das solicitações impostas.

Também foi possível constatar que, no último ensaio cuja estrutura 1 se encontrava reforçada com tirantes, as fissuras ocorridas encontravam-se mais distribuídas por todas as paredes, devido à melhor ligação entre os painéis ortogonais que o reforço dos tirantes possibilitou.

Perante os resultados alcançados com este *software*, pode-se concluir que estes revelaram-se bastante positivos uma vez que foram concordantes os resultados experimentais.

6.1.3. Modelo numérico

De acordo com as características introduzidas no modelo numérico, pode-se concluir que os resultados obtidos para o modelo demonstram, em certa medida, a realidade do comportamento sísmico das alvenarias face a um abalo sísmico. Isto é, embora os materiais da alvenaria tenham um comportamento linear, a análise não linear dinâmica fornece resultados que se aproximam dos resultados reais, numa fase em que a estrutura real não apresenta danos excessivamente acentuados. Caso o dano na estrutura real, seja de tal modo acentuado que possa promover colapso parcial, o modelo não representa a realidade, uma vez que o modelo não reconhece a tensão limite para os nós, para no caso de se atingir esse valor se dividirem (partirem).

De qualquer modo, os resultados do programa permitem concluir que as paredes longitudinais são fundamentais para resistir às ações sísmicas, tal como se pode concluir

que estas quando têm presentes aberturas perdem grande capacidade resistente. O facto de as paredes terem aberturas indica a existência de fontes para o aparecimento de fissuras diagonais, nomeadamente ao nível das padieiras e dos cantos inferiores.

A análise às paredes transversais permite concluir que quando as mesmas não apresentam qualquer abertura, ocorrem sempre maiores deslocamentos, o que pode promover o colapso do painel por perda de equilíbrio, no entanto caso tenha aberturas, é provável o aparecimento de fissuras verticais nos painéis e fissuras diagonais a partir dos cantos das aberturas, tal como acontece nas restantes paredes.

Face aos resultados apresentados para a última simulação, em que o modelo estava reforçado com quatro tirantes ao nível do pavimento e outros quatro ao nível da cobertura, pode-se concluir que o reforço aplicado veio auxiliar a ligação entre as paredes ortogonais como era pretendido, aumentando consideravelmente a rigidez do modelo, traduzindo deste modo a realidade de acordo com resultados experimentais. A interpretação dos resultados das tensões no instante com maior pico de tração, permite concluir que o reforço atribuí às paredes do modelo uma maior distribuição uniforme de tensões. Este facto é concordante com a realidade experimental, uma vez que a estrutura reforçada, após o último ensaio apresentou uma maior distribuição de fissuras, isto é, as fissuras existentes foram controladas e apareceram novas fissuras distribuídas numa maior área.

Face às limitações que um modelo numérico com materiais de comportamento linear elástico introduz na análise comparativa com os casos reais, seria importante compreender os problemas que originaram a não convergência do modelo, nas simulações com materiais de comportamento não linear. Deste modo crê-se que um dos motivos para não se ter alcançado a convergência poderá residir no facto de não se ter conhecimento e informação suficiente da ferramenta de cálculo automático, como por exemplo o caso das reais capacidades/funcionalidades dos modelos não lineares dos materiais (p.e. *Drucker-Prager*, *Extended Drucker-Prager*, *Tensile Pressure Failure* e *Crack Softening Failure*), do funcionamento do critério de rotura das ligações entre os vários elementos estruturais (*Body Interactions* e *Stress Criteria*), e outras inúmeras variáveis que não são do controlo do utilizador (p.e. convergência da malha).

Este facto obrigou a fazer uma análise dinâmica não linear transiente apenas com propriedades lineares elásticas dos materiais.

Não obstante, teça-se uma pequena consideração relativamente ao trabalho que foi realizado para contornar esta limitação, esforços que não tiveram as consequências desejadas, mas que nem por isso devem ser subvalorizados: leitura integral do tutorial do Programa *Ansys*, desenvolvimento de trabalho com investigadores do departamento de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro e da Faculdade do Porto e contacto direto com o serviço de apoio e esclarecimentos da *Ansys*, nos Estados Unidos da América.

6.1.4. Conclusões finais

Face aos resultados obtidos tanto pela análise comparativa entre as normas americanas e europeias, como pela avaliação da vulnerabilidade sísmica do caso de estudo, pode-se concluir que os objetivos principais traçados para esta investigação foram atingidos. Gerou-se conhecimento científico, tanto ao nível das diferenças/lacunas entre as normas para a alvenaria, como no domínio dos principais danos e fragilidades identificados nas alvenarias antigas quando expostas a ações sísmicas.

Perante a análise dos resultados apresentados pelos programas *Seismosignal* e *Ansys*, pode-se concluir, numa primeira abordagem, que ambos os *softwares* correspondem às expectativas geradas. O *Seismosignal*, ao apresentar deslocamentos que traduziram fielmente a realidade experimental do ensaio da estrutura. O *Ansys*, porque produziu um modelo e respetivos resultados também estes de acordo com a realidade da campanha experimental, nomeadamente o dano estrutural nas paredes do modelo. Ambos os programas refletem capacidade de reprodução da realidade de um ensaio. No caso mais específico dos abalos sísmicos, o programa *Ansys* permite mitigar a vulnerabilidade sísmica de determinadas construções e aglomerados de importantes construções, como os centros históricos, através da aplicação de reforço de acordo com a intensidade das ações a que podem estar sujeitos. Embora se apresente resultados para materiais com comportamento linear elástico, acredita-se que após ultrapassado esse problema, as simulações de estruturas com materiais de comportamento não linear irão produzir resultados de excelência em termos dos tipos de rotura.

6.2. Perspetivas de trabalho futuro

Seria de algum modo vantajoso tanto para a comunidade científica europeia como para a comunidade americana o desenvolvimento de trabalhos científicos em parceria, nomeadamente ao nível da influência dos pavimentos sobre as alvenarias quando sujeitas a um sismo. Decerto modo, este é um fator determinante, que promove grandes incertezas na regulamentação, ou seja, no dimensionamento/reforço a adotar pelos engenheiros para este tipo de construções.

De acordo com os resultados obtidos, designadamente pelo programa *Ansys*, concluiu-se que existe uma lacuna de conhecimentos ao nível do comportamento de modelos com materiais de características não lineares como o caso da alvenaria. É fundamental perceber o seu funcionamento, as variáveis intervenientes que não estão disponíveis para o utilizador comum, tanto na definição das ligações entre os diferentes elementos e respetivos critérios de rotura, como na definição da melhor malha.

Perceber o comportamento sísmico do modelo, quando este é restringido por intermédio de uma base flexível (apoio elástico) e identificar as principais diferenças da vulnerabilidade sísmica de um modelo numérico face à introdução de dois tipos de apoios, um apoio rígido e um apoio elástico.

Calibração da estrutura com base nos resultados experimentais (deslocamentos).

Face ao que foi desenvolvido nesta dissertação, com o intuito de explorar ao máximo as capacidades do programa *Ansys*, caso fosse possível, poder-se-ia construir o modelo reforçado com tirantes a partir do modelo que anteriormente já sofrera uma solicitação sísmica, o que traduziria melhor a realidade, de acordo com o que ocorrera no último ensaio experimental, face ao que foi desenvolvido nesta dissertação.

Referências Bibliográficas

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. Lourenço, P.B., Mendes, N., Marques, R. & Oliveira, D.V., *Análise de estruturas antigas e novas em alvenaria: possibilidade e aplicações* in *Sísmica 2010 – 8º Congresso de sismologia e engenharia sísmica*, Oliveira, C.S., Costa, A. & Varum, H., Editors. 2010, Universidade de Aveiro, Aveiro. p. 14.
2. Eurocode 8, *Design of structures for earthquake resistance - Part 1: General rules, seismic action and rules for buildings*, CEN EN 1998-1, 2004.
3. Eurocode 8, *Design of structures for earthquake resistance - Part 3: Strengthening and repair of buildings*, CEN EN 1998 - 3, 2005.
4. Eurocódigo 6, *Projecto de Estruturas de Alvenaria*, NP ENV 1996, 2000.
5. OPCM n. 3274, *Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sísmica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sísmica*, Suppl. ord. n.72 alla G.U. n. 105 del 8/5/2003, e successive modifiche ed integrazioni.
6. OPCM n. 3431, *“Ulteriori modifiche ed integrazioni all’Ordinanza n.3274 del 20/3/2003, recante ‘Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sísmica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sísmica*, Suppl. ord. n.85 alla G.U. n.107 del 10/5/2005.
7. FEMA 547, *Techniques for the Seismic Rehabilitation of Existing Building*, Federal Emergency Management Agency, 2006.
8. ASCE/SEI 41-06, *Seismic Rehabilitation of Existing Buildings*, American Society of Civil Engineers, 2007.
9. ASCE/SEI 31-03, *Seismic Evaluation of Existing Buildings*, American Society of Civil Engineers, 2003.
10. Donghi, D., *Manuale dell'architetto*. 1905, Torino.
11. Sacchi, A., *L'economia del fabbricare*. 1878, Milano.
12. Carocci, C.F., *Guidelines for the safety and preservation of historical centres in seismic areas*, in *Historical constructions*, Lourenço, P.B. & Roca, P., Editors. 2001, University of Catania, Faculty of Architecture, Siracusa, Italy. p. 22.

13. Pinho, F.F.S., *Paredes de edifícios antigos em Portugal*. Edifícios. Vol. 8. 2000a, Lisboa: LNEC. p.372.
14. Pinho, F.F.S., *Sistematização do estudo sobre paredes de edifícios antigos*. 2ª série ed, ed. Ingenium. 2007b. p.49-59.
15. Giuffrè, A., *L'intervento strutturale quale atto conclusivo di un approccio multidisciplinare*, ed. Restauro, Q.A. 1995, Roma.
16. Giuffrè, A., *Sicurezza e Conservazione dei Centri Storici. Il caso de Ortigia*, in *Codice di pratica per gli interventi antisismici nel centro storico*, Laterza, E., Editor. 1993.
17. Rondelet, J.B., *Trattato teorico pratico sull'arte di edificare*. 1834, Mantova.
18. Lourenço, P.B., *As estruturas murárias: factores de comportamento, estabilidade, diagnóstico e intervenção*
19. Palma, A.M.O.C., *Principais métodos de diagnóstico de anomalias de paredes de edifícios antigos. Exemplos de aplicação*, in *Departamento de engenharia civil*. 2010, Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa: Lisboa.
20. Binda, L. & Saisi, A., *Non destructive testing applied to historic buildings: the case of some sicilian churches. historical constructions*. 2001, Guimarães.
21. Appleton, J., *Reabilitação de Edifícios Antigos. Patologias e Tecnologias de Intervenção*. 1ª Edição ed. 2003, Alfragide: Edições ORION.
22. Pinho, F.F.S. *Principais patologias em paredes de edifícios antigos*. in *REPAR 2000 – Encontro nacional sobre conservação e reabilitação de estruturas*. 2000b. Lisboa.
23. Pinho, F.F.S., ed. *Construções em alvenaria de pedra tradicional Principais anomalias e técnicas de reabilitação*. 2003, UNIC/UNL: Lisboa.
24. Pinho, F.F.S., *Paredes de alvenaria ordinária - Estudo experimental com modelos simples e reforçados*, in *Departamento de engenharia civil*. 2007a, Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa (FCT/UNL): Lisboa.
25. Pinho, F.F.S., *Paredes de edifícios antigos em Portugal* LNEC, Editor. 2008, LNEC: Lisboa.
26. Bonshor, R.B. & Bonshor, L.L., *Cracking in buildings. Construction research communications*. 1996, London, United Kingdom.

27. Ferretti, D. & Bažant, Z.P., *Stability of ancient masonry towers: Stress redistribution due to drying, carbonation, and creep*, in *Cement and Concrete Research*. 2006b. p. 1389-1398.
28. Valluzzi, M.R., Binda, L. & Modena, C., *Mechanical behaviour of historic masonry structures strengthened by bed joints structural repointing*. *Construction and Building Materials*. 2005. p. 63-73.
29. Roque, J.C.A., *Reabilitação estrutural de paredes antigas de alvenaria*, in *Departamento de engenharia civil 2002*, Universidade do Minho: Minho. p. 352.
30. Valluzzi, M.R., *Comportamento meccanico di murature consolidate con materiali e tecniche a base di calce*, in *Departamento de engenharia civil*. 2000, Università di Padova, Italy: Pavia.
31. Mateus, C.P.R., *Aplicação de resinas epoxi no tratamento de fissuras em rebocos exteriores*, in *Departamento de engenharia civil*. 2009 Universidade de Trás-dos-Montes e Alto Douro: Vila Real.
32. Hamid, A., Mahmoud, A. & Sherif, E., *Strengthening and repair of masonry structures: state of the art*, in *10th International brick and block masonry conference*. 1994: Calgary, Canada, University of Calgary. p. 485-494.
33. Yi, T., *Experimental investigation and numerical simulation of an unreinforced masonry structure with flexible diaphragms*, in *Departamento de engenharia civil e ambiental*. 2004, Georgia Institute of Technology: Georgia.
34. Khan, Q.U.Z. & Hanif, M.A., *Causes of failures of buildings in october 08, 2005 earthquake and their remedies*, in *Sísmica 2010 – 8º Congresso de sismologia e engenharia sísmica*, Oliveira, C.S., Costa, A. & Varum, H., Editors. 2010, University of Engineering & Technology Taxila - Pakistan Aveiro - Portugal. p. 13.
35. Ghaidan, U., *Earthquake Resistant Masonry Buildings*, R.I.B.A. Architect.
36. ICOMOS, *Recomendações para a análise, conservação e restauro estrutural do património arquitectónico*. 2004, Departamento de engenharia civil, Universidade do Minho, Guimarães.
37. Roque, J.C.A. & Lourenço, P.B., *Caracterização mecânica de paredes antigas de alvenaria. Um caso de estudo no centro histórico de Bragança*. 2003: Departamento de Engenharia Civil, Universidade do Minho.
38. Luso, E., Lourenço, P.B. & Almeida, M., *Centro histórico de Bragança: caracterização do edificado, aspectos arquitectónicos e anomalias*. 2004.

39. Meli, R., *Ingeniería estructural de los edificios históricos*. 1998, México: Fundación ICA.
40. Alberti, L.B., *De Re Aedificatoria*, in *Il Polifilo*. 1996, Milano.
41. Ferreira, J. & Appleton, J., *Reforço e reabilitação estrutural de um edifício de habitação do século XVIII*, in *Ingenium*, Ondem dos engenheiro. p. 67-72
42. Appleton, J., *Tecnologias de intervenção em edifícios antigos. Consolidação de estruturas*, in *Contribuição para um curso de introdução à reabilitação urbana*. 1993, CCRLVT: Lisboa.
43. Coelho, E., *Seismic testing and vulnerability assessment*, in *International workshop "Masonry walls and earthquakes"*, Lourenço, P.B., Barros, J.O. & Oliveira, D.V., Editors. 2004, Guimarães.
44. Candeias, P.J.d.O.X., *Avaliação da vulnerabilidade sísmica de edifícios de alvenaria in Departamento de engenharia civil*. Universidade do Minho, Guimarães.
45. Vicente, R.d.S., *Estratégias e metodologias para intervenções de reabilitação urbana; Avaliação da vulnerabilidade e do risco sísmico do edificado da baixa de Coimbra in Departamento de engenharia civil*. 2008, Universidade de Aveiro: Aveiro. p. 617.
46. Vicente, R., Varum, H. & Silva, M.d. *Seismic vulnerability assessment of buildings in the old city centre of Coimbra*. in *Proceedings of the international conference 250th anniversary of the 1755 Lisbon earthquake*. 2005c. Lisbon.
47. Coburn, A.W. & Spence, R., *Earthquake protection*. 2002, Chichester, England: John Wiley & Sons Ltd.
48. Caicedo, C., Barbat, A.H., Canas, J.A. & Aguiar, R., *Vulnerabilidad sísmica de edificios*, in *Monografía CIMNE IS-6*. 1994: Barcelona.
49. Cardona, O.D., *Estimación holística del riesgo sísmico utilizando sistemas dinámicos complejos*, in *Departamento de engenharia civil*. 2001, Universidade Politécnica de Catalunya, Barcelona, Spain.
50. McGuire, R.K., *Seismic hazard and risk analysis*, ed. Monograph, E. 2004: Earthquake engineering research Institute.
51. Roque, J.C.A. & Lourenço, P.B., *Métodos simplificados na avaliação sísmica de edifícios históricos in Sísmica 2004 - 6º Congresso nacional de sismologia e engenharia sísmica*, Lourenço, P.B. & Oliveira, D.V., Editors. 2004, Universidade do Minho, Guimarães. p. 420-428.

52. Ferreira, T., Vicente, R., Varum, H., Costa, A. & Silva, J.A.R.M.d., *Metodologia de avaliação da vulnerabilidade sísmica das paredes de fachada de edifícios tradicionais de alvenaria*, in *Sísmica 2010 – 8º Congresso de sismologia e engenharia sísmica*, Oliveira, C.S., Costa, A. & Varum, H., Editors. 2010, Universidade de Aveiro, Aveiro. p. 1-11.
53. Lourenço, P.B., *Computations on historic masonry structures*, in *Progress in structural engineering materials*. 2002, John Wiley & Sons, Ltd. p. 301-319.
54. Magenes, G. & Fontana, A.D. *Simplified non-linear seismic analysis of masonry buildings*. in *5th International masonry conference, proceedings of the british masonry society*. 1998.
55. Gambarotta, L. & Lagomarsino, S. *On the dynamic response of masonry walls*. in *Proceedings of the National Congress "La Meccanica delle Murature tra Teoria e Progetto"*. 1996. Messina.
56. Augenti, N., *Seismic design of masonry buildings*. 2004, UTET Libreria.
57. Pasticier, L., Amado, C. & Fragiaco, M., *Non-linear seismic analysis and vulnerability evaluation of a masonry building by means of the SAP2000 V.10 code*, in *Earthquake engineering & structural dynamics*. 2008. p. 467-485.
58. Rizzano, G. & Sabatino, R., *An equivalent frame model for the seismic analysis of masonry structures* in *Sísmica 2010 – 8º Congresso de sismologia e engenharia sísmica*, Oliveira, C.S., Costa, A. & Varum, H., Editors. 2010, Universidade de Aveiro, Aveiro.
59. Galasco, A., Lagomarsino, S. & Penna, A., *Tremuri Program: Seismic Analyser of 3D Masonry Buildings*. 2002: University of Genoa, Italy.
60. Calderini, C., Cattari, S. & Lagomarsino, S., *In-plane strength of unreinforced masonry piers*, in *Earthquake engineering and structural dynamics*. 2009. p. 243-267.
61. M.I.T., *Norme tecniche per le costruzioni*, trasporti, M.i.e., Editor. 2008, D. M.: Rome, Italy.
62. Arêde, A. & Costa, A., *Inspecção e Diagnóstico Estrutural de Construções Históricas*, in *Seminário "A Intervenção no Património. Práticas de Conservação e Reabilitação"*. 2002: FEUP – Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto.

63. Binda, L., Anzani, A. & Saisa, A. *Preservation of the historic structures: investigation and diagnosis as essential steps for compatible choices*. in *ICPCM - International conference on performance of construction materials - A new era of building*. 2003. Cairo, Egypt.
64. Rilem, L.D., *In-situ stress tests on masonry based on the flat jack*. 1990a.
65. ASTM, *In-situ compressive stress within solid unit masonry estimated using flat jack measurements*, A.S.C., Editor. 1991a.
66. ASTM, *In-situ measurement of masonry deformability properties using the flat jack method*, A.S.C., Editor. 1991b.
67. Rilem, L.D., *In-situ strength/elasticity tests on masonry based on flat jack*. 1990b.
68. Córias, V., *Inspecções e ensaios na reabilitação de edifícios*. 2006, Lisboa: IST Press.
69. Estévez, D.G., *Experimental and numerical analysis of stone masonry walls strengthened with advanced composite materials*. 2009, Bilbao, Spain: Universidad Del País Basco.
70. Pina, H.J., *Masonry under compression: failure analysis and long-term effects*, in *Departamento de engenharia civil*. 2005, Universidade do Minho: Guimarães, Portugal.
71. Gouveia, J.P. & Lourenço, P.B., *Avaliação do comportamento de paredes de alvenaria com blocos de betão leve* in *4ª Jornadas portuguesas de engenharia de estruturas*. 2006. p. 12.
72. Haach, V.G., *Development of a design method for reinforced masonry subjected to in-plane loading based on experimental and numerical analysis*, in *Departamento de engenharia civil*. 2009, Universidade do Minho, Guimarães. p. 366.
73. Pinho, F.F.S., Baião, M.F.C. & Lúcio, V.J.G., *Paredes de alvenaria ordinária - Efeito do confinamento transversal por conectores metálicos* in *Sísmica 2010 – 8º Congresso de sismologia e engenharia sísmica*, Oliveira, C.S., Costa, A. & Varum, H., Editors. 2010, Universidade de Aveiro, Aveiro.
74. Varum, H., Costa, A., Silveira, D., Oliveira, C. & Figueiredo, A., *Caracterização mecânica e reforço de construções em alvenaria de adobe*, in *Sísmica 2010 – 8º Congresso de sismologia e engenharia sísmica*, Oliveira, C.S., Costa, A. & Varum, H., Editors. 2010, Universidade de Aveiro, Aveiro. p. 8.

75. Magenes, G., Penna, A. & Galasco, A. *A full-scale shaking table test on a two-storey stone masonry building* in *14th European conference on earthquake engineering proceedings*. 2010.
76. Griffith, M.C., Dizhur, D., Derakhshan, H., Lumantarna, R. & Ingham, J.M., *In-situ out-of-plane testing of unreinforced masonry wall segment in Wintec Block F building* in *2010 NZSEE Conference 2010*, Nova Zelândia. p. 8.
77. Ismail, N., Ingham, J.M. & Laursen, P.T., *Performance based out-of-plane posttensioning seismic retrofit design of unreinforced masonry walls* in *2010 NZSEE Conference 2010*: Nova Zelândia. p. 9.
78. Costa, A.A., Arêde, A., Oliveira, C.S. & Costa, A., *Estudo experimental in situ de paredes em alvenarias do Faial, Açores* in *Sismos 1998 - Açores; Uma Década Depois*, Oliveira, C.S., Costa, A. & Nunes, J.C., Editors. 2008. p. 397-418.
79. Casanova, S., Bento, R. & Lopes, M., *Avaliação e reforço sísmico de edifícios de alvenaria com referência a regulamentação estrangeira*, in *Sísmica 2007 – 7º Congresso de sismologia e engenharia sísmica*. 2007, FEUP, Porto.
80. Lopes, M.S., Bento, R. & Monteiro, M., *Análise Sísmica de um Quarteirão Pombalino*, 2004, Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa.
81. ASTM, *"Standard specification for mortar for unit masonry"*, In: *Annual Book of ASTM Standards: Chemical-Resistant Nonmetallic Materials; Vitrified Clay Pipe; Concrete Pipe; Fiber-Reinforced Cement Products; Mortars and Grouts; Masonry; Precast Concrete: Designation C270*, v. 04.05, Pennsylvania, Junho 1997.
82. Virginia rehabilitation code, *Appendix A: Guidelines for the seismic retrofit of existing buildings, Chapter A1 - Seismic strengthening provisions for unreinforced masonry bearing wall buildings*, 2006.
83. Russell, A., Ingham, J., & Griffith, M., *"Comparing New Zealand's Unreinforced Masonry Details with those Encountered in Other Seismically Active Countries."* *7th International Masonry Conference*, 30 October – 1 November de 2006, London, UK.
84. Lourenço, Paulo B., *Dimensionamento de Alvenarias Estruturais*, Dezembro 1999, Relatório 99-DEC/E-7.
85. Magenes, G., Penna, A., Senaldi, I., Rota, M. & Galasco, A., *"Prove su tavola vibrante di tr edifici a grandezza naturale in muratura in pietra. Parte I: descrizione della campagna sperimentale."*, *XIV Convegno Anidis*, 18 - 22 settembre 2011, Bari, Italia.

86. Magenes, G., Penna, A., Senaldi, I., Rota, M. & Galasco, A., *“Prove su tavola vibrante di tr edifici a grandezza naturale in muratura in pietra. Parte II: valutazione dell'effectto di diversi interventi di irrigidimento sulla risposta dinamica.”*, XIV Convegno Anidis, 18 - 22 settembre 2011, Bari, Italia.
87. Seismosoft, 26.07.2011, <http://www.seismosoft.com/en/HomePage.aspx>.
88. Boore, D.M., *Effects of baseline corrections on displacements and response spectra for several recordings of the 1999 Chi-Chi, Taiwan, earthquake*. 2001, Bulletin of the Seismological Society of America. p. 1199-1211.
89. Green, D.W., Winandy, J.E. & Kretschmann, D.E., *Mechanical properties of wood*, in *Wood handbook—Wood as an engineering material*, Laboratory, F.P., Editor. 1999, Gen. Tech. Rep. FPL–GTR–113. p. 1 a 45.
90. Farinha, J.S.B. & Reis, A.C., *Tabelas técnicas, Engenheiros Civis*. 1993.
91. ANSYS, *User’s Manual (Release 12.0.1)*, Swason analysis systems, Inc. 2009.