





Universidade do Minho
Escola de Engenharia

Carlos Filipe Martins Ferreira

Análise dinâmica de um edifício antigo
de alvenaria através de um modelo de
macro-elementos

Dissertação de Mestrado
Ciclo de Estudos Integrados Conducentes ao
Grau de Mestre em Engenharia Civil

Trabalho efetuado sob a orientação de
Doutor Rui Filipe Pedreira Marques
Professor Paulo B. Barbosa Lourenço

AGRADECIMENTOS

Em primeiro lugar, aos meus pais, pelo apoio a todos os níveis durante a execução da dissertação e essencialmente no decorrer do curso, que a eles o devo. Pelo exemplo que são e por todo o esforço que fizeram por mim.

Em segundo lugar, ao meu orientador, o Dr. Rui Marques, por toda a disponibilidade, compreensão e conhecimento em mim empenhados. Pela sua excelente intervenção neste trabalho.

À Patrícia Castro, por todo companheirismo, paciência, apoio e motivação, que em muito ajudaram a suportar os momentos menos bons do percurso.

Ao porto seguro, a minha família, principalmente ao meu irmão.

Aos meus amigos, porque o foram, principalmente nos momentos em que dissertar não se revelou oportuno.

Ao José Castro, pelo apoio e intervenção neste trabalho.

À empresa BGM, Engenharia e Construção pela disponibilização das fotografias e visita à obra. Pela flexibilização do meu horário laboral em alguns momentos.

Ao Dr. Nuno Mendes pelo fornecimento dos resultados da sua tese de PhD para comparação com os resultados deste trabalho.

Ao Staff do TreMuri e à empresa S.T.A. DATA, pela disponibilização das versões de investigação e comercial respetivamente, utilizadas neste trabalho.

RESUMO

As construções em alvenaria representam uma boa parte do património edificado habitacional, cultural e de serviços, quer a nível nacional quer internacional, o qual importa preservar e reabilitar. A reabilitação urbana do património edificado é um problema social, não apenas pelo seu valor económico, mas também pela necessidade de segurança dos seus habitantes e das pessoas em geral. Contudo, as estruturas de alvenaria têm características intrínsecas que as fazem vulneráveis a ações horizontais, quando não devidamente concebidas.

Existem diferentes métodos de análise sísmica para previsão, de forma mais ou menos rigorosa, do comportamento dos edifícios e dos efeitos induzidos às estruturas devido às ações laterais. O objetivo do presente trabalho é a análise de um edifício antigo característico de Lisboa, o edifício Gaioleiro, utilizando uma aproximação intermédia. Ou seja, que é aplicada uma análise dinâmica a um modelo de macro-elementos em alternativa à aplicação de análises pseudo-dinâmicas a modelos mais refinados, com vista à sua validação para uso à escala urbana com um esforço computacional reduzido.

A presente dissertação visa contribuir para o desenvolvimento de um estado de conhecimento e de ferramentas adequadas e acessíveis aos projetistas de reabilitação estrutural de edifícios em alvenaria. Para além do enquadramento sobre a temática, é aplicada a análise dinâmica não-linear com integração no tempo a um edifício Gaioleiro, com o uso de *software* de cálculo apropriado. Os resultados da análise são depois comparados, em termos da resposta sísmica, com aqueles obtidos num estudo anterior de simulação em plataforma sísmica e análise com elementos finitos do mesmo edifício. Posteriormente, é feita uma análise paramétrica relativamente a um modelo de referência do edifício, com variação das propriedades mecânicas da alvenaria, com o intuito de perceber a sua influência no comportamento sísmico da estrutura. Foi possível concluir que a aproximação intermédia usada permite obter bons resultados, quando as condicionantes e restrições do modelo são bem controladas.

Palavras-chave: Edifício Gaioleiro, ação sísmica, macro-elementos, análise dinâmica não-linear, reforço sísmico.

ABSTRACT

Masonry constructions represent a large amount of the habitational, cultural and service buildings, both nationally and internationally, which need to be preserved and rehabilitated. The urban rehabilitation of the building stock is a societal problem, not only because of its economic value, but also because of the need of safety for their inhabitants and for the general population. However, masonry structures have intrinsic characteristics which make them vulnerable to seismic actions, when not properly designed. Urban centres present an immediate real danger, because of the large density of population and old masonry buildings. This perception has also contributed for the disuse of masonry structures in areas with considerable seismic hazard.

There are different methods for seismic analysis of building structures to predict, with more or less accuracy, the building behavior and the effects to the structures due to the horizontal actions. The objective of this work is the analysis of a characteristic ancient building in Lisbon, the Gaioleiro building, using an intermediate approach. This means that a dynamic analysis is applied to a macro-element model as an alternative to the application of pseudo-dynamic analyses to more refined models, aiming at their validation for use at urban scale with a reduced computational effort.

The present dissertation aims to contribute to the development of an adequate state-of-the-art and tools accessible to designers of structural rehabilitation to masonry buildings. Beyond the framework of the matter, nonlinear dynamic time history analysis is applied to a Gaioleiro building, using suitable computer codes. The results are then compared with the results obtained from previous performed shaking table tests and finite element analyses of the same building. Finally, a parametric analysis is made relatively to a reference model of the building, by varying the masonry properties, in order to understand their influence in the seismic behaviour of the structure. It was possible to conclude that the used intermediate approach provides suitable results, when the constraints of the model are well controlled.

Keywords: Gaioleiro building, seismic action, macro-elements, nonlinear time history analysis, seismic strengthening.

ÍNDICE

AGRADECIMENTOS	III
RESUMO	V
ABSTRACT	VII
ÍNDICE	IX
ÍNDICE DE FIGURAS	XI
ÍNDICE DE TABELAS	XV
CAPÍTULO I	1
INTRODUÇÃO	1
1.1. <i>Objetivos do estudo</i>	6
1.2. <i>Estrutura da dissertação</i>	7
CAPÍTULO II	9
ALVENARIA ESTRUTURAL E AÇÃO SÍSMICA	9
2.1. <i>Construções em Alvenaria Estrutural</i>	9
2.2. <i>Ação sísmica e métodos de análise</i>	13
2.2.1 <i>Análise Linear</i>	14
2.2.2. <i>Análise Não-Linear</i>	17
2.2.2.1. <i>Análise Estática Não Linear</i>	18
2.2.2.2. <i>Análise Dinâmica Não-Linear</i>	20
CAPÍTULO III	25
EDIFÍCIO GAIOLEIRO	25
3.1. <i>Caracterização Construtiva</i>	25
3.2. <i>Vulnerabilidade Sísmica</i>	31
CAPÍTULO IV	41
MODELAÇÃO NUMÉRICA NO TREMURI	41
4.1. <i>Modelo de Pórtico Equivalente</i>	42
4.2. <i>Macro-elemento</i>	47
4.3. <i>Elemento Bilinear</i>	51
4.3. <i>Modelação 3D</i>	55

CAPÍTULO V	57
CASO DE ESTUDO: ANÁLISE DINÂMICA COM INTEGRAÇÃO NO TEMPO DE UM EDIFÍCIO GAIOLEIRO	57
5.1. <i>Análise comparativa do edifício Gaioleiro</i>	57
5.1.1. Edifício do tipo gaioleiro não-reforçado	58
5.2.1. Edifício do tipo gaioleiro reforçado.....	72
5.2. <i>Análise Paramétrica</i>	78
5.2.1. Modelo de Referência.....	78
5.2.2. Variação do Módulo de Elasticidade da Alvenaria	83
5.2.3. Variação da Resistência à Compressão	85
5.2.4. Variação da Resistência ao Corte Inicial.....	87
5.2.5. Variação do Coeficiente de Atrito (μ), do Parâmetro de Deformabilidade por Corte (G_c) e do Parâmetro de Amolecimento (β)	89
CAPÍTULO VI	93
CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS.....	93
6.1. <i>Conclusões</i>	93
6.2. <i>Desenvolvimentos futuros</i>	95
BIBLIOGRAFIA.....	97
ANEXOS	103
<i>Anexo I- Séries temporais de aceleração utilizadas na análise comparativa</i>	103

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1: Aspectos construtivos das civilizações de diferentes épocas: a) Pirâmide de Gizé (2550 a.C.), b) Partenon, Grécia (séc. V a.C.), c) aqueduto de Ponte do Gard, França (séc. I a.C.) e d) cripta de Sant’Eusebio, Pavia (séc. VII).....	2
Figura 2: Sistemas estruturais em (a) alvenaria simples (Paulo B Lourenço, 2007), (b) alvenaria armada (Vasconcelos et al., 2007) e (c) alvenaria confinada (R. F. P. Marques, 2012)	13
Figura 3: Espectro de cálculo $S_d(T)$ para análise linear elástica, segundo o Eurocódigo 8 (IPQ, 2010).....	14
Figura 4: Definição do coeficiente de comportamento q (Morandi e Magenes, 2008).....	16
Figura 5: Relação força–deslocamento elasto–perfeitamente plástica idealizada.....	19
Figura 6: Deslocamento-alvo de um sistema equivalente com um grau de liberdade	20
Figura 7: Procedimento de análise dinâmica (Lestuzzi e Badoux, 2008): a) modelo estrutural, b) modelo histerético, c) acelerogramas de cálculo e d) resposta força-deslocamento	23
Figura 8: Evolução do edificado relativamente à tipologia utilizada. Fonte: INE (2011).....	26
Figura 9: Gaioleiros com fachadas diferentes em formas e tamanho (Simões e Bento, 2012)	27
Figura 10: Solos e fundações na cidade de Lisboa: (a) carta do tipo de solos, (b) fundação direta (Appleton, 2003) e (c) arcos de fundação.....	27
Figura 11: Paredes do gaioleiro: (a) distribuição das paredes tipo (Gomes, 2011) e (b) variação da espessura em altura (Appleton, 2005)	29
Figura 12: Ligações pavimento-paredes resistente através de entalhes (Appleton, 2003): (a) ligação por encaixe, (b) ligação por ancoragem e (c) ligação através de frechal	30
Figura 13: Solução construtiva de pavimentos em zonas húmidas com vigotas metálicas e abobadilhas cerâmica (João Appleton, 2005).....	30
Figura 14: Configurações geométricas a considerar no projeto sísmico (adaptado de Paulay e Priestley (1992)): (a) em planta, (b) em elevação e (c) distribuição de massa e rigidez.....	33
Figura 15: Comportamento de paredes a ações (a) fora do plano e (b) no plano, e (c) comportamento de caixa de um edifício (Marques, 2015)	34
Figura 16: Efeitos da ligação entre paredes (adaptado de Carvalho e Oliveira (1999)): (a) efeito diafragma de laje rígida e (b) efeito por falta de contraventamento das paredes	35

Figura 17: Tipos de mecanismos em paredes de alvenaria (D’Ayala e Speranza, 2002).....	36
Figura 18: Regularização de paredes com aplicação de malha de reforço (obra de reabilitação no centro da Cidade do Porto, realizado pela empresa BGM, Engenharia e Construção).....	38
Figura 19: Reforço de ligações entre paredes ortogonais através de: a) introdução de tirantes curtos (Lamego, 2014) e b) cruzamento de tirantes nos cantos (Lamego, 2014)	39
Figura 20: Reforço com cantoneiras e chapas metálicas (Bento, 2013). b) fecho perimetral através de cintas à direita e através de elementos pré-esforçados à esquerda e c) conexão entre as paredes perimetrais e o telhado.....	40
Figura 21: Modelos de macro-elementos: (a) exemplo no 3Muri e (b) modelos estruturais simplificados de paredes em alvenaria simples (Lagomarsino et al., 2013).....	43
Figura 22: Exemplo de um modelo de pórtico equivalente para um edifício com aberturas regularmente distribuídas (adaptado de Lagomarsino et al. (2013))	44
Figura 23: Determinação da geometria dos lintéis em parede com aberturas irregularmente distribuídas (Lagomarsino et al., 2013)	44
Figura 24: Mecanismos de colapso de nembos no plano (adaptado de Yi (2004)).	45
Figura 25: Resposta cíclica de nembos para dois mecanismos de rotura (Candeias, 2008). ...	46
Figura 26: Mecanismos de lintéis no plano das paredes (G. Magenes et al., 2000): (a) esforço de corte nas extremidades, (b) rotura por corte e (c) compressão diagonal.....	47
Figura 27: Modelo cinemático do macro-elemento (Gambarotta e Lagomarsino, 1996).....	48
Figura 28: Ilustração do nível de dano por corte definido pelo parâmetro α (Andrea Penna et al., 2016).	49
Figura 29: Efeito do esmagamento da alvenaria (Penna, 2002): (a) deslocamento vertical vs. rotação, sem esmagamento (a azul tracejado) e com esmagamento (a vermelho), e (b) força de corte vs. deslocamento, com esmagamento (a vermelho) e sem esmagamento (a preto).....	50
Figura 30: Ilustração esquemática da influência de G_c e β	50
Figura 31: Elemento bilinear: (a) idealização do elemento e (b) comportamento de degradação não linear (Lagomarsino et al., 2013)	51
Figura 32: Modelação 3D das paredes de alvenaria (Galasco et al., 2007).	55
Figura 33: Modelo experimental do edifício gaioleiro não reforçado (Mendes 2012).	60
Figura 34: Modos de vibração dos modelos de elementos finitos (à esquerda) e macro-elementos (ao centro e à direita): a) 1º modo transversal, b) 1º modo rotacional, c) 1º modo longitudinal.	61
Figura 35: Modos de vibração dos modelos de elementos finitos (à esquerda) e macro-elementos (ao centro e à direita): a) 2º modo longitudinal e) 2º modo transversal.	62

Figura 36: Acelerogramas do Sismo de 100% a) direção x e b) direção y.....	65
Figura 37: Dano observado nas paredes do edifício após o Sismo de 25%: a) modelo experimental, b) modelo de elementos finitos e c) modelo de macro-elementos e respetiva legenda.....	66
Figura 38: Dano observado nas paredes do edifício após o Sismo de 100%: a) modelo experimental, b) modelo numérico de elementos finitos e c) modelo de macro-elementos	68
Figura 39: Envolvente α_b -Deslocamento para os inputs sísmicos de 25%, 50%, 75% e 100%, do modelo de macro-elementos do edifício não reforçado, direção x.....	70
Figura 40: Drift no plano das paredes de fachada principais, para os ensaios experimentais (EE) e para o modelo de macro-elementos (MME) no caso de Sismos de a) 25% e 50% e b) 75% e 100%.....	72
Figura 41: Edifício gaioleiro reforçado	73
Figura 42: Disposição geométrica das cantoneiras para cálculo da secção equivalente	74
Figura 43: Secção equivalente homogeneizada.....	74
Figura 44: Dano observado nas paredes do edifício reforçado após a atuação do Sismo de 100%: a) modelo experimental e b) modelo de macro-elementos e respetiva legenda	75
Figura 45: Dano observado nas paredes do edifício após a atuação do Sismo de 150%: a) modelo experimental e b) modelo de macro-elementos.....	76
Figura 46: Dano observado nas paredes do edifício após a atuação do Sismo de 150%: a) modelo de macro-elementos e b). modelo experimental.....	77
Figura 47: Drift no plano do modelo macro-elementos para Sismos de 125% e 150%.....	77
Figura 48: Drift no plano do modelo macro-elementos para Sismos de 125% e 150%.....	79
Figura 49: Comparação do dano para o Sismo de 100%: a) modelo de macro-elementos na direção x, b) modelo de macro-elementos na direção y, e c) modelo de elementos finitos.	80
Figura 50: Comparação do dano para o Sismo de 300%: a) modelo de macro-elementos na direção x, b) modelo de macro-elementos direção y, e c) modelo de elementos finitos.....	81
Figura 51: Resposta força–deslocamento para o Sismo de a) 100% na direção x, b) 100% na direção y, c) 300% na direção x, e d) 300% na direção y.	82
Figura 52: Drift no plano das paredes em correspondência com as direções a) x e b) y.....	83
Figura 53: Variação do módulo de elasticidade: a) dano para $E = 0.5E_{MR}$ na direção x, e b) envolvente força-deslocamento para $E = 2E_{MR}$, na direção y.	84
Figura 54: Drift no plano das paredes em correspondência com as direções a) x e b) y.....	85
Figura 55: Dano na fachada principal para $f_m = 2f_{m,MR}$	86
Figura 56: Drift no plano das paredes, correspondente à análise na direção x.....	86

Figura 57: Envolvente força-deslocamento para a direção x, com $f_m = 2f_{m,MR}$	86
Figura 58: Análise na direção x para o Sismo de 100%: a) alteração da envolvente força-deslocamento com a variação da f_{vm0} e b) dano obtido para uma f_{vm0} de 0.05 MPa.	88
Figura 59: Análise na direção y para o Sismo de 300%: a) alteração da envolvente coeficiente-sísmico-deslocamento com a variação da f_{vm0} e b) dano obtido para uma f_{vm0} de 0.05MPa ...	88
Figura 60: Comparação da resposta do modelo na direção x para diferentes valores de μ a) envolvente coeficiente sísmico-deslocamento e b) drift no plano	89
Figura 61: Dano no modelo com G_c igual a 2, em correspondência com: a) 1/3 da análise b) 2/3 da análise e c) análise completa.	90
Figura 62: Dano no modelo com G_c igual a 8, em correspondência com: a) 1/3 da análise b) 2/3 da análise e c) análise completa.	91
Figura 63: Acelorograma do Sismo de 25%, Direção x	103
Figura 64: Acelorograma do Sismo de 25%, Direção y	103
Figura 65: Acelorograma do Sismo de 50%, Direção x	103
Figura 66: Acelorograma do Sismo de 50%, Direção y	104
Figura 67: Acelorograma do Sismo de 75%, Direção x	104
Figura 68: Acelorograma do Sismo de 75%, Direção y	104
Figura 69: Acelorograma do Sismo de 125%, Direção x	104
Figura 70: Acelorograma do Sismo de 125%, Direção y	104
Figura 71: Acelorograma do Sismo de 150%, Direção x	104
Figura 72: Acelorograma do Sismo de 150%, Direção y	104

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 1: Estado de conservação dos edifícios de Lisboa em 2001, segundo a época de construção (Andrade, 2011)	4
Tabela 2: Intervalos típicos para os valores característicos das propriedades mecânicas da alvenaria (Tomažević, 1999).....	10
Tabela 3: Valores de f_{vk0} e valores limites de f_{vk} para argamassa convencional (Lourenço, 1999).....	11
Tabela 4: Valores do coeficiente q para edifícios de alvenaria simples (Frumento et al., 2009)	16
Tabela 5: Fatores que influenciam a vulnerabilidade sísmica de edifícios de alvenaria (Magenes, 2006).....	37
Tabela 6: Resumo de hipóteses consideradas para os dois tipos de elementos possíveis	54
Tabela 7: Fatores de escala das leis de similitude de Cauchy utilizados neste trabalho (adaptado de (Carvalho, 1998)).....	59
Tabela 8: Parâmetros dos materiais adotados para o modelo de referência	79

CAPÍTULO I

INTRODUÇÃO

A alvenaria é um dos primeiros sistemas construtivos que a história conheceu e foi o mais usado até ao aparecimento das estruturas metálicas em Inglaterra, em meados do século XVIII e do betão armado, em meados do século XIX. O aparecimento da alvenaria remonta a milhares de anos antes de Cristo e esta deve a sua origem à necessidade de construir um “abrigo”, que aparece no final da idade da pedra com a sedentarização. O desenvolvimento deste novo estilo de vida motivou uma aglomeração cada vez maior da população, sendo as construções em alvenaria parte importante na criação de condições para tal, principalmente no que respeita à proteção contra as más condições climáticas.

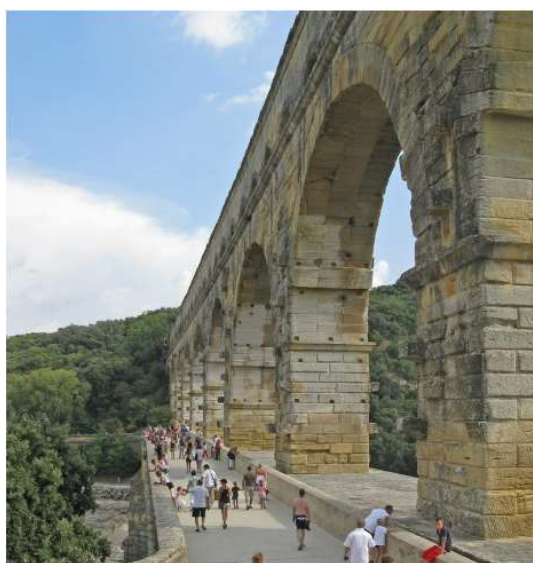
As primeiras grandes civilizações apareceram na antiga Mesopotâmia, expandindo-se depois ao longo dos tempos um pouco por todo o globo, e cujo legado assenta em grande parte nas imponentes construções da antiguidade. Estas construções apresentavam paredes de grande espessura, as quais foram inicialmente dimensionadas através de regras intuitivas, e mais tarde com base na experiência adquirida ao longo do tempo. É de notar, mesmo nas construções mais antigas (6000 a.C.), o emprego de argila como ligante e como matéria-prima do tijolo, o qual era seco ao sol e reforçado com fibras e areia (Sousa, 2003). Com o passar do tempo encontram-se marcos da evolução da construção em alvenaria, como a edificação das pirâmides (Figura 1a), o uso do sistema pilar-lintel na Grécia (Figura 1b), o uso da alvenaria na construção de pontes e aquedutos, (Figura 1c) e o uso da abóbada e evolução no uso de ligantes no império Romano (Figura 1d), Sousa (2003).



a)



(b)



c)



d)

Figura 1: Aspectos construtivos das civilizações de diferentes épocas: a) Pirâmide de Gizé (2550 a.C.), b) Partenon, Grécia (séc. V a.C.), c) aqueduto de Ponte do Gard, França (séc. I a.C.) e d) cripta de Sant'Eusebio, Pavia (séc. VII)

De facto, a pré-história, ou a memória da história não escrita, é preservada pelas construções. A localização geográfica destas civilizações coincide com zonas de grande perigosidade sísmica, sendo por vezes controversa a forma como algumas construções apresentam técnicas antissísmicas, ainda que primitivas. Segundo alguns autores, e.g. Yavuz (1993) e Kirikov, (1992), já nos primórdios destas construções se verificava a preocupação com os abalos terrestres (terramotos), onde eram utilizadas regras simplistas como o uso de geometrias simétricas e dimensões proporcionais (abandonadas devido às exigências arquitetónicas das diferentes épocas), o emprego de fundações firmes, e a continuidade dos

elementos estruturais.

O foco da construção afasta-se da alvenaria com a chegada da Revolução Industrial (entre os séculos XVIII e XIX), com a invenção do cimento Portland, e com aparecimento de novas técnicas de produção de ferro, nomeadamente o desenvolvimento do forno de Bessemer. Nesta época, a procura por edifícios cada vez mais altos, deixou a alvenaria fora do panorama das novas construções, dando-se preferência a soluções construtivas mais eficientes para este efeito. A alvenaria passa então de material estrutural a material de preenchimento de paredes e de resistência ao fogo. Com a descoberta do betão armado no século XIX e o rápido desenvolvimento desta técnica construtiva, o uso da alvenaria reduz-se significativamente. Foram construídos alguns elementos de alvenaria armada no início do século XIX, mas essa experiência foi abandonada por volta de 1880, uma vez que nesta altura o seu projeto era mais intuitivo e empírico do que racionalmente determinado (Beall, 2004). O facto da resistência lateral ser conferida com base na grande espessura das paredes fazia da alvenaria uma técnica muito dispendiosa relativamente a construções de betão armado.

A crise económica da Índia nos anos 1920 obrigou a esforços na procura de alternativas às estruturas metálicas e de betão armado. A investigação feita neste sentido não só levou ao desenvolvimento de novos sistemas de baixo custo, mas também à compreensão básica do comportamento da alvenaria. Neste sentido, foram construídos tijolos e argamassa com cimento Portland de elevada resistência e realizados 1500 ensaios de paredes em laboratório (Beall, 2004), de forma a desenvolver métodos de projeto racionais para alvenaria. Isto libertou os engenheiros do projeto empírico para este sistema construtivo, com base numa análise matemática confiável e permitindo a formulação racional da teoria estrutural. O desenvolvimento de práticas recomendadas para o projeto de alvenaria resultou na publicação do código de construção “*engineered masonry*” em 1966, nos Estados Unidos (Beall, 2004).

Atualmente, os edifícios existentes em alvenaria representam uma parte significativa do património construído, o qual é importante preservar. Estes edifícios constituem um suporte essencial para a sociedade e para o quotidiano das cidades, uma vez que muitos deles são usados como habitação e serviços. Os edifícios existentes em alvenaria têm também um valor histórico e cultural muito relevante, não apenas no que respeita à identidade local, mas igualmente para potenciação do sector do turismo e das indústrias criativas. No atual cenário de austeridade na Europa, a ação de preservar estes edifícios pode assumir um papel relevante no desenvolvimento económico e na criação de emprego, com particular incidência na indústria do turismo e nos sectores tradicionais, e mesmo na indústria da construção. Isto é também

crítico ao constatar a crescente atividade no sector imobiliário, com relevo na reabilitação de edifícios em centros urbanos.

A reabilitação tem vindo a ser assumida como uma das prioridades dos municípios, com vista à revitalização dos centros urbanos. Efetivamente, os edifícios antigos são um objeto essencial nos processos de revitalização e segurança urbana, e representam assim uma quota importante do sector da construção. Apresenta-se na Tabela 1 a quantidade de edifícios na cidade de Lisboa com necessidade de algum tipo de intervenção, consoante a época de construção.

Tabela 1: Estado de conservação dos edifícios de Lisboa em 2001, segundo a época de construção (Andrade, 2011)

ZONA GEOGRÁFICA Estado de Conservação	Época de construção			
	Total	Antes de 1919	1919 - 1945	1946-1960
Lisboa	105995	21975	34732	49288
Sem necessidade de reparação	32277	4245	8958	19074
Com necessidade de reparação	66533	14794	23188	28551
Pequenas reparações	32811	5866	10653	16292
Reparações médias	22132	5375	8098	8659
Grandes reparações	11590	3553	4437	3600
Muito degradado	7185	2936	2586	1663

Por outro lado, Portugal Continental localiza-se ente as placas Euroasiática e Africana, sendo por isso uma região cuja sismicidade é assinalável. A 1 de Novembro de 1755 ocorreu o maior sismo que a história relata em Portugal, atingindo fortemente Lisboa, Algarve, sul de Espanha e Marrocos. Alguns danos foram também causados em edifícios nas cidades de Ponta Delgada, Angra do Heroísmo e Praia da Vitória, nos Açores, e em quase toda a Europa. Estima-se que o sismo teve uma magnitude entre 8.7 e os 9 na escala de Richter (Ferreira, 2012). Pensa-se que cerca de 10% dos habitantes de Lisboa morreram e que apenas 15% das casas eram reocupáveis após a ocorrência do sismo. Segundo Oliveira (2005), 32 igrejas, 60 capelas, 31 mosteiros, 15 conventos e 53 palácios ficaram totalmente destruídos ou severamente danificados. De acordo com este mesmo autor, os relatos da época são pouco concordantes, sem um conhecimento exato do número de vítimas devidas ao sismo, ao tsunami e ao incêndio.

Por decreto do Marquês de Pombal e projeto dos engenheiros e arquitetos Manuel da Maia, Eugénio dos Santos e Carlos Mardel, Lisboa contou com um novo desenho e sofreu uma

revolução a nível arquitetónico e urbanístico como resposta aos acontecimentos desastrosos. Resposta essa bastante pronta e pragmática, da qual resulta hoje uma cidade organizada e com ruas retilíneas e largas. De acordo com o projeto, os edifícios teriam aproximadamente a mesma altura e largura, sendo as suas fachadas semelhantes. Como solução construtiva para resistir ao sismo foi criada a gaiola pombalina, que albergava na sua estrutura painéis formados por diversos triângulos de madeira. Estes triângulos eram compatibilizados através de prumos verticais comuns dando origem a uma treliça e, portanto, mobilizando apenas esforços axiais para resistir a ações tanto verticais como horizontais. Estes painéis eram normalmente embebidos em paredes de alvenaria e posteriormente rebocados, não sendo em geral visíveis.

A ocorrência deste terramoto fez com que uma primeira carta de perigosidade (causalidade) sísmica fora proposta, onde se assinalam as zonas de maior incidência sísmica, na qual se indica para as regiões do Sul junto a Lisboa uma intensidade X na escala de Mercalli Modificada (Oliveira, 2005). A perigosidade sísmica na área metropolitana de Lisboa é atualmente determinada pelo acontecimento de 1755, nomeadamente com base no seu epicentro (marítimo) e em períodos de retorno superiores a 95 anos, (Campos Costa *et al.*, 2009). Um sismo deste tipo terá um período de retorno entre 1000 e 2000 anos (Ferreira, 2012).

Algumas intervenções têm sido feitas sobre edifícios localizados nestas zonas de elevada perigosidade sísmica, como Lisboa e Algarve, ainda que sem conhecimento de causa. Com efeito, a reabilitação deste tipo de edifícios requer um estudo do seu comportamento sísmico, de modo a resultar em intervenções eficientes e economicamente sustentáveis. Para isto, é necessário estabelecer uma base científica e ferramentas acessíveis aos projetistas de reabilitação estrutural e reforço sísmico. Apenas desta forma se conseguirá o conhecimento e experiência necessários para suportar o processo de reabilitação urbana, tendo em conta os requisitos de segurança.

A reabilitação urbana é claramente um problema social, não apenas pelo valor económico do património construído, mas também pela necessidade de segurança dos habitantes e das pessoas em geral. (Lamego *et al.*, 2017) estimou, para o Bairro de Alvalade e considerando a ocorrência de um “sismo afastado” (interplacas), um custo de reparação do edificado de 640M€, perdas materiais dentro dos edifícios de 160M€ e 8% de habitantes vitimados. No entanto, esta estimativa pode mesmo ser otimista, tendo em conta as deficiências estruturais do edificado em determinadas áreas urbanas de Lisboa e Algarve, e a fraca qualidade dos seus solos.

1.1. Objetivos do estudo

O objetivo geral da presente dissertação é validar uma aproximação de análise dinâmica não-linear com integração no tempo (*time-history analysis*) por aplicação a um edifício “Gaioleiro”, antes e após reforço, usando uma estratégia de modelação e análise incorporada no software TreMuri (Lagomarsino *et al.*, 2013). O trabalho a realizar visa alargar uma validação feita anteriormente para o mesmo modelo do edifício a estudar, com base em análise estática não-linear (*pushover*), por (Marques *et al.*, 2017). O alcance do trabalho limita-se essencialmente ao estudo e validação da aproximação de análise dinâmica no TreMuri. Esta validação será feita por comparação com análises numéricas detalhadas e com resultados da simulação em mesa sísmica de um modelo à escala reduzida do edifício a estudar (Mendes, 2012).

A dissertação foi planeada de forma a contribuir para o processo de reabilitação urbana, particularmente em áreas sísmicas como Lisboa e Algarve, uma vez que o estado de conhecimento sobre o comportamento sísmico de edifícios antigos em alvenaria é insuficiente. Além do mais, a intervenção eficiente de reforço sísmico nestes edifícios apenas será possível após o estabelecimento de um estado de conhecimento e de ferramentas adequadas e acessíveis aos projetistas de reabilitação estrutural. As opções de não-intervenção ou intervenção informal sem um estudo prévio de avaliação da vulnerabilidade sísmica prevêm-se com resultados desastrosos, como evidenciado em (Paula Lamego, 2014).

Diferentes estudos têm sido realizados com vista à análise de vulnerabilidade e reforço sísmico de edifícios antigos em alvenaria, e.g. (Simões *et al.*, 2014) e (Vicente *et al.*, 2011). Estes estudos têm, no entanto, sido realizados com base numa aproximação simplificada de análise pushover, e sem proceder a uma confrontação com análises mais sofisticadas e resultados experimentais. (Penna *et al.*, 2015), por sua vez, compararam os resultados de análise dinâmica com aqueles obtidos da análise pushover, e com resultados experimentais em plataforma sísmica. No entanto, neste último caso, o modelo do edifício usado (com 2 pisos) não é representativo da tipologia construtiva em estudo nesta investigação, particularmente pelo facto do edifício gaioleiro agora estudado exibir um comportamento típico de edifícios mais altos. O estudo sobre o comportamento destes edifícios é limitado, particularmente no que respeita à influência das ligações estruturais e dos pavimentos na resposta dinâmica.

A Ordem dos Engenheiros fez chegar recentemente ao governo uma proposta de portaria para definição da segurança estrutural e sísmica, segundo a qual será necessário avaliar a capacidade resistente dos edifícios (a reabilitar) relativamente à ação dos sismos, em

percentagem de capacidade resistente exigida para a satisfação da ação sísmica regulamentar, definida para o projeto de edifícios novos no mesmo local (Catarino dos Santos, 2015). Isto não parece possível por meio dos procedimentos/ferramentas de análise atualmente acessíveis aos projetistas de estruturas. Com efeito, os procedimentos de análise sísmica baseados em análise elástica e posterior aplicação de um coeficiente de comportamento têm-se revelado demasiado limitativos para os edifícios de alvenaria (Paulo B. Lourenço *et al.*, 2009).

Desta forma, nesta dissertação é feita a validação de uma aproximação de análise dinâmica usando um modelo simplificado de macro-elementos, i.e. uma aproximação intermédia, por aplicação a um edifício de alvenaria representativo de edifícios antigos. Isto será importante no sentido de compreender o comportamento dinâmico do tipo de edifício estudado, assim como suportar a prática do projeto de reforço sísmico. Esta validação será feita neste trabalho com recurso ao software TreMuri, após uma análise comparativa com aproximações numéricas detalhadas e resultados experimentais em plataforma sísmica.

1.2. Estrutura da dissertação

A presente dissertação está organizada em 6 capítulos: (1) introdução, (2) alvenaria estrutural e análise sísmica, (3) edifício gaioleiro, (4) modelação numérica no TreMuri, (5) aplicação de análise dinâmica e (6) conclusões.

O Capítulo 2 apresenta os conceitos de alvenaria estrutural e análise sísmica de modo a estabelecer um estado da arte acessível aos projetistas de reabilitação estrutural e reforço sísmico. Pretende-se apresentar de forma compreensiva as possíveis estratégias de análise que podem ser usadas na análise de vulnerabilidade e projeto sísmico de estruturas em alvenaria.

No Capítulo 3 é feita a caracterização do edifício gaioleiro, tendo em conta as várias soluções construtivas apresentadas na época, a vulnerabilidade estrutural e ainda métodos de reforço sísmico a aplicar nestes edifícios.

O Capítulo 4 descreve a modelação estrutural utilizando um modelo de macro-elementos onde se distinguem os mecanismos de rotura nos diferentes elementos. São abordadas as aproximações de modelação numérica adotadas no TreMuri, a é explicada a modelação tridimensional neste *software* de investigação.

No Capítulo 5 é reportada a aplicação de análise dinâmica ao caso de estudo de um edifício gaioleiro. Com base nos resultados obtidos é feita uma interpretação da resposta dinâmica do edifício estudado, antes e após reforço, particularmente no que diz respeito ao

comportamento histerético da estrutura, identificação do perfil de deformação ao nível dos vários pisos, distribuição da força de corte basal em elevação, e influência da solução de reforço.

Finalmente, no Capítulo 6, é feita uma síntese do trabalho, apresentando as principais conclusões e sugestões para trabalho futuro.

CAPÍTULO II

ALVENARIA ESTRUTURAL E AÇÃO SÍSMICA

O presente capítulo visa apresentar os principais conceitos associados às estruturas de alvenaria, nomeadamente os tipos estruturais mais usuais, assim como as suas características. São depois abordados os diferentes métodos de análise sísmica, lineares e não-lineares, com ênfase nos aspetos relacionados ao tema da presente dissertação.

2.1. Construções em Alvenaria Estrutural

Para introduzir o tema interessa dividir a alvenaria nos seus componentes, a unidade e o ligante. A unidade de alvenaria é o componente mais importante neste tipo de sistema estrutural, uma vez que dela depende em grande parte a resistência à compressão, e representa a maioria da área/volume da estrutura. As unidades de alvenaria podem ser classificadas, essencialmente, de tipo cerâmico, de betão, de silico-cálcario, e pedra. As unidades podem ser maciças ou perfuradas, e devem possuir boa resistência à compressão, estabilidade dimensional, absorção de água adequada, boa trabalhabilidade e modulação.

O ligante, normalmente argamassa, é o componente usado para ligação das unidades, o qual estabelece as juntas e permite evitar pontes de concentração de tensões. A argamassa é composta por cimento (normalmente Portland), agregado fino e água, e pode ou não conter adjuvantes. A argamassa, para além de ligar as unidades, deve garantir a vedação das juntas e compensar a variação dimensional das unidades. No caso de alvenaria armada a argamassa deve também propiciar a aderência das armaduras nas juntas (Camacho, 2006). Esta deve também ser durável e garantir a impermeabilidade da alvenaria. A argamassa deve ter capacidade de retenção de água, para que não se prejudiquem funções primárias pela excessiva perda de água. A solução estrutural com alvenaria apresenta três principais alternativas, sendo elas a alvenaria simples, a alvenaria armada e a alvenaria confinada.

As paredes resistentes em alvenaria simples são uma solução económica e de simples execução (Figura 2a), em comparação com soluções mais utilizadas no panorama nacional e internacional, como o betão armado (Marques & Lourenço, 2014). A alvenaria simples deve ter um uso restrito em zonas de alta perigosidade sísmica, devido à sua limitada ductilidade, e por outro lado, as unidades devem ter robustez adequada para evitar a rotura frágil das paredes. Para isto, são impostos requisitos mínimos regulamentares para a furação vertical e para as espessuras das paredes de blocos de betão ou cerâmicos (Vasconcelos *et al.*, 2007). As estruturas complexas e com geometrias irregulares representam um grande desafio para este sistema construtivo, sendo necessário um planeamento rigoroso e sincronizado entre arquitetos e engenheiros para garantir a viabilidade da construção (Marques, 2012). A alvenaria estrutural simples representa ainda uma boa fração da construção de habitações no quadro europeu, tanto em países de baixa perigosidade sísmica como é o caso da Alemanha, Holanda e Noruega, como em países de sismicidade elevada, e.g. Itália (Lourenço, 2007).

A Tabela 2 apresenta os intervalos de valores das principais propriedades mecânicas que caracterizam a alvenaria. No caso de estudo da presente dissertação, o edifício gaioleiro, as suas paredes exteriores são compostas por alvenaria de pedra, e cujas propriedades se aproximam dos intervalos referidos, como poderá ser verificado.

Tabela 2: Intervalos típicos para os valores característicos das propriedades mecânicas da alvenaria (Tomažević, 1999).

Valores característicos (MPa)	Alvenaria de pedra	Alvenaria de tijolo
Resistência à compressão	0.3-0.9	1.5-10.0
Resistência à tração	0.08-0.21	0.10-0.70
Módulo de elasticidade	200-1000	1500-3800
Módulo de distorção	70-90	60-165

A resistência à compressão da alvenaria simples é conhecida com base em ensaios experimentais, de acordo com a norma EN 1052-1, por relação de resistências características à compressão das unidades e da argamassa observada na análise de ensaios, ou dimensionada pelas formulações proposta no Eurocódigo 6 (CEN, 2005). Segundo esta norma, a resistência à compressão característica da alvenaria simples (f_k), ligada com argamassa convencional com juntas preenchidas pode ser obtida a partir da Equação 1, como:

$$f_k = K f_b^{0.65} f_m^{0.25} \tag{Eq. (1)}$$

Nesta expressão, f_m representa a resistência à compressão da argamassa que, para este cálculo não deve ser superior a 20 MPa nem ao dobro da resistência à compressão normalizada das unidades (f_b). A constante K , depende do aparelhamento das unidades (Paulo B. Lourenço, 1999).

A resistência característica ao corte (f_{vk}), da mesma forma que a resistência característica à compressão, pode ser obtida através de ensaios, ou pelas formulações do Eurocódigo 6 (CEN, 2005), de acordo com:

$$f_{vk} = \min \left\{ \begin{array}{l} f_{vk0} + 0.4\sigma_d \\ 0.65f_b \\ \text{valor máximo da Tabela 3} \end{array} \right. \quad \text{Eq. (2)}$$

onde, f_{vk0} é a resistência ao corte inicial, sob compressão nula, σ_d é o valor de cálculo da tensão normal ao plano de corte. Para o caso das duas propriedades acima mencionadas, o Eurocódigo 6 (CEN, 2005), define formulações para outros tipos de juntas e.g. juntas assentamento descontinuo e juntas verticais não preenchidas.

Tabela 3: Valores de f_{vk0} e valores limites de f_{vk} para argamassa convencional (Lourenço, 1999)

Unidade de alvenaria	Argamassa	f_{vk0} (MPa)	Valor limite f_{vk} (MPa)	
Unidades cerâmicas do Grupo 1	M10 a M20	0.3	1.7	
	M2.5 a M9	0.2	1.5	
	M1 a M2	0.1	1.2	
Unidade de alvenaria do Grupo 1, com exceção das cerâmicas e de pedra natural	M10 a M20	0.2	1.7	
	M2.5 a M9	0.15	1.5	
	M1 a M2	0.1	1.2	
Unidades de pedra natural do Grupo 1	M2.5 a M9	0.15	1.0	
	M1 a M2	0.1	1.0	
Unidades cerâmicas do Grupo 2a	M10 a M20	0.3	O menor valor entre a resistência longitudinal à compressão e (ver a nota abaixo)	1.4
	M2.5 a M9	0.2		1.2
	M1 a M2	0.1		1.0
Outras unidades do Grupo 2a e unidades do Grupo 2b	M10 a M20	0.2		1.4
	M2.5 a M9	0.15		1.2
	M1 a M2	0.1		1.0
Unidades cerâmicas do Grupo 3	M10 a M20	0.3	Nenhum valor limite excepto os fornecidos pela outras expressões	
	M2.5 a M9	0.2		
	M1 a M2	0.1		

Nota: Para unidades de alvenaria dos Grupos 2a e 2b, a resistência longitudinal à compressão das unidades toma o valor da resistência medida, com δ não superior a 1.0. Nos casos em que se preveja uma resistência longitudinal à compressão superior a $0.15 f_b$, dada a distribuição da furação, não são necessários quaisquer ensaios.

O módulo de elasticidade pode ser obtido a partir de ensaios de acordo com EN 1052-1, mas em caso de não existirem resultados conhecidos este pode ser assumido como $1000f_k$ para estados limites últimos e $600f_k$ para estados limite de serviço. Também no caso de não existirem resultados para o módulo de corte é assumido um valor igual a 40% do módulo de elasticidade. Esta última aproximação foi utilizada na definição do módulo de corte do caso de estudo deste trabalho.

A alvenaria armada aparece com a necessidade de encontrar soluções com melhor desempenho estrutural face às ações horizontais. Para isso, neste sistema é introduzida armadura no interior das unidades de alvenaria ou nas juntas, e a qual é eventualmente embebida em betão, Figura 2b. Estas melhorias são traduzidas num aumento da resistência e da capacidade de dissipar energia, o que torna este sistema construtivo mais adequado em zonas sísmicas, relativamente à alvenaria simples. A armadura confere à alvenaria capacidade de resistir a esforços de tração, e a utilização desta nas juntas permite um maior controlo da fendilhação. Isto tem grande importância, uma vez que 90% das patologias em paredes exteriores se devem à fissuração e à humidade, sendo que estas representam cerca de 25% das anomalias verificadas em edifícios (Lourenço, 2006). Apesar de apresentar um custo inicial um pouco mais elevado do que a alvenaria simples (cerca de 14% a mais no custo da construção de uma parede contínua incluindo ferro e argamassa de enchimento, blocos pilar e blocos lintel, segundo uma estimativa elaborada pelo autor deste trabalho), este dissolve-se pelo preço total da construção, sendo o acréscimo quase negligenciável. A médio-longo prazo o seu uso é compensatório relativamente à fissuração usual de paredes (Lourenço, 2006).

A alvenaria confinada foi introduzida com o propósito de melhorar a resistência sísmica dos edifícios em alvenaria, na sequência de sismos destrutivos em Itália e Chile no início do século XX. A principal razão pela qual esta técnica teve larga difusão na América Latina foi a melhor resposta dos edifícios deste tipo no sismo de Chillán, Chile, em 1939 (Marques, 2012). Esta técnica baseia-se no confinamento dos bordos das paredes de alvenaria com elementos de betão armado, Figura 2c. Apesar da constituição das estruturas em alvenaria confinada e em betão armado ser semelhante, a sua execução e funcionamento estrutural são diferentes. Ao contrário das estruturas em betão armado, na alvenaria confinada são primeiro construídas as paredes e apenas posteriormente betonados os elementos de confinamento, conferindo ao sistema um funcionamento conjunto (Marques, 2012). Segundo (Brzev, 2007), os confinamentos melhoraram a estabilidade e integridade das paredes em ações sísmicas no plano e fora do plano.

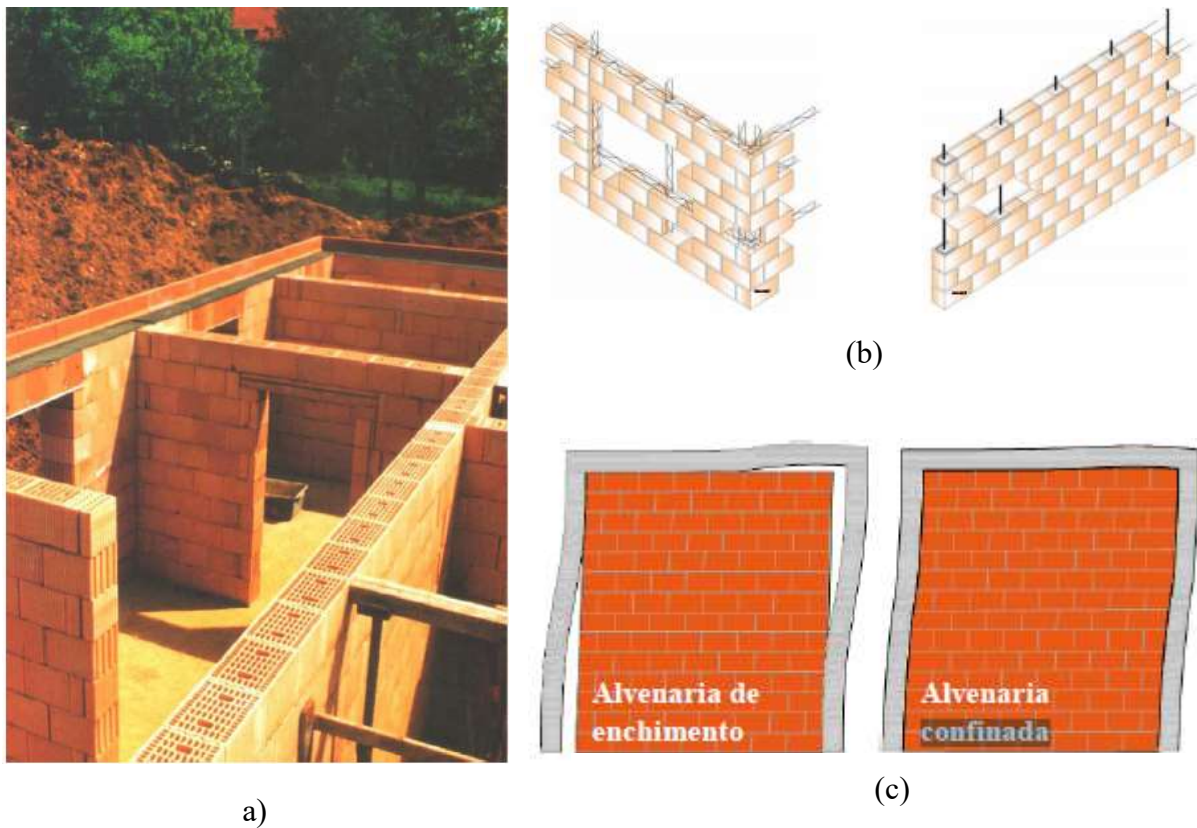


Figura 2: Sistemas estruturais em (a) alvenaria simples (Paulo B Lourenço, 2007), (b) alvenaria armada (Vasconcelos *et al.*, 2007) e (c) alvenaria confinada (R. F. P. Marques, 2012)

2.2. Ação sísmica e métodos de análise

Define-se sismo como um fenómeno natural que resulta de uma rotura relativamente violenta no interior da crosta terrestre, a qual por consequência liberta uma grande quantidade de energia, provocando vibrações e dando origem a terremotos. Este fenómeno é catastrófico e tem um poder destrutivo imprevisível que pode levar à perda de vidas humanas, património cultural contruído e outros edificados, gerando importantes prejuízos financeiros. Desta forma, é crucial vocacionar esforços no sentido de reforçar as construções existentes, com uma base científica fiável. No Eurocódigo 8 (IPQ, 2010) são definidas quatro classes de importância que têm em conta as consequências da ocorrência de um sismo, tanto a nível social como económico:

- Classe I: Edifícios com menor relevância para a segurança pública, em locais com menor densidade populacional, como é o caso dos edifícios de habitação.
- Classe II: Todos os edifícios que não correspondem às outras categorias.

- Classe III: Edifícios em locais com níveis de densidade superiores aos considerados na classe I, cujo colapso estrutural implique perdas de vidas humanas e bens materiais, e.g. escolas, escritórios, salas de reunião, etc.

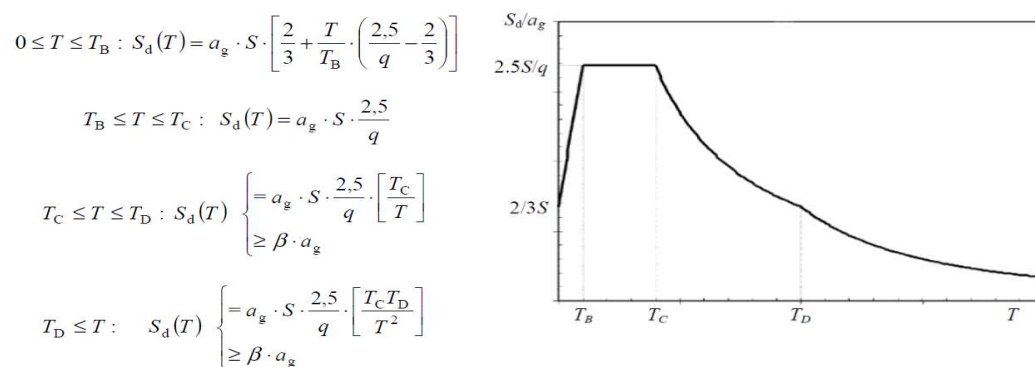
- Classe IV: Edifícios de importância vital para a proteção civil, como hospitais, quartéis de bombeiros, centrais elétricas, etc.

Apresentam-se de seguida os métodos de análise mais utilizados na avaliação dos efeitos de ações sísmicas sobre edifícios.

2.2.1 Análise Linear

Os projetistas, na sua generalidade, continuam a utilizar a análise linear elástica para verificação da segurança à ação sísmica de estruturas. Esta acaba, no entanto, por ser bastante limitativa para a alvenaria, pelo que se tem vindo a adotar um paradigma de cálculo sísmico baseado no desempenho, i.e. capacidade de deslocamento e ductilidade do conjunto estrutural, considerando a capacidade não linear das estruturas de alvenaria.

O espectro de resposta elástico, $S_e(T)$, relacionado com a intensidade sísmica, é especificado no Eurocódigo 8 (IPQ, 2010), em correspondência com um período de retorno de 475 anos, e o qual depende dos tipos de solo e ação sísmica considerada. As componentes horizontais da ação sísmica definem-se através das expressões apresentadas na Figura 3.



- T período de vibração de um sistema linear com um grau de liberdade;
- a_g valor de cálculo da aceleração à superfície para um terreno do tipo A ($a_g = \gamma \cdot a_{gR}$);
- T_B limite inferior do período no patamar de aceleração espectral constante;
- T_C limite superior do período no patamar de aceleração espectral constante;
- T_D valor que define no espectro o início do ramo de deslocamento constante;
- S coeficiente de solo;
- $S_d(T)$ espectro de cálculo;
- q coeficiente de comportamento;
- β coeficiente correspondente ao limite inferior do espectro de cálculo horizontal

Figura 3: Espectro de cálculo $S_d(T)$ para análise linear elástica, segundo o Eurocódigo 8 (IPQ, 2010)

Para o cálculo sísmico é então possível definir a força de corte basal aplicada ao edifício pelo método de forças laterais, como:

$$F_b = S_d(T_1) * m * \lambda \quad \text{Eq. (3)}$$

onde m é a massa do edifício acima dos elementos rígidos localizados abaixo da superfície, e λ é um fator de correção, cujo valor é igual a 0.85 se $T_1 \leq 2T_C$ e o edifício contemplar mais de dois pisos, ou 1 nos restantes casos.

Para situações nas quais não possa ser aplicado o método de forças laterais, é utilizada a análise modal por espectro de resposta, que deve considerar as componentes dos modos de vibração que influenciam a resposta global da estrutura. Quer isto dizer que o somatório das massas participantes dos modos considerados deve ser pelo menos 90% da massa total da estrutura, ou devem ser considerados todos os modos com massas efetivas superiores a 5% da própria estrutura. É também considerado um coeficiente de comportamento ou de redução da força elástica, q , o qual é tido como uma aproximação para considerar a capacidade inelástica da estrutura. Este coeficiente representa a relação entre a força de resposta elástica do edifício e a força mínima que pode ser assumida no dimensionamento. A definição do coeficiente de comportamento tem sido alvo de discussão no caso das estruturas de alvenaria, o qual de acordo com o regulamento italiano é definido da seguinte forma (NTC, 2008):

$$q = \frac{F_{el\ max}}{F_{el}} = \frac{F_{el\ max}}{F_y} * \frac{F_y}{F_{el}} = q_0 OSR \quad \text{Eq. (4)}$$

Na equação 4, $F_{el,max}$ é a força de corte basal elástica máxima, F_y é a força última de um sistema bilinear equivalente (elasto-plástico), F_{el} é a força para a qual o primeiro elemento estrutural atinge a capacidade resistente por corte ou flexão. A força de corte basal (F_{el}) não explana, a capacidade final da estrutura. Segundo (Morandi e Magenes, 2008), os elementos de alvenaria não reforçados fornecem uma capacidade de deformação limitada na fase não-linear que permite que a estrutura mantenha uma carga sísmica crescente, além do limite "elástico" F_{el} , ao aumentar as forças nos outros elementos estruturais. Este incremento da força basal e a sua redistribuição pelos elementos estruturais remanescentes são tidos em consideração através de um fator de sobrerresistência, OSR .

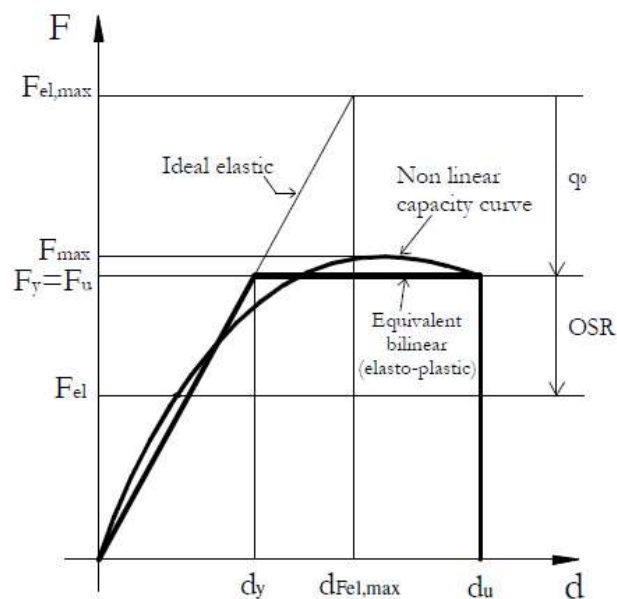


Figura 4: Definição do coeficiente de comportamento q (Morandi e Magenes, 2008)

Para este método de análise são considerados dois tipos de verificação, uma avaliação para estado limite último em termos de resistência, e uma verificação para estado limite de dano em termos de deslocamento (Magenes *et al.*, 2009). Relativamente ao coeficiente de comportamento para alvenaria simples, no Eurocódigo 8 (IPQ, 2010) é assumido um intervalo de valores que varia entre 1.5 e 2.5, apesar de ser recomendado o uso do valor mais baixo. Estes valores são considerados demasiado conservativos por alguns autores; e.g. Morandi e Magenes (2008) e (Lourenço, *et al.*, 2010). Segundo Magenes (2006), os valores do coeficiente de comportamento para edifícios com geometria regular e com ação de caixa devem ser no intervalo entre 2.5-3, o qual está também em conformidade com a norma italiana NTC (2008). Com base nos estudos de análise numérica realizados na Universidade de Pavia (Morandi, 2006; Frumento, *et al.*, 2009) e de simulação na plataforma sísmica do ZAG (Tomažević, 2007), conclui-se que, para edifícios de alvenaria com ação de caixa e configuração homogénea, o intervalo de valores do coeficiente q deve ser de acordo com a Tabela 4.

Tabela 4: Valores do coeficiente q para edifícios de alvenaria simples (Frumento *et al.*, 2009)

Valores propostos	F	MP	TG
q	3.00	3.00	2.50
q_0	1.75	1.75	1.50
OSR	1.70	1.70	1.70

Os coeficientes referentes a F são relativos à alvenaria totalmente argamassada, enquanto que para MP dizem respeito à alvenaria com argamassa nas juntas. No caso de TG, representam os coeficientes a utilizar em caso de alvenaria com ligação macho-fêmea, sem argamassa nas juntas.

A análise linear não é certamente o método mais aproximado para a avaliação sísmica de edifícios de alvenaria, mas pode ser usado como análise preliminar no estudo sísmico dos edifícios, (Monteiro, 2012). Seguidamente apresentam-se procedimentos de análise não-linear, os quais são seguramente mais adequados para a avaliação da capacidade sísmica de estruturas em alvenaria.

2.2.2. Análise Não-Linear

A necessidade de considerar a capacidade não linear das estruturas levou ao aparecimento do primeiro método de análise estática não linear de edifícios em alvenaria. Este método, denominado de POR (Tomažević, 1978), foi estabelecido com base na observação dos danos provocados por sismos neste tipo de edifícios, e em ensaios de plataforma sísmica (Tomažević, 1999). Este método foi inicialmente usado em Itália, nos anos 1970, e assumido como fiável na verificação sísmica de edifícios em alvenaria, não tendo sido no entanto acauteladas as suas limitações (Augenti, 2004). A principal limitação na versão original deste método era a consideração de um único modo de rotura, por corte diagonal exclusivamente dos nembos. Por esta razão, o POR era sobretudo aplicável ao caso de edifícios caracterizados por nembos com baixa relação altura/comprimento e lintéis relativamente rígidos.

Além disso, no POR a verificação de segurança era feita independentemente para cada piso, assumindo que a rotura se dava num determinado piso crítico com ativação do respetivo “mecanismo de piso”. Ainda que os lintéis sejam considerados elementos secundários, estes determinam as condições de fronteira dos nembos, particularmente no que respeita à rotação dos seus extremos, a qual influencia a resposta a ações laterais. Este aspeto era posto de parte no POR, uma vez que apenas se considerava a translação dos nembos. Assumia-se também que as paredes tinham espessura constante ao longo da altura do edifício, que as lajes se comportavam como diafragmas rígidos no seu plano, e que os materiais tinham um comportamento elástico-perfeitamente plástico com ductilidade limitada. Novas versões deste método foram lançadas nos anos seguintes, nas quais se considerava também a rotura por flexão composta ou *rocking* (Augenti, 2004).

2.2.2.1. Análise Estática Não Linear

Apesar de existirem já algumas recomendações para o projeto sísmico de edifícios baseado em análise dinâmica, a análise estática não linear (*pushover*) é o procedimento mais sofisticado especificado pela regulamentação atual. Segundo o Eurocódigo 8 (IPQ, 2010), para este tipo de análise devem ser consideradas duas distribuições de forças laterais, uma proporcional à massa (distribuição uniforme), independentemente da altura, e outra proporcional ao produto da massa pelo modo de vibração fundamental (distribuição modal). Normalmente é assumido que a distribuição uniforme é mais aplicável no caso de edifícios antigos com pavimentos flexíveis, enquanto a distribuição modal é mais apropriada no caso de edifícios com pavimentos rígidos.

A análise pushover visa determinar a capacidade de um edifício em deformar, no decorrer do dano progressivo induzido à estrutura. Para isto é usado o conceito da curva de capacidade, a qual relaciona a força de corte basal com o deslocamento do edifício. A força de corte basal é a força de corte total aplicada na base do edifício, que representa a ação sísmica. O deslocamento é medido num ponto de controlo geralmente situado no centro de gravidade do topo do edifício. Segundo o Eurocódigo 8, esta curva deve ser determinada para valores do deslocamento de controlo no intervalo entre 0 e 1.5 vezes o deslocamento-alvo, isto é, a exigência sísmica determinada a partir do espectro de resposta elástica em termos do deslocamento de um sistema equivalente com um grau de liberdade. Segundo o Eurocódigo 8, o procedimento para obtenção do deslocamento-alvo é iniciado com o cálculo das forças laterais normalizadas, \bar{F}_i , através da equação:

$$\bar{F}_i = m_i \Phi_i \tag{Eq. (5)}$$

onde m_i é a massa do piso i e Φ_i é o seu deslocamento normalizado. Assume-se que o deslocamento no nó de controlo (n), que normalmente se localiza na cobertura do edifício, toma o valor de $\Phi_n = 1$, obtendo-se $\bar{F}_n = m_n$. Para o cálculo de um sistema equivalente de um único grau de liberdade é necessário determinar a sua massa, m^* (Equação 6), e a partir desta calcular um coeficiente de transformação Γ (Equação 7). A equivalência do sistema de um grau de liberdade é obtida com o cálculo da força F^* e do deslocamento d^* , através da divisão da força de corte basal e do deslocamento do nó de controlo (do sistema com múltiplos graus de liberdade) pelo coeficiente de transformação.

$$m^* = \sum m_i \Phi_i = \sum \bar{F}_i \quad \text{Eq. (6)}$$

$$\Gamma = \frac{m^*}{\sum m_i \Phi_i^2} = \frac{\sum \bar{F}_i}{\sum \left(\frac{\bar{F}_i^2}{m_i}\right)} \quad \text{Eq. (7)}$$

O limite de plasticidade em termos do deslocamento de um sistema idealizado com um único grau de liberdade, d_y^* , é determinado, em função do deslocamento para o qual ocorre o mecanismo plástico, d_m^* , da energia associada à deformação até se formar o mecanismo, E_m^* , e da força de cedência, F_y^* , que corresponde à força basal necessária para a ocorrência do mecanismo plástico, da seguinte forma:

$$d_y^* = 2\left(d_m^* - \frac{E_m^*}{F_y^*}\right) \quad \text{Eq. (8)}$$

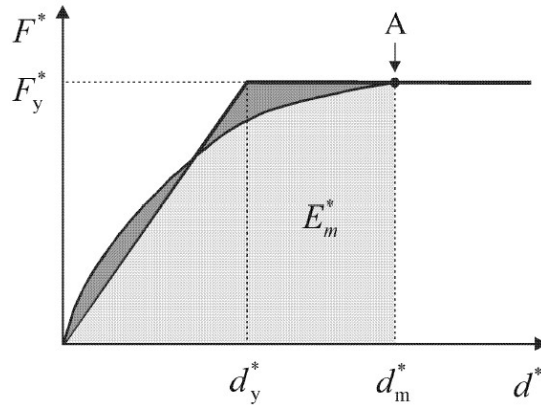


Figura 5: Relação força–deslocamento elasto–perfeitamente plástica idealizada

O deslocamento-alvo, d_{et}^* , é então obtido com a Equação 9, para um período T^* (Equação 10) e assumindo um comportamento elástico ilimitado, onde $S_e(T^*)$ representa o valor do espectro de resposta elástica.

$$d_{et}^* = S_e(T^*) \left[\frac{T^*}{2\pi} \right]^2 \quad \text{Eq. (9)}$$

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^* d_y^*}{F_y^*}} \quad \text{Eq. (10)}$$

O Eurocódigo 8 especifica também expressões para a determinação do deslocamento-alvo em correspondência com períodos baixos, médios e longos. A segurança é verificada se o

deslocamento-alvo for inferior ao deslocamento último. Pode aplicar-se, em alternativa, um processo iterativo caso o cálculo do deslocamento-alvo. Isto, no caso de d_{et}^* ser muito diferente de d_m^* , caso em que são repetidas as Equações 8 e 9, e alterando-se na segunda iteração a Equação 8 por:

$$d_y^* = 2(d_{et}^* - \frac{E_m^*}{F_y^*}) \tag{Eq. (11)}$$

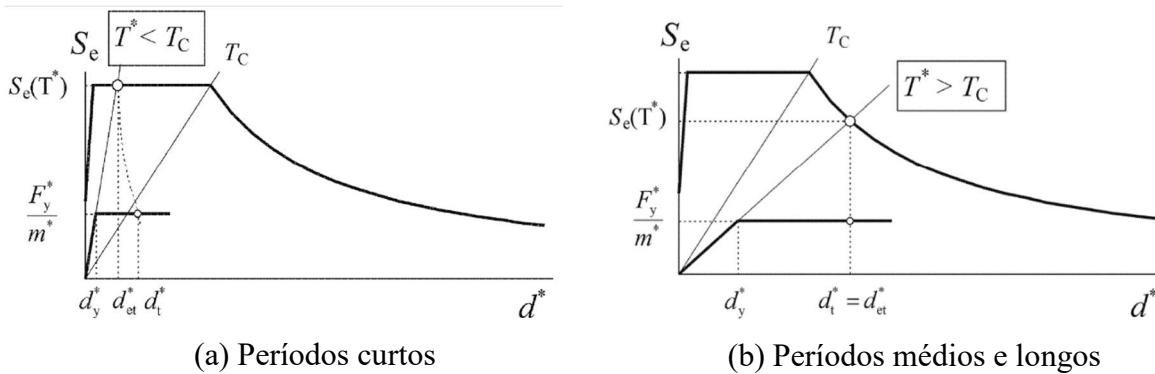


Figura 6: Deslocamento-alvo de um sistema equivalente com um grau de liberdade

Diferentes estudos tem sido desenvolvidos para avaliação da vulnerabilidade sísmica de edifícios em alvenaria usando a análise pushover, inclusive para o tipo de edifício em estudo neste trabalho, o gaioleiro, e.g. Simões *et al.* (2012) e Mendes e Lourenço (2010). No estudo por Simões *et al.* (2012) é concluído que existe a necessidade de reforçar o edifício, de forma a evitar o seu colapso no caso de ocorrência de um sismo. Contudo, neste caso, a modelação da estrutura foi feita considerando o edifício como isolado, apesar de geralmente estas estruturas se inserirem em blocos com outros edifícios do mesmo tipo, ou com estruturas diferentes, e.g. de betão armado. Isto leva a uma alteração das condições de fronteira, e por consequência, a uma resposta diferente da obtida ao considerar a estrutura como isolada, e.g. Maio *et al.* (2015).

2.2.2.2. Análise Dinâmica Não-Linear

O método de análise dinâmica não linear é o mais rigoroso e o que fornece os resultados mais fidedignos ao nível da previsão de forças e deslocamentos de uma estrutura sob excitação sísmica (Paulay e Priestley, 1992). Este método vai ser o utilizado no desenvolvimento deste trabalho, com aplicação a um modelo de macro-elementos de um edifício gaioleiro.

Neste tipo de análise a resposta é dividida em sequências de intervalos de tempo, e cada intervalo é estudado como um problema independente. A resposta é calculada a partir da velocidade e deslocamento iniciais, e da história de carregamento durante cada intervalo. No domínio não-linear, consideram-se as características estruturais como sendo constantes durante cada intervalo de tempo, e fazendo-as variar de passo para passo. Na prática, estas características apenas permanecem constantes em intervalos de tempo muito curtos.

Existem vários métodos de análise dinâmica, que diferem no procedimento de cálculo, na consideração do comportamento inelástico, e na definição da solitação sísmica (Marques, 2013). Estes métodos podem ser explícitos e implícitos. No primeiro caso utiliza-se uma equação diferencial no momento t para prever uma solução para o instante $(t + \Delta t)$. Neste caso, para estruturas reais com elementos rígidos é necessário usar intervalos de tempo muito curtos, para obter uma solução estável. Os métodos implícitos tentam satisfazer a equação diferencial no momento t , sendo posteriormente encontrada a solução para o instante $(t + \Delta t)$. Neste caso, é requerida a solução de um conjunto de equações para cada intervalo de tempo, devendo estes intervalos de tempo ser mais amplos.

O método que se pretende descrever é o mesmo apresentado por Newmark (1959), o qual utiliza incrementos passo-a-passo considerando a resolução de equações de equilíbrio dinâmico linear. A formulação deste método visa transformar um sistema diferencial num sistema algébrico. A Equação 12 representa a equação de equilíbrio linear. A esta expressão aplicam-se diretamente as séries de Taylor, obtendo-se assim as Equações 13 e 14:

$$M\ddot{u}_t + C\dot{u}_t + Ku_t = F_t \quad \text{Eq. (12)}$$

$$u_t = u_{t+\Delta t} + \Delta t\dot{u}_{t+\Delta t} + \frac{\Delta t^2}{2}\ddot{u}_{t+\Delta t} + \frac{\Delta t^3}{6}\dddot{u}_{t+\Delta t} + \dots \quad \text{Eq. (13)}$$

$$\dot{u}_t = \dot{u}_{t+\Delta t} + \Delta t\ddot{u}_{t+\Delta t} + \frac{\Delta t^2}{2}\dddot{u}_{t+\Delta t} + \dots \quad \text{Eq. (14)}$$

onde M é a matriz de massa, C é a matriz de amortecimento, K é a matriz de rigidez, F é a força no passo de tempo t , u_t é o vetor dos deslocamentos no passo de tempo t , \dot{u}_t é o vetor das velocidades é o vetor dos deslocamentos no passo de tempo t , \ddot{u}_t é o vetor das acelerações é o vetor dos deslocamentos no passo de tempo t . Truncando as equações 13 e 14 resultam:

$$u_t = u_{t+\Delta t} + \Delta t\dot{u}_{t+\Delta t} + \frac{\Delta t^2}{2}\ddot{u}_{t+\Delta t} + \beta\Delta t^3\ddot{u} \quad \text{Eq. (15)}$$

$$\dot{u}_t = \dot{u}_{t+\Delta t} + \Delta t\ddot{u}_{t+\Delta t} + \gamma\Delta t^2\ddot{u} \quad \text{Eq. (16)}$$

onde β e γ são os parâmetros de ponderação da variação dos deslocamentos e da velocidade longo do passo de tempo, respetivamente e condicionam a estabilidade e precisão do método. A Equação 17 resulta da assunção da aceleração como linear dentro de um passo.

Substituindo esta expressão nas Equações 15 e 16 obtêm-se as equações de Newmark na sua forma original. As Equações 12, 18 e 19 são utilizadas iterativamente, para cada passo de tempo.

$$\ddot{u} = \frac{(\dot{u}_t - \dot{u}_{t+\Delta t})}{\Delta t} \quad \text{Eq. (17)}$$

$$u_t = u_{t+\Delta t} + \Delta t \dot{u}_{t+\Delta t} + \left(\frac{1}{2} - \beta\right) \Delta t^2 \ddot{u}_{t+\Delta t} + \beta \Delta t^2 \ddot{u}_t \quad \text{Eq. (18)}$$

$$\dot{u}_t = \dot{u}_{t+\Delta t} + (1 - \gamma) \Delta t \ddot{u}_{t+\Delta t} + \gamma \Delta t \ddot{u}_t \quad \text{Eq. (19)}$$

A definição do amortecimento viscoso, parâmetro que permite determinar a dissipação da capacidade não histerética da estrutura, pode ser determinado considerando a hipótese de Rayleigh (Chopra, 2007). Esta hipótese admite que a matriz de amortecimento é uma combinação linear das matrizes de massa e de rigidez e é expressa como:

$$C = a_1 M + a_2 K \quad \text{Eq. (20)}$$

onde a_1 e a_2 são coeficientes de Rayleigh e podem ser relacionados com a frequência angular ω_n no modo de vibração n e com o fator de amortecimento ξ da seguinte forma:

$$\xi_n = \frac{a_1}{2\omega_n} + \frac{a_2\omega_n}{2} \quad \text{Eq. (21)}$$

A nível regulamentar o Eurocódigo 8 (IPQ, 2010) oferece muito pouca informação acerca desta análise. Em geral sobre a análise não linear, é dito que pode ser admitida uma rigidez nula após a cedência, e que no caso das paredes de alvenaria, sendo este um material frágil, deverá ser definida uma relação força-deformação. É também especificado, para a análise dinâmica não linear, que o valor de cálculo da solitação E_d (a usar na verificação $E_d \leq R_d$) deve ser igual, caso a resposta seja obtida no mínimo para sete análises não lineares em correspondência com registos temporais diferentes, à média dos valores obtidos nessas análises. Caso o número de análises seja inferior a sete, deve adotar-se o valor da resposta mais

desfavorável. R_d é o valor da resistência de cálculo à ação sísmica, incluindo efeitos de segunda ordem caso seja aplicável. Apesar desta informação ser especificada nas normas, e de existir já um vasto conhecimento sobre este tipo de análise, a mesma é de difícil compreensão para os projetistas, devido à complexidade dos conceitos.

Ilustra-se na Figura 7 o procedimento de análise dinâmica não-linear, de acordo com Lestuzzi & Badoux (2008), o qual implica numa primeira fase a criação do modelo estrutural, definindo-se depois os modelos histerético e de amortecimento, assim como os acelerogramas de cálculo, para finalmente proceder com a análise da resposta.

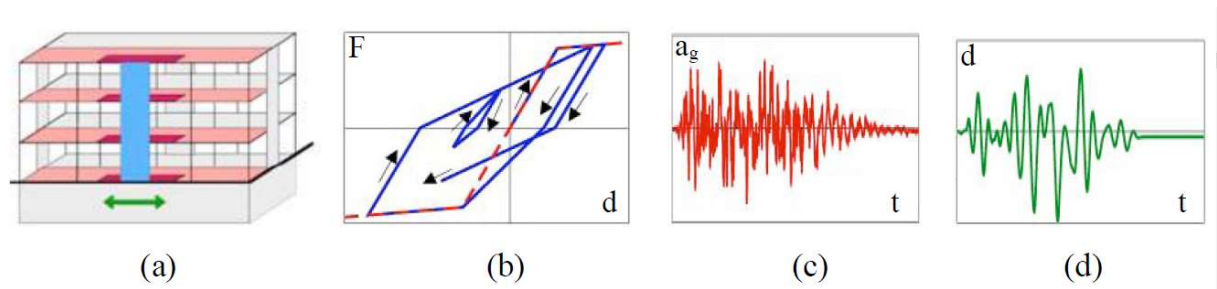


Figura 7: Procedimento de análise dinâmica (Lestuzzi e Badoux, 2008): a) modelo estrutural, b) modelo histerético, c) acelerogramas de cálculo e d) resposta força-deslocamento

CAPÍTULO III

EDIFÍCIO GAIOLEIRO

O parque edificado em Portugal resultou de um processo de expansão urbana condicionado por diversos fatores, tais como a situação económica do país, o surgimento de novas tecnologias de construção, e a introdução de regulamentos de edificação. “Gaioleiro” é uma tipologia de edifícios portuguesa, os quais estão concentrados predominantemente na cidade de Lisboa. Estes traduzem um período de transição entre a gaiola pombalina e o aparecimento dos pórticos de betão armado, e estão situados cronologicamente entre 1870 e 1930 (Monteiro, 2012).

O interesse no estudo deste tipo de edifício prende-se principalmente pela fraca qualidade de construção verificada na época, e por consequência, pela provável vulnerabilidade que estes edifícios podem demonstrar no caso de ocorrência de um sismo. Para isso, importa inicialmente explorar um pouco as suas principais características construtivas e algumas variações possíveis da tipologia, para numa fase seguinte abordar a vulnerabilidade deste tipo de edifícios à ação sísmica e estudar a forma de mitigar riscos e consequências. De forma a transportar essa teoria para o mundo real torna-se relevante o uso de ferramentas de análise sísmica. Este é o caso do presente trabalho, que visa desenvolver um modelo de macro-elementos com vista à análise da resposta sísmica de um edifício gaioleiro.

3.1. Caracterização Construtiva

A gaiola pombalina, criada com o intuito de melhorar o desempenho estrutural relativamente à ação sísmica, foi abandonada devido à necessidade de construir rapidamente e com poucos recursos, devido à expansão da cidade de Lisboa para Norte e Poente e ao aumento demográfico verificado nos finais do séc. XIX. Isto levou a uma diminuição da qualidade da construção, tanto a nível de materiais utilizados, como de mão-de-obra qualificada. Com esta necessidade aparecem os edifícios gaioleiros que, apesar da qualidade construtiva duvidosa,

tendo uma elevação entre 4 e 6 pisos, permitiam a criação de habitação de forma rápida e a baixo custo, (Andrade, 2011).

Segundo Sequeira (1999), esta tipologia representa cerca de 24% dos edifícios de Lisboa. O gráfico na Figura 8 tem por base dados recolhidos nos CENSOS (INE, 2011) e ilustra a importância dos edifícios de alvenaria, onde a tipologia em estudo é incluída, comparativamente a outros materiais utilizados. Pode verificar-se que, segundo a mesma fonte, existem 60.625 edifícios de alvenaria com placa e 4.612 edifícios de alvenaria sem placa, em todo o território nacional, num total de 209.370 edifícios.

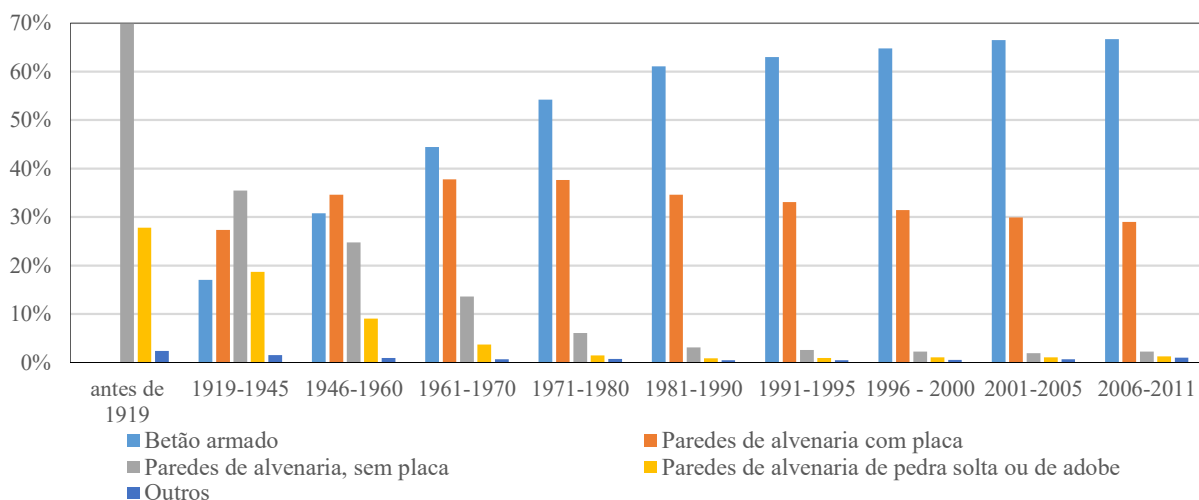


Figura 8: Evolução do edificado relativamente à tipologia utilizada. Fonte: INE (2011)

O edifício gaioleiro mostra grande liberdade arquitetónica, principalmente ao nível das fachadas, onde se verificam tipos diferentes de janelas e cantarias. Estas fachadas são mais trabalhadas do que as dos edifícios pombalinos, com aspeto exterior muito ao estilo parisiense, à semelhança de boa parte das construções em Lisboa nesta época (Andrade, 2011). Segundo o mesmo autor, estes edifícios podem dispor-se em banda, em lotes germinados ou de forma isolada, e são identificados 4 tipos diferentes de edifícios, distinguidos pela forma, pela dimensão da fachada e pelo número de fogos por piso (Figura 9). O tipo 1 diz respeito aos edifícios com uma frente média ou estreita, que alberga saguão, escada lateral e um fogo por piso. O tipo 2 é a designação atribuída a edifícios com frentes largas e escadas laterais de acesso aos fogos, que são de grande dimensão e contemplam um fogo por piso. O tipo 3 é a referência para lotes largos, que albergam um ou dois saguões laterais e por vezes um central, escada central e dois fogos por piso. Finalmente, o tipo 4 contempla lotes de gaveto de grande dimensão, dois ou mais saguões e escada central, e dois ou mais fogos por piso.



Figura 9: Gaioleiros com fachadas diferentes em formas e tamanho (Simões e Bento, 2012)

O tipo de fundação utilizada nos gaioleiros varia também em função do tipo de solo. Existe uma grande diversidade de solos na região de Lisboa, como se pode observar no mapa da Figura 10a. Os edifícios gaioleiros estão sobretudo localizados em terrenos arenosos, argilosos ou areno-argilosos, sendo estes considerados macios e de compacidade e resistência média a baixa. Em solos com boa resistência e pouca profundidade foram usadas fundações diretas e contínuas, normalmente feitas a partir de caboucos com dimensões variáveis, dependendo do tipo de terreno e da dimensão da parede a fundar (Figura 10b).

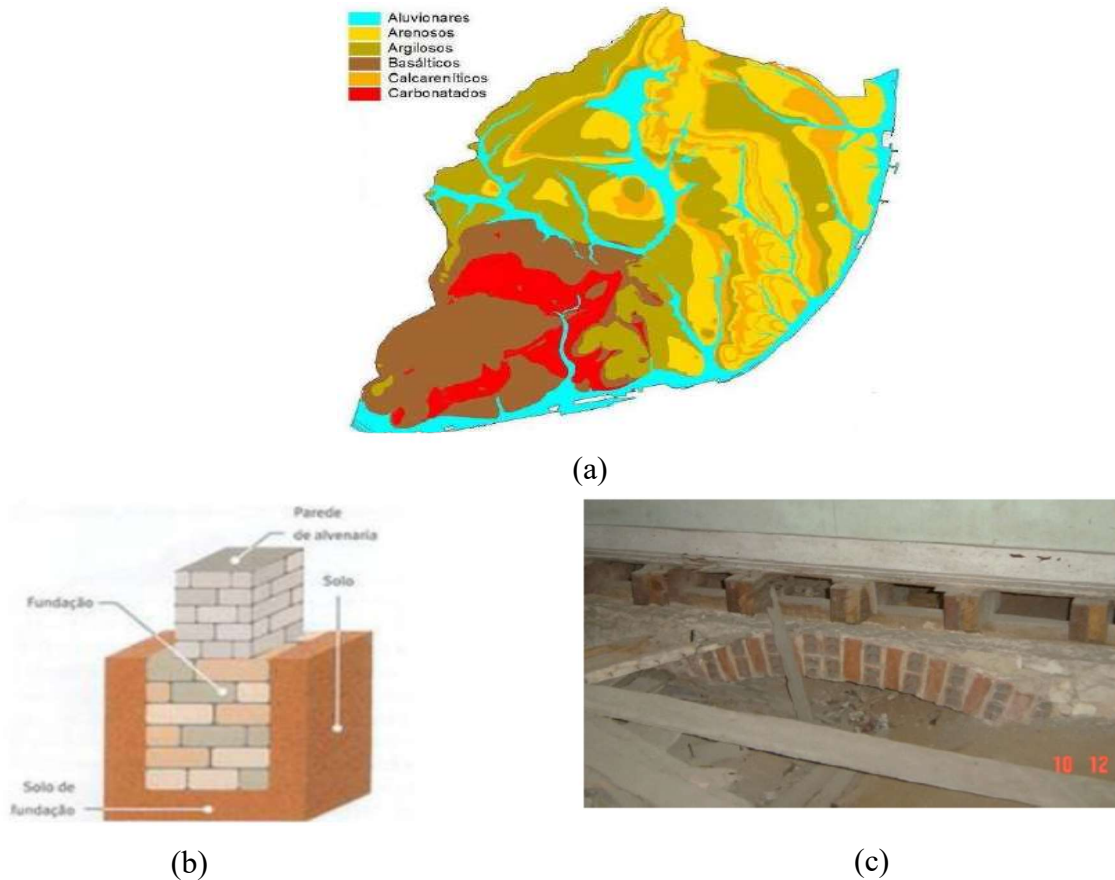


Figura 10: Solos e fundações na cidade de Lisboa: (a) carta do tipo de solos, (b) fundação direta (Appleton, 2003) e (c) arcos de fundação

Os caboucos em terra firme tinham usualmente uma largura igual ao dobro da espessura das paredes que suportam, variando a largura entre 1.1 m e 1.5 m nas paredes de fachada principal e tardo, e 0.6 m nas paredes de saguão. Quando o solo resistente se encontrava a uma profundidade superior a 3 m eram executadas fundações semi-diretas. Procedia-se neste caso à construção de poços em alvenaria para vencerem estas profundidades e à execução de abobadas e arcos de descarga, que absorvem os esforços das paredes (Figura 10c).

As paredes de alvenaria nos gaioleiros são classificadas em paredes-mestras de pedra, paredes resistentes de tijolo maciço e paredes interiores em tabique (Figura 11a). As argamassas utilizadas são em geral de cal e areia. As paredes-mestras têm como função resistir às cargas verticais (peso próprio e sobrecarga) e horizontais (vento e sismo), apresentam geralmente alvenaria de pedra irregular (desde pedra rija a calcários brandos), e estão dispostas nas fachadas principais e posteriores com grandes espessuras. Estas largas paredes justificam-se devido ao elevado peso que delas resulta. Segundo Appleton (2003), a compressão originada por esse peso resulta como força estabilizadora às forças horizontais, e.g. por impulsos do terreno. Quanto maior a espessura da parede, também menor será a encurvadura da mesma.

Observam-se diferentes geometrias e processos construtivos para as paredes de fachada principal e de tardo, consoante os requisitos solicitados, tanto estéticos como de suporte (pavimentos e coberturas). Existe, normalmente, variação da espessura das paredes do edifício gaioleiro em altura. Esta variação está sobretudo associada a questões económicas e acaba por ser vantajosa na colocação dos pisos, uma vez que a diferença de espessuras permite o apoio dos vigamentos conforme ilustrado na Figura 11b (Gomes, 2011). Outra das vantagens é o aumento adicional da área útil de habitação nos pisos superiores. A espessura média das paredes de fachada é de 0.7 m no rés-do-chão e 0.5 m no último piso, decrescendo de forma constante cerca de 0.05 m por piso.

A alvenaria de pedra também era usada por vezes nas empenas, geralmente nos primeiros pisos, e complementada nos restantes pisos por tijolo maciço. As paredes das empenas possuem geometrias mais simples, uma vez que são geralmente confinantes com empenas de edifícios vizinhos, e que nos gaioleiros não recebem as vigas de piso. Estas têm em média 0.5 m de espessura ao nível do rés-do-chão e 0.4 m nos pisos restantes. No caso da existência de saguões, a espessura das empenas é geralmente pouco menor (Andrade, 2011).

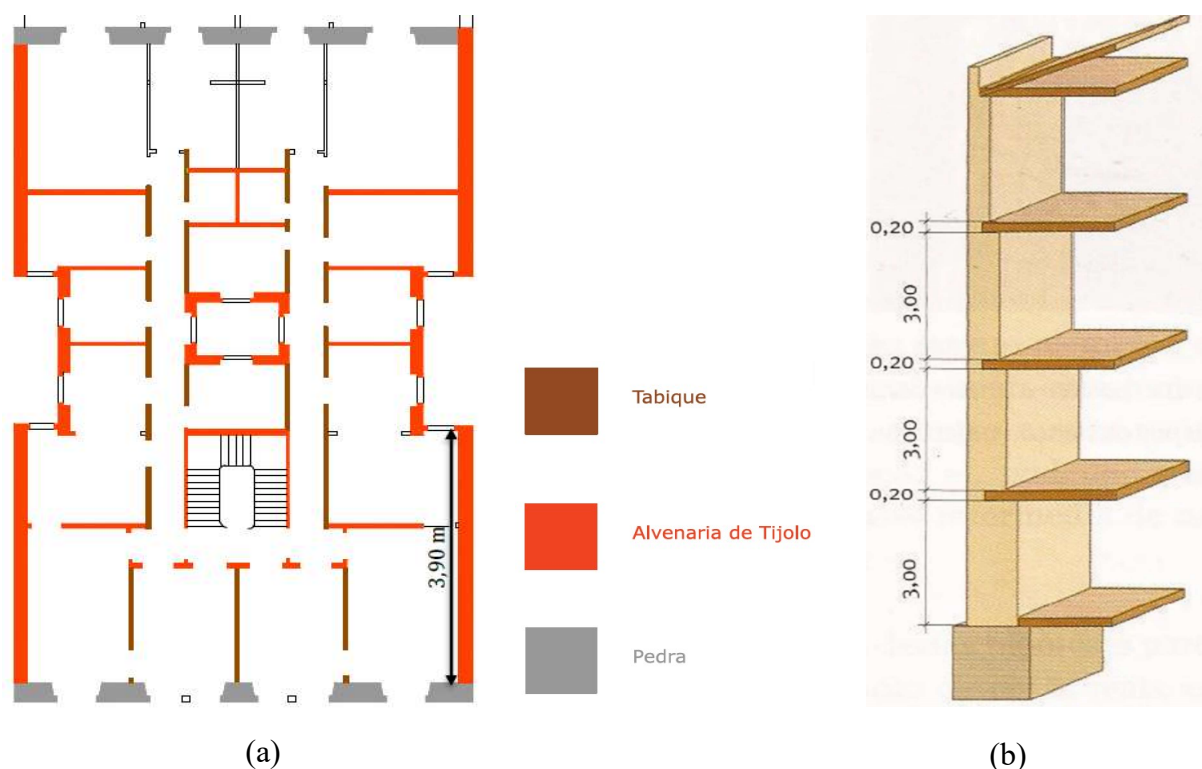


Figura 11: Paredes do gaioleiro: (a) distribuição das paredes tipo (Gomes, 2011) e (b) variação da espessura em altura (Appleton, 2005)

As paredes interiores podem ter função divisória, conhecidas por tabiques ou de suporte, conhecidos por frontais, termos estes usados pelos construtores da época. As paredes frontais são normalmente paralelas à fachada principal e são constituídas por tijolo maciço, com espessura até 0,3 m. Estas encontram-se no contorno dos saguões e da caixa de escada, e no interior dos edifícios. As paredes de tabique são constituídas por alvenaria de tijolo ou por estrutura de madeira com grandes espessuras de reboco, podendo ter até 0,15 m de espessura. Normalmente, o uso deste tipo de parede com função de suporte acontece nos pisos superiores.

Os pavimentos neste tipo de edifício apresentam uma estrutura normalmente em madeira de pinho bravo, constituída por vigas de dimensão variável, consoante o vão e as cargas a suportar, na qual assenta um soalho também em madeira. A ligação dos pavimentos às paredes é executada através do encaixe das vigas em aberturas dispostas nas paredes (Figura 12a) ou pela utilização de frechais pregados à parede com afastamento entre 0,2 m e 0,4 m (Figura 12c). Para um melhor travamento horizontal das paredes eram utilizadas peças metálicas pregadas às vigas, que atravessavam toda a largura da parede (Figura 12b). De forma a evitar a deformação transversal, a encurvadura e a torção das vigas, utilizavam-se tarugos como forma de travamento, permitindo aumentar a estabilidade das vigas de piso. No caso dos edifícios mais

antigos, as vigas são de secção circular (trancos praticamente não trabalhados), cuja secção varia ao longo do vão, obtendo-se secções muito finas num dos apoios.

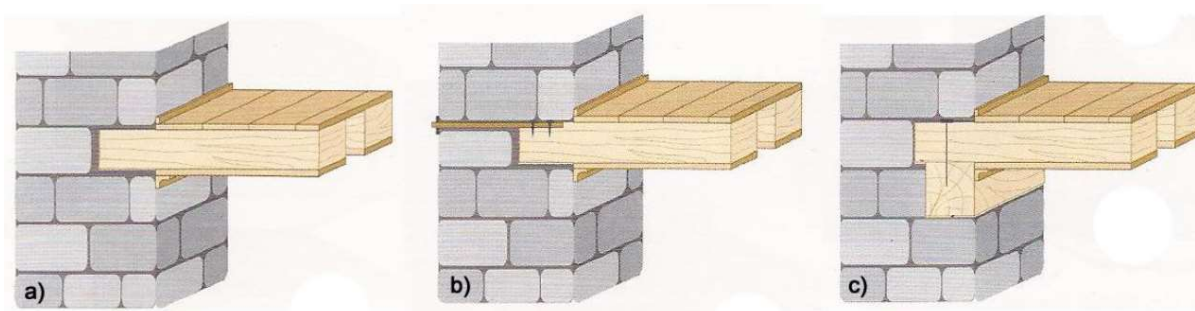


Figura 12: Ligações pavimento-paredes resistente através de entalhes (Appleton, 2003):
(a) ligação por encaixe, (b) ligação por ancoragem e (c) ligação através de frechal

Em muitos edifícios, nas zonas húmidas dos fogos, como cozinhas, varandas e casas de banho, eram normalmente utilizadas estruturas metálicas, Figura 13. Inicialmente pensava-se que este material teria melhor resposta do que a madeira em ambientes húmidos verificando-se mais tarde, no entanto, que este tipo de estrutura era afetado pela oxidação e corrosão do metal. Eram frequentemente utilizadas vigas com perfis em I ou em T invertidos, com 0.20 m de altura, sendo o seu espaçamento normalmente preenchido com abobadilha cerâmica.



Figura 13: Solução construtiva de pavimentos em zonas húmidas com vigotas metálicas e abobadilhas cerâmica (João Appleton, 2005)

Nos pisos térreos, os pavimentos são em terra batida ou constituídos por um enrocamento de pedra com uma camada posterior de desgaste em laje de pedra, os quais podem ou não ser revestidos por ladrilhos cerâmicos (Andrade, 2011). A cobertura deste tipo de

edifícios é do tipo inclinada, com uma ou duas águas em edifícios mais simples, ou com várias águas em edifícios mais complexos. Entre soluções mais e menos complexas, a estrutura da cobertura é normalmente constituída por asnas de madeira de pinho assentes diretamente nas paredes, com vigas longitudinais sobre as quais se encontram ripas para assentar o revestimento. O revestimento da cobertura é usualmente em telha cerâmica do tipo “Marselha”, onde o desvão, ou seja, o espaço imediatamente abaixo desta, é utilizada como sótão.

Alguns constituintes que caracterizam os edifícios gaioleiros são as varandas marquises e terraços. As marquises são um prolongamento do espaço da cozinha, geralmente utilizada como instalação sanitária ou então como arrecadação. Para a elaboração deste espaço as paredes de empena são prolongadas para além das fachadas posteriores, onde o vão entre estes dois prolongamentos é vencido por uma viga metálica, que apoia num pilar, também ele metálico, a meio vão (LNEC, 2005). O peso excessivo suportado pelas marquises no caso de estas serem utilizadas como arrecadação é um fator de deterioração da estrutura resistente deste espaço.

As varandas e terraços são constituídas por estruturas metálicas em perfis circulares ou em I para os pilares, e em I, U ou T no caso das vigas. Estas estruturas são completadas com sistemas de abobadilhas cerâmicas com revestimento de betonilha. Como uma solução mais tardia implementada pelo município, apareceram na fachada posterior, agregadas às marquises, às varandas e aos terraços, escadas de serviço, que são executadas também com estrutura metálica. As escadas interiores são de madeira e podem situar-se tanto no centro do edifício como junto de uma empena. No caso da existência de saguão, as escadas são normalmente executadas em torno deste. O saguão tem como objetivos fornecer luz natural ao interior dos apartamentos e fazer a renovação do ar saturado.

3.2. Vulnerabilidade Sísmica

Os edifícios gaioleiros e de alvenaria em geral, devido à pobre qualidade de construção, tanto a nível dos materiais utilizados, como das fracas ligações entre as paredes resistentes, e destas com os pavimentos, apresentam por norma uma vulnerabilidade sísmica elevada. A grande percentagem de aberturas nas paredes e a própria geometria do edifício, assim como a sua envolvente, são também fatores condicionantes, sobretudo quando conjugados. A ação sísmica nestes edifícios pode ter efeitos nefastos, tanto ao nível do próprio edifício como das construções adjacentes, assim como da própria via pública. Isto implica perdas significativas, quer em termos de vidas humanas quer em termos de bens materiais de elevado valor monetário. Após na secção anterior terem sido descritas as características construtivas e arquitetónicas

desta tipologia, pretende-se agora descrever a influência de cada uma das principais características no desempenho sísmico.

A massa do edifício gera forças de inércia como reação às ações horizontais cíclicas em várias direções, provenientes das acelerações sísmicas. A massa, aliada à rigidez do edifício e ao seu amortecimento controlam o regime linear. O regime não linear é controlado pelo comportamento dos materiais e pelas características mecânicas da alvenaria (Candeias, 2008). Como se sabe, as estruturas de alvenaria são heterogêneas e anisotrópicas. Em estudos de análise sísmica e vulnerabilidade a uma escala global estas podem, no entanto, ser consideradas como homogêneas e isotrópicas, sendo caracterizados em regime elástico por um módulo de elasticidade e um coeficiente de *Poisson*.

No que diz respeito à geometria dos edifícios, quanto mais simples, regulares e contínuas forem as estruturas, tanto em planta como em altura, melhor será, em princípio, o comportamento do edifício quando submetido a uma ação sísmica. Este fator condiciona em boa parte a resposta fora do plano das paredes e o aparecimento de falhas locais. No Eurocódigo 8 (IPQ, 2010) e em algumas normas estrangeiras, e.g. (NTC 2008), são definidos critérios de regularidade, assim como recomendações para a análise estrutural de edifícios de alvenaria. Na norma italiana NTC (2008) e no Eurocódigo 8 – Parte 3 (CEN, 2005) são dadas indicações adicionais para edifícios existentes em alvenaria. Na Figura 14 apresentam-se exemplos de configurações desejáveis e indesejáveis para os edifícios, em planta e em elevação, assim como do posicionamento desejável e indesejável do centro de massa e de rigidez, de forma a evitar efeitos de torção no edifício devido à ocorrência de uma ação sísmica.

Todos os elementos estruturais, e mesmo determinados elementos não estruturais, têm importância na avaliação da vulnerabilidade sísmica, sendo esta importância obviamente relativa. Ou seja, que as paredes estruturais e os pavimentos têm uma influência diferente daquela que resulta das paredes não estruturais, da caixa de escadas ou da cobertura. Os materiais de construção utilizados, e mesmo o processo construtivo, têm uma importância fundamental no desempenho sísmico, tanto no que respeita à resposta no plano das paredes como fora do plano. Neste sentido, numa intervenção de reforço estrutural é de elevada importância prover o edifício de um bom nível de redundância, isto é, criar condições ou caminhos para as cargas se distribuírem pela estrutura, evitando falhas locais. A ação do peso próprio, i.e. a carga vertical que atua no plano da parede, tem influência sobretudo na resistência à compressão dos elementos. As ações horizontais podem ocorrer no plano das paredes

originando forças de corte e flexão, ou então fora do plano das paredes provocando mecanismos de flexão composta.

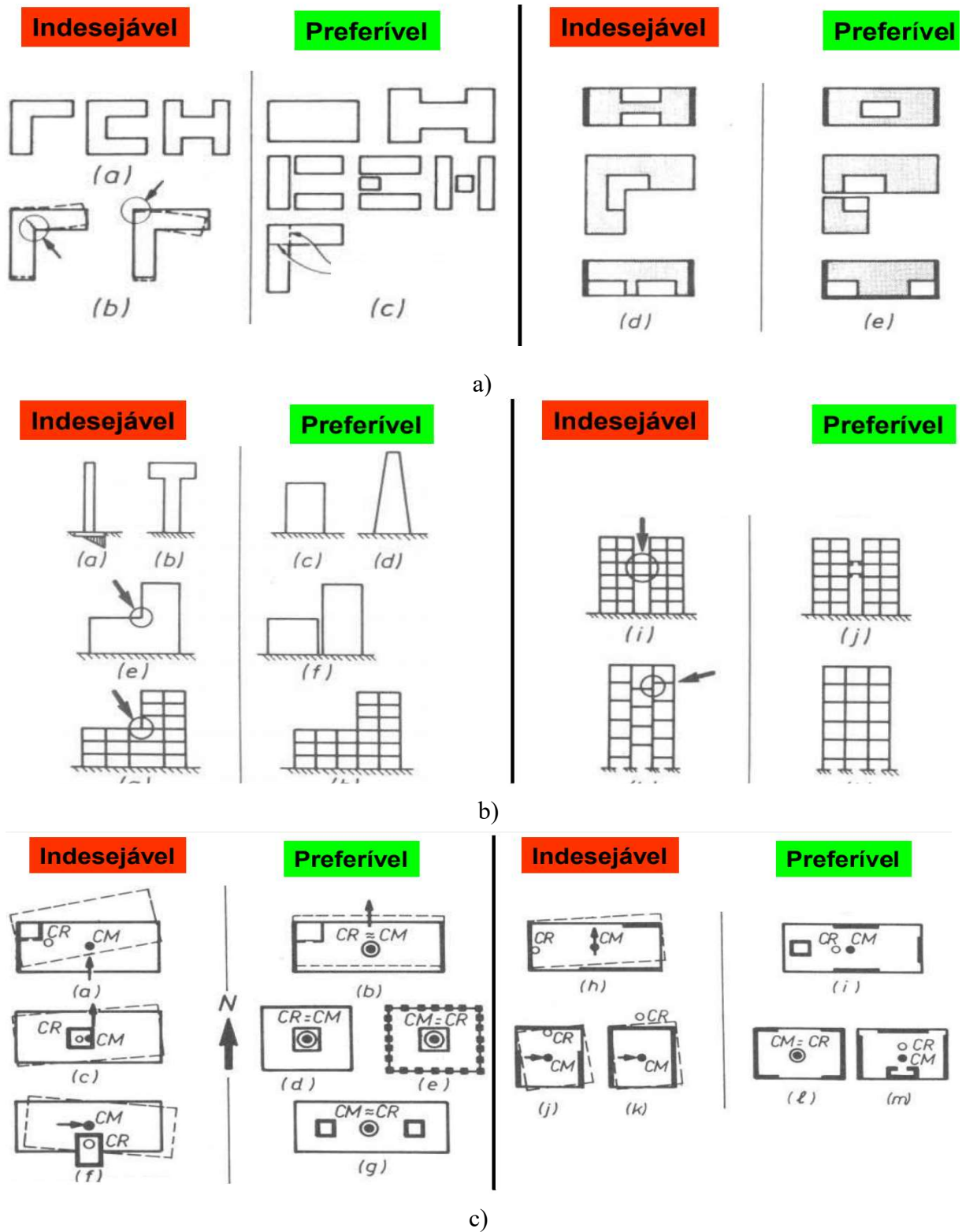


Figura 14: Configurações geométricas a considerar no projeto sísmico (adaptado de Paulay e Priestley (1992)): (a) em planta, (b) em elevação e (c) distribuição de massa e rigidez

O comportamento no plano das paredes (Figura 15b) é largamente influenciado pela relação entre a altura e a largura da parede, a qual pode ser bastante variável. Os mecanismos originados pela ação sísmica no plano de paredes pouco esbeltas dizem respeito ao deslizamento ao longo da base ou à tração diagonal, enquanto nas paredes mais esbeltas o mecanismo está associado sobretudo à flexão da parede. O comportamento fora do plano das paredes (Figura 15a) depende da ligação entre as paredes e da ligação destas aos pavimentos, e por outro lado da flexibilidade dos próprios pavimentos no seu plano. Caso estas ligações sejam inadequadas poderão ocorrer efeitos gravosos para a estrutura, devido à reduzida rigidez e resistência no eixo da parede com menor inércia. Também neste caso, a relação entre a altura e o comprimento da parede, apresenta grande influência. O mecanismo de rotura, quando esta relação é elevada, tem origem sobretudo por fendilhação horizontal nos pontos de maior flexão, ao longo da base da parede, culminando com o seu derrubamento.

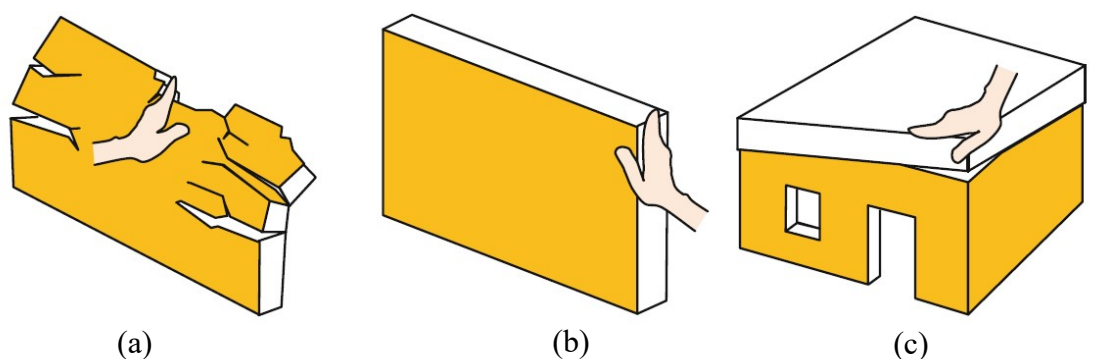


Figura 15: Comportamento de paredes a ações (a) fora do plano e (b) no plano, e (c) comportamento de caixa de um edifício (Marques, 2015)

As forças sísmicas são absorvidas pelas paredes resistentes e são posteriormente transmitidas às lajes, as quais devem proporcionar um efeito de diafragma e por consequência transmitir as ações das paredes exteriores para as paredes de contraventamento (paredes paralelas à ação horizontal), Figura 16a. Quanto melhores forem as ligações entre as paredes e destas com os pisos, assim como o efeito diafragma dos pavimentos, maior será a redundância estrutural, e por consequência mais efetiva será a redistribuição dos esforços. O efeito diafragma dos pisos impede igualmente a vibração das paredes para fora do plano. No caso de paredes longas, com grandes vãos não contraventados, estas funcionam essencialmente de forma isolada, pelo que serão facilmente derrubadas, uma vez que oferecem pouca resistência para fora do seu plano (Figura 16b).

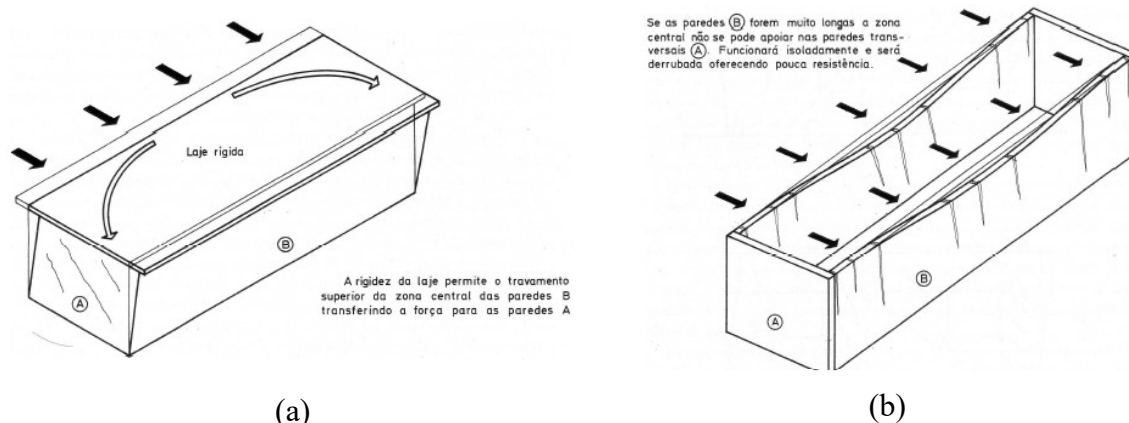


Figura 16: Efeitos da ligação entre paredes (adaptado de Carvalho e Oliveira (1999)): (a) efeito diafragma de laje rígida e (b) efeito por falta de contraventamento das paredes

A Figura 17 ilustra os vários tipos de mecanismos fora do plano das paredes que podem ocorrer em estruturas de alvenaria, como é o caso do edifício tipo gaioleiro. Segundo D’Ayala e Speranza (2002), a ocorrência de um dos seis primeiros mecanismos (A a E) depende do nível e do tipo de ligação entre as fachadas e as restantes paredes. O tipo A ocorre quando não há ligação entre as paredes de fachada e as paredes de empena, ou quando essa ligação é muito fraca. Os mecanismos B1 e B2 ocorrem quando o nível de ligação entre a fachada e a empena é suficiente para evitar o derrubamento do tipo A, ocorrendo neste caso fendilhação diagonal ao longo da empena provocando um mecanismo de colapso que mobiliza também esta parede. O tipo C é um mecanismo de canto que acontece quando as duas paredes envolvidas possuem uma boa ligação entre si, mas existe fraca resistência no plano de ambas as paredes devido à pobre qualidade dos materiais ou à má execução do paramento vertical.

O mecanismo tipo D ocorre quando existem ligações diferentes nos cantos e deficiências na conceção da parede. O mecanismo do tipo E é originado pela disposição regular das aberturas e por uma imprópria ligação dos lintéis no alinhamento vertical das aberturas, formando-se fissuras verticais contínuas. No caso da existência de vigas de coroamento ou outro tipo de reforços da parede de fachada apenas ao nível do telhado, o mecanismo F ocorrerá em detrimento dos outros acima designados. Dependendo do reforço de determinados pisos, este mecanismo pode ocorrer em combinação com os restantes acima referidos. A distribuição das vigas de coroamento pela fachada, e no caso de estas estarem ligadas à estrutura do pavimento ou às paredes de empena, meeiras e outras paredes ortogonais, poderá provocar o aparecimento de rótulas e o efeito de arco vertical, ou seja, um mecanismo do tipo G. A ocorrência de fendas

diagonais devido à ação horizontal no plano da fachada pode provocar um mecanismo do tipo H. Outros tipos de mecanismos podem ainda ocorrer conforme ilustrado na Figura 17.






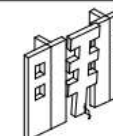


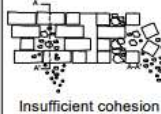




A	B1	B2	C	D	E	F
VERTICAL OVERTURNING	OVERTURNING WITH 1 SIDE WING	OVERTURNING WITH 2 SIDE WINGS	CORNER FAILURE	PARTIAL OVERTURNING	VERTICAL STRIP OVERTURNING	VERTICAL ARCH
						
		FURTHER PARTIAL FAILURES		ASSOCIATED FAILURES		
G	H	I	L	ROOF/FLOORS COLLAPSE	MASONRY FAILURE	
HORIZONTAL ARCH	IN PLANE FAILURE	VERTICAL ADDITION	GABLE OVERTURNING		 Insufficient cohesion in the fabric	
						

Figura 17: Tipos de mecanismos em paredes de alvenaria (D'Ayala e Speranza, 2002)

Apesar de não ser objetivo direto deste trabalho, apresentam-se sucintamente de seguida algumas estratégias de reforço do edificado existente, para a tipologia do edifício em estudo. Do assunto abordado nesta secção, facilmente se conclui que a intervenção estrutural, a nível sísmico, pretende melhorar o desempenho global do edifício de modo a minimizar a sua vulnerabilidade. Assim, na Tabela 5 são resumidos os elementos e fatores que determinam o nível de vulnerabilidade sísmica (alta ou baixa) de edifícios de alvenaria, e sobre os quais a intervenção estrutural a edifícios deste tipo se deve debruçar.

Tabela 5: Fatores que influenciam a vulnerabilidade sísmica de edifícios de alvenaria (Magenes, 2006)

Alta Vulnerabilidade	Baixa Vulnerabilidade
Fraca qualidade da argamassa, unidades de alvenaria fracas/frágeis, baixa coesão interna entre elementos (alvenaria de pedra irregular, parede com vários panos sem contraventamento)	Regularidade e robustez das unidades de alvenaria, boa ligação e sobreposição entre as unidades de alvenaria, comportamento monolítico de toda a parede
Paredes muito esbeltas (instabilidade para fora do plano)	Esbelteza limitada das paredes, restrições ao colapso para fora do plano
Falta de redundância estrutural devido às deficientes ligações entre paredes e entre estas e os pavimentos	Ligação adequadas nas intersecções, presença de tirantes e de vigas perimetrais ao nível dos pisos favorecendo o efeito de “caixa”, redução da concentração de esforços através da melhoria das ligações parede-pavimento
Pavimentos sem efeito de diafragma	Rigidez e resistência do diafragma suficientes permitindo restringir a vibração fora do plano e aumentando a redundância estrutural
Presença de impulsos horizontais equilibrados apenas pela resistência para fora do plano das paredes	Impulsos horizontais são absorvidos no plano das paredes ou por elementos estruturais
Vãos com dimensões excessivas para ser suportados pelos apoios existentes, largura e espaçamento irregular	Vãos limitados, paredes ortogonais e com espaçamento e largura regular
Elevada massa dos elementos constituintes e baixa resistência	Massa e peso dos elementos constituintes produzem uma relação esforço/resistência baixa
Irregularidade em planta (torção, concentração de esforços) e em altura (transmissão de forças ineficiente e concentração de esforços)	Estrutura regular, resistência suficiente à torção, transmissão eficiente das forças desde o topo da estrutura até às fundações

Segundo a norma americana (ASCE/SEI 41-13, 2014), alguns aspetos importantes a ter em conta na intervenção estrutural em edifícios antigos são o custo das obras, o desempenho sísmico, a perturbação dos ocupantes a curto prazo, a funcionalidade do edifício a longo prazo e os aspetos estéticos incluindo a preservação histórica. No que toca a soluções de reforço, pretende-se nesta secção focar em intervenções de três tipos, que, segundo o autor desta dissertação, serão os mais influentes para obter um bom desempenho estrutural. Os tipos de intervenções são o aumento a resistência das paredes, o reforço das ligações entre paredes, e o reforço das ligações entre paredes e pavimentos.

No que respeita às paredes, a sua regularização permite aumentar a resistência global da parede principalmente a esforços de corte e tração, corrigindo também irregularidades e fendas

na mesma. A aplicação de uma malha de reforço permite aumentar a capacidade da paredes em distribuir tensões entre elementos, e assim aumentar a capacidade de dissipação de energia (Lamego, 2014). A Figura 18 ilustra este procedimento com o exemplo de uma obra de reabilitação na cidade do Porto. Os materiais utilizados foram um micro-betão com resistência à compressão de 25 MPa e à flexão de 4.5 MPa, o qual foi projetado diretamente sobre o paramente vertical por meio mecânico, com espessuras entre os 4 cm e os 6 cm em camadas de 2 cm. A armadura é uma malha de aço fixada com grampos à parede. Pode comprovar-se na literatura, e.g. Lamego (2007), Pinho (2007) e Carvalho *et al.* (1998), o bom desempenho deste tipo de intervenção, tanto a nível de ensaios experimentais como observações pós-sismo.



Figura 18: Regularização de paredes com aplicação de malha de reforço (obra de reabilitação no centro da Cidade do Porto, realizado pela empresa BGM, Engenharia e Construção)

No caso de reforço de ligações entre paredes de alvenaria pretende-se aumentar o nível de solidarização das paredes, de modo a evitar falhas para fora do plano e fornecer um comportamento de caixa ao edifício, com o objetivo de explorar a capacidade no plano das suas paredes. Para esse efeito são normalmente utilizados tirantes aplicadas pelo interior de ambas as paredes ortogonais, como ilustrado na Figura 19 (Lamego, 2014). No entanto, o tipo de intervenção observado na Figura 19a, apresenta algumas dificuldades ao nível do acesso à zona de conexão entre paredes e paredes e pisos, para que se possa proceder à sua correta aplicação. Assim sendo, a utilização ancoragens ao longo de toda a parede, Figura 19b, representa em geral, uma solução melhor do que os conectores localizados que, para além da desvantagem ao nível da aplicação acima explicado, induzem também tensões excessivas (Marques *et al.*, 2017). Este método, para além de introduzir no edifício uma resposta colaborativa ao nível das ações

horizontais, promove também uma melhoria na resistência à tração das paredes na zona reforçada e uma melhoria na resistência à flexão dos pisos evitando deflexões nas paredes.

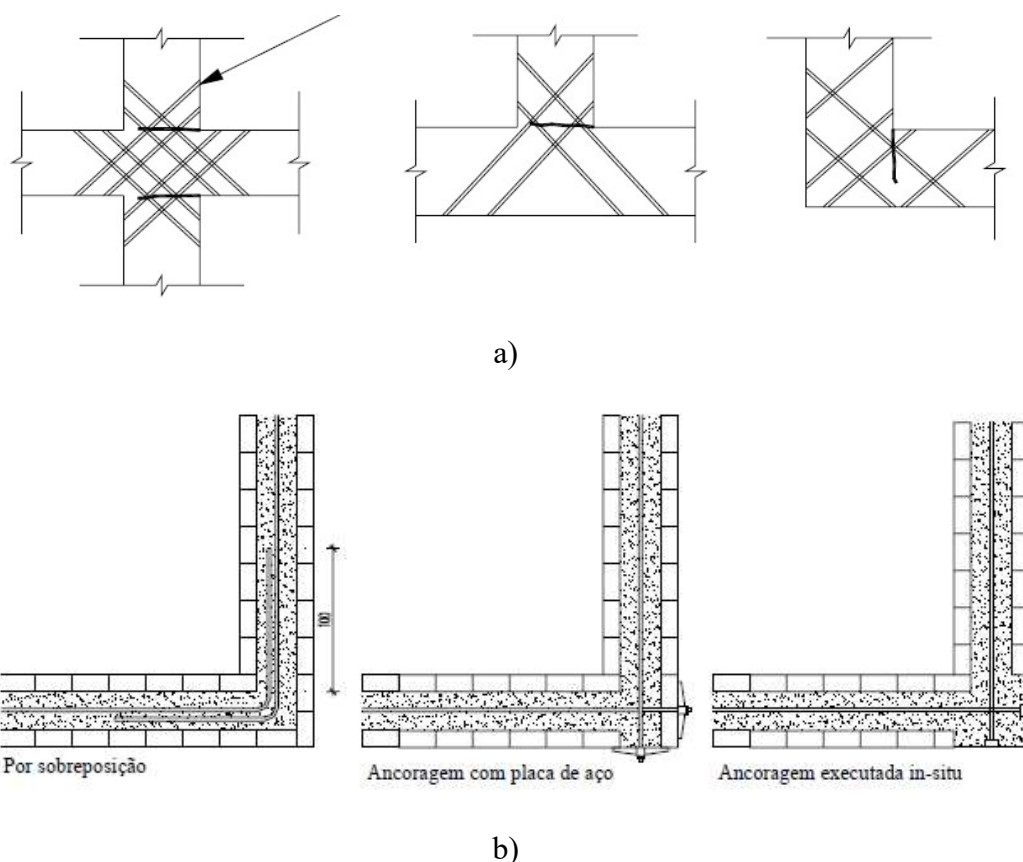


Figura 19: Reforço de ligações entre paredes ortogonais através de: a) introdução de tirantes curtos (Lamego, 2014) e b) cruzamento de tirantes nos cantos (Lamego, 2014)

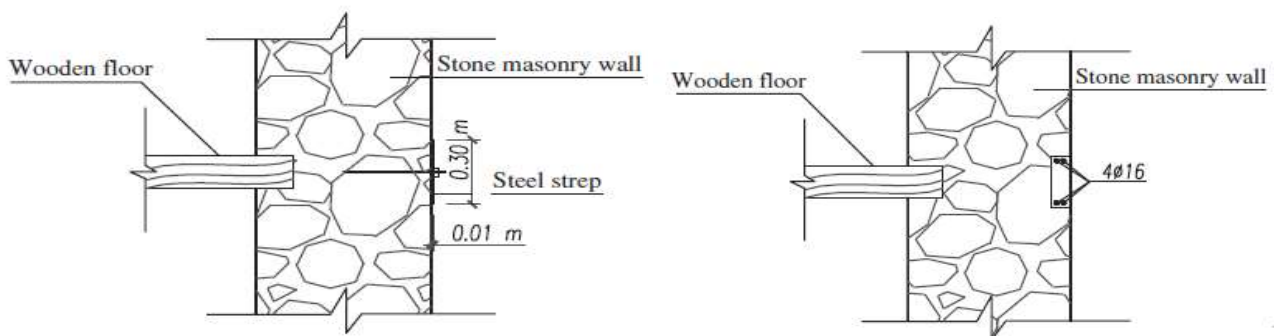
Para a ligação entre paredes e pavimentos, como já referido acima, é importante que estes tenham um comportamento de diafragma rígido para aumentar a redundância estrutural. Neste caso são normalmente utilizadas, para reforço nos apoios, cantoneiras metálicas aparafusadas ao paramento vertical e às vigas de piso. Para reforço ao longo do vão usam-se chapas ou barras metálicas, normalmente de aço, sobrepostas, conforme a Figura 20a. Em alternativa, outros métodos mais recentes mas ainda não tão utilizados neste tipo de intervenção são os laminados de FRPs, que aumentam a capacidade resistente das vigas de piso e permitem confinar as fendas existentes (Branco, 2014).

Técnicas mais específicas para a melhoria da performance sísmica de um edifício de alvenaria é o fecho perimetral através de cintas de aço, FRP' ou elementos pré-esforçados ao nível dos pisos, ilustrado da Figura 20 b). A conexão entre as paredes perimetrais e a estrutura do telhado, composta por asnas de madeira, também tem uma grande importância no

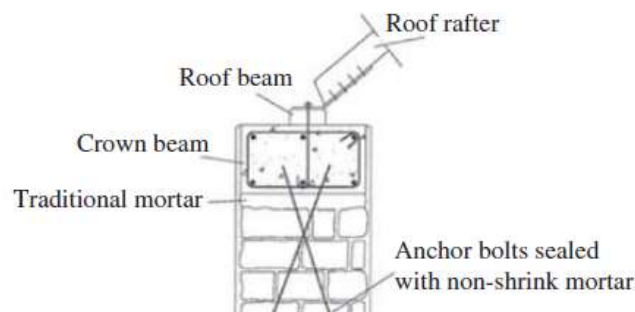
comportamento da estrutura, para o qual uma solução típica é a amarração das paredes com uma viga de coroamento, normalmente em betão armado; Figura 20 c). Estas intervenções permitem um aumento da rigidez lateral e da resistência da estrutura, e por consequência uma redução ao nível dos deslocamento, (Rui Marques et al., 2017).



a)



b)



c)

Figura 20: Reforço com cantoneiras e chapas metálicas (Bento, 2013). b) fecho perimetral através de cintas à direita e através de elementos pré-esforçados à esquerda e c) conexão entre as paredes perimetrais e o telhado

CAPITULO IV

MODELAÇÃO NUMÉRICA NO TREMURI

No presente capítulo pretende-se apresentar o método de modelação computacional implementado no programa de análise estrutural TreMuri (versão de investigação). Este software foi utilizado neste trabalho para a realização da análise dinâmica do edifício gaioleiro. Este programa, criado originalmente para fins de investigação por (Lagomarsino, Penna, Galasco, & Cattari, 2009) é particularmente orientado para a análise sísmica de edifícios em alvenaria. O TreMuri adota uma discretização das paredes de alvenaria em macro-elementos, a qual permite uma formulação simplificada do comportamento dos elementos, assim como da resposta tridimensional dos edifícios. O programa facilita a implementação de diferentes algoritmos para análise estática não linear (*pushover*) e para análise dinâmica com integração no tempo (Lagomarsino et al., 2013). O software possibilita a modelação de diagramas horizontais flexíveis, como é comum encontrar nos edifícios antigos.

Ainda que limitado à consideração do comportamento apenas no plano das paredes, o TreMuri permite uma análise 3D global dos edifícios com um custo computacional reduzido, uma vez que o número de graus de liberdade é largamente reduzido comparativamente a métodos de modelação mais detalhados. Existe também uma versão comercial do programa, o 3Muri, orientada para projeto, que usa como motor de cálculo o processador do TreMuri. Esta versão permite, no entanto, apenas a realização de análise modal e de análise pushover. Após a discretização das paredes com base num modelo de pórtico equivalente, os elementos podem assumir uma lei de resposta bilinear (elemento ou viga bilinear), ou a lei constitutiva ao corte proposta por (Gamberotta & Lagomarsino, 1997) através de uma integração macroscópica (macro-elemento). Ambos elementos permitem considerar quer o comportamento por flexão quer por corte.

4.1. Modelo de Pórtico Equivalente

A modelação com base no pórtico equivalente foi desenvolvida da ideia original de que a parede de alvenaria pode ser discretizada em painéis adjacentes às aberturas, i.e. (1), os nembos que são os elementos verticais e que suportam as cargas gravitacionais e sísmicas (2) os lintéis, que são os elementos horizontais e são acoplados aos nembos; e (3) os nós rígidos, que são partes da parede de alvenaria que não sofrem dano e que conectam os nembos e os lintéis (Galasco *et al.*, 2007). Esta discretização pretende reproduzir o fluxo de carga entre os vários elementos estruturais (Figura 21a). Os lintéis apresentam menor preponderância no que respeita ao carregamento vertical, mas têm grande influência na resposta do edifício às ações laterais.

Do ponto de vista da configuração estrutural das paredes é comum assumir dois esquemas diferentes, que definem o comportamento das paredes sob ação sísmica (Figura 21b). Numa idealização “lintel forte-nembo fraco”, assume-se que os nembos fendilham primeiro e que a rotura dos mesmos pode ser, dependendo da geometria e qualidade do material, por corte ou por flexão composta (Marques, 2012). Nesta idealização os lintéis podem assumir-se como infinitamente rígidos, assegurando o perfeito acoplamento entre os nembos. Considera-se então que existe um mecanismo de piso, uma vez que a rotação está impedida nas extremidades dos nembos. Um segundo esquema estrutural é a idealização do modelo “nembo forte-lintel fraco”, em que as paredes têm um comportamento de consola alta isolada e os lintéis são considerados como elementos flexíveis, sendo a resistência e a rigidez negligenciável nestes elementos. Neste caso, é de esperar que a rotura aconteça em ambos os elementos quase exclusivamente por flexão composta, uma vez que não há transferência de momentos entre as paredes.

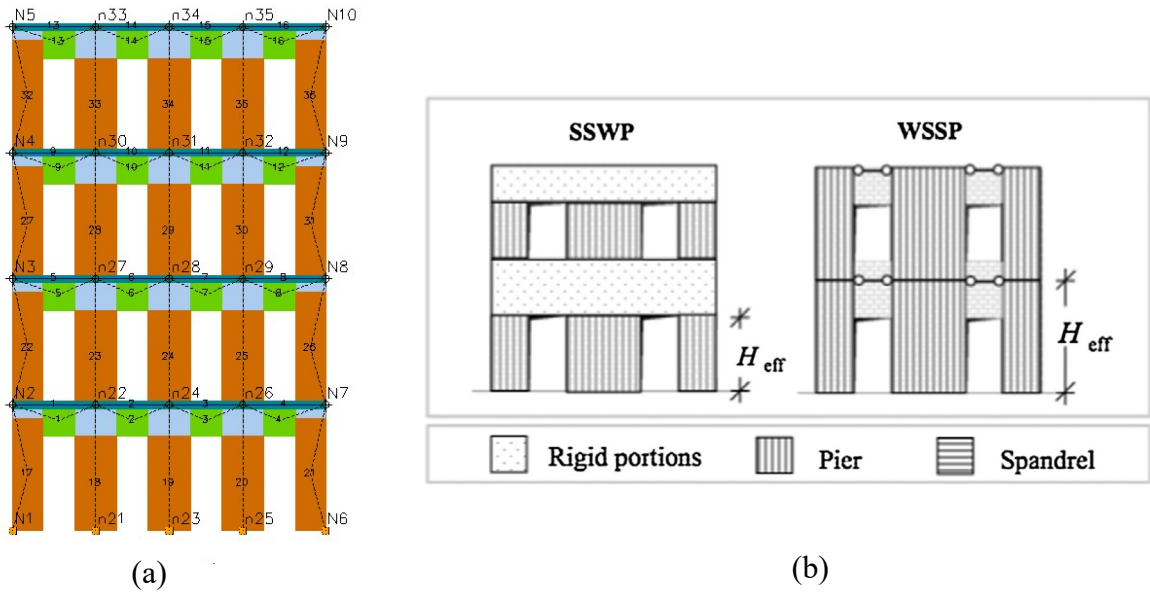


Figura 21: Modelos de macro-elementos: (a) exemplo no 3Muri e (b) modelos estruturais simplificados de paredes em alvenaria simples (Lagomarsino et al., 2013)

Lagomarsino *et al.* (2013) definem três passos para a identificação dos principais componentes estruturais (Figura 22): (1) a identificação dos lintéis, que são definidos com base nos alinhamentos verticais e horizontais das aberturas. A altura do lintel (b_s), é definida pela distância vertical entre uma abertura e a abertura imediatamente abaixo ou acima, enquanto que a largura é igual à largura das aberturas que o delimitam; (2) a identificação dos nembos, os quais, quando as aberturas estão perfeitamente alinhadas e para o caso de um nembo entre duas aberturas adjacentes, se admitem com altura igual à da abertura. Para o caso de um nembo de extremidade, a altura calcula-se como a média entre a altura do topo da abertura que define o seu alinhamento e a elevação da base da abertura imediatamente acima; (3) a identificação dos nós rígidos, que estabelecem a ligação entre os nembos e os lintéis, através das suas faces horizontais e verticais, respetivamente.

O nível de dificuldade na determinação da altura efetiva dos lintéis aumenta no caso das aberturas do edifício se distribuírem de forma irregular. Nesta situação, segundo (Lagomarsino *et al.*, 2013), é normalmente assumido um valor médio entre os alinhamentos verticais de duas aberturas de níveis consecutivos para definir a sua largura (Figura 23). Quando não se apresentam aberturas consecutivas em diferentes níveis parece mais adequado assumir a parte de alvenaria correspondente como uma área rígida. No caso de fissuras em edifícios existentes, o padrão de fendas pré-existente deve ser tido em conta na determinação da geometria dos nembos e lintéis. A definição da altura efetiva de nembos e lintéis deve ser executada separadamente para cada piso e para cada parede. A altura efetiva dos nembos é influenciada

pela presença de elementos estruturais adicionais, tais como vigas de betão, assim como pela posição de aberturas irregularmente distribuídas. A direção de análise deve também ser tida em conta na definição da altura efetiva dos nembos (Gambarotta e Lagomarsino, 1996).

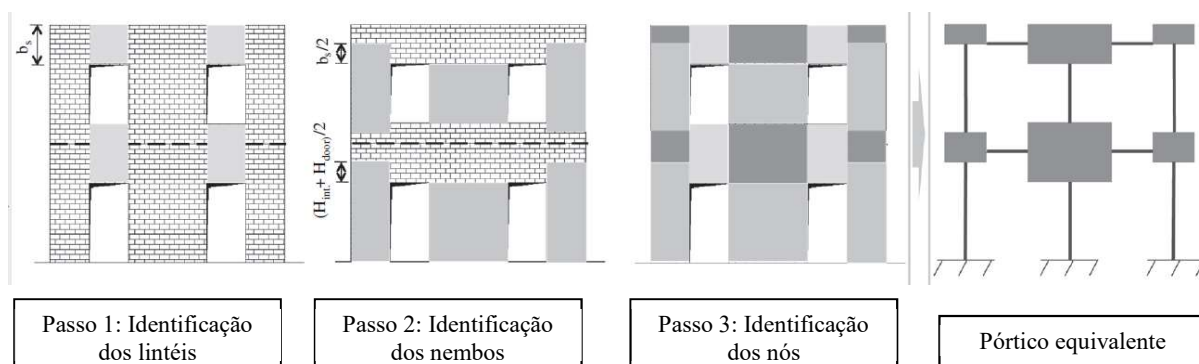


Figura 22: Exemplo de um modelo de pórtico equivalente para um edifício com aberturas regularmente distribuídas (adaptado de Lagomarsino *et al.* (2013))

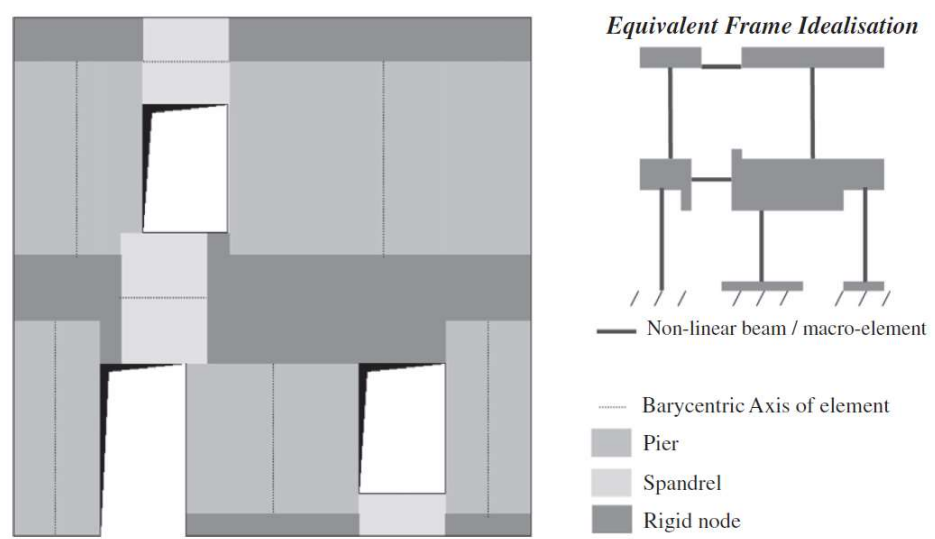


Figura 23: Determinação da geometria dos lintéis em parede com aberturas irregularmente distribuídas (Lagomarsino *et al.*, 2013)

Importa agora apresentar os principais modos de rotura dos nembos a que os edifícios de alvenaria estão sujeitos, e em particular o tipo gaioleiro. Esta matéria servirá de base tanto para este capítulo, como para a análise do caso de estudo considerado neste trabalho. Segundo Magenes e Calvi (1997) e Yi (2004), os mecanismos de rotura dos nembos no seu plano, no que diz respeito ao comportamento sísmico, podem classificar-se como:

- Flexão ou rocking: ação que, quando elevada, leva à abertura de fendas no topo e na base dos nembos devido a esforços de tração e de corte. A rotura ocorre com o derrubamento do painel.
- Deslizamento: as forças horizontais nos nembos são maiores do que a resistência ao corte das juntas horizontais. Este mecanismo pode ocorrer em correspondência com cargas verticais e coeficiente de atrito baixos, caso em que fendas horizontais se desenvolvem e as paredes apresentam um plano de deslizamento na direção dessas fendas.
- Tração diagonal: mecanismo iniciado quando a tensão principal de tração no centro do painel excede a resistência à tração da alvenaria, originando fendas diagonais nas paredes. As fendas podem propagar-se ao longo das juntas horizontais e verticais (deslizamento diagonal), ou através das unidades (corte diagonal), dependendo da resistência da argamassa, da resistência da ligação argamassa-unidade e da resistência da própria unidade.
- Esmagamento da base: a base das paredes é uma zona que apresenta geralmente grande esforço de compressão. Quando este esforço, causado pela ação sísmica, excede a resistência à compressão da alvenaria, é comum ocorrer uma falha por compressão com esmagamento do canto comprimido.

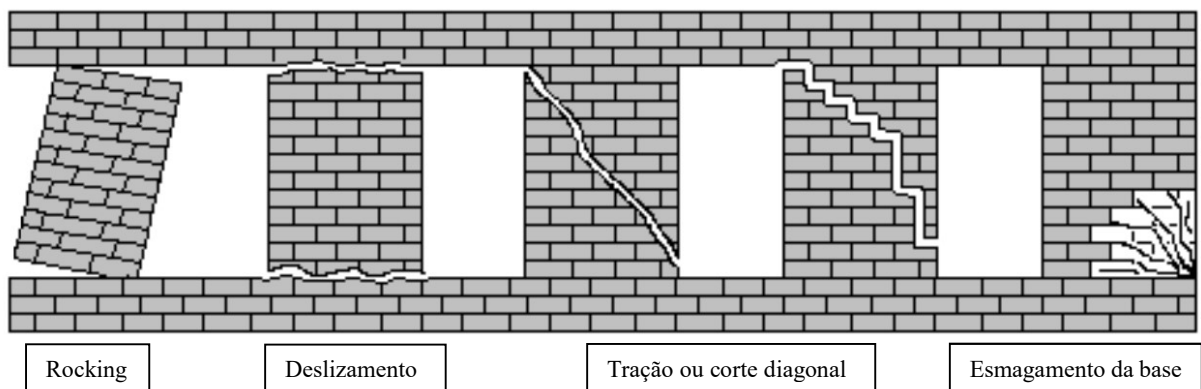


Figura 24: Mecanismos de colapso de nembos no plano (adaptado de Yi (2004)).

Com respeito à avaliação da resposta força–deslocamento de nembos de alvenaria, ensaios experimentais foram realizados no “Centro Comum de Investigação da Comissão Europeia” em Ispra, Itália, em que nembos com o mesmo esforço axial e com diferentes relações altura/comprimento foram ensaiados (Magenes *et al.*, 1995). O objetivo destes ensaios foi simular a resposta de nembos representativos do edifício testado em Pavia, Itália, por Magenes *et al.* (1995), cujo materiais e cargas eram idênticos. Dois casos foram estudados, o

primeiro em que a altura é o dobro do comprimento, i.e. $H/D = 2$ (Figura 25a) e o segundo em que $H/D = 1.35$ (Figura 25b).

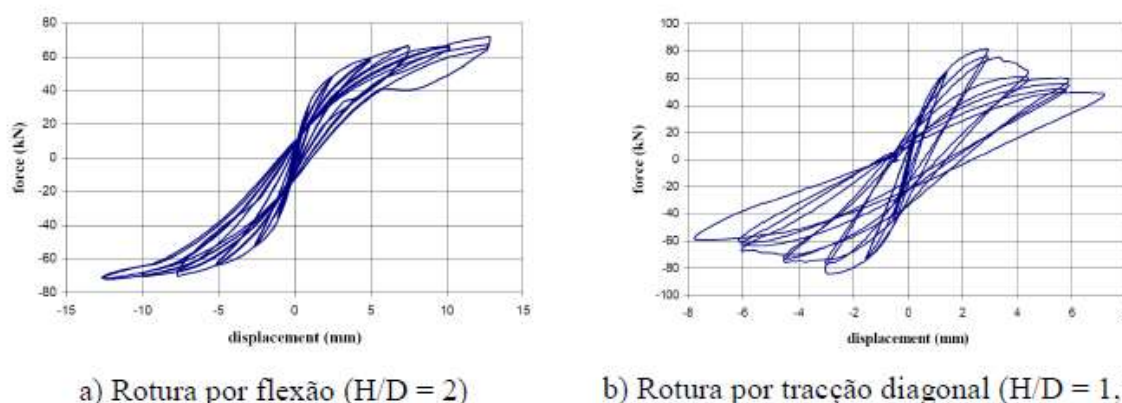


Figura 25: Resposta cíclica de nembos para dois mecanismos de rotura (Candeias, 2008).

Pela comparação da resposta entre as duas paredes pode observar-se que existe uma diferença bastante acentuada nos seus comportamentos. No caso do nembro com maior H/D , observa-se que a parede tem um comportamento dúctil sem perda significativa de resistência ao longo dos ciclos, e a rotura ocorre por flexão. Pelo contrário, no segundo caso, após o comportamento inicial elástico-fendilhado para pequenos deslocamentos, dá-se uma rotura frágil da parede e, por consequência, uma redução acentuada e gradual da resistência e rigidez. Desta feita, a rotura dá-se por corte, com maior dissipação de energia devido à desagregação progressiva do painel de alvenaria.

Os lintéis, ainda que em muitos casos considerados como painéis secundários, possuem um papel importante no comportamento sísmico dos edifícios em alvenaria. Estes têm, no entanto, um comportamento muito diferente do apresentado pelos nembos, não havendo para este caso tanto consenso nos tipos de mecanismos. Ainda assim, em (Yi, 2004), são usualmente considerados dois mecanismos de rotura, i.e. a rotura por corte e a rotura por compressão diagonal. A rotura por corte dos lintéis, ilustrada na Figura 26a-b, leva ao derrubamento da parede, ficando esta depois dependente do comportamento dos nembos. A rotura por compressão diagonal excessiva, ilustrada na Figura 26c, acontece quando existem elementos com resistência à tração suficiente para evitar o mecanismo de corte, levando posteriormente a efeitos de compressão que, por consequência, aumentam também a resistência à flexão do lintel. Neste caso, a rotura deriva de uma falha por flexão composta de um dos nembos que suportam a biela comprimida (Candeias, 2008). Alguns estudos mais recentes foram feitos sobre o tema, e.g (Parisi, Augenti, & Prota, 2014).

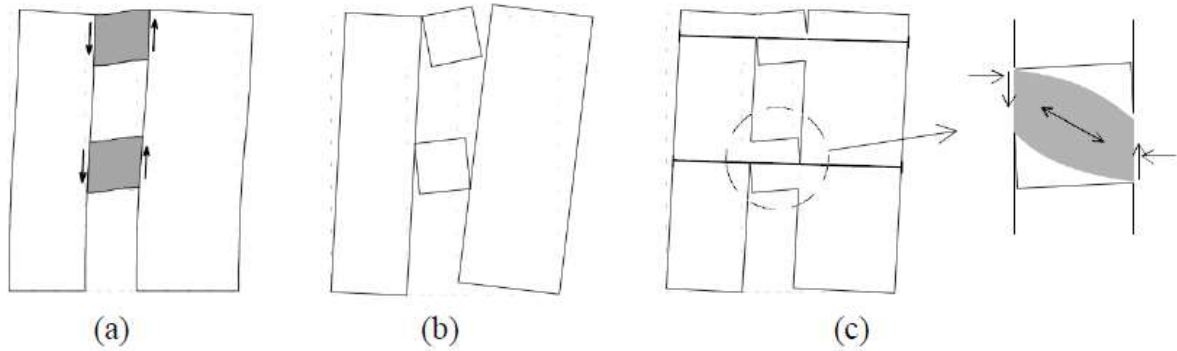


Figura 26: Mecanismos de lintéis no plano das paredes (G. Magenes *et al.*, 2000): (a) esforço de corte nas extremidades, (b) rotura por corte e (c) compressão diagonal.

4.2. Macro-elemento

A aproximação do macro-elemento, criada com o intuito de encontrar uma solução fiável para a resposta ao corte de paredes de alvenaria, e implicando reduzido esforço computacional com vista a uma aplicação extensiva, foi originalmente proposta por (Gambarotta & Lagomarsino, 1996). Esta será a aproximação utilizada para a análise do caso de estudo do presente trabalho. O macro-elemento tem em conta o comportamento cíclico dos painéis de alvenaria, e considera dois principais modos de rotura no plano, i.e. corte e flexão composta. A consideração integrada destes dois modos no caso do macro-elemento torna este modelo mais rigoroso, ou seja, com uma resposta mais próxima da realidade do que aquela obtida com o elemento bilinear, que será abordado numa próxima secção deste trabalho.

O macro-elemento é constituído por três partes, conforme ilustrado na Figura 27. Nas partes 1 e 3, correspondentes aos limites inferior e superior do elemento, concentram-se os efeitos axial e de flexão, e a sua espessura é considerada infinitesimal, i.e. $\Delta = 0$ (Galasco, Lagomarsino, & Penna, 2007). A parte 2 corresponde ao núcleo central onde se desenvolvem as deformações por corte. No macro-elemento são considerados 3 graus de liberdade em cada extremidade (deslocamento horizontal u_j , deslocamento axial w_j e rotação ϕ_j) e 2 no núcleo central (deslocamento axial δ e rotação ϕ), sendo este modelo limitado a um total de 8 graus de liberdade.

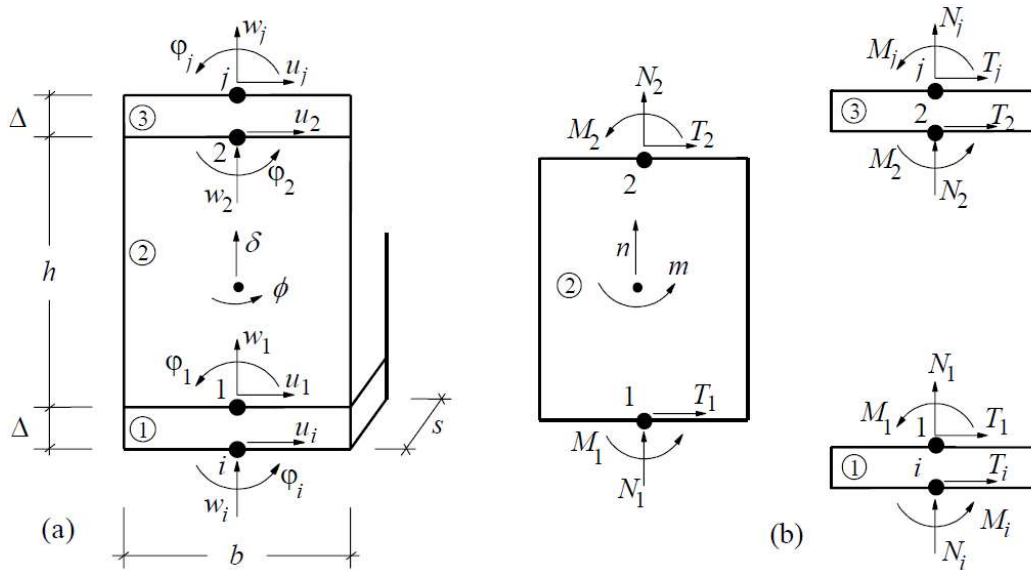


Figura 27: Modelo cinemático do macro-elemento (Gambarotta e Lagomarsino, 1996)

O contacto unilateral das camadas 1 e 3 promove um mecanismo por derrubamento, uma vez que se assume uma resistência à tração nula. O efeito de redução da secção começa a desenvolver-se quando o limite $\left| \frac{m}{n} \right| \leq \frac{b}{6}$ é atingido (m e n correspondem às quantidades estáticas relativas às variáveis ϕ e w). A resistência ao corte do painel está relacionada com a força de atrito f nos planos horizontais de deslizamento (juntas de argamassa), e por uma componente de coesão entre os elementos (T_c) que é sujeita a uma degradação até à rotura.

Quando a força máxima de atrito μN é atingida, verifica-se um deslizamento γ , o qual é somado à componente elástica de deslocamento u_e (Marques, 2012). Este deslizamento tem correspondência com um parâmetro de degradação, α , que traduz o nível de dano. Para um valor de $\alpha = 0$ o dano dos painéis é negligenciável, enquanto para valores de α entre 0 e 1 há uma degradação de resistência que vai de leve a moderada. Para um valor deste parâmetro igual a 1 atinge-se a força de corte máxima, verificando-se depois um aumento repentino dos deslocamentos e uma leve diminuição da força basal atuante, Figura 28.

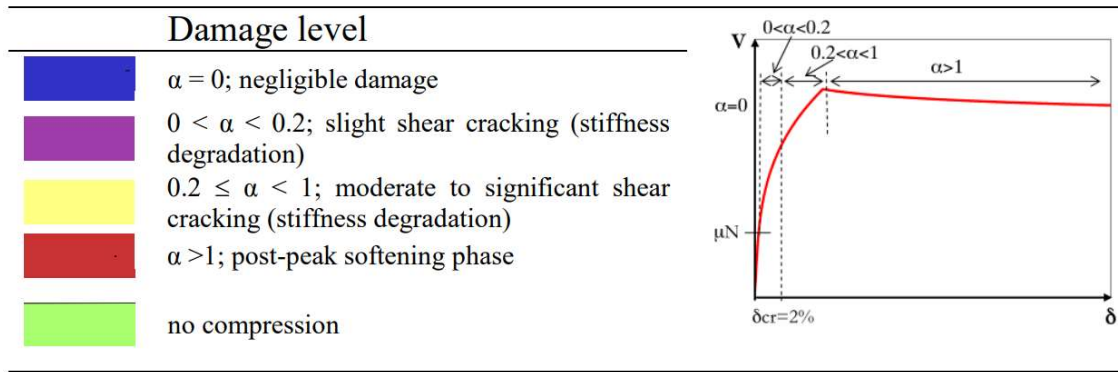


Figura 28: Ilustração do nível de dano por corte definido pelo parâmetro α (Andrea Penna et al., 2016).

O macro-elemento tem também em conta o dano por flexão e o efeito de esmagamento da alvenaria, que é modelado através de uma lei constitutiva não linear, a qual introduz uma degradação progressiva da rigidez e resistência em compressão da parede de alvenaria. Estes efeitos, assim como a histerese associada ao comportamento elástico-plástico, foram implementados no TreMuri com base no trabalho de Penna (2002). A comparação dos resultados obtidos com o macro-elemento para os casos sem e com consideração do esmagamento é mostrada na Figura 29a. Verifica-se que a interação entre o deslocamento axial e a componente de rotação possui uma diferença significativo na resposta devido ao dano por compressão. Na Figura 29b é feita uma comparação da resposta força de corte–deslocamento para os casos sem e com esmagamento, onde se pode observar que o valor máximo de resistência ao corte é menor para o caso com limitação da resistência à compressão.

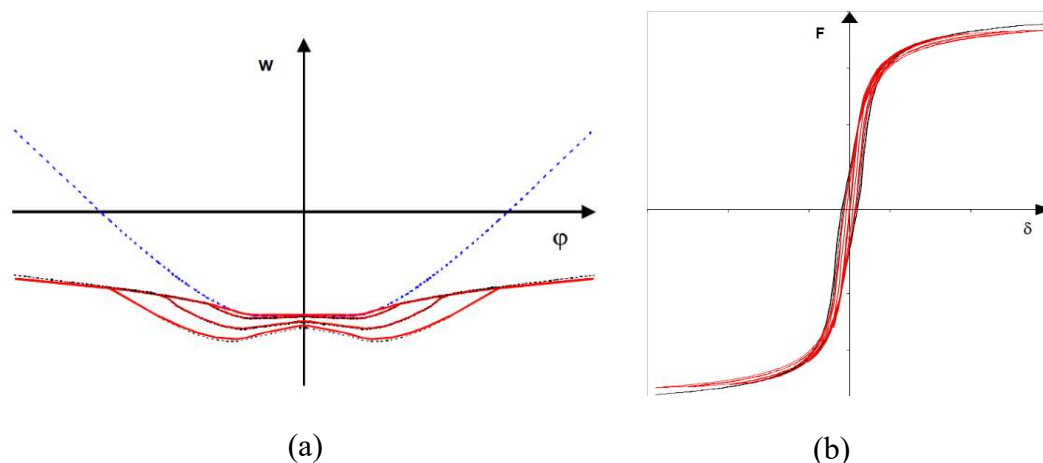


Figura 29: Efeito do esmagamento da alvenaria (Penna, 2002): (a) deslocamento vertical vs. rotação, sem esmagamento (a azul tracejado) e com esmagamento (a vermelho), e (b) força de corte vs. deslocamento, com esmagamento (a vermelho) e sem esmagamento (a preto).

Numa análise dinâmica utilizando o método de macro-elementos, as variáveis que mais influenciam a resposta da estrutura são o módulo de elasticidade (E), o módulo de corte (G), resistência à compressão da alvenaria (f_m), resistência ao corte, ou coesão (f_{v0}), coeficiente de atrito μ , coeficiente de amortecimento ou de Rayleigh. ζ , um parâmetro de deformação não-linear (Gc) e parâmetro de *softning* (β). O significado destes dois últimos parâmetros é ilustrado na Figura 30, onde Gc controla a deformabilidade por corte do modelo e β determina a degradação de resistência na fase pós-pico'. Para o caso de estudo do presente trabalho, será elaborada uma análise com variação de alguns destes parâmetros, como o intuito observar a forma como estes influenciam a resposta sísmica.

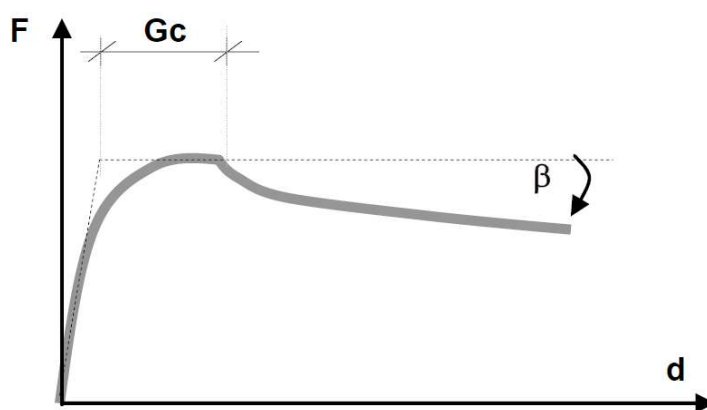


Figura 30: Ilustração esquemática da influência de Gc e β

4.3. Elemento Bilinear

A viga bilinear é usada tanto na versão comercial como na versão de investigação do programa em estudo, e apresenta uma resposta característica para cada mecanismo de rotura. Neste caso, a rigidez inicial é obtida a partir das propriedades elásticas dos materiais, as quais, com base nas propriedades geométricas e mecânicas do painel determinam a rigidez à flexão e ao corte, e no seu conjunto a rigidez inicial do elemento. Os máximos valores dos esforços de corte e flexão derivam do comportamento do painel em estado limite último. Por outro lado, a ductilidade do elemento é controlada através de um *drift* último (δ_u), de acordo com a norma italiana NTC (2008) ou conforme o Eurocódigo 8 – Parte 3 (CEN, 2005). A rotura do painel verifica-se quando o *drift* último é alcançado, o qual é calculado através da Equação 22, cujo h corresponde à altura do painel.

$$\delta_u = \frac{u_j - u_i}{h} + \frac{\varphi_j - \varphi_i}{2} = \begin{cases} 0.4\% \text{ por Corte} \\ 0.6\% \text{ por Flexão} \end{cases} \quad \text{Eq. (22)}$$

Depois de o colapso ocorrer, o painel funciona como uma biela, suportando apenas esforços axiais, sendo que este esforço não pode exceder a resistência axial N_u . O comportamento não linear é ativado quando uma das forças nodais atinge o valor estimado da força resistente, de acordo com o valor mínimo calculado segundo os critérios de flexão-rocking, corte-deslizamento e corte diagonal.

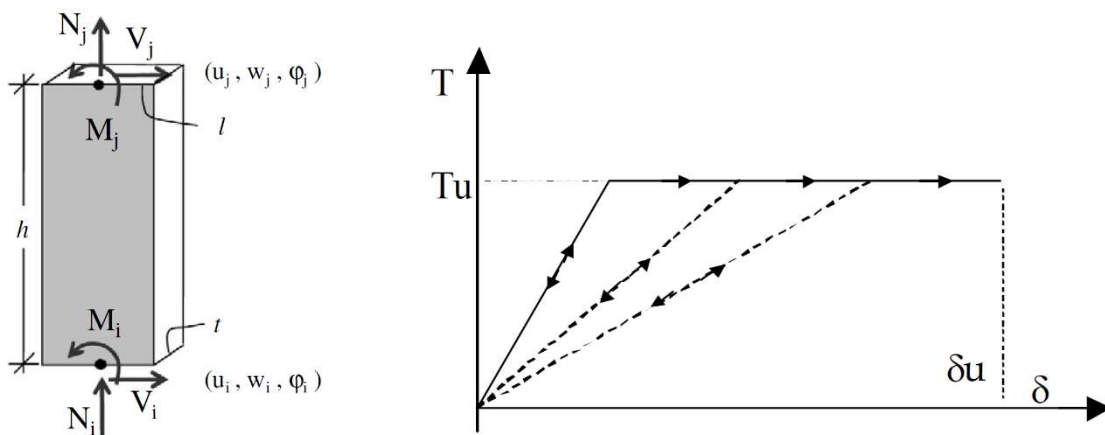


Figura 31: Elemento bilinear: (a) idealização do elemento e (b) comportamento de degradação não linear (Lagomarsino et al., 2013)

O limite de resistência por flexão, definido por M_u (momento fletor último), é definido pelas seguintes fórmulas, respetivamente para os nembos e lintéis (Lagomarsino et al., 2009):

$$M_{u,nembo} = \frac{l^2 t \sigma_0}{2} \left(1 - \frac{\sigma_0}{0.85 f_m}\right) = \frac{Nl}{2} \left(1 - \frac{N}{N_u}\right) \quad \text{Eq. (23)}$$

$$M_{u,lintel} = \frac{h H_p}{2} \left[1 - \frac{H_p}{0.85 f_h h t}\right] \quad \text{Eq. (24)}$$

onde l é o comprimento e t é a espessura do painel, N é a força de compressão axial (assumindo-se sentido positivo em compressão), σ_0 é a tensão de compressão normal sobre toda a secção (N/l), e f_m é a resistência média à compressão da alvenaria. Esta aproximação é baseada num material não resistente a trações, para o qual é realizada uma realocação não linear de tensões (bloco retangular de tensões com fator igual a 0.85). Em edifícios existentes, a resistência média à compressão f_m é dividida por um fator de confiança, relativo ao nível de conhecimento da estrutura (CEN, 2005). H_p é mínimo entre a resistência à tração dos elementos acoplados ao lintel (por exemplo um tirante ou uma viga) e $0.4 f_h h t$, onde f_h é a resistência à compressão da alvenaria na direção horizontal no plano da parede.

A rotura por corte pode ser definida pelo critério de Turnšek e Cačovic (1971) ou pelo critério de Mohr-Coulomb, dependendo do tipo de alvenaria e da resistência relativa dos seus componentes. O primeiro critério assume uma rotura por fendilhação diagonal, sendo a força ao corte última definida, segundo a norma italiana NTC (2008), por:

$$V_u = lt \frac{1.5\tau_0}{b} \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{1.5\tau_0}} = lt \frac{1.5f_t}{b} \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{f_t}} = lt \frac{1.5\tau_0}{b} \sqrt{1 + \frac{N}{1.5\tau_0 lt}} \quad \text{Eq. (25)}$$

onde f_t é o valor de cálculo da resistência à tração por fendilhação diagonal da alvenaria, τ_0 é o valor de referência da resistência ao corte da alvenaria, e b é um coeficiente definido de acordo com a relação altura/comprimento da parede ($b = h/l$ mas $1 \leq b \leq 1.5$).

A rotura por corte de acordo com o critério de Mohr-Coulomb resulta numa força ao corte última definida, segundo a NTC (2008), por:

$$V_u = l' t f_v = l' t (f_{v0} + \mu \sigma_n) = l' t f_{v0} + \mu N \quad \text{Eq. (26)}$$

onde l' é o comprimento da secção comprimida do painel, t é a espessura do painel, f_v é a resistência ao corte da alvenaria, f_{v0} é a resistência ao corte da alvenaria sob compressão nula,

μ é o coeficiente de atrito (que pode ser estimado segundo formulações descritas mais adiante) e σ_n é a tensão normal média de compressão referida à área efetiva. Na formulação deste critério, pode ainda ser calculada a força última de corte considerando a secção fendilhada. Neste caso, toda a área do painel contribui para a resistência do painel e para a avaliação do corte-deslizamento é utilizada a Equação 27.

$$V_u = Af_{v0} + \mu N \quad \text{Eq. (27)}$$

Para os lintéis, a resistência ao corte pode ser assumida como:

$$V_{u,lintel} = ht f_{v0} \quad \text{Eq. (28)}$$

onde h é a altura da secção do painel, t é a espessura do painel, e f_{v0} é a resistência ao corte da alvenaria sob compressão nula.

No software está também implementada uma verificação da resistência última à compressão, que define a capacidade máxima do elemento em compressão como $N_u = 0.85ltf_u$, onde f_u é a resistência à compressão da alvenaria, l é o comprimento da secção transversal do painel e t é a espessura da parede. Na Tabela 6 é apresentada uma síntese das hipóteses consideradas na modelação com os dois tipos de elementos possíveis de adotar no TreMuri; para mais detalhe ver Lagomarsino *et al.* (2009).

Os parâmetros que têm influência relevante na resposta são módulo de elasticidade (E), o módulo de corte (G), resistência à compressão da alvenaria (f_m), resistência ao corte, ou coesão (f_{v0}), coeficiente de atrito μ , o drift ultimo por corte (δ_v) e o drift ultimo por Rocking (δ_r).

Tabela 6: Resumo de hipóteses consideradas para os dois tipos de elementos possíveis

Elemento / modelo	Macroelemento / Gambarotta-Lagomarsino	Viga bilinear / Bilinear elástico perfeitamente plástico		
Modelação da rigidez	- A lei de degradação da rigidez é obtida com base numa integração macroscópica do modelo contínuo proposto por Gambarotta e Lagomarsino (1997), e mais tarde melhorada por Penna (2002)	- Modelo bilinear elástico perfeitamente plástico. Aproximação implementada por Galasco <i>et al.</i> (2004)		
Comportamento em compressão	- Dano por compressão e esmagamento - Considera-se um limite de resistência à compressão da alvenaria, especialmente para mecanismos de flexão (Andrea Penna, 2002) - O efeito de esmagamento da base é modelado através de uma lei constitutiva não-linear que considera a degradação da rigidez em compressão	- É implementada uma verificação para a resistência última à compressão do elemento, no procedimento de análise. A capacidade máxima de um elemento em compressão é limitada por $N_u = 0.85 l t f_m$, onde f_m é a resistência à compressão da alvenaria, l é o comprimento do painel e t é a espessura da parede		
Critério de flexão	- Parcialização da secção transversal, de acordo com as hipóteses de resistência à tração nula e resistência à compressão limitada - São consideradas variáveis estáticas e cinemáticas para o macro-elementos, como é o caso das componentes de força e deslocamento. As relações entre as variáveis são diretamente derivadas do modelo constitutivo	- Considera-se que a alvenaria não possui resistência à tração - É feita uma realocação das tensões de compressão (bloco retangular de tensões com fator igual a 0.85) <div style="text-align: center; border: 1px solid black; padding: 5px; width: fit-content; margin: 10px auto;">Eq. (23)</div>		
Critério de corte	- Modelo de dano por corte de acordo com a aproximação de Mohr-Coulomb - A lei de degradação da resistência é obtida com base numa integração macroscópica do modelo contínuo proposto por Gambarotta e Lagomarsino (1997), e mais tarde melhorada por Penna (2002)	Fendilhação diagonal <div style="text-align: center; border: 1px solid black; padding: 5px; width: fit-content; margin: 10px auto;">Eq. (25)</div>	Deslizamento por corte da secção comprida <div style="text-align: center; border: 1px solid black; padding: 5px; width: fit-content; margin: 10px auto;">Eq. (26)</div>	Deslizamento de toda a secção <div style="text-align: center; border: 1px solid black; padding: 5px; width: fit-content; margin: 10px auto;">Eq. (27)</div>
Parâmetros a considerar	$E, G, f_m, f_{v0}, \mu, Gc, \beta, \zeta$	$E, G, f_m, \tau_0, \delta_v, \delta_r$	$E, G, f_m, f_{v0}, \mu, \delta_v, \delta_r$	$E, G, f_m, f_{v0}, \mu, \delta_v, \delta_r$

4.3. Modelação 3D

No TreMuri, conforme já referido anteriormente, não é tida em consideração a resposta para fora do plano das paredes, sendo esta componente assumida negligenciável em relação à resposta global do edifício, que é predominantemente no plano das paredes. O software permite gerar um modelo tridimensional do edifício com base num sistema de coordenadas cartesianas globais (X, Y, Z), e identificando os planos de parede verticais através de um ponto e do ângulo formado com o eixo dos X, α (Figura 32).

Os nós internos às paredes são assumidos como bidimensionais, sendo por isso considerados para estes 3 graus de liberdade. Os nós de canto são modelados como tridimensionais, mas apenas se consideram 5 graus de liberdade, uma vez que a rotação em torno do eixo vertical Z é desprezável, devido ao comportamento de membrana assumido para as paredes e pavimentos. Estes graus de liberdade são assemblados em nós rígidos 2D posicionados nas extremidades laterais dos planos de paredes ortogonais e projetados ao longo dos eixos globais, obtendo um total acoplamento das paredes. Consegue-se com isto reduzir consideravelmente o número de graus de liberdade e poupar recursos computacionais.

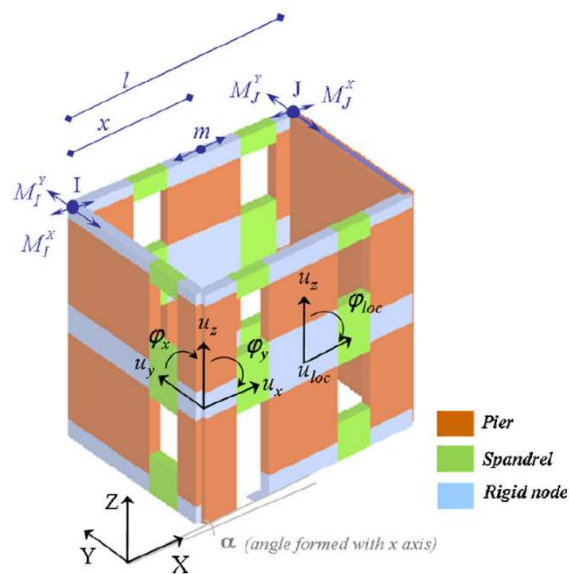


Figura 32: Modelação 3D das paredes de alvenaria (Galasco *et al.*, 2007).

Uma vez que o programa não considera ações fora do plano, a componente de massa nodal ortogonal ao plano de determinado painel é distribuída para os painéis de canto, i.e. os nós 3D mais próximos, segundo as seguintes fórmulas:

$$M_x^l = M_x^l + m(1 - |\cos \alpha|) \frac{l - x}{l} \quad \text{Eq. (29)}$$

$$M_y^l = M_y^l + m(1 - |\sin \alpha|) \frac{l - x'}{l} \quad \text{Eq. (30)}$$

A influência dos diafragmas horizontais na resposta sísmica dos edifícios também é considerada no TreMuri. Estes são modelados em 2D com elementos finitos de membrana ortotrópicos em estado plano de tensão, com dois graus de liberdade em cada um dos 3 nós (elemento triangular) ou 4 nós (elemento retangular) que compõem os elementos do diafragma. O seu comportamento é definido por três propriedades mecânicas principais, i.e. o módulo de elasticidade na direção longitudinal e transversal, E_1 e E_2 , o módulo de corte, G_{12} , e o coeficiente de Poisson, ν . Os primeiros dois parâmetros traduzem a rigidez normal da membrana ao longo das duas direções principais, e têm em consideração a ligação entre as paredes e os diafragmas. O módulo de corte influencia a rigidez tangencial do diafragma, e conseqüentemente a forma como evolui a resposta força-deslocamento durante a ação sísmica. Para além disso, este parâmetro influencia a distribuição de força horizontal entre as paredes, tanto na fase linear como não fase não linear.

CAPÍTULO V

CASO DE ESTUDO: ANÁLISE DINÂMICA COM INTEGRAÇÃO NO TEMPO DE UM EDIFÍCIO GAIOLEIRO

O presente capítulo tem como primeiro objetivo descrever um modelo de um edifício à escala reduzida, representativo do tipo Gaioleiro (ver Capítulo III), ensaiada em plataforma sísmica. O ensaio foi executado numa primeira fase sem reforço estrutural e posteriormente com aplicação de um reforço. Para ambos os modelos, são apresentadas as características geométricas e mecânicas, cujos parâmetros são convertidos para a escala real através de regras de similitude. É igualmente explicada a forma como se assumiu o reforço na modelação estrutural. Referenciam-se depois os *inputs* sísmicos aplicados ao modelo, que são os mesmos usados nos ensaios em plataforma sísmica por Mendes (2012), explicitados através de séries temporais. São finalmente apresentados o procedimento e resultados da análise dinâmica com integração no tempo do edifício à escala real, utilizando modelos de macro-elementos para os edifícios com e sem reforço.

Numa segunda fase é utilizado o mesmo modelo de macro-elementos, para o qual são simplificadas algumas propriedades, de forma a criar uma referência, com o qual serão comparados os modelos com parâmetros ampliados e diminuídos. Esta comparação é feita não só com os resultados obtidos pelo modelo de macro-elementos, mas também pelos alcançados em Mendes (2012) para uma análise paramétrica do modelo do mesmo edifício, através do método de elementos.

5.1. Análise comparativa do edifício Gaioleiro

Nesta análise comparativa do modelo de macro-elementos, representativo do edifício do tipo Gaioleiro, o qual foi sujeito a sucessivos *inputs* sísmicos de valor crescente, foram registadas e comparadas as suas respostas para cada um dos incrementos. O objetivo desta análise foi estudar o comportamento do edifício, desde os eventos iniciais de dano nas suas

paredes até ao colapso total ou parcial da estrutura, de forma a avaliar o desempenho deste tipo de edifícios quando sujeitos a forças sísmicas horizontais nas suas direções principais, de acordo com o método utilizado e também por comparação com um modelo de elementos finitos. Por direções principais entendam-se as direções longitudinal e transversal, que correspondem aos planos das paredes de fachada e das paredes meiradas, e que serão designadas por direções x e y, respetivamente.

No que diz respeito aos resultados, pretendeu-se numa primeira fase estabelecer quer uma comparação qualitativa, que consiste na avaliação do dano estrutural ocorrido na estrutura, quer uma comparação quantitativa, onde se avaliou o *drift* no plano. Em ambos os casos, a comparação foi feita tanto relativamente aos resultados obtidos no ensaio em plataforma sísmica, como aos resultados do modelo de elementos finitos. Numa segunda fase estudou-se a resposta coeficiente sísmico–deslocamento do edifício, tendo a sua envolvente sido confrontada com o dano e *drift* da estrutura obtidos na primeira fase, e com os resultados obtidos quer para o edifício reforçado quer não-reforçado.

5.1.1. Edifício do tipo gaioleiro não-reforçado

Existem diferentes tipos de ensaios experimentais, entre os quais o estático monotónico, o quasi-estático cíclico, o pseudo-dinâmico e o ensaio em plataforma sísmica. Este último é estudado no presente trabalho, onde se pretende validar uma análise dinâmica não-linear com integração no tempo através de modelos de macro-elementos, por comparação com os ensaios realizados por Mendes (2012), assim como com a análise dinâmica de um modelo de elementos finitos por parte do mesmo autor. Este tipo de ensaios experimentais baseiam-se na fixação de um modelo da estrutura em estudo, construído normalmente em escala reduzida, a uma plataforma rígida cujos movimentos são executados através de braços hidráulicos, simulando o comportamento da estrutura sob uma ação sísmica.

Em Mendes (2012) foi estudado o comportamento sísmico de um edifício gaioleiro com base no ensaio de dois modelos, um deles inicialmente sem reforço e outro posteriormente reparado e ao qual foi aplicado um reforço. O programa experimental teve lugar no Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC), em Lisboa. Para a elaboração do modelo à escala reduzida foram utilizadas as regras de similitude de Cauchy e Froude em simultâneo, de modo a reduzir o acréscimo de massa necessário e para preservar as características reais dos materiais. Estas regras são apresentadas na tabela abaixo.

Tabela 7: Fatores de escala das leis de similitude de Cauchy utilizados neste trabalho (adaptado de (Carvalho, 1998)).

Parâmetro	Símbolo	Cauchy
Comprimento	L	$L_p/L_m = 3$
Módulo de elasticidade	E	$E_p/E_m = 1$
Massa específica	ρ	$\rho_p/\rho_m = 1$
Área	A	$A_p/A_m = 9$
Volume	V	$V_p/V_m = 27$
Massa	m	$m_p/m_m = 3$
Deslocamento	d	$d_p/d_m = 3$
Velocidade	v	$v_p/v_m = 1$
Aceleração	a	$a_p/a_m = 1/3$
Peso	W	$W_p/W_m = 27$
Força	F	$F_p/F_m = 9$
Momento	M	$M_p/M_m = 27$
Tempo	t	$t_p/t_m = 3$

O modelo ensaiado era constituído por 4 pisos, o qual apresentava duas fachadas com aberturas, duas paredes de empena sem aberturas, e pisos de madeira. A cobertura não foi considerada no modelo devido às dificuldades da sua execução em escala reduzida. Assim, as forças laterais que seriam transferidas da cobertura para a parede, as quais poderiam agravar os mecanismos locais (fora do plano), não foram consideradas. No entanto, a tensão de compressão originária do peso próprio da cobertura e a ação das vigas de bordadura do telhado permitem atenuar estes mecanismos, não sendo por isso de esperar uma resposta muito diferente da observada na realidade. As paredes exteriores eram constituídas por uma folha de alvenaria de pedra calcária irregular e argamassa de cal, e por outro lado as paredes interiores não foram consideradas.

A geometria do modelo resultou da aplicação direta do fator de redução 1:3, tendo a fachada 3.15 m de largura e as empenas 4.15 m de desenvolvimento, e as paredes apresentavam 0.17 m de espessura. Os pavimentos foram construídos com painéis de MDF (*Medium Density Fiberboard*) com 0.57 x 1.05 m² e 1.2 cm de espessura pregados a barros de madeira orientados no sentido do menor vão, para um pé direito de 1.2 m. Os painéis foram propositadamente separados 1 mm entre si, de forma a simular um pavimento flexível com fraca ação de diafragma. Os barros de madeira têm dimensões de 0.1 x 0.075 m², espaçados 0.35 m entre si. As vigas de bordadura que se desenvolviam nas fachadas tinham dimensões de 0.035 x 0.075 m², o que proporciona uma ligação fraca, uma vez que a viga está apenas ligada à parede através de pregos dobrados. A secção das vigas de bordadura que se desenvolviam nas paredes

de empena eram de $0.035 \times 0.15 \text{ m}^2$, estando inseridas 0.05 m no interior da alvenaria, e assim fornecendo uma ligação mais forte do que as anteriores.

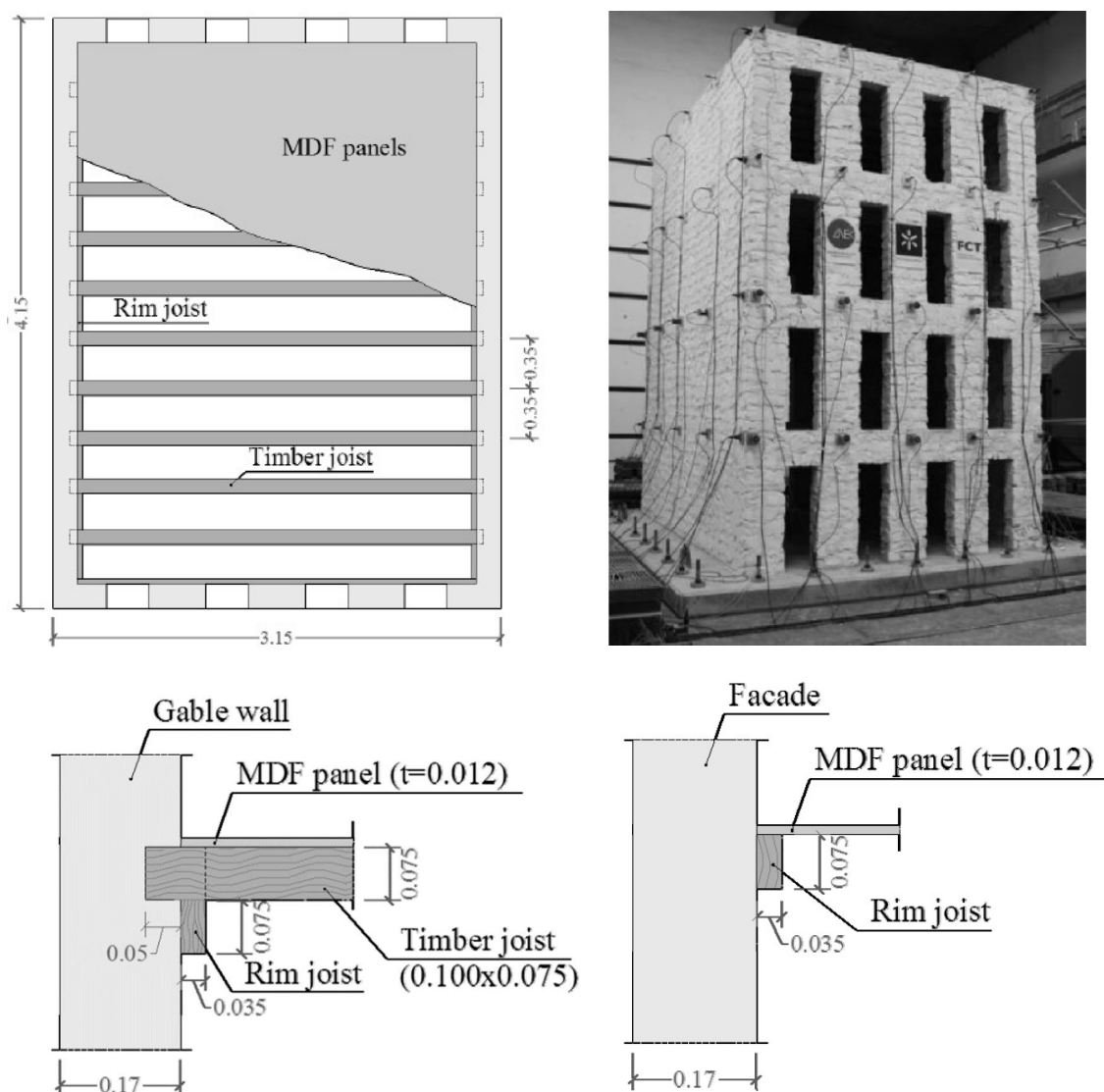


Figura 33: Modelo experimental do edifício gaioleiro não reforçado (Mendes 2012).

Para o estudo do edifício gaioleiro sem reforço foram executadas sequencialmente quatro análises dinâmicas não-lineares do modelo de macro-elementos do edifício, com solicitação crescente. Foram para isto considerados *inputs* sísmicos em cada análise correspondentes a 25%, 50%, 75% e 100% de um sismo de referência, sendo que cada análise acumula, desde o seu ponto inicial, o dano induzido na análise anterior.

No entanto, de modo a validar características do modelo elástico da estrutura, e.g. módulo de elasticidade e condições de fronteira, foi previamente realizada uma análise modal do edifício. Esta análise foi feita no software 3Muri, considerando os 5 primeiros modos de

vibração do edifício de forma a avaliar as características dinâmicas em regime elástico da estrutura. Os resultados são apresentados na Figura 34, na Figura 35 e na Tabela 8, em comparação com os resultados da análise modal realizada por Mendes (2012). Existe uma boa aproximação quer em termos de frequências quer em termos de deformadas modais nos primeiros 3 modos de vibração, com exceção da deformada da parede da empena do terceiro modo.

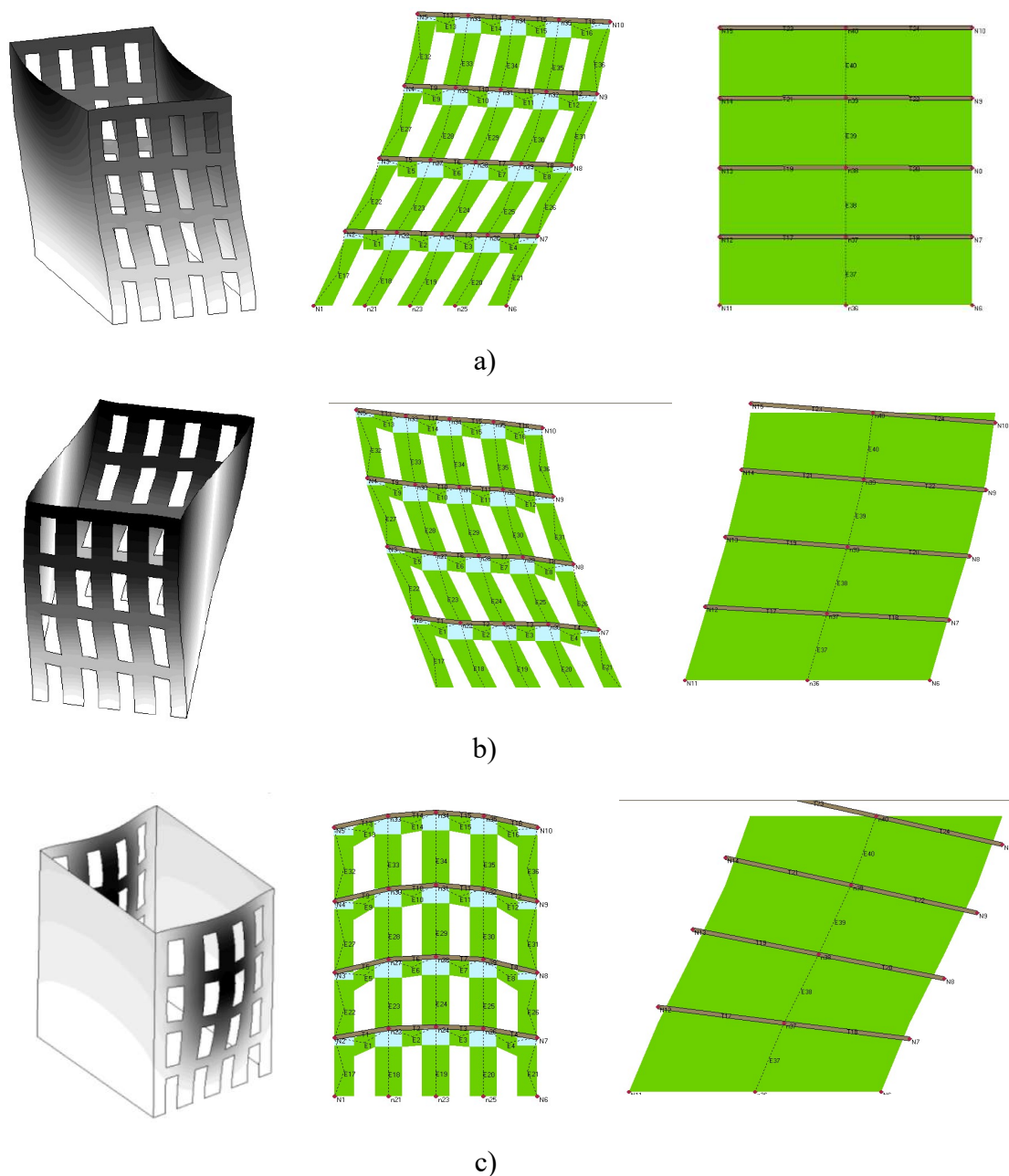


Figura 34: Modos de vibração dos modelos de elementos finitos (à esquerda) e macro-elementos (ao centro e à direita): a) 1º modo transversal, b) 1º modo rotacional, c) 1º modo longitudinal.

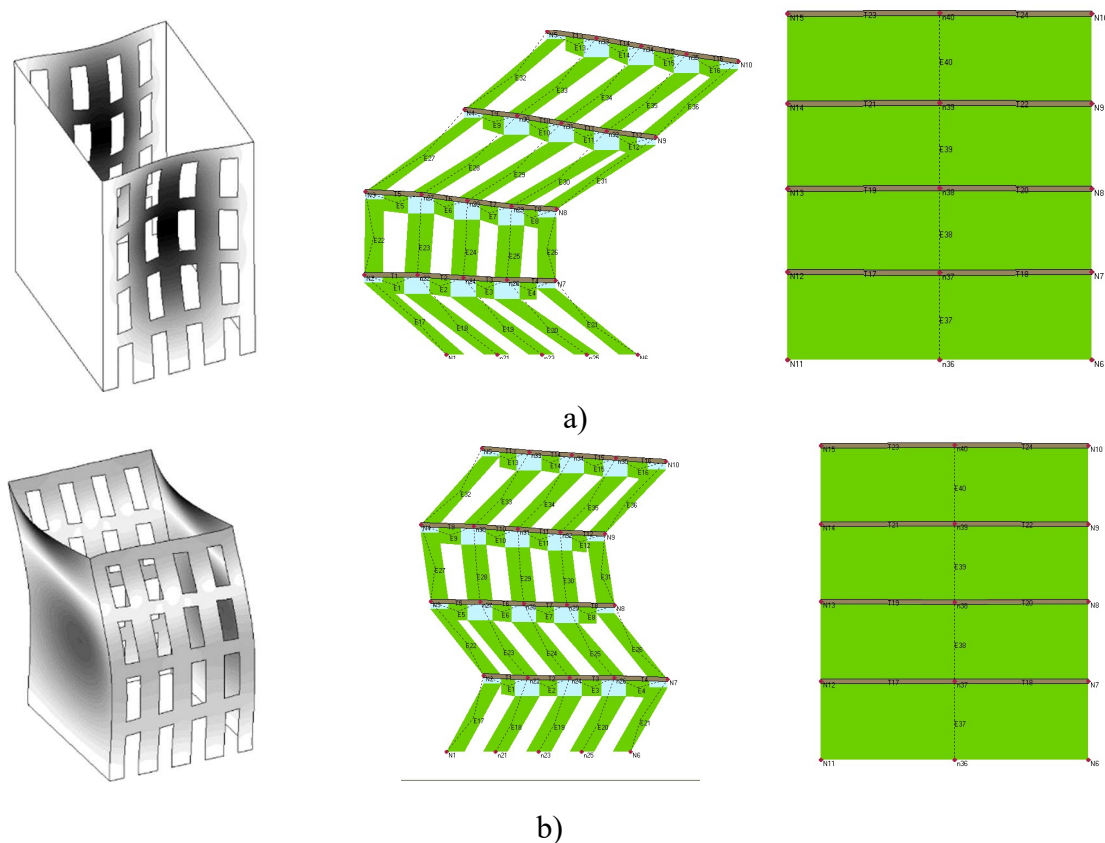


Figura 35: Modos de vibração dos modelos de elementos finitos (à esquerda) e macro-elementos (ao centro e à direita): a) 2º modo longitudinal e) 2º modo transversal.

Tabela 8: Resultados da análise modal em termos de frequências para os 5 primeiros modos de vibração

Modos de Vibração	Frequência (Hz)		Erro
	M. Elementos Finitos	M. Macro-Elementos	
1º modo (transversal)	1.65	1.78	7.8 %
2º modo (rotacional)	2.83	3.12	10%
3º modo (longitudinal)	4.14	4.06	2%
4º modo (longitudinal)	4.74	5.22	10%
5º modo (transversal)	4.82	8.27	72%

Pela análise dos resultados verifica-se que o modelo de macro-elementos aproxima bem as características dinâmicas em regime elástico da estrutura, de acordo com os resultados quer

experimentais quer numéricos apresentados em Mendes (2012). Os modos de vibração de translação principais nas direções X e Y apresentam massas participantes nas direções em questão com valores de 87% e 81%, respectivamente, o que denota uma significativa contribuição das paredes no seu plano para a resposta dinâmica. No modo de vibração 4, há uma boa aproximação ao nível da frequência, mas um afastamento da deformada modal, enquanto que para o modo 5 acontece o contrário. Este desvio pode dever-se à componente para fora do plano das paredes. Foram então assumidas as propriedades dos materiais de acordo com aquelas consideradas em (Mendes, 2012), e que são apresentadas na Tabela 9.

Outros parâmetros necessários foram estimados com base nas Equações 31, 32 e 33, e posteriormente ajustados. Para os restantes parâmetros foram usados valores recomendados na literatura existente. Na Tabela 9 são apresentados os valores assumidos para o módulo de elasticidade (E), o módulo de distorção (G), o peso volúmico (ρ), a resistência à compressão (f_m), a resistência ao corte inicial (τ_0), o parâmetro de deformabilidade não-linear (Gc), o coeficiente de atrito (μ), e o parâmetro de *softening* (β) da alvenaria. São também apresentadas as propriedades assumidas para os elementos de madeira. Para além dos parâmetros apresentados na tabela, foram também definidos os valores dos coeficientes de Rayleigh a adotar na análise, relativos ao amortecimento viscoso, $a_1=0,49324$ e $a_2=0,00157$, que são os mesmos usados em Mendes (2012).

Tabela 9: Propriedades dos materiais utilizadas na análise não-linear.

Material	E (GPa)	G (GPa)	ρ (Kg/m³)	f_m (MPa)
Alvenaria	3.37	1.35	2162	1.0
	τ_0 (MPa)	Gc	μ	β
	0.15	16	0.2	0.4
Madeira	E (GPa)	G (GPa)	ρ (Kg/m³)	f_c (MPa)
	11.5	7.5	560	16.5

O coeficiente de atrito e a coesão foram estimados com base numa aproximação linear do critério de resistência ao corte, proposta por (Turnšek & Sheppard, 1980), de acordo com as seguintes equações:

$$V_{Res} = lt \frac{f_t}{b(1 + \alpha_v)} \sqrt{1 + \frac{N}{ltf_t}} \quad \text{Eq. (31)}$$

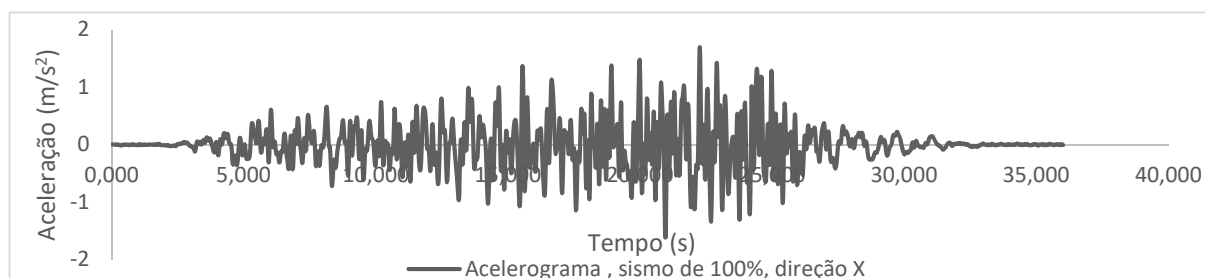
$$\mu_{ef} = \frac{dV_{Res}(N_0)}{dN} = \frac{1}{2b(1 + \alpha_v)} \sqrt{\frac{f_t}{f_t + \frac{N_0}{lt}}} \quad \text{Eq. (32)}$$

$$c_{ef} = \frac{V_{Res}(N_0)}{lt} - \mu_{ef} \frac{N_0}{ltf_t} = \frac{f_t}{b(1 + \alpha_v)} \sqrt{1 + \frac{N_0}{ltf_t}} - \mu_{ef} \frac{N_0}{lt} \quad \text{Eq. (33)}$$

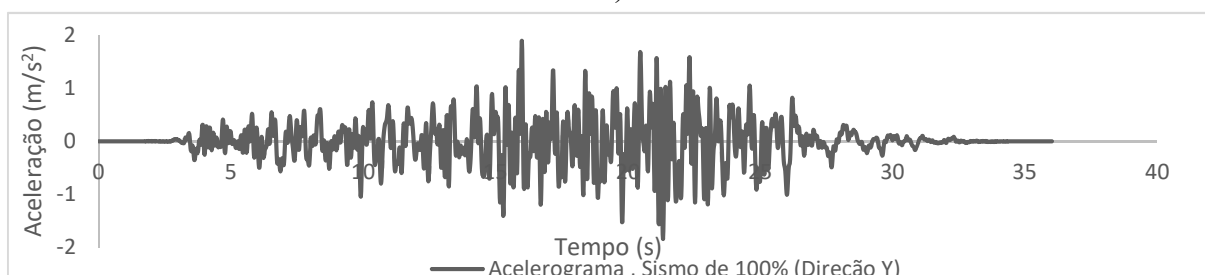
Nestas equações, μ_{ef} é o coeficiente de atrito, c_{ef} é a coesão, b é um parâmetro que tem em conta a distribuição do esforço de corte na secção da parede e toma um valor entre 1 e 1.5 (se $h/l < 1$: $b = 1$, se $h/l \geq 1$: $b = \min(h/l, 1.5)$). O parâmetro $(1 + \alpha_v)$ engloba o efeito da distribuição complexa dos esforços, da fendilhação e da rotura por corte (Guido Magenes & Calvi, 1997), com $\alpha_v = h_0/l$ onde h_0 é o ponto de inflexão da deformada. O parâmetro l é o comprimento da parede, t é a sua espessura, f_t é a resistência à tração e N_0 é o valor da força vertical aplicada no elemento. Neste caso de estudo foi escolhido um nembro de alvenaria intermédio em termos do valor de N_0 , de forma a estimar valores medianos para estes parâmetros, sendo que os valores obtidos foram depois ajustados ao modelo.

Uma vez que o modelo experimental do edifício e o modelo computacional de elementos finitos são em escala reduzida, e apesar da aplicação de regras de similitude na conversão das dimensões e parâmetros, é de esperar que a comparação com um modelo computacional à escala real apresente algum desvio. Para além disso, apesar do modelo de macro-elementos acumular o dano de análises anteriores, o mesmo não acontece para o modelo de elementos finitos, pois que este não regista os eventos de dano decorridos progressivamente, uma vez que cada análise é independente.

As séries temporais para um Sismo de 100%, são ilustrados na Figura 36a) para a direcção x, e na Figura 36b) para a direcção y. A partir deste obtiveram-se os acelerogramas para as intensidades sísmicas necessárias para as análises desta dissertação, utilizando-se para isso as regras de similitude de Cauchy, referidas na Tabela 7. Os gráficos das séries temporais relativos a essas intensidades encontram-se no Anexo I.



a)



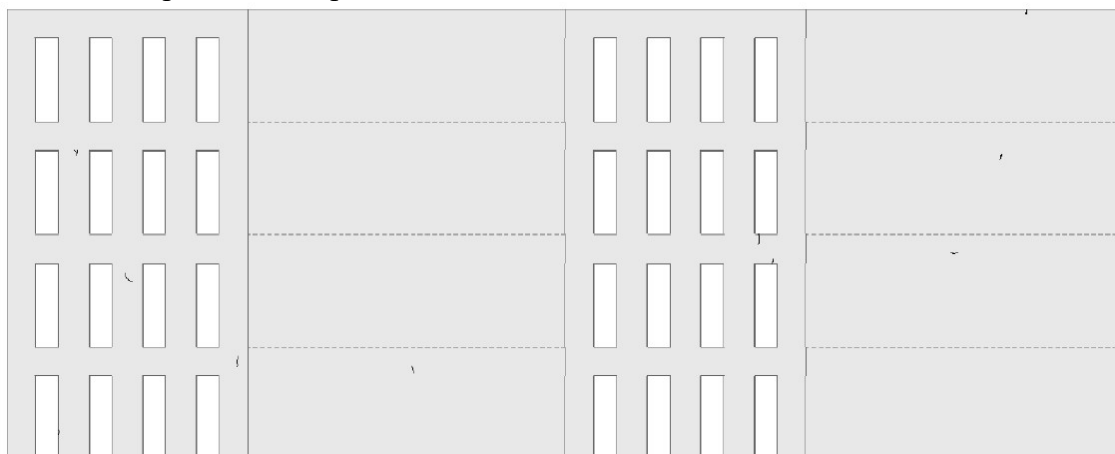
b)

Figura 36: Acelerogramas do Sismo de 100% a) direção x e b) direção y

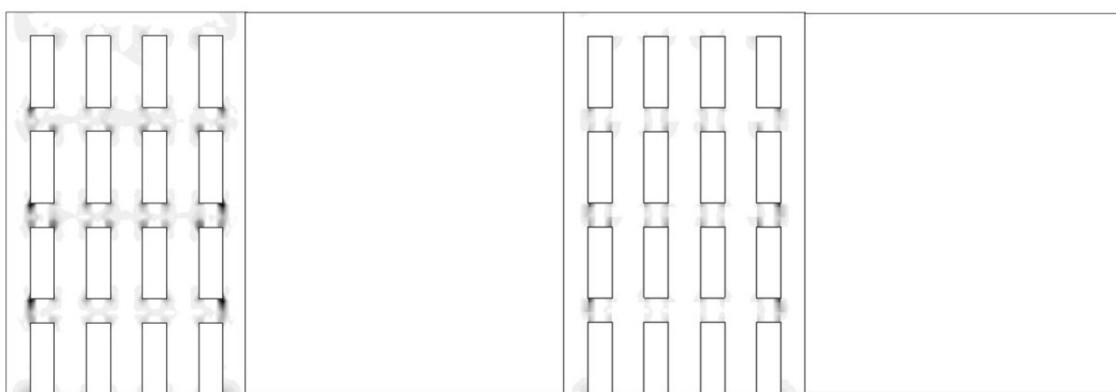
Na campanha experimental reportada em Mendes (2012), após o primeiro ensaio em plataforma sísmica, para um Sismo de 25%, o modelo não apresentou dano relevante, pelo menos que tivesse alguma influência no comportamento estrutural do mesmo. Pode observar-se na Figura 37a como apenas se verificou o aparecimento de pequenas fendas nos lintéis. No modelo numérico de elementos finitos, MEF (Figura 37b) também se observam reduzidas extensões nos lintéis, com maior ênfase nos cantos das aberturas, onde se concentram mais esforços e por consequência maiores deformações. A largura máxima das fendas é de 0.3 mm, obtida por integração das extensões principais, o que resulta numa dimensão difícil de observar na realidade. No modelo de macro-elementos, MME (Figura 37c) o dano aparece nos lintéis dos três pisos inferiores, sendo que não se notam vestígios de dano ao nível do último piso, como também acontece no modelo de elementos finitos. A legenda apresentada diz respeito à escala de dano definida no TreMuri, estando as cores relacionadas com o nível de dano, do menos gravoso (azul) ao mais gravoso (vermelho).

Para o Sismo de 25%, nas paredes meeiras não se observa dano considerável no caso do modelo experimental, o que vai ao encontro dos resultados obtidos para os modelos numéricos de elementos finitos e de macro-elementos. Conclui-se em geral que existe uma boa aproximação em termos de dano dos dois modelos numéricos ao modelo experimental, para

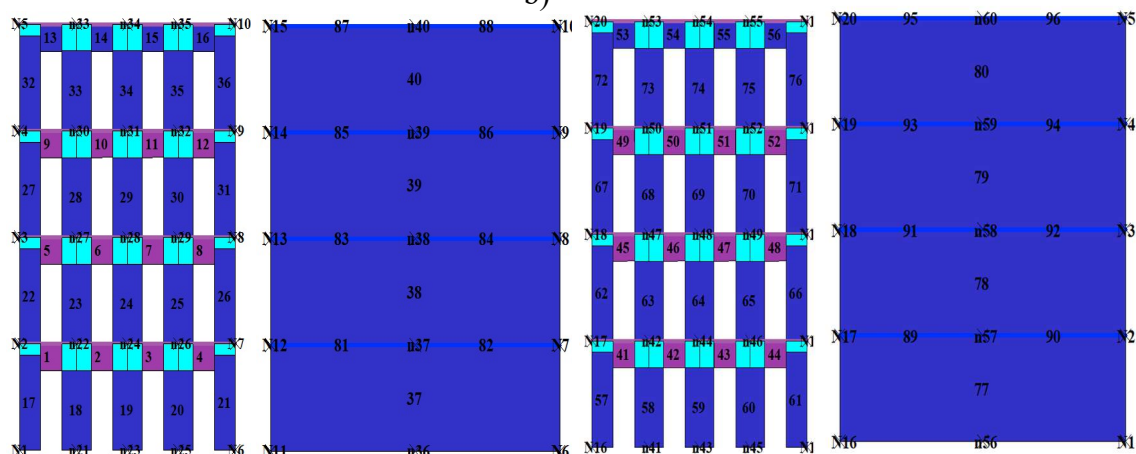
este nível de aceleração sísmica, e que tanto a estrutura física como os modelos numéricos assumem um comportamento aproximadamente linear nesta fase.



a)



b)



Legenda:

- Dano negligenciável [$\alpha \leq 0.1$]
- Dano leve/moderado [$0.1 < \alpha \leq 1$]
- Dano moderado/alto [$1 < \alpha \leq 5$]
- Dano elevado [$\alpha > 5$]

c)

Figura 37: Dano observado nas paredes do edifício após o Sismo de 25%: a) modelo experimental, b) modelo de elementos finitos e c) modelo de macro-elementos e respetiva legenda

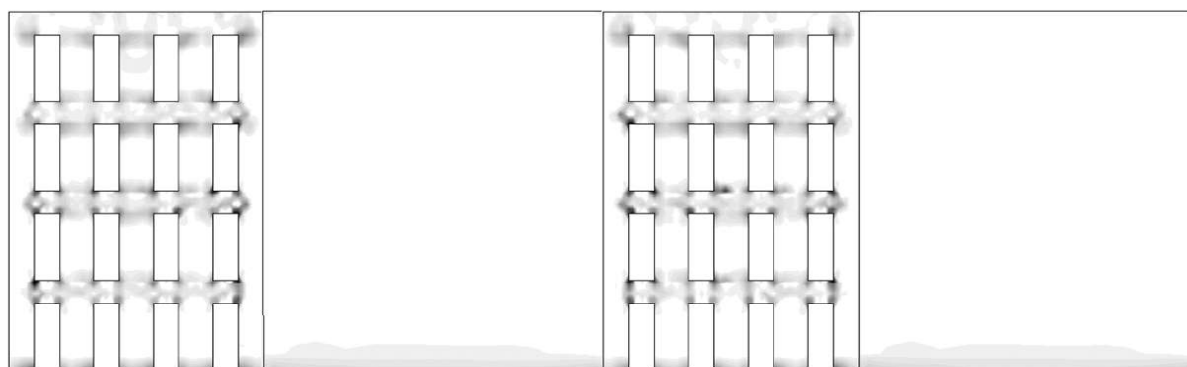
No modelo experimental, nas fachadas, em correspondência com os *inputs* dos Sismos de 50 e 75%, há um aumento as extensões e tensões junto dos cantos das aberturas, e por consequência um aumento também do número e dimensão das fendas nos lintéis. Nas paredes da empena, o dano observado continua negligenciável para o Sismo de 50% mas, apesar de não ser observável na Figura 38a relativa ao dano após o Sismo de 100%, verificou-se, aquando da realização do ensaio experimental, uma pequena separação entre as paredes da empena e o pavimento no terceiro piso, para um Sismo de 75%. O modelo de macro-elementos aproxima a progressão de dano registada nos ensaios experimentais, verificando-se por outro lado uma evolução de dano mais acentuada para o Sismo de 75%. Não foram divulgados resultados do modelo de elementos finitos para estes *inputs* sísmicos, possivelmente porque estas análises requerem elevado esforço computacional e não foram realizadas.

Nos ensaios experimentais, para o Sismo de 100%, verificou-se para o modelo um dano considerável nos lintéis das fachadas em todos os pisos, mas com maior incidência nos dois pisos superiores, sobretudo devido a tração diagonal (Figura 39a). Também nos nembos do último piso é verificado algum dano, devido ao *rocking* no plano (uma vez que as fendas são horizontais) e à flexão fora do plano das paredes. No caso do modelo de elementos finitos verifica-se um dano mais incidente nos cantos de todas as aberturas, com maiores valores de extensão nos primeiros dois pisos. É de notar também algum dano nas extremidades dos nembos. No modelo de macro-elementos é observável um dano moderado a grave ao nível dos lintéis dos primeiros dois pisos, e um dano leve a moderado nos lintéis dos pisos superiores. Contudo, o modelo de macro-elementos não apresenta um nível de dano similar ao modelo de elementos finitos no que diz respeito aos nembos. Uma possível justificação, de encontro aos ensaios experimentais, é a desconsideração dos efeitos para fora do plano no caso da análise com macro-elementos.

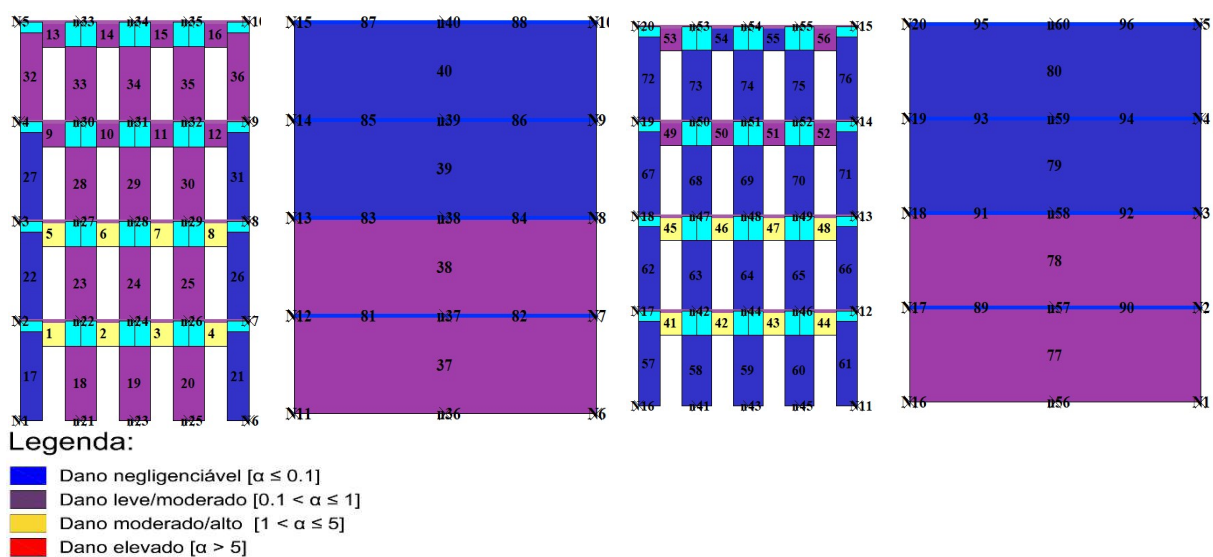
Nas paredes meeiras é observável algum dano ao nível da base do edifício no MEF e entre a base e o segundo piso no MME. Isto não foi observado nos ensaios em plataforma sísmica, caso em que a estrutura apresenta zonas de dano localizadas aleatoriamente em diferentes pisos, provavelmente derivadas da resposta fora do plano. Segundo (Mendes, 2012), esta diferença está relacionada sobretudo com as condições de fronteira. É razoável afirmar que, em termos de dano e para o Sismo de 100%, o modelo de macro-elementos, apesar de não considerar os efeitos para fora do plano, fornece uma previsão aceitável em comparação com os ensaios experimentais, mas melhor ainda relativamente ao modelo de elementos finitos.



a)



b)



c)

Figura 38: Dano observado nas paredes do edifício após o Sismo de 100%: a) modelo experimental, b) modelo numérico de elementos finitos e c) modelo de macro-elementos

A resposta do modelo é apresentada em termos de coeficiente sísmico e deslocamento do ponto de controlo no topo da estrutura. O coeficiente reflete a força que atua na base e é calculado através da seguinte equação:

$$\alpha_b = \frac{\sum \text{Forças horizontais na base}}{\text{Peso próprio da estrutura}} \quad \text{Eq. (34)}$$

A envolvente da resposta coeficiente sísmico-deslocamento, é apresentada na Figura 39 para os diferentes inputs a que o modelo foi sujeito. São notórios o aumento dos deslocamentos e a redução da rigidez na resposta do modelo numérico de macro-elementos, para os sucessivos inputs. Para o Sismo de 25%, o α_b máximo é 0.15 e o deslocamento a atinge os 0.7cm. Os valores de deslocamento aumentam para mais do dobro com o input sísmico de 50% e neste caso o $\alpha_b=0.3$.

De notar que, tal como referido anteriormente neste trabalho, o dano de 50% tem a si associado os eventos ocorridos para o Sismo de 25%. No caso do Sismo de 75% tem-se $\alpha_b=0.25$ com o deslocamento máximo a alcançar os 2.34cm. Finalmente, no input sísmico de 100%, há uma redução do coeficiente sísmico para valores próximos de 0.1 e com um ligeiro aumento dos deslocamentos para 2.68cm. Isto pode dever-se a um mecanismo de piso, que a avaliar pelo o dano obtido para este Sismo, a sua ocorrência seria entre os dois primeiros pisos.

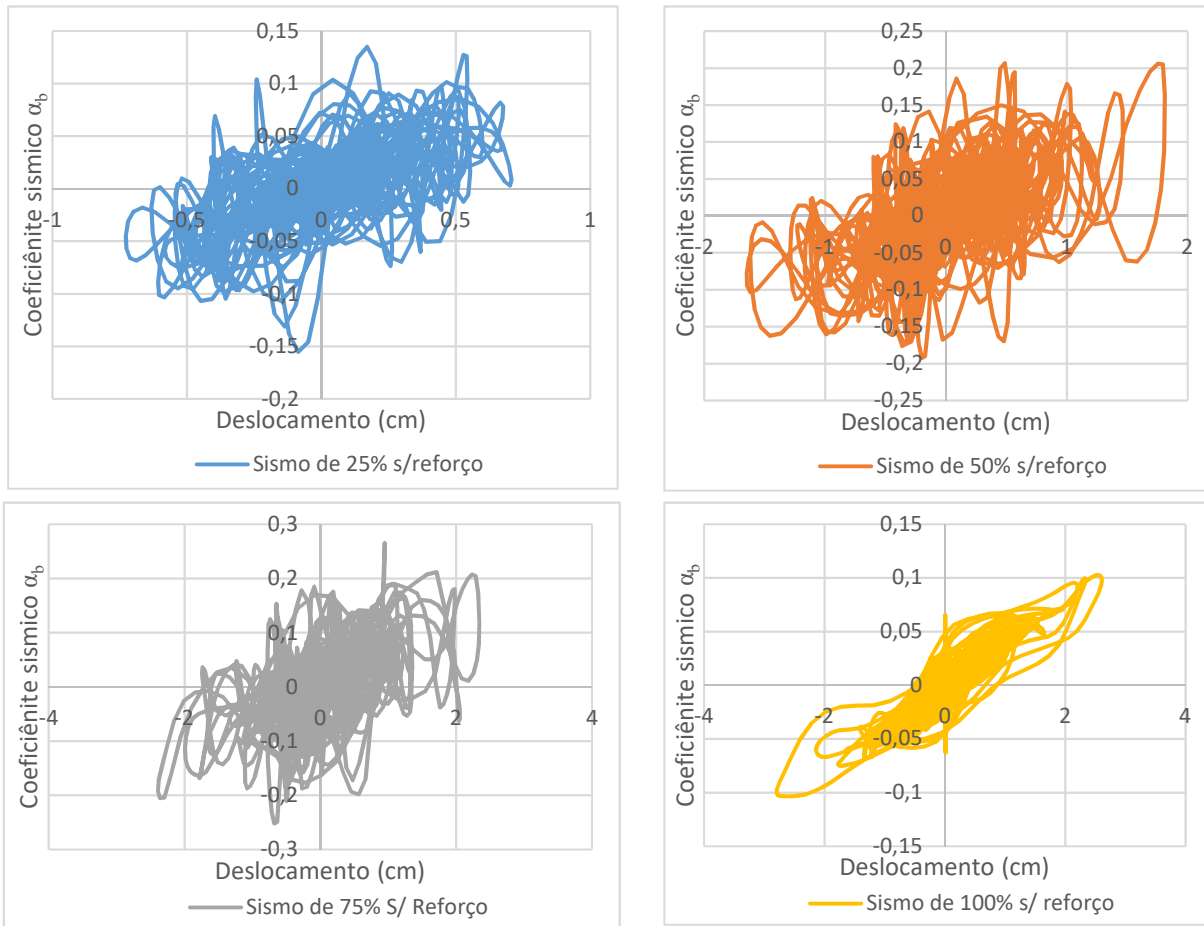


Figura 39: Envolvente α_b -Deslocamento para os inputs sísmicos de 25%, 50%, 75% e 100%, do modelo de macro-elementos do edifício não reforçado, direção x.

Outro indicador avaliado neste trabalho é o *drift* entre pisos, no plano das paredes, o qual é calculado em termos de percentagem como:

$$Drift(t)_p = \frac{(u(t)_p - u(t)_{p-1})}{h_p} * 100 \quad \text{Eq. (35)}$$

onde $u(t)$ é o deslocamento no piso p no instante de tempo t e h_p é a altura do piso p . O drift efetivo é calculado como a média dos drifts máximos nas direções positiva e negativa (esquerda e direita):

$$Drift(t) = \frac{\max |Drift(t)_{p,esquerda}| + |Drift(t)_{p,direita}|}{2} \quad \text{Eq. (36)}$$

No programa TreMuri, os valores do *drift* são calculados automaticamente para cada membro, tendo sido neste caso considerados os valores deste parâmetro em correspondência com painéis no centro do edifício, de forma a obter um valor mediano e representativo para cada piso. Os *drifts* obtidos são apresentados na Figura 40, por comparação com os resultados dos ensaios experimentais (EE) do edifício não reforçado.

Para um Sismo de 25%, ilustrado na Figura 40a, é notória uma aproximação do *drift* na base entre os modelos de macro-elementos e modelo experimental, com um afastamento considerável ao nível dos restantes pisos. No Sismo de 50%, o afastamento é bastante discrepante a partir do piso 2, sendo que os valores obtidos para a base contemplam a melhor aproximação.

A Figura 40b apresenta a comparação em termos do *drift* para os Sismos de 75 e 100%. O primeiro caso, no input sísmico de 75%, apresenta-se uma aproximação melhor do que a obtida para o Sismo de 50%, estando mais uma vez os valores do *drift* da base consideravelmente próximos. Para este caso, o piso 4 apresenta a maior discrepância entre os modelos. Para um input sísmico de 100%, onde se observou uma redução da resposta coeficiente sísmico-deslocamento, verifica-se uma concordância também com a redução dos *drifts*. Esta redução não se verifica no modelo experimental onde, pelo contrário, há um aumento considerável em relação ao input anterior, causando assim uma grande discrepância entre os resultados. Contudo, o ponto mais crítico não é a discrepância de valores de *drift* mas sim, a diferença entre os perfis de deslocamento em altura.

Com base nestes resultados pode-se concluir que, para este caso, a ductilidade da estrutura é subestimada com o modelo de macro-elementos, visto que a capacidade de deslocamento do modelo experimental é maior, o que é ainda mais evidente com o aumento da intensidade sísmica. Esta diferença pode estar relacionada com fatores relacionados com o efeito de escala. Em Mendes (2012) é discutido este efeito, onde se pode verificar que, mesmo comparando modelos de elementos finitos em escalas real e reduzida, os deslocamentos são maiores para um modelo à escala reduzida.

Em geral, o *drift* obtidos para os inputs sísmicos a que o modelo foi sujeito estão de acordo com as envolvente coeficiente sísmico-deslocamento, mesmo no caso do Sismo de 100%, onde o aumento dos deslocamentos foi pouco acentuado. Contudo, os valores do modelo numérico de macro-elementos não são próximos dos obtidos nos ensaios experimentais. Os resultados numéricos do modelo de elementos finitos foram reportados em termos de *drift* máximo médio por cada piso, sendo o erro médio entre o modelo experimental e numérico de

cerca de 30% e sendo o perfil do *drift*, em elevação, idêntico em ambos os modelos. A este nível o modelo de elementos finitos representa uma aproximação muito superior à obtida para o modelo de macro-elementos.

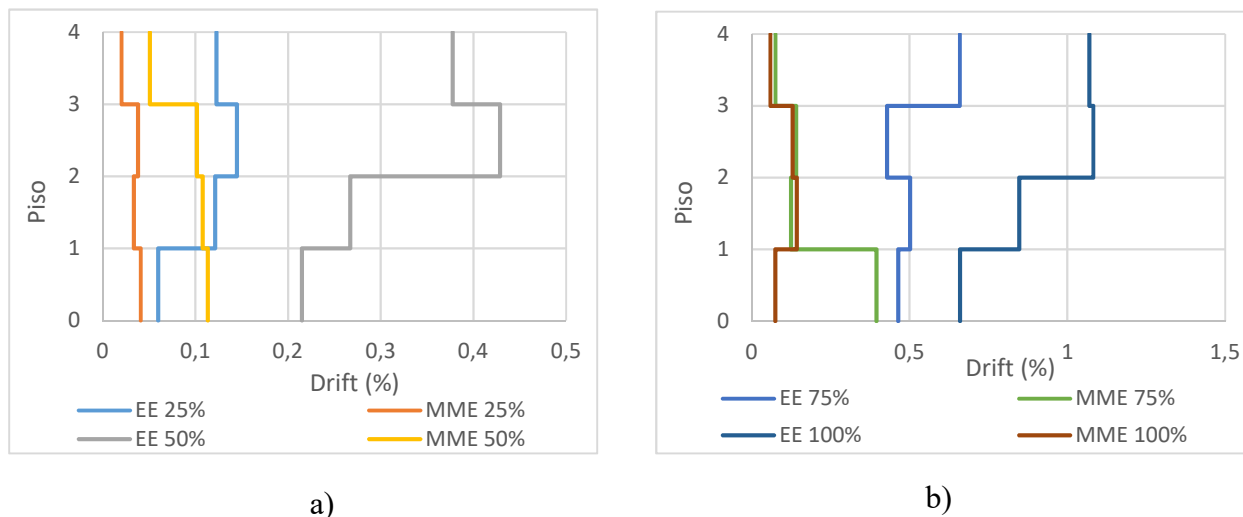


Figura 40: *Drift* no plano das paredes de fachada principais, para os ensaios experimentais (EE) e para o modelo de macro-elementos (MME) no caso de Sismos de a) 25% e 50% e b) 75% e 100%

5.2.1. Edifício do tipo gaioleiro reforçado

O reforço utilizado no edifício gaioleiro para ensaio na plataforma sísmica do LNEC, em Lisboa, teve como principal objetivo melhorar a ligação entre as paredes e os pavimentos e, por consequência, evitar os mecanismos fora do plano, favorecendo assim a resposta no plano das paredes. A estrutura testada é um modelo de um edifício gaioleiro isolado, mas o reforço adotado foi idealizado para a generalidade desta tipologia de edifícios, ou seja, tendo em consideração a configuração em banda.

Para melhorar a ligação entre as paredes e os pavimentos foram usadas cantoneiras de aço (S235) nas paredes de empena, as quais foram ligadas aos pavimentos através de âncoras químicas espaçadas de 25 cm. Foram usados parafusos na ligação entre as cantoneiras, as vigas de madeira e os painéis de MDF. Nas fachadas foram usadas cantoneiras pelo interior e chapas metálicas pelo exterior do modelo. A chapa metálica foi também aparafusada com espaçamento de 25 cm. A ligação entre os painéis de MDF e as vigas de bordadura foi também melhorada através de parafusos. Nos dois pisos superiores foram usados dois pares de cabos de aço com 3 mm de diâmetro, em cada piso, sendo ligados às duas fachadas conforme a configuração da

Figura 41. Desta forma consegue-se uma transferência das forças de inércia que atual fora do plano para a direção do plano das paredes de empena.

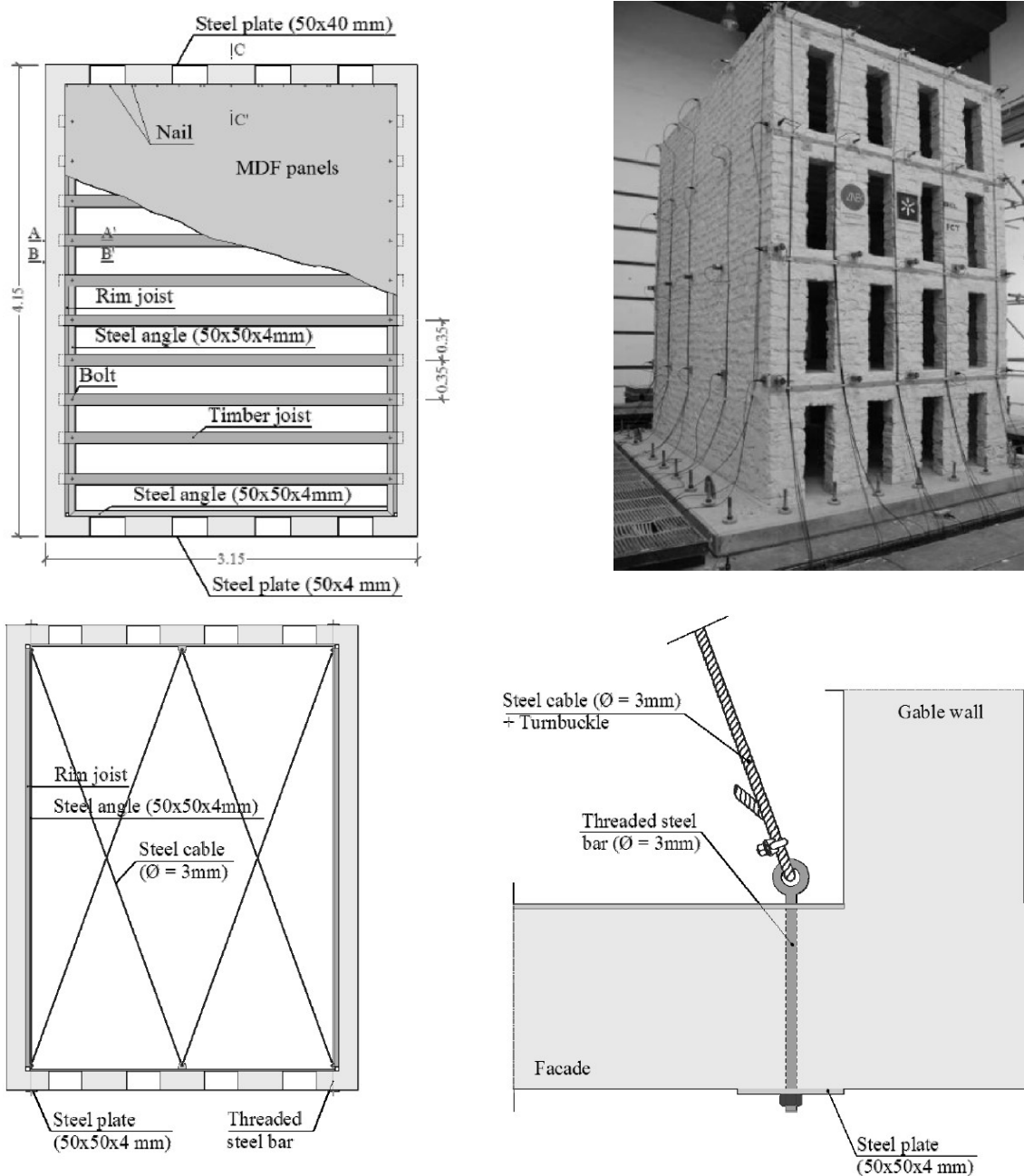


Figura 41: Edifício gaioleiro reforçado

A simulação do reforço no software 3Muri não considerou a aplicação dos cabos de aço, uma vez que o seu objetivo é melhorar a ação para fora do plano dos elementos conjuntos do edifício. Foi, no entanto, considerada a ação das cantoneiras de aço, cuja modelação foi realizada da seguinte forma:

1. Disposição dos elementos metálicos segundo a Figura 42: esta configuração foi adotada com o intuito de facilitar o cálculo da inércia da chapa de aço, da cantoneira e do elemento de madeira.
2. Homogeneização da secção (área e inércia) das cantoneiras de aço em madeira: foi calculada a área e inércia equivalentes, utilizando um coeficiente de homogeneização do material aço para madeira, (200GPa/12GPa).
3. Cálculo da nova secção retangular de acordo com a Figura 43: obtenção das dimensões de largura e altura da nova secção de madeira, através de um sistema de equações simples para a área e inércia homogeneizada.



Figura 42: Disposição geométrica das cantoneiras para cálculo da secção equivalente

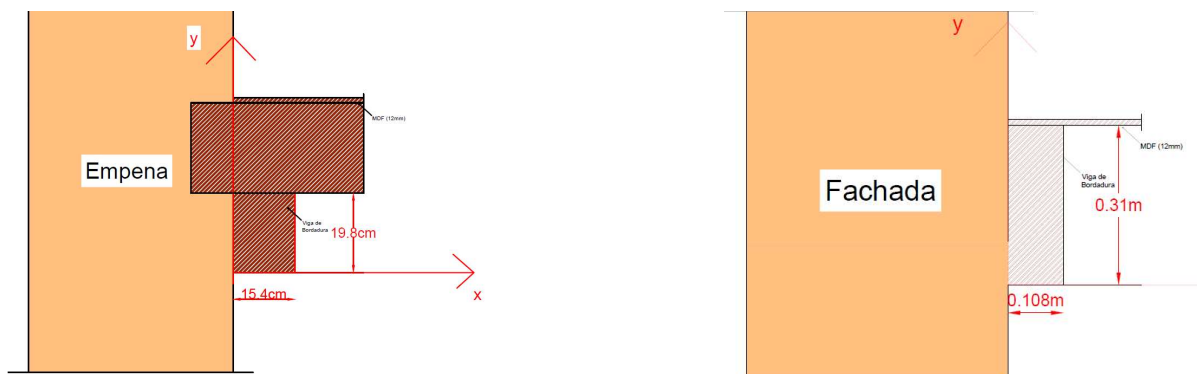
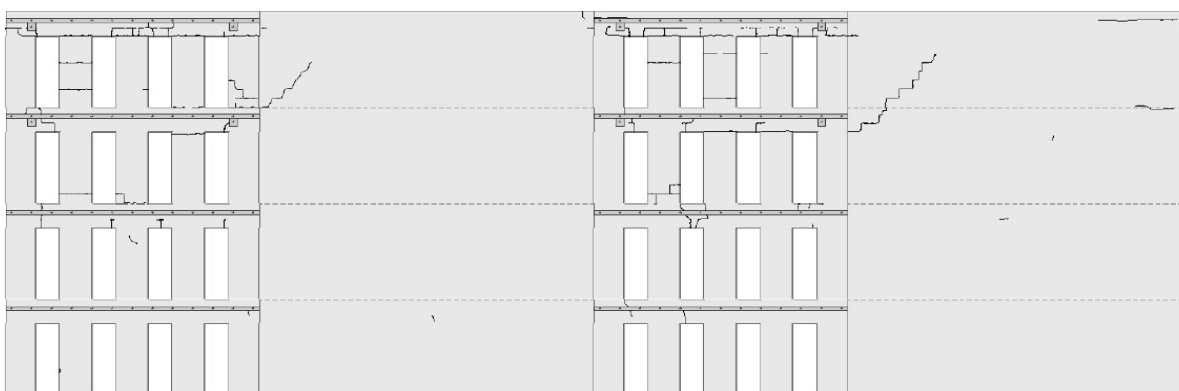


Figura 43: Secção equivalente homogeneizada

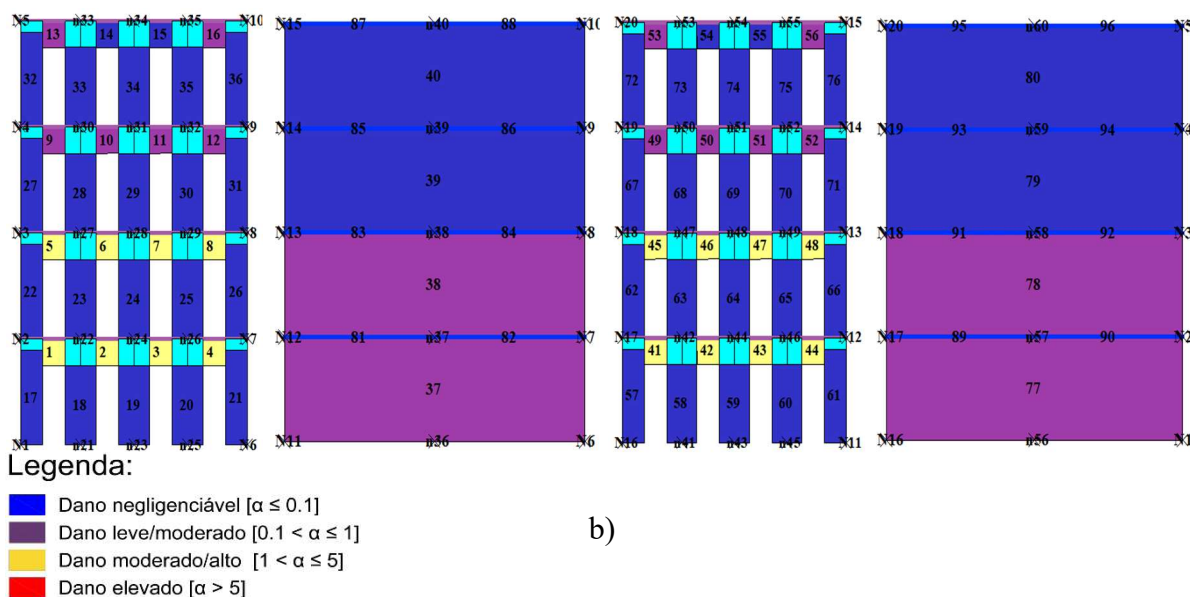
Os resultados observados nos ensaios experimentais revelam um aumento considerável da capacidade resistente do edifício após reforço, principalmente proporcionado pela inibição da resposta para fora do plano. Pretende-se nesta secção analisar os resultados correspondentes ao comportamento do modelo experimental em plataforma sísmica, para o Sismo de 150%, caso em que se verificou a rotura de um painel do modelo. Por outro lado, os resultados do modelo numérico com secção incrementada para considerar o reforço, não serão comparados com aqueles obtidos para o modelo com a secção original, uma vez que a variação da resposta

do edifício é pouco significativa quando considerando apenas a componente no plano das paredes.

O dito atrás é ilustrado na Figura 44a, onde se representa o dano obtido para o modelo reforçado no caso do Sismo de 100%. Como se pode constatar nesta figura, não existe alteração dos mecanismos de dano entre os modelos reforçado e não reforçado, ao contrário do que é verificado nos ensaios experimentais. Neste último caso, o edifício exibe mais dano quando apresenta reforço, essencialmente nos lintéis dos pisos superiores, uma vez que este já tinha apresentado deformações acentuadas nesta zona quando foi testado sem reforço, ver Figura 44b. O dano prévio ao edifício, apesar da posterior reabilitação da estrutura, teve certamente influência no desempenho estrutural do modelo. Isto terá ocasionado a obtenção de uma resposta experimental algo influenciada pelo dano prévio, e por isso desencontrada daquela obtida com o modelo de macro-elementos.



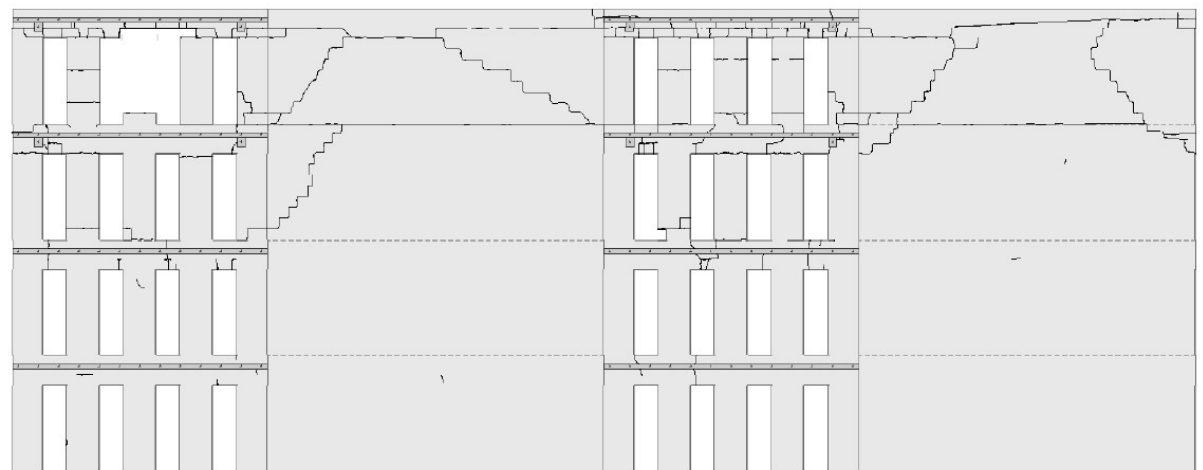
a)



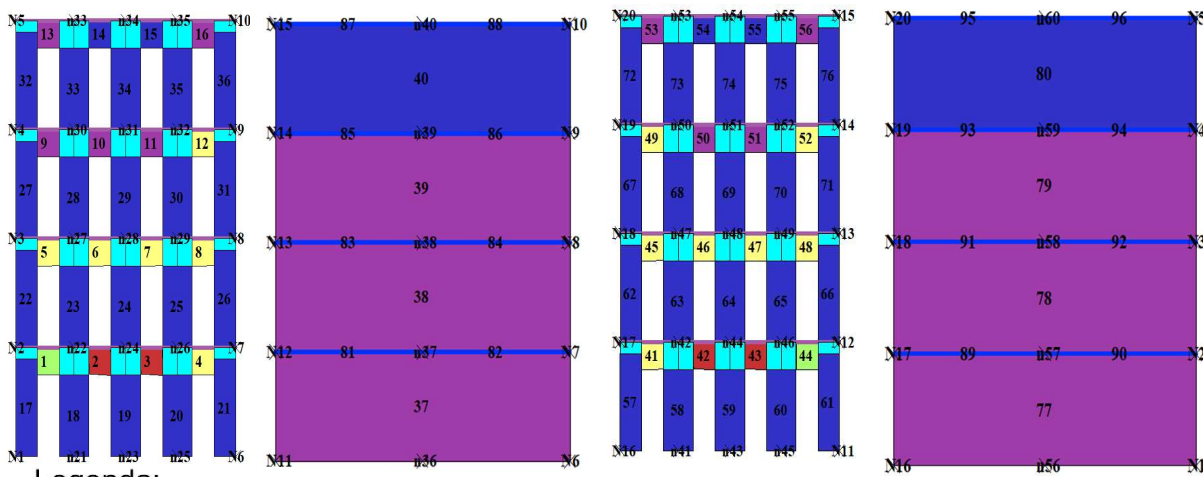
b)

Figura 44: Dano observado nas paredes do edifício reforçado após a atuação do Sismo de 100%: a) modelo experimental e b) modelo de macro-elementos e respetiva legenda

Na análise do edifício com o Sismo de 150% procedeu-se também com o incremento da intensidade de aceleração em *inputs* sucessivos. O dano obtido para o MME, ilustrado na Figura 45a, incide nos lintéis centrais do primeiro piso, os quais se prevê que rompam por compressão diagonal excessiva. Nas paredes meeiras identifica-se um dano leve nos primeiros três pisos, que se limita à abertura de pequenas fendas. Já no caso dos ensaios experimentais observa-se a rotura total de um dos nembos centrais do último piso, e dano gravoso nos lintéis dos pisos superiores o qual se estende às paredes meeiras. Neste caso verificou-se uma má aproximação dos resultados obtidos com os modelos experimental e numérico, devido às condicionantes já acima expostas, e que passam principalmente pelo uso de um modelo experimental danificado, o que alterou as condições iniciais do edifício. De notar que em Mendes (2012) não são apresentados resultados do modelo de elementos finitos, para o edifício reforçado.



a)



b)

Legenda:

- Dano negligenciável [$\alpha \leq 0.1$]
- Dano leve/moderado [$0.1 < \alpha \leq 1$]
- Dano moderado/alto [$1 < \alpha \leq 5$]
- Dano elevado [$\alpha > 5$]
- Tracção

Figura 45: Dano observado nas paredes do edifício após a atuação do Sismo de 150%: a) modelo experimental e b) modelo de macro-elementos.

A Figura 45, ilustra também o intervalo da escala de dano que serve de base à comparação do edifício gaioleiro reforçado e não reforçado. A resposta coeficiente sísmico-deslocamento, apresentada na Figura 46 a-b, para o input sísmico de 125% e 150% destacam uma envolvente com ciclos de carga muito concentrados entre $\alpha_b=0.1$ e $\alpha_b=-0.1$, havendo alguns picos de força que alcançam um máximo de $\alpha_b=0.3$ para e um deslocamento máximo de aproximadamente 4cm em ambos os casos. Ao nível do *drift*, Figura 47, ele é decrescente em altura em ambos os casos. No piso 0 é notado um maior incremento entre os Sismos de 125 e 150%, sendo na ordem de 0.06% o maior valor do drift.

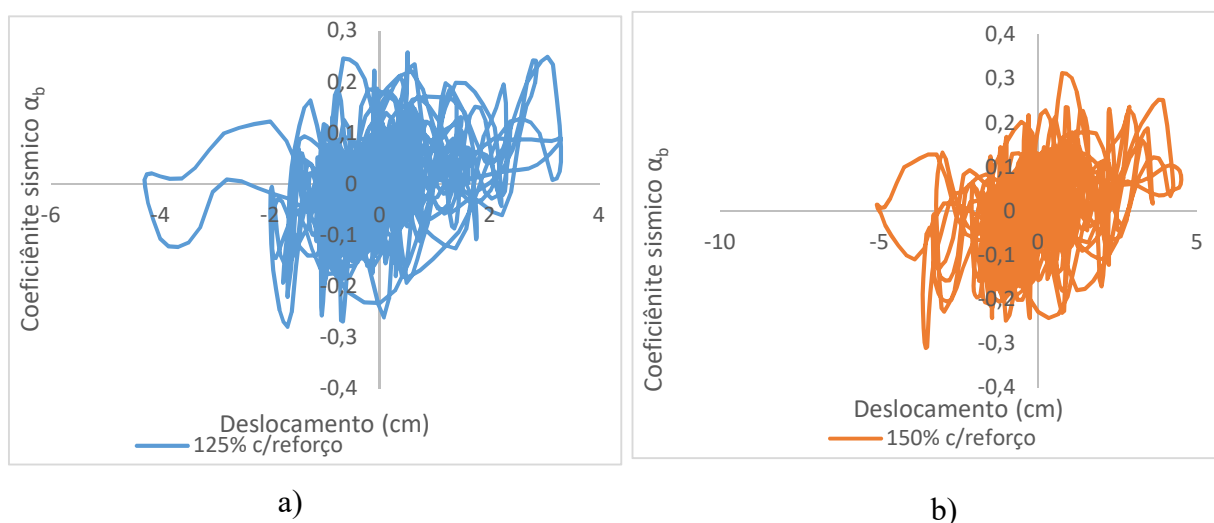


Figura 46: Dano observado nas paredes do edifício após a atuação do Sismo de 150%: a) modelo de macro-elementos e b). modelo experimental

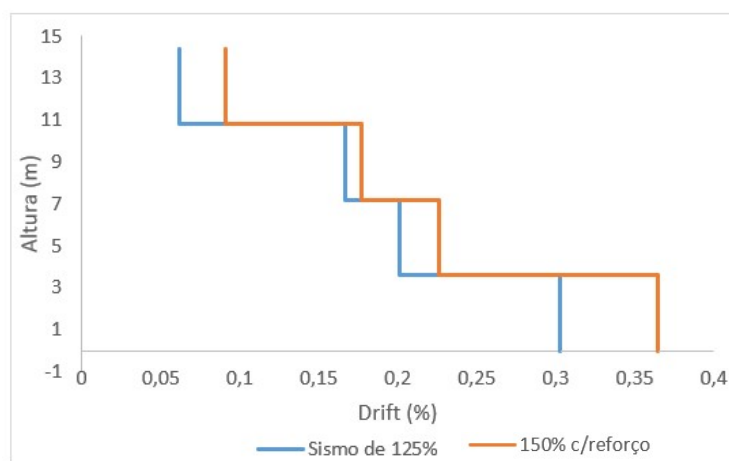


Figura 47: *Drift* no plano do modelo macro-elementos para Sismos de 125% e 150%

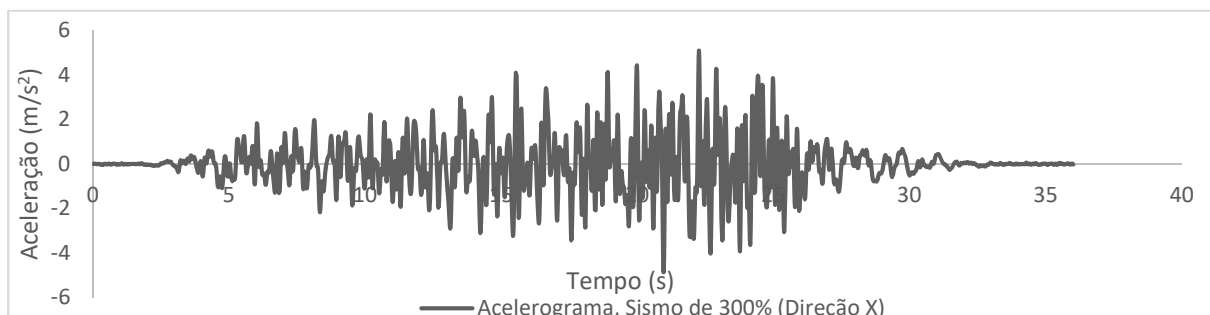
5.2. Análise Paramétrica

Nesta secção apresenta-se uma análise sistémica dos parâmetros que influenciam a resposta dinâmica do modelo numérico desenvolvido, apresentados já na Secção 5.1. O modelo de referência é aquele usado na análise incremental apresentada no capítulo anterior, com parâmetros normalizados. Para a análise realizada foram tidos em conta a resposta do modelo em termos de dano, da envolvente força-deslocamento e do *drift* no plano, à semelhança da análise comparativa. O objetivo desta secção é avaliar a influência das propriedades da alvenaria na resposta sísmica do edifício em estudo, com vista à identificação dos parâmetros mais relevantes a caraterizar e a considerar no reforço sísmico.

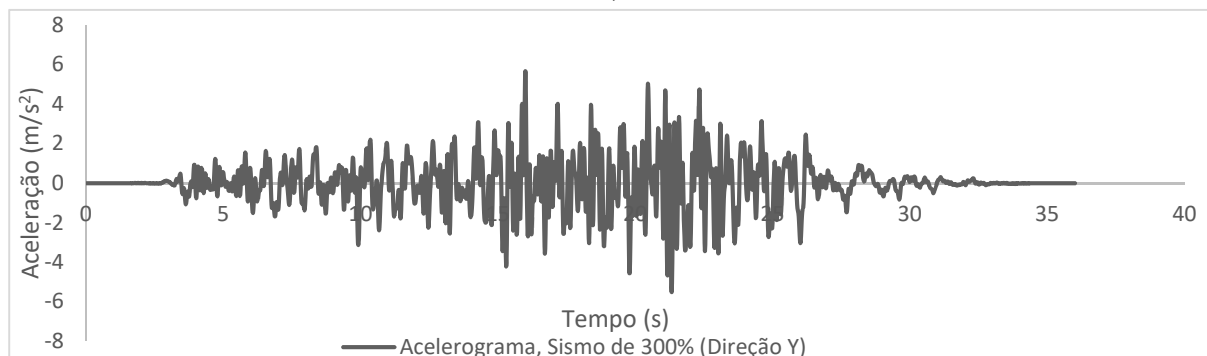
5.2.1. Modelo de Referência

O modelo do edifício analisado na secção relativa à análise comparativa é utilizado também nesta secção como modelo de referência, mantendo-se as suas características geométricas, mas tendo sido normalizadas as propriedades materiais, conforme apresentado na Tabela 4. Para isso, foram adotados os parâmetros para a alvenaria de acordo com o modelo numérico de referência usado na análise de sensibilidade por Mendes (2012). Esses parâmetros são o módulo de elasticidade E , o módulo de distorção G , a massa volúmica ρ , e a resistência à compressão f_m . Os restantes parâmetros foram estimados segundo formulações expostas na secção anterior, ou então ajustadas às particularidades do modelo de macro-elementos, que apenas tem em conta a resposta no plano das paredes, quando sujeitas a ações horizontais.

O modelo com as características descritas e a sua resposta dinâmica servem de referência para a análise paramétrica, com base na consideração dos Sismos de 100% e 300% definidos em Mendes (2012). Para o Sismo de 100% foi utilizado o mesmo acelerograma adotado em Mendes (2012) para o teste em plataforma sísmica de um modelo à escala reduzida. Neste caso, segundo as regras de similitude de Cauchy já apresentadas na secção anterior, o coeficiente de conversão para a escala real é 1, pelo que o acelerograma permanece inalterado. O acelerograma de 300% foi obtido pela triplicação do acelerograma correspondente ao Sismo de 100%, cuja série temporal se apresenta na Figura 48. Assim, com estes dois sismos é possível simular uma resposta com dano baixo a moderado e o colapso da estrutura. Neste caso, as análises foram realizadas sem acumulação do dano, sendo cada uma delas independente.



a)



b)

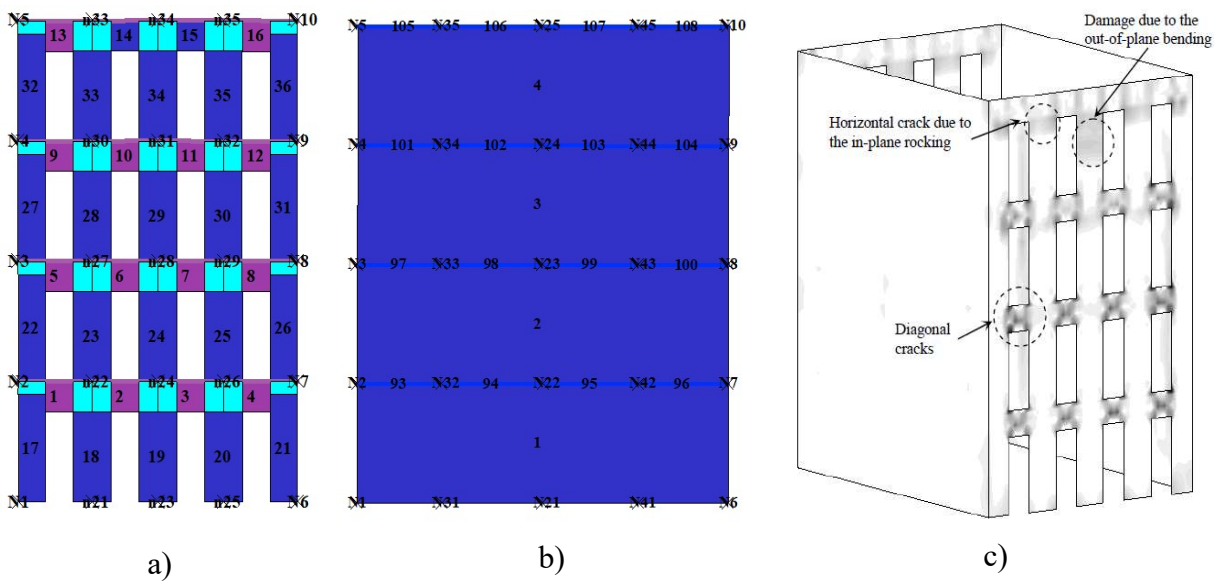
Figura 48: *Drift* no plano do modelo macro-elementos para Sismos de 125% e 150%

Tabela 8: Parâmetros dos materiais adotados para o modelo de referência

Material	E (GPa)	G (GPa)	ρ (Kg/m ³)	f_m (MPa)
Alvenaria	1.00	0.40	2162	1.0
	τ_0 (MPa)	G_c	μ	β
	0.15	16	0.2	0.4
Madeira	E (GPa)	G (GPa)	ρ (Kg/m ³)	f_c (MPa)
	12	4.8	580	16.5

Os padrões de dano obtidos no modelo de macro-elementos (MME), para o Sismo de 100%, indicam um nível ligeiro de fendas nos lintéis, para a direção x (Figura 49a). Na direção y não existem indícios de fendilhação em qualquer um dos elementos da parede meeira (Figura 49b). O mapeamento de dano na Figura 49c denota uma boa aproximação entre o modelo de

macro-elementos e o modelo de elementos finitos (MEF). Os mapas nesta figura evidenciam uma concentração de extensões/tensões nos elementos, com particular incidência ao nível dos lintéis dos três pisos inferiores da fachada principal. O dano desenvolve sobretudo através de fendas por corte diagonal nos elementos em questão, uma vez que a resistência à tração da alvenaria é muito reduzida. Tal como acontece no modelo em estudo, também no MEF não se verificam vestígios de dano nas paredes meeiras. A Figura 49, ilustra também o intervalo da escala de dano definido no TreMuri, que é relativo ao dano apresentado em todas as figuras da análise paramétrica.



Legenda:

- Dano negligenciável [$\alpha \leq 0.1$]
- Dano leve/moderado [$0.1 < \alpha \leq 1$]
- Dano moderado/alto [$1 < \alpha \leq 5$]
- Dano elevado [$\alpha > 5$]

Figura 49: Comparação do dano para o Sismo de 100%: a) modelo de macro-elementos na direção x, b) modelo de macro-elementos na direção y, e c) modelo de elementos finitos.

Para o sismo com maior intensidade (300%), o qual é destinado a analisar o modelo até ao colapso, pode-se observar na Figura 50a como a rotura ocorre no primeiro piso com a falha por *rocking* dos nembos da base. Neste caso verifica-se também um dano moderado a alto nos lintéis. Nas paredes meeiras é visível, na Figura 50b, como existe também dano considerável ao nível do primeiro piso, devido a um mecanismo por corte. Estes resultados vão ao encontro dos obtidos com o MEF, para o qual também se verifica grande concentração de extensões nos nembos, sendo que neste modelo parece haver uma maior degradação dos lintéis. É de notar também o estado avançado de dano de um dos nembos no último piso, provavelmente devido

às forças para fora do plano. Também na direção da parede meeira se verifica concentração de dano essencialmente ao nível do primeiro piso, e em particular nas extremidades laterais da parede.

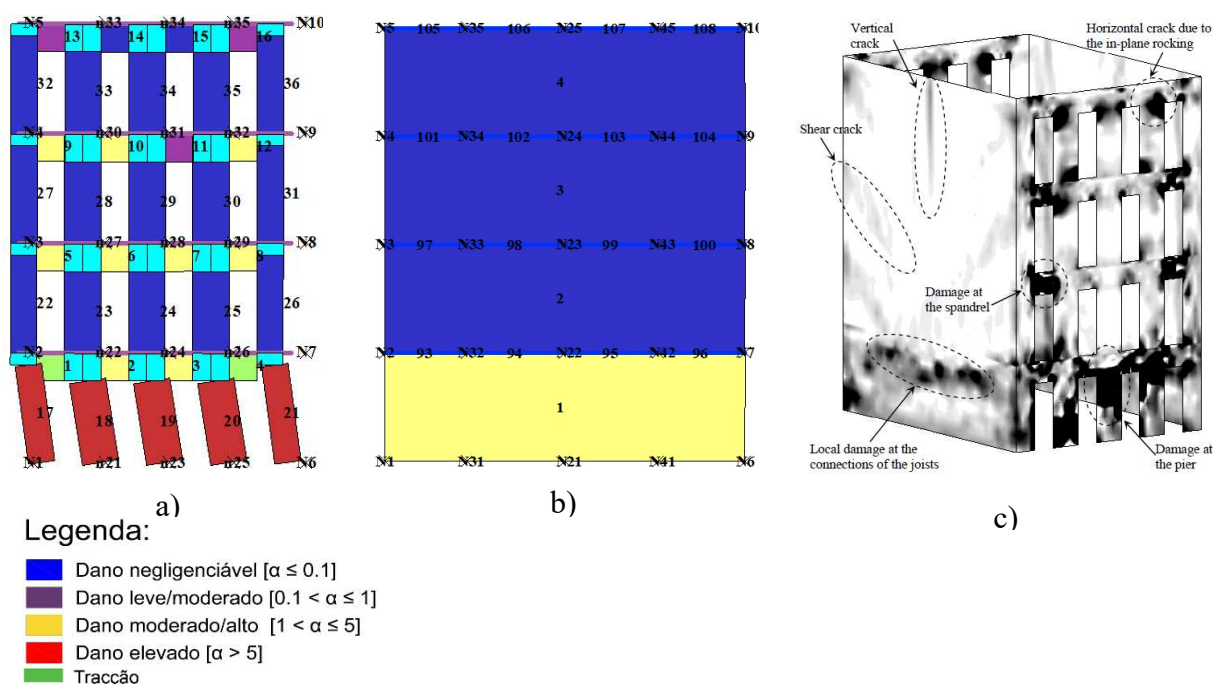


Figura 50: Comparação do dano para o Sismo de 300%: a) modelo de macro-elementos na direção x, b) modelo de macro-elementos direção y, e c) modelo de elementos finitos.

No que diz respeito à envolvente coeficiente sísmico–deslocamento, para o sismo de 100% na direção x, observa-se uma boa aproximação entre o MME e o MEF, ver Figura 51a,c. Os valores máximos do coeficiente sísmico e do deslocamento são muito próximos no sentido positivo, diferindo um pouco no sentido negativo. Verifica-se uma assimetria da resposta nos sentidos positivo e negativo dos deslocamentos, devido à natureza aleatória do acelerograma. Na direção y verifica-se, para o MME, uma grande rigidez nas paredes meeiras, o que resulta em deslocamentos muito baixos no seu plano e, portanto, em ciclos histeréticos muito curtos em correspondência com um comportamento quase elástico. Em comparação com o MEF, os resultados são razoavelmente próximos no caso do coeficiente sísmico, mas bastante distantes no deslocamento. No caso do MEF observa-se degradação da rigidez, em parte porque são considerados os efeitos para fora do plano.

No caso do sismo de 300%, para o qual a estrutura apresenta um mecanismo de colapso originado pela falha dos nembros do primeiro piso, a envolvente da resposta é significativamente alargada em termos de deslocamentos, com um aumento de aproximadamente três vezes em relação ao sismo de 100%. Para o caso do MEF, os deslocamentos são agravados na mesma ordem de grandeza, ver Figura 51c. Na direção y, a resposta força–deslocamento cede ao nível

da resistência observada para um sismo de 100%, com ciclos histeréticos mais abertos (Figura 51d), devido ao dano nos elementos entre a base e o primeiro piso do edifício. Ainda assim, os resultados obtidos com os modelos numéricos não são muito aproximados.

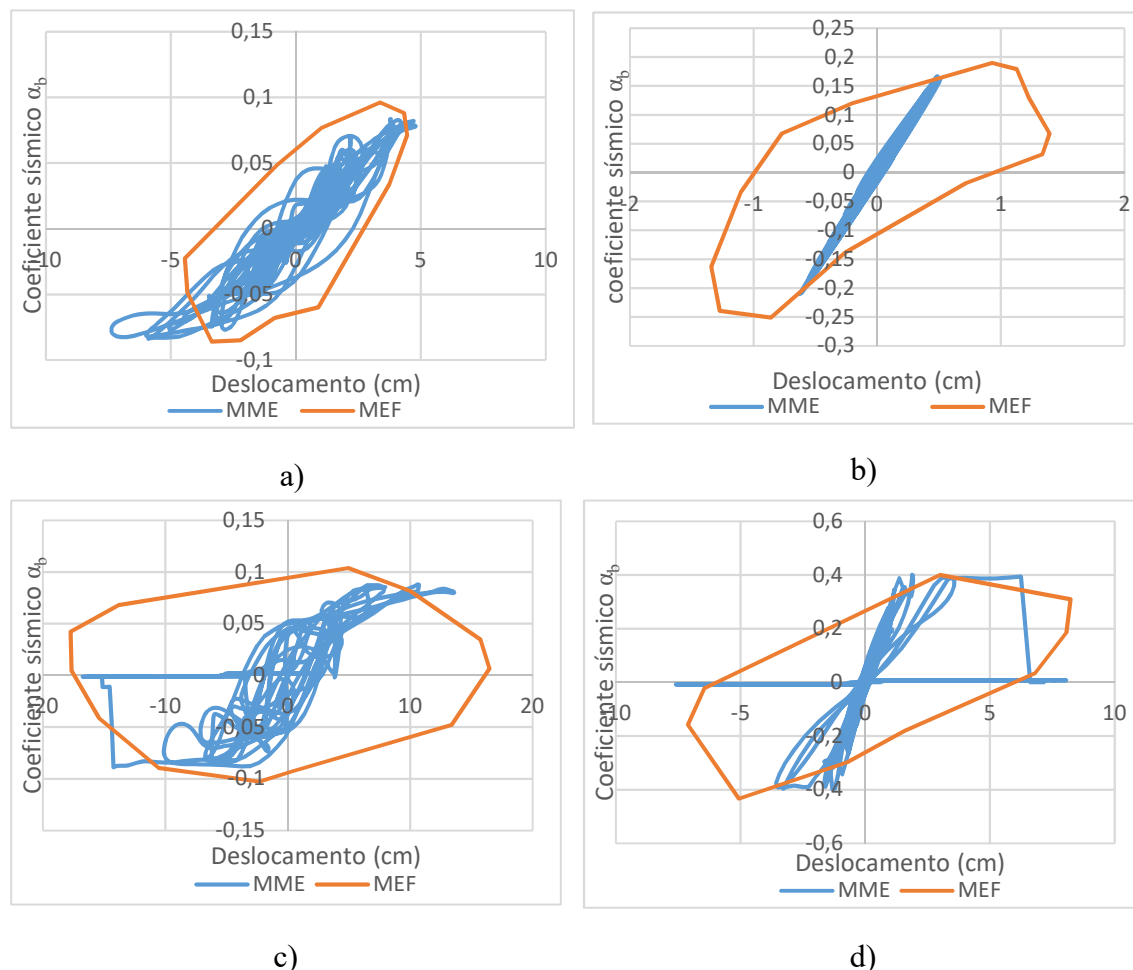


Figura 51: Resposta força–deslocamento para o Sismo de a) 100% na direção x, b) 100% na direção y, c) 300% na direção x, e d) 300% na direção y.

Importa também verificar a variação do *drift* ao longo da altura do edifício, de forma a avaliar a variação de deslocamentos para ambos os modelos. Na direção x e para o Sismo de 100%, o valor do *drift* varia entre 0.2% e 0.5%, sendo os resultados obtidos dos dois modelos numéricos muito próximos (Figura 52a). Por isto, com referência à Figura 49, não existe variação de deslocamentos que justifique o aparecimento de dano considerável. Já no caso do Sismo de 300%, o MME revela um *drift* de 5.7% para o primeiro piso, o qual vai de encontro ao dano observado neste piso. Para o MEF, o *drift* do primeiro piso é bastante mais baixo (na ordem de 1.8%), mas existe uma aproximação razoável com o MME nos restantes pisos.

Na direção y observa-se um afastamento entre os *drifts* obtidos dos dois modelos, tanto para o Sismo de 100% como para o Sismo de 300% (Figura 52b). No caso do MME e para o Sismo de 100%, de acordo com a envolvente ilustrada na Figura 52b os valores do *drift* são extremamente baixos, devido à elevada rigidez das paredes. Por outro lado, para o Sismo de 300% regista-se um *drift* elevado na base, na ordem dos 2.2%, sendo que nos restantes pisos o deslocamento é muito reduzido. No caso do MEF registam-se *drifts* baixos, ainda que crescentes em altura para o Sismo de 100%. Para o Sismo de 300%, estes tomam valores próximos de 0.6% nos primeiros três pisos, sendo reduzidos para metade no último piso.

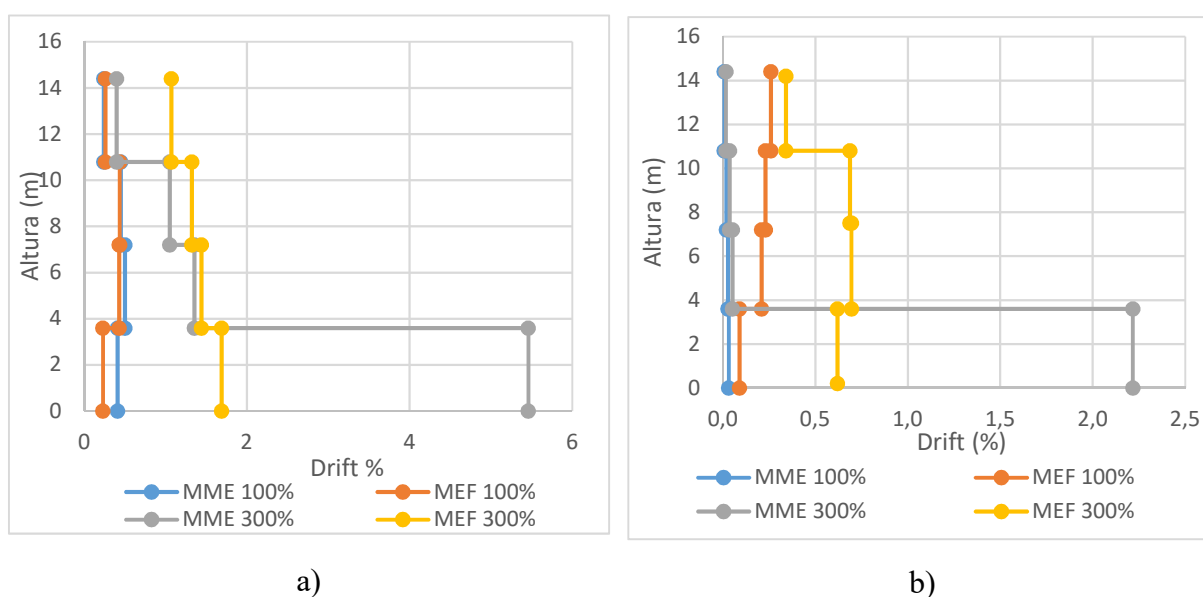


Figura 52: Drift no plano das paredes em correspondência com as direções a) x e b) y.

5.2.2. Variação do Módulo de Elasticidade da Alvenaria

Uma das principais propriedades mecânicas da alvenaria de pedra, e que maior influência tem no seu desempenho estrutural, é o módulo de elasticidade. Este determina a rigidez das paredes, e por isso, nesta secção é analisada a sua influência. Para isso, realizaram-se duas análises dinâmicas em que se consideraram módulos de elasticidade distintos. Por consequência, uma vez que se estimou o valor do módulo de distorção como $G = 0.4E$, também se fez variar esta propriedade na mesma proporção. Numa primeira análise usou-se um módulo de elasticidade e um módulo de distorção com valores iguais a metade daqueles assumidos para o modelo de referência ($E = 0.5 E_{MR}$), e numa segunda análise adotou-se o dobro daqueles valores ($E = 2E_{MR}$). O sismo considerado nesta análise foi o de 300%, uma vez que interessa estudar as alterações induzidas pela variação dos parâmetros quando o edifício está em colapso.

O dano da estrutura após variação do módulo de elasticidade para metade do valor de referência é ilustrado na Figura 53a.

Nesta última figura observa-se, relativamente ao cenário de dano na Figura 50, um alargamento do dano aos nembros do segundo piso, com colapso destes elementos. Também no primeiro piso, um dos lintéis rompe por compressão diagonal, após a falha por *rocking* dos nembros. Para o caso com $E = 2E_{MR}$ na direção x, assim como para $E = 0.5E_{MR}$ e $E = 2E_{MR}$ na direção y, os padrões de dano não se alteram significativamente em relação ao modelo de referência. Por outro lado, no que diz respeito à envolvente, na direção x a resposta tem uma variação mais significativa no caso com $E = 0.5E_{MR}$, em que os deslocamentos aumentam para o dobro, do que para $E = 2E_{MR}$, em que o aumento da rigidez é pouco significativa. Na direção y, para o caso com $E = 2E_{MR}$, a envolvente força–deslocamento denota uma boa aproximação entre os modelos numéricos em termos de rigidez, ver Figura 53b. Por outro lado, para os modelos com módulos de elasticidade mais baixos, a resposta afasta-se entre o MME e o MEF.

Os *drifts* apresentados na Figura 54a-b denotam a melhoria do comportamento da estrutura em ambas as direções em termos de deslocamentos, sobretudo ao nível do primeiro piso, onde anteriormente, para o modelo de referência, ocorria o colapso. A resposta em termos de *drift* é acentuada nos deslocamentos do primeiro piso para o caso com $E = 0.5E_{MR}$, e bastante atenuado para $E = 2E_{MR}$.

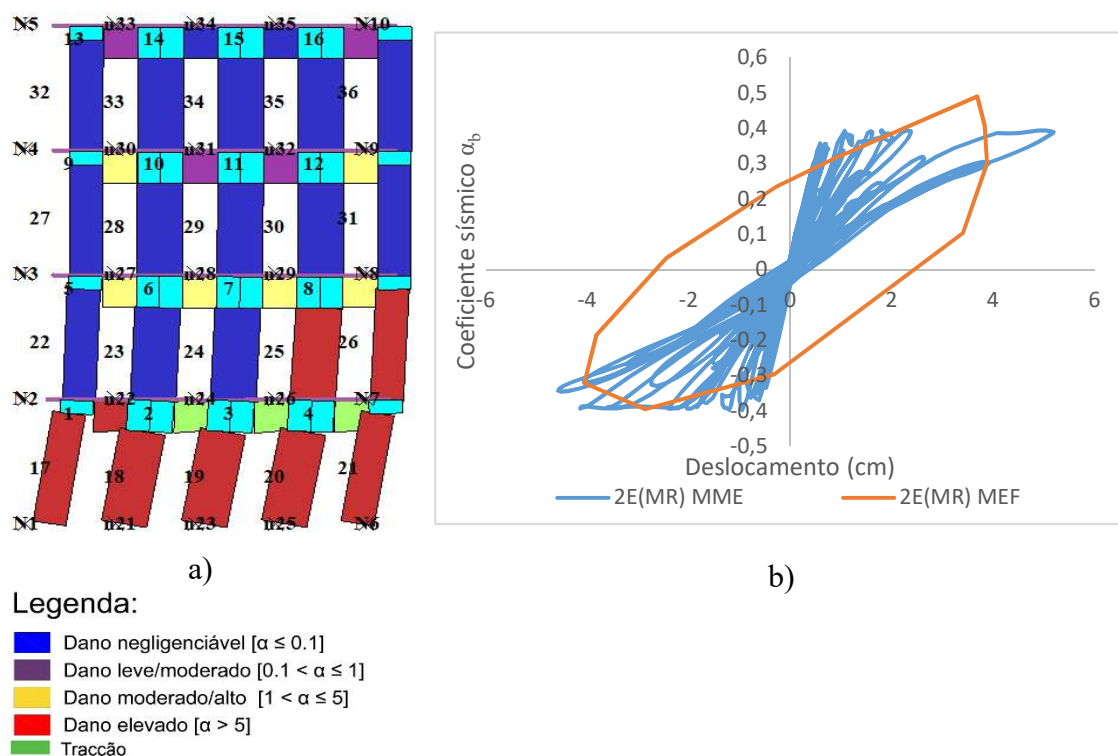


Figura 53: Variação do módulo de elasticidade: a) dano para $E = 0.5E_{MR}$ na direção x, e b) envolvente força–deslocamento para $E = 2E_{MR}$, na direção y.

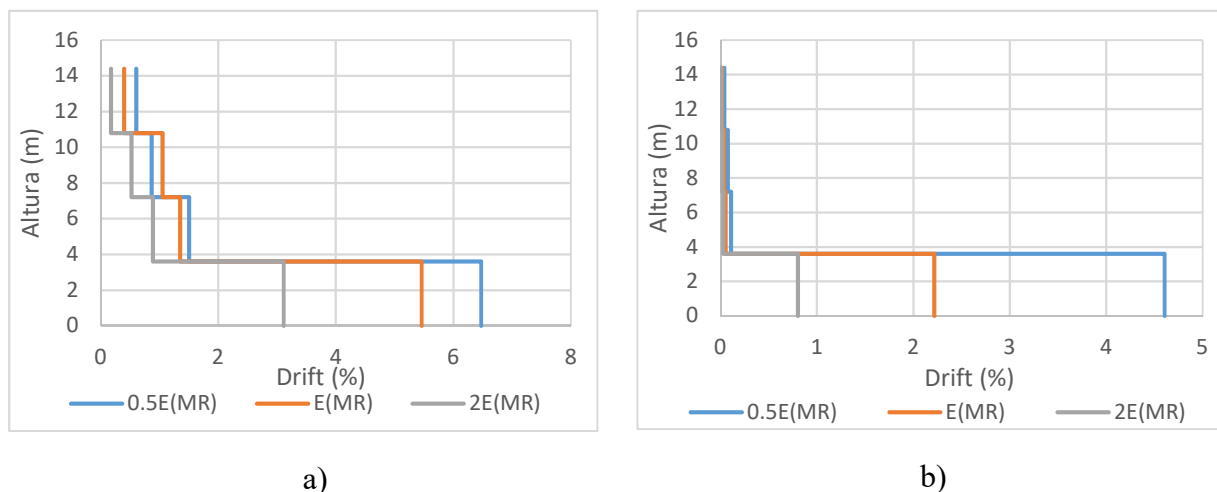


Figura 54: Drift no plano das paredes em correspondência com as direções a) x e b) y.

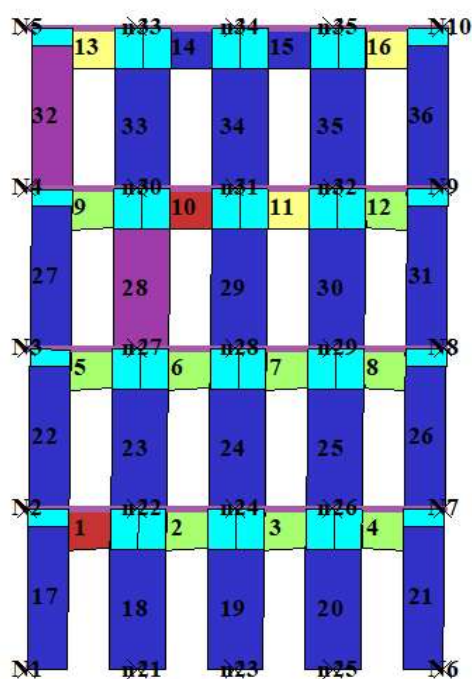
Outra característica normalmente considerada é a rigidez dos pavimentos, tal como realizado em Mendes (2012). No entanto, à luz do conhecimento atual, esta variável não é tão simples de considerar no modelo numérico, devido sobretudo à influência da ligação parede-pavimento, pelo que não é abordada neste trabalho.

5.2.3. Variação da Resistência à Compressão

Outro parâmetro com grande influência na resposta sísmica é a resistência à compressão da alvenaria, f_m . Também aqui, à semelhança do que foi feito na secção anterior, se executaram duas análises em correspondência com uma variação da resistência à compressão relativamente ao modelo de referência ($f_{m,MR}$) para o dobro ($2f_{m,MR}$) e para metade ($0.5f_{m,MR}$). O aumento da resistência à compressão para o dobro, para o Sismo de 300%, reflete-se numa melhoria significativa do comportamento dos nembos. A análise do dano ilustrado na Figura 55 confirma o descrito anteriormente, sendo visível que o nível de dano no modelo de referência ao nível dos nembos, para esta intensidade sísmica, é bastante atenuado, ocorrendo uma alteração de dano grave para praticamente negligenciável. Contudo, isto acontece não só pelo incremento da resistência à compressão, mas também porque a falha ocorre por corte nos lintéis, de acordo com a Figura 55, ficando a estrutura dependente do comportamento dos nembos.

A variação do *drift* é ilustrado na Figura 56, onde se verifica, para a direção x, uma redução de 4.16% para 1.13%, ao nível do primeiro piso. Na direção y não se observa dano em qualquer elemento, para o caso com $f_m = 2f_{m,MR}$, ao contrário do que acontece com o modelo de referência, cujo dano no piso inferior é moderado a elevado. Com a diminuição da resistência à compressão do modelo de referência para $0.5f_{m,MR}$, não se verificam alterações ao nível do

dano em qualquer uma das direções, perspetivando-se assim, para a direção x, o colapso dos nembos ao nível da base. Ao nível da envolvente força–deslocamento verifica-se, para o caso com $f_m = 2f_{m,MR}$, uma aproximação razoável entre os dois modelos, podendo-se ainda assim concluir-se que a resposta obtida com o MME é mais conservativa (Figura 57). Também para o caso com $f_m = 0.5f_{m,MR}$, a envolvente toma valores muito conservativos, apesar da resposta do MME estar muito longe da obtida para o MEF, em termos de força basal.



Legenda:

- Dano negligenciável [$\alpha \leq 0.1$]
- Dano leve/moderado [$0.1 < \alpha \leq 1$]
- Dano moderado/alto [$1 < \alpha \leq 5$]
- Dano elevado [$\alpha > 5$]
- Tração

Figura 55: Dano na fachada principal para $f_m = 2f_{m,MR}$.

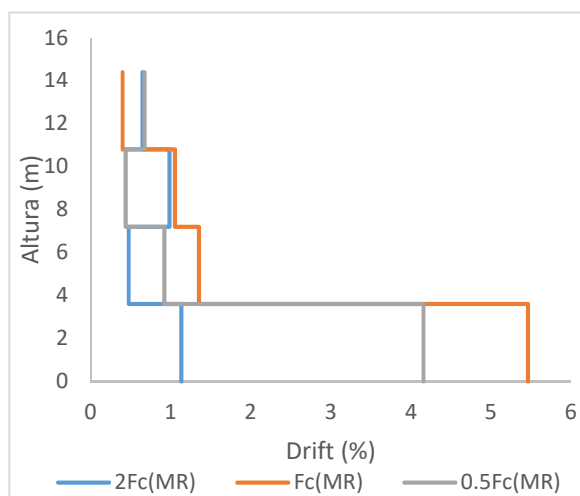


Figura 56: Drift no plano das paredes, correspondente à análise na direção x

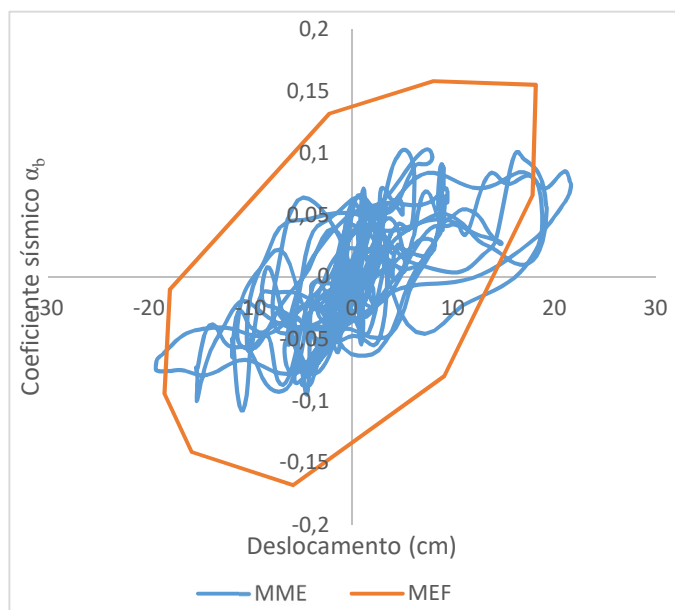


Figura 57: Envolvente força-deslocamento para a direção x, com $f_m = 2f_{m,MR}$.

5.2.4. Variação da Resistência ao Corte Inicial

O corte está associado a um dos principais modos de rotura em painéis de alvenaria, o qual tipicamente origina fendas, sobretudo diagonais, ao longo das unidades ou das juntas de argamassa, ou mesmo de todo o painel de alvenaria, quando a resistência limite por corte ou tração é alcançada. No caso do modelo de macro-elementos, a resposta ao corte dos painéis implica, além das propriedades mecânicas incluídas no modelo de corte, o módulo de distorção G , o coeficiente adimensional de deformabilidade c , e a variável de dano α . A resistência ao corte inicial é possivelmente o parâmetro com mais influência na resposta do modelo de macro-elementos, sendo por isso importante perceber como se comporta o modelo com a variação desta resistência. Neste caso, a resistência ao corte inicial é definida em termos do seu valor médio, f_{vm0} . Para além do modelo de referência, com uma resistência ao corte inicial (f_{vm0}) de 0.15 MPa, consideraram-se para esta análise modelos com uma f_{vm0} de 0.05 MPa e de 0.25 MPa.

Estes modelos foram analisados na direção x com o Sismo de 100%, de forma a avaliar os efeitos da redução e aumento da resistência ao corte inicial, partindo de um modelo de referência apenas com dano ligeiro nos lintéis. Tal como seria de prever, para uma f_{vm0} de 0.05 MPa, verifica-se uma quebra muito significativa na resistência das paredes de alvenaria, ver Figura 58a. Isto resulta numa menor ductilidade dos painéis e por consequência numa menor capacidade de deslocamentos da estrutura. Em termos de dano, ao contrário do anteriormente verificado no modelo de referência, onde os lintéis, após a análise, demonstravam apenas dano ligeiro, para o caso com $f_{vm0} = 0.05$ MPa, o dano apresentado nos lintéis é já moderado a elevado no caso do primeiro e terceiro pisos, e elevado no caso dos lintéis interiores da fachada principal ao nível do segundo piso. Por outro lado, para o caso com $f_{vm0} = 0.25$ MPa, a envolvente dos ciclos histeréticos na Figura 58a é semelhante à observada para o modelo de referência, não se verificando uma melhoria significativa na resposta.

Na direção y do edifício foi estudado o Sismo de 300%, caso em que o modelo de referência apresentava um dano moderado a elevado. Neste caso, para uma f_{vm0} de 0.05 MPa, verifica-se na Figura 59a um decréscimo acentuado da capacidade tanto em termos de força como de deslocamento, sendo a força alcançada sensivelmente metade daquela obtida para o modelo de referência.

Em termos de deslocamentos, para além do dano moderado a elevado já indiciado no modelo de referência ao nível da base do edifício, para uma f_{vm0} de 0.05 MPa verifica-se o aparecimento de algumas fendas no painel entre o segundo e terceiro pisos, sendo ainda assim considerado dano ligeiro, ver Figura 59b. Para um $f_{vm0} = 0.25$ MPa, a envolvente da resposta

não é muito alterada em relação ao modelo de referência. Neste caso, os ciclos histeréticos parecem mais estáveis, o que indicia uma resposta mais controlada do edifício. Em termos de dano, o aumento da resistência ao corte inicial tem claramente uma influência positiva, uma vez que ao nível da base do edifício, o dano do modelo de referência é alterado de moderado a elevado para ligeiro.

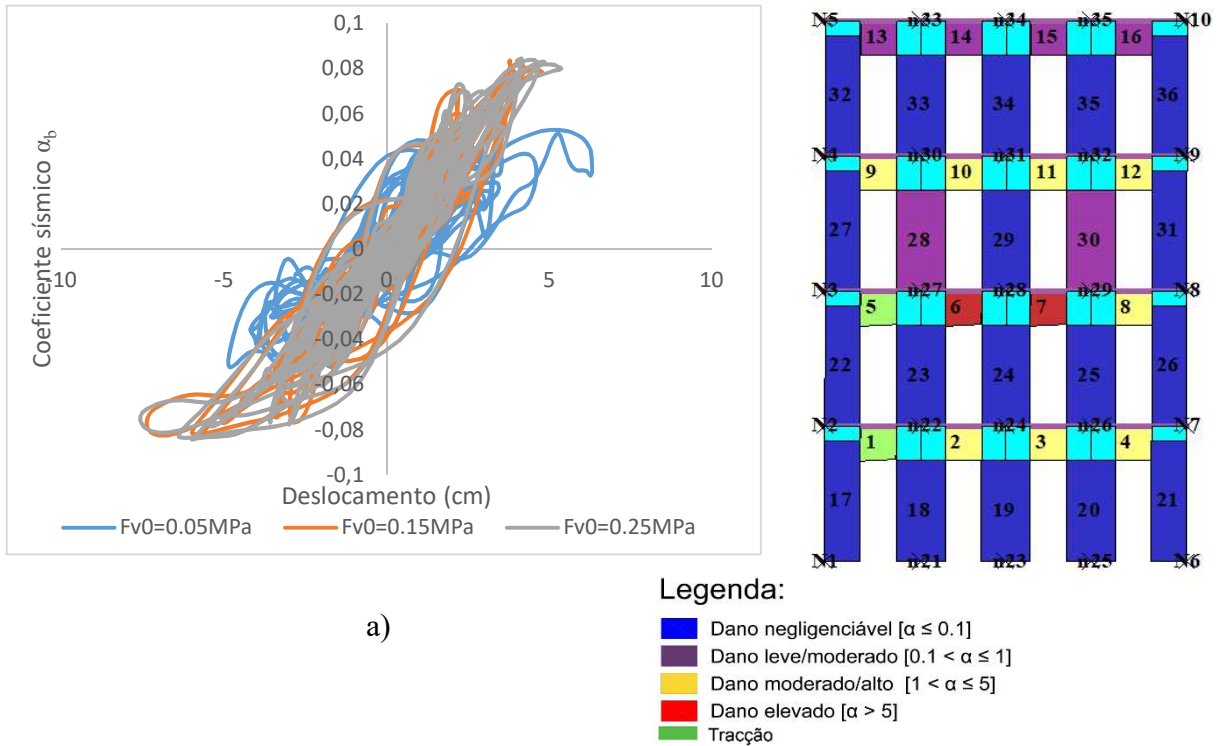


Figura 58: Análise na direção x para o Sismo de 100%: a) alteração da envolvente força–deslocamento com a variação da f_{vm0} e b) dano obtido para uma f_{vm0} de 0.05 MPa.

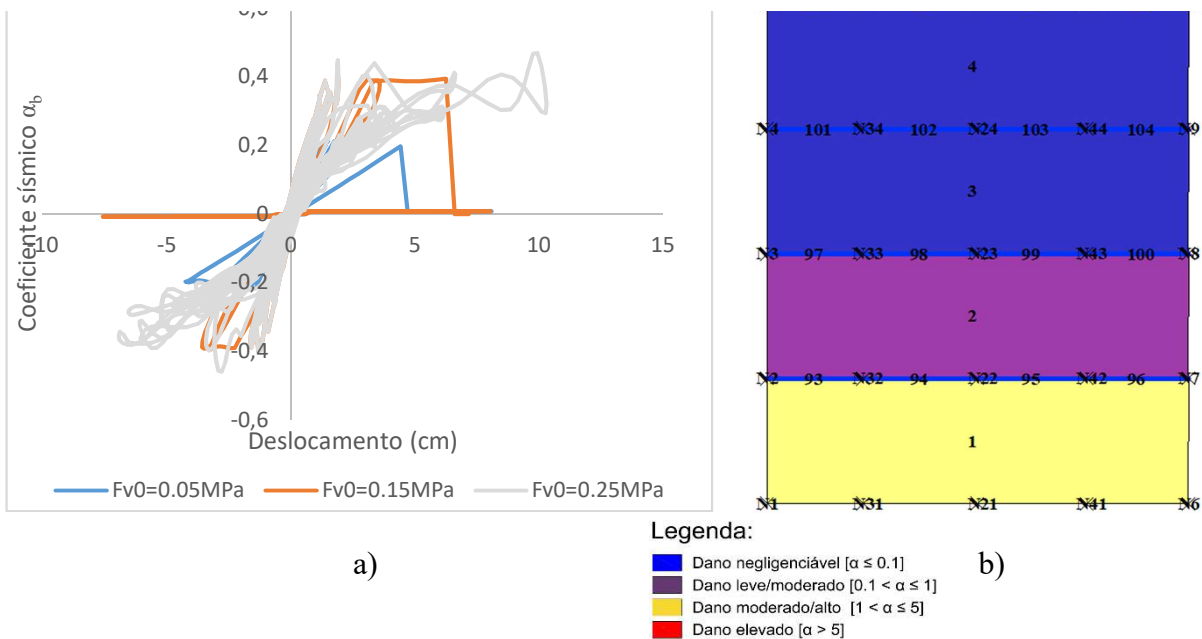


Figura 59: Análise na direção y para o Sismo de 300%: a) alteração da envolvente coeficiente–sismico–deslocamento com a variação da f_{vm0} e b) dano obtido para uma f_{vm0} de

5.2.5. Variação do Coeficiente de Atrito (μ), do Parâmetro de Deformabilidade por Corte (G_c) e do Parâmetro de Amolecimento (β)

O coeficiente de atrito, propriedade adimensional de um material, está relacionado com a resistência ao deslizamento entre dois corpos em contacto o qual é normalmente considerado de acordo com o critério de Mohr-Coulomb. No caso do elemento bilinear no Tremuri, este é um parâmetro considerado diretamente na formulação do critério de resistência por corte-deslizamento. Por outro lado, no caso do macro-elemento proposto por (Gamberotta & Lagomarsino, 1997), e o qual é o adotado neste trabalho, a componente de resistência ao corte por atrito é mobilizada na parte central do macro-elemento, de acordo com uma formulação mais complexa (ver Secção 4.2).

Desta forma, para o modelo de macro-elementos, foi feita uma avaliação da alteração da resposta dinâmica com a variação do coeficiente de atrito. A envolvente força–deslocamento obtida para a análise dinâmica com o acelerograma correspondente ao Sismo de 300%, ilustrada na Figura 60a, denota uma redução da resistência das paredes quando o coeficiente de atrito decresce, o que se traduz na perda de capacidade resistente da estrutura. Esta redução de capacidade é denotada também com base nos *drifts* apresentados na Figura 60b, cujos valores diminuem com a redução do coeficiente de atrito. Neste caso é de prever que, para valores mais reduzidos do coeficiente de atrito, o colapso ocorra ao nível da base do edifício, e que seja mais frágil do que nos restantes modelos. Também neste caso é de esperar que o colapso ocorra por deslizamento diagonal nas juntas.

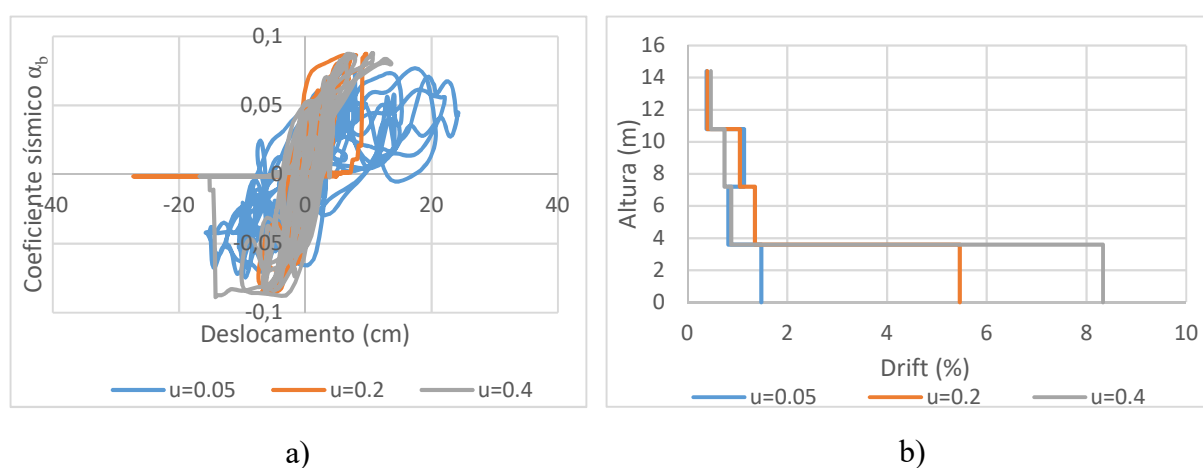
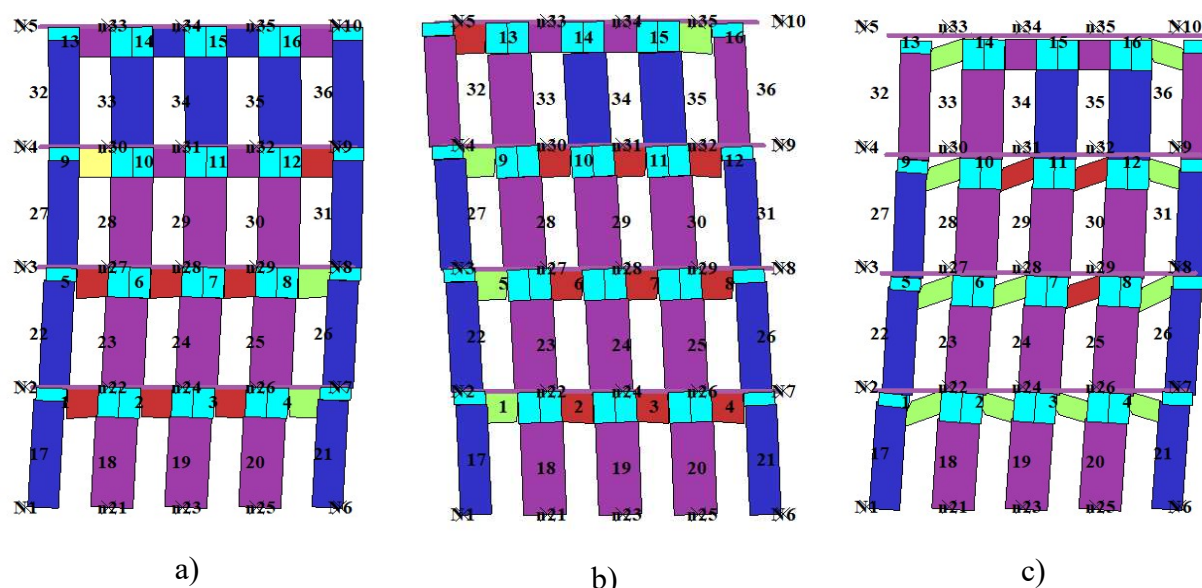


Figura 60: Comparação da resposta do modelo na direção x para diferentes valores de μ a) envolvente coeficiente sísmico-deslocamento e b) drift no plano

O parâmetro de deformabilidade não-linear G_c é um parâmetro que controla a deformabilidade por corte do modelo e, portanto, a capacidade de deslocamento. Ao aumentar

o G_c , aumenta também a capacidade do modelo em deslocar antes de atingir a força atuante máxima, o que se reflete numa maior ductilidade da estrutura. É em geral difícil processar resultados que mostrem a variação em termos de deslocamento, uma vez que, para o mesmo modelo e com valores de G_c diferentes, os mecanismos não aparecem para o mesmo sub-passo, nem sequer com implicação do mesmo elemento. Nota-se um ligeiro retardar do aparecimento de dano mais gravoso nos lintéis, com o aumento do valor deste parâmetro, enquanto que os nembos do canto da base aparecem mais danificados para um G_c superior.

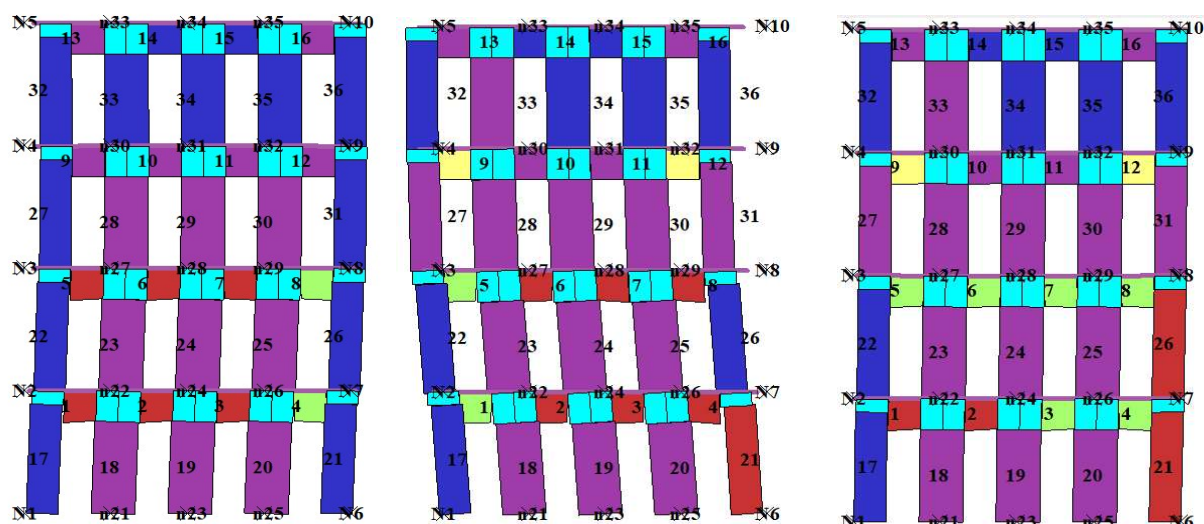
Nesta análise verificou-se, com o decorrer dos diferentes sub-passos, o aparecimento e desaparecimento ‘constante de dano nos painéis, referente à abertura e fecho de fendas, e ficando muitas vezes os lintéis em tração. As Figuras 61 e 62 ilustram o dano observado em correspondência com diferentes sub-passos da análise dinâmica, para $G_c = 2$ e $G_c = 8$ respetivamente. Consideraram-se os sub-passos correspondentes a um terço da análise (33% da análise decorrida, Figuras 61a e 62a), a dois terços da análise (66% da análise decorrida, Figuras 61b e 62 b) e ao final da análise (100% da análise decorrida, Figuras 61c e 62c). Neste caso optou-se por reduzir o coeficiente de atrito, para que a resposta fosse mais clara e fácil de comparar’.



Legenda:

- Dano negligenciável [$\alpha \leq 0.1$]
- Dano leve/moderado [$0.1 < \alpha \leq 1$]
- Dano moderado/alto [$1 < \alpha \leq 5$]
- Dano elevado [$\alpha > 5$]
- Tração

Figura 61: Dano no modelo com G_c igual a 2, em correspondência com: a) 1/3 da análise b) 2/3 da análise e c) análise completa.



Legenda:

- Dano negligenciável [$\alpha \leq 0.1$]
- Dano leve/moderado [$0.1 < \alpha \leq 1$]
- Dano moderado/alto [$1 < \alpha \leq 5$]
- Dano elevado [$\alpha > 5$]
- Tracção

Figura 62: Dano no modelo com G_c igual a 8, em correspondência com: a) 1/3 da análise b) 2/3 da análise e c) análise completa.

O parâmetro de amolecimento (β) é um fator não linear que controla a fase pós-pico da resposta da estrutura. Os valores deste parâmetro, segundo (Lagomarsino et al., 2009), variam entre 0 e 0.8. Para o caso específico do modelo em estudo e todas as características que este apresenta, não se verifica uma grande alteração na resposta tanto para o Sismo de 100% como para o Sismo de 300%. A resposta é idêntica para qualquer valor de β , provavelmente devido ao facto que a estrutura apresenta um colapso frágil, o que se traduz num tramo plástico muito curto. No caso do Sismo de 100% verifica-se uma variação ligeira da resposta, provavelmente devido à formação de mecanismos de forma mais gradual.

CAPÍTULO VI

CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

6.1. Conclusões

Os edifícios de alvenaria simples representam uma fração considerável do património construído português, tendo-se assistido, nestes últimos anos, a uma tendência de reabilitação intensiva deste tipo de construções, muito impulsionada pelo sector imobiliário e pelo turismo nas grandes cidades. Devido às características e ao estado atual destas construções, especial atenção tem sido dada ao reforço estrutural das mesmas, sobretudo nas regiões de alta perigosidade sísmica, como é o caso de Lisboa e Algarve. A crescente preocupação com as potenciais consequências da ocorrência de um sismo nestas regiões, patentes em eventos ocorridos recentemente um pouco por todo o mundo, têm vocacionado esforços para o desenvolvimento de ferramentas de análise sísmica de edifícios em alvenaria. Isto constitui a motivação e foco principais da presente dissertação.

Do estudo dos diferentes métodos de análise sísmica abordados neste trabalho, concluiu-se sobre a necessidade de abandonar o uso generalizado de métodos de análise linear por parte dos projetistas, em favor de métodos baseados no desempenho estrutural. O procedimento de análise estática não-linear, “pushover”, é aquele atualmente mais popular, uma vez que permite verificar implicitamente a segurança da estrutura com base no controlo do seu deslocamento. Ainda assim, o procedimento de análise dinâmica não-linear é mais rigoroso, e do qual é de esperar resultados mais fidedignos em termos do comportamento sísmico da estrutura. A adoção da análise dinâmica não-linear como procedimento corrente de análise sísmica aparenta no entanto difícil, devido à complexidade dos conceitos associados. De modo a contrariar um pouco esta ideia, neste trabalho foi aplicada a análise dinâmica não-linear ao caso de estudo adotado.

Sobre a tipologia de edifício estudado, o Gaioleiro, a necessidade de construção rápida e em altura, devido à expansão da cidade de Lisboa naquela época, aliada à fraca qualidade dos materiais e mão-de-obra, indiciam a elevada vulnerabilidade que estes edifícios podem demonstrar no caso de ocorrência de um sismo. A problemática destas construções incide em três fatores principais: a flexibilidade dos pisos, a fraca ligação entre paredes, e a fraca ligação entre paredes e pavimentos. Neste trabalho foram apresentadas técnicas de reforço para melhorar a resistência das paredes e a adequabilidade das ligações, as quais propiciam um comportamento de caixa da estrutura que favorece a resposta das paredes no seu plano.

Apresentou-se o método de modelação usado no *software* 3Muri / TreMuri, o qual foi o usado neste trabalho. Neste método, a discretização em pórticos equivalentes e a definição dos possíveis mecanismos nos vários elementos, são baseados na observação de edifícios de alvenaria danificados por sismos, assim como em evidência experimental. Entre as duas aproximações possíveis (macro-elemento e viga bilinear), o macro-elemento representa o modelo mais rigoroso, uma vez que considera os modos de rotura por corte e flexão de forma integrada, tendo sido esta a aproximação usada neste trabalho. No caso do modelo de viga bilinear, para o qual se assume uma simplificação da resposta dos painéis de alvenaria, é definida uma lei característica para cada modo de rotura.

Relativamente à análise numérica do edifício gaioleiro, conclui-se que a avaliação do comportamento sísmico através da análise dinâmica não-linear com integração no tempo usando o modelo de macro-elementos, forneceu resultados aceitáveis no caso do edifício não reforçado. Ainda assim, identificam-se três fatores que provocaram algum desfasamento entre as respostas obtidas com o modelo usado e os modelos experimental e numérico em Mendes (2012): (1) os efeitos para fora do plano das paredes, que ao contrário destes dois últimos modelos, não foram tidos em conta no modelo de macro-elementos; (2) o efeito de escala, uma vez que o modelo de macro-elementos (considerado à escala real do edifício) foi comparado com modelos experimentais e de elementos finitos em escala reduzida. Foi observado, a partir de outros estudos do mesmo edifício, que a redução de escala amplia os deslocamentos consideravelmente; (3) o facto dos modelos experimental e de macro-elementos acumularem o dano dos sucessivos *inputs* sísmicos, enquanto que no caso do modelo de elementos finitos cada *input* sísmico é independente dos *inputs* antecedentes.

Apesar das condicionantes referidas, os resultados obtidos com o modelo de macro-elementos do edifício gaioleiro não reforçado aproximam bem o dano real sofrido pela estrutura. Em termos do *drift*, verifica-se uma melhor aproximação aos valores experimentais para o *input* de mais baixa intensidade, e um afastamento para *inputs* com maior aceleração. No

modelo do edifício reforçado identificam-se, para além das três condicionantes já mencionadas, uma quarta, referente à reparação do modelo experimental após o ensaio sem reforço. Neste caso, o modelo usado na simulação experimental com reforço contemplava condições iniciais dificilmente determinadas, uma vez que se encontrava parcialmente danificado. O facto do edifício se apresentar nestas condições não implica um menor desempenho, mas condiciona a evolução do dano durante o ensaio. Com efeito, para o edifício reforçado o desempenho foi melhor, uma vez que o reforço permitiu explorar mais a capacidade do edifício em dissipar energia através de maiores níveis de deslocamento e de dano. O modelo de macro-elementos não reproduziu resultados aproximados aos experimentais em termos de dano, e verificou-se também um grande desfasamento da resposta em termos de *drift*.

Na fase de análise paramétrica, sem a presença de algumas das condicionantes acima referidas, obteve-se uma boa aproximação dos resultados obtidos com o modelo de macro-elementos àqueles obtidos do modelo de elementos finitos com as propriedades de referência, tanto ao nível do dano como da envolvente da resposta dinâmica. Nesta análise verificou-se, para o caso específico do edifício em estudo, que os parâmetros do modelo de macro-elementos que têm mais influência na capacidade do edifício são o módulo de elasticidade, a resistência à compressão e a resistência ao corte. Outros parâmetros considerados no modelo de macro-elementos apresentaram influência reduzida, nomeadamente o coeficiente de atrito, o parâmetro de deformabilidade não-linear e o parâmetro de amolecimento da alvenaria, sendo que as respostas em correspondência com a variação destes parâmetros apenas foram parcialmente reportadas nesta dissertação.

Finalmente, os resultados obtidos permitem concluir em geral que para uma verificação eficiente da segurança / vulnerabilidade de edifícios do tipo estudado, através do procedimento de análise e modelo adotados neste trabalho, é necessário controlar bem as condicionantes e restrições ao modelo. Sob esta condição, a aproximação usada mostrou-se capaz de fornecer resultados relativamente aproximados aos obtidos com um modelo de elementos finitos, e permitindo poupar recursos computacionais e tempo de análise. Ainda assim, na opinião do autor deste trabalho, esta aproximação deve ser atualmente utilizada com alguma precaução, uma vez que a mesma apresenta até ao momento uma validação limitada.

6.2. Desenvolvimentos futuros

Os aspetos limitativos verificados nesta dissertação que em muito influenciaram os resultados das análises efetuadas (e.g. a consideração da reposta apenas no plano das paredes e

a existência de dano prévio na estrutura) são os que, na opinião do autor, merecem ser alvo de estudo. Estes aspetos aplicam-se não só ao edifício em estudo, mas à larga maioria dos edifícios de alvenaria construídos em regiões sísmicas.

O facto de no tipo de aproximação usada apenas ser considerada a resposta no plano das paredes é um fator condicionante, quando comparado com o método de elementos finitos, sendo necessário o desenvolvimento de estudos para consideração da componente para fora do plano com base em métodos de macro-elementos. Seria também interessante a evolução dos *softwares* de análise e cálculo estrutural no sentido da implementação de técnicas de reforço mais usuais, para a análise de desempenho sísmico das estruturas reforçadas. No mesmo sentido, seria aliciante estudar métodos expeditos para a consideração de algum tipo de reforço no modelo estrutural dos edifícios.

Não obstante, esforços devem ser direcionados na procura de outras soluções de reforço sísmico, não apenas para inibir a resposta para fora do plano das paredes, mas também para melhorar a resposta no plano das mesmas. Isto implica possivelmente a realização de uma extensiva campanha experimental, provavelmente com custos muito elevados. No entanto, esta parece ser uma necessidade atual, dado o volume de obras de reabilitação que estão a decorrer em Portugal, particularmente na cidade de Lisboa, onde se combinam a elevada vulnerabilidade de construções antigas com a alta perigosidade sísmica da zona.

A aproximação intermédia de análise dinâmica com integração no tempo combinada com métodos de macro-elementos é um tópico desafiante e ainda pouco explorado, tendo em conta a complexidade dos conceitos de dinâmica estrutural e a dificuldade de os reproduzir com base em modelos simplificados. Pelo contrário, a análise estática não-linear (*pushover*) é de mais fácil compreensão para o projetista comum. No entanto, será importante desenvolver esforços no sentido de tornar a aproximação intermédia usada neste trabalho mais acessível e de alargar o conhecimento sobre a mesma. Este tipo de aproximação pode fornecer resultados mais fiáveis do que a análise *pushover* de modelos de elementos finitos, e ainda assim com poupança de recursos.

BIBLIOGRAFIA

- Andrade, H. M. C. (2011). *Caracterização de edifícios antigos – Edifícios “Gaioleiros”*. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Ciências e Tecnologias, Universidade Nova de Lisboa.
- Appleton, J. (2003). *Reabilitação de edifícios antigos – Patologias e tecnologias de intervenção*. (Orion, Ed.) (1ª Edição), Alfragide.
- Appleton, J. (2005). *Reabilitação de edifícios “Gaioleiros*. (Orion, Ed.) (1ª Edição), Alfragide.
- ASCE/SEI 41-13 (2014). *Seismic evaluation and retrofit of existing buildings*. ASCE standard, American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia.
- Augenti, N. 2004. Il calcolo sismico degli edifice in muratura. UTET Libreria, Torino (em italiano).
- Beall, C. (2012). *Masonry design and detailing*. (McGraw-Hill Education) (5th Edition), New York.
- Bento, R. (2013). Reforço sísmico de edifícios antigos de alvenaria. Apresentação pessoal, Fundec, Instituto Superior Técnico, Lisboa.
- Branco, J. M. (2014). Reforço de elementos existentes de madeira. In *Atas do Seminário Intervir em construções existentes de madeira* (pp. 71–86), Guimarães.
- Brzev, S. (2007). *Earthquake-resistant confined masonry construction*. NICEE, Kanpur.
- Camacho, J. S. (2006). *Projeto de edifícios de alvenaria estrutural*. Universidade Estadual Paulista, Núcleo de Ensino e Pesquisa de Alvenaria Estrutural, São Paulo.
- Candeias, P. J. (2008). *Avaliação da vulnerabilidade sísmica de edifícios de alvenaria*. Tese de Doutoramento, Universidade do Minho, Guimarães.
- Carvalho, E. (1998). Seismic testing of structures. In *Proceedings of the 11th European Conference on Earthquake Engineering*, Paris, CD-ROM.
- Catarino dos Santos, J. M. (2015). Proposta de melhoria do enquadramento legal da reabilitação urbana. *Ingenium*, 145:58–59.
- Chopra, A. K. (2007). *Dynamic of structures – Theory and applications to earthquake engineering*. (P. Hall, Ed.) (3rd Edition), New Jersey.
- Costa, A. C., Sousa, M. L., Carvalho, A., & Coelho, E. (2010). *Evaluation of seismic risk and*

mitigation strategies for the existing building stock: Application of LNECloss to the metropolitan area of Lisbon. Bulletin of Earthquake Engineering, 8:119. <https://doi.org/10.1007/s10518-009-9160-3>

- D’Ayala, D., & Speranza, E. (2002). An integrated procedure for the assessment of seismic vulnerability of historical buildings. In *Proceedings of the 12th European Conference on Earthquake Engineering*, London, paper 561.
- EN 1052-1 (1999). “Methods of test for masonry: Part 1 - Determination of compressive strength”, *European Standard*. CEN, Brussels.
- EN 1996-1-1 (2005). “Eurocode 6 – Design of masonry structures - Part 1-1: General rules for reinforced and unreinforced masonry structures”, *European Standard*. CEN, Brussels.
- Ferreira, M. M. L. (2012). *Risco sísmico em sistemas urbanos*. Tese de Doutoramento, Universidade Técnica de Lisboa, Instituto Superior Técnico, Lisboa.
- Frumento, S., Magenes, G., Morandi, P., & Calvi, G. M. (2009). *Interpretation of experimental shear tests on clay brick masonry walls and evaluation of q-factors for seismic design*. Research Report EUCENTRE No. 02.09. IUSS Press, Pavia.
- Galasco, A., Lagomarsino, S., & Penna, A. (2007). Non linear macro-element dynamic analysis of masonry buildings. In *Proceedings of the ECCOMAS Thematic Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering*, Crete, CD-ROM.
- Gambarotta, L., & Lagomarsino, S. (1996). On the dynamic response of masonry panels. In L. Gambarotta (Ed.), *Proceedings of the Italian Conference “La meccanica delle murature tra teoria e progetto”* (pp. 451–462), Messina.
- Gambarotta, L., & Lagomarsino, S. (1997). Damage models for the seismic response of brick masonry shear walls. Part I: The mortar joint model and its applications. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 26(4):423–439.
- Gomes, R. N. (2011). *Sistema estrutural de edifícios antigos de Lisboa - Os edifícios “Pombalinos” e os edifícios “Gaioleiros”*. Universidade Técnica de Lisboa, Instituto Superior Técnico, Lisboa.
- IPQ (2010). NP EN 1998-1:2010, “Eurocódigo 8 - Projeto de estruturas para resistência aos sismos. Parte 1: Regras gerais, ações sísmicas e regras para edifícios”. Instituto Português da Qualidade, Caparica.
- Kirikov, B. A. (1992). *History of earthquake-resistant construction: From antiquity to our times*. Instituto de Ciencias de la Construcción Eduardo Torroja, Madrid.
- Lagomarsino, S., Penna, A., Galasco, A., & Cattari, S. (2009). User guide of TreMuri (Seismic

- Analysis Program for 3D Masonry Buildings). Rev. March 2009, Génova.
- Lagamarsino, S., Penna, A., Galasco, A., & Cattari, S. (2013). TREMURI program : An equivalent frame model for the nonlinear seismic analysis of masonry buildings. *Engineering Structures*, 56:1787–1799.
- Lamego, P. (2014). *Reforço sísmico de edifícios de habitação: Viabilidade da mitigação do risco*. Tese de Doutoramento, Universidade do Minho, Guimarães.
- Lamego, P., Lourenço, P. B., Sousa, M. L. & Marques, R. (2017). Seismic vulnerability and risk analysis of the old building stock at urban scale: application to a neighbourhood in Lisbon. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 15(7):2901–2937.
- Lestuzzi, P., & Badoux, M. (2008). *Génie parasismique: Conception et dimensionnement des bâtiments*. Presses polytechniques et universitaires romandes, Lausanne (em francês).
- LNEC (2005). Edifícios com estrutura de alvenaria tipo gaioleiro (1880 a 1930). URL: http://www-ext.lnec.pt/LNEC/DE/NESDE/divulgacao/Edif_1880_1930.html
- Lourenço, P. B. (1999). *Dimensionamento de alvenarias estruturais*. Relatório 99-DEC/E-7, Universidade do Minho, Guimarães.
- Lourenço, P. B. (2006). Paredes de alvenaria armada (I): Possibilidades e aplicações. *Ingenium*, 91:80–84.
- Lourenço, P. B. (2007). *Possibilidades actuais na utilização da alvenaria estrutural*. In *Atas do Seminário sobre Paredes de Alvenaria* (pp. 129–143), Universidade do Minho, Guimarães.
- Lourenço, P. B., Mendes, N., & Marques, R. (2009). Earthquake design and assessment of masonry structures: review and applications. In B. H. V. Topping, L. F. Costa Neves, & R. C. Barros (Eds.), “Trends in Civil and Structural Engineering Computing”, Saxe-Coburg Publications, Stirlingshire, Chapter 4, pp. 77–101.
- Lourenço, P. B., Mendes, N., Marques, R., & Oliveira, D. (2010). Análise de estruturas antigas e novas em alvenaria: possibilidades e aplicações. In *Atas do 8º Congresso Nacional de Sismologia e Engenharia Sísmica*, Aveiro, CD-ROM.
- Magenes, G. (2006). Masonry building design in seismic areas: Recent experiences and prospects from a European standpoint. In *Proceedings of the First European Conference on Earthquake Engineering and Seismology*, Geneve, Keynote 9.
- Magenes, G., Anthoine, A., & Magonette, G. (1995). Shear-compression testing and analysis of brick masonry walls. In *Proceedings of the 10th European Conference on Earthquake Engineering*, Viena, CD-ROM.

- Magenes, G., Bolognini, D., & Braggio, C. (2000). *Metodi semplificati per l'analisi sismica non lineare di edifici in muratura*. CNR-Gruppo Nazionale per la Difesa dai Terremoti, Roma (em italiano).
- Magenes, G., & Calvi, G. M. (1997). In-plane seismic response of brick masonry walls. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 26(11):1091–1112.
- Magenes, G., Kingsley, G., & Calvi, G. M. (1995). Seismic testing of a full-scale, two-story masonry building: Test procedure and measured experimental response. University of Pavia, Department of Structural Mechanics, Pavia.
- Magenes, G., Modena, C., da Porto, F., & Morandi, P. (2009). Seismic behaviour and design of new masonry buildings: Recent developments and consequent effects on design codes. In E. Cosenza (Ed.), *Proceedings of the Workshop "Eurocode 8 Perspectives from the Italian Standpoint"*, Napoli, pp.199–212.
- Maio, R., Vicente, R., Formisano, A., & Varum, H. (2015). Seismic vulnerability of building aggregates through hybrid and indirect assessment techniques. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 13(10):2995–3014.
- Marques, R. F. P. (2012). *Metodologias inovadoras no cálculo sísmico de estruturas em alvenaria simples e confinada*. Tese de Doutoramento, Universidade do Minho.
- Marques, R., Lamego, P., Lourenço, P. B., & Sousa, M. L. (2017). Efficiency and cost-benefit analysis of seismic strengthening techniques for old residential buildings in Lisbon. *J Earthq Eng*. <https://doi.org/10.1080/13632469.2017.1286616>
- Marques, R., & Lourenço, P. (2014). Unreinforced and confined masonry buildings in seismic regions: Validation of macro-element models and cost analysis. *Engineering Structures*, 64:52–67.
- Marques, R., Mendes, N., & Lourenço, P. B. (2017). Global safety assessment of old masonry buildings after retrofitting (ensuring box-behaviour): Software benchmarking and application. Unpublished paper.
- Mendes, N. (2012). *Seismic assessment of ancient masonry buildings: Shaking table tests and numerical analysis*. PhD thesis, Universidade do Minho.
- Mendes, N., & Lourenço, P.B. (2010). Seismic assessment of masonry “gaioleiro” buildings in Lisbon, Portugal. *Journal of Earthquake Engineering*, 14(1):80–101.
- Monteiro, J. P. M. (2012). *Análise sísmica de edifícios “Gaioleiros”*. Dissertação de Mestrado, Universidade Técnica de Lisboa.
- Morandi, P. (2006). *New proposals for simplified seismic design of masonry buildings*. PhD thesis, Rose School, University of Pavia.

- Morandi, P., & Magenes, G. (2008). Seismic design of masonry buildings: Current procedures and new perspectives. In *Proceedings of the 14th World Conference on Earthquake Engineering*, Beijing, CD-ROM.
- Newmark, N. M. (1959). A method of computation for structural dynamics. *Journal of the Engineering Mechanics Division*, 85(3):67–94.
- NTC (2008). Norme tecniche per le costruzioni (“Norma técnica para as construções”), Decreto Ministerial de 14-01-2008, Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, Rome (em italiano).
- Oliveira, C. S. (2005). *Os sismos e as construções*. Instituto Superior Técnico, URL: https://www.researchgate.net/publication/266884220_Os_Sismos_e_as_Construcoes
- Parisi, F., Augenti, N., & Prota, A. (2014). Implications of the spandrel type on the lateral behavior of unreinforced masonry walls. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 43(12):1867–1887.
- Paulay, T., & Priestley, N. (1992). *Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings*. John Wiley & Sons, New York.
- Penna, A. (2002). *Una procedura a macroelementi per l’analisi dinamica non lineare di edifici in muratura*. PhD thesis, Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Politecnico di Milano.
- Penna, A., Senaldi, I. E., Galasco, A., & Magenes, G. (2016). Numerical simulation of shaking table tests on full-scale stone masonry buildings. *International Journal of Architectural Heritage*, 10(2–3):146–163.
- Simões, A., & Bento, R. (2012). *Characterization of “Gaioleiro” buildings*. Relatório ICIST DTC n° 07/2012, Instituto Superior Técnico, Lisboa.
- Simões, A., Bento, R., Cattari, S., & Lagomarsino, S. (2014). Seismic performance-based assessment of “Gaioleiro” buildings. *Engineering Structures*, 80:486–500.
- Sousa, H. (2003). *Construções em alvenaria*. Apontamentos, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Tomaževič, M. (1999). *Earthquake-resistant design of masonry buildings*. Series on Innovation in Structures and Construction, Vol. 1, Imperial College Press, London.
- Tomaževič, M. (2007). Damage as a measure for earthquake-resistant design of masonry structures: Slovenian experience. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 34:1403–1412.
- Turnšek, V., & Sheppard, P. (1980). The shear and flexural strength of masonry walls. In *Proceedings of the Int. Research Conf. on Earthquake Engineering*, Skopje.
- Vasconcelos, G., Gouveia, J. P., Haach, V. G., & Lourenço, P. B. (2007). *Alvenaria armada:*

Soluções inovadoras em Portugal. In *Atas do Seminário sobre Paredes de Alvenaria* (pp. 103–128), Universidade do Minho, Guimarães.

Vicente, R., Rodrigues, H., Varum, H., & Mendes da Silva, J. A. R. (2011). Evaluation of strengthening techniques of traditional masonry buildings: case study of a four-building aggregate. *Journal of Performance of Constructed Facilities*, 25(3):202–216.

Yavuz, A. (1993). Historic buildings and earthquake factor in their design. In *Proceedings of the Seminar “Protection of Architectural Heritage Against Earthquakes”*, Ministry of Public Works and Settlement, Ankara, pp. 101–115.

Yi, T. (2004). *Experimental investigation and numerical simulation of an unreinforced masonry structure with flexible diaphragms*. PhD thesis, Georgia Institute of Technology, Atlanta.

ANEXOS

Anexo I- Séries temporais de aceleração utilizadas na análise comparativa

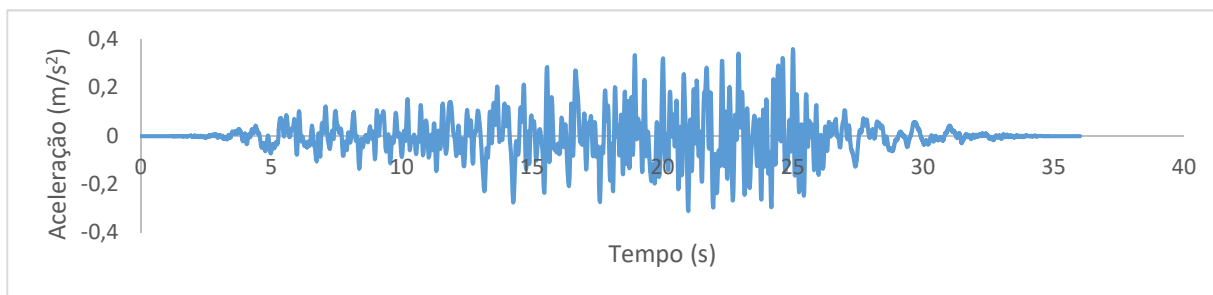


Figura 63: Acelorograma do Sismo de 25%, Direção x

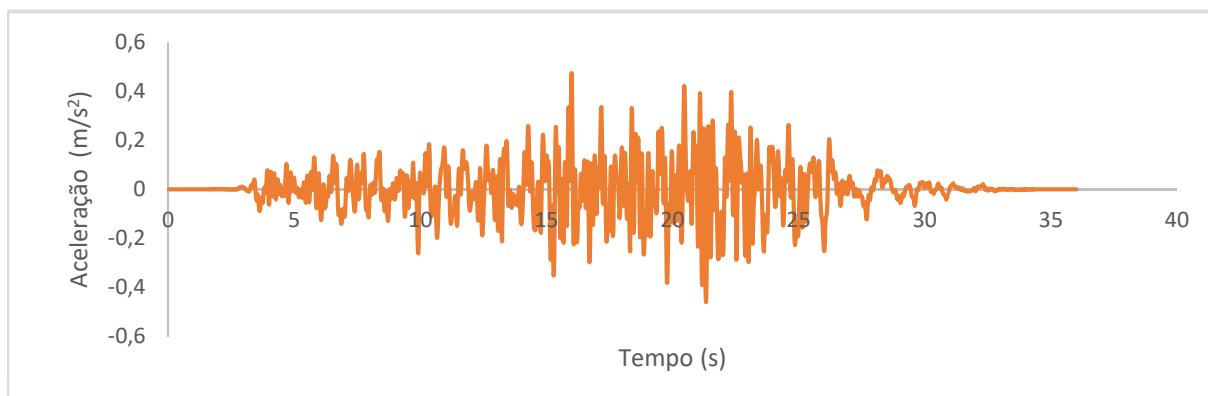


Figura 64: Acelorograma do Sismo de 25%, Direção y

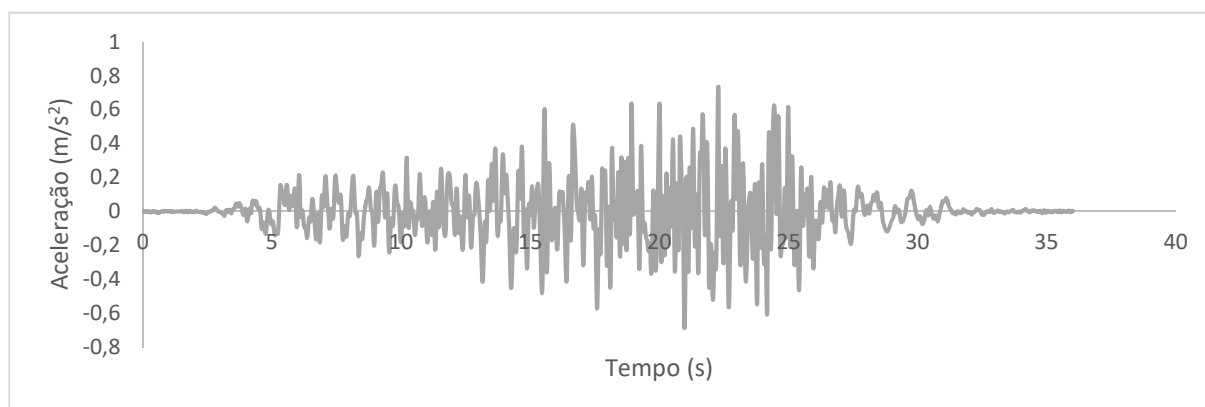


Figura 65: Acelorograma do Sismo de 50%, Direção x

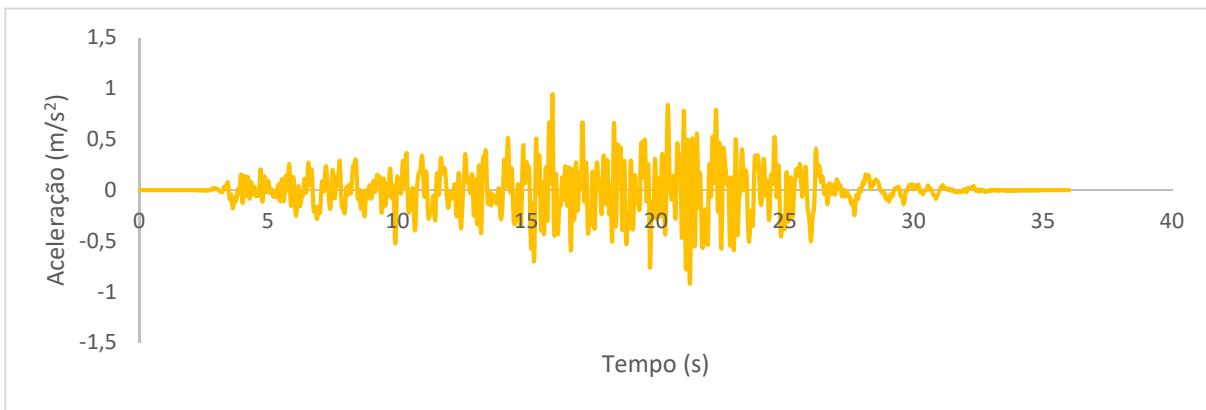


Figura 66: Acelorograma do Sismo de 50%, Direção y

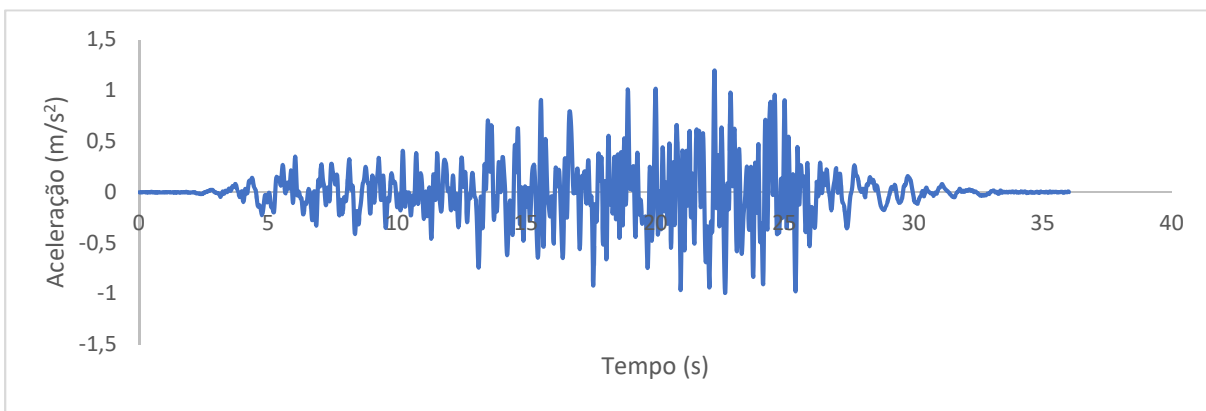


Figura 67: Acelorograma do Sismo de 75%, Direção x

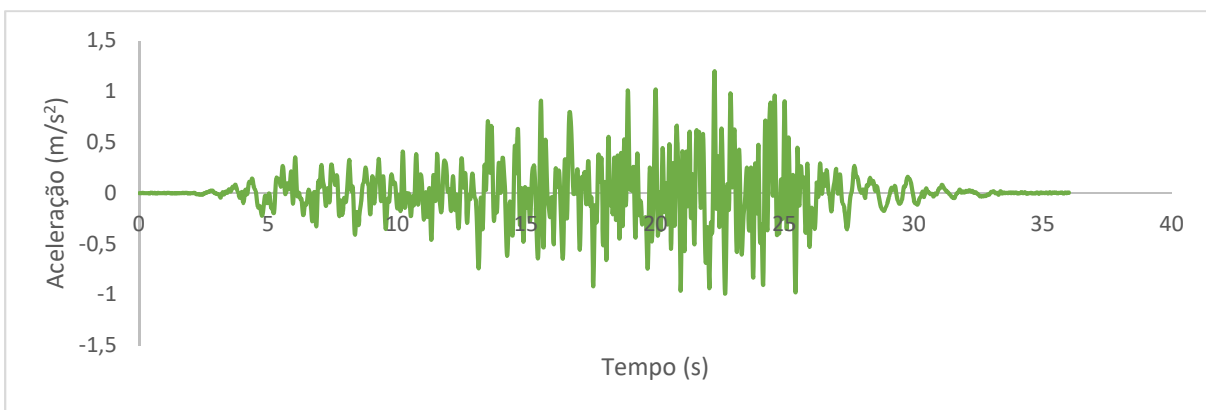


Figura 68: Acelorograma do Sismo de 75%, Direção y

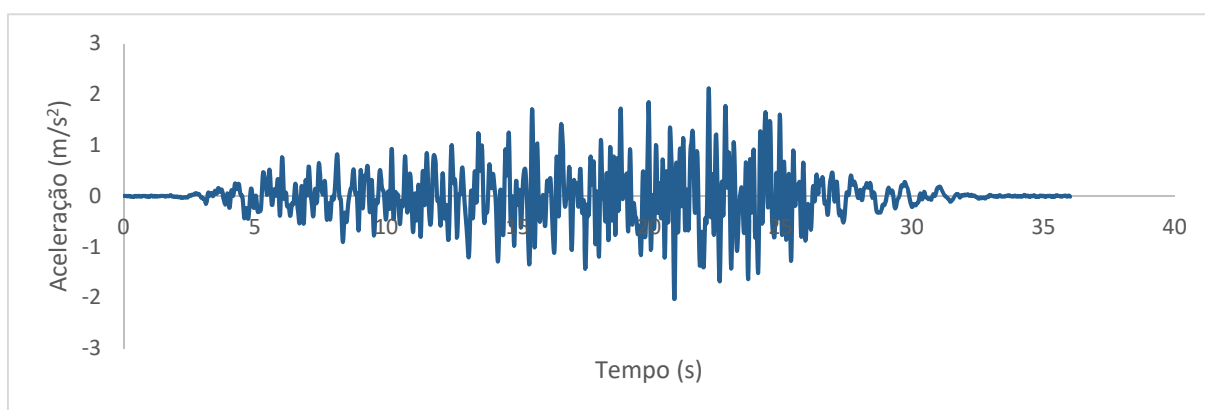


Figura 69: Acelorograma do Sismo de 125%, Direção x

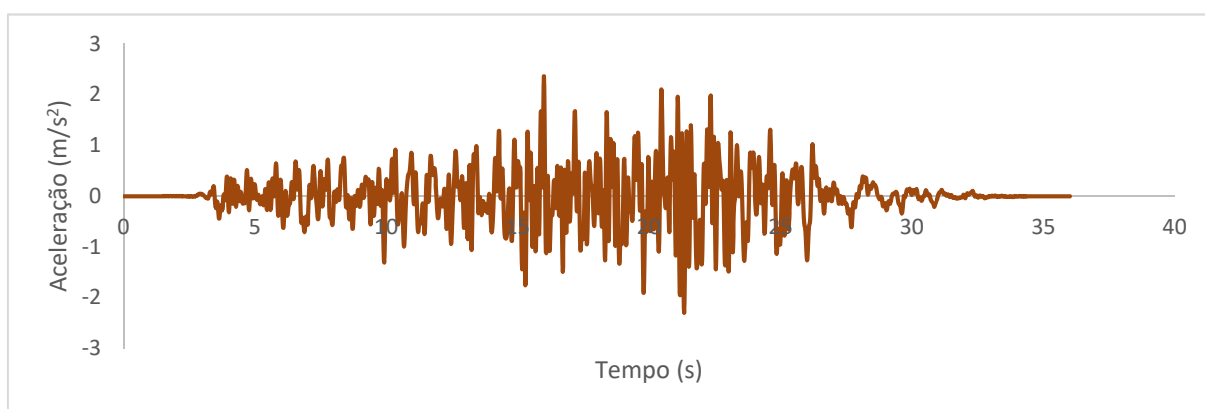


Figura 70: Acelorograma do Sismo de 125%, Direção y

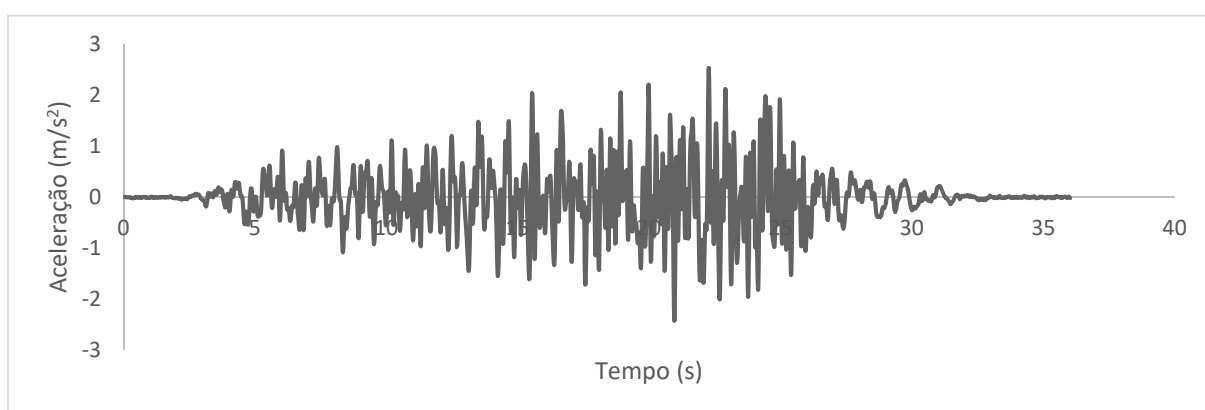


Figura 71: Acelorograma do Sismo de 150%, Direção x

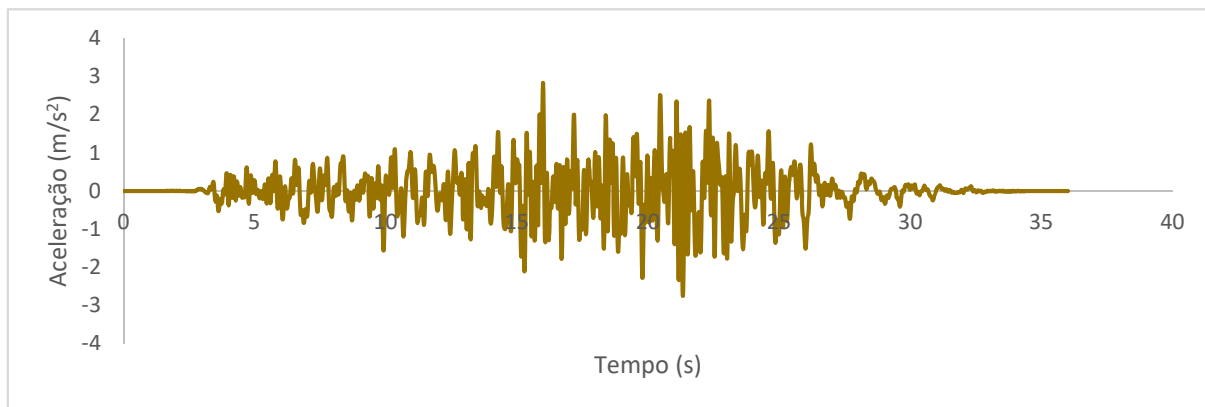


Figura 72: Acelorograma do Sismo de 150%, Direção y