



Dissertação

Mestrado em Engenharia Civil – Construções Cívicas

Sistemas de Contenção de Fachadas de Alvenaria

Pedro Joel de Jesus Cardoso

Leiria, *Março* de 2017



Dissertação

Mestrado em Engenharia Civil – Construções Civas

Sistemas de contenção de Fachadas de Alvenarias

Pedro Joel de Jesus Cardoso

Dissertação de Mestrado realizada sob a orientação do Doutor João Paulo Veludo Vieira Pereira, Professor da Escola Superior de Tecnologia e Gestão do Instituto Politécnico de Leiria e coorientação do Professor Vítor Manuel Ferreira Lopes, Professor da Escola Superior de Tecnologia e Gestão do Instituto Politécnico de Leiria.

Leiria, Março de *Ano 2017*

Aos meus avós e padrinho

Agradecimentos

Este trabalho foi realizado individualmente mas nunca teria sido possível sem o apoio de várias pessoas às quais quero prestar os meus agradecimentos.

Em primeiro lugar, quero agradecer ao Professor Doutor João Veludo pela sua orientação, pela infundável disponibilidade, pela capacidade de motivação, pela exigência e paciência demonstradas ao longo da realização deste trabalho.

Quero também agradecer ao Professor Vítor Lopes pela sua co-orientação e disponibilidade demonstrada para esclarecer as várias dúvidas que foram surgindo, sobretudo na elaboração dos modelos numéricos.

Depois, agradecer ao Professor Doutor Hugo Rodrigues pela disponibilidade para realizar os ensaios dinâmicos no edifício alvo de estudo.

Ao Tiago Silva e Ricardo Tavares pela amizade e companheirismo.

Aos meus amigos Tiago Neves, Tiago Nunes, Lili, Cristiano, Sophie Jimmy, Tânia, Sérgio e Carina por todo o apoio e compreensão.

Um eterno obrigado à minha família, em especial à minha mãe Fátima, pai Ramiro e irmãs Patrícia e Élia, pelo incansável apoio demonstrado ao longo desta caminhada, e que tornaram possível que este trabalho se realizasse.

Finalmente à María, pelo apoio permanente e pela compreensão em todas as etapas deste trabalho.

Resumo

A reabilitação de edifícios em centros urbanos, com demolição e renovação do seu interior, requer frequentemente a contenção temporária das suas fachadas, principalmente quando se trata de edifícios com valor patrimonial ou em núcleos urbanos mais densos. Esta operação pode em muitos casos ser um exercício complexo e com custos elevados. Atualmente existem vários sistemas utilizados, quer com estruturas metálicas quer com estruturas de madeira, modulares ou construídas especificamente para cada obra.

O presente estudo tem como objetivo apresentar os sistemas de contenção de fachadas estudados para um edifício com 3 pisos através de uma modelação numérica. O edifício em estudo tem uma estrutura composta por paredes resistentes em alvenaria de pedra, pavimentos em madeira, e paredes divisórias em tabique.

O estudo realizado visa a caracterização estrutural do edifício sob diferentes estados de conservação do ponto de vista das características mecânicas dos materiais, e da influência que a disposição dos elementos estruturais, nomeadamente, paredes, pavimentos, cobertura e edifícios contíguos, têm no comportamento global da estrutura.

Os resultados desta análise são comparados com a análise dinâmica realizada *in-situ*, com recurso a sismógrafos, possibilitando assim a aferição do modelo que mais se adequa à realidade

Palavras-chave: (sistemas de contenção, fachadas de alvenaria, modelos numéricos, ensaios dinâmicos, estruturas de madeira)

Abstract

The rehabilitation of existing buildings in urban centers, with the demolition and/or renovation of their interior, often requires the retention of its facades, especially in constructions of heritage value or in densely populated urban areas. This can be a complex and expensive process in many cases. Nowadays there are several systems using different materials, such as steel or wood, and modular, or particular systems designed for a specific case.

The purpose of this study is to present a 3D structural analysis to support the design of facade retention systems for an old three-storey building located in the historical center of Leiria, Portugal. The building under study has a structure composed of masonry walls, wooden floors and roof, and wooden interior walls called “tabiques”.

The existing building is characterized by different conservation conditions from the point of view of the mechanical characteristics of the materials and the influence that the arrangement of the structural elements, such as walls, floors, roof and contiguous buildings, has on the structural behavior of the facade retention structure. The results of this study are compared with the dynamic analysis performed in-situ with an accelerograph, thus enabling the calibration of the numerical model.

Keywords: (*retaining systems, masonry facades, numerical models, dynamic tests, wooden structures*)

Lista de figuras

Figura 1 - Sistemas de contenção de fachadas	2
Figura 2 - Sistema de equilíbrio de forças, adaptado de Espasandín e Casas (2009).....	9
Figura 3 - Mecanismos de colapso, adaptado de D'Ayala e Speranza (2002).....	11
Figura 4 - Representação esquemática do sistema de forças, adaptado de Grimaz, Barazza, et al. (2010).....	12
Figura 5 - Sistemas de contenção do tipo 1, adaptado de Grimaz, Barazza, et al. (2010) ..	14
Figura 6 - Sistemas de contenção do tipo 2, adaptado de Grimaz, Barazza, et al. (2010) ..	15
Figura 7 - Sistemas de contenção do tipo 3, adaptado de Grimaz, Barazza, et al. (2010) ..	16
Figura 8 - Localização das estruturas de contenção	18
Figura 9 - Sistemas de contenção tipo escora.....	19
Figura 10 - Sistemas de contenção tipo treliça.....	20
Figura 11 - Sistemas de contenção tipo pórtico (Landau 2012, Clifford-Devlin).....	21
Figura 12 - Sistema de contenção do tipo torre (Sansom 2012).....	22
Figura 13 - Localização da construção no Centro Histórico de Leiria	37
Figura 14 - Edifício Narciso Costa.....	38
Figura 15 - Patologias estruturais observadas	39
Figura 16 - Ensaio de vibração ambiental	40
Figura 17 - Modelo numérico	42
Figura 18 - Modelação de imperfeições	44
Figura 19 - Modelos numéricos.....	45
Figura 20 - CASO 3.....	45
Figura 21 - CASO 4.....	46
Figura 22 - CASO 5.....	46
Figura 23 - Modelos numéricos.....	47
Figura 24 - Análise modal	49
Figura 25 - CASO 1: Deslocamentos observados para a combinação sísmica	50
Figura 26 - CASO 1 e CASO 2	51
Figura 27 - CASO 3.....	52
Figura 28 - CASO 4.....	53
Figura 29 - CASO 5.....	54
Figura 30 - CASO 6.....	55

Lista de quadros

Quadro 1 - Métodos de diagnóstico estrutural	25
Quadro 2 - Pesos próprios de materiais	28
Quadro 3 - Sobrecargas de utilização	29
Quadro 4 - Zonamento do território e Rugosidade aerodinâmica do solo.....	30
Quadro 5 - Valores limite recomendados para a deformação horizontal no topo de colunas (EN-1993-1-1 2010)	35
Quadro 6 - Características dos elementos estruturais	38
Quadro 7 - Resumo das frequências obtidas	40
Quadro 8 - Resumo dos modelos realizados	50
Quadro 9 - Comparação e verificação dos deslocamentos	52
Quadro 10 - Comparação e verificação dos deslocamentos	53
Quadro 11 - Comparação e verificação dos deslocamentos	54
Quadro 12 - Comparação e verificação dos deslocamentos	55

Lista de siglas

Siglas e Acrónimos

CIRIA	Construction Industry Research and Information Association
STOP	Schede Tecniche delle Opere Provvisionali
REAE	Regulamento de Estruturas de Aço para Edifícios
ICOMOS	International Council on Monuments and Sites
UNESCO	United Nations Educational, Scientific and Cultural Organization
NCh	Norma Chilena Oficial
FEMA	Federal Emergency Management Agency
RSA	Regulamento de Segurança e Ações para Edifícios e Pontes
EN	Norma Europeia
NP	Norma Portuguesa

Letras maiúsculas latinas

R_h	Reação horizontal no apoio
R_v	Reação vertical no apoio
P_i	Peso Próprio do elemento
G	Ação gravítica
M_P	Momento causado pelo peso próprio do elemento
M_R	Momento causado pelo reação no apoio
M_G	Momento causado pela ação gravítica
T_R	Período de retorno médio
T_L	Período de vida útil da estrutura
T_{LR}	Período de retorno de referência
S_d	Valor de dimensionamento do esforço atuante
R_d	Valor de dimensionamento do esforço resistente

Letras minúsculas latinas

a_g	Valor de cálculo da aceleração à superfície de um terreno do tipo A
a_{gR}	Valor de referência da aceleração máxima à superfície de um terreno do tipo A
h	Altura da coluna ou do piso
h_0	Altura da estrutura

Letras Gregas

γ_I	Coefficiente de importância
------------	-----------------------------

Índice

AGRADECIMENTOS	V
RESUMO	VII
ABSTRACT	IX
LISTA DE FIGURAS	XI
LISTA DE QUADROS	XIII
LISTA DE SIGLAS	XV
ÍNDICE	XVII
1. INTRODUÇÃO	1
1.1. Enquadramento	1
1.2. Objetivos	3
1.3. Principais contribuições	4
1.4. Organização da dissertação	4
2. TIPOS DE SISTEMAS DE CONTENÇÃO DE FACHADAS DE ALVENARIA	7
2.1. Generalidades	7
2.2. Vulnerabilidade das fachadas de alvenaria	10
2.3. Sistemas de contenção de emergência	11
2.4. Sistemas de contenção de fachadas planeados	16
2.4.1. Localização da estrutura de contenção	17
2.4.2. Tipos de soluções	19

3. MODELAÇÃO NUMÉRICA E DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL DE SISTEMAS DE CONTENÇÃO DE FACHADAS	23
3.1. Caracterização geométrica e materiais	23
3.2. Definição das ações	26
3.2.1. Ações permanentes	27
3.2.2. Ações variáveis	29
3.2.3. Ações acidentais	33
3.3. Critérios de verificação estrutural	33
3.3.1. Estados limite de resistência	34
3.3.2. Critério de deformação	34
3.4. Modelação numérica	35
4. CASO DE ESTUDO	37
4.1. Descrição do edifício	37
4.2. Condição atual do edifício	39
4.3. Ensaio de medição da vibração ambiental	40
4.4. Modelação numérica	41
5. ANÁLISE E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS	49
6. CONCLUSÕES	57
6.1. Síntese das principais conclusões	57
6.2. Desenvolvimentos futuros	58
BIBLIOGRAFIA	61

1. Introdução

1.1. Enquadramento

As entidades responsáveis pela proteção do património edificado dos centros urbanos, têm vindo a concretizar diversos critérios de intervenção e preservação do património arquitetónico que têm em consideração, não só o valor integral dos edifícios individualmente, mas também os valores do espaço público e a identidade histórica que estes edifícios geralmente representam. As diretivas de proteção patrimonial passaram a contemplar a possibilidade de, num considerável número de casos, executar a demolição do interior dos edifícios, conservando as paredes de fachada.

Este tipo de intervenção é geralmente realizado com recurso a estruturas de contenção autónomas, preferencialmente executadas no exterior do edifício alvo de intervenção e que garantem adequadas condições de apoio às fachadas durante os trabalhos de renovação do seu interior (Figura 1 a). Em alguns casos a execução das estruturas de contenção no exterior dos edifícios está condicionada, devido a imposições das entidades reguladoras.

A proliferação deste tipo de intervenções gerou a aparição de vários esquemas estruturais temporários, executados com recurso a vários materiais e técnicas de suporte, o que leva a que seja necessário um estudo aprofundado deste tipo de estruturas, assim como do comportamento estrutural das fachadas de alvenaria. Apesar do carácter temporário deste tipo de estruturas, em nenhum caso é eliminada a necessidade de um correto dimensionamento e execução, com as mesmas garantias com as quais são executadas as estruturas definitivas. Além disso a regulamentação e os códigos atuais não abordam diretamente este tipo de estruturas.

Após a ocorrência de eventos de natureza accidental ou sísmica, é geralmente necessária uma rápida intervenção de contenção de elementos instáveis das fachadas de alvenaria por forma a proceder aos trabalhos de socorro sob condições de segurança aceitáveis (Figura 1 b). Nesse sentido, é necessário que as entidades de proteção civil tenham acesso a estruturas de contenção de fachadas de rápida execução, que contemplem sistemas estruturais simples, que possam superar as várias condicionantes associadas à complexa

configuração das malhas urbanas consolidadas dos centros históricos, como por exemplo, a limitada largura dos arruamentos.



Figura 1 - Sistemas de contenção de fachadas: a) estrutura de contenção planeada; b) estrutura de contenção de emergência

Relativamente a esta matéria, destaca-se, a publicação C579 da CIRIA (*Construction Industry Research and Information Association*) elaborada por Bussell, Lazarus, e Ross (2003), onde são apresentadas recomendações para a elaboração de estruturas de contenção planeadas.

Destaca-se ainda o *Manuale Opere Provvisionali L'itervento Tecnico Urgente In Emergenza Sismica* do *Ministero dell'Interno*, elaborado por Grimaz, Barazza, et al. (2010), onde são apresentadas os critérios de elaboração do guia prático para estabilização de estruturas após eventos de natureza sísmica “*Vademecum.STOP*” publicado em 2010 pela mesma entidade.

Os códigos e regulamentos atuais para dimensionamento de estruturas, nomeadamente o REAE (1986) e os Eurocódigos, não abordam diretamente as estruturas temporárias de contenção de fachadas. Por outro lado a investigação existente nesta área é muito reduzida, sendo o dimensionamento destas estruturas realizados por projetistas e construtores, no âmbito de cada projeto de reabilitação de edifícios existentes

1.2. Objetivos

Com vista a uma otimização estrutural das estruturas de contenção de fachadas, e à apresentação de soluções sustentáveis e económicas, esta dissertação apresenta vários sistemas de contenção de fachadas de paredes de alvenaria ligeiros para dois cenários distintos: i) sistemas de contenção para cenários de emergência; e ii) sistemas de contenção de fachadas planeados. Serão ainda apresentados os critérios de dimensionamento destas estruturas, assim como os ensaios não destrutivos que podem ser realizados para a caracterização mecânica das fachadas de alvenaria resistente.

Este estudo é realizado com recurso a modelos numéricos de elementos finitos, utilizados inicialmente para a avaliação do comportamento estrutural do edifício alvo de estudo, sob vários estados de conservação, seguido pela análise dos deslocamentos máximos obtidos para os vários sistemas de contenção adotados.

Nesse sentido, e aliado ao reduzido número de estudos sobre este assunto, a presente dissertação tem como objetivos principais os a seguir indicados:

- (i) Enumerar os vários critérios que devem ser considerados no dimensionamento das estruturas de contenção, nomeadamente ações atuantes e estados limite de acordo com as prescrições da regulamentação e códigos de estruturas atuais;
- (ii) Modelação numérica de um edifício de alvenaria existente na zona histórica de Leiria como suporte ao dimensionamento de estruturas de contenção de fachadas, considerando diferentes situações de reabilitação (mantendo ou demolindo o seu interior) e o atual estado de conservação do edifício.

1.3. Principais contribuições

É *output* do presente trabalho a seguinte publicação:

Cardoso, P., Veludo, J., Lopes, V., “*3D structural analysis to support the design facade retention system*”, in Non-Destructive Techniques for the Assessment and Preservation of Historic Structures, edited by Gonçalves, L., Gaspar, F., Rodrigues, H., submetido.

1.4. Organização da dissertação

O presente trabalho encontra-se dividido em 6 capítulos que abordam todos os aspetos relevantes para a realização desta dissertação, sendo constituídos pela ordem e conteúdo descritos a seguir.

No **Capítulo 1** introduz-se a temática das estruturas de contenção de fachadas de alvenaria ao mesmo tempo que é feita a apresentação dos tipos de estruturas de contenção existentes na atualidade. São também apresentados os objetivos a que esta dissertação se propõe.

No **Capítulo 2** são apresentados os dois principais tipos sistemas de contenção de fachadas de alvenaria existentes, obtidos pela análise da bibliografia existente da especialidade. São ainda enumeradas as principais vantagens e condicionantes associadas a cada esquema estrutural.

No **Capítulo 3** inicialmente é abordada a modelação numérica como ferramenta de apoio à avaliação do comportamento estrutural de edifícios antigos, assim como no dimensionamento das estruturas de contenção. Por fim são descritos ensaios de caracterização dinâmica não destrutivos realizados *in-situ* essenciais para a calibração dos modelos numéricos. Na segunda são descritos os critérios de dimensionamento a considerar no projeto das estruturas de contenção, nomeadamente ações atuantes, e estados limites últimos e estados limites de serviço.

No **Capítulo 4** é abordado o caso de estudo de um edifício de alvenaria resistente localizado no Centro Histórico de Leiria. São descritos os ensaios de medição da vibração ambiental do edifício realizados *in-situ*. São ainda apresentados, as características

geométricas e mecânicas adotadas para vários materiais, as ações atuantes, os modelos numéricos dos vários sistemas de contenção de fachada adotados.

No **Capítulo 5** são apresentados e analisados os resultados obtidos, resultantes do estudo realizado no capítulo anterior. Neste capítulo são apresentadas as comparações entre os deslocamentos máximos obtidos nas paredes de fachada para as várias estruturas de contenção adotadas.

No **Capítulo 6** são apresenta as principais conclusões do estudo realizado e sugestões de trabalhos futuros.

2. Tipos de sistemas de contenção de fachadas de alvenaria

2.1. Generalidades

Com a reconhecida importância pela sua função estrutural, as fachadas dos edifícios antigos tem igualmente um papel muito importante no plano arquitetónico, uma vez que são estes elementos que dão identidade aos Centros Históricos.

Os edifícios estabelecem geralmente uma relação de cumplicidade com o meio onde estão inseridos, já que para além dos materiais que os constituem, serem os materiais predominantes da região, também as técnicas construtivas e os saberes dos construtores são característicos de cada região.

A importância que foi dada ao longo dos anos à conservação de edifício antigos, seguindo as recomendações estabelecidas pelo Comité Científico Internacional para a Análise e Restauro de Estruturas do Património Arquitetónico (ICOMOS 2002), que tornaram alguns dos Centros Históricos Nacionais considerados pela UNESCO como património mundial da Humanidade, nomeadamente, e por ordem cronológica: i) o Centro Histórico de Angra do Heroísmo (UNESCO 1983); ii) o Centro Histórico de Évora (UNESCO 1986); iii) o Centro Histórico de Porto (UNESCO 1996); e iv) o Centro Histórico de Guimarães (UNESCO 2001).

Nesse sentido, antes de qualquer intervenção de carácter conservativo ou construtivo, é necessário avaliar, multidisciplinarmente, os vários princípios que o ICOMOS (2002) preconiza, de forma a não estropiar e/ou corromper a identidade do edifício ou monumento alvo de intervenção.

É com o compromisso da salvaguarda da identidade histórica do edificado antigo e o melhoramento das condições de habitabilidade das construções existentes, que os sistemas de contenção de fachadas têm um papel fundamental em intervenções de renovação e/ou de reabilitação dos edifícios existentes.

Por definição, um sistema de contenção de fachada de alvenaria é um sistema estrutural que deve ser capaz de garantir a estabilidade e integridade das fachadas enquanto trabalhos de consolidação ou renovação são levados a cabo.

Relativamente à sua classificação, os sistemas de contenção de fachada podem classificar-se em dois grandes grupos: i) os sistemas de contenção pesados; e ii) os sistemas de contenção ligeiros (Espasandin e Casas 2009).

Denominam-se sistemas de contenção pesados, aqueles em que o peso do seu material intervém de forma ativa no sistema de equilíbrio de forças, ou seja, sistemas de contenção que são geralmente resultado de demolições planeadas. Por seu lado, nos sistemas de contenção ligeiros o peso próprio dos materiais envolvidos responsáveis pelo apoio perde alguma preponderância, estando o equilíbrio de forças assegurado pelas propriedades resistentes dos seus elementos integrantes (Espasandin e Casas 2009). A Figura 2 ilustra como as características do material influenciam o sistema de equilíbrio de forças.

Da análise das equações presentes na Figura 2 conclui-se que as forças associadas ao peso próprio do elemento de fachada e do sistema de apoio pesado vão ser iguais às reações de apoio verticais e horizontal. Conclui-se ainda que para estas forças, os momentos resultantes estabilizadores e de derrube somados devem ser nulos.

Ainda na Figura 2 são apresentadas fotografias de casos reais conseguidas pelo autor na cidade Chilena de Valparaíso, cidade essa caracterizada pelo seu elevado risco sísmico (NCh-433.of96 2009). Estas permitem uma melhor compreensão entre as duas classificações, sendo que neste caso, podem considerar-se sistemas de contenção pesados, as paredes transversais à fachada, resultado de uma demolição planeada, e como sistema de contenção ligeiro a estrutura metálica do tipo escora, que transfere as cargas provenientes de perfis metálicos horizontais localizados ao nível dos pisos, até maciços de betão localizados no interior da fachada. Os elementos horizontais referidos têm como objetivo criar uma restrição horizontal que foi perdida com a remoção da estrutura de pavimento evitando que se criem longos panos de alvenaria sem apoio.

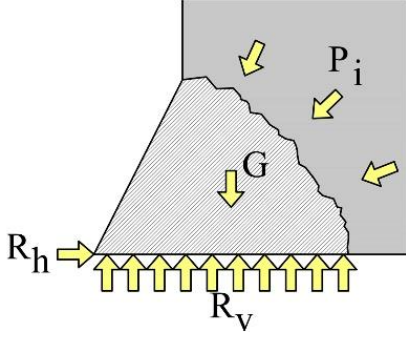

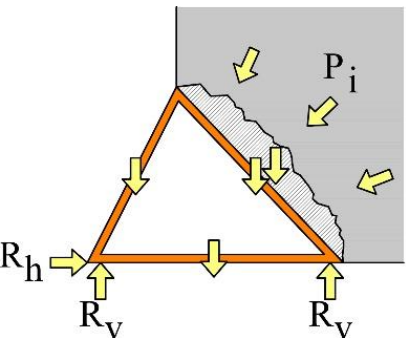

	Esquema de forças	Caso real
Pesado	 $\sum P_i + G = R_h + \sum R_v$ $M_p + M_g + M_r = 0$	
Ligeiro	 $\sum P_i + \sum g_i = R_h + R_v$ $M_p + M_g + M_r = 0$	

Figura 2 - Sistema de equilíbrio de forças, adaptado de Espasandin e Casas (2009).

Na presente dissertação apenas são considerados os sistemas de contenção de fachadas ligeiros, aplicados a sistemas de contenção de fachadas em cenários de emergência e sistemas de contenção de fachadas para demolição do interior do edifício.

Nos subcapítulos seguintes são caracterizados os dois tipos de sistemas de contenção mencionados, assim como os aspectos a ter em consideração na avaliação do estado de conservação das fachadas de alvenaria resistente, nomeadamente os mecanismos de colapso geralmente observados nestes elementos estruturais.

2.2. Vulnerabilidade das fachadas de alvenaria

As patologias encontradas nas fachadas de alvenaria podem ter várias origens, estando as mais importantes relacionadas com o mau funcionamento das estruturas de madeira dos pisos e das coberturas (Guedes, Costa, e Paupério 2005). Não obstante, algumas patologias estão ainda associadas a uma vasto número de fatores, nomeadamente, solos de fundação, humidades, intervenções menos conseguidas, desastres naturais, entre outros (Alcudia 2005, Córias 2007, 2008, Appleton 2011, Binda, Cardani, e Saisi 2005).

Nos centros históricos, a evolução da malha urbana, pelo crescimento do edificado em banda ao longo dos anos, tem as suas consequências, quer em termos estruturais, quer ao nível do comportamento sísmico. Os edifícios em banda apresentam geralmente problemas de ligação das paredes de fachada a paredes ortogonais já existentes, assim como a paredes de construções contíguas. Neste contexto era comum o uso de paredes existentes de edifícios contíguas para o suporte de pavimentos e coberturas de edifícios construídos posteriormente. Desta forma, a eficiência das ligações entre pavimentos, e paredes e especialmente das paredes de fachada às paredes ortogonais, apresentam-se vulneráveis à ação sísmica podendo sofrer colapso parcial ou total de forma inesperada (Vicente 2008).

Nesse sentido, antes de qualquer intervenção deve ser realizada uma avaliação do estado de conservação das fachadas, nomeadamente ao nível da sua vulnerabilidade sísmica com o objetivo de caracterizar mecanismos de colapso. A Figura 3 ilustra os principais mecanismos de colapso das fachadas de alvenaria resistente quando sujeitas a ações sísmicas (D'Ayala e Speranza 2002, Binda e Saisi 2005).

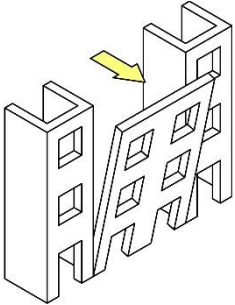
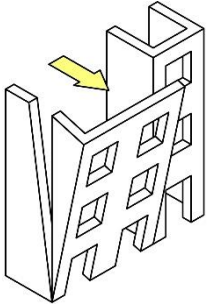
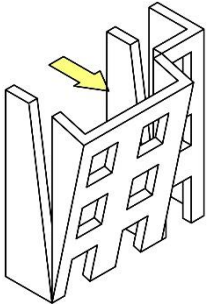
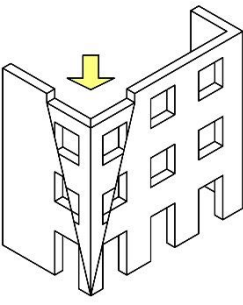
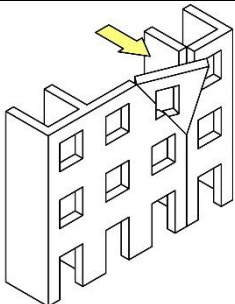
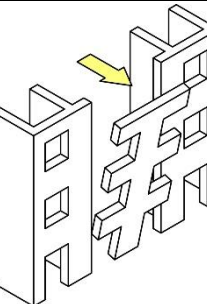
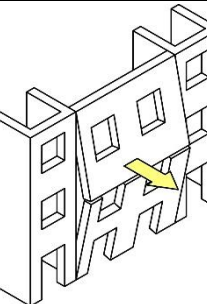
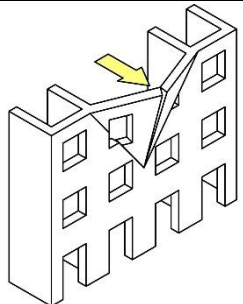
			
Rotação vertical	Rotação pela rotura de uma empena	Rotação pela rotura de duas empenas	Rotura de canto
			
Rotação parcial	Rotação de faixa vertical	Arco vertical	Arco horizontal

Figura 3 - Mecanismos de colapso, adaptado de D'Ayala e Speranza (2002)

A partir da análise dos mecanismos de colapso é possível observar que a localização do edifício na malha urbana e as ligações entre os elementos estruturais (fachada, paredes interiores e estruturas de pavimento), têm uma influência significativa no comportamento das fachadas durante a ocorrência de um sismo. A identificação destes mecanismos é fundamental na modelação estrutural e na conceção das estruturas de contenção de fachadas, pois permite a otimização dos esquemas estruturais das estruturas de contenção.

2.3. Sistemas de contenção de emergência

Em cenários de emergência, nomeadamente após a ocorrência de um evento de natureza sísmica, derrocada ou explosão, os sistemas de contenção têm como principal objetivo sustentar as fachadas que se encontrem debilitadas e/ou passíveis de colapsar sobre os arruamentos contíguos. A estrutura de contenção a elevar, tem que contemplar um sistema de apoio que controle ou anule os deslocamentos fora-do-plano, enquanto operações de socorro são levadas a cabo, possibilitando a passagem de pessoas e

autoridades locais de socorro (Grimaz, Barazza, et al. 2010, Espasandin e Casas 2009, U.S.Army 2009, 2012, FEMA 1998, 2000).

Visto que se tratam de estruturas que devem ser rapidamente executadas, sistemas estruturais simples devem ser considerados. Nesse sentido, e considerando sistemas de equilíbrio de forças e princípios de apoio simplificados, são apresentados na Figura 4 três esquemas representativos da distribuição das forças destes sistemas a utilizar em cenários de emergência. Estes sistemas têm em conta as principais características intrínsecas dos edifícios antigos, assim como as condicionantes associadas ao enquadramento do edifício na malha urbana (Grimaz, Barazza, et al. 2010).

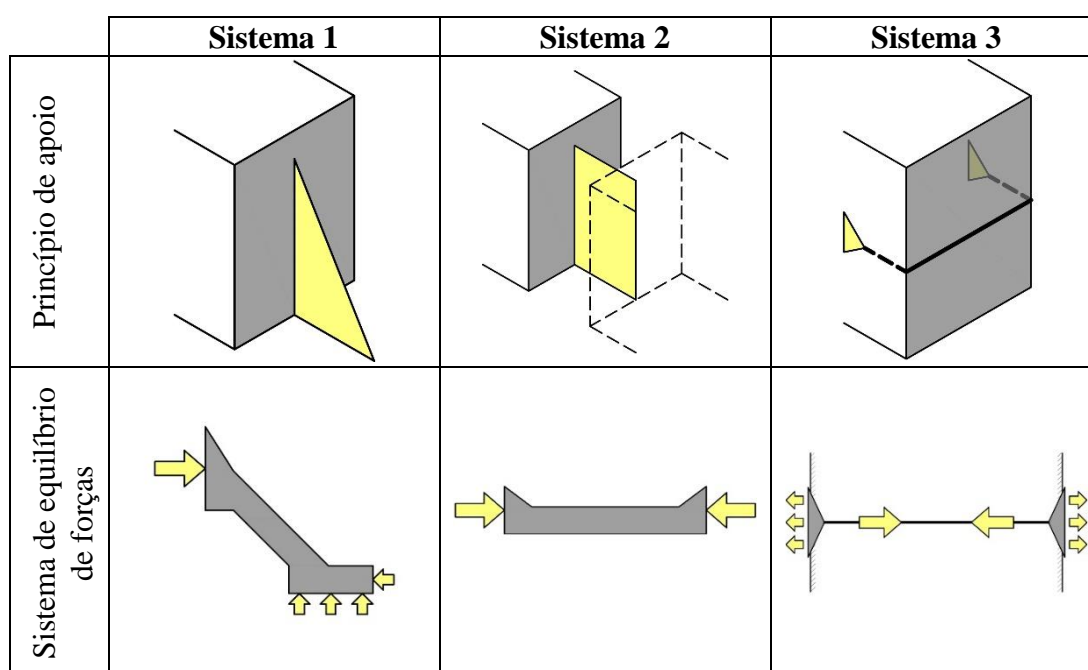


Figura 4 - Representação esquemática do sistema de forças, adaptado de Grimaz, Barazza, et al. (2010)

O Sistema 1 de contenção tem como principal objetivo a transmissão das forças resultantes do movimento da fachada para fora do seu plano, através de elementos estruturais que estarão maioritariamente à compressão. Este sistema tem a vantagem de permitir a execução de ligações entalhadas, o que se traduz em redução de custos associados às ligações entre elementos estruturais.

O Sistema 2 de contenção é utilizado em arruamentos com largura reduzida e assenta no mesmo princípio de apoio do caso anterior mas com transferência de cargas para os edifícios contíguos. A utilização dos edifícios vizinhos como apoio à estrutura de contenção está condicionada as seguintes aspetos: i) à disponibilidade dos proprietários

destes edifícios em permitir que a estrutura assuma tal configuração; e ii) à capacidade resistente destes edifícios, que em muitos casos podem apresentar níveis de degradação elevados.

Relativamente ao Sistema 3, é considerado uma solução estrutural mista composta por elementos lineares e cabos. Este esquema estrutural tem como principal vantagem a não utilização dos arruamentos e de construções vizinhas.

Com vista a uma melhor perceção das vantagens associadas a cada sistema de contenção, serão apresentados os esquemas estruturais que é possível desenvolver para cada um dos tipos de contenção referidos.

Sistema de contenção do tipo 1

O Sistema de contenção do tipo 1 ilustrado na Figura 5 aplica-se a edifícios isolados ou edifícios localizados perto de largos ou praças. A solução estrutural deverá contemplar um esquema de contenção do tipo escora que tenha em conta as condicionantes do arruamento confinante, que pode apresentar um perfil transversal regular (Figura 5 a) ou irregular (Figura 5 b). No caso de a cota do perfil transversal do arruamento ser coincidente com a cota da base da fachada, pode ser considerada a execução de uma base de apoio em que o elemento vertical é ligado a um elemento horizontal segundo o mesmo alinhamento (Figura 5 a.1) e 5 a.2). Na eventualidade do arruamento exibir um perfil transversal que não permita a colocação de uma base de apoio, pela presença de escadas ou entulhos decorrentes de colapsos, pode ser considerada uma solução do tipo escora, cuja base de apoio passa a apoiar-se num único ponto, conforme ilustrado nas Figura 5 b.1) e 5 b.2) (Grimaz, Barazza, et al. 2010, Grimaz, Cavriani, et al. 2010).

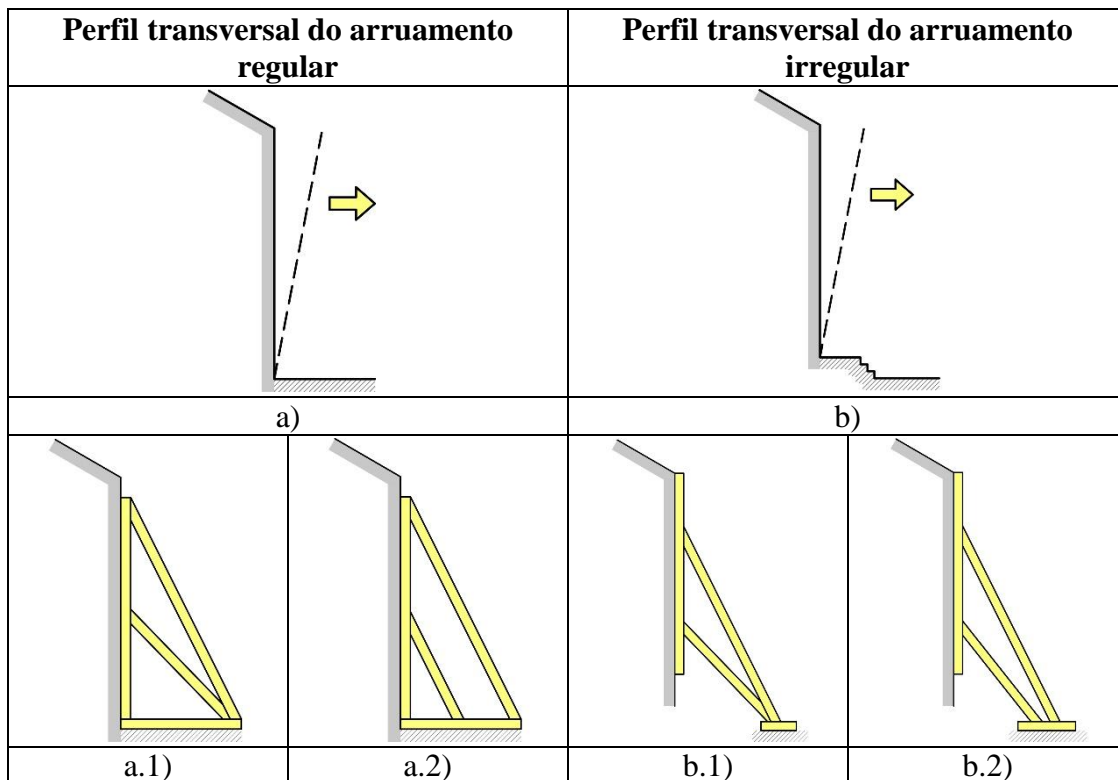


Figura 5 - Sistemas de contenção do tipo 1, adaptado de Grimaz, Barazza, et al. (2010): a.1) contenção com base de apoio horizontal e única; a.2) contenção com base de apoio horizontal e duplo; b.1) contenção sem base de apoio e único; b.2) contenção sem base de apoio e duplo

Sistema de contenção do tipo 2

O Sistema de contenção do tipo 2 ilustrado na Figura 6 é utilizado quando a largura dos arruamentos impossibilita a utilização estruturas de contenção do tipo escora. Este sistema tem como princípio a utilização dos edifícios, ou estruturas estáveis, do lado oposto do arruamento como apoio às estruturas de contenção. A necessidade de intervenção de autoridades de proteção civil deve ser considerada na escolha da solução estrutural a executar. Neste contexto é necessário que estas estruturas não criem um obstáculo à passagem de viaturas e/ou equipamentos de auxílio, permitindo que estas operações decorram com segurança. Na escolha do sistema estrutural a utilizar deve ainda ser tida em conta a altura da fachada a conter e da fachada que vai servir de apoio à estrutura de contenção.

Fachada a conter com altura superior a fachada oposta		Fachada a conter com altura inferior a fachada oposta	
a)		b)	
a.1)	a.2)	b.1)	b.2)

Figura 6 - Sistemas de contenção do tipo 2, adaptado de Grimaz, Barazza, et al. (2010): a.1) fachada a conter com altura superior em arruamentos estreitos; a.2) fachada a conter com altura superior em arruamentos largos; b.1) fachada a conter com altura inferior em arruamentos estreitos; b.2) fachada a conter com altura inferior em arruamentos largos.

Sistema de contenção do tipo 3

O sistema de contenção do tipo 3 ilustrado Figura 7 na prevê a utilização de cabos de aço por forma a cintar as fachadas de alvenaria, prevenindo que estas não colapsem sobre os arruamentos. Estas estruturas podem ser executadas através de uma cintagem simples, apenas com cabos de aço, ou com uma solução mista de cabos de aço e barrotes de madeira ou perfis de aço. Nos edifícios isolados a cintagem pode ser executada em todo perímetro do edifício conforme ilustra a Figura 7 a) e d). Em edifícios em gaveto ou em banda, onde a cintagem integral não seja possível, os cabos de aço podem ser ancorados nas paredes transversais, desde que esteja garantido que estas ancoragens não estejam localizadas em zonas de potencial rotura (Figura 7 c) e f). Podem ainda ser utilizadas as aberturas de vãos existentes como forma de atravessamento dos cabos de aço pelo interior do edifício (Figura 7 b). Existe ainda a possibilidade de atravessamento difundido, através da parede de fachada, de cabos de aço que ligam os elementos horizontais opostos, prevenindo elevados

esforços de flexão nos elementos horizontais (Figura 7 e) (Grimaz, Barazza, et al. 2010, Grimaz, Cavriani, et al. 2010).

Nas zonas de curva do cabo de aço deve ser ainda preconizada uma solução construtiva que suprima arestas salientes que podem comprometer a eficiência do sistema estrutural.

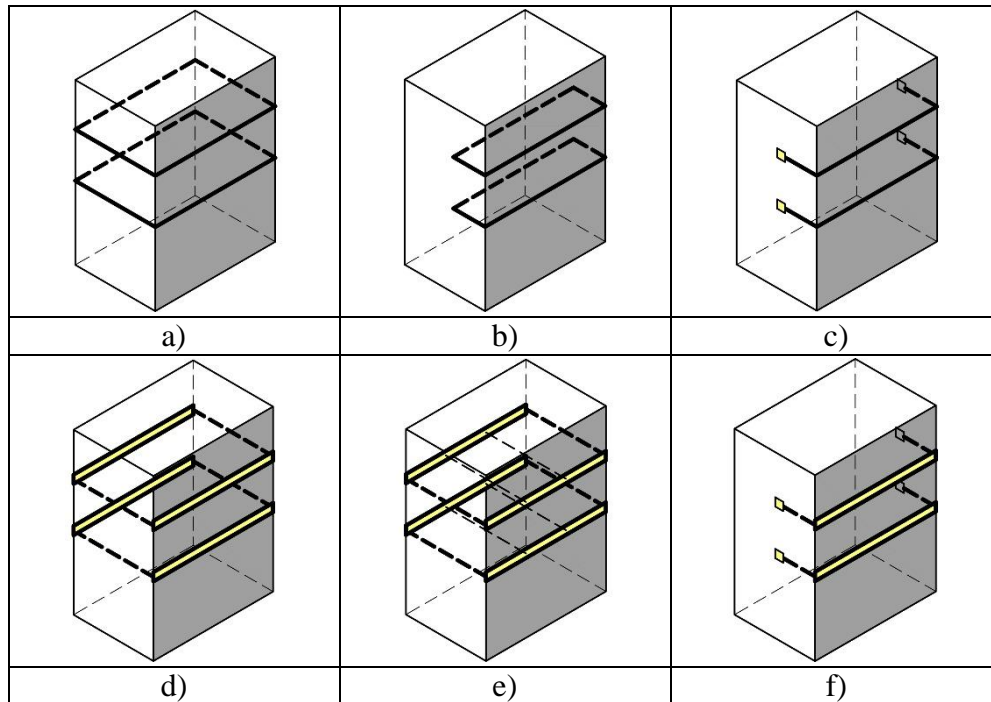


Figura 7 - Sistemas de contenção do tipo 3, adaptado de Grimaz, Barazza, et al. (2010): a) cintagem simples periférica; b) cintagem simples com atravessamento nas aberturas existentes; c) cintagem simples com ancoragem; d) cintagem mista periférica; e) cintagem mista com atravessamento difundido da fachada; f) cintagem mista com ancoragem.

2.4. Sistemas de contenção de fachadas planeados

Os sistemas de contenção de fachadas planeados são utilizados quando se verifica a demolição do interior do edifício e têm como objetivo garantir o apoio necessário às fachadas de alvenaria existentes no período entre o início dos trabalhos de demolição e a conclusão da nova estrutura interior, em todas as fases construtivas. Para assegurar que os critérios de segurança e estabilidade são cumpridos, a estrutura de contenção deve ser executada antes de qualquer trabalho de demolição. A estrutura de contenção deve manter-se em serviço, parcial ou integralmente, até que sejam executadas as ligações finais à nova

estrutura. Nesse sentido, a estrutura de contenção deve ser: i) resistente; ii) estável; e iii) rígida. Estas estruturas devem ser concebidas como estruturas predominantemente sujeitas a ações horizontais (Bussell, Lazarus, e Ross 2003, Gorse e Highfield 2009, Mahony 1996, Emmitt e Gorse 2014).

2.4.1. Localização da estrutura de contenção

Em relação à fachada a conter, a estrutura de contenção pode ter uma localização: i) externa; ii) interna; ou iii) mista, parte da estrutura localizada no interior e parte localizada no exterior (Bussell, Lazarus, e Ross 2003, Mahony 1996). Estas soluções são apresentadas na Figura 8.

Quando possíveis as estruturas de contenção externas são uma solução vantajosa relativamente às estruturas internas ou mistas, uma vez que não interferem com os trabalhos de demolição e reconstrução. Contudo, em aglomerados urbanos, devido à ocupação habitacional e os limites de propriedade existentes, podem tornar esta solução pouco viável. Imposições das entidades reguladoras, o conflito com vias de comunicação e presença de infraestruturas, levam ainda que tenham de ser adotadas outras soluções (Bussell, Lazarus, e Ross 2003, Cruz 2008, Sousa 2012).

As estruturas de contenção externas (ver Figura 8 a) têm como principais vantagens o facto de permitirem que os trabalhos de construção da nova estrutura interior decorram sem qualquer constrangimento, disponibilizando ainda espaço para a alocação de eventuais áreas de arrumo ou escritórios no interior do esquema estrutural. Esta solução tem ainda a vantagem de permitir acesso direto à face exterior da fachada para a execução de trabalhos de inspeção, limpeza e reparação. A utilização desta técnica está contudo condicionado aos seguintes fatores: i) ao insuficiente espaço remanescente entre a fachada e as vias de comunicação adjacentes; ii) presença de mobiliário urbano; iii) presença de infraestruturas; e iv) autorização das entidades reguladoras.

As estruturas de contenção pelo interior têm a particularidade de requererem um esquema estrutural convenientemente planeado para que a presença da estrutura não condicione o normal faseamento construtivo da nova estrutura no interior dos edifícios (Figura 8 b). Como principais vantagens deste sistema estrutural destacam-se os seguintes: i) a possibilidade da utilização dos pisos como acesso e apoio dos elementos horizontais na altura da ligação; e ii) maior segurança no trabalho. As principais desvantagens associadas

às estruturas de contenção colocadas no interior são: i) a necessidade de um dimensionamento cuidado para cargas de impacto decorrentes dos trabalhos de demolição; ii) a realização de aberturas nas estruturas de pavimento para colocação dos elementos verticais; iii) a necessidade de utilizar módulos de pequenas dimensões para um fácil manuseamento e montagem; iv) execução de fundações em espaços confinados; e v) limitação da área de trabalho.

Por último, as estruturas de contenção mistas resultam da otimização dos dois sistemas anteriores, suprimindo muitas das desvantagens que caracterizam os sistemas externos e internos, revelando-se em muitos casos como a solução mais viável (Figura 8 c). O complexo dimensionamento e a necessidade de atravessamento de elementos estruturantes pela fachada preconizam as principais desvantagens deste sistema.

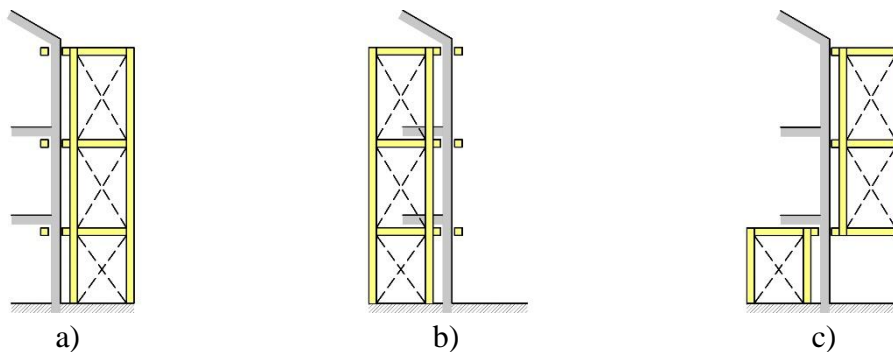


Figura 8 - Localização das estruturas de contenção: a) estrutura externa; b) estrutura interna; c) estrutura mista

2.4.2. Tipos de soluções

As estruturas de contenção podem ser caracterizadas pelos elementos verticais que providenciam o apoio às paredes de fachada. Dependendo do espaçamento entre estes elementos, é em alguns casos necessário complementar na solução estrutural com elementos horizontais secundários. Nesse contexto, os tipos de contenção de fachadas podem ser: i) do tipo escora; ii) do tipo treliça; iii) do tipo pórtico; ou iv) do tipo torre (Bussell, Lazarus, e Ross 2003, Cruz 2008).

Os sistemas de contenção do tipo escora resultam da aplicação de um conjunto de barras biarticuladas ligadas às paredes de fachada e a maciços de fundação (ver Figura 9) O sistema de contenção tipo escora, é caracterizado pela grande área de implantação que este requer, visto que são normais relações base / altura entre 1:1 e 1:2.

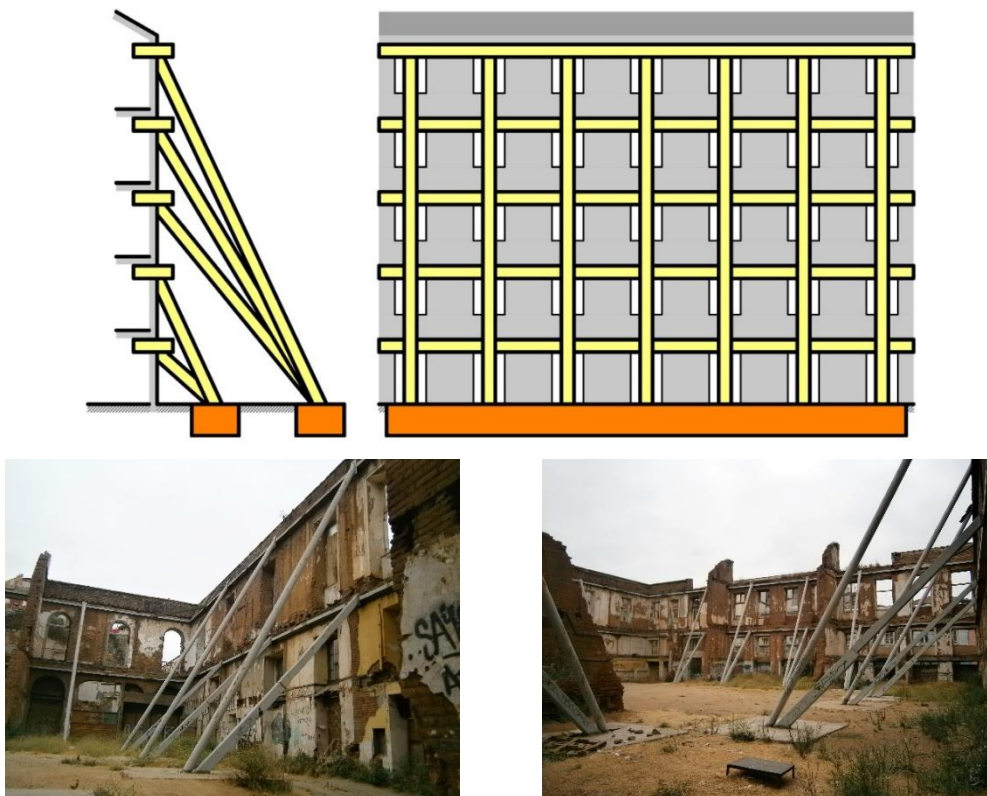


Figura 9 - Sistemas de contenção tipo escora

O sistema de contenção tipo treliça ilustrado na Figura 10 é um sistema amplamente utilizado neste tipo de intervenções, uma vez que é criado um esquema estrutural com elementos horizontais, verticais e diagonais que permitem uma equilibrada dissipação dos esforços até às fundações. Nesta solução as relações base / altura variam entre 1:5 a 1:6, consideravelmente inferiores ao caso anterior.

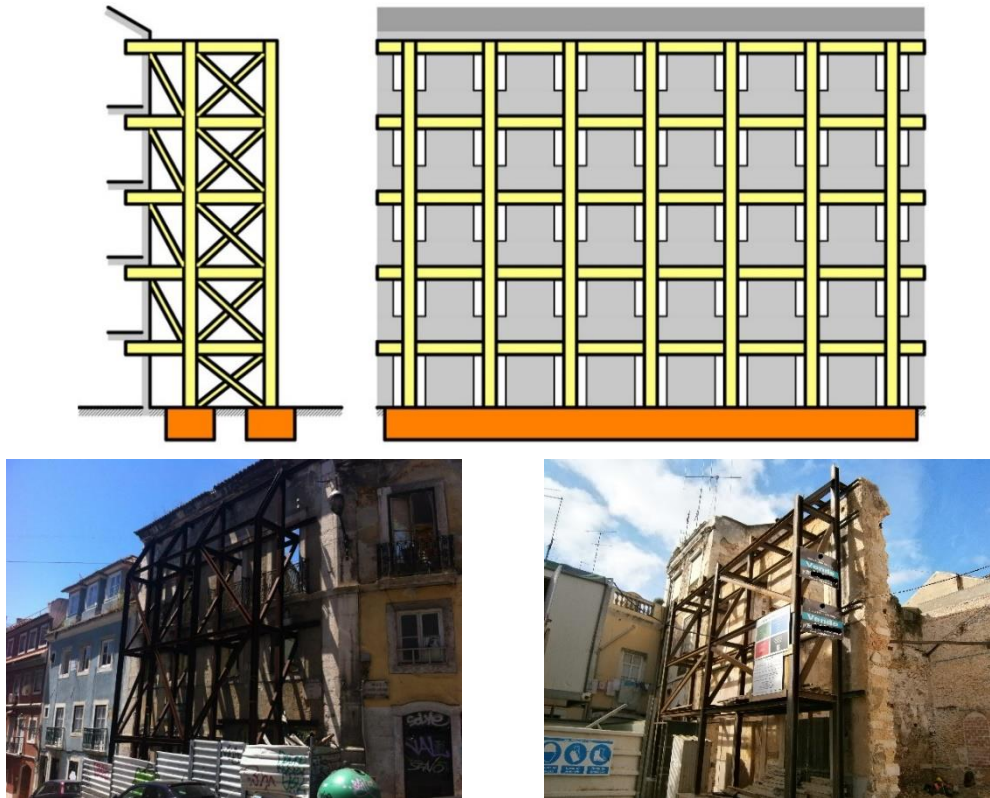


Figura 10 - Sistemas de contenção tipo treliça

Os sistemas tipo pórtico ilustrados na Figura 11 permitem eliminar os elementos de contraventamento utilizados na solução anterior, de modo a permitir a passagem de pessoas e veículos no piso térreo. Esta solução é caracterizada pela necessidade de aplicação de elementos estruturais com secções de maior inercia por forma a fazer face ao acréscimo de esforços resultantes. À semelhança dos sistemas tipo treliça, a relação base / altura situa-se entre 1:5 a 1:6.

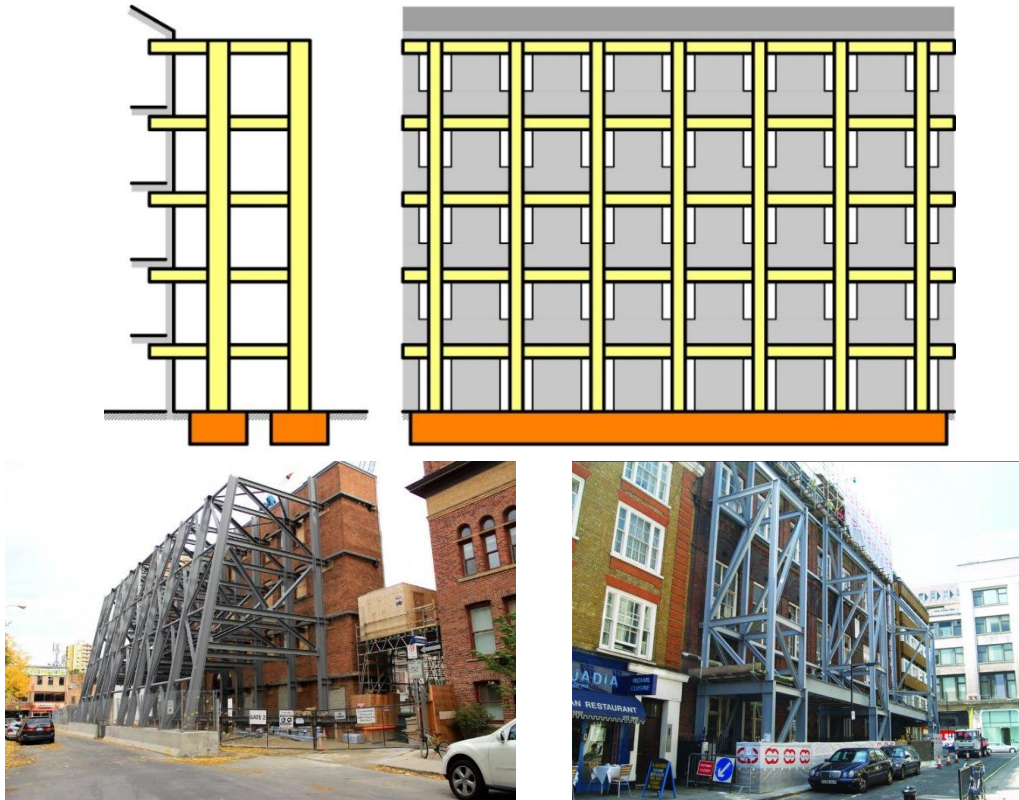


Figura 11 - Sistemas de contenção tipo pórtico (Landau 2012, Clifford-Devlin)

Por último os sistemas tipo torre ilustrados na Figura 12 têm a vantagem de reduzir os deslocamentos fora do plano no topo da fachada, uma vez que pela sua configuração se torna numa estrutura portante com grande rigidez. As cargas são transmitidas das fachadas às torres por elementos horizontais e transversais em todo o desenvolvimento da fachada. Estas estruturas assumem, geralmente configurações retangulares, com relações base / altura de 1:3 a 1:6, dependendo estes valores do afastamento entre torres.

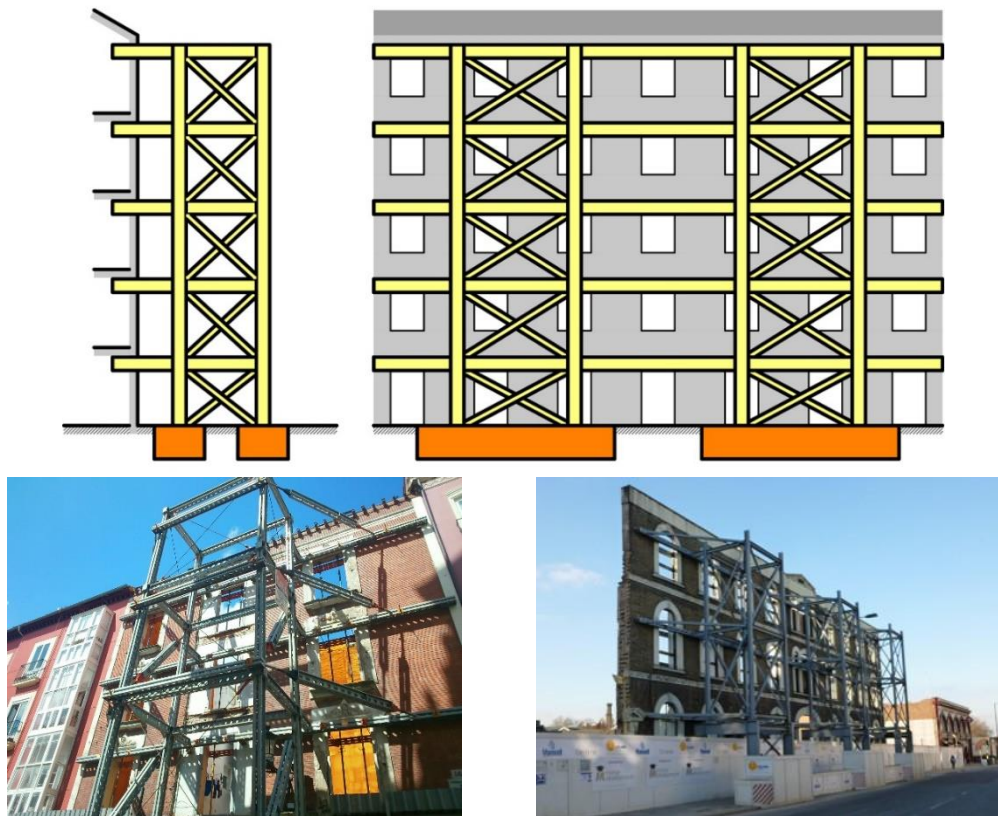


Figura 12 - Sistema de contenção do tipo torre (Sansom 2012)

3. Modelação numérica e Dimensionamento estrutural de sistemas de contenção de fachadas

Relativamente aos sistemas de contenção de fachadas de alvenaria, o dimensionamento da estrutura contenção passa pela modelação numérica do edifício a intervir incluindo a estrutura de contenção, permitindo estudar o comportamento estrutural durante o faseamento construtivo. Para tal, e de acordo com a regulamentação atualmente existente (RSA 1983) complementada com as prescrições dos Eurocódigos, devem ser definidas as ações atuantes na estrutura, e simular o comportamento estrutural através de modelos numéricos que tenham em conta o estado atual do edifício a intervir.

3.1. Caracterização geométrica e materiais

É importante referir o interesse de caracterizar os edifícios de cada centro histórico, pois a sua identidade depende muito dos materiais provenientes na região, e das técnicas construtivas usadas na altura da construção. Deve ainda ser considerada nesta caracterização a cultura sísmo-resistente vernácula Portuguesa, resultado da implementação sistemática de medidas de prevenção e/ou reação das populações locais, na sequência de ocorrências sísmicas, de média ou alta intensidade, com relativa regularidade (Rodrigues et al. 2015).

No caso do centro histórico de Leiria, e da análise do estudo de caracterização do edificado do centro histórico de Leiria elaborado por Gomes (2016), conclui-se que na sua generalidade os edifícios são maioritariamente em alvenaria resistente de pedra calcária da região, com três pisos acima da cota de soleira, sendo as paredes de espessura diferente entre cada piso, com diminuição em altura. Os pavimentos são compostos por madeira de pinho, material proveniente da região, apoiando diretamente sobre as paredes de fachada, sendo compostos por barrotes de madeira resistentes e soalho pregado. Relativamente às estruturas de cobertura, estas são maioritariamente de duas águas, constituídas por vigas de madeira revestidas com telha marselha (Gomes 2016).

Após a análise deste estudo, reforça-se a importância da caracterização geométrica e dos materiais dos edifícios antigos, uma vez que 22% dos edifícios foram construídos antes 1919, e 23% dos edifícios construídos entre 1919 e 1945, períodos em que não existia regulamentação aplicada às construções (Gomes 2016).

Nesse sentido, é indispensável no planeamento das intervenções de reabilitação, a recolha de informação geométrica da construção. As medições podem ser feitas por processos tradicionais (medições diretas), ou por taqueometria, que utiliza a radiação refletida em opacos sem necessidade de posicionar refletores no objeto. Estes dois métodos utilizam o princípio do levantamento discreto de pontos do objeto em estudo. A fotogrametria é outro método de levantamento geométrico que pode ser utilizado, e é baseado na observação do mesmo objeto de dois ou três ângulos diferentes, possibilitando a reconstituição de uma imagem espacial a partir de imagens bidimensionais. Nesta técnica, um sistema informático especialmente concebido permite, a partir de pares de fotografias convergentes posicionadas no espaço através da tomada de pontos coordenados, a reconstituição da geometria de monumentos históricos ou de fachadas trabalhadas (Cóias 2008, Binda 2005, Arêde e Costa 2002).

Por forma a calibrar os modelos numéricos, podem ser realizados vários de ensaios de diagnóstico estrutural, que visam a caracterização mecânica e dos materiais constituintes, das construções antigas.

Em intervenções onde são contidas as fachadas de edifícios antigos, o conhecimento das características mecânicas e materiais reveste-se de elevada importância, uma vez que, neste tipo de operações é essencial a avaliação do seu desempenho face às condições de funcionamento atuais e futuras (Lopes et al. 2010, Binda 2005).

O diagnóstico estrutural pode requerer o recurso a ensaios experimentais sobre a estrutura em causa ou sobre os seus materiais de modo a permitir quantificar, geralmente em termos de estimativas médias, as suas características físicas e mecânicas mais importantes para a análise do comportamento estrutural. As técnicas de ensaio em estruturas existentes são geralmente classificadas em: i) não destrutivas; ii) semi-destrutivas; e iii) destrutivas, conforme apresentado no Quadro 1 (Arêde e Costa 2002, Costa et al. 2005).

Quadro 1 - Métodos de diagnóstico estrutural

Ensaio não destrutivo	Ensaio semi-destrutivo	Ensaio destrutivo
Ensaio síncos	Carotagem	Ensaio de carga
Ensaio de radar	Macacos planos (<i>flat-jack test</i>)	
Tomografia síncica	Dilatómetro	
Ensaio dinâmicos		

Cada estrutura possui características de massa, rigidez e amortecimento que determinam qual o seu comportamento face a ações dinâmicas. A sua avaliação permite determinar as características modais das estruturas, sejam elas as frequências próprias de vibração ou as deformadas modais associadas a cada frequência. De igual forma, e com o auxílio de modelos numéricos, o seu conhecimento permite a avaliação da resposta das estruturas quando sujeitas a ações conhecidas, de carácter estático ou dinâmico (Lopes et al. 2010).

A presente dissertação focar-se-á nos ensaios de identificação dinâmica de estruturas, como meio de caracterização mecânica global de estruturas, realçando-se os ensaios de medição de vibração ambiental, tendo sido este o ensaio utilizado na caracterização dinâmica do caso de estudo.

Uma vez que atualmente existem sensores com sensibilidade suficiente para registar as respostas das estruturas quando sujeitas a excitações ambientais, é usual a realização de ensaios de identificação dinâmica sem recorrer a nenhum meio de excitação forçada. Nesse sentido, as ações do vento, do tráfego rodoviário ou ferroviário, do funcionamento de equipamentos, de ondas marítimas ou quaisquer outras fontes presentes na envolvente são responsáveis pela excitação das estruturas (Caetano 1992). Outra forma de excitar as estruturas com vista à realização dos ensaios de identificação dinâmica consiste na imposição de uma vibração, geralmente denominada de vibração forçada. Este método de excitação é particularmente interessante quando se pretendem ensaiar estruturas de elevada rigidez. Existem várias formas de efetuar a vibração forçada de uma estrutura, recorrendo a vibradores (mecânicos ou elétricos) fixos à estrutura, utilizando martelos de impulsos, ou ainda com recurso a explosões controladas (Lopes et al. 2010).

O uso da vibração ambiental apresenta vantagens que se sobrepõem ao uso da vibração forçada, o que faz com que seja usada com mais frequência em ensaios de identificação dinâmica. Desde logo, realçam-se as vantagens de ordem económica associadas ao uso da vibração ambiental. De facto, qualquer que seja o meio de vibração forçada utilizado, o seu custo é inevitavelmente superior. A facilidade de execução de ensaios de identificação

dinâmica com recurso à vibração ambiental constitui, também, uma enorme vantagem face ao uso de excitadores. Em muitos casos, a logística envolvida na montagem e operação dos excitadores torna estes ensaios inviáveis, pelo que a sua utilização é, atualmente, diminuta. Outra das vantagens do uso da vibração ambiental reside no facto de, ao contrário da vibração forçada, não ser necessário conhecer as características da excitação (Lopes et al. 2010).

Relativamente aos ensaios de caracterização mecânica realizados no centro histórico de Leiria destacam-se os ensaios levados a cabo por Rodrigues (2015). Foram realizados ensaios ligeiramente destrutivos em quatro edifícios do centro histórico de Leiria com recurso a macacos planos e ensaios destrutivos de carga no Laboratório de Estruturas de Betão Armado da Escola Superior de Tecnologia e Gestão de Leiria, sobre dois muretes reconstituídos com materiais recolhidos na demolição de um edifício do centro histórico de Leiria. Os resultados obtidos serviram de apoio à modelação numérica do caso de estudo apresentado no **Capítulo 4**.

3.2. Definição das ações

No presente subcapítulo serão apresentadas as ações a que as estruturas de contenção estão sujeitas durante o período de tempo em que estas desempenham a função para as quais são concebidas, e que devem ser consideradas na altura do seu dimensionamento. De acordo com a regulamentação vigente, complementada com as disposições presentes na Norma Europeia, as ações podem ser classificadas em: (i) ações permanentes; (ii) ações variáveis; e (iii) ações acidentais (RSA 1983, EN-1990 2002, EN-1991-1-1 2002). Por serem ações que assumem variações consoante o tempo de vida da estrutura, as ações variáveis e acidentais devem ser consideradas para períodos de retorno consentâneos com o tempo de vida útil das estruturas, que no caso das estruturas de contenção de fachadas corresponde ao período entre o início e conclusão dos trabalhos de demolição e reconstrução da nova estrutura. A adoção de períodos de retorno mais curtos na fase do dimensionamento das estruturas de contenção traduz-se numa otimização de recursos, permitindo a execução de estruturas economicamente mais vantajosas.

3.2.1. Ações permanentes

Para as ações permanentes deve ser considerado o peso próprio dos elementos estruturais e não estruturais e as restantes cargas permanentes. Estas cargas devem ser obtidas com base num levantamento geométrico da construção e dos seus elementos constituintes, apoiando-se na consulta de informação existente, projeto inicial de arquitetura e/ou projetos de alteração que tenham ocorrido ao longo do tempo.

Relativamente aos elementos estruturais, devem ser considerados: i) o peso próprio das paredes de alvenaria; ii) o peso próprio dos pavimentos; iii) o peso próprio das coberturas; e iv) o peso próprio dos elementos da estrutura de contenção.

Na determinação do peso próprio das paredes de alvenaria, deve ser considerada a diminuição de espessura das paredes em altura, que pode variar de piso para piso, já que esta era prática frequente na construção de edifícios antigos. Devem ainda ser considerados os pesos próprios dos elementos de cantaria vulgarmente encontrados nas construções antigas assim com dos elementos constituintes dos panos de peito presentes nos acessos aos vão de janela, geralmente em tijolo cerâmico maciço ou blocos maciços de pedra (Vicente 2008, Espasandin e Casas 2009, Leitão 1896).

Relativamente ao peso próprio dos pavimentos e cobertura, estes resultam da caracterização *in-situ* dos materiais e das dimensões dos elementos que constituem as respetivas estruturas, assim como dos revestimentos que as complementam. Podem ainda incluir-se, como fazendo parte do peso próprio dos pavimentos, as paredes divisórias dos edifícios, sob a forma de uma carga uniformemente distribuída em todo o pavimento (RSA 1983, Vicente 2008).

No Quadro 2 são apresentados os pesos volúmicos e as cargas a considerar na quantificação de ações para um edifício antigo tipo do centro histórico de Leiria. Os valores apresentados resultam da análise dos resultados obtidos por Rodrigues (2015), complementados com os valores patenteados por Farinha e Reis (1993), e que servem de anexo ao regulamento em vigor (RSA 1983).

Quadro 2 - Pesos próprios de materiais

Paredes de alvenaria	
Pedra calcária	
Peso volúmico	22,00 kN/m ³
	Fonte: Rodrigues (2015)
Tijolo cerâmico maciço pesado	
Peso volúmico	18,00 kN/m ³
	Fonte: Farinha e Reis (1993)
Elementos de cantaria	
Peso volúmico	27,00 kN/m ³
	Fonte: Farinha e Reis (1993)
Pavimentos	
Elementos de madeira	
Peso volúmico	6,00 kN/m ³
	Fonte: Farinha e Reis (1993)
Solho de pinho com 22mm sobre vigas de madeira afastadas 0,35m a 0,40m eixo a eixo	
Carga	0,50 kN/m ²
	Fonte: Farinha e Reis (1993)
Ladrilho cerâmico incluindo argamassa de assentamento	
Carga	0,70 kN/m ²
	Fonte: Farinha e Reis (1993)
Forro de tetos com esteira de madeira	
Carga	0,22 kN/m ²
	Fonte: Farinha e Reis (1993)
Coberturas	
Elementos de madeira	
Peso volúmico	6,00 kN/m ³
	Fonte: Farinha e Reis (1993)
Telha marselha incluindo ripas e varas	
Carga	0,65 kN/m ²
	Fonte: Farinha e Reis (1993)
Paredes divisórias	
Tabique de madeira fasquiada	
Peso volúmico	1,35 kN/m ³
	Fonte: Farinha e Reis (1993)

Como ações permanentes não estruturais, devem ser quantificadas as restantes cargas permanentes que solicitam estrutura, tais como os pesos dos equipamentos fixos, os impulsos de terras, pressões hidrostáticas e assentamentos de apoio (RSA 1983). A quantificação destas cargas deve ser feita para cada caso individualmente, já que podem variar de caso para caso.

Nas estruturas de contenção, para além do peso próprio dos seus elementos constituintes, podem ser consideradas como ações permanentes o peso próprio dos equipamentos

alocados no interior das estruturas de contenção, nomeadamente contentores de estaleiro para escritórios ou arrumos, plataformas de passagem dos trabalhadores e equipas de inspeção, etc. (Bussell, Lazarus, e Ross 2003, Gorse e Highfield 2009, Emmitt e Gorse 2014, Doran 2004).

3.2.2. Ações variáveis

Consideram-se como ações variáveis as sobrecargas e as ações do vento, dos sismos, das variações de temperatura, da neve, as pressões hidrostáticas e hidrodinâmicas (RSA 1983).

Sobrecargas de utilização

A quantificação das sobrecargas de utilização está diretamente relacionada com a utilização do edifício, devendo ser consideradas as sobrecargas em guardas e parapeitos, pavimentos, coberturas, pavimentos, varandas e acessos (RSA 1983). Para um edifício antigo do centro histórico de Leiria, cuja afetação seja habitacional, podem considerar-se as ações presentes no Quadro 3.

Quadro 3 - Sobrecargas de utilização

Guardas e parapeitos	
Parapeitos em locais privados	Carga 0,50 kN/m
	Fonte: Art.º39 RSA (1983)
Pavimentos	
Compartimentos de carácter privado	Carga 2,00 kN/m ²
	Fonte: Art.º35.1.1a) RSA (1983)
Coberturas	
Coberturas ordinárias (não acessíveis)	Carga 0,30 kN/m ²
	Fonte: Art.º34.2a) RSA (1983)
Varandas	
No mínimo 1m de largura adjacente ao parapeito	Carga 5,00 kN/m ²
	Fonte: Art.36.1 RSA (1983)
Acessos	
Escadas em locais privados	Carga 3,00 kN/m ²
	Fonte: Art.º37.1 RSA (1983)

Ação do Vento

A ação do vento pode ser caracterizada tendo em conta as prescrições do Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas de Edifícios e Pontes (RSA 1983) e do Eurocódigo 1- Ações em estruturas. Parte 1-4: Ações gerais. Ações do vento e do correspondente anexo nacional (EN-1991-1-4 2005). Para a quantificação desta ação deve ser tida em conta a localização da estrutura, a rugosidade do solo, a orografia do terreno e a altura do edifício. Para um edifício localizado no aglomerado urbano de Leiria, podem considerar-se as disposições descritas no Quadro 4.

Quadro 4 - Zonamento do território e Rugosidade aerodinâmica do solo

Zonamento do território	
Leiria	
Generalidade do território exceto os arquipélagos dos Açores e da Madeira e as regiões do continente situadas numa faixa costeira com 5 km de largura ou altitudes superiores a 600m	Zona A
Fonte: Art.º20 RSA (1983)	
Rugosidade aerodinâmica do solo	
Aglomerado urbano de Leiria	
Rugosidade a atribuir aos locais situados no interior de zonas urbanas em que predominem edifícios de médio e grande porte	Rugosidade do tipo I
Fonte: Art.º21 RSA (1983)	

A ação do vento atua diretamente na superfície exterior da fachada sob a forma de pressões, podendo esta refletir-se de igual forma no interior, visto que a construção vai passar a estar aberta. Como resultado destas pressões, surgem forças perpendiculares à superfície da fachada, pressões essas que deve ser tidas em conta no processo de dimensionamento.

A quantificação das ações do vento é efetuada a partir de valores de referência da velocidade do vento ou da pressão dinâmica. Estes são valores característicos com uma probabilidade de excedência de 2%, correspondendo a um período médio de retorno de 50 anos (EN-1990 2002, EN-1991-1-4 2005). Visto estarem a ser estudadas estruturas temporárias de contenção, a ação do vento pode ser reduzida caso a estrutura de contenção seja utilizada durante um curto período de tempo. Neste caso, se essa duração estiver compreendida entre 3 meses e 1 ano, o período de retorno que deve ser considerado será de

10 anos, o que corresponde a uma probabilidade de excedência de 10% (EN-1991-1-6 2005). As forças atuantes nas fachadas de alvenaria podem ser introduzidas na modelação ao nível das vigas horizontais de travamento lateral, por metro linear, sendo determinadas através da multiplicação da pressão obtida pela altura de influência ou pela aplicação de uma carga uniformemente distribuída perpendicular ao plano da fachada (EN-1991-1-4 2005, Sousa 2012).

Ação Sísmica

Relativamente à ação sísmica, e em zonas onde a atividade sísmica se verifica, as estruturas devem ser dimensionadas de forma a evitar a perda de vidas humanas e custos associados a danos estruturais. Nesse sentido, as estruturas são projetadas com base nos requisitos de não ocorrência de colapso e de limitação de danos, com um adequado grau de fiabilidade (EN-1998-1 2004). O requisito de não ocorrência de colapso tem como objetivo salvaguardar as vidas humanas face a um evento sísmico raro. É exigida a não ocorrência de colapso global ou local, assim como uma garantia de resistência residual após o sismo. O requisito de limitação de danos pretende limitar as perdas económicas inerentes a um sismo corrente. Assim sendo, a ação sísmica deve ser considerada para ambos os requisitos, aos quais estão associados períodos de retorno distintos. No que diz respeito ao requisito de não colapso, a EN-1998-1 (2004) recomenda um período de retorno de 475 anos, correspondente a uma probabilidade de excedência de 10% em 50 anos. Para o requisito associado à limitação de danos, o período de retorno recomendado é de 95 anos, correspondente a uma probabilidade de excedência de 10% em 10 anos. O grau de fiabilidade pretendido em ambos os requisitos é estabelecido pelas autoridades nacionais, em função das consequências decorrentes do seu colapso. Nesse sentido, as estruturas são classificadas em diferentes classes de importância, às quais corresponde um determinado valor do coeficiente de importância, γ_I . O dimensionamento da estrutura é expresso em função deste coeficiente e da ação sísmica de referência. Assim, o território nacional é dividido pelas autoridades nacionais em diferentes zonas sísmicas consoante a sismicidade do local. A mesma, é na generalidade descrita pelo valor máximo da aceleração de referência na base, a_g , sendo (EN-1998-1 2004):

$$a_g = \gamma_I \cdot a_{gR} \quad (1)$$

Contudo, este valor deverá ser determinado para um período de retorno mais baixo ou elevado que o de referência, em função da importância da estrutura em causa. No caso das estruturas de contenção, é pertinente dimensioná-las para um período de retorno mais reduzido visto que a probabilidade de ocorrência de um sismo de elevada magnitude é reduzida. As disposições da Norma Europeia patenteiam um período de vida útil de 10 anos para estruturas provisórias, não devendo no entanto, ser inseridas nesta categoria estruturas que podem ser desmontadas e reutilizadas. Nesse sentido, o período de retorno médio (T_R) pode ser adaptado através de:

$$T_R = -\frac{T_L}{\ln(1 - P_R)} \quad (2)$$

Onde:

T_L – Período de vida útil da estrutura;

P_R – Valor da probabilidade de excedência (10 anos).

Posteriormente, o valor do coeficiente de comportamento a multiplicar pela ação sísmica de referência, de modo a que se obtenha uma probabilidade de excedência em T_R anos igual à do período de retorno de referência para o requisito de não ocorrência de colapso, é conseguida através seguinte expressão (EN-1998-1 2004):

$$\gamma_I \sim \left(\frac{T_{LR}}{T_R}\right)^{-\frac{1}{k}} \quad (3)$$

Onde:

T_{LR} – Período de retorno de referência para o requisito de não ocorrência de colapso (475 anos).

O valor do coeficiente k está relacionado com a sismicidade de cada zona, sendo geralmente de ordem 3. Segundo a EN-1998-1 (2004), de acordo com os estudos de perigosidade sísmica realizados em Portugal, os valores a adotar para este coeficiente são de 1,5 e 2,5 respetivamente para as ações sísmicas do tipo I e do tipo II em Portugal continental e 3,6 para o arquipélago dos Açores.

Para períodos de retorno inferiores ao de referência, o valor do coeficiente de importância obtido será inferior à unidade, reduzindo consequentemente a aceleração de projeto.

Quando aplicadas as expressões anteriores para uma estrutura provisória com uma vida útil de 10 anos obtêm-se os seguintes valores:

$$T_R = -\frac{10}{\ln(1 - 0,1)} \quad \gamma_I \sim \left(\frac{475}{95}\right)^{-\frac{1}{3}} \approx 0,58$$

Relativamente às ações associadas a variações de temperatura, a neve, e a pressões hidrostáticas e hidrodinâmicas, estas devem ser quantificadas quando se preveja que a sua consideração condicione o dimensionamento das estruturas de contenção.

3.2.3. Ações acidentais

Consideram-se como ações acidentais aquelas que resultam de causas tais como explosões, choques de veículos e incêndios, e que só com muito fraca probabilidade assumem valores significativos durante a vida da estrutura e cuja quantificação apenas pode em geral ser feita por meio de valores nominais estrategicamente escolhidos (RSA 1983). Não descorando a possibilidade da sua ocorrência das restantes, é pertinente apenas considerar as ações resultantes do impacto de veículos ou materiais pesados, visto que se tratam de intervenções com grande movimentação de materiais, veículos e equipamentos de elevação e suspensão Bussell, Lazarus, e Ross (2003) sugerem que as estruturas de contenção sejam dimensionadas de modo a suportar uma carga de impacto de 10 kN, qualquer que seja a sua direção, devendo ainda ser acrescentado o efeito desfavorável do vento, atuando simultaneamente. No caso em que as estruturas de contenção ocupam parte da via de circulação automóvel ou zonas adjacentes, sem qualquer tipo de barreira protetora ao nível térreo, e prevenindo possíveis impactos provenientes dos veículos, os mesmos autores recomendam que a zona da estrutura até um metro acima do solo seja dimensionada para resistir a um impacto de 25 kN (Bussell, Lazarus, e Ross 2003).

3.3. Critérios de verificação estrutural

As estruturas de contenção de fachadas têm como função garantir a estabilidade dos elementos de fachada enquanto a nova estrutura não estiver executada. No dimensionamento do sistema de suporte devem ser adotados critérios de segurança aos estados limite de resistência e critérios de deformação, de acordo com as prescrições do Regulamento de Segurança e Ações em Estruturas de Edifícios e Pontes (RSA 1983), o

Regulamento de Estruturas de Aço para Edifícios (REAE 1986) e o Eurocódigo 3 (EN-1993-1-1 2010), complementado com a bibliografia da especialidade, como por exemplo a publicação C579 da CIRIA (Bussell, Lazarus, e Ross 2003).

3.3.1. Estados limite de resistência

Na verificação de segurança em relação aos estados limite de resistência, deve ser respeitada a seguinte condição (RSA 1983, EN-1990 2002):

$$S_d \leq R_d \quad (4)$$

Onde:

S_d – Valor de dimensionamento do esforço atuante;

R_d – Valor de dimensionamento do esforço resistente.

Os valores de cálculo dos esforços atuantes para a verificação de segurança, no caso de se poder considerar linear a relação entre as ações e os esforços, devem ser obtidos considerando as regras de combinação no regulamento em vigor (RSA 1983), complementado com as prescrições da EN-1990 (2002).

Na determinação dos valores de cálculo dos esforços resistentes, devem ser considerados os valores de referência estabelecidos para as propriedades resistentes dos materiais constituintes da estrutura de contenção, como por exemplo madeira ou aço, considerando os respetivos coeficientes de majoração ou minoração associados a cada material (Farinha e Reis 1993, EN-338 2008, EN-1993-1-1 2010, EN-1995-1-1 2004)

3.3.2. Critério de deformação

No dimensionamento de estrutura de contenção de fachadas de alvenaria, um dos aspetos que deve ser considerado, é o controlo da deformação no topo da fachada, quando sujeita a diferentes condições de carregamento (Sousa 2012). O deslocamento horizontal registado no topo pode estar associado a: i) assentamentos diferenciais das fundações da estrutura de contenção; ii) ações horizontais provenientes do vento e sismo; iii) fachadas desaprumadas; iv) cargas de impacto; e v) descompressão do solo devido a trabalhos de escavação.

No caso das estruturas metálicas, e de acordo com o descrito na EN-1993-1-1 (2010), se não forem acordados com o dono de obra valores limite de deformação horizontal no topo da fachada, devem ser adotados os valores para as combinações características, apresentados no Quadro 5.

Quadro 5 - Valores limite recomendados para a deformação horizontal no topo de colunas (EN-1993-1-1 2010)

Estrutura	Limite
Pórticos sem aparelhos de elevação	$h/150$
Outros edifícios de um só piso	$h/300$
Edifícios de vários pisos	$h/300$
Edifícios de vários pisos na estrutura globalmente	$h_0/500$

h - Altura da coluna ou do piso; h_0 - Altura da estrutura.

Os autores, Bussell, Lazarus, e Ross (2003) recomendam a consideração de um limite de deformação no topo da fachada de $h/750$, advertindo que estas geralmente tem maior probabilidade de ocorrência a meio vão dos elementos horizontais de travamento.

3.4. Modelação numérica

Os modelos numéricos de elementos finitos são atualmente uma das ferramentas mais comuns na avaliação do comportamento estrutural de edifícios antigos, pela possibilidade de modelar elementos contínuos, tais como a alvenaria, permitindo empregar uma ampla variedade de parâmetros nestes modelos. Estes podem ainda ser concebidos com o objetivo de: i) reproduzir e interpretar as patologias estruturais encontradas; ii) prever a resposta estrutural sob condições ainda não experimentadas; e iii) simular efeitos resultantes de intervenções de reabilitação e/ou reforço.

Os modelos numéricos podem ser realizados considerando duas abordagens distintas, a micro-modelação e macro-modelação, variando entre elas o grau de discretização da estrutura (Lourenço, Rots, e Blaauwendraad 1995, Pulatsu, Bretas, e Lourenço 2016, de Felice et al. 2017, Asteris et al. 2015).

A micro-modelação tem um maior grau de precisão, contudo, é inevitavelmente acompanhado por um aumento no tempo e meios de cálculo, o que torna esta estratégia de modelação pouco viável no estudo de edifícios correntes de alvenaria. Este tipo de

modelação é indicado para o estudo de zonas localizadas onde se pretendam estudar efeitos locais e onde exista o conhecimento detalhado da geometria dos elementos constituintes (Silva, Guedes, e Costa 2010, Lourenço 2002, Costa, Quelhas, e Almeida 2014).

Na macro-modelação recorrem-se a macro modelos mecânicos, também conhecidos como homogêneos ou contínuos, nos quais todos os elementos de ligação dos materiais são incorporados num meio contínuo, sendo estabelecida uma relação entre extensões e tensões médias nos elementos estruturais a analisar. Estas relações são obtidas adotando um ponto de vista fenomenológico ou usando técnicas de homogeneização. Em termos da sua aplicabilidade, trata-se de um tipo de modelação claramente indicada quando fatores como simplicidade de modelação, tempo e capacidade de cálculo são determinantes. É uma estratégia de modelação orientada para o uso corrente na análise de estruturas reais e quando existe uma necessidade de manter um equilíbrio entre precisão e rapidez / eficiência (Lourenço 2002).

No estudo de sistemas de contenção de fachada, a modelação numérica permite entre outros: i) o estudo dos mecanismos de colapso das fachadas considerando diferentes ações e estados de conservação do edifício; ii) o estudo dos deslocamentos máximos das fachadas para os vários tipos de estruturas de contenção adotados; iii) a avaliação dos esforços atuantes na estrutura de contenção permitindo assim o dimensionamento dos seus elementos constituintes; e iv) o estudo dos esforços transmitidos às fundações.

4. Caso de estudo

4.1. Descrição do edifício

O caso de estudo aqui apresentado é o edifício Narciso Costa, construído em 1912, localizado no centro histórico de Leiria (Figura 13), com o projeto de arquitetura da autoria de Ernest Korrodi. Trata-se de um edifício de habitação com 3 pisos e uma altura máxima de 11 m no ponto mais alto da fachada, na convergência dos alçados da rua Padre António e rua D. Afonso Henriques (ver Figura 14a e b) A planta tem uma geometria trapezoidal com uma área aproximada de $15 \times 16 \text{ m}^2$ conforme ilustrado na Figura 14 c). A solução estrutural é composta paredes resistentes de alvenaria de pedra, com uma espessura máxima de 70 cm na base e mínima de 25 cm. Os pavimentos são de madeira, constituídos por vigas, revestidas com soalho. A cobertura de quatro pendentes é constituída por asnas, madres e ripas em madeira, revestidas com telha marselha. As paredes interiores são em tabique com 11 cm de espessura. As fundações são contínuas, em alvenaria de pedra. No Quadro 6 é apresentado um resumo das características geométricas e identificados os materiais dos elementos estruturais.

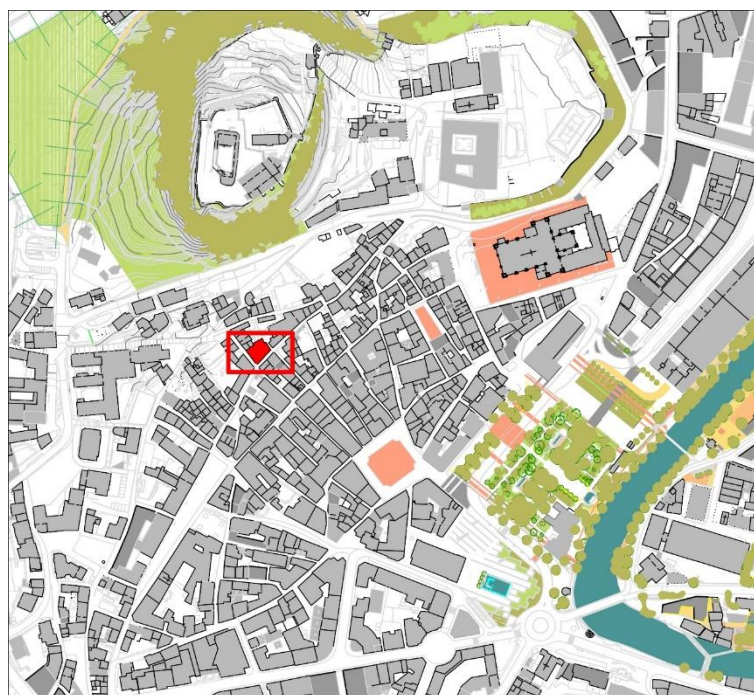


Figura 13 - Localização da construção no Centro Histórico de Leiria



Figura 14 - Edifício Narciso Costa: a) alçado da Rua Padre António; b) alçado da Rua D. Afonso Henriques; c) planta de implantação; d) vista frontal da varanda; e) vista da Rua D. Afonso Henriques; f) vista geral do arruamento

Quadro 6 - Características dos elementos estruturais

Elemento	Material	Espessura (cm)	Altura (cm)	Espaçamento (cm)
Paredes de alvenaria	Calcário	25-70	1100	--
Paredes de tabique	Fasquiado	11	330	--
Pavimento				
Vigas	Madeira	10	16	45
Soalho	Madeira	20	3	--
Cobertura (2 asnas)				
Vigas	Madeira	10	16	45

4.2. Condição atual do edifício

Nas campanhas de inspeção realizadas ao edifício em estudo foram identificadas várias patologias estruturais, sendo as mais relevantes as seguintes: i) fissuração nos cunhais entre fachada e paredes transversais; ii) humidades e deterioração nas entregas das vigas da estrutura de pavimento; e iii) fissuração devido a impulsos horizontais das vigas de cobertura. Na Figura 15 são apresentadas as patologias observadas.

Relativamente às primeiras, estas podem estar associadas a assentamentos diferenciais das fundações das fachadas que provocam rotações para fora do plano, sujeitando as paredes transversais a esforços de tração e conseqüente fissuração, como ilustra a Figura 15 a).

Já as humidades observadas devem-se à não estanquidade do revestimento de cobertura, que promove o humedecimento e apodrecimento das estruturas de pavimento e cobertura, com especial incidência nas entregas das vigas de pavimento e cobertura (Figura 15 b).

O mau funcionamento da estrutura de cobertura, estrutura esta concebida para funcionar como estrutura autoportante, faz com que as vigas principais da cobertura, que apoiam no coroamento da fachada, provoquem impulsos horizontais nas fachadas de alvenaria, provocando fissuração vertical (Figura 15 c).

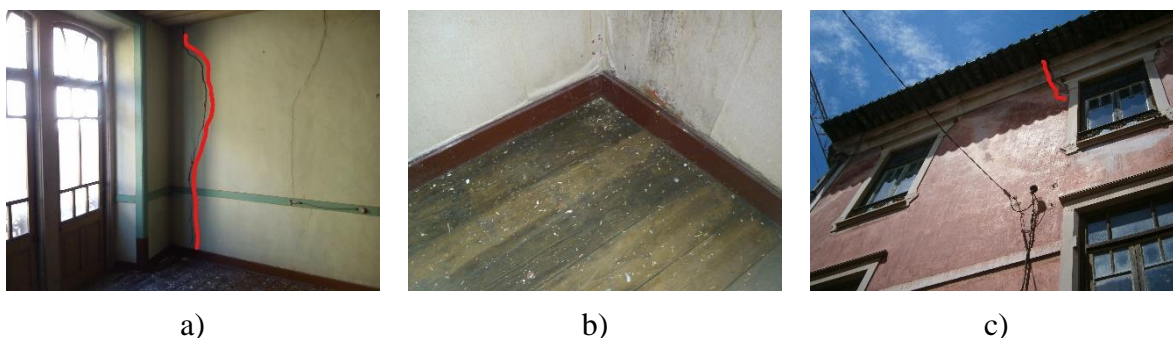


Figura 15 - Patologias estruturais observadas: a) fissuração em cunhal; b) humidade na estrutura de pavimento; c) fissuração devido a impulso horizontal

4.3. Ensaios de medição da vibração ambiental

Com vista à validação do modelo numérico, foram realizados ensaios não destrutivos de identificação dinâmica, com recurso a sismógrafos, para a caracterização das propriedades mecânicas e obtenção do módulo de elasticidade das paredes de alvenaria resistente. Os ensaios foram realizados em regime de vibração ambiental não tendo sido considerada a vibração forçada.

Foram realizadas três leituras em várias zonas do terceiro piso, em pontos onde era possível apoiar o sismógrafo diretamente sobre a parede da fachada. Os ensaios são ilustrados na Figura 16.

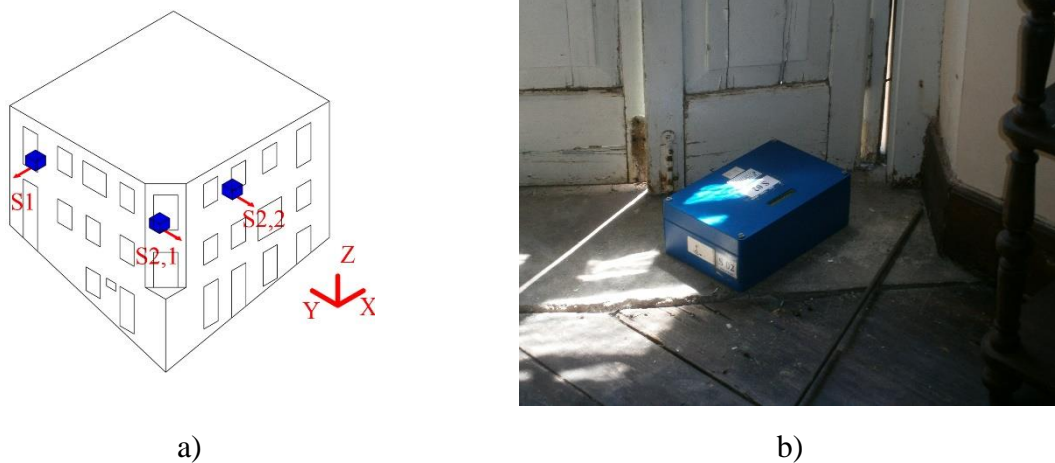


Figura 16 - Ensaio de vibração ambiental: a) pontos de leitura; b) leitura S2,1

Após realizadas as leituras, foram analisadas as frequências próprias de vibração, chegando aos resultados presentes no Quadro 7.

Quadro 7 - Resumo das frequências obtidas

Posição	Frequência medida (Hz)	Frequência média (Hz)
S1	8,12	
S2,1	8,93	
S2,2	8,93	8,66

4.4. Modelação numérica

Foram estudados seis modelos (CASO 1 a 6), com o objetivo de: i) avaliar os deslocamentos para fora do plano das fachadas para cada caso; e ii) avaliar os esforços transmitidos à estrutura de contenção considerando o caso em que esta funciona como estrutura autónoma e aquele em que a estrutura de contenção se apoia nos edifícios circundantes

O estudo foi realizado tendo como referência a direção XX, direção com menor rigidez e com o menor modo de vibração, e a combinação sísmica mais desfavorável nesta direção. Para a estrutura de contenção adotaram-se elementos de madeira com diâmetros de 10 cm para diagonais e travessas, e de 24 cm para os elementos verticais e diagonais principais, da classe estrutura C18 (EN-338 2008), dada a facilidade de obtenção, leveza, reduzido custo, sustentabilidade e as características resistentes deste material. As secções obtidas resultaram de uma verificação dos estados limites de deformação com base nos resultados obtidos numa modelação anterior.

Os modelos numéricos foram elaborados com recurso a um *software* comercial, considerando uma macro-modelação, tendo como principal objetivo simular o comportamento global do edifício “+” estrutura de contenção. Para ter em conta as patologias identificadas foram considerados em alguns modelos elementos de interface nas ligações entre elementos de alvenaria com resistência residual à tração; e nas ligações entre vigas de madeira e paredes de alvenaria exteriores. Foram ainda simuladas diferentes condições de apoio com vista à otimização da metodologia de cálculo da estrutura de contenção. A geometria do edifício foi definida através da análise das peças de arquitetura originais, tendo sido consideradas as alterações que foram ocorrendo ao longo dos anos, e que foram observadas nas campanhas de inspeção realizadas.

Para a conceção de cada modelo foram utilizados os seguintes elementos: i) elementos de casca (2D) de 4 nós para os painéis de alvenaria; e, ii) elementos de barra para os barrotes e vigamentos de madeira dos pavimentos e coberturas. Na sua generalidade, os painéis de alvenaria foram modelados de acordo com medições realizadas no local, tendo-se verificado paredes de alvenaria com diferentes espessuras, sendo elas de 25, 50, 65 e 70 cm. Na zona de acesso aos vãos de janela foram considerados panos de alvenaria de tijolo cerâmico com espessura de 19 cm. As estruturas de pavimento e cobertura foram modeladas com elementos de barra articulados nas ligações às paredes de alvenaria. Foram

ainda considerados no modelo numérico os principais elementos de cantaria nos vãos de janela, assim como os patamares de varanda existentes. Para os apoios das paredes de alvenaria foram consideradas condições de suporte que restringem deslocamentos e rotações para fora do seu plano. A Figura 17 apresenta a vista geral modelo numérico realizado, assim como pormenores das ligações da cobertura às paredes de alvenaria e da icónica varanda que caracteriza o valor arquitetónico da construção alvo de estudo.

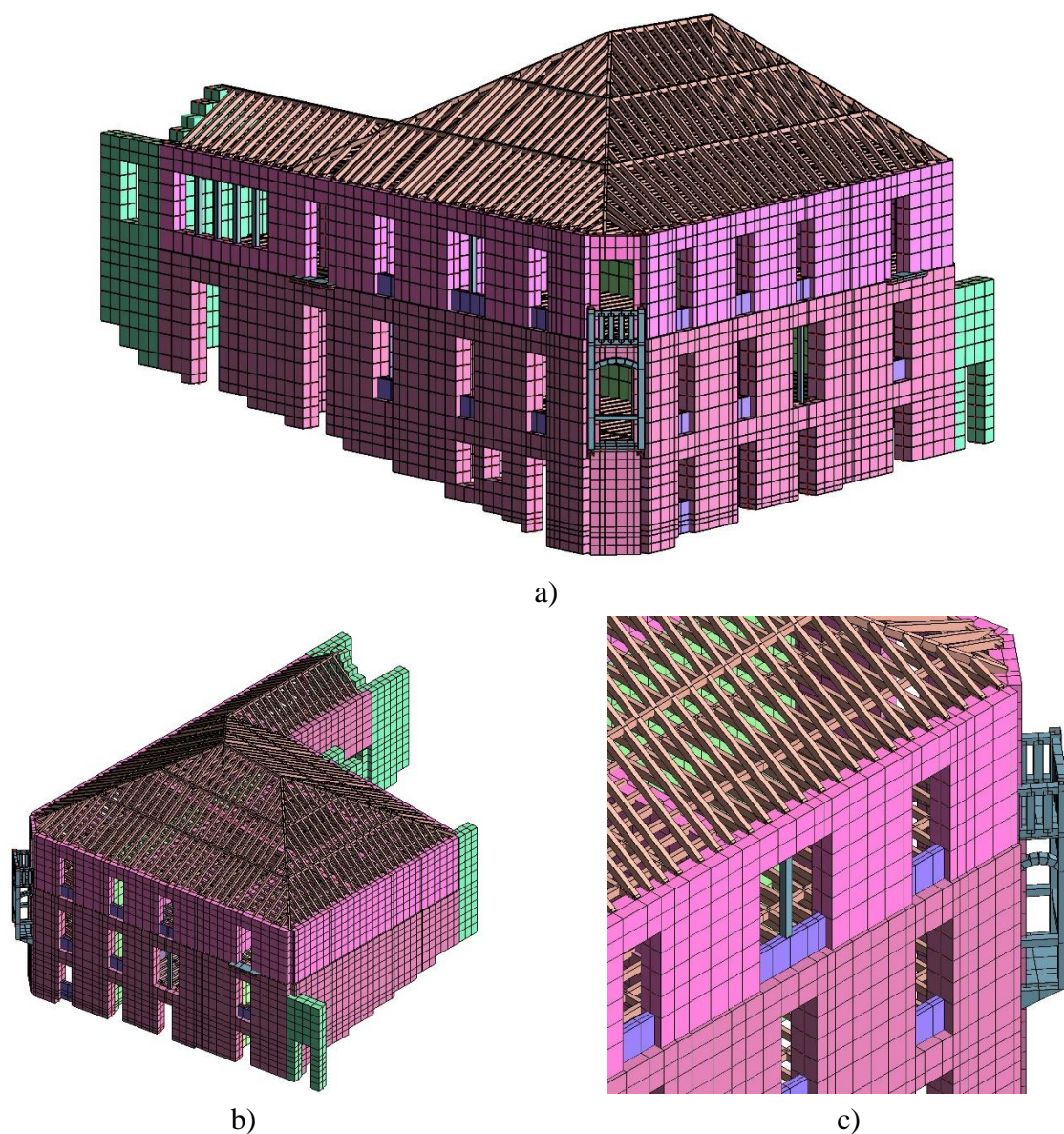


Figura 17 - Modelo numérico: a) vista geral; b) vista lateral; c) pormenor de varanda

Foram consideradas as ações estáticas e dinâmicas de e acordo com as prescrições da regulamentação portuguesa (RSA 1983) e das normas Europeias e os respetivos anexos Nacionais (EN-1990 2002, EN-1991-1-1 2002, EN-1991-1-4 2005, EN-1998-1 2004, EN-1998-1-3 2005, NP-EN-1990 2009, NP-EN-1998-1 2010).

Como ações variáveis consideraram-se as sobrecargas de utilização associadas ao tipo de afetação do edifício e a ação do vento. Devido às características do edifício com desenvolvimento inferior a 30 m e os materiais utilizados na estrutura de contenção, na sua grande maioria madeira, a influência da temperatura não foi considerada.

Respeitando as prescrições do Eurocódigo 8-parte 3 (EN-1998-1-3 2005), foi considerado um coeficiente de comportamento igual a 1. A adoção do valor unitário é prática corrente na modelação de edifícios antigos de alvenaria, caracterizados pela sua baixa ductilidade e capacidade de dissipação de energia (Vicente 2008). O tipo de solo de fundação considerado foi um solo tipo D. Considerou-se ainda o período de retorno de referência para o requisito de não ocorrência de colapso (475 anos).

Para as características mecânicas dos elementos estruturais, adotaram-se valores resultantes de ensaios experimentais levados a cabo no centro histórico de Leiria por Rodrigues (2015), complementados com os valores indicados na bibliografia da especialidade (Vicente 2008, Farinha e Reis 1993). Nesse sentido, adotou-se para as paredes de alvenaria um peso volúmico de $19,60 \text{ kN/m}^3$. Para os elementos de madeira (vigas, soalho, asnas e paredes de tabique) consideram-se os valores correspondes à classe C18 da EN-338 (2008) por não se terem realizado ensaios de caracterização deste material.

Reportando às patologias indicadas na secção 4.3 deste capítulo, foram considerados no modelo numérico elementos de junta com espessura, resistência e rigidez negligenciável, com o objetivo de simular as fissuras existentes entre paredes ortogonais. A incorporação destes elementos nos modelos numéricos permite a simulação de mecanismos de colapso, especialmente aqueles associados aos deslocamentos para fora do plano das fachadas. Estes elementos de junta foram modelados recorrendo a elementos de casca de 4 nós, com uma espessura de 5 cm. Para simular a deterioração e/ou insuficiência das entregas das vigas de madeira das estruturas de pavimento e cobertura, foram modeladas barras de 5 cm, também estas com características mecânicas negligenciáveis, nas ligações com as paredes de alvenaria. A Figura 18 ilustra os elementos de junta considerados.

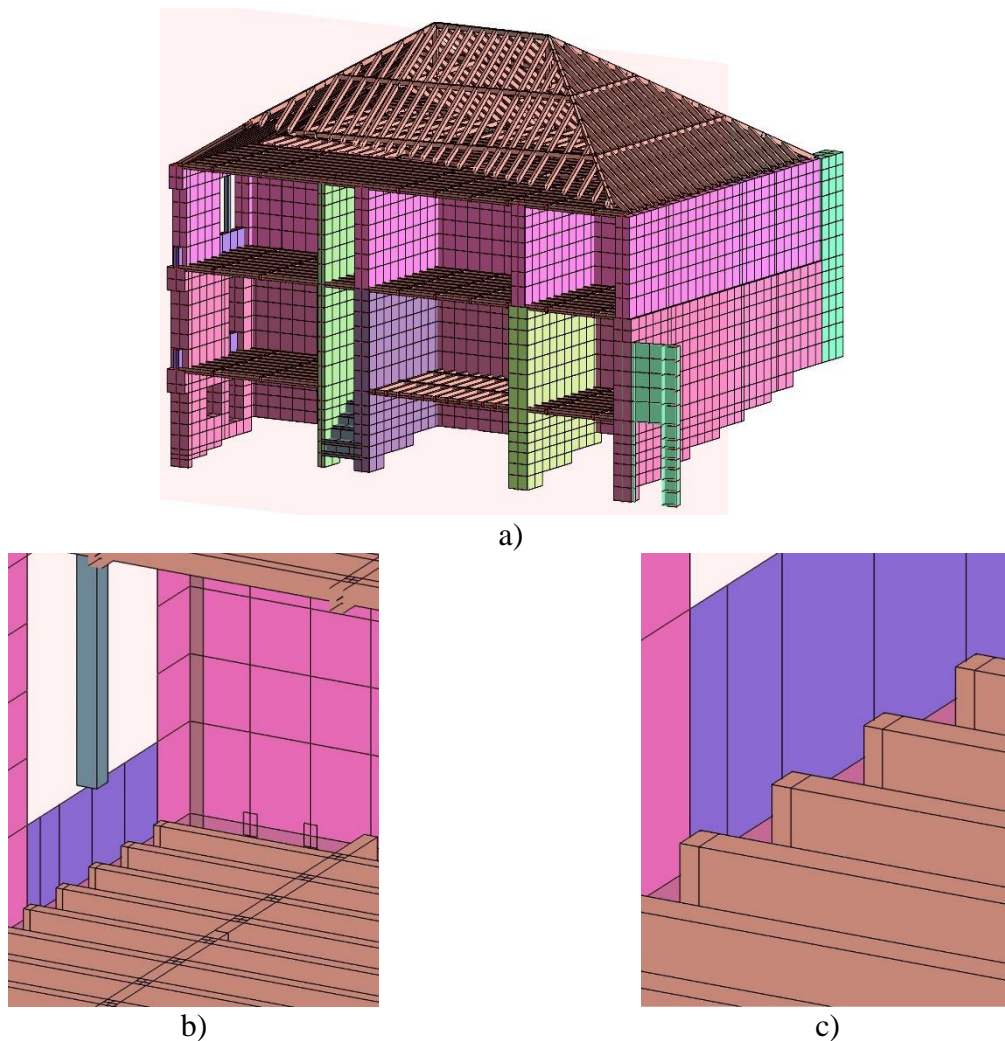
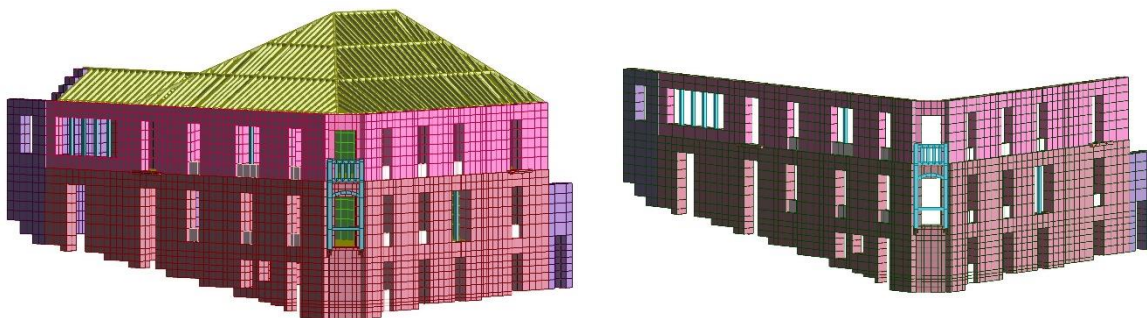


Figura 18 - Modelação de imperfeições: (a) vista interior do modelo; (b) elemento de junta no cumhal; (c) elemento de junta nos barotes

Como inicialmente referido nesta seção para a avaliação dos esforços na estrutura de contenção foram executadas diferentes modelações estruturais considerando seis (6) casos distintos.

No CASO 1 (Figura 19 a), foi considerado o edifício original incluindo os elementos de junta referidos anteriormente.

Relativamente ao CASO 2, ilustrado na Figura 19 b), apenas foram estudadas as paredes de fachada, sem qualquer travamento horizontal, simulando o faseamento construtivo de um método corrente de reabilitação de edifícios antigos, que passa pelo desmantelamento de todos os elementos estruturais e não estruturais internos, e que posteriormente são substituídos por estruturas de betão armado, de aço ou mistas. Este caso visa ainda reproduzir os casos reais onde a adoção de estruturas de contenção é negligenciada devido a aspetos relacionados com a redução de custos associados à intervenção a realizar.

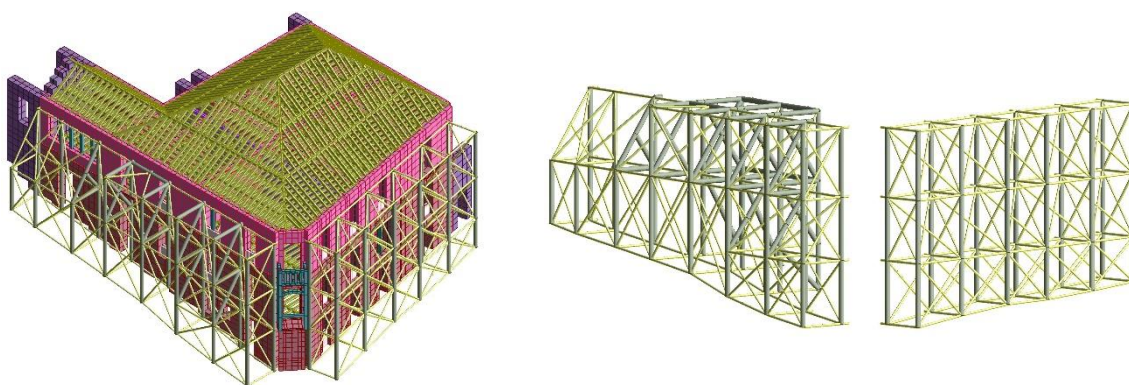


a)

b)

Figura 19 - Modelos numéricos: a) CASO 1; b) CASO 2

O CASO 3 é ilustrado na Figura 20 onde é considerado a anexação de uma estrutura de contenção autónoma, estrutura essa que tem por objetivo transferir os esforços atuantes para as fundações através dos seus elementos internos. A estrutura de contenção desenvolve-se numa malha tridimensional, com elementos verticais, horizontais e diagonais com diâmetros de 10 e 24 cm com mencionado anteriormente. Como foi referido na secção 2.4.1, e através de um processo iterativo de cálculo e avaliação de resultados, foi adotado um sistema de contenção misto com o objetivo de aumentar a inércia da estrutura de contenção, fazendo passar os elementos verticais através da estrutura de pavimento. A adição do pórtico pelo interior limita os deslocamentos laterais para fora do plano no topo da fachada, para os valores recomendados pela CIRIA 519 (Bussell, Lazarus, e Ross 2003), que definem um deslocamento máximo de $h/750$.

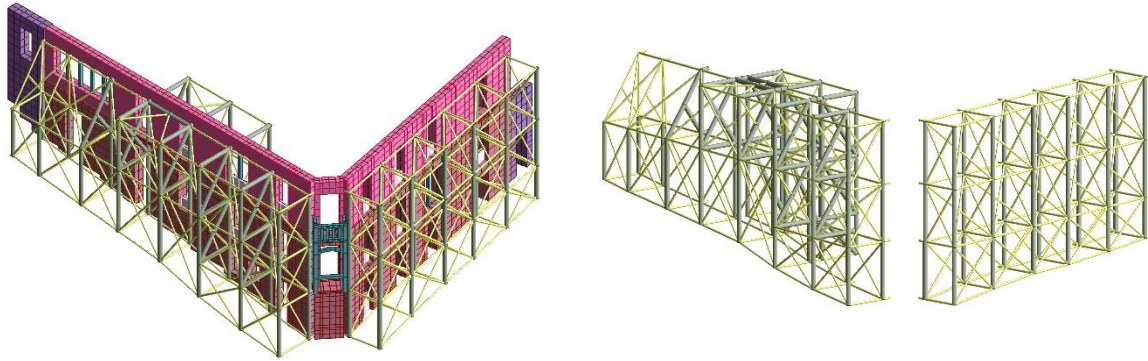


a)

b)

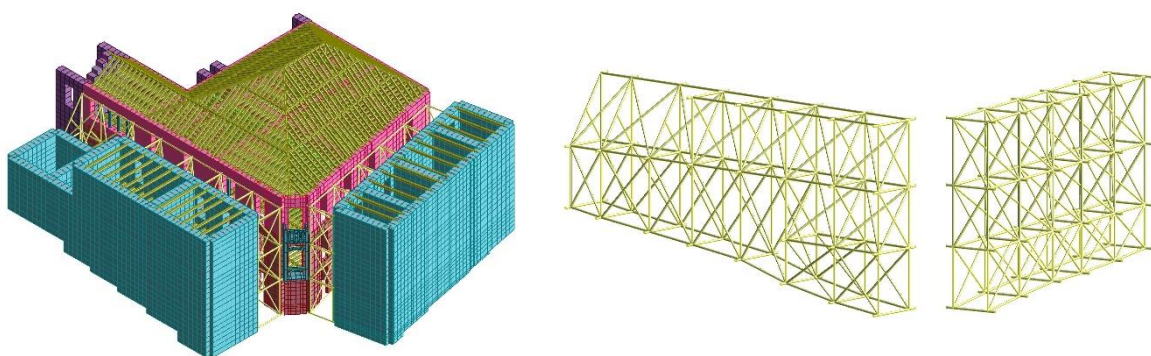
Figura 20 - CASO 3: a) vista geral do modelo; b) estrutura de contenção

O modelo apresentado no CASO 4 (Figura 21) está diretamente relacionado com o modelo apresentado no CASO 2, considerando apenas inclusão da estrutura de contenção adotada no CASO 3.



a) b)
Figura 21 - CASO 4: a) vista geral do modelo; b) estrutura de contenção

O CASO 5, ilustrado na Figura 22, foi baseado no CASO 1. Foi incluída no modelo uma estrutura de contenção que apoia ao nível dos pisos nas edificações contíguas, de acordo com a secção 2.3. Este tipo de esquema estrutural requer um exaustivo diagnóstico destas construções, nomeadamente ao nível da sua resistência global, sob pena de estes sofrerem colapso parcial ou global. Este tipo de contenção está ainda condicionado à autorização dos proprietários destes edifícios.



a) b)
Figura 22 - CASO 5: a) vista geral do modelo; b) estrutura de contenção

O modelo apresentado no CASO 6, e ilustrado na Figura 23, foi considerado uma solução para a estrutura de contenção que apoio nos edifícios contíguos e comparar os resultados obtidos com o CASO 2 em que se adotou uma estrutura de contenção autónoma.

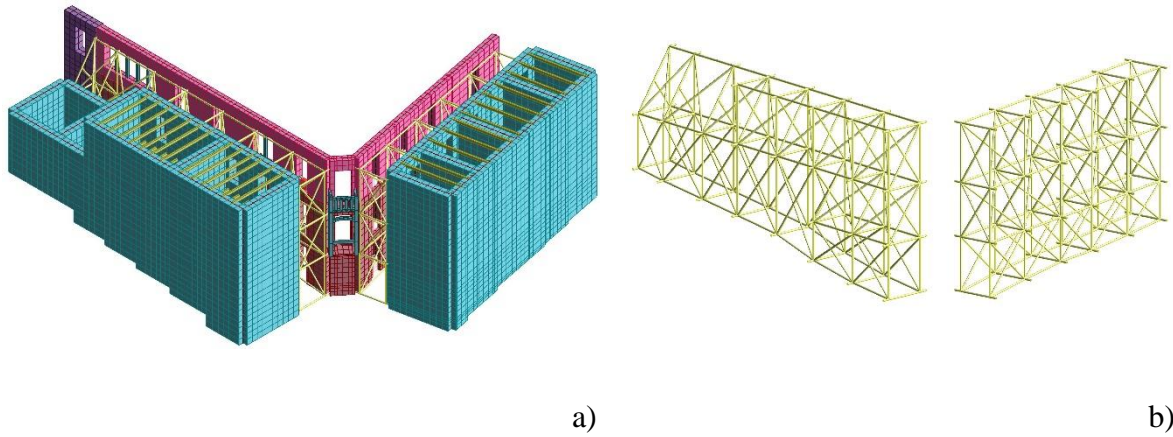


Figura 23 - Modelos numéricos: a) CASO 5; b) CASO 6

Os resultados obtidos bem como a sua análise serão apresentados no capítulo seguinte em que é feita a comparação dos vários casos de estudo.

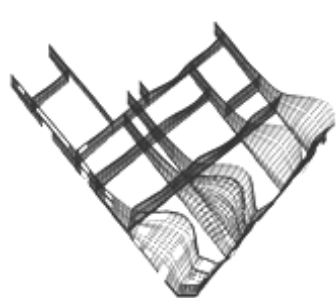
5. Análise e discussão dos resultados

Realizados os modelos numéricos e obtidos e tratados os dados, apresenta-se e discutem-se a seguir os resultados obtidos.

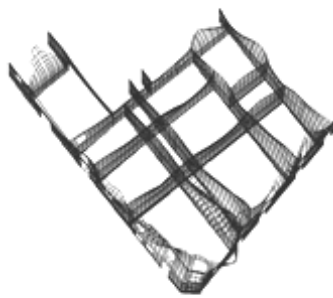
Apesar de apresentados, não serão comparados os esforços das estruturas de contenção uma vez que estes não são comparáveis. Isto deve-se ao facto de existir uma variação de massa de modelo para modelo.

Na Figura 24, são apresentados os 3 primeiros modos de vibração obtidos no modelo numérico considerado no CASO 1. Como se pode observar, o valor da frequência obtido para o 1º modo de vibração (Figura 24 a), é diretamente comparável com os valores obtidos nos ensaios de medição da vibração ambiental (ver Quadro 7, da secção 4.3), com um erro médio de 8,20%. Estes resultados foram obtidos para um valor do módulo de elasticidade das paredes de 1.75 GPa, valor que serviu de base à calibração do modelo. Os valores obtidos para as características mecânicas das paredes de alvenaria encontram-se dentro do intervalo habitualmente verificado em estruturas deste tipo (Vicente 2008)

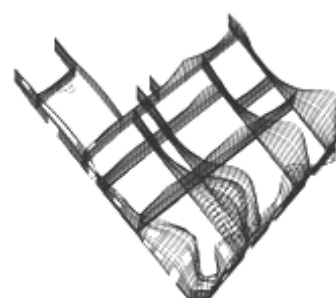
Da análise da Figura 24, verifica-se ainda que nos três primeiros modos de vibração, a parede de fachada do alçado da rua Padre António (direção XX), por ser esta a que apresenta o menor modo de vibração para fora do seu plano.



1º Modo – $f=7,95$ Hz



2º Modo – $f = 8,36$ Hz



3º Modo – $f = 8,72$ Hz

Figura 24 - Análise modal

No CASO 1, ilustrado na Figura 26 a), é notória a importância da eficaz ligação entre paredes transversais e a fachada no seu comportamento local, evidenciando-se uma grande amplitude de deslocamentos quando estes elementos se deterioram, fissuram ou não são eficientes. De igual modo, verificaram-se deslocamentos das paredes interiores paralelas à fachada em análise, através do efeito diafragma da estrutura de pavimento, deslocamentos esses que podem resultar no colapso destas paredes.

Os resultados do CASO 2 evidenciam a instabilidade das paredes das fachadas de alvenaria resistente na eventualidade de um sismo, quando os seus elementos estruturais interiores são retirados (Figura 26 b). Comparando com os resultados obtidos no CASO 1, existe um acréscimo na amplitude dos deslocamentos, como seria de esperar, uma vez que se perdeu o efeito de contraventamento das paredes interiores materializada pela ligação à tração entre as paredes interiores e as de fachada em flexão para fora do plano.

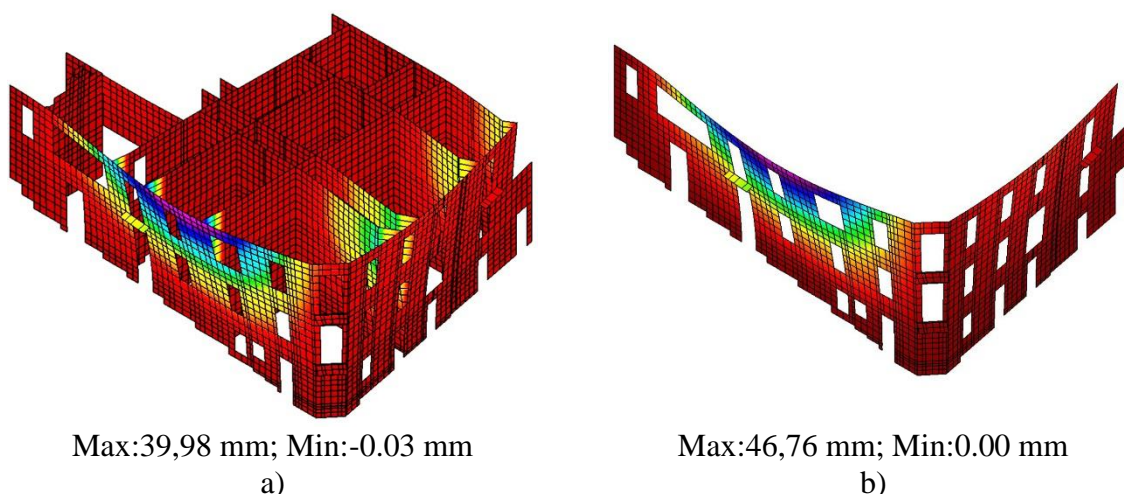


Figura 26 - CASO 1 e CASO 2: a) deslocamentos do CASO 1; b) deslocamentos do CASO 2

A adição de pórticos pelo interior (CASO 3) visou aumentar a rigidez horizontal da estrutura de contenção uma vez que pelo exterior o seu prolongamento estava limitado, reforçando o efeito resistente das paredes transversais à fachada. Neste caso, os elementos de madeira foram ligados aos nós das paredes transversais, simulando o apoio que ocorre no atravessamento destas. (Figura 27).

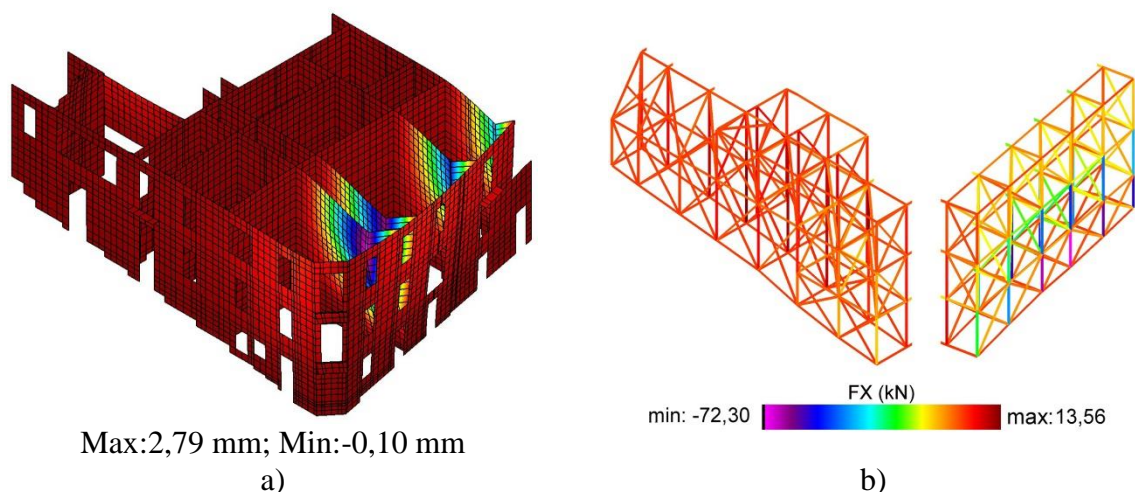


Figura 27 - CASO 3: a) deslocamentos do CASO 3; b) esforços nas barras

Da análise do Quadro 9, referente ao CASO 3, verifica-se que existe uma redução de deslocamentos de 93,02% no topo da fachada, comparativamente com o caso lhc que serve de base (CASO 1). Apesar de expressiva, a diferença entre os deslocamentos mínimos é negligenciável uma vez que se tratam de deslocamentos muito reduzidos. Desta análise, verifica-se ainda que são verificados os critérios de deformação recomendados por Bussell, Lazarus, e Ross (2003).

Quadro 9 - Comparação e verificação dos deslocamentos

	CASO 3 [mm]	CASO 1 [mm]	Diferença [%]	h/750 [mm]
Max	2,79	39,98	-93,02	-
Min	-0,10	-0,03	+233,33	-
Altura (h)	9380,00	-	-	12,51

Como seria de prever, os resultados obtidos no estudo do CASO 4, ilustrados na Figura 28 a), mostram uma maior amplitude de deslocamentos da parede de fachada quando comparado com o CASO 3. Este fenómeno está associado ao facto de ser necessária uma estrutura de contenção com maior inércia entre elementos verticais, relativamente àqueles que estão apoiados, quer nos edifícios vizinhos, quer nas paredes interiores.

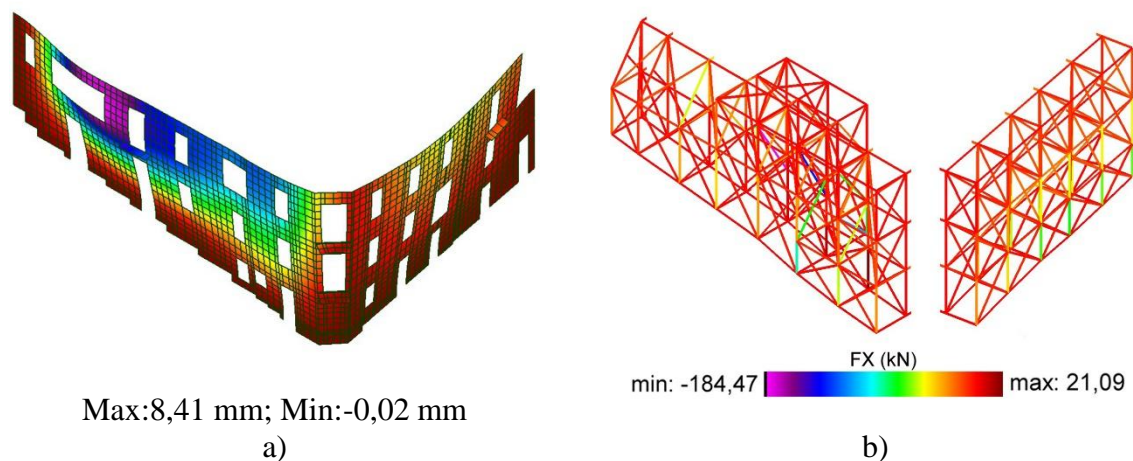


Figura 28 - CASO 4: a) deslocamentos do CASO 4; b) esforços nas barras

Comparando os deslocamentos entre o CASO 4 e o CASO 2 (Quadro 10) verifica-se que existe uma redução de deslocamentos de 82,01% no topo da fachada. Desta análise, verifica-se ainda que são verificados os critérios de deformação recomendados.

Quadro 10 - Comparação e verificação dos deslocamentos

	CASO 4 [mm]	CASO 2 [mm]	Diferença [%]	h/750 [mm]
Max	8,41	46,76	-82,01	-
Min	-0,02	0,00	+2,00	-
Altura (h)	7690,00	-	-	10,25

O CASO 5 ilustrado na Figura 29 é representativo da influência que a estrutura de contenção tem na amplitude dos deslocamentos associados ao modelo considerado inicialmente neste estudo (CASO 1). Pode ainda observar-se na Figura 29 a) que a transferência de esforços é repartida pelo sistema de estrutural de contenção de fachadas e pelos edifícios em confronto, traduzindo-se igualmente em deslocamentos induzidos nestes. Como foi referido anteriormente a utilização desta solução é condicionada à avaliação da segurança do sistema de contenção e de ambos edifícios, incluindo as condicionantes impostas para o edifício de apoio.

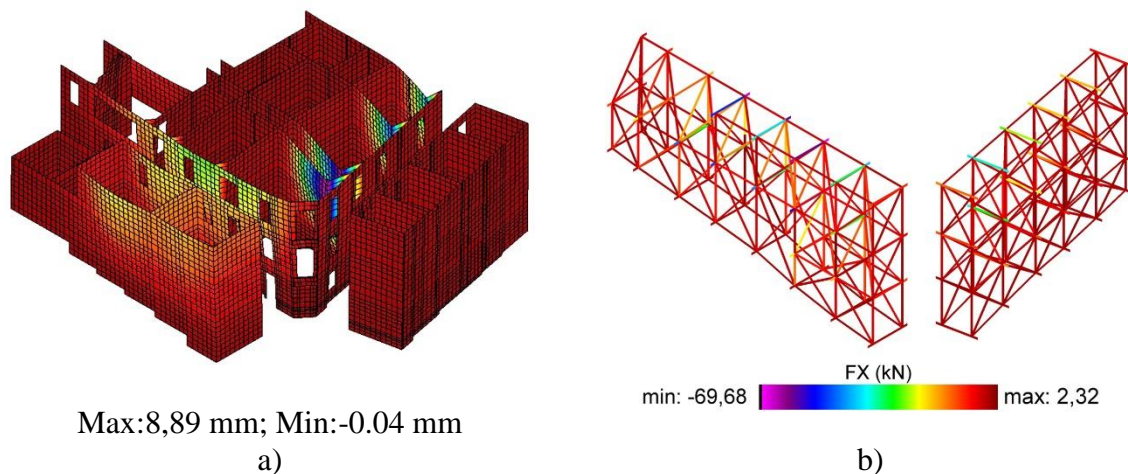


Figura 29 - CASO 5: a) deslocamentos do CASO 5; b) esforços nas barras

Da análise do Quadro 11 verifica-se que existe uma redução de deslocamentos de 77,76% no topo da fachada entre o CASO 5 e o CASO 1. Desta análise, verifica-se ainda que são verificados os critérios de deformação recomendados.

Quadro 11 - Comparação e verificação dos deslocamentos

	CASO 5 [mm]	CASO 1 [mm]	Diferença [%]	h/750 [mm]
Max	8,89	39,98	-77,76	-
Min	-0,04	-0,03	+33,33	-
Altura (h)	8750,00	-	-	11,67

No CASO 6, e à semelhança do observado no CASO 5, a elevação da estrutura de contenção vem reduzir os deslocamentos para fora do plano da fachada, traduzindo-se em esforços aplicados aos edifícios que lhes servem de apoio, conforme ilustrado na Figura 30 a).

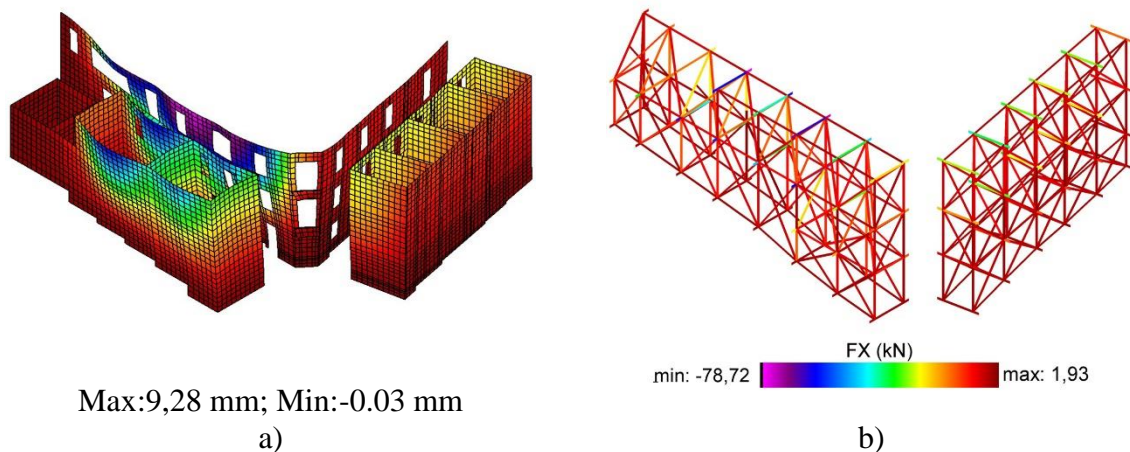


Figura 30 - CASO 6: a) deslocamentos do CASO 3; b) esforços nas barras

Comparando os deslocamentos entre o CASO 6 e o CASO 2 (Quadro 12) verifica-se que existe uma redução de deslocamentos de 80,13% no topo da fachada. Desta análise, verifica-se ainda que são verificados os critérios de deformação recomendados.

Quadro 12 - Comparação e verificação dos deslocamentos

	CASO 4 [mm]	CASO 2 [mm]	Diferença [%]	h/750 [mm]
Max	9,29	46,76	-80,13	-
Min	-0,03	0,00	+3,00	-
Altura (h)	8750,00	-	-	11,67

6. Conclusões

6.1. Síntese das principais conclusões

Neste capítulo, apresentam-se as principais conclusões extraídas ao longo deste estudo. São ainda feitas algumas sugestões para futuros trabalhos de investigação, que derivam de novos problemas encontrados ao longo da realização deste trabalho.

As secções anteriores mostram a importância do uso dos modelos numéricos no apoio ao dimensionamento de estruturas de contenção de fachadas de alvenaria, quer em intervenções de reabilitação ou conservação, quer em cenários de emergência onde é necessário sustentar fachadas instáveis.

Destaca-se a importância do diagnóstico do estado de conservação dos elementos estruturais do edifício, nomeadamente: i) existência de fissuração nas ligações entre paredes exteriores e interiores; ii) degradação das entregas das vigas de madeira das estruturas de pavimento e cobertura. A simulação destas patologias nos modelos numéricos permite considerar os mecanismos de colapso das paredes de fachada e a sua influência na transferência de esforços para os sistemas de contenção de fachadas.

A realização de ensaios de medição da vibração ambiental permitiram a calibração do modelo numérico demonstrando a importância da utilização destes métodos indiretos como apoio à reabilitação de estruturas de alvenaria existentes.

Para edifícios com características e tipologia semelhantes, o seu estado de conservação define as ações condicionantes para o dimensionamento da estrutura de contenção. Em edifícios em razoável estado de conservação, como é o caso do edifício estudado, a ação sísmica é a ação condicionante. Em edifícios em avançado estado de degradação, ações de menor intensidade, tais como ações gravíticas, a ação do vento ou vibrações originadas pela passagem de veículos, podem ser determinantes para a ocorrência de elevadas deformações para fora do plano das fachadas podendo levar ao seu colapso.

Constatou-se que a adoção de elementos de madeira na conceção de estruturas de contenção, nomeadamente elementos de madeira em bruto, constituem uma solução viável. Salienta-se ainda a sustentabilidade desta abordagem já que se trata de um material natural,

renovável e economicamente mais vantajoso, comparativamente com as estruturas metálicas, normalmente utilizadas neste tipo de intervenções.

Conclui-se que, quando possível, o uso dos edifícios vizinhos como apoio à estrutura de contenção, se traduz numa solução bastante interessante. Contudo, este tipo de sistema de contenção requer um diagnóstico do estado de conservação de ambos os edifícios (edifício a conter e edifício que lhe serve de apoio) justificado pelos eventuais danos que possam ocorrer no edifício que serve de suporte, e que podem comprometer a estabilidade global do sistema estrutural, podendo levar ao colapso das fachadas. Esta solução está ainda condicionada à disponibilidade demonstrada pelos proprietários destes edifícios, para que a estrutura de contenção se desenvolva nestes pressupostos.

Por forma a evitar uma grande amplitude nos deslocamentos no topo da fachada, no sistema de contenção autónomo, foi necessário dotar a estrutura de contenção adotada neste trabalho de uma maior inércia e rigidez através da inclusão de elementos estruturais de maior secção (24 cm) nos elementos verticais e diagonais principais. Ficou ainda demonstrada a mais valia da execução de estruturas de contenção mistas, com pórticos de contenção pelo interior do edifício em casos de impossibilidade de os desenvolver para o exterior, dada a possibilidade de conceber pórticos com maior relação base/altura. Esta solução permite ainda garantir a acessibilidade a meios de socorro.

6.2. Desenvolvimentos futuros

Como desenvolvimentos futuros, propõe-se o estudo mais aprofundado dos vários tipos de estruturas de contenção, com vista a uma otimização dos esquemas estruturais concebidos.

Sugere-se ainda o estudo e desenvolvimento de ligações para os nós dos elementos da estrutura de contenção que sejam reutilizáveis e de fácil montagem, permitindo a sua utilização nas várias intervenções que possam surgir, e em que estas se adequem. Sugere-se igualmente o estudo do tipo de fundações a utilizar nestes sistemas.

E ainda, o estabelecimento de fórmulas empíricas para obtenção de esforços atuantes nos elementos críticos das estruturas de contenção e deslocamentos máximos, como apoio a projetistas no cálculo de estruturas deste tipo.

Seria ainda interessante a elaboração de guias práticos de intervenção com estruturas de contenção de madeira de rápida execução, adaptados a edifícios de várias tipologias e que pudesse ser utilizado pelas entidades de socorro na eventualidade de um evento de natureza sísmica.

Bibliografía

- Alcudia, F. S. 2005. *Patología de la edificación: el lenguaje de las grietas*. 3ª edición. Madrid: Fundación Escuela de la Edificación.
- Appleton, J. 2011. *Reabilitação de edifícios antigos. Patologias e técnicas de intervenção*. 2ª edição. Amadora: Orion.
- Arêde, A., e A. Costa. 2002. Inspeção e diagnóstico estrutural de construções históricas. Algumas contribuições da FEUP. *A intervenção no património: práticas de conservação e reabilitação*. Porto, Portugal: FEUP-DGEMN.
- Asteris, P. G., V. Sarhosis, A. Mohebkah, V. Plevris, L. Papaloizou, P. Komodromos, e J. V. Lemos. 2015. Numerical Modeling of Historic Masonry Structures. *Handbook of Research on Seismic Assessment and Rehabilitation of Historic Structures*, Panagiotis G. Asteris e Vagelis Plevris, 213-256: IGI Global.
- Binda, L. 2005. Investigation for the diagnosis of historic buildings: application at different scales. *2º Seminário - A Intervenção no Património. Práticas de Conservação e Reabilitação*, FEUP. Porto, Portugal: FEUP.
- Binda, L., G. Cardani, e A. Saisi. 2005. A classification of structures and masonries for the adequate choice of repair. International RILEM Workshop on repair mortars for historic masonry, 26th - 28th January, Delft, Netherlands.
- Binda, L., e A. Saisi. 2005. Research on historic structures in seismic areas in Italy. *Structural Masonry* no. 7 (2):85.
- Bussell, M., D. Lazarus, e P. Ross. 2003. *Retention of masonry façades. Best practice guide*. C579. London: CIRIA.

Caetano, E. d. S. 1992. Identificação experimental de parâmetros dinâmicos em sistemas estruturais, Tese de Mestrado de Estruturas de Engenharia Civil, FEUP, Porto.

Clifford-Devlin. Façade retention in city - development. Clifford-Devlin presentation.

Cóias, V. 2007. *Reabilitação estrutural de edifícios antigos*. 2ª edição. Lisboa: Argumentum | GECORPA.

Cóias, V. 2008. *Inspecções e ensaios na reabilitação de edifícios*. Lisboa: IST Press.

Costa, A. A., B. Quelhas, e J. P. Almeida. 2014. Numerical Modelling Approaches for Existing Masonry and RC Structures. *Structural Rehabilitation of Old Buildings*, Aníbal Costa, João Miranda Guedes e Humberto Varum, 285-305. Berlin, Heidelberg: Springer Berlin Heidelberg.

Costa, A. G., A. Arêde, J. Guedes, e E. Paupério. 2005. Metodologias de intervenção no património edificado. *2º Seminário - A Intervenção no Património. Práticas de Conservação e Reabilitação*, FEUP. Porto: FEUP.

Cruz, R. 2008. Sistemas de suporte de paredes de edifícios antigos em demolição, Departamento de Engenharia Militar, Instituto Superior Técnico, Lisboa.

D'Ayala, D., e E. Speranza. 2002. An integrated procedure for the assessment of seismic vulnerability of historic buildings. *2th European Conference on Earthquake Engineering (12ECEE)*.

de Felice, G., S. De Santis, P. B. Lourenço, e N. Mendes. 2017. Methods and Challenges for the Seismic Assessment of Historic Masonry Structures. *International Journal of Architectural Heritage* no. 11 (1):143-160.

Doran, D. 2004. *Site Engineers Manual*. Scotland, UK: Whittles.

Emmitt, S., e C. A. Gorse. 2014. *Barry's Advanced construction of buildings*. 3rd: Wiley Blackwell.

EN-338. 2008. Structural timber - Strength classes. Brussels: European Committee for Standardisation (CEN).

EN-1990. 2002. Eurocode: Basis of structural design. Brussels: European Committee for Standardisation (CEN).

EN-1991-1-1. 2002. Eurocode 1: Actions on structures. Part 1 - EN 1991-1-1 Densities, self-weight and imposed loads for buildings. Brussels: European Committee for Standardisation (CEN).

EN-1991-1-4. 2005. Eurocode 1: Actions on structures. Part 1 - EN 1991-1-4 General actions. Wind actions. Brussels: European Committee for Standardisation (CEN).

EN-1991-1-6. 2005. Eurocode 1: Actions on structures. Part 1 - EN 1991-1-6 General actions. Actions during execution. Brussels: European Committee for Standardisation (CEN).

EN-1993-1-1. 2010. Eurocode 3: Design of steel structures. Part 1-1 - EN 1993-1-1 General rules and rules for buildings. Brussels: European Committee for Standardisation (CEN).

EN-1995-1-1. 2004. Eurocode 5: Design of timber structures - Part 1-1: General - Common rules and rules for buildings. Brussels: European Committee for Standardisation (CEN).

EN-1998-1-3. 2005. Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance, Part 3: Assesment and retrofitting of buildings. Brussels: European Committee for Standardisation (CEN).

- EN-1998-1. 2004. Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance, Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings. Brussels: European Committee for Standardisation (CEN).
- Espasandin, J. L., e J. I. G. Casas. 2009. *Apeos y refuerzos alternativos*: Munilla-Lería.
- Farinha, J. S. B., e A. C. d. Reis. 1993. *Tabelas técnicas*. Setúbal: P.O.B.
- FEMA. 1998. *Module 2A Shoring basics*. Washington D.C.: FEMA National US&R Response System Structural Collapse Technician.
- FEMA. 2000. *Module 1C Structural engineering systems*. Washington D.C.: FEMA National US&R Response System Structural Collapse Technician.
- Gomes, T. 2016. Caracterização do parque edificado do Centro Histórico de Leiria, Departamento de Engenharia Civil, Escola Superior de Tecnologia e Gestão, Instituto Politécnico de Leiria, Leiria, Portugal.
- Gorse, C., e D. Highfield. 2009. *Refurbishment and upgrading of buildings*. 2nd. Abingdon: Spon Press.
- Grimaz, S., F. Barazza, M. Bellizzi, C. Bolognese, M. Cavriani, M. Caciolai, A. D'Odorico, A. Maiolo, P. Malisan, E. Mannino, A. Moretti, L. Munaro, e L. Ponticelli. 2010. *Manuale Opere Provvisoriale. L'Intervento Tecnico Urgente in Emergenza Sismica*. Udine: Ministero dell'Interno.
- Grimaz, S., M. Cavriani, E. Mannino, L. Manuro, M. Bellizzi, C. Bolognese, M. Caciolai, A. D'Odorico, A. Maiolo, e L. Ponticelli. 2010. *Vademecun. Schede Tecniche delle Opere Provvisoriale per la messa in sicurezza post-sisma da parte dei vigili del fuoco*. Udine: Ministero dell'Interno.

- Guedes, J. M., A. G. Costa, e E. Paupério. 2005. Reforço de estruturas de alvenaria. 2º Seminário - *A Intervenção no Património. Práticas de Conservação e Reabilitação*, FEUP. Porto: FEUP.
- ICOMOS. 2002. Recomendações para a análise, conservação e restauro estrutural do património arquitectónico. Lisboa.
- Landau, J. 2012. Five St. Joseph: More Than a Condo Tower. *Urban Toronto.ca*.
- Leitão, L. A. 1896. *Arma de Engenharia. Curso elementar de construções*. Lisboa: Imprensa Nacional.
- Lopes, V., J. Guedes, A. Arêde, J. Milheiro, E. Paupério, e A. Costa. 2010. Identificação dinâmica de estruturas. Congresso do Património, 14 - 16 de Abril, Porto.
- Lourenço, P. B. 2002. Computations on historic masonry structures. *Progress in Structural Engineering and Materials* no. 4 (3):301-319.
- Lourenço, P. B., J. G. Rots, e J. Blaauwendraad. 1995. Two approaches for the analysis of masonry structures: Micro and macro-modeling. *Delft University of Technology*.
- Mahony, B. 1996. Temporary works - The design of facade retention. Structures and Construction. The Institution of Engineers of Ireland, 10th April, Dublin, Ireland.
- NCh-433.of96. 2009. Norma Chilena Oficial: Diseño sísmico de edificios. Santiago, Chile: Instituto Nacional de Normalización INN-Chile.
- NP-EN-1990. 2009. Eurocódigo - Bases para o projeto de estruturas. Caparica: Instituto Português da Qualidade.
- NP-EN-1998-1. 2010. Eurocódigo 8 - Projeto de estruturas para resistência aos sismos. Parte 1: Regras gerais, ações sísmicas e regras para edifícios. Caparica: Instituto Português da Qualidade.

- Pulatsu, B., E. M. Bretas, e P. B. Lourenço. 2016. Discrete element modeling of masonry structures: Validation and application. *Earthquakes and Structures* no. 11 (4):563-582.
- REAE. 1986. Regulamento de Estruturas de Aço para Edifícios. Decreto-Lei nº211/86 de 31 de Julho. Casa da Moeda, Lisboa: Imprensa Nacional.
- Rodrigues, H., A. Lima, D. Viana, F. Gomes, G. D. Carlos, G. Sousa, G. Vasconcelos, H. Varum, J. Ortega, M. R. Correia, P. B. Lourenço, e R. Barros. 2015. *Cultura sísmica local em Portugal*. Lisboa: Argumentum.
- Rodrigues, P. P. 2015. Caracterização estrutural de alvenarias do Centro Histórico de Leiria, Departamento de Engenharia Civil, Escola Superior de Tecnologia e Gestão, Instituto Politécnico de Leiria, Leiria.
- RSA. 1983. Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes. Decreto-Lei nº235/83 de 31 de Maio e Decreto-Lei nº 357/85 de 2 de Setembro. Casa da Moeda, Lisboa: Imprensa Nacional.
- Sansom, M. 2012. Facade and interfaces. *SteelConstruction.info*.
- Silva, B., J. Guedes, e A. Costa. 2010. Estratégias de modelação numérica no estudo de estruturas históricas. Experiência do NCREP (FEUP).Congresso do Património, 14 - 16 de Abril, Porto.
- Sousa, G. 2012. Estruturas metálicas para contenção de fachadas, Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Ciências e Tecnologias, Universidade Nova de Lisboa, Lisboa.
- U.S.Army. 2009. *Field operations guide*. 2nd edition. Washington D.C.: US & R Essayons.
- U.S.Army. 2012. *Field operations guide*. 7th edition. Washington D.C.: US & R Essayons.

UNESCO. 1983. Convention concerning the protection of world heritage. 7th ordinary session. Florence, Italy: World Heritage Committee.

UNESCO. 1986. Convention concerning the protection of world cultural and natural heritage. 10th session. Paris, France: World Heritage Committee.

UNESCO. 1996. Convention concerning the protection of world cultural and natural heritage. 20th session. Yucatan, Mexico: World Heritage Committee.

UNESCO. 2001. Convention concerning the protection of world cultural and natural heritage. 25th session. Helsinki, Finland: World Heritage Committee.

Vicente, R. 2008. Estratégias e metodologias para intervenções de reabilitação urbana. Avaliação da vulnerabilidade e do risco sísmico do edificado da Baixa de Coimbra, Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Aveiro, Aveiro.