

Aspetos gerais da aplicação em Portugal do Eurocódigo 8 – Parte 3 – Anexo C (Informativo) – Edifícios de alvenaria

General aspects of the application in Portugal of Eurocode 8 – Part 3 – Annex C (Informative) – Masonry Buildings

Paulo Candeias, António Correia

Alfredo Campos Costa, José Manuel Catarino

Manuel Pipa, Helena Cruz

Eduardo Cansado Carvalho, Anibal Costa

Resumo

Procuram-se sintetizar neste artigo os principais aspetos relacionados com a avaliação e a reabilitação sísmica de edifícios existentes de alvenaria, compatibilizando a NP EN 1998-3:2017 com os respetivos Anexo C, específico para edifícios de alvenaria, e Anexo Nacional, específico para Portugal.

A avaliação sísmica é um procedimento quantitativo através do qual se verifica se um edifício existente, danificado ou não, satisfaz os requisitos de desempenho, definidos por uma combinação de um estado limite com um nível de ação sísmica, através de critérios de conformidade. Neste procedimento estão envolvidos a definição da ação sísmica, a modelação da estrutura, os métodos de análise para determinação dos efeitos das ações e as verificações de segurança.

São abordados os métodos de análise, dois lineares e dois não lineares, aplicáveis a edifícios existentes de alvenaria, bem como as recomendações específicas do Anexo C e as informações complementares do Anexo Nacional.

Abstract

This article seeks to summarize the main aspects related to the seismic assessment and rehabilitation of existing masonry buildings, combining the NP EN 1998-3:2017 with the respective Annex C, specific for masonry buildings, and National Annex, specific to Portugal.

Seismic assessment is a quantitative procedure whereby it is verified whether an existing building, damaged or not, meets the performance requirements, defined by a combination of a limit state with a seismic action level, using compliance criteria. This procedure involves the definition of the seismic action, the modelling of the structure, the methods of analysis to determine the effects of the actions, and the safety checks.

The analysis methods, two linear and two non-linear, applicable to existing masonry buildings are addressed, as well as the specific recommendations in Annex C and the complementary information in the National Annex.

Palavras-chave: Existing masonry buildings / Seismic assessment / Eurocode 8

Keywords: Edifícios de alvenaria existentes / Avaliação sísmica / Eurocódigo 8

Paulo X. Candeias

Investigador Auxiliar
Laboratório Nacional de Engenharia Civil
Lisboa, Portugal
pcandeias@lnec.pt

António A. Correia

Investigador Auxiliar
Laboratório Nacional de Engenharia Civil
Lisboa, Portugal
aacorreia@lnec.pt

Alfredo Campos Costa

Investigador Principal
Laboratório Nacional de Engenharia Civil
Lisboa, Portugal
alf@lnec.pt

José Manuel Catarino

Investigador-Coordenador
Laboratório Nacional de Engenharia Civil
Lisboa, Portugal
jmcatarino@lnec.pt

Manuel Pipa

Investigador Principal
Laboratório Nacional de Engenharia Civil
Lisboa, Portugal
mpipa@lnec.pt

Helena Cruz

Investigadora Principal
Laboratório Nacional de Engenharia Civil
Lisboa, Portugal
helenacruz@lnec.pt

Eduardo Cansado Carvalho

Engenheiro Civil, GAPRES
eccarvalho@gapres.pt

Aníbal Costa

Professor Catedrático, Universidade de Aveiro
agc@ua.pt

Aviso legal

As opiniões manifestadas na Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas são da exclusiva responsabilidade dos seus autores.

Legal notice

The views expressed in the Portuguese Journal of Structural Engineering are the sole responsibility of the authors.

CANDEIAS, P.X. [et al.] – Aspetos gerais da aplicação em Portugal do Eurocódigo 8 – Parte 3 – Anexo C (Informativo) – Edifícios de alvenaria. **Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas**. Ed. LNEC. Série III. n.º 12. ISSN 2183-8488. (março 2020) 99-120.

1 Introdução

A entrada em vigor do Decreto-Lei n.º 95/2019, de 18 de julho, que estabelece o regime aplicável à reabilitação de edifícios ou frações autónomas, e dos diplomas legais que o decreto enquadra, introduz uma alteração muito significativa na engenharia de estruturas em Portugal, quer pela adoção dos Eurocódigos Estruturais (através do Despacho Normativo n.º 21/2019, de 17 de setembro, do Secretário de Estado das Infraestruturas), quer pela explicitação das situações em que se torna obrigatória a avaliação da segurança estrutural na reabilitação de edifícios (Portaria n.º 302/2019, de 12 de setembro, da Secretária de Estado da Habitação).

Esta portaria (DRE; 2019) define os termos em que obras de ampliação, alteração ou reconstrução estão sujeitas à elaboração de relatório de avaliação de vulnerabilidade sísmica, bem como as situações em que é exigível a elaboração de projeto de reforço sísmico. Assim, é obrigatória a elaboração do relatório de avaliação de vulnerabilidade sísmica do edifício, que estabeleça a sua capacidade de resistência relativamente à ação sísmica definida na NP EN 1998-3:2017 (e suas posteriores atualizações) para as condições do local, sempre que se verifique uma das seguintes condições nas obras de ampliação, alteração ou reconstrução: i) Existência de sinais evidentes de degradação da estrutura do edifício; ii) Procedam ou tenham por efeito uma alteração do comportamento estrutural do edifício; iii) Cuja área intervencionada, incluindo demolições e ampliações, exceda os 25% da área bruta de construção do edifício; e iv) Cujo custo de construção exceda em pelo menos 25% o custo de construção nova de edifício equivalente.

O relatório de avaliação da vulnerabilidade sísmica do edifício é ainda obrigatório, no caso de edifícios das classes de importância III ou IV, definidas nos termos da norma NP EN 1998-1:2010 (escolas, salas de reunião, instituições culturais, hospitais, quartéis de bombeiros, centrais elétricas), sempre que se verifique alguma das situações atrás descritas, com redução para 15% dos limites referidos de 25%.

Quando o relatório de avaliação da vulnerabilidade sísmica do edifício concluir que este não satisfaz as exigências de segurança relativas a 90% da ação definida na norma NP EN 1998-3:2017 é obrigatória a elaboração de projeto de reforço sísmico, ao abrigo da mesma norma.

Procuram-se sintetizar aqui os principais aspetos relacionados com a avaliação de edifícios existentes de alvenaria, compatibilizando a Parte 3, relativa à avaliação e reabilitação de edifícios, com o Anexo C, específico para edifícios de alvenaria, e ainda com o Anexo Nacional, específico para Portugal. À semelhança da NP EN 1998-3:2017, ficam excluídos do campo de aplicação os monumentos e edifícios históricos, os quais requerem frequentemente abordagens distintas de acordo com a sua natureza (1.1(5) da NP EN 1998-3:2017). Nestes casos deverão ser seguidas outras recomendações como, por exemplo, as propostas em (ICOMOS; 2003).

Da mesma forma, e apesar da NP EN 1998-3:2017 referir que trata da avaliação e da reabilitação sísmicas de edifícios construídos com alvenaria (1.1(4) da NP EN 1998-3:2017), são contemplados apenas os edifícios aos quais se aplicam os modelos de capacidade para avaliação apresentados no Anexo C. Apesar de este anexo se aplicar

“aos elementos de contraventamento de alvenaria de betão ou de tijolo, que fazem parte de um sistema de construção de alvenaria não armada, confinada ou armada” (C.1(2) da NP EN 1998-3:2017), no caso particular dos métodos de análise lineares, onde se aplicam os modelos para elementos sujeitos a esforço axial e flexão e esforço transversal, apenas as paredes de alvenaria não armada são contempladas.

A avaliação é um procedimento quantitativo através do qual se verifica se um edifício existente satisfaz os requisitos de desempenho, definidos por uma combinação de um estado limite com um nível de ação sísmica, através de critérios de conformidade. Neste procedimento estão envolvidos a definição da ação sísmica, a modelação da estrutura, os métodos de análise para determinação dos efeitos das ações, e as verificações de segurança.

Dos cinco métodos de análise que poderão ser utilizados para avaliar os efeitos das ações sísmicas em edifícios existentes (4.4.1 da NP EN 1998-3:2017), o método designado por “abordagem por coeficiente de comportamento q ” não aparenta ser aplicável a estruturas de alvenaria. De facto, não são apresentados valores de q para este tipo de estruturas, ao contrário do que acontece para as estruturas de betão armado e de aço (4.2(3)P da NP EN 1998-3:2017). Esta omissão, reforçada pelo facto de o Anexo C não referir de todo este método, estará relacionada com o facto de as estruturas de alvenaria terem um comportamento essencialmente frágil (NA.4.3d da NP EN 1998-3:2017). Por estes motivos, são abordados apenas os outros quatro métodos, dois lineares e dois não lineares, que são aplicáveis a edifícios existentes de alvenaria.

O Anexo C da NP EN 1998-3:2017 contém recomendações específicas para edifícios existentes de alvenaria, aplicáveis aos elementos de contraventamento de alvenaria de betão ou de tijolo que fazem parte de um sistema de construção de alvenaria não armada, confinada ou armada. No Anexo Nacional da NP EN 1998-3:2017 são dadas informações complementares para Portugal, com alguns comentários relevantes para as tipologias construtivas de edifícios de alvenaria que é possível encontrar no País.

2 Informação para a avaliação estrutural

2.1 Informações gerais e antecedentes

O conhecimento adequado da geometria, das disposições construtivas e dos materiais são um requisito essencial para se poder proceder a uma avaliação sísmica de um edifício existente. Outros aspetos são igualmente importantes tais como o historial de alterações introduzidas na estrutura ou o estado de conservação do edifício. Segundo a NP EN 1998-3:2017, a recolha de informação sobre o edifício deverá ser tão exaustiva quanto possível e recorrendo, possivelmente, a diversas fontes (3.1 da NP EN 1998-3:2017): i) a documentação disponível específica sobre o edifício; ii) fontes de dados genéricos relevantes; iii) trabalhos de campo; iv) medições e ensaios *in situ*. A coerência entre as várias fontes deverá ser avaliada por forma a minimizar as incertezas.

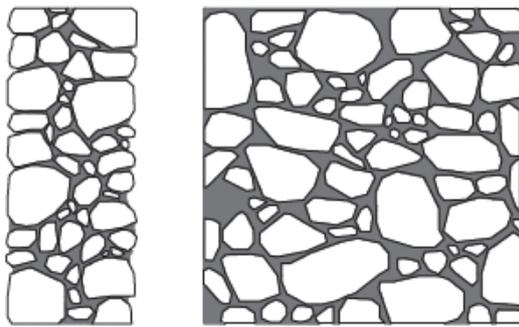
Os edifícios em geral, e os de alvenaria em particular, podem ser agrupados em tipologias construtivas com base em determinadas

características tais como a época de construção, o tipo de estrutura e de material estrutural, o número de pisos, entre outros. No estudo apresentado em (Sousa; 2006) são identificados os seguintes tipos de edifícios de alvenaria em Portugal: i) Edifícios de alvenaria antigos, anteriores à consolidação do uso do betão armado (edifícios urbanos anteriores a 1755, edifícios pombalinos, edifícios gaioleiros); ii) Edifícios de alvenaria de épocas mais recentes, mas que continuaram a ser construídos recorrendo aos materiais e às tecnologias tradicionalmente usadas ao longo do tempo (edifícios rurais, construção vernacular); e iii) Edifícios em que a alvenaria exerce funções estruturais, mas onde existem também elementos de betão armado na sua estrutura (edifícios de “placa”, edifícios de pequeno porte em alvenaria confinada). Classificações tipológicas idênticas são apresentadas em (Silva; 2001) e (Heitor; Caldas; Araújo; 1999). Estudos de pormenor, como por exemplo os de (Pinho; 2000), (Appleton; 2003), (Mascarenhas; 2004), (Appleton; 2005), (Almeida; 2013), (Lamego; 2014), (Silveira; 2016) e (Bernardo; 2019), permitem detalhar um pouco mais as características, ainda assim genéricas, dos edifícios existentes de alvenaria em Portugal.

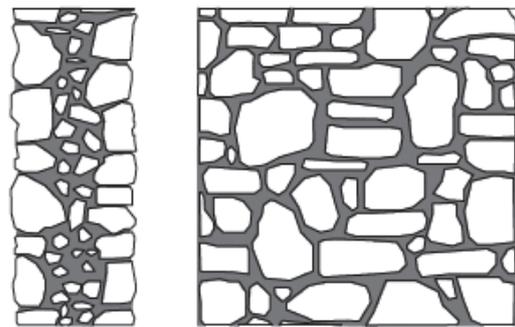
Os edifícios de alvenaria são geralmente compostos por: paredes resistentes de alvenaria, que pode ser não armada, confinada ou armada; e pavimentos e cobertura, que podem ser de madeira, mistos ou de betão armado. As fundações podem ser de alvenaria, do mesmo tipo da usada nas paredes resistentes, ou de betão, geralmente armado, no caso da alvenaria confinada. A sua estrutura é composta por paredes dispostas em duas direções ortogonais. As paredes exteriores são normalmente de espessura variável em altura e, no caso das fachadas, apresentam aberturas relativamente grandes dispostas de forma regular. As paredes interiores são distribuídas de forma regular e pouco espaçadas.

A alvenaria das paredes resistentes pode ser de pedra regular ou irregular, de tijolo maciço ou furado, de blocos de betão, de adobe ou de taipa. As juntas podem ser secas ou argamassadas. A argamassa de assentamento pode ser à base de cal aérea ou hidráulica, nos edifícios mais antigos, ou cimentícia nos edifícios mais recentes (meados do século XX). Na alvenaria de tijolo, o aparelho de assentamento pode ser de cutelo, à meia vez, uma vez, vez e meia ou duas vezes. No caso da alvenaria de tijolo antigo (NP 80; 1964) (NP 834; 1971), com dimensões de $7 \times 11 \times 22$, isto traduz-se em paredes com espessuras de 7 cm, 11 cm, 22 cm, 33 cm e 44 cm, respetivamente. Os panos de alvenaria podem ser simples, duplos ou triplos, sem ou com preenchimento de entulho, eventualmente com a inclusão de travamentos. Podem ainda ser incorporados elementos de madeira, nomeadamente a gaiola Pombalina ou versões simplificadas dela. Alguns exemplos dos vários tipos de alvenaria e das técnicas de construção podem ser observados em (Segurado; sem data), (Pinho; 2000), (Mateus; 2002) e (Lourenço; 2010).

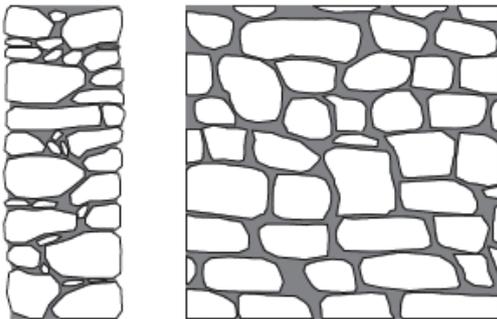
As propriedades mecânicas da alvenaria são muito variáveis pelos motivos apontados acima. Torna-se por isso difícil quantificar as propriedades de forma genérica, sendo recomendável a realização de ensaios *in situ* (NA.4.3b) da NP EN 1998-3:2017). Dos muitos estudos de caracterização de alvenarias realizados em Portugal podem referir-se os de (Vasconcelos; 2005), (Milosevic; Gago;



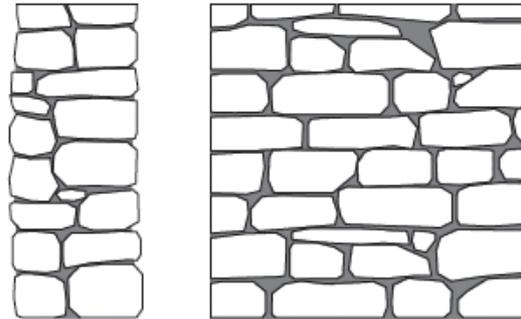
Alvenaria de pedra irregular, com seixos e pedras irregulares distribuídas de forma errática



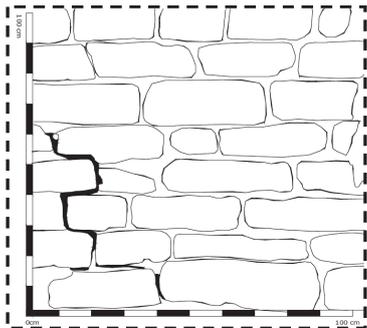
Alvenaria de pedra não aparelhada com folhas externas de espessura limitada e núcleo de enchimento (três folhas)



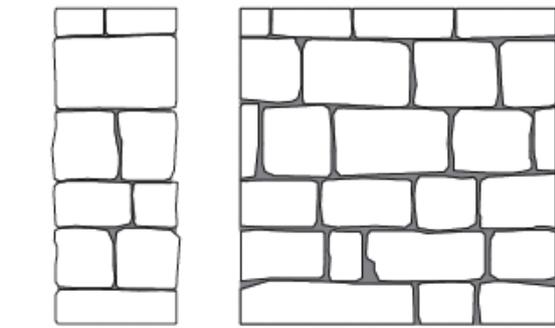
Alvenaria de pedra aparelhada com boa aderência



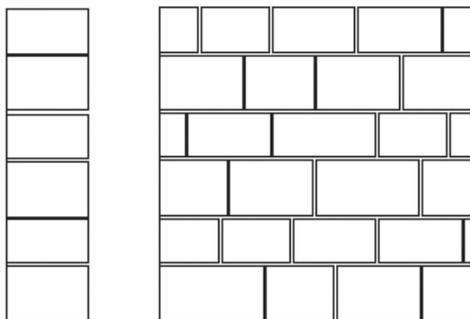
Alvenaria regular de pedra macia (blocos de tufo ou arenito)



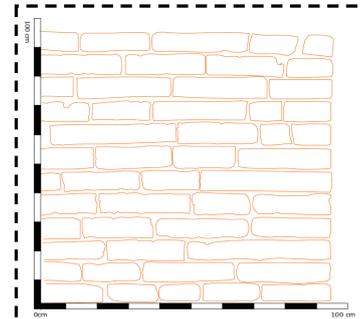
Alvenaria de pedra aparelhada rija (aparelho regular)



Cantaria construída com pedras de boa qualidade (junta argamassada)



Cantaria construída com pedras de boa qualidade (junta seca)



Alvenaria de tijolo maciço com argamassa à base de cal

Figura 1 Tipos de alvenarias (adaptado de Vanin; Zaganeli; Penna, *et al.*, 2017)

Quadro 1 Exemplos de valores médios, ou intervalos de valores, de propriedades de alguns tipos de alvenaria (adaptado da versão atual da norma EN 1998-3, em processo de revisão)

Tipo de alvenaria	f_c (MPa)	f_t (MPa)	f_{v0} (MPa)	E (MPa)	G (MPa)	w (kN/m ³)
Alvenaria de pedra irregular, com seixos e pedras irregulares distribuídas de forma errática	1,1 a 1,9	0,03 a 0,05	–	900	300	19
Alvenaria de pedra não aparelhada com folhas externas de espessura limitada e núcleo de enchimento (três folhas)	2,0 a 3,0	0,05 a 0,08	–	1200	400	20
Alvenaria de pedra aparelhada com boa aderência	2,6 a 3,8	0,08 a 0,11	–	1700	600	21
Alvenaria regular de pedra macia (blocos de tufo ou arenito)	1,4 a 2,2	0,05 a 0,06	–	1100	400	13 a 16
Alvenaria de pedra aparelhada rija (aparelho regular)	2,0 a 3,2	–	0,10 a 0,19	1400	500	13 a 16
Cantaria construída com pedras de boa qualidade	6,0 a 8,0	–	0,19 a 0,25	2800	900	22
Alvenaria de tijolo maciço com argamassa à base de cal	2,5 a 3,4	0,09 a 0,14	0,13 a 0,19	1500	500	18
Alvenaria de tijolo perfurado (índice de furação vertical < 40%) com argamassa à base de cimento e cal	4,9 a 8,1	–	0,24 a 0,32	4600	1100	15

Nota: f_c é a resistência à compressão, f_t é a resistência à tração, f_{v0} é a resistência inicial ao corte para esforço axial nulo (coesão do modelo Mohr-Coulomb), E é o módulo de elasticidade, G é o módulo de distorção, e w é o peso volumétrico.

Lopes; *et al.*; 2013), (Almeida; Guedes; Arêde; *et al.*; 2015), (Silveira; Varum; Costa; *et al.*; 2015) e (Marques; 2020). Em (Simões; 2018) são resumidos alguns resultados obtidos em estudos nacionais. Apresentam-se no Quadro 1 alguns exemplos de valores médios, ou intervalos de valores, das propriedades de alguns tipos de alvenaria, alguns dos quais são ilustrados na Figura 1. Estes valores, adaptados da versão atual da norma EN 1998-3 (em processo de revisão), são meramente indicativos e não necessariamente representativos das alvenarias existentes em Portugal.

2.2 Informação de base necessária

Cada edifício possui características arquitetónicas, estruturais e construtivas próprias. De entre os múltiplos aspetos que podem ser investigados, no âmbito de uma avaliação, assumem particular importância os relacionados com a geometria, as disposições

construtivas e os materiais existentes. Na NP EN 1998-3:2017 é enumerada a informação de base que é necessário recolher sobre um edifício existente e que incide, entre outros aspetos, sobre a construção original, as alterações realizadas ao longo do tempo, o estado de conservação atual e o histórico da sua utilização (3.2 da NP EN 1998-3:2017).

O Anexo C da NP EN 1998-3:2017 complementa com os aspetos que devem ser cuidadosamente examinados nos edifícios existentes de alvenaria. Algumas das informações poderão ser obtidas a partir de reconhecimentos realizados no local, outras a partir do projeto original ou dos desenhos de construção, quando disponíveis. Em qualquer dos casos, deve-se assegurar que a informação recolhida tem a quantidade e a qualidade adequadas pois isso tem implicações no procedimento de avaliação do edifício que se traduzem na quantificação de um certo nível de conhecimento.

Quadro 2 Relação entre os níveis de conhecimento, geometria, disposições construtivas e materiais num edifício existente de alvenaria (adaptado do Quadro 3.1 da NP EN 1998-3:2017)

Nível de conhecimento	Geometria	Disposições construtivas	Materiais
Conhecimento limitado (KL1)	A partir dos desenhos de dimensionamento geral do projeto e de uma inspeção visual de uma amostragem ou a partir de uma inspeção integral	Projeto simulado de acordo com a prática de origem e a partir uma inspeção <i>in situ</i> limitada	Valores por defeito de acordo com as normas em vigor à data da construção e a partir de ensaios <i>in situ</i> limitados
Conhecimento normal (KL2)		A partir de uma inspeção <i>in situ</i> alargada	A partir de ensaios <i>in situ</i> alargados
Conhecimento integral (KL3)		A partir de uma inspeção <i>in situ</i> completa	A partir de ensaios <i>in situ</i> completos

2.3 Níveis de conhecimento

A NP EN 1998-3:2017 estabelece três níveis de conhecimento: limitado (KL1), normal (KL2) e integral (KL3). Os níveis de conhecimento são determinados com base na quantidade e qualidade das informações obtidas sobre a geometria, as disposições construtivas e os materiais utilizados na construção do edifício (3.3 da NP EN 1998-3:2017). O Anexo C da NP EN 1998-3:2017 fornece indicações complementares sobre os dados que devem ser recolhidos sobre a geometria, as disposições construtivas e os materiais específicos para edifícios existentes de alvenaria. Apresenta-se no Quadro 2 a relação entre níveis de conhecimento, geometria, disposições construtivas e materiais num edifício existente de alvenaria na hipótese de ausência desta informação.

O nível de conhecimento alcançado sobre o edifício existente determina o método de análise admissível bem como os valores a adotar para o coeficiente de confiança (CF). Estes são utilizados para modificar os valores médios das propriedades dos materiais obtidos a partir de ensaios *in situ* e de fontes de informação adicionais. Apresenta-se no Quadro 3 a relação entre os níveis de conhecimento, os métodos de análise e os coeficientes de conhecimento.

Quadro 3 Relação entre níveis de conhecimento, métodos de análise e coeficientes de conhecimento (adaptado do Quadro 3.1 da NP EN 1998-3:2017)

Nível de conhecimento	Método de análise	Coefficiente de confiança (CF)
Conhecimento limitado (KL1)	Métodos de análise linear (LF, MRS)	1,35
Conhecimento normal (KL2)	Métodos de análise linear e não linear	1,20
Conhecimento integral (KL3)	Métodos de análise linear e não linear	1,00

Nota: LF – Análise por forças laterais, MRS – Análise modal por espectro de resposta.

2.4 Identificação do nível de conhecimento

Os três fatores que determinam os níveis de conhecimento, geometria, disposições construtivas e materiais (ver Quadro 2), são qualificados por meio de descritores tais como “visual”, “integral”, “limitado”, “alargado” e “completo”: i) Geometria: desenhos de dimensionamento geral, desenhos de pormenor, inspeção visual, inspeção integral; ii) Disposições construtivas: projeto simulado, inspeção *in situ* limitada, inspeção *in situ* alargada, inspeção *in situ* completa; e iii) Materiais: ensaios destrutivos e não destrutivos, ensaios *in situ* limitados, ensaios *in situ* alargados, ensaios *in situ* completos. Para cada um deles é definida a quantidade e a qualidade das informações associadas por forma a permitir identificar os níveis de conhecimento (3.4 da NP EN 1998-3:2017).

O Anexo Nacional da NP EN 1998-3:2017 destaca a importância da realização de ensaios de identificação dinâmica como forma de melhorar significativamente a informação recolhida nos ensaios *in situ*. No caso dos edifícios existentes de alvenaria estes ensaios

são potencialmente muito úteis pois permitem identificar os comportamentos globais, no plano e para fora do plano das paredes, bem como a interação entre eles (NA.4.3b) da NP EN 1998-3:2017).

2.5 Coeficientes de confiança

As propriedades médias dos materiais existentes, obtidas por meio de ensaios *in situ* ou a partir de fontes de informação adicionais, possuem um nível de incerteza inerente ao nível de conhecimento alcançado. Os coeficientes de confiança para cada nível de conhecimento m (CF_m) apresentados no Quadro 3 têm por objetivo ajustar os valores médios daquelas propriedades para utilização no cálculo das capacidades dos elementos estruturais (3.5 da NP EN 1998-3:2017). Duas situações distintas surgem nas verificações de segurança: i) na determinação das capacidades dos elementos estruturais para comparação com as exigências, devem ser utilizados os valores médios das propriedades dos materiais existentes divididos pelos coeficientes de confiança para o nível de conhecimento alcançado (CF_m); e ii) na determinação das capacidades dos elementos “dúcteis”, em termos de força (resistência), para transmissão, por equilíbrio, dos efeitos das ações aos elementos “frágeis” nas análises lineares, devem ser utilizados os valores médios das propriedades dos materiais existentes dos elementos “dúcteis” multiplicados pelos coeficientes de confiança para o nível de conhecimento alcançado (CF_m).

No presente contexto, as capacidades dos elementos estruturais têm um significado equivalente ao que normalmente se designa por capacidade resistente, podendo referir-se tanto à capacidade de resistir a esforços como à capacidade de deformação. Da mesma forma, as exigências têm um significado equivalente ao que normalmente se designa por efeitos das ações, podendo referir-se à aplicação tanto de um esforço como de uma deformação.

3 Requisitos de desempenho e critérios de conformidade

3.1 Requisitos fundamentais

A avaliação do desempenho sísmico de edifícios existentes é realizada através da verificação de um determinado estado limite para um determinado período de retorno da ação sísmica. Os estados limite são descritos com referência ao estado de dano da estrutura, traduzido através da sua resistência e rigidez, da sua capacidade para suportar as cargas horizontais e verticais, dos deslocamentos laterais permanentes, e dos danos nos elementos não estruturais. Os períodos de retorno, por sua vez, são escolhidos por forma a que, quando conjugados com os estados limite, assegurem níveis de proteção considerados apropriados. Estes conceitos são idênticos aos utilizados na NP EN 1998-1:2010 para o projeto de edifícios novos, mas com as adaptações necessárias para se proceder à avaliação e reabilitação de edifícios existentes.

Na NP EN 1998-3:2017 são definidos três estados limite (2.1(1)P da NP EN 1998-3:2017): i) Estado limite de colapso iminente (NC); ii) Estado limite de danos severos (SD); e iii) Estado limite de limitação de dano (DL). O Anexo Nacional estabelece os

estados limite a verificar na avaliação do desempenho sísmico de um edifício existente em função da sua classe de importância (NA 2.1(2)P da NP EN 1998-3:2017), bem como os períodos de retorno associados a cada um dos três estados limite aplicáveis em Portugal (NA 2.1(3)P da NP EN 1998-3:2017), os quais não dependem da classe de importância dos edifícios. O Quadro 4 resume os requisitos de desempenho a verificar em Portugal em termos de período de retorno e de estado limite para cada uma das classes de importância.

Quadro 4 Requisitos de desempenho sísmico para edifícios existentes em Portugal em função da sua classe de importância

Período de retorno	Probabilidade de excedência	Estado limite		
		Limitação de dano (DL)	Danos severos (SD)	Colapso iminente (NC)
73 anos	50% em 50 anos	Só classes de importância III e IV	–	–
308 anos	15% em 50 anos	–	Todas as classes de importância	–
975 anos	5% em 50 anos	–	–	Só classes de importância III e IV

De notar que, comparativamente com os dois requisitos de desempenho definidos na NP EN 1998-1:2010, não ocorrência de colapso e limitação de danos, os estados limite de danos severos (SD) e de limitação de dano (DL) são-lhes globalmente equivalentes, embora sejam verificados para períodos de retorno da ação sísmica inferiores. Relativamente ao estado limite de colapso iminente (NC), descreve-se uma situação já muito próxima do colapso real do edifício, sem paralelo naquela norma.

3.2 Critérios de conformidade

No âmbito da NP EN 1998-3:2017, a conformidade com os requisitos de desempenho é alcançada através da seleção da ação sísmica, do método de análise, dos procedimentos de verificação e das disposições construtivas, apropriados ao material estrutural. A exigência é determinada para a ação sísmica de cálculo associada a cada estado limite, nalguns casos modificada em determinados elementos estruturais num procedimento análogo ao cálculo pela capacidade real (*capacity design*) da NP EN 1998-1:2010. A capacidade, para comparação com as exigências devidas à ação sísmica nas verificações de segurança, é calculada com base nas propriedades médias dos materiais existentes, eventualmente reduzidas para ter em consideração a incerteza na determinação das propriedades médias dos materiais existentes (CF_m) e as incertezas no modelo (γ_m).

Para efeitos de verificação de segurança, os elementos estruturais devem ser classificados como “dúcteis” ou como “frágeis” (2.2.1(3) P da NP EN 1998-3:2017). Nos primeiros deve assegurar-se que as

exigências devidas à ação sísmica não excedem as correspondentes capacidades em termos de deformações, enquanto nos segundos se deve assegurar que as exigências não excedem as correspondentes capacidades em termos de resistências. A verificação de segurança no estado limite de limitação de dano (DL) é realizada unicamente em termos de resistência, independentemente de o elemento estrutural ser “dúctil” ou “frágil”. Apresenta-se no Quadro 5 a relação entre os estados limite e as capacidades para os elementos “dúcteis” e para os elementos “frágeis”.

Quadro 5 Relação entre estados limite e capacidades para os diferentes tipos de elementos estruturais

Estado limite	Capacidade	
	Elementos “dúcteis”	Elementos “frágeis”
Colapso iminente (NC)	Deformação última	Resistência última
Danos severos (SD)	Deformação representativa de danos severos	Estimativa conservativa da resistência última
Limitação de dano (DL)	Resistência associada à cedência	Resistência associada à cedência

Para além da classificação dos elementos como “dúcteis” ou “frágeis”, alguns elementos estruturais podem ser designados como elementos “sísmicos secundários” (2.2.1(6)P da NP EN 1998-3:2017). Todos os demais elementos estruturais são considerados como elementos “sísmicos primários”. O Quadro 6 resume as propriedades a utilizar no cálculo das capacidades em função da classificação dos elementos estruturais. Nos materiais novos ou adicionais devem ser utilizadas as respetivas propriedades nominais, sem modificação pelo coeficiente de confiança (CF_m).

Quadro 6 Propriedades dos materiais existentes a utilizar no cálculo das capacidades dos elementos estruturais para comparação com as exigências nas verificações de segurança

Elementos	Dúcteis	Frágeis
Sísmicos primários	$\frac{\text{propriedades médias}}{CF_m}$	$\frac{\text{propriedades médias}}{CF_m \gamma_m}$
Sísmicos secundários	Propriedades médias	

As exigências na estrutura são determinadas para a ação sísmica total (não reduzida, elástica) quantificada para o período de retorno associado a cada estado limite (2.2.1(2)P da NP EN 1998-3:2017). No caso dos métodos lineares, as exigências nos elementos “frágeis” são modificadas na verificação dos estados limite de danos severos (SD) e de colapso iminente (NC) para atender à transmissão, por equilíbrio, dos efeitos das ações entre elementos “dúcteis” e elementos “frágeis”. Este procedimento é, de certa forma, análogo ao cálculo pela capacidade real (*capacity design*) da NP EN 1998-1:2010 ao procurar garantir que, num contexto de avaliação

Quadro 7 Relação entre estados limite e exigências para os diferentes tipos de elementos e métodos de análise

Estado limite	Exigência		
	Elementos "dúcteis"		Elementos "frágeis"
	Métodos lineares e não lineares	Métodos lineares	Métodos não lineares
Colapso iminente (NC)	Avaliada com base nos resultados da análise	Modificada com base nas exigências e capacidades dos elementos "dúcteis"	Avaliada com base nos resultados da análise
Danos severos (SD)			
Limitação de dano (DL)	Avaliada com base nos resultados da análise		

Quadro 8 Relação entre métodos de análise e tipos de avaliação

Tipo de avaliação	Métodos de análise	
	Lineares	Não lineares
Elemento a elemento	Capacidade e exigência definidas em termos de deformação ou de esforço transversal	Não aplicáveis
Global	Capacidade e exigência definidas em termos de esforço transversal na base na direção horizontal da ação sísmica Aplicável só no estado limite de limitação de dano (DL)	Capacidade e exigência definidas em termos de deslocamento ao nível da cobertura

de edifícios existentes, a capacidade dos elementos "frágeis" tem de ser pelo menos igual à dos elementos "dúcteis" com os quais estão em equilíbrio. Apresenta-se no Quadro 7 a relação entre os estados limite e as exigências (esforços ou deformações) determinadas para a ação de cálculo apropriada a cada estado limite.

Em complemento a estes critérios genéricos, o Anexo C da NP EN 1998-3:2017 apresenta dois tipos de modelos de capacidade para avaliação de edifícios existentes de alvenaria, descritos nas secções 3.2.1 e 3.2.2 seguintes, os quais impõem restrições sobre os métodos de análise que podem ser utilizados.

O primeiro tipo é um modelo de avaliação global do edifício (C.4.1 da NP EN 1998-3:2017), caracterizado pelo deslocamento ao nível da cobertura e pela resistência lateral total medida como o esforço transversal na base. Nos métodos não lineares, a capacidade é definida em termos do deslocamento ao nível da cobertura e a exigência a comparar com a capacidade é dada pelo deslocamento ao nível da cobertura correspondente a um deslocamento-alvo (C.3.3 da NP EN 1998-3:2017). Nos métodos lineares e para o estado limite de limitação de dano (DL), a capacidade é considerada igual à soma das capacidades em relação ao esforço transversal das paredes individuais na direção horizontal da ação sísmica e a exigência é o esforço transversal máximo na base nessa mesma direção obtido a partir da análise linear.

O segundo tipo é um modelo de capacidade para avaliação de paredes de alvenaria não armada em função dos esforços a que estão sujeitos (C.4.2 e C.4.3 da NP EN 1998-3:2017) e é essencialmente um modelo de avaliação elemento a elemento equivalente aos critérios genéricos descritos acima. Embora não seja explicitado, as paredes de alvenaria não armada cuja rotura é ditada por flexão composta (esforço axial e flexão)

correspondem a elementos "sísmicos dúcteis" enquanto as paredes cuja rotura é ditada por esforço transversal correspondem a elementos "sísmicos frágeis", tendo em conta as propriedades dos materiais existentes utilizadas no cálculo das capacidades dos elementos estruturais para comparação com as exigências nas verificações de segurança indicadas no Quadro 6. Apresenta-se no Quadro 8 a relação entre métodos de análise e tipos de avaliação em edifícios existentes de alvenaria.

3.2.1 Modelos de capacidade para avaliação elemento a elemento

No Anexo C da NP EN 1998-3:2017 são definidos dois modelos de capacidade para avaliação de paredes de alvenaria não armada sujeitas a esforços no seu plano, um para esforço axial e flexão (C.4.2 da NP EN 1998-3:2017) e outro para esforço transversal (C.4.3 da NP EN 1998-3:2017), associados a mecanismos distintos. Em ambos os modelos, a capacidade da parede traduz-se numa curva de capacidade bilinear definida em termos de esforço transversal (V) e de deslocamento relativo (δ). Apresenta-se na Figura 2 a idealização da curva de capacidade bilinear para paredes de alvenaria não armada com indicação dos vários estados limite definidos ora em deslocamento relativo (SD e NC) ora em esforço transversal (DL).

Numa parede de alvenaria não armada sujeita a esforço axial e flexão, desenvolve-se um mecanismo de rotura por flexão (*rocking*) como o ilustrado na Figura 3. Sob a ação combinada daqueles dois esforços, a parede de alvenaria desenvolve uma distribuição de tensões normais na secção mais desfavorável, em princípio a da base, que podem resultar em trações numa ou noutra das extremidades da parede.

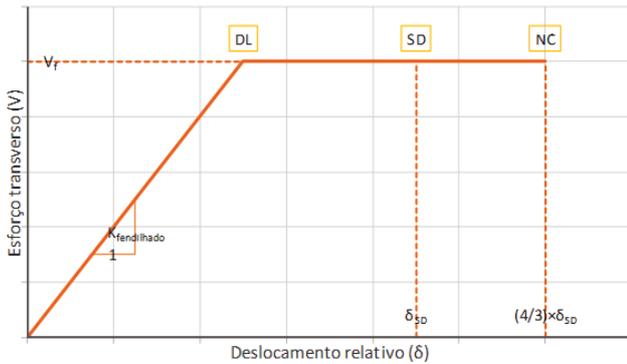


Figura 2 Identificação dos estados limites na curva de capacidade idealizada de uma parede sujeita a esforços no seu plano

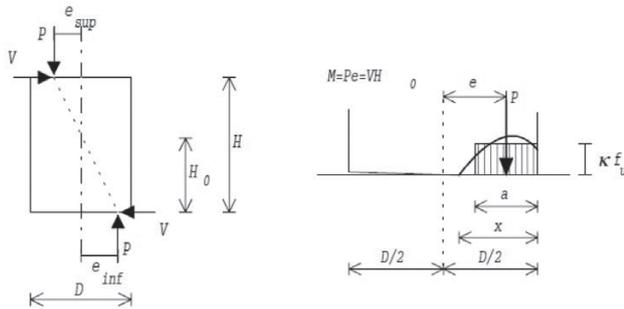


Figura 3 Modelo de cálculo de uma parede de alvenaria não armada sujeita a esforço axial e flexão (adaptado de Magenes; Bolognini; Braggio; 2000)

Este mecanismo é considerado “dúctil”, motivo pelo qual a resistência média à compressão da alvenaria (f_m) é dividida apenas pelo coeficiente de confiança (CF_m) no cálculo da capacidade resistente. Nestas circunstâncias, a capacidade em termos de força (resistência) máxima de uma parede de alvenaria não armada sujeita a esforço axial e flexão ($V_{f(N,M)}$) é dada por:

$$V_{f(N,M)} = \frac{DN}{2H_0} (1 - 1,15v_d) \quad (1)$$

em que V_f é a resistência da parede em termos de esforço transversal, N é o esforço axial na parede devido unicamente às cargas verticais, D é o comprimento da parede na direção considerada, t é a espessura da parede, H_0 é a altura entre a secção mais desfavorável e o ponto de inflexão, f_m é a resistência média à compressão da alvenaria e CF_m é o coeficiente de confiança para a alvenaria para o nível de conhecimento m .

Esta capacidade tem de ser comparada com a capacidade resistente da mesma parede de alvenaria não armada quando sujeita a esforço transversal, por forma a identificar qual dos dois mecanismos apresenta o menor valor e, portanto, controla a capacidade resistente da parede.

Numa parede de alvenaria não armada sujeita a esforço transversal,

desenvolve-se um mecanismo de rotura por deslizamento ao longo das juntas horizontais¹ (*bed joint sliding*) como o ilustrado na Figura 4. Sob a ação do esforço transversal, e na presença de esforço axial, as tensões tangenciais e normais que equilibram os esforços transmitem-se apenas na porção da parede onde existe contacto.

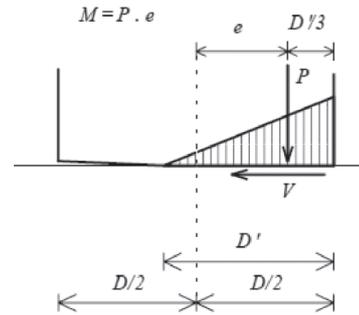


Figura 4 Modelo de cálculo de uma parede de alvenaria não armada sujeita a esforço transversal (adaptado de Magenes; Bolognini; Braggio; 2000)

A capacidade resistente neste caso é baseada no modelo de Mohr-Coulomb, ao qual a NP EN 1998-3:2017 impõe um limite máximo de $0,065 f_m / (CF_m \gamma_m)$ que representa de forma aproximada o esmagamento da alvenaria. Considerando uma coesão dada por f_{vm0} e um coeficiente de atrito com um valor fixo de 0,4, obtém-se a seguinte expressão que define a região de esforços admissíveis:

$$f_{vd} = \frac{f_{vm0}}{CF_m \gamma_m} + 0,4 \frac{N}{D't} \leq 0,065 \frac{f_m}{CF_m \gamma_m} \quad (2)$$

em que f_{vm0} é a resistência média ao corte na ausência de uma carga vertical, f_m é a resistência média à compressão, CF_m é o coeficiente de confiança para a alvenaria para o nível de conhecimento m , γ_m é o coeficiente parcial para a alvenaria, N é o esforço axial na parede (pode considerar-se que é devido unicamente às cargas verticais), D' é o comprimento da zona comprimida da parede na direção considerada e t é a espessura da parede.

Este mecanismo é considerado “frágil”, motivo pelo qual as resistências médias ao corte na ausência de uma carga vertical (f_{vm0}) e à compressão (f_m) são divididas pelo coeficiente de confiança (CF_m) e também pelo coeficiente parcial para a alvenaria (γ_m). Este coeficiente varia entre 2,0 e 2,5 dependendo do tipo de alvenaria².

Nestas circunstâncias, a capacidade em termos de força (resistência) máxima de uma parede de alvenaria não armada sujeita a esforço transversal ($V_{f(V)}$) é dada por:

$$V_{f(V)} = f_{vd} D't \quad (3)$$

em que os símbolos têm o significado expresso anteriormente.

¹ Nas paredes de alvenaria não armada antigas ou de fraca qualidade pode desenvolver-se um outro mecanismo de rotura associado a esforço transversal, o corte diagonal (*diagonal cracking*), que não é contemplado na NP EN 1998-3:2017, mas sim na versão atual da norma EN 1998-3 em processo de revisão.

² NA. 2.4.3(1)P da NP EN 1996-1-1:2005+A1:2015 via NA 9.6(3) da NP EN 1998-1:2010 via NA. 2.2.1(7)P da NP EN 1998-3:2017.

Considera-se que uma parede de alvenaria não armada é controlada pelo esforço transversal se o valor da capacidade correspondente ($V_{f(V)}$, expressão 3) for inferior ao valor da capacidade para esforço axial e flexão ($V_{f(N,M)}$, expressão 1), caso contrário é controlada por este último. A capacidade em termos de força (resistência) máxima da parede (V_f) será sempre dada pelo menor valor destes dois modelos:

$$V_f = \text{mínimo} (V_{f(N,M)}; V_{f(V)}) \quad (4)$$

Para ilustrar esta condição, considere-se o exemplo de uma parede de alvenaria não armada sujeita a um conjunto de esforços equilibrados no seu plano com as características apresentadas na Figura 5:

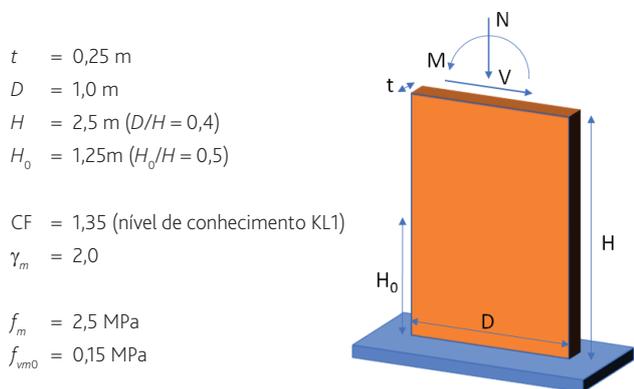


Figura 5 Exemplo de uma parede sujeita a esforços no seu plano

Conforme se pode observar na Figura 6, a capacidade em relação ao esforço transversal da parede de alvenaria não armada sujeita a esforços no seu plano (região admissível a sombreado) é controlada ora por esforço axial e flexão, ora por esforço transversal, dependendo do nível de esforço axial instalado na parede.

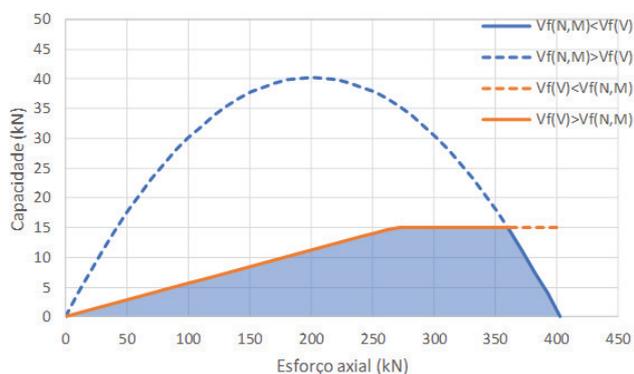


Figura 6 Exemplo da relação entre o esforço axial e a capacidade em relação ao esforço transversal numa parede de alvenaria não armada (região admissível a sombreado)

Identificado o mecanismo que determina a capacidade máxima da parede, o Quadro 9 resume a relação entre os estados limite e as capacidades, definidas em termos de capacidade em relação ao esforço transversal (V_f) e de deslocamento relativo (δ), na avaliação de paredes de alvenaria não armadas sujeitas a esforços no seu plano. Dos dois valores indicados para δ_{SD} , o menor é utilizado

nos elementos “sísmicos primários” e o maior nos elementos “sísmicos secundários”. No estado limite de limitação de dano (DL), o correspondente valor de δ_{DL} é obtido a partir de V_f e da rigidez fendilhada para deformabilidade de flexão e de esforço transversal, respetivamente.

Quadro 9 Relação entre estados limite e capacidades para a avaliação de paredes de alvenaria não armadas sujeitas a esforços no seu plano

Estado limite	Parede de alvenaria não armada com capacidade controlada por:	
	Esforço axial e flexão (N,M) $V_{f(N,M)} < V_{f(V)}$ (elemento “dúctil”)	Esforço transversal (V) $V_{f(V)} < V_{f(N,M)}$ (elemento “frágil”)
Colapso iminente (NC)	$V_{f(N,M)} \cdot \delta_{NC(N,M)} = \frac{4}{3} \times \delta_{SC(N,M)}$	$V_{f(V)} \cdot \delta_{NC(V)} = \frac{4}{3} \times \delta_{SD(V)}$
Danos severos (SD)	$V_{f(N,M)} \cdot \delta_{SD(N,M)} = \begin{cases} 0,008H_0/D \\ 0,012H_0/D \end{cases}$	$V_{f(V)} \cdot \delta_{SD(V)} = \begin{cases} 0,004 \\ 0,006 \end{cases}$
Limitação de dano (DL)	$V_{f(N,M)} = \frac{DN}{2H_0} (1 - 1,15v_d)$	$V_{f(V)} = f_{vd} D' t$

3.2.2 Modelos de capacidade para uma avaliação global

No Anexo C da NP EN 1998-3:2017 são definidos dois modelos de capacidade para avaliação global de um edifício, um deles em termos do deslocamento ao nível da cobertura (C.3.3 da NP EN 1998-3:2017), aplicável nos métodos de análise não linear, e outro em termos de esforço transversal na base, aplicável nos métodos de análise linear e apenas no estado limite de limitação de dano (DL).

Nos métodos de análise não linear, as capacidades para os vários estados limite estão associadas a uma relação idealizada do comportamento força/deslocamento elasto-perfeitamente plástico de um sistema equivalente com um só grau de liberdade. O deslocamento último (D_u) corresponde ao deslocamento ao nível da cobertura quando o esforço transversal na base do edifício atinge 80% do valor máximo alcançado ($F_{máx}$). O deslocamento e a resistência na cedência (D_y e F_y) podem ser determinados, por exemplo, através do procedimento indicado no Anexo B da NP EN 1998-1:2010³. Apresenta-se na Figura 7 a idealização do

³ No Anexo B da NP EN 1998-1:2010 é ilustrado apenas o troço da curva de capacidade estimada até atingir o valor máximo do esforço transversal na base do edifício ($F_{máx}$), que é igual à resistência na cedência (F_y). Contudo, na análise estática não linear de um edifício de alvenaria existente deverá ser contemplado também o troço descendente associado à degradação de resistência. De acordo com o Anexo C da NP EN 1998-3:2017, a relação idealizada do comportamento força/deslocamento elasto-perfeitamente plástico é prolongada até atingir o deslocamento último (D_u). O deslocamento de cedência (D_y) é obtido da forma indicada no Anexo B da NP EN 1998-1:2010, mas onde a energia de deformação (E_m) é calculada até ao deslocamento último.

comportamento força/deslocamento elasto-perfeitamente plástico de um sistema equivalente com um só grau de liberdade utilizada no modelo de capacidade para avaliação global de um edifício de alvenaria existente.

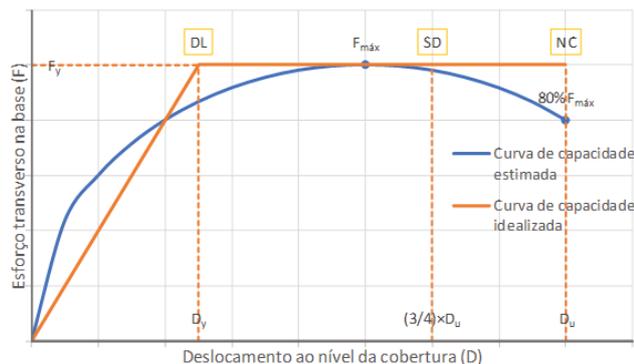


Figura 7 Curva de capacidade global com identificação dos estados limites

Nos métodos de análise linear, a capacidade é definida em termos do esforço transverso na base, dado pelo somatório das resistências das paredes individuais calculadas de acordo com os modelos de capacidade para avaliação de elementos sujeitos a esforços apresentados na secção 3.2.1.

Apresenta-se no Quadro 10 a relação entre os estados limite e as correspondentes capacidades para os diferentes tipos de análise numa avaliação global (C.4.1 da NP EN 1998-3:2017). Nas expressões apresentadas, D_u é o deslocamento último, D_y e F_y são o deslocamento e a resistência na cedência, V_{fi} é a capacidade em relação ao esforço transverso da parede individual i e N é o número total de paredes na direção horizontal da ação sísmica. O valor da capacidade em relação ao esforço transverso V_{fi} de cada parede individual i é dado pelo valor mínimo entre a capacidade ao esforço axial e flexão ($V_{fi(N,M)}$) e a capacidade ao esforço transverso ($V_{fi(V)}$), conforme descrito na secção 3.2.1.

Quadro 10 Relação entre estados limite e capacidades para os diferentes métodos de análise numa avaliação global

Estado limite	Capacidade	
	Métodos lineares	Métodos não lineares
Colapso iminente (NC)	Não aplicável	$D_{NC} = D_u$
Danos severos (SD)	Não aplicável	$D_{SD} = \frac{3}{4} \times D_u$
Limitação de dano (DL)	$\sum_{i=1}^N V_{fi}$	$F_y, D_{DL} = D_y$

4 Avaliação

4.1 Generalidades

A avaliação é um procedimento quantitativo através do qual se verifica se um edifício existente, danificado ou não, satisfaz o estado limite requerido correspondente à ação sísmica considerada (4.1(1) da NP EN 1998-3:2017). Na metodologia de avaliação usada deverá ser considerada, quando relevante, a informação sobre o comportamento do mesmo tipo de edifício em sismos anteriores.

A avaliação de edifícios existentes apresenta semelhanças com o procedimento preconizado na NP EN 1998-1:2010 para o projeto de edifícios novos. As alterações que são introduzidas no procedimento pela NP EN 1998-3:2017, e que se destacam nas secções seguintes, destinam-se a solucionar os problemas específicos da avaliação sísmica de edifícios existentes (para os quais não existe a liberdade de projeto inerente a edifícios novos).

4.2 Ação sísmica e combinação de ações sísmica

A ação sísmica a utilizar na avaliação de edifícios é modelada com base nas representações da ação sísmica apresentadas em 3.2.2 e 3.2.3 da NP EN 1998-1:2010. O espectro de resposta elástica (S_e) assume aqui particular destaque dado que é utilizado como referência para as análises lineares e não lineares (4.2(2)P da NP EN 1998-3:2017).

Os valores da aceleração máxima de referência (a_{gR}) a adotar para cada um dos três estados limite são obtidos a partir dos valores correspondentes indicados no Quadro NA.I do Anexo Nacional da NP EN 1998-1:2010, multiplicando-os por coeficientes que têm em consideração os períodos de retorno associados a cada um dos estados limite (Quadro NA.I do Anexo Nacional da NP EN 1998-3:2017). Estes valores terão de ser multiplicados ainda pelo coeficiente de importância do edifício (γ_i), indicados no Quadro NA.II do Anexo Nacional da NP EN 1998-1:2010, por forma a se obter o valor de cálculo da aceleração à superfície de um terreno do tipo A (a_g):

$$a_g = \gamma_i \times a_{gR} \quad (5)$$

Os efeitos da ação sísmica, determinados através da análise, deverão ser combinados com os das restantes ações (4.2(4)P da NP EN 1998-3:2017).

4.3 Modelação da estrutura

A determinação dos efeitos das ações em todos os elementos estruturais, para a combinação de ações sísmica, é feita através de um modelo numérico da estrutura desenvolvido com base na informação obtida sobre o edifício existente. Em particular, nos elementos estruturais devem ser utilizados os valores médios das propriedades dos materiais existentes (4.3(5)P da NP EN 1998-3:2017).

O desenvolvimento do modelo numérico deverá seguir as regras da NP EN 1998-1:2010 relativas à modelação da estrutura e aos efeitos acidentais de torção. Alguns dos elementos estruturais

podem ser considerados como elementos “sísmicos secundários”, com base em análises preliminares, desde que isso não altere a classificação da estrutura de não regular para regular (4.3(4)P da NP EN 1998-3:2017). A sua contribuição, em termos de rigidez e de resistência em relação às ações horizontais, poderá, em geral, ser ignorada no modelo estrutural global, embora esta opção seja desaconselhada no caso das análises não lineares.

Dada a importância que é atribuída aos deslocamentos e às deformações da estrutura devidos à ação sísmica, é fundamental fazer uma avaliação correta da rigidez uma vez que, em geral, é contra a segurança a adoção de valores de rigidez sobreavaliados (NA.4.3c) da NP EN 1998-3:2017). Neste sentido, o Anexo C da NP EN 1998-3:2017 refere que na elaboração do modelo de análise, a rigidez das paredes deverá ser avaliada tendo em conta simultaneamente a sua deformabilidade de flexão e de esforço transversal, com base na rigidez fendilhada. Na

ausência de avaliações mais precisas, as duas contribuições para a rigidez poderão ser consideradas iguais a metade dos respetivos valores não fendilhados (C.3.1(1) da NP EN 1998-3:2017).

Relativamente aos lintéis de alvenaria, o Anexo C da NP EN 1998-3:2017 refere que estes poderão ser introduzidos no modelo como vigas de acoplamento entre dois elementos de parede (C.3.1(2) da NP EN 1998-3:2017). Estas deverão, no entanto, permitir o funcionamento em conjunto das várias paredes alinhadas na direção da ação sísmica horizontal considerada na análise, simulando a rigidez no plano dos pavimentos.

Apresentam-se na Figura 8 várias plantas tipo de um edifício de alvenaria de “placa” com indicação dos vários tipos de paredes: 1) paredes divisórias, que podem ser resistentes ou não; 2) paredes resistentes entre alojamentos e no núcleo de escadas; 3) paredes resistentes de empena; e 4) paredes resistentes de fachada. Conforme

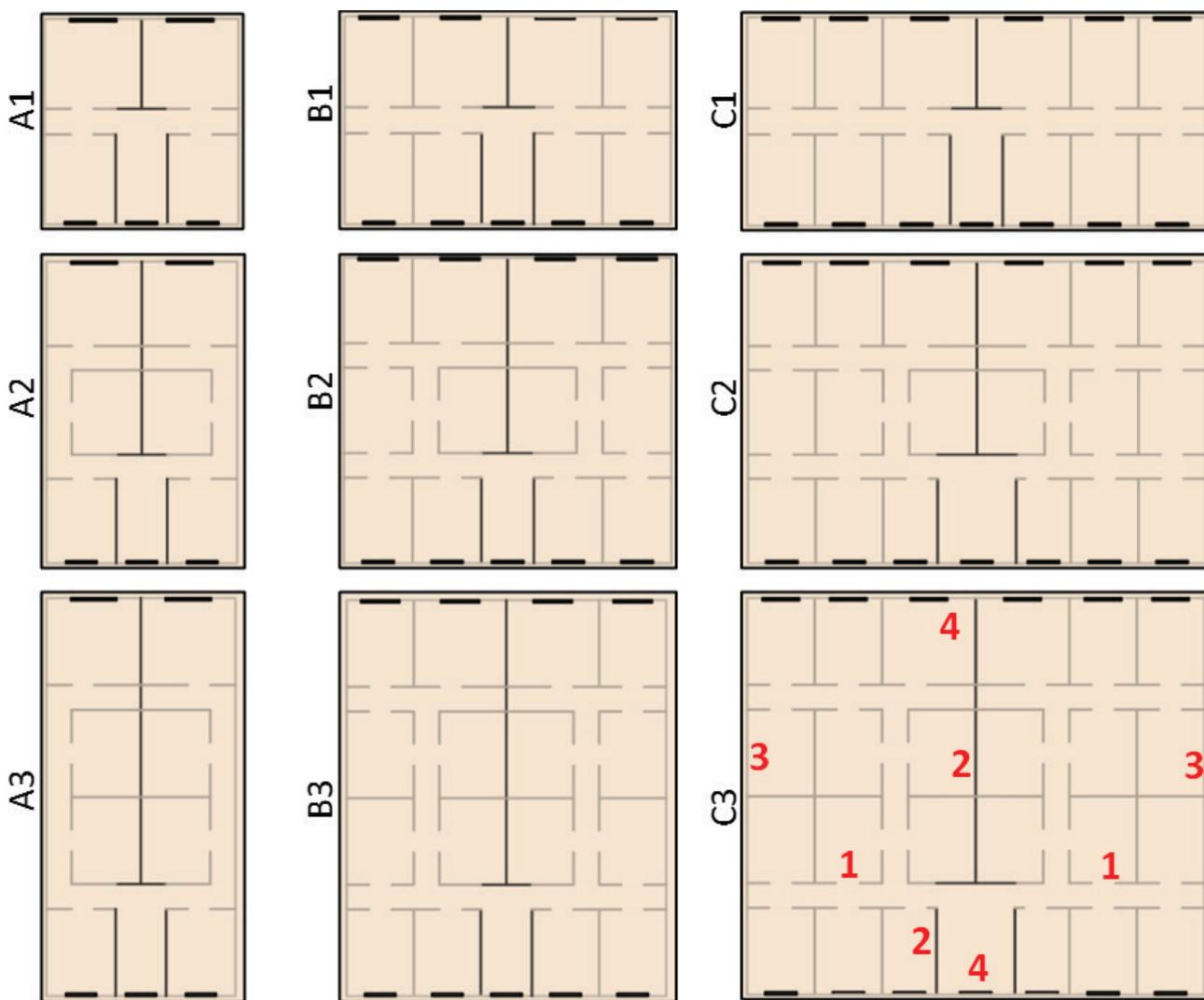


Figura 8 Plantas tipo de edifícios de alvenaria de “placa” (Bernardo; 2019)

referido acima, a seleção de quais destas paredes são consideradas como elementos “sísmicos primários” e “sísmicos secundários” no modelo numérico da estrutura do edifício para efeitos de avaliação deve ser feita de forma criteriosa.

Na Figura 9 apresenta-se um exemplo genérico de uma estrutura com 4 pisos, ilustrando as várias zonas numa parede de empena e numa parede de fachada. Os cunhais são zonas particularmente solicitadas da estrutura, com concentrações de tensões importantes derivadas da ligação entre paredes ortogonais, embora normalmente não sejam modelados como elementos distintos.

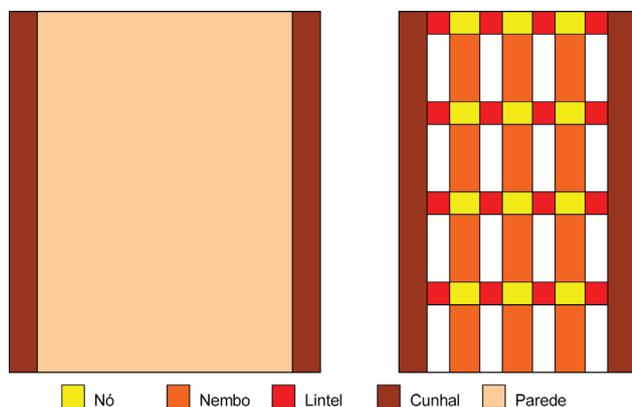


Figura 9 Exemplo de zonas a considerar nas paredes de alvenaria de um edifício de alvenaria: empena (à esquerda), fachada (à direita) (Candeias, 2008)

Apresentam-se nas secções seguintes alguns exemplos de modelos numéricos utilizados em edifícios de alvenaria.

4.3.1 Modelos de barras equivalentes

As paredes de fachada são modeladas através de peças lineares que simulam os nembos e os lintéis. Os “nós” de ligação, dadas as suas dimensões habituais, são simulados por meio de troços rígidos, com um comprimento adequado, localizados nas extremidades das barras que se ligam no nó (Magenes; Bolognini; Braggio; 2000) (Pasticier; Amadio; Fragiacomio; 2008) (Rizzano; Sabatino; 2010). Apresentam-se nas Figuras 10 e 11 dois exemplos de modelação de paredes de fachada.

Um dos aspetos essenciais neste tipo de modelos é o da definição da estrutura reticulada. Algumas regras foram propostas para definir as dimensões dos elementos estruturais que compõem as fachadas. O comprimento efetivo dos lintéis é determinado pela largura das aberturas enquanto a altura efetiva dos nembos (H_{eff}) é calculada da seguinte forma:

$$H_{eff} = h' + \frac{1}{3}D \frac{\bar{H} - h'}{h'} \quad (6)$$

em que o significado dos símbolos é indicado na Figura 12.

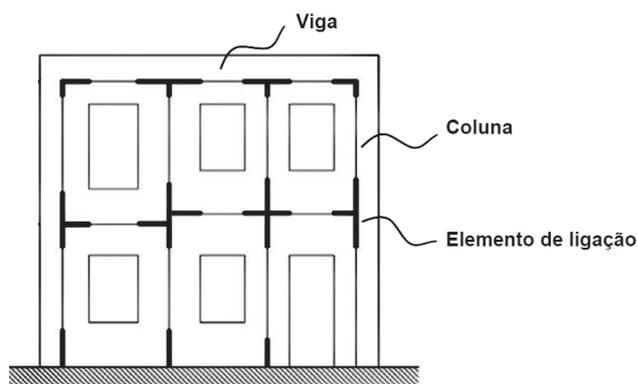


Figura 10 Componentes do modelo de pórtico equivalente (adaptado de Magenes; Bolognini; Braggio; 2000)

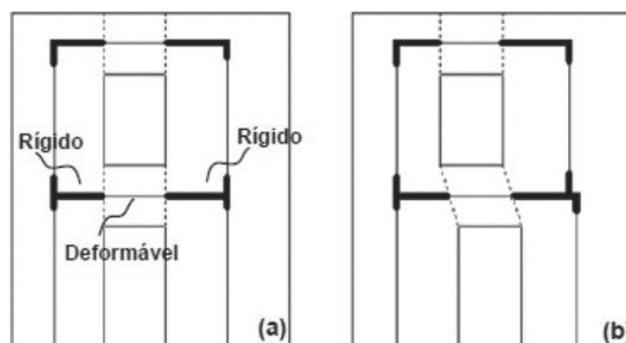


Figura 11 Modelo de pórtico equivalente em fachadas regulares (esquerda) e irregulares (direita) (adaptado de Magenes; Bolognini; Braggio; 2000)

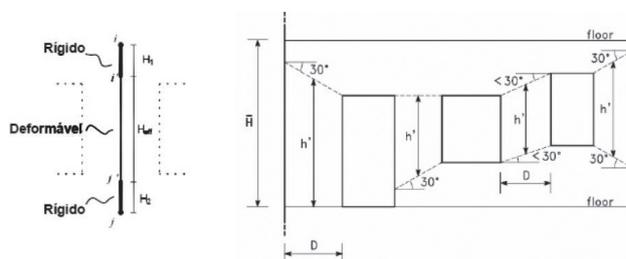


Figura 12 Proposta de dimensões dos elementos no modelo de pórtico equivalente (adaptado de Magenes; Bolognini; Braggio; 2000)

Os nembos e os lintéis são elementos cuja secção transversal tem geralmente dimensões apreciáveis quando comparadas com o seu comprimento. Por este motivo, deverão ser simuladas por meio de barras com uma formulação que inclua não só a deformabilidade por flexão (formulação de Euler-Bernoulli) como também a deformabilidade por corte (formulação de Timoshenko) em fase fendilhada.

4.3.2 Modelos contínuos de elementos finitos

As paredes são reduzidas ao seu plano médio e modeladas através de elementos de superfície triangulares ou quadrangulares. A densidade e as dimensões máxima e mínima dos elementos finitos devem ser apropriadas às características das paredes em termos das suas dimensões globais, existência de aberturas, interligação entre paredes e ligação dos pavimentos. Os pavimentos serão igualmente modelados por meio de elementos finitos de superfície com propriedades geométricas homogeneizadas ou eventualmente combinados com peças lineares a simular as vigas de pavimento.

Os modelos constitutivos atribuídos aos elementos finitos deverão permitir simular o comportamento em flexão e em corte das paredes. Estes modelos numéricos são em geral melhor adaptados a métodos de análise linear embora os esforços resultantes da análise, obtidos através da teoria da elasticidade, tenham de ser processados por forma a se obterem os esforços generalizados N , V e M nos elementos estruturais, nembos, lintéis, nós e paredes, requeridos pelas verificações de segurança da estrutura e dos seus elementos. É possível utilizá-los igualmente em métodos de análise não lineares embora, neste caso, seja necessário recorrer a formulações de dano ou de plasticidade ao nível do comportamento mecânico atribuído aos próprios elementos finitos por forma a simular a condição de fraca resistência à tração da alvenaria.

4.3.3 Modelos de macroelementos

Nestes modelos a estrutura é discretizada através de um conjunto de macroelementos, cada um deles simulando uma parte diferente da estrutura (Figura 13). Haverá, em princípio, diferentes macroelementos para simular os nembos, os lintéis, os nós e as

paredes, cada um deles com um modelo de comportamento associado (Figura 14). Os pavimentos poderão ser modelados como diafragmas deformáveis ou indeformáveis (Lagomarsino; Penna; Galasco; *et al.*; 2013).

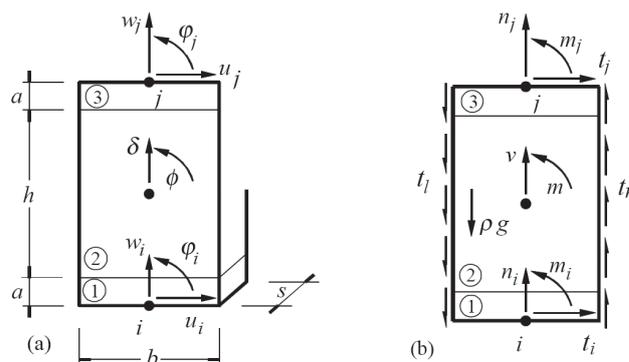


Figura 13 Variáveis cinemáticas (a) e estáticas (b) de um macroelemento (Brenchich; Gambarotta; Lagomarsino; 1998)

Estes modelos são normalmente utilizados em programas de cálculo automático desenvolvidos especificamente para a análise não linear estática e/ou dinâmica de edifícios de alvenaria. Os resultados são habitualmente apresentados em termos de curvas de capacidade de esforço transversal na base em função do deslocamento no topo e o dano nos diversos elementos estruturais (paredes, nembos, lintéis, nós) representado em alçados para poder avaliar o estado da estrutura. Apresentam-se nas Figuras 15 e 16 exemplos dos resultados que podem ser obtidos através destes programas.

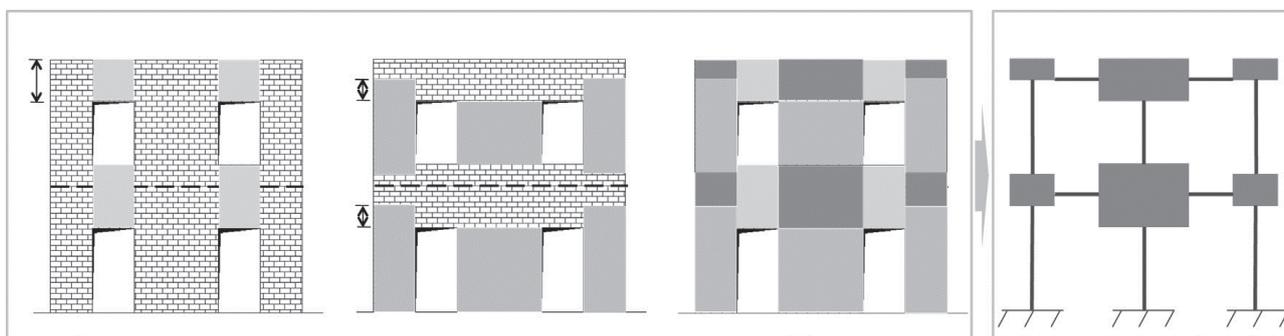


Figura 14 Fases da idealização de um modelo de macroelementos, da esquerda para a direita: definição dos lintéis, dos nembos, dos "nós" de ligação e modelo final (adaptado de Lagomarsino; Penna; Galasco; *et al.*; 2013)

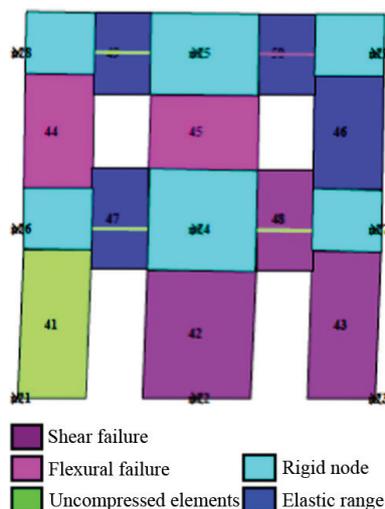


Figura 15 Exemplo do resultado do estado de dano nos elementos estruturais num edifício de alvenaria (adaptado de Lagomarsino; Penna; Galasco; *et al.*; 2013)

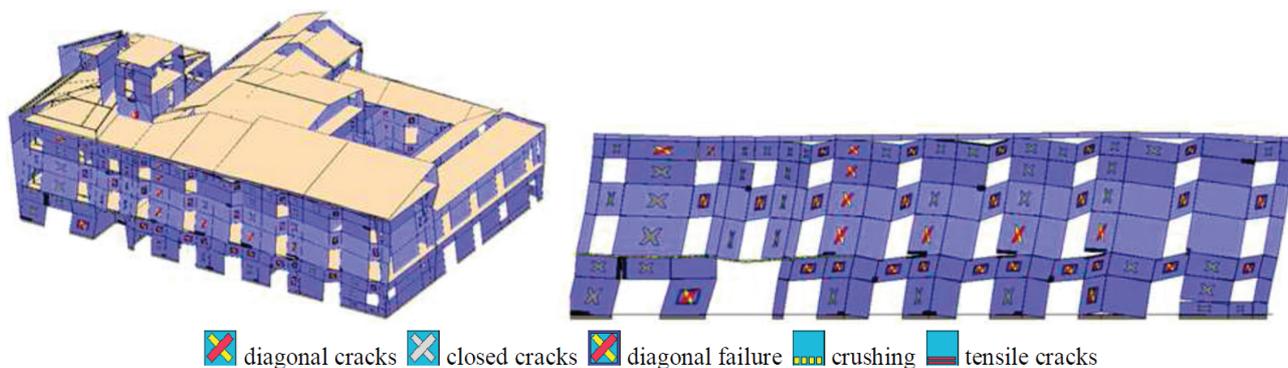


Figura 16 Exemplo do resultado do estado de dano nos elementos estruturais num edifício de alvenaria (adaptado de Cannizzaro; Pantò; Lepidi; *et al.*; 2017)

4.4 Métodos de análise

A NP EN 1998-3:2017 estabelece que os efeitos da ação sísmica, a combinar com os efeitos das outras ações de acordo com as regras da NP EN 1998-1:2010, podem ser avaliados utilizando um dos seguintes métodos de análise: i) Análise (linear) por forças laterais (LF); ii) Análise (linear) modal por espectro de resposta (MRS); iii) Análise estática não linear (*pushover*); iv) Análise dinâmica temporal não linear; e v) Abordagem por coeficiente de comportamento q .

O Anexo C da NP EN 1998-3:2017 apresenta um conjunto de condições adicionais às indicadas na própria NP EN 1998-3:2017 e na NP EN 1998-1:2010 para aplicação dos quatro primeiros métodos de análise, que se apresentam nas secções seguintes, e é totalmente omissa quanto à abordagem por coeficiente de

comportamento q . De facto, os pressupostos no qual assenta a sua aplicação, nomeadamente a capacidade de dissipação de energia da estrutura atribuída a edifícios novos (3.2.2.5(1), (2) e (3)P da NP EN 1998-1:2010), poderão não estar devidamente assegurados em edifícios existentes de alvenaria. Esta omissão é indicativa de que tal abordagem não é aplicável na avaliação destes edifícios.

Nos vários tipos de análise deverão ser tidos em consideração os aspetos relacionados com a combinação das componentes da ação sísmica (4.4.7 da NP EN 1998-3:2017), os coeficientes de combinação para as ações variáveis (4.4.9 da NP EN 1998-3:2017) e as classes de importância e coeficientes de importância⁴. No caso particular dos edifícios de alvenaria confinada, deverão ser seguidas

4 NA. 4.2.5(5)P da NP EN 1998-1:2010 via NA.4.2 da NP EN 1998-3:2017 via 4.4.10 da NP EN 1998-3:2017.

as indicações da secção 9 da NP EN 1998-1:2010 (4.4.8 da NP EN 1998-3:2017).

4.4.1 Métodos lineares (estático e multimodal)

As condições de aplicabilidade das análises lineares (4.4.2 e 4.4.3 da NP EN 1998-3:2017) são baseadas na relação ρ_i entre a exigência⁵ D_i e a capacidade⁶ C_i em cada elemento estrutural i :

$$\rho_i = \frac{D_i}{C_i} \quad (7)$$

A capacidade C_i é calculada com os valores médios das propriedades dos materiais e, no caso dos elementos verticais, tomando o valor do esforço axial devido unicamente às cargas verticais.

Nos elementos “dúcteis” a exigência D_i pode ser superior à capacidade C_i numa análise linear:

$$\rho_i = \frac{D_i}{C_i} > 1 \quad (8)$$

Tal facto é admissível porque um elemento “dúctil” possui alguma capacidade de deformação, e de dissipação de energia, quando atinge a cedência (comportamento não linear).

Ilustram-se na Figura 17 as duas situações possíveis de ocorrer na comparação entre a exigência (V_D) e a capacidade (V_C) em relação ao esforço transversal num elemento “dúctil”.

Considerando apenas os quocientes ρ_i superiores à unidade ($\rho_i > 1$) dos elementos “sismicos primários” “dúcteis”, é estabelecido o seguinte limite entre o menor (ρ_{min}) e o maior (ρ_{max}) deles (NA. 4.4.2(1)P da NP EN 1998-3:2017):

$$\frac{\rho_{max}}{\rho_{min}} \leq 3 \quad (9)$$

Para auxiliar na interpretação desta limitação salienta-se que valores muito elevados deste quociente indicam que a estrutura apresentará uma grande dispersão na exploração da ductilidade dos seus elementos. Tais situações poderão não ser bem avaliadas/representadas numa análise linear do comportamento da estrutura, justificando-se por isso a imposição desta limitação (NA.4.3d da NP EN 1998-3:2017).

As estruturas de alvenaria requerem métodos adequados às suas particularidades (4.4.1(5) da NP EN 1998-3:2017). Tratando-se de estruturas que possuem um comportamento essencialmente frágil, a capacidade C_i no i -ésimo elemento “frágil” da estrutura deverá ser superior à correspondente exigência D_i , obtida a partir da análise para a combinação de ações sísmica:

$$\rho_i = \frac{D_i}{C_i} \leq 1 \quad (10)$$

Esta condição é, no entanto, redundante pois é assegurada pela

aplicação dos critérios de conformidade a todos os elementos estruturais (2.2.1(3)P da NP EN 1998-3:2017) e, portanto, independente do método de análise utilizado (4.4.2(1)P Nota 2 da NP EN 1998-3:2017).

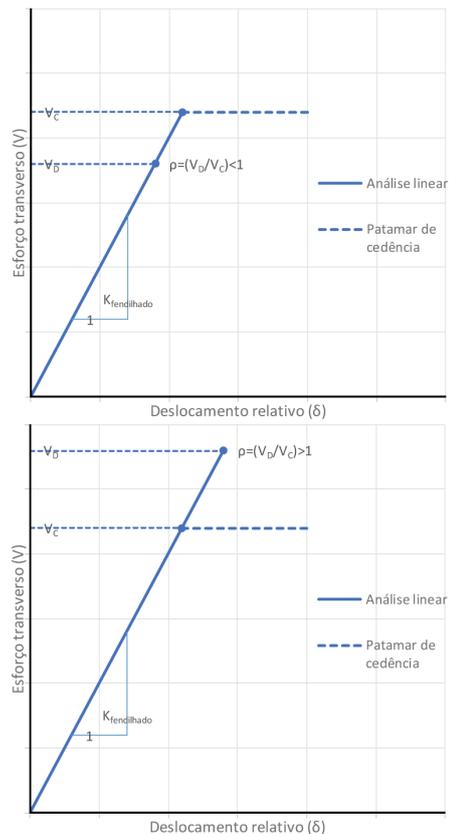


Figura 17 Elemento “dúctil” com capacidade em relação ao esforço transversal superior (esquerda) ou inferior (direita) à exigência

Ilustra-se na Figura 18 o caso dos elementos “frágeis”, nos quais a exigência (V_D) terá de ser sempre inferior à capacidade (V_C) em relação ao esforço transversal.

Estes métodos deverão ser utilizados com muita precaução dado que se trata de métodos simplificados, baseados no comportamento elástico linear dos materiais. Contudo podem servir para identificar as necessidades de reforço e para a análise da estrutura com a introdução dos necessários reforços.

O Anexo C da NP EN 1998-3:2017 impõe um conjunto de condições adicionais aos edifícios de alvenaria para que possam ser aplicados os métodos lineares⁷. Estas condições estão relacionadas com a regularidade da disposição das paredes em planta e a sua

5 Designada *demand* na versão original da EN 1998-3:2005, em Inglês, e associada à letra D.

6 Designada *capacity* na versão original da EN 1998-3:2005, em Inglês, e associada à letra C.

7 Na versão atual da norma EN 1998-3, em processo de revisão, este conjunto de condições adicionais aplica-se apenas na abordagem por coeficiente de comportamento e não aos métodos lineares estático e multimodal. Esta é uma alteração importante que, combinada com o caráter informativo do Anexo C da NP EN 1998-3:2017, permite interpretar estas condições como não sendo estritamente necessárias para decidir a aplicabilidade dos métodos lineares estático e multimodal.

continuidade em altura, a rigidez dos pavimentos no seu plano, a resistência das suas ligações às paredes e a sua continuidade. São ainda impostas condições relativas a diferenças de rigidez entre paredes e sobre as características dos lintéis de alvenaria incluídos no modelo (C.3.2 da NP EN 1998-3:2017).

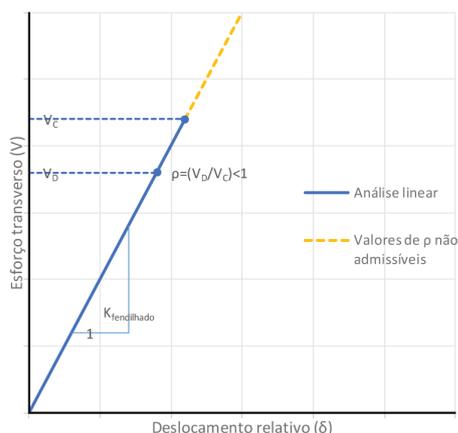


Figura 18 Elemento “frágil” com exigência inferior à capacidade em relação ao esforço transverso

Verificadas estas condições, os métodos lineares são aplicados como descrito nas partes relevantes da NP EN 1998-1:2010 (4.4.2 e 4.4.3 da NP EN 1998-3:2017) mas em que o espectro de resposta a considerar é o espectro de resposta elástico ($S_e(T_1)$):

$$\text{Método estático (LF): } F_b = S_e(T_1) \times m \times \lambda \quad (11)$$

$$\text{Método multimodal (MRS): } F_{bk} = S_e(T_k) \times m_k \quad (12)$$

em que os símbolos têm o significado definido na NP EN 1998-1:2010.

4.4.2 Métodos não lineares (estático e dinâmico)

A aplicação dos métodos não lineares, estático ou dinâmico, não está sujeita às condições dos métodos lineares, indicadas na secção 4.4.1 (C.3.3 da NP EN 1998-3:2017). São, por isso, métodos de aplicação mais geral, embora mais complexos, e que exigem um nível de conhecimento do edifício mais elevado (ver Quadro 3).

Na análise estática não linear (*pushover*) devem ser utilizadas pelo menos duas distribuições verticais de cargas laterais (4.4.4.2 da NP EN 1998-3:2017) para calcular a curva de capacidade (4.4.4.3 da NP EN 1998-3:2017). Esta, por sua vez, é utilizada para calcular o deslocamento-alvo (4.4.4.4 da NP EN 1998-3:2017), o qual deverá atender aos efeitos de torção e dos modos superiores (4.4.4.5 da NP EN 1998-3:2017).

Relativamente à análise dinâmica temporal não linear (4.4.5 da NP EN 1998-3:2017), deve ser aplicado o procedimento indicado na NP EN 1998-1:2010. Este tipo de análises requer, no entanto, informação complementar sobre o comportamento dos elementos de alvenaria sob ciclos pós-elásticos de descarga e carga, para a obtenção da qual não é fornecida qualquer orientação.

4.5 Verificações de segurança

A avaliação de um edifício culmina na verificação de segurança da estrutura e dos seus elementos estruturais. As exigências (D) e as capacidades (C) são comparadas entre si, devendo as primeiras ser inferiores às segundas ($D \leq C$).

A NP EN 1998-3:2017 estabelece os requisitos de desempenho sísmico em função da classe de importância do edifício (ver Quadro 4) e o método de análise em função do nível de conhecimento (ver Quadro 3). Por sua vez, o Anexo C da NP EN 1998-3:2017 estipula as verificações de segurança a observar na avaliação de edifícios existentes de alvenaria dependendo do método de análise da estrutura e do estado limite considerado (ver Quadro 8). Apresentam-se nas secções seguintes as verificações de segurança utilizando métodos lineares e métodos não lineares.

4.5.1 Métodos lineares

Resume-se em seguida a sequência de etapas que é necessário realizar para efetuar uma avaliação de um edifício existente de alvenaria através de métodos lineares:

- 1) Desenvolver o modelo numérico linear da estrutura (4.3) utilizando os valores médios das propriedades dos materiais (4.3(5)P) e considerando a rigidez por flexão e por corte das paredes em estado fendilhado (C.3.1);
- 2) Tomar a ação sísmica e a combinação de ações sísmica (4.2) definida pelo espectro de resposta elástica ($S_e(T_1)$) (4.4.2(2)P, 4.4.3(2)P) para o período de retorno associado ao estado limite considerado (NA. 2.1(2)P e NA. 2.1(3)P);
- 3) Calcular as exigências na estrutura, em termos de deformação/deslocamento e/ou esforços (D_d, F_d), e em todos os elementos estruturais, em termos de deformação/deslocamento e/ou esforços (δ_d, V_d), a partir da análise (4.4.2, 4.4.3), considerando todos os aspetos aplicáveis (4.4.7, 4.4.8, 4.4.9, 4.4.10);
- 4) Calcular as capacidades (resistências) (V_c) utilizando os valores médios das propriedades dos materiais (4.4.2(1)P, 4.4.3(1)P):

Elementos/Mecanismos	Capacidade (resistência) média dos elementos estruturais para análise
“frágeis”	$V_{C(N)} = \text{mínimo} \left(f_{vmo} + 0,4 \frac{N}{D't}; 0,065 f_m \right) D't$
“dúcteis”	$V_{C(N,M)} = \frac{DN}{2H_0} \left(1 - 1,15 \frac{N}{Dt f_m} \right)$

Nota: o valor do esforço axial (N) poderá ser considerado igual ao devido unicamente às cargas verticais.

- 5) Verificar os critérios de aceitabilidade das análises lineares em termos de resistência dos elementos estruturais (4.4.2(1)P, 4.4.3(1)P e NA.4.3d):

Elementos/Mecanismos	Critério de aceitabilidade das análises lineares
"frágeis"	$\rho_i = \frac{V_{Di}}{V_{Ci}} \leq 1$
"dúcteis"	$\frac{\rho_{max}}{\rho_{min}} \leq 3$

Nota: nos elementos/mecanismos "dúcteis" são utilizados apenas os valores de ρ_i superiores à unidade.

- 6) Calcular as exigências nos elementos "frágeis" (V_{Di}^*) por equilíbrio com os elementos "dúcteis" em função do valor de $\rho_i = V_{Di} / V_{Ci}$ dos elementos "dúcteis" (4.5.1(1)P, 3.5(2)P):

Elementos/Mecanismos "dúcteis"	Exigência nos elementos/mecanismos "frágeis" (V_{Di}^*) para avaliação
$\rho_i = V_{Di} / V_{Ci} > 1$	$V_{Di}^* = V_{Di}$
$\rho_i = V_{Di} / V_{Ci} > 1$	$V_{Di}^* = V_{Ci} \times CF_m$

Nota: a condição $\rho_i > 1$ implica a exploração de comportamento não linear do elemento "dúctil"

- 7) Calcular as capacidades dos elementos estruturais (δ , V_{fi}) utilizando os valores médios das propriedades dos materiais existentes divididos pelos coeficientes de confiança (2.2.1(5) P, 3.5(1)P, 4.5.1(5)P) e ainda pelos coeficientes parciais dos materiais (2.2.1(7)P) no caso dos elementos "frágeis":

Elementos/Mecanismos	Capacidade dos elementos estruturais para avaliação
"frágeis"	$V_{fi(N)} = \text{mínimo} \left(\frac{f_{vm0}}{CF_m \gamma_m} + 0,4 \frac{N}{D't}; 0,065 \frac{f_m}{CF_m \gamma_m} \right) D't$
"dúcteis"	$V_{fi(N,M)} = \frac{DN}{2H_0} \left(1 - 1,15 \frac{N}{Dt (f_m / CF_m)} \right)$

- 8) Verificar a segurança da estrutura (4.5.1) através de uma avaliação global (C.4.1) ou elemento a elemento (2.2.1(3)P, C.4.2, C.4.3) (ver Quadro 11):

Quadro 11 Métodos de análise lineares, todos os níveis de conhecimento (KL1, KL2 e KL3)

Estado limite	Período de retorno	Classe de importância	Avaliação global	Avaliação elemento a elemento	
				Elementos "dúcteis"	Elementos "frágeis"
Colapso iminente (NC)	975 anos	III e IV	Não aplicável	$\delta_{Di} \leq \delta_{NC(N,M)}$	$V_{Di}^* \leq V_{fi(N)}$
Danos severos (SD)	308 anos	I a IV	Não aplicável	$\delta_{Di} \leq \delta_{SD(N,M)}$	$V_{Di}^* \leq V_{fi(N)}$
Limitação de dano (DL)	73 anos	III e IV	$F_D \leq \sum_{i=1}^N V_{fi}$	$V_{Di} \leq V_{fi(N,M)}$	$V_{Di}^* \leq V_{fi(N)}$

Nota: de acordo com C.4.1.3(1), na avaliação global no estado limite de limitação de dano (DL) V_{fi} = mínimo ($V_{fi(N,M)}$, $V_{fi(N)}$) para cada elemento estrutural i localizado na base da estrutura.

4.5.2 Métodos não lineares

Resume-se em seguida a sequência de etapas que é necessário realizar para efetuar uma avaliação de um edifício existente de alvenaria através de métodos não lineares:

- Desenvolver o modelo numérico não linear da estrutura (4.3) utilizando os valores médios das propriedades dos materiais (4.3(5)P) e considerando a rigidez por flexão e por corte das paredes em estado fendilhado (C.3.1);
- Tomar a ação sísmica e a combinação de ações sísmica (4.2) definida pelo espectro de resposta elástica (S_d) ou por séries temporais baseadas nele (4.2(2)P) para o período de retorno associado ao estado limite considerado (NA 2.1(2)P e NA 2.1(3)P);
- Calcular as exigências na estrutura (D_D , F_D) e em todos os elementos estruturais (δ_D , V_D) a partir da análise (4.4.4, 4.4.5), considerando todos os aspetos aplicáveis (4.4.7, 4.4.8, 4.4.9, 4.4.10) e as capacidades que definem o comportamento não linear dos elementos (V_{ci} , δ_{NC} , δ_{SD}) utilizando os valores médios das propriedades dos materiais (4.4.2(1)P, 4.4.3(1)P):

Elementos/Mecanismos	Capacidade dos elementos estruturais
"frágeis"	$V_{ci(N)} = \text{mínimo} \left(f_{m0} + 0,4 \frac{N}{D't}; 0,065 f_m \right) D't, \delta_{NC(N)}, \delta_{SD(N)}$
"dúcteis"	$V_{ci(N,M)} = \frac{DN}{2H_0} \left(1 - 1,15 \frac{N}{Dt f_m} \right), \delta_{NC(N,M)}, \delta_{SD(N,M)}$

- 4) Verificar a segurança da estrutura (4.5.2) e o estado de dano dos elementos estruturais (2.2.1(3)P, C.4.2, C.4.3) através de uma avaliação global (C.4.1) (ver Quadro 12):

Quadro 12 Métodos de análise não lineares, apenas níveis de conhecimento KL2 e KL3

Estado limite	Período de retorno	Classe de importância	Avaliação global	Identificação do estado de dano dos elementos	
				Elementos "dúcteis"	Elementos "frágeis"
Colapso iminente (NC)	975 anos	III e IV	$D_D \leq D_{NC}$	$\delta_{Di} \leq \delta_{NCi(N,M)}$?	$\delta_{Di} \leq \delta_{NCi(N,M)}$?
Danos severos (SD)	308 anos	I a IV	$D_D \leq D_{SD}$	$\delta_{Di} \leq \delta_{SDi(N,M)}$?	$\delta_{Di} \leq \delta_{SDi(V)}$?
Limitação de dano (DL)	73 anos	III e IV	$F_D \leq F_y$	$V_{Di} \leq V_{Ci(N,M)}$?	$V_{Di} \leq V_{Ci(V)}$?

Nota: de acordo com C.3.3, nas análises não lineares a avaliação é global (C.4.1), servindo os modelos de capacidade dos elementos (C.4.2, C.4.3), calculados utilizando os valores médios das propriedades dos materiais (4.3(5)P), para comparar as exigências com as capacidades para os vários estados limite.

Apesar de a verificação da segurança de um edifício existente de alvenaria ser realizada a um nível global, podem ser comparadas as exigências e as capacidades também ao nível dos elementos estruturais, tendo em vista identificar as necessidades de reforço. Para o efeito supõem-se curvas de capacidade idênticas às apresentadas na secção 3.2.1, mas calculadas utilizando os valores médios das propriedades dos materiais existentes (ver secção 4.3). As exigências resultantes da análise são comparadas diretamente com os estados limite definidos nestas curvas de capacidade (ver Figura 2).

5 Decisões sobre a intervenção na estrutura

5.1 Critérios de intervenção na estrutura

No final do processo de avaliação, a decisão a tomar relativamente à intervenção sobre um edifício existente deve basear-se nas conclusões obtidas (5.1.1(1) da NP EN 1998-3:2017).

Em Portugal, a Portaria n.º 302/2019 (DRE; 2019) define os termos em que obras de ampliação, alteração ou reconstrução estão sujeitas à elaboração de relatório de avaliação de vulnerabilidade sísmica, bem como as situações em que é exigível a elaboração de projeto de reforço sísmico.

Assim, quando o relatório concluir que o edifício não satisfaz as exigências de segurança relativas a 90% da ação sísmica definida na NP EN 1998-3:2017 (ver Quadro 4 e secção 4.2) é obrigatória a elaboração de projeto de reforço sísmico, cumprindo o disposto nessa mesma norma.

A NP EN 1998-3:2017 descreve os critérios técnicos que assistem

à decisão sobre o tipo de intervenção. A seleção do tipo, técnica e extensão da intervenção deve ser baseada na informação obtida sobre a estrutura, durante a avaliação do edifício.

Por outro lado, na norma são indicados alguns tipos de intervenção genéricos que podem ser aplicados à estrutura, aos elementos estruturais e mesmo aos elementos não estruturais. No final, as opções tomadas devem ser devidamente justificadas no projeto de reabilitação.

O Anexo C da NP EN 1998-3:2017 descreve algumas técnicas de reparação e de reforço específicas para edifícios existentes de alvenaria, mas é omissivo relativamente às regras de dimensionamento e pormenorização das mesmas. Conceptualmente, estas técnicas têm por objetivo: i) reparar os danos existentes, como é o caso de fendas em paredes ou danos em vigas de cintagem; ii) melhorar as ligações entre os vários elementos estruturais, sejam elas entre paredes ou entre paredes e pavimentos; iii) aumentar a rigidez dos diafragmas horizontais, como é o caso dos pavimentos de madeira e das coberturas com asnas; iv) reforçar os próprios elementos estruturais, as paredes e os pavimentos; e/ou v) reforçar globalmente o edifício.

5.2 Técnicas de reparação e de reforço

Há muita bibliografia disponível sobre este tema da qual se refere aqui apenas uma pequena amostra, necessariamente incompleta, mas que poderá servir de ponto de partida para uma investigação mais aprofundada sobre o tema: i) Em (Costa; Oliveira; 2010) são discutidas algumas técnicas de reforço de dois sistemas construtivos diferenciados, a gaiola pombalina e a alvenaria tradicional açoriana, em situações que incluem casos reais de intervenção estrutural (regra geral o mais minimalista possível, no respeito pelo existente) e também casos de reforço sísmico de construções na sequência da ocorrência de sismos; ii) Em (Costa; 2012) e (Costa; Oliveira; Arêde; et al.; 2013) são apresentadas soluções de reforço e custos associados que podem ser implementadas nas construções no nosso país quando da realização de obras de reabilitação, incluindo pormenores construtivos e resultados de ensaios de caracterização mecânica entre soluções de reforço; iii) Em (Costa; Guedes; Varum; 2014), (Correia; Lourenço; Varum; 2015) e (Cruz; Machado; Costa; et al.; 2016), são incluídos trabalhos focados na reabilitação de edifícios antigos, de arquitetura vernacular e de edifícios de alvenaria com incorporação de elementos estruturais em madeira como é o caso da construção pombalina, respetivamente; iv) Em (Appleton; 2003) é abordada a reabilitação de edifícios antigos, as suas patologias e as tecnologias de intervenção, e em (Appleton; 2005) a reabilitação de edifícios "gaioleiros"; e v) Em (Meireles; Bento; 2013) são descritas várias intervenções ao nível local e global, incluindo fundações, para reforço de edifícios de alvenaria e em (Marques; Candeias; Veiga; et al.; 2014) é abordado o reforço de paredes de alvenaria resistente de edifícios de "placa" através de rebocos armados num contexto de utilização de materiais sustentáveis e compatíveis.

Vários autores referem que as intervenções devem ser pouco intrusivas, reversíveis, duráveis e compatíveis com o preexistente, particularmente nos casos que constituem património arquitetónico cuja autenticidade deve ser preservada. Uma abordagem pouco

intrusiva visa permitir que as obras de reabilitação e reforço se façam com o mínimo de alteração do modelo construtivo e estrutural original. Para além dos benefícios em termos da preservação da autenticidade e da integridade tecnológica dos edifícios, esta abordagem conduz, também, a uma redução dos recursos materiais necessários e a uma minimização do impacto da obra quer sobre o ambiente urbano quer sobre o ambiente natural (Silva; 2007).

Outro aspeto importante é o da compatibilidade entre os materiais a utilizar no reforço dos elementos estruturais e os existentes no edifício. Esta compatibilidade deverá, idealmente, ser conseguida tanto do ponto de vista do comportamento mecânico como também do comportamento físico e químico. A título de exemplo, no primeiro caso a utilização de materiais com módulos de elasticidade semelhantes permite que as deformações para variações de carga sejam idênticas, enquanto no segundo caso deverão ser acautelados eventuais efeitos de impermeabilização indesejável e de falta de aderência química entre materiais (Marques; Candeias; Veiga; *et al.*; 2014).

6 Projeto da intervenção na estrutura

Realizada a avaliação do edifício existente de alvenaria e verificada a obrigatoriedade de proceder à elaboração de projeto de reforço sísmico, a NP EN 1998-3:2017 define as etapas que esse projeto deve ter. Estas incluem, naturalmente, a conceção de base, a análise da estrutura e as verificações de segurança, num processo com uma sequência semelhante à do projeto de estruturas novas, mas com os ajustes necessários para ter em conta o facto de se tratar do reforço de um edifício existente.

A conceção de base, à semelhança de um estudo prévio ou de um anteprojecto (DRE; 2008), deve contemplar os seguintes aspetos: i) a escolha das técnicas e/ou dos materiais, bem como do tipo e da natureza da intervenção; ii) a estimativa preliminar das dimensões dos elementos estruturais adicionais; iii) a estimativa preliminar da alteração de rigidez dos elementos a reabilitar. Na análise da estrutura reforçada deverão ser utilizados os mesmos métodos de análise que são utilizados na avaliação (4.4 da NP EN 1998-3:2017) mas tendo agora em consideração as características do edifício modificado pelo reforço (6.1(3)P da NP EN 1998-3:2017). As verificações de segurança devem ser efetuadas da mesma forma que na avaliação do edifício (4.5 da NP EN 1998-3:2017), tanto para os elementos estruturais existentes ou modificados como para os novos (6.1(4)P da NP EN 1998-3:2017). Os valores médios das propriedades dos materiais existentes, obtidos a partir de ensaios *in situ* e de fontes de informação adicionais, continuam a ser modificados pelos coeficientes de confiança (*CF*) tal como indicado no Quadro 6. Nos materiais novos ou adicionados devem ser utilizadas propriedades nominais, sem modificação pelo coeficiente de confiança (*CF*).

7 Considerações finais

A avaliação sísmica de edifícios existentes, e os de alvenaria em particular, reveste-se efetivamente de alguma complexidade. Os

edifícios podem apresentar diversas combinações de materiais, soluções estruturais e pormenores construtivos que não serão os mais adequados para resistir às ações sísmicas de acordo com os conhecimentos atuais. Na ausência de elementos de projeto, será necessário realizar campanhas de inspeção e de ensaio por forma a alcançar um nível de conhecimento adequado à realização das análises e verificações de segurança.

As paredes de alvenaria não armada têm de ser classificadas como elementos sísmicos “dúcteis” ou “frágeis”, cuja capacidade para comparação com as exigências devidas à ação sísmica é definida através de curvas de capacidade bilineares expressas em esforço transversal (*V*) e deslocamento relativo (δ). Nos elementos/mecanismos sísmicos “dúcteis” é permitida a exploração de comportamentos não lineares, mesmo numa análise linear, enquanto nos elementos/mecanismos sísmicos “frágeis” só é permitida em análises não lineares. As paredes de alvenaria não armada têm de ser ainda classificadas como elementos sísmicos “principais” ou “secundários”, consoante a sua contribuição para o sistema do edifício resistente às ações sísmicas. Embora os critérios de conformidade sejam os mesmos, as propriedades médias dos materiais utilizadas no cálculo das capacidades resistentes são divididas por coeficientes diferentes.

Na avaliação dos edifícios existentes de alvenaria não é permitida a abordagem por coeficiente de comportamento para simular a resposta não linear das estruturas. A exploração dos comportamentos não lineares dos elementos/mecanismos sísmicos é realizada recorrendo aos métodos não lineares (*pushover* ou análise temporal não linear), aplicáveis apenas numa avaliação global da estrutura. Neste caso os critérios de conformidade são definidos em termos do deslocamento ao nível da cobertura do edifício, mas, para cada estado limite, podem ser igualmente comparadas as exigências com as capacidades das paredes de alvenaria não armada tendo em vista identificar quais necessitarão de ser reforçadas.

Nos métodos lineares (estático ou multimodal) é possível explorar o comportamento não linear dos elementos sísmicos “dúcteis”, mas não dos elementos sísmicos “frágeis”. Esta exploração traduz-se, inclusivamente, numa modificação das exigências nos elementos sísmicos “frágeis”, num procedimento análogo ao cálculo pela capacidade real (*capacity design*). Nestes métodos, a avaliação de um edifício existente de alvenaria é realizada aplicando os critérios de conformidade elemento a elemento, com as exigências calculadas a partir de um modelo linear da estrutura, eventualmente modificadas nos elementos sísmicos “frágeis” para atender à eventual exploração do comportamento não linear dos elementos sísmicos “dúcteis”.

Nos edifícios existentes de alvenaria pertencentes à classe de importância II, definidos como edifícios correntes na NP EN 1998-1:2010, os principais aspetos a ter em consideração na aplicação do procedimento de avaliação podem ser resumidos da seguinte forma: i) Terão de verificar o estado limite de danos severos (SD) para uma ação sísmica com um período de retorno de 308 anos, correspondente a uma probabilidade de excedência de 15% em 50 anos; ii) Na avaliação da estrutura poderão ser utilizados métodos de análise não linear (*pushover* ou análise temporal não linear), recorrendo a um modelo de resposta global do edifício, sendo exigido para o efeito um nível de conhecimento

normal (KL2) ou integral (KL3); iii) Poderão ser utilizados também métodos de análise linear (LF ou MRS), aplicáveis em qualquer nível de conhecimento (KL1, KL2 ou KL3), recorrendo a modelos de capacidade para avaliação de paredes de alvenaria não armada em função dos esforços a que estão sujeitos; e iv) As verificações de segurança dependem do método de análise utilizado e do estado limite envolvido.

Referências

- [1] Almeida, C., 2013 – *Paredes de Alvenaria do Porto. Tipificação e Caracterização Experimental*. Tese de Doutoramento, FEUP, julho de 2013, Porto.
- [2] Almeida, C.; Guedes, J. P.; Arêde, A.; Costa, A., 2015 – "Paredes de alvenaria de pedra de folha única: caracterização geométrica e comportamento estrutural". *Mecânica Experimental*, 2015, Vol 24, Pgs 59-70, ISSN: 1646-7078, APAET, LNEC, Lisboa, Portugal.
- [3] Appleton, J., 2003 – *Reabilitação de edifícios antigos. Patologias e tecnologias de intervenção*. Edições Orion, Amadora, Portugal.
- [4] Appleton, J.G., 2005 – *Reabilitação de edifícios "gaioleiros"*. Edições Orion, Amadora, Portugal.
- [5] Bento, R.; Gago, A.; Meireles, H.; Simões, A., 2013 – *Modelação não linear de edifícios. Modelação por Pórtico Equivalente. Avaliação sísmica e reforço de edifícios antigos de alvenaria*, FUNDEC, Lisboa, Portugal.
- [6] Bernardo, V., 2019 – "Probabilistic seismic risk assessment of "Placa" buildings: Selection of Building Stock Geometry and Properties". INFRARISK Summer Workshop 2019, Universidade do Minho, Guimarães, Portugal.
- [7] Bernardo, V.; Candeias, P.; Campos Costa, A.; Costa, A., 2019 – "Análise não linear de um conjunto de edifícios em placa no bairro de Alvalade: avaliação preliminar de estabilidade e previsão dos mecanismos de colapso". *Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas (RPEE)*, LNEC, Lisboa, Portugal.
- [8] Brencich, A.; Gambarotta, L.; Lagomarsino, S., 1998 – "A macroelement approach to the three-dimensional seismic analysis of masonry buildings". *11th European Conference on Earthquake Engineering (11ECEE)*. Balkema, Rotterdam, ISBN 90 5410 982 3.
- [9] Candeias, P.X., 2008 – *Avaliação da vulnerabilidade sísmica de edifícios de alvenaria*. Tese de doutoramento, Universidade do Minho, Guimarães, Portugal.
- [10] Cannizzaro, F.; Pantò, B.; Lepidi, M.; Caddemi, S.; Calì, I.; 2017 – "Multi-Directional Seismic Assessment of Historical Masonry Buildings by Means of Macro-Element Modelling: Application to a Building Damaged during the L'Aquila Earthquake (Italy)". *Buildings* 2017, 7(4), 106; <https://doi.org/10.3390/buildings7040106>.
- [11] Correia, M.R.; Lourenco, P.B.; Varum, H. (editors), 2015 – *Seismic Retrofitting: Learning from Vernacular Architecture* (1st Edition). CRC Press, ISBN:9781138028920.
- [12] Costa, A.; Oliveira, C., 2010 – "Reabilitação e reforço sísmico de construções antigas". *8.º Congresso de Sismologia e Engenharia Sísmica (SÍSMICA 2010)*, Universidade de Aveiro, Aveiro, Portugal.
- [13] Costa, A., 2012 – *Reforço estrutural de edifícios: casos concretos e custos*. IST, Lisboa, Portugal.
- [14] Costa, A.; Oliveira, C.; Arêde, A.; Varum, H.; Costa, A.; Rodrigues, H.; Neves, F.; Furtado, A., 2013 – *Reforço estrutural de edifícios: casos concretos e custos*.
- [15] Costa, A.; Guedes, J.M.; Varum, H. (editors), 2014 – *Structural Rehabilitation of Old Buildings*. Building Pathology and Rehabilitation book series, Springer, DOI:10.1007/978-3-642-39686-1.
- [16] Cruz, H.; Machado, J.S.; Costa, A.C.; Candeias, P.X.; Ruggieri, N.; Catarino, J.M. (Editors), 2016 – *Historical Earthquake-Resistant Timber Framing in the Mediterranean Area (HEaRT 2015)*. Lecture Notes in Civil Engineering, Springer, ISBN:978-3-319-39492-3
- [17] DRE, 2008 – *Instruções para a elaboração de projectos de obras*. Portaria n.º 701-H/2008 (<https://dre.pt/home/-/dre/575341/details/maximized>).
- [18] DRE, 2017 – *Projeto "Reabilitar como Regra"*. Resolução do Conselho de Ministros n.º 170/2017 (<https://dre.pt/home/-/dre/114161343/details/maximized>).
- [19] DRE, 2019 – Decreto-Lei n.º 95/2019 (<https://dre.pt/pesquisa/-/search/123279819/details/maximized>).
- [20] DRE, 2019 – Portaria n.º 302/2019 (<https://dre.pt/home/-/dre/124642991/details/maximized>).
- [21] DRE, 2019 – Despacho Normativo n.º 21/2019 (<https://dre.pt/home/-/dre/124750394/details/maximized>).
- [22] Heitor, T.; Caldas, J.V.; Araújo, V., 1999 – "Learning from Lisbon". *Sixth International Seminar on Urban Form*, ISUF 1999, Florence, July.
- [23] ICOMOS, 2003 – *ICOMOS charter Principles for the analysis, conservation and structural restoration of architectural heritage*. Conselho Internacional dos Monumentos e Sítios (<http://www.icomos.pt/>)
- [24] Lagomarsino, S.; Penna, A.; Galasco, A.; Cattari, S., 2013 – "TREMURI program: An equivalent frame model for the nonlinear seismic analysis of masonry buildings". *Engineering Structures*, 56 (2013) 1787–1799.
- [25] Lamego, P., 2014 – *Reforço sísmico de edifícios de habitação. Viabilidade da mitigação do risco*. Tese de doutoramento, Universidade do Minho, Guimarães, Portugal
- [26] Lourenço, P.B., 2010 – "Avaliação de segurança sísmica de estruturas de alvenaria". *Reabilitar2010*, LNEC, Lisboa, Portugal.
- [27] Magenes, G.; Bolognini, D.; Braggio, C. (A cura di), 2000 – *Metodi semplificati per l'analisi sísmica non lineare di edifici in muratura*. CNR – Gruppo Nazionale per la Difesa dai Terremoti, Roma, 2000, 99 pp. (https://emidius.mi.ingv.it/GNDDT2/Pubblicazioni/Magenes_copertina.htm).
- [28] Marques, A.; Candeias, P.; Veiga, M.; Ferreira, J.G., 2014 – "Seismic reinforcement techniques for old buildings walls". *9th International Masonry Conference*, Universidade do Minho, Guimarães, Portugal.
- [29] Marques, A.I., 2020 – *Reabilitação de edifícios antigos. Redução da vulnerabilidade sísmica através do reforço de paredes*. Tese de doutoramento, IST/ULisboa, Lisboa, Portugal.
- [30] Mascarenhas, J., 2004 – *Sistemas de construção*. Livros Horizonte, Lisboa, Portugal.
- [31] Mateus, J.M., 2002 – *Técnicas tradicionais de construção de alvenarias*. Livros Horizonte, Lisboa, Portugal.
- [32] Meireles, H.; Bento, R., 2013 – *Rehabilitation and strengthening of old masonry buildings*. Relatório ICIST, DTC n.º 02/2013, ISSN: 0871-7869, IST, Lisboa, Portugal.

- [33] Milosevic, J.; Gago, A.; Lopes, M.; Bento, R., 2013 – "Experimental assessment of shear strength parameters on rubble stone masonry specimens". *Construction and Building Materials* 47 (2013) 1372–1380.
- [34] NP 80, 1964 – *Tijolos para alvenaria. Características e ensaios.*
- [35] NP 834, 1971 – *Tijolos de barro vermelho para alvenaria. Formatos.*
- [36] NP EN 1996-1-1:2005+A1:2015 – *Eurocódigo 6 – Projeto de estruturas de alvenaria. Parte 1-1: Regras gerais para estruturas de alvenaria armada e não armada.* Instituto Português da Qualidade, 2015.
- [37] NP EN 1998-1:2010 – *Eurocódigo 8 – Projeto de estruturas para resistência aos sismos. Parte 1: Regras gerais, ações sísmicas e regras para edifícios.* Instituto Português da Qualidade, 2010.
- [38] NP EN 1998-3:2017 – *Eurocódigo 8 – Projeto de estruturas para resistência aos sismos. Parte 3: Avaliação e reabilitação de edifícios.* Instituto Português da Qualidade, 2017.
- [39] Pasticier, L.; Amadio, C.; Fragiacomio, M., 2008 – "Non-linear seismic analysis and vulnerability evaluation of a masonry building by means of the SAP2000 V.10 code". *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Volume 37, Issue 3, March 2008, Pages 467-485.
- [40] Pinho, F., 2000 – *Paredes de edifícios antigos em Portugal.* Coleção Edifícios, LNEC, Lisboa, Portugal. ISBN 972-49-1864-5.
- [41] Rizzano, G.; Sabatino, R., 2010 – "An equivalent frame model for the seismic analysis of masonry structures". *SÍSMICA 2010 – 8.º Congresso de Sismologia e Engenharia Sísmica.* Universidade de Aveiro, Portugal.
- [42] Segurado, J., sem data – *Alvenaria e cantaria.* Biblioteca de Instrução Profissional, Lisboa, Portugal.
- [43] Silveira, D.; Varum, H.; Costa, A.; Carvalho, J., 2015 – "Mechanical properties and behavior of traditional adobe wall panels of Aveiro district". *ASCE's Journal of Materials in Civil Engineering*, Volume 27, Issue 9 (September 2015), DOI: 10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.0001194.
- [44] Silveira, D., 2016 – *Caracterização construtiva e mecânica de paredes de alvenaria de adobe de edifícios existentes.* Tese de doutoramento, FEUP, junho de 2016, Porto.
- [45] Simões, A.; Bento, R.; Cattari, S.; Lagomarsino, S., 2014 – "Seismic performance-based assessment of "Gaioleiro" buildings". *Engineering Structures* 80 (2014) 486–500.
- [46] Simões, A., 2018 – *Evaluation of the seismic vulnerability of the unreinforced masonry buildings constructed in the transition between the 19th and 20th centuries in Lisbon, Portugal.* Tese de doutoramento, IST/ULisboa, Lisboa, Portugal.
- [47] Silva, V.C., 2001 – *Viabilidade técnica de execução do Programa Nacional de Redução da Vulnerabilidade Sísmica do Edificado.* Redução da Vulnerabilidade Sísmica do Edificado, editado por SPES e GECORPA, Ordem dos Engenheiros, Lisboa, Portugal.
- [48] Silva, V.C., 2007 – *Reabilitação Estrutural de Edifícios Antigos. Técnicas pouco intrusivas* (contém cd-rom). Argumentum, Lisboa, Portugal. ISBN 9789728479404.
- [49] Silva, V.C., 2008 – *Inspeções e Ensaios na Reabilitação de Edifícios.* IST, Lisboa, Portugal. ISBN 9789728469535.
- [50] Sousa, M.L., 2006 – *Risco sísmico em Portugal continental.* Tese de doutoramento, IST/ULisboa, Lisboa, Portugal.
- [51] Vanin, F.; Zaganeli, D.; Penna, A.; Beyer, K.; 2017 – "Estimates for the stiffness, strength and drift capacity of stone masonry walls based on 123 quasi-static cyclic tests reported in the literature". *Bulletin of Earthquake Engineering*, DOI: 10.1007/s10518-017-0188-5.
- [52] Vasconcelos, G., 2005 – *Investigação experimental na mecânica da alvenaria de pedra: Caracterização de granitos e comportamento de paredes antigas de alvenaria de pedra.* Tese de doutoramento, Universidade do Minho, Guimarães, Portugal.