

Avaliação da segurança sísmica de edifícios existentes em betão armado

Seismic assessment of existing reinforced concrete buildings

Romain Ribeiro de Sousa
Alfredo Campos Costa
Aníbal Guimarães Costa

Resumo

A avaliação da segurança sísmica de edifícios existentes tem como quadro de referência o Eurocódigo 8 – Parte 3. Tendo em conta que uma parte significativa do território nacional apresenta uma sismicidade moderada a baixa, a aplicação dos procedimentos definidos neste código conduz a análises demasiado complexas para a maioria dos edifícios existentes de pequeno a médio porte. Neste trabalho são propostos dois métodos expeditos que permitem avaliar a resistência sísmica de edifícios de betão armado sem recurso a modelos numéricos, apenas com base nas propriedades geométricas (Método I) e também mecânicas (Método II) dos pilares dos edifícios. Não obstante a simplicidade destes métodos, utilizaram-se no seu desenvolvimento análises probabilísticas de avaliação de segurança sísmica, aplicadas a um universo de estruturas representativas de uma fração relevante do parque habitacional português. Os métodos aqui propostos permitem assegurar idêntico nível de fiabilidade estrutural para diferentes graus de perigosidade sísmica em Portugal, com avaliações mais conservativas para métodos com graus de simplificação crescente.

Abstract

The Eurocode 8 – Part 3 establishes a framework for performing the assessment of the seismic safety of existing buildings. Given that a significant part of the national territory presents moderate to low seismicity, the application of the procedures defined in this code leads to overly complex analyses for most small to medium sized existing buildings. In this work two expeditious methods are proposed that allow the seismic safety assessment of reinforced concrete buildings without using numerical models, based only on the geometrical (Method I) and mechanical (Method II) properties of the building columns. In spite of the simplicity of these methods, probabilistic analyses of seismic safety assessment were applied to a universe of structures representative of a relevant fraction of the Portuguese housing stock. The methods proposed herein ensure identical level of structural reliability for different degrees of seismic hazard in Portugal, with more conservative evaluations for methods with increasing degree of simplification.

Palavras-chave: Edifícios existentes / Avaliação da segurança sísmica / Metodologias expeditas / Análise de fiabilidade estrutural

Keywords: Existing buildings / Seismic assessment / Simplified methods / Structural reliability analysis

Romain Ribeiro de Sousa

Bolseiro de Investigação LNEC-SPES
Núcleo de Engenharia Sísmica e Dinâmica de Estruturas do LNEC
romain.r.sousa@ipleiria.pt

Alfredo Campos Costa

Investigador Principal
Núcleo de Engenharia Sísmica e Dinâmica de Estruturas do LNEC
alf@lnec.pt

Aníbal Guimarães Costa

Professor Catedrático, RISCO
Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro
Ex-Presidente da SPES
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.

SOUSA, R. R. [et al.] – Avaliação da segurança sísmica de edifícios existentes em betão armado. **Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas**. Ed. LNEC. Série III. n.º 10. ISSN 2183-8488. (julho 2019) 115-128.

Nota prévia

Este estudo foi realizado ao abrigo do Protocolo de Colaboração no âmbito do Estudo de Procedimentos para Certificação Sísmica de Edifícios Existentes, de 2014, entre o LNEC e a SPES, com o objetivo de definir procedimentos alternativos expeditos que, não pretendendo substituir a aplicação da regulamentação existente para a totalidade dos edifícios, permitem avaliar a segurança sísmica de uma subclasse considerável de edifícios de forma mais conservativa comparativamente aos procedimentos regulamentares de referência. Os autores deste trabalho contaram com a colaboração dos professores João Azevedo, Luís Guerreiro, Xavier Romão, João Estêvão e Daniel Oliveira, do investigador do LNEC-Açores Francisco Fernandes e dos investigadores do LNEC José Manuel Catarino, Manuel Pipa, Paulo Candeias e António Correia.

No relatório do LNEC "Metodologia para a Avaliação da Segurança Sísmica de Edifícios Existentes Baseada em Análises de Fiabilidade Estrutural" [1], elaborado no âmbito do protocolo referido, apresenta-se uma descrição detalhada das diferentes fases do estudo desenvolvido, terminando com um exemplo de aplicação dos diferentes métodos a um edifício existente de betão armado e com uma avaliação do grau de aproximação dos resultados obtidos com os métodos expeditos propostos relativamente à metodologia de avaliação sísmica de referência definida na NP EN 1998-3 (2017) [2]. Este trabalho pretende divulgar os métodos expeditos, aconselhando-se a leitura do relatório do LNEC (a publicar brevemente) para o conhecimento da fundamentação desses métodos.

1 Disposições gerais

1.1 Objeto e campo de aplicação

O presente trabalho estabelece regras para a avaliação da segurança sísmica de edifícios existentes de betão armado. As disposições definidas neste trabalho não podem ser consideradas para efeitos de dimensionamento de elementos estruturais novos ou para o reforço de elementos estruturais existentes.

1.2 Enquadramento dos procedimentos de avaliação sísmica

A avaliação estrutural de edifícios de betão armado pode ser realizada através de 4 metodologias, Métodos I a IV, que apresentam níveis crescentes de precisão e complexidade [1]. A escolha do método de avaliação a utilizar depende da classe de importância do edifício, das condições geotécnicas locais, da interação com edifícios adjacentes, do número de pisos e da regularidade estrutural.

Dos 4 métodos admissíveis, o Método III representa o método de avaliação de referência e correspondente à metodologia estabelecida na NP EN 1998-3 (2017) [2]. Os procedimentos e parâmetros dos Métodos I e II foram definidos de forma a que os resultados das

avaliações tendam a produzir resultados mais conservativos em relação ao método de referência da NP EN 1998-3 (2017) [2]. O estudo desenvolvido para a definição e calibração dos métodos pode ser consultado em [1].

A avaliação estrutural pode ainda ser realizada através do Método IV, que corresponde a uma análise explicitamente probabilística. Este método permite quantificar níveis de desempenho sísmico com maior precisão e detalhe, nomeadamente quanto ao nível de dano e operacionalidade expectável para diferentes níveis de intensidade sísmica.

Tendo em conta a complexidade das análises envolvidas no Método IV, a sua aplicabilidade é recomendada apenas a estruturas da Classe de Importância III ou IV, sendo sempre uma decisão a tomar pela entidade gestora de risco da estrutura. Dada a sua especificidade, os procedimentos associados a este método não são apresentados neste trabalho, estando descritos detalhadamente no Capítulo 3 de [1]. A Tabela 1 e a Figura 1 apresentam um resumo das principais características dos Métodos I, II e III bem como um fluxograma que descreve as principais etapas do procedimento de avaliação.

2 Critérios de aplicabilidade dos procedimentos de avaliação sísmica

A escolha dos métodos de avaliação admissíveis depende de 5 critérios, apresentados nas secções seguintes, e que são:

- Classe de importância;
- Número de pisos;
- Regularidade estrutural;
- Interação com edifícios adjacentes;
- Condições geotécnicas locais.

2.1 Classe de importância dos edifícios

A classe de importância dos edifícios é definida de acordo com a Tabela 2, à imagem do que é estabelecido na NP EN 1998-1 (2010) [3]. Na coluna da direita são apresentados os métodos de avaliação propostos em função da classe de importância. O critério da classe de importância categoriza os edifícios de acordo com a sua relevância tendo em conta as consequências do colapso em termos de vidas humanas, da importância para a segurança pública e para a proteção civil em situações de socorro e emergência após um sismo. Assim, são propostas avaliações por metodologias mais sofisticadas em função dessa relevância. Naturalmente, os métodos de avaliação mais sofisticados podem também ser usados para avaliar edifícios de classes de importância inferiores de forma a obter uma avaliação mais precisa e detalhada.

2.2 Número de pisos

A aplicabilidade dos Métodos I e II restringe-se apenas a edifícios que

não excedam 4 pisos e com área de implantação igual ou inferior a 400 m². Neste contexto, um piso é definido como cada um dos planos sobrepostos, acima da cota do terreno, nos quais se divide um edifício e que se destinam a satisfazer exigências funcionais ligadas à sua utilização. Desta forma, para aplicação das presentes metodologias expeditas, caves ou subcaves totalmente enterradas não são consideradas como pisos.

A limitação do número de pisos pretende garantir que os métodos expeditos são usados apenas em edifícios que apresentem um comportamento dinâmico que não seja condicionado pela contribuição de modos de vibração de ordem superior, cujos efeitos são difíceis de ter em conta através de métodos de análise expeditos.

2.3 Critérios de regularidade

Um edifício é considerado regular se verificar os critérios de regularidade em planta e em altura estabelecidos na NP EN 1998-1 (2010) [3], e que se apresentam de forma sucinta nas subsecções seguintes.

Excluem-se da verificação destes critérios de regularidade os edifícios de habitação com 1 ou 2 pisos. Estes são considerados de pequeno porte dada a reduzida esbelteza e elevada compacidade que os caracteriza.

2.3.1 Regularidade em planta

São considerados regulares em planta os edifícios que satisfaçam os seguintes critérios:

- No que se refere à rigidez lateral e à distribuição de massas, a estrutura do edifício deve ser aproximadamente simétrica em planta em relação a dois eixos ortogonais;
- A configuração em planta deve ser compacta, isto é, deve ser delimitada, em cada piso, por uma linha poligonal convexa. Se existirem recuos em relação a essa linha (ângulos reentrantes ou bordos recuados), poderá considerar-se que existe regularidade em planta se esses recuos não afetarem a rigidez do piso no plano e se, para cada um deles, a área entre o contorno do piso e a linha poligonal convexa que o envolve não é superior a 5 % da área do piso;
- A rigidez dos pisos no plano deve ser suficientemente grande em relação à rigidez lateral dos elementos estruturais verticais, para que a deformação do piso tenha um efeito reduzido na distribuição das forças entre os elementos. Assim, as formas L, C, H, I e X em planta deverão ser cuidadosamente examinadas, em particular no que diz respeito à rigidez dos ramos laterais salientes, que deverá ser comparável à da parte central, de forma a satisfazer a condição de diafragma rígido;
- A esbelteza $\lambda = L_{\max}/L_{\min}$ do edifício em planta não deve ser superior a 4, em que L_{\max} e L_{\min} são, respetivamente, a maior e a menor dimensão em planta do edifício, medidas em direções ortogonais;

Tabela 1 Resumo dos principais parâmetros e requisitos associados aos métodos de avaliação I, II e III

| | Conhecimento necessário | Parâmetros de avaliação | Modelo estrutural |
|------------|--|---|---|
| Método III | <ul style="list-style-type: none"> Geometria do edifício Geometria dos elementos estruturais Propriedades dos materiais Disposição das armaduras | <ul style="list-style-type: none"> Rotação da corda e resistência ao corte de todos os elementos estruturais | <ul style="list-style-type: none"> Preferencialmente modelo não-linear |
| Método II | <ul style="list-style-type: none"> Geometria do edifício Secção transversal dos pilares Quantidade e resistência das armaduras longitudinais e transversais | <ul style="list-style-type: none"> Coefficiente sísmico | – |
| Método I | <ul style="list-style-type: none"> Geometria do edifício Secção transversal dos pilares | <ul style="list-style-type: none"> Percentagem da área de pilares relativamente à área dos pisos | – |

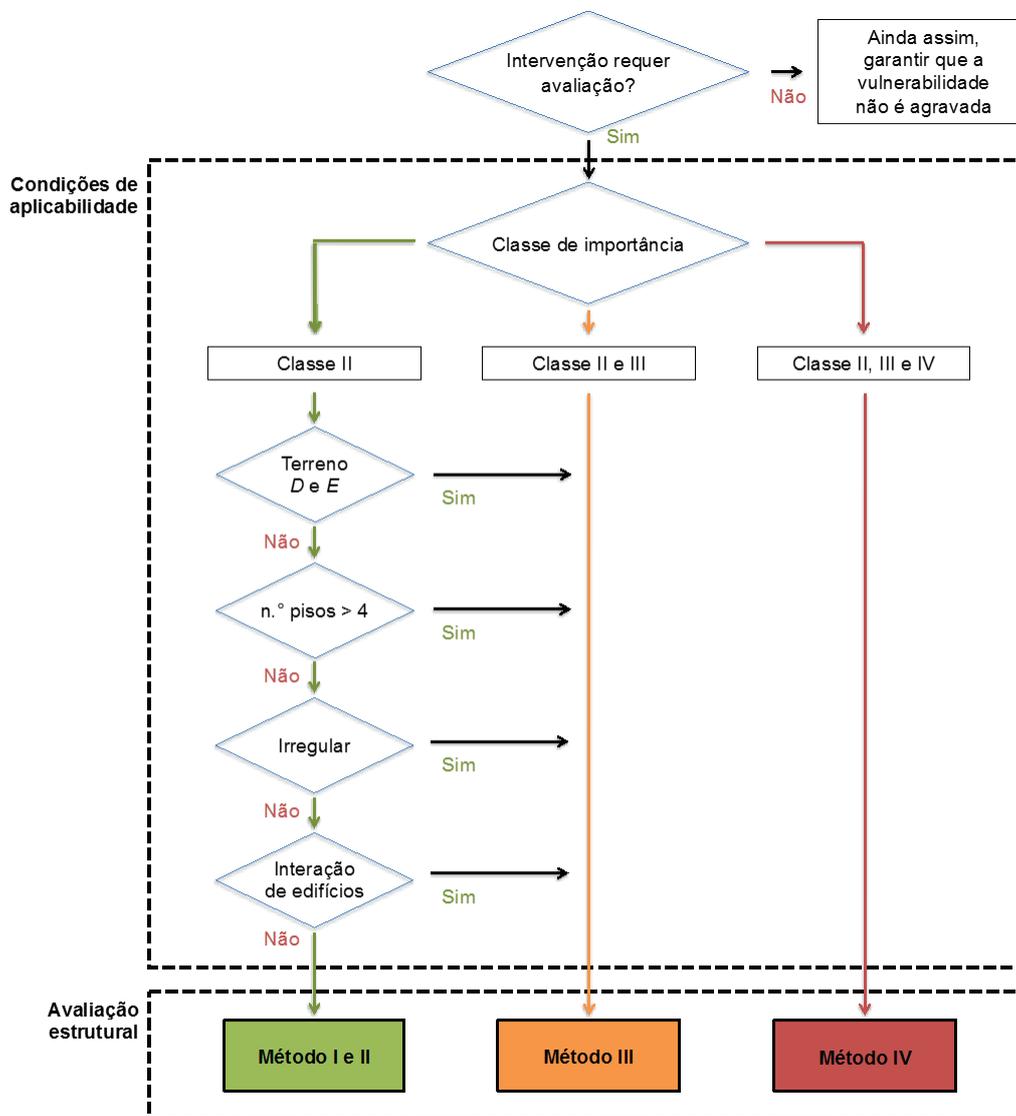


Figura 1 Descrição integrada do procedimento de avaliação

Tabela 2 Classes de importância para edifícios

| Classe de importância | Edifícios | Métodos propostos |
|-----------------------|---|-------------------|
| I | Edifícios de importância menor para a segurança pública, como por exemplo edifícios agrícolas, etc. | Todos |
| II | Edifícios correntes não pertencentes às outras categorias. | |
| III | Edifícios cuja resistência sísmica é importante atendendo às potenciais consequências associadas ao seu colapso, como por exemplo escolas, salas de reunião, instituições culturais, etc. | Métodos III e IV |
| IV | Edifícios cuja integridade em caso de sismo é de importância vital para a proteção civil, como por exemplo hospitais, quartéis de bombeiros, centrais elétricas, etc. | |

- A cada nível e para cada direção de cálculo x e y , a excentricidade estrutural e_o e o raio de torção r devem verificar as duas condições seguintes, aqui expressas para a direção de cálculo y :

$$e_{ox} \leq 0,30 \cdot r_x \quad (1)$$

$$r_x \geq l_s \quad (2)$$

em que:

e_{ox} distância entre o centro de rigidez e o centro de massa, medida segundo a direção x , perpendicular à direção de cálculo considerada (“excentricidade estrutural”);

r_x raiz quadrada da relação entre a rigidez de torção e a rigidez lateral na direção y (“raio de torção”);

l_s raio de giração da massa do piso em planta (raiz quadrada da relação entre (a) o momento polar de inércia da massa do piso em planta em relação ao centro de gravidade do piso e (b) a massa do piso).

2.3.2 Regularidade em altura

São considerados regulares em altura os edifícios que satisfaçam os seguintes critérios:

- Todos os sistemas resistentes a ações laterais, tais como núcleos, paredes estruturais ou pórticos, são contínuos desde a fundação até ao topo do edifício ou, se existirem andares recuados a diferentes alturas, até ao topo da zona considerada no edifício;
- A rigidez lateral e a massa de cada piso permanecem constantes ou apresentam uma redução gradual, sem alterações bruscas, desde a base até ao topo do edifício;
- Nos edifícios com estrutura porticada, a relação entre a resistência real do piso e a resistência exigida pelo cálculo não deverá variar desproporcionadamente entre pisos adjacentes. Neste contexto, os aspetos particulares das estruturas em pórtico com enchimentos de alvenaria são tratados na cláusula 4.3.6.3.2 da NP EN 1998-1 (2010) [3];
- Quando a construção apresenta recuos aplicam-se as seguintes condições adicionais:
 - No caso de sucessivos recuos que mantêm uma simetria

axial, o recuo em qualquer piso não deve ser superior a 20 % da dimensão em planta do nível inferior na direção do recuo (ver Figura 2 a) e Figura 2 b));

- No caso de um único recuo localizado nos 15 % inferiores da altura total do sistema estrutural principal, o recuo não deve ser superior a 50 % da dimensão em planta do nível inferior (ver Figura 2 c)). Neste caso, a estrutura da zona inferior situada no interior da projeção vertical dos pisos superiores deverá ser calculada para resistir a, pelo menos, 75 % da força horizontal que atuaria a esse nível num edifício semelhante sem alargamento da base;
- No caso de recuos não simétricos, a soma, em cada lado, dos recuos de todos os pisos não deve ser superior a 30 % da dimensão em planta ao nível do piso acima da fundação ou acima do nível superior de uma cave rígida, e cada recuo não deve ser superior a 10 % da dimensão em planta do nível inferior (ver Figura 2 d)).

2.4 Interação com edifícios adjacentes

Os critérios relativos à interação com edifícios adjacente não se aplicam a edifícios isolados ou a edifícios em que a presença de juntas estruturais permitam uma deformação lateral, sem restrições, correspondente a um deslocamento igual ou superior a 2,2 % da altura do mais baixo de entre o edifício em avaliação e o adjacente.

Em edifícios em banda ou de gaveto, em que as juntas de dilatação não garantam um comportamento dinâmico do edifício independente relativamente a qualquer dos edifícios que lhe sejam adjacentes, os Métodos I e II podem ser aplicados apenas se o edifício satisfizer os limites definidos de acordo com os seguintes aspetos construtivos:

- Alinhamento entre lajes de edifícios adjacentes: Considera-se que o(s) edifício(s) adjacente(s) pode(m) interferir com o comportamento sísmico se a sua altura for igual ou inferior a 50 % da altura do edifício a ser avaliado;
- Diferença de altura entre edifícios adjacentes: os efeitos da interação não podem ser desprezados quando a(s) laje(s) do(s) edifício(s) adjacente(s) apresentam um desnível superior aos limites definidos na Figura 3.

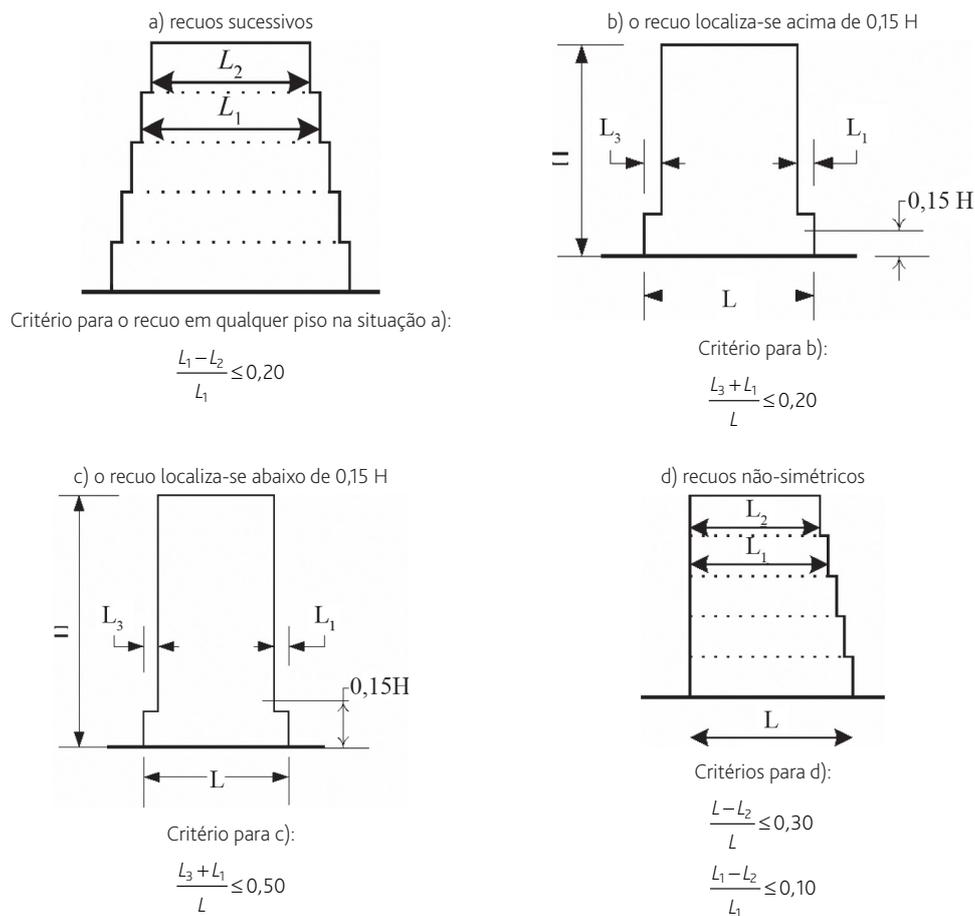


Figura 2 Critérios de regularidade dos edifícios com recuos (NP EN 1998-1; 2010) [3]

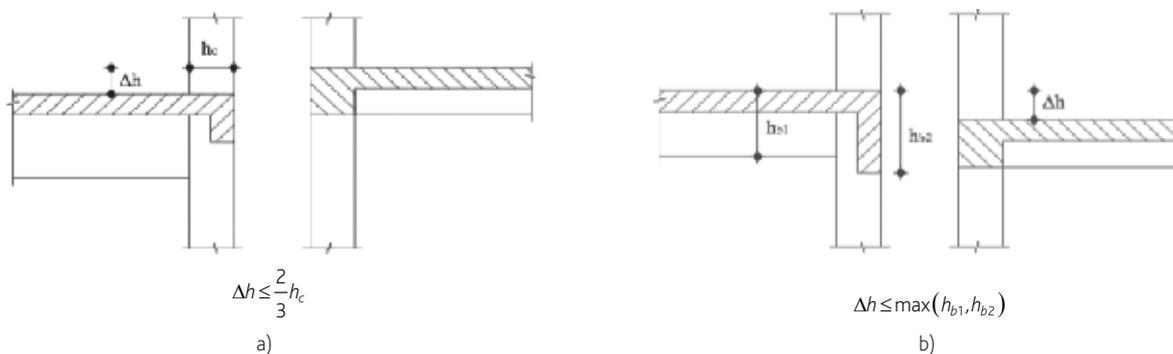


Figura 3 Disposições para avaliar a interação com edifícios adjacentes (adaptado de EPPO; 2013) [4]

2.5 Condições geotécnicas locais

Os métodos expeditos I e II são aplicáveis apenas a edifícios situados em terrenos do Tipo A, B ou C, como definidos na NP EN 1998-1 (2010) [3].

3 Avaliação estrutural

Neste capítulo são apresentadas as linhas gerais do método de referência (Método III), descrito em detalhe na NP EN 1998-3 (2017) [2], bem como os procedimentos relativos aos métodos expeditos (Métodos I e II).

3.1 Método de referência

O Método III é considerado o método de referência e corresponde ao processo de avaliação detalhado na NP EN 1998-3 (2017) [2]. Nesta secção é apresentado apenas um sumário dos procedimentos, não dispensando a consulta da norma em caso de aplicação deste método.

De acordo com este método, a avaliação da segurança de edifícios pertencentes às classes de importância I e II deve ser realizada para o estado limite de Danos Severos (SD, do inglês *Significant Damage*).

Os efeitos das ações devem ser determinados considerando uma ação sísmica correspondente a um período de retorno $T_{SD} = 308$ anos.

A capacidade dos elementos estruturais deve ser verificada tendo em conta possíveis roturas frágeis (resistência ao corte V_r) e dúcteis (rotação da corda θ_u), definidas através das expressões (3) e (4), respetivamente, cujo significado das variáveis pode ser consultado em NP EN 1998-3 (2017) [2].

$$V_r = \frac{1}{\gamma_{el}} \left[\frac{h-x}{2L_v} \min(N, 0,55A_c f_c) + (1-0,05 \min(5, \mu_{\Delta}^{el})) \cdot \left[0,16 \max(0,5, 100\rho_{tot}) \left(1 - 0,16 \min\left(5, \frac{L_v}{h}\right) \right) \sqrt{f_c} A_c + V_w \right] \right] \quad (3)$$

$$\theta_u = \frac{1}{\gamma_{el}} \left[\frac{\max(0,01, w')}{\max(0,01, w)} f_c \right]^{0,225} \left(\frac{L_v}{h} \right)^{0,35} \left(\frac{f_{yw}}{f_c} \right)^{0,1} \left(\frac{100 f_d}{f_c} \right)^{0,1} \quad (4)$$

O valor de θ_u a considerar para avaliação de segurança para o estado limite de danos severos deve corresponder a $\frac{3}{4}$ do valor determinado através da expressão (4).

O reforço sísmico é obrigatório se a capacidade resistente do edifício for insuficiente para a verificação da segurança relativamente à ação sísmica definida na NP EN 1998-3 (2017) [2].

Em edifícios cujo comportamento dinâmico possa ser significativamente influenciado por modos de vibração superiores ao modo fundamental em cada direção, deve ser adotado um modelo que permita considerar a contribuição dos diferentes modos (e.g. análise modal por espectro de resposta).

Os resultados de análises lineares podem ser bastante imprecisos quando aplicados a edifícios com irregularidades estruturais, especialmente se estes responderem fora do domínio elástico.

Nestes casos, deve ser adotado um modelo não linear.

É recomendado que o modelo numérico considere os painéis de alvenaria como parte do sistema resistente para ações sísmicas, especialmente se estes possam ter um efeito adverso no comportamento global ou local da estrutura (e.g. potenciem o desenvolvimento de mecanismos de *soft storey*).

3.2 Métodos expeditos

3.2.1 Princípios gerais

A aplicação dos métodos expeditos, nomeadamente dos Métodos I e II, apresenta as seguintes características e requisitos:

- A avaliação da segurança não requer a definição de modelos numéricos. A segurança estrutural é avaliada apenas em função das propriedades geométricas (Método I), acrescidas da pormenorização das armaduras dos elementos verticais (Método II);
- Sem prejuízo das restantes condições de aplicabilidade destes métodos, poderá adotar-se a ação sísmica definida para terrenos do Tipo B se a área de construção for igual ou inferior a 1000 m². Define-se área de construção como o valor resultante do somatório das áreas de todos os pavimentos, acima e abaixo do solo, medidas pelo extradorso das paredes exteriores com a exclusão das seguintes áreas: sótãos não habitáveis, áreas destinadas a estacionamento, áreas técnicas (PT, central térmica, compartimentos de recolha de lixo, etc.), terraços, varandas e alpendres, galerias exteriores, arruamentos e outros espaços livres de uso público cobertos pelo edifício;
- Para o cálculo da resistência do edifício à ação sísmica devem ser considerados apenas os elementos verticais contínuos ao longo dos pisos desde a fundação até ao último piso;
- A aplicação dos Métodos I ou II é permitida apenas se, de entre os elementos verticais contínuos, não existirem pilares curtos cuja rotura possa comprometer a estabilidade local ou global da estrutura. São considerados pilares curtos aqueles que, em virtude da sua geometria ou da interação com elementos estruturais ou não estruturais, apresentem uma relação $\frac{M}{Vh} \leq 2,5$, em que M e V são os esforços atuantes nas extremidades dos elementos para a combinação sísmica de ações e h é a maior dimensão da secção transversal. Como ilustrado na figura abaixo, para um elemento com altura livre L , a relação $M/(Vh)$ depende das condições de fronteira do elemento, sendo esta equivalente a $L/2h$ e L/h , para elementos biencastrados e em consola, respetivamente;
- A avaliação da segurança sísmica está dispensada em estruturas secundárias dedicadas a zonas técnicas, depósitos de água, entre outras, geralmente localizadas no topo dos edifícios e não comprometendo a sua segurança. Por outro lado, a massa de todos os elementos principais e secundários deve ser devidamente contabilizada para o cálculo da massa sujeita à ação sísmica.

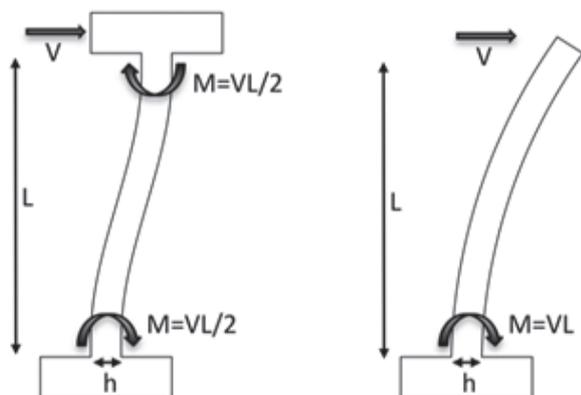


Figura 4 Relação M/V para diferentes condições de fronteira de pilares (biencastado e consola)

3.2.2 Avaliação da segurança estrutural de acordo com o Método II

De acordo com o Método II, a segurança estrutural relativamente à ação sísmica é avaliada em termos do coeficiente sísmico. Um edifício existente verifica a segurança relativamente à ação sísmica se, ao nível de cada piso j e em cada uma das duas direções principais do edifício, a capacidade resistente do edifício estimada em termos do coeficiente sísmico ($CS_{c,j}$) for igual ou superior ao coeficiente sísmico exigido ($CS_{E,j}$):

$$CS_{c,j} \geq CS_{E,j} \quad (5)$$

Tabela 3 Valores do coeficiente sísmico exigidos para cada zona sísmica, tipo de terreno e número de pisos do edifício

| Zona Sísmica | 1 piso | | | 2 pisos | | | 3 pisos | | | 4 pisos | | |
|--------------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|
| | Terreno A | Terreno B | Terreno C | Terreno A | Terreno B | Terreno C | Terreno A | Terreno B | Terreno C | Terreno A | Terreno B | Terreno C |
| 1,1 | 0,26 | 0,37 | 0,45 | 0,24 | 0,32 | 0,39 | 0,22 | 0,29 | 0,35 | 0,22 | 0,27 | 0,32 |
| 1,2 | 0,19 | 0,28 | 0,35 | 0,18 | 0,25 | 0,31 | 0,17 | 0,23 | 0,28 | 0,16 | 0,22 | 0,26 |
| 1,3 | 0,12 | 0,19 | 0,24 | 0,12 | 0,18 | 0,22 | 0,11 | 0,17 | 0,20 | 0,11 | 0,16 | 0,19 |
| 1,4 | 0,06 | 0,11 | 0,14 | 0,07 | 0,10 | 0,13 | 0,06 | 0,10 | 0,12 | 0,06 | 0,09 | 0,12 |
| 1,5 | 0,02 | 0,05 | 0,06 | 0,03 | 0,05 | 0,06 | 0,03 | 0,05 | 0,06 | 0,03 | 0,05 | 0,06 |
| 1,6 | 0,01 | 0,02 | 0,02 | 0,01 | 0,02 | 0,03 | 0,01 | 0,02 | 0,03 | 0,01 | 0,02 | 0,03 |
| 2,1 | 0,14 | 0,22 | 0,26 | 0,12 | 0,16 | 0,19 | 0,10 | 0,13 | 0,15 | 0,08 | 0,10 | 0,12 |
| 2,2 | 0,09 | 0,15 | 0,19 | 0,08 | 0,12 | 0,15 | 0,06 | 0,10 | 0,12 | 0,05 | 0,07 | 0,09 |
| 2,3 | 0,05 | 0,09 | 0,12 | 0,05 | 0,08 | 0,10 | 0,04 | 0,07 | 0,08 | 0,04 | 0,05 | 0,07 |
| 2,4 | 0,02 | 0,04 | 0,06 | 0,02 | 0,04 | 0,06 | 0,02 | 0,03 | 0,05 | 0,01 | 0,03 | 0,04 |
| 2,5 | 0,01 | 0,02 | 0,03 | 0,01 | 0,02 | 0,04 | 0,01 | 0,02 | 0,03 | 0,01 | 0,02 | 0,02 |

3.2.2.1 Exigência estrutural relativamente à ação sísmica

Os valores do coeficiente sísmico global exigido (CS_E) são apresentados na Tabela 3 em função do número de pisos do edifício, zona sísmica e tipo de terreno onde o edifício se encontra implantado.

Os valores do coeficiente sísmico a considerar ao nível de cada piso ($CS_{E,j}$) são obtidos através da expressão (6), multiplicando o valor de CS_E pelo valor do coeficiente η_j definido na Tabela 4:

$$CS_{E,j} = \eta_j CS_E \quad (6)$$

Tabela 4 Valores do coeficiente η em função do número de pisos do edifício e do piso em análise

| Piso | Número de pisos do edifício | | | |
|------|-----------------------------|------|------|------|
| | 4 | 3 | 2 | 1 |
| 4 | 0,40 | – | – | – |
| 3 | 0,70 | 0,50 | – | – |
| 2 | 0,90 | 0,83 | 0,67 | – |
| 1 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 |

3.2.2.2 Capacidade resistente do edifício relativamente à ação sísmica

À imagem do Método III, a avaliação da capacidade resistente de acordo com o Método II tem em conta a possibilidade de os elementos estruturais desenvolverem mecanismos de flexão ou de corte. Assim, a capacidade resistente do edifício medida em termos do coeficiente sísmico pode ser definida como o rácio entre a resistência horizontal de um piso $V_{H,j}$ e o peso total do edifício correspondente à combinação sísmica de ações W_E :

$$CS_{C,j} = \frac{V_{H,j}}{W_E} = \frac{\sum_{i=1}^n \min(V_{F,i}, V_{C,i})}{W_E} \quad (7)$$

em que:

$V_{F,i}, V_{C,i}$ resistência à flexão e ao corte, respetivamente, de cada elemento vertical i , de um dado piso j ;

W_E peso total do edifício dado pela Equação (12).

A resistência dos elementos verticais devido a mecanismos de flexão e corte pode ser determinada através das expressões (8) e (9), respetivamente:

$$V_{F,i} = 1,24 \left(\frac{b_i h_i^2 \rho_{li} f_{yl}}{L_{vi}} \right)^{0,73} \quad (8)$$

$$V_{C,i} = 0,87 A_{c,i} \left[\tau_c \left[1 - 0,16 \min \left(5, \frac{L_{vi}}{h_i} \right) \right] + \rho_{wi} f_{yw,i} \right] \quad (9)$$

em que:

b_i dimensão da secção transversal perpendicular à direção de carga em consideração;

h_i dimensão da secção transversal segundo a direção de carga em consideração;

ρ_{li} taxa total da armadura longitudinal;

f_{yl} valor médio da tensão de cedência das armaduras longitudinais;

L_{vi} distância entre a extremidade dos pilares e o ponto de inflexão. Pode considerar-se L_{vi} igual a metade da altura livre do pilar, quando biengastado, ou à altura livre total do pilar, quando em consola;

$A_{c,i}$ área da secção transversal do pilar i ;

τ_c tensão transversal equivalente associada a mecanismos de corte dos pilares, conservativamente considerada igual a 0,24 MPa;

ρ_{wi} taxa total da armadura transversal;

f_{yw} valor médio da tensão de cedência das armaduras transversais dividido por um fator de segurança de 1,55 (resultante da multiplicação do fator de segurança para o aço de 1,15 por um fator de conhecimento de 1,35).

De acordo com o disposto na cláusula 3.2.4 da NP EN 1998-1 (2010) [3], os efeitos inerciais resultantes da ação sísmica devem ter em conta a presença, em cada piso j , das massas associadas a todas as

forças gravíticas que surgem na seguinte combinação de ações:

$$W_{E,j} = \sum G_{k,j} + \sum (\Psi_{E,m} q_{k,m})_j \quad (10)$$

em que as ações permanentes $G_{k,j}$ devem ser definidas de acordo com a memória descritiva do projeto e complementadas com observações realizadas *in situ*, de forma a identificar possíveis alterações em relação ao projeto original. Por outro lado, as ações variáveis $q_{k,m}$ devem ser definidas de acordo com a Tabela 5.

Tabela 5 Sobrecargas distribuídas (q_k) e concentradas (Q_k) em pavimentos, varandas e escadas de edifícios (NP EN 1991-1-1; 2009) [5]

| Categorias de zonas carregadas | q_k (kN/m ²) | Q_k (kN) |
|--------------------------------|----------------------------|--------------------------|
| Categoria A | | |
| Pavimentos | 1,5 a <u>2,0</u> | <u>2,0</u> a 3,0 |
| Escadas | <u>2,0</u> a 4,0 | <u>2,0</u> a 4,0 |
| Varandas | <u>2,5</u> a 4,0 | <u>2,0</u> a 3,0 |
| Categoria B | | |
| | 2,0 a <u>3,0</u> | 1,5 a <u>4,5</u> |
| Categoria C | | |
| C1 | 2,0 a <u>3,0</u> | 3,0 a <u>4,0</u> |
| C2 | 3,0 a <u>4,0</u> | 2,5 a 7,0 (<u>4,0</u>) |
| C3 | 3,0 a <u>5,0</u> | <u>4,0</u> a 7,0 |
| C4 | 4,5 a 5,0 | 3,5 a <u>7,0</u> |
| C5 | <u>5,0</u> a 7,5 | 3,5 a <u>4,5</u> |
| Categoria D | | |
| D1 | <u>4,0</u> a 5,0 | 3,5 a 7,0 (<u>4,0</u>) |
| D2 | 4,0 a <u>5,0</u> | 3,5 a <u>7,0</u> |

A sublinhado, os valores recomendados para aplicação separada de q_k e Q_k

O coeficiente de combinação para o cálculo dos esforços sísmicos, $\Psi_{E,p}$ deve ser determinado com base na seguinte expressão.

$$\Psi_{E,m} = \Phi \Psi_{2,m} \quad (11)$$

Os valores de Ψ_2 e Φ são definidos nas Tabelas 6 e 7, respetivamente. As categorias de edifícios encontram-se descritas mais detalhadamente na cláusula 6.3.1.1 da NP EN 1991-1-1 (2009) [5].

Tabela 6 Valores de ψ_2 para o cálculo de $\psi_{E,m}$ (NP EN 1990, 2009) [6]

| Categoria | ψ_2 |
|--|----------|
| Categoria A: zonas de habitação | 0,3 |
| Categoria B: zonas de escritórios | 0,3 |
| Categoria C: zonas de reunião de pessoas | 0,6 |
| Categoria D: zonas comerciais | 0,6 |
| Categoria E: zonas de armazenamento | 0,8 |
| Categoria F: zonas de tráfego (peso dos veículos ≤ 30 kN) | 0,6 |
| Categoria G: zonas de tráfego ($30 \text{ kN} < \text{peso dos veículos} \leq 160 \text{ kN}$) | 0,3 |
| Categoria H: coberturas | 0 |

Tabela 7 Valores de φ para o cálculo de $\psi_{E,i}$ (NP EN 1998-1, 2010)

| Tipo de ação variável | Piso | φ |
|---------------------------|-------------------------------------|-----------|
| Categorias A-C | Cobertura | 1,0 |
| | Pisos com ocupações correlacionadas | 0,8 |
| | Pisos com ocupações independentes | 0,5 |
| Categorias D-F e arquivos | | 1,0 |

Assim, o peso total do edifício pode ser estimado através da expressão (12):

$$W_E = \sum_{j=1}^n (w_{E,j} A_{s,j}) \quad (12)$$

Tabela 8 Valores da percentagem de área de pilares exigidos em função da área de implantação dos edifícios para cada zona sísmica e tipo de terreno

| Zona Sísmica | 1 piso | | | 2 pisos | | | 3 pisos | | | 4 pisos | | |
|--------------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|
| | Terreno A | Terreno B | Terreno C | Terreno A | Terreno B | Terreno C | Terreno A | Terreno B | Terreno C | Terreno A | Terreno B | Terreno C |
| 1,1 | 0,9 | 1,2 | 1,5 | 1,6 | 2,1 | 2,6 | 2,2 | 2,9 | 3,5 | 2,9 | 3,6 | 4,3 |
| 1,2 | 0,6 | 0,9 | 1,2 | 1,2 | 1,7 | 2,0 | 1,7 | 2,3 | 2,8 | 2,2 | 2,9 | 3,5 |
| 1,3 | 0,4 | 0,6 | 0,8 | 0,8 | 1,2 | 1,5 | 1,1 | 1,6 | 2,0 | 1,5 | 2,1 | 2,5 |
| 1,4 | 0,2 | 0,3 | 0,5 | 0,4 | 0,7 | 0,9 | 0,6 | 1,0 | 1,2 | 0,8 | 1,3 | 1,6 |
| 1,5 | 0,1 | 0,2 | 0,2 | 0,2 | 0,3 | 0,4 | 0,3 | 0,5 | 0,6 | 0,4 | 0,6 | 0,8 |
| 1,6 | 0,1 | 0,1 | 0,1 | 0,1 | 0,1 | 0,2 | 0,1 | 0,2 | 0,3 | 0,1 | 0,3 | 0,4 |
| 2,1 | 0,5 | 0,7 | 0,9 | 0,8 | 1,1 | 1,3 | 1,0 | 1,3 | 1,5 | 1,0 | 1,3 | 1,6 |
| 2,2 | 0,3 | 0,5 | 0,6 | 0,5 | 0,8 | 1,0 | 0,6 | 0,9 | 1,2 | 0,7 | 1,0 | 1,2 |
| 2,3 | 0,2 | 0,3 | 0,4 | 0,3 | 0,5 | 0,7 | 0,4 | 0,7 | 0,8 | 0,5 | 0,7 | 0,9 |
| 2,4 | 0,1 | 0,1 | 0,2 | 0,1 | 0,3 | 0,4 | 0,2 | 0,3 | 0,5 | 0,2 | 0,4 | 0,5 |
| 2,5 | 0,1 | 0,1 | 0,1 | 0,1 | 0,2 | 0,2 | 0,1 | 0,2 | 0,3 | 0,1 | 0,2 | 0,3 |

em que:

$A_{s,j}$ área do piso j ;

w_E peso por unidade de superfície do piso j , área resultante da combinação sísmica de ações e determinado através das expressões (10) e (11).

3.2.3 Avaliação da segurança estrutural de acordo com o Método I

De acordo com o Método I, a segurança estrutural relativamente à ação sísmica é avaliada em termos de percentagem de área de pilares em relação à área do piso.

Um edifício existente verifica a segurança relativamente à ação sísmica se, ao nível de cada piso j , a percentagem de área de pilares existentes relativamente à área do piso ($A_{PC,j}$) for igual ou superior à percentagem de área de pilares exigida ($A_{PD,j}$):

$$A_{PC,j} \geq A_{PD,j} \quad (13)$$

Os valores da percentagem de área de pilares exigida (A_{PD}) são apresentados na Tabela 8, em função do número de pisos do edifício, zona sísmica e tipo de terreno onde o edifício se encontra implantado.

Os valores da percentagem da área de pilares exigidos a considerar ao nível de cada piso ($A_{PD,j}$) são obtidos através da expressão (14), multiplicando o valor de A_{PD} pelo valor do coeficiente η_j definido na Tabela 4:

$$A_{PD,j} = \eta_j A_{PD} \quad (14)$$

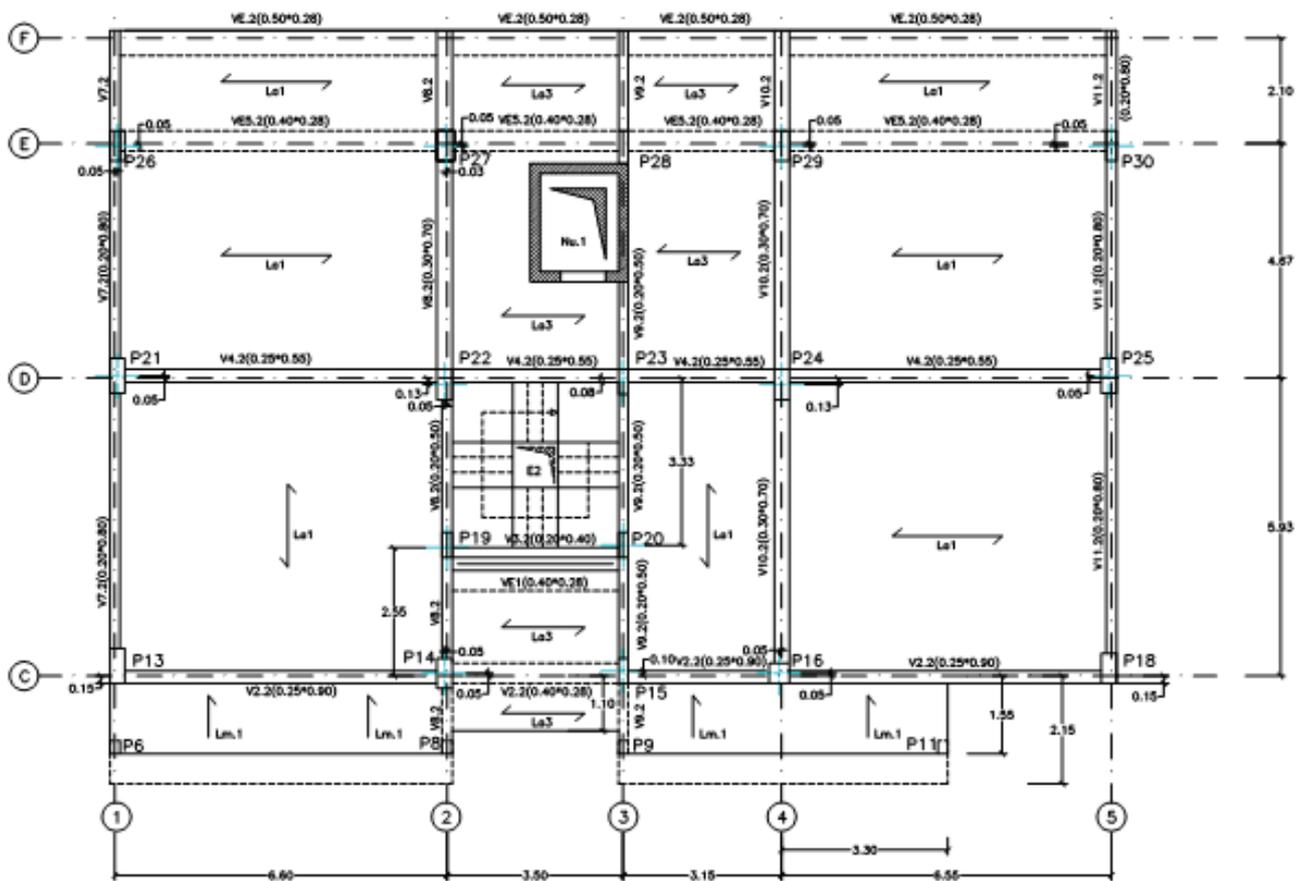


Figura 5 Planta tipo do edifício

| | P18 | P19 | P20 |
|-----------|-----|-----|-----|
| Cobertura | | | |
| Piso 4 | | | |
| Piso 3 | | | |
| Piso 2 | | | |
| Piso 1 | | | |
| Piso 0 | | | |

Figura 6 Exemplo de quadro de pilares do edifício

4 Exemplo de aplicação

O exemplo apresentado neste capítulo pretende descrever de uma forma objetiva a aplicação dos diferentes métodos de avaliação da segurança sísmica a um edifício real.

4.1 Descrição do edifício

Sendo construído nos finais da década de 90 do século passado, o edifício apresenta uma altura total de 12,3 m acima da cota do terreno sendo que o primeiro piso, dedicado a comércio, tem 3,3 m de altura enquanto os 3 pisos superiores, para habitação, têm 3 m cada. O edifício possui ainda um piso de estacionamento enterrado cuja deformabilidade lateral poder ser negligenciada, pelo que não foi considerado na avaliação da segurança sísmica.

A planta do edifício apresenta uma área de implantação com aproximadamente 250 m² (12,7 m × 19,8 m). A área dos pisos acima do R/C é superior em cerca de 24 m², devido à presença de varandas num dos alçados do edifício. As Figuras 5 e 6 apresentam a planta de um andar tipo acima do R/C, e um excerto do quadro de pilares, retirados do projeto original.

A estrutura do edifício assenta numa malha de pórticos que se desenvolvem nas duas direções, e que dão suporte às cargas graviticas. O edifício apresenta ainda uma caixa de elevador que pode conferir alguma resistência e rigidez ao edifício quando sujeito a cargas sísmicas. No entanto, a contribuição desta, bem como das escadas, não foi considerada na avaliação uma vez que os desenhos técnicos e a memória descritiva não apresentam informação necessária relativamente aos materiais e disposições construtivas que permitam garantir que estes elementos se encontram devidamente ligados à restante estrutura resistente do edifício.

Os materiais previstos em projeto são o betão da classe B25 e o aço do tipo A400 NR para as armaduras em geral. Dada a impossibilidade de proceder a uma determinação mais precisa, os valores médios foram determinados com base em relações propostas na literatura. No que diz respeito as propriedades do betão, a tensão média foi definida como sendo 8 MPa superior à tensão característica (REBAP; 1983 e NP EN 1998-3; 2017). Por sua vez, a tensão média das armaduras foi estimada como sendo 1,1 vezes a tensão característica ($f_{ym} = 440$ MPa) enquanto para o módulo de elasticidade foi assumido um valor de $E_s = 200$ GPa.

4.2 Condições de aplicabilidade dos métodos expeditos

De acordo com o procedimento de avaliação proposto, ilustrado na forma de um fluxograma na Figura 1, a aplicação dos diferentes métodos de análise estrutural depende da verificação de uma série de critérios relacionados com a classe de importância do edifício, número de pisos, regularidade estrutural, interação com edifícios adjacentes e condições geotécnicas locais.

De acordo com a memória descritiva do projeto, o piso térreo é dedicado a comércio enquanto os restantes são dedicados a habitação, pelo que, de acordo com a Tabela 2, o edifício pertence à

Classe de Importância II.

Apesar de o edifício possuir 5 pisos no total, apenas os 4 superiores foram considerados na avaliação do comportamento sísmico da estrutura, dado que o piso enterrado está restringido de se deformar lateralmente devido ao terreno circundante.

O edifício apresenta uma distribuição de rigidez horizontal e uma distribuição de massas aproximadamente simétrica em relação aos dois eixos ortogonais. A configuração em planta é compacta, não apresentando recuos ou avanços em relação à forma da estrutura principal.

O edifício não apresenta uma esbelteza em planta pronunciada, sendo a relação entre as duas dimensões ortogonais ($\lambda \approx 19,8 / 10,6 = 1,9$) bastante inferior ao limite de 4. O edifício satisfaz ainda os critérios de regularidade em planta definidos em 2.3.1. No que diz respeito à regularidade em altura, o edifício não apresenta irregularidades relativamente à geometria global do edifício nem pilares que, devido às suas propriedades geométricas, potenciem mecanismos de pilares curtos.

O edifício em análise encontra-se num extremo de uma banda de edifícios, não apresentando junta sísmica na fronteira com o edifício adjacente. No entanto, os diferentes pisos do edifício não apresentam desníveis em relação aos pisos do edifício adjacente, não sendo, portanto, expectável a ocorrência de danos locais decorrentes da eventual interação com o edifício adjacente.

Por fim, o edifício está fundado em terrenos que se enquadram nas características de terreno tipo B pelo que, com base na verificação dos critérios descritos anteriormente, o edifício não está impedido de ser avaliado através dos Métodos I e II.

De seguida são apresentados os procedimentos de avaliação de acordo com o Método I, II e III, considerando valores da ação sísmica relativos a 4 zonas sísmicas, nomeadamente zona sísmica 1,1, 1,3, 1,5 e 1,6.

4.3 Avaliação de acordo com o Método III

Para a verificação da segurança de acordo com o Método III, foi definido um modelo numérico do edifício no software de análise estrutural SeismoStruct [7]. Uma vez realizadas análises estáticas não-lineares nas duas direções principais e definidas as correspondentes curvas de capacidade, o ponto de desempenho correspondente aos diferentes níveis de perigosidade foi determinado de acordo com o *Método N2*, sugerido na NP EN 1998-1 (2010). Este ponto de desempenho permite identificar o instante, ao longo da curva, correspondente à solicitação imposta pela ação sísmica, representada através do espectro de resposta regulamentar. Por sua vez, a capacidade dos elementos estruturais foi determinada através das expressões definidas na NP EN 1998-3 (2017) para mecanismos de corte e flexão, apresentadas anteriormente nas expressões (3) e (4).

A verificação da segurança sísmica foi analisada comparando o instante em que os efeitos das ações nos elementos estruturais atingiram o limite regulamentar relativamente às forças de corte

e rotação da corda, com o instante correspondente ao ponto de desempenho determinado para as diferentes zonas sísmicas. A Figura 7 apresenta, para as duas direções principais, os pontos de desempenho associados a cada zona sísmica, bem como o instante em que pelo menos um elemento vertical atinge a sua resistência. De acordo com os resultados obtidos, o edifício verifica a segurança para as zonas 1,5 e 1,6, enquanto para as zonas 1,1 e 1,3 este não satisfaz os requisitos definidos na NP EN 1998-3 (2017).

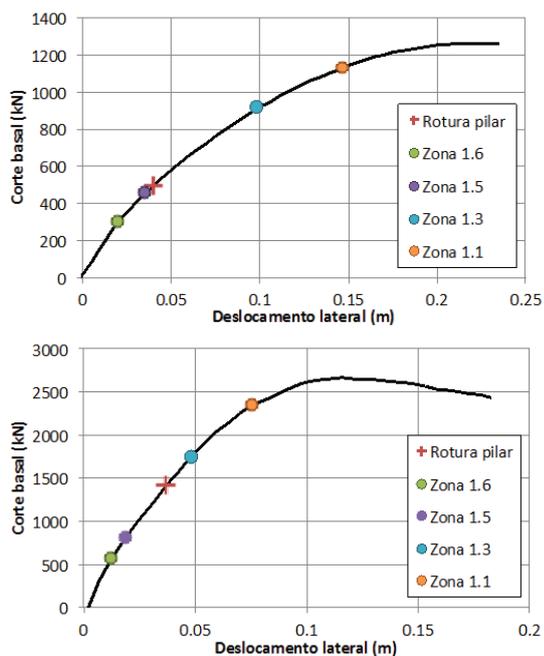


Figura 7 Curvas de capacidade e pontos de desempenho para diferentes zonas sísmicas segundo a direção X (esquerda) e direção Y (direita)

4.4 Avaliação de acordo com o Método II

De acordo com o Método II, a ação sísmica é definida através de um coeficiente sísmico exigido (CS_E) associado às diferentes sismicidades e condições geotécnicas locais. Estes valores encontram-se definidos na Tabela 3, sendo que para as zonas sísmicas e tipo de terreno considerados no presente exemplo os valores encontram-se resumidos na Tabela 9.

Tabela 9 Exigência estrutural em termos de coeficiente sísmico para as diferentes zonas sísmicas

| Zona Sísmica | CS_E |
|--------------|--------|
| 1,1 | 0,27 |
| 1,3 | 0,16 |
| 1,5 | 0,05 |
| 1,6 | 0,02 |

Uma vez identificada a exigência é possível determinar o valor de coeficiente sísmico exigido ao nível de cada piso através da expressão (6), multiplicando o valor global (Tabela 9) pelos diferentes valores do coeficiente η apresentado na Tabela 4. A Tabela 10 apresenta o resumo dos valores de coeficiente sísmico a considerar ao nível de cada piso ($CS_{E,j}$).

Tabela 10 Coeficiente sísmico exigido ao nível de cada piso para as diferentes zonas sísmicas

| Piso | Zona sísmica | | | |
|------|--------------|------|------|------|
| | 1,1 | 1,3 | 1,5 | 1,6 |
| 4 | 0,11 | 0,06 | 0,02 | 0,01 |
| 3 | 0,19 | 0,11 | 0,04 | 0,01 |
| 2 | 0,24 | 0,14 | 0,05 | 0,02 |
| 1 | 0,27 | 0,16 | 0,05 | 0,02 |

Por sua vez, a capacidade do edifício em termos de coeficiente sísmico (CS_C) é definida como o rácio entre a resistência $V_{F,j}$ de cada piso j e o peso total do edifício, sendo que o valor da resistência deve refletir a possibilidade de os elementos estruturais desenvolverem um mecanismo de flexão ($V_{F,i}$) ou de corte ($V_{C,i}$), e cujo valor pode ser determinado através das expressões (8) e (9).

Mecanismo de flexão

Tomando como exemplo o Pilar 20 apresentado na Figura 6, o valor de $V_{F,20}$ pode ser facilmente determinado para as duas direções principais do edifício, como apresentado na Tabela 11. Recordar-se que as armaduras são de aço A400 ($f_{yt} = 440$ MPa) e que o primeiro piso tem 3,3 m de altura enquanto os 3 pisos superiores têm 3 m cada.

Tabela 11 Cálculo do valor de $V_{F,20}$ tomando como exemplo as propriedades do Pilar 20

| Piso | L_x (m) | L_y (m) | A_C (m ²) | Varões | Φ_L (m) | A_s (m ²) | ρ_L (%) | $V_{F,20,x}$ | $V_{F,20,y}$ |
|------|-----------|-----------|-------------------------|--------|--------------|-------------------------|--------------|--------------|--------------|
| 4 | 0,2 | 0,4 | 0,08 | 8 | 0,012 | 0,0009 | 1,13 | 22,5 | 37,4 |
| 3 | 0,2 | 0,4 | 0,08 | 8 | 0,012 | 0,0009 | 1,13 | 22,5 | 37,4 |
| 2 | 0,2 | 0,4 | 0,08 | 8 | 0,012 | 0,0009 | 1,13 | 22,5 | 37,4 |
| 1 | 0,2 | 0,5 | 0,1 | 8 | 0,012 | 0,0009 | 0,90 | 21,0 | 41,0 |

Mecanismo de corte

Considerando o mesmo Pilar 20, os valores da resistência associados ao mecanismo de corte foram determinados com base na expressão (9), e encontram-se tabelados na Tabela 12.

Tabela 12 Cálculo do valor de $V_{C,20'}$ tomando como exemplo as propriedades do Pilar 20

| Piso | Φ_w (m) | ramos,x | ramos,y | s (m) | $P_{w,x}$ (%) | $P_{w,y}$ (%) | $V_{C,20,x}$ | $V_{C,20,y}$ |
|------|--------------|---------|---------|-------|---------------|---------------|--------------|--------------|
| 4 | 0,006 | 3 | 2 | 0,15 | 0,14 | 0,19 | 31,3 | 43,9 |
| 3 | 0,006 | 3 | 2 | 0,15 | 0,14 | 0,19 | 31,3 | 43,9 |
| 2 | 0,006 | 3 | 2 | 0,15 | 0,14 | 0,19 | 31,3 | 43,9 |
| 1 | 0,006 | 3 | 2 | 0,15 | 0,11 | 0,19 | 32,1 | 56,4 |

Uma vez estimada a resistência do pilar para os dois mecanismos (Tabela 11 e Tabela 12), identificou-se o valor mínimo das duas resistências, para os diferentes pisos e segundo as duas direções principais. A força horizontal resistente ao nível de cada piso $V_{H,j}$ e correspondente coeficiente sísmico CS_c foi então estimada considerando a soma da resistência de todos os pilares de cada piso (Tabela 13).

Tabela 13 Cálculo da capacidade do edifício em termos de coeficiente sísmico de acordo com o Método II

| Piso | $V_{H,j,x}$ | $V_{H,j,y}$ | $CS_{C,x}$ | $CS_{C,y}$ | CS_c |
|------|-------------|-------------|------------|------------|--------|
| 4 | 488 | 781 | 0,05 | 0,08 | 0,05 |
| 3 | 513 | 835 | 0,05 | 0,09 | 0,05 |
| 2 | 542 | 923 | 0,06 | 0,10 | 0,06 |
| 1 | 732 | 1127 | 0,08 | 0,12 | 0,08 |

Com base nos resultados obtidos, e resumidos na Tabela 14, é possível verificar que, de acordo com o Método II, o edifício verifica a segurança sísmica apenas nas zonas sísmicas 1,5 e 1,6, dado que apenas para estas zonas o valor da capacidade ao nível de cada piso é igual ou superior ao valor da exigência.

Tabela 14 Verificação da segurança de acordo com o Método II para diferentes zonas sísmicas

| Piso | Exigência | | | | Capacidade |
|------|-----------|----------|----------|----------|------------|
| | Zona 1,1 | Zona 1,3 | Zona 1,5 | Zona 1,6 | CS_c |
| 4 | 0,11 | 0,06 | 0,02 | 0,01 | 0,05 |
| 3 | 0,19 | 0,11 | 0,04 | 0,01 | 0,05 |
| 2 | 0,24 | 0,14 | 0,05 | 0,02 | 0,06 |
| 1 | 0,27 | 0,16 | 0,05 | 0,02 | 0,08 |

4.5 Avaliação de acordo com o Método I

De acordo com o Método I, a segurança sísmica é avaliada através da comparação da percentagem de área de pilares ao nível de cada piso com o valor exigido para cada zona sísmica e tipo de terreno. Para as zonas sísmicas e tipo de terreno considerados, os valores encontram-se resumidos na Tabela 15.

Tabela 15 Exigência estrutural em termos de percentagem de área de pilares para as diferentes zonas sísmicas

| Zona Sísmica | Área de pilares (%) |
|--------------|---------------------|
| 1,1 | 3,6 |
| 1,3 | 2,1 |
| 1,5 | 0,6 |
| 1,6 | 0,3 |

Por sua vez, o valor exigido ao nível de cada piso pode ser quantificado através da expressão (14). A Tabela 16 apresenta o resumo dos valores exigidos para todos os pisos e diferentes zonas sísmicas, bem como a percentagem de área de pilares medida em cada piso do edifício (A_{PC}). De acordo com os resultados obtidos, o edifício verifica a segurança sísmica apenas nas zonas sísmicas 1,5 e 1,6, dado que apenas para estas zonas a percentagem de área de pilares é igual ou superior ao valor exigido.

Tabela 16 Verificação da segurança de acordo com o Método I para as diferentes zonas sísmicas

| Piso | Exigência | | | | Capacidade |
|------|-----------|----------|----------|----------|------------|
| | Zona 1,1 | Zona 1,3 | Zona 1,5 | Zona 1,6 | A_{PC} |
| 4 | 1,4 | 0,8 | 0,2 | 0,1 | 0,6 |
| 3 | 2,5 | 1,5 | 0,4 | 0,2 | 0,7 |
| 2 | 3,2 | 1,9 | 0,5 | 0,3 | 0,8 |
| 1 | 3,6 | 2,1 | 0,6 | 0,3 | 0,9 |

Referências

- [1] Sousa, Romain Ribeiro de; Campos Costa, Alfredo; Costa, Aníbal Guimarães – “Metodologia para a Avaliação da Segurança Sísmica de Edifícios Existentes Baseada em Análises de Fiabilidade Estrutural – Edifícios de Betão Armado”, relatório LNEC (em preparação).
- [2] NP EN 1998-3 (2017) – Eurocódigo 8 – Projeto de Estruturas para Resistência aos Sismos – Parte 3: Avaliação e Reabilitação de Edifícios.
- [3] NP EN 1998-1 (2010) – Eurocódigo 8 – Projeto de Estruturas para Resistência aos Sismos – Parte 1: Regras Gerais, Ações Sísmicas e Regras para Edifícios.
- [4] EPPO, 2013 – Code of Interventions (KAN.EPE.) – Earthquake Planning and Protection Organization, Athens, Greece.
- [5] NP EN 1991-1 (2009) – Eurocódigo 1 – Ações em Estruturas – Parte 1-1: Ações Gerais.
- [6] NP EN 1990 (2009) – Eurocódigo – Bases para o projeto de estruturas.
- [7] SEISMOSOFT – SeismoStruct 2016 – A computer program for static and dynamic nonlinear analysis of framed structures. Disponível em: <http://www.seismosoft.com>, 2016.