

Avaliação da segurança sísmica de edifícios de betão armado segundo o EC8-3: uniformização entre objetivos de desempenho e condições de estado limite

Seismic safety assessment of reinforced concrete buildings according to EC8-3: compatibility between performance objectives and limit states

Nuno Pereira
Xavier Romão

Resumo

O presente artigo analisa uma formulação analítica para a avaliação do desempenho sísmico de edifícios de betão armado, seguindo um procedimento direto com formato semelhante ao dos regulamentos atuais. A metodologia proposta considera um conjunto de estados limite formulados em termos de custos de reparação total, incluindo o efeito da probabilidade de demolição do edifício sem colapso e a probabilidade de colapso. A metodologia proposta utiliza a informação referente aos custos de reparação de acordo com uma abordagem de mitigação do risco sísmico, visando, deste modo, integrar critérios de análise de estratégias de mitigação e de avaliação específica de edifícios. Adicionalmente, discute-se o efeito de algumas simplificações possíveis à metodologia proposta e os principais obstáculos atualmente existentes à inclusão de variáveis de decisão como base dos regulamentos atuais para a avaliação da segurança sísmica de edifícios.

Abstract

An analytical formulation is analysed in the current paper for the assessment of the seismic performance of existing reinforced concrete buildings. The proposed approach relies on a direct procedure based on current code-based strategies and uses the full probabilistic approach currently employed in performance based earthquake engineering as the main background strategy. The proposed formulation considers a set of limit states based on repair costs and includes the probability of demotion and of collapse as key factors for the fulfilment of the formulated limit state conditions. The information from seismic mitigation procedures is used in order to estimate the losses, thus integrating regional and building-specific evaluation classifications. Additionally, the effect of some simplifications that can be adopted in a consequence-based strategy is critically analysed.

Palavras-chave: Betão armado / Edifícios / Avaliação com base em desempenho / Custos de reparação

Keywords: Reinforced concrete buildings / Performance-based seismic safety assessment / Repair costs

Nuno Pereira

CONSTRUCT-LESE
Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto
Porto, Portugal
nmisp@fe.up.pt

Xavier Romão

CONSTRUCT-LESE
Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto
Porto, Portugal
xnr@fe.up.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.

PEREIRA, N.; ROMÃO, X. – Avaliação da segurança sísmica de edifícios de betão armado segundo o EC8-3: uniformização entre objetivos de desempenho e condições de estado limite. **Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas**. Ed. LNEC. Série III. n.º 2. ISSN 2183-8488. (novembro 2016) 93-102.

1 Introdução

A avaliação de edifícios com base no seu desempenho sísmico (PBEE) consiste numa metodologia que visa estimar o desempenho de um sistema quando sujeito a um dado nível de intensidade dos movimentos sísmicos. O principal motivo para o surgimento deste tipo de metodologias no contexto da engenharia sísmica surgiu após os sismos de Loma Prieta em 1989 e de Northridge em 1994 na Califórnia. Após estes eventos, os proprietários de edifícios começaram a expressar alguma preocupação relativamente ao facto dos seus edifícios possuírem um comportamento adequado que garantisse a proteção dos bens existentes no seu interior. Neste contexto, surgiram as primeiras filosofias de avaliação do desempenho sísmico de edifícios que incluíam preocupações relativas às perdas económicas assim como ao período associado à interrupção de funcionamento dos mesmos. Surgiu, deste modo, o conceito de matriz de desempenho como uma variante aos métodos tradicionais de avaliação sísmica integrando os conceitos da PBEE. Estas matrizes, que foram inicialmente definidas pelas diretivas americanas [1-2], avaliam essencialmente o valor máximo do dano admissível que pode ocorrer para uma determinada intensidade dos movimentos sísmicos.

Na Europa, um dos principais desenvolvimentos introduzidos para a definição duma abordagem uniformizada para avaliação do desempenho sísmico de edifícios de betão armado surgiu com a publicação da Parte 3 do Eurocódigo 8 (EC8-3; [3]). Este regulamento apresenta 3 classes de requisitos de desempenho: Quase Colapso (NC), Dano Significativo (SD) e Limitação de Danos (DL). Estes níveis de desempenho são descritos qualitativamente no EC8-3 em termos de danos e deformações admissíveis e estão associados a níveis específicos da intensidade dos movimentos sísmicos (definidos através de períodos de retorno médios da ação). Os objetivos de desempenho de NC implicam que uma estrutura que não verifique esta condição apresente danos elevados, exibindo uma reserva de rigidez e de resistência lateral baixas, sendo apenas capaz de sustentar as cargas gravíticas sem colapso. Uma estrutura no estado NC apresenta igualmente elevadas deformações permanentes e não possui capacidade para sobreviver a uma réplica de intensidade moderada. Por seu turno, os objetivos de desempenho de SD remetem para um estado do edifício em que os componentes não estruturais apresentam danos significativos (sem colapso das paredes de fachada e divisórias para fora do plano). Uma estrutura no estado SD exhibe derivas entre pisos permanentes com magnitude moderada e encontra-se num estado em que tem capacidade para suportar uma réplica de intensidade moderada. Mais ainda, é indicado no EC8-3 que, a partir da condição de SD, é provável que não seja economicamente viável reparar o edifício. Por fim, os objetivos de desempenho associados ao estado limite de DL implicam uma condição estrutural caracterizada por elementos estruturais em estado não danificado e elementos não estruturais, como as paredes de fachada e as paredes divisórias, com dano ligeiro. Os objetivos de desempenho associados ao estado DL implicam que não se verifiquem deformações residuais e que não seja necessária qualquer medida de reparação estrutural. A transição entre os graus de desempenho/dano é definida no EC8-3 por uma condição de estado limite (ver Tabela I) a partir da qual o desempenho estrutural altera as suas características.

Tabela 1 Identificação das gamas de dano implícitas nos estados limite e objetivos de desempenho propostos no Eurocódigo 8-Parte 3 para estruturas de betão armado

Objetivos de desempenho	Dano estrutural	Dano não-estrutural	Deformações residuais	Reparável?	Critério
Limitação de danos, DL	Ligeiro	Reparável	Sem escala	Sim	θ_{DL}
Dano significativo, SD	Significativo	Danificado	Visíveis	Inviável	θ_{SD}
Quase colapso, NC	Elevado	Colapso	Elevado	Não	θ_{NC}, V_{NC}

A transição entre os estados de dano, *i.e.* as condições de estado limite definidas na versão atual do EC8-3, são especificadas com base em indicações relativas a deformações locais (rotação da corda, θ) no caso de elementos estruturais dúcteis para SD, ND e NC, sendo este último estado ainda afetado pela possível rotura frágil dos elementos (definida em termos da força máxima de corte, V). Estas verificações são definidas apenas para os elementos estruturais quando o edifício é sujeito à ação sísmica da intensidade correspondente ao estado limite em análise, assumindo-se que existe violação dum determinado estado limite em análise assim que um único componente estrutural não verifica a condição limite de deformação (ou esforço) correspondente. Ora, as considerações relativas aos elementos não estruturais, às deformações residuais, à margem de colapso ou à irreparabilidade (em termos económicos) da estrutura encontram-se implícitas e concentradas na referida condição de estado limite. No entanto, existe atualmente a necessidade de avaliar o grau de fiabilidade implícito nestas condições locais de estado limite, nomeadamente de perceber se existe alguma correlação estatística entre esses estados limite e os correspondentes estados de dano e custos de reparação implícitos. Por outro lado, existe igualmente a necessidade de cruzar os desenvolvimentos recentes no campo da avaliação do desempenho sísmico e de perdas em edifícios com os procedimentos regulamentares atuais, de modo a perceber como se podem integrar, explicitamente, com as condições de estado limite e os níveis de proteção referidos no EC8-3.

O objetivo principal do presente artigo consiste, assim, em apresentar uma metodologia prática de avaliação do desempenho sísmico compatível com o EC8-3 utilizando condições de estado limite baseadas em custos de reparação. Desta forma, procura-se identificar as principais dificuldades para a aplicação prática deste tipo de estratégias, assim como aferir se estratégias avançadas de avaliação do desempenho sísmico podem ser usadas para evitar a definição de estados limites baseada na resposta de elementos estruturais isolados.

2 Avaliação de custos de reparação induzidos pela ação sísmica: a metodologia do PEER

Apesar de desempenho sísmico ter um significado que pode ser associado a múltiplas definições [4], é comum na literatura interpretar estes conceitos com base na formulação geral do

Pacific Earthquake Engineering Center (PEER). A metodologia do PEER foi desenvolvida com o intuito de responder à necessidade de comunicar o risco sísmico usando variáveis relativamente às quais a maioria dos decisores é sensível. Esta metodologia consiste assim na referência máxima no que diz respeito à avaliação do comportamento de um edifício sujeito à ação sísmica e permite a quantificação, em contexto probabilístico, de perdas monetárias, do tempo de inutilização e do número de eventuais vítimas que possam resultar da ocorrência de sismos. A metodologia referida tem por base a avaliação probabilística de um conjunto de medidas sistémicas de desempenho sísmico. A natureza probabilística do procedimento está associada à integração explícita de várias fontes de incerteza associadas às propriedades dos sismos, às características dos movimentos sísmicos, à modelação estrutural e avaliação da respetiva resposta estrutural, ao conhecimento existente sobre os edifícios e as suas propriedades, e às funções usadas para derivar o dano físico e as perdas correspondentes [5]. A metodologia do PEER pode ser resumida na equação desenvolvida por Cornell e Krawinkler [6] que permite, de acordo com as condições referidas, o cálculo do valor médio das perdas anuais associadas à ação sísmica:

$$\lambda(DV) = \int \int \int_{IM, EDP, DM} G(DV|DM) \cdot |dG(DM|EDP)| \cdot |dG(EDP|IM)| \cdot d\lambda(IM) \quad (1)$$

onde DM consiste na medida de dano, geralmente discretizada em vários estados de dano e EDP representa uma medida da resposta correlacionável com o estado de dano e com a medida da intensidade dos movimentos sísmicos selecionada (IM). Na Equação (1), $G(\cdot)$ representa a função complementar de distribuição acumulada. A integração numérica detalhada da Eq. (1) é suficiente para estimar as perdas anuais em termos da variável de decisão DV , $\lambda(DV)$, em problemas de avaliação específica de edifícios isolados. No entanto, em termos práticos, o valor expectável das perdas definido pela Equação (1) pode ser determinado discretizando-a num conjunto de somatórios ponderados que envolvem a integração de todos os estados de dano, todos os valores que a EDP pode adotar, a ponderação relativa do valor de cada uma das n intensidades dos movimentos sísmicos e analisando a perda média anual usando o valor expectável do custo de reparação $E(L)$ como DV :

$$E(L) = \sum_{i=1}^{n \text{ intensidades}} E(L|IM_i) \cdot p(IM_i) \quad (2)$$

O valor de $p(IM_i)$ apresentado na Equação (2) representa a perigosidade sísmica do cenário caracterizado pelos movimentos sísmicos com intensidade IM_i e $E(L|IM_i)$ o valor expectável dos

custos de reparação para a mesma intensidade IM_i . A curva de vulnerabilidade de um edifício apresenta em geral uma indicação do valor expectável dos custos para diferentes valores de intensidade da ação sísmica. A sua determinação requer a análise do edifício para diferentes intensidades dos movimentos sísmicos e a quantificação dos custos correspondentes para cada nível de intensidade, $E(L|IM_i)$.

A formulação apresentada na Equação (2) foi revista por Ramirez e Miranda [7] seguindo estudos anteriores de Aslani [8]. A base desta revisão consistiu em reformular a metodologia de cálculo dos custos expectáveis para cada intensidade $E(L|IM_i)$ de modo a incluir os efeitos associados à probabilidade de colapso e de demolição. A Equação (2) pode assim ser reescrita de acordo com:

$$\begin{aligned} E(L|IM_i) &= E(L|\bar{C} \cap R, IM_i) \cdot p(\bar{C} \cap R | IM_i) + \\ &+ E(L|\bar{C} \cap D, IM_i) \cdot p(\bar{C} \cap D | IM_i) + \\ &+ E(L|C, IM_i) \cdot p(C | IM_i) \end{aligned} \quad (3)$$

onde $E(L|IM_i)$, $E(L|\bar{C} \cap R, IM_i)$, $E(L|\bar{C} \cap D, IM_i)$ e $E(L|C, IM_i)$ representam, respetivamente, o valor das perdas dada a intensidade dos movimentos sísmicos IM_i , o valor expectável das perdas dada a intensidade dos movimentos sísmicos e dado que a estrutura não será demolida, o valor expectável das perdas dado que a estrutura mesmo não colapsando atingiu um estado que levará, em alguns casos, à sua provável demolição e o valor expectável das perdas dado o colapso da estrutura. A probabilidade $p(\bar{C} \cap R | IM_i)$ pode ser obtida a partir da probabilidade de colapso da estrutura $p(C | IM_i)$ e da probabilidade de demolição da estrutura $p(D|\bar{C}, IM_i)$ para o valor IM_i :

$$p(\bar{C} \cap R | IM_i) = [1 - p(D|\bar{C}, IM_i)] \cdot [1 - p(C | IM_i)] \quad (4)$$

e, pelo mesmo princípio, a probabilidade $p(\bar{C} \cap D | IM_i)$ pode ser definida por

$$p(\bar{C} \cap D | IM_i) = p(D|\bar{C}, IM_i) \cdot [1 - p(C | IM_i)] \quad (5)$$

Assim, a Equação (3) pode ser reescrita assumindo que as perdas por demolição e devido ao colapso são iguais ao custo de substituição (1,0 em valor normalizado, não incluindo os custos de remoção dos resíduos após colapso/demolição):

$$\begin{aligned} E(L|IM_i) &= E(L|\bar{C} \cap R, IM_i) \cdot [1 - p(D|\bar{C}, IM_i)] \cdot [1 - p(C | IM_i)] + \\ &+ p(D|\bar{C}, IM_i) \cdot [1 - p(C | IM_i)] + p(C | IM_i) \end{aligned} \quad (6)$$

2.1 Avaliação de custos com base em componentes

A quantificação dos custos associados ao não colapso e para uma dada probabilidade de não demolição $E(L|\bar{C} \cap R, IM_i)$ pode ser obtida através da soma dos custos de reparação de todas as componentes do edifício ($N_{c,edifício}$) consideradas individualmente:

$$E(L|\bar{C}, ND, IM_i) = \sum_{c=1}^{N_{c,edifício}} L_c | \bar{C}, ND, IM_i \quad (7)$$

onde L_c representa o custo de reparação da componente c . Para a quantificação dos custos individuais de reparação é necessário definir, para cada componente, uma função de fragilidade representando a probabilidade de um dado nível de dano ds_{k_c} ser atingido para diferentes valores da EDP_c associada ao comportamento da componente. Do mesmo modo, é necessário estabelecer o custo unitário de reparação associado a cada ds_{k_c} de modo a permitir a quantificação do custo da intervenção relativa ao dano. O valor expectável do custo de reparação de um componente do edifício pode ser obtido através da relação:

$$L_c | \bar{C}, ND, EDP_c = \sum_{k_c=1}^{q_c} E(L_c | \bar{C}, ND, ds_{k_c}) \cdot P(DS = ds_{k_c} | \bar{C}, ND, EDP_c) \quad (8)$$

onde $E(L_c | \bar{C}, ND, ds_{k_c})$ representa o custo de reparação necessário para repor a funcionalidade do componente a partir do estado de dano DS e $P(DS = ds_{k_c} | \bar{C}, ND, EDP_c)$ representa a probabilidade do componente c estar na classe de dano ds_{k_c} quando sujeito à solicitação quantificada em termos de EDP_c . Os valores discretos destas probabilidades podem ser quantificados para os diferentes estados de dano (de 1 até q_c) usando a seguinte discretização:

$$P(DS = ds_{k_c} | EDP_c) = \begin{cases} P(DS = ds_{k_c} | EDP_c) & k_c = q_c \\ P(DS = ds_{k_c} | EDP_c) - P(DS = ds_{k_c+1} | EDP_c) & k_c < q_c \end{cases} \quad (9)$$

onde $P(DS = ds_{k_c} | EDP_c)$ representa a probabilidade $P(DS = ds_{k_c} | \bar{C}, ND, EDP_c)$, k_c é um estado de dano específico e q_c o número total de estados de dano considerados.

Em concreto, a quantificação do valor expectável das perdas para uma dada intensidade dos movimentos sísmicos (IM_i) pode ser feita considerando o resultado das análises para cada registo sísmico e somando os custos associados a todos os componentes:

$$E(L|\bar{C}, ND, IM_i) = \frac{1}{N_{gm}} \cdot \sum_{n_{gm}=1}^{N_{gm}} \sum_{c=1}^{N_{c,edifício}} L_c | \bar{C}, ND, IM_i, n_{gm} \quad (10)$$

onde N_{gm} corresponde ao número de registos sísmicos utilizados em que não foi verificado colapso estrutural nem foram observadas deformações residuais que levem à classificação da estrutura como irreparável.

2.2 Avaliação de custos com base em pisos

A abordagem apresentada baseada em componentes requer a inventariação e avaliação de todos os elementos do edifício, assim como a especificação das $EDPs$ cujo valor implica um dado estado de dano e de funções de custos associados a cada estado de dano. Pode ser introduzida uma simplificação deste processo através da escolha seletiva dos principais componentes do edifício e do seu agrupamento em conjuntos cujo dano está associado à mesma EDP . Neste contexto, a abordagem mais comum corresponde ao agrupamento de componentes ao nível de cada piso. Os

conjuntos assim definidos são depois usados para derivar funções de vulnerabilidade para pisos, assumindo que neste subespaço estrutural as *EDPs* que afetam os componentes apresentam um valor único. É comum neste contexto serem definidos 3 grupos para cada piso do edifício:

1. Elementos estruturais sensíveis à deriva máxima entre pisos (*S|IDR*);
2. Elementos não-estruturais sensíveis à deriva máxima entre pisos (*NS|IDR*);
3. Elementos não-estruturais sensíveis à aceleração máxima dos pisos (*NS|PFA*).

A desagregação dos componentes por piso e em função de *IDR* e *PFA* permite reescrever a Equação (10) considerando a divisão das perdas por piso através da relação:

$$E(L|\bar{C}, ND, IM_i) = \frac{1}{N_{gm}} \cdot \sum_{N_{gm}=1}^{N_{gm}} \sum_{h=1}^{N_h} (E[L|IM_i, IDR_{h,n_{gm}}] + E[L|IM_i, PFA_{h,n_{gm}}]) \quad (11)$$

onde N_h representa o número de pisos do edifício, h é um piso individual, $E[L|IM_i, IDR_{h,n_{gm}}]$ é o custo de reparação devido ao dano induzido nos elementos pela deriva diferencial entre o piso $h-1$ e o piso h e $E[L|IM_i, PFA_{h,n_{gm}}]$ é o custo de reparação devido ao dano induzido nos elementos pela aceleração de pico medida no piso h causada pela ação do sismo n_{gm} (que não leva ao colapso estrutural). O valor expectável dos custos de reparação associados às perdas num dado piso pode ser quantificado através da análise do estado de dano de um dado componente e somando as contribuições de todos os componentes da mesma categoria no piso h . Para o caso do *IDR* obtém-se:

$$E[L|IM_i, IDR_{h,n_{gm}}] = N_{type,IDR,h} \cdot \sum_{type=1}^{N_{type,IDR,h}} [E(L_{type}|DS_{k_{type}}) \cdot P(DS = ds_{k_c} | IDR_{h,n_{gm}})] \quad (12)$$

onde $N_{type,IDR,h}$ é o número de componentes de um dado tipo presentes no piso h que são afetados pela *EDP*. Alternativamente ao cálculo dos custos por tipo de componente (e.g. paredes divisórias, portas, etc.), Ramirez e Miranda [9] apresentaram uma metodologia para a avaliação destas funções que não requer a identificação do número de componentes de cada tipo, introduzindo, em vez disso, percentagens do custo de reparação global do piso a atribuir a cada um dos subgrupos anteriormente referidos (*S|IDR*, *NS|IDR* e *NS|PFA*). Assim, o valor das perdas associadas a cada piso pode ser calculado através da ponderação do custo de cada subgrupo (c , *type*: *S|IDR*, *NS|IDR* e *NS|PFA*) pelo respetivo volume representativo no piso, $b_{c,type}$:

$$E[L|IM_i, IDR_{h,n_{gm}}] = \sum_{c,type=1}^{N_{c,type}} [b_{c,type} \cdot E(L_{c,type} | \{EDP_{h,n_{gm}}\}_{c,type})] \quad (13)$$

Esta abordagem requer assim que seja assumido o volume do custo de reparação dos componentes pertencentes a cada subgrupo ($b_{c,type}$ em %) sem quantificar o número exato de elementos. Para edifícios de escritórios nos EUA, Ramirez e Miranda [9] admitiram, com base nos dados existentes em [10], que a superestrutura dum piso teria um peso de 18,5%, as paredes exteriores, janelas e portas de 16,2%, os interiores (e.g. paredes divisórias, tetos falsos, portas interiores,

pavimentos) de 21,4% e os serviços de 43,9% (i.e. canalizações 1,9%, sistemas antifogo 2,7%, sistema elétrico 17,2%, sistema de climatização 12,7%, escadas e elevadores 9,4%). Note-se que um estudo recente (i.e. [11]) propôs um conjunto de valores de referência para edifícios de habitação em Portugal: 32% para a estrutura, 33% para as paredes divisórias em alvenaria, 15% para sistemas de canalização e elétrico, 12% para janelas e portas interiores e 8% para outros elementos. Mais recentemente, Ramirez *et al.* [12] assumiram que num contexto prático e quando não existem curvas calibradas como as indicadas anteriormente, uma abordagem direta dos conceitos introduzidos na Equação (13) pode ser considerada usando valores padrão. No estudo referido, os autores admitiram que, para o edifício em análise, os valores de $b_{c,type}$ a adotar para os subgrupos *S|IDR*, *NS|IDR* e *NS|PFA* seriam respetivamente 20%, 40% e 40%. Estas percentagens foram aplicadas a funções *EDP-DV* geradas em concordância com os parâmetros globais propostos na metodologia Hazus [13] que refletem o nível médio de dano expectável para os subgrupos de componentes referidos em função das *EDPs* que estão respetivamente correlacionadas com o seu comportamento. Esta aproximação está ainda associada ao facto de os pisos do edifício apresentarem configurações semelhantes.

3 Da metodologia do PEER ao EC8-3: análise dinâmica

Apesar da relativa complexidade associada ao processo de solução da metodologia do PEER para o cálculo das perdas, podem ser introduzidas algumas simplificações para permitir a avaliação baseada em intensidades (como proposta no EC8-3 ao ancorar os estados limite a períodos de retorno médios específicos). Numa avaliação deste tipo, está inerente a análise da estrutura para um conjunto de registos sísmicos compatíveis com um espectro de resposta representativo da perigosidade e dos movimentos sísmicos com período de retorno T_r . Assim, a sua compatibilidade com a metodologia do PEER requer apenas que se definam condições de estado limite que reflitam as perdas inerentes aos respetivos estados de dano. Neste contexto, a presente secção apresenta um método simplificado baseado em análises não lineares dinâmicas que integra as principais ideias da metodologia do PEER no formato correntemente adotado no EC8-3.

3.1 Condições de estado limite baseadas em custos de reparação

A definição das condições de estado limite propostas no EC8-3 podem ser interpretadas como o valor máximo de um fator escalar Y_{LS} calculado para todos os elementos da estrutura, o qual é definido pelo rácio entre a resposta, θ , e a correspondente capacidade de estado limite, θ_{LS} . Assim, a condição de estado limite ocorre quando $Y_{LS} = 1$. Pode utilizar-se um raciocínio semelhante usando valores limite de custos compatíveis com os estados de dano definidos no EC8-3. Este tipo de definições é mais coerente quando se consideram os estados de dano de DL e SD, ligados essencialmente aos custos de reparação de elementos não estruturais (DL) e à probabilidade de demolição (SD).

Assim, a verificação de NC envolve a análise de desempenho associada ao colapso e pode ser tratada em termos de máxima deformação e/ou rotura frágil de componentes como definido atualmente no EC8-3. A avaliação explícita de NC pode alternativamente incluir medidas do comportamento global da estrutura ou diferentes tipos de mecanismos como os critérios de colapso propostos em [14] ou [15].

Para os casos de DL e SD, o escalon Y_{LS} pode ser definido como o rácio entre o valor expectável das perdas $E(L|IM_{LS})$ e um dado limite τ_{LS} :

$$Y_{LS} = \frac{E[L|IM_{LS}]}{\tau_{LS}} = \left(\frac{1}{N_{gm}} \cdot \sum_{n_{gm}} L|n_{gm} \right) / \tau_{LS} \quad (14)$$

A quantificação de $E(L|IM_{LS})$ pode ser efetuada através do cálculo da média dos valores de $L|n_{gm}$ obtidos para os N_{gm} considerados na análise, sendo que o valor de $L|n_{gm}$ obtido para cada sismo pode ser calculado com base na relação:

$$L|n_{gm} = \begin{cases} E[L|n_{gm}] \cdot \left[1 - \Phi \left(\frac{\ln[R/IDR] - \ln[0,015]}{0,3} \right) \right] & \text{se } \bar{C} \\ E[L|n_{gm}] \cdot \left[\Phi \left(\frac{\ln[R/IDR] - \ln[0,015]}{0,3} \right) \right] & \text{se } C \end{cases} \quad (15)$$

onde $E[L|n_{gm}]$ consiste no valor expectável dos custos de reparação, R/IDR consiste no valor máximo da deriva residual entre pisos, C representa o caso em que o estado limite NC é atingido (definido pelo modelo numérico ou uma condição adicional), \bar{C} representa o caso em que tal não se verifica e $\Phi(.)$ é a função distribuição da distribuição normal padrão. Os valores 0,015 e 0,3 correspondem aos parâmetros definidos em [7] para a representação da probabilidade de demolição dado um valor de RIDR. Deste modo, o cálculo do parâmetro $L|n_{gm}$ inclui considerações relativas à demolição, aos custos de reparação e ao colapso, sendo a condição totalmente compatível com a descrição qualitativa dos estados limite existentes no EC8-3. No que diz respeito ao estado limite DL, os requisitos de desempenho requerem que a estrutura apresente dano baixo pelo que se assume que o valor de τ_{LS} não deve ultrapassar o valor $\tau_{LS} = 10\%$, uma vez que este valor implicará, em grande parte dos edifícios de betão armado, apenas algum dano em elementos não estruturais. Para o estado limite de SD, o estado de dano definido no EC8-3 refere que a estrutura deve atingir um estado em que a sua reparação pode não ser economicamente viável. Seguindo uma indicação semelhante presente no documento FEMA P-58 [16], considera-se que esta condição ocorre para o caso em que $\tau_{LS} = 50\%$.

3.2 Quantificação dos custos de reparação

Seguindo as ideias propostas em [12], é possível utilizar a informação proposta em [13] para desenvolver os modelos EDP-Loss para cada edifício. Tomando como exemplo um edifício de habitação com estrutura em betão armado, sem paredes estruturais e com paredes de alvenaria de enchimento, propõe-se neste estudo um conjunto de funções EDP-Loss derivadas usando as Eqs. (8) e (9) apresentadas anteriormente. Para este tipo de edifícios, a Tabela II apresenta os parâmetros estatísticos que podem ser assumidos para os modelos lognormais de simulação do estado de dano DS|EDP de acordo com o modelo Hazus [13] para um edifício da classe CM4.

Tabela II Parâmetros estatísticos dos estados de dano considerados (mediana (β))

Componente	DS1	DS2	DS3	DS4
S IDR (m/m)	0,004 (0,5)	0,008 (0,5)	0,025 (0,5)	0,05 (0,5)
NS IDR (m/m)	0,0016 (0,5)	0,0032 (0,5)	0,008 (0,5)	0,0187 (0,5)
NS PFA (% g)	0,031 (0,6)	0,061 (0,6)	0,12 (0,6)	0,24 (0,6)

O modelo de consequência compatível com a utilização "edifício de habitação multifamiliar", definido usando uma vez mais a proposta do modelo Hazus [13], pode ser consultado na Figura 1.

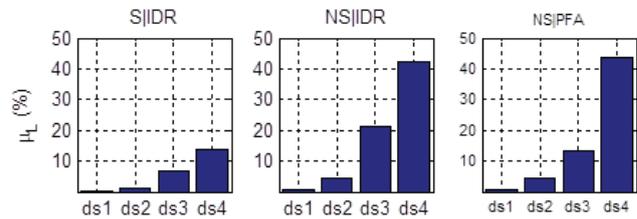


Figura 1 Modelo DM-L para um edifício de habitação multifamiliar [13] onde μ_r representa o custo de reparação ou substituição em função do custo de construção

A construção final das curvas de custos de reparação por piso pode ser obtida usando a informação de tipos de componentes referida em [11]. Com base nos pesos referidos, as classes de componentes S|IDR (estrutura) NS|IDR (paredes de alvenaria, janelas e portas interiores) e NS|PFA (sistema elétrico, iluminação e outros) foram considerados com percentagens de 32%, 45% e 23%, respetivamente. As Figuras 2 e 3 apresentam as funções derivadas para IDR-L e PFA-L de acordo com as premissas definidas.

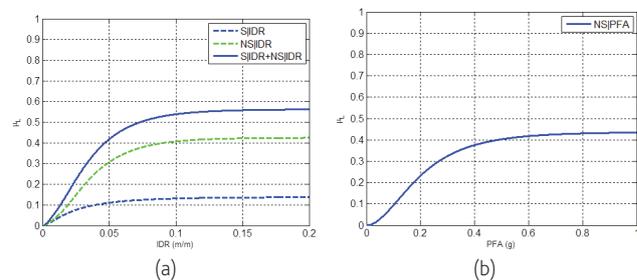


Figura 2 Curvas IDR-L (a) e PFA-L (b) desenvolvidas com base no modelo de consequência do Hazus [13] para edifícios residenciais multifamiliares e os estados de dano indicados para um edifício da classe CM4

O cálculo final de $E[L|n_{gm}]$ pode ser efetuado a partir da relação (assumindo que todos os pisos têm valor monetário semelhante):

$$E[L|n_{gm}] = \frac{1}{N_h} \cdot \sum_{h=0}^{N_h} E[L|n_{gm}, IDRmax_h] + E[L|n_{gm}, PFAmax_h] \quad (16)$$

onde N_h representa o número de pisos/pavimentos do edifício, $IDR_{max,h}$ o valor máximo da deriva entre pisos e $PFA_{max,h}$ o valor máximo da aceleração de pico do piso h .

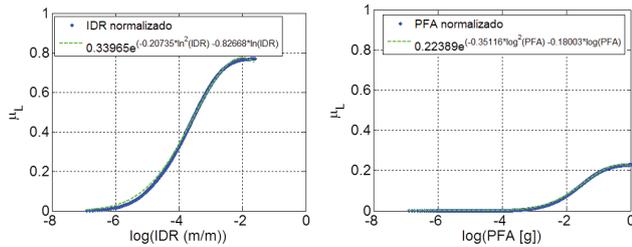


Figura 3 Curvas IDR-L e PFA-L calibradas com base no presente estudo usando a estratégia adotada por [13] para a derivação de funções de custos para pisos de acordo com as percentagens estabelecidas com base em [11]. Os termos *IDR normalizado* e *PFA normalizado* indicam que as variáveis IDR e PFA foram normalizadas para um intervalo [0;1]

4 Da metodologia do PEER ao EC8-3: análise estática

A metodologia proposta na Secção 3 requer a realização dum número suficiente de análises dinâmicas não lineares para poder estimar o valor médio dos custos com base nos resultados obtidos usando os múltiplos registos sísmicos. No entanto, documentos recentes (e.g. FEMA P58 [16]) propõem um conjunto de métodos simplificados em que é possível estimar distribuições estatísticas para as derivas entre piso, acelerações de pico dos pisos, derivas residuais máximas e probabilidades de colapso com base em métodos simplificados. Partindo destes métodos e assumindo que as distribuições das diferentes EDPs podem ser consideradas independentes entre si e entre pisos, o cálculo das perdas pode ser efetuado para a intensidade dos movimentos sísmicos do estado limite IM_{L5} pela soma

$$E(L|IM_{L5}) = \left[\frac{1}{N_h} \sum_{h=0}^{N_h} E[L|IDR_{max,h}] + E[L|PFA_{max,h}] \right] \cdot [1 - p(D|\bar{C}, IM_{L5})] \cdot [1 - p(C|IM_{L5})] + p(D|\bar{C}, IM_{L5}) \cdot [1 - p(C|IM_{L5})] + p(C|IM_{L5}) \quad (17)$$

onde $E[L|IDR_{max,h}]$ e $E[L|PFA_{max,h}]$ podem ser obtidos para cada piso através da integração da função EDP-L com a correspondente distribuição da EDP:

$$E[L|IDR_{max,h}] = \int_0^{+\infty} [L|IDR_{max,h}] \cdot dP(IDR_{max,h}) \quad (18)$$

Assumindo que a distribuição de $IDR_{max,h}$ é lognormal, a Equação (18) pode ser definida por:

$$E[L|IDR_{max,h}] = \int_0^{+\infty} \frac{d}{d\theta} \left[\Phi \left(\frac{\log(\theta) - \log(\overline{IDR_{max,h}})}{\beta_{IDR_{max,h}}} \right) \right] \cdot [L|IDR_{max,h}] \quad (19)$$

onde $\overline{IDR_{max,h}}$ consiste na média da deriva máxima entre pisos no

piso h e $\beta_{IDR_{max,h}}$ é o correspondente desvio padrão dos logaritmos da variável. A função $[L|IDR_{max,h}]$ pode ser substituída por uma aproximação do tipo das apresentadas nas Figuras 2 e 3:

$$[L|IDR_{max,h}] = c_0 \cdot \exp \left(-c_1 \log^2(\overline{IDR_{max,h}}) - c_2 \log(\overline{IDR_{max,h}}) \right) \quad (20)$$

onde c_0 , c_1 e c_2 representam os coeficientes dos ajustes às funções EDP-L por piso. A solução da Equação (19) pode ser finalmente obtida analiticamente seguindo as soluções propostas para o integral na derivação do método SAC/FEMA em [17, 18]:

$$E[L|IDR_{max,h}] = \sqrt{\xi} \cdot c_0^{1-\xi} \cdot [L|\overline{IDR_{max,h}}]^\xi \cdot \exp \left(\frac{c_1^2}{4c_2} \cdot (1-\xi) \right) \quad (21)$$

onde ξ é definido de acordo com:

$$\xi = \frac{1}{1 + 2 \cdot c_2 (\beta_{IDR_{max,h}}^2)} \quad (22)$$

A estratégia proposta anteriormente pode ser aplicada à variável PFA de forma semelhante à derivação efetuada para IDR assumindo que PFA segue também uma distribuição lognormal [16]. As probabilidades de colapso e demolição (i.e. a deriva residual máxima) podem ser quantificadas usando as aproximações feitas em [16].

5 Discussão: compatibilidade entre o EC8-3 e a metodologia PEER-PBEE

Foram apresentados dois tipos de abordagens que suportam a possibilidade de incorporar os conceitos de avaliação sísmica com base em desempenho utilizando uma aproximação baseada em custos de reparação num procedimento de formato regulamentar como o proposto no EC8-3. No entanto, estas abordagens assumem um conjunto de simplificações necessárias para diminuir a complexidade do problema, o que pode resultar em condições que diminuam a sua fiabilidade.

A abordagem simplificada introduzida na Secção 4 apresenta um conjunto de simplificações em vários dos passos da metodologia que resultam num método simples e cuja dificuldade de aplicação consiste apenas na definição das percentagens a atribuir a cada tipo de componente e a cada piso para definir as funções EDP-L e ao cálculo da curva *pushover* da estrutura em cada direção para obtenção do deslocamento e do corte basal de cedência. Em comparação com a metodologia genérica do PEER, esta estratégia apresenta uma complexidade de aplicação muito menor. No entanto, esta abordagem simplificada tem como base os resultados de metodologias estáticas não lineares de avaliação da resposta estrutural. Lignos *et al.* [19] efetuaram uma revisão crítica do método simplificado do FEMA P-58, indicando que a gama de aplicabilidade deve ser limitada mas que para estados limite que envolvam pouca deformação plástica, os correspondentes valores de EDP sugeridos para o caso de edifícios regulares podem ser considerados. Por outro lado, o facto de se assumir independência entre as distribuições estatísticas dos vários tipos de componente pode igualmente ter um efeito negativo na quantificação do valor dos custos. Note-se que a definição da correlação entre as diferentes EDPs e os diferentes pisos

pode levar a situações particularmente difíceis de simular dado que, à parte de distribuições normais multivariadas, a determinação da probabilidade conjunta de todas as EDPs pode não ser viável. Goda e Tesfamariam [20] apresentaram uma solução utilizando cópulas para a simulação da distribuição conjunta de EDPs. No entanto, em qualquer dos casos (utilizando cópulas ou a distribuição normal multivariada), a aplicação totalmente analítica da formulação referida na Secção 4 não é possível. Lucchini *et al.* [21] analisaram igualmente as correlações entre EDPs e verificaram num caso de estudo que estes valores, particularmente a correlação entre IDR_{max} e PFA_{max} , transitam para um estado de descorrelação à medida que a estrutura entra em regime não linear. Mais ainda, no que respeita a IDR_{max} em diferentes pisos, apenas foram identificadas correlações significativas entre dois pisos adjacentes.

No que respeita às funções de custos, o uso de funções genéricas baseadas em modelos de mitigação do risco sísmico permite uma convergência importante entre os estudos de carácter regional e o estudo específico de uma dada estrutura. Em parte, esta abordagem permite obter uma medida mais coerente das perdas sem necessitar de inventariar todas as componentes ou desenvolver funções específicas para o edifício, algo interessante do ponto de vista regulamentar por permitir alguma uniformização do cálculo. No entanto, esta estratégia pode perder robustez em comparação com a estratégia baseada em componentes. Em comparação, a abordagem com base em componentes que resulta da aplicação da metodologia do PEER apresenta uma estratégia mais complexa, sendo no entanto mais robusta. Se o inventário completo do edifício pode melhorar significativamente a consistência da quantificação dos custos, a sua concretização pode ser difícil num contexto prático pelas dificuldades em estabelecer exatamente o número de componentes de cada tipo, todos os tipos de componentes e as funções EDP-DM e DM-DV para todos eles. Por outro lado, o elevado número de intervenientes numa construção indica que as incertezas relativamente aos custos expectáveis serão elevadas, podendo remeter para casos em que a correlação entre os custos leve a uma situação de total incerteza. Mais ainda, o facto de cada componente não estrutural poder apresentar um período de vibração diferente leva a que a avaliação do dano respetivo deixe de ser apenas função da aceleração de pico do piso mas, pelo contrário, dum espectro de acelerações respetivo. Assim, a robustez do cálculo abrangente de custos usando métodos avançados de análise não linear e de quantificação detalhada de custos pode igualmente apresentar inconsistências, em particular devido à dificuldade em gerir as incertezas e avaliar a totalidade dos dados necessários.

As metodologias apresentadas nas Secções 3 e 4 consideram uma estratégia que envolve a simplificação da abordagem da metodologia geral de avaliação de perdas. O uso das funções EDP-L propostas evita assim a complexidade de métodos mais gerais. Desta forma, a metodologia proposta nas Secções 3 e 4 constitui uma solução prática para os técnicos familiarizados com os métodos baseados em desempenho e as condições de estado limite presentes nos regulamentos. No entanto, como discutido em [4], o facto de se avaliarem apenas estados limites para intensidades dos movimentos sísmicos específicas leva a que nenhuma informação seja incluída sobre as intensidades adjacentes, o que invalida uma correta aferição, principalmente das condições de colapso. No geral,

a abordagem simplificada introduzida nas Secções 3 e 4 pode ser vista como uma estratégia totalmente compatível com EC8-3 e que apresenta um equilíbrio entre a complexidade da avaliação com base em componentes e com múltiplas intensidades e a simplicidade da metodologia atualmente indicada no EC8-3. No entanto, considera-se premente a aferição da consistência deste tipo de simplificações em comparação com a metodologia geral de avaliação de desempenho, de modo a validar a sua aplicabilidade e/ou aferir sobre os erros eventualmente inerente às simplificações referidas.

Referências

- [1] SEAOC Vision 2000 Committee (1995) – Performance-based seismic engineering. SEAOC, Sacramento, CA.
- [2] American Society of Civil Engineers (2000) – Pre-standard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings, Report No. FEMA-356, Washington, D.C..
- [3] CEN (2005) – ENV 1998-3. Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance - Part 3: Assessment and retrofitting of buildings. European Committee for Standardization, Brussels, Belgium.
- [4] Bradley, B. (2013) – A comparison of intensity-based demand distributions and the seismic demand hazard for seismic performance assessment. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 42(15): 2235-2253.
- [5] Lee, T.; Mosalam, K. (2006) – Probabilistic seismic evaluation of reinforced concrete structural components and systems. PEER Report. PEER 2006/04.
- [6] Cornell, C.; Krawinkler, H. (2000) – *Progress and challenges in seismic performance assessment*. PEER Centre News 3(2): 1-3.
- [7] Ramirez, C.; Miranda, E. (2012) – Significance of residual drifts in building earthquake loss estimation. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 2012; 41:1477–1493.
- [8] Aslani, H. (2005) – *Probabilistic earthquake loss estimation and loss disaggregation in buildings*. PhD Dissertation. Stanford University.
- [9] Ramirez, C.; Miranda, E. (2009) – Building-specific loss estimation methods & tools for simplified performance-based earthquake engineering. Report No. 171. John A. Blume Earthquake Engineering Research Center. Stanford University. Stanford, California.
- [10] Balboni, B. (ed.) (2007) – *2007 RS Means Square Foot Costs*. Kingston, MA. R.S.Means.
- [11] Martins, L.; Silva, V.; Marques, M.; Crowley, H.; Delgado, R. (2015) – Development and assessment of damage-to-loss models for moment-frame reinforced concrete buildings, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, DOI: 10.1002/eqe.2687
- [12] Ramirez, C.; Gupta, A.; Myers, A. (2012) – Detailed seismic loss estimation for a tall building in Japan. Proceedings of the 15th World Conference on Earthquake Engineering, Lisbon.
- [13] FEMA (2003) – *FEMA. HAZUS-MH MRS, technical manual*, Department of Homeland Security – Federal Emergency Management Agency.
- [14] Galanis, P.; Moehle, J. (2015) – Development of Collapse Indicators for Risk Assessment of Older-Type Reinforced Concrete Buildings. *Earthquake Spectra*, 31(4):1991-2006.

- [15] Shoraka, M. (2013) – *Collapse assessment of concrete buildings: an application to non-ductile reinforced concrete moment frames*. PhD dissertation. University of British Columbia.
- [16] FEMA (2012) – Next-Generation Methodology for Seismic Performance Assessment of Buildings, Report No. FEMA P-58, Washington, D.C..
- [17] Vamvatsikos, D. (2013) – Derivation of new SAC/FEMA performance evaluation solutions with second-order hazard approximation. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 42 (8) 1171–1188.
- [18] Romão, X.; Delgado, R.; Costa, A. (2013) – Alternative closed-form solutions for the mean rate of exceedance of structural limit states. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics* 42(12), 1827–1845.
- [19] Lignos, D.; Putman, C.; Krawinkler, H. (2015) – Application of Simplified Analysis Procedures For Performance-Based Earthquake Evaluation of Steel Special Moment Frames. *Earthquake Spectra*: 31(4): 1949-1968.
- [20] Goda, K.; Tesfamariam, S. (2015) – Multi-variate seismic demand modelling using copulas: Application to non-ductile reinforced concrete frame in Victoria, Canada, *Structural Safety*, 56:39-51.
- [21] Lucchini, A.; Franchin, P.; Mollaioli, F. (2016) – Probabilistic seismic demand model for nonstructural components. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics* 45(4), 599-617.

