

## CARACTERIZAÇÃO PROBABILÍSTICA DA RESPOSTA DE ESTRUTURAS SUJEITAS À ACÇÃO SÍSMICA – UMA ANÁLISE DA HIPÓTESE DE LOGNORMALIDADE

**XAVIER ROMÃO**

Assistente  
FEUP  
Porto - Portugal

**RAIMUNDO DELGADO**

Prof. Catedrático  
FEUP  
Porto - Portugal

**ANÍBAL COSTA**

Prof. Catedrático  
UA  
Aveiro - Portugal

### SUMÁRIO

A avaliação do desempenho de estruturas sujeitas à acção sísmica é muitas vezes realizada com recurso a métodos probabilísticos. Neste contexto, a aplicação deste tipo de abordagem requer uma adequada caracterização estatística da resposta estrutural. Actualmente, muitos dos estudos dedicados à avaliação da segurança sísmica de estruturas são desenvolvidos com base na hipótese de que a resposta estrutural, avaliada para um determinado nível de intensidade da acção sísmica, pode ser caracterizada, em termos estatísticos, através duma distribuição lognormal. Atendendo à importância desta hipótese, propõe-se a sua validação recorrendo a metodologias estatísticas adequadas e baseada em vários casos de estudo. Assim, apresenta-se o estudo da avaliação do tipo de distribuição probabilística da resposta estrutural de cinco estruturas de betão armado porticadas, sujeitas a conjuntos de 50 sismos reais escalados para várias intensidades. Os parâmetros da resposta estrutural considerados no estudo são a rotação da corda, a curvatura, o esforço transversal e o deslocamento relativo entre-pisos.

### 1. INTRODUÇÃO

No contexto das metodologias de análise sísmica baseada em conceitos de desempenho, "Performance Based Earthquake Engineering", e do desenvolvimento de métodos para a redução do risco sísmico, os métodos probabilísticos são considerados como meios avançados de avaliação do desempenho de estruturas sujeitas à acção sísmica. No âmbito destas metodologias, é comum considerar-se que a resposta estrutural, avaliada para um determinado nível da medida de intensidade (IM) da acção sísmica, pode ser caracterizada, em termos estatísticos, através duma distribuição lognormal. Apesar desta hipótese estar referida em numerosos estudos, e.g. [1-4], não existem resultados da sua validade obtidos através de ferramentas estatísticas adequadas. Assim, apresentam-se, em seguida, os resultados dum estudo realizado com o objectivo de avaliar a hipótese de que resposta estrutural duma estrutura sujeita à acção sísmica pode ser adequadamente modelada, em termos probabilísticos, através duma distribuição lognormal. Adicionalmente, são também apresentados resultados acerca da possibilidade de utilizar uma distribuição normal para o mesmo efeito.

### 2. DESCRIÇÃO DO ESTUDO PROPOSTO

O estudo apresentado aborda a caracterização probabilística das distribuições da resposta obtidas da análise de cinco estruturas porticadas de betão armado (BA) sujeitas a sismos de intensidades crescentes. Os parâmetros da resposta estrutural seleccionados são a curvatura máxima  $\phi$ , a rotação da corda máxima  $\theta$  e o esforço transversal máximo  $V$  das secções de extremidade dos elementos, e o deslocamento relativo entre-pisos máximo ao longo da altura das estruturas  $\Delta$ . As estruturas seleccionadas foram analisadas para conjuntos de 50 sismos reais escalados para vários níveis de intensidade de modo a poder considerar diferentes níveis de perigosidade sísmica. Além disso, foram igualmente consideradas duas IMs diferentes - a aceleração de pico do terreno (PGA) e o valor do espectro de resposta para o período fundamental da estrutura  $T_1$ , obtido para 5% do amortecimento crítico ( $S_d(T_1)$ ) - de modo a determinar a influência deste parâmetro.

Para avaliar a validade das referidas hipóteses de distribuição dos dados, foram aplicados vários testes estatísticos às amostras de resposta estrutural. Torna-se importante salientar neste ponto que o objectivo do presente estudo é apenas determinar a validade da hipótese referente ao tipo de distribuição estatística da resposta estrutural, não sendo feito qualquer tipo de inferência acerca dos parâmetros que caracterizem essas distribuições.

Os testes de ajustamento estatístico (TAEs) considerados foram seleccionados de acordo com os resultados dum estudo de eficiência estatística anteriormente realizado [5] e foram divididos em dois grupos. O primeiro grupo contém testes adequados para a identificação de dados não-normais quando a sua distribuição é simétrica e o segundo grupo contém testes adequados para a identificação de dados normais contaminados com observações extremas ou estatisticamente distantes das restantes, "outliers". Os testes do primeiro grupo são o teste  $\beta_3^2$  [6], baseado numa regressão polinomial, o teste  $R_{SJ}$  [7], baseado no rácio entre o desvio padrão e uma medida robusta da dispersão dos dados, e o teste  $T_w$  [8], baseado numa medida modificada da curtose dos dados. Os testes do segundo grupo são o teste  $CS$  [9], baseado em espaçamentos normalizados, o teste  $T_{Lmom}^{(i)}$  [5], baseado na generalização robusta dos momentos-L definidos como sendo os momentos-L aparados [10], e o teste  $T_{MC-LR}$  [11] baseado em medidas robustas da assimetria e do peso das caudas dos dados.

As cinco estruturas de BA consideradas no estudo são o pórtico ICONS [12], os dois pórticos com 6 pisos apresentados em [13], (os pórticos regular e irregular são daqui em diante denominados por REG6 e IRREG6), e dois pórticos de 10 pisos apresentados em [14] denominados FRH e FRH-2 (os pórticos regular e irregular são daqui em diante denominados por REG10 e IRREG10). A Figura 1 apresenta os alçados dos pórticos referidos. Detalhes adicionais acerca das características destas estruturas podem ser encontrados nas referências anteriormente citadas.

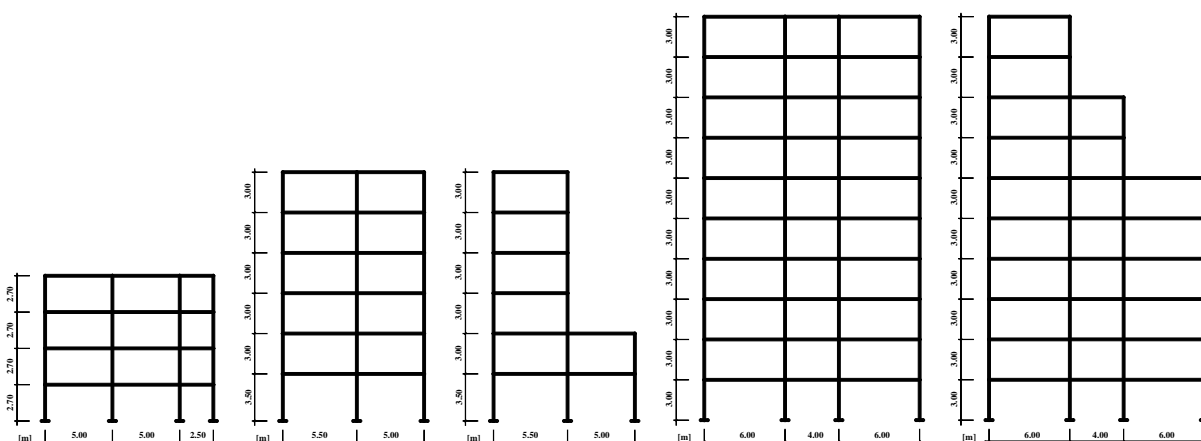


Figura 1: Vistas em alçado das estruturas consideradas.

A resposta não-linear dos pórticos sujeitos à acção sísmica foi obtida através do programa de análise plana desenvolvido por [15]. Este programa permite modelar o comportamento não-linear de vigas e pilares, bem como os efeitos de grandes deformações laterais através duma coluna articulada, "leaning column", que reproduz os efeitos  $P-\Delta$  destabilizadores da acção gravítica. A modelação estrutural do comportamento não-linear de flexão dos elementos é efectuada através de rótulas plásticas localizadas nas extremidades dos elementos. O comportamento inelástico dessas rótulas é caracterizado através de leis momento-curvatura [16] baseadas nas propriedades médias dos materiais. O comportamento histerético dos elementos é representado através do modelo linear-por-troços Costa-Costa [17], considerando os efeitos da degradação da rigidez e de "pinching". O comprimento das rótulas plásticas foi considerado igual à altura das secções, no caso das vigas, e igual a metade da altura das secções, no caso dos pilares. O amortecimento viscoso foi assumido como sendo proporcional à matriz de rigidez, com um parâmetro calculado para o período fundamental da estrutura e 2% do amortecimento crítico.

A acção sísmica considerada para cada estrutura consiste num conjunto de 50 sismos reais obtidos da base de dados NGA do Pacific Earthquake Engineering Research Center [18]. Cada estrutura foi analisada para os sismos seleccionados escalados para 9 intensidades, de modo a reflectir diferentes valores do período de retorno. Os períodos de retorno seleccionados foram 37, 73, 95, 225, 475, 976, 1980, 2480 e 4950 anos. O cenário da acção sísmica de referência escolhido para a definição dos factores de escala de cada período de retorno corresponde ao da Zona 3 nacional, para o sismo intraplaca e para um terreno do tipo B, de acordo com o Anexo Nacional do Eurocódigo 8 [19]. O valor de PGA correspondente a este cenário é de 0.17g para um período de retorno de 475 anos. Os valores de PGA dos restantes períodos de retorno foram definidos de acordo com os estudos de perigosidade apresentados em [20]. A escolha dos sismos baseou-se em critérios cujo objectivo é o de seleccionar sismos cujo espectro de resposta, na gama de períodos entre  $T_2$  e  $1.5T_1$ , em que  $T_2$  é o período do segundo modo da estrutura, tivesse diferenças o menor possível em relação ao espectro de resposta do cenário sísmico de referência, admitindo que o sismo real poderia ser escalado por um factor entre 0.75 e 1.33.

### 3. RESULTADOS DA AVALIAÇÃO DO AJUSTAMENTO DAS HIPÓTESES ESTATÍSTICAS

Apresentam-se, em seguida, as conclusões gerais da avaliação da qualidade do ajustamento das distribuições estatísticas seleccionadas às amostras de dados obtidas das análises estruturais. Atendendo à quantidade considerável de resultados obtidos, opta-se por apenas apresentar alguns dos aspectos mais relevantes dos mesmos, complementados por algumas figuras mais ilustrativas das tendências observadas. Os resultados dos TAEs aplicados às respostas das vigas e dos pilares são apresentados separadamente para cada um dos parâmetros da resposta anteriormente referidos ( $\varphi$ ,  $\theta$ ,  $V$  e  $\Delta$ ). No que respeita à resposta obtida em termos dos parâmetros  $\varphi$  e  $\theta$ , os testes foram aplicados separadamente para os dados de sinal positivo e negativo, sendo que os resultados apresentados correspondem à média dos resultados obtidos para cada sinal.

Os resultados são apresentados em termos de percentagem média de aceitação (PMA) da hipótese testada para os vários níveis de intensidade da acção e para as duas hipóteses de distribuição estatística: distribuição lognormal e distribuição normal. Os resultados de PMA representam o número de vezes que um determinado grupo de testes de ajustamento não rejeita uma determinada hipótese de distribuição, para um nível de confiança de 95%. Em termos quantitativos, foi considerado que valores de PMA acima de 75% seriam suficientemente elevados para que uma determinada hipótese de distribuição seja considerada como adequada para modelar a distribuição estatística dum determinado parâmetro. Atendendo a que não é expectável que as distribuições empíricas da resposta se ajustem perfeitamente a modelos estatísticos teóricos, o limite de 75% é considerado adequado para representar a contribuição média das várias secções de controlo das estruturas consideradas. No que respeita aos grupos de testes de ajustamento seleccionados, foram definidos três grupos: o Grupo 1 - tests para dados simétricos; Grupo 2 - tests para dados contaminados; Grupo 3 - todos os testes do Grupo 1 e do Grupo 2.

As Figuras 2 a) e b) apresentam os resultados dos TAE obtidos através da aplicação dos testes do Grupo 3 às amostras da resposta dos pilares e vigas, respectivamente, das cinco estruturas, para o caso em que PGA é a IM. Estes resultados mostram que a hipótese de distribuição lognormal dá melhores resultados na modelação estatística das amostras da resposta de  $\varphi$  e  $\theta$ . No caso de  $V$ , as duas hipóteses de distribuição apresentam valores de PMA semelhantes. No entanto, observa-se que os valores de PMA de algumas variáveis estão abaixo do limite de 75% para algumas das intensidades da acção consideradas, especialmente ao nível da resposta em  $V$  das vigas. As Figuras 3 a) e b) apresentam resultados semelhantes aos das Figuras 2 a) e b) mas agora para o caso em que  $S_d(T_1)$  é a IM. Tal como no caso anterior, verifica-se que a distribuição lognormal é mais adequada para modelar a distribuição estatística de  $\varphi$  e  $\theta$ . No que respeita à resposta em  $V$ , observa-se que também neste caso ambas as distribuições produzem valores de PMA semelhantes. Um aspecto relevante acerca destes resultados está associado ao facto de  $S_d(T_1)$  conduzir a valores de PMA mais elevados, salientando-se que para  $\varphi$  e  $\theta$  estes valores verificam o limite de 75% para a maioria das intensidades da acção. No entanto, para o caso da resposta em  $V$ , verifica-se que existem valores de PMA abaixo do referido limite para várias intensidades, especialmente nas vigas. No que respeita à resposta em  $\Delta$ , as Figuras 4 a) e b) apresentam os resultados dos TAE obtidos através da aplicação dos testes do Grupo 3 às amostras de todas as estruturas para o caso em que PGA e  $S_d(T_1)$ , respectivamente, são a IM. Os resultados apresentados para esta variável indicam que a distribuição lognormal é, em geral, mais adequada do que a distribuição normal para modelar a sua distribuição estatística. No entanto, a vantagem de utilizar uma IM em relação à outra não é tão clara neste caso como para as variáveis

anteriores. No entanto,  $S_d(T_1)$  é preferida dado que conduz a maiores valores de PMA para as intensidades da acção mais elevadas. Adicionalmente, refere-se que também para este parâmetro da resposta se observam valores de PMA abaixo do limite de 75%.

Um apreciação global dos resultados obtidos indica que a distribuição lognormal pode ser considerada como adequada para modelar a distribuição estatística de  $\varphi$  e  $\theta$ , quer em vigas, quer em pilares, e para a modelação estatística de  $\Delta$ . No que respeita a  $V$ , os resultados indicam que ambas as distribuições apresentam um potencial semelhante para representar a sua distribuição estatística. Por outro lado, os resultados também indicam que  $S_d(T_1)$  aparenta ser uma IM mais adequada para obter distribuições estatísticas com maior compatibilidade com as hipóteses avaliadas. No entanto, observa-se que alguns dos resultados de TAE obtidos não são totalmente satisfatórios dado estarem abaixo do limite estabelecido de 75% para algumas intensidades da acção.

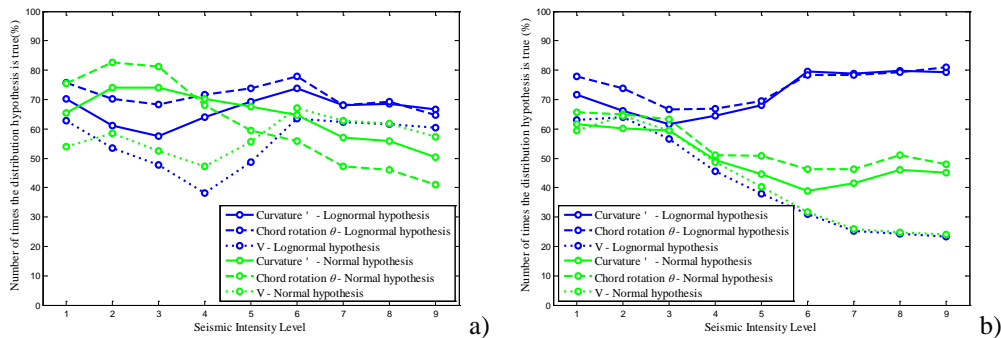


Figura 2: Valores de PMA obtidos da aplicação dos testes do Grupo 3 à resposta dos pilares (a) e das vigas (b) quando a IM é a PGA.

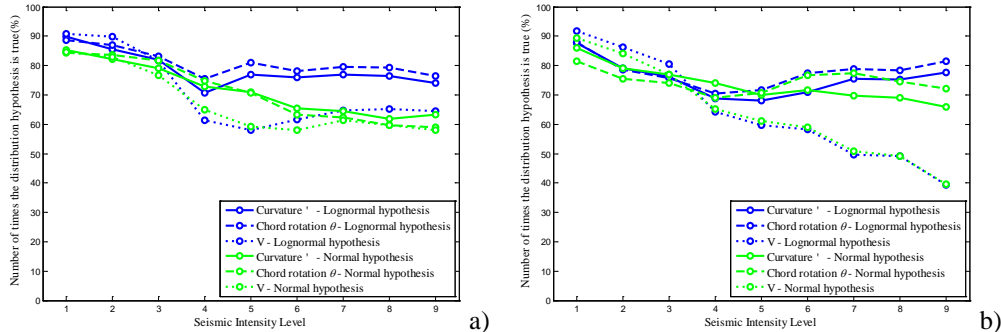


Figura 3: Valores de PMA obtidos da aplicação dos testes do Grupo 3 à resposta dos pilares (a) e das vigas (b) quando a IM é a  $S_d(T_1)$ .

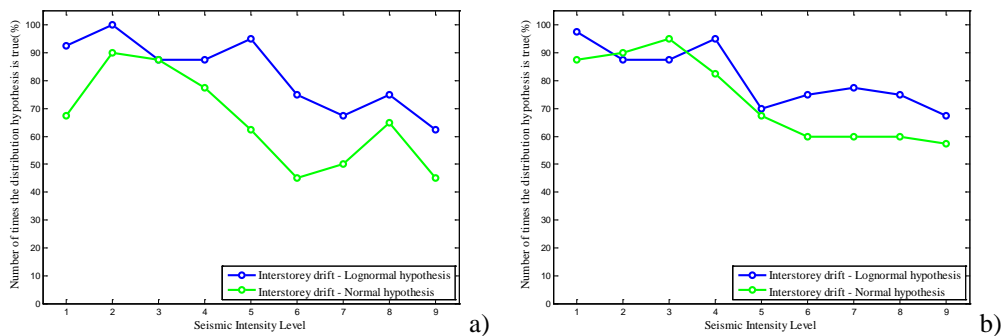


Figura 4: Valores de PMA obtidos da aplicação dos testes do Grupo 3 às amostras de  $\Delta$  quando a IM é a PGA (a) e a  $S_d(T_1)$  (b).

De modo a avaliar os factores que conduzem aos valores mais baixos de PMA observados, são discutidas em seguida situações em que os TAE apresentaram valores menos satisfatórios. Salienta-se que uma apresentação exaustiva dos parâmetros da resposta considerados para todas as estruturas analisadas envolveria um volume de informação incompatível com o tipo de exposição de resultados aqui pretendida. Assim, a apresentação de resultados mais detalhada que se segue apenas se refere a alguns casos considerados mais relevantes. De modo a ilustrar um caso algumas em que os resultados dos TAE para  $\varphi$  são menos satisfatórios, a Figura 5 a) apresenta os valores de PMA resultantes da aplicação dos testes dos Grupos 1, 2 e 3 para os pilares da estrutura REG10, quando a IM é a PGA. Como se pode observar, os resultados dos TAE do Grupo 3 para a hipótese de distribuição lognormal não verificam o limite de 75% para algumas intensidades da acção e, para intensidades mais baixas, a hipótese de distribuição normal conduz a resultados de PMA mais elevados. Adicionalmente, pode observar-se que os resultados dos testes dos Grupos 1 e 2 são consideravelmente diferentes, particularmente para as intensidades 4 e 5. Dado que os resultados dos testes do Grupo 2 são mais elevados, as diferenças referidas indicam que as amostras de dados da resposta são assimétricas devido à presença de "outliers". De modo a reduzir a influência dessas observações extremas, melhorando consequentemente os resultados de PMA, foram definidas várias medidas de processamento de dados (MPDs). Atendendo a que o tratamento individualizado de cada amostra de dados da resposta estrutural não se enquadra nos objectivos deste estudo, as medidas de processamento definidas consistem em abordagens de aplicação global a todas as amostras de um determinado parâmetro da resposta e de um determinado nível de intensidade da acção sísmica. Com base na observação e análise de algumas amostras individuais da resposta estrutural de diversos níveis de intensidade da acção, foram definidas as seguintes MPDs:

- Medida de Processamento de Dados 1 (MPD 1) – Exclusão dos três valores mais baixos duma determinada amostra de dados (considerando os valores absolutos da amostra no caso do parâmetro da resposta ser negativo)
- Medida de Processamento de Dados 2 (MPD 2) – Exclusão dos três valores mais altos duma determinada amostra de dados (considerando os valores absolutos da amostra no caso do parâmetro da resposta ser negativo)
- Medida de Processamento de Dados 3 (MPD 3) – Exclusão dos três valores mais baixos e dos três valores mais altos duma determinada amostra de dados (considerando os valores absolutos da amostra no caso do parâmetro da resposta ser negativo)

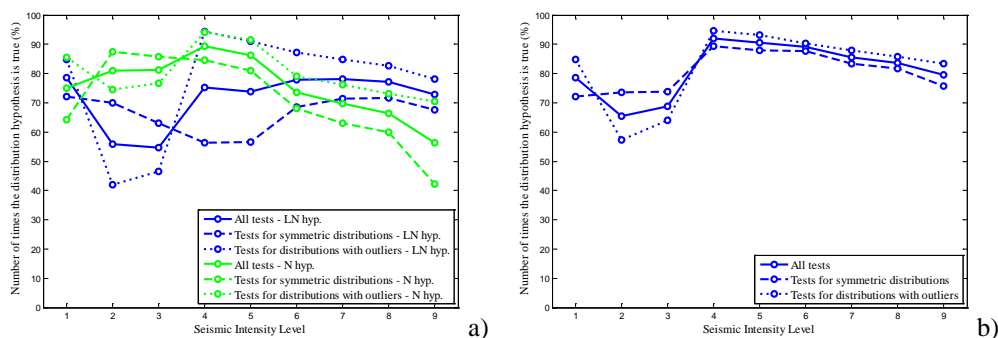


Figura 5: (a) Valores de PMA obtidos para os valores de  $\varphi$  dos pilares da estrutura REG10 quando PGA é a IM (LN hyp. refere-se à hipótese da distribuição ser lognormal e N hyp. refere-se à hipótese da distribuição ser normal) e (b) valores de PMA melhorados apenas para a hipótese da distribuição dos dados ser lognormal.

Atendendo a que a discussão dos resultados anteriormente apresentados estabelece que a distribuição lognormal é mais adequada para a modelação estatística de  $\varphi$ , as MPDs foram aplicadas às amostras de  $\varphi$  dos pilares da estrutura REG10 em unidades logarítmicas, para todos os níveis de intensidade, de modo a obter os valores mais altos possíveis de PMA. Os resultados obtidos indicam que, para intensidade 1, os resultados originais da Figura 5 a) são os mais elevados, para as intensidades 2 a 5, os resultados de PMA mais elevados foram obtidos com a MPD 1, para a intensidade 6, os resultados de PMA mais elevados foram obtidos com a MPD 3, para as intensidades 7 e 8, os resultados de PMA mais elevados foram obtidos com a MPD 2, e para a intensidade 9, os resultados de PMA mais elevados foram obtidos aplicando a MPD 2 às  $\varphi$  positivas e a MPD 3 às  $\varphi$  negativas. De modo a ilustrar estes resultados, a Figura 5 b) apresenta os valores de PMA melhorados, correspondente aos

apresentados na Figura 5 a), para a distribuição lognormal apenas. Como se pode observar, os diferentes valores de PMA são, de uma forma geral, maiores. No entanto, os valores das intensidades 2 e 3 continuam abaixo do limite de 75%. Para estas intensidades, observou-se existir um conjunto de amostras que são na sua maioria simétricas, dado que os resultados dos testes do Grupo 1 são mais elevados do que os dos testes do Grupo 2, enquanto um outro conjunto de amostras apresenta assimetria negativa que envolve mais do que três "outliers", o que faz com que a MPD 1 seja insuficiente para melhorar os valores de PMA nesses casos. Nas restantes intensidades, os resultados dos testes dos Grupos 1 e 2 estão agora mais próximos, o que indica que as amostras aparadas são mais simétricas e menos influenciadas por observações extremas.

De modo a ilustrar uma situação adicional com resultados menos bons, discute-se em seguida um caso da resposta em  $V$ . De um modo geral, os valores de PMA de  $V$  são consideravelmente mais baixos do que os obtidos para os restantes parâmetros da resposta. Por outro lado, como anteriormente referido, as duas hipóteses de distribuição têm o mesmo potencial para modelar a distribuição estatística de  $V$ . A razão por trás dos valores mais baixos de PMA para  $V$  está directamente ligada à evolução esperada dos valores deste parâmetro da resposta. Dado que a rigidez pós-cedência dum elemento estrutural é geralmente baixa, a variabilidade da distribuição dos valores de  $V$  tende a ser muito baixa quando um elemento estrutural entra em cedência em ambas as extremidades. Nestes casos, a observação dos valores da resposta mostrou a ocorrência de dois tipos de distribuição dos dados. No primeiro tipo, algumas secções apresentam uma distribuição bastante irregular dos valores de  $V$  sendo, inclusivamente nalguns casos, quase uniforme. No segundo tipo, algumas secções apresentam uma distribuição dos valores de  $V$  em que uma parte dos dados segue as distribuições propostas como hipótese e a outra parcela dos dados corresponde a um número significativo de "outliers". Este segundo tipo de distribuição encontra-se, por exemplo, em secções em que, para um determinado nível de intensidade da acção sísmica, alguns dos sismos conduzem à cedência enquanto outros não. De modo a ilustrar um caso em que ambos os tipos de distribuição referidos foram observados, a Figura 6 apresenta a resposta em  $V$  das secções das vigas da estrutura REG10 para a intensidade 9, quando a IM é  $S_d(T_1)$ . Neste caso, a maioria das vigas da esquerda e da direita dos pisos inferiores atingiram a cedência, registando portanto uma variabilidade baixa dos valores de  $V$ . Por outro lado, o segundo tipo de distribuição ocorre em várias vigas do alinhamento central, nomeadamente nos pisos superiores. De modo a observar com maior detalhe a influência destes dois tipos de distribuição de dados nos valores de PMA, estes são apresentados na Figura 7 a). A análise destes resultados mostra uma redução clara dos valores de PMA à medida que a intensidade da acção aumenta, i.e. à medida que a não-linearidade ocorrem mais vigas. Por outro lado, verifica-se também que a aplicação das MPDs não conduz a um aumento significativo dos valores de PMA, como se pode observar pelos resultados apresentados na Figura 7 b).

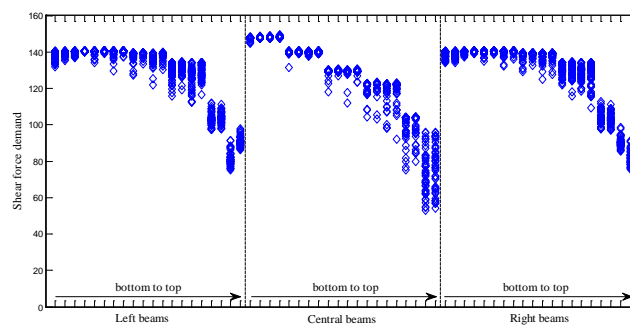


Figura 6: Amostras de  $V$  das secções das vigas da estrutura REG10, para a intensidade 9, quando  $S_d(T_1)$  é a IM

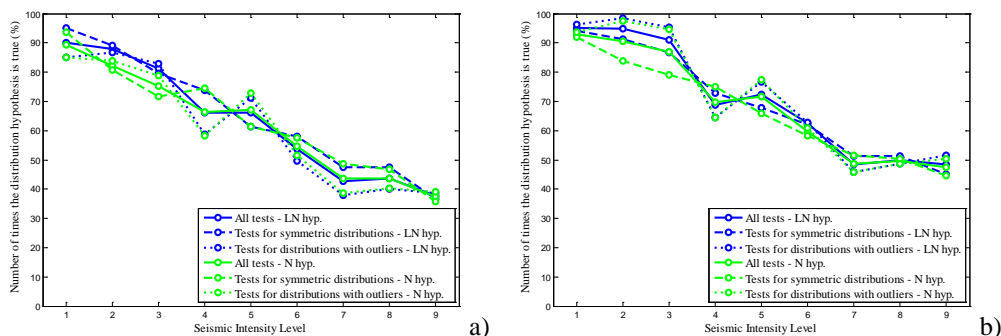


Figura 7: Valores de PMA (a) e valores de PMA melhorados (b) para as vigas da estrutura REG10 quando  $S_d(T_1)$  é a IM (LN hyp. refere-se à hipótese da distribuição ser lognormal e N hyp. refere-se à hipótese da distribuição ser normal)

Com base nestes resultados, as distribuições normal e lognormal aparentam, em alguns casos, não ser adequadas para a modelação estatística da resposta em V. No entanto, apresenta-se em seguida uma análise dos efeitos da consideração destas distribuições nestes casos de modo a verificar se a sua utilização pode ser justificada. Esta análise baseia-se na comparação dos valores de fragilidade  $\lambda$  de V para algumas secções obtidos considerando a distribuição empírica da resposta e uma distribuição  $F_{DP}$  ajustada à resposta. Os valores de  $\lambda$  foram obtidos a partir da Eq. (1), onde  $f_c$  representa a função densidade de probabilidade (FDP) da resistência, considerando níveis de intensidade da acção mais elevados e para secções onde os TAE apresentaram valores menos satisfatórios.

$$\lambda = \int_0^\infty (1 - F_{DP}(\alpha)) f_c(\alpha) d\alpha \tag{1}$$

De modo a ilustrar os resultados obtidos nesta análise, apresentam-se em seguida alguns exemplos de resultados obtidos considerando uma distribuição normal ajustada aos dados de V. Salienta-se que foram obtidos resultados semelhantes com uma distribuição lognormal. De modo a poder comparar valores de  $\lambda$  para diferentes gamas, consideraram-se duas FDPs diferentes de resistência para cada secção. Essas FDPs foram caracterizadas através duma distribuição normal com um valor médio  $C_\mu$  e um desvio padrão compatível com um coeficiente de variação de 5%. A Tabela 1 apresenta os valores de  $\lambda$  obtidos utilizando a distribuição empírica ( $\lambda_{emp}$ ) e utilizando as distribuições ajustadas ( $\lambda_{fit}$ ) e considerando duas FDPs de resistência para cada secção considerada. As secções seleccionadas foram uma secção de um pilar da estrutura ICONS para a intensidade 8 e uma secção de viga da estrutura IRREG10 para a intensidade 9, ambas para a situação em que a IM é  $S_d(T_1)$ . Como se pode observar, os valores de  $\lambda_{emp}$  são sempre mais elevados, i.e. do lado da segurança. Os erros relativos  $\varepsilon$  entre os valores de  $\lambda_{emp}$  e  $\lambda_{fit}$  são igualmente apresentados na Tabela 1. Como se pode ver, os valores de  $\varepsilon$  das secções analisadas são semelhantes para ambas as distribuições de resistência consideradas. Desta análise foi possível concluir que, apesar das distribuições normal e lognormal poderem conduzir a distribuições ajustadas aparentemente inadequadas ou a valores de MPA mais baixos, os erros que resultam de considerar estas famílias de distribuições são aceitáveis e do lado da segurança.

Tabela 1 - Valores de  $\lambda$  das secções analisadas, juntamente com os valores de  $C_\mu$  considerados e os erros relativos  $\varepsilon$ .

	ICONS column section	IRREG10 beam section
Empirical CDF	$\lambda_{emp} = 3.14E-3$ ( $C_\mu = 29kN$ ) $\lambda_{emp} = 1.63E-2$ ( $C_\mu = 28kN$ )	$\lambda_{emp} = 9.75E-3$ ( $C_\mu = 155kN$ ) $\lambda_{emp} = 3.58E-2$ ( $C_\mu = 150kN$ )
Normal fitted CDF	$\lambda_{fit} = 3.56E-3$ ; $\varepsilon = 13.4\%$ ( $C_\mu = 29kN$ ) $\lambda_{fit} = 1.86E-2$ ; $\varepsilon = 14.1\%$ ( $C_\mu = 28kN$ )	$\lambda_{fit} = 1.16E-2$ ; $\varepsilon = 19.0\%$ ( $C_\mu = 155kN$ ) $\lambda_{fit} = 4.47E-2$ ; $\varepsilon = 24.9\%$ ( $C_\mu = 150kN$ )

De modo a salientar a influência das MPDs nos valores de PMA dos diferentes parâmetros da resposta, apresentam-se nas Figuras 8 a) e b) e na Figura 9 os resultados dos TAE que conduziram aos valores de PMA melhorados correspondentemente aos valores inicialmente apresentados nas Figuras 3 a) e b) e nas Figuras 4 a) e b), respectivamente. Com base nas conclusões extraídas dos resultados iniciais, apenas se considerou a distribuição lognormal para as variáveis  $\varphi$ ,  $\theta$  e  $\Delta$ . Os resultados de PMA melhorados indicam que para  $\varphi$ ,  $\theta$ , e  $V$ , os melhores resultados são alcançados quando a IM é  $S_d(T_1)$ . Para o caso de  $\Delta$  esta tendência não é tão clara, apesar de  $S_d(T_1)$  conduzir a PMAs mais elevados em mais intensidades. Observa-se também que apenas para a resposta em  $V$  se verifica que os valores de PMA não atingem o limite de 75%, nomeadamente para a maioria das intensidades nas vigas e para a intensidade 4 nos pilares. No entanto, com base nos resultados da análise de fragilidade realizada, as distribuições normal e lognormal são consideradas aceitáveis para modelar as distribuições estatísticas de  $V$ . Finalmente, observa-se que os resultados de PMA melhorados enfatizam a influência dos "outliers", o que implica que deverão ser utilizados métodos estatísticos robustos na estimativa dos parâmetros das distribuições ajustadas.

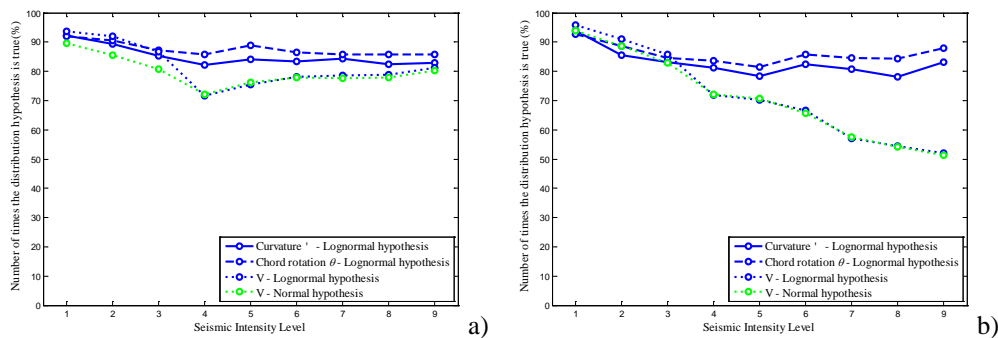


Figura 8: Resultados de PMA melhorados obtidos com os testes do Grupo 3 para as amostras dos pilares (a) e das vigas (b) quando a IM é  $S_d(T_1)$ .

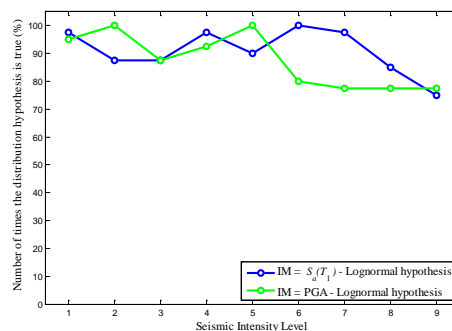


Figura 9: Resultados de PMA melhorados obtidos com os testes do Grupo 3 para as amostras de  $\Delta$  e para ambas as IMs.

#### 4. CONCLUSÕES

Apresentou-se um estudo que analisou a hipótese de que uma distribuição lognormal ou normal pode ser utilizada para modelar estatisticamente vários parâmetros da resposta estrutural sísmica. Os parâmetros da resposta seleccionados foram a curvatura  $\varphi$ , a rotação da corda  $\theta$ , o esforço transversal  $V$  e o deslocamento relativo entre-pisos  $\Delta$ . Foram consideradas várias estruturas de betão armado sujeitas à acção de um conjunto de 50 sismos reais. Os sismos considerados foram escalados para várias intensidades, de modo a avaliar as hipóteses em análise para diferentes níveis de perigosidade sísmica, e foram consideradas duas IMs distintas de modo a avaliar a influência deste parâmetro. Os resultados dos TAE foram apresentados em termos de valores de PMA para os diferentes níveis de intensidade da acção, para ambas as IMs e para as duas hipóteses de distribuição testadas.



Os resultados de PMA obtidos indicam que a distribuição lognormal pode ser considerada como adequada para modelar a distribuição estatística de  $\varphi$ ,  $\theta$  e  $\Delta$ . No que respeita a V, os resultados indicam que ambas as distribuições apresentam um potencial semelhante para representar a sua distribuição estatística. Dado que os valores de PMA obtidos para V não foram totalmente satisfatórios, foi efectuada uma análise dos valores de fragilidade para várias secções de modo a determinar se a consideração da distribuição lognormal ou normal conduziria a erros com valores inaceitáveis. Desta análise foi possível concluir que estas distribuições conduzem a erros aceitáveis e a valores de fragilidade que são do lado da segurança. No que respeita à influência das IMs, observou-se que a  $S_a(T_1)$  é, em geral, mais adequado do que a PGA dado que conduz a distribuições da resposta que são mais compatíveis com as hipóteses de distribuição estatística analisadas.

Finalmente, a análise de amostras individuais da resposta estrutural revelou que ocorrem "outliers" em muitas situações. Foram obtidos valores de PMA melhorados após a aplicação de um conjunto de MPDs às amostras da resposta estrutural. As diferenças entre os valores iniciais de PMA e os valores melhorados enfatizam a influência dos "outliers", o que implica que deverão ser utilizados métodos estatísticos robustos na estimativa dos parâmetros das distribuições ajustadas de modo a minimizar os seus efeitos.

## 5. AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem o apoio financeiro dado pela Fundação para a Ciência e Tecnologia, nomeadamente através da bolsa de doutoramento atribuída ao primeiro autor (SFRH/BD/32820/2007).

## 6. REFERÊNCIAS

- [1] Shome N., Cornell C.A. (1999). Probabilistic seismic demand analysis of nonlinear structures. Report RMS-35, Reliability of Marine Structures Program. Stanford University. Stanford, California.
- [2] Cornell, C.A., Jalayer, F., Hamburger R.O., Foutch, D. (2002). The probabilistic basis for the 2000 SAC/FEMA steel moment frame guidelines. *Journal of Structural Engineering* **128:4**, 526-533.
- [3] Goda, K., Hong, H.P., Lee, C.S. (2009). Probabilistic characteristics of seismic ductility demand of SDOF systems with Bouc-Wen hysteretic behaviour. *Journal of Earthquake Engineering* **13:5**, 00-622.
- [4] Ruiz-Garcia, J., Miranda, E. (2010). Probabilistic estimation of residual drift demands for seismic assessment of multi-story framed buildings. *Engineering Structures* **32:1**, 11-20.
- [5] Romão, X., Delgado, R., Costa, A. (2010). An empirical power comparison of univariate goodness-of-fit tests for normality. *Journal of Statistical Computation and Simulation* **80:5**, 545-591.
- [6] Coin, D. (2008) A goodness-of-fit test for normality based on polynomial regression. *Computational Statistics & Data Analysis* **52:4**, 2185-2198.
- [7] Gel, Y.R., Miao, W., Gastwirth, J.L. (2007) Robust directed tests of normality against heavy-tailed alternatives. *Computational Statistics & Data Analysis* **51:5**, 2734-2746.
- [8] Bonett, D.G., Seier, E. (2002). A test of normality with high uniform power. *Computational Statistics & Data Analysis* **40:3**, 435-445.
- [9] Chen, L., Shapiro, S.S. (1995) An alternative test for normality based on normalized spacings. *Journal of Statistical Computation and Simulation* **53:3**, 269-287.
- [10] Elamir, E.A.H., Seheult, A.H. (2003). Trimmed L-moments. *Computational Statistics & Data Analysis* **43:3**, 299-314.
- [11] Brys, G., Hubert, M., Struyf, A. (2008). Goodness-of-fit tests based on a robust measure of skewness. *Computational Statistics* **23:3**, 429-442.
- [12] Carvalho, E.C., Coelho, E., Campos-Costa, A. (1999). Preparation of the full-scale tests on reinforced concrete frames - Characteristics of the test specimens, materials and testing conditions. ICONS report, Innovative Seismic Design Concepts for New and Existing Structures, European TMR Network, LNEC, Lisbon.
- [13] Ferracuti, B., Pinho, R., Savoia, M., Francia, R. (2009). Verification of displacement-based adaptive pushover through multi-ground motion incremental dynamic analyses. *Engineering Structures* **31:8**, 1789-1799.
- [14] Athanassiadou, C.J. (2008). Seismic performance of R/C plane frames irregular in elevation. *Engineering Structures* **30:5**, 1250-1261.

- [15] Varum, H. (1997). Numerical model for the seismic analysis of reinforced concrete plane frames. MSc Thesis, Fac. of Eng. of the Univ. of Porto, Porto, Portugal (in Portuguese).
- [16] Arêde, A., Pinto, A.V. (1996). Reinforced concrete global section modelling: definition of skeleton curves. Special Publication No.I.96.36. JRC, Ispra, Italy.
- [17] CEB (1996). RC frames under earthquake loading. Bulletin no.231, Comité Euro-International du Béton.
- [18] NGA (2009). Pacific Earthquake Engineering Research Center: NGA Database. <http://peer.berkeley.edu/nga/>.
- [19] EC8-1 (2009). NP ENV 1998-1. Portuguese National Annex to Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance - Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings. Instituto Português da Qualidade.
- [20] Carvalho, A., Zonno, G., Franceschina, G., Bile Serra, J., Campos Costa, A. (2008). Earthquake shaking scenarios for the metropolitan area of Lisbon. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* **28:5**, 347-364.