



ẢNH HƯỞNG DẠNG TẢI NGANG ĐẾN PHƯƠNG PHÁP TÍNH KHI ĐÁNH GIÁ HIỆU SUẤT SỤP ĐỔ KHUNG BTCT CHỊU ĐỊA CHẤN

Collapse performance of RC structures using nonlinear pushover analysis

Nguyễn Hồng Ân¹, Nguyễn Khánh Hùng²

¹annguyenbk@gmail.com, ²nguyenkhanhhung1979@gmail.com

¹Khoa Kỹ thuật Xây dựng, Trường Đại học Bách Khoa, Tp.Hồ Chí Minh, Việt Nam

²Khoa Kỹ thuật Công trình, Trường Đại học Lạc Hồng, Đồng Nai, Việt Nam

Đến tòa soạn: 22/08/2016; Chấp nhận đăng: 07/09/2016

Tóm tắt. Phân tích tĩnh phi tuyến (NSP) là một phương pháp xấp xỉ sử dụng trong thực hành thiết kế và đánh giá hiệu suất của công trình chịu địa chấn. Sự chính xác của phương pháp tính một phần phụ thuộc vào việc lựa chọn các dạng tải ngang áp đặt vào mô hình kết cấu. Bài báo này phân tích và so sánh độ tin cậy của các dạng tải ngang khác nhau khi áp dụng phương pháp tính trong việc định lượng cường độ sụp đổ và hiệu suất sụp đổ của các khung phẳng bê tông cốt thép chịu địa chấn. Các kết quả so sánh từ phương pháp xấp xỉ với phương pháp chính xác (IDA) cho thấy rằng dạng tải nào tạo ra đường cong đẩy dần (đường cong quan hệ lực-biến dạng) có biến dạng ít nhất khi công trình sụp đổ sẽ cho kết quả của phương pháp xấp xỉ tốt nhất.

Từ khoá: Kỹ thuật động đất dựa vào hiệu suất PBEE; Hiệu suất sụp đổ; Phân tích động gia tăng (IDA); Phân tích tĩnh phi tuyến (NSP)

Abstract. Nonlinear static analysis (NSP) is an approximate method used for seismic design and collapse performance evaluation of buildings, based on the Performance-Based Earthquake Engineering (PBEE) methodology of the Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER). The accuracy of the nonlinear static procedure depends on the lateral force distribution. This paper analyzes and compares the reliability of several force distributions when applying to the nonlinear static method to estimate collapse intensity and collapse performance of reinforced concrete special moment resistant frame (RC-SMRF) buildings. The results of NSP are compared with the Incremental Dynamic Analysis (IDA), demonstrating that NSP will provide the ability to accurately approximate the full IDA when choosing a most suitable force distribution.

Keywords: Performance-Based Earthquake Engineering (PBEE); Collapse performance; Incremental Dynamic Analysis (IDA); Nonlinear Static Procedure (NSP)

1. GIỚI THIỆU

Hiệu suất sụp đổ của các kết cấu khung bê tông cốt thép (BTCT) chịu mômen trong nghiên cứu này được định lượng theo quy trình Kỹ thuật động đất dựa vào hiệu suất (Performance-Based Earthquake Engineering, PBEE) được phát triển bởi Trung tâm nghiên cứu động đất Thái Bình Dương (PEER) (Deierlein, 2004 ; Moehle and Deierlein, 2004 ; Krawinkler and Miranda, 2004 ; Porter, 2003 và Haselton et al. 2007). Quy trình PBEE này bao gồm bốn bước chính. Đây là một sự cải tiến quan trọng nhằm khắc phục những hạn chế của các phiên bản PBEE trước đó (ATC-40, 1996 ; FEMA-273, 1997 ; FEMA-356, 2000 ; FEMA-350, 2000), cung cấp một sự đánh giá rõ ràng, minh bạch hơn và hiệu suất công trình được xác định theo một định dạng xác suất. Quy trình PBEE đã được áp dụng rộng rãi trên thế giới (Deierlein, G., 2004).

Định lượng hiệu suất sụp đổ của công trình (đã tồn tại hoặc đang trong quá trình thiết kế) là một trong những mục tiêu cốt lõi của PBEE. Sụp đổ ở đây được hiểu là do mất ổn định động ở một hoặc nhiều tầng xảy ra khi khả năng chịu tải ngang suy giảm (suy giảm cường độ và độ cứng ngang) do kết cấu bị hư hỏng bởi lực động đất và ảnh hưởng của hiệu ứng P-Δ dẫn đến một độ trôi tầng lớn. Hai đại diện cho hiệu suất sụp đổ là xác suất sụp đổ (P[Collapse|IM]) và tần suất trung bình hàng năm (MAF) của sự sụp đổ (λ Collapse) tương ứng với cấp độ động đất quan tâm (ví dụ: động đất xảy ra với xác suất 10% trong 5 năm (10/5) hoặc 20/5, 10/50, 20/50, 2/50...). Việc tính toán chính xác hai đại lượng quan trọng này giúp bảo vệ công trình khỏi sụp đổ và làm cơ sở cho việc ước tính các hư hại và tổn thất (tài chính, thương vong...) do động đất trong tương lai. Phân tích động gia tăng

(Incremental Dynamic Analysis, IDA) (Vamvatsikos và Cornell 2002, 2004) được xem như là phương pháp ước tính chính xác nhất các trạng thái giới hạn của công trình, trong đó có sự sụp đổ do mất ổn định động tổng thể. Tuy nhiên, việc áp dụng phương pháp này đòi hỏi một quy trình tương đối phức tạp gồm nhiều bước và tốn nhiều thời gian, nguồn lực (Han et al. 2010).

Trong khi IDA phức tạp và tốn nhiều thời gian, một số phương pháp đơn giản dựa trên phân tích tĩnh phi tuyến (Nonlinear Static Procedures, NSP) vẫn là sự lựa chọn khả thi và có thể được áp dụng trong thực hành thiết kế mà không cần cung cấp các dao động nền. Đặc biệt, khi đánh giá khả năng sụp đổ do mất ổn định động của kết cấu, NSP trở nên chính xác hơn khi sự sụp đổ này được chi phối chủ yếu bởi dạng dao động đầu tiên (mode 1) (Vamvatsikos D., Aschheim M., Comartin C.D, 2011). Bằng phương pháp đơn giản này, ứng xử của hệ nhiều bậc tự do (MDOF) được xấp xỉ bởi mô hình hệ một bậc tự do (SDOF) tương đương có đường cong khả năng (backbone curve) phù hợp với đường cong đẩy dần tĩnh (SPO) thể hiện mối quan hệ lực - biến dạng của hệ kết cấu. Kết hợp với các phương trình thực nghiệm, một sự đo đạc về phản ứng địa chấn của kết cấu có thể nhanh chóng đạt được. Tuy có nhiều phương pháp tương tự tồn tại, nhưng thường sử dụng dạng đường cong khả năng là song tuyến tính (Chintanapakdee et al 2009; Nguyen, A.H et al 2010) nên chưa phản ánh chính xác phản ứng của kết cấu BTCT khi chịu địa chấn. Do đó, nghiên cứu này đã sử dụng phương pháp SPO-to-IDA (the Static Pushover-to-Incremental Dynamic Analysis, SPO2IDA) phát triển bởi Vamvatsikos và Cornell (2005, 2006) cho phép sử dụng dạng đường cong khả năng là tam tuyến tính; đồng thời kết hợp với phương pháp lý tưởng hóa của Chopra et al. (2010) để

tạo ra các đường cong IDA chính xác hơn; từ đó, đạt được những ước tính khá chính xác các thông số phản ứng (Engineering Demand Parameter, EDP) và khả năng (Intensity Measure, IM) của kết cấu cho các trạng thái giới hạn quan tâm trong đó có mất ổn định động tổng thể (GI).

Sự lựa chọn các dạng phân phối tải ngang khác nhau có ảnh hưởng rất đáng kể đến việc tạo ra các đường cong SPO của hệ MDOF ở mức độ biến dạng lớn và sẽ cung cấp các ước tính khác nhau về phản ứng và khả năng của kết cấu. Điều này rõ ràng sẽ ảnh hưởng đến độ chính xác của phương pháp tính SPO2IDA (Lê Văn Khá, Nguyễn Hồng Ân, 2014). Để xem xét vấn đề đó, nghiên cứu này đề xuất sử dụng phương pháp SPO2IDA với ba dạng tải ngang cung cấp bởi FEMA-356 (ELF, first mode, Uniform) và ba dạng cung cấp bởi Vamvatsikos và Cornell (2006) (SRSS, SRSS then uniform, SRSS then inverse) áp dụng tính toán cường độ sụp đổ và hiệu suất sụp đổ của các khung phẳng BTCT chịu mômen; so sánh các kết quả từ phương pháp xấp xỉ với phương pháp chính xác IDA, từ đó đề xuất dạng tải hợp lý nhất.

2. MÔ HÌNH KHUNG VÀ DỮ LIỆU ĐỘNG ĐẤT

Nghiên cứu này sử dụng một bộ gồm 40 dao động nền trong bộ dao động nền Far-Field cơ bản được phát triển trong dự án ATC-63 (the Applied Technology Council (ATC) Project 63) (Haselton, C.B. and G.G. Deierlein, 2007). Các dao động nền này có độ lớn từ 6.5-7.6 và xác suất xảy ra là 2% trong 50 năm, tức là có chu kỳ 2475 năm.

Hệ kết cấu được sử dụng là các khung phẳng bê tông cốt thép chịu mômen (reinforced concrete special moment resisting frame, RC-SMRF) ba nhịp, có số tầng khác nhau 4, 8, 12 và 20 tầng (ký hiệu tương ứng ID1010, ID1024, ID1015 và ID1020), chu kỳ cơ bản T_1 và phổ gia tốc $S_{a2\%50}(T_1, \xi=5\%)$ tương ứng lần lượt là 0.86s, 0.93g; 1.71s, 0.56g; 0.438g, 2.13s; 2.63s, 0.353g. Các khung này được thiết kế theo tiêu chuẩn IBC-03, ASCE 7-02, và ACI 318-02. Thông tin chi tiết về các hệ khung được trình bày trong Haselton và Deierlein, 2007. Các mô hình kết cấu và ứng xử phi tuyến (vật liệu và hình học) được thiết lập và phân tích bằng phần mềm OPENSEES và MATLAB (2010).

3. CƯỜNG ĐỘ SỤP ĐỔ VÀ ĐÁNH GIÁ HIỆU SUẤT SỤP ĐỔ BẰNG PHƯƠNG PHÁP IDA VÀ SPO2IDA

3.1 Phương pháp IDA

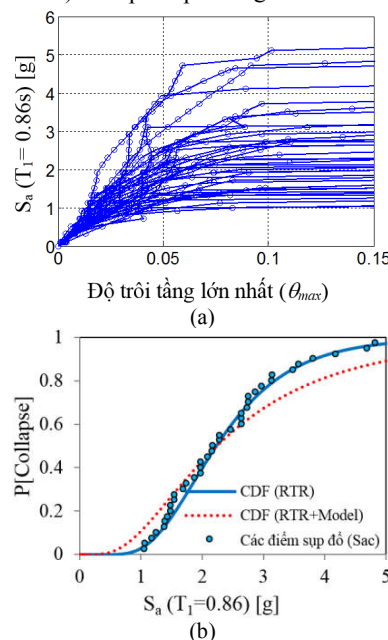
Cường độ sụp đổ (do mất ổn định động) của công trình do các dao động nền có thể được xác định bằng phương pháp IDA. Được đề xuất bởi Vamvatsikos và Cornell (2002), IDA là phương pháp động sử dụng một chuỗi các phân tích lịch sử phản ứng phi tuyến theo miền thời gian (NL-RHA) của một mô hình kết cấu chịu một hoặc nhiều dao động nền. Mỗi một phân tích động được đặc trưng bởi ít nhất hai đại lượng: (1) cường độ dao động nền (IM), đại diện bởi phổ gia tốc, $S_a(T_1, \xi)$, tương ứng với tỉ số cản (ξ) và chu kỳ ở mode dao động đầu tiên (T_1) của hệ kết cấu; (2) phản ứng của kết cấu (EDP) được xác định bằng các thông số yêu cầu kỹ thuật, chẳng hạn như độ trôi tầng ở mái, θ_{roof} , được xác định như là chuyển vị mái chia cho chiều cao công trình; hoặc giá trị lớn nhất của các độ trôi tầng ở tất cả các tầng, θ_{max} , xác định bằng cách chia độ trôi cho chiều cao mỗi tầng. Cường độ của mỗi dao động nền được tăng giảm tương ứng với nhiều tỉ lệ khác nhau (ví dụ: 0,2; 0,4; 0,6...1; 1,2; 1,4...2...) để xem xét đầy đủ các phạm vi ứng xử của kết cấu từ đàn hồi đến chảy dẻo và

cuối cùng là sụp đổ do mất ổn định động tổng thể. Các kết quả từ những phân tích NL-RHA cho nhiều tỉ lệ khác nhau của một dao động nền thu được một đường cong IDA thể hiện mối quan hệ giữa IM với EDP.

Hình 1a thể hiện các đường cong IDA của khung 4 tầng chịu 40 dao động nền, các đường cong này có thể được tổng hợp thành đường IDA phân vị 16%, 50% và 84% của $S_a(T_1, \xi)$ cho θ_{max} từ các giá trị được tính toán theo phương trình (1).

$$\begin{aligned} 50\% &= \hat{x} = \exp(\mu) ; 16\% = \hat{x} \cdot \exp(-\delta); \\ 84\% &= \hat{x} \cdot \exp(\delta); \mu = \frac{\sum_{i=1}^n \ln x_i}{n}; \\ \delta &= \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (\ln x_i - \ln \hat{x})^2}{n-1}} \end{aligned} \quad (1)$$

trong đó, \hat{x} , μ và δ lần lượt là trung bình hình học (geometric mean), trung bình logarit tự nhiên và độ phân tán của n ($n=40$) giá trị quan sát của x_i ($S_a(T_1, \xi)$) (gọi là sự biến đổi record-to-record) theo phân phối logarit chuẩn.



Hình 1. (a) Các đường cong IDA của khung BTCT chịu mômen 4 tầng (ID1010) dưới 40 trận động đất; (b) Đường cong phân phối xác suất sụp đổ tương ứng.

Sự mất ổn định động tổng thể biểu hiện bởi đặc tính nằm ngang (flatline) của mỗi đường cong IDA (Hình 1a), ở đó phản ứng địa chấn của kết cấu (θ_{max}) tăng vô hạn chỉ với một sự tăng rất nhỏ của cường độ dao động nền $S_a(T_1, \xi)$ (Vamvatsikos D, Cornell CA, 2002). Các giá trị $S_a(T_1, \xi)$ này là cường độ cần thiết để gây ra sụp đổ công trình, gọi là điểm cường độ sụp đổ (S_{ac}) của công trình (Han et al 2010) (các điểm kết thúc của mỗi đường cong IDA trên Hình 1a), được thể hiện dưới dạng xác suất trên Hình 1b (các điểm chấm tròn rời rạc). Thống kê tất cả các giá trị S_{ac} này theo phân phối logarit chuẩn thu được đường cong phân phối xác suất (Cumulative probability function, CDF) sụp đổ ($P[Collapse]$) của công trình tương ứng với sự phân tán δ của các dao động nền xem xét (đường màu xanh liền nét trên Hình 1b). Để kể đến ảnh hưởng của sự không chắc chắn trong mô hình (modeling uncertainty) (Haselton, C.B. and G.G. Deierlein, 2007) làm ảnh hưởng đến độ chính xác của kết quả

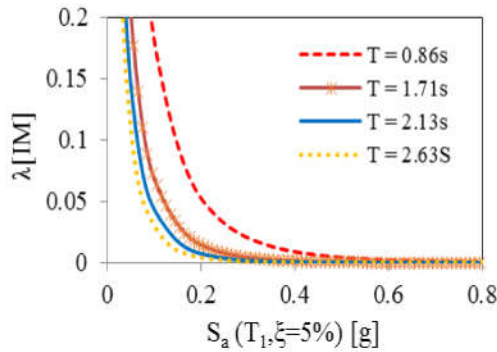
tính toán hiệu suất, đường cong $P[Collapse]$ này được hiệu chỉnh lại với tổng độ phân tán:

$$\sigma_{LN,Total} = (\sigma_{LN,RTR}^2 + \sigma_{LN,Modeling}^2)^{0.5} \quad (2)$$

(đường nứt nét màu đỏ) (Haselton và Deierlein, 2007). Trong đó, $\sigma_{LN,RTR} = \delta$ và $\sigma_{LN,Modeling}$ lấy bằng 0.5 (xét đến ảnh hưởng của sự không chắc chắn trong mô hình). Tần suất trung bình hàng năm của sự sụp đổ ($\lambda_{Collapse}$) được tính toán bằng cách lấy tích phân đường cong $P[Collapse]$ với đường cong nguy hiểm địa chấn của khu vực xây dựng công trình (Hình 2) (Haselton và Deierlein, 2007) theo phương trình (3) (Ibarra 2003, phương trình (7.10)).

$$\lambda_{collapse} = \int P[Sa_C \leq x] \cdot |d\lambda_{IM}(x)| \quad (3)$$

trong đó, $\lambda_{Collapse}$ là tần suất trung bình hàng năm của sự sụp đổ hay tỉ lệ sụp đổ trung bình hàng năm, $P[Sa_C \leq x]$ là xác suất để giá trị x vượt Sa_C (tức là xác suất để công trình bị sụp đổ khi cường độ dao động nền là x), $\lambda_{IM}(x)$ là tần suất trung bình hàng năm của cường độ dao động nền vượt x (tức là một điểm trên đường cong nguy hiểm địa chấn).



Hình 2. Đường cong nguy hiểm địa chấn của vị trí Los Angeles tương ứng với các chu kỳ T_1 và tỉ số cản 5% của 4 khung BTCT chịu mômen trong nghiên cứu này

3.2 Phân tích tĩnh phi tuyến (SPO2IDA)

SPO2IDA là một phương pháp dựa trên sự kết nối giữa đường cong đẩy dần (SPO) với đường cong IDA khi thể hiện mối quan hệ giữa $Sa(T_1, \xi)$ với θ_{max} . Phương pháp này về bản chất thể hiện một mối quan hệ mạnh mẽ giữa $R-\mu-T$. Thông qua một phương pháp tương tự như FEMA 273, dựa trên nguyên lý sử dụng hệ SDOF tương đương để xấp xỉ phản ứng động của hệ MDOF, phương pháp này đòi hỏi hệ SDOF sử dụng phải có đường cong khả năng phù hợp nhất với đường cong SPO hệ MDOF của công trình. Đường cong khả năng này được tạo ra bằng cách lý tưởng hóa đường SPO “chính xác nhất” của hệ MDOF. Các đường cong IDA phân vị thu được từ SPO2IDA (thể hiện mối quan hệ giữa tỉ số giảm cường độ R và độ dẻo μ) (Hình 5b) của hệ SDOF chỉ cần chuyển đổi phù hợp sẽ thu được các đường phân vị IDA 16%, 50% và 84% của hệ MDOF thể hiện mối quan hệ giữa $Sa(T_1, \xi)$ và θ_{max} .

Như đề cập ở trên, để xem xét sự ảnh hưởng của các dạng tải ngang khác nhau đến độ chính xác của phương pháp tĩnh SPO2IDA và từ đó đề xuất dạng tải hợp lý nhất, nghiên cứu này sử dụng sáu dạng tải ngang đề xuất bởi FEMA 356 và Vamvasikot và Cornell trình bày bên dưới. Dạng phân phối theo chiều cao của các mô hình tải này được minh họa trên Hình 3.

3.2.1 FEMA 356

Phân phối lực ngang tương đương (ELF): $s_j^* = m_j h_j^k$, trong đó m_j là khối lượng và s_j^* là lực ngang ở sàn thứ j , h_j^k là cao độ của sàn tính từ mặt đất và hệ số k phụ thuộc vào chu kỳ T_1 của công trình được tính như phương trình 4.

$$k = \begin{cases} 1 & T_1 \leq 0,5 \\ (T_1 + 1,5) / 2 & 0,5 \leq T_1 \leq 2,5 \\ 2 & T_1 \geq 2,5 \end{cases} \quad (4)$$

Phân phối theo đều theo chiều cao (Uniform): $s_j^* = m_j$ (5)

Phân phối theo dạng dao động đầu tiên (first mode):

$$s_j^* = m_j \phi_{j1} \quad (6)$$

với ϕ_{j1} là giá trị của mode 1 ở sàn thứ j .

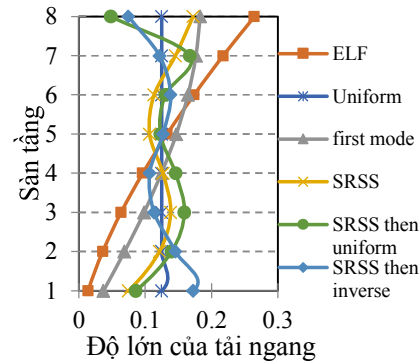
3.2.2 Vamvasikot và Cornell

Theo dạng căn bậc hai của tổng các bình phương của hai dao động đầu tiên (SRSS):

$$s_j^* = ((m_j \phi_{j1})^2 + m_j \phi_{j2}^2)^{0.5} \quad (7)$$

Tương tự trường hợp (4) nhưng giá trị tải ngang ở đỉnh được thay thế bằng dạng uniform (SRSS, then inverse uniform).

Nghịch đảo của trường hợp (4) (SRSS, then inverse).

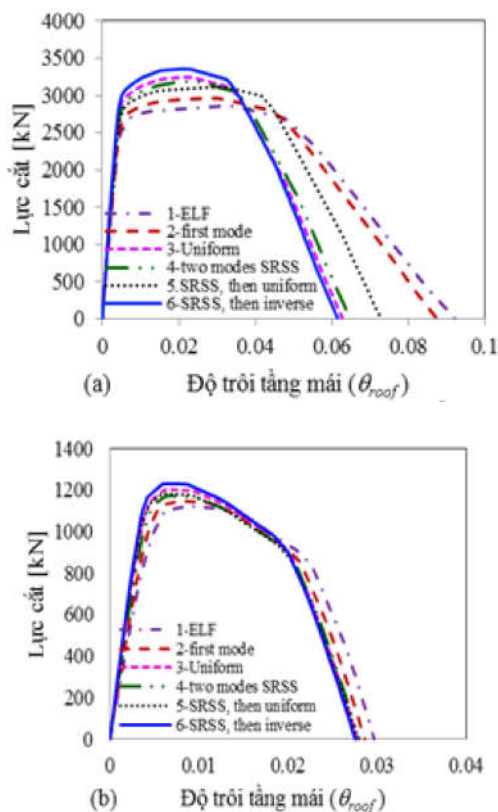


Hình 3. Các dạng phân phối tải ngang theo chiều cao của khung 8 tầng (ID1024)

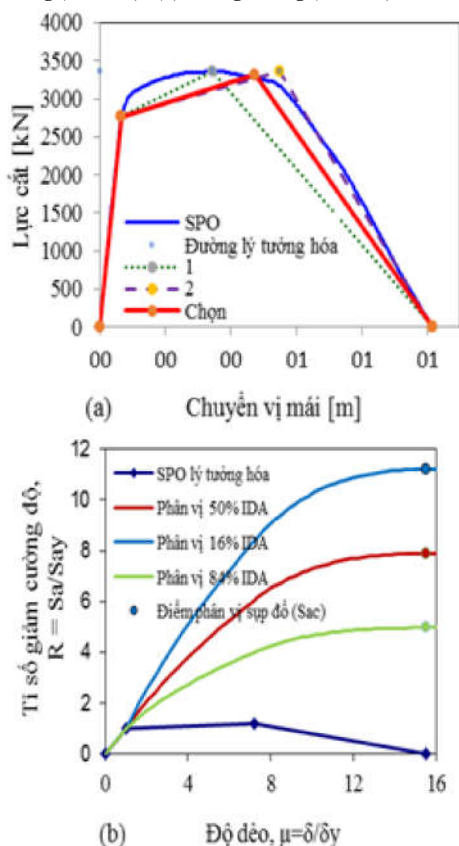
Thực hiện phân tích đẩy dần lần lượt với từng trường hợp tải trên cho 4 khung sử dụng trong nghiên cứu này thu được các đường cong SPO như trên Hình 4. Sử dụng phương pháp lý tưởng hóa của Chopra et al. (2010), đường cong khả năng hệ SDOF tương đương của khung 4 tầng ứng với dạng tải 6 (SRSS, then inverse) được thể hiện trên Hình 5a (đường màu đỏ). Từ đó các đường phân vị IDA 16%, 50% và 84% và các điểm sụp đổ Sa_C tương ứng được ước tính (Hình 6a). Phương pháp SPO2IDA không chỉ cung cấp các giá trị trung tâm (mean và median) của Sa_C mà còn có độ phân tán do sự biến đổi record-to-record (δ) và μ theo phương trình (4). Đường cong phân phối xác suất sụp đổ tương ứng với tổng độ phân tán $\sigma_{LN,Total}$ được vẽ trên Hình 6b.

$$\delta = \frac{1}{2} \ln \left(\frac{x_{84\%}}{x_{16\%}} \right); \quad \mu = \ln(x_{50\%}) \quad (8)$$

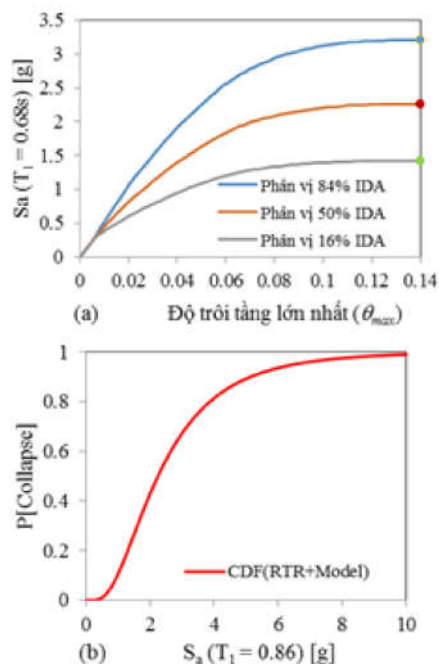
trong đó: $x_{84\%}$, $x_{16\%}$ và $x_{50\%}$ tương ứng với các giá trị của $Sa_{C,84\%}$, $Sa_{C,16\%}$, $Sa_{C,50\%}$ (các điểm chấm tròn) trên Hình 6a.



Hình 4. Các đường cong SPO với 6 dạng phân phối tải ngang: (a) khung 4 tầng (ID1010); (b) khung 8 tầng (ID1024)



Hình 5. Khung 4 tầng (ID1010) với trường hợp tải 6 (two modes SRSS, then inverse): (a) Đường cong SPO và đường lý tưởng hóa; (b) Các đường phân vị IDA của hệ SDOF tương đương tương ứng từ SPO2IDA



Hình 6. Khung 4 tầng (ID1010) với trường hợp tải 6: (a) Các đường phân vị IDA từ SPO2IDA; (b) Đường cong phân phối xác suất sụp đổ với tổng độ phân tán $\sigma_{LN, Total}$

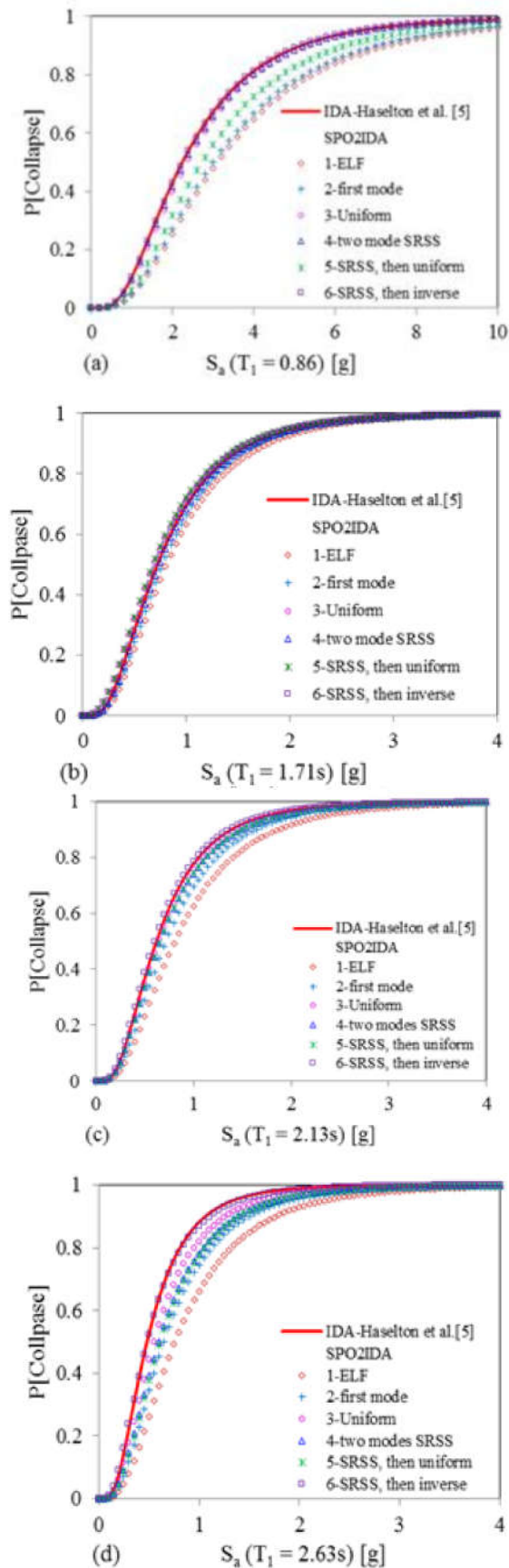
4. KẾT QUẢ

Bảng 1. So sánh kết quả giữa SPO2IDA và phương pháp chính xác IDA khung 12 tầng (ID1015)

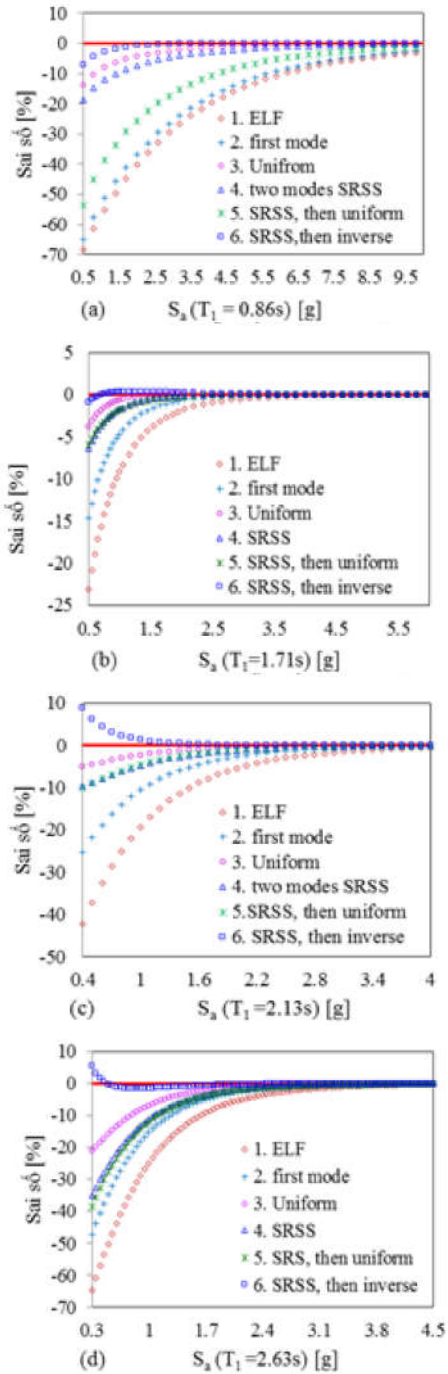
Phương pháp		Các giá trị tính toán			
		$Sa_{C,50\%}$ (g)	$Sa_{C,84\%}$ (g)	$Sa_{C,16\%}$ (g)	μ
IDA		0.62	0.92	0.42	-0.480
SPO2IDA với các dạng tải	(1) ELF	0.81	1.21	0.52	-0.211
	Sai số (%)	31	32	24	-56
	(2) first mode	0.72	1.07	0.47	-0.329
	Sai số (%)	16	17	12	-31
	(3) Uniform	0.64	0.93	0.42	-0.446
	Sai số (%)	3.2	1.6	0	-6.6
	(4) two modes SRSS	0.66	0.98	0.43	-0.416
	Sai số (%)	6.5	7.0	2.4	-13
	(5) SRSS, then uniform	0.66	0.97	0.43	-0.416
	Sai số (%)	6.5	5.9	2.4	-13
(6) SRSS, then inverse	0.60	0.88	0.39	-0.511	
Sai số (%)	-3.2	-3.9	-7.1	6.9	

Phương pháp		Các giá trị tính toán		
		$\sigma_{LN, Total}$	P[Collapse] tại $Sa_{C,50\%}$	$\lambda_{Collapse} \times 10^{-4}$
IDA		0.630	0.290	12.6
SPO2IDA với các dạng tải	(1) ELF	0.654	0.173	6.2
	Sai số (%)	3.9	-40	-51
	(2) first mode	0.647	0.221	8.6
	Sai số (%)	2.8	-24	-32
	(3) Uniform	0.639	0.276	12
	Sai số (%)	1.4	-4.9	-5
	(4) two modes SRSS	0.648	0.263	11
	Sai số (%)	-2.9	-9.4	-13
	(5) SRSS, then uniform	0.645	0.262	11
	Sai số (%)	2.3	-9.7	-13
(6) SRSS, then inverse	0.645	0.312	14	
Sai số (%)	2.3	7.6	11	

Bảng 1 trình dưới dạng so sánh kết quả từ phương pháp SPO2IDA và phương pháp chính xác IDA cho trường hợp khung 12 tầng (ID1015). Từ các kết quả tính toán so sánh giữa hai phương pháp SPO2IDA và IDA trình bày trong bảng trên, các hàm phân phối xác suất sụp đổ tương ứng của 4 khung nghiên cứu được thể hiện trên Hình 7. Đánh giá sai số cụ thể của các dạng tải được thể hiện trên Hình 8.



Hình 7. Đường cong phân phối xác suất sụp đổ xác định bởi SPO2IDA và IDA: (a) khung 4 tầng (ID1010); (b) khung 8 tầng (ID1024); (c) khung 12 tầng (ID1015) và (d) khung 20 tầng (ID1020)



Hình 8. Sai số giữa các đường cong phân phối xác suất sụp đổ xác định bởi phương pháp SPO2IDA với phương pháp IDA: (a) khung 4 tầng (ID1010); (b) khung 8 tầng (ID1024); (c) khung 12 tầng (ID1015); và (d) khung 20 tầng (ID1020).

Nhận xét:

- Từ kết quả của phân tích đẩy dần (Hình 4), dạng tải SRSS, then inverse (dạng 6) luôn tạo ra SPO “tệ nhất” (θ_{roof} nhỏ nhất khi công trình sụp đổ). Như so sánh trong các Bảng 1 và Hình 7, 8, kết quả của phương pháp SPO2IDA ứng với dạng tải này xấp xỉ rất tốt với phương pháp IDA (luôn bám sát đường chính xác), sai số của $P[Collapse|IM]$ và $\lambda_{Collapse}$ luôn luôn là rất nhỏ.
- Mặc dù sai số về tổng độ phân tán $\sigma_{Ln,Total}$ của dạng 6 đôi lúc lớn hơn một số dạng khác, nhưng sai số của giá trị $S_{ac,50\%}$ thì nhỏ hơn, điều này chứng tỏ rằng ước tính chính xác giá trị trung vị $S_{ac,50\%}$ là quan trọng nhất, ảnh

hướng nhiều nhất đến sự chính xác của kết quả ước tính hiệu suất sụp đổ.

5. KẾT LUẬN

- Sự chính xác của phương pháp SPO2IDA phụ thuộc chủ yếu vào việc lựa chọn các dạng tải ngang. Dạng tải nào tạo ra đường cong đẩy dần (SPO) “tệ nhất” của hệ MDOF sẽ cho kết quả xấp xỉ tốt với phương pháp chính xác IDA. Đường cong SPO “tệ nhất” sẽ tương ứng với trường hợp công trình sụp đổ khi biến dạng là ít nhất. Tuy nhiên các dạng tải này là không duy nhất, vì vậy việc xem xét một vài dạng tải khác nhau khi sử dụng phương pháp này là cần thiết. Một vài dạng tải được cung cấp bởi FEMA-356 (2000) hoặc các dạng đề xuất bởi Vamvasikot và Cornell (2006) có thể được sử dụng.
- Đối với các công trình BTCT chịu mômen trong nghiên cứu này, sử dụng phương pháp tĩnh SPO2IDA với trường hợp tải “SRSS, then inverse” sẽ tạo đường cong SPO “tệ nhất”, cho kết quả xấp xỉ rất tốt với phương pháp IDA. Kết quả này cho thấy ngay cả đối với công trình thấp tầng (4 tầng) với dạng dao động đầu tiên (mode 1) đóng góp chủ yếu trong ứng xử sụp đổ của kết cấu và ảnh hưởng của hiệu ứng P-Δ là không đáng kể, đến cả công trình cao tầng (20 tầng) chịu nhiều ảnh hưởng bởi các dạng dao động cao và hiệu ứng P-Δ. Từ kết quả này có thể mở rộng đề áp dụng cho các công trình BTCT chịu mômen khác.
- Giá trị cường độ sụp đổ trung vị ($Sa_{C,50\%}$) ảnh hưởng nhiều nhất đến độ chính xác của kết quả hiệu suất sụp đổ ($P[Collapse|IM]$ và $\lambda_{Collapse}$), các giá trị khác ($Sa_{C,16\%}$, $Sa_{C,84\%}$ hoặc $\sigma_{Ln,Total}$) thì ít ảnh hưởng hơn.

6. TÀI LIỆU THAM KHẢO

- [1] ATC-40, Seismic Evaluation and Retrofit of existing concrete buildings, Report No. ATC-40, Applied Technology Council, Redwood City, CA, 1996.
- [2] Chintanapakdee, C., Nguyen, A.H., and Hayashikawa, T., “Assessment of modal pushover analysis procedure for seismic evaluation of buckling-restrained braced frames”, The IES journal Part A: Civil & Structural Engineering 2(3), pp. 174-186, 2009.
- [3] Deierlein, G., “Overview of a comprehensive framework for earthquake performance assessment”, Proceedings Inter. Workshop on Performance Based Design, Bled, Slovenia, June, 2004.
- [4] FEMA-273, “NEHRP guidelines for the seismic rehabilitation of buildings”, Report No. FEMA-273, Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C, 1997.
- [5] FEMA-356., “Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings”, Report No. FEMA-356, Federal Emergency Management Agency, 2000.
- [6] FEMA-SAC, “Recommended seismic design criteria for new steel moment-frame buildings”, Report No. FEMA-350, SAC Joint Venture, Federal Emergency Management Agency, Washington, DC, 2000.
- [7] Han, S.W., Moon, K.H., Chopra A.K., “Application of MPA to estimate probability of collapse of structures”, Earthquake Engineering and Structural Dynamics; 39, pp. 1259-1278, 2010.
- [8] Haselton, C.B. and G.G. Deierlein, “Assessing seismic collapse safety of modern reinforced concrete frame buildings”, PEER Report 2007/08, Pacific Engineering Research Center, University of California, Berkeley, California, 2007.
- [9] Ibarra L.F., “Global collapse of frame structures under seismic excitations”, PhD Dissertation, Department of Civil and Environmental Engineering, Stanford University, Stanford, CA, 2003.
- [10] Krawinkler, H., Miranda, E., “Performance-based earthquake engineering. Earthquake Engineering: From engineering seismology to Performance-based earthquake engineering”, Chapter 9, Bozorgni a Y, Bertero VV (eds); CRC Press: Boca Raton, 9-1 to 9-59, 2004.
- [11] Lê Văn Khá, Nguyễn Hồng Ân, “Hiệu suất sụp đổ khung bê tông cốt thép chịu địa chấn sử dụng phân tích tĩnh phi tuyến”, Tạp chí xây dựng - Bộ Xây dựng, số 01/2014.
- [12] MATLAB, The Language of Technical Computing Version R2010a, The Mathworks Inc., Natick, Massachusetts, 2010.
- [13] Moehle, J.P. and G.G. Deierlein, “A Framework methodology for performance-based engineering”, International Workshop on Performance-Based Design, Bled, Slovenia, 2004.
- [14] Nguyen, A.H., Chintanapakdee, C., and Hayashikawa, T., “Assessment of current nonlinear static procedures for seismic evaluation of BRBF buildings”, Journal of Constructional Steel Research 66(8-9), pp. 1118-1127, 2010.
- [15] Open System for Earthquake Engineering Simulation (Opensees), Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, <http://opensees.berkeley.edu/>
- [16] Porter, K. A., “An Overview of PEER’s Performance-Based Earthquake Engineering Methodology”, Conference on Applications of Statistics and Probability in Civil Engineering (ICASP9), Civil Engineering Risk and Reliability Association (CERRA), San Francisco, CA, July 6-9, 2003.
- [17] Vamvatsikos D, Cornell CA, ‘Incremental dynamic analysis’, Earthquake Engineering and Structural Dynamics; 31(3), pp.491–514, 2002.
- [18] Vamvatsikos D, Cornell CA, “Applied incremental dynamic analysis”, Earthquake Spectra; 20(2), pp. 523–553, 2004.
- [19] Vamvatsikos, D. and Cornell, C., “Direct estimation of seismic demand and capacity of multidegree-of-freedom systems through incremental dynamic analysis of single degree of freedom approximation”, Journal of Structural Engineering (ASCE); 131(4), pp. 589–599, 2005.
- [20] Vamvatsikos D., Aschheim M., Comartin C.D. , “A targeted nonlinear dynamic procedure to evaluate the seismic performance of structures”, Proceedings of the COMPDYN2011 Conference on Computational methods in structural dynamics and earthquake engineering, Corfu, Greece, 2011.

TIỂU SỬ TÁC GIẢ



Nguyễn Hồng Ân

Năm sinh 1979, TP.HCM. Hiện đang công tác tại khoa Kỹ thuật Xây dựng, Đại học Bách khoa TP.HCM. Lĩnh vực nghiên cứu: Kỹ thuật động đất, phân tích kết cấu chịu tải trọng tĩnh và động, phương pháp số, kết cấu công trình xây dựng...



Nguyễn Khánh Hùng

Năm sinh 1979, Tiền Giang. Hiện công tác khoa Kỹ thuật Công trình, Đại học Lạc Hồng. Lĩnh vực nghiên cứu: Các vấn đề kết cấu công trình, các phần mềm ứng dụng...