

CHUYÊN VỊ MỤC TIÊU CỦA KHUNG PHẪNG BÊ TÔNG CỐT THÉP CHỊU ĐỊA CHẤN BẰNG PHÂN TÍCH TỈNH PHI TUYẾN

TARGET DISPLACEMENT OF FLAT REINFORCED STEEL CONCRETE AND SUSTAINED SEISMIC FRAMES BY NONLINEAR STATIC ANALYSIS

HOÀNG QUỐC THANH^(*)

TÓM TẮT: Bài viết này đánh giá độ chính xác và sai lệch của chuyên vị mục tiêu được xác định bằng phương pháp phân tích tĩnh sử dụng lực ngang dựa trên dạng dao động có xét đến đóng góp của các dạng dao động cao MPA (Modal Pushover Analysis) cho khung bê tông cốt thép phẳng 6, 12 và 20 tầng chịu tác động của bộ động đất với tần suất xảy ra là 10% trong 50 năm. Kết quả của phương pháp MPA được so sánh với kết quả phương pháp phân tích đẩy dần chuẩn SPA (Standard Pushover Analysis) và phương pháp phân tích phi tuyến theo miền thời gian NL-RHA (Nonlinear Response History Analysis).

Từ khóa: khung bê tông cốt thép chịu địa chấn; phân tích phi tuyến đẩy dần chuẩn; phân tích tĩnh phi tuyến xét đến dao động bậc cao; phân tích phi tuyến theo miền thời gian.

ABSTRACT: This paper assesses the accuracy and bias of the target displacement determined by static analysis using horizontal forces based on the oscillation type taking into account the contribution of the high oscillation modes MPA (Modal Pushover Analysis) for 6, 12 and 20-storey flat reinforced steel concrete frames which sustained from the impact of seismic with a frequency of 10% for 50 years. The results of the MPA method are compared with the results of the Standard Pushover Analysis (SPA) and the Nonlinear Response History Analysis (NL-RHA).

Key words: reinforced steel concrete and sustained seismic frame; Standard Pushover Analysis; nonlinear static analysis considering high level of oscillation; Nonlinear Response History Analysis.

1. ĐẶT VẤN ĐỀ

Phân tích phản ứng phi tuyến theo miền thời gian (NL-RHA) thường được thực hiện cho việc đánh giá mức độ an toàn của kết cấu, xác định phản ứng không đàn hồi của hệ khi phải chịu một trận động đất mạnh. Phương pháp này là một công cụ, là thước đo phản ánh thực tế đáp ứng của kết cấu khi chịu động đất. Cơ sở lý thuyết của

phương pháp NL-RHA đòi hỏi tính chính xác của mô hình kết cấu. Tuy nhiên, do khối lượng tính toán quá lớn, vì vậy khó áp dụng vào thực tế thiết kế.

Để khắc phục nhược điểm trên, trên thế giới cố gắng phát triển nhiều phương pháp phân tích hợp lý để có thể đạt được sự cân bằng thỏa đáng giữa độ tin cậy và tính ứng dụng cho việc sử dụng thiết kế hằng

^(*) ThS. Trường Đại học Văn Lang, hoanguocthanh@vanlanguni.edu.vn, Mã số: TCKH18-13-2019

ngày. Do đó, các phương pháp gần đúng, gọi là phương pháp tinh phi tuyến (NSPs) được bắt nguồn từ lý thuyết động học công trình đã được phát triển như là một sự lựa chọn thay thế cho phương pháp chính xác NL-RHA. Một số các phương pháp tinh phi tuyến được tiêu chuẩn trong FEMA-356 [1] và ATC-40 [2, tr.1237-1246] bằng cách mô phỏng kết cấu chịu tải ngang theo chiều cao tăng dần cho đến khi đạt được chuyển vị mục tiêu đã xác định trước. Chuyển vị mục tiêu được xác định từ sự biến dạng của hệ một bậc tự do (SDF) tương đương. Tuy nhiên, các phương pháp NSPs dựa trên các mẫu tải bất biến cho ta đánh giá phản ứng địa chấn chính xác các công trình khung thấp và trung tầng, các phản ứng của các dạng dao động cao hơn là không đáng kể. Để khắc phục hạn chế này, một phương pháp cải tiến phương pháp tinh phi tuyến, được gọi là phương pháp phân tích tĩnh sử dụng lực ngang dựa trên dạng dao động có xét đến đóng góp của các dạng dao động cao MPA (phương pháp phân tích đầy dần theo dạng dao động), được đề xuất bởi Chopra và Goel [3, tr 1118-1127]. Bài viết so sánh độ chính xác và sai lệch của chuyển vị mục tiêu được dự đoán bởi phương pháp phân tích tĩnh sử dụng lực ngang dựa trên dạng dao động có xét đến đóng góp của các dạng dao động cao MPA với phương pháp đầy dần chuẩn (SPA) và phương pháp phân tích phi tuyến theo miền thời gian (NL-RHA) trên kết cấu khung phẳng Bé tông cốt thép 6, 12, 20 tầng có xét đến tính chất phi tuyến vật liệu và mô hình hóa phi tuyến vật liệu bằng mô hình liên kết dầm - cột có khớp thứ.

2. NỘI DUNG

2.1. Các phương pháp nghiên cứu

Phương pháp phân tích theo miền thời gian (NL-RHA)

Phương pháp phân tích phi tuyến theo miền thời gian, xác định trên phương trình động lực học phi tuyến:

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + f_s(u, \text{sign}\dot{u}) = -m\ddot{u}_g(t) \quad (1)$$

Trong đó: u là vector của chuyển vị; m và c là ma trận khối lượng và ma trận cản của hệ; f_s là vector ảnh hưởng mà mỗi phần tử bằng một đơn vị.

Phương pháp phân tích tĩnh sử dụng lực ngang có xét đến dao động bậc cao (MPA) [4, tr.255-271], [5]

Năm 2002, Chopra và Goel đã đề xuất phương pháp MPA (9 bước):

1) Tính các tần số tự nhiên ω_n , và các dạng dao động (mode shape) ϕ_n , của các công trình đàn hồi tuyến tính.

2) Đối với dạng dao động thứ n , xây dựng đường cong pushover biểu diễn mối quan hệ giữa lực cắt đáy - chuyển vị mái ($V_{bn} - u_{mn}$) bằng phân tích tĩnh phi tuyến của công trình, dùng lực phân phối $s_n^* = m\phi_n$.

3) Lý tưởng hóa đường cong pushover như một đường cong song tuyến tính (hình 1a).

4) Chuyển đổi đường cong lý tưởng pushover qua mối quan hệ lực - biến dạng $F_{sn} / L_n - D_n$ của hệ một bậc tự do tương đương cho dạng dao động thứ n không đàn hồi (hình 1b) bởi công thức $\frac{F_{sn}}{L_n} = \frac{V_{bn}}{M_n^*}; D_n = \frac{u_{rn}}{\Gamma_n \phi_n}$ (2)

5) Tính biến dạng đỉnh $D_n = \max |D_n(t)|$ của hệ một bậc tự do không đàn hồi tương đương do lực kích thích nền $\ddot{u}_g(t)$ bằng cách phương trình phi tuyến sau:

$$D_n + 2\zeta_n \omega_n D_n + \frac{F_n}{L_n} = -u_n(t) \quad (3)$$

6) Tính toán chuyển vị đỉnh u_{mo} của hệ nhiều bậc tự do ứng với mode thứ n hệ không đàn hồi từ công thức

$$u_{mo} = \Gamma_n \phi_n D_n \quad (4)$$

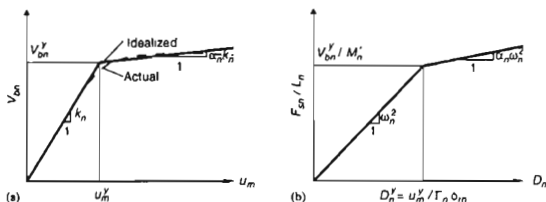
7) Rút ra kết quả phản ứng mong muốn r_{mo} , dữ liệu pushover khi chuyển vị mái bằng chuyển vị u_{mo} .

8) Lập lại bước 2 đến bước 7 cho nhiều dạng công trình.

9) Xác định phản ứng tổng, r_{MPT} , bằng cách kết hợp phản ứng của nhiều dạng dao động theo tổ hợp SRSS:

$$r_{MPT} = \sqrt{\sum_{n=1}^j r_{mo}^2} \quad (5)$$

Với j là số dạng dao động tham gia



Hình 1. Hệ SDF không đàn hồi từ đường cong đẩy dãn:

a) Lý tưởng hóa đường cong đẩy dãn; b) Quan hệ giữa lực-chuyển vị của hệ SDF

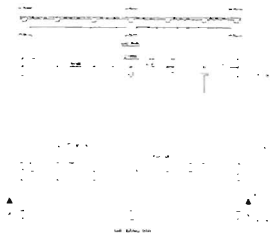
2.2. Mô hình phân tích

Để đánh giá độ chính xác của các phương pháp tính phi tuyến trong việc dự đoán phản ứng địa chấn của công trình. Mô hình tính toán trong nghiên cứu này là khung bê tông cốt thép cao 6, 12 và 20 tầng, đây là mô hình thực tế được sử dụng, nghiên cứu bởi R. Martino, E.

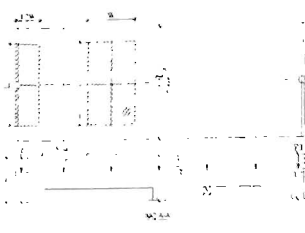
Spacone, và G. Kingsley [6] (hình 2, 3, 4) và số liệu tải trọng (bảng 1). Địa điểm xây dựng công trình tại Los Angeles, California, trên đất nền loại D, chịu ảnh hưởng động đất vùng 4. Hệ số cản của kết cấu là 5%. Công trình được thiết kế để chịu xác suất xảy ra động đất là 10% trong 50 năm (LA10in50) (bảng 2).

Bảng 1. Tải trọng ứng với tiết diện

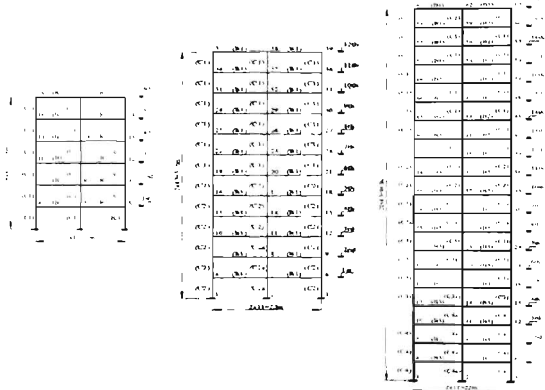
Cấu kiện	Kích thước	H(m)	W(m)	L(m)	TLBT (kN/m ³)	P1(N)	P2(N)	P(N)
B1	450x660	0.660	0.457	3.65	23.6	12,899	26,243	26,243
B2	510x710	0.711	0.508	3.65	23.6	15,568	31,136	31,136
B3	560x810	0.812	0.558	3.65	23.6	19,571	39,142	39,142
C1	510x510	0.508	0.508	4.267	23.6	25,798	25,798	0.0
C2, C2a	610x610	0.609	0.609	4.267	23.6	37,363	37,363	0.0
C3, C3a	710x710	0.711	0.711	4.267	23.6	50,707	50,707	0.0
C4, C4a	812x812	0.812	0.812	4.267	23.6	66,275	66,275	0.0



Hình 2. Mặt bằng chung các khung 6, 12 và 20 tầng



Hình 3. Sơ đồ tính tải trọng khung 6, 12 và 20 tầng



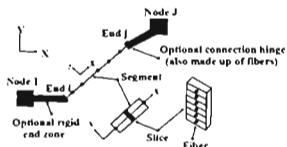
Hình 4. Mặt đứng của khung 6, 12 và 20 tầng

2.3. Mô hình liên kết dầm - cột có khớp thứ "type 15" trong drain-2dx [7], [8]

"Type 15" là một phần tử không đàn hồi cho mô hình hóa dầm và dầm - cột, nó có thể được sử dụng để mô hình thép, bê tông cốt thép, hoặc các vật liệu composite. Các phần tử có một hoặc nhiều lựa chọn và có thể được sử dụng trong nhiều cách khác nhau. Nó có thể được sử dụng để mô hình hóa một mặt cắt ngang của một dầm và cột

đơn, một dầm đơn và phần tử cột hoặc dầm và cột trong một cấu trúc lớn hơn. Trong đó, mô hình vật liệu là để tính cho quá trình dẻo của thép, bao gồm sự tăng bền cơ học cho nứt và nén vỡ của bê tông và có thể kể đến sự suy giảm độ bền sau khi bị nén vỡ và độ cứng kéo của bê tông. Sự liên kết phi tuyến dẻo có thể được xem xét ở 2 đầu phần tử, để mô hình hóa liên kết thép nửa cứng hay ảnh hưởng do trượt giữa thép và

bê tông tại vị trí khớp nối. Biến dạng cắt có thể được xem xét đến nhưng các ứng xử do cắt được giả định là đàn hồi.



Hình 5. Phần tử dầm-cột cho "Type 15" của Drain-2dx [7]

Hình 5 cho thấy mô hình phần tử, phần tử biến dạng được chia thành một số phân đoạn. Ứng xử được theo dõi tại mặt cắt trọng tâm tại mỗi phân đoạn. Các thuộc tính mặt cắt ngang được giả định không đổi trong từng phân đoạn, có thể khác nhau từ

phân đoạn này đến phân đoạn kia. Mỗi mặt cắt ngang được xem là đàn hồi hoặc được chia thành các "fibers" (thớ). Các "fibers" có thể có mối quan hệ ứng suất biến dạng độc phi tuyến cho từng loại vật liệu.

2.4. Dữ liệu địa chấn

Tải trọng động đất dùng để phân tích lấy từ số liệu ghi nhận các trận động đất xảy ra trong lịch sử. Bộ dao động LA10/50 tương ứng với xác suất xảy ra 10% trong 50 năm, (chu kỳ trong 475 năm), bộ dao động được thực hiện bởi dự án SAC địa điểm tại Los Angeles. Trong bài viết này chọn 10 trận động đất bộ LA10/50 để phân tích. Bảng 2 cung cấp các thông tin ghi nhận về địa điểm, độ lớn động đất, khoảng cách, gia tốc đỉnh (PGA) của 10 trận động đất ghi nhận.

Bảng 2. Dữ liệu trận động đất tần suất xảy ra 10% trong 50 năm

Trận	Địa điểm ghi nhận	Độ lớn	Khoảng cách (km)	PGA (cm/s ²)
LA01	1940, Imperial Valley, EL Centro	6.9	10	452.0
LA02	1979, Imperial Valley, Array #05	6.5	4.1	386.0
LA03	1992, Landers, Barstow	7.3	36	413.0
LA04	1992, Landers, Yermo	7.3	25	509.7
LA05	1989, Loma Prieta, Gilroy	7.0	12	950.9
LA06	1994, Northridge, Newhall	6.7	6.7	644.5
LA07	1994, Northridge, Rinaldi RS	6.7	7.5	523.3
LA08	1994, Northridge, Sylmar	6.7	6.4	558.4
LA09	1994, Northridge, Sylmar	6.7	6.4	801.4
LA10	1986, North Palm Springs	6.0	6.7	967.6

2.5. Kết quả nghiên cứu

Một số quy ước chung về độ trôi tăng của 3 phương pháp trong việc xác định phản ứng địa chấn cho các tòa nhà chịu động đất như sau: $\Delta_{NL-RJIA}$, Δ_{SPA} và Δ_{MPA}

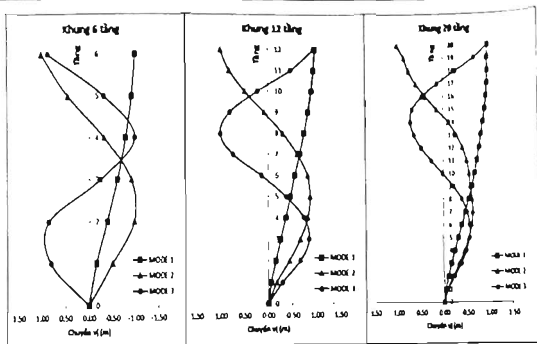
Từ kết quả phản ứng đối với mỗi trận địa chấn, tỷ số phản ứng được định nghĩa:

$$\Delta_{SPA}^* = \Delta_{SPA} / \Delta_{NL-RJIA}$$

$$\text{và } \Delta_{MPA}^* = \Delta_{MPA} / \Delta_{NL-RJIA}$$

Giá trị trung bình của các phản ứng nhận được từ Δ_{SPA} , Δ_{MPA} , $\Delta_{NL-RJIA}$, Δ_{SPA}^* và Δ_{MPA}^* được xác định theo công thức:

$$\bar{x} = \exp \left[\frac{\sum_{i=1}^n \ln x_i}{n} \right] \quad (6)$$



Hình 6. Chu kỳ dao động

Bảng 3 và 4 thể hiện chi tiết kết quả của chu kỳ dao động và khối lượng tham gia của từng dạng dao động của khung 6, 12, 20 tầng.

Bảng 3. Chu kỳ dao động $T_n(s)$ tự nhiên của hệ khung

Khung	Mode 1	Mode 2	Mode 3
6 tầng	1.5310	0.4950	0.2826
12 tầng	2.4839	0.8830	0.5096
20 tầng	3.1241	1.0140	0.7526

Bảng 4. Thành phần khối lượng tham gia cho từng mode (%)

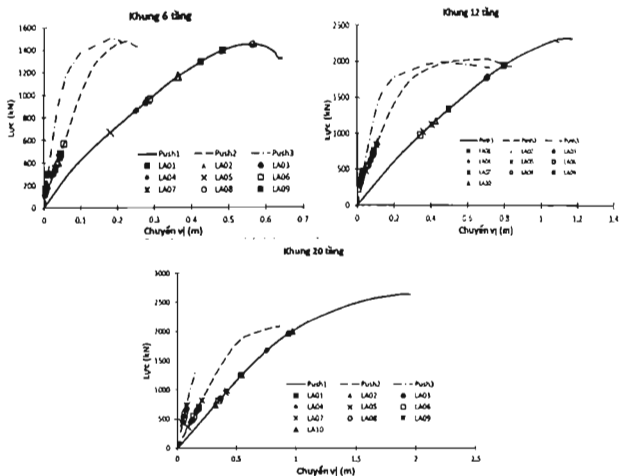
Khung	Mode 1	Mode 2	Mode 3	Tổng cộng
6 tầng	82.99	9.99	3.83	96.81
12 tầng	77.61	11.47	3.92	93.0
20 tầng	79.13	7.60	3.77	90.5

Phân ứng chuyển vị đỉnh

Ứng với từng dạng dao động có các chuyển vị đỉnh tương ứng với từng dạng dao động của các hệ khung (hình 7). Tùy theo độ mềm của hệ khung sẽ cho các đường cong dầy dần có hệ số góc ở giai đoạn đàn hồi khác nhau. Khi độ lớn các trận động đất khác nhau, ở mỗi hệ khung có các chuyển vị đỉnh không giống nhau. Với hệ khung càng cao, giá trị chuyển vị đỉnh càng lớn và lực dầy dần càng nhỏ. Đây chính là kết quả chuyển vị đỉnh mục tiêu của phương pháp SPA.

Độ sai lệch chuyển vị đỉnh (chuyển vị mục tiêu) giữa các phương pháp:

Độ sai lệch chuyển vị đỉnh giữa phương pháp SPA và MPA so với phương pháp NL-RHA cũng là cách đánh giá sự chính xác của các phương pháp. Chọn phương pháp phân tích theo miền thời gian làm chuẩn cho sự đánh giá độ chính xác của các phương pháp SPA và MPA. Sự sai lệch của hai phương pháp SPA và MPA về chuyển vị đỉnh (bảng 5).



Hình 7. Đường cong đẩy dần ở ba dạng dao động đầu tiên ứng với các khung 6, 12 và 20 chịu các trận động đất ở Los Angeles

Bảng 5. Giá trị độ sai lệch chuyển vị đỉnh mái (%) giữa phương pháp SPA và MPA so với phương pháp NL-RHA

Trận động đất	SPA			MPA		
	6 tầng	12 tầng	20 tầng	6 tầng	12 tầng	20 tầng
LA.01	7.57	6.31	8.9	7.08	5.7	3.6
LA.02	7.65	7.82	3.9	7.54	7.5	2.2
LA.03	5.98	13.23	2.1	5.40	12.8	1.1
LA.04	7.00	1.08	9.3	6.52	0.2	8.1
LA.05	11.36	5.44	11.3	9.88	4.3	8.6
LA.06	11.21	14.16	14.1	9.60	11.0	6.6
LA.07	8.56	12.34	14.7	7.56	9.4	6.0
LA.08	2.70	6.82	10.2	2.51	6.4	0.8
LA.09	0.99	12.39	8.8	0.53	10.8	2.2
LA.10	6.24	1.90	9.8	5.72	5.4	4.7

Đối với hệ khung 6 tầng phần trăm sai lệch của chuyển vị mái giữa phương pháp SPA, MPA so với phương pháp NL-RHA không chênh lệch nhiều có sai số dưới

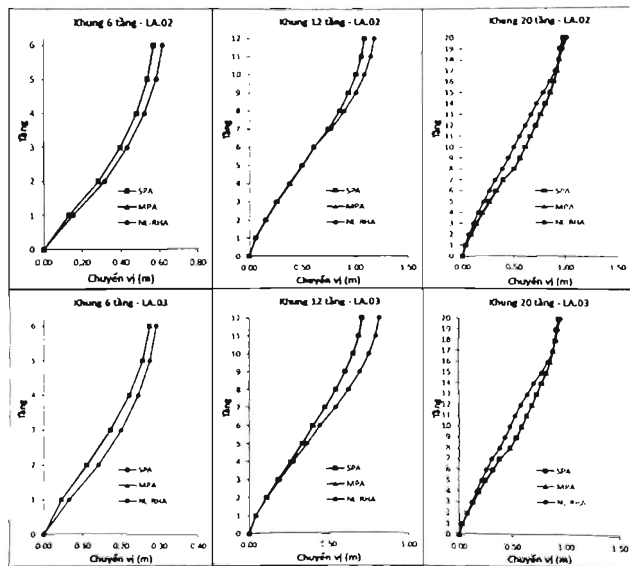
12%. Tuy nhiên, khi số tầng càng cao, có sự khác biệt càng lớn và phương pháp MPA cho sai số ít hơn phương pháp SPA. Để đánh giá chính xác hơn giữa ba phương

pháp cho 10 trận động đất ta có phân tích trên hình 8. Đối với hệ khung 6, 12 và 20 tầng có sự đóng góp của 3 dạng dao động tham gia khi được xem xét để ước tính phản ứng địa chấn.

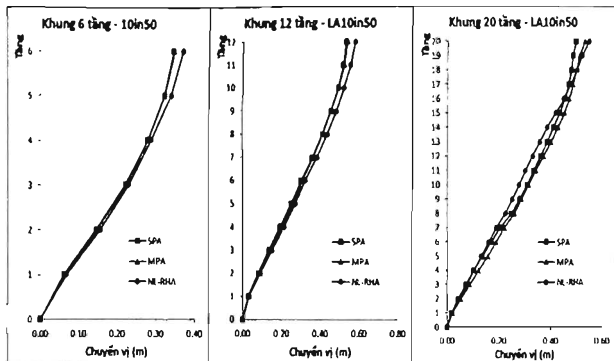
Kết quả chuyển vị tầng chia chiều cao nhà (%) từ 3 phương pháp cho thấy, sự đóng góp của các dạng dao động cao của phương pháp MPA giúp giảm sai lệch kết quả hơn so với phương pháp SPA trong việc so sánh với kết quả chính xác từ phương pháp NL-RHA. Đối với khung 6 tầng, hai phương pháp SPA và MPA cho kết quả chuyển vị tầng tương đương, vì vậy

có thể sử dụng phương pháp SPA. Không cần áp dụng phương pháp MPA Riêng ở hệ khung 12 và 20 tầng, có sự sai lệch lớn nhất giữa kết quả từ phương pháp MPA và SPA khi có sự tách biệt rõ ràng. Kết quả chuyển vị tầng của phương pháp MPA có độ sai lệch với của phương pháp NL-RHA nhỏ hơn của SPA.

Khi số tầng càng cao, sai số chuyển vị tầng của phương pháp SPA càng lớn so với của phương pháp NL-RHA. Do đó, khi phương pháp MPA có xét đến các dạng dao động bậc cao, chuyển vị tầng của khung cao tầng sẽ có sai số ít hơn.



Hình 8. Chuyển vị các hệ khung bằng phương pháp NL-RHA, SPA và MPA chịu các trận động đất tiêu biểu xác suất 10% trong 50 năm



Hình 9. Chuyển vị trung bình các hệ khung bằng phương pháp NL-RHA, SPA và MPA chịu 10 trận động đất xác suất 10% trong 50 năm

3. KẾT LUẬN

Việc dự đoán cũng như giảm thiệt hại cho các kết cấu nhà cũng góp phần không nhỏ đảm bảo an toàn cho cuộc sống chúng ta. Kết luận dưới đây đánh giá tính chính xác của phương pháp MPA trong đánh giá nhu cầu địa chấn của hệ khung 6, 12 và 20 tầng chịu 10 trận động đất có xác suất 10% trong 50 năm. Kết luận này dựa trên kết quả so sánh giữa 3 kết quả SPA, MPA và nghiệm chính xác từ phương pháp NL-RHA.

Khối lượng tập trung chủ yếu ở dạng dao động đầu tiên nên khi xét chuyển vị, ứng với dạng dao động đầu sẽ cho kết quả lớn hơn các dạng dao động còn lại. Cũng vì lý do này, phương pháp SPA chỉ xét sự tham gia của dạng dao động đầu tiên. Tổng khối lượng tham gia vào 3 dạng dao động giảm dần khi công trình càng cao chứng tỏ khung càng cao, đóng góp của các dao động bậc cao càng nhiều;

Đối với hệ khung 6 tầng, phần trăm sai lệch của chuyển vị mái giữa phương pháp

SPA, MPA so với phương pháp NL-RHA không chênh lệch nhiều, có sai số dưới 12%. Do đó, chỉ cần dùng phương pháp SPA là đủ tin cậy. Tuy nhiên, khi số tầng càng cao, có sự khác biệt càng lớn và phương pháp MPA cho sai số ít hơn phương pháp SPA. Các khung 12 và 20 tầng, phương pháp MPA cho kết quả tốt hơn phương pháp SPA với sai số đa phần nhỏ hơn 10%;

Chuyển vị tầng chia chiều cao nhà (%) từ hai phương pháp cho thấy sự đóng góp của các dạng dao động cao của phương pháp MPA giúp làm giảm sự sai lệch kết quả hơn so với phương pháp SPA trong việc so sánh với kết quả chính xác từ phương pháp NL-RHA. Đối với khung 6 tầng, cả hai phương pháp SPA và MPA cho kết quả chuyển vị tầng là gần như nhau, vì vậy có thể chỉ sử dụng phương pháp SPA mà không cần áp dụng phương pháp MPA. Riêng ở hệ khung 12 và 20 tầng, có sự sai lệch lớn nhất giữa kết quả từ phương pháp MPA và SPA khi có sự tách biệt rõ ràng.

TÀI LIỆU THAM KHẢO

- [1] American Society of Civil Engineers (ASCE, 2000), *Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings*. Washington (DC): FEMA-356, Federal Emergency Management Agency.
- [2] Akkar, S. and Metin, A. (2007), *Assessment of improved nonlinear static procedures in FEMA-440*, *Journal of structural engineering*, ASCE 133(9).
- [3] An Hong Nguyen, Chatpan Chintanapakdee and Toshiro Hayashikawa (2010), *Assessment of current nonlinear static procedures for seismic evaluation of BRBF buildings*, *Journal of Constructional Steel Research*, Vol.66.
- [4] Chatpan Chintanapakdee và Anil K. Chopra (2004), *Evaluation of The Modal Pushover Analysis Procedure Using Vertically Regular and Irregular Generic Frames*, *Earthquake Spectra*, Vol. 20, No 1
- [5] Chopra AK, Goel RK (2001), *A modal pushover analysis procedure for estimating seismic demands for buildings*, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*.
- [6] R.Martino, E Spaone, và G. Kingsley, *Nonlinear pushover analysis of reinforced concrete structures*, University of Colorado, Boulder.
- [7] Allahabadi, R., and Powell, G.H. (1988), *DRAIN-2DX user guide*, Report No. UCB/EERC-88/06, Earthquake Engineering Research Center (EERC), University of California at Berkeley.
- [8] Fabio F. Taucer, Enrico Spacone and Filip C. Filippou (1991), *A fiber beam-column element for seismic response analysis of reinforced concrete structure*, *Earthquake Engineering Research Center, UCB/EERC-91/17*.

Ngày nhận bài: 16-05-2019 Ngày biên tập xong: 03-11-2019. Duyệt đăng: 29-11-2019