

Phương pháp lai MPA-CSM trong phân tích phi tuyến khung thép phẳng chịu địa chấn có xét tương tác giữa đất nền – kết cấu

Nguyễn Hồng Ân^{1*}

¹ Khoa Kỹ Thuật Xây Dựng, Trường Đại Học Bách Khoa – Đại Học Quốc Gia Tp.HCM

TỪ KHOA

Phân tích tĩnh phi tuyến
Phân tích đẩy dần
Phương pháp MPA
Phương pháp CSM
Tương tác đất nền-kết cấu

TÓM TẮT

Nghiên cứu này được thực hiện nhằm mục đích đề xuất và đánh giá sự chính xác của phương pháp lai MPA – CSM (Modal Pushover Analysis – Capacity Spectrum Method) trong việc dự báo phản ứng của hệ khung thép dưới tác động của động đất. Hệ khung thép được thực hiện với số tầng lần lượt là 3, 9, 18 tầng chịu tác động của hai bộ động đất xảy ra với tần suất là 2% và 10% trong 50 năm. Sự ảnh hưởng của tương tác đất nền – kết cấu cũng được xét đến trong nghiên cứu này. Các kết quả phân tích của phương pháp lai MPA – CSM đề xuất bao gồm chuyển vị mục tiêu, chuyển vị tầng, độ lệch tầng... được so sánh với kết quả từ phương pháp phân tích đẩy dần chuẩn SPA (Standard Pushover Analysis), phương pháp MPA (Modal Pushover Analysis), phương pháp MPA – CSM mode 1 (xét dạng dao động đầu) và nghiệm từ phương pháp phân tích phi tuyến theo miền thời gian NL – RHA (Nonlinear Response History Analysis). Quy trình tính toán của phương pháp lai MPA – CSM đề xuất đơn giản hơn so với phương pháp MPA và phương pháp NL – RHA, nên tiết kiệm được thời gian và chi phí tính toán.

KEYWORDS

Nonlinear static procedure
Pushover analysis
MPA procedure
CSM procedure
Soil-structure interaction

ABSTRACT

This research aims to assess the bias and accuracy of the Modal Pushover Analysis combined with the Capacity Spectrum Method (MPA - CSM) when it is applied to 3-, 9-, 18-story steel frames due to two sets of strong ground motions having 2% and 10% probability of being exceeded in 50 years. The influence of soil-structure interaction was taken into account in this study. The results of the MPA – CSM method were compared with the results from Standard Pushover Analysis (SPA), Modal Pushover Analysis (MPA), MPA - CSM procedure (mode 1) and “exact” results from Nonlinear Response History Analysis (NL-RHA). The calculation process of the proposed MPA – CSM method is simpler than the MPA method and the NL – RHA method, thus saving calculation time and cost.

1. Giới thiệu

Động đất gây thiệt hại lớn về người và tài sản, là nguyên nhân gây hư hỏng, phá hủy công trình. Động đất xảy ra một cách ngẫu nhiên mà con người khó thể dự báo trước được. Vì vậy, việc đánh giá đầy đủ đáp ứng của hệ kết cấu dưới tác động của địa chấn có ý nghĩa rất quan trọng trong thiết kế kết cấu công trình nhằm hạn chế những thiệt hại do động đất gây ra.

Đánh giá tác động của động đất lên phản ứng của công trình có thể được thực hiện một cách trực tiếp thông qua phương pháp phân tích phi tuyến theo miền thời gian NL – RHA (Nonlinear Response History Analysis). Đây là phương pháp tốt trong dự báo đáp ứng của hệ kết cấu dưới tác động của động đất theo miền thời gian và được xem là phương pháp “chính xác” khi bước thời gian giải hệ phương trình vi phân phi tuyến được chia đủ nhỏ. Tuy nhiên, đây là phương pháp phân tích động, trực tiếp, nên việc thực hiện sẽ có những khó khăn nhất định trong việc xây dựng mô hình tính toán và việc giải lập hệ phương trình động phi tuyến tốn rất nhiều thời gian. Vì vậy,

phương pháp NL-RHA vẫn là một phương pháp khó áp dụng trong thực tế thiết kế công trình.

Để khắc phục nhược điểm trên, nhiều nhà nghiên cứu trên thế giới đã cố gắng phát triển nhiều phương pháp phân tích hợp lý hơn mà có thể đạt được sự cân bằng thỏa đáng giữa yêu cầu về độ tin cậy và tính ứng dụng cho việc sử dụng trong thiết kế công trình. Do đó, các phương pháp tĩnh phi tuyến (NSP - Nonlinear Static Procedure) 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. Mục tiêu chính của các phương pháp tĩnh là ước tính phản ứng địa chấn của hệ nhiều bậc tự do (MDOF – Multi Degree of Freedom) chịu tải trọng động đất bằng cách phân tích tĩnh phi tuyến kết cấu giúp cho việc thiết kế kết cấu đơn giản hơn và thiết thực hơn. Để dự đoán phản ứng của kết cấu công trình dưới tác dụng của tải trọng động đất, các phương pháp tĩnh phi tuyến tính (NSP) sử dụng một hệ lực ngang như được khuyến nghị trong các tài liệu ATC-40 [1] và FEMA 356 [2] đẩy dần công trình cho đến khi chuyển vị đỉnh đạt đến một giá trị chuyển vị mục tiêu (target roof displacement) được xác định trước.

*Liên hệ tác giả: annguyenbk@gmail.com

Nhận ngày 21/05/2025, sửa xong ngày 09/06/2025, chấp nhận đăng ngày 10/06/2025

Link DOI: <https://doi.org/10.54772/jomc.03.2025.992>

Chuyển vị mục tiêu trong các quy trình tính phi tuyến này sử dụng phương pháp phổ khả năng CSM (Capacity Spectrum Method) [1] và phương pháp hệ số chuyển vị DCM (Displacement Coefficient Method) [2].

Một phương pháp tính đã được giới thiệu là phương pháp CSM (Capacity Spectrum Method) [1], phương pháp này cũng được giới thiệu trong tiêu chuẩn thiết kế công trình chịu động đất EC8 [3]. Phương pháp CSM được chứng minh là một phương pháp tốt trong việc dự đoán phản ứng của công trình chịu địa chấn. Ưu điểm của phương pháp này là xác định được nhanh chóng chuyển vị mục tiêu (target roof displacement) thông qua giao điểm giữa phổ khả năng (capacity spectrum) và phổ thiết kế trên cùng đồ thị. Do đó, việc dự báo chuyển vị mục tiêu của hệ kết cấu dưới tác động của động đất được thực hiện khá nhanh chóng và đơn giản. Tuy nhiên, kết quả dự báo của phương pháp này chỉ ở mức chấp nhận được do phương pháp này sử dụng các mẫu tải ngang bất biến đã được qui ước mà không xét đến các thông số đặc trưng động lực học của công trình. Phương pháp này cũng không xét đến sự đóng góp của các mode dao động cao lên phản ứng của hệ.

Phương pháp MPA (Modal Pushover Analysis) được đề xuất bởi Chopra và Goel (2002) [4] đã được chứng minh có độ chính xác cao trong việc dự đoán phản ứng của công trình chịu địa chấn [5-15]. Điểm mạnh của phương pháp này là dự báo phản ứng của hệ kết cấu dựa trên tải trọng ngang đẩy dần được xác định dựa vào các dạng dao động (modes) và đặc trưng động lực học công trình. Bên cạnh đó, chuyển vị mục tiêu (target roof displacement) của hệ kết cấu được xác định thông qua việc giải phương trình vi phân phi tuyến của hệ một bậc tự do tương đương (SDF-Single Degree of Freedom) dưới tác dụng của trận động đất theo miền thời gian. Đồng thời, ngoài kết quả dự báo có được dựa trên dạng dao động đầu tiên (mode 1), phương pháp MPA còn xét đến sự đóng góp của các dạng dao động cao thông qua việc tổ hợp phản ứng theo phương pháp tổ hợp SRSS (Square Root of Sum of Squares) hay CQC (Complete Quadratic Combination). Vì vậy, phương pháp MPA đưa ra kết quả dự báo rất tốt phản ứng của công trình chịu động đất so với nghiệm chính xác từ phương pháp giải theo miền thời gian NL-RHA.

Nghiên cứu này đề xuất phương pháp lai là sự kết hợp giữa phương pháp MPA và phương pháp CSM trong việc dự báo phản ứng của hệ kết cấu dưới tác động của địa chấn gọi là phương pháp lai MPA – CSM. Mục đích của việc kết hợp này nhằm tận dụng ưu điểm về tính đơn giản của phương pháp CSM trong việc xác định chuyển vị mục tiêu và quy trình có nhiều ưu điểm của phương pháp MPA trong dự báo phản ứng của công trình chịu động đất.

Bên cạnh phương pháp lai MPA – CSM đề xuất, sự ảnh hưởng của tương tác đất nền – kết cấu (Soil-Structure Interaction) lên phản ứng của công trình và sự chính xác của phương pháp cũng được xét đến trong nghiên cứu này. Mô hình tương tác đất nền – kết cấu được sử dụng trong bài báo này là mô hình dầm trên nền phi tuyến Winkler (BNWF – Beam-on-Nonlinear-Winkler-Foundation) [16]. Các thông số về độ cứng, sức kháng cắt của nền đất theo phương ngang và phương

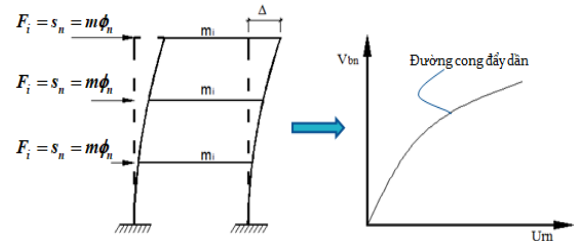
đứng được mô phỏng bằng các lò xo phi tuyến. Mô hình tương tác này được thực hiện với sự hỗ trợ của phần mềm Opensees [17].

Việc đánh giá sự chính xác và độ sai lệch của phương pháp lai MPA-CSM đề xuất được thực hiện bằng cách so sánh kết quả có được với kết quả phân tích của phương pháp phân tích đẩy dần chuẩn SPA (Standard Pushover Analysis), phương pháp MPA (Modal Pushover Analysis), phương pháp MPA – CSM mode 1 (chỉ xét dạng dao động đầu tiên) và nghiệm chính xác từ phương pháp phân tích phi tuyến theo miền thời gian NL-RHA (Nonlinear Response History Analysis).

2. Phương pháp MPA – CSM

Quy trình thực hiện của phương pháp lai MPA – CSM đề xuất gồm các bước sau:

1. Tính các tần số dao động tự nhiên, ω_n , và các vec tơ dạng dao động (mode shape), ϕ_n , cho các dạng dao động của công trình.
2. Đối với dạng dao động thứ n , xây dựng đường cong đẩy dần biểu diễn mối quan hệ giữa lực cắt đáy và chuyển vị mái ($V_{bn}-u_m$) bằng cách phân tích tính phi tuyến công trình, dùng hệ lực phân phối $s_n^* = m\phi_n$ với m là ma trận khối lượng (Hình 1).



Hình 1. Xây dựng đường cong đẩy dần.

3. Chuyển đổi đường cong khả năng sang phổ khả năng bằng cách sử dụng công thức:

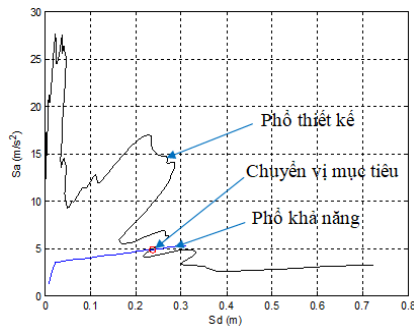
$$S_a = \frac{V_{bn}}{M_n}, S_d = \frac{u_{rn}}{I_n \phi_{rn}} \quad (1)$$

4. Vẽ phổ khả năng và phổ thiết kế trên cùng đồ thị gia tốc-chuyển vị ADRS (Acceleration-Displacement Response Spectrum).
5. Tính chuyển vị đỉnh của hệ một bậc tự do tương đương bằng cách xác định giao điểm của phổ khả năng và phổ thiết kế (Hình 2).
6. Tính toán chuyển vị đỉnh mục tiêu của hệ nhiều bậc tự do, u_{mo} , kết hợp với dạng dao động thứ n của hệ một bậc tự do không đàn hồi từ phương trình:

$$u_{rno} = I_n \phi_{rn} D_n \quad (2)$$

7. Rút ra kết quả mong muốn, r_{no} , từ dữ liệu đường cong đẩy dần khi chuyển vị đỉnh bằng chuyển vị u_{mo}
8. Lặp lại bước 2 đến bước 7 cho nhiều dạng dao động cao theo yêu cầu về độ chính xác.
9. Xác định phản ứng tổng, $r_{MPA-CSM}$, bằng cách tổ hợp phản ứng của nhiều dạng dao động theo phương pháp tổ hợp SRSS:

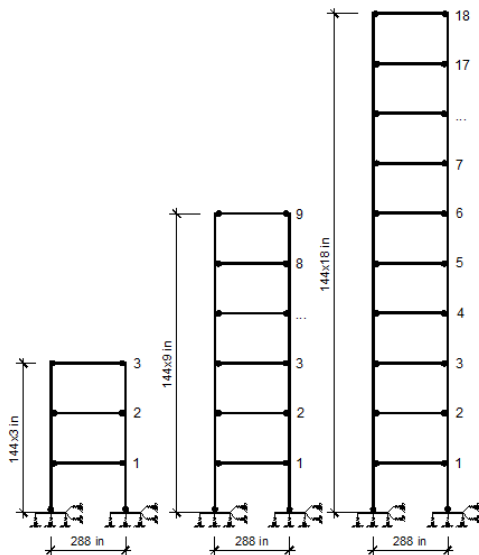
$$r_{MPA-CSM} = \sqrt{\sum_{n=1}^J r_{no}^2} \quad (3)$$



Hình 2. Xác định chuyển vị mục tiêu.

3. Mô hình phân tích

Để đánh giá sự chính xác của phương pháp lai MPA-CSM, nghiên cứu này sử dụng các mô hình khung thép phẳng 1 nhịp với số tầng lần lượt là 3, 9, 18 đã được giới thiệu bởi Chintanapakdee và Chopra [6]. Các hệ kết cấu này có các thông số chiều cao tầng là 144 in, bề rộng nhịp là 288 in, khối lượng mỗi tầng là 200 kips, độ cứng, moment chảy dẻo M_y ,... như đã được trình bày trong tài liệu [6] (Hình 3). Mô hình có xét đến tính chất phi tuyến hình học và phi tuyến vật liệu. Bên cạnh đó, đối với công trình chịu động đất, yếu tố an toàn là cho phép thiệt hại ở một mức độ nào đó mà không gây sụp đổ, yếu tố này phụ thuộc rất lớn vào chuyển vị tầng và đặc biệt là độ lệch tầng (story drift). Với mong muốn nhằm dễ kiểm soát và đánh giá thiệt hại của công trình khi chịu tác động của động đất, mô hình khung được xây dựng theo tính chất “cột khỏe – dầm yếu”: điểm chảy dẻo chỉ xuất hiện ở đầu mút dầm và chân cột tầng 1 khi moment do tải trọng tác dụng vượt quá moment chảy dẻo M_y , phần còn lại của mỗi cấu kiện vẫn làm việc đàn hồi. Khi đó, sự nguy hiểm của tải trọng động đất sẽ phân bố đều cho các tầng và sự hư hại của dầm chỉ làm hư hỏng một số tầng mà không làm sụp đổ hay phá hoại cả công trình.



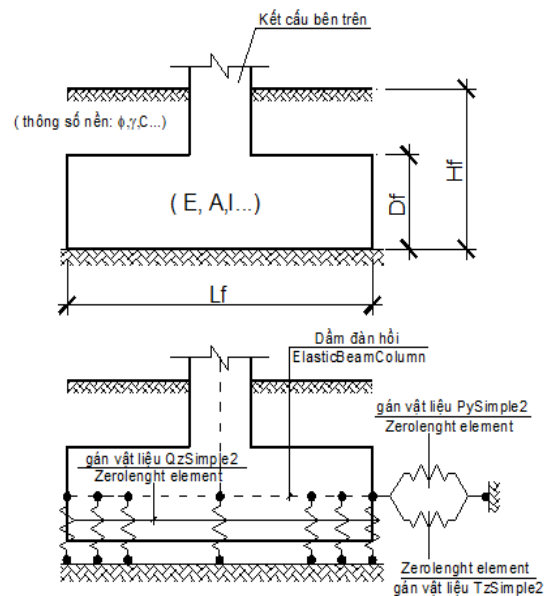
Hình 3. Mô hình hệ khung phân tích.

4. Tương tác nền

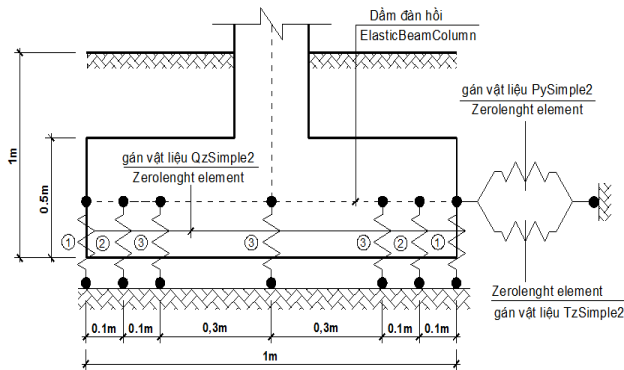
Ảnh hưởng của nền đất đối với hệ kết cấu khi xảy ra động đất là rất quan trọng. Các kết quả nghiên cứu về công trình chịu tác động của động đất thường bỏ qua ảnh hưởng của đất nền đối với công trình và xem như là ngàm cứng tại chân công trình. Giả thiết này có thể chấp nhận được khi nền đất dưới chân công trình là đất tốt vì khi đó chuyển vị ở chân công trình giống với trường hợp chuyển vị của động đất. Tuy nhiên, đất là hệ cấu trúc phức tạp, khi xảy ra động đất, dưới tác dụng của rung lắc, các hạt đất bắt đầu chuyển động hỗn loạn, khe hở giữa các hạt đất và áp lực nước thay đổi liên tục, lúc này, nền đất sẽ mất đi sự liên kết, mất tính ổn định... và tác động trực tiếp đến đặc tính dao động và phản ứng của hệ kết cấu bên trên.

Mô hình tính toán có xét đến tương tác giữa đất nền và kết cấu dưới tác động của động đất đề cập đến vai trò của kết cấu móng và độ cứng đất nền. Tuy mô hình có những phức tạp nhất định nhưng nó phản ánh được sự làm việc đồng thời của kết cấu bên trên, kết cấu móng và đất nền. Vì vậy ứng xử của kết cấu sẽ thực hơn dưới tác động của động đất, giúp đánh giá phản ứng của công trình một cách chính xác và hợp lý.

Bài báo sử dụng mô hình tương tác SSI dựa trên mô hình dầm trên nền phi tuyến Winkler - (BNWF – Beam-on-Nonlinear-Winkler-Foundation) [16] nhằm mô phỏng ứng xử của hệ kết cấu và nền móng. Các thông số về độ cứng, sức kháng cắt của nền đất theo phương ngang và phương đứng được mô phỏng bằng các lò xo phi tuyến [16]. Mô hình tương tác SSI được thực hiện với sự hỗ trợ của phần mềm OPENSEES [17]. Hình 4 mô tả mô hình tương tác đất nền – kết cấu (SSI) và Hình 5 thể hiện mô hình móng phân tích Raychowhury [16]. Quy trình tính toán, phân tích được sử dụng chương trình tự viết dùng ngôn ngữ lập trình Matlab [18].



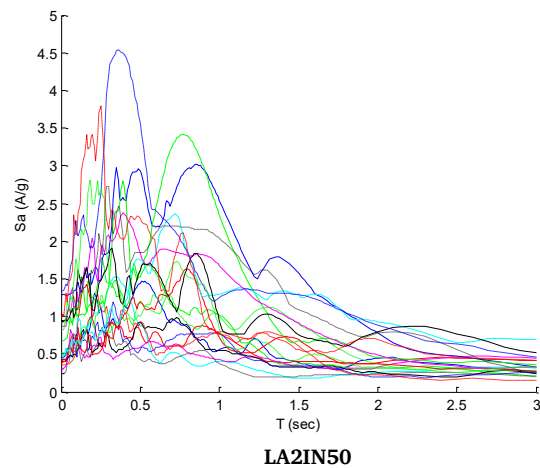
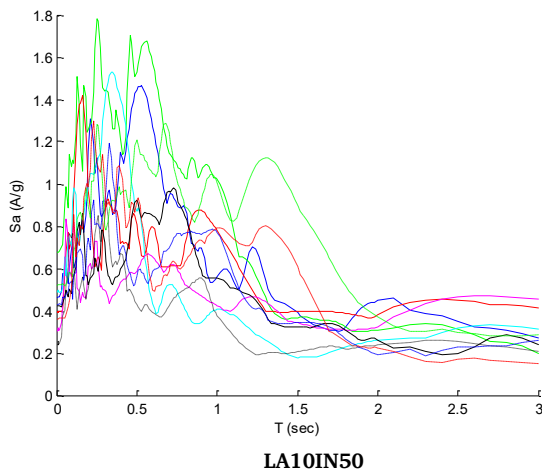
Hình 4. Mô hình mô phỏng tương tác đất nền – kết cấu (SSI).



Hình 5. Mô hình móng phân tích Raychowhury [16].

Dữ liệu gia tốc nền động đất được dùng để thực hiện trong nghiên cứu này là 20 trận động đất ở Los Angeles được chia thành 2 bộ, mỗi bộ có 10 trận động đất có tần suất là 10 % trong 50 năm (LA10IN50) và 10 trận động đất có tần suất là 2 % trong 50 năm (LA2IN50) nghĩa là xảy ra 1 lần trong 475 năm và 2475 năm tương ứng [19]. Các phương pháp phân tích tĩnh phi tuyến được chứng minh có độ chính xác giảm khi ứng xử của kết cấu đi sâu vào miền phi tuyến [5-12] nên hai bộ gia tốc nền được chọn là tập hợp các trận động đất có cường độ lớn nhằm đánh giá sâu hơn và triệt để hơn độ chính xác của phương pháp lai MPA - CSM đề xuất. Hình 6 thể hiện phổ gia tốc của 2 bộ gia tốc nền trong nghiên cứu.

5. Gia tốc nền



Hình 6. Phổ gia tốc của 2 bộ động đất LA.

6. Kết quả phân tích

6.1. Chuyển vị mục tiêu (Target displacement)

Đường cong đẩy dãn (pushover curve) thể hiện mối quan hệ giữa lực cắt đáy và chuyển vị đỉnh của kết cấu và đại diện cho toàn bộ phản ứng của kết cấu. Đường cong khả năng của hệ khung (capacity curve) trong nghiên cứu này được trình bày ở Hình 7 và Hình 8 thể hiện rõ ràng hai giai đoạn làm việc của hệ kết cấu: đàn hồi và không đàn hồi.

Tùy theo độ cứng của hệ khung sẽ cho các đường cong đẩy dãn có hệ số góc ở giai đoạn đàn hồi và giai đoạn không đàn hồi khác nhau. Các chuyển vị mục tiêu ở mỗi hệ khung ứng với độ lớn các trận động đất khác nhau là khác nhau. Chuyển vị mục tiêu của hệ khung được xác định bằng phương pháp lai MPA - CSM dưới tác động của bộ dữ liệu động đất (20 trận) được thể hiện bằng các kí hiệu (X) trên đường cong đẩy dãn và được trình bày ở Hình 7 và 8. Kết quả phân tích cho thấy phần lớn chuyển vị mục tiêu của hệ nằm trong miền không đàn hồi, điều này cho thấy kết cấu ứng xử sâu trong miền không đàn hồi. Dưới tác dụng của các trận động đất khác nhau, giá trị

chuyển vị mục tiêu được xác định là khác nhau, giá trị chuyển vị mục tiêu nằm sâu trong miền phi tuyến ở những trận động đất có cường độ lớn (LA2IN50). Ngoài ra, với cùng hệ khung, cùng dữ liệu động đất hệ liên kết ngàm cứng (fixed - base) có chuyển vị mục tiêu được xác định nhỏ hơn so với hệ có xét tương tác đất nền - kết cấu SSI.

Bảng 1 trình bày sai lệch kết quả chuyển vị mục tiêu trung bình (%) được dự đoán bởi các phương pháp tĩnh SPA, MPA, MPA - CSM (mode1) so với kết quả từ phương pháp chính xác theo miền thời gian NL-RHA khi hệ chịu tác động của hai bộ động đất trong trường hợp hệ ngàm cứng (fixed - base). Bảng 2 trình bày kết quả tương tự cho hệ có xét đến tương tác đất nền - kết cấu SSI. Kết quả cho thấy chuyển vị mục tiêu được dự đoán bởi các phương pháp tĩnh có xu hướng kém chính xác khi chiều cao công trình tăng lên, hoặc dao động nền có cường độ tăng lên. Xu hướng này đúng cho cả hai trường hợp có và không có xét tương tác SSI khi phân tích công trình. Kết quả cũng cho thấy chuyển vị mục tiêu từ phương pháp lai đề xuất MPA - CSM có sai số khá lớn khi so sánh với phương pháp phân tích MPA. Điều này cho thấy rằng chuyển vị mục tiêu được xác định bằng việc giải trực tiếp phương trình vi phân phi tuyến có độ chính xác cao hơn hẳn so

với việc xác định chuyển vị mục tiêu bằng phương pháp CSM thông qua đồ thị. Sai số tương tự khi so sánh kết quả chuyển vị mục tiêu của phương pháp lai MPA – CSM (mode 1) với phương pháp SPA. Kết quả phân tích cũng cho thấy rõ các dao động cao ảnh hưởng đáng kể đến kết quả phân tích của các phương pháp tính. Phương pháp MPA tỏ ra

tin cậy hơn so với phương pháp SPA khi cho kết quả sai số thấp hơn, tương tự khi so sánh phương pháp lai MPA – CSM và MPA – CSM (mode 1). Đối với các công trình thấp tầng và cường độ động đất yếu, sai số chuyển vị mục tiêu được dự báo bởi các phương pháp tính MPA, SPA, MPA – CSM, MPA – CSM (mode 1) là tương đối tốt.

Bảng 1. Sai lệch kết quả chuyển vị mục tiêu trung bình (%) của phương pháp SPA, MPA, MPA – CSM (Mode 1), MPA – CSM so với kết quả từ phương pháp chính xác theo miền thời gian NL-RHA khi hệ chịu tác động của hai bộ động đất trong trường hợp liên kết móng là ngàm cứng (fixed - base).

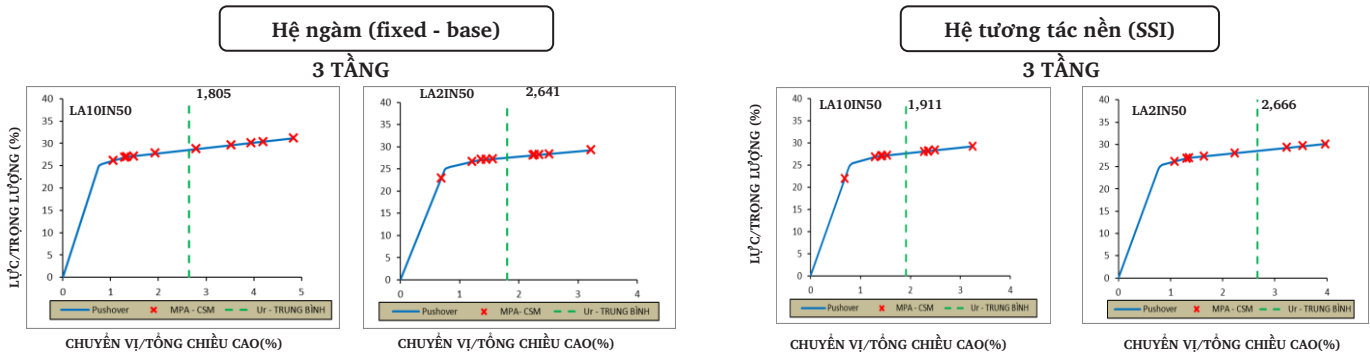
HỆ LIÊN KẾT NGÀM (fixed - base)								
	LA10IN50				LA2IN50			
	SPA	MPA	MPA-CSM (Mode 1)	MPA - CSM	SPA	MPA	MPA – CSM (Mode 1)	MPA - CSM
3 Tầng	1,05	1,05	3,39	3,39	4,07	4,07	13,71	13,71
9 Tầng	12,14	8,74	14,62	14,55	19,36	10,34	32,52	32,33
18 Tầng	19,16	14,02	45,18	46,74	27,28	17,55	67,73	68,14

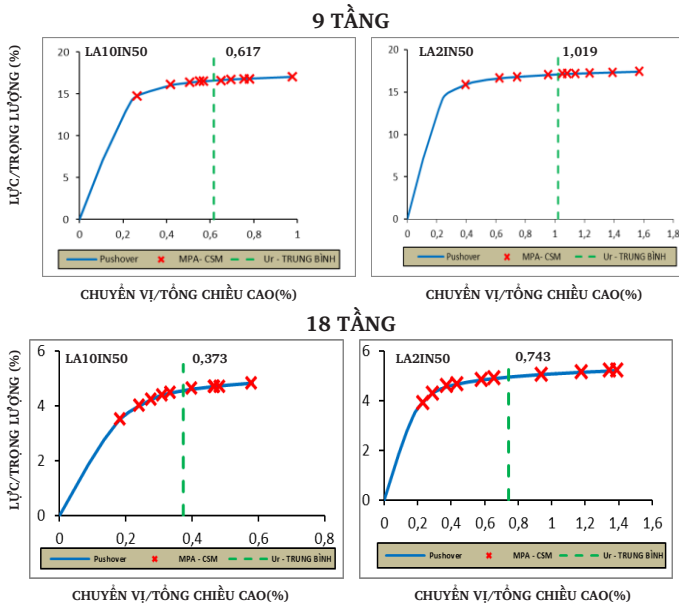
Bảng 2. Sai lệch kết quả chuyển vị mục tiêu trung bình (%) của phương pháp SPA, MPA, MPA – CSM (Mode 1), MPA – CSM so với kết quả từ phương pháp chính xác theo miền thời gian NL-RHA khi hệ chịu tác động của hai bộ động đất trong trường hợp liên kết móng là SSI.

HỆ LIÊN KẾT SSI								
	LA10IN50				LA2IN50			
	SPA	MPA	MPA-CSM (Mode 1)	MPA - CSM	SPA	MPA	MPA - CSM (Mode 1)	MPA - CSM
3 Tầng	2,13	2,13	4,71	4,71	4,22	4,22	15,63	15,63
9 Tầng	18,56	10,27	26,43	26,32	25,17	13,12	40,28	40,13
18 Tầng	25,39	18,23	62,57	63,24	39,46	23,18	81,82	83,18

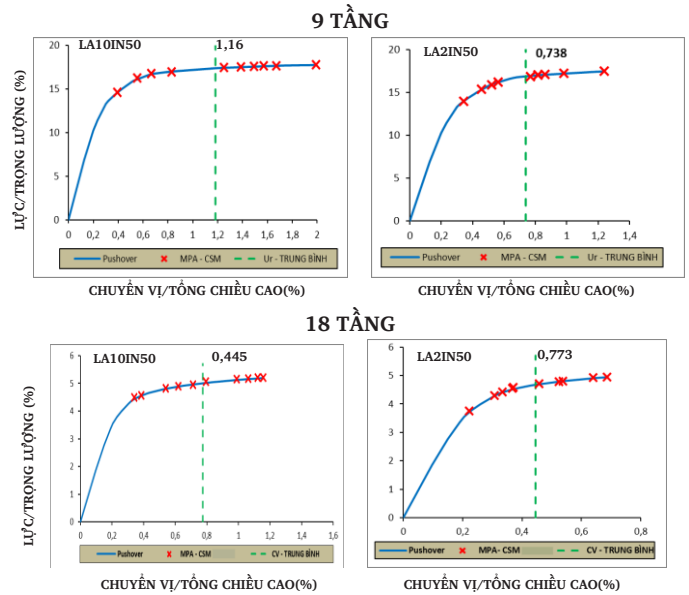
Hình 9 và Hình 10 biểu diễn chuyển vị mục tiêu theo 1 dạng khác nhằm đánh giá chuyển vị mục tiêu được dự báo bởi các phương pháp tính ở nhiều góc độ khác nhau. Trục tung trình bày chuyển vị mục tiêu được xác định bằng các phương pháp tính $U_{(NSPs)}$, trục hoành thể hiện giá trị chuyển vị mục tiêu theo phương pháp chính xác $U_{(NL - RHA)}$ ứng với từng bộ động đất và từng hệ kết cấu tương ứng. Kết quả cho thấy, chuyển vị mục tiêu ở khung 3 tầng ở tất cả các trường hợp bám khá sát đường chuẩn có hệ số góc bằng 1, điều này đồng nghĩa với việc chuyển vị mục tiêu được dự báo bởi các phương pháp tính ở các công trình thấp tầng có độ chính xác cao. Độ phân tán ngày càng tăng khi chiều cao công trình tăng lên, các điểm chuyển vị

nằm phía dưới đường chuẩn cho thấy chuyển vị mục tiêu được dự báo theo các phương pháp tính có giá trị bé hơn chuyển vị mục tiêu được xác định theo phương pháp NL – RHA và ngược lại, giá trị dự báo theo các phương pháp tính có giá trị dự báo vượt quá giá trị chính xác khi các điểm chuyển vị nằm phía trên đường chuẩn. Độ phân tán của chuyển vị mục tiêu tăng lên đáng kể khi xét đến tương tác nền SSI ở các hệ khung. Điều này cho thấy độ chính xác của chuyển vị mục tiêu được xác định bằng các phương pháp tính ngoài yếu tố chiều cao công trình, cường độ trận động đất thì tương tác nền đất – kết cấu cũng ảnh hưởng đáng kể đến chuyển vị mục tiêu của hệ kết cấu khi chịu động đất.





Hình 7. Đường cong khả năng và chuyển vị mục tiêu trung bình của khung 3,9,18 tầng (ngàm) ở dạng dao động đầu tiên khi chịu 2 bộ động đất.

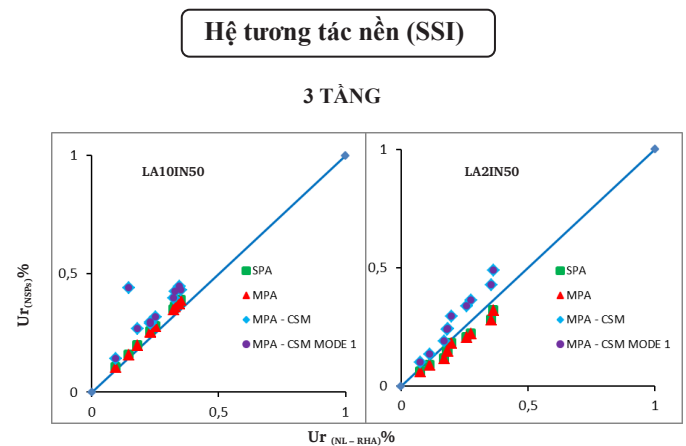
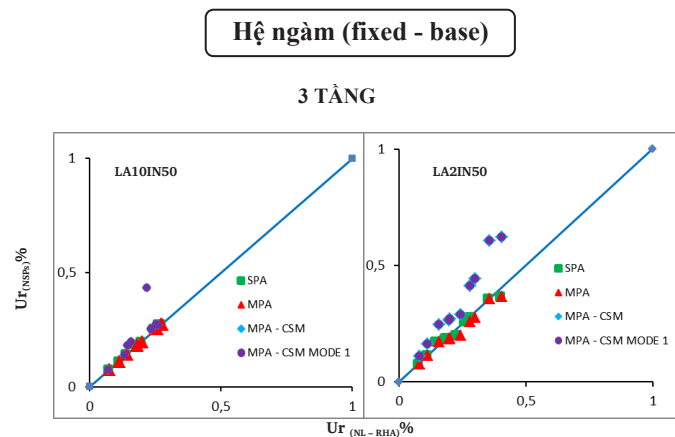


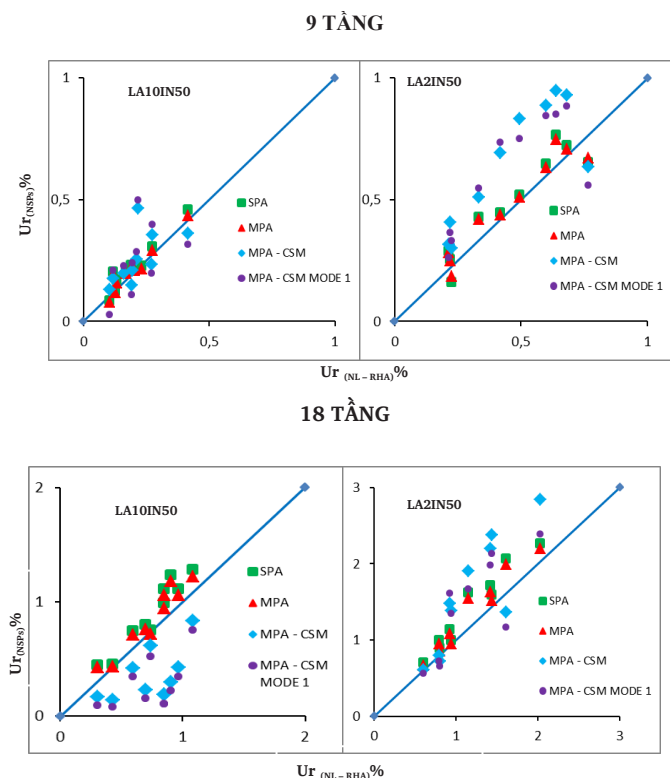
Hình 8. Đường cong khả năng và chuyển vị mục tiêu trung bình của khung 3,9,18 tầng (SSI) ở dạng dao động đầu tiên khi chịu 2 bộ động đất.

6.2. Chuyển vị tầng

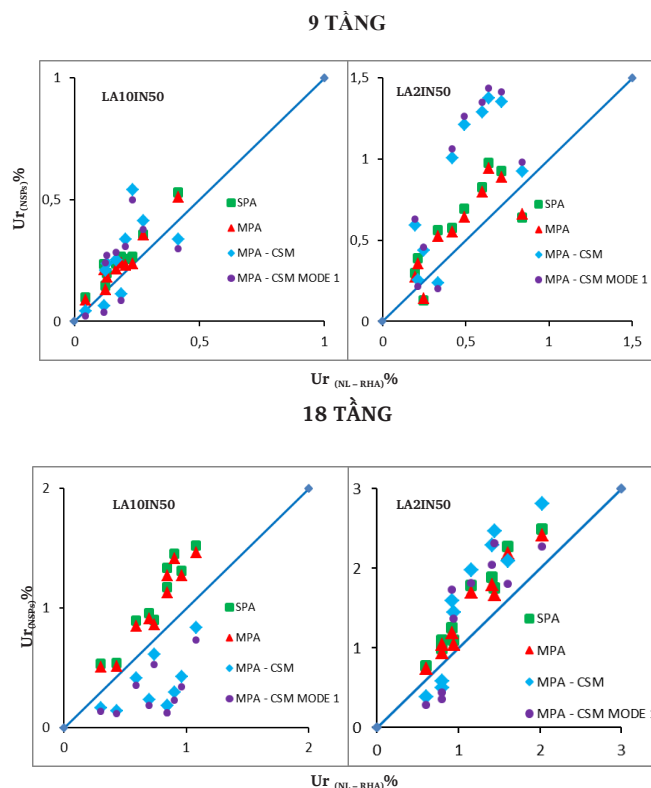
Kết quả chuyển vị tầng của các hệ khung phân tích được xác định bằng các phương pháp MPA – CSM, MPA – CSM (mode 1), SPA, MPA, NL – RHA trình bày ở Hình 11 đối với hệ có liên kết ngàm (fixed – base), và Hình 12 đối với hệ có xét tương tác SSI. Trong đó, chuyển vị tầng của hệ khung được xác định theo phương pháp NL – RHA được xem là nghiệm “chính xác” và được dùng làm cơ sở để đánh giá sai lệch của các phương pháp nghiên cứu. Với các trận động đất LA10IN50, đường biểu diễn chuyển vị tầng được xác định theo phương pháp MPA – CSM bám khá sát đường chuẩn NL – RHA ở khung 3 tầng, kết quả tương tự đối với các phương pháp SPA, MPA, MPA – CSM mode 1 trong cả 2 trường hợp có và không xét đến tương tác nền. Tuy nhiên, kết quả có những sai lệch nhất định ở hệ khung

thép 9 tầng, chuyển vị tầng của phương pháp MPA – CSM và MPA – CSM mode 1 bắt đầu tách khỏi phương pháp chính xác và nhóm phương pháp SPA, MPA, điều này thể hiện rõ ràng hơn ở khung thép 18 tầng. Kết quả tương tự khi xét bộ động đất mạnh hơn, LA2IN50, kết quả sai lệch của phương pháp phân tích là lớn hơn so với các kết quả xác định ở bộ động đất LA10IN50. Kết quả phân tích cũng cho thấy đối với các hệ khung xét đến tương tác nền, kết quả thu được từ phương pháp đề xuất có sai lệch khá lớn so với phương pháp “chính xác” và nhóm phương pháp SPA, MPA. Với kết quả chuyển vị tầng thu được, bên cạnh cường độ các trận động đất và đặc trưng ở từng hệ khung phân tích, thì vai trò của nền đất đối với ứng xử của kết cấu khi chịu tác động của địa chấn có ảnh hưởng nhất định đến kết quả phân tích.





Hình 9. Tập hợp các điểm chuyển vị đỉnh của hệ khung 3, 9, 18 tầng ứng với hai bộ dữ liệu động đất.



Hình 10. Tập hợp các điểm chuyển vị đỉnh của hệ khung 3, 9, 18 tầng ứng với hai bộ dữ liệu động đất.

6.3. Độ lệch tầng (story drift)

Độ lệch tầng là thông số rất quan trọng đánh giá đầy đủ phản ứng của hệ kết cấu dưới tác động của địa chấn. Độ lệch tầng được tính toán bằng tỷ số giữa chênh lệch chuyển vị tầng và chiều cao tầng đó.

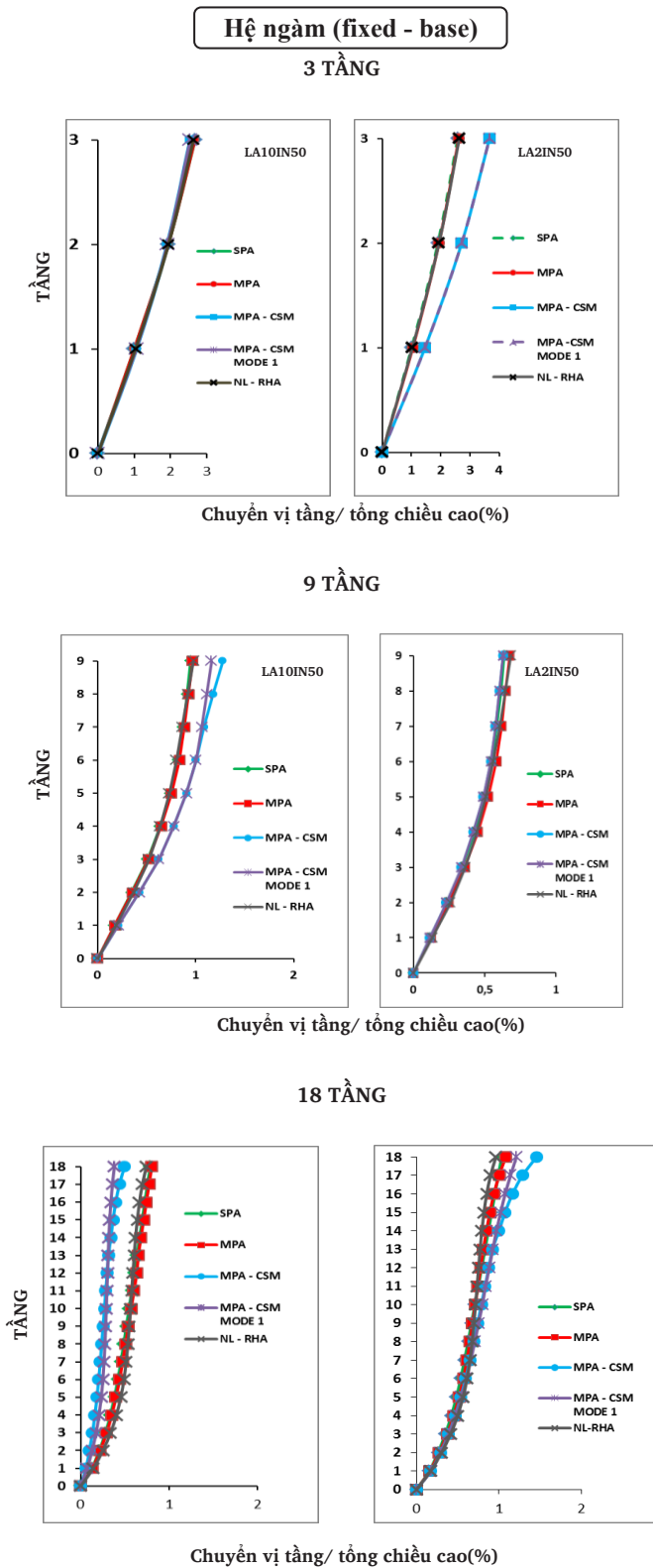
$$\Delta = \frac{u_{n+1} - u_n}{h}$$

trong đó u_{n+1} , u_n lần lượt là chuyển vị các tầng, h : chiều cao tầng.

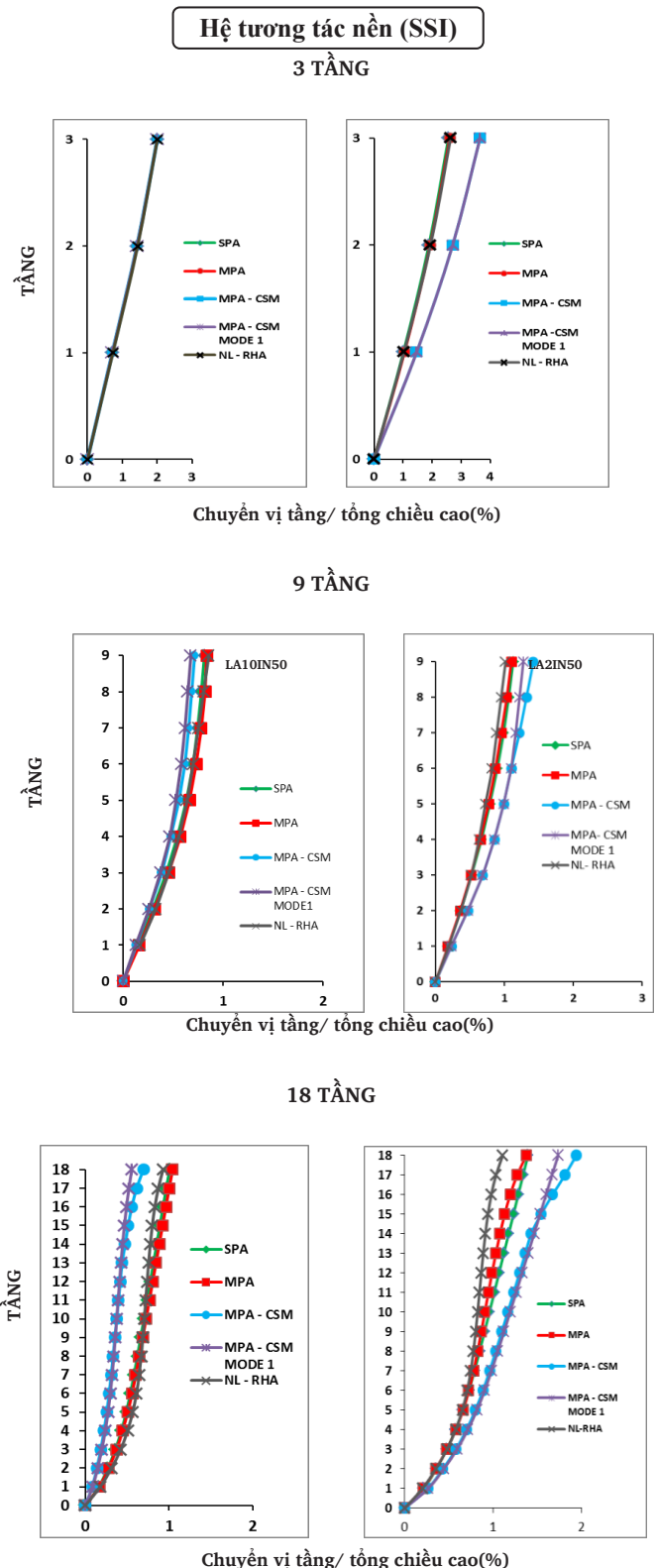
Hình 13, Hình 14 trình bày độ lệch tầng trung bình cho các hệ khung 3, 9, 18 tầng được xác định bởi phương pháp MPA-CSM (mode1), MPA – CSM, SPA, MPA và theo phương pháp phân tích phi tuyến theo miền thời gian (NL - RHA). Kết quả phân tích cho thấy độ lệch tầng được xác định bằng các phương pháp tính bám khá sát kết quả được dự báo bằng phương pháp NL – RHA ở hệ khung 3 tầng và ở bộ dữ liệu động đất LA10IN50 trong cả hai trường hợp có và không xét tương tác nền. Tuy nhiên, ở bộ động đất mạnh hơn, LA2IN50, kết quả phân tích thu được ở hệ khung 3 tầng, phương pháp MPA – CSM và MPA – CSM (mode 1) tách khỏi nhóm phương pháp SPA, MPA, NL – RHA, tương tự cho hệ khung 9, 18 tầng. Tuy nhiên, nhóm phương pháp MPA – CSM và MPA – CSM (mode 1) có sự tách biệt nhất định khi xem xét ở các hệ khung 9 và 18 tầng. Điều này cho thấy ngoài ảnh hưởng của cường độ động đất, điều kiện biên có hoặc không xét tương tác nền thì việc đóng góp của các dạng dao động cao ảnh hưởng lớn đến kết quả phân tích. Đồng thời, đường biểu diễn của

nhóm phương pháp SPA, MPA khá gần phương pháp “chính xác” chứng tỏ nhóm phương pháp này cho kết quả dự báo khá tốt.

Một cách so sánh khác để đánh giá độ lệch tầng của các hệ khung là xét tỷ số $\Delta_{NSP}^* = \Delta_{NSP} / \Delta_{NL-RHA}$ kết quả được thể hiện ở Hình 15 và hình 16. Đường chuẩn NL – RHA có tỷ số bằng 1, được biểu diễn bằng đường thẳng song song với trục tung tại vị trí có hoành độ bằng 1 trên đồ thị, các đường biểu diễn của các phương pháp tính càng tiệm cận với đường chuẩn thì sự sai lệch kết quả độ lệch tầng càng thấp. Kết quả thể hiện trên đồ thị cho thấy ở hệ khung 3 tầng, 9 tầng ở bộ dữ liệu động đất LA10IN50, tỷ số độ lệch tầng được dự báo bằng phương pháp lai đề xuất MPA – CSM cho kết quả khá tốt, đường biểu diễn tỷ số độ lệch tầng bám khá sát đường chuẩn trong cả 2 trường hợp có và không có xét tương tác nền. Đặc biệt ở hệ khung 3 tầng, sai lệch kết quả dự báo của phương pháp MPA – CSM là rất tốt. Tuy nhiên, ở hệ khung cao tầng (18 tầng) kết quả dự báo của phương pháp MPA – CSM có sai lệch đáng kể, kết quả dự báo của phương pháp đề xuất tách ra khá xa so với đường chuẩn và các phương pháp khác. Sai lệch tỷ số độ lệch tầng của phương pháp MPA – CSM càng thể hiện rõ khi xem xét hệ tương tác SSI và ở bộ dữ liệu động đất LA2IN50.



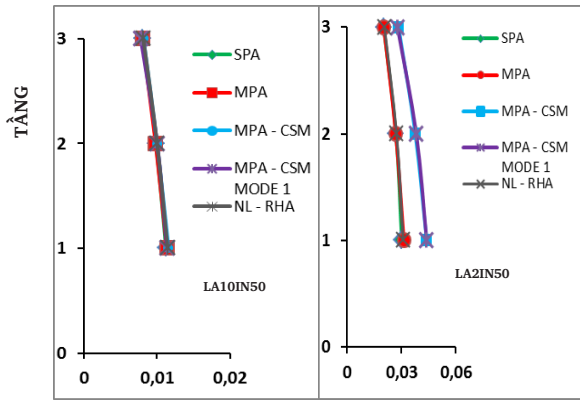
Hình 11. Chuyển vị tầng trung bình của hệ khung (ngàm) khi chịu tác động của hai bộ dữ liệu động đất.



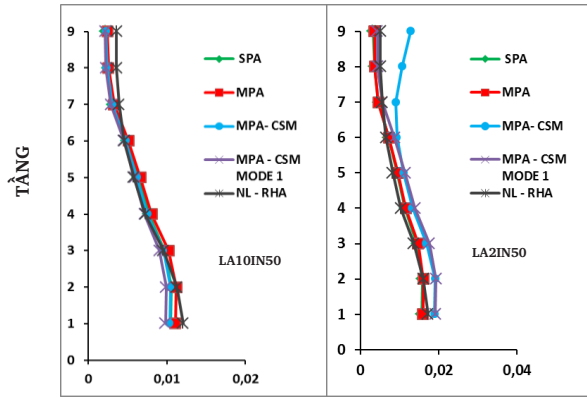
Hình 12. Chuyển vị tầng trung bình của hệ khung (SSI) khi chịu tác động của hai bộ dữ liệu động đất.

Hệ ngàm (fixed - base)

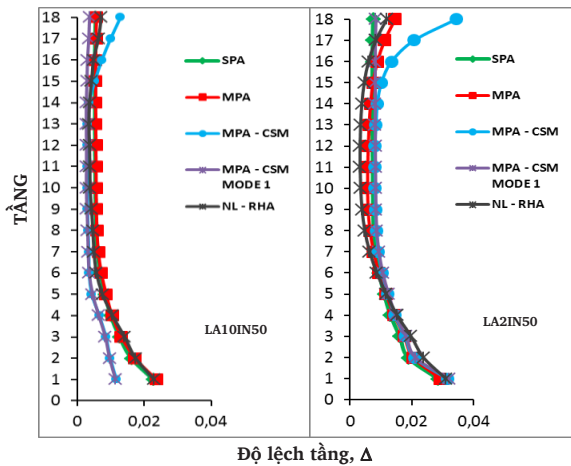
3 TẦNG



Độ lệch tầng, Δ
9 TẦNG



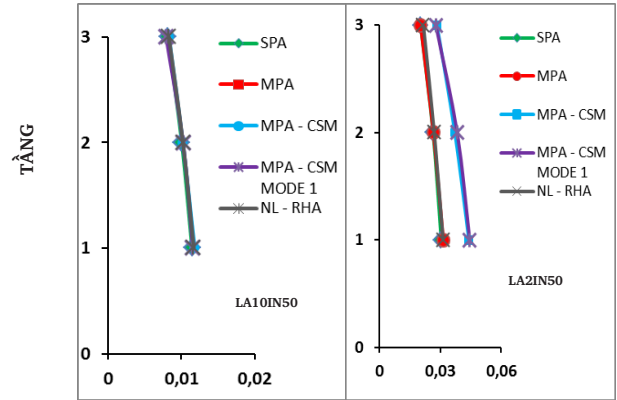
Độ lệch tầng, Δ
18 TẦNG



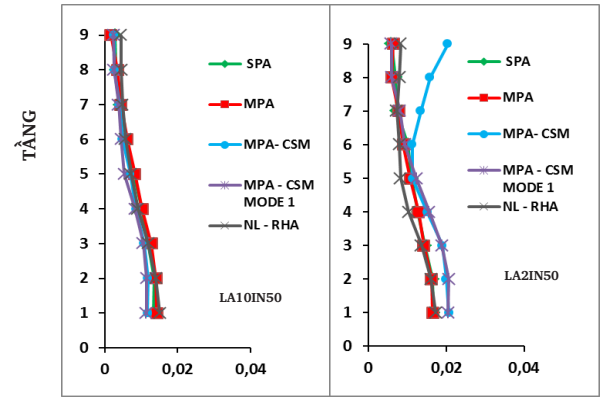
Độ lệch tầng, Δ

Hệ tương tác nền (SSI)

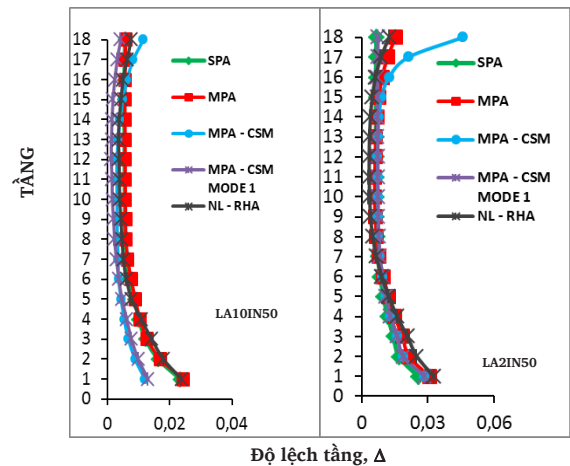
3 TẦNG



Độ lệch tầng, Δ
9 TẦNG



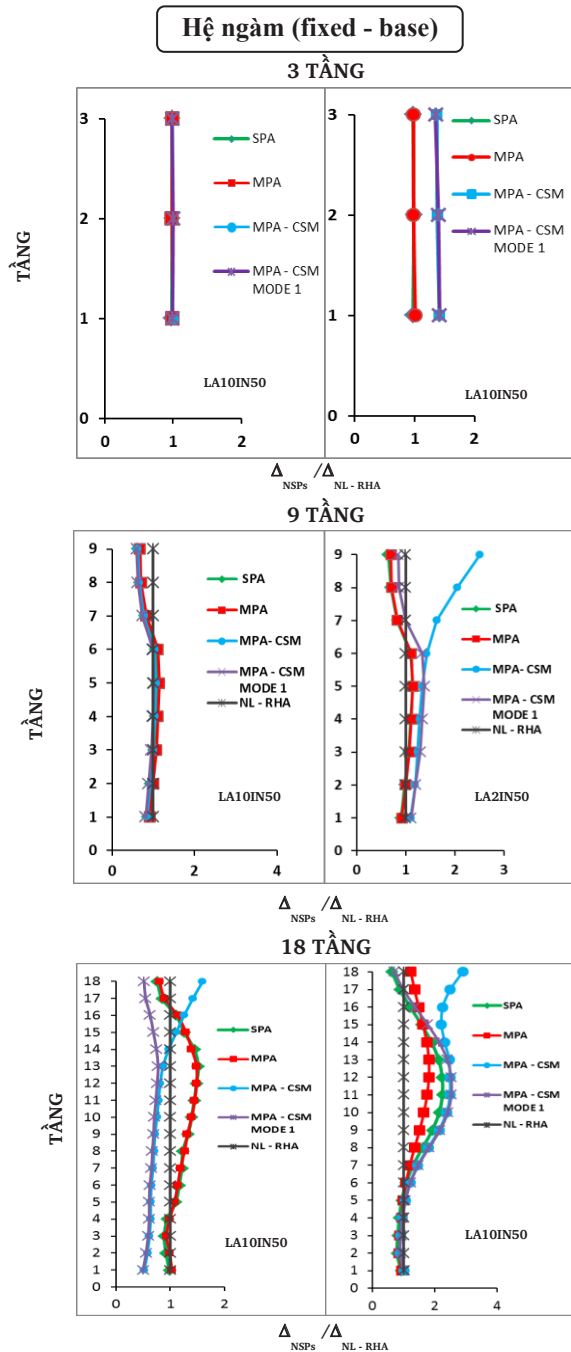
Độ lệch tầng, Δ
18 TẦNG



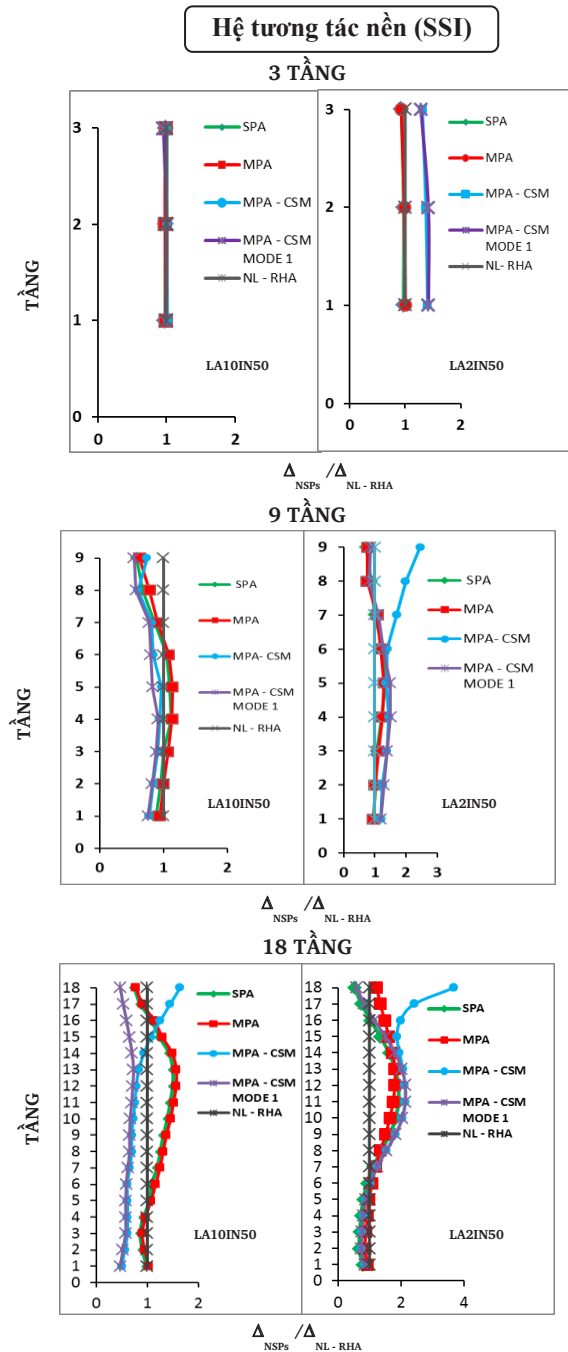
Độ lệch tầng, Δ

Hình 13. Độ lệch tầng của các hệ khung ứng với hai bộ dữ liệu động đất.

Hình 14. Độ lệch tầng của các hệ khung ứng với hai bộ dữ liệu động đất.



Hình 15. Tỷ số độ lệch tầng của các hệ khung ứng với hai bộ dữ liệu động đất.



Hình 16. Tỷ số độ lệch tầng của các hệ khung ứng với hai bộ dữ liệu động đất.

7. Kết luận và kiến nghị

7.1. Kết luận

- Quy trình tính toán của phương pháp lai MPA – CSM đề xuất đơn giản hơn so với phương pháp MPA và phương pháp NL – RHA, nên tiết kiệm được thời gian và chi phí tính toán.

- Sai số chuyển vị tầng dự báo bởi các phương pháp tính ở các hệ khung có xu hướng tăng theo chiều cao công trình và cường độ

của các trận động đất.

- Độ lệch tầng của hệ khung được dự báo bởi phương pháp MPA và phương pháp lai MPA – CSM khá gần nhau với các trận động đất có cường độ nhỏ. Tuy nhiên, với những trận động đất có cường độ lớn, kết cấu cao tầng, phương pháp lai MPA – CSM cho kết quả có sai số tương đối so với phương pháp MPA và phương pháp “chính xác” NL – RHA.

- Đối với hệ khung thấp tầng chịu các trận động đất có cường

độ nhỏ, có thể xem liên kết giữa móng và cột là ngàm cứng khi dùng phương pháp lai MPA-CSM để phân tích ứng xử của hệ, điều này giúp giảm thời gian và chi phí tính toán vì sự sai lệch là không đáng kể khi có và không có xét đến tương tác đất nền – kết cấu. Tuy nhiên, với hệ kết cấu cao tầng hơn chịu những trận động đất có cường độ lớn hơn thì cần phải xét đến tương tác đất nền – kết cấu (SSI) khi phân tích để đánh giá ứng xử chính xác hơn.

7.2. Kiến nghị

Nghiên cứu đã thực hiện phân tích ứng xử của hệ khung thép dưới tác động của địa chấn có xét đến tương tác đất nền – kết cấu sử dụng phương pháp tính MPA – CSM kết hợp, và đã thu được những kết quả nhất định về chuyển vị mục tiêu, chuyển vị tầng, độ lệch tầng... giúp nhìn nhận và đánh giá ứng xử của hệ khung dưới tác động của động đất. Tuy nhiên, vì các phương pháp tính phi tuyến là phương pháp số nên các kết quả cần được kiểm chứng, so sánh và đánh giá với các dạng công trình khác nhau. Do đó, đề tài cần mở rộng phân tích, đánh giá cho các dạng công trình, kết cấu có những đặc trưng khác nhau về nhiều phương diện như độ cứng, khối lượng, đặc trưng hình học, vật liệu... Ngoài hệ kết cấu đã được trình bày, cần mở rộng nghiên cứu ở các kết cấu không gian 3 chiều, các công trình đặc biệt và các loại nền đất khác nhau để có thể áp dụng phương pháp một cách hợp lý vào thực tế tính toán..

Lời cảm ơn

Nghiên cứu này được thực hiện với sự hỗ trợ của Trường Đại học Bách Khoa – Đại học Quốc Gia Tp.HCM. Tác giả xin chân thành cảm ơn.

Tài liệu tham khảo

- [1]. ATC. Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings: volumes 1 and 2. Redwood City (California): ATC-40, Applied Technology Council; 1996.
- [2]. American Society of Civil Engineers (ASCE). Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings. Washington (DC): FEMA-356, Federal Emergency Management Agency; 2000
- [3]. BS EN 1998-1: 2004 (2004): Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance- Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings, British Standards, Bressel, UK.
- [4]. Chopra, A.K. and R.K. Goel, "A modal pushover analysis procedure for estimating seismic demands for buildings", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, vol. 31, pp. 561 -582, 2002.
- [5]. Nguyen, Hong An, 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): 1118-1127", 2010.
- [6]. Chintanapakdee, C. and A. K. Chopra, "Evaluation of Modal Pushover Analysis Procedure Using Vertically "Regular" and Irregular Generic Frames", University of California, Berkeley, 2003/03.
- [7]. Chintanapakdee, C., Nguyen, Hong An, 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): 174-186", 2009.
- [8]. Chopra, A.K and Goel, R.K., "Capacity-demand-diagram methods based on inelastic design spectrum. Earthquake spectra 15(4): 637-656", 1999.
- [9]. Chintanapakdee C, Chopra AK. Evaluation of modal pushover analysis using generic frames. Earthquake Engineering and Structural Dynamics 2003;32(3): 41742.
- [10]. Chopra AK, Goel RK. A modal pushover analysis procedure for estimating seismic demands for buildings. Earthquake Engineering and Structural Dynamics 2002;31(3):56182.
- [11]. Gupta A, Krawinkler H. Seismic demands for performance evaluation of steel moment resisting frame structures (SAC Task 5.4.3). Report No. 132. California: John A. Blume Earthquake Engineering Center, Stanford University; 1999.
- [12]. Bobadilla H, Chopra AK. Modal pushover analysis for seismic evaluation of reinforced concrete special moment resisting frame buildings. Report No. EERC 200701. Berkeley (California): Earthquake Engineering Research Center, University of California; 2007.
- [13]. Kunnath SK, Kalkan E. Evaluation of seismic deformation demands using nonlinear procedures in multi-story steel and concrete moment frames. ISET Journal of Earthquake Technology 2004;41(1):15982.
- [14]. Chopra AK, Chintanapakdee C. Evaluation of modal and FEMA pushover analyses: vertically regular and irregular generic frames. Earthquake Spectra 2004; 20(1):25571.
- [15]. Chopra AK, Goel RK, Chintanapakdee C. Evaluation of a modified MPA procedure assuming higher modes as elastic to estimate seismic demands. Earthquake Spectra 2004;20(3):75778.
- [16]. Raychowdhury, "Nonlinear Winkler-based shallow foundation model for performance assessment of seismically loaded structures.", PhD Dissertation, University of California, San Diego, 2008.
- [17]. http://opensees.berkeley.edu/wiki/index.php/OpenSees_User.
- [18]. The MathWorks Inc.. MATLAB version: 9.13.0 (R2022b), Natick, Massachusetts: The MathWorks Inc. <https://www.mathworks.com>, (2022).
- [19]. Somerville, P., Smith, N., Punyamurthula, S. and Sun, J. "Development of ground motion time histories for phase 2 of the FEMA/SAC steel project. Report no. SAC/BD-97/04. California: SAC Joint Venture, Sacramento", 1997.