



# ĐÁNH GIÁ CÁC QUY TRÌNH PHÂN TÍCH TÍNH PHI TUYẾN TRONG TÍNH TOÁN PHẢN ỨNG ĐỊA CHẤN CỦA KHUNG THÉP BRBF

## Nonlinear static procedures for estimating seismic demands of buckling-restrained braced frames

Nguyễn Hồng Ân<sup>1</sup>, Nguyễn Khánh Hùng<sup>2</sup>, Nguyễn Đăng Khoa<sup>2</sup>

<sup>1</sup>annguyenbk@gmail.com, <sup>2</sup>nguyenkhanhhung1979@gmail.com

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

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

Đến tòa soạn: 22/08/2016; Chấp nhận đăng: 01/09/2016

**Tóm tắt.** Hiện nay các phương pháp tính phi tuyến đang được sử dụng rộng rãi trong việc tính toán thiết kế phản ứng địa chấn cho công trình. Mục tiêu nghiên cứu trong bài báo này là so sánh sự sai lệch và độ chính xác của các phương pháp tính phi tuyến tương thích AMC, phân tích đẩy dần kết hợp dạng dao động MPA và phân tích đẩy dần chuẩn SPA trong sự so sánh với phương pháp động phi tuyến theo miền thời gian (NL\_RHA). Hệ khung thép giằng BRBF là một hệ thống chống lại lực ngang hiệu quả với các tác động địa chấn – được dùng trong nghiên cứu này. Các công trình BRBF 3-, 6-, 10- và 14 tầng được phân tích hiệu suất tác động của 2 bộ dao động nền mạnh có xác suất xảy ra 2% và 10% trong 50 năm. Kết quả cho thấy các phương pháp tính AMC, MPA có thể tính toán khá chính xác các phản ứng địa chấn như chuyển vị và độ trôi tầng trong khi phương pháp SPA thì hợp lý để áp dụng cho công trình thấp tầng.

**Từ khoá:** Phương pháp tính phi tuyến; Phương pháp AMC; MPA, SPA

**Abstract.** Nonlinear static procedures (NSPs) are now widely used in engineering practice to predict seismic demands in building structures. This paper aims to investigate comparatively the bias and accuracy of adaptive modal combination (AMC), modal pushover analysis (MPA) and standard pushover analysis (SPA) procedures when they are applied to buckling-restrained braced frame (BRBF) buildings. Three-, 6-, 10-, and 14-storey concentrically BRBF buildings were analyzed due to two sets of strong ground motions having 2% and 10% probability of being exceeded in 50 years. The assessment is based on comparing seismic displacement demands such as target roof displacements, peak floor/roof displacements and inter-storey drifts. The NSP estimates are compared to results from nonlinear response history analysis (NL-RHA). The response statistics presented show that the AMC, MPA procedures can accurately estimate critical demand parameters such as roof displacement and interstorey drift while the SPA can reasonably use in low buildings. Moreover, the AMC tends to more consistently estimate seismic demands than the other NSPs investigated in this study especially at lower stories of tall buildings.

**Keywords:** Nonlinear Static Pushover Analysis; AMC; MPA; SPA

### 1. GIỚI THIỆU

Sự phát triển của kỹ thuật kháng chấn trong những hướng dẫn thiết kế như ATC-40 (1996) và FEMA-356 (2000) đã thúc đẩy việc sử dụng nhiều hơn các phương pháp tính phi tuyến trong tính toán phản ứng địa chấn của công trình. Các phương pháp tính phi tuyến có thể dự đoán phản ứng địa chấn lớn nhất của công trình chịu động đất với ưu điểm tính toán đơn giản hơn so với phương pháp phân tích động phi tuyến theo miền thời gian (NL-RHA).

Trong một quy trình phân tích tĩnh đẩy dần truyền thống, các kết cấu chịu một hệ tải ngang tăng dần đến khi chuyển vị đỉnh công trình đạt đến một chuyển vị mục tiêu đã xác định trước. Có nhiều phương pháp đã được đề xuất để xác định giá trị chuyển vị mục tiêu của công trình dưới tác động của một trận động đất. Phương pháp tính phi tuyến dựa trên dạng dao động MPA (Modal Pushover Analysis) do Chopra và Goel (2002) đề xuất cách tính chuyển vị mục tiêu dựa vào biến dạng của hệ một bậc tự do tương đương (SDOF). Phương pháp MPA đã được chứng minh có thể dự đoán tốt phản ứng địa chấn của công trình. Tuy nhiên, phương pháp MPA sử dụng một hệ tải ngang có dạng bất biến trong suốt quá trình phân tích và dạng tải này được xác định dựa vào dạng dao động trong miền đàn hồi của công trình. Tải bất biến này là một giới hạn đáng kể của các phương pháp tính truyền thống, vì sự phân bố lực quán tính thực thay đổi liên tục trong suốt trận địa chấn do sự suy giảm cường độ kết cấu

khí chịu tải. Điều này chỉ ra sự hạn chế của phương pháp khi kết cấu đi vào miền phi tuyến. Để khắc phục nhược điểm này, phương pháp tính phi tuyến cập nhật AMC (Adaptive Modal Combination) đã được Kalkan và Kunnath (2006) đề xuất. Quy trình AMC suy ra từ quy trình phân tích đẩy dần tương thích của Gupta và Kunnath (2000) qua việc nhận thấy sự cần thiết hiệu chỉnh dạng tải ngang như là phản ứng của hệ theo từng bước tải trọng. Phương pháp được đề xuất cũng hợp nhất những ưu điểm vốn có của phương pháp phổ khả năng và quy trình MPA.

Vì bản chất là phương pháp gần đúng, nên các phương pháp tính cần phải được kiểm chứng, đánh giá trong việc áp dụng cho nhiều dạng công trình có tính khác biệt về hình dáng, sự phân bố độ cứng, khối lượng và độ bền. Mục đích chính của nghiên cứu này là đánh giá độ chính xác và sai lệch của các phương pháp tính AMC, MPA và phân tích đẩy dần chuẩn SPA trong việc tính toán phản ứng địa chấn của công trình khi so với kết quả chính xác theo miền thời gian NL-RHA (Nonlinear Response History Analysis).

### 2. CÁC QUY TRÌNH TÍNH PHI TUYẾN

#### 2.1 Quy trình phân tích đẩy dần tương thích (AMC)

Phương pháp AMC bao gồm một chuỗi tính toán từng bước với những cập nhật có hệ thống được thực hiện ở cuối mỗi bước, như dưới đây:

**Bước 1:** Tính toán thuộc tính kết cấu (tần số dao động  $\omega_n^{(i)}$ , hàm dạng  $\Phi_n^{(i)}$  tại tình trạng ban đầu của hệ.

**Bước 2:** Với dạng dao động thứ n được xem xét, thực hiện phân tích đẩy dần sơ khởi với một chuyển vị mục tiêu và số bước được giả định trước, sau đó tiến hành ‘ghi’ lại tình trạng hiện hành của hệ ở cuối mỗi bước.

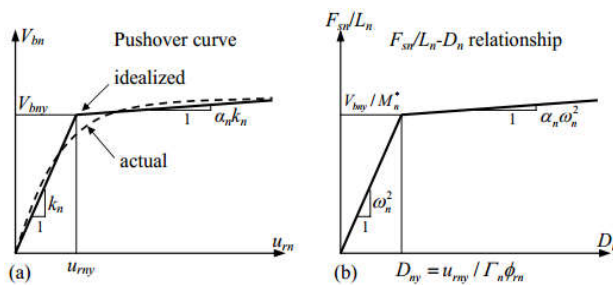
**Bước 3:** Xây dựng dạng tải ngang tương thích như sau:

$$S_n^{(i)} = m\Phi_n^{(i)} \quad (1)$$

trong đó: i là số bước phân tích đẩy dần tương thích, m là ma trận khối lượng. Sự phân bố tải trọng (Sn(i)) có thể được tính toán lại tại mỗi bước hoặc tại một tập hợp các bước xác định trước theo sự phân tích trị riêng dựa trên thuộc tính độ cứng hiện tại của hệ.

**Bước 4:** Xây dựng đường cong khả năng biểu diễn mối quan hệ giữa lực cắt đáy và chuyển vị mái ( $V_{bn} - u_{rn}$ ), dùng dạng lực phân phối tương thích đã được xây dựng ở bước 3.

**Bước 5:** Chuyển đổi đường cong khả năng vừa được xây dựng thành đường song tuyến tính (Hình 1a).



**Hình 1.** Hệ SDOF không đàn hồi từ đường cong pushover. (a) Lý tưởng hóa đường cong đẩy dần; (b) Quan hệ lực - chuyển vị của hệ SDOF

**Bước 6:** Chuyển đổi các đường song tuyến tính qua mối quan hệ lực - biến dạng ( $F_{sn} / L_n - D_n$ ) của dạng dao động thứ n của hệ một bậc tự do không đàn hồi (Hình 1b).

$$\frac{F_{sny}}{L_n} = \frac{V_{bny}}{M_n^*}; D_{ny} = \frac{u_{rny}}{\Gamma_n \phi_{rn}} \quad (2)$$

**Bước 7:** Tính biến dạng đỉnh  $D_n = \max |D_n(t)|$  của dạng dao động thứ n của hệ một bậc tự do không đàn hồi với mỗi quan hệ lực - chuyển vị do lực kích thích nền  $\ddot{u}_g(t)$ .

**Bước 8:** Tính toán chuyển vị đỉnh  $u_{rno}$  kết hợp với mode thứ n của hệ không đàn hồi SDOF từ công thức

$$u_{rno} = \Gamma_n \phi_{rn} D_n \quad (3)$$

**Bước 9:** Rút ra kết quả mong muốn,  $r_{no}$ , từ dữ liệu phân tích đẩy dần khi chuyển vị mái bằng chuyển vị  $u_{rno}$ .

**Bước 10:** Lặp lại bước 2 đến bước 9 cho các dạng dao động bậc cao của hệ theo yêu cầu về độ chính xác.

**Bước 11:** Phản ứng tổng thể được xác định bằng cách kết hợp những phản ứng đỉnh các dạng dao động sử dụng quy tắc kết hợp SRSS:

$$r = \max \left( \left( \sum_n (r_n^{(ip)})^2 \right)^{0,5} \right) \quad (4)$$

## 2.2 Quy trình phân tích đẩy dần MPA

Về nguyên tắc, phương pháp MPA cơ bản giống phương pháp AMC. Điểm khác biệt duy nhất là quy trình MPA sử dụng dạng tải ngang bất biến, nghĩa là dạng tải ngang không thay đổi trong suốt quá trình đẩy dần, được tóm tắt như sau:

- Tính toán thuộc tính kết cấu (tần số dao động  $\omega_n^{(i)}$ , hàm dạng  $\Phi_n^{(i)}$ ) tại tình trạng hiện hành của hệ.

- Xây dựng đường cong đẩy dần biểu diễn mối quan hệ giữa lực cắt đáy móng và chuyển vị mái ( $V_{bn} - u_{rn}$ ) bằng phân tích đẩy dần kết cấu, dùng lực phân phối

$$S_n^* = m\Phi_n \quad (5)$$

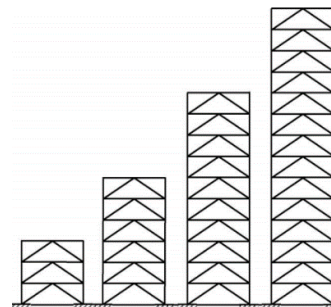
- Đường cong đẩy dần được sử dụng để xác định phản ứng của kết cấu bằng việc thực hiện từ bước 5-9 của quy trình AMC được mô tả trong phần 2.1.
- Lặp lại phân tích với các dạng dao động cao hơn của hệ.
- Phản ứng tổng thể được xác định bằng cách kết hợp phản ứng đỉnh các dạng dao động sử dụng quy tắc SRSS.

## 2.3 Quy trình phân tích đẩy dần chuẩn (SPA)

Quy trình SPA là quy trình phân tích đẩy dần chuẩn, vẫn sử dụng dạng tải ngang bất biến theo dạng dao động nhưng không xét đến đóng góp của các dạng dao động bậc cao. Hay nói cách khác, quy trình SPA giống quy trình MPA nhưng chỉ xét đến dạng dao động đầu tiên.

## 3. MÔ HÌNH TÍNH TOÁN HỆ KHUNG BRBFS

Nghiên cứu này sử dụng hệ kết cấu khung với hệ giằng không mất ổn định BRBFS (Buckling-Restrained Braced Frames) trong trường hợp 3 và 6 tầng dựa theo trường hợp mô hình 3vb2 và 6vb2 được nghiên cứu bởi Sabelli và các đồng sự (2000). Đặc trưng của 2 công trình 10 tầng và 14 tầng được lấy từ Asgarian and Shokrgozar (2009). Chiều cao của các khung BRBFS được thể hiện ở Hình 2. Mô hình cân Rayleigh được sử dụng với hệ số cản  $\zeta=5\%$  cho 2 dạng dao động đầu tiên. Phi tuyến vật liệu và hình học cũng được kể đến trong nghiên cứu này. Phân tích tĩnh và động phi tuyến được tiến hành sử dụng công cụ phân tích OPENSEES 2.3.2.2 và Matlab R2011b. Bảng 1 trình bày các chu kỳ dao động đầu tiên của bốn hệ khung BRBFS.



**Hình 2.** Chiều cao của các khung BRBF 3, 6, 10 và 14 tầng

**Bảng 1.** Chu kỳ dao động tự nhiên của 4 hệ khung BRBFS

Mode	Chu kỳ dao động $T_n$ (s)			
	Khung 3 tầng	Khung 6 tầng	Khung 10 tầng	Khung 14 tầng
1	0.5040	0.7970	0.9819	1.2741
2	0.1972	0.2959	0.3376	0.4228
3	0.1188	0.1736	0.1866	0.2304

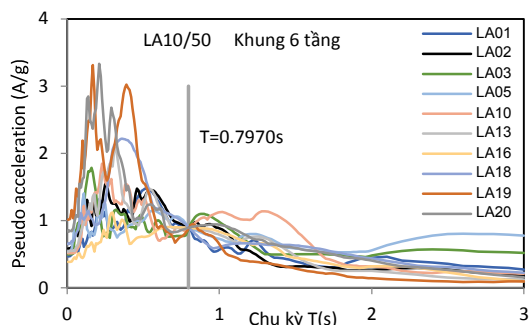
## 4. DỮ LIỆU DAO ĐỘNG NỀN

Nghiên cứu sử dụng hai bộ dao động nền với xác suất xảy ra 10% và 2% trong 50 năm (LA10/50, LA2/50), nghĩa là có chu kỳ trong 475 năm và 2475 năm tương ứng (Somerville và cộng sự, 1997). Mỗi bộ dao động nền có 10 trận động đất với cường độ tương đồng. Các phương pháp tĩnh phi tuyến đã được chứng minh có tính chính xác giảm đi khi kết cấu bị đưa sâu và miền phi tuyến (Nguyen và cộng sự, 2010; Chintanapakdee và cộng sự, 2009; Chopra và Goel, 1999; Kalkan và Kunnath, 2007). Vì vậy, nghiên cứu này đã lựa chọn

hai bộ động đất có cường độ mạnh để kiểm chứng, đánh giá độ chính xác của chuyển vị mục tiêu được dự đoán bởi phương pháp tính phi tuyến AMC. Bảng 2 thể hiện bộ dao động nền LA10/50. Phổ gia tốc của bộ địa chấn LA10/50 được thể hiện trong Hình 3. Kết quả phân tích từ mỗi trận động đất, và giá trị trung bình của mỗi bộ được so sánh để đánh giá độ chính xác của các phương pháp (AMC, MPA, và SPA) so với phương pháp động phi tuyến theo miền thời gian NL\_RHA.

**Bảng 2.** Dao động nền với xác suất xảy ra 10% trong 50 năm.

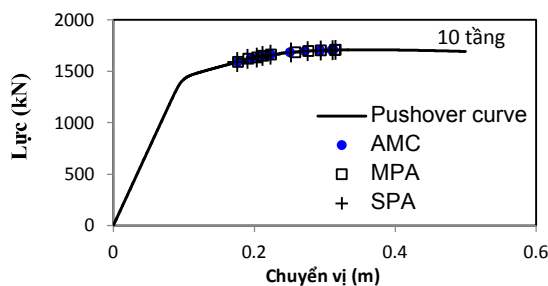
Record	Earthquake/Recording station	Earthquake magnitude	Distance (km)	PGA (cm/s <sup>2</sup> )
LA01	1940 Valley, El Centro	6.9	10	452
LA02	1940 Valley, El Centro	6.9	10	662
LA03	1979 Valley, Array #05	6.5	4.1	386
LA05	1979 Valley, Array #06	6.5	1.2	295
LA10	1992 Landers, Yermo	7.3	25	353
LA13	1994 Northridge, Newhall	6.7	6.7	664
LA16	1994 Northridge, Newhall	6.7	6.7	568
LA18	1994 Northridge, Sylmar	6.7	6.4	801
LA19	1986 North Palm Springs	6	6.7	999
LA20	1986 North Palm Springs	6	6.7	967



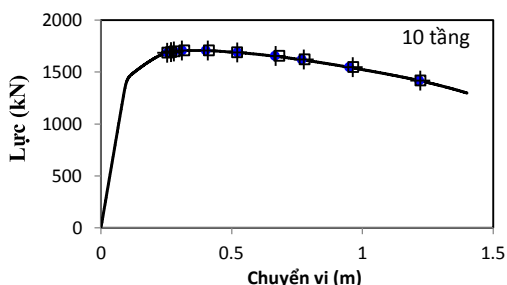
**Hình 3.** Phổ gia tốc tại chu kỳ  $T_1$  của khung BRBF 6 tầng ứng với bộ dao động nền LA10/50

## 5. ĐÁNH GIÁ PHẢN ỨNG ĐỊA CHẤN CỦA HỆ KHUNG BRBFs BẰNG CÁC PHƯƠNG PHÁP TÍNH PHI TUYẾN

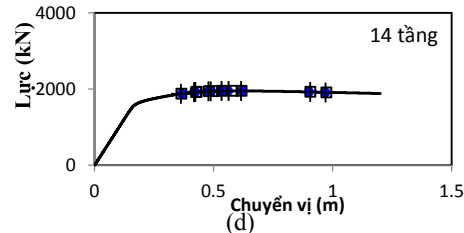
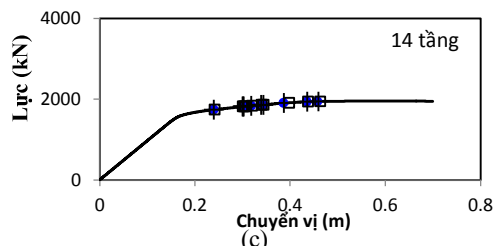
### 5.1 Chuyển vị đỉnh/roof displacement



(a)



(b)



**Hình 4.** Đường cong đẩy dần ở dạng dao động đầu tiên của hệ khung BRBF 10 tầng chịu tác động các trận động đất (a) LA10/50 và (b) LA02/50 và 14 tầng (c); (d). Mỗi chấm trên đường cong đẩy dần là chuyển vị đỉnh mái ứng với mỗi trận động đất của các phương pháp AMC, MPA và SPA.

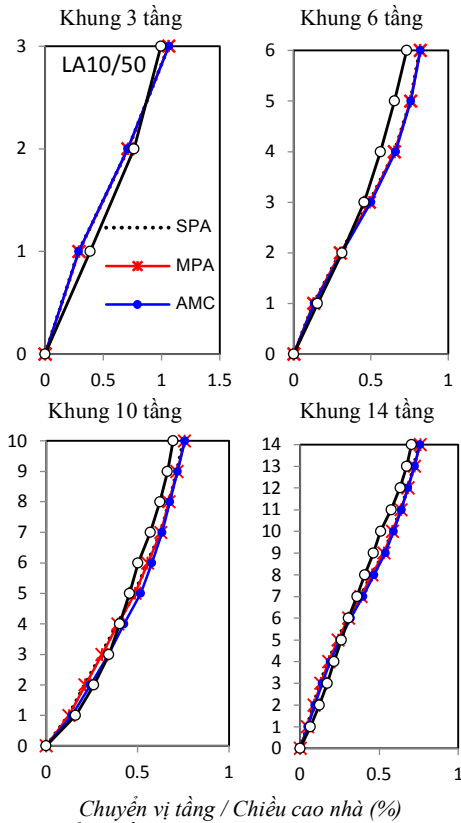
Chuyển vị đỉnh của các công trình BRBF 10- và 14 tầng ứng với dạng dao động đầu tiên dưới tác động của 2 bộ dữ kiện dao động đất nền được thể hiện qua Hình 4 bằng những điểm đánh dấu trên đường cong đẩy dần (pushover curve). Kết quả cho thấy phần lớn chuyển vị đỉnh đều nằm trong miền không đàn hồi, điều đó cho thấy các hệ kết cấu phân tích đã bị dẫn sâu vào miền không đàn hồi dưới tác dụng của 20 trận động đất lựa chọn. Với các trận động đất khác nhau, giá trị chuyển vị đỉnh của hệ trên đường cong đẩy dần là khác nhau. Với các trận động đất ứng với bộ LA10/50, giá trị chuyển vị đỉnh có độ phân tán nhỏ hơn so với các trận động đất LA2/50 trên đường cong đẩy dần.

Trong cả 4 hệ khung BRBF, ta nhận thấy giá trị chuyển vị đỉnh mái khi chịu tác động của các trận địa chấn xác định từ các phương pháp tính phi tuyến không sai lệch nhiều với nhau. Để tìm hiểu rõ hơn về sự chính xác của phương pháp AMC so với các phương pháp tính phi tuyến còn lại cũng như so với NL-RHA, các giá trị chuyển vị tầng và độ trôi tầng cần được xem xét.

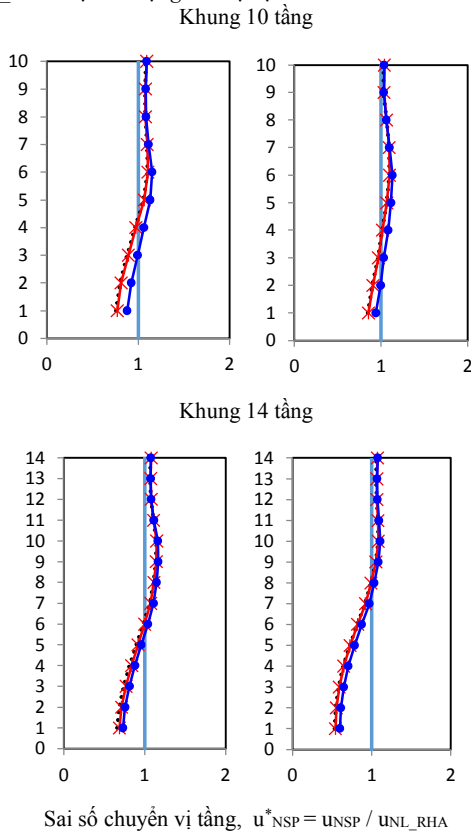
### 5.2 Chuyển vị tầng/floor displacement

Tuy nhiên, kết quả có sự phân hóa cho hai hệ khung BRBF 10 và 14 tầng. Hai phương pháp SPA và MPA vẫn không có sai lệch nhiều trong khi đường biểu diễn chuyển vị tầng của phương pháp AMC thì tách ra khỏi 2 đường SPA và MPA và có xu hướng nằm gần với đường NL\_RHA hơn. Đối với khung 10 tầng, ở những tầng dưới, đường biểu diễn của phương pháp AMC gần như tiệm cận với đường NL\_RHA ở cả 2 bộ địa chấn (LA10/50 và LA02/50) và đến những tầng trên cùng thì lại trùng với đường của MPA.

Hình 6 thể hiện sai số chuyển vị tầng trung bình giữa các phương pháp tính so với phương pháp NL-RHA,  $u_{NSP}^* = u_{NSP} / u_{NL\_RHA}$ , chịu tác động của 2 bộ dữ kiện dao động địa chấn. Kết quả cho thấy đối với khung BRBF 10- và 14 tầng thì đường biểu diễn của phương pháp AMC tách dần ra khỏi 2 đường SPA và MPA từ trên xuống dưới, đường AMC có xu hướng gần với đường chuẩn “1” và càng khác biệt càng rõ tại những tầng dưới. Điều này lần nữa chứng tỏ tại những tầng thấp của-khung-cao-tầng thì phương pháp AMC cho thấy sự vượt trội so với 2 phương pháp SPA và MPA.



Chuyển vị tầng / Chiều cao nhà (%)  
**Hình 5.** Chuyển vị tầng trung bình của hệ khung BRBFs 3-, 6-, 10- và 14 tầng xác định bởi các phương pháp AMC so với SPA, MPA và NL\_RHA chịu tác động của bộ dữ liệu địa chấn LA10/50.



Sai số chuyển vị tầng,  $u^*_{NSP} = u_{NSP} / u_{NL\_RHA}$

**Hình 6.** Hệ số chuyển vị tầng của khung 3-, 6-, 10- và 14 tầng chịu tác động của 2 bộ dữ liệu địa chấn LA10/50 (bên trái) và LA02/50 (bên phải)

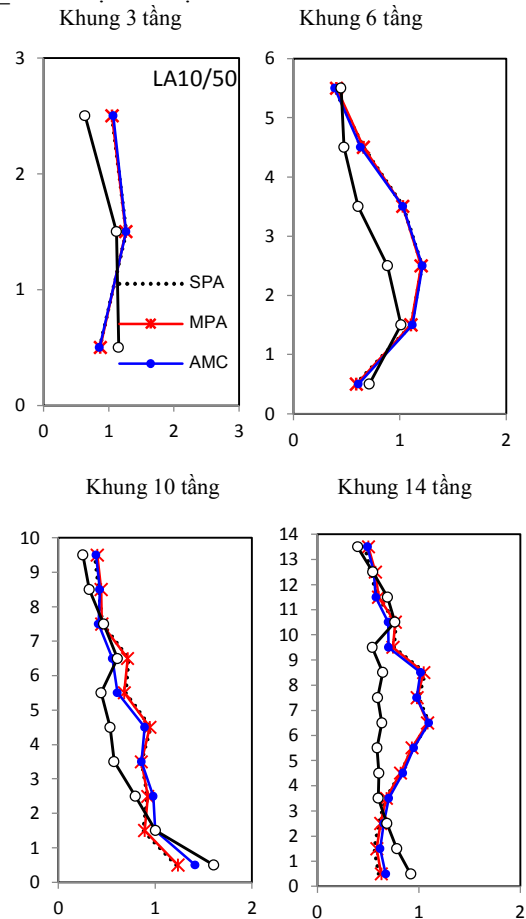
**Bảng 3.** Độ sai lệch giá trị chuyển vị tầng từ các phương pháp tĩnh phi tuyến (NSPs) so với NL\_RHA ứng với 2 bộ dao động nền LA10/50 và LA02/50

Độ lệch của NSPs với NL_RHA (%)				
Khung	Bộ địa chấn	SPA	MPA	AMC
10 tầng	LA10/50	10.93	10.67	9.25
	LA02/50	6.79	6.76	6.62
14 tầng	LA10/50	14.27	13.48	12.99
	LA02/50	18.96	18.73	16.74

Phần trăm độ sai lệch về chuyển vị tầng của khung 10-, 14 tầng từ các phương pháp SPA, MPA và AMC so với phương pháp NL\_RHA được thống kê lại trong Bảng 3 ứng với 2 bộ dữ liệu địa chấn LA10/50 và LA02/50. Có thể thấy rằng phương pháp AMC dự đoán chính xác hơn chuyển vị tầng cho các hệ khung và độ chính xác càng thể hiện rõ đối với khung càng cao. Đường biểu diễn của phương pháp SPA có xu hướng chùng lên đường biểu diễn của MPA với sự sai khác rất nhỏ ở cả 4 hệ khung.

### 5.3 Độ trôi tầng/Story drift

Độ trôi tầng trung bình của hệ khung BRBF 3-, 6-, 10-, 14 tầng chịu tác động địa chấn của bộ dao động nền LA10/50 được dự đoán bằng các phương pháp SPA, MPA, AMC và NL\_RHA được thể hiện trên Hình 7.



**Hình 7.** Độ trôi tầng trung bình của hệ khung BRBF 3-, 6-, 10- và 14 tầng xác định bởi các phương pháp SPA, MPA, AMC và NL\_RHA chịu tác động của bộ dữ liệu địa chấn LA10/50

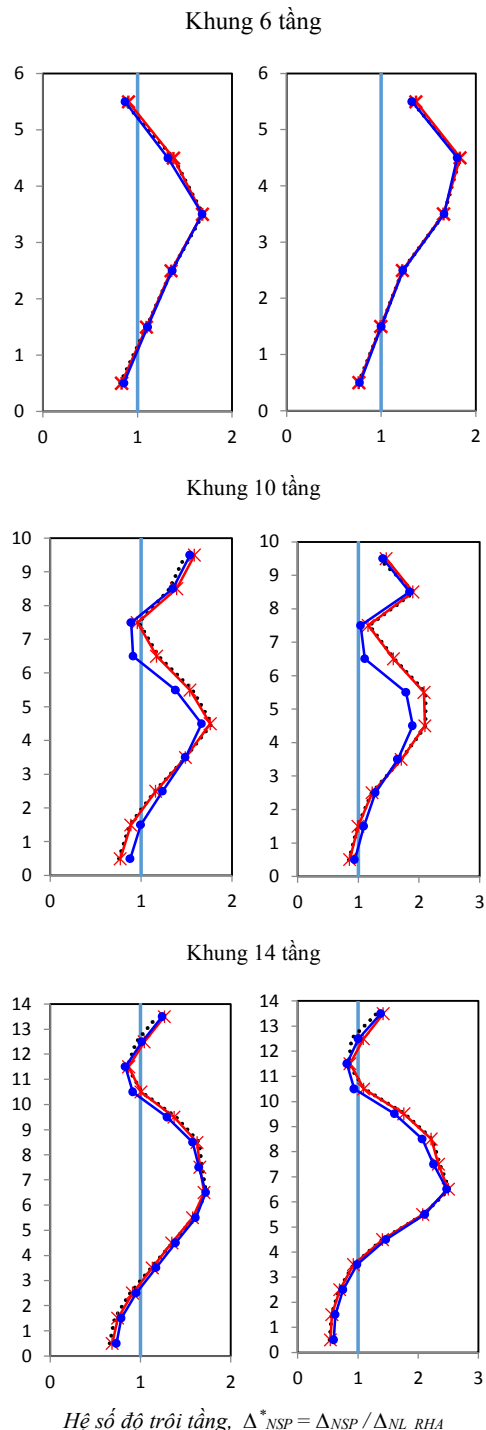
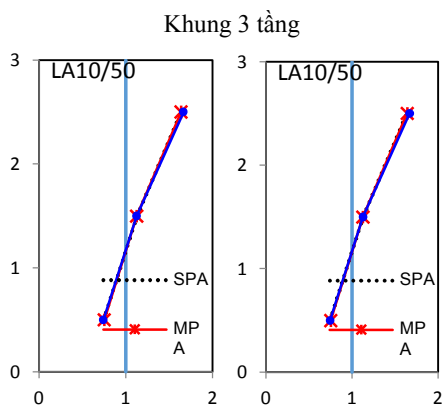
Với các hệ khung thấp tầng (3- và 6 tầng) sự khác biệt độ trôi tầng từ 3 phương pháp tính phi tuyến là không đáng kể. Điều này cho thấy đối với các kết cấu thấp tầng, đóng góp của các mode dao động bậc cao là không nhiều, vì vậy có thể chỉ cần sử dụng phương pháp chuẩn SPA là đủ. Với khung 6 tầng, độ sai lệch về độ trôi tầng từ cả 3 phương pháp (SPA, MPA, AMC) so với NL\_RHA đều là 30% và 38% tương ứng với bộ LA10/50 và LA02/50. Với các kết cấu cao tầng (khung BRBF 10- và 14 tầng) thì có sự khác biệt rõ giữa đường AMC so với 2 đường SPA và MPA, biểu đồ thể hiện đường biểu diễn độ trôi tầng của phương pháp AMC có xu hướng nằm sát vào đường NL\_RHA hơn so với 2 phương pháp SPA, MPA. Trong bộ dao động đất nền LA10/50, độ sai lệch về độ trôi tầng so với NL\_RHA là 29.7% (AMC) và 34.8% (MPA) đối với khung 10 tầng; và độ sai lệch tương ứng là 41.5% (AMC) và 53.6% (MPA) đối với khung 14 tầng. Điều đó chứng tỏ phương pháp AMC cho kết quả tốt hơn so với 2 phương pháp SPA và MPA.

Cũng giống như trong nghiên cứu chuyển vị tầng ở trên, kết quả phương pháp SPA có xu hướng gần với phương pháp MPA trong tính toán về độ trôi tầng. Đối với bộ LA2/50, độ sai lệch so với NL\_RHA là 32,2% (MPA) và 33,2%(SPA) ứng với khung 10 tầng, và với khung 14 tầng là 59,3%(MPA) và 59,7%(SPA).

Một cách so sánh khác về độ chính xác của các phương pháp tính phi tuyến AMC, SPA, MPA so với phương pháp động NL\_RHA là sai số độ trôi tầng trung bình,  $\Delta^*_{NSP} = \Delta_{NSP} / \Delta_{NL\_RHA}$ , cũng với 2 bộ dữ liệu dao động nền. Hình 8 thể hiện hệ số độ trôi tầng trung bình của 4 khung BRBFs dưới tác động 2 bộ dao động nền. Các biểu đồ cho thấy sai số của các phương pháp tính phi tuyến SPA, MPA, và AMC trong việc tính toán các phản ứng địa chấn có xu hướng tăng lên khi các kích thích địa chấn mạnh hơn và chiều cao công trình lớn hơn. Độ sai lệch lớn nhất khi dùng phương pháp AMC trong dự đoán độ trôi tầng là 42% và 55% tương ứng với bộ dao động nền LA10/50 và LA02/50. Trong khi đó, độ sai lệch lớn nhất của MPA lên đến 54% và 59% tương ứng với bộ dao động nền LA10/50 và LA02/50. Bảng 4 tổng hợp lại độ sai lệch về độ trôi tầng của 2 khung 10- và 14 tầng của phương pháp MPA và AMC so với phương pháp ‘chính xác’ NL\_RHA.

**Bảng 4.** Độ sai lệch về giá trị độ trôi tầng của khung BRBF 10 và 14 tầng từ phương pháp MPA và AMC so với NL\_RHA

Độ sai lệch của NSPs với NL_RHA (%)			
Khung	Bộ địa chấn	MPA	AMC
10 tầng	LA10/50	34.77	29.72
	LA02/50	32.24	31.79
14 tầng	LA10/50	53.62	41.53
	LA02/50	59.36	54.70



**Hình 8.** Hệ số độ trôi tầng của khung 3-, 6-, 10- và 14 tầng chịu tác động của 2 bộ dữ liệu địa chấn LA10/50 (bên trái) và LA02/50 (bên phải)

## 6. KẾT LUẬN

Những kết luận sau đây thu được từ sự đánh giá các phương pháp tính phi tuyến trong tính toán phản ứng địa chấn cho khung BRBFs sử dụng bộ dao động nền LA10/50 và LA2/50. Những kết luận này dựa trên sự so sánh giữa kết quả tính toán phản ứng địa chấn của phương pháp AMC, MPA, SPA và kết quả ‘chính xác’ từ phương pháp phi tuyến theo miền thời gian NL\_RHA cho khung BRBF 3-,6-,10- và 14 tầng

- Sự sai lệch kết quả tính toán (chuyển vị các tầng và độ trôi tầng) từ các phương pháp tĩnh phi tuyến so với phương pháp ‘chính xác’ NL\_RHA sẽ càng tăng lên khi cường độ địa chấn mạnh hơn và chiều cao công trình cao hơn.
- Cùng với một dữ kiện địa chấn như nhau, chuyển vị đỉnh công trình dự đoán bởi các phương pháp tĩnh phi tuyến AMC, MPA và SPA không có sự sai lệch nhiều với nhau và kết quả chính xác từ phương pháp NL-RHA.
- Với những hệ khung thấp tầng, chi cần sử dụng phương pháp chuẩn SPA là đủ để đánh giá phản ứng của kết cấu dưới tác động của các trận động đất.
- Phương pháp AMC cho kết quả dự đoán về chuyển vị tầng và độ trôi tầng tốt hơn phương pháp MPA và SPA, đặc biệt là ở các vị trí tầng thấp của công trình.
- Sai lệch về các giá trị phản ứng địa chấn của phương pháp AMC nhỏ hơn so với MPA và SPA, vì trong phương pháp tương thích AMC có sự cập nhật dạng tải ngang theo đặc tính động ở từng thời điểm phản ứng của hệ, nghĩa là có xét đến sự suy giảm độ cứng của hệ trong việc áp dụng tải ngang vào trong quá trình phân tích. Khi đó hệ sẽ làm việc ‘thật’ hơn so với việc chỉ sử dụng tải ngang cố định.

## 7. TÀI LIỆU THAM KHẢO

- [1] American Society of Civil Engineers (ASCE), Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings. Washington (DC): FEMA-356, Federal Emergency Management Agency; 2000.
- [2] Asgarian, B., and Shokrgozar, H. R., ‘BRBF response modification factor’, Journal of constructional steel research, 65(2), pp.290–298, 2009.
- [3] ATC, “Seismic evaluation and retrofit of concrete building: volumes 1 and 2. Redwood City (California)”: ATC-40, Applied Technology Council, 1996.
- [4] 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, vol. 2, issue 3, pp. 174-186, 2009.
- [5] Chopra, A.K and Goel, R.K., “Capacity-demand-diagram methods based on inelastic design spectrum”, Earthquake spectra, 15(4): 637-656, 1999.
- [6] Chopra, A. K., Goel, R. K., “A modal pushover analysis procedure for estimating seismic demands for buildings”, Earthquake Eng. Struct. Dyn., 31, pp.561–582, 2002.
- [7] Gupta, B., and Kunnath, S. K., ‘Adaptive spectra-based pushover procedure for seismic evaluation of structures’ Earthquake Spectra, 162, pp. 367–391, 2000.
- [8] Kalkan, E., and Kunnath, S. K., ‘Adaptive modal combination procedure for nonlinear static analysis of building structures’, ACSE Journal of Structural Engineering, 132(11), pp.1721–1731, 2006.
- [9] Kalkan, E., and Kunnath, S. K., ‘Assessment of current nonlinear static procedures for seismic evaluation of buildings’, Engineering Structures, 29(3), pp.305–316, 2007.
- [10] 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): 1118-1127, 2010.
- [11] Sabelli, R., Mahin, S.A. and Chang, C., “Seismic demands on steel braced frame buildings with buckling restrained braces”, Engineering structures, 25(5), pp. 655-666, 2003.
- [12] 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.

## 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...



### Nguyễn Đăng Khoa

Năm sinh 1986, Biên Hòa, Đồng Nai. Hiện đang công tác tại khoa Kỹ thuật Công trình, Đại học Lạc Hồng. Lĩnh vực nghiên cứu: Các vấn đề về địa kỹ thuật, nền móng .v.v