

ĐÁNH GIÁ CƠ CHẾ PHÁ HOẠI CỦA KẾT CẤU NHÀ KHUNG THÉP NHIỀU TẦNG CHỊU ĐỘNG ĐẤT SỬ DỤNG MÔ HÌNH ĐƠN LÒ XO PHI TUYẾN

Đinh Văn Thuật¹

Tóm tắt: Bài báo trình bày phương pháp mô hình hoá đơn lò xo phi tuyến sử dụng trong phân tích động phi tuyến kết cấu nhà nhiều tầng chịu tác động động đất và các kết quả phân tích đánh giá cơ chế phá hoại cho khung thép 12 tầng được thiết kế xây dựng ở Hà Nội theo TCXDVN 375:2006. Tác động của động đất được thể hiện thông qua 10 băng gia tốc nền nhân tạo và được tăng dần theo các cấp nhằm đánh giá mức độ an toàn của công trình theo mức độ gia tăng của tải trọng động đất. Dựa theo kết quả phân tích có thể chỉ ra được các vị trí nguy hiểm trong hệ kết cấu và từ đó có các điều chỉnh phù hợp trong quá trình thiết kế kết cấu, nhằm đảm bảo mức độ an toàn chịu lực cho công trình và đạt hiệu quả kinh tế cao khi chịu tác động động đất.

Summary: This paper presents the method of single nonlinear spring models used for nonlinear dynamic response analyses of multi-story buildings under earthquakes and analytical results of 12-story steel frame structure designed according to TCXDVN 375:2006. The earthquake attacks were represented by 10 artificial ground accelerations and they were increased by factors in order to evaluate damage levels corresponding to different earthquake levels. The analytical results indicate weak locations of the structure and provide useful information for engineers to obtain an optimal design of the structure under earthquakes during the design process.

Nhận ngày 03/01/2012, chỉnh sửa ngày 02/02/2012, chấp nhận đăng ngày 28/02/2012

1. Giới thiệu

Kết cấu nhà nhiều tầng khi thiết kế chịu động đất mạnh được phép biến dạng phi tuyến về vật liệu và các khớp dẻo phát triển ở một số vị trí như ở hai đầu dầm, chân cột tầng một và đỉnh cột tầng mái [1-4]. Trường hợp kết cấu có độ dẻo lớn sẽ có khả năng hấp thụ và phân tán đáng kể năng lượng do tác động của động đất và đồng thời chịu được lực động đất lớn hơn nhiều so với trường hợp khi coi vật liệu làm việc hoàn toàn đàn hồi. Các khớp dẻo hình thành sẽ làm giảm độ cứng và thay đổi sự phân bố nội lực trong kết cấu. Như vậy, việc nghiên cứu kết cấu làm việc phi tuyến về vật liệu là rất cần thiết trong quy trình thiết kế kháng chấn, nhằm phản ánh sát thực tế làm việc của công trình khi chịu động đất.

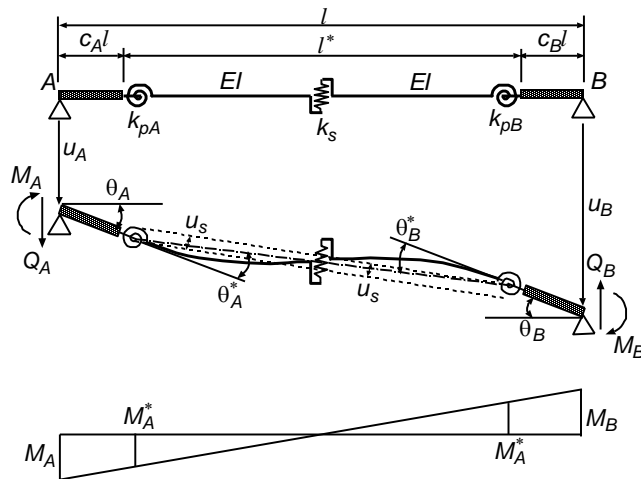
Do kết cấu nhà nhiều tầng có số lượng các phần tử lớn (số bậc tự do lớn), mô hình đơn lò xo phi tuyến thường được sử dụng để mô hình hoá tại các vị trí có thể hình thành khớp dẻo (các vị trí đầu dầm và cột có mômen uốn lớn) trong phân tích phản ứng phi tuyến kết cấu nhà nhiều tầng chịu tác động động đất. Biến dạng phi tuyến của các lò xo được mô tả thông qua mô hình trễ với các thông số đặc trưng về khả năng biến dạng, khả năng chịu lực và hấp thụ năng lượng.

¹TS, Khoa Xây dựng DD & CN, Trường Đại học Xây dựng. E-mail: thuattvandin@gmail.com

Bài báo này trình bày phương pháp mô hình hoá đơn lò xo phi tuyến sử dụng trong phân tích động phi tuyến kết cấu nhà nhiều tầng chịu tác động động đất và các kết quả phân tích đánh giá cơ chế phá hoại cho khung thép 12 tầng được thiết kế xây dựng ở Hà Nội theo TCXDVN 375:2006 [5]. Tác động của động đất được thể hiện thông qua 10 băng gia tốc nền nhân tạo và được tăng dần theo các cấp nhằm đánh giá mức độ an toàn của công trình theo mức độ gia tăng của tải trọng động đất.

2. Mô hình hoá đơn lò xo phi tuyến cho các cấu kiện kết cấu dạng thanh

Trong phân tích phi tuyến kết cấu nhà nhiều tầng chịu tải trọng động đất, mô hình phần tử thanh đàn hồi có hai lò xo uốn phi tuyến ở hai đầu thanh (để mô tả biến dạng xoay phi tuyến) được sử dụng phổ biến khi mô hình hoá các cấu kiện kết cấu dạng thanh như dầm và cột (Hình 1) [6]. Mô hình hoá đơn lò xo như vậy chỉ xét được tác dụng uốn dọc lập theo hai phương. Khi cần xét đến biến dạng cắt phi tuyến trong cấu kiện (như vách bê tông cốt thép), một lò xo chuyển dịch tịnh tiến phi tuyến được sử dụng đặt ở giữa phần tử thanh với giả thiết biến dạng cắt dọc lập với biến dạng uốn và nén. Biến dạng dọc trục của cấu kiện thanh thường được giả thiết trong giới hạn đàn hồi. Trong trường hợp cần thiết, có thể sử dụng một lò xo chuyển dịch tịnh tiến phi tuyến mô tả biến dạng dọc trục đặt ở giữa thanh và khi đó cần lưu ý đến tương tác giữa biến dạng dọc trục và biến dạng cắt. Để mô tả vùng kích thước nút liên kết giữa dầm và cột khung được coi là tuyệt đối cứng, có thể sử dụng một đoạn thanh có chiều dài c_A và c_B với độ cứng bằng vô cùng ở hai đầu thanh (Hình 1).



Hình 1. Mô hình hoá đơn lò xo phi tuyến cho các cấu kiện thanh

Ma trận độ cứng của mô hình phần tử thanh mô tả ở Hình 1 được xác định thông qua ma trận độ mềm của thanh. Ma trận độ mềm mô tả quan hệ cân bằng giữa mômen và biến dạng xoay tương đối tại hai lò xo uốn phi tuyến ở hai đầu thanh theo hệ trục tọa độ địa phương được thiết lập dựa theo độ mềm của các lò xo phi tuyến và phần tử thanh đàn hồi:

$$\begin{Bmatrix} \Delta\theta_A^* \\ \Delta\theta_B^* \end{Bmatrix} = [F] \begin{Bmatrix} \Delta M_A^* \\ \Delta M_B^* \end{Bmatrix} \tag{1}$$

$$[F] = \begin{bmatrix} 2f_0 + f_A + s & -f_0 + s \\ -f_0 + s & 2f_0 + f_B + s \end{bmatrix} \tag{2}$$

$$f_0 = \frac{(1 - c_A - c_B)l}{6EI}; f_A = \frac{1}{k_{pA}}; f_B = \frac{1}{k_{pB}}; s = \frac{1}{k_s l^*} \tag{3}$$

trong đó $\Delta\theta_A^*$ và $\Delta\theta_B^*$ = số gia của góc xoay tương đối ở vị trí hai lò xo uốn phi tuyến; ΔM_A^* và ΔM_B^* = số gia của mômen uốn tương ứng; $[F]$ = ma trận độ mềm; f_A và f_B = độ mềm tương ứng của hai lò xo uốn phi tuyến; k_{pA} và k_{pB} = độ cứng tương ứng của hai lò xo uốn; s và k_s = độ mềm và độ cứng của lò xo cắt phi tuyến; f_0 và EI = độ mềm và độ cứng chống uốn của phần tử thanh đàn hồi. Quan hệ ở công thức (1) được biến đổi theo hệ trục tọa độ tổng thể dưới dạng lực và chuyển vị ở hai nút A và B của thanh, có xét đến vùng nút cứng như sau:

$$\begin{Bmatrix} \Delta M_A \\ \Delta M_B \\ \Delta Q_A \\ \Delta Q_B \end{Bmatrix} = [K] \begin{Bmatrix} \Delta \theta_A \\ \Delta \theta_B \\ \Delta u_A \\ \Delta u_B \end{Bmatrix}; \quad [K] = [H]^T [F]^{-1} [H] \quad (4)$$

$$[H] = \frac{1}{1 - c_A - c_B} \begin{bmatrix} 1 - c_B & c_B & 1/l & -1/l \\ c_A & 1 - c_A & 1/l & -1/l \end{bmatrix} \quad (5)$$

trong đó ΔQ_A và ΔQ_B = số gia của lực cắt ở vị trí hai đầu nút A và B của thanh; Δu_A và Δu_B = số gia chuyển dịch tịnh tiến tương ứng; $[H]$ = ma trận chuyển đổi từ hệ tọa độ địa phương sang hệ tọa độ tổng thể; $[H]^T$ = ma trận chuyển trí và $[F]^{-1}$ = ma trận nghịch đảo.

Phương trình cân bằng động học theo thời gian để xác định ứng xử phi tuyến của hệ kết cấu khi biết các đặc trưng về độ cứng của các lò xo phi tuyến như sau:

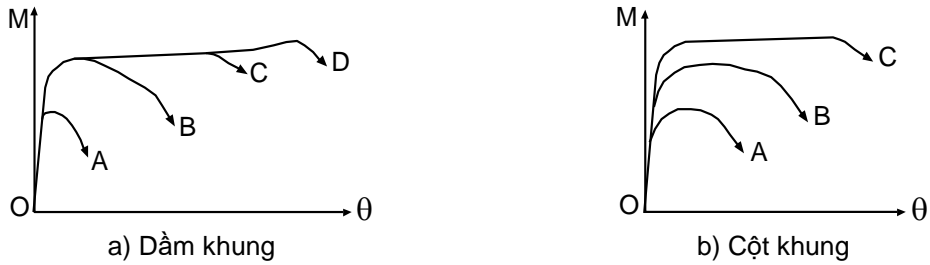
$$[M] \{\Delta \ddot{y}\} + [C] \{\Delta \dot{y}\} + [K(t)] \{\Delta y\} = -[M] \{1\} \Delta \ddot{y}_0 \quad (6)$$

trong đó $[M]$ = ma trận khối lượng; $[C]$ = ma trận cản nhớt; $[K(t)]$ = ma trận độ cứng thay đổi theo bước thời gian, phụ thuộc vào số gia độ cứng của các lò xo phi tuyến; $\{\Delta y\}$ = số gia chuyển vị ngang của kết cấu và $\Delta \ddot{y}_0$ = số gia gia tốc nền tác dụng vào công trình theo phương ngang. Các số gia biến dạng xoay và cắt của các lò xo phi tuyến được xác định từ các số gia chuyển vị ngang tương ứng tại các bước thời gian.

3. Mô hình trễ

3.1 Quan hệ giữa mômen uốn và biến dạng xoay

Khi chịu tải trọng, dầm khung thường có mômen uốn lớn nhất xuất hiện ở hai đầu và tại các vị trí đó khớp dẻo có thể hình thành. Dầm khung thép có thể bị phá hoại do mất ổn định tổng thể (oằn vẹo ngang), mất ổn định cục bộ của các bản thép hoặc không đảm bảo yêu cầu về khả năng biến dạng dẻo tại vị trí hình thành khớp dẻo. Hình 2a mô tả các trường hợp đổ thị quan hệ giữa mômen uốn và biến dạng xoay của dầm khung nhà nhiều tầng: Đường A mô tả trường hợp hiện tượng mất ổn định tổng thể xuất hiện trước khi vật liệu thép chảy dẻo; Đường B mô tả trường hợp dầm mất ổn định tổng thể xuất hiện khi khớp dẻo mới hình thành một phần, chưa phát triển hoàn toàn; Đường C mô tả trường hợp sau khi khớp dẻo hình thành ở hai đầu dầm và khả năng biến dạng dẻo đảm bảo đủ lớn theo yêu cầu thì hiện tượng mất ổn định cục bộ mới xuất hiện và Đường D mô tả trường hợp dầm đủ khả năng chịu lực và hiện tượng mất ổn định cục bộ chỉ xuất hiện trong giai đoạn tăng cứng của vật liệu. Trong thực tế, thiết kế dầm cần thỏa mãn trường hợp D (cần tránh các trường hợp A và B) để đảm bảo cơ chế hình thành khớp dẻo như mong muốn với khớp dẻo hình thành ở các đầu dầm, khả năng hấp thụ năng lượng là lớn nhất và kết cấu làm việc an toàn khi chịu tác động động đất.

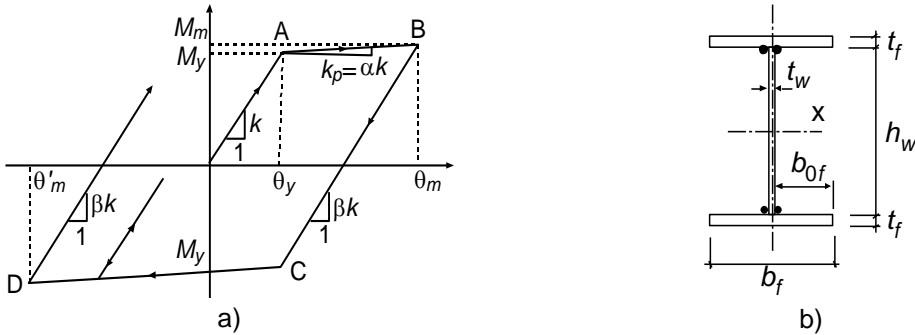


Hình 2. Các trường hợp quan hệ giữa mômen uốn và biến dạng xoay

Cột nhà nhiều tầng thường bị phá hoại do khớp dẻo hình thành ở hai đầu cột dưới tác dụng của lực nén dọc trục và mômen uốn, do mất ổn định tổng thể bởi chuyển vị ngang lớn và do tương tác giữa mômen và lực nén dọc trục (ảnh hưởng $P-\Delta$) làm tăng mômen uốn dọc trục. Khả năng chịu lực của cột giảm khi tăng lực nén dọc trục, mômen uốn và độ mảnh của cột. Hình 2b mô tả các trường hợp đồ thị quan hệ giữa mômen uốn và biến dạng xoay của cột trong khung nhà nhiều tầng chịu tải trọng ngang. Các trường hợp đồ thị A, B và C chỉ ra ở Hình 2b tương ứng với trường hợp lực nén dọc trục tăng $P_A > P_B > P_C$ hoặc độ mảnh của cột tăng $\lambda_A > \lambda_B > \lambda_C$. Khi thiết kế cột khung nhà nhiều tầng chịu tải trọng động đất cần đảm bảo khớp dẻo không được phép hình thành, trừ các vị trí ở chân cột tầng một và đỉnh cột tầng mái để đảm bảo cơ chế biến dạng tổng thể như mong muốn cho toàn công trình [1].

3.2 Mô hình trễ hai đoạn thẳng tăng cứng

Đối với các cấu kiện kết cấu dạng thanh (dầm, cột) bằng thép, mô hình trễ hai đoạn thẳng tăng cứng (Hình 3a) thường được sử dụng để mô tả biến dạng uốn phi tuyến tại các vị trí lò xo uốn phi tuyến ở hai đầu thanh (Hình 1). Mô hình này không xét đến hiện tượng giảm độ cứng khi tải trọng tác dụng theo chiều ngược lại (ảnh hưởng Bauschinger). Các thông số mô tả mô hình trễ gồm: k = độ cứng ban đầu của lò xo; k_p = độ cứng sau khi chảy dẻo, phụ thuộc vào đặc trưng tăng cứng của vật liệu thép ($k_p = \alpha k$); α = hệ số độ cứng sau khi chảy dẻo; β = hệ số độ cứng khi giảm tải và tiếp tục gia tải; θ_y và M_y = biến dạng xoay và mômen uốn chảy dẻo; và θ_m = biến dạng xoay lớn nhất.



Hình 3. a) Mô hình trễ hai đoạn thẳng tăng cứng; b) Tiết diện tổ hợp chữ I

Mômen uốn dẻo, M_y , của cấu kiện chịu uốn thuần túy được xác định theo công thức sau:

$$M_y = W_p f \tag{7}$$

trong đó W_p = mômen kháng uốn dẻo của tiết diện và f = cường độ tính toán của thép.

Đối với tiết diện dạng chữ I tổ hợp từ 3 bản thép (Hình 3b), mô men kháng uốn dẻo theo trục x được xác định như sau:

$$W_p = b_f t_f (h - t_f) + (h - 2t_f)^2 t_w / 4 \tag{8}$$

Trường hợp dầm có nhịp bé, có thể xuất hiện hiện tượng chảy dẻo do cắt trước so với uốn. Do vậy, mômen uốn dẻo được xác định dựa theo lực cắt chảy dẻo như sau:

$$M_y = Q_y l / 2; Q_y = h_w t_w f_v; f_v = f / \sqrt{3} \quad (9)$$

trong đó Q_y = lực cắt chảy dẻo và l = nhịp dầm.

Đối với cột, mômen uốn dẻo theo trục x được xác định theo các công thức sau [7]:

$$M_y = W_p f \quad \text{khi } N / N_y \leq A_w / 2A \quad (10)$$

$$M_y = \frac{2A}{A + A_f} \left(1 - \frac{N}{N_y} \right) W_p f \quad \text{khi } N / N_y > A_w / 2A \quad (11)$$

trong đó A = tổng diện tích tiết diện; A_f = diện tích tiết diện của một bản cánh; A_w = diện tích tiết diện của bản bụng; N = lực nén tác dụng lên cột; N_y = lực nén chảy dẻo của cột được xác định như sau $N_y = A \cdot f$ và W_p = mômen kháng uốn dẻo của tiết diện khi không xét đến ảnh hưởng của lực dọc trục (công thức 8).

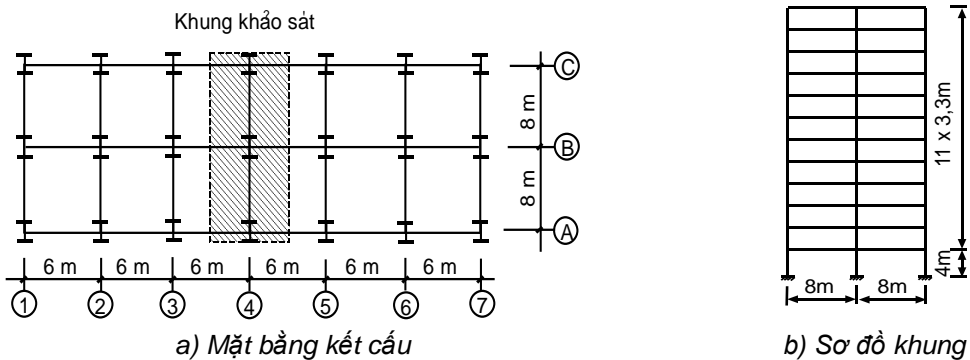
4. Phân tích phản ứng động phi tuyến kết cấu nhà nhiều tầng

4.1 Mô hình kết cấu khảo sát và các băng gia tốc nền nhân tạo

Khảo sát công trình nhà khung bằng thép có hai nhịp 8 m, cao 12 tầng với chiều cao tầng 1 là 4 m và các tầng trên là 3,3 m, bước khung 6 m (Hình 4); sử dụng vật liệu thép có cường độ chảy 210 N/mm², cường độ kéo đứt tức thời 380 N/mm², môđun đàn hồi 2,1x10⁵ N/mm²; tính tải tính toán trên sàn (gồm trọng lượng bản thân sàn bê tông cốt thép, trọng lượng tường, vách ngăn trên sàn) 7,5 kN/m²; hoạt tải tính toán trên sàn 2,4 kN/m²; công trình được xây dựng ở Hà Nội tại vị trí có đỉnh gia tốc nền trên nền đá gốc (loại A) $a_{gR} = 0,0959g$; nền đất xây dựng thuộc loại D có hệ số nền $S = 1,35$ và các chu kỳ phổ $T_B = 0,2$ giây, $T_C = 0,8$ giây và $T_D = 2,0$ giây; và hệ số ứng xử $q = 3,6$ [5].

Nội lực và các đặc trưng dao động riêng của kết cấu được tính toán sử dụng chương trình phân tích kết cấu Etabs theo mô hình vật liệu làm việc trong giới hạn đàn hồi tuyến tính. Tải trọng động đất tính tương đương tác dụng lên công trình được xác định theo TCXDVN 375:2006. Bảng 1 chỉ ra kết quả các kích thước tiết diện dầm và cột được thiết kế, lựa chọn và kiểm tra để đảm bảo chịu được các tải trọng thiết kế. Kết quả tính toán các chu kỳ dao động riêng theo phương ngang nhà là $T_1 = 2,716$ giây, $T_2 = 0,884$ giây và $T_3 = 0,492$ giây.

Trong mô hình phân tích phi tuyến kết cấu, dầm và cột được mô hình hoá theo mô hình phần tử thanh đàn hồi với hai lò xo uốn phi tuyến ở hai đầu (Hình 1), không xét biến dạng dẻo do cắt và nén dọc trục vì thực tế ảnh hưởng là nhỏ. Mô hình trở hai đường thẳng với hệ số độ cứng sau khi chảy dẻo $\alpha = 0,01$ được sử dụng để mô tả ứng xử uốn phi tuyến tại các lò xo phi tuyến của kết cấu (Hình 3a). Các nút liên kết giữa dầm và cột khung được coi là cứng tuyệt đối và đảm bảo đủ khả năng chịu lực. Các giá trị mô men uốn dẻo của các tiết diện dầm và cột được chỉ ra ở Bảng 1.



Hình 4. Mô hình kết cấu nhà khung bằng thép cao 12 tầng

Bảng 1. Kích thước tiết diện và mô men chảy dẻo của dầm và cột

Tầng	Tiết diện (mm)	M_y (kNm)
<i>a. Cột biên tiết diện chữ H</i>		
Tầng 1-4	700-250-20-16	635.859
Tầng 5-8	500-250-16-12	439.141
Tầng 9-12	450-200-16-12	274.870
<i>b. Cột giữa tiết diện chữ H</i>		
Tầng 1-4	800-400-25-20	1085.632
Tầng 5-8	700-300-20-16	632.177
Tầng 9-12	600-200-16-12	257.580
<i>c. Dầm tiết diện chữ I</i>		
Tầng 1-6	500-200-12-10	487.306
Tầng 7-12	450-200-12-8	402.468

Nghiên cứu sử dụng 10 băng gia tốc nền nhân tạo được tạo bằng cách sử dụng kỹ thuật biến đổi chuỗi gần đúng Fourier với biên độ phổ phản ứng gia tốc đàn hồi được đảm bảo sát với giá trị được qui định trong tiêu chuẩn thiết kế TCXDVN 375:2006 và pha dao động được thay đổi một cách ngẫu nhiên [8, 9]. Vị trí xây dựng công trình ở Hà Nội, có đỉnh gia tốc nền thiết kế là $a_g = a_{gR} S_{\gamma_I} = 0,0959g \times 1,35 \times 1,0 = 0,13g$ cho nền đất loại D.

4.2 Kết quả đánh giá cơ chế phá hoại của kết cấu nhà khung thép 12 tầng

Phản ứng động phi tuyến của kết cấu nhà khung thép 12 tầng thiết kế theo TCXDVN 375:2006 được khảo sát bằng cách sử dụng chương trình phân tích động phi tuyến theo bước thời gian [10] dưới tác dụng của 10 băng gia tốc nền nhân tạo. Tác động của động đất được tăng dần bằng cách nhân các giá trị gia tốc của băng gia tốc nền với các hệ số 1,0; 1,2; 1,5, 2,0 và 3,0, như vậy tương ứng với các trường hợp sau: a_g ; $1,2a_g$; $1,5a_g$; $2a_g$ và $3a_g$. Bảng 2 và 3 chỉ ra kết quả giá trị trung bình của các hệ số dẻo lớn nhất trong dầm và cột nhận được từ các kết quả phân tích động phi tuyến kết cấu dưới tác dụng của 10 băng gia tốc nền nhân tạo. Hệ số dẻo lớn nhất được định nghĩa bằng tỷ số biến dạng xoay lớn nhất chia cho biến dạng xoay chảy dẻo của lò xo uốn phi tuyến $\mu = \theta_m / \theta_y$ (Hình 3a). Giá trị trung bình (của hệ số dẻo lớn nhất) là trung bình của 10 kết quả phân tích nhận được tương ứng với 10 băng gia tốc nền nhân tạo. Trường hợp giá trị hệ số dẻo $\mu \geq 1$ có nghĩa là cấu kiện kết cấu bị chảy dẻo ở vị trí lò xo phi tuyến và các giá trị tương ứng này được bôi đậm ở trong các Bảng 2 và 3 để dễ nhận biết.

Kết quả phân tích đã chỉ ra rằng trong trường hợp a_g và $1,2a_g$, các khớp dẻo hình thành ở chân cột tầng một và ở hai đầu dầm của các tầng phía dưới. Khi tác động của động đất tăng, khớp dẻo xuất hiện trong dầm có xu hướng tăng về giá trị và phát triển lên các tầng phía trên. Đặc biệt, các khớp dẻo có xu hướng phát triển không những ở chân cột tầng một mà còn ở cả hai đầu cột của các tầng bên trên, cụ thể từ tầng 5 đến 10 (Bảng 3). Chẳng hạn trong trường hợp $2a_g$, khớp dẻo đã hình thành ở cả hai đầu cột tầng 5, làm xuất hiện cơ chế phá hoại cục bộ ở tầng này trong khi các cấu kiện kết cấu khác không bị chảy dẻo hoặc chảy dẻo rất ít. Hiện tượng cơ chế phá hoại cục bộ xuất hiện rất rõ ở một số tầng từ tầng 5 đến 9 trong trường hợp tác động của động đất tăng lên $3a_g$.

Ngoài ra, kết quả phân tích cho trường hợp khả năng chịu lực của dầm được thiết kế lớn hơn 1,2 lần so với giá trị yêu cầu nhận được từ kết quả phân tích kết cấu dưới tác dụng của tải trọng động đất thiết kế đã chỉ ra rằng giá trị hệ số dẻo ở hai đầu cột và mức độ xuất hiện cơ chế phá hoại cục bộ tăng lên đáng kể khi chịu tác động động đất. Như vậy, kết quả phân tích động phi tuyến theo các bước thời gian đã chỉ ra được cơ chế phá hoại của kết cấu, những vị trí có thể xuất hiện phá hoại cục bộ để từ đó cần thiết điều chỉnh lại thiết kế cho phù hợp và đạt hiệu quả kinh tế cao hơn.

Bảng 2. Giá trị trung bình của các hệ số dẻo lớn nhất trong dầm theo phân tích động phi tuyến dưới tác dụng của 10 băng gia tốc nền nhân tạo

Tầng	a_g		$1.2a_g$		$1.5a_g$		$2a_g$		$3a_g$	
	Đầu biên	Đầu giữa	Đầu biên	Đầu giữa	Đầu biên	Đầu giữa	Đầu biên	Đầu giữa	Đầu biên	Đầu giữa
12	0.2	0.2	0.2	0.2	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3
11	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.5	0.5	0.6	0.6
10	0.5	0.5	0.6	0.6	0.7	0.7	0.7	0.8	0.8	0.8
9	0.7	0.7	0.8	0.8	0.9	0.9	0.9	1.0	1.1	1.2
8	0.8	0.8	0.9	0.9	1.1	1.1	1.4	1.4	1.9	1.9
7	0.8	0.8	1.0	0.9	1.1	1.1	1.4	1.4	1.9	1.9
6	0.9	0.9	1.1	1.0	1.3	1.2	1.5	1.5	2.2	2.1
5	0.9	0.9	1.1	1.1	1.3	1.3	1.6	1.6	2.5	2.4
4	1.0	1.0	1.2	1.2	1.4	1.4	1.8	1.8	3.4	3.4
3	1.0	1.0	1.2	1.2	1.4	1.4	1.8	1.8	3.4	3.4
2	0.9	0.9	1.1	1.1	1.4	1.4	1.8	1.8	3.3	3.3
1	0.8	0.8	1.0	1.0	1.2	1.2	1.6	1.6	3.0	3.0

Bảng 3. Giá trị trung bình của các hệ số dẻo lớn nhất trong cột theo phân tích động phi tuyến dưới tác dụng của 10 băng gia tốc nền nhân tạo

Tầng	Vị trí	a_g		$1.2a_g$		$1.5a_g$		$2a_g$		$3a_g$	
		Cột biên	Cột giữa	Cột biên	Cột giữa	Cột biên	Cột giữa	Cột biên	Cột giữa	Cột biên	Cột giữa
12	Đỉnh cột	0.3	0.4	0.4	0.4	0.4	0.5	0.5	0.5	0.6	0.6
	Chân cột	0.0	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1
11	Đỉnh cột	0.5	0.6	0.6	0.6	0.7	0.7	0.8	0.8	0.9	0.9
	Chân cột	0.2	0.2	0.2	0.3	0.3	0.3	0.3	0.4	0.4	0.5
10	Đỉnh cột	0.7	0.7	0.7	0.8	0.8	0.9	1.0	1.1	1.7	2.1
	Chân cột	0.4	0.4	0.4	0.5	0.5	0.6	0.6	0.7	0.7	0.8
9	Đỉnh cột	0.8	0.8	0.9	0.9	1.2	1.3	2.7	3.0	5.0	5.5
	Chân cột	0.6	0.6	0.7	0.6	0.7	0.7	0.9	0.8	1.0	1.1
8	Đỉnh cột	0.6	0.6	0.6	0.6	0.7	0.7	0.8	0.8	1.0	1.1
	Chân cột	0.5	0.5	0.6	0.5	0.6	0.6	0.7	0.8	0.8	0.9
7	Đỉnh cột	0.5	0.5	0.6	0.6	0.7	0.7	0.8	0.8	1.2	1.5
	Chân cột	0.6	0.6	0.7	0.7	0.8	0.8	0.9	0.9	1.6	2.0
6	Đỉnh cột	0.7	0.6	0.8	0.7	0.8	0.8	1.1	1.2	2.3	2.8
	Chân cột	0.6	0.6	0.7	0.7	0.8	0.8	0.9	0.9	1.6	1.9
5	Đỉnh cột	0.7	0.7	0.8	0.8	0.9	1.0	1.9	2.5	6.9	9.1
	Chân cột	0.7	0.7	0.7	0.8	0.8	0.9	1.0	1.2	2.0	2.6
4	Đỉnh cột	0.4	0.4	0.4	0.5	0.5	0.5	0.5	0.6	0.6	0.8
	Chân cột	0.4	0.4	0.4	0.5	0.5	0.5	0.5	0.6	0.6	0.7
3	Đỉnh cột	0.3	0.4	0.4	0.4	0.4	0.5	0.5	0.6	0.6	0.7
	Chân cột	0.4	0.5	0.5	0.6	0.5	0.6	0.6	0.7	0.7	0.9
2	Đỉnh cột	0.2	0.2	0.3	0.3	0.3	0.4	0.4	0.5	0.5	0.7
	Chân cột	0.5	0.7	0.6	0.7	0.6	0.8	0.6	0.8	0.8	1.1
1	Đỉnh cột	0.3	0.3	0.3	0.4	0.3	0.5	0.3	0.5	0.4	0.5
	Chân cột	2.3	3.1	3.5	4.7	4.8	6.3	6.9	9.0	14.2	18.3

KẾT QUẢ NGHIÊN CỨU VÀ ỨNG DỤNG

Bảng 4 chỉ ra kết quả giá trị trung bình của các góc nghiêng lớn nhất (%) của tầng nhận được từ các kết quả phân tích động phi tuyến kết cấu dưới tác dụng của 10 băng gia tốc nền nhân tạo. Góc nghiêng lớn nhất của tầng thứ i được định nghĩa bằng chuyển vị tương đối lớn nhất của tầng chia cho chiều cao của tầng đó: $\gamma_i = \delta_i / h_i$. Các giá trị góc nghiêng $\gamma_i \geq 1/100 = 1\%$ được bôi đậm ở Bảng 4. Đối với các trường hợp a_g và $1,2a_g$, góc nghiêng lớn nhất của các tầng đều nhỏ hơn 1%. Khi tăng tác động của động đất thì giá trị góc nghiêng lớn nhất của tầng có xu hướng tăng và đồng thời số lượng các tầng có góc nghiêng lớn hơn 1% cũng tăng lên.

Ngoài ra, Bảng 4 chỉ ra các giá trị góc nghiêng lớn nhất khi sử dụng phân tích theo mô hình coi vật liệu làm việc đàn hồi tuyến tính dưới tác dụng của tải trọng động đất thiết kế tĩnh ngang tương đương [5]. Trong trường hợp này các góc nghiêng lớn nhất của tầng đều nhỏ hơn $1/500 = 0,2\%$, như vậy phù hợp với tiêu chuẩn thiết kế qui định. Như vậy, kết quả đã chỉ ra rằng biến dạng khi phân tích động phi tuyến theo bước thời gian lớn hơn nhiều so với kết quả khi phân tích theo mô hình coi vật liệu làm việc đàn hồi tuyến tính. Điều này là do phân tích theo mô hình vật liệu làm việc phi tuyến đã xét đến sự hình thành các khớp dẻo, phân bố lại nội lực và tập trung biến dạng dẻo của kết cấu.

Bảng 4. Giá trị trung bình của các góc nghiêng lớn nhất (%) theo phân tích động phi tuyến dưới tác dụng của 10 băng gia tốc nền nhân tạo

Tầng	Phân tích động phi tuyến					Đàn hồi tuyến tính
	a_g	$1.2a_g$	$1.5a_g$	$2a_g$	$3a_g$	
12	0.30	0.34	0.39	0.44	0.51	0.08
11	0.47	0.53	0.60	0.68	0.76	0.12
10	0.63	0.71	0.80	0.90	1.07	0.15
9	0.77	0.86	0.99	1.27	1.69	0.19
8	0.79	0.89	1.02	1.27	1.68	0.20
7	0.79	0.89	1.04	1.24	1.66	0.20
6	0.78	0.89	1.06	1.26	1.77	0.20
5	0.79	0.93	1.11	1.40	2.38	0.20
4	0.76	0.92	1.10	1.38	2.47	0.20
3	0.74	0.90	1.07	1.34	2.42	0.19
2	0.67	0.82	0.98	1.26	2.29	0.17
1	0.44	0.61	0.76	1.05	2.02	0.09

5. Kết luận

Bài báo trình bày phương pháp mô hình hoá đơn lò xo phi tuyến sử dụng trong phân tích động phi tuyến kết cấu nhà nhiều tầng chịu tác động động đất và các kết quả đánh giá cơ chế phá hoại cho khung thép 12 tầng được thiết kế xây dựng ở Hà Nội theo TCXDVN 375:2006. Tác động của động đất được thể hiện thông qua 10 băng gia tốc nền nhân tạo và được tăng dần theo các cấp bằng cách nhân giá trị gia tốc nền với các hệ số khác nhau nhằm đánh giá mức độ an toàn của công trình theo mức độ gia tăng của tác động động đất.

Kết quả đã chỉ ra ưu điểm của phương pháp phân tích động phi tuyến so với phân tích theo mô hình giả thiết vật liệu làm việc trong giới hạn đàn hồi tuyến tính đối với kết cấu nhà nhiều tầng chịu động đất. Kết quả phân tích phi tuyến cho phép dự báo được mức độ biến

dạng phi tuyến, sơ đồ hình thành khớp dẻo và cơ chế phá hoại cục bộ của hệ kết cấu. Để từ đó xác định được các vị trí nguy hiểm trong hệ kết cấu và có các điều chỉnh phù hợp trong quá trình thiết kế, đảm bảo mức độ an toàn chịu lực cho công trình và đạt hiệu quả kinh tế cao khi chịu tác động động đất.

Tài liệu tham khảo

1. Paulay T. and Priestley M.J.N. (1992), *Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings*, John Wiley & Sons.
2. Nguyễn Lê Ninh (2007), *Động đất và thiết kế công trình chịu động đất*, NXB Xây dựng, Hà Nội.
3. Nguyễn Lê Ninh (2011), *Cơ sở lý thuyết tính toán công trình chịu động đất*, NXB Khoa học và Kỹ thuật, Hà Nội.
4. Dinh Van Thuat (2011), "Story strength demands of irregular frame buildings under strong earthquakes", *Journal of The Structural Design of Tall and Special Buildings*, John Wiley & Sons, USA, first published online: 6/2011. DOI:10.1002/tal.713.
5. TCXDVN 375:2006, *Thiết kế công trình chịu động đất*, Hà Nội.
6. Clough R.W., Penzien J. (1975), *Dynamics of structures*, McGraw-Hill, New York.
7. AIJ (1986), *Specification for the design, fabrication and erection of steel structures for buildings*, Architectural Institute of Japan.
8. Đinh Văn Thuật (2011), "Tạo băng gia tốc nền từ phổ phản ứng đàn hồi sử dụng chuỗi Fourier", *Tạp chí KHCN Xây dựng, Trường ĐHXD*, số 10, 3-14.
9. Dinh Van Thuat (2012), "Strength reduction factor demands for building structures under different earthquake levels", *Journal of The Structural Design of Tall and Special Buildings*, John Wiley & Sons, USA. (accepted 7/3/2012)
10. UC-Win/Frame 3D (2011), *Chương trình phân tích kết cấu phi tuyến*, Forum 8, Tokyo.