

Đánh giá phương pháp thiết kế kháng chấn khung bê tông cốt thép theo tính phi tuyến đẩy dần và tiêu chuẩn TCVN 9386:2012

Evaluation of the seismic method of designing reinforced concrete frame by the nonlinear static pushover analysis and TCVN 9386:2012

Nguyễn Vĩnh Sáng^{1,*}, Ngô Hữu Sơn², và Đặng Việt Hưng²

¹Bộ môn Kỹ thuật Công trình, Phân hiệu Trường Đại học Thủy Lợi;

²Phân hiệu Trường Đại học Thủy Lợi;

*Tác giả liên hệ: sangnv@tlu.edu.vn

■Nhận bài: 24/03/2025 ■Sửa bài: 05/05/2025 ■Duyệt đăng: 10/06/2025

TÓM TẮT

Bài báo này trình bày cơ sở lý thuyết phương pháp tính phi tuyến đẩy dần và thiết kế kháng chấn theo phổ phản ứng của tiêu chuẩn TCVN 9386:2012. Phương pháp tính phi tuyến đẩy dần bằng các khớp dẻo lý tưởng mặc định trong chương trình thương mại ETABS cũng được trình bày. Một ví dụ số bằng kết cấu khung phẳng 8 tầng được sử dụng. Kết quả thiết kế kháng chấn cho kết cấu khung này theo tiêu chuẩn TCVN 9386:2012 được so sánh với phương pháp tính phi tuyến đẩy dần về cốt thép dọc cho cột và dầm. Kết quả so sánh cho thấy phương pháp tính phi tuyến đẩy dần cho diện tích cốt thép cột và dầm nhỏ hơn TCVN 9386:2012 khi xét cùng chuyển vị đỉnh khung.

Từ khóa: phân tích đẩy dần, thiết kế kháng chấn, khung bê tông cốt thép, TCVN 9386:2012.

ABSTRACT

This study delineates the theoretical foundation of the nonlinear static pushover analysis method and seismic design in accordance with the response spectrum of the TCVN 9386:2012. The nonlinear static pushover analysis method utilizing the default ideal plastic hinges in the commercial software ETABS was also demonstrated. An 8-story flat frame structure was utilized as a numerical illustration. The seismic design outcomes for this frame structure, in accordance with the TCVN 9386:2012, were juxtaposed using the nonlinear static pushover analysis method for longitudinal reinforcement of columns and beams. The comparative analysis indicates that the nonlinear static pushover approach yields reduced reinforcement areas for columns and beams compared to TCVN 9386:2012 when considering the same top displacement of the frame.

Keywords: pushover analysis, seismic design, reinforced concrete frames, TCVN 9386:2012.

1. GIỚI THIỆU

Tiêu chuẩn Việt Nam TCVN 9386:2012 [1] đánh giá ứng xử đàn dẻo thông qua hệ số ứng xử q nhằm đơn giản hóa trong quá trình phân tích và sử dụng phân tích đàn hồi để dự đoán một cách gần đúng ứng xử đàn dẻo thông qua hệ số ứng xử q này. Hạn chế của việc sử dụng hệ số ứng xử q mang tính tổng quát, không thể hiện được diễn biến của

quá trình “phi tuyến-chảy dẻo” của các cấu kiện dẫn đến sự phân phối lại nội lực do động đất gây ra. Ngoài ra, các kết cấu và phi kết cấu khác nhau cũng sử dụng chung một hệ số ứng xử q dẫn tới không đánh giá đúng cơ cấu phá hoại công trình. Phương pháp thiết kế kháng chấn dựa theo tính năng đã được nghiên cứu trên thế giới từ 1930. Khoảng giữa những năm 1990, Ủy ban quản lý thẩm

họa khản cấp liên bang Mỹ (FEMA) [2-3], đã đưa ra các hướng dẫn đầu tiên và phát triển tới ngày nay. Phương pháp này sử dụng kỹ thuật phân tích “*phi tuyến đẩy dần*” để đánh giá ứng xử kết cấu và đảm bảo “*mục tiêu tính năng*” tương ứng với từng mức kháng chấn dự kiến trước. Việc lựa chọn mức tính năng cho công trình gồm chủ đầu tư, kỹ sư thiết kế và các bên liên quan như dân cư ngụ ở công trình nhằm đáp ứng một số hoặc nhiều mục tiêu tính năng: chi phí xây dựng, thời gian xây dựng, chi phí và thời gian sửa chữa, an toàn tính mạng, thương vong ... khi xảy ra động đất. Các “*mục tiêu tính năng*” này trong thiết kế thường được sử dụng kỹ thuật bằng phương pháp tĩnh phi tuyến đẩy dần để kiểm soát lực hoặc chuyển vị. Xu hướng áp dụng phương pháp thiết kế kháng chấn hiện đại này cho công trình nói chung và kết cấu khung bê tông cốt thép nói riêng ngày càng trở nên phổ biến và rõ ràng.

Phương pháp phân tích tĩnh phi tuyến đẩy dần được đưa vào thực tế vào năm 1970 nhưng tiềm năng của phương pháp này mới được công nhận 10 đến 15 năm sau. Quy trình này chủ yếu sử dụng để ước tính khả năng cường độ và chuyển vị lệch tầng cho kết cấu cũ và yêu cầu kháng chấn cho kết cấu này khi chịu động đất. Quy trình này cũng được sử dụng để đánh giá và kiểm tra cho thiết kế kết cấu mới. Phân tích tĩnh phi tuyến đẩy dần được định nghĩa là phân tích mô hình toán học khá phức tạp kết hợp trực tiếp với các đặc tính chuyển vị tải trọng thường của các bộ phận hoặc các cấu kiện riêng lẻ của công trình khi chịu tải trọng ngang đặc trưng cho lực quán tính của tải trọng động đất gây ra cho đến khi đạt được chuyển vị mục tiêu. Chuyển vị mục tiêu là chuyển vị đàn hồi lớn nhất cộng với chuyển vị đàn dẻo của công trình khi phân tích tĩnh phi tuyến đẩy dần để đánh giá tính năng kết cấu thông qua ước tính khả năng lực, chuyển vị và yêu cầu kháng chấn trong thuật toán phân tích tĩnh phi tuyến.

Với sự phát triển của khoa học máy tính ngày nay, các phần mềm thiết kế kết cấu bản

thương mại như ETABS [4], SAP2000 [5] đã tích hợp nhiều tiêu chuẩn tính toán và thiết kế vào hệ thống. Các tiêu chí đánh giá của các khớp dẻo cục bộ theo FEMA 356 [2], EC 8 [6], ATC 40 [7] và ASCE 41-17 [8] của các bộ phận kết cấu sử dụng cho phân tích tĩnh phi tuyến đẩy dần được mặc định trong các phần mềm này. Từ đó, các bước tính toán thiết kế được đơn giản hơn nhiều cho người sử dụng.

Do có những khác nhau về tiêu chí đánh giá và phương pháp phân tích nội lực của thiết kế kháng chấn của TCVN 9386:2012 [1] và phương pháp tĩnh phi tuyến đẩy dần. Mục đích của nghiên cứu này là đánh giá hai phương pháp này trong thiết kế kháng chấn khung phẳng bê tông cốt thép theo điều kiện vật liệu tại Việt Nam.

2. PHƯƠNG PHÁP PHÂN TÍCH

2.1. Phương pháp tĩnh phi tuyến đẩy dần

2.1.1. Lý thuyết cơ bản

Phân tích tĩnh phi tuyến đẩy dần có thể sử dụng hai phương pháp: kiểm soát lực hoặc kiểm soát chuyển vị tùy thuộc vào bản chất vật lý của tải trọng ngang và ứng xử kết cấu. Quy trình kiểm soát thường được sử dụng với các tải trọng đã biết như trọng lực (tĩnh tải và hoạt tải đứng) và kết cấu dự kiến chịu tải trọng. Quy trình kiểm soát chuyển vị được sử dụng khi không biết cường độ của tải tác động, kết cấu suy giảm độ cứng hoặc mất ổn định. Phân tích tĩnh phi tuyến đẩy dần là một thủ tục lặp, phụ thuộc vào chuyển vị cuối cùng vì ảnh hưởng của cản nhớt và tiêu tán năng lượng của vòng lặp trễ do chuyển vị phi tuyến.

Phương pháp phân tích tĩnh phi tuyến được xây dựng trên giả thiết ứng xử của công trình có thể được xem xét thông qua ứng xử của hệ một bậc tự do tương đương (equivalent SDOF system) thay thế. Điều này có nghĩa, ứng xử của công trình sẽ do một dạng dao động không chế và hình dáng của của dạng dao động này giữ nguyên trong cả quá trình phân tích. Việc sử dụng các giả thiết này có

thể dự đoán một cách tương đối chính xác ứng xử của lớn nhất của hệ nhiều bậc tự do mà dạng dao động đầu tiên chiếm ưu thế.

Lý thuyết chuyển đổi hệ nhiều bậc tự do thành hệ một bậc tự do tương đương trình bày dưới đây là cơ sở quan trọng khi áp dụng phương pháp tĩnh phi tuyến đẩy dần. Phương trình dao động của hệ nhiều bậc tự do chịu tác động của gia tốc nền theo phương ngang được biểu thị như sau:

$$[M]\{\ddot{x}\} + [C]\{\dot{x}\} + \{Q\} = -[\ddot{M}] \{1\} \{\ddot{x}_g\} \quad (1)$$

trong đó $[M]$, $[C]$ lần lượt là ma trận khối lượng và ma trận cản, $\{x\}$ là véc tơ chuyển vị tương đối, $\{\ddot{x}_g\}$ là gia tốc dao động của nền, $\{Q\}$ là véc tơ lực của các tầng.

Giả thiết, $\{\Phi\}$ véc tơ hình dạng được chuẩn hóa tại vị trí đỉnh công trình, $\{x_r\}$ đặt tại là chuyển vị đỉnh ta có:

$$\{x\} = \{\Phi\} \{x_r\} \quad (2)$$

Thay vào phương trình (1) trên ta có:

$$[M]\{\Phi\} \ddot{x}_x + [C]\{\Phi\} \dot{x}_x + \{Q\} = -[\ddot{M}] \{1\} \{\ddot{x}_g\} \quad (3)$$

$$= -\left[\ddot{M} \right] \{1\} \{\ddot{x}_g\}$$

Hệ một bậc tự do tương đương được định nghĩa với chuyển vị tham chiếu x^r xác định như sau:

$$x^r = \frac{\{\Phi\}^T [M] \{\Phi\}}{\{\Phi\}^T [M] \{1\}} x_t \quad (4)$$

Nhân 2 vế của phương trình (3) với $\{\Phi\}^T$ và thay x_t từ phương trình (5), ta có phương trình cân bằng của hệ một bậc tự do tương đương:

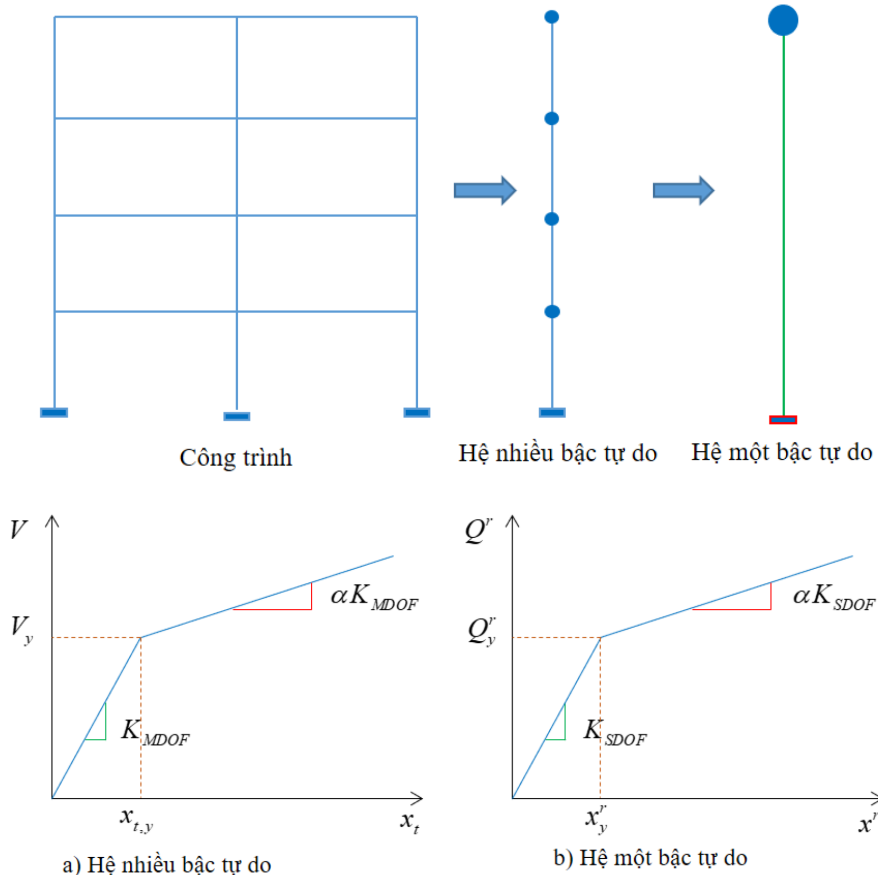
$$M^r \ddot{x}^r + C^r \dot{x}^r + Q^r = -M^r \ddot{x}_g \quad (5)$$

Trong đó:

$$M^r = \{\Phi\}^T [M] \{1\} \quad (6)$$

$$Q^r = \{\Phi\}^T \{Q\} \quad (7)$$

$$C^r = \{\Phi\}^T [C] \{\Phi\} \frac{\{\Phi\}^T [M] \{1\}}{\{\Phi\}^T [M] \{\Phi\}} \quad (8)$$



Hình 1. Quan hệ lực-biến dạng của công trình và hệ một bậc tự do tương đương.

Quan hệ lực - biến dạng của hệ một bậc tự do tương đương được xác định từ kết quả phân tích tĩnh phi tuyến của hệ nhiều bậc tự do sử dụng véc tơ hình dáng đã nêu ở trên. Quan hệ lực-biến dạng được lý tưởng hóa bằng đường quan hệ hai đoạn thẳng (bilinear), xem Hình 1.

Chu kỳ của hệ một bậc tự do tương đương được xác định bằng công thức sau:

$$T_{eq} = 2\pi \left[\frac{x_y^r M^r}{Q_y^r} \right]^{0.5} \quad (9)$$

trong đó x_y^r , Q_y^r lần lượt là chuyển vị dẻo và lực chảy dẻo của hệ một bậc tự do tương đương được xác định theo công thức:

$$x_y^r = \frac{\{\Phi\}^T [M] \{\Phi\}}{\{\Phi\}^T [M] \{1\}} x_{t,y} \quad (10)$$

$$Q_y^r = \{\Phi\}^T \{Q_y\} \quad (11)$$

trong đó $\{Q_y\}$ là véc tơ lực của các tầng khi “chảy dẻo”, giữa $\{Q_y\}$ và lực cắt đáy V_y có quan hệ sau:

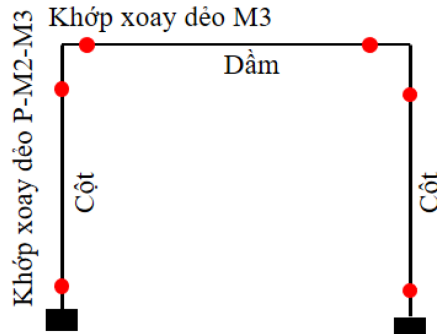
$$V_y = \{1\}^T \{Q_y\} \quad (12)$$

Đến đây, các đặc trưng động lực của hệ một bậc tự do tương đương đã được xác định. Qua đó, ta xác định được ứng xử kết cấu thông qua mối quan hệ lực cắt đáy-chuyển vị đỉnh. Dựa trên mục tiêu của chuyển vị cần xem xét cho bài toán thiết kế, nội lực khung tương ứng được sử dụng để phân tích thiết kế kháng chấn theo phương pháp này.

2.1.2. Phân tích tĩnh phi tuyến đẩy dần bằng phần mềm thương mại ETABS [4]

Bước 1: Trong ETABS mặc định các thông số khớp theo ATC 40 [7], FEMA 273 [3], FEMA 356 [2] và ASCE 41-17 [8] có đặc trưng vật liệu trong tiêu chuẩn ACI 318 [9]. Hoặc người dùng có thể nhập bất kỳ loại thông số khớp dẻo nào cũng như bất kỳ đặc trưng vật liệu theo các Tiêu chuẩn khác nhau. Thông số bản lề xoay dẻo được mặc định theo FEMA 356 [2] và ASCE 41-17 [8] cho phần tử cột xét cả lực dọc và mô men theo hai phương P - M2 - M3 (PMM) còn phần tử dầm xét mô

men chịu uốn trong mặt phẳng làm việc M3 (M). Hoặc khớp dẻo có thể do người dùng đưa các thuộc tính mô men, lực dọc, lực cắt và góc xoay cho phân tích phi tuyến cục bộ của tiết diện của các cấu kiện kết cấu (Hình 2).



Hình 2. Vị trí khớp xoay dẻo trong ETABS cho dầm và cột.

Bước 2: Khai báo các đặc tính và tiêu chí đánh giá của khớp dẻo đẩy dần trong ETABS.

Bước 3: Xác định vị trí bản lề đẩy dần trong mô hình. Gán toàn bộ khớp dẻo đẩy dần cho tất cả phần tử dầm, cột trên khung.

Bước 4: Khai báo tải trọng tĩnh phi tuyến đẩy dần. Thông thường giai đoạn ban đầu đẩy dần của tải trọng theo phương trọng lực (tĩnh tải và phần trăm của hoạt tải), tiếp theo đẩy dần xét đến tải ngang do động đất gây ra. Đồng thời khai báo loại phân tích là kiểm soát lực hoặc chuyển vị.

Bước 5: Chạy mô hình tĩnh phi tuyến đẩy dần.

Bước 6: Xem kết quả gồm đường cong đẩy dần của chuyển vị đỉnh mái và lực cắt đáy.

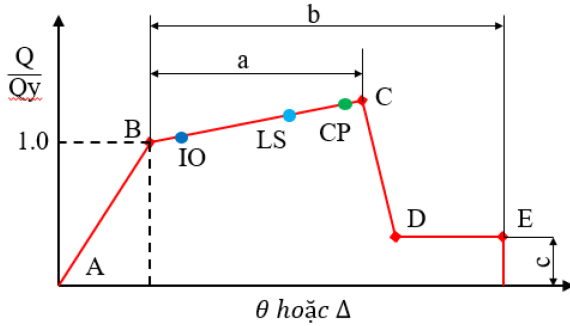
Bước 7: Xem hình dạng chuyển vị của các bản lề xoay dẻo ở từng bước đẩy dần. Xác định chuyển vị đỉnh khung tại các bước đẩy dần. Từ đó, xác định được chuyển vị mục tiêu đặt ra ban đầu của bài toán thiết kế.

Bước 8: Xuất nội lực và tính toán cốt thép dầm cột tại bước đẩy dần đang xem xét theo chuyển vị đỉnh khung.

2.2. Quan hệ lực-chuyển vị của khớp dẻo

FEMA 356 [2] và ASCE 41-17 [8] và kiến nghị sử dụng quan hệ lực – biến dạng của cấu kiện bê tông cốt thép và tiêu chí tiếp tục sử dụng

(IO), an toàn tính mạng (LS) và ngăn ngừa sụp đổ (CP) thể hiện trong Hình 3. Các hệ số a, b, c được quy định trong FEMA 356 [2] và ASCE 41-17 [8] theo các cấu kiện kết cấu.



Hình 3. Quan hệ lực - biến dạng đối với các cấu kiện bê tông cốt thép.

2.3. Phương pháp phổ phản ứng theo TCVN 9386-2012.

Theo Tiêu chuẩn Việt Nam TCVN 9386:2012 [1], phổ phản ứng gia tốc thiết kế theo phương nằm ngang $S_d(T)$ thông qua hệ số ứng xử q được xác định như sau [1]:

$$0 \leq T \leq T_B :$$

$$S_d(T) = a_g S \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \left(\frac{2.5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad (13)$$

$$T_B \leq T \leq T_C, S_d(T) = a_g S \frac{2.5}{q} \quad (14)$$

$$T_C \leq T \leq T_D, S_d(T) = \begin{cases} a_g S \times \frac{2.5}{q} \left[\frac{T_C}{T} \right] \\ \geq \beta a_g \end{cases} \quad (15)$$

$$T_D \leq T \leq 4, S_d(T) = \begin{cases} a_g S \times \frac{2.5}{q} \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right] \\ \geq \beta a_g \end{cases} \quad (16)$$

trong đó $a_g = \gamma_I a_{gR}$ và $\beta = 0.2$ là hệ số ứng với cận dưới cả phổ phản ứng theo phương ngang. q là hệ số ứng xử của kết cấu chịu tác dụng của tải động đất [1].

$$q = q_0 k_w \geq 1.5 \quad (17)$$

3. VÍ DỤ SỐ VÀ THẢO LUẬN

3.1. Thông số khung bê tông cốt thép và tải trọng.

Xét một kết cấu khung BTCT có 8 tầng có nhịp 7m, chiều cao mỗi tầng là 3,6m, công

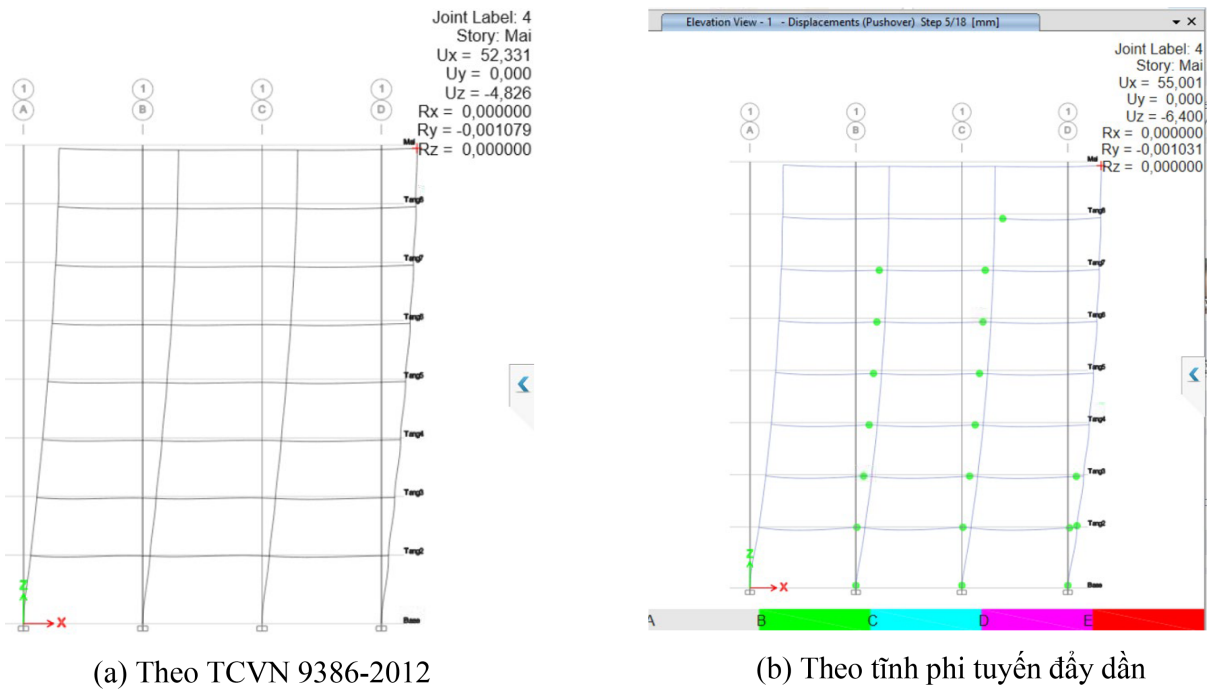
trình xét là loại văn phòng và địa điểm xây dựng tại Quận Bình Thạnh - Thành phố Hồ Chí Minh. Tải trọng tác dụng lên khung có tính tải (trọng lượng bản thân sàn và cấu tạo sàn kiến trúc, tường xây và trọng lượng bản thân kết cấu) và hoạt tải sử dụng với các giá trị như sau: Tĩnh tải bản thân sàn và cấu tạo sàn theo kiến trúc của các tầng (2-8) là 26,18 kN/m và tầng mái là 17,61 kN/m, tĩnh tải tường xây trên tất cả các dầm (trừ dầm mái) là 13,3 kN/m, trọng lượng bản thân kết cấu mô hình ETABS tự động tính toán và hoạt tải sử dụng là 18,18 kN/m và hoạt tải mái là 2,7 kN/m. Vật liệu theo tiêu chuẩn TCVN 5574:2018 [9] có bê tông sử dụng cho kết cấu có cấp bền B20, cốt thép sử dụng loại CB300V. Gia tốc đỉnh nền tại Quận Bình Thạnh $a_{gR} = 0.0853g_R$, đất nền xem xét là loại D theo TCVN 9386:2012 [1]. Hệ số cản nhớt kết cấu là 0.05 và xét khung cấp II có hệ số tầm quan trọng $\gamma_n = 1.0$ (thuận lợi cho tính toán). Tiết diện tất cả các dầm khung từ tầng 2 đến 7 là 200×700 (mm), tầng mái có tiết diện 200×600 (mm). Tiết diện cột được tóm tắt ở Bảng 1.

3.2. Kết quả tính toán

3.2.1. Chuyển vị đỉnh và nội lực khung

Chuyển vị đỉnh khung theo TCVN 9386-2012 [1] (52,3mm) và phương pháp tĩnh phi tuyến đẩy dần ở Bước 5 (55,0mm) được thể hiện ở Hình 4. Các kết quả tính toán ở Bước 5 theo phương pháp tĩnh phi tuyến đẩy dần sẽ được sử dụng để so sánh và đánh giá với TCVN 9386:2012 [1] khi có chuyển vị đỉnh gần bằng nhau. Ngoài ra, Hình 2 (b) cũng thể hiện cơ cấu khớp dẻo xuất hiện trên khung, tất cả các khớp dẻo đều làm việc ở giai đoạn phi tuyến đàn dẻo (BC). Hơn nữa, dựa vào ứng xử của các khớp dẻo này, người thiết kế có thể thay đổi để lựa chọn cơ cấu phá hoại phù hợp nhất cho hệ kết cấu đang xem xét.

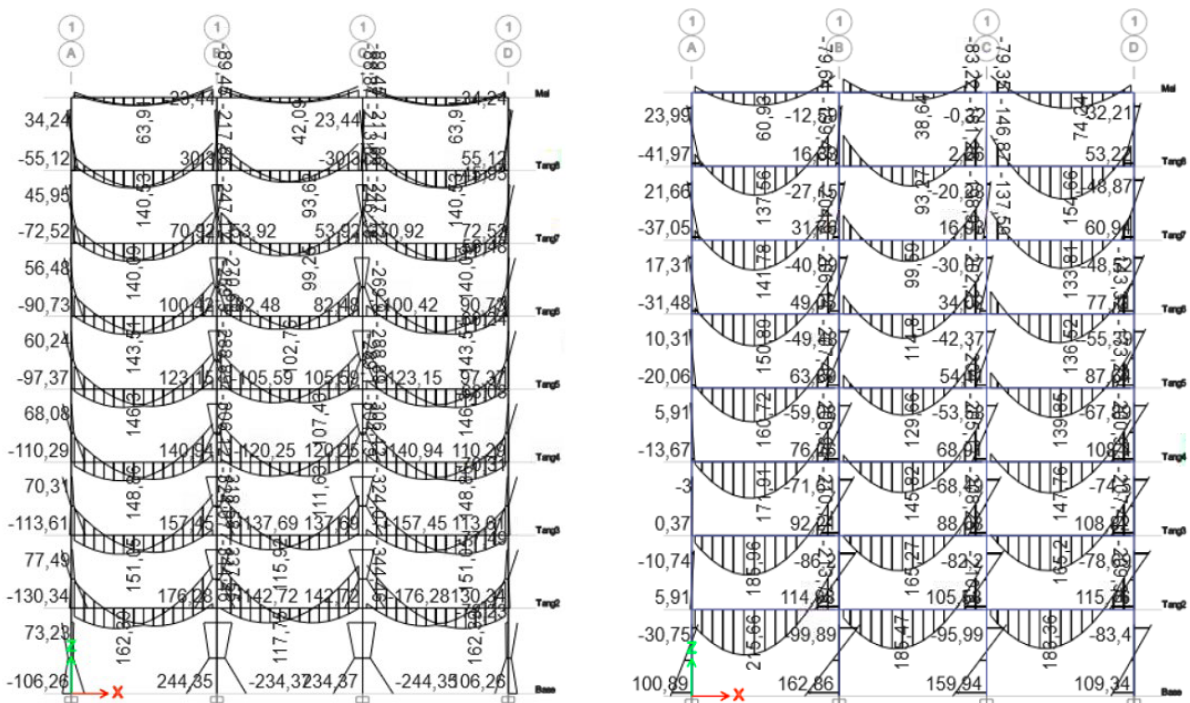
Mô men uốn của khung theo TCVN 9386:2012 và phương pháp tĩnh phi tuyến đẩy dần ở Bước 5 cũng được thể hiện trên Hình 5.



(a) Theo TCVN 9386-2012

(b) Theo tính phi tuyến đẩy dần

Hình 4. Chuyển vị đỉnh khung theo TCVN 9386:2012 [1] và ở Bước 5 theo tính phi tuyến đẩy dần.



(a) Theo TCVN 9386-2012

(b) Theo tính phi tuyến đẩy dần

Hình 5. Mô men uốn của khung theo TCVN 9386:2012 [1] và ở Bước 5 theo tính phi tuyến đẩy dần.

Bảng 1: Tiết diện cột

Tầng	Cột biên trục A và D		Cột giữa trục B và C	
	<i>b</i> (mm)	<i>h</i> (mm)	<i>b</i> (mm)	<i>h</i> (mm)
1-2	300	450	400	550
3-4	300	400	400	500

5-6	300	350	400	450
7-mái	300	300	400	400

3.2.2. Cốt thép dầm theo hai phương pháp

Cốt thép dọc cho dầm và cột được xác định theo TCVN 5574:2018 [10], lớp bảo vệ cốt thép dầm và cột lấy bằng 40mm. Thép cột

được thiết kế theo cột lệch tâm phẳng bố trí cốt thép đối xứng.

Bảng 2 thể hiện tóm tắt kết quả tính toán cốt thép dầm theo tĩnh phi tuyến đẩy dần và TCVN 9386:2012 [1]. Kết quả cho thấy mô men và cốt thép của phương pháp tĩnh phi tuyến đẩy dần nhỏ hơn đáng kể so với TCVN 9386:2012 [1]. Trái lại, các giá trị này ở giữa nhịp theo phương pháp tĩnh phi tuyến đẩy dần lớn hơn TCVN 9386:2012 [1]. Kết quả này có

được do sự suy giảm độ cứng ở các khớp dầm dưới tác dụng của tải trọng động đất, dẫn tới phân phối nội lực từ gối ra nhịp dầm. Ngoài ra, kết quả phân tích cho tất cả dầm của khung, hệ số trung bình của tỉ số diện tích cốt thép theo phương pháp tĩnh phi tuyến đẩy so với TCVN 9386:2012 [1] bằng 0,87 với độ lệch chuẩn 0,33. Kết quả này cho thấy, về tổng thể phương pháp tĩnh phi tuyến đẩy dần tiết kiệm cốt thép dầm hơn TCVN 9386:2012 [1].

Bảng 2: Kết quả tính toán cốt thép dầm

Tầng	Vị trí	M (kN.m)			$A_{s,tt}$ (mm ²)		
			Pushover	TCVN	Pushover	TCVN	Pushover/TCVN
2	Gối A	$ M_{min} $	209,0	197,5	1068,9	1000,9	1,07
	Nhịp AB	M_{max}	215,5	144,5	941,9	629,5	1,50
	Gối B	$ M_{min} $	213,8	346,8	1097,7	2045,9	0,54
	Gối B	$ M_{min} $	210,6	349,8	1078,4	2072,4	0,52
	Nhịp BC	M_{max}	184,0	105,2	803,1	457,3	1,76
	Gối C	$ M_{min} $	210,6	349,8	1078,4	2072,4	0,52
3	Gối A	$ M_{min} $	207,0	208,2	1056,9	1064,1	0,99
	Nhịp AB	M_{max}	185,3	137,6	929,8	599,3	1,55
	Gối B	$ M_{min} $	210,7	333,5	1079,1	1933,3	0,56
	Gối B	$ M_{min} $	208,3	335,1	1064,5	1946,6	0,55
	Nhịp BC	M_{max}	165,2	106,1	720,4	461,6	1,56
	Gối C	$ M_{min} $	208,3	335,1	1064,5	1946,6	0,55
4	Gối A	$ M_{min} $	200,0	191,5	1015,4	965,8	1,05
	Nhịp AB	M_{max}	171,9	139,1	749,8	605,8	1,24
	Gối B	$ M_{min} $	208,9	316,1	1068,4	1793,7	0,60
	Gối B	$ M_{min} $	205,2	319,7	1046,0	1821,6	0,57
	Nhịp BC	M_{max}	145,8	104,4	635,2	454,1	1,40
	Gối C	$ M_{min} $	205,2	319,7	1046,0	1821,6	0,57
5	Gối A	$ M_{min} $	183,0	174,8	916,9	870,3	1,05
	Nhịp AB	M_{max}	160,7	139,3	700,5	606,8	1,15
	Gối B	$ M_{min} $	207,5	298,0	1059,7	1656,9	0,64
	Gối B	$ M_{min} $	204,0	300,8	1039,1	1677,4	0,62
	Nhịp BC	M_{max}	129,5	103,0	563,6	447,8	1,26
	Gối C	$ M_{min} $	204,0	300,8	1039,1	1677,4	0,62

6	Gói A	$ M_{min} $	143,0	155,2	132,8	761,6	0,17
	Nhịp AB	M_{max}	150,8	139,4	696,0	607,0	1,15
	Gói B	$ M_{min} $	206,1	277,3	1051,8	1508,3	0,70
	Gói B	$ M_{min} $	202,2	278,2	1028,6	1514,8	0,68
	Nhịp BC	M_{max}	114,8	101,1	499,4	439,6	1,14
	Gói C	$ M_{min} $	202,2	278,2	1028,6	1514,8	0,68
7	Gói A	$ M_{min} $	46,0	131,9	210,8	637,0	0,33
	Nhịp AB	M_{max}	141,7	138,6	617,3	603,7	1,02
	Gói B	$ M_{min} $	204,9	252,7	1044,4	1342,2	0,78
	Gói B	$ M_{min} $	199,0	249,4	1009,6	1321,1	0,76
	Nhịp BC	M_{max}	99,6	98,8	433,0	429,4	1,01
	Gói C	$ M_{min} $	199,0	249,4	1009,6	1321,1	0,76
8	Gói A	$ M_{min} $	57,4	100,4	264,6	475,0	0,56
	Nhịp AB	M_{max}	137,5	137,9	598,7	600,8	1,00
	Gói B	$ M_{min} $	199,4	222,1	1012,1	1148,3	0,88
	Gói B	$ M_{min} $	181,3	212,0	907,1	1086,6	0,83
	Nhịp BC	M_{max}	93,2	95,0	405,1	413,2	0,98
	Gói C	$ M_{min} $	181,3	212,0	907,1	1086,6	0,83
Mái	Gói A	$ M_{min} $	28,3	40,0	153,0	218,4	0,70
	Nhịp AB	M_{max}	60,9	62,2	311,9	318,8	0,98
	Gói B	$ M_{min} $	79,6	92,5	449,9	528,7	0,85
	Gói B	$ M_{min} $	63,3	88,2	352,5	502,3	0,70
	Nhịp BC	M_{max}	37,6	45,5	192,4	232,9	0,83
	Gói C	$ M_{min} $	83,2	88,2	471,5	502,3	0,94
Trung bình							0,87
Độ lệch chuẩn							0,33

3.2.3. Cốt thép cột theo hai phương pháp

Kết quả tính toán cốt thép cột của hai phương pháp cho ba cặp nội lực nguy hiểm cho cột lệch tâm phẳng được thể hiện tóm tắt trên Bảng 3. Đối với cột biên (trục A và D), cốt thép cột ở tầng 1 giữa hai phương pháp phân tích khá phù hợp, khi tỷ số cốt thép cột giữa tĩnh phi tuyến đẩy dần và TCVN 9386:2012 [1] đạt 0,90 và 0,95. Điểm khác biệt ở cột tầng 2 đến 6, phương pháp tĩnh phi tuyến đẩy dần tính toán ra cốt thép cấu tạo (diện tích cốt thép bé), còn kết quả tính toán theo TCVN 9386:2012 [1] cho diện tích cốt thép đáng kể (hàm lượng lớn nhất

đạt 0,72%). Cốt thép cột biên còn lại ở tầng 7 và 8, theo phương pháp tĩnh phi tuyến đẩy dần nhỏ hơn đáng kể TCVN 9386:2012 [1]. Điều này cũng thu được tương tự với cốt thép cột giữa (trục B và C), diện tích cốt thép tính toán của phương pháp tĩnh phi tuyến đẩy dần nhỏ hơn đáng kể TCVN 9386:2012 [1]. Kết quả thu được cho thấy, việc hình thành khớp dẻo giúp phân phối nội lực trong khung, giảm mô men ở cột trong khi lực dọc ở hai phương pháp gần bằng nhau. Từ đó, kết quả tính toán diện tích cốt thép cột của phương pháp tĩnh phi tuyến đẩy dần cho kết quả nhỏ hơn, tiết kiệm hơn so với TCVN 9386:2012 [1].

Bảng 3: So sánh cốt thép cột theo tính phi tuyến đẩy dần và TCVN 9386:2012 [1].

Tầng	Đặc điểm cấp nội lực	Cột biên trục A và D ($A_{s,tt} = A'_{s,tt}$ (mm ²))			Cột giữa trục B và C ($A_{s,tt} = A'_{s,tt}$ (mm ²))		
		Pushover	TCVN	Pushover / TCVN	Pushover	TCVN	Pushover / TCVN
1	$ M_{max} $	658,5	730,87	0,90	1411,0	2261,5	0,62
	N_{max}	658,5	730,87	0,90	1411,0	2368,0	0,60
	e_{max}	658,5	694,99	0,95	1411,0	2261,5	0,62
2	$ M_{max} $	Cấu tạo	820,42	-	906,54	1298,5	0,70
	N_{max}	Cấu tạo	820,42	-	906,54	1187,7	0,76
	e_{max}	Cấu tạo	820,42	-	906,54	1298,5	0,70
3	$ M_{max} $	Cấu tạo	776,29	-	824,25	1165,0	0,71
	N_{max}	Cấu tạo	776,29	-	824,25	1097,8	0,75
	e_{max}	Cấu tạo	776,29	-	824,25	1165,0	0,71
4	$ M_{max} $	Cấu tạo	654,95	-	Cấu tạo	948,91	-
	N_{max}	Cấu tạo	654,95	-	Cấu tạo	893,62	-
	e_{max}	Cấu tạo	654,95	-	Cấu tạo	948,91	-
5	$ M_{max} $	Cấu tạo	625,00	-	Cấu tạo	862,69	-
	N_{max}	Cấu tạo	625,00	-	Cấu tạo	840,68	-
	e_{max}	Cấu tạo	625,00	-	Cấu tạo	862,69	-
6	$ M_{max} $	Cấu tạo	472,26	-	Cấu tạo	44,12	-
	N_{max}	Cấu tạo	472,26	-	Cấu tạo	Cấu tạo	-
	e_{max}	Cấu tạo	472,26	-	Cấu tạo	44,12	-
7	$ M_{max} $	182,44	576,47	0,32	Cấu tạo	66,95	-
	N_{max}	182,44	576,47	0,32	Cấu tạo	Cấu tạo	-
	e_{max}	182,44	576,47	0,32	Cấu tạo	66,95	-
8	$ M_{max} $	430,88	565,63	0,76	Cấu tạo	51,04	-
	N_{max}	430,88	565,63	0,76	Cấu tạo	Cấu tạo	-
	e_{max}	430,88	565,63	0,76	Cấu tạo	51,04	-

4. KẾT LUẬN

Trong nghiên cứu này, cơ sở lý thuyết quan trọng của phương pháp thiết kế mới, hiện đại và là xu hướng của thiết kế kháng chấn hiện nay dựa trên phân tích tĩnh phi tuyến đẩy dần. Ngoài ra, phương pháp phổ phản ứng thiết kế kháng chấn hiện hành TCVN 9386:2012 được trình bày. Một số kết luận chính được đưa ra

như sau:

Phương pháp thiết kế kháng chấn theo TCVN 9386:2012 đánh giá ứng xử dẻo và tiêu tán năng lượng dựa trên hệ số ứng xử q . Phương pháp đẩy dần phi tuyến thể hiện ứng xử kết cấu thông qua các khớp dẻo cục bộ ở các vị trí tới hạn “vùng nguy hiểm” cho cấu kiện khung, thông qua cơ chế hình thành khớp

đeo dưới tác dụng của tải trọng ngang, nội lực được phân phối lại và sự tiêu tán năng lượng do động đất được hấp thụ khi kết cấu ứng xử phi tuyến tính.

Phương pháp tính phi tuyến đẩy dần để mô tả ứng xử phi tuyến kết cấu là một phương pháp đơn giản do nhiều mặc định trong phần mềm thương mại ETABS theo ASCE 41-17.

Sử dụng phương pháp tính phi tuyến đẩy dần với khớp dẻo cục bộ ở vùng tới hạn của cấu kiện, mô hình hóa trong phần mềm ETABS thu được kết quả rõ ràng ứng xử tại các vị trí nguy hiểm này. Qua đó, cho phép người kỹ sư thiết kế thay đổi để lựa chọn cơ cấu phá hoại phù hợp nhất cho hệ kết cấu đang xem xét.

Cốt thép cột và dầm cho khung phẳng bê tông cốt thép về tổng thể, phương pháp tính phi tuyến đẩy dần cho diện tích cốt thép ít hơn, tiết kiệm hơn so với TCVN 9386:2012.

Trong các nghiên cứu trong tương lai, thực hiện phân tích đánh giá cho hệ kết cấu khung không gian có chiều cao tầng khác nhau, dạng hình học bất đối xứng, dạng đặc biệt, các dạng kết cấu hỗn hợp khung – vách hoặc lõi.

TÀI LIỆU THAM KHẢO

[1] TCVN 9386:2012, “*Thiết kế công trình chịu động đất*,” Viện Khoa học Công nghệ Xây dựng - Bộ Xây dựng, 2012.

[2] FEMA-356, “*Pre-standard and commentary*

for seismic rehabilitation of buildings,” in Federal Emergency Management Agency, Washington (DC), 2000.

[3] FEMA-273, “*NEHRP guidelines for the seismic rehabilitation of buildings*,” in Federal Emergency Management Agency, Washington (DC), 1996.

[4] CSI. ETBAS V-20.0.1, “*Extended 3D Analysis of Building Systems*,” Computers and Structures Inc, erkeley (CA,USA), 2020.

[5] CSI. SAP2000 V-20, “*Integrated finite element analysis and design of structures basic analysis reference manual*,” Computers and Structures Inc, Berkeley (CA, USA), 2020.

[6] Eurocode 8, “*Design of structures for earthquake resistance*,” The European Union, 1998.

[7] ATC-40, “*Seismic Evaluation and Retrofit of Reinforced Concrete Buildings*,” in Applied Technology Council, Redwood City (CA), 1996.

[8] ASCE/SEI-41-17, “*Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*,” Kensington Public Safety Building 217 Arlington Avenue, 2019.

[9] ACI 318-19, “*Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318M - 19) and Commentary*,” 2019.

[10] TCVN 5574:2018, “*Kết cấu bê tông và bê tông cốt thép - Tiêu chuẩn thiết kế*,” Bộ Khoa học và Công nghệ, 2018.