PHÂN TÍCH PHI TUYẾN NHÀ CAO TẦNG KẾT CẤU THÉP CHỊU TÁC ĐỘNG ĐỘNG ĐẤT

NONLINEAR ANALYSIS OF A HIGH-RISE STEEL BUILDING UNDER SEISMIC LOADING

TRẦN TUẤN NAM[a,*], **NGUYỄN THÀNH TRỌNG NHÂN**[a]
[a]Khoa Kiến trúc - Xây dựng, Trường Kỹ thuật HUTECH, Trường Đại học Công nghệ TP.HCM (HUTECH)
*Tác giả đại diện: *Email:* tt.nam@hutech.edu.vn
Ngày nhận 25/8/2026, Ngày sửa 17/9/2026, Chấp nhận 19/9/2026
https://doi.org/10.59382/j-ibst.2026.vi.vol3-2

Tóm tắt: *Bài báo trình bày kết quả phân tích ứng xử phi tuyến của nhà cao tầng kết cấu thép dưới tác động động đất bằng phương pháp phân tích tĩnh phi tuyến (Pushover analysis). Trong bối cảnh các nghiên cứu đánh giá hiệu năng kháng chấn tại Việt Nam hiện nay chủ yếu tập trung vào hệ khung bê tông cốt thép hoặc kết cấu thép nhà công nghiệp, việc nghiên cứu ứng xử phi tuyến của nhà cao tầng kết cấu thép vẫn còn tương đối hạn chế. Nghiên cứu được thực hiện trên mô hình công trình thép cao tầng thiết kế theo tiêu chuẩn Nhật Bản nhằm đánh giá sự phát triển khớp dẻo, sự suy giảm độ cứng, phân bố chuyển vị tầng và mức độ làm việc của kết cấu khi chịu tác động động đất. Kết quả phân tích cho thấy kết cấu trải qua các giai đoạn ứng xử từ đàn hồi đến phi tuyến với sự hình thành và phát triển dần của các khớp dẻo tại những vị trí có nội lực bất lợi. Đường cong khả năng chịu lực phản ánh rõ quá trình suy giảm độ cứng và khả năng duy trì ổn định của hệ kết cấu sau khi xuất hiện chảy dẻo cục bộ. Đồng thời, kết quả đánh giá hiệu năng cho phép nhận diện các khu vực làm việc bất lợi, cơ chế phân bố biến dạng theo chiều cao công trình và mức độ đáp ứng của kết cấu dưới tác động động đất. Nghiên cứu góp phần làm rõ đặc trưng ứng xử phi tuyến của nhà cao tầng kết cấu thép và cung cấp cơ sở tham khảo cho việc áp dụng phương pháp đánh giá hiệu năng kháng chấn đối với loại hình công trình này tại Việt Nam.*

Từ khóa: *Phân tích tĩnh phi tuyến; nhà cao tầng kết cấu thép; động đất; khớp dẻo; đánh giá hiệu năng; ứng xử phi tuyến.*

Abstract: *This paper presents a nonlinear behavior analysis of a high-rise steel building subjected to seismic loading using the pushover analysis method. While seismic performance assessment studies in Vietnam have mainly focused on reinforced concrete frames and industrial steel structures, investigations on the nonlinear behavior of high-rise steel buildings remain relatively limited. The study is conducted on a high-rise steel building designed in accordance with Japanese design standards to evaluate plastic hinge development, stiffness degradation, interstory displacement distribution, and structural performance under earthquake effects. The analysis results indicate that the structure experiences a gradual transition from elastic to nonlinear behavior accompanied by the progressive formation and propagation of plastic hinges at critical locations. The capacity curve clearly reflects the stiffness degradation process and the ability of the structural system to maintain stability after local yielding occurs. Furthermore, the performance assessment results provide insight into critical structural regions, deformation distribution mechanisms along the building height, and the overall seismic response of the structure. The findings contribute to a better understanding of the nonlinear behavior of high-rise steel buildings and provide a useful reference for the application of performance-based seismic assessment approaches to this type of structure in Vietnam.*

Keywords: *Nonlinear static analysis; high-rise steel building; seismic loading; plastic hinge; performance assessment, nonlinear behavior.*

1. Giới thiệu

Phân tích tĩnh phi tuyến (Pushover Analysis) hiện là một trong những phương pháp được sử dụng phổ biến để đánh giá hiệu năng kháng chấn của công trình thông qua đường cong khả năng chịu lực, sự phát triển khớp dẻo và các trạng thái làm việc của kết cấu. Nghiên cứu của Krawinkler và cộng sự [1] cho rằng phương pháp này có ưu điểm về tính trực quan, cho phép nhận diện quá trình hình thành khớp dẻo và cơ chế hư hỏng của kết cấu, tuy nhiên độ chính xác có thể bị ảnh hưởng đối với các công trình cao tầng do tác động của các dao động bậc cao.

Để khắc phục các hạn chế của phương pháp đẩy dần truyền thống, nhiều hướng nghiên cứu đã được

phát triển như phân tích tĩnh phi tuyến thích nghi, phân tích tĩnh phi tuyến đa dạng dao động và phân tích tĩnh phi tuyến chu kỳ. Trong đó, Jin và cộng sự [2] đã nghiên cứu khung thép 10 tầng thử nghiệm trên bàn rung E-Defense (Nhật Bản) và cho thấy phương pháp đẩy dần chu kỳ có khả năng tái hiện tương đối chính xác phản ứng phi tuyến của công trình, bao gồm chuyển vị đỉnh, lực cắt đáy và sự suy giảm độ cứng của kết cấu. Fragiadakis và cộng sự [3] đã đánh giá các phương pháp phân tích tĩnh phi tuyến có thể dự đoán chính xác mức độ thiệt hại của các tòa nhà khung bê tông cốt thép thông thường khi chịu tác động động đất. Belletti và cộng sự [4] đã so sánh và đánh giá sự phù hợp của các phương pháp mô hình hóa khác nhau khi áp dụng phân tích đẩy dần cho các công trình có tường kết cấu bê tông cốt thép.

Tại Việt Nam, các nghiên cứu đánh giá hiệu năng kết cấu dưới tác động động đất chủ yếu tập trung vào hệ khung bê tông cốt thép. Nguyễn và cộng sự [5] đã đánh giá sự phù hợp của phổ chuyển vị trong TCVN 9386-1:2012 [6] đối với nhà cao tầng và chỉ ra những hạn chế khi áp dụng cho công trình có chu kỳ dao động dài. Phùng và cộng sự [7] đã thực hiện phân tích đẩy dần phi tuyến để xác định hệ số ứng xử động đất q cho các mô hình khung bê tông cốt thép 3, 6 và 9 tầng theo tiêu chuẩn TCVN 9386:2012. Lê và các cộng sự [8] đã đánh giá ứng xử động học phi tuyến của kết cấu khung liên hợp thép-bê tông cốt thép cao mười hai tầng dưới tác dụng của tải trọng động đất. Trần và các cộng sự [9] đã đánh giá chuyển vị mục tiêu cho nhà cao tầng bê tông cốt thép chịu động đất bằng các phương pháp tĩnh phi tuyến.

Bên cạnh đó, nhiều nghiên cứu khác đã áp dụng phương pháp phân tích tĩnh phi tuyến để đánh giá khả năng làm việc của công trình bê tông cốt thép và đề xuất các điều chỉnh trong thiết kế kháng chấn. Tuy nhiên, các nghiên cứu về ứng xử phi tuyến của nhà cao tầng kết cấu thép vẫn còn tương đối hạn chế, đặc biệt đối với các công trình được thiết kế theo các tiêu chuẩn kháng chấn tiên tiến.

Mặc dù chưa được ứng dụng phổ biến tại Việt Nam, nhà cao tầng kết cấu thép đang được xem là một giải pháp tiềm năng nhờ ưu điểm về trọng lượng bản thân nhỏ, khả năng vượt nhịp lớn, mức độ công nghiệp hóa cao và thời gian thi công ngắn. Trong khi đó, Nhật Bản là quốc gia có nhiều kinh nghiệm trong thiết kế và xây dựng các công trình thép cao tầng tại khu vực có nguy cơ động đất cao. Các công trình được thiết kế theo tiêu chuẩn Nhật Bản chú trọng khả năng làm việc phi tuyến, tiêu tán năng lượng và duy trì ổn định tổng thể của kết cấu dưới tác động động đất mạnh, do đó có thể được xem là mô hình tham chiếu phù hợp cho các nghiên cứu về nhà cao tầng kết cấu thép.

Trong nghiên cứu này, tòa nhà Ngân hàng Osaka Shinkin được lựa chọn làm đối tượng nghiên cứu. Mục tiêu của nghiên cứu là làm rõ ứng xử phi tuyến và khả năng làm việc của nhà cao tầng kết cấu thép dưới tác động động đất thông qua phân tích tĩnh phi tuyến trên mô hình ETABS. Nghiên cứu tập trung xác định đường cong khả năng chịu lực, đánh giá sự suy giảm độ cứng theo hai phương X và Y, theo dõi quá trình hình thành và phát triển của các khớp dẻo trong hệ kết cấu, đồng thời đánh giá trạng thái hiệu năng của các khớp dẻo.Thông qua các kết quả này, nghiên cứu nhằm nhận diện cơ chế làm việc của hệ khung khi chuyển từ miền đàn hồi sang miền phi tuyến, đồng thời làm rõ khả năng duy trì sức kháng và sự phân bố biến dạng của công trình trong quá trình gia tải. Kết quả nghiên cứu được sử dụng làm cơ sở tham khảo cho việc đánh giá ứng xử phi tuyến của nhà cao tầng kết cấu thép và khả năng áp dụng phương pháp đánh giá hiệu năng kháng chấn đối với loại hình công trình này tại Việt Nam.

2. Mô tả công trình và phương pháp phân tích

2.1 Công trình nghiên cứu

Đối tượng nghiên cứu là tòa nhà trụ sở mới Ngân hàng Osaka Shinkin, tọa lạc tại quận Tennoji, thành phố Osaka, Nhật Bản. Công trình được lựa chọn do đây là nhà cao tầng kết cấu thép được thiết kế trong khu vực có nguy cơ động đất cao và áp dụng các tiêu chuẩn thiết kế kháng chấn hiện đại của Nhật Bản, được hoàn thành và đưa vào vận hành cuối năm 2025. Việc lựa chọn công trình này cho phép khảo sát ứng xử của một hệ kết cấu thép cao tầng điển hình dưới tác động động đất, đồng thời cung cấp cơ sở tham khảo cho các nghiên cứu liên quan đến đánh giá hiệu năng công trình thép cao tầng tại Việt Nam.

Công trình gồm 01 tầng hầm và 10 tầng nổi, có chức năng sử dụng chính là trụ sở làm việc và giao dịch ngân hàng. Hệ chịu lực chính của công trình là khung thép chịu mô men không gian, được cấu tạo từ các cột thép dạng hộp hàn và dầm thép hình. Các

cấu kiện được liên kết nhằm đảm bảo khả năng truyền mô men và đáp ứng yêu cầu kháng chấn theo tiêu chuẩn thiết kế của Nhật Bản.

Trong nghiên cứu này, mô hình không gian ba chiều của công trình được xây dựng trên phần mềm ETABS dựa trên hồ sơ thiết kế sơ bộ kiến trúc và kết cấu. Hình học công trình, kích thước mặt bằng, chiều cao tầng và bố trí hệ dầm - cột được mô phỏng theo hồ sơ thiết kế gốc nhằm đảm bảo phản ánh được sự làm việc thực tế của hệ kết cấu.

2.2 Đặc trưng vật liệu và hệ kết cấu

2.2.1 Đặc trưng vật liệu

Tòa nhà Osaka Shinkin được thiết kế sử dụng kết cấu thép với các cấp thép phù hợp yêu cầu chịu lực và kháng chấn của công trình. Các cấu kiện dầm chủ yếu sử dụng thép SS400, trong khi hệ cột sử dụng thép cường độ cao BCP325 nhằm đáp ứng yêu cầu chịu lực nén và độ ổn định của hệ kết cấu (Bảng 1). Các thông số cơ học của vật liệu được lấy theo hồ sơ thiết kế và tiêu chuẩn thiết kế kết cấu thép Nhật Bản.

Bảng 1. *Các đặc trưng cơ học của vật liệu được sử dụng trong mô hình phân tích*

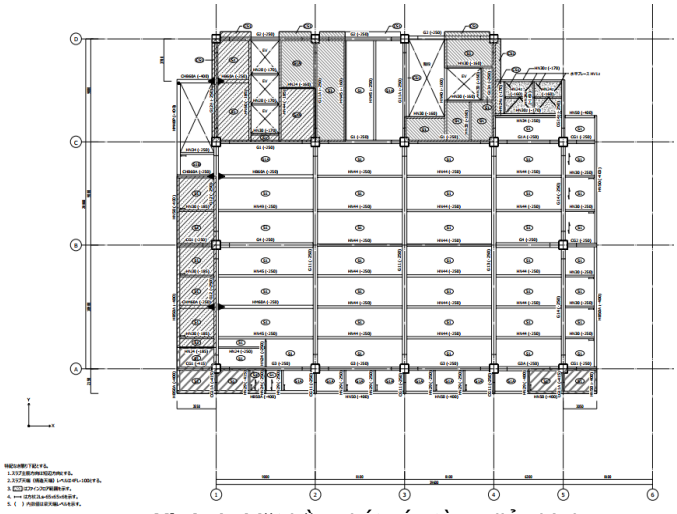
Loại thép	Cấu kiện	Giới hạn chảy F_y (MPa)	Giới hạn bền F_u (MPa)	Mô đun đàn hồi E (MPa)
SS400	Dầm chính, dầm phụ	235~245	400~510	2.05×10^5
BCP325	Cột ống vuông (Box)	325	450~590	2.05×10^5

2.2.2 Hệ kết cấu chịu lực

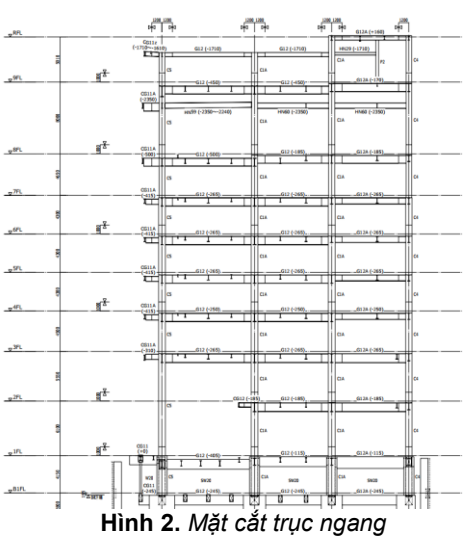
Công trình sử dụng hệ khung thép chịu mô men làm hệ chịu lực chính. Hệ dầm và cột được bố trí theo hai phương vuông góc (Hình 1 và Hình 2), tạo thành mạng lưới khung không gian đảm bảo khả năng chịu tải trọng đứng và tải trọng ngang do động đất.

Các cột sử dụng tiết diện hộp hàn (Bảng 2), trong khi các dầm sử dụng tiết diện thép hình chữ H (Bảng 3). Việc kết hợp giữa cột hộp và dầm thép hình giúp tăng độ cứng tổng thể của công trình, đồng thời nâng cao khả năng làm việc phi tuyến và tiêu tán năng lượng khi chịu tác động động đất.

Kích thước tiết diện của các cấu kiện thay đổi theo chiều cao công trình nhằm đáp ứng yêu cầu chịu lực và tối ưu hóa hiệu quả sử dụng vật liệu.



Hình 1. *Mặt bằng kết cấu tầng điển hình*



Hình 2. *Mặt cắt trục ngang*

Bảng 2. *Thông số các tiết diện cột điển hình*

Tầng	C1 (C1z)	C1A (C1Az)
9F	□-700x700x25	□-700x700x25
8F	□-800x800x28	□-700x700x25
7F	□-800x800x25	□-700x700x25
6F	□-800x800x25	□-800x800x25
5F	□-800x800x25	□-800x800x25
4F	□-800x800x28	□-800x800x25
3F	□-800x800x28	□-800x800x28
2F	□-800x800x32	□-800x800x28
1F	□-800x800x32	□-800x800x32

Bảng 3. *Thông số các tiết diện dầm điển hình*

Ký hiệu	G1		G1A	
Tầng	Đầu dầm	Giữa nhịp	Đầu dầm	Giữa nhịp
9F	H-900x400x16x32	H-900x400x16x28	H-900x400x16x32	H-900x400x16x28
8F	H-900x300x16x32	H-900x300x16x28	H-900x300x16x32	H-900x300x16x28
7F	H-700x350x14x25	H-700x350x14x22	H-700x300x14x25	H-700x300x14x22
6F	H-700x350x14x25	H-700x350x14x22	H-700x300x14x25	H-700x300x14x22
5F	H-950x300x16x28	H-950x300x16x25	H-950x300x16x28	H-950x300x16x25
4F	H-950x300x16x32	H-950x300x16x28	H-950x300x16x32	H-950x300x16x28
3F	H-1000x350x19x36	H-1000x350x19x32	H-1000x300x16x32	H-1000x300x16x28
2F	H-1000x350x16x32	H-1000x350x16x28	H-1000x300x16x32	H-1000x300x16x28
1F	H-1000x350x16x32	H-1000x350x16x28	H-1000x300x16x32	H-1000x300x16x28

2.3 Mô hình phân tích phi tuyến

2.3.1 Mô hình kết cấu

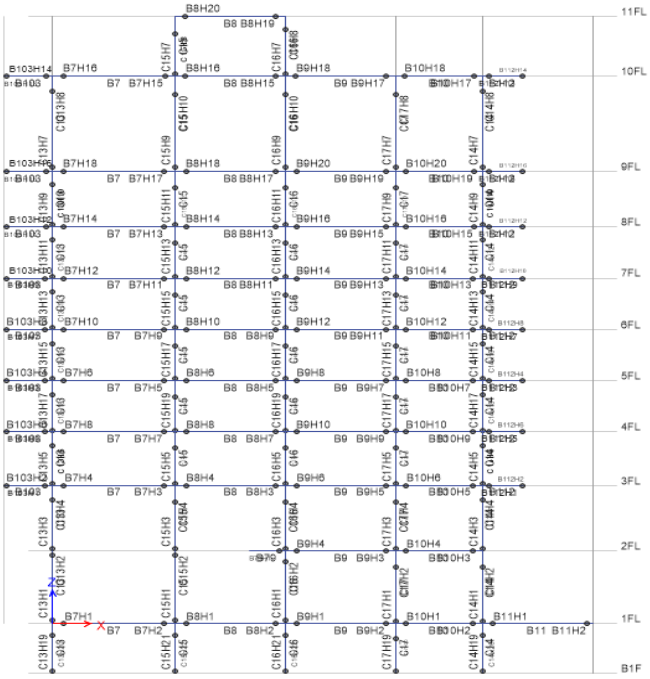
Để đánh giá ứng xử phi tuyến của công trình dưới tác động động đất, mô hình không gian ba chiều của tòa nhà Osaka Shinkin được xây dựng trên phần mềm ETABS. Mô hình được thiết lập dựa trên hồ sơ thiết kế kết cấu, bao gồm hình học công trình, hệ dầm – cột, điều kiện liên kết và đặc trưng vật liệu của các cấu kiện chịu lực.

Các cấu kiện dầm và cột được mô hình hóa bằng phần tử khung (frame) có xét đến khả năng làm việc phi tuyến thông qua việc gán các khớp dẻo tập trung tại các vị trí có khả năng hình thành vùng chảy dẻo. Hệ sàn được giả thiết có độ cứng lớn trong mặt phẳng, cho phép phân phối tải trọng ngang đến các khung chịu lực.

Hiệu ứng phi tuyến hình học (P-Delta) được xét trong quá trình phân tích nhằm phản ánh ảnh hưởng của tải trọng trọng lực lên chuyển vị ngang của công trình, đặc biệt đối với các kết cấu cao tầng có độ mảnh lớn.

2.3.2 Mô hình khớp dẻo

Ứng xử phi tuyến của kết cấu được mô phỏng thông qua các khớp dẻo tập trung (concentrated plastic hinges) theo khuyến nghị của ASCE 41-17[10]. Các khớp dẻo được bố trí tại hai đầu dầm và cột (Hình 3), là những vị trí dự kiến xuất hiện biến dạng phi tuyến khi công trình chịu tác động động đất mạnh.



Hình 3. *Vị trí bố trí khớp dẻo trong mô hình phân tích ETABS*

Đối với dầm thép, khớp dẻo loại M3 được sử dụng nhằm mô tả khả năng chịu uốn quanh trục chính của tiết diện.

Đối với cột thép, khớp dẻo tương tác P-M2-M3 được sử dụng để xét đồng thời ảnh hưởng của lực dọc và mô men uốn theo hai phương.

Các trạng thái hiệu năng của khớp dẻo được xác định theo ASCE 41-17, bao gồm trạng thái sử dụng (Immediate Occupancy- IO), trạng thái an toàn sinh mạng (Life Safety- LS) và trạng thái phòng ngừa sụp đổ (Collapse Prevention- CP).

Việc sử dụng mô hình khớp dẻo tập trung cho phép theo dõi quá trình hình thành và phát triển vùng chảy dẻo trong suốt quá trình gia tải, từ đó đánh giá cơ chế làm việc và khả năng tiêu tán năng lượng của hệ kết cấu.

2.3.3 Trường hợp tải trọng và kịch bản phân tích pushover

Phân tích tĩnh phi tuyến được thực hiện theo hai phương chính của công trình (X và Y). Tải trọng ngang được phân bố theo chiều cao công trình dưới dạng tam giác, phản ánh gần đúng dạng dao động cơ bản của kết cấu. Trong quá trình phân tích, tải trọng ngang được gia tăng từng bước cho đến khi công trình đạt trạng thái giới hạn hoặc hoàn thành số bước phân tích đã thiết lập.

Trong nghiên cứu này, công trình được khảo sát với trường hợp gia tốc nền tương đương 1.5g. Giá trị gia tốc này được xem xét tại mặt móng công trình (chân cột tầng hầm). Về điều kiện địa chất, do địa điểm xây dựng tại quận Tennoji-ku, Osaka có địa tầng đặc trưng bởi các lớp trầm tích (cát, sỏi xen kẽ đất dính) ở trạng thái chặt trung bình đến cứng[11]. Đặc tính này hoàn toàn phù hợp với mô tả về nền đất loại C theo TCVN 9386:2012. Việc chọn mức gia tốc 1.5g - lớn hơn gia tốc nền cực đại thường ghi nhận tại khu vực Osaka (xấp xỉ 1.0g), nhằm đánh giá khả năng làm việc của công trình trong điều kiện động đất bất lợi. Thông qua đó, có thể quan sát rõ hơn quá trình phát triển khớp dẻo và khả năng duy trì sức kháng của hệ kết cấu khi bước vào miền phi tuyến.

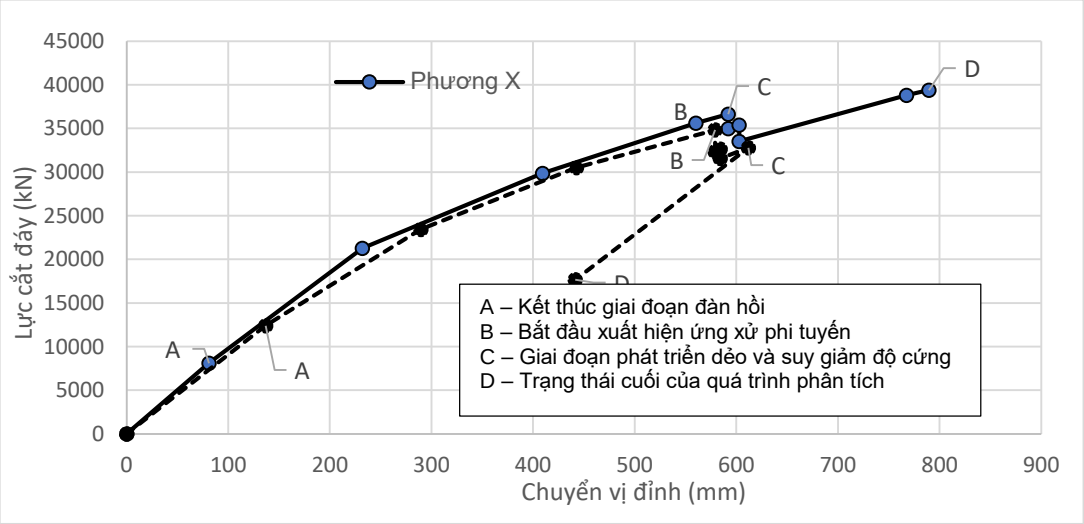
Trước khi thực hiện phân tích đẩy dần, hiệu ứng phi tuyến hình học (P-Delta) được xét đến trong mô hình nhằm phản ánh ảnh hưởng của tải trọng trọng lực đến ứng xử của công trình khi xuất hiện chuyển vị ngang lớn.

3. Ứng xử phi tuyến và hiệu năng kháng chấn của công trình

Ứng xử phi tuyến của công trình được đánh giá thông qua kết quả phân tích đẩy dần theo hai phương chính của hệ kết cấu. Các chỉ tiêu phân tích bao gồm đường cong khả năng chịu lực, sự phát triển khớp dẻo, phân bố chuyển vị theo chiều cao và trạng thái hiệu năng của kết cấu. Những kết quả này cho phép nhận diện cơ chế làm việc, khả năng tiêu tán năng lượng và mức độ dự trữ an toàn của công trình khi chịu tác động động đất.

3.1 Đường cong khả năng của công trình

Đường cong khả năng (capacity curve) phản ánh mối quan hệ giữa lực cắt đáy và chuyển vị đỉnh công trình trong quá trình gia tải ngang. Đây là cơ sở quan trọng để đánh giá độ cứng, khả năng chịu lực và khả năng biến dạng của kết cấu khi chuyển từ trạng thái đàn hồi sang trạng thái phi tuyến.



Hình 4. *Quan hệ giữa lực cắt đáy và chuyển vị đỉnh công trình theo hai phương X và Y*

Bảng 4. *Các thông số đặc trưng từ kết quả phân tích đẩy dần*

Phương X			Phương Y		
Bước đẩy	Chuyển vị theo dõi	Lực cắt đáy	Bước đẩy	Chuyển vị theo dõi	Lực cắt đáy
	mm	kN		mm	kN
0	0	0	0	0	0
1	81	8088	1	136	12390
2	232	21258	2	289	23422
3	409	29837	3	442	30509
4	560	35610	4	579	34807
5	592	36635	5	579	32345
6	592	34973	6	584	32607
7	602	35365	7	584	31558
8	602	33515	8	612	32787
9	767	38791	9	441	17656
10	789	39380			

Từ biểu đồ quan hệ giữa lực cắt đáy và chuyển vị đỉnh công trình theo hai phương X và Y (Hình 4) kèm bảng các thông số đặc trưng từ kết quả phân tích đẩy dần (Bảng 4) có thể nhận thấy trong giai đoạn đầu, lực cắt đáy tăng gần tuyến tính theo chuyển vị đỉnh đối với cả hai phương, thể hiện công trình làm việc chủ yếu trong miền đàn hồi. Khi tải trọng tiếp tục gia tăng, độ dốc của đường cong giảm dần, cho thấy độ cứng của hệ kết cấu bắt đầu suy giảm và xuất hiện ứng xử phi tuyến.

Để đánh giá định lượng mức độ suy giảm độ cứng của công trình trong quá trình gia tải, độ cứng được xác định theo biểu thức (1): .

$$K = \frac{V}{\Delta} \quad (1)$$

trong đó:

- K là độ cứng (kN/mm);
- V là lực cắt đáy (kN);
- Δ là chuyển vị đỉnh công trình (mm).

Bảng 5. *Độ cứng tại các điểm đặc trưng trên đường cong khả năng chịu lực*

Điểm	Bước đẩy	Phương X (kN/mm)	Phương Y (kN/mm)
A	1	99.8	90.6
B	4	63.5	60.1
D	10 (X); 9 (Y)	49.9	40.0

Từ Hình 4 có thể nhận thấy công trình làm việc chủ yếu trong miền đàn hồi tại vùng A, thể hiện qua quan hệ gần tuyến tính giữa lực cắt đáy và chuyển vị đỉnh. Khi tải trọng tăng đến vùng B, độ dốc của đường cong bắt đầu giảm, đồng thời độ cứng suy giảm khoảng 36% theo phương X (từ 99.8 kN/mm xuống 63.5 kN/mm) và 34% theo phương Y (từ 90.6 kN/mm xuống 60.1 kN/mm) so với ban đầu (Bảng 5). Đây là dấu hiệu cho thấy kết cấu bắt đầu xuất hiện ứng xử phi tuyến.

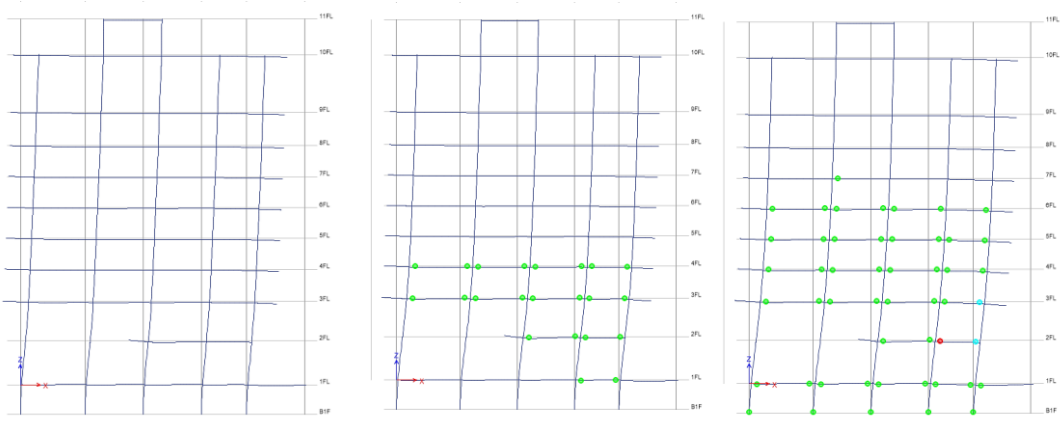
Sau điểm B, đường cong chuyển sang vùng C, trong đó chuyển vị tiếp tục tăng nhưng khả năng gia tăng lực cắt đáy giảm dần. Theo phương Y, lực cắt đáy gần như không tăng thêm đáng kể sau Step 4 mặc dù chuyển vị tiếp tục phát triển, phản ánh sự suy giảm độ cứng của hệ kết cấu. Đối với phương X, công trình vẫn tiếp tục huy động thêm sức kháng và đạt lực cắt đáy lớn nhất khoảng 39381 kN tại Step 10.

Tại trạng thái cuối của quá trình phân tích (D), độ cứng chỉ còn khoảng 49.9 kN/mm theo phương X và 40 kN/mm theo phương Y, tương ứng mức suy giảm khoảng 50% và 55.6% so với giai đoạn ban đầu. Sự suy giảm liên tục của độ cứng từ A đến D cho thấy công trình đã chuyển dần từ trạng thái đàn hồi sang trạng thái phi tuyến.

Từ diễn biến của đường cong khả năng chịu lực có thể dự đoán rằng quá trình dẻo hóa bắt đầu xuất hiện từ vùng B, phát triển rõ hơn trong vùng C và tiếp tục lan rộng ở giai đoạn cuối của quá trình gia tải. Mặc dù các khớp dẻo bắt đầu xuất hiện từ các

bước phân tích tương đối sớm, kết cấu vẫn tiếp tục huy động thêm sức kháng và phát triển chuyển vị mà không mất ổn định tổng thể. Điều này cho thấy sự xuất hiện khớp dẻo không đồng nghĩa với phá hoại kết cấu, mà phản ánh khả năng làm việc trong miền phi tuyến và tiêu tán năng lượng của hệ kết cấu thép.

3.2 Sự phát triển khớp dẻo và cơ chế làm việc của hệ kết cấu

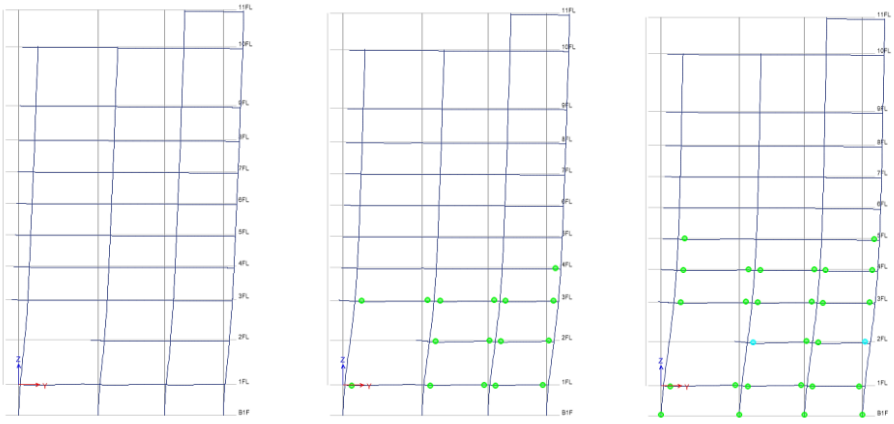


Bước đẩy 1 Bước đẩy 3 Bước đẩy 10

Hình 5. *Trạng thái khớp dẻo tại các bước phân tích đặc trưng theo phương X tại bước đẩy 1, 3, 10*

Kết quả phân tích theo phương X (Hình 5) cho thấy tại Step 1, kết cấu vẫn làm việc trong miền đàn hồi và chưa xuất hiện khớp dẻo. Đến Step 3, các khớp dẻo đầu tiên bắt đầu hình thành và tập trung chủ yếu tại các tầng thấp, là khu vực chịu nội lực lớn dưới tác động tải trọng ngang. Khi tải trọng tiếp tục gia tăng đến Step 10, số lượng khớp dẻo tăng lên đáng kể và lan rộng theo chiều cao công trình.

Phần lớn các khớp dẻo vẫn nằm trong vùng hiệu năng A–IO, chỉ xuất hiện một số ít khớp đạt các trạng thái cao hơn như IO–LS và CP. Kết quả cho thấy mặc dù kết cấu đã xuất hiện ứng xử phi tuyến, các vùng chảy dẻo phát triển tương đối phân tán và chưa hình thành cơ chế phá hoại tổng thể.



Bước đẩy 1 Bước đẩy 3 Bước đẩy 9

Hình 6. *Trạng thái khớp dẻo tại các bước phân tích đặc trưng theo phương Y tại bước đẩy 1, 3, 9*

Theo phương Y (Hình 6), trình tự hình thành khớp dẻo nhìn chung tương tự phương X khi các khớp dẻo xuất hiện trước tại các đầu dầm. Tuy nhiên, phạm vi phát triển của vùng phi tuyến nhỏ hơn và số lượng khớp dẻo tăng chậm hơn trong quá trình gia tải.

Tại Step 9, mặc dù công trình đã xuất hiện nhiều vùng phi tuyến, phần lớn các khớp dẻo vẫn nằm trong trạng thái IO và LS (với tỷ lệ A đến IO chiếm tới 95,73% và IO đến LS chiếm 4,19% trên tổng số 2.246 khớp). Trong đó, các khớp ở trạng thái an toàn sinh mạng (LS) cho thấy một số vị trí đã phát triển biến dạng dẻo đáng kể nhưng chưa đồng nghĩa với trạng thái phá hoại, số lượng khớp đạt CP và vượt CP vẫn chiếm tỷ lệ rất nhỏ (chỉ ghi nhận 2 khớp đạt mức LS đến CP, chiếm 0,09% và không có khớp vượt CP). Kết quả này cho thấy công trình vẫn duy trì được khả

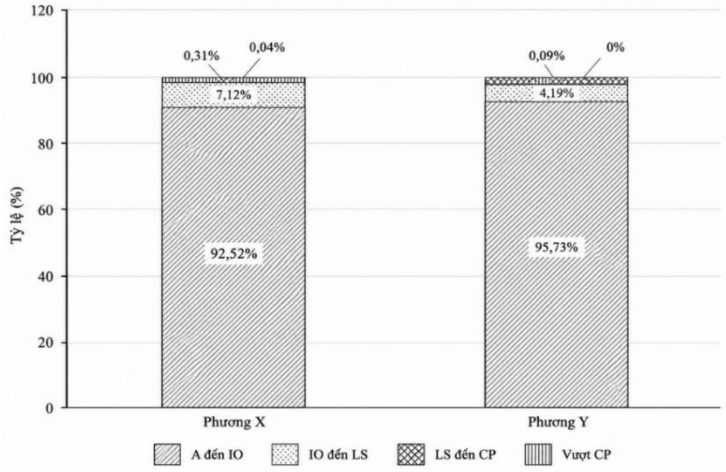
năng chịu lực sau khi bắt đầu xuất hiện ứng xử phi tuyến. Điều này cũng phù hợp với đường cong khả năng chịu lực đã trình bày ở Hình 4, khi kết cấu vẫn tiếp tục phát triển chuyển vị sau thời điểm xuất hiện các khớp dẻo đầu tiên, cho thấy quá trình chảy dẻo chưa dẫn đến mất khả năng chịu lực tổng thể.

3.3 Đánh giá trạng thái hiệu năng của công trình

Bên cạnh việc xác định vị trí và trình tự hình thành khớp dẻo, việc đánh giá trạng thái hiệu năng của các khớp dẻo là cơ sở quan trọng để xem xét mức độ hư hỏng và khả năng làm việc của công trình dưới tác động động đất. Trong nghiên cứu này, các trạng thái hiệu năng được xác định theo ASCE 41-17, bao gồm IO, LS và CP.

Bảng 6. *Thống kê mức độ hư hại và phân bố tỷ lệ phần trăm khớp dẻo theo hai phương X và Y*

Trạng thái khớp dẻo	Phương X	Phương Y	Tỷ lệ X (%)	Tỷ lệ Y (%)
Vượt CP	1	0	0.04	0
A đến IO	2078	2150	92.52	95.73
IO đến LS	160	94	7.12	4.19
LS đến CP	7	2	0.31	0.09
Tổng cộng	2246	2246	100	100



Hình 7. *Thống kê mức độ hư hại của hệ khớp dẻo theo các trạng thái giới hạn hiệu năng và tương quan tỷ lệ phần trăm theo 2 phương X và Y*

Trong Hình 7, trạng thái "A đến IO" biểu thị các khớp dẻo có biến dạng từ điểm A của đường cong ứng xử đến giới hạn IO. Điểm A là trạng thái ban đầu của khớp, khi cấu kiện chưa phát triển biến dạng dẻo đáng kể; do đó, nhóm A đến IO đại diện cho các khớp có mức độ biến dạng từ rất nhỏ đến giới hạn sử dụng ngay (IO). Các trạng thái IO đến LS và LS đến CP lần lượt biểu thị mức độ biến dạng tăng lên qua các giới hạn hiệu năng tương ứng; "Vượt CP" là các khớp đã vượt giới hạn Phòng ngừa sụp đổ. Tỷ lệ phần trăm được tính bằng số lượng khớp thuộc từng trạng thái chia cho tổng số 2246 khớp được thống kê trong mỗi phương phân tích (Bảng 6).

Kết quả thống kê trạng thái khớp dẻo sau khi hoàn thành phân tích tĩnh phi tuyến cho thấy phần lớn các khớp dẻo của công trình vẫn nằm trong khoảng từ trạng thái ban đầu A đến giới hạn sử dụng ngay (IO), chiếm khoảng 92,5% theo phương X và 95,7% theo phương Y. Số lượng khớp dẻo phát triển vượt qua giới hạn IO và tiến vào vùng IO đến LS tương đối hạn chế, lần lượt chiếm khoảng 7,1% và 4,2% tổng số khớp dẻo của mô hình.

Đối với các trạng thái hiệu năng cao hơn, số lượng khớp dẻo đạt mức LS đến CP hoặc vượt CP là rất nhỏ. Theo phương X chỉ ghi nhận 7 khớp dẻo (chiếm khoảng 0,31% tổng số khớp), trong khi theo phương Y chỉ có 2 khớp dẻo đạt mức LS đến CP và không xuất hiện khớp vượt CP.

Kết quả này cho thấy mặc dù công trình đã xuất hiện các vùng phi tuyến và phát triển khớp dẻo trong quá trình gia tải, mức độ lan rộng của các trạng thái hư hỏng nghiêm trọng vẫn còn hạn chế. Đồng thời, sự khác biệt giữa kết quả phân tích theo hai phương cũng cho thấy mức độ phát triển phi tuyến theo phương X lớn hơn so với phương Y, phù hợp với xu hướng đã quan sát được trên đường cong khả năng và trình tự phát triển khớp dẻo ở các mục trước. Với tỷ lệ khớp dẻo đạt trạng thái LS đến CP chỉ chiếm dưới 0.31% và phần lớn nằm ở dầm, số lượng cấu kiện tiến đến ngưỡng hư hỏng nặng là rất nhỏ và

chưa quan sát thấy cơ chế phá hoại tổng thể trong phạm vi tải trọng khảo sát. Đây là cơ sở để đánh giá khả năng duy trì trạng thái không sụp đổ của hệ kết cấu. Tuy nhiên, việc kết luận công trình đáp ứng đầy đủ các yêu cầu an toàn theo TCVN 9386:2012 cần được thực hiện thông qua các tiêu chí kiểm tra tương ứng của tiêu chuẩn.

4. Kết luận

Đường cong khả năng thu được trong nghiên cứu này cho thấy các khớp dẻo bắt đầu xuất hiện từ khoảng bước 3 (Step 3), khi lực cắt đáy đạt khoảng 29837 kN theo phương X và 30509 kN theo phương Y. Tuy nhiên sau thời điểm này công trình vẫn tiếp tục biến dạng và phát triển chuyển vị, huy động thêm khả năng chịu lực, đạt giá trị cực đại lần lượt khoảng 39381 kN và 34808 kN. Điều này cho thấy sự xuất hiện khớp dẻo có thể không dẫn đến mất khả năng chịu lực tức thời của hệ kết cấu. Công trình có thể vẫn có khả năng phân phối lại nội lực giữa các cấu kiện và tiếp tục làm việc trong miền phi tuyến trước khi đạt trạng thái giới hạn.

Kết quả theo dõi trình tự phát triển khớp dẻo cho thấy các khớp dẻo xuất hiện trước tại các đầu dầm ở các tầng thấp và tầng giữa, sau đó lan rộng dần theo quá trình gia tải. Trong khi đó, số lượng khớp dẻo xuất hiện tại cột tương đối hạn chế. Đồng thời, thống kê trạng thái cuối cùng của toàn bộ 2246 khớp dẻo cho thấy khoảng 92.5% (phương X) và 95.7% (phương Y) vẫn nằm trong khoảng từ trạng thái ban đầu A đến giới hạn sử dụng ngay (IO). Điểm A biểu thị trạng thái ban đầu của khớp dẻo, do đó nhóm A đến IO chủ yếu phản ánh các khớp chưa phát triển biến dạng dẻo đáng kể hoặc mới ở mức độ biến dạng thấp trong giới hạn IO. Tỷ lệ A đến IO theo phương Y cao hơn phương X cho thấy số lượng khớp phát triển sang các trạng thái biến dạng cao hơn ở phương Y ít hơn, phù hợp với mức độ phát triển phi tuyến thấp hơn của phương Y trong kết quả phân tích. Trong khi đó, số khớp đạt trạng thái LS-CP hoặc vượt CP chỉ chiếm dưới 1%. Các kết quả này cho thấy vùng phi tuyến chủ yếu phát triển cục bộ tại một số cấu kiện dầm thay vì lan rộng thành cơ chế phá hoại tổng thể của hệ khung.

Việc khớp dẻo tập trung chủ yếu tại dầm trong khi phần lớn cột vẫn duy trì khả năng chịu lực cho thấy biến dạng phi tuyến được ưu tiên phát triển tại các cấu kiện dầm. Kết quả này phù hợp với định hướng cột khỏe – dầm yếu trong thiết kế kháng chấn, trong đó năng lượng động đất được tiêu tán thông qua biến dạng dẻo của dầm nhằm hạn chế nguy cơ hình thành cơ chế tầng mềm và duy trì ổn định của hệ kết cấu.

Trong phạm vi nghiên cứu này, kết quả phân tích cho thấy nhà cao tầng kết cấu thép có thể có khả năng phát triển biến dạng đáng kể sau khi xuất hiện các vùng dẻo đầu tiên, đồng thời duy trì khả năng chịu lực thông qua cơ chế phân phối lại nội lực trong hệ khung. Quá trình dẻo hóa diễn ra theo hướng phân tán, tập trung chủ yếu tại các cấu kiện dầm và không xuất hiện dấu hiệu phá hoại lan truyền hoặc mất ổn định tổng thể trong phạm vi tải trọng khảo sát.

TÀI LIỆU THAM KHẢO

[1] Krawinkler, H., Seneviratna, G. D. P. K. (1998). *Pros and Cons of a Pushover Analysis of Seismic Performance Evaluation.* Engineering Structures, 20(4-6):452-464. DOI: 10.1016/S0141-0296(97)00092-8.

[2] Jin, J., Nagae, T., Asai, T., et al. (2024). *Cyclic pushover analysis for seismic response evaluation of a full-scale 10-story steel building tested on the E-Defense shake-table.* Journal of Building Engineering, 96: Article 110552.

[3] Fragiadakis, M., D. Vamvatsikos, M. Aschheim. (2014). *Application of nonlinear static procedures for the seismic assessment of regular RC moment frame buildings.* Earthquake Spectra, 30(2):767-794.

[4] Belletti, B., C. Damoni, A. Gasperi. (2013). *Modeling approaches suitable for pushover analyses of RC structural wall buildings.* Engineering Structures, 57:327-338.

[5] Hải, N. H., Hà, N. H., Thương, V. X. (2014). *Phổ phản ứng chuyển vị trong phân tích nhà cao tầng chịu động đất ở Việt Nam bằng phương pháp tĩnh phi tuyến.* Tạp chí Khoa học Công nghệ Xây dựng, (4):7-12.

[6] *TCVN 9386:2012. Thiết kế công trình chịu động đất*. Nhà xuất bản Xây dựng, Hà Nội. 274 trang.

[7] Chinh, M. V., Đại, N. X., Tú, N. V., Long, P. V. (2024). *Tính hệ số ứng xử động đất của kết cấu nhà bê tông cốt thép theo phương pháp phân tích tĩnh phi tuyến.* Tạp chí Xây dựng, (5):102-107.

[8] Nhung, L. T. H., Long, P. V., Tú, N. V. (2023). *Ứng xử động học phi tuyến kết cấu khung liên hợp chịu tải trọng động đất.* Tạp chí Xây dựng, (4):114-121.

[9] Tuấn, T. T., Ân, N. H., Hùng, N. K. (2012). *Đánh giá chuyển vị mục tiêu cho nhà cao tầng chịu động đất bằng các phương pháp tĩnh phi tuyến.* Tạp chí Khoa học công nghệ xây dựng, (4):44-51.

[10] American Society of Civil Engineers. *Seismic evaluation and retrofit of existing buildings*. (2017). American Society of Civil Engineers.

[11] Tsuchida, T. (2001). *Port and Airport Research Institute (PARI).*