

mẫu chốt trong tính toán thiết kế kháng chấn. Mục đích chính của các hệ số này là để đơn giản hóa quy trình phân tích, sử dụng phương pháp phân tích đàn hồi dự đoán một cách gần đúng ứng xử đàn hồi dẻo của kết cấu khi chịu tác dụng của động đất. Hệ số q (hay R) là giá trị định lượng ở mức độ tổng thể, không thể dùng để đánh giá tính năng của kết cấu ở mức độ cấu kiện. Hạn chế của việc sử dụng hệ số q , R là rất rõ, ví dụ giá trị của các hệ số này không liên quan đến chu kỳ dao động của công trình cũng như đặc trưng của chuyển động đất nền, ngoài ra các hệ số mang tính tổng quát này không thể thể hiện được diễn biến của quá trình phân bố “phi tuyến” giữa các cấu kiện khác nhau, dẫn đến sự phân bố lại nội lực do tác động của động đất gây ra giữa các cấu kiện cũng như các thay đổi xảy ra trong quá trình xảy ra động đất. Thêm vào đó, cơ chế phá hoại của kết cấu, sự phân bố hư hỏng trong các kết cấu khác nhau là khác nhau ngay cả khi chúng được thiết kế với cùng giá trị của hệ số R (hay q).

Từ những năm 90 của thế kỷ trước, các học giả Mỹ đã đề xuất phương pháp thiết kế kháng chấn dựa theo tính năng (PBSD) với mục tiêu là dự báo một cách đáng tin cậy ứng xử của công trình dưới tác động động đất với các mức độ khác nhau trong suốt vòng đời sử dụng. Ở giai đoạn ban đầu, phương pháp này chủ yếu áp dụng cho việc sửa chữa công trình cũ [3, 6, 7, 8]. Tuy nhiên, gần đây phương pháp này đã được áp dụng trong thiết kế công trình mới và đã có chỉ dẫn áp dụng đối với nhà cao tầng [9, 10, 11, 12]. Phương pháp thiết kế kháng chấn dựa theo tính năng là phương pháp hiện đại trong thiết kế kết cấu cho các công trình chịu tải trọng động đất gây ra. Phương pháp này, việc lựa chọn tính năng cho công trình sẽ do Chủ đầu tư, kỹ sư thiết kế và các bên liên quan như dân cư ngụ ở công trình lựa chọn, 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. Đồng thời nhấn mạnh việc phân tích và luận chứng để thực thi mục tiêu tính năng trong thiết kế kháng chấn, tạo điều kiện thuận lợi cho sự sáng tạo trong thiết kế kết cấu, dựa vào luận chứng (bao gồm cả thí nghiệm) để có thể sử dụng các hệ kết cấu mới, kỹ thuật mới, vật liệu mới mà không được quy định trong tiêu chuẩn hiện hành.

Phương pháp thiết kế dựa theo tính năng được thực hiện nhờ vào các kỹ thuật phân tích phi tuyến (tĩnh và động), nhằm đánh giá ứng xử của kết cấu so với các mục tiêu tính năng đề ra. Phân tích tích phi tuyến cho phép dõi theo ứng xử của kết cấu khi chịu tải trọng động đất từ giai đoạn đàn hồi tới xa ngoài miền chảy dẻo. Qua đó, mục tiêu tính năng ứng với từng mức thiết kế sẽ được đánh giá. Mặt khác, việc đánh giá cơ chế hình thành khớp dẻo sẽ giúp tránh được các dạng phá hoại không mong muốn và tối ưu khả năng hấp thụ và tiêu tán năng lượng của kết cấu một cách chủ động. Có nhiều phương pháp để phân tích phi tuyến tính nhằm tìm được mục tiêu tính năng này như: Phương pháp N2 được trình bày trong [1, 3], phương pháp phổ khả năng - CSM (Capacity Spectrum Method) được trình bày trong [7, 9], phương pháp hệ số chuyển vị - DCM (Displacement Coefficient Method) được trình bày trong [9].

Thực tế nguy cơ động đất tại Việt Nam là rất rõ ràng [1, 2], tuy

nhiên trong thực tế rất nhiều công trình trước đây đã được thiết kế mà không có xét tới động đất. Thời gian gần đây khi có tiêu chuẩn kháng chấn ra đời [1] thì việc thiết kế kháng chấn cho các công trình dừng lại ở mức xác định tải trọng có xét tới biến dạng dẻo thông qua hệ số ứng xử q . Một câu hỏi lớn đặt ra là khi xảy ra động đất thì các công trình này sẽ ứng xử như thế nào, có an toàn hay bị hư hại không. Nhằm cung cấp một công cụ đánh giá khả năng kháng chấn cho công trình theo phương pháp thiết kế theo tính năng. Bài báo này sẽ trình bày phương pháp phổ khả năng - CSM và phương pháp tính phi tuyến dần dần để xác định điểm tính năng cho khung bê tông cốt thép được thiết kế theo Tiêu chuẩn Việt Nam hiện hành, qua đó đánh giá mức tính năng kết cấu cho khung. Đây sẽ là công cụ hữu ích cho các kỹ sư trong thực hành thiết kế kháng chấn.

2. Phương pháp thiết kế kháng chấn theo tính năng

Thiết kế kháng chấn dựa theo tính năng đang được coi là xu hướng mới của thiết kế kháng chấn. Phương pháp thiết kế này ngày càng được chấp nhận rộng rãi, được sử dụng để thiết kế, đánh giá các công trình cũ và xây mới làm việc ngoài miền đàn hồi, miền làm việc hiện không được xem xét trong các tiêu chuẩn thiết kế hiện tại. Thiết kế dựa theo tính năng xem xét đến nhiều vấn đề của công trình để đảm bảo các yếu tố an toàn, chi phí sửa chữa, thời gian sửa chữa, gián đoạn sử dụng, giá thành xây dựng ... khi xảy ra địa chấn. Do đó, thiết kế cần đạt sự đồng thuận của nhiều bên liên quan từ kỹ sư thiết kế, người sử dụng và chủ đầu tư công trình.

2.1. Một số khái niệm cơ bản của phương pháp thiết kế kháng chấn theo tính năng

Mức nguy cơ động đất: Theo các tiêu chuẩn hiện hành ở Mỹ cũng như các tài liệu của FEMA [6, 9, 10, 13, 14] và tiêu chuẩn Châu Âu EC 8 – Part 3 [8], mức nguy cơ động đất chia làm 3 mức: động đất nhỏ, động đất mạnh và động đất rất mạnh. Theo tiêu chuẩn Việt Nam TCVN 9386 [1] và tiêu chuẩn Châu Âu EC 8- Phần 1,2 [5] định nghĩa với 2 mức nguy cơ động đất ứng với yêu cầu không sụp đổ và yêu cầu hạn chế hư hỏng lần lượt là 10 % trong 50 năm (chu kỳ lặp là 475 năm) và 10 % trong 10 năm (chu kỳ lặp là 95 năm). Ngoài ra, tiêu chuẩn cũng quy định đối với từng loại công trình cụ thể có mức độ quan trọng khác nhau, có thể điều chỉnh chu kỳ lặp (dài hơn hoặc ngắn hơn chu kỳ lặp tham chiếu) phù hợp, thông qua điều chỉnh hệ số tầm quan trọng.

Mục tiêu tính năng (performance objective) của công trình là mức độ ứng xử mong muốn của công trình khi chịu tác động của động đất ở một độ lớn nhất định. Việc lựa chọn mục tiêu tính năng của công trình là tiền đề và cơ sở để tiến hành thiết kế kháng chấn dựa theo tính năng. Nếu mục tiêu tính năng yêu cầu cao thì độ an toàn của công trình được nâng cao, nhưng chi phí đầu tư xây dựng tăng lên nhiều; nếu mục tiêu tính năng đặt ra thấp, tuy có thể làm giảm chi phí đầu tư ban đầu nhưng sẽ làm tăng nguy cơ hư hỏng của công trình,

cũng như làm tăng chi phí duy tu bảo dưỡng.

Mức tính năng của công trình là “tình trạng” của công trình sau khi xảy ra động đất, hay nói cách khác đây là chỉ tiêu đánh giá mức độ phá hoại công trình do động đất gây ra. PBSĐ yêu cầu không những phải đảm bảo an toàn, mà còn khống chế mức độ phá hoại, để hạn chế thiệt hại về kinh tế ở mức độ nhất định. Do đó, ứng với mỗi mức nguy cơ động đất cần phải xác định mức tính năng tương ứng của công trình. Việc xác định mức tính năng của công trình liên quan đến mức tính năng của cấu kiện kết cấu (Structural Performance Levels) và mức tính năng của cấu kiện phi kết cấu (Nonstructural Performance Levels).

2.2. Phương pháp phổ khả năng (Capacity Spectrum Method-CSM)

Trong phân tích công trình dựa theo tính năng PBSĐ cần xác định quan hệ lực – chuyển vị dưới tác động của mức nguy cơ động đất đã chọn. Có nhiều phương pháp được giới thiệu để xác định mối quan hệ lực – chuyển vị của công trình, trong nghiên cứu này phương pháp phổ khả năng (CSM) trong [6, 7, 9] được giới thiệu ngắn gọn và xây dựng thành các bước thực hiện như phần tiếp theo.

Ý tưởng cơ bản của phương pháp phổ khả năng (Capacity Spectrum Method) là thể hiện hai đường cong quan hệ trên cùng một hình vẽ, đường thứ nhất là đường cong khả năng (Capacity curver) thể hiện quan hệ lực – biến dạng của kết cấu (kết quả của phân tích tĩnh đẩy dần), đường cong thứ hai thể hiện đường cong phổ yêu cầu (Demand spectrum) được xây dựng từ phổ phản ứng. Giao điểm của hai đường cong này chính là điểm tính năng, đây chính là mức chuyển vị mục tiêu cần tìm.

Giả thiết cơ bản của kỹ thuật tuyến tính hóa sử dụng trong phương pháp phổ khả năng là: biến dạng đàn hồi dẻo lớn nhất của hệ một bậc tự do phi tuyến có thể xác định gần đúng thông qua biến dạng lớn nhất của hệ một bậc tự do tuyến tính có chu kỳ và tỷ số cản lớn hơn giá trị ban đầu của hệ phi tuyến, như hình 1.

Quy trình xác định điểm tính năng là một quy trình lặp, với các bước như sau:

Bước 1. Chuyển đổi phổ phản ứng gia tốc về định dạng Acceleration-Displacement Response Spectra (ADRS), đây là một cách thể hiện khác của phổ phản ứng với trục tung biểu thị gia tốc và trục hoành biểu thị chuyển vị. Phương trình thực hiện chuyển đổi như sau:

$$PF_1 = \frac{\left[\sum_{i=1}^n (w_i \phi_i) / g \right]}{\left[\sum_{i=1}^n (w_i \phi_i^2) / g \right]} \quad (1)$$

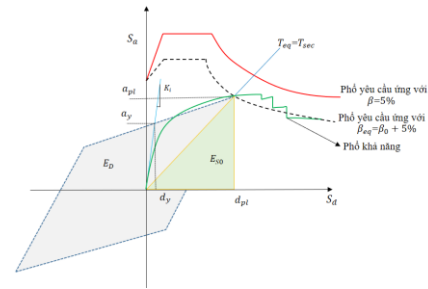
$$\alpha_1 = \frac{\left[\sum_{i=1}^n (w_i \phi_i) / g \right]^2}{\left[\sum_{i=1}^n w_i / g \right] \left[\sum_{i=1}^n (w_i \phi_i^2) / g \right]} \quad (2)$$

$$S_a = \frac{w}{\alpha_1} \quad (3)$$

$$S_d = \frac{\Delta_{roof}}{PF_1 \phi_{roof,1}} \quad (4)$$

Trong đó: PF_1 là hệ số tham gia dao động của dạng dao động đầu tiên (modal participation factor for the first natural mode), n là số tầng của công trình và α_1 là hệ số khối lượng dao động của dạng dao động đầu tiên, w_i/g , ϕ_i là khối lượng và hệ số hàm dạng của dao động

đầu tiên của tầng i , S_a , S_d là Phổ gia tốc và phổ chuyển vị tương ứng, Δ_{roof} là chuyển vị đỉnh mái.



Hình 1. Sơ đồ tuyến tính hóa theo phương pháp phổ khả năng.

Bước 2: Tiến hành phân tích tĩnh phi tuyến để xác định đường cong khả năng;

Bước 3: Chuyển đổi đường cong khả năng về định dạng ADRS, gọi là phổ khả năng;

Mỗi điểm trên đường cong phản ứng đều có duy nhất một phổ gia tốc S_a , phổ vận tốc S_v , phổ chuyển vị S_d và chu kỳ T . Để chuyển đổi một định dạng S_a tiêu chuẩn và T được xây dựng trong định dạng ADRS. Cần xác định giá trị S_{di} cho mỗi đường cong S_{ai} , T_i thông qua hệ thức (5) và (6):

$$S_{di} = \frac{T_i^2}{4\pi^2} S_{ai} g \quad (5)$$

$$S_{ai} g = \frac{2\pi}{T_i} S_v \quad (6)$$

$$S_{di} = \frac{T_i}{2\pi} S_v$$

Xác định phổ khả năng từ đường cong khả năng thông qua chuyển vị đỉnh mái và lực cắt như sau:

$$S_{ai} = \frac{v_i}{\alpha_1} \quad (7)$$

$$S_{di} = \frac{\Delta_{roof}}{PF_1 \phi_{1,roof}}$$

Bước 4: Xây dựng mô hình song tuyến tính cho phổ khả năng

Để biểu diễn mô hình song tuyến tính cho phổ khả năng cần xác định được ảnh hưởng của cản nhớt và độ giảm tương ứng của phổ yêu cầu. Xây dựng mô hình song tuyến này cần xác định điểm a_{pi} , d_{pi} . Điểm này chính là điểm tính năng ban đầu để xác định sự suy giảm của phổ phản ứng yêu cầu.

Bước 5: Tính toán độ giảm và cản 5% cho phổ phản ứng yêu cầu;

Độ cản khi xảy ra động đất có hai thành phần gồm cản nhớt và độ cản trễ kết cấu. Độ cản trễ có thể được biểu diễn thông qua độ cản nhớt tương đương β_{eq} qua hệ thức:

$$\beta_{eq} = \beta_0 + 0,05 \quad (8)$$

Trong đó: β_0 là độ cản trễ và 0,05 là độ cản nhớt 5%. Số hạng $\beta_0 = \frac{1}{4\pi} \frac{E_D}{E_{S0}}$ được tính toán bởi Chopra 1995, E_D là năng lượng tiêu tán thông qua cản và E_{S0} là năng lượng biến dạng lớn nhất.

Bước 6: Vẽ lại đường cong phổ gia tốc với hệ số cản nhớt β_{eq} xác định trong mục 5); tìm giao điểm với phổ khả năng, giả thiết hoành độ của giao điểm này là d_{p2} ;

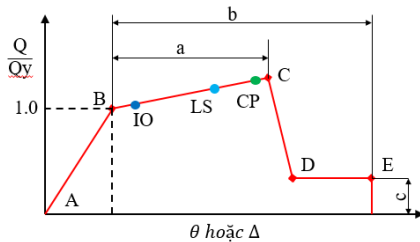
Bước 7: So sánh d_{p2} và d_{p1} , nếu gần nhau thì đây chính là điểm

tính năng, ngược lại, lấy $d_{p1} = d_{p2}$, quay lại bước 5.

2.3. Quan hệ lực – chuyển vị trong phân tích phi tuyến kết cấu bê tông cốt thép

FEMA 356 [9] kiến nghị sử dụng quan hệ lực – biến dạng của cấu kiện bê tông cốt thép như thể hiện trong hình 2. Trong hình vẽ này, đoạn AB thể hiện cấu kiện làm việc ở giai đoạn đàn hồi. Đoạn BC, độ cứng giảm từ điểm B đến điểm C thể hiện sự làm việc đàn dẻo. Đoạn CD thể hiện sự suy giảm cường độ một cách đột ngột, rất khó để mô tả ứng xử ở đoạn CD này. Đoạn DE thể hiện biến dạng tăng lên trong khi độ cứng không đổi đến khi kết cấu sụp đổ tại điểm E. Độ dốc của đoạn BC thường lấy từ 0 đến 10% từ điểm bắt đầu chảy dẻo tại B đến C. Theo [9], tiêu chí chấp nhận ứng xử dẻo xảy ra trong đoạn BC này với ba trường hợp tiếp tục sử dụng (IO), an toàn tính mạng (LS) và ngăn ngừa sụp đổ (CP). Trong khi, đoạn CD mô tả ứng xử giai đoạn phá hoại ban đầu của cấu kiện. Các giá trị a, b, c trong hình cũng được quy định cụ thể đối với từng loại cấu kiện dầm, cột hoặc vách.

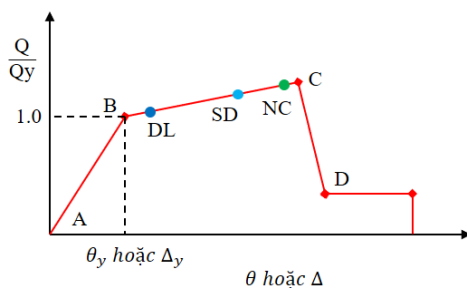
Ngoài ra, theo quy định của FEMA về các điểm tính năng đánh giá kết cấu ngoài miền đàn hồi trên đoạn BC cho hai loại kết cấu (1) đối với cấu kiện kết cấu chính và (2) cấu kiện kết cấu phụ (thứ cấp) như Bảng 1.



Hình 2. Quan hệ lực – biến dạng đối với các cấu kiện bê tông cốt thép theo [9].

Bảng 1. Quy định về đánh giá điểm tính năng theo FEMA.

Trạng thái	Cấu kiện kết cấu chính	Cấu kiện kết cấu phụ
IO	$IO \leq 0,67LS$	$IO \leq 0,67LS$
LS	$LS \leq 0,75CP$	$LS \leq 0,75CP$
CP	$CP \leq 0,75$ Tại C	$CP \leq 1,0$ Tại C



Hình 3. Quan hệ lực – biến dạng đối với các cấu kiện bê tông cốt thép theo [12].

Trong tiêu chuẩn EC 8 Phần 3 [12] cũng kiến nghị quan hệ lực – chuyển vị cho kết cấu bê tông cốt thép khá tương đồng như FEMA và được thể hiện như trong hình 3.

Theo đó, tiêu chí chấp nhận ứng xử dẻo xảy ra trong đoạn BC này với ba trường hợp tiếp tục sử dụng (DL), an toàn tính mạng (SD) và ngăn ngừa sụp đổ (NC).

Trong nghiên cứu này, các mô hình phân tích phi tuyến của kết cấu bê tông cốt thép sẽ được mô phỏng bằng mô hình giới thiệu trong [9] thông qua phần mềm Sap 2000 [15]. Phần mềm SAP (Structural Analysis Program) được bắt đầu từ các kết quả nghiên cứu phương pháp phần tử hữu hạn trong tính toán cơ học mà người đặt nền móng là giáo sư Edward L.Wilson (University Avenue Berkeley, California, USA). SAP2000 là một bước đột phá của họ phần mềm SAP, mà theo công ty Computer and Structure Inc (CSI) tuyên bố SAP2000 là công nghệ ngày nay cho tương lai (technology today for future). SAP2000 đã tích hợp các chức năng phân tích kết cấu bằng phương pháp phần tử hữu hạn và chức năng thiết kế kết cấu thành một. Ngoài khả năng phân tích các bài toán thường gặp của kết cấu công trình, SAP2000 đã bổ sung thêm các loại phần tử mẫu và tính năng phân tích kết cấu phi tuyến.

2.2. Tiêu chí chấp nhận tính năng

Tính năng giới hạn chấp nhận được đánh giá qua hai tiêu chí: (1) giới hạn kết cấu tổng thể và (2) giới hạn kết cấu cho các cấu kiện.

(1) Tiêu chí đánh giá tổng thể kết cấu:

Tiêu chí tổng thể bao gồm chuyển vị lệch tầng tức thời lớn nhất, chuyển vị lệch tầng dư và sự suy giảm độ cứng tầng.

a) Độ lệch tầng

Độ lệch tầng tức thời lớn nhất (Peak transient drift): đối với mỗi tầng, giá trị trung bình của độ lệch tầng lớn nhất từ các kết quả phân tích theo các giàn đồ gia tốc đang xét không được vượt quá 0,03, đồng thời trị lớn nhất do bất kỳ giàn đồ nào gây ra cũng không được vượt quá 0,045.

Độ lệch tầng dư (Residual drift): đối với mỗi tầng, giá trị trung bình của độ lệch tầng dư từ kết quả phân tích tích theo các giàn đồ gia tốc đang xét không được vượt quá 0,01, đồng thời giá trị lớn nhất không được vượt quá 0,015. Yêu cầu về giới hạn độ lệch tầng thể hiện ở Bảng 2.

Bảng 2. Giới hạn chuyển vị đối với các mức tính năng theo ATC 40 [7].

	Mức tính năng			
	Tiếp tục sử dụng - IO	Kiểm soát phá hoại - DC	An toàn tính mạng - LS	Ngăn ngừa sụp đổ - CP
Chuyển vị lệch tầng giới hạn				
Chuyển vị đỉnh mái lớn nhất	0,01	0,01-0,02	0,02	$0,33 \frac{V_i}{P_i}$
Chuyển vị dẻo lệch tầng lớn nhất	0,005	0,005-0,015	Không xét	Không xét

b) Sự suy giảm độ cứng tầng

Trong mọi phân tích phi tuyến theo lịch sử thời gian, biến dạng của mỗi tầng không được gây ra sự suy giảm độ cứng tầng vượt quá 20 % so với độ cứng ban đầu.

(2) Tiêu chí đánh giá cấu kiện kết cấu bê tông cốt thép:

Giới hạn cấu kiện như các phần tử dầm, cột, sàn, vách cùng các liên kết các loại được đánh giá dựa trên khả năng xoay dẻo của khớp dẻo (plastic hinge rotation capacities) được thể hiện trong [9]. Trong nghiên cứu này, tham số và bảng đánh giá khớp xoay dẻo xảy ra trên dầm bê tông cốt thép được trình bày ở bảng 3, các giá trị cho các cấu kiện khác như cột, vách người đọc xem thêm trong [9].

Ghi chú: Khi một trong các điều kiện trên xuất hiện đồng thời

thì lấy giá trị nhỏ nhất trong Bảng;

Ký hiệu C, NC trong Bảng có nghĩa là thỏa mãn hoặc không thỏa mãn yêu cầu về cốt đai của tiêu chuẩn. Nếu khoảng cách cốt đai trong vùng khớp dẻo $\leq d/3$ hoặc khả năng chịu cắt của cốt đai lớn hơn hoặc bằng 3/4 khả năng chịu cắt thiết kế của tiết diện thì được xem là thỏa mãn tiêu chuẩn, ngược lại được xem là không thỏa mãn. Cho phép tiến hành nội suy tuyến tính.

ρ và ρ' lần lượt là hàm lượng cốt thép chịu kéo và chịu nén; ρ_{bal} là hàm lượng cốt thép ở trạng thái cân bằng; b_w và d lần lượt là chiều rộng và chiều cao của tiết diện; V : là lực cắt thiết kế; f_c' là cường độ chịu nén của mẫu trụ tròn ở tuổi 28 ngày.

Bảng 3. Tham số mô hình hóa và tiêu chí chấp nhận áp dụng cho phương pháp phi tuyến cho dầm bê tông cốt thép

Điều kiện		Tham số mô hình hóa			Tiêu chí chấp nhận			
		Góc xoay dẻo (rad)		Tỷ số cường độ dư	Góc xoay dẻo (rad)			
		a	b	C	IO	LS	CP	
1. Dầm phá hoại do uốn								
$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$	Cốt đai	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f_c'}}$						
$\leq 0,0$	C	≤ 3	0,025	0,05	0,2	0,01	0,02	0,025
$\leq 0,0$	C	≥ 6	0,02	0,04	0,2	0,005	0,01	0,02
$\geq 0,5$	C	≤ 3	0,02	0,03	0,2	0,005	0,01	0,02
$\geq 0,5$	C	≥ 6	0,015	0,02	0,2	0,005	0,005	0,015
$\leq 0,0$	NC	≤ 3	0,02	0,03	0,2	0,005	0,01	0,02
$\leq 0,0$	NC	≥ 6	0,01	0,015	0,2	0,0015	0,005	0,01
$\geq 0,5$	NC	≤ 3	0,01	0,015	0,2	0,005	0,01	0,01
$\geq 0,5$	NC	≥ 6	0,005	0,01	0,2	0,0015	0,005	0,005

3. Phân tích khung bê tông cốt thép theo phương pháp phổ khả năng – CSM

3.1. Thông số của khung bê tông cốt thép

Trong phần này, xét một kết cấu khung BTCT (cột khỏe – dầm yếu) có 8 tầng có nhịp là 6 m, chiều cao mỗi tầng là 3,6 m, công trình xét là loại văn phòng và địa điểm xây dựng tại Quận Hoàng Mai – Thành phố Hà Nội. 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 được xác định dựa theo [16] với các giá trị như sau: Tĩnh tải bản thân sàn và cấu tạo sàn theo kiến trúc là 25 kN/m, tĩnh tải tường xây trên tất cả các dầm (trừ dầm mái) là 15 kN/m, trọng lượng bản thân kết cấu mô hình SAP2000 tự động tính toán và hoạt tải sử dụng là 12 kN/m và hoạt tải mái là 6,0 kN/m. Vật liệu theo tiêu chuẩn [17] có bê tông sử dụng cho kết cấu có cấp bền

B25 (M350), cốt thép sử dụng loại AIII như Bảng 4. Gia tốc đỉnh nền tại Quận Hoàng Mai là $a_{gR} = 0,1001g_R$, đất nền xem xét là loại D theo [1, 9]. Hệ số cản nhớt kết cấu là 0,05 và hệ số tầm quan trọng $\gamma_I = 1,0$ (thuận lợi cho tính toán).

Dựa vào tải trọng và tác động, kích thước nhịp và chiều cao ta thiết kế sơ bộ tiết diện, cốt thép cho cột dầm của khung BTCT này theo TCVN [1, 16, 18]. Mô hình kết cấu khung 8 tầng được thể hiện trên Hình 4. Đặc trưng vật liệu và kích thước hình học cũng như tải trọng tác dụng được khai báo trong SAP2000 [15] và kiểm tra lại bằng phần mềm phân tích ETABS [37]. Tiến hành phân tích nội lực, tổ hợp các trường hợp tải trọng trong phần mềm SAP2000 sau đó kiểm tra các điều kiện theo TCVN [1, 16, 18] và tính toán cốt thép cho cấu kiện dầm, cột các tầng.

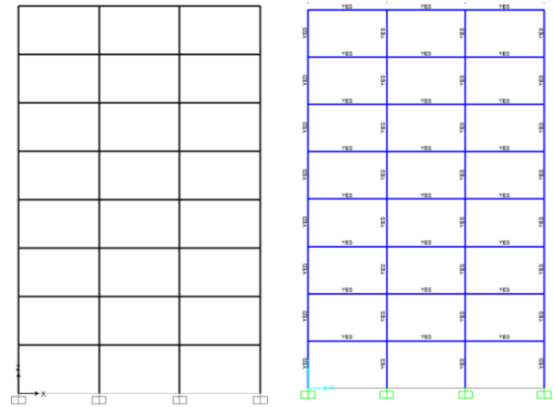
Lớp bảo vệ cốt thép dầm và cột là 50mm, cốt thép cột được tính toán và bố trí đều theo chu vi cột. Cốt thép và kích thước cấu kiện

dầm, cột được tính toán theo [18]. Ngoài ra, cốt đai được tính toán thiết kế và đảm bảo yêu cầu cấu tạo kháng chấn tại các vùng giới hạn theo [1], trong bài toán này khoảng cách cốt đai được bố trí đều theo chiều dài cột và dầm. Kết quả được thể hiện ở Bảng 5.

Bảng 4. Thông số vật liệu bê tông và cốt thép theo [17, 18].

Tiêu chuẩn	Cấp độ bền bê tông B25	Cốt thép AIII
TCVN 5574-2018	$R_b = 14,5 MPa$ $R_{b,ser} = 18,5 MPa$ $R_{bt,ser} = 1,6 MPa$ $E_b = 30000 MPa$	$R_s = 365 MPa$ $f_y = 390 MPa$ $E_s = 200000 MPa$
ACI 318-2008	$f'_c = \frac{R_b}{0,765} = 18,85 MPa$ $E_c = 4730 \cdot \sqrt{f'_c} MPa$ $= 20536 MPa$	$f_y = 400 MPa$ $E_s = 200000 MPa$

3.2. Mô hình phân tích khung bê tông cốt thép



Hình 4. Mô hình SAP2000 khung 8 tầng.

Bảng 5. Bố trí cốt thép dầm – cột khung 8 tầng theo TCVN 5574 – 2018.

Cấu kiện	Tiết diện		Bố trí cốt thép			Thép đai
	b (mm)	h (mm)	A_{st}	Lớp dưới A'_s	Lớp trên A'_s	
Dầm tầng 1 - 5	300	650		3 ϕ 20	5 ϕ 20	ϕ 8a100
Dầm tầng 6 - 7	300	650		3 ϕ 18	5 ϕ 18	ϕ 8a100
Dầm tầng 8	300	600		3 ϕ 18	3 ϕ 20	ϕ 8a100
Cột giữa tầng 1-3	500	500	16 ϕ 18			ϕ 8a150
Cột giữa tầng 3-6	450	450	12 ϕ 18			ϕ 8a150
Cột giữa tầng 6-8	400	400	8 ϕ 18			ϕ 8a150
Cột biên tầng 1-3	450	450	12 ϕ 18			ϕ 8a150
Cột biên tầng 3-6	450	450	8 ϕ 18			ϕ 8a150
Cột biên tầng 6-8	400	400	8 ϕ 16			ϕ 8a150

3.3. Phân tích tĩnh phi tuyến đẩy dần

Thực hiện phân tích tĩnh phi tuyến đẩy dần để xác định đường cong khả năng và xác định điểm tính năng của hệ kết cấu. Ban đầu xác định tải ngang tác dụng lên các tầng theo [1] thể hiện ở công thức thứ (9) và (10) dưới đây.

$$\text{Tổng lực} \quad V = S_a(T)W\lambda \quad (9)$$

cắt đáy:

Trong đó: λ là hệ số hiệu chỉnh lấy $\lambda = 0.85$ nếu $T_c \leq 2.0s$ với nhà trên 2 tầng, hoặc $\lambda = 1$ với các trường hợp khác. V và W lần lượt là lực cắt đáy và tổng khối lượng do tĩnh tải và hoạt tải có xét hệ số chiết giảm. $S_a(T)$ và T là giá trị phổ phản ứng thiết kế và chu kỳ dao động đầu tiên của khung kết cấu.

Phân phối lực cắt đáy cho từng tầng:

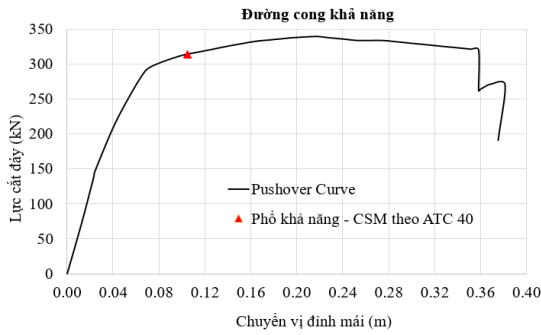
$$F_x = V \frac{w_x h_x}{\sum_{i=1}^n w_i h_i} \quad (10)$$

Trong đó: h_i, h_x là độ cao của các khối lượng w_i và w_x so với điểm đặt lực tác động động đất.

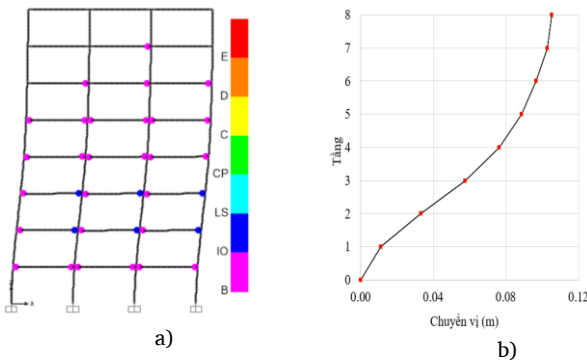
Thực hiện đẩy dần tĩnh phi tuyến với toàn bộ tải trọng tĩnh tải và hoạt tải xét đến hệ số chiết giảm theo [1]. Tiếp theo đẩy dần phi tuyến với tải trọng ngang do động đất gây ra. Mô hình khớp dẻo xoay mặc định trong SAP2000 theo [1] cho phần tử dầm chỉ xét đến mô men M3, còn đối với cột xét cả lực dọc và mô men hai phương (P-M2-M3). Mô hình xét đến ảnh hưởng hưởng của hiệu ứng phi tuyến hình học P – Δ và phân tích Diaphragm cho các tầng cũng được mô hình hóa.

3.4. Kết quả phân tích và thảo luận

Kết quả đường cong đẩy dần từ phân tích mô hình SAP2000 và điểm tính năng theo phương pháp CSM được thể hiện ở hình 5 và giá trị tại điểm tính năng có lực cắt đáy $V = 313,786 \text{ kN}$ và chuyển vị đỉnh mái $\Delta_{roof} = 0,105 \text{ m}$.



Hình 5. Đường cong khả năng.



Hình 6. Kết quả phân tích phi tuyến đẩy dần: a) đánh giá khớp dẻo và b) chuyển vị tại điểm tính năng.

Đánh giá khớp dẻo xoay theo [9] và chuyển vị các tầng tại điểm tính năng được thể hiện ở Hình 6. Qua đó cho thấy, cơ cấu phá hoại tại điểm tính năng xảy ra trên đảm bảo nguyên tắc thiết kế và lựa chọn phương án kết cấu khung cột khỏe – dầm yếu.

Điểm tính năng theo phương pháp phổ khả năng CSM được xác định tại các giá trị: $V = 313,786 \text{ kN}$ và chuyển vị đỉnh mái $\Delta_{roof} = 0,105 \text{ m}$. Dựa vào bảng 1 ta đánh giá tổng thể kết cấu:

$$\frac{\Delta_{roof}}{H} = \frac{0,105}{28,8} = 0,00347 < 0,01 \Rightarrow \text{Mức tính năng IO (Tiếp tục sử dụng)}$$

Trong đó: $H = 28.8 \text{ m}$ là chiều cao đỉnh khung tính từ điểm đặt tác động của lực động đất gây ra.

Ngoài ra, đánh giá kết cấu theo chuyển vị dẻo lệch tầng lớn nhất Hình 5. Chuyển vị dẻo lệch tầng lớn nhất là $0,0241 \text{ (m)}$. ta có:

$$0,005 < \frac{D_{max}^{NL}}{H_T \cdot 3.6}$$

Kết luận: Kết cấu khung đạt mức tính năng công trình “Kiểm soát phá hoại – DC”.

4. Kết luận

Trong nghiên cứu này, phương pháp PBSĐ được trình bày để đánh giá kết cấu khung bê tông cốt thép được thiết kế theo Tiêu chuẩn Việt Nam hiện hành dựa trên phân tích tính phi tuyến và phương pháp CSM để xác định điểm tính năng. Mô hình số được thực hiện để đánh giá kết cấu theo tiêu chí tổng thể kết cấu và chi tiết các

tiết diện nguy hiểm của cấu kiện kết cấu bê tông cốt thép.

Phương pháp thiết kế kháng chấn dựa theo tính năng là phương pháp mới, thực tế các nghiên cứu ở Việt Nam còn rất hạn chế. Trong tiêu chuẩn TCVN 9386-2012 chưa đề cập cụ thể, rõ ràng, mặc dù phương pháp này đã được trình bày chi tiết ở tiêu chuẩn Châu Âu EC8-Phần 3. Phương pháp PBSĐ phân tích kết cấu làm việc ngoài miền đàn hồi, từ đó đánh giá trạng thái kết cấu. Do đó, kỹ thuật phân tích nói chung phức tạp, khó khăn đối với kỹ sư thiết kế. Bài báo đã hệ thống lý thuyết và trình phương pháp áp dụng cụ thể cho việc áp dụng phương pháp PBSĐ vào thực hành thiết kế, đây là một công cụ hữu ích giúp mở rộng cho việc đưa phương pháp thiết kế theo tính năng vào thực hành thiết kế và giúp nâng cao độ tin cậy trong thiết kế kháng chấn công trình nói chung.

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]. Nguyễn Lê Ninh, "Động đất và thiết kế công trình chịu động đất," Nhà xuất bản Xây dựng, 2007.
- [3]. UCB-97, "Uniform Building Code," USA, 1997.
- [4]. ASCE 41, "Seismic Rehabilitation of Existing Buildings," American Society of Civil Engineer, 2006.
- [5]. Eurocode 8, "Design of structures for earthquake resistance," The European Union, 1998.
- [6]. FEMA 273, "NEHRP guidelines for the seismic rehabilitation of buildings," in Federal Emergency Management Agency, Washington (DC), 1996.
- [7]. ATC-40, "Seismic Evaluation and Retrofit of Reinforced Concrete Buildings," in Applied Technology Council, Redwood City (CA), 1996.
- [8]. SEAOC, "Performance-Based Seismic Engineering of Buildings," Structural Engineers Association of California, 1995.
- [9]. FEMA-356, "Pre-standard and commentary for seismic rehabilitation of buildings," in Federal Emergency Management Agency, Washington (DC), 2000.
- [10]. FEMA-440, "Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures," in Federal Emergency Management Agency, Washington (DC), 2005.
- [11]. ASCE/SEI 7-10, "American Society of Civil Engineers," USA, 2013.
- [12]. EN 1998-3, "Design of structures for earthquake resistance - Part 3: Assessment and retrofitting of buildings," The European Union, 2005.
- [13]. FEMA P-58, "Seismic Performance Assessment of Buildings," Federal Emergency Management Agency, 2012.
- [14]. FEMA - P58, "Seismic Performance Assessment of Buildings," Federal Emergency Management Agency, 2018.
- [15]. CSI. SAP2000 V-16, "Integrated finite element analysis and design of structures basic analysis reference manual," Computers and Structures Inc, Berkeley (CA, USA), 2016.
- [16]. TCVN 2737 - 1995, "Tải trọng và tác động - Tiêu chuẩn thiết kế," 1995.
- [17]. TCVN 5574:2018, "Kết cấu bê tông và bê tông cốt thép - Tiêu chuẩn thiết kế," in Bộ Khoa học và Công nghệ, 2018.
- [18]. ACI, "Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318M - 08) and Commentary," 2008.
- [19]. CSI. ETBAS2017 V-17.0.1, "Extended 3D Analysis of Building Systems," Computers and Structures Inc, Berkeley (CA,USA), 2017.

Ứng xử của vách kép nhà nhiều tầng chịu tải trọng ngang theo sự làm việc sau đàn hồi của dầm nối

Đoàn Xuân Quý^{1*}, Nguyễn Tiến Chương¹

¹Bộ môn Xây dựng dân dụng và công nghiệp, Trường đại học Thủy Lợi

TỪ KHOÁ

Dầm nối
 Kết cấu vách kép
 Làm việc sau đàn hồi
 Kết cấu nhà nhiều tầng
 Khớp dẻo mô men
 Mô hình khớp dẻo mô men – thanh chống

KEYWORDS

Coupling beam
 Double shear wall structure
 Elasto-plastic behavior
 Multi-story building structure
 Moment hinge
 Moment hinge - strut model

TÓM TẮT

Kết cấu vách kép bao gồm hai vách độc lập có các dầm nối với nhau theo phương ngang hay còn gọi là vách có lỗ mở. Tùy thuộc vào kích thước lỗ mở mà vách kép được tính toán đàn hồi theo các trường hợp khác nhau. Theo tiêu chuẩn động đất, vách kép có hệ số ứng xử cao hơn kết cấu vách thường, có nghĩa là về mặt phản ứng với tác dụng động của vách kép tốt hơn. Do các dầm nối thường là nhỏ hơn vách nên khi làm việc trong hệ kết cấu, dầm nối chịu tác dụng nội lực lớn và có xu hướng phá hoại trước các vách. Điều này sẽ ảnh hưởng đến sự làm việc của kết cấu vách kép. Bài báo sẽ tiến hành mô tả sự làm việc sau đàn hồi của dầm nối, sau đó đặt trong hệ kết cấu để tiến hành phân tích, đánh giá ứng xử của kết cấu vách kép về các mặt: khả năng chịu lực, chuyển vị và độ dẻo của vách. Kết quả làm cơ sở cho tính toán và thiết kế dạng kết cấu này.

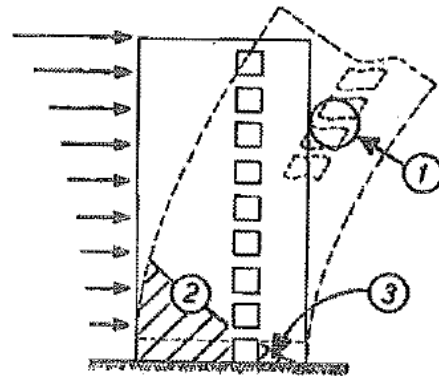
ABSTRACT

The double-walled structure consists of two independent walls with horizontally connected beams, also known as open-walled walls. Depending on the opening size, the double shear wall is calculated within the elastic limit in different cases. According to seismic standards, the double shear wall has a higher response coefficient than normal wall structure, which means better response to the dynamic impact to the doubled wall. Because the connecting beams are usually smaller than the walls, when working in the structural system, the beams are subjected to large internal forces and tend to fail before the walls. This will affect the performance of the double wall structure. The article will describe the post-elastic work of the connecting beam, then place it in the structural system to analyze and evaluate the behavior of the double-walled structure in terms of: bearing capacity, displacement and wall ductility. The results form the basis for the calculation and design of this structure.

1. Giới thiệu

Kết cấu vách kép bao gồm hai vách độc lập có các dầm nối với nhau theo phương ngang hay còn gọi là vách có lỗ mở [1]. Tùy thuộc vào kích thước lỗ mở mà vách kép được tính toán đàn hồi theo các trường hợp khác nhau. Theo tiêu chuẩn động đất, vách kép có hệ số ứng xử cao hơn kết cấu vách thường, có nghĩa là về mặt phản ứng với tác dụng động của vách kép tốt hơn [2].

Thông thường vách kép được tính toán theo điều kiện nội lực và chuyển vị bằng một số phương pháp thường dùng như mô hình khung tương đương hoặc mô hình rời rạc liên tục [3]. Theo đó các dầm nối hay còn gọi là lanh tô nối các vách đơn với nhau tại cao độ các tầng. Do sự có mặt của dầm nối - thường có tiết diện bé hơn nhiều so với các tường, làm cho sự làm việc của hệ tường kép phức tạp hơn so với hệ tường đơn. Mô men trong các cột tường lớn nhất tại chân tường và giạt cấp lên phía trên. Trong khi đó lực cắt lớn nhất xuất hiện tại một vị trí thường là ở khoảng 1/3 chiều cao vách [4]. Trong cơ cấu chịu lực như vậy, các dầm nối chịu lực rất lớn và sẽ đạt đến trạng thái giới hạn sớm. Điều này sẽ ảnh hưởng đến khả năng làm việc của kết cấu vách kép.



Hình 1. Tải trọng tác dụng và các thành phần chịu lực của vách kép. 1 - Dầm nối, 2 - Tường chịu kéo, 3 - Tường chịu nén (Santhakumar 1974).

Nhiều nghiên cứu thực nghiệm và mô hình số cũng chỉ ra vai trò của dầm nối với khả năng làm việc của hệ kết cấu ở các khía cạnh: độ bền, độ cứng cũng như độ dẻo [5]–[9]. Trong đó cấu tạo của dầm nối cũng ảnh hưởng không nhỏ đến sự làm việc của vách kép [10].

*Liên hệ tác giả: quydx@tlu.edu.vn

Nhận ngày 06/10/2021, sửa xong ngày 04/11/2021, chấp nhận đăng 15/01/2022

<https://doi.org/10.54772/jomc.01.2022.273>