

ẢNH HƯỞNG CỦA TƯỜNG CHÈN TỚI VIỆC KIỂM SOÁT CƠ CẤU PHÁ HOẠI KHUNG BÊ TÔNG CỐT THÉP CHỊU ĐỘNG ĐẤT

Phan Văn Huệ^{a,*}

^a*Khoa Xây dựng, Trường Đại học Xây dựng Miền Trung,
số 24 đường Nguyễn Du, phường 7, TP. Tuy Hòa, Phú Yên, Việt Nam*

Nhận ngày 15/08/2019, Sửa xong 18/09/2019, Chấp nhận đăng 20/09/2019

Tóm tắt

Sự tương tác giữa tường chèn với khung bê tông cốt thép (BTCT) bao quanh dưới tác động ngang đã làm gia tăng độ cứng uốn của các dầm khung. Hệ quả của sự gia tăng độ cứng uốn của dầm khung sẽ làm thay đổi nguyên tắc thiết kế cơ bản “dầm yếu – cột khỏe” quy định trong các tiêu chuẩn thiết kế kháng chấn khi không xét tới tương tác với tường chèn. Các kết quả nghiên cứu trong bài báo này đã định lượng hóa được sự gia tăng độ cứng và khả năng chịu uốn của các dầm khung khi có xét tới tương tác với tường chèn dưới tác động động đất. Trên cơ sở này, một điều kiện mới dùng để thiết kế các cột BTCT nhằm đảm bảo cơ cấu phá hoại dẻo phải xuất hiện ở các khung BTCT chịu động đất theo TCVN 9386:2012 đã được đề xuất. Các kết quả tính toán kiểm tra theo phân tích tĩnh phi tuyến trên hệ kết cấu khung chèn được thiết kế theo TCVN 9386:2012 cho thấy hoàn toàn phù hợp với nghiên cứu lý thuyết.

Từ khoá: khung BTCT; tường chèn; thiết kế theo khả năng; tác động động đất; tương tác; cơ cấu phá hoại; tầng mềm; phân tích tĩnh phi tuyến.

EFFECTS OF MASONRY INFILLS TO THE CONTROL OF THE FAILURE MECHANISM OF REINFORCED CONCRETE FRAME STRUCTURES UNDER EARTHQUAKE LOADING

Abstract

The interaction between the masonry infills and the surrounding reinforced concrete (RC) frames under horizontal impact has increased the bending stiffness of the frame beams. The consequence of the increase in bending stiffness of the frame beam will change the basic design principle of “weak beam – strong column” specified in modern seismic design standards when not considering interaction with masonry infills. The research results in this paper have quantified the increase in the stiffness and the bending resistance of frame beams when considering the interaction with the masonry infills under seismic actions. On this basis, a new condition used to design RC columns to ensure the plastic failure mechanisms appearing in RC frames under seismic actions according to TCVN 9386:2012 is proposed. The results of calculation and inspection according to nonlinear static analysis on the masonry infilled RC frame structures designed according to TCVN 9386:2012 show that they are perfectly suitable for theoretical research.

Keywords: reinforced concrete frame; masonry infills; capacity design method; earthquake loading; interaction; failure mechanism; soft story; nonlinear static analysis.

[https://doi.org/10.31814/stce.nuce2019-13\(4V\)-06](https://doi.org/10.31814/stce.nuce2019-13(4V)-06) © 2019 Trường Đại học Xây dựng (NUCE)

1. Đặt vấn đề

Vấn đề ảnh hưởng của các tường chèn tới ứng xử của hệ kết cấu khung dưới tác động động đất đã được các nhà khoa học ở nhiều nước trên thế giới, trong đó có Việt Nam, quan tâm nghiên cứu trong

*Tác giả chính. Địa chỉ e-mail: phanvanhue@muce.edu.vn (Huệ, P. V.)

vòng 70 năm qua. Các công trình nghiên cứu thực nghiệm và lý thuyết đều cho thấy, các tường chèn trong khung đã làm thay đổi các đặc tính tĩnh và động của hệ kết cấu khung. Các tường chèn có thể tạo ra các ảnh hưởng có lợi tới ứng xử của hệ kết cấu khi chịu động đất, như làm tăng độ bền, độ cứng ngang, khả năng phân tán năng lượng ..., nhưng nhiều khi cũng tạo ra các tác động hết sức bất lợi, gây sụp đổ đột ngột công trình hoặc phá hoại cục bộ các cấu kiện khung. Các trận động đất xảy ra gần đây ở nhiều nơi trên thế giới, như ở Athens - Hy Lạp (1999) [1], Tứ Xuyên - Trung Quốc (2008) [2], L'Aquila - Italia (2009) [3] và Emilia - Italia (2012) [4] ... đã cho thấy rất rõ điều này (Hình 1).



(a) Động đất ở Athens – Hy Lạp (1999)



(b) Động đất ở Tứ Xuyên – Trung Quốc (2008)



(c) Động đất ở L'Aquila – Italia (2009)



(d) Động đất ở Emilia – Italia (2012)

Hình 1. Sự sụp đổ và phá hoại cục bộ các nhà khung chèn dưới tác động động đất

Các nghiên cứu thực nghiệm của rất nhiều tác giả thực hiện trong thời gian gần đây trên các khung BTCT được thiết kế theo các tiêu chuẩn kháng chấn hiện hành (vào thời điểm thí nghiệm) (ACI 318-89, UBC-91, EN 1998-1:2004, ACI 318-08 ...): Mehrabi và cs. [5], Kakaletsis và Karayannis [6], Morandi và cs. [7], Basha [8]... trong các trường hợp không có (khung trống) và có tường chèn (khung chèn) chịu tác động đứng và ngang mô phỏng động đất đều cho thấy các khung trống bị phá hoại theo cơ cấu dẻo với các khớp dẻo uốn xuất hiện trước hết ở dầm sau đó mới tới cột, phù hợp với mục tiêu thiết kế đặt ra, trong khi ở các khung chèn, các cột bị phá hoại cắt và uốn còn dầm hầu như không bị phá hoại. Ứng xử cục bộ này của các cấu kiện khung khi có tường chèn hoàn toàn phù hợp với các kết quả nghiên cứu thực nghiệm của các tác giả khác thực hiện trên các khung BTCT được thiết kế chỉ để chịu các tác động trọng trường hoặc động đất theo quan niệm cũ, như các nghiên cứu thực nghiệm được thực hiện gần đây của Al-Chaar và cs. [9] và của Cavaleri và cs. [10].

Từ các kết quả nghiên cứu thực nghiệm quy mô trên các khung BTCT có tường chèn dưới các tác động đứng và ngang có thể rút ra kết luận quan trọng sau: sự tương tác với tường chèn đã làm cho dầm khung cứng lên, còn các cột khung thường bị phá hoại cắt và uốn ở các vùng kế cận hai đầu mút của chúng, không phụ thuộc vào loại vật liệu tường chèn. Kết luận này hoàn toàn phù hợp với kết luận của Paulay và Priestley [11] (đã được đưa vào tiêu chuẩn NZS 4230:2004 của New Zealand [12]): các tường chèn có “khuynh hướng làm gia tăng khá lớn độ cứng của dầm, gây ra hiện tượng tập trung các

vùng khớp dẻo tiềm năng của khung tại các vùng có chiều dài ngắn ở đầu mút các cầu kiện, hoặc tạo ra một sự di chuyển cưỡng bức khớp dẻo vào cột”.

Hiện nay, theo quan niệm thiết kế kháng chấn hiện hành, các hệ kết cấu nói chung và hệ kết cấu khung BTCT nói riêng, đều được phép làm việc sau giới hạn đàn hồi khi chịu động đất mạnh. Do đó, để công trình không bị sụp đổ đột ngột và có khả năng biến dạng dẻo lớn, những người thiết kế buộc phải kiểm soát được cơ cấu phá hoại và cách thức phá hoại của các hệ kết cấu. Phương pháp thiết kế theo khả năng (capacity design method) do Paulay đề xuất (1985) [11, 13] là một công cụ rất hiệu quả để thực hiện nhiệm vụ trên. Đối với các hệ kết cấu khung, nguyên tắc cơ bản để tạo ra cơ cấu phá hoại dẻo ở khung là “cột khỏe – dầm yếu”, các khớp dẻo uốn phải xuất hiện trước hết tại các dầm, phá hoại cắt phải xảy ra sau phá hoại uốn và các nút khung phải bị phá hoại sau cùng.

Để dầm phải bị phá hoại uốn trước cột, việc thiết kế cột phải thực hiện theo điều kiện sau, ví dụ theo TCVN 9386:2012 [14]:

$$\sum M_{Rc} \geq 1,3 \sum M_{Rb} \quad (1)$$

trong đó $\sum M_{Rc}$ và $\sum M_{Rb}$ tương ứng là tổng các giá trị thiết kế của khả năng chịu mômen uốn nhỏ nhất của các cột và của các dầm quy tụ vào nút khung đang xét; còn 1,3 là hệ số vượt độ bền. Biểu thức (1) cần được thỏa mãn trong hai mặt phẳng uốn thẳng đứng vuông góc với nhau và cho cả hai chiều tác động âm và dương của tác động động đất.

Tuy đạt được các kết quả nghiên cứu rất đồng thuận về ảnh hưởng của các tường chèn tới ứng xử tổng thể và cục bộ của các hệ kết cấu khung như đã đề cập tới ở trên, các tiêu chuẩn thiết kế kháng chấn đều thiết lập điều kiện (1) mà không xét tới tương tác giữa các tường chèn với khung. Để hạn chế các ảnh hưởng bất lợi của tường chèn tới ứng xử tổng thể và cục bộ của hệ kết cấu khung chèn, các tiêu chuẩn thiết kế kháng chấn như TCVN 9386:2012 [14], EN 1998-1:2004 [15], FEMA 356 [16], ASCE 41-13 [17], MSJC (2013) [18], NZSEE (2017) [19]... đều đưa ra các quy định về bố trí các tường chèn trên chiều cao cũng như trong mặt bằng của công trình và kiểm tra khả năng chịu cắt của các cột khung.

Nội dung bài báo sẽ đề cập tới các nghiên cứu lý thuyết về ứng xử của dầm khung khi chịu lực tương tác với các tường chèn và ảnh hưởng của tường chèn tới việc kiểm soát cơ cấu phá hoại dẻo của khung BTCT được thiết kế theo quan niệm kháng chấn hiện hành.

2. Ảnh hưởng của tường chèn tới ứng xử của dầm khung bê tông cốt thép

Xét khung BTCT một tầng một nhịp, có tường chèn, chịu tác động của ngoại lực H như trong Hình 2(a). Trong trường hợp không có tường chèn hoặc không xét tới tương tác với tường chèn, ngoại lực H sẽ gây ra mômen uốn tại đầu mút C của dầm:

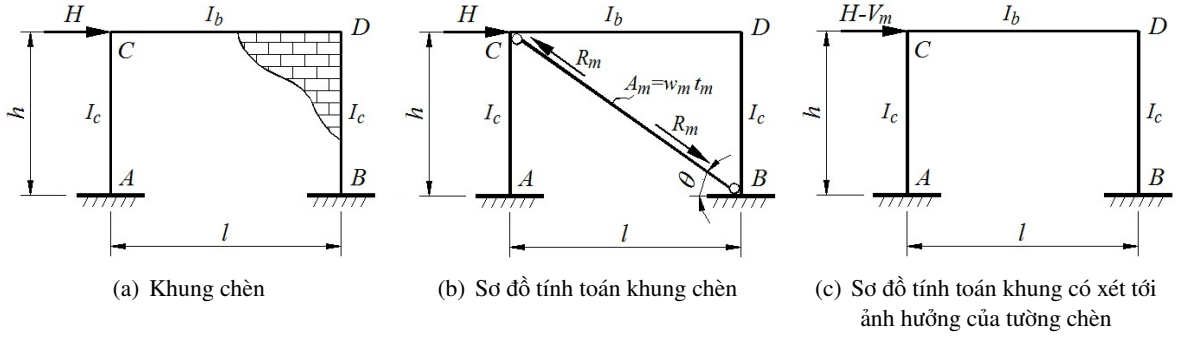
$$M_{bC,H} = \frac{Hh}{2} \frac{3\omega}{6\omega + 1} \quad (2)$$

và tương ứng với nó là độ cong tại đầu mút C của dầm:

$$\rho_{bC,H} = \frac{M_{bC,H}}{E_c I_b} = \frac{Hh}{2E_c I_b} \frac{3\omega}{6\omega + 1} \quad (3)$$

Trong các biểu thức trên:

$$\omega = \frac{I_b h}{I_c l} \quad (4)$$



Hình 2. Các sơ đồ tính toán khung

trong đó I_b và I_c tương ứng là mômen quán tính của tiết diện dầm và cột khung; l và h tương ứng là chiều dài của dầm và cột khung kể từ trục; E_c là môđun đàn hồi của bê tông.

Khi có xét tới tương tác với tường chèn, theo phương pháp mô hình vĩ mô một dải chéo tương đương [6–21], việc tính toán hệ khung chèn được thực hiện theo sơ đồ như ở Hình 2(b). Trong sơ đồ tính toán này, tường chèn trong khung được thay bằng một dải chéo tương đương có bề rộng bằng w_m và bề dày t_m như của tường chèn. Dưới tác động của lực ngang H , trong dải chéo tương đương sẽ xuất hiện một lực nén bằng R_m , biểu thị phản ứng của tường chèn dưới tác động ngang. Trong điều kiện này, sơ đồ tính toán hệ khung chèn ở Hình 2(b) có thể được thay bằng một sơ đồ tính toán tương đương như trong Hình 2(c), là một khung trống chịu tác động của ngoại lực $(H - V_m)$, trong đó $V_m = R_m \cos \theta$ là hình chiếu theo phương ngang của lực nén xiên R_m . Với sơ đồ tính toán mới này, tương tự như sơ đồ khung không có hoặc không xét tới tường chèn, mômen uốn tại đầu mút C của dầm sẽ được xác định theo biểu thức sau:

$$M_{bC,H-V_m} = \frac{(H - V_m)h}{2} \frac{3\omega}{6\omega + 1} \quad (5)$$

còn độ cong tương ứng của dầm sẽ bằng:

$$\rho_{bC,H-V_m} = \frac{M_{bC,H-V_m}}{E_c I_b} = \frac{(H - V_m)h}{2E_c I_b} \frac{3\omega}{6\omega + 1} < \rho_{bC,H} \quad (6)$$

Như vậy, khi xét tới tương tác với tường chèn, độ cong của trục dầm đã giảm xuống so với khi không xét tới tương tác với tường chèn. Nói cách khác, dưới tác động của lực ngang H , do xét tới tương tác với tường chèn, độ cứng chống uốn của dầm đã tăng lên: $E_c I_{bm} > E_c I_b$, trong đó I_{bm} là mômen quán tính của tiết diện dầm khung khi có xét tới tương tác với tường chèn. Nguyên nhân của hiện tượng này, là do tường chèn cản trở biến dạng uốn của dầm khung (được gọi là hiệu ứng bó của tường chèn). Với sự gia tăng độ cứng chống uốn này, độ cong của dầm tại đầu mút C của nó khi có xét tới tương tác với tường chèn sẽ như sau:

$$\rho_{bC,H}^* = \frac{M_{bC,H}^*}{E_c I_{bm}} = \frac{Hh}{2E_c I_{bm}} \frac{3\omega_m}{6\omega_m + 1} \quad (7)$$

trong đó $M_{bC,H}^*$ là mômen uốn tại đầu mút C của dầm dưới tác động của lực ngang H khi có xét tới tương tác với tường chèn, còn:

$$\omega_m = \frac{I_{bm}h}{I_c l} \quad (8)$$

Gọi k_{bi} là hệ số gia tăng độ cứng chống uốn (mômen quán tính) của dầm khung do hiệu ứng bó của tường chèn gây ra, ta có:

$$k_{bi} = \frac{I_{bm}}{I_b} = \frac{\omega_m}{\omega} \quad (9)$$

Cân bằng các độ cong (6) và (7), ta được mối quan hệ sau:

$$\frac{(H - V_m)h}{2E_c I_b} \frac{3\omega}{6\omega + 1} = \frac{Hh}{2E_c I_{bm}} \frac{3\omega_m}{6\omega_m + 1} \quad (10)$$

hoặc viết phương trình trên dưới dạng:

$$\frac{6\omega_m + 1}{6\omega + 1} = \frac{H}{H - V_m} \quad (11)$$

Có thể thiết lập mối quan hệ giữa các lực ngang H và V_m bằng cách cân bằng các chuyển vị ngang của khung ở cao trình trục dầm, xác định theo sơ đồ tính toán ở Hình 2(b) và 2(c). Theo sơ đồ ở Hình 2(c), dưới tác động của lực ngang $(H - V_m)$, chuyển vị ngang của hệ kết cấu khung ở cao trình trục dầm sẽ bằng:

$$\Delta_{H-V_m} = \frac{(H - V_m)h^3}{12E_c I_c} \frac{3\omega + 2}{6\omega + 1} \quad (12)$$

Còn ở sơ đồ tính toán Hình 2(b), biến dạng dọc trục của dải chéo tương đương của tường chèn sẽ bằng:

$$\Delta_{m\theta} = \frac{R_m d_m}{w_m t_m E_m} = \frac{V_m d_m}{w_m t_m E_m \cos \theta} \quad (13)$$

Từ đó xác định chuyển vị ngang của khung ở cao trình trục dầm:

$$\Delta_m = \frac{\Delta_{m\theta}}{\cos \theta} \quad (14)$$

Cân bằng các chuyển vị ngang (12) và (14), ta thiết lập được mối quan hệ sau:

$$H = V_m \left[1 + \frac{E_c I_c d_m}{h^3 w_m t_m E_m \cos^2 \theta} \frac{12(6\omega + 1)}{3\omega + 2} \right] \quad (15)$$

Đưa (15) vào (11), ta được một dạng mới của hệ số gia tăng độ cứng chống uốn của dầm khung khi có xét tới tương tác với tường chèn:

$$k_{bi} = \frac{\omega_m}{\omega} = 1 + \frac{h^3 w_m t_m E_m \cos^2 \theta}{E_c I_c d_m} \frac{3\omega + 2}{72\omega} > 1 \quad (16)$$

Trong quá trình gia tăng tác động ngang, bề rộng w_m của dải chéo tương đương của tường chèn sẽ giảm dần. Gọi w_{m0} là bề rộng của dải chéo tương đương tại thời điểm cực hạn, khi tường chèn bắt đầu mất khả năng chịu lực [20, 21], hệ số gia tăng độ cứng khi sẽ có dạng sau:

$$k_{biu} = \frac{I_{bm}}{I_b} = 1 + \frac{h^3 w_{m0} t_m E_m \cos^2 \theta}{E_c I_c d_m} \frac{3\omega + 2}{72\omega} \quad (17)$$

Từ biểu thức (17) ta thấy $I_{bm} = k_{biu} I_b$. Nếu giả thiết bề rộng của dầm khung không thay đổi, sự gia tăng độ cứng của dầm khung do hiệu ứng bó của tường chèn gây ra tương đương với việc gia tăng chiều cao của tiết diện dầm khung lên một trị số mới, gọi là chiều cao ảo của dầm:

$$h_{bm} = h_b \sqrt[3]{k_{biu}} \quad (18)$$

Hệ số k_{biu} phụ thuộc vào rất nhiều tham số như: kích thước hình học của khung và tường chèn (l, h, t_m, d_m), tiết diện các cấu kiện khung (I_c, I_b), bề rộng dải chéo tương đương (w_{m0}), các tính năng cơ lý của vật liệu bê tông và khối xây. Trong số các tham số trên, các kết quả thí nghiệm cho thấy tỷ số hình dạng h/l của khung có một ý nghĩa rất quan trọng trong ứng xử của các khung chèn. Để có một khái niệm định lượng về độ lớn của hệ số k_{biu} , giả thiết tỷ số h/l thay đổi còn các tham số khác giữ nguyên không thay đổi. Kết quả tính toán theo (17) cho thấy, với các tỷ số h/l thường gặp (từ 0,5 đến 1,0), hệ số k_{biu} biến thiên trong phạm vi từ 2,0 đến 3,6.

3. Ảnh hưởng của tường chèn tới việc kiểm soát cơ cấu phá hoại khung khi chịu động đất

Để hệ kết cấu khung BTCT có thể bị phá hoại theo cơ cấu dẻo khi chịu động đất mạnh, việc thiết kế các cột khung phải tuân theo điều kiện (1). Theo điều kiện này, trong chiều tác động động đất đang xét, tổng khả năng chịu uốn của các dầm quy tụ vào một nút khung bất kỳ sẽ có dạng sau [13]:

$$\sum M_{Rb} = M_{Rb}^- + M_{Rb}^+ \quad (19)$$

trong đó M_{Rb}^-, M_{Rb}^+ tương ứng là khả năng chịu uốn tại đầu mút các dầm quy tụ vào nút khung đang xét theo chiều âm (cong lên) và theo chiều dương (cong xuống) của trục dầm (Hình 3). Đối với các khung BTCT chịu động đất, không xét tới tương tác với các tường chèn, các khả năng chịu uốn của dầm khung được xác định theo các biểu thức sau [22, 23]:

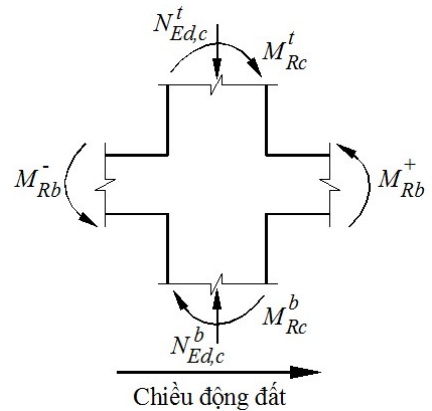
$$M_{Rb}^- = \min(A_{s1}, A_{s2}) f_{yd} (h_b - d_1 - d_2) + \max[0, (A_{s1} - A_{s2})] f_{yd} [h_b - d_1 - 0,5 (A_{s1} - A_{s2}) f_{yd} / (b_{bw} f_{cd})] \quad (20)$$

$$M_{Rb}^+ = A_{s2} f_{yd} \max[(h_b - d_2 - 0,5 A_{s2} f_{yd} / (b_{beff} f_{cd})), (h_b - d_1 - d_2)] \quad (21)$$

trong đó A_{s1}, A_{s2} tương ứng là diện tích tiết diện cốt thép dọc ở mặt trên và dưới dầm; h_b là chiều cao tiết diện dầm; b_{bw} là bề rộng của bụng dầm; b_{beff} là bề rộng hiệu dụng của phần cánh (bản) chịu nén; d_1 là khoảng cách từ trọng tâm cốt thép A_{s1} tới mặt trên của tiết diện dầm; d_2 là khoảng cách từ trọng tâm cốt thép A_{s2} tới mặt dưới của tiết diện dầm; f_{cd}, f_{yd} tương ứng là cường độ chịu nén tính toán của bê tông và cường độ chịu kéo tính toán của cốt thép.

Trong trường hợp có xét tới tương tác với các tường chèn, như đã đề cập tới trong mục 2, do hiệu ứng bó của tường chèn, chiều cao của tiết diện dầm khung ở trạng thái giới hạn cực hạn bị gia tăng, trở thành h_{bmu} và được xác định theo (18). Vì lý do này, khi xét tới sự tương tác với các tường chèn, các tham số liên quan tới chiều cao tiết diện của dầm khung dùng để xác định khả năng chịu uốn của dầm khung theo các biểu thức (20) và (21) sẽ phải thay đổi, cụ thể thay h_b bằng h_{bmu} ; d_1 bằng $d_{1mu} = d_1 + (h_{bmu} - h_b)/2$; d_2 bằng $d_{2mu} = d_2 + (h_{bmu} - h_b)/2$ (vị trí cốt thép dầm thực không thay đổi do h_{bmu} là chiều cao ảo). Như vậy, khi xét tới tương tác với các tường chèn, biểu thức (19) sẽ có dạng sau:

$$\sum M_{Rbmu} = M_{Rbmu}^- + M_{Rbmu}^+ > \sum M_{Rb} \quad (22)$$



Hình 3. Mô men uốn tại nút khung

So sánh biểu thức (19) với (22) ta thấy, trong trường hợp có xét tới tương tác với các tường chèn, tổng khả năng chịu uốn của các dầm quy tụ vào một nút khung bất kỳ trong chiều tác động động đất đang xét, lớn hơn so với khi không xét tới tương tác với các tường chèn. Như vậy, khi có xét tới tương tác với các tường chèn, điều kiện cơ bản để tạo ra cơ cấu phá hoại dẻo (1) quy định trong [14] sẽ không còn đúng nữa. Điều này cũng đồng nghĩa với việc cột khung có thể bị phá hoại trước dầm và cơ cấu phá hoại tầng mềm có thể xuất hiện ngoài ý muốn của người thiết kế.

Sự gia tăng khả năng chịu uốn của các dầm khung khi có xét tới tương tác với tường chèn được biểu thị qua hệ số sau:

$$k_{Mb} = \frac{\sum M_{Rbmu}}{\sum M_{Rb}} = \frac{M_{Rbmu}^- + M_{Rbmu}^+}{M_{Rb}^- + M_{Rb}^+} > 1 \quad (23)$$

Như vậy, trong trường hợp có xét tới tương tác với các tường chèn, điều kiện (1) sẽ trở thành:

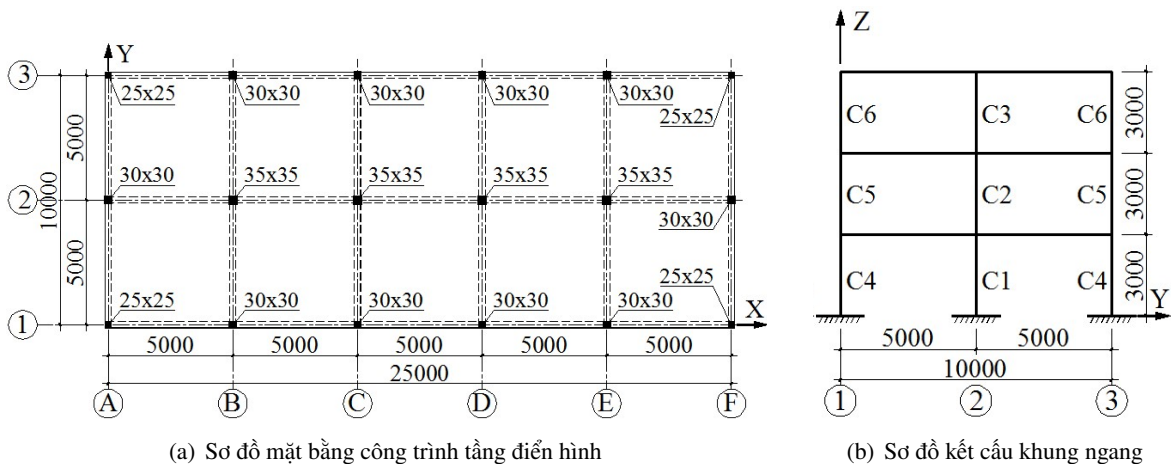
$$\sum M_{Rc} \geq 1,3k_{Mb} \sum M_{Rb} \quad (24)$$

Nằm ngoài ý muốn của chúng ta, sự hiện diện của tường chèn trong khung gần như là một lẽ tự nhiên. Sự tương tác giữa tường chèn với khung bao quanh dưới tác động ngang cũng tương tự như vậy, ngoại trừ chúng ta áp dụng các biện pháp để cách ly tường chèn ra khỏi khung. Vì vậy, để bảo đảm an toàn trong mọi trường hợp, khi thiết kế các hệ kết cấu khung BTCT theo [14], điều kiện thiết kế (1) nên được thay bằng điều kiện (24), nếu người thiết kế muốn hệ kết cấu khung có ứng xử tổng thể như ý đồ thiết kế đặt ra ban đầu.

4. Ví dụ tính toán

4.1. Các số liệu tính toán

Xét nhà khung BTCT liên khối cao 3 tầng với các kích thước không đổi trên chiều cao như trong Hình 4. Các dầm ngoài dọc theo chu vi nhà có tiết diện 25×45 cm, các dầm trong có tiết diện 25×50 cm, bản sàn dày 15 cm. Vật liệu sử dụng cho công trình: bê tông B30, cốt thép dọc loại CB400-V, cốt thép đai loại CB240-T, theo TCVN 5574:2018 [24]. Các khung KB và KE được chèn



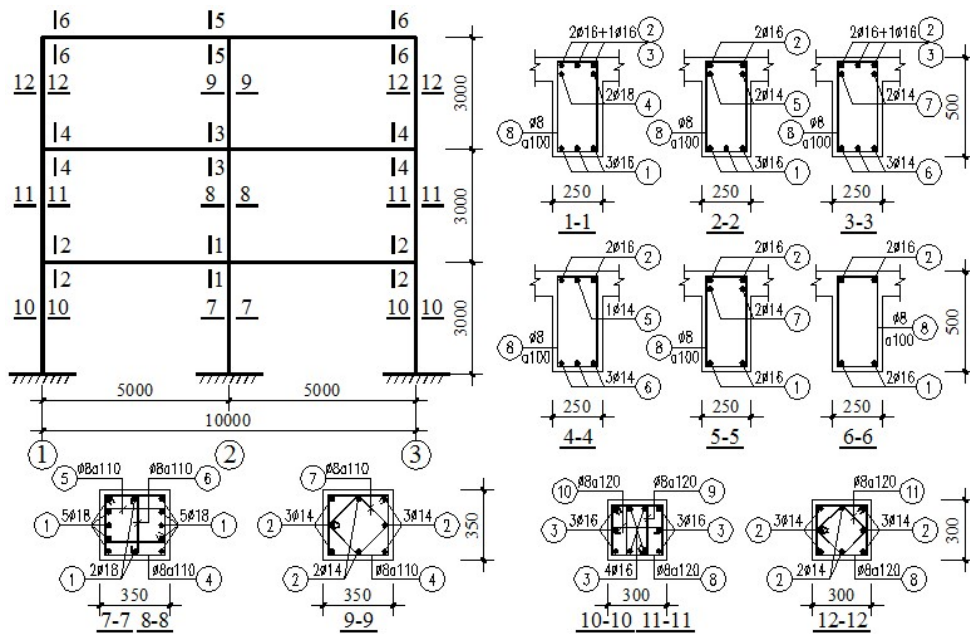
Hình 4. Sơ đồ kết cấu công trình

kín bằng tường gạch đặc dày 20 cm mác 100, vữa xi măng mác 75 theo TCVN 5573:2011 [25]. Tải trọng tác dụng lên công trình như sau: tải trọng thẳng đứng trong tình huống thiết kế động đất ở mỗi tầng (kể cả mái): $g + \psi_2 q = 9 \text{ kN/m}^2$. Công trình được xây dựng tại vùng có gia tốc nền $a_{gR} = 0,1097g$ trên nền đất loại D, hệ số tầm quan trọng $\gamma_I = 1,2$; cấp dẻo trung bình (DCM).

4.2. Kiểm tra cơ cấu phá hoại dẻo hệ kết cấu khung được thiết kế theo TCVN 9386:2012

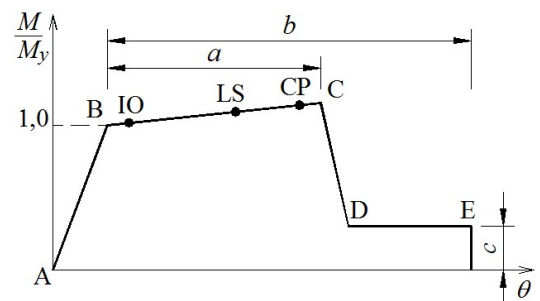
a. Trường hợp không xét tới tương tác với tường chèn như TCVN 9386:2012

Theo [14], để công trình có thể bị phá hoại dẻo dưới tác động động đất mạnh, ngoài việc tuân theo một số quy định về cấu tạo và tính toán, việc thiết kế các cột khung phải thỏa mãn điều kiện (1). Kết quả thiết kế được các cốt thép, ví dụ trong các cầu kiện khung ngang KE như trong Hình 5, còn kết quả tính toán kiểm tra điều kiện (1) cho các cột tầng 1 và 2 khung KE được cho trong Bảng 1 theo cả hai phương dọc và ngang nhà.



Hình 5. Cấu tạo cốt thép khung KE

Để đơn giản tính toán, việc kiểm tra mục tiêu thiết kế hệ kết cấu được thực hiện trên khung phẳng KE bằng phương pháp phân tích tĩnh phi tuyến đẩy dần. Việc mô hình hóa hệ kết cấu khung BTCT có ứng xử đàn hồi – dẻo dưới tác động động đất, được thực hiện ở cấp vật liệu và các cầu kiện chịu lực. Đối với các vật liệu của khung, ứng xử của bê tông chịu nén được biểu thị qua đồ thị parabol – chữ nhật, còn cốt thép qua đồ thị đàn hồi – biến cứng theo tiêu chuẩn EN 1992-1-1:2004 [26]. Các cầu kiện khung được mô hình hóa theo phương pháp chảy dẻo tập trung tại các khớp dẻo



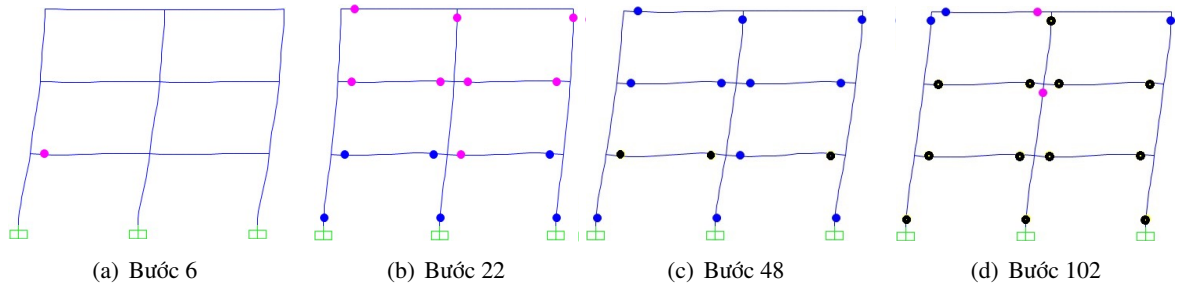
Hình 6. Quan hệ mômen uốn – chuyển vị xoay điển hình tại khớp dẻo của các cầu kiện khung BTCT

uốn ở đầu mút các thanh đàn hồi. Các đặc trưng khớp dẻo được xác định qua quan hệ phi tuyến tổng quát mômen uốn (M) – chuyển vị xoay (θ) [17], sử dụng các đặc tính vật liệu và hàm lượng cốt thép tại các tiết diện của dầm hoặc cột tương ứng (Hình 6). Không xét tới khả năng xuất hiện phá hoại cắt trong các cấu kiện khung, do giả thiết khung được thiết kế và cấu tạo theo các quy định của tiêu chuẩn thiết kế kháng chấn hiện hành.

Bảng 1. Khả năng chịu uốn của các cấu kiện ở tầng 1 và tầng 2 khung KE

Cột	M_{Rb}^- (kNm)	M_{Rb}^+ (kNm)	$\sum M_{Rb}$ (kNm)	$\sum M_{Rc}^{vc} \geq 1,3 \sum M_{Rb}$ (kNm)	b_c (mm)	h_c (mm)	Thép cột	M_{Rc} (kNm)	$\sum M_{Rc}$ (kNm)
Theo phương ngang Y									
C1 (min $N_{Ed,c}$)	161,036	91,869	252,905	328,777	350	350	12 ϕ 18	186,172	367,629
C2 (min $N_{Ed,c}$)	161,036	91,869	252,905	328,777	350	350	12 ϕ 18	181,458	
C1 (max $N_{Ed,c}$)	161,036	91,869	252,905	328,777	350	350	12 ϕ 18	186,168	367,634
C2 (max $N_{Ed,c}$)	161,036	91,869	252,905	328,777	350	350	12 ϕ 18	181,467	
C4 (min $N_{Ed,c}$)	101,973		101,973	132,566	300	300	10 ϕ 16	84,429	165,958
C5 (min $N_{Ed,c}$)	101,973		101,973	132,566	300	300	10 ϕ 16	81,529	
C4 (max $N_{Ed,c}$)	101,973		101,973	132,566	300	300	10 ϕ 16	89,999	175,306
C5 (max $N_{Ed,c}$)	101,973		101,973	132,566	300	300	10 ϕ 16	85,308	
Theo phương dọc X									
C1 (min $N_{Ed,c}$)	145,901	78,206	224,107	291,339	350	350	12 ϕ 18	158,682	314,829
C2 (min $N_{Ed,c}$)	145,901	78,206	224,107	291,339	350	350	12 ϕ 18	156,147	
C1 (max $N_{Ed,c}$)	145,901	78,206	224,107	291,339	350	350	12 ϕ 18	158,670	314,822
C2 (max $N_{Ed,c}$)	145,901	78,206	224,107	291,339	350	350	12 ϕ 18	156,153	
C4 (min $N_{Ed,c}$)	78,321	63,197	141,518	183,973	300	300	10 ϕ 16	91,181	178,858
C5 (min $N_{Ed,c}$)	78,321	63,197	141,518	183,973	300	300	10 ϕ 16	87,677	
C4 (max $N_{Ed,c}$)	78,321	63,197	141,518	183,973	300	300	10 ϕ 16	98,016	190,263
C5 (max $N_{Ed,c}$)	78,321	63,197	141,518	183,973	300	300	10 ϕ 16	92,247	

Việc phân tích phi tuyến được thực hiện theo phần mềm SAP2000, với hàm lực ngang là các chuyển vị cưỡng bức cho tới khi khung đạt chuyển vị giới hạn $\Delta = 4\%H = 0,36$ m. Hình 7 biểu thị một số giai đoạn trong quá trình xuất hiện biến dạng dẻo ở khung KE: lúc bắt đầu xuất hiện cơ cấu phá hoại dẻo (bước 22, $V = 338,6$ kN, $\Delta = 0,075$ m), khi đạt $V_{\max} = 354,9$ kN (bước 48) và khi đạt chuyển vị giới hạn (bước 102). Đường cong khả năng biểu thị ứng xử phi tuyến của khung KE được cho trong Hình 12 (đường liền nét). Đường cong này cho thấy, biến dạng tuyến tính của khung kết thúc ở bước 6 ($V = 231,7$ kN, $\Delta = 0,0187$ m). Kết quả phân tích cho thấy, khi không xét tới tương tác với các tường chèn, khung KE bị phá hoại theo cơ cấu dẻo như mục tiêu thiết kế đặt ra.



Hình 7. Quá trình phát triển biến dạng dẻo khung KE khi không xét tới tương tác với tường chèn

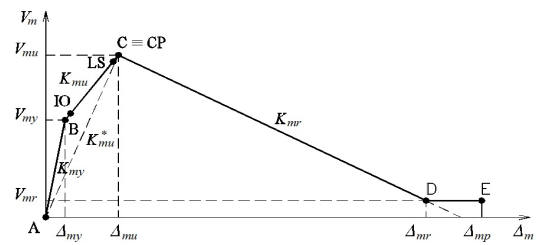
b. Trường hợp có xét tới tương tác với các tường chèn

Để thực hiện việc phân tích tĩnh phi tuyến hệ kết cấu được thiết kế theo [14] nhưng có xét tới tương tác với các tường chèn, mô hình tường chèn được sử dụng là mô hình vĩ mô một dải chéo tương đương với một khớp dẻo dọc trục duy nhất ở giữa chiều dài của nó. Ứng xử phi tuyến của tường chèn dưới tác động động đất có dạng như trong Hình 8, trong đó quan hệ giữa lực cắt V_m và chuyển vị ngang Δ_m của tường chèn gồm bốn giai đoạn, kèm theo các tiêu chí được chấp nhận cho biến dạng của tường chèn. Mô hình ứng xử này đã được đề xuất và ứng dụng trong [21].

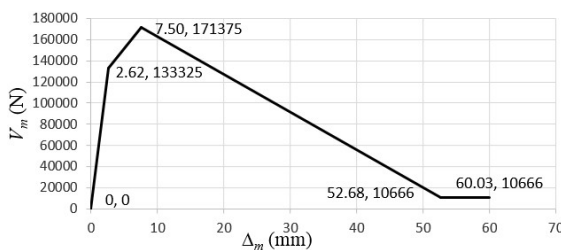
Trong trường hợp của khung KE đang xét, các thông số độ cứng của các loại tường chèn trong khung (bề rộng dải chéo tương đương w_{m0} , các độ cứng K_{my} , K_{mu}^* và K_{mr}) được cho trong Bảng 2. Các thông số độ bền cũng như các giá trị chuyển vị của các tường chèn ở các trạng thái giới hạn khác nhau được cho ở Hình 9. Quan hệ lực - chuyển vị tại khớp dẻo dọc trục của các tường chèn được cho trong Hình 10.

Bảng 2. Các thông số độ cứng của tường chèn

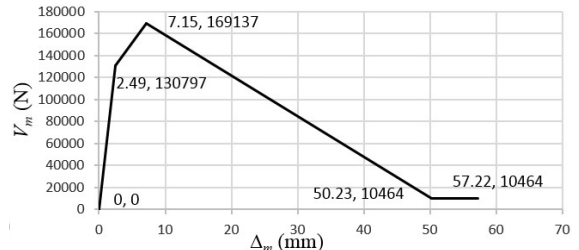
Thông số	w_{m0} (mm)	w_m (mm)	K_{mu}^* (N/mm)	K_{my} (N/mm)	K_{mr} (N/mm)
Tầng 1	539	1200	22837	50825	-3558
Tầng 2-3	522	1161	23647	52627	-3684



Hình 8. Mô hình ứng xử phi tuyến của tường chèn

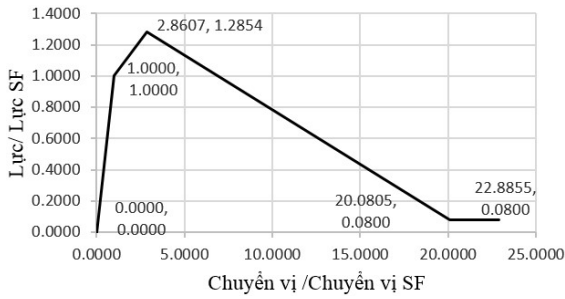


(a) Tầng 1

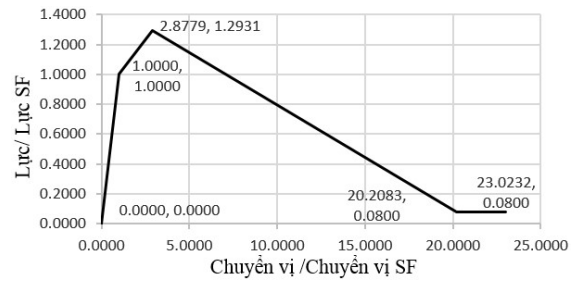


(b) Các tầng 2 đến 3

Hình 9. Quan hệ lực - chuyển vị trong mô hình ứng xử của các tường chèn



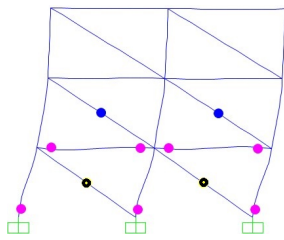
(a) Tầng 1



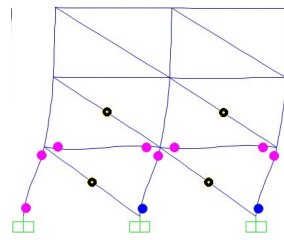
(b) Các tầng 2 đến 3

Hình 10. Quan hệ lực - chuyển vị tại khớp dẻo dọc trục của các tường chèn

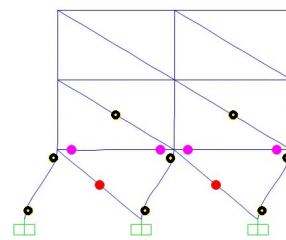
Kết quả phân tích tĩnh phi tuyến đẩy dần khung KE khi có xét tới tương tác với các tường chèn cho thấy, sau khi lực cắt đáy đạt giá trị lớn nhất $V_{\max} = 626,3 \text{ kN}$ và $\Delta = 0,023 \text{ m}$ (bước 10), hệ kết cấu bị sụt giảm độ cứng đột ngột do các tường chèn ở tầng 1 không còn tham gia chịu lực cùng với khung (Hình 11(a)). Tối bước 15 ($V = 611,5 \text{ kN}$; $\Delta = 0,0343 \text{ m}$), bắt đầu xuất hiện cơ cấu phá hoại tầng mềm, toàn bộ khả năng chịu lực của hệ kết cấu khung chèn gần như được chuyển sang cho các cột ở tầng 1 (Hình 11(b)). Hiện tượng này xuất hiện ngày càng rõ nét hơn cho tới bước 108, khi hệ kết cấu đạt chuyển vị giới hạn $\Delta = 0,36 \text{ m}$ (Hình 11(c)).



(a) Bước 10



(b) Bước 15

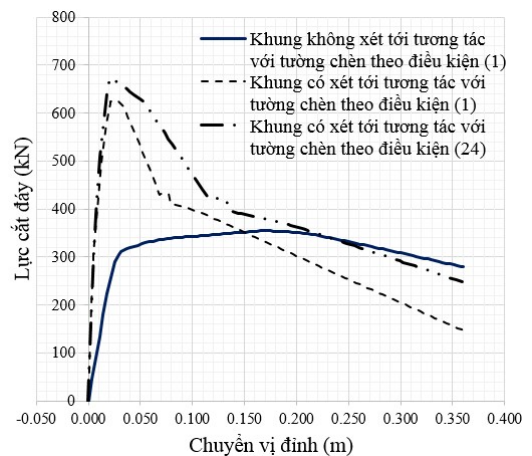


(c) Bước 108

Hình 11. Quá trình phát triển biến dạng dẻo khung KE khi có xét tới tương tác với tường chèn

So sánh các đường cong khả năng của khung KE trong các trường hợp có xét tới tương tác với các tường chèn (đường đứt nét) và không xét tới tương tác với các tường chèn (đường liền nét) trong Hình 12 cho thấy, các đường cong này có các dạng hoàn toàn khác nhau, biểu thị một sự thay đổi rất lớn trong ứng xử của chúng dưới tác động ngang.

Kết quả phân tích cũng cho thấy sự tương tác của các tường chèn với khung bao quanh đã làm thay đổi hoàn toàn ứng xử của khung được thiết kế theo [14], chuyển từ cơ cấu phá hoại dẻo dự kiến sang cơ cấu phá hoại giòn (tầng mềm). Điều này hoàn toàn phù hợp với kết quả nghiên cứu lý thuyết đề cập tới trong mục 3 ở trên.



Hình 12. Các đường cong khả năng của khung KE trong các trường hợp được xét khác nhau

4.3. Thiết kế hệ kết cấu khung theo TCVN 9386:2012 có xét tới tương tác với các tường chèn theo điều kiện (24)

Việc thiết kế khung BTCT chịu động đất có xét tới tương tác với các tường chèn theo TCVN 9386:2012 được thực hiện theo các bước sau:

Bước 1. Thực hiện việc thiết kế các dầm khung như trong trường hợp không xét tới tương tác với các tường chèn quy định trong [14]. Bố trí cốt thép cho các dầm và xác định khả năng chịu uốn của chúng. Ví dụ đối với khung KE, cốt thép dầm cho trong Hình 5 và khả năng chịu uốn của các dầm cho ở Bảng 1.

Bước 2. Xác định hệ số gia tăng độ cứng uốn của dầm ở trạng thái cực hạn k_{biu} theo (17) và chiều cao ảo của dầm khung h_{bmu} do hiệu ứng bó của tường chèn gây ra theo (18). Xác định khả năng chịu uốn của các dầm quy tụ vào nút khung và M_{Rbmu}^+ khi có xét tới tương tác với các tường chèn. Các kết quả tính toán, ví dụ đối với dầm tầng một của khung KE như sau: các giá trị k_{biu} và h_{bmu} cho trong Bảng 3, còn các trị số M_{Rbmu}^- và M_{Rbmu}^+ cho trong Bảng 4.

Bảng 3. Xác định hệ số k_{biu} và chiều cao ảo h_{bmu} của dầm khung

Thông số	l (mm)	h (mm)	b_{bw} (mm)	h_b (mm)	b_c (mm)	h_c (mm)	ω	k_{biu}	h_{bmu} (mm)
Giá trị	5000	3000	250	500	300	300	2,315	2,508	680

Bảng 4. Xác định hệ số gia tăng khả năng chịu uốn của các dầm khung k_{Mb}

Vị trí	Trong khung trống			Do hiệu ứng bó của tường chèn			k_{Mb}
	M_{Rb}^- (kNm)	M_{Rb}^+ (kNm)	$\sum M_{Rb}$ (kNm)	M_{Rbmu}^- (kNm)	M_{Rbmu}^+ (kNm)	$\sum M_{Rbmu}$ (kNm)	
Dầm tầng 1	161,036	91,869	252,905	177,067	110,870	287,937	1,14

Bước 3. Thiết kế các cột từ giá trị $\sum M_{Rc}$ xác định theo điều kiện (24). Ví dụ đối với các cột giữa C1 và C2 trong khung KE:

$$\sum M_{Rc} = 1,3k_{Mb} \sum M_{Rb} = 1,3 \times 1,14 \times 252,905 = 374,806 \text{ kNm}$$

Từ giá trị mômen uốn này, tính toán và cấu tạo cốt thép cho các cột C1 và C2 sau đó kiểm tra lại theo điều kiện (24). Các cột khác cũng được thiết kế theo cách tương tự.

Để có thể so sánh cách thức thiết kế này với cách thức thiết kế không xét tới tương tác với các tường chèn đề cập tới trong mục 4.2a, thay vì thiết kế mới hoàn toàn các cột theo điều kiện (24), ta chọn lại kích thước tiết diện các cột tầng một (nơi có nguy cơ phá hoại tầng mềm lớn nhất) trong khi ở các tầng khác giữ nguyên không thay đổi, cụ thể tăng chiều cao tiết diện các cột tầng 1 (C1 và C4) mỗi cột thêm 50 mm. Với các kích thước tiết diện các cột đã được lựa chọn, thực hiện tính toán cốt thép cột C1 và C4, tính toán khả năng chịu uốn M_{Rcmu} và kiểm tra điều kiện (24). Các kết quả tính toán được cho trong Bảng 5.

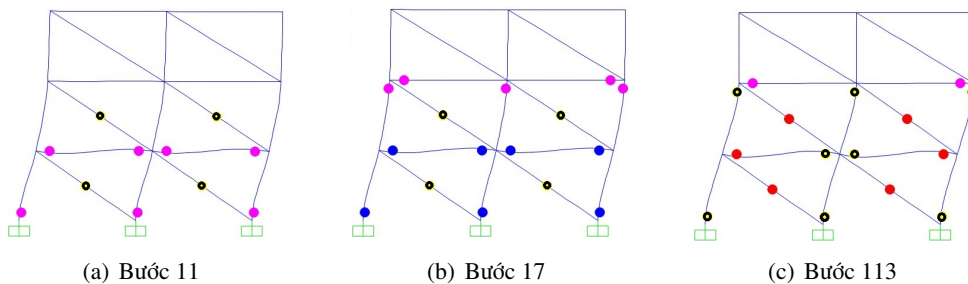
Để kiểm tra mục tiêu thiết kế của khung KE có xét tới tương tác với các tường chèn theo điều kiện (24), thực hiện phân tích tĩnh phi tuyến với các mô hình ứng xử phi tuyến của khung và tường chèn được sử dụng trong các ví dụ 4.2a và 4.2b.

Kết quả phân tích đẩy dần cho thấy, ở bước 11 ($V = 655,8 \text{ kN}$; $\Delta = 0,033 \text{ m}$) các tường chèn ở hai tầng dưới cùng bị sụp đổ, các đầu mút dầm tầng 1 và toàn bộ chân cột trên mặt móng bắt đầu bị chảy

Bảng 5. Kết quả thiết kế các cột tầng một ở khung KE khi xét tới tương tác với tường chèn

Cột	M_{Rb}^- (kNm)	M_{Rb}^+ (kNm)	$\sum M_{Rb}$ (kNm)	$\sum M_{Rc}^{yc} \geq 1,3k_{Mb} \sum M_{Rb}$ (kNm)	b_c (mm)	h_c (mm)	Thép cột	M_{Rcmu} (kNm)	$\sum M_{Rcmu}$ (kNm)
Theo phương ngang Y									
C1 (min $N_{Ed,c}$)	161,036	91,869	252,905	374,806	350	400	12 ϕ 18	230,988	412,446
C2 (min $N_{Ed,c}$)	161,036	91,869	252,905	374,806	350	350	12 ϕ 18	181,458	
C1 (max $N_{Ed,c}$)	161,036	91,869	252,905	374,806	350	400	12 ϕ 18	231,030	412,496
C2 (max $N_{Ed,c}$)	161,036	91,869	252,905	374,806	350	350	12 ϕ 18	181,467	
C4 (min $N_{Ed,c}$)	101,973		101,973	151,125	300	350	10 ϕ 16	106,280	187,809
C5 (min $N_{Ed,c}$)	101,973		101,973	151,125	300	300	10 ϕ 16	81,529	
C4 (max $N_{Ed,c}$)	101,973		101,973	151,125	300	350	10 ϕ 16	114,930	200,238
C5 (max $N_{Ed,c}$)	101,973		101,973	151,125	300	300	10 ϕ 16	85,308	

đeo (Hình 13(a)). Ở bước 17 ($V = 604,4$ kN; $\Delta = 0,059$ m), toàn bộ các đầu mút trên của các cột tầng 2 bắt đầu bị chảy dẻo, các tường chèn ở tầng 2 cũng bị phá hoại trầm trọng nhưng hệ kết cấu không bị phá hoại tầng mềm như khi được thiết kế theo điều kiện (1) trong ví dụ 4.2b (Hình 13(b)). Ở bước 113 khi đạt chuyển vị giới hạn $\Delta = 0,36$ m vẫn không xuất hiện cơ cấu phá hoại tầng mềm (Hình 13(c)). Như vậy, việc thiết kế khung BTCT chịu động đất theo TCVN 9386:2012, nhưng với điều kiện (24) hoàn toàn loại bỏ được nguy cơ phá hoại tầng mềm.



Hình 13. Quá trình phát triển biến dạng dẻo khung KE khi được thiết kế để thỏa mãn điều kiện (24)

Đường cong khả năng của khung KE được thiết kế theo điều kiện (24) khi có xét tới tương tác với các tường chèn (đường đứt nét hai chấm) trong Hình 12 cho thấy một ứng xử vượt trội so với các trường hợp được thiết kế theo điều kiện (1) quy định trong [14] khi không xét và có xét tới tương tác với các tường chèn.

5. Kết luận

Qua các nghiên cứu lý thuyết và kết quả tính toán thực hiện ở trên, có thể rút ra một số kết luận chính sau:

- Sự tương tác giữa tường chèn với khung bao quanh dưới tác động ngang đã làm gia tăng độ cứng uốn của các dầm khung. Lần đầu tiên qua nghiên cứu lý thuyết, đã định lượng hóa được sự gia tăng

độ cứng uốn này của dầm khung qua các giai đoạn chất tải khác nhau.

- Hệ quả của sự gia tăng độ cứng uốn của dầm khung khi có xét tới tương tác với các tường chèn, làm thay đổi nguyên tắc thiết kế cơ bản “dầm yếu – cột khỏe” quy định trong các tiêu chuẩn thiết kế kháng chấn. Do đó, yêu cầu phải thỏa mãn điều kiện (1) khi thiết kế khung BTCT chịu động đất quy định trong TCVN 9386:2012, mà không xét tới tương tác với các tường chèn sẽ có nguy cơ làm cho hệ kết cấu bị phá hoại giòn (tầng mềm) khi chịu động đất mạnh.

- Kết quả nghiên cứu lý thuyết đã định lượng hóa được hệ số gia tăng khả năng chịu uốn của các dầm khung khi có xét tới tương tác với các tường chèn $k_{Mb} > 1,0$. Kết quả này cho phép đưa ra điều kiện (24) đảm bảo xuất hiện cơ cấu phá hoại dẻo của khung BTCT chịu động đất khi thiết kế theo TCVN 9386:2012 nhưng có xét tới tương tác với các tường chèn.

- Kết quả phân tích tĩnh phi tuyến đẩy dần trên một nhà khung được thiết kế theo TCVN 9386:2012 cho các trường hợp thỏa mãn điều kiện (1) khi không xét và có xét tới tương tác với các tường chèn và thỏa mãn điều kiện (24) khi có xét tới tương tác với các tường chèn, bằng mô hình ứng xử phi tuyến của tường chèn được đề xuất, đã cho thấy có sự phù hợp rất tốt với các kết quả nghiên cứu lý thuyết đã thực hiện.

Sự hiện diện của tường chèn trong khung nằm ngoài ý muốn của chúng ta. Sự tương tác giữa tường chèn với khung bao quanh dưới tác động ngang, cũng tương tự như vậy (ngoại trừ chúng ta áp dụng các biện pháp để cách ly tường chèn ra khỏi khung). Khác với điều kiện (1), điều kiện (24) hoàn toàn đúng trong mọi trường hợp có xét và không xét tới tương tác với tường chèn. Do đó, hy vọng kết quả nghiên cứu này sẽ góp phần làm cho việc thiết kế hệ kết cấu khung thêm an toàn và kinh tế hơn, một vấn đề rất phức tạp kéo dài hơn nửa thế kỷ nay nhưng vẫn chưa tới đích cuối cùng.

Lời cảm ơn

Tác giả chân thành cảm ơn Bộ Xây dựng về sự hỗ trợ đề tài “Nghiên cứu ảnh hưởng của tường chèn tới hệ kết cấu khung bê tông cốt thép chịu động đất, được thiết kế theo quan niệm hiện đại”, mã số RD 36-18 và PGS.TS Nguyễn Lê Ninh, Bộ môn Công trình Bê tông cốt thép - Trường Đại học Xây dựng về những ý kiến quý báu trong việc hoàn thành nội dung nghiên cứu này.

Tài liệu tham khảo

- [1] Fardis, M. N. (2009). *Seismic design, assessment and retrofitting of concrete buildings (based on EN-Eurocode 8)*. Springer, Dordrecht.
- [2] Li, B., Wang, Z., Mosalam, K. M., Xie, H. (2008). Wenchuan earthquake field reconnaissance on reinforced concrete framed buildings with and without masonry infill walls. *The 14th World Conference on Earthquake Engineering*, Beijing, China.
- [3] Ricci, P., De Luca, F., Verderame, G. M. (2011). [6th April 2009 L'Aquila earthquake, Italy: reinforced concrete building performance](#). *Bulletin of Earthquake Engineering*, 9(1):285–305.
- [4] Rossetto, T., Alexander, D., Verrucci, E., Ioannou, I., Borg, R., Melo, J., Cahill, B., Kongar, I. (2018). *The 29th May 2012 Emilia Romagna Earthquake, EPICentre Field Observation Report, No. EPI-FO-290512*. UCL EPICentre, Department of Civil, Environmental and Geomatic Engineering, University College London.
- [5] Mehrabi, A. B., Benson Shing, P., Schuller, M. P., Noland, J. L. (1996). [Experimental evaluation of masonry-infilled RC frames](#). *Journal of Structural Engineering*, 122(3):228–237.
- [6] Kakaletsis, D. J., Karayannis, C. G. (2008). [Influence of masonry strength and openings on infilled R/C frames under cycling loading](#). *Journal of Earthquake Engineering*, 12(2):197–221.
- [7] Morandi, P., Hak, S., Magenes, G. (2017). *Experimental and Numerical Seismic Performance of Strong Clay Masonry Infills - Research Report 2017/02*. EUCENTRE, Pavia, Italy.

- [8] Basha, S. H. (2017). *Shear behavior of columns in masonry infilled RC frames under lateral loads*. Ph.D. thesis, Indian Institute of Technology Guwahati, India.
- [9] Al-Chaar, G., Issa, M., Sweeney, S. (2002). [Behavior of masonry-infilled nonductile reinforced concrete frames](#). *Journal of Structural Engineering*, 128(8):1055–1063.
- [10] Cavaleri, L., Di Trapani, F. (2014). [Cyclic response of masonry infilled RC frames: Experimental results and simplified modeling](#). *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 65:224–242.
- [11] Paulay, T., Priestley, M. J. N. (1992). *Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings*. A Wiley Interscience Publication, John Wiley & Sons, New York.
- [12] NZS 4320:2004. *Design of reinforced concrete masonry structures*. New Zealand Standards, Wellington, New Zealand.
- [13] Ninh, N. L. (2007). *Động đất và thiết kế công trình chịu động đất*. Nhà xuất bản Xây dựng, Hà Nội.
- [14] TCVN 9386:2012. *Thiết kế công trình chịu động đất*. Bộ Khoa học và Công nghệ, Việt Nam.
- [15] EN 1998-1:2004. *Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings*. European Commission for Standardization (CEN), Brussels, Belgium.
- [16] FEMA 356 (ASCE 2000). *Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings*. Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C., USA.
- [17] ASCE/SEI 41-13 (2014). *Seismic evaluation and retrofit of existing buildings*. American Society of Civil Engineers, Virginia, USA.
- [18] MSJC (2013). *Building code requirements for masonry structures (TMS 402-13 / ACI 530-13 / ASCE 5-13) and specification for masonry structures (TMS 602-13 / ACI 530.1-13 / ASCE 6-13)*. Masonry Standards Joint Committee.
- [19] NZSEE (2017). *The seismic assessment of existing buildings: Technical guidelines for engineering assessments*. New Zealand Society for Earthquake Engineering, Wellington, New Zealand.
- [20] Ninh, N. L. (1980). *Analysis and design of masonry infilled multistory reinforced concrete frame structures for cyclic lateral loads*. Doctoral thesis, Bucharest Institute of Construction, Romania (in Romanian).
- [21] Ninh, N. L., Hue, P. V. (2017). [Analytical modeling of nonlinear behavior of masonry infills in reinforced concrete frame buildings under seismic action](#). *Journal of Science and Technology in Civil Engineering (STCE)-NUCE*, 11(6):13–21.
- [22] Ninh, N. L., Huệ, P. V. (2018). *Kết cấu nhà bê tông cốt thép nhiều tầng*. Nhà xuất bản Xây dựng, Hà Nội.
- [23] Fardis, M. N., Carvalho, E. C., Fajfar, P., Pecker, A. (2015). *Seismic design of concrete buildings to Eurocode 8*. CRC Press, Taylor & Francis Group.
- [24] TCVN 5474:2018. *Kết cấu bê tông và bê tông cốt thép - Tiêu chuẩn thiết kế*. Bộ Khoa học và Công nghệ, Việt Nam.
- [25] TCVN 5573:2011. *Kết cấu gạch đá và gạch đá cốt thép – Tiêu chuẩn thiết kế*. Bộ Khoa học và Công nghệ, Việt Nam.
- [26] EN 1992-1-1:2004. *Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings*. European Commission for Standardization (CEN), Brussels, Belgium.