

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.

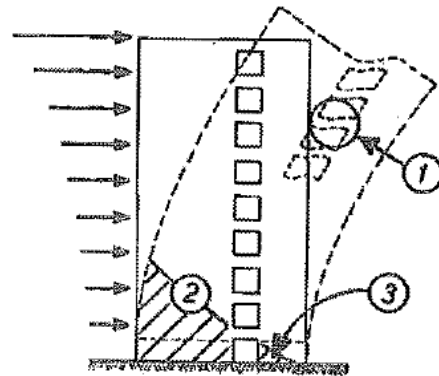
ABSTRACT

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

Các nghiên cứu trên được thực hiện thông qua thực nghiệm hoặc là mô hình số đòi hỏi một sự thiết lập và chế tạo mô hình công phu hoặc là lên mô hình tỉ mỉ mới cho kết quả chính xác.

Tuy nhiên cũng có phương pháp dùng các mô hình khớp dẻo (Moment hinge) để thay thế cho sự làm việc đàn hồi của các thành phần cấu tạo của kết cấu [11]–[13]. Với lưu ý rằng tường cứng hơn nhiều so với dầm nối và dầm nối chịu lực lớn và đạt trạng thái giới hạn trước tường nên có thể phân tích cho hệ kết cấu với tường làm việc đàn hồi và dầm nối làm việc sau đàn hồi [14].

Theo hướng như vậy, bài báo sẽ tiến hành thiết lập mô hình tính toán của dầm nối, gán vào hệ kết cấu và dùng phần tử hữu hạn để phân tích, đồng thời so sánh với kết quả của mô hình số để đánh giá mức độ phù hợp của các mô hình dầm nối. Kết quả bài báo là cơ sở để thiết kế kết cấu vách kép trong nhà nhiều tầng.

2. Hai mô hình dầm nối cho tính toán kết cấu:

2.1. Thiết lập thông số cho Model 1

Thông thường khi khai báo hệ kết cấu vách kép sẽ dùng phần tử tấm – shell, nhưng để dùng đường mô hình khớp dẻo thì dầm nối phải được khai báo bằng các phần tử thanh - frame để có thể mô tả được đặc tính làm việc thông qua khớp dẻo ở hai đầu dầm.

Xây dựng đường cong M-θ tương tự như quan hệ V-θ của ASCE 41-13 [15] và theo nghiên cứu của Brena [16] [17].

Góc xoay dẻo được xác định theo công thức:

$$\theta_y = \left(\frac{M_y}{E_c I_{cr}}\right) l_p \quad (1)$$

Trong công thức (1):

I_{cr} – mô men quán tính nứt của dầm nối, bằng một nửa của mô men ban đầu; l_p – chiều dài đoạn chảy dẻo, bằng một nửa chiều cao hữu hiệu của tiết diện; M_y – mô men chảy dẻo của tiết diện; E_c – mô đun đàn hồi cát tuyến của bê tông

Theo Brena, góc xoay dẻo được xác định bằng công thức:

$$\theta_{y_Brena} = \left(\frac{M_y}{E_c I_{mod} p G A_y / K_v}\right) \quad (2)$$

Trong công thức (2):

$A_v = A/k$ (diện tích cắt hiệu dụng) với $k = 1,2$ đặc trưng cho làm việc cắt của dầm. Hệ số K_v kể đến sự làm việc kháng cắt của dầm theo chu kỳ (khi tính toán có thể lấy $K_v = 1$); G là mô đun kháng cắt của bê tông.

Mô men quán tính nứt điều chỉnh - I_{mod} , được xét đến chuyển động xoay của dầm do sự trượt của thanh cốt thép tại các giao diện dầm - tường, được tính theo công thức:

$$I = \frac{I_{cr}}{[1,2 + \frac{30 I_{cr}}{l_n^2 b h}]_{mod}} \quad (3)$$

Trong công thức (3): l_n , b , h – nhịp tính toán, bề rộng và chiều cao của dầm nối.

Với I_{cr} tính theo công thức của Paulay cho dầm nối đặt cốt thép thông thường:

$$I_{cr} = \frac{0,2 I_g}{[1 + 3(\frac{h}{l_n})^2]} \quad (4)$$

Công thức (1) đã xác định giá trị của chiều dài đoạn chảy dẻo l_p , tuy nhiên ta dùng công thức được nghiên cứu bởi Paulay để có kết quả tính toán góc xoay phù hợp hơn.

$$l_p = 0,08l + 0,022\Phi_b f_y \quad (5)$$

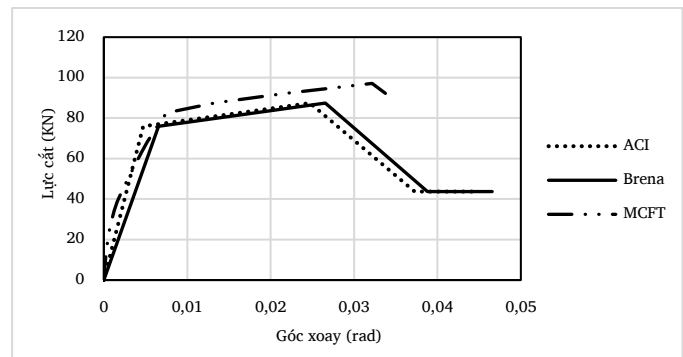
Các giá trị mô men dẻo và khả năng chịu cắt của tiết diện được tính toán theo lý thuyết Miền nén cải tiến sửa đổi (SMCFT) [18]. Giá trị của mô men và lực cắt tới hạn được tính theo tổng kết của Gwon [17] với $M_u(V_u) = 1,15 M_y(V_y)$.

Tính toán khả năng chịu cắt và các giá trị góc xoay cho dầm nối (dùng cho vách kép theo thí nghiệm của Santhakumar [5]) có kích thước rộng x cao = 76x305 mm, dài 380 mm. Bê tông có $f_c = 30$ Mpa, cốt thép có $f_y = 330$ Mpa. Thép dọc đặt 2θ10, thép đai θ6a51. Kết quả tính toán cho như trên Bảng 1 và Hình 2, trong đó quan hệ V - θ theo MCFE được tính tự động theo phần mềm Response 2000 [19].

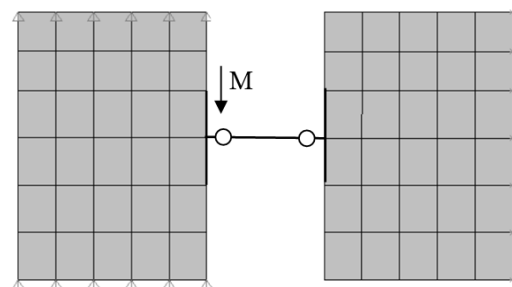
Bảng 1. Các thông số tính toán mô hình dầm nối.

V (KN)	θ _{ACI} (rad)	θ _{Brena} (rad)
0	0	0
76	0,0047	0,0066
88	0,0247	0,0266
43,826	0,0372	0,0388
43,826	0,0447	0,0466

Kết quả tính toán cho thấy tính toán theo Brena là sát với kết quả mô phỏng số, vậy ta lấy mô hình Brena để tính toán và đặt tên là Model 1. Trong PTHH sẽ khai báo cho Model 1 là dầm nối có 2 khớp mô men 2 đầu dầm. Mỗi khớp sẽ có đặc tính theo kết quả tính của Brena.



Hình 2. Quan hệ V – θ của dầm nối.

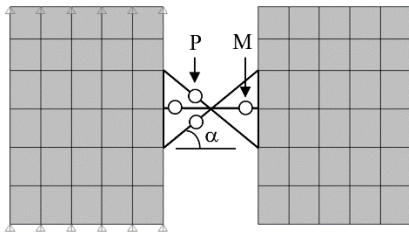


Hình 3. Khai báo dầm nối theo Model 1 (dầm có hai khớp dẻo Mô men).

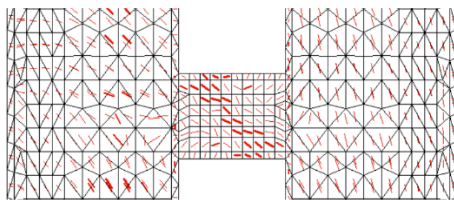
2.2. Thiết lập thông số cho Model 2

Model 1 như trên thiết lập cho dầm nối với khớp dẻo mô men là thiên về sự làm việc chịu uốn. Thực tế thì dầm nối vừa làm việc uốn và làm việc cắt. Đối với dầm nối ngắn thì sự làm việc cắt sẽ chiếm ưu thế hơn. Vì vậy mà cần đưa thêm vào thành phần chịu cắt để đặc trưng cho sự làm việc cắt – uốn của dầm nối. Mô hình dầm nối được cho như trên Hình 4.

Theo công thức tính toán thì khả năng chịu cắt bao gồm khả năng chịu cắt của bê tông, của cốt đai, ngoài ra có sự đóng góp quan trọng của cốt thép dọc [18], [20], [21]. Như vậy có thể tách ra 1 mô hình có sự đóng góp của riêng bê tông – được thay bằng hai thanh chéo và 1 mô hình đóng góp của cốt thép dọc và cốt thép đai – thay bằng thanh hai khớp dẻo mô men. Sự làm việc của bê tông sẽ theo phương đường chéo theo mô hình chống giằng (STMs) như của Mihaylov (2017) [20] và của Viện kiến trúc Nhật Bản - AIJ (1994) [22]. Phân tích kết cấu vách kép cho thấy sự làm việc của bê tông dầm theo phương đường chéo (Hình 5).



Hình 4. Dầm nối theo Model 2 (Bao gồm khớp dẻo mô men và thanh chéo chịu nén lập với phương ngang góc θ - gọi là mô hình khớp dẻo mô men – thanh chống).



Hình 5. Vết nứt của bê tông dầm nối theo phương đường chéo.

Khả năng chịu cắt của bê tông, thực ra là thông qua thanh chống chịu nén, khả năng chịu cắt tương ứng với khả năng chịu nén của thanh nén bê tông. Gọi khả năng chịu cắt của bê tông là V_c thì lực nén trong thanh nén tương ứng là: $P_c = V_c / \sin \theta$. Với θ là góc tạo bởi phương chéo với trục dầm. Tính toán khả năng chịu cắt của bê tông theo SMCFT ta được lực cắt do bê tông chịu (tính cho trường hợp không có cốt thép đai, nhưng vẫn đặt thép dọc) như sau:

$$V_c = \beta \sqrt{f'_c} b h \quad (6)$$

Với:

$$\beta = \frac{0,4}{1+1500\varepsilon_x} \frac{1300}{1000+S_{xe}} \quad (7)$$

Giá trị của θ được tính lập theo θ_x để cho cường độ thép dọc không lớn hơn cường độ chảy dẻo của thanh thép.

S_{xe} – khoảng cách vết nứt theo phương dọc, tính toán ban đầu lấy bằng 150 mm.

Cường độ của cốt thép dọc sau khi xảy ra vết nứt phải nhỏ hơn cường độ chảy dẻo của cốt thép, được tính theo công thức (8):

$$f_{sxc} = \frac{(v+\beta \sqrt{f'_c}) \cot \theta}{\rho_x} \quad (8)$$

Đối với dầm nối với các thông số đã cho, ta tính được $V_c = 18\text{KN}$, $P_c = 36\text{KN}$. Khả năng chịu cắt của tiết diện $V = 76\text{KN}$, từ đó $V_s = V - V_c = 58\text{KN}$, tính ra được mô men chảy dẻo $M_y = V_s l_n / 2 / 1,15 = 9,5 \text{KNm}$. Khớp dẻo mô men có mô men giới hạn bằng $M_y = 9,5\text{KNm}$, các góc xoay lấy như Model 1. Thanh chống chéo chịu nén chỉ lấy với lực nén giới hạn bằng P_c , chuyển vị tương đồng với sự làm việc do khớp dẻo Mô men.

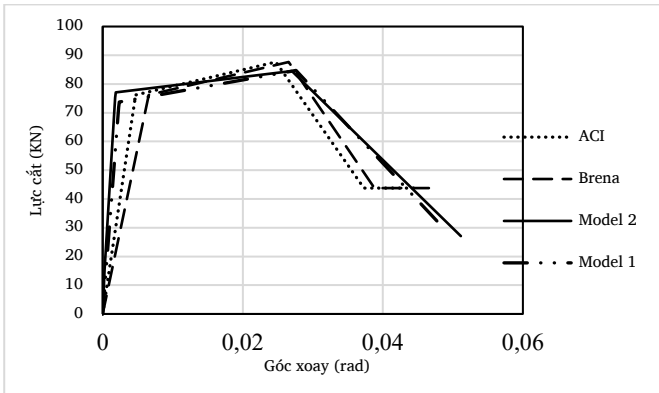
Kết quả tính toán tổng hợp cho Model 1 và Model 2 của dầm nối được cho trong Bảng 2 và Hình 6.

Theo kết quả trên Bảng 2 và Hình 6, hai Model 1 và Model 2 làm việc khá tương đồng mặc dù Model 2 có nhỉnh hơn về các góc xoay giới hạn. Cả hai mô hình có sự làm việc rộng gần sát với Mô hình của Brena và ACI. Tuy rằng ứng xử là giống nhau nhưng 2 mô hình có sự khác biệt: Model 1 làm việc thuần túy chịu uốn - cắt toàn bộ trong khi Model 2 phân ra được sự làm việc do bê tông và do cốt thép. Sự hiệu quả của hai mô hình sẽ được xem xét ở phần phân tích hệ kết cấu vách kép dưới đây.

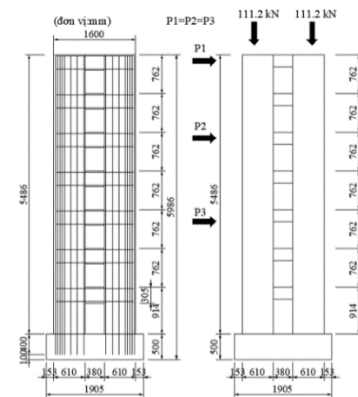
Bảng 2. Kết quả phân tích hai mô hình dầm nối.

Mô hình 1 (Model 1)	
Lực (KN)	Chuyển vị (m)
0	0
71,955	0,002271
73,704	0,002374
84,714	0,027624
30,011	0,048632

Mô hình 2 (Model 2)	
Lực (KN)	Chuyển vị (m)
0	0
15,514	0,000282
75,26	0,001779
77,073	0,001884
84,580	0,027026
27,038	0,055142



Hình 6. Hai mô hình tính toán của dầm nối (Model 1 và Model 2).



Hình 7. Kích thước vách kép và sơ đồ gia tải.

3. Kết quả nghiên cứu

Áp dụng tính toán cho vách kép trong thí nghiệm của Santhakumar (1974) [5], [10] với các kích thước vách như trên Hình 7. Vách kép được rút còn 7 tầng, các tầng bên trên tác dụng xuống qua lực dọc ở hai bên vách. Các lực ngang bằng nhau ở ba mức cao độ khác nhau.

Bảng 3. Kết quả tính toán vách kép theo Model 1 và Model 2.

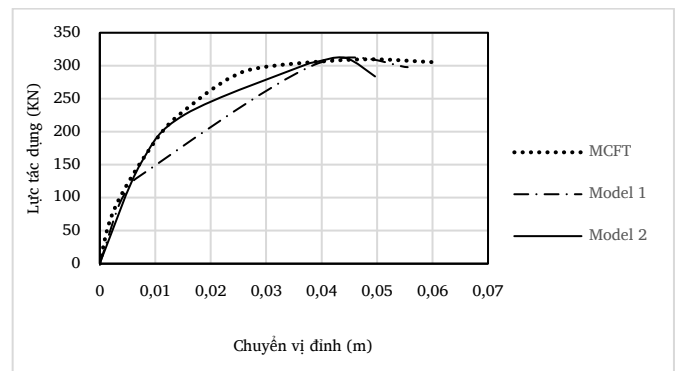
Theo Model 1		
Bước	Lực tác dụng (KN)	Chuyển vị (m)
0	0	0,000
1	83,2618	0,003
2	113,38915	0,005
3	129,57145	0,007
4	301,37325	0,039
5	297,82975	0,056

Lưu ý rằng khi khai báo thông số cho tường vách, độ cứng kháng uốn của tường cần lấy với giá trị bằng 0,7 lần độ cứng ban đầu để kể đến việc suy giảm độ cứng trong tường [3]. Kết quả tính toán theo phương pháp phần tử hữu hạn, tương ứng với hai mô hình dầm nối làm việc sau đàn hồi, các vách vẫn làm việc đàn hồi. Vách kép sau đó được tính đầy đủ dựa trên phần mềm Vector2 (MCFT) [10] [23] để so sánh. Kết quả tính toán được cho như trên Bảng 3 và Hình 8.

Theo Model 2		
Bước	Lực tác dụng (KN)	Chuyển vị (m)
0	0	0
1	23,6292	0,00105536
2	152,87394	0,00744572
3	226,20885	0,01535801
4	302,58374	0,03742454
5	305,50344	0,03887469
6	311,86664	0,04427759
7	283,75895	0,04962423

Kết quả tính toán cho thấy việc phân tích hệ kết cấu vách kép theo mô hình làm việc sau đàn hồi của dầm nối có thể phản ánh được sự làm việc của hệ kết cấu. Dạng biểu đồ lực – chuyển vị với các giá trị giới hạn là khá tương đồng đối với trường hợp tính toán vách kép theo mô hình số.

Kết quả tính toán cũng cho thấy mặc dù hai mô hình dầm nối Model 1 và Model 2 ứng xử không khác biệt nhiều nhưng kết quả phân tích cho hệ kết cấu vách lại có sự khác nhau. Trong khi tính toán theo Model 2 khá sát với mô phỏng số, đường cong phân tích được theo Model 1 lại thấp hơn và xa với đường cong mô phỏng số. Sự khác biệt là do Model 2 sát với sự làm việc của kết cấu tấm hơn, trong mô hình này sự làm việc uốn và cắt được kể đến đồng thời. Trong quá trình làm việc, sự có mặt của thanh chống bê tông làm cho mô hình dầm có độ cứng tốt hơn.



Hình 8. Kết quả tính toán cho kết cấu theo lý thuyết MCFT, theo dầm nối Model 1 và Model 2.

Kết quả trên Hình 8 cũng cho thấy điểm uốn của sơ đồ ứng với lực tác dụng gây ra trạng thái chảy dẻo cho hệ kết cấu ở mức lực tác dụng bằng 250 KN với chuyển vị khoảng 0,015 m, trong khi lực tác dụng lớn nhất khoảng 300 KN ứng với chuyển vị 0,0442 mm. Có thể thấy hệ vách có độ dẻo khá tốt, độ dẻo tính được là $(0,0442 + 0,015)/0,015 = 3,95$ - tương ứng với độ dẻo của vách kép có cấp dẻo trung bình theo tiêu chuẩn động đất.

4. Kết luận

Bài báo đã mô tả hai loại mô hình dầm nối để thực hiện việc phân tích kết cấu vách kép làm việc sau giới hạn đàn hồi. Mô hình dầm nối thứ nhất (Model 1) tuân theo mô hình của Brena với các góc xoay dẻo được tính toán, các giá trị góc xoay tiếp theo của mô hình được lấy tương tự như mô hình của ASCE 41-13. Giá trị lực cắt được tính theo phần mềm Response 2000 và tính toán lặp theo lý thuyết SMCFT, quan hệ giữa lực cắt chảy và lực cắt giới hạn theo tổng hợp của Gwon. Mô hình dầm nối thứ hai (Model 2 gọi là Mô hình Khớp dẻo mô men - Thanh chống) là mô hình đề xuất, dựa trên vai trò làm việc của bê tông và cốt thép trong dầm. Model 2 bao gồm khớp dẻo mô men M và khớp dẻo P với các thông số M và P được tính toán và xác định dựa trên lý thuyết SMCFT và các góc xoay theo mô men của Model 1. Sau đó áp dụng hai mô hình dầm nối vào tính toán kết cấu của vách kép theo thí nghiệm của Santhakumar, đồng thời thực hiện phân tích trên mô hình số theo phần mềm Vector2 để kiểm chứng kết quả. Kết quả phân tích cho thấy:

Hai mô hình dầm nối đều có thể dùng được để phân tích kết cấu vách kép làm việc theo đàn hồi. Tuy nhiên nếu dùng mô hình 2 (Model 2 - Mô hình khớp dẻo mô men - thanh chống) sự phân tích sẽ sát với kết quả tính theo mô hình số hơn. Có thể thấy rằng Model 2 làm việc giống với sơ đồ tẩm hơn còn Model 1 làm việc theo dạng dầm. Điều đó có nghĩa độ cứng của dầm nối theo Model 2 tạo được là phù hợp với sự làm việc của hệ kết cấu.

Vách kép làm việc sau đàn hồi với hai mô hình dầm nối đã xác định. Kết quả phân tích có được các chuyển vị dẻo, chuyển vị đỉnh tương ứng với lực tác dụng tương ứng tương đồng với kết quả phân tích theo mô hình số. Sau khi so sánh kết quả phân tích, mô hình thứ 2 cho kết quả tương ứng với tính toán theo mô hình số. Như vậy có thể dùng Model 2 (Mô hình khớp dẻo mô men- thanh chống) để áp dụng cho tính toán các kết cấu vách lõi có dầm nối làm việc sau giới hạn đàn hồi.

Tài liệu tham khảo

[1]. Smith B.S., Counll A, *Tall Building Structures: Analysis and Design*. John Wiley & Son Inc, 1991.
 [2]. ‘TCVN 9386 - 2012: Thiết kế công trình chịu động đất’. Tiêu chuẩn quốc gia, 2012.
 [3]. T. Paulay and M. J. N. Priestley, *Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings*. New York: Wiley, 1992.
 [4]. Nguyễn Tiến Chương, *Phân tích kết cấu nhà cao tầng*. Nhà xuất bản Xây dựng, Hà Nội, 2015.

[5]. A. R. Santhakumar, ‘Ductility of coupled shear walls’, p. 414, 1974.
 [6]. A. Coull and B. Choo, ‘SIMPLIFIED ELASTO-PLASTIC ANALYSIS OF COUPLED SHEAR WALLS.’, *Proc. Inst. Civ. Eng.*, vol. 73, no. 2, pp. 365–381, Jun. 1982, doi: 10.1680/iicep.1982.1706.
 [7]. B. Doran, ‘Elastic-plastic analysis of R/C coupled shear walls: The equivalent stiffness ratio of the tie elements’, p. 9, 2003.
 [8]. O. M. Nofal, M. E. Sayed, and A. Akl, ‘Effect of Non-Linear Behaviour of RC Coupling Beams on The Seismic Response of The Coupled Shear Walls System’, 2017, doi: 10.13140/RG.2.2.17467.87844.
 [9]. O. M. Nofal, ‘On the Behavior of Coupled Shear Walls: Numerical Assessment of Reinforced Concrete Coupling Beam Parameters’, 2020, doi: 10.13140/RG.2.2.12215.06568/1.
 [10]. Nguyễn Tiến Chương, Đoàn Xuân Quý, ‘Ảnh hưởng của hàm lượng cốt thép đai trong lanh tô đến sự làm việc của kết cấu vách kép chịu tải trọng ngang’, *Hội nghị Khoa học thường niên trường ĐH Thủy Lợi, Hà Nội năm 2019*, Nov. 2019.
 [11]. APPLIED TECHNOLOGY COUNCIL, ‘Modeling and acceptance criteria for seismic design and analysis of tall buildings (PEER/ATC 72-1)’. PACIFIC EARTHQUAKE ENGINEERING RESEARCH CENTER (PEER), Oct. 2010.
 [12]. N. Anwar and D. Eng, ‘Modeling of Shear Walls for Nonlinear and Pushover Analysis of Tall Buildings’, p. 64, May 2009.
 [13]. Zeynep Tuna, ‘Seismic Performance, Modeling, and Failure Assessment of Reinforced Concrete Shear Wall Buildings’, The PHD Dissertation, University of California, Los Angeles, 2012.
 [14]. Quý Đ. X. and Chương N. T., ‘SỰ LÀM VIỆC CHỊU XOẮN CỦA KẾT CẤU LỖI NỬA KÍN NHÀ NHIỀU TẦNG CÓ XÉT TỚI ỨNG XỬ NGOÀI GIỚI HẠN ĐÀN HỒI CỦA DẦM NỐI’, *Hội Nghị Khoa Học Toàn Quốc Cơ Học Vật Rắn Lần Thứ XV Trường Đại Học Kỹ Thuật Công Nghiệp Đại Học Thái Nguyên TP Thái Nguyên Ngày 24 25 Tháng 9 Năm 2021*, p. 10, 2021.
 [15]. ASCE/SEI Standards Committee on Seismic Rehabilitation, ‘ASCE 41-13: Seismic Evaluation and Retrofit Rehabilitation of Existing Buildings’. 2013.
 [16]. O. Ihtiyar and S. F. Breña, ‘Assessment of FEMA 356 Techniques for Orthogonally Reinforced Coupling Beams through Experimental Testing’, in *Structural Engineering Research Frontiers*, Long Beach, California, United States, Oct. 2007, pp. 1–16. doi: 10.1061/40944(249)77.
 [17]. Gwon, Seongwoo, Shin, Myoung-Su, and Lee, Deokjung, ‘Nonlinear modeling parameters of RC coupling beams in a coupled wall system’, *Earthq. Struct.*, vol. 7, no. 5, pp. 817–842, Nov. 2014, doi: 10.12989/EAS.2014.7.5.817.
 [18]. Evan C. Bentz, Frank J. Vecchio, and Michael P. Collins, ‘Simplified Modified Compression Field Theory for Calculating Shear Strength of Reinforced Concrete Elements’, *ACI Struct. J.*, vol. 103, no. 4, 2006, doi: 10.14359/16438.
 [19]. Evan C. Bentz and Michael P. Collins, ‘RESPONSE-2000 Reinforced Concrete Sectional Analysis, Version 1.0.5’. 2000.
 [20]. B. I. Mihaylov and R. Franssen, ‘Shear-flexure interaction in the critical sections of short coupling beams’, *Eng. Struct.*, vol. 152, pp. 370–380, Dec. 2017, doi: 10.1016/j.engstruct.2017.09.024.
 [21]. Đặng Hồng Long, Phạm Phú Anh Huy, ‘Đánh giá ảnh hưởng của hàm lượng cốt thép đến khả năng chịu cắt của dầm bê tông cốt thép theo “Lý thuyết Miền nén cải tiến đơn giản” – Evaluation Influence of Longitudinal Steel Ratio to The Shear Capacity of Reinforced Concrete Beam According to “Simplified Modified Compression Field Theory”, *Tạp Chí Khoa Học Và Công Nghệ, Đại Học Đà Nẵng - Số 3-2016*, 2016.
 [22]. Viện kiến trúc Nhật Bản (AIJ), ‘Structural design guidelines for reinforced concrete buildings’. Tokyo: The Institute, 1994.
 [23]. VecTor Analysis Group, ‘VecTor2 - Finite Element Analysis of Reinforced Concrete 4.2’. 2017