



Analysis of Multi-Storey Building'S Core Structure with Consideration of Post-Elastic Behavior of Coupling Beams

Xuân Quý Đoàn, Tien Chuong Nguyen and Hùng Phong Nguyen

EasyChair preprints are intended for rapid dissemination of research results and are integrated with the rest of EasyChair.

November 29, 2022

Phân tích kết cấu lõi nhà nhiều tầng có xét đến sự làm việc sau đàn hồi của các dầm nổi

Đoàn Xuân Quý¹, Nguyễn Tiến Chương², Nguyễn Hùng Phong³

¹ Trường Đại học Thủy Lợi

² Trường Đại học Thành Đông

³ Trường Đại học Xây dựng Hà Nội

*Email: quydx@tlu.edu.vn

Tóm tắt. Lõi nhà nhiều tầng thường cấu tạo dạng nửa kín do có các dầm nổi nối hai cạnh tường đối diện ở cao độ các tầng. Sự làm việc của lõi nửa kín khác với lõi hở nhất là ở phương diện chịu xoắn do các dầm nổi ngăn cản sự vênh của tiết diện lõi. Do sự ngăn cản này mà dầm nổi chịu lực tác dụng lớn, sớm đạt tới trạng thái giới hạn chịu lực và có biến dạng lớn. Vì vậy mà người ta đã cấu tạo cốt thép chéo cho dầm nổi để tăng cường độ dẻo và khả năng làm việc cho hệ kết cấu. Các mô hình phi tuyến cho dầm thông thường chưa mô tả được đầy đủ sự làm việc dầm nổi đặt cốt thép chéo, khi sử dụng sẽ ảnh hưởng đến kết quả phân tích kết cấu lõi. Bài báo sẽ xây dựng mô hình dầm nổi làm việc sau đàn hồi có kể đến cốt thép chéo phù hợp với sự làm việc thực tế của dầm nổi để phân tích kết cấu lõi với trường hợp kết cấu lõi đã được J.S Kuang và cộng sự đã tính toán sau đàn hồi theo lý thuyết thanh thành mỏng và mô hình rời rạc liên tục để kiểm chứng mô hình. Kết quả phân tích cho thấy, sau khi áp dụng mô hình dầm nổi đề xuất, đường cong mô men - góc xoay đỉnh lõi không những có quy luật phù hợp với kết quả tính toán lý thuyết mà còn phân tích được sự chảy dẻo và suy giảm độ cứng của từng dầm nổi thay vì tính toán theo từng vùng như lý thuyết tính toán.

Từ khóa: Kết cấu lõi nửa kín; sự làm việc sau đàn hồi; dầm nổi đặt cốt thép chéo (DRDB); mô hình dầm nổi; mô hình dầm - giàn (BTM),

1. Mở đầu

Trong nhà cao tầng bê tông cốt thép, các lõi được sử dụng trong các thang máy, thang bộ tạo thành hệ kết cấu chịu một phần hoặc toàn bộ tải trọng ngang do gió hoặc động đất truyền vào nhà. Hầu hết các trường hợp cấu tạo lõi là lõi nửa kín do các sàn hoặc các dầm nổi các tường lõi phía hở do các cửa thang tạo thành. Các lõi nửa kín trở thành thành phần chịu tải trọng xoắn luôn tồn tại trong thực tế do sự không đối xứng của hình thức kết cấu, độ lệch tâm của tải trọng ngang gây ra, hoặc khi trọng tâm của khối lượng các tầng và tâm cứng không trùng nhau trong trường hợp công trình chịu động đất.

Dưới tác dụng của mô men xoắn, phản ứng xoắn của lõi nửa kín nằm giữa phản ứng xoắn của tiết diện lõi hở tương ứng và phản ứng xoắn của tiết diện lõi kín tùy thuộc vào độ cứng của dầm nổi nối giữa các tường lõi. Tải trọng xoắn làm phát sinh không chỉ lực cắt St.Venant mà cả các lực cắt do vênh của tiết diện (warping shear force). Các ứng suất do vênh có thể là một phần đáng kể của ứng suất trực tiếp và ảnh hưởng đáng kể đến thiết kế kết cấu lõi.

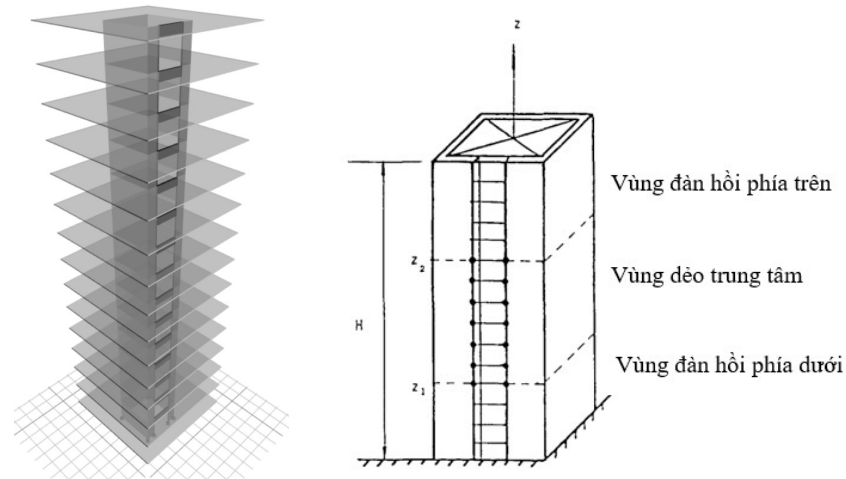
Nghiên cứu về sự làm việc của kết cấu lõi nửa kín đã được thực hiện nhằm đưa ra các phương án tính toán gần đúng cũng như chính xác để dự đoán phản ứng của kết cấu lõi nửa kín đối với các tải trọng tác dụng xác định. Dựa trên lý thuyết thanh thành mỏng của Vlasov [1] kết hợp với mô hình rời rạc liên tục, các phương pháp tính toán khác nhau cho kết cấu lõi đã được thực hiện bởi Coull [2], Smith [3], Kuang [4], [5], N.T. Chương [6], [7]. Các tính toán đàn hồi và sau đàn hồi cũng đã được thực hiện với các tiết diện nhất định của dầm nổi cũng như các giá trị về độ dẻo của dầm trong hai trường hợp cấu tạo cốt thép (dầm nổi đặt cốt thép chéo và không đặt cốt thép chéo) trong đó các dầm nổi được sử dụng mô hình dầm thông thường khi phân tích sau đàn hồi. Mô hình dầm phi đàn hồi tiện

sử dụng để tính toán trên cơ sở góc xoay đầu dầm và biến dạng được thiết lập để đưa vào mô hình tính toán, tuy nhiên sự làm việc của cốt thép chéo chưa được kể đến. Bài báo tiến hành xây dựng mô hình tính toán cho kết cấu lõi bằng phân tử hữu hạn trên cơ sở thiết lập mô hình tính toán cho dầm nối có cốt thép xiên để tiến hành phân tích đẩy dần kết cấu lõi nửa kín chịu tải trọng ngang. Kết quả tính toán được so sánh với phương pháp giải tích của J.S. Kuang dựa trên lý thuyết thanh thành mỏng để kiểm chứng mô hình. Khía cạnh được xem xét là quan hệ tải trọng - góc xoay tại đỉnh lõi. Các kết quả nghiên cứu là cơ sở để tính toán thiết kế kết cấu nhà nhiều tầng có kết cấu lõi.

2. Mô hình tính toán của kết cấu lõi

2.1. Sự làm việc của kết cấu lõi xét tới ứng xử sau đàn hồi của dầm nối

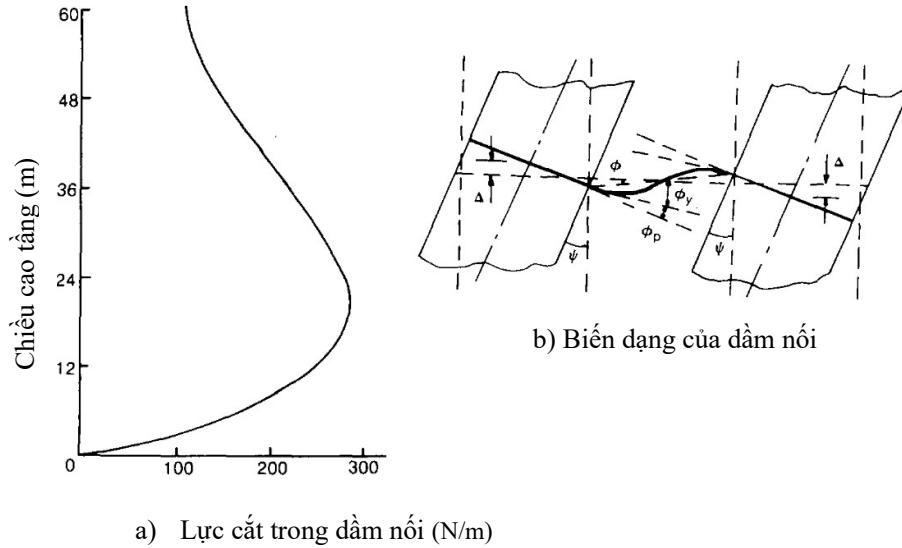
Xem xét kết cấu lõi nửa kín có cấu tạo như trên Hình 1, theo nghiên cứu của A. Coull [2] cũng như của J.S. Kuang [5] đã chỉ ra rằng, ở một mức tải trọng vừa đủ, khi kết cấu lõi làm việc, dầm nối ở một tầng nhất định sẽ có mức chịu cắt lớn nhất, sau đó khi tăng tải trọng lên dầm nối đó sẽ đạt giới hạn chịu lực, bị biến dạng lớn và bắt đầu mất tác dụng, theo một phản ứng liên tiếp, các dầm nối ở phía trên và phía dưới dầm nối ban đầu sẽ tiếp tục quá trình đạt trạng thái giới hạn và tiếp tục lan sang các dầm nối lân cận. Điều này khẳng định cho việc tính toán lõi nửa kín có xét đến sự làm việc sau đàn hồi là cần thiết (Hình 2).



Hình 1. Lõi nửa kín trong nhà nhiều tầng và các vùng làm việc của dầm nối

Quy trình tính toán lõi nửa kín theo sự làm việc sau đàn hồi của dầm nối như sau: các dầm nối được mô tả làm việc theo mô hình 3 đoạn thẳng với quan hệ mô men – góc xoay, do đó dầm sẽ làm việc đến khả năng chịu mô men là M_u , sau đó độ lệch uốn tăng lên mà không tăng mô men uốn cho đến khi góc xoay trong dầm đạt đến góc xoay giới hạn. Khi tải trọng tác dụng cho lõi tăng lên, trạng thái giới hạn cho dầm sẽ xảy ra tại vị trí dầm nối có mô men đạt tới mô men giới hạn. Trạng thái sau đàn hồi của dầm nối bắt đầu xảy ra, lúc này lực cắt trong dầm là $V_u = 2M_u/L_n$ cũng đạt tới giới hạn (chảy dẻo). Nếu tải trọng tăng lên nữa, có một vùng chảy dẻo của các dầm nối và nó bắt đầu mở rộng lan lên trên và xuống dưới so với vị trí ban đầu, do đó tạo thành ba vùng, vùng dẻo ở trung tâm và hai vùng đàn hồi ở phía trên và ở chân lõi. Trong phân tích, các dầm nối trong vùng dẻo sẽ làm việc sau đàn hồi trước khi các tường lõi xảy ra làm việc dẻo. Khả năng chịu lực của dầm nối quyết định khả năng làm việc của kết cấu lõi, vì lý do này người ta đã cấu tạo các thanh cốt thép chéo cho dầm nối để tăng cường khả năng chịu lực, độ dẻo và biến dạng cho dầm nối nhằm tránh cho dầm nối bị phá hoại

sớm. Cấu tạo cốt thép chéo gần như là bắt buộc đối với cấu tạo kháng chấn cho kết cấu nhà cao tầng có vách và lõi bê tông cốt thép (Paulay [8], [9]).



Hình 2. Lực cắt phân bố và biến dạng trong dầm nối (J.S Kuang [5])

Kết quả nghiên cứu của A. Coull [2] và J.S. Kuang [5] theo lý thuyết thanh thành mỏng của Vlasov [1] và mô hình rời rạc liên tục [3] đã đưa ra được đường cong lực (mô men xoắn) và góc xoay đỉnh lõi. Theo đó, điểm thay đổi độ cong ứng với dầm nối đầu tiên bị chảy dẻo sau đó biểu đồ là đường thẳng phát triển liên tục khi tăng mô men xoắn và không có giới hạn. Điều này có thể do không giới hạn về biến dạng của dầm nối trong khi lực giới hạn không có sự suy giảm. Tùy thuộc vào độ dẻo của dầm nối, vị trí dầm nối có góc xoay dẻo giới hạn lớn nhất tương ứng với góc xoay dẻo ban đầu sẽ xác định được thông qua cân bằng độ dẻo thực tế của dầm nối với giá trị tính toán được qua lý thuyết. Trong các tính toán lấy độ dẻo của dầm nối cấu tạo thông thường bằng 4 và bằng 12 với dầm nối được cấu tạo cốt thép chéo (theo thí nghiệm của Paulay và cộng sự [8], [9]).

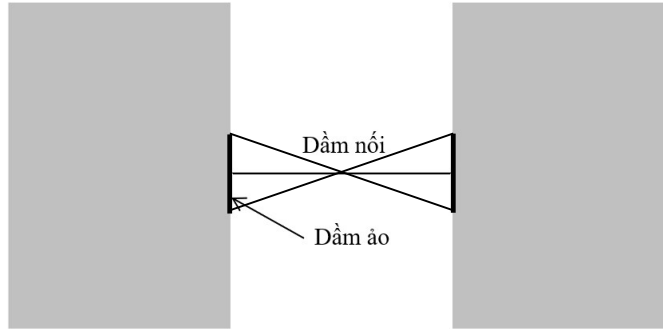
2.2. Mô hình phần tử hữu hạn cho kết cấu lõi

Theo phương pháp phần tử hữu hạn (PTHH) [10], hệ kết cấu nhà nhiều tầng nói chung là một hệ kết cấu các phần tử dạng thanh và dạng tấm (vỏ) liên kết lại. Các cấu kiện dầm, cột và giằng được xem là các phần tử dạng thanh, còn các cấu kiện sàn, vách và lõi được tạo nên bởi các phần tử dạng tấm (vỏ).

Tuy vậy, tùy điều kiện tính toán mà kết cấu vách lõi được mô tả theo cách khác nhau. Vách, lõi trong PTHH được mô tả là các phần tử tấm vỏ - shell trong phân tích tuyến tính. Trong một số phần mềm, kết cấu lõi có thể được mô hình hóa bằng phần tử thanh thành mỏng với hai điểm nút có 14 bậc tự do. Phần tử này được xây dựng trên cơ sở lý thuyết thanh thành mỏng (TTM). Việc áp dụng loại phần tử TTM có thể giảm được kích thước hệ phương trình cân bằng cũng như phương trình dao động của kết cấu [11].

Các dầm nối - coupling beam được khai báo sử dụng phần tử thanh (frame), hoặc phần tử tấm vỏ (shell). Khi khai báo là phần tử tấm thì thể hiện bình thường, tuy nhiên khi dùng phần tử thanh thì cần phải điều chỉnh phù hợp. Dùng phần tử tấm phù hợp về mô hình tính tuy nhiên dùng phần tử thanh lại thuận lợi cho quá trình phân tích kết cấu hơn, nhất là đối với các mô hình cho dầm nối sau đàn hồi.

Để đảm bảo tính tương thích về bậc tự do, liên kết giữa phần tử dầm nối với phần tử tường phải có sự thống nhất. Nút của phần tử tấm phẳng có hai bậc tự do, trong khi nút của phần tử dầm có ba bậc tự do. Trong trường hợp dầm nối được mô hình bằng phần tử tấm vỏ (shell), việc liên kết nút với tấm tường ở các nút chia diễn ra bình thường. Trong trường hợp các dầm nối được mô tả bằng phần tử thanh, liên kết giữa dầm vào tấm tường cần bổ xung các dầm ảo như trên Hình 3.

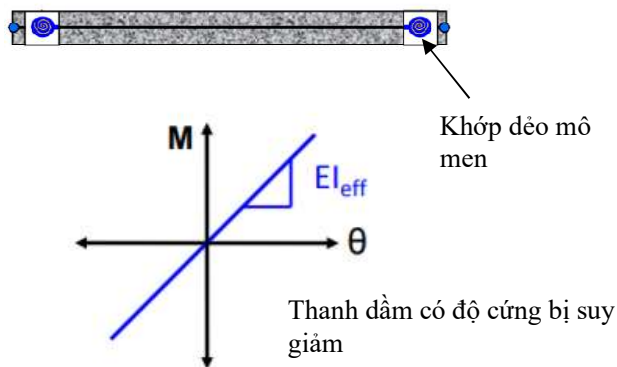


Hình 3. Bổ xung dầm ảo trong tường đối với liên kết dầm – tường

Mô hình tính toán của hệ kết cấu lõi nửa kín như sau: các tường lõi được khai báo là phần tử tấm vỏ, làm việc trong giai đoạn đàn hồi; các dầm nối là các phần tử thanh, được mô tả làm việc sau đàn hồi.

2.3. Mô hình dầm nối làm việc sau giới hạn đàn hồi theo ASCE 41-13

Thông thường, dầm nối được mô tả bằng mô hình dầm thông thường, theo đó, dầm nối được khai báo bằng một thanh (ATC 2010 [12]) có độ cứng suy giảm còn EI_{eff} và hai khớp dẻo hai đầu làm việc sau đàn hồi với các thông số được xác định dựa trên tiêu chuẩn ASCE 41-13 [13] (Hình 4). Theo tiêu chuẩn này, cần xác định các thông số về độ cứng tính toán, góc xoay dẻo, các góc xoay giới hạn và khả năng chịu lực còn lại của dầm nối. Ngoài góc xoay dẻo được tính toán theo công thức liên quan đến độ cứng tính toán bằng 0,5 lần độ cứng ban đầu và chiều dài đoạn chảy dẻo l_p bằng một nửa chiều cao tính toán. Mặc dù vậy các tác giả Paulay [9], Brena [14] và Gwon [15] đã điều chỉnh tính toán của ASCE 41-13 cho phù hợp với các kết quả thí nghiệm. Cả 3 tác giả đều đề xuất công thức điều chỉnh độ cứng, chiều dài đoạn chảy dẻo (Paulay) để có kết quả tính toán phù hợp hơn.



Hình 4. Mô hình dầm cho dầm nối theo ATC 2010

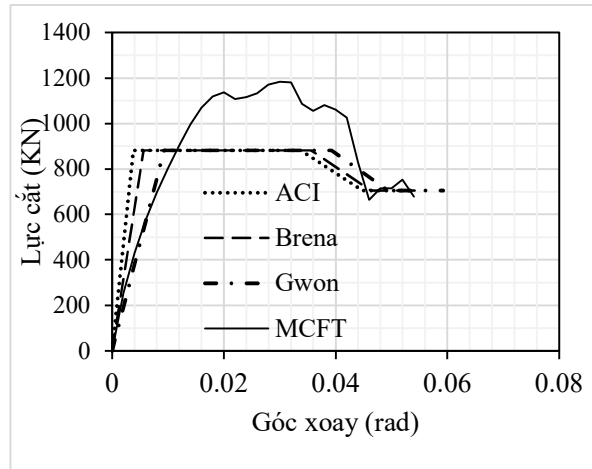
Để sử dụng mô hình dầm ở trên đối với dầm nối có cốt thép chéo, cốt thép chéo được quy đổi tương đương về cốt thép dọc, khả năng chịu lực của dầm nối là khả năng chịu lực tổng cộng của hai

loại cốt thép, sự quy đổi này thể hiện sự làm việc phi tuyến của dầm nổi. Lấy trường hợp dầm nổi đặt cốt thép chéo theo thí nghiệm đã được thực hiện như ở dưới đây để so sánh mô hình dầm.

Bảng 1 và Hình 5 trình bày ứng xử sau đàn hồi của dầm nổi CB20-1 được Lim và cộng sự [16] thí nghiệm, theo các tính toán của ASCE 41-13 (có điều chỉnh độ cứng dầm theo Paulay), Brena và Gwon. Dầm nổi có kích thước 30x50cm, chiều dài nhịp $L_n = 1m$, bê tông có $f_c = 52,2Mpa$, cốt thép có giới hạn chảy f_y lần lượt bằng 502Mpa cho $\Phi 13$ (quy đổi), bằng 450,3MPa cho $\Phi 32$ và 447,8Mpa cho $\Phi 36$. Thép đai có hàm lượng 1,26% (thép $\Phi 13a70$), thép dọc mỗi lớp đặt 2 $\Phi 32$ và 1 $\Phi 36$ (hàm lượng 1,75%). Khả năng chịu lực của dầm nổi được tính toán theo tiêu chuẩn ACI 318.

Bảng 1. Kết quả tính toán phi tuyến cho dầm nổi theo các mô hình

V (KN)	θ_{ACI-P} (rad)	θ_{Brena} (rad)	θ_{Gwon} (rad)
0	0	0	0
882	0.0038	0.0056	0.0093
882	0.0338	0.0356	0.0393
705	0.0448	0.0463	0.0494
705	0.0538	0.0556	0.0593
I_{eff}/I_g	0.2290	0.1700	0.0940



Hình 5. Mô hình dầm nổi tính theo ASCE 41-13, Brena, Gwon và MCFT

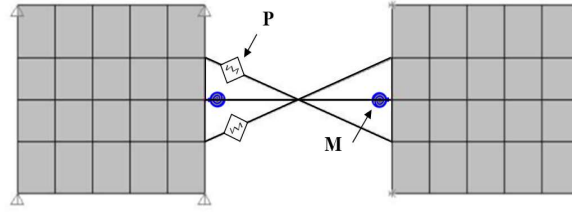
Trên Bảng 1, mô hình dầm được thể hiện bởi quan hệ V- θ , tỉ số I_{eff}/I_g là tỉ số độ cứng làm việc của dầm trong mô hình (dầm bị suy giảm độ cứng). Có thể thấy mô tả của mô hình dầm (cả khi các thông số mô hình đã được điều chỉnh) còn chưa phù hợp với kết quả thí nghiệm (mô phỏng lại bằng mô hình số theo lý thuyết miền nén cải tiến (MCFT) [17] như trên Hình 5. Do vậy sự quy đổi thép dọc về thép ngang để áp dụng mô hình dầm như trên là chưa phù hợp, sự làm việc của cốt thép dọc và cốt thép chéo là không đồng thời với nhau, hay có thể nói là độc lập với nhau. Đến đây cần thiết xây dựng một mô hình mới kể đến cốt thép chéo như các thanh kéo nén làm việc độc lập với thành phần dầm (cốt thép dọc, cốt thép đai và tiết diện dầm).

2.4. Mô hình kết hợp dầm – giàn cho dầm nổi

Paulay đã đề xuất mô hình giàn để tính toán khả năng chịu lực của dầm nổi, về sau Hindi và Hasan 2004 [18] cũng trình bày mô hình dàn để mô tả ứng xử sau đàn hồi của dầm nổi. Mô hình của Hindi và Hassan chỉ kể đến sự làm việc của thanh chéo chịu nén và thanh chéo chịu kéo. Trong đó thanh chéo chịu kéo chỉ kể đến cốt thép, thanh chéo chịu nén có thêm thành phần bê tông. Các ứng suất kéo trong cốt thép và ứng suất nén trong bê tông có quan hệ qua lại với nhau để xác định được các ứng suất trong cốt thép và bê tông, từ đó sẽ xác định được quan hệ giữa lực cắt tác dụng và chuyển vị theo phương tác dụng lực của dầm nổi. Các tác giả vừa đề cập đã gợi ý về một mô hình kết hợp giữa dầm và các thanh giàn chéo.

Mô hình giàn nói trên đề ra ý tưởng về một mô hình kết hợp gọi là Mô hình dầm - giàn được thể hiện trên Hình 6 với thanh dầm được kết hợp với 2 thanh dàn chéo, trong đó thanh dầm làm việc giống như mô hình dầm có hai đầu khớp dẻo, hai thanh chéo thể hiện cho cốt thép chéo độc lập với thanh dầm ngang. Mỗi thanh dầm và các thanh chéo đều có các độ cứng tương ứng mô tả cho sự làm việc của nó. Thanh chéo biểu diễn cho sự làm việc của cốt thép chéo nên có diện tích nhỏ hơn nhiều so

với thanh dầm, tương ứng với độ cứng của thanh giàn cũng nhỏ hơn độ cứng của thanh dầm ở thời điểm ban đầu (trong giai đoạn đàn hồi).

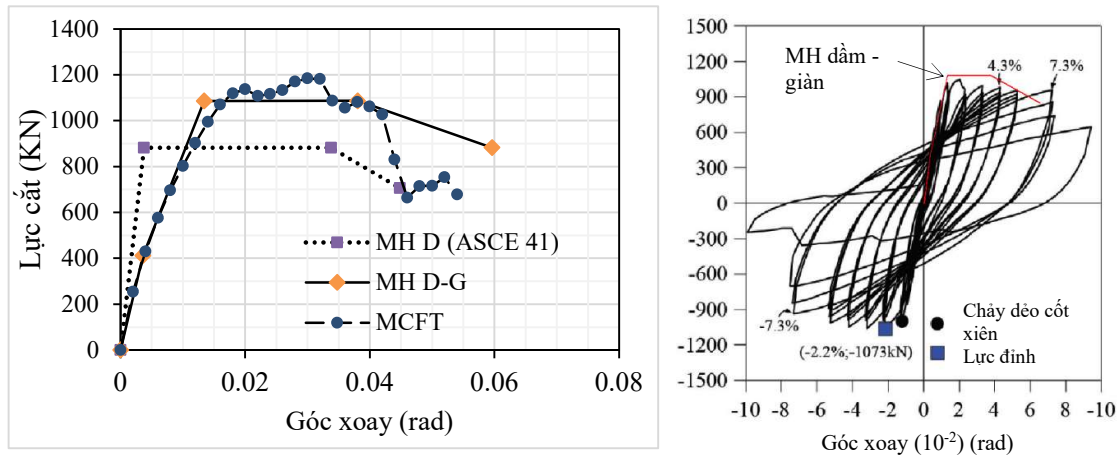


Hình 6. Mô hình kết hợp dầm - giàn (BTM: Beam - truss Model) cho dầm nổi

Thông số của mô hình kết hợp bao gồm độ cứng EI_{eff} của thanh dầm ngang được xác định qua công thức điều chỉnh của Gwon, độ cứng EA của thanh giàn bằng độ cứng E_sA_{sd} của cốt thép chéo. Khả năng chịu lực của tổng thể dầm nổi V_{gh} sẽ được tính toán theo lý thuyết MCFT. Khả năng chịu kéo nén của thanh chéo bằng $P_{gh} = A_{sd}f_{yd}$. Khả năng chịu Mô men lớn nhất của thanh chéo tính được theo công thức: $M_{kd} = (V_{gh} - 2P_{gh}\sin\alpha)L_n/2$, trong đó α là góc tạo bởi phương ngang với thanh chéo ($\tan\alpha = d/L_n$, với d là khoảng cách giữa 2 đầu thanh chéo, có thể lấy bằng 0,8 lần chiều cao dầm nổi). Các giá trị góc xoay giới hạn được tra theo ASCE 41-13.

Sau khi thiết lập được thông số của thanh dầm ngang và thanh chéo, mô hình các thanh này trong phần mềm PTHH với thanh dầm có độ cứng EI_{eff} (xác định bằng hệ số giảm tương ứng độ cứng tính toán của thanh trong mô hình) và thanh giàn có độ cứng E_sA_{sd} , tạo thành một mô hình có độ cứng hai trọng một.

Kết quả tính toán mô hình kết hợp cho dầm nổi CB20-1 được trình bày trên Hình 7 dưới đây.



Hình 7. Kết quả so sánh mô hình kết hợp với mô hình dầm (ASCE) với MCFT và kết quả thí nghiệm

Mô hình kết hợp đã khớp với kết quả phân tích theo MCFT và kết quả thực nghiệm của Lim [17]. Đoạn ban đầu của mô hình (và ở giai đoạn đàn hồi), sự có mặt của cốt thép chéo trong vai trò thanh giàn và thép dọc chưa có nhiều tác dụng. Nhưng sau khi dầm nổi bị suy giảm độ cứng, các thanh phần cốt thép cùng giữ vai trò chịu lực nhưng với thành phần cốt thép xiên nhiều hơn đã đóng vai trò chịu lực chính.

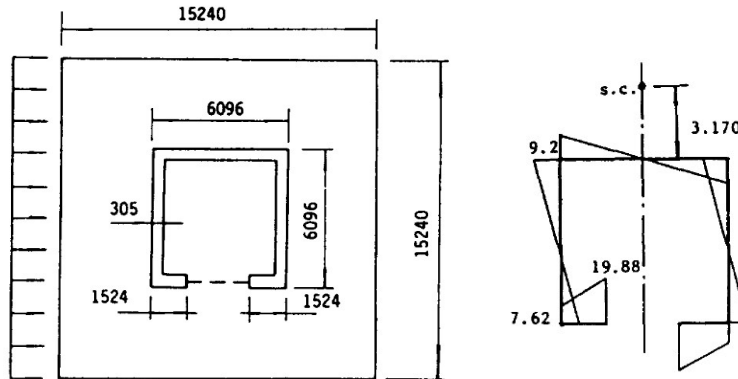
Dưới đây áp dụng mô hình PTHH cho hệ kết cấu và mô hình kết hợp cho dầm nổi để phân tích kết cấu lõi nửa kín đã được J.S. Kuang tính toán theo lý thuyết thanh thành mỏng và mô hình rời rạc liên tục.

3. Phân tích kết cấu lõi nửa kín

3.1. Kết quả tính toán kết cấu lõi

Dưới đây áp dụng mô hình PTHH cho hệ kết cấu và mô hình kết hợp cho dầm nối để phân tích kết cấu lõi nửa kín có kích thước như trên Hình 7. Lõi bao gồm 15 tầng, mỗi tầng cao $h_t = 3,81\text{m}$, dầm nối có kích thước $0,305 \times 0,457\text{m}$, nhịp dầm $L_n = 3,048\text{m}$ (tỉ số L_n/h là 6,66), mô đun đàn hồi $E = 276 \times 10^6 \text{KN/m}^2$.

Trước hết kiểm tra tính toán đàn hồi để so sánh mức độ chính xác của mô hình PTHH với lý thuyết giải tích. Trong mô hình PTHH các sàn chỉ có tác dụng truyền tải trọng, chiều dày rất nhỏ để không ảnh hưởng đến sự làm việc của hệ kết cấu. Hai trường hợp dầm nối: dầm nối dạng dầm và dầm nối được khai báo theo dạng tấm sẽ được khai báo để tính toán so sánh. Với tải trọng ngang phân bố đều trên mặt phẳng $w = 1,2 \text{KN/m}^2$, tính toán được các giá trị góc xoay như ở Bảng 2. Trong đó, giá trị mô men xoắn bằng tải trọng tác dụng nhân với khoảng cách từ vị trí đặt tải trọng tới tâm xoắn, có giá trị bằng: $1,2 \times 15,24 \times (3,17 + 5,791/2) = 110,7 \text{KNm/m}$.



Hình 7. Kích thước lõi nửa kín (mm), vị trí tâm cắt/ xoắn (m) và tọa độ quạt (J.S. Kuang 1991 [5])

Trong mô hình PTHH các tấm tường được chia tự động theo ô chữ nhật có kích thước lớn nhất là $30\text{cm} \times 30\text{cm}$. Dầm ảo tiết diện $30,5 \times 30,5\text{cm}$ bố trí dọc theo mép trong của tường một đoạn bằng chiều cao dầm nối. Các dầm nối được cấu tạo theo Mô hình kết hợp dầm - giàn. Lựa chọn thanh dầm bê tông có diện tích tương đương với diện tích cốt thép chéo.

Bảng 2. Giá trị góc xoay đỉnh lõi theo chiều cao dầm nối

STT	Giá trị góc xoay được tính toán theo các mô hình (10^{-3} rad)	Lõi hờ	Dầm nối $0,305 \times 0,457\text{m}$ ($L_n/h = 6,66$)
1	LTTM + Smith	12,86	3,23
2	LTTM + Kuang	13,60	3,42
3	PTHH (DN PT dầm - giàn)	13,00	3,63
4	PTHH (DN PT tấm)	13,00	4,02

Kết quả so sánh trên Bảng 2 cho thấy, dầm nối được khai báo bằng mô hình thanh dầm cộng với thanh chéo có kết quả tính toán tương đương với lý thuyết thanh thành mỏng và phần tử tấm.

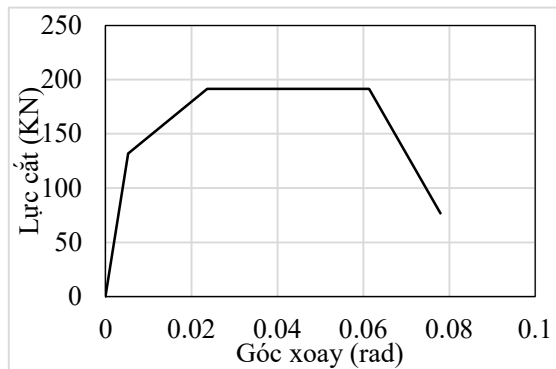
3.2. Lỗi nứt kín xét tới sự làm việc sau đàn hồi của dầm nổi

Theo phân tích của Kuang, dầm nổi ở tầng 6 sẽ chảy dẻo đầu tiên ở mức mô men xoắn bằng 149 KNm/m (trương ứng áp lực ngang bằng 1,62 KN/m², lực cắt lên dầm nổi tại tầng 6 bằng 191.4KN – trương ứng với lực chảy dẻo thiết kế của dầm nổi), sau đó sự chảy dẻo xảy ra ở dầm nổi tầng trên cùng khi mô men xoắn bằng 276KNm/m (áp lực ngang bằng 3,0 KN/m²). Sau cấp mô men xoắn này sự chảy dẻo sẽ lan xuống các dầm nổi phía tầng dưới và gàn móng.

Thiết lập mô hình PTHH tính toán lỗi, dầm nổi sẽ được khai báo theo mô hình dầm đàn với khả năng chịu lực bằng 191.4KN, thép xiên bố trí 4Φ16 ($f_y = 400\text{Mpa}$) có khả năng chịu kéo nén $P_{gh} = 322 \text{ KN}$, khả năng chịu cắt của cốt thép xiên bằng $V_{sd} = 2P_{gh}\sin\alpha = 77\text{KN}$, khả năng chịu lực cắt cho thanh dầm là $V_b = 191,4 - 77 = 114,7\text{KN}$, tính được $M_{kd} = V_b L_n / 2 = 174,8 \text{ KNm}$. Bê tông có $f'c = 34,5\text{Mpa}$. Thanh giàn chéo trương ứng với diện tích của 4 thanh thép Φ16. Kết quả phân tích sự làm việc sau đàn hồi của dầm nổi được trình bày ở Bảng 3 và Hình 8.

Bảng 3. Thông số của mô hình dầm nổi

Ký hiệu	Lực		Góc xoay (rad)
	Giá trị (KN)		
	0		0
V_{kd}	132		0.0052
V_{gh}	191.4		0.0237
V_{gh}	191.4		0.0613
V_{sd}	77		0.078



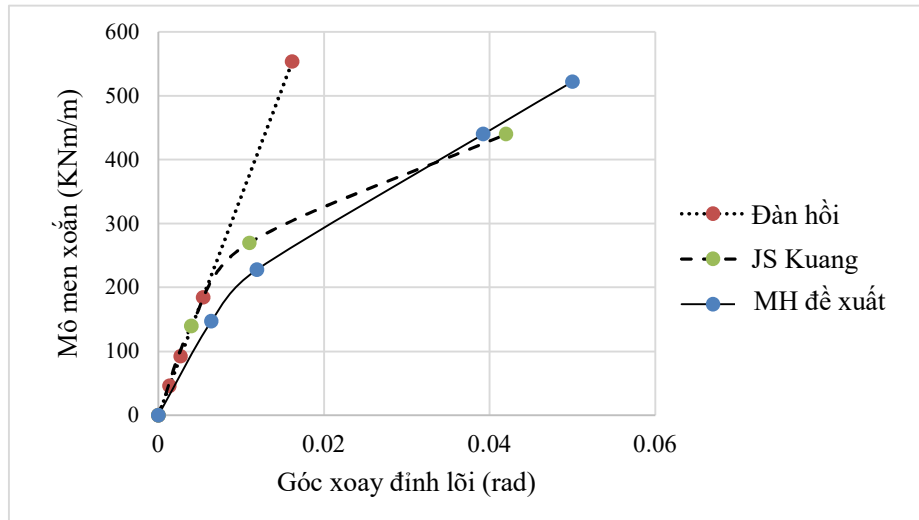
Hình 8. Dầm nổi làm việc sau đàn hồi

Độ dẻo của dầm nổi $\mu = (\phi_u + \phi_y) / \phi_y = (0,0613 + 0,0052) / 0,0052 = 12,7$ (Coull và Kuang lấy giá trị 12 để tính toán cho dầm nổi đặt cốt thép chéo). Kết quả phân tích dầm theo mô hình PTHH, các kết quả tính toán của J.S Kuang và tính toán đàn hồi được trình bày trên Bảng 4 và Hình 9.

Bảng 4. Kết quả phân tích kết cấu lõi

MH tính toán	Tính toán đàn hồi theo Lý thuyết TTM			Lý thuyết TTM (J.S. Kuang)			Mô hình PTHH		
	Tải trọng (KN/m ²)	Mô men xoắn (KNm/m)	Góc xoay (rad)	Tải trọng (KN/m ²)	Mô men xoắn (KNm/m)	Góc xoay (rad)	Tải trọng (KN/m ²)	Mô men xoắn (KNm/m)	Góc xoay (rad)
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
1	0.5	46.13	0.00135	1.52	140	0.004	1.60	147.3	0.00639
2	1	92.26	0.00270	2.93	270	0.011	2.47	227.8	0.01191
3	2	184.53	0.00539	4.77	440	0.042	4.77	439.9	0.03923
4	6	553.	0.01617				5.66	521.9	0.05

Kết quả phân tích trên Bảng 4 và Hình 9 cho thấy: tính toán của J.S. Kuang không kể đến sự suy giảm độ cứng nên đường cong biểu đồ ở đoạn đầu sát với tính toán đàn hồi. Trong khi tính toán theo mô hình đề xuất, độ cứng của dầm nổi được kể đến nên ảnh hưởng đến khả năng chịu lực của lõi, dạng của biểu đồ có sự tương đồng và nằm dưới biểu đồ tính toán của Kuang.



Hình 9. Góc xoay đỉnh lõi theo Mô men xoắn theo phân tích đàn hồi (lý thuyết TTM), phân tích sau đàn hồi theo J.S Kuang và theo mô hình đề xuất

Mô hình rời rạc liên tục tính toán theo các vùng dẻo trong khi mô hình đề xuất có thể tính toán được sự chảy dẻo theo từng dầm theo tác dụng của các nội lực tác dụng lên dầm. Do đó sự chảy dẻo các dầm diễn ra sớm hơn. Giai đoạn sau, tính toán theo mô hình của Kuang dẫn tới cân bằng vùng dẻo và vùng đàn hồi, sau đó khả năng làm việc phát triển đều trong khi mô hình đề xuất có thể tính toán theo trạng thái chảy dẻo cho tới các dầm nối cuối cùng nên khả năng chịu lực về sau cho kết quả nhỉnh hơn tính toán theo Kuang. Kết quả phân tích chứng tỏ có thể dùng mô hình đã trình bày để áp dụng phân tích kết cấu lõi nửa kín với các dầm nối được cấu tạo cốt thép chéo.

4. Kết luận

Bài báo đã tiến hành phân tích lõi nửa kín chịu xoắn bằng các tính toán đàn hồi, sau đàn hồi theo lý thuyết thanh thành mỏng và mô hình đề xuất (bằng phần tử hữu hạn) được kiểm chứng qua mô hình số và kết quả thực nghiệm. Kết quả phân tích cho thấy:

Mô hình kết hợp dầm – giàn (BTM) cho dầm nối đã được đề xuất có sự tham gia của cốt thép chéo, đã phản ánh được sự làm việc của dầm nối gần với kết quả tính toán theo lý thuyết miền nén cái tiến (MCFT) và gần với kết quả thực nghiệm hơn so với mô hình dầm truyền thống.

Dựa trên mô hình đề xuất, đưa vào tính toán theo sự làm việc sau đàn hồi của dầm nối trên phần mềm quen thuộc, kết quả được so sánh với tính toán theo lý thuyết thanh thành mỏng và mô hình rời rạc liên tục cho quy luật phù hợp. Mô hình áp dụng đã tính toán được tuần tự sự chảy dẻo của các dầm nối so với tính toán cho cả vùng dẻo theo lý thuyết đồng thời xét đến sự suy giảm độ cứng cho dầm nối.

Mô hình dầm – giàn cần được tiếp tục nghiên cứu về các tham số ảnh hưởng như độ cứng và biến dạng của thanh chéo, sự ảnh hưởng của cốt thép dọc và cốt thép đai để hoàn thiện mô hình.

Tài liệu tham khảo

- [1] V.Z. Vlasov, *Thin-walled elastic beams, translated from Russian*. Israel, 1961.
- [2] A. Coull and S. Tawfik, ‘Elasto-Plastic Analysis of Core Structures Subjected to Torsion’, *Proc. Inst. Civ. Eng.*, vol. 71, no. 3, pp. 789–804, Sep. 1981, doi: 10.1680/iicep.1981.1819.

- [3] Smith B.S., Counll A, *Tall Building Structures: Analysis and Design*. John Wiley & Son Inc, 1991.
- [4] H. C. Chan and J. S. Kuang, ‘Torsional behaviour of braced thin-walled open sections’, *Thin-Walled Struct.*, vol. 6, no. 4, pp. 343–354, Jan. 1988, doi: 10.1016/0263-8231(88)90008-0.
- [5] J. S. Kuang, Y. K. Cheung, and H. C. Chan, ‘Elasto-plastic analysis of perforated core structures subjected to applied torque’, *Thin-Walled Struct.*, vol. 11, no. 5, pp. 439–456, Jan. 1991, doi: 10.1016/0263-8231(91)90038-K.
- [6] Nguyễn Tiến Chương, Đoàn Xuân Quý, ‘Ảnh hưởng của độ cứng dầm nổi đến sự làm việc chịu xoắn của kết cấu lõi nhà cao tầng’, *Hội nghị Khoa học toàn quốc Cơ học Vật rắn lần thứ XIV, Đại học Trần Đại Nghĩa, Thành phố Hồ Chí Minh, 19-20/7/2018*, Jul. 2018.
- [7] Quý Đ. X. and Chương N. T., ‘Sự làm việc chịu xoắn của kết cấu lõi nửa kín nhà nhiều tầng có xét tới ứng xử ngoài giới hạn đàn hồi của dầm nổi’, *Hội Nghị Khoa Học Toàn Quốc Cơ Học Vật Rắn Lần Thứ XV Trường Đại Học Kỹ Thuật Công Nghiệp Đại Học Thái Nguyên Thành Phố Thái Nguyên Ngày 24 - 25 Tháng 9 Năm 2021*, 2021.
- [8] T. Paulay and J.R. Binney, ‘Diagonally Reinforced Coupling Beams of Shear Walls’, *Symp. Pap.*, vol. 42, pp. 579–598, Jan. 1974.
- [9] T. Paulay and M. J. N. Priestley, *Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings*. New York: Wiley, 1992.
- [10] David V. Hutton, *Fundamentals of Finite Elements Analysis*. The MacGraw - Hill, 2004.
- [11] Nguyễn Tiến Chương, *Phân tích kết cấu nhà cao tầng*. Nhà xuất bản Xây dựng, Hà Nội, 2015.
- [12] 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.
- [13] ASCE/SEI Standards Committee on Seismic Rehabilitation, ‘ASCE 41-13: Seismic Evaluation and Retrofit Rehabilitation of Existing Buildings’. 2013.
- [14] 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.
- [15] 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.
- [16] E. Lim, S.-J. Hwang, T.-W. Wang, and Y.-H. Chang, ‘An Investigation on the Seismic Behavior of Deep Reinforced Concrete Coupling Beams’, *ACI Struct. J.*, vol. 113, no. 2, Mar. 2016, doi: 10.14359/51687939.
- [17] Đoàn Xuân Quý, ‘Nghiên cứu mô phỏng số xác định khả năng chịu cắt của dầm nổi trong kết cấu lõi nửa kín nhà cao tầng’. Đề tài nghiên cứu khoa học cấp cơ sở Trường Đại học Thủy Lợi. Mã số: CS2021-2. 2021.
- [18] R. A. Hindi and M. A. Hassan, ‘Shear capacity of diagonally reinforced coupling beams’, *Eng. Struct.*, vol. 26, no. 10, pp. 1437–1446, Aug. 2004, doi: 10.1016/j.engstruct.2004.05.012.