



CƠ CẤU PHÁ HỦY CỦA HỆ KẾT CẤU DẦM SÀN CHỊU TẢI TRỌNG ĐỨNG TRONG TRƯỜNG HỢP MẤT CỘT CẬN GÓC

Đào Quốc Việt¹, Hà Mạnh Hùng², Phạm Xuân Đạt³

Tóm tắt: Phá hủy lũy tiến của công trình bê tông cốt thép xảy ra sau tình huống phá hủy đột ngột một cấu kiện cột chịu lực. Sau tình huống mất cột, hiệu ứng gấp đôi nhịp và hiệu ứng động là hai nguyên nhân làm tăng mô men uốn trong dầm và sàn. Hai cơ chế thứ cấp là cơ cấu dây xích và màng được kỳ vọng sẽ xuất hiện để chống lại sự phá hủy lũy tiến. Bài báo này trình bày một nghiên cứu thực nghiệm để khảo sát cơ chế sụp đổ của hệ kết cấu dầm-sàn chịu tải trọng đứng trong tình huống mất cột cận góc và đánh giá hiệu quả của cơ cấu màng, cơ cấu dây xích cũng như ảnh hưởng của phá hủy cục bộ trong các cấu kiện đối với sức kháng sụp đổ lũy tiến của kết cấu.

Từ khóa: Phá hủy lũy tiến; cơ cấu dây xích; cơ cấu màng; gấp đôi nhịp; mất cột cận góc.

Summary: Progressive collapse of reinforced concrete building occurs after a sudden loss of a supporting column. Following a sudden column loss, double-span effect and dynamic effect are the two causes leading to considerable increase in bending moment in beams and slabs. There are two secondary mechanisms, including catenary action and membrane action, that are expected to form to resist progressive collapse. This paper presents an experimental study to investigate the failure mechanism of gravity load-carrying beam-slab structures when a penultimate-internal column is removed. The contribution of catenary action and membrane action as well as the impact of local failure due to column loss are also assessed.

Keywords: Progressive collapse resistance; catenary action; membrane action; double-span effect; penultimate-internal column loss scenario.

Nhận ngày 11/11/2015, chỉnh sửa ngày 25/11/2015, chấp nhận đăng 07/01/2016



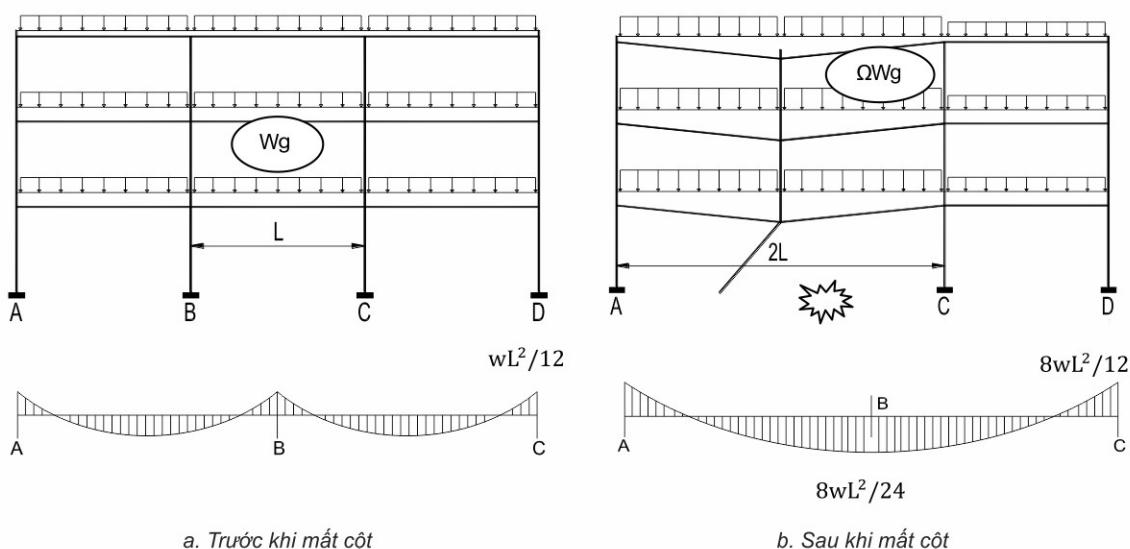
1. Giới thiệu

Phá hủy lũy tiến của công trình bê tông cốt thép là tình huống bắt nguồn từ sự phá hủy đột ngột một cấu kiện chịu lực, lan truyền sang các cấu kiện khác xung quanh và cuối cùng dẫn đến sự sụp đổ một phần hoặc toàn bộ công trình [1]. Cơ chế sụp đổ do phá hủy đột ngột một cấu kiện cột của khung bê tông cốt thép toàn khối có thể được minh họa trên Hình 1. Khung chịu lực điển hình có nhịp L, chịu tác động của tải trọng phân bố đều W_g gồm tĩnh tải và hoạt tải (Hình 1a). Sau tình huống mất cột, nhịp của cấu kiện dầm phía trên cột bị mất tăng lên thành 2L (Hình 1b), sự tăng nhịp này được gọi là hiệu ứng gấp đôi nhịp. Mặt khác, do dầm bị võng một cách đột ngột gây ra hiệu ứng động, hiệu ứng này làm nội lực trong hệ kết cấu tăng tỉ lệ thuận với tải trọng, với hệ số Ω có giá trị từ 1 đến 2 [5]. Hiệu ứng gấp đôi nhịp và hiệu ứng động làm mô men uốn âm tại gối A có thể tăng lên 8 lần. Tại gối B (vị trí mất cột), nút khung phải chịu mô men uốn dương lớn, mặc dù ban đầu được thiết kế để chịu mô men uốn âm. Trong trường hợp sức kháng uốn của hệ kết cấu có thể không đủ để chống lại sự tăng mô men uốn này, độ võng của dầm sẽ tăng lên. Khi đó, nếu không có một cơ chế kết cấu thứ cấp vượt ra ngoài cơ chế uốn được hình thành, hệ kết cấu sẽ bị sụp đổ.

¹ThS, Ban QLDA Nhà Quốc hội và Hội trường Ba Đình mới. E-mail: viet1010@gmail.com.

²TS, Khoa Xây dựng Dân dụng & Công nghiệp. Trường Đại học Xây dựng.

³TS, Khoa Xây dựng Dân dụng & Công nghiệp. Trường Đại học Xây dựng.



Hình 1. Khung chịu tải trọng phân bố đều khi 1 cột chịu lực bị phá hoại

Nghiên cứu cơ chế và sức kháng phá hủy lũy tiến dưới các điều kiện tải trọng bất thường là một trong các chủ đề thu hút các nhà khoa học trong thời gian qua. Nghiên cứu về chống phá hủy lũy tiến của các công trình bê tông cốt thép được thực hiện gần đây chủ yếu tập trung vào hai cơ chế thứ cấp là cơ cấu dây xích (catenary action) hình thành ở trong kết cấu dầm và cơ cấu màng (membrane actions) hình thành trong kết cấu dầm-sàn [4].

Hiệu quả của cơ cấu dây xích so với cơ cấu uốn được so sánh và thể hiện như trong Hình 2, trong đó: T là tổng lực kéo trên toàn bộ diện tích vùng chịu kéo, C là tổng lực nén trên toàn bộ diện tích vùng chịu nén, w_u và w_{cat} lần lượt là tải trọng cân bằng tương ứng với cơ chế uốn và cơ chế dây xích, L là nhịp dầm.

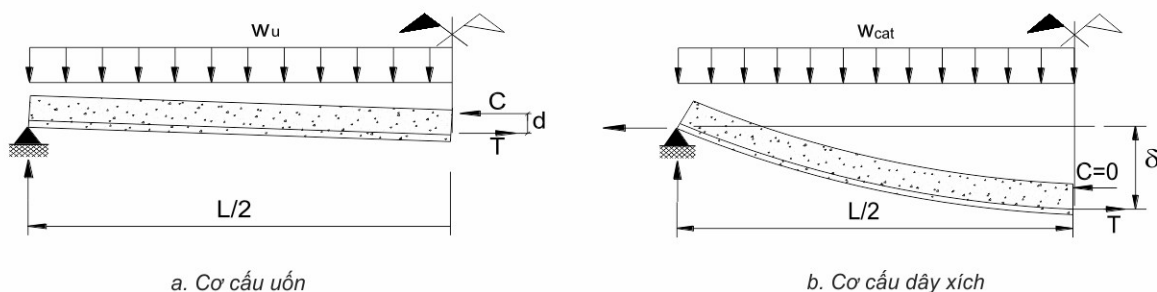
Khi độ võng d bé, hệ kết cấu làm việc theo cơ cấu uốn (Hình 2a) với tải trọng cân bằng w_u được tính toán như sau:

$$w_u = \frac{8Td}{L^2} \quad (1)$$

Khi độ võng δ lớn, hệ kết cấu làm việc theo cơ cấu dây xích (Hình 2b) với tải trọng cân bằng w_{cat} được tính toán bằng:

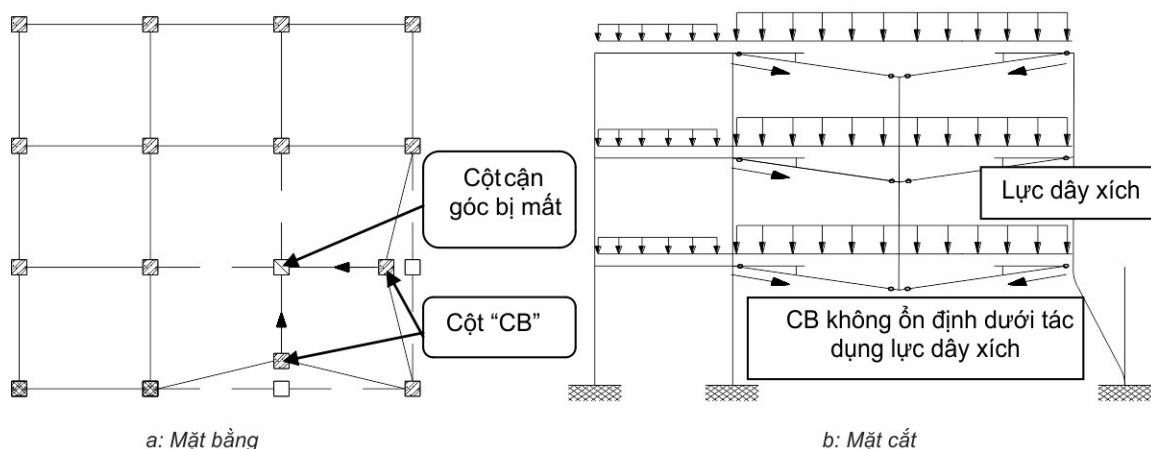
$$w_{cat} = \frac{8T\delta}{L^2} \quad (2)$$

Vì $\delta \gg d$ nên dễ dàng nhận thấy $w_u = \frac{8Td}{L^2} \ll w_{cat} = \frac{8T\delta}{L^2}$. Như vậy, khi độ võng lớn, cơ cấu dây xích được kỳ vọng xuất hiện làm tăng sức chịu tải của hệ kết cấu, tỉ lệ thuận với độ võng để cân bằng với nội lực tăng lên do hiệu ứng gấp đôi nhịp và hiệu ứng động. Tuy nhiên, sự xuất hiện của lực kéo dây xích dẫn đến sự xuất hiện phản lực theo phương ngang tác dụng lên các cấu kiện xung quanh. Kết quả là có thể có sự xuất hiện phá hủy cục bộ tại nút khung hoặc dầm biên.

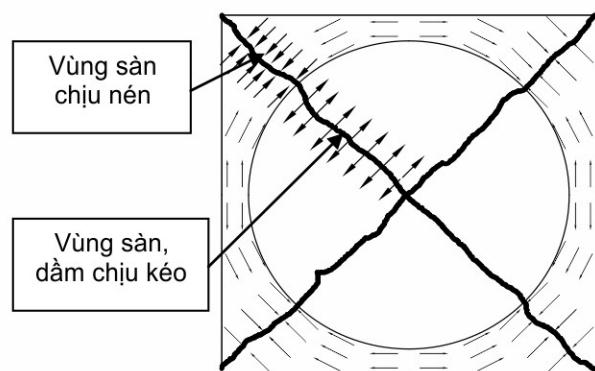


Hình 2. So sánh cơ cấu uốn và cơ cấu dây xích

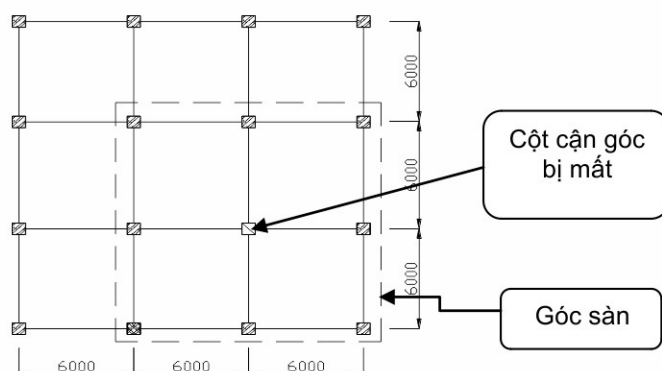
Tình huống mất cột cận góc tại tầng một (Hình 3a) được xem là nguy hiểm nhất so với các tình huống khác vì các lý do sau đây: Thứ nhất, khi biến dạng lớn, lực căng dây xích có thể gây ra mất ổn định đối với các cột biên ở tầng một, gây ra sụp đổ ở tầng một và các tầng trên (Hình 3b).



Hình 3. Dạng phá hủy có thể xảy ra



Hình 4. Hiệu ứng màng



Hình 5. Mặt bằng sàn

Thứ hai, do thiếu liên kết theo phương ngang, sự phát triển của cơ cấu dây xích trong khu vực xung quanh cột bị mất chỉ có thể dựa vào cơ cấu màng hình thành trong sàn. Sự xuất hiện của cơ cấu này được định nghĩa như sau: khi cơ chế dây xích xuất hiện, dầm và sàn ở khu vực xung quanh cột bị mất sẽ trở thành vùng chịu kéo, ở khu vực sàn xa hơn sẽ xuất hiện vùng chịu nén để cân bằng với lực kéo trong khu vực trung tâm [4]. Cơ chế này được định nghĩa là một trạng thái tự cân bằng với một vòm nén dọc theo các dầm biên và lực dây xích trong khu vực xung quanh cột bị mất, được thể hiện trong Hình 4. Trong những tình huống như vậy, lực dây xích có thể kéo các cột biên vào bên trong gây ra mất ổn định đối với cột, là một nguyên nhân có thể gây ra sụp đổ, trong khi cơ cấu màng giúp chống lại sự sụp đổ lũy tiến.

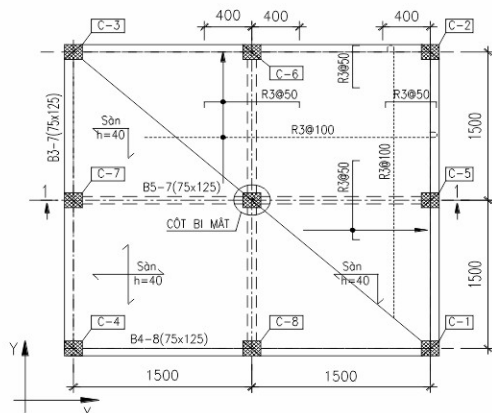
Ngoài ra, khi mất cột, biến dạng trong kết cấu chịu lực tăng lên. Điều này có thể dẫn đến sự phá hủy cục bộ như: đứt các thanh cốt thép dưới của dầm tại vị trí xung quanh cột bị mất, vỡ bê tông tại nút khung giao giữa cột biên và dầm gấp đôi nhịp và phá hủy nền tại góc sàn. Bài báo này trình bày một nghiên cứu thực nghiệm để khảo sát cơ chế sụp đổ của hệ kết cấu dầm-sàn chịu tải trọng đứng trong tình huống mất cột cận góc đồng thời đánh giá sự đóng góp của cơ cấu dây xích, cơ cấu màng và ảnh hưởng của phá hủy cục bộ đối với phá hủy lũy tiến của kết cấu. Nghiên cứu được thực hiện trên cơ sở quan sát hình ảnh và phân tích dữ liệu đo được từ thí nghiệm phá hủy mẫu, áp dụng mô hình tải trọng phân bố đều. Đối tượng thí nghiệm là hệ kết cấu dầm-sàn toàn khối tương ứng với hệ kết cấu dầm-sàn thực tế ở góc sàn tầng 1 và có kích thước theo tỉ lệ bằng $\frac{1}{4}$ kích thước kết cấu thực được thể hiện trong Hình 5.



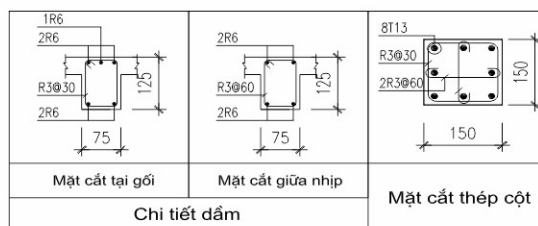
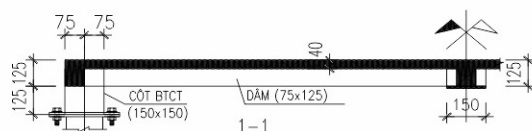
2. Thiết kế, chế tạo mẫu và mô hình thí nghiệm

2.1 Thiết kế và chế tạo mẫu thí nghiệm

Mẫu thí nghiệm là hệ kết cấu dầm-sàn bê tông cốt thép, được mô phỏng dựa trên hệ kết cấu thực tế tại góc sàn tầng một của tòa nhà văn phòng làm việc, chiều dài của các nhịp đều bằng 6m, được thiết kế theo tiêu chuẩn BS 8110-97. Tĩnh tải và hoạt tải phân bố đều trên sàn, lần lượt là 2 kN/m^2 và 3 kN/m^2 , dầm xung quanh được thiết kế chịu tải trọng phân bố đều của tường 1 kN/m . Mặt bằng kết cấu của mẫu thí nghiệm có 2 nhịp theo mỗi phương, chiều dài mỗi nhịp là 1,5m. Cột bị mất nằm ở trung tâm của hệ kết cấu dầm-sàn và là giao điểm của hai dầm giữa. Mặt bằng kết cấu, mặt bằng bố trí cốt thép sàn, mặt cắt dầm và cột được thể hiện trong Hình 6.



a. Mặt bằng kết cấu



b. Mặt cắt cột, dầm

Hình 6. Chi tiết mẫu thí nghiệm

Vật liệu chế tạo mẫu: Bê tông cốt liệu nhỏ với cấp phối đá dăm $4 \times 6 \text{ mm}$ có cường độ thiết kế là 30 Mpa . Cốt thép tròn trơn đường kính 3 mm được sử dụng cho cốt thép dọc của sàn và cốt thép đai của dầm. Thép dọc của dầm sử dụng cốt thép đường kính 6 mm . Cường độ và biến dạng đứt của cốt thép được thể hiện trong Bảng 1. Hàm lượng cốt thép trên tại mặt cắt gối của dầm là $1,04\%$ ($3\text{R}6$), tại mặt cắt giữa nhịp của dầm là $0,68\%$ ($2\text{R}6$); hàm lượng cốt thép trên và dưới tại mặt cắt giữa nhịp là $0,68\%$ ($2\text{R}6$). Hàm lượng cốt thép trên của sàn theo phương x và y là $0,44\%$ ($\text{R}3@50$); hàm lượng cốt thép dưới của sàn là $0,22\%$ ($\text{R}3@100$) theo cả hai phương. Toàn bộ kết cấu bê tông cốt thép của mẫu thí nghiệm được đổ toàn khối và bảo dưỡng trong điều kiện tiêu chuẩn ở phòng thí nghiệm đến sau 28 ngày.

Bảng 1. Đặc trưng vật liệu cốt thép

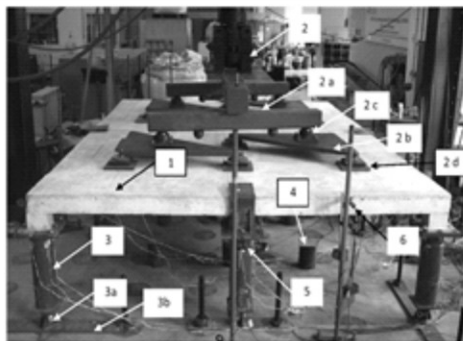
Cốt thép	Đường kính (mm)	Giới hạn chảy (Mpa)	Giới hạn bền (Mpa)	Biến dạng đứt (%)
R3	3	424	445	10
R6	6	495	530	7

2.1 Mô hình thí nghiệm

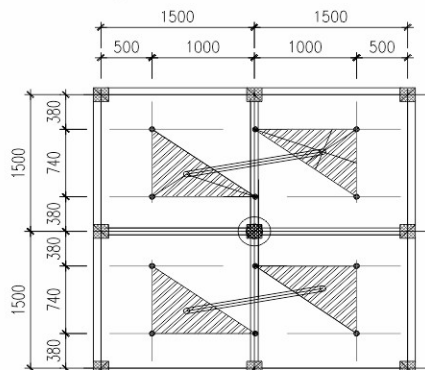
Mô hình thí nghiệm được thiết kế và lắp đặt dựa trên 02 giả thiết. Giả thiết thứ nhất là sau tình huống mất cột đột ngột, lực nén trong cột phía trên cột bị mất biến mất trong khoảng một vài phần trăm giây. Hệ quả là dầm, sàn bị võng dưới tác dụng của tải trọng đứng, phân bố đều trên toàn sàn [3]. Giả thiết thứ hai là mẫu thí nghiệm bị hạn chế chuyển vị theo phương đứng và chuyển vị xoay tại vị trí cột chống, nhưng có thể chuyển vị theo phương ngang.

Mô hình thí nghiệm được thiết kế và lắp đặt, bao gồm mẫu thí nghiệm (1) và các thiết bị được đánh số như trong Hình 7. Thiết bị truyền động 200 tấn (2) được sử dụng để truyền tải trọng lên mẫu thí nghiệm thông qua hệ thống gia tải 12 điểm được thể hiện như Hình 8, bao gồm: 3 dầm đơn giản bằng thép (2a) và 4 tấm thép hình tam giác (2b). Tải trọng thí nghiệm được theo dõi bằng một thiết bị đo tải trọng gắn với thiết bị truyền động thủy lực. Khớp cầu (2c) nối tấm thép và dầm phụ để giữ cho hệ thống tải trọng thẳng đứng khi sàn bị võng lớn. Độ chính xác của hệ thống gia tải này được kiểm tra bằng phương pháp phân tích phần tử hữu hạn, thông qua so sánh mô hình tải trọng phân bố đều 1 kN/m^2 và mô hình 12 điểm truyền tải trọng, mỗi điểm $0,75 \text{ kN}$. Sự khác biệt rất nhỏ trong kết quả số giữa hai trường hợp được khảo sát về phản lực và độ võng (lần lượt là $1,1\%$ và $5,4\%$) chỉ ra sự phù hợp của hệ thống gia tải 12 điểm này [5].

Để mô phỏng điều kiện hệ kết cấu bị hạn chế chuyển vị theo phương đứng và chuyển vị xoay tại vị trí cột chống, nhưng có thể chuyển vị theo phương ngang, 8 cột chống (3) được thiết kế liên kết khớp với sàn cứng của phòng thí nghiệm. Đối với mỗi liên kết khớp (3a), một tấm thép dày 15 mm (3b) được gắn chặt bằng 02 bu lông đường kính 40 mm để truyền phản lực từ liên kết xuống sàn.

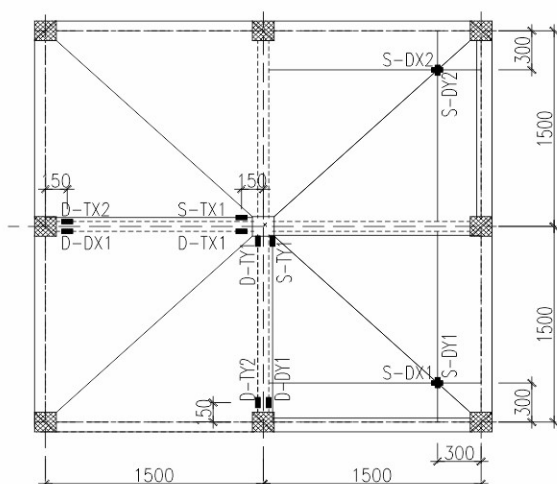


Hình 7. Mô hình thí nghiệm

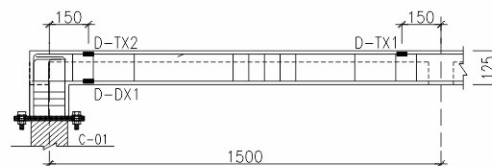


Hình 8. Sơ đồ cơ cấu gia tải 12 điểm

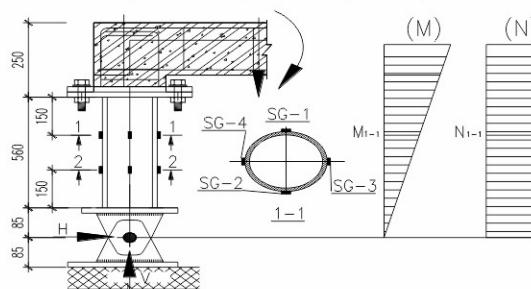
Chuyển vị theo phương đứng được đo bằng 9 thiết bị đo chuyển vị (4) đặt bên dưới sàn và được bảo vệ bởi hộp thép. Chuyển vị tại vị trí cột bị mất được sử dụng để xây dựng mối quan hệ tải trọng và mô men uốn trong các cột với chuyển vị. Để theo dõi chuyển vị ngang của cột biên theo phương x và y, 4 thiết bị đo chuyển vị khác (5) được gắn trên đỉnh cột C-5, C-7, C-6 và C-8. Việc theo dõi chuyển vị ngang của các cột biên là nhằm mục đích phân tích và chỉ ra sự phá hủy của vòm nén.



a. Vị trí Phiến điện trở trong cốt thép dầm, sàn



b. Vị trí Phiến điện trở trong cốt thép dầm



c. Vị trí Phiến điện trở trong cột

Hình 9. Sơ đồ bố trí thiết bị đo biến dạng

Hình 9a thể hiện sơ đồ bố trí Phiến điện trở (thiết bị đo biến dạng) được gắn vào các thanh cốt thép trong dầm và sàn. Ở khu vực trung tâm, 2 Phiến điện trở được gắn tại vị trí cốt thép trên của dầm (D-TX1; D-TY1) và 2 thiết bị được gắn tại vị trí cốt thép trên của sàn (S-TX1; S-TY1) để quan sát sự phát triển của lực căng dây xích. Ở khu vực góc mẫu 4 Phiến điện trở được gắn tại vị trí cốt thép dưới của sàn theo phương x và y để quan sát sự phát triển của chu vi vòm nén (S-DX1; S-DY1; S-DX2; S-DY2). Tại nút khung giao giữa dầm gấp đôi nhịp và cột biên, 4 Phiến điện trở được lắp đặt tại vị trí cốt thép trên và cốt thép dưới của dầm để quan sát ứng xử của nút khung dưới ảnh hưởng có thể có của lực căng dây xích (D-DX1; D-DY1; D-TX2; D-TY2).

Các cột được cấu tạo bởi phần trên là bê tông cốt thép và phần dưới là thép tròn rỗng có đường kính danh nghĩa là 168,3 mm, chiều dày 5mm, mác S355. Biến dạng trong mỗi cột được đo bằng bốn dụng cụ SG-1,2,3,4, lắp đặt tại vị trí cách 150 mm tính từ phần đầu và phần cuối của cột (Hình 9b). Lực dọc và mô

men uốn trong cột cũng như tại nút khung dầm-cột được thể hiện trên Hình 9c, được tính toán ngoại suy tuyến tính thông qua đặc tính cơ học của cột như sau:

$$N_{1-1} = E_s A_s (\varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3 + \varepsilon_4) / 4 \quad (3)$$

$$M_{1-1} = E_s I_s (\varepsilon_1 - \varepsilon_{ave}) / R \quad (4)$$

trong đó: A_s , I_s , R lần lượt là diện tích mặt cắt ngang, mô men quán tính và bán kính ngoài của cột rỗng; $\varepsilon_1, \varepsilon_2, \varepsilon_3, \varepsilon_4$ là số đo các biến dạng của cột thép trên các biến dạng kế SG-1,2,3,4; ε_{ave} số đo biến dạng trung bình trên các biến dạng kế SG-1,2,3,4.

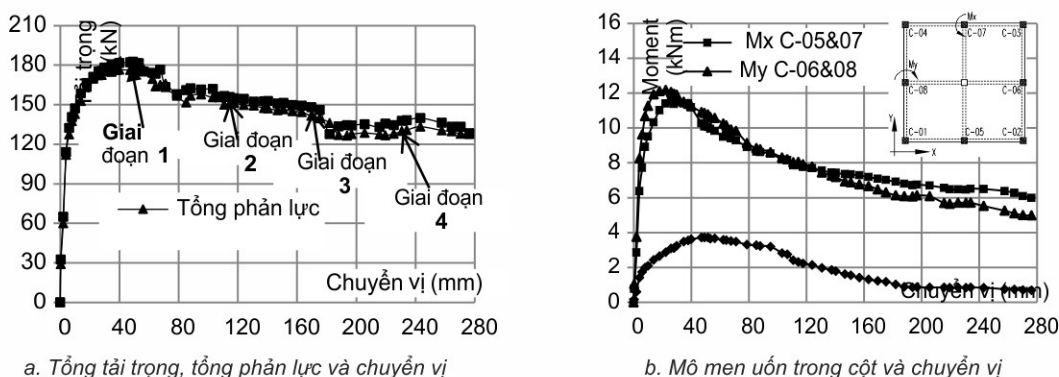
3. Các giai đoạn phá hoại của mẫu thí nghiệm

3.1 Chuẩn bị thí nghiệm

Trước khi thí nghiệm, tiến hành gia tải nhằm kiểm tra hoạt động của thiết bị và đảm bảo sự tiếp xúc giữa mẫu thí nghiệm và thiết bị thí nghiệm. Tiến hành gia tải đến khi chuyển vị đứng tại vị trí cột bị mất đạt được 1mm, giữ tải trong 10 phút sau đó giảm tải về 0, điều chỉnh lại các đồng hồ đo ứng với cấp tải này. Khi trên bề mặt mẫu thí nghiệm không xuất hiện vết nứt mới, số gia biến dạng được tăng lên 3mm. Sau mỗi bước tải, các số liệu bao gồm số đo biến dạng, tải trọng và độ võng được lưu lại theo bộ dữ liệu. Độ tin cậy của thí nghiệm được kiểm chứng thông qua các bước sau đây. Đầu tiên, kiểm tra cân bằng lực của mẫu, tại mỗi bước tải tổng lực dọc trong 8 cột cân bằng với ngoại lực tác dụng. Bước 2: lực dọc trong các cột đối xứng là tương đương, ví dụ C-5 so với C-7, C-6 so với C-8 và bốn cột góc. Bước thứ ba, biểu đồ mô men uốn trong các cột C-1 và C-4 bằng 0 tại vị trí khớp để đảm bảo điều kiện biên không ngàm theo phương ngang.

3.2 Kết quả thí nghiệm

Quan sát diễn biến thí nghiệm nhận thấy có 4 giai đoạn chính đánh dấu sự xuất hiện các vết nứt bê tông, đứt các thanh cốt thép và vỡ bê tông trong dầm, sàn. Mỗi quan hệ giữa tải trọng thí nghiệm cũng như mô men uốn trong cột với chuyển vị đứng tại vị trí cột bị mất được thể hiện trong Hình 10. Dễ dàng thấy rằng, tổng phản lực trong các cột với tải trọng thí nghiệm không có nhiều sự khác biệt (Hình 10a). Bên cạnh đó, mô men uốn M_x trong các cột đối xứng C-6 và C-8 và M_y trong các cột C-5 và C-7 cũng không có sự khác biệt lớn (Hình 10b). Điều này một lần nữa khẳng định độ tin cậy của mô hình thí nghiệm cũng như các dữ liệu đo được từ các thiết bị. Diễn biến quá trình thí nghiệm được mô tả thông qua 4 giai đoạn được tóm tắt trên Hình 11.



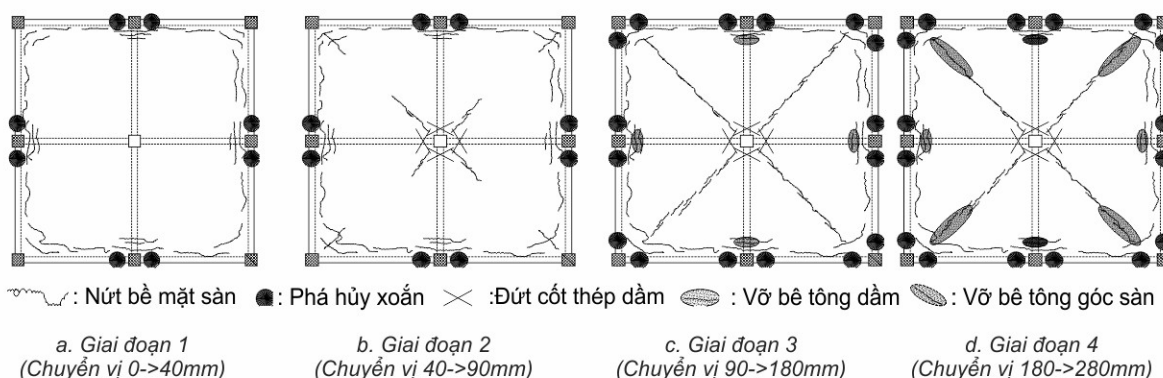
Hình 10. Quan hệ giữa tải trọng, mô men uốn trong cột và chuyển vị của mẫu thí nghiệm

Giai đoạn đầu tiên (chuyển vị từ 0 đến 40mm): Khi chuyển vị thẳng đứng khoảng 8 đến 10 mm, quan sát thấy các vết nứt bắt đầu xuất hiện trên bề mặt sàn tại khu vực dầm và sàn gần cột biên. Tại khu vực xung quanh cột bị mất, vết nứt bắt đầu xuất hiện ở dưới bề mặt dầm khi độ võng khoảng 9 đến 10mm, sau đó mở rộng lên phía trên. Khi chuyển vị thẳng đứng khoảng 12 đến 13mm toàn bộ vết nứt được quan sát thấy từ trên xuống dưới, điều này chỉ ra sự bắt đầu xuất hiện cơ cấu dây xích. Khi chuyển vị đạt đến 20mm, dầm biên bị xoắn theo hướng vào bên trong do mô men uốn âm trong sàn dẫn đến phá hủy xoắn trong dầm ở hai bên cột biên. Tải trọng thí nghiệm tăng liên tục đến giá trị 180 kN khi chuyển vị đạt 40mm (Hình 10a). Cùng với sự gia tăng chuyển vị đứng, xuất hiện sự dịch chuyển ra phía ngoài và sự giảm mô men âm của bốn cột biên C-5, C-6, C-7 và C-8 (Hình 10b). Giai đoạn 2 (chuyển vị từ 40 đến 90mm): Tải trọng thí nghiệm bắt đầu

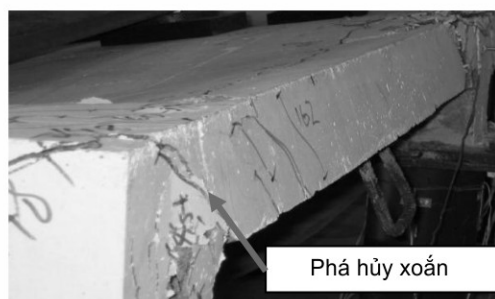
giảm trong khi chuyển vị đứng tăng lên. Khi chuyển vị đứng khoảng từ 70 đến 75mm, một số thanh cốt thép dưới của dầm tại vị trí xung quanh cột bị mất bị đứt, phát ra âm thanh kèm theo sự biến động nhẹ về tải trọng. Khi độ võng khoảng 90mm, các thanh cốt thép lớp dưới của dầm bị đứt hoàn toàn, tải trọng thí nghiệm tiếp tục giảm. Ngay sau giai đoạn này, đường chảy dẻo dương mở rộng dọc theo đường chéo về phía góc sàn.

Giai đoạn 3 (chuyển vị từ 90 đến 180mm): Khi chuyển vị đứng khoảng 110mm (gần bằng chiều cao làm việc của dầm), phá hủy xoắn trong các dầm biên cạnh các cột góc xuất hiện (Hình 11c, 12a). Sự kiện này, một lần nữa dẫn đến sự giảm mô men uốn đáng kể trong các cột biên cũng như các cột góc C-1,2,3,4 (Hình 10b). Kể từ giai đoạn này bê tông ở mặt dưới của nút khung bị vỡ do mô men uốn âm (Hình 11c, 12b).

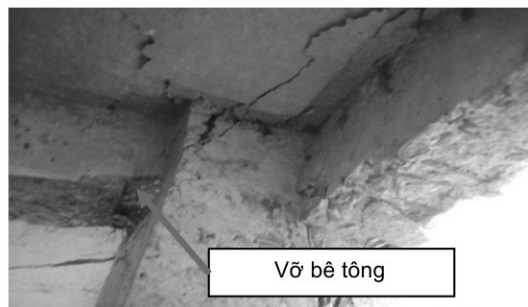
Giai đoạn 4 (chuyển vị từ 180 đến 280mm): Khi chuyển vị đạt đến 180mm, tương đương khoảng 6,5% chiều dài của dầm gấp đôi nhịp, bê tông bắt đầu bị vỡ ở tất cả các góc sàn, dẫn đến sự phá hủy vòm nén xung quanh. Ở các bước tải còn lại, sự dịch chuyển về phía trong của cột biên được quan sát rõ ràng hơn, tải trọng thí nghiệm giảm liên tục cho đến khi chuyển vị đứng đạt 280mm.



Hình 11. Mô phỏng các hiện tượng quan sát trên mẫu thí nghiệm



a. Phá hủy xoắn trên dầm biên



b. Vỡ bê tông tại nút khung

Hình 12. Các hình ảnh phá hủy của mẫu thí nghiệm

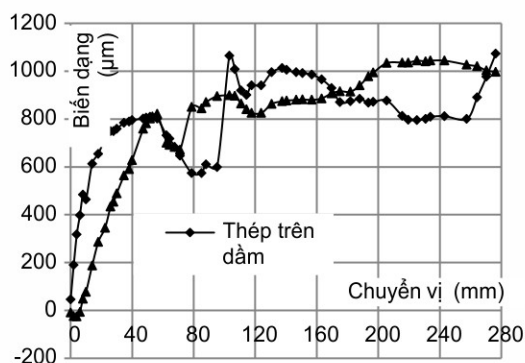
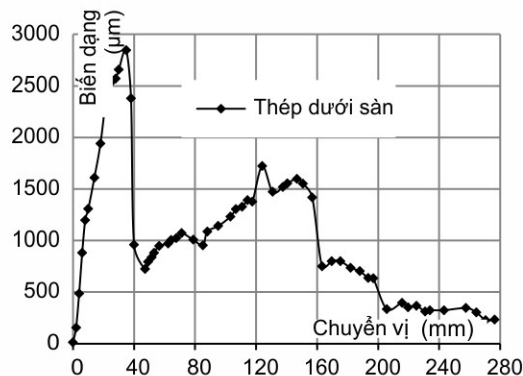


4. Sự phát triển của cơ cấu dây xích và sự phá hủy theo cơ cấu uốn

4.1 Sự xuất hiện và phát triển cơ chế dây xích và vòm nén chu vi

Như đã trình bày ở mục 3.2, cơ chế dây xích diễn ra khi chuyển vị khoảng 12 mm (tương đương một phần ba chiều dày sàn). Cơ chế này có thể được quan sát bằng mắt thường khi vết nứt trong bê tông dầm, sàn ở khu vực xung quanh cột bị mất mở rộng toàn bộ từ trên bề mặt xuống đáy. Cùng với việc quan sát là sự theo dõi biến dạng kéo trong các thanh cốt thép thông qua các số liệu đo từ các thiết bị.

Số liệu đo biến dạng trong các thanh cốt thép trên của dầm và cốt thép trên của sàn tại vị trí cột bị mất được xử lý và trình bày như trên Hình 13. Biến dạng trong cốt thép dầm tăng lên rất nhanh trong giai đoạn đầu và đạt $800\mu\epsilon$ khi độ võng 40mm. Trong các giai đoạn sau đó, biến dạng giảm xuống $600\mu\epsilon$ trước khi tăng đột ngột lên gần bằng $1100\mu\epsilon$ khi chuyển vị đứng đạt 90mm. Tiếp theo, biến dạng giảm dần đều, đạt giá trị $800\mu\epsilon$ khi độ võng từ 210mm đến 250mm và sau đó tăng lên ở giai đoạn phá hủy cuối cùng. Tương tự


Hình 13. Biến dạng cốt thép dầm, sàn ở trung tâm

Hình 14. Biến dạng cốt thép sàn ở góc

dầm, biến dạng kéo trong các thanh cốt thép trên của sàn tăng lên rất nhanh trong giai đoạn đầu và đạt được giá trị $800\mu\epsilon$ khi độ võng là 40mm. Sau đó biến dạng giảm xuống gần $600\mu\epsilon$ ở chuyển vị 70mm trước khi tăng chậm và đạt đến giá trị $1100\mu\epsilon$ ở các bước tải trọng cuối cùng. Như vậy, biến dạng kéo trong các thanh cốt thép trên của dầm và sàn tại vị trí xung quanh cột vẫn tăng lên cho đến giai đoạn phá hủy cuối cùng. Điều này cho thấy rằng cơ chế dây xích được hình thành từ rất sớm và phát triển liên tục cho đến giai đoạn phá hủy cuối cùng.

Hình 14 thể hiện biến dạng nén trong các thanh cốt thép dưới của sàn tại khu vực góc mẫu. Trong giai đoạn độ võng tăng từ 0 đến 40mm, biến dạng nén tăng tương đối nhanh và đạt giá trị cực đại $2800\mu\epsilon$, sau đó các giá trị này giảm đột ngột xuống mức $1000\mu\epsilon$ khi chuyển vị khoảng 70mm. Trong các bước tải tiếp theo, giá trị này tăng lên $1500\mu\epsilon$ khi chuyển vị đạt 140mm trước khi giảm dần ở các giai đoạn còn lại. Điều này chỉ có thể được giải thích thông qua sự xuất hiện của khu vực sàn chịu nén ở khu vực này. Trong giai đoạn đầu, khu vực góc sàn chịu mô men uốn dương (cốt thép dưới của sàn chịu kéo). Khi độ võng tăng lên, cơ cấu dây xích ở khu vực trung tâm phát triển mạnh đặc biệt là sau khi các thanh cốt thép dưới của dầm ở trung tâm bị đứt làm xuất hiện khu vực sàn chịu nén để cân bằng với lực kéo ở khu vực trung tâm. Sự xuất hiện ứng suất nén dẫn đến sự giảm ứng suất kéo một cách đột ngột. Như vậy, có thể có sự xuất hiện của ứng suất nén ở khu vực sàn dọc theo các dầm biên tạo thành một vòm nén khi chuyển vị đứng đạt 40mm và tồn tại cân bằng với cơ cấu dây xích, đóng góp vào sức kháng sụp đổ lũy tiến tổng thể.

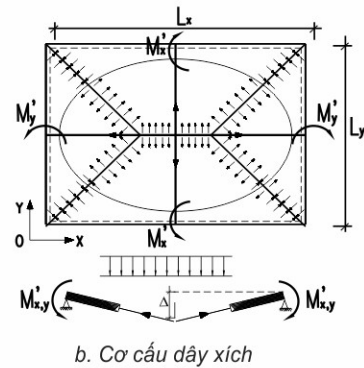
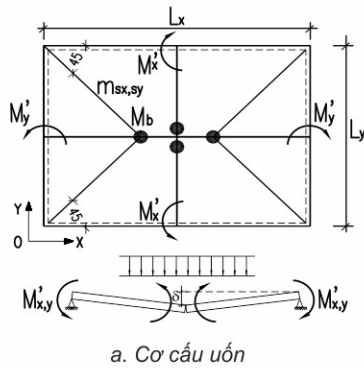
4.2 Sự phá hủy của cơ cấu uốn

Sự phát triển cơ cấu dây xích luôn đi kèm với sự phá hủy một phần theo cơ chế uốn, bao gồm: sự phá hủy do xoắn tại dầm biên, đứt các thanh cốt thép dưới của dầm tại vị trí xung quanh cột bị mất, suy giảm tại nút khung giao giữa cột biên và dầm gấp đôi nhịp và phá hủy nén tại góc sàn. Sự suy giảm khả năng kháng uốn bắt đầu từ sự phá hủy xoắn trong dầm biên ở hai bên cột biên khi chuyển vị đứng là 12mm. Sau đó, các thanh cốt thép dưới của dầm tại vị trí xung quanh cột bị mất bị đứt khi chuyển vị đứng khoảng 90mm, bằng khoảng hai phần ba chiều cao dầm. Khi chuyển vị tăng lên 110mm, các dầm biên bị phá hủy xoắn tại vị trí gần cột góc, cùng với đó là sự kiện bê tông bị vỡ tại nút khung. Đến khi độ võng đạt 180mm, bê tông bị vỡ tại tất cả góc sàn và nhanh chóng lan truyền về phía các cột biên cho đến khi sụp đổ hoàn toàn. Trong khi đó cốt thép trên của sàn ở khu vực trung tâm vẫn duy trì mức biến dạng là $1000\mu\epsilon$, biến dạng trong các thanh cốt thép dưới của sàn ở khu vực góc sàn xấp xỉ $500\mu\epsilon$. Từ các phân tích trên, có thể thấy rằng nguyên nhân dẫn đến sự sụp đổ của mẫu thí nghiệm là sự phá hủy của cơ cấu uốn, trong đó sự phá hủy vòm nén chủ yếu diễn ra ở giai đoạn cuối cùng.



5. Đánh giá sự đóng góp của cơ cấu dây xích

Khi độ võng lớn, khả năng chịu tải trọng tổng thể của mẫu thí nghiệm bị ảnh hưởng bởi nhiều yếu tố. Dọc theo cạnh biên, sự xuất hiện phá hủy xoắn của dầm biên và sự phá hủy nén tại nút khung giao giữa dầm gấp đôi nhịp và cột biên làm giảm khả năng chịu mô men uốn âm của hệ kết cấu. Ở khu vực trung tâm, các thanh cốt thép dưới của dầm giữa bị đứt làm phá hủy cơ cấu uốn trong hai dầm giữa. Trong tình huống như vậy, cơ cấu dây xích hoạt động ở khu vực trung tâm để chống lại một phần tải trọng.



Hình 15. Sơ đồ cân bằng tổng thể của hệ kết cấu điển hình

Hình 15 trình bày sơ đồ cân bằng tổng thể của hệ kết cấu dầm-sàn điển hình có kích thước theo hai phương là L_x và L_y , làm việc theo cơ cấu uốn và dây xích. Theo cơ cấu uốn, tải trọng được chống đỡ bởi mô men uốn âm và mô men uốn dương. Trong khi theo cơ cấu dây xích, mô men uốn dương được thay thế bằng cơ cấu dây xích ở khu vực trung tâm, mô men uốn âm vẫn tồn tại. Do đó, sự đóng góp của dây xích được thực hiện thông qua tải trọng thí nghiệm với tải trọng giới hạn tính theo cơ cấu uốn.

5.1 Tải trọng giới hạn do cơ cấu uốn tính theo lý thuyết đường dẻo

Xem xét hệ kết cấu ở trạng thái cân bằng tĩnh dưới tác động của tải trọng, mô men uốn âm và mô men uốn dương như Hình 15a. Theo nguyên lý công ảo, phương trình cân bằng có thể viết như sau:

$$\Sigma w_u \Delta - 4M'_b \theta - 2m'_{sx} L_y \theta - 2m'_{sy} L_x \theta = 2m_{sx} L_y \theta + 2m_{sy} L_x \theta + 4M_b \theta \quad (5)$$

Vế bên trái, $\Sigma w_u \Delta$ được gọi là công ngoại sinh ra bởi tổng tải trọng trên các phân mảnh (w_u) dưới chuyển vị hướng xuống của trọng tâm phân mảnh (Δ), $M'_b \theta$ là công ngoại sinh ra bởi tổng mô men uốn âm của dầm tác dụng theo chiều ngược với hướng xoay θ ; $m'_{sx,y} L_{y,x} \theta$ là công ngoại sinh ra bởi mô men uốn âm của sàn dọc theo đường chảy dẻo.

Vế bên phải, $m_{sx,y} L_{y,x} \theta$ được gọi là công nội sinh ra bởi mô men uốn dương của sàn dọc theo đường chảy dẻo chéo; $M_b \theta$ là công nội sinh ra bởi mô men uốn dương của dầm giữa; $m_{sx,y} M_b$ là mô men uốn dương giới hạn trên một đơn vị chiều rộng sàn và mô men uốn dương giới hạn của dầm.

Khả năng chịu mô men uốn giới hạn trên một đơn vị chiều rộng của sàn, $m'_{sx} (m'_{sx})$, $m'_{sy} (m'_{sy})$ và khả năng chịu mô men uốn giới hạn của dầm M'_b , M_b được tính như sau:

$$m_s = A_s f_y \left(d_s - \frac{0,59 A_s f_y}{f'_c} \right) \quad (6)$$

$$M_b = A_b f_y \left(d_b - \frac{A_s f_y}{1,7 f'_c b} \right) \quad (7)$$

trong đó: A_s là diện tích cốt thép chịu kéo trên đơn vị chiều rộng sàn, d_s là chiều cao làm việc của sàn. Các giá trị này được tính toán và trình bày trong Bảng 5.

Gán một giá trị chuyển vị nhỏ theo hướng của tải trọng ở điểm chính giữa của sàn. Công ngoại thực hiện bởi tải trọng phân bố đều w_u được tính toán theo công thức:

$$\Sigma w_u \Delta = w_u \left[L_y^2 \frac{\delta}{3} + (L_x - L_y) L_y \frac{\delta}{2} \right] \quad (8)$$

Công thức (5) được viết lại như sau:

$$w_u \left[L_y^2 \frac{\delta}{3} + (L_x - L_y) L_y \frac{\delta}{2} \right] - 4M'_b \theta - 2m'_{sx} L_y \theta - 2m'_{sy} L_x \theta = (2m_{sx} L_y + 2m_{sy} L_x + 4M_b) \theta \quad (9)$$

Vì chuyển vị nhỏ: $\theta = \frac{\delta}{0,5 L_y}$, ta có:

$$w_u \left[L_y^2 \frac{\delta}{3} + (L_x - L_y) L_y \frac{\delta}{2} \right] = (2m_{sx} L_y + 2m_{sy} L_x + 2m'_{sx} L_y + 2m'_{sy} L_x + 4M_b + 4M'_b) \frac{\delta}{0,5 L_y} \quad (10)$$

Tải trọng giới hạn phân bố đều có thể được tính toán theo công thức (11) và (12):

$$w_u = \frac{4}{\left[\frac{L_y^2}{3} + \frac{(L_x - L_y) L_y}{2} \right] L_y} (m_{sx} L_y + m_{sy} L_x + m'_{sx} L_y + m'_{sy} L_x + 2M_b + 2M'_b) \quad (11)$$

$$w_u = AM' + AM = w_{m'} + w_m \quad (12)$$

trong đó: $A = \frac{4}{\left[\frac{L_y^2}{3} + \frac{(L_x - L_y)L_y}{2}\right]L_y} = \frac{12}{L_y^2[3L_x - L_y]}$; $M' = (2L_y m'_{sx} + 2L_x m'_{sy} + 4M'_b)$ là tổng mô men uốn âm,

$M = (2L_y m_{sx} + 2L_x m_{sy} + 4M_b)$ là tổng mô men uốn dương, $w_m' = AM'$ và $w_m = AM$ là những đóng góp tương ứng với sức kháng uốn âm và sức kháng uốn dương. Cần lưu ý rằng sự đóng góp của mô men uốn dương trong dầm sẽ bằng 0 sau khi đứt các thanh cốt thép. Khi đó, tải trọng giới hạn còn lại của sàn có thể được viết:

$$w_p = \frac{12}{L_y^2[3L_x - L_y]} (m_{sx}L_y + m_{sy}L_x + m'_{sx}L_y + m'_{sy}L_x + 2M'_b) \quad (13)$$

Khả năng đóng góp của tổng mô men uốn dương trong trường hợp này là:

$$w_m^* = AM^*; \quad M^* = (2L_y m_{sx} + 2L_x m_{sy}) \quad (14)$$

Bảng 5. Mô men uốn giới hạn theo lý thuyết của sàn và dầm

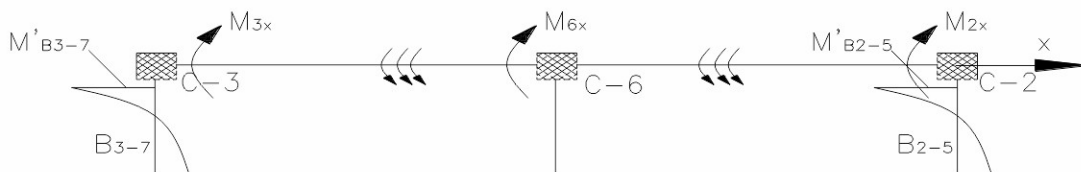
Cấu kiện	Cốt thép	A_s (mm ² /mm)	b (mm)	$d_{s\text{ ave}}$ (mm)	f_y (N/mm ²)	f'_c (N/mm ²)	$m'_s(m_s)$ $M'_b(M_b)$
Sàn	R3@50	0,1412	1000	32	424	29,6	1,85 kNm/m
	R3@100	0,0706	1000	32	424	29,6	0,94 kNm/m
Dầm	2R6	56,54	75	112	495	29,6	2,93 kNm
	3R6	84,81	75	112	495	29,6	4,24 kNm

Bảng 6. Tải trọng giới hạn theo cơ cấu uốn

Mẫu	L_x/L_y (m)	Sàn			Dầm M'_b/M_b	w_u (kN/m ²)	w_p (kN/m ²)	w_M (kN/m ²)	w_m^* (kN/m ²)
		m'_{sx}, m'_{sy}	m_{sx}	m_{sy}					
		(kNm/m)	(kNm/m)	(kNm/m)	(kNm)				
S-1	3,0/3,0	1,85	0,94	0,94	4,24/2,92	15,65	12,62	7,78	2,78

5.2 Khả năng chịu tải thực tế do sức kháng mô men uốn âm

Hình 16 thể hiện sơ đồ cân bằng mô men của một dầm biên trong sơ đồ kết cấu mẫu thí nghiệm. Dầm được chống đỡ bởi ba cột C-2, C-3 và C-6. M_{2x} , M_{3x} , M_{6x} lần lượt là mô men uốn dương đo trong ba cột chống, M'_{B3-7x} , M'_{B2-5x} là mô men uốn âm ở mặt cắt tại gối của hai dầm biên (B3-7 và B2-5).



Hình 16. Sơ đồ cân bằng mô men của dầm biên

Mô men uốn âm $M'_{x\text{ test}}$ dọc dầm biên theo trục x được đưa ra như sau:

$$M'_{x\text{ test}} = M_{2x} + M_{3x} + M_{6x} - M'_{B3-7x} - M'_{B2-5x} \quad (15)$$

Bằng cách tương tự, tính được mô men uốn âm theo trục y, $M'_{y\text{ test}}$. Tổng mô men uốn âm của mẫu thí nghiệm là:

$$M'_{\text{test}} = 2M'_{x\text{ test}} + 2M'_{y\text{ test}} \quad (16)$$

$$\text{hay } M'_{\text{test}} = 2M_{6,8x} + 2M_{5,7y} + 4M_{1,2,3,4x} + 4M_{1,2,3,4y} - 4M'_{Bx} - 4M'_{By} \quad (17)$$

trong đó: $M_{6,8x}$ ($M_{5,7y}$) là các giá trị trung bình của mô men uốn chính trong hai cột đối diện C-6 và C-8 (C-5 và C-7), $M_{1,2,3,4x}$ ($M_{1,2,3,4y}$) là các giá trị trung bình của mô men uốn trong các cột góc C-1, C-2, C-3 và C-4, M'_{Bx} , M'_{By} là mô men uốn ở mặt cắt tại gối của dầm biên. Trong khi mô men uốn tại các vị trí cột có thể được đo trực tiếp, nó được giả định rằng tiết diện chịu uốn tại gối của dầm biên vẫn còn làm việc trong giai đoạn đàn hồi để M'_{Bx} , M'_{By} tỷ lệ thuận với tải trọng. Giả định này là hợp lý vì các giá trị mô men uốn ở mặt cắt tại gối của dầm biên tương ứng với cấp tải trọng phá hủy mẫu nhỏ hơn nhiều so với khả năng chịu mô men uốn của mặt cắt cuối trong dầm biên. Khả năng chịu tải do sức kháng mô men uốn âm được xác định là:

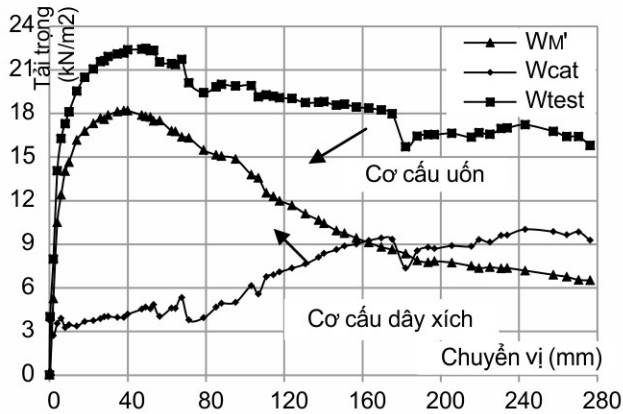
$$w_M = AM'_{\text{test}} \quad (18)$$

5.3 Khả năng đóng góp của cơ cấu dây xích

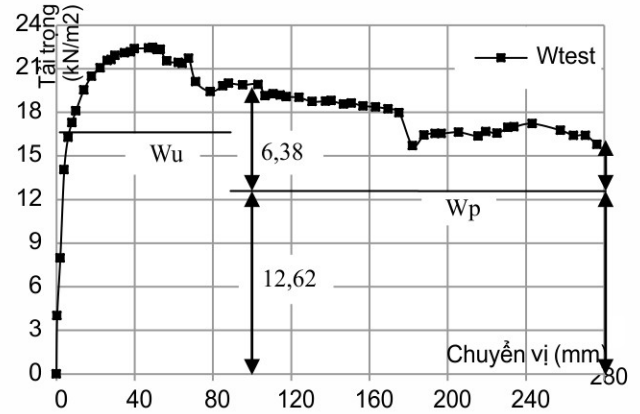
Như đã trình bày ở trên, tải trọng giới hạn được mang bởi cơ cấu dây xích w_{cat} được tính theo tải trọng thí nghiệm w_{test} và tải trọng giới hạn được chống đỡ bởi sức kháng mô men uốn âm w'_m như sau:

$$w_{cat} = w_{test} - w'_m$$

(19)

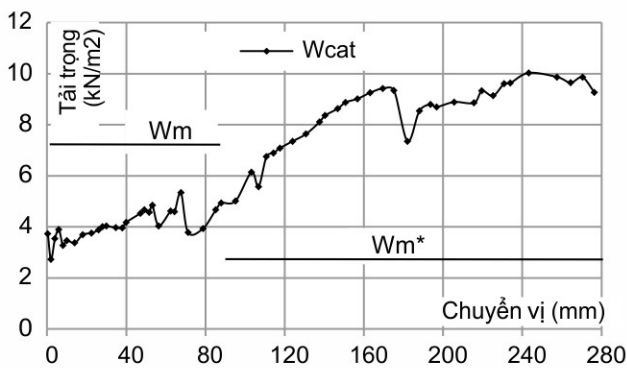


Hình 17. Quan hệ tải trọng và chuyển vị

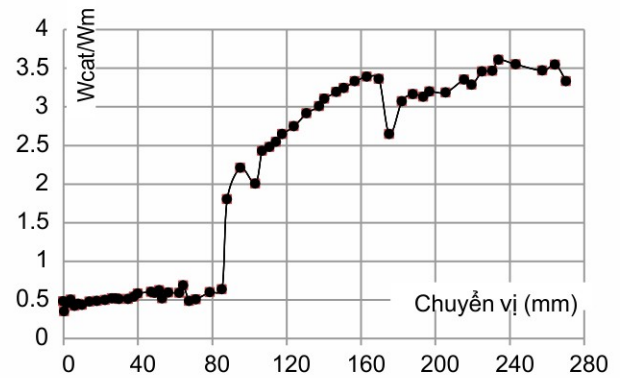


Hình 18. So sánh $w_{test} - w_u (w_p)$

Hình 17 trình bày biểu đồ tải trọng thí nghiệm, tải trọng được mang bởi sức kháng mô men âm và tải trọng được chống bởi cơ cấu dây xích với chuyển vị. Có thể thấy từ biểu đồ rằng, sự đóng góp của cơ cấu dây xích tăng lên tương đối đều đặn khi chuyển vị đứng tăng, trong khi đó sức kháng mô men âm giảm tương đối nhanh sau khi đạt được giá trị lớn nhất ở chuyển vị 40mm. Rõ ràng, mức giảm của sức kháng mô men âm nhiều hơn so với mức tăng của cơ cấu dây xích dẫn đến tải trọng thí nghiệm giảm sau khi chuyển vị đứng đạt giá trị 40mm. Tuy nhiên, cơ cấu dây xích vẫn góp phần làm tăng khả năng chịu tải trọng thực tế so với tải trọng giới hạn tính theo cơ chế uốn. Cụ thể, mức đóng góp của cơ cấu dây xích có thể lên đến 51% khi chuyển vị khoảng 100mm và ở giai đoạn cuối cùng mức đóng góp xấp xỉ 24% (Hình 18).



Hình 19. So sánh w_{cat} với $w_m (w_m^*)$



Hình 20. Sự tăng cường hiệu ứng dây xích

Sự tăng cường của cơ cấu dây xích so sức kháng mô men uốn dương được tính như sau:

$$\mu_{cat} = \frac{w_{cat}}{w_m} = \frac{w_{test} - w'_m}{w_m(w_m^*)} \quad (20)$$

trong đó: w_{test} là tải trọng giới hạn theo thí nghiệm; $w_m(w_m^*)$ là tải trọng giới hạn được mang bởi sức kháng mô men uốn dương tính theo cơ cấu uốn trước và sau khi đứt thép dưới của dầm; w_m là tải trọng được chống đỡ bởi sức kháng mô men uốn âm. Số liệu được tính toán và trình bày trong các Hình 19 và 20. Có thể thấy rằng tỉ lệ này tăng lên tương đối nhanh theo chuyển vị kể từ sau khi các thanh cốt thép dưới của dầm ở khu trung tâm bị đứt hoàn toàn khi chuyển vị đứng khoảng 90mm. Ở các bước tải cuối cùng, tải trọng được mang bởi cơ cấu dây xích có thể lớn gấp 3,5 lần so với tải trọng được mang bởi sức kháng mô men dương.



6. Kết luận và kiến nghị

Sau khi mất cột cận góc, phản ứng tĩnh phi tuyến của hệ kết cấu dầm-sàn có thể được đặc trưng bởi sự xuất hiện cơ cấu dây xích để thay thế cơ cấu uốn ở khu vực trung tâm và sự phát triển mô men uốn âm dọc theo dầm biên. Cơ cấu dây xích bắt đầu xuất hiện từ rất sớm và phát triển liên tục cho đến giai đoạn sụp đổ cuối cùng. Mặc dù các thanh cốt thép dưới của dầm tại vị trí cột bị mất bị đứt hoàn toàn ảnh hưởng đến cơ cấu này, nhưng lực căng dây xích phân phối trong các thanh cốt thép trên của dầm và trong các thanh cốt thép trên và cốt thép dưới của sàn vẫn đóng góp một phần quan trọng vào khả năng chịu tải trọng cuối cùng. Mặt khác, sự phá hủy một phần của cơ cấu uốn như nứt bê tông, đứt cốt thép, vỡ bê tông tại nút khung, xoắn dầm biên dẫn đến sự suy giảm khả năng chịu tải trọng tổng thể của hệ kết cấu. Tuy nhiên, với sự đóng góp của vòm nén hình thành trong hệ kết cấu dầm-sàn, sự tăng cường của cơ cấu dây xích có thể lớn gần bằng 3,5 lần sức kháng mô men uốn dương.

Sự phá hủy do mô men xoắn trong dầm biên ở hai bên cột biên trong giai đoạn đầu và tiếp tục xuất hiện ở gần cột góc trong các giai đoạn sau đó là một trong các nguyên nhân làm giảm khả năng chịu tải trọng tổng thể. Điều này cho thấy vai trò quan trọng của khả năng chống xoắn của dầm biên (thường được bỏ qua trong tính toán thiết kế kết cấu công trình) đến sức kháng sụp đổ lũy tiến. Chính vì vậy, tính toán khả năng chống xoắn của các cấu kiện dầm, sàn nên được xem xét như là khâu quan trọng trong thiết kế công trình chống sụp đổ lũy tiến.

Cơ cấu dây xích có thể tăng cường tính dẻo kết cấu, thay vì tăng cường khả năng chịu tải trọng của kết cấu dầm-sàn. Bởi vì khi biến dạng lớn, trong khi đóng góp của cơ cấu dây xích được dự đoán tăng lên với chuyển vị, sức kháng mô men uốn âm giảm do đứt các thanh cốt thép trên của dầm, sàn và suy yếu của các nút khung cũng như phá hủy xoắn ở dầm biên. Ở giai đoạn cuối cùng, đóng góp ngày càng tăng của cơ cấu dây xích hầu như không bù cho mức giảm xuống của sức kháng mô men âm. Sự sụp đổ cuối cùng của mẫu thí nghiệm do sự phá hủy cơ cấu màng nén dưới tác dụng của lực dây xích ở khu vực trung tâm.

Tải trọng thí nghiệm lớn hơn đáng kể so với tải trọng dự báo, có thể cao hơn 51%, đặc biệt là sau khi các thanh cốt thép dưới của dầm bị đứt hoàn toàn. Sự khác biệt này cho thấy ngoài sự đóng góp của cơ cấu dây xích còn có thể có sự đóng góp của hiệu ứng dầm T (với ứng xử cốt thép sàn như cánh chịu kéo trên nút khung) và khả năng chịu xoắn của dầm biên. Nói chung, sự phát triển này là rất khó có thể đoán trước. Khi chuyển vị tương đối lớn, ảnh hưởng dầm T có thể làm tăng khả năng chịu mô men uốn, trong khi sự mất khả năng chịu xoắn của dầm không chỉ làm giảm sức kháng sụp đổ lũy tiến, mà còn dẫn đến sự phá hủy sớm của vòm nén. Việc phân tích sự ảnh hưởng của hiệu ứng dầm T cũng như ứng xử xoắn của dầm biên sẽ được trình bày trong các nghiên cứu khác.

Tài liệu tham khảo

1. General Services Administration (GSA) (2003), *"Progressive Collapse Analysis and Design Guidelines for New Federal Office Buildings and Major Modernization Projects"*.
2. American Society of Civil Engineers (ASCE) (2005), *"Minimum design loads for buildings and other structures"*, ASCE / SEI 7-05, Reston, Virginia.
3. Pham Xuan Dat, Tan Kang Hai (2011), *"Membrane actions of RC slabs in mitigating progressive collapse of building structures"*, Eng Struct.
4. Mitchell Dennis, Cook William D (1984), *"Preventing progressive collapse of slab structures"*, J Struct Eng, 23: 07.
5. Pham Xuan Dat (2012), *"Progressive collapse of reinforced concrete building structures"*, Phd thesis. Nanyang Technological University, Singapore.
6. Nguyễn Trọng Huy, Phạm Xuân Đạt, Hồ Việt Hùng (2013), *"Nghiên cứu thực nghiệm cơ cấu chống phá hủy lũy tiến của nhà cao tầng"*, Tuyển tập báo cáo Hội nghị khoa học kỷ niệm 50 năm ngày thành lập Viện khoa học công nghệ xây dựng.
7. General Services Administration (GSA) (2003), *"Progressive Collapse Analysis and Design Guidelines for New Federal Office Buildings and Major Modernization Projects"*.
8. Department of Defense (DOD) (2005), *"Design of Buildings to Resist Progressive Collapse"*, Unified Facilities Criteria (UFC), 4-023-03.
9. Sasani M., and Kropelnicki J (2007), *"Progressive collapse analysis of an RC structure"*, The Structural Design of Tall and Special Buildings.