

PHÂN TÍCH CÁC THAM SỐ ẢNH HƯỞNG ĐẾN ỨNG XỬ CỦA KHUNG BÊ TÔNG CỐT THÉP BỊ ĂN MÒN CHỊU TẢI TRỌNG NGANG BẰNG PHƯƠNG PHÁP PHẦN TỬ HỮU HẠN

Trần Ngọc Long^a, Trần Xuân Vinh^{a,*}, Phạm Ngọc Minh^a, Phan Thanh Tùng^a

^aKhoa Xây dựng, Trường Đại học Vinh, số 182, đường Lê Duẩn, phường Trường Vinh, tỉnh Nghệ An, Việt Nam

Nhận ngày 05/8/2025, Sửa xong 24/11/2025, Chấp nhận đăng 24/11/2025

Tóm tắt

Bài báo này trình bày quá trình xây dựng mô hình phần tử hữu hạn (PTHH) cho khung bê tông cốt thép (BTCT) một tầng, một nhịp có cốt thép dọc bị ăn mòn. Khung BTCT chịu tải trọng đứng không đổi và tải trọng ngang tăng dần. Tác động của ăn mòn cốt thép được xét đến thông qua sự suy giảm tiết diện thanh thép, suy giảm cường độ chảy dẻo của thép, suy giảm cường độ chịu nén của lớp bê tông bảo vệ và suy giảm bám dính giữa cốt thép và bê tông. Mô hình PTHH được kiểm chứng bằng kết quả thí nghiệm của Liu và cộng sự. Kết quả so sánh cho thấy mô hình dự báo tương đối chính xác quan hệ giữa tải trọng ngang – độ chuyển vị ngang, và vị trí phá hoại của khung. Trên cơ sở đó, nghiên cứu mở rộng khảo sát một số thông số ảnh hưởng, bao gồm: cường độ chịu nén bê tông, hàm lượng cốt thép dọc của cột, hàm lượng cốt thép dọc của dầm và tỷ số nén đến ứng xử của khung.

Từ khoá: ăn mòn cốt thép; khung bê tông cốt thép; phần tử hữu hạn; bám dính - độ trượt; tải trọng ngang.

PARAMETRIC ANALYSIS ON THE STRUCTURAL BEHAVIOR OF CORRODED REINFORCED CONCRETE FRAME SUBJECTED TO LATERAL LOADING USING FINITE ELEMENT METHOD

Abstract

This paper presents the development of a finite element (FE) model of a single-story, single-bay reinforced concrete (RC) frame with corroded longitudinal reinforcement. The RC frame is subjected to a constant vertical load and a static lateral load. The effects of reinforcement corrosion are taken into account through the reduction of steel cross-sectional area, the degradation of steel yield strength, the loss of compressive strength in the concrete cover, and the deterioration of the bond behavior between steel and concrete. The FE model is validated against the experimental results reported by Liu et al., showing that it can reasonably predict both the lateral load–displacement response and the failure pattern of the frame. Based on this validation, the study is extended to investigate the influence of the parameters, including compressive strength of concrete, longitudinal reinforcement ratio of column and beam, and vertical load ratio on the behavior of the frame.

Keywords: corroded reinforcement; RC frame; finite element method; bond-slip; lateral load.

[https://doi.org/10.31814/stce.huce2025-19\(4V\)-02](https://doi.org/10.31814/stce.huce2025-19(4V)-02) © 2025 Trường Đại học Xây dựng Hà Nội (ĐHXDHN)

1. Đặt vấn đề

Kết cấu khung bê tông cốt thép (BTCT) là một trong những giải pháp kết cấu được sử dụng phổ biến trong các công trình dân dụng và công nghiệp. Theo thời gian, kết cấu khung BTCT có thể bị suy giảm khả năng làm việc so với ban đầu do chịu tác động đồng thời từ nhiều yếu tố khác nhau như: tác động cơ học, môi trường và hóa học [1]. Trong các công trình xây dựng ở vùng ven biển, nguyên nhân chủ yếu gây ra sự suy giảm này là do không khí chứa hàm lượng clorua cao, gây ăn mòn cốt thép. Hiện tượng ăn mòn cốt thép trong kết cấu BTCT đã gây tổn thất đáng kể đến ngân sách ở nhiều quốc gia trên thế giới [2–4]. Do đó, việc đánh giá mức độ ảnh hưởng của ăn mòn cốt thép đến ứng xử của khung BTCT nhằm đưa ra các giải pháp phù hợp và kịp thời là hết sức cần thiết.

Cơ chế ăn mòn trong cốt thép BTCT bắt đầu bằng quá trình xâm nhập của CO₂ làm giảm môi trường kiềm trong bê tông, phá hủy lớp màng bảo vệ thụ động. Sau đó, sự xâm nhập của ion Cl⁻ qua lớp màng đã bị phá vỡ sẽ gây ra hiện tượng ăn mòn cốt thép [5–7]. Ăn mòn cốt thép trong bê tông gây ra ba tác động bất lợi chính cho kết cấu BTCT, bao gồm:

*Tác giả đại diện. Địa chỉ e-mail: xuanvinhkd@vinhuni.edu.vn (Vinh, T. X.)

- (i) Suy giảm diện tích và tính chất cơ học của cốt thép [8, 9];
- (ii) Suy giảm cường độ bê tông do sự tăng thể tích bên trong gây ứng suất kéo cục bộ [10–12];
- (iii) Suy giảm cường độ bám dính giữa cốt thép và bê tông, làm giảm khả năng truyền lực [13, 14].

Một số nghiên cứu hiện có chủ yếu tập trung làm rõ cơ chế và nguyên nhân ăn mòn cốt thép trong bê tông, từ đó xây dựng các mô hình dự báo mức độ ăn mòn dựa trên các thông số ảnh hưởng [15–17]. Một số nghiên cứu khác đi sâu phân tích ảnh hưởng của ăn mòn đến ứng xử làm việc của các cấu kiện BTCT như dầm, cột, sàn [12, 18–20]. Kết quả cho thấy ăn mòn làm giảm đáng kể khả năng chịu lực, độ dẻo và khả năng tiêu tán năng lượng của cấu kiện. Ứng xử làm việc của khung BTCT phụ thuộc vào sự phối hợp giữa cột và dầm, do đó có tính chất phức tạp hơn từng cấu kiện riêng lẻ.

Một số ít nghiên cứu đã được thực hiện nhằm đánh giá ảnh hưởng của ăn mòn đến khả năng làm việc của khung BTCT [21–23]. Trên thực tế, khi BTCT bị ăn mòn, tất cả các loại cốt thép đều có thể bị ảnh hưởng. Tuy nhiên, mức độ ảnh hưởng của cốt thép dọc và cốt thép ngang đến khả năng chịu tải ngang là khác nhau. Liu và cs. [21] đã tiến hành nghiên cứu thực nghiệm ứng xử động của khung BTCT có cốt thép dọc bị ăn mòn, với mức độ ăn mòn từ 0% đến 20,1%, nhằm đánh giá ảnh hưởng đến ứng xử động của khung. Kết quả cho thấy, khi cốt thép dọc bị ăn mòn ở mức 6,27% đến 20,1%, khả năng chịu lực của khung giảm từ 10% đến 31,4% so với mẫu khung không bị ăn mòn. Như vậy, ăn mòn cốt thép dọc ảnh hưởng đáng kể đến sự làm việc của khung BTCT.

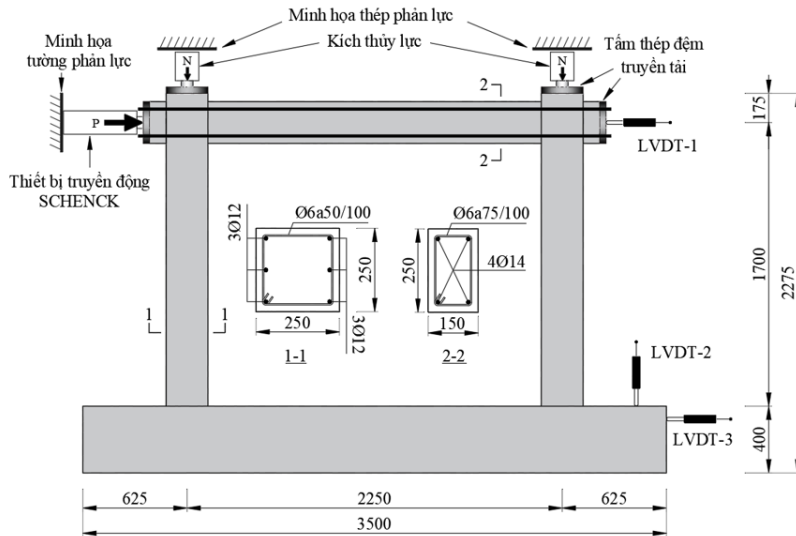
Ngoài mức độ ăn mòn cốt thép dọc, việc định lượng ảnh hưởng ăn mòn tương quan với các thông số khác như: cường độ bê tông, hàm lượng cốt thép trong cột và dầm,... cần được nghiên cứu để bổ sung thông tin về ảnh hưởng của ăn mòn trong khung BTCT.

Bên cạnh các nghiên cứu thực nghiệm, phương pháp mô phỏng số cũng được áp dụng để nghiên cứu ứng xử của kết cấu BTCT theo các kịch bản ăn mòn [6, 24–26]. Trong nghiên cứu này, một mô hình phi tuyến khung BTCT bị ăn mòn được xây dựng dựa trên phương pháp phần tử hữu hạn (PTHH) bằng phần mềm ANSYS APDL [27]. Mô hình được kiểm chứng độ tin cậy bằng kết quả thí nghiệm của Liu và cs. [21]. Sau đó, tiến hành khảo sát ảnh hưởng của các thông số, bao gồm: cường độ chịu nén của bê tông từ 20 MPa đến 50 MPa, hàm lượng cốt thép dọc trong cột (từ 1,09% đến 3,65%), hàm lượng cốt thép dọc trong dầm (từ 1,21% đến 2,71%), và tỷ số nén dọc (từ 0,1 đến 0,4).

2. Tóm tắt thí nghiệm sử dụng kiểm chứng mô hình PTHH

Trong bài báo này, các kết quả nghiên cứu của Liu và cs. [21] được sử dụng để so sánh với mô hình phần tử hữu hạn nhằm đánh giá độ tin cậy của mô hình PTHH. Bốn khung BTCT bị ăn mòn cốt thép dọc ở các mức độ khác nhau và một khung BTCT không bị ăn mòn (mẫu đối chứng) được sử dụng để kiểm chứng mô hình. Mẫu khung BTCT có khoảng cách giữa hai trục của cột là 2250 mm; chiều cao từ chân cột đến trục dầm là 1700 mm. Tiết diện cột và dầm lần lượt là mm, và mm. Cấu tạo cốt thép trong cột gồm 6 thanh thép dọc đường kính $\varnothing 12$ mm, và cốt đai $\varnothing 6$ mm với khoảng cách 50 mm tại hai đầu cột và 75 mm ở giữa cột. Dầm được bố trí 4 thanh cốt thép dọc $\varnothing 14$ mm. Cột và dầm được đổ bê tông toàn khối với khối đế cứng, mô phỏng liên kết ngàm tại chân cột. Vật liệu bê tông dùng cho các mẫu khung thí nghiệm có cường độ nén mẫu trụ là 38,9 MPa, mô đun đàn hồi là 33.200 MPa. Cốt thép $\varnothing 14$ có giới hạn chảy và giới hạn bền lần lượt là 426 MPa và 590 MPa. Cốt thép $\varnothing 12$ có giới hạn chảy là 405 MPa và giới hạn bền là 591 MPa. Cốt đai $\varnothing 8$ có giới hạn chảy và giới hạn bền tương ứng là 335 MPa và 511 MPa. Hình 1 trình bày chi tiết kích thước, dụng cụ thí nghiệm và cấu tạo cốt thép của các mẫu khung. Phương pháp ăn mòn điện hóa được sử dụng để tạo ra sự ăn mòn trong cốt thép dọc; các cốt đai được bảo vệ để tránh hiện tượng ăn mòn. Cường độ dòng điện sử dụng trong thí nghiệm là 0,2 mA/cm². Các mẫu F5-1, F7.5-1, F10-1 và F15-1 được áp dụng ăn mòn điện hóa với mức độ ăn mòn thiết kế lần lượt là 5%, 7,5%, 10% và 15%; trong khi đó, mẫu F0-1 không bị ăn mòn và được sử dụng làm mẫu đối chứng.

Khung được cố định vào sàn phòng thí nghiệm bằng hệ bu lông neo khối để vào các đường ray trên sàn. Tải trọng đứng tác dụng lên đỉnh cột được tạo bởi hai kích thủy lực bố trí tại hai đầu cột, gắn với khung thép phản lực phía trên, tạo ra lực nén 135 kN (tương ứng 10% khả năng chịu lực thiết kế của cột) tại mỗi đỉnh cột. Tải trọng ngang là tải trọng lặp đảo chiều, được tạo ra từ một kích hành trình lớn kết hợp với hệ khung thép truyền động, đặt tại trục của dầm khung. Ba cảm biến đo chuyển vị điện từ (LVDT-1, LVDT-2, LVDT-3 – Linear Variable Displacement Transducer) được bố trí tại trục dầm để xác định chuyển vị ngang. Các cảm biến điện trở (strain gauge) được gắn trên các thanh cốt thép nhằm đo biến dạng của thép trong suốt quá trình thí nghiệm, tương ứng với từng mức tải trọng tác dụng.



Hình 1. Sơ đồ thí nghiệm và cấu tạo thép khung của Liu và cs. [21]

Tình trạng ăn mòn của các mẫu thí nghiệm [21] sau quá trình ăn mòn điện hóa được trình bày trong, ký hiệu cột 1 là cột bên trái và cột 2 là cột bên phải.

Bảng 1. Mức độ ăn mòn của các mẫu thí nghiệm

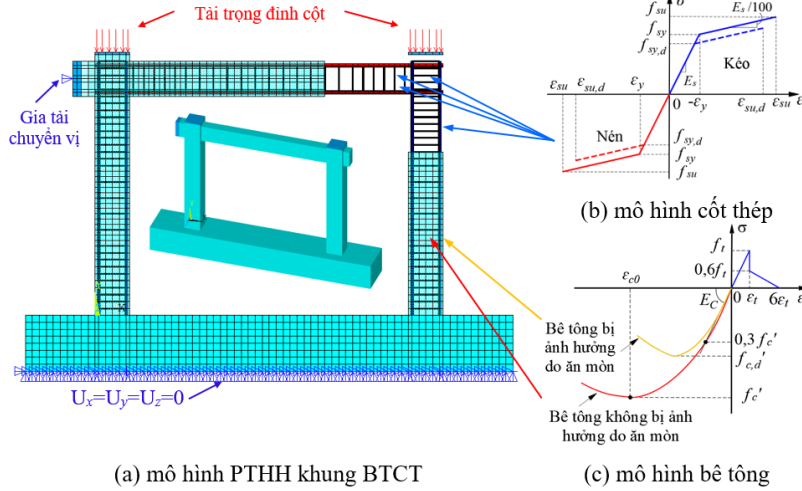
Tên mẫu	Mức độ ăn mòn thiết kế (%)	Mức độ ăn mòn thực tế của dầm (%)	Mức độ ăn mòn thực tế của cột 1 (%)	Mức độ ăn mòn thực tế của cột 2 (%)
F5-1	5	6,77	4,9	6,92
F7.5-1	7,5	8,61	9,81	8,99
F10-1	10	12,15	18,12	8,05
F15-1	15	18,32	21,55	21,04

Kết quả thí nghiệm bao gồm quan hệ giữa tải trọng và chuyển vị ngang tại đỉnh cột, cùng với dạng phá hoại của các mẫu, được sử dụng để kiểm chứng mô hình phần tử hữu hạn (PTHH), sẽ được trình bày trong mục kiểm chứng mô hình PTHH.

3. Mô hình phần tử hữu hạn khung BTCT bị ăn mòn

3.1. Giới thiệu chung

Trong nghiên cứu này, mô hình 3D khung BTCT được xây dựng trong phần mềm ANSYS APDL để khảo sát ảnh hưởng của sự ăn mòn cốt thép dọc đến khả năng làm việc của khung. Mô hình số được xây dựng và kiểm chứng độ tin cậy dựa trên nghiên cứu thực nghiệm của Liu và cs. [21].



Hình 2. Mô hình phần tử hữu hạn của mẫu thí nghiệm của Liu và cs. [21]

Trong phần mềm ANSYS, bê tông được mô phỏng bằng phần tử khối SOLID65, phần bê tông khối để được mô hình bằng phần tử khối SOLID185 và sử dụng mô hình vật liệu đàn hồi. Trong khi đó, cốt thép dọc và cốt thép đai được mô hình hóa bằng phần tử BEAM188. Ứng xử bám dính giữa cốt thép và bê tông mô hình hóa bằng phần tử liên kết COMBIN39 [27]. Kích thước lưới phần tử lớn nhất được thiết lập trong mô hình là 50 mm. Tải trọng đứng tác dụng lên hai đỉnh cột được mô hình bằng áp lực tác dụng lên bản thép phân tải được đặt trên đỉnh cột ngay từ ban đầu. Sau đó, tải trọng ngang được gia tải bằng phương pháp kiểm soát chuyển vị với mỗi bước tải là 7 mm. Hình 2 trình bày các mô hình vật liệu và mô hình PTHH của mẫu khung BTCT thí nghiệm trong nghiên cứu của Liu và cs. [21].

3.2. Mô hình vật liệu bê tông

Trong ANSYS, mô hình bê tông được định nghĩa thông qua các thông số đầu vào gồm: mô đun đàn hồi, hệ số Poisson, quan hệ ứng suất – biến dạng khi nén, hệ số truyền lực cắt qua vết nứt khi vết nứt đóng và khi vết nứt mở, cùng với ứng suất phá hoại khi chịu nén và chịu kéo. Các nghiên cứu trước đây khuyến nghị rằng, đối với bê tông, hệ số truyền lực cắt qua vết nứt khi vết nứt mở nên lấy trong khoảng từ 0,2 đến 0,5, và khi vết nứt đóng nên lấy trong khoảng từ 0,5 đến 0,95 [28].

Trong nghiên cứu này, hệ số truyền lực cắt qua vết nứt khi vết nứt đóng được chọn là 0,9, và khi vết nứt mở được chọn là 0,2. Quan hệ giữa ứng suất và biến dạng của bê tông được thiết lập dựa trên mô hình do Thorenfeldt và cs. [29] đề xuất, với các công thức tính toán được trình bày như sau:

$$\frac{f_c}{f'_c} = n \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_0} \right) \times \frac{1}{(n-1) + \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_0} \right)^{nk}} \quad (1)$$

$$n = 0,8 + \left(\frac{f'_c}{2500} \right) \quad (2)$$

$$\begin{cases} k = 1 & \text{khi } \varepsilon_c / \varepsilon_0 \leq 1,0 \\ k = 0,67 + \left(\frac{f'_c}{9000} \right) \geq 1,0 & \text{khi } \varepsilon_c / \varepsilon_0 > 1,0 \end{cases} \quad (3)$$

$$\varepsilon_0 = \frac{f'_c}{E_c} \left(\frac{n}{n-1} \right) \quad (4)$$

trong đó f'_c là cường độ chịu nén của bê tông; f_c là ứng suất nén trong bê tông tương ứng với biến dạng ε_c ; n là hệ số thực nghiệm; E_c là mô đun đàn hồi của bê tông; k là hệ số điều chỉnh độ dốc của nhánh tăng và nhánh giảm của đường cong ứng suất – biến dạng; ε_0 biến dạng tại cường độ chịu nén f'_c .

Cường độ chịu kéo của bê tông được xác định từ cường độ chịu nén theo công thức sau [30]:

$$f_{ct} = 0,3(f'_c)^{2/3} \quad (5)$$

Trong trường hợp thiếu dữ liệu thí nghiệm, mô đun đàn hồi của bê tông được tính toán từ cường độ chịu nén theo công thức sau [31]:

$$E_c = 4700 \sqrt{f'_c} \quad (6)$$

Các sản phẩm sinh ra do quá trình ăn mòn cốt thép làm tăng thể tích bên trong, gây ra các ứng suất cục bộ và dẫn đến sự xuất hiện của các vết nứt nhỏ trong lớp bê tông bảo vệ, đồng thời làm giảm cường độ chịu nén của bê tông bảo vệ. Tuy nhiên, hiện tượng này không làm suy giảm cường độ chịu nén của lớp bê tông lõi phía trong [11]. Trong mô hình số, ảnh hưởng của quá trình ăn mòn cốt thép đến bê tông được mô phỏng thông qua sự suy giảm cường độ chịu nén, và được xác định theo mô hình do Corronelli và Gambarova [11] đề xuất, tính toán theo các công thức sau:

$$f'_{c,d} = \frac{f'_c}{1 + \kappa \frac{\varepsilon_1}{\varepsilon_{c0}}} \quad (7)$$

trong đó $f'_{c,d}$ là cường độ chịu nén còn lại của bê tông do ảnh hưởng của cốt thép bị ăn mòn; κ là hệ số kể đến ảnh hưởng của đường kính và bề mặt nhám của cốt thép, trong nghiên cứu này lấy $\kappa = 0, 1$ theo đề xuất của Capé [32]; ε_{c0} là biến dạng của bê tông tương ứng với ứng suất lớn nhất f'_c ; ε_1 là biến dạng kéo trung bình của bê tông bị ảnh hưởng do ăn mòn gây ra các vết nứt trên bê tông, được xác định theo công thức sau:

$$\varepsilon_1 = \frac{\sum w_{cr}}{b_0} = \frac{\sum 2\pi(\nu_{cr} - 1)x_i}{b_0} \quad (8)$$

$$x_i = \frac{D_0 - D_{c,i}}{2} \quad (9)$$

trong đó w_{cr} là bề rộng vết nứt do cốt thép bị ăn mòn; b_0 là chu vi tiết diện cấu kiện; ν_{cr} là hệ số kể đến sự gia tăng thể tích do sản phẩm của quá trình ăn mòn cốt thép, trong nghiên cứu này hệ số ν_{cr} được lấy bằng 2 theo đề xuất của Molina và cs. [10]; x_i là chiều dày trung bình của phần thép bị ăn mòn của thanh thép thứ i ; D_0 là đường kính cốt thép khi chưa bị ăn mòn; $D_{c,i}$ là đường kính của thanh thép sau khi bị ăn mòn của thanh thép thứ i .

Cường độ chịu kéo của bê tông bị ảnh hưởng do ăn mòn được tính toán theo công thức (5) với cường độ chịu nén còn lại của bê tông $f'_{c,d}$. Mô hình vật liệu bê tông được trình bày trên Hình 2(b).

3.3. Mô hình vật liệu thép

Quan hệ giữa ứng suất và biến dạng của cốt thép khi chịu kéo và nén là giống nhau, và được mô tả bằng mô hình hai đoạn thẳng (Hình 2(c)), được xác định theo công thức sau:

$$\sigma_s = \begin{cases} E_s \varepsilon_s & \text{khi } \varepsilon_s \leq \varepsilon_{sy} \\ f_{sy} + \frac{E_s (\varepsilon_s - \varepsilon_{sy})}{100} & \text{khi } \varepsilon_{sy} < \varepsilon_s \leq \varepsilon_{su} \end{cases} \quad (10)$$

trong đó σ_s là ứng suất trong cốt thép; E_s là mô đun đàn hồi trong cốt thép, trong nghiên cứu này, lấy $E_s = 200000$ MPa; ε_s là biến dạng tương ứng với ứng suất σ_s ; f_{sy} là giới hạn chảy của cốt thép; ε_{sy} là biến dạng tương ứng với giới hạn chảy f_{sy} .

Trong thực tế, sự ăn mòn của cốt thép trong bê tông do quá trình cacbonat hóa thường xảy ra đồng đều trên toàn bộ bề mặt thanh thép. Trong khi đó, sự xâm nhập của ion clo có thể tạo ra các vùng ăn mòn không đồng đều. Tuy nhiên, trong nghiên cứu này, giả thiết sự ăn mòn xảy ra đồng đều theo chiều dài thanh thép được áp dụng trong phân tích. Ảnh hưởng của hiện tượng ăn mòn không đồng đều được xét đến thông qua việc giảm ứng suất chảy của cốt thép. Diện tích tiết diện còn lại của thanh thép sau khi bị ăn mòn được xác định theo công thức sau:

$$A_{s,d} = \frac{\pi D_0^2}{4} (1 - 0,01 \rho_{corr}) \quad (11)$$

trong đó $A_{s,d}$ là diện tích cốt thép còn lại sau ăn mòn; ρ_{corr} là mức độ ăn mòn.

Các nghiên cứu trước đây đã chỉ ra rằng quan hệ ứng suất – biến dạng của cốt thép bị ăn mòn không bị ảnh hưởng đáng kể. Tuy nhiên, giới hạn chảy có xu hướng suy giảm rõ rệt do sự tập trung ứng suất tại các vùng lõm trên bề mặt cốt thép — những vị trí có diện tích tiết diện ngang nhỏ nhất [8, 18]. Do đó, giới hạn chảy $f_{sy,d}$ của cốt thép sau khi bị ăn mòn có thể tính toán theo công thức sau [33]:

$$f_{sy,d} = (1 - \zeta \rho_{corr}) f_{sy} \quad (12)$$

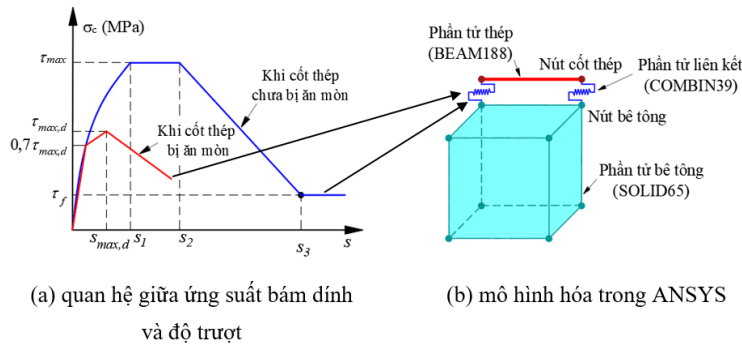
trong đó $f_{sy,d}$ là giới hạn chảy của cốt thép sau khi bị ăn mòn; ζ là hệ số thực nghiệm, trong nghiên cứu này lấy bằng 0,005 [8].

Sự tập trung ứng suất tại các vị trí lõm trên bề mặt cốt thép làm giảm độ dẻo của vật liệu. Biến dạng cực hạn của cốt thép bị ăn mòn được xác định theo công thức thực nghiệm do Du và cs. [8] đề xuất, như sau:

$$\varepsilon_{su,d} = (1 - \xi \rho_{corr}) \varepsilon_{su} \quad (13)$$

trong đó $\varepsilon_{su,d}$ là biến dạng cực hạn của cốt thép bị ăn mòn; ξ là hệ số thực nghiệm, lấy bằng 0,05 cho cốt thép nằm trong bê tông.

3.4. Mô hình bám dính giữa cốt thép và bê tông



Hình 3. Mô hình bám dính giữa bê tông và cốt thép

Trong nghiên cứu này, quan hệ tiếp xúc giữa cốt thép đai và bê tông được mô hình bám dính tuyệt đối, trong khi đó, ứng xử tiếp xúc giữa cốt thép dọc và bê tông được định nghĩa bằng quan hệ giữa ứng suất tiếp và độ trượt. Đối với kết cấu BTCT bị ăn mòn, sự suy giảm cường độ bám dính giữa cốt thép và bê tông là một trong những yếu tố ảnh hưởng đáng kể đến khả năng làm việc tổng thể của kết cấu.

Trong ANSYS, phần tử liên kết COMBIN39 được sử dụng để mô tả ứng xử tiếp xúc giữa cốt thép và bê tông với thông số đầu vào là quan hệ giữa ứng suất bám dính và độ trượt ($\tau - s$). Hình 3 trình bày quan hệ giữa ứng suất bám dính và độ trượt giữa cốt thép và bê tông trong hai trường hợp: chưa bị ăn mòn và đã bị ăn mòn, đồng thời mô hình hóa trong phần mềm ANSYS. Khi khung BTCT chưa bị ăn mòn, mô hình quan hệ $\tau - s$ theo tiêu chuẩn CEB-FIB [30] được sử dụng để tính toán thông số đầu vào cho mô hình số, theo các công thức sau:

$$\tau = \tau_{\max} \left(\frac{s}{s_1} \right)^{0,4} \quad \text{khi } 0 \leq s \leq s_1 \quad (14)$$

$$\tau = \tau_{\max} \quad \text{khi } s_1 < s \leq s_2 \quad (15)$$

$$\tau = \tau_{\max} - (\tau_{\max} - \tau_f) \left(\frac{s - s_2}{s_3 - s_2} \right) \quad \text{khi } s_2 < s \leq s_3 \quad (16)$$

$$\tau = \tau_f = 0,4 \times \tau_{\max} \quad \text{khi } s_3 > s \quad (17)$$

$$\tau_{\max} = 2,5 \sqrt{f'_c} \quad (18)$$

trong đó $\tau_{\max}$ là cường độ bám dính, s_1 là độ trượt tương ứng với ứng suất cắt bắt đầu đạt giá trị $\tau_{\max}$, lấy bằng 1,0 mm; s_2 là độ trượt tại điểm cuối của giai đoạn duy trì ứng suất lớn nhất, lấy bằng 3,0 mm; s_3 là khoảng cách giữa các gờ của thanh thép.

Các sản phẩm từ quá trình ăn mòn cốt thép làm giảm cường độ bám dính giữa thanh thép bị ăn mòn và bề mặt bê tông tại vị trí tiếp xúc. Vấn đề này được xét đến trong mô hình phần tử hữu hạn thông qua việc giảm cường độ bám dính lớn nhất dựa trên mức độ ăn mòn trong cốt thép. Kemp và Wilhelm [34] đề xuất công thức tính cường độ bám dính giữa cốt thép và bê tông được tạo thành từ hai thành phần gồm sự đóng góp của bê tông (τ_{conc}) và cốt đai (τ_{stirr}). Trong nghiên cứu của Maaddawy và cs. [35] đề cập đến sự ăn mòn cốt thép dọc không làm suy giảm thành phần cường độ bám dính do cốt thép đai đóng góp. Ngược lại, thành phần đóng góp do bê tông đến cường độ bám dính được hiệu chỉnh giảm thông qua hệ số thực nghiệm (R). Trong nghiên cứu này, mô hình cường độ bám dính giữa cốt thép bị ăn mòn và bê tông của Maaddawy và cs. [35] được sử dụng để tính toán cường độ bám dính lớn nhất, theo các công thức sau:

$$\tau_{\max,d} = R \times \tau_{conc} + \tau_{stirr} \quad (19)$$

$$\tau_{conc} = \left(0,55 + 0,24 \frac{c_c}{D_0} \right) \sqrt{f'_c}, \text{ đơn vị: MPa} \quad (20)$$

$$\tau_{stirr} = 0,191 \frac{A_{st} f_{yt}}{s_s D_0}, \text{ đơn vị: MPa} \quad (21)$$

$$R = (A_1 + A_2 \rho_{corr}) \quad (22)$$

trong đó $\tau_{\max,d}$ là cường độ bám dính của bê tông và cốt thép bị ăn mòn; τ_{conc} là cường độ bám dính từ bê tông; τ_{stirr} là cường độ bám dính từ cốt thép đai; c_c là chiều dày lớp bê tông bảo vệ; A_{st} là diện tích cốt thép đai; f_{yt} là giới hạn chảy của cốt thép đai; s_s là khoảng cách giữa các thanh thép đai; A_1 và A_2 là các hệ số thực nghiệm được lấy theo [36], với cường độ dòng điện trong thí nghiệm là 0,2 mA/cm² thì giá trị A_1 và A_2 tương ứng là 1,163 và -0,0135.

Quan hệ giữa ứng suất bám dính và độ trượt giữa bê tông và cốt thép bị ăn mòn được tính toán theo mô hình CEB-FIB với điểm dính có tọa độ là ($\tau_{\max,d}$, $s_{\max,d}$), trong đó $s_{\max,d}$ được tính toán theo các công thức sau [37]:

$$s_{\max,d} = s_{1,d} e^{(1/0,3) \ln(\tau_{\max,d}/\tau_{\max})} + s_{0,d} \ln(\tau_{\max}/\tau_{\max,d}) \quad (23)$$

trong đó $s_{1,d} = 0,15s_3$ và $s_0 = 0,4$ mm đối với thép nằm trong bê tông có hiệu ứng bó ngang.

Bảng 2 trình bày một số thông số đầu vào của mô hình vật liệu và mô hình tiếp xúc của các mẫu thí nghiệm được sử dụng để kiểm chứng.

Bảng 2. Thông số đầu vào của mô hình PTHH

Mô hình	Thông số	Giá trị					
		F0-1	F5-1	F7.5-1	F10-1	F15-1	
Bê tông không bị ảnh hưởng do ăn mòn	E_c (MPa)	33200					
	Hệ số poisson	0,2					
	f_{ct} (MPa)	3,44					
	f'_c (MPa)	38,9					
Bê tông bị ảnh hưởng do ăn mòn	$f'_{c,d}$ (MPa)	Cột trái	-	32,7	28,1	22,5	19,3
		Cột phải	-	30,7	28,8	29,6	19,5
		Dầm	-	25,8	23,5	20,1	16,0
	$f_{ct,d}$ (MPa)	Cột trái	-	3,1	2,8	2,4	2,2
		Cột phải	-	2,9	2,8	2,9	2,2
		Dầm	-	2,6	2,5	2,2	1,9
Cốt thép dọc	E_s (MPa)	200000					
	Hệ số poisson	0,3					
	$f_{sy,d}$ (MPa)	Cột trái	405	395	385	368	361
		Cột phải	405	391	387	389	362
Dầm		426	412	408	400	387	
Cốt thép đai	E_s (MPa)	200000					
	Hệ số poisson	0,3					
	f_y (MPa)	335					
Bám dính giữa thép dọc và bê tông	$\tau_{\max,d}$ (MPa)	Cột trái		11,86	11,47	10,81	10,53
		Cột phải	15,59	11,70	11,54	11,61	10,57
		Dầm		9,04	8,89	8,63	8,16

3.5. Kiểm chứng mô hình

Bảng 3 trình bày kết quả tải trọng lớn nhất thu được kèm theo sai số của các mẫu thí nghiệm và mô hình PTHH. Hình 4 thể hiện mối quan hệ giữa tải trọng ngang và chuyển vị ngang của khung tại vị trí trục dầm giữa mô hình PTHH và kết quả thí nghiệm. Trong đó, đường nét đứt được kí hiệu thêm phía sau là “FEM”, biểu thị kết quả mô phỏng và đường nét liền là kết quả thí nghiệm [21].

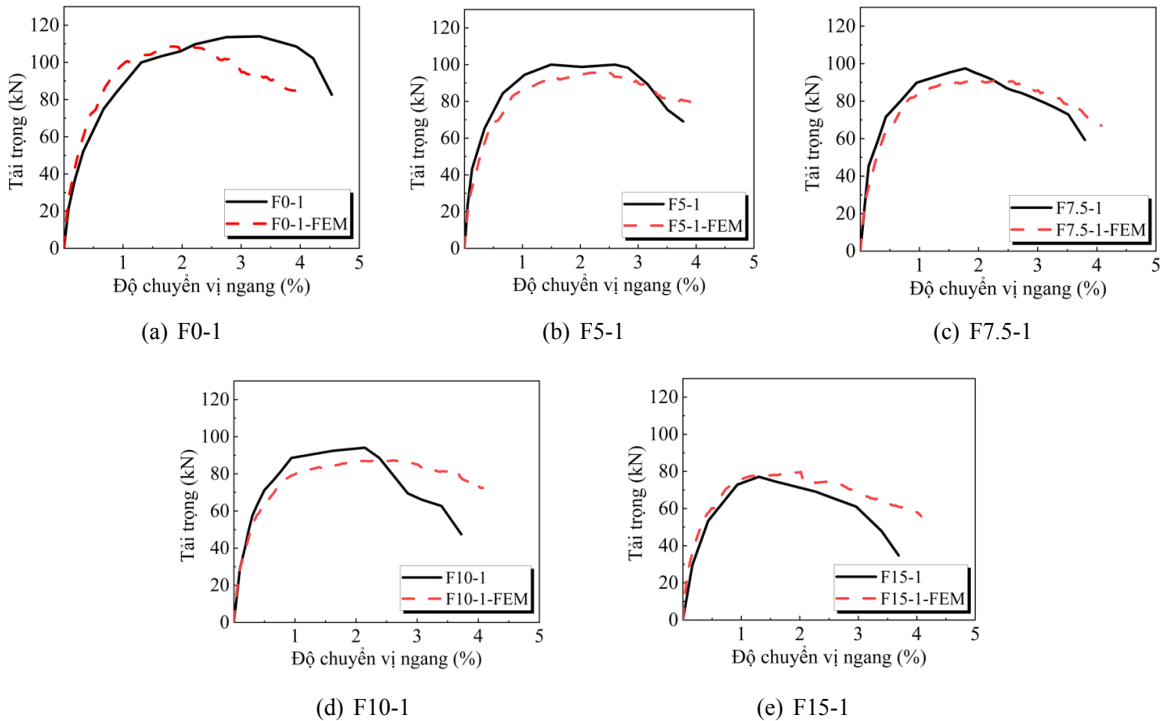
Bảng 3 cho thấy sai số của tải trọng thí nghiệm lớn nhất giữa mô hình PTHH và kết quả thí nghiệm có sai số từ +3,6% đến -7,33%. Trong đó dấu “-” biểu thị rằng kết quả từ mô hình PTHH là thấp hơn kết quả thí nghiệm, và dấu “+” là ngược lại. Sự sai khác này bắt nguồn từ một số giả thiết trong mô phỏng, vốn không hoàn toàn trùng khớp với thực tế, chẳng hạn như giả thiết ăn mòn xảy ra đồng đều trên toàn bộ chiều dài thanh thép trong mô hình, trong khi ở các mẫu thí nghiệm, hiện tượng ăn mòn có thể diễn ra cục bộ và không đồng đều.

Hình 4 trình bày đường quan hệ giữa tải trọng ngang và tỷ số giữa chuyển vị ngang tại điểm gia tải và chiều cao tính từ chân cột đến điểm gia tải, hay còn gọi là “Độ chuyển vị ngang – Drift ratio”

Bảng 3. Tải trọng lớn nhất của khung giữa thực nghiệm và mô hình

Tên mẫu	Tải trọng thí nghiệm P_{Exp} (kN)	Tải trọng mô phỏng P_{FEM} (kN)	Sai số $\Delta^{(a)}$ (%)
F0-1	114	109	-4,39%
F5-1	100	96,1	-3,9%
F7.5-1	97,5	90,8	-6,87%
F10-1	94,1	87,2	-7,33%
F15-1	77,1	79,7	+3,6%

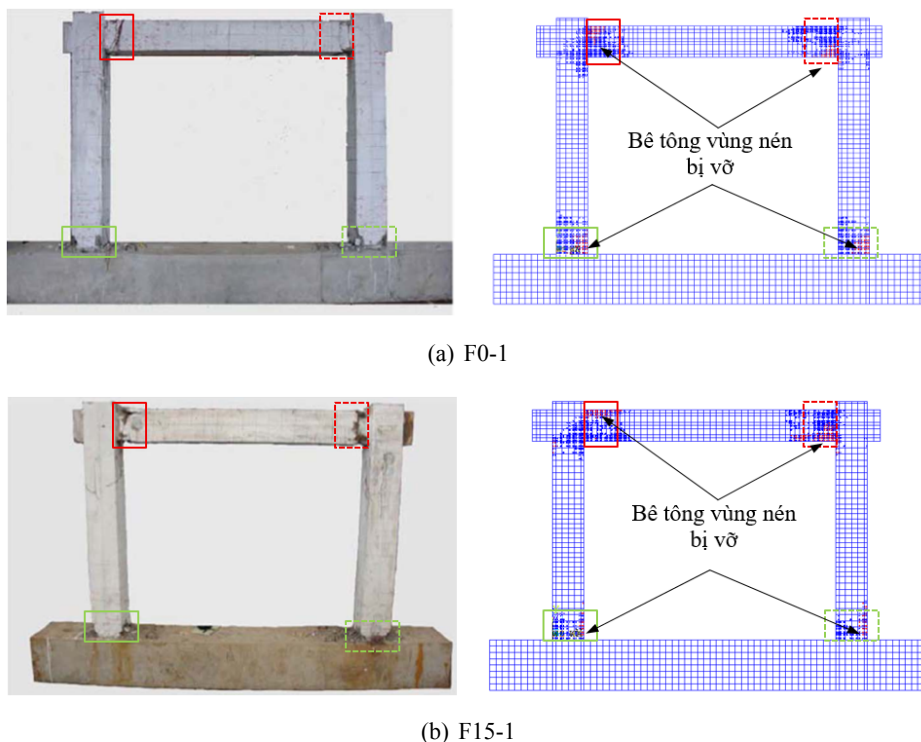
$$(a) \Delta(\%) = (P_{FEM} - P_{EXP}) / P_{EXP} \times 100.$$



Hình 4. Quan hệ tải trọng-độ chuyển vị ngang giữa thí nghiệm [21] và mô hình PTHH

của khung. Có thể thấy rằng ở giai đoạn làm việc đàn hồi, quan hệ giữa tải trọng ngang và độ chuyển vị ngang giữa mô hình và thí nghiệm là tương đồng. Ở các mức tải cao hơn, kết quả giữa mô hình PTHH và thí nghiệm bắt đầu có sự phân nhánh nhẹ, tuy nhiên, khoảng cách phân nhánh là không lớn. Khi cốt thép bắt đầu chảy dẻo thì sự phân nhánh giữa hai đường cong xảy ra rõ rệt hơn. Đặc biệt, sau khi đạt đến tải trọng lớn nhất (giai đoạn mềm hóa) thì sự sai lệch giữa mô hình PTHH và thí nghiệm tăng lên đáng kể.

Hình 5 trình bày hình ảnh so sánh giữa mô hình PTHH và thí nghiệm vị trí phá hoại của hai mẫu mang tính đại diện bao gồm: mẫu F0-1 (mẫu không bị ăn mòn) và mẫu F15-1 (mẫu bị ăn mòn ở mức cao nhất). Trong mô hình số, các phần tử bê tông bị nén vỡ được hiển thị bằng các ký hiệu màu đỏ. Kết quả cho thấy vị trí phá hoại của các mẫu thí nghiệm chủ yếu tập trung ở hai đầu dầm và chân cột - điều này cũng được mô hình PTHH mô phỏng tương đối chính xác, phản ánh tốt cơ chế làm việc và phá hoại thực tế của khung BTCT trong điều kiện ăn mòn. Dạng phá hoại của mẫu thí nghiệm và mô phỏng xảy ra khi cốt thép dọc trong cột đạt đến giới hạn chảy sau đó bê tông vùng nén bị phá hoại.



Hình 5. Vị trí phá hoại của mẫu F0-1 và F15-1 giữa thực nghiệm [21] và mô hình PTHH

4. Nghiên cứu tham số ảnh hưởng

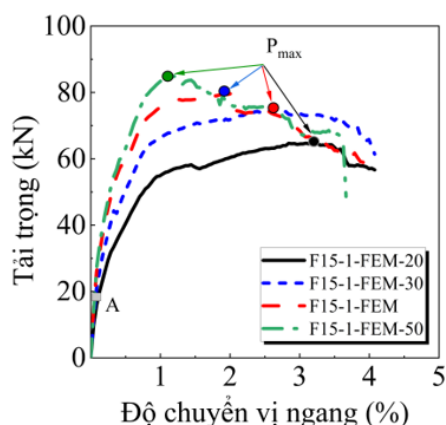
4.1. Ảnh hưởng của cường độ bê tông

Mô hình PTHH của mẫu F15-1 được sử dụng để phân tích ảnh hưởng của cường độ bê tông đến khả năng chịu lực của khung. Cường độ chịu nén của bê tông của khung được khảo sát tại các mức: 20 MPa, 30 MPa, 38,9 MPa (giá trị cường độ của mẫu thí nghiệm), và 50 MPa, tương ứng với các mẫu trong mô hình PTHH là F15-1-FEM-20, F15-1-FEM-30, F15-1-FEM, và F15-1-FEM-50.

Trong mẫu thí nghiệm F15-1, tải trọng đứng tác dụng lên đỉnh cột là 135 kN, tương ứng với 10% khả năng chịu lực thiết kế của cột. Tuy nhiên, để đảm bảo tính đồng nhất trong phân tích ảnh hưởng của cường độ bê tông, tỷ số nén được giữ không đổi và được tính theo cường độ nén của mẫu thí nghiệm. Do đó, tải trọng đứng tác dụng lên đỉnh cột của khung tương ứng với mỗi mức cường độ chịu nén của bê tông được tính theo công thức sau:

$$N_{i,FEM} = \frac{135}{38,9} \times f'_{c,i} \text{ (đơn vị: kN)} \quad (24)$$

trong đó $f'_{c,i}$ là cường độ chịu nén của bê tông khảo sát. Như vậy, tải trọng đứng tác dụng lên 03 mẫu F15-1-FEM-20, F15-1-FEM-30, và F15-1-FEM-50 tương ứng là 69 kN, 104 kN, và 173 kN.



Hình 6. Ảnh hưởng của cường độ bê tông đến quan hệ tải trọng-độ chuyển vị ngang của khung

Hình 6 trình bày đường cong quan hệ giữa tải trọng tác dụng và độ chuyển vị ngang của khung tương ứng với các mức cường độ bê tông khác nhau. Kết quả mô phỏng cho thấy khi cường độ bê tông tăng, sau giai đoạn làm Tải trọng lớn nhất của khung F15-1-FEM-50 là 84,9 kN lớn hơn 6,5%, 13,7%, và 21,3% so với mẫu khung F15-1-FEM, F15-1-FEM-30, và F15-1-FEM-20. Ngoài ra, ở giai đoạn làm việc sau khi bê tông nứt (sau điểm A trên Hình 6), hai mẫu F15-1-FEM và F15-1-FEM-50 có độ cứng ngang tương đương nhau và lớn hơn đáng kể so với mẫu F15-1-FEM-30 và F15-1-FEM-20.

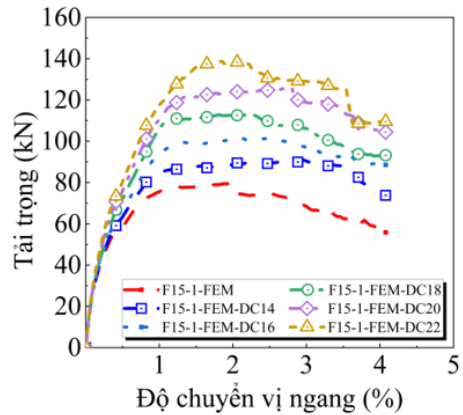
4.2. Ảnh hưởng của hàm lượng cốt thép dọc của cột

Để khảo sát ảnh hưởng của hàm lượng cốt thép dọc trong cột đến khả năng chịu lực của khung, đường kính các thanh cốt thép trong mô hình số được thay đổi lần lượt là 12 mm, 14 mm, 16 mm, 18 mm, 20 mm và 22 mm, tương ứng với hàm lượng cốt thép dọc là 1,09%, 1,48%, 1,93%, 2,44%, 3,01% và 3,65%. Hình 7 trình bày quan hệ giữa tải trọng ngang và độ chuyển vị ngang của khung theo hàm lượng cốt thép dọc trong cột khác nhau.

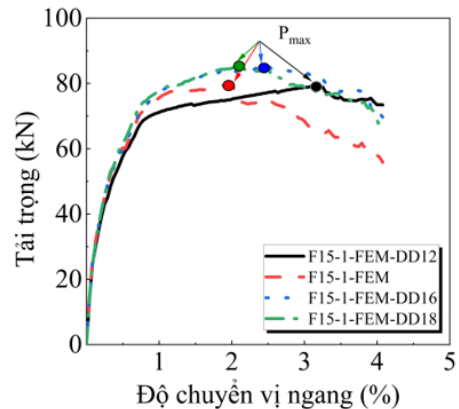
Từ Hình 7, tải trọng lớn nhất của mẫu F15-1-FEM-DC22 là 138,7 kN lớn hơn các mẫu F15-1-FEM-DC20, F15-1-FEM-DC18, F15-1-FEM-DC16, F15-1-FEM-DC14, và F15-1-FEM lần lượt là 10%, 22,6%, 36,9%, 53,1%, và 74%. Ngoài ra, khi hàm lượng cốt thép cột tăng thì độ dốc của các đường quan hệ giữa tải trọng và độ chuyển vị ngang cũng tăng theo. Như vậy, hàm lượng cốt thép dọc tăng từ 1,09% lên 3,65% thì khả năng chịu tải trọng ngang của khung tăng từ 10% đến 74%.

4.3. Ảnh hưởng của hàm lượng cốt thép dầm

Tương tự như mục trên, các mẫu F15-1-FEM-DD12, F15-1-FEM, F15-1-FEM-DD16, và F15-1-FEM-DD18 lần lượt có đường kính cốt thép dầm được khảo sát là 12 mm, 14 mm, 16 mm, và 18 mm, tương ứng với hàm lượng cốt thép trên tiết diện dầm là 1,21%, 1,64%, 2,14%, và 2,71%. Kết quả phân tích thu được tải trọng lớn nhất của các mẫu F15-1-FEM-DD12, F15-1-FEM, F15-1-FEM-DD16, và F15-1-FEM-DD18 lần lượt là 79,2 kN, 79,7 kN, 85,2 kN, và 85,3 kN. Như vậy, khi thay đổi hàm lượng cốt thép dầm từ 1,21% lên 2,71% thì khả năng chịu tải trọng ngang của khung tăng nhẹ, với mức từ 0,6% đến 7,7%, cho thấy ảnh hưởng của cốt thép dầm đến khả năng chịu lực không đáng kể so với ảnh hưởng của cốt thép cột (Hình 8). Trong giai đoạn làm việc đàn hồi, tức từ đầu đến khi cốt thép bắt đầu chảy, độ cứng ngang của các mẫu không có sự chênh lệch lớn. Do đó, có thể kết luận rằng hàm lượng cốt thép dầm ảnh hưởng không đáng kể đến độ cứng và khả năng làm việc của khung trong giai đoạn này.



Hình 7. Ảnh hưởng của hàm lượng cốt thép cột đến quan hệ tải trọng-độ chuyển vị ngang của khung

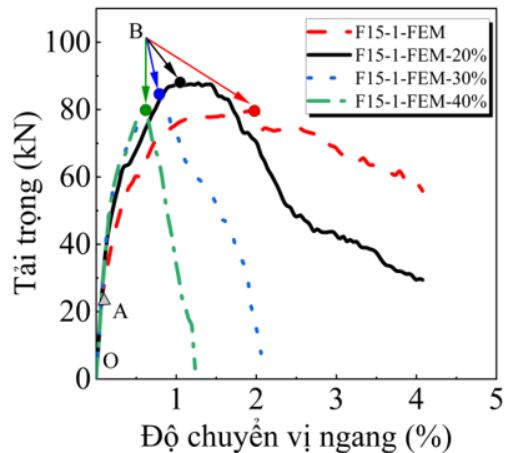


Hình 8. Ảnh hưởng của hàm lượng cốt thép dầm đến quan hệ tải trọng-độ chuyển vị ngang của khung

4.4. Ảnh hưởng của tỷ số nén

Tỷ số nén đóng vai trò quan trọng trong việc đánh giá khả năng chịu tải trọng ngang của hệ khung BTCT. Trong nghiên cứu này, mô hình mẫu F-15-1 (tương ứng với mức độ ăn mòn lớn) có tỷ số nén bằng 0,1 so với khả năng chịu lực theo thiết kế để khảo sát ảnh hưởng của tỉ số nén đến ứng xử của khung. Bốn mức của tỷ số nén được khảo sát bao gồm 0,1, 0,2, 0,3, và 0,4 (tương đương với tải trọng đứng là 135 kN, 270 kN, 405 kN, và 540 kN) áp dụng tương ứng với các mẫu F15-1-FEM, F15-1-FEM-20%, F15-1-FEM-30%, và F15-1-FEM-40%.

Hình 9 trình bày đường quan hệ giữa tải trọng và độ chuyển vị ngang ngang của khung với sự thay đổi tỷ số nén, thu được từ mô hình mô phỏng. Kết quả cho thấy tỷ số nén không ảnh hưởng đến sự làm việc của khung trong giai đoạn làm việc đàn hồi (đoạn OA). Tại giai đoạn làm việc phi tuyến (đoạn AB), tỷ số nén tỷ lệ thuận với độ cứng của khung, thể hiện qua sự phân nhánh của biểu đồ. Cụ thể, độ cứng của khung có tỷ số nén 0,2 lớn hơn đáng kể so với khung có tỷ số nén 0,1. Tuy nhiên, khi tỷ số nén của khung tăng lên 0,3 và 0,4 thì độ cứng của khung tăng lên không nhiều so với khung có tỷ số nén là 0,2. Việc tăng tải trọng nén tác dụng ở hai đầu cột làm độ dốc của nhánh giảm sau tải trọng lớn nhất trên biểu đồ tăng lên thể hiện việc giảm độ dẻo của khung. Ở các mẫu có tỉ số nén 0,3 và 0,4, sau khi đạt tải trọng lớn nhất tải trọng sau đó giảm nhanh chóng thể hiện sự phá hoại do vỡ bê tông vùng nén.



Hình 9. Ảnh hưởng của tỷ số nén đến quan hệ tải trọng-độ chuyển vị ngang của khung

Về khả năng chịu tải trọng lớn nhất, khi tỷ số nén tăng từ 0,1 lên 0,2, tải trọng lớn nhất tăng từ 76,7 kN lên 88,4 kN (tăng 15,3%). Tuy nhiên khi tỷ số nén tăng lên đến 0,3 và 0,4 thì tải trọng cực hạn giảm còn 84,5 kN và 80,1 kN, tương ứng thấp hơn 4,4% và 9,4% so với khung có tỷ số nén là 0,2.

5. Kết luận

Bài báo này trình bày quá trình xây dựng mô hình PTHH cho khung bê tông cốt thép bị ăn mòn, dựa trên các mô hình thành phần đã được phát triển và hiệu chỉnh. Mô hình được kiểm chứng với kết quả thí nghiệm, sau đó được sử dụng để khảo sát ảnh hưởng của một số tham số đến khả năng chịu lực của khung. Các kết luận chính rút ra như sau:

- Mô hình PTHH được xây dựng mô tả sự làm việc của khung BTCT bị ăn mòn phù hợp với kết quả thí nghiệm. Khả năng chịu tải trọng ngang của mô hình số có sai số dưới 7,33% so với thực nghiệm.

- Khả năng chịu tải trọng và độ cứng ngang của khung tăng lên đáng kể khi tăng cường độ bê tông, hàm lượng cốt thép cột. Trong khi đó, hàm lượng cốt thép dầm chỉ ảnh hưởng nhỏ đến khả năng chịu tải ngang. Ngoài ra, khi cường độ chịu nén của bê tông vượt quá 38,9 MPa thì độ cứng ngang của khung tăng lên không đáng kể.

- Tăng tỷ số nén từ 0,1 lên 0,2 giúp nâng cao rõ rệt khả năng chịu lực và tải trọng ngang của khung, tuy nhiên, khi tỷ số nén vượt quá 0,2 thì mức độ tăng khả năng chịu lực không đáng kể, thậm chí có xu hướng làm giảm.

Cần lưu ý rằng mô hình PTHH trong nghiên cứu này mới được kiểm chứng với số lượng hạn chế các mẫu thí nghiệm. Bên cạnh đó, hiện tượng ăn mòn trong thực tế có tính chất ngẫu nhiên cao, trong

khi mô hình giả định sự ăn mòn phân bố đồng đều. Do đó, để áp dụng vào các nghiên cứu cụ thể hoặc thực tế kỹ thuật, cần có thêm các kiểm chứng thực nghiệm với số lượng mẫu lớn hơn và đa dạng hơn.

Lời cảm ơn

Bài báo này được Bộ Giáo dục và Đào tạo tài trợ theo đề tài mã số B2024-TDV-06.

Tài liệu tham khảo

- [1] Hiếu, N. T. (2023). *Hư hỏng sửa chữa gia cường Kết cấu công trình - Phần Kết cấu Bê tông Cốt thép và kết cấu gạch đá*. Nhà Xuất bản Xây dựng, Việt Nam.
- [2] Koch, G. H., Brongers, M. P., Thompson, N. G., Virmani, Y. P., Payer, J. H. (2002). *Corrosion cost and preventive strategies in the United States*. United States. Federal Highway Administration.
- [3] Kodama, T. (2008). Corrosion cost survey in Japan-Focusing on transportation industry. *Corrosion Science Technology*, 7(5):252–258.
- [4] Hou, B., Li, X., Ma, X., Du, C., Zhang, D., Zheng, M., Xu, W., Lu, D., Ma, F. (2017). [The cost of corrosion in China](#). *Materials Degradation*, 1(1):4.
- [5] Angst, U. M., Elsener, B., Larsen, C. K., Vennesland, Ø. (2011). [Chloride induced reinforcement corrosion: Electrochemical monitoring of initiation stage and chloride threshold values](#). *Corrosion Science*, 53(4):1451–1464.
- [6] Lim, S., Akiyama, M., Frangopol, D. M. (2016). [Assessment of the structural performance of corrosion-affected RC members based on experimental study and probabilistic modeling](#). *Engineering Structures*, 127:189–205.
- [7] Rodrigues, R., Gaboreau, S., Gance, J., Ignatiadis, I., Betelu, S. (2021). [Reinforced concrete structures: A review of corrosion mechanisms and advances in electrical methods for corrosion monitoring](#). *Construction and Building Materials*, 269:121240.
- [8] Du, Y. G., Clark, L. A., Chan, A. H. C. (2005). [Residual capacity of corroded reinforcing bars](#). *Magazine of Concrete Research*, 57(3):135–147.
- [9] Ou, Y.-C., Susanto, Y. T. T., Roh, H. (2016). [Tensile behavior of naturally and artificially corroded steel bars](#). *Construction and Building Materials*, 103:93–104.
- [10] Molina, F. J., Alonso, C., Andrade, C. (1993). [Cover cracking as a function of rebar corrosion: Part 2—Numerical model](#). *Materials and Structures*, 26(9):532–548.
- [11] Coronelli, D., Gambarova, P. (2004). [Structural assessment of corroded reinforced concrete beams: modeling guidelines](#). *Journal of Structural Engineering*, 130(8):1214–1224.
- [12] Yu, L., François, R., Dang, V. H., L’Hostis, V., Gagné, R. (2015). [Structural performance of RC beams damaged by natural corrosion under sustained loading in a chloride environment](#). *Engineering Structures*, 96:30–40.
- [13] Auyeung, Y., Balaguru, P., Chung, L. (2000). [Bond behavior of corroded reinforcement bars](#). *ACI Materials Journal*, 97(2):214–220.
- [14] Tân, N. N., Dũng, T. A., Thế, N. C., Tuấn, T. B., Anh, L. T. (2018). [Nghiên cứu thực nghiệm xác định ảnh hưởng của mức độ ăn mòn cốt thép đến ứng suất bám dính giữa bê tông và cốt thép](#). *Tạp chí Khoa học Công nghệ Xây dựng (TCKHCN XD) - ĐHXDHN*, 12(6):29–38.
- [15] Lee, H.-S., Cho, Y.-S. (2009). [Evaluation of the mechanical properties of steel reinforcement embedded in concrete specimen as a function of the degree of reinforcement corrosion](#). *International Journal of Fracture*, 157(1–2):81–88.
- [16] Yu, B., Yang, L., Wu, M., Li, B. (2014). [Practical model for predicting corrosion rate of steel reinforcement in concrete structures](#). *Construction and Building Materials*, 54:385–401.
- [17] Pour-Ghaz, M., Isgor, O. B., Ghods, P. (2009). [The effect of temperature on the corrosion of steel in concrete. Part 1: Simulated polarization resistance tests and model development](#). *Corrosion Science*, 51(2):415–425.
- [18] Vu, N. S., Yu, B., Li, B. (2016). [Prediction of strength and drift capacity of corroded reinforced concrete columns](#). *Construction and Building Materials*, 115:304–318.

- [19] Yang, S.-Y., Song, X.-B., Jia, H.-X., Chen, X., Liu, X.-L. (2016). [Experimental research on hysteretic behaviors of corroded reinforced concrete columns with different maximum amounts of corrosion of rebar](#). *Construction and Building Materials*, 121:319–327.
- [20] Yang, Z., Ma, J., Li, B. (2024). [Investigating the impact of corrosion on behavior and failure modes of reinforced concrete slabs: An experimental and analytical study](#). *Engineering Structures*, 321:118983.
- [21] Liu, X., Jiang, H., He, L. (2017). [Experimental investigation on seismic performance of corroded reinforced concrete moment-resisting frames](#). *Engineering Structures*, 153:639–652.
- [22] Nagender, T., Parulekar, Y. M., Selvam, P., Chattopadhyay, J. (2022). [Experimental study and numerical simulation of seismic behaviour of corroded reinforced concrete frames](#). *Structures*, 35:1256–1269.
- [23] Kordtabar, B., Dehestani, M. (2021). [Effect of corrosion in reinforced concrete frame components on pushover behavior and ductility of frame](#). *Structural Concrete*, 22(5):2665–2687.
- [24] Nguyễn, N. Đ., Tân, N. N., Thu, N. M. (2024). [Khảo sát các yếu tố ảnh hưởng tới khả năng chịu lực của cột tròn bê tông cốt thép bị ăn mòn bằng mô hình phần tử hữu hạn](#). *Tạp chí Khoa học Công nghệ Xây dựng (TCKHCN XD) - ĐHXDHN*, 18(4V):106–121.
- [25] Tung Pham, T., Tan Nguyen, N., Thao Nguyen, T.-T., Linh Nguyen, N. (2023). [Numerical analysis of the shear behavior for steel fiber reinforced concrete beams with corroded reinforcing bars](#). *Structures*, 57:105081.
- [26] Tan, N. N., Thao, N. T. T., Van, N. T., Hieu, D. D. (2022). [Assessing the shear behavior of corroded steel fiber reinforced concrete beams without shear reinforcement using nonlinear finite element analysis](#). *Journal of Science and Technology in Civil Engineering (STCE) - HUCE*, 16(3):152–165.
- [27] ANSYS Inc. (2023). *Theory reference for the Mechanical APDL and Mechanical Applications*.
- [28] Ru-deng, L. (2008). Values of shear transfer coefficients of concrete element Solid65 in Ansys. *Journal of Jiangsu University*, 2:018.
- [29] Thorenfeldt, E., Tomaszewicz, A., Jensen, J. J. (1987). Mechanical properties of high-strength concrete and applications in design. *Symposium Proceedings, Utilization of High-Strength Concrete*, Norway.
- [30] CEB-FIP (2012). *Model Code 2010*. Vol.1. FIB bulletin 65.
- [31] ACI Committee 318 (2019). *Building code requirements for structural concrete (ACI 318-19) and commentary*. Farmington Hills, MI: American Concrete Institute, 628.
- [32] Capé, M. (1999). *Residual service-life assessment of existing R/C structures*. Chalmers University of Technology, Goteborg (Sweden) and Milan University of Technology, Italy Erasmus Program.
- [33] Stewart, M. G. (2009). [Mechanical behaviour of pitting corrosion of flexural and shear reinforcement and its effect on structural reliability of corroding RC beams](#). *Structural Safety*, 31(1):19–30.
- [34] Kemp, E. L., Wilhelm, W. J. (1979). Investigation of the parameters influencing bond cracking. *Journal Proceedings*, 76:47–72.
- [35] El Maaddawy, T., Soudki, K., Topper, T. (2005). [Analytical model to predict nonlinear flexural behavior of corroded reinforced concrete beams](#). *ACI Structural Journal*, 102(4):550.
- [36] Saifullah, M., Clark, L. (1994). Effect of corrosion rate on the bond strength of corroded reinforcement. *Seventh International Conference on Corrosion and Corrosion Protection of Steel in concrete*, 1:591–602.
- [37] Kallias, A. N., Imran Rafiq, M. (2010). [Finite element investigation of the structural response of corroded RC beams](#). *Engineering Structures*, 32(9):2984–2994.