Tạp chí Khoa học Công nghệ Xây dựng, ĐHXDHN, 2026, 20 (3V): 147–161

MÔ PHỎNG KHẢ NĂNG CHỊU TẢI NGANG CỦA CỘT BÊ TÔNG CỐT TỔ HỢP GFRP-THÉP

Đỗ Hoàng Minh[a,b], Cao Văn Vui[a,b,*], Đoàn Văn Đẹt[a,b]

[a]*Khoa Kỹ thuật Xây dựng, Trường Đại học Bách khoa TP. Hồ Chí Minh, 268 Lý Thường Kiệt, Phường Diên Hồng, TP. Hồ Chí Minh, Việt Nam*
[b]*Đại học Quốc gia TP. Hồ Chí Minh, Phường Linh Xuân, TP. Hồ Chí Minh, Việt Nam*

Nhận ngày 10/4/2026, Sửa xong 01/6/2026, Chấp nhận đăng 16/6/2026

Tóm tắt

Nghiên cứu này mô phỏng khả năng chịu tải ngang của cột bê tông cốt sợi thủy tinh (glass fiber reinforced polymer-GFRP)-thép bằng phần mềm ABAQUS. Mô hình phân tích được xây dựng và kiểm chứng bằng cách so sánh với kết quả thực nghiệm. Mô hình này được sử dụng để khảo sát ảnh hưởng cường độ chịu nén của bê tông và cường độ chảy dẻo của cốt thép đến khả năng chịu tải ngang của cột bê tông cốt GFRP-thép. Kết quả cho thấy, khi tăng cường độ chịu nén của bê tông từ 25 lên 50 MPa thì khả năng chịu tải ngang của cột tăng 31,9%. Điều này khẳng định vai trò quan trọng của cường độ chịu nén của bê tông đối với khả năng chịu tải ngang của cột. Khi tăng cường độ chảy dẻo của cốt thép từ 300 MPa lên 500 MPa thì khả năng chịu tải ngang của cột tăng khoảng 20%. Khi cường độ chảy dẻo của thép tăng lên thì vai trò của cường độ bê tông có phần giảm đi. Mô hình phân tích hồi quy đa biến được xây dựng nhằm xác định giá trị tải trọng ngang theo cường độ chịu nén của bê tông và cường độ chảy dẻo của cốt thép. Mô hình này hữu ích trong việc lựa chọn các tham số thiết kế nhằm phát huy khả năng chịu tải ngang của cột bê tông cốt GFRP-thép.

Từ khoá: GFRP; cột bê tông cốt tổ hợp GFRP-thép; phân tích hồi quy; khả năng chịu tải ngang; mô phỏng.

MODELING HYBRID GFRP-STEEL REINFORCED CONCRETE COLUMNS UNDER LATERAL LOADING

Abstract

This study presents the modeling results of the load-carrying capacity of glass fiber-reinforced polymer (GFRP)-steel reinforced concrete (RC) columns under lateral loading using ABAQUS software. The ABAQUS model was developed and validated by comparing with experimental results. The validated model was then used to investigate the effects of concrete and steel strengths. The results show that the lateral load-carrying capacity of hybrid GFRP-steel RC columns was increased by 31.9% when the concrete compressive strength increased from 25 to 50 MPa. This result confirms the important role of concrete compressive strength on the lateral load-carrying capacity of hybrid GFRP-steel RC columns. The lateral load-carrying capacity of hybrid GFRP-steel RC columns was increased by approximately 20% when the steel yield strength increased from 300 MPa to 500 MPa. Increasing the yield strength of steel slightly mitigated the role of concrete. A multivariate regression analysis model was developed to estimate the lateral load-carrying capacity of hybrid GFRP-steel RC columns based on the strengths of concrete and steel. This model can be useful in selecting design parameters to maximize the lateral load-carrying capacity of GFRP-steel RC columns.

Keywords: GFRP; hybrid GFRP-steel reinforced concrete columns; regression analysis; lateral load-carrying capacity; modeling.

https://doi.org/10.31814/stce.huce2026-20(3V)-13 © 2026 Trường Đại học Xây dựng Hà Nội (ĐHXDHN)

1. Giới thiệu

Cốt thép được sử dụng phổ biến trong xây dựng, nhưng lại dễ bị ăn mòn [1–4] và cần được bảo vệ tốn kém [5] hoặc sửa chữa tốn kém [6, 7]. Trong khi đó, cốt phi kim (fiber reinforced polymer-FRP) có ưu điểm nổi bật về khả năng chống ăn mòn nên có thể thay thế cốt thép [8]. Bên cạnh đó, FRP có cường độ cao và khối lượng nhẹ nhưng lại tồn tại nhược điểm là cơ chế phá hoại giòn. Vì vậy, việc kết hợp hai loại vật liệu này trong cấu kiện bê tông giúp khắc phục hạn chế riêng của từng loại, đồng

*Tác giả đại diện. *Địa chỉ e-mail:* cvvui@hcmut.edu.vn (Vui, C. V.)

thời phát huy thế mạnh chung. Chính vì thế, hướng nghiên cứu này đã và đang thu hút sự quan tâm lớn từ cộng đồng khoa học. Elshamandy và cs. [9] thực nghiệm đánh giá cột bê tông cốt sợi thủy tinh (GFRP) về khả năng đáp ứng chuyển vị theo tiêu chuẩn, so sánh với cột bê tông cốt thép (BTCT). Kết quả cho thấy cột GFRP biến dạng lớn mà vẫn giữ cường độ, đáp ứng hầu hết giới hạn chuyển vị; khả năng tiêu tán năng lượng và độ dẻo đạt mức chấp nhận, hứa hẹn ứng dụng cho cột chịu tải ngang. Sun và cs. [10] nghiên cứu mô phỏng ứng xử của cột bê tông cốt BFRP-thép chịu tải trọng động đất gần phay nứt gãy. Kết quả nghiên cứu cho thấy chuyển vị dư sau khi dỡ tải giảm nhờ vào độ cứng chảy dẻo ổn định. Arafa và cs. [11] nghiên cứu thực nghiệm cột trụ cầu gia cường bằng thanh BFRP và tấm BFRP chịu tải trọng lặp. Kết quả cho thấy cột bê tông cốt lai có thể duy trì độ cứng sau chảy dẻo ổn định, đạt độ dẻo cao. Việc bổ sung thanh BFRP không làm thay đổi đáng kể độ cứng đàn hồi ban đầu, nhưng điều kiện liên kết BFRP–bê tông ảnh hưởng đáng kể đến dạng phá hoại, độ cứng sau chảy dẻo, và độ dẻo. Yuan và cs. [12] chứng minh việc dùng xi măng tính năng cao (ECC) tại vùng khớp dẻo giúp cột bê tông cốt lai FRP-thép tăng sức chịu tải 39,6%, độ dẻo 76,7% và năng lượng tiêu tán 72,5% so với cột truyền thống, qua đó nâng cao rõ rệt khả năng kháng chấn và độ bền cho công trình vùng động đất mạnh. Sun và cs. [13] cho thấy khi tăng tỷ số tải dọc trục từ 0,3 lên 0,45 và 0,6, cột bê tông cốt GFRP tăng sức chịu tải 8,4% và 21,5% nhưng giảm biến dạng 5,6% và 11,8%, năng lượng tiêu tán giảm 43,6% và 7,8%; tuy vậy vẫn đảm bảo độ dẻo và khả năng kháng chấn, phù hợp cho công trình vùng động đất và môi trường ăn mòn. Arafa và cs. [14] dùng mô hình PTHH phi tuyến 2D phân tích cột bê tông lai GFRP-thép dưới tải ngang lặp, cho kết quả dự báo chính xác ứng xử với sai lệch $< 10\%$. Cột đạt độ lệch tầng 4% mà không suy giảm cường độ, tiêu tán năng lượng cao hơn 70–100% so với BTCT, chuyển vị dư nhỏ ($\sim$ 4 mm); phá hoại chủ yếu do nứt uốn chân cột và đứt gãy cốt dọc vùng kéo. Hu và cs. [15] thực nghiệm cho thấy cột bê tông siêu tính năng (UHPC) cốt lai CFRP-thép có sức chịu tải ngang cao hơn 41% khi tải dọc trục thấp, biến dạng và độ dẻo vượt trội so với BTCT. Khả năng đàn hồi sau dỡ tải tăng 72% (tỷ số lực dọc trục 0,1) và 43% (tỷ số lực dọc trục 0,3), trong khi năng lượng tiêu tán và độ dẻo vẫn duy trì cao (độ dẻo > 3, lệch tầng $> 2\%$). Tuy nhiên, hiệu quả CFRP giảm khi tải dọc trục tăng; tỷ lệ thay thế hợp lý là 1/3–2/3 diện tích cốt CFRP. Tavakol và Kazemi [16] mô phỏng khả năng chịu tải ngang của cột bê tông cốt GFRP bằng phần mềm ABAQUS và so sánh với cột BTCT và cột bê tông cốt lai GFRP-thép. Kết quả cho thấy cột BTCT có khả năng tiêu tán năng lượng lớn nhất, trong khi cột bê tông cốt lai GFRP-thép và cột bê tông cốt GFRP chỉ đạt lần lượt 0,75 và 0,42 so với cột BTCT. Han và cs. [17] thực nghiệm cho thấy cột bê tông cốt lai GFRP-thép có khả năng kháng chấn tương đương BTCT về độ cứng, khả năng chịu tải, độ dẻo và tiêu tán năng lượng; lớp GFRP ngoài giảm chuyển vị dư 18,8%, đồng thời đề xuất khoảng cách cốt đai ≤ 6 lần đường kính cốt dọc nhỏ nhất. Srivastava và cs. [18] thực nghiệm 4 cột bê tông cốt lai GFRP-thép cho thấy nếu thiết kế đúng, kết cấu đáp ứng giới hạn chuyển vị mà không suy giảm cường độ; đồng thời có độ dẻo, khả năng tiêu tán năng lượng và phục hồi sau động đất vượt trội so với cột BTCT, hứa hẹn ứng dụng trong hệ kháng lực ngang. Osman và cs. [19] nghiên cứu mô phỏng dự đoán ứng xử tổng thể và cục bộ của trụ cầu bê tông cốt lai GFRP-thép dưới tác dụng của tải trọng lặp, qua đó đề xuất công thức thiết kế cho trụ cầu bê tông cốt lai GFRP-thép. Liu và cs. [20] nghiên cứu thực nghiệm ứng xử dưới tác dụng của tải trọng ngang của các cột: bê tông cốt BFRP, GFRP, cột bê tông cốt lai FRP-thép so sánh với cột BTCT truyền thống. Kết quả nghiên cứu cho thấy cột bê tông cốt lai FRP-thép vừa duy trì khả năng tiêu tán năng lượng, vừa cải thiện độ cứng sau chảy dẻo và giảm biến dạng dư, mở ra tiềm năng ứng dụng trong kết cấu kháng chấn công trình.

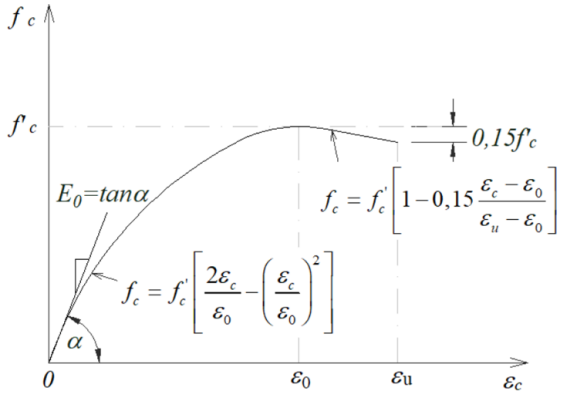
Nhìn chung, kết quả nghiên cứu về cột bê tông cốt lai GFRP-thép còn rất hạn chế. Đặc biệt là ảnh hưởng của các tham số quan trọng như cường độ chịu nén của bê tông và cường độ chịu kéo của cốt thép chưa được nghiên cứu một cách hệ thống. Trong khi đó, nghiên cứu thực nghiệm tuy phản ánh

chính xác ứng xử kết cấu nhưng lại tốn kém, mất nhiều thời gian và khó triển khai cho những cấu kiện phức tạp, đặc biệt là khi nghiên cứu xét ảnh hưởng của nhiều tham số khác nhau đến ứng xử của kết cấu. Ngược lại, mô phỏng số có ưu điểm rõ rệt khi cho phép phân tích toàn diện, tiết kiệm nguồn lực và dễ dàng mở rộng phạm vi nghiên cứu. Vì vậy, bài báo này nghiên cứu ảnh hưởng của cường độ chịu nén của bê tông và cường độ chịu kéo của cốt thép đến ứng xử của cột bê tông cốt FRP-thép chịu tải trọng ngang thông qua phương pháp mô phỏng bằng phần mềm ABAQUS. Trong mô phỏng, cột chịu tải trọng đứng bằng 30% tải trọng tới hạn, sau đó lực ngang tăng dần cho đến khi cột bị phá hoại. Ảnh hưởng của các tham số đến khả năng chịu tải trọng ngang của cột sau đó được phân tích.

2. Mô phỏng

2.1. Mô hình vật liệu bê tông

Để mô phỏng ứng xử phi tuyến của bê tông trong ABAQUS, mô hình ứng suất–biến dạng của bê tông do Hognestad [21] đề xuất được sử dụng trong nghiên cứu này. Quan hệ giữa ứng suất–biến dạng được trình bày ở Hình 1.



Hình 1. Ứng suất–biến dạng của bê tông theo mô hình Hognestad [21]

Quan hệ ứng suất–biến dạng của bê tông đến điểm ứng suất cực đại có dạng parabol, được biểu diễn bởi công thức (1), trong đó ε_c là biến dạng tại điểm khảo sát, ε_0 là biến dạng tương ứng với ứng suất cực đại xác định theo công thức (2), f_c' là ứng suất cực đại.

$$f_c = f_c' \left[\frac{2\varepsilon_c}{\varepsilon_0} - \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_0} \right)^2 \right] \tag{1}$$

$$\varepsilon_0 = \frac{2f_c'}{E_0} \tag{2}$$

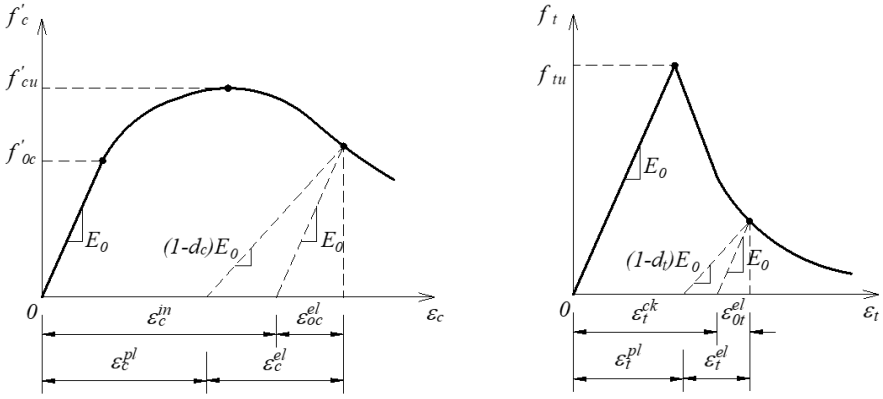
Sau điểm ứng suất cực đại, quan hệ ứng suất–biến dạng của bê tông được biểu diễn ở công thức (3), ứng suất giảm 15% so với f_c' và biến dạng tương ứng là $\varepsilon_u = 0{,}0038$.

$$f_c = f_c' \left[1 - 0{,}15 \frac{\varepsilon_c - \varepsilon_0}{\varepsilon_u - \varepsilon_0} \right] \tag{3}$$

Đường cong ứng suất–biến dạng của bê tông từ giá trị cực đại f_c' đến $f_c'/2$ gần như tuyến tính. Do đó đoạn ứng xử dẻo có thể được xác định từ $f_c'/2$ đến hết đường cong. Tại mức ứng suất $f_c'/2$, giá trị biến dạng tương ứng được xác định theo công thức (4).

$$\varepsilon_{cat(f_c'/2)} = \left[1 - \frac{\sqrt{2}}{2} \right] \varepsilon_0 \tag{4}$$

Mô hình Concrete Damaged Plasticity (CDP) trong ABAQUS mô phỏng ứng xử phi tuyến của bê tông, phản ánh cơ chế phá hoại thực tế ở trạng thái nén, kéo, tải lặp và động đất được thể hiện trong Hình 2. Trong mô hình CDP cho bê tông, các tham số được lựa chọn gồm: độ lệch tâm 0,1; tỷ số bất biến ứng suất bậc hai K_c = 0,667; tỷ số ứng suất nén hai trục/một trục: f_{b0}/f_{c0} = 1,16; góc giãn nở 20°; và thông số độ nhớt 0,00001. Các giá trị này phản ánh đặc tính cơ học điển hình của bê tông thường và đảm bảo tính ổn định trong quá trình phân tích số.



(a) Khi bị nén (b) Khi bị kéo

Hình 2. Mô hình ứng xử dẻo của bê tông

Mô hình giả định bê tông vừa có khả năng dẻo hóa vừa suy giảm độ cứng do nứt, sử dụng biến dạng không đàn hồi để mô phỏng, đồng thời đưa vào hai biến hư hại độc lập cho kéo và nén, qua đó thể hiện sự giảm ứng suất khi vật liệu nứt hoặc bị nén vỡ. Sự suy giảm khả năng chịu lực của bê tông khi chịu kéo và nén, bao gồm cả sự xuất hiện của biến dạng dư (biến dạng dẻo) và hư hại vật liệu được thể hiện qua chỉ số hư hại được xác định theo công thức (5) và (6).

$$d_c = 1 - \frac{f'_c}{f'_{cu}} \tag{5}$$

$$d_t = 1 - \frac{f_t}{f_{tu}} \tag{6}$$

trong đó d_t, d_c lần lượt là chỉ số hư hại của bê tông ở trạng thái kéo và nén. f'_c, f_t tương ứng là ứng suất kéo nén tại điểm khảo sát. f'_{cu}, f_{tu} tương ứng là ứng suất nén và kéo cực hạn.

Biến dạng dẻo kéo nén phản ánh phần biến dạng không hồi phục của vật liệu sau khi dỡ tải.

$$\varepsilon_t^{pl} = \varepsilon_t^{ck} - \frac{d_t}{(1-d_t)}\frac{f_t}{E_0} \tag{7}$$

$$\varepsilon_c^{pl} = \varepsilon_c^{in} - \frac{d_c}{(1-d_c)}\frac{f'_c}{E_0} \tag{8}$$

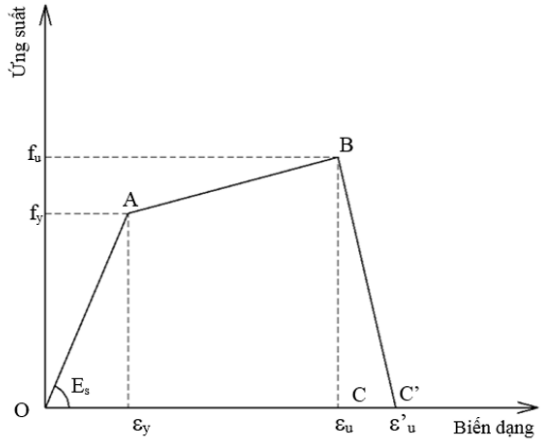
$$\varepsilon_{oc}^{el} = \frac{f'_c}{E_0} \tag{9}$$

$$\varepsilon_c^{in} = \varepsilon_c - \varepsilon_{oc}^{el} \tag{10}$$

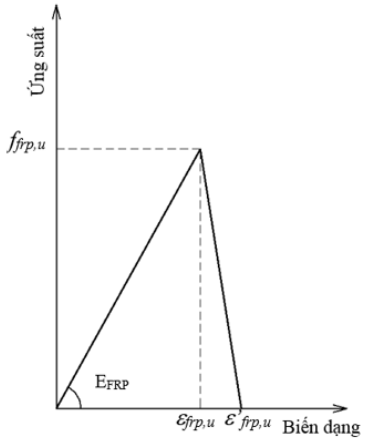
trong đó E_0 là mô đun đàn hồi ban đầu của bê tông, đây là độ dốc đoạn đầu đường cong ứng suất – biến dạng, thể hiện độ cứng đàn hồi của vật liệu khi chưa hư hại; ε_c^{in}, ε_t^{ck} là biến dạng toàn phần tương ứng tại thời điểm khảo sát; ε_{oc}^{el}, ε_{ot}^{el} là biến dạng đàn hồi khi nén và kéo, chỉ phần biến dạng được phục hồi khi gỡ tải; f'_c, f_t là ứng suất kéo nén tại điểm khảo sát.

2.2. Mô hình ứng suất–biến dạng của cốt thép

Trong nghiên cứu này, mô hình ứng suất–biến dạng song tuyến của cốt thép (Hình 3) được sử dụng. Các đặc trưng cơ học của thép gồm mô đun đàn hồi E_s, cường độ chảy f_y, cường độ bền f_u. Vật liệu làm việc đàn hồi trong giai đoạn đầu (OA) và đàn dẻo trong giai đoạn AB. Sau khi phá hoại, ứng suất rơi về không. Nhánh sau khi bị đứt (BC) được xem là thẳng đứng (độ dốc bằng vô cùng) từ điểm (ε_u, f_u). Tuy nhiên, thay vì khai báo với độ dốc bằng vô cùng, nhánh này được khai báo với một độ dốc rất lớn (nhánh BC') để phần mềm không bị treo khi tính toán trong vùng sau đứt. Sau điểm C', ứng suất bằng không.



Hình 3. Mô hình vật liệu thép



Hình 4. Mô hình vật liệu GFRP

2.3. Mô hình vật liệu cốt GFRP

Mô hình ứng suất–biến dạng của thanh GFRP được giả thiết tuyến tính cho đến khi phá hoại (Hình 4). Mô đun đàn hồi là E_{frp}, giới hạn bền là $f_{frp,u}$ và biến dạng bền là $\varepsilon_{frp,u}$. Tương tự như mô hình cốt thép, một nhánh có độ dốc lớn được sử dụng để mô phỏng giai đoạn sau đứt để đảm bảo tính liên tục và ổn định số trong ABAQUS. Ngoài ra, theo khuyến nghị bởi ACI 440.1R [22], khả năng chịu cắt của GFRP được bỏ qua vì vật liệu này không đóng góp đáng kể vào cơ chế truyền lực cắt, phù hợp với bản chất giòn và khả năng chịu kéo tốt của GFRP.

2.4. Loại phần tử và chia lưới phần tử

Vật liệu bê tông được mô phỏng bằng phần tử C3D8R. Đây là loại phần tử khối 3 chiều 8 nút với kỹ thuật tích phân giảm, tích hợp cơ chế kiểm soát hiện tượng biến dạng giả (hourglass control) nhằm đảm bảo tính ổn định của lưới phần tử.

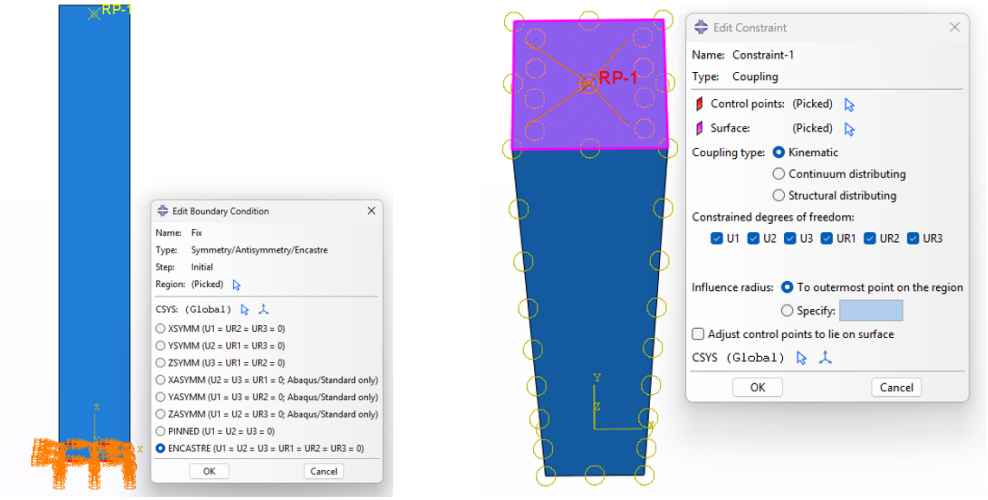
Cốt thép và cốt GFRP được mô phỏng bằng phần tử thanh T3D2 (Truss) trong phần mềm Abaqus. Đây là loại phần tử thanh tuyến tính 3 chiều gồm hai nút, mỗi nút sở hữu ba bậc tự do tịnh tiến. Đặc điểm này cho phép mô phỏng chính xác ứng xử chịu lực dọc trục của các loại cốt trong kết cấu bê tông.

Các phần tử đều được chia lưới với kích thước size 50×50 mm.

2.5. Điều kiện biên và thiết lập tải trọng

Mô hình cột được thiết lập với sơ đồ một đầu ngàm và một đầu tự do, chịu đồng thời tải trọng nén dọc trục và tải trọng ngang. Tại chân cột, điều kiện biên Encastre được áp dụng cho toàn bộ bề mặt đáy, Hình 5(a), tương ứng với việc khống chế hoàn toàn sáu bậc tự do ($U1 = U2 = U3 = UR1 = UR2 = UR3 = 0$), triệt tiêu mọi chuyển vị thẳng và chuyển vị xoay. Tại đầu tự do, để truyền tải trọng

một cách đồng đều, một điểm tham chiếu (Reference Point - RP-1) được tạo ra và kết nối với bề mặt đỉnh cột thông qua ràng buộc liên kết động học (Kinematic Coupling), Hình 5(b).

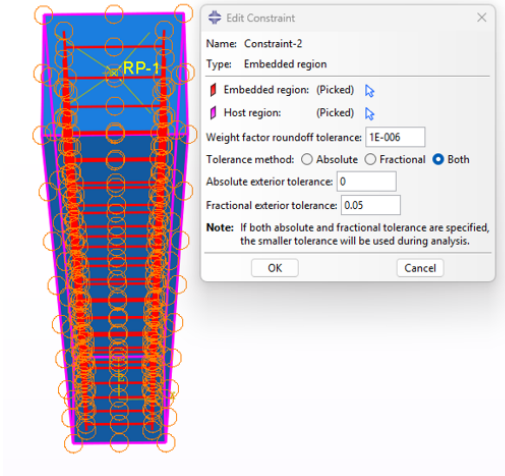


(a) Điều kiện biên (b) Điểm tham chiếu đặt lực tại đỉnh cột

Hình 5. Điều kiện biên và thiết lập tải trọng

2.6. Tương tác và ràng buộc

Tương tác giữa cốt thép và bê tông được thiết lập thông qua ràng buộc vùng nhúng (Embedded Region) như Hình 6. Theo đó, hệ thống cốt dọc và cốt đai (phần tử T3D2) được định nghĩa là vùng nhúng (embedded region), nằm hoàn toàn trong khối bê tông đóng vai trò vật chủ (host region). Ràng buộc này đồng nhất chuyển vị giữa các nút của phần tử cốt dọc với các phần tử bê tông tương ứng, giả thiết sự bám dính là tuyệt đối và không có trượt tương đối tại giao diện giữa hai vật liệu.

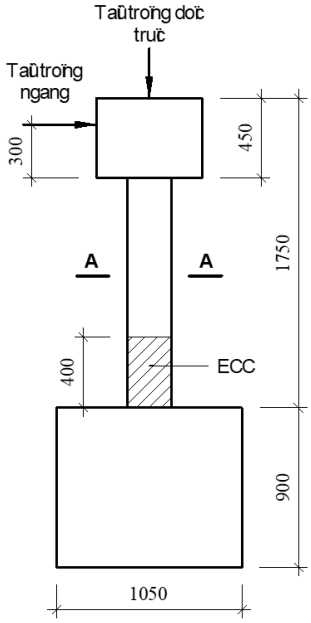


Hình 6. Ràng buộc Embedded Region cho cốt thép trong bê tông

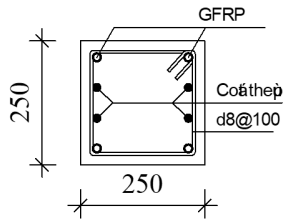
3. Kiểm chứng mô hình

Để kiểm chứng và đánh giá độ tin cậy của mô hình trên phần mềm ABAQUS, mô hình được kiểm chứng với kết quả thực nghiệm trên cột bê tông cốt GFRP-thép (ký hiệu GSREC0.3-16) và cột BTCT (ký hiệu SREC0.3-16) đã được thí nghiệm bởi Yuan và cs. [12]. Cột có tiết diện 250 × 250 × 1600 mm. Cột GSREC0.3-16 có cấu hình gồm 4 thanh thép đường kính 16 mm và 4 thanh GFRP đường kính 16 mm. Cốt thép có giới hạn chảy 528 MPa, giới hạn bền 635 MPa, mô đun đàn hồi 203 GPa. Cốt GFRP có giới hạn bền 752 MPa, mô đun đàn hồi 42,3 GPa. Cột SREC0.3-16 có cấu hình gồm 8 thanh cốt thép dọc đường kính 16 mm, không có cốt GFRP. Cốt đai có đường kính 8 mm, giới hạn chảy 366 MPa, giới hạn bền 524 MPa, mô đun đàn hồi 193 GPa. Khoảng cách giữa các cốt đai là 100 mm. Bê tông cột có cường độ chịu nén trung bình (mẫu lập phương cạnh 100 mm) là 35,8 MPa. Đoạn cột cách chân đế 400 mm sử dụng bê tông tính năng cao (Engineered Cementitious

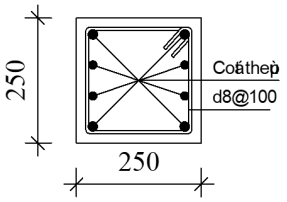
Composites-ECC) có cường độ chịu nén 47,3 MPa. Các giá trị này được quy đổi sang cường độ chịu nén trên mẫu trụ tiêu chuẩn 150 × 300 mm lần lượt là 27,2 MPa và 35,9 MPa [23]. Hình 7(a) trình bày mặt đứng và Hình 7(b), (c) lần lượt trình bày mặt cắt ngang của cột GSREC0.3-16 và SREC0.3-16. Sơ đồ tính toán của cột là một đầu ngàm, một đầu tự do. Tải dọc trục có giá trị bằng 30% khả năng chịu tải tới hạn của cột và được giữ không đổi. Điểm đặt của tải trọng ngang cách mặt ngàm của cột là 1600 mm. Các chi tiết khác có thể tìm từ tài liệu [12].



(a) Mặt đứng

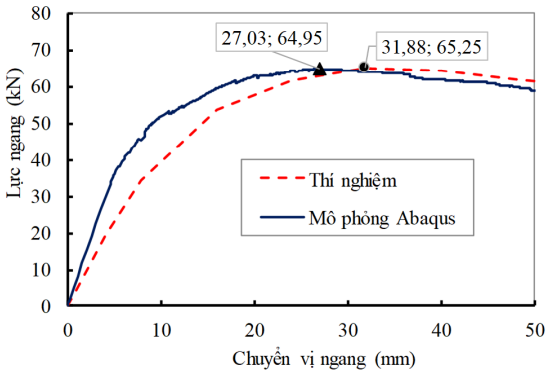


(b) Mặt cắt ngang A-A của cột GSREC0.3-16

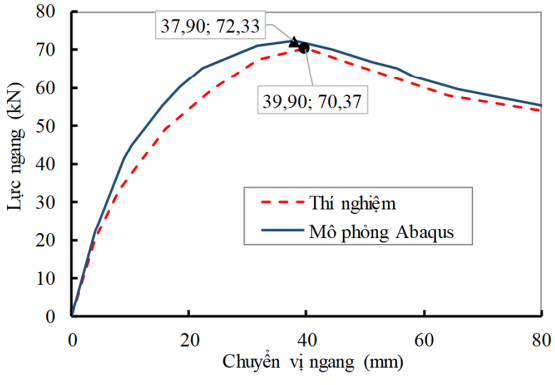


(c) Mặt cắt ngang A-A của cột SREC0.3-16

Hình 7. Chi tiết cột thí nghiệm (vẽ lại theo cột thí nghiệm bởi Yuan và cs. [12])



(a) Cột GSREC0.3-16



(b) Cột SREC0.3-16

Hình 8. So sánh kết quả đường cong lực–chuyển vị thu được từ mô phỏng và thực nghiệm [12]

Kết quả đường cong lực–chuyển vị ngang thu được từ mô phỏng được so sánh với đường cong lực–chuyển vị ngang thu được từ thực nghiệm. Hình 8(a), (b) lần lượt so sánh hai đường cong của cột GSREC0.3-16 và cột SREC0.3-16. Các đường cong này thể hiện sự tương đồng rõ rệt giữa kết quả mô phỏng và kết quả thí nghiệm. Các giá trị tải trọng tới hạn của hai cột mô phỏng được tổng hợp

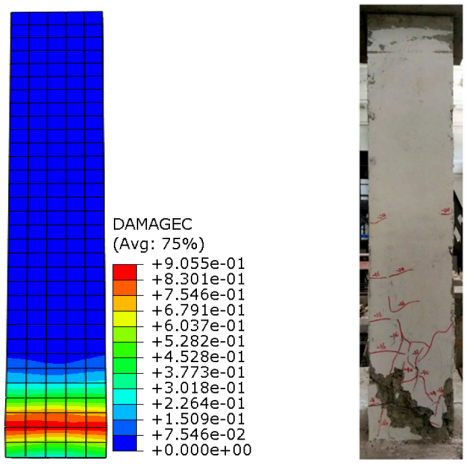
trong Bảng 1. Đối với cột bê tông cốt lai GFRP-thép, tải trọng tới hạn từ thực nghiệm là 65,25 kN, kết quả mô phỏng là 64,95 kN, chênh lệch so với thực nghiệm 0,5%. Đối với cột BTCT, tải trọng tới hạn từ mô phỏng 72,33 kN, kết quả thực nghiệm là 70,37 kN, chênh lệch 4,2%.

Bảng 1. So sánh kết quả mô phỏng và thực nghiệm

Cột	Tải trọng tới hạn (kN)		Chênh lệch (%)
	Mô phỏng	Thực nghiệm	
GSREC0.3-16	64,95	65,25	0,5
SREC0.3-16	72,33	70,37	4,2

Sự khác biệt giữa kết quả mô phỏng và thí nghiệm là do thí nghiệm dùng tải lặp, tăng giảm nhiều chu kỳ để mô phỏng động đất, nên có sự suy giảm về độ cứng và khả năng chịu tải. Do đó, đường cong lực–chuyển vị thu được từ thí nghiệm có phần mềm hơn. Ngược lại, mô hình ABAQUS áp dụng tải ngang đơn tăng cho đến khi cột bị phá hoại. Do đó, đường cong thu được từ mô phỏng không xét đến sự suy giảm độ cứng và khả năng chịu tải do tải lặp gây ra. Việc chọn tải đơn giúp đơn giản hóa mô phỏng, giảm thời gian tính toán, vẫn đảm bảo đánh giá đặc trưng cơ bản của cột. Đặc biệt, kết quả mô phỏng sẽ thiên về hướng phân tích kết cấu chịu tải ngang theo phương pháp đẩy dần, thay vì phương pháp phân tích theo lịch sử thời gian. Mặc dù có sự khác nhau, kết quả các đường cong này cho thấy mô hình ABAQUS đã phản ánh tốt ứng xử của cột, đồng thời khẳng định độ tin cậy của mô hình mô phỏng.

Hình 9(a), (b) trình bày sự phá hoại thu được từ mô phỏng và so sánh với sự phá hoại thu được từ thí nghiệm. Kết quả mô phỏng cho thấy hư hại không được thấy ở các phần trên của cột. Hư hỏng tập trung ở vị trí chân cột. Chỉ số hư hỏng lên đến 0,9 như được thể hiện trên Hình 9(a). Sự phá hoại tạo nên một khớp dẻo với chiều dài xấp xỉ bằng kích thước cạnh cột. Kết quả này phù hợp với kết quả thu được từ thực nghiệm như được trình bày trong Hình 9(b).



(a) Mô phỏng (b) Thí nghiệm

Hình 9. So sánh dạng phá hoại cột từ mô phỏng ABAQUS và thí nghiệm

4. Phân tích ảnh hưởng của các tham số

Mô hình kiểm chứng ABAQUS được sử dụng để mô phỏng các cột có các đặc trưng vật liệu khác nhau. Kết quả mô phỏng thu được từ ABAQUS được phân tích để đánh giá ảnh hưởng của các đặc

trưng của vật liệu đến khả năng chịu tải ngang của cột bê tông cốt tổ hợp GFRP-thép.

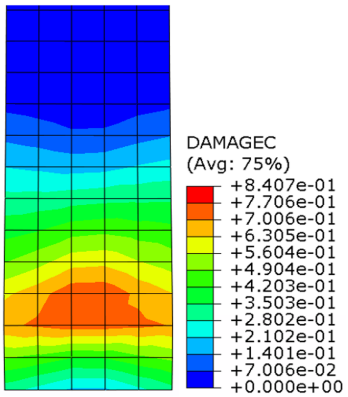
4.1. Ảnh hưởng của cường độ bê tông đến khả năng chịu tải ngang của cột bê tông cốt GFRP-thép

Trong phần này, quá trình mô phỏng ABAQUS được thực hiện cho sáu cột bê tông cốt lai GFRP-thép với các mức cường độ chịu nén bê tông là 25, 30, 35, 40, 45 và 50 MPa. Kết quả được phân tích nhằm đánh giá ảnh hưởng của cường độ bê tông đến khả năng chịu lực của cột dưới tác dụng của tải dọc trục không đổi và tải ngang. Tất cả các cột có cấu hình giống nhau, sử dụng đồng thời 4 thanh thép D16 và 4 thanh GFRP D16 làm cốt dọc. Tỷ số lực dọc được giữ cố định ở mức 0,3 để đảm bảo so sánh trực tiếp giữa các cấp cường độ bê tông mà không bị chi phối bởi yếu tố khác. Việc giữ nguyên các thông số về cốt thép, cốt GFRP và tỷ số lực dọc giúp phân tích tập trung vào vai trò của biến số cường độ bê tông đến khả năng chịu tải ngang của cột bê tông cốt lai GFRP-thép. Các đặc trưng cơ học của vật liệu được thể hiện trong Bảng 2. Lưu ý rằng, với cùng một tỷ số lực dọc, cường độ bê tông thay đổi sẽ làm thay đổi trị số của lực dọc như trình bày trong Bảng 2.

Bảng 2. Thông số cột đánh giá ảnh hưởng cường độ bê tông

Cột	f_c' (MPa)	Cốt thép (mm)	Cốt GFRP (mm)	Tỷ số lực dọc	Lực dọc (N)
1	25	4D16	4D16(GFRP)	0,3	468750
2	30	4D16	4D16(GFRP)	0,3	562500
3	35	4D16	4D16(GFRP)	0,3	656250
4	40	4D16	4D16(GFRP)	0,3	750000
5	45	4D16	4D16(GFRP)	0,3	843750
6	50	4D16	4D16(GFRP)	0,3	937500

Hình 10 trình bày một ví dụ về sự phát triển vùng phá hoại của cột sử dụng bê tông có cường độ chịu nén 40 MPa tại trạng thái tải trọng tới hạn. Kết quả phân tích cho thấy vùng hư hỏng trong bê tông lan rộng đến khoảng cách 400 mm tính từ chân cột. Đặc biệt, vị trí bê tông cột bị phá hoại nhiều nhất trong khoảng 100–150 mm từ chân cột, phản ánh rõ sự hình thành khớp dẻo và cơ chế phá hoại đặc trưng của cột chịu tác động tải ngang lớn.

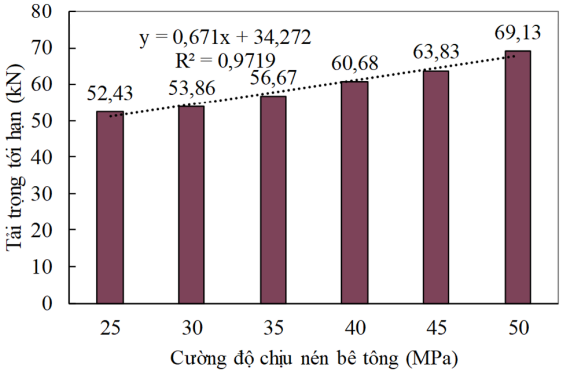


Hình 10. Vùng phá hoại nén của cột bê tông có $f_c' = 40$ MPa

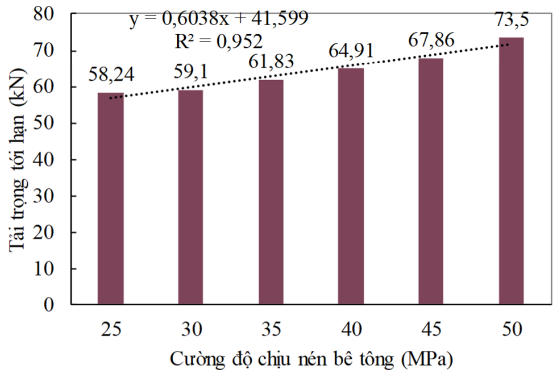
Các Hình 11, 12 và 13 thể hiện tải trọng tới hạn ứng với các giá trị cường độ chịu nén khác nhau của bê tông tương ứng với cường độ chảy dẻo của cốt thép là $f_y = 300$ MPa, 400 MPa, và 500 MPa. Khi $f_y = 300$ MPa, tải trọng tới hạn cho cột bê tông cốt GFRP-thép có cường độ bê tông 25, 30, 35, 40, 45 và 50 MPa lần lượt là 52,43, 53,86, 56,67, 60,68, 63,83 và 69,13 kN. So với tải trọng tới hạn của cột có cường độ bê tông 25 MPa, với tải trọng tới hạn của cột có cường độ bê tông 50 MPa tăng 31,9%. Khi cường độ thép tăng lên 400 MPa và 500 MPa, mức độ tăng này giảm xuống còn 26,2% và 21,4%. Các kết quả này cho thấy, tải trọng tới hạn $P_{\max}$ không những tăng theo cường độ chịu nén của bê tông và mức độ tăng còn phụ thuộc vào cường độ của cốt thép.

Quan hệ giữa $P_{\max}$ và cường độ bê tông có thể được xấp xỉ bằng các đường thẳng tuyến tính ở dạng $y = ax + b$. Các phương trình và các hệ số R^2 của các đường xấp xỉ này được thể hiện trên các Hình 11, 12 và 13. Các hệ số R^2 đều lớn hơn 0,95 cho thấy mức độ tương quan tốt. Hệ số tỷ lệ a cho

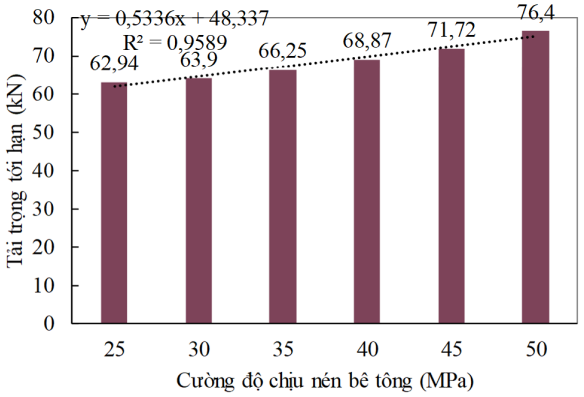
các trường hợp f_y = 300 MPa, f_y = 400 MPa, và f_y = 500 MPa lần lượt là 0,671, 0,6038 và 0,5336 (trung bình là 0,6028). Các hệ số này nhìn chung là khá lớn. Cứ tăng một đơn vị MPa cho cường độ bê tông thì khả năng chịu tải ngang tăng trung bình khoảng 0,6028 kN. Điều này khẳng định cường độ chịu nén của bê tông có vai trò quan trọng đối với khả năng chịu tải ngang của cột. Một vấn đề khác cũng được thể hiện qua các hệ số này. Các hệ số này giảm rõ rệt khi cường độ của thép tăng từ 300 MPa lên 500 MPa. Điều này cho thấy, khi cường độ thép tăng lên thì vai trò của cường độ bê tông có phần giảm đi.



Hình 11. Tải trọng ngang tới hạn ứng với các giá trị khác nhau của f_c' khi f_y = 300 MPa



Hình 12. Tải trọng ngang tới hạn ứng với các giá trị khác nhau của f_c' khi f_y = 400 MPa



Hình 13. Tải trọng ngang tới hạn ứng với các giá trị khác nhau của f_c' khi f_y = 500 MPa

4.2. Ảnh hưởng của cường độ chịu kéo cốt thép

Để đánh giá vai trò của cốt thép trong cột bê tông cốt lai FRP-thép chịu tải trọng ngang, các mô hình được xây dựng cho các cường độ bê tông 25, 30, 35, 40, 45 và 50 MPa. Cường độ chảy dẻo của cốt thép là 300, 400 và 500 MPa, tương ứng với cường độ kéo đứt 450, 570 và 650 MPa [24]. Các thông số khác như cấu tạo cốt thép, cốt GFRP, tỷ số lực dọc và tải trọng đều được giữ nguyên. Các đặc trưng cơ học của vật liệu và trị số lực dọc được trình bày trong Bảng 3.

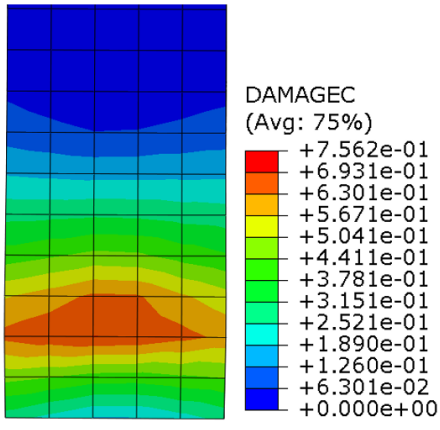
Hình 14 thể hiện vùng phá hoại của bê tông cột sử dụng bê tông có cường độ chịu nén f_c' = 40 MPa, tương ứng với cường độ chảy dẻo cốt thép f_y = 400 MPa. Chiều dài vùng phá hoại nén tập trung trong phạm vi 400 mm từ chân cột và cực đại trong khoảng 150 mm.

Hình 15 thể hiện tải trọng tới hạn ứng với các giá trị khác nhau của cường độ chảy dẻo của cốt thép và cường độ chịu nén của bê tông. Kết quả mô phỏng cho thấy tải trọng ngang tới hạn P_{max} tăng tuyến

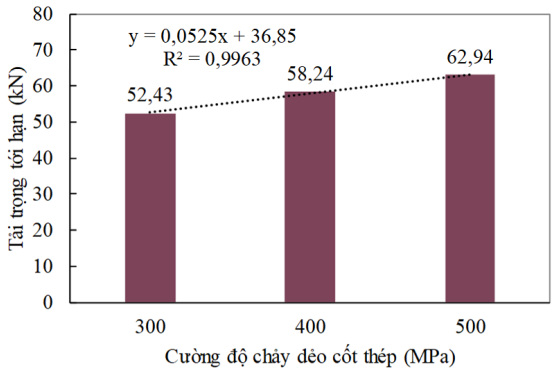
tính theo cường độ chảy dẻo của cốt thép (f_y), nhưng hiệu quả tăng giảm dần khi cường độ bê tông cao hơn. Bê tông có cường độ trung bình (25–30 MPa), khi tăng (f_y) làm $P_{\max}$ tăng rõ rệt (khoảng 19–20%), trong khi bê tông cường độ cao hơn (40–50 MPa) mức tăng chỉ còn khoảng 10,5%–13,5%. Điều này chứng tỏ vai trò của cốt thép trong việc nâng cao khả năng chịu lực tới hạn phụ thuộc lớn vào cường độ bê tông: bê tông cường độ trung bình thấp thì cốt thép đóng góp nhiều hơn, còn bê tông cường độ cao thì hiệu quả cải thiện tải trọng tới hạn bằng cách tăng cường độ thép bị hạn chế. Đây là cơ sở quan trọng để lựa chọn tổ hợp vật liệu hợp lý trong thiết kế cột bê tông cốt lai GFRP-thép.

Bảng 3. Các đặc trưng cơ học của vật liệu

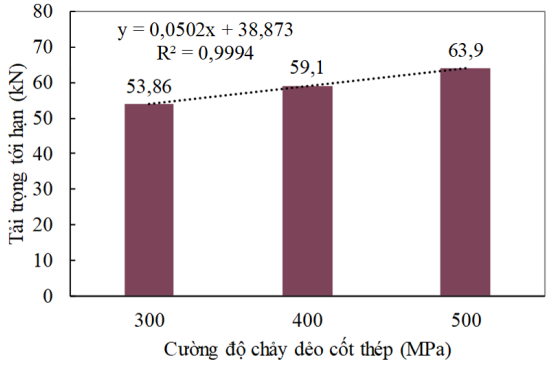
Cột	f'_c (MPa)	f_y (MPa)	f_u (MPa)	Tỷ số lực dọc	Lực dọc (N)
1	25	300 400 500	450 570 650	0,3	468750
2	30	300 400 500	450 570 650	0,3	562500
3	35	300 400 500	450 570 650	0,3	656250
4	40	300 400 500	450 570 650	0,3	750000
5	45	300 400 500	450 570 650	0,3	843750
6	50	300 400 500	450 570 650	0,3	937500



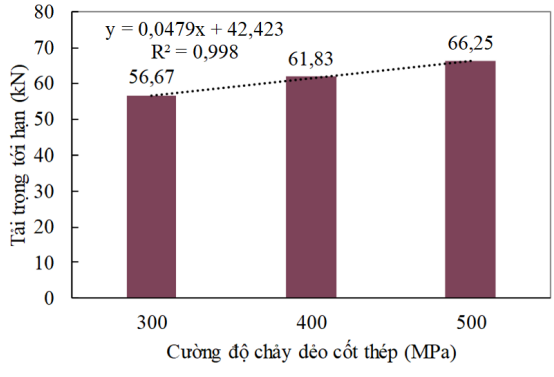
Hình 14. Vùng phá hoại nén của cột có f'_c = 40 MPa, f_y = 400 MPa



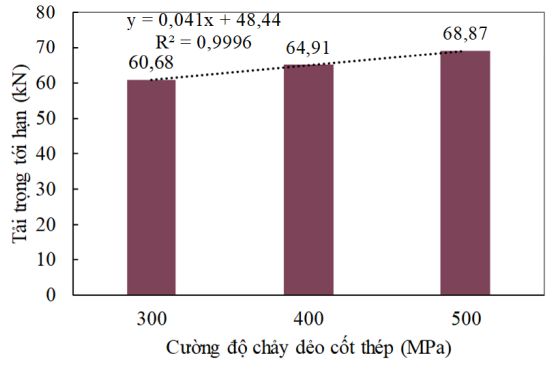
(a) f_c' = 25 MPa



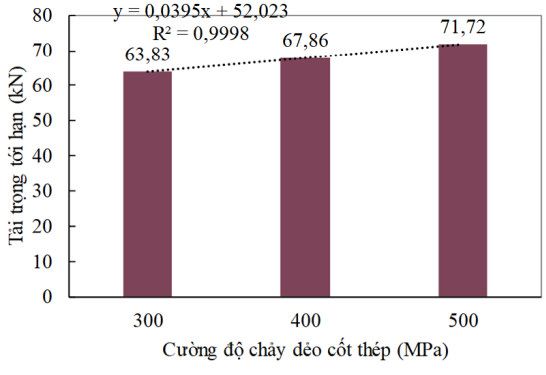
(b) f_c' = 30 MPa



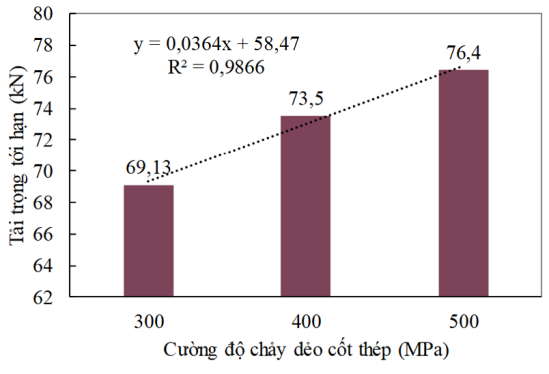
(c) f_c' = 35 MPa



(d) f_c' = 40 MPa



(e) f_c' = 45 MPa



(f) f_c' = 50 MPa

Hình 15. Tải trọng lớn nhất P_{max} ứng với các giá trị chảy dẻo khác nhau của cốt thép tại các cường độ chịu nén khác nhau của bê tông

4.3. Mô hình hồi quy đa biến

Mô hình hồi quy đa biến được sử dụng để dự đoán khả năng chịu tải trọng ngang của cột bê tông cốt lai GFRP-thép theo cường độ chịu nén của bê tông và cường độ chảy dẻo của cốt thép. Phần mềm thống kê R-studio được sử dụng để phân tích hồi quy theo phương pháp Baysian Model Average (BMA). Biến phụ thuộc là khả năng chịu tải ngang của cột (P), hai biến độc lập gồm cường độ chịu nén của bê tông ($f_c' = x_1$) và cường độ chảy dẻo của cốt thép ($f_y = x_2$). Trong khi cường độ của thanh

GFRP f_u = 752 MPa.

Mô hình tối ưu được thể hiện trong Bảng 4. Trong Bảng này, các biến độc lập và hệ số tự do được thể hiện trong cột (1), cột (2) là xác suất để các hệ số hồi quy khác 0. Biến số nào có xác suất này càng cao thì khả năng biến đó xuất hiện trong mô hình càng chắc chắn. Cột (3) là giá trị trung bình có trọng số của tất cả các hệ số hồi quy sau khi gộp nhiều mô hình, còn gọi là kỳ vọng của các hệ số hồi quy. Cột (4) là độ lệch chuẩn của giá trị kỳ vọng, giá trị này càng nhỏ thì ước lượng có độ tin cậy càng cao. Cột cuối cùng là các tham số của mô hình tối ưu, gồm hệ số tự do và 2 biến số x_1 và x_2. Mô hình có hệ số r^2 rất cao (0,968), chứng tỏ mức độ tin cậy và khả năng giải thích dữ liệu của mô hình là đáng kể. Các hệ số hồi quy đều cho giá trị dương, điều đó chứng tỏ các tham số này ảnh hưởng tích cực đến khả năng chịu tải trọng ngang của cột. Trong đó, cường độ chịu nén của bê tông (x_1) ảnh hưởng đáng kể hơn so với cường độ chảy dẻo của cốt thép (x_2). Công thức (11) thể hiện khả năng chịu tải trọng ngang của cột theo hai tham số x_1 và x_2.

$$P = 0{,}603\,(x_1) + 0{,}045\,(x_2) + 23{,}576 \tag{11}$$

Bảng 4. Mô hình tải trọng ngang theo cường độ chịu nén bê tông và cường độ chảy dẻo cốt thép

	Xác xuất để các hệ số hồi quy khác 0	Giá trị trung bình (kỳ vọng) của hệ số hồi quy	Độ lệch chuẩn của kỳ vọng	Mô hình tối ưu
Hệ số tự do	100	23,576	1,971	23,576
$x_1 = f'_c$	100	0,603	0,035	0,603
$x_2 = f_y$	100	0,045	0,004	0,045
Số lượng biến trong mô hình				2
Hệ số xác định (r^2)				0,968
Hệ số Bayesian information criterion (BIC)				−56,139
Xác xuất hậu định				1

5. Kết luận

Một số kết luận được rút ra như sau:

- Khả năng chịu tải ngang của cột bê tông cốt tổ hợp GFRP-thép thể hiện sự nhạy cảm lớn với tham số bê tông. Cụ thể khi cường độ chịu nén tăng từ 25 lên 50 MPa, khả năng chịu tải ngang được cải thiện đáng kể tới 31,9%. Điều này cho thấy cường độ chịu nén của bê tông đóng vai trò chủ đạo, quyết định khả năng chịu tải ngang của cột.

- Khi giới hạn chảy của cốt thép tăng từ 300 lên 500 MPa giúp tăng 20% tải trọng cực đại. Nghiên cứu chỉ ra một quy luật quan trọng: tỷ trọng đóng góp cường độ chịu nén của bê tông vào tổng khả năng chịu lực có xu hướng giảm dần. Đây là cơ sở để các kỹ sư cân đối giữa việc sử dụng bê tông cường độ cao hay cốt thép cường độ cao trong thiết kế cột bê tông cốt GFRP-thép chịu tải trọng ngang.

- Mô hình phân tích hồi quy đa biến được xây dựng nhằm xác định giá trị tải trọng ngang theo cường độ chịu nén của bê tông và cường độ chảy dẻo của cốt thép. Mô hình này hữu ích trong việc lựa chọn các tham số thiết kế nhằm phát huy khả năng chịu tải ngang của cột bê tông cốt GFRP-thép.

Lời cảm ơn

Nghiên cứu này được tài trợ bởi Quỹ Phát triển khoa học và công nghệ Quốc gia (NAFOSTED) trong đề tài mã số 107.02-2023.95.

Tài liệu tham khảo

[1] Hung, N. M., Hieu, N. T., Tuan, N. V., Dat, P. X. (2023). Experimental study on the behavior of eccentrically compressed corrosion-damaged reinforced concrete columns. *Journal of Science and Technology in Civil Engineering (STCE) - HUCE*, 17(4):37–47.

[2] Thành, P. C., Tân, N. N., Bình, C. T. (2025). Ứng xử chọc thủng của sàn phẳng bê tông cốt thép bị ăn mòn: Ảnh hưởng của chiều dày sàn, diện tích vùng ăn mòn và hàm lượng cốt thép. *Tạp chí Khoa học Công nghệ Xây dựng (TCKHCNXD) - ĐHXDHN*, 19(4V):1–14.

[3] Long, T. N., Vinh, T. X., Minh, P. N., Tùng, P. T. (2025). 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. *Tạp chí Khoa học Công nghệ Xây dựng (TCKHCNXD) - ĐHXDHN*, 19(4V):15–28.

[4] Nguyên, 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 (TCKHCNXD) - ĐHXDHN*, 18(4V):106–121.

[5] Nguyên, N. Đ. (2025). Nghiên cứu so sánh quy định bảo vệ chống ăn mòn cốt thép công trình nhà bê tông cốt thép ven biển theo các tiêu chuẩn Việt Nam và quốc tế. *Tạp chí Khoa học Công nghệ Xây dựng (TCKHCNXD) - ĐHXDHN*, 19(2V):13–27.

[6] Tín, H. X., Thắng, Đ. Đ., Long, N. M. (2023). Ứng xử nén lệch tâm của cột bê tông cốt thép bị ăn mòn được gia cường bằng tấm sợi các-bon. *Tạp chí Khoa học Công nghệ Xây dựng (TCKHCNXD) - ĐHXDHN*, 17(1V):24–41.

[7] Tín, H. X., Cường, N. H., Long, N. M. (2022). Hiệu quả gia cường của tấm BFRP cho cột bê tông cốt thép bị ăn mòn chịu nén lệch tâm. *Tạp chí Khoa học Công nghệ Xây dựng (TCKHCNXD) - ĐHXDHN*, 16(5V):10–24.

[8] Hải, L. H., Đạt, P. T., Long, N. M., Thuật, Đ. V. (2025). Mô phỏng số ứng xử va đập của sàn bê tông nước biển cát biển cốt GFRP. *Tạp chí Khoa học Công nghệ Xây dựng (TCKHCNXD) - ĐHXDHN*, 19(4V): 29–42.

[9] Elshamandy, M. G., Farghaly, A. S., Benmokrane, B. (2018). Experimental behavior of glass fiber-reinforced polymer-reinforced concrete columns under lateral cyclic load. *ACI Structural Journal*, 115 (2):337–349.

[10] Sun, Z.-Y., Wu, G., Wu, Z.-S., Zhang, J. (2014). Nonlinear behavior and simulation of concrete columns reinforced by steel-FRP composite bars. *Journal of Bridge Engineering*, 19(2):220–234.

[11] Ibrahim, A. M. A., Wu, Z., Fahmy, M. F. M., Kamal, D. (2016). Experimental study on cyclic response of concrete bridge columns reinforced by steel and basalt FRP reinforcements. *Journal of Composites for Construction*, 20(3):4015062.

[12] Yuan, F., Chen, M., Pan, J. (2019). Experimental study on seismic behaviours of hybrid FRP–steel-reinforced ECC–concrete composite columns. *Composites Part B: Engineering*, 176:107272.

[13] Sun, L., Yang, Z., Jin, Q., Yan, W. (2020). Effect of axial compression ratio on seismic behavior of GFRP reinforced concrete columns. *International Journal of Structural Stability and Dynamics*, 20(06): 2040004.

[14] Arafa, A., Shoeib, A. E., Dandrawy, S. Y. (2021). Behavior of hybrid steel/GFRP reinforced columns under lateral cyclic loading: A numerical study. *Sohag Engineering Journal*, 1(1):110–121.

[15] Hu, R., Fang, Z., Benmokrane, B., Fang, W. (2021). Cyclic behaviour of UHPC columns with hybrid CFRP/Steel reinforcement bars. *Engineering Structures*, 238:112245.

[16] Tavakol, M., Kazemi, H. H. (2025). Comparative assessment of concrete columns reinforced with hybrid steel-GFRP, GFRP, and steel bars under cyclic lateral loading. *Structures*, 71:108034.

[17] Han, S., Xiao, G., Tan, W., Zhou, A., Yu, J., Ou, J. (2025). Experimental study and analytical model of full-scale concrete columns with hybrid steel-FRP reinforcements under axial compression and cyclic lateral loading. *Engineering Structures*, 336:120301.

[18] Srivastava, A. S., Prajapati, G. N., Benmokrane, B. (2025). Exploratory study of using hybrid glass fiber-reinforced polymer-steel bars in reinforced concrete columns to improve seismic performance. *ACI Structural Journal*, 122(4):229–243.

[19] Osman, S. M. S., Aldabagh, S., Alam, M. S., Sheikh, S. A. (2023). Performance-based seismic design of hybrid GFRP–steel reinforced concrete bridge columns. *Journal of Composites for Construction*, 27(2): 4023011.

[20] Liu, J., Gao, S., Wang, H., Du, J. (2024). Seismic behavior of concrete columns reinforced with BFRP, GFRP, steel, and hybrid steel–FRP reinforcement. *Journal of Composites for Construction*, 28(6): 4024068.

[21] Hognestad, E. (1951). *Study of combined bending and axial load in reinforced concrete members*. University of Illinois Engineering Experiment Station, Bulletin No. 399.

[22] ACI Committee 440.1R-15 (2015). *Guide for the design and construction of structural concrete reinforced with Firber-Reinforced Polymer (FRP) bars*. American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan, USA.

[23] TCVN 3118:2022. *Bê tông: Phương pháp xác định cường độ chịu nén*. Bộ Khoa học và Công nghệ, Việt Nam.

[24] TCVN 1651-2:2018. *Thép cốt bê tông-Phần 2: Thép thanh vằn*. Bộ Khoa học và Công nghệ, Việt Nam.