

Hiệu quả gia cường BFRP và ảnh hưởng của tải trọng lặp đến khả năng chịu tải của nút bê tông cốt thép

Võ Bá Huy¹, Đinh Hoài Luân¹, Đoàn Văn Đệ², Cao Văn Vui^{*3,4}

¹ Khoa Kỹ thuật Hạ tầng - Đô thị, Trường Đại học Xây dựng Miền Tây

² Trung tâm Thí nghiệm Xây dựng và Môi trường, Trường Đại học Xây dựng Miền Tây

³ Khoa Kỹ Thuật Xây Dựng, Trường Đại học Bách Khoa Tp. Hồ Chí Minh

⁴ Đại học Quốc Gia Tp. Hồ Chí Minh

TỪ KHOÁ

Bê tông cốt thép
Nút dầm-cột
BFRP
Gia cường
Tải trọng lặp
Khả năng chịu tải

TÓM TẮT

Bài báo này trình bày kết quả nghiên cứu về hiệu quả gia cường basalt fiber reinforced polymer (BFRP) và ảnh hưởng của tải trọng lặp đến khả năng chịu tải của nút dầm-cột bê tông cốt thép (BTCT) có hệ dầm trực giao. Thí nghiệm được thực hiện trên tám nút dầm-cột. Tám nút dầm-cột này được chia thành bốn nhóm, mỗi nhóm gồm hai nút. Một nhóm không gia cường và ba nhóm còn lại được gia cường bằng sợi BFRP với các cấu hình khác nhau. Trong mỗi nhóm, một nút chịu tác dụng tải trọng đơn và nút còn lại chịu tác dụng của tải trọng lặp. Kết quả cho thấy các nút bị phá hoại ở dạng bê tông vùng nén bị nén vỡ; trong khi đó, bê tông vùng kéo bị nứt. Sự phá hoại tập trung ở vị trí dầm mà không xuất hiện trên cột. Dưới tác dụng của tải đơn, gia cường BFRP đã làm tăng trung bình khoảng 8,5% tải trọng tới hạn của nút. Khi nút chịu tải trọng lặp, gia cường BFRP làm tăng 3,3–7,0% so với nút đối chứng. Tải lặp có ảnh hưởng lớn đến khả năng chịu tải tới hạn của nút. So với nút đối chứng chịu tải đơn, tải lặp đã làm giảm 14,3% tải trọng tới hạn của nút không gia cường và 8,3–17,2% khả năng chịu tải tới hạn của nút gia cường.

KEYWORDS

Reinforced concrete
Beam-column joint
BFRP
Retrofitting
Cyclic loading
Load-carrying capacity

ABSTRACT

This paper investigates the effects of Basalt fiber reinforced polymer (BFRP) retrofitting and cyclic loading on bearing capacity of reinforced concrete beam-column joints with orthogonal beams. Experiments were conducted on eight beam-column joints. These joints were classified into four groups; each group had two joints. One group was not retrofitted (control group). Three remaining joints were retrofitted with various configurations. For each group, one joint was monotonically loaded and one joint was cyclically loaded. The results showed that damage mode was in the form of concrete crushing in the compression zone and concrete cracking in the tension zone. The damage was concentrated on the beams, while the damage did not appear on the columns. Under monotonic loading, BFRP retrofitting increased the ultimate load of the joints by about 8.5%. Under cyclic loading, BFRP retrofitting increased the ultimate load by 3.3–7.0% compared with that of the control joint. Cyclic loading had a great influence on the ultimate load capacity of the joints. Compared to the control joint subjected to monotonic load, cyclic loading reduced the ultimate load of the unretrofitted joint by 14.3% and the ultimate load capacity of BFRP retrofitted joints by 8.3–17.2%.

1. Giới thiệu

Các nút dầm-cột của khung bê tông cốt thép (BTCT) có vai trò quan trọng vì chúng tiếp nhận tải trọng từ sàn, dầm và cột. Về mặt cơ học, nút là bộ phận chịu lực phức tạp hơn so với các phần tử như dầm hay cột, do phải chịu đồng thời nhiều loại ứng suất khác nhau. Do đó dưới tác dụng của tải trọng, nút dầm-cột là bộ phận dễ bị hư hỏng so với cấu kiện khác như dầm hay cột. Trong nhiều năm qua, các nghiên cứu đã được thực hiện để hiểu về ứng xử cơ học của nút dầm-cột khi công trình chịu tải trọng động đất. Năm 1973, Paulay và

Scarpa [1] nghiên cứu ứng xử của 3 nút dầm-cột chịu tải trọng động đất. Hai trong 3 nút có cốt thép chịu cắt bằng 50 % so với tiêu chuẩn. Kết quả cho thấy các nút chịu lực rất tốt. Nguyên nhân được cho là có thêm cốt thép cột xuyên qua nút liên kết và có sự tham gia chịu cắt của cốt đai trong cột. Ehsani và Wight [2] nghiên cứu sáu nút dầm cột biên BTCT chịu tải trọng lặp với các chu kỳ biến dạng tương ứng với các động đất vừa đến mạnh. Tác giả kết luận rằng các chỉ tiêu trong một số tiêu chuẩn quá an toàn. Raffaella Wight [3] thí nghiệm 4 nút dầm-cột chịu tải trọng lặp có tải trọng lệch tâm tại nút. Kết quả nghiên cứu cho thấy sự tồn tại của độ lệch tâm tại nút ảnh hưởng lớn

*Liên hệ tác giả: cvvui@hcmut.edu.vn

Nhận ngày 12/09/2025, sửa xong ngày 16/11/2025, chấp nhận đăng ngày 17/11/2025

Link DOI: <https://doi.org/10.54772/jomc.01.2026.1090>

đến khả năng chịu tải của nút. Pampanin và cộng sự [4] nghiên cứu thực nghiệm ứng xử của nút khung được thiết kế chỉ chịu tải trọng đứng, một dạng thiết kế điển hình của công trình ở Ý trong những thập niên 50-70. Các nút này được thí nghiệm để xác định khả năng chịu tải trọng động đất thông qua tải trọng lặp. Kết quả cho thấy các nút này rất dễ bị hư hại khi chịu tải trọng lặp. Pantelides và cộng sự [5] thí nghiệm trên 4 nút dầm-cột khung biên với tỷ lệ 1:2 được thiết kế và xây dựng trước khi có tiêu chuẩn về động đất được ban hành. Các nút này được thí nghiệm chịu tải trọng động đất thông qua quy trình lặp có kể đến tải trọng dọc trục trong cột. Kết quả cho thấy rằng ứng suất kéo trong nút tăng 50 % khi tăng tải trọng nén trong cột. Ngoài ra tải trọng dọc trục thấp dẫn đến sự tiêu tán trong nút nhiều hơn và độ dẻo cũng cao hơn. Tsonos [6] nghiên cứu thực nghiệm ứng xử của nút khung được thiết kế kháng chấn theo quy định hiện hành chịu tải trọng lặp với nhiều chu kỳ gia tải không đàn hồi. Kết quả nghiên cứu cho thấy các nút vẫn có thể bị hư hại sớm hơn tải trọng dự kiến. Elshafey và cộng sự [7] nghiên cứu thực nghiệm ứng xử của 8 nút dầm-cột khung biên chịu tải trọng kết hợp cắt và xoắn. Kết quả cho thấy phá hoại do cắt là cơ chế phá hoại chính của nút. Cấu tạo và chiều dài neo của cốt thép dọc và cốt thép chịu nén ảnh hưởng lớn đến khả năng chịu lực và vị trí phá hoại. Gần đây, Gao và Lin [8] dự đoán mô hình phá hoại của nút dầm cột BTCT dựa trên 580 nút dầm-cột đã được thực nghiệm bằng phương pháp học máy với việc phân tích 9 đặc trưng thiết kế và 12 thuật toán học máy. Sau khi so sánh kết quả dự đoán và đối chiếu với bốn tiêu chuẩn thiết kế, mô hình dự đoán sử dụng thuật toán XGBoost được khuyến nghị nhờ khả năng phân loại chính xác cao. Sabbahfar và cộng sự [9] nghiên cứu ứng xử của 4 nút dầm cột nút có cấu tạo không tuân theo tiêu chuẩn chống động đất. Trong đó, hai mẫu sử dụng cốt thép trơn và hai mẫu sử dụng cốt thép gờ. Mẫu có gờ đạt lực cực đại sớm hơn và tiêu tán năng lượng tốt hơn nhờ hạn chế trượt cốt thép. Mô phỏng số bằng DIANA cho kết quả phù hợp với kết quả thí nghiệm, đặc biệt ở độ cứng ban đầu và mức suy giảm cường độ. Vùng giao nhau giữa dầm và cột là nơi hư hỏng nặng nhất. Kết quả này là cơ sở để đưa ra giải pháp gia cường cho công trình cũ không đạt chuẩn động đất.

Gia cường kết cấu là biện pháp cải thiện khả năng chịu tải cho các kết cấu công trình đã suy giảm do thời gian sử dụng hoặc bị hư hại bởi động đất, hỏa hoạn. Trong quá khứ và hiện tại, nhiều phương pháp gia cường đã được áp dụng để cải thiện hay tăng khả năng chịu tải của kết cấu. Pampanin [10] đề xuất giải pháp gia cường nút khung BTCT bằng cách bổ sung thanh chống xiên nối giữa dầm và cột nhằm nâng cao khả năng kháng chấn. Kết quả cho thấy biện pháp này giúp đẩy vị trí khớp dẻo ra xa vùng nút, so với mẫu không gia cường, qua đó hạn chế nứt do ứng suất cắt và bảo vệ vùng nút. Shafaei [11] nghiên cứu áp dụng biện pháp mở rộng nút bằng thanh thép dự ứng lực và bản thép góc cho các nút dầm-cột không có thiết kế kháng chấn, giúp đẩy vùng khớp dẻo ra khỏi điểm giao nhau, tăng hiệu quả bảo vệ kết cấu. Campione và cộng sự [12] đánh giá hiệu quả của phương pháp gia cường cho nút dầm-cột bằng cách sử dụng thép để bao quanh vị trí giáp giữa dầm và cột trong khu vực của nút. Tải

trọng tác dụng là tải đơn và tải lặp. Kết quả cho thấy giải pháp gia cường này giúp tăng cường độ, độ dẻo và chuyển cơ chế phá hoại từ cột yếu-dầm khỏe sang cột khỏe-dầm yếu, phù hợp với thiết kế kháng chấn. Bansal và cộng sự [13] nghiên cứu gia cường nút dầm-cột BTCT bằng lưới thép và vữa cường độ cao cho thấy khả năng chịu tải được cải thiện rõ rệt, nhưng độ dẻo và khả năng hấp thụ năng lượng không vượt trội so với mẫu đối chứng. Truong và cộng sự [14] nghiên cứu thực nghiệm các giải pháp gia cường ngoài nút dầm-cột BTCT gồm: dính tán kết hợp CFRP, thép hình gia cường cánh dưới, cùng với thép góc tại nút. Kết quả chỉ ra rằng, các giải pháp (ngoại trừ phương pháp dán đinh-CFRP) cải thiện đáng kể sức chịu tải, độ cứng và khả năng hấp thụ năng lượng của nút.

Nhìn chung, các giải pháp gia cường nêu trên có hiệu quả trong việc cải thiện khả năng chịu tải, độ dẻo, khả năng hấp thụ năng lượng của nút khung. Tuy nhiên, nhược điểm chung của những giải pháp trên là làm tăng tính tải kết cấu, một số giải pháp làm ảnh hưởng không gian kiến trúc. Những nhược điểm đó có thể được khắc phục bằng giải pháp gia cường sử dụng vật liệu sợi fiber reinforced polymer (FRP). Đây là loại vật liệu có cường độ chịu kéo cao trọng lượng nhẹ. Kỹ thuật gia cường nút bằng tấm sợi carbon FRP (CFRP) đã được Ghobarah và Said [15] tiến hành nghiên cứu thực nghiệm nút khung biên BTCT không có thiết kế động đất để đánh giá khả năng chịu tải. Kết quả cho thấy các phương pháp gia cường bằng CFRP mang lại hiệu quả đáng kể trong việc tăng khả năng chịu lực cắt tại nút khung, đồng thời góp phần ngăn chặn hoặc làm chậm quá trình phá hoại do cắt xảy ra tại khu vực này. Mahini và Ronagh [16-17] gia cường CFRP cho nút dầm-cột BTCT không có thiết kế kháng chấn và kết luận rằng gia cường làm tăng đáng kể khả năng chịu lực của nút. Ngoài ra, kết quả còn chỉ ra rằng, các khớp dẻo có xu hướng hình thành ở vị trí cách xa mặt cột hơn, góp phần cải thiện cơ chế phân bố biến dạng và hiệu quả làm việc của kết cấu. Vecchio và cộng sự [18] cho thấy rằng, gia cường nút làm giảm biến dạng cắt một cách đáng kể; trong khi đó, cấu hình chữ U quanh chu vi dầm hạn chế hiện tượng bong tách giữa tấm CFRP và bê tông. Attariva và cộng sự [19] nghiên cứu ứng xử của nút dầm-cột gia cường bằng glass FRP (GFRP), CFRP và sự kết hợp GFRP-CFRP. Kết quả cho thấy rằng phương pháp gia cường kết hợp GFRP-CFRP giúp nâng cao đáng kể độ dẻo và mức độ tiêu tán năng lượng của nút khi chịu tải trọng lặp. Hakuto và cộng sự [20] nghiên cứu thực nghiệm nút khung phẳng ở biên và giữa chịu tác dụng của tải trọng lặp. Trong nghiên cứu này, cốt thép trong nút được bố trí không có chức năng kháng chấn, dạng thiết kế khá phổ biến ở thập niên 70. Một số nút được gia cường bằng bọc cốt thép và bê tông nhằm xem xét khả năng chịu tải động đất của chúng sau gia cường. Kết quả cho thấy việc gia cường giúp cải thiện rõ rệt độ dẻo và khả năng chịu lực của nút. Hùng và cộng sự [21] đề xuất mô hình thực nghiệm gia cường sức kháng uốn cho dầm BTCT sử dụng tấm CFRP ứng suất trước. Kết quả thực nghiệm cho thấy sức kháng uốn của dầm gia cường theo phương pháp này tăng hơn 2 lần so với dầm không gia cường và tăng gần 1,2 lần so với dầm gia cường không tạo ứng suất trước trong tấm CFRP. Đệ và cộng sự [22] nghiên

cửu thực nghiệm 09 mẫu nút dầm-cột bê tông cốt thép bị cháy với các thời gian cháy khác nhau. Sau thí nghiệm cháy, hai mẫu trong mỗi nhóm được gia cường bằng tấm sợi CFRP. Kết quả thí nghiệm cho thấy nút sau cháy có gia cường có sức chịu tải lớn hơn 12,9 – 17,1 % so với mẫu đối chứng.

Kết cấu khung BTCT thực tế là hệ không gian ba chiều. Ngược lại, phần nhiều các nghiên cứu được đề cập nêu trên vẫn tập trung vào mô hình khung phẳng, nhằm thiên về an toàn và đơn giản hóa trong việc đánh giá ứng xử của nút dầm-cột BTCT. Việc nghiên cứu nút khung không gian là cần thiết để đánh giá ứng xử của nút dầm-cột BTCT chịu tải trọng lặp với mức độ chính xác tốt hơn. Bên cạnh đó, gia cường bằng BFRP ít được nghiên cứu hơn so với gia cường bằng CFRP hay GFRP. Bài báo này nghiên cứu ảnh hưởng của tải trọng lặp đến khả năng chịu lực của nút khung BTCT có hệ dầm trực giao, có và không gia cường bằng BFRP. Tổng cộng 8 nút được thí nghiệm, gồm 2 mẫu đối chứng và 6 mẫu gia cường theo các cấu hình khác nhau. Ảnh hưởng của tải trọng lặp đến khả năng chịu lực của nút ứng với các cấu hình gia cường khác nhau được so sánh và phân tích trong bài báo này.

2. Thiết kế thí nghiệm

2.1. Vật liệu

Bê tông để đúc các nút dầm-cột có thành phần cấp phối như Bảng 1. Cường độ chịu nén của bê tông lúc 28 ngày là 26 MPa. Cốt thép dọc có đường kính $\phi 14$ với ứng suất chảy là 329 MPa và ứng suất bền là 492 MPa. Thép đai là $\phi 6$ với ứng suất chảy là 341 MPa. Chất kết dính TCK 510 R được sử dụng. Theo kết quả của nhà sản xuất, cường độ chịu kéo và chịu nén lần lượt là 40,08 MPa và 128 MPa, và mô đun đàn hồi là 2,76 GPa. BFRP là loại Basalt fiber roving 2400tex. Sáu mẫu BFRP được lấy để thí nghiệm. Cường độ chịu kéo đứt trung bình là 2668,3 MPa.

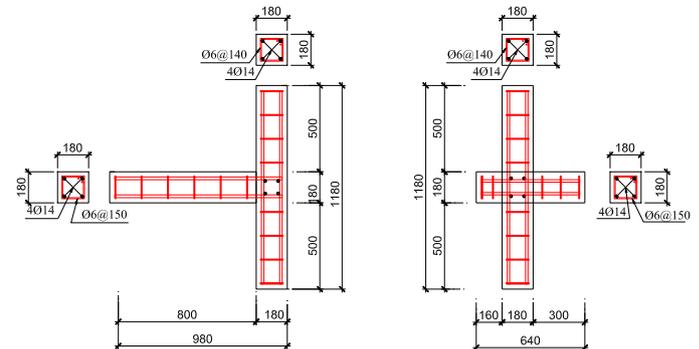
Bảng 1. Thành phần bê tông.

Vật liệu sử dụng	Đơn vị tính	Lượng vật liệu
Xi măng	kg	340
Đá 1x2	kg	1130
Cát	kg	847
Nước	lít	131
Phụ gia HSRD 888	lít	2,72

2.2. Thiết kế nút dầm-cột BTCT

Nút dầm-cột được thiết kế bao gồm: cột, dầm dọc và dầm ngang, được thể hiện như Hình 1. Cột có chiều cao 1,18 m, tiết diện $0,18 \text{ m} \times 0,18 \text{ m}$, cốt thép dọc dùng 4 thanh thép đường kính 14 mm ($\phi 14$) và đai thép đường kính 6 mm ($\phi 6$) bố trí với khoảng cách 140 mm. Dầm dọc dài 0,8 m, tiết diện $0,18 \text{ m} \times 0,18 \text{ m}$ (rộng \times cao), dầm ngang dài 0,64 m, tiết diện $0,18 \text{ m} \times 0,18 \text{ m}$ (rộng \times cao). Cả

dầm dọc và dầm ngang sử dụng bốn thanh thép chủ đường kính 14 mm ($\phi 14$) và thép đai đường kính 6 mm ($\phi 6$) bố trí với khoảng cách 150 mm.



Hình 1. Nút dầm cột.

2.3. Thiết kế gia cường kháng uốn cho nút dầm-cột BTCT

Tổng cộng có tám mẫu nút dầm-cột được thí nghiệm trong chương trình thực nghiệm này. Các mẫu này được chia thành bốn nhóm dựa trên cấu hình gia cường. Mỗi nhóm gồm 2 nút, trong đó một nút thí nghiệm tải trọng đơn, nút còn lại chịu tải trọng lặp. Nhóm JB0 là nhóm đối chứng không gia cường. Các nhóm JB1, JB2 và JB3 được gia cường bằng BFRP theo các cấu hình tương ứng lần lượt là cấu hình 1, cấu hình 2, và cấu hình 3. Việc phân nhóm nút theo cấu hình và tải trọng thí nghiệm được trình bày trong Bảng 2. Trong bảng này, cột 2 thể hiện tên nhóm, cột 3 liệt kê tên nút, cột 4 mô tả các cấu hình gia cường bằng BFRP, và cột 5 cho biết loại tải trọng tác dụng lên từng nút.

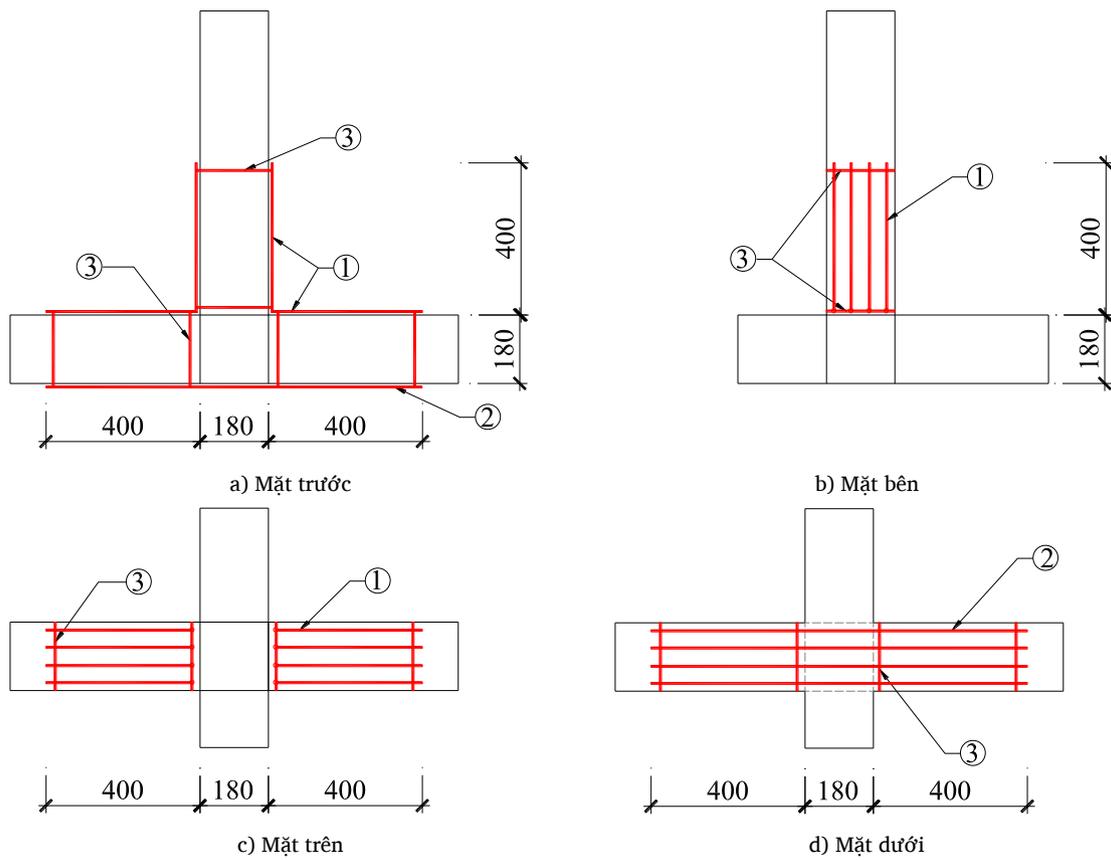
Hình 2 thể hiện các chi tiết gia cường BFRP theo cấu hình 1 cho các nút JB1-M và JB1-C thuộc nhóm JB1. Trong cấu hình này, bốn sợi BFRP dài 800 mm (sợi số 1) liên kết từ dầm dọc sang cột và bốn sợi BFRP dài 980 mm (sợi số 2) được gia cường ở mặt sau của cột. Ngoài ra, các sợi BFRP (sợi số 3) được sử dụng quấn quanh cột và dầm, giúp tăng cường liên kết giữa BFRP và bê tông.

Hình 3 thể hiện chi tiết gia cường BFRP cấu hình 2 cho các nút JB2-M và JB2-C thuộc nhóm JB2. Ở cấu hình này, bốn sợi BFRP dài 540 mm (sợi số 4) và bốn sợi BFRP dài 680 mm (sợi số 5) được bố trí nhằm gia cường liên kết từ dầm dọc sang hai dầm ngang 2 bên. Bốn sợi BFRP dài 600 mm (sợi số 6), được gia cường mặt sau cột theo phương ngang. Tương tự như cấu hình trước, sử dụng BFRP (sợi số 3) quấn vòng quanh cột và dầm ngang để cải thiện liên kết giữa BFRP và bê tông.

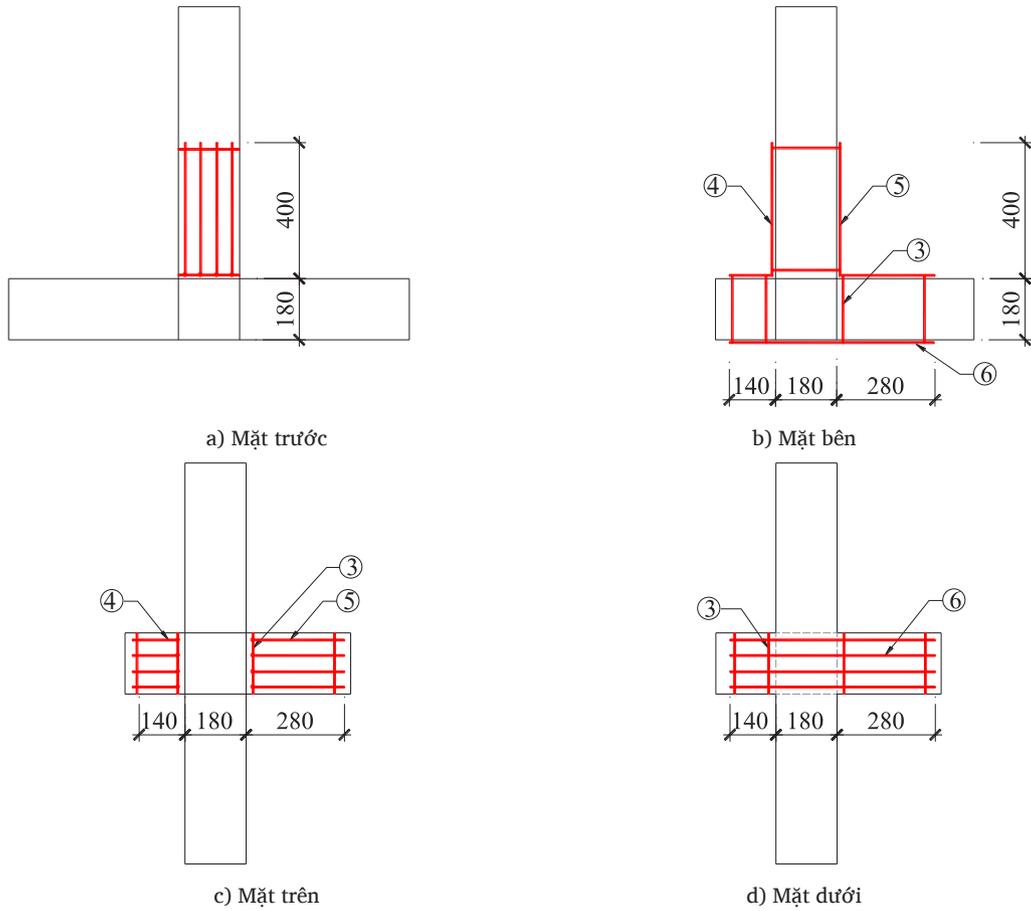
Hình 4 trình bày phương án gia cường BFRP cấu hình 3 cho các nút JB3-M và JB3-C trong nhóm JB3. Cấu hình này là sự kết hợp của cả cấu hình 1 và 2. Các sợi BFRP sử dụng để gia cường bao gồm: BFRP liên kết dầm dọc và cột (sợi số 1), liên kết dầm dọc và dầm ngang (sợi số 4 và số 5); BFRP gia cường mặt sau cột (sợi số 2 và số 6).

Bảng 2. Phân nhóm mẫu thí nghiệm theo cấu hình gia cường và tải trọng tác dụng.

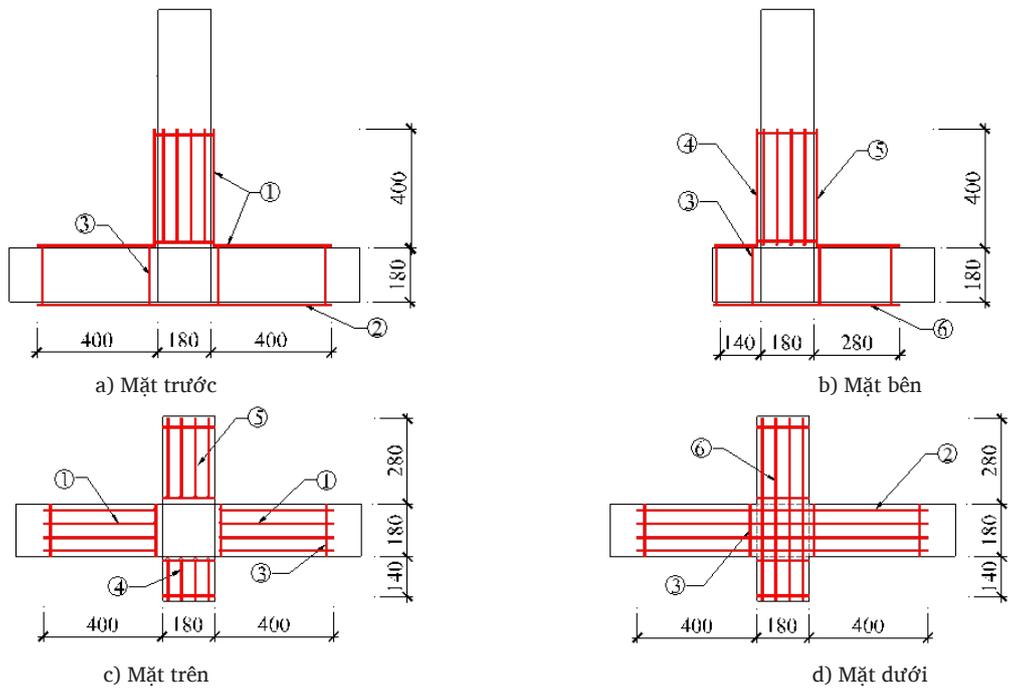
TT	Nhóm	Tên nút	Cấu hình gia cường BFRP	Tải tác dụng
1	JB0	JB0-M	Không gia cường	Tải đơn
2		JB0-C		Tải lặp
3	JB1	JB1-M	Cấu hình gia cường 1	Tải đơn
4		JB1-C		Tải lặp
5	JB2	JB2-M	Cấu hình gia cường 2	Tải đơn
6		JB2-C		Tải lặp
7	JB3	JB3-M	Cấu hình gia cường 3	Tải đơn
8		JB3-C		Tải lặp



Hình 2. Cấu hình 1 - gia cường BFRP cho nhóm JB1.



Hình 3. Cấu hình 2 - gia cường BFRP cho nhóm JB2.

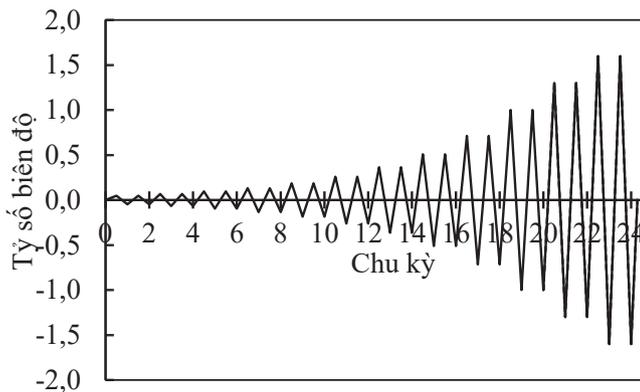


Hình 4. Cấu hình 3 - gia cường BFRP cho các nút nhóm JB3.

3. Tải trọng thí nghiệm

Mỗi nhóm gồm hai nút, một nút chịu tải đơn và một nút chịu tải lặp, như thể hiện ở cột 5 của Bảng 2. Chẳng hạn, nhóm JB0 gồm hai nút: JB0-M và JB0-C; trong đó, nút JB0-M chịu tải đơn, còn nút JB0-C chịu tải lặp.

Tải lặp được xác định theo khuyến nghị bởi FEMA 461 [23] thể hiện ở Hình 5. Mỗi chu kỳ gia tải được lặp lại 2 lần. Biên độ tương đối của chu kỳ gia tải thứ i là tỷ số a_i/a_n , trong đó a_i là biên độ của chu kỳ thứ i , a_n là biên độ tới hạn. Biên độ tới hạn a_n được xác định theo FEMA 356 [24]. Đây là biên độ tương ứng với độ lệch tầng 4 %, theo đó $a_n = 4 \% \times 770 = 30.8 \text{ mm}$, trong đó 770 mm là chiều dài của dầm từ điểm chịu tải đến mặt cột. Biên độ tương đối ứng với chu kỳ gia tải đầu tiên $a_1 = 0,048$, các chu kỳ tiếp theo có $a_{i+1} = 1,4 \times a_i$. Ngoài ra, nếu mẫu chưa bị phá hoại thì cần áp dụng thêm các cặp chu kỳ với biên độ tăng dần đều bằng 30 % biên độ tới hạn.



Hình 5. Tải trọng chu kỳ theo FEMA 461 [23].

4. Lắp đặt thí nghiệm



1. Dầm BTCT, 2. Kích thủy lực gia tải dọc trục lên cột, 3. Loadcell hai chiều, 4. Kích thủy lực hai chiều.

Hình 6. Lắp đặt thí nghiệm.

Hình 6 thể hiện phương án thí nghiệm gia tải nút. Cột được đặt nằm ngang trên hai gối có khoảng cách 980 mm. Tải dọc trục cột sử dụng kích thủy lực 300 kN. Tải trọng đơn/tuần hoàn tác dụng lên đầu dầm bằng kích thủy lực hai chiều theo phương ngang. Điểm đặt lực trên

dầm cách mặt cột 770 mm. Các cảm biến dịch chuyển tuyến tính (LVDTs) được bố trí để ghi nhận chuyển vị theo Hình 6. Tải trọng và chuyển vị đầu dầm được ghi nhận đồng thời trong quá trình thí nghiệm.

Trong suốt quá trình thí nghiệm, tải trọng dọc trục cột được tạo ra và giữ không đổi. Tải trọng dọc trục này bằng 15 % sức chịu tải danh định của cột [1, 9, 11]. Sức chịu tải dọc trục danh định của cột trong nút BTCT được xác định theo ACI 318-25 [25]. Do đó, tải trọng dọc trục trong cột áp dụng trong thí nghiệm được lấy bằng 113,7 kN.

5. Kết quả thí nghiệm và thảo luận

5.1. Cơ chế phá hoại

Hình 7 trình bày các nút bị phá hoại sau khi thí nghiệm. Hàng phía trước là các nút bị phá hoại dưới tác dụng của tải đơn. Đi từ trái sang phải của hàng này là nút JB0-M, JB1-M, JB2-M, và JB3-M. Hàng phía sau là các nút chịu tải trọng lặp. Đi từ trái sang phải của hàng phía sau là nút JB0-C, JB1-C, JB2-C, và JB3-C.

Các nút không gia cường bị phá hoại ở dạng bê tông vùng nén bị nén vỡ; trong khi đó, bê tông vùng kéo bị nứt. Sự phá hoại tập trung ở vị trí dầm. Trong khi đó, hư hỏng không xuất hiện trên cột. Vị trí hư hỏng tập trung ở khoảng 200 mm dầm tính từ mặt cột. Sự phá hoại này được giải thích là do khả năng chịu mô men của cột lớn hơn khả năng chịu mô men của dầm. Bên cạnh đó, cột chịu tải trọng dọc trục. Điều này làm cho hư hỏng tập trung ở dầm yếu và không hư hỏng ở cột khỏe.

Với các nút có gia cường BFRP chịu tải đơn, sự phá hoại của bê tông cũng tương tự: bê tông vùng nén bị nén vỡ còn bê tông vùng kéo bị nứt. Tuy nhiên, phá hoại này có phần bị trì hoãn ở chuyển vị lớn hơn do có sự hiện diện của BFRP gia cường. Ở các chuyển vị cực hạn, BFRP ở vùng nén bị uốn cong. Trong khi đó, BFRP ở vùng kéo bị kéo đứt.

Đối với các nút chịu tải trọng lặp, sự phá hoại của bê tông thay đổi liên tục trong quá trình gia tải. Trong một chu kỳ, bê tông bị nén rồi chuyển sang bị kéo. Sự thay đổi này diễn ra liên tục trong quá trình gia tải, dẫn đến vết nứt đóng mở và bê tông có thể bị nén vỡ khi biên độ của vòng lặp gần tiến tới biên độ 4 %. Sự phá hoại này được tích lũy qua các vòng lặp. Do đó, so với tải trọng đơn thì tải trọng lặp gây ra hư hỏng nhiều hơn. Từ đó, tải lặp làm suy giảm khả năng chịu tải của nút.



Hình 7. Dạng phá hoại của các nút sau khi thí nghiệm.

5.2. Kết quả tải trọng tới hạn

Tải trọng tới hạn của nút được xác định từ các đường cong lực–chuyển vị của các nút thí nghiệm. Tải trọng tới hạn của nút chịu tải trọng đơn được xác định trực tiếp là tải trọng lớn nhất trên đường cong lực–chuyển vị của nút. Trong khi đó, tải trọng tới hạn của nút chịu tải lặp được xác định là tải trọng lớn nhất trên các đường bao trung bình của 2 đường bao (đường bao âm và dương) của đường cong lực–chuyển vị của các nút chịu tải lặp. Các đường bao này là đường bao trung bình. Quá trình thu được đường cong trung bình này được mô tả như sau: đầu tiên, đường bao cả phía âm và phía dương được lấy từ đường cong quan hệ lực–chuyển vị của nút dưới tác dụng của tải lặp. Sau đó, đường bao âm được chuyển thành giá trị tuyệt đối. Đường bao giá trị tuyệt đối này và đường bao dương được sử dụng để tính ra đường bao trung bình. Các đường bao trung bình được dùng để xác định tải tới hạn của nút chịu tải lặp. Bảng 3 trình bày tải trọng tới hạn của các nút dầm cột BTCT.

Bảng 3. Tải trọng tới hạn.

TT	Nhóm	Tên nút	Tải trọng tới hạn (kN)
1	JB0	JB0-M	23,84
2		JB0-C	20,42
3	JB1	JB1-M	25,74
4		JB1-C	21,10
5	JB2	JB2-M	25,80
6		JB2-C	21,37
7	JB3	JB3-M	25,94
8		JB3-C	21,85

5.3. Hiệu quả tăng sức chịu tải từ gia cường BFRP

Khi các nút dầm-cột được gia cường bằng sợi BFRP, sức chịu tải tới hạn của các nút gia cường đều tăng. Tuy nhiên, vì cấu hình gia cường BFRP chỉ là gia cường kháng uốn mà không có gia cường kháng nở hông, nên mức độ tăng tải trọng tới hạn cũng có phần hạn chế vì sự phá hoại không những phụ thuộc vào vùng kéo (do cốt thép và cốt gia cường BFRP chịu) mà còn phụ thuộc vào vùng nén (do bê tông chịu).

Dưới tác dụng của tải đơn, nút đối chứng JB0-M có tải trọng tới hạn là 23,84 kN. Khi được gia cường BFRP theo cấu hình 1, tải trọng tới hạn của nút JB1-M là 25,74 kN, tăng 8 % so với tải trọng tới hạn của nút đối chứng. Nút JB2-M và JB3-M có tải trọng tới hạn lần lượt là 25,8 kN và 25,94 kN. So với nút đối chứng, tải trọng tới hạn của nút JB2-M và JB3-M tăng lần lượt là 8,2 % và 8,8 %. Như vậy, gia cường BFRP theo các cấu hình 1, 2 và 3 đã làm tăng trung bình khoảng 8,5 % tải trọng tới hạn của nút. Nhìn chung, các cấu hình gia cường không có sự khác biệt lớn về tải trọng tới hạn. Điều này được giải thích là do nút bị phá hoại do bê tông bị nén vỡ ở vùng nén. Trong khi đó, sự phá hoại của BFRP và cốt thép chịu kéo xảy ra sau khi bê tông bị nén vỡ ở vùng

nén. Điều này cho thấy rằng phá hoại vỡ bê tông vùng nén đã có ảnh hưởng quyết định đối với tải trọng tới hạn.

Khi nút chịu tải trọng lặp, nút JB0-C có tải trọng tới hạn là 20,42 kN. Khi được gia cường theo cấu hình 1, nút JB1-C có tải trọng tới hạn là 21,1 kN, tăng 3,3 % so với nút đối chứng. Khi được gia cường theo cấu hình 2 và 3, nút JB2-C và JB3-C có tải trọng tới hạn lần lượt là 21,37 kN và 21,85 kN. So với nút đối chứng, nút JB2-C và JB3-C có tải trọng tới hạn tăng lần lượt là 4,7 % và 7,0 %. Gia cường BFRP theo cấu hình 3 làm cho nút có khả năng chịu tải lặp tốt hơn so với các cấu hình khác. Nhìn chung, gia cường BFRP đã làm tăng khả năng chịu tải tới hạn của các nút nhưng mức độ tăng thấp hơn so với trường hợp tải đơn. Sự phá hoại của nút quyết định bởi dạng phá hoại nén vỡ bê tông ở vùng nén. Dạng phá hoại này làm giảm hiệu quả gia cường BFRP vì các đặc trưng cơ học của BFRP không được khai thác hiệu quả.

5.4. Ảnh hưởng của tải lặp đến khả năng chịu tải của nút

Kết quả tải tới hạn của các nút cho thấy rằng tải lặp đã làm suy giảm khả năng chịu lực của nút đáng kể. Tuy nhiên, tải trọng lặp đã làm tăng chuyển vị tới hạn. Vị trí đỉnh của đường cong lực–chuyển vị của nút chịu tải trọng đơn xảy ra sớm hơn ở chuyển vị nhỏ hơn, nhưng tải trọng lớn hơn. Vấn đề này được giải thích là do tải trọng lặp đã làm cho hư hỏng tích lũy trong nút trong các vòng lặp trước đó. Sự tích lũy hư hỏng này đã làm giảm đáng kể khả năng chịu tải tới hạn của nút.

Bảng 4. Ảnh hưởng của tải lặp đến khả năng chịu tải của nút.

Nút	Tải tới hạn (kN)	Sự suy giảm so với các nút chịu tải đơn có cùng cấu hình (%)	Sự suy giảm so với nút đối chứng JB0-M chịu tải đơn (%)
JB0-M	23,84		
JB1-M	25,74		
JB2-M	25,80		
JB3-M	25,94		
JB0-C	20,42	-14,3	-14,3
JB1-C	21,10	-18,0	-11,5
JB2-C	21,37	-17,2	-10,4
JB3-C	21,85	-15,8	-8,3

Bảng 4 cho thấy tải lặp có ảnh hưởng lớn đến khả năng chịu tải tới hạn của nút. So với nút JB0-M có tải trọng tới hạn là 23,84 kN, nút JB0-C có tải trọng tới hạn là 20,42 kN, giảm 14,3 %. Đối với nhóm gia cường theo cấu hình 1, tải trọng lặp đã làm giảm 18 % khả năng chịu tải tới hạn. Tương tự, đối với nhóm JB2, tải trọng lặp đã làm giảm khả năng chịu tải tới hạn của nút JB2-C so với nút JB2-M là 17,2 %. Trong khi đó, mức độ suy giảm do ảnh hưởng của tải trọng lặp đối với tải trọng tới hạn của nút JB3-C là 15,8 % so với nút JB3-M. Như vậy, tải

lập đã làm giảm đáng kể, khoảng 15 %, khả năng chịu tải tới hạn của nút so với trường hợp chịu tải đơn. Điều này chứng tỏ vai trò quan trọng của tải lập đối với khả năng chịu tải tới hạn của nút.

Ở một góc so sánh khác — so sánh tải trọng tới hạn của nút chịu tải trọng lập so với tải trọng tới hạn của nút không gia cường chịu tải trọng đơn JB0-M — tải lập đã làm giảm khả năng chịu tải của nút JB0-C là 14,3 %. Sự hiện diện của gia cường BFRP đã làm giảm nhẹ hiệu ứng của tải lập đối với mức độ suy giảm tải tới hạn. Cụ thể, nút JB1-C có sự suy giảm là 11,5 % và nút JB2-C có tải trọng tới hạn giảm 10,4 %. Đặc biệt, với cấu hình tổ hợp số 3, nút JB3-C có mức độ suy giảm tải trọng chỉ còn 8,3 %. Như vậy, cấu hình tổ hợp gia cường cả các mặt bên có hiệu quả kháng sự suy giảm của tải lập một cách tốt hơn.

6. Kết luận

Các kết luận được rút ra như sau:

- Các nút bị phá hoại ở dạng bê tông vùng nén bị nén vỡ; trong khi đó, bê tông vùng kéo bị nứt. Sự phá hoại tập trung ở vị trí dầm. Trong khi đó, hư hỏng không xuất hiện trên cột. Khi có sự hiện diện của BFRP gia cường, sự phá hoại này có phần bị trì hoãn đến chuyển vị lớn hơn.
- Dưới tác dụng của tải đơn, gia cường BFRP đã làm tăng trung bình khoảng 8,5 % tải trọng tới hạn của nút. Khi nút chịu tải trọng lập, gia cường BFRP làm tăng 3,3-7,0 % so với nút đối chứng. Hiệu quả có hạn của gia cường BFRP được giải thích là do nút bị phá hoại do bê tông bị nén vỡ ở vùng nén và có ảnh hưởng quyết định đối với tải trọng tới hạn. Dạng phá hoại này làm giảm hiệu quả gia cường BFRP vì các đặc trưng cơ học của BFRP không được khai thác hiệu quả.
- Tải lập có ảnh hưởng lớn đến khả năng chịu tải tới hạn của nút. So với nút đối chứng chịu tải đơn, tải lập đã làm giảm 14,3 % tải trọng tới hạn của nút không gia cường và 8,3-17,2 % khả năng chịu tải tới hạn của nút gia cường. Như vậy, cấu hình tổ hợp gia cường cả các mặt bên có hiệu quả kháng sự suy giảm của tải lập một cách tốt hơn.

Lời cảm ơn

Chúng tôi xin cảm ơn Trường Đại học Xây dựng Miền Tây và Trường Đại học Bách Khoa – ĐHQG Tp. HCM đã hỗ trợ cho nghiên cứu này.

Tài liệu tham khảo

[1]. T. Paulay and A. Scarpas, “The behaviour of exterior beam-column joints,” *Bull. New Zeal. Soc. Earthq. Eng.*, vol. 14, no. 3, pp. 131–144, 1981, doi: <https://doi.org/10.5459/bnzsee.14.3.131-144>.

[2]. M. R. Ehsani and J. K. Wight, “Exterior Reinforced Concrete Beam-to-Column Connections Subjected to Earthquake-Type Loading,” *J. Proc.*, vol. 82, no. 4, pp. 492–499, 1985, doi: 10.14359/10361.

[3]. G. S. RaffaeleE and J. K. Wight, “Reinforced Concrete Eccentric Beam-Column Connections Subjected to Earthquake-Type Loading,” *Struct. J.*, vol. 92, no. 1, pp. 45–55, 1995, doi: 10.14359/1474.

[4]. S. Pampanin, G. M. Calvi, and M. Moratti, “Seismic behaviour of R.C. beam-column joints designed for gravity loads,” *12th Eur. Conf. Earthq. Eng.*, vol. 726, pp. 1–10, 2002.

[5]. C. P. Pantelides, C. Clyde, and L. D.Reaveley, “Performance-based evaluation of reinforced concrete building exterior joints for seismic excitation,” *Earthq. Spectra*, vol. 18, no. 3, pp. 449–480, 2002, doi: 10.1193/1.1510447.

[6]. A. G. Tsonos, “Cyclic load behaviour of reinforced concrete beam-column subassemblages of modern structures,” *WIT Trans. Built Environ.*, vol. 81, no. 1999, pp. 439–449, 2005, doi: 10.14359/18777.

[7]. T. M. Elshafey, A. M. Atta, H. M. Afefy, and M. E. Ellithy, “Structural performance of reinforced concrete exterior beam-column joint subjected to combined shear and torsion,” *Adv. Struct. Eng.*, vol. 19, no. 2, pp. 327–340, 2016, doi: 10.1177/1369433215624590.

[8]. X. Gao and C. Lin, “Prediction model of the failure mode of beam-column joints using machine learning methods,” *Eng. Fail. Anal.*, vol. 120, 2021, doi: <https://doi.org/10.1016/j.engfailanal.2020.105072>.

[9]. P. Sabbahfar, J. Melo, A. Costa, H. Varum, and H. Rodrigues, “Cyclic Behavior of Seismically Non-Conforming Interior Reinforced Concrete Beam-Column Joints,” *Buildings*, vol. 15, no. 2, 2025, doi: 10.3390/buildings15020202.

[10]. S. Pampanin, C. Christopoulos, and T.-H. Chen, “Development and validation of a metallic haunch seismic retrofit solution for existing under-designed RC frame buildings,” *Earthq. Eng. Struct. Dyn.*, vol. 35, no. 14, pp. 1739–1766, Nov. 2006, doi: 10.1002/eqe.600.

[11]. J. Shafaei, A. Hosseini, and M. S. Marefat, “Seismic retrofit of external RC beam – column joints by joint enlargement using prestressed steel angles,” *Eng. Struct.*, vol. 81, no. 15 December 2014, pp. 265–288, 2014, doi: 10.1016/j.engstruct.2014.10.006.

[12]. G. Campione, L. Cavaleri, and M. Papia, “Flexural response of external RC beam-column joints externally strengthened with steel cages,” *Eng. Struct.*, vol. 104, pp. 51–64, 2015.

[13]. P. P. Bansal, M. Kumar, and M. A. Dar, “Retrofitting of Exterior RC Beam-Column Joints Using Ferrocement Jackets,” *Earthquakes Struct.*, vol. 10, no. 2, pp. 313–328, 2016, doi: 10.12989/eas.2016.10.2.313.

[14]. G. T. Truong, N. H. Dinh, J. C. Kim, and K. K. Choi, “Seismic Performance of Exterior RC Beam-Column Joints Retrofitted using Various Retrofit Solutions,” *Int. J. Concr. Struct. Mater.*, vol. 11, no. 3, pp. 415–433, 2017, doi: 10.1007/s40069-017-0203-x.

[15]. A. Ghobarah, A. Ghobarah, and A. Said, “‘‘ Shear Strengthening of Beam-Column Joints ,’ Shear strengthening of beam-column joints,” vol. 0296, no. October, pp. 881–888, 2015.

[16]. S. S. Mahini and H. R. Ronagh, “Strength and ductility of FRP web-bonded RC beams for the assessment of retrofitted beam-column joints,” *Compos. Struct.*, vol. 92, no. 6, pp. 1325–1332, 2010, doi: 10.1016/j.compstruct.2009.09.006.

[17]. S. S. Mahini and H. R. Ronagh, “Web-bonded frps for relocation of plastic hinges away from the column face in exterior RC joints,” *Compos. Struct.*, vol. 93, no. 10, pp. 2460–2472, 2011, doi: 10.1016/j.compstruct.2011.04.002.

[18]. C. Del Vecchio, M. Di Ludovico, A. Balsamo, A. Prota, G. Manfredi, and M. Dolce, “Experimental Investigation of Exterior RC Beam-Column Joints Retrofitted with FRP Systems,” *J. Compos. Constr.*, vol. 18, no. 4, p. 04014002, 2014, doi: 10.1061/(asce)cc.1943-5614.0000459.

- [19]. N. Attari, Youcef Si Youcef, and S. Amziane, "Seismic performance of reinforced concrete beam-column joint strengthening by frp sheets," *Structures*, vol. 20, no. August, pp. 353–364, 2019, doi: <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2019.04.007>.
- [20]. S. Hakuto, R. Park, and H. Tanaka, "Seismic Load Tests on Interior and Exterior Beam-Column Joints with Substandard Reinforcing Details," *Struct. J.*, vol. 97, no. 1, pp. 11–25, 2000, doi: 10.14359/829.
- [21]. H. M. Hùng, P. N. Phương, and P. H. Nam, "Nghiên cứu thực nghiệm gia cường sức kháng uốn cho dầm bê tông cốt thép bằng tấm CFRP ứng suất trước," *Tạp chí Khoa học Công nghệ Xây dựng, ĐHXDHN*, vol. 15, no. 7V, pp. 109–118, 2021, doi: [https://doi.org/10.31814/stce.huce\(nuce\)2021-15\(7V\)-10](https://doi.org/10.31814/stce.huce(nuce)2021-15(7V)-10).
- [22]. Đ. V. Đệ, Đ. H. Luân, V. B. Huy, and C. V. Vui, "Nghiên cứu nút dầm-cột bê tông cốt thép bị cháy và chịu tải khác nhau có xét đến gia cường CFRP," *HCMCOUJS-Kỹ thuật và Công nghệ*, vol. 19, no. 2, pp. 5–16, 2024, doi: 10.46223/HCMCOUJS.tech.vi.19.2.3293.2024.
- [23]. F. 461 COUNCIL, A.T., *Interim Testing Protocols for Determining the Seismic Performance Characteristics of Structural and Nonstructural Components*, no. June. 2007.
- [24]. FEMA356, "Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings," *Am. Soc. Civ. Eng.*, no. November, 2000.
- [25]. American Concrete Institute, *Building code requirements for structural concrete (ACI 318-25)*. 38800 Country Club Drive, Farmington Hills, MI 48331, U.S.A., 2025.