CẢI TIẾN MÔ HÌNH DỰ ĐOÁN KHẢ NĂNG CHỊU CẮT BỀ MẶT CỦA LIÊN KẾT BÊ TÔNG-BÊ TÔNG

Trần Công Định[a], Nguyễn Việt Vĩ[b], Trương Gia Toại[c]

Tóm tắt:

Nghiên cứu này đề xuất một mô hình cải tiến để dự đoán khả năng chịu cắt bề mặt của liên kết bê tông-bê tông, yếu tố quan trọng trong kết cấu bê tông đúc sẵn. Tổng quan cho thấy các mô hình hiện có chủ yếu chỉ xét đến hàm lượng cốt thép (ρ) và cường độ thép (fy), trong khi bỏ qua ảnh hưởng của cường độ bê tông và hiệu ứng tương tác, dẫn đến độ chính xác chưa cao. Để khắc phục, một mô hình hồi quy tuyến tính đa biến được đề xuất, sử dụng cường độ bê tông tương đương và xét đến cả ảnh hưởng riêng rẽ và tương tác giữa các tham số. Mô hình cho kết quả tốt hơn với các chỉ số: mean = 1,002, COV = 0,273 và R^2 = 0,842. Phân tích tham số cho thấy khả năng chịu cắt tăng khi cường độ bê tông và tham số cốt thép tăng. Kết quả góp phần nâng cao độ tin cậy trong thiết kế và định hướng nghiên cứu trong tương lai.

Từ khóa: *Bê tông, Cường độ chịu cắt bề mặt, cường độ bê tông, mô hình tính toán.*

IMPROVEMENT OF THE PREDICTIVE MODEL FOR THE INTERFACIAL SHEAR STRENGTH OF CONCRETE-TO-CONCRETE BOND

Abstract:

This study presents an improved model for predicting the interfacial shear strength of concrete-to-concrete bonds, a critical factor in precast concrete structures. A review of existing models shows that most formulations consider only limited parameters, such as reinforcement ratio (ρ) and steel strength (fy), while neglecting concrete strength and interaction effects, leading to low accuracy. To address this issue, a new model based on multivariable linear regression is proposed. The model incorporates equivalent concrete strength and accounts for both individual and interaction effects between key variables. The proposed model demonstrates improved performance with statistical indicators of mean = 1.002, COV = 0.273, and R^2 = 0.842. Parametric analysis indicates that shear strength increases with higher concrete strength and reinforcement contribution. The results provide a more reliable basis for design and highlight the potential for further improvement by expanding experimental data and considering additional influencing factors.

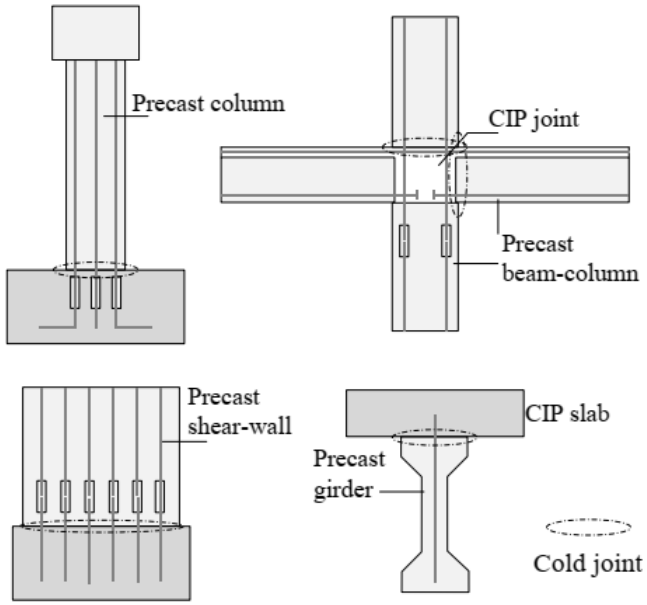
Keywords: *Concrete, Interfacial shear strength, concrete strength, model.*

[a] Khoa Kỹ thuật Xây dựng, Trường Đại học Đông Á. e-mail: dinh100703@donga.edu.vn
[b] Khoa Kỹ thuật Xây dựng, Trường Đại học Đông Á. e-mail: vi98359@donga.edu.vn
[c] Khoa Kỹ thuật Xây dựng, Trường Đại học Đông Á. e-mail: toaitg@donga.edu.vn

Giới thiệu

Trong những năm gần đây, bên cạnh kết cấu bê tông đúc tại chỗ (CIP), kết cấu bê tông đúc sẵn (PC) ngày càng được ứng dụng rộng rãi trong kỹ thuật kết cấu nhờ những ưu điểm nổi bật như kiểm soát chất lượng tốt hơn, rút ngắn tiến độ thi công, giảm chi phí xây dựng và nâng cao hiệu quả sử dụng năng lượng. Nhờ đó, các hệ kết cấu bê tông đúc sẵn đã được áp dụng phổ biến trong cả công trình dân dụng và công trình cầu.

Tuy nhiên, không giống như các kết cấu liền khối đúc tại chỗ, hiệu năng làm việc của kết cấu bê tông đúc sẵn phụ thuộc lớn vào tính toàn vẹn của các mối nối giữa các cấu kiện (Hình 1). Trong số các cơ chế làm việc phức tạp tại vị trí này, khả năng truyền lực cắt qua bề mặt tiếp xúc giữa các lớp bê tông đóng vai trò đặc biệt quan trọng, ảnh hưởng trực tiếp đến khả năng chịu lực và độ ổn định tổng thể của công trình. Do đó, việc dự đoán chính xác cường độ chịu cắt tại bề mặt tiếp xúc đã trở thành một vấn đề then chốt trong cả nghiên cứu và thiết kế.



Hình 1. Mối nối trong các cấu kiện bê tông lắp ghép

Cho đến nay, nhiều mô hình phân tích và thực nghiệm đã được phát triển nhằm dự đoán sức kháng cắt tại bề mặt tiếp xúc bê tông, trong đó phần lớn dựa trên lý thuyết ma sát cắt (Birkeland, 1966; Mattock, 1972; Mattock, 1981; Patnaik, 1992). Lý thuyết này giả định rằng cơ chế truyền lực cắt chủ yếu được kiểm soát bởi ứng xử ma sát giữa hai bề mặt bê tông dưới tác dụng của lực nén. Các mô hình nổi bật đã đặt nền tảng cho các phương pháp thiết kế hiện hành như ACI 318-19 (ACI Committee 318, 2019), AASHTO LRFD-14 (AASHTO, 1996) và CSA A23.3-14 (Canadian Standards Association, 2004). Tuy nhiên, các mô hình này thường được hiệu chỉnh dựa trên số lượng hạn chế các kết quả thí nghiệm, do đó có thể làm giảm độ chính xác khi áp dụng cho các điều kiện khác nhau trong thực tế.

Bên cạnh đó, các nghiên cứu thực nghiệm đã chỉ ra rằng khả năng chịu cắt tại bề mặt tiếp xúc không chỉ phụ thuộc vào ma sát mà còn chịu ảnh hưởng của nhiều cơ chế khác như lực bám dính giữa các lớp bê tông, sự móc khóa của cốt liệu và hiệu ứng chốt của cốt thép. Sự tương tác phi tuyến và phức tạp giữa các yếu tố này khiến cho việc mô tả chính xác bằng các công thức thực nghiệm truyền thống trở nên khó khăn. Do đó, các tiêu chuẩn thiết kế hiện nay thường sử dụng các biểu thức đơn giản hóa; một số tiêu chuẩn chỉ xét đến đóng góp của cốt thép, trong khi các tiêu chuẩn khác xem xét đồng thời cả bê tông và cốt thép. Tuy nhiên, các công thức này vẫn có thể chưa đảm bảo độ chính xác cao trong nhiều điều kiện thực tế đa dạng.

Song song với các nghiên cứu lý thuyết, nhiều nghiên cứu thực nghiệm và mô phỏng số đã được thực hiện trên thế giới nhằm làm rõ ứng xử chịu cắt của bề mặt tiếp xúc bê tông. Các thí nghiệm như nén, cắt và uốn đã cung cấp những hiểu biết quan trọng về quan hệ ứng suất-biến dạng và cơ chế truyền lực. Đồng thời, các phương pháp mô phỏng số, đặc biệt là phương pháp phần tử hữu hạn, đã được sử dụng rộng rãi để tái hiện ứng xử phức tạp của liên kết. Các kết quả nghiên cứu cho thấy khả năng chịu cắt phụ thuộc vào nhiều yếu tố như cường độ bê tông, độ nhám bề mặt, tỷ lệ và đặc tính cốt thép, cũng như điều kiện thi công (Anderson, 1960; Hanson, 1960; Mattock, 1961; Birkeland, 1968; Mattock, 1987; Hermansen, 1974; Mattock, 1976).

Mặc dù đã có nhiều tiến bộ trên thế giới, các nghiên cứu về khả năng chịu cắt của liên kết bê tông-bê tông tại Việt Nam vẫn còn hạn chế. Các nghiên cứu hiện có chủ yếu tập trung vào thí nghiệm và mô phỏng số, đồng thời một số hướng nghiên cứu đã đề cập đến việc cải thiện chất lượng liên kết thông qua sử dụng phụ gia hoặc gia cường bằng sợi.

Trước những hạn chế của các mô hình dự đoán hiện có và sự phức tạp của các yếu tố ảnh hưởng, việc phát triển các phương pháp dự đoán chính xác và tổng quát hơn là rất cần thiết. Vì vậy, nghiên cứu này tập trung đánh giá độ chính xác của một số công thức hiện hành trong việc dự đoán khả năng chịu cắt bề mặt của liên kết bê tông-bê tông. Đồng thời, một mô hình dự đoán mới được đề xuất dựa trên phương pháp hồi quy tuyến tính đa biến và được kiểm chứng bằng dữ liệu thực nghiệm thu thập được. Kết quả nghiên cứu kỳ vọng sẽ đóng góp vào việc xây dựng các công cụ thiết kế chính xác và hiệu quả hơn cho bài toán liên kết bê tông.

Cơ sở dữ liệu

Xây dựng cơ sở dữ liệu

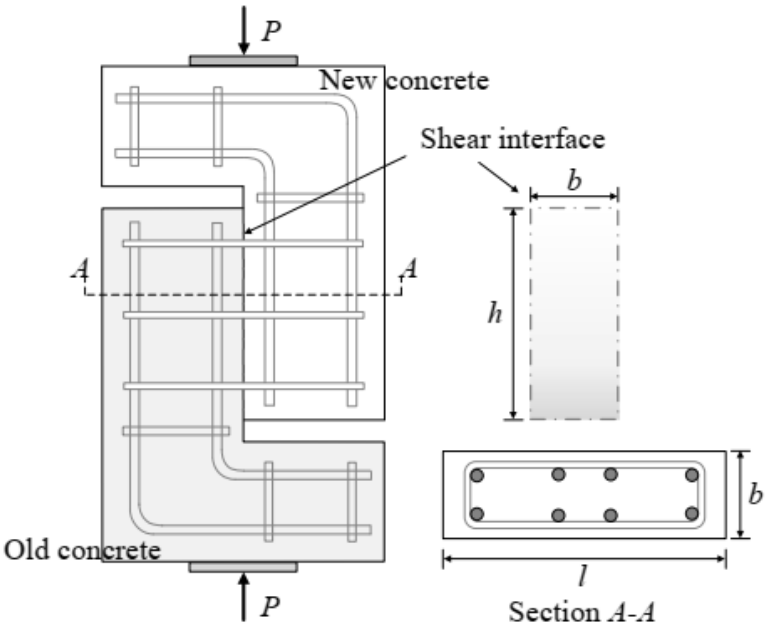
Trong nghiên cứu này, một bộ dữ liệu từ các nghiên cứu thực nghiệm liên quan đến sức chịu cắt bề mặt của liên kết bê tông-bê tông đã thu thập được như đã tổng hợp trong Bảng 1. Hầu hết các dữ liệu thu thập được là từ các thí nghiệm push-off như thể hiện ở Hình 2. Cơ sở dữ liệu bao gồm các tham số chính ảnh hưởng đến khả năng chịu cắt của cấu kiện bê tông cốt thép như sau: Cường độ chịu nén của bê tông cũ (f'_{cmax}) dao động từ 25,8 MPa đến 200 MPa, cường độ chịu nén của bê tông mới (f'_{cmin}) dao

động từ 17,1 MPa đến 200 MPa, hàm lượng cốt thép chịu cắt (ρ) nằm trong khoảng từ 0,000 đến 0,031, cường độ chịu kéo của thép (f_y) thay đổi từ 0,0 MPa đến 965 MPa, đường kính cốt thép (d_b) từ 0 mm đến 16 mm, và số lượng cốt thép (n_b) từ 0 đến 10 cây. Kích thước mặt cắt ngang bao gồm chiều rộng (b) từ 150 mm đến 610 mm và chiều cao (h) từ 150 mm đến 610 mm.

Ứng suất cắt được tính dựa trên công thức $\tau_{exp} = V_{exp} / (b \times h)$. Trong đó: V_{exp} là lực cắt thu thập từ thực nghiệm, b và h là kích thước mặt cắt ngang của cột. Ứng suất cắt thực nghiệm (τ_{test}) dao động từ 0,62 MPa đến 17,9 MPa. Hàm lượng cốt thép dọc lớn (ρ) hoặc cường độ thép cao (f_y) có xu hướng ứng suất cắt trên diện tích, phụ thuộc vào các thông số thiết kế. Các cột có hàm lao khả năng chịu chịu cắt tốt hơn. Kích thước mặt cắt lớn (b, h) giúp giảm lực cắt. Số lượng và đường kính cốt thép cũng đóng vai trò quan trọng trong việc tăng cường khả năng chống cắt.

Bảng 1. Các thông số thí nghiệm trong cơ sở dữ liệu BTCT chịu cắt

	f'_{cmax} (MPa)	f'_{cmin} (MPa)	ρ	f_y (MPa)	d_b (mm)	n_b	b (mm)	h (mm)	τ_{test} (MPa)
Max	200	200	0,031	965	16	10	610	610	17,9
Min	25,8	17,1	0,000	0,00	0,00	0	100	150	0,62
Range	174,2	182,9	0,031	965	16,0	10	510,0	460	17,0
Mean	62,56	46,96	0,007	394,09	9,15	3,98	202,0	292,38	4,41
SD	49,28	32,92	0,005	186,20	4,50	2,89	110,03	113,56	2,73



Hình 2. Thí nghiệm push-off đặc trưng

Các tham số ảnh hưởng đến khả năng chịu cắt bề mặt bê tông-bê tông

Khả năng truyền lực cắt qua bề mặt tiếp giáp (interface shear transfer capacity) đóng vai trò then chốt trong đảm bảo tính toàn vẹn và làm việc đồng thời của các phần

tử trong kết cấu bê tông cốt thép (BTCT) và bê tông ứng suất trước (BTUST). Các trường hợp điển hình bao gồm mối nối giữa các đoạn bê tông đúc sẵn và phần bê tông đổ tại chỗ (cast-in-place joints), liên kết dầm-sàn, hoặc mặt tiếp giáp trong thi công phân đoạn (segmental construction).

Năng lực truyền lực cắt tại mặt tiếp giáp phụ thuộc vào nhiều yếu tố:

(1) Độ nhám bề mặt (surface roughness): Yếu tố chi phối chính đến cơ chế ma sát và khóa cơ học. Bề mặt được tạo nhám hoặc đục thô có khả năng tăng cường đáng kể cường độ cắt. Các tiêu chuẩn như AASHTO LRFD (AASHTO, 1996) và Eurocode 2 (European Committee for Standardization, 2004) phân loại bề mặt theo mức độ nhám và quy định giá trị cường độ cắt thiết kế tương ứng.

(2) Lực nén vuông góc bề mặt (normal stress): Lực nén, bao gồm ứng suất nén trước trong kết cấu PC, làm tăng ma sát tiếp xúc, qua đó nâng cao khả năng kháng cắt.

(3) Cốt thép neo hoặc cốt thép xuyên (dowel bars, shear keys): Góp phần tăng khả năng truyền lực cắt thông qua cơ chế chịu cắt của cốt thép và hạn chế trượt tương đối giữa hai bề mặt.

(4) Cường độ và chất lượng bê tông (concrete strength and maturity): Sự khác biệt về cường độ hoặc điều kiện bảo dưỡng giữa bê tông cũ và bê tông mới có thể làm giảm khả năng dính bám. Xử lý bề mặt đúng quy trình là điều kiện tiên quyết để đảm bảo hiệu quả truyền lực.

(5) Diện tích và chiều dài tiếp xúc (interface area): Diện tích tiếp xúc lớn giúp cải thiện khả năng truyền cắt, nhưng hiệu quả phụ thuộc vào sự đồng đều và chất lượng thi công của bề mặt nối.

Nếu không được xử lý đúng kỹ thuật hoặc thiếu các biện pháp tăng cường như cốt thép neo và khóa cơ học, mặt tiếp giáp có thể bị phá hoại trượt (interface shear failure), dẫn đến suy giảm đáng kể khả năng chịu lực và nguy cơ mất ổn định kết cấu. Do đó, trong thiết kế và thi công các cấu kiện bê tông đúc sẵn, đặc biệt là kết cấu PC và các hệ phân đoạn, việc đảm bảo khả năng chịu cắt tại bề mặt nối là yêu cầu thiết yếu để đạt được hiệu quả truyền lực và độ bền lâu dài của công trình.

Các mô hình tính toán

Các mô hình tính toán

Nhiều nhà nghiên cứu đã đề xuất các công thức thực nghiệm nhằm dự đoán ứng suất cắt dọc trục giới hạn V_u tại mặt giao diện trong kết cấu bê tông cốt thép. Các công thức này chủ yếu được phát triển dựa trên thử nghiệm đẩy (push-off test) và có sự khác biệt đáng kể tùy thuộc điều kiện bề mặt, tỷ lệ cốt thép và ứng suất pháp tuyến.

Anderson đề xuất công thức tuyến tính (Anderson, 1960):

$$V_u = v_o + k\rho \quad (1)$$

trong đó, v_o và k là hai tham số được xác định bằng thực nghiệm, ρ là tỷ lệ cốt thép xuyên qua mặt tiếp giáp, với cường độ chịu kéo khoảng 275 MPa. Với bê tông nặng, công thức trở thành:

$$V_u = 552 + 276\rho \quad (2)$$

Hanson hiệu chỉnh công thức từ kết quả thí nghiệm, phát triển cho các mặt giao diện nhám (Hanson, 1960):

$$V_u = 3{,}45 + 121\rho \quad (3)$$

Các hệ số khác biệt so với Anderson do điều kiện bề mặt nhám được xét đến (Anderson, 1960).

Birkeland và Birkeland đề xuất công thức dựa trên cơ chế ma sát (Birkeland, 1966):

$$V_u = \rho f_y \mu \quad (4)$$

trong đó, μ là hệ số ma sát. μ = 1,7 với bê tông nguyên khối, μ = 1,4 với các mối nối được làm thô nhân tạo, μ = 0,8 - 1,0 đối với các mối nối xây dựng thông thường hoặc đối với các mặt giao diện bê tông-thép.

Birkeland phát triển thêm công thức dạng parabol dựa trên nghiên cứu của Patnaik, phù hợp với dữ liệu thực nghiệm hiện có (Birkeland, 1968).

$$V_u = 2{,}78\sqrt{\rho f_y} \quad (5)$$

Mattock và Hawkins bổ sung ảnh hưởng của ứng xuất pháp tuyến (Mattock, 1972).

$$V_u = 1{,}38 + 0{,}8(\rho f_y + \sigma_n) \quad (6)$$

trong đó σ_n là ứng suất pháp tuyến, f_y nằm trong khoảng 345-455 MPa.

Hermansen và Cowan đề xuất công thức đơn giản hoá, xem xét hệ số kết dính rõ rệt và chứng minh khả năng dự đoán tốt cường độ cắt của 40 mẫu thử (Hermansen, 1974). Các cơ chế phá hoại khác như phá hoại do uốn hoặc do ứng suất gối đỡ cao cũng được phân tích.

$$V_u = 4{,}0 + 0{,}8\rho f_y \quad (7)$$

Mattock và cộng sự đưa ra giới hạn trên cho ứng suất cắt (Mattock, 1976).

$$V_u = 1{,}38 + 0{,}8(\rho f_y) \quad (8)$$

Với $V_u \leq 0{,}2f'_c$ và không được lớn hơn 5,52 MPa đối với bê tông nhẹ hoặc 6,90 MPa đối với bê tông nhẹ có cát.

Raths đề xuất công thức có xét đến khối lượng thể tích của bê tông (Raths, 1977).

$$V_u = 3{,}11 C_s \sqrt{\rho f_y} \quad (9)$$

trong đó C_s = 1,0 cho bê tông thông thường, C_s = 0,85 đối với bê tông nhẹ có cát; và C_s = 0,75 cho tất cả các loại bê tông nhẹ khác.

Đánh giá kết quả

Anderson (Anderson, 1960)

Kết quả thực nghiệm, Hình 3(a), cho thấy tỷ số τ_{exp}/τ_{pre} dao động từ 0,55 đến 8,74, với sai số trung bình khá lớn: mean = 1,96, COV = 0,53, và STD = 1,05. Biểu đồ phân tán chỉ ra rằng đa số các điểm dữ liệu nằm phía trên đường chuẩn, nghĩa là công thức dự đoán ứng suất lớn hơn thực tế, trong khi số điểm trùng với đường chuẩn rất ít. Điều này phản ánh mô hình dự đoán thiếu ổn định và độ tin cậy thấp.

Hanson (Hanson, 1960)

Kết quả thực nghiệm, Hình 3(b), cho thấy tỷ số τ_{exp}/τ_{pre} nằm trong khoảng từ 0,19 - 3,35. Các chỉ số đánh giá cho thấy độ biến thiên khá cao: mean = 1,07; COV = 0,47; STD = 0,50; R^2 = 0,57. Dữ liệu phân tán mạnh: τ_{pre} dao động 3,6 - 7,2 trong khi τ_{exp} trải từ 0,76 - 17,5. Phần lớn giá trị thực nghiệm cao hơn dự đoán, chứng tỏ mô hình vẫn chưa ổn định và chưa đáng tin cậy.

Birkeland và Birkeland (Birkeland, 1966)

Tỷ số τ_{exp}/τ_{pre} nằm trong khoảng 0,27 - 3,53, sai số đã giảm rõ rệt so với các công thức trước: mean = 1,14; COV = 0,39; STD = 0,44; R^2 = 0,73. Biểu đồ phân tán (Hình 3(c)) cho thấy công thức cho kết quả tốt ở vùng ứng suất cắt thấp, nhưng sai số tăng dần khi ứng suất cao hơn. Công thức này phù hợp cho các bài toán quy mô vừa và nhỏ, khi yêu cầu độ chính xác không quá nghiêm ngặt.

Birkeland (Birkeland, 1968)

Tỷ số τ_{exp}/τ_{pre} giảm còn 0,23 - 2,58. Chỉ số đánh giá cải thiện đáng kể: mean = 0,96, COV = 0,36, STD = 0,34, R^2 = 0,72. Biểu đồ thể hiện tại Hình 3(d) cho thấy công thức có độ chính xác tương đối tốt, đặc biệt trong dải giá trị trung bình, song sai số vẫn tăng ở vùng giá trị cao. Công thức này tin cậy hơn so với các công thức trước, nhưng vẫn cần hiệu chỉnh cho các trường hợp ứng suất lớn.

Mattock và Hawkins (Mattock, 1972)

Khoảng τ_{exp}/τ_{pre} từ 0,23 - 2,69, với mean = 0,97, COV = 0,43, R^2 = 0,73. Biểu đồ Hình 3(e) cho thấy các điểm dữ liệu tập trung gần đường chuẩn, đặc biệt với giá trị thực nghiệm dưới 10, phản ánh độ chính xác và tin cậy cao trong vùng phổ biến. Tuy nhiên, khi giá trị vượt 10, dữ liệu phân tán hơn và nhiều điểm nằm dưới đường chuẩn, cho thấy xu hướng dự đoán bảo thủ ở vùng cao. Công thức nhìn chung đáng tin cậy trong phạm vi giá trị thông thường, nhưng cần nghiên cứu mở rộng cho tải trọng lớn.

Hermansen và Cowan (Hermansen, 1974)

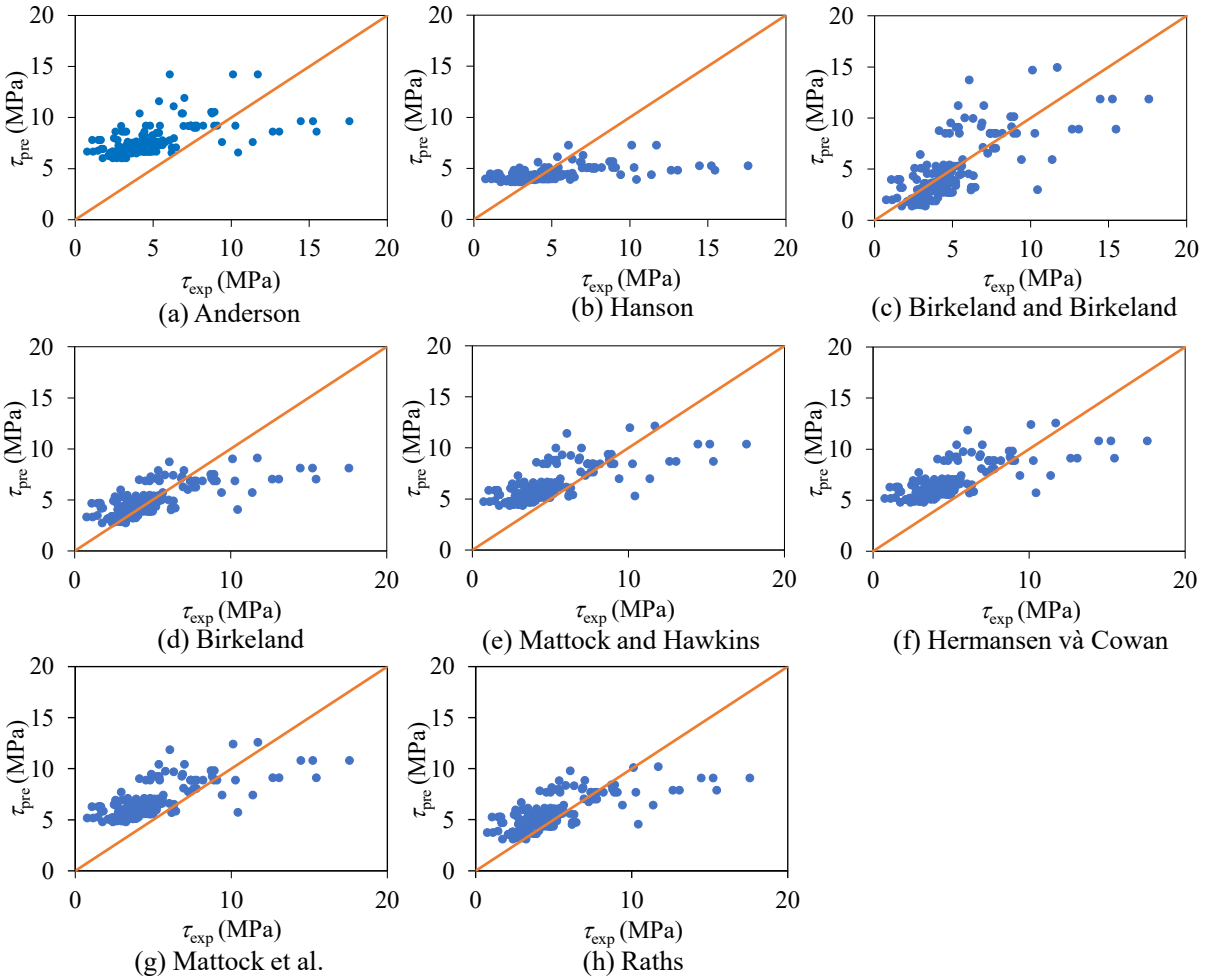
Kết quả τ_{exp}/τ_{pre} từ 0,14 - 1,83, với mean = 0,70, COV = 0,38, R^2 = 0,73. Biểu đồ Hình 3(f) cho thấy phần lớn điểm dữ liệu nằm trên đường chuẩn ở vùng giá trị thấp, chứng tỏ công thức dự đoán cao hơn thực tế, có thể gây thiết kế dư thừa. Ở giá trị cao hơn, dữ liệu phân tán nhiều hơn và nhiều điểm nằm dưới đường chuẩn, phản ánh khả năng dự đoán thiếu an toàn. Điều này cho thấy công thức chưa ổn định trên toàn dải giá trị.

Mattock và cộng sự (Mattock, 1976)

Kết quả τ_{exp}/τ_{pre} từ 0,297 - 3,40, mean tăng lên 1,18 trong khi COV và R^2 gần như không đổi. Biểu đồ Hình 3(g) cho thấy phần lớn điểm nằm dưới đường chuẩn, đặc biệt ở giá trị trung bình và cao, chứng tỏ công thức có xu hướng dự đoán thấp hơn thực tế. Mô hình chưa phản ánh chính xác mối quan hệ thực nghiệm, cần hiệu chỉnh để đảm bảo an toàn thiết kế.

Raths (Raths, 1977)

Kết quả τ_{exp}/τ_{pre} trong khoảng 0,205 - 2,31, với mean = 0,85; COV = 0,36; R^2 = 0,72. Biểu đồ Hình 3(h) cho thấy sai số nhỏ ở vùng giá trị thấp (< 4), nhưng ở vùng trung bình (2 - 10) phần lớn điểm nằm trên đường chuẩn (dự đoán cao hơn thực tế), trong khi ở giá trị lớn (> 10) dữ liệu phân tán và nhiều điểm nằm dưới đường chuẩn (dự đoán thấp hơn thực tế). Công thức này chưa ổn định trên toàn dải giá trị, cần được hiệu chỉnh để tránh vừa thiết kế dư thừa vừa tiềm ẩn rủi ro ở tải trọng lớn.



Hình 3. So sánh kết quả dự đoán bởi các mô hình và kết quả thực nghiệm

Mô hình đề xuất

Đề xuất mô hình dự đoán khả năng chịu cắt bề mặt bê tông-bê tông

Dựa trên các nghiên cứu trước đây, hầu hết các mô hình dự đoán đều phụ thuộc chủ yếu vào hàm lượng cốt thép ρ và cường độ thép f_y. Thực tế, khả năng chịu lực của liên kết còn bị chi phối bởi kích thước tiết diện (b, h) và cốt thép liên kết, nhưng các yếu tố này đã được gián tiếp phản ánh thông qua ρ. Ngoài ra, cường độ bê tông cũng là tham số ảnh hưởng quan trọng. Do vùng liên kết chịu ảnh hưởng đồng thời bởi cường độ bê tông cũ (f'_{cmax}) và bê tông đắp mới (f'_{cmin}) chúng tôi đề xuất sử dụng cường độ bê tông tương đương cho mặt liên kết được xác định bằng trung bình hình học:

$$f'_{ca} = \sqrt{f'_{c\max} f'_{c\min}} \quad (10)$$

Việc sử dụng trung bình hình học (geometric mean) thay cho trung bình cộng được lựa chọn nhằm phản ánh bản chất tương hỗ giữa hai loại bê tông tham gia chịu lực. Cách xác định này cho giá trị nằm giữa và nhưng nghiêng về phía giá trị nhỏ hơn, điều này phù hợp với thực tế khi vùng liên kết thường suy yếu tại lớp bê tông có cường

độ thấp hơn. Quan điểm này phù hợp với quan sát thực nghiệm và các phân tích giao diện trong tài liệu trước đây (Mokhtari, 2024; Mondal, 2023).

Trong nghiên cứu này, cường độ chịu cắt bề mặt của liên kết bê tông-bê tông được thể hiện dựa trên phương pháp hồi quy tuyến tính đa biến như thể hiện trong công thức (11).

$$\tau = \alpha_1 + \alpha_2 f'_{ca} + \alpha_3 \rho f_y + \alpha_4 f'^2_{ca} + \alpha_5 f'_{ca}(\rho f_y) \quad (11)$$

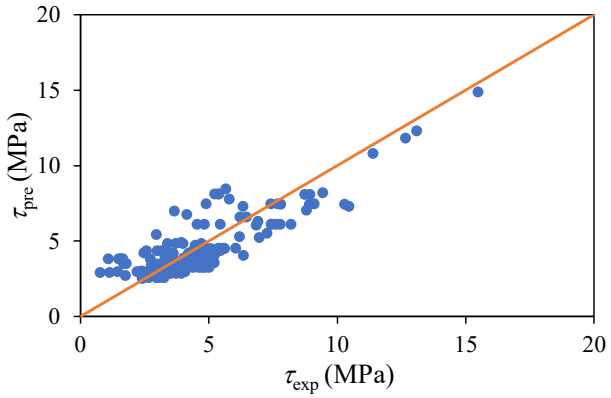
Sử dụng phần mền Minitap kết hợp với bộ dữ liệu thu thập ở trên, ta xác định được các hệ số như sau α_1 = 3,68; α_2 = -0,081; α_3 = 0,226; α_4 = 0,0008; α_5 = 0,0141. Như vậy, công thức xác định khả năng chịu cắt bề mặt của liên kết bê tông-bê tông được thể hiện cụ thể như sau:

$$\tau = 3{,}68 - 0{,}081 f'_{ca} + 0{,}226 \rho f_y + 0{,}0008 f'^2_{ca} + 0{,}0141 f'_{ca}(\rho f_y) \quad (12)$$

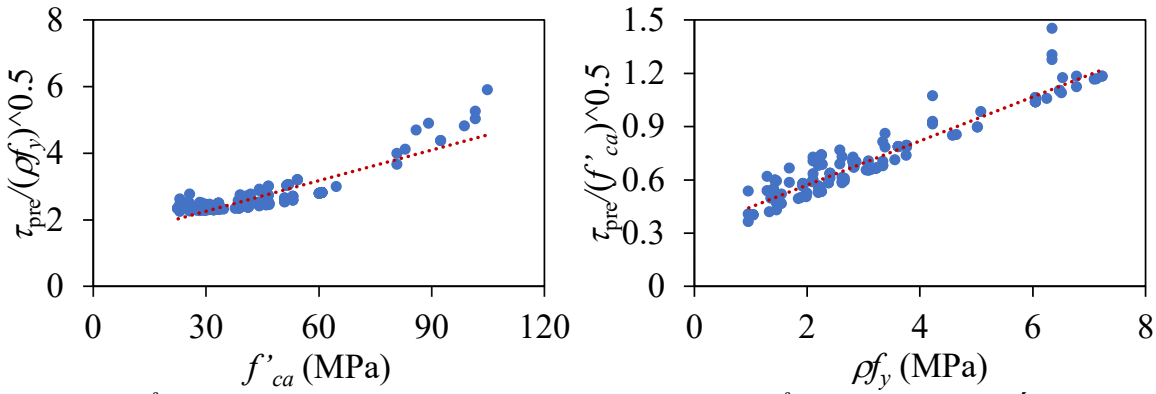
Đánh giá mô hình đề xuất

Hình 4 trình bày sự so sánh giữa kết quả dự báo từ công thức đề xuất và số liệu thực nghiệm. Kết quả đánh giá độ chính xác của công thức đề xuất (công thức (5.3)) cho thấy giá trị trung bình của tỷ số giữa kết quả thực nghiệm và dự báo (τ_{exp}/τ_{pre}) đạt mean = 1,002, chứng tỏ mô hình hầu như không xuất hiện sai lệch hệ thống và các giá trị tính toán phân bố cân bằng quanh số liệu đo được. Hệ số biến thiên COV = 0,273 phản ánh mức độ phân tán sai số ở mức trung bình, cho thấy mặc dù mô hình bám sát xu hướng chung nhưng vẫn tồn tại dao động nhất định tại một số điểm dữ liệu. Đặc biệt, hệ số xác định R^2 = 0,842 chứng minh mô hình có khả năng giải thích hơn 84% biến thiên của dữ liệu thực nghiệm.

Khi so sánh với các công thức đã được đề xuất trước đây (như đã nêu ở trên), mô hình mới cho thấy sự cải thiện đáng kể về độ chính xác: giá trị trung bình của tỷ số thực nghiệm và dự báo (τ_{exp}/τ_{pre}) tiến gần hơn đến 1, hệ số biến thiên giảm rõ rệt, và hệ số R^2 cao hơn từ 5-10 % so với các mô hình phổ biến khác. Điều này khẳng định rằng công thức đề xuất không chỉ đáp ứng yêu cầu về độ chính xác mà còn nâng cao độ tin cậy khi áp dụng trong phạm vi điều kiện đã nghiên cứu.



Hình 4. So sánh kết quả dự đoán của mô hình đề xuất với kết quả thực nghiệm



(a) Ảnh hưởng của cường độ bê tông tương đương

(b) Ảnh hưởng của cốt thép theo ρf_y

Hình 5. Ảnh hưởng của các tham số thiết kế đến khả năng chịu cắt bề mặt của liên kết bê tông-bê tông

Hình 5 minh họa mối quan hệ giữa các tham số thiết kế và khả năng chịu cắt bề mặt của liên kết bê tông-bê tông. Phân tích này nhằm làm rõ mức độ ảnh hưởng của từng tham số đến khả năng chịu cắt, qua đó hỗ trợ việc lựa chọn cấu tạo và phương án thiết kế tối ưu. Kết quả ở Hình 5(a) cho thấy khả năng chịu cắt bề mặt tăng khi cường độ bê tông tương đương (f'_{ca}) tăng. Xu hướng tương tự được ghi nhận đối với tham số ρf_y (Hình 5(b)). Tuy nhiên, khi cường độ bê tông tương đương vượt quá 90 MPa hoặc $\rho f_y > 6$, dữ liệu thể hiện độ phân tán lớn. Do số lượng mẫu ở các khoảng này còn hạn chế, cần bổ sung thêm dữ liệu thí nghiệm để có kết luận tin cậy hơn.

Ngoài ra, mặc dù các thông số hình học (b, h) không xuất hiện trực tiếp trong công thức, chúng vẫn ảnh hưởng gián tiếp thông qua hàm lượng cốt thép ρ, được xác định từ tỷ lệ diện tích cốt thép trên diện tích mặt cắt ngang. Điều này cho thấy việc tăng diện tích mặt cắt hoặc bố trí cốt thép hợp lý sẽ cải thiện khả năng truyền lực cắt và nâng cao hiệu quả làm việc của cấu kiện.

Kết luận

Trong nghiên cứu này, nhóm tác giả đã tổng quan các mô hình dự đoán khả năng chịu cắt của liên kết bề mặt bê tông-bê tông dựa trên cơ sở dữ liệu thực nghiệm thu thập được, đồng thời đề xuất một mô hình mới nhằm nâng cao độ chính xác trong dự đoán. Các kết luận chính có thể Tóm tắt: như sau:

(1) Kết quả phân tích cho thấy hầu hết các công thức truyền thống chỉ xét đến một số tham số như hàm lượng cốt thép (ρ) và cường độ thép (f_y), trong khi khả năng chịu cắt thực tế còn phụ thuộc vào nhiều yếu tố khác, đặc biệt là cường độ bê tông và hiệu ứng tương tác giữa bê tông - cốt thép. Do đó, các mô hình truyền thống thường cho độ chính xác không cao và có độ phân tán lớn.

(2) Công thức đề xuất trong nghiên cứu này được xây dựng dựa trên mô hình hồi quy tuyến tính đa biến, sử dụng cường độ bê tông tương đương $f'_{ca} = \sqrt{f'_{c\max} f'_{c\min}}$

thay cho f'_c. Công thức không chỉ xét đến ảnh hưởng riêng rẽ của (f'_{ca}) và tham số ρf_y mà còn bổ sung thành phần phi tuyến f'^2_c và hiệu ứng tương tác $f'_c(\rho f_y)$. Nhờ vậy, mô hình dự đoán khả năng chịu cắt với độ chính xác cao hơn so với các công thức hiện có, với các chỉ số thống kê đạt mean = 1,002; COV = 0,273; và R^2 = 0,842.

(3) Phân tích tham số cho thấy khả năng chịu cắt của liên kết tăng khi cường độ bê tông hoặc tham số ρf_y tăng. Kết quả này cung cấp cơ sở khoa học quan trọng cho việc lựa chọn giải pháp thiết kế tối ưu, vừa bảo đảm an toàn vừa nâng cao hiệu quả kinh tế. Trong tương lai, cần tiếp tục mở rộng cơ sở dữ liệu thực nghiệm và tích hợp thêm các yếu tố về điều kiện thi công và môi trường để tăng cường tính tổng quát và độ tin cậy của mô hình.

Tài liệu tham khảo

Birkeland, P. W., & Birkeland, H. W. (1966). Connections in precast concrete construction. *Journal of the American Concrete Institute, 63*(3), 345-368.

Mattock, A. H., & Hawkins, N. M. (1972). Shear transfer in reinforced concrete—Recent research. *PCI Journal, 17*(2), 55-75.

Mattock, A. H. (1981). Cyclic shear transfer and type of interface. *Journal of the Structural Division, ASCE, 107*(10), 1945-1964.

Patnaik, A. H. (1992). *Horizontal shear strength of composite concrete beams with a rough interface* (Doctoral dissertation, University of Calgary).

American Concrete Institute. (2019). *Building code requirements for structural concrete (ACI 318-19) and commentary*.

American Association of State Highway and Transportation Officials. (1996). *AASHTO standard specifications for highway bridges* (16th ed.).

Canadian Standards Association. (2004). *CAN/CSA A23.3: Design of concrete structures—Structures design*.

Anderson, A. R. (1960). Composite designs in precast and cast-in-place concrete. *Progressive Architecture, 41*(9), 172-179.

Hanson, N. W. (1960). Precast-prestressed concrete bridges: II. Horizontal shear connections. *Development Department Bulletin D35, Portland Cement Association, 2*(2), 38-58.

Mattock, A. H., & Kaar, P. H. (1961). Precast-prestressed concrete bridges: IV. Shear tests of continuous girders. *Journal of the PCA Research and Development Laboratories, 3*(1), 19-46.

Birkeland, H. W. (1968). *Precast and prestressed concrete* (Course notes). University of British Columbia.

Mattock, A. H. (1987). Influence of concrete strength and load history on the shear friction capacity of concrete members. *PCI Journal, 32*(1), 66-84.

Hermansen, B. R., & Cowan, J. (1974). Modified shear-friction theory for bracket design. *Journal of the American Concrete Institute, 71*(2), 55-60.

Mattock, A. H., Li, W. K., & Wang, T. C. (1976). Shear transfer in lightweight reinforced concrete. *PCI Journal, 21*(1), 20-39.

European Committee for Standardization. (2004). *Eurocode 2: Design of concrete structures—Part 1-1: General rules and rules for buildings (EN 1992-1-1)*.

Raths, C. H. (1977). Reader comments of paper "Design proposals for reinforced concrete corbels," published in PCI Journal, May-June 1976, 21(3), 18-42, by A. Mattock. *PCI Journal, 22*(2), 93-98.

Mokhtari, S., & Hassan, M. (2024). Performance of bond between old and new concrete layers: The effective factors, durability and measurement tests—A review. *Infrastructures, 9*(10), 171. https://doi.org/10.3390/infrastructures9100171

Mondal, T. G., Edgmond, N., Sneed, L., & Chen, G. (2023). A deep learning-informed design scheme for shear friction at concrete-to-concrete interface: Recommendations for inclusion in AASHTO LRFD guidelines. *Transportation Research Record*, 1-9. https://doi.org/10.1177/03611981231183718