

ẢNH HƯỞNG CỦA CƯỜNG ĐỘ BÊ TÔNG ĐẾN ỨNG XỬ CẮT CỦA DẦM CAO BÊ TÔNG SỢI THÉP

Nguyễn Thị Quỳnh Như^{a,b,c}, Trần Ngọc Lâm Tuyền^{b,c}, Nguyễn Minh Long^{b,c},
Hoàng Bắc An^a, Phan Tá Lệ^a, Trần Văn Phúc^{a,*}

^aKhoa Xây dựng, Trường Đại học Kiến trúc Thành phố Hồ Chí Minh,
196 Pasteur, phường Xuân Hòa, TP. Hồ Chí Minh, Việt Nam

^bKhoa Kỹ thuật Xây dựng, Trường Đại học Bách Khoa Thành phố Hồ Chí Minh,
268 đường Lý Thường Kiệt, phường Điện Hồng, TP. Hồ Chí Minh, Việt Nam

^cĐại học Quốc gia Thành phố Hồ Chí Minh, phường Linh Xuân, TP. Hồ Chí Minh, Việt Nam

Nhận ngày 31/12/2024, Sửa xong 24/4/2025, Chấp nhận đăng 25/4/2025

Tóm tắt

Cường độ bê tông là thông số quan trọng ảnh hưởng đến khả năng chịu lực của kết cấu nhưng mức độ ảnh hưởng của thông số này đến ứng xử cắt của dầm cao bê tông sợi thép trong các nghiên cứu hiện có vẫn chưa rõ. Bài báo phân tích thực nghiệm mức độ ảnh hưởng của cường độ bê tông đến đặc trưng chịu lực, biến dạng và đánh giá khả năng áp dụng mô hình thanh chống - giằng (STM) vào dự đoán khả năng chịu lực của dầm cao bê tông sợi thép. Chương trình thực nghiệm thực hiện trên hai dầm cao kích thước 150×500×2000 mm với hàm lượng sợi thép là 45 kg/m³, cường độ chịu nén của bê tông là 43,1 và 58,1 MPa. Hàm lượng cốt dọc chịu kéo và cốt đai trong dầm được thiết kế theo tiêu chuẩn ACI 318 lần lượt là 1,77 và 0,3%. Kết quả cho thấy bê tông có cường độ chịu nén cao hơn giúp tăng hiệu quả sử dụng sợi thép trong việc cải thiện khả năng kháng cắt, kiểm soát nứt và duy trì độ cứng của dầm, khả năng hấp thụ năng lượng cũng như độ dẻo dai của dầm, nhưng mô hình STM hiện tại dự đoán khá thấp khả năng chịu lực của dầm cao bê tông sợi thép so với thực nghiệm.

Từ khóa: dầm cao; bê tông sợi thép; cường độ bê tông; thực nghiệm; khả năng kháng cắt; chuyển vị; kiểm soát nứt.

EFFECT OF CONCRETE STRENGTH ON SHEAR BEHAVIOR OF STEEL FIBER REINFORCED CONCRETE DEEP BEAMS

Abstract

Compressive strength of concrete is an important parameter affecting the load-bearing capacity of structural members, but its influence on the shear behavior of steel fiber reinforced concrete (SFRC) deep beams in existing studies has not been clearly presented. This paper experimentally studies the influence of compressive strength of concrete on the load-bearing, deformation characteristics of SFRC deep beams and evaluates the applicability of the strut-tie model (STM) in predicting the load-bearing capacity of SFRC deep beams. The experimental program was carried out on two SFRC deep beams with dimensions of 150×500×2000 mm with 45 kg/m³ of steel fiber content and concrete strengths of 43.1 and 58.1 MPa, respectively. Longitudinal tensile reinforcement and stirrups of the beams were designed according to ACI 318 with ratios of 1.77 and 0.3% respectively. Experimental results show that higher concrete strength enhances the efficiency of steel fibers in improving shear resistance, crack control, stiffness retention, energy absorption capacity and ductility. However, the current STM model predicts much low load-bearing capacity of SFRC deep beams compared to experimental results.

Keywords: deep beam; steel fiber reinforced concrete; concrete strength; testing; shear resistance; displacement; crack control.

[https://doi.org/10.31814/stee.huce2025-19\(3V\)-01](https://doi.org/10.31814/stee.huce2025-19(3V)-01) © 2025 Trường Đại học Xây dựng Hà Nội (ĐHXDHN)

*Tác giả đại diện. Địa chỉ e-mail: phuc.tranvan@uah.edu.vn (Phúc, T. V.)

1. Đặt vấn đề

Các đặc trưng chịu lực và biến dạng của dầm bê tông cốt thép (BTCT) nói chung chịu ảnh hưởng bởi nhiều yếu tố trong đó có một số yếu tố chính như kích thước tiết diện, tỉ lệ nhíp trên chiều cao tiết diện, cường độ bê tông, hàm lượng và cấu tạo của cốt thép chịu lực. Không giống như dầm BTCT truyền thống (còn gọi là dầm Bernoulli) nơi mà ứng xử uốn là ứng xử chủ đạo trong dầm, ứng xử của dầm cao BTCT bị chi phối mạnh mẽ bởi ứng xử cắt [1–3]. Đối với dầm BTCT truyền thống, hiệu ứng dầm khiến cho độ lớn của cánh tay đòn ngẫu lực của tiết diện dầm (khoảng cách giữa trọng tâm của hợp lực nén và hợp lực kéo của tiết diện dầm) có xu hướng thay đổi không đáng kể khiến cho yếu tố cường độ bê tông ảnh hưởng không nhiều đến khả năng chịu mô-men (hay còn gọi là khả năng kháng uốn) của dầm [4]; trong khi, hiệu ứng vòm trong dầm cao khiến cho cánh tay đòn ngẫu lực của tiết diện dầm thay đổi mạnh có thể khiến cho yếu tố cường độ bê tông chi phối đáng kể đến ứng xử của dầm cao. Bên cạnh đó, nhiều nghiên cứu đã có về ứng xử cắt của dầm BTCT truyền thống đã chỉ ra rằng sợi thép có xu hướng làm việc tốt hơn với bê tông cường độ cao so với bê tông cường độ thấp [5–9]. Theo sự tìm hiểu tốt nhất của các tác giả, ảnh hưởng của yếu tố cường độ bê tông đến hiệu quả sử dụng của sợi thép như cốt chịu cắt cũng như ứng xử của dầm cao bê tông sợi thép vẫn chưa thấy được làm rõ trong các nghiên cứu trước đây.

Nghiên cứu này phân tích và đánh giá thực nghiệm mức độ ảnh hưởng của cường độ bê tông đến các đặc trưng chịu lực và biến dạng của dầm cao bê tông sợi thép như khả năng kháng nứt xiên, khả năng kháng cắt, khả năng kiểm soát nứt và chuyển vị cũng như khả năng hấp thụ năng lượng và độ dẻo dai. Chương trình thực nghiệm được thực hiện trên hai dầm cao bê tông sợi thép có kích thước hình học là $150 \times 500 \times 2000$ mm với cường độ bê tông thay đổi lần lượt là 43,1 và 58,1 MPa. Các dầm dùng sợi thép với hàm lượng 45 kg/m^3 bê tông. Hàm lượng cốt dọc chịu kéo và cốt đai trong dầm được thiết kế theo tiêu chuẩn ACI 318 lần lượt là 1,77 và 0,3%. Mục tiêu chính của nghiên cứu là làm rõ ảnh hưởng của yếu tố cường độ bê tông đến hiệu quả sử dụng của sợi thép như cốt chịu cắt cũng như ứng xử của dầm cao bê tông sợi thép.

2. Chương trình thực nghiệm

2.1. Vật liệu

Các dầm thí nghiệm dùng bê tông thương phẩm với hai loại cấp phối như trong Bảng 1. Cường độ chịu nén dọc trục và cường độ kéo khi ép chệch của bê tông dầm được lấy trung bình trên kết quả thí nghiệm của sáu mẫu lập phương $150 \times 150 \times 150$ mm (Bảng 1). Các đặc trưng cơ học của cốt thép dọc chịu kéo và cốt đai gồm giới hạn chảy và giới hạn bền được xác định trên ba mẫu và được tổng hợp trong Bảng 2. Sợi thép được dùng trong nghiên cứu này là sợi Dramix dạng uốn móc hai đầu với các đặc trưng hình học và cơ học được lấy từ catalogue của nhà sản xuất (Bảng 2).

Bảng 1. Cấp phối và các đặc tính cơ học của bê tông

Loại bê tông	$f_{c,cube}$ (MPa)	$f_{sp,cube}$ (MPa)	Cấp phối bê tông				
			Xi măng (kg/m^3)	Cát sông (kg/m^3)	Đá 1×2 (kg/m^3)	Nước (lít/m^3)	Phụ gia (lít/m^3)
Loại 1	43,1	4,6	395	673	1156	190	4,0
Loại 2	58,1	5,1	552	652	1218	160	5,5

Ghi chú: $f_{c,cube}$ và $f_{sp,cube}$ lần lượt là cường độ chịu nén dọc trục và kéo khi ép chệch của hai loại bê tông.

Bảng 2. Các đặc tính cơ học của cốt thép và sợi thép

f_y (MPa)	f_u (MPa)	f_{yh} (MPa)	f_{uh} (MPa)	f_{yw} (MPa)	f_{uw} (MPa)	E_s (GPa)	f_f (MPa)	E_f (GPa)
516	639	508	613	317	471	200	1345	210

Ghi chú: f_y và f_u lần lượt là giới hạn chảy và giới hạn bền của cốt dọc; f_{yh} và f_{uh} lần lượt là giới hạn chảy và giới hạn bền của cốt ngang; f_{yw} và f_{uw} lần lượt là giới hạn chảy và giới hạn bền của cốt đai; E_s là mô đun đàn hồi của cốt thép; f_f và E_f lần lượt là giới hạn bền và mô đun đàn hồi của sợi thép.

2.2. Mẫu đầm thí nghiệm

Tổng số mẫu đầm thí nghiệm bao gồm hai đầm đơn giản có kích thước 150×500×2000 mm (Hình 1); trong đó, một đầm có cường độ chịu nén của bê tông bằng 43,1 MPa và một đầm có cường độ chịu nén của bê tông là 58,1 MPa. Sợi thép dùng trong các đầm với hàm lượng không đổi là $m_f = 45 \text{ kg/m}^3$. Cốt thép chịu kéo của các đầm dùng 4d20 tương ứng với hàm lượng cốt dọc bằng 1,77%. Đây là hàm lượng cốt thép chịu kéo được dùng phổ biến trong các đầm cao trong thực tế. Cốt đai của đầm dùng d6 với bước cốt đai bằng 125 mm tương ứng với hàm lượng cốt đai là 0,30%. Thép phân bố trên bề mặt các đầm theo chiều cao được thiết kế theo chỉ dẫn của ACI 318 với khoảng cách giữa các thanh là 145 mm. Các thông số kỹ thuật của các đầm được tổng hợp trong Bảng 3.

Bảng 3. Thông số các mẫu đầm thí nghiệm

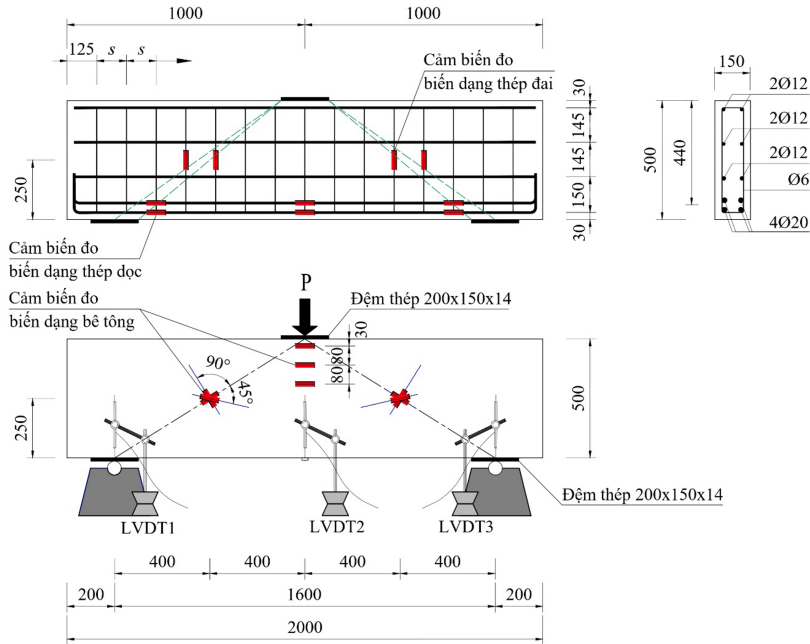
Mẫu đầm	$b \times h \times L$ (mm)	m_f (kg/m ³)	ρ_s (%)	ρ_{sw} (%)
DS-40-45-0,30-A	150×500×2000	45	1,77	0,30
DS-50-45-0,30-A	150×500×2000	45	1,77	0,30

Ghi chú: m_f là hàm lượng sợi thép; ρ_s là hàm lượng cốt dọc; ρ_{sw} là hàm lượng cốt đai.

Các đầm dùng bê tông thương phẩm và được đúc từ một mẻ bê tông. Độ sụt của bê tông của các đầm dao động từ 110 đến 135 mm. Thiết bị đầm tay được dùng trong suốt quá trình đúc mẫu đầm để đảm bảo chất lượng của đầm. Tất cả các đầm được chế tạo trong phòng thí nghiệm với điều kiện môi trường như nhau (nhiệt độ từ 32 đến 35 °C và độ ẩm trung bình xấp xỉ 72%). Sau 28 ngày, các đầm lần lượt được thí nghiệm.

2.3. Sơ đồ thí nghiệm và bố trí thiết bị đo đạc

Sơ đồ thí nghiệm của được thể hiện ở Hình 1. Tỉ số giữa nhịp cắt và chiều cao làm việc của đầm bằng 1,8. Chuyển vị của đầm tại các vị trí giữa nhịp được đo bằng một chuyển vị kế điện tử (LVDT); và 2 LVDT khác được dùng để đo chuyển vị của gối tựa. Biến dạng của cốt thép dọc chịu kéo tại vị trí giữa nhịp và tại vị trí gần gối tựa của đầm được đo bằng sáu cảm biến điện trở (SG). Bốn SG khác được dùng để đo biến dạng của cốt đai. Ba SG được bố trí dọc theo chiều cao tiết diện đầm để đo biến dạng nén của bê tông tại giữa đầm. Một cặp SG đa hướng được sử dụng để xác định biến dạng nén và kéo chính của bê tông ở nhịp cắt của đầm. Kích thủy lực công suất 100 tấn được dùng để gia tải cho đầm đến khi đầm bị phá hoại hoàn toàn. Tốc độ gia tải xấp xỉ 15 kN/phút. Sau mỗi cấp tải, tải được giữ trong thời gian không quá hai phút để ghi nhận quá trình hình thành vết nứt và đo bề rộng khe nứt. Chi tiết lắp đặt các thiết bị đo được thể hiện ở Hình 1.



Hình 1. Sơ đồ thí nghiệm và bố trí thiết bị đo đạc

3. Kết quả thí nghiệm và thảo luận

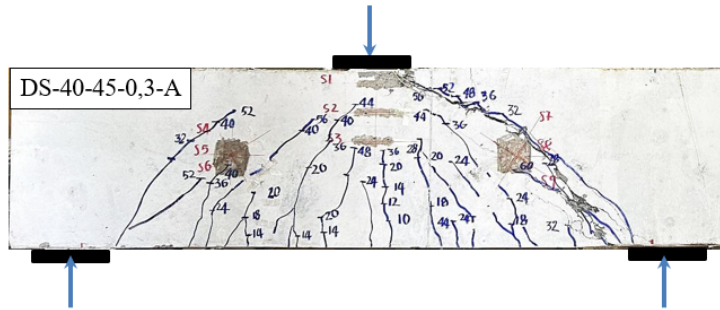
3.1. Kiểu phá hoại

Bảng 4 trình bày kết quả thí nghiệm của các dầm. Các dầm đều bị phá hoại bởi vết nứt cắt (Hình 2). Vết nứt do uốn đầu tiên xuất hiện ở giữa nhịp tại cấp tải 14% tải phá hoại (P_u). Vết nứt xiên đầu tiên của dầm bắt đầu xuất hiện tại vị trí bụng dầm ở cấp tải 32% P_u ; theo sự gia tăng của tải tác dụng, vết nứt này lan dần hướng về điểm tác dụng lực và gối tựa. Ở cấp tải từ 55 đến 68% P_u , các vết nứt uốn phát triển chậm lại; trong khi, các vết nứt xiên phát triển nhanh và làm cho dầm bị phá hủy. Sợi thép giúp cho vết nứt trong các dầm phân bố đều hơn với bề rộng vết nứt nhỏ hơn so với của dầm không sợi thép tương tự như kết luận trong các nghiên cứu trước đây [5, 10–12]; tuy nhiên, việc thay đổi cường độ bê tông không làm ảnh hưởng đáng kể đến hình thái và bề rộng vết nứt của dầm. Tại cấp tải phá hủy, bề rộng vết nứt lớn nhất của dầm có cường độ 43,1 MPa là 3,1 mm; trong khi, của dầm có cường độ 58,1 MPa là 3,7 mm.

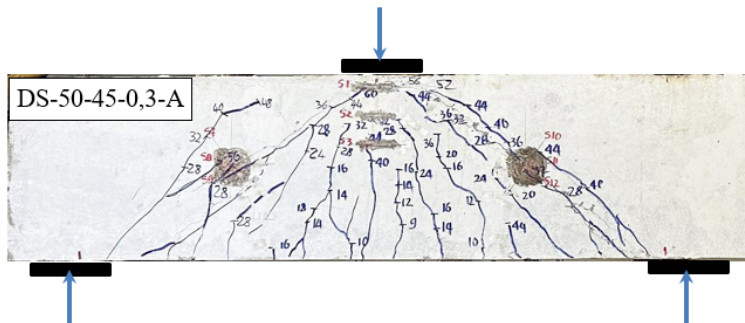
Bảng 4. Kết quả thí nghiệm của các dầm

Dầm	$P_{cr,flex}$ (kN)	$P_{cr,sh}$ (kN)	$P_{y,stirr}$ (kN)	P_u (kN)	$\delta_{u,mid}$ (mm)	$\epsilon_{su,longi,mid}$ (‰)	$\epsilon_{su,longi,sup}$ (‰)	$\epsilon_{su,stirr}$ (‰)	$\epsilon_{ccu,mid}$ (‰)	$\epsilon_{ct,inc}$ (‰)	w_u (mm)
DS-40-45-0,30-A	106	240	448	740	5,17	2,54	2,58	22,32	-0,18	0,38	3,1
DS-50-45-0,30-A	113	255	484	800	5,85	2,56	2,65	25,36	-0,09	0,27	3,7

Ghi chú: $P_{cr,flex}$ là lực gây vết nứt uốn đầu tiên; $P_{cr,sh}$ là lực gây vết nứt xiên đầu tiên; $P_{y,stirr}$ lực bắt đầu gây chảy dẻo cốt đai; P_u là lực lớn nhất; $\delta_{u,mid}$ là chuyển vị của dầm tại giữa nhịp; $\epsilon_{su,longi,mid}$ là biến dạng lớn nhất của cốt dọc chịu kéo giữa nhịp; $\epsilon_{su,longi,sup}$ là biến dạng lớn nhất của cốt dọc chịu kéo ở vị trí gần gối tựa; $\epsilon_{su,stirr}$ là biến dạng lớn nhất của cốt đai; $\epsilon_{ccu,mid}$ biến dạng nén lớn nhất của bê tông giữa nhịp; $\epsilon_{ct,inc}$ là biến dạng kéo xiên lớn nhất của bê tông; w_u bề rộng vết nứt xiên ứng với lực tác dụng lớn nhất.



(a) Dầm DS-40-45-0,3-A



(b) Dầm DS-50-45-0,3-A

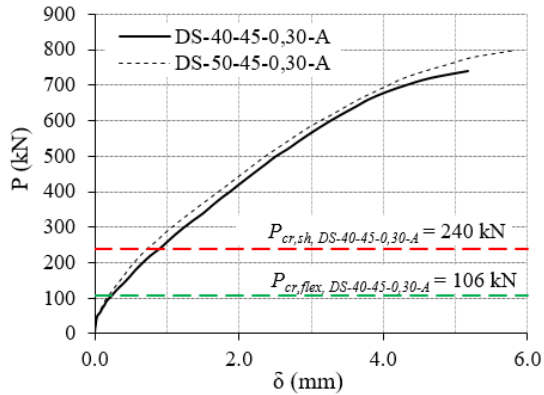
Hình 2. Hình thái vết nứt và kiểu phá hoại của các dầm

3.2. Quan hệ lực - chuyển vị

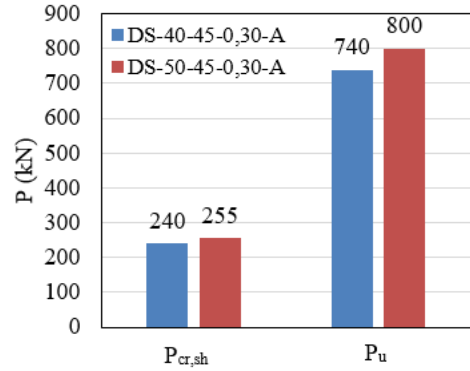
Hình 3 biểu diễn quan hệ lực - chuyển vị của hai dầm thí nghiệm. Nhìn chung, sự gia tăng của cường độ bê tông làm tăng độ cứng của dầm và khiến cho chuyển vị của dầm có cường độ bê tông cao nhỏ hơn đáng kể so với của dầm có cường độ bê tông thấp, khi dầm có sử dụng sợi thép. Cụ thể, ở giai đoạn trước khi vết nứt xiên xuất hiện ($32\%P_u$), chuyển vị của dầm có cường độ bê tông $f_{c,cube} = 58,1$ MPa nhỏ hơn đáng kể, khoảng 18% so với của dầm có cường độ bê tông $f_{c,cube} = 43,1$ MPa. Sau khi vết nứt xiên xuất hiện, ảnh hưởng của cường độ bê tông đến chuyển vị của dầm giảm. Cụ thể, ở cấp tải phá hoại của dầm có cường độ bê tông $f_{c,cube} = 43,1$ MPa, chuyển vị của các dầm có cường độ bê tông $f_{c,cube} = 58,1$ MPa giảm xấp xỉ 12% so với của dầm có cường độ bê tông $f_{c,cube} = 43,1$ MPa. Tuy nhiên, việc tăng cường độ bê tông từ 43,1 đến 58,1 MPa làm tăng chuyển vị cuối cùng của dầm 13%.

3.3. Khả năng kháng nứt xiên và khả năng kháng cắt

Hình 4 so sánh khả năng kháng nứt xiên và khả năng kháng cắt của dầm khi thay đổi cường độ chịu nén của bê tông. Việc tăng cường độ chịu nén bê tông từ 43,1 đến 58,1 MPa làm tăng nhẹ khả năng kháng nứt xiên $P_{cr,sh}$ (6,3%) và khả năng kháng cắt P_u của dầm (8,1%) (Bảng 4). Kết quả trên cho thấy việc ảnh hưởng của yếu tố tăng cường độ bê tông từ 43,1 đến 58,1 MPa (tăng xấp xỉ 35%) đến các đặc trưng chịu lực của dầm cao như khả năng kháng nứt và kháng cắt không được rõ nét. Nguyên nhân có thể là do kiểu phá hoại do các vết nứt xiên (vết nứt cắt) chịu chi phối mạnh bởi ứng suất kéo xiên. Cụ thể, Bảng 1 cho thấy việc tăng cường độ bê tông lên 35% (từ 43,1 đến 58,1 MPa) như trong nghiên cứu này làm tăng cường độ chịu kéo của bê tông xấp xỉ 10,8% (từ 4,6 lên 5,1 MPa).



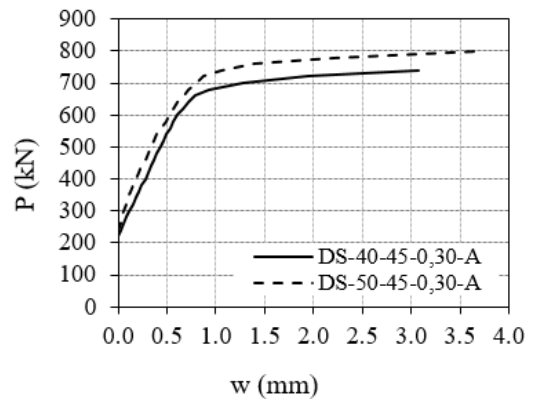
Hình 3. Quan hệ lực và chuyển vị giữa nhịp của các dầm thí nghiệm



Hình 4. So sánh khả năng kháng nứt xiên và khả năng kháng cắt của các dầm thí nghiệm

3.4. Ứng xử nứt của dầm

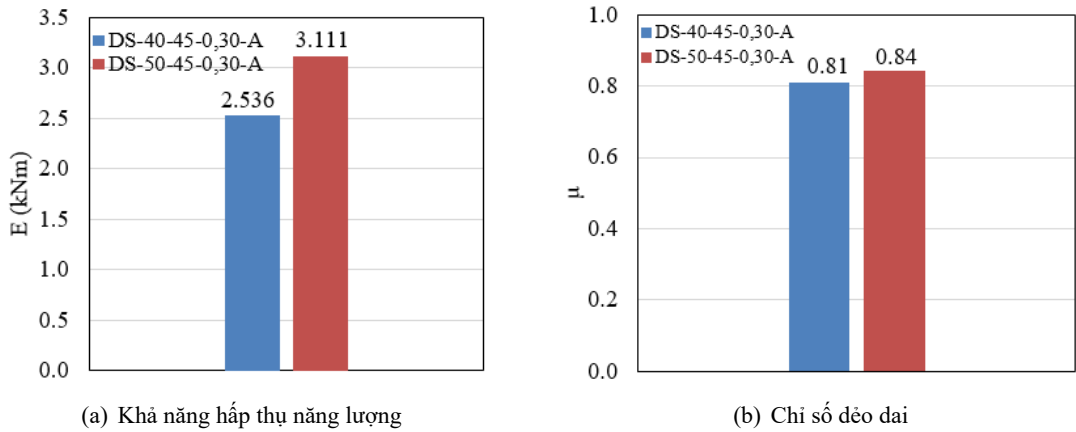
Hình 5 thể hiện quan hệ lực và bề rộng vết nứt xiên chủ đạo của các dầm thí nghiệm. Việc tăng cường độ bê tông từ 43,1 đến 58,1 MPa ảnh hưởng không đáng kể đến thời điểm xuất hiện vết nứt cắt đầu tiên (hay khả năng kháng nứt cắt) của dầm. Cụ thể, khả năng kháng nứt cắt của dầm có cường độ bê tông cao ($f_{c,cube} = 58,1$ MPa) chỉ lớn hơn của dầm có cường độ bê tông nhỏ hơn ($f_{c,cube} = 43,1$ MPa) 6,3% (Bảng 4). Nguyên nhân của hiện tượng này là sự gia tăng cường độ chịu nén này của bê tông không làm tăng đáng kể cường độ chịu kéo của bê tông như đã được bình luận ở Mục 3.3. Tuy nhiên, việc gia tăng cường độ bê tông từ 43,1 đến 58,1 MPa làm giảm đáng kể bề rộng vết nứt của dầm cao bê tông sợi thép. Cụ thể, tại cấp tải phá hoại của dầm có cường độ chịu nén của bê tông bằng 43,1 MPa, bề rộng vết nứt của dầm có cường độ chịu nén của bê tông bằng 58,1 MPa nhỏ hơn 65,9% so với của dầm có cường độ chịu nén của bê tông bằng 43,1 MPa. Điều này có thể được giải thích là do sợi thép có xu hướng làm việc hiệu quả hơn với bê tông cường độ cao so với bê tông cường độ thấp hơn. Nhiều nghiên cứu đã có về ứng xử cắt của dầm BTCT truyền thống [5–9] đã chỉ ra rằng sợi thép có xu hướng làm việc tốt hơn với bê tông cường độ cao so với bê tông cường độ thấp do khả năng bám dính của sợi thép với bê tông cường độ cao tốt hơn đáng kể so với bê tông cường độ thấp.



Hình 5. Quan hệ lực và bề rộng vết nứt xiên chủ đạo của dầm

3.5. Khả năng hấp thụ năng lượng và độ dẻo dai

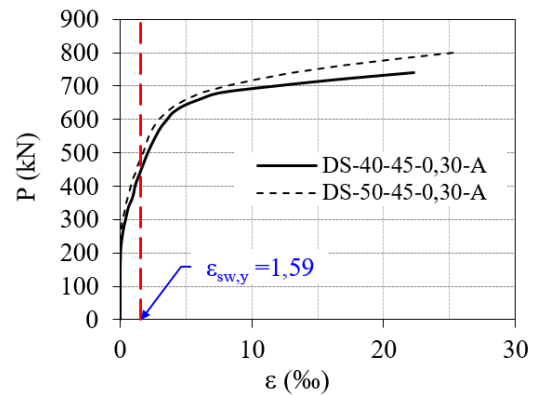
Khả năng hấp thụ năng lượng E và độ dẻo dai được tính theo [13]. Khả năng hấp thụ năng lượng của các dầm có cường độ bê tông cao (dầm 58,1 MPa) có xu hướng lớn hơn của dầm có cường độ bê tông thấp hơn (dầm 43,1 MPa) (Hình 6(a)). Cụ thể, tăng cường độ bê tông từ 43,1 lên 58,1 MPa làm tăng khả năng hấp thụ năng lượng của dầm tăng 22,7%; tuy nhiên, chỉ làm tăng nhẹ độ dẻo dai của dầm (4,1%) (Hình 6(b)).



Hình 6. Khả năng hấp thụ năng lượng và chỉ số dẻo dai của các dầm

3.6. Biến dạng của cốt đai

Ứng xử của cốt đai của các dầm được thể hiện trên Hình 7. Nhìn chung, biến dạng của cốt đai hầu như không đáng kể trước khi xuất hiện vết nứt xiên; tuy nhiên, biến dạng của cốt đai tăng nhanh sau khi xuất hiện vết nứt xiên và đều bị chảy dẻo với mức độ lớn khi dầm bị phá hoại. Cốt đai bắt đầu chảy dẻo ở cấp tải tương đương $61\%P_u$. Việc tăng cường độ chịu nén của bê tông từ 43,1 lên 58,1 MPa làm tăng khả năng kháng chảy dẻo của cốt đai (cấp tải gây chảy dẻo của cốt đai, $P_{y,stirr}$) nhưng không đáng kể (8,1%, Bảng 4). Khi so sánh mức độ biến thiên của biến dạng cốt đai giữa dầm có cường độ chịu nén của bê tông 43,1 và 58,1 MPa, dầm có cường độ bê tông cao hơn có biến dạng cốt đai bé hơn so với dầm có cường độ bê tông thấp hơn khi xét cùng một cấp tải tác dụng. Cụ thể, ở cấp tải P_u của dầm có cường độ chịu nén của bê tông 43,1 MPa, biến dạng cốt đai của nhóm dầm này lớn hơn đến 1,7 lần so với của dầm có cường độ chịu nén của bê tông 58,1 MPa (Hình 7).



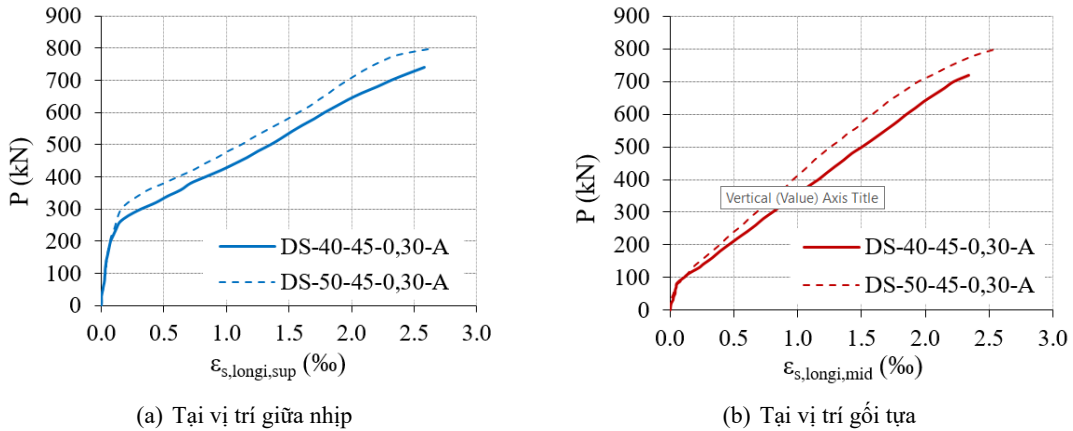
Hình 7. Quan hệ lực và biến dạng cốt đai của các dầm thí nghiệm

3.7. Biến dạng của cốt dọc

Hình 8 biểu diễn quan hệ lực - biến dạng của cốt dọc ở vị trí giữa nhịp và gần gối tựa. Kết quả cho thấy biến dạng của cốt dọc chịu kéo của các dầm chịu ảnh hưởng đáng kể bởi cường độ bê tông. Điều này có thể được giải thích là do việc tăng cường độ chịu nén của bê tông khiến cho khả năng bám dính của cốt thép với bê tông được tốt hơn và vì vậy làm giảm biến dạng của cốt dọc. Có thể thấy rằng, ở giai đoạn đầu trước khi vết nứt xiên xuất hiện, cốt dọc ở giữa nhịp làm việc nhiều hơn do ảnh hưởng của hiệu ứng dầm. Sau khi xuất hiện vết nứt xiên, sự chuyển đổi từ hiệu ứng dầm sang hiệu ứng vòm khiến cho biến dạng cốt thép dọc ở vị trí gần gối tựa phát triển nhanh hơn so với biến dạng ở vị trí giữa nhịp và tiệm cận gần với biến dạng của cốt dọc giữa nhịp ở các cấp tải cuối cùng. Ở cấp tải phá hoại, cốt dọc chịu kéo của các dầm đều chưa bị chảy dẻo.

Khi so sánh giữa hai dầm, tại cấp tải xuất hiện vết nứt xiên của nhóm dầm có $f_{c,cube} = 43,1$ MPa, biến dạng cốt dọc của dầm có $f_{c,cube} = 58,1$ MPa tại vị trí gần gối và tại nhịp bé hơn lần lượt 15,7 và

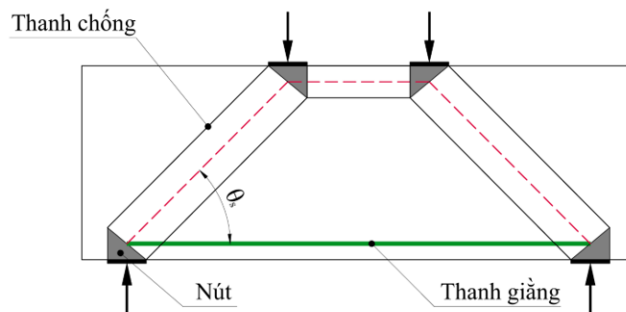
16,8% so với của dầm có $f_{c,cube} = 43,1$ MPa (Hình 8). Tương tự, tại cấp tải phá hoại của nhóm dầm có $f_{c,cube} = 43,1$ MPa, biến dạng cốt dọc của dầm có $f_{c,cube} = 58,1$ MPa tại vị trí gần gối và tại nhịp bé hơn lần lượt 17,3 và 15,0% so với của dầm có $f_{c,cube} = 43,1$ MPa (Hình 8).



Hình 8. Quan hệ lực và biến dạng cốt dọc của dầm

4. Kiểm chứng khả năng áp dụng của mô hình thanh - chống giằng (STM)

Mô hình thanh chống - giằng được phát triển bởi Schlaich và Schäfer [14] từ mô hình dàn nguyên thủy của Mörsch [15]. Mô hình này được sử dụng để thiết kế kết cấu BTCT, đặc biệt cho những vùng có dạng hình học phức tạp mà tại đó các giả thuyết đơn giản về biến dạng (tuyến tính) không còn đúng. Những vùng này theo mô hình thanh chống - giằng được gọi là vùng D (Discontinuity) hay còn gọi là vùng không liên tục, nơi mà quỹ đạo của ứng suất trở nên bất thường. Theo mô hình này, kết cấu được chia thành hai vùng có ứng xử khác biệt: vùng D và vùng B. Vùng D như đã đề cập ở trên. Vùng B có ứng xử bình thường tuân theo các giả thuyết của Bernoulli về hình học và biến dạng (B là chữ cái đầu tiên lấy từ tên của Bernoulli). Vùng B hoàn toàn có thể được thiết kế bằng lý thuyết tính toán BTCT hiện có. Điểm chính yếu của phương pháp là thay thế kết cấu thực tế bằng một hệ giàn cấu thành từ các thanh chống (struts), giằng (ties) và các nút (nodes). Các lực nén, kéo trong các phần tử phải thỏa mãn điều kiện cân bằng với ngoại lực và phản lực tại gối; hướng bố trí các phần tử phải trùng với phương tác dụng của ứng suất thu được từ các phương pháp xác định nội lực đàn hồi đã biết (phương pháp giải tích hay phương pháp phần tử hữu hạn). Hiện nay, mô hình STM được dùng phổ biến để thiết kế dầm cao và được trình bày tường minh trong các tiêu chuẩn như EC 2 [16] hay ACI 318 [17] (Hình 9).



Hình 9. Minh họa mô hình thanh chống giằng (STM) cho trường hợp dầm cao đơn giản

Theo mô hình tính toán STM dựa trên ACI 318 [17], cường độ thiết kế của mỗi thanh chống, thanh giằng và vùng nút phải thỏa mãn điều kiện sau:

$$\phi F_n \geq F_u \quad (1)$$

trong đó, F_n là khả năng chịu lực danh định của thanh chống, thanh giằng hoặc vùng nút; F_u là lực tác dụng lên thanh chống, thanh giằng hoặc vùng nút; ϕ là hệ số chiết giảm cường độ, $\phi = 0,75$.

Khả năng chịu lực danh định của thanh chống được xác định bởi công thức:

$$F_{ns} = f_{ce} A_{cs} + A'_s f'_s \quad (2)$$

trong đó F_{ns} là giá trị nhỏ hơn của cường độ thanh chống được tính toán tại mỗi đầu thanh chống; A_{cs} là diện tích mặt cắt ngang tại đầu thanh chống; f_{ce} được xác định theo công thức (3); A'_s là diện tích cốt thép chịu nén dọc theo chiều dài của thanh chống; f'_s là cường độ của cốt thép chịu nén tại vùng chịu nén dọc trục của thanh chống.

Cường độ chịu nén tính toán của bê tông thanh chống, f_{ce} , được xác định bởi công thức:

$$f_{ce} = 0,85 \beta_c \beta_s f'_c \quad (3)$$

trong đó β_s là hệ số kể đến hình dạng thanh chống; β_c là hệ số điều chỉnh; $\beta_s = 1$ đối với thanh chống có tiết diện không đổi; $\beta_s = 0,75$ đối với thanh chống hình dạng chai; $\beta_s = 0,4$ đối với thanh chống trong điều kiện chịu kéo; $\beta_s = 0,6$ đối với các trường hợp còn lại.

Khả năng chịu lực danh định của thanh giằng được xác định bởi công thức:

$$F_{nt} = f_y A_{ts} + (f_{se} + \Delta f_p) A_{tp} \quad (4)$$

trong đó A_{ts} là diện tích cốt thép trong thanh giằng; A_{tp} là diện tích cốt thép ứng suất trước; f_{se} là ứng suất căng trước hữu hiệu trong cáp; Δf_p là phần tăng lên của ứng suất trong cốt thép ứng suất trước do tải trọng tính toán.

Trong bối cảnh mô hình STM hiện nay đều được xây dựng cho dầm cao BTCT truyền thống nên chúng chưa kể được ảnh hưởng của sợi thép. Bài báo tiến hành kiểm chứng khả năng áp dụng của mô hình này trong việc dự đoán khả năng chịu lực của dầm cao bê tông sợi thép. Việc kiểm chứng được thực hiện trên tổng cộng 23 dầm từ các nghiên cứu đã có [18–21] và nghiên cứu này với các thông số kỹ thuật khác nhau gồm kích thước hình học, cường độ bê tông, hàm lượng cốt đai, hàm lượng sợi thép và tỉ số a/d . Kết quả kiểm chứng được thể hiện trong Bảng 5.

Bảng 5. Kết quả kiểm chứng

Bài báo	Mẫu thí nghiệm	a/d	b (mm)	d (mm)	f'_c (MPa)	ρ_{sw} (%)	V_f (%)	$V_{u,exp}$ (kN)	$V_{u,STM}$ (kN)	$V_{u,STM}/V_{u,exp}$
Bài báo này	DS-40-45-0,30-A	1,8	150	438	34,5	0,30	0,6	270	163	0,60
	DS-50-45-0,30-A	1,8	150	438	34,5	0,30	0,6	290	163	0,56
[18]	DB1 205	1,1	100	280	20,4	0,40	0,5	78	63	0,81
	DB1 210	1,1	100	280	27,1	0,40	1,0	83	83	1,01
	DB1 220	1,1	100	280	21,2	0,40	2,0	115	65	0,57
	DB1 305	1,1	100	280	20,4	0,40	0,5	100	63	0,63
	DB1 310	1,1	100	280	27,1	0,40	1,0	120	83	0,69

Bài báo	Mẫu thí nghiệm	a/d	b (mm)	d (mm)	f'_c (MPa)	ρ_{sw} (%)	V_f (%)	$V_{u,exp}$ (kN)	$V_{u,STM}$ (kN)	$V_{u,STM}/V_{u,exp}$
	DB1 320	1,1	100	280	21,2	0,40	2,0	135	65	0,48
	DB1 510	1,1	100	280	27,1	0,40	1,0	135	83	0,62
[19]	B3	0,9	90	478	35,5	0,60	1,0	146	113	0,78
	B4	1,2	90	478	31,1	0,60	1,0	114	73	0,64
	B6	1,2	90	478	34,3	0,60	0,0	103	81	0,79
	B7	1,2	90	478	33,8	0,60	0,5	110	80	0,73
	B8	1,2	90	478	33,2	0,60	1,5	130	78	0,60
	B9	1,5	90	478	29,5	1,30	1,0	112	53	0,48
	B10	1,5	90	478	30,1	0,60	1,0	145	54	0,37
[20]	F30-0,5-13	1,4	120	167	25,7	1,30	0,5	69	36	0,53
	F30-1,0-13	1,4	120	167	25,3	1,30	1,0	69	36	0,52
	F30-1,5-13	1,4	120	167	23,9	1,30	1,5	69	34	0,49
[21]	F30-2,0-13	1,4	120	167	28,8	1,30	2,0	69	41	0,59
	DB-2	0,9	150	500	57,3	0,25	1,0	715	351	0,49
	DB-3	0,9	150	500	60,8	0,25	2,0	908	373	0,41
	DB-4	0,9	150	500	61,1	0,25	2,0	817	375	0,46
Mean										0,60
COV										0,25

Ghi chú: b là chiều rộng dầm; d là chiều cao tính toán của dầm; f'_c là cường độ chịu nén của bê tông mẫu lăng trụ; ρ_{sw} là hàm lượng cốt đai; V_f là hàm lượng sợi thép; $V_{u,exp}$ là khả năng chịu cắt tối đa của dầm theo kết quả thực nghiệm; $V_{u,STM}$ là khả năng chịu cắt tối đa của dầm theo kết quả tính toán STM.

Kết quả kiểm chứng cho thấy khả năng chịu lực của dầm cao bê tông sợi thép dự đoán theo mô hình STM thấp hơn nhiều so với thực nghiệm. Cụ thể, giá trị trung bình của tỉ lệ giữa lực cắt dự đoán theo mô hình STM và giá trị thực nghiệm (Mean) là 0,6 với hệ số biến thiên (COV) là 0,25. Kết quả này cho thấy mô hình STM hiện có theo ACI 318 nên được xem xét hiệu chỉnh để có thể dự đoán khả năng chịu lực của dầm cao bê tông sợi thép được hợp lý hơn cũng như đảm bảo được tốt hơn tính kinh tế của bài toán thiết kế; trong đó, việc xem xét thêm ảnh hưởng của sự tham gia của sợi thép có thể giúp cho mô hình STM hiện có được đầy đủ hơn mà không làm mất đi tính an toàn của nó.

5. Kết luận

Bài báo khảo sát thực nghiệm mức độ ảnh hưởng của cường độ bê tông đến các đặc trưng chịu lực và biến dạng của dầm cao bê tông sợi thép. Chương trình thực nghiệm được thực hiện trên hai dầm cao bê tông sợi thép có kích thước hình học là 150×500×2000 mm. Các dầm có cường độ bê tông thay đổi lần lượt là 43,1 và 58,1 MPa. Hàm lượng sợi thép trong các dầm không đổi là 45 kg/m³ bê tông. Hàm lượng cốt dọc chịu kéo và cốt đai trong dầm được thiết kế theo tiêu chuẩn ACI 318 lần lượt là 1,77 và 0,30%. Bài báo còn thực hiện một nội dung tính toán nhỏ để đánh giá khả năng áp dụng mô hình thanh chống - giằng (STM) vào việc dự đoán khả năng chịu lực của dầm cao bê tông sợi thép. Dựa trên kết quả thu được, một số kết luận chính có thể được rút ra như sau:

- Việc tăng cường độ chịu nén của bê tông từ 43,1 đến 58,1 MPa (tăng xấp xỉ 35%) giúp tăng hiệu quả sử dụng của sợi thép trong việc cải thiện các đặc trưng chịu lực và biến dạng của các dầm bao gồm tăng khả năng kháng nứt và kháng cắt, tăng khả năng hấp thụ năng lượng và độ dẻo dai, giảm

chuyển vị và biến dạng của cốt đai, cốt dọc chịu kéo của dầm cao;

- Hiệu quả của việc tăng cường độ chịu nén của bê tông từ 43,1 đến 58,1 MPa trong việc cải thiện các đặc trưng chịu lực của dầm cao chưa được rõ nét. Tuy nhiên, việc tăng cường độ bê tông làm giảm đáng kể bề rộng vết nứt (65,9%) và biến dạng của cốt đai (1,7 lần);

- Mô hình STM hiện có của ACI 318 dự đoán khả năng chịu lực của dầm cao bê tông sợi thép thấp hơn nhiều so với thực nghiệm thể hiện qua giá trị trung bình của tỉ lệ giữa lực cắt dự đoán và giá trị thực nghiệm (Mean) là 0,6 với hệ số biến thiên (COV) là 0,25. Việc xem xét thêm ảnh hưởng của sự tham gia của sợi thép có thể giúp cho mô hình STM hiện có được đầy đủ và hợp lý hơn mà không làm mất đi tính an toàn của nó.

Lời cảm ơn

Nghiên cứu này thuộc nhiệm vụ khoa học và công nghệ của Bộ Xây dựng với mã số: RD34-22. Các tác giả chân thành cảm ơn Phòng Thí nghiệm Kết cấu Công trình, Khoa Kỹ thuật Xây dựng, Trường Đại học Bách khoa - Đại học Quốc gia TP. HCM đã hỗ trợ về mặt chuyên môn và kỹ thuật trong quá trình triển khai thí nghiệm.

Tài liệu tham khảo

- [1] Ashour, A. F., Morley, C. T. (1996). [Effectiveness factor of concrete in continuous deep beams](#). *Journal of Structural Engineering*, 122(2):169–178.
- [2] Parra-Montesinos, G., Wight, J. K., Kopczynski, C., Ferzli, J., Lequesne, R., Setkit, M., Conforti, A. (2014). [High-performance fiber reinforced concrete coupling beams: From research to practice](#). *NCEE 2014 - 10th U.S. National Conference on Earthquake Engineering: Frontiers of Earthquake Engineering*, Network for Earthquake Engineering Simulation (NEES).
- [3] Do-Dai, T., T. Tran, D., Nguyen-Minh, L. (2021). [Effect of fiber amount and stirrup ratio on shear resistance of steel fiber reinforced concrete deep beams](#). *Journal of Science and Technology in Civil Engineering (STCE) - NUCE*, 15(2):1–13.
- [4] Park, R., Paulay, T. (1974). *Reinforced concrete structures*. John Wiley & Sons.
- [5] Ashour, S. A., Hasanain, G. S., Wafa, F. F. (1992). [Shear behavior of high-strength fiber reinforced concrete beams](#). *ACI Structural Journal*, 89(2):176–184.
- [6] Casanova, P., Rossi, P. (1999). [High-strength concrete beams submitted to shear: Steel fibers versus stirrups](#). *SP-182: Structural Applications of Fiber Reinforced Concrete*, American Concrete Institute, SP-182:53–67.
- [7] Dancygier, A. N., Savir, Z. (2011). [Effects of steel fibers on shear behavior of high-strength reinforced concrete beams](#). *Advances in Structural Engineering*, 14(5):745–761.
- [8] Yuan, T.-F., Yoo, D.-Y., Yang, J.-M., Yoon, Y.-S. (2020). [Shear capacity contribution of steel fiber reinforced high-strength concrete compared with and without stirrup](#). *International Journal of Concrete Structures and Materials*, 14(1):21.
- [9] Yun, H.-D., Jeong, G.-Y., Choi, W.-C. (2022). [Shear strengthening of high strength concrete beams that contain hooked-end steel fiber](#). *Materials*, 15(1):17.
- [10] Cucchiara, C., La Mendola, L., Papia, M. (2004). [Effectiveness of stirrups and steel fibres as shear reinforcement](#). *Cement and Concrete Composites*, 26(7):777–786.
- [11] Dinh, H. H., Parra-Montesinos, G. J., Wight, J. K. (2011). [Shear strength model for steel fiber reinforced concrete beams without stirrup reinforcement](#). *Journal of Structural Engineering*, 137(10):1039–1051.
- [12] Amin, A., Foster, S. J. (2016). [Shear strength of steel fibre reinforced concrete beams with stirrups](#). *Engineering Structures*, 111:323–332.
- [13] Tran, T. T., Pham, T. M., Hao, H. (2019). [Experimental and analytical investigation on flexural behaviour of ambient cured geopolymers concrete beams reinforced with steel fibers](#). *Engineering Structures*, 200: 109707.
- [14] Schlaich, J., Schäfer, K. (1983). [Zur Druck-Querzug-Festigkeit des Stahlbetons](#). *Beton-und Stahlbetonbau*, 78(3):73–78.

- [15] Mörsch, E. (1920). *Der Eisenbetonbau, seine theorie und anwendung*. K. Wittwer.
- [16] CEN (2004). *Design of concrete structures. Part 1.1: General rules and rules for buildings*. Brussels: European Committee for Standardization (CEN).
- [17] ACI 318-19 (2022). *Building code requirements for structural concrete and commentary*. American Concrete Institute.
- [18] Sachan, A. K., Kameswara Rao, C. V. S. (1990). [Behaviour of fibre reinforced concrete deep beams](#). *Cement and Concrete Composites*, 12(3):211–218.
- [19] Mansur, M. A., Ong, K. C. G. (1991). [Behavior of reinforced fiber concrete deep beams in shear](#). *ACI Structural Journal*, 88(1):98–105.
- [20] Cho, S.-H., Kim, Y.-I. (2003). [Effects of steel fibers on short beams loaded in shear](#). *ACI Structural Journal*, 100(6):765–774.
- [21] Ma, K., Qi, T., Liu, H., Wang, H. (2018). [Shear behavior of hybrid fiber reinforced concrete deep beams](#). *Materials*, 11(10):2023.