

KHẢ NĂNG CHỊU MÔ MEN UỐN CỦA DẦM BÊ TÔNG CỐT HỖN HỢP THÉP VÀ GFRP THEO TCVN 5574:2018

Phan Minh Tuấn^{a,*}

^a*Khoa Xây dựng dân dụng và Công nghiệp, Trường Đại học Xây dựng,
số 55 đường Giải Phóng, quận Hai Bà Trưng, Hà Nội, Việt Nam*

Nhận ngày 16/08/2019, Sửa xong 06/09/2019, Chấp nhận đăng 12/09/2019

Tóm tắt

Cốt sợi thủy tinh (GFRP) là một loại vật liệu mới đang được từng bước ứng dụng vào thị trường xây dựng ở Việt Nam. Thanh cốt sợi thủy tinh với đặc tính đàn hồi tuyến tính khiến dầm bê tông cốt sợi thủy tinh luôn bị phá hoại giòn, dẫn đến làm giảm khả năng chịu mô men uốn. Việc sử dụng kết hợp cốt thép và cốt GFRP sẽ giúp cải thiện vấn đề này. Tuy nhiên, việc xác định khả năng chịu mô men uốn của dầm bê tông cốt hỗn hợp thép và GFRP hiện chưa có tiêu chuẩn hướng dẫn. Dựa theo các quan hệ ứng suất-biến dạng của vật liệu theo tiêu chuẩn TCVN 5574:2018, bài báo trình bày một phương pháp xác định khả năng chịu lực này bằng các nghiên cứu lý thuyết. Kết quả của bài báo có thể là tài liệu tham khảo tốt cho các kỹ sư thiết kế và là định hướng cho các nghiên cứu thực nghiệm.

Từ khoá: cốt GFRP; cốt thép; cốt hỗn hợp thép và GFRP; khả năng chịu mô men uốn; TCVN 5574:2018.

MOMENT CAPACITY OF REINFORCED CONCRETE BEAM USING HYBRID (STEEL AND GFRP) BARS CONFORMING TO TCVN 5574:2018

Abstract

Glass fiber reinforcement polymer (GFRP) is a new kind of material that is being gradually applied to the construction market in Vietnam. GFRP-reinforced concrete beams always fail in brittle because of linear elastic property of GFRP bar. As a result, the moment capacity of GFRP-reinforced concrete beams is decreased. Combination of steel and GFRP bars will help improve this problem. However, the prediction of moment capacity of reinforced concrete beam using hybrid (steel and GFRP) bars has not been guided in the design code. Based on theoretical study using stress-strain relationships of materials conforming to TCVN 5574:2018, this paper presents a method for predicting the moment capacity of the reinforced concrete beam. The results of this paper could be a good reference for design engineers and could lay a foundation for experimental studies.

Keywords: GFRP bar; steel bar; hybrid (steel and GFRP) bars; moment capacity; TCVN 5574:2018.

[https://doi.org/10.31814/stce.nuce2019-13\(4V\)-07](https://doi.org/10.31814/stce.nuce2019-13(4V)-07) © 2019 Trường Đại học Xây dựng (NUCE)

1. Giới thiệu

Sợi thủy tinh GFRP (Glass fiber reinforced polymer) là một vật liệu mới có nhiều đặc tính ưu việt như cường độ chịu kéo lớn hơn thép nhiều lần, trọng lượng nhẹ lại không bị gỉ, ăn mòn, không nhiễm từ tính [1, 2]. Cốt thép sợi thủy tinh GFRP đã được ứng dụng thay thế cốt thép trong kết cấu bê tông trong một số phạm vi nhất định như trong các công trình biển, đảo, các phòng chống nhiễm từ tính của bệnh viện, mặt cầu, đường bị phủ tuyết...

*Tác giả chính. Địa chỉ e-mail: tuangpm@nuce.edu.vn (Tuấn, P. M.)

Gần đây, một số doanh nghiệp ở Việt Nam đã trực tiếp sản xuất được cốt GFRP và đang cố gắng đưa vào thị trường để thay thế cốt thép thường [3]. Tuy nhiên, do đặc tính của vật liệu GFRP là đàn hồi (giòn hơn cả bê tông) nên dầm bê tông cốt GFRP thường bị phá hoại đột ngột, ít tính cảnh báo [1, 2], hơn nữa do có mô đun đàn hồi thấp nên dầm GFRP thường có độ võng và vết nứt lớn nên khó đưa vào áp dụng trong thực tế [4]. Để khắc phục những nhược điểm trên một số nghiên cứu đã kết hợp cốt thép với cốt GFRP để làm thành dầm bê tông có cốt hỗn hợp thép và GFRP (cốt SGFRP) với mục đích cải thiện được khả năng chịu mô men uốn giới hạn của dầm và cũng như không chế hay giảm thiểu độ võng và vết nứt.

Đã có khá nhiều nghiên cứu về sự làm việc của dầm bê tông cốt FRP thuần túy, cả về nghiên cứu thực nghiệm và lý thuyết, riêng vật liệu cốt hỗn hợp thép và FRP thì số lượng nghiên cứu còn rất hạn chế, mới chủ yếu là làm các thí nghiệm. Tan [5] đã thí nghiệm các dầm bê tông cốt hỗn hợp thép và FRP, kết quả cho thấy khi hàm lượng cốt FRP bé hơn một nửa hàm lượng tổng thì cốt hỗn hợp thép và FRP đã đủ thỏa mãn điều kiện sử dụng về hạn chế biến dạng. Aiello và Ombres [6], qua các thí nghiệm dầm cốt hỗn hợp thép và FRP, cho thấy hiệu quả của cốt thép giúp dầm cốt FRP cải thiện đáng kể cả về biến dạng và khả năng chịu lực. Lau và Pam [7] làm thí nghiệm 12 mẫu dầm có cốt GFRP, cốt thép và cốt hỗn hợp thép GFRP, kết quả cho thấy việc bố trí thêm cốt thép làm tăng độ dẻo của dầm và khuyến cáo nên bố trí hàm lượng cốt thép lớn khi thiết kế dầm cốt hỗn hợp. Việc tính toán khả năng chịu mô men uốn của dầm bê tông có cốt hỗn hợp SGFRP chưa có hướng dẫn tính toán cụ thể theo các tiêu chuẩn nhất là tiêu chuẩn Việt Nam TCVN 5574:2018 [8], vì vậy việc nghiên cứu tính loại dầm này là rất cần thiết. Đây cũng là nội dung chính của bài báo.

2. Lý thuyết tính toán dầm bê tông cốt hỗn hợp SGFRP

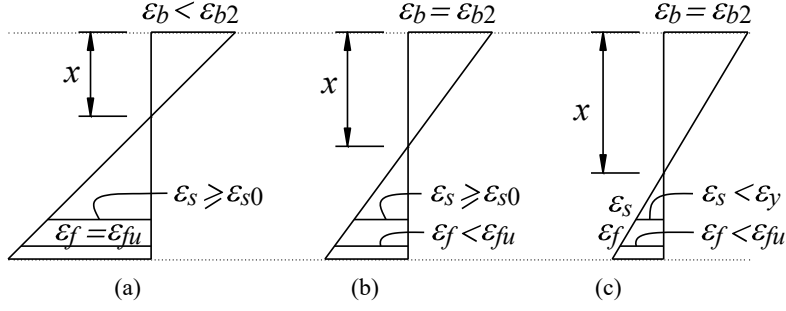
Tiêu chuẩn TCVN 5574:2018 [8] được ban hành vào cuối năm 2018 với nhiều điểm mới đáng được quan tâm chú ý, như thay đổi mô hình ứng suất sang mô hình biến dạng (chấp nhận giả thiết tiết diện phẳng) khi tính toán tiết diện cầu kiện. Sự thay đổi đáng kể nằm ở các giá trị của các đặc trưng biến dạng. Tiêu chuẩn này có quy định rõ các giá trị biến dạng (kể cả biến dạng giới hạn) của bê tông và thép. Dựa theo các tiêu chí này ta có thể khảo sát được sự làm việc của dầm bê tông cốt hỗn hợp SGFRP.

2.1. Các dạng phá hoại của dầm bê tông cốt hỗn hợp SGFRP

Trên tiết diện thẳng góc, dầm bê tông cốt thép thường được thiết kế cốt thép không quá nhiều để cốt thép chảy dẻo trước khi bê tông bị ép vỡ. Sự chảy dẻo của thép tạo nên tính dẻo của dầm giúp cảnh báo sự phá hủy cầu kiện (phá hoại dẻo) [4, 9]. Cốt GFRP không có thêm dẻo nên lý luận này không đúng nữa. Với dầm bê tông cốt GFRP, do cốt GFRP còn đàn hồi hơn cả bê tông nên trong các chỉ dẫn [1, 2] đều khuyến khích bố trí nhiều cốt dọc GFRP để phá hoại bê tông vùng nén trước khi cốt GFRP đứt.

Với dầm cốt hỗn hợp SGFRP có thể xảy ra các dạng phá hoại sau theo Hình 1:

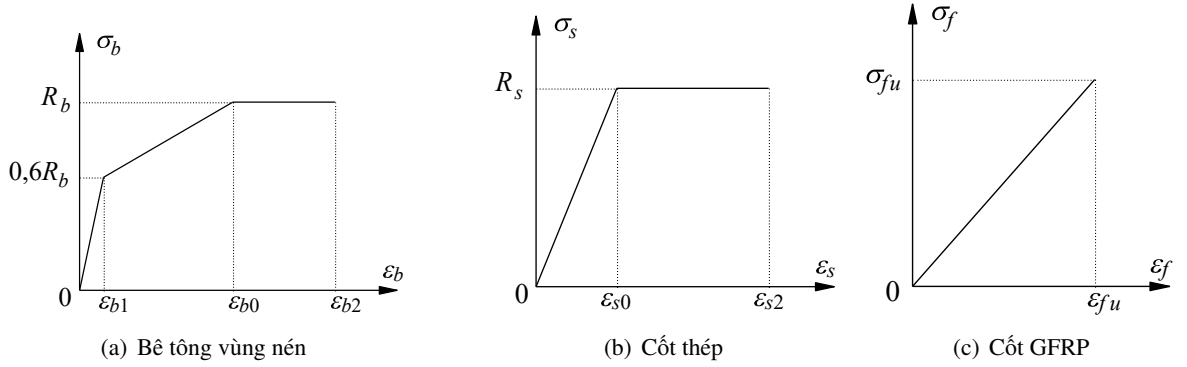
- Dạng 1 (Hình 1(a)): Phá hoại do đứt cốt GFRP ($\varepsilon_f = \varepsilon_{fu}$) khi cốt thép đã chảy dẻo ($\varepsilon_s \geq \varepsilon_{s0}$) và biến dạng của bê tông chưa đạt biến dạng cực hạn ($\varepsilon_b < \varepsilon_{b2}$);
- Dạng 2 (Hình 1(b)): Phá hoại do bê tông bị nén vỡ ($\varepsilon_b = \varepsilon_{b2}$) khi cốt thép đã bị chảy dẻo ($\varepsilon_s \geq \varepsilon_{s0}$) và cốt GFRP chưa bị đứt ($\varepsilon_f < \varepsilon_{fu}$);
- Dạng 3 (Hình 1(c)): Phá hoại do bê tông bị nén vỡ ($\varepsilon_b = \varepsilon_{b2}$) khi cốt thép chưa bị chảy dẻo ($\varepsilon_s < \varepsilon_{s0}$) và cốt GFRP chưa bị đứt ($\varepsilon_f < \varepsilon_{fu}$).



Hình 1. Các sơ đồ ứng suất dầm cốt hỗn hợp SGFRP ở trạng thái giới hạn

2.2. Phương pháp tính toán dầm bê tông cốt hỗn hợp SGFRP

Do việc tính toán dầm bê tông cốt hỗn hợp chưa có hướng dẫn cụ thể nên ta cần thiết lập lại các công thức tính toán cho dầm này từ các sơ đồ ứng suất ban đầu, dựa trên giả thiết biến dạng phẳng và dựa vào các phương trình cân bằng lực. Hình 2 biểu diễn quan hệ ứng suất-biến dạng của vật liệu theo TCVN 5574:2018 [8].



Hình 2. Quan hệ ứng suất-biến dạng của các vật liệu

Sử dụng biểu đồ 3 đoạn thẳng của [8], quan hệ ứng suất-biến dạng của bê tông khi chịu nén được thiết lập dựa trên các công thức sau:

Khi $0 \leq \varepsilon_b \leq \varepsilon_{b1}$

$$\sigma_b = E_b \varepsilon_b \quad (1)$$

Khi $\varepsilon_{b1} \leq \varepsilon_b \leq \varepsilon_{b0}$

$$\sigma_b = \left[\left(1 - \frac{\sigma_{b1}}{R_b} \right) \frac{\varepsilon_b - \varepsilon_{b1}}{\varepsilon_{b0} - \varepsilon_{b1}} + \frac{\sigma_{b1}}{R_b} \right] R_b \quad (2)$$

Khi $\varepsilon_{b0} \leq \varepsilon_b \leq \varepsilon_{b2}$

$$\sigma_b = R_b \quad (3)$$

trong đó σ_b và ε_b là ứng suất nén và biến dạng nén của bê tông; R_b là cường độ chịu nén tính toán của bê tông ở trạng thái giới hạn thứ nhất (MPa); E_b là mô đun đàn hồi ban đầu của bê tông khi nén (MPa); ε_{b1} là biến dạng nén tương đối của bê tông,

$$\varepsilon_{b1} = \frac{\sigma_{b1}}{E_b} = \frac{0,6R_b}{E_b} \quad (4)$$

ε_{b0} là biến dạng tương đối giới hạn của bê tông khi nén đều ứng với ứng suất trong bê tông đạt tới cường độ tính toán R_b , $\varepsilon_{b0} = 0,002$ khi có tác dụng ngắn hạn của tải trọng; ε_{b2} là biến dạng nén tương đối giới hạn của bê tông khi nó bị phá hoại, lấy bằng 0,0035 đối với bê tông nặng.

Sử dụng biểu đồ 2 đoạn thẳng của [8], quan hệ ứng suất-biến dạng của cốt thép khi chịu kéo được trình bày theo các công thức sau:

Khi $0 \leq \varepsilon_s \leq \varepsilon_{s0}$

$$\sigma_s = E_s \varepsilon_s \quad (5)$$

Khi $\varepsilon_{s0} \leq \varepsilon_s \leq \varepsilon_{s2}$

$$\sigma_s = R_s \quad (6)$$

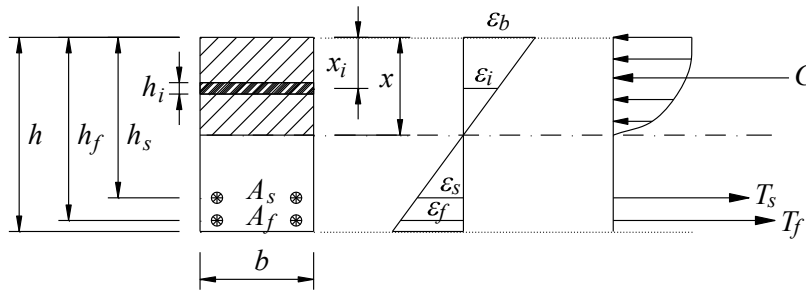
trong đó σ_s và ε_s là ứng suất kéo và biến dạng kéo của cốt thép; R_s là cường độ chịu kéo tính toán của cốt thép ở trạng thái giới hạn thứ nhất (MPa); E_s là mô đun đàn hồi của cốt thép (MPa); ε_{s0} là biến dạng giãn dài tương đối của cốt thép khi ứng suất đạt tới cường độ tính toán R_s ; ε_{s2} là biến dạng nén tương đối của cốt thép, lấy bằng 0,025.

Theo [1, 2], quan hệ ứng suất-biến dạng của cốt GFRP được tính toán như sau:

Khi $\varepsilon_f \leq \varepsilon_{fu}$

$$\sigma_f = E_f \varepsilon_f \quad (7)$$

trong đó σ_f và ε_f lần lượt là cường độ chịu kéo và biến dạng kéo của cốt GFRP; E_f là mô đun đàn hồi của cốt GFRP; ε_{fu} là biến dạng tương đối giới hạn cốt GFRP.



Hình 3. Sơ đồ ứng suất của dầm cốt hỗn hợp SGFRP

Hình 3 thể hiện tiết diện dầm bê tông cốt SGFRP với cốt thép và cốt GFRP được bố trí ở vùng chịu kéo. Cốt GFRP được bố trí ra phía ngoài và cốt thép được bố trí vào bên trong để tăng chiều dày lớp bảo vệ. Tiết diện dầm được chia thành các phần nhỏ hơn có chiều cao là h_i . Ứng với mỗi biến dạng ε_b cho trước của bê tông, một giá trị chiều cao x (khoảng cách từ mép ngoài cùng của bê tông chịu nén đến trục trung hòa) ban đầu được giả thiết. Giá trị x chính xác sẽ được xác định dựa trên các phương trình cân bằng lực kéo ($T = T_f + T_s$) với lực nén C .

Dựa trên giả thiết tiết diện phẳng, biến dạng của mỗi phần chia của bê tông ε_i được xác định theo công thức:

$$\varepsilon_i = \frac{x - x_i}{x} \varepsilon_b \quad (8)$$

trong đó x_i là khoảng cách từ mép bê tông chịu nén đến trọng tâm phần tử bê tông thứ i .

Giả thiết bê tông dính chặt (perfect bond) với cốt chịu lực, bỏ qua khả năng chịu kéo của bê tông, ứng suất kéo trong cốt thép ε_s và ứng suất kéo ε_f trong cốt GFRP được xác định từ công thức:

$$\varepsilon_s = \frac{h_s - x}{x} \varepsilon_b \quad (9)$$

$$\varepsilon_f = \frac{h_f - x}{x} \varepsilon_b \quad (10)$$

trong đó h_s và h_f lần lượt là khoảng cách từ mép bê tông chịu nén đến trọng tâm cốt thép và trọng tâm cốt GFRP.

Dựa vào phương trình quan hệ ứng suất và biến dạng của bê tông ta có thể xác định được ứng suất σ_{bi} của phần tử bê tông thứ i . Hợp lực của bê tông C được xác định bằng công thức sau:

$$C = \sum_{i=1}^n \sigma_{bi} b h_i \quad (11)$$

trong đó b, h_i lần lượt là bề rộng đầm và chiều dày (chiều cao) của phần tử bê tông thứ i

$$h_i = \frac{h}{n} \quad (12)$$

trong đó h là chiều cao đầm và n là tổng số phần tử chia nhỏ của đầm.

Lực kéo T_s trong cốt thép và lực kéo T_f trong cốt GFRP được xác định lần lượt theo các công thức:

$$T_s = E_s \varepsilon_s A_s \quad (13)$$

$$T_f = E_f \varepsilon_f A_f \quad (14)$$

trong đó A_s, A_f lần lượt là diện tích của cốt thép và của cốt GFRP.

Thiết lập phương trình cân bằng lực, ta có:

$$C = T_f + T_s \quad (15)$$

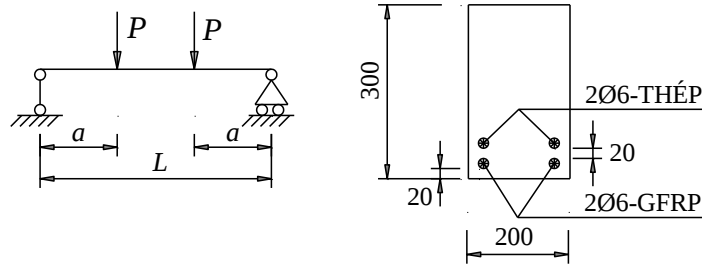
$$\sum_{i=1}^n \sigma_{bi} b h_i = A_s E_s \varepsilon_s + A_f E_f \varepsilon_f \quad (16)$$

Từ phương trình (16) ta sẽ xác định được chiều cao x ứng với mỗi biến dạng nén ε_b , bằng cách thử chạy lặp dần x cho tới khi giá trị $C - T_f - T_s$ tiến dần tới bằng 0.

Thiết lập phương trình cân bằng mô men với trục trung hòa, ta có:

$$M = \sum_{i=1}^n \sigma_{bi} b h_i (x - x_i) + T_s (h_s - x) + T_f (h_f - x) \quad (17)$$

Sự làm việc của đầm sẽ được khảo sát qua từng giá trị biến dạng nén của bê tông ε_b , giá trị này được khảo sát tăng dần cho tới giá trị biến dạng nén cực hạn ε_{b2} . Trong quá trình tăng dần này sẽ xuất hiện thời điểm cốt thép bị chảy dẻo, cốt GFRP bị đứt hay bê tông bị nén vỡ. Thứ tự xuất hiện các hiện tượng này tùy thuộc vào hàm lượng các cốt và cả tỷ lệ giữa các cốt. Giá trị khả năng chịu mô men uốn M_{gh} là giá trị mômen tại thời điểm đầm bị phá hoại, nghĩa là tại các thời điểm biến dạng bê tông hoặc cốt chịu lực đạt tới biến dạng cực hạn.



Hình 4. Sơ đồ chịu lực và mặt cắt ngang dầm cốt hỗn hợp SGFRP

3. Tính toán số khả năng chịu mô men của dầm bê tông cốt hỗn hợp SGFRP

3.1. Trường hợp 1

Cho 1 dầm đơn giản, nhịp dầm $L = 2,3$ m chịu hai tải trọng tập trung P như Hình 4, khoảng cách từ gối tựa đến lực tập trung $a = 0,9$ m. Dầm có kích thước $b \times h = 200 \times 300$ mm, bê tông cấp độ bền B25 có $R_b = 14,5$ Mpa, dầm bố trí cốt GFRP 2Ø6 ở phía ngoài với lớp bê tông bảo vệ là $c = 20$ mm và cốt thép 2Ø6 ở phía trong. Biết cốt GFRP có cường độ $f_{fu} = 900$ Mpa, mô đun $E_f = 45000$ Mpa, thép chịu lực nhóm CB300-V có $R_s = 260$ Mpa. Hãy tính toán khả năng chịu mô men uốn giới hạn của dầm.

Diện tích cốt dọc tổng cộng: $A_t = A_f + A_s = 57 + 57 = 114$ (mm²). Hàm lượng cốt dọc: $\mu = \frac{A_t}{bh_0} \times 100\% = 0,15\%$. Hàm lượng này lớn hơn hàm lượng tối thiểu 0,1% theo quy định của [8].

Để tìm ra hợp lực của bê tông (cả lực kéo và lực nén), ta tiến hành chia bê tông vùng nén của dầm thành n phần tử nhỏ (lấy $n = 200$) có chiều cao $h_i = 300/200 = 1,5$ (mm).

Dựa vào quan hệ ứng suất biến dạng và các phương trình cân bằng lực ta sẽ tiến hành chạy lặp để tìm ra giá trị chiều cao vùng nén x ứng với mỗi giá trị ε_b . Khảo sát ε_b thay đổi từ 0 đến 0,0035 ta sẽ thu được các giá trị x và khả năng chịu mô men M tương ứng cũng như các giá trị $\varepsilon_s, T_s, \varepsilon_f, T_f$. Các kết quả thu được như trong Bảng 1.

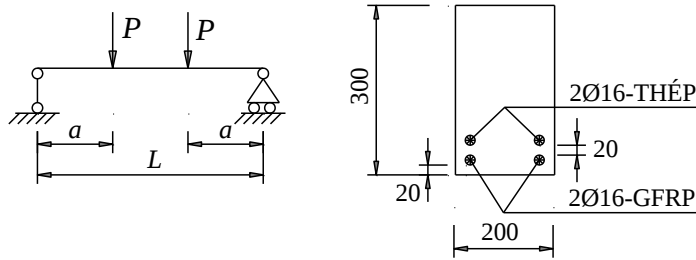
Bảng 1. Kết quả tính toán dầm cho trường hợp 1

i	1	50	100	139
ε_b	0,000018	0,00087	0,0018	0,0024
ε_f	0,000134	0,00905	0,0157	0,0200
ε_s	0,000114	0,00776	0,0134	0,0171
x (mm)	31,16	23,80	27,15	29,19
M (kNm)	0,38	9,31	13,58	16,38

Qua khảo sát có thể thấy khi biến dạng bê tông $\varepsilon_b = 0,0024$ ($\varepsilon_b < \varepsilon_{b2} = 0,0035$) thì cốt thép đã chảy dẻo $\varepsilon_s = 0,0171 > \varepsilon_{s0} = 0,0013$, còn cốt GFRP thì đã bị đứt do $\varepsilon_f = 0,02 = \varepsilon_{fu}$ nghĩa là dầm bị phá hoại do đứt cốt GFRP trong khi cốt thép đã chảy dẻo và bê tông chưa bị nén vỡ. Khả năng chịu mômen được lấy tại thời điểm dầm bị phá hoại $M_{gh} = 16,38$ (kNm).

3.2. Trường hợp 2

Cho dầm tương tự như trường hợp 1 nhưng dầm bố trí cốt GFRP chịu lực 2Ø16 ở phía ngoài với lớp bê tông bảo vệ là $c = 20$ mm và cốt thép chịu lực 2Ø16 ở phía trong.



Hình 5. Sơ đồ chịu lực và mặt cắt ngang dầm cốt hỗn hợp SGFRP

Diện tích cốt dọc tổng cộng: $A_t = A_f + A_s = 402 + 402 = 804 \text{ (mm}^2\text{)}$. Hàm lượng cốt dọc: $\mu = \frac{A_t}{bh_0} \times 100\% = 1,06\%$. Các kết quả thu được ở Bảng 2.

Bảng 2. Kết quả tính toán dầm cho trường hợp 2

i	1	50	100	150	200
ε_b	0,000018	0,00087	0,0018	0,0026	0,0035
ε_f	0,000046	0,00184	0,0038	0,0054	0,0067
ε_s	0,000038	0,00149	0,0030	0,0044	0,0054
$x \text{ (mm)}$	74,13	87,01	85,85	88,15	92,41
$M \text{ (kNm)}$	0,85	28,69	36,65	43,40	48,26

Qua khảo sát có thể thấy khi biến dạng ε_b đạt cực hạn ($\varepsilon_b = \varepsilon_{b2} = 0,0035$) thì cốt thép đã chảy dẻo $\varepsilon_s = 0,0054 > \varepsilon_{s0} = 0,0013$, còn cốt GFRP thì chưa bị đứt do $\varepsilon_f = 0,0067 < \varepsilon_{fu} = 0,02$ nghĩa là dầm bị phá hoại do bê tông bị nén vỡ trong khi cốt thép đã chảy dẻo, còn cốt GFRP chưa bị đứt. Khả năng chịu mômen được lấy tại thời điểm dầm bị phá hoại $M_{gh} = 48,26 \text{ (kNm)}$.

So với trường hợp 1 khả năng chịu mô men của dầm đã tăng lên đáng kể do dầm được bố trí nhiều cốt dọc. Dạng phá hoại của dầm cũng chuyển từ phá hoại do đứt cốt GFRP sang phá hoại bê tông vùng nén. Trong cả hai trường hợp, cốt thép đều đã chảy dẻo.

3.3. Khảo sát dầm bê tông cốt hỗn hợp SGFRP

Khảo sát 6 dầm thay đổi về tỷ lệ diện tích cốt GFRP với diện tích cốt thép nhưng có cùng vật liệu, kích thước, thông số tổng diện tích các cốt dọc ($A_s + A_f$) không thay đổi (hàm lượng bằng 1,06%) và chịu tải trọng như trường hợp 2, kết quả cụ thể như trong Bảng 3.

Qua khảo sát có thể rút ra các nhận xét sau:

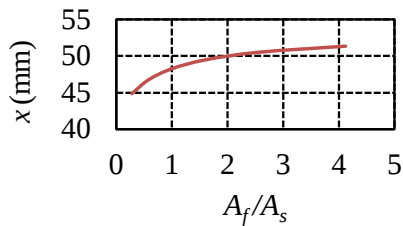
- Cùng chung tổng diện tích cốt dọc, khi tỉ lệ diện tích cốt dọc A_f/A_s giảm dần thì chiều cao vùng nén x giảm dần và khả năng chịu lực M_{gh} cũng giảm dần;

- Khả năng chịu lực M_{gh} của dầm D1 lớn nhất khi sử dụng nhiều diện tích cốt GFRP nhất ($M_{gh} = 51,34 \text{ kNm}$), còn khả năng chịu lực của dầm D6 là nhỏ nhất ($M_{gh} = 44,85 \text{ kNm}$), mức độ giảm về khả năng chịu lực này là 12,64%.

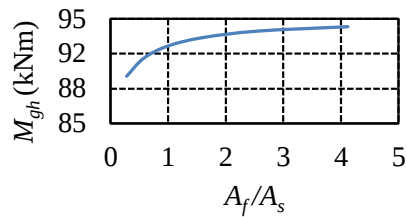
- Dạng phá hoại của 6 dầm đều là do bê tông bị nén vỡ. Khi phá hoại, biến dạng ε_b đạt cực hạn ($\varepsilon_b = \varepsilon_{b2} = 0,0035$) thì cốt thép đã chảy dẻo $\varepsilon_s = (0,0052 \div 0,0057) > \varepsilon_{s0} = 0,0013$, còn cốt GFRP thì chưa bị đứt do $\varepsilon_f = (0,0065 \div 0,0071) < \varepsilon_{fu} = 0,02$.

Bảng 3. Kết quả khảo sát dầm cốt hỗn hợp với tổng diện tích cốt dọc không đổi

Dầm	b (mm)	h (mm)	n_f	ϕ_f (mm)	A_f (mm ²)	n_s	ϕ_s (mm)	A_s (mm ²)	A_f/A_s	$A_f + A_s$ (mm ²)	x (mm)	M_{gh} (kNm)
D1	200	300	2	20,29	647	2	10	157	4,12	804	94,25	51,34
D2	200	300	2	19,18	578	2	12	226	2,55	804	93,82	50,51
D3	200	300	2	17,77	496	2	14	308	1,61	804	93,21	49,49
D4	200	300	2	16,00	402	2	16	402	1,00	804	92,41	48,26
D5	200	300	2	13,71	295	2	18	509	0,58	804	91,23	46,74
D6	200	300	2	10,58	176	2	20	628	0,28	804	89,51	44,85



(a) Quan hệ A_f/A_s với chiều cao x



(b) Quan hệ A_f/A_s với M_{gh}

Hình 6. Quan hệ tỷ lệ cốt A_f/A_s với chiều cao x và M_{gh}

4. Kết luận

Bài báo đã trình bày một phương pháp tính toán khả năng chịu mômen theo trạng thái giới hạn I về cường độ của dầm cốt hỗn hợp SGFRP bằng cách khảo sát sự biến đổi của biến dạng bê tông vùng nén từ khi chưa có biến dạng đến khi đạt biến dạng cực hạn dựa trên giả thiết biến dạng phẳng và các mô hình vật liệu của tiêu chuẩn TCVN 5574:2018. Phương pháp này có thể xác định được các dạng phá hoại của dầm bê tông cốt hỗn hợp SGFRP dựa trên việc so sánh các biến dạng của vật liệu với các biến dạng cực hạn. Dầm sẽ phá hoại do đứt cốt GFRP khi dầm bố trí ít cốt dọc và phá hoại vỡ bê tông vùng nén khi dầm bố trí hàm lượng cốt dọc lớn. Qua các khảo sát cho thấy cốt thép đều đã bị chảy dẻo trước khi cốt GFRP bị đứt do biến dạng chảy của thép ($\varepsilon_{s0} = 0,0013$) nhỏ hơn rất nhiều so với biến dạng đứt cốt GFRP ($\varepsilon_{fu} = 0,02$). Như vậy, với việc bố trí thêm cốt thép vào dầm bê tông cốt GFRP sẽ khiến dầm dẻo hơn so với dầm bê tông cốt GFRP thuần túy. Điều này giúp tăng thêm tính cảnh báo và mở rộng được khả năng ứng dụng chịu lực của cốt GFRP. Bài báo cũng chỉ ra rằng, các dầm có cùng tổng diện tích cốt dọc thì dầm có bố trí nhiều lượng cốt dọc GFRP hơn sẽ cho khả năng chịu mô men uốn lớn hơn. Có thể thấy rằng đây mới chỉ là phương pháp nghiên cứu lý thuyết ban đầu nên còn cần tiến hành thêm các nghiên cứu thực nghiệm để đối chiếu với phương pháp lý thuyết đề xuất.

Tài liệu tham khảo

- [1] Công ty Đầu tư và phát triển công nghệ đại học Xây Dựng NUCETECH (2015). *Chỉ dẫn thiết kế và thi công kết cấu bê tông có cốt là thanh polymer cốt sợi*.
- [2] ACI 440.1R-06. *Guide for the design and construction of structural concrete reinforced with FRP bars*. American Concrete Institute, Detroit.

- [3] Thắng, Đ. Đ. (2012). [Triển vọng ứng dụng cốt sợi thủy tinh gia cường polymer thay thế cốt thép trong kết cấu bê tông cốt thép ở Việt Nam](#). *Tạp chí Khoa học Công nghệ Xây dựng (KHCN XD) - ĐHXD*, 6(4): 101–104.
- [4] Tuấn, P. M. (2015). Nghiên cứu tính toán dầm bê tông cốt sợi thủy tinh GFRP trên tiết diện thẳng góc. *Tạp chí Người Xây Dựng*, (289-290):18–20.
- [5] Tan, K. H. (1997). Behaviour of hybrid FRP-steel reinforced concrete beams. *Proc., 3rd Int. Symp. on Non-Metallic (FRP) Reinforcement for Concrete Structures (FRPRCS-3)*, Japan Concrete Institute, Sapporo, 3: 487–494.
- [6] Aiello, M. A., Ombres, L. (2002). [Structural performances of concrete beams with hybrid \(fiber-reinforced polymer-steel\) reinforcements](#). *Journal of Composites for Construction*, 6(2):133–140.
- [7] Lau, D., Pam, H. J. (2010). [Experimental study of hybrid FRP reinforced concrete beams](#). *Engineering Structures*, 32(12):3857–3865.
- [8] TCVN 5574:2018. *Thiết kế bê tông và bê tông cốt thép*. Bộ Khoa học và Công nghệ, Việt Nam.
- [9] Minh, P. Q., Phong, N. T., Công, N. Đ. (2011). *Kết cấu bê tông cốt thép phần cấu kiện cơ bản*. Nhà xuất bản Khoa học và Kỹ thuật, Hà Nội.