

KHẢO SÁT ỨNG XỬ UỐN CỦA DẦM BÊ TÔNG CỐT THÉP THÔNG QUA BIỂU ĐỒ MÔ MEN - ĐỘ CONG TÍNH THEO TCVN 5574 : 2018

TS. NGUYỄN HỮU ANH TUẤN

Trường Đại học Kiến trúc Tp. Hồ Chí Minh

Tóm tắt: Bài báo trình bày một cách thiết lập biểu đồ quan hệ giữa mô men uốn và độ cong của dầm bê tông cốt thép dựa trên quan hệ phi tuyến giữa ứng suất và biến dạng của bê tông và cốt thép được quy định trong tiêu chuẩn thiết kế TVCN 5574 : 2018. Ví dụ tính toán được thực hiện cho các trường hợp phá hoại dẻo, phá hoại giòn, cốt thép chịu nén đã chảy dẻo hoặc chưa chảy dẻo ở trạng thái giới hạn, tình huống cốt thép bị kéo đứt khi bê tông chưa đạt biến dạng giới hạn. Biểu đồ mô men - độ cong cung cấp thông tin hữu ích về ảnh hưởng của hàm lượng cốt thép đến ứng xử uốn của dầm khi chịu tải trọng tăng dần cho đến khi dầm bị phá hoại. Ngoài ra, khả năng chịu uốn của dầm xác định từ mô hình biến dạng phi tuyến được so sánh với phương pháp tính đơn giản theo nội lực giới hạn.

Từ khoá: dầm bê tông cốt thép, ứng xử uốn, mô hình biến dạng phi tuyến, độ cong, mô men uốn giới hạn

Abstract: In this paper, a simple method was proposed to develop a moment - curvature relationship for reinforced concrete beams using nonlinear constitutive models for concrete and reinforcement as per the updated design standard TCVN 5574:2018. Several design scenarios were numerically investigated, including ductile failure mode, brittle failure mode, yielding of compressive reinforcement, rupture of reinforcing bars prior to crushing of concrete. Valuable information on the effect of steel ratio on the flexural behavior of the beam can be obtained by observing the moment - curvature curve. In addition, the bending capacity obtained from the nonlinear deformation model was compared with that calculated using the simplified ultimate internal force approach.

Keywords: reinforced concrete beam, flexural behavior, nonlinear deformation model, curvature, ultimate moment

1. Mở đầu

Một bổ sung quan trọng trong tiêu chuẩn hiện hành về Thiết kế kết cấu bê tông và bê tông cốt thép

(BTCT) TCVN 5574:2018, so với các phiên bản trước đó, là đưa vào các mô hình ứng xử của vật liệu bê tông và cốt thép, làm cơ sở cho tính toán cấu kiện BTCT theo mô hình biến dạng phi tuyến [1, 2]. Các điểm mới khác trong tiêu chuẩn về tính toán nứt và biến dạng, tương tác giữa uốn-xoắn và cắt-xoắn, mô hình tính toán chọc thủng có kể ảnh hưởng của mô men,... cũng thu hút sự quan tâm của người làm công tác thiết kế kết cấu BTCT vốn quen thuộc với các quan niệm tính toán theo các phiên bản cũ của tiêu chuẩn [2]. Gần đây đã có một số nghiên cứu liên quan đến việc vận dụng các quy định mới của tiêu chuẩn TCVN 5574:2018 như nghiên cứu phân tích về các giới hạn hàm lượng cốt thép trong cấu kiện BTCT chịu uốn [3], hay khảo sát thực nghiệm về khả năng chịu uốn của dầm BTCT và so sánh với kết quả tính toán theo tiêu chuẩn [4]. Đối với dầm BTCT, biểu đồ quan hệ giữa tải trọng và độ võng hay giữa mô men uốn và độ cong, được thiết lập từ tính toán hoặc thực nghiệm, là một công cụ hiệu quả và trực quan để khảo sát sự làm việc của dầm từ khi tải trọng còn nhỏ cho đến khi tải trọng đủ lớn để làm dầm bị phá hoại. Việc khảo sát này giúp người thiết kế có phương án điều chỉnh thông số thiết kế như kích thước tiết diện, hàm lượng cốt thép, cường độ vật liệu để đảm bảo được yêu cầu về độ bền và độ dẻo mong muốn. So với phân tích quan hệ giữa lực và độ võng thì phân tích quan hệ giữa mô men và độ cong sẽ đơn giản hơn vì chỉ khảo sát tại một tiết diện của dầm, thay vì phải xem xét ảnh hưởng của điều kiện biên, sự phân bố tải trọng và phân bố độ cứng trên chiều dài dầm. Phân tích này cũng cho cái nhìn tổng thể về ứng xử chịu uốn của tiết diện dầm từ trạng thái ứng suất - biến dạng trong cốt thép và bê tông của tiết diện.

Trong trường hợp tổng quát, khi tiết diện cấu kiện có hình dạng phức tạp hoặc phương trình mô tả quan hệ giữa ứng suất và biến dạng của vật liệu có dạng phức tạp, việc phân tích ứng xử của tiết diện có thể được thực hiện theo phương pháp chia thớ (fiber) trong đó tiết diện được chia thành các miền rời rạc

với diện tích, hình dạng của mỗi miền có thể khác nhau. Lúc đó, để xác định nội lực của cả tiết diện từ ứng suất của các miền thường phải dùng phép tính tích phân [5]. Nhiều mô hình toán học đã được phát triển để mô tả ứng xử của bê tông với biểu đồ quan hệ ứng suất - biến dạng có dạng đường cong, có cả nhánh đi lên và nhánh đi xuống (mềm hóa) hoặc có xét ảnh hưởng của ép ngang (confined) [6, 7]. Tuy nhiên, với quan hệ ứng suất - biến dạng được lý tưởng hóa thành dạng hai đoạn thẳng cho cả bê tông và cốt thép được TCVN 5574:2018 cho phép sử dụng với bê tông nặng và cốt thép có thêm chảy rõ ràng thì việc phân tích tiết diện trở nên đơn giản hơn.

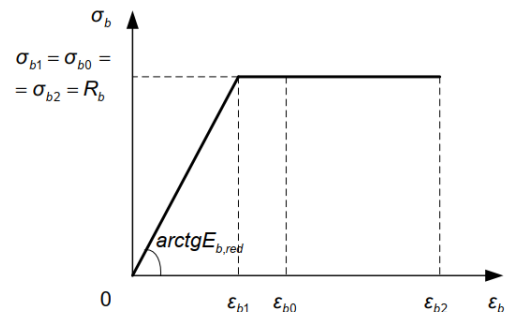
Bài báo này trình bày một cách xây dựng biểu đồ quan hệ giữa mô men uốn và độ cong của dầm BTCT tiết diện chữ nhật dựa vào mô hình ứng xử phi tuyến của vật liệu đã được đơn giản hóa theo TVCN 5574:2018. Ảnh hưởng của hàm lượng cốt thép chịu kéo và cốt thép chịu nén đến ứng xử uốn của dầm sẽ được thảo luận thông qua ví dụ tính toán số. Mặt khác, độ bền uốn của dầm khi tính theo mô hình biến dạng phi tuyến cũng sẽ được so sánh với kết quả tính theo nội lực giới hạn, là phương pháp đã có từ những phiên bản trước của tiêu chuẩn và rất quen thuộc với kỹ sư thiết kế.

2. Thiết lập quan hệ mô men - độ cong

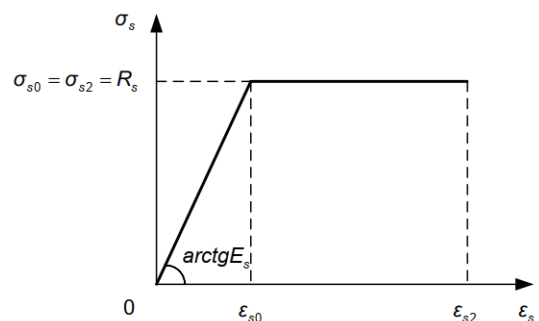
2.1 Mô hình vật liệu

Theo TCVN 5574:2018, biểu đồ biến dạng thể hiện quan hệ giữa ứng suất và biến dạng tương đối trong bê tông có thể là biểu đồ đường cong, biểu đồ hai đoạn thẳng hoặc ba đoạn thẳng, có thể hiện các giá trị giới hạn của ứng suất và biến dạng. Do tính đơn giản, biểu đồ biến dạng hai đoạn thẳng của bê tông (hình 1) có thể được sử dụng cho phần lớn các nội dung tính toán, trong đó có tính toán độ bền cấu kiện BTCT theo mô hình biến dạng phi tuyến. Với bê tông nặng, khi có tác dụng ngắn hạn của tải trọng, biến dạng tương đối giới hạn của bê tông khi nén ε_{b2} lấy bằng 0,0035 với cấp độ bền chịu nén từ B60 trở xuống, giá trị ε_{b0} lấy bằng 0,0020 và giá trị ε_{b1} lấy bằng 0,0015. Khi biến dạng ε_b chưa vượt quá giá trị ε_{b1} thì ứng suất σ_b tỷ lệ thuận với biến dạng ε_b thông qua mô đun biến dạng quy đổi của bê tông $E_{b,red}$. Khi ε_b nằm trong khoảng từ ε_{b1} đến ε_{b2} thì ứng suất σ_b được lấy bằng cường độ chịu nén tính toán R_b của bê tông. Tiêu chuẩn thiết kế cũng cho phép dùng các

biểu đồ quan hệ ứng suất - biến dạng khi bê tông chịu kéo có dạng tương tự như trường hợp chịu nén, trong đó thay R_b bằng cường độ chịu kéo tính toán của bê tông R_{bt} và lấy các giá trị biến dạng tương ứng theo quy định của tiêu chuẩn.



Hình 1. Biểu đồ biến dạng hai đoạn thẳng của bê tông khi nén theo TCVN 5574 : 2018



Hình 2. Biểu đồ biến dạng hai đoạn thẳng của cốt thép khi kéo theo TCVN 5574 : 2018

Các biểu đồ biến dạng của cốt thép khi kéo và khi nén được lấy như nhau, có kể đến cường độ chịu kéo tính toán R_s và chịu nén tính toán R_{sc} của cốt thép đã quy định. Biểu đồ hai đoạn thẳng theo mô hình đàn hồi - dẻo lý tưởng (hình 2) được khuyến cáo sử dụng cho cốt thép có giới hạn chảy thực tế như loại CB240-T, CB300-V, CB400-V và CB500-V. Giá trị biến dạng $\varepsilon_{s0} = R_s/E_s$ ứng với khi cốt thép đạt cường độ R_s , với mô đun đàn hồi E_s lấy bằng 2×10^5 MPa. Giá trị giới hạn của biến dạng tương đối của cốt thép ε_{s2} lấy bằng 0,025. Các tính toán trong bài báo này dựa vào biểu đồ ứng suất - biến dạng hai đoạn thẳng của bê tông và cốt thép.

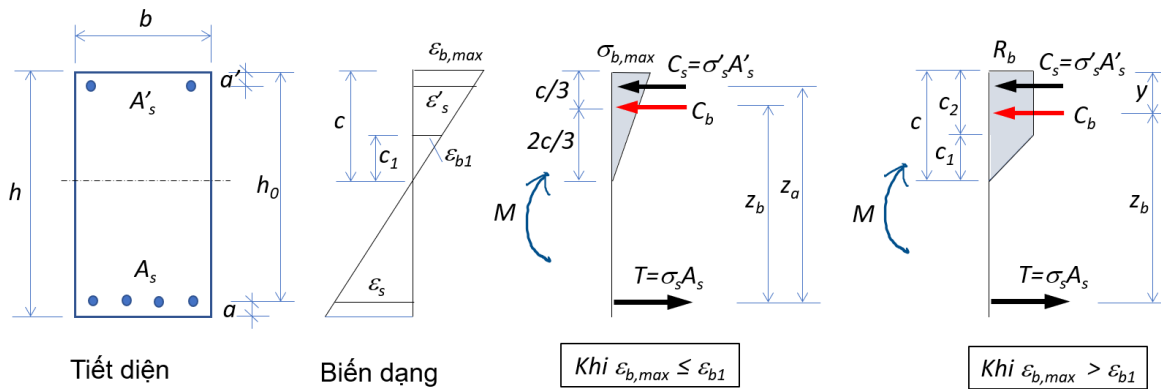
2.2 Phân tích tiết diện dầm BTCT

Xét một dầm BTCT có tiết diện chữ nhật với chiều rộng b và chiều cao h . Khi chưa nứt, dầm có thể được phân tích theo tiết diện quy đổi bao gồm toàn bộ tiết diện bê tông (có kể vùng nén lẫn vùng kéo) cùng với diện tích cốt thép trong vùng nén A'_s và cốt thép trong vùng kéo A_s được quy đổi thành diện tích bê tông tương đương theo tỷ số $\alpha = E_s/E_b$ với E_s và E_b lần

lượt là mô đun đàn hồi của cốt thép và bê tông. Các công thức cơ bản của sức bền vật liệu được sử dụng để tìm các đặc trưng hình học của tiết diện quy đổi như mô men quán tính uốn đối với trọng tâm tiết diện I_{red} và mô men kháng uốn $W_{red} = I_{red}/y_t$ với y_t là khoảng cách từ thớ bê tông chịu kéo nhiều nhất đến trọng tâm tiết diện quy đổi của cấu kiện. Độ cong của dầm không nứt khi chịu mô men uốn M tác dụng ngắn hạn được lấy bằng $M/(0,85E_b I_{red})$. Mô men kháng nứt của dầm, ứng với thời điểm xuất hiện vết nứt thẳng góc, $M_{cr} = R_{bt,ser} W_{pl}$ với $R_{bt,ser}$ là cường độ chịu kéo tiêu chuẩn của bê tông và $W_{pl} = 1,3W_{red}$ là mô men

kháng uốn đàn dẻo của tiết diện đối với thớ bê tông chịu kéo ngoài cùng [1].

Khi dầm đã nứt ($M > M_{cr}$), sự làm việc của bê tông vùng kéo được bỏ qua và sơ đồ tính toán chịu uốn của dầm được thể hiện trên hình 3. Khoảng cách từ A_s và A'_s đến biên chịu kéo và chịu nén lần lượt là a và a' . Chiều cao vùng nén c là khoảng cách từ trục trung hòa đến biên chịu nén. Biểu đồ biến dạng trên tiết diện thể hiện các giá trị biến dạng tương đối $\varepsilon_{b,max}$, ε'_s và ε_s lần lượt ứng với bê tông ở biên chịu nén, cốt thép A'_s và cốt thép A_s .



Hình 3. Sơ đồ tính toán tiết diện thẳng góc

Với giả thiết tiết diện vẫn phẳng sau biến dạng, có thể tính được ε'_s và ε_s từ $\varepsilon_{b,max}$ và c theo biểu thức (1) và (2). Các cốt thép A'_s và A_s có thể đã chảy dẻo hoặc chưa chảy dẻo, tùy theo tương quan giữa ε'_s và ε_s với ε_{s0} theo hình 2.

$$\varepsilon'_s = (1 - a'/c)\varepsilon_{b,max} \quad (1)$$

$$\varepsilon_s = (h_0/c - 1)\varepsilon_{b,max} \quad (2)$$

Ứng suất trong cốt thép A_s là $\sigma_s = \varepsilon_s E_s \leq R_s$ và trong cốt thép A'_s là $\sigma'_s = \varepsilon'_s E_s \leq R_{sc}$. Lực chịu bởi cốt thép A_s là $T = \sigma_s A_s$ và cốt thép A'_s là $C_s = \sigma'_s A'_s$. Hợp lực trong bê tông vùng nén C_b được xác định theo công thức (3) khi $\varepsilon_{b,max} \leq \varepsilon_{b1}$ và theo công thức (4) khi $\varepsilon_{b,max} > \varepsilon_{b1}$. Biểu thức (5) thể hiện phương trình cân bằng các lực kéo và nén lên phương của trục dầm. Mô men uốn M được lấy đối với trục đi qua hợp lực của cốt thép chịu kéo và vuông góc với mặt phẳng uốn, tính theo biểu thức (6) với $z_a = h_0 - a'$. Chiều dài cánh tay đòn giữa hợp lực trong bê tông vùng nén và hợp lực trong cốt thép chịu kéo là $z_b = h_0 - c/3$ khi $\varepsilon_{b,max} \leq \varepsilon_{b1}$ và $z_b = h_0 - y$ với y được xác định từ hình học theo công thức (7) khi $\varepsilon_{b,max} > \varepsilon_{b1}$. Giá trị $(\varepsilon_{b1}/\varepsilon_{b,max})$ trong các công thức (4) và (7) chính là tỷ số c_1/c với c_1 là chiều cao phần vùng nén ứng với biến dạng đàn hồi quy ước của bê tông. Độ cong κ của

dầm do biến dạng uốn được lấy bằng với độ dốc của biểu đồ biến dạng theo biểu thức (8).

$$C_b = 0,5\sigma_{b,max}bc = 0,5(\varepsilon_{b,max}/\varepsilon_{b1})R_b bc \quad (3)$$

$$C_b = R_b bc [1 - 0,5(\varepsilon_{b1}/\varepsilon_{b,max})] \quad (4)$$

$$T = C_b + C_s \quad (5)$$

$$M = C_b z_b + C_s z_a \quad (6)$$

$$y = \frac{3c^2 - 3cc_1 + c_1^2}{6c - 3c_1} = \left[\frac{1 - (\varepsilon_{b1}/\varepsilon_{b,max}) + (\varepsilon_{b1}/\varepsilon_{b,max})^2/3}{2 - (\varepsilon_{b1}/\varepsilon_{b,max})} \right] c \quad (7)$$

$$\kappa = \frac{\varepsilon_{b,max}}{c} = \frac{\varepsilon_s}{h_0 - c} \quad (8)$$

Để vẽ biểu đồ quan hệ mô men - độ cong, ta cho biến dạng tương đối của bê tông ở biên chịu nén $\varepsilon_{b,max}$ tăng dần. Với mỗi giá trị $\varepsilon_{b,max}$ chiều cao vùng nén c được tìm để thỏa phương trình cân bằng (5). Từ đó, có thể tính được giá trị tương ứng của mô men M và độ cong κ theo (6) và (8). Quá trình tìm các cặp giá trị (M, κ) sẽ tiếp diễn đến khi $\varepsilon_{b,max} = \varepsilon_{b2}$ hoặc $\varepsilon_s = \varepsilon_{s2}$, lúc đó tiết diện dầm được xem như đạt trạng thái giới hạn với giá trị mô men tương ứng là mô men giới hạn M_u . Có thể sử dụng các chương trình bảng tính đơn giản để thực hiện các tính toán trên.

3. Ví dụ tính toán số

3.1 Mô tả bài toán

Khảo sát dầm BTCT có tiết diện chữ nhật với $b = 250$ mm, $h = 500$ mm. Bê tông có cấp cường độ chịu

nén B20 với $R_b = 11,5 \text{ MPa}$ và $E_b = 27500 \text{ MPa}$, cốt thép nhóm CB300-V có $R_s = R_{sc} = 260 \text{ MPa}$ và $E_s = 2 \times 10^5 \text{ MPa}$. Bảng 1 trình bày các trường hợp dầm đặt cốt đơn sẽ được khảo sát, với cốt thép chịu kéo A_s tăng dần từ 2φ14 đến 8φ22, tương ứng với hàm lượng $\mu = A_s/(b h_0)$ thay đổi từ 0,27% đến 2,76%. Bảng 2 trình

bày các trường hợp dầm đặt cốt kép sẽ được khảo sát, với cùng lượng cốt thép chịu kéo là 4φ22 và lượng cốt thép chịu nén thay đổi với tỷ lệ A'_s/A_s từ 0,20 đến 1,00. Lấy $a = a' = 36 \text{ mm}$, trừ trường hợp dầm D5 và D6 có cốt thép A_s được đặt thành 2 lớp thì a được lấy lần lượt bằng 52 mm và 60 mm.

Bảng 1. Các trường hợp dầm đặt cốt đơn

Dầm	D1	D2	D3	D4	D5	D6
A_s	2φ14	2φ22	3φ22	4φ22	6φ22	8φ22
μ	0,27%	0,66%	0,98%	1,31%	2,04%	2,76%

Bảng 2. Các trường hợp dầm đặt cốt kép

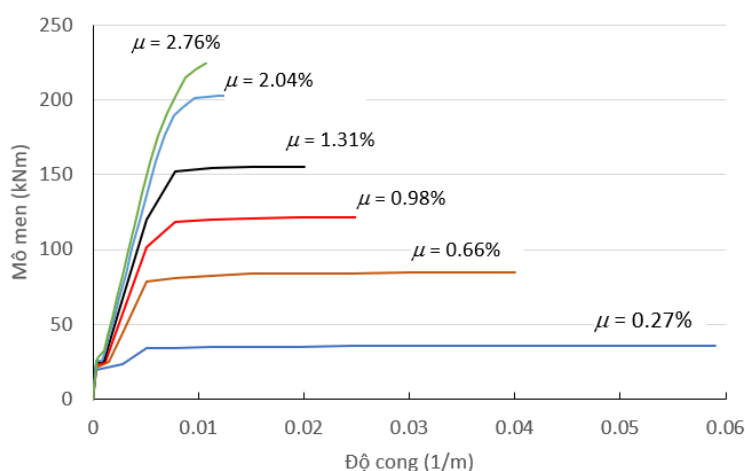
Dầm	D7	D8	D9	D10	D11
A'_s	2φ14	2φ18	2φ22	3φ22	4φ22
A_s	4φ22	4φ22	4φ22	4φ22	4φ22
$n = A'_s/A_s$	0,20	0,33	0,50	0,75	1,00

3.2 Phân tích biểu đồ mô men - độ cong

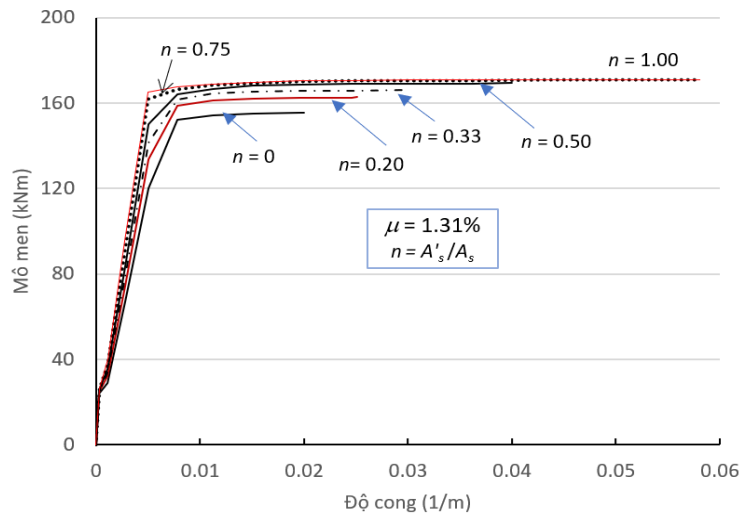
Quy trình phân tích tiết diện dầm trình bày trong mục 2.2 được áp dụng để vẽ biểu đồ quan hệ giữa mô men uốn và độ cong cho dầm với 11 trường hợp bố trí cốt thép đang xét. Biểu đồ (M, κ) của các dầm cốt đơn từ D1 đến D6 được biểu diễn trên hình 4. Với các dầm từ D1 đến D4 ($\mu = 0,27\% \div 1,31\%$), biểu đồ (M, κ) có một phần gần như nằm ngang, cho thấy sau khi cốt thép chảy dẻo thì độ cong của dầm tiếp tục tăng đáng kể trong khi mô men thay đổi không nhiều cho đến khi dầm đạt trạng thái giới hạn. Độ dài của đoạn biểu đồ nằm ngang, có thể xem như là “thềm chảy”, thể hiện độ dẻo của dầm. Khi hàm lượng cốt thép chịu kéo tăng đến 2,04% (dầm D5) thì thềm chảy vẫn xuất hiện, nhưng ngắn hơn nhiều so với các dầm từ D1 đến D4. Với dầm D6 có $\mu = 2,76\%$ thì thềm chảy không còn xuất hiện, đặc trưng cho trường hợp phá hoại giòn xảy ra khi cốt thép chưa chảy dẻo mà bê tông đã bị ép vỡ. Rõ ràng mô men

uốn giới hạn thì tỷ lệ thuận, nhưng độ dẻo thì tỷ lệ nghịch với hàm lượng cốt thép chịu kéo.

Hình 5 so sánh biểu đồ (M, κ) của dầm cốt đơn D4 với các dầm cốt kép từ D7 đến D11 có cùng lượng cốt thép chịu kéo, cho thấy ảnh hưởng của việc điều chỉnh cốt thép chịu nén đến cường độ và độ dẻo của dầm. Khi tỷ lệ A'_s/A_s tăng dần từ 0,00 (dầm cốt đơn D4) đến 1,00 (dầm cốt kép D11) thì thềm chảy của dầm càng dài, tức là độ dẻo của dầm càng tăng. Như vậy khi có yêu cầu tái phân phối nội lực khi khớp dẻo hình thành trong kết cấu siêu tĩnh thì việc bổ sung cốt thép vào vùng nén có thể cho hiệu quả tốt. Tăng cốt thép chịu nén cũng làm tăng phần nào khả năng chịu uốn, nhưng có giới hạn. Rõ ràng biểu đồ (M, κ) của hai dầm D10 và D11 gần như trùng nhau và hai dầm này có thể xem như có mô men giới hạn bằng nhau mặc dù dầm D11 có lượng cốt thép chịu nén nhiều hơn 1,33 lần.



Hình 4. Quan hệ mô men - độ cong của dầm đặt cốt đơn



Hình 5. Biểu đồ (M, κ) : ảnh hưởng của cốt thép dọc chịu nén

3.3 Khả năng chịu uốn tính theo mô hình biến dạng phi tuyến

Độ bền tiết diện thẳng góc của dầm được xác định ở thời điểm biến dạng nén tương đối lớn nhất trong bê tông $\varepsilon_{b,max}$ đạt giá trị giới hạn ε_{b2} hoặc biến dạng kéo tương đối lớn nhất trong cốt thép ε_s đạt giá trị giới hạn ε_{s2} . Bảng 3 và 4 trình bày các giá trị tính

được về chiều cao tương đối của vùng bê tông nén, biến dạng tương đối trong cốt thép so với biến dạng chảy và biến dạng cực hạn, biến dạng tương đối lớn nhất trong bê tông ở biên chịu nén so với biến dạng cực hạn, ứng với điểm cuối cùng (xem như là trạng thái giới hạn) trên biểu đồ quan hệ mômen - độ cong của các dầm khảo sát.

Bảng 3. Dầm đặt cốt đơn khi đạt trạng thái giới hạn

Dầm	D1	D2	D3	D4	D5	D6
μ	0,27%	0,66%	0,98%	1,31%	2,04%	2,76%
c/h_0	0,087	0,189	0,283	0,377	0,586	0,743
$\varepsilon_s/\varepsilon_{s0}$	19,231	11,589	6,828	4,448	1,904	0,934
$\varepsilon_s/\varepsilon_{s2}$	1	0,603	0,355	0,231	0,099	0,049
Trạng thái của A_s	Kéo đứt	Chảy dẻo	Chảy dẻo	Chảy dẻo	Chảy dẻo	Chưa chảy dẻo
$\varepsilon_{b,max}/\varepsilon_{b2}$	0,684	1	1	1	1	1
M_u (kNm)	35,96	84,73	121,87	155,54	202,94	227,65

Bảng 4. Dầm đặt cốt kép khi đạt trạng thái giới hạn

Dầm	D7	D8	D9	D10	D11
μ	1,31%	1,31%	1,31%	1,31%	1,31%
$n = A'_s/A_s$	0,20	0,33	0,50	0,75	1,00
c/h_0	0,301	0,251	0,189	0,119	0,111
$\varepsilon'_s/\varepsilon_{s0}$	1,998	1,860	1,584	0,915	0,716
$\varepsilon_s/\varepsilon_{s0}$	6,263	8,033	11,589	19,231	19,231
$\varepsilon_s/\varepsilon_{s2}$	0,326	0,418	0,603	1	1
Trạng thái của A'_s	Chảy dẻo	Chảy dẻo	Chảy dẻo	Chưa chảy dẻo	Chưa chảy dẻo
Trạng thái của A_s	Chảy dẻo	Chảy dẻo	Chảy dẻo	Kéo đứt	Kéo đứt
Cho $\varepsilon_{b,max}/\varepsilon_{b2}$	1	1	1	0,969	0,889
M_u (kNm)	162,79	166,28	169,30	170,86	170,92

Một số nhận xét về ứng xử của dầm ngay trước khi bị phá hoại:

- Dầm cốt đơn D1 với hàm lượng cốt thép nhỏ: trạng thái giới hạn rơi vào trường hợp cốt thép A_s bị kéo đứt ($\varepsilon_s = \varepsilon_{s2}$) trong khi bê tông chưa đạt biến dạng cực hạn ($\varepsilon_{b,max} < \varepsilon_{b2}$). Hàm lượng cốt thép của dầm

D1 là nhỏ nhất trong các dầm khảo sát nhưng cũng gấp 2,7 lần giá trị tối thiểu theo quy định của TCVN 5574:2018, tuy vậy A_s vẫn bị kéo đứt;

- Dầm cốt đơn D6 với hàm lượng cốt thép quá lớn: bê tông đạt biến dạng cực hạn ($\varepsilon_{b,max} = \varepsilon_{b2}$) khi cốt thép A_s vẫn chưa chảy dẻo. Đây là trường hợp phá hoại giòn;

- Dầm cốt kép D10 và D11: cốt thép chịu nén khá nhiều ($A'_s/A_s = 0,75 \div 1$) làm giảm đáng kể chiều cao vùng nén, dẫn đến tăng đáng kể biến dạng trong cốt thép A_s trong khi cốt thép A'_s vẫn chưa chảy dẻo, dầm bị phá hoại do cốt thép A_s bị kéo đứt ($\varepsilon_s = \varepsilon_{s2}$) trong khi bê tông chưa đạt biến dạng cực hạn ($\varepsilon_{b,max} < \varepsilon_{b2}$);

- Các dầm còn lại thuộc trường hợp phá hoại dẻo thông thường với cốt thép A_s đã chảy dẻo nhưng chưa bị kéo đứt khi bê tông đạt biến dạng cực hạn. Cốt thép chịu nén A'_s (nếu có) cũng đã chảy dẻo;

- Ảnh hưởng của hàm lượng cốt thép chịu nén đến M_u : so sánh các dầm cốt kép D7 và D11 ta thấy khi hàm lượng cốt thép chịu nén tăng 5 lần thì mô men giới hạn chỉ tăng 5%, có thể xem như không đáng kể. Tác dụng dễ thấy của cốt thép chịu nén ở đây là giảm chiều cao yêu cầu của vùng bê tông chịu nén, tăng độ cong và độ dẻo của dầm trước khi bê tông đạt biến dạng giới hạn;

- Ảnh hưởng của hàm lượng cốt thép chịu kéo đến M_u : so sánh các dầm cốt đơn D1 và D5 ta thấy khi hàm lượng cốt thép chịu kéo tăng 7,4 lần thì mô men giới hạn tăng đáng kể đến 5,6 lần.

3.4 Khả năng chịu uốn tính đơn giản theo nội lực giới hạn

TCVN 5574:2018 vẫn cho phép tính độ bền tiết diện thẳng góc theo nội lực giới hạn (NLGH), tương tự như các phiên bản cũ của tiêu chuẩn, cho tiết diện chữ nhật, chữ T và chữ I có cốt thép nằm ở biên vuông góc với mặt phẳng uốn của cấu kiện. Với dầm

tiết diện chữ nhật, chiều cao x của vùng bê tông chịu nén khi được quy đổi về khối ứng suất chữ nhật tương đương được xác định sơ bộ theo biểu thức (9).

$$x = \frac{R_s A_s - R_{sc} A'_s}{R_b b} \quad (9)$$

Nếu $2a' \leq x \leq \xi_R h_0$ với ξ_R được xác định theo (10) cho bê tông có cấp độ bền đến B60, mô men giới hạn M_u được tính theo (11). Khi $x > \xi_R h_0$ có thể tính gần đúng M_u bằng cách thay $x = \xi_R h_0$ vào công thức (11). Khi $x < 2a'$ thì ứng suất trong cốt thép A'_s chưa đạt đến R_{sc} và M_u có thể được tính gần đúng theo công thức (12).

$$\xi_R = \frac{x}{h_0} = \frac{0,8}{1 + \frac{\varepsilon_{s0}}{\varepsilon_{b2}}} \quad (10)$$

$$M_u = R_b b x (h_0 - 0,5x) + R_{sc} A'_s (h_0 - a') \quad (11)$$

$$M_u = R_s A_s (h_0 - a') \quad (12)$$

Kết quả tính mô men giới hạn theo các công thức đơn giản (11) và (12) cho các dầm BTCT đang khảo sát được trình bày trong bảng 5. Có thể thấy các dầm D9, D10, D11 mặc dù có cốt thép chịu nén khác nhau nhưng đều rơi vào trường hợp $x < 2a'$, dẫn đến có cùng một giá trị M_u được tính gần đúng theo (12) không phụ thuộc vào A'_s . Ngoài ra, hàng cuối cùng của bảng 5 cho thấy kết quả tính M_u theo nội lực giới hạn có sự chênh lệch không đáng kể so với giá trị M_u xác định từ các biểu đồ quan hệ mô men - độ cong (bảng 3 và 4), cho toàn bộ 11 dầm đã khảo sát.

Bảng 5. So sánh kết quả tính mô men giới hạn từ các phương pháp

Dầm	D1	D2	D3	D4	D5	D6	D7	D8	D9	D10	D11
M_u (kNm) theo NLGH	36,04	84,90	122,25	156,21	204,46	229,98	163,22	166,58	169,15	169,15	169,15
M_u (kNm) theo (M, κ)	35,96	84,73	121,87	155,54	202,94	227,65	162,79	166,28	169,30	170,86	170,92
Chênh lệch	0,21%	0,20%	0,31%	0,43%	0,75%	1,03%	0,26%	0,18%	0,09%	1,01%	1,04%

3.5 Ảnh hưởng của mô đun đàn hồi và cường độ bê tông

Hình 6 biểu diễn biểu đồ mô men - độ cong của dầm cốt đơn D3 ($\mu = 0,98\%$) khi cấp cường độ chịu nén của bê tông thay đổi từ B20 đến B50, với các giá trị mô men kháng nứt M_{cr} và mô men giới hạn M_u của dầm được cho trong bảng 6. Khi dầm chưa nứt, quan hệ giữa mô men và độ cong là tuyến tính với đoạn biểu đồ (M, κ) tương ứng có độ dốc lớn, gần như là thẳng đứng trên hình 6. Như đã trình bày trong

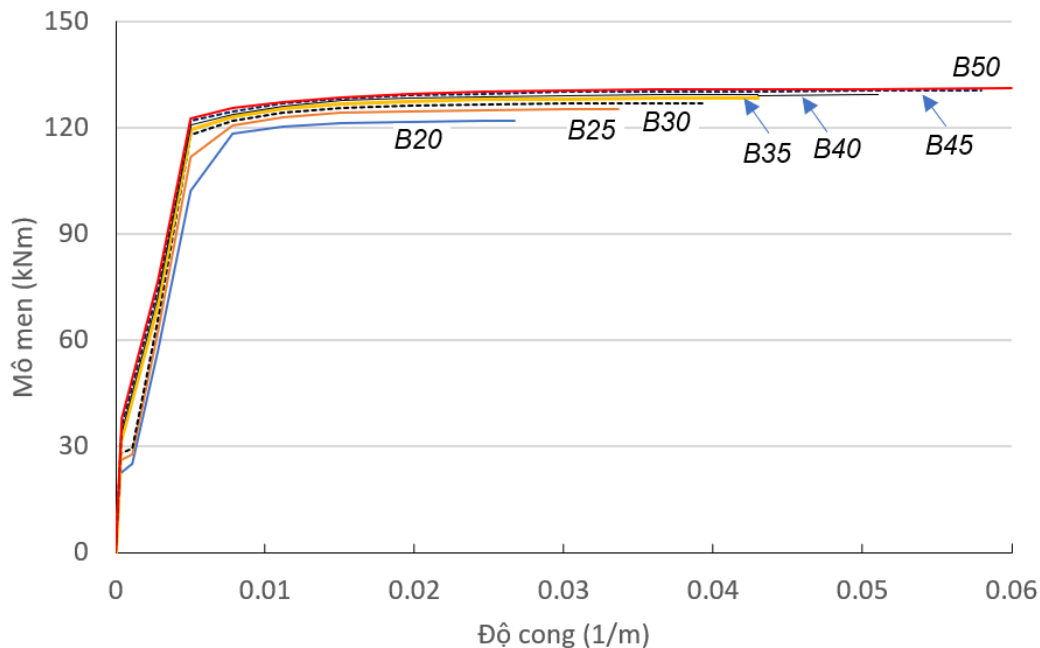
mục 2.2, độ cứng chống uốn của tiết diện quy đổi khi dầm chưa nứt là $0,85E_{b,red}$ và do đó sẽ tăng theo mô đun đàn hồi E_b của bê tông. Sau khi dầm xuất hiện vết nứt thẳng góc ($M > M_{cr}$), độ cứng của dầm suy giảm dẫn đến độ dốc của biểu đồ (M, κ) giảm. Trong giai đoạn cốt thép chảy dẻo thì biểu đồ (M, κ) gần như là nằm ngang với κ tăng nhanh trong khi M tăng không đáng kể cho đến khi dầm đạt trạng thái giới hạn. Độ dẻo của dầm cũng tăng theo cấp độ bền của bê tông, thể hiện ở chiều dài của đoạn nằm ngang

trên biểu đồ. Ta thấy mô đun đàn hồi và cường độ của bê tông có ảnh hưởng nhiều đến mô men kháng nứt hơn là mô men giới hạn của dầm. Khi cấp cường

độ B tăng 2,5 lần từ B20 lên B50 thì M_u chỉ tăng 1,07 lần trong khi M_{cr} tăng đến 1,68 lần và tỷ số M_{cr}/M_u tăng 1,53 lần.

Bảng 6. Mô men nứt và mô men giới hạn của dầm D3

Cấp cường độ	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50
E_b (MPa)	27500	30000	32500	34500	36000	37000	38000
M_{cr} (kNm)	22,59	25,94	28,03	31,38	33,57	35,82	38,06
M_u (kNm)	121,87	125,11	126,94	128,30	129,34	130,33	130,98
M_{cr} / M_u	0,19	0,21	0,22	0,24	0,26	0,27	0,29



Hình 6. Biểu đồ (M, κ) khi $\mu = 0,98\%$ theo các cấp cường độ bê tông

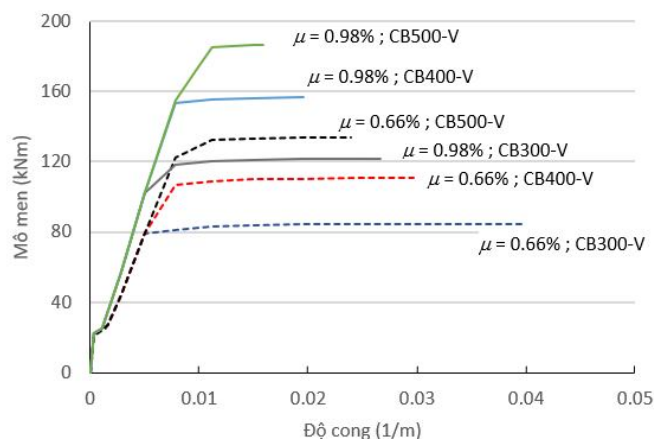
3.6 Ảnh hưởng của cường độ cốt thép

Hình 7 biểu diễn biểu đồ mô men - độ cong của dầm cốt đơn D2 ($\mu = 0,66\%$) và D3 ($\mu = 0,98\%$) dùng bê tông có cấp cường độ B20, với ba loại cốt thép là CB300-V ($R_s = 260$ MPa), CB400-V ($R_s = 350$ MPa) và CB500-V ($R_s = 435$ MPa) có cùng mô đun đàn hồi $E_s = 2 \times 10^5$ MPa. Bảng 7 thể hiện giá trị mô men kháng nứt M_{cr} và mô men giới hạn M_u tính được của các dầm này. Với mỗi hàm lượng cốt thép μ , việc tăng cường độ cốt thép R_s không ảnh hưởng đến độ cứng của tiết diện chưa nứt và mô men kháng nứt M_{cr} nhưng cải thiện đáng kể mô men giới hạn M_u khi dầm được thiết kế theo trường

hợp phá hoại dẻo. Cụ thể, khi chuyển loại cốt thép từ CB300-V lên CB500-V thì M_u tăng 1,58 lần với $\mu = 0,66\%$ và tăng 1,53 lần với $\mu = 0,98\%$. Tăng cường độ cốt thép có hiệu quả tương tự như tăng hàm lượng cốt thép chịu kéo trong việc nâng cao mô men giới hạn của dầm, tuy độ dẻo của dầm có giảm như thể hiện ở đoạn nằm ngang trên biểu đồ (M, κ) . Ví dụ, giá trị M_u của trường hợp ($\mu = 0,66\%$, thép CB500-V) lớn gấp 1,1 lần giá trị M_u của trường hợp ($\mu = 0,98\%$, thép CB300-V); hoặc giá trị M_u của trường hợp ($\mu = 0,98\%$, thép CB400-V) tương đương với giá trị M_u của trường hợp ($\mu = 1,31\%$, thép CB300-V) đã tính ở trước.

Bảng 7. Khả năng chịu uốn của dầm D2 và D3 với một số loại cốt thép

μ	0,66%			0,98%		
Loại thép	CB300-V	CB400-V	CB500-V	CB300-V	CB400-V	CB500-V
M_{cr} (kNm)	21,16	21,16	21,16	22,59	22,59	22,59
M_u (kNm)	84,73	110,81	133,92	121,87	156,76	186,27



Hình 7. Biểu đồ (M, κ) theo các cấp cường độ cốt thép

4. Kết luận

Bài báo trình bày một cách đơn giản để thiết lập quan hệ giữa mô men uốn và độ cong của dầm BTCT tiết diện chữ nhật, sử dụng quan hệ ứng suất - biến dạng hai đoạn thẳng (đàn hồi - dẻo lý tưởng) cho vật liệu bê tông và cốt thép. Quy trình vẽ biểu đồ mô men - độ cong đã trình bày khá đơn giản, có thể thực hiện trên các chương trình bảng tính quen thuộc, không cần tích phân số để tìm giá trị và điểm đạt hợp lực của từng thớ trong tiết diện cũng như nội lực của cả tiết diện. Phân tích biểu đồ mô men - độ cong cho cái nhìn sâu sắc về ứng xử của dầm, cung cấp thông tin đầy đủ về trạng thái ứng suất biến dạng cùng dạng phá hoại trên tiết diện thẳng góc, với ảnh hưởng của hàm lượng cốt thép chịu kéo và chịu nén được thể hiện rõ trong các ví dụ tính toán. Nhiều tình huống thiết kế đã được khảo sát như: cốt thép chịu kéo đã chảy dẻo nhưng chưa đứt khi dầm đạt trạng thái giới hạn, cốt thép bị kéo đứt khi bê tông chưa đạt biến dạng giới hạn, hoặc bê tông đã đạt biến dạng giới hạn nhưng cốt thép chưa chảy dẻo.

Khi dầm được thiết kế theo trường hợp phá hoại dẻo, giải pháp tăng cường độ cốt thép sẽ có tác dụng tương tự như tăng hàm lượng cốt thép chịu kéo trong việc cải thiện mô men giới hạn. Trong khi đó, giải pháp tăng mô đun đàn hồi và cường độ của bê tông sẽ cải thiện độ cứng của tiết diện chưa nứt và mô men kháng nứt của dầm. Bài báo cũng so sánh độ bền chịu uốn của dầm xác định theo nội lực giới hạn kết hợp với các giả thiết đơn giản hóa với kết quả từ phân tích phi tuyến tiết diện dầm cho nhiều trường

hợp hàm lượng cốt thép chịu kéo và chịu nén. Sự khác biệt không đáng kể (1,0%) về mô men giới hạn tìm được từ hai phương pháp chứng tỏ sự hữu dụng và độ chính xác của cách tiếp cận quen thuộc theo nội lực giới hạn trong thực hành tính toán dầm BTCT.

TÀI LIỆU THAM KHẢO

1. TCVN 5574:2018, Thiết kế kết cấu bê tông và bê tông cốt thép.
2. Lê Minh Long (2017), "Một số điểm mới trong dự thảo TCVN 5574:2017", *Tạp chí Khoa học Công nghệ Xây dựng*, số 2, tr.55-61.
3. Nguyễn Ngọc Bá (2019), "Giới hạn hàm lượng cốt thép trong kết cấu BTCT chịu uốn theo TCVN 5574:2018", *Tạp chí Khoa học Công nghệ Xây dựng*, số 1, tr.22-28.
4. Nguyễn Ngọc Linh, Nguyễn Ngọc Tân, Nguyễn Văn Quang, Phan Quang Minh (2020), "Nghiên cứu lý thuyết và thực nghiệm xác định mô men uốn giới hạn của cầu kiện dầm BTCT theo mô hình biến dạng phi tuyến của bê tông", *Tạp chí khoa học và công nghệ Việt Nam*, số 1, tr.36-41.
5. Đào Đình Nhân (2017), Phân tích phi tuyến kết cấu thanh, NXB Xây dựng, Hà Nội.
6. Popovics, A. (1973), "A numerical approach to the complete stress-strain curve for concrete", *Cement and Concrete Research*, Vol. 3, No. 5, pp. 583-599.
7. Mander, J. B., Priestley, M. J. N, and Park, R. (1988), "Theoretical stress-strain model for confined concrete", *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 114, Issue 8, pp.1804-1826.

Ngày nhận bài: 21/4/2020.

Ngày nhận bài sửa lần cuối: 27/5/2020.