

# NGHIÊN CỨU THỰC NGHIỆM ẢNH HƯỞNG CỦA MỨC ĐỘ ỨNG LỰC TRƯỚC ĐẾN ỨNG XỬ UỐN CỦA DẦM BÊ TÔNG ỨNG LỰC TRƯỚC CĂNG TRƯỚC

Trần Xuân Vinh<sup>a,\*</sup>, Nguyễn Trung Hiếu<sup>b</sup>, Phạm Xuân Đạt<sup>b</sup>

<sup>a</sup>Khoa Xây dựng, Trường Đại học Vinh, số 182 Lê Duẩn, TP Vinh, tỉnh Nghệ An, Việt Nam

<sup>b</sup>Khoa Xây dựng Dân dụng và Công nghiệp, Trường Đại học Xây dựng Hà Nội, 55 đường Giải Phóng, quận Hai Bà Trưng, Hà Nội, Việt Nam

Nhận ngày 16/01/2023, Sửa xong 27/3/2024, Chấp nhận đăng 08/5/2024

## Tóm tắt

Nội dung bài báo trình bày nghiên cứu thực nghiệm khảo sát ảnh hưởng mức độ ứng suất trước đến ứng xử của dầm bê tông ứng lực trước bám dính. 03 mẫu dầm bê tông ứng lực trước có kích thước 150×200×2700 mm được căng các mức độ ứng suất trước khác nhau (40%, 60%, 80% giới hạn chảy của cáp ứng lực trước) được chế tạo và thí nghiệm. Mô hình thí nghiệm uốn bốn điểm được áp dụng cho phép nghiên cứu ứng xử uốn của dầm bê tông ứng lực trước căng trước. Dựa trên kết quả thí nghiệm cho thấy mức độ ứng lực trước tăng 20% thì khả năng kháng nứt tăng khoảng 30% đến 41%. Trong giai đoạn làm việc trước khi thép chảy dẻo, mức độ ứng lực trước tỉ lệ thuận với độ cứng của dầm. Kết quả thí nghiệm được so sánh với mô hình tính toán lý thuyết với sai số tương đối nhỏ.

**Từ khóa:** dầm bê tông ứng lực trước; mức độ ứng suất; bê tông; độ cứng; phá hoại; ứng xử uốn.

## EXPERIMENTAL INVESTIGATION ON THE INFLUENCE OF DEGREE OF PRESTRESSING ON THE FLEXURAL BEHAVIOR OF BONDED PRESTRESSED CONCRETE BEAMS

### Abstract

This paper presents an experimental study on the influence of the level of prestressing force on the flexural behavior of bonded prestressed concrete (BPC) beams. Three BPC beams with the same geometrical dimensions, reinforcement detailing, and concrete compressive strength with different levels of prestressing force (40%, 60%, 80% yield strength of the strands) were cast and tested. The four-point bending test model was employed to observe the bending behavior. The experimental findings reveal that a 20% increase in prestress level enhances cracking resistance by approximately 30% to 41%. Before the yielding of the nonprestressed reinforcement, the prestress level is proportional to the stiffness of the beams. Theoretical predictions of the flexural capacity are compared with the experimental results, showing good agreement.

**Keywords:** prestressed concrete beam; degree of prestressing; concrete; stiffness; failure; flexural behavior.

[https://doi.org/10.31814/stce.huce2024-18\(2V\)-10](https://doi.org/10.31814/stce.huce2024-18(2V)-10) © 2024 Trường Đại học Xây dựng Hà Nội (ĐHXDHN)

## 1. Đặt vấn đề

Với sự phát triển của lĩnh vực xây dựng công trình hiện nay, bên cạnh các giải pháp kết cấu bê tông cốt thép (BTCT) thì các kết cấu bê tông ứng lực trước (BTULT) đang được áp dụng ngày càng rộng rãi, do khả năng vượt nhịp lớn và khả năng chịu lực cao so với kết cấu BTCT cùng kích thước hình học. Các công trình xây dựng theo công nghệ thi công lắp ghép có ưu điểm về thời gian thi công và kiểm soát chất lượng tốt, khả năng công xưởng hóa cao. Trong nhiều năm gần đây, các loại kết cấu BTULT căng trước được áp dụng trong các công trình xây dựng lắp ghép với nhu cầu ngày càng tăng mạnh với sự ra đời của nhiều nhà máy sản xuất trên khắp cả nước (Hình 1).

\*Tác giả đại diện. Địa chỉ e-mail: [xuanvinhkxd@vinhuni.edu.vn](mailto:xuanvinhkxd@vinhuni.edu.vn) (Vinh, T. X.)



(a) Cấu kiện sản xuất tại nhà máy



(b) Cấu kiện thi công tại công trình

Hình 1. Cấu kiện dầm BTULT tại nhà máy và công trình

Trong dầm BTULT căng trước, cáp ứng lực trước thường được bố trí thẳng theo trục dầm và nằm về phía vùng chịu kéo khi ở trạng thái chịu tải trọng tác dụng. Do đó, lực căng trong cáp giúp tăng khả năng chịu lực và kiểm soát được độ võng của dầm vì tạo ra trạng thái ứng suất ban đầu ngược với trạng thái ứng suất khi chịu tải trọng tác dụng. Đặc điểm chung của các kết cấu sử dụng vật liệu bê tông và thép là sự suy giảm khả năng làm việc sau một thời gian sử dụng. Trong dầm BTULT, lực căng trong cáp cũng bị giảm dần theo thời gian (hiện tượng này được gọi là tổn hao ứng suất) do một vài nguyên nhân như: biến dạng đàn hồi, biến dạng co ngót, biến dạng từ biến của bê tông, sự chùng ứng suất trong thép hoặc một vài tình huống rủi ro khác. Hiện tượng này sẽ gây ảnh hưởng đến sự làm việc của dầm, nhất là giai đoạn làm việc sau đàn hồi và khả năng kiểm soát chuyển vị khi chịu tải.

Phương pháp nghiên cứu thực nghiệm là phương pháp nghiên cứu có tính trực quan và độ tin cậy cao, được nhiều tác giả trong nước và ngoài nước được áp dụng để nghiên cứu sự làm việc của các cấu kiện BTCT (như: cột, dầm, sàn) cũng như các cấu kiện BTULT [1–8]. Nhiều nghiên cứu thực nghiệm về ứng xử của dầm BTULT được nhiều tác giả quan tâm, nghiên cứu, và tập trung vào một số vấn đề như ảnh hưởng của mức độ ứng lực trước đến ứng xử làm việc, độ cứng, tần số giao động của dầm [9–19]. Radnić và cs. [2] đã thí nghiệm 23 mẫu dầm BTULT đúc sẵn chia thành 05 nhóm với hình dạng kích thước tiết diện, hàm lượng cốt thép thường, cáp ứng lực trước khác nhau, và các mức độ ứng lực trước khác nhau, với cường độ bê tông 45 MPa và 110 MPa. Kết quả cho thấy ứng xử của dầm phụ thuộc vào mức độ ứng lực trước ban đầu, bao gồm: độ võng, tải trọng nứt ban đầu, bề rộng và khoảng cách vết nứt, ứng suất trong cốt thép và cáp ứng lực trước. Các tác giả cũng kiến nghị rằng việc tăng mức độ ứng lực trước thì trạng thái giới hạn khi sử dụng cũng được cải thiện. Mức độ ứng lực trước hiệu quả nên được lựa chọn phù hợp cho từng yêu cầu của cấu kiện riêng lẻ. Chowdhury [14] nghiên cứu ứng xử võng và nứt của dầm bê tông ứng lực trước sử dụng bê tông cường độ cao. Trong nghiên cứu này 04 dầm kích thước thực được thiết kế và thí nghiệm với các thông số khảo sát cường độ bê tông, hàm lượng cốt thép thường, và độ lớn nhịp dầm để đánh giá sự ảnh hưởng của các thông số đến ứng xử võng và nứt của dầm. Ng và Tan [13] đã nghiên cứu ứng xử của dầm BTULT căng ngoài, cường độ bê tông của các mẫu dầm từ 28,3 MPa đến 34,5 MPa. Nghiên cứu đánh giá ảnh hưởng của tỉ số nhịp chia cho chiều cao dầm, và hiệu ứng thứ cấp. Saiidi và cs. [10] đã tiến hành nghiên cứu sự làm việc trong giai đoạn đàn hồi của dầm BTULT có cáp bố trí đúng tâm, cường độ chịu nén của bê tông là 20,3 MPa. Từ kết quả thu được, các tác giả đã kết luận khi mức độ ứng suất

trước giảm tần số dao động riêng của dầm giảm, và dầm có các vết nứt nhỏ xuất hiện và trở nên mềm hơn, đồng thời các tác giả cũng đề xuất một công thức thực nghiệm để tính độ cứng hiệu quả của cầu kiện có xét đến lực nén trước. Noh và cs. [18] đã thí nghiệm dầm BTULT căng sau, có cường độ bê tông từ 29,9 MPa đến 35,2 MPa, nghiên cứu tập trung xem xét lực căng trước, vị trí và quỹ đạo cáp đến tần số giao động riêng của dầm. Ngoài ra, một số nghiên cứu lý thuyết cũng được các tác giả thực hiện [20–23]. Các nghiên cứu đã đề xuất một số mô hình lý thuyết để xác định khả năng chịu uốn của dầm, kết quả tính toán cho thấy sự phù hợp với kết quả thực nghiệm nghiên cứu.

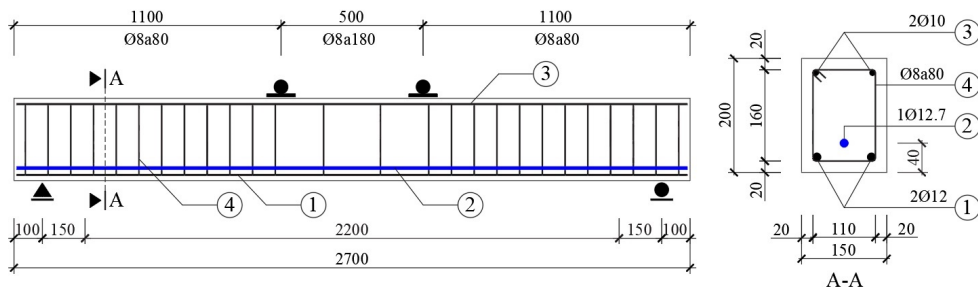
Có thể thấy, ảnh hưởng của mức độ ứng lực trước đến sự làm việc của dầm BTULT bám dính phụ thuộc đồng thời nhiều yếu tố liên quan khác. Các nghiên cứu với trường hợp dầm BTULT bám dính với cường độ chịu nén của bê tông trên 40 MPa với hàm lượng cốt thép thường lớn vẫn còn hạn chế.

Nội dung bài báo trình bày nghiên cứu thực nghiệm đánh giá ảnh hưởng của mức độ ứng lực trước đến sự làm việc chịu uốn của dầm bê tông ứng lực trước bám dính có tiết diện chữ nhật, với các mức độ ứng lực trước 40%, 60%, và 80% giới hạn chảy của cáp. Thí nghiệm được thực hiện tại Phòng Thí nghiệm và Kiểm định công trình, Trường Đại học Xây dựng Hà Nội.

## 2. Nghiên cứu thực nghiệm

### 2.1. Mẫu thí nghiệm và vật liệu chế tạo

03 mẫu dầm BTULT căng trước có cùng kích thước hình học được chế tạo, kí hiệu BC-1, BC-2, BC-3. Các mẫu dầm có chiều dài 2700 mm, kích thước tiết diện ngang  $b \times h = 150 \times 200$  mm. Cốt thép và lực căng lớn nhất của dầm thí nghiệm được tính toán sơ bộ và bố trí theo TCVN 5574:2018 [24] để đảm bảo độ bền của cầu kiện trong giai đoạn nén trước và xảy ra sự phá hoại do uốn. Cấu tạo cốt thép dầm được bố trí như sau: cáp ứng lực trước loại 07 sợi, đường kính 12,7 mm, cốt thép dọc vùng kéo (phía mặt dưới dầm) là 2Ø12, cốt thép dọc vùng nén (phía mặt trên dầm) là 2Ø10, cốt thép đai được bố trí Ø8 khoảng cách 80 mm ở vùng chịu lực cắt lớn và Ø8 khoảng cách 200 mm ở vùng chịu uốn thuần túy, để đảm bảo không xảy ra sự phá hoại do lực cắt. Trên Hình 2 trình bày chi tiết kích thước hình học, cấu tạo cốt thép và vị trí thép của các mẫu dầm thí nghiệm.



Hình 2. Cấu tạo các mẫu thí nghiệm

Trên Bảng 1 trình bày cấp phối vật liệu chế tạo bê tông và kết quả thí nghiệm xác định cường độ chịu nén của bê tông ở tuổi 28 ngày. Cường độ chịu nén của bê tông (kí hiệu  $f'_c$ ) được xác định thông qua thí nghiệm nén một trục 03 mẫu bê tông hình trụ có kích thước 150×300 mm.

Bảng 1. Thành phần cấp phối vật liệu chế tạo bê tông (đơn vị: kg/m<sup>3</sup>)

Xi măng Bút Sơn PCB40 (kg)	Cát nghiền (kg)	Đá dăm 0,5×1 (kg)	Đá dăm 1×2 (kg)	Phụ gia Glenium SKY 8613 (lít)	Nước (kg)	$f'_c$ (MPa)
470	800	340	730	3,9	140	74

Các thông số kỹ thuật của cáp ứng suất trước sử dụng trong mẫu đầm được lấy theo tài liệu do nhà sản xuất cung cấp và được trình bày trong Bảng 2.

Bảng 2. Thông số kỹ thuật của cáp do đơn vị sản xuất cung cấp

Thông số kỹ thuật (đơn vị)	Giá trị
Đường kính danh nghĩa (mm)	12,7
Diện tích tiết diện danh nghĩa, $A_{sp}$ (mm <sup>2</sup> )	97,8
Trọng lượng cho 1 m cáp (g/m)	794
Giới hạn chảy tại 1%, $f_{py}$ (MPa)	1753
Cường độ chịu kéo, $f_{pu}$ (MPa)	1946
Độ giãn dài cực hạn (%)	5,2

Cốt thép thường bao gồm cốt thép dọc  $\varnothing 10$  và  $\varnothing 12$  có giới hạn chảy lần lượt là  $f'_y = 596$  MPa và  $f_y = 580$  MPa, và cốt thép đai  $\varnothing 8$  có giới hạn chảy là 360 MPa.



(a) Kích và trạm bơm dầu



(b) Đầu neo 3 lá

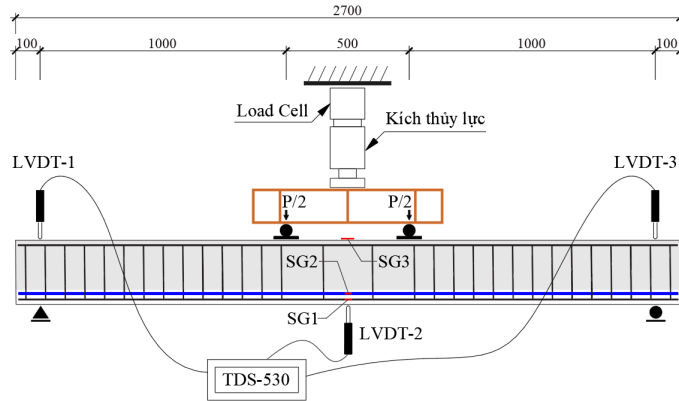
Hình 3. Thiết bị tạo ứng lực trước

Lực kéo trong cáp ứng lực trước được tạo bằng kích thủy lực có chức năng kiểm soát lực kéo được kẹp vào một đầu cáp (Hình 3(a)), đầu còn lại của cáp được ngàm vào bộ căng bằng chêm hình nón (Hình 3(b)). 03 mẫu đầm BC-1, BC-2, BC3 có cáp được kéo căng với các mức lần lượt là 40%, 60% và 80% giới hạn chảy của cáp ứng lực trước (tương ứng với lực kéo lần lượt là 72 kN, 108 kN, và 144 kN).

## 2.2. Sơ đồ thí nghiệm và bố trí dụng cụ đo

Thí nghiệm uốn bốn điểm được áp dụng để khảo sát ứng xử uốn của các đầm thí nghiệm. Trên Hình 4 trình bày chi tiết sơ đồ thí nghiệm, kích thước, vị trí và các loại dụng cụ đo được bố trí. Tải trọng tập trung được tạo ra bằng cách sử dụng kích thủy lực 200 kN gắn vào hệ khung thép phản lực và truyền vào đầm thí nghiệm thông qua cơ cấu đầm thép phân tải. Độ lớn của tải trọng do kích thủy lực tạo ra được đo bằng dụng cụ đo lực điện tử (Load Cell) được gắn vào khoảng giữa của kích và khung thép phản lực để ghi lại độ lớn của tải trọng tác dụng khi tiến hành thí nghiệm. Tải trọng tác dụng lên đầm được tăng từ từ cho đến khi đầm bị phá hoại.





(a) Sơ đồ bố trí dụng cụ đo



(b) Hình ảnh thực tế khung thí nghiệm

Hình 4. Khung thí nghiệm bầm dính

03 thiết bị đo chuyển vị điện tử, ký hiệu LVDT-1, LVDT-2, LVDT-3 (Linear Variable Differential Tranformer) được bố trí tại hai vị trí gối tựa và giữa nhịp dầm tương ứng, để ghi lại chuyển vị của dầm tại các vị trí đo trong suốt quá trình thí nghiệm. Độ võng tại giữa dầm được xác định theo công thức sau:

$$f = f_2 - 0,5 \times (f_1 + f_3) \quad (1)$$

trong đó  $f$  là độ võng tại giữa nhịp của dầm;  $f_1$  là chuyển vị đo được từ LVDT-1;  $f_2$  là chuyển vị đo được từ LVDT-2;  $f_3$  là chuyển vị đo được từ LVDT-3.

Các cảm biến điện trở (Strain gages) ký hiệu SG1, SG2 được gắn lần lượt trên cốt thép thường vùng kéo, cấp ứng lực trước tại tiết diện giữa nhịp dầm khi tiến hành đổ bê tông để xác định biến dạng tương đối của cốt thép thường và cấp ứng lực trước trọng suốt quá trình gia tải thí nghiệm. Biến dạng tương đối của bê tông vùng nén tại tiết diện giữa nhịp được đo thông qua cảm biến điện trở SG3. Cảm biến SG2 của dầm BC-3 bị mất tín hiệu do đầm bê tông mẫu trong quá trình chế tạo, do đó không thu thập được các số liệu này và được bỏ qua trong quá trình phân tích. Trong suốt quá trình thí nghiệm, các dụng cụ đo tải trọng, chuyển vị, và biến dạng được kết nối với thiết bị thu thập số liệu điện tử Data Logger TDS-530, để ghi tự động và liên tục các số liệu thí nghiệm.



(a) Dầm BC-1



(b) Dầm BC-2



(c) Dầm BC-3

Hình 5. Hình ảnh phá hoại của 03 mẫu dầm

### 3. Phân tích và đánh giá kết quả

#### 3.1. Dạng phá hoại của các dầm

Hình 5 trình bày các hình ảnh phá hoại của các mẫu dầm thí nghiệm. Dạng phá hủy điển hình của các dầm thí nghiệm là phá hoại uốn do mô men gây ra, vùng phá hoại nằm trong đoạn dầm chịu uốn thuần túy. Sau khi tải trọng tác dụng lớn hơn tải trọng gây nứt của dầm, các vết nứt thẳng góc xuất hiện trong vùng hai điểm gia tải và phân bố khá đồng đều đối với cả 03 dầm thí nghiệm. Khi tải trọng tiếp tục tăng lên, các vết nứt thẳng góc mở rộng và phát triển đi lên vùng chịu nén của dầm, đồng thời các vết nứt nghiêng bắt đầu xuất hiện ở vùng ngoài hai điểm đặt lực và có sự phân bố vết nứt xu hướng đối xứng qua trục thẳng đứng. Khi tải trọng tiếp tục tăng lên, độ võng của dầm tăng nhanh, các vết nứt phát triển mạnh lên phía trên, khi bề rộng vết nứt đạt 0,3 mm thì không có thêm nhiều các vết nứt mới xuất hiện, vùng nén bị thu hẹp sau đó bê tông vùng nén bị vỡ.

### 3.2. Quan hệ tải trọng và độ võng của các dầm

Trên Hình 6 trình bày quan hệ giữa tải trọng tác dụng  $P$  và độ võng  $f$  tại giữa nhịp của các dầm thí nghiệm. Từ Hình 6 có thể thấy các giai đoạn làm việc của dầm từ khi gia tải đến khi bị phá hoại có thể chia thành 03 giai đoạn (giai đoạn dầm làm việc đàn hồi, giai đoạn sau khi dầm xuất hiện vết nứt đến khi cốt thép chảy dẻo, và giai đoạn sau khi cốt thép bị chảy dẻo đến khi dầm bị phá hủy).

Dầm BC-1 bắt đầu nứt ở tải trọng 24 kN tương ứng với độ võng 1,4 mm, dầm BC-2 ở tải trọng 27 kN tương ứng với độ võng 1,5 mm, và dầm BC-3 ở tải trọng 35 kN tương ứng với độ võng 1,8 mm. Như vậy, dầm BC-3 có tải trọng kháng nứt lớn hơn 41% so với dầm BC-1 và 30% so với dầm BC-2, điều này do dầm BC-3 có mức độ ứng lực trước cao hơn do đó trước khi gia tải thì ứng suất nén ở bê tông vùng dưới (là vùng chịu kéo khi tải trọng tác dụng) lớn hơn các dầm còn lại. Trong giai đoạn làm việc sau nứt đến trước khi cốt thép chảy dẻo, độ cứng của dầm BC-3 lớn hơn đáng kể so với hai dầm BC-2 và BC-1, độ cứng của dầm BC-2 lớn hơn độ cứng dầm BC-1. Bảng 3 trình bày các giá trị tải trọng và độ võng tương ứng của tất cả các dầm thí nghiệm tại thời điểm cốt thép bị chảy dẻo và thời điểm dầm bị phá hoại.

Bảng 3. Các giá trị đặc trưng của tải trọng và độ võng tương ứng

Tên mẫu	Bê tông vùng kéo bị nứt		Cốt thép thường chảy dẻo		Tải trọng gây phá hoại	
	Tải trọng (kN)	Độ võng (mm)	Tải trọng (kN)	Độ võng (mm)	Tải trọng (kN)	Độ võng (mm)
BC-1	24	1,4	87,5	20,3	107,0	45,3
BC-2	27	1,5	88,0	19,8	100,6	34,5
BC-3	35	1,8	89,1	19,4	97,2	34

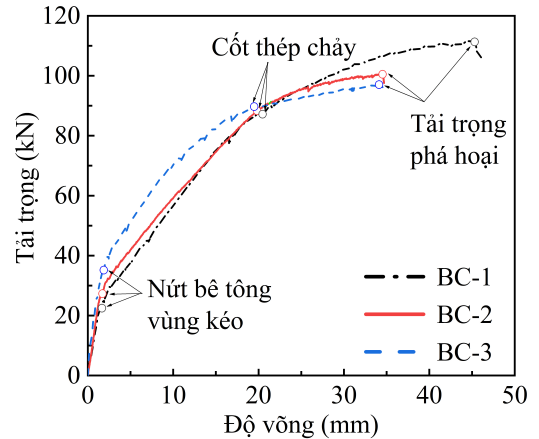
Tải trọng khi cốt thép chảy dẻo của cả 03 dầm là xấp xỉ nhau. Tuy nhiên, ở giai đoạn sau khi cốt thép bị chảy dẻo, độ cứng của dầm có xu hướng thay đổi, dầm BC-3 có độ cứng thấp nhất, trong khi dầm BC-1 có độ cứng lớn nhất. Tải trọng phá hoại của dầm BC-1 lớn hơn tải trọng phá hoại của dầm BC-2 là 11% và dầm BC-3 là 15%. Điều này là do biến dạng cực hạn của bê tông vùng nén ở dầm có mức ứng lực trước cao xảy ra nhanh hơn dầm có mức ứng lực trước thấp.

Hệ số độ dẻo của các dầm được định nghĩa bằng tỉ số giữa độ võng tại thời điểm phá hoại chia cho độ võng tại thời điểm cốt thép bị chảy dẻo, được xác định theo công thức sau:

$$\mu = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} \quad (2)$$

trong đó  $\mu$  là hệ số độ dẻo;  $\Delta_u$  là độ võng giữa dầm tại thời điểm phá hoại;  $\Delta_y$  là độ võng giữa dầm tại thời điểm cốt thép bị chảy dẻo.

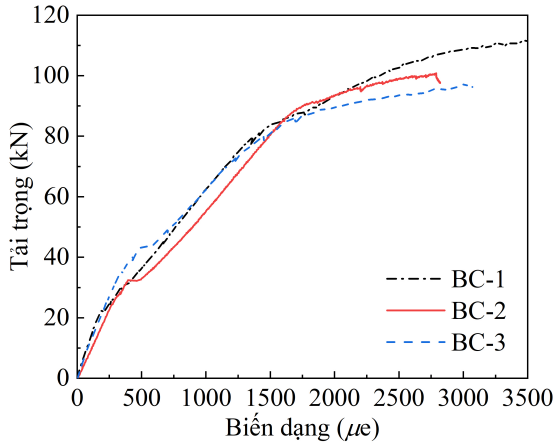
Từ Bảng 3 và công thức (2) hệ số độ dẻo của các dầm BC-1, BC-2, BC-3 lần lượt là 2,23, 1,74 và 1,75. Kết quả cho thấy dầm BC-1 có độ dẻo hơn hơn khoảng 28% so với dầm BC-2 và BC-3. Điều này là do dầm BC-2 và BC-3 có lực căng cáp lớn nên dầm bị giòn hơn.



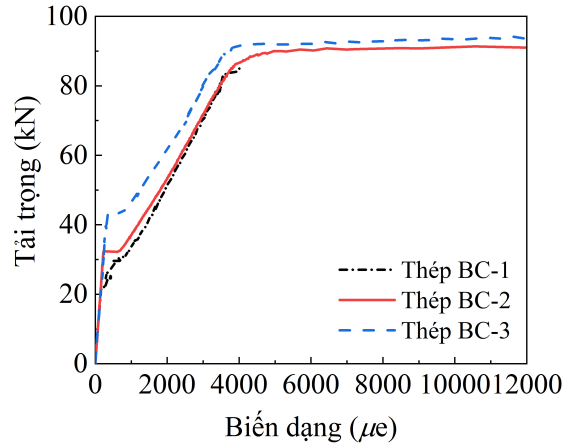
Hình 6. Đường cong quan hệ tải trọng - độ võng

### 3.3. Quan hệ tải trọng và các biến dạng của các dầm

Trên Hình 7 trình bày quan hệ biến dạng của bê tông ở vùng mép chịu nén và tải trọng tác dụng. Tại thời điểm phá hoại biến dạng bê tông đo đặc được của dầm BC-1 là  $3400 \mu\text{m/m}$ , dầm BC-2 là  $2800 \mu\text{m/m}$ , dầm BC-3 là  $2900 \mu\text{m/m}$ . Biến dạng bê tông đo được của mẫu BC-1 lớn hơn do biến dạng ban đầu của bê tông do ứng suất trước là nhỏ hơn các mẫu BC-2 và BC-3.

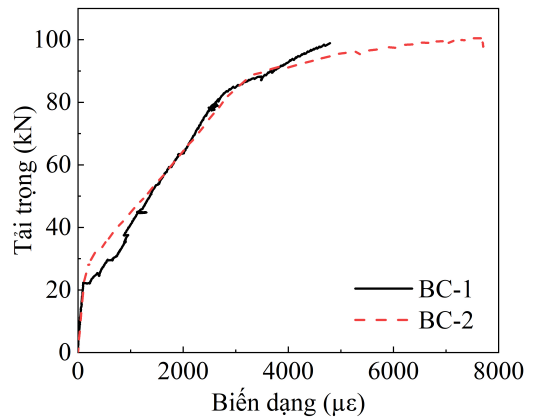


Hình 7. Quan hệ giữa tải trọng và biến dạng bê tông vùng nén



Hình 8. Quan hệ giữa tải trọng và biến dạng cốt thép

Trên Hình 8 trình bày quan hệ biến dạng cốt thép thường vùng kéo và tải trọng tác dụng. Cốt thép của dầm BC-1 làm việc trong gian đoạn đàn hồi cho đến khi tải trọng đạt 24 kN, tương đương với tải trọng nứt của dầm, và bị biến dạng chảy dẻo khi tải trọng đạt đến 87,5 kN. Giới hạn làm việc đàn hồi của cốt thép dầm BC-2 là 32 kN, tương đương với 1,19 lần tải trọng nứt của dầm, và bị biến dạng chảy dẻo ở tải trọng 88 kN. Đối với dầm BC-3, giới hạn làm việc đàn hồi của cốt thép là 44 kN, tương đương với 1,26 lần tải trọng nứt của dầm, và bị biến dạng chảy dẻo ở tải trọng 89,1 kN. Điều này chứng tỏ sự tham gia của cốt thép thường vào quá trình chịu lực của dầm BC-2 và BC-3 chậm hơn vì có mức độ ứng lực trước cao hơn do đó trước khi gia tải thì biến dạng của cốt thép bị nén trước nhiều hơn so với các dầm còn lại.



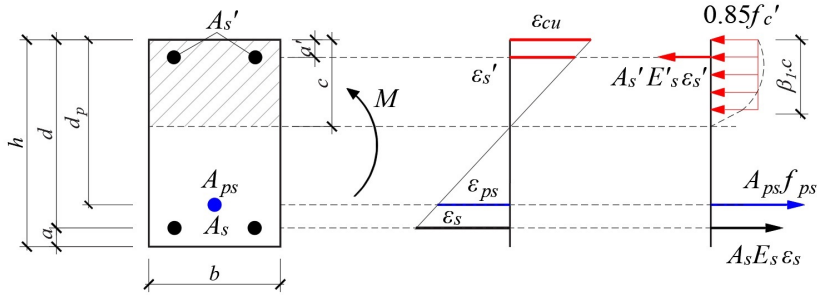
Hình 9. Quan hệ tải trọng biến dạng cáp

Trên Hình 9 thể hiện quan hệ biến dạng cáp tại giữa dầm và tải trọng tác dụng. Số liệu đo đặc biến dạng cáp của dầm BC-1 dừng lại ở tải trọng 100 kN do Strain Gauge bị hỏng. Quy luật của biến dạng cáp của các dầm là tương đồng, có dạng 03 đường thẳng. Biến dạng cáp của các dầm phù hợp với quy luật biến dạng của bê tông vùng nén được trình bày trong Hình 7.

### 3.4. So sánh kết quả tính toán khả năng chịu lực của các mẫu dầm theo lý thuyết với kết quả thực nghiệm

Tiêu chuẩn ACI 318-19 [25] được sử dụng để tính toán khả năng chịu uốn của dầm thí nghiệm. Hình 10 trình bày sơ đồ tính của tiết diện dầm theo ACI318-19 [25].





Hình 10. Sơ đồ tính khả năng chịu uốn của dầm

Xác định ứng suất trong cáp ứng lực trước:

$$f_{ps} = f_{pu} \left\{ 1 - \frac{\gamma_p}{\beta_1} \left[ \rho_p \frac{f_{pu}}{f_c'} + \frac{d}{d_p} \frac{f_y}{f_c'} (\rho - \rho') \right] \right\} \quad (3)$$

trong đó  $f_{ps}$  là ứng suất tính toán trong cáp ứng lực trước;  $f_{pu}$  là cường độ kéo đứt của cáp ứng lực trước;  $\gamma_p = 0,28$  khi  $f_{py}/f_{pu} \geq 0,9$ ;  $\beta_1 = 0,65$ , khi  $f_c' \geq 45$  MPa;  $\rho, \rho', \rho_p$  lần lượt là hàm lượng cốt thép thường chịu kéo, cốt thép thường chịu nén, và cáp ứng lực trước;  $f_y$  là giới hạn chảy của cốt thép thường;  $f_c'$  là cường độ chịu nén của bê tông;  $d$  và  $d_p$  tham khảo trên Hình 10.

Áp dụng phương pháp giải lập để tính mô men giới hạn của tiết diện. Mô men giới hạn của tiết diện  $M_{gh}$  được xác định theo công thức:

$$M_{gh} = A_{ps} f_{ps} \left( d_p - \frac{a}{2} \right) + A_s f_y \left( d - \frac{a}{2} \right) - A_{sc} \sigma_s' \left( \frac{a}{2} - d' \right) \quad (4)$$

trong đó  $\sigma_s'$  là ứng suất nén trong cốt thép thường nằm trong vùng tiết diện chịu nén, được xác định thông qua sự tương thích biến dạng trên tiết diện. Biến dạng cực hạn của bê tông vùng nén  $\varepsilon_{cu}$  lấy bằng 0,003.

Bảng 4 trình bày kết quả so sánh giá trị mô men giới hạn của dầm theo lý thuyết và thực nghiệm. Mô men thực nghiệm được tính toán từ tải trọng  $P$  thu được từ thí nghiệm theo sơ đồ chịu lực.

Bảng 4. So sánh khả năng chịu lực của dầm theo tính toán và thực nghiệm

Tên mẫu	Mô men thực nghiệm, $M_{gh,tn}$ (kNm)	Mô men tính theo ACI 318-19, $M_{gh,ACI}$ (kNm)	$\frac{M_{gh,tn}}{M_{gh,ACI}}$
BC-1	53,5	48,9	1,094
BC-2	50,3	48,9	1,029
BC-3	48,6	48,9	0,994

Tỷ số  $M_{gh,tn}/M_{gh,ACI}$  thu được cho thấy kết quả tính toán lý thuyết phù hợp với kết quả thu được từ thực nghiệm.

#### 4. Kết luận

Bài báo này trình bày kết quả nghiên cứu thực nghiệm về ảnh hưởng của mức độ ứng lực trước đến ứng xử uốn của dầm bê tông ứng lực trước bấm dính. Từ kết quả thực nghiệm thu được của 03 mẫu dầm với 3 mức ứng suất trước (40%, 60% và 80% giới hạn chảy của cáp), một số kết luận được rút ra như sau:

- Khả năng kháng nứt của dầm tỉ lệ thuận với mức độ ứng lực trước trong dầm. Mức độ ứng lực trước tăng lên 20% thì khả năng kháng nứt của dầm tăng lên từ 30% đến 41%.

- Trong gia đoạn làm việc sau khi nứt đến khi cốt thép chảy dẻo độ cứng của dầm tăng khi tăng mức độ ứng lực trước. Tuy nhiên, sau khi thép chảy dẻo thì độ cứng có xu hướng ngược lại, mức độ ứng lực trước cao nhất có độ cứng là bé nhất.

- Cả 03 mức độ ứng lực trước (40%, 60%, 80% giới hạn chảy của cáp) đều không ảnh hưởng nhiều đến tải trọng tại thời điểm cốt thép chịu kéo của dầm bị chảy dẻo. Trong khi đó, giới hạn bền của dầm giảm khi mức độ ứng lực trước tăng lên.

- Kết quả tính toán theo ACI 318-19 phù hợp với kết quả thí nghiệm, với tỉ lệ chênh lệch rất nhỏ từ 0,994 đến 1,094.

## Tài liệu tham khảo

- [1] Bình, N. N., Hiếu, N. T. Nghiên cứu thực nghiệm độ võng dài hạn của dầm bê tông cốt thép. *Tạp chí Khoa học Công nghệ Xây dựng - ĐHXDHN*, 23(1):34–41.
- [2] Radnić, J., Markić, R., Glibić, M., Čubela, D., Grgić, N. (2015). [Experimental testing of concrete beams with different levels of prestressing](#). *Proceedings of the Institution of Mechanical Engineers, Part L: Journal of Materials: Design and Applications*, 230(3):760–779.
- [3] Hùng, N. V., Huy, N. X., Đạt, P. X. (2018). [Nghiên cứu thực nghiệm và mô phỏng số cột bê tông cốt thép tiết diện chữ L chịu tải trọng động đất](#). *Journal of Science and Technology in Civil Engineering (STCE) - NUCE*, 12(2):11–17.
- [4] Hiếu, N. T., Hưng, Đ. V., Tuấn, N. A. (2023). [Nghiên cứu thực nghiệm ứng xử cắt của dầm bê tông cốt thép có lỗ mở hình tròn và hình chữ nhật trong nhịp chịu cắt](#). *Tạp chí Khoa học Công nghệ Xây dựng (TCKHCN XD) - ĐHXDHN*, 17(4V):91–99.
- [5] Nguyen, T. H., Nguyen, V. T., Pham, X. D., Nguyen, M. H., Le, P. L. (2023). [Experimental Study on the Strengthening Effect of CFRP Sheets on Corrosion-Damaged, Eccentrically Loaded Reinforced Concrete Columns](#). *International Journal of Civil Engineering*, 22(4):535–547.
- [6] Xue, Y.-J., Wang, W.-W., Wu, Z.-H., Hu, S., Tian, J. (2023). [Experimental study on flexural behavior of RC beams strengthened with FRP/SMA composites](#). *Engineering Structures*, 289:116288.
- [7] Xu, W., Wang, L. (2023). [Experimental study on the collapse-resistant performance of unbonded prestressed PC beam-column sub-assemblages with pinned connections](#). *Engineering Structures*, 279: 115637.
- [8] Xu, S., Xie, H., Li, Q., Hong, C., Liu, J., Wang, Q. (2023). [Bending performance of RC slabs strengthened by CFRP sheets using sprayed UHTCC as bonding layer: Experimental study and theoretical analysis](#). *Engineering Structures*, 292:116575.
- [9] Hop, T. (1991). [The effect of degree of prestressing and age of concrete beams on frequency and damping of their free vibration](#). *Materials and Structures*, 24(3):210–220.
- [10] Saiidi, M., Douglas, B., Feng, S. (1994). [Prestress force effect on vibration frequency of concrete bridges](#). *Journal of structural Engineering*, 120(7):2233–2241.
- [11] Miyamoto, A., Tei, K., Nakamura, H., Bull, J. W. (2000). Behavior of prestressed beam strengthened with external tendons. *Journal of Structural Engineering*, 126(9):1033–1044.
- [12] Lu, Z. R., Law, S. S. (2006). [Identification of prestress force from measured structural responses](#). *Mechanical Systems and Signal Processing*, 20(8):2186–2199.
- [13] Ng, C. K., Tan, K. H. (2006). [Flexural behaviour of externally prestressed beams. Part II: Experimental investigation](#). *Engineering Structures*, 28(4):622–633.
- [14] Chowdhury, S. H. (2008). Cracking and deflection behavior of partially pre-stressed high strength concrete beams. *Australasian Structural Engineering Conference, Melbourne Australia ASEC*, 26–27.
- [15] Jang, J.-B., Lee, H.-P., Hwang, K.-M., Song, Y.-C. (2010). [A sensitivity analysis of the key parameters for the prediction of the prestress force on bonded tendons](#). *Nuclear Engineering and Technology*, 42(3): 319–328.
- [16] Kim, J.-T., Park, J.-H., Hong, D.-S., Park, W.-S. (2010). [Hybrid health monitoring of prestressed concrete girder bridges by sequential vibration-impedance approaches](#). *Engineering Structures*, 32(1):115–128.
- [17] H. Salem, S., M. Hilal, K., K. Hassan, T., S. Essawy, A. (2013). [Experimental Behavior of Partially Prestressed High Strength Concrete Beams](#). *Open Journal of Civil Engineering*, 03(03):26–32.

- [18] Noh, M.-H., Seong, T.-R., Lee, J., Park, K.-S. (2015). [Experimental investigation of dynamic behavior of prestressed girders with internal tendons](#). *International Journal of Steel Structures*, 15(2):401–414.
- [19] Jiang, Q., Wang, H., Chong, X., Feng, Y., Ye, X. (2021). [Flexural behavior of high-strength, steel-reinforced, and prestressed concrete beams](#). *Frontiers of Structural and Civil Engineering*, 15(1):227–243.
- [20] Kim, J.-T., Yun, C.-B., Ryu, Y.-S., Cho, H.-M. (2004). [Identification of prestress-loss in PSC beams using modal information](#). *Structural Engineering and Mechanics*, 17(3\_4):467–482.
- [21] Jaiswal, O. R. (2008). [Effect of prestressing on the first flexural natural frequency of beams](#). *Structural Engineering and Mechanics, An Int'l Journal*, 28(5):515–524.
- [22] Gan, B.-Z., Chiew, S.-P., Lu, Y., Fung, T.-C. (2019). [The effect of prestressing force on natural frequencies of concrete beams – A numerical validation of existing experiments by modelling shrinkage crack closure](#). *Journal of Sound and Vibration*, 455:20–31.
- [23] Xiong, H.-X. (2009). Theoretical analysis of natural frequency of externally prestressed concrete beam based on rigidity correction. *Academic Journal of Xi'an Jiaotong University*, 31–35.
- [24] TCVN 5574:2018. *Thiết kế kết cấu bê tông và bê tông cốt thép*. Bộ Khoa học và Công nghệ, Việt Nam.
- [25] ACI Committee 318 (2019). *Building code requirements for structural concrete (ACI 318-05) and commentary (ACI 318R-05)*. American Concrete Institute, Farmington Hills, Mich.