

NGHIÊN CỨU THỰC NGHIỆM DẦM BÊ TÔNG CỐT THÉP GIA CƯỜNG BỞI NHIỀU THANH THÉP HÌNH CHỊU UỐN PHẪNG

Trần Văn Toàn¹

Tóm tắt: Bài báo này giới thiệu chương trình thực nghiệm để xác định hành vi và khả năng chịu lực thực sự của dầm bê tông cốt thép được gia cường bởi 3 thanh thép hình chịu uốn đơn. Đặc biệt, là quá trình chịu lực của dầm kể từ khi các vật liệu đạt đến biến dạng chảy dẻo cho đến khi đứt gãy. Nội dung bài báo bao gồm mô tả dầm thí nghiệm, thiết bị, vật liệu, sơ đồ và quá trình thực nghiệm. Thí nghiệm này được thực hiện tại Phòng thí nghiệm Cơ học kết cấu của Học viện Khoa học ứng dụng Quốc gia Rennes, Pháp (INSA de Rennes). Dầm thực nghiệm được giữ nguyên kích thước hình học mặt cắt và chiều dài, cũng như bố trí cốt thép phía trong dầm. Các dữ liệu đo đạc thu được sẽ được xử lý và phân tích để chỉ ra diễn biến truyền lực cơ học khi dầm chịu lực cho đến khi bị phá hủy.

Từ khóa: Thực nghiệm, dầm bê tông cốt cứng, thép hình, uốn đơn, chảy dẻo, đứt gãy.

1. ĐẶT VẤN ĐỀ

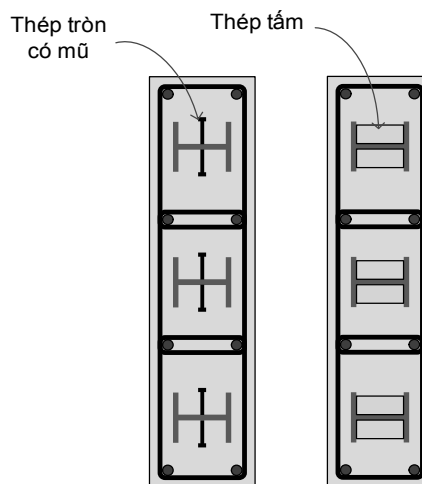
Thực tế hiện nay, kết cấu bê tông cốt thép được gia cường bởi nhiều thanh thép hình (Bê tông cốt cứng) được ứng dụng rất rộng rãi khi xây dựng các tòa nhà cao tầng như: Pearl River Tower (China), Modern Media Center (China), East Pacific Center (China), Shanghai Tower (China), One World Trade Center (USA), Willis Tower (USA), Trump Tower Chicago (USA), Empire State Building (USA), Bank of America Tower (USA), Midtown Tower (Japan), Tokyo Metropolitan Building (Japan), NTT DoCoMo Yoyogi Building (Japan),... Dạng kết cấu này đã được một số tác giả trên thế giới nghiên cứu: Trung Quốc, Nhật, Mỹ, Bỉ,... Nhưng chưa có chỉ dẫn tính toán thiết kế cho loại kết cấu này mà các tiêu chuẩn như Eurocode 4 (EUROCODE 4, 2005) và AISC2010 (AISC2010, 2010) mới dừng lại ở chỉ dẫn thiết kế cho việc tăng cường trong kết cấu bê tông cốt thép bằng một thanh thép hình. Vì vậy, việc xác định khả năng chịu lực thực sự của kết cấu dầm bê tông cốt cứng thông qua thực nghiệm là rất cần thiết. Từ đó, chúng ta sẽ có cơ sở để đề xuất phương pháp thiết kế và mô phỏng sự làm việc của dạng kết cấu này trên mô hình số. Trong phạm vi bài báo này, chúng tôi sẽ giới thiệu chi tiết quá

trình thực nghiệm dầm bê tông cốt cứng chịu uốn phẳng.

2. MÔ TẢ THÍ NGHIỆM

2.1. Mô tả mẫu dầm thực nghiệm

Sơ đồ tổng thể về cấu tạo mẫu và bố trí tải trọng như Hình 1. Mặt cắt ngang dầm có dạng hình chữ nhật 250x900mm với 8 ϕ 20mm thép dọc và 3 HEB 100 thép hình (ngoài ra, còn có 10 ϕ 6mm gia cố bê tông tại vị trí đặt tải) và 20 ϕ 6mm gia cố tại vị trí 2 gối tựa), chiều dài dầm 5000mm (Hình 3, Hình 4 và Hình 5). Dầm được đặt trên 2 gối tựa cách nhau $2L=3750$ mm, có tải trọng đặt ở giữa (Hình 2).

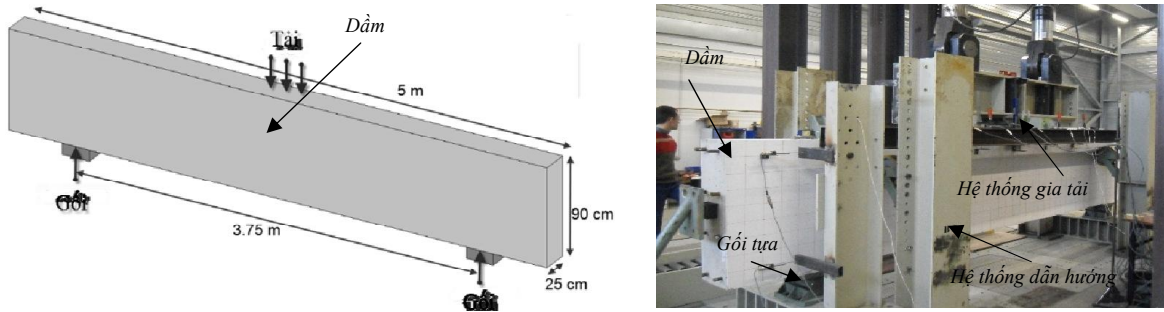


Hình 1. Mặt cắt ngang dầm bê tông cốt cứng

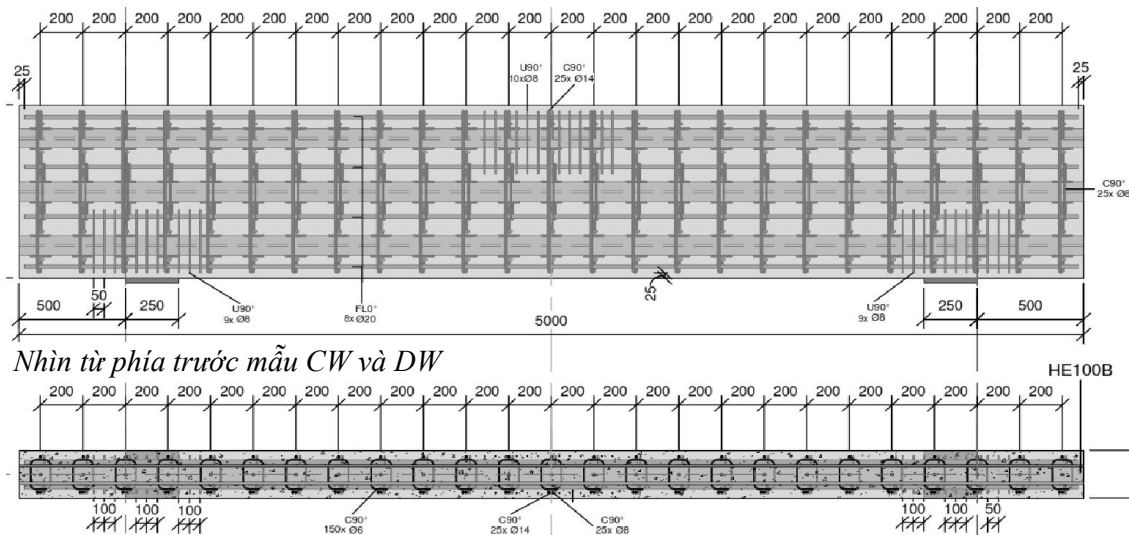
¹ Khoa Công trình, Trường Đại học Thủy lợi.

Bảng 1. Mô tả chi tiết các mẫu thí nghiệm

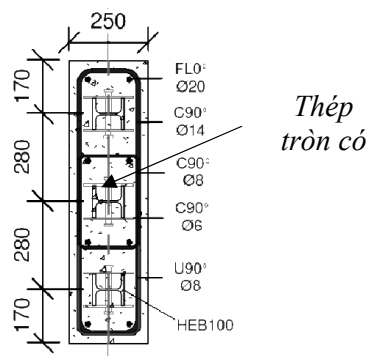
Tên mẫu	Thép hình	Cốt thép dọc	Cốt thép đai	Khoảng cách thép đai	Kết nối giữa thép hình và bê tông	Khoảng cách giữa các kết nối
CW	3HEB100	8 HA 20	25 HA 14	20 cm	50 thanh Nelson S3L16-75	20 cm
DW	3HEB100	25 HA 14	20 cm	34 tấm 80x40x10	30 cm	



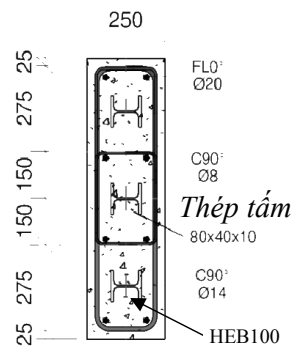
Hình 2. Sơ đồ thực nghiệm



Hình 3. Bố trí chi tiết cốt thép mẫu CW và DW



Hình 4. Mặt cắt ngang mẫu CW



Hình 5. Mặt cắt ngang mẫu DW

2.2. Chế tạo mẫu đầm thực nghiệm

Mẫu đầm thực nghiệm được gia công và chế tạo tại Phòng thí nghiệm Kết cấu thuộc INSA Rennes, Pháp. Ở đây, tất cả vật liệu sử dụng, quy trình sản xuất, cũng như đổ bê tông, bảo dưỡng mẫu đều tuân thủ các quy phạm hiện hành về thi công và nghiệm thu kết cấu bê tông cốt thép thực tế. Mẫu sẽ được bảo dưỡng đủ 28 ngày mới tiến hành thí nghiệm (Hình 6).

2.3. Vật liệu

Bê tông sử dụng để đúc mẫu thí nghiệm là

C30 theo tiêu chuẩn Eurocode 2. Ở tuổi 28 ngày, cường độ chịu nén của bê tông đạt $f_{cm} = 27,67$ MPa (Hình 8). Thí nghiệm theo (NFEN12390 - 32003, 2003).

Cốt thép gia cường ở đây là loại thép có gờ S500 B theo tiêu chuẩn Eurocode 2 và S460 theo tiêu chuẩn Eurocode 3 (EUROCODE 3, 2005) cho thép hình HEB 100. Các giá trị ứng suất chảy dẻo (f_y), ứng suất lớn nhất (f_u) và mô đun đàn hồi (E_s) được xác định thông qua thí nghiệm (xem Bảng 3, Hình 9 và Hình 10). Thí nghiệm theo (EN100021, 2001).



Hình 6. Các bước chế tạo mẫu

a) Cốt thép và các điểm đo biến dạng của thép; b) Đổ bê tông mẫu;

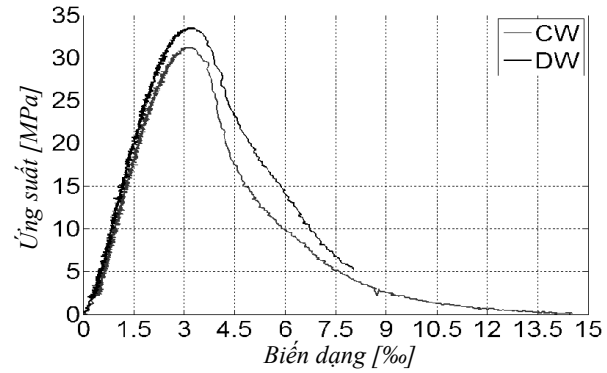
c) Lấy mẫu thí nghiệm kiểm tra cường độ bê tông; d) Mẫu đầm thí nghiệm hoàn thành.

Bảng 2. Mô tả chi tiết các mẫu thí nghiệm

Tên mẫu	Tuổi 28 ngày		Ở tuổi thực hiện thí nghiệm		
	Số lượng thí nghiệm	Cường độ lớn nhất f_{cm} (MPa)	Số lượng thí nghiệm	Cường độ lớn nhất f_{cm} (MPa)	Số ngày tuổi (ngày)
CW	3	27,67	3	32,00	110
DW			3	32,73	165



Hình 7. Thí nghiệm nén mẫu bê tông



Hình 8. Đường cong ứng suất nén của bê tông

Bảng 3. Kết quả thí nghiệm thép

Loại thép	f_y (MPa)	f_u (MPa)	f_u/f_y	E_s (GPa)
φ 20 mm	383,91	542,62	1,41	210,74
φ 14 mm	633,26	656,34	1,04	207,46
HEB100	462,65	583,50	1,26	214,45

Với: f_y – là cường độ chịu kéo của thép ở giới hạn chảy dẻo (MPa); f_u – là cường độ chịu kéo lớn nhất của thép (MPa) và E_s – là mô đun đàn hồi của thép.

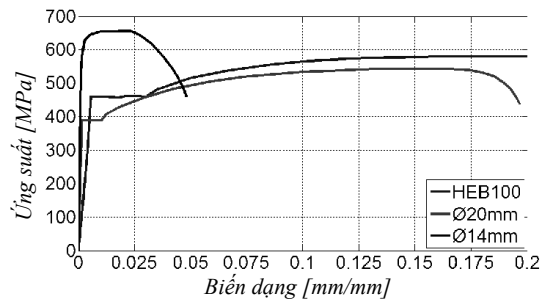
2.4. Lắp đặt mẫu thí nghiệm

Dầm thí nghiệm được chế tạo và lắp đặt dưới dạng dầm chịu uốn đơn, dầm được giữ trên 2 gối

tựa bởi 4 dầm có gắn bánh xe định hướng luôn áp sát bề mặt dầm. Gối tựa, 4 tấm PTFE và 4 dầm định hướng này có nhiệm vụ hạn chế chuyển vị theo phương ngang, góc xoay quanh trục dầm, góc xoay quanh trục thẳng đứng nhưng không hạn chế chuyển vị theo phương dọc trục dầm và phương thẳng đứng (Van-Toan TRAN, 2015).



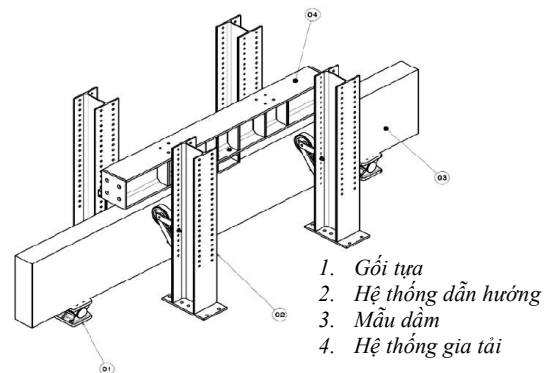
Hình 9. Thí nghiệm kéo thép



Hình 10. Đường cong ứng suất kéo của thép



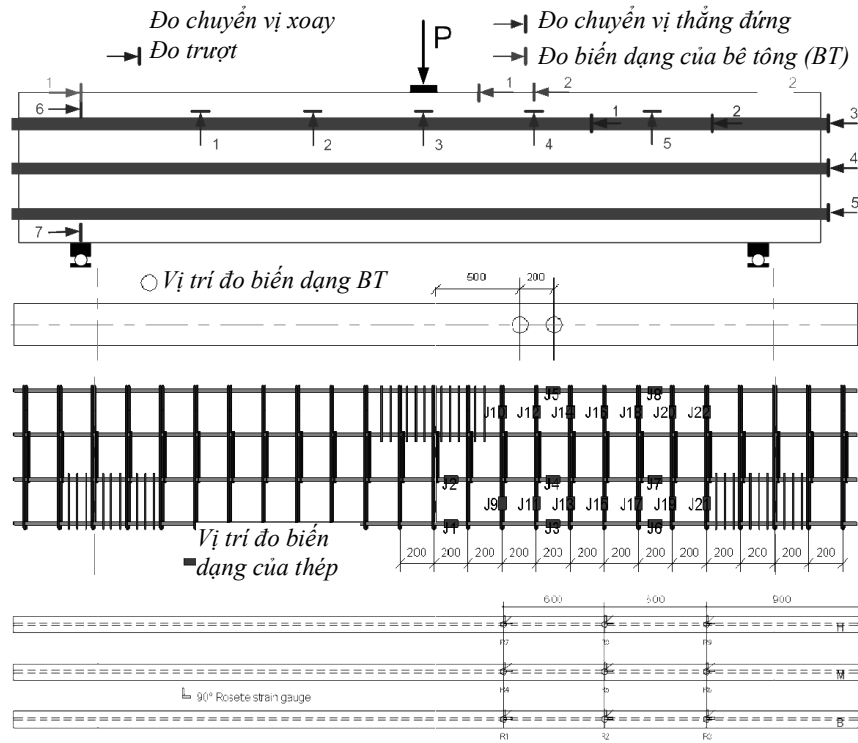
Hình 11. Lắp đặt mẫu thí nghiệm



Lực tác dụng lên dầm được đặt ở giữa nhịp bởi 2 xi lanh thủy lực có khả năng gia tải đến 1500kN (mỗi xi lanh). Các xi lanh gia tải được vận hành dưới dạng cùng chuyển vị theo thời gian. Toàn bộ hệ

thống thí nghiệm được đặt trên hệ thống giàn thép IPE400 chia thành ô lưới 1250x1250mm (Hình 11).

2.5. Hệ thống thiết bị đo đặc biệt dạng và chuyển vị



Hình 12. Chi tiết vị trí lắp đặt các thiết bị đo

Hệ thống thiết bị đo đặc bao gồm nhiều dụng cụ được đặt ở các vị trí khác nhau, cả trong và ngoài dầm. Có 4 đầu đo lực và 2 đầu đo chuyển vị được gắn trực tiếp trên 2 xi lanh gia tải. Để đo biến dạng uốn của dầm, 5 đầu đo chuyển vị được gắn dọc theo trục dầm. Để tránh sai số về chuyển vị, 2 đầu đo chuyển vị được gắn thêm tại vị trí giữa dầm. Để đo chuyển vị xoay của mặt cắt ngang dầm, 2 đầu đo góc xoay được đặt phía trên dầm tại vị trí 2 gối tựa. Để đo chuyển vị dọc của dọc, 2 đầu đo chuyển vị được gắn ở phía cuối dầm. Để đo sự trượt giữa thép hình và bê tông xung quanh, 2 đầu đo chuyển vị được gắn trên thanh thép hình phía trên (Hình 12).

Để đo biến dạng do kéo nén của thép, 9 đầu đo biến dạng 3 chiều được gắn trên các thanh thép hình, 22 đầu đo biến dạng đã được gắn lên khung thép chịu lực (với 8 đầu đo gắn trên các thanh thép dọc và 14 đầu đo gắn trên các thanh thép đai). Ngoài ra, để đo biến dạng nén của bê tông, 2 đầu đo biến dạng đã được gắn trên bề

mặt bê tông phía trên dầm thí nghiệm. Chi tiết vị trí được thể hiện trên Hình 12.

3. KẾT QUẢ THÍ NGHIỆM

Quá trình gia tải để uốn dầm cho đến khi dầm bị phá hủy, những diễn biến về nứt trên bề mặt bê tông sẽ được vẽ lại để làm cơ sở đánh giá sự truyền lực cơ học trong dầm. Sau nữa, các dữ liệu thu được từ các đầu đo chuyển vị, biến dạng gắn trên mẫu dầm sẽ được xử lý và phân tích. Ngoài ra, các pha nứt, mô hình phá hủy cũng sẽ được phân tích.

Kết quả thí nghiệm chỉ ra rằng các mẫu dầm bê tông cốt cứng bị phá hủy bởi uốn và cắt. Quá trình phá hủy được chia thành 3 pha như sau:

Pha 1-Uốn thuần túy: Các vết nứt do uốn (theo phương thẳng đứng, bắt đầu từ phía dưới và phát triển dần lên phía trên) xuất hiện và phát triển rất nhanh ở vị trí giữa nhịp khi gia tăng tải trọng ở các xi lanh (Hình 15 và Hình 18).

Pha 2-Uốn và cắt đồng thời: Tiếp tục tăng tải thì các vết nứt do uốn ở giữa dầm tiếp tục phát

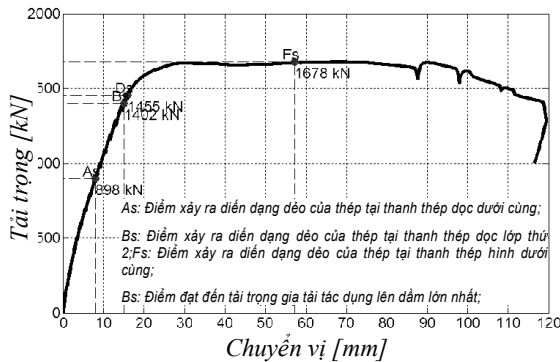
triển và mở rộng thêm, các vết nứt mới phát triển thêm về phía 3 gối tựa. Đồng thời xuất hiện thêm các vết nứt chéo hướng từ trên điểm đặt lực về phía 2 gối tựa do mô men uốn và lực cắt gây ra (Hình 16 và Hình 19).

Pha 3-Cắt thuận túy: Các vết nứt do uốn và cắt không phát triển thêm mà chủ yếu xuất hiện mới các vết nứt có hướng nghiêng khoảng 45° trên bề mặt dầm, đặc biệt xuất hiện nhiều xung quanh điểm đặt lực gia tải (Hình 17 và Hình 20).

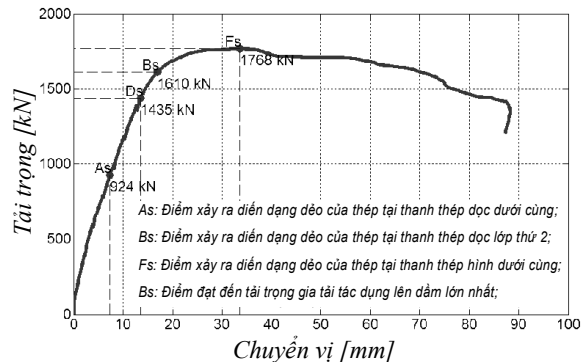
Có thể thấy rằng biến dạng dẻo của thép xảy ra đầu tiên ở lớp thép chịu lực dưới cùng (thứ 1) ứng với điểm A_s và chuyển vị là Δ_{A_s} , sau đó đến biến dạng dẻo của lớp thép phía trên (lớp 2) ứng với điểm B_s và chuyển vị Δ_{B_s} hoặc là lớp thép hình dưới cùng (điểm D_s và chuyển vị là Δ_{D_s}). Khả năng chịu tải lớn nhất của dầm tương ứng

tại điểm F_s và Δ_{F_s} (xem Sau khi khả năng chịu tải của dầm đạt 910,8kN (chuyển vị 7,7mm) tương ứng với lớp thép 1 đạt đến chảy dẻo thì dầm vẫn tiếp tục làm việc và khả năng chịu tải thực tế vẫn tăng lên. Khả năng chịu tải của dầm đạt đến giai đoạn chảy dẻo chung xác định theo (Li Bo và nnk) là 1447,4kN (chuyển vị 15,9mm). Và thực tế thông qua thí nghiệm này, sau khi dầm đạt đến giai đoạn chảy dẻo chung thì khả năng chịu tải của dầm vẫn tiếp tục tăng lên đến khi phá hủy là 1722,8kN khi chuyển vị tăng lên đến 45,4mm. Điều đó cho thấy khả năng chịu tải thực sự của dầm thực tế lớn hơn 19% so với tính toán thiết kế của Bo Li.

Bảng 4, (Bảng 5 và các Hình 13 và Hình 14). Điểm chịu tải mà dầm đạt đến biến dạng dẻo chung (F_y và Δ_{F_y}) được xác định theo phương pháp của Bo Li (Li Bo và nnk).



Hình 13. Đường cong tải trọng và chuyển vị tại vị trí giữa dầm mẫu CW



Hình 141. Đường cong tải trọng và chuyển vị tại vị trí giữa dầm mẫu DW

Sau khi khả năng chịu tải của dầm đạt 910,8kN (chuyển vị 7,7mm) tương ứng với lớp thép 1 đạt đến chảy dẻo thì dầm vẫn tiếp tục làm việc và khả năng chịu tải thực tế vẫn tăng lên. Khả năng chịu tải của dầm đạt đến giai đoạn chảy dẻo chung xác định theo (Li Bo và nnk) là 1447,4kN (chuyển vị 15,9mm). Và thực tế

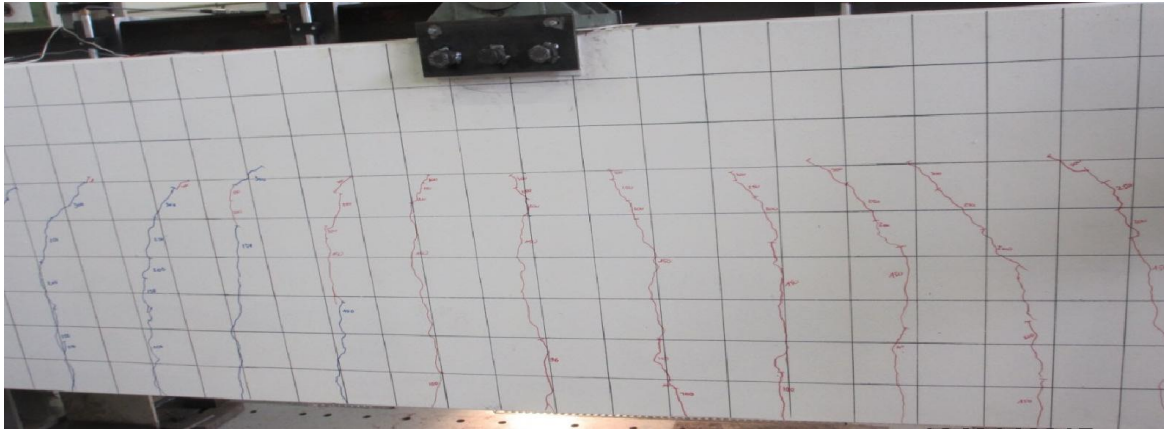
thông qua thí nghiệm này, sau khi dầm đạt đến giai đoạn chảy dẻo chung thì khả năng chịu tải của dầm vẫn tiếp tục tăng lên đến khi phá hủy là 1722,8kN khi chuyển vị tăng lên đến 45,4mm. Điều đó cho thấy khả năng chịu tải thực sự của dầm thực tế lớn hơn 19% so với tính toán thiết kế của Bo Li.

Bảng 4. Các điểm đặc biệt của tải trọng ứng với các biến dạng dẻo của thép

Mẫu	Điểm chảy dẻo A_s		Điểm chảy dẻo B_s		Điểm chảy dẻo D_s	
	Điểm đo	Chảy dẻo của thép chịu lực	Điểm đo	Chảy dẻo của thép chịu lực	Điểm đo	Chảy dẻo của thép hình
CW	J1	Thép chịu lực uốn lớp 1	J4	Chảy dẻo của thép chịu lực	R1	Thanh thép hình dưới cùng
DW	J1	Thép chịu lực uốn lớp 1	J4	Chảy dẻo của thép chịu lực	R1	Thanh thép hình dưới cùng

Bảng 5. Các điểm đặc biệt của tải trọng ứng với chuyển vị của điểm giữa nhịp dầm

Mẫu	Điểm chảy dẻo A_s		Điểm chảy dẻo B_s		Điểm chảy dẻo D_s		Điểm có lực lớn nhất F_s		Điểm chảy dẻo F_y		Mô hình phá hủy
	F_{As} (kN)	Δ_{As} (mm)	F_{Bs} (kN)	Δ_{Bs} (mm)	F_{Ds} (kN)	Δ_{Ds} (mm)	F_{Fs} (kN)	Δ_{Fs} (mm)	F_{Fy} (kN)	Δ_{Fy} (mm)	
CW	897,6	7,9	1402,0	15,1	1455,3	15,9	1677,9	57,2	1428,1	16,4	Uốn và cắt
DW	924,0	7,4	1610,3	16,9	1435,5	13,5	1767,6	33,6	1466,6	15,3	Uốn và cắt
<i>Trung bình</i>	910,8	7,7	1506,2	16,0	1445,4	14,7	1722,8	45,4	1447,4	15,9	



Hình 15. CW-Pha 1: Các vết nứt xuất hiện khi gia tải đạt 600kN



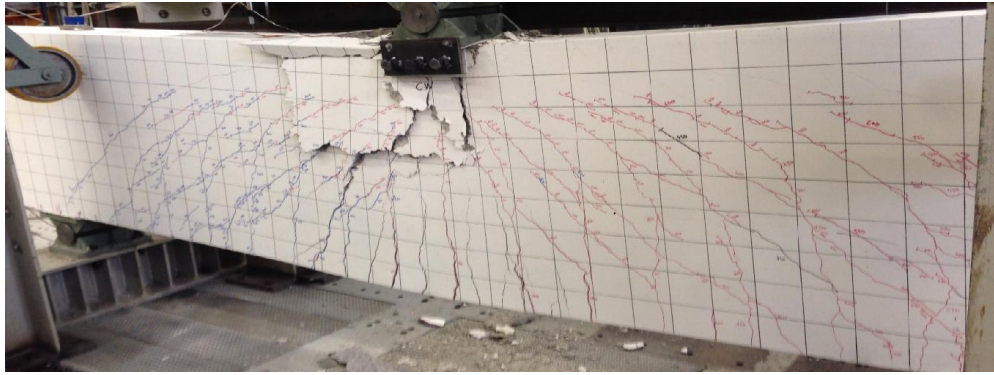
Hình 16. CW-Pha 2 và pha 3: Các vết nứt chéo xuất hiện do uốn và cắt

4. KẾT LUẬN

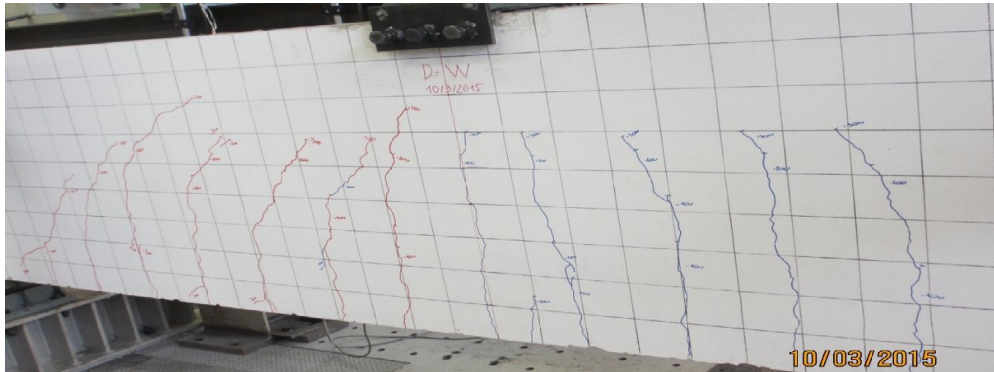
Như vậy, thông qua quá trình thực nghiệm, ta thấy rõ rằng dầm bê tông cốt cứng bị phá hủy theo mô hình uốn-cắt bởi sự chảy dẻo đến đứt của các lớp thép chịu lực. Điều này được thể hiện rõ thông qua các số liệu đo đạc về biến dạng cốt thép trong các mẫu và quá trình quan sát sự phát triển vết nứt trên bề mặt dầm.

Dầm BTCT thông thường có khả năng chịu

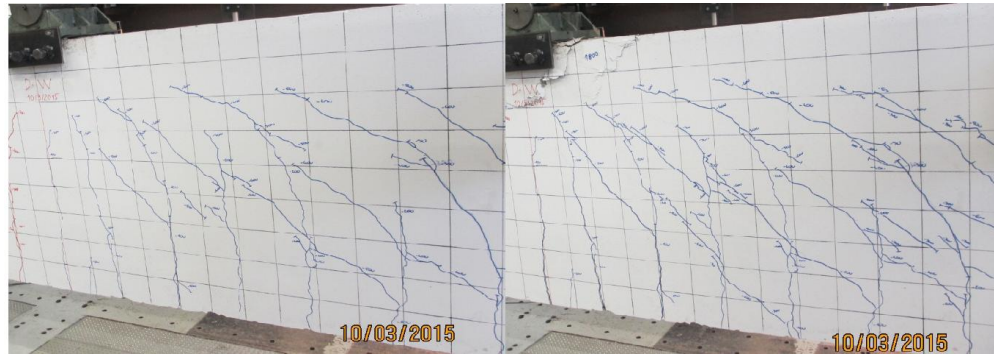
uốn ứng với tải trọng lớn nhất là 721,3kN (Trần Văn Toàn, 2016), trong khi đó dầm BTCT với sự tăng cường bởi 3 thanh thép hình HEB100 có thì khả năng chịu uốn ứng với tải trọng lớn nhất của các mẫu CW và DW tương ứng là 1677,9 kN và 1767,6kN (Bảng 5). Như vậy, khả năng chịu uốn của dầm bê tông cốt cứng tăng lên (2,3-2,5) lần so với dầm BTCT thông thường.



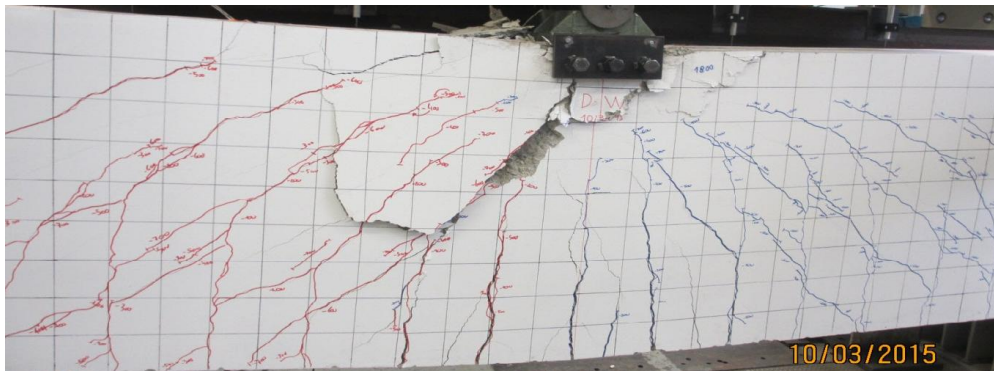
Hình 17. CW-Mô hình vết nứt ở giai đoạn cuối trước khi dầm bị gãy



Hình 18. DW-Pha 1: Các vết nứt xuất hiện khi gia tải đạt 600kN



Hình 19. DW-Pha 2 và pha 3: Các vết nứt chéo xuất hiện do uốn và cắt



Hình 20. DW: Mô hình vết nứt ở giai đoạn cuối trước khi dầm bị gãy

Kết quả thí nghiệm thu được phản ánh đúng là cơ sở để đề xuất phương pháp tính toán thiết thực tế làm việc của dầm bê tông cốt cứng. Đây kế và mô hình số hóa phân tích loại kết cấu này.

TÀI LIỆU THAM KHẢO

- Trần Văn Toàn, (2016), *Nghiên cứu thực nghiệm dầm bê tông cốt thép chịu uốn đơn*, Tạp chí Tài nguyên nước số 02 (04-2016), Hội Thủy lợi.
- AISC2010, (2010), *Specification for structural steel buildings*, American Concrete Institute.
- EN100021, (2001), *Metallic materials - tensile testing - part 1: Method of test at ambient temperature*, American Concrete Institute.
- EUROCODE 3, (2005), *Design of steel structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings*, The European Union Per Regulation
- EUROCODE 4, (2005), *Design of composite steel and concrete structures. Part 1.1: General rules and rules for buildings*, The European Union Per Regulation.
- Li Bo and al. (2013), *Experimental investigation on reinforced concrete interior beam-column joints rehabilitated by ferrocement jackets*, *Engineering Structures*, 56:897-909.
- NFEN12390-32003, (2003), *Testing hardened concrete. Compressive strength of test specimens*, The European Union Per Regulation.
- Van-Toan TRAN, (2015), *Thèse “Etude numérique et expérimentale des murs en béton armé renforcés par plusieurs profilés métalliques totalement enrobés”*, INSA Rennes, France.

Abstract:

EXPERIMENTAL STUDY OF COMPOSITE STEEL-CONCRETE COLUMN WITH SEVERAL FULLY ENCASED STEEL PROFILES SUBJECTED TO SIMPLE BENDING

The article presents the details of the experimental program dealing with the behavior and the real load bearing capacity of composite steel-concrete beam with several fully encased steel profiles (hybrid steel-concrete beam) subjected to simple bending. Especially identify the bearing capacity while the materials were yielded until failure. Contents of the paper consist: descriptions of the specimens and their fabrication, material property information and test layout and procedure details. These test specimens were prepared and tested at the Structures Laboratory of the INSA Rennes, France (National Institute of Applied Sciences of Rennes). The experimental beam full scaled the sectional geometry size and length, as well as the layout of reinforcing steel. The measurement data obtained will be processed and analyzed in the detail to point out the mechanical force transmission behavior inside the reinforced concrete beam under simple bending until failure.

Keywords: Experiment, hybrid steel-concrete beam, profile, simple bending, plastic, failure.

BBT nhận bài: 26/11/2016

Phản biện xong: 21/02/2017