

Nghiên cứu đánh giá sức kháng uốn của dầm bê tông cốt thép sử dụng bê tông tính năng siêu cao - UHPC

Research and evaluation of flexural strength of reinforced concrete beams using Ultra-High - Performance concrete

> TS TRẦN VIỆT HƯNG

Trường Đại học Giao thông vận tải

Email: hungtv@utc.edu.vn

TÓM TẮT

Vật liệu bê tông tính năng siêu cao hay còn gọi là UHPC đã được nghiên cứu và sử dụng rộng rãi trên thế giới hơn 40 năm nay. UHPC là một vật liệu composite gốc xi măng thường sử dụng tỷ lệ N/X nhỏ, tối ưu hóa kích thước hạt cốt liệu và luôn có sợi thép. Chính những yếu tố này đã làm cho UHPC có nhiều tính năng vượt trội so với bê tông thường (NSC) hay bê tông cường độ cao (HSC) như cường độ chịu nén siêu cao, tăng tính năng dẻo dai khi chịu tải, sức kháng lại các tác động của môi trường cao. Bài báo trình bày đánh giá các dự tính sức kháng uốn của dầm UHPC theo một số tiêu chuẩn trên thế giới.

Từ khóa: Bê tông tính năng siêu cao; UHPC; sợi thép; ứng xử uốn; sức kháng uốn; dầm.

ABSTRACT

Ultra-high-performance concrete (UHPC) has been widely studied and used worldwide for over 40 years. UHPC is a cement-based composite material that typically uses a low water-to-cement ratio, optimizes aggregate particle size and always includes steel fibers. These factors give UHPC many superior properties compared to conventional concrete (NSC) or high-strength concrete (HSC), such as ultra-high compressive strength, increased ductility under load and high resistance to environmental impacts. This paper presents an evaluation of the predicted flexural strength of UHPC beams according to several international standards.

Keywords: Ultra-high-performance concrete; UHPC; steel fiber; flexural behavior; flexural resistance, beam.

1. ĐẶT VẤN ĐỀ

Bê tông tính năng siêu cao (UHPC) hiện đã được sử dụng rộng rãi trên thế giới cũng như ở Việt Nam. Trên thế giới, các công trình đã sử dụng UHPC có thể kể đến như: 1) Cầu dành cho người đi bộ ở Canada, đây là một trong những ứng dụng UHPC đầu tiên ở Bắc Mỹ vào năm 1997; 2) Cầu bản composite UHPC tại Sân bay quốc tế Tokyo, đây là cây cầu đường bộ UHPC được xây dựng vào năm 2008; nhiều cây cầu và các công trình xây dựng sử dụng UHPC đã được xây dựng ở Đức, Úc, Áo, Hàn Quốc, Thụy Sĩ... Tại Việt Nam phải kể tới đóng góp gần đây là đã sử dụng UHPC để sửa chữa mặt cầu Thăng Long năm 2020 đã rất thành công.

Trên thế giới, các tiêu chuẩn kỹ thuật cho việc sử dụng UHPC đã được xuất bản ở nhiều quốc gia, có thể kể đến như: Tại Pháp là tiêu chuẩn NF P18-710 [10]; tại châu Âu fib Model Code

2020/2023 (MC2020)[8]; tại Mỹ có các báo cáo của Viện Bê tông Hoa Kỳ ACI239R-18 "Ultra-High-Performance Concrete: An Emerging Technology Report" [2]; FHWA-HRT-23-077- Báo cáo về thiết kế kết cấu với UHPC [5]; Báo cáo Cục Quản lý Đường bộ Liên bang (FHWA) - Structural Design with UHPC Workshop Manual FHWA-RC-24-0006 [6]. Các tiêu chuẩn trên thường phải kết hợp hoặc tham khảo các tiêu chuẩn về kết cấu bê tông như: Ở Pháp hoặc châu Âu là Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1.1: General rules and rules for buildings [4]; tại Mỹ là ACI 544.4R-18 - Guide to Design with Fiber-Reinforced Concrete [3]; ACI 318-19 - Building Code Requirements for Structural Concrete [1]. Vấn đề đặt ra ở đây là cần đánh giá sức kháng uốn của dầm bê tông cốt thép sử dụng bê tông UHPC và so sánh với thực nghiệm.

2. ỨNG XỬ UỐN CỦA DẪM BÊ TÔNG UHPC

Các kết cấu bê tông cốt thép sử dụng bê tông thường và bê tông cường độ cao thường có nhược điểm cường độ chịu kéo và tính dẻo thấp, do vậy độ võng sau khi nứt thường tăng khá nhanh. Các dầm bê tông cốt thép sử dụng bê tông UHPC có thể khắc phục các nhược điểm này, lý do là UHPC luôn được gia cường bằng sợi thép. Đặc điểm của UHPC làm tăng tính dẻo đã được Byung Hwan Oh nghiên cứu năm 1992 [11] và năm 1994 [12]. Chúng ta biết rằng UHPC có độ dẻo cao là do các sợi thép nối qua giữa các vết nứt, đây chính là nguyên nhân của cường độ kéo dư sau nứt của UHPC.

Khi chịu uốn trạng thái ứng suất biến dạng trên tiết diện thẳng góc của dầm bê tông cốt thép sử dụng bê tông UHPC cũng trải qua 3 giai đoạn gồm:

1) Giai đoạn chưa xuất hiện vết nứt: Quan hệ ứng suất-biến dạng cũng như quan hệ mô-men - độ cong là tuyến tính. Điểm kết thúc giai đoạn này là khi ứng suất ở thớ bê tông ngoài cùng đạt tới cường độ chịu kéo giới hạn.

2) Giai đoạn đã nứt: Sau khi vết nứt xuất hiện với bê tông thường hoặc bê tông cường độ cao vết nứt sẽ lan nhanh lên phía trục trung hòa của dầm và các giả thiết thường bỏ qua sức kháng kéo của bê tông. Nhưng trong dầm bê tông UHPC, nó thường khác lý do là các sợi thép trong bê tông UHPC làm cầu nối các vết nứt, điều này làm cho phần tiết diện bê tông nằm trong vùng kéo dưới trục trung hòa có ứng suất kéo dư sau nứt đóng góp tạo nên sức kháng uốn của mặt cắt dầm. Điểm kết thúc của giai đoạn này thường là khi ứng suất trong cốt thép dọc chịu kéo đạt tới cường độ chảy.

3) Giai đoạn phá hoại: Khi cốt thép dọc đã chảy vết nứt sẽ mở rộng nhanh, độ võng tăng nhanh, vùng bê tông chịu nén trên trục trung hòa thu hẹp lại và ứng suất nén trong bê tông sẽ tăng nhanh. Phá hoại có thể xảy ra từ vùng kéo hoặc đồng thời từ vùng kéo và vùng nén.

Sức kháng uốn của mặt cắt thường dựa trên giai đoạn phá hoại. Tuy nhiên, quy định chi tiết phụ thuộc vào các tiêu chuẩn cụ thể.

3. TIÊU CHUẨN NF P18-710

Mục 6.1 của tiêu chuẩn NF P18-710 đưa ra các giả thiết để xác định sức kháng uốn như sau:

- Các mặt cắt phẳng vẫn giữ nguyên dạng phẳng;
- Đối với một trạng thái biến dạng nhất định, ứng suất trong UHPFRC chịu nén hoặc chịu kéo được suy ra từ các biểu đồ được đưa ra trong Mục 3.1.7;
- Biến dạng trong cốt thép dính bám hoặc dây cáp ứng suất trước liên kết, dù là chịu kéo hay chịu nén đều giống với biến dạng trong UHPFRC xung quanh;
- Ứng suất trong cốt thép hoặc thép ứng suất trước được suy ra từ các đường cong thiết kế trong Mục 3.2.7 và 3.3.6;
- Biến dạng ban đầu trong cốt thép ứng suất trước được tính đến khi đánh giá ứng suất trong bó cáp.

Sơ đồ biến dạng tương đối cho phép ở ULS đối với UHPC có cốt thép hoặc cốt thép dự ứng lực như Hình 1.

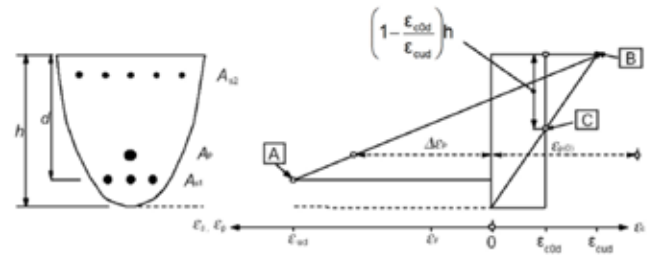
Các giá trị ϵ_{cod} và ϵ_{cud} theo Điều 3.1.7.2 của NF P18-710 được lấy như sau:

$$\epsilon_{c0d} = \frac{f_{cd}}{E_{cm}} \quad (1)$$

$$\epsilon_{cud} = \left(1 + 14 \frac{f_{ctm}}{K_{global} f_{cm}} \right) \epsilon_{c0d} \quad (2)$$

K_{global} là hệ số định hướng liên quan đến các hiệu ứng tổng thể, theo Điều 4.4.3 của NF P18-470 thì $K_{global} = 1,25$; f_{cd} - Cường độ nén

thiết kế của UHPC; E_{cm} - Mô-đun đàn hồi của UHPC; ϵ_{cud} thường lấy bằng 0,0035.



- A** - Giới hạn biến dạng kéo của cốt thép
- B** - Giới hạn biến dạng nén của UHPFRC
- C** - Giới hạn biến dạng nén thuần túy của UHPFRC

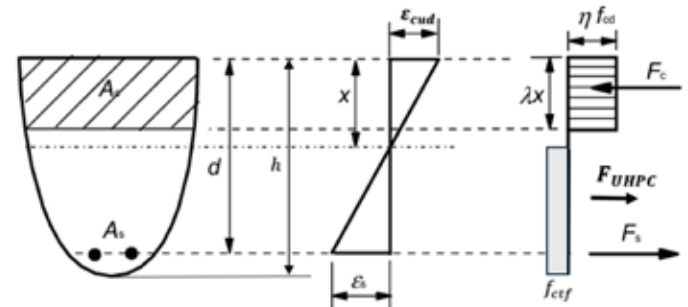
Hình 1. Sơ đồ biến dạng tương đối cho phép ở ULS đối với UHPFRC

Giá trị giới hạn biến dạng ϵ_{ud} của thép được NF P18-710 khuyến cáo lấy theo EN1992-1-1.

$$\epsilon_{ud} = \frac{f_{yd}}{E_s} \quad (3)$$

Trong đó: f_{yd} - Cường độ chịu kéo thiết kế của thép; E_s - Mô-đun đàn hồi của thép;

Sức kháng uốn của mặt cắt chỉ có cốt thép không dự ứng lực được tính từ sơ đồ trên Hình 2 sau:



Hình 2. Sơ đồ biến dạng ứng suất ở ULS đối với UHPC theo EC2

$$\lambda = 0,8 - \frac{f_{ck} - 50}{400}; \quad \text{for } 50 < f_{ck} \leq 100 \text{ MPa} \quad (4)$$

$$\eta = 1 - \frac{f_{ck} - 50}{200}; \quad \text{for } 50 < f_{ck} \leq 100 \text{ MPa} \quad (5)$$

Trong đó: f_{ck} - Cường độ chịu nén đặc trưng của bê tông; f_{ctf} - Cường độ chịu kéo của UHPC.

$$x = \frac{A_s f_{yd} + f_{ctf} b h}{\eta f_{cd} b \lambda + f_{ctf} b} \quad (6)$$

$$M = A_s f_{yd} (d - 0,5 \lambda x) + f_{ctf} b (h - x) \frac{1}{2} [h - (1 - \lambda) x] \quad (7)$$

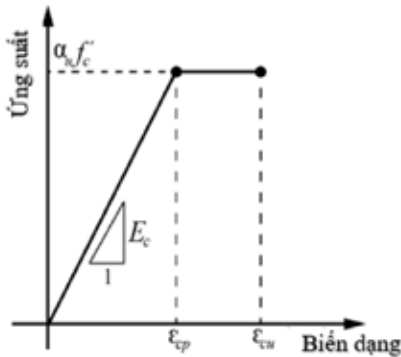
4. HƯỚNG DẪN THIẾT KẾ CỦA FHWA

Cục Quản lý đường cao tốc Liên bang Mỹ (FHWA) đưa ra các báo cáo liên quan tới UHPC là: FHWA-HRT-23-077 và FHWA-RC-24-0006.

Mục 1.6.2 của FHWA-HRT-23-077 đưa ra các giả thiết ở trạng thái giới hạn cường độ và đặc biệt như sau:

- Trong các cấu kiện có cốt thép dính bám biến dạng tỷ lệ thuận với khoảng cách từ trục trung hòa;
- Nếu UHPC không bị kiểm chế, biến dạng sử dụng tối đa tại điểm cực trị của sợi nén UHPC không được lớn hơn biến dạng nén

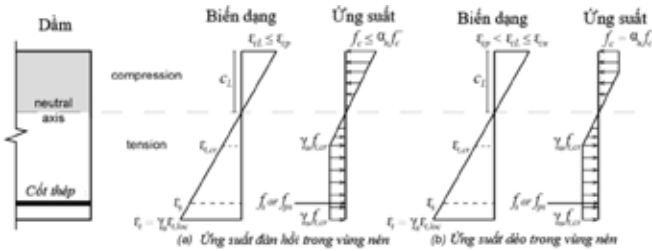
tối đa, $\epsilon_{cu} = \max(\epsilon_{cp}; 0,0035)$;
 - Giả định rằng sự phân bố ứng suất-biến dạng nén của UHPC tuân theo mô hình thiết kế nén đơn trục như Hình 3.



Hình 3. Mô hình ứng suất-biến dạng nén lý tưởng cho UHPC

- Trong các cấu kiện có cốt thép ứng suất trước và không ứng suất trước, biến dạng có thể sử dụng tối đa tại thớ kéo UHPC cực đại không lớn hơn $\gamma_u \epsilon_{cp,loc}$.
 - Trong các cấu kiện không có cốt thép chịu kéo, độ biến dạng tối đa có thể sử dụng được trong sợi chịu kéo UHPC cực đại không lớn hơn $0,5 \gamma_u \epsilon_{cp,loc}$.

Sức kháng uốn danh định của mặt cắt được tính từ sơ đồ trên Hình 4 sau:



Hình 4. Điều kiện ứng suất và biến dạng của các tiết diện UHPC chịu uốn tại thời điểm bắt đầu sự tập trung vết nứt [5]

Các mặt cắt dầm UHPC có cốt thép dưới tác dụng của mô-men uốn sẽ thường bị phá hoại bắt đầu từ vùng kéo hoặc đồng thời từ vùng kéo và vùng nén. Theo FHWA-RC-24-0006, sức kháng uốn danh định đạt được khi một trong những điều kiện sau xảy ra [6]:

- Bê tông ở thớ chịu nén ngoài cùng của UHPC bị nén vỡ;
- Hiện tượng tập trung vết nứt xảy ra ở thớ chịu kéo ngoài cùng của UHPC;
- Cốt thép dọc chịu kéo bị kéo đứt.

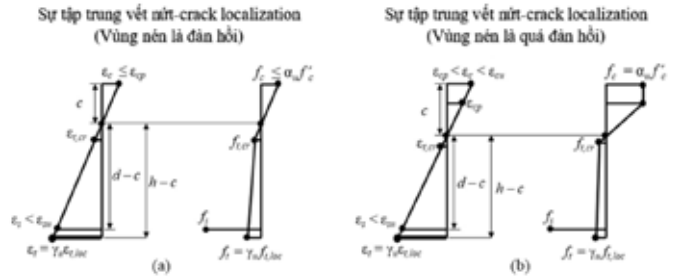
Thông thường, sự tập trung vết nứt sẽ chi phối sự phá hoại đối với các cấu kiện UHPC. Đối với kiểu phá hoại này, biến dạng ở thớ dưới cùng, ϵ_t , bằng với biến dạng tập trung vết nứt.

$$\epsilon_t = \gamma_u \epsilon_{t,loc} \tag{8}$$

Trong đó: γ_u - Hệ số giảm để tính đến sự biến thiên trong các thông số ứng suất kéo của UHPC, $\gamma_u = 1,0$; $\epsilon_{t,loc}$ - Biến dạng tập trung vết nứt để sử dụng trong thiết kế.

Chiều cao trục trung hòa được điều chỉnh cho đến khi đạt trạng thái cân bằng bằng cách sử dụng các tương thích biến dạng. Nếu sự tập vết nứt không kiểm soát sự phá hủy, có thể chiều cao trục trung hòa sẽ xác định theo cách khác.

Ứng suất nén tại thời điểm tập trung vết nứt có thể nằm trong vùng đàn hồi tuyến tính, khi $\epsilon_c \leq \epsilon_{cp}$ hoặc trong vùng quá đàn hồi, khi $\epsilon_{cp} < \epsilon_c < \epsilon_{cr}$, như minh họa trong Hình 5.



Hình 5. Biểu đồ biến dạng và ứng suất tại sự tập trung vết nứt khi (a) - Ứng suất nằm trong vùng đàn hồi và (b) - Ứng suất nén quá đàn hồi [6]

Giới hạn biến dạng kéo đàn hồi $\epsilon_{t,cr}$ và giới hạn biến dạng nén đàn hồi ϵ_{cp} của UHPC:

$$\epsilon_{t,cr} = \frac{\gamma_u f_{t,cr}}{E_c} \tag{9}$$

$$\epsilon_{cp} = \frac{\alpha_u f'_c}{E_c} \tag{10}$$

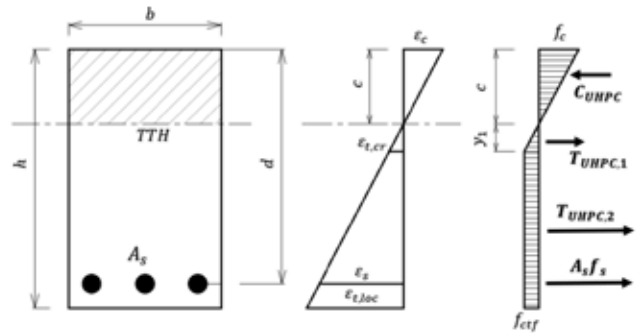
Trong đó: γ_u - Hệ số giảm để tính đến sự biến thiên trong các thông số ứng suất kéo của UHPC; $f_{t,cr}$ - Ứng suất nứt hữu hiệu của UHPC; α_u - Hệ số giảm để tính đến phi tuyến tính của ứng xử ứng suất biến dạng nén của UHPC; f'_c - Cường độ chịu nén của UHPC; E_c - Mô-đun đàn hồi của UHPC; $E_c = 2.500K_1(f'_c)^{0,33}$ (ksi); $E_c = 9.120K_1(f'_c)^{0,33}$ (Mpa);

Sức kháng uốn danh định của mặt cắt được tính dựa trên sự tập trung vết nứt như sơ đồ trên Hình 6 sau:

$$\epsilon_c = \epsilon_{t,loc} \frac{c}{h-c} \tag{11}$$

$$f_c = E_c \epsilon_c \tag{12}$$

$$\epsilon_{t,cr} = \frac{f_{ctf}}{E_c} \tag{13}$$



Hình 6. Sơ đồ biến dạng ứng suất ở ULS đối với UHPC theo FHWA-RC-24-0006 [6]

$$y_1 = (h-c) \frac{\epsilon_{t,cr}}{\epsilon_{t,loc}} \tag{14}$$

$$f_s = E_s \epsilon_s \leq f_y; \quad \epsilon_s = \frac{d-c}{c} \epsilon_c \tag{15}$$

$$C_{UHPC} = \frac{1}{2} f_c b c \tag{16}$$

$$T_{UHPC,1} = 0,5 f_{ctf} y_1 b \tag{17}$$

$$T_{UHPC,2} = f_{ctf} (h-c-y_1) b \tag{18}$$

Chiều cao trục trung hòa c sẽ được tính để thỏa mãn phương trình cân bằng lực theo phương ngang như sau:

$$C_{UHPC} = T_{UHPC,1} + T_{UHPC,2} + A_s f_s \quad (19)$$

Sức kháng uốn danh định được xác định như sau:

$$M_n = C_{UHPC} \left(\frac{2}{3} c \right) + T_{UHPC,1} \left(\frac{1}{3} y_1 \right) + T_{UHPC,2} \left[\frac{1}{2} (h - c + y_1) \right] + A_s f_s (d - c) \quad (20)$$

Sức kháng uốn có hệ số hay sức kháng uốn tính toán tính như sau:

$$M_r = \phi M_n \quad (21)$$

$$0,75 \leq \phi = 0,75 + 0,15 \frac{\mu - 1,0}{\mu - 1} \leq 0,90 \quad (22)$$

Trong đó:

$$\mu = \frac{\psi_n}{\psi_{st}} \quad (23)$$

- ψ_n - Độ cong ở mức sức kháng uốn danh định; ψ_{st} - Độ cong liên quan đến giới hạn ứng suất sử dụng trong cốt thép; $\mu = 3,0$.

5. DỰ BÁO SỨC KHÁNG UỐN CỦA DẪM UHPC

5.1. Dữ liệu đầu vào

Hai nhóm dầm sẽ được dự tính sức kháng uốn theo hai tiêu chuẩn NF P18-710 và FHWA-RC-24-0006. Kết quả dự báo sẽ được so sánh với kết quả thí nghiệm.

Nhóm dầm thứ nhất gồm 6 dầm được tác giả Trần Việt Hưng và các cộng sự đúc và thử nghiệm tại Trường Đại học Giao thông vận tải tháng 10/2025, ký hiệu từ R0-1 đến R4-2. Nhóm dầm thứ hai gồm 5 dầm của tác giả In HwanYang và các cộng sự [7], ký hiệu từ NR-1,2 đến R22-1,2. Nhóm dầm thứ ba gồm 5 dầm của tác giả Minghong Qiu và các cộng sự [9], ký hiệu từ B-2S12-20 đến B-3S16-30. Các thông số về vật liệu và kết cấu như Bảng 1.

Bảng 1. Thông số vật liệu và mặt cắt ngang của các nhóm dầm Trường Đại học Giao thông vận tải

Ký hiệu dầm	b x h	Cường độ nén ()	Cường độ kéo uốn ()	Mô-đun đàn hồi ()	Cốt thép dọc		Nhóm tác giả
R2-1	200x250	127	16,9	45,108	307,88	203	Trần Việt Hưng và các cộng sự, ĐHGTVT
R2-2	200x250	127	16,9	45,108	307,88	203	
R4-1	200x250	127	16,9	45,108	615,75	203	
R4-2	200x250	127	16,9	45,108	615,75	203	
NR-1	180x270	196,7	32,7	46,818	0	-	In HwanYang và các cộng sự [7]
R12-1	180x270	190,9	30,9	46,418	258	235	
R13-1	180x270	192,2	29,4	46,680	387	235	
R14-1	180x270	196,1	29,3	45,530	516	235	
R22-1	180x270	190,9	30,9	46,418	516	215	
B-2S12-20	150x250	169,5	37,9	48,100	226	224	Minghong Qiu và các cộng sự [9]
B-2S16-20	150x250	169,5	37,9	48,100	402	222	
B-3S16-20	150x250	169,5	37,9	48,100	603	222	
B-2S20-20	150x250	169,5	37,9	48,100	628	220	
B-3S16-30	150x250	169,5	37,9	48,100	603	212	

5.2. Kết quả của dự tính sức kháng uốn theo tiêu chuẩn NF P18-710

Việc dự tính toán sức kháng uốn của các mặt cắt dầm theo NF P18-710 theo công thức (7) với các thông số như Bảng 1 và các giá trị $\lambda = 0,675$ và $\eta = 0,75$. Kết quả tính thể hiện như trong Bảng 2.

Bảng 2. Kết quả dự tính sức kháng uốn của các dầm theo NF P18-710

Ký hiệu dầm	f_{yk} (Mpa)	f_{yd} (Mpa)	f_{ctf} (Mpa)	x (mm)	$M_{predict}$ (kNm)	M_{test} (kNm)	$M_{predict}/M_{test}$
R2-1	400	347,83	7,50	42,78	61,22	67,08	0,91
R2-2	400	347,83	7,50	42,78	61,22	65,28	0,94
R4-1	400	347,83	7,50	50,32	79,73	105,27	0,76
R4-2	400	347,83	7,50	50,32	79,73	103,97	0,77
NR-1	400	347,83	11,50	37,72	67,86	68,76	0,99
R12-1	400	347,83	11,50	43,36	86,41	87,01	0,99
R13-1	400	347,83	11,50	45,43	95,76	97,52	0,98
R14-1	400	347,83	11,50	46,93	105,19	116,50	0,90
R22-1	400	347,83	11,50	48,03	101,30	107,01	0,95
B-2S12-20	442	384,35	8,40	36,51	53,61	57,45	0,93
B-2S16-20	452	393,04	8,40	41,63	67,45	75,25	0,90
B-3S16-20	452	393,04	8,40	47,32	82,72	83,03	1,00
B-2S20-20	470	408,70	8,40	48,74	85,95	84,51	1,02
B-3S16-30	452	393,04	8,40	47,32	80,35	88,54	0,91

5.3. Kết quả của dự tính sức kháng uốn theo FHWA-RC-24-0006

Việc dự tính toán sức kháng uốn danh định của các mặt cắt dầm theo FHWA-RC-24-0006 theo công thức (20) với các thông số như Bảng 1 và các giá trị $\alpha_u = 0,85$ và $\epsilon_{t,loc} = 0,005$. Kết quả tính sức kháng uốn danh định thể hiện như trong Bảng 3.

Bảng 3. Kết quả dự tính sức kháng uốn danh định của các dầm theo FHWA-RC-24-0006

Ký hiệu dầm	f_{yk} (Mpa)	f_{yd} (Mpa)	f_{ctf} (Mpa)	c (mm)	$M_{predict}$ (kNm)	M_{test} (kNm)	$M_{predict}/M_{test}$
R2-1	400	347,83	7,50	40,96	64,53	67,08	0,96
R2-2	400	347,83	7,50	40,96	64,53	65,28	0,99
R4-1	400	347,83	7,50	51,09	85,45	105,27	0,81
R4-2	400	347,83	7,50	51,09	85,45	103,97	0,82
NR-1	400	347,83	11,50	46,01	65,82	68,76	0,96
R12-1	400	347,83	11,50	54,88	86,08	87,01	0,99

R13-1	400	347,83	11,50	58,89	96,08	97,52	0,99
R14-1	400	347,83	11,50	64,41	105,43	116,50	0,90
R22-1	400	347,83	11,50	63,43	101,62	107,01	0,95
B-2S12-20	442	384,35	8,40	42,36	55,40	57,45	0,96
B-2S16-20	452	393,04	8,40	50,71	70,61	75,25	0,94
B-3S16-20	452	393,04	8,40	59,98	87,14	83,03	1,05
B-2S20-20	470	408,70	8,40	62,29	90,57	84,51	1,07
B-3S16-30	452	393,04	8,40	59,37	83,40	88,54	0,94

Việc dự tính toán sức kháng uốn tính toán của các mặt cắt dầm theo FHWA-RC-24-0006 theo công thức (21) với các thông số như Bảng 1 và các giá trị $\delta = 0,90$ Kết quả tính sức kháng uốn có hệ số thể hiện như trong Bảng 4.

Bảng 4. Kết quả dự tính sức kháng uốn có hệ số của các dầm theo FHWA-RC-24-0006

Ký hiệu dầm	$M_{r, \text{predict}}$ (kNm)	M_{test} (kNm)	$M_{r, \text{Predict}}/M_{\text{test}}$
R2-1	58,08	67,08	0,87
R2-2	58,08	65,28	0,89
R4-1	76,90	105,27	0,73
R4-2	76,90	103,97	0,74
NR-1	59,24	68,76	0,86
R12-1	77,47	87,01	0,89
R13-1	86,47	97,52	0,89
R14-1	94,88	116,50	0,81
R22-1	91,46	107,01	0,85
B-2S12-20	49,86	57,45	0,87
B-2S16-20	63,55	75,25	0,84
B-3S16-20	78,43	83,03	0,94
B-2S20-20	81,51	84,51	0,96
B-3S16-30	75,06	88,54	0,85

6. NHẬN XÉT, ĐÁNH GIÁ

- Tiêu chuẩn NF P18-710 kết hợp với EN1992-1-1 xem ứng suất trong vùng nén là phân bố hình chữ nhật, ứng suất kéo trong UHPC phân bố đều dưới trục trung hòa. Kết quả đưa ra các dự tính khá sát với thí nghiệm từ 76% đến 102%.

- FHWA-RC-24-0006 đưa ra mốc tính sức kháng uốn danh định dựa trên sự tập trung nứt, ứng suất phân bố trong vùng nén là phân bố tam giác, ứng suất phân bố trong vùng kéo của UHPC là hai phần, phân bố tam giác và phân bố đều. Kết quả sức kháng uốn có hệ số khá thiên về an toàn từ 73% đến 96%.

7. KẾT LUẬN

Sức kháng uốn của dầm UHPC có nhiều điểm khác so với dầm bê tông cốt thép sử dụng bê tông thường hoặc bê tông cường độ cao. Khác biệt lớn nhất đó là UHPC có sợi thép phân tán do đó tồn tại một ứng suất kéo khá lớn dưới trục trung hòa.

Tiêu chuẩn NF P18-710 đưa ra các tính toán đơn giản hơn so với FHWA-RC-24-0006, lý do là khi tính toán sức kháng uốn theo FHWA-RC-24-0006 chúng ta phải dò tay hoặc có thuật toán tìm chiều cao trục trung hòa. Tuy nhiên, Tiêu chuẩn NF P18-710 kết hợp EN1992-1-1 chưa đưa ra khuyến cáo tham số λ và η cho các loại bê tông tính năng cao.

TÀI LIỆU THAM KHẢO

- [1]. ACI318-19 (2019), Building Code Requirements for Structural Concrete (Chủ biên), American Concrete Institute, America.
- [2]. ACI 239R-18, ACI Committee 239 (2018), Ultra-High-Performance Concrete: An Emerging Technology Report.
- [3]. ACI 544.4R-18 (2018), Guide to Design with Fiber-Reinforced Concrete, ACI Committee 544.
- [4]. Eurocode 2 (2003), Design of concrete structures (chủ biên), European Committee for Standardization.
- [5]. FHWA-HRT-23-077 (2023), Structural Design with Ultra-High Performance Concrete, America.
- [6]. FHWA-RC-24-0006 (2024), Structural Design with UHPC Workshop Manual.
- [7]. In HwanYang, Changbin Joh, Byung-Suk Kim (2010), Structural behavior of ultra high performance concrete beams subjected to bending, Engineering Structures, 32, pp.3478-3487.
- [8]. MC 2020, fib (2020), fib Model Code for Concrete Structures 2020, Switzerland.
- [9]. Minghong Qiu, XudongShao, YanpingZhu, JianZhan, Banfu Yan, YanWang (2020), Experimental investigation on flexural cracking behavior of ultrahigh performance concrete beams, Structural Concrete, Journal of the fib, pp.1-20.
- [10]. NF P 18-710, French standard (2016), National addition to Eurocode 2 - Design of concrete structures: Specific rules for Ultra-High Performance Fibre-Reinforced Concrete (UHPRFC), France.
- [11]. Oh BH. (1992), Flexural analysis of reinforced concrete beams containing steel fibers, J Struct Eng. 118(10), pp.2821-36.
- [12]. Oh BH. (1994), Closure to flexural analysis of reinforced concrete beams containing steel fibers, J Struct Eng. 120(6), p.1934.