



INVESTIGATION OF DESIGN PARAMETERS FOR WAFFLE DECK SLABS USING HIGH-PERFORMANCE CONCRETE

Bui Quoc Bao¹, Nguyen Thi Nguyet Hang^{2*}, Dinh Nho Cang³, Khuc Dang Tung²

¹Consultancy Company limited of University of Civil Engineering, No 55 Giai Phong Street, Hanoi, Vietnam

²Hanoi University of Civil Engineering, No 55 Giai Phong Street, Hanoi, Vietnam

³Institute of Investment and Construction Management, No 55 Giai Phong Street, Hanoi, Vietnam

ARTICLE INFO

TYPE: Research Article

Received: 27/11/2024

Revised: 25/01/2025

Accepted: 10/02/2025

Published online: 15/02/2025

<https://doi.org/10.47869/tcsj.76.2.1>

* *Corresponding author*

Email: hangntn@huce.edu.vn; Tel: +84394854690

Abstract. The lightweight bridge deck is an area of research being developed in many countries, particularly for use in Accelerated Bridge Construction (ABC) technology. This paper investigates key design parameters for waffle deck slabs in bridges using High-Performance Concrete (HPC). The results show that waffle deck slabs can reduce their dead load by 20 to 42% compared to conventional solid bridge decks. The required reinforcement for the strength limit state is provided in a table, allowing designers to easily select values based on the main girder spacing and desired rib spacing. To meet the tensile stress limit at the serviceability limit state, the study proposes a bridge deck structure incorporating HPC with prestressing strands placed near the center of the structure. This approach addresses the issue of crack resistance in HPC waffle slabs. The calculations show that, within a limited range of main girder and transverse rib spacings, the use of prestressed strands can help the HPC waffle slab meet crack resistance requirements at the serviceability limit state.

Keywords: waffle deck slab, precast concrete, high-performance concrete, prestressed structures, the serviceability limit state.

@ 2025 University of Transport and Communications



NGHIÊN CỨU CÁC THAM SỐ THIẾT KẾ CHO BẢN MẶT CẦU SƯỜN MỎNG SỬ DỤNG BÊ TÔNG CƯỜNG ĐỘ CAO

Bùi Quốc Bảo¹, Nguyễn Thị Nguyệt Hằng^{2*}, Đinh Nho Cảnh³, Khúc Đăng Tùng²

¹Công ty TNHH Tư vấn Đại học Xây dựng, Số 55 Giải Phóng, Hà Nội, Việt Nam

²Trường Đại học Xây dựng Hà Nội, Số 55 Giải Phóng, Hà Nội, Việt Nam

³Viện Quản lý đầu tư xây dựng, Số 55 Giải Phóng, Hà Nội, Việt Nam

THÔNG TIN BÀI BÁO

CHUYÊN MỤC: Công trình khoa học

Ngày nhận bài: 27/11/2024

Ngày nhận bài sửa: 25/01/2025

Ngày chấp nhận đăng: 10/02/2025

Ngày xuất bản Online: 15/02/2025

<https://doi.org/10.47869/tcsj.76.2.1>

* Tác giả liên hệ

Email: hangntn@huce.edu.vn; Tel: +84394854690

Tóm tắt. Bản mặt cầu trọng lượng nhẹ là một hướng nghiên cứu đang được phát triển tại nhiều quốc gia, đặc biệt thường được ứng dụng trong công nghệ xây dựng cầu nhanh. Bài báo nghiên cứu một số các tham số thiết kế cơ bản cho bản mặt cầu sườn mỏng sử dụng vật liệu bê tông cường độ cao HPC. Kết quả cho thấy việc sử dụng kết cấu bản mặt cầu sườn mỏng có thể giúp giảm tải trọng bản thân từ 20 đến 42% so với bản mặt cầu đặc thông thường. Lượng cốt thép cần thiết trong bản để thỏa mãn trạng thái giới hạn cường độ được tính toán và thể hiện dưới dạng bảng tra giúp người thiết kế dễ dàng lựa chọn theo khoảng cách dầm chủ và khoảng cách sườn mong muốn. Để thỏa mãn điều kiện ứng suất tại trạng thái giới hạn sử dụng, nghiên cứu bước đầu đề xuất dạng kết cấu bản mặt cầu có sử dụng cáp dự ứng lực được đặt tại khu vực trọng tâm sườn. Kết quả tính toán cho thấy, ở một phạm vi giới hạn về khoảng cách dầm chủ và khoảng cách các sườn ngang, việc sử dụng cáp dự ứng lực có thể giúp bản sườn mỏng HPC thỏa mãn các yêu cầu về điều kiện kháng nứt ở trạng thái giới hạn sử dụng.

Từ khóa: bản mặt cầu sườn mỏng, kết cấu đúc sẵn, bê tông cường độ cao, ứng suất trước, trạng thái giới hạn sử dụng.

@ 2025 Trường Đại học Giao thông vận tải

1. ĐẶT VẤN ĐỀ

Bản mặt cầu trong thực tế thường sử dụng kết cấu bản đặc bê tông cốt thép (BTCT) có chiều dày từ 20 đến 30 cm với một số ưu điểm chính như dễ thi công, khả năng chịu lực tốt, không cần bố trí cốt đai... Tuy nhiên dạng kết cấu này có nhược điểm là trọng lượng bản thân

lớn (từ khoảng 480 đến 720 kg/m²), gây ra nội lực chiếm tỷ lệ đáng kể trong dầm chủ (đặc biệt với kết cấu dầm thép); cũng như hạn chế khả năng vận chuyển và cầu lắp các mô đun bản mặt cầu nêu sử dụng biện pháp thi công lắp ghép.

Bản mặt cầu trọng lượng nhẹ là một hướng nghiên cứu đang được phát triển tại nhiều quốc gia, đặc biệt thường được ứng dụng trong công nghệ xây dựng cầu nhanh (Accelerated Bridge Construction - ABC). Việc giảm trọng lượng bản mặt cầu bê tông thường được đi theo hai hướng chính: (1) sử dụng bê tông có trọng lượng riêng nhẹ, và (2) sử dụng kết cấu bản rỗng hoặc bản sườn. Gần đây, hướng sử dụng các kết cấu bản rỗng hoặc bản sườn chế tạo bằng bê tông cường độ siêu cao (Ultra High-Performance Concrete - UHPC) được quan tâm nhiều hơn do kết cấu sử dụng vật liệu này dễ dàng thỏa mãn các điều kiện ở cả hai trạng thái giới hạn cường độ và sử dụng. Bản mặt cầu sườn mỏng UHPC có trọng lượng nhẹ nhất đã được nghiên cứu có trọng lượng chỉ khoảng 100 kg/m² [1, 2]. Kết cấu bản mặt cầu UHPC có các sườn trục giao (dạng bản waffle) đã được phát triển áp dụng cho hệ thống cầu dầm bê tông [3], cầu dầm thép [4], mang lại một số ưu điểm như trọng lượng nhẹ, khả năng chịu lực và độ bền cao. Kết cấu dạng bản rỗng UHPC cũng bắt đầu được triển khai nghiên cứu gần đây với kết quả điển hình có khả năng tăng cường được khả năng chịu uốn của bản mặt cầu trong khi trọng lượng lại giảm hơn so với kết cấu bản sườn UHPC. Tuy vậy, loại bản này vẫn còn một số nhược điểm về phần cấu tạo và cần được nghiên cứu thêm [5].

Tại Việt Nam, bản mặt cầu UHPC cũng đã được nghiên cứu [6] cũng như được đưa vào áp dụng ở một số công trình điển hình trong thực tế như dự án sửa chữa mặt cầu Thăng Long. Tuy nhiên, các trở ngại về giá thành vật liệu UHPC cao (gấp khoảng 10-15 lần so với vật liệu bê tông thường) đã phần nào ngăn cản việc áp dụng loại kết cấu này một cách đại trà. Trong khi đó, bê tông cường độ cao (High-Performance Concrete – HPC) có cường độ chịu nén trong khoảng 60 đến 80 MPa nhưng có giá thành chỉ khoảng 1,2 tới 1,5 lần giá thành bê tông thường đã được chứng minh có thể là loại vật liệu tiềm năng cho loại hình kết cấu bản sườn [7]. Theo nghiên cứu của Bảo cùng cs. [7], khả năng chịu uốn của bản mặt cầu sườn mỏng chế tạo bằng HPC cấp C70 hoàn toàn đáp ứng các yêu cầu về khả năng kháng uốn ở trạng thái giới hạn cường độ. Tuy nhiên, nghiên cứu vẫn còn bỏ ngỏ các đánh giá liên quan đến các trạng thái giới hạn sử dụng.

Để khắc phục thiếu sót trong các nghiên cứu trước đây, bài báo trình bày nghiên cứu ảnh hưởng của một số tham số thiết kế cho bản mặt cầu sườn mỏng sử dụng bê tông HPC tới khả năng kháng uốn và kháng nứt của chúng. Các tham số khảo sát bao gồm sự thay đổi khoảng cách giữa các dầm chủ và khoảng cách giữa các sườn ngang của bản sườn mỏng. Từ kết quả tính toán, một cơ sở dữ liệu được trình bày dưới dạng bảng tra có thể giúp người đọc dễ dàng lựa chọn các tham số thiết kế kể trên tương ứng với từng mặt cắt ngang khác nhau của hệ thống cầu dầm đơn giản. Ngoài ra, một dạng bản mặt cầu sử dụng cáp ứng suất trước đặt tại khu vực trọng tâm của kết cấu nhằm giải quyết nhược điểm về khả năng chống nứt của bản sườn mỏng HPC đã được đề xuất và sẽ được trình bày ở nội dung nghiên cứu dưới đây.

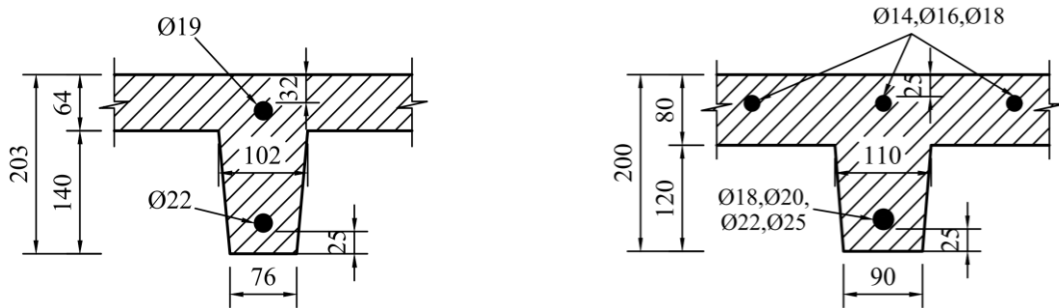
2. KÍCH THƯỚC VÀ NỘI LỰC TRONG BẢN SƯỜN MỎNG

2.1. Cấu tạo bản sườn mỏng HPC

Bản sườn mỏng UHPC bao gồm các tấm có hình dạng miếng bánh waffle đúc sẵn được liên kết với nhau cả theo phương dọc và phương ngang cầu, trong đó khoảng cách giữa các sườn dọc thường được lấy bằng khoảng cách giữa các sườn ngang. Chi tiết về cấu tạo của bản sườn mỏng đã được trình bày ở các nghiên cứu trước đây [7, 8]. Nghiên cứu này đề xuất một thiết kế mới cho bản sườn mỏng HPC dựa trên bản waffle UHPC đã được thiết kế định hình

bởi Cơ quan Quản lý Đường cao tốc Liên bang Hoa Kỳ (FHWA) [8]. Điểm thay đổi chính của bản sườn mỏng sử dụng vật liệu HPC ở nghiên cứu này là một số kích thước phần bản mỏng và chiều dày sườn được điều chỉnh với kích thước lớn hơn bản sườn mỏng được đề xuất bởi FHWA do vật liệu HPC cấp C70 có cường độ chịu nén và chịu kéo đều thấp hơn đáng kể so với UHPC (khoảng ½ lần). Cốt thép phía trên thay vì chỉ đặt một thanh duy nhất ở cánh trên (bên trên vị trí sườn) như thiết kế của FHWA cho bản UHPC, nghiên cứu đề xuất bố trí phân bố ba thanh với khoảng cách 150 mm nhằm phân phối ứng suất đồng đều trong bê tông, giảm thiểu nguy cơ nứt.

Hình 1 so sánh mặt cắt ngang của sườn ngang (sườn chịu lực chính) trong bản sườn mỏng UHPC của FHWA (Hình 1(a)) và sườn ngang trong bản sườn mỏng HPC đề xuất ở nghiên cứu này (Hình 1(b)). Có thể thấy rằng, các kích thước như phần bản phía trên, bề dày sườn của bản sườn mỏng HPC đề được đề xuất lớn hơn bản sườn mỏng UHPC của FHWA để bù vào phần cường độ giảm đi khi đưa từ UHPC về HPC. Tuy nhiên, chiều cao tổng thể của bản mặt cầu được lựa chọn được giữ nguyên là 200 mm để không làm tăng chiều cao kiến trúc của cầu. Chiều dày lớp bảo vệ là 25 mm thỏa mãn yêu cầu về chiều dày lớp bảo vệ trong Tiêu chuẩn TCVN 11823:2017.

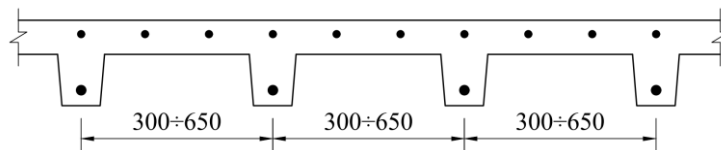


(a) Bản sườn mỏng UHPC do FHWA đề xuất (quy đổi từ đơn vị đo lường của Mỹ về đơn vị SI) (b) Bản sườn mỏng HPC được đề xuất và khảo sát trong nghiên cứu này

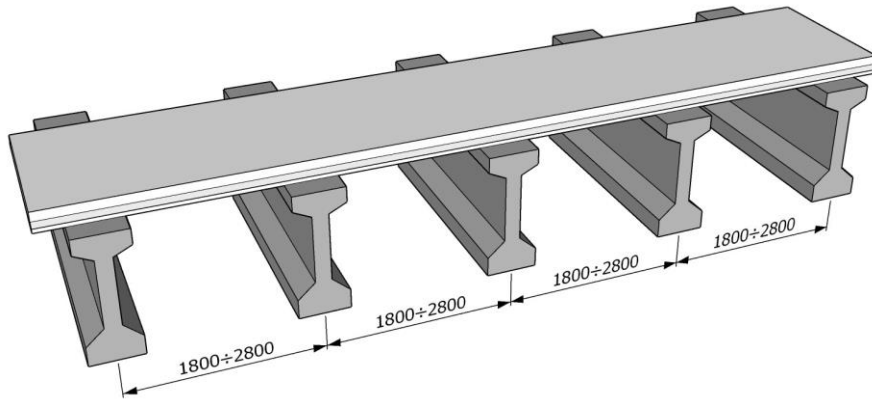
Hình 1. Mặt cắt ngang sườn bản.

2.2. Các tham số khảo sát

Dựa trên các kích thước được đề xuất bởi FHWA cho bản sườn mỏng UHPC [8], hàm lượng cốt thép thường chịu mô men âm, mô men dương trong bản được tính toán và khảo sát tương ứng với sự thay đổi khoảng cách của các sườn ngang từ 300 đến 650 mm (với bước thay đổi 50 mm) (Hình 2), và sự thay đổi khoảng cách của các dầm chủ từ 1800 đến 2800 mm (với bước thay đổi là 100 mm) (Hình 3). Với kích thước nghiên cứu như trên, tính tải bản thân của kết cấu bản mặt cầu sườn mỏng HPC có trọng lượng nhẹ hơn từ 20 đến 42% so với kết cấu bản mặt cầu đặc BTCT thông thường tùy theo khoảng cách giữa các sườn trong bản như được tính toán và thể hiện trên Bảng 1.



Hình 2. Khảo sát dựa trên sự thay đổi khoảng cách các sườn ngang bản sườn mỏng.



Hình 3. Khảo sát dựa trên sự thay đổi khoảng cách các dầm chủ.

Bảng 1. Mức độ giảm trọng lượng bản thân của bản sườn mỏng HPC.

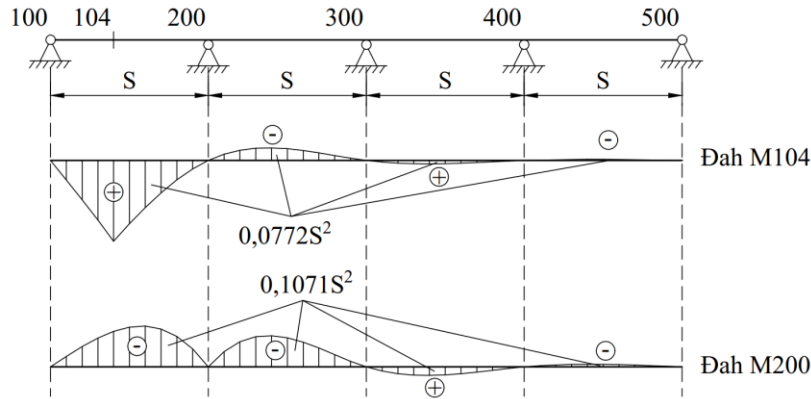
Khoảng cách các sườn ngang (mm)	300	350	400	450	500	550	600	650
Mức độ giảm trọng lượng (%)	20	26	30	33	36	38	40	42

2.3. Tính toán nội lực cho bản sườn mỏng HPC

Theo FHWA, việc thiết kế cốt thép chịu lực của bản sườn mỏng được thực hiện dựa trên việc tính toán nội lực của bản theo phương chịu lực chính (thường là phương ngang). Đối với bản sườn mỏng đặt trên các dầm giản đơn với khoảng cách các dầm chủ thay đổi từ 1,8 đến 2,8 m như nghiên cứu này, phương chịu lực chính của bản là phương ngang. Nội lực trong bản mặt cầu sẽ được đưa về thành nội lực tương đương mà mỗi sườn ngang phải chịu dưới tác dụng của tĩnh tải và hoạt tải bánh xe. Quy trình tính toán nội lực sẽ sử dụng phương pháp dải bản trong tiêu chuẩn thiết kế cầu đường bộ TCVN 11823:2017 [9]. Nhiều phương pháp tính toán nội lực khác cũng có thể được sử dụng bao gồm cả các phương pháp tính toán gần đúng hoặc mô hình hoàn chỉnh toàn bộ kết cấu nhịp sử dụng phương pháp phần tử hữu hạn. Giá trị tính toán nội lực tác dụng lên một sườn $Q_{sườn}$ sẽ là giá trị tính toán nội lực trong một mét dải bản (Q_{1m}) chia cho khoảng cách giữa các sườn (d_r) như công thức (1).

$$Q_{sườn} = \frac{Q_{1m}}{d_r} \quad (1)$$

Theo phương pháp dải bản, bản mặt cầu của cầu dầm đơn giản được coi là dầm liên tục kê trên các gối cứng là các dầm chủ với chiều dài nhịp là khoảng cách giữa các tim dầm chủ. Tĩnh tải tác dụng lên bản mặt cầu bao gồm tải trọng bản thân của bản (DC), lớp phủ mặt cầu asphalt dày 70 mm (DW). Nội lực lớn nhất trong bản mặt cầu được xác định bằng phương pháp chất tải lên đường ảnh hưởng của dầm liên tục như thể hiện trên Hình 4, trong đó mô men dương lớn nhất ở tiết diện 104, mô men âm lớn nhất ở tiết diện 200. Mô men lớn nhất do tải trọng phân bố tại các tiết diện nguy hiểm được xác định theo các công thức từ (2) đến (5) theo hướng dẫn của FHWA [8], trong đó S là khoảng cách giữa các dầm chủ.



Hình 4. Đường ảnh hưởng nội lực dầm liên tục.

$$M_{DC}^+ = DC \times 0,0772S^2 \tag{2}$$

$$M_{DW}^+ = DW \times 0,0772S^2 \tag{3}$$

$$M_{DC}^- = -DC \times 0,1071S^2 \tag{4}$$

$$M_{DW}^- = -DW \times 0,1071S^2 \tag{5}$$

Hoạt tải tác dụng lên bản mặt cầu là tải trọng HL-93. Cần chú thích rằng nội lực gây ra do hoạt tải HL-93 được tính toán cho bề rộng dải tương đương (S_w^+ và S_w^-), xác định như công thức (6) và (7).

$$S_w^+ = 660 + 0,55S \tag{6}$$

$$S_w^- = 1220 + 0,25S \tag{7}$$

trong đó $S_w^+(mm)$ là bề rộng dải bản tương đương khi tính mô men dương, $S_w^-(mm)$ là bề rộng dải bản tương đương khi tính mô men âm.

Kết quả tổ hợp nội lực ở trạng thái giới hạn (TTGH) cường độ được thể hiện ở Bảng 2 và Bảng 3 và ở TTGH sử dụng được thể hiện ở Bảng 4 và Bảng 5. Có thể thấy trên các Bảng 2 đến 5, khi khoảng cách sườn ngang tăng từ 300 đến 650 mm, cả mô men âm và mô men dương đều tăng lên tương đương nhau, khoảng 2,1 lần. Bên cạnh đó, khi khoảng cách dầm chủ tăng từ 1800 đến 2800 mm, mô men dương tăng 1,4 lần và mô men âm tăng 1,5 lần. Kết quả này hoàn toàn hợp lý vì với trường hợp khoảng cách giữa các sườn của bản mặt cầu lớn hơn, số lượng sườn chịu lực trên 1 dải bản tính toán sẽ giảm đi và dẫn đến sự gia tăng nội lực trong mỗi sườn. Giá trị nội lực lớn nhất ứng với khoảng cách sườn 650 mm và khoảng cách dầm chủ 2800 mm, giá trị nội lực bé nhất ứng với khoảng cách sườn 300 mm và khoảng cách dầm chủ 1800 mm.

Bảng 2. Mô men dương lớn nhất ở TTGH Cường độ 1 tác dụng lên một sườn bản.

$M_{CD}^+ (kNm)$	Khoảng cách các sườn (mm)								
	300	350	400	450	500	550	600	650	
Khoảng cách các dầm chủ (mm)	1800	11,99	13,96	15,93	17,89	19,86	21,83	23,80	25,76
	1900	12,29	14,31	16,32	18,33	20,35	22,36	24,37	26,39
	2000	12,64	14,71	16,78	18,85	20,91	22,98	25,05	27,12
	2100	13,03	15,15	17,28	19,41	21,54	23,67	25,80	27,93
	2200	13,45	15,64	17,83	20,03	22,22	24,42	26,61	28,81
	2300	13,90	16,16	18,43	20,69	22,96	25,22	27,49	29,75

2400	14,37	16,71	19,05	21,39	23,73	26,07	28,41	30,75
2500	14,88	17,30	19,72	22,14	24,56	26,98	29,40	31,81
2600	15,44	17,95	20,46	22,97	25,48	27,99	30,49	33,00
2700	16,01	18,60	21,20	23,80	26,40	28,99	31,59	34,19
2800	16,57	19,26	21,95	24,63	27,32	30,00	32,69	35,38

Bảng 3. Mô men âm lớn nhất ở TTGH Cường độ 1 tác dụng lên một sườn bản.

$M_{CD}^- (kNm)$	Khoảng cách các sườn (mm)								
	300	350	400	450	500	550	600	650	
Khoảng cách các dầm chủ (mm)	1800	12,15	14,14	16,12	18,10	20,08	22,06	24,05	26,03
	1900	12,96	15,07	17,18	19,29	21,40	23,51	25,62	27,73
	2000	13,68	15,91	18,14	20,36	22,59	24,82	27,04	29,27
	2100	15,10	17,56	20,02	22,48	24,94	27,39	29,85	32,31
	2200	15,67	18,22	20,77	23,31	25,86	28,41	30,95	33,50
	2300	16,19	18,81	21,44	24,07	26,70	29,32	31,95	34,58
	2400	16,66	19,36	22,06	24,76	27,46	30,16	32,86	35,56
	2500	17,08	19,84	22,61	25,37	28,13	30,90	33,66	36,42
	2600	17,46	20,28	23,11	25,93	28,75	31,57	34,39	37,21
	2700	17,83	20,71	23,58	26,45	29,33	32,20	35,08	37,95
2800	18,16	21,08	24,00	26,92	29,84	32,76	35,68	38,60	

Bảng 4. Mô men dương lớn nhất ở TTGH Sử dụng 1 tác dụng lên một sườn bản.

$M_{SD}^+ (kNm)$	Khoảng cách các sườn (mm)								
	300	350	400	450	500	550	600	650	
Khoảng cách các dầm chủ (mm)	1800	6,96	8,09	9,22	10,36	11,49	12,63	13,76	14,89
	1900	7,14	8,30	9,46	10,62	11,79	12,95	14,11	15,27
	2000	7,35	8,54	9,74	10,93	12,13	13,32	14,52	15,71
	2100	7,58	8,81	10,04	11,27	12,50	13,73	14,96	16,19
	2200	7,84	9,11	10,37	11,64	12,91	14,18	15,45	16,72
	2300	8,11	9,42	10,73	12,04	13,35	14,66	15,97	17,28
	2400	8,39	9,75	11,10	12,46	13,81	15,17	16,52	17,88
	2500	8,70	10,10	11,50	12,91	14,31	15,71	17,11	18,51
	2600	9,04	10,49	11,95	13,40	14,86	16,31	17,76	19,22
	2700	9,38	10,88	12,39	13,90	15,40	16,91	18,42	19,92
2800	9,72	11,28	12,84	14,40	15,96	17,51	19,07	20,63	

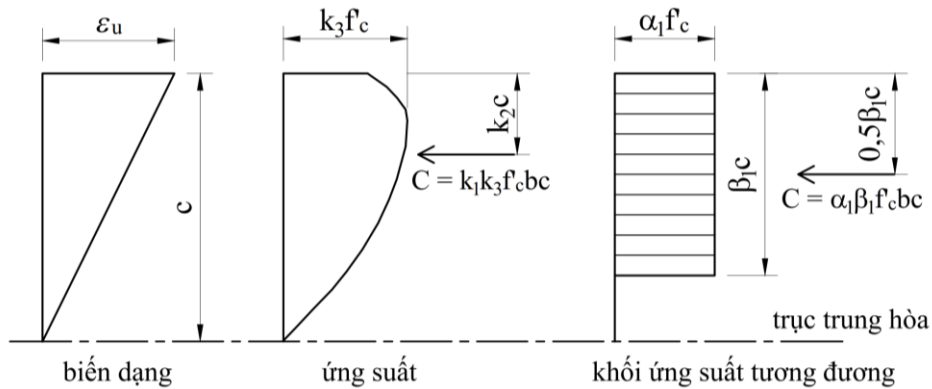
Bảng 5. Mô men âm lớn nhất ở TTGH Sử dụng 1 tác dụng lên một sườn bản.

$M_{SD}^- (kNm)$	Khoảng cách các sườn (mm)								
	300	350	400	450	500	550	600	650	
Khoảng cách các dầm chủ (mm)	1800	7,09	8,23	9,38	10,53	11,67	12,82	13,97	15,11
	1900	7,56	8,78	10,00	11,23	12,45	13,67	14,89	16,11
	2000	7,99	9,28	10,57	11,86	13,15	14,44	15,73	17,02
	2100	8,82	10,25	11,67	13,09	14,52	15,94	17,36	18,79
	2200	9,17	10,64	12,12	13,60	15,07	16,55	18,02	19,50
	2300	9,48	11,01	12,53	14,05	15,58	17,10	18,63	20,15
	2400	9,77	11,34	12,91	14,48	16,04	17,61	19,18	20,74

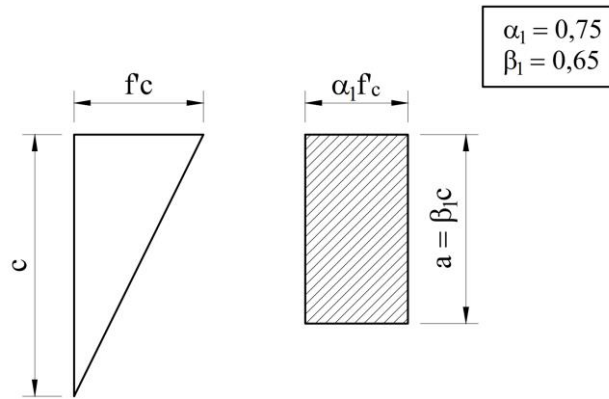
2500	10,04	11,64	13,25	14,85	16,46	18,06	19,67	21,28
2600	10,28	11,92	13,56	15,20	16,84	18,48	20,12	21,76
2700	10,51	12,18	13,86	15,53	17,20	18,88	20,55	22,22
2800	10,72	12,42	14,12	15,83	17,53	19,23	20,93	22,64

3. KHẢO SÁT LƯỢNG CỐT THÉP CẦN THIẾT THEO TTGH CƯỜNG ĐỘ

Khi tính sức kháng uốn của một tiết diện theo TTGH cường độ, để đơn giản trong thiết kế, đường cong ứng suất được quy về khối ứng suất hình chữ nhật tương đương [10] như thể hiện trên Hình 5. Các nghiên cứu trước đây đã chỉ ra rằng cường độ của bê tông ảnh hưởng đáng kể đến mối quan hệ ứng suất – biến dạng, đặc biệt với bê tông HPC [11-13]. Bài báo này sử dụng khối ứng suất hình chữ nhật tương đương theo hướng dẫn thiết kế kết cấu bê tông chất lượng cao của FHWA [14]. Theo đó, với bê tông cường độ cao thì $\alpha_1 = 0,75$ và $\beta_1 = 0,65$ như Hình 6, với f'_c là cường độ chịu nén của bê tông, c là chiều cao vùng nén thực tế, a là chiều cao vùng nén quy đổi.

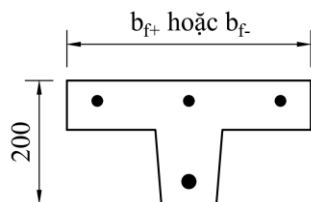


Hình 5. Quy đổi ứng suất trong bê tông.



Hình 6. Khối ứng suất chữ nhật tương đương cho bê tông HPC theo FHWA [14].

Các tham số về cốt thép cũng như cấp ứng suất trước được nghiên cứu cho từng sườn ngang đơn lẻ có dạng chữ T. Bề rộng cánh có hiệu của dầm T là b_{f+} khi tính mô men dương và b_f khi tính mô men âm (Hình 7), trong đó b_{f+} và b_f được xác định như công thức (8).



Hình 7. Mặt cắt ngang sườn ngang bản waffle.

$$b_f^\pm = \frac{S_w^\pm}{1 + \left[\frac{S_w^\pm}{S_s} \right]} \quad (8)$$

Vật liệu HPC cho bản mặt cầu đề xuất có $f'_c = 70$ MPa. Nghiên cứu khảo sát tỷ số sức kháng mô men và mô men uốn (M_n / M_u) với cốt thép có đường kính thay đổi từ D18 đến D25 khi chịu mô men dương. Cốt thép sử dụng là thép CB400 có cường độ chảy bằng 400 MPa. Bảng 6 trình bày kết quả của tỉ số sức kháng trên nội lực khi cốt thép D20 được lựa chọn cho các trường hợp khoảng cách sườn và khoảng cách dầm chủ khác nhau. Vùng màu xanh là khu vực thể hiện các trường hợp đảm bảo sức kháng uốn ở TTGH Cường độ 1 (có tỉ số lớn hơn 1), vùng màu đỏ thể hiện không đảm bảo (có tỉ số bé hơn 1). Có thể thấy rằng, việc sử dụng cốt thép D20 có thể đảm bảo hơn 70% các trường hợp khảo sát, chỉ không đảm bảo với các trường hợp khoảng cách dầm lớn hơn 2500 mm và khoảng cách sườn lớn hơn 600 mm.

Bảng 6. Tỉ số giữa sức kháng uốn dương và mô men dương với cốt thép D20.

M_n^+ / M_u^+	Khoảng cách các sườn (mm)								
	300	350	400	450	500	550	600	650	
Khoảng cách các dầm chủ (mm)	1800	1,85	1,65	1,45	1,37	1,23	1,12	1,13	1,04
	1900	1,81	1,62	1,42	1,35	1,21	1,10	1,11	1,03
	2000	1,78	1,53	1,40	1,32	1,19	1,08	1,09	1,01
	2100	1,68	1,49	1,37	1,22	1,17	1,06	0,98	0,99
	2200	1,64	1,45	1,33	1,19	1,14	1,04	0,95	0,97
	2300	1,59	1,42	1,30	1,16	1,12	1,02	0,93	0,95
	2400	1,55	1,38	1,27	1,13	1,09	0,99	0,91	0,84
	2500	1,51	1,34	1,18	1,10	0,99	0,97	0,89	0,82
	2600	1,46	1,30	1,14	1,07	0,96	0,94	0,86	0,80
	2700	1,38	1,22	1,11	1,04	0,94	0,92	0,84	0,78
	2800	1,34	1,18	1,08	1,01	0,91	0,83	0,82	0,76

Xét tương tự với các loại đường kính cốt thép khác như D18, D22 và D25, các trường hợp thiết kế thỏa mãn được thể hiện như ở Bảng 7. Kết quả khảo sát cho thấy cốt thép D18 có thể đảm bảo ở các khoảng cách dầm và khoảng cách sườn nhỏ (dưới 500 mm) và chiếm 44% các trường hợp khảo sát. Khi khoảng cách dầm chủ và khoảng cách sườn tăng lên, cần bố trí lượng cốt thép nhiều hơn. Cốt thép D20 có thể đảm bảo 72% các trường hợp khảo sát (phần cốt thép D18 đảm bảo thì cốt thép D20 cũng đảm bảo), cốt thép D22 có thể đảm bảo 90% và cốt thép D25 đảm bảo với tất cả các trường hợp khảo sát.

Bảng 7. Lượng thép cần thiết chịu mô men dương.

Khoảng cách các sườn (mm)								
	300	350	400	450	500	550	600	650

Khoảng cách các dầm chủ (mm)	1800	D18	D18	D18	D18	D18	D20	D20	D20
	1900	D18	D18	D18	D18	D18	D20	D20	D20
	2000	D18	D18	D18	D18	D18	D20	D20	D20
	2100	D18	D18	D18	D18	D18	D20	D22	D22
	2200	D18	D18	D18	D18	D20	D20	D22	D22
	2300	D18	D18	D18	D20	D20	D20	D22	D22
	2400	D18	D18	D18	D20	D20	D22	D22	D25
	2500	D18	D18	D18	D20	D22	D22	D22	D25
	2600	D18	D18	D20	D20	D22	D22	D25	D25
	2700	D18	D18	D20	D20	D22	D22	D25	D25
2800	D18	D18	D20	D20	D22	D25	D25	D25	

Với cốt thép chịu mô men âm đặt ở thớ trên, công tác nghiên cứu khảo sát được tiến hành với các đường kính D14 đến D18. Kết quả lượng cốt thép chịu mô men âm cần thiết để thỏa mãn TTGH Cường độ 1 được thể hiện trên Bảng 8.

Bảng 8. Lượng thép cần thiết chịu mô men âm.

	Khoảng cách các sườn (mm)								
	300	350	400	450	500	550	600	650	
Khoảng cách các dầm chủ (mm)	1800	D14	D14	D14	D14	D14	D16	D16	D16
	1900	D14	D14	D14	D14	D16	D16	D16	D16
	2000	D14	D14	D14	D16	D16	D16	D16	D16
	2100	D14	D14	D16	D16	D16	D16	D16	D16
	2200	D16	D16	D16	D16	D16	D16	D16	D16
	2300	D16	D16	D16	D16	D16	D16	D16	D16
	2400	D16	D16	D16	D16	D16	D16	D18	D16
	2500	D16	D16	D16	D16	D16	D16	D18	D16
	2600	D16	D16	D16	D16	D16	D16	D18	D16
	2700	D16	D16	D16	D16	D16	D16	D18	D16
2800	D16	D16	D16	D16	D16	D16	D18	D16	

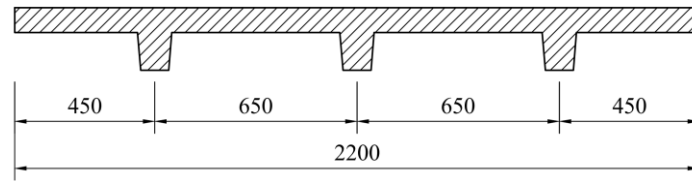
Việc lựa chọn lượng cốt thép cần thiết chịu mô men âm cũng được phân chia ra các vùng rõ rệt. Tương tự với cốt thép chịu mô men dương, lượng cốt thép cần thiết chịu mô men âm tăng lên khi khoảng cách dầm chủ và khoảng cách sườn bản tăng lên. Cốt thép D14 có thể đảm bảo được 18% các trường hợp khảo sát, cốt thép D16 đảm bảo 94% và cốt thép D18 đảm bảo tất cả các trường hợp. Ở trường hợp khoảng cách sườn bản 600 mm, sử dụng cốt thép D16 không đảm bảo với khoảng cách dầm chủ lớn hơn 2400 mm. Tuy nhiên ở trường hợp khoảng cách sườn bản 650 mm thì cốt thép D16 lại đảm bảo với tất cả các khoảng cách dầm chủ. Điều này được lý giải do bề rộng bản cánh có hiệu xác định theo công thức (8) biến thiên không tuyến tính đã ảnh hưởng đến đến sức kháng uốn của tiết diện chữ T.

4. KIỂM TRA BẢN SƯỜN MỎNG HPC Ở TTGH SỬ DỤNG

4.1 Kiểm tra điều kiện về độ võng

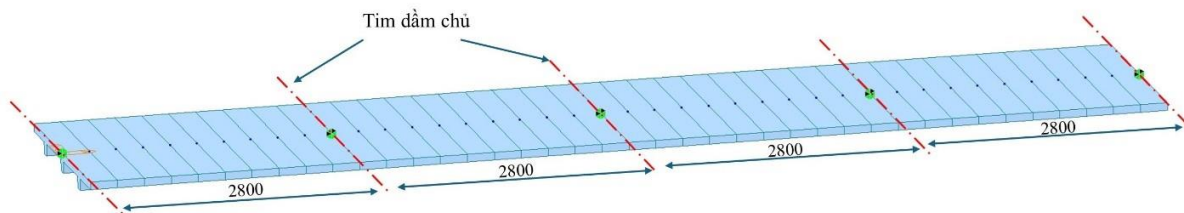
Trong các trường hợp đã khảo sát, trường hợp bất lợi nhất khi kiểm toán độ võng là khoảng cách dầm 2800mm và khoảng cách sườn 650mm. Với phạm vi mặt cắt ngang được xác định theo công thức dải bản tương đương chịu một dây bánh xe 145 kN của xe ba trục khi tính toán mô men dương: $S_w^+ = 660 + 0,55S = 660 + 0,55 \times 2800 = 2200(mm)$. Bề rộng có hiệu tính toán của bản để chịu tải trọng HL93 có xét đến hệ số xung kích $IM = 1,33$ được thể hiện

trên Hình 8.

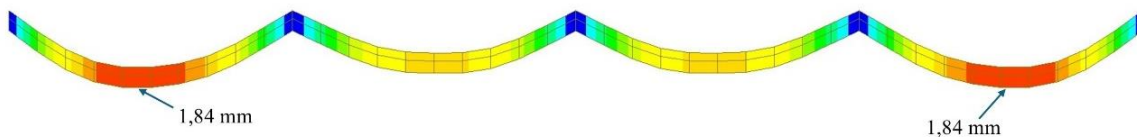


Hình 8. Bề rộng có hiệu của bản chịu tải trọng HL93 khi tính độ võng.

Sử dụng phần mềm Midas Civil, mô hình bản mặt cầu liên tục 4 nhịp theo phương pháp phần tử hữu hạn với bề rộng có hiệu của bản tương ứng chịu một dãy bánh xe của bản mặt cầu chịu tải trọng HL93 với hệ số xung kích $IM = 1,33$. Bản mặt cầu được mô hình hóa trong Midas được thể hiện trên Hình 9. Kết quả tính toán độ võng của bản sườn mỏng chịu tác dụng của hoạt tải có xét tới hệ số xung kích từ phần mềm Midas được thể hiện trên Hình 10.



Hình 9. Mô hình hóa bản mặt cầu trong Midas Civil.



Hình 10. Kết quả tính toán độ võng từ Midas Civil.

Kết quả trên Hình 10 cho thấy, độ võng lớn nhất do hoạt tải gây ra tại giữa nhịp là 1,84 mm. Theo Tiêu chuẩn TCVN 11823:2017, giới hạn độ võng cho bản mặt cầu là $L/800$ với L là khoảng cách giữa 2 tim gối. Vậy $L/800 = 2800/800 = 3,5(mm) > 1,84mm$. Do vậy, bản sườn mỏng HPC khảo sát thỏa mãn điều kiện độ võng ở TTGH sử dụng.

4.2 Khảo sát lượng cốt thép cần thiết theo yêu cầu kháng nứt

Tại trạng thái giới hạn sử dụng, giới hạn ứng suất kéo $[f_k]$ trong kết cấu bê tông dự ứng lực theo tiêu chuẩn TCVN 11823:2017 có thể xác định theo công thức (9), đồng thời $[f_k]$ không được vượt quá 4,1 MPa.

$$[f_k] = 0,5\sqrt{f'_c} (MPa) \quad (9)$$

trong đó f'_c là cường độ chịu nén của bê tông (cấp bê tông).

Với bê tông chất lượng cao HPC có $f'_c = 70MPa$ thì $0,5\sqrt{f'_c} = 4,18MPa$. Do vậy, giới hạn ứng suất kéo được lấy là 4,1 MPa. Với cặp tham số cốt thép thường được lựa chọn là: cốt thép đường kính 22 mm ở phía dưới và cốt thép đường kính 16 mm ở phía trên, kết quả tính toán ứng suất kéo lớn nhất trong bản bê tông sườn mỏng HPC được thể hiện ở Bảng 9 và Bảng 10. Có thể thấy rằng ứng suất kéo trong bản mặt cầu rất lớn và hầu như không thỏa mãn giới hạn quy định về giới hạn ứng suất theo TTGH sử dụng (công thức (9)). Chỉ một trường hợp duy nhất tương ứng với khoảng cách dầm chủ 1800 mm và khoảng cách sườn dầm 300

mm có ứng suất kéo tại thớ trên bằng 4,05 MPa là thỏa mãn giới hạn ứng suất kéo. Nghiên cứu bước đầu cho thấy, để sử dụng bê tông HPC cho thiết kế bản sườn mỏng đề xuất ở Hình 1(b), cần phải có các giải pháp tăng cường để giảm ứng suất kéo, từ đó thỏa mãn yêu cầu về giới hạn ứng suất trong thiết kế.

Bảng 9. Ứng suất kéo lớn nhất ở thớ dưới (MPa).

$f_c^{dưới} (MPa)$	Khoảng cách các sườn (mm)								
	300	350	400	450	500	550	600	650	
Khoảng cách các dầm chủ (mm)	1800	7,67	8,93	9,63	10,82	12,02	13,22	14,43	14,27
	1900	7,82	9,10	10,39	11,02	12,24	13,46	14,68	15,91
	2000	8,00	9,31	10,63	11,27	12,51	13,76	15,00	16,25
	2100	8,20	9,54	10,89	11,54	12,81	14,08	15,36	16,64
	2200	8,80	9,80	11,18	12,57	13,14	14,45	15,75	17,06
	2300	9,05	10,08	11,50	12,92	13,50	14,84	16,18	17,52
	2400	9,31	10,37	11,83	13,29	13,88	15,25	16,63	18,01
	2500	9,60	10,69	12,18	13,69	15,19	15,70	17,12	18,53
	2600	9,92	11,54	12,58	14,13	15,68	16,20	17,66	19,12
	2700	10,24	11,91	12,98	14,58	16,17	16,70	18,20	19,70
2800	10,56	12,27	13,38	15,02	16,66	18,31	18,74	20,28	

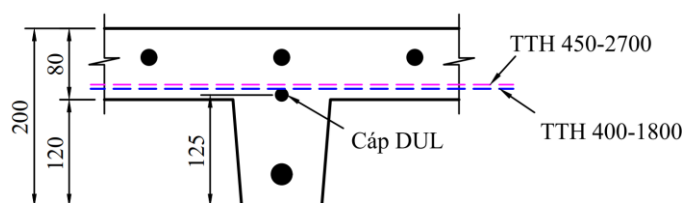
Bảng 10. Ứng suất kéo lớn nhất ở thớ trên (MPa).

$f_c^{trên} (MPa)$	Khoảng cách các sườn (mm)								
	300	350	400	450	500	550	600	650	
Khoảng cách các dầm chủ (mm)	1800	4,05	4,69	4,47	5,00	5,54	6,07	6,60	7,13
	1900	4,28	4,95	5,63	5,29	5,85	6,42	6,98	7,54
	2000	4,48	5,19	5,90	5,54	6,13	6,72	7,31	7,89
	2100	4,90	5,67	6,45	6,06	6,71	7,35	8,00	8,64
	2200	5,04	5,84	6,64	6,24	6,91	7,57	8,23	8,89
	2300	5,17	5,99	6,80	6,40	7,08	7,76	8,43	9,11
	2400	5,28	6,12	6,95	6,53	7,23	7,92	8,61	9,30
	2500	6,19	6,22	7,07	7,91	7,36	8,06	8,76	9,46
	2600	6,28	6,32	7,17	8,02	7,47	8,18	8,89	9,60
	2700	6,37	6,41	7,27	8,13	7,57	8,29	9,01	9,73
2800	6,44	6,48	7,35	8,22	7,65	8,38	9,11	9,83	

5. GIẢI PHÁP SỬ DỤNG CÁP DỰ ỨNG LỰC CHO BẢN SƯỜN MỎNG

Nhằm mục đích đảm bảo về điều kiện ứng suất kéo giới hạn, cáp ứng suất trước được đề xuất bố trí nhằm tăng cường ứng suất nén trước ở trong bản mặt cầu. Các tham số về bố trí cáp ứng suất trước đã được khảo sát bao gồm: đường kính và số lượng tao cáp, vị trí tao cáp. Để thuận tiện cho quá trình thi công cũng như điều kiện chịu lực, cáp dự ứng lực sử dụng là cáp căng trước, thiết kế tao cáp được đề xuất sử dụng 1 tao có đường kính 12,7 hoặc 15,2 mm (các loại cáp dự ứng lực phổ biến hiện nay). Do chỉ có một tao cáp, vị trí của tao sẽ được nghiên cứu nằm gần tại vị trí khu vực trục trung hòa của tiết diện, cách đáy sườn dầm T là 125 mm (Hình 11). Với việc bố trí cáp dự ứng lực gần xung quanh vị trí trục trung hòa, cáp dự ứng lực hầu như không thay đổi khả năng kháng uốn của bản sườn mỏng nhưng có khả năng chống các vết nứt do ứng suất kéo tốt hơn vì đã được tạo một ứng suất nén trước. Hình thể hiện tương quan giữa vị trí cáp dự ứng lực được đề xuất với vị trí trục trung hòa của một

số trường hợp thiết kế được khảo sát bao gồm: trường hợp khoảng cách sườn 450 mm khoảng cách dầm 2700 mm (nằm cách đáy bản 137mm) và trường hợp khoảng cách sườn 400 mm khoảng cách dầm 1800 mm (nằm cách đáy bản 132mm).



TTH 450-2700: Trục trung hòa trường hợp khoảng cách sườn 450mm và khoảng cách dầm 2700mm

TTH 400-1800: Trục trung hòa trường hợp khoảng cách sườn 400mm và khoảng cách dầm 1800mm

Hình 11. Bản sườn mỏng HPC sử dụng cáp dự ứng lực.

Các tao cáp sử dụng là các tao cáp dự ứng lực cáp 270 độ chùng thấp, cường độ chịu kéo $f_{pu} = 1860$ MPa, giới hạn chảy $f_{py} = 1670$ MPa, mô đun đàn hồi $E_p = 197000$ MPa. Ứng suất căng ban đầu đạt tới $0,75f_{pu}$. Kết quả ứng suất kéo lớn nhất ở thớ dưới khi sử dụng tao cáp 12,7 mm thể hiện ở Bảng 11 với vùng màu xanh thể hiện đảm bảo điều kiện ứng suất ở TTGH sử dụng, vùng màu đỏ thể hiện không đảm bảo. Có thể thấy rằng, việc sử dụng thêm tao cáp dự ứng lực 12,7 mm giúp giảm đáng kể ứng suất kéo. Tuy nhiên, các trường hợp được khảo sát vẫn chỉ đáp ứng điều kiện ứng suất kéo ở công thức (9) ở một phạm vi giới hạn. Với khoảng cách dầm chủ không quá 2400 mm thì các sườn chỉ có thể cách nhau 300 mm. Trong khi đó, khi khoảng cách sườn là 350 mm thì chỉ đáp ứng với khoảng cách dầm chủ không quá 2000 mm.

Bảng 11. Ứng suất kéo lớn nhất ở thớ dưới khi sử dụng tao cáp 12,7 mm (MPa).

f_c^{duoi} (MPa)	Khoảng cách các sườn (mm)							
	300	350	400	450	500	550	600	650
1800	2,38	3,60	5,05	5,34	6,52	7,69	8,87	9,60
1900	2,51	3,76	5,02	5,54	6,74	7,93	9,13	10,33
2000	2,68	3,96	5,24	5,79	7,01	8,23	9,46	10,68
2100	3,67	4,18	5,49	6,85	7,31	8,56	9,82	11,07
2200	3,59	4,42	5,77	7,13	7,65	8,93	10,22	11,51
2300	3,82	4,69	6,08	7,47	8,01	9,33	10,65	11,98
2400	4,07	4,98	6,41	7,84	9,11	9,75	11,11	12,47
2500	4,34	6,01	6,76	8,23	9,71	10,21	11,61	13,00
2600	4,65	6,22	7,15	8,68	10,20	10,72	12,16	13,60
2700	4,95	6,58	7,55	9,12	10,69	11,86	12,71	14,19
2800	5,26	6,94	8,60	9,56	11,18	12,80	13,25	14,78

Kết hợp điều kiện ứng suất kéo cả ở thớ trên và thớ dưới khi xét với hai loại cáp dự ứng lực đường kính 12,7 mm và 15,2 mm, có thể xác định được các trường hợp khoảng cách dầm chủ và khoảng cách các sườn bản thoả mãn điều kiện ứng suất ở TTGH sử dụng như trên Bảng 12.

Vùng màu đỏ ở Bảng 12 thể hiện các trường hợp không đảm bảo điều kiện ứng suất. Có thể thấy việc sử dụng cáp dự ứng lực chỉ có thể đáp ứng một vùng tương đối nhỏ (32% các trường hợp khảo sát). Với khoảng cách sườn 300 mm, có thể sử dụng cáp dự ứng lực để đáp ứng công thức (9) cho tất cả các trường hợp dầm chủ. Với khoảng cách sườn là 450 mm thì chỉ đáp ứng với khoảng cách dầm chủ 1800 mm. Một biện pháp tiềm năng khác là sử dụng

dạng kết cấu dự ứng lực bán phần. Theo như quan điểm thiết kế kết cấu dự ứng lực bán phần sẽ cho phép xuất hiện vết nứt dưới tải trọng tức thời, ví dụ như hoạt tải. Các kết quả theo quan điểm này sẽ được làm rõ hơn trong các nghiên cứu sau này.

Bảng 12. Lượng cấp dự ứng lực cần thiết.

		Khoảng cách các sườn (mm)							
		300	350	400	450	500	550	600	650
Khoảng cách các dầm chủ (mm)	1800	12,7	12,7	12,7	15,2				
	1900	12,7	12,7	12,7					
	2000	12,7	12,7	15,2					
	2100	12,7	15,2	15,2					
	2200	12,7	15,2	15,2					
	2300	12,7	15,2	15,2					
	2400	12,7	15,2	15,2					
	2500	15,2	15,2						
	2600	15,2	15,2						
	2700	15,2							
2800	15,2								

6. KẾT LUẬN

Bài báo đã tiến hành nghiên cứu một số các tham số thiết kế cơ bản cho bản mặt cầu sườn mỏng có trọng lượng nhẹ sử dụng vật liệu bê tông chất lượng cao HPC. Các tham số này bao gồm hàm lượng cốt thép thường, cấp ứng suất trước và các thông số kích thước đã được xác định tối ưu tương ứng với sự thay đổi của khoảng cách dầm chủ và khoảng cách các sườn bản. Đồng thời, nghiên cứu đề xuất một thiết kế mới cho bản sườn mỏng HPC với sự tham gia làm việc của cấp dự ứng lực để giảm ứng suất kéo tại biên trên và biên dưới bản khi xét ở TTGH sử dụng. Từ kết quả nghiên cứu, một số kết luận sau được rút ra:

- Bản mặt cầu sườn mỏng ở nghiên cứu ngày có khả năng giảm từ 20 đến 42% tĩnh tải bản thân so với bản mặt cầu đặc thông thường tùy thuộc khoảng cách giữa các sườn bản. Điều này có nhiều lợi ích đáng kể như giúp tăng chiều dài nhịp và khoảng cách dầm, từ đó sẽ giảm được số lượng dầm và kích thước kết cấu phần dưới. Với cấu kiện đúc sẵn thi công lắp ghép, việc giảm trọng lượng còn giúp ích cho quá trình vận chuyển, cầu lắp.

- Lượng cốt thép cần thiết để thỏa mãn TTGH cường độ được thể hiện dưới dạng bảng tra tại nghiên cứu này có thể giúp người thiết kế dễ dàng lựa chọn theo các khoảng cách dầm và khoảng cách sườn mong muốn. Theo đó, cốt thép được sử dụng chịu mô men dương từ D18 đến D25, trong khi đó cốt thép sử dụng chịu mô men âm từ D14 đến D18.

- Bản mặt cầu sườn mỏng HPC được khảo sát thỏa mãn yêu cầu về độ võng ở TTGH sử dụng. Để thỏa mãn yêu cầu về ứng suất, bài báo bước đầu đề xuất dạng kết cấu bản mặt cầu HPC có sử dụng cấp dự ứng lực đặt tại khu vực trọng tâm của kết cấu nhằm giải quyết nhược điểm về khả năng chống nứt. Kết quả cho thấy với khoảng cách dầm chủ không quá 2400 mm và khoảng cách sườn bản không quá 400 mm, việc sử dụng cấp dự ứng lực có thể đảm bảo điều kiện ứng suất kéo trong bản. Với yêu cầu khoảng cách dầm chủ tăng đến 2600 mm và 2800 mm, khoảng cách sườn bản cần phải giảm tương ứng xuống là 350 mm và 300 mm.

- Ở TTGH cường độ, bài báo mới chỉ tập trung nghiên cứu về điều kiện kháng uốn. Khả năng kháng cắt của bản sườn mỏng HPC hiện chưa được xem xét tại nghiên cứu này. Đây là một trong những hạn chế của bài báo và nội dung này nên được làm rõ ở các nghiên cứu tiếp

theo.

LỜI CẢM ƠN

Nghiên cứu này được tài trợ bởi Bộ Giáo dục và Đào tạo trong đề tài mang mã số B2023-XDA-02

TÀI LIỆU THAM KHẢO

- [1]. B. Hadi, F. Menkulasi, J. Parker, J. A. O. Barros, Development of a high-performance concrete deck for Louisiana's movable bridges: Numerical study, *Journal of Bridge Engineering*, 22 (2017) 04017028. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)BE.1943-5592.0001056](https://doi.org/10.1061/(ASCE)BE.1943-5592.0001056)
- [2]. M.A. Saleem, A. Muhammad, A. Mirmiran, J. Xia, K. Mackie, Ultra-High-Performance Concrete Bridge Deck Reinforced with High-Strength Steel, *ACI Structural Journal*, 108 (2011). <https://doi.org/10.14359/51683217>
- [3]. S. R. Aaleti, S. Sritharan, D. Bierwagen, T. J. Wipf, Structural behavior of waffle bridge deck panels and connections of precast ultra-high-performance concrete: Experimental evaluation. *Transportation Research Record*, 2251 (2011) 82-92. <https://doi.org/10.3141/2251-09>
- [4]. J. Zhu, X. Guo, J. Kang, M. Duan, Y. Wang, Experimental investigation of flexural behavior of steel-UHPC composite beam with waffle-slab system, *Journal of Bridge Engineering*, 26 (2021) 04021011. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)BE.1943-5592.0001695](https://doi.org/10.1061/(ASCE)BE.1943-5592.0001695)
- [5]. Y. Zou, K. Zheng, Z. Zhou, Z. Zhang, J. Guo, J. Jiang, Experimental study on flexural behavior of hollow steel-UHPC composite bridge deck, *Engineering Structures*, 274 (2023) 115087. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2022.115087>
- [6]. P. D. Hòa, K. Đ. Tùng, Nghiên cứu bản mặt cầu lắp ghép UHPC ứng dụng trong xây dựng cầu nhanh tại Việt Nam, *Tạp chí Khoa học Giao thông vận tải*, 61 (2021) 28-31.
- [7]. B. Q. Bảo, N. T. N. Hằng, K. Đ. Tùng, N. T. Hiếu, N. C. Thắng, V. M. Tú, Nghiên cứu khả năng chịu uốn của bản mặt cầu sườn mỏng lắp ghép chế tạo bằng bê tông cường độ cao, *Tạp chí Khoa học Công nghệ Xây dựng*, 18 (2024) 1-16. [https://doi.org/10.31814/stce.huce2024-18\(4V\)-01](https://doi.org/10.31814/stce.huce2024-18(4V)-01).
- [8]. S. Aaleti, B. Petersen, S. Sritharan, Design Guide for Precast UHPC Waffle Deck Panel System, including Connections, Federal Highway Administration, Washington DC, 2013.
- [9]. TCVN11823-2017, Thiết kế cầu đường bộ, in TCVN 11823-2017, Bộ Khoa học Công nghệ, Việt Nam, 2017.
- [10]. E. Hognestad, Ultimate strength of reinforced concrete in American design practice, Portland Cement Association, Research and Development Laboratories, New York, 1956.
- [11]. T. H. Wee, M. S. Chin, M. A. Mansur, Stress-strain relationship of high-strength concrete in compression, *Journal of materials in civil engineering*, 8 (1996) 70-76. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0899-1561\(1996\)8:2\(70](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0899-1561(1996)8:2(70)
- [12]. I. Lee, Complete stress-strain characteristics of high performance concrete, Institute of Technology, New Jersey, 2002.
- [13]. A. I. Momin, R. B. Khadirnaikar, A. A. Zende, Flexural strength and behavioral study of high-performance concrete beams using stress-block parameters, *International Journal of Engineering*, 34 (2021) 2557-2565.
- [14]. FHWA, High performance concrete structural designers' guide, 1st edition, Department of Transportation, Federal Highway Administration, USA, 2005.