



EXPERIMENTAL STUDY ON THE BEHAVIOUR OF CONCRETE BRIDGE DECK SLABS REINFORCED WITH GLASS-FRP BARS UNDER CONCENTRATED LOADS

Nguyen Van Ngon^{1*}, Pham Duy Anh²

¹Hue college of Transport, No 365 Dien Bien Phu Street, Hue, Vietnam

²University of Transport and Communications, No 3 Cau Giay Street, Hanoi, Vietnam

ARTICLE INFO

TYPE: Research Article

Received: 21/7/2020

Revised: 13/10/2020

Accepted: 19/10/2020

Published online: 28/10/2020

<https://doi.org/10.47869/tcsj.71.8.9>

* Corresponding author

Email: ngvnngon.gtvthue@gmail.com

Abstract. This paper presents an experimental study investigating the behavior of edge-restrained concrete bridge-deck slabs reinforced with glass fiber reinforced polymer (GFRP) bars. The tests with four groups (one group used steel reinforced and three groups used GFRP reinforced) included twelve full-scale edge-restrained concrete deck slabs simulating a slab-on-girder bridge deck commonly used in Vietnam. The deck slabs measured 2500 mm long x 2500 mm wide x 200 mm thick. The investigated parameters included (1) reinforcement type (GFRP and steel), and (2) reinforcement ratio in main direction of bottom layer (0,4% - 1,0% - 1,2%). The slabs were supported on two parallel steel girders and were tested up to failure under monotonic single concentrated load acting on the center of each slab over a contact area of (510x362)mm to simulate the footprint of sustained truck wheel load (HL93 truck). All deck slabs failed in punching shear, with carrying capacities exceeding the design service load specified by the Vietnamese Highway Bridge Design Specification (TCVN 11823-17) from 1,5 to 2,2 times. The experimental punching capacities of the reinforced slabs were compared to the theoretical predictions provided by TCVN 11823-17, JSCE-97, CAN/CSA S806-12, AASHTO LRFD-09, ACI 440.1R-15, ... with average experimental-to-predicted punching capacity ratio ranged from 0,67 to 1,89 times.

Keywords: GFRP rebars; bridge deck slabs; punching shear.



NGHIÊN CỨU THỰC NGHIỆM XÁC ĐỊNH ỨNG XỬ CHỊU TẢI TRỌNG TẬP TRUNG CỦA BẢN MẶT CẦU BẰNG BÊ TÔNG CỐT THANH POLIMER SỢI THỦY TINH

Nguyễn Văn Ngôn^{1*}, Phạm Duy Anh²

¹Trường Cao đẳng Giao thông Huế, Số 365 Điện Biên Phủ, Huế, Việt Nam

²Trường Đại học Giao thông vận tải, Số 3 Cầu Giấy, Hà Nội, Việt Nam

THÔNG TIN BÀI BÁO

CHUYÊN MỤC: Công trình khoa học

Ngày nhận bài: 21/7/2020

Ngày nhận bài sửa: 13/10/2020

Ngày chấp nhận đăng: 19/10/2020

Ngày xuất bản Online: 28/10/2020

<https://doi.org/10.47869/tcsj.71.8.9>

* Tác giả liên hệ

Email: ngvngon.gtvthue@gmail.com

Tóm tắt. Bài báo trình bày nghiên cứu thực nghiệm nhằm khảo sát ứng xử của kết cấu bản mặt cầu bê tông cốt thanh GFRP có liên kết ở hai đầu. Thí nghiệm tiến hành với 04 nhóm mẫu (một nhóm sử dụng cốt thép và 3 nhóm sử dụng cốt thanh sợi thủy tinh), bao gồm 12 mẫu bản mô phỏng kết cấu bản đặt trên các dầm cầu được sử dụng phổ biến tại Việt Nam. Bản có chiều dài 2500 mm, rộng 2500 mm và dày 200 mm. Các thông số khảo sát bao gồm: 1) loại cốt (cốt thép và cốt sợi thủy tinh); 2) hàm lượng cốt ở lớp dưới theo hướng chính (0,4% - 1,0% - 1,2%). Các mẫu bản được đặt trên hai dầm thép thí nghiệm cho đến khi phá hoại có chiều dài nhịp 2,0 m dưới tác dụng của một tải trọng tập trung tác dụng trên phạm vi (510x362)mm tại trọng tâm bản để mô phỏng vết bánh xe (HL93). Tất cả các mẫu bản đều phá hoại do chọc thủng với khả năng chịu tải gấp 1,5 đến 2,2 lần tải trọng khai thác quy định tại Tiêu chuẩn Thiết kế Cầu đường bộ của Việt Nam. Kết quả thực nghiệm của các mẫu bản được so sánh với giá trị dự báo theo các công thức của TCVN 11823-17, JSCE-97, CAN/CSA S806-12, AASHTO LRFD-09, ACI 440.1R-15, ... cho tỷ lệ trung bình của giá trị thực nghiệm và lý thuyết dao động từ 0,67 đến 1,89 lần.

Từ khóa: Thanh cốt sợi thủy tinh, bản mặt cầu, chọc thủng.

© 2020 Trường Đại học Giao thông vận tải

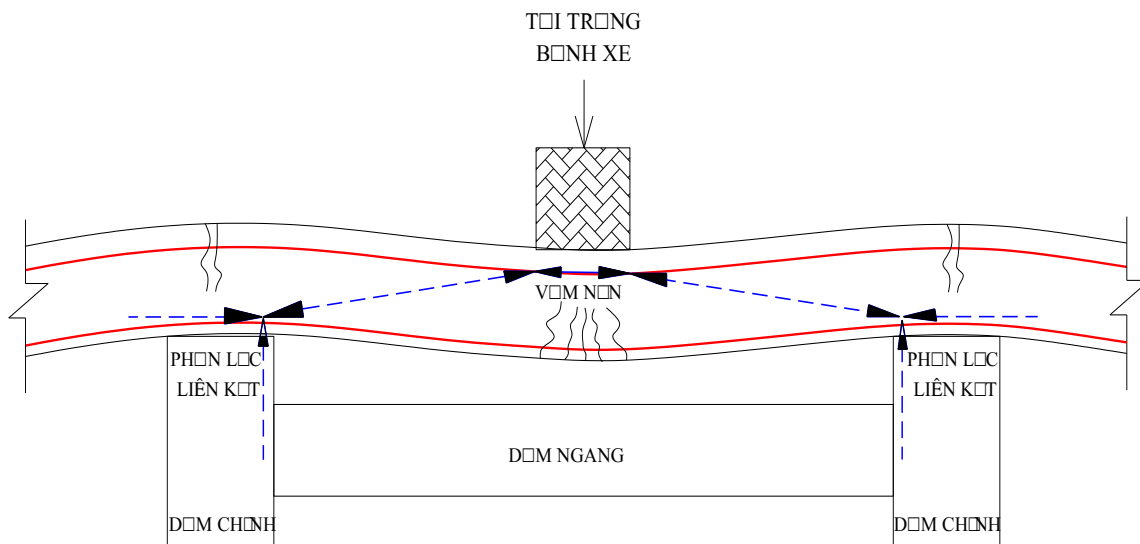
1. ĐẶT VẤN ĐỀ

Bản mặt cầu là bộ phận bị suy thoái nhanh nhất trong các bộ phận của công trình cầu do

chịu tác động trực tiếp của các điều kiện môi trường, các tác nhân hóa học và tải trọng xe. Hậu quả của tác động ăn mòn cốt thép qua thời gian khai thác là sự phá hoại lớp bê tông bảo vệ làm phát sinh chi phí sửa chữa và gây gián đoạn giao thông.

Do khả năng kháng ăn mòn mạnh, thanh polimer cốt sợi giúp cải thiện độ bền của bản mặt cầu và giảm thiểu chi phí sửa chữa thay thế. Thanh polimer cốt sợi đã được nghiên cứu đưa vào trong thiết kế cầu như là cốt chịu lực chính tại các tài liệu như: AASHTO LRFD - 2009 [1] đã cho phép sử dụng cốt thanh Glass-FRP (GFRP), tiêu chuẩn Canada (CAN/CSA S6 - 2012 [2]) đã cho phép sử dụng cốt thanh Cacbon-FRP (CFRP), Aramid-FRP (AFRP), GFRP. Tiêu chuẩn thiết kế cầu của Canada cung cấp hai phương pháp thiết kế bản mặt cầu: (1) Phương pháp kinh nghiệm, (2) phương pháp thiết kế chịu uốn. Cả hai phương pháp này đã xác định đường kính tối thiểu của thanh GFRP là 16 mm và khoảng cách tối đa giữa các thanh là 300 mm, với thanh GFRP có mô đun đàn hồi xấp xỉ 40 GPa.

Trên thế giới đã có nhiều nghiên cứu ứng dụng cốt thanh GFRP cho kết cấu bản mặt cầu, điển hình như [3, 4, 5]. Các nghiên cứu này đã chứng minh ứng xử thực tế của bản mặt cầu khi phá hoại là cắt hai chiều, với khả năng chịu tải lớn hơn giá trị dự báo theo các công thức lý thuyết. Điều này được giải thích dựa trên ảnh hưởng của cơ chế tác động vòm nén hình thành trong kết cấu bản mặt cầu, nhờ vào liên kết giữa bản và các dầm đỡ như được minh họa ở Hình 1.



Hình 1. Sự hình thành tác động vòm nén trong bản mặt cầu.

Bên cạnh đó, kết quả đo đạc trên công trình cầu thực tế theo các nghiên cứu [6, 7, 8, 9], cho giá trị biến dạng của cốt, biến dạng của bê tông độ võng đều nhỏ hơn giá trị dự tính. Các kết quả đo đạc thực tế cũng cho thấy ứng xử của kết cấu bản mặt cầu sử dụng kết hợp hai loại cốt GFRP và cốt thép cũng tương tự như kết cấu chỉ sử dụng một loại cốt.

Hầu hết các dự án đều sử dụng cốt thanh GFRP do có chi phí thấp hơn các loại thanh FRP khác (CFRP, AFRP). Đa số các cây cầu được xây dựng sử dụng thanh GFRP có mô đun

đàn hồi từ 40 đến 45 GPa. Một vài cây cầu đã qua thời gian khai thác hơn 15 năm và chưa có bất kỳ dấu hiệu hư hỏng nào [10].

Tại Việt Nam, cho đến nay đã có một số nghiên cứu tiến hành sử dụng thanh GFRP trong kết cấu dầm [11, 12] và kết cấu bản chịu uốn một chiều [13]. Trong khi đó chưa có nghiên cứu nào sử dụng cốt thanh GFRP cho bản mặt cầu, cũng như chưa có tiêu chuẩn, hướng dẫn thiết kế áp dụng đối với loại cốt này.

Nghiên cứu này tiến hành trên mô hình bản mặt cầu sử dụng cốt thanh GFRP chịu tải trọng tập trung (mô phỏng vết bánh xe) nhằm khảo sát ứng xử của kết cấu dựa trên các quan hệ giữa tải trọng - độ võng, tải trọng - biến dạng của bê tông, tải trọng - biến dạng của cốt tăng cường và khả năng chịu tải. Trên cơ sở kết quả thực nghiệm, tiến hành phân tích, đánh giá khả năng dự báo của các mô hình lý thuyết.

2. THÍ NGHIỆM

2.1. Vật liệu

Cốt thanh GFRP được sử dụng trong nghiên cứu có đường kính 10 mm, 16 mm và 20 mm với bề mặt thanh có dạng gờ xoắn được cung cấp từ Công ty Cổ phần Cốt sợi Polyme Việt Nam (FRP VIETNAM.JSC) với một số tính chất cơ học như thể hiện ở Bảng 1.

Bảng 1. Các tính chất cơ học của cốt GFRP (nguồn FRP VIETNAM.JSC).

Đường kính ngoài (mm)	Diện tích tiết diện (mm ²)	Khối lượng đơn vị (kg/m)	Cường độ chịu kéo tính toán f_{fu}^* (MPa)	Mô đun đàn hồi E_f (GPa)	Biến dạng kéo thiết kế ε_{fu}^* (%)	Cường độ dính bám (MPa)
10	56,71	0,110				
16	165,04	0,320	900	45	1,60	12
20	240,4	0,530				

Mẫu đối chứng được chế tạo sử dụng cốt thép có đường kính 14 mm cho lớp chịu lực chính và 10 mm cho các lớp còn lại. Một số đặc trưng của cốt thép: $f_y = 420$ MPa, $E_s = 200$ GPa. Bê tông bản có cường độ chịu nén yêu cầu ở 28 ngày tuổi $f'_c = 45$ MPa (mẫu hình trụ đường kính 150 mm, chiều cao 300 mm).

2.2. Mẫu thí nghiệm

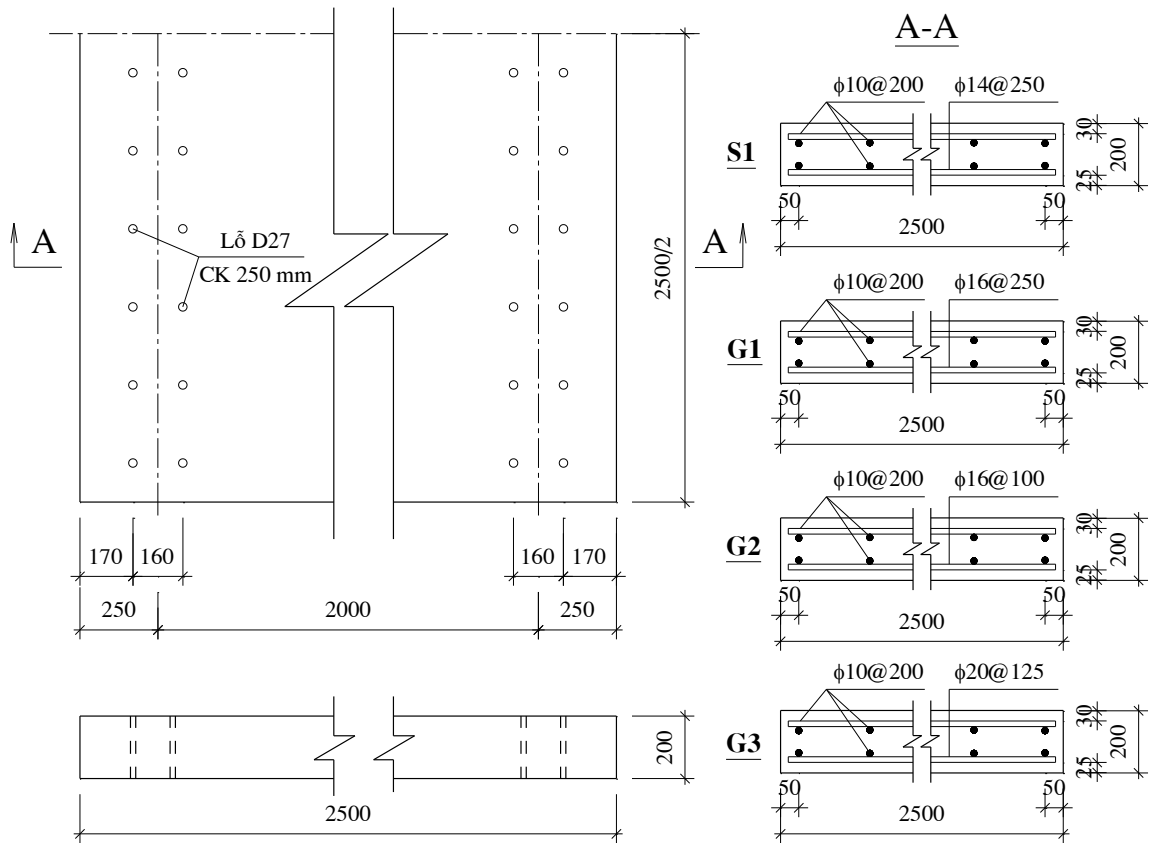
Mẫu thí nghiệm được lựa chọn có kích thước đảm bảo chiều dài nhịp bản (khoảng cách giữa 2 gối tựa) thuộc phạm vi ứng dụng của bản mặt cầu. Liên kết giữa bản và dầm đỡ sử dụng bu lông có đường kính 25 mm, cách khoảng 250 mm, được tham khảo từ các nghiên cứu [3, 4, 5], nhằm mô phỏng liên kết giữa bản mặt cầu và các dầm đỡ trong thực tế. Hàm lượng cốt chịu lực chính (lớp dưới theo phương chiều dài nhịp bản) trong các mẫu bản được chọn trên cơ sở như sau: với nhóm mẫu bản bê tông cốt thép (S1) lấy theo hàm lượng cốt tối thiểu (570 mm²/m) quy định theo phương pháp kinh nghiệm (TCVN 11823:2017); nhóm mẫu G1 (cốt thanh GFRP) có hàm lượng tương đương nhóm mẫu S1; các nhóm G2, G3 có hàm lượng cốt thay đổi so với nhóm mẫu G1 nhằm khảo sát ảnh hưởng của hàm lượng cốt.

Toàn bộ thí nghiệm gồm 4 nhóm (12 mẫu) có cấu tạo chi tiết như thể hiện ở Bảng 2 và

Hình 2. Một số hình ảnh minh họa trong quá trình đúc mẫu được thể hiện ở Hình 3.

Bảng 2. Chi tiết bố trí cốt trong các mẫu thí nghiệm.

Nhóm mẫu	Số hiệu mẫu	Loại cốt	Hàm lượng cốt chịu lực chính ρ (%)	Lưới dưới		Lưới trên	
				Cốt dọc	Cốt ngang	Cốt dọc	Cốt ngang
1	S1a,b,c	Cốt thép	0,4	11 ϕ 14@250	13 ϕ 10@200	13 ϕ 10@200	13 ϕ 10@200
2	G1a,b,c	GFRP	0,4	11 ϕ 16@250	13 ϕ 10@200	13 ϕ 10@200	13 ϕ 10@200
3	G2a,b,c	GFRP	1,0	25 ϕ 16@100	13 ϕ 10@200	13 ϕ 10@200	13 ϕ 10@200
4	G3a,b,c	GFRP	1,2	21 ϕ 20@125	13 ϕ 10@200	13 ϕ 10@200	13 ϕ 10@200



Hình 2. Cấu tạo chi tiết các mẫu thử nghiệm.



a) Lắp đặt cảm biến đo biến dạng trên cốt

b) Lắp đặt cốt và ván khuôn

Hình 3. Chế tạo mẫu thử nghiệm.

2.3. Các thiết bị đo đạc

Các thiết bị được sử dụng trong nghiên cứu bao gồm bộ thu nhận và xử lý số liệu được kết nối với các cảm biến và máy tính phục vụ cho việc thu thập số liệu thí nghiệm, cùng với các thiết bị như sau:

2.3.1. Thiết bị tạo lực và đo lực

Thiết bị tạo lực là máy nén thủy lực nhãn hiệu “Incerface - MFG In Scottsdale, Arizona, USA; Model 1050”, là thiết bị truyền động với tải trọng tác dụng tối đa 1000 kN. Giá trị lực tác dụng được đo thông qua cảm biến lực được nối với máy tính để đồng bộ hóa về thời gian với các giá trị biến dạng, độ võng từ đó thiết lập các biểu đồ tải trọng - độ võng, tải trọng - biến dạng.

2.3.2. Cảm biến đo biến dạng

Đề tài sử dụng loại cảm biến đo biến dạng của hãng Tokyo Sokki Kenkyujo (Hình 4) để đo biến dạng của bề mặt bê tông chịu nén, biến dạng của cốt thép hoặc cốt thanh GFRP.



Hình 4. Cảm biến đo biến dạng trên cốt và bê tông.

2.3.3. Cảm biến đo độ võng

Đề tài sử dụng cảm biến đo độ dịch chuyển 1 chiều ký hiệu DTH - A50 của hãng Kyowa, Nhật Bản (Hình 5), với các thông số kỹ thuật do nhà sản xuất cung cấp: Giá trị biến dạng đo được tối đa 50 mm, độ nhạy 200×10^6 mm.

2.3.4. Bộ gối uốn

Để mô phỏng điều kiện làm việc của bản mặt cầu trong thực tế, đề tài sử dụng gối uốn gồm hai dầm I300 được liên kết bằng hai hệ giằng ngang (Hình 6). Ngoài ra, một tấm thép có kích thước (510x362)mm, dày 60 mm được đặt tại trọng tâm của bản để mô phỏng tải trọng vết bánh xe.



Hình 5. Cảm biến đo độ võng.

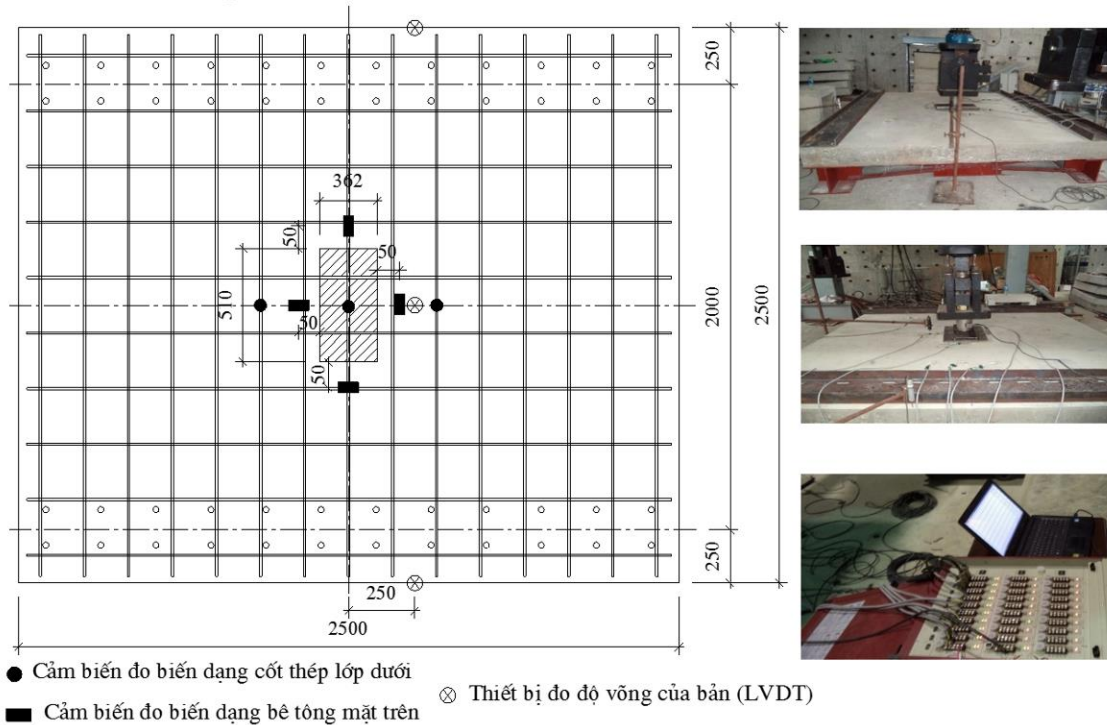


Hình 6. Bộ gối uốn.

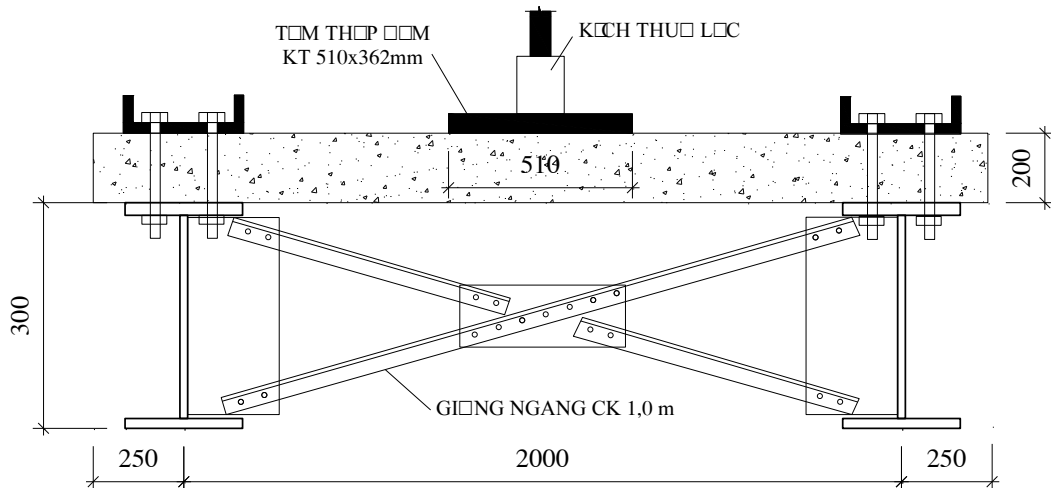
2.4. Phương pháp tiến hành thí nghiệm

2.4.1. Sơ đồ thí nghiệm

Sơ đồ bố trí thí nghiệm được thể hiện như trên Hình 7 và Hình 8. Các mẫu thử được gia tải đến khi phá hoại. Tải trọng được truyền lên giữa tấm bằng kích thủy lực có khả năng kiểm soát áp lực thông qua một tấm thép có kích thước (510x362x60) mm.



Hình 7. Sơ đồ bố trí các thiết bị đo.



Hình 8. Sơ đồ bố trí thí nghiệm.

2.4.2. Trình tự thí nghiệm

Thí nghiệm được tiến hành với tốc độ gia tải 5 kN/phút, trong quá trình thí nghiệm, ghi lại giá trị tải trọng gây nứt (giá trị tải trọng tại thời điểm xuất hiện vết nứt đầu tiên quan sát trực tiếp trên mẫu), đo chiều rộng vết nứt ứng với tải trọng khai thác và tải trọng thiết kế.

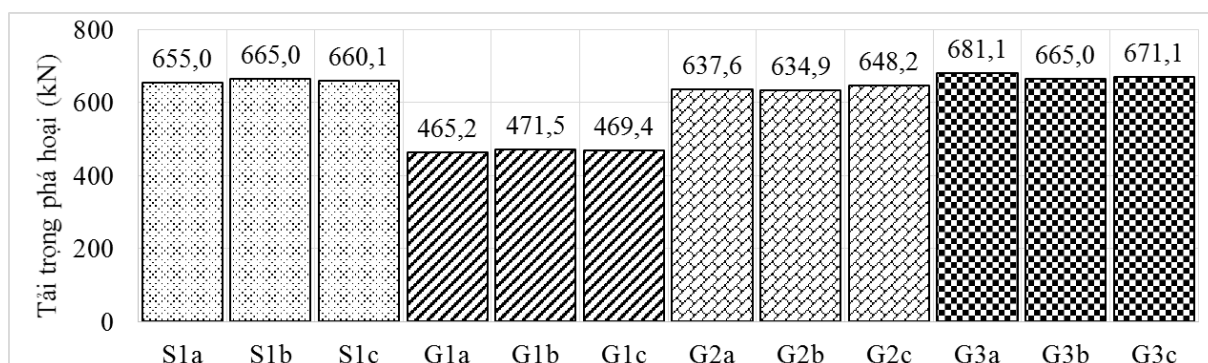
Ngoài ra dạng phân bố vết nứt và mô hình phá hoại cũng được thu thập.

3. KẾT QUẢ THÍ NGHIỆM VÀ PHÂN TÍCH

3.1. Mô hình phá hoại và dạng vết nứt

Kết quả thí nghiệm các nhóm mẫu được trình bày ở Hình 9 và các Bảng 3, 4. Dạng phá hoại ở mặt trên và mặt dưới của bản được thể hiện trên các Hình 10, 11.

Các mẫu bản đều phá hoại do chọc thủng (cắt hai chiều) và xảy ra đột ngột với khả năng chịu tải trung bình của các nhóm mẫu S1, G1, G2, G3 tương ứng là 660 kN, 468,7 kN, 640,2 kN và 672,4 kN. Mặt trên bị phá hoại xuyên thủng theo chu vi của tấm thép truyền tải, các vết nứt ở mặt trên có dạng bao gồm những đường tròn đồng tâm với đường ngoài cùng có đường kính bằng khoảng cách giữa hai dầm đỡ bản và các đường nứt hướng vào tâm của diện chịu tải. Các vết nứt ở mặt đáy có dạng hướng vào tâm diện chịu tải, điển hình như thể hiện ở Hình 11b. Với hàm lượng cốt nhiều hơn, bản thuộc nhóm G3 có nhiều vết nứt phân bố hơn so với bản thuộc nhóm G1 như thể hiện ở Hình 10b, c.



Hình 9. Khả năng chịu tải của các mẫu bản thí nghiệm.

Tải trọng gây nứt trung bình trên các nhóm mẫu S1, G1, G2, G3 tương ứng là 132,1 kN, 118,7 kN và 137,5 kN, 133,7 kN, các giá trị này đều lớn hơn tải trọng tiêu chuẩn tính với bánh xe hoạt tải thiết kế HL93 ($P_s = 1,25 \times 1,0 \times 72,5 = 90,6$ kN). Chiều rộng vết nứt cho phép quy định theo AASHTO LFRD-09 đối với kết cấu bản mặt cầu là 0,5 mm.

Bảng 3. Tổng hợp kết quả thí nghiệm các mẫu bản về tải trọng và độ võng.

Mẫu bản	P_{cr} (kN)	P_{max} (kN)	Δ (mm)			Dạng phá hoại
			P_s	P_c	P_{max}	
S1a	132,2	655,0	0,58	1,50	22,79	Chọc thủng
S1b	131,3	665,0	0,45	1,01	19,98	
S1c	132,8	660,1	0,49	1,11	21,98	
S1-TB	132,1	660,0	0,51	1,21	21,58	
G1a	118,3	465,2	1,45	6,12	26,09	Chọc thủng
G1b	116,5	471,5	1,72	6,23	31,25	
G1c	121,4	469,4	1,55	6,20	29,02	
G1-TB	118,7	468,7	1,57	2,76	28,79	

G2a	138,5	637,6	0,72	1,42	24,76	Chọc thủng
G2b	137,5	634,9	0,77	1,31	27,49	
G2c	136,6	648,2	0,69	1,56	25,96	
G2-TB	137,5	640,2	0,73	1,43	26,07	
G3a	134,3	681,1	0,55	1,52	23,21	Chọc thủng
G3b	133,6	665,0	0,55	1,61	24,21	
G3c	133,2	671,1	0,67	1,45	22,32	
G3-TB	133,7	672,4	0,59	1,53	23,25	

Chú thích: P_{cr} là tải trọng gây nứt trên các mẫu bản, P_{max} là tải trọng gây phá hoại mẫu. Giá trị độ võng Δ (mm) tại các cột P_s , P_c , P_{max} là giá trị độ võng của các mẫu thử tương ứng với tải trọng tiêu chuẩn, tải trọng tính toán và tải trọng gây phá hoại mẫu.

Bảng 4. Tổng hợp kết quả thí nghiệm các mẫu bản về biến dạng và nứt.

Mẫu bản	ε_f ($\mu\varepsilon$)			ε_c ($\mu\varepsilon$)			w_{max} (mm)		Ghi chú
	P_s	P_c	P_{max}	P_s	P_c	P_{max}	P_s	P_c	
S1a	222	409	7223	-137	-304	-2630	-	0,34	Trên mẫu chưa xuất hiện vết nứt ứng với mức tải sử dụng
S1b	245	450	7631	-112	-237	-2423	-	0,32	
S1c	200	368	6868	-103	-216	-2554	-	0,32	
S1-TB	222	409	7241	-117	-252	-2536	-	0,33	
G1a	373	1461	9121	-193	-521	-2547	-	0,55	Trên mẫu chưa xuất hiện vết nứt ứng với mức tải sử dụng
G1b	308	1349	9381	-181	-416	-2816	-	0,58	
G1c	279	891	9015	-165	-500	-2668	-	0,57	
G1-TB	320	1233	9172	-180	-479	-2677	-	0,57	
G2a	197	806	9366	-140	-288	-2460	-	0,35	Trên mẫu chưa xuất hiện vết nứt ứng với mức tải sử dụng
G2b	247	748	8533	-151	-283	-2437	-	0,35	
G2c	199	823	8585	-151	-339	-2570	-	0,36	
G2-TB	214	793	8828	-147	-303	-2489	-	0,35	
G3a	224	704	8774	-126	-295	-2248	-	0,37	Trên mẫu chưa xuất hiện vết nứt ứng với mức tải sử dụng
G3b	169	538	8085	-107	-281	-2419	-	0,38	
G3c	171	547	8854	-151	-323	-2355	-	0,38	
G3-TB	188	596	8571	-128	-300	-2341	-	0,38	

Chú thích: Giá trị ε_f tại các cột P_s , P_c , P_{max} là biến dạng của cốt tương ứng với các mức tải trọng tiêu chuẩn, tải trọng tính toán và tải trọng gây phá hoại mẫu; Giá trị ε_c tại các cột P_s , P_c , P_{max} là biến dạng của mặt bê tông chịu nén tương ứng với các mức tải trọng tiêu chuẩn, tải trọng tính toán và tải trọng gây phá hoại mẫu; Giá trị w_{max} tại các cột P_s , P_c là chiều rộng vết nứt lớn nhất trên mẫu tương ứng với các mức tải trọng tiêu chuẩn, tải trọng tính toán.

Chiều rộng vết nứt đo được với tải trọng tính toán ($P_c = 1,25 \times 1,75 \times 72,5 = 158,6$ kN) trên các nhóm mẫu S1, G1, G2 và G3 có giá trị trung bình tương ứng là 0,33 mm, 0,57 mm, 0,35 mm và 0,38 mm. Chiều rộng vết nứt phụ thuộc vào độ cứng dọc trục tính đối của cốt (ρE) và khoảng cách giữa các thanh cốt.



a) Nhóm mẫu S1b

b) Nhóm mẫu G1a

c) Nhóm mẫu G3b

Hình 10. Mô hình phá hoại và dạng nứt ở mặt trên của các nhóm mẫu thí nghiệm.



a) Nhóm mẫu S1a

b) Nhóm mẫu G2c

c) Nhóm mẫu G3a

Hình 11. Dạng nứt ở mặt dưới của một số mẫu thí nghiệm.

3.2. Biến dạng của bê tông và cốt tăng cường

Biểu đồ quan hệ giữa tải trọng - biến dạng của cốt; tải trọng - biến dạng của bê tông của các mẫu thí nghiệm được thể hiện trên các Hình 12a, b. Biến dạng trung bình của cốt thép hoặc cốt GFRP trong các mẫu thử S1, G1, G2, G3, với mức tải tiêu chuẩn tương ứng là 222 $\mu\epsilon$, 320 $\mu\epsilon$, 214 $\mu\epsilon$, 188 $\mu\epsilon$, ứng với mức tải tính toán (tính với tải trọng bánh xe thiết kế 3 trục của HL93) tương ứng là 409 $\mu\epsilon$, 1233 $\mu\epsilon$, 793 $\mu\epsilon$, 596 $\mu\epsilon$. Các giá trị biến dạng tương ứng với tải trọng thiết kế đạt từ 3,1% đến 9,5% so với giá trị biến dạng giới hạn của cốt thanh GFRP ($\epsilon_{fd} = 0,014$). Tại thời điểm các mẫu bản bị phá hoại, biến dạng lớn nhất của cốt đạt từ 55,7% đến 70,6% giá trị biến dạng thiết kế của vật liệu.

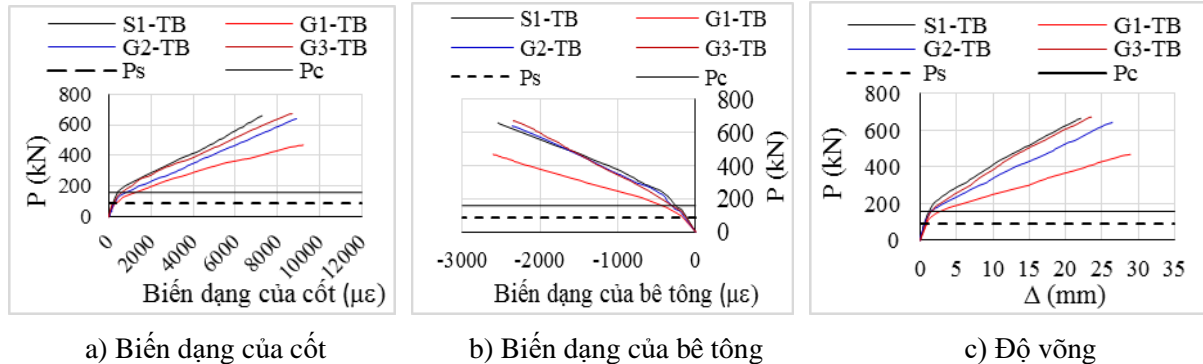
Với mức tải trọng tiêu chuẩn ($P_s = 90,6$ kN), tương ứng với hàm lượng tăng cường tăng gấp 2,5 lần của nhóm G2 so với nhóm G1, biến dạng của cốt tăng cường giảm 33,0%, với hàm lượng cốt tăng gấp 3 lần của nhóm mẫu G3 so với G1, biến dạng của cốt giảm 61,7%.

Biến dạng của bê tông mặt trên các nhóm mẫu S1, G1, G2, G3 tương ứng với tải trọng tiêu chuẩn là -117 $\mu\epsilon$, -180 $\mu\epsilon$, -147 $\mu\epsilon$, -128 $\mu\epsilon$, tương ứng với mức tải tính toán là -252 $\mu\epsilon$, -479 $\mu\epsilon$, -303 $\mu\epsilon$, -300 $\mu\epsilon$. Biến dạng lớn nhất của bê tông ở mặt trên ở mức tải thiết kế đạt từ 8,4% đến 16,0% so với biến dạng giới hạn của bê tông ($\epsilon_{cu} = 0,003$).

Với mức tải gây phá hoại mẫu, biến dạng lớn nhất của bê tông mặt trên của các mẫu bản đạt từ 78,0% đến 89,2% so với biến dạng giới hạn của bê tông. Các mẫu đều bị phá hoại khi biến dạng trong cốt thép hoặc cốt GFRP và bê tông đều nhỏ hơn giá trị biến dạng giới hạn của vật liệu.

3.3. Ứng xử võng - Biểu đồ quan hệ giữa tải trọng và độ võng

Đường cong quan hệ tải trọng - độ võng của các mẫu bản bê tông cốt thép và các mẫu bản bê tông cốt GFRP có dạng gần như tuyến tính trong cả hai giai đoạn trước và sau khi bị nứt như thể hiện trên Hình 9c. Độ võng trung của các nhóm mẫu G1, G2, G3, ứng với tải trọng tiêu chuẩn tương ứng là 1,57 mm, 0,73 mm, 0,59 mm, các giá trị này đều nhỏ hơn độ võng cho phép ($L/1000 = 2,0\text{mm}$).



Hình 12. So sánh biến dạng trung bình của cốt, bê tông và độ võng các nhóm mẫu.

Với mức tải gây phá hoại mẫu, độ võng trung bình của các nhóm mẫu S1, G1, G2, G3 tương ứng là 21,58 mm, 28,79 mm, 26,07 mm, 23,25 mm. Ứng với mức tải 478,6 kN, nhóm mẫu G2 có hàm lượng cốt gấp 2,5 lần so với nhóm mẫu G1 có độ võng thấp hơn 41,3%, mẫu G3 có hàm lượng cốt gấp 3,0 lần so với nhóm mẫu G1 có độ võng thấp hơn 54,2%. Nhóm mẫu bản bê tông cốt thép (S1) có độ võng trung bình nhỏ hơn nhóm G3 mặc dù có hàm lượng cốt nhỏ hơn nhưng giá trị độ cứng dọc trục tính đổi của cốt (hàm lượng cốt ρ nhân mô đun đàn hồi E) lớn hơn (mẫu S1: $\rho E = 733 \text{ MPa}$, mẫu G3: $\rho E = 525 \text{ MPa}$).

So sánh ở giá trị độ võng giới hạn ($L/800 = 2,5 \text{ mm}$), tải trọng tiêu chuẩn cho phép trung bình của các nhóm mẫu G1, G2, G3 tương ứng là 135,9 kN, 184,8 kN, 194,9 kN, vượt từ 1,5 đến 2,2 lần so với giá trị tải trọng tiêu chuẩn quy định.

3.4. Phân tích các mô hình dự báo khả năng chịu tải

3.4.1. Khái quát về các công thức dự báo khả năng chịu tải

ACI 440.1R - 2015 [14]

$$V_c = \frac{4}{5} \sqrt{f'_c} b_o \cdot c \quad (1)$$

Trong đó: f'_c là cường độ chịu nén đặc trưng của bê tông; b_o là chu vi của tiết diện nguyên ở khoảng cách bằng $d/2$ tính từ tải trọng tập trung; d : là khảng cách từ mặt chịu nén đến trọng tâm cốt tăng cường chịu kéo; n_f là tỷ số mô đun đàn hồi; ρ_f là hàm lượng cốt GFRP; c là chiều cao trục trung hòa của mặt cắt nứt quy đổi, $c = k \cdot d$;

$$k = \sqrt{2\rho_f n_f + (\rho_f n_f)^2} - \rho_f n_f \quad (2)$$

CAN/CSA S806 - 2012 [2]

Theo CAN/CSA (2012) cường độ kháng chọc thủng được xác định bằng giá trị nhỏ nhất

được tính theo các công thức (3) - (5):

$$V_c = \left(1 + \frac{2}{\beta_c}\right) \left[0,028 \cdot \lambda \cdot \varphi_c \left(E_f \cdot \rho_f \cdot f_c'\right)^{1/3}\right] b_o \cdot d \quad (3)$$

$$V_c = \left[\left(\frac{\alpha_s d}{b_o}\right) + 0,19\right] \cdot 0,147 \cdot \lambda \cdot \varphi_c \left(E_f \cdot \rho_f \cdot f_c'\right)^{1/3} b_o \cdot d \quad (4)$$

$$V_c = 0,056 \cdot \lambda \cdot \varphi_c \left(E_f \cdot \rho_f \cdot f_c'\right)^{1/3} b_o \cdot d \quad (5)$$

Trong đó: λ : là hệ số xét đến trọng lượng của bê tông, $\lambda = 1,0$; α_s : là hệ số điều chỉnh V_c xét đến vị trí liên kết; β_c : là tỷ số giữa cạnh dài và cạnh ngắn của tấm thép truyền tải hoặc gối tựa.

AASHTO LRFD - 2009 [1]

$$V_{c.LRFD} = 0,84 \sqrt{f_c'} b_o \cdot c \quad (6)$$

JSCE - 97 [15]

$$V_{c.JSCE} = \beta_d \beta_p \beta_r f_{pcd} b_o d \quad (7)$$

Với:

$$\beta_d = \min \left[\left(\frac{100}{d}\right)^{1/4}, 1,5 \right] \quad (8)$$

$$\beta_p = \min \left[\left(\frac{100 \rho_f E_f}{E_s}\right)^{1/3}, 1,5 \right] \quad (9)$$

$$u = 2(c_x + c_y) \quad (10)$$

$$\beta_r = 1 + \frac{1}{\left(1 + 0,25 \frac{u}{d}\right)} \quad (11)$$

$$f_{pcd} = \min \left(0,2 \sqrt{f_c'}, 1,2\right) \quad (12)$$

El-Gamal et al. [5]

$$V_{c.El} = 0,33 \sqrt{f_c'} b_o d \alpha (1,2)^N \quad (13)$$

Với:

$$\alpha = 0,62 \left(\rho_f \frac{E_f}{1000}\right)^{1/3} \left(1 + \frac{8d}{b_o}\right) \quad (14)$$

N : là hệ số xét đến tính liên tục, $N = 0$ với bản một nhịp; $N = 1$ với bản liên tục theo một phương; $N = 2$ với bản liên tục theo hai phương.

TCVN 11823 - 17 [16]

$$V_{c.TCVN} = \left(0,17 + \frac{0,33}{\beta_c} \right) \sqrt{f'_c b_o d_v} \leq 0,33 \sqrt{f'_c b_o d_v} \quad (15)$$

Trong đó: β_c là tỷ số cạnh dài trên cạnh ngắn của hình chữ nhật mà qua đó tải trọng truyền lên bản; d_v là chiều cao chịu cắt hữu hiệu, $d_v = d$.

3.4.2. Đánh giá các mô hình dự báo lý thuyết

Kết quả thực nghiệm và dự báo theo các công thức lý thuyết được tổng hợp, đánh giá được trình bày ở các Bảng 5 và Bảng 6.

Bảng 5. Kết quả tính toán theo các mô hình dự báo.

Số hiệu mẫu	$V_{c.TCVN}$ (kN)	$V_{c.ACI}$ (kN)	$V_{c.CAN}$ (kN)	$V_{c.LRFD}$ (kN)	$V_{c.JSCE}$ (kN)	$V_{c.El}$ (kN)	$V_{c.TN}$ (kN)
G1a	891,69	223,91	307,06	235,17	413,28	483,14	465,20
G1b	891,69	223,91	307,06	235,17	413,28	483,14	471,50
G1c	891,69	223,91	307,06	235,17	413,28	483,14	469,40
G2a	891,69	342,98	416,75	360,24	560,91	655,73	637,56
G2b	891,69	342,98	416,75	360,24	560,91	655,73	634,88
G2c	891,69	342,98	416,75	360,24	560,91	655,73	648,18
G3a	878,09	392,53	457,31	412,28	615,76	718,98	671,05
G3b	878,09	392,53	457,31	412,28	615,76	718,98	681,10
G3c	878,09	392,53	457,31	412,28	615,76	718,98	664,96

Chú thích: $V_{c.TCVN}$, $V_{c.ACI}$, $V_{c.CAN}$, $V_{c.LRFD}$, $V_{c.JSCE}$, $V_{c.El}$, lần lượt là giá trị dự báo khả năng chịu cắt hai chiều của mẫu bản theo Tiêu chuẩn Thiết kế cầu đường bộ (TCVN 11823:2017), theo Hướng dẫn của ACI (ACI 440.1R-15), theo tiêu chuẩn của Canada (CAN/CSA S806-12), theo Hướng dẫn của AASHTO LRFD (AASHTO LRFD - 09), theo tiêu chuẩn của Nhật Bản (JSCE - 1997), theo đề nghị của El-Gamal và cộng sự. $V_{c.TN}$ là giá trị thực nghiệm khả năng chịu cắt hai chiều của mẫu bản.

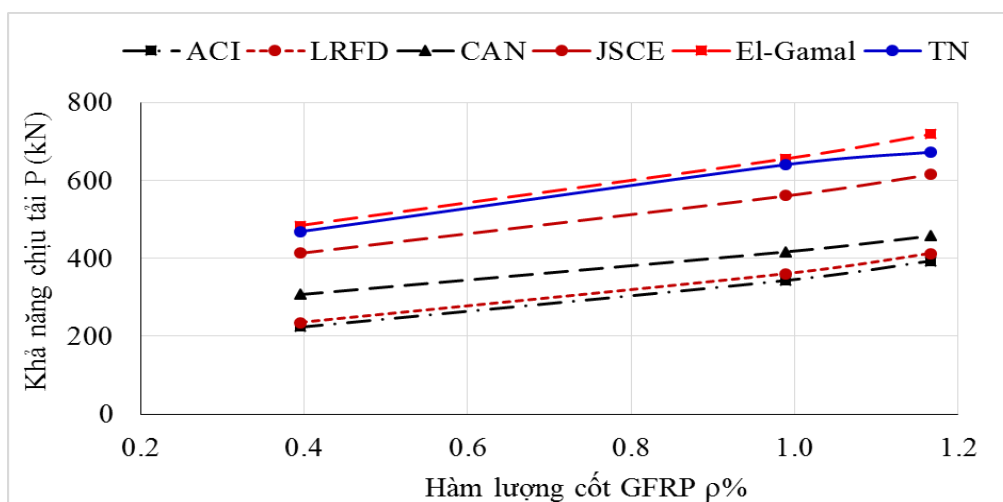
Bảng 6. Đánh giá kết quả dự báo sức kháng chọc thủng của kết cấu bản.

Số hiệu mẫu	$V_{TN}/V_{c.TCVN}$	$V_{TN}/V_{c.ACI}$	$V_{TN}/V_{c.CAN}$	$V_{TN}/V_{c.LRFD}$	$V_{TN}/V_{c.JSCE}$	$V_{TN}/V_{c.El}$
G1a	0,52	2,08	1,51	1,98	1,13	0,96
G1b	0,53	2,11	1,54	2,00	1,14	0,98
G1c	0,53	2,10	1,53	2,00	1,14	0,97
G2a	0,72	1,86	1,53	1,77	1,14	0,97
G2b	0,71	1,85	1,52	1,76	1,13	0,97

G2c	0,73	1,89	1,56	1,80	1,16	0,99
G3a	0,76	1,71	1,47	1,63	1,09	0,93
G3b	0,78	1,74	1,49	1,65	1,11	0,95
G3c	0,76	1,69	1,45	1,61	1,08	0,92
Trung bình	0,67	1,89	1,1	1,80	1,12	0,96
SD	0,110	0,167	0,034	0,159	0,025	0,021
COV(%)	16,46	8,81	2,22	8,81	2,24	2,19

Giá trị dự báo theo công thức của tiêu chuẩn thiết kế cầu hiện hành có chênh lệch cao hơn trung bình 33% so với thực nghiệm. Điều này là do công thức của TCVN 11823-17 dùng cho cốt thép, để áp dụng được cho cốt thanh GFRP cần phải đưa vào một hệ số điều chỉnh xét đến ảnh hưởng của mô đun đàn hồi của cốt (do mô đun đàn hồi của thanh GFRP nhỏ hơn mô đun đàn hồi của cốt thép) như công thức của El-Gamal. Trong khi đó kết quả thực nghiệm lớn hơn các giá trị dự tính theo ACI 440.1R, CAN, AASHTO LRFD, JSCE tương ứng 89%, 51%, 80%, 12%, là do hiệu ứng vòm nén hình thành từ liên kết giữa bản và dầm đỡ dẫn đến khả năng chịu tải thực tế của kết cấu bản mặt cầu lớn hơn kết cấu bản hai chiều có liên kết tựa thông thường. Kết quả tính theo công thức được đề nghị bởi El-Gamal cao hơn giá trị thực nghiệm khoảng 4%.

Biểu diễn mối quan hệ giữa hàm lượng cốt GFRP và khả năng chịu tải theo các công thức lý thuyết và thực nghiệm được minh họa trên Hình 10.



Hình 13. Biểu đồ quan hệ giữa khả năng chịu tải và hàm lượng cốt.

Từ các phân tích trên cho thấy cần có một mô hình dự báo khả năng chịu tải của bản mặt cầu cốt GFRP vừa phù hợp với thực nghiệm, vừa đảm bảo độ an toàn để áp dụng trong tính toán thiết kế kết cấu bản mặt cầu sử dụng loại cốt GFRP sản xuất tại Việt Nam.

4. KẾT LUẬN

Dựa trên kết quả thực nghiệm, phân tích và so sánh với lý thuyết, nhóm tác giả rút ra một số kết luận như sau:

- Các mẫu bản thí nghiệm đều bị phá hoại do cắt hai chiều (chọc thủng) với khả năng chịu tải lớn hơn gấp 1,5 đến 2,2 lần tải trọng khai thác thiết kế theo tiêu chuẩn thiết kế cầu đường bộ hiện hành (TCVN 11823-17).

- Các mô hình lý thuyết của Mỹ [1, 14], Nhật [15], Canada [2] đều đánh giá thấp khả năng chịu tải của kết cấu bản mặt cầu cốt thanh GFRP với chênh lệch từ 12% đến 89%, trong khi công thức đề xuất của El-Gamal và công thức của TCVN 11823-17 cho kết quả dự báo lớn hơn thực nghiệm tương ứng 4% và 33%. Vì vậy cần xây dựng một công thức dự báo khả năng chịu tải của bản mặt cầu bê tông cốt thanh GFRP phù hợp áp dụng tại Việt Nam.

- Độ võng lớn nhất đo được ở mức tải sử dụng trên mẫu bản có hàm lượng cốt tối thiểu (theo quy định của tiêu chuẩn thiết kế cầu đường bộ TCVN 11823-17) đo được bằng 1,57 mm nhỏ hơn giới hạn cho phép theo tiêu chuẩn. Việc tăng tỷ lệ cốt có tác dụng giảm độ võng và chiều rộng vết nứt, và tăng khả năng chịu tải. Tuy nhiên trong phạm vi khảo sát, khi tăng hàm lượng cốt từ 1,0% lên 1,2% mức độ ảnh hưởng là không đáng kể.

LỜI CẢM ƠN

Nghiên cứu này được thực hiện tại Trường đại học Giao thông vận tải. Các tác giả xin chân thành cảm ơn các thí nghiệm viên trung tâm KHCN đã hỗ trợ trong quá trình thực hiện nghiên cứu thực nghiệm.

TÀI LIỆU THAM KHẢO

- [1]. AASHTO LRFD bridge design guide specifications for GFRP reinforced concrete bridge decks and traffic railings, 1st Ed., Washington, DC., 2009.
- [2]. CSA (Canadian Standards Association), Design and construction of building structures with fiber reinforced polymers, CAN/CSA S806-12, Toronto, 2012.
- [3]. K. Bouguerra, E. Ahmed A., S. El-Gamal, B. Benmokrane, Testing of full-scale concrete bridge deck slabs reinforced with fiber-reinforced polymer (FRP) bars, J. Constr. Build.Mater., 25 (2011) 3956-3965. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2011.04.028>
- [4]. S. El-Gamal, E. El-Salakawy, B. Benmokrane, Behavior of concrete bridge deck slabs reinforced with fiber-reinforced polymer bars under concentrated loads, International Concrete Abstracts Portal, 102 (2005) 727-735. <https://www.concrete.org/publications/internationalconcreteabstractsportal/m/details/id/14668>
- [5]. S. El-Gamal, E. El-Salakawy, B. Benmokrane, Influence of reinforcement on the behavior of concrete bridge deck slabs reinforced with FRP bars, Journal of Composites for Construction, 11 (2007) 449-458. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1090-0268\(2007\)11:5\(449\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0268(2007)11:5(449))
- [6]. E. Ahmed A., F. Settecase, B. Benmokrane, Construction and testing of GFRP steel hybrid reinforced-concrete bridge-deck slabs of the Sainte-Catherine overpass bridges, Journal of Bridge Engineering, 19 (2014) 04014011. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)BE.1943-5592.0000581](https://doi.org/10.1061/(ASCE)BE.1943-5592.0000581)
- [7]. B. Benmokrane, E. El-Salakawy, S. El-Gamal and S. Goulet, Construction and testing of an innovative concrete bridge deck totally reinforced with glass FRP bars: Val-Alain Bridge on Highway 20 East, Journal of Bridge Engineering, 12 (2007) 632-645. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1084-0702\(2007\)12:5\(632\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1084-0702(2007)12:5(632))
- [8]. E. El-Salakawy, B. Benmokrane, G. Desgagne, G., FRP composite bars for the concrete deck slab of Wotton Bridge, Canadian Journal of Civil Engineering, 30 (2003) 861-870. <https://doi.org/10.1139/103-055>

- [9]. E. El-Salakawy et al., Field investigation on the first bridge deck slab reinforced with glass FRP bars constructed in Canada, *Journal of Composites for Construction*, 9 (2005) 470-479. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1090-0268\(2005\)9:6\(470\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0268(2005)9:6(470))
- [10]. O. Gooranorimi, A. Nanni, GFRP Reinforcement in Concrete after 15 Years of Service, *Journal of Composites for Construction*, 21 (2017). [https://doi:10.1061/\(asce\)cc.1943-5614.0000806](https://doi:10.1061/(asce)cc.1943-5614.0000806)
- [11]. Phạm Thị Loan, Trịnh Duy Thành, Nghiên cứu thực nghiệm uốn dầm bê tông cốt thanh sợi thủy tinh, *Tạp chí Khoa học, Trường Đại học Hải Phòng*, 26 (2018) 83-91.
- [12]. Nguyễn Hùng Phong, Nghiên cứu thực nghiệm sự làm việc của dầm bê tông có cốt polyme sợi thủy tinh hàm lượng thấp, *Tạp chí Xây dựng*, 9 (2014) 61-65.
- [13]. Đặng Vũ Hiệp, Vũ Ngọc Anh, Trần Văn Thái, Theo dõi độ võng của sàn bê tông cốt sợi thủy tinh (GFRP) trong thời gian 90 ngày, *Tạp chí KHCN Xây dựng*, 1+ 2 (2018) 10-15.
- [14]. ACI (American Concrete Institute), *Guide for the design and construction of structural concrete reinforced with FRP bars*, ACI 440.1R-15, Farmington Hills, MI, 2015.
- [15]. JSCE, *Recommendation for Design and Construction of Concrete Structures Using Continuous Fiber Reinforcing Materials*, Research Committee on Continuous Fiber Reinforcing Materials, Japan Society of Civil Engineers, Tokyo, 1997.
- [16]. Bộ giao thông vận tải, *Tiêu chuẩn thiết kế cầu đường bộ (TCVN 11823-17)*, Nhà xuất bản GTVT, Hà Nội, 2017.