

THÍ NGHIỆM THỬ TẢI ĐÁNH GIÁ ỨNG XỬ CHỊU UỐN CỦA KẾT CẤU SÀN NHỊP ĐƠN LIÊN HỢP THÉP – BÊ TÔNG THEO TIÊU CHUẨN SDI T-CD-2017

Nguyễn Ngọc Linh^a, Nguyễn Trung Hiếu^a, Nguyễn Ngọc Tân^{a,*}

^a*Khoa Xây dựng Dân dụng và Công nghiệp, Trường Đại học Xây dựng,
55 đường Giải Phóng, quận Hai Bà Trưng, Hà Nội, Việt Nam*

Nhận ngày 27/08/2018, Sửa xong 30/11/2018, Chấp nhận đăng 30/11/2018

Tóm tắt

Trong nghiên cứu này, hai mẫu kết cấu sàn liên hợp nhịp đơn với tỷ lệ 1:1 có các kích thước thực tế $4500 \times 900 \times 140$ mm đã được chế tạo trong phòng thí nghiệm và tiến hành thí nghiệm thử tải để kiểm tra sự làm việc theo các trạng thái giới hạn về độ bền và sử dụng. Thí nghiệm được thực hiện theo tiêu chuẩn SDI T-CD-2017 của Viện kết cấu thép Hoa Kỳ. Những kết quả thu được ở các trạng thái giới hạn về cường độ và trạng thái giới hạn về biến dạng cho thấy khả năng chịu lực của hai sàn thí nghiệm gần với tải trọng gây trượt giữa tấm tôn và bê tông. Giá trị tải trọng ở thời điểm này chỉ bằng khoảng 46,8% đến 53,8% so với tải trọng giới hạn gây phá hoại mẫu. Trong trường hợp này, đối với kết cấu sàn liên hợp nhịp đơn, việc bố trí cốt thép chịu mô men âm ở các gối tựa có ảnh hưởng không nhiều đến khả năng chịu lực của sàn, tuy nhiên trong điều kiện làm việc thực tế có thể xem xét để hạn chế tình trạng nứt trên kết cấu công trình.

Từ khoá: sàn liên hợp thép – bê tông, nhịp đơn, khả năng chịu lực giới hạn, độ bền chống trượt, vết nứt bê tông.

LOADING TEST FOR ASSESSING BENDING BEHAVIOR OF COMPOSITE STEEL DECK-SLABS OF SIMPLE SPAN ACCORDING TO SDI T-CD-2017 STANDARD

Abstract

In this study, two testing slabs in steel-concrete composite of simple span were cast in the laboratory with the scale 1:1 having real dimensions $4500 \times 900 \times 140$ mm. The loading test according to the american standard SDI T-CD-2017 of Steel Deck Institute (US) was carried out on these slabs to control the bending behavior in the ultimate limit state and the service limit state. The results obtained in the limit state design show that the load-carrying capacity of two testing slabs is practically similar to the applied load at which debonding or a slip relative displacement between the steel decking and the concrete. This load value is equal to about 46.8%–53.8% of the ultimate load-carrying capacity corresponding to the failure of the testing slabs. In this case study, the disposition of negative reinforcements for composite steel deck-slabs of simple span affect slightly on the bending capacity. However, it is possible to use negative reinforcements in order to limit the concrete cracking on the composite steel deck-slabs in real working conditions.

Keywords: composite steel deck-slabs, simple span, ultimate load-carrying capacity, shear bond resistance, concrete cracking.

[https://doi.org/10.31814/stce.nuce2018-12\(7\)-04](https://doi.org/10.31814/stce.nuce2018-12(7)-04) © 2018 Trường Đại học Xây dựng (NUCE)

1. Mở đầu

Hệ sàn liên hợp thép - bê tông có sử dụng tấm tôn (deck slab) là sự kết hợp giữa các tấm tôn định hình dập nguội và một bản sàn bê tông cốt thép được chế tạo tại hiện trường. Tấm tôn định hình ngoài

*Tác giả chính. Địa chỉ e-mail: tannn@nuce.edu.vn (Tân, N. N.)

chức năng làm cốt thép chịu lực của sàn, nó còn có vai trò thay thế cốt pha trong quá trình thi công. Các dạng tấm tôn có bề mặt được tạo nhám bằng các gờ chìm, nổi làm tăng khả năng chịu lực trượt dọc giữa tôn với phần tấm đan bê tông trong quá trình làm việc liên hợp. Chiều dày của tấm tôn định hình từ 0,75 mm đến 1,50 mm, thường dùng từ 0,75 mm đến 1,00 mm. Chiều cao thông thường của sườn tôn từ 40 mm đến 80 mm. Để chống ăn mòn, các tấm tôn được mạ kẽm trên hai mặt. Việc dập nguội là một quá trình tạo hình liên tục tạo ra sự biến cứng nguội của thép, và do vậy cường độ trung bình của vật liệu được tăng lên. Giới hạn đàn hồi của vật liệu tấm tôn có thể đạt tới 300 N/mm^2 [1].

Kết cấu sàn liên hợp thép – bê tông đã được sử dụng khá phổ biến ở các nước phát triển như Mỹ, Anh, Pháp, Nhật Bản, Úc... đối với nhiều loại công trình xây dựng, trong đó có các công trình công nghiệp, các công trình nhà cao tầng, và công trình cơ sở hạ tầng. Ở Việt Nam, kết cấu sàn liên hợp là loại kết cấu bắt đầu được áp dụng khá phổ biến. Theo tìm hiểu, trên thế giới đã có nhiều nghiên cứu về loại hình kết cấu này, mặc dù nhiều nước đã ban hành các tiêu chuẩn thiết kế, tính toán kết cấu. Tuy nhiên, với kết cấu sàn liên hợp như đã trình bày trên vẫn tiếp tục có những nghiên cứu thực nghiệm, trong đó có nhiều nghiên cứu mang tính kiểm chứng lý thuyết trước đó được tiến hành trong thời gian gần đây như: nghiên cứu thực nghiệm về ảnh hưởng của ma sát tới khả năng độ bền chống trượt của sàn liên hợp [2]; nghiên cứu thực nghiệm về khả năng chịu lực của sàn liên hợp thép – bê tông với hệ số $m-k$ [3, 4]; nghiên cứu thực nghiệm đối với sàn liên hợp thép bê tông và so sánh với kết quả mô phỏng [5, 6]; nghiên cứu thực nghiệm về liên kết chịu cắt trong sàn liên hợp [7, 8]; nghiên cứu thực nghiệm trên sàn bê tông với tôn sóng định hình [9]; nghiên cứu thực nghiệm về ứng xử chịu cắt của sàn liên hợp theo Eurocode 4 [10]; nghiên cứu phân tích số và thực nghiệm trên sàn liên hợp thép - bê tông [11].

Ở nước ta hiện chưa có tiêu chuẩn tính toán thiết kế cho dạng kết cấu này, việc tính toán chủ yếu dựa theo một số tiêu chuẩn của nước ngoài như tiêu chuẩn Châu Âu Eurocode 4 [12], tiêu chuẩn SDI C-2017 [13] của Viện kết cấu thép Hoa Kỳ. Tuy nhiên, việc tính toán thiết kế theo tiêu chuẩn nước ngoài thường thiếu sự kiểm chứng bằng thực nghiệm được tiến hành theo điều kiện thí nghiệm trong nước. Bên cạnh đó số lượng các nghiên cứu thực nghiệm trong nước với loại hình kết cấu này còn rất hạn chế. Để giúp các kỹ sư tìm hiểu rõ hơn về ứng xử và sự làm việc của kết cấu, trong khi áp dụng lý thuyết cho thiết kế và tính toán theo các tiêu chuẩn nước ngoài thì việc tiến hành các nghiên cứu thực nghiệm là việc cần thiết.

Trong nghiên cứu này, hai sàn liên hợp thép – bê tông nhịp đơn đã được thiết kế và chế tạo trong phòng thí nghiệm, với các kích thước $4500 \times 900 \times 140 \text{ mm}$. Thí nghiệm kiểm tra sự làm việc các sàn liên hợp này đã được thực hiện theo sơ đồ uốn dầm đơn giản chịu hai lực tập trung. Các kết quả thí nghiệm cho phép phân tích các thông số như: khả năng chịu tải, khả năng chống trượt giữa tấm tôn và bê tông, độ võng của sàn và sự phát triển của các vết nứt bê tông, xem xét đến ảnh hưởng của việc bố trí cốt thép chịu mô men âm. Nghiên cứu thực nghiệm được thực hiện tại Phòng Thí nghiệm và Kiểm định công trình, Trường Đại học Xây dựng.

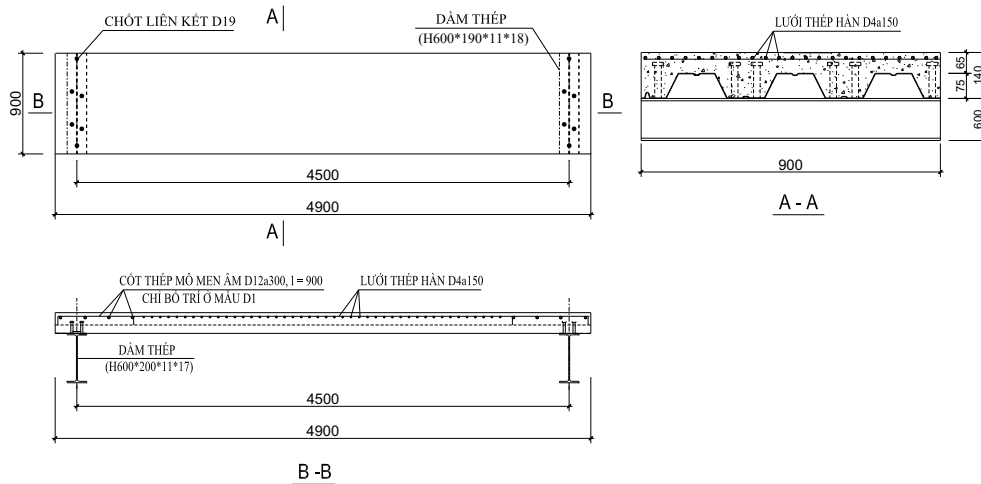
2. Chương trình nghiên cứu thực nghiệm

2.1. Mẫu thí nghiệm và vật liệu chế tạo

a. Mẫu thí nghiệm

Trong nghiên cứu này, hai mẫu sàn liên hợp nhịp đơn đã được thiết kế và chế tạo, ký hiệu là D1 và D2. Chi tiết kích thước hình học và cấu tạo của hai mẫu sàn thí nghiệm được trình bày trên Hình 1. Hai mẫu sàn liên hợp D1 và D2 có cùng kích thước hình học trong đó chiều dài nhịp tính toán là $L = 4500 \text{ mm}$, bề rộng của sàn tương đương với bề rộng của một tấm tôn định hình là $B = 900 \text{ mm}$,

chiều cao tổng thể của sàn được tính từ bề mặt đáy của tấm tôn đến bề mặt trên của bê tông là $H = 140 \text{ mm}$.



Hình 1. Cấu tạo cốt thép của sàn thí nghiệm D1

Hai mẫu sàn D1 và D2 có cùng quy cách, vật liệu chế tạo (được trình bày chi tiết trong mục 2.1.2). Về cấu tạo cốt thép trong sàn liên hợp, mẫu sàn thí nghiệm D1 được bố trí cốt thép chịu mô men âm ở hai vị trí gối tựa (liên kết giữa tấm tôn và dầm thép chữ I). Các cốt thép này được cấu tạo bởi thép thanh đường kính $d12 \text{ mm}$, đan với nhau khoảng cách đều $a = 300 \times 300 \text{ mm}$ và chiều dài $l = 775 \text{ mm}$. Sàn thí nghiệm D2 có cấu tạo tương tự sàn D1, nhưng không được đặt cốt thép chịu mô men âm ở hai vị trí gối tựa. Thông qua việc bố trí cốt thép chịu mô men âm trên mẫu D1 cho phép đánh giá được ảnh hưởng của thành phần cốt thép này đến ứng xử của sàn liên hợp nhất là trong việc hạn chế tình trạng nứt.



(a) Vị trí các chốt liên kết và cốt thép mô men âm



(b) Dầm thép I600 làm gối đỡ

Hình 2. Minh họa liên kết giữa dầm thép và bản sàn liên hợp

Mỗi bản sàn được kê lên hai gối tựa bằng dầm thép hình I600 có chiều dài bằng bề rộng sàn như minh họa trong Hình 2. Liên kết giữa dầm thép I600 và sàn liên hợp được đảm bảo thông qua các chốt thép được hàn trực tiếp lên bề mặt dầm thép tiếp xúc với đáy sàn.

b. Vật liệu chế tạo

- Bê tông

Các mẫu thí nghiệm được chế tạo bằng bê tông thương phẩm có cường độ chịu nén thiết kế ở 28 ngày tuổi là 35 MPa. Thí nghiệm nén kiểm tra cường độ bê tông được thực hiện trên các mẫu thí nghiệm hình trụ kích thước $D \times H = 150 \times 300$ mm, được đúc trong quá trình đổ bê tông các mẫu sàn liên hợp (Hình 3(a)). Thí nghiệm nén bê tông đã được thực hiện trên một tổ gồm 3 mẫu hình trụ ký hiệu M1, M2 và M3, tuân theo tiêu chuẩn Việt Nam TCVN 3118:1993 [14]. Kết quả thí nghiệm được trình bày trong Bảng 1. Cường độ chịu nén trung bình của bê tông là $R_n = 38,5$ MPa, với hệ số biến động bằng 2,72%.



(a) Chế tạo mẫu hình trụ



(b) Thí nghiệm nén mẫu bê tông

Hình 3. Kiểm tra cường độ chịu nén của bê tông

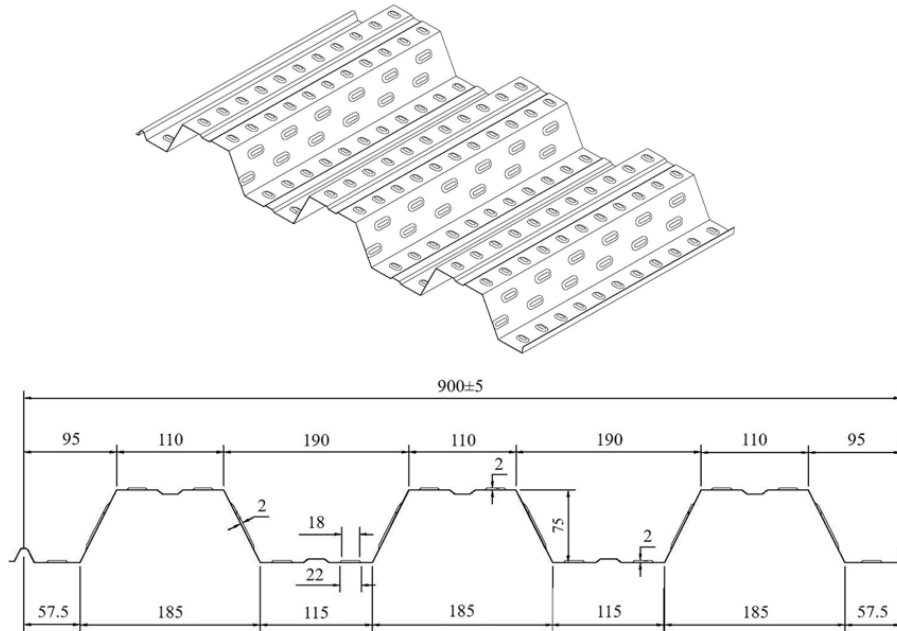
Bảng 1. Kiểm tra cường độ chịu nén của bê tông

Mẫu thí nghiệm	Cường độ chịu nén R_{28} (MPa)	Cường độ trung bình R_n (MPa)	Hệ số biến động (%)
M1	39,6	38,5	2,72
M2	38,5		
M3	37,5		

- Tấm tôn định hình (deck)

Các tấm tôn định hình được chế tạo bằng vật liệu thép thuộc loại SS Grade 340 Class 01, độ mã kẽm Z180, tuân theo tiêu chuẩn ASTM A653/A653M [15]. Hình 4 minh họa quy cách của tấm tôn được sử dụng và các kích thước chi tiết theo mặt cắt ngang. Bề rộng của một tấm tôn là 900 ± 5 mm. Chiều dài của tấm tôn là tùy chọn, được cắt dựa trên kích thước của nhịp sàn. Bề dày của tấm tôn là $1,57 \pm 0,03$ mm. Chiều cao của các sóng định hình trên tấm tôn là 75 mm. Trên bề mặt của tấm tôn, các mẫu liên kết được dập sẵn có dạng hình tròn dẹt, bố trí cách đều nhau và có chiều cao trung bình là 2 mm so với mặt phẳng của tấm.

Các đặc trưng cơ học của vật liệu thép chế tạo tấm tôn định hình đã được kiểm tra bằng thí nghiệm kéo, tuân theo tiêu chuẩn ASTM A370-14 [16]. Bảng 2 giới thiệu các kết quả thí nghiệm trên một tổ gồm 3 mẫu, đặc trưng bởi các thông số như sau: kích thước mẫu chiều dày t (mm), bề rộng b (mm);



Hình 4. Quy cách và các kích thước của tấm tôn định hình

lực chảy P_c (N), lực bền P_b (N), ứng suất chảy R_c (MPa), ứng suất bền R_b (MPa) và độ giãn dài ε (%). Các kết quả thí nghiệm chỉ ra rằng cường độ của thép phù hợp với loại thép SS340 Class 1 theo tiêu chuẩn ASTM A653/A653-M [15].

Bảng 2. Kết quả thí nghiệm kéo mẫu thép của tấm tôn định hình

Mẫu	t (mm) $\times$ b (mm)	P_c (N)	R_c (MPa)	P_b (N)	R_b (MPa)	ε (%)
D1	$1,57 \times 40,8$	30800	480,8	32200	502,7	16,0
D2	$1,58 \times 40,6$	30600	477,0	32200	501,9	16,0
D3	$1,58 \times 40,0$	30000	474,7	31400	496,8	16,0

- Cốt thép

Lưới thép hàn đã được sử dụng có đường kính $d = 3,76$ mm và khoảng cách đều $a = 150 \times 150$ mm, được gia công sẵn trong nhà máy và vận chuyển đến phòng thí nghiệm. Lưới thép hàn được đặt sát với mặt trên của tấm tôn và chạy dọc suốt chiều dài sàn thí nghiệm như minh họa trong Hình 1.

Đối với cốt thép đặt trong vùng chịu mô men âm, bố trí tại hai vị trí gối tựa. Các cốt thép này là thép gai có đường kính danh nghĩa $d = 12$ mm và được đan với khoảng cách đều $a = 300 \times 300$ mm như minh họa trong Hình 2(a). Thí nghiệm kéo thép cũng đã được thực hiện trên một tổ mẫu thép d12 theo tiêu chuẩn TCVN 197-1:2014 [17]. Các kết quả chỉ ra loại thép này thuộc nhóm thép CB300-V theo tiêu chuẩn TCVN 1651:2008 [18].

- Chốt liên kết

Các chốt liên kết là các đinh tán (stud) có đường kính danh nghĩa $d = 19$ mm và chiều dài $l = 115$ mm. Các chốt này được bố trí tại các vị trí gối tựa, liên kết giữa sàn liên hợp và các dầm thép

chữ I. Chốt liên kết được hàn chập bằng thiết bị chuyên dụng để đảm bảo độ đặc chắc của mối hàn và tính đồng nhất giữa các mối hàn. Tại mỗi vị trí gối tựa, 6 đỉnh tán đã được hàn với dầm thép, gồm có hai chốt liên kết được hàn lần lượt tại các sóng tôn ở biên trái và biên phải, bốn chốt liên kết được hàn tại hai sóng tôn ở giữa, trong đó mỗi vị trí hàn hai chốt. Các chốt liên kết có tác dụng đảm bảo sự truyền lực trực tiếp và làm việc đồng thời giữa kết cấu sàn và kết cấu dầm thép.

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

Sơ đồ thí nghiệm mẫu sàn liên hợp nhịp đơn được lựa chọn theo chỉ dẫn trong tiêu chuẩn SDI T-CD-2017 [19]. Các mẫu sàn thí nghiệm chịu tác dụng của hai tải trọng tập trung có giá trị bằng nhau và cách đều gối tựa một đoạn bằng $L/3$, trong đó L là nhịp của sàn thí nghiệm. Hình 5 minh họa sơ đồ thí nghiệm các mẫu sàn liên hợp. Tải trọng P tác dụng lên mẫu thí nghiệm được tạo ra bằng kích thủy lực và thông qua hệ dầm phân tải tạo thành hai lực tập trung có giá trị bằng nhau và bằng một nửa tải trọng tập trung đầu kích, ký hiệu $P/2$. Giá trị của tải trọng tập trung đầu kích được đo bằng dụng cụ đo lực điện tử (Load-Cell). Bố trí ba dụng cụ đo chuyển vị điện tử (Linear Variable Differential Transformer), ký hiệu lần lượt là LVDT-1, LVDT-2 và LVDT-3, để đo chuyển vị của mẫu thí nghiệm tại các gối tựa và tại tiết diện giữa. Giá trị độ võng của mẫu sàn thí nghiệm được xác định từ số liệu đo chuyển vị trên các dụng cụ đo theo công thức (1) như sau:

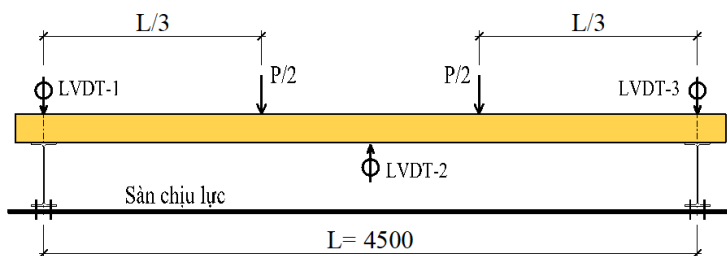
$$f = f_2 - 0,5(f_1 + f_3) \quad (1)$$

trong đó f_1, f_2, f_3 lần lượt là giá trị chuyển vị được xác định qua các dụng cụ đo LVDT-1, LVDT-2 và LVDT-3. Các dụng cụ đo lực và đo chuyển vị được kết nối với bộ thu thập và xử lý số liệu (Data-Logger) cho phép ghi nhận tự động và đồng thời các giá trị đo. Đối với các mẫu sàn liên hợp trong nghiên cứu này, độ võng giới hạn có giá trị là $[f] = 12,5$ mm tuân theo tiêu chuẩn SDI C-2017 của Viện kết cấu thép Hoa Kỳ [13].

Ngoài ra, một thiết bị quang học cũng đã được sử dụng để đo bề rộng vết nứt ở các cấp tải khác nhau. Thiết bị này có thể đo được vết nứt có bề rộng nhỏ nhất đến 0,01 mm. Đối với mẫu sàn liên hợp, bề rộng vết nứt cho phép là $w = 0,25$ mm tuân theo tiêu chuẩn SDI C-2017 [13].

2.3. Quy trình thí nghiệm thử tải

Quy trình thí nghiệm được thực hiện theo chỉ dẫn của tiêu chuẩn SDI T-CD-2017 [19] của Viện kết cấu thép Hoa Kỳ, bao gồm các bước chính như sau:



(a) Sơ đồ thí nghiệm sàn liên hợp thép – bê tông



(b) Bố trí các dụng cụ thí nghiệm

Hình 5. Sơ đồ thí nghiệm và bố trí dụng cụ đo

- Bước 1: Lắp đặt kết cấu sàn, hệ khung gia tải và các dụng cụ, thiết bị đo theo đúng sơ đồ thí nghiệm (Hình 5).

- Bước 2: Tiến hành gia tải thử để kiểm tra sự làm việc của các dụng cụ, thiết bị đo và sự ổn định của hệ thí nghiệm. Giá trị tải trọng thử lấy bằng 5% tải trọng thí nghiệm và giữ trong vòng 5 ± 1 phút, sau đó hạ tải về 0. Các số đọc trên dụng cụ đo được hiệu chỉnh về 0 trước khi bắt đầu thí nghiệm.

- Bước 3: Tiến hành tăng tải trọng tác dụng lên kết cấu thí nghiệm một cách liên tục, đều đặn và không gây ra lực xung cho đến khi mẫu thí nghiệm bị phá hoại hoàn toàn. Tốc độ tăng tải được kiểm soát không vượt quá 10% tải trọng thí nghiệm trong một phút. Trong quá trình thực hiện, quan sát sự làm việc của kết cấu sàn, xác định thời điểm xuất hiện vết nứt đầu tiên và theo dõi sự phát triển của bề rộng vết nứt.



Hình 6. Hình ảnh quá trình thí nghiệm mẫu sàn liên hợp

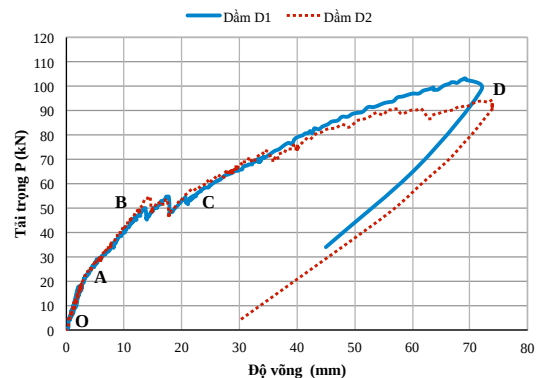
3. Phân tích sự làm việc chịu uốn của sàn nhịp đơn liên hợp thép – bê tông

3.1. Biểu đồ quan hệ tải trọng – độ võng và các giai đoạn làm việc của sàn thí nghiệm

Trên Hình 7 trình bày biểu đồ quan hệ giữa tải trọng tác dụng P (kN) và độ võng ở giữa nhịp f (mm) của hai mẫu sàn liên hợp D1 và D2.

Có thể nhận thấy, sự làm việc mẫu sàn thí nghiệm D1 (có bố trí cốt thép chịu mô men âm) và mẫu sàn thí nghiệm D2 (không bố trí thép chịu mô men âm ở gối tựa) là tương đồng nhau, phù hợp với các giai đoạn làm việc của kết cấu chịu uốn và có thể chia thành các giai đoạn làm việc sau:

- Giai đoạn làm việc đàn hồi (đoạn OA): trong giai đoạn này quan hệ giữa tải trọng và độ võng là tuyến tính. Điểm A ứng với sự thay đổi độ dốc đầu tiên của biểu đồ quan hệ cho phép xác định được thời điểm bắt đầu xuất hiện vết nứt trên mẫu thí nghiệm hay giá trị tải trọng gây nứt. Trong giai đoạn này, biểu đồ quan hệ giữa tải trọng và độ võng của hai sàn thí nghiệm D1 và D2 không có sự khác biệt.



Hình 7. Biểu đồ quan hệ tải trọng – độ võng của hai sàn thí nghiệm

- Giai đoạn làm việc sau nứt (đoạn AB): trong giai đoạn này, thể hiện sự tăng lên của độ võng cùng với sự phát triển của vết nứt. Quan hệ tải trọng – độ võng thể hiện tính phi tuyến. Điểm B ứng với thời điểm có sự thay đổi độ dốc lần thứ hai của biểu đồ tải trọng – độ võng. Trong giai đoạn này sự làm việc của hai sàn thí nghiệm D1 và D2 hầu như không có sự khác biệt.

- Giai đoạn BC: trong giai đoạn này, tải trọng tác dụng không tăng nhưng độ võng của mẫu tiếp tục tăng lên. Đây là giai đoạn có sự trượt dọc giữa tấm tôn và vật liệu bê tông tại một số vị trí liên kết được biểu hiện bằng sự suy giảm tải trọng tại một số thời điểm thí nghiệm. Giá trị tải trọng tác dụng trong giai đoạn này cho phép xác định tải trọng gây trượt giữa tấm tôn và vật liệu bê tông.

- Giai đoạn CD: trong giai đoạn này, các sàn thí nghiệm tiếp tục chịu lực tăng lên. Độ võng tăng đồng thời với tải trọng tác dụng. Điểm D tương ứng với thời điểm các mẫu thí nghiệm bị phá hoại hoàn toàn, cho phép xác định được giá trị của tải trọng giới hạn tác dụng lên hai sàn thí nghiệm. Sau điểm D có sự suy giảm nhanh chóng của tải trọng tác dụng.

Bảng 3. Các giá trị tải trọng đặc trưng cho sự làm việc của các mẫu sàn thí nghiệm

Sàn thí nghiệm	Tải trọng gây nứt P_{cr} (kN)	Tải trọng gây trượt tấm tôn P_{sl} (kN)	Tải trọng giới hạn gây phá hoại P_{ul} (kN)	Tải trọng ứng với độ võng cho phép P_f (kN)	Tải trọng ứng với bề rộng vết nứt cho phép P_w (kN)
D1	18,5	48,0	102,6	48,0	44,0
D2	18,5	52,0	93,0	50,0	48,0

Tổng hợp các giá trị tải trọng đặc trưng ứng với các giai đoạn làm việc của hai mẫu sàn D1 và D2 được trình bày trong Bảng 3. Để có cơ sở so sánh với các giá trị giới hạn quy định theo trạng thái giới hạn thứ hai, các giá trị tải trọng tương ứng với độ võng cho phép ($[f] = 12,5$ mm) và bề rộng vết nứt cho phép ($[w] = 0,25$ mm) cũng được trình bày trong bảng này. Các kết quả thu được cũng cho thấy ảnh hưởng của cốt thép chịu mô men âm bố trí tại gối tựa đến khả năng chịu lực của sàn liên hợp nhịp đơn là không đáng kể. Hầu như không có sự khác biệt giữa biểu đồ quan hệ tải trọng – độ võng của hai sàn thí nghiệm D1 và D2.

3.2. Độ bền chống trượt dọc giữa tấm tôn và bê tông

Theo tiêu chuẩn SDI T-CD-2017 [19], độ bền chống trượt dọc giữa tấm tôn và bê tông, ký hiệu V_t (kN/m), được xác định theo công thức (2), trong đó P_{ul} (kN) là tải trọng giới hạn theo kết quả thực nghiệm, $W = 8,5$ kN là trọng lượng của sàn và $B = 0,9$ m là bề rộng của sàn.

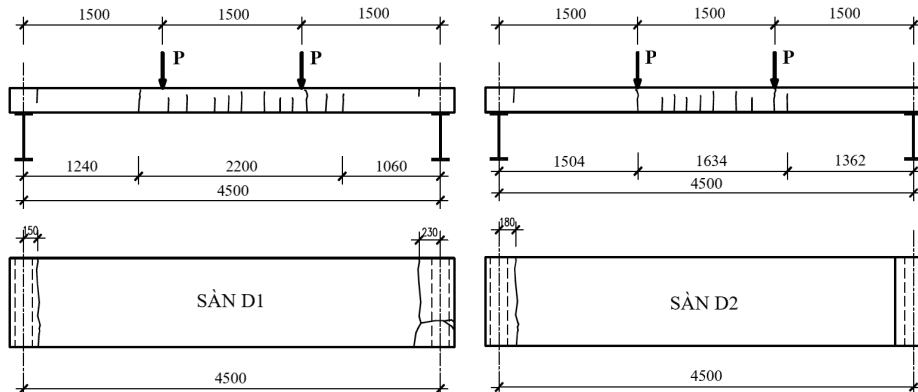
$$V_t = \frac{\frac{P_{ul}}{2} + \frac{W}{2}}{B} \quad (2)$$

Do đó, độ bền chống trượt của hai sàn thí nghiệm D1 và D2 được xác định có giá trị lần lượt là 61,7 kN/m và 56,4 kN/m. Các giá trị thu được theo công thức này lớn hơn so với giá trị thu được từ kết quả thực nghiệm (giá trị trung bình là $50/0,9 = 55,6$ kN/m). Đồng thời nếu so sánh với các giá trị tải trọng cho phép ứng với trạng thái giới hạn sử dụng như trình bày ở Bảng 3 có thể thấy với hai mẫu sàn thí nghiệm, độ bền chống trượt có sự chênh lệch không đáng kể so với giá trị tải trọng ở trạng thái giới hạn hai. Kết quả này cho thấy, trong thiết kế sàn liên hợp thép - bê tông cần lưu ý việc tính toán kiểm tra kết cấu theo trạng thái giới hạn về biến dạng.

4. Phân tích sự phát triển vết nứt và cơ chế phá hủy của sàn nhịp đơn liên hợp thép – bê tông

4.1. Sự phát triển vết nứt bê tông

Hình 8 trình bày minh họa sơ đồ phân bố các vết nứt xuất hiện trên hai sàn liên hợp D1 và D2 trong quá trình thí nghiệm. Các vết nứt tập trung chủ yếu ở giữa nhịp của sàn, ở giữa hai điểm đặt lực. Tại hai vị trí gối tựa, các vết nứt xuất hiện ở bề mặt phía trên của sàn, theo chiều ngang của sàn và lân cận với đường trung tâm của dầm thép chữ I.



Hình 8. Sơ đồ phân bố các vết nứt trên hai sàn thí nghiệm D1 và D2

Trên Bảng 4 trình bày kết quả xác định số lượng vết nứt ở vùng giữa nhịp và ở gối tựa cũng như bề rộng vết nứt lớn nhất khi các mẫu thí nghiệm bị phá hoại. Với kết quả này, có thể nhận thấy với sàn liên hợp nhịp đơn, sự tham gia của lớp cốt thép chịu mô men âm ở gối tựa trong việc hạn chế tình trạng nứt ở vùng gối tựa là có tuy không nhiều.

Bảng 4. Kết quả đo đạc các vết nứt xuất hiện trên các sàn thí nghiệm

Sàn thí nghiệm	Số lượng vết nứt		Bề rộng vết nứt lớn nhất (mm)	
	Gối tựa	Giữa nhịp	Gối tựa	Giữa nhịp
D1	2	12	0,60	0,36
D2	1	10	0,86	0,30

4.2. Cơ chế phá hoại

Trên Hình 9 trình bày minh họa hình ảnh phá hoại của hai sàn thí nghiệm D1 và D2. Hai sàn thí nghiệm đều bị phá hoại do sự bong, trượt của tấm tôn và bê tông ở vùng giữa nhịp khi sàn bị võng lớn, sau đó kéo theo sự phá hoại cục bộ của bê tông ở vùng gối tựa của kết cấu sàn xung quanh các chốt liên kết.

5. Kết luận

Bài báo trình bày những kết quả nghiên cứu thực nghiệm sự làm việc của các kết cấu sàn đơn, một nhịp liên hợp thép – bê tông. Dựa trên những kết quả thu được có thể rút ra những kết luận chính như sau:



(a) Sàn bị võng lớn gây bong liên kết giữa tấm tôn và bê tông ở vùng giữa nhịp



(b) Phá hoại cục bộ của bê tông vùng gối tựa sau khi có sự bong liên kết giữa tấm tôn và bê tông

Hình 9. Hình ảnh phá hoại của các sàn thí nghiệm

- Xây dựng quy trình thí nghiệm sàn liên hợp thép – bê tông với tỷ lệ 1:1 theo tiêu chuẩn SDI T-CD-2017 [19], theo dõi đồng thời khả năng bám dính hay chịu cắt dọc giữa tấm tôn và bê tông, số lượng, sự xuất hiện và phát triển vết nứt trên bề mặt của cấu kiện cũng như các giới hạn về cường độ, biến dạng;

- Sự làm việc của sàn liên hợp thép – bê tông cơ bản tuân theo sự làm việc của kết cấu sàn bê tông cốt thép làm việc chịu uốn. Sự làm việc của sàn liên hợp có thể được đặc trưng bởi các giai đoạn chính như: (i) giai đoạn làm việc đàn hồi trước khi xảy ra nứt trên bê tông, (ii) giai đoạn xảy ra sự trượt giữa tấm tôn và bê tông, (iii) và giai đoạn xảy ra sự phá hoại mẫu;

- Độ bền chống trượt của hai sàn thí nghiệm D1 và D2 chịu lực tập trung trên bề rộng sàn được xác định theo tiêu chuẩn SDI T-CD-2017 có giá trị lớn hơn so với các giá trị thu được từ kết quả thí nghiệm (56,4 – 61,7 kN/m so với 55,6 kN/m);

- So sánh các kết quả thí nghiệm với trạng thái giới hạn về cường độ và trạng thái giới hạn về biến dạng cho thấy khả năng chịu lực của bản sàn ứng với trạng thái giới hạn hai khá gần với tải trọng gây trượt giữa tấm tôn và bê tông. Giá trị tải trọng ở thời điểm này chỉ mới bằng khoảng 46,8% đến 53,8% so với tải trọng giới hạn gây phá hoại mẫu. Điều này có thể đặt ra vấn đề lưu ý trong thiết kế và tính toán là khi bố trí đủ liên kết chống chống trượt ở hai đầu nhịp sàn, khả năng chịu lực của sàn sẽ phụ thuộc vào khả năng bám dính giữa bê tông và tấm tôn, việc hình thành và phát triển các vết nứt bê tông sàn ở giữa nhịp gây bong tách liên kết giữa tấm tôn và bê tông. Để hạn chế vấn đề này có thể kiến nghị xem xét việc bố trí bổ sung cốt thép thanh nằm trong bê tông ở vị trí giữa các sóng tôn;

- Đối với sàn liên hợp nhịp đơn, việc bố trí cốt thép chịu mô men âm ở gối tựa có ảnh hưởng không đáng kể đến khả năng chịu lực của sàn (khoảng 10%). Việc bố trí lớp cốt thép chịu mô men âm có ảnh hưởng không nhiều đến việc xuất hiện và phát triển các vết nứt trong các mẫu sàn thí nghiệm, tuy nhiên trong các điều kiện làm việc thực tế của sàn có thể xem xét việc bố trí để giảm số lượng vết nứt tại gối.

Những kết quả thu được từ nghiên cứu sự làm việc của sàn liên hợp nhịp đơn trình bày trong bài báo này góp phần làm rõ ứng xử của kết cấu sàn liên hợp làm việc chịu uốn.

Lời cảm ơn

Nhóm tác giả xin chân thành cảm ơn Tổng Công ty CP cơ điện xây dựng AGRIMECO đã giúp đỡ, cung cấp các vật liệu phục vụ cho công tác chế tạo mẫu thí nghiệm.

Tài liệu tham khảo

- [1] Johnson, R. P. (2004). *Composite structures of steel and concrete*. Third edition, Blackwell Publishing.
- [2] Costa, R. S., Lavall, A. C. C., Silva, R. G. L., Rodrigues, F. C. (2017). [Experimental study of the influence of friction at the supports on longitudinal shear resistance of composite slabs](#). *Revista IBRACON de Estruturas e Materiais*, 10(5):1075–1086.
- [3] Marimuthu, V., Seetharaman, S., Jayachandran, S. A., Chellappan, A., Bandyopadhyay, T. K., Dutta, D. (2007). [Experimental studies on composite deck slabs to determine the shear-bond characteristic \(m-k\) values of the embossed profiled sheet](#). *Journal of Constructional Steel Research*, 63(6):791–803.
- [4] Karim, I. A., Mohammed, K. (2016). [Composite slab numerical strength test method under m-k approach](#). *International Journal of Mechanical and Production Engineering*, 4(9):42–46.
- [5] Hedao, N., Raut, N., Gupta, L. (2015). [Composite concrete slabs with profiled steel decking: comparison between experimental and simulation study](#). *American Journal of Civil Engineering*, 3(5):250–261.
- [6] Abbas, H. S., Bakar, S. A., Ahmadi, M., Haron, Z. (2015). [Experimental studies on corrugated steel-concrete composite slab](#). *Grđevinar*, 67(03):225–233.
- [7] Choradiya, P. M., Kumbhar, P. D. (2015). [Behaviour of concrete deck slab using shear connectors: A review](#). *International Journal of Innovative Research in Science, Engineering and Technology*, 4(12).
- [8] Vohra, H. S., Dhankot, M. (2015). [Shear connectors and composite deck slab experimental study – State of the art review](#). *International Journal of Scientific Engineering and Research*, 3(3):2347–3878.
- [9] Manjunath, T. N., Sureshchandra, B. S. (2014). Experimental study on concrete slab with profiled steel decking. *International Journal of Engineering Research & Technology*, 3(7):894–898.
- [10] Cifuentes, H., Medina, F. (2013). [Experimental study on shear bond behavior of composite slabs according to Eurocode 4](#). *Journal of Constructional Steel Research*, 82:99–110.
- [11] Baskar, R., Antony Jeyasehar, C. (2012). [Experimental and numerical studies on composite deck slabs](#). *International Journal of Engineering Research and Development*, 3(12):22–32.
- [12] Eurocode 4 (1994). *Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures*. European Committee for Standardization.
- [13] SDI C-2017. *Composite steel floor deck – slabs*. American National Standards Institute/ Steel Deck Institute.
- [14] TCVN 3118:1993. *Bê tông nặng – Phương pháp xác định cường độ nén*.
- [15] ASTM A653/A653M (2008). *Standard specification for steel sheet, zinc-coated (galvanized) or zinc-iron alloy-coated (galvannealed) by the hot-dip process*. ASTM International, West Conshohocken, PA.
- [16] ASTM A370-14 (2014). *Standard test methods and definitions for mechanical testing of steel products*. ASTM International, West Conshohocken, PA.
- [17] TCVN 197-1:2014. *Vật liệu kim loại – Thử kéo – Phần 1: phương pháp thử ở nhiệt độ phòng*.
- [18] TCVN 1651-2:2008. *Thép cốt bê tông – Phần 2: Thép thanh vằn*.
- [19] SDI T-CD-2017. *Test standard for composite steel deck – slabs*. American National Standards Institute/ Steel Deck Institute.