

NGHIÊN CỨU THỰC NGHIỆM XÁC ĐỊNH ỨNG XỬ CHỊU CẮT CỦA VÁCH LIÊN HỢP THÉP HÌNH BÊ TÔNG CỐT THÉP

TS. NGUYỄN HOÀNG QUÂN, PGS.TS. NGUYỄN XUÂN HUY, ThS. LÊ ĐĂNG DŨNG,
KS. NGUYỄN THÀNH TÂM

Trường Đại học Giao thông Vận tải

TS. TRẦN HÙNG

Viện KHCN Xây dựng

Tóm tắt: Bài báo trình bày thí nghiệm vách liên hợp thép hình bê tông cốt thép, trong đó 3 thép hình hình chữ I được đặt trong vách bằng bê tông cốt thép. Mẫu thí nghiệm chịu đồng thời tải trọng nén, cắt và uốn nhằm nghiên cứu ứng xử chịu cắt của vách. Kết quả thí nghiệm thể hiện sự tương đồng với phương pháp thiết kế giải tích đề xuất bởi Plumier. Mô hình này được phát triển từ mô hình hệ giàn dành cho thiết kế chịu cắt của kết cấu bê tông cốt thép nhằm tính đến độ cứng chống cắt của các thép hình. Đặc biệt, phương pháp cho phép định lượng phần lực cắt tác dụng lên bê tông và lên thép hình.

Từ khóa: vách liên hợp thép hình bê tông cốt thép, chịu cắt, mô hình giải tích

Abstract: This paper presents an experimental of composite steel- concrete wall with 3 embedded steel profiles subjected to combine axial force, shear and bending in order to investigate its shear behavior. The experimental result obtain agree fairly well with the analytical design method proposed by Plumier. In this model, the classical equivalent truss model for reinforced concrete subjected to shear is extended to take into account the contribution of encased profiles to shear stiffness. In particular, the method quantifies the load sharing between concrete and encased profiles regarding the transverse shear

Keywords: composite steel- concrete wall, shear, analytical design method

1. Đặt vấn đề

Kết cấu vách liên hợp thép hình – bê tông cốt thép (composite steel-concrete wall-CSRCW) là dạng kết cấu ngày càng được sử dụng nhiều trong kết cấu nhà cao tầng và siêu cao tầng. Đây là dạng kết cấu trong đó thép hình được bố trí thêm vào vách bằng bê tông thép. Dạng kết cấu này có nhiều ưu điểm so với kết cấu vách bê tông cốt thép truyền thống như: (1) cho phép khai thác hiệu quả các vật liệu thành phần như thép hình và bê tông cốt thép,

góp phần làm tăng khả năng chịu nén, uốn và chịu cắt, từ đó dẫn tới làm giảm tiết diện mặt cắt, cho phép tạo ra dạng kết cấu thanh mảnh, đẹp về mặt thẩm mỹ. (2) có khả năng chịu lực ngang lớn, khả năng biến dạng và khả năng tiêu hao năng lượng cao, thích hợp cho các công trình trong vùng chịu động đất. (3) sự có mặt của thép hình góp phần làm gia cường cho trục yếu của mặt cắt vách liên hợp, từ đó làm giảm nguy cơ mất ổn định ngoài mặt phẳng của vách.

Hiện nay trên thế giới, các nghiên cứu về vách liên hợp bằng phương pháp thực nghiệm [1-3] và phương pháp mô hình mô phỏng [4-5-6] được thực hiện tương đối nhiều. Tuy nhiên, đến thời điểm hiện tại, các tiêu chuẩn nổi tiếng về kết cấu liên hợp như tiêu chuẩn châu Âu – Eurocode 4 [7] và tiêu chuẩn Mỹ AISC [8] vẫn chưa đưa ra chỉ dẫn về tính toán thiết kế kết cấu vách liên hợp. Hiện nay còn nhiều vấn đề của kết cấu liên hợp còn tồn tại như: sự truyền lực giữa bê tông và thép hình, khả năng liên kết giữa bê tông và thép hình thông qua dính bám, neo chống cắt bằng bu lông hoặc bằng thép tấm. Gần đây, Plumier et al [9] đề xuất mô hình giải tích cho phép kiểm tra khả năng chịu lực của vách liên hợp chịu nén, uốn và cắt. Đặc biệt, mô hình cho phép định lượng lực cắt tác dụng lên mỗi phần bê tông, phần thép hình đồng thời cho phép xác định lực cắt tại bề mặt tiếp xúc giữa bê tông và thép hình. Từ đó ta có thể thiết kế một cách hợp lý số lượng đính neo hoặc tấm thép để chống cắt.

Mục đích chính của bài báo nhằm giới thiệu nghiên cứu thực nghiệm ứng xử của vách liên hợp thép hình bê tông cốt thép chịu tải trọng đứng và ngang đồng thời. Kết quả thí nghiệm được so sánh với mô hình giải tích của Plumier [9]. Từ đó ta có thể đề xuất phương pháp tính toán kết cấu vách liên hợp.

Nội dung của bài báo gồm hai phần chính. Trước tiên, mô hình giải tích đề xuất bởi Plumier được trình bày tóm tắt trong phần 2. Tiếp đó, mô

hình thí nghiệm và kết quả thí nghiệm được trình bày trong phần 3.

2. Mô hình giải tích xác định lực cắt tác dụng lên thép hình

Mô hình đề xuất bởi Plumier được phát triển dựa trên mô hình giàn của Mörsch. Theo đó, vách liên hợp được mô tả bằng mô hình giàn. Trong đó, thanh biên trên và thanh biên dưới lần lượt là thép hình chịu kéo và thép hình chịu nén. Thanh đứng trong giàn thể hiện cốt thép đai chịu kéo và thanh xiên thể hiện bê tông chịu nén. Trong mô hình này, lực cắt tác dụng V_{Ed} phân bố lên các thép hình V_a và phân bố lên bê tông cốt thép V_c tỷ lệ với độ cứng chống cắt của từng bộ phận. Mô hình được áp dụng trong giới hạn đàn hồi.

2.1 Độ cứng chống cắt của bê tông - cốt thép đai

Xét một đốt giàn như hình 1c, trong đó z là khoảng cách giữa thép hình chịu kéo và thép hình chịu nén. θ là góc nghiêng của thanh nén xiên, chiều cao của đốt giàn $z \cot \theta$. Dưới tác dụng của lực cắt V_c , chuyển vị ngang của điểm đặt lực V_c được tính theo công thức:

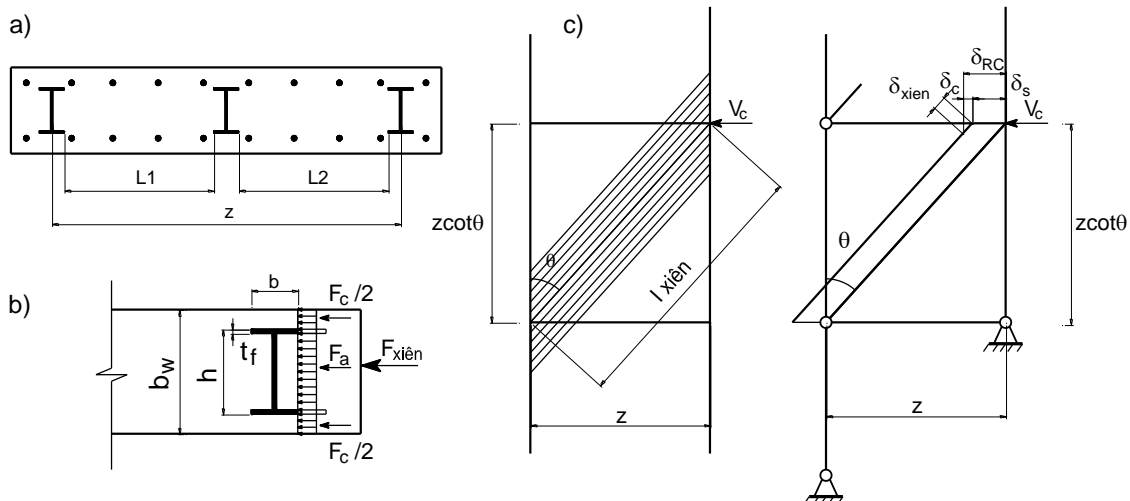
$$K_c = \frac{E_c (b_w - b) \sin \theta}{h} \quad \text{và} \quad K_a = E_s \sin \theta / \left[\frac{2t_f}{b} + \frac{h - 2t_f}{[t_w + (b - t_w) E_c^* / E_s]} \right] \quad (2)$$

trong đó: E_s - mô đun đàn hồi của thép hình. E_c^* - mô đun đàn hồi của bê tông có tính đến hiệu ứng kiềm chế nở hông. Độ cứng của bê tông trong trường hợp không có thép hình K_c^f và độ cứng tương đương trong trường hợp có thép hình E_c^e được xác định bằng công thức:

$$K_c^f = \frac{E_c b_w \sin \theta}{h} \quad \text{và} \quad E_c^e = \frac{E_c (K_a + K_c)}{K_c^f} \quad (3)$$

Từ đó ta có hệ số η :

$$\eta = \frac{E_c^e (z - \sum L_i) + E_c \sum L_i}{z E_c} \quad (4)$$



Hình 1. Mô hình giàn

$$\delta_{RC} = \delta_c + \delta_s \quad (1)$$

trong đó, δ_c - chuyển vị ngang của điểm đặt lực V_c gây ra bởi sự co ngắn của thanh nén xiên $\delta_{xiên}$. δ_s chuyển vị ngang do sự giãn dài của thanh thép đai chịu kéo. Biến dạng dọc trục của thép hình được bỏ qua. Lực trong thanh xiên: $F_{xiên} = V_c / \sin \theta$. Chiều dài thanh xiên: $l_{xiên} = z / \sin \theta$. Chiều rộng mặt cắt thanh xiên lấy bằng chiều rộng mặt cắt vách: $b_{xiên} = b_w$. Chiều dài mặt cắt thanh xiên: $h_{xiên} = z \cos \theta$. Diện tích mặt cắt thanh xiên $A_{xiên} = b_w h_{xiên} = b_w z \cos \theta$. Mô đun đàn hồi của vật liệu bê tông trong thanh xiên: $E_{xiên} = \eta E_c$. Trong đó, E_c - mô đun đàn hồi của bê tông, η - hệ số kể đến sự có mặt của thép hình trong vùng bê tông chịu nén. Tại vùng này, lực trong thanh xiên được tách thành hai phần F_a tác dụng lên thép hình và F_c tác dụng lên phần bê tông xung quanh thép hình (hình 1b). F_a và F_c tỷ lệ với độ cứng tương đối của thép hình K_a và bê tông xung quanh thép hình K_c .

$$\delta_c = \delta_{xien} \cos\left(\frac{\pi}{2} - \theta\right) = \delta_{xien} \sin\theta = \frac{V_c}{\eta E_c b_w \sin\theta \cos\theta} \quad (5)$$

Lực kéo tác dụng lên cốt thép đai trong khoảng chiều cao đốt giàn $z \cot\theta$ bằng $F_s = V_c$. Gọi A_s là diện tích của n thanh cốt thép đai có bước cốt đai bằng s trong khoảng chiều cao đốt giàn $z \cot\theta$. A_{sw} diện tích của một nhánh cốt đai. Ta có:

$$\delta_s = \frac{F_s z}{E_s A_s} = \frac{V_c z}{E_s A_s} = \frac{V_c z s}{E_s A_{sw} z \cot\theta} = \frac{V_c s}{E_s A_{sw} \cot\theta} \quad (6)$$

$$\delta_{RC} = \delta_s + \delta_c = V_c \left(\frac{s}{E_s A_{sw} \cot\theta} + \frac{1}{\eta E_c b_w \sin\theta \cos\theta} \right) \quad (7)$$

Độ cứng chống cắt của một đốt giàn, gây ra bởi cốt thép đai và bê tông được xác định bằng:

$$S_{RC} = \frac{1}{\frac{s}{E_s A_{sw} \cot\theta} + \frac{1}{\eta E_c b_w \sin\theta \cos\theta}} \quad (8)$$

2.2 Độ cứng chống cắt của hệ thép hình

Dưới tác dụng của lực đẩy ngang V_a tác dụng nên N thép hình có mặt cắt giống nhau, các thép hình có góc trượt $\gamma = \tau / G = V_a / NGA_v$ với A_v diện tích chịu cắt của một thép hình và G mô đun đàn hồi trượt. Giả thiết rằng lực V_a phân bố đều lên các thép hình. Từ đó ta lần lượt xác định được chuyển vị ngang của điểm đặt lực và độ cứng chống cắt của hệ thép hình:

$$\delta_{SP} = \gamma z \cot\theta = (V_a z \cot\theta) / NGA_v \quad (9)$$

$$S_{SP} = (NGA_v) / z \cot\theta \quad (10)$$

Từ các độ cứng chống cắt của bê tông – cốt thép đai và độ cứng chống cắt của hệ thép hình được xác định ở trên, ta có thể xác định được rằng dưới tác dụng của lực cắt V_{Ed} , phần lực cắt tác dụng lên hệ thép hình và hệ bê tông – cốt thép lần lượt bằng:

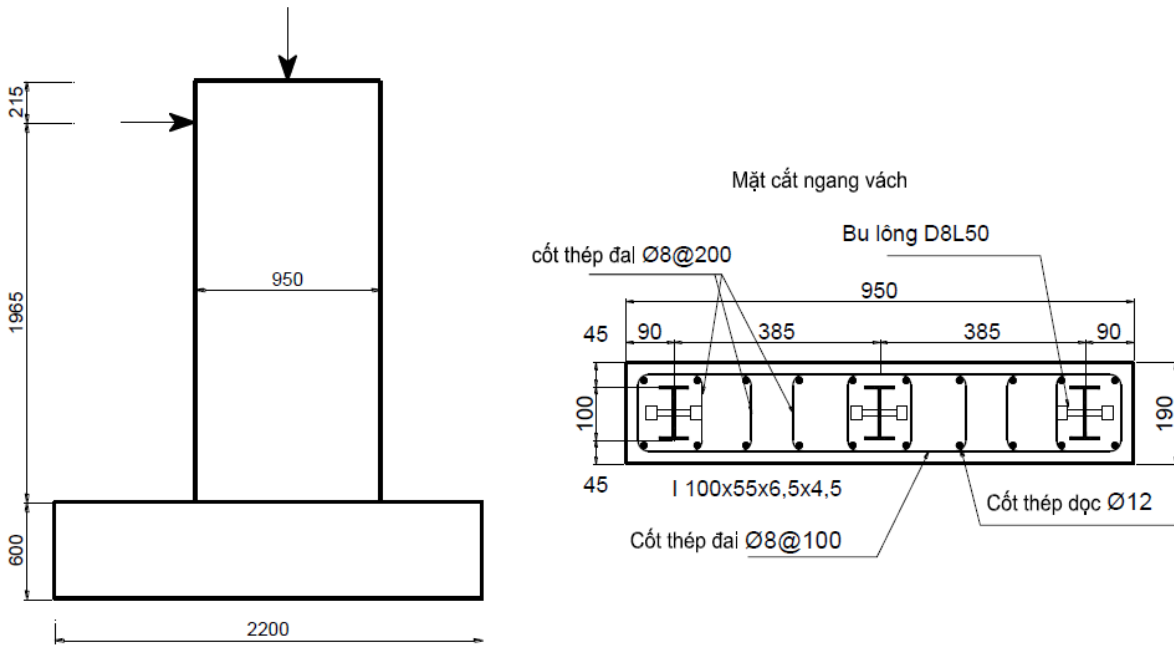
$$V_a = V_{Ed} S_{SP} / (S_{SP} + S_{RC}) \quad (11)$$

$$V_c = V_{Ed} S_{RC} / (S_{SP} + S_{RC}) \quad (12)$$

3. Thí nghiệm xác định ứng xử chịu cắt của vách liên hợp thép hình bê tông cốt thép

3.1 Mẫu thí nghiệm và sơ đồ thí nghiệm

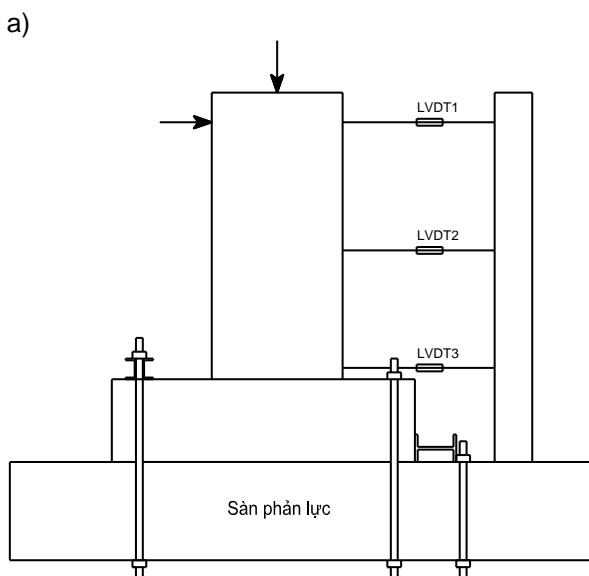
Thí nghiệm được thực hiện tại Phòng thí nghiệm công trình, Trung tâm khoa học và công nghệ, trường Đại học Giao thông Vận tải. Chi tiết mẫu thí nghiệm được thể hiện trên hình 2. Mẫu thí nghiệm được thiết kế với tỷ lệ 1/2 so với kết cấu vách thực tế. Vách có chiều cao $H = 1,965$ m, tính từ mặt đế móng đến trọng tâm của kích, chiều rộng $B = 0,95$ m và chiều dày bằng $0,19$ m. Tỷ số chiều cao trên chiều rộng vách $H/B = 2,07$. Mặt cắt vách bao gồm 3 thép hình chữ I $100 \times 55 \times 6,5 \times 4,5$ mm. Cốt thép dọc và cốt thép đai có đường kính lần lượt bằng 12 và 8 mm, bước cốt đai bằng 100 mm. Các đinh neo chịu cắt làm bằng bu lông có đường kính 8 mm dài 50 mm được hàn dọc theo bản bụng của thép hình với bước bu lông bằng 200 mm để tăng khả năng dính bám giữa thép hình và bê tông. Bê tông vách được thiết kế theo cấp độ bền C20/25 của tiêu chuẩn Eurocode, thép hình S275 và cốt thép S400. Thực tế thí nghiệm kéo cốt thép và thép hình thu được cường độ thực tế như sau: cốt thép đai có cường độ kéo chảy trung bình bằng 351 MPa, cốt thép dọc có cường độ kéo chảy trung bình bằng 415 MPa, thép hình có cường độ kéo chảy bằng 285 MPa. Tại thời điểm thí nghiệm, bê tông có vách có cường độ chịu nén trung bình xác định trên mẫu hình trụ bằng 22 MPa. Ngoài ra, bê tông làm đế vách có cường độ chịu nén trung bình bằng 42 MPa.



Hình 2. Chi tiết mẫu thí nghiệm

Mẫu thí nghiệm chịu tác động của lực nén và lực đẩy ngang đồng thời. Sơ đồ mẫu thí nghiệm và sơ đồ thực tế được thể hiện trên hình 3. Để vách được liên kết với sàn phân lực thông qua hệ bu lông. Tải trọng nén không đổi tác dụng lên vách bằng việc bố trí kích thủy lực 500 kN tác dụng lên dầm đỡ làm bằng thép được đặt trên đỉnh vách. Dầm thép này được liên kết với sàn phân lực bên dưới thông qua hai thanh thép tròn có đường kính 36mm. Lực đẩy ngang được thực hiện bằng kích

thủy lực 1000 kN. Tại thời điểm thí nghiệm, trước tiên, kích trên đỉnh vách tạo ra lực nén 180 kN tác dụng lên vách. Lực nén này tương đương với 5% khả năng chịu lực của mặt cắt vách bằng bê tông. Tiếp đó, kích đẩy ngang được gia tải bằng chuyển vị với tốc độ gia tải bằng 0,02 mm/s. Thứ tự các vết nứt xuất hiện và tải trọng tương ứng được ghi lại trong quá trình thí nghiệm. Hai load cell được gắn trên đầu kích chịu nén và kích đẩy ngang nhằm thu được giá trị lực tác dụng.



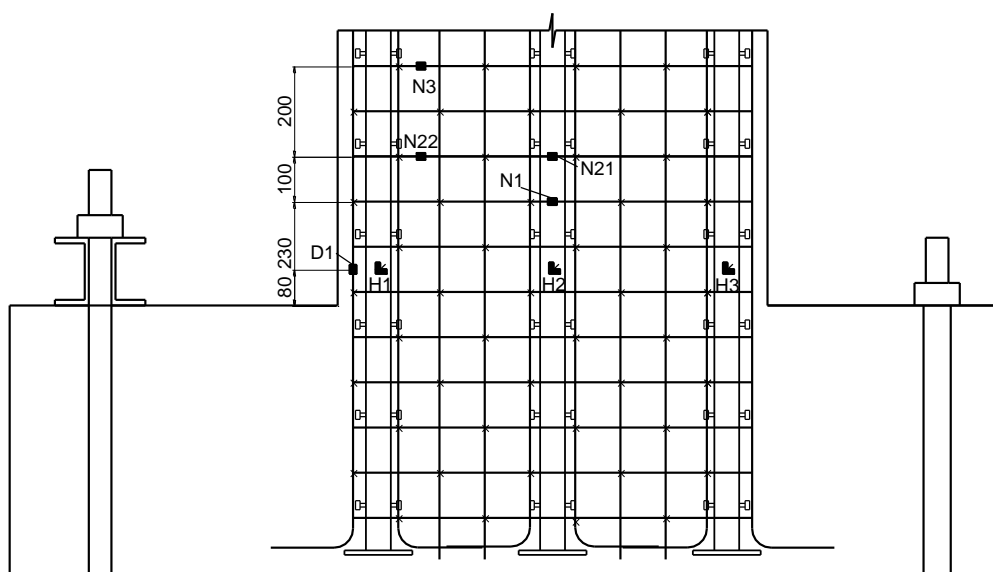
Hình 3. Sơ đồ mẫu thí nghiệm và sơ đồ thực tế

Sơ đồ bố trí các thiết bị đo trên mẫu thí nghiệm được thể hiện trên hình 4. Ba cảm biến đo chuyển vị

(LVDT) được lắp dọc theo chiều cao của vách nhằm đo biến dạng tổng thể của vách. Bốn cảm biến đo

biến dạng một phương được bố trí cốt thép đai (N1,N21,N22,N3), một cảm biến đo biến dạng được đặt trên cốt thép dọc tại vùng vách chịu kéo (D1).

Trên mặt bản cánh của mỗi thép hình được gắn cảm biến đo biến dạng ba phương, nhằm xác định lực cắt tác dụng lên từng thép hình (H1,H2,H3).

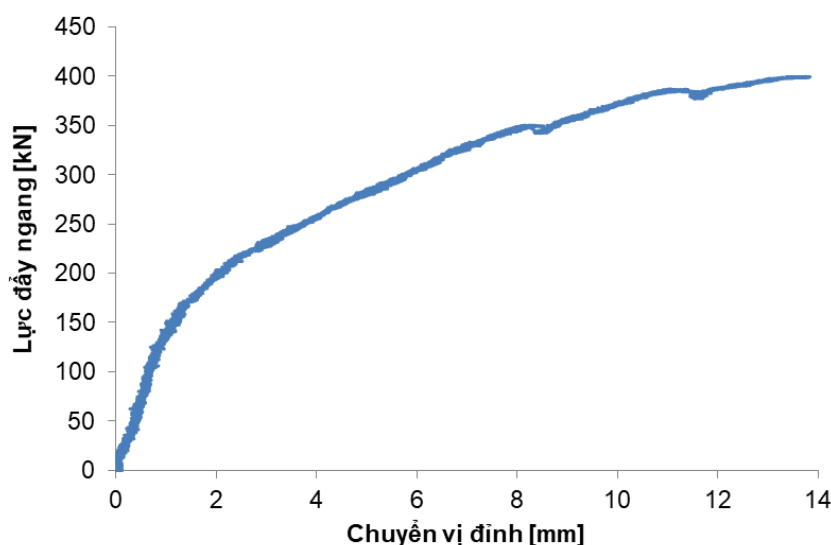


Hình 4. Sơ đồ đặt các cảm biến đo biến dạng

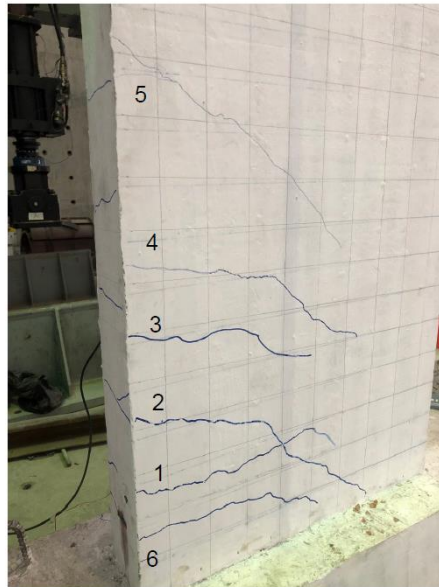
3.2 Kết quả thí nghiệm

Hình 5 thể hiện mối quan hệ giữa lực đẩy ngang và chuyển vị tại đỉnh vách (LVDT1). Giá trị lực đẩy ngang lớn nhất bằng 400 kN. Quan sát thấy rằng đường cong vẫn có xu hướng đi lên và chưa thể hiện tính dẻo của mẫu thí nghiệm. Điều này là phù hợp với mục đích của nghiên cứu là tìm hiểu cơ chế truyền lực cắt giữa bê tông và thép hình. Hình 6 thể hiện hình ảnh các vết nứt xuất hiện trên vách và thứ tự xuất hiện. Vết nứt đầu tiên do uốn xuất hiện tương ứng với tải trọng 140 kN, các vết nứt 2,3,4 được

quan sát thấy ở tải trọng lần lượt bằng 180, 190 và 205 kN. Quan sát đường cong quan hệ lực chuyển vị ta thấy rằng tương ứng với các giá trị này, độ cứng của mẫu bị giảm xuống do sự có mặt các vết nứt. Khi tiếp tục tăng tải các vết nứt này tiếp tục phát triển theo phương nghiêng. Đây là các vết nứt xuất hiện do uốn-cắt. Vết nứt số 5 theo phương nghiêng bắt đầu phát triển ở tải trọng 240kN. Tiếp đó vết nứt ở gần đế vách xuất hiện ở tải trọng 320 kN. Tại thời điểm kết thúc thí nghiệm, quan sát thấy rằng bê tông tại vùng nén của vách chưa bị phá hoại.



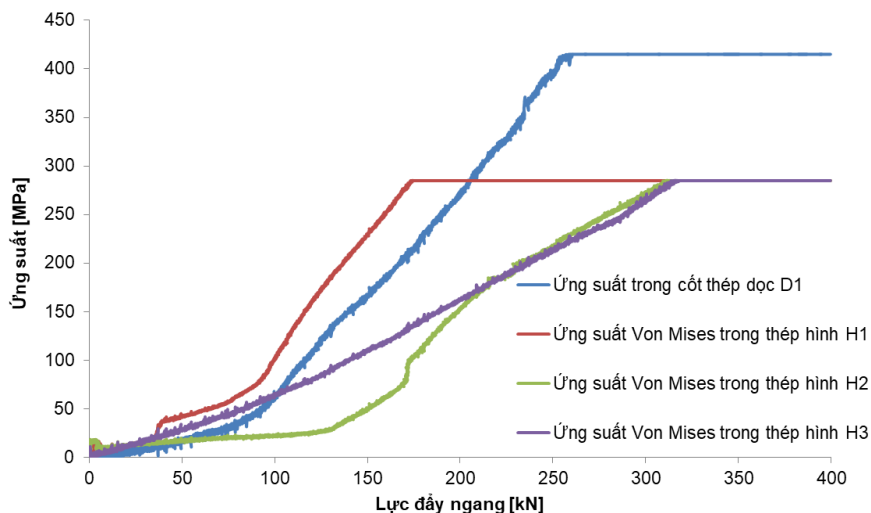
Hình 5. Mối quan hệ giữa lực đẩy ngang và chuyển vị đỉnh



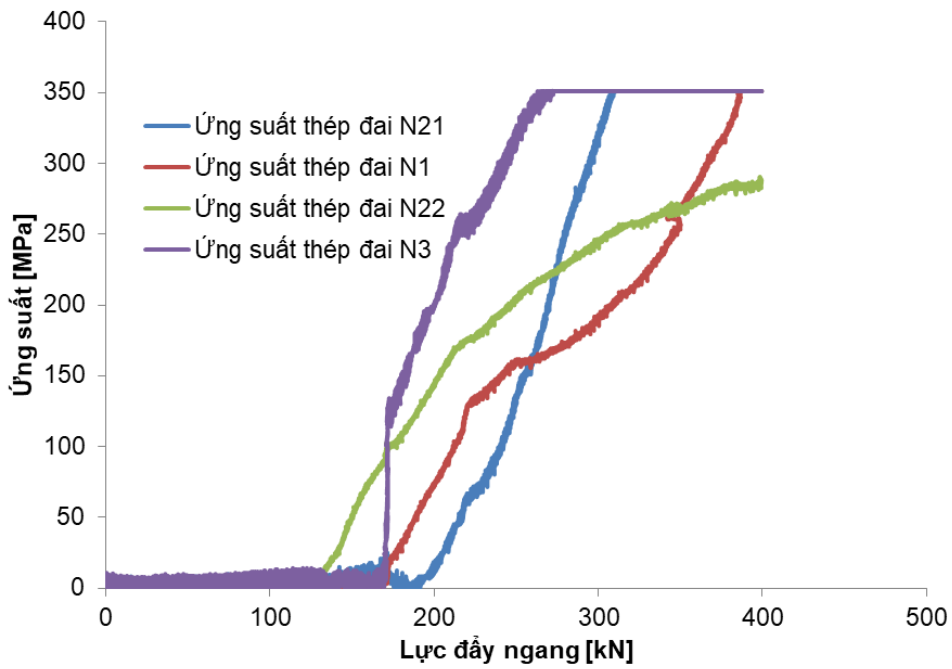
Hình 6. Hình ảnh các vết nứt xuất hiện trên mẫu vách

Hình 7 thể hiện mối quan hệ giữa tải trọng ngang tác dụng với ứng suất trong cốt thép dọc D1 và ứng suất tương đương Von Mises trong thép hình. Sự phát triển của ứng suất trong cốt thép đai được thể hiện trên hình 8. Các giá trị ứng suất thu được từ kết quả đo biến dạng trên thép dọc và thép hình. Để đơn giản hóa việc tính toán, mô hình thép hình được giả thiết là mô hình đàn dẻo lý tưởng. Do đó, ứng suất lớn nhất trong cốt thép dọc, cốt thép đai và thép hình bằng giới hạn chảy tương ứng lần lượt bằng 415 MPa, 351 MPa và 285 MPa. Nhận thấy rằng, cốt thép dọc đạt tới giới hạn chảy ứng với lực ngang tác dụng bằng 260 kN. Tại thời điểm này, đa số các vết nứt dọc trên chiều cao vách dầm đã xuất hiện. Trong ba thép hình, thép hình H1 đạt tới giới hạn chảy đầu tiên khi lực ngang tác dụng

bằng 174 kN. Trong khi đó, thép hình H2 và H3 đạt tới giới hạn chảy gần như tại cùng thời điểm ứng với giá trị lực bằng 315 kN. Ứng suất trong cốt thép đai tăng dần cùng với sự phát triển của các vết nứt trên vách. Lưu ý rằng ứng suất trong cốt thép đai phụ thuộc nhiều vào vị trí của các vết nứt. Nếu vết nứt đi qua vị trí đặt cảm biến đo biến dạng thì giá trị đo biến dạng thu được tại điểm này sẽ lớn hơn tại vị trí đặt cảm biến không có vết nứt đi qua. Vết nứt số 3 đi qua vị trí đặt cảm biến N3 trên thanh cốt thép đai do đó đây là thanh cốt thép đai đầu tiên đạt tới giới hạn chảy. Vết nứt số 2 đi qua vị trí đặt cảm biến N21. Chính vì vậy mặc dù cảm biến N21 và N22 cùng đặt trên một thanh cốt thép đai nhưng tại vị trí N21, cốt thép đai đạt tới giới hạn chảy còn tại vị trí N22 cốt thép chưa đạt tới giới hạn chảy.



Hình 7. Ứng suất trong cốt thép dọc D1 và ứng suất Von Mises trong thép hình



Hình 8. Ứng suất trong các thép đai

Kết quả thu được từ thí nghiệm được tiến hành so sánh với mô hình lý thuyết đề xuất bởi Plumier. Các tham số được sử dụng trong so sánh gồm có: $z = 770mm$, $\theta = 45^\circ$, $E_c = 27870MPa$, $\eta = 1,348$. Giá trị $E_c^* = 1,5E_c$ theo như đề xuất trong [9]. Từ đó, độ cứng chống cắt của các thép hình và bê tông cốt thép được xác định lần lượt bằng $S_{SP} = 214285,71N/mm$, $S_{RC} = 190336,14N/mm$. Tỷ lệ độ cứng chống cắt của thép hình với độ cứng chống cắt của mặt cắt liên hợp bằng 0,53. Từ các cảm biến đo biến dạng ba phương, ta xác định

được ứng suất tiếp lớn nhất trên từng thép hình, từ đó xác định được lực cắt trên từng thép hình bằng công thức: $V_a = A_v \tau_{max}$ với A_v - diện tích chịu cắt của thép hình được xác định theo tiêu chuẩn Eurocode 3 [10]. Các giá trị được sử dụng để so sánh ứng với giá trị lực ngang bằng $V_{Ed} = 150kN$. Đây là thời điểm ngay sau khi xuất hiện vết nứt đầu tiên. Đây cũng là thời điểm ngay trước khi thép hình H1 đạt tới giới hạn chảy (hình 7). Tương ứng với giá trị này, tổng lực cắt tác dụng lên các thép hình bằng 79,53 kN. Kết quả được thể hiện trong bảng 1.

Bảng 1. So sánh giá trị lực cắt trên thép hình thu được từ thí nghiệm và lý thuyết ứng với $V_{Ed} = 150kN$

Lực cắt trên thép hình H1	Lực cắt trên thép hình H2	Lực cắt trên thép hình H3	Tổng lực cắt đo được trên thép hình V_a	Tổng lực cắt tính toán thép hình V_a	So sánh tính toán/thí nghiệm
51,18	10,85	21,99	84,02	79,53	0,946

Từ kết quả trên bảng 1, ta thấy rằng lực cắt phân bố không đều trên các thép hình. Thép hình chịu lực cắt lớn nhất là thép hình H1. Tuy nhiên, tổng lực cắt đo được trên các thép hình xấp xỉ với tổng lực cắt tính toán, sai số khoảng 5%. Kết quả này thể hiện sự tương đồng với các kết quả thí nghiệm được thực hiện tại trường đại học Liège, Bỉ và trường đại học INSA Rennes [9].

4. Kết luận

Trong bài báo này, chúng tôi trình bày nghiên cứu thực nghiệm mẫu vách liên hợp thép hình – bê tông cốt thép chịu tải trọng đứng và ngang đồng thời. Mục đích chính của thí nghiệm nhằm nghiên cứu ứng xử chịu cắt của vách liên hợp. Kết quả thu được từ thí nghiệm thể hiện sự tương đồng với kết

quả thu được từ mô hình giải tích. Từ đó, ta có thể rút ra được một số kết luận như sau:

- Mô hình giải tích cho phép dự báo tương đối chính xác phần lực cắt tác dụng lên thép hình và phần lực cắt tác dụng lên bê tông – cốt thép;
- Thép hình tham gia đáng kể vào độ cứng chống cắt và sức kháng cắt của vách liên hợp thép hình – bê tông cốt thép.

TÀI LIỆU THAM KHẢO

1. Dan D., Fabian A., Stoian V. (2011). "Theoretical and experimental study on composite steel concrete shear walls with vertical steel encased profiles", *Journal of constructional steel research* 67, pp 800-813.
2. Zhou Y., Lu X., Dong Y., (2010). Seismic behaviour of composite shear wall with multi-embedded steel section. Part 1: experiment. *The structural design of tall and special buildings* 19, pp 618-636.
3. Qian J., Jiang Z., Ji X. (2012). Behavior of steel tube reinforced concrete composite walls subjected to high axial force and cyclic loading. *Engineering Structures* 36, pp 173-184.
4. Vulcano A., Bertetto V.V., Colotti V. (1988). Analytical modeling of R/C structural walls. *Proceedings*, 9th *World conference on earthquake engineering* 6, pp 41-46.
5. Orakcal K, Wallace J.W., Conte J.P.,(2004) Flexural modeling of reinforced walls – model attributes. *ACI structural journal* 103(2), pp 196-206.
6. Miao Z., Ye L., Guan H., Lu X. (2011). Evaluation of modal and traditional pushover analyses in frames-shear-wall structures. *Advances in structural engineering* 14(5), pp 815-836.
7. EUROCODE 4, EN 1994-1-1 (1994), Design of composite steel and concrete structures- Part 1: general rule and rule for building.
8. ANSI/AISC 360-05 (2010). Specifications for structural steel buildings.
9. Plumier A., Dragan D., Q-H Nguyen, Degrée H., (2017). An analytical design method for steel concrete hybrid walls. *Structures* 9, pp 185-199.
10. EUROCODE 3, EN 1993-1-1 (2005), Design of steel structures, Part 1: General rules and rules for building.

Ngày nhận bài: 20/11/2019.

Ngày nhận bài sửa lần cuối: 11/12/2019.