

NGHIÊN CỨU TÍNH ỨNG DỤNG CỦA CỐT THÉP CÓ MŨ TRONG CÔNG TRÌNH BÊ TÔNG CỐT THÉP BÁN LẮP GHEP TẠI VIỆT NAM

Nguyễn Văn Hùng^{a,*}

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

Nhận ngày 08/8/2024, Sửa xong 23/9/2024, Chấp nhận đăng 09/10/2024

Tóm tắt

Nghiên cứu này tập trung vào đánh giá tính ứng dụng của cốt thép có mũ trong kết cấu bê tông cốt thép (BTCT) bán lắp ghép tại Việt Nam để giải quyết các vấn đề về độ bền và khả năng chống phá hủy lũy tiến. Kết quả nghiên cứu cho thấy cốt thép có mũ mang lại nhiều lợi ích so với cốt thép truyền thống, như giảm chiều dài neo và tăng cường khả năng chịu lực. Qua thí nghiệm kéo, cốt thép có mũ sử dụng phương pháp hàn nối ‘T’ thấu hoàn toàn đã chứng tỏ tính khả thi với giới hạn chảy và độ bền đáp ứng yêu cầu. Bên cạnh đó, nghiên cứu cũng làm rõ cơ chế chống phá hủy lũy tiến của nút dầm-cột trong BTCT bán lắp ghép dưới kịch bản mất cột giữa, khẳng định hiệu suất vượt trội của cốt thép có mũ trong việc truyền tải trọng, đặc biệt ở giai đoạn biến dạng lớn. Mặc dù việc sử dụng cốt thép có mũ làm cốt thép dọc trong các cấu kiện BTCT chưa phổ biến ở Việt Nam do thiếu tiêu chuẩn hướng dẫn, chúng có thể đóng vai trò quan trọng trong việc nâng cao an toàn và độ bền của các công trình. Nghiên cứu này đề xuất thúc đẩy tiêu chuẩn hóa và ứng dụng cốt thép có mũ trong ngành xây dựng tại Việt Nam.

Từ khóa: cốt thép có mũ; hàn nối ‘T’ thấu hoàn toàn; bê tông cốt thép bán lắp ghép; nút dầm-cột trong; phá hủy lũy tiến.

A STUDY ON APPLICATION OF HEADED BARS IN PRECAST CONCRETE STRUCTURES IN VIETNAM

Abstract

This study focuses on evaluating the application of headed bars in semi precast concrete structures in Vietnam to address issues related to durability and resistance to progressive collapse. The results demonstrate several advantages of headed bars over the traditional one, such as reduced anchor length and enhanced load-bearing capacity. Through tensile tests, headed bars using full penetration T-joint welding have proven feasible with yield and ultimate strengths meeting requirements. Additionally, the research elucidates the mechanisms of progressive collapse resistance in interior semi precast concrete beam-column joints under a middle column removal scenario, affirming the superior performance of headed bars in load transmission, especially under large deformation stage. Despite the limited use of headed bars as longitudinal reinforcement in reinforced concrete structures in Vietnam due to the absence of standards, they can play a crucial role in enhancing safety and durability of building structures. This study proposes the promotion of standardization and application of headed bars in Vietnamese construction industry.

Keywords: headed bar; full penetration T-joint welding; semi precast concrete; interior beam-column joint; progressive collapse.

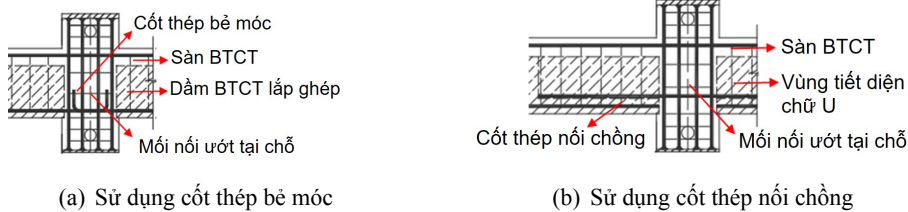
[https://doi.org/10.31814/stce.huce2025-19\(1V\)-10](https://doi.org/10.31814/stce.huce2025-19(1V)-10) © 2025 Trường Đại học Xây dựng Hà Nội (ĐHXDHN)

*Tác giả đại diện. Địa chỉ e-mail: hungnv4@huce.edu.vn (Hùng, N. V.)

1. Giới thiệu

Trong những năm gần đây, kết cấu bê tông cốt thép (BTCT) ngày càng trở nên phổ biến nhờ những ưu điểm vượt trội so với kết cấu BTCT đúc tại chỗ, như tiết kiệm thời gian xây dựng, giảm phụ thuộc vào lao động tại chỗ, thuận lợi cho việc kiểm tra hiện trường, và khả năng cải tiến chi tiết thiết kế để tối ưu hóa khả năng chịu lực. Trong các loại kết cấu này, ứng xử phi tuyến thường tập trung ở nút dầm-cột (beam-column joint) do sự tồn tại đồng thời của nội lực lớn cũng như sự gián đoạn về hình học và cốt thép [1–5]. Do đó, việc thiết kế và chi tiết các nút cần được chú trọng đặc biệt để đảm bảo độ bền và độ dẻo cần thiết cho việc chịu tải trọng thông thường cũng như tải trọng đặc biệt như động đất hay phá hủy lũy tiến (progressive collapse).

Hiện nay, có hai dạng liên kết phổ biến được dùng trong kết cấu lắp ghép, đó là, liên kết khô (BTCT lắp ghép) và liên kết ướt (BTCT bán lắp ghép). Liên kết khô (dry connection) sử dụng các phương pháp như bu lông cơ khí hoặc các liên kết đặc thù, trong khi liên kết ướt (wet connection) yêu cầu đổ bê tông tại chỗ sau khi lắp ráp các cấu kiện đúc sẵn mà không cần hàn hoặc liên kết cơ khí tại công trường. Công trình sử dụng liên kết ướt có tính dẻo, độ bền và khả năng chịu lửa tốt hơn so với liên kết khô. Tuy nhiên, việc buộc thép dọc và đổ bê tông tại vùng nút giao dầm-cột thường gặp khó khăn, làm cho khu vực này dễ bị tổn thương trong các tình huống dưới tác động của tải trọng đặc biệt.



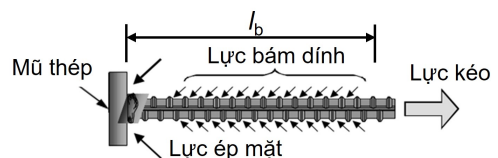
Hình 1. Chi tiết thiết kế truyền thống nút dầm-cột BTCT bán lắp ghép [3]

Như thể hiện trên Hình 1, các thiết kế truyền thống sử dụng cốt thép bê móc (hook bar) hoặc cốt thép nối chồng (lap-spliced bar) tại vùng nút dầm-cột của công trình BTCT bán lắp ghép thường gặp phải vấn đề đặt quá dày đặc cốt thép (congestion issue) và phá hoại kéo tuột (pull-out failure) sớm do chiều dài neo hạn chế của cốt thép [3, 6]. Do đó, để giải quyết vấn đề này, cốt thép có mũ (headed bar) là một giải pháp tiềm năng vì nó chỉ yêu cầu khoảng 25% và 75% chiều dài neo cần thiết so với cốt thép nối chồng và cốt thép bê móc tương ứng [1].

Như thể hiện trên Hình 2, cốt thép có mũ được cấu tạo bằng cách gắn một tấm hoặc đai ốc bằng thép (mũ) vào đầu thanh cốt thép thẳng thông thường sử dụng liên kết hàn, rèn hoặc bắt ren, nhằm tạo ra diện tích chịu lực ép mặt lớn giúp neo giữ lực kéo/nén phát triển trong thanh [7, 8]. Do đó, khả năng neo của cốt thép có mũ được cấu thành từ sự kết hợp giữa lực ép mặt của mũ (bearing force) và lực bám dính của bê tông (bonding force) dọc theo chiều dài neo của thanh.

Thông qua thí nghiệm trên nút dầm-cột biên (exterior joint) BTCT đổ tại chỗ dưới tác động của tải trọng tĩnh theo chu kỳ, các nghiên cứu của Hegger và cs. (2003), Kang và cs. (2010), và Singhal và cs. (2021) [9–11] cho thấy rằng các nút sử dụng cốt thép bê móc có xu hướng bị phá hoại sớm bởi hiện tượng trượt do cắt ở nút khung, trong

khi các nút sử dụng cốt thép có mũ thể hiện khả năng chống cắt lớn hơn đáng kể và phá hoại chủ yếu do uốn của dầm. Mở rộng ra ngoài kết cấu BTCT đổ tại chỗ, việc sử dụng cốt thép có mũ trong kết cấu BTCT bán lắp ghép cũng đã được khảo sát. Zang và Ding (2022) [12] đã tiến hành thí nghiệm trên



Hình 2. Cơ cấu neo của cốt thép có mũ [7]

các nút khung trong (interior joint) sử dụng cốt thép có mũ trong vùng lõi dầm-cột dưới tác động của tải trọng tĩnh theo chu kỳ. Kết quả thí nghiệm cho thấy hiệu suất vượt trội về khả năng chịu lực cũng như tiêu tán năng lượng của nút sử dụng cốt thép có mũ so với nút sử dụng cốt thép nổi chông.

Hiện nay, việc sử dụng cốt thép có mũ trong các cấu kiện kết cấu chính như vách, cột và dầm BTCT đã được tiêu chuẩn hóa và phổ biến trên thế giới [1, 7, 8]. Ở Việt Nam, mặc dù cốt thép có mũ thường được sử dụng làm đỉnh neo chống cắt trong kết cấu liên hợp thép - BTCT [13–16], việc sử dụng chúng làm cốt dọc trong các cấu kiện kết cấu chính vẫn chưa được áp dụng do thiếu tiêu chuẩn thiết kế cụ thể cho loại cốt thép này. Bên cạnh đó, cần lưu ý rằng, các công trình quân sự và dân sự đều có thể bị tác động bởi các sự kiện cực đoan như động đất, vụ nổ, va chạm xe cộ, hỏa hoạn và thậm chí các vụ tấn công khủng bố. Những sự kiện này thường gây ra thiệt hại cục bộ cho kết cấu của các tòa nhà, và nghiêm trọng hơn khi một hoặc nhiều cấu kiện chịu lực chính (cột hoặc vách) bị phá hủy, có thể dẫn đến sự sụp đổ hoàn toàn. Trong bối cảnh đó, thuật ngữ ‘sụp đổ lũy tiến’ được sử dụng để mô tả quá trình mà thiệt hại cục bộ kích hoạt một chuỗi sự cố, dẫn đến sự sụp đổ của toàn bộ công trình hoặc một phần lớn của nó [17]. Để giảm thiểu sụp đổ lũy tiến, các đường truyền tải thay thế (Alternate Load Path) phải được thiết kế để phân phối tải trọng từ cấu kiện bị phá hoại sang các bộ phận kết cấu lân cận một cách hiệu quả. Tuy nhiên, sự gián đoạn hình học và cốt thép tại giao diện dầm cột trong kết cấu BTCT bán lắp ghép làm cho việc này trở lên khó khăn hơn.

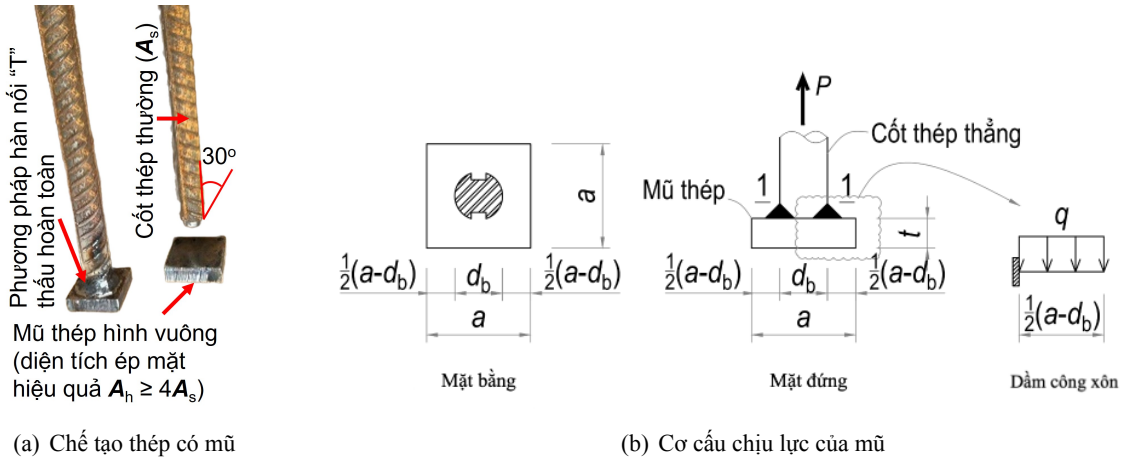
Trong bối cảnh nêu trên, nghiên cứu này được thực hiện nhằm đánh giá tính ứng dụng của cốt thép có mũ trong kết cấu BTCT bán lắp ghép tại Việt Nam. Để đạt được mục tiêu này, trước tiên, nghiên cứu sẽ trình bày một quy trình gia công chế tạo đơn giản của cốt thép có mũ sử dụng liên kết hàn (Mục 2.1). Sau đó, thí nghiệm kéo trên cốt thép có mũ và cốt thép thẳng tương ứng sẽ được thực hiện để đánh giá tính chất cơ học của chúng (Mục 2.2). Tiếp theo, nghiên cứu sẽ mở rộng phạm vi sang việc đánh giá tính ứng dụng của cốt thép có mũ trong kết cấu BTCT bán lắp ghép chống phá hủy lũy tiến. Theo đó, một chương trình thí nghiệm dựa trên nút khung trong dưới kích bản mất cột giữa sẽ được tiến hành. Kết quả thí nghiệm được phân tích chi tiết để làm sáng tỏ cơ cấu chịu lực của nút dưới tải trọng mất cột, cũng như hiệu quả của cốt thép có mũ trong kết cấu BTCT bán lắp ghép chống lại phá hủy lũy tiến (Mục 3). Các nghiên cứu thực nghiệm được tiến hành tại phòng thí nghiệm Kỹ thuật Bảo vệ (PE lab, Nanyang Technological University, Singapore). Điều quan trọng cần lưu ý là mặc dù một phần kết quả thực nghiệm của nút khung trong đã được công bố trước đó [18], các phân tích bổ sung được trình bày trong nghiên cứu này cũng rất quan trọng và trực tiếp liên quan đến việc thảo luận về tính ứng dụng của cốt thép có mũ tại Việt Nam.

2. Nghiên cứu thực nghiệm xác định tính chất cơ lý của cốt thép có mũ

2.1. Gia công chế tạo cốt thép có mũ

Như đã thảo luận ở phần giới thiệu, để liên kết mũ với cốt thép, phương pháp hàn, rèn hoặc bắt ren có thể được sử dụng [8, 19]. Trong nghiên cứu này, cốt thép có mũ được chế tạo sử dụng phương pháp hàn nổi ‘T’ thấu hoàn toàn [19] để gắn mũ thép vào đầu thanh, như thể hiện trên Hình 3(a). Cốt thép loại CB500 (giới hạn chảy là 500 MPa) và que hàn loại AWS A5.1 E7016 (giới hạn chảy là 612 MPa) được sử dụng.

Hai loại đường kính thanh (d_b), bao gồm 16 mm và 20 mm, được xem xét. Mũ thép tiết diện hình vuông, lần lượt là 35 mm × 35 mm và 45 mm × 45 mm, tương ứng, được thiết kế nhằm đảm bảo diện tích ép mặt hiệu quả (net bearing area, A_h) lớn hơn bốn lần diện tích thanh (bar area, A_s). Điều này nhằm đảm bảo cung cấp đủ lực ép mặt và giảm thiểu ảnh hưởng của hình dạng mũ tới khả năng neo của cốt thép [1, 8, 20]. Bên cạnh đó, độ dày của mũ, lần lượt là 10 mm và 12 mm, được thiết kế với giả định rằng, phần mũ ở hai bên, khi bị ép mặt, sẽ ứng xử như kết cấu dầm công xôn và không bị



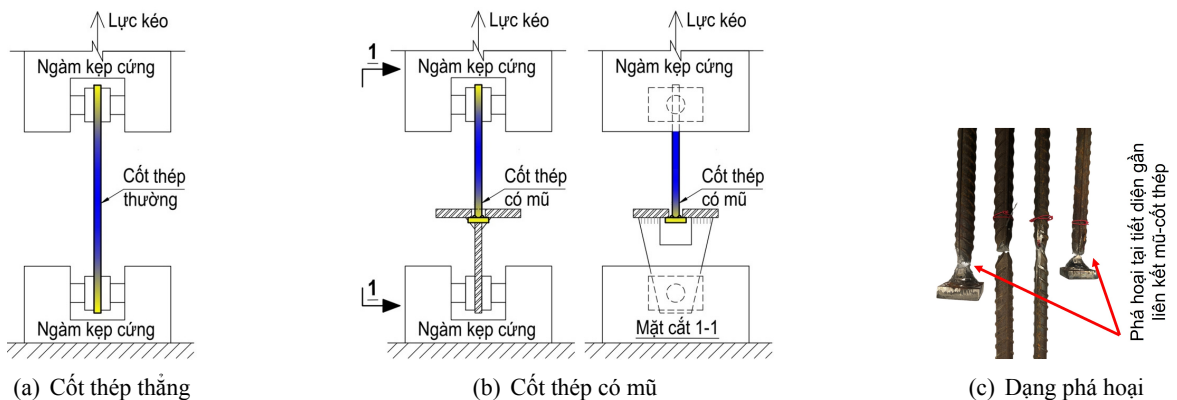
Hình 3. Chế tạo cốt thép có mũ và cơ cấu chịu lực của mũ

biến dạng dưới tác dụng của tổ hợp mô men uốn và lực cắt, ngay cả khi tiết diện thanh liền kề với mũ (tiết diện 1) đạt trạng thái chảy dẻo, như thể hiện trên Hình 3(b).

Sau quá trình chế tạo, cốt thép có mũ và cốt thép thẳng được thí nghiệm kéo nhằm xác định tính chất cơ lý của chúng. Thí nghiệm kéo này không chỉ giúp đánh giá các đặc tính cơ học của cốt thép có mũ mà còn cho phép so sánh trực tiếp với cốt thép thẳng thông thường để làm rõ ảnh hưởng của quá trình gia công hàn lên tính chất cơ lý của cốt thép, như được trình bày trong mục tiếp theo.

2.2. Thí nghiệm kéo nén xác định tính chất cơ lý cốt thép có mũ

Theo chỉ dẫn kỹ thuật được quy định trong các tiêu chuẩn ASTM-A955/A955M-19 và ASTM-A970M-19 [21, 22], thí nghiệm kéo đối với cốt thép thẳng và cốt thép có mũ đã được tiến hành. Với mỗi loại đường kính cốt thép, ba mẫu thí nghiệm được lấy. Hai đầu của cốt thép thẳng được kẹp cứng bởi máy thí nghiệm và chịu kéo đến khi thanh bị đứt hoàn toàn (Hình 4(a)). Trong trường hợp của cốt thép có mũ, chúng được liên kết với máy thí nghiệm sao cho mũ thép được đỡ để ngăn chặn chuyển vị thẳng nhưng vẫn có thể xoay tự do. Đối với đầu thanh không có mũ, nó được kẹp chặt bởi máy thí nghiệm và chịu kéo cho đến khi xảy ra phá hoại đứt gãy của thanh (Hình 4(b)). Các dạng phá hoại của chúng được thể hiện trong Hình 4(c). Bảng 1 tóm tắt các tính chất cơ lý của cốt thép thẳng và cốt thép có mũ tương ứng.



Hình 4. Thí nghiệm kéo xác định tính chất cơ lý của cốt thép

Bảng 1. Tính chất cơ lý của cốt thép

Loại	Cốt thép thẳng				Cốt thép có mũ			
	f_y (MPa)	E_s (Gpa)	f_u (MPa)	ε_u (%)	f_y (MPa)	E_s (Gpa)	f_u (MPa)	ε_u (%)
H16	544	199,9	626	11,6	560	199,9	602	6,5
H20	527	NA	636	10,3	565	NA	597	5,6

trong đó f_y và f_u tương ứng là giới hạn chảy và giới hạn bền của cốt thép; E_s là mô đun đàn hồi của cốt thép; ε_u là biến dạng tương đối giới hạn của cốt thép.

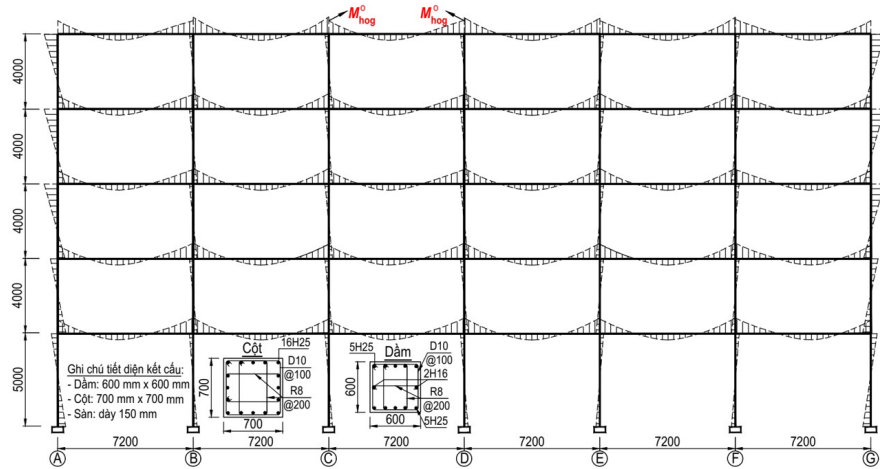
Có thể thấy rằng phá hoại của cốt thép có mũ được đặc trưng bởi sự đứt gãy tại tiết diện gần liên kết mũ-cốt thép (Hình 4(c)). Bên cạnh đó, theo Bảng 1, cốt thép có mũ thể hiện giới hạn chảy cao hơn một lượng nhỏ so với cốt thép thẳng; tuy nhiên, cường độ kéo đứt của chúng lại thấp hơn một chút. Nguyên nhân là do quá trình hàn mũ thép vào đầu thanh đã gây ra những thay đổi về tính chất của vật liệu thép gần vùng chịu ảnh hưởng nhiệt. Đối chiếu với quy định về cường độ trong tiêu chuẩn ASTM-A970/A970M-18 [8], tính chất cơ lý của cốt thép có mũ sử dụng phương pháp hàn nổi ‘T’ thấu hoàn toàn phù hợp với yêu cầu của nó. Do đó, phương pháp hàn nổi ‘T’ thấu hoàn toàn được xem là phù hợp trong chế tạo cốt thép có mũ. Mặc dù thí nghiệm kéo tuột (pull-out test) của cốt thép có mũ không được thực hiện trong nghiên cứu này, các nghiên cứu trước đây [7, 23] đã chỉ ra rằng cốt thép có mũ khi được chôn trong bê tông với chiều dài neo theo tiêu chuẩn ACI318-19 [1] có thể cung cấp khả năng chịu kéo tương đương với độ tuột (slip) nhỏ hơn đáng kể so với cốt thép thẳng. Tính ứng dụng của cốt thép có mũ sẽ được khảo sát trong chương trình thí nghiệm nút khung trong BTCT bán lắp ghép dưới kích bản phá hủy lũy tiến, như được trình bày ở phần tiếp theo.

3. Ứng dụng của cốt thép có mũ trong nút khung dầm-cột dưới tải trọng mất cột

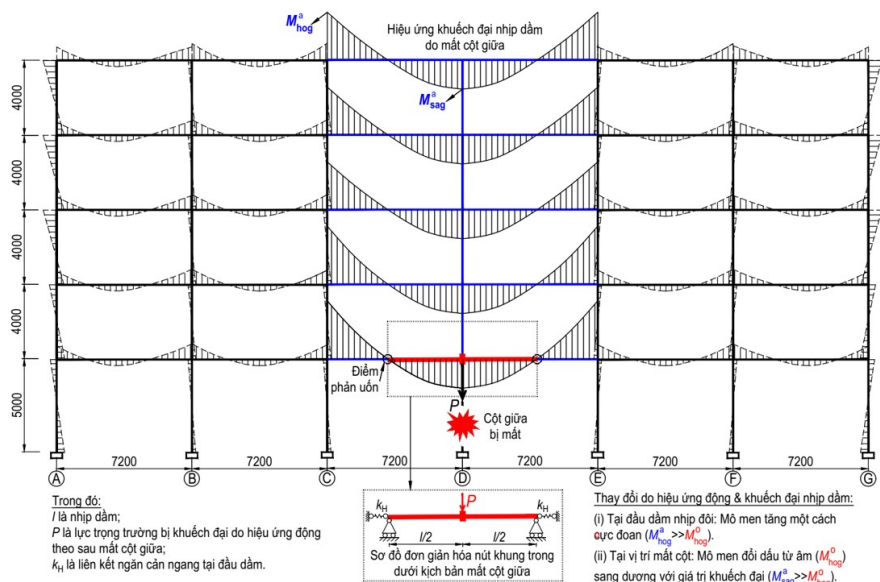
3.1. Thiết kế mẫu thí nghiệm

Trong nghiên cứu này, kết cấu nguyên mẫu được giả định là tòa nhà văn phòng, năm tầng, được xây dựng tại quận Hai Bà Trưng, Hà Nội. Tòa nhà sử dụng kết cấu BTCT bán lắp ghép, với chiều cao lần lượt là 5,0 m và 4,0 m cho tầng đầu tiên và các tầng còn lại, và nhịp 7,2 m theo cả hai phương. Tải trọng thiết kế, bao gồm tĩnh tải, hoạt tải, tải trọng gió và tải trọng động đất được xác định theo tiêu chuẩn TCVN 2737:2023 và TCVN 9386:2012 [24, 25]. Kết cấu khung tòa nhà được thiết kế kháng chấn theo tiêu chuẩn TCVN 9386:2012 và TCVN 5574:2018 [25, 26] với cấp độ dẻo cao (DCH). Kết quả là, kết cấu khung chủ yếu bao gồm các cầu kiện dầm có tiết diện 600 mm × 600 mm và cầu kiện cột có tiết diện 700 mm × 700 mm. Ngoài ra, tấm sàn BTCT dày 150 mm được thiết kế cho tất cả các tầng.

Nghiên cứu được thực hiện với trọng tâm là kiểm tra ứng xử của nút khung trong chống lại sụp đổ lũy tiến. Trong trường hợp này, cầu kiện cột không được coi là nguy hiểm do nút khung được cung cấp đủ ngăn cản ngang bởi các nhịp kê bên [27]. Do đó, việc chế tạo các phần đầu cột (column stub) phía trên và phía dưới cao 200 mm thay vì toàn bộ chiều cao cột đã được thực hiện. Thêm vào đó, theo tiêu chuẩn thiết kế kết cấu BTCT [26], khi có sàn tham gia, hiệu ứng cánh nén của tiết diện chữ T nên được xem xét do ảnh hưởng đến khả năng chịu lực của dầm. Tuy nhiên, trong nghiên cứu này, để đưa ra một đánh giá an toàn và đơn giản, ảnh hưởng của sàn đã được bỏ qua, và chỉ có tiết diện chữ nhật của dầm được xem xét. Như thể hiện trên Hình 6, các cầu kiện dầm (tiết diện 300 mm × 300 mm, dài 1750 mm, ký hiệu là (1)) và đầu cột (tiết diện 350 mm × 350 mm, cao 200 mm, ký hiệu là (2)) được đúc sẵn, và sau đó chúng được liên kết với nhau bằng mối nối ướn (ký hiệu là (3)) tại phòng thí nghiệm.

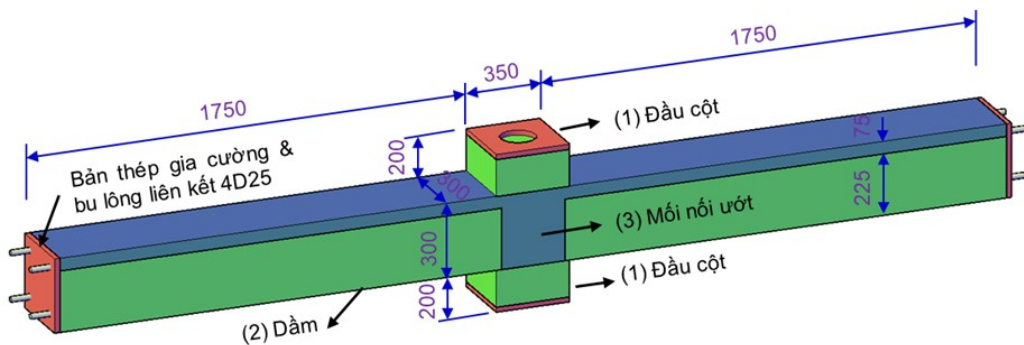


(a) Trước khi mất cột

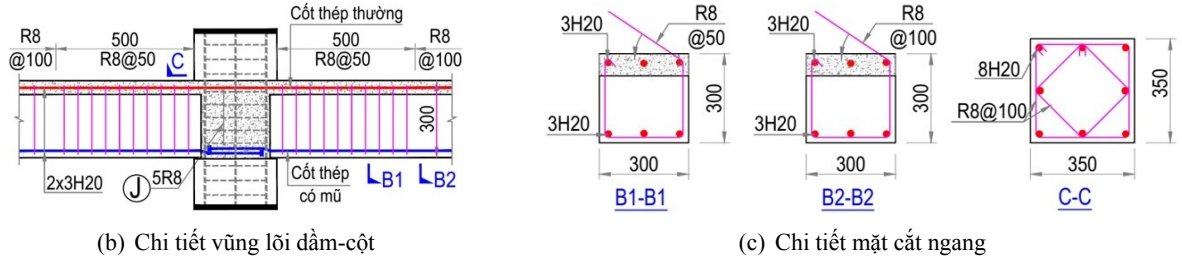


(b) Theo sau mất cột giữa

Hình 5. Thay đổi dạng biểu đồ mô men uốn của khung biên dưới kịch bản mất cột



(a) Kích thước tổng thể mẫu



Hình 6. Thiết kế mẫu thí nghiệm

Cốt thép đai dầm và cột có đường kính 8 mm với móc 135° được thiết kế tương ứng thành các cốt đai hai và bốn nhánh, phân bố với khoảng cách 50 mm tại các vùng chịu ứng suất cao (gối đỡ, vị trí đặt tải, 1/3 nhịp cắt mỗi bên dầm) và 100 mm ở các vùng còn lại. Cần lưu ý rằng, các đầu thanh có mũ được đặt bên trong vùng lõi bê tông bị bó bởi cốt đai đã giúp tăng cường độ bền neo của cốt thép, đồng thời làm giảm/ngăn ngừa hiện tượng vỡ bê tông (concrete breakout) và vỡ bê tông mặt bên (side-face blowout) [1, 20]. Bên cạnh đó, các bản thép gia cường dày 10 mm được thiết kế tại các gối đỡ và điểm đặt tải để tránh hư hỏng do hiện tượng tập trung ứng suất.

Bê tông với cốt liệu có kích thước tối đa là 10 mm đã được sử dụng để phù hợp với kích thước thu nhỏ của mẫu thí nghiệm. Ngay trước thời điểm thí nghiệm nứt khung, thí nghiệm nén trên mẫu trụ đường kính 150 mm và cao 300 mm cho thấy giá trị cường độ chịu nén trung bình của bê tông $R_{m,tr}$ đạt 42,0 MPa và mô đun đàn hồi ban đầu là 34,2 GPa. Cường độ chịu nén $R_{m,tr}$ này được quy đổi sang cường độ trên mẫu lập phương kích thước $150 \times 150 \times 150$ mm R_m theo TCVN 5774:2018 [26] theo công thức (1). Cấp độ bền chịu nén của bê tông sau đó được xác định theo công thức (2), với kết quả cho thấy bê tông đạt cấp độ bền B40.

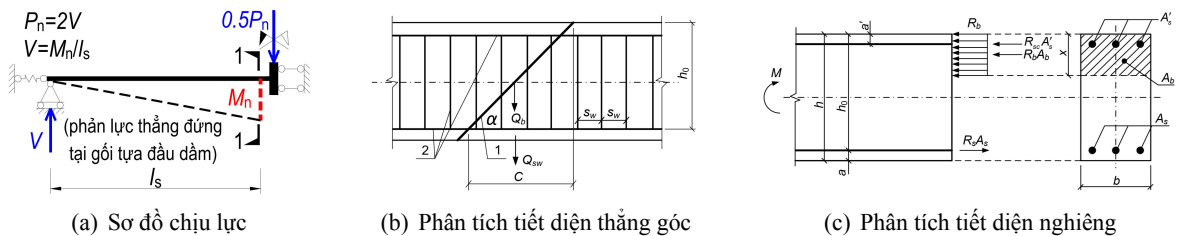
$$R_m = 1,2R_{m,tr} \quad (1)$$

$$B = R_m(1 - 1,64\nu) \quad (2)$$

trong đó ν là hệ số biến dạng cường độ bê tông, bằng 0,135 với bê tông nặng cốt liệu nhỏ; B là cấp độ bền bê tông.

3.2. Dự đoán khả năng chịu lực của nút khung dựa trên phân tích tiết diện

Khả năng chịu lực của nút (P_n , theo phương thẳng đứng) được xác định tại trạng thái dầm đạt khả năng chịu uốn (M_n) tương ứng với thời điểm cốt thép dầm chảy dẻo tại tiết diện nguy hiểm (critical section) 1-1 gần giao diện dầm-cột, như thể hiện trên Hình 7(a) và công thức (3). Trong đó, khả năng chịu uốn của dầm được xác định dựa trên phân tích tiết diện thẳng góc (normal cross-sectional



Hình 7. Phân tích tiết diện theo tiêu chuẩn TCVN 5574:2018 [26]

analysis) theo tiêu chuẩn TCVN 5574:2018 [26], như thể hiện trên Hình 7(b) và công thức (4).

$$P_n = 2 \frac{M_n}{l_s} \quad (3)$$

$$M_n = R_s A_s (h_0 - a') \quad (4)$$

trong đó l_s là nhịp chịu cắt của dầm, được định nghĩa là khoảng cách từ gối tựa đầu dầm đến tiết diện 1-1; R_s là cường độ chịu kéo tính toán của cốt thép dọc, được xác định bằng tỷ số giữa giới hạn chảy thực tế R_{sn} và hệ số độ tin cậy của cốt thép ($\gamma_s = 1,15$); A_s là diện tích cốt thép dọc chịu kéo (lớp dưới); h_0 là chiều cao hiệu quả của dầm; a' là khoảng cách từ trọng tâm cốt thép chịu nén (lớp trên) đến biên trên của dầm.

Khả năng chịu cắt của dầm được đánh giá dựa trên phân tích tiết diện nghiêng (inclined cross-sectional analysis) theo tiêu chuẩn TCVN 5574:2018 [26] như thể hiện trên Hình 7(c). Trong đó, cường độ cắt được cung cấp bởi bê tông (Q_b) và thép đai (Q_{sw}) được xác định lần lượt theo công thức (5) và công thức (6).

$$Q_b = \frac{\varphi_{b2} R_{bt} b h_0^2}{C} \quad (5)$$

nhưng không lớn hơn $2,5 R_{bt} b h_0$ và không nhỏ hơn $0,5 R_{bt} b h_0$

$$Q_{sw} = \varphi_{sw} \frac{R_{sw} A_{sw}}{s_w} C \quad (6)$$

trong đó φ_{b2} là hệ số kể đến ảnh hưởng của cốt thép dọc, lực bám dính và đặc điểm trạng thái ứng suất của bê tông nằm phía trên vết nứt xiên, lấy bằng 1,5; φ_{sw} là hệ số, kể đến sự suy giảm nội lực dọc theo chiều dài hình chiếu của tiết diện nghiêng, lấy bằng 0,75; b và h_0 lần lượt là bề rộng và chiều cao hiệu quả của dầm; C là chiều dài hình chiếu của tiết diện nghiêng, lấy không nhỏ hơn h_0 và không lớn hơn $2h_0$, (trong phân tích này, $C = 1,2h_0$ tương ứng với góc của tiết diện nghiêng $\alpha = 40^\circ$); R_{bt} là cường độ chịu kéo dọc trục tính toán của bê tông đối với trạng thái giới hạn thứ nhất; R_{sw} là cường độ chịu kéo tính toán của cốt thép đai; A_{sw} là diện tích tiết diện cốt thép đai nằm trong một mặt phẳng vuông góc với trục dọc cầu kiện, cắt qua tiết diện nghiêng; s_w là khoảng cách cốt thép đai.

Bảng 2. Dự đoán khả năng chịu lực của nút khung dựa trên phân tích tiết diện

Nhịp cắt, l_s (mm)	Thép dọc dầm (đôi xúng)	Thép đai dầm		Cường độ vật liệu (Mpa)			Khả năng chịu uốn, M_n (kNm)	Khả năng chịu tải thẳng đứng, P_n (kN)	Khả năng chịu cắt (kN)		
		Diện tích, A_{sw} (mm ²)	Khoảng cách, s_w (mm)	Bê tông, R_b (R_{bt})	Thép đai, R_{sw}	Thép dọc, R_s			Bê tông, Q_b	Thép đai, Q_{sw}	Tổng thể, Q
1600	3H20	100,5	50	22 (1,4)	280	458	94,9	118,6	137,4	131,4	268,8

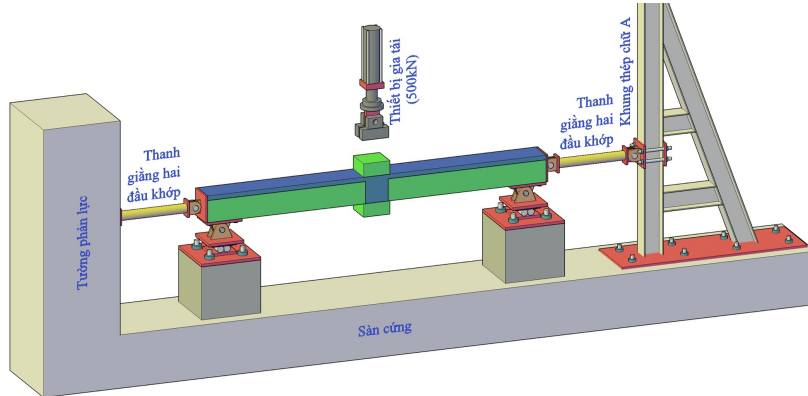
Bảng 2 tổng hợp các đặc tính thiết kế chính cũng như dự đoán khả năng chịu lực của nút khung. Có thể thấy rằng, khả năng chịu cắt tổng thể của dầm, $Q = 268,8$ kN, lớn hơn khả năng chịu lực thẳng đứng thiết kế của nút, $P_n = 118,6$ kN, xác định tại trạng thái dầm chảy dẻo. Do đó, dạng phá hoại uốn thay vì cắt của dầm được dự đoán sẽ chi phối ứng xử của nút khung dưới tải trọng mất cột.

3.3. Thí nghiệm nút khung dưới tải trọng mất cột

a. Thiết lập sơ đồ thí nghiệm và bố trí dụng cụ đo

Hình 8 thể hiện thiết lập thí nghiệm cho nút khung trong dưới kích bản mất cột giữa. Hai đầu dầm được tựa lên các khối bê tông thông qua các con lăn sao cho chúng có thể xoay tự do trong mặt phẳng

làm việc. Các khối bê tông này được cố định vào sàn cứng với độ cao phù hợp để đảm bảo đủ khoảng thông thủy bên dưới nút khung và sàn. Điều này nhằm ngăn chặn nút khung chạm vào sàn cứng ở giai đoạn biến dạng lớn. Các hạn chế ngang cung cấp bởi kết cấu liên kê được thay thế bằng các thanh giằng ngang hai đầu khớp ở hai đầu dầm, được nối với tường phản lực và khung thép phản lực chữ A. Kích thủy lực được sử dụng để gia tải lên vị trí cột giữa theo phương thẳng đứng, mô phỏng chuyển động đi xuống do tải trọng trọng trường khi cột giữa bị mất đột ngột.

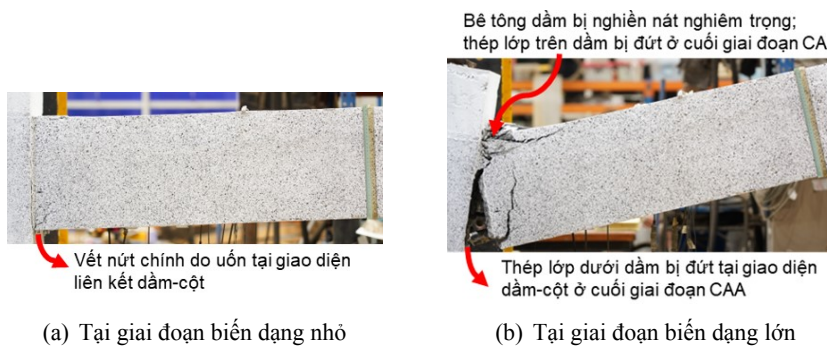


Hình 8. Sơ đồ thí nghiệm nút khung trong dưới kích bản mất cột giữa

Tải trọng tác dụng và phản lực liên kết được đo bằng các thiết bị đo lực (load cell) trong suốt quá trình thí nghiệm. Tem điện trở đo biến dạng tỷ đối (strain-gauge) được gắn vào các thanh cốt thép ở vùng liên kết dầm-cột để làm sáng tỏ cơ chế truyền lực của nút. Ngoài ra, các thiết bị đo chuyển vị thông qua biến áp vi sai biến thiên tuyến tính (Linear Variable Differential Transformer, LVDT) được sử dụng theo dõi biến dạng và sự phát triển của vết nứt tương ứng với mỗi bước chịu tải.

b. Phát triển mô hình vết nứt và dạng phá hoại

Như được thấy trong Hình 9(a), ở giai đoạn chịu tải ban đầu, vết nứt thẳng góc xuất hiện ở thớ dưới dầm tại giao diện dầm-cột trước tiên do mô men vòng tăng nhanh cũng như sự gián đoạn hình học và cốt thép tại vị trí này.



Hình 9. Sự phát triển vết nứt và dạng phá hoại (chỉ thể hiện phần dầm bên phải)

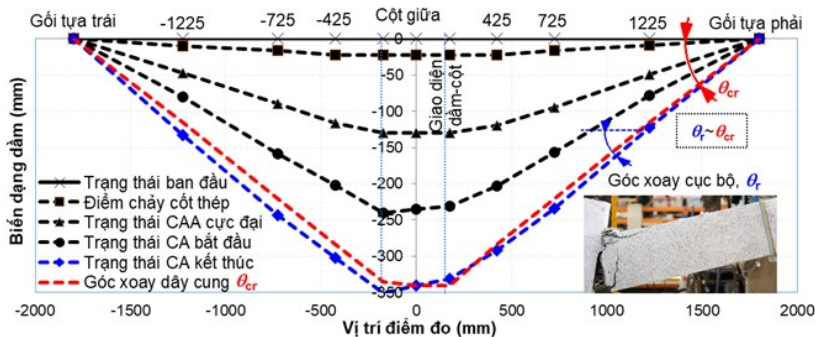
Khi chuyển vị đứng của nút tăng lên, vết nứt này tiếp tục lan rộng lên trên và bê tông ở thớ dầm trên cùng, tiếp giáp với cột, bị nghiền nát nghiêm trọng. Đến cuối giai đoạn vòm nén (compressive arch action, CAA), cốt thép lớp dưới dầm bị đứt gãy ở vị trí gần giao diện dầm-cột. Khi dầm chuyển sang trạng thái dây xích (catenary action, CA), khả năng chịu lực của nút được huy động thông qua khả năng chịu kéo của dầm. Kết quả là, vết nứt chính tại giao diện dầm-cột mở rộng cực đại và xuyên

thầu toàn bộ chiều cao dầm. Đến cuối giai đoạn CA, cốt thép lớp trên dầm gần giao diện dầm-cột bị phá hoại, dẫn đến kết thúc quá trình thí nghiệm, như thể hiện trên Hình 9(b).

Đáng chú ý, sự phá hoại của cốt thép lớp dưới dầm xảy ra tại giao diện dầm-cột, chứ không phải tại liên kết mũ-cột thép, chứng tỏ việc sử dụng cốt thép có mũ với mỗi hàn là hiệu quả trong việc truyền tải trọng ngay cả ở giai đoạn biến dạng lớn. Điều này không chỉ giải quyết vấn đề sắp xếp cốt thép quá dày đặc tại nút mà còn ngăn chặn hiện tượng phá hoại do kéo tuột sớm vì chiều dài neo không đủ, như được quan sát trong các nghiên cứu trước đây trên kết cấu BTCT bán lắp ghép với mỗi nối ướn truyền thống sử dụng cốt thép bê móc [3, 6]. Ngoài ra, trong suốt quá trình thí nghiệm, không quan sát thấy vết nứt nào xuất hiện dọc theo chiều dài của liên kết giữa dầm và sàn, cho thấy rằng sự làm việc đồng thời giữa dầm-sàn trong kết cấu thí nghiệm được đảm bảo. Việc tạo nhám bề mặt và cung cấp đủ độ ẩm cho bề mặt dầm trước khi đổ lớp bê tông sàn đã chứng minh hiệu quả trong việc duy trì sự làm việc đồng thời giữa phần dầm đổ trước và phần sàn đổ sau.

c. Phân tích biến dạng tổng thể của nút khung

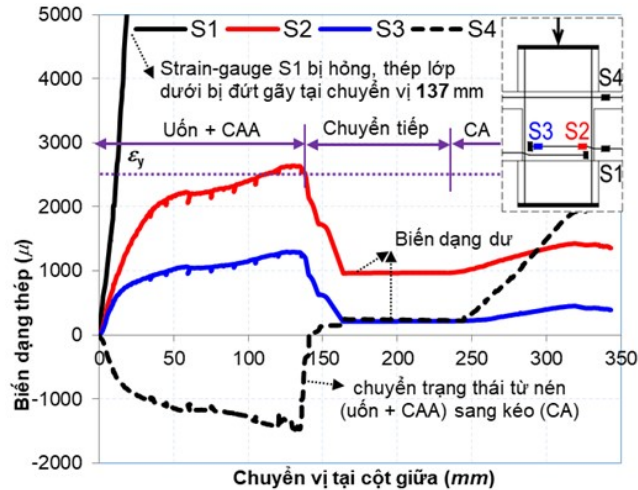
Kết quả đo từ LVDTs được sử dụng để đánh giá biến dạng tổng thể của nút khung tại các trạng thái khác nhau, như thể hiện trên Hình 10. Có thể thấy, các đường biến dạng của nút khá đối xứng cho đến khi cốt thép lớp dưới bị đứt gãy tại trạng thái kết thúc của CAA. Ngoài ra, các đường này gần như là các đường thẳng nối gối tựa đầu dầm với giao diện dầm-cột. Điều này biểu thị chỉ có một vết nứt chính xuất hiện ở giao diện dầm-cột và cấu kiện dầm ứng xử như một vật thể rắn quay quanh giao diện này. Bên cạnh đó, cần lưu ý rằng, góc xoay cục bộ (θ_r) của các đoạn dầm được biểu thị bằng độ dốc của đường cong biến dạng. Trong khi đó, góc xoay dầm cung (θ_{cr}), như được biểu thị bằng đường đứt nét màu đỏ ở điểm cuối của CA trong Hình 10, thể hiện khả năng xoay tối đa của nút khung [28]. Có thể thấy rằng, sự phân bố của góc xoay cục bộ θ_r gần như không đổi dọc theo nhịp cắt của dầm, và góc xoay này tại mỗi tiết diện xấp xỉ bằng θ_{cr} . Bên cạnh đó, tại trạng thái kết thúc của CA, khả năng xoay của nút là 11,75 độ, lớn hơn góc xoay tối thiểu là 11,3 độ được quy định đối với cấu kiện BTCT khi xét đến sự huy động của CA chống lại sự phá hủy lũy tiến [28].



Hình 10. Biến dạng tổng thể của nút ở các giai đoạn chịu tải khác nhau

d. Phân tích biến dạng của cốt thép

Sự phát triển biến dạng của cốt thép dầm tại khu vực liên kết dầm-cột được phân tích nhằm hiểu rõ hơn về cơ chế truyền lực và biến dạng của nút trong quá trình chịu tải, như thể hiện trên Hình 11. Trước tiên, có thể thấy rằng, ngay từ khi bắt đầu gia tải, lực kéo phát triển nhanh chóng trong cốt thép lớp dưới (xem điện trở S1, đường cong nét liền màu đen), trong khi lực nén phát triển ở cốt thép lớp trên tương ứng (xem điện trở S4, đường cong nét đứt màu đen). Tại cùng một mức chuyển vị, biến dạng nén ở S4 nhỏ hơn đáng kể so với biến dạng kéo ở S1, do sự đóng góp hiệu quả của bê tông trong vùng chịu nén.



Hình 11. Phát triển biến dạng cốt thép

Đọc theo chiều dài neo, biến dạng tại các tem điện trở S2 (cách giao diện dầm-cột 2,5 lần đường kính thanh, đường cong màu xanh) và S3 (gần liên kết mũ-cột thép, đường cong màu đỏ) nhỏ hơn đáng kể so với biến dạng tại tem điện trở S1, nhờ lực bám dính hiệu quả của bê tông. Tuy nhiên, cần lưu ý rằng, biến dạng cực đại ở S2 vượt quá biến dạng chảy (ϵ_y) ở giai đoạn uốn, biểu thị rằng hiện tượng chảy đã lan vào vùng lõi bê tông, góp phần làm tăng khả năng xoay của nút ở giai đoạn biến dạng lớn. Bên cạnh đó, biến dạng cực đại ở S3 đạt khoảng $0,6\epsilon_y$ ở cuối giai đoạn CAA. Sự tồn tại của biến dạng khác không này đã chỉ ra sự khác biệt trong ứng xử giữa cốt thép có mũ và cốt thép thẳng dưới kích bản sụp đổ lũy tiến. Cụ thể, các nghiên cứu của Yu và Tan [29] và Kang [3] đã chỉ ra rằng biến dạng và độ trượt đều bằng không (hoặc không đáng kể) tại đầu tự do của cốt thép thẳng neo vào nút khung biên và tại điểm giữa của cốt thép thẳng neo vào nút khung trong dưới kích bản sụp đổ lũy tiến.

e. Quan hệ lực-chuyển vị của nút khung

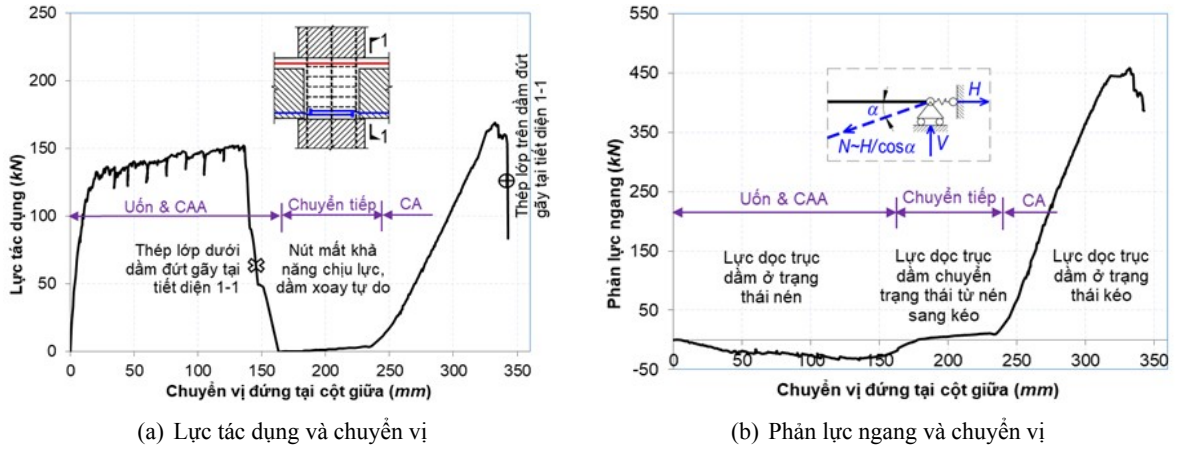
Đặc tính kết cấu của nút khung trong theo sau kích bản mất cột giữa được đặc trưng bởi mối quan hệ giữa tải trọng tác dụng (P) và phản lực ngang (H) tại gối đỡ đầu dầm so với chuyển vị đứng tại cột giữa (vị trí mất cột), như minh họa trong Hình 12. Cần lưu ý rằng, sự phát triển lực dọc trục trong dầm (N) có thể thu được thông qua phản lực ngang tại đầu dầm, như thể hiện trong biểu thức (7). Trong đó phản lực ngang H được xác định xấp xỉ bằng giá trị đo trung bình trong các thanh giằng hai đầu khớp ở cuối dầm [27].

$$N = \frac{H}{\cos \alpha} \quad (7)$$

trong đó N là lực dọc trục trong dầm (giá trị dương biểu thị lực kéo); H là phản lực ngang trung bình trong các thanh giằng; α là góc xoay của đầu dầm so với phương ngang.

Như thấy trên Hình 12, không giống như cơ cấu chịu tải của dầm nhịp gấp đôi (double-span beam), thường bao gồm ba giai đoạn (uốn, CAA và CA) [27], nút khung trong bao gồm bốn giai đoạn, đó là, uốn, CAA, chuyển tiếp và CA. Ở giai đoạn uốn (biến dạng nhỏ), tải trọng tác dụng tăng rất nhanh và đạt giá trị cực đại đầu tiên, tương ứng với thời điểm chảy dẻo của cốt thép lớp dưới dầm tại vị trí gần giao diện dầm-cột. Sau đó, tải trọng tăng nhẹ cho đến hết giai đoạn CAA.

Sau khi kết thúc giai đoạn CAA, nút khung trải qua giai đoạn chuyển tiếp, với lực dọc trục không đáng kể trong dầm. Trong giai đoạn này, sự đứt gãy của cốt thép lớp dưới dầm làm cho lực cản mô men võng (sagging moment) giảm xuống bằng không, dẫn đến nút khung gần như mất khả năng chịu



Hình 12. Quan hệ lực-biến dạng của nút khung dưới kích bản mất cột giữa

lực, và tải trọng tác dụng trở nên không đáng kể. Tải trọng tác dụng chỉ tăng trở lại khi cốt thép lớp trên dầm được huy động ở trạng thái làm việc kéo, đánh dấu sự bắt đầu của hiệu ứng CA. Đây được xem là cơ chế chịu tải chính cuối cùng, làm tăng đáng kể khả năng chịu lực của nút cho đến khi cốt thép lớp trên dầm gần giao diện dầm-cột bị phá hoại.

Có thể thấy rằng dạng phá hoại dẻo kiểm soát ứng xử của nút khung trong, với chuyển vị đứng tại cột giữa vào khoảng một nửa đến một lần chiều cao dầm tại thời điểm kết thúc giai đoạn CAA và CA tương ứng. Các mốc chuyển vị này tương quan với chuyển vị cột giữa trong dầm nhịp gấp đôi dưới kích bản phá hủy lũy tiến, tương đương khoảng một tới hai lần chiều cao dầm [27]. Mối liên hệ này có thể được giải thích bởi thực tế rằng nút khung trong được trích xuất từ dầm nhịp gấp đôi tại các điểm không mô men trên dầm. Nếu chuyển động xoay của dầm được coi là chuyển động xoay của dây cung, dựa trên giả thiết liên kết cứng hoàn toàn ở hai bên trong dầm nhịp gấp đôi, thì chuyển vị của cột giữa trong nút khung trong bằng khoảng một nửa chuyển vị tương ứng của dầm nhịp gấp đôi.

Bảng 3 tóm tắt các giá trị chuyển vị và khả năng chịu tải của nút khung ở các giai đoạn tới hạn. Cần lưu ý rằng, khả năng chịu tải lý thuyết (P_n) thu được dựa trên phân tích mặt cắt ngang, như thể hiện trong Hình 7 và Bảng 2. Ngoài ra, tải trọng chảy (P_y) được định nghĩa là tải trọng gây ra trạng thái chảy của các thanh cốt thép lớp dưới dầm gần giao diện dầm-cột đo được trong thí nghiệm.

Bảng 3. Tóm tắt khả năng chịu lực và chuyển vị tới hạn của nút khung

Chuyển vị tới hạn (mm)					Khả năng chịu lực tới hạn (kN)					
Trạng thái chảy	Trạng thái CAA	Trạng thái CA (δ_u)	Góc xoay dây cung (θ_{cr})	Dự báo lý thuyết (P_n)	Trạng thái dẻo (P_y)	Trạng thái CAA (P_{CAA})	Trạng thái CA (P_{CA})	$\frac{P_y}{P_n}$	$\frac{P_{CAA}}{P_n}$	$\frac{P_{CA}}{P_n}$
22,5	135,6	332,8	11,75°	118,6	127,4	150,1	169,0	1,07	1,27	1,42

Từ Bảng 3, có thể thấy rằng P_n thấp hơn P_y một chút nhưng nhỏ hơn đáng kể so với khả năng chịu tải của nút ở trạng thái CAA (P_{CAA}) và CA (P_{CA}). Tỷ lệ P_y/P_n đạt 1,07, có thể xuất phát từ sự khác biệt nhỏ giữa kích thước tiết diện và tính chất vật liệu thực tế so với thiết kế. Trong khi đó, tỷ lệ P_{CAA}/P_n và P_{CA}/P_n lần lượt là 1,27 và 1,42, nhờ vào sự huy động hiệu quả của hiệu ứng CAA và CA, cũng như khả năng tăng độ cứng của các thanh cốt thép ở biến dạng lớn. Bên cạnh đó, lực cắt lớn

nhất trong dầm tại giai đoạn chảy và CAA chính là các tải trọng tác dụng tới hạn tương ứng. Các giá trị này xấp xỉ bằng khả năng chịu cắt đơn thuần của bê tông ($Q_b = 137,4$ kN, Bảng 2) nhưng nhỏ hơn đáng kể so với khả năng chịu cắt tổng thể của dầm ($Q = 268,8$ kN, Bảng 2). Kết quả là, trong dầm gần như chỉ xuất hiện các vết nứt thẳng góc do uốn mà không có vết nứt nghiêng do cắt nào, như quan sát được trên Hình 9.

f. Thảo luận về sự phát triển của CAA trong nút khung trong

Sự phát triển hiệu quả của cơ chế CAA liên quan mật thiết đến sự phát triển lực nén dọc trục trong dầm [30]. Như thể hiện trên Hình 12, mặc dù CAA đã được huy động, hiệu quả của nó không đáng kể như ở dầm nhịp gấp đôi với điều kiện hạn chế chuyển vị dọc trục và chuyển vị xoay ở biên ngang của dầm [27, 31, 32]. Điều này được thể hiện rõ qua lực nén tương đối nhỏ trong dầm của nút khung trong xuyên suốt giai đoạn CAA (đường màu xanh). Cụ thể, tỷ lệ giữa lực nén dọc trục cực đại và khả năng chịu tải của nút trong giai đoạn này chỉ là 0,22. Tuy nhiên, tỷ lệ này lớn hơn đáng kể ở các dầm nhịp gấp đôi, ví dụ: từ 2,25 đến 4,27 ở Yu và Tan (2014) [27], từ 4,46 đến 5,06 ở Kang và Tan (2015) [32], và từ 1,69 đến 1,9 ở Alogla và cs. (2016) [31].

Sự huy động cơ chế CAA không hiệu quả trong nút khung trong so với trong dầm nhịp gấp đôi có thể được giải thích thông qua cơ chế biến dạng dọc trục của dầm. Biến dạng nén trong dầm BTCT là rất nhỏ và nhạy cảm với các khe hở vật lý tại các liên kết ở đầu dầm. Cụ thể, khoảng hở vật lý trung bình đo được tại các thanh giằng ngang ở hai đầu dầm là 3,45 mm trong thí nghiệm này. Điều này nghĩa là các đầu dầm có thể tự do dịch chuyển ngang trong khoảng này mà không xuất hiện bất kỳ lực cản dọc trục nào trong dầm. Ngoài ra, mặc dù lực cản dọc trục đóng vai trò quan trọng trong việc phát triển CAA, cũng cần cung cấp điều kiện biên hạn chế chuyển vị xoay ở đầu dầm để tăng cường CAA [30, 33]. Tuy nhiên, trong thí nghiệm trên nút khung trong, chỉ có lực cản dọc trục được cung cấp thông qua các thanh giằng ngang, dẫn đến hiệu quả huy động cơ chế CAA bị hạn chế.

4. Kết luận

Nghiên cứu này đã đánh giá tính ứng dụng của cốt thép có mũ trong kết cấu BTCT bán lắp ghép tại Việt Nam, nhằm giải quyết các thách thức về độ bền và khả năng chống phá hủy lũy tiến trong các công trình xây dựng. Kết quả cho thấy cốt thép có mũ có nhiều ưu điểm vượt trội so với cốt thép truyền thống, đặc biệt là khả năng giảm chiều dài neo cần thiết mà vẫn đảm bảo khả năng chịu lực.

Thông qua thí nghiệm kéo, cốt thép có mũ sử dụng phương pháp hàn nổi ‘T’ thấu hoàn toàn thể hiện giới hạn chảy cao hơn so với cốt thép thẳng, mặc dù cường độ kéo đứt thấp hơn một chút. Tuy nhiên, độ bền của cốt thép có mũ vẫn hoàn toàn phù hợp với tiêu chuẩn ASTM-A970/A970M-09 [8], chứng minh tính khả thi của phương pháp hàn này trong chế tạo cốt thép có mũ.

Thí nghiệm trên nút dầm-cột trong dưới kích bản mất cột giữa chỉ ra rằng có bốn cơ chế được huy động để chống lại sự phá hủy lũy tiến, bao gồm uốn, CAA, chuyển tiếp và CA. Trong đó, sự phát triển của cơ chế CAA là nhỏ hơn đáng kể trong nút khung trong so với trong dầm nhịp gấp đôi tương ứng. Kết quả thí nghiệm cho thấy cốt thép có mũ có hiệu suất vượt trội về khả năng truyền tải trọng. Sự kết hợp giữa lực ép mặt và lực bám dính của bê tông giúp cốt thép có mũ duy trì được độ bền và độ dẻo, đặc biệt dưới tác động của tải trọng phá hủy lũy tiến. Điều này khẳng định tiềm năng ứng dụng rộng rãi của cốt thép có mũ trong các cấu kiện kết cấu chính của công trình BTCT bán lắp ghép.

Hiện nay, tại Việt Nam, việc áp dụng cốt thép có mũ trong các cấu kiện kết cấu chính chưa phổ biến do thiếu tiêu chuẩn thiết kế cụ thể. Tuy nhiên, trong bối cảnh các công trình dân dụng và quân sự đối mặt với nguy cơ phá hủy lũy tiến do các sự kiện cực đoan, việc sử dụng cốt thép có mũ trong kết cấu BTCT bán lắp ghép có thể góp phần quan trọng vào việc nâng cao an toàn và độ bền của công trình. Nghiên cứu này không chỉ cung cấp cơ sở khoa học mà còn đề xuất thúc đẩy việc tiêu chuẩn

hóa và ứng dụng cốt thép có mũ trong thực tế, mở ra hướng đi mới cho ngành xây dựng Việt Nam, giúp tối ưu hóa thiết kế và tăng cường hiệu quả của các công trình BTCT bán lắp ghép.

Tài liệu tham khảo

- [1] ACI318-19 (2019). *Building code requirements for structural concrete and commentary*. American Concrete Institute.
- [2] Lowes, L. N., Altoontash, A. (2003). [Modeling reinforced-concrete beam-column joints subjected to cyclic loading](#). *Journal of Structural Engineering*, 129(12):1686–1697.
- [3] Kang, S. (2015). *Structural behaviour of precast concrete frames subject to column removal scenarios*. PhD Thesis, Nanyang Technological University, Singapore.
- [4] Nguyen, V. H., Tan, K. H. (2024). [Progressive collapse behaviour of earthquake-damaged interior precast concrete joints with headed bars and plastic hinge relocation](#). *Engineering Structures*, 306:117817.
- [5] Nguyen, V. H., Yu, J., Tan, K. H. (2022). [Component-based joint model for RC frames with conventional and special detailing against progressive collapse](#). *Structures*, 46:820–837.
- [6] Nimse, R. B., Joshi, D. D., Patel, P. V. (2014). [Behavior of wet precast beam column connections under progressive collapse scenario: an experimental study](#). *International Journal of Advanced Structural Engineering*, 6(4):149–159.
- [7] Thompson, M. K., Jirsa, J. O., Breen, J. E., Klingner, R. E. (2002). *Anchorage behavior of headed reinforcement: Literature review*. Research report No. 1855-1, University of Texas at Austin, Texas, USA.
- [8] ASTM-A970/A970M-18 (2018). *Standard specification for headed steel bars for concrete reinforcement*. ASTM International.
- [9] Hegger, J., Sherif, A., Roeser, W. (2003). [Nonseismic design of beam-column joints](#). *ACI Structural Journal*, 100(5):654–664.
- [10] Singhal, S., Chourasia, A., Kajale, Y. (2021). [Cyclic behaviour of precast reinforced concrete beam-columns connected with headed bars](#). *Journal of Building Engineering*, 42:103078.
- [11] Kang, T. H.-K., Ha, S.-S., Choi, D.-U. (2010). [Bar pullout tests and seismic tests of small-headed bars in beam-column joints](#). *ACI Structural Journal*, 107(01).
- [12] Zhang, Z.-Y., Ding, R., Nie, X., Fan, J.-S. (2020). [Seismic performance of a novel interior precast concrete beam-column joint using ultra-high performance concrete](#). *Engineering Structures*, 222:111145.
- [13] Linh, N. N., Tân, N. N. Thực nghiệm so sánh sự làm việc và khả năng chịu lực của kết cấu sàn liên hợp thép-bê tông nhịp đơn và nhiều nhịp chịu tải trọng tĩnh. *Tạp chí Xây dựng (Bộ Xây dựng)*, 224–231.
- [14] Long, C. T. (2022). *Tính toán kết cấu liên hợp thép-bê tông theo tiêu chuẩn Châu Âu-Cơ sở lý thuyết và ví dụ áp dụng*. Nhà xuất bản Xây dựng.
- [15] Đức, H. N., Tuấn, V. A., Dũng, T. M. (2019). [Sức kháng trượt dọc của chốt bê tông trong dầm liên hợp rỗng chiều cao nhỏ qua thí nghiệm đầy](#). *Tạp chí Khoa học Công nghệ Xây dựng (KHCN XD) - ĐHXD*, 13 (5V):1–8.
- [16] Nhân, L. V. P., Vinh, B. Đ., Duy, H. Đ., Sơn, L. T., Tín, L. T. H. (2021). [Ảnh hưởng của mức độ liên kết kháng cắt đến ứng xử uốn của dầm liên hợp thép – bê tông sử dụng liên kết kháng cắt dạng Perfobond: Phương pháp thực nghiệm](#). *Tạp chí Khoa học Công nghệ Xây dựng (KHCN XD) - ĐHXD*, 15(1V):37–47.
- [17] ASCE7-16 (2017). *Minimum design loads and associated criteria for buildings and other structures*. American Society of Civil Engineers.
- [18] Nguyen, V. H., Tan, K. H. (2023). [Progressive collapse behaviour of advanced precast reinforced concrete joints with headed bars and plastic hinge relocation](#). *Engineering Structures*, 293:116603.
- [19] D14/D1.14M (2018). *Structural welding code - steel reinforcing bars*. American Welding Society (AWS).
- [20] Shao, Y., Darwin, D., O'Reilly, M., Lequesne, R. D., Ghimire, K. P., Hano, M. (2016). *Anchorage of conventional and high-strength headed reinforcing bars*. Technical report, University of Kansas Center for Research, Inc.
- [21] ASTM-A995M-19 (2019). *Standard specification for deformed and plain stainless steel bars for concrete reinforcement*. ASTM International.
- [22] ASTM-A970M-09 (2019). *Standard test method for headed steel bars for concrete reinforcement*. ASTM International.

- [23] Nguyen, V. H., Tan, K. H. (2024). [Bond-slip model of headed bar and its application to component-based model for precast concrete joints under accidental loads](#). *Engineering Structures*, 307:117791.
- [24] TCVN 2737:2023. *Tải trọng và tác động*. Viện Khoa học công nghệ xây dựng, Bộ Xây dựng.
- [25] TCVN 9386:2012. *Thiết kế công trình chịu động đất*. Viện Khoa học công nghệ xây dựng, Bộ Xây dựng.
- [26] TCVN 5574:2018. *Thiết kế kết cấu bê tông và bê tông cốt thép*. Viện Khoa học công nghệ xây dựng, Bộ Xây dựng.
- [27] Yu, J., Tan, K. H. (2013). [Structural behavior of RC beam-column subassemblages under a middle column removal scenario](#). *Journal of Structural Engineering*, 139(2):233–250.
- [28] UFC4-023-03 (2016). *Design of structures to resist progressive collapse*. DoD (Department of Defense), United States.
- [29] Yu, J., Tan, K. H. (2014). [Numerical analysis with joint model on RC assemblages subjected to progressive collapse](#). *Magazine of Concrete Research*, 66(23):1201–1218.
- [30] Yu, J., Tan, K. H. (2014). [Analytical model for the capacity of compressive arch action of reinforced concrete sub-assemblages](#). *Magazine of Concrete Research*, 66(3):109–126.
- [31] Alogla, K., Weekes, L., Augustus-Nelson, L. (2016). [A new mitigation scheme to resist progressive collapse of RC structures](#). *Construction and Building Materials*, 125:533–545.
- [32] Kang, S.-B., Tan, K. H. (2015). [Behaviour of precast concrete beam–column sub-assemblages subject to column removal](#). *Engineering Structures*, 93:85–96.
- [33] Pham, A. T., Tan, K. H. (2017). [A simplified model of catenary action in reinforced concrete frames under axially restrained conditions](#). *Magazine of Concrete Research*, 69(21):1115–1134.