

Nghiên cứu ứng xử của nút khung biên bê tông cốt thép cấp độ dẻo cao được thiết kế theo tiêu chuẩn Eurocode 8 bằng phân tích phần tử hữu hạn

Research on the behavior of the high ductility class reinforced concrete exterior beam-column joint designed to eurocode 8 standard by finite element analysis

> TS TRẦN TRUNG HIẾU¹, PGS.TS VŨ QUỐC ANH¹

¹ Khoa Xây dựng, Trường Đại học Kiến trúc Hà Nội.

TÓM TẮT:

Nút khung đóng một vai trò rất quan trọng trong sự làm việc tổng thể của kết cấu khung bê tông cốt thép. Hiện nay, các nút khung biên BTCT ứng dụng trong các công trình có tầm quan trọng đặc biệt và các công trình quốc phòng, mà không cho phép hư hỏng khi chịu tải trọng theo phương ngang đặc biệt được quan tâm nghiên cứu. Việc nghiên cứu trạng thái ứng suất-biến dạng của những nút khung biên này thiết kế theo tiêu chuẩn Eurocode 8 với cấp độ dẻo cao (DCH) có ý nghĩa quan trọng trong việc đánh giá sự làm việc của nút khung. Tuy nhiên, để tiến hành thí nghiệm nhiều mẫu là tương đối khó khả thi vì chi phí lớn và tiêu tốn khá nhiều thời gian thi công. Vì vậy, nghiên cứu ứng xử của nút khung bằng phương pháp PTHH dựa trên phần mềm mô phỏng là một xu hướng nghiên cứu hiện đại đang được sử dụng rộng rãi và phát triển trong những năm gần đây. Các giá trị phân tích PTHH sẽ được kiểm chứng với các kết quả thực nghiệm thông qua các yếu tố như: mối quan hệ lực - chuyển vị, hình dạng phá hoại và sự phát triển thành phần biến dạng cốt thép. Ngoài ra, việc khảo sát sự ảnh hưởng của một số tham số tới ứng xử của nút khung được thiết kế theo cấp độ dẻo cao (DCH) cũng đã được xem xét đến như lực dọc, cường độ chịu nén của bê tông và hàm lượng cốt thép ngang trong vùng nút.

Từ khóa: Eurocode 8; PTHH; DCH; nút khung; ABAQUS

ABSTRACT:

The joints play very important role in reinforced concrete frame structure. Today, the reinforced concrete exterior joints applied in special important buildings and defense buildings which should not allow damage under horizontal loads are particularly concerned. The study of stress-strain state of these joints designed to Eurocode 8 with high ductility class (DCH) has significant meaning in evaluation of joint behavior. However, the experimental test of the joint is relatively difficult because of the high costs and construction time. Therefore, studying the behavior of the joints by the finite element analysis based on simulation software is a modern research trend that is being widely used and developed in recent years. The analysis results will be verified with experimental results of previous research through factors such as force-displacement relationship, failure shapes and the development of reinforcement deformation composition. In addition, the investigation of the influence of parameters such as axial force, compressive strength of concrete and Ratio of transverse reinforcement on the behavior of exterior joints designed according to high ductility class (DCH) has also been considered.

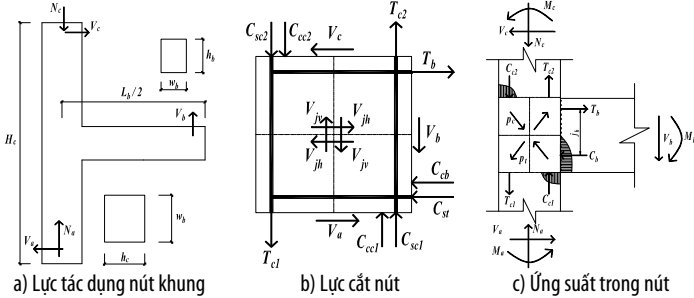
Key words: Eurocode 8; DCH; FEM, joint; ABAQUS

1. MỞ ĐẦU

Nút khung BTCT có thể được phân loại theo ba dạng hình học cơ bản như sau: nút biên, nút giữa và nút góc. Trong quá trình làm việc, nếu các cấu kiện như dầm, cột và vùng nút không bị phá hoại hoặc không xuất hiện các biến dạng dẻo thì nút khung được coi là ứng xử đàn hồi. Ngược lại, khi xuất hiện một số biến dạng không

đàn hồi như vết nứt, ứng suất của cốt thép đạt đến giới hạn chảy,... thì nút khung được xem là có ứng xử dẻo [23]. Năm 1978, Paulay và cộng sự [22] đã đưa ra một mô hình phân tích thành phần lực tác động đến nút khung biên xung quanh vùng nút. Đến đầu những năm 2000, Hakuto và cộng sự [12] phát triển vấn đề mà Paulay, T, R Park [22] chưa làm được trước đó. Nghiên cứu này đã

thực hiện việc tính toán các ứng suất nén chính (p_c) và kéo chính (p_t) ở một nửa chiều cao nút và có kể đến ứng suất nén dọc trong cột (f_a) như được thể hiện trong công thức (1.1) và Hình 1.1.



Hình 1. Các thành phần lực tác dụng nút khung biên [12]

Ngoài ra, trong nghiên cứu này đưa ra cách xác định khả năng kháng cắt của nút dựa trên ứng suất cắt ngang danh nghĩa v_{jh} . Trong đó $p_{c,t}$ là ứng suất nén và kéo chính ở vùng nút, f_a là ứng suất nén dọc trong cột, w_j là bề rộng tiết diện nút.

$$V_c = \frac{V_b \times L_b}{2H_c} \quad V_{jh} = T_b - T_c \quad v_{jh} = \frac{V_{jh}}{w_j \times h_c} \quad (1.1)$$

$$f_a = \frac{N_c}{h_c \times w_c} \quad p_{c,t} = -\frac{f_a}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{f_a}{2}\right)^2 + v_{jh}^2}$$

Gần đây, đã có rất nhiều các mô hình kháng cắt của nút khung được đề xuất như: mô hình thực nghiệm, mô hình thanh chống giằng (STM), mô hình ứng suất phẳng trung bình, ... Tuy nhiên, chỉ có một số mô hình đề xuất việc thiết kế cho cả hai trạng thái giới hạn về cường độ và vết nứt đầu tiên trong vùng nút [24], [26], [13]. Sự xuất hiện vết nứt chéo đầu tiên trong vùng nút phải được coi là trạng thái về điều kiện sử dụng, vì sau khi vết nứt này xuất hiện thì nút bị mất một phần độ cứng và bắt đầu có ứng xử dẻo. Đa số các mô hình sử dụng giả thiết tỷ lệ giữa lực cắt khả năng và căn bậc hai cường độ chịu nén bê tông để đánh giá kháng cắt của nút [24], [28], [27]. Ngoài ra, một số mô hình còn xét đến cường độ tương ứng với vết nứt chéo đầu tiên có liên quan khả năng chịu kéo của bê tông (fct) và tỷ lệ kích thước hình học (hb/hc) [20], [26], [14]. Như vậy, các mô hình này còn hạn chế trong việc kể đến các yếu tố như: ứng suất do lực dọc tác dụng (fa), cấu tạo neo, ứng suất kéo chính (pt) trong vùng nút và hàm lượng cốt thép (p_b, p_c). Đặc biệt, trong thành phần ứng suất kéo chính (pt) thông thường đã có kể đến cả thành phần ứng suất dọc (fa) trong cột. Đây được xem là dấu hiệu nhận biết sự phá hoại trong vùng nút khung và được áp dụng trong một số tiêu chuẩn hiện hành ACI 318 [4] và NZS 3101 [21].

TCVN và Eurocode 8 [25] khuyến nghị thiết kế theo DCL được áp dụng cho các vùng có động đất yếu, có nghĩa là gia tốc nền thiết kế nhỏ hơn 0.08g nhưng đó không phải là yêu cầu bắt buộc. Cả hai cấp dẻo DCM và DCH phải được thiết kế chỉ định kích thước và cấu tạo theo những điều khoản kháng chấn cụ thể, cho phép kết cấu phát triển các cơ cấu ổn định cùng với sự tiêu tán năng lượng trễ khi chịu tải trọng có chu kỳ, mà không xảy ra phá hoại. Khi thiết kế kết cấu chịu động đất theo Eurocode 8 [25] thì việc thực hiện đúng các yêu cầu cấu tạo là điều hết sức quan trọng đối với từng loại cấu tạo riêng cho từng thành phần dầm và cột.

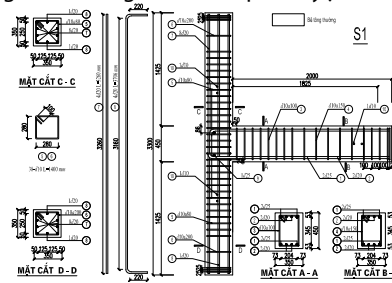
Trong nghiên cứu trước đó [1], tác giả đã đánh giá ứng xử của nút khung biên được thiết kế theo cấp độ dẻo cao (DCH) theo tiêu chuẩn Eurocode 8 [15] bằng phương pháp thực nghiệm. Mẫu thí nghiệm được đặt theo vị trí nằm ngang với tỷ lệ 1:1 tại phòng thí nghiệm và Kiểm định Công trình, trường Đại học Xây dựng. Vì vậy,

mục tiêu của nghiên cứu này là phân tích ứng xử nút khung biên bằng phương pháp PTHH sử dụng phần mềm ABAQUS. Kết quả của nghiên cứu PTHH sẽ được kiểm chứng với các kết quả thu được từ mẫu thí nghiệm S1 [1] và có xét thêm các thông số ảnh hưởng đến ứng xử nút. Chi tiết mẫu thí nghiệm được thể hiện trong Hình 2.1.

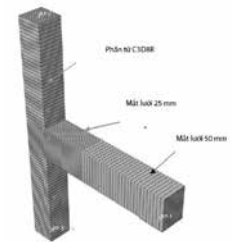
2. XÂY DỰNG MÔ HÌNH PHẦN TỬ HỮU HẠN

2.1 Dạng hình học và chia lưới phần tử nút khung cấp độ dẻo cao

Phần mềm ABAQUS chuyên dùng phần tử C3D8R (8 nút và 3 bậc tự do) cho phần tử khối đặc trưng vật liệu bê tông. Loại phần tử này có thể được sử dụng cho các phân tích tuyến tính và phi tuyến phức tạp liên quan đến tiếp xúc, dẻo và biến dạng lớn của kết cấu. Các thanh cốt dọc và cốt đai được mô hình hóa bằng phần tử Truss (T3D2) vì các thanh này chỉ mang lực dọc trực tiếp được gây ra bởi lực tác dụng lên dầm. Việc lựa chọn kích thước lưới phần tử được dựa trên cả 2 tiêu chí là độ chính xác và thời gian tính toán. Kích thước lưới phần tử được mô phỏng bằng các mối quan hệ ràng buộc nhằm đảm bảo sự liên kết giữa tử ảnh hưởng nhiều đến độ chính xác của kết quả tính toán. Hình 2.2 cho thấy, ở ngoài khu vực vùng nút các mô hình đều được chia lưới giống nhau với kích thước mắt lưới là 50 mm. Trong khu vực vùng nút, hệ lưới được chia với kích thước mắt lưới 25 mm. Ngoài ra một số liên kết ràng buộc cho mô hình dầm UHPFRC trong ABAQUS như sau: i) Mặt tiếp xúc giữa bê tông và các tấm thép được sử dụng liên kết tuyệt đối (Tie); ii) Sự tương tác giữa cốt thép và bê tông UHPFRC được khai báo là liên kết nhúng chặt (Embedded region), tức là sự bám dính giữa bê tông và cốt thép là tuyệt đối.



Hình 2.1 Chi tiết cấu tạo mẫu thí nghiệm S1



Hình 2.2 Chia lưới PTHH của mô hình

Trong nghiên cứu này sử dụng quy luật gia tải tĩnh (monotonic) và quá trình này được kiểm soát bằng chuyển vị. Mỗi bước gia tải gồm 3 chu kỳ có chuyển vị giống nhau và được gia tải tại vị trí đầu dầm. Tỷ lệ chuyển vị đầu dầm so với chiều dài của dầm được gọi tắt là độ lệch tầng và được xác định như sau:

$$\text{Độ lệch tầng} = \frac{\Delta_l}{0.5l_b} \times 100\%, \quad \text{trong đó: } \Delta_l \text{ là} \quad (2.1)$$

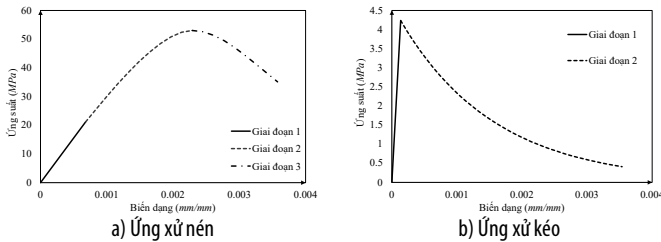
chuyển vị đầu dầm; l_b là chiều dài dầm

2.2 Mô hình vật liệu

Quy luật ứng xử vật liệu bê tông UHPFRC là phi tuyến và phức tạp nhưng phần mềm ABAQUS cho phép mô hình hóa các ứng xử phức tạp này. Mô hình phá hoại dẻo của bê tông - CDP (Concrete damage plasticity) được thiết lập trong phần mềm có thể mô tả ứng xử của vật liệu bê tông UHPFRC. Mô hình CDP được phát triển bởi Lubliner, J, J Oliver [18] và sau đó được cải tiến và bổ sung bởi Lee, Jeeho và Gregory L Fenves [17]. Mô hình CDP cho phép mô tả biến dạng tái bền trong nén, biến dạng hóa mềm khi kéo và những phá hủy ban đầu không tách rời và tích lũy trong vùng nén và kéo của bê tông. Mô hình này giả định rằng nút ở vùng kéo và vỡ ở vùng nén đều là đặc trưng

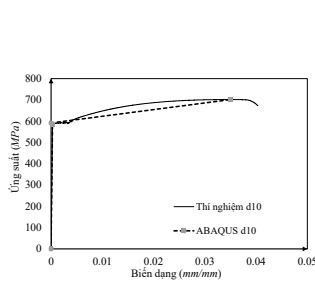
phá hoại của bê tông. Chi tiết về mô hình CDP bao gồm các lý thuyết liên quan cũng như các hướng dẫn cụ thể có thể tìm thấy trong Mục 23.6 của tài liệu ABAQUS Analysis User's Manual.21 [2].

Quy luật ứng xử vật liệu của bê tông vùng nén được chia thành ba giai đoạn khác nhau. Ở giai đoạn 1 (đàn hồi), thành phần mô đun đàn hồi của bê tông được xác định theo đề xuất Carreira, Domingo J và Kuang-Han Chu [7], ở các giai đoạn 2 và 3 đường cong ứng suất – biến dạng được xác định theo quy luật của CEB-FIP, CEBFIP [8] như Hình 2.3a. Tuy nhiên, trong giai đoạn 3 đặc trưng của giai đoạn này là sự tồn tại phá hoại cục bộ khi bê tông vượt quá biến dạng nén cực hạn. Việc xác định giai đoạn hóa mềm này phụ thuộc vào năng lượng tiêu tán thông qua phá hoại, các thông số vật liệu và chiều dài đặc trưng l_{eq} của bê tông [6]. Khái niệm năng lượng tiêu tán được coi như một tham số vật liệu cho những vết nứt vệt kéo [16] và được giới thiệu bởi Feenstra, Peter Hendrikus [10] cho vùng hóa mềm của bê tông. Năng lượng phá hủy khi kết cấu chịu nén được gọi là “năng lượng nén vỡ (crushing energy G_c)” để phân biệt với năng lượng phá hủy khi cấu kiện chịu kéo.



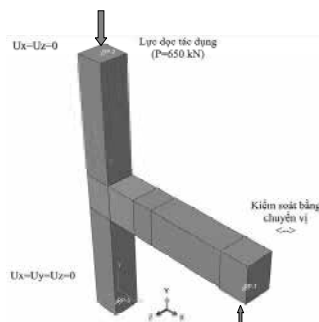
Hình 2.3 Mối quan hệ ứng suất – biến dạng của bê tông

Đường cong ứng suất – biến dạng của bê tông khi chịu kéo dọc trục cũng được lý tưởng hóa tương tự như trường hợp chịu nén. Trong trường hợp này, mỗi quan hệ này có hai vùng riêng biệt đó là vùng đàn hồi và hóa mềm như Hình 2.3b. Giai đoạn hóa mềm của bê tông khi chịu kéo được tính từ khi bê tông bắt đầu đạt cường độ chịu kéo và coi như tuyến tính hoặc phi tuyến và được đề xuất bởi Krätzig, Wilfried B và Rainer Pölling [16]. Mô hình này giả định rằng nứt ở vùng kéo và vỡ ở vùng nén đều là đặc trưng phá hoại của bê tông. Chi tiết về mô hình CDP bao gồm các lý thuyết liên quan cũng như các hướng dẫn cụ thể và sự phát triển vết nứt có thể được thể hiện thông qua các hệ số phá hoại DAMAGET (dt) và DAMAGE (dc) có thể tìm thấy trong mục 23.6 của tài liệu ABAQUS [19].



Hình 2.4 Mô hình vật liệu thép

Trước giai đoạn chảy dẻo, thép được giả định là vật liệu đàn hồi tuyến tính với mô đun đàn hồi $E = 200 \text{ GPa}$ và hệ số Poisson $\nu=0.3$. Thành phần ứng suất chảy và ứng suất lớn nhất được xác định từ giá trị thu được từ thí nghiệm kéo và được giả thiết là đường song



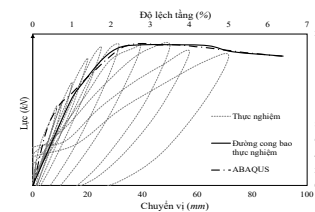
Hình 2.5 Điều kiện biên được áp dụng cho mô hình

tuyến để mô phỏng các giai đoạn đàn hồi -dẻo như Hình 2.4. Các giá trị này được xác định từ các thí nghiệm thực tế sau đó trở thành các thông số đầu vào cho mô hình ABAQUS. Việc mô phỏng các điều kiện biên trong thí nghiệm theo phương pháp PTHH được áp dụng cho các tiết diện đầu và chân cột bằng các điểm tham chiếu được gọi là RP (Reference point). Có ba điểm tham chiếu được sử dụng trong mô hình có kí hiệu lần lượt là RP1, RP2, và RP3. Tại vị trí RP1 đặt một lực nén tập trung tại vị trí tấm thép đặt mặt trên cùng và gia tải dưới dạng kiểm soát bằng chuyển vị (gia tải tĩnh đẩy dần). Chuyển vị ngang của dầm được thông qua điểm tham chiếu RP2 ở đầu cột trên cùng và bị hạn chế theo hai phương X và Z giống như trong quá trình thử nghiệm. Điểm tham chiếu RP3 giúp hạn chế chuyển vị theo cả ba phương và chỉ cho phép xoay giống như Hình 2.5. Trong nghiên cứu này sử dụng phép phân tích động theo thời gian kết hợp với tốc độ gia tải chậm được gọi là ABAQUS/Explicit để khắc phục những khó khăn trong vấn đề chính xác hóa bài toán khi bê tông bị nứt.

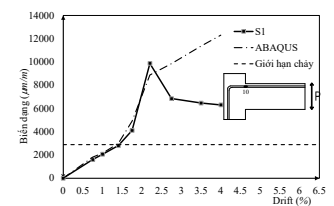
3. SO SÁNH KẾT QUẢ MÔ PHỎNG SỐ CỦA NÚT KHUNG BIÊN CẤP ĐỘ DÈO VỚI THỰC NGHIỆM

3.1 Mối quan hệ lực và chuyển vị và sự phát triển biến dạng cốt thép

Nghiên cứu trên đã cho thấy, việc sử dụng kích thước lưới phần tử 25 mm và góc lệch 300 cho ra đường cong mối quan hệ lực và chuyển vị phù hợp nhất so với kết quả thu được trong thí nghiệm. Tuy nhiên, Hình 3.1 cho thấy độ cứng cát tuyến ban đầu của phân tích bằng phương pháp PTHH đều lớn hơn nhiều so với thực nghiệm. Điều này có thể lý giải là khi phân tích PTHH bằng phần mềm ABAQUS đã lấy độ cứng kéo – nén của bê tông cao hơn so với thực nghiệm, các nghiên cứu trước đây cũng đã chỉ ra điều này [3], [5]. Hơn nữa, Quan sát Hình 3.2 cũng cho thấy, sự phát triển biến dạng của thanh cốt thép dầm được xác định bởi ABAQUS có xu hướng tương đồng với kết quả thí nghiệm khi Độ lệch tăng đạt giá trị 2.2% và chênh lệch không quá 6%. Sau đó, các biến dạng này tiếp tục tăng cho đến khi mô hình bị phá hoại. Điều này chứng tỏ mối quan hệ ứng suất – biến dạng của vật liệu được đề xuất ở mục 2.2 là phù hợp.



Hình 3.1 Mối quan hệ giữa lực và chuyển vị



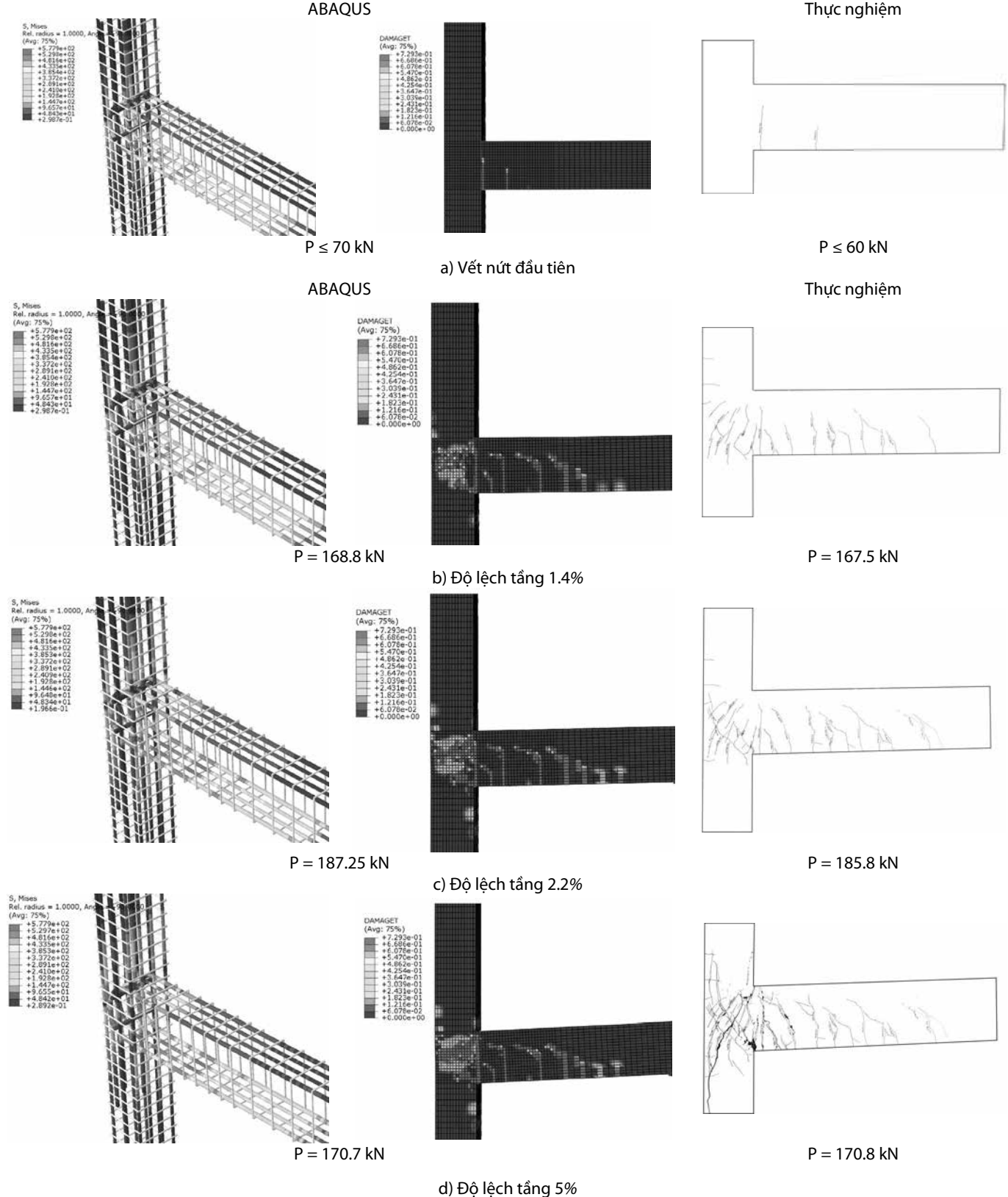
Hình 3.2 So sánh sự phát triển của biến dạng cốt thép

3.2 Dạng phá hoại

Các kết quả phân tích sự hình thành vết nứt bằng phần mềm ABAQUS được so sánh với kết quả thu được từ thí nghiệm khá tương đối giống nhau về cơ chế phá hoại (Hình 3.3). Tại thời điểm tải trọng đạt $P \leq 70 \text{ kN}$, xuất hiện vết nứt đầu tiên, ứng suất trong cốt thép chưa đạt đến giới hạn chảy. Sau khi đến độ lệch tăng 1.4%, các vết nứt cong trong dầm và các vết nứt cắt ở nút xuất hiện là do độ cứng cấu kiện bắt đầu có sự thay đổi nhỏ. Đến thời điểm độ lệch tăng 2.2%, các vết nứt nhanh chóng lan ra toàn bộ nút như thể hiện trên Hình 3.3c. Ứng suất trong cốt thép vượt qua giới hạn chảy, sự hư hỏng của bê tông ở vùng kéo tiếp tục phát triển. Tại thời điểm độ lệch tăng 5%, sự phá hủy của nút được ghi nhận, đồng thời bê tông trên vùng nứt cũng bị hư hỏng. Lúc này có thể kết thúc phân tích bằng phương pháp PTHH. Quan sát Hình 3.3c, d

cho thấy rằng các vết nứt cuối cùng của mô hình do phá hoại cắt gây ra, giống như trong kết quả thực nghiệm đã ghi nhận. Các vết nứt chéo của nút lan truyền dẫn đến cột. Như vậy, các vết nứt của

mô hình sử dụng trong phân tích bằng phương pháp PTHH hoàn toàn phù hợp với sự phát triển các vết nứt ghi nhận lại trong thí nghiệm.



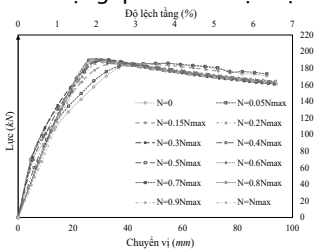
Hình 3.3 So sánh hình dạng vết nứt giữa thí nghiệm và PTHH mẫu S1

4. NGHIÊN CỨU CÁC THAM SỐ ẢNH HƯỞNG

4.1 Ảnh hưởng lực dọc cột

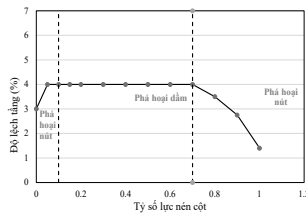
Trong phần mở đầu đã trình bày ảnh hưởng của tỷ số nén của lực dọc cột đến khả năng kháng cắt của nút khung vẫn còn đang là vấn đề được quan tâm nghiên cứu. Đối với trường hợp tải trọng chỉ bao gồm tải trọng thẳng đứng, nên giả định rằng lực dọc tác dụng lên cột nhỏ hơn 15% đến 20% cường độ chịu nén cực hạn của cột. Trong khi đối với công trình chịu tải trọng ngang, thì lực dọc trong cột nên lấy giới hạn trên của 10% đến 15% cường độ chịu nén cực hạn của cột [11]. Tuy nhiên, nghiên cứu này mong muốn khảo sát một cách đầy đủ nhất ảnh hưởng lực dọc đến ứng xử nút khung. Vì vậy, thành phần lực dọc sẽ được lấy trong khoảng từ 0 đến $A_g f_c$ (A_g là diện tích tiết diện cột).

Hình 4.1 cho thấy rõ ràng các mối quan hệ giữa lực và chuyển vị tương ứng với các giá trị lực dọc khác nhau. Đối với các kết cấu nút khung không có lực dọc tác dụng tại đầu cột thì đường cong có xu hướng thấp nhất so với các đường còn lại, cụ thể hơn tại thời điểm Độ lệch tầng 2,2% đa số các đường cong đều đạt giá trị cực đại của nó ngoại trừ đường cong không có lực dọc tác dụng. Phá hoại xảy ra trong vùng nút khi không có lực dọc tác dụng tại thời điểm Độ lệch tầng 3% như Hình 4.2. Ngoài ra, các nút khung có tải trọng tác dụng đa số phá hoại tại dầm tại thời điểm Độ lệch tầng 4% và có cao hơn so với nút khung không có lực dọc. Ngoài ra, giá trị tỷ lệ lực nén cột từ 10% đến khoảng 60% khả năng chịu lực của trục cột không quan sát thấy phá hoại vùng nút. Tất cả các nút khung được khảo sát, từ nút khung có tỷ lệ lực nén dọc trục là 70% ($N = 0,7N_{max}$) đều không toàn vẹn do bê tông bị phá hoại trong các phần nút khung. Ngoài ra, quan sát từ Hình 4.1 cho thấy rằng việc tăng tải trọng dọc trục sẽ tăng hiệu ứng bó cho vùng nút khung, do đó dẫn đến tăng khả năng chịu tải trọng ngang. Ở cùng thời điểm độ lệch tầng 4%, việc tăng tải trọng dọc trục từ 5% lên 30% dẫn đến tăng khả năng chịu lực lần lượt khoảng 20% và 25%. Tuy nhiên, trong khoảng từ 30 đến 60% khả năng chịu lực của cột không có sự gia tăng đáng kể. Tất cả các nút khung đều phá hoại tại thời điểm Độ lệch tầng 4%. Ở mức chịu tải dọc trục là 70% khả năng của cột, khả năng chịu tải trọng ngang bắt đầu giảm do bị phá hoại trong vùng nút tại thời điểm Độ lệch tầng 3,5%. Điều này là do ứng suất nén cao được phát triển trong vùng nút được tạo ra do tác dụng quá lớn của lực dọc cột.



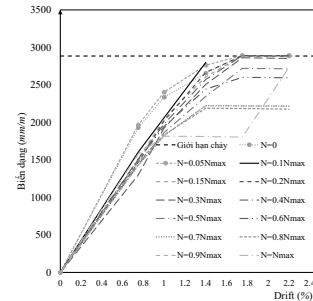
Hình 4.1 Ảnh hưởng của lực dọc

Hình 4.3 cho thấy mối quan hệ biến dạng và độ lệch tầng trong các thanh cốt thép dầm tương ứng với các mức tải trọng dọc trục khác nhau. Các quan sát tương tự có thể thấy được, cùng thời điểm Độ lệch tầng 1,4%, việc tăng tải trọng dọc trục từ 5 đến 30% ($N = 0,05$ đến $0,4N_{max}$) dẫn đến làm tăng biến dạng phát triển trong thanh dọc của dầm khoảng 30%. Hơn nữa, Hình 3.4 cũng cho thấy mối quan hệ giữa tỷ số nén của lực dọc và ứng suất kéo chính đã chuẩn hóa ($p_t / \sqrt{f_c}$) của mẫu S1 tại thời điểm xuất hiện vết nứt đầu tiên (Điểm A) trong thí nghiệm (với lực dọc $N=650$ kN) là $0.16\sqrt{f_c}$ và điểm C (ứng suất đạt giá trị lớn nhất) là $0.75\sqrt{f_c}$.

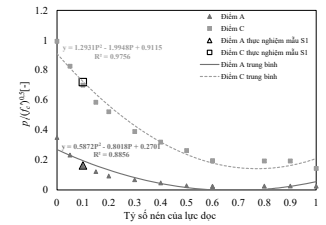


Hình 4.2 Các dạng phá hoại tương ứng với lực dọc khác nhau

Trong khi đó, phân tích bằng PTHH thì điểm A là $0.157\sqrt{f_c}$ và điểm C là $0.7\sqrt{f_c}$, điều này chứng tỏ phân tích bằng phương pháp PTHH có độ tin cậy cao. Xu hướng ứng suất kéo chính được chuẩn hóa cho từng trường hợp điểm A và C cho thấy tỉ lệ nghịch với sự gia tăng lực dọc là một hàm số dạng phi tuyến $0.5872P^2 - 0.8018P + 0.2701$, $R^2 = 0.8856$ và $1.2931P^2 - 1.9948P + 0.9115$, $R^2 = 0.9756$ với P là lực dọc tác dụng.



Hình 4.3 So sánh sự phát triển biến dạng của thép dọc dầm với các mức tải trọng dọc trục cột khác nhau

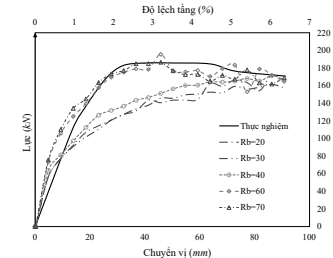


Hình 4.4 Ảnh hưởng của lực dọc đến thành phần ứng suất kéo chính của vùng nút được chuẩn hóa

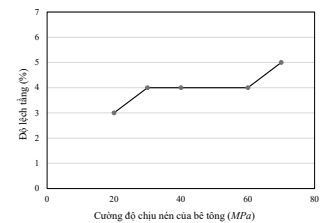
4.2 Ảnh hưởng cường độ chịu nén của bê tông

Nội dung này tập trung nghiên cứu ảnh hưởng của cường độ chịu nén bê tông đến khả năng chịu lực của nút khung biên BTCT bằng phương pháp PTHH sử dụng phần mềm mô phỏng số ABAQUS. Phạm vi được xét đến trong khoảng 20 MPa đến 70 MPa giá trị cường độ chịu nén của bê tông. Kết quả nhận được của những lần phân tích này được so sánh về mặt đường cong bao lực và chuyển vị tương ứng với các dạng phá hoại của mẫu thí nghiệm số, ngoài ra sự phát triển biến dạng trong cốt thép dọc của dầm cũng được xét đến.

Hình 4.5 cho thấy các đường bao cho các mối quan hệ lực và chuyển vị với các cường độ chịu nén bê tông khác nhau. Nhìn chung, các mẫu thí nghiệm số có cường độ chịu nén dưới 40 MPa cho khả năng chịu lực tương đối thấp. Ngoài ra, việc tăng cường độ chịu nén bê tông cũng giúp tăng khả năng chịu lực ngang với Độ lệch tầng tương ứng. Ở cùng thời điểm Độ lệch tầng 1.4%, tăng cường độ chịu nén bê tông từ 30 lên 70 MPa dẫn đến tăng khả năng chịu tải bên khoảng 30%. Hình 4.6 tổng quát lại dạng phá hoại và Độ lệch tầng tương ứng đối với từng giá trị cường độ chịu nén bê tông khác nhau. Tất cả các mẫu thí nghiệm đều cho thấy phá hoại tại vùng dầm với hiện tượng vỡ vụn của bê tông trong vùng lân cận của cột. Người ta cũng quan sát thấy rằng việc tăng cường độ nén bê tông dẫn đến tăng khả năng Độ lệch tầng của nút khung



Hình 4.5 Mối quan hệ giữa lực và chuyển vị với các giá trị cường độ chịu nén bê tông khác nhau

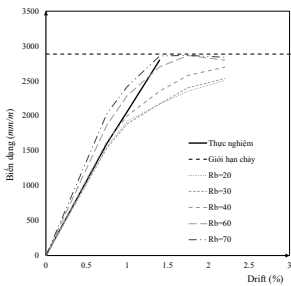


Hình 4.6 Các dạng phá hoại tương ứng với giá trị cường độ chịu nén của bê tông khác nhau

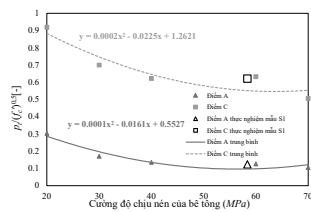
Hình 4.7 cho thấy mối quan hệ biến dạng của các thanh cốt thép dọc trong dầm và Độ lệch tầng tương ứng. Ở cùng thời điểm Độ lệch tầng 1,4%, việc tăng cường độ nén bê tông từ 30 lên 70

MPa dẫn đến làm tăng biến dạng phát triển trong các thanh dọc của dầm khoảng 20%. Ảnh hưởng của sự thay đổi cường độ chịu nén bê tông trên các mẫu thí nghiệm số tương ứng với các giá trị cường độ chịu nén khác nhau. Hai điểm chính (Điểm A và Điểm C), tương ứng với vết nứt đầu tiên và cường độ chịu cắt lớn nhất của nút khung cũng được quan sát trong phân tích PTHH bằng phần mềm ABAQUS. Hình 4.8 cho thấy ứng suất kéo chính được chuẩn hóa ($p_t / \sqrt{f_c}$) trong trường hợp xuất hiện vết nứt (Điểm A) ở mức

cường độ bê tông cao hơn bị đánh giá thấp hơn. Ngoài ra, ứng suất kéo chính được chuẩn hóa thay đổi theo sự gia tăng của cường độ bê tông, nhưng ít hơn đáng kể. Trung bình, ứng suất kéo chính được chuẩn hóa trên vết nứt đầu tiên (Điểm A) của nút khung trong thí nghiệm (với lực dọc $N=650 \text{ kN}$) là $0.16\sqrt{f_c}$ và điểm C (ứng suất đạt giá trị lớn nhất) là $0.75\sqrt{f_c}$. Trong trường hợp vết nứt do cắt nút khung đầu tiên (Điểm A) và ứng suất đạt giá trị lớn nhất (Điểm C) giảm nhẹ ở $f_c = 50$ và $f_c = 55 \text{ MPa}$. Xu hướng ứng suất kéo chính được chuẩn hóa cho từng trường hợp điểm A và C cho thấy tỉ lệ nghịch với sự gia tăng lực dọc là một hàm số dạng phi tuyến $0.0001X^2 - 0.0161X + 0.5527$ và $0.0002X^2 - 0.0225X + 0.12621$, với X là cường độ chịu nén của bê tông.



Hình 4.7 So sánh sự phát triển biến dạng của thép dọc dầm với các giá trị cường độ chịu nén khác nhau của bê tông



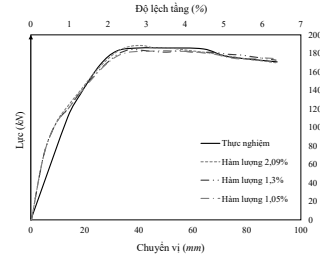
Hình 4.8 Ảnh hưởng của cường độ chịu nén bê tông đến thành phần ứng suất kéo chính của vùng nút được chuẩn hóa

3.2 Ảnh hưởng hàm lượng cốt thép ngang trong vùng nút

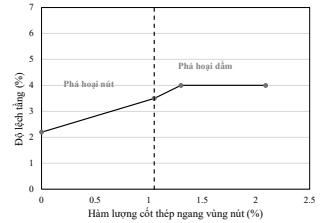
Để khảo sát thông số này, các tham số được lựa chọn với các hàm lượng cốt thép ngang trong vùng nút như sau: 1,05%, 1,3% và 2,09%. Các tỷ lệ này thu được bằng cách sử dụng ba khoảng cách cốt thép chịu cắt khác nhau trong khu vực nút là 50; 100 và 140 mm. Các kết quả này được so sánh về mặt đường cong bao lực - chuyển vị và dạng phá hoại tương ứng, sự phát triển biến dạng trong cốt thép dọc dầm và sự phân bố ứng suất cắt nút khung khi bị phá hoại.

Hình 4.9 cho thấy các đường bao mối quan hệ lực và chuyển vị với hàm lượng cốt thép ngang trong vùng nút khác nhau. Rõ ràng là việc thay đổi hàm lượng cốt thép vùng nút không làm ảnh hưởng đến độ cứng của các kết cấu. Tuy nhiên, hàm lượng này ảnh hưởng việc tăng tỷ lệ phá hoại kết cấu (lực/độ lệch tầng) tương ứng. Nhìn chung, hàm lượng càng nhỏ thì khả năng chịu lực kết cấu giảm đi. Điều này là do khoảng cách giữa các thanh cốt đai thưa hơn dẫn đến ảnh hưởng cường độ chịu lực của nút. Hình 4.10 tóm tắt dạng phá hoại và Độ lệch tầng tương ứng đối với từng giá trị hàm lượng cốt thép ngang trong nút. Tất cả các mẫu thử hàm lượng thấp nhỏ hơn 1,1% đều bị phá hoại tại nút. Hàm lượng cốt thép tối thiểu 1,1% cho phép sự cố xảy ra ở phần dầm chứ không phải ở vùng nút và tăng Độ lệch tầng khoảng 30%. Ngoài ra, quan sát thấy rằng, việc giảm khoảng cách các thanh cốt đai làm tăng khả năng chịu tải trong ngang. Trung bình khả năng chịu tải trọng ngang tăng từ 12% đến 26% tương ứng với hàm lượng thép đai tăng từ 1,05% đến 2,09%.

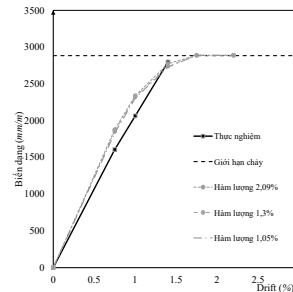
Tuy nhiên, sử dụng hàm lượng cốt đai quá lớn tại nút (trong trường hợp này là 2,09%) không tạo ra được hiệu quả như mong muốn về khả năng biến dạng hay hấp thụ năng lượng của nút, đặc biệt hơn là khả năng khó khăn trong công tác thi công khi bê tông khó có thể lấp đầy và bao bọc lấy các thanh cốt thép, điều rất cần thiết đối với kết cấu chịu tải trọng động.



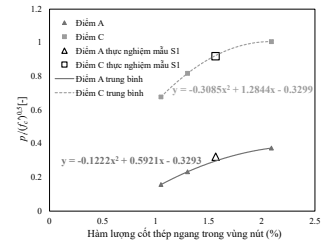
Hình 4.9 Mối quan hệ giữa lực và chuyển vị với các giá trị hàm lượng cốt thép đai trong vùng nút khác nhau



Hình 4.10 Các dạng phá hoại tương ứng với giá trị hàm lượng cốt thép ngang trong vùng nút khác nhau



Hình 4.11 So sánh sự phát triển biến dạng của thép dọc dầm với các giá trị hàm lượng cốt thép ngang trong vùng nút khác nhau



Hình 4.12 Ảnh hưởng của hàm lượng cốt thép ngang trong vùng nút đến thành phần ứng suất kéo chính của nút được chuẩn hóa

Hình 4.11 cho thấy mối quan hệ biến dạng và Độ lệch tầng của các thanh thép dọc trong dầm tương ứng. Ở cùng một thời điểm Độ lệch tầng, không nhận thấy sự khác biệt đáng kể trong các phép đo biến dạng. Tuy nhiên, quan sát thấy rằng việc tăng hàm lượng cốt thép vùng nút làm tăng biến dạng kéo và nén quan sát được khi phá hoại. Ảnh hưởng của việc sử dụng các hàm lượng cốt thép ngang trong vùng nút khác nhau được thể hiện trong 4.12. Hai điểm chính (Điểm A và Điểm C), tương ứng với vết nứt đầu tiên và cường độ chịu cắt lớn nhất của nút khung cũng được quan sát trong phân tích PTHH bằng phần mềm ABAQUS. Trái ngược hoàn toàn với hai tham số về lực dọc và cường độ chịu nén bê tông, ứng suất kéo chính được chuẩn hóa ($p_t / \sqrt{f_c}$) có xu hướng cao hơn khi hàm lượng tăng lên. Trung bình, ứng suất kéo chính được chuẩn hóa trên vết nứt đầu tiên (Điểm A) của nút khung trong thí nghiệm (với lực dọc $N=650 \text{ kN}$) là $0.16\sqrt{f_c}$ và điểm C (ứng suất đạt giá trị lớn nhất) là $0.75\sqrt{f_c}$. Hình 4.12 cho thấy ứng suất kéo chính chuẩn hóa ($p_t / \sqrt{f_c}$), trong trường hợp vết nứt do cắt nút khung đầu tiên (Điểm A) và ứng suất đạt giá trị lớn nhất (Điểm C) giảm nhẹ khi sử dụng hàm lượng 2,09%. Xu hướng ứng suất kéo chính được chuẩn hóa cho từng trường hợp điểm A và C cho thấy tỉ lệ nghịch với sự gia tăng lực dọc là một hàm số dạng phi tuyến $-0.1222X^2 + 0.5921X - 0.3293$ và $-0.3085X^2 + 1.2844X - 0.3299$, với X là cường độ chịu nén của bê tông.

5. KẾT LUẬN

Nghiên cứu đã trình bày nghiên cứu về ứng xử của nút khung biên được thiết kế với cấp độ dẻo cao DCH theo tiêu chuẩn Eurocode [9] bằng phương pháp phân tích PTHH trên phần mềm mô phỏng số ABAQUS. Có thể rút ra những kết quả chính của nghiên cứu như sau:

1. Kết quả mô phỏng nút biên trong khung bê tông cốt thép dưới tác dụng của tải trọng ngang dựa trên phần mềm ABAQUS cho kết quả phù hợp với thực nghiệm, vì vậy, phương pháp mô phỏng cùng với mô hình vật liệu sử dụng trong nghiên cứu này có thể hỗ trợ hiệu quả cho nghiên cứu và đánh giá tác động của tải trọng ngang đối với nút khung, giúp tiết kiệm thời gian và chi phí. Bên cạnh đó, việc sử dụng mô hình phá hoại dẻo CDP trong phần mềm ABAQUS giúp quan sát được dạng phá hoại và ứng xử của toàn bộ nút trong suốt quá trình gia tải.

2. Phân tích PTHH bằng phần mềm mô phỏng số đã nghiên cứu ảnh hưởng của các yếu tố tới tính hiệu quả làm việc của nút khung biên như: lực dọc tác dụng lên cột, cường độ chịu nén của bê tông và hàm lượng cốt thép ngang trong vùng nút. Từ đó, có thể thấy rằng:

- Lực dọc trong cột có ảnh hưởng lớn đến sự làm việc của nút. Lực dọc trục tăng từ 0,05% đến 0,3% làm khả năng chịu tải trọng ngang của nút tăng 1,5% đến 3%. Tăng mức chịu tải dọc trục của cột từ 5 đến 30% lực dọc trục của cột dẫn đến tăng khả năng chịu tải ngang khoảng 30% và biến dạng phát triển trong các thanh dọc của dầm khoảng 20%. Tuy nhiên, trong phạm vi từ 40 đến 70% khả năng chịu lực dọc trục của cột, không có thay đổi đáng kể nào về ứng xử của nút được quan sát thấy. Quan hệ giữa lực dọc tác dụng lên cột và ứng suất kéo chính trong nút là quan hệ nghịch biến theo hàm số phi tuyến. Tuy nhiên, nghiên cứu cũng chỉ ra rằng nên giới hạn tải trọng dọc trục tác dụng lên cột đến 70% khả năng chịu tải dọc trục của cột để tránh sự cố nút khung có thể xảy ra do ứng suất nén cao phát triển trong vùng nút. Dẫn đến kết cấu sẽ chịu phá hoại ở vùng nút, điều này là dẫn đến sự suy giảm độ cứng đột ngột

- Tăng cường độ chịu nén bê tông không chỉ làm tăng khả năng chịu tải ngang của liên kết, mà còn góp phần đạt được mức Độ lệch tăng cao hơn trước khi phá hoại. Hơn nữa biến dạng kéo phát triển trong thanh cốt thép dọc của dầm và cột tương ứng cũng tăng khoảng 15 và 30%.

- Thay đổi lượng cốt thép ngang trong vùng nút không ảnh hưởng đến độ cứng của liên kết dầm-cột. Tuy nhiên, tăng hàm lượng cốt thép nút, đặc biệt là bằng cách giảm khoảng cách thanh cốt đai, giúp tăng khả năng chịu lực và Độ lệch tăng tương ứng. Việc tăng hàm lượng cốt thép ngang trong nút không ảnh hưởng đến các biến dạng đo được trong cốt thép dọc dầm hay trong cột ở cùng thời điểm Độ lệch tăng.

- Trong phân tích kết cấu, đặc biệt đối với kết cấu nút khung được thiết kế theo cấp độ dẻo cao, cần phải lưu ý những vấn đề như sau:

+ Hàm lượng cốt đai trong vùng nút không được thấp quá dẫn đến khả năng kháng cắt kém đi.

+ Hàm lượng cốt đai trong vùng nút không được nhiều quá dẫn đến khó khăn trong công tác thi công.

TÀI LIỆU THAM KHẢO

- Trần Trung Hiếu (2020), *Nghiên cứu ứng xử của nút khung biên sử dụng bê tông cốt sợi thép tính năng siêu cao chịu tải trọng lặp*, Học viện Kỹ thuật Quân sự.
- Version ABAQUS (2013), "6.13, Analysis User's Manual", *Dassault Systemes Simulia Corp., Providence, RI*.
- Ali A Abbas, Sharifah M Syed Mohsin và Demetrios M Cotsovos (2014), "Seismic response of steel fibre reinforced concrete beam-column joints", *Engineering Structures*. 59, tr. 261-283.
- ACI 318-14 (2014), *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-14): Commentary on Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318R-14): an ACI Report*, American Concrete Institute. ACI.

- Ziad Bayasi và Michael Gebman (2002), "Reduction of lateral reinforcement in seismic beam-column connection via application of steel fibers", *Structural Journal*. 99(6), tr. 772-780.

- Zdeněk P Bažant và Byung H Oh (1983), "Crack band theory for fracture of concrete", *Matériaux et construction*. 16(3), tr. 155-177.

- Domingo J Carreira và Kuang-Han Chu (1986), Stress-strain relationship for reinforced concrete in tension, *Journal Proceedings*, tr. 21-28.

- CEBFIP CEB-FIP (1991), "model code 1990", *Comite Euro-International Du Beton, Paris*, tr. 87-109.

- Michael N Fardis (2010), *Advances in performance-based earthquake engineering*, Vol. 13, Springer Science & Business Media.

- Peter Hendrikus Feenstra (1993), "Computational aspects of biaxial stress in plain and reinforced concrete", *PhD thesis, Delft University of Technology*.

- Giovacchino Genesio (2012), "Seismic assessment of RC exterior beam-column joints and retrofit with haunches using post-installed anchors".

- Shigeru Hakuto, Robert Park và Hitoshi Tanaka (2000), "Seismic load tests on interior and exterior beam-column joints with substandard reinforcing details", *Structural Journal*. 97(1), tr. 11-25.

- Stephen J Hamil (2000), *Reinforced concrete beam-column connection behaviour*, Durham University.

- AS Hoekstra (1977), "De Invloed van de Wapeningsdetailering ophet Gedrag van Doorgaande-Kolom-Balkverbinding", *TH Delft, The Netherlands*.

- Institution of Structural Engineers (Great Britain) và Association française du génie parasismique (2010), "Manual for the seismic design of steel and concrete buildings to Eurocode 8".

- Wilfried B Krätzig và Rainer Pölling (2004), "An elasto-plastic damage model for reinforced concrete with minimum number of material parameters", *Computers & structures*. 82(15-16), tr. 1201-1215.

- Jeeho Lee và Gregory L Fenves (1998), "Plastic-damage model for cyclic loading of concrete structures", *Journal of engineering mechanics*. 124(8), tr. 892-900.

- J Lubliner và các cộng sự. (1989), "A plastic-damage model for concrete", *International Journal of solids and structures*. 25(3), tr. 299-326.

- Abaqus Scripting User's Manual (2012), "Abaqus 6.11", [http://130.149.89\(2080\), tr. v6](http://130.149.89(2080), tr. v6).

- Ingvar HE Nilsson (1973), *Reinforced concrete corners and joints subjected to bending moments*, National Swedish Institute for Building Research.

- NZS 3101 (1995), "Concrete Structures Standard".

- T Paulay, R Park và MJN Priestley (1978), Reinforced concrete beam-column joints under seismic actions, *Journal Proceedings*, tr. 585-593.

- Thomas Paulay và MJ Nigel Priestley (1992), "Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings".

- KF Sarsam và ME Phipps (1985), "The shear design of in situ reinforced concrete beam-column joints subjected to monotonic loading", *Magazine of Concrete Research*. 37(130), tr. 16-28.

- British Standard (2005), "Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance", Part. 1, tr. 1998-1.

- Howard PJ Taylor (1974), *The behaviour of in situ concrete beam-column joints*, Cement and Concrete Association.

- Alexandros G Tsonos (2007), "Cyclic load behavior of reinforced concrete beam-column subassemblages of modern structures", *ACI Structural journal*. 104(4), tr. 468.

- Liande Zhang và James Otis Jirsa (1982), *A study of shear behavior of reinforced concrete beam-column joints*, Phil M. Ferguson Structural Engineering Laboratory, University of Texas.