

BỘ GIÁO DỤC VÀ ĐÀO TẠO

BỘ QUỐC PHÒNG

HỌC VIỆN KỸ THUẬT QUÂN SỰ

=====o O o=====

Trần Trung Hiếu

**NGHIÊN CỨU ỨNG XỬ CỦA NÚT KHUNG BIÊN SỬ
DỤNG BÊ TÔNG CỐT SỢI THÉP TÍNH NĂNG SIÊU
CAO CHỊU TẢI TRỌNG LẶP**

LUẬN ÁN TIẾN SĨ KỸ THUẬT

Hà Nội - 2020

BỘ GIÁO DỤC VÀ ĐÀO TẠO

BỘ QUỐC PHÒNG

HỌC VIỆN KỸ THUẬT QUÂN SỰ

=====o O o=====

Trần Trung Hiếu

**NGHIÊN CỨU ỨNG XỬ CỦA NÚT KHUNG BIÊN SỬ
DỤNG BÊ TÔNG CỐT SỢI THÉP TÍNH NĂNG SIÊU
CAO CHỊU TẢI TRỌNG LẶP**

Chuyên ngành: Kỹ thuật Xây dựng Công trình Đặc biệt

Mã số: 9 58 02 06

LUẬN ÁN TIẾN SĨ KỸ THUẬT

NGƯỜI HƯỚNG DẪN KHOA HỌC

- 1. TS. LÊ ANH TUẤN**
- 2. PGS.TS VŨ QUỐC ANH**

Hà Nội - 2020

LỜI CAM ĐOAN

Tôi xin cam đoan đây là chương trình nghiên cứu của riêng tôi.

Các số liệu, kết quả nêu trong luận án là trung thực và chưa được ai công bố trong các công trình nào khác.

Tác giả luận án

Trần Trung Hiếu

LỜI CẢM ƠN

Tác giả xin bày tỏ lòng biết ơn sâu sắc tới Thầy hướng dẫn: **TS. Lê Anh Tuấn** và **PGS.TS Vũ Quốc Anh** đã tận tình hướng dẫn trong suốt quá trình thực hiện luận án.

Tác giả chân thành cảm ơn các đồng nghiệp Phòng Thí nghiệm Nghiên cứu Động đất – Viện Khoa học và Công nghệ Xây dựng (IBST), Phòng Thí nghiệm và Kiểm định Công trình – Trường Đại học Xây dựng và Phòng Thí nghiệm Sức bền Vật liệu – Trường Đại học Giao thông Vận tải đã giúp đỡ thực hiện phần nghiên cứu thực nghiệm của luận án.

Tác giả xin trân trọng cảm ơn Học viện Kỹ thuật Quân sự, Viện Kỹ thuật Công trình Đặc biệt, Phòng Sau Đại học, Bộ môn Cơ sở Kỹ thuật Công trình đã động viên tạo điều kiện thuận lợi để nghiên cứu sinh hoàn thành luận án.

Tác giả xin chân thành cảm ơn lãnh đạo khoa Xây dựng, Trường Đại học Kiến trúc Hà Nội, nơi tác giả đang công tác đã tạo điều kiện thuận lợi để tác giả hoàn thành tốt luận án.

Cuối cùng tác giả bày tỏ lòng biết ơn đối với người thân trong gia đình đã động viên khích lệ và chia sẻ những khó khăn với tác giả trong suốt thời gian thực hiện luận án.

Tác giả luận án

Trần Trung Hiếu

MỤC LỤC

LỜI CAM ĐOAN	I
LỜI CẢM ƠN	II
MỤC LỤC.....	III
DANH MỤC ĐỊNH NGHĨA	VIII
DANH MỤC KÍ HIỆU.....	IX
DANH MỤC CÁC CHỮ VIẾT TẮT	XIII
DANH MỤC CÁC BẢNG	XIV
DANH MỤC CÁC HÌNH VẼ.....	XV
MỞ ĐẦU	1
Lý do chọn đề tài.....	1
Mục tiêu nghiên cứu.....	3
Phương pháp nghiên cứu.....	4
Ý nghĩa khoa học và thực tiễn đề tài.....	4
Bố cục luận án.....	5
Những đóng góp mới của luận án	6
CHƯƠNG 1. TỔNG QUAN VỀ CÁC VẤN ĐỀ NGHIÊN CỨU.....	7
1.1. Tổng quan về nút khung BTCT	7
1.1.1. Dạng hình học và cơ chế truyền lực của nút khung BTCT	7
1.1.2. Các dạng phá hoại nút khung BTCT	9
1.2. Nghiên cứu lý thuyết nút khung BTCT	10
1.2.1. Nút khung BTCT thông thường.....	10
1.2.2. Nút khung BTCT được tăng cường	12
1.3. Nghiên cứu thực nghiệm nút khung biên.....	14
1.3.1. Nút khung biên BTCT thông thường.....	14
1.3.2. Nút khung biên BTCT được tăng cường	18
1.4. Các tham số ảnh hưởng đến ứng xử nút khung	25

1.4.1. Lực dọc tác dụng trong cột	25
1.4.2. Cường độ chịu nén của bê tông	27
1.4.3. Hiệu ứng bó của cốt thép vùng nút	28
1.5. Bê tông cốt sợi thép tính năng siêu cao (UHPSFRC)	30
1.5.1. Giới thiệu	30
1.5.2. Tính chất cơ học của bê tông cốt sợi thép tính năng siêu cao	31
1.5.2.1. Ứng xử nén	31
1.5.2.2. Ứng xử kéo	32
1.5.2.3. Năng lượng phá hủy	33
1.5.3. Tiêu chuẩn và ứng dụng của UHPC	34
1.6. Các nội dung cần nghiên cứu của luận án	35
1.6.1. Nhận xét về nghiên cứu thực nghiệm nút khung biên	35
1.6.2. Những vấn đề còn tồn tại trong việc nghiên cứu nút khung biên được tăng cường	35
CHƯƠNG 2. NGHIÊN CỨU THỰC NGHIỆM ỨNG XỬ CỦA NÚT KHUNG BIÊN BÊ TÔNG CỐT SỢI THÉP TÍNH NĂNG SIÊU CAO.. 37	
2.1. Mục tiêu và giới thiệu quy trình nghiên cứu thực nghiệm	37
2.1.1. Mục tiêu nghiên cứu	37
2.1.2. Xây dựng quy trình thí nghiệm	37
2.2. Cơ sở thiết kế và cấu tạo chi tiết mẫu thí nghiệm	38
2.2.1. Cơ sở thiết kế mẫu thí nghiệm	38
2.2.2. Cấu tạo chi tiết mẫu thí nghiệm	39
2.3. Đặc trưng cơ lý của vật liệu chế tạo mẫu thí nghiệm	43
2.3.1. Cốt thép	43
2.3.2. Bê tông thường	44
2.3.3. Bê tông cốt sợi thép tính năng siêu cao (UHPSFRC)	45
2.3.3.1. Thành phần cấp phối bê tông	45

2.3.3.2. Cường độ chịu nén bê tông UHPSFRC.....	46
2.3.3.3. Thí nghiệm xác định mô đun đàn hồi.....	47
2.3.3.4. Cường độ chịu kéo trực tiếp của UHPSFRC.....	48
2.4. Chế tạo mẫu thí nghiệm	49
2.5. Bố trí các thiết bị đo trong quá trình thí nghiệm.....	52
2.5.1. Phiên điện trở đo biến dạng	52
2.5.2. Đầu đo chuyển vị (LVDT).....	53
2.6. Sơ đồ thí nghiệm và quy trình gia tải.....	56
2.6.1. Sơ đồ thí nghiệm	56
2.6.2. Trình tự gia tải.....	59
2.7. Kết quả thí nghiệm	60
2.7.1. Mẫu đối chứng S1	60
2.7.2. Mẫu tăng cường S2.....	63
2.7.3. Mẫu tăng cường S3	65
2.8. Kết luận Chương 2	68
CHƯƠNG 3. PHÂN TÍCH KẾT QUẢ THÍ NGHIỆM.....	69
3.1. Mối quan hệ lực và chuyển vị.....	69
3.2. Hệ số độ dẻo chuyển vị.....	72
3.3. Thành phần ứng suất kéo chính trong nút.....	74
3.4. Sự suy giảm độ cứng.....	77
3.5. Đặc trưng khả năng tiêu tán năng lượng	78
3.6. Các thông số ảnh hưởng tới drift	79
3.7. Mối quan hệ drift và biến dạng cốt thép	81
3.7.1. Sự phát triển biến dạng của cốt thép dọc trong dầm.....	81
3.7.2. Sự phát triển biến dạng của cốt thép dọc trong cột.....	85
3.7.3. Sự phát triển biến dạng của cốt thép đai trong dầm.....	86
3.8. Đánh giá sự làm việc nút khung được tăng cường	88

3.9. Kết luận Chương 3	89
CHƯƠNG 4. NGHIÊN CỨU ỨNG XỬ NÚT KHUNG BIÊN BÊ TÔNG	
CỐT SỢI THÉP TÍNH NĂNG SIÊU CAO BẰNG PHÂN TÍCH PTHH92	
4.1. Dạng hình học và chia lưới phần tử.....	92
4.1.1. Phần tử khối	93
4.1.2. Phần tử thanh.....	93
4.1.3. Chia lưới phần tử.....	94
4.2. Mô hình và ứng xử của vật liệu	95
4.2.1. Mô hình phá hoại dẻo	95
4.2.2. Bê tông thường.....	97
4.2.2.1. Bê tông vùng nén.....	97
4.2.2.2. Bê tông vùng kéo.....	99
4.2.3. Bê tông cốt sợi thép tính năng siêu cao UHPSFRC	101
4.2.3.1. Ứng xử khi chịu nén.....	101
4.2.3.2. Ứng xử khi chịu kéo	102
4.2.4. Cốt thép	103
4.3. Tương tác, điều kiện biên và tải trọng	104
4.3.1. Định nghĩa tương tác (Interaction).....	104
4.3.2. Điều kiện biên và tải trọng.....	105
4.4. Phân tích kết quả mô phỏng	106
4.4.1. Mẫu đối chứng S1	106
4.4.2. Mẫu tăng cường S2	110
4.4.3. Mẫu tăng cường S3	114
4.5. Nghiên cứu các tham số ảnh hưởng đến ứng xử nứt.....	118
4.5.1. Ảnh hưởng khoảng cách tăng cường vật liệu UHPSFRC	119
4.5.2. Ảnh hưởng lực dọc cột.....	120
4.5.3. Ảnh hưởng hàm lượng cốt sợi thép	123

4.6. Kết luận Chương 4	125
KẾT LUẬN VÀ KIẾN NGHỊ	127
DANH MỤC CÔNG TRÌNH CỦA TÁC GIẢ	130
TÀI LIỆU THAM KHẢO	131
Phụ lục 1. Các yêu cầu chung theo tiêu chuẩn Eurocode 8.....	PL1
P1.1. Hạn chế về kích thước hình học	PL1
P1.2. Các quy định về vật liệu	PL1
P1.3. Quy định về cốt thép và mô men kháng uốn dầm	PL2
P1.4. Quy định về cốt thép và mô men kháng uốn cột	PL3
P1.5. Thiết kế theo khả năng “cột khỏe dầm yếu”	PL7
P1.6. Thiết kế nút khung biên	PL8
P1.6.1. Thiết kế và trạng thái giới hạn về cường độ	PL8
P1.6.2. Hiệu ứng bó của nút.....	PL9
P1.6.3. Neo cốt thép dầm vào nút	PL9
Phụ lục 2. Thiết kế các chi tiết hỗ trợ cho công tác thí nghiệm	PL11
Phụ lục 3. Mô hình phân tích và quy trình gia tải	PL15
P3.1. Mô hình phân tích	PL15
P3.2. Quy trình gia tải cho mẫu thí nghiệm	PL32
Phụ lục 4. Tóm tắt kết quả thí nghiệm.....	PL37
Phụ lục 5. Một số hình ảnh quá trình đổ mẫu và thí nghiệm	PL45

DANH MỤC ĐỊNH NGHĨA

Sức kháng	Là khả năng chịu lực lớn nhất của kết cấu hoặc bộ phận kết cấu dưới tác dụng của tải trọng.
Tăng cường	Là việc sử dụng các giải pháp thay thế về mặt cấu tạo kết cấu nhằm nâng cao sức kháng của kết cấu theo một yêu cầu được đặt ra.
Ứng xử của kết cấu	Là tập hợp các phản ứng của kết cấu dưới tác dụng của tải trọng hoặc tác động. Nó thường được thể hiện thông qua sự phân bố ứng suất – biến dạng, chuyển vị, phản lực, vết nứt, ... theo các trạng thái chịu lực.
Phá hoại uốn	Là dạng phá hoại do tác động của mô men uốn là chủ đạo, ở đây có hai trường hợp phá hoại điển hình: phá hoại xảy ra khi ứng suất trong cốt thép ở vùng kéo vượt quá giới hạn chảy hoặc bê tông ở vùng nén bị nén vượt quá giá trị biến dạng nén.
Phá hoại cắt	Đối với kết cấu bê tông, phá hoại cắt xảy ra sau khi các vết nứt xiên phát triển tới một trạng thái giới hạn. Các vết nứt xiên này được hình thành do mô men, lực cắt hoặc kết hợp cả hai.
Mô phỏng kết cấu	Là việc sử dụng các phương pháp phân tích tính toán kết cấu để tạo dựng lại các trạng thái chịu lực của kết cấu theo các giai đoạn tác động của tải trọng hoặc thời gian.
Trạng thái giới hạn	Là trạng thái mà kết cấu có đại lượng nghiên cứu đạt tới giá trị giới hạn được giả định trước.
Trạng thái giới hạn cường độ	Là trạng thái mà sức kháng của kết cấu đạt tới giá trị lớn nhất.
Trạng thái giới hạn sử dụng	Là trạng thái mà biến dạng, bề rộng vết nứt, ... của kết cấu đạt tới giá trị quy định trước.

DANH MỤC KÍ HIỆU

Chữ cái Latinh viết hoa

A	Diện tích tiết diện
A_b	Diện tích tiết diện dầm
A_c	Diện tích tiết diện cột
A_j	Diện tích tiết diện nút
A_{s1}, A_{s2}	Diện tích cốt thép vùng nén dầm
A_{s1}', A_{s2}'	Diện tích cốt thép vùng kéo dầm
A_{sw}	Diện tích cốt thép ngang trong nút
E_c	Mô đun đàn hồi của bê tông
E_s	Mô đun đàn hồi của thép
E_{Ci}	Mô đun cát tuyến từ góc tọa độ đến vị trí ứng suất cực hạn
G_c	Năng lượng phá hủy của bê tông vùng nén
G_f	Năng lượng phá hủy của bê tông vùng kéo
H_c	Chiều cao cột
L_b	Chiều dài dầm
M_b	Mô men uốn của dầm tại mặt cột
$M_{b,y}$	Mô men uốn dẻo của dầm
$M_{b,u}$	Mô men uốn cực hạn của dầm
M_c	Mô men uốn của cột tại mặt dầm
$M_{c,y}$	Mô men uốn dẻo cột
$M_{c,u}$	Mô men uốn cực hạn của cột
T_{sb1}	Lực kéo trong cốt thép ở đáy dầm bên trái của nút
T_{sb2}	Lực kéo trong cốt thép ở mặt trên dầm bên phải của nút

N_c	Lực dọc tác dụng cột
V_c	Lực cắt cột
V_b	Lực cắt dầm
V_j	Lực cắt nút
V_{jh}	Lực cắt ngang trong nút
V_{jv}	Lực cắt đứng trong nút
V_f	Hàm lượng cốt sợi thép

Chữ cái Latinh thường

c	Lớp bê tông bảo vệ
d_b	Đường kính cốt thép dầm
d_c	Đường kính cốt thép cột
d_s	Đường kính cốt thép ngang
d_f	Đường kính sợi thép
f_a	Ứng suất nén của bê tông do lực dọc tác dụng
f_c	Cường độ chịu nén của bê tông trên mẫu hình trụ
f_c'	Cường độ chịu nén của bê tông theo chỉ định theo ACI và NZS
f_{cd}	Cường độ chịu nén thiết kế của bê tông trên mẫu hình trụ
f_{ct}	Cường độ chịu kéo bê tông
f_{ctm}	Cường độ chịu kéo trung bình của bê tông
f_{ck}	Cường độ chịu nén đặc trưng bê tông trên mẫu thử hình trụ theo tiêu chuẩn châu Âu
f_y	Cường độ chảy dẻo của cốt thép
f_{yd}	Cường độ chảy dẻo thiết kế của thép

f_{yk}	Cường độ chảy dẻo đặc trưng của cốt thép theo tiêu chuẩn châu Âu
f_u	Cường độ cực hạn của cốt thép
h	Chiều cao tổng thể của mặt cắt
h_b	Chiều cao tiết diện dầm
h_j	Chiều cao tiết diện nút
h_c	Chiều cao tiết diện cột
l_f	Chiều dài sợi thép
l_d	Chiều dài neo
l_{eq}	Chiều dài đặc trưng
p_t	Ứng suất kéo chính trong nút
p_c	Ứng suất nén chính trong nút
s	Khoảng cách cốt đai
v_j	Ứng suất cắt trong vùng nút
v_{jh}	Ứng suất cắt ngang trong vùng nút
w_b	Bề rộng tiết diện dầm
w_c	Bề rộng tiết diện cột
w_j	Bề rộng tiết diện nút

Chữ cái Hy Lạp

Δ	Chuyển vị
Δ_y	Chuyển vị dẻo
Δ_u	Chuyển vị cực hạn
ε	Biến dạng
ε_0	Biến dạng tương ứng với ứng suất f_c'

ε_c	Biến dạng tương ứng với ứng suất f_c
$\varepsilon_{s,cr}$	Biến dạng của cốt thép khi bê tông bắt đầu nứt
$\varepsilon_{s,max}$	Biến dạng của cốt thép khi đạt tải trọng lớn nhất
μ	Hệ số độ dẻo chuyển vị
ν_c	Hệ số Poisson của bê tông
ν_s	Hệ số Poisson của thép
ρ_b	Hàm lượng cốt thép dầm vùng kéo
ρ'_b	Hàm lượng cốt thép dầm vùng nén
ρ_c	Hàm lượng cốt thép cột vùng kéo
ρ'_c	Hàm lượng cốt thép cột vùng nén
σ	Ứng suất
γ	Biến dạng cắt ở nút

DANH MỤC CÁC CHỮ VIẾT TẮT

Tiếng Anh

ABAQUS	Chương trình phân tích phần tử hữu hạn phi tuyến do công ty Simulink phát triển.
ACI	“ <i>American Concrete Institute</i> ” – Viện nghiên cứu bê tông Hoa Kỳ.
ASTM	“ <i>American Society for Testing and Materials</i> ” – Hiệp hội Mỹ về thí nghiệm và vật liệu.
CSA	“ <i>Canadian Standards Association</i> ” – Tiêu chuẩn Canada
DRIFT	Tỷ lệ chuyển vị đầu dầm (%) = $\Delta_l/0.5l_b$
ECC	“ <i>Engineered cementitious Composite</i> ” – Bê tông có chất kết dính tổng hợp sợi polymer.
ETABS	Phần mềm phân tích PTHH và thiết kế kết cấu của công ty Computers and Structures (CSI), Inc. Berkeley, California, USA.
FRC	“ <i>Fiber Reinforced Concrete</i> ” – Bê tông cốt sợi.
FEMA	“ <i>Federal Emergency Management Agency</i> ” – Cơ quan điều hành khẩn cấp liên bang Hoa kỳ.
JSCE	“ <i>Japan Society of Civil Engineer</i> ” – Hội kỹ sư xây dựng Nhật Bản.
FEA	“ <i>Finite Element Analysis</i> ” – Phân tích phần tử hữu hạn.
LVDT	“ <i>Linear Variable Displacement Transducer</i> ” – Đầu đo chuyển vị
STM	“Strut and Tie” – Mô hình thanh chống giằng.
SFRC	“ <i>Steel Fiber Reinforced Concrete</i> ” – Bê tông cốt sợi thép.
UHPC	“ <i>Ultra High Performance Concrete</i> ” – Bê tông tính năng siêu cao.
UHPFRC	“ <i>Ultra High Performance Fiber Reinforced Concrete</i> ” – Bê tông cốt sợi tính năng siêu cao.
UHPSFRC	“ <i>Ultra HighPerformance Steel Fiber Reinforced Concrete</i> ” – Bê tông cốt sợi thép tính năng siêu cao.

Tiếng Việt

BTCT	Bê tông cốt thép
PTHH	Phần tử hữu hạn
TCVN	Tiêu chuẩn Việt Nam

DANH MỤC CÁC BẢNG

Bảng 1.1 So sánh đặc tính của các mô hình kháng cắt nút khung	11
Bảng 1.2 Tóm tắt sử dụng sợi thép thay cho cốt đai trong nút khung [33]	22
Bảng 2.1 Chi tiết cấu tạo các mẫu thí nghiệm	43
Bảng 2.2 Tính chất cơ học của cốt thép	44
Bảng 2.3 Cường độ chịu nén bê tông tại thời điểm thí nghiệm sau 28 ngày ..	45
Bảng 2.4 Cấp phối bê tông UHPSFRC sử dụng trong nghiên cứu.....	45
Bảng 2.5 Tính chất của sợi thép được sử dụng trong nghiên cứu	46
Bảng 2.6 Cường độ chịu nén của bê tông UHPSFRC	47
Bảng 2.7 So sánh kết quả mô đun đàn hồi với một số nghiên cứu đề xuất	48
Bảng 3.1 Hệ số độ dẻo chuyển vị cho từng mẫu thí nghiệm	74
Bảng 4.1 Các hệ số đầu vào cho mô hình CDP của nghiên cứu này	96
Bảng 4.2 So sánh kết quả mô phỏng và kết quả thực nghiệm mẫu S1	107
Bảng 4.3 So sánh kết quả mô phỏng số và thực nghiệm của mẫu S2.....	110
Bảng 4.4 So sánh kết quả thực nghiệm và PTHH của mẫu S3.....	114
Bảng 4.5 Đặc tính bê tông UHPSFRC của Al-Hassani và cộng sự [25]	123
Bảng P1.1 Các yêu cầu cốt thép quy định trong Eurocode 8 (2005) [54]	PL1
Bảng P1.2 Quy định cốt thép dọc trong dầm theo Eurocode 8 [54]	PL2
Bảng P1.3 Quy định cốt thép ngang trong dầm theo Eurocode 8 [54]	PL3
Bảng P1.4 Quy định cốt thép dọc trong cột theo Eurocode 8 [54]	PL3
Bảng P1.5 Quy định cốt thép ngang trong cột theo Eurocode 8 [54]	PL4
Bảng P4.1 Tóm tắt kết quả mẫu thí nghiệm mẫu đối chứng S1	PL37
Bảng P 4.2 Tóm tắt kết quả mẫu tăng cường S2.....	PL38
Bảng P 4.3 Tóm tắt kết quả mẫu tăng cường S3.....	PL40
Bảng P 4.4 Thông số đầu vào vật liệu bê tông thông thường.....	PL42
Bảng P 4.5 Thông số đầu vào vật liệu bê tông UHPSFRC.....	PL43

DANH MỤC CÁC HÌNH VẼ

Hình 1.1 Dạng hình học nút khung điển hình.....	7
Hình 1.2 Cơ chế làm việc của xử nút khung biên [110]	8
Hình 1.3 Các thành phần lực tác dụng nút khung biên [67]	9
Hình 1.4 Nghiên cứu của Abbas và cộng sự (2014) [16]	13
Hình 1.5 Nghiên cứu của Kam (2014) [81]	14
Hình 1.6 Khảo sát ảnh hưởng cốt thép ngang của Hamil (2000) [68].....	15
Hình 1.7 Cơ chế kháng cắt được đề xuất của Hakuto và cộng sự [67].....	16
Hình 1.8 Nghiên cứu thực nghiệm của Genesio (2012) [63].....	17
Hình 1.9 Chi tiết mẫu thí nghiệm của Henager (1977) [73]	18
Hình 1.10 Cấu tạo nút khung của Gefken và cộng sự (1989) [61]	19
Hình 1.11 Mẫu thí nghiệm của Jiuru và cộng sự (1992) [78].....	19
Hình 1.12 Cấu tạo mẫu thí nghiệm trong nghiên cứu Gebman (2001) [59]...	20
Hình 1.13 Nghiên cứu thí nghiệm của Gencoglu và cộng sự (2002) [62].....	21
Hình 1.14 Cấu tạo mẫu thí nghiệm trong nghiên cứu của Liu (2006) [87]	22
Hình 1.15 Nghiên của thực nghiệm của Röhm và cộng sự (2012) [114]	23
Hình 1.16 Nghiên cứu thí nghiệm của Khan và cộng sự (2018) [83].....	25
Hình 1.17 Nghiên cứu ảnh hưởng lực dọc của Hassan (2011) [69]	26
Hình 1.18 Ảnh hưởng cường độ bê tông đến ứng suất cắt trong nút [84].....	27
Hình 1.19 Ảnh hưởng của chỉ số cốt thép ngang đối với ứng suất và biến dạng trong vùng nút [84].....	29
Hình 1.20 Ứng xử nén của UHPSFRC [128].....	31
Hình 1.21 Ứng xử kéo của UHPSFRC [128].....	32
Hình 2.1 Sơ đồ công trình được thiết kế	38
Hình 2.2 Khung chịu tải trọng ngang.....	39
Hình 2.3 Kích thước hình học của mẫu thí nghiệm	40
Hình 2.4 Chi tiết cấu tạo các mẫu thí nghiệm.....	42

Hình 2.5 Đường cong ứng suất – biến dạng của cốt thép.....	44
Hình 2.6 Thí nghiệm xác định cường độ chịu nén của bê tông UHPSFRC ...	46
Hình 2.7 Thí nghiệm kéo trực tiếp bê tông UHPSFRC	48
Hình 2.8 Chi tiết quá trình đúc mẫu thí nghiệm	49
Hình 2.9 Quá trình lắp đặt mẫu.....	51
Hình 2.10 Bố trí phiên điện trở đo biến dạng (strain gage)	53
Hình 2.11 Bố trí đầu đo chuyển vị (LVDT) đo góc xoay dầm cột	54
Hình 2.12 Bố trí đầu đo chuyển vị (LVDT) đo góc dẹo trong dầm	54
Hình 2.13 Bố trí đầu đo chuyển vị (LVDT) đo góc xoay cột.....	55
Hình 2.14 Bố trí đầu đo chuyển vị (LVDT) đo biến dạng nút.....	55
Hình 2.15 Vị trí của thiết bị đo	56
Hình 2.16 Thiết lập mẫu thí nghiệm	57
Hình 2.17 Bố trí thiết bị thí nghiệm.....	59
Hình 2.18 Lịch sử gia tải.....	60
Hình 2.19 Hình dạng vết nứt của mẫu đối chứng S1 (0.75 – 1.4%).....	61
Hình 2.20 Hình dạng vết nứt của mẫu đối chứng S1 (1.75 – 5.0%).....	62
Hình 2.21 Hình dạng vết nứt của mẫu tăng cường S2 (0.75 – 1.4%).....	63
Hình 2.22 Hình dạng vết nứt của mẫu tăng cường S2 (1.75 – 6.5%).....	65
Hình 2.23 Hình dạng vết nứt của mẫu tăng cường S3 (0.75 – 1.4%).....	66
Hình 2.24 Hình dạng vết nứt của mẫu tăng cường S3 (1.75 – 6.5%).....	67
Hình 3.1 Đường cong lực – chuyển vị của mẫu đối chứng S1	69
Hình 3.2 Đường cong lực – chuyển vị của mẫu S2	70
Hình 3.3 Đường cong lực – chuyển vị của mẫu S3	71
Hình 3.4 Đường cong bao lực – chuyển vị của các mẫu thí nghiệm.....	72
Hình 3.5 Các điểm đặc trưng trên đường lý tưởng hóa lực – chuyển vị	73
Hình 3.6 Quan hệ giữa ứng suất kéo chính được chuẩn hóa và chuyển vị.....	76
Hình 3.7 So sánh độ cứng cát tuyến của các mẫu thí nghiệm	77

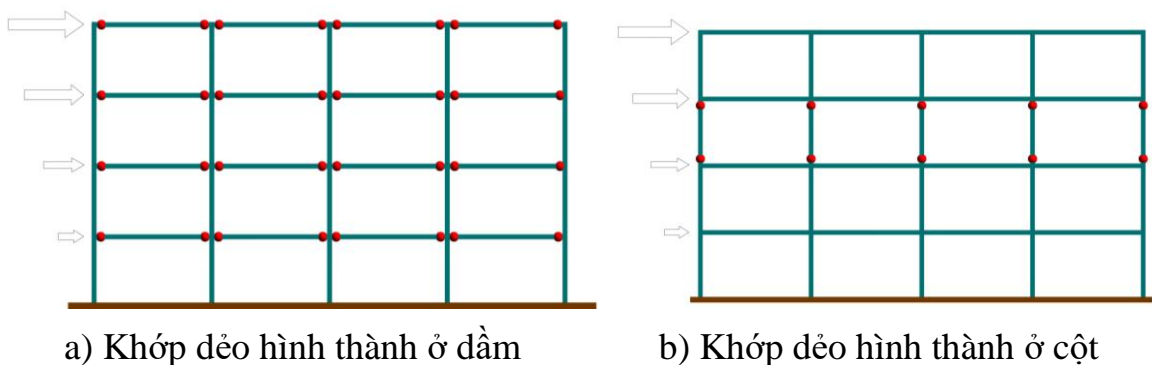
Hình 3.8	Mối quan hệ giữa drift và tiêu tán năng lượng	79
Hình 3.9	Các thành phần ảnh hưởng tới tổng drift	81
Hình 3.10	Biến dạng của thanh thép dầm tại vị trí phiên điện trở số 10	82
Hình 3.11	Mối quan hệ drift và biến dạng của cốt dọc trong dầm	84
Hình 3.12	Mối quan hệ drift và biến dạng của cốt dọc trong cột	85
Hình 3.13	Mối quan hệ drift và biến dạng của cốt đai trong dầm	87
Hình 3.14	Đường cong bao của lực và biến dạng cắt của nút	88
Hình 4.1	Mô hình mẫu thí nghiệm.....	92
Hình 4.2	Phần tử khối tám nút C3D8 R.....	93
Hình 4.3	Mô hình phần tử cốt thép	94
Hình 4.4	Chia lưới PTHH của mô hình nút khung	95
Hình 4.5	Mối quan hệ ứng suất – biến dạng của bê tông chịu nén.....	99
Hình 4.6	Đường cong ứng suất – biến dạng khi chịu kéo dọc trục	100
Hình 4.7	Quan hệ ứng suất – biến dạng nén của bê tông UHPSFRC.....	101
Hình 4.8	Quan hệ ứng suất – biến dạng kéo của bê tông UHPSFRC.....	103
Hình 4.9	Mô hình vật liệu thép	104
Hình 4.10	Điều kiện biên được áp dụng cho mô hình	106
Hình 4.11	Mối quan hệ giữa lực – drift của mẫu S1.....	107
Hình 4.12	So sánh sự phát triển của biến dạng cốt thép dầm của mẫu S1 ...	108
Hình 4.13	So sánh hình dạng vết nứt giữa thí nghiệm và PTHH mẫu S1	110
Hình 4.14	Mối quan hệ giữa lực – drift của mẫu S2.....	111
Hình 4.15	So sánh sự phát triển của biến dạng cốt thép dầm của mẫu S2 ...	111
Hình 4.16	So sánh hình dạng vết nứt giữa thí nghiệm và PTHH mẫu S2	114
Hình 4.17	Đường cong quan hệ tải trọng – drift cho mẫu S3.....	115
Hình 4.18	So sánh sự phát triển của biến dạng cốt thép dầm của mẫu S3 ...	115
Hình 4.19	So sánh hình dạng vết nứt giữa thí nghiệm và PTHH mẫu S3	117
Hình 4.20	Sơ đồ khảo sát các tham số	118

Hình 4.21 Ảnh hưởng của khoảng cách tăng cường UHPSFRC tới ứng suất kéo chính của nút được chuẩn hóa.....	119
Hình 4.22 Ảnh hưởng của lực dọc đến thành phần ứng suất kéo chính của vùng nút được chuẩn hóa	121
Hình 4.23 Ảnh hưởng của hàm lượng cốt sợi thép đến ứng suất kéo chính của nút được chuẩn hóa	125
Hình P1.1 Các biện pháp bổ sung neo của nút khung biên	PL10
Hình P2.1 Sơ đồ bố trí các chi tiết hỗ trợ thí nghiệm	PL11
Hình P2.2 Chi tiết 1.....	PL11
Hình P2.3 Chi tiết 2.....	PL12
Hình P2.4 Chi tiết 3.....	PL12
Hình P2.5 Chi tiết 6.....	PL12
Hình P2.6 Chi tiết 4.....	PL13
Hình P2.7 Chi tiết 5.....	PL13
Hình P2.8 Chi tiết 7.....	PL14

MỞ ĐẦU

Lý do chọn đề tài

Kết cấu khung bê tông cốt thép được sử dụng rất rộng rãi và phổ biến trong xây dựng công trình hiện đại vì cho phép biến đổi linh hoạt không gian sử dụng và vượt được những nhịp tương đối lớn. Kết cấu khung bê tông cốt thép có độ cứng không gian lớn, chịu được tải trọng theo phương ngang (gió, động đất) là những dạng tải trọng lặp điển hình hiệu quả.



Hình 1 Cơ chế hình thành khớp dẻo trong khung

Nguyên tắc thiết kế cho kết cấu khung BTCT là phải cung cấp đủ độ dẻo cho các cấu kiện chịu lực chính như cột, dầm và vị trí liên kết giữa chúng là nút khung, nhờ đó sẽ giúp cho hệ kết cấu tăng được khả năng chịu lực và khả năng tiêu tán năng lượng khi có sự tác động của các tải trọng lặp theo phương ngang. Đã có nhiều nghiên cứu lý thuyết và thực nghiệm về khung BTCT khi vật liệu làm việc ngoài giới hạn đàn hồi, trong hệ có sự hình thành khớp dẻo. Các nghiên cứu về vấn đề này đều cho rằng các khớp dẻo thường được hình thành trong vùng tới hạn của dầm, cột như Hình 1.

Ngoài ra, nếu nút liên kết dầm – cột (nút khung) bị phá hoại thì tính toàn vẹn của kết cấu sẽ bị suy giảm, ngay cả khi các cấu kiện dầm, cột còn nguyên vẹn [119]. Nhiều nghiên cứu đã chỉ ra nguyên nhân phá hoại vùng nút khung thường là do sự thiếu hụt về hàm lượng cốt thép ngang và cấu tạo neo trong vùng nút không đúng theo quy định [55]. Điều này được thấy rõ khi thống kê

các công trình chịu tải trọng động đất xảy ra tại một số quốc gia như: Hyogo – Ken Nanbu (Nhật Bản 1995), Kocaeli (Thổ Nhĩ Kỳ 1999), L’Aquila, Bursi (Thổ Nhĩ Kỳ 2009), ... (Hình 2).



a) Kocaeli, Turkey, 1999

b) L’Aquila, Bursi, 2009

Hình 2 Phá hoại nút khung

Như vậy, có thể thấy rằng nút khung đóng một vai trò rất quan trọng trong sự làm việc tổng thể của kết cấu khung bê tông cốt thép. Việc thiết kế cấu tạo và thi công nút khung cần phải có những quy định chặt chẽ và phù hợp, cũng như cần phải có những nghiên cứu chuyên sâu về vấn đề này. Tuy nhiên, trong quá trình thi công tại công trường đối với vị trí nút liên kết dầm – cột (nút khung), trong một số trường hợp có thể phát sinh vấn đề là bê tông khó có thể lấp kín tại vị trí nút liên kết. Nguyên nhân chủ yếu là do hàm lượng cốt thép dọc và đường kính cốt thép trong dầm lớn dẫn đến khó đảm bảo các yêu cầu về cấu tạo neo khi cột có tiết diện mảnh.

Vì vậy, để khắc phục vấn đề có thể phát sinh như đã nêu ở trên, một số nghiên cứu về vật liệu composite đã ra đời [144], [123], [117]. Có một số vật liệu mới được áp dụng trong lĩnh vực xây dựng công trình như bê tông tính năng cao (HPC), bê tông cường độ cao (HSC), bê tông cốt sợi (FRC) để thay thế thành phần cốt thép ngang trong vùng nút [58], [73], [48], [99]... Tuy nhiên, các kết quả nghiên cứu về vấn đề này vẫn còn tồn tại nhiều hạn chế trong việc

áp dụng vào thực tiễn. Do đó đòi hỏi phải có thêm những nghiên cứu chuyên sâu hơn trước khi áp dụng vào các công trình thực tế [82].

Trong khoảng 30 năm trở lại đây, đã xuất hiện một loại vật liệu mới là bê tông tính năng siêu cao (UHPC – Ultra High Performance Concrete) với nhiều tính chất cơ học ưu việt vượt trội so với bê tông thông thường: cường độ chịu nén, uốn, kéo vượt trội, có khả năng tăng cường ứng xử kéo sau đàn hồi trong bê tông [121], [136], [137]. Việc bổ sung thành phần sợi thép trong hỗn hợp này giúp cải thiện tính dẻo dai, khả năng tiêu tán năng lượng và bám dính giữa bê tông và cốt thép tăng lên, bề rộng vết nứt nhỏ hơn [34]. Do vậy, việc sử dụng bê tông tính năng siêu cao kết hợp với thành phần sợi thép (được gọi chung là UHPSFRC– Ultra High Performance Steel Fiber Reinforced Concrete) cần được nghiên cứu và phát triển một cách cụ thể và chuyên sâu trong kết cấu nút khung.

Xuất phát từ những lý do trên, nghiên cứu sinh lựa chọn đề tài **“Nghiên cứu ứng xử của nút khung biên sử dụng bê tông cốt sợi thép tính năng siêu cao chịu tải trọng lặp”**, đây có thể coi là một trong những hướng nghiên cứu mới về nút khung được tăng cường.

Mục tiêu nghiên cứu

- Nghiên cứu ứng xử và đánh giá hiệu quả của phương pháp tăng cường đối với nút khung biên bê tông cốt sợi thép tính năng siêu cao (UHPSFRC).
- Khảo sát ảnh hưởng của các tham số đến sự làm việc nút khung biên bê tông cốt sợi thép tính năng siêu cao (UHPSFRC) như: khoảng cách tăng cường UHPSFRC, lực dọc cột và hàm lượng cốt sợi thép.

Đối tượng và phạm vi nghiên cứu

- *Đối tượng nghiên cứu*

Nút khung biên phẳng sử dụng bê tông cốt sợi thép tính năng siêu cao (UHPSFRC) và không có sàn liên kết chịu tải trọng lặp.

- *Phạm vi nghiên cứu*

Nghiên cứu trạng thái ứng suất – biến dạng nút khung biên bê tông cốt sợi thép tính năng siêu cao (UHPSFRC) từ các loại vật liệu có sẵn ở Việt Nam, đảm bảo các yêu cầu về đặc tính cơ học như cường độ chịu nén lớn hơn 110 MPa, mô đun đàn hồi lớn hơn 40 GPa, ứng dụng trong các công trình có tầm quan trọng đặc biệt và công trình quốc phòng không cho phép bị hư hỏng khi chịu tải trọng lặp theo phương ngang.

Phương pháp nghiên cứu

Nghiên cứu thực nghiệm và phân tích PTHH bằng phần mềm mô phỏng số ABAQUS nhằm kiểm chứng, khảo sát các kết quả từ thực nghiệm.

Ý nghĩa khoa học và thực tiễn đề tài

- *Ý nghĩa khoa học*

Luận án cung cấp cơ sở khoa học về ứng xử nút khung biên sử dụng bê tông cốt sợi thép tính năng siêu cao (UHPSFRC) theo cách tiếp cận bằng thực nghiệm trên mô hình thật và phân tích PTHH bằng mô phỏng số.

Khảo sát các tham số ảnh hưởng như: khoảng cách tăng cường UHPSFRC, lực dọc cột và hàm lượng cốt sợi thép đến ứng xử nút khung sử dụng bê tông cốt sợi thép tính năng siêu cao.

- *Ý nghĩa thực tiễn*

Những kết quả thu được sẽ là cơ sở thực tiễn nhằm giải quyết các vấn đề đang hạn chế trong công tác thi công thực tế, khi bê tông khó xâm nhập vào vùng nút khung.

Đề xuất kỹ thuật tăng cường mới cho các nút khung biên chịu tải trọng lặp. Từ những kết quả thu được từ thực nghiệm và khảo sát số có thể kiến nghị về thiết kế và cấu tạo của nút khung biên với việc dịch chuyển vị trí hình thành khớp dẻo.

Bố cục luận án

Ngoài phần mở đầu, kết luận, kiến nghị và phụ lục, luận án này gồm có bốn chương. Nội dung của mỗi chương như sau:

Chương 1. TỔNG QUAN VỀ CÁC VẤN ĐỀ NGHIÊN CỨU. Trong chương này trình bày về cấu tạo, cơ chế truyền lực, các nguyên nhân phá hoại và các kết quả lý thuyết cũng như thực nghiệm của nút khung. Ngoài ra, trong chương này còn có phần giới thiệu ngắn gọn về đặc tính cơ học của bê tông cốt sợi thép tính năng siêu cao (UHPSFRC).

Chương 2. NGHIÊN CỨU THỰC NGHIỆM ỨNG XỬ CỦA NÚT KHUNG BIÊN BÊ TÔNG CỐT SỢI THÉP TÍNH NĂNG SIÊU CAO. Chương này mô tả chi tiết các bước trong quy trình thí nghiệm: thiết kế mẫu, thí nghiệm vật liệu, công tác thi công mẫu, bố trí thiết bị đo, thiết lập thí nghiệm và trình tự gia tải. Kết quả thí nghiệm của các mẫu cũng sẽ được trình bày chi tiết trong chương này.

Chương 3. PHÂN TÍCH KẾT QUẢ THÍ NGHIỆM. Trong chương này sẽ phân tích và nhận xét về các kết quả thí nghiệm của các mẫu: mối quan hệ lực – chuyển vị, hệ số độ dẻo chuyển vị, thành phần ứng suất kéo chính trong vùng nút, khả năng tiêu tán năng lượng, sự phân bố góc xoay dẻo thành phần và phát triển biến dạng của cốt thép đo được dưới tác dụng của tải trọng lặp.

Error! Reference source not found.. **NGHIÊN CỨU ỨNG XỬ NÚT KHUNG BIÊN BÊ TÔNG CỐT SỢI THÉP TÍNH NĂNG SIÊU CAO BẰNG PHÂN TÍCH PTHH.** Chương này trình bày việc phân tích PTHH nút khung biên BTCT bằng mô phỏng số sử dụng phần mềm ABAQUS bao gồm các bước: lựa chọn loại phần tử, mô hình vật liệu, các điều kiện hình học và điều kiện biên. Các kết quả này được so sánh với các kết quả thí nghiệm từ Chương 3. Ngoài ra, trong chương này trình bày khảo sát sự ảnh hưởng của một số tham

số tới ứng xử của nút khung (khoảng cách tăng cường UHPSFRC, lực dọc và hàm lượng cốt sợi thép).

Những đóng góp mới của luận án

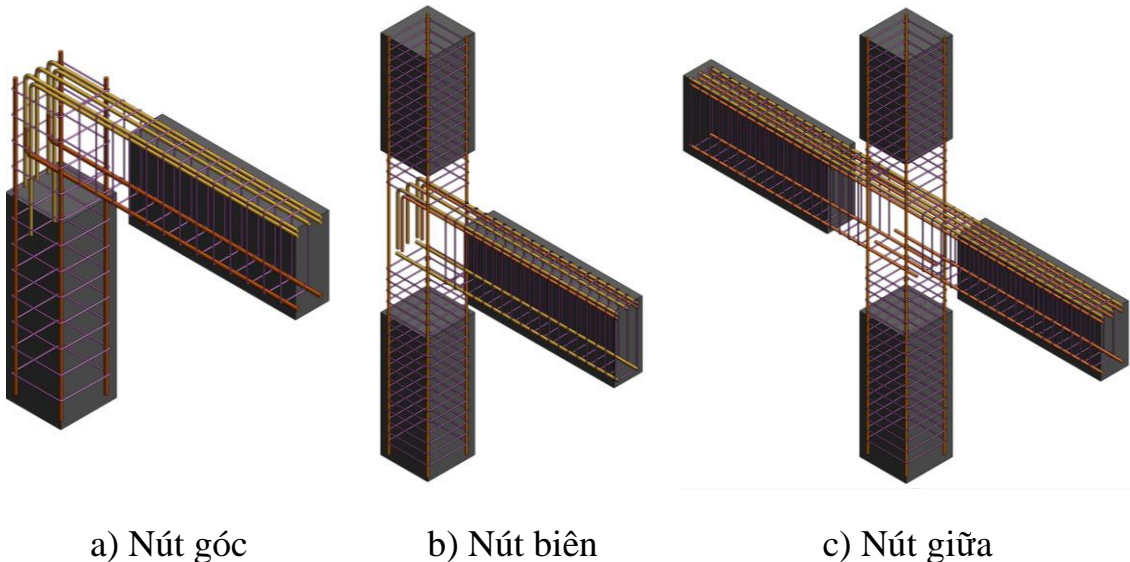
- Đánh giá, phân tích, tìm ra các cơ chế phá hoại và cung cấp thêm cơ sở dữ liệu của phương pháp tăng cường nút khung biên sử dụng bê tông cốt sợi thép tính năng siêu cao (UHPSFRC).
- Đề xuất kỹ thuật tăng cường mới cho các nút khung biên chịu tải trọng lặp. Từ những kết quả thu được từ thực nghiệm và khảo sát số có thể kiến nghị về thiết kế và cấu tạo của nút khung biên với việc chuyển dịch khớp dèo.
- Xác định các tham số ảnh hưởng như: khoảng cách tăng cường UHPSFRC, lực dọc và hàm lượng cốt sợi thép đối với khả năng kháng cắt của nút khung biên được tăng cường.

Chương 1. TỔNG QUAN VỀ CÁC VẤN ĐỀ NGHIÊN CỨU

1.1. Tổng quan về nút khung BTCT

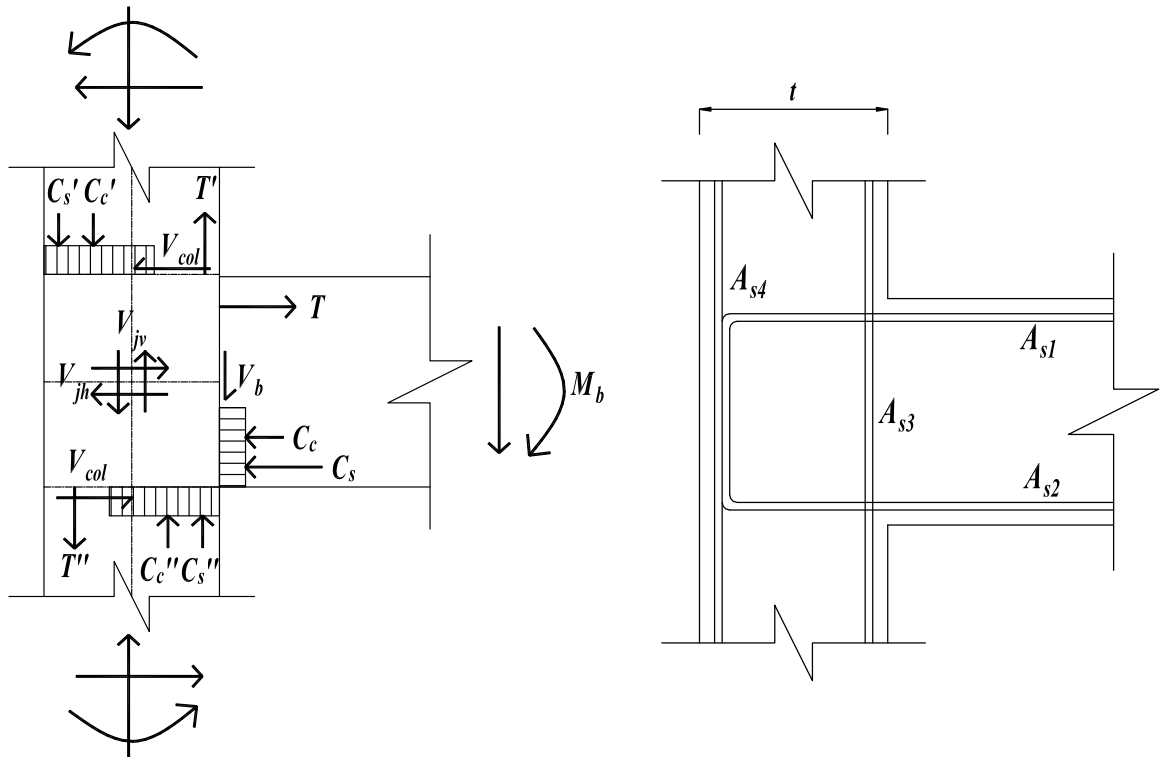
1.1.1. Dạng hình học và cơ chế truyền lực của nút khung BTCT

Nút khung BTCT có thể được phân loại theo ba dạng hình học cơ bản như sau: nút biên, nút giữa và nút góc (Hình 1.1). 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 [111].



Hình 1.1 Dạng hình học nút khung điển hình

Việc đánh giá khả năng chịu lực của nút khung dưới tác dụng của tải trọng lặp là vô cùng quan trọng. Trong đó, khả năng kháng cắt là yếu tố luôn được quan tâm nghiên cứu. Nút khung được xem là nơi tập trung ứng suất trong quá trình chịu lực, điều đó được thể hiện rõ nhất trong kết cấu nút khung biên. Năm 1978, Paulay và cộng sự [110] đã đưa ra một mô hình phân tích thành phần lực tác động đến nút khung biên. Mô hình này đã xác định được các thành phần nội lực và ngoại lực xung quanh vùng nút như được thể hiện ở Hình 1.2.



Hình 1.2 Cơ chế làm việc của xử nút khung biên [110]

Trong nghiên cứu này cũng đề cập đến việc xác định các thành phần lực cắt cột (V_c) và lực cắt ngang, đứng của nút (V_{jh}, V_{jv}) như sau:

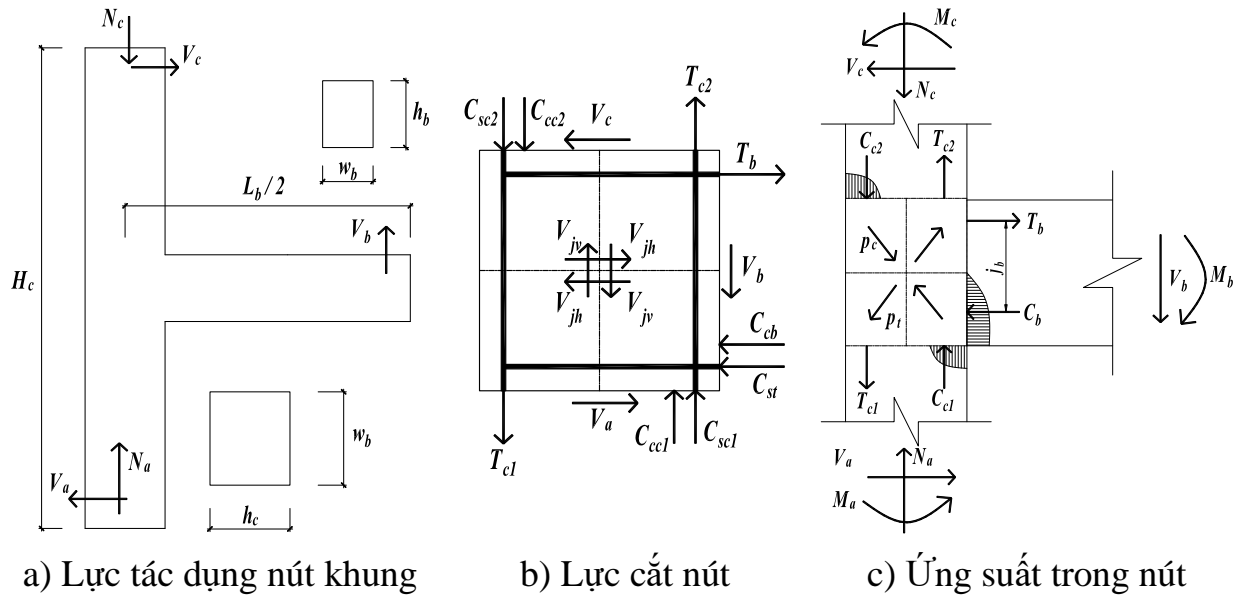
$$V_c = (M_b + 0.5tV_b) / H_c \quad (1.1)$$

$$V_{jh} = T - V_{col} \quad (1.2)$$

$$V_{jv} = T' - T'' - V_b \quad (1.3)$$

trong đó: M_b là thành phần mô men uốn tác dụng tại đầu dầm; V_b là lực cắt tác dụng tại đầu dầm; t là bề dày cột; H_c là chiều cao cột; T là lực căng ở vùng kéo dầm và được lấy bằng $1.25f_y A_{s1}$; f_y là cường độ chảy dẻo của cốt thép; A_{s1} là diện tích cốt thép dọc trong dầm; T' và T'' là các thành phần nội lực trong cột.

Vào đầu những năm 2000, Hakuto và cộng sự [67] phát triển vấn đề mà Paulay và cộng sự (1978) [110] 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 (1.8) và Hình 1.3.



Hình 1.3 Các thành phần lực tác dụng nút khung biên [67]

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} :

$$V_c = \frac{V_b \times L_b}{2H_c} \quad (1.4)$$

$$V_{jh} = T_b - T_c \quad (1.5)$$

$$v_{jh} = \frac{V_{jh}}{w_j \times h_c} \quad (1.6)$$

$$f_a = \frac{N_c}{h_c \times w_c} \quad (1.7)$$

$$p_{c,t} = -\frac{f_a}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{f_a}{2}\right)^2 + v_{jh}^2} \quad (1.8)$$

trong đó: $p_{c,t}$ là ứng suất nén và kéo chính ở vùng nút; f_a là ứng suất nén dọc trong cột; v_{jh} là ứng suất cắt ngang vùng nút, w_j là bề rộng tiết diện nút.

1.1.2. Các dạng phá hoại nút khung BTCT

Faison và cộng sự (2004) [55] đã tóm tắt các dạng phá hoại nút khung như sau:

- Phá hoại ở cột là do: (a) góc uốn của cốt đai 90° chưa đủ; (b) bước đai quá lớn không tạo được hiệu ứng bó trong vùng nút; (c) vị trí nối cốt thép ở chân

cột nằm trong vùng có mô men lớn và không đủ chiều dài để truyền lực; (d) khoảng cách bước đai lớn trong vùng nối thép.

- Phá hoại ở dầm là do: (a) góc uốn của cốt đai 90^0 chưa đủ; (b) bước đai lớn; (c) đường kính cốt đai nhỏ; (d) không có cốt đai tại nhịp giữa dầm; (e) cốt thép dọc không liên tục tại nhịp giữa và không có khả năng chịu tải trọng đảo chiều; (f) chiều dài neo của cốt dọc chưa đủ; (g) cốt thép dọc ở hai đầu dầm không uốn cong hoặc uốn cong ra khỏi vùng nút.

- Phá hoại ở vùng nút là do: (a) đặc điểm “*cột yếu dầm khỏe*” dẫn đến cơ chế tầng mềm; (b) khả năng kháng cắt nhỏ hơn yêu cầu để tạo thành khớp dẻo dầm; (c) hiệu ứng bó trong vùng nút khung không đầy đủ; (d) dầm đặt lệch tâm so với cột trong khung; (e) không đủ chiều dài neo của cốt thép.

1.2. Nghiên cứu lý thuyết nút khung BTCT

1.2.1. Nút khung BTCT thông thường

Trong nhiều năm qua, 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, ... Ở cột 3 và 4 của Bảng 1.1 cho thấy, 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 [120], [127], [68]. 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 $\sqrt{f_c}$ để đánh giá kháng cắt của nút [120], [143], [130]. 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 kép của bê tông (f_{ct}) và tỷ lệ kích thước hình học (h_b / h_c) [97], [127], [76].

Bảng 1.1 So sánh đặc tính của các mô hình kháng cắt nút khung

Mô hình	Tác giả	Vết nứt đầu tiên	Tải trọng lớn nhất	γ_j	$\sqrt{f_c}$	f_{ct}	f_a	ρ_b	ρ_c	h_b / h_c	p_t	Neo
Mô hình thực nghiệm	Sarsam và cộng sự (1985) [120]	✓	✓		✓		✓		✓	✓		
	Vollum (1999) [134]		✓		✓					✓		✓
	Bakir và cộng sự (2002) [32]				✓			✓		✓		✓
	Hegger và cộng sự (2004) [71]		✓		$\sqrt[3]{f_c}$				✓	✓		✓
Mô hình thanh chống giằng (STM)	Nilsson (1973) [97]	✓				✓						
	Hoekstra (1977) [76]	✓				✓						
	Zhang và cộng sự (1982) [143]		✓		f_c		✓			✓		
	De Otiz (1993) [51]		✓		f_c					✓		
	Fema 273 [47]				✓							
	Vollum (1998) [133]		✓		✓					✓		
	Parker và cộng sự (1997) [108]				f_c					✓		✓
	Park và cộng sự (2009) [106]		✓		✓					✓		
Mô hình ứng suất phẳng trung bình	Hwang và cộng sự (1999) [77]		✓		f_c					✓		
	Taylor (1974) [127]	✓	✓			✓	✓	✓				
	Scott và cộng sự (1994) [122]		✓		✓					✓		
	Hamil (2000) [68]	✓	✓		✓		✓			✓		
	Wong (2005) [138]		✓		✓					✓		
	Pampanin và cộng sự (2003) [100]	✓	✓	✓	✓		✓				✓	✓
	Tsonos (2007) [130]		✓		✓		✓			✓	✓	
	Russo và cộng sự (2006) [118]		✓		✓						✓	

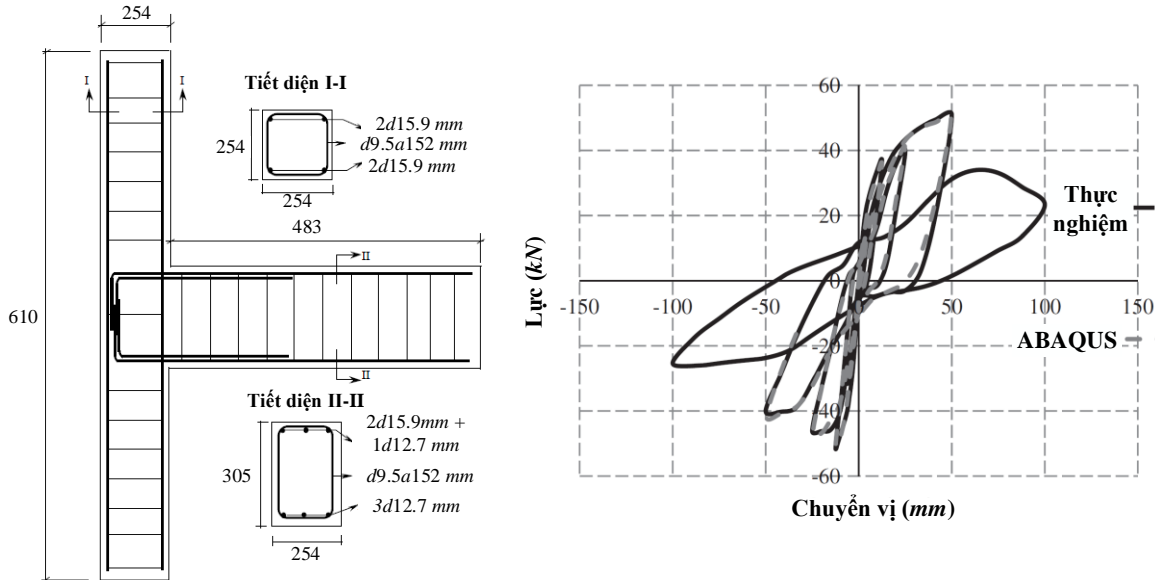
Như vậy, các mô hình này còn hạn chế trong việc kể đến các yếu tố như: ứng suất do lực dọc tác dụng (f_a), cấu tạo neo, ứng suất kéo chính (p_t) trong vùng nút và hàm lượng cốt thép (ρ_b, ρ_c). Đặc biệt, trong thành phần ứng suất kéo chính (p_t) thông thường đã có kể đến cả thành phần ứng suất dọc (f_a) 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 [19] và NZS 3101 [98]).

1.2.2. Nút khung BTCT được tăng cường

Phân tích PTHH là một công cụ tương đối mạnh mẽ và đầy đủ trong việc mô phỏng ứng xử của kết cấu. Mục đích của phương pháp này là mô tả lại các thí nghiệm nhằm cung cấp các cơ sở dữ liệu, khi một số công tác đo lường bằng thực nghiệm khó có thể thực hiện được. Việc mô hình hóa nút khung biên bằng phương pháp PTHH đã được thực hiện trong nhiều phần mềm mô phỏng như ANSYS, ABAQUS, ATENA, ... [109], [125], [81], ... Đây đều là những phần mềm mô phỏng được sử dụng phổ biến hiện nay và hỗ trợ mạnh mẽ trong việc mô phỏng hóa kết cấu.

Abbas và cộng sự (2014) [16] đã tiến hành mô phỏng thí nghiệm nút khung biên cốt sợi thép (SFRC) của Bayasi và cộng sự (2002) [33], dưới tác dụng tải trọng lặp và có xét đến lực dọc tác dụng đầu cột. Tác giả đã sử dụng phần tử khối C3D8R (tám nút và ba bậc tự do ở mỗi nút) và mô hình phá hoại giòn (Brittle cracking) trong ABAQUS để mô hình hóa bê tông. Thép được mô hình hóa là vật liệu đàn dẻo và sử dụng phần tử giàn T3D2 (hai nút và ba bậc tự do ở mỗi nút). Ngoài ra, tác giả cũng đã sử dụng phần tử nửa cứng để phân phối sự phát triển của ứng suất trong quá trình phân tích. Quá trình phân tích được thực hiện dưới dạng phân tích động ABAQUS / Explicit với tốc độ gia tải thấp. Dựa trên kết quả thí nghiệm và phân tích độ nhạy phần tử, nghiên cứu đã cho thấy, kích thước phần tử với mắt lưới 50 mm cho kết quả phù hợp nhất với kết

quả thí nghiệm như Hình 1.4b. Hình dạng phá hoại trong phân tích PTHH cho thấy các vết nứt lan rộng trong khu vực nút. Tuy nhiên, độ dẻo lớn nhất đạt được trong phân tích PTHH thấp hơn 50% so với thí nghiệm [16].



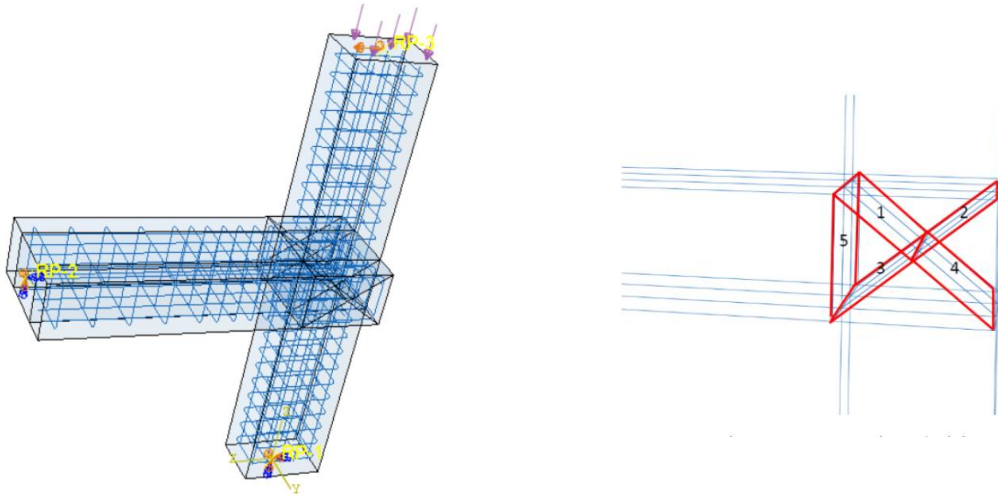
a) Mẫu thí nghiệm của Bayasi và cộng sự (2002) [33]

b) So sánh đường cong lực – chuyển vị của cả hai phương pháp

Hình 1.4 Nghiên cứu của Abbas và cộng sự (2014) [16]

Kam (2014) [81] đã phát triển các mô hình phân tích PTHH sử dụng phần mềm ABAQUS để khảo sát ảnh hưởng tỷ lệ kích thước hình học (h_b/h_c) của các nút khung biên chịu tải trọng lặp. Cũng giống như nghiên cứu của Abbas và cộng sự (2014) [16], phần tử khối tám nút tuyến tính (C3D8R) đã được sử dụng để mô hình hóa bê tông. Tuy nhiên, nghiên cứu này lại sử dụng mô hình phá hoại dẻo (Concrete damage plasticity) để mô hình hóa ứng xử bê tông dưới tác dụng tải trọng lặp, trong đó hiện tượng vỡ vùng nén và nứt vùng kéo là hai cơ chế phá hoại chính. Các thanh cốt thép dầm và cột được mô hình hóa bằng phần tử giàn T3D2 và được liên kết hoàn toàn với phần tử bê tông. Để đạt được kết quả chính xác, tác giả đã sử dụng khai báo tương tác dạng “đồng hồ cát” với 5 cặp tiếp xúc như Hình 1.5b. Kết quả cho thấy chiều rộng dầm có đóng góp đáng

kể trong việc truyền tải trọng từ dầm vào nút. Mặt khác, chiều cao của dầm có ảnh hưởng không đáng kể trong việc thay đổi phương truyền tải, nhưng nó ảnh hưởng đến hiệu quả kháng chấn của nút. Kết quả cũng cho thấy ứng suất cắt trong vùng nút có “dầm rộng – cột cao” lớn hơn so với nút thông thường [81].



a) Mô hình ABAQUS

b) Tương tác dạng “đồng hồ cát”

Hình 1.5 Nghiên cứu của Kam (2014) [81]

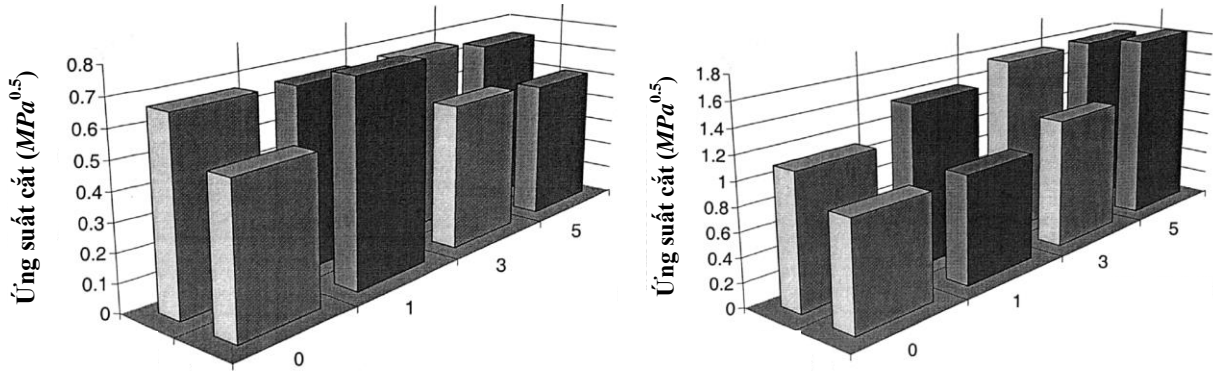
1.3. Nghiên cứu thực nghiệm nút khung biên

1.3.1. Nút khung biên BTCT thông thường

Hamil (2000) [68] đã thực hiện trên 26 mẫu thí nghiệm nút khung biên. Mục tiêu của nghiên cứu này là khảo sát ảnh hưởng của cấu tạo neo thép dầm, cường độ bê tông, cốt thép ngang ở vùng nút, tỷ lệ kích thước hình học (h_b/h_c) và sử dụng bê tông cường độ cao (HSC). Nghiên cứu này đã chỉ ra rằng:

- Neo với góc uốn 90° đi vào nút hiệu quả cao hơn 20% so với neo dạng chữ U khi tải trọng đạt giá trị lớn nhất nhưng không đúng khi vết nứt chéo đầu tiên xuất hiện.
- Cốt đai nút giúp tăng cường khả năng kháng cắt cực hạn của nút nhưng không ảnh hưởng đến cường độ tại vết nứt chéo đầu tiên.

- Khả năng kháng cắt của nút giảm khi tăng tỷ lệ kích thước hình học (h_b / h_c).
- Độ dẻo của nút thấp nhưng cường độ cắt không giảm trong quá trình thí nghiệm.
- Ứng suất cắt được chuẩn hóa của nút đối với căn bậc hai cường độ chịu nén của bê tông ($\sqrt{f_c}$) không thay đổi khi sử dụng bê tông cường độ cao, nhưng lại tăng khi sử dụng bê tông cốt sợi như được thể hiện ở Hình 1.6.



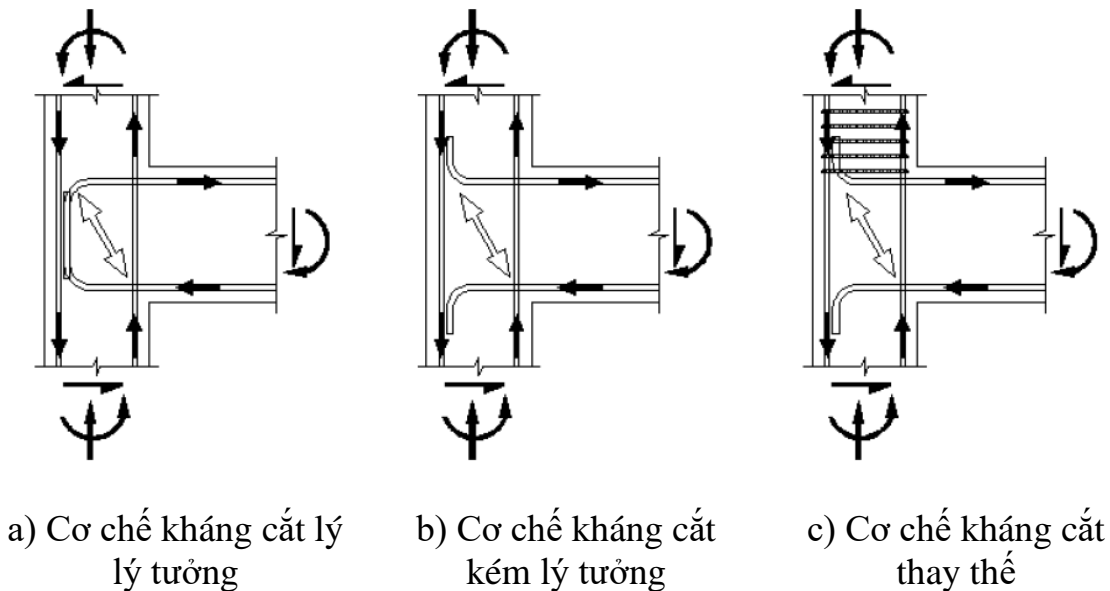
a) Ảnh hưởng cốt thép ngang đối với vết nứt đầu tiên của nút

b) Ảnh hưởng cốt thép ngang đối với cường độ cắt lớn nhất

Hình 1.6 Khảo sát ảnh hưởng cốt thép ngang của Hamil (2000) [68]

Hakuto và cộng sự (2000) [67] đã nghiên cứu ảnh hưởng cấu tạo neo của hai mẫu thí nghiệm nút khung biên được thiết kế theo tiêu chuẩn New Zealand NZS 3101 [98]. Hai mẫu có kích thước hình học giống nhau, dầm có chiều dài 1525 mm với tiết diện 300×500 mm, trong khi cột có chiều dài 2900 mm với tiết diện vuông 460 mm. Sự khác nhau của hai mẫu, một mẫu được cấu tạo theo quy định của ACI 318 [18] (Hình 1.7a), mẫu còn lại có cấu tạo neo bằng cách uốn móc ra khỏi vùng nút (Hình 1.7b), cả hai mẫu thí nghiệm đều không có lực dọc tác dụng đầu cột. Nghiên cứu cho thấy, mẫu thí nghiệm có cấu tạo neo đi vào nút được cải thiện đáng kể về khả năng chịu lực (tăng 18%). Hơn nữa, ứng suất cắt ngang của mẫu này đạt được lên đến $0.053f_c'$ tương ứng với sự hình

thành khớp dẻo ở đầu dầm, mẫu còn lại bị phá hoại cắt tại thời điểm ứng suất cắt ngang lớn nhất $0.045f_c'$.

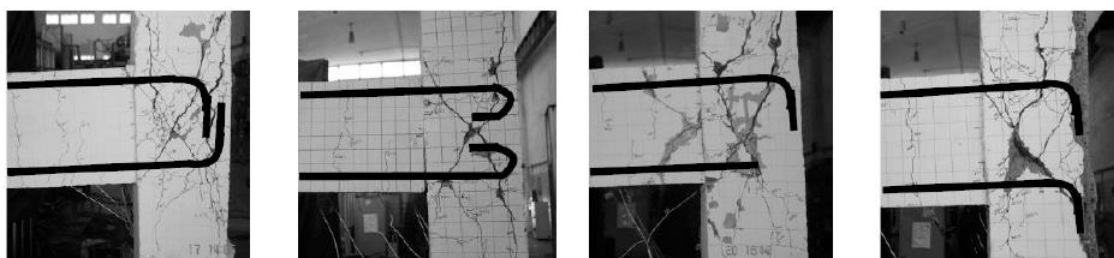


Hình 1.7 Cơ chế kháng cắt được đề xuất của Hakuto và cộng sự [67]

Tuy nhiên, mục tiêu nghiên cứu này là khảo sát ứng suất tại góc uốn của cốt thép dầm, vị trí này đại diện cho một nút trong mô hình thanh chống giằng (STM). Trong đó, thanh chống nén chéo có tác dụng chống lại cốt thép dầm như trong Hình 1.7a. Ngược lại, mô hình trong Hình 1.7b cho thấy không có điểm nút ở đầu thanh chống chéo để đảm bảo sự ổn định cho mô hình. Vì vậy, tác giả đã đề xuất cơ chế kháng cắt thay thế ở vùng nút bằng cách tăng cường hiệu ứng bó ở vị trí chân cột phía trên vùng nút như trong Hình 1.7c. Hơn nữa, tác giả đã nghiên cứu phương pháp đánh giá khả năng chịu cắt giới hạn dựa trên sự xuất hiện của vết nứt ban đầu trong vùng nút. Mặc dù cách tiếp cận này có vẻ hợp lý, nhưng thực tế, nút khung có khả năng truyền lực cắt cao hơn đáng kể sau khi xảy ra vết nứt chéo trong thanh nén chéo, khả năng chịu lực lớn nhất không nhất thiết phải tương ứng với thời điểm xuất hiện nứt chéo đầu tiên. Cường độ chịu kéo trong tiết diện nghiêng là tương đối quan trọng vì các lực căng vuông góc với thanh chống nén chéo bê tông sẽ làm suy yếu cường độ

chịu nén của thanh chống. Trong trường hợp này, hệ số $k_1\sqrt{f_c'}$ có thể coi là một tiêu chí đánh giá, vì cường độ chịu kéo của bê tông là một hàm của $\sqrt{f_c'}$ trong đó k là hệ số thu được từ thực nghiệm và f_c' là cường độ chịu nén bê tông. Phá hoại nén tại đường chéo được cho là xảy ra khi đạt đến ứng suất cắt giới hạn $k_2\sqrt{f_c'}$. Đây có thể coi là một tiêu chí đánh giá sự phá hoại của nút phù hợp hơn là chỉ dựa vào giá trị ứng suất cắt, vì ảnh hưởng của lực dọc cột đến cường độ của nút khung sẽ được xác định một cách rõ ràng.

Genesio (2012) [63] đã có nghiên cứu thực nghiệm về 5 mẫu nút khung biên. Các mẫu thí nghiệm được khảo sát có kí hiệu từ JT1-1 đến JT4-1 và được dự báo sẽ không bị phá hoại cắt trước khi ứng suất trong cốt thép đạt đến giới hạn chảy. Mẫu JT5-1 được thiết kế để có cơ chế phá hoại trong dầm sau khi xuất hiện vết nứt chéo đầu tiên. Thí nghiệm cho thấy, các mẫu JT1-1 đến JT4-1 ảnh hưởng rõ rệt đến khả năng chịu cắt của nút khi được cấu tạo neo như Hình 1.8 (không có cốt thép ngang trong vùng nút). Ngoài ra, cấu tạo neo với góc uốn 90° đi vào nút cho thấy hiệu quả hơn so với uốn ra ngoài nút, neo thẳng và thanh tròn trơn với góc uốn 180° . Đối với mẫu JT5-1, sự phá hoại dầm xảy ra sau khi vết nứt chéo đầu tiên xuất hiện ở vùng nút. Cơ chế phá hoại này đã chứng minh rằng độ dẻo của nút không được cải thiện khi ứng suất trong cốt thép đạt đến giới hạn chảy [63].



a) JT1-1, JT5-1

b) JT2-1

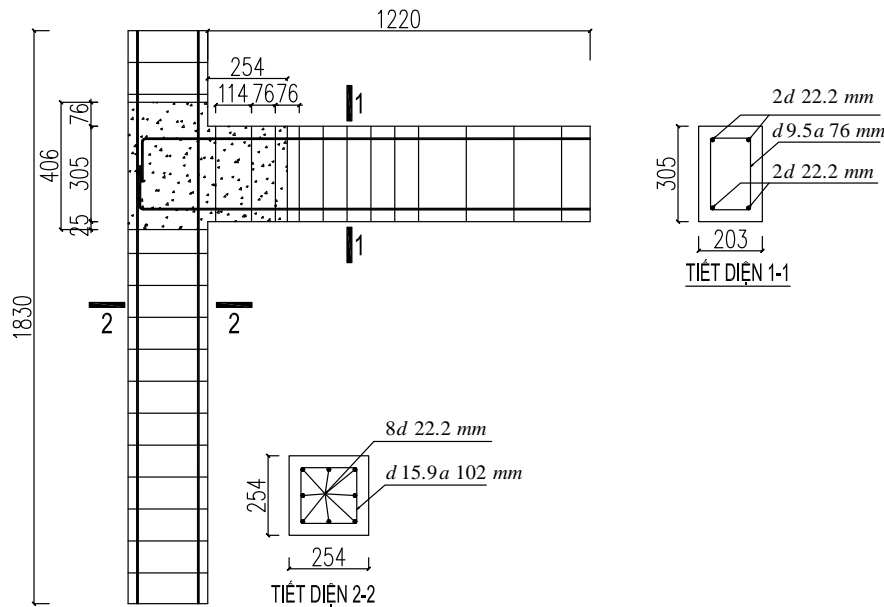
c) JT3-1

d) JT4-1

Hình 1.8 Nghiên cứu thực nghiệm của Genesio (2012) [63]

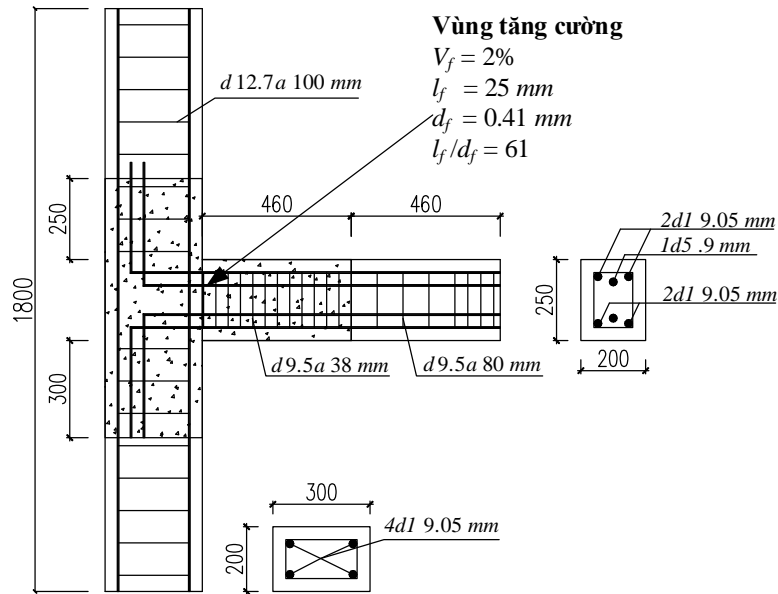
1.3.2. Nút khung biên BTCT được tăng cường

Henager (1977) [73] đã tiến hành thí nghiệm trên 2 mẫu nút khung biên. Một mẫu được thiết kế kháng chấn, mẫu còn lại loại bỏ thành phần cốt đai và được thay thế bằng vật liệu bê tông cốt sợi thép (SFRC) với sợi thép tròn trơn, kéo nguội và mạ đồng (Hình 1.9). Cả hai mẫu đều được thí nghiệm dưới tác dụng tải trọng lặp. Kết quả thí nghiệm cho thấy rằng, các sợi thép đã giúp cải thiện đáng kể khả năng phá hoại, suy giảm cường độ chậm hơn và khả năng tiêu tán năng lượng cao hơn sau chu kỳ gia tải thứ 10 so với nút thông thường.



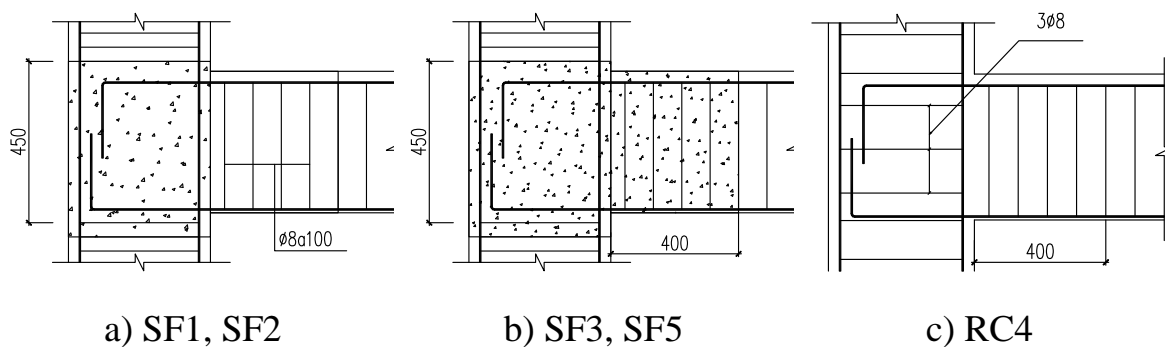
Hình 1.9 Chi tiết mẫu thí nghiệm của Henager (1977) [73]

Gefken và cộng sự (1989) [61] đã khảo sát trên 10 mẫu thí nghiệm có kích thước hình học giống nhau (Hình 1.10). Sợi thép sử dụng trong nghiên cứu này là dạng sợi thẳng, tiết diện tròn. Kết quả cho thấy rằng sử dụng sợi thép trong nút khung không chỉ tăng khoảng cách cốt đai mà còn có thể loại bỏ hoàn toàn cốt đai, tăng độ dẻo và khả năng chịu lực (tăng thêm 10%), khả năng tiêu tán năng lượng (tăng nhiều hơn 100%), độ cứng nút và tính toàn vẹn (mô hình vết nứt tốt hơn, ít bong tróc hơn) đạt được tới 1.7 lần khuyến nghị so với mẫu nút khung BTCT truyền thống.



Hình 1.10 Cấu tạo nút khung của Gefken và cộng sự (1989) [61]

Jiuru và cộng sự (1992) [78] thực hiện nghiên cứu thực nghiệm trên 5 mẫu nút khung biên có kí hiệu như Hình 1.11. Thí nghiệm sử dụng hai loại sợi thép khác nhau: (i) sợi thép hình chữ nhật dài có chiều dài 25 – 30 mm với kích thước tiết diện 4×4 mm và 5×5 mm, được cắt ra từ những tấm thép có hàm lượng carbon thấp và (ii) sợi thép tròn có đường kính 0.7 – 0.8 mm với chiều dài 50 – 55 mm. Kết quả thí nghiệm cho thấy việc sử dụng sợi thép làm tăng khả năng kháng cắt và hấp thụ năng lượng. Với những mẫu nút khung biên, các thanh thép dọc trong nút sử dụng cốt sợi thép ít bị trượt hơn so với trong nút không sử dụng cốt sợi.



a) SF1, SF2

b) SF3, SF5

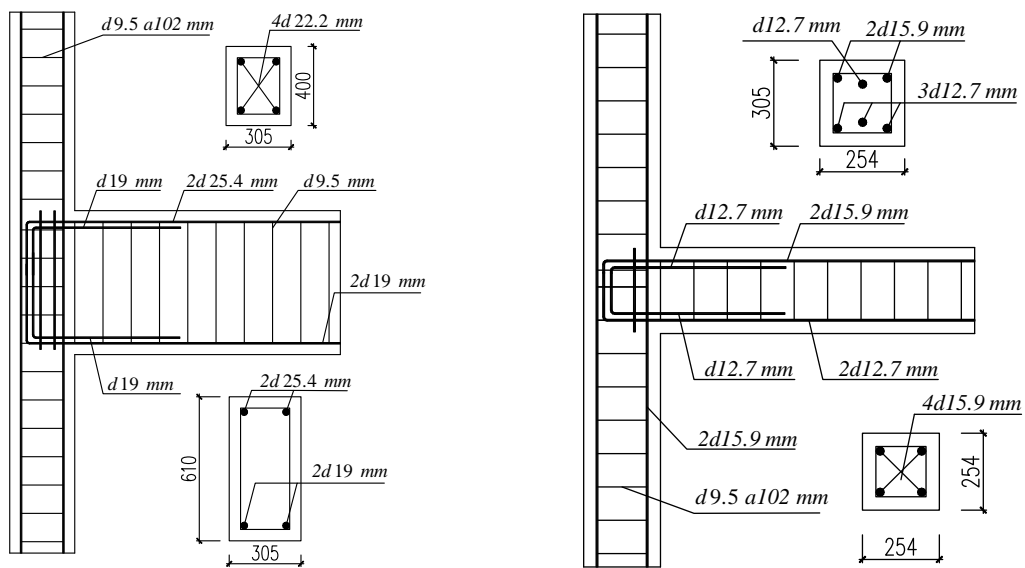
c) RC4

Hình 1.11 Mẫu thí nghiệm của Jiuru và cộng sự (1992) [78]

Dựa trên kết quả thí nghiệm, tác giả đã đề xuất công thức để xác định khả năng kháng cắt của sợi thép như sau:

$$F_f = 2 \frac{l_f}{d_f} V_f A_j \quad (1.9)$$

Gebman (2001) [59] thực hiện thí nghiệm trên 6 mẫu nút khung biên với tỉ lệ mô hình 1:2 gồm 2 mẫu BTCT truyền thống và 4 mẫu BTCT được tăng cường bằng bê tông cốt sợi thép (SFRC) như Hình 1.12. Sợi thép được sử dụng có hàm lượng 2%, chiều dài 31 mm và đường kính 0.5 mm. Khoảng cách cốt đai trong 2 mẫu BTCT truyền thống là 102 mm và 4 mẫu tăng cường còn lại lần lượt là 152 mm và 203 mm. Kết quả thí nghiệm cho thấy những mẫu sử dụng SFRC có khả năng chịu lực lớn hơn và bề rộng vết nứt giảm đi đáng kể. Khả năng tiêu tán năng lượng của nút SFRC tăng xấp xỉ 100% và 300% cho mẫu có khoảng cách thép đai lần lượt là 203 mm và 152 mm so với nút BTCT.



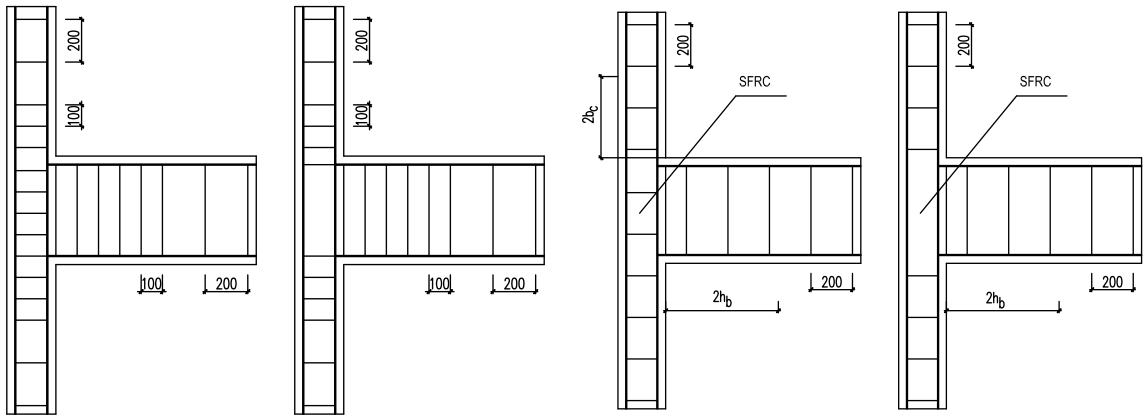
a) Mẫu truyền thống

b) Mẫu được tăng cường

Hình 1.12 Cấu tạo mẫu thí nghiệm trong nghiên cứu Gebman (2001) [59]

Gencoglu và cộng sự (2002) [62] khảo sát thực nghiệm ảnh hưởng bê tông cốt sợi thép (SFRC) trên 4 mẫu nút khung biên như Hình 1.13. Hai mẫu đầu tiên có sử dụng thép đai, hai mẫu còn lại sử dụng bê tông cốt sợi thép (SFRC) và tăng khoảng

cách cốt đai trong nút. Sợi thép có chiều dài 60 mm và đường kính 0.8 mm, giới hạn chảy là 1000 MPa với hàm lượng thép được sử dụng là 1%. Kết quả thí nghiệm cho thấy, việc sử dụng sợi thép trong nút cho phép giảm hàm lượng thép đai. Sợi thép giúp tăng tính dẻo, khả năng kháng cắt và cải thiện khả năng hấp thụ năng lượng. Tuy vậy, tác giả kiến nghị sử dụng cả sợi thép và cốt đai trong nút.

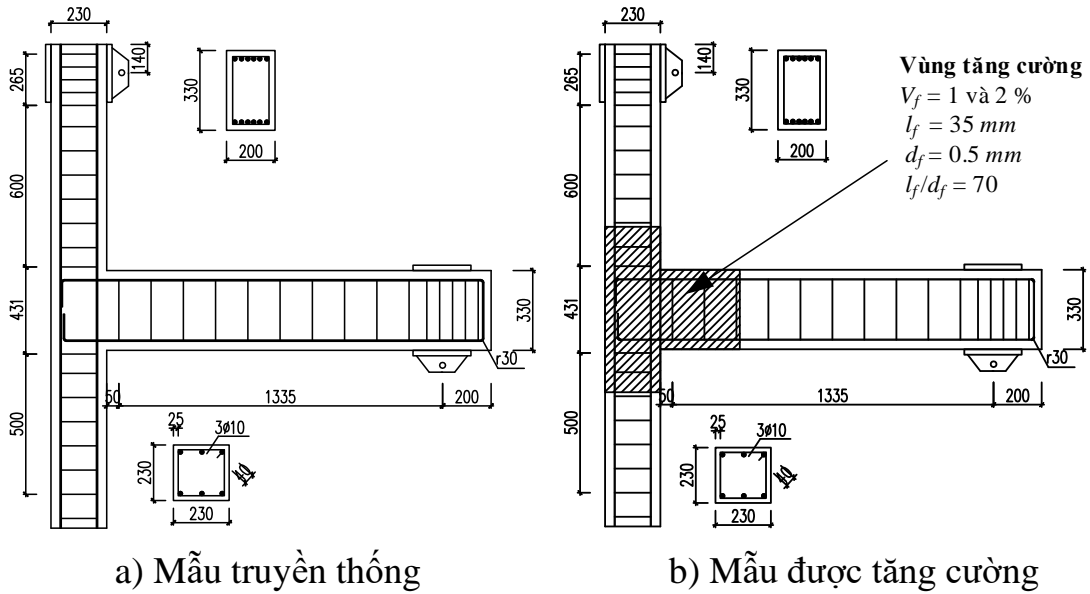


a) Mẫu 1 b) Mẫu 2 c) Mẫu 3 (SFRC) d) Mẫu 4 SFRC)

Hình 1.13 Nghiên cứu thí nghiệm của Gencoglu và cộng sự (2002) [62]

Liu (2006) [87] đã thí nghiệm 7 mẫu nút khung như Hình 1.14. Nhóm 1 gồm: 3 mẫu không thiết kế kháng chấn, trong đó 1 mẫu không có sợi thép và hai mẫu có bổ sung sợi thép trong nút với hàm lượng lần lượt là 1% và 2%. Nhóm 2 gồm: 4 mẫu thiết kế kháng chấn theo tiêu chuẩn New Zealand NZS 3101[98], trong đó mẫu số 1 kết hợp cốt đai và sợi thép hàm lượng 1%, mẫu số 2 giống mẫu số 1 nhưng giảm hàm lượng cốt thép đai xuống 50%, mẫu số 3 với khoảng cách thép đai lần lượt là 60 mm và 70 mm cho vùng tới hạn của dầm, mẫu số 4 được thiết kế kháng chấn đầy đủ theo tiêu chuẩn New Zealand NZS 3101[98]. Sợi thép sử dụng trong nghiên cứu này có chiều dài 35mm và đường kính 0.5 mm. Nghiên cứu cho thấy, sử dụng sợi thép trong nút làm tăng đáng kể khả năng kháng cắt, tính dẻo, khả năng chịu lực, tiêu tán năng lượng. Với hàm lượng cốt sợi 1%, khả năng kháng cắt của nút bằng với nút có cấu tạo kháng chấn truyền thống. Nghiên cứu cũng đề xuất công thức tính sức kháng cắt của sợi thép như sau:

$$V_f = (K_f l_f V_f) / d_f \quad (1.10)$$



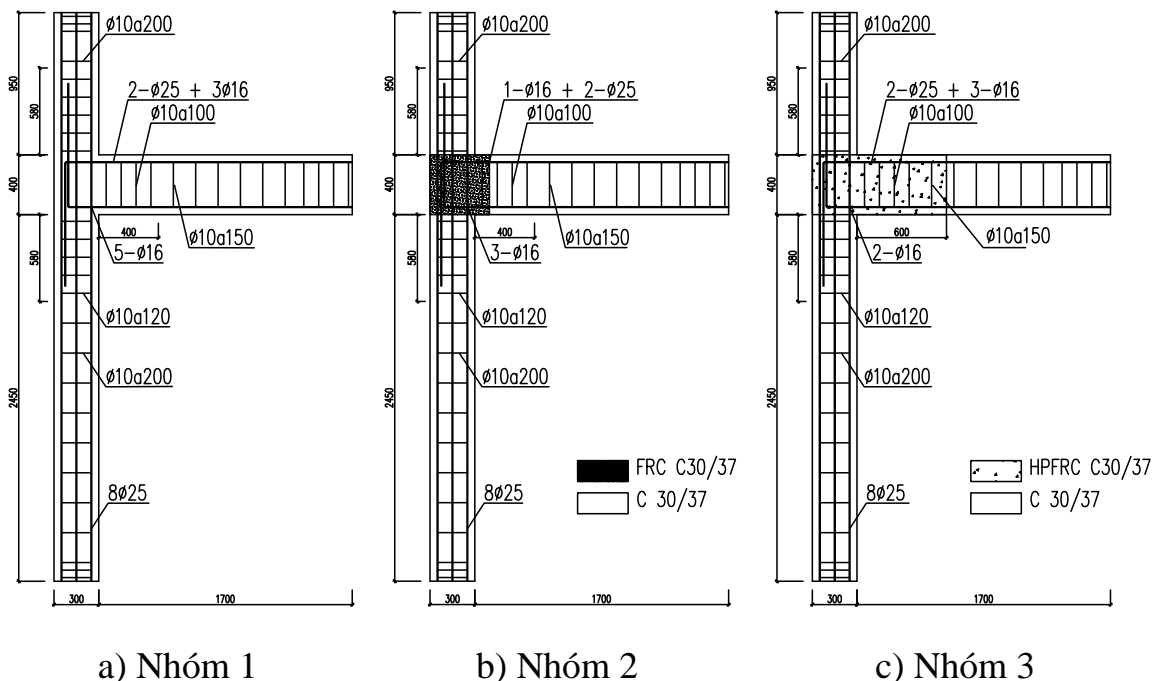
Hình 1.14 Cấu tạo mẫu thí nghiệm trong nghiên cứu của Liu (2006) [87]

Bayasi và cộng sự (2002) [33] đã tổng hợp các nghiên cứu về sự hiệu quả của việc sử dụng sợi thép trong việc tăng khả năng kháng cắt của nút khung và giảm hàm lượng cốt đai trong nút. Bảng 1.2 cho thấy khoảng cách cốt đai và cốt thép ngang của nút giảm từ 50% đến hơn 200% khi hàm lượng cốt sợi thép tăng từ 0 đến 2%, dẫn đến chỉ số cốt sợi $[V_f(l_f/d_f)]$ nằm trong khoảng từ 0.74 đến 2. Tóm tắt cũng cho thấy, hàm lượng sợi thép được đề xuất là không ít hơn 1% (theo thể tích) và ít nhất 1.5% sẽ để giảm sự cố bên trong vùng nút.

Bảng 1.2 Tóm tắt sử dụng sợi thép thay cho cốt đai trong nút khung [33]

STT	Hàm lượng cốt thép ngang (%)	Tỷ lệ giảm (%)	Phần trăm giảm (%)	V_f (%)	l_f (mm)	$[V_f(l_f/d_f)]$
1	3.1	3.1	100	1.7	38	1.28
2	0.2	0.12	60	2	25	2
3	0.36	0.2988	83	1	32	1
4	0.47	0.282	60	1	28	0.74
5	1.38	0.552	40	2	25	1.2
6	0.63	0.63	100	1.5	41	1.13
7	0.87	0.87	100	1.5	45	1.77
8	1.14	1.14	100	1.6	50	1.6
9	0.12	0.0876	73	1.6	50	1.6
10	0.55	0.275	50	2	50	1.2

Röhm và cộng sự (2012) [114] đã tiến hành thí nghiệm trên 3 nhóm nút khung biên như Hình 1.15. Nhóm 1 gồm 2 mẫu SP-5 và SP-6 được thiết kế theo tiêu chuẩn Ấn Độ [126] và Eurocode 8 (2005) [54] với cấp độ dẻo trung bình (DCM). Nhóm 2 được tăng cường sợi thép gồm các mẫu SP-6-2 và SP-6-3, hàm lượng cốt sợi thép được sử dụng là 1 và 1.5% và sử dụng bê tông có cường độ cao hơn nhằm mục đích nghiên cứu khả năng chịu lực nút và ảnh hưởng của sợi thép. Mẫu SP-6a và SP-6a-2 được cấu tạo để thay đổi cơ chế phá hoại hai mẫu trên khi giảm hàm lượng cốt thép dọc. Nhóm 3 là nhóm được tăng cường bằng vật liệu bê tông cốt sợi tính năng cao (HPFRC) với mục đích thay đổi vị trí của khớp dẻo từ cột sang dầm. Các thông số khảo sát bao gồm: cốt thép dọc dầm, cốt thép ngang nút, vị trí của khớp dẻo, khả năng chịu lực, ứng xử nút, độ dẻo và tiêu tán năng lượng.

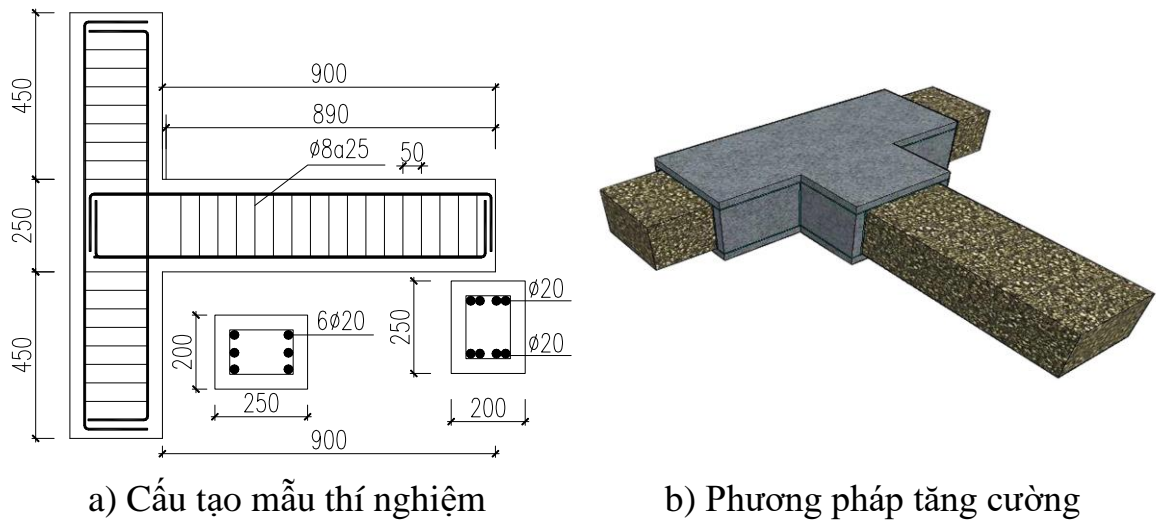


Hình 1.15 Nghiên cứu thực nghiệm của Röhm và cộng sự (2012) [114]

Kết quả nghiên cứu cho thấy khả năng chịu lực của nút được tăng cường bằng vật liệu bê tông cốt sợi thép (SFRC) tốt hơn về tính toàn vẹn của nút và tiêu tán năng lượng so với nút bê tông cốt thép thông thường. Trong trường hợp

mẫu thí nghiệm có sự dịch chuyển vị trí phá hoại sang dầm thì sự tiêu tán năng lượng có thể được tăng lên trong mỗi trường hợp. Ngoài ra, nghiên cứu này còn đề xuất chiều cao tối đa của dầm tương ứng được lấy bằng 2 lần chiều dài vùng tăng cường. Nghiên cứu này đã chứng minh được việc sử dụng bê tông cốt sợi thép (SFRC) thay cho cốt đai vùng nút. Đặc biệt là việc sử dụng bê tông cốt sợi tính năng cao (HPFRC) giúp dịch chuyển khớp dẻo sang dầm. Đây cũng là những ý tưởng ban đầu của luận án nhằm ứng dụng một loại vật liệu có những tính chất vượt trội hơn bê tông cốt sợi tính năng cao (HPFRC) chính là bê tông cốt sợi thép tính năng siêu cao (UHPFRC) giúp tăng cường cho nút khung.

Năm 2018, Khan và cộng sự [83] đã thực hiện trên 4 mẫu nút khung TC, TS1, TS2 và TE. Trong đó, TC là mẫu đối chứng, các mẫu còn lại được tăng cường bằng việc sử dụng vật liệu bê tông tính năng siêu cao (UHPC) dày 30 mm. Phương pháp tăng cường này được thực hiện theo hai cách là kỹ thuật phun cát trực tiếp và dán bao bọc bằng keo epoxy xung quang vùng nút khung như Hình 1.16b. Kết quả nghiên cứu này cho thấy, việc tăng cường này đã làm chậm quá trình phát triển vết nứt và chuyển cơ chế phát triển các vết nứt chéo trong vùng nút sang vết nứt uốn dọc của dầm. Khả năng chịu lực của mẫu được tăng cường lớn hơn mẫu đối chứng TC lần lượt là 2.3, 2.2 và 2.44 lần. Độ cứng ban đầu cũng tăng lần lượt là 2.73, 2.86, và 2.2 lần. Hơn nữa, khả năng tiêu tán năng lượng cao hơn khoảng 3.1 và 2.6 so với mẫu đối chứng. Nghiên cứu cũng chỉ ra rằng, giữa hai phương pháp tăng cường được đề xuất, phương pháp sử dụng kỹ thuật phun cát trực tiếp được khuyến nghị có hiệu quả để phục hồi kết cấu khung, không chỉ cung cấp sự gia tăng đáng kể về cường độ mà còn tăng chuyển vị, độ dẻo và khả năng tiêu tán năng lượng đáng kể. Tuy nhiên, đối với phương pháp thứ hai, các nghiên cứu tiếp theo là cần thiết để giải quyết các vấn đề tách rời các tấm UHPFRC đúc sẵn gắn vào nút bằng keo epoxy, dẫn đến suy giảm cường độ và giảm độ dẻo đột ngột.



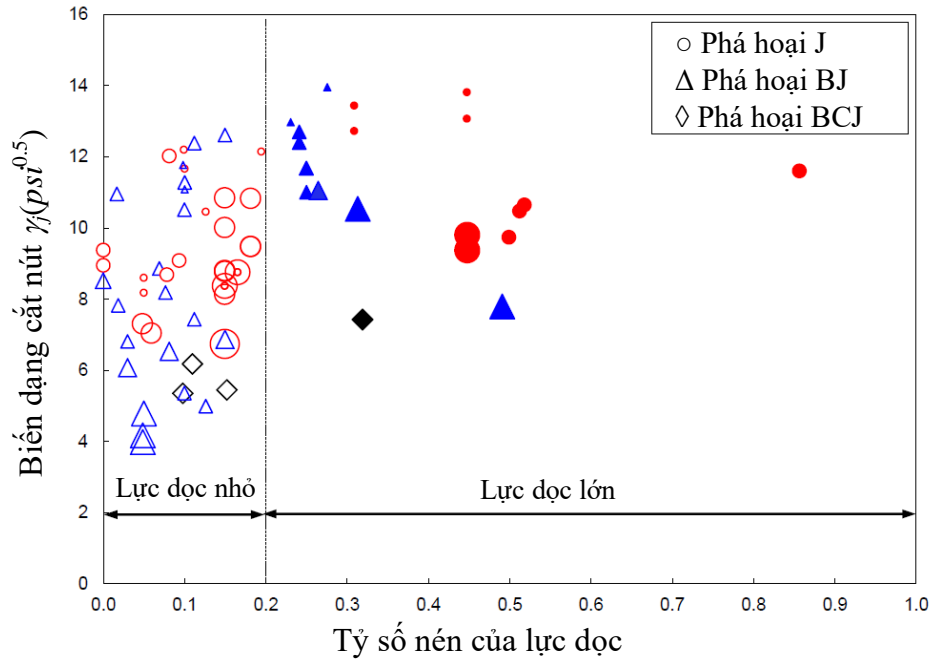
Hình 1.16 Nghiên cứu thí nghiệm của Khan và cộng sự (2018) [83]

1.4. Các tham số ảnh hưởng đến ứng xử nút khung

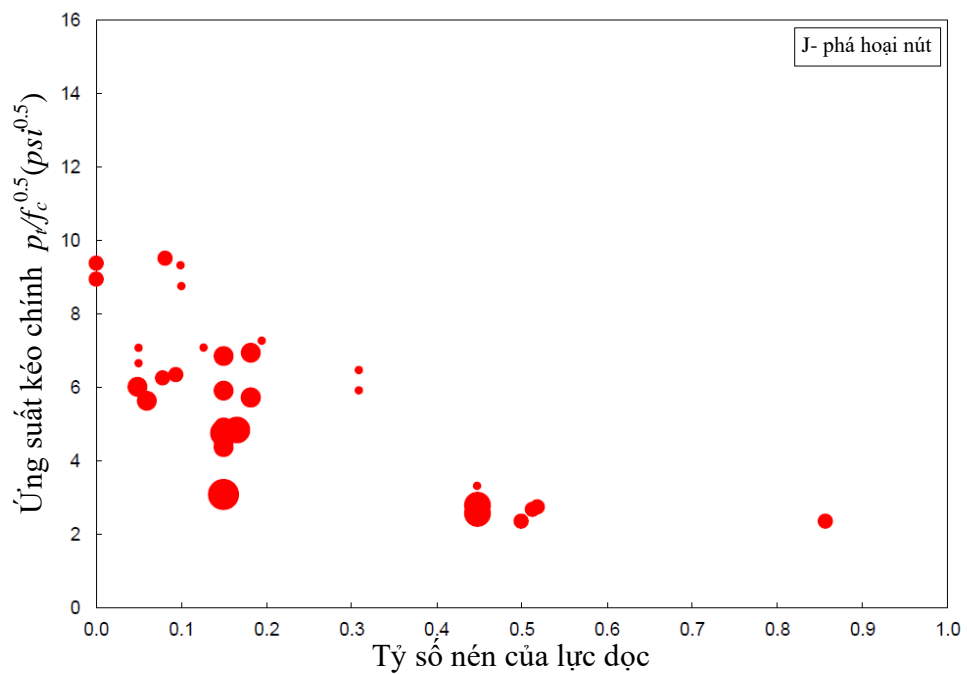
1.4.1. Lực dọc tác dụng trong cột

Ảnh hưởng của lực dọc đối với ứng xử của nút khung chưa được kết luận một cách rõ ràng do nhiều nguyên nhân khác nhau. Một số nghiên cứu đã chỉ ra rằng, khả năng kháng cắt của nút khung tăng lên khi lực dọc tăng [46], [104]. Tuy nhiên cũng có một số nghiên cứu không xét đến thành phần này [101]. Hassan (2011) [69] tập hợp dữ liệu của 100 mẫu thí nghiệm nút khung và phân loại dưới ba dạng phá hoại cơ bản là *J*, *BJ* và *BCJ* (Hình 1.17a). Dạng *J* được hiểu là vùng nút phá hoại trước khi ứng suất trong cốt thép dầm hoặc cột đạt đến giới hạn chảy. Ngược lại, dạng *BJ* xảy ra khi ứng suất trong cốt thép dầm đạt đến giới hạn chảy trước khi vùng nút bị phá hoại. Ở dạng phá hoại này, thành phần lực dọc sẽ được tăng cường và độ liên kết của cốt thép dọc trong nút tăng lên [104]. Dạng *BCJ* là khi đồng thời ứng suất trong cốt thép dầm đạt đến giới hạn chảy và phá hoại vùng nút. Nghiên cứu này cũng chỉ ra rằng, khả năng chịu lực của nút tăng lên rõ rệt khi cột chịu lực dọc tác động lớn hơn $0.2f_c'A_g$ (A_g là tiết diện cột). Ngoài ra, nghiên cứu này cũng cho thấy mối quan hệ giữa tỷ số nén lực dọc và ứng suất kéo chính (p_t) đối với dạng phá hoại *J*

giảm khi lực dọc tăng, vì vậy có thể thấy ảnh hưởng tích cực của lực dọc đến cường độ của nút [69].



a) Ảnh hưởng của tỷ số nén lực dọc đến biến dạng cắt của nút

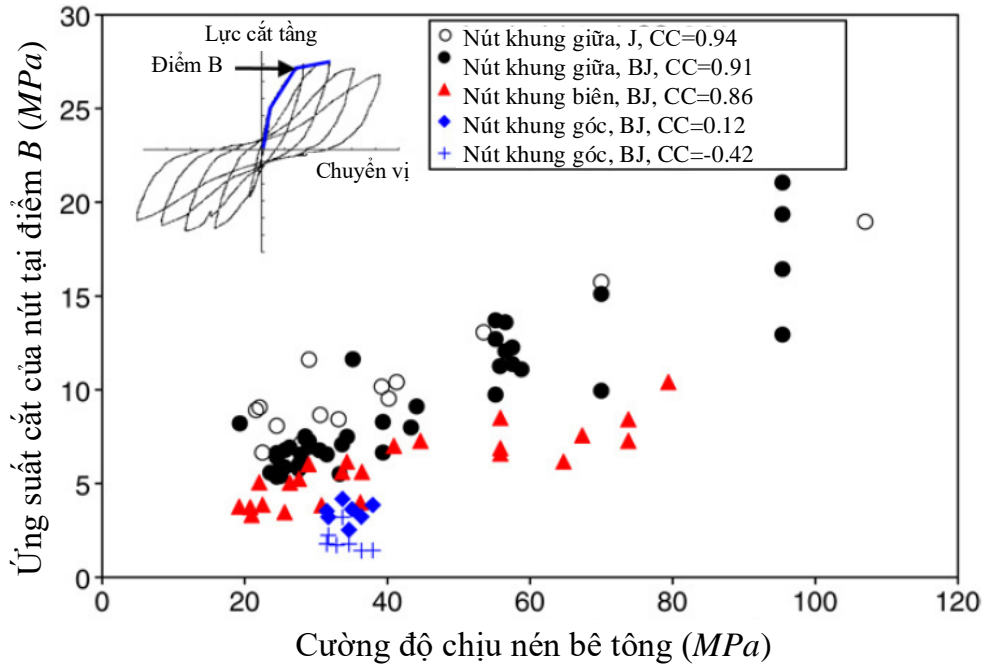


b) Ảnh hưởng của tỷ số nén lực dọc đến ứng suất kéo chính.

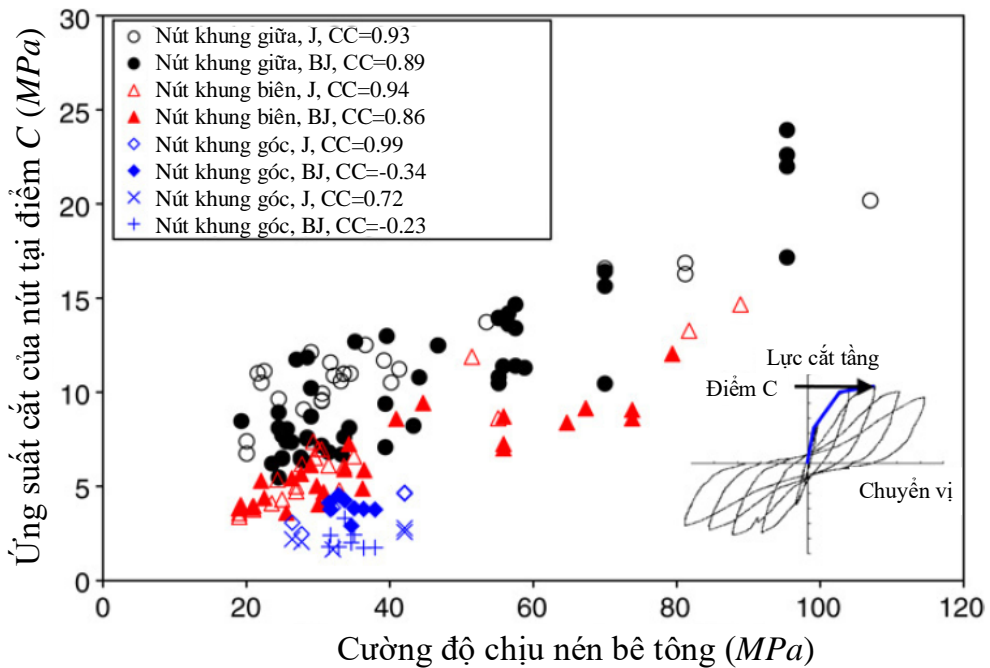
Hình 1.17 Nghiên cứu ảnh hưởng lực dọc của Hassan (2011) [69]

1.4.2. Cường độ chịu nén của bê tông

Kim và cộng sự (2007) [84] đã nghiên cứu ảnh hưởng của cường độ chịu nén bê tông (19 đến 89 MPa) đến ứng xử của nút khung như Hình 1.18.



a) Điểm B, chảy dẻo cốt thép dầm



b) Điểm C, bê tông bị vỡ

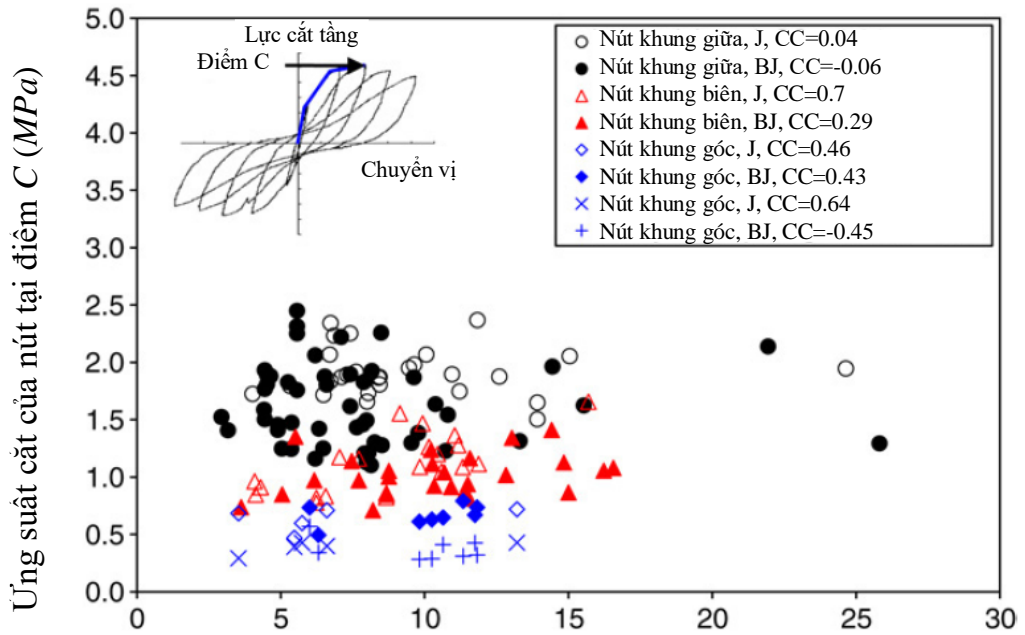
Hình 1.18 Ảnh hưởng cường độ bê tông đến ứng suất cắt trong nút [84]

Nghiên cứu này đã chỉ ra ba điểm chính A , B và C liên quan tương ứng đến ứng xử chung của nút. Điểm A tương ứng với sự xuất hiện vết nứt chéo đầu tiên trong vùng nút, trong khi điểm B và C tương ứng với giai đoạn chảy dẻo của các thanh cốt thép dọc và hiện tượng vỡ lớp bê tông. Hình 1.18 cho thấy, cường độ chịu nén bê tông ảnh hưởng nhiều đến ứng suất cắt tại cả điểm B và điểm C . Ngoài ra, việc tăng cường độ bê tông giúp cải thiện khả năng kháng cắt của nút bằng cách cải thiện khả năng chịu lực của cột và dầm, cũng như cường độ liên kết của các thanh cốt thép trong nút [84].

1.4.3. Hiệu ứng bó của cốt thép vùng nút

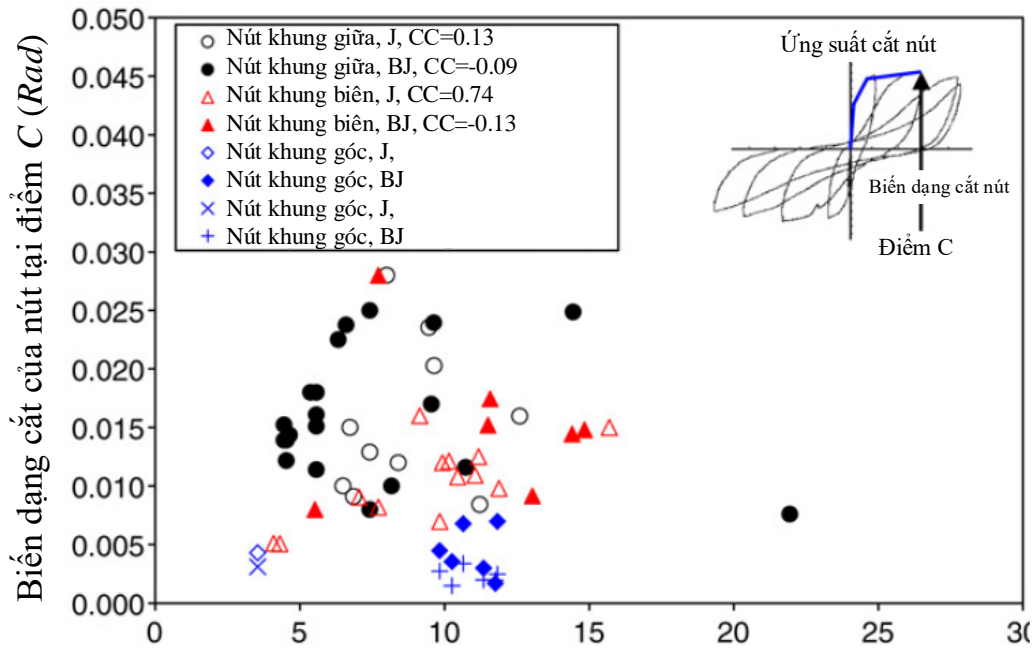
Các tiêu chuẩn như ACI 318-14 (2014) [19], NZS 3101 (1995) [98] và Eurocode 8 (2005) [54] đều có xét đến sự ảnh hưởng của cốt thép đai giúp tăng khả năng kháng cắt và truyền ứng suất cắt gây ra hiệu ứng bó của bê tông trong vùng nút. Hầu hết các mô hình thiết kế hiện nay xem xét ảnh hưởng độc lập của cốt thép đai với các thành phần khác trong vùng nút [120], [134], [32], [70]. Một số nghiên cứu đã được thực hiện để đánh giá ảnh hưởng của các dạng cấu tạo cốt đai khác nhau đến khả năng kháng cắt của nút. Tuy nhiên, vẫn chưa đưa ra được kết luận chung một cách cụ thể.

Ảnh hưởng của cốt thép đai trong nút có thể được định nghĩa là hệ số bó $\rho_{sv}f_{yh}/f_c'$. Trong đó ρ_{sv} là hàm lượng cốt đai trong nút; f_{yh} là ứng suất chảy cốt thép đai và f_c' là cường độ chịu nén bê tông. Hình 1.19 cho thấy đối với trường hợp nút khung biên bị phá hoại loại J (vùng nút bị phá hoại trước ứng suất trong cốt thép đạt đến giới hạn chảy), các hệ số tương quan ảnh hưởng cốt thép ngang tới ứng suất và biến dạng cắt của nút tại điểm C lần lượt là 0.70 và 0.74. Kết quả này chỉ ra rằng hàm lượng cốt thép đai trong nút có liên quan đến khả năng kháng cắt của nút biên loại J , trong đó ứng suất cốt thép dọc trong dầm và nút vẫn nằm trong giai đoạn đàn hồi [84]. Đối với tất cả các trường hợp khác, hệ số cốt thép ngang và ứng suất cắt của nút chưa tương đồng.



Chỉ số cốt thép ngang trong nút

a) Ứng suất cắt của nút



Chỉ số cốt thép ngang trong nút

b) Biến dạng cắt của nút

Hình 1.19 Ảnh hưởng của chỉ số cốt thép ngang đối với ứng suất và biến dạng trong vùng nút [84]

1.5. Bê tông cốt sợi thép tính năng siêu cao (UHPSFRC)

1.5.1. Giới thiệu

Bê tông tính năng siêu cao (UHPC) là một trong những loại vật liệu mới trong công nghệ vật liệu bê tông ở đầu thế kỷ 21 [95]. Vào những năm 1970, bê tông thông thường có cường độ chịu nén trong khoảng 60 – 80 *MPa* [39]. Sau đó, xuất hiện thêm các nghiên cứu về việc tăng cường độ bê tông dựa trên các nguyên tắc hạ thấp tỷ lệ nước/xi măng từ 0.6 xuống 0.4, giảm độ rỗng và sự phát triển của chất siêu dẻo đã giúp cường độ chịu nén tăng từ khoảng 60 *MPa* lên tới 290 *MPa* [142], [116], [31].

Bê tông cốt sợi thép tính năng siêu cao (UHPSFRC) là sự kết hợp giữa bê tông tính năng siêu cao và thành phần sợi thép được phát triển trong thời gian gần đây. Khái niệm này dựa trên việc cải thiện tính đồng nhất, mật độ hỗn hợp, cấu trúc vi mô và độ dẻo. Nguyên tắc chế tạo vật liệu này được tóm tắt như sau:

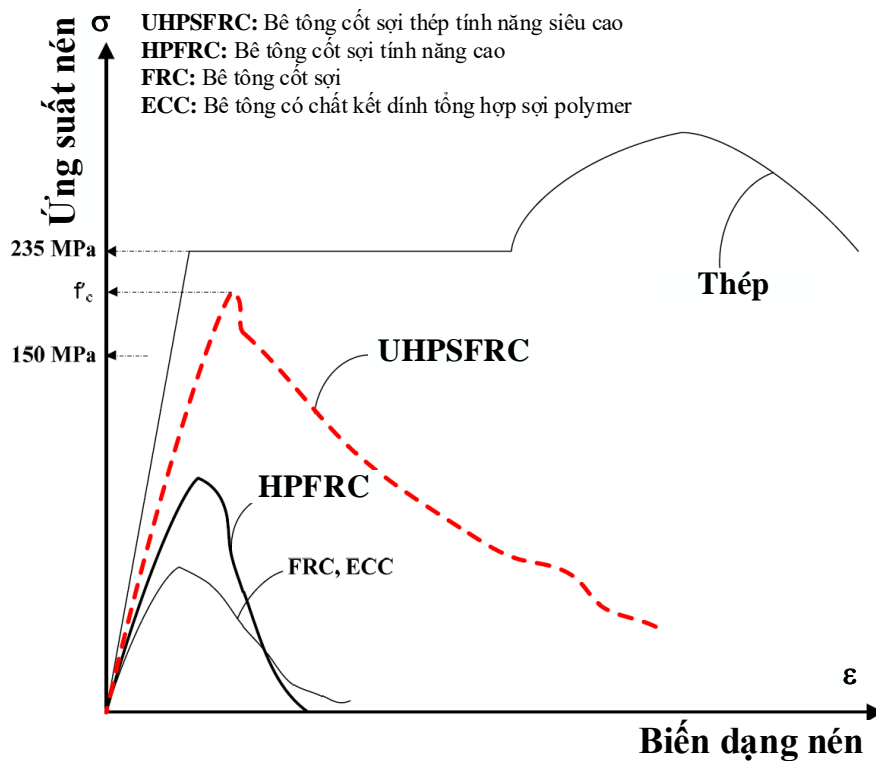
- Loại bỏ các cốt liệu thô với kích thước nhỏ hơn 2.5 *mm* nhằm tăng cường tính đồng nhất và giảm các tác động cơ học theo JSCE (2008) [80].
- Tỷ lệ nước/xi măng thấp (0.2 đến 0.25) giúp duy trì khoảng cách các hạt xi măng nhỏ dẫn đến cấu trúc dày đặc và thu nhỏ mao mạch.
- Tối ưu hóa mật độ cốt kết, tức là sử dụng hạt mịn silica fume (SF) phân phối sao cho lấp đầy các lỗ rỗng. Cấu trúc dày đặc giúp cho tăng cường độ và giảm độ xốp của hỗn hợp bê tông.
- Thêm các phụ gia để đạt được khả năng làm việc của hỗn hợp.
- Cường độ vật liệu có thể tăng cường hơn nữa trong quá trình sản xuất bằng cách tăng áp lực, đóng rắn nhiệt hoặc cả hai.
- Thêm sợi nhằm tăng cường độ dẻo và ứng xử sau cực đại.

Các tính chất của UHPSFRC đã được chứng minh mang lại hiệu quả cao hơn đáng kể so với các loại bê tông thông thường như: cường độ chịu nén lớn, cường độ chịu kéo được tăng cường, mô đun đàn hồi và giới hạn đàn hồi cao,

độ dẻo được cải thiện, tăng cường ứng xử sau đàn hồi, tăng độ bền, không thấm nước, chống ăn mòn, chống mài mòn và chống môi trường xâm thực [23], [136], [137]. Các tính chất đa dạng của vật liệu này có thể được thiết kế riêng bằng cách sửa đổi một số tham số như: loại sợi, khối lượng của sợi, hướng đổ và thành phần cấp phối. Do đó, các giá trị ở cường độ chịu kéo thay đổi từ 8 – 15.9 MPa và cường độ chịu nén khoảng từ 150 – 200 MPa. Một yếu tố đáng chú ý khác của UHPSFRC liên quan đến khả năng làm việc hiệu quả trong môi trường khắc nghiệt như độ ẩm, tải trọng nhiệt đó là vì ít độ rỗng trong thành phần hỗn hợp và ít xuất hiện các vết nứt nhỏ [131]. Mặc dù có đặc tính vượt trội nhưng việc ứng dụng UHPSFRC vào kết cấu vẫn chưa phổ biến vì chi phí vật liệu tương đối cao và thiếu các tiêu chuẩn thiết kế hiện hành.

1.5.2. Tính chất cơ học của bê tông cốt sợi thép tính năng siêu cao

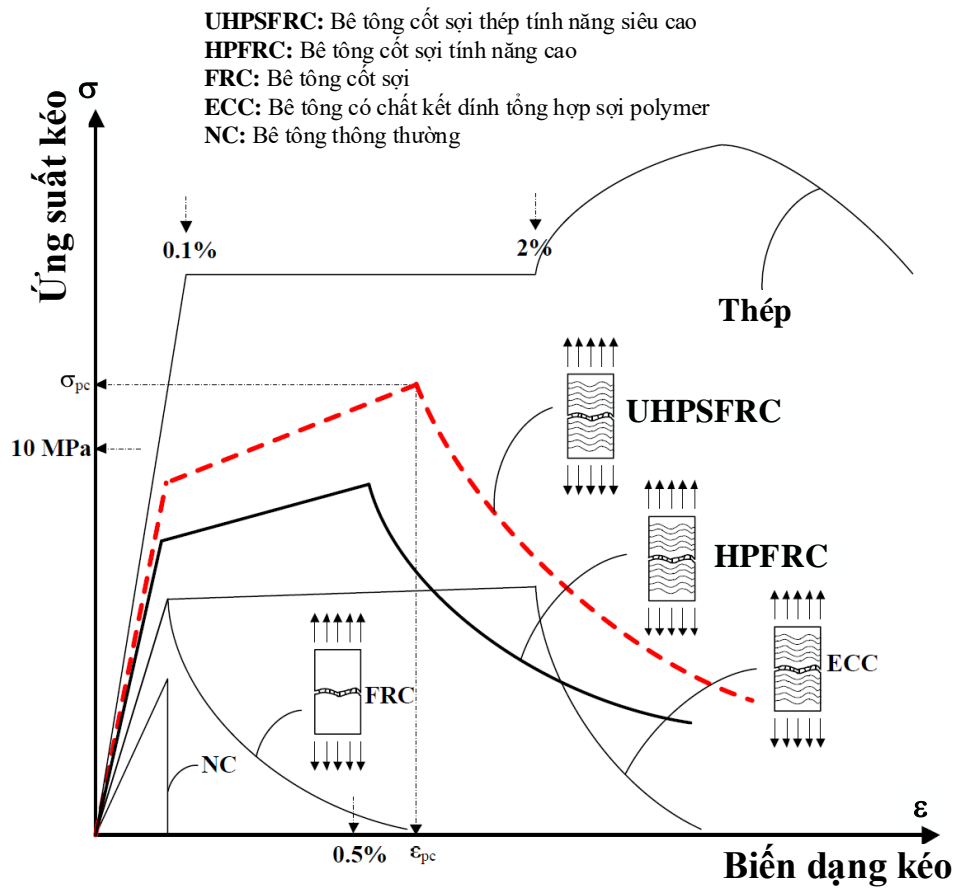
1.5.2.1. Ứng xử nén



Hình 1.20 Ứng xử nén của UHPSFRC [128]

Đường cong ứng suất nén điển hình của UHPSFRC được thể hiện trong Hình 1.20 cho thấy cường độ chịu nén của UHPSFRC tương đối gần với thép. Ứng xử nén của UHPSFRC được đặc trưng bởi cường độ lớn hơn 150 MPa , mô đun đàn hồi ($45 - 55\text{ GPa}$), biến dạng $4 - 5\%$ và độ dẻo sau cực đại. Nhìn chung, ảnh hưởng của sợi thép đến cường độ chịu nén và mô đun đàn hồi là ít [94], [92]. Mặt khác, ứng xử sau cực đại bị ảnh hưởng chủ yếu bởi loại sợi, hàm lượng sợi, hướng sợi và liên kết của sợi trong hỗn hợp [136].

1.5.2.2. Ứng xử kéo



Hình 1.21 Ứng xử kéo của UHPSFRC [128]

Vật liệu bê tông thông thường có khả năng chịu kéo tương đối kém, còn cường độ chịu kéo của UHPSFRC cao hơn rất nhiều ($8 - 15\text{ MPa}$) [44], [37]. Để cải thiện các đặc tính kéo của UHPSFRC như cường độ, độ dẻo và khả năng

hấp thụ năng lượng, ... nhiều phương pháp đã được đề xuất: sử dụng sợi thép biến dạng lớn [136], pha trộn nhiều loại sợi [107] và tăng hàm lượng sợi [136]. Đặc biệt, để thu được cường độ chịu kéo cao (lớn hơn 10 MPa), độ dẻo cao (biến dạng lớn hơn 0.5%) và khả năng hấp thụ năng lượng cao (năng lượng phá hủy lớn hơn 30 kJ/m²), hàm lượng sợi nhỏ (nhỏ hơn 2.5% theo thể tích) thì phải pha trộn hai loại sợi có tính biến dạng cao [136], [107]. Đây là những ưu điểm của loại vật liệu này cần được phát triển và nghiên cứu chuyên sâu hơn nữa trong việc ứng dụng vào kết cấu của công trình thực tế.

1.5.2.3. Năng lượng phá hủy

Năng lượng phá hủy là đặc tính có ảnh hưởng đáng kể đến ứng xử kết cấu và được kí hiệu là G_f . Đây là lượng năng lượng cần thiết để tạo ra một vết nứt liên tục trên diện tích bề mặt vết nứt. Thông số này thể hiện ứng xử nứt và sau nứt của bê tông và có ý nghĩa đối với bất kỳ phân tích PTHH nào [91]. Đối với bê tông thường và bê tông cốt sợi (FRC), năng lượng phá hủy có thể được xác định là phần diện tích ở phía dưới giai đoạn hóa mềm hoặc mở rộng vết nứt của thí nghiệm cường độ chịu kéo trực tiếp [35], [75], [90]. Tuy nhiên, năng lượng phá hủy của UHPSFRC bao gồm hai miền cứng cốt và hóa mềm [141]. Năng lượng phá hủy của UHPSFRC phụ thuộc rất nhiều vào loại sợi, hình dạng và hàm lượng cũng như các tính chất hỗn hợp. Tăng hàm lượng sợi dẫn đến năng lượng phá hủy cao hơn. Giá trị năng lượng phá hủy được báo cáo của UHPSFRC nằm trong khoảng từ 14.000 đến 40.000 N/m [136], [141], [128] so với 100 đến 160 N/m cho bê tông thông thường (NC) và bê tông cường độ cao (HSC) [90]. Như vậy có thể thấy, năng lượng phá hủy của UHPSFRC cao đã giúp vật liệu này thành một trong những vật liệu được áp dụng hiệu quả cho các kết cấu chịu tải trọng động.

1.5.3. Tiêu chuẩn và ứng dụng của UHPC

Bê tông tính năng siêu cao UHPC và bê tông thường có nhiều tính chất khác nhau. UHPSFRC vẫn còn là một loại vật liệu mới, do đó chưa có các quy định hay tiêu chuẩn trong việc áp dụng loại vật liệu này vào các công trình thực tế. Hiện nay, chỉ có Hiệp hội Xây dựng Pháp (AFGC) và Nhật Bản (JSCE) từng công bố một bộ các khuyến nghị cho vật liệu UHPC [23], [79]. Ở Việt Nam, các nghiên cứu về UHPC được coi là một hướng nghiên cứu mới và chưa có nhiều báo cáo được công bố. Một số nghiên cứu được kể đến như: Nguyễn Văn Tuấn (2006) [12], Trinh và cộng sự (2009) [129], Phạm Duy Hữu (2011) [3], Lê Trung Thành (2013) [10], Nguyễn Văn Tuấn (2014) [11], Văn Việt Thiên Ân (2015) [1], ... Trong những năm gần đây, nghiên cứu bê tông tính năng siêu cao càng được chú trọng có thể kể đến như: Trần Bá Việt (2015) [14] đã nghiên cứu và chế tạo thành công UHPC ở điều kiện dưỡng hộ tiêu chuẩn đạt cường độ chịu nén 150 MPa sử dụng phụ gia khoáng (PGK) tro trấu ở Việt Nam.

UHPC đã được ứng dụng trong rất nhiều công trình trên thế giới điển hình như đường băng tại sân bay Haneda (Tokyo, Nhật Bản); cầu Gärtnerplatz ở Kassel Đức; công thu phí được xây dựng cho cầu cạn Millau tại Pháp và một số công trình phục vụ mục đích quân sự [115]. UHPC còn được ứng dụng vào dầm nhò cường độ chịu uốn được cải thiện đáng kể, cốt thép trong dầm thường được thay thế bởi thành phần sợi thép có trong thành phần hỗn hợp [22]. Ở Việt Nam, các dự án nghiên cứu ứng dụng UHPC vào kết cấu công trình có thể được kể đến như: hệ thống lắp ghép xử lý nước thải tại nhà máy lọc dầu Nghi Sơn; chế tạo cọc cừ bê tông thay thế cọc cừ larsen thép tại dự án Rừng Dương, Vũng Tàu; cầu đi bộ đầu tiên tại thành phố Vị Thanh, Hậu Giang; đài tưởng niệm liệt sỹ trung đoàn 207 tại ấp Đá Biên, Long An. Trong tương lai, việc ứng dụng bê tông UHPSFRC vào các kết cấu cầu, tấm sàn, khung chịu lực trong các tòa nhà

cao tầng, các công trình biển đảo... ở Việt Nam là hoàn toàn khả thi với ưu điểm vượt trội về cường độ, độ bền và tuổi thọ công trình.

1.6. Các nội dung cần nghiên cứu của luận án

1.6.1. Nhận xét về nghiên cứu thực nghiệm nút khung biên

Ứng xử của các nút khung biên đã được quan tâm nghiên cứu một cách phổ biến trong 60 năm qua. Các thông số ảnh hưởng chính đến khả năng kháng cắt của nút khung: cường độ chịu nén bê tông (f'_c), cấu tạo neo trong khu vực nút, lực dọc cột, tỷ lệ kích thước hình học (h_b / h_c) và hàm lượng cốt thép (ρ_b, ρ_c). Tuy nhiên, trong các nghiên cứu đã không khảo sát đầy đủ về sự ảnh hưởng của tất cả các tham số trên. Điều này có thể là do điều kiện áp dụng các tiêu chuẩn thiết kế tính toán kết cấu giữa các quốc gia và thực hiện các chương trình thí nghiệm với quy mô lớn gặp phải nhiều khó khăn. Hơn nữa, ảnh hưởng của tham số như lực dọc trong cột không phải dễ dàng thực hiện được và chỉ có một vài nghiên cứu đã đo được biến dạng cắt nút như [46], [103], [74]. Các nghiên cứu gần đây cho thấy, trạng thái giới hạn tương ứng với sự hình thành vết nứt chéo đầu tiên trong nút ảnh hưởng đáng kể đến biến dạng cắt của vùng nút [74], [63]. Đa số các thí nghiệm đều thực hiện dưới dạng khung phẳng chịu tác dụng của tải trọng lặp, việc thí nghiệm nút khung không gian, gia tải theo hai phương sẽ gặp phải khó khăn nhất định và không có đầy đủ trang thiết bị để thực hiện.

1.6.2. Những vấn đề còn tồn tại trong việc nghiên cứu nút khung biên được tăng cường

Qua phân tích tổng quan về nút khung biên được tăng cường cho thấy, những nghiên cứu gần đây đã tập trung vào việc sử dụng vật liệu bê tông cốt sợi (FRC) để tăng cường cho nút khung theo nhiều cách khác nhau. Tuy nhiên, các nghiên cứu này còn có một số điểm hạn chế sử dụng các mô hình thu nhỏ

hoặc có ứng dụng bê tông cốt sợi thép tính năng siêu cao (UHPSFRC) nhưng chỉ dừng ở mức dán bao bọc bằng keo epoxy xung quanh vùng nứt khung. Vì vậy, nghiên cứu này tiến hành xác định một số vấn đề mà chưa được nghiên cứu một cách chuyên sâu với những mục tiêu như sau:

➤ Nghiên cứu ứng xử của nứt khung biên sử dụng bê tông tính năng siêu cao (UHPSFRC) bằng phương pháp thực nghiệm với mục đích:

- Xác định mối quan hệ lực – chuyển vị, hình dạng vết nứt, dạng phá hoại, hệ số độ dẻo chuyển vị, biến dạng nứt, ứng suất kéo chính (p_t) trong vùng nứt, tiêu tán năng lượng, độ cứng cắt tuyến, ...

- Khảo sát ảnh hưởng của khoảng cách tăng cường UHPSFRC đến ứng xử nứt khung.

➤ Nghiên cứu ứng xử của nứt khung bằng phân tích PTHH bằng phần mềm mô phỏng số với mục đích:

- Đánh giá độ tin cậy của phương pháp PTHH bằng cách so sánh với kết quả thí nghiệm.

- Khảo sát ảnh hưởng của các tham số như: khoảng cách tăng cường UHPSFRC, lực dọc cột và hàm lượng cốt sợi thép đến ứng xử nứt khung.

Chương 2. NGHIÊN CỨU THỰC NGHIỆM ỨNG XỬ CỦA NÚT KHUNG BIÊN BÊ TÔNG CỐT SỢI THÉP TÍNH NĂNG SIÊU CAO

2.1. Mục tiêu và giới thiệu quy trình nghiên cứu thực nghiệm

2.1.1. Mục tiêu nghiên cứu

Nghiên cứu tổng quan ở Chương 1 cho thấy vật liệu bê tông tính năng siêu cao (UHPSFRC) có những đặc tính cơ học vượt trội. Việc ứng dụng loại vật liệu này để tăng cường trong nút khung vẫn chưa được nghiên cứu một cách đầy đủ. Vì vậy, mục tiêu của nghiên cứu thí nghiệm:

- Đánh giá, phân tích, tìm ra các cơ chế phá hoại và cung cấp thêm cơ sở dữ liệu của phương pháp tăng cường nút khung biên sử dụng bê tông cốt sợi thép tính năng siêu cao (UHPSFRC).

- Kiến nghị về khoảng cách tăng cường UHPSFRC trong nút khung.

2.1.2. Xây dựng quy trình thí nghiệm

Quá trình thực hiện thí nghiệm bao gồm các nội dung chính như sau:

➤ Thiết kế thí nghiệm

- Xác định sơ đồ tính và thiết lập mô hình thí nghiệm.

- Thiết kế mẫu nút khung thí nghiệm.

- Mô phỏng sơ bộ để dự báo trước ứng xử của nút khung biên trước khi tiến hành thí nghiệm.

- Thiết kế các chi tiết thép hỗ trợ cho công tác gia tải đứng và gia tải ngang.

- Lên phương án bố trí các đầu đo chuyển vị (LVDT) và chuẩn bị các phiến đo điện trở (strain gage).

➤ Tiến hành thí nghiệm

- Thí nghiệm vật liệu: xác định cường độ chịu nén của bê tông thông thường và bê tông UHPSFRC, cường độ chịu kéo trực tiếp của bê tông UHPSFRC, cường độ chịu kéo của thép.

- Thí nghiệm mẫu nút khung biên chịu tải trọng lặp.

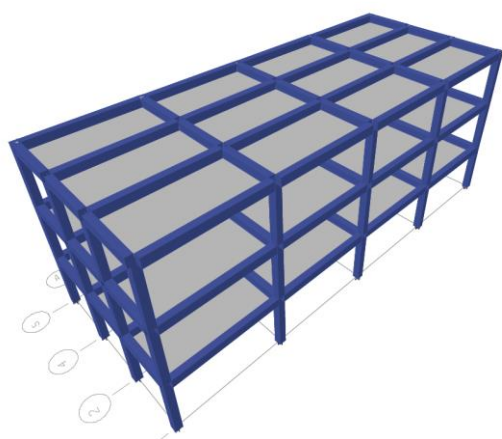
➤ Đánh giá và xử lý kết quả thí nghiệm

- Dự báo giá trị và xác định bằng thực nghiệm giá trị tải trọng tương ứng với thời điểm bê tông bắt đầu nứt (P_{cr}) và khả năng chịu lực lớn nhất (P_u).
- Xây dựng đường cong lực – chuyển vị, hình dạng vết nứt, cơ chế phá hoại chính của nút khung biên.

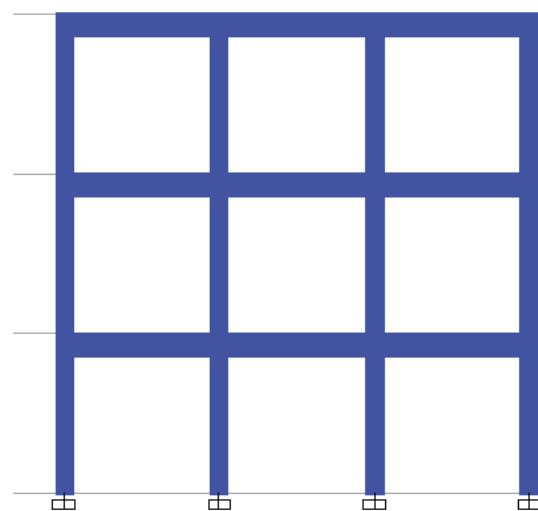
2.2. Cơ sở thiết kế và cấu tạo chi tiết mẫu thí nghiệm

2.2.1. Cơ sở thiết kế mẫu thí nghiệm

Trong nghiên cứu này, mẫu thí nghiệm được thiết kế và cấu tạo dựa trên tiêu chuẩn Eurocode 8 [53] với tỷ lệ 1:1. Mẫu thí nghiệm là một bộ phận của kết cấu của công trình ba tầng cao 9.9 m với mặt bằng hình chữ nhật có kích thước khung ngang theo phương X và Y với tổng chiều dài lần lượt là 30 m và 24 m (Hình 2.1 và Phụ lục 3). Tất cả các cột có tiết diện vuông 350×350 mm. Dầm giữa và biên đều có kích thước $b \times h = 350 \times 450$ mm. Chiều dày của sàn và mái $h_f = 150$ mm, tường có chiều dày $b_t = 300$ mm. Tải trọng tác dụng lên công trình được thể hiện chi tiết trong mục 1.3 của Phụ lục 3.



a) Mặt bằng tổng thể công trình



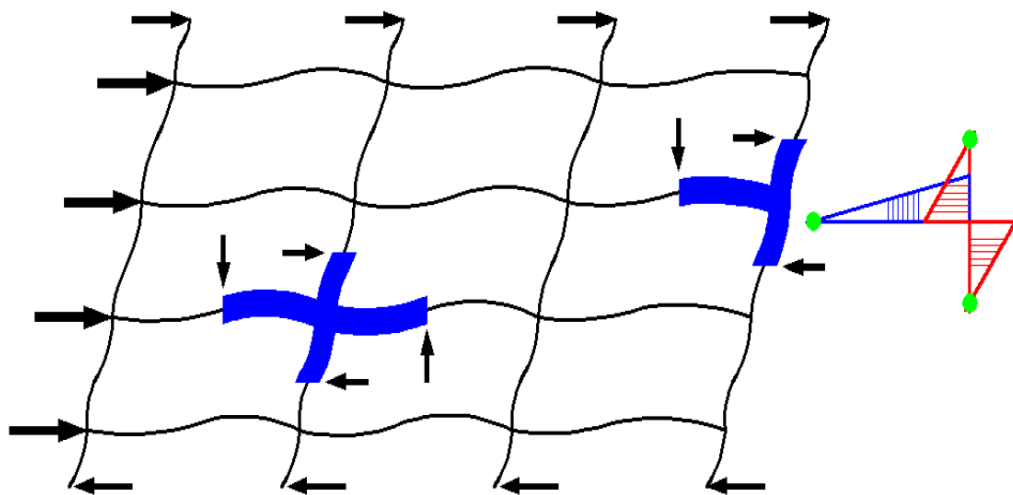
b) Sơ đồ khung

Hình 2.1 Sơ đồ công trình được thiết kế

Công trình thuộc nhóm công trình đặc biệt được thiết kế theo cấp độ dẻo cao (DCH) sử dụng phổ phản ứng đàn hồi loại 1. Hệ kết cấu trong nghiên cứu này được giả định nằm trên nền thuộc lớp đất nền loại C với hệ số tầm quan trọng $\gamma_I = 1.25$. Các giá trị của các tham số ứng với nền đất loại C: $T_B = 0.2 s$, $T_C = 0.6 s$, $T_D = 2 s$, $S = 1.15$ và gia tốc nền cực đại được giả thiết $a_g = 0.24g$. Các thông số về mô hình cũng như các yêu cầu nút khung với cấp độ dẻo cao DCH được thể hiện chi tiết trong Phụ lục 3.

2.2.2. Cấu tạo chi tiết mẫu thí nghiệm

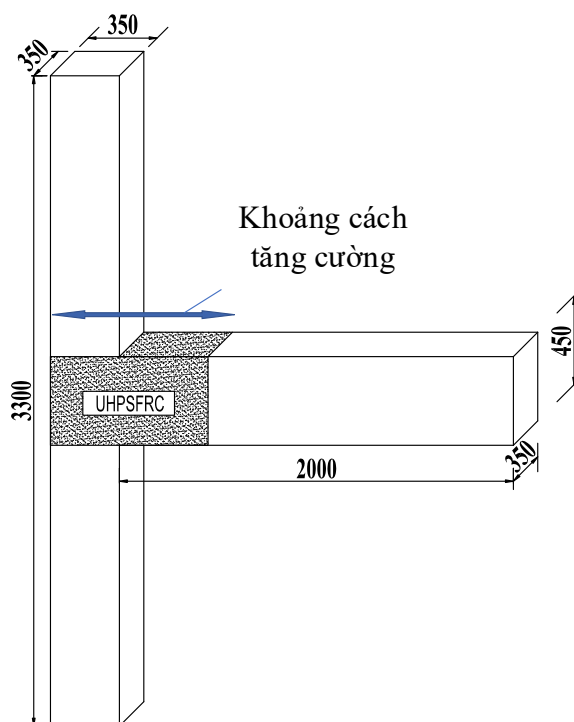
Khi khung chịu tải trọng ngang, lực quán tính được chuyển từ tầng này sang tầng khác thông qua các cột. Trong hầu hết các trường hợp, các cột phải chịu lực đối diện xấp xỉ bằng lực cân bằng của momen đầu cột. Kết quả là xuất hiện các điểm uốn với mô men bằng 0 như Hình 2.2. Do đó, sơ đồ tính của các mẫu thí nghiệm được lấy tại vị trí nửa chiều cao của cột và nửa nhịp dầm.



Hình 2.2 Khung chịu tải trọng ngang

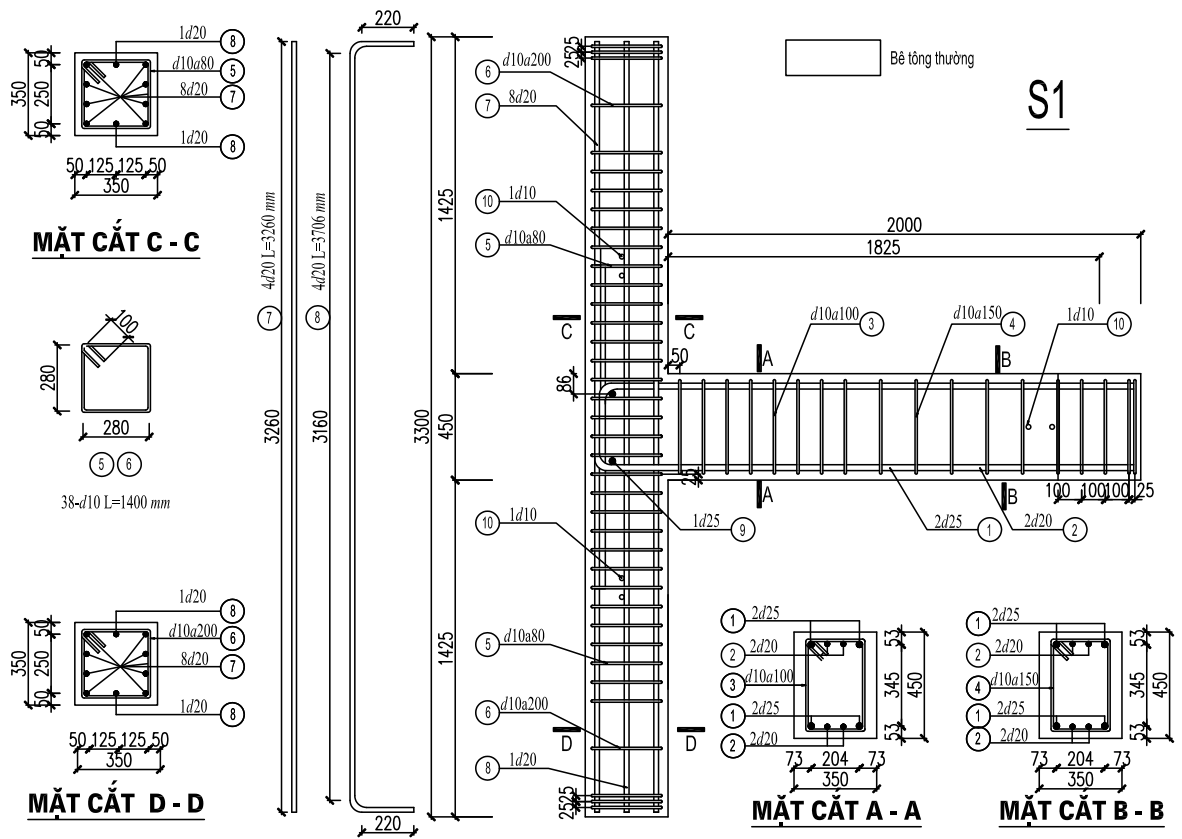
Có ba mẫu nút khung biên được thiết kế, chế tạo và thí nghiệm cho tới khi bị phá hoại. Trong đó, 01 mẫu là mẫu đối chứng, 02 mẫu còn lại dựa trên thiết kế của mẫu đối chứng nhưng được tăng cường bằng bê tông UHPSFRC và loại bỏ hoàn toàn cốt đai trong khu vực được tăng cường như Hình 2.3. Các mẫu

nút khung này được kí hiệu lần lượt là S1, S2 và S3 và có kích thước tổng thể như sau: dầm có chiều dài 2000 mm với tiết diện 350×450 mm, cột có chiều cao 3300 mm với tiết diện 350×350 mm. Tất cả các mẫu đều có cùng kính thước hình học, sự khác nhau giữa các mẫu thí nghiệm là khoảng cách đoạn tăng cường bằng UHPSFRC như Hình 2.3.

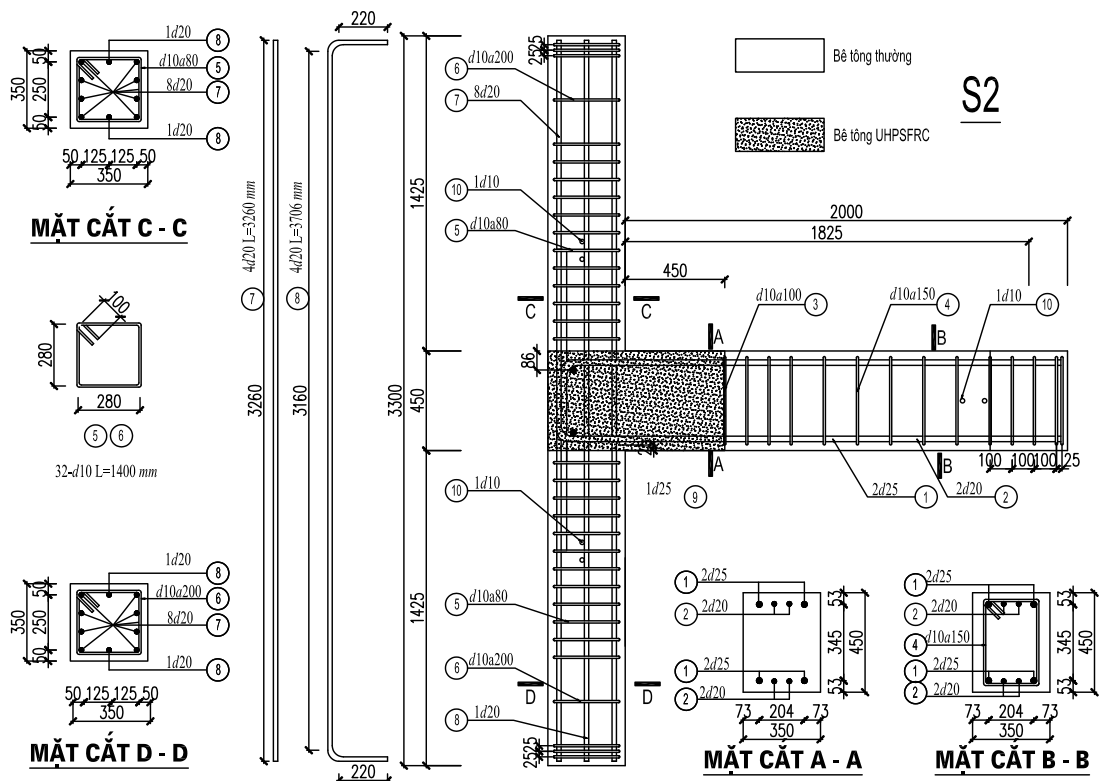


Hình 2.3 Kích thước hình học của mẫu thí nghiệm

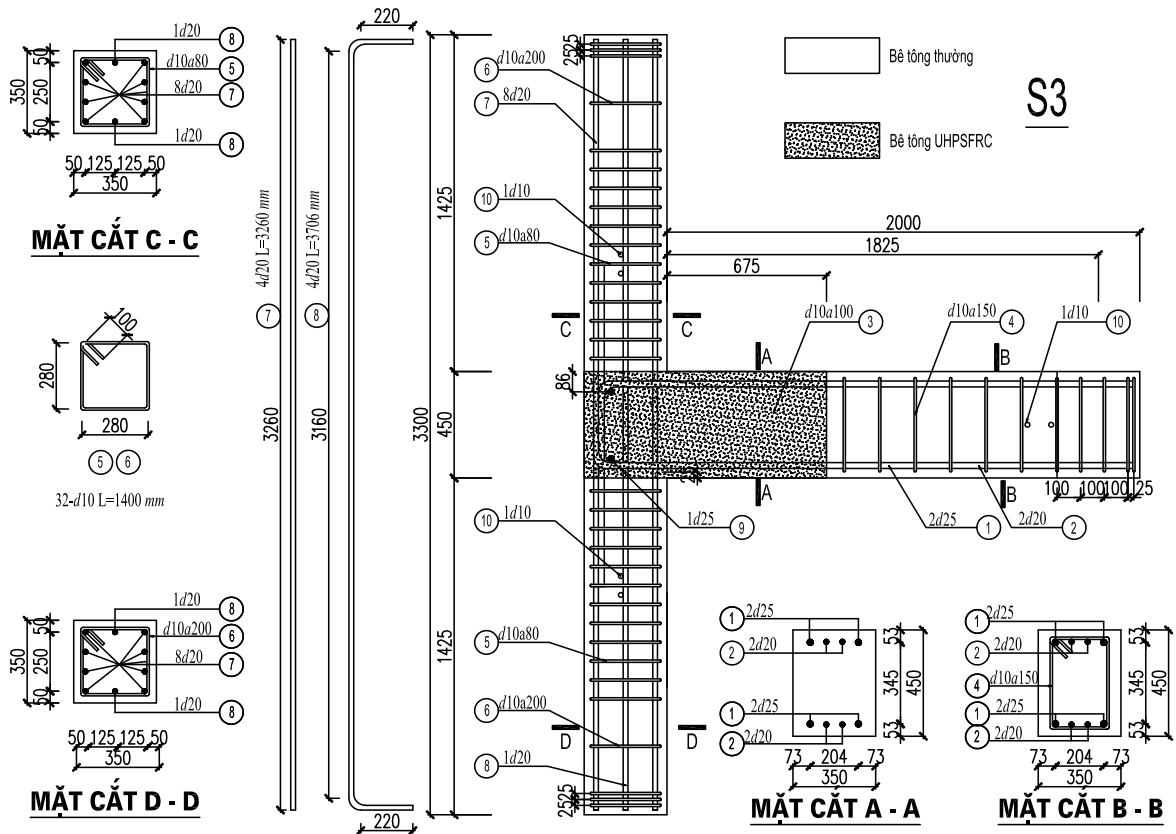
Mẫu thí nghiệm thứ nhất S1 là mẫu đối chứng, thành phần mô men kháng uốn của dầm và cột được xác định lần lượt là 293.45 kNm và 406.08 kNm. Điều này cho thấy tỷ số khả năng kháng uốn của cột/dầm ($M_{Rd,c}/M_{Rd,b}$) là 1.66. Như vậy, nút khung không bị tình trạng “cột yếu dầm khỏe” (chi tiết ở Phụ lục 3). Dựa trên kết quả thí nghiệm bằng mô phỏng số và nghiên cứu của Carbonell Muñoz và cộng sự (2013) [41] nghiên cứu về đặc tính liên kết giữa bề mặt UHPSFRC và bê tông thông thường, việc tăng cường bê tông cốt sợi thép tính năng siêu cao (UHPSFRC) dự báo sẽ giúp dịch chuyển vùng khớp dẻo xa vùng nút. Đây là cơ sở đề xuất cấu tạo nút khung tăng cường S2 và S3.



a) Mẫu S1



b) Mẫu S2



c) Mẫu S3

Hình 2.4 Chi tiết cấu tạo các mẫu thí nghiệm

Mẫu S2 được bỏ hoàn toàn cốt đai trong vùng nút và dầm với khoảng cách 450 mm, cuối phạm vi vùng không liên tục (D-region) [52], mẫu S3 cũng lược bỏ hoàn toàn cốt đai nhưng với khoảng cách bằng chiều dài tới hạn dầm $l_{cr} = 1.5h_w = 675 \text{ mm}$. Các giá trị này được xác định bằng kết quả mô phỏng sơ bộ và tỷ lệ mô men kháng dẻo và mô men tác dụng tại mặt cột khi đạt cường độ lớn nhất trong vùng dẻo. Cụ thể như sau, khoảng cách này được chọn sao cho mô men trong khớp dẻo bị dịch chuyển tương đương với mô men do tải trọng tác dụng ở đầu dầm, do đó ứng suất nút tăng cường sẽ tương đồng với ứng suất nút mẫu thông thường. Để thay đổi mô men dẻo trong dầm, Abdel-Fattah và cộng sự (1987) [17] đã khuyến nghị rằng tỷ lệ này nên dao động từ 1.22 đến 1.4 lần tại thời điểm cường độ lớn nhất ở mặt cột. Thành phần mô men kháng

của mẫu được xác định bằng công thức đơn giản $M_{Rd,b} = 0.9dA_s f_{yd} = 326$, vì vậy tỉ số này bằng 1.33 là hoàn toàn phù hợp. Ngoài ra, khoảng cách vùng dẻo được chọn trong S3 dựa trên xác định góc xoay đơn giản theo Eurocode 2 (2004) [52] là $0.3 \times h = 27 \text{ cm}$ đến 34 cm . Chiều dài của vùng dẻo sẽ mở rộng ở cả hai phía dựa trên Eurocode 2[52] (1.5 lần diện tích vùng D) dẫn đến hiệu ứng đóng đai của các sợi cũng có thể được phát huy. Chi tiết cấu tạo của các mẫu thí nghiệm thể hiện Bảng 2.1 và Hình 2.4.

Bảng 2.1 Chi tiết cấu tạo các mẫu thí nghiệm

Mẫu thí nghiệm		S1	S2	S3
Dầm	Tiết diện (mm)	350×450		
	Cốt thép dọc	2d25+2d20 ở hai vùng dầm		
	Cốt đai	Vùng tới hạn		
		d10a100	d10a100	-
		Ngoài vùng tới hạn		
	d10a150	d10a150	d10a150	
Khoảng cách UHPSFRC (mm)	-	800	1025	
Cột	Tiết diện (mm)	350×350		
	Cốt thép	10d20		
	Cốt đai	Vùng tới hạn: d10a80 Ngoài vùng tới hạn d10a200		
	Lực dọc (kN)	650		
Khu vực nút	Cốt đai (mm)	6 lớp d10a80	-	-
	Tăng cường UHPSFRC	Không	Có	Có
	Dự đoán khả năng phá hoại	Cắt	Cắt – uốn đồng thời	Cắt – uốn đồng thời

2.3. Đặc trưng cơ lý của vật liệu chế tạo mẫu thí nghiệm

Thí nghiệm xác định các chỉ tiêu cơ lý của thép và bê tông được tiến hành tại Phòng Thí nghiệm Vật liệu Xây dựng, Đại học Giao thông Vận tải Hà Nội.

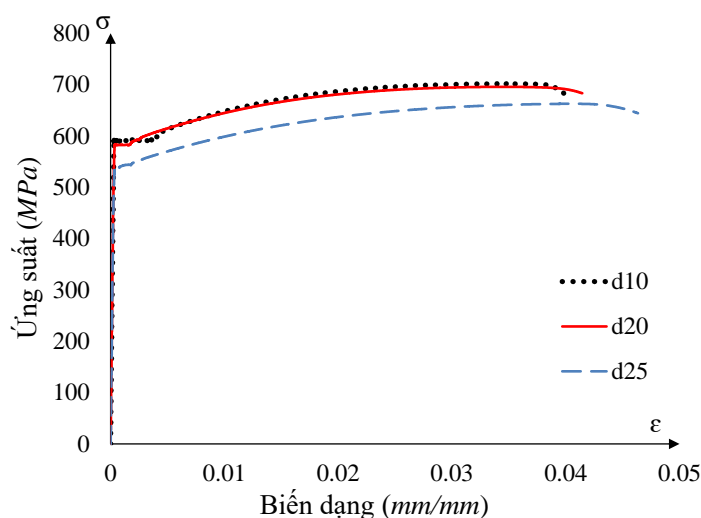
2.3.1. Cốt thép

Có ba loại thanh cốt thép được sử dụng trong nghiên cứu này đều thuộc mác thép CB400-V Hòa Phát thỏa mãn các tiêu chí đối với cấp độ dẻo cao DCH

(Phụ lục P1.3). Đường kính cốt dọc là 20, 25 mm và cốt đai là 10 mm. Mỗi loại đường kính lấy 03 mẫu và được tiến hành thí nghiệm theo tiêu chuẩn TCVN 197-1:2014 (2014) [7] và TCVN 1651-2:2008 (2008) [8]. Thiết bị thí nghiệm là máy kéo vạn năng SHT4306-W với công suất tối đa 3000 kN, mẫu thí nghiệm được bố trí thiết bị đo biến dạng extensometer với độ chính xác $\pm 0.1\%$. Các giá trị trung bình của cường độ chảy f_y , cường độ cực hạn f_u và mô đun đàn hồi E_s của cốt thép thu được được trình bày trong Bảng 2.2 và Hình 2.5.

Bảng 2.2 Tính chất cơ học của cốt thép

d_b (mm)	A_s (mm ²)	f_y (MPa)	f_u (MPa)	E_s (GPa)	Chú thích
10	50	585	701	200	Cốt đai
20	314	577	695		Cốt dọc dầm và cột
25	491	528	662		Cốt dọc cột



Hình 2.5 Đường cong ứng suất – biến dạng của cốt thép

2.3.2. Bê tông thường

Tất cả các mẫu thí nghiệm đều sử dụng bê tông thương phẩm có cấp độ bền B40. Có 6 mẫu bê tông hình lập phương có tiết diện $150 \times 150 \times 150$ mm được đúc đồng thời với nút khung và bảo dưỡng trong phòng thí nghiệm trong

28 ngày. Thiết bị thí nghiệm là máy nén bê tông 2000 kN có kí hiệu TYA-2000 và sử dụng tiêu chuẩn thí nghiệm TCVN 3118:1993 [9] để xác định cường độ.

Bảng 2.3 Cường độ chịu nén bê tông tại thời điểm thí nghiệm sau 28 ngày

Mẫu	1	2	3	4	5	6
Kích thước mẫu (mm^2)	150×150×150					
P_i (kN)	1266.75	1324	1305.1	1404	1272	1310
R_i (MPa)	56.30	58.84	58.00	62.38	56.52	58.22
R_m (MPa)	58.38					

2.3.3. Bê tông cốt sợi thép tính năng siêu cao (UHPSFRC)

2.3.3.1. Thành phần cấp phối bê tông

Như đã đề cập ở Chương 1, trong khoảng 20 năm trở lại đây, bê tông tính năng siêu cao UHPC đã được nghiên cứu tại Việt Nam có cường độ chịu nén trên 100 MPa. Vì vậy, mục tiêu đề ra là thiết kế thành phần UHPSFRC từ các loại vật liệu có sẵn ở Việt Nam đảm bảo các yêu cầu về đặc tính cơ học như cường độ chịu nén lớn hơn 110 MPa, mô đun đàn hồi lớn hơn 40 GPa và điều kiện bảo dưỡng trong phòng thí nghiệm (không xử lý nhiệt, tương đương điều kiện thi công đổ tại chỗ tại vùng tăng cường). Trong nghiên cứu này đã vận dụng các kết quả và thành phần cấp phối của các nghiên cứu trước đây của tác giả Nguyễn Công Thắng [5], [13], [12], [6], [4], [2] cho việc tăng cường vùng nút khung. Cụ thể, thành phần cấp phối đã sử dụng xi măng pooc lăng Sông Gianh PC40, muối silic dạng hạt rời của hãng Elkem, cốt liệu là cát quatz có đường kính hạt cỡ trung bình khoảng 315 μm , phụ gia siêu dẻo sử dụng của hãng BASF có gốc polycarboxylate như trong Bảng 2.4.

Bảng 2.4 Cấp phối bê tông UHPSFRC sử dụng trong nghiên cứu

V_f	Lượng vật liệu tính cho một m^3 , kg				
	Nước	Xi măng	Silica fume	Cát quatz	Phụ gia siêu dẻo (%)
2%	162	886	222	1109	39.5


Các nghiên cứu trên thế giới thường sử dụng cốt sợi thép tròn trơn có giới hạn chảy từ 2000÷2600 MPa, đường kính ≤ 0.25 mm và chiều dài 12÷17 mm.

Nghiên cứu này sử dụng sợi thép của nhà máy sản xuất sợi Ganzhou tỉnh Giang Châu –Trung Quốc với thông số nhà sản xuất thể hiện trong Bảng 2.5, sợi thép này thỏa mãn tiêu chuẩn ASTM A820-90 (1990) [27].

Bảng 2.5 Tính chất của sợi thép được sử dụng trong nghiên cứu

d_f (mm)	l_f (mm)	l_f/d_f	D (g/cm ³)	f_t (MPa)	E_f (GPa)
0.2	13.0	65.0	7.9	2500	200

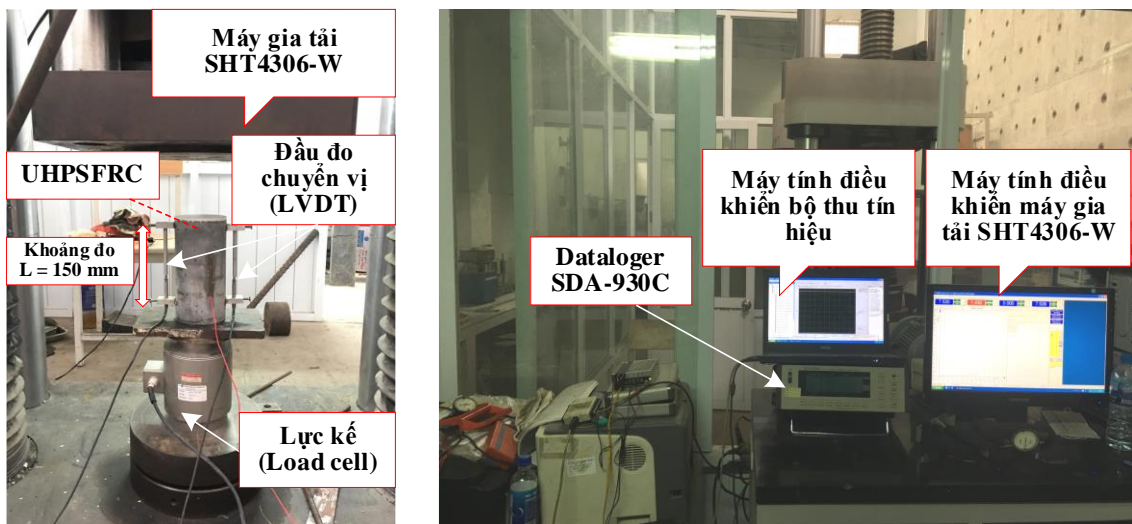
Ghi chú: d_f : đường kính cốt sợi; l_f : chiều dài sợi; f_t : cường độ chịu kéo sợi và E_f : mô đun đàn hồi của sợi.



Các thí nghiệm xác định đặc tính cơ học như xác định cường độ chịu nén, cường độ chịu kéo trực tiếp và mô đun đàn hồi của UHPSFRC được thực hiện theo chỉ dẫn của ASTM và AFGC-SETRA (2002) [23].

2.3.3.2. Cường độ chịu nén bê tông UHPSFRC

Tiêu chuẩn Việt Nam chưa có quy định cho mẫu tiêu chuẩn xác định cường độ chịu nén của UHPSFRC. Vì vậy, nghiên cứu này dựa theo tiêu chuẩn ASTM C39M (2012) [28] với các mẫu nén hình lập phương có kích thước 100×100×100 mm và mẫu trụ có kích thước 100×200 mm.



Hình 2.6 Thí nghiệm xác định cường độ chịu nén của bê tông UHPSFRC

Thí nghiệm được thực hiện trên hai nhóm mẫu. Nhóm 1 gồm 9 mẫu lập phương, trong đó mẫu lập phương có 3 mẫu được thí nghiệm sau 3 ngày để

đánh giá sự phát triển cường độ và nhóm 2 gồm 9 mẫu trụ được thí nghiệm vào thời điểm sau 28 ngày. Các mẫu được bảo dưỡng trong điều kiện tiêu chuẩn ở nhiệt độ: $22\pm 2^{\circ}\text{C}$ và độ ẩm $\geq 95\%$). Quá trình gia tải được kiểm soát bằng chuyển vị với tốc độ gia tải 0.1 mm/phút trên máy đa năng SHT4306-W như Hình 2.6. Các giá trị cường độ của từng nhóm được thể hiện trong Bảng 2.6.

Bảng 2.6 Cường độ chịu nén của bê tông UHPSFRC

Số thứ tự mẫu		1	2	3	4	5	6	7	8	9	
Lập phương	$100\times 100\times 100$	R_i 3 ngày (MPa)	80.8	73.5	72.6						
		R_i 28 ngày (MPa)				122.5	121.5	121.8	120.5	124.9	126.4
		R_m (MPa)	75.63			122.93					
Trụ	100×200	R_i 28 ngày (MPa)	107.8	118.7	107.8	107.9	118.7	124.7	113.2	112.3	113.0
		R_m (MPa)	113.79								

2.3.3.3. Thí nghiệm xác định mô đun đàn hồi

Thí nghiệm mô đun đàn hồi được thực hiện cùng với thí nghiệm cường độ nén của mẫu trụ có kích thước $100\times 200 \text{ mm}$ dựa vào tiêu chuẩn ASTM C469M (2014) [29]. Để xác định được giá trị mô đun đàn hồi cần bố trí hai đầu đo chuyển vị (LVDT) có sai số nhỏ ($\pm 0.001\%$) như thể hiện trên Hình 2.6. Hai đầu đo này được đặt đối xứng với khoảng đo 150 mm . Giá trị mô đun đàn hồi được lấy từ đường cong ứng suất – biến dạng ở giai đoạn đàn hồi. Quá trình gia tải với tốc độ 0.01 mm/s cho đến khi tải trọng đạt được giá trị cực đại đầu tiên, sau đó tốc độ gia tải tăng lên 0.02 mm/s đối với giai đoạn làm việc của kết cấu, cuối cùng tốc độ gia tải tăng lên 0.04 mm/s cho đến khi mẫu bị phá hoại. Bảng 2.7 cho thấy giá trị mô đun đàn hồi của UHPSFRC được xác định từ thí nghiệm có sự chênh lệch khá lớn so với các giá trị của các nghiên cứu đã đề xuất. Chỉ có nghiên cứu của Ma (2010) [89] cho kết quả tương đồng so với giá trị thu được từ thực nghiệm. Lý giải cho điều này có thể là do thành phần cấp phối và tính

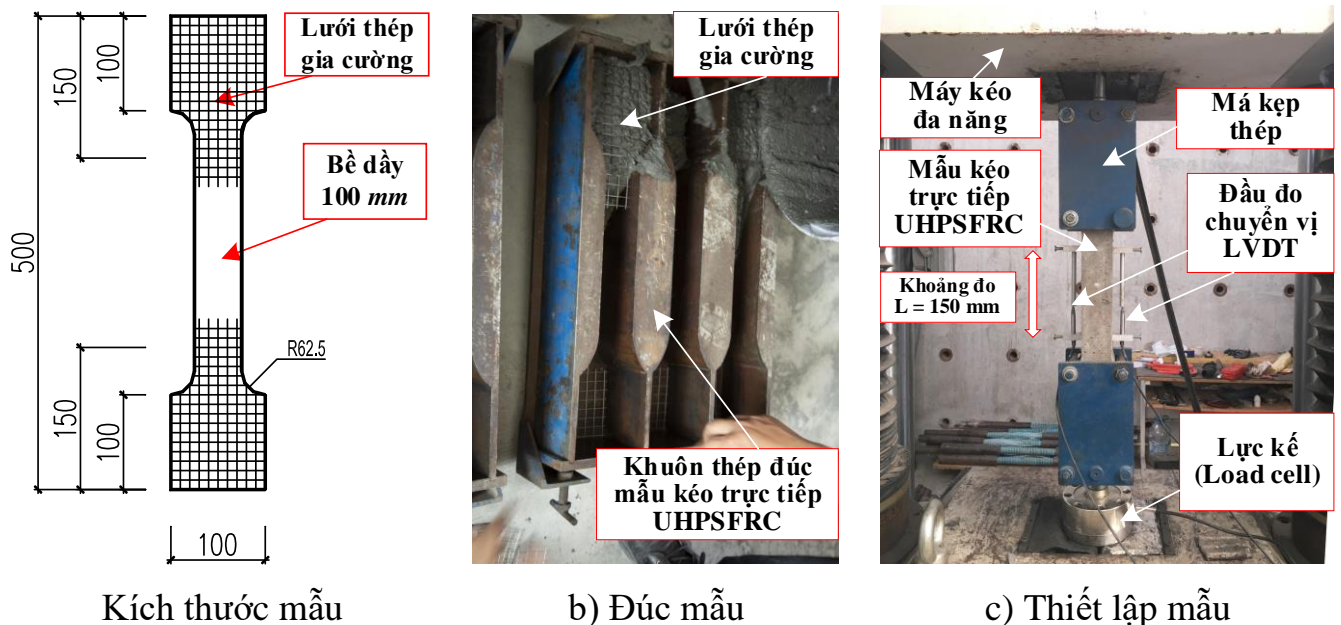
chất vật liệu khác nhau ở từng khu vực khác dẫn đến có sự sai lệch về giá trị mô đun đàn hồi.

Bảng 2.7 So sánh kết quả mô đun đàn hồi với một số nghiên cứu đề xuất

Nghiên cứu	Công thức	Mô đun đàn hồi E_c (MPa)	
		Đề xuất	Thực nghiệm
ACI [21]	$E_c = 4730\sqrt{f_c}$	50456	41946
Graybeal (2005) [66]	$E_c = 3480\sqrt{f_c}$	37121	
Ma (2010) [89]	$E_c = 8800f_c^{1/3}$	42643	
Müller (2013) [93]	$E_c = 21500\left(\frac{f_c}{10}\right)^{1/3}$	48358	
Heimann (2013) [72]	$E_c = 9350f_c^{1/3}$	45308	

2.3.3.4. Cường độ chịu kéo trực tiếp của UHPSFRC

Tiến hành đúc 06 mẫu thí nghiệm kéo trực tiếp với tiết diện hình chữ nhật 50×100 mm có chiều dài 500 mm và được tăng cường bằng lưới thép ở vị trí hai đầu nhằm tránh sự tập trung ứng suất khi kéo trực tiếp như Hình 2.7a,b.



Hình 2.7 Thí nghiệm kéo trực tiếp bê tông UHPSFRC

Để xác định cường độ mẫu cần bố trí hai đầu đo chuyển vị (LVDT) với khoảng đo 150 mm để đo biến dạng kéo của bê tông UHPSFRC. Quy trình thí

nghiệm được chia thành hai giai đoạn: trước khi gia tải và gia tải chính thức. Tốc độ gia tải được kiểm soát bằng chuyển vị với vận tốc là 1 mm/s cho đến khi tải trọng đạt giá trị lớn nhất, sau đó tốc độ gia tải thay đổi thành 0.5 mm/s cho đến khi mẫu bị phá hoại theo ASTM C1018 (1997) [30]. Cường độ chịu kéo trực tiếp trung bình của 6 mẫu thử là 8.17 MPa , đây là một trong những ưu điểm của bê tông UHPSFRC so với bê tông thường.

2.4. Chế tạo mẫu thí nghiệm

Các mẫu thí nghiệm được đúc theo vị trí nằm ngang với tỷ lệ 1:1 tại phòng Thí nghiệm và Kiểm định Công trình, trường Đại học Xây dựng.



a) Khuôn đúc mẫu thí nghiệm

b) Cấu tạo lồng thép



c) Chi tiết đầu cột



d) Đổ bê tông

Hình 2.8 Chi tiết quá trình đúc mẫu thí nghiệm

Để thi công được dễ dàng và tạo bề mặt phẳng cho kết cấu trong nghiên cứu sử dụng ván khuôn phủ phim có chiều dày 20 mm. Các khoảng trống giữa các ván khuôn gỗ được phủ lớp keo chống thoát nước để ngăn chặn sự rò rỉ nước của bê tông có thể xảy ra trong quá trình đúc mẫu. Các mặt của ván khuôn được liên kết với nhau bằng các thanh nhôm có tiết diện 50 mm để chống lại sự mất ổn định khi chịu áp lực trong quá trình đổ bê tông như Hình 2.8a. Để chế tạo mỗi lồng thép, các thanh cốt dọc được buộc cố định vào các thanh cốt đai. Sau đó, các thanh cốt đai trung gian trong vùng nút sẽ được buộc vào các thanh cốt dọc nhằm ổn định cho các thanh thép dọc trong dầm. Lồng thép của dầm được định vị và buộc vuông góc với lồng thép của cột trong khu vực nút như Hình 2.8b. Hơn nữa, cần phải tính toán và bố trí thép móc cầu để phục vụ cho công tác vận chuyển và cầu lắp. Một thanh cốt thép ngang với đường kính d_{25} được đặt ngang tại vị trí góc uốn thép dầm đảm bảo yêu cầu neo. Các con kê được bố trí để duy trì khoảng cách lớp bê tông bảo vệ giữa ván khuôn và các thanh cốt thép. Sau khi lồng thép được đặt vào khuôn, bốn thanh bu lông ở vị trí hai đầu cột được bắt vít vào ván khuôn cột, các bu lông này có nhiệm vụ cố định thiết bị để gia tải. Giữa các thanh bu lông và ván khuôn cột lắp thêm tấm đệm thép với tiết diện $350 \times 350 \times 10$ mm, chúng có tác dụng truyền lực và tránh sự tập trung ứng suất ở phía hai đầu cột như Hình 2.8c.

Trước khi quá trình đúc mẫu được thực hiện, các mẫu thí nghiệm sẽ được dán các phiến điện trở đo biến dạng cốt thép (strain gage) (xem chi tiết mục 2.5). Các phiến điện trở đo biến dạng cốt thép này được bố trí ở cột, dầm và tại các vị trí được chọn trong khu vực nút (Hình 2.8d). Gân của các thanh thép tại vị trí đo biến dạng được làm sạch bề mặt và làm mịn bằng giấy ráp cho đến khi không xuất hiện bất kỳ vết trầy xước nào. Bề mặt thanh được làm sạch và phiến điện trở được dán vào bề mặt thanh để tránh phá hoại trong quá trình đúc bê tông. Tại vị trí cốt thép giao giữa dầm và cột, bố trí hai phiến điện trở đo biến

dạng để phòng ngừa tình trạng mẫu bị hư hỏng trong quá trình đúc mẫu. Các dây được tập hợp thành bó và chạy dọc trong lồng thép đến vị trí đầu gần nhất để tránh cản trở sự mát liên kết cốt thép và bê tông (Hình 2.8d). Tiếp theo, bê tông thông thường được trộn tại trạm trộn được đổ ngoài vùng tăng cường. Bê tông UHPSFRC được trộn trong phòng thí nghiệm với tỉ lệ cấp phối được quy định (Bảng 2.4) và trộn đều trong khoảng 5 phút. Hai loại vật liệu này được ngăn cách bằng tấm gỗ nhằm tránh việc trộn lẫn và đổ cùng lúc, sau đó rút tấm gỗ lên nhằm đảm bảo tính liên khối và được đầm rung kỹ lưỡng.



a) Bảo dưỡng mẫu sau khi đúc



b) Mẫu sau khi tháo khuôn



c) Vận chuyển mẫu



d) Cầu lắp mẫu

Hình 2.9 Quá trình lắp đặt mẫu

Sau 24 giờ đúc mẫu, các mẫu thí nghiệm được tháo dỡ khỏi khuôn và bảo dưỡng bằng các bao tải ẩm trong 28 ngày tại phòng thí nghiệm như thể hiện trên Hình 2.9a,b. Quá trình vận chuyển mẫu từ Phòng Thí nghiệm và Kiểm định Công trình, trường Đại học Xây dựng đến Viện Khoa học Công nghệ Xây dựng (IBST) với khoảng cách 10 km phải được đảm bảo an toàn cho mẫu và các phiên điện trở đo biến dạng (Hình 2.9c,d). Sau khi lắp đặt xong cần phải kiểm tra lại số hiệu phiên điện trở đã đánh dấu và sự làm việc của phiên điện trở.

2.5. Bố trí các thiết bị đo trong quá trình thí nghiệm

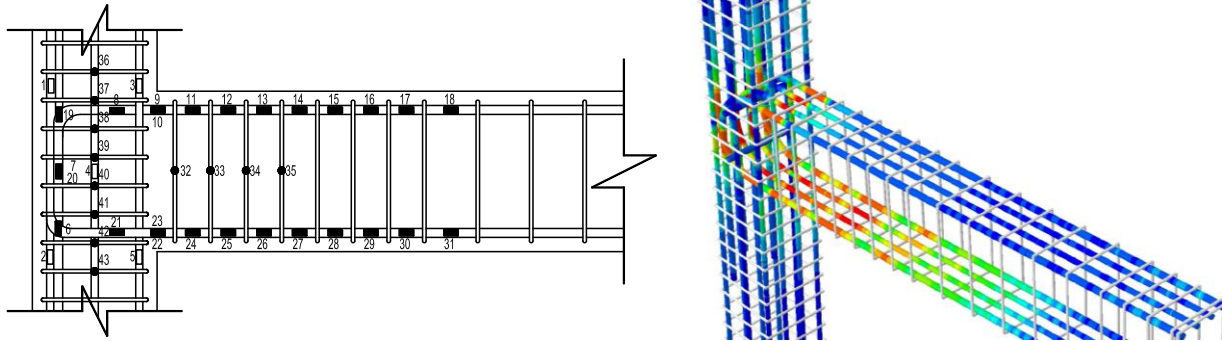
Tất cả các mẫu thí nghiệm trong nghiên cứu này được bố trí các thiết bị đo bên trong và bên ngoài tương ứng với phiên điện trở đo biến dạng (strain gage) và đầu đo chuyển vị (LVDT). Các thiết bị được lắp đặt tại các vị trí quan trọng để đo sự phát triển biến dạng và chuyển vị.

2.5.1. Phiên điện trở đo biến dạng

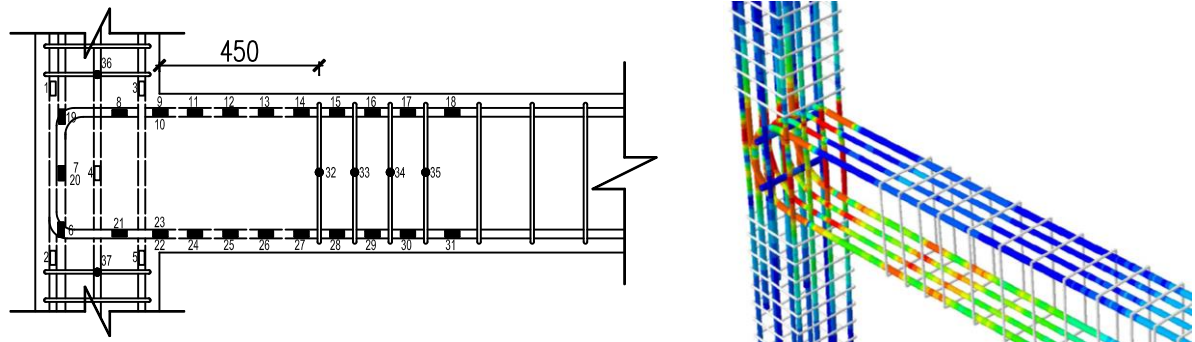
Phiên điện trở đo biến dạng được sử dụng có kí hiệu là KFG-5-120-A1-11L1M2R dạng lá cọ chiều dài 5 mm có điện trở 120 Ω . Các vị trí để dán các phiên điện trở đo biến dạng được xác định từ kết quả mô phỏng sơ bộ ở những khu vực ứng suất lớn và biến dạng cốt thép đạt đến giới hạn chảy. Có tất cả 117 phiên điện trở được sử dụng cho 3 mẫu thí nghiệm và chia làm 3 nhóm:

- Nhóm 1: từ phiên điện trở 01 đến 06, mục đích phiên điện trở này để đo biến dạng cốt thép cột ở vị trí trọng tâm vùng nút.
- Nhóm 2: từ phiên điện trở 07 đến 18 và 19 đến 31 được bố trí so le trên 2 thanh thép dọc trên và dưới dầm để đo sự thay đổi biến dạng dọc theo chiều dài của dầm.
- Nhóm 3: từ phiên điện trở 32 đến 35 và 36 đến 43 để đo sự phát triển biến dạng của cốt đai trong dầm và cột, ngoại trừ hai mẫu S2 và S3 bị khuyết một số phiên điện trở ở vùng nút. Tổng số phiên điện trở biến dạng được sử dụng là

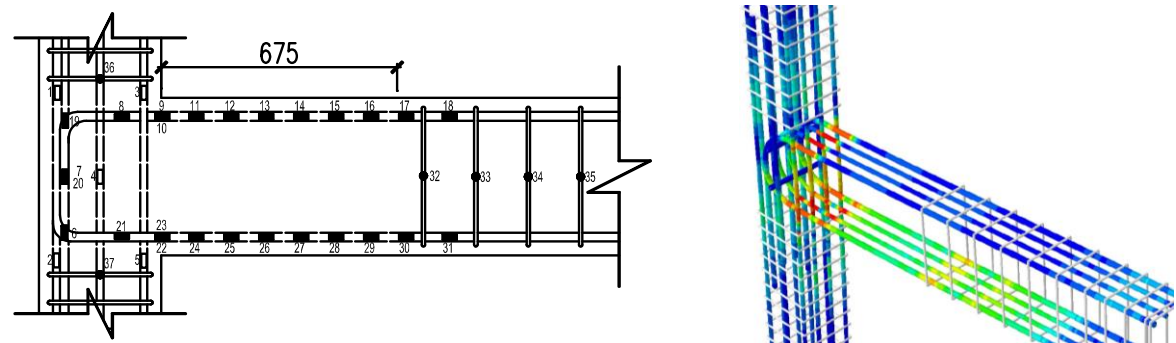
43 phiên điện trở đối với mẫu S1 và 37 phiên điện trở đối với mẫu S2 và S3 như trong Hình 2.10.



a) Mẫu S1



b) Mẫu S2



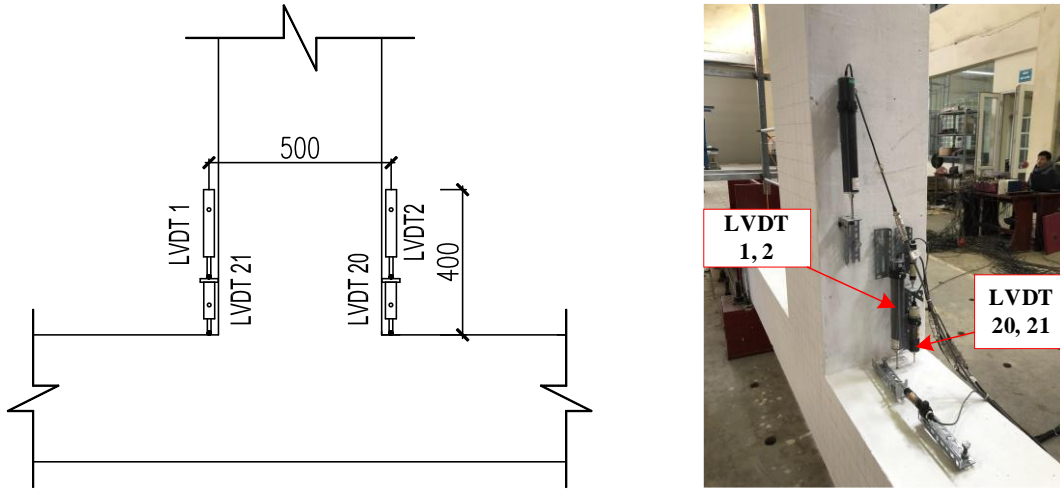
c) Mẫu S3

Hình 2.10 Bố trí phiên điện trở đo biến dạng (strain gage)

2.5.2. Đầu đo chuyển vị (LVDT)

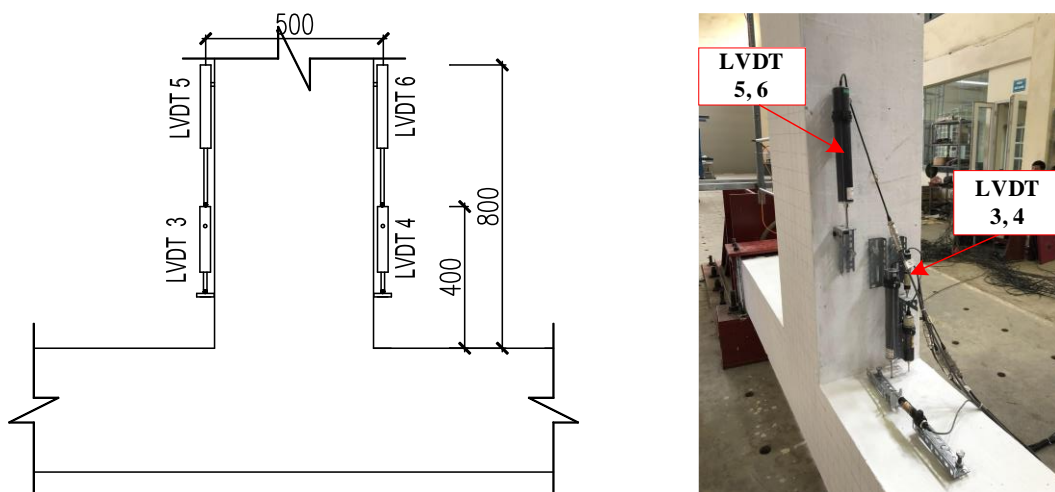
Kích gia tải động để gây ra chuyển vị đầu dầm dẫn đến cần phải xác định các yếu tố sau: góc xoay dầm – cột, góc xoay dự đoán khớp dẻo trong dầm, góc

xoay cột và biến dạng cắt của nút. Trong quá trình thí nghiệm, mỗi mẫu thí nghiệm được bố trí 21 đầu đo chuyển vị LVDT đối xứng nhau.



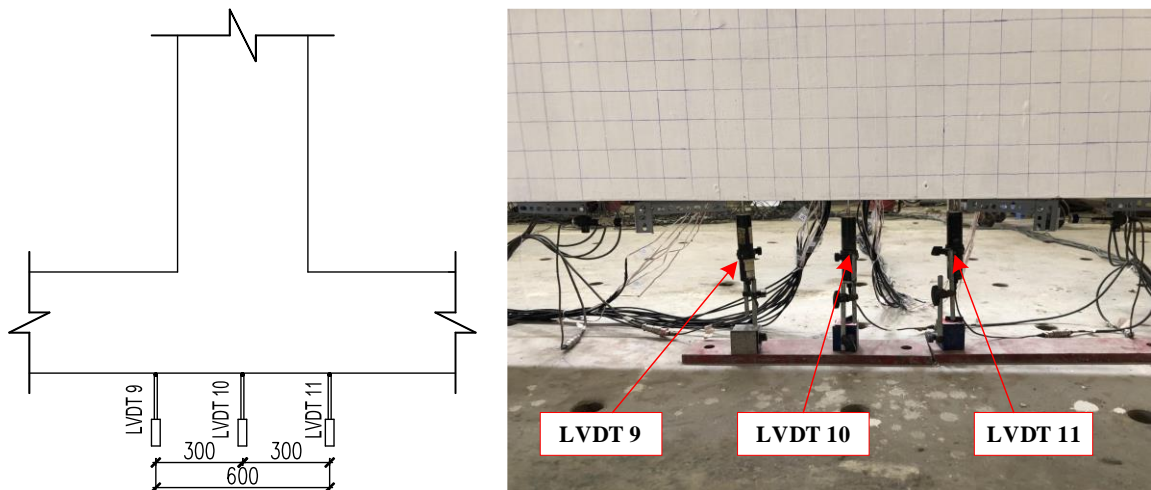
Hình 2.11 Bố trí đầu đo chuyển vị (LVDT) đo góc xoay dầm cột

Để đo góc xoay của dầm so với cột, một bộ gồm bốn đầu đo LVDT có kí hiệu 1, 2, 20, 21 được gắn theo chiều dọc ở cả hai mặt của dầm và được đặt đối xứng nhau. Khoảng cách giữa hai LVDT là 500 mm (Hình 2.11). Trong quá trình chuyển vị đầu dầm, chiều dài của một trong các LVDT sẽ mở rộng trong khi LVDT đối diện có thể co lại. Sự khác biệt giữa các giá trị của hai LVDT chia cho khoảng cách ngang (500 mm) dẫn đến góc xoay tương đối của dầm.



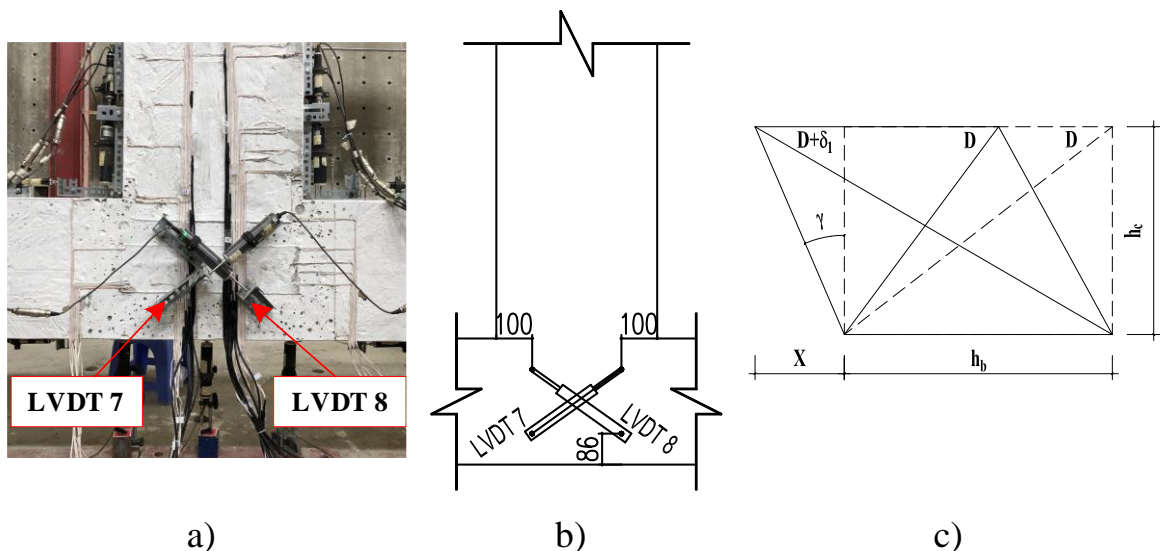
Hình 2.12 Bố trí đầu đo chuyển vị (LVDT) đo góc dể trong dầm

Ngoài ra, hai bộ gồm hai LVDT có kí hiệu từ 3 đến 6 được gắn theo chiều dọc ở cả hai phía của dầm để đo góc xoay khớp dẻo dầm (Hình 2.12). Khoảng cách giữa hai LVDT đó được đặt là 500 mm và quy trình tương tự để xác định góc xoay dẻo cũng giống góc xoay dầm cột.



Hình 2.13 Bố trí đầu đo chuyển vị (LVDT) đo góc xoay cột

Việc đo góc xoay cột sẽ được quan sát bằng hai LVDT 9 và 11 được đặt cách nhau ở khoảng cách 600 mm so với trục dọc của dầm (Hình 2.13). Quy trình tương tự trong tính toán góc xoay giống như các phần trước.



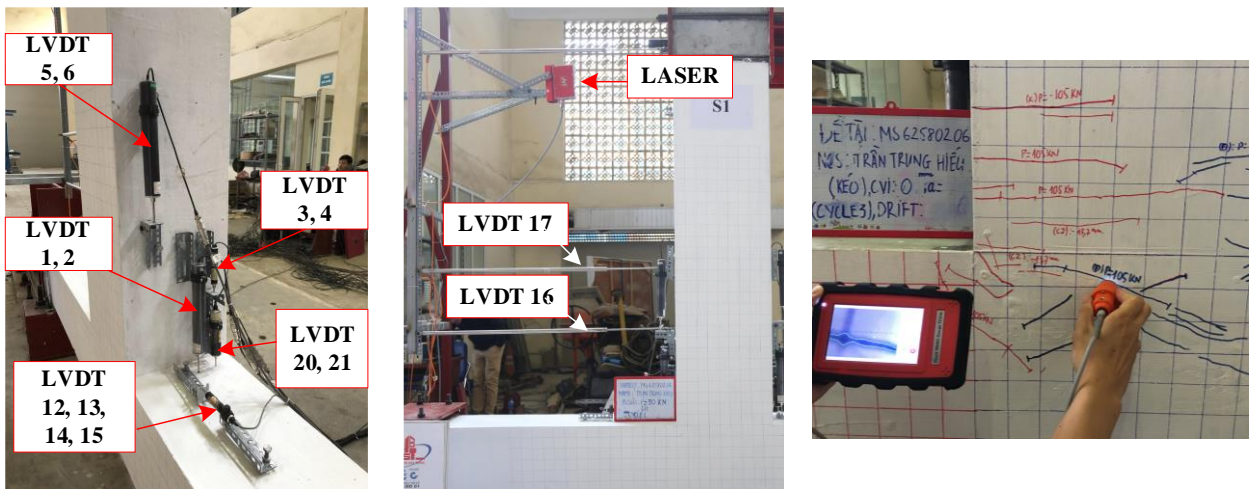
Hình 2.14 Bố trí đầu đo chuyển vị (LVDT) đo biến dạng nút

Biến dạng của nút (γ) được xác định dựa vào hai LVDT 7 và 8 được gắn theo đường chéo nút như trong Hình 2.14 và được xác định như sau:

$$(D + \delta_2)^2 - (D + \delta_1)^2 = (h_c - x)^2 - (h_c + x)^2 \quad (2.1)$$

$$\gamma = \frac{(2D + \delta_1 + \delta_2)(\delta_1 - \delta_2)}{4h_c h_b} \quad (2.2)$$

trong đó: D là chiều dài đường chéo; δ_i là chiều dài thay đổi của LVDT; h_c , h_b là khoảng cách bố trí LVDT; X là chuyển vị theo phương ngang của nút.



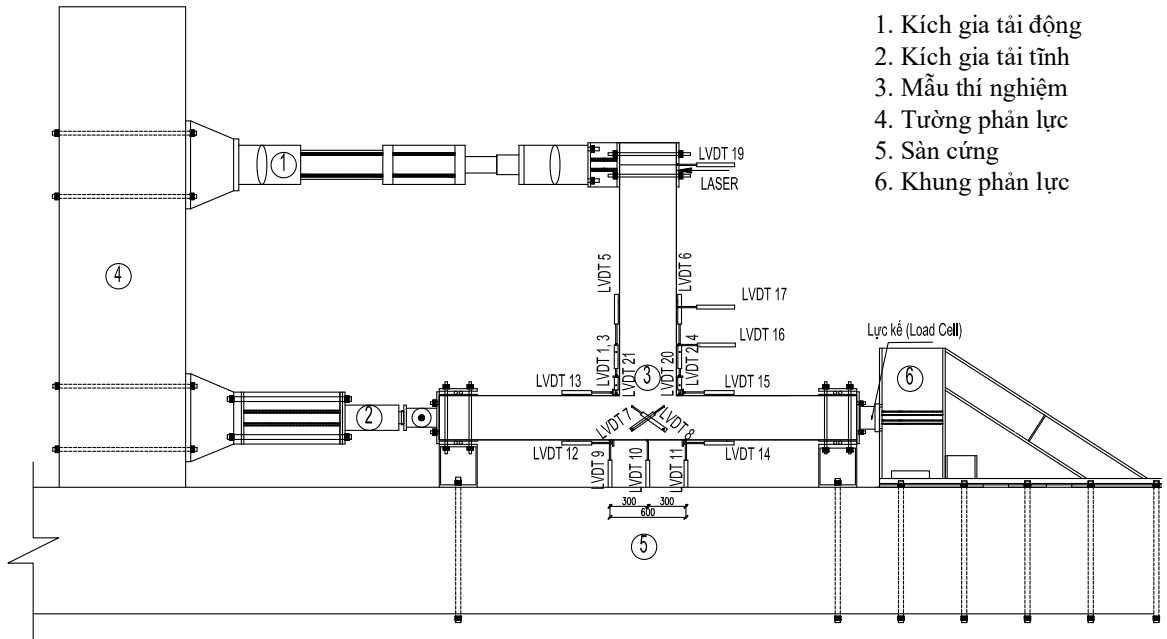
Hình 2.15 Vị trí của thiết bị đo

Ngoài ra, trong nghiên cứu này còn bố trí thêm một số đầu đo chuyển vị khác và có sử dụng thiết bị đo bề rộng vết nứt TC410 có độ chính xác cao để xác định vị trí vết nứt đầu tiên như Hình 2.15.

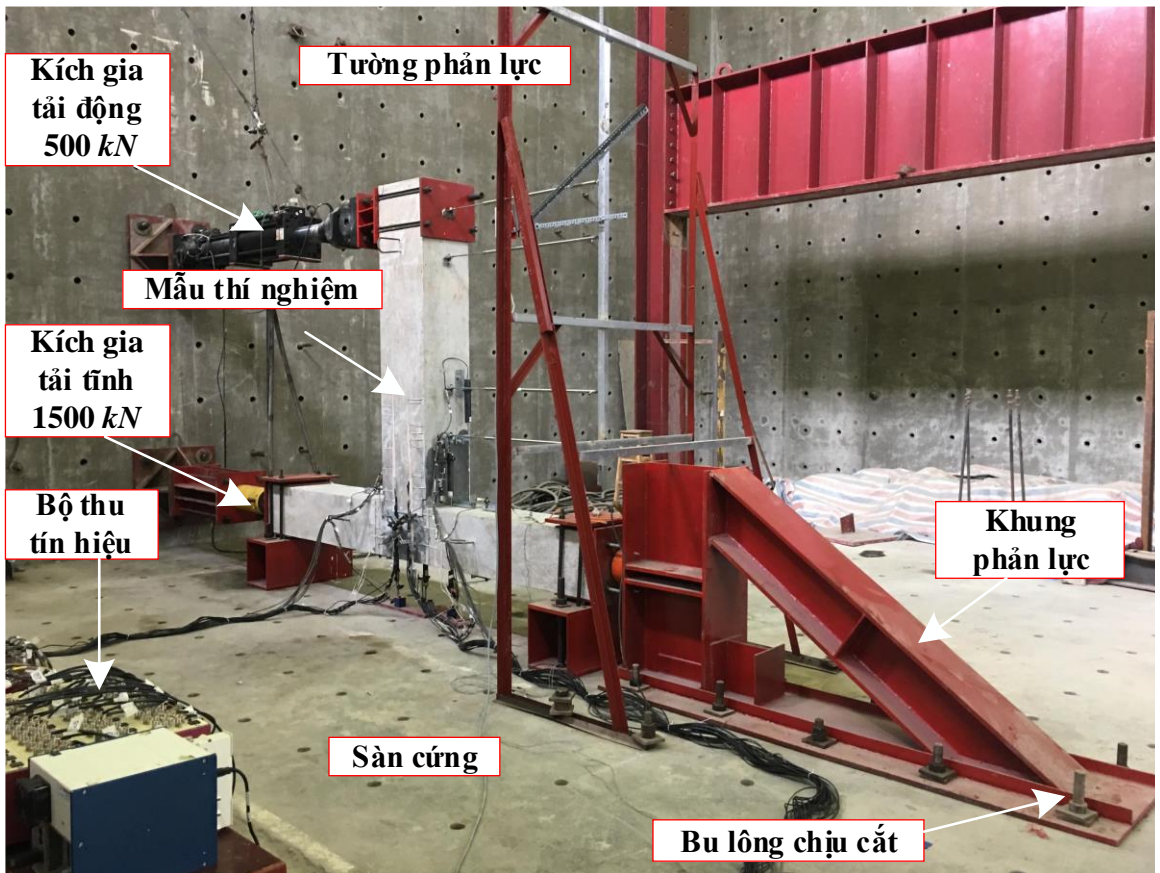
2.6. Sơ đồ thí nghiệm và quy trình gia tải

2.6.1. Sơ đồ thí nghiệm

Thí nghiệm được thực hiện ở Phòng Nghiên cứu Thí nghiệm Động đất thuộc LAS XD-01 thuộc Viện Khoa học Công nghệ Xây dựng (IBST). Tất cả các mẫu được thí nghiệm trong trạng thái cột nằm ngang, dầm thẳng đứng và xoay một góc 90^0 so với điều kiện thực tế. Điều này giúp cho việc gia tải lực dọc đầu cột dễ dàng hơn.



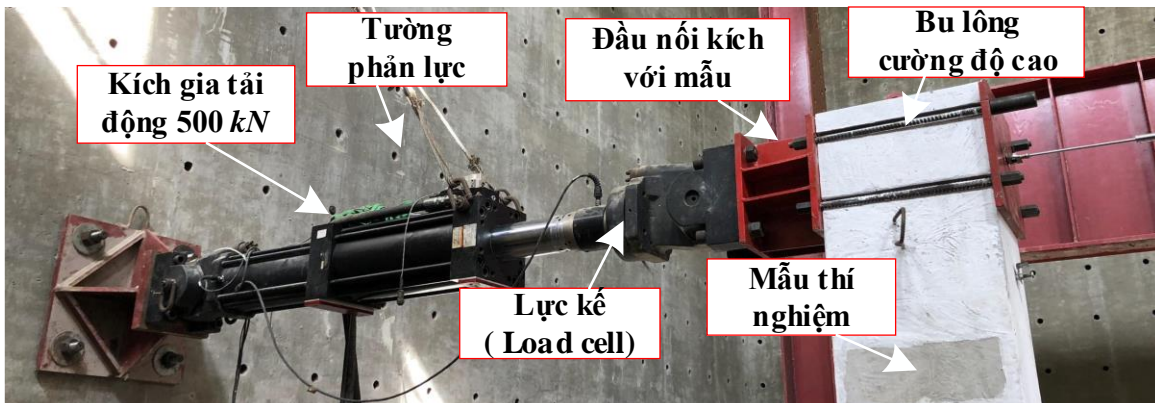
a) Sơ đồ thí nghiệm



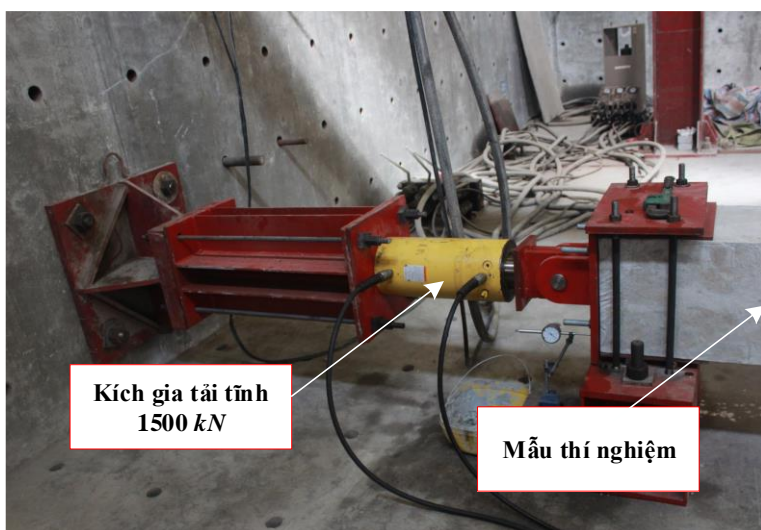
b) Hình ảnh thí nghiệm thực tế

Hình 2.16 Thiết lập mẫu thí nghiệm

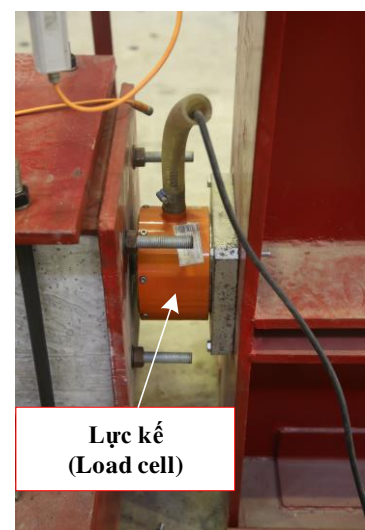
Ở vị trí đầu dầm được bố trí thiết bị kích động có công suất 500 kN với hành trình $\pm 500\text{ mm}$ đặt theo phương ngang song song với sàn cứng (Hình 2.17a). Ngoài ra, kích gia tải tĩnh với công suất 1500 kN cũng được đặt theo phương ngang tác dụng vào đầu cột với một giá trị lực dọc không đổi 650 kN trong suốt quá trình thí nghiệm như Hình 2.17b. Lực kế (load cell) cũng được sử dụng để theo dõi lực dọc và phản lực của đầu cột trong suốt quá trình thí nghiệm (Hình 2.17c). Hệ thống thu thập dữ liệu được theo dõi bởi máy tính đã được lập trình để ghi lại giá trị của tất cả các thiết bị đo biến dạng LVDT và các phiên điện trở trong suốt quá trình gia tải.



a)



b)



c)



Hình 2.17 Bố trí thiết bị thí nghiệm

Khung thép cường độ cao có tác dụng như khung phản lực được bắt chặt trên sàn cứng bằng 10 bu lông chịu với đường kính 33 mm ở đầu đối diện (Hình 2.17d). Theo sơ đồ tính, chuyển vị hai đầu cột chỉ được phép xoay. Việc kiểm soát này được đảm bảo bằng việc sử dụng các giá đỡ và con lăn ở hai đầu cột. Ngoài ra, mỗi đầu cột được ép chặt xuống sàn bằng bu lông cường độ cao để ngăn chặn sự dịch chuyển ngoài mặt phẳng như (Hình 2.17e).

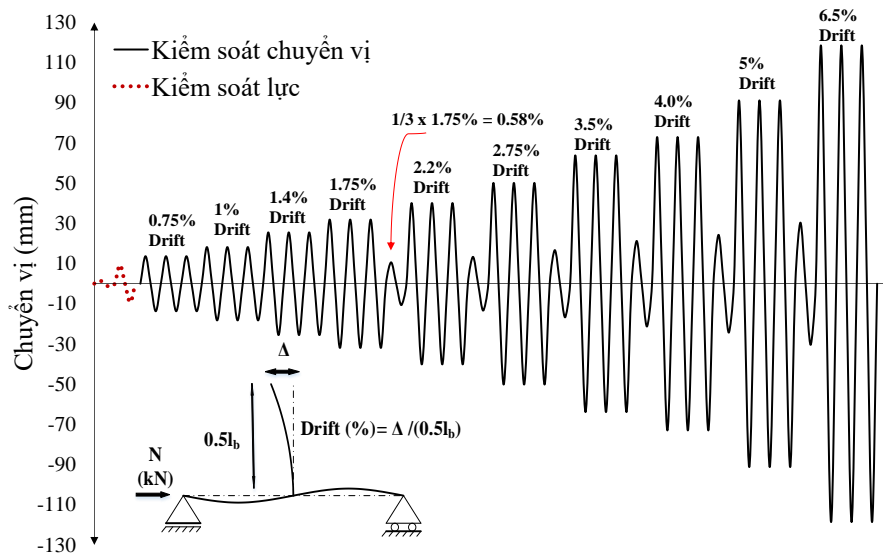
2.6.2. Trình tự gia tải

Thí nghiệm được thực hiện dưới sự tác dụng của tải trọng lặp theo chu kỳ kết hợp tạo lực dọc cột bằng 650 kN bằng kích gia tải tĩnh có tỷ số lực nén dọc là 0.1 (Phụ lục 3). Ở vị trí đầu dầm, kích gia tải động sẽ được kiểm soát theo hai giai đoạn. Giai đoạn đầu là giai đoạn kiểm soát lực nhằm xác định tải trọng gây nứt đầu tiên, giai đoạn 2 là giai đoạn kiểm soát bằng chuyển vị dựa vào biến dạng dẻo của cốt thép. Ở giai đoạn gia tải thứ hai kiểm soát bằng chuyển vị theo khuyến nghị của ACI Committee 374 (2005) [20] và đã được nhiều nhà nghiên cứu áp dụng [45], [67], [64]. Trong giai đoạn này, gia tải bằng chuyển vị với tần số tựa tĩnh 0.01 Hz. Mỗi bước gia tải gồm 3 chu kỳ có chuyển vị giống nhau và được gia tải tại vị trí đầu dầm. Ở bước gia tải đầu tiên, biên độ chuyển vị lấy bằng chuyển vị dẻo (Δ_y) được dự đoán từ phân tích số và giá trị thực

nghiệm. Sau đó các biên độ chuyển vị của mỗi bước tiếp theo là: $1\Delta_y$, $1.4\Delta_y$, $1.7\Delta_y$, $2.2\Delta_y$, $2.75\Delta_y$, $3.5\Delta_y$, $4\Delta_y$, $5\Delta_y$, $6.5\Delta_y$. Sau khi hoàn thành chu kỳ thứ 12 sẽ xuất hiện một chu kỳ kiểm soát với biên độ bằng $1/3$ biên độ trước đó nhằm tránh tổn thất do suy giảm độ cứng trong quá trình gia tải như Hình 2.18 [40]. Tỷ lệ chuyển vị đầu dầm gọi tắt là drift được xác định như sau:

$$\text{Drift} = \frac{\Delta_l}{0.5l_b} \times 100\% \quad (2.3)$$

trong đó: Δ_l là chuyển vị đầu dầm; l_b là chiều dài dầm

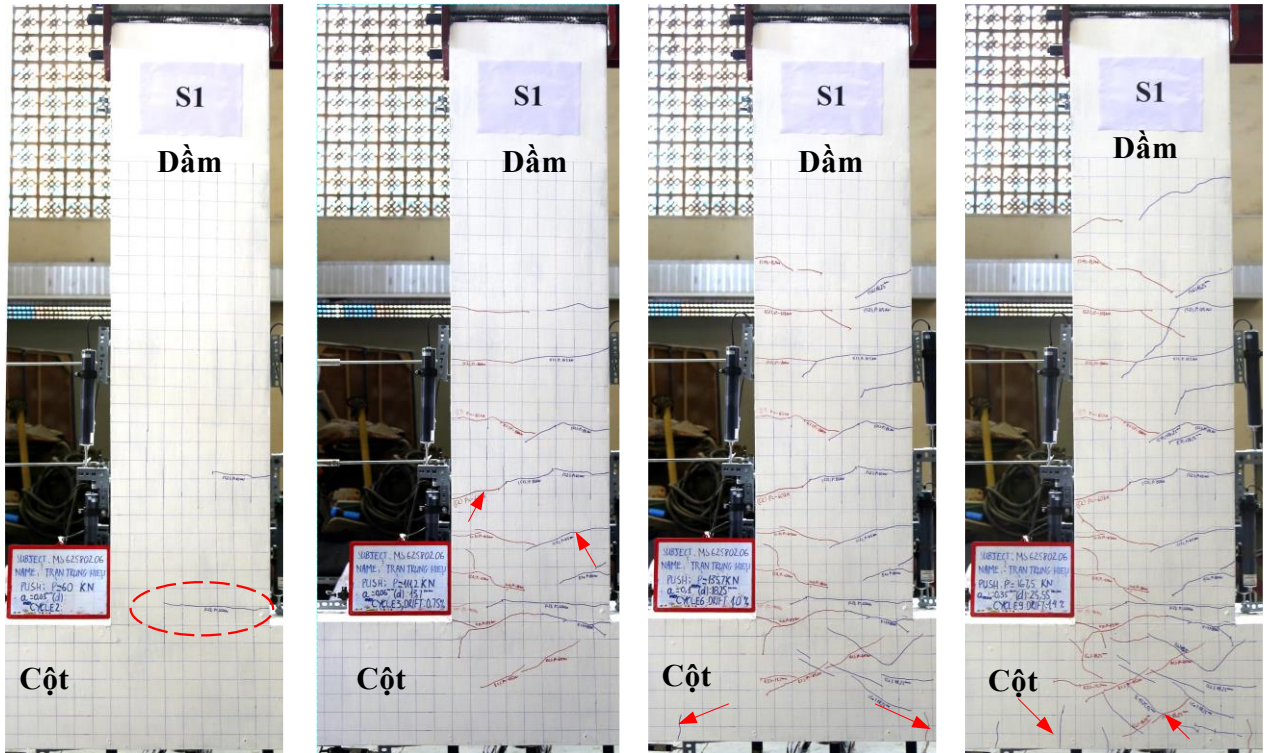


Hình 2.18 Lịch sử gia tải

2.7. Kết quả thí nghiệm

2.7.1. Mẫu đối chứng S1

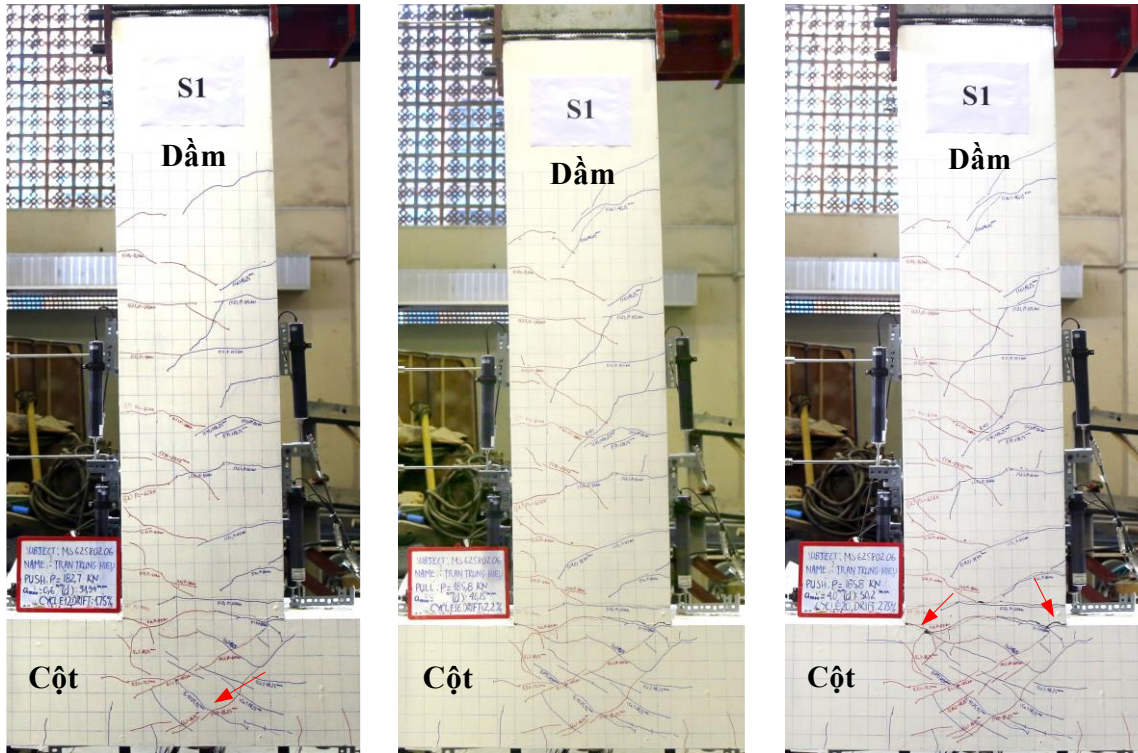
Trong giai đoạn kiểm soát lực ($P \leq 60 \text{ kN}$), quan sát thấy rằng vết nứt đầu tiên xuất hiện ở vị trí mép dầm – cột (Hình 2.19a). Trong hai bước gia tải tiếp theo của quá trình kiểm soát bằng chuyển vị (drift 0.75% và 1.0%), xuất hiện các vết nứt phân bố dọc theo nửa chiều dài của dầm và đầu cột là do ảnh hưởng thành phần mô men uốn tác dụng trong dầm (Hình 2.19b, c). Tiếp tục quan sát thấy rằng, các vết nứt này tiếp tục phát triển và hình thành các vết nứt trong vùng nứt tại thời điểm drift 1.4% như Hình 2.19d.



a) Vết nứt đầu tiên b) Drift 0.75% c) Drift 1.0% d) Drift 1.4%

Hình 2.19 Hình dạng vết nứt của mẫu đối chứng S1 (0.75 – 1.4%)

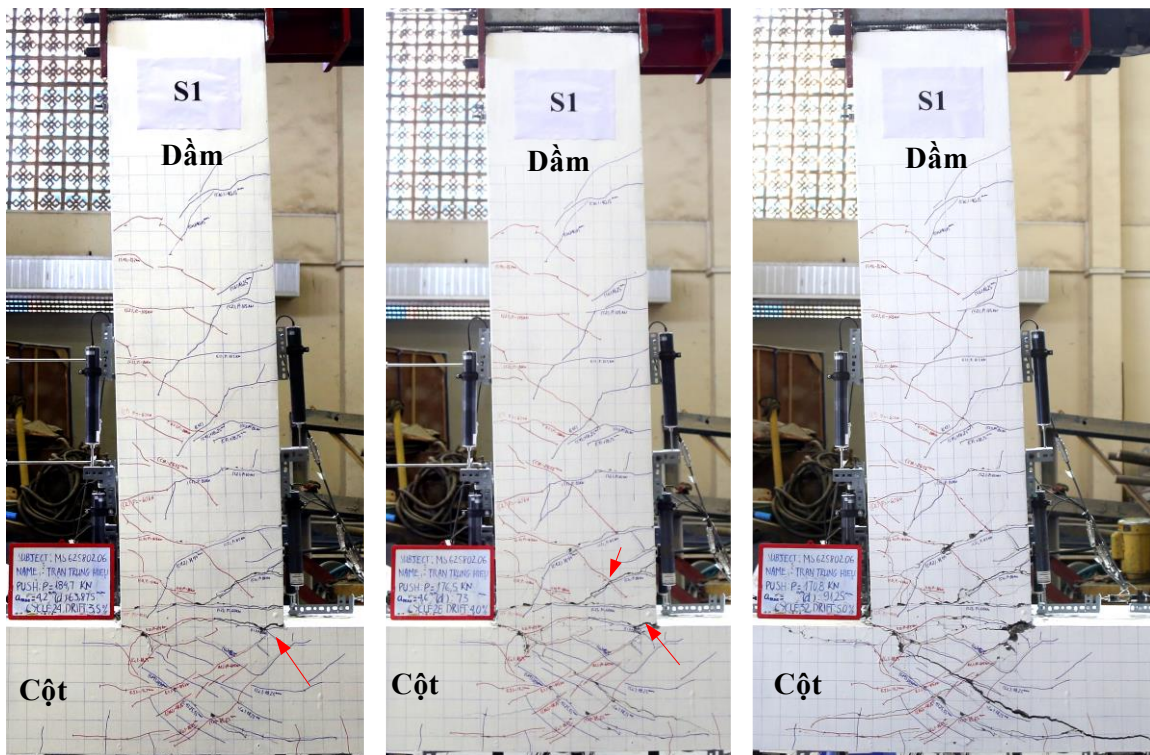
Khi drift 1.75%, tải trọng gây nứt tăng lên trong khu vực khớp dẻo dẫn đến các vết nứt cũ phát triển và xuất hiện thêm các vết nứt chéo trong vùng nứt (Hình 2.20a). Tại thời điểm này, khớp dẻo trong nứt khung đã hình thành khi nhận thấy ứng suất cốt thép đo được đã đạt đến giới hạn chảy (Hình 3.10). Hơn nữa, ứng suất cắt trong nứt v_{jh} đạt giá trị là 7.106 MPa và ứng suất kéo chính được chuẩn hóa $(p_t / \sqrt{f_c})$ khoảng 0.621 MPa (Bảng P 4.3 của Phụ lục 4). Việc gia tải đảo chiều dẫn đến hình thành các vết nứt chéo tạo thành dạng chữ X và lan ra khắp diện tích vùng nứt. Một số vết nứt bắt đầu lan truyền về phía mặt sau của cột có chiều cao khoảng 50 mm so với mặt dưới cột tại thời điểm drift 2.2% (tương ứng với tải trọng lớn nhất $P = 185.8 \text{ kN}$ như Hình 2.20b). Vết nứt lớn nhất xuất hiện tại vị trí mép dầm – cột lúc drift đạt giá trị $\pm 2.75\%$ và tiếp tục phát triển (Hình 2.20c).



a) Drift 1.75%

b) Drift 2.2%

c) Drift 2.75%



d) Drift 3.5%

e) Drift 4.0%

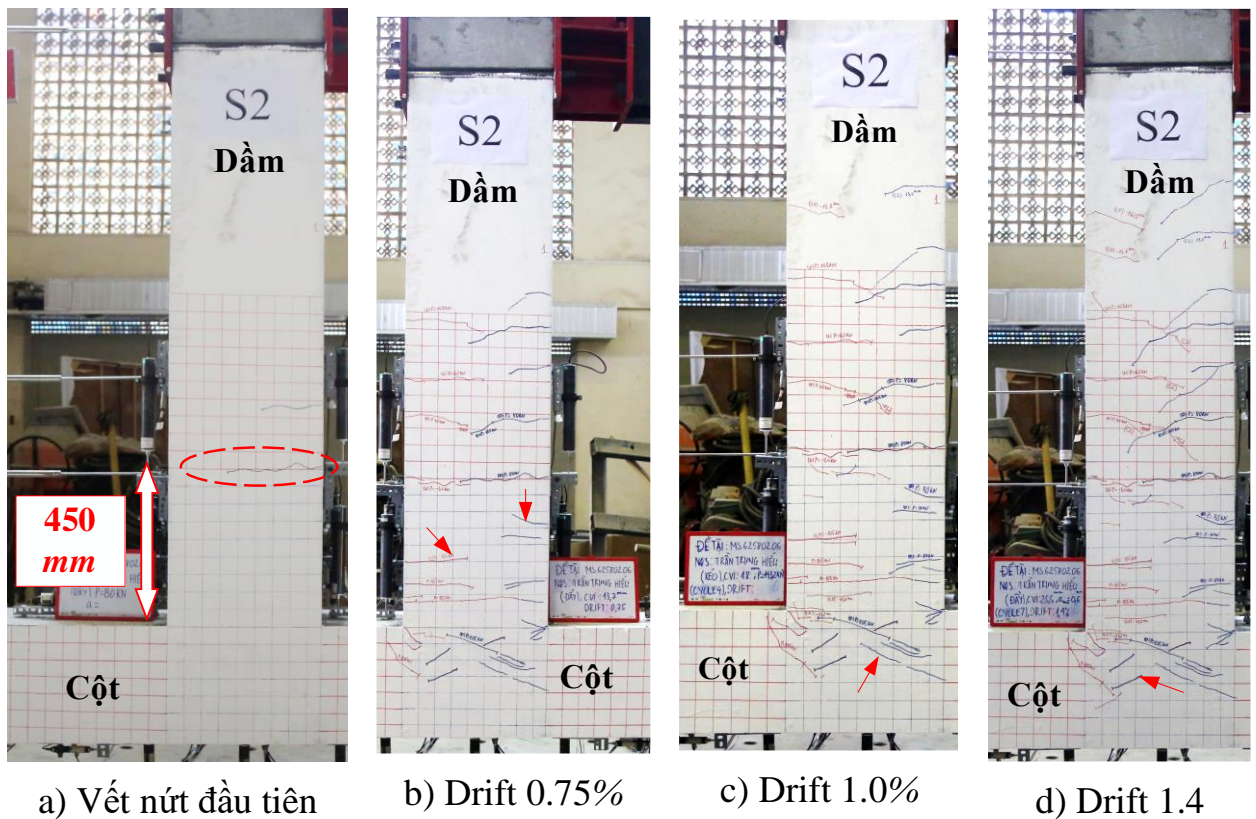
f) Drift 5.0%

Hình 2.20 Hình dạng vết nứt của mẫu đối chứng S1 (1.75 – 5.0%)

Phá hoại lớn xảy ra tại thời điểm drift đạt giá trị $\pm 3.5\%$ được quan sát bằng các tín hiệu như sau: các vết nứt chéo lan truyền về phía mặt trên, dưới dầm hoặc song song với vùng nứt và xảy ra hiện tượng vỡ bê tông tại một số vị trí trong khu vực nứt (Hình 2.20d). Tại thời điểm drift 4.0%, ở giai đoạn tải trọng đảo chiều, các vết nứt trở nên rộng hơn và bắt đầu lan ra về phía mép cột kèm theo lớp bê tông bị tách ra khỏi dầm (Hình 2.20e). Dạng phá hoại đối với mẫu S1 quan sát được là hiện tượng vỡ bê tông trong vùng nứt và cốt thép bị đứt, khi đó thí nghiệm được tạm dừng tại thời điểm drift 5.0% (Hình 2.20f).

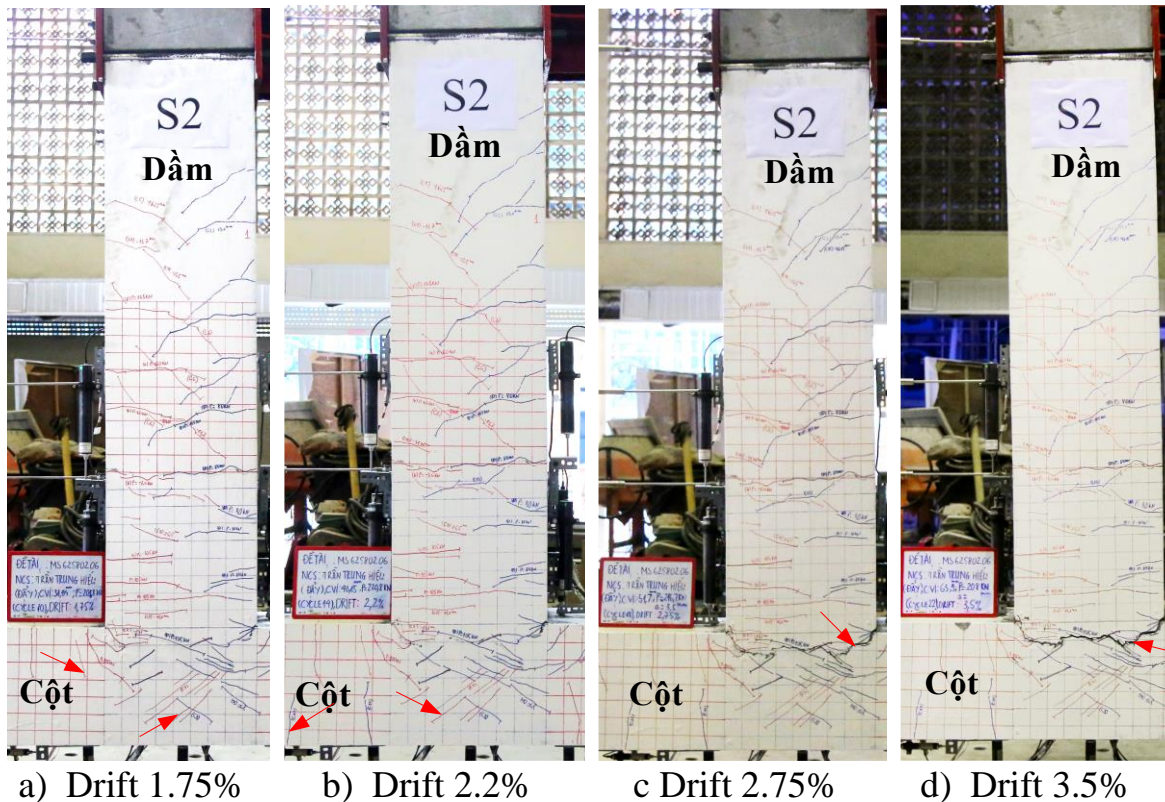
2.7.2. Mẫu tăng cường S2

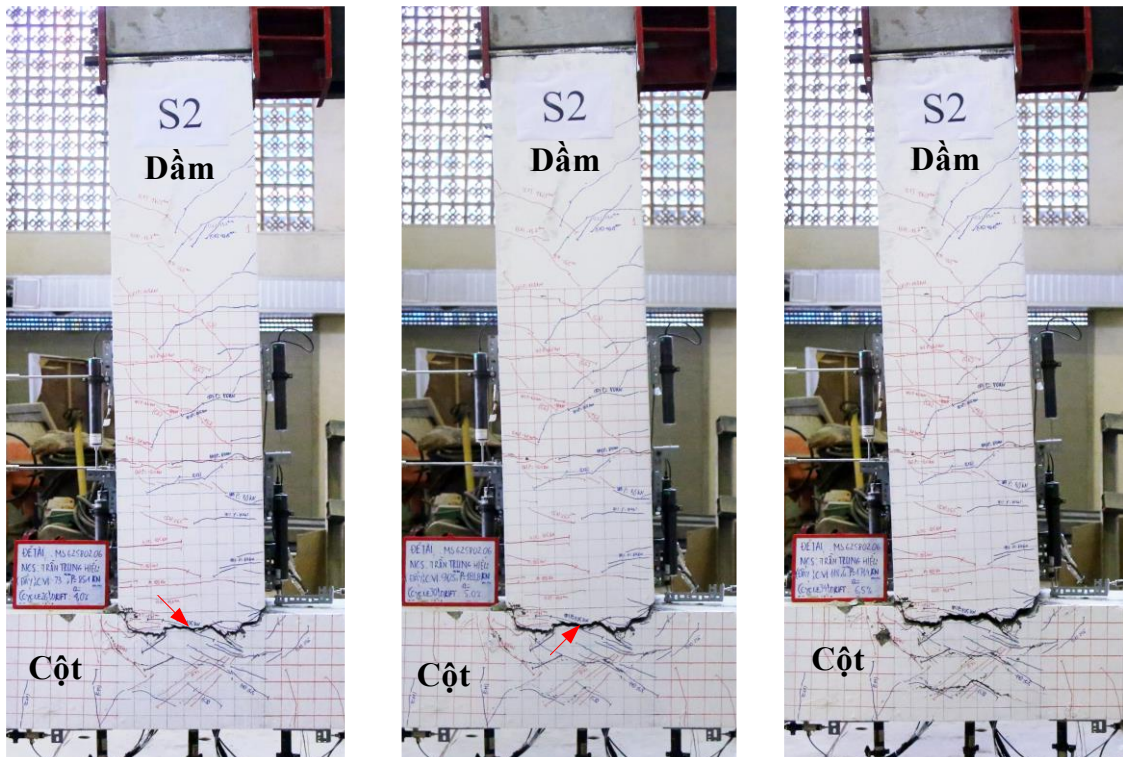
Vết nứt đầu tiên xuất hiện tại vị trí mặt phân cách giữa hai loại vật liệu cách mặt cột 450 mm trong quá trình kiểm soát lực $P \leq 80 \text{ kN}$ (Hình 2.21a). Ở giai đoạn chuyển vị, giống như mẫu S1, các vết nứt phân bố đồng đều dọc theo toàn bộ chiều dài dầm đến khi kết thúc thí nghiệm (Hình 2.21b, c).



Hình 2.21 Hình dạng vết nứt của mẫu tăng cường S2 (0.75 – 1.4%)

Hình 2.21d cho thấy mẫu S2 không xuất hiện các vết nứt ở vị trí đầu và chân cột như mẫu S1 lúc drift 1.4%. Mặt khác, sự xuất hiện các vết nứt chéo trong vùng nút bắt đầu hình thành tại thời điểm drift 1.75% giống với mẫu S1. Lúc này, ứng suất cắt trong nút v_{jh} tính được là 7.927 MPa và ứng suất kéo chính được chuẩn hóa $(p_t / \sqrt{f_c})$ xấp xỉ 0.5002 (Bảng P 4.2 ở Phụ lục 4). Thời điểm tải trọng lớn nhất ($P = 220.8 \text{ kN}$, drift 2.2%), các vết nứt chéo tiếp tục phát triển và xuất hiện thêm các vết nứt ngang có chiều cao khoảng 150 mm mặt sau cột (Hình 2.22b). Vết nứt lớn có hình dạng uốn cong xuất hiện tại vị trí cách mép trong của cột 50 mm (xấp xỉ lớp bê tông bảo vệ cột) tại thời điểm drift đạt giá trị 2.75%. Tiếp tục giảm tải, vết nứt do uốn này được mở rộng và đạt tới chiều cao bằng hai phần ba chiều cao dầm (Hình 2.22c). Trong nút khung không xuất hiện thêm các vết nứt quan trọng khu vực khớp dẹo (gần mặt cột) cho đến khi kết thúc ở drift 3.5% (Hình 2.22d). Ngoài ra, không có các vết nứt cần phải chú ý xuất hiện trong cột hoặc trong nút cho đến thời điểm kết thúc thí nghiệm.





e) Drift 4.0%

f) Drift 5.0%

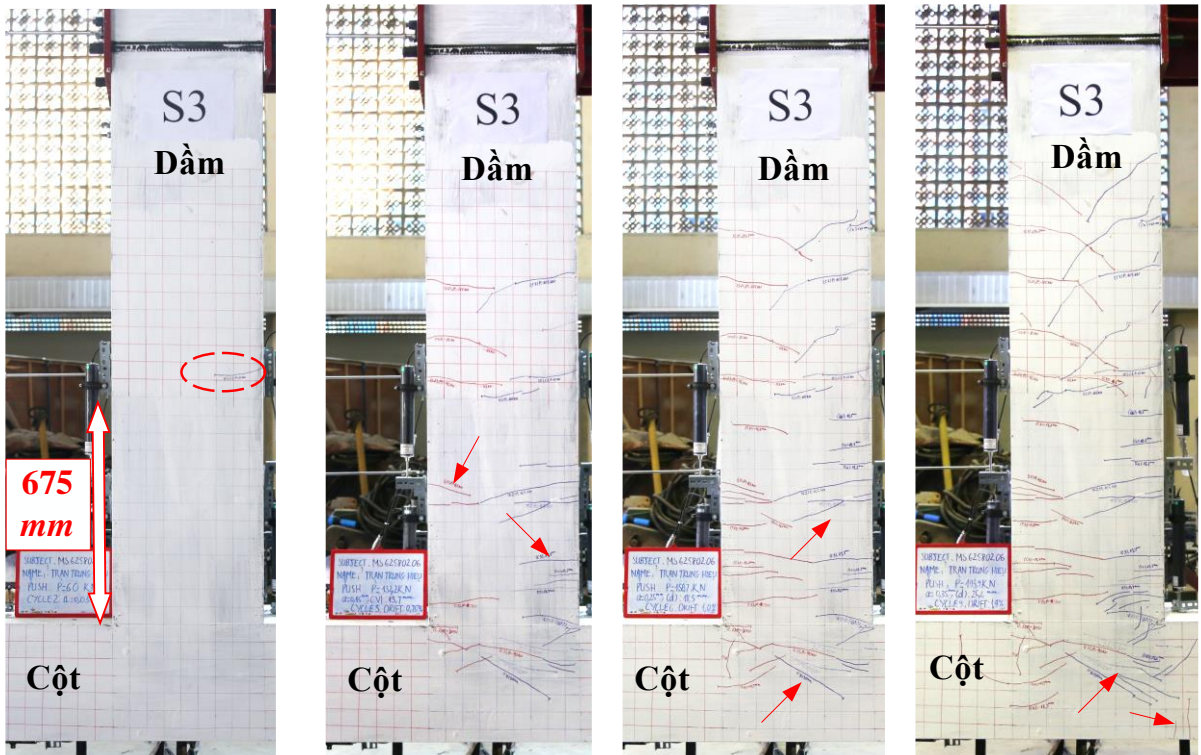
g) Drift 6.5%

Hình 2.22 Hình dạng vết nứt của mẫu tăng cường S2 (1.75 – 6.5%)

Trong các chu kỳ sau, drift từ 4.0% đến 6.5% sự phá hoại tập trung được quan sát xảy ra ở vùng dầm. So với mẫu S1, dạng phá hoại của mẫu S2 bắt đầu chậm hơn và hiện tượng vỡ bê tông xuất hiện ở thời điểm drift đạt giá trị 4.0%. Thanh thép đầu tiên của dầm đã đứt hoàn toàn (kết thúc thí nghiệm) sau khi hoàn thành chu kỳ đầu tiên của drift 6.5% như trong Hình 2.22g. Điều này có thể là do UHPSFRC giúp tăng khả năng bám dính cốt thép với bê tông trong cột dẫn đến đứt cốt thép trong dầm.

2.7.3. Mẫu tăng cường S3

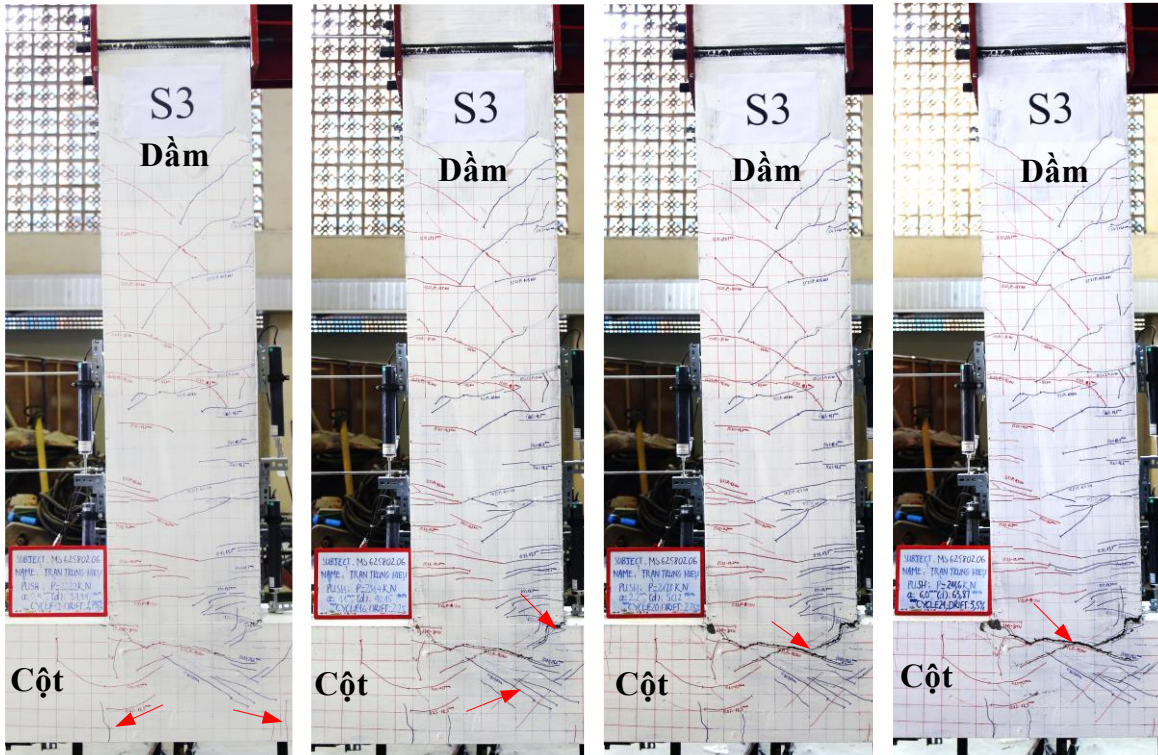
Tương tự như mẫu S2, ở giai đoạn kiểm soát lực $P \leq 80 \text{ kN}$, vết nứt đầu tiên xuất hiện tại vị trí phân cách giữa hai loại vật liệu, cách mặt cột 675 mm (Hình 2.23a). Sang giai đoạn kiểm soát chuyển vị, các vết nứt xuất hiện đều dọc theo toàn bộ chiều dài dầm và phát triển cho tới khi kết thúc thí nghiệm giống với mẫu S1 và S2 (Hình 2.23b, c).



a) Vết nứt đầu tiên b) Drift 0.75% c) Drift 1.0% d) Drift 1.4%

Hình 2.23 Hình dạng vết nứt của mẫu tăng cường S3 (0.75 – 1.4%)

Giống như mẫu S2 và khác mẫu S1, vết nứt ở cột xuất hiện thời điểm drift 1.4% (Hình 2.23d). Các vết nứt đầu tiên xuất hiện ở vùng nứt tạo thành đường chéo hình chữ X (drift 1.75%). Lúc này, ứng suất cắt trong nứt v_{jh} tính được là 8.643 MPa và ứng suất kéo chính được chuẩn hóa $(p_t / \sqrt{f_c})$ xấp xỉ 0.55636 (Bảng P 4.3 của Phụ lục 4). Ở drift 2.2% tương ứng với tải trọng lớn nhất $P = 231.4 \text{ kN}$, các vết nứt cũ phát triển về phía mặt sau của cột cao hơn khoảng 150 mm và xuất hiện các vết nứt chéo mới. Vết nứt dạng uốn cong xuất hiện ở vị trí giao cắt dầm – cột và cách mặt trong cột 50 mm (xấp xỉ lớp bê tông bảo vệ) tại thời điểm drift đạt giá trị 2.75% (Hình 2.24b). Sự phá hoại lớn xảy ra và được quan sát qua các dấu hiệu sau: các vết nứt thẳng vuông góc trục cột, hiện tượng vỡ bê tông trong khu vực nứt và các vết nứt bắt đầu lan truyền về phía mặt sau của cột cao khoảng 150 mm so với mặt cột như Hình 2.24d.

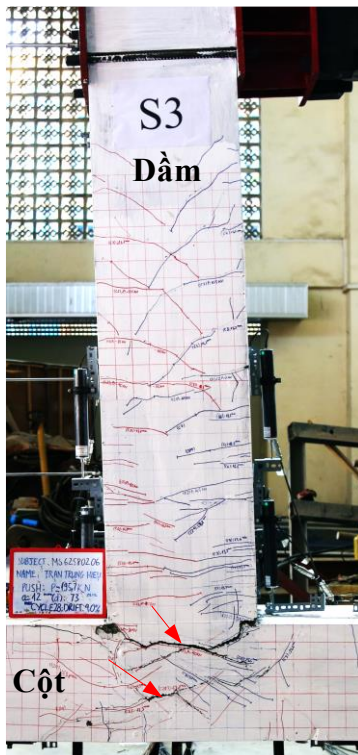


a) Drift 1.75%

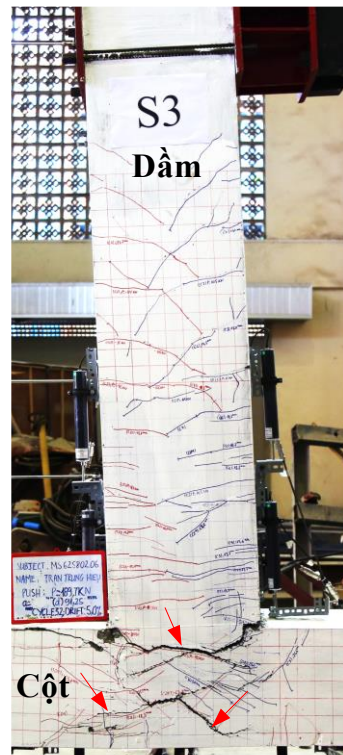
b) Drift 2.2%

c) Drift 2.75%

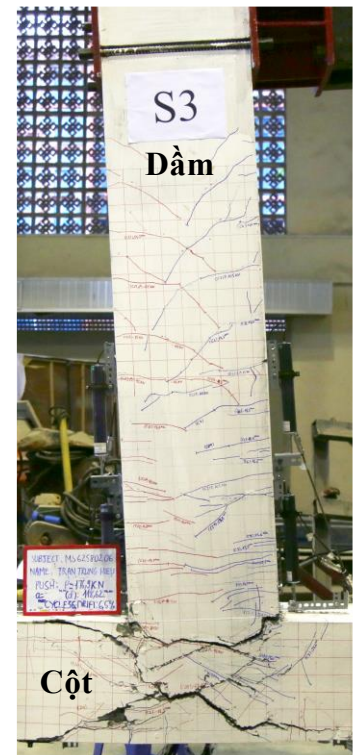
d) Drift 3.5%



e) Drift 4.0%



f) Drift 5.0%



g) Drift 6.5%

Hình 2.24 Hình dạng vết nứt của mẫu tăng cường S3 (1.75 – 6.5%)

Xuất hiện thêm các vết nứt chéo trong vùng nút và lan ra theo diện tích vùng nút tại thời điểm drift 5.0% (Hình 2.24e, f). Khi bê tông bị phá vỡ hoàn toàn trong vùng nút (drift 6.5%) thì kết thúc thí nghiệm như thể hiện trên Hình 2.24g. Điều này cho thấy sự khác biệt của vùng tăng cường UHPSFRC với khoảng cách khác nhau dẫn đến dạng phá hoại cũng khác nhau.

2.8. Kết luận Chương 2

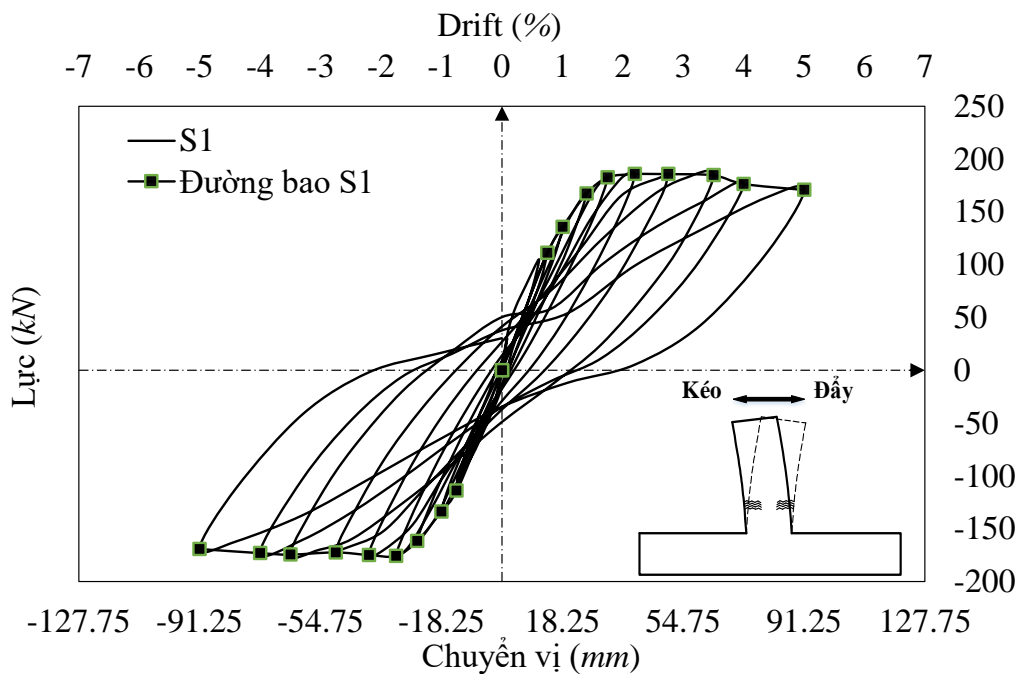
Qua kết quả thí nghiệm có thể nhận xét về các mẫu như sau:

- Tất cả các mẫu thí nghiệm thì những vết nứt xuất hiện ở dầm là tương đối đồng đều trong giai đoạn đầu của quá trình tải. Khác nhau giữa các mẫu thể hiện ở vị trí xuất hiện vết nứt đầu tiên trong quá trình thí nghiệm. Điều này cho thấy, đây là sự khởi đầu của cơ chế khớp dẻo. Ngoài ra, quan sát thí nghiệm cho thấy, các vết nứt của mẫu S2 và S3 gần như khép lại mà không có biến dạng dư đáng kể. Điều này có thể được lý giải do các sợi thép trong hỗn hợp UHPSFRC có ứng xử đàn hồi và đặc tính liên kết cao.
- Dạng phá hoại cuối cùng của 3 mẫu thí nghiệm là khác nhau. Mẫu S1 và S3 là dạng chữ X, dạng phá hoại của mẫu S2 là phá hoại uốn. Như vậy, có thể thấy rằng khoảng cách tăng cường UHPSFRC ảnh hưởng đến dạng phá hoại nút.
- Trong tiêu chuẩn ACI Committee 374 đã chỉ ra rằng đối với các công trình nhà cao tầng, drift cho phép 4% để thỏa mãn yêu cầu về độ ổn định công trình. Như vậy có thể thấy rằng cấu tạo và thiết kế mẫu S2, S3 hoàn toàn đáp ứng được yêu cầu của ACI Committee 374. Hơn nữa, drift của hai mẫu S2 và S3 cao hơn 25% so với mẫu S1.

Chương 3. PHÂN TÍCH KẾT QUẢ THÍ NGHIỆM

Nội dung chương này thực hiện việc phân tích các kết quả thí nghiệm từ các mẫu nút khung được thí nghiệm từ Chương 2. Các tiêu chí nghiên cứu bao gồm: quan hệ lực – chuyển vị, hệ số độ dẻo chuyển vị, thành phần ứng suất kéo chính, độ cứng cát tuyến, khả năng tiêu tán năng lượng, sự phát triển biến dạng của các thanh cốt thép. Các kết quả này sẽ được so sánh với những kết quả thu được từ các nghiên cứu sẵn có.

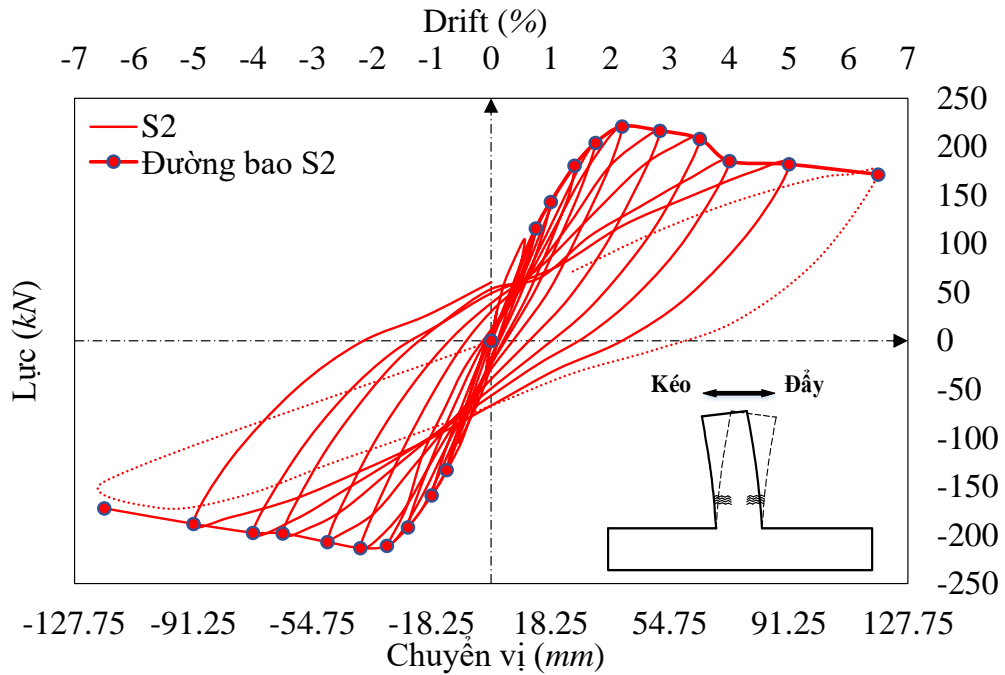
3.1. Mối quan hệ lực và chuyển vị



Hình 3.1 Đường cong lực – chuyển vị của mẫu đối chứng S1

Hình 3.1 thể hiện mối quan hệ giữa lực – chuyển vị của mẫu S1. Giai đoạn đầu của đường cong bao này là tương đối tuyến tính, sự suy giảm độ cứng được quan sát thấy sau thời điểm drift đạt giá trị 1%. Tiếp tục thí nghiệm, các vết nứt xuất hiện nhiều hơn, đường cong này dần trở thành phi tuyến sau thời điểm drift 1.75%. Dựa vào đường cong này, mẫu S1 có khả năng chịu lực lớn nhất là $P = 185.8 \text{ kN}$ tại thời điểm drift 2.2%. Sau đó, độ cứng cát tuyến bắt đầu bị suy giảm, tương ứng với việc quan sát thực tế trên Hình 2.20b là sự phá hoại

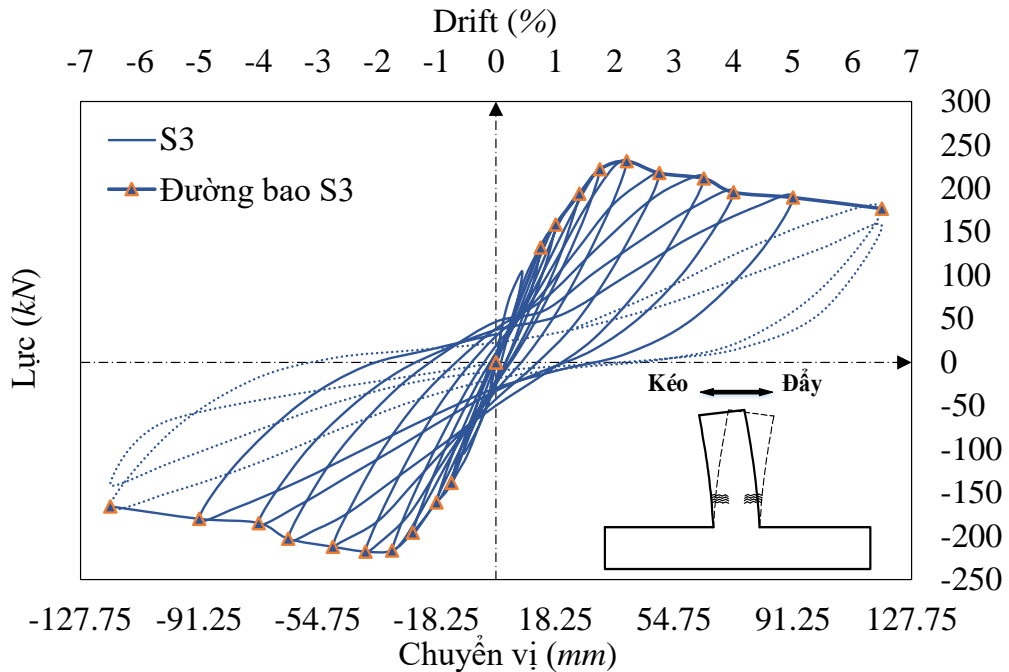
sự phá hoại cắt ở nút khung. Từ việc quan sát thí nghiệm cũng như trên Hình 3.1 cho thấy, thời điểm drift đạt giá trị 1.4% đến 5%, đường cong có xu hướng thất lại nhanh hơn.



Hình 3.2 Đường cong lực – chuyển vị của mẫu S2

Mối quan hệ giữa lực – chuyển vị của mẫu tăng cường S2 cho thấy rằng, độ cứng cắt tuyến bị suy giảm không đáng kể trong giai đoạn đầu quá trình gia tải cho tới thời điểm drift 1% giống mẫu S1 (Hình 3.2). Ứng xử của mẫu thí nghiệm trong giai đoạn này vẫn được coi là đàn hồi tuyến tính và đường cong không có xu hướng thất. Tại thời điểm drift 1.4%, quan sát trên mẫu thí nghiệm cho thấy các vết nứt vùng nút bắt đầu xuất hiện, độ cứng cắt tuyến của mẫu có xu hướng giảm dần, tải trọng lớn nhất mẫu đạt được là $P = 220.08 \text{ kN}$ tương ứng với drift 2.2%. Như vậy, có thể thấy rằng tải trọng lớn nhất mẫu S2 chịu được lớn hơn so với mẫu S1 là 18% tại cùng thời điểm drift đạt giá trị 2.2%. Điều này chứng tỏ rằng, ứng xử tổng thể của mẫu S2 được tăng cường UHPSFRC tương đồng so với mẫu đối chứng S1, nhưng chuyển vị và khả năng chịu lực lớn hơn mẫu đối chứng S1. Sau thời điểm drift 3.5%, độ cứng bị suy

giảm một cách đột ngột hơn và không có xu hướng bị thắt lại cho tới thời điểm mẫu bị phá hoại, điều này có sự khác biệt tương đối so với mẫu S1 ở Hình 3.1.

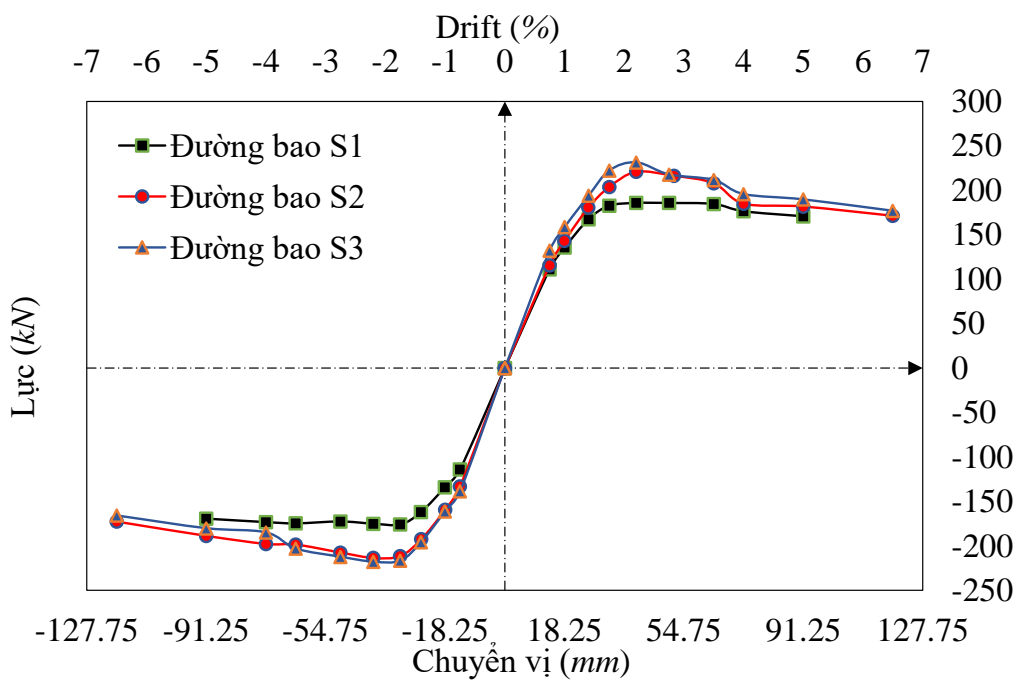


Hình 3.3 Đường cong lực – chuyển vị của mẫu S3

Tương tự như kết quả thí nghiệm thu được đối với 2 mẫu S1 và S2, đối với mẫu S3 thì đường cong lực – chuyển vị cũng tuyến tính và độ cứng bị suy giảm không đáng kể từ thời điểm bắt đầu gia tải cho tới khi drift đạt giá trị 1.0% (Hình 3.3). Khả năng chịu lực lớn nhất của mẫu S3 là $P = 231.4 \text{ kN}$ lớn hơn so với mẫu S1 là 20% và so với mẫu S2 là 5% (cùng một thời điểm drift 2.2%). Tuy nhiên, sau khi qua thời điểm drift 2.2%, hiệu ứng thắt đường cong có xu hướng tăng dần, điều này chứng tỏ rằng mẫu thí nghiệm S3 bắt đầu có khả năng tiêu tán năng lượng và quan sát thấy độ cứng cát tuyến bị suy giảm một cách nhanh chóng. Như vậy, có thể thấy rằng mẫu S3 có ứng xử giống như mẫu S2, chỉ khác ở chỗ khả năng chịu lực của mẫu S3 cao hơn so với mẫu S2 và S1. Điều này có thể lý giải do khoảng cách tăng cường UHPSFRC tăng lên từ 450 mm lên 675 mm trong dầm của mẫu thí nghiệm này đã tác động đến khả năng chịu lực của mẫu.

3.2. Hệ số độ dẻo chuyển vị

Hình 3.4 thể hiện đường cong bao lực – chuyển vị của ba mẫu thí nghiệm tại chu kỳ đầu tiên của vòng lặp. Trong kết cấu BTCT, việc xác định điểm dẻo trong đường cong lực – chuyển vị là tương đối khó khăn. Điểm dẻo xuất hiện khi vật liệu ứng xử phi tuyến (bê tông và cốt thép) hoặc do sự chảy dẻo của thành phần khác nhau của kết cấu ở các mức gia tải khác nhau. Do đó, Park (1989) [105] đã đề xuất việc xác định các hệ số độ dẻo chuyển vị của kết cấu BTCT dựa vào việc lý tưởng hóa đường song tuyến tính lực – chuyển vị. Sau một thời gian, Paulay và cộng sự (1992) [111] đưa ra mô hình xác định chuyển vị dẻo dựa trên đề xuất của Park (1989) [105] và đã được trong rất nhiều nghiên cứu sau này như ASCE 41-13 [26] và Fema 356 [57] (Hình 3.6)

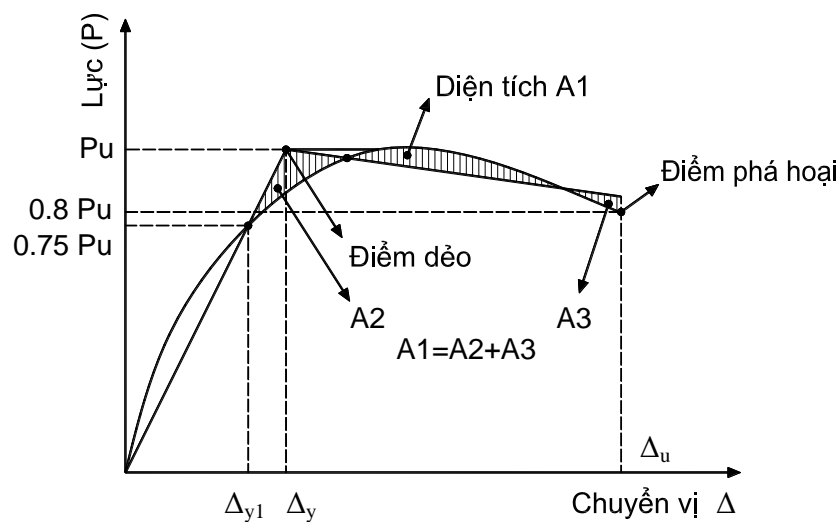


Hình 3.4 Đường cong bao lực – chuyển vị của các mẫu thí nghiệm

Hệ số độ dẻo chuyển vị được tính là tỷ lệ của chuyển vị cực hạn (Δ_u) với chuyển vị dẻo của tiết diện dầm (Δ_y). Chuyển vị cực hạn (Δ_u) được khuyến nghị lấy bằng giá trị tương ứng với 80% giá trị tại thời điểm tải trọng lớn nhất

P_u hoặc sự phá vỡ cốt thép (tùy theo cái nào xảy ra trước) [105]. Chuyển vị dẻo (Δ_y) được xác định bằng cách vẽ một đường thẳng giữa điểm gốc và một điểm trên đường cong bao lực – chuyển vị, tương ứng với điểm chảy dẻo đầu tiên cốt thép hoặc 75% tải trọng lớn nhất P_u , (tùy theo giá trị nào nhỏ hơn), sau đó ngoại suy đường này lên tới P_u , (Hình 3.6). Đường dẻo thứ hai sau điểm dẻo của đường song tuyến lực – chuyển vị được vẽ bằng cách sử dụng quy trình lập từ phương trình cân bằng diện tích vùng bên trên và dưới bằng nhau như Hình 3.6. Như vậy, hệ số độ dẻo chuyển vị được xác định như sau:

$$\mu = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} \quad (3.1)$$



Hình 3.5 Các điểm đặc trưng trên đường lý tưởng hóa lực – chuyển vị

Dựa trên quy trình ở trên, các kết quả được trình bày trong Bảng 3.1 cho thấy không có sự khác biệt đáng kể về hệ số độ dẻo chuyển vị, khi mà các giá trị tải trọng lớn nhất có sự chênh lệch đáng kể theo cả hai hướng. Các giá trị này cho thấy rõ ràng, bê tông UHPSFRC được tăng cường đã cải thiện độ dẻo của mẫu thí nghiệm. Hệ số độ dẻo chuyển vị của mẫu S2 tương đương với mẫu S1 theo ở cả 2 hướng, nhưng mẫu S3 không đạt được như kỳ vọng khi hướng kéo tăng 3.4% nhưng hướng đẩy giảm 4.6%. Như vậy, có thể thấy rằng, hệ số

độ dẻo chuyển vị không tăng lên khi chiều dài đoạn tăng cường UHPSFRC tăng lên từ 450 mm của mẫu S2 đến 675 mm cho mẫu S3. Trong quá trình gia tải mẫu S3, chuyển vị dẻo Δ_y được quan sát thấy nằm trong khoảng drift 1.4% (25.6 mm) và 2.2% (40.15 mm), chuyển vị cực hạn Δ_u đạt được ở chu kỳ thứ hai drift 6.5%. Sau khi mẫu thí nghiệm đạt tải trọng lớn nhất ở drift 2.2%, khả năng chịu lực giảm đáng kể ở chu kỳ thứ hai ở thời điểm drift 3.5%. Điều này có thể được lý giải, sự phá hoại trong mẫu thí nghiệm đã được tích lũy sau khi đạt tải trọng lớn nhất dẫn đến gây ra sự suy giảm cường độ đáng kể, do đó ngăn cản sự gia tăng hệ số độ dẻo chuyển vị của mẫu S3. Nhìn chung, độ dẻo trung bình của ba mẫu thí nghiệm lần lượt là 3.8, 3.7, 3.8 là tương đối đồng đều.

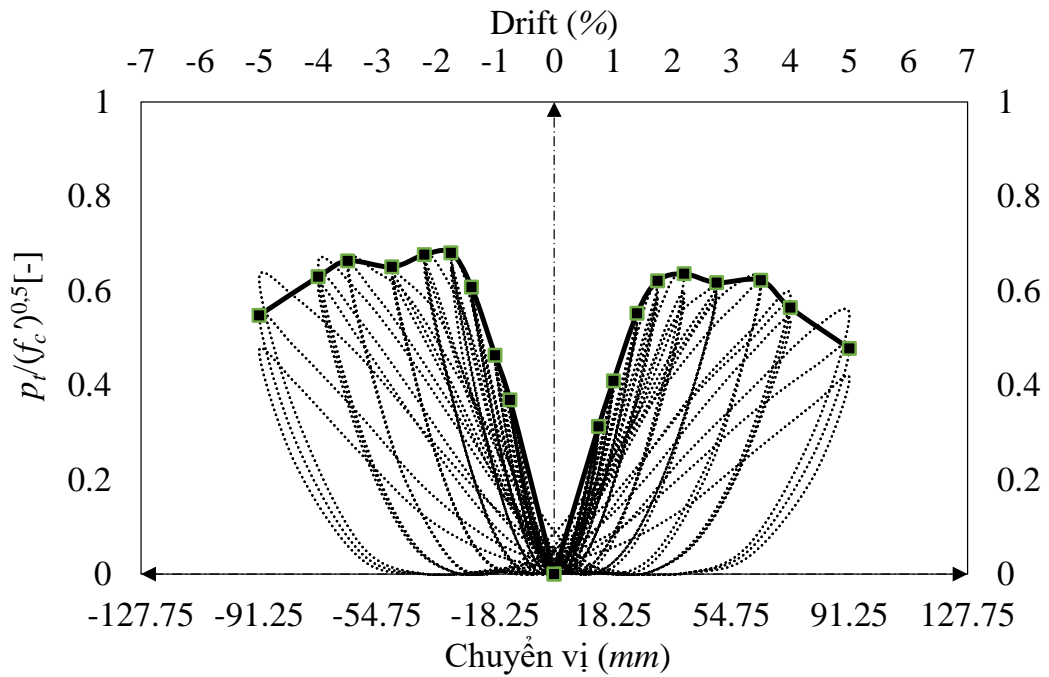
Bảng 3.1 Hệ số độ dẻo chuyển vị cho từng mẫu thí nghiệm

Mẫu	P_u (kN)		δ_u (mm)		δ_{yI} (mm)		δ_y (mm)		μ	
	Đẩy	Kéo	Đẩy	Kéo	Đẩy	Kéo	Đẩy	Kéo	Đẩy	Kéo
S1	185.8	175.7	91.25	91.25	18.25	17	25	23	3.65	3.96
S2	220.8	213.4	104.8	91.25	23	18.25	30	24	3.62	3.8
S3	231.4	217.8	101	102.5	21.7	19	29	25	3.48	4.1

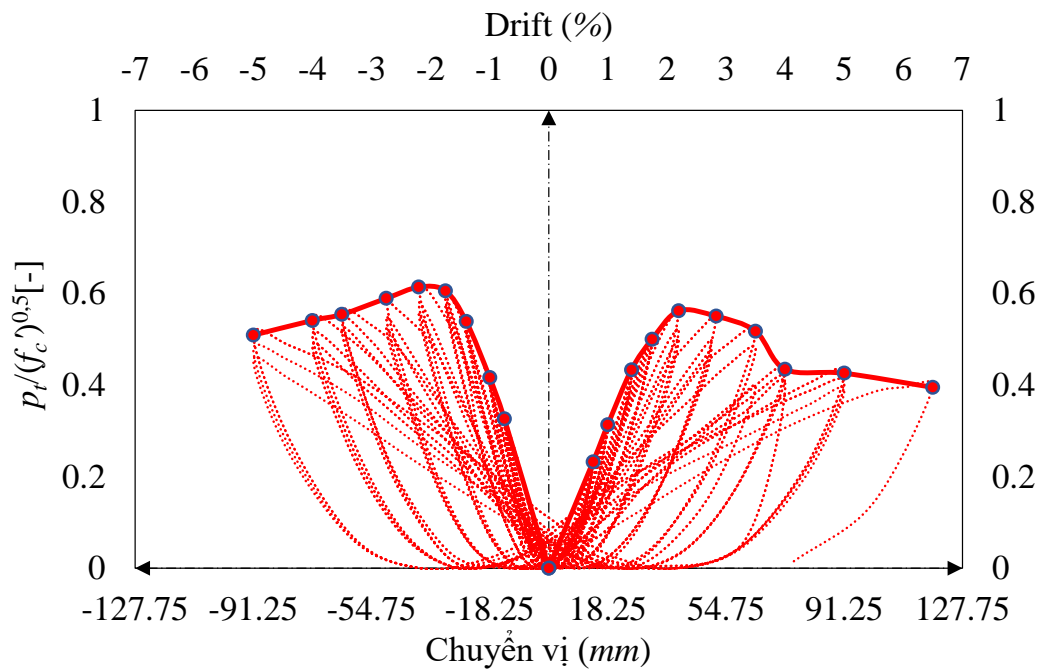
3.3. Thành phần ứng suất kéo chính trong nút

Đã có nhiều nghiên cứu sử dụng phương pháp chuẩn hóa ứng suất kéo chính (p_t) chính nhằm so sánh tính hiệu quả của kết cấu [120], [143], [106], ... Nghiên cứu này thực hiện việc tính toán các thành phần ứng suất này theo đề xuất của Hakuto và cộng sự [67] và có kể đến ứng suất nén dọc trục trong cột như đã đề cập ở mục 1.1.1. Tỷ lệ giữa ứng suất kéo chính của nút p_t và căn bậc hai của cường độ chịu nén bê tông $\sqrt{f_c}$ cũng được áp dụng trong nghiên cứu. Các giá trị được tóm tắt trong Phụ lục 4 và Hình 3.6d tại thời điểm drift 2.2% (tải trọng lớn nhất) cho thấy, ứng suất kéo chính được chuẩn hóa của các mẫu tăng cường thấp hơn 11.6% và 8.1% về hướng đẩy. Lý giải cho điều này là vì cường độ bê tông UHPSFRC trong vùng nút cao hơn rất nhiều so với bê tông thông thường dẫn đến đã làm tăng khả năng kháng cắt cho nút lên đáng

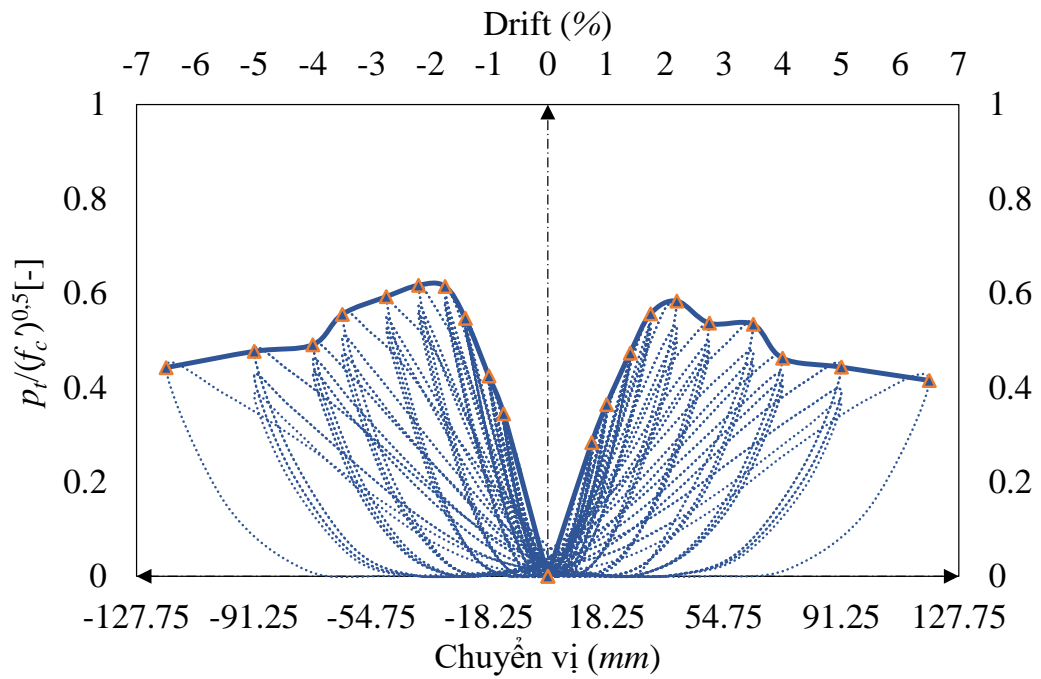
kê. Ngoài ra, ứng suất cắt ngang v_{jh} của mẫu S2 và S3 tăng lần lượt là 16% và 20% theo hướng đẩy và tương tự cho hướng kéo là 18% và 20% số với mẫu S1. Kết quả này cho thấy hiệu quả của việc sử dụng UHPSFRC giúp tăng cường khả năng kháng cắt nút khung.



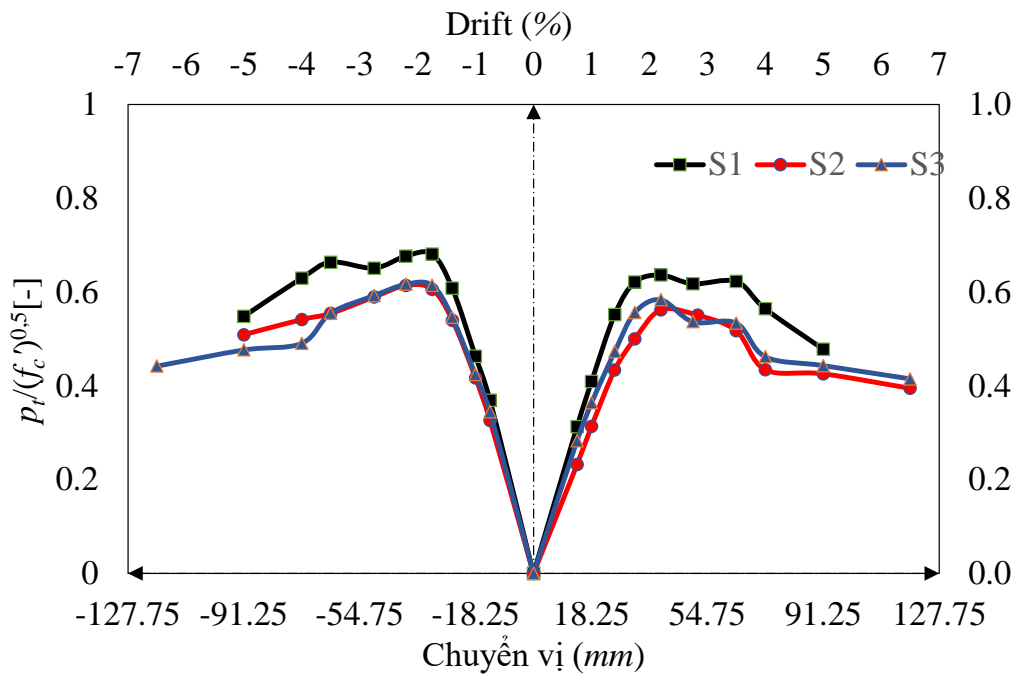
a) Mẫu S1



b) Mẫu S2



c) Mẫu S3

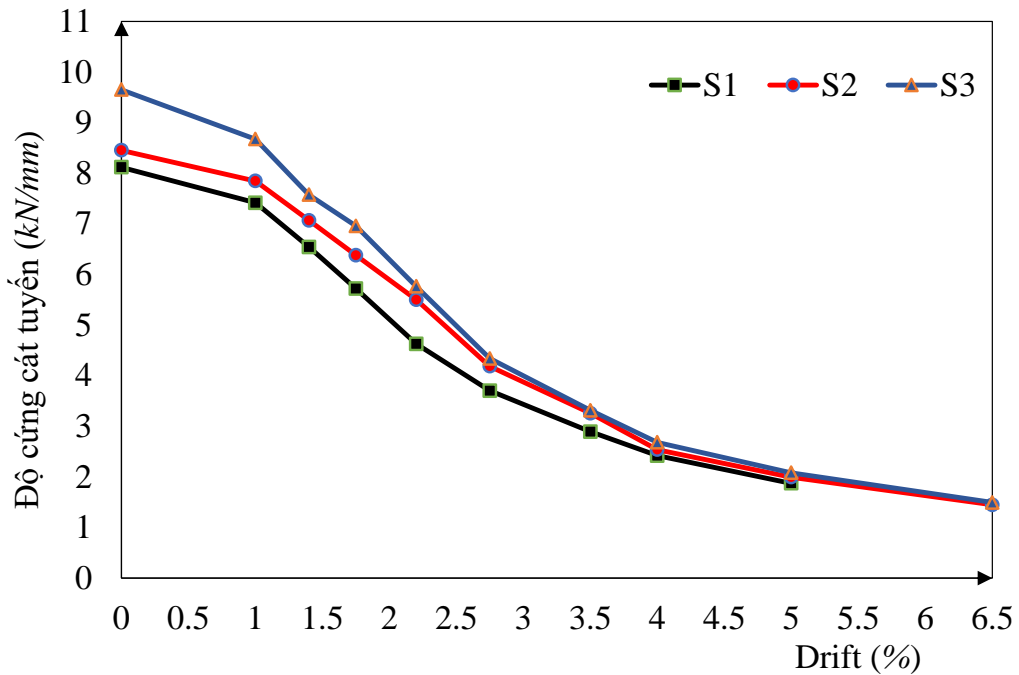


d) Đường cong bao ứng suất kéo chính được chuẩn hóa và chuyển vị

Hình 3.6 Quan hệ giữa ứng suất kéo chính được chuẩn hóa và chuyển vị

3.4. Sự suy giảm độ cứng

Trong một hệ kết cấu cần phải có sự cân bằng giữa cường độ, độ cứng và khả năng tiêu tán năng lượng. Độ cứng phải đủ lớn để kiểm soát chuyển vị ngang và đồng thời không bị suy giảm hoặc ít bị suy giảm khi chịu tải trọng đảo chiều. Sự suy giảm độ cứng là do lực dính giữa cốt thép và bê tông bị suy giảm, sự bong tách bê tông khỏi cốt thép và sự phát triển của các vết nứt. Độ cứng của các mẫu thí nghiệm được xác định bằng cách dùng độ cứng cát tuyến (đỉnh đến đỉnh) dựa vào biểu đồ lực – chuyển vị và được tính toán như độ dốc đối với trục ngang của đường thẳng nối hai đỉnh của cùng một chu kỳ dỡ tải.



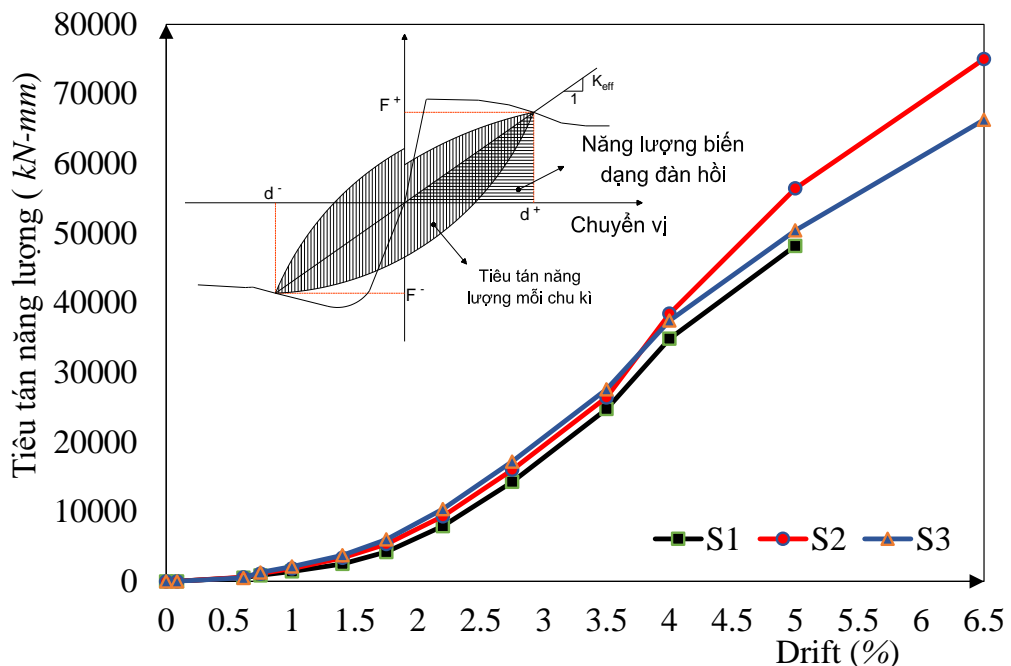
Hình 3.7 So sánh độ cứng cát tuyến của các mẫu thí nghiệm

Hình 3.7 thể hiện sự suy giảm độ cứng của các mẫu thí nghiệm: các mẫu thí nghiệm được tăng cường đạt được độ cứng cao hơn so với mẫu S1 tại cùng thời điểm drift 1.0%. Khi drift đạt giá trị trong khoảng 1.4% đến 1.75% các vết nứt xuất hiện và sự phá hoại trong vùng nút của các mẫu thí nghiệm xảy ra tại thời điểm drift đạt giá trị 2.2%. Tại thời điểm này, ứng suất cắt trong nút hoàn toàn là do các thanh thép chịu trước khi các thanh này bị mất liên kết. Hình 3.7

cũng cho thấy sau khi drift đạt giá trị 2.2%, độ cứng của mẫu S2 và S3 có giá trị gần bằng nhau và lớn hơn khoảng 16% so với mẫu đối chứng S1. Tại thời điểm drift đạt giá trị 4.0%, các mẫu thí nghiệm bị mất độ cứng khoảng 70% so với độ cứng ban đầu. Như vậy, có thể nhận thấy rằng việc tăng cường bằng UHPSFRC đáp ứng được độ cứng mong muốn.

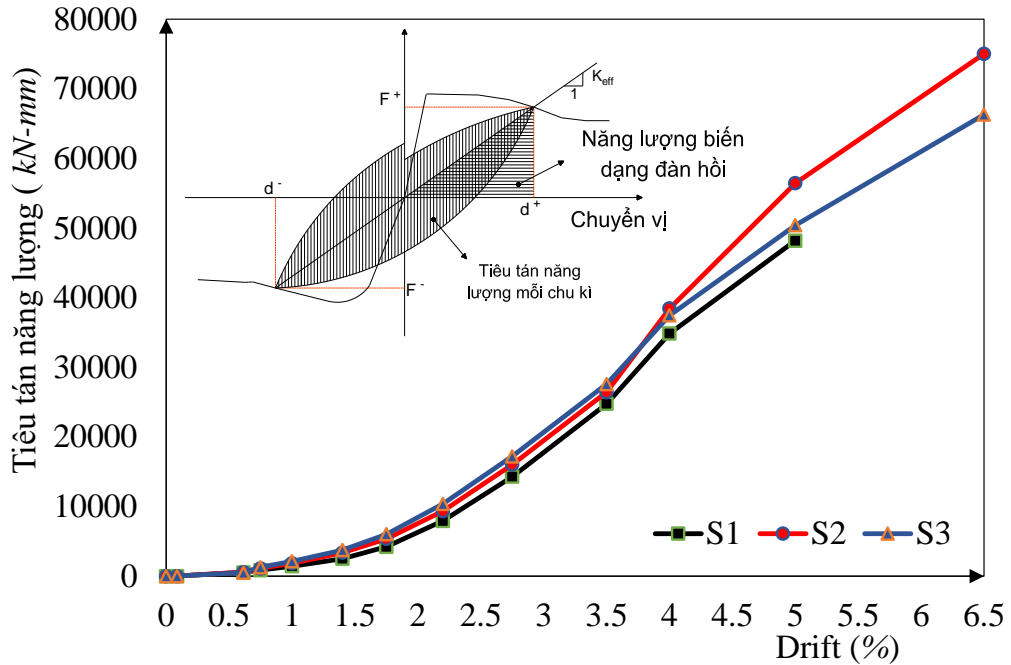
Ở đây lưu ý rằng các tiêu chí được nêu trong tiêu chuẩn ACI Committee 374 (2005) [20] đã nhấn mạnh nút khung phải giữ được tính toàn vẹn kết cấu khi khả năng chịu lực ít nhất bằng 3/4 tải trọng lớn nhất hoặc drift không nhỏ hơn 3.5%. Trong khi, drift tương ứng theo yêu cầu của Bộ luật xây dựng quốc gia Canada [96] (NBCC 2005) chỉ là 2.5%. Như vậy có thể thấy rằng, tất cả các mẫu thí nghiệm đều thỏa mãn các yêu cầu của cả Mỹ và Canada.

3.5. Đặc trưng khả năng tiêu tán năng lượng

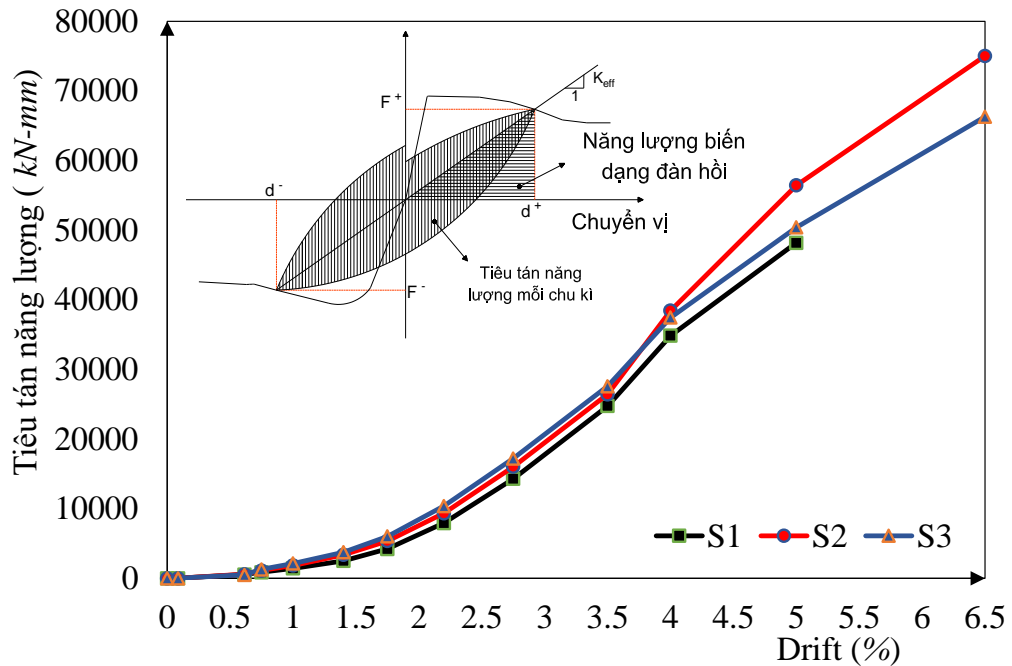


Hình 3.8 cho thấy khả năng tiêu tán năng lượng của các mẫu thí nghiệm trong quá trình chịu tải trọng lặp tương ứng với các drift khác nhau. Sự tiêu tán năng lượng (năng lượng tích lũy được hấp thụ) được tính bằng cách tính tổng năng lượng tiêu tán trong các chu kỳ của lực và chuyển vị liên tiếp. Priestley

(1997) [112] đề xuất cách xác định năng lượng tiêu tán theo từng chu kỳ được dựa vào diện tích đường cong lực – chuyển vị chịu tải trọng lặp như



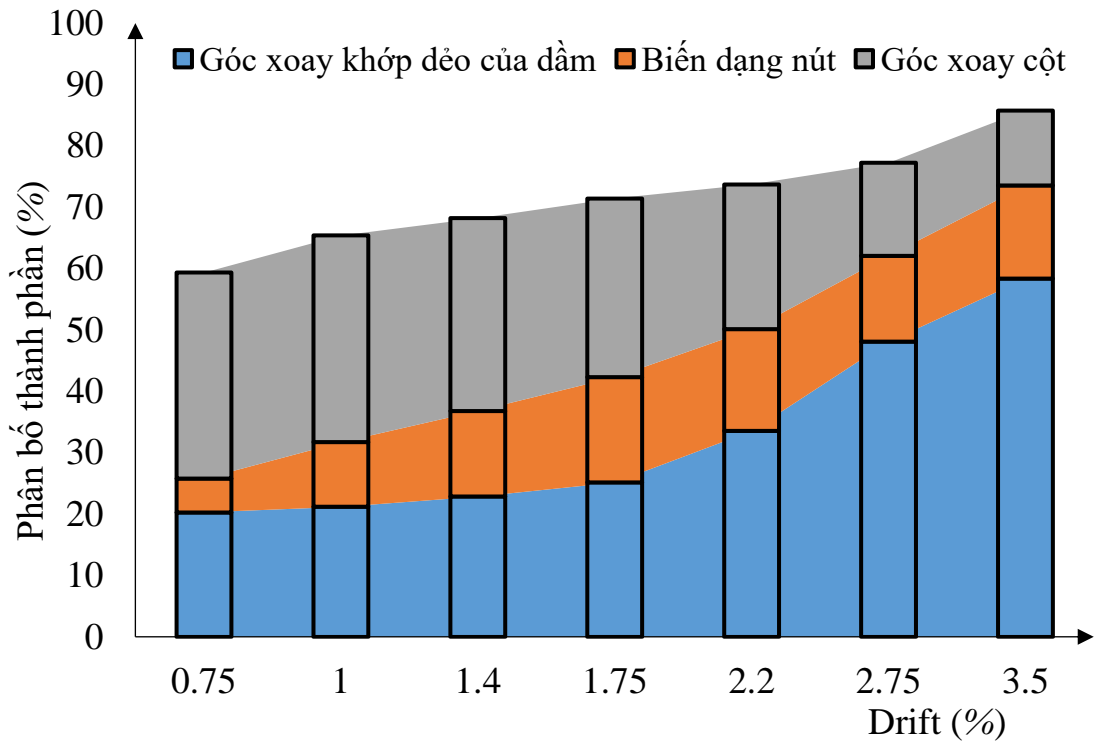
Hình 3.8. Khả năng tiêu tán năng lượng của các mẫu được tăng cường cao hơn so với mẫu đối chứng sau thời điểm drift đạt giá trị 1.0%. Ví dụ, năng lượng được hấp thụ bởi các mẫu được tăng cường S2 và S3 ở drift 2.2% là 3975 kN-m(S2) và 4395 kN-m(S3), tương ứng tăng 6.5% và 14.67% với các giá trị tương ứng mẫu đối chứng S1. Hơn nữa, mức độ tiêu tán năng lượng của các mẫu được tăng cường được duy trì khi drift đạt giá trị 6.5%, trong khi mẫu S1 chỉ dừng ở mức 5.0%. Ngoài ra, cường độ bê tông cũng ảnh hưởng đáng kể đến khả năng tiêu tán năng lượng của các nút khung.



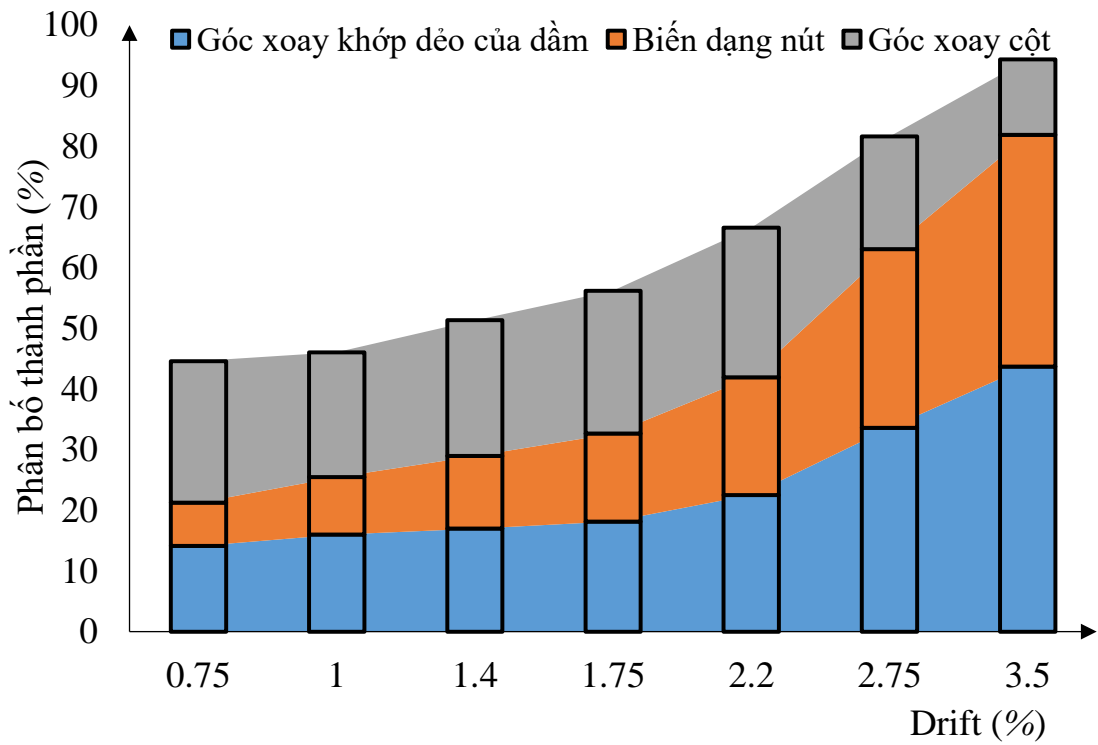
Hình 3.8 Mối quan hệ giữa drift và tiêu tán năng lượng

3.6. Các thông số ảnh hưởng tới drift

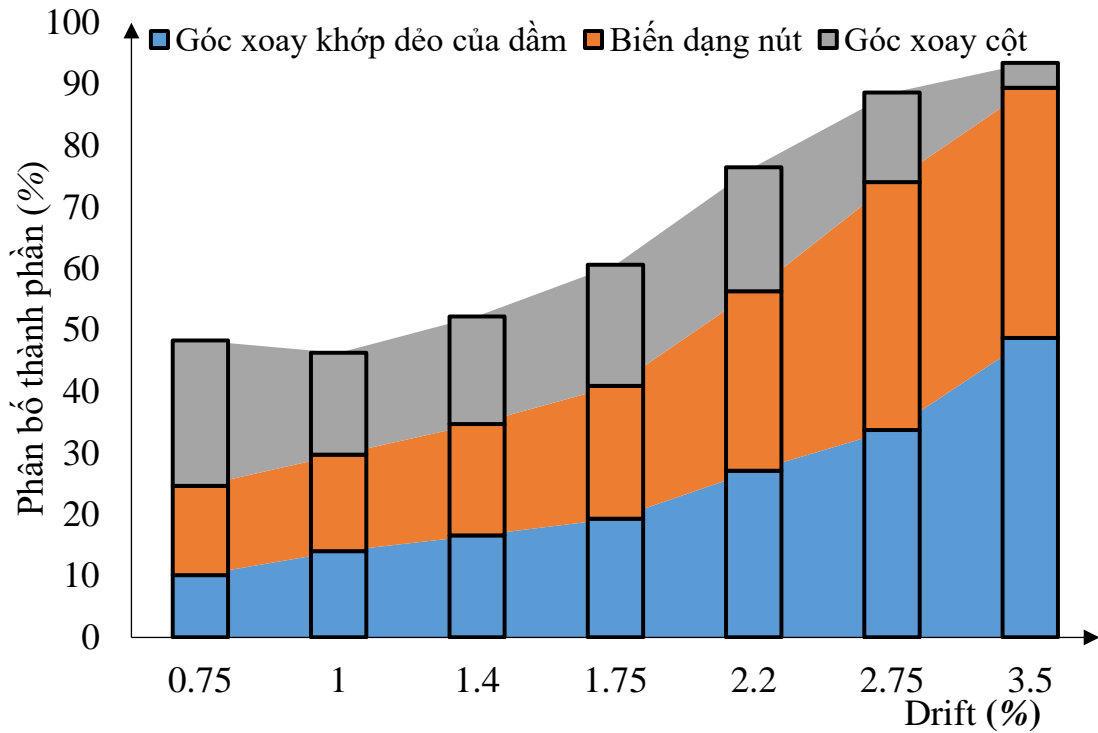
Các thông số ảnh hưởng tới drift có thể được chia thành ba thành phần chính như: góc xoay dự kiến trong vùng khớp dẻo dầm, góc xoay cột và biến dạng cắt nút. Mỗi cặp đầu đo chuyển vị LVDT đã được bố trí để đo góc xoay của thành phần tương ứng với drift khác nhau như đã trình bày ở mục 2.5.2. Do đó, ảnh hưởng của từng thành phần góc xoay có thể được xác định bằng tỉ số của từng thành phần đó với tổng drift. Hình 3.9 cho thấy góc xoay do khớp dẻo trong dầm ảnh hưởng nhiều nhất tới tổng drift của tất cả các nút thí nghiệm. Thời điểm tải trọng lớn nhất đạt được tương ứng với drift đạt giá trị 2.2%, ảnh hưởng góc xoay trong vùng khớp dẻo dầm là khoảng 22% đến 43% tổng drift, góc xoay biến dạng cắt của nút ảnh hưởng khoảng 16% đến 30% tổng độ lệch, trong khi, góc xoay cột kết hợp với hiệu ứng biến dạng nút ảnh hưởng không quá 25% tổng drift. Tất cả các giá trị góc xoay còn lại trong tổng drift có thể là do các yếu tố không được đo lường như: các vết nứt của dầm bên ngoài vùng khớp dẻo và chuyển vị của dầm.



a) Mẫu S1



b) Mẫu S2



c) Mẫu S3

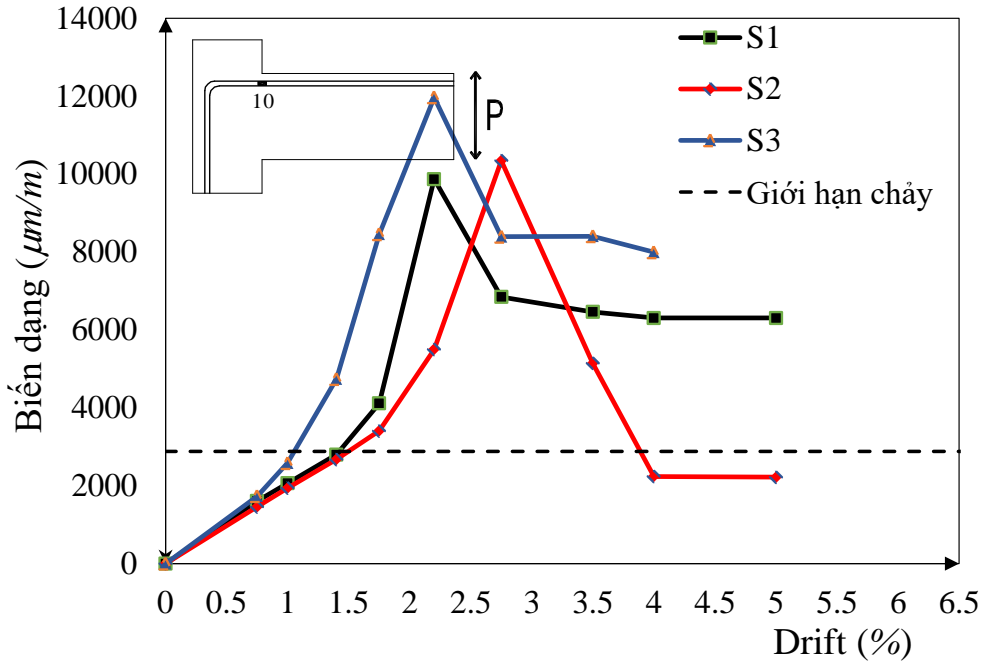
Hình 3.9 Các thành phần ảnh hưởng tới tổng drift

3.7. Môi quan hệ drift và biến dạng cốt thép

3.7.1. Sự phát triển biến dạng của cốt thép dọc trong dầm

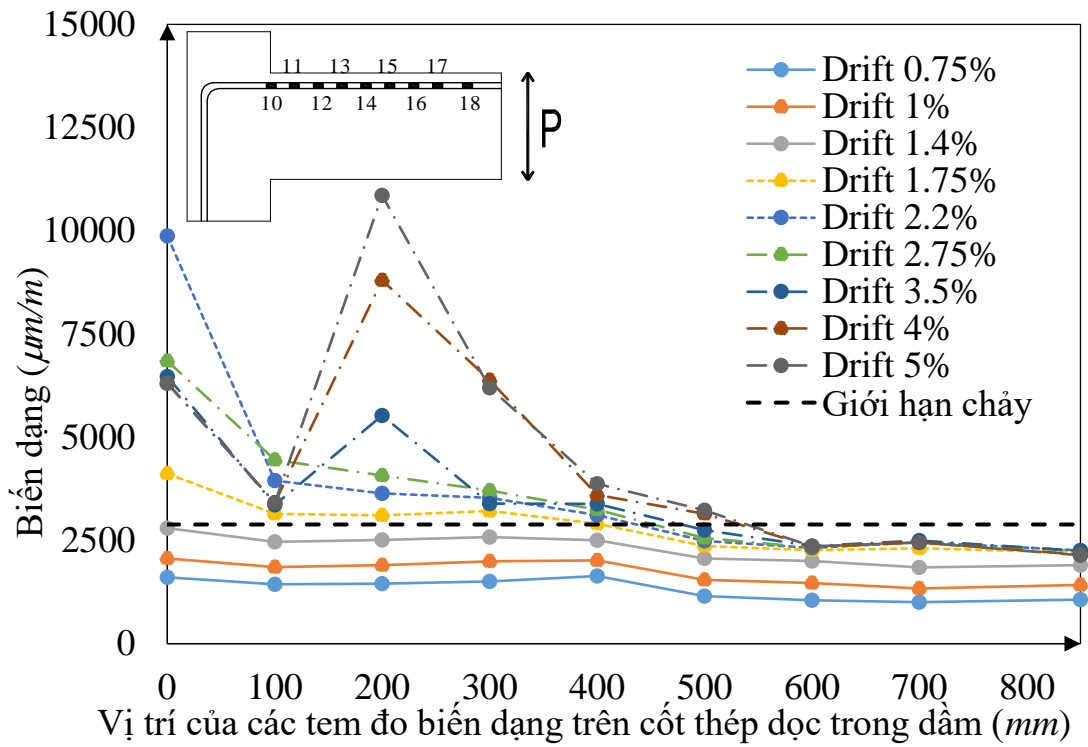
Các đầu thu tín hiệu (data logger) giúp cho việc xác định các giá trị của các phiên điện trở đo biến dạng (strain gage) trên các thanh cốt thép, sau đó được lưu vào máy tính trong quá trình thí nghiệm nhằm đảm bảo theo dõi kết quả theo thời gian thực. Các phiên điện trở này được gắn dọc theo thanh cốt thép ở trên và dưới dầm nhằm theo dõi sự phát triển của biến dạng ở các vị trí quan trọng như Hình 2.10. Hình 3.10 cho thấy các sự phát triển biến dạng của thanh thép dầm ở vị trí phiên điện trở số 10 của ba mẫu thí nghiệm. Tuy nhiên, các giá trị biến dạng trong giai đoạn cuối cùng của quá trình gia tải cho tất cả các mẫu thí nghiệm không thể đo được, lý do là vì các phiên điện trở đo biến dạng bị đứt khi mẫu thí nghiệm gần đạt đến trạng thái phá hoại hoàn toàn. Hình

3.10 cũng chỉ ra rằng các giá trị biến dạng trong tất cả các mẫu thí nghiệm đã không đạt được biến dạng cực hạn trước khi gặp sự cố ở các phiến điện trở.

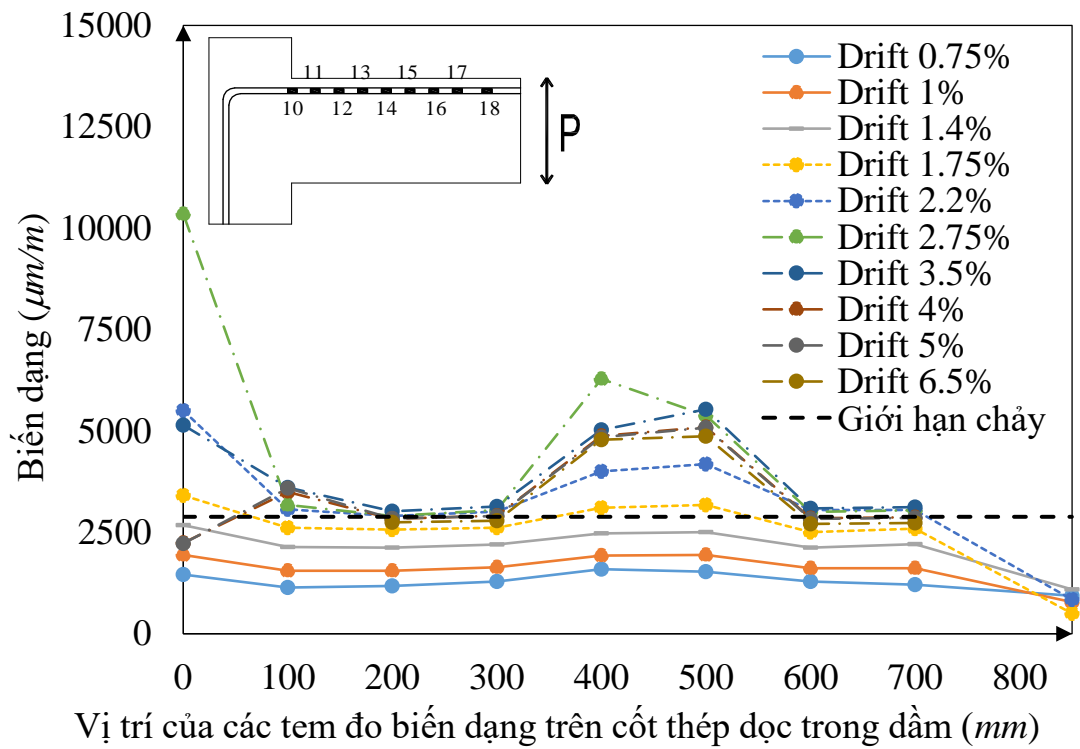


Hình 3.10 Biến dạng của thanh thép dầm tại vị trí phiến điện trở số 10

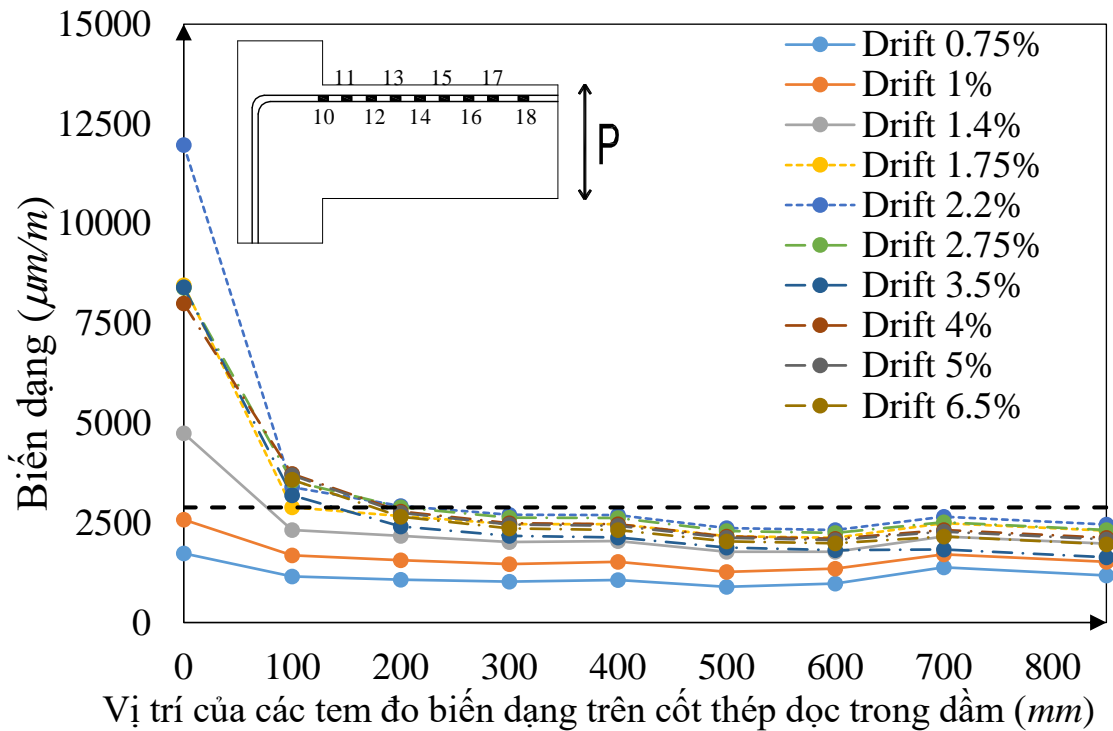
Các phiến điện trở đo biến dạng ở tất cả các mẫu thí nghiệm cho thấy hai mẫu tăng cường S1 và S2 đạt đến giới hạn chảy tại thời điểm 1.4%, ngược lại mẫu đối chứng S3 lại đạt giới hạn chảy rất sớm là 1%. Các biến dạng đo được lần lượt lúc drift 1.4% là 2798 $\mu\text{m/m}$ (S1), 2678 $\mu\text{m/m}$ (S2) và 4744 $\mu\text{m/m}$ (S3), điều này cho thấy cốt thép của cả ba mẫu thí nghiệm đang trong giai đoạn chảy dẻo. Không có mẫu thí nghiệm nào đạt được biến dạng cực hạn trong cốt thép dọc dầm. Tuy nhiên, theo như ghi nhận được tại thời điểm tải trọng đạt giá trị lớn nhất (drift 2.2%), biến dạng của cả ba mẫu thí nghiệm lần lượt là 9873 $\mu\text{m/m}$ (S1), 5498 $\mu\text{m/m}$ (S2) và 11972 $\mu\text{m/m}$ (S3) thì có thể thấy biến dạng trong mẫu S3 chênh lệch khoảng 30% so với hai mẫu còn lại. Sau thời điểm tải trọng đạt giá trị lớn nhất (drift 2.2%), biến dạng trong thanh cốt thép của mẫu S1 và S3 giảm xuống cho đến khi kết thúc thí nghiệm, ngược lại biến dạng mẫu S2 vẫn tiếp tục phát triển.



a) Mẫu S1



b) Mẫu S2



c) Mẫu S3

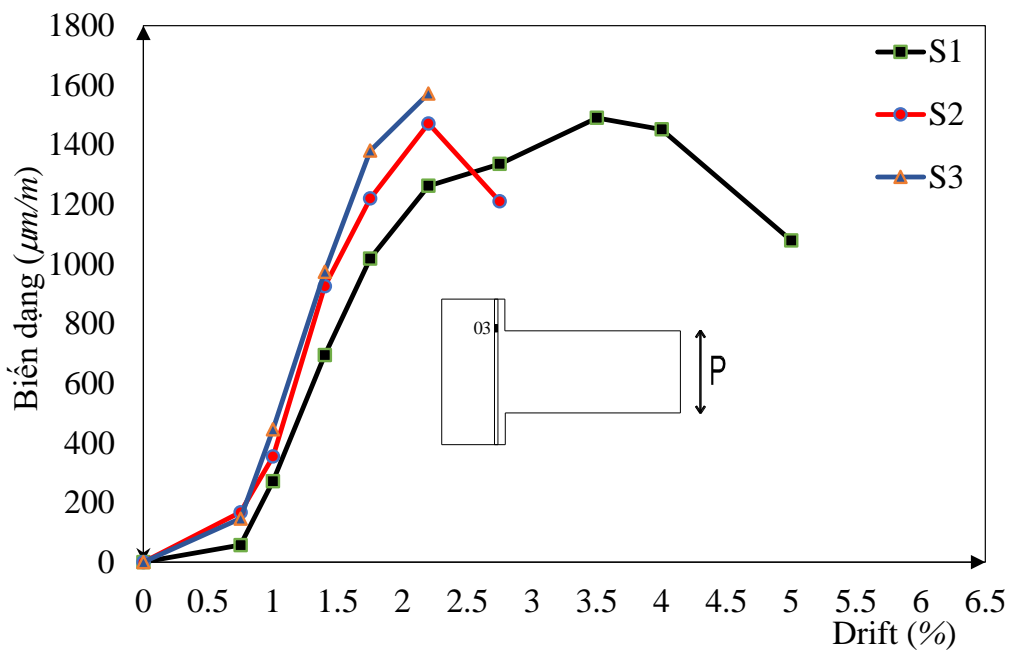
Hình 3.11 Môi quan hệ drift và biến dạng của cốt dọc trong dầm

Hình 3.11 thể hiện sự phân bố biến dạng của các thanh cốt thép dọc trong dầm ở vùng lân cận của khu vực nứt trong suốt quá trình gia tải. Các giá trị này thu được từ các phiên điện trở đo biến dạng (strain gage) bố trí dọc theo cốt thép chịu lực trong dầm, bắt đầu ở vị trí mặt cột và cách đều nhau với khoảng cách 100 mm và chúng được gắn với một bộ thu tín hiệu nhằm dự đoán vị trí hình thành khớp dẻo trong dầm. Đối với mẫu S1, biến dạng lớn nhất đạt được ở vị trí phiên điện trở 12 bố trí cách mặt cột 200 mm, điều này chứng tỏ rằng khớp dẻo xuất hiện ngoài khu vực nứt (nằm trong vùng D). Quá trình gia tải ban đầu, hai mẫu tăng cường S2 và S3 thể hiện ứng xử tương đối khác nhau, vị trí xuất hiện chảy dẻo cốt thép của mẫu S2 là phiên điện trở 14 và 15 cách mặt cột 400 – 500 mm, nằm ở cuối phạm vi vùng D, điều này có thể thấy rằng khớp dẻo đã bắt đầu dịch chuyển ra xa mặt cột khoảng 400 mm. Tuy nhiên, ứng xử mẫu S3 lại khác, mặc dù được tăng cường khoảng cách UHPSFRC lớn hơn

nhưng sự xuất hiện khớp dẻo lại không được như kì vọng. Mẫu thí nghiệm này thể hiện sự sụt giảm các giá trị biến dạng trong các lần gia tải liên tiếp như trong Hình 3.11c. Nguyên nhân này có thể là do số lượng lớn hơn của cốt thép ngang được loại bỏ trong nút dẫn đến lực kéo cao hơn nhưng biến dạng thấp hơn.

3.7.2. Sự phát triển biến dạng của cốt thép dọc trong cột

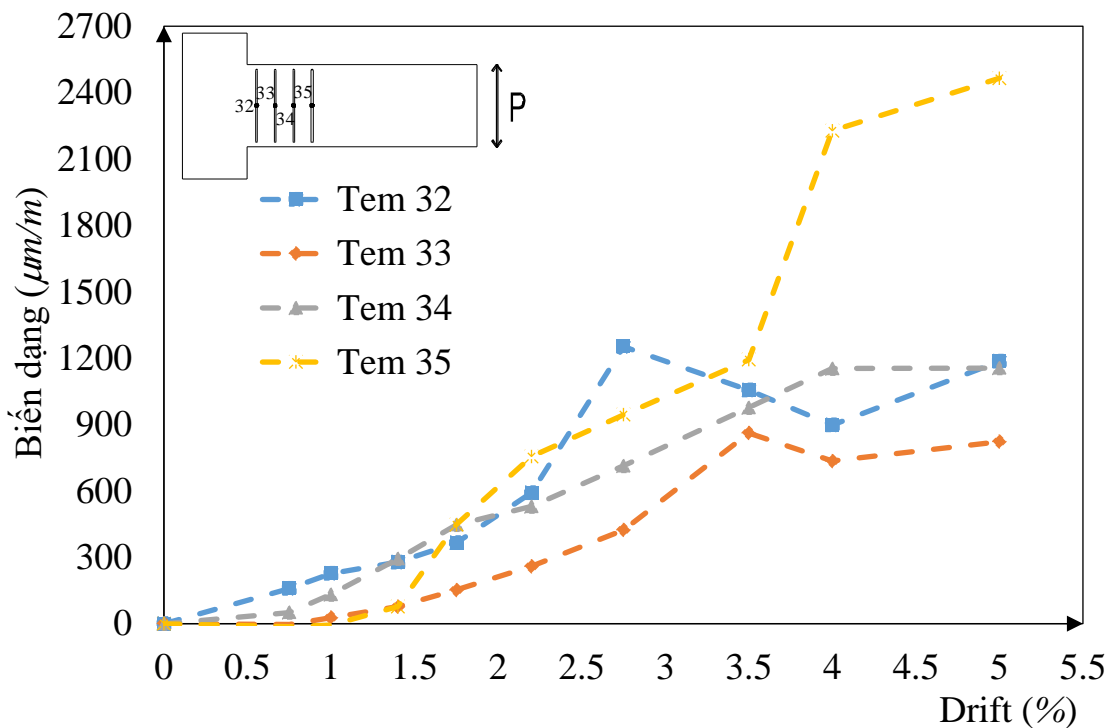
Hình 3.12 thể hiện mối quan hệ giữa biến dạng – drift của thanh cốt thép dọc trong cột. Các giá trị biến dạng cốt thép trong cột nằm dưới mức biến dạng dẻo do lực dọc tác dụng lên cột và lực ngang tác dụng vào dầm. Các giá trị biến dạng gần như xấp xỉ nhau tại thời điểm tải trọng lớn nhất (drift 2.2%), cụ thể là $1262 \mu\text{m/m}$ (S1), $1471 \mu\text{m/m}$ (S2) và $1572 \mu\text{m/m}$ (S3). Mẫu S3 có ứng suất cắt cao nhất, điều này được lý giải bằng sự xuất hiện các vết nứt cắt chéo trong nút bắt đầu tại giao điểm của cột và dầm nơi có bố trí phiên điện trở đo biến dạng được đặt. Khi ứng suất cắt trong nút tăng, bề rộng vết nứt chéo tăng lên từ đó làm tăng biến dạng kéo ở vị trí đó. Mặt khác, biến dạng đo được mẫu S2 cũng chỉ bằng biến dạng lớn nhất của mẫu S1.



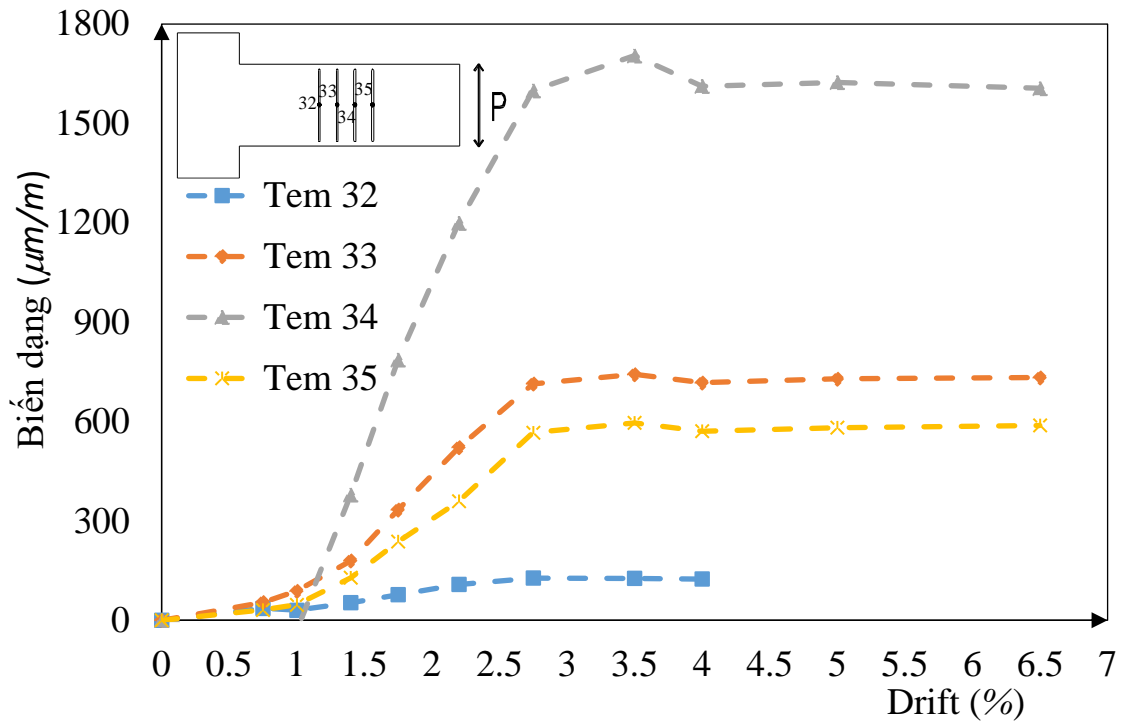
Hình 3.12 Mối quan hệ drift và biến dạng của cốt dọc trong cột

3.7.3. Sự phát triển biến dạng của cốt thép đai trong dầm

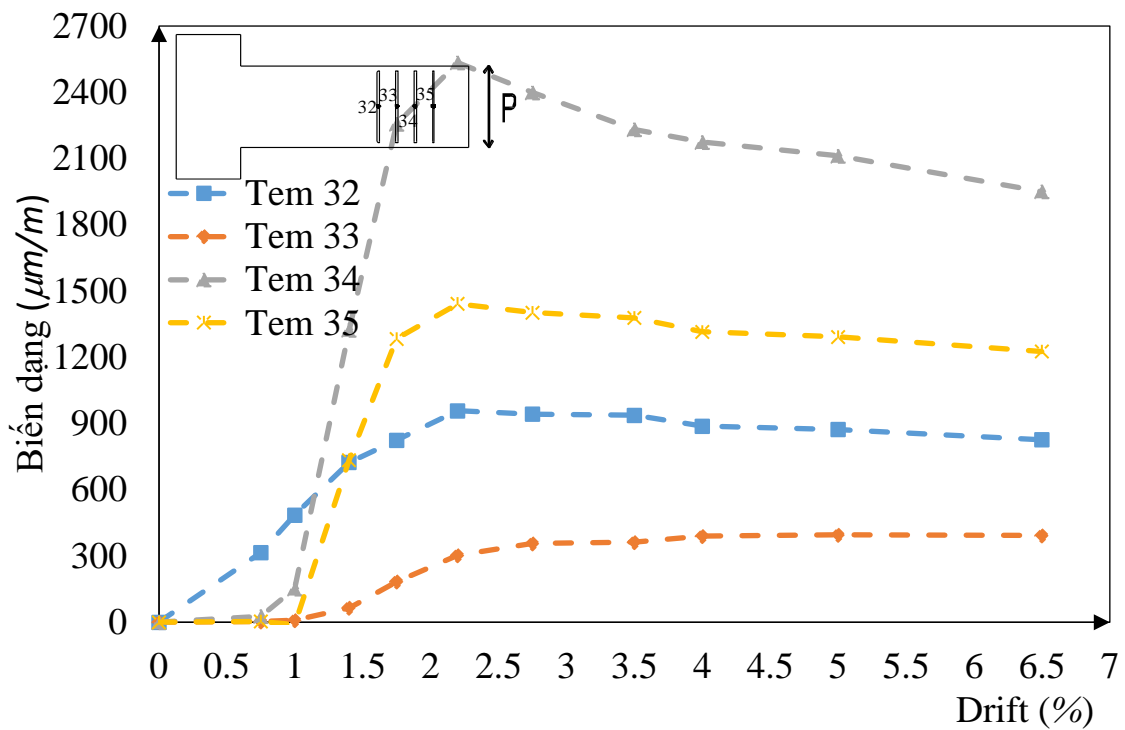
Mối quan hệ giữa biến dạng – drift của cốt đai trong dầm được thể hiện trong Hình 3.13. Vì sự phá hoại do cắt không được dự kiến trong dầm, nên chỉ bố trí 4 phiên điện trở đo biến dạng (strain gage) trên 4 thanh cốt đai gần nhất khu vực nút. Kết quả cho thấy rằng, sự phát triển biến dạng của thanh cốt thép đai trong tất cả các mẫu thí nghiệm đều dưới $2800\mu m/m$ tức là dưới mức chảy dẻo. Tuy nhiên, ở vị trí phiên điện trở số 34 của hai mẫu thí nghiệm S2 và S3 có sự gia tăng đáng kể biến dạng và gần như đạt đến trạng thái chảy dẻo so với mẫu S1. Mẫu S3 có biến dạng tăng nhanh khi drift đạt đến giá trị 2.2% sau đó giảm xuống, điều này không giống như mẫu S1 và S2 khi mà biến dạng vẫn tiếp tục phát triển. Không có mẫu thí nghiệm nào đạt đến giới hạn biến dạng cho phép của cốt đai được quy định bởi CSA S806-12 [49]. Điều này có thể được lý giải là hiệu ứng bó được yêu cầu vượt quá thành phần cốt thép chịu cắt.



a) Mẫu S1



b) Mẫu S2

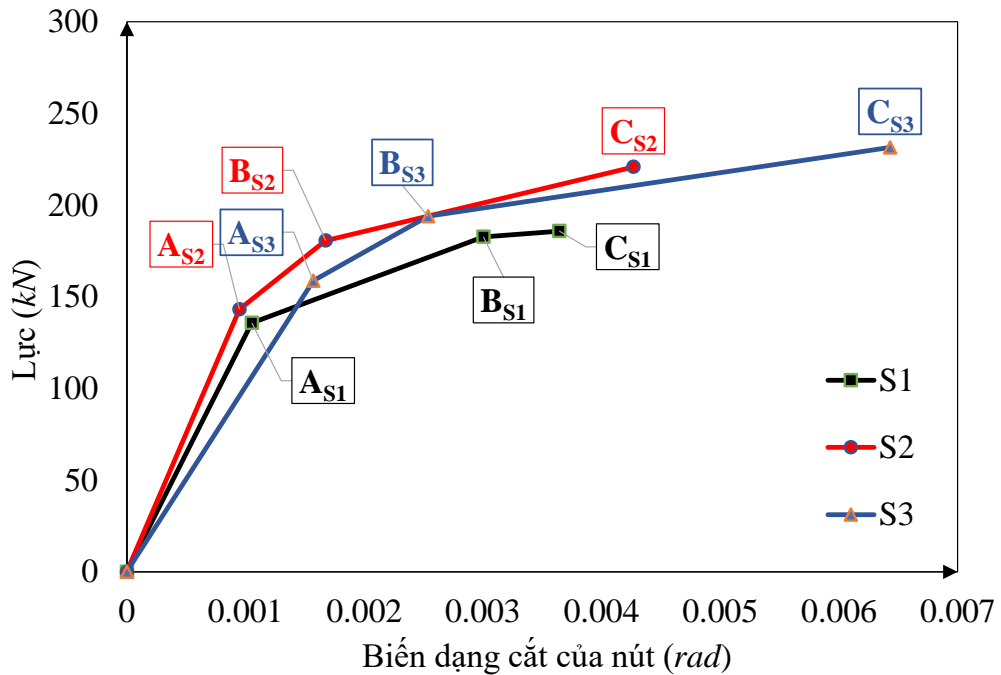


c) Mẫu S3

Hình 3.13 Mối quan hệ drift và biến dạng của cốt đai trong dầm

3.8. Đánh giá sự làm việc nút khung được tăng cường

Để đánh giá hiệu quả của việc sử dụng vật liệu UHPSFRC trong nút khung, biến dạng cắt của nút là một tiêu chí đánh giá tương đối quan trọng. Trong các tiêu chuẩn thiết kế cho nút khung có quy định, nếu tính toán nút khung chỉ dựa vào nội lực mà không xét tới biến dạng thì yêu cầu đặt ra đối với nút là phải đạt được khả năng chịu lực lớn nhất. Đã có nhiều nghiên cứu nhận định về tầm quan trọng của biến dạng cắt của nút trong việc đánh giá hiệu quả làm việc của nút khung, mặc dù mối quan hệ giữa biến dạng cắt của nút và cường độ chưa được chỉ ra một cách rõ ràng [102].



Hình 3.14 Đường cong bao của lực và biến dạng cắt của nút

Ứng xử tổng thể và cục bộ của nút khung chịu tải trọng lặp có thể được biểu thị bằng đường tam tuyến tính nối giữa ba điểm A, B và C. Điểm A tương ứng giá trị góc xoay khi xuất hiện các vết nứt chéo trong nút. Sau đó, điểm A là điểm bắt đầu một đường tiếp tuyến khác nối với điểm A và điểm tương ứng với ứng suất trong cốt thép đạt đến giới hạn chảy trong dầm, đó là điểm B. Điểm thứ hai B cũng là điểm bắt đầu một đường tiếp tuyến khác, mà có sự khác biệt đáng kể so với đường tiếp tuyến thứ hai do có sự thay đổi độ cứng. Trong

trường hợp phá hoại cốt ở nút, ứng suất trong cốt thép dầm không đạt đến giới hạn chảy, sự thay đổi độ cứng có thể được đánh dấu bằng việc ứng suất trong cốt thép ngang đạt đến giới hạn chảy trong nút. Cuối cùng, đường thứ ba nối B và điểm C tương ứng với tải trọng đạt giá trị lớn nhất. Ngoài điểm C, tải trọng tác dụng giảm dần do bê tông bị vỡ. Đường tam tuyến này cho thấy sự thay đổi độ cứng cốt tuyến trong các mẫu cũng khác nhau, tương tự như các mối quan hệ lực – biến dạng cốt của nút [84]. Hay nói cách khác, đặc tính của sự phá hoại trong vùng nút ảnh hưởng tới sự thay đổi độ cứng của mỗi mẫu thí nghiệm, do đó làm cho ứng xử tổng thể của các mẫu có sự khác biệt đáng kể.

Hình 3.14 cho thấy độ cứng cốt tuyến của các mẫu thí nghiệm được tăng cường cao hơn so với mẫu đối chứng ở hướng đẩy của quá trình gia tải. Ví dụ, độ cứng cốt tuyến của các mẫu thí nghiệm S2 và S3 tại điểm C được tăng cường cao hơn khoảng 14.6% và 43.3%. Sự thay đổi này được lý giải do ảnh hưởng của phương pháp tăng cường bằng vật liệu bê tông UHPSFRC tới ứng xử tổng thể và cục bộ của nút khung. Ngoài ra, FEMA 273 [47] quy định các giới hạn đối với biến dạng cốt. Đối với các kết cấu BTCT, biến dạng cốt ở mức độ sụp đổ là “e” dự kiến là 0.01 và biến dạng ở cấp độ cực hạn “d” không được vượt quá 0.005. Hình 3.14 cho thấy, các mẫu S2 và S3 đều đáp ứng được khả năng kháng cắt của nút. Mẫu S2 có biến dạng cốt thấp hơn mức “d” khoảng 14% và mẫu S3 không đạt được như dự kiến khi biến dạng cốt vượt quá mức “d” là 22% tuy nhiên vẫn nằm trong giới hạn cho phép mức độ “e”.

3.9. Kết luận Chương 3

Nội dung của chương này đã phân tích các kết quả thí nghiệm và có thể rút các nhận xét sau đây:

- Khả năng chịu lực của mẫu tăng cường S2 tăng lần lượt 16% theo hướng đẩy và 17.6% theo hướng kéo, tương tự, mẫu S3 tăng lần lượt khoảng 20% theo hướng đẩy và 19.3% theo hướng kéo so với mẫu đối chứng S1. Điều này cho

thấy rằng việc tăng cường UHPSFRC ảnh hưởng rất nhiều đến khả năng chịu lực của kết cấu.

- Mẫu tăng cường S2 có hệ số độ dẻo chuyển vị tương đương với mẫu S1 nhưng mẫu S3 lại có giá trị thấp hơn theo hướng đẩy. Có thể lý giải do sự tích lũy phá hoại trong nút gây ra sự suy giảm cường độ một cách đáng kể, do đó ngăn chặn sự gia tăng hệ số độ dẻo chuyển vị của S3. Tuy nhiên, nhìn chung cả ba mẫu thí nghiệm đều đạt được độ dẻo trung bình tương đương nhau.

- Ở cấp độ cục bộ, ứng suất kéo chính được chuẩn hóa của mẫu S2 và S3 thấp hơn mẫu S1 theo hướng đẩy lần lượt là 11.6% và 8.11%. Lý giải cho điều này, đối với mẫu S1, vết nứt chéo trong vùng nút xuất hiện thời điểm sớm hơn so với hai mẫu còn lại khi chịu tải trọng đảo chiều. Do đó, ứng suất kéo chính được chuẩn hóa của S1 không tăng do đã tích lũy phá hoại trong vùng nút ở quá trình dỡ tải.

- Khả năng tiêu tán năng lượng của các mẫu được tăng cường cao hơn mẫu đối chứng, đặc biệt là khi drift đạt giá trị 1.0% trở lên. Góc xoay biến dạng nút của các mẫu S2, S3 lớn hơn so với mẫu S1 sau thời điểm độ lệch 2.2%, điều này có thể dẫn đến khả năng hấp thụ năng lượng trong vùng nút của mẫu S2, S3 tốt hơn S1. Cụ thể hơn, khả năng tiêu tán năng lượng mẫu S2 và S3 tăng lần lượt là 6.5% và 14.67% so với mẫu S1.

- Trên cơ sở sự phát triển biến dạng của cốt thép, mẫu S2 được tăng cường vật liệu UHPSFRC với khoảng cách 450 mm (cuối phạm vi vùng D) có dạng phá hoại ở dầm mong đợi hơn. Hơn nữa, việc đánh giá hiệu quả sự làm của nút khung mẫu S2 cho kết quả và đánh giá hiệu quả nút khung đều thỏa mãn tất cả các tiêu chí “d” và “e” của FEMA 273.

- Việc sử dụng bê tông tính năng siêu cao (UHPSFRC) giúp giải quyết vấn đề tắc nghẽn cốt thép trong và bê tông khó xâm nhập trong vùng nút. Hơn nữa, phương pháp tăng cường còn giúp tăng khả năng chịu lực cho kết cấu, đảm bảo

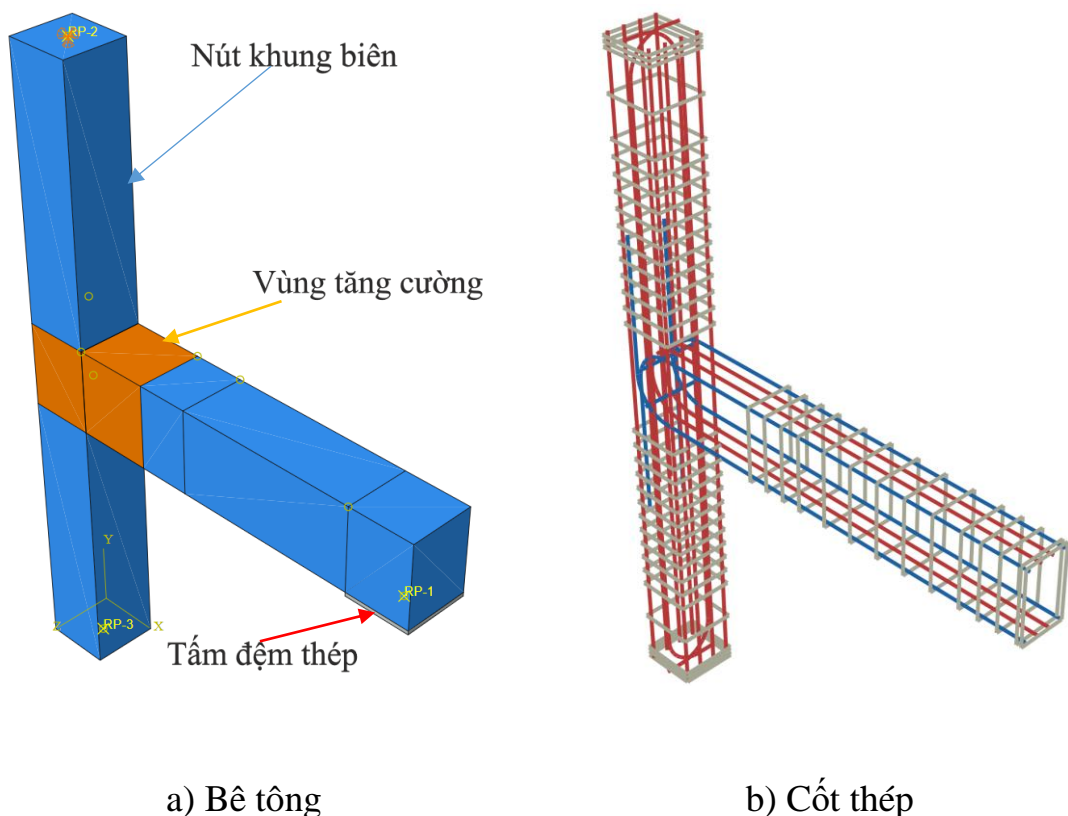
được các yêu cầu trong công tác thi công. Tuy nhiên, việc ứng dụng vật liệu bê tông tính năng siêu cao (UHPSFRC) cần phải được nghiên cứu thêm và cần thêm những minh chứng thực nghiệm trước khi kiến nghị đưa vào sử dụng vật liệu này trong vùng nút khung.

Chương 4. NGHIÊN CỨU ỨNG XỬ NÚT KHUNG BIÊN BÊ TÔNG CỐT SỢI THÉP TÍNH NĂNG SIÊU CAO BẰNG PHÂN TÍCH PTHH

Nội dung của chương này là nghiên cứu ứng xử nút khung biên bằng phương pháp PTHH sử dụng phần mềm ABAQUS. Kết quả nghiên cứu PTHH sẽ được kiểm chứng với các kết quả thu được từ thí nghiệm đã được trình bày trong Chương 3. Ngoài ra, ảnh hưởng của các tham số ảnh hưởng đến ứng xử của nút khung như: khoảng cách tăng cường UHPSFRC, lực dọc cột, hàm lượng cốt sợi thép cũng được xét đến.

4.1. Dạng hình học và chia lưới phần tử

Mô hình PTHH ba chiều đã được sử dụng rất nhiều để mô phỏng hóa các loại phần tử kết cấu BTCT trong đó có cả nút khung [132], [65], [124].



Hình 4.1 Mô hình mẫu thí nghiệm

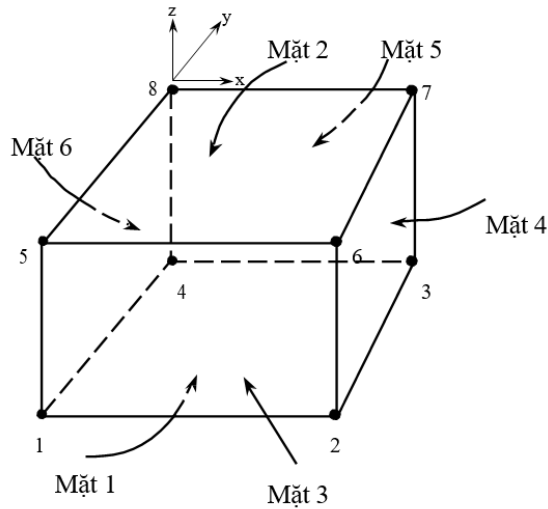
Hình 4.1 thể hiện dạng hình học của nút khung biên. Trong đó, bê tông được mô phỏng hóa bằng các phần tử khối (solid) và cốt thép là phần tử thanh

(frame element). Liên kết giữa các phần tử này được mô phỏng hóa bằng các mối quan hệ ràng buộc nhằm đảm bảo sự liên kết giữa các phần tử.

4.1.1. Phần tử khối

Phần tử khối C3D8R (continuum, 3D, 8-node linear brick, reduced integration, hourglass control) là phần tử sáu mặt tuyến tính. Đặc trưng của loại phần tử này là có thể giảm bậc của ma trận độ cứng của phần tử, nhưng vẫn giữ nguyên ma trận khối lượng và véc tơ tải trọng của phần tử đó (

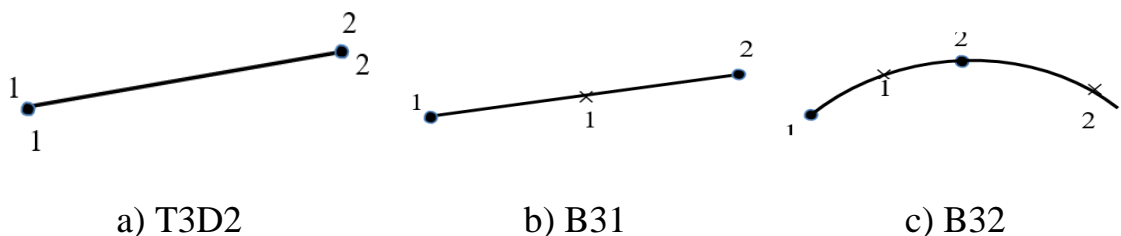
Hình 4.2). Hơn nữa, độ chính xác vẫn được đảm bảo và thời gian trong tính toán giảm được đáng kể, đặc biệt là trong bài toán ba chiều. Do đó, phần tử này phù hợp nhất để mô phỏng vật liệu bê tông [60] và đã được ứng dụng ở các nghiên cứu trước đây [50], [16].



Hình 4.2 Phần tử khối tám nút C3D8 R

4.1.2. Phần tử thanh

Các thanh cốt thép được mô hình hóa bằng phần tử thanh một chiều (truss element) và được tích hợp trong phần mềm ABAQUS như: phần tử giàn (T3D2), dầm tuyến tính (B31) và dầm bậc hai (B32). Trong đó, phần tử giàn T3D2 (truss-3D-2nodes) có hai nút ở mỗi đầu và chỉ có ứng suất dọc trục. Hai nút phần tử tương ứng với hai khớp, chuyển vị và véc-tơ ban đầu tại mỗi nút độc lập với nhau. Mặt khác, phần tử dầm B31 và B32 là các phần tử dầm Timoshenko có xét đến biến dạng dọc trục do cắt và uốn. Phần tử B32 sử dụng các hàm nội suy bậc hai để xác định chuyển vị và biến dạng, trong khi phần tử B31 là phần tử dầm tuyến tính ba chiều như Hình 4.3b.



Hình 4.3 Mô hình phần tử cốt thép

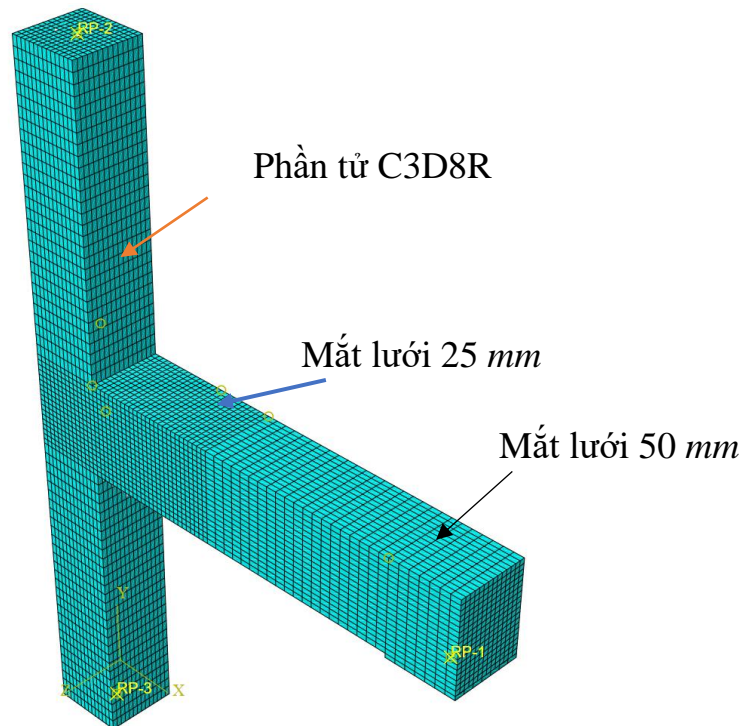
Một số nghiên cứu trên thế giới chỉ ra rằng khi sử dụng 3 loại phần tử đề cập ở trên cho kết quả tính toán có sự sai khác không đáng kể, nhưng sử dụng

phần tử dầm B31 và B32 thì thời gian tính toán lâu hơn so với phần tử giàn T3D2 [60]. Ngoài ra, người ta đã chứng minh rằng việc sử dụng các phần tử B31 và B32 dẫn đến độ cứng cát tuyến ban đầu vượt quá mức dự đoán và sự suy giảm cường độ sau khi đạt tải trọng lớn nhất, trong khi các phần tử giàn (T3D2) đáp ứng tốt hơn với kết quả thí nghiệm và tiết kiệm thời gian tính toán. Do đó, phần tử giàn T3D2 được sử dụng để mô hình hóa các thanh cốt thép trong nghiên cứu này.

4.1.3. Chia lưới phần tử

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 ảnh hưởng nhiều đến độ chính xác của kết quả tính toán.

Hình 4.4 cho thấy, ở ngoài khu vực tăng cường các mô hình đều được chia lưới giống nhau với kích thước mắt lưới là 50 mm. Trong khu vực vùng tăng cường, hệ lưới được chia với kích thước mắt lưới 25 mm. Các kích thước mắt lưới phần này đều được áp dụng cho tất cả các mẫu thí nghiệm.



Hình 4.4 Chia lưới PTHH của mô hình nút khung

4.2. Mô hình và ứng xử của vật liệu

4.2.1. Mô hình phá hoại dẻo

Trong phần mềm ABAQUS có tích hợp một số mô hình để mô tả ứng xử phi tuyến của vật liệu bê tông chịu các điều kiện tải trọng khác nhau bao gồm:

- Mô hình vết nứt phân tán (Concrete smeared cracking) thường được sử dụng khi mô phỏng ứng xử của bê tông có cốt thép hoặc bê tông không cốt thép với mức độ gia tải thấp chịu tải trọng tĩnh.
- Mô hình vết nứt giòn (Brittle cracking) được dựa trên phương pháp vết nứt phân tán (Smeared crack approach) và chỉ có thể được sử dụng để mô phỏng bê tông khi vùng nén được giả thiết là đàn hồi, tính phi tuyến vật liệu chỉ được thể hiện khi bê tông bị nứt ở vùng kéo. Mô hình này lựa chọn cách thức xuất hiện vết nứt rời rạc để đại diện cho ứng xử giòn không liên tục trong vật liệu. Do đó, mô hình này chỉ phù hợp các vật liệu có tính chất giòn như đất sét, đá.

➤ Mô hình phá hoại dẻo (Concrete damage plasticity) được gọi tắt là CDP. Mô hình này có thể mô phỏng ứng xử của bê tông bị phá hoại ở cả vùng nén và kéo. Hai cơ chế phá hoại chính của vật liệu bê tông là nứt do kéo và vỡ bê tông đều được giả thiết trong mô hình này. Đã có nhiều nghiên cứu sử dụng để mô tả ứng xử của vật liệu bê tông và cho kết quả khá chính xác [113], [135]. Do đó trong nghiên cứu này sử dụng mô hình phá hoại dẻo CDP để mô phỏng tính toán. Các tham số đầu vào cho mô hình này như sau:

- Mối quan hệ giữa ứng suất – biến dạng của bê tông vùng kéo và nén.
- Góc chệch ψ (Dilatation angle) là tham số đặc trưng khi chịu ứng suất hữu hiệu ba trục. Giá trị này được lấy trong khoảng từ 30^0 đến 42^0 theo khuyến nghị của Lee và cộng sự (1998) [86] và Wu và cộng sự (2006) [140].
- Độ lệch tâm ϵ điều chỉnh hình dạng hyperbola trong hàm dẻo (mặc định lấy bằng 0.1)
- Tỷ lệ ứng suất nén dẻo tương đương ban đầu và ứng suất đơn trục ban đầu (f_{b0} / f_{c0}). Lubliner và cộng sự (1989) [88] đề xuất từ khoảng 1.1 đến 1.16.
- Hệ số cản nhớt (viscosity) μ lấy bằng 0.
- Hệ số K_c là tỷ số ứng suất lệch bất biến (Deviatoric stress invariant ratio). Mô hình CDP đề xuất giá trị mặc định là $K_c = 2/3$ dựa trên kết quả kiểm tra ứng suất ba trục.

Bảng 4.1 Các hệ số đầu vào cho mô hình CDP của nghiên cứu này

Hệ số mô hình CDP	Kí hiệu	Giá trị của hệ số trong mô hình	
		Bê tông thường	UHPSFRC
Góc chệch	ψ	30	36
Tỷ số ứng suất lệch bất biến	K_c	0.667	0.667
Tỷ số ứng suất	f_{b0}/f_{c0}	1.16	1.16
Độ lệch tâm	ϵ	0.1	0.1

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 có thể tìm thấy trong mục 23.6 của tài liệu ABAQUS [15]. Trong mô hình này, sự phát triển vết nứt có thể được thể hiện thông qua các hệ số phá hoại DAMAGET (d_t) VÀ DAMAGE (d_c). Các hệ số này phụ thuộc vào biến dạng dẻo trong phân tích kết cấu và được xác định bằng công thức sau:

$$d_c = 1 - \frac{\sigma_c}{E_c(\varepsilon_c - \varepsilon_c^{pl})}; 0 \leq d_c \leq 1 \quad (4.1)$$

$$d_t = 1 - \frac{\sigma_t}{E_c(\varepsilon_t - \varepsilon_t^{pl})}; 0 \leq d_t \leq 1 \quad (4.2)$$

trong đó: σ_c, σ_t là ứng suất nén và kéo của bê tông, E_c là mô đun đàn hồi; ε_{pl} là biến dạng dẻo

Giá trị của các tham số này nằm trong khoảng 0 đến 1 tương ứng trạng thái không phá hoại hoặc phá hoại hoàn toàn (xem chi tiết tại Bảng P 4.4 và Bảng P 4.5 của Phụ lục 4).

4.2.2. Bê tông thường

4.2.2.1. Bê tông vùng nén

Bảng P 4.4 và

Hình 4.5 cho thấy mối quan hệ ứng suất – biến dạng của bê tông chịu nén được xác định bằng ba giai đoạn khác nhau như sau:

- Giai đoạn 1 là đàn hồi tuyến tính và được xác định:

$$\sigma_{c(1)} = E_c \times \varepsilon \quad (4.3)$$

trong đó: $\sigma_{c(1)}$ là ứng suất bê tông trong giai đoạn đàn hồi; ε là biến dạng bê tông trong giai đoạn đàn hồi; E_c là mô đun đàn hồi của bê tông được xác định theo đề xuất Carreira và cộng sự (1986) [42] như sau:

$$E_c = 3320 \times (f_c)^{0.5} + 6900 \quad (4.4)$$

- Giai đoạn 2 là giai đoạn cứng cố khi ứng suất vẫn tăng đến giá trị cực hạn tại thời điểm cường độ chịu nén f_c và biến dạng ε_c . Mối quan hệ giữa ứng suất – biến dạng của đường cong trong giai đoạn này được tính bằng công thức được đề xuất trong CEB-FIP (1991) [43]:

$$\sigma_{c(2)} = \frac{E_{ci} \frac{\varepsilon}{f_c} - \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_c}\right)^2}{1 + \left(E_{ci} \frac{\varepsilon_c}{f_c} - 2\right) \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_c}\right)} f_c \quad (4.5)$$

trong đó: $\sigma_{c(2)}$ là ứng suất bê tông trong giai đoạn 2; f_c là cường độ chịu nén trung bình; ε là biến dạng của bê tông; ε_c là biến dạng của bê tông tại ứng suất cực hạn; E_{ci} là mô đun đàn hồi cát tuyến từ gốc đến điểm ứng suất cực hạn và được xác định E_{ci} theo đề của bởi Krätzig và cộng sự (2004) [85]:

$$E_{ci} = \frac{1}{2E_c} \left(\frac{f_c}{\varepsilon_c}\right)^2 - \frac{f_c}{\varepsilon_c} + \frac{3}{2} E_c \quad (4.6)$$

Trong thực tế, biến dạng cực hạn của bê tông được lấy bằng 0.0035 [139]. Ở nghiên cứu này, giá trị này có thể được tính toán dựa vào công thức đề xuất bởi Carreira và cộng sự (1986) [42]:

$$\varepsilon_c = \frac{f_c}{E_c} \left(\frac{r}{r-1}\right) \quad (4.7)$$

$$r = \frac{f_c}{17} + 0.8 \quad (4.8)$$

• Giai đoạn 3 là nhánh hóa mềm của mối quan hệ ứng suất – biến dạng. 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 [36]. Khái niệm năng lượng tiêu tán được coi như một tham số vật liệu cho những vết nứt vùng kéo [85] và được giới thiệu bởi Feenstra (1993) [56] 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_{cl})” để phân biệt với năng lượng phá hủy khi cấu kiện chịu kéo. Do đó, công thức sau đây được sử dụng để tính toán mối quan hệ ứng suất – biến dạng trong giai đoạn 3:

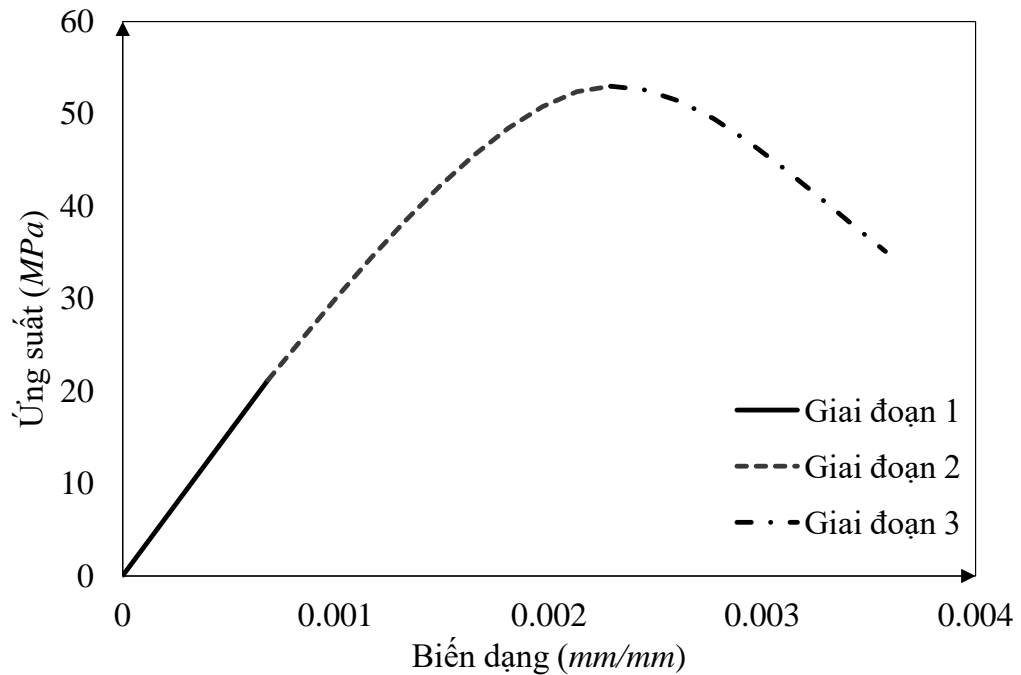
$$\sigma_{c(3)} = \frac{1}{\frac{2 + \gamma_c f_c \varepsilon_c}{2 f_c} - \gamma_c \varepsilon + \frac{\gamma_c}{2 \varepsilon_c} \cdot \varepsilon^2} \quad \text{với } \gamma_c > 0 \quad (4.9)$$

trong đó: γ_c là tham số điều chỉnh đường cong ứng suất – biến dạng và được lấy bằng:

$$\gamma_c = \frac{\pi^2 f_c \varepsilon_c}{2 \left[\frac{G_{cl}}{l_{eq}} - \frac{1}{2} f_c \left(\varepsilon_c (1-b) + b \frac{f_c}{E_c} \right) \right]^2} \quad (4.10)$$

trong đó: G_{cl} là năng lượng vỡ cục bộ, l_{eq} là chiều dài đặc trưng, b là tham số vật liệu có giá trị $0 < b < 1$, và được đề xuất lấy bằng 0.7 vì nó phù hợp với thí nghiệm của bê tông khi chịu tải trọng lặp [38]. Chiều dài l_{eq} đặc trưng của phần tử được giới hạn bởi:

$$l_{eq} \leq \frac{G_{cl}}{f_c \left(\varepsilon_c (1-b) + b \frac{f_c}{E_c} \right)} \quad (4.11)$$



Hình 4.5 Mối quan hệ ứng suất – biến dạng của bê tông chịu nén.

4.2.2.2. Bê tông vùng kéo

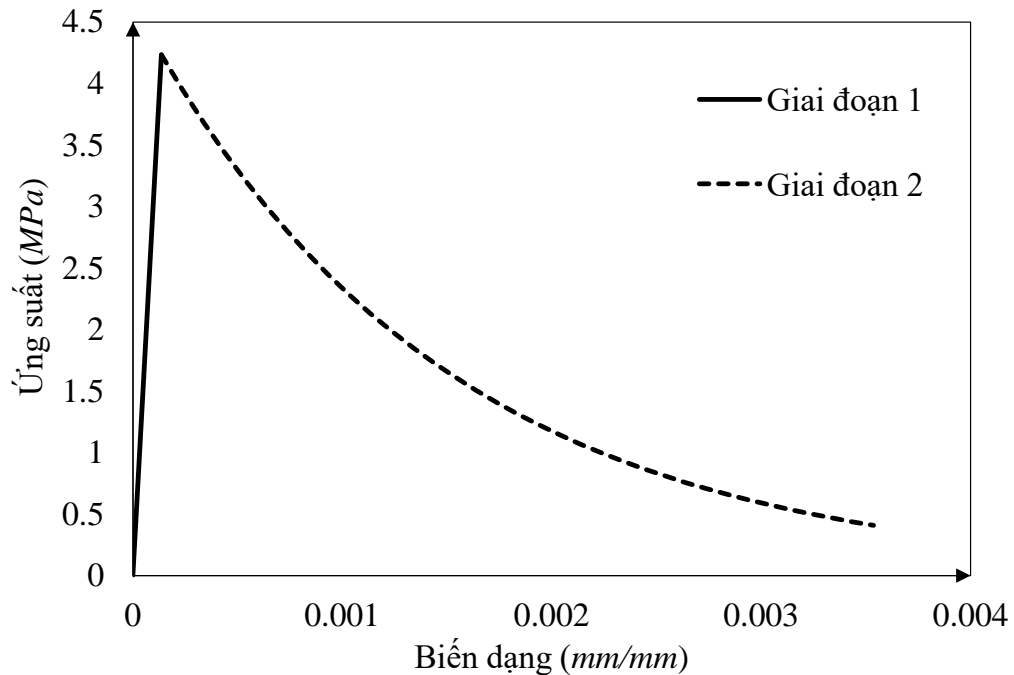
Đường cong ứng suất – biến dạng của bê tông khi chịu kéo dọc trục cũng được lý tưởng hóa tương tự như trường hợp chịu nén. Trong trường hợp này, mối quan hệ này có hai vùng riêng biệt đó là vùng đàn hồi và hóa mềm như

Hình 4.6 và Bảng P 4.4. Trong vùng đàn hồi mối quan hệ này là tuyến tính và được xác định công thức:

$$f_{ct} = E_c \times \varepsilon_{cr} \quad (4.12)$$

trong đó: ε_{cr} là biến dạng nứt; f_{ct} là cường độ chịu kéo của bê tông và lấy bằng:

$$f_{ct} = 0.3 \times (f_{cm})^{\frac{2}{3}} \quad (4.13)$$



Hình 4.6 Đường cong ứng suất – biến dạng khi chịu kéo dọc trục

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, đề xuất bởi Krätzig và cộng sự (2004) [85]:

$$\sigma_{(\varepsilon)} = f_{ct} \times e^{\frac{(\varepsilon_{cr} - \varepsilon)}{\gamma_t}} \quad (4.14)$$

trong đó: ε là biến dạng của bê tông chịu kéo; γ_t là hệ số điều chỉnh đường cong ứng suất – biến dạng. Phía cuối đường cong chủ yếu phụ thuộc vào năng lượng phá hủy G_f và chiều dài tương đương l_{eq} ,

$$\gamma_t = \frac{G_f}{l_{eq} f_{ct}} - \frac{1}{2} \frac{f_{ct}}{E_c} \quad (4.15)$$

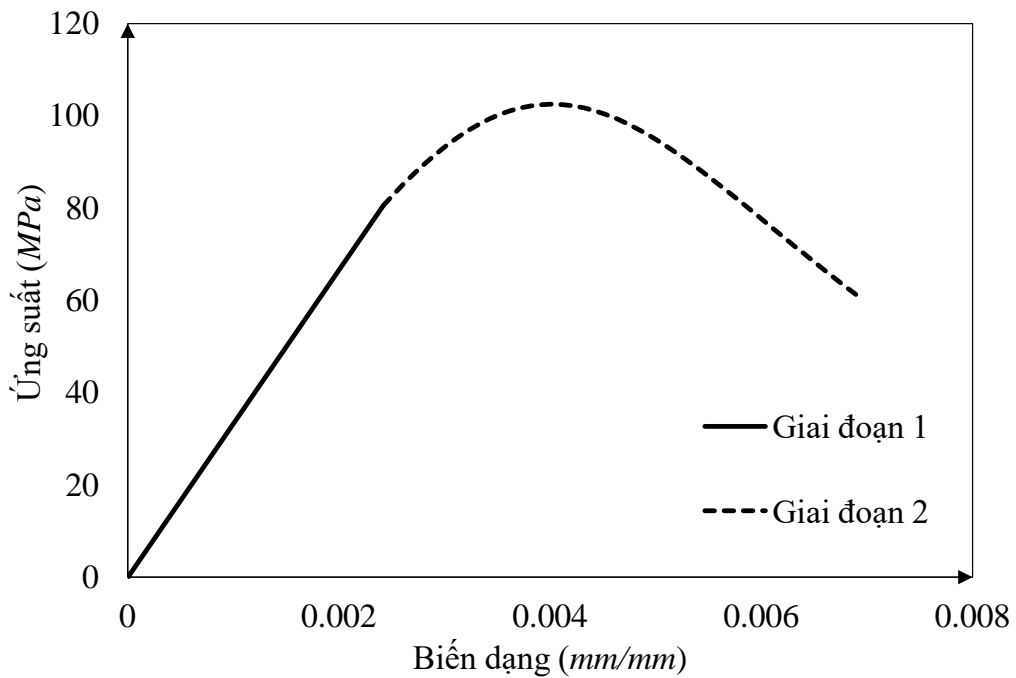
4.2.3. Bê tông cốt sợi thép tính năng siêu cao UHPSFRC

4.2.3.1. Ứng xử khi chịu nén

Bê tông cốt sợi thép tính năng siêu cao là một loại vật liệu mới được nghiên cứu trong thời gian gần đây. Cũng giống như bê tông thường, ứng xử khi chịu nén của bê tông UHPSFRC được xem như vật liệu đàn dẻo và hóa mềm (strain softening). Mối quan hệ giữa ứng suất – biến dạng của loại bê tông này đã được Al-Hassani và cộng sự (2015) [25] đề xuất dựa trên các kết quả thí nghiệm và phân tích hồi quy như sau:

$$f_c = f_c' \left[\frac{a \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_0} \right)^b}{c + \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_0} \right)^d} \right] \quad (4.16)$$

trong đó: f_c là ứng suất nén của bê tông (MPa); ε_c là biến dạng nén của bê tông; $a = 3.805$; $b = 0.919$; $c = 2.831$ và $d = 3.970$. Các giá trị f_c' và ε_0 là cường độ chịu nén của mẫu thí nghiệm và biến dạng tương ứng.



Hình 4.7 Quan hệ ứng suất – biến dạng nén của bê tông UHPSFRC

Giá trị mô đun đàn hồi của bê tông được lấy từ các kết quả thí nghiệm và có kiểm chứng theo đề xuất của Ma (2010) [89] từ Bảng 2.7 ở Chương 2.

4.2.3.2. Ứng xử khi chịu kéo

So với bê tông thường, bê tông UHPSFRC vẫn có khả năng chịu kéo sau khi bị nứt vì hiệu ứng bắc cầu của sợi thép. Al-Hassani và cộng sự [24] cũng đã đưa ra đường cong mô tả mối quan hệ ứng suất – biến dạng khi bê tông UHPSFRC chịu kéo dựa trên các kết quả thí nghiệm và phân tích quy hồi được thực hiện bởi chương trình máy tính Data Fit. Ngoài giai đoạn đàn hồi ban đầu, phương trình này có hai mô hình dạng phi tuyến được đề xuất trong (4.17) và (4.18) để mô hình hóa mối quan hệ ứng suất – biến dạng của bê tông UHPSFRC. Đồ thị của hàm số theo phương trình (4.17) là đường cong đồng biến, trong khi đó đồ thị của phương trình (4.18) là đường cong nghịch biến.

$$f_c = f_{td} \left[a \left(\frac{\varepsilon_t}{\varepsilon_{td}} \right) \right]^b \quad (4.17)$$

trong đó: $a = 0.860$; $b = 6.474 \times 10^{-2}$

$$f_t = f_{td} \frac{\left[a \left(\frac{\varepsilon_t}{\varepsilon_{td}} \right)^b \right]}{c + \left(\frac{\varepsilon_t}{\varepsilon_{td}} \right)^d} \quad (4.18)$$

trong đó: $a = 169.259$; $b = -0.404$; $c = 164.580$; $d = 3.11$; f_t là cường độ chịu kéo dọc trục của bê tông (MPa); ε_t là biến dạng kéo dọc trục của bê tông (MPa); f_{td} , ε_{td} là cường độ chịu kéo trực tiếp và biến dạng tương ứng ở giai đoạn cứng cổ; f_{te} , ε_{te} là cường độ và biến dạng ở giai đoạn hóa mềm.

Mối quan hệ giữa cường độ chịu kéo tương ứng với vết nứt đầu tiên (f_{te}), sau nứt (f_{td}) và biến dạng tương đương đã được chương trình Data Fit phân tích quy hồi nhằm thể hiện mô tả mối quan hệ như sau:

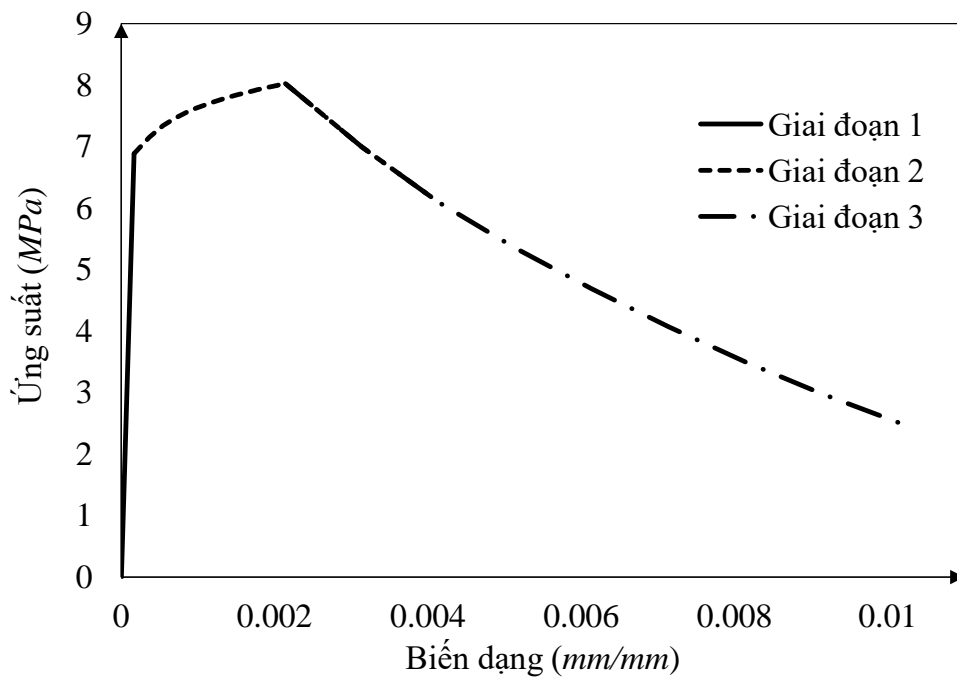
$$f_{te} = 0.509(f_{tp}) + 1.273(V_f) \quad (4.19)$$

trong đó: f_{te} là cường độ chịu kéo tương ứng với vết nứt đầu tiên (MPa); f_{tp} cường độ chịu kéo sau nứt (MPa); V_f là hàm lượng cốt sợi (%). Tương tự, các thành phần biến dạng tương ứng cũng được xác định:

$$\varepsilon_{te} = 2.17 \times 10^{-5} (f_{te}) + 1.75 \times 10^{-5} \quad (4.20)$$

$$\varepsilon_{tp} = 2.47 \times 10^{-4} (f_{tp}) + 6.74 \times 10^{-4} \quad (4.21)$$

trong đó: ε_{te} là biến dạng dọc trục tương ứng với vết nứt đầu tiên; ε_{tp} là biến dạng dọc trục sau nứt.

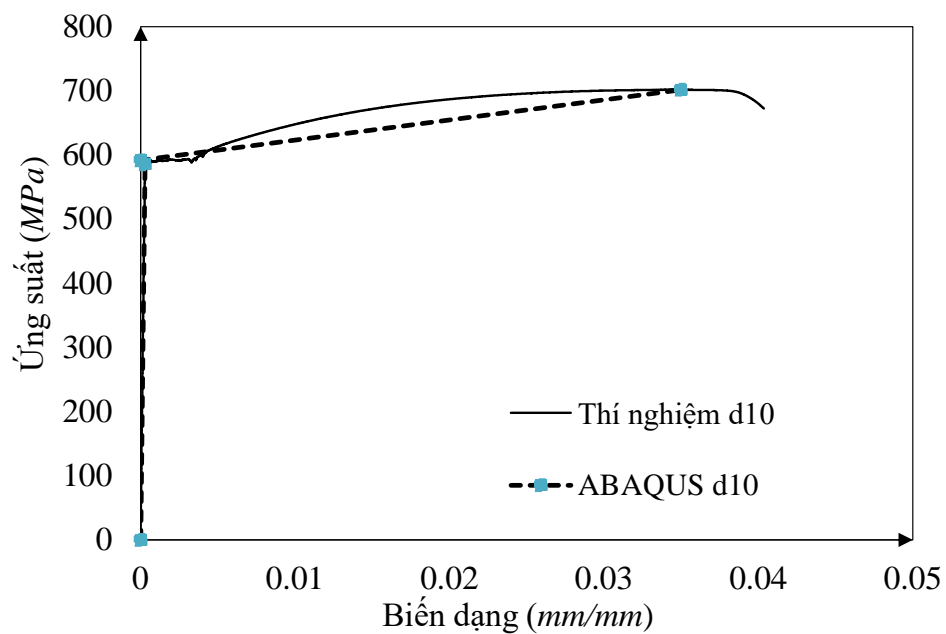


Hình 4.8 Quan hệ ứng suất – biến dạng kéo của bê tông UHPSFRC

4.2.4. Cốt thép

Từ kết quả thực nghiệm ở Chương 2. 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 tuyến để mô phỏng các giai đoạn đàn hồi – dẻo như

Hình 4.9. 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.



Hình 4.9 Mô hình vật liệu thép

4.3. Tương tác, điều kiện biên và tải trọng

4.3.1. Định nghĩa tương tác (Interaction)

Phần mềm ABAQUS cung cấp cho người sử dụng rất nhiều lựa chọn trong khai báo tương tác giữa các phần tử (Surfaced-based constraints): Tie,

Coupling, Shell-to-solid coupling, Mesh-independent fastener. Trong nghiên cứu này, tương tác “Tie” và “Coupling” được sử dụng.

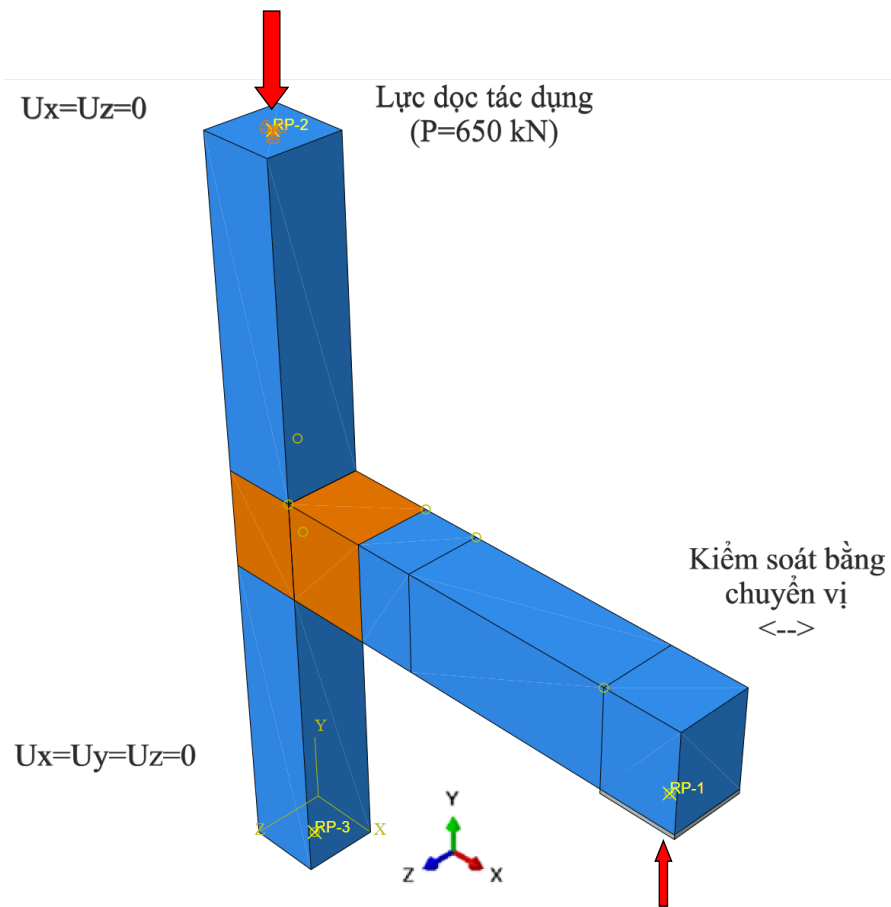
Tương tác “Tie” có thể được dùng để ngăn cản chuyển vị thẳng, chuyển vị xoay, cũng như làm cho các bậc tự do khác trên các cặp mặt tiếp xúc bằng nhau. Khi đó, một mặt sẽ là mặt chính “Master surface” và mặt còn lại là mặt phụ thuộc “Slave surface”. Tương tác này được dùng để mô tả sự tiếp xúc giữa hai loại bê tông khác nhau (bê tông UHPSFRC và bê tông thường), dầm, cột và tấm đệm thép.

Tương tác “Coupling” tạo nên sự ghép nối giữa một điểm tham chiếu (Reference point) với một nhóm nút gọi là nút kết nối “Coupling nodes”. Các nút kết nối được chọn tự động bằng cách chọn bề mặt và vùng ảnh hưởng. Tương tác này dùng để kết nối các nút trên tấm đệm thép với điểm tham chiếu mà thông qua đó tải trọng tập trung được gán vào. Khi đó lực tác dụng sẽ được phân phối trên một diện tích rộng hơn để tránh ứng suất cục bộ tại vị trí đặt lực.

Ngoài ra, một kỹ thuật tương tác khác cũng được sử dụng là phần tử bị nhúng “Embedded element technique” cũng được sử dụng. Tương tác này được dùng cho phần tử nhúng hoặc nhóm phần tử vào trong nhóm phần tử chủ “Host elements”. ABAQUS đưa ra quan hệ hình học giữa các nút của phần tử được nhúng (Embedded element) và phần tử chủ. Nếu một nút của phần tử nhúng nằm giữa một phần tử chủ thì bậc tự do chuyển vị thẳng của nút được loại bỏ và nút này trở thành nút được nhúng (Embedded node). Chuyển vị thẳng của nút được nhúng ràng buộc theo những giá trị nội suy của chuyển vị thẳng tương ứng của phần tử chủ. Phần tử nhúng cũng có chuyển vị xoay, nhưng không được ràng buộc bởi kỹ thuật nhúng này. Trong nghiên cứu này, phần tử thanh T3D2 đại diện cho cốt thép được nhúng vào phần tử chủ là dầm và cột bê tông C3D8R.

4.3.2. Điều kiện biên và tải trọng

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 tâm 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 4.10. Trong nghiên cứu này sử dụng phép phân tích động theo thời gian kết hợp với 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.



Hình 4.10 Điều kiện biên được áp dụng cho mô hình

4.4. Phân tích kết quả mô phỏng

Để kiểm chứng độ tin cậy của mô hình trong phân tích tính toán bằng phương pháp PTHH, cụ thể là trong phần mềm ABAQUS thì cần chú ý tới 4 thông số đầu ra sau: khả năng chịu lực, thành phần ứng suất cốt thép, hình dạng vết nứt và dạng phá hoại.

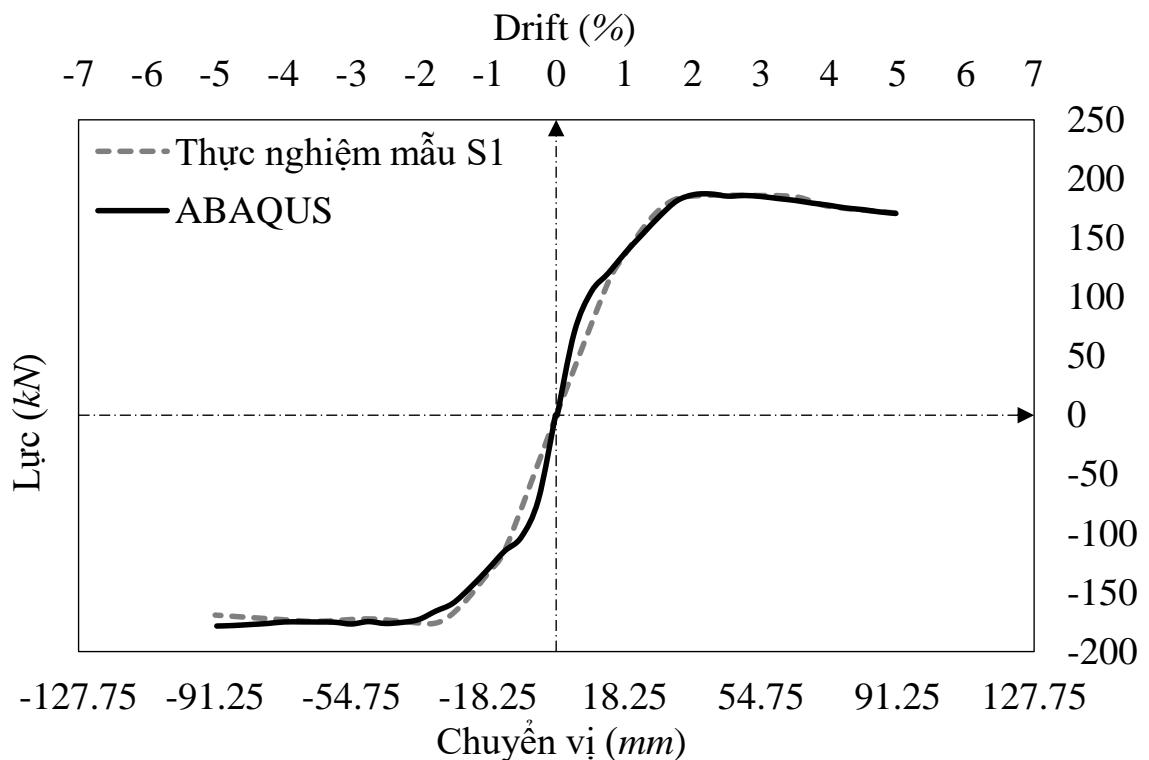
4.4.1. Mẫu đối chứng S1

Nghiên cứu thực hiện việc tiến hành khảo sát ảnh hưởng của việc chia lưới phần tử và thông số tới sự chính xác của kết quả tính toán so với kết quả thu được trong thí nghiệm. Sự khảo sát này được tiến hành với các kích thước phần tử lần lượt là 25 mm , 50 mm và 100 mm . Kết quả cho thấy rằng, kích thước phần tử là 25 mm sẽ cho kết quả phân tích tính toán phù hợp nhất sát với kết quả thu được bằng thực nghiệm (Bảng 4.2 và Hình 4.12). Ngoài ra, độ cứng cát

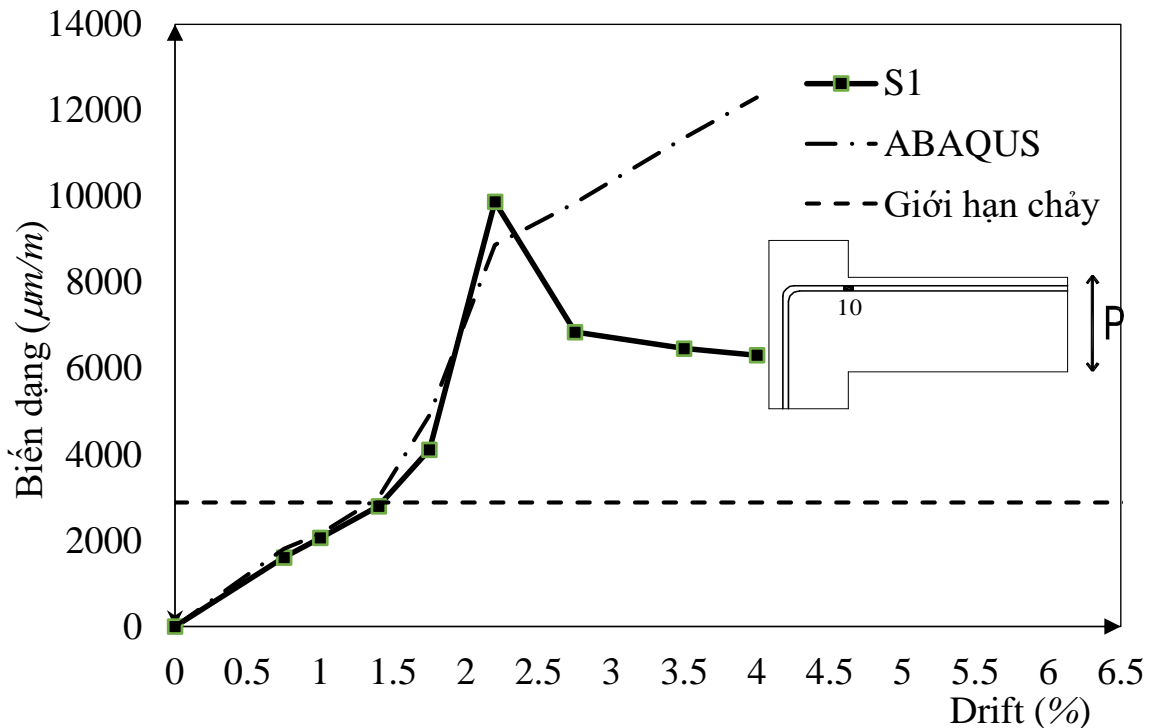
tuyến ban đầu của cả 2 trường hợp tải trọng tác dụng theo hướng đẩy và hướng kéo của phân tích bằng phương pháp PTHH đều lớn hơn nhiều so với thực nghiệm. Điều này có thể lý giải là khi tính bằng phương pháp PTHH đã lấy độ cứng kéo – nén của bê tông cao hơn so với thực nghiệm, một số nghiên cứu khác cũng đã chỉ ra điều đó [16], [33].

Bảng 4.2 So sánh kết quả mô phỏng và kết quả thực nghiệm mẫu S1

Hướng tải		PTHH/ TN			Độ cứng cát tuyến		
		25 <i>mm</i>	50 <i>mm</i>	100 <i>mm</i>	25 <i>mm</i>	50 <i>mm</i>	100 <i>mm</i>
Hướng đẩy	Trung Bình	1.01	1.04	1.07	1.01	1.04	1.07
	Chênh lệch (%)	0.77	3.64	6.45	1.28	4.13	6.93
Hướng kéo	Trung Bình	1.02	1.10	1.12	1.02	1.12	1.13
	Chênh lệch (%)	1.51	9.45	10.95	2.01	10.79	11.40



Hình 4.11 Mối quan hệ giữa lực – drift của mẫu S1

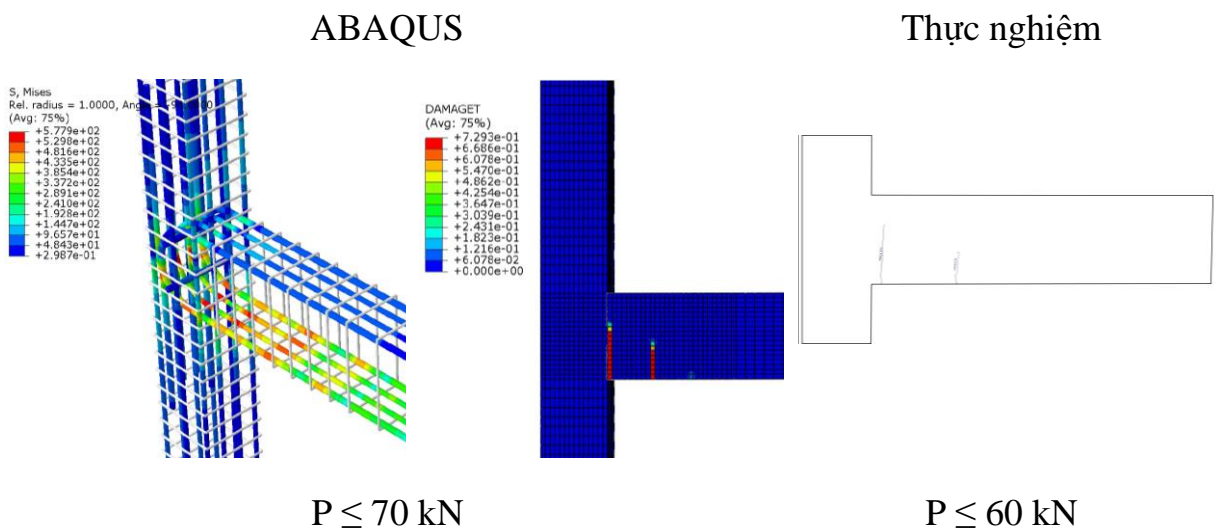


Hình 4.12 So sánh sự phát triển của biến dạng cốt thép dầm của mẫu S1

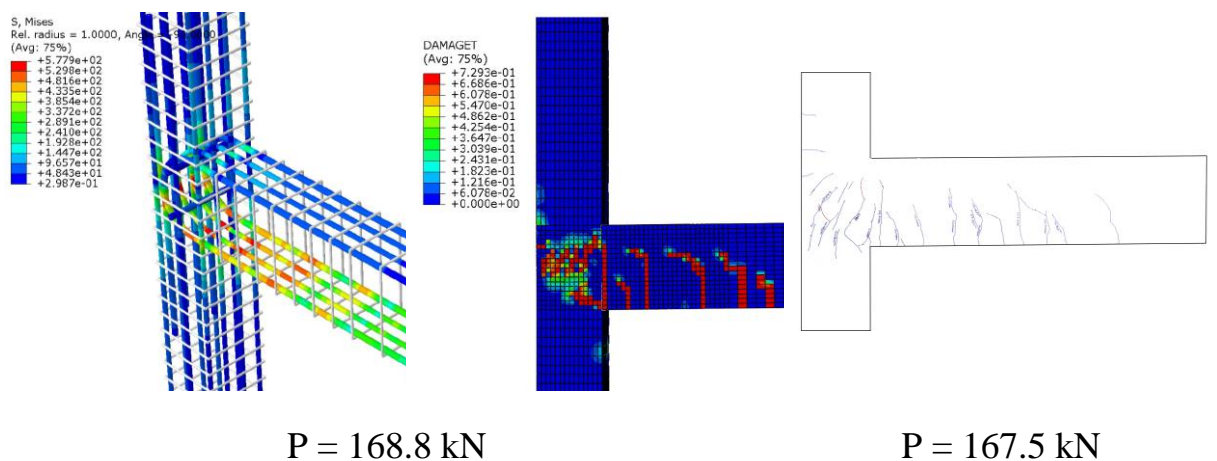
Quan sát Hình 4.12 cũng cho thấy, sự phát triển biến dạng của thanh cốt thép dầm được xác định bởi ABAQUS có xu hướng tốt với kết quả thí nghiệm đến drift 2.2% với chênh lệch không quá 6%. Sau đó, các biến dạng này tiếp tục tăng cho đến khi mô hình bị phá hoại. Điều này chứng tỏ mối quan hệ ứng suất – biến dạng của vật liệu được đề xuất ở mục 4.2.2 và 4.2.3 là phù hợp.

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 4.13). 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 đến đến drift 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 drift 2.2%, các vết nứt nhanh chóng lan ra toàn bộ nút như thể hiện trên Hình 4.13c. Ứng suất cốt thép vượt qua giới hạn chảy, sự hư hỏng của bê tông ở vùng kéo tiếp tục phát triển. Tại thời điểm drift 5%, sự phá hủy của nút được ghi nhận, đồng thời bê tông

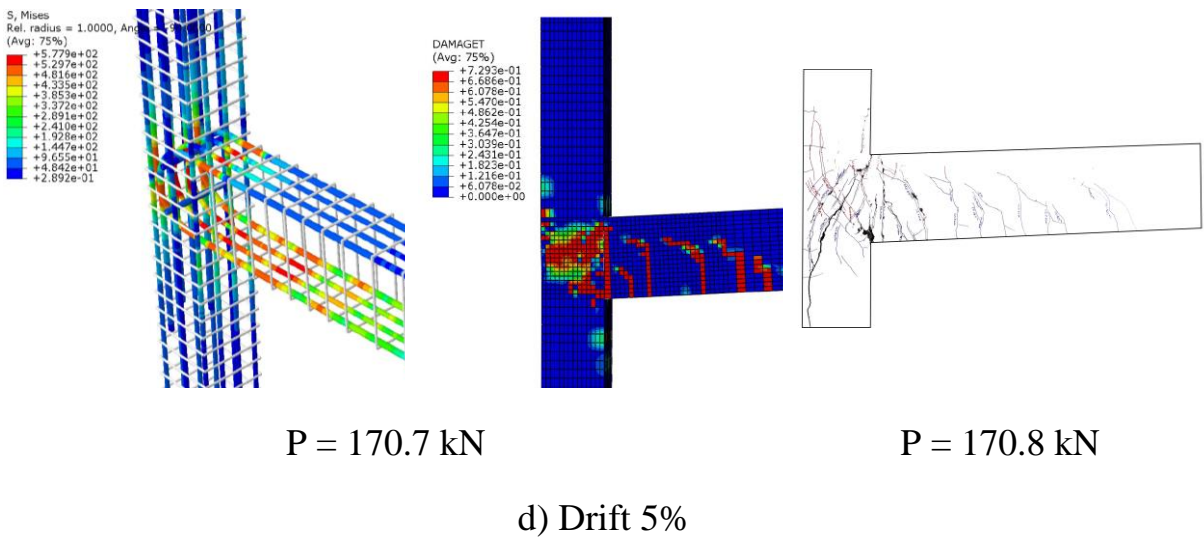
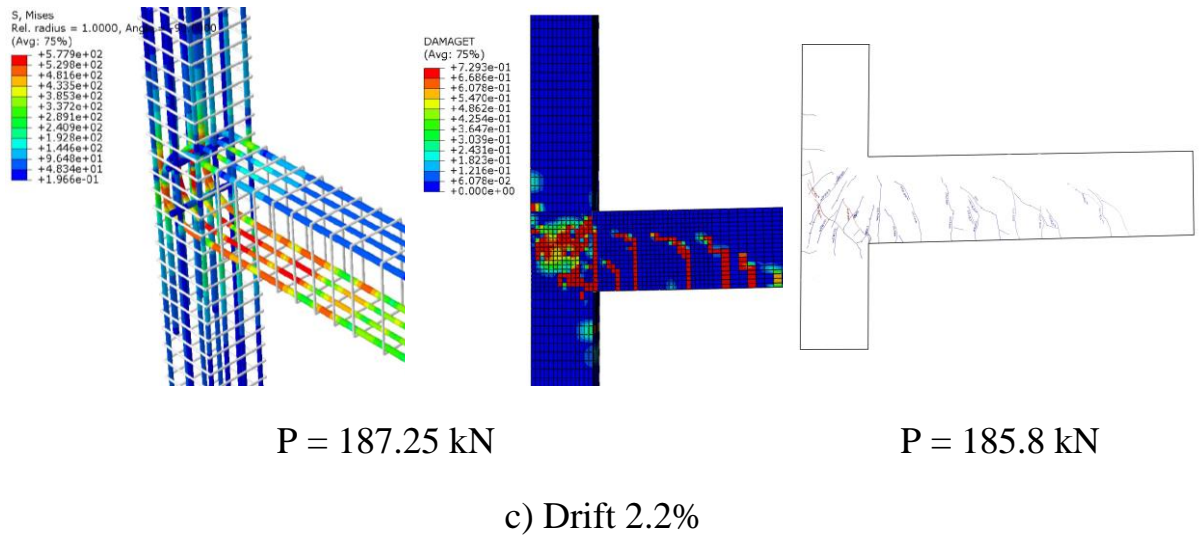
trên vùng nút cũng bị hư hỏng. Lúc này có thể kết thúc phân tích bằng phương pháp PTHH. Quan sát Hình 4.13d cho thấy rằng các vết nứt cuối cùng của mô hình do phá hoại cắt gây ra, giống như trong kết quả thực nghiệm đã ghi nhận. Các vết nứt chéo của nút lan truyền dần đến cột. Như vậy, các vết nứt của 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.



a) Vết nứt đầu tiên



b) Drift 1.4%



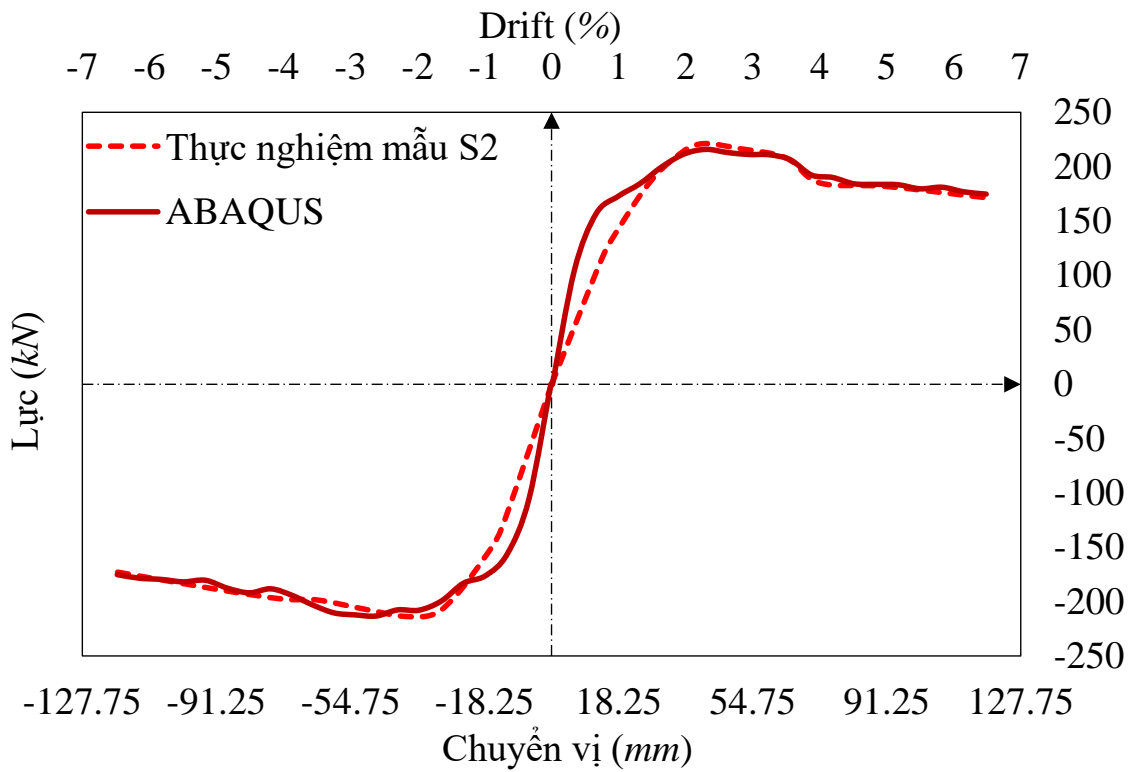
Hình 4.13 So sánh hình dạng vết nứt giữa thí nghiệm và PTHH mẫu S1

4.4.2. Mẫu tăng cường S2

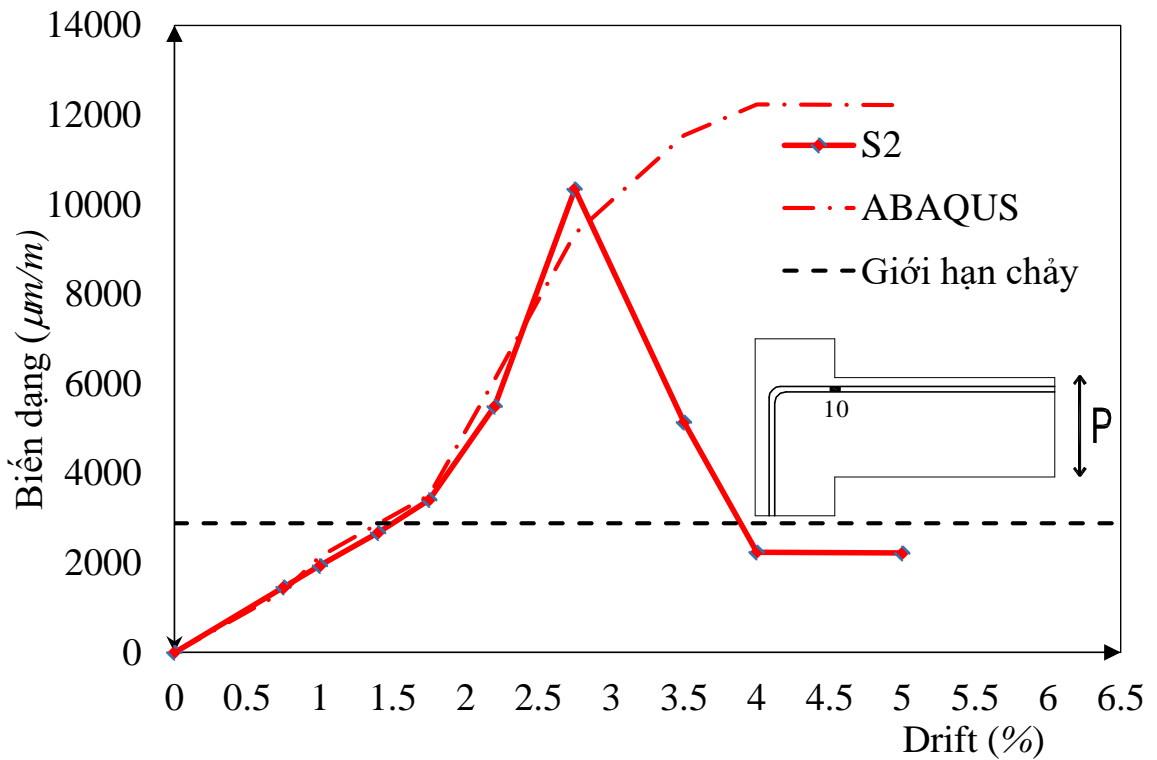
Tương tự mẫu S1, mẫu S2 cũng được khảo sát trên 03 kích thước phân tử lưới lần lượt là 25 mm, 50 mm và 100 mm.

Bảng 4.3 So sánh kết quả mô phỏng số và thực nghiệm của mẫu S2

Hướng tải		PTHH/ TN			Độ cứng cát tuyến		
		25 mm	50 mm	100 mm	25 mm	50 mm	100 mm
Hướng đẩy	Trung Bình	0.98	1.05	1.08	0.98	1.06	1.11
	Chênh lệch (%)	-2.31	5.11	7.78	-2.05	5.32	8.68
Hướng kéo	Trung Bình	1.00	1.08	1.14	1.00	1.08	1.15
	Chênh lệch (%)	-0.13	7.16	12.66	0.13	7.38	12.94



Hình 4.14 Mối quan hệ giữa lực – drift của mẫu S2

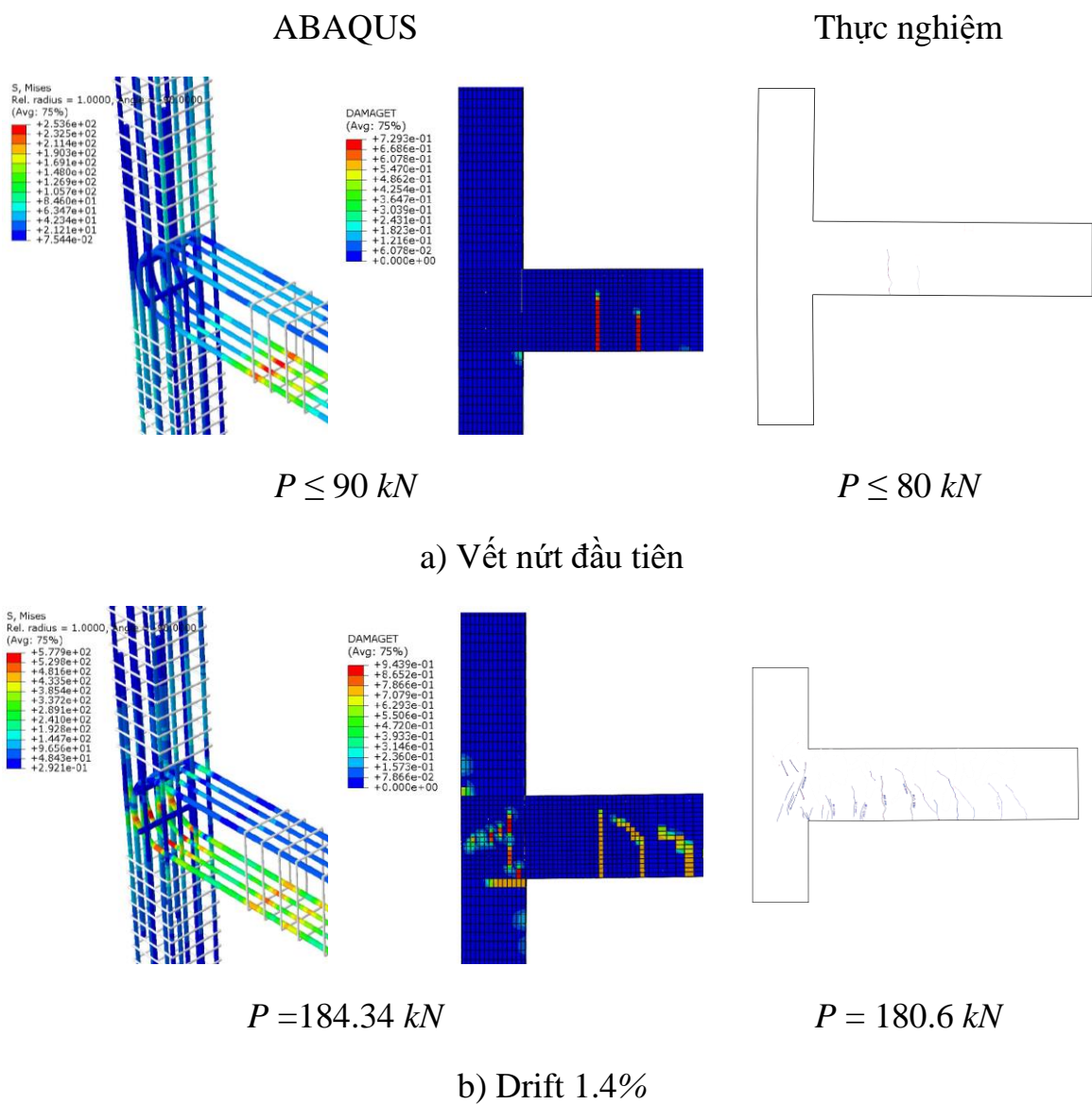


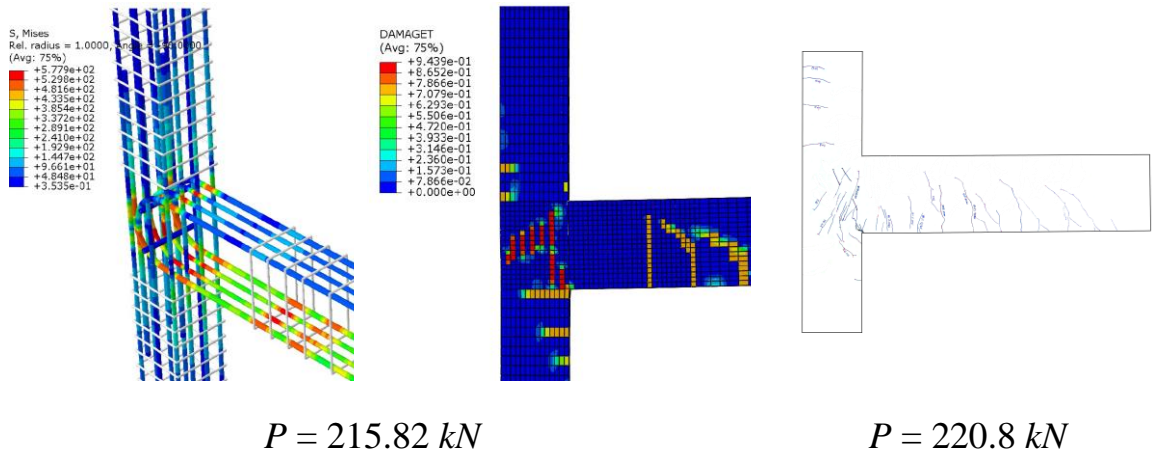
Hình 4.15 So sánh sự phát triển của biến dạng cốt thép dầm của mẫu S2

Bảng 4.3 cho thấy rằng kích thước lưới phân tử 25 mm từ phân tích bằng phương pháp PTHH phù hợp với kết quả thu được bằng thực nghiệm hơn so với các kích thước phân tử khác. Đường cong quan hệ giữa lực – drift thu được bằng phân tích PTHH và phương pháp thực nghiệm theo cả hai hướng đẩy và kéo đều tương đối trùng khớp. Ngoài ra, phân tích bằng phương pháp PTHH với kích thước lưới phân tử 25 mm cho kết quả tải trọng lớn nhất và độ cứng cát tuyến phù hợp với kết quả thu được bằng thực nghiệm (Hình 4.14). Hơn nữa, trước khi phá hoại, sự phát triển biến dạng của cốt thép trong dầm được thể hiện trong Hình 4.15 có xu hướng giống như mô hình thí nghiệm với sự khác biệt tối đa không vượt quá 15% đến khi đạt tải trọng lớn nhất thời điểm drift 2.2%.

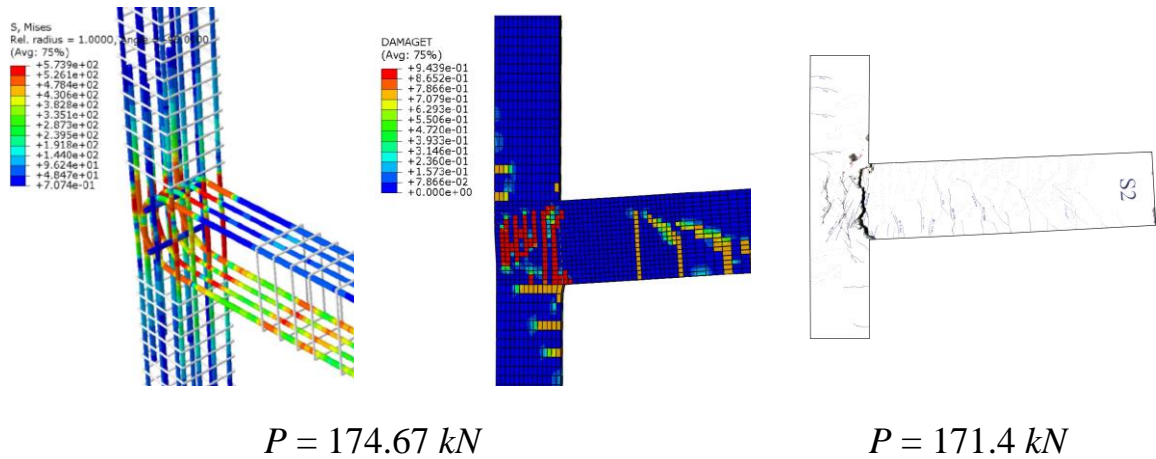
Kết quả phân tích PTHH cho thấy sự hình thành vết nứt tại thời điểm drift 1.4%, 2.2% và 6.5% được so sánh với các kết quả thí nghiệm như trong Hình 4.16. Qua quan sát dạng vết nứt trên Hình 4.16 thấy rằng việc áp dụng mô hình phá hoại dẻo (CDP) có thể mô phỏng được tương đối chính xác sự lan truyền vết nứt như trong thí nghiệm, đặc biệt là trong phạm vi vùng nứt. Tương tự như các vết nứt quan sát từ thí nghiệm, các vết nứt xuất hiện trên Hình 4.16b, c đã lan truyền một phần sang dầm. Từ đó thấy rằng việc tăng cường vật liệu bê tông UHPSFRC thể hiện những ưu điểm nhất định vì như vậy sẽ làm cho khớp dẻo hình thành trong dầm. Hình 4.16b ứng suất nén bê tông tập trung trong vùng nứt và các vết nứt cắt chéo cũng xuất hiện tại vị trí dầm. Tại thời điểm tải trọng ($P \leq 80 \text{ kN}$) vết nứt đầu tiên xuất hiện, biến dạng cốt thép chưa đạt đến giới hạn chảy, nứt chưa bị phá hoại. Sau đó đến drift 1.4%, trong dầm xuất hiện các vết nứt cong và ở nứt có các vết nứt cắt dẫn đến sự thay đổi độ cứng của nứt. Ngoài ra, tại thời điểm này cốt thép dầm đạt đến giới hạn chảy. Tại thời điểm drift 2.2%, các vết nứt lan truyền ra toàn bộ khu vực nứt như thể

hiện trên Hình 4.16c. Khi cốt thép vượt quá giới hạn chảy thì bê tông bị phá hoại tại vùng kéo và vết nứt lan ra khu vực lân cận. Quá trình phân tích kết cấu bằng phương pháp PTHH được kết thúc tại thời điểm drift đạt giá trị 6.5%, mép dầm – cột có vết nứt lớn, nứt có thể coi như bị hư hỏng. Hình 4.16d thể hiện hình ảnh các vết nứt cuối cùng trước khi nứt bị phá hoại hoàn toàn, sự phá hoại xảy ra do bê tông vỡ, các thanh thép bị đứt, điều này hoàn toàn phù hợp với những quan sát được ghi lại trong thí nghiệm.





c) Drift 2.2%



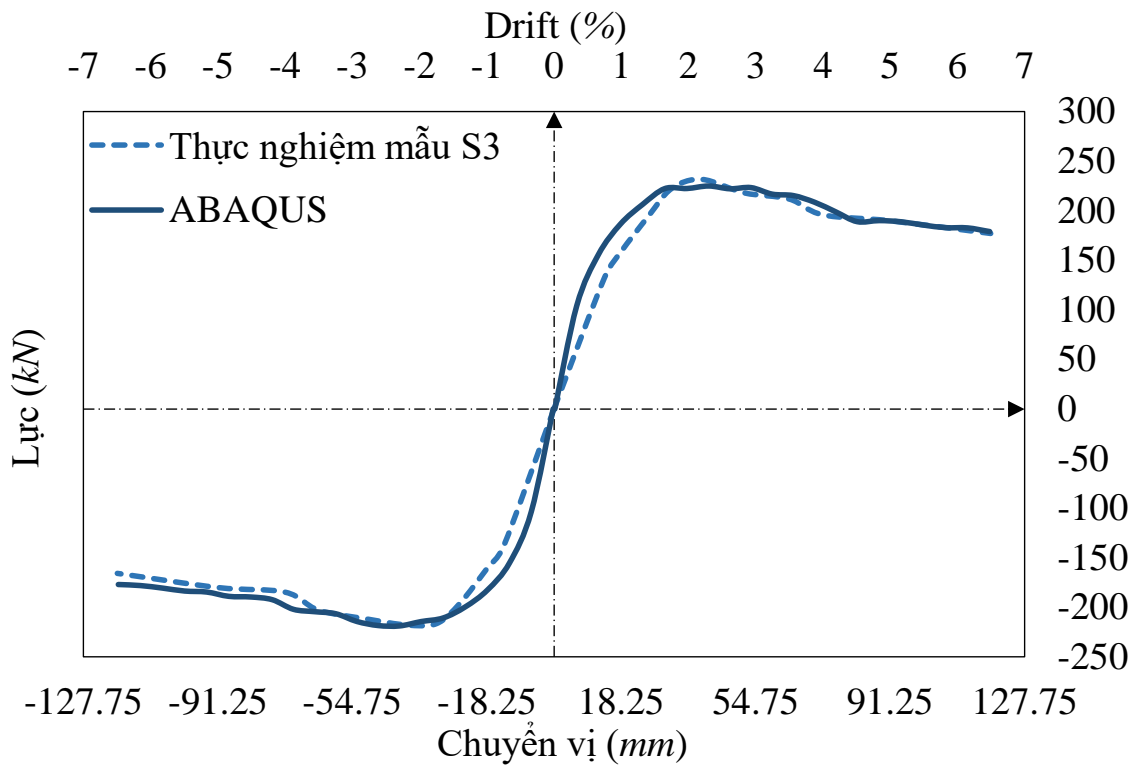
d) Drift 6.5%

Hình 4.16 So sánh hình dạng vết nứt giữa thí nghiệm và PTHH mẫu S2**4.4.3. Mẫu tăng cường S3**

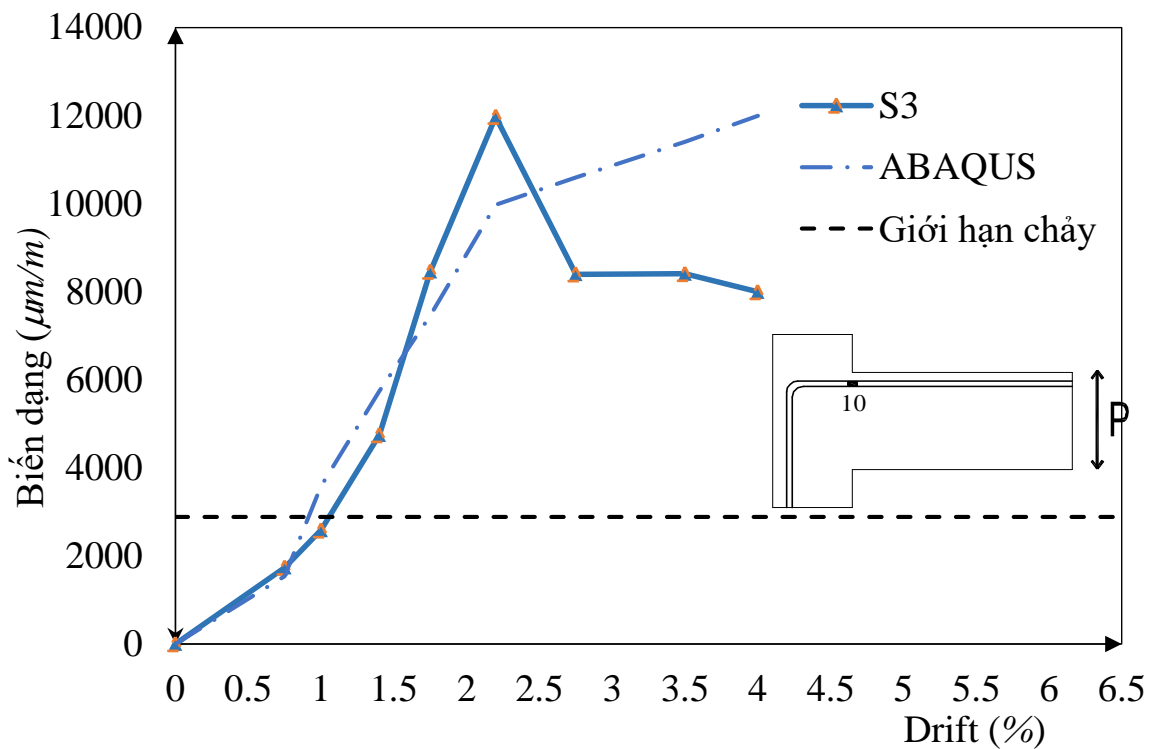
Phân tích bằng phương pháp PTHH với kích thước lưới phân tử 25 mm, 50 mm, 100 mm trên mẫu S3 cũng được thực hiện như mẫu S1 và S2.

Bảng 4.4 So sánh kết quả thực nghiệm và PTHH của mẫu S3

Hướng tải		PTHH/ TN			Độ cứng cắt tuyến		
		25 mm	50 mm	100 mm	25 mm	50 mm	100 mm
Hướng đẩy	Trung Bình	0.97	1.09	1.19	0.97	1.09	1.10
	Chênh lệch (%)	-3.00	8.36	15.71	-2.74	8.59	16.02
Hướng kéo	Trung Bình	1.01	1.12	1.16	1.01	1.12	1.17
	Chênh lệch (%)	0.53	10.56	14.12	0.78	10.79	14.43



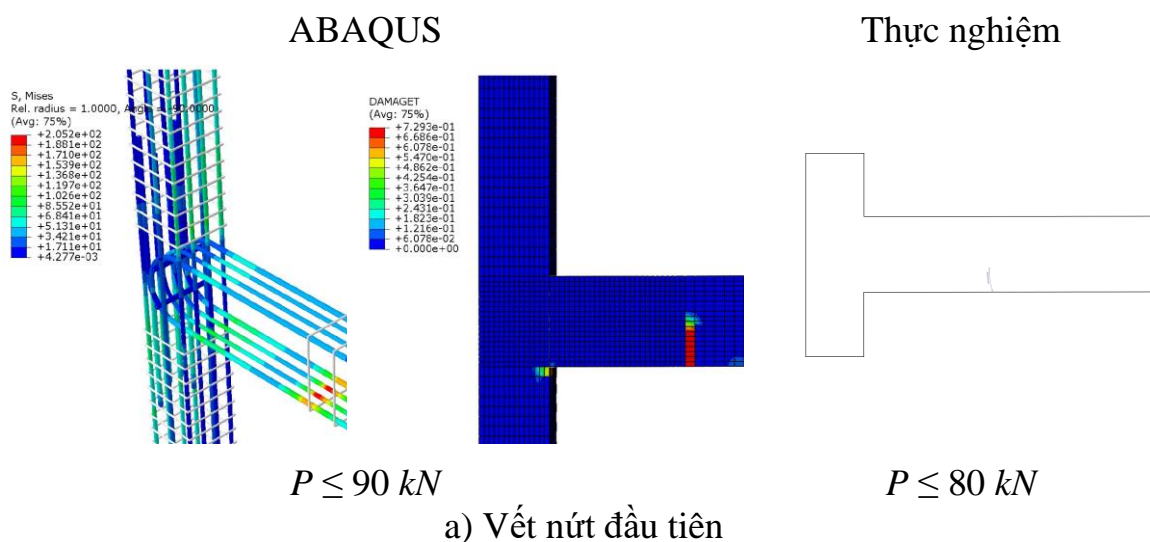
Hình 4.17 Đường cong quan hệ tải trọng – drift cho mẫu S3

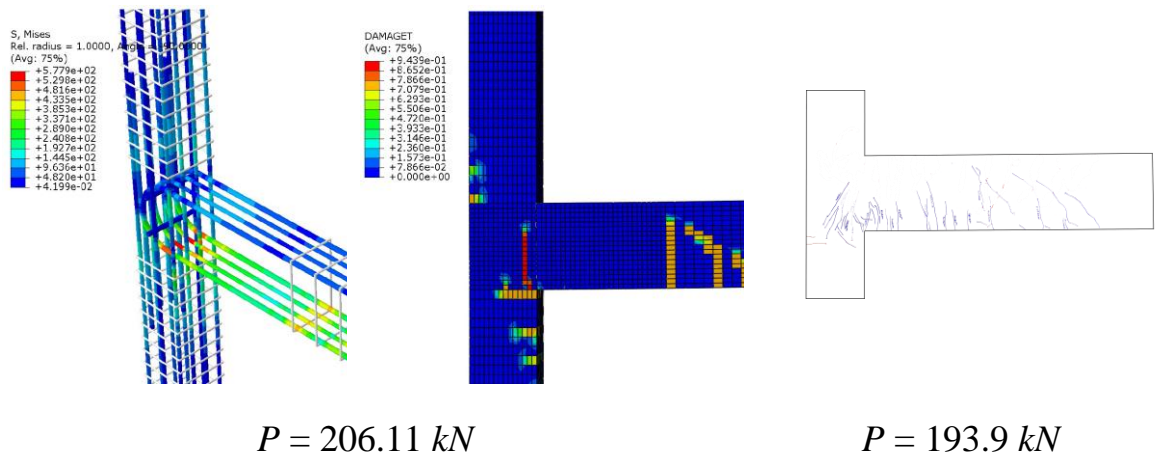


Hình 4.18 So sánh sự phát triển của biến dạng cốt thép dầm của mẫu S3

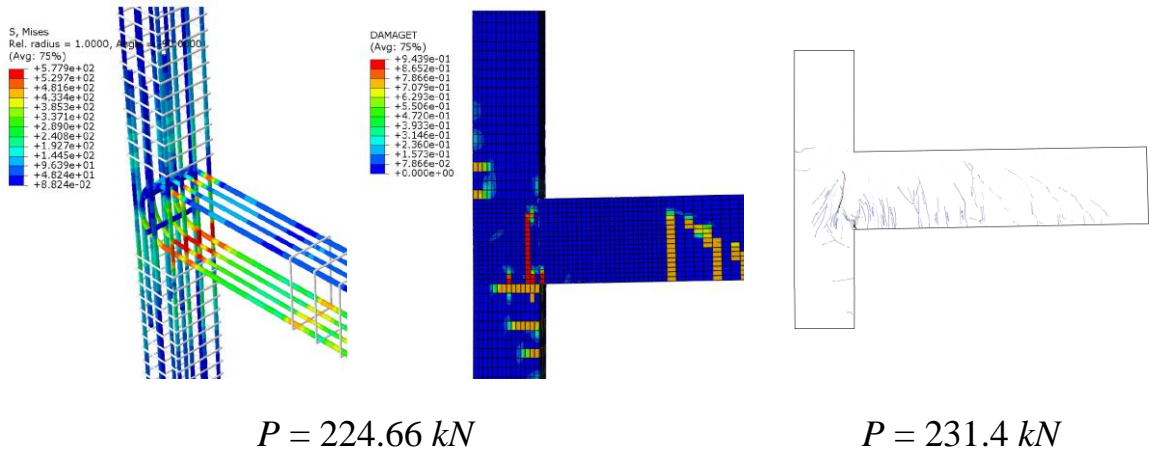
Kết quả cho thấy kích thước lưới phần tử 25 mm cho kết quả phù hợp với kết quả thu được bằng thực nghiệm nhất (Bảng 4.4). Kết quả này phù hợp với kết quả thí nghiệm về giá trị tải trọng lớn nhất và độ cứng cát tuyến phù hợp (Hình 4.17). Thêm vào đó, biến dạng lớn nhất đo được của thanh cốt thép dọc trong dầm dulong như rất phù hợp so với kết quả thực nghiệm, chênh lệch không vượt quá 10% như Hình 4.18.

Hình 4.19 thể hiện so sánh quá trình hình thành các vết nứt của mẫu S3 tại từng giai đoạn. Tại thời điểm $P \leq 90\text{ kN}$, vết nứt đầu tiên xuất hiện, ứng suất trong cốt thép chưa đạt đến giới hạn chảy, vùng nứt chưa bị phá hoại. Lúc drift 1.4%, các vết nứt do cắt tại nút và vết nứt do uốn bắt đầu xuất hiện tại vị trí mép dầm – cột. Tại thời điểm 2.2% các vết nứt trong vùng nút lan truyền ra toàn bộ nút như thể hiện trên Hình 4.19c. Khi ứng suất cốt thép vượt giới hạn chảy, phá hoại kéo trong bê tông xảy ra và phát triển tới khu vực lân cận. Khi bê tông bị bong tróc, cũng là thời điểm ghi nhận nút bị phá hoại, kết thúc quá trình phân tích bằng phương pháp PTHH, tương ứng với drift đạt 6.5%. Hình 4.19d thể hiện hình ảnh các vết nứt cuối cùng do phá hoại cắt gây ra, tương tự như ghi nhận bằng thực nghiệm. Do đó, có thể thấy rằng kết quả quan sát hình ảnh các vết nứt của cả 2 phương pháp đều tương đối phù hợp.

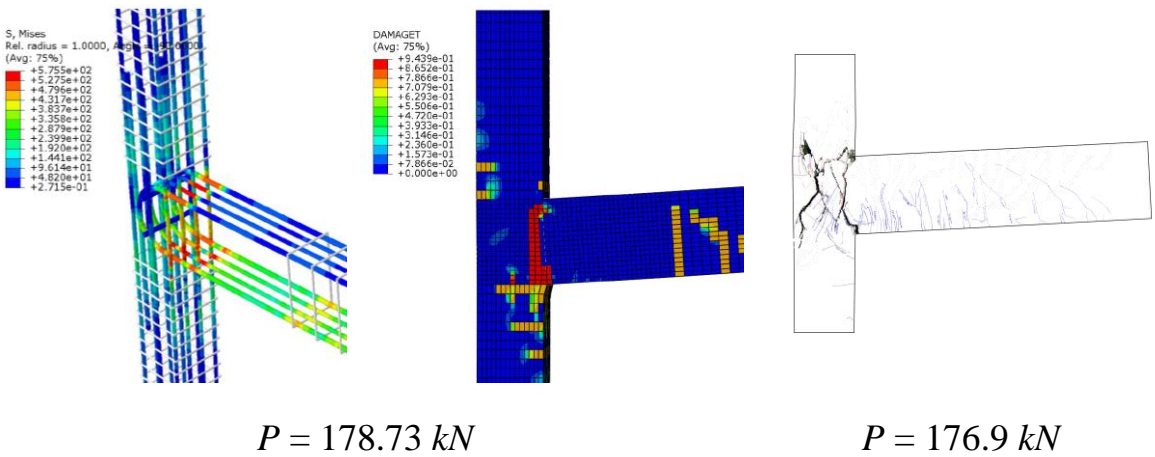




b) Drift 1.4%



c) Drift 2.2%

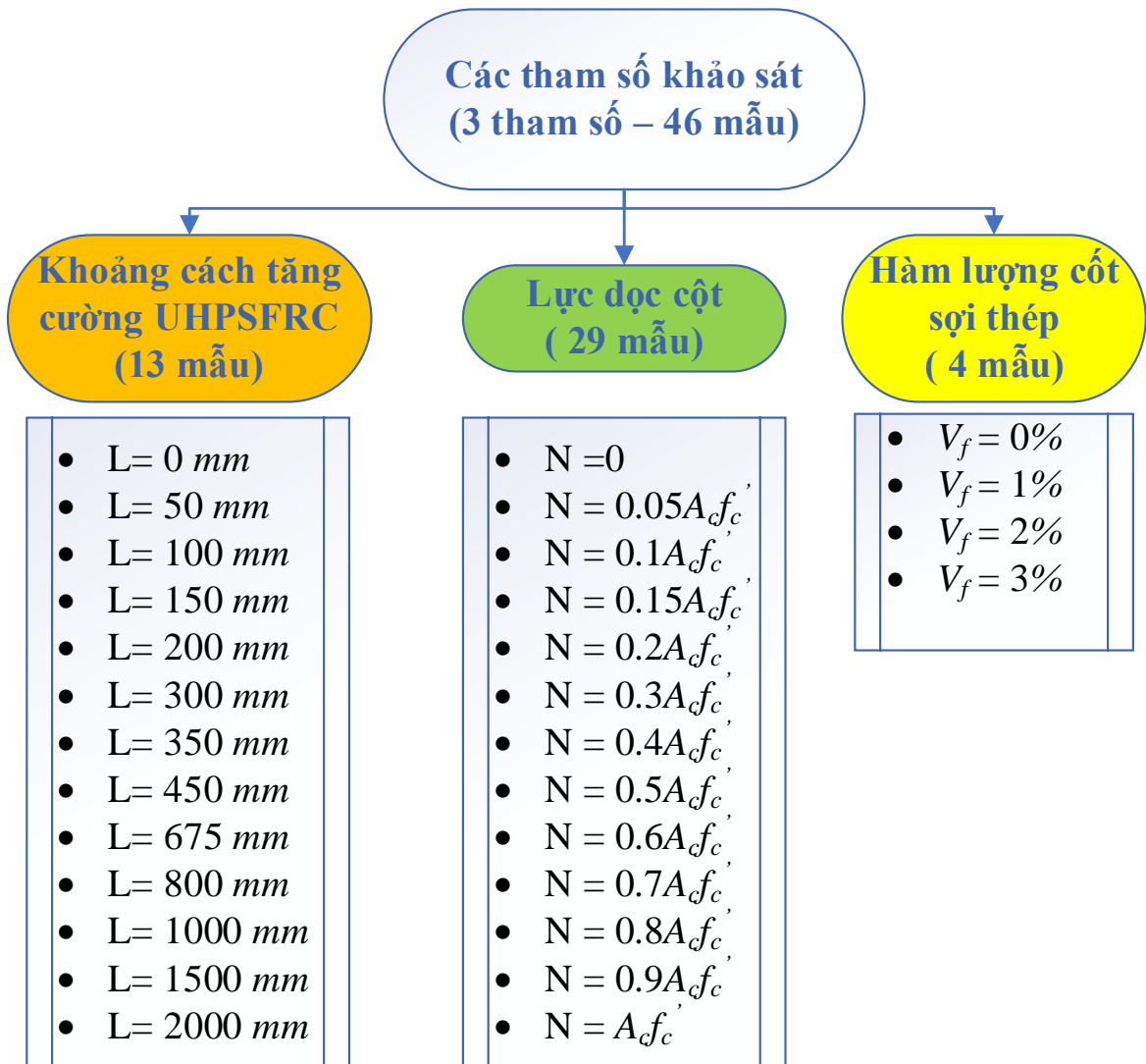


d) Drift 6.5%

Hình 4.19 So sánh hình dạng vết nứt giữa thí nghiệm và PTHH mẫu S3

4.5. Nghiên cứu các tham số ảnh hưởng đến ứng xử nứt

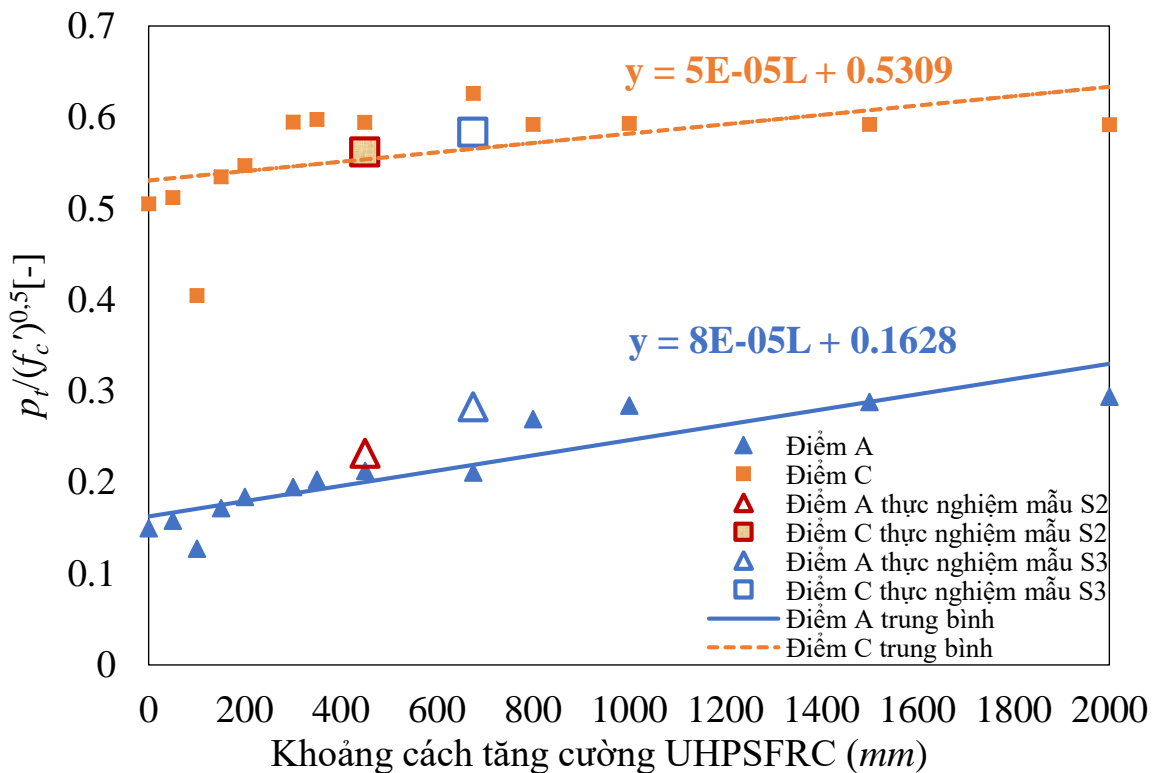
Mục 4.4 đã chứng minh được độ tin cậy khi áp dụng phân tích PTHH bằng phần mềm mô phỏng số ABAQUS cho các nứt khung biên. Trong nội dung này, nghiên cứu sẽ khảo sát ảnh hưởng của ba thông số chính bao gồm: khoảng cách tăng cường vật liệu UHPSFRC, lực dọc cột và hàm lượng cốt sợi thép đến thành phần ứng suất kéo chính (p_t) tại vùng nứt khung (Hình 4.20). Đây đều là các thông số quan trọng ảnh hưởng đến khả năng kháng cắt nứt khung.



Hình 4.20 Sơ đồ khảo sát các tham số

4.5.1. Ảnh hưởng khoảng cách tăng cường vật liệu UHPSFRC

Sự thay đổi của khoảng cách vùng tăng cường (L) được lựa chọn trong khoảng từ 0 đến 2000 (toàn bộ dầm). Hình 4.21 thể hiện mối quan hệ giữa khoảng cách tăng cường và ứng suất kéo chính được chuẩn hóa ($p_t / \sqrt{f_c}$). Thời điểm xuất hiện vết nứt đầu tiên (điểm A) và ứng suất lớn nhất (điểm C), giá trị thực nghiệm cho thấy, đối với mẫu S2 lần lượt là $0.23\sqrt{f_c}$ và $0.5\sqrt{f_c}$, mẫu 3 là $0.28\sqrt{f_c}$ và $0.58\sqrt{f_c}$ (Bảng P 4.2 và Bảng P 4.3 của Phụ lục 4). Trong khi các giá trị tương ứng khi phân tích bằng phương pháp PTHH lần lượt là $0.29\sqrt{f_c}$ và $0.62\sqrt{f_c}$.



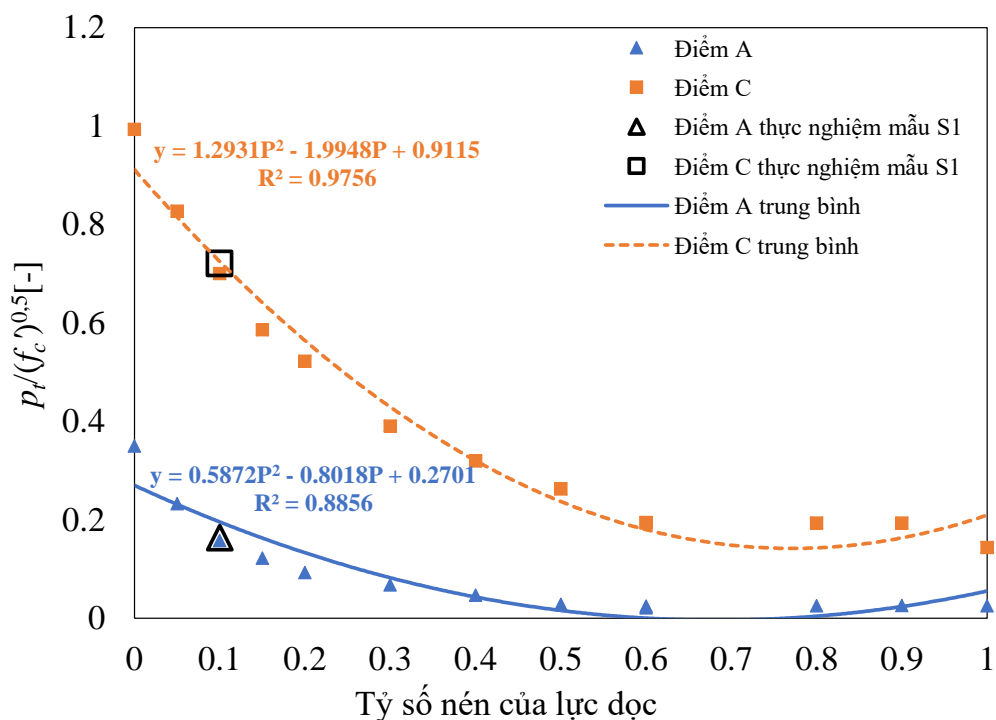
Hình 4.21 Ảnh hưởng của khoảng cách tăng cường UHPSFRC tới ứng suất kéo chính của nứt được chuẩn hóa

Hơn nữa, Hình 4.21 cũng cho thấy, thành phần ứng suất kéo chính được chuẩn hóa tại thời điểm xuất hiện vết nứt đầu tiên (điểm A) và ứng suất lớn

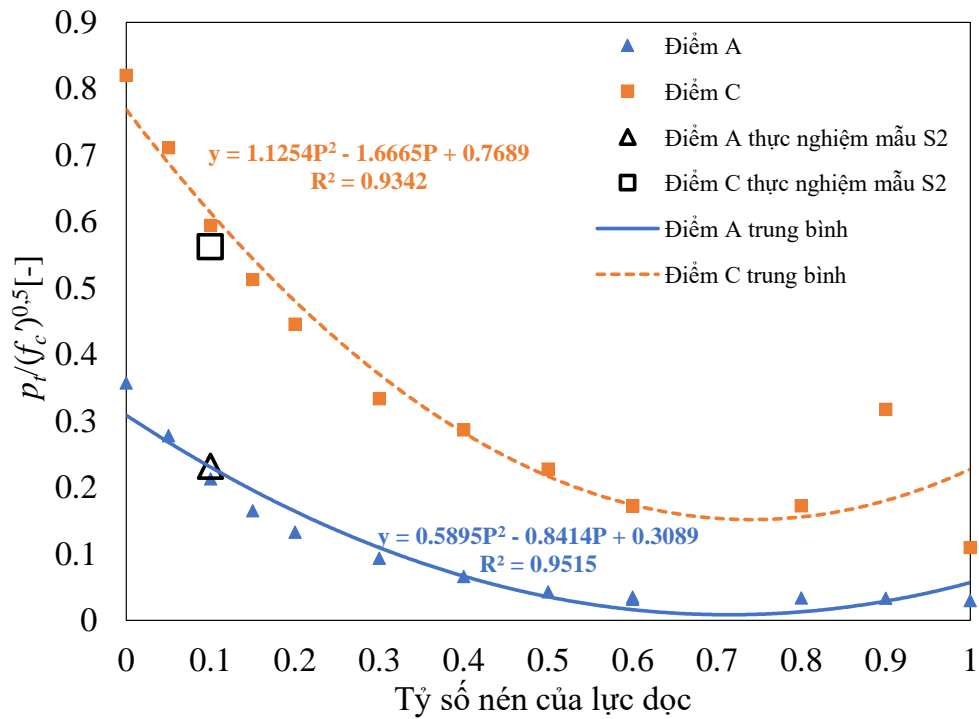
nhất (điểm C) bị ảnh hưởng rất nhiều bởi sự thay đổi khoảng cách tăng cường UHPSFRC. Các giá trị này tăng theo quy luật lần lượt là $5E^{-0.5}L+0.5309$ và $8E^{-0.5}L+0.1628$ với L là khoảng cách tăng cường.

4.5.2. Ảnh hưởng lực dọc cột

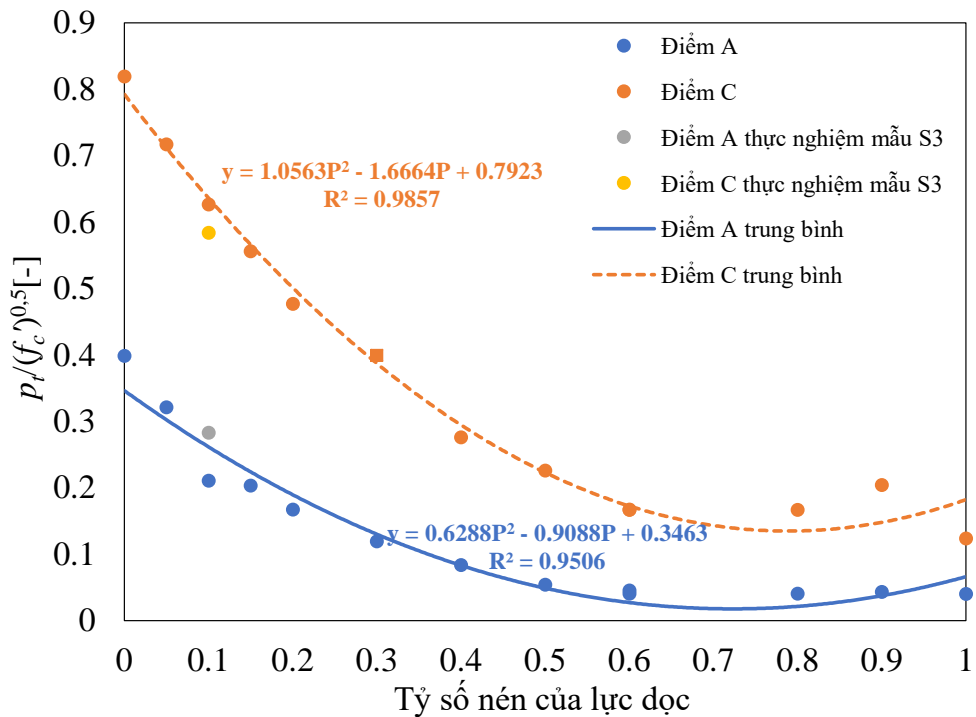
Theo các nghiên cứu tổng quan ở mục 1.4.1 ở Chương 1, ảnh hưởng của tỷ số nén của lực dọc cột đến khả năng kháng cắt của nút khung còn gây tranh cãi. Đối với trường hợp tải trọng chỉ bao gồm tải trọng thẳng đứng, nên giả định rằng lực dọc tác dụng lên cột nhỏ hơn 15% đến 20% cường độ chịu nén cực hạn 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 [63]. 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).



a) Mẫu S1



b) Mẫu S2



c) Mẫu S3

Hình 4.22 Ảnh hưởng của lực dọc đến thành phần ứng suất kéo chính của vùng nút được chuẩn hóa

Error! Reference source not found.a cho thấy mối quan hệ giữa tỷ số nén của lực dọc và ứng suất kéo chính đã chuẩn hóa $\left(p_t / \sqrt{f_c}\right)$ của mẫu S1 tại thời điểm xuất hiện vết nứt đầu tiên (Điểm A) 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 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 $0.5787P^2 - 0.8018P + 0.2701$, $R^2 = 0.8856$ và $1.2931P^2 - 1.9948P + 0.9115$, $R^2 = 0.9756$ với P là lực dọc tác dụng.

Error! Reference source not found.b cho thấy mối quan hệ giữa tỷ số nén của lực dọc và ứng suất kéo chính đã chuẩn hóa $\left(p_t / \sqrt{f_c}\right)$ tại thời điểm xuất hiện vết nứt đầu tiên (điểm A) và cường độ cắt đạt giá trị lớn nhất (điểm C) của mẫu S2 lần lượt là $0.23\sqrt{f_c}$ và $0.56\sqrt{f_c}$, trong khi các giá trị tương ứng trong phân tích PTHH lần lượt là $0.21\sqrt{f_c}$ và $0.59\sqrt{f_c}$. Lực dọc tăng lên dẫn đến cường độ của nứt tăng lên, nên có thể kết luận rằng ứng suất kéo chính của mẫu S2 tại thời điểm xuất hiện vết nứt đầu tiên giảm theo quy luật phi tuyến $0.5895P^2 - 0.8414P + 0.3089$, $R^2 = 0.9515$, còn cường độ nứt tương ứng với thời điểm ứng suất cắt đạt giá trị lớn nhất là $1.1254P^2 - 1.16665P + 0.7689$, $R^2 = 0.9342$.

Error! Reference source not found.c cho thấy mối quan hệ giữa tỷ số nén của lực dọc và ứng suất kéo chính được chuẩn hóa $\left(p_t / \sqrt{f_c}\right)$ tại thời điểm xuất hiện vết nứt đầu tiên (điểm A) và thời điểm cường độ cắt đạt giá trị lớn

nhất (điểm C) của mẫu S3 lần lượt là $0.28\sqrt{f_c}$ và $0.58\sqrt{f_c}$, trong khi các giá trị đó tương ứng trong phân tích bằng phương pháp PTHH lần lượt là $0.21\sqrt{f_c}$ và $0.62\sqrt{f_c}$. Như đã kết luận ở trên khi tăng lực dọc làm cho cường độ của nút được tăng lên, do đó đối với mẫu S3, ứng suất kéo chính tại thời điểm xuất hiện vết nứt đầu tiên giảm phi tuyến theo quy luật $0.6288P^2 - 0.9088P + 0.3463$, $R^2 = 0.9506$, còn tại thời điểm ứng suất cắt nút đạt giá trị lớn nhất thì cường độ nút là $1.0563P^2 - 1.6664P + 0.7923$, $R^2 = 0.9857$.

Một phát hiện chính của nghiên cứu tham số này là cường độ cắt của nút (đặc trưng bởi ứng suất kéo chính được chuẩn hóa lớn nhất, điểm C) thay đổi theo sự thay đổi của tải trọng dọc trục cột. Đối với trường hợp với lực dọc trục là 975 kN ($0.15f_cA_g$) thì ứng suất kéo chính lớn nhất của mẫu S2 và S3 lần lượt là $0.165\sqrt{f_c}$ và $0.2\sqrt{f_c}$. Đây là mức tăng trung bình khoảng 35% (cùng một mức lực dọc) so với mẫu đối chứng S1. Nghiên cứu của Pantelides và cộng sự (2002) [103] đã chỉ ra rằng cường độ cắt của nút sẽ tăng lên 15% khi nút có lực dọc cao hơn $0.25f_cA_g$. Điều này cho thấy, hai mẫu S2 và S3 được tăng cường đặt được cường độ cắt nút sớm hơn ở thời điểm lực dọc $0.15f_cA_g$.

4.5.3. Ảnh hưởng hàm lượng cốt sợi thép

Sự thay đổi của hàm lượng cốt sợi thép V_f có thể ảnh hưởng tới một số đặc tính của bê tông như cường độ chịu nén của bê tông (f_c), cường độ chịu kéo bê tông (f_{ct}) và mô đun đàn hồi (E_c). Khi nghiên cứu về ảnh hưởng tham số này, hàm lượng cốt sợi thép trong hỗn hợp bê tông UHPSFRC được tham khảo từ nghiên cứu về đặc tính vật liệu của Al-Hassani và cộng sự (2015) [25] thể hiện trong Bảng 4.5.

Bảng 4.5 Đặc tính bê tông UHPSFRC của Al-Hassani và cộng sự [25]

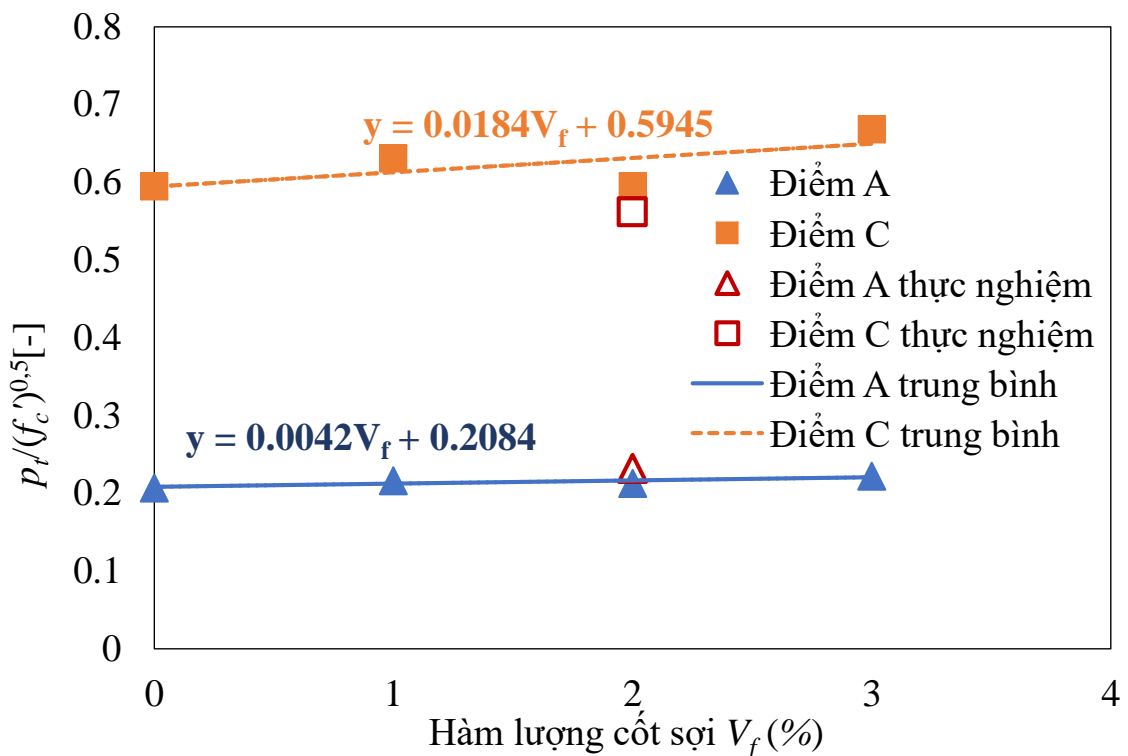
Tên hỗn hợp	Silica Fume (%)	Nước/ kết dính	V_f (%)	f_c' (MPa)	E_c (MPa)
-------------	-----------------	----------------	-----------	--------------	-------------

MRF0	25%	0.171	0	135.93	46262
MRF1	25%	0.175	1	144.57	47363
MRF2	25%	0.180	2	149.39	48295
MRF3	25%	0.187	3	151.62	48538

Ảnh hưởng của sự thay đổi hàm lượng cốt sợi thép V_f đối với các mẫu thí nghiệm được trình bày trên Hình 4.23, dưới dạng ứng suất kéo chính của nút được chuẩn hóa $(p_t / \sqrt{f_c})$. Hai điểm chính (điểm A và điểm C), tương ứng với thời điểm xuất hiện vết nứt đầu tiên tại nút và thời điểm cường độ cắt của nút đạt giá trị lớn nhất đã được quan sát khi phân tích bằng phương pháp PTHH. Hình 4.23 cho thấy ứng suất kéo chính được chuẩn hóa $(p_t / \sqrt{f_c})$ tại thời điểm xuất hiện vết nứt đầu tiên (điểm A) đối với các hàm lượng cốt sợi thép khác nhau gần như tương đương nhau. Đối với điểm C, ứng suất kéo chính được chuẩn hóa tỉ lệ thuận với hàm lượng cốt sợi của nút được tăng nhưng tương đối nhỏ so với quan sát tại điểm A.

Giá trị trung bình của ứng suất kéo chính được chuẩn hóa tại thời điểm xuất hiện vết nứt đầu tiên khi phân tích bằng phương pháp PTHH là $0.21\sqrt{f_c}$. Hình 4.23 cho thấy ứng suất kéo chính được chuẩn hóa $(p_t / \sqrt{f_c})$ tại thời điểm xuất hiện vết nứt đầu tiên (điểm A) giảm khi không đặt cốt sợi thép vào bê tông. Dựa trên kết quả này, ứng suất kéo chính được chuẩn hóa tại thời điểm xuất hiện vết nứt do cắt đầu tiên có thể được xác định bởi biểu thức $k_a\sqrt{f_c}$ (trong đó k_a là hằng số). Trong trường hợp này, k_a tại thời điểm xuất hiện vết nứt đầu tiên đối với hàm lượng cốt sợi thép 1%, 2% và 3% lần lượt có giá trị là 0.216, 0.212 và 0.222. Ngoài ra, Hình 4.23 cho thấy ứng suất kéo chính được chuẩn hóa tại thời điểm ứng suất cắt đạt giá trị lớn nhất (điểm C) cũng chịu ảnh hưởng bởi sự thay đổi hàm lượng cốt sợi thép V_f . Giá trị này tăng tuyến tính theo quy luật $k_c = 0.0184V_f + 0.5945$.

Hàm lượng cốt sợi thép cũng ảnh hưởng tới giá trị của cường độ chịu nén của bê tông, đây là thông số ảnh hưởng đối với ứng suất cắt tại thời điểm ứng suất trong cốt thép dầm đạt đến giới hạn chảy (điểm B) và tại thời điểm ứng suất cắt đạt giá trị lớn nhất (điểm C). Kim và cộng sự (2007) [84] đã chứng minh rằng ứng suất cắt nút tỷ lệ với căn bậc hai của cường độ chịu nén bê tông tại điểm B và C. Trong nghiên cứu này, cường độ nút là tham số khảo sát (đại diện bởi ứng suất kéo chính được chuẩn hóa lớn nhất, điểm C) thay đổi theo hàm lượng cốt sợi thép. Cụ thể là, đối với hàm lượng cốt sợi $V_f = 2\%$ ứng suất kéo chính lớn nhất là $0.59\sqrt{f_c}$ và $V_f = 3\%$ là $0.66\sqrt{f_c}$ tăng 10% cho cùng một mẫu với hàm lượng cốt sợi lớn hơn.



Hình 4.23 Ảnh hưởng của hàm lượng cốt sợi thép đến ứng suất kéo chính của nút được chuẩn hóa

4.6. Kết luận Chương 4

Dựa trên kết quả phân tích bằng phương pháp PTHH rút ra kết luận sau:

- Kích thước lưới phần tử ảnh hưởng đáng kể đến đường cong lực – chuyển vị của các mẫu thí nghiệm. Nghiên cứu đã chỉ ra rằng, kích thước mặt lưới phần tử 25 mm cho thấy sự chính xác giữa kết thí nghiệm và phân tích PTHH bằng phần mềm ABAQUS.
- Mô hình phá hoại dẻo (CDP) trong phần mềm ABQUS giúp quan sát được dạng phá hoại, ứng xử của toàn bộ nút trong suốt quá trình gia tải. Điều đó giúp cho sự so sánh với kết quả thu được từ thí nghiệm một cách rõ ràng hơn.
- Mối quan hệ đường cong ứng suất – biến dạng của vật liệu bê tông thường và bê tông UHPSFRC đã phản ánh đúng tính chất và sự làm việc của vật liệu.
- Ảnh hưởng của ba thông số chính đến ứng xử của kết cấu nút khung bao gồm khoảng cách tăng cường UHPSFRC, lực dọc cột và hàm lượng cốt sợi thép cũng được xem xét:
 - Cường độ của nút (được biểu thị bằng ứng suất kéo chính chuẩn hóa lớn nhất, Điểm C) thay đổi theo sự thay đổi theo việc gia tăng khoảng cách tăng cường UHPSFRC dưới dạng là một hàm tuyến tính.
 - Nghiên cứu tham số cũng chỉ ra rằng cường độ của nút (biểu thị bằng ứng suất kéo chính chuẩn hóa lớn nhất, điểm C) thay đổi theo sự thay đổi của tải trọng dọc trục cột. Đã tăng 35% đối với mẫu đối chứng tại với cùng cùng giá trị tải trọng. Lực dọc tác dụng lên cột có ảnh hưởng đáng kể tới cường độ cắt của nút khung theo hàm số với quan hệ phi tuyến
 - Ứng suất kéo chính tại điểm A, C không thay đổi đáng kể với sự thay đổi hàm lượng cốt sợi thép. Thời điểm xuất hiện vết nứt đầu tiên, ứng suất kéo chính được chuẩn hóa có thể được xác định đơn giản bằng hàm của một k_a không đổi.

KẾT LUẬN VÀ KIẾN NGHỊ

I. Những đóng góp mới có ý nghĩa khoa học và thực tiễn của luận án

Luận án đã trình bày nghiên cứu về ứng xử của nút khung biên sử dụng vật liệu bê tông cốt sợi thép tính năng siêu cao bằng thực nghiệm và bằng mô phỏng số sử dụng phân tích PTHH. Kết quả thí nghiệm và mô phỏng số bằng phân tích phần tử hữu hạn là tương đối phù hợp, đáp ứng được các tiêu chí mà luận án đã đề ra. Có thể rút ra những kết quả chính của luận án như sau:

1. Việc sử dụng bê tông cốt sợi thép tính năng siêu cao (UHPSFRC) cho nút khung biên bê tông cốt thép là một giải pháp tăng cường tương đối hiệu quả cho sự làm việc của nút khung. Ứng xử của nút khung có sử dụng bê tông cốt sợi thép tính năng siêu cao thể hiện nhiều ưu điểm vượt trội hơn so với nút khung bê tông cốt thép thông thường như tăng cường khả năng chịu cắt vùng nút khung, giảm đáng kể sự phá hoại xảy ra trong vùng nút khung, đơn giản hóa trong công tác thi công trong những nút khung có hàm lượng cốt thép lớn.

2. Nghiên cứu thí nghiệm được tiến hành trong luận án với sự quan sát liên tục và kỹ lưỡng từ thời điểm bắt đầu gia tải cho tới lúc xảy ra các cơ chế phá hoại các mẫu thí nghiệm bằng các thiết bị đo, thiết bị hỗ trợ thí nghiệm hiện đại, tiến hành tại các phòng thí nghiệm có độ tin cậy cao. Kết quả nghiên cứu thí nghiệm cho thấy khả năng chịu tải trọng lặp của các nút khung được tăng cường bằng vật liệu UHPSFRC được tăng lên đáng kể, sự tiêu tán năng lượng của các mẫu được tăng cường thậm chí còn cao hơn so với mẫu với cấp độ dẻo cao (DCH), đáp ứng được các tiêu chí về hệ số độ dẻo chuyển vị của kết cấu. Cụ thể là khả năng tiêu tán năng lượng của các mẫu thí nghiệm được tăng cường S2 và S3 tăng lần lượt là 6.5% và 14.7% so với mẫu BTCT thông thường S1.

3. Trong luận án tiến hành mô phỏng số sử dụng phân tích phần tử hữu hạn trên phần mềm ABAQUS nghiên cứu ứng xử của nút khung để đối chiếu với các kết quả thí nghiệm. Từ kết quả phân tích PTHH có thể thấy rằng kích thước

lưới phần tử ảnh hưởng đáng kể đến tính chính xác của kết quả tính toán, lưới phần tử 25 mm là phù hợp nhất đối với các trường hợp nút khung sử dụng trong phân tích tính toán. 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.

4. Nghiên cứu thực nghiệm và phân tích phần tử hữu hạn 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 tăng cường như: khoảng cách tăng cường bằng vật liệu UHPSFRC, giá trị lực dọc tác dụng lên cột và hàm lượng cốt sợi thép. Từ đó, có thể thấy rằng:

- Khoảng cách tăng cường: Việc tăng cường nút khung biên bằng vật liệu UHPSFRC nên nằm trong vùng không liên tục (D-region) mới mang lại hiệu quả tích cực. Quan hệ giữa khoảng cách tăng cường với ứng suất cắt của nút là quan hệ tuyến tính. Khoảng cách tăng cường ảnh hưởng đáng kể tới khả năng chịu lực của nút khung nhưng chưa thể hiện được tính hiệu quả trong việc dịch chuyển khớp dẻo khi quan sát các mẫu thí nghiệm.

- Giá trị lực dọc tác dụng lên cột: 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.

- Hàm lượng cốt sợi thép: Việc thay đổi hàm lượng cốt sợi thép không ảnh hưởng tới ứng suất kéo chính tại thời điểm xảy ra vết nứt đầu tiên nhưng có ảnh hưởng tới giá trị ứng suất lớn nhất (quan hệ giữa chúng là tuyến tính k_c , nhưng sự gia tăng không đáng kể).

II. Kiến nghị

Việc ứng dụng vật liệu bê tông tính năng siêu cao (UHPSFRC) cần phải được nghiên cứu thêm và cần có thêm những nghiên cứu thực nghiệm chuyên sâu hơn nữa trước khi áp dụng vật liệu này trong vùng nút khung. Các kết quả thu được từ nghiên cứu của luận án có thể xem là những thông tin và tài liệu

tham khảo cho các thí nghiệm tiếp theo về vấn đề này và các mô hình nghiên cứu về ứng xử nút khung được đề xuất là một hướng nghiên cứu tương đối đúng đắn và phù hợp.

III. Hướng phát triển của đề tài

Dựa trên những nội dung được thực hiện trong luận án này, có thể đề xuất hướng nghiên cứu tiếp theo trong tương lai như sau:

Nghiên cứu thực nghiệm để đánh giá sự hiệu quả của việc tăng cường bằng vật liệu UHPSFRC trong các nút khung giữa và góc nhằm kiểm chứng sự làm việc tổng thể của toàn bộ công trình. Ngoài ra, có thể phát triển nghiên cứu về liên kết giữa nút khung và sàn bằng vật liệu UHPSFRC.

Cần phát triển thêm nghiên cứu thực nghiệm về các đặc tính của vật liệu bê tông tính năng siêu cao UHPC tại một số đơn vị khác, nhằm tạo ra một loại bê tông có cường độ chịu kéo cao hơn nữa.

DANH MỤC CÔNG TRÌNH CỦA TÁC GIẢ

1. **Trần Trung Hiếu** (2019), "Khảo sát thực nghiệm khả năng kháng cắt của nút khung biên sử dụng bê tông cốt sợi thép tính năng siêu cao (UHPSFRC) chịu tải trọng lặp theo chu kỳ", *Tạp chí Xây dựng*. 9, 87-91.
2. **Trần Trung Hiếu**, Đặng Vũ Hiệp, Vũ Quốc Anh, Lê Anh Tuấn (2018), "Khảo sát ứng xử của dầm bê tông cốt sợi thép tính năng siêu cao (UHPFRC)", *Tạp chí Xây dựng*. 9, 289-293.
3. **Trần Trung Hiếu**, Lê Anh Tuấn, Lê Thanh Tuấn, Đặng Vũ Hiệp (2017), "Khảo sát quan hệ M- ϕ trên tiết diện dầm bê tông cốt thép khi sử dụng các mô hình vật liệu khác nhau", *Tạp chí Khoa học Kiến trúc và Xây dựng*. 28, 44-48.
4. **Trần Trung Hiếu**, Lê Anh Tuấn, Vũ Quốc Anh, Đặng Vũ Hiệp (2019), "Nghiên cứu thực nghiệm nút khung biên sử dụng bê tông cốt sợi thép tính năng siêu cao (UHPSFRC)", *Tạp chí Khoa học & Kỹ thuật*. 02, 54-64.
5. Van, Tran Thi Thuy, **Trung, Hieu Tran** (2019), Evaluation of shear resistance for beam-column connections using ultra high performance steel fibre reinforced concrete (UHPSFRC) under cyclic loading by experimental research, *Journal of Physics: Conference Series*, IOP Publishing, 012049.
6. **T.H. Tran**, A.T.Le, A.Q.Vu (2016), A research on M- ϕ relationships for section of reinforced concrete beam by fiber method, *The 7Th International conference of Asian concrete Federation "Sustainable Concrete for Now and the Future"*, HaNoi, VietNam.

TÀI LIỆU THAM KHẢO

Tiếng Việt

1. Văn Việt Thiên Ân (2015), "Nghiên cứu nâng cao độ bền của bê tông chất lượng siêu cao sử dụng trong môi trường axit sunphuric", *Tạp chí Khoa học Công nghệ Xây dựng*. 24, 26-33.
2. Cù Việt Hưng, Nguyễn Đức Phúc, Nguyễn Công Thắng, Nguyễn Ngọc Tuyền, Phạm Duy Hòa (2018), "Dự báo sức kháng uốn của dầm bê tông chất lượng siêu cao (UHPC)", *Tạp chí Khoa học Công nghệ Xây dựng*. 12(4), 1-13.
3. Phạm Duy Hữu (2011), *Nghiên cứu công nghệ chế tạo bê tông có cường độ siêu cao ứng dụng trong kết cấu cầu và nhà cao tầng*, Đề tài khoa học và công nghệ cấp bộ Đại học Giao thông Vận tải.
4. Nguyễn Công Thắng (2013), "Nghiên cứu chế tạo bê tông tính năng siêu cao gia cường cốt sợi sử dụng Silicad fume và xỉ lò cao nghiền mịn ở Việt Nam", *Tạp chí KHCN Xây dựng*. 15.
5. Nguyễn Công Thắng (2016), *Nghiên cứu chế tạo bê tông chất lượng siêu cao sử dụng phụ gia khoáng và vật liệu có sẵn ở Việt Nam*, Đại học Xây dựng.
6. Nguyễn Công Thắng, Nguyễn Văn Tuấn, Phạm Hữu Hanh (2012), "Nghiên cứu chế tạo bê tông tính năng siêu cao gia cường cốt sợi sử dụng vật liệu sẵn có ở Việt Nam", *Tạp chí Xây dựng*. 12.
7. TCVN 197-1:2014 (2014), "Vật liệu kim loại – Thử kéo – Phần 1: Phương pháp thử ở nhiệt độ phòng", *Bộ Khoa học và Công nghệ Việt Nam*.
8. TCVN 1651-2:2008 (2008), "Thép cốt bê tông-Phần 2: Thép thanh vằn", *Nhà xuất bản Xây dựng, Hà Nội*.
9. TCVN 3118:1993 (1993), "Bê tông nặng-Phương pháp xác định cường độ nén", *Nhà xuất bản Xây dựng, Hà Nội*.
10. Lê Trung Thành (2013), "Nghiên cứu nâng cao độ dẻo của bê tông cốt sợi", *Tạp chí Kết cấu và Công nghệ Xây dựng*. I, 56-67.
11. Nguyễn Văn Tuấn, Nguyễn Công Thắng, Phạm Hữu Hanh (2014), "Nghiên cứu chế tạo bê tông cường độ siêu cao với cường độ nén 200MPa sử dụng vật liệu sẵn có ở Việt Nam", *Tạp chí Xây dựng*. 6.
12. Nguyễn Văn Tuấn, Phạm Hữu Hanh, Nguyễn Công Thắng (2006), *Nghiên cứu khả năng chế tạo của bê tông hạt mịn chất lượng siêu cao ở Việt Nam*, Đề tài nghiên cứu khoa học cấp trường, Đại học Xây dựng, Việt Nam.

13. Nguyễn Văn Tuấn, Phạm Hữu Hanh, Nguyễn Công Thắng, Lê Trung Thành, Văn Viết Thiên Ân, Hoàng Tuấn Nghĩa (2017), *Bê tông chất lượng siêu cao*, Nhà xuất bản Xây dựng, Hà Nội.
14. Trần Bá Việt, Uông Hồng Sơn (2015), "Nghiên cứu ảnh hưởng của hàm lượng sợi thép và tro trấu đến bê tông cường độ siêu cao- UHPSFC", *Tạp chí Xây dựng*. 1, 116-118.
15. ABAQUS, Version (2013), "6.13, Analysis User's Manual", *Dassault Systemes Simulia Corp., Providence, RI*.
16. Abbas, Ali A, Mohsin, Sharifah M SyedCotsovos, Demetrios M (2014), "Seismic response of steel fibre reinforced concrete beam-column joints", *Engineering Structures*. 59, 261-283.
17. Abdel-Fattah, BahjatWight, James K (1987), "Study of moving beam plastic hinging zones for earthquake-resistant design of reinforced concrete buildings", *Structural Journal*. 84(1), 31-39.
18. ACI 318-02 (1999), Building code requirements for structural concrete (ACI 318-02) and commentary (ACI 318R-02), American Concrete Institute.
19. 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.
20. ACI Committee 374 (2005), Acceptance Criteria for Moment Frames Based on Structural Testing and Commentary: An ACI Standard, American Concrete Institute.
21. ACI Committee International Organization for Standardization (2008), Building code requirements for structural concrete (ACI 318-08) and commentary, American Concrete Institute.
22. Acker, PaulBehloul, Mouloud (2004), Ductal® technology: A large spectrum of properties, a wide range of applications, *Proc. of the Int. Symp. on UHPC Kassel, Germany*, 11-23.
23. AFGC-SETRA (2002), Ultra High Performance Fibre-Reinforced Concretes, Interim Recommendations, French Association for Civil Engineers Paris, France.
24. Al-Hassani, Hisham M, Khalil, Wasan IDanha, Lubna S, "Proposed Model for Uniaxial Tensile Behavior of Ultra High Performance Concrete".
25. Al-Hassani, Hisham Mohamed, Khalil, Wasan IsmailDanha, Lubna Salim (2015), "Proposed Model for Uniaxial Compression Behavior of Reactive Powder Concrete", *Journal of Babylon University (Engineering Sciences)*. 23(3), 591-606.

26. ASCE 41-13 (2012), "ASCE 41-13: Seismic evaluation and retrofit rehabilitation of existing buildings", *Proceedings of the SEAOC*.
27. ASTM A820-90 (1990), "Standard specification for steel fibres for fibre reinforced concrete", *American Concrete Institute, Detroit, USA*.
28. ASTM C39M (2012), Standard test method for compressive strength of cylindrical concrete specimens.
29. ASTM C469M (2014), *Standard Test Method for Static Modulus of Elasticity and Poisson's Ratio of Concrete in Compression1*, ASTM International.
30. ASTM C1018 (1997), "Standard test method for flexural toughness and first-crack strength of fiber-reinforced concrete (using beam with third-point loading)", *C-1018*.
31. Bache, Hans Henrik (1981), *Densified cement/ultra-fine particle-based materials*, Aalborg Portland Aalborg, Denmark.
32. Bakir, PGBoduroğlu, HM (2002), "A new design equation for predicting the joint shear strength of monotonically loaded exterior beam-column joints", *Engineering Structures*. 24(8), 1105-1117.
33. Bayasi, ZiadGebman, Michael (2002), "Reduction of lateral reinforcement in seismic beam-column connection via application of steel fibers", *Structural Journal*. 99(6), 772-780.
34. Bayasi, ZiadZhou, Jing (1993), Seismic Resistance of Steel Fiber Reinforced Concrete Beam-Column Joints, *Structural Engineering in Natural Hazards Mitigation*, ASCE, 1402-1408.
35. Bazant, Zdenek PCedolin, Luigi (1980), "Fracture mechanics of reinforced concrete", *ASCE J Eng Mech Div*. 106(6), 1287-1306.
36. Bažant, Zdeněk POh, Byung H (1983), "Crack band theory for fracture of concrete", *Matériaux et construction*. 16(3), 155-177.
37. Bindiganavile, Vivek, Banthia, NemkumarAarup, Brendt (2002), "Impact response of ultra-high-strength fiber-reinforced cement composite", *Materials Journal*. 99(6), 543-548.
38. Birtel, VMark, P (2006), Parameterised finite element modelling of RC beam shear failure, *ABAQUS Users' Conference*, 95-108.
39. Buitelaar, Peter (2004), Ultra high performance concrete: developments and applications during 25 years, *Plenary session International Symposium on Ultra High Performance Concrete. Kassel*.
40. Canadian Standards Association (2004), *Design of concrete structures*, Mississauga, Ont.: Canadian Standards Association.
41. Carbonell Muñoz, Miguel A, Harris, Devin K, Ahlborn, Theresa MFroster, David C (2013), "Bond performance between ultrahigh-

- performance concrete and normal-strength concrete", *Journal of Materials in Civil Engineering*. 26(8), 04014031.
42. Carreira, Domingo JChu, Kuang-Han (1986), Stress-strain relationship for reinforced concrete in tension, *Journal Proceedings*, 21-28.
 43. CEB-FIP, CEBFIP (1991), "model code 1990", *Comite Euro-International Du Beton, Paris*, 87-109.
 44. Chanvillard, GillesRigaud, Stephane (2003), Complete characterization of tensile properties of Ductal UHPFRC according to the French recommendations, *Proceedings of the 4th International RILEM workshop High Performance Fiber Reinforced Cementitious Composites*, 21-34.
 45. Chun, Sung Chul, Lee, Sung Ho, Kang, Thomas HK, Oh, BohwanWallace, John W (2007), "Mechanical anchorage in exterior beam-column joints subjected to cyclic loading", *ACI Structural Journal*. 104(1), 102.
 46. Clyde, Chandra, Pantelides, Chris PReaveley, Lawrence D (2000), *Performance-based evaluation of exterior reinforced concrete building joints for seismic excitation*, Pacific Earthquake Engineering Research Center, College of Engineering
 47. Council Building Seismic Safety (1997), "FEMA 273/274-NEHRP guidelines for the seismic rehabilitation of buildings, vol. I-guidelines, vol. II-commentary", *Federal Emergency Management Agency, Washington, DC*.
 48. Craig, R John, Mahadev, Sitaram, Patel, CC, Viteri, ManuelKertesz, Czaba (1984), "Behavior of joints using reinforced fibrous concrete", *Special Publication*. 81, 125-168.
 49. CSA S806-12 (2012), *Design and construction of building structures with fibre-reinforced polymers*, Canadian Standards Association.
 50. Danesh, F, Esmaeeli, EAlam, M Farid (2008), "Shear strengthening of 3D RC beam-column connection using GFRP: FEM study", *Asian J Appl Sci*. 1(3), 217-27.
 51. De Otiz, Reys (1993), *Strut-and-tie modelling of reinforced concrete: short beams and beam-column joints*, University of Westminster.
 52. Eurocode 2 (2004), *Design of concrete structures: Part 1-1: General rules and rules for buildings*, British Standards Institution.
 53. Eurocode 8 (2005), "Design of structures for earthquake resistance-part 1: general rules, seismic actions and rules for buildings", *Brussels: European Committee for Standardization*.
 54. Eurocode 8 (2005), "Design of structures for earthquake resistance-Part 3: Assessment and retrofitting of buildings".

55. Faison, HEIDI, Comartin, CDElwood, K (2004), "Reinforced concrete moment frame building without seismic details", *Earthquake Engineering Research Institute (EERI) and International Association for Earthquake Engineering (IAEE) Housing Report*. 111.
56. Feenstra, Peter Hendrikus (1993), "Computational aspects of biaxial stress in plain and reinforced concrete", *PhD thesis, Delft University of Technology*.
57. Fema 356 (2000), "Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings", *American Society of Civil Engineers (ASCE)*.
58. French, Catherine EKreger, Michael Eugene (1998), High-strength concrete (HSC) in seismic regions, American Concrete Institute.
59. Gebman, Michael (2001), *Application of steel fiber reinforced concrete in seismic beam-column joints*, San Diego State University.
60. Gebreyohaness, Adane (2013), *Seismic Assessment of Pre-1936 Dual RC Wall-Riveted Steel Frame Buildings*, ResearchSpace@ Auckland.
61. Gefken, Paul RRamey, Melvin R (1989), "Increased joint hoop spacing in type 2 seismic joints using fiber reinforced concrete", *Structural Journal*. 86(2), 168-172.
62. Gencoglu, MustafaEren, Ilhan (2002), "An experimental study on the effect of steel fiber reinforced concrete on the behavior of the exterior beam-column joints subjected to reversal cyclic loading", *Turkish Journal of Engineering and Environmental Sciences*. 26(6), 493-502.
63. Genesio, Giovacchino (2012), "Seismic assessment of RC exterior beam-column joints and retrofit with haunches using post-installed anchors".
64. Ghobarah, AEI-Amoury, T (2005), "Seismic rehabilitation of deficient exterior concrete frame joints", *Journal of Composites for Construction*. 9(5), 408-416.
65. Gouda, AhmedEl-Salakawy, Ehab (2015), "Finite Element Modeling of GFRP-Reinforced Concrete Interior Slab-Column Connections Subjected to Moment Transfer", *Fibers*. 3(4), 411-431.
66. Graybeal, Benjamin Allen (2005), *Characterization of the behavior of ultra-high performance concrete*.
67. Hakuto, Shigeru, Park, RobertTanaka, Hitoshi (2000), "Seismic load tests on interior and exterior beam-column joints with substandard reinforcing details", *Structural Journal*. 97(1), 11-25.
68. Hamil, Stephen J (2000), *Reinforced concrete beam-column connection behaviour*, Durham University.

69. Hassan, Wael Mohammed (2011), *Analytical and experimental assessment of seismic vulnerability of beam-column joints without transverse reinforcement in concrete buildings*, University of California, Berkeley.
70. Hegger, Josef Roeser, Wolfgang (2002), *Die Bemessung und Konstruktion von Rahmenknoten: Grundlagen und Beispiele gemäß DIN 1045-1*, Beuth.
71. Hegger, Josef, Sherif, Alaa Roeser, Wolfgang (2004), "Nonlinear finite element analysis of reinforced concrete beam-column connections", *Structural Journal*. 101(5), 604-614.
72. Heimann, Martin (2013), *Tragwerkszuverlässigkeit hochbeanspruchter Druckglieder aus ultrahochfestem Beton*, Inst. für Massivbau.
73. Henager, CH (1977), "Steel Fibrous-Ductile concrete joint for seismic-resistant structures", *Special Publication*. 53, 371-386.
74. Hertanto, E (2005), "Seismic assessment of pre-1970s reinforced concrete structures (MS Thesis)", *Canterbury, New Zealand: University of Canterbury*.
75. Hillerborg, Arne, Modéer, Mats Petersson, P-E (1976), "Analysis of crack formation and crack growth in concrete by means of fracture mechanics and finite elements", *Cement and concrete research*. 6(6), 773-781.
76. Hoekstra, AS (1977), "De Invloed van de Wapeningsdetaillering op het Gedrag van Doorgaande-Kolom-Balkverbinding", *TH Delft, The Netherlands*.
77. Hwang, Shyh-Jiann Lee, Hung-Jen (1999), "Analytical Model for Predicting Shear Strengths of Exterior Reinforced Concrete Beam-Column Joints for Seismic Resistance", *ACI Structural Journal*. 96, 846-857.
78. Jiuru, Tang, Chaobin, Hu, Kaijian, Yang Yongcheng, Yan (1992), "Seismic behavior and shear strength of framed joint using steel-fiber reinforced concrete", *Journal of Structural Engineering*. 118(2), 341-358.
79. JSCE (2006), "Recommendations for design and construction of ultra high strength fiber reinforced concrete structures (Draft)", *JSCE Guidelines for concrete No. 9*.
80. JSCE (2008), Recommendations for design and construction of high performance fiber reinforced cement composites with multiple fine cracks (HPRCC), Japan Society of Civil Engineers Tokyo.

81. Kam, Wing Shan (2014), *Cyclic Behaviour of Wide Beam-column Joints: Computational Simulations*, Hong Kong University of Science and Technology.
82. Karayannis, Chris G, Chalioris, Constantin E, Sirkelis, George M (2008), "Local retrofit of exterior RC beam-column joints using thin RC jackets—An experimental study", *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*. 37(5), 727-746.
83. Khan, Muhammad Irfan, Al-Osta, Mohammed Ali, Ahmad, ShamsadRahman, Muhammad Kalimur (2018), "Seismic behavior of beam-column joints strengthened with ultra-high performance fiber reinforced concrete", *Composite Structures*. 200, 103-119.
84. Kim, Jaehong, LaFave, James M (2007), "Key influence parameters for the joint shear behaviour of reinforced concrete (RC) beam-column connections", *Engineering Structures*. 29(10), 2523-2539.
85. Krätzig, Wilfried B, Pölling, Rainer (2004), "An elasto-plastic damage model for reinforced concrete with minimum number of material parameters", *Computers & structures*. 82(15-16), 1201-1215.
86. Lee, Jeeho, Fenves, Gregory L (1998), "Plastic-damage model for cyclic loading of concrete structures", *Journal of engineering mechanics*. 124(8), 892-900.
87. Liu, Cong (2006), "Seismic behaviour of beam-column joint subassemblies reinforced with steel fibres".
88. Lubliner, J, Oliver, J, Oller, Sand, Onate, E (1989), "A plastic-damage model for concrete", *International Journal of solids and structures*. 25(3), 299-326.
89. Ma, Jianxin (2010), *Faserfreier ultrahochfester Beton: Entwicklung und Materialeigenschaften*, Verlag nicht ermittelbar.
90. Marzouk, H, Chen, ZW (1995), "Fracture energy and tension properties of high-strength concrete", *Journal of Materials in Civil Engineering*. 7(2), 108-116.
91. Marzouk, H, Chen, Zhiwei (1993), "Finite element analysis of high-strength concrete slabs", *ACI Structural Journal*. 90, 505-505.
92. Millard, SG, Molyneaux, TCK, Barnett, SJ, Gao, X (2010), "Dynamic enhancement of blast-resistant ultra high performance fibre-reinforced concrete under flexural and shear loading", *International Journal of Impact Engineering*. 37(4), 405-413.
93. Müller, Harald S (2013), *Code-type models for concrete behaviour: State-of-the-art Report*, Tâp 70, fib Fédération internationale du béton.

94. Naaman, Antoine E (2007), High performance fiber reinforced cement composites: classification and applications, *CBM-CI international workshop, Karachi, Pakistan*, Citeseer, 389-401.
95. Naaman, Antoine E Wille, Kay (2012), "The path to ultra-high performance fiber reinforced concrete (UHP-FRC): five decades of progress", *Proceedings of Hipermat*, 3-15.
96. National Research Council of Canada (1990), *National building code of Canada*, Associate Committee on the National Building Code, National Research Council.
97. Nilsson, Ingvar HE (1973), *Reinforced concrete corners and joints subjected to bending moments*, National Swedish Institute for Building Research.
98. NZS 3101 (1995), "Concrete Structures Standard".
99. Olariu, I, Ioani, A Poienar, N (1988), Steel fiber reinforced ductile joints, *Ninth World Conference on Earthquake Engineering*, 657-662.
100. Pampanin, Stefano, Magenes, Guido Carr, Athol J (2003), "Modelling of shear hinge mechanism in poorly detailed RC beam-column joints".
101. Pantazopoulou, Stavroula Bonacci, John (1992), "Consideration of questions about beam-column joints", *ACI Structural Journal*. 89(1), 27-36.
102. Pantazopoulou, Stavroula J Bonacci, JF (1994), "On earthquake-resistant reinforced concrete frame connections", *Canadian Journal of Civil Engineering*. 21(2), 307-328.
103. Pantelides, Chris P, Clyde, Chandra Reaveley, Lawrence D (2002), "Performance-based evaluation of reinforced concrete building exterior joints for seismic excitation", *Earthquake Spectra*. 18(3), 449-480.
104. Pantelides, Chris P, Hansen, Jon, Nadauld, Justin Reaveley, Lawrence D (2002), "Assessment of reinforced concrete building exterior joints with substandard details", *PEER report*. 18.
105. Park, R (1989), "Evaluation of ductility of structures and structural assemblages from laboratory testing", *Bulletin of the New Zealand national society for earthquake engineering*. 22(3), 155-166.
106. Park, S Mosalam, KM (2009), "Shear strength models of exterior beam-column joints without transverse reinforcement, PEER report 2009/106", *Pacific Earthquake Engineering Research Center. Berkeley: University of California*.
107. Park, Seung Hun, Kim, Dong Joo, Ryu, Gum Sung Koh, Kyung Taek (2012), "Tensile behavior of ultra high performance hybrid fiber reinforced concrete", *Cement and Concrete Composites*. 34(2), 172-184.

108. Parker, Daniel Edward Bullman, PJM (1997), "Shear strength within reinforced concrete beam-column joints", *Structural engineer*. 75(4).
109. Parvin, A Granata, P (2000), "Investigation on the effects of fiber composites at concrete joints", *Composites Part B: Engineering*. 31(6-7), 499-509.
110. Paulay, T, Park, R Priestley, MJN (1978), Reinforced concrete beam-column joints under seismic actions, *Journal Proceedings*, 585-593.
111. Paulay, Thomas Priestley, MJ Nigel (1992), "Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings".
112. Priestley, MJN (1997), "Displacement-based seismic assessment of reinforced concrete buildings", *Journal of earthquake engineering*. 1(01), 157-192.
113. Rahman, Ridwan, Dirar, Samir, Jemaa, Yaser, Theofanous, Marios Elshafie, Mohammed (2018), "Experimental behavior and design of reinforced concrete exterior beam-column joints strengthened with embedded bars", *Journal of Composites for Construction*.
114. Röhm, Constanze, Novák, Balthasar, Sasmal, Saptarshi, Karusala, Ramanjaneyulu Srinivas, Voggu (2012), "Behaviour of fibre reinforced beam-column sub-assemblages under reversed cyclic loading", *Construction and Building Materials*. 36, 319-329.
115. Roth, Michael J, Boone, Nicholas R, Kinnebrew, Pamela G, Davis, James L Rushing, Todd S (2008), *Development of New Protective Solutions to Counter Emerging and Adaptive Threats*, ENGINEER RESEARCH AND DEVELOPMENT CENTER VICKSBURG MS GEOTECHNICAL AND
116. Roy, Do M, Gouda, GR Bobrowsky, A (1972), "Very high strength cement pastes prepared by hot pressing and other high pressure techniques", *Cement and Concrete Research*. 2(3), 349-366.
117. Russell, Henry G (1999), "ACI defines high-performance concrete", *Concrete international*. 21(2), 56-57.
118. Russo, G Somma, G (2006), Shear strength of exterior beam-column joints under seismic loading, *Fib—federation Internationale du Beton, proceedings of the 2nd international congress, Naples, Italy*.
119. Saatcioglu, M (2001), "Cracking in concrete structures during the August 17, 1999 earthquake in Turkey", *Special Publication*. 204, 261-276.
120. Sarsam, KF Phipps, ME (1985), "The shear design of in situ reinforced concrete beam-column joints subjected to monotonic loading", *Magazine of Concrete Research*. 37(130), 16-28.

121. Schmidt, Michael Fehling, Ekkehard (2005), "Ultra-high-performance concrete: research, development and application in Europe", *ACI Special publication*. 228, 51-78.
122. Scott, RH, Feltham, I Whittle, RT (1994), "Reinforced concrete beam-column connections and BS 8110", *Structural engineer*. 72(4).
123. Shah, Surendra PAhmad, Shuaib Haroon (1994), "High performance concrete. Properties and applications".
124. Sohailuddin, Syed Shaikh, MG (2013), "Finite Element Modeling Of Reinforced Concrete Beam Column Joint Using Ansys", *Int. J. Struct. & Civil Engg. Res.*
125. Sritharan, Sri, Priestley, MJ Nigel Seible, Frieder (2000), "Nonlinear finite element analyses of concrete bridge joint systems subjected to seismic actions", *Finite elements in analysis and design*. 36(3-4), 215-233.
126. Standard, Indian (1893), "Criteria for earthquake resistant design of structures", *Bureau of Indian Standards, Part. 1*.
127. Taylor, Howard PJ (1974), *The behaviour of in situ concrete beam-column joints*, Cement and Concrete Association.
128. Thanh, Tran Ngoc (2016), *Direct Tensile Behavior of Ultra-High-Performance Fiber-Reinforced Concrete Subjected to Impact Loading*, Sejong University.
129. Trinh, B.P., K.H. Hoang N.V. Chanh (2009), Recent Research On New Ultra High Performance Concrete, *International Conference on Civil and Environmental Engineering, ICCEE*, Pukyong National University, Pukyong National University, tr. 1-8.
130. Tsonos, Alexandros G (2007), "Cyclic load behavior of reinforced concrete beam-column subassemblages of modern structures", *ACI Structural journal*. 104(4), 468.
131. van Zijl, Gideon PAG, Wittmann, Folker H, Oh, Byung H, Kabele, Petr, Toledo Filho, Romildo D, Fairbairn, Eduardo MR, Slowik, Volker, Ogawa, Atsuhisa, Hoshiro, Hideki Mechtcherine, Viktor (2012), "Durability of strain-hardening cement-based composites (SHCC)", *Materials and structures*. 45(10), 1447-1463.
132. Venkatesan, B, Ilangovan, R, Jayabalan, P, Mahendran, NSakthieswaran, N (2016), "Finite Element Analysis (FEA) for the Beam-Column Joint Subjected to Cyclic Loading Was Performed Using ANSYS", *Circuits and Systems*. 7(08), 1581.
133. Vollum, RL (1998), *Design and analysis of exterior beam column connections*, PhD thesis.

134. Vollum, RL (1999), "The design of external, reinforced concrete beam-column joints", *Structural engineer*. 77(23&24).
135. Wang, Tieying Li WenqiangLi, Tieying (2012), Hysteresis curve simulation of RC frame based on finite element software ABAQUS, *2nd International Conference on Electronic & Mechanical Engineering and Information Technology*, Atlantis Press.
136. Wille, Kay, Kim, Dong JooNaaman, Antoine E (2011), "Strain-hardening UHP-FRC with low fiber contents", *Materials and Structures*. 44(3), 583-598.
137. Wille, Kay, Naaman, Antoine E, El-Tawil, SherifParra-Montesinos, Gustavo J (2012), "Ultra-high performance concrete and fiber reinforced concrete: achieving strength and ductility without heat curing", *Materials and structures*. 45(3), 309-324.
138. Wong, HF (2005), *Shear strength and seismic performance of non-seismically designed RC beam-column joints*, PhD thesis.
139. Wright, James K (2011), *Reinforced Concrete: Mechanics and Design*.
140. Wu, G, Lü, ZTWu, ZS (2006), "Strength and ductility of concrete cylinders confined with FRP composites", *Construction and building materials*. 20(3), 134-148.
141. Xu, ManWille, Kay (2015), "Fracture energy of UHP-FRC under direct tensile loading applied at low strain rates", *Composites Part B: Engineering*. 80, 116-125.
142. Yudenfreund, Marvin, Odler, IvanBrunauer, Stephen (1972), "Hardened portland cement pastes of low porosity I. Materials and experimental methods", *Cement and Concrete Research*. 2(3), 313-330.
143. Zhang, LiandeJirsa, James Otis (1982), *A study of shear behavior of reinforced concrete beam-column joints*, Phil M. Ferguson Structural Engineering Laboratory, University of Texas.
144. Zia, P (1994), "International workshop on high performance concrete", *ACI SP-159, Detroit*, 215-223.