

**BỘ GIÁO DỤC VÀ ĐÀO TẠO**  
**TRƯỜNG ĐẠI HỌC XÂY DỰNG**

**Phan Văn Huệ**

**ẢNH HƯỞNG CỦA TƯỜNG CHÈN**  
**TỚI PHẢN ỨNG CỦA HỆ KHUNG BÊ TÔNG CỐT THÉP**  
**CHỊU ĐỘNG ĐẤT**

**Chuyên ngành: Kỹ thuật xây dựng**

**Mã số: 9580201**

**LUẬN ÁN TIẾN SỸ**

**Hà Nội - Năm 2020**

**BỘ GIÁO DỤC VÀ ĐÀO TẠO  
TRƯỜNG ĐẠI HỌC XÂY DỰNG**

**Phan Văn Huệ**

**ẢNH HƯỞNG CỦA TƯỜNG CHÈN  
TỚI PHẢN ỨNG CỦA HỆ KHUNG BÊ TÔNG CỐT THÉP  
CHỊU ĐỘNG ĐẤT**

**Chuyên ngành: Kỹ thuật xây dựng**

**Mã số: 9580201**

**NGƯỜI HƯỚNG DẪN KHOA HỌC**

**PGS.TS. NGUYỄN LÊ NINH**

**Hà Nội - Năm 2020**

## **LỜI CAM ĐOAN**

Tôi xin cam đoan đây là công trình nghiên cứu của riêng tôi dưới sự hướng dẫn của PGS.TS. Nguyễn Lê Ninh. Các số liệu, kết quả nghiên cứu nêu trong luận án là trung thực và chưa từng được công bố trong bất kỳ công trình nào khác.

*Hà Nội, ngày 24 tháng 4 năm 2020*

Tác giả luận án

Phan Văn Huệ

## LỜI CẢM ƠN

Tác giả xin bày tỏ lòng biết ơn chân thành và sâu sắc tới Thầy hướng dẫn PGS.TS. Nguyễn Lê Ninh đã tận tình hướng dẫn, cho nhiều chỉ dẫn khoa học có giá trị, thường xuyên động viên, tạo điều kiện thuận lợi, giúp đỡ tác giả trong suốt quá trình học tập, nghiên cứu, hoàn thành luận án và nâng cao năng lực nghiên cứu khoa học.

Tác giả xin chân thành cảm ơn Trường Đại học Xây dựng, Khoa đào tạo Sau đại học, Khoa Xây dựng Dân dụng và Công nghiệp, Bộ môn Công trình Bê tông cốt thép, nơi tác giả nghiên cứu và hoàn thành luận án, đã luôn động viên tạo điều kiện thuận lợi để nghiên cứu sinh hoàn thành luận án.

Tác giả xin chân thành cảm ơn lãnh đạo Trường Đại học Xây dựng Miền Trung, nơi tác giả đang công tác, đã tạo điều kiện thuận lợi để tác giả hoàn thành luận án.

Cuối cùng, tác giả bày tỏ lòng biết ơn người thân trong gia đình đã luôn động viên khích lệ, chia sẻ những khó khăn với tác giả trong quá trình thực hiện luận án.

*Hà Nội, ngày 24 tháng 4 năm 2020*

Tác giả luận án

Phan Văn Huệ

## MỤC LỤC

LỜI CAM ĐOAN .....	i
LỜI CẢM ƠN .....	ii
MỤC LỤC.....	iii
DANH MỤC CÁC KÝ HIỆU.....	ix
DANH MỤC CÁC CHỮ VIẾT TẮT .....	xvii
DANH MỤC CÁC BẢNG.....	xviii
DANH MỤC CÁC HÌNH VẼ, ĐỒ THỊ .....	xx
MỞ ĐẦU.....	1
CHƯƠNG 1. SỰ TƯƠNG TÁC KHUNG - TƯỜNG CHÈN VÀ VẤN ĐỀ XÁC ĐỊNH PHẢN ỨNG CỦA HỆ KHUNG CHÈN BÊ TÔNG CỐT THÉP DƯỚI TÁC ĐỘNG NGANG.....	7
1.1. MỞ ĐẦU.....	7
1.2. SỰ TƯƠNG TÁC KHUNG – TƯỜNG CHÈN VÀ ỨNG XỬ CỦA HỆ KHUNG CHÈN BÊ TÔNG CỐT THÉP DƯỚI TÁC ĐỘNG NGANG .....	8
1.2.1. Sự tương tác khung - tường chèn dưới tác động ngang .....	8
1.2.1.1. Giai đoạn ban đầu khi mặt tiếp xúc chưa bị nứt .....	9
1.2.1.2. Giai đoạn sau khi mặt tiếp xúc bị nứt .....	9
1.2.2. Hệ quả của sự tương tác khung – tường chèn đối với ứng xử của hệ khung chèn BTCT.....	10
1.2.2.1. Ở các hệ khung được thiết kế không theo các tiêu chuẩn kháng chấn .....	10
1.2.2.2. Ở các hệ khung BTCT được thiết kế theo các tiêu chuẩn kháng chấn hiện đại .....	13

1.2.2.3. Một số nhận xét rút ra từ các công trình nghiên cứu về ứng xử của hệ khung chèn BTCT dưới tác động ngang .....	15
1.3. MÔ HÌNH ỨNG XỬ CỦA TƯỜNG CHÈN DƯỚI TÁC ĐỘNG NGANG ....	15
1.3.1. Các mô hình ứng xử của tường chèn trong khung .....	15
1.3.1.1. Các mô hình vĩ mô .....	16
1.3.1.2. Các mô hình vi mô .....	20
1.3.1.3. Một số nhận xét về các mô hình ứng xử của tường chèn.....	21
1.3.2. Các kết quả chính đạt được trong việc mô hình hóa vĩ mô một dải chéo tương đương.....	22
1.3.2.1. Các kết quả đạt được trong việc xác định bề rộng dải chéo tương đương...22	
1.3.2.2. Các kết quả đạt được trong việc thiết lập mô hình ứng xử phi tuyến đơn giản của tường chèn .....	29
1.4. ẢNH HƯỞNG CỦA SỰ TƯƠNG TÁC KHUNG - TƯỜNG CHÈN TRONG CÁC TIÊU CHUẨN THIẾT KẾ KHÁNG CHẤN .....	34
1.4.1. Các quy định xét tới ảnh hưởng của tường chèn.....	34
1.4.1.1. Tiêu chuẩn TCVN 9386:2012 và EN 1998-1:2004 .....	34
1.4.1.2. Tiêu chuẩn FEMA 356 (2000) .....	35
1.4.1.3. Tiêu chuẩn ASCE/SEI 41-13 (2013) và ASCE/SEI 41-17 (2017) .....	37
1.4.1.4. Chỉ dẫn kỹ thuật của New Zealand NZSEE (2017) .....	39
1.4.2. Nhận xét về các quy định xét tới ảnh hưởng của tường chèn trong các tiêu chuẩn thiết kế .....	39
1.5. NHẬN XÉT CHƯƠNG 1 .....	40
CHƯƠNG 2. MÔ HÌNH HÓA ỨNG XỬ PHI TUYẾN CỦA HỆ KHUNG CHÈN BÊ TÔNG CỐT THÉP CHỊU ĐỘNG ĐẤT .....	42
2.1. LỰA CHỌN PHƯƠNG PHÁP MÔ HÌNH HÓA ỨNG XỬ PHI TUYẾN CỦA HỆ KẾT CẤU KHUNG CHÈN.....	42

2.2. MÔ HÌNH ỨNG XỬ CỦA HỆ KẾT CẤU KHUNG BÊ TÔNG CỐT THÉP..	44
2.2.1. Ở mức vật liệu .....	44
2.2.2. Ở mức cấu kiện chịu lực .....	45
2.3. THIẾT LẬP MÔ HÌNH ỨNG XỬ PHI TUYẾN CỦA CÁC TƯỜNG CHÈN TRONG KHUNG BTCT .....	47
2.3.1. Xây dựng quan hệ lực – chuyển vị của mô hình.....	47
2.3.2. Xác định các thông số cơ bản của mô hình.....	48
2.3.2.1. Độ cứng của tường chèn .....	49
2.3.2.2. Độ bền của tường chèn.....	51
2.3.2.3. Các bước xây dựng đường cong lực - chuyển vị của mô hình tường chèn .	60
2.3.2.4. Phản ứng phi tuyến dọc trục của dải chéo tương đương.....	61
2.3.3. Hiệu chuẩn mô hình ứng xử của tường chèn theo các kết quả thí nghiệm .....	62
2.3.3.1. Kakaletsis và Karayannis (2008) .....	62
2.3.3.2. Morandi, Hak và Magenes (2014 - 2018) .....	65
2.3.3.3. Nhận xét về kết quả kiểm chứng mô hình tường chèn đề xuất với các kết quả thí nghiệm.....	68
2.4. NHẬN XÉT CHƯƠNG 2 .....	68
CHƯƠNG 3. ẢNH HƯỞNG CỦA TƯỜNG CHÈN TỚI VIỆC KIỂM SOÁT CƠ CẤU PHÁ HOẠI KHUNG BÊ TÔNG CỐT THÉP CHỊU ĐỘNG ĐẤT.....	69
3.1. QUAN NIỆM HIỆN ĐẠI VÀ CÁC QUY ĐỊNH THIẾT KẾ KHUNG TRONG CÁC TIÊU CHUẨN THIẾT KẾ KHÁNG CHẤN HIỆN NAY .....	69
3.1.1. Quan niệm hiện đại trong thiết kế công trình chịu động đất.....	69
3.1.2. Các nguyên tắc thiết kế cơ bản theo quan niệm kháng chấn hiện đại.....	70
3.1.3. Thiết kế khung bê tông cốt thép theo các tiêu chuẩn thiết kế kháng chấn hiện nay .....	72

3.2. ẢNH HƯỞNG CỦA TƯỜNG CHÈN TỚI PHẢN ỨNG CỦA CÁC DẦM KHUNG .....	73
3.3. PHƯƠNG PHÁP THIẾT KẾ KHUNG BÊ TÔNG CỐT THÉP CHỊU ĐỘNG ĐẤT KHI CÓ XÉT TỚI TƯƠNG TÁC VỚI TƯỜNG CHÈN.....	79
3.3.1. Điều kiện kiểm soát cơ cấu phá hoại khung chịu động đất khi có xét tới tương tác với tường chèn.....	79
3.3.2. Phương pháp thiết kế khung chịu động đất khi có xét tới tương tác với tường chèn .....	80
3.4. VÍ DỤ TÍNH TOÁN .....	80
3.4.1. Các số liệu tính toán.....	80
3.4.2. Thiết kế hệ kết cấu khung theo các quy định của TCVN 9386:2012 .....	81
3.4.3. Xác định phản ứng của khung KE được thiết kế theo TCVN 9386:2012 .....	83
3.4.4. Xác định phản ứng của khung KE được thiết kế theo TCVN 9386:2012 nhưng có xét tới tương tác với các tường chèn .....	85
3.4.5. Thiết kế hệ kết cấu khung BTCT có xét tới tương tác với các tường chèn theo phương pháp đề xuất .....	89
3.5. NHẬN XÉT CHƯƠNG 3 .....	92
CHƯƠNG 4. KIỂM SOÁT PHÁ HOẠI CỤC BỘ KHUNG BÊ TÔNG CỐT THÉP CHỊU ĐỘNG ĐẤT KHI CÓ XÉT TỚI TƯƠNG TÁC VỚI TƯỜNG CHÈN .....	94
4.1. KIỂM SOÁT PHÁ HOẠI CỤC BỘ KHUNG BÊ TÔNG CỐT THÉP TRONG CÁC TIÊU CHUẨN THIẾT KẾ KHÁNG CHẤN HIỆN NAY .....	94
4.1.1. Kiểm soát phá hoại cắt ở khung bê tông cốt thép .....	94
4.1.2. Kiểm tra phá hoại cắt cột trong các tiêu chuẩn thiết kế kháng chấn khi có xét tường chèn.....	96
4.1.3. Một số nhận xét về các quy định kiểm tra phá hoại cắt trong các tiêu chuẩn kháng chấn hiện nay .....	98



4.2. LỰC TƯƠNG TÁC KHUNG - TƯỜNG CHÈN VÀ PHẢN ỨNG CỤC BỘ CỦA CỘT KHUNG BÊ TÔNG CỐT THÉP KHI CHỊU LỰC TƯƠNG TÁC.....	99
4.2.1. Lực tương tác giữa khung và tường chèn .....	99
4.2.2. Phản ứng cục bộ của cột khung khi chịu lực tương tác khung – tường chèn .....	102
4.3. PHƯƠNG PHÁP THIẾT KẾ CỘT KHUNG BTCT CHỊU CẮT KHI CÓ XÉT TỚI LỰC TƯƠNG TÁC KHUNG - TƯỜNG CHÈN.....	103
4.3.1. Điều kiện kiểm soát phá hoại cắt cột khi có xét tới lực tương tác khung - tường chèn .....	103
4.3.2. Phương pháp thiết kế cột khung BTCT chịu cắt khi có xét tới lực tương tác với tường chèn .....	104
4.4. VÍ DỤ TÍNH TOÁN .....	104
4.4.1. Thiết kế cột chịu cắt theo các quy định của TCVN 9386:2012 .....	104
4.4.2. Thiết kế cột chịu cắt theo phương pháp đề xuất .....	106
4.4.3. Kiểm tra khả năng chịu cắt của cột khi có xét tới tương tác với tường chèn theo quy định của TCVN 9386:2012 .....	109
4.4.3.1. Kiểm tra khả năng chịu cắt của cột được thiết kế theo quy định của TCVN 9386:2012.....	109
4.4.3.2. Kiểm tra khả năng chịu cắt của cột được thiết kế theo phương pháp đề xuất .....	110
4.4.4. Một số nhận xét về các kết quả thu được từ các ví dụ tính toán.....	111
4.5. NHẬN XÉT CHƯƠNG 4 .....	113
KẾT LUẬN .....	114
DANH MỤC CÔNG TRÌNH ĐÃ ĐƯỢC CÔNG BỐ LIÊN QUAN ĐẾN LUẬN ÁN .....	117
TÀI LIỆU THAM KHẢO.....	119

PHẦN PHỤ LỤC.....	PL1
PHỤ LỤC A.....	PL1
PHỤ LỤC B .....	PL3
PHỤ LỤC C .....	PL11
PHỤ LỤC D.....	PL13
PHỤ LỤC E .....	PL16
PHỤ LỤC F.....	PL21

## DANH MỤC CÁC KÝ HIỆU

$A$	Tổng diện tích mặt cắt ngang của các thanh chống chéo tương đương
$A_b$	Diện tích tiết diện ngang của dầm
$A_c$	Diện tích tiết diện ngang của cột
$A_g$	Diện tích tiết diện nguyên của cột
$A_m$	Diện tích mặt cắt ngang của tường chèn
$A_{ni}$	Diện tích mạch vữa ngang của tường chèn
$A_{s1}$	Diện tích tiết diện cốt thép dọc ở mặt trên dầm; Diện tích tiết diện cốt thép dọc chịu kéo trong cột
$A_{s2}$	Diện tích tiết diện cốt thép dọc ở mặt dưới dầm; Diện tích tiết diện cốt thép dọc chịu nén trong cột
$A_{sv}$	Diện tích tiết diện cốt thép trung gian trong cột
$A_{sw}$	Diện tích tiết diện của cốt thép chịu cắt
$A_v$	Diện tích tiết diện của cốt thép đai cột theo ASCE/SEI 41-13
$a_{gR}$	Đỉnh gia tốc nền quy ước trên nền loại A
$b_b$	Bề rộng tiết diện ngang của dầm
$b_{beff}$	Bề rộng hiệu dụng của phần cánh (bản) chịu nén
$b_{bw}$	Bề rộng của bụng tiết diện dầm
$b_c$	Bề rộng tiết diện ngang của cột
$b_i$	Khoảng cách giữa trục các cốt thép dọc
$b_w$	Bề rộng của bụng tiết diện dầm hoặc cột theo ASCE/SEI 41-13
$b_0$	Bề rộng của phần lõi bê tông kê từ trục của cốt thép đai bó Hằng số thực nghiệm nhận biết TTGH của tường chèn theo Flanagan và Bennet;
$C$	Hệ số phụ thuộc vào tỷ số $l_m/h_m$ theo AI-Chaar; Hệ số đặc trưng theo Định Lê Khánh Quốc
$c$	Hệ số phụ thuộc vào $\nu_a$ theo Amato, Fossetti, Cavaleri, Papia
$c_{bh}$	Bề dày lớp bê tông bảo vệ cốt thép đai
$d$	Chiều cao làm việc của tiết diện dầm hoặc cột; Chiều dài đường chéo tính đến tâm các nút khung
$d_{bh}$	Đường kính cốt đai
$d_{bL}$	Đường kính nhỏ nhất của các thanh cốt thép dọc
$d_m$	Chiều dài đường chéo của tường chèn Khoảng cách từ trọng tâm cốt thép $A_{s1}$ tới mặt trên của tiết diện dầm;
$d_1$	Khoảng cách từ trọng tâm cốt thép chịu kéo $A_{s1}$ tới mép tiết diện gần nhất theo cạnh $h_c$
$d_{1mu}$	Khoảng cách từ trọng tâm cốt thép $A_{s1}$ tới mặt trên của tiết diện dầm tương đương khi có xét tới hiệu ứng bó của các tường chèn
$d_2$	Khoảng cách từ trọng tâm cốt thép chịu kéo $A_{s2}$ tới mép tiết diện gần nhất theo cạnh $h_c$
$d_{2mu}$	Khoảng cách từ trọng tâm cốt thép $A_{s2}$ tới mặt dưới của tiết diện dầm tương đương khi có xét tới hiệu ứng bó của các tường chèn
$E_b(E_c)$	Mô đun đàn hồi của bê tông
$E_{cm}$	Mô đun đàn hồi trung bình của bê tông ở tuổi 28 ngày
$E_d$	Mô đun đàn hồi của tường chèn dọc theo phương chéo
$E_f$	Mô đun đàn hồi của vật liệu khung
$E_m$	Mô đun đàn hồi của vật liệu tường chèn

$E_1, E_2$	Mô đun đàn hồi dọc theo hai phương chính của tường chèn
$F_{cr}, F_{mc}$	Độ bền của tường chèn ngay trước khi bị nứt
$F_{mfc}, F_u$	Độ bền cực hạn của tường chèn ngay trước khi hoàn toàn bị nứt
$F_{mr}, F_r$	Độ bền dư của tường chèn
$F_v$	Tải trọng đứng tổng cộng tác dụng lên đầu cột
$f_{bs}$	Cường độ chịu cắt bám dính giữa viên xây và vữa
$f_{cd}(R_b)$	Cường độ chịu nén tính toán của bê tông
$f_{ck}(R_{bn})$	Cường độ chịu nén đặc trưng của mẫu trụ ở tuổi 28 ngày
$f_{ck,cube}$	Cường độ chịu nén đặc trưng của mẫu lập phương ở tuổi 28 ngày
$f_{cm}$	Cường độ chịu nén trung bình của mẫu trụ ở tuổi 28 ngày
$f_{ctd}(R_{bt})$	Cường độ chịu kéo tính toán của bê tông
$f_{ctk,0,05}(R_{btm})$	Cường độ chịu kéo đặc trưng của bê tông (điểm phân vị 5%)
$f_{ctm}$	Cường độ chịu kéo trung bình của bê tông
$f_j$	Cường độ chịu nén của vữa
$f_m$	Ứng suất nén trong khối xây
$f_{mc}$	Cường độ chịu nén tính toán của khối xây
$f_{mcAAC}$	Cường độ chịu nén tính toán của khối xây gạch AAC
$f_{mc90}$	Cường độ chịu nén tính toán của khối xây theo phương ngang
$f_{mc,s}$	Cường độ chịu nén tính toán của tường chèn theo phương chéo
$f_{mk}$	Cường độ chịu nén đặc trưng của khối xây
$f_{mv}$	Cường độ chịu cắt qua mạch vữa (lực dính tiếp tuyến) của khối xây
$f_{mt}$	Cường độ chịu kéo dọc trục theo tiết diện không giảm (lực dính pháp tuyến); Cường độ chịu kéo (ứng suất gây nứt) của tường chèn
$f_{smax}$	Ứng suất cắt cho phép lớn nhất
$f_{tk}$	Độ bền kéo đặc trưng của cốt thép
$f_{vie}$	Cường độ chịu cắt của khối xây
$f_{yd}(R_s)$	Cường độ chịu kéo tính toán của cốt thép
$f_{ywd}(R_{sw})$	Giới hạn chảy tính toán của cốt thép chịu cắt
$f_{yk}(R_{sn})$	Cường độ chảy dẻo đặc trưng của cốt thép
$f_{ywk}$	Ứng suất chảy đặc trưng của cốt thép đai chịu cắt
$f'_c$	Cường độ chịu nén mẫu trụ bê tông ở tuổi 28 ngày theo ASCE/SEI 41-13
$G_m$	Mô đun đàn hồi trượt (cắt) của khối xây
$g$	Gia tốc trọng trường; Tải trọng thẳng đứng thường xuyên
$H$	Chiều cao tổng cộng của khung; Lực ngang tác động lên hệ khung chèn
$H_u$	Lực ngang tác động lên hệ khung chèn tại thời điểm tường chèn đạt độ bền cực hạn
$h$	Chiều cao của cột (tính đến trục các dầm)
$h_b$	Chiều cao của tiết diện dầm
$h_{bmu}$	Chiều cao tương đương của tiết diện dầm khung khi có xét tới hiệu ứng bó của tường chèn gây ra tại thời điểm tường chèn đạt độ bền cực hạn
$h_c$	Chiều cao của tiết diện cột
$h_m$	Chiều cao của tường chèn
$h_0$	Chiều cao của phần lõi bê tông kể từ trục của cốt thép đai bó
$I_b$	Mômen quán tính của tiết diện ngang dầm khung

$I_{bm}$	Mômen quán tính của tiết diện ngang dầm khung tương đương có xét tới hiệu ứng bó của tường chèn
$I_{bmu}$	Mômen quán tính của tiết diện ngang dầm khung tương đương có xét tới hiệu ứng bó của tường chèn tại thời điểm tường chèn đạt độ bền cực hạn
$I_c, I_f$	Mômen quán tính của tiết diện ngang cột khung
$K_{bf}$	Độ cứng ngang của hệ khung trống ở giai đoạn đàn hồi
$K_{fl}$	Độ cứng uốn của công xôn tổ hợp thẳng đứng tương đương
$K_{if}$	Độ cứng ngang của hệ khung chèn ở giai đoạn đàn hồi
$K_{ini}$	Độ cứng đàn hồi ban đầu của cả hệ khung chèn theo ASCE/SEI 41-17
$K_{ini}^{dac}$	Độ cứng đàn hồi ban đầu của cả hệ khung chèn khi tường chèn đặc chưa bị nứt theo ASCE/SEI 41-13
$K_{mc}, K_1$	Độ cứng đàn hồi của tường chèn trước khi bắt đầu bị nứt
$K_{mfc}$	Độ cứng của tường chèn ngay trước khi hoàn toàn bị nứt
$K_{mr}, K_3$	Độ cứng của tường chèn giai đoạn mềm hóa biến dạng sau khi đạt độ bền đỉnh
$K_{mu}, K_2$	Độ cứng của tường chèn trong miền đàn hồi – dẻo
$K^{*mu}$	Độ cứng của tường chèn tại thời điểm tường chèn đạt độ bền cực hạn
$K_{my}$	Độ cứng của tường chèn tại thời điểm ngay trước khi tường chèn bắt đầu bị nứt (chảy dẻo)
$K_{shl}$	Độ cứng cắt của công xôn tổ hợp thẳng đứng tương đương
$K_1, K_2$	Các hệ số phụ thuộc vào $\lambda_{nh}$ theo Decanini và cộng sự Hệ số phụ thuộc vào đặc tính của tường chèn theo Nguyễn Lê Ninh;
$k$	Tỷ số giữa cường độ chịu nén trung bình và cường độ chịu nén tính toán của khối xây theo TCVN 5573:2011; Hệ số an toàn của khối xây chịu nén theo Lý Trần Cường
$k_{Ib}$	Hệ số gia tăng độ cứng chống uốn của dầm khung tương đương do hiệu ứng bó của tường chèn gây ra
$k_{Ibu}$	Hệ số gia tăng độ cứng chống uốn của dầm khung tương đương do hiệu ứng bó của tường chèn gây ra tại thời điểm tường chèn đạt độ bền cực hạn
$k_{Mb}$	Hệ số gia tăng khả năng chịu uốn của dầm khung tương đương khi có xét tới tương tác với tường chèn
$k_0$	Hệ số nền Winkler cho tường chèn
$k_1$	Hệ số phụ thuộc vào giá trị biến dạng theo phương đứng của cột theo Amato, Fossetti, Cavaleri, Papia
$l$	Chiều dài của dầm (tính đến trục các cột)
$l_{beff}$	Chiều dài tiếp xúc của tường chèn lên dầm
$l_c, l_{ceff}$	Chiều dài tiếp xúc của tường chèn lên cột
$l_{cl,b}$	Chiều dài thông thủy của dầm
$l_{cl,c}$	Chiều dài thông thủy của cột
$l_{cr}$	Chiều dài các vùng tới hạn của cột
$l_m$	Chiều dài của tường chèn
$M_{bC,H}$	Mô men uốn tại tiết diện đầu mút C của dầm do ngoại lực $H$ gây ra
$M_{bC,H-V_m}$	Mô men uốn tại tiết diện đầu mút C của dầm do lực $(H - V_m)$ gây ra
$M_{bC,H}^*$	Mô men uốn tại tiết diện đầu mút C của dầm khung tương đương do ngoại lực $H$ gây ra
$M_{id}$	Mômen uốn vượt độ bền tại các khớp dẻo ở đầu mút cột ( $i = 1; 2$ )
$M_{Rb}^-$	Khả năng chịu uốn tại đầu mút dầm theo chiều âm của tác động động đất trong phương đang xét

$M_{Rb}^+$	Khả năng chịu uốn tại đầu mút dầm theo chiều dương của tác động động đất trong phương đang xét
$M_{Rbmu}^-$	Khả năng chịu uốn tại đầu mút dầm khung tương đương theo chiều âm của tác động động đất trong phương đang xét do hiệu ứng bó của tường chèn gây ra ở TTGH cực hạn của tường chèn
$M_{Rbmu}^+$	Khả năng chịu uốn tại đầu mút dầm khung tương đương theo chiều dương của tác động động đất trong phương đang xét do hiệu ứng bó của tường chèn gây ra ở TTGH cực hạn của tường chèn
$M_{Rc,i}$ $M_{Rd,c}$	Khả năng chịu uốn thiết kế của tiết diện ngang cột tại đầu mút $i$ theo chiều của mômen uốn do động đất gây ra theo phương đang xét của tác động động đất
$M_{Rcmu}$	Khả năng chịu uốn thiết kế của tiết diện ngang cột do hiệu ứng bó của tường chèn gây ra ở TTGH cực hạn của tường chèn
$M_u$	Mô men uốn cực hạn của tiết diện
$M_y$	Mô men uốn chảy của tiết diện
$m$	Hệ số phụ thuộc vào đặc tính của tường chèn theo Nguyễn Lê Ninh
$m_h$	Độ cứng đặc trưng của cột trên tường chèn
$m_l$	Độ cứng đặc trưng của dầm trên tường chèn
$m_m$	Hệ số điều kiện làm việc của khối xây theo TCVN 5573:2011
$m_1$	Hệ số phụ thuộc vào tỷ số độ cứng giữa dầm và cột theo Durrani và Luo
$N_{Ed}$	Lực dọc tác động lên tiết diện cột được xác định từ phân tích kết cấu trong tình huống thiết kế động đất
$n$	Tỷ số giữa lực ngang $H$ tác động lên hệ khung chèn và lực ngang $H_u$ tại thời điểm tường chèn đạt độ bền cực hạn
$n_1$	Hệ số phụ thuộc vào loại gạch trong khối xây theo TCVN 5573:2011
$P$	Lực dọc trong cột theo ASCE/SEI 41-13
$Q_{CE}$	Độ bền cắt của tường chèn theo ASCE/SEI 41-13
$q$	Hệ số ứng xử; Tải trọng thẳng đứng tạm thời
$q_h$	Cường độ lực tương tác khung - tường chèn tác động lên cột tại các thời điểm khác nhau trong quá trình chịu lực ngang
$q_{h0}$	Cường độ lực tương tác khung - tường chèn tác động lên cột ở TTGH cực hạn của tường chèn
$q_l$	Cường độ lực tương tác khung - tường chèn tác động lên dầm tại các thời điểm khác nhau trong quá trình chịu lực ngang
$q_{l0}$	Cường độ lực tương tác khung - tường chèn tác động lên dầm ở TTGH cực hạn của tường chèn
$q_0$	Giá trị cơ bản của hệ số ứng xử
$R_{bm}$	Cường độ chịu nén trung bình của bê tông theo TCVN 5574:2018
$R_m$	Lực nén trong dải chéo tương đương
$R_{mc}$	Độ bền nén theo phương chéo trong tường chèn
$R_{ms}$	Lực nén trong dải chéo tương đương do phá hoại cắt trượt tường chèn
$R_1$	Hệ số xét đến lỗ trống trong tường chèn
$R_2$	Hệ số xét đến sự hư hỏng trong tường chèn
$r$	Góc lệch giữa các tầng
$T_C$	Chu kỳ tại giới hạn trên trong miền gia tốc không đổi của phổ phản ứng
$T_1$	Chu kỳ cơ bản của công trình nhà
$t_m$	Bề dày của tường chèn
$S$	Hệ số nền

$s$	Khoảng cách (bước) cốt đai
$s_1$	Khoảng cách cốt đai xác định theo điều kiện bố bê tông trong vùng tới hạn tại chân cột
$s_2$	Khoảng cách cốt đai xác định theo khả năng chịu cắt của cốt thép
$s_{d1}$	Khoảng cách thiết kế của cốt đai trong vùng tới hạn của cột
$s_{d2}$	Khoảng cách thiết kế của cốt đai ngoài vùng tới hạn của cột
$s_{max,1}$	Khoảng cách cực đại của cốt đai trong vùng tới hạn của cột
$s_{max,2}$	Khoảng cách cực đại của cốt đai ngoài vùng tới hạn của cột
$u_{cr}, u_{mc}$	Chuyển vị của tường chèn ngay trước khi bị nứt
$u_{mfc}, u_u$	Chuyển vị của tường chèn ngay trước khi hoàn toàn bị nứt
$u_{mr}, u_r$	Chuyển vị dư của tường chèn
$u_p$	Chuyển vị dư của tường chèn khi độ bền dư bằng không
$V$	Lực cắt đáy;
$V$	Lực cắt thiết kế trong dầm theo ASCE/SEI 41-13
$V_{cd}$	Thể tích lõi bê tông bị bó
$V_{CD,c}$	Lực cắt khả năng của cột
$V_{CD,c,m}$	Lực cắt khả năng của cột khi có xét tới tương tác với các tường chèn
$V_{c,m}$	Lực cắt cột do lực tương tác cục bộ với tường chèn gây ra ở TTGH cực hạn
$V_{c,pt}$	Lực cắt cột được xác định từ phân tích kết cấu trong tình huống động đất không xét tới tương tác với tường chèn
$V_{c,pt,m}$	Lực cắt cột xác định từ phân tích kết cấu trong tình huống động đất có xét tới tương tác cục bộ với tường chèn
$V_{Ed,c,lc}$	Lực cắt thiết kế bị gia tăng do lực ngang trong dải chéo tác động tại các đầu mút cột
$V_{Ed,c,m}$	Lực cắt dùng để thiết kế cột trong trường hợp có xét tới tương tác với tường chèn
$V_{Ed,c,ms}$	Thành phần ngang của lực trong dải chéo tường chèn
$V_{Ed,c,M}$	Lực cắt cột được tính toán phù hợp với phương pháp thiết kế theo khả năng tại hai đầu mút của chiều dài tiếp xúc $l_c$
$V_{ine}$	Khả năng chịu cắt của tường chèn
$V_m$	Lực ngang trong tường chèn
$V_{max}$	Độ bền lớn nhất của cả hệ khung chèn theo ASCE/SEI 41-17
$V_{mc}$	Độ bền nén theo phương chéo
$V_{mr}$	Độ bền dư của tường chèn
$V_{ms}$	Độ bền cắt trượt của tường chèn
$V_{mu}$	Độ bền cực hạn của tường chèn
$V_{my}$	Độ bền chảy dẻo của tường chèn
$V_r$	Độ bền dư của cả hệ khung chèn theo ASCE/SEI 41-17
$V_{Rd,c}$	Độ bền chịu cắt tại các đầu mút cột
$V_{Rd,c,m}$	Khả năng chịu cắt của cột khi có xét tới tương tác với tường chèn
$V_{Rd,s}$	Khả năng chịu cắt của cốt thép đai
$V_{Rd,max}$	Giá trị lực cắt lớn nhất để đảm bảo cho vùng bê tông trong phần bụng cột không bị phá hoại do nén chéo
$V_{wd}$	Thể tích cốt thép đai bó
$V_y$	Độ bền của cả hệ khung chèn ngay trước khi chảy dẻo theo ASCE/SEI 41-17
$w_m$	Bề rộng của dải chéo tương đương
$w_{mk}$	Bề rộng đặc trưng của dải chéo tương đương
$w_{m0}$	Chiều rộng cơ sở của dải chéo tương đương

$w_{m1}$	Chiều rộng ở đầu của dải chéo tương đương theo Đinh Lê Khánh Quốc
$w_{m2}$	Chiều rộng ở giữa của dải chéo tương đương theo Đinh Lê Khánh Quốc
$w_{mlt}$	Chiều rộng của thanh chéo tương đương trong mô hình đa thanh chéo theo Đinh Lê Khánh Quốc
$x$	Chiều cao trục trung hòa của các tiết diện tại đầu mút khi bị chảy uốn Tham số phụ thuộc vào tỷ số hình dạng của tường chèn theo Amato, Fossetti, Cavaleri, Papia; Cánh tay đòn nội ngẫu lực (khoảng cách giữa trọng tâm các cốt thép $A_{s1}$ và $A_{s2}$ )
$z_h$	Chiều dài tiếp xúc giữa tường chèn với cột
$z_{h0}$	Chiều dài tiếp xúc cơ sở giữa tường chèn với cột
$z_{hk}$	Chiều dài tiếp xúc đặc trưng giữa tường chèn với cột
$z_l$	Chiều dài tiếp xúc giữa tường chèn với dầm
$z_{lk}$	Chiều dài tiếp xúc đặc trưng giữa tường chèn với dầm
$z_{l0}$	Chiều dài tiếp xúc cơ sở giữa tường chèn với dầm
$\alpha$	Đặc trưng đàn hồi của khối xây không có cốt thép theo TCVN 5573:2011; Hệ số hiệu quả của việc bó bê tông
$\alpha_{bt} (\alpha_{ct})$	Hệ số biến dạng nhiệt tuyến tính của bê tông
$\alpha_{cw}$	Hệ số xét tới trạng thái ứng suất trong biên đàn chịu nén
$\alpha_m$	Tỷ số hình dạng của tường chèn
$\alpha_{mt}$	Hệ số giãn nở nhiệt của khối xây Hệ số xác định bằng thực nghiệm theo Nguyễn Lê Ninh, tại các thời điểm khác nhau trong quá trình chịu lực;
$\beta$	Tham số không có thứ nguyên đặc trưng cho độ cứng tương đối giữa khung BTCT và khối xây theo Bazan và Meli; Hệ số phụ thuộc vào $\nu_a$ theo Amato, Fossetti, Cavaleri, Papia
$\beta_0$	Hệ số xác định bằng thực nghiệm theo Nguyễn Lê Ninh, tại thời điểm ngay trước khi tường chèn được xem là không còn khả năng chịu lực Hệ số xác định độ cứng $K_{mr}$ của tường chèn giai đoạn mềm hóa biến dạng sau khi đạt độ bền đỉnh
$\gamma$	Hệ số tầm quan trọng
$\gamma_g$	Hệ số xét đến sự chèn kín vữa trong các lỗ rỗng của gạch xây
$\gamma_{Rd}$	Hệ số vượt độ bền
$\Delta$	Chuyển vị ngang tại đỉnh của hệ khung
$\Delta_m$	Chuyển vị ngang của tường chèn trong khung dưới tác động lực $R_m$
$\Delta_{mp}$	Chuyển vị cực hạn của tường chèn
$\Delta_{mr}$	Chuyển vị của tường chèn tương ứng với độ bền dư $V_{mr}$
$\Delta_{mu}$	Chuyển vị của tường chèn khi đạt độ bền cực hạn $V_{mu}$
$\Delta_{my}$	Chuyển vị của tường chèn lúc bắt đầu chảy dẻo $V_{my}$
$\Delta_{m\theta}$	Chuyển vị nén dọc trục theo phương chéo của dải chéo tương đương
$\Delta_y$	Chuyển vị của cả hệ khung chèn lúc bắt đầu chảy dẻo $V_y$
$\Delta_r$	Chuyển vị dư của cả hệ khung chèn
$\Delta_u$	Chuyển vị của cả hệ khung chèn lúc đạt độ bền lớn nhất $V_{max}$
$\Delta_{H-V_m}$	Chuyển vị ngang của khung chèn ở cao trình trục dầm dưới tác động của lực ngang ( $H - V_m$ )
$\Delta V_{RW}$	Độ giảm tổng cộng của độ bền các tường chèn bằng khối xây trong tầng đang xét so với tầng ở phía trên được xây chèn nhiều hơn
$\delta_1$	Tỷ số giữa khoảng cách từ trọng tâm cốt thép chịu kéo $A_{s1}$ tới mép tiết diện gần nhất với chiều cao làm việc của tiết diện cột



$\varepsilon$	Biến dạng co ngắn theo phương đứng trong tường chèn
$\varepsilon_{b0}$	Biến dạng giới hạn của bê tông khi nén đều dọc trục theo TCVN 5574:2018
$\varepsilon_{b1}$	Biến dạng lúc bắt đầu chảy dẻo của bê tông khi nén theo TCVN 5574:2018
$\varepsilon_{b2}$	Biến dạng cực hạn của bê tông chịu nén theo TCVN 5574:2018
$\varepsilon_{c1}$	Biến dạng nén của bê tông khi đạt cường độ lớn nhất $f_{cm}$ trong mô hình parabol cho phân tích phi tuyến
$\varepsilon_{c2}$	Biến dạng nén của bê tông khi đạt cường độ cực hạn $f_{cd}$ trong mô hình parabol - chữ nhật
$\varepsilon_{c3}$	Biến dạng nén của bê tông khi đạt cường độ cực hạn $f_{cd}$ trong mô hình hai đoạn thẳng
$\varepsilon_{cu1}$	Biến dạng cực hạn danh nghĩa của bê tông trong mô hình parabol cho phân tích phi tuyến
$\varepsilon_{cu2}$	Biến dạng cực hạn của bê tông chịu nén trong mô hình parabol - chữ nhật
$\varepsilon_{cu3}$	Biến dạng cực hạn của bê tông chịu nén trong mô hình hai đoạn thẳng
$\varepsilon_m$	Biến dạng nén trong khối xây
$\varepsilon_{m1}$	Biến dạng nén của khối xây ở ứng suất nén lớn nhất $f_{mc}$
$\varepsilon_{syd}$	Biến dạng chảy của cốt thép khi đạt tới giới hạn chảy $f_{yd}$
$\varepsilon_{syw,d}$	Biến dạng chảy của cốt thép đai khi đạt tới giới hạn chảy $f_{ywd}$
$\varepsilon_{s0}$	Biến dạng chảy của cốt thép khi đạt tới cường độ tính toán $R_s$ theo TCVN 5574:2018
$\varepsilon_{s2}$	Biến dạng giới hạn thiết kế của cốt thép theo TCVN 5574:2018
$\varepsilon_{ud}$	Biến dạng giới hạn thiết kế của cốt thép
$\varepsilon_{uk}$	Biến dạng đặc trưng của cốt thép khi đạt độ bền lớn nhất
$\varepsilon_v$	Biến dạng theo phương đứng của cột
$\eta$	Hệ số khuếch đại các hệ quả tác động động đất tính toán
$\theta$	Góc nghiêng của đường chéo tường chèn so với phương ngang; Góc giữa dải bê tông chịu nén và trục cột vuông góc với lực cắt
$\theta_p$	Chuyển vị xoay dẻo của tiết diện
$\theta_u$	Chuyển vị xoay cực hạn của tiết diện
$\theta_y$	Chuyển vị xoay chảy của tiết diện
$\lambda$	Tham số độ cứng đặc trưng của chiều dài vùng tiếp xúc trong khung chèn vuông theo Smith; Hệ số kể đến ảnh hưởng ngoài mặt phẳng theo Đinh Lê Khánh Quốc
$\lambda_h$	Tham số độ cứng đặc trưng của chiều dài vùng tiếp xúc ở cột
$\lambda_l$	Tham số độ cứng đặc trưng của chiều dài vùng tiếp xúc ở dầm
$\lambda_1$	Tham số độ cứng đặc trưng của chiều dài vùng tiếp xúc ở cột theo Tabeshpour và cộng sự
$\lambda_{hh}$	Thông số không thứ nguyên biểu thị độ cứng tương đối giữa tường chèn và cột khung
$\lambda^*$	Tham số tổng hợp biểu thị đặc trưng cơ học của khung và tường chèn theo Amato, Fossetti, Cavaleri, Papia
$\mu$	Hệ số ma sát theo mạch của khối xây
$\varphi_{mcr}$	Hệ số xét đến ảnh hưởng của từ biến đối với khối xây
$\mu\phi$	Giá trị độ dẻo uốn yêu cầu
$\nu_{bP} ( \nu_{CP} )$	Hệ số Poison của bê tông
$\nu_d$	Chỉ số lực dọc quy đổi trong cột;

	Hệ số Poisson của tường chèn dọc theo phương chéo theo Amato, Fossetti, Cavaleri, Papia
$\nu_{mP}$	Hệ số Poisson của tường chèn
$\nu_1$	Hệ số giảm độ bền khi bê tông bị nứt do lực cắt
$\xi$	Chiều cao tương đối của miền bê tông bị nén
$\xi_y$	Chiều cao tương đối của trục trung hòa khi cốt thép bị chảy dẻo
$\rho$	Hàm lượng cốt thép chịu kéo trong dầm theo ASCE/SEI 41-13;
	Hàm lượng cốt thép đai trong cột theo ASCE/SEI 41-13
$\rho'$	Hàm lượng cốt thép chịu nén trong dầm theo ASCE/SEI 41-13
$\rho_{bal}$	Hàm lượng cốt thép cân bằng trong dầm theo ASCE/SEI 41-13
$\rho_{bC,H}$	Độ cong tại tiết diện đầu mút C của dầm do ngoại lực $H$ gây ra
$\rho_{bC,H-V_m}$	Độ cong tại tiết diện đầu mút C của dầm do lực ( $H - V_m$ ) gây ra
$\rho_{bC,H}^*$	Độ cong tại tiết diện đầu mút C của dầm khung tương đương do ngoại lực $H$ gây ra
$\rho_w$	Hàm lượng cốt thép đai
$\Sigma M_{Rb}$	Tổng các giá trị thiết kế của các khả năng chịu mômen uốn của các dầm quy tụ vào nút trong phương tác động động đất đang xét
$\Sigma M_{Rbmu}$	Tổng các giá trị thiết kế của các khả năng chịu mômen uốn của các dầm tương đương quy tụ vào nút trong phương tác động động đất đang xét ở TTGH cực hạn của tường chèn
$\Sigma M_{Rc}$	Tổng các giá trị thiết kế của khả năng chịu mômen uốn nhỏ nhất của các cột quy tụ vào nút, có xét tới lực dọc N
$\Sigma M_{Rcmu}$	Tổng các giá trị thiết kế của khả năng chịu mômen uốn nhỏ nhất của các cột quy tụ vào nút, có xét tới lực dọc N, ở TTGH cực hạn của tường chèn
$\Sigma V_{Sd}$	Tổng các lực cắt động đất tác động lên tất cả các cầu kiện kháng chấn chính thẳng đứng của tầng đang xét
$\sigma_{m1}$	Ứng suất nén trong dải chéo tương ứng với phá hoại kéo theo phương chéo
$\sigma_{m2}$	Ứng suất nén trong dải chéo tương ứng với phá hoại cắt trượt theo các mạch vữa ngang
$\sigma_{m3}$	Ứng suất nén trong dải chéo tương ứng với ép vỡ các góc tiếp xúc với tường chèn
$\sigma_{m4}$	Ứng suất nén trong dải chéo tương ứng với phá hoại nén theo phương chéo
$\sigma_y$	Ứng suất nén trung bình theo phương đứng trong tường chèn
$\varphi$	Góc truyền lực của vật liệu tường chèn AAC
$\psi_2$	Hệ số tổ hợp đối các giá trị gần như thường xuyên của tải trọng tạm thời
$\omega$	Hệ số phụ thuộc vào độ cứng chống uốn tương đối giữa dầm và cột
$\omega_m$	Hệ số phụ thuộc vào độ cứng chống uốn tương đối giữa dầm khung tương đương và cột khi xét tới tương tác với tường chèn
$\omega_{1d}$	Tỷ số cốt thép cơ học của cốt thép chịu kéo $A_{s1}$ trong cột
$\omega_{2d}$	Tỷ số cốt thép cơ học của cốt thép chịu nén $A_{s2}$ trong cột
$\omega_{vd}$	Tỷ số cốt thép cơ học của cốt thép trung gian $A_{sv}$ trong cột
$\omega_{wd}$	Tỷ số thể tích cơ học cốt thép đai bố trong các vùng tới hạn

## DANH MỤC CÁC CHỮ VIẾT TẮT

BTCT	Bê tông cốt thép
CEB	Comité Euro-International du Béton - Ủy ban Bê tông châu Âu
DCH	Cấp dẽo cao
DCL	Cấp dẽo thấp
DCM	Cấp dẽo trung bình
IO	Immediate Occupancy - Cấp công năng mục tiêu của nhà ở trạng thái làm việc bình thường
LS	Life Safety - Cấp công năng mục tiêu của nhà ở trạng thái kiểm soát hư hỏng
CP	Collapse Prevention - Cấp công năng mục tiêu của nhà ở trạng thái ngăn ngừa sụp đổ
PTHH	Phần tử hữu hạn
TTGH	Trạng thái giới hạn

## DANH MỤC CÁC BẢNG

<b>Bảng 1.1.</b> Các phương pháp xác định $w_m$ theo đặc tính hình học của tường chèn ...	23
<b>Bảng 1.2.</b> Các phương pháp xác định $w_m$ theo đặc trưng hình học và cơ học của khung và tường chèn .....	24
<b>Bảng 1.3.</b> Các phương pháp xác định $w_m$ của tường chèn theo các tác giả trong nước .....	27
<b>Bảng 2.1.</b> Các giá trị chuyển vị ngang tương đối theo tầng dùng để đánh giá TTGH (cấp công năng) của khung chịu lực theo EN 1998-3:2005 .....	47
<b>Bảng 2.2.</b> Các phương pháp xác định độ bền cắt trượt $V_{ms}$ của tường chèn.....	52
<b>Bảng 2.3.</b> Các phương pháp xác định độ bền nén chéo $V_{mc}$ của tường chèn.....	54
<b>Bảng 2.4.</b> Các đặc trưng hình học và tính năng cơ lý của vật liệu khung BTCT .....	55
<b>Bảng 2.5.</b> Các đặc trưng hình học và tính năng cơ lý của vật liệu tường chèn .....	55
<b>Bảng 2.6.</b> Các phương pháp xác định độ bền chảy dẻo $V_{my}$ của tường chèn.....	58
<b>Bảng 2.7.</b> So sánh các kết quả thí nghiệm của Kakaletsis và Karayannis với kết quả phân tích theo mô hình đề xuất .....	65
<b>Bảng 2.8.</b> So sánh các kết quả thí nghiệm của Morandi và cộng sự với kết quả phân tích theo mô hình đề xuất .....	67
<b>Bảng 3.1.</b> Khả năng chịu uốn của các cấu kiện thuộc tầng 1 và 2 khung KE .....	82
<b>Bảng 3.2.</b> Các đặc trưng hình học của khung BTCT và tường chèn.....	86
<b>Bảng 3.3.</b> Các thông số độ cứng của tường chèn .....	86
<b>Bảng 3.4.</b> Độ bền và chuyển vị của tường chèn ở các trạng thái giới hạn .....	86
<b>Bảng 3.5.</b> Xác định hệ số $k_{Ibu}$ và chiều cao tiết diện tương đương $h_{bmu}$ của dầm khung .....	89
<b>Bảng 3.6.</b> Xác định hệ số gia tăng khả năng chịu uốn của các dầm khung tương đương $k_{Mb}$ .....	90
<b>Bảng 3.7.</b> Kết quả thiết kế các cột tầng một ở khung KE theo điều kiện đề xuất (3.23) .....	90

<b>Bảng 4.1.</b> Xác định lực cắt khả năng $V_{CD,c}$ của các cột tầng một khung KE theo (4.3)	105
<b>Bảng 4.2.</b> Kết quả thiết kế cốt đai và khả năng chịu cắt của các cột tầng một khung KE theo TCVN 9386:2012	106
<b>Bảng 4.3.</b> Xác định lực cắt khả năng $V_{CD,c,m}$ các cột tầng một khung KE khi xét tới tương tác với tường chèn theo (4.3)	107
<b>Bảng 4.4.</b> Lực tương tác giữa tường chèn với cột khung $q_{h0}$ và các lực cắt cục bộ trong cột do tương tác với tường chèn gây ra tại TTGH cực hạn của tường chèn	107
<b>Bảng 4.5.</b> Xác định lực cắt thiết kế cho các cột tầng một khung KE khi xét tới tương tác với tường chèn	108
<b>Bảng 4.6.</b> Kết quả thiết kế cột chịu cắt và khả năng chịu cắt của các cột tầng một khung KE khi xét tới tương tác với tường chèn	108
<b>Bảng 4.7.</b> Kiểm tra khả năng chịu cắt của các cột khung KE theo điều kiện (4.25)	109
<b>Bảng 4.8.</b> Lực cắt yêu cầu tác động lên các cột tầng một khung KE khi xét tới tương tác khung – tường chèn theo TCVN 9386:2012	110
<b>Bảng 4.9.</b> Kiểm tra khả năng chịu cắt các cột tầng một khung KE theo các quy định của TCVN 9386:2012	110
<b>Bảng 4.10.</b> Kiểm tra khả năng chịu cắt theo quy định của TCVN 9386:2012 các cột tầng một khung KE được thiết kế theo phương pháp đề xuất	111
<b>Bảng 4.11.</b> Kiểm tra khả năng chịu cắt của các cột khung KE được thiết kế theo TCVN 9386:2012 khi xét tới lực tương tác $q_{h0}$ với tường chèn	112

## DANH MỤC CÁC HÌNH VẼ, ĐỒ THỊ

<b>Hình 1.1.</b> Một số hình ảnh phá hoại các cột và liên kết cột – dầm các nhà khung BTCT dưới tác động động đất .....	7
<b>Hình 1.2.</b> Sự sụp đổ các nhà khung khi chịu các trận động đất mạnh .....	8
<b>Hình 1.3.</b> Ứng xử của hệ khung chèn và các lực tương tác tại mặt tiếp xúc .....	9
<b>Hình 1.4.</b> Các dạng phá hoại quan sát thấy ở các tường chèn .....	11
<b>Hình 1.5.</b> Các dạng phá hoại ở hệ khung chèn BTCT dưới tác động ngang .....	12
<b>Hình 1.6.</b> Các dạng phá hoại khung BTCT khi tương tác với tường chèn .....	12
<b>Hình 1.7.</b> Các mô hình ứng xử của tường chèn trong khung dưới tác động ngang	16
<b>Hình 1.8.</b> Mô hình một dải chéo tương đương của hệ khung chèn.....	16
<b>Hình 1.9.</b> Mô hình 3 dải chéo cho tường chèn trong các kết cấu khung theo Chrysostomou (1991, 2002) .....	18
<b>Hình 1.10.</b> Mô hình 3 dải chéo cho tường chèn theo El-Dakhakhni (2002, 2003) .	18
<b>Hình 1.11.</b> Mô hình hai dải chéo chịu nén với dải ma sát cắt cho tường chèn theo Crisafulli và Carr (2007) .....	18
<b>Hình 1.12.</b> Mô hình ứng xử trễ của dải chéo tương đương theo Klingner và Bertero (1978) .....	19
<b>Hình 1.13.</b> Mô hình PTHH của Mallick và Severn (1967) .....	20
<b>Hình 1.14.</b> Mô hình PTHH phi tuyến của khung chèn theo Mehrabi và Shing (1997) .....	21
<b>Hình 1.15.</b> Quan hệ lực – chuyển vị của mô hình dải chéo tương đương theo Decanini và cộng sự (1993) .....	30
<b>Hình 1.16.</b> Quan hệ lực – chuyển vị của mô hình dải chéo tương đương theo Panagiotakos và Fardis (1994) .....	32
<b>Hình 1.17.</b> Mô hình mô phỏng ứng xử của khung chèn BTCT của Stavridis .....	33
<b>Hình 2.1.</b> Mô hình ứng xử của vật liệu.....	45

<b>Hình 2.2.</b> a) Biến dạng dẻo tập trung ở các cấu kiện khung; b) Luật trỡ Takeda sửa đỏi; và c) Quan hệ mômen uốn – chuyển vị xoay tại khớp dẻo của các cấu kiện khung BTCT .....	45
<b>Hình 2.3.</b> Quan hệ lực – chuyển vị của mô hình mô phỏng ứng xử tường chèn .....	47
<b>Hình 2.4.</b> Vị trí các khớp dẻo trong mô hình hệ khung chèn .....	48
<b>Hình 2.5.</b> Mô hình dải chéo tương đương .....	49
<b>Hình 2.6.</b> Mặt cắt ngang khung K6 tầng 1 .....	55
<b>Hình 2.7.</b> So sánh độ bền cắt trượt của tường chèn ( $\alpha_m = 0,79$ ) xác định theo các phương pháp khác nhau cho ở Bảng 2.2 .....	56
<b>Hình 2.8.</b> So sánh độ bền nén theo phương chéo của tường chèn ( $\alpha_m = 0,79$ ) xác định theo các phương pháp khác nhau cho trong Bảng 2.3 .....	56
<b>Hình 2.9.</b> Biến thiên của độ bền cắt trượt của tường chèn xác định theo các phương pháp khác nhau theo các tỷ số hình hạng $h_m/l_m$ thường gặp.....	57
<b>Hình 2.10.</b> Biến thiên của độ bền nén theo phương chéo của tường chèn xác định theo các phương pháp khác nhau theo các tỷ số hình hạng $h_m/l_m$ thường gặp .....	57
<b>Hình 2.11.</b> So sánh độ bền chảy dẻo của tường chèn ( $\alpha_m = 0,79$ ) xác định theo các phương pháp khác nhau cho trong Bảng 2.6.....	59
<b>Hình 2.12.</b> Biến thiên của độ bền chảy dẻo của tường chèn xác định theo các phương pháp khác nhau theo các tỷ số hình hạng $h_m/l_m$ thường gặp.....	60
<b>Hình 2.13.</b> Quan hệ ứng suất – biến dạng lý tưởng của khối xây chịu nén một trục .....	61
<b>Hình 2.14.</b> Các đường cong lực – chuyển vị của các mẫu khung trống (B) và khung có tường chèn yếu (S) .....	63
<b>Hình 2.15.</b> Đường cong lực – chuyển vị của khung có tường chèn khỏe (IS).....	63
<b>Hình 2.16.</b> Quan hệ lực – chuyển vị trong mô hình ứng xử của các tường chèn.....	64
<b>Hình 2.17.</b> Biểu đồ ứng suất - biến dạng của các khối xây chịu nén một trục.....	64
<b>Hình 2.18.</b> So sánh các kết quả thí nghiệm của Kakaletsis và Karayannis với kết quả phân tích theo mô hình đề xuất .....	64
<b>Hình 2.19.</b> Các đường cong lực – chuyển vị thu được từ thí nghiệm trên các mẫu.....	66

<b>Hình 2.20.</b> Quan hệ lực – chuyển vị trong mô hình ứng xử của tường chèn và biểu đồ ứng suất - biến dạng của khối xây chịu nén một trục .....	66
<b>Hình 2.21.</b> So sánh các kết quả thí nghiệm của Morandi và cộng sự với kết quả phân tích theo mô hình đề xuất .....	67
<b>Hình 3.1.</b> Các sơ đồ phá hoại khung có khả năng xảy ra .....	71
<b>Hình 3.2.</b> Các sơ đồ tính toán khung .....	74
<b>Hình 3.3.</b> Mô men uốn tại nút khung .....	78
<b>Hình 3.4.</b> Sơ đồ kết cấu nhà khung .....	81
<b>Hình 3.5.</b> Cấu tạo cốt thép khung KE.....	82
<b>Hình 3.6.</b> Một số giai đoạn trong quá trình ứng xử của khung KE được thiết kế theo TCVN 9386:2012.....	84
<b>Hình 3.7.</b> Đường cong khả năng của khung KE trong các trường hợp khác nhau...84	
<b>Hình 3.8.</b> Quan hệ lực – chuyển vị trong mô hình ứng xử của tường chèn .....	86
<b>Hình 3.9.</b> Biểu đồ ứng suất - biến dạng của khối xây chịu nén một trục .....	87
<b>Hình 3.10.</b> Một số giai đoạn ứng xử của khung KE.....	87
<b>Hình 3.11.</b> Một số giai đoạn trong quá trình ứng xử của khung KE được thiết kế theo điều kiện đề xuất (3.23).....	91
<b>Hình 4.1.</b> Sơ đồ xác định lực cắt thiết kế theo khả năng của cột .....	94
<b>Hình 4.2.</b> Lực cắt tác động lên cột do thành phần ngang của lực trong dải chéo tường chèn gây ra .....	97
<b>Hình 4.3.</b> Lực tương tác giữa khung và tường chèn.....	100
<b>Hình 4.4.</b> Sự phân bố lực nén trong dải chéo tương đương lên các cấu kiện khung theo Tassios, Vintzileou và Chronopoulos (1988).....	101
<b>Hình 4.5.</b> Hệ quả tác động cục bộ của tường chèn lên cột khung .....	102
<b>Hình 4.6.</b> Biểu đồ lực cắt khung KE xác định từ phân tích kết cấu trong tình huống động đất .....	105



## MỞ ĐẦU

### 1. LÝ DO CHỌN ĐỀ TÀI

Hệ kết cấu khung nói chung và khung bê tông cốt thép (BTCT) nói riêng, là một trong các hệ kết cấu được sử dụng rất rộng rãi trên thế giới, trong đó có Việt Nam. Ở hệ kết cấu này, dù muốn hoặc không, thường có các tường chèn được thi công bằng các loại vật liệu xây dựng khác nhau trong mặt phẳng khung. Các quan sát hiện trường sau các trận động đất mạnh cũng như các nghiên cứu khoa học đã thực hiện đều cho thấy, các tường chèn có ảnh hưởng lớn tới phản ứng của hệ khung bao quanh dưới tác động động đất. Đây là kết luận được thừa nhận rộng rãi trên thế giới trong nhiều thập kỷ qua. Do đó, vấn đề tương tác giữa các tường chèn với hệ khung bao quanh dưới tác động ngang đã và đang là mục tiêu của nhiều công trình nghiên cứu thực nghiệm và lý thuyết. Trong gần 70 năm qua, các kết quả nghiên cứu của nhiều tác giả khác nhau đều cho thấy, dưới tác động của tải trọng ngang, các tường chèn thường làm gia tăng độ cứng ngang, độ bền, khả năng phân tán năng lượng... của hệ khung chịu lực [37],[87],[99],[115],[120],[124],[128],[139]. Nhưng bên cạnh các ưu điểm đó, trong nhiều trường hợp các tường chèn lại là nguyên nhân gây ra sụp đổ công trình hoặc phá hoại các bộ phận khung khi động đất xuất hiện [25],[38],[64],[72],[120].

Hiện nay, các tiêu chuẩn thiết kế kháng chấn của nhiều nước trong đó có TCVN 9386:2012, đều cho phép các hệ kết cấu làm việc sau giới hạn đàn hồi khi chịu động đất mạnh. Trong bối cảnh này, để hệ kết cấu có khả năng chịu lực lẫn phân tán năng lượng cao, người thiết kế phải kiểm soát được cơ cấu và cách thức phá hoại của nó khi chịu động đất. Cụ thể, dưới tác động động đất, ở hệ kết cấu khung phải xuất hiện sơ đồ phá hoại dẻo (khả năng phân tán năng lượng tổng thể cao), còn các cách thức phá hoại giòn (ví dụ cắt, có khả năng phân tán năng lượng cục bộ rất thấp) phải bị ngăn chặn hoặc loại bỏ. Mặc dù các tiêu chuẩn thiết kế kháng chấn hiện hành, đều thừa nhận ảnh hưởng quan trọng (có lợi và bất lợi) của các tường chèn tới ứng xử tổng thể và cục bộ của hệ kết cấu khung, nhưng việc xét tới ảnh hưởng này trong thiết kế lại có mâu thuẫn, không rõ ràng và đầy đủ, phản ánh những bất cập và vướng mắc

còn tồn tại trong nghiên cứu hệ kết cấu khung chèn hiện nay trên thế giới. Sau đây là một số điểm hạn chế cụ thể ở các quy định thiết kế hệ kết cấu khung BTCT liên quan tới các tường chèn:

- (i) Các tiêu chuẩn thiết kế kháng chấn đều quy định một quy trình lẫn cách thức thiết kế tổng thể rất cụ thể và nghiêm ngặt để kiểm soát cơ cấu phá hoại khung, nhưng lại không xét tới sự tương tác với các tường chèn, trong khi để kiểm soát cách thức phá hoại cắt cục bộ cột khung, lại xét tới ảnh hưởng của tương tác với tường chèn.
- (ii) Các mô hình tính toán khung có xét tới sự tương tác với tường chèn, kiến nghị trong các tiêu chuẩn thiết kế kháng chấn không thực tế và đầy đủ. Mô hình dựa trên phương pháp phần tử hữu hạn, tuy có nhiều ưu điểm, cho kết quả tính toán tương đối chính xác, nhưng lại khá phức tạp, cần công sức và thời gian tính toán lớn, khó áp dụng ở các công trình lớn và trong thực tế thiết kế. Mô hình phân tích theo phương pháp dải chéo tương đương, đơn giản hơn, dễ sử dụng, lại không đầy đủ và có độ tin cậy cần thiết.

Do đó, việc thực hiện đề tài nghiên cứu “*Ảnh hưởng của tường chèn tới phản ứng của hệ khung bê tông cốt thép chịu động đất*” là hết sức cần thiết. Đề tài này sẽ góp phần làm sáng tỏ một số vấn đề quan trọng sau:

- (i) Cơ cấu phá hoại của khung được thiết kế theo các quy định của các tiêu chuẩn thiết kế kháng chấn hiện nay sẽ bị thay đổi như thế nào khi xét tới lực tương tác với tường chèn?
- (ii) Làm thế nào để có thể thực hiện được việc thiết kế hệ kết cấu khung dựa theo các quy định trong các tiêu chuẩn thiết kế kháng chấn hiện nay khi có xét tới lực tương tác với các tường chèn, mà vẫn bảo đảm được việc kiểm soát cơ cấu phá hoại lẫn cách thức phá hoại của nó?

Sự có mặt của tường chèn trong khung, cũng như sự xuất hiện của các lực tương tác giữa tường chèn với khung là một điều gần như hiển nhiên, nằm ngoài ý muốn chủ quan của con người. Do đó, kết quả nghiên cứu của đề tài này sẽ góp phần khắc phục những hạn chế trong các tiêu chuẩn thiết kế kháng chấn hiện nay và làm tăng

độ an toàn của kết cấu, trong bối cảnh nhu cầu xây dựng các nhà khung vữa rất lớn, nhưng tác động thiên tai lại rất khó lường.

## 2. MỤC TIÊU NGHIÊN CỨU CỦA LUẬN ÁN

Nội dung nghiên cứu của Luận án nhằm các mục tiêu chính sau:

- (i) Nghiên cứu thiết lập mô hình ứng xử phi tuyến của các tường chèn trong khung và sử dụng mô hình này để xác định ứng xử của hệ khung chèn dưới tác động động đất;
- (ii) Nghiên cứu kiểm soát cơ cấu phá hoại của các khung BTCT được thiết kế theo quan niệm kháng chấn hiện nay, khi có xét tới tương tác với các tường chèn;
- (iii) Nghiên cứu ảnh hưởng của tường chèn tới việc kiểm soát phản ứng cục bộ của các cột khung BTCT chịu động đất.

## 3. ĐỐI TƯỢNG VÀ PHẠM VI NGHIÊN CỨU

### 3.1. Đối tượng nghiên cứu

Đối tượng nghiên cứu là hệ khung BTCT toàn khối nhiều tầng, có các tường chèn bằng khối xây trong mặt phẳng khung, với các đặc tính sau:

- (i) Khung được thiết kế theo quan niệm kháng chấn hiện đại (ví dụ theo TCVN 9386:2012);
- (ii) Các tường chèn (khối xây gạch nung đặc và rỗng, gạch AAC) không có cốt thép, không có lỗ mở và được xây sau khi khung BTCT đã cứng. Tường chèn tiếp xúc với khung không có khe hở và không có liên kết chịu lực với khung qua các thanh giằng, neo chống cắt ...

### 3.2. Phạm vi nghiên cứu

- (i) Hệ kết cấu chịu tác động động đất và các tải trọng khác trong mặt phẳng khung;
- (ii) Tỷ số hình dạng của các tường chèn  $\alpha_m = h_m/l_m \leq 1,0$  trong đó  $h_m$  và  $l_m$  tương ứng là chiều cao và chiều rộng của tường chèn.

## 4. CƠ SỞ KHOA HỌC CỦA ĐỀ TÀI

Đề tài nghiên cứu được thực hiện dựa trên các cơ sở khoa học sau:

- (i) Các kết quả nghiên cứu thực nghiệm và lý thuyết về ảnh hưởng của sự tương tác khung - tường chèn dưới tác động ngang được thực hiện trong gần 7 thập kỷ qua;
- (ii) Quan niệm thiết kế kháng chấn hiện đại các công trình xây dựng chịu động đất;
- (iii) Các quy định thiết kế hệ kết cấu khung BTCT chịu động đất trong các tiêu chuẩn thiết kế kháng chấn hiện nay trên thế giới, trong đó có Việt Nam.

## **5. PHƯƠNG PHÁP NGHIÊN CỨU**

- (i) Nghiên cứu lý thuyết: dựa trên các kết quả nghiên cứu lý thuyết và thực nghiệm đã được công bố của các tác giả trong và ngoài nước;
- (ii) Phân tích mô phỏng số: xác định và kiểm chứng các kết quả nghiên cứu thu được thông qua:
  - Các số liệu thí nghiệm có độ tin cậy cao và phù hợp với mục tiêu lẫn yêu cầu nghiên cứu của đề tài, đã được các tác giả khác thực hiện và công bố;
  - Các ví dụ tính toán đánh giá ứng xử của hệ kết cấu khung BTCT có xét tới tương tác với tường chèn bằng khối xây trong các trường hợp khác nhau, bằng các mô hình và phần mềm phân tích phù hợp nhất hiện nay.

## **6. ĐÓNG GÓP MỚI CỦA LUẬN ÁN**

- (i) Thiết lập được mô hình ứng xử phi tuyến của tường chèn trong khung BTCT dưới tác động ngang phù hợp với đối tượng lẫn mục tiêu nghiên cứu và sử dụng mô hình này để xác định ứng xử của hệ kết cấu khung chèn chịu động đất;
- (ii) Làm rõ ảnh hưởng của tường chèn tới cơ cấu phá hoại khung BTCT được thiết kế theo quan niệm kháng chấn hiện nay và thiết lập được điều kiện kiểm soát cơ cấu phá hoại khung BTCT, đồng thời đề xuất phương pháp thiết kế khung BTCT khi có xét tới tương tác với các tường chèn theo quan niệm kháng chấn hiện nay;
- (iii) Đề xuất phương pháp xác định trực tiếp lực tương tác khung – tường chèn và phương pháp thiết kế cột khung BTCT chịu cắt theo quan niệm kháng chấn hiện nay khi có xét tới lực tương tác này.

## **7. CẤU TRÚC CỦA LUẬN ÁN**

Luận án có 4 chương, ngoài phần mở đầu và kết luận.

### **Chương 1. Sự tương tác khung - tường chèn và vấn đề xác định phản ứng của hệ khung chèn bê tông cốt thép dưới tác động ngang**

Nội dung trình bày các kết quả nghiên cứu đã được thực hiện trong gần 70 năm qua về sự tương tác khung – tường chèn và các hệ quả mà nó gây ra đối với các bộ phận thành phần của hệ kết cấu hỗn hợp này dưới tác động ngang. Để xác định các phản ứng của hệ khung chèn, nhiều mô hình ứng xử của tường chèn trong khung ở các giai đoạn khác nhau trong quá trình chịu lực đã được thiết lập. Một số các kết quả nghiên cứu này đã được phản ánh qua các quy định trong các tiêu chuẩn thiết kế kháng chấn.

### **Chương 2. Mô hình hóa ứng xử phi tuyến của hệ khung chèn bê tông cốt thép chịu động đất**

Nội dung trình bày kết quả nghiên cứu thiết lập mô hình ứng xử đầy đủ của tường chèn trong khung BTCT dưới tác động ngang. Các thông số độ cứng và độ bền của mô hình trong các giai đoạn ứng xử khác nhau, đã được xác định dựa trên các kết quả nghiên cứu của nhiều tác giả. Việc hiệu chuẩn mô hình đề xuất đã được thực hiện trên cơ sở các kết quả thí nghiệm quy mô, có độ tin cậy cao, phù hợp với các mục tiêu nghiên cứu của luận án, đã được công bố gần đây.

### **Chương 3. Ảnh hưởng của tường chèn tới việc kiểm soát cơ cấu phá hoại khung bê tông cốt thép chịu động đất**

Nội dung trình bày kết quả nghiên cứu về phản ứng của các dầm khung do tường chèn gây ra dưới tác động ngang. Hệ quả của sự tương tác khung – tường chèn làm gia tăng khả năng chịu uốn của dầm, dẫn tới cơ cấu phá hoại dẻo của các khung được thiết kế theo các quy định của tiêu chuẩn thiết kế kháng chấn hiện nay bị thay đổi. Để đảm bảo kiểm soát được cơ cấu phá hoại dẻo của khung BTCT chịu động đất khi có xét tới tương tác với tường chèn, một điều kiện kiểm soát cơ cấu phá hoại dẻo mới đã được đề xuất. Các ví dụ tính toán được thực hiện với mô hình ứng xử phi tuyến của tường chèn được đề xuất ở Chương 2, đã chứng minh sự hạn chế của tiêu chuẩn thiết kế hiện nay và tính đúng đắn của các kết quả nghiên cứu thu được.

#### **Chương 4. Kiểm soát phá hoại cục bộ khung bê tông cốt thép chịu động đất khi có xét tới tương tác với tường chèn**

Nội dung trình bày kết quả nghiên cứu phương pháp xác định trực tiếp lực tương tác khung – tường chèn. Kết quả nghiên cứu này cho phép thực hiện việc thiết kế các cột khung BTCT chịu cắt là một phần của quá trình thiết kế khung được đề xuất trong Chương 3. Phương pháp kiểm soát cách thức phá hoại cắt cột được đề xuất có tính chặt chẽ và phù hợp hơn so với phương pháp kiểm tra thụ động trong tiêu chuẩn thiết kế. Các ví dụ tính toán được thực hiện, cho thấy tính đúng đắn của phương pháp thiết kế được đề xuất.

##### **Kết luận**

**Danh mục công trình đã được công bố liên quan đến luận án**

**Tài liệu tham khảo**

**Phụ lục**

# CHƯƠNG 1. SỰ TƯƠNG TÁC KHUNG - TƯỜNG CHÈN VÀ VẤN ĐỀ XÁC ĐỊNH PHẢN ỨNG CỦA HỆ KHUNG CHÈN BÊ TÔNG CỐT THÉP DƯỚI TÁC ĐỘNG NGANG

## 1.1. MỞ ĐẦU

Các kết cấu khung bê tông cốt thép (BTCT) có tường chèn bằng khối xây được sử dụng rộng khắp trên thế giới. Sự cần thiết phải sử dụng các tường chèn trong khung, xuất phát từ nhu cầu tự nhiên phải phân chia không gian trong nhà và ngăn cách với môi trường xung quanh, cũng như các yêu cầu cách âm, cách nhiệt, chống cháy, thẩm mỹ, sử dụng vật liệu và nhân lực địa phương... Một thời gian dài các tường chèn thường được xem là các cấu kiện không chịu tải, nên chúng không được xét tới trong tính toán và thiết kế công trình. Chỉ sau khi chú ý quan sát các nhà khung chịu các trận động đất mạnh, các nhà khoa học nhận thấy các tường chèn là tác nhân quan trọng trong việc làm thay đổi ứng xử dự kiến của loại nhà này. Trong nhiều trường hợp, các tường chèn làm cho các cột và nút khung bị phá hoại cắt (Hình 1.1), còn trong một số trường hợp khác, các tường chèn là nguyên nhân dẫn tới sụp đổ đột ngột các nhà khung BTCT (Hình 1.2) [26],[46],[51],[141],[146]. Tuy vậy, ở chiều hướng ngược lại, cũng trong các trận động đất mạnh mà các công trình tương tự khác bị sụp đổ, các nhà khoa học lại nhận thấy, các tường chèn là yếu tố quyết định làm cho các nhà khung đứng vững, thậm chí không hề bị hư hỏng nặng.



**Hình 1.1.** Một số hình ảnh phá hoại các cột và liên kết cột – dầm các nhà khung BTCT dưới tác động động đất [39],[79],[82],[95],[125]

Như vậy, các tường chèn không phải là một bộ phận không chịu tải mà tham gia chịu lực cùng với khung bao quanh. Dưới tác động động đất, sự tương tác giữa khung với các tường chèn, làm thay đổi phản ứng động của nó. Vấn đề này đã thu hút được sự quan tâm đặc biệt của các nhà khoa học trong vòng gần 70 năm qua. Các kết quả nghiên cứu thí nghiệm và lý thuyết thu được qua nhiều thế hệ các nhà khoa học trên thế giới, đã góp phần làm sáng tỏ các cơ cấu tương tác khung – tường chèn dưới tác động ngang, cũng như các yếu tố ảnh hưởng tới các cơ cấu này. Từ đó cho phép đưa ra các phương pháp xác định hệ quả của các lực tương tác khung – tường chèn trong ứng xử tĩnh và động của hệ kết cấu hỗn hợp này.



**Hình 1.2.** Sự sụp đổ các nhà khung khi chịu các trận động đất mạnh [51]

Các nghiên cứu về phản ứng cục bộ và tổng thể của hệ kết cấu khung chèn dưới tác động động đất rất đa dạng và theo các mục tiêu rất khác nhau. Do đó, các phần sau đây chỉ đề cập tới các kết quả chính mà các nhà khoa học đạt được trong các nghiên cứu trên các hệ kết cấu khung BTCT liên khối, được chèn bằng các khối xây thông dụng, không có cốt thép và không có liên kết đặc biệt với hệ khung bao quanh, cũng như không có các lỗ trống (cửa sổ và cửa đi), nhằm rút ra các kết luận tổng quát, có độ tin cậy cao nhất phục vụ cho các mục tiêu nghiên cứu của Luận án.

## **1.2. SỰ TƯƠNG TÁC KHUNG – TƯỜNG CHÈN VÀ ỨNG XỬ CỦA HỆ KHUNG CHÈN BÊ TÔNG CỐT THÉP DƯỚI TÁC ĐỘNG NGANG**

### **1.2.1. Sự tương tác khung - tường chèn dưới tác động ngang**

Dưới tác động ngang, các hệ kết cấu khung có tường chèn trải qua một số thay đổi trong ứng xử của chúng. Các kết quả nghiên cứu thí nghiệm cho thấy, có thể phân ứng xử của các khung chèn thành hai giai đoạn: trước và sau khi tường chèn bị nứt ở mặt tiếp xúc giữa chúng.



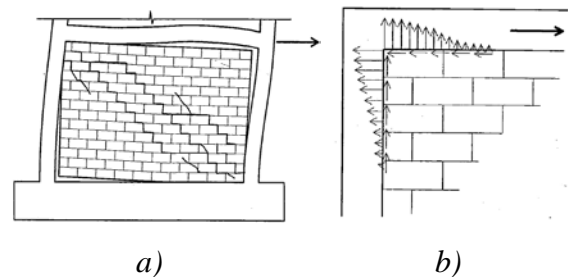
### 1.2.1.1. Giai đoạn ban đầu khi mặt tiếp xúc chưa bị nứt

Khi tải trọng ngang còn nhỏ, hệ kết cấu hỗn hợp khung chèn có ứng xử như một công xôn thẳng đứng liền khối. Đối với khung BTCT được thi công trong điều kiện bình thường, các kết quả thí nghiệm cho thấy, trong giai đoạn ban đầu này khung có thể chịu được tới 50% tải trọng cực hạn của hệ kết cấu tổ hợp [92],[93]. Thời gian kéo dài của giai đoạn này phụ thuộc nhiều vào sự bám dính giữa khung và tường chèn. Việc sử dụng các neo chống cắt giữa khung và tường chèn cho thấy có thể duy trì giai đoạn đầu tiên này cho tới cấp tác động lớn hơn, nhưng chúng có thể làm cho tường chèn bị nứt sớm hơn [103].

Trong giai đoạn này, biến dạng uốn chiếm ưu thế và các khe nứt uốn ngang có thể xuất hiện tại mép bị kéo của hệ hỗn hợp (cột khung). Do có sự khác nhau giữa các mô đun biến dạng của khung và tường chèn, cũng như do độ bền cắt hạn chế tại mặt tiếp xúc giữa khung - tường chèn, nên khe nứt thẳng đứng thường xuất hiện dọc theo mặt tiếp xúc này. Đây là dấu hiệu kết thúc của giai đoạn ban đầu.

### 1.2.1.2. Giai đoạn sau khi mặt tiếp xúc bị nứt

Khi tiếp tục gia tăng tác động ngang, do khung và tường chèn có các biến dạng không tương đồng, chúng sẽ dần dần tách khỏi nhau ngoại trừ ở các góc tại đầu mút đường chéo bị nén (gọi là góc chắt tải) (Hình 1.3a). Phần tiếp xúc không bị tách này giữa khung và



**Hình 1.3.** Ứng xử của hệ khung chèn và các lực tương tác tại mặt tiếp xúc [119]

tường chèn, được gọi là *vùng tiếp xúc*. Trong vùng tiếp xúc sẽ xuất hiện các lực tương tác pháp tuyến và tiếp tuyến như trong Hình 1.3b [93], làm gia tăng ứng suất trong tường chèn. Ứng xử cắt ban đầu của tường chèn dần dần bị biến đổi, chuyển sang ứng xử nén dọc trục theo phương chéo nối các góc chắt tải.

Xuất phát từ quan sát hình dạng các khe nứt hình thành trên tường chèn và sự tách rời tường chèn ra khỏi khung bao quanh, Polyakov (1956) là người đầu tiên đưa ra khái niệm về dải chéo bị nén tương đương, khi cho rằng hệ kết cấu khung chèn có ứng xử như một khung giằng chéo với dải chéo mô phỏng ứng xử dọc trục của tường

chèn [124]. Smith (1966) là người đầu tiên đề xuất biểu thức xác định chiều dài vùng tiếp xúc theo tham số độ cứng đặc trưng  $\lambda$  dựa trên các kết quả thí nghiệm bằng cách chất tải theo phương đường chéo một loạt các khung thép mềm hình vuông kích thước 150 x 150 mm được chèn bằng bê tông mịn (*micro – concrete*) [129],[131]:

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{E_m t_m}{4E_f I_f h_m}} \quad (1.1)$$

trong đó:  $E_m$  và  $t_m$  – tương ứng là mô đun đàn hồi và bề dày của tường chèn;  $E_f I_f$  – độ cứng chống uốn của cột,  $h_m$  – chiều cao của tường chèn.

Các thí nghiệm thực hiện tiếp theo sau này đã cho thấy, bất kỳ yếu tố nào làm biến đổi độ cứng hoặc độ bền của khung và/hoặc tường chèn sẽ làm thay đổi cách thức ứng xử của chúng. Số tầng và nhịp khung có thể được chèn hoặc không, các lỗ trống có trong tường chèn... đều ảnh hưởng lớn tới ứng xử của khung và tường chèn, cũng như của cả hệ hỗn hợp khung chèn.

## **1.2.2. Hệ quả của sự tương tác khung – tường chèn đối với ứng xử của hệ khung chèn BTCT**

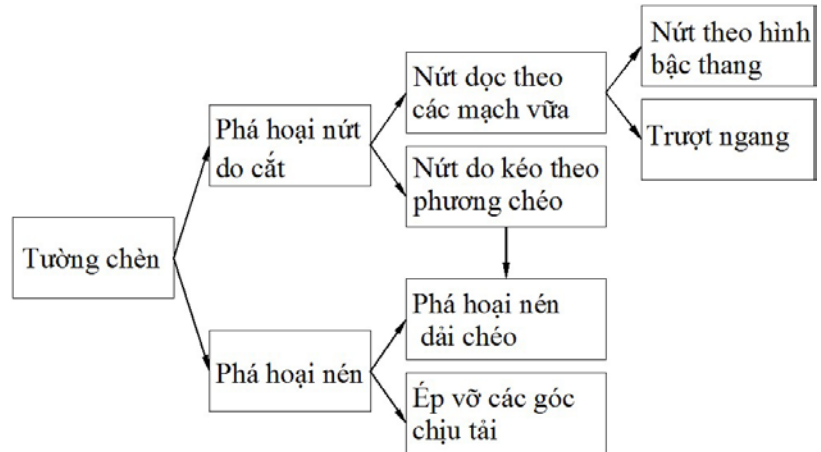
### ***1.2.2.1. Ở các hệ khung được thiết kế không theo các tiêu chuẩn kháng chấn***

Các khung BTCT không được tính toán và cấu tạo theo các tiêu chuẩn thiết kế kháng chấn, là loại khung được các nhà khoa học nghiên cứu đầu tiên ngay từ những năm 1950 của thế kỷ trước khi xét tương tác với các tường chèn. Loại khung BTCT này thường được gọi là khung không dẻo (Al-Chaar (1998) [12], Stavridis (2009) [136]). Số lượng các công trình nghiên cứu trên loại khung chèn này khá phong phú và rất đa dạng, bắt đầu từ Polyakov, sau đó là các nhà nghiên cứu khác như Fiorato và cộng sự (1970) [70], Klingner và Bertero (1976) [89], Kahn và Hanson (1979) [83], Bertero và Brokken (1983) [28], Zarnic và Tomazevic (1984) [148]... Các công trình nghiên cứu này đã nhận diện được một số cơ cấu phá hoại phức tạp ở tường chèn lẫn các bộ phận của khung (cột, dầm, nút khung) dưới tác động ngang. Do số lượng các công trình nghiên cứu về vấn đề này khá lớn, nên nhiều tác giả đã tìm cách tập hợp và phân loại các dạng phá hoại thường gặp, từ đó xác định các nguyên nhân dẫn tới các dạng phá hoại này.

### 1. Các dạng phá hoại tường chèn

Crisafulli (1997) [46] đã tập hợp tất cả các dạng phá hoại tường chèn quan sát thấy trong các thí nghiệm được thực hiện bởi nhiều tác giả, cũng như qua các trận động đất mạnh ở nhiều nơi trên thế giới và phân loại chúng theo sơ đồ cho ở Hình 1.4.

Sau này, Asteris và cộng sự (2011) [23] dựa trên các công trình nghiên cứu, ví dụ của Wood (1978) [147], El-Dakhkhni (2002) [56], Ghosh và Made (2002) [74], El-Dakhkhni và cộng sự



**Hình 1.4.** Các dạng phá hoại quan sát thấy ở các tường chèn [46]

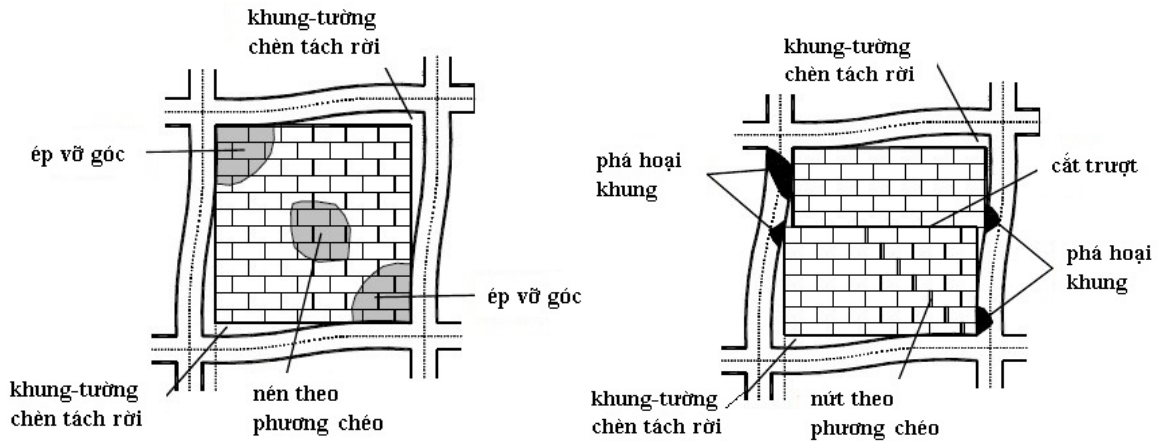
(2003) [57] ... thực hiện trong vòng 5 thập kỷ (từ 1953 đến 2003), đã phân loại các dạng phá hoại tường chèn thành 4 dạng chính tương tự như Crisafulli, nhưng có kèm theo trường hợp xuất hiện của chúng (Hình 1.5):

(a) Dạng ép vỡ góc (CC) tường chèn. Dạng này thường xảy ra khi tường chèn được thi công bằng các viên xây yếu như gạch đất sét rỗng, được bao quanh bởi khung có các nút yếu và các cấu kiện khỏe.

(b) Dạng phá hoại nén theo phương chéo (DC) thể hiện qua việc ép vỡ tường chèn ở vùng trung tâm của nó. Dạng phá hoại này xảy ra khi tường chèn tương đối mảnh, dễ bị sụp đổ ngoài mặt phẳng.

(c) Dạng phá hoại cắt trượt (SS) qua các mạch vữa ngang, xảy ra khi tường chèn có các mạch vữa yếu và khung khỏe.

(d) Phá hoại nứt theo phương chéo (DK) thể hiện qua các khe nứt cắt qua đường chéo bị nén của tường chèn, thường xảy ra đồng thời với việc xuất hiện dạng phá hoại SS. Dạng phá hoại này xuất hiện khi tường chèn tương đối khỏe, được bao quanh bởi khung yếu hoặc khung có các nút yếu và các cấu kiện khỏe (thường được gọi là khung không dẻo).



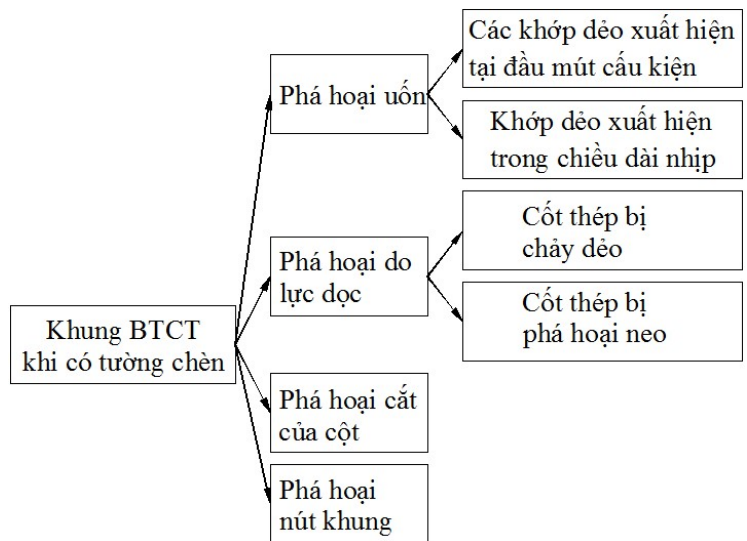
a) Tường chèn bị ép vỡ góc và nén theo phương chéo

b) Phá hoại khung, tường chèn bị cắt trượt và nứt theo phương chéo

**Hình 1.5.** Các dạng phá hoại ở hệ khung chèn BTCT dưới tác động ngang [23]

2. Các dạng phá hoại khung BTCT

Tương tự như đối với các tường chèn, Crisafulli (1997) [46] đã tập hợp tất cả các dạng phá hoại ở khung BTCT khi có các tường chèn như trong sơ đồ ở Hình 1.6. Theo tác giả, có bốn dạng phá hoại chính có thể xảy ra ở các bộ phận khung BTCT: phá hoại uốn, phá hoại do lực dọc, phá hoại cắt cột và phá hoại nứt khung. Theo Mehrabi và cộng sự [106],[107], các cơ cấu phá hoại đặc thù của tường chèn được phân loại ở trên thường kéo theo một dạng phá hoại đặc thù ở khung. Dạng phá hoại SS (cắt trượt theo mạch vữa ngang thường làm xuất hiện các khớp dẻo xuất hiện uốn ở hai đầu mút cột. Dạng phá hoại DK (nứt theo phương chéo) thường làm cho các cột bị phá hoại cắt ở hai đầu mút; một đôi khi phá hoại cắt cũng có thể xảy ra ở giữa chiều cao cột khi mạch vữa ngang ở cao



**Hình 1.6.** Các dạng phá hoại khung BTCT khi tương tác với tường chèn [46]

trình này phát triển khe nứt xuyên suốt chiều dài tường tạo ra hiệu ứng cột ngắn. Dạng phá hoại CC (ép vỡ góc) làm xuất hiện các khớp dẻo uốn trong các cột và cũng có thể tạo ra hiệu ứng cột ngắn. Cũng theo Crisafulli, phá hoại uốn tại hai đầu mút cột thường xuất hiện trong trường hợp các khung chịu mômen có các tường chèn rất yếu, còn khi tường chèn bị phá hoại cắt trượt, khớp dẻo uốn xuất hiện ở giữa chiều cao cột. Trong khi đó, Asteris và cộng sự (2011) [23] chỉ nêu một dạng phá hoại khung tổng quát là hình thành các khớp dẻo trong các cột hoặc nút khung (Hình 1.5) và chúng thường xuất hiện khi khung yếu, hoặc khung có dầm và cột khỏe nhưng nút yếu, được chèn bằng tường khỏe.

Các thí nghiệm quy mô được thực hiện gần đây của Al-Chaar, Issa và Sweeney (2002) [12],[14], cũng như của Cavaleri và Di Trapani (2005, 2015) [33],[35],[36] trên các khung BTCT có một, hai hoặc ba nhịp, cao một tầng, được thiết kế chỉ để chịu tải trọng đứng và không có bất kỳ cấu tạo kháng chấn nào, được chèn bằng tường xây từ các viên bê tông hoặc gạch (đặc và rỗng) như phần lớn các thí nghiệm trước đây đã thực hiện, đã cho các dạng phá hoại điển hình ở khung và tường chèn giống như các dạng phá hoại được đề cập tới ở các phần trên. Các tường chèn thường bị phá hoại cắt đột ngột tạo thành các khe nứt chéo theo hình bậc thang, các cột bị phá hoại cắt ở hai đầu mút cột hoặc ở giữa nhịp, ở một số mẫu các nút khung bị phá hoại cắt. Theo Cavaleri và Di Trapani [33],[35], nguyên nhân làm cho các nút khung bị phá hoại mạnh và các khe nứt ngang xuất hiện ở giữa chiều cao các cột, là do độ bền của các cấu kiện khung bao quanh không tương thích với các nội lực xuất hiện, đặc biệt khi xét tới các lực cắt bổ sung thêm ở các đầu mút của các cột và dầm tiếp xúc với tường chèn dưới tác động ngang.

#### ***1.2.2.2. Ở các hệ khung BTCT được thiết kế theo các tiêu chuẩn kháng chấn hiện đại***

Một câu hỏi quan trọng được đặt ra: các khung BTCT được thiết kế theo các tiêu chuẩn kháng chấn hiện đại, được chèn bằng các khối xây gạch các loại sẽ có ứng xử như thế nào khi chịu các lực ngang? Để trả lời câu hỏi này, nhiều công trình nghiên cứu thực nghiệm quy mô trên các hệ kết cấu khung chèn đã được thực hiện ở nhiều nước trên thế giới trong thời gian gần đây. Điển hình là của các nhóm tác giả sau:

Mehrabi và những người khác (1996) [107], Kakaletsis và Karayannis (2008) [84], Morandi, Hak và Magenes (2014 – 2018) [110-113] và Basha (2017) [24-26]. Các mẫu khung BTCT thí nghiệm, được thiết kế theo các tiêu chuẩn ACI 318-89 cho vùng động đất 4 theo UBC-1991, ACI 318 (2008), EN 1998-1:2004, EN 1991-1-1:2002, EN 1992-1-1:2004, có bổ sung thêm các quy định của tiêu chuẩn Italia (NTC08:2008). Các mẫu khung BTCT được thiết kế cho các thí nghiệm này có các đặc tính cơ bản sau: cột khỏe – dầm yếu, cột đai được đặt dày, đặc biệt ở hai đầu mút cấu kiện và trong vùng nút khung, còn bê tông có cường độ chịu nén tương đối lớn. Các tác giả gọi các mẫu khung thí nghiệm này là các mẫu khung “khỏe”. Dưới tác động ngang, dạng phá hoại điển hình của các khung này khi không có tường chèn (khung trống) như sau: các khớp dẻo uốn xuất hiện trước hết ở dầm, phá hoại cắt xuất hiện sau phá hoại uốn, còn nút khung bị phá hoại sau cùng. Các tường chèn trong khung được thi công bằng nhiều loại viên xây: block bê tông đặc và rỗng, gạch đất sét nhiều lỗ rỗng dọc, gạch gốm một lỗ rỗng dọc, gạch xỉ tro bay. Các tác giả cũng phân các tường chèn thành hai loại: “khỏe” và “yếu” như khung BTCT. Đối với các tường chèn khỏe khung khỏe, các dạng phá hoại điển hình là cắt trượt ngang và nén theo phương chéo, còn trường hợp tường chèn yếu – khung khỏe là phá hoại cắt trượt ngang. Đối với các cấu kiện khung BTCT, các kết quả thí nghiệm cho thấy sự xuất hiện các dạng phá hoại cục bộ sau:

1. *Cột khung.* Các khớp dẻo xuất hiện ở cả hai đầu mút cột. Các khe nứt nghiêng do cắt cũng xuất hiện sớm ở các cột khung đồng thời với các khe nứt uốn. Tuy các thí nghiệm cho thấy cột chưa bị phá hoại cắt (do được thiết kế với khả năng chịu cắt cao), nhưng sự xuất hiện các khe nứt cắt cho thấy cần phải kiểm tra khả năng chịu cắt của cột khung khi xét tới tường chèn.

2. *Dầm khung.* Các khe nứt uốn và cắt rất ít khi xuất hiện. Sự tương tác với tường chèn đã làm cho dầm khung cứng lên, hệ quả của hiệu ứng bó mà tường chèn gây ra đối với dầm.

3. *Các dạng phá hoại khác.* Không quan sát thấy hiện tượng phá hoại cắt nút, phá hoại nén, phá hoại kéo, phá hoại do trượt bám dính và neo cốt thép ở các cột khung như ở các khung yếu trước đây.

### ***1.2.2.3. Một số nhận xét rút ra từ các công trình nghiên cứu về ứng xử của hệ khung chèn BTCT dưới tác động ngang***

Tổng hợp tất cả các dạng phá hoại xảy ra ở tường chèn và ở khung BTCT bao quanh được thiết kế theo các cách thức trước đây (ứng xử đàn hồi) và hiện nay (ứng xử đàn hồi dẻo) trong các công trình nghiên cứu thực hiện từ trước đến nay, cho phép rút ra một số nhận xét quan trọng sau:

*a) Đối với các tường chèn:* Các dạng phá hoại điển hình là cắt trượt ngang theo phương chéo hoặc cắt trượt ngang ở giữa chiều cao tường và phá hoại nén theo phương chéo. Nhìn chung các dạng phá hoại ở tường chèn thường ảnh hưởng đến các dạng phá hoại khung. Quan niệm ứng xử của tường chèn trong khung như một dải chéo bị nén tương đương hoàn toàn đúng trong mọi trường hợp.

*b) Đối với khung BTCT:* Sự phá hoại các bộ phận khung phụ thuộc vào rất nhiều các yếu tố: dạng và kích thước hình học, độ cứng và độ bền của cả khung lẫn tường chèn, mối quan hệ độ cứng lẫn độ bền tương đối của chúng. Nhìn chung có thể thấy:

- Các cột khung thường bị phá hoại uốn và cắt ở hai đầu mút hoặc ở giữa cột;
- Các dầm khung thường bị cứng lên và rất ít khi bị phá hoại uốn hoặc cắt. Do

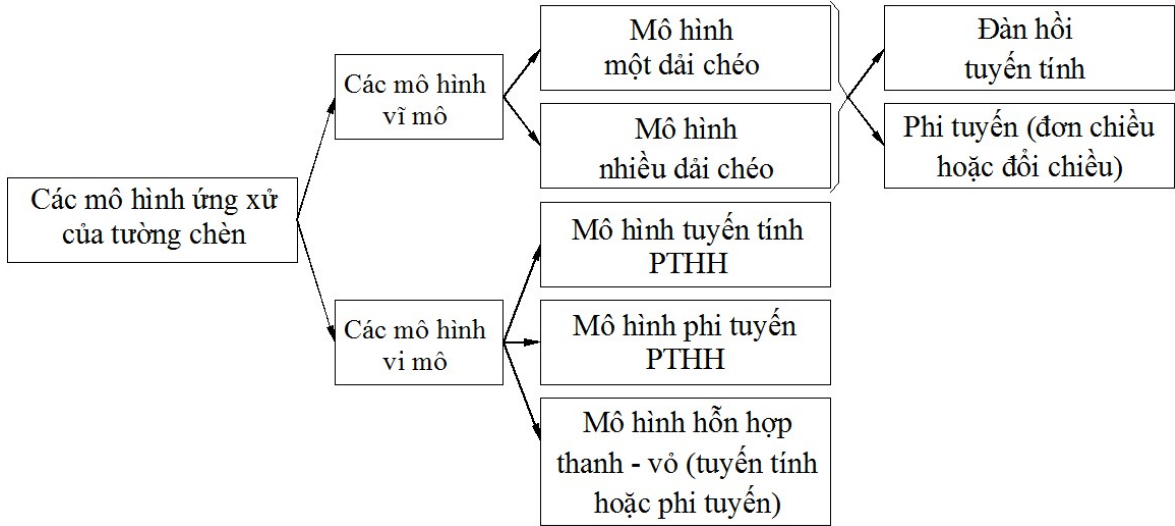
đó, tiêu chuẩn NZS 4230:2004 [135] đã lưu ý rằng: "... thậm chí khi tạo ra các khe hở đủ lớn ở đỉnh và hai bên mép tường chèn, tường chèn vẫn có khuynh hướng làm gia tăng khá lớn độ cứng dầm đỡ nó, tập trung biến dạng dẻo tiềm năng của khung tại các vùng có chiều dài hạn chế ở các đầu mút, hoặc buộc các khớp dẻo di chuyển vào các cột, làm hủy hoại quan niệm dầm yếu – cột khỏe" (Tasligedik và cộng sự (2011) [141]).

## **1.3. MÔ HÌNH ỨNG XỬ CỦA TƯỜNG CHÈN DƯỚI TÁC ĐỘNG NGANG**

### **1.3.1. Các mô hình ứng xử của tường chèn trong khung**

Để có thể xác định được trạng thái ứng suất – biến dạng của hệ kết cấu hỗn hợp khung chèn dưới tác động của các loại tải trọng, cần phải mô hình hóa được ứng xử của tường chèn trong khung. Đây một vấn đề khá phức tạp, do sự tương tác giữa tường chèn với khung bao quanh tạo ra các phản ứng tuyến tính lẫn phi tuyến khác nhau ở cả hai bộ phận này của hệ kết cấu hỗn hợp. Do đó, kể từ khi nhận thức được vai trò của tường chèn trong khung (1956) đến nay, nhiều nỗ lực nhằm mô phỏng một

cách chính xác nhất ứng xử của tường chèn dưới tác động ngang, đã được thực hiện bởi rất nhiều nhà khoa học trên thế giới. Kết quả của những nghiên cứu về vấn đề quan trọng này là một loạt các mô hình ứng xử của tường chèn khác nhau đã được đề xuất (Hình 1.7).

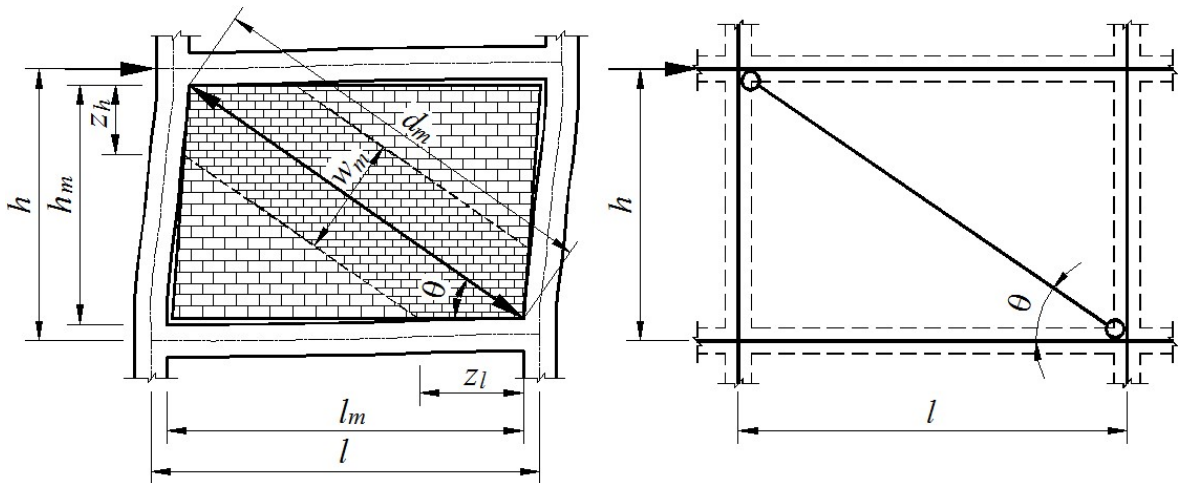


**Hình 1.7.** Các mô hình ứng xử của tường chèn trong khung dưới tác động ngang [46]

**1.3.1.1. Các mô hình vĩ mô**

Các mô hình vĩ mô là các mô hình dựa trên việc thay thế tường chèn bằng một hoặc nhiều dải chéo tương đương, có liên kết khớp ở hai đầu.

**1. Các mô hình một dải chéo**



a) Biến dạng dưới tác dụng của lực ngang; b) Mô hình một dải chéo tương đương

**Hình 1.8.** Mô hình một dải chéo tương đương của hệ khung chèn



Trên cơ sở ý tưởng của Polyakov đã đề cập tới ở trên, các kết quả nghiên cứu thực nghiệm đã cho phép các nhà khoa học định lượng được các thông số hình học cơ bản của dải chéo bị nén, đó là bề rộng  $w_m$  và bề dày  $t_m$  của nó (Hình 1.8a). Bề dày  $t_m$  của dải chéo được thống nhất lấy bằng bề dày của tường chèn, trong khi bề rộng  $w_m$  lại có rất nhiều cách định nghĩa khác nhau. Về cơ bản, có thể phân các định nghĩa bề rộng dải chéo bị nén  $w_m$  thành hai nhóm chính:

(a) Nhóm thứ nhất, đề xuất lấy  $w_m$  là một phần cố định của chiều dài đường chéo panô chèn  $d_m$  (Holmes (1961) [81], Smith (1962) [128], Moghaddam và Dowling (1988) [109], Smith và Coull (1991) [133], Paulay và Priestley (1992) [120], Angel và cộng sự (1994) [20], Fardis (2009) [64], Penelis và Kappos (2010) [121],...).

(b) Nhóm thứ hai, định nghĩa bề rộng  $w_m$  bằng các biểu thức toán học chính xác, dựa trên các đặc tính hình học lẫn cơ học của hệ khung chèn (Smith (1966) [129], Smith (1967) [130],[131], Smith và Carter (1969) [132], Mainstone (1971) [99],[100], Mainstone (1974) [101], Abdul-Kadir (1974) [11], Henry (1998) [80], Nguyễn Lê Ninh (1980) [115], Decanini và Fantin (1986) [46], Dawe và Seah (1989) [49], Decanini, Bertoldi và Gavarini (1993) [50], Durrani và Luo (1994) [54], Flanagan và Bennet (2001) [73], Tabeshpour và cộng sự (2012) [140], Chrysostomou và Asteris (2012) [42],...). Các nghiên cứu cho thấy bề rộng  $w_m$  ngoài tỷ số độ cứng giữa khung và tường chèn, còn phụ thuộc vào đặc tính đàn hồi của tường chèn dọc theo phương chéo (Papia, Cavaleri và Fossetti (2003) [119]), tải trọng thẳng đứng truyền từ khung tới các tường chèn (Amato, Cavaleri, Fossetti và Papia (2008) [15], Amato, Fossetti, Cavaleri và Papia (2009) [16]),...

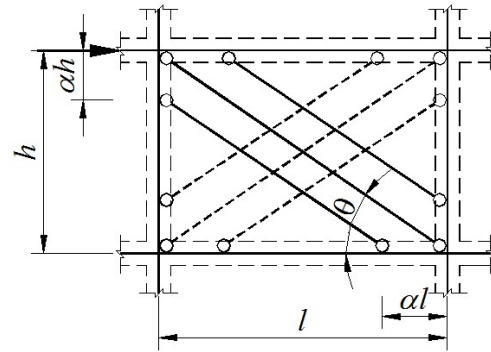
## 2. Các mô hình nhiều dải chéo

Như đã đề cập tới ở trên, sự tương tác giữa tường chèn và khung chủ yếu mang tính cục bộ tại các vùng tiếp xúc. Tại các vùng này, sự truyền lực từ tường chèn sang khung thường gây ra sự phá hoại cắt giòn ở các cấu kiện khung. Các nghiên cứu của Reflak và Fajfar (1991) [23], Saneinejad và Hobbs (1995) [126], Buonopane và White (1999) [29]... cho thấy, mô hình một dải chéo không cho một sự phân bố thực các mô men uốn và lực cắt, cũng như vị trí các vùng khớp dẻo tiềm năng ở các cấu kiện khung. Để khắc phục nhược điểm này, các mô hình vĩ mô nhiều dải chéo phức tạp

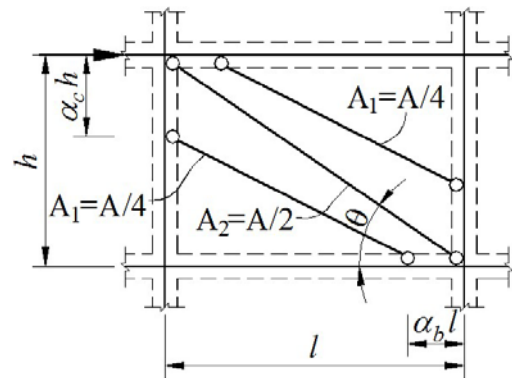
hơn đã được nhiều tác giả nghiên cứu đề xuất. Sau đây là một số ví dụ cụ thể. Hình 1.9 là mô hình 3 dải chéo song song được Chrysostomou, Gergely và Abel (2002) [41] sử dụng để nghiên cứu phản ứng của các khung chèn có xét tới sự suy giảm độ bền lẫn độ cứng của tường chèn; còn Hình 1.10 là mô hình 3 dải chéo không song song của El-Dakhakhni, Elgaaly và Hamid (2003) [57] đề xuất nhằm thu được một sự phân bố mômen uốn và lực cắt thực hơn. Crisafulli và Carr (2007) [48] cũng đã thiết lập một mô hình vĩ mô nhiều dải chéo như trong Hình 1.11, trong đó có một dải ma sát cắt để xét tới ảnh hưởng của lực thẳng đứng tới độ bền của tường chèn.

Các luật ứng xử cơ bản của các dải chéo trong nhóm mô hình này thường cũng tương tự như ở mô hình một dải chéo. Sự khác nhau giữa mỗi dải chỉ thể hiện qua việc phân chia kích thước tiết diện ngang và độ cứng của chúng. Thực tế, việc lựa chọn độ cứng để phân cho mỗi dải ảnh hưởng tới lực cắt tác động lên cột và do đó ảnh hưởng tới phản ứng cuối cùng của hệ kết cấu đối với tác động ngang. Crisafulli [46] và El-Dakhakhni [56],[57] đã gán cho các dải chéo ngoài mỗi dải 25% độ cứng và dải

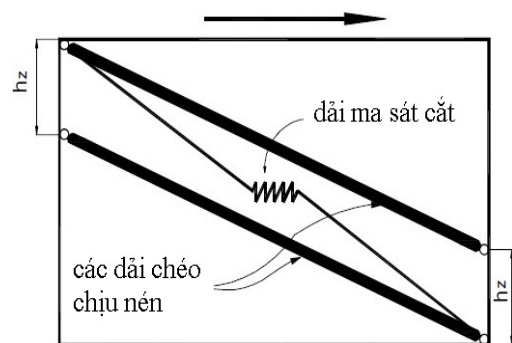
chéo giữa 50% độ cứng còn lại trong mô hình 3 dải chéo (Hình 1.10). Một số tác giả khác như Tassios, Vintzileou và Chronopoulos (1988) [142], dựa trên các kết quả



**Hình 1.9.** Mô hình 3 dải chéo cho tường chèn trong các kết cấu khung theo Chrysostomou (1991, 2002) [41]



**Hình 1.10.** Mô hình 3 dải chéo cho tường chèn theo El-Dakhakhni (2002, 2003) [57]



**Hình 1.11.** Mô hình hai dải chéo chịu nén với dải ma sát cắt cho tường chèn theo Crisafulli và Carr (2007) [48]

phân tích phần tử hữu hạn (PTHH) chi tiết, đã cho rằng tại góc chất tải, dải chéo giữa chiếm 40% tổng các lực trong 3 dải chéo tác động lên nút khung, ở hai dải chéo biên 40% tổng lực tác động lên cột và 20% tổng lực tác động lên dầm.

Trong số các mô hình vĩ mô (một và nhiều dải chéo) đề cập tới ở trên, có một số mô hình chỉ mô phỏng ứng xử đàn hồi của tường chèn; một số khác mô phỏng ứng xử đầy đủ của tường chèn trong các giai đoạn khác nhau của quá trình chịu lực. Đối với trường hợp thứ nhất, chỉ diện tích, chiều dài và mô đun đàn hồi của dải chéo là cần thiết để tính toán độ cứng của tường chèn dùng trong phân tích đàn hồi. Đối với trường hợp thứ hai, khi ứng xử phi tuyến của vật liệu được xét tới, yêu cầu phải có quan hệ lực – chuyển vị đầy đủ phù hợp. Thậm chí vấn đề còn trở nên phức tạp hơn khi tải trọng tác động đổi chiều hoặc động. Như vậy, độ phức tạp của phân tích không những gia tăng do độ phức tạp của mô hình ứng xử, mà cả độ tin cậy của bài toán đặt ra.

Klingner và Bertero (1978) [90] là những người đầu tiên đề xuất mô hình vĩ mô trễ. Các tác giả đã đề xuất 3 mô hình trễ khác nhau để biểu diễn dải chéo với độ phức tạp tăng dần sau mỗi mô hình. Hình 1.12 thể hiện



**Hình 1.12.** Mô hình ứng xử trễ của dải chéo tương đương theo Klingner và Bertero (1978) [90]

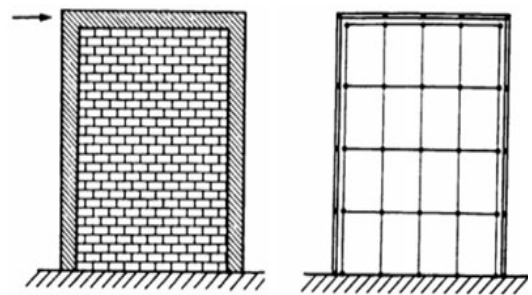
các đặc tính của mô hình thứ ba. Việc so sánh các kết quả phân tích với các số liệu thí nghiệm cho thấy chúng không thật sự phù hợp với nhau. Tuy vậy, các mô hình này vẫn được xem là cơ sở cho các nghiên cứu tiếp theo. Các thí nghiệm quy mô sau này đã cho phép xác định được các luật trễ thành phần của dải chéo và vùng tiếp xúc dưới tác động đổi chiều (Doudoumis và Mitsopoulou (1986) [47], Mander và những người khác (1993) [104], Panagiotakos và Fadis (1994) [117], Mehrabi và những người khác (1996) [107],...). Decanini, Bertoldi và Gavarini (1993) [50] đề xuất lựa chọn độ bền lớn nhất của dải chéo, phụ thuộc vào các cơ cấu phá hoại tiềm năng của tường chèn. Madan, Reinhorn, Mander và Valles (1997) [98] đề xuất mô hình một

dải chéo trề có xét tới sự suy giảm độ bền lẫn độ cứng và hệ quả co thắt vòng trề. Gần đây hơn, Cavaleri, Fossetti và Papia (2005) [33] đã đề xuất một quan hệ lực – chuyển vị chi tiết hơn, có xét tới ứng xử đối chiều và đơn chiều của dải chéo tương đương với các thông số được hiệu chuẩn bằng thực nghiệm.

### 1.3.1.2. Các mô hình vi mô

Cách thức mô hình hóa ứng xử của tường chèn theo mô hình vi mô, dựa trên phương pháp PTHH (do đó mô hình vi mô còn được gọi là mô hình PTHH). Do các đặc tính tổ hợp của hệ khung chèn, các phần tử khác nhau đã được sử dụng trong mô hình: phần tử tấm cho tường chèn, phần tử thanh hoặc tấm cho khung bao quanh và phần tử tiếp xúc sự tương tác giữa khung và tường. Mô hình vi mô cho phép mô phỏng phản ứng của hệ kết cấu chính xác hơn, cũng như có thể xác định được các hệ quả tác động cục bộ (nứt, ép vỡ, tương tác tại mặt tiếp xúc ...) và sự phân bố nội lực tổng thể của khung. Nhưng điều này, lẽ dĩ nhiên sẽ làm cho các công sức tính toán phải bỏ ra lớn hơn và cần nhiều thời gian hơn để chuẩn bị số liệu đầu vào lẫn phân tích kết quả đầu ra. Để cho các mô hình vi mô phản ánh đúng ứng xử thực của hệ kết cấu khung chèn, các quy luật ứng xử thành phần của các phần tử khác nhau phải được xác định một cách đúng đắn và hiện tượng phi tuyến xuất hiện trong tường chèn và tại các mặt tiếp xúc cần phải được xét tới một cách phù hợp.

Mallick và Severn (1967) [102] là những người đầu tiên sử dụng mô hình vi mô để đánh giá sự gia tăng độ cứng do tường chèn gây ra trên các khung một tầng, một nhịp bằng thép (Hình 1.13). Trong những năm 1970, các mô hình vi mô đã được sử dụng thường xuyên hơn để nghiên cứu ảnh hưởng của các yếu tố khác

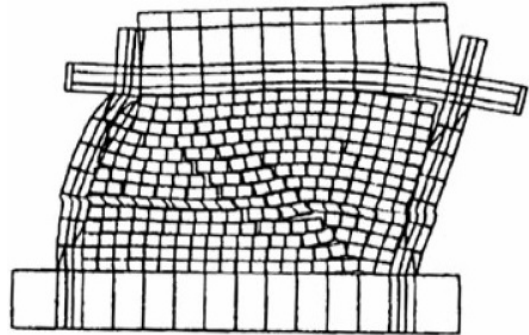


**Hình 1.13.** Mô hình PTHH của Mallick và Severn (1967) [102]

nhau, như các khe hở giữa tường chèn và khung, các lỗ trống trong tường chèn. Papia (1988) [118] đã kết hợp phương pháp PTHH với phương pháp phần tử biên để nghiên cứu độ cứng tổng thể của hệ khung chèn khi thay đổi các đặc tính của tường chèn.

Tương tự, Asteris (2003) [21] đã sử dụng phương pháp mô hình hóa này để nghiên cứu ảnh hưởng của kích thước và vị trí lỗ trống trong panô chèn.

Mehrabi và Shing (1997) [108], sau đó Shing và Mehrabi (2002) [127] đã thiết lập các mô hình vi mô phi tuyến phức tạp cả về mặt tính toán lẫn mô phỏng số bằng cách sử dụng các phần tử bị nứt mờ (*smearred cracking elements*) (Lofti và Shing, 1991) [96] và các phần tử bị nứt rời rạc (*discrete cracking elements*) (Lofti và Shing, 1994) [97] để xác định phá hoại cắt của cầu kiện BTCT và sự trượt của các viên xây thông qua các mô hình tiếp xúc giãn nở (*dilatant interface*) (Hình 1.14).



**Hình 1.14.** Mô hình PTHH phi tuyến của khung chèn theo Mehrabi và Shing (1997) [108]

Mô hình vi mô cũng được các nhà nghiên cứu lựa chọn để nghiên cứu tác động cắt cục bộ do tường chèn gây ra trong các vùng nứt khung (Doudoumis (2007) [53], Fiore và những người khác (2012) [71], Cavaleri và những người khác (2013, 2014) [34],[36]).

### **1.3.1.3. Một số nhận xét về các mô hình ứng xử của tường chèn**

Qua nghiên cứu các phương pháp mô hình hóa ứng xử của tường chèn, cũng như các ưu nhược điểm và phạm vi áp dụng của chúng, có thể rút ra một số nhận xét sau:

a) Các mô hình vĩ mô một dải chéo đơn giản và dễ áp dụng nhất trong tính toán thực tế. Chúng phù hợp khi phân tích các kết cấu phức tạp và cho kết quả gần đúng khá tốt. Nhược điểm chính của các mô hình này là dải chéo tương đương đi qua tâm nứt khung, nên không cho các tác động cục bộ do tường chèn gây ra tại các vùng tới hạn của khung. Việc sử dụng các mô hình vĩ mô nhiều dải chéo có thể khắc phục được hạn chế này, nhưng lại gặp khó khăn khi xác định chính xác các thông số mô hình, đặc biệt khi phân tích tĩnh phi tuyến hoặc theo lịch sử thời gian.

b) Các mô hình vi mô là phương pháp chính xác nhất để mô phỏng ứng xử của tường chèn, phù hợp với bản chất vật lý thực của nó. Bên cạnh các hiệu ứng cứng

hóa, mô hình vi mô có khả năng mô phỏng thông qua các phần tử tiếp xúc, để được lực tương tác cục bộ khung - tường chèn, sự trượt của các viên xây dọc theo các mạch vữa, sự lan truyền khe nứt trong tường chèn và các cấu kiện khung BTCT.

Tuy có những ưu điểm trên, các mô hình vi mô vẫn có khó khăn kếp, liên quan đến việc xác định các thông số của mô hình, đặc biệt ở các trường hợp có ứng xử phi tuyến và liên quan tới khối lượng tính toán, thời gian cần thiết cho việc chuẩn bị số liệu đầu vào và phân tích các kết quả đầu ra, đặc biệt ở các hệ kết cấu phức tạp. Bên cạnh đó, vẫn chưa có đủ các thông tin cần thiết về các đặc tính của mặt tiếp xúc khung – tường chèn. Do đó cần phải tiến hành thêm các nghiên cứu thí nghiệm để xác định các đặc tính này nhằm thu được các kết quả thực hơn từ các mô hình vi mô. Dù vậy, các mô hình vi mô vẫn là công cụ hiệu quả phục vụ mục đích nghiên cứu, là mô hình tham chiếu để phát triển các kỹ thuật đơn giản, cần sự mô phỏng tinh tế hơn các hệ kết cấu.

Hiện nay, tuy có một số hạn chế nhưng mô hình vi mô một dải chéo vẫn là mô hình được sử dụng rộng rãi nhất do tính đơn giản và hiệu quả của nó trong xác định phản ứng tổng thể hệ kết cấu khung chèn. Điều này đã được phản ánh trong nội dung các quy định của các tiêu chuẩn kháng chấn hiện nay khi lựa chọn các phương pháp phân tích các hệ kết cấu khung chèn. Trên cơ sở các nhận xét trên, phần sau đây sẽ đề cập tới các kết quả nghiên cứu đạt được trong việc mô hình một dải chéo tương đương của tường chèn dùng trong phân tích tuyến tính lẫn phi tuyến các hệ khung chèn BTCT.

### **1.3.2. Các kết quả chính đạt được trong việc mô hình hóa vi mô một dải chéo tương đương**

#### ***1.3.2.1. Các kết quả đạt được trong việc xác định bề rộng dải chéo tương đương***

##### *1. Trên thế giới*

Như đã được đề cập tới trong mục 1.3.1.1, có hai nhóm phương pháp xác định bề rộng  $w_m$  của dải chéo tương đương. Sau đây là các kết quả nghiên cứu chính đã đạt được ở mỗi nhóm.

a) Các phương pháp xác định bề rộng  $w_m$  theo đặc tính hình học của tường chèn

Trên cơ sở ý tưởng của Polyakov, Holmes (1961) [81] là người đầu tiên cho rằng dải chéo tương đương có cùng bề dày với tường chèn  $t_m$  và bề rộng  $w_m$  bằng 1/3 chiều dài đường chéo  $d_m$  của nó. Tiếp sau đó, Smith (1962) [128] dựa vào các kết quả thí nghiệm thực hiện trên các khung thép được chèn bằng khối xây, đã xác định được tỷ số  $w_m/d_m$  thay đổi từ 0,25 (đối với tường chèn vuông) đến 0,10 (đối với tường chèn hình chữ nhật có  $l_m/h_m = 5$ ). Paulay và Priestley (1992) [120] qua nghiên cứu đã cho thấy hệ kết cấu hỗn hợp càng cứng bề rộng  $w_m$  càng lớn và do đó khả năng phản ứng động đất sẽ lớn hơn. Các tác giả đề xuất lấy  $w_m = 0,25d_m$  trong thiết kế kháng chấn cho trường hợp lực ngang bằng 50% khả năng cực hạn.

Bảng 1.1 tổng hợp một số phương pháp xác định  $w_m$  theo đặc tính hình học của tường chèn, đã được một số tác giả tiêu biểu đề xuất.

**Bảng 1.1.** Các phương pháp xác định  $w_m$  theo đặc tính hình học của tường chèn

TT	Tác giả	Biểu thức xác định	Ghi chú
1	Holmes (1961) [81]	$w_m/d_m = 1/3$	
2	Smith (1962) [128]	$0,10 \leq w_m/d_m \leq 0,25$	
3	Moghaddam và Dowling (1988) [109]	$w_m/d_m = 1/6$	
4	Smith và Coull (1991) [133]	$w_m/d_m = 1/10$	
5	Paulay và Priestley (1992) [120]	$w_m/d_m = 0,25$	
6	Angel và cộng sự (1994) [20]	$w_m/d_m = 1/8$	
7	Fardis (2009) [64]	$w_m/d_m = (0,10 \div 0,15)$ $w_m/d_m = 0,20$	Cấp hư hỏng nghiêm trọng Cấp hạn chế hư hỏng
8	Penelis và Kappos (2010) [121]	$w_m/d = 0,20$	$d$ là chiều dài đường chéo tính đến tâm các nút khung

b) Các phương pháp xác định bề rộng  $w_m$  theo đặc tính hình học lẫn cơ học của khung và tường chèn

Như đã đề cập tới trong mục 1.2.1, Smith là người đầu tiên đưa ra khái niệm về chiều dài tiếp xúc giữa các cấu kiện khung với tường chèn. Trong nửa sau của những năm 1960, Smith và các cộng sự (Smith (1966) [129], Smith (1967) [130],[131], Smith và Carter (1969) [132]), sử dụng thêm các số liệu thí nghiệm bổ sung, đã thiết lập mối quan hệ giữa bề rộng  $w_m$  với chiều dài vùng tiếp xúc  $z_h$  trên cột. Chiều dài

vùng tiếp xúc  $z_h$  này được chuyển đổi từ chiều dài tiếp xúc của dầm trên nền đàn hồi chịu lực tập trung:

$$z_h = \frac{\pi}{2\lambda_h} \quad (1.2)$$

trong đó:  $\lambda_h$  - tham số độ cứng đặc trưng được xác định theo biểu thức:

$$\lambda_h = \sqrt[4]{\frac{E_m t_m \sin 2\theta}{4E_c I_c h_m}} \quad (1.3)$$

$E_c$  và  $I_c$  – tương ứng là mô đun đàn hồi và mô men quán tính của cột khung;  $\theta$  - góc nghiêng của đường chéo tường chèn so với phương ngang (xem Hình 1.8a).  $\lambda_h h$  là thông số không thứ nguyên biểu thị độ cứng tương đối giữa tường chèn và cột khung.

Dựa vào các kết quả nghiên cứu thực nghiệm trên các khung nhiều tầng, Smith kết luận chiều rộng  $w_m$  của dải chéo tương đương phụ thuộc vào độ cứng tương đối giữa cột và tường chèn, tỷ số  $l_m/h_m$  của tường chèn, quan hệ ứng suất - biến dạng của vật liệu chèn, giá trị của tải trọng tác dụng theo phương chéo lên tường chèn. Từ các kết quả nghiên cứu tiếp theo của Smith và Carter [132], bằng cách sử dụng phân tích hồi quy thống kê, nhiều tác giả đã đề xuất các biểu thức xác định các trị số  $w_m$  khác nhau. Một số các tác giả khác, dựa trên các nghiên cứu riêng của mình cũng đã đề xuất các biểu thức toán học cho phép xác định được bề rộng  $w_m$  của dải chéo tương đương. Tổng hợp các phương pháp xác định bề rộng dải chéo tương đương của tường chèn của một số tác giả tiêu biểu được cho trong Bảng 1.2.

**Bảng 1.2.** Các phương pháp xác định  $w_m$  theo đặc trưng hình học và cơ học của khung và tường chèn

TT	Tác giả	Biểu thức xác định	Ghi chú
1	Mainstone (1974) [101]	$w_m = 0,175d_m (\lambda_h h)^{-0,4}$	$\lambda_h$ - xác định theo (1.3)
2	Abdul-Kadir (1974) [11], Henry (1998) [80]	$w_m = \frac{\pi}{2} \sqrt{\left(\frac{1}{4\lambda_h^2} + \frac{1}{\lambda_l^2}\right)}$ $\lambda_l = \sqrt[4]{\frac{E_m t_m \sin 2\theta}{4E_c I_b l_m}}$	$\lambda_h$ - xác định theo (1.3)



3	Nguyễn Lê Ninh (1980) [5],[115]	$w_m = \frac{e^{m(1-n)} d_m}{\lambda_h h + \lambda_l l + k}; \quad n = \frac{H}{H_u}$ $\lambda_h = \sqrt[4]{\frac{E_m t_m l_m}{4E_c I_c h_m^2}}; \lambda_l = \sqrt[4]{\frac{E_m t_m h_m}{4E_c I_b l_m^2}}$	Các thông số xem mục 2.3.2.1
4	Bazan và Meli (1980) [27]	$w_m = (0,35 + 0,022\beta) d_m \sin \theta$ $\beta = E_c A_c / G_m A_m$ $0,9 \leq \beta \leq 11 \text{ (thường } \beta = 1 \div 5)$ $\text{và } 0,75 \leq l_m/h_m \leq 2,5$	$A_c$ - diện tích mặt cắt ngang của cột; $A_m = l_m.t_m$ - diện tích mặt cắt khối xây trong mặt phẳng ngang; $E_c$ - mô đun đàn hồi của bê tông; $G_m$ - mô đun đàn hồi cắt của khối xây
5	Liau và Kwan (1984) [94]	$\frac{w_m}{d_m} = \frac{0,475 \sin 2\theta}{\sqrt{\lambda_h h}}$	$\lambda_h$ - xác định theo (1.3)
6	Decanini và Fantin (1986) [47]	$\frac{w_m}{d_m} = \begin{cases} (0,085 + \frac{0,748}{\lambda_h h}); \lambda_h h \leq 7,85 \\ (0,130 + \frac{0,393}{\lambda_h h}); \lambda_h h > 7,85 \end{cases} \quad (1)$ $\frac{w_m}{d_m} = \begin{cases} (0,010 + \frac{0,707}{\lambda_h h}); \lambda_h h \leq 7,85 \\ (0,040 + \frac{0,470}{\lambda_h h}); \lambda_h h > 7,85 \end{cases} \quad (2)$	$\lambda_h$ - xác định theo (1.3); (1) và (2) tương ứng với trường hợp tường chèn chưa bị nứt và đã bị nứt; $E_m$ được lấy tương ứng với trạng thái tường chèn chưa bị nứt hoặc đã bị nứt
7	Govindan (1986) [76]	$H/H_c = 0$ $\frac{w_m}{d_m} = 0,58 \left( \frac{l_m}{h_m} \right)^{-0,445} (\lambda_h h)^{-0,335} \left( \frac{l_m}{h_m} \right)^{0,064}$ $H/H_c = 1$ $\frac{w_m}{d_m} = 0,286 \left( \frac{l_m}{h_m} \right)^{-0,18} (\lambda_h h)^{-0,202} \left( \frac{l_m}{h_m} \right)^{0,41}$	$\lambda_h$ - xác định theo (1.3); $H$ - lực ngang tác động; $H_c$ - lực ngang gây phá hoại nén tường chèn; Dựa theo Smith và Carter (1969)
8	Dawe và Seah (1989) [49]	$w_m = \frac{2\pi}{3} \left( \frac{\cos \theta}{\lambda_h} + \frac{\sin \theta}{\lambda_l} \right)$	$\lambda_h$ - xác định theo (1.3); $\lambda_l$ theo Abdul-Kadir
9	Decanini, Bertoldi và Gavarini (1993) [50]	$\frac{w_m}{d_m} = \frac{K_1}{\lambda_h h} + K_2$	$\lambda_h$ - xác định theo (1.3); $\lambda_h h < 3,14$ : $K_1 = 1,3$ ; $K_2 = -0,178$ $3,14 \leq \lambda_h h \leq 7,85$ : $K_1 = 0,707$ ; $K_2 = 0,01$ $\lambda_h h > 7,85$ : $K_1 = 0,47$ ; $K_2 = 0,04$

10	Durrani và Luo (1994) [54]	$\frac{w_m}{d_m} = 0,32 \left( \frac{E_m t_m h^4}{m_1 E_c I_c h_m} \right)^{-0,1} \sin^{1,5} \theta$	$m_1 = 6 \left( 1 + \frac{6}{\pi} \arctg \frac{I_b h}{I_c l} \right)$
11	Flanagan và Bennet (2001) [73]	$w_m = \frac{\pi}{C \lambda_h \cos \theta}$	$\lambda_h$ - xác định theo (1.3); $C$ - hằng số thực nghiệm phụ thuộc vào loại khung và loại vật liệu chèn
12	Al-Chaar (2002) [13]	$l_m/h_m \geq 1,5: \frac{w_m}{d_m} = 0,0835C \left( 1 + \frac{2,574}{\lambda_h h} \right)$ $C = -0,3905 \left( \frac{l_m}{h_m} \right) + 1,7829$ $l_m/h_m = 1,0: \frac{w_m}{d_m} = 0,1106 \left( 1 + \frac{6,027}{\lambda_h h} \right)$	$\lambda_h$ - xác định theo (1.3); $1,0 \leq l_m/h_m \leq 1,5$ : $w_m/d_m$ được xác định bằng cách nội suy tuyến tính Dựa theo Smith và Carter (1969);
13	Tucker (2007) [143]	$w_m = 0,25d_m (\lambda_h h)^{-1,15}$	$\lambda_h$ - xác định theo (1.3)
14	Amato, Fossetti, Cavaleri, Papia (2009) [16]	$\frac{w_m}{d_m} = k_1 \frac{c}{z} \frac{1}{(\lambda^*)^\beta}$ $\lambda^* = \frac{E_d t_m h}{E_f A_c} \left( \frac{h^2}{l^2} + \frac{1}{4} \frac{A_c}{A_b} \frac{l}{h} \right)$ $c = 0,249 - 0,0116\nu_d + 0,567\nu_d^2$ $\beta = 0,146 + 0,0073\nu_d + 0,126\nu_d^2;$ $z = 1 + 0,25 \left( \frac{l_m}{h_m} - 1 \right)$ (với $1 \leq l_m/h_m \leq 1,5$ ) $k_1 = 1 + (18\lambda^* + 200)\varepsilon_v; \varepsilon_v = \frac{F_v}{2A_c E_f}$	$E_d, E_f$ - tương ứng là mô đun đàn hồi của tường chèn dọc theo phương chéo và mô đun đàn hồi của khung; $A_c, A_b$ - tương ứng là diện tích mặt cắt ngang của cột và dầm; $\nu_d$ - hệ số Poisson của tường chèn dọc theo phương chéo; $k_1$ - hệ số phụ thuộc vào giá trị biến dạng theo phương đứng của cột $\varepsilon_v$ do tải trọng đứng toàn phần $F_v$ tác dụng lên đầu cột
15	CCMPA (2009) [30], CSA S304.1-04 (R2010) [31]	$w_m = \min \left( \frac{\pi}{2} \sqrt{\left( \frac{1}{4\lambda_h^2} + \frac{1}{\lambda_l^2} \right)}; \frac{d_m}{4} \right)$	$\lambda_h$ - xác định theo (1.3); $\lambda_l$ theo Abdul-Kadir
16	Tabeshpour và cộng sự (2012) [140]	$w_m = 0,25d_m (\lambda_1 h)^{-0,4}$ $\lambda_1 = \sqrt[4]{\frac{10E_m t_m \sin 2\theta}{4E_c I_c h_m}}$	
17	Chrysostomou và Asteris (2012) [42]	$w_m = 0,270d_m (\lambda_h h)^{-0,4}$	$\lambda_h$ - xác định theo (1.3)

18	MSJC (2013) [105]	$w_m = \frac{0,3}{\lambda_h \cos \theta}$	$\lambda_h$ - xác định theo (1.3)
19	Turgay và cộng sự (2014) [144]	$w_m = 0,18d_m (\lambda_h h)^{-0,25}$	$\lambda_h$ - xác định theo (1.3)

## 2. Ở Việt Nam

Ở Việt Nam có hai tác giả nghiên cứu về bề rộng của dải chéo tương đương mô phỏng ứng xử của tường chèn trong khung BTCT. Lý Trần Cường (1991) [4] đề xuất phương pháp xác định bề rộng dải chéo trên cơ sở ngoài các thông số kích thước hình học và độ cứng của khung và tường chèn bằng gạch đất sét nung còn xét tới ứng suất nén trong tường chèn và hệ số nền Winkler của khối xây. Đinh Lê Khánh Quốc (2017) [8] đã chia dải chéo tường chèn bằng gạch AAC (*Autoclaved Aerated Concrete*) thành 3 phần với bề rộng nhỏ nhất tương ứng của 2 phần ngoài cùng bằng  $w_{m1}$  và phần giữa bằng  $w_{m2}$ . Các yếu tố ảnh hưởng tới bề rộng của dải chéo này về cơ bản cũng tương tự như phương pháp của Lý Trần Cường. Ngoài ra, để đánh giá khả năng chịu tải sau đàn hồi của hệ khung – tường chèn, tác giả còn đề xuất mô hình nhiều thanh chéo chịu nén dùng trong phân tích đẩy dần. Các kết quả nghiên cứu về vấn đề này của hai tác giả được cho trong Bảng 1.3.

**Bảng 1.3.** Các phương pháp xác định  $w_m$  của tường chèn theo các tác giả trong nước

T T	Tác giả	Biểu thức xác định	Ghi chú
1	Lý Trần Cường (1991) [4]	$w_m = (z_l h_m + z_h l_m) \sqrt{\frac{\sin 2\theta}{2l_m h_m}}$ $\cdot \left(1 - \frac{\sigma_y}{1,1kf_{mc}}\right)$ $z_h = \frac{1}{m_h} \arctg \left( \frac{1}{\frac{3}{2m_h h} + 1} \right)$ $z_l = \frac{\pi}{m_l};$ $m_h = \sqrt[4]{\frac{k_0 b_c}{4E_c I_c}}; m_l = \sqrt[4]{\frac{k_0 b_b}{4E_c I_b}}$ $m_h h > 3; m_l l > 3$	Tường chèn bằng gạch đất sét nung; $l$ và $h$ - tương ứng là chiều dài của dầm và cột tính đến trục; $b_b$ , $b_c$ - tương ứng là bề rộng tiết diện dầm và cột khung; $m_h$ , $m_l$ - tương ứng là độ cứng đặc trưng của cột và dầm trên tường chèn; $k_0$ - hệ số nền Winkler cho tường chèn; $\sigma_y$ - ứng suất nén trong tường chèn; $k$ - hệ số an toàn của khối xây chịu nén; $f_{mc}$ - cường độ chịu nén tính toán của khối xây.

2	Đình Lê Khánh Quốc (2017) [8]	<p><i>Mô hình dải chéo gồm ba phần:</i></p> $w_{m1} = \lambda \frac{\alpha_h l_m + \alpha_l h_m}{d_m}$ $w_{m2} = \lambda \left[ \frac{\alpha_h l_m + \alpha_l h_m}{d_m} + \frac{1}{3} d_m \left( \frac{h_m - \alpha_h}{h_m} + \frac{l_m - \alpha_l}{l_m} \right) \operatorname{tg} \varphi \right]$ $\alpha_h = \arccos \left( \frac{C}{m_h} \right); \alpha_l = \frac{0,785}{m_l}$ $C = \frac{1}{\sqrt{\left( \frac{2(I_c + 6I_b)}{3m_h h^2 I_b} - 1 \right)^2 + 1}}$ $m_h = \sqrt[4]{\frac{k_0 t_m}{4E_c I_c}}; m_l = \sqrt[4]{\frac{k_0 t_m}{4E_c I_b}}$ $m_h h \geq 0,75\pi; m_l l > 0,75\pi$ $\lambda = \frac{\pi^2 E_m t_m^2}{3 f_{mcAAC} (l^2 + h^2)}$ <p><i>Mô hình nhiều dải chéo chịu nén:</i></p> $w_{mlt} = 0,5(w_{m1} + w_{m2})$	<p>Tường chèn bằng gạch AAC;  <math>w_{m1}, w_{m2}</math> - tương ứng là chiều rộng của thanh chéo tương đương ở hai đầu và ở giữa tường chèn; <math>E_m</math> - mô đun đàn hồi của tường chèn gạch AAC; <math>k_0</math> - hệ số nền Winkler cho tường chèn; <math>C</math> - hệ số đặc trưng; <math>\varphi</math> - góc truyền lực của vật liệu tường chèn AAC; <math>\lambda</math> - hệ số kể đến ảnh hưởng ngoài mặt phẳng; <math>f_{mcAAC}</math> - cường độ chịu nén tính toán của khối xây gạch AAC.  <math>w_{mlt}</math> - chiều rộng của thanh chéo tương đương trong mô hình đa thanh chéo.</p>
---	-------------------------------------	---	---

### 3. Một số nhận xét về các kết quả đạt được trong việc xác định bề rộng dải chéo tương đương

a) Có thể nhận thấy, phần quan trọng nhất trong định nghĩa bề rộng  $w_m$  trước hết không những là các đặc tính cơ học và hình học của các thành phần hệ kết cấu khung chèn mà còn cả mức độ phá hoại, nghĩa là mức độ suy giảm độ bền lẫn độ cứng của chúng. Hệ quả của những biến động này, lẽ dĩ nhiên sẽ làm thay đổi bề rộng  $w_m$  của dải chéo tương đương. Vì vậy, một số biểu thức trong Bảng 1.2, đã chỉ rõ giá trị  $w_m$  được đề xuất ở thời điểm nào trong quá trình ứng xử của tường chèn (ví dụ: ngay trước khi xuất hiện khe nứt đầu tiên, hoặc trước khi tường chèn không còn khả năng chịu lực...). Do đó, ngoại trừ biểu thức của Nguyễn Lê Ninh (1980) (Bảng 1.2), không có biểu thức nào được đề xuất để xác định  $w_m$  có khả năng thể hiện sự suy giảm độ cứng của hệ khung chèn và mức độ hư hỏng của tường chèn trong quá trình

chịu lực. Theo Nguyễn Lê Ninh, có hai thời điểm quan trọng cần được xét tới, đó là khi  $n = H/H_u = 0,6$  : tường chèn bắt đầu nứt và  $n = 1,0$  khi tường chèn mất khả năng chịu lực. Sự biến thiên độ cứng này của tường chèn phù hợp để nghiên cứu mô hình ứng xử phi tuyến của tường chèn trong khung theo quan niệm hiện nay.

b) Các kết quả nghiên cứu so sánh về các giá trị của bề rộng  $w_m$  được xác định theo các biểu thức cho trong các Bảng 1.1, Bảng 1.2 và Bảng 1.3 đã cho thấy có sự khác nhau rất lớn giữa chúng [47],[145]. Ngoài lý do đã nêu trong a), các thí nghiệm dùng làm cơ sở để thiết lập các biểu thức xác định  $w_m$  rất khác nhau, dẫn tới các đánh giá khác nhau về bề rộng dải chéo tương đương. Do đó khi sử dụng trong tính toán bề rộng dải chéo  $w_m$  cần có sự phân tích và cân nhắc thận trọng cho từng trường hợp cụ thể. Ngoài loại khung (BTCT, thép), loại tường chèn, loại tải trọng tác động ... đa phần các biểu thức xác định bề rộng  $w_m$  được đề xuất chỉ phù hợp cho phân tích đàn hồi, một số ít khác phù hợp cho phân tích phi tuyến...

c) Tuy có những nhận xét trên, nhưng biểu thức của Mainstone (1974) [101] đề xuất trong Bảng 1.2 là một trường hợp nên được lưu ý. Biểu thức này tuy được thiết lập dựa vào thí nghiệm thực hiện trên các khung thép thu nhỏ, nhưng lại được sử dụng rất phổ biến nhiều năm trong các tiêu chuẩn thiết kế, ví dụ FEMA 273 (1997) [66], FEMA 306 (1998) [67], FEMA 356 (ASCE 2000) [68], ASCE/SEI 41-06 [17]... Phần lớn các nhà nghiên cứu chấp nhận biểu thức này để phân tích các khung chèn (Klingner và Bertero (1976) [89], Kodur và cộng sự (1995) [91], Negro và Colombo (1997) [114], Al-Chaar (2002) [13], Fardis (2009) [64],...).

### ***1.3.2.2. Các kết quả đạt được trong việc thiết lập mô hình ứng xử phi tuyến đơn giản của tường chèn***

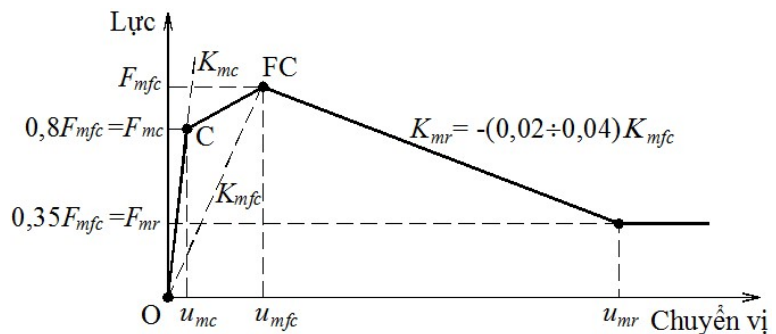
Nhìn chung các mô hình ứng xử trễ của tường chèn (vĩ mô và vi mô) rất đa dạng, với độ phức tạp khác nhau, phụ thuộc nhiều vào tính đặc thù của các thí nghiệm dùng làm cơ sở cho việc thiết lập chúng. Do đó, kết hợp với tính đặc thù của phần mềm tính toán kèm theo, làm cho tính ứng dụng của các mô hình trễ này bị hạn chế rất nhiều. Vì các lý do này, nhiều mô hình đơn giản mô phỏng ứng xử phi tuyến của tường chèn sử dụng phương pháp một dải chéo tương đương đã được đề xuất. Các mô hình loại này được cho là phù hợp và dễ áp dụng nhất khi thực hiện các phân tích

phức tạp, trong số đó có thể kể tới các mô hình của các tác giả sau: Tassios (1984) [40], Decanini, Bertoldi và Gavarini (1993) [50], Panagiotakos và Fardis (1994) [117], Kappos và Stylianidis (1998) [86], Chronopoulos (2004) [40], Stavridis (2009) [136], Shing và Stavridis (2014) [134], Stavridis và các cộng sự (2017) [137].... Do dải chéo tương đương, cũng như các phần tử hữu hạn biểu diễn một cấu kiện vật lý thực, được lý tưởng hóa (không tồn tại trong thực tế), nên khả năng ứng xử phi tuyến của các mô hình đề xuất, được xác định từ quan sát hiện tượng (*phenomenological observation*) trên các mẫu thí nghiệm có tỷ lệ nhỏ, chịu tác động lực cho tới khi sụp đổ.

Phần sau đây sẽ giới thiệu hai mô hình ứng xử của tường chèn thuộc loại này, đó là các mô hình được đề xuất bởi Decanini, Bertoldi và Gavarini (1993) [50] và Panagiotakos và Fardis (1994) [117].

### 1. Mô hình của Decanini, Bertoldi và Gavarini (1993) [50]

Trên cơ sở các kết quả thí nghiệm, một mô hình thể hiện trạng thái của tường chèn có dạng như trong Hình 1.15 đã được Decanini và các cộng sự đề xuất. Theo đó đường



**Hình 1.15.** Quan hệ lực – chuyển vị của mô hình dải chéo tương đương theo Decanini và cộng sự (1993) [50]

đường cong lực – chuyển vị của dải chéo tương đương gồm 4 đoạn thẳng, biểu diễn 4 giai đoạn của tường chèn từ lúc bắt đầu chịu tải cho tới khi sụp đổ. Đoạn thẳng thứ nhất biểu diễn ứng xử đàn hồi tuyến tính ứng với giai đoạn chưa bị nứt. Đoạn thẳng thứ hai, biểu thị giai đoạn sau nứt cho tới lúc đạt tới độ bền cực hạn  $F_{mfc}$  ngay trước khi tường chèn hoàn toàn bị nứt. Đoạn thẳng thứ ba, biểu diễn sự suy giảm độ bền của tường chèn sau đỉnh cho tới khi đạt độ bền và chuyển vị dư tương ứng là  $F_{mr}$  và  $u_{mr}$ . Sau giai đoạn này, đường cong tiếp tục đi theo phương ngang. Các thông số cơ bản của mô hình là độ cứng  $K_{mfc}$  ở giai đoạn tường chèn bị nứt hoàn toàn và độ bền cực hạn  $F_{mfc}$  của tường chèn.

Độ cứng của dải chéo tương đương  $K_{mfc}$  được xác định theo biểu thức sau:

$$K_{mfc} = \frac{E_m w_m t_m}{d_m} \cos^2 \theta \quad (1.4)$$

trong đó bề rộng của dải chéo tương đương  $w_m$  lấy theo phương pháp do chính các tác giả đề xuất (Bảng 1.2).

Độ bền lớn nhất  $F_{mfc}$  của tường chèn được các tác giả xác định qua các ứng suất nén ảo  $\sigma_m$ , xét tới các dạng phá hoại khác nhau xuất hiện ở tường chèn trong các thí nghiệm quy ước, lẫn ở các kết cấu thực chịu tác động động đất. Bốn dạng phá hoại điển hình được xét tương ứng với với ứng suất nén phá hoại tương đương: (a) kéo theo phương chéo  $\sigma_{m1}$ ; (b) cắt trượt theo các mạch vữa ngang  $\sigma_{m2}$ ; (c) ép vỡ các góc tiếp xúc với tường chèn  $\sigma_{m3}$ ; và (d) nén theo phương chéo  $\sigma_{m4}$ . Một khi xác định được các ứng suất nén ảo  $\sigma_{mi}$ , độ bền ngang lớn nhất của dải chéo tương đương  $F_{mfc}$  ở dạng phá hoại tiềm năng nhất được xác định theo biểu thức sau:

$$F_{mfc} = (\sigma_m)_{\min} t_m w_m \cos \theta \quad (1.5)$$

Mô hình này đã được Mura (2003) [50] cập nhật thêm các đặc tính trễ của khối xây chịu tác động đôi chiều lặp lại, như sự suy giảm độ cứng, độ bền và hiệu ứng co thắt vòng trễ để phân tích phi tuyến các hệ khung chèn dựa trên phương pháp dải chéo tương đương. Theo các tác giả, mô hình này đã được hiệu chuẩn và kiểm tra bằng cách so sánh các phản ứng tính toán và đo đạc trên nhiều mẫu thí nghiệm được thực hiện bởi Parducci [50], Stylianidis [138],[139], Pires [123]. Các kết quả so sánh giữa các thí nghiệm và phân tích thu được đã cho phép các tác giả kết luận mô hình được đề xuất có thể được sử dụng để xác định phản ứng của các hệ khung chèn BTCT chịu động đất.

## 2. Mô hình của Panagiotakos và Fardis (1994) [117]

Mô hình của Panagiotakos và Fardis có dạng như trong Hình 1.16. Các thông số cần thiết để thiết lập mô hình được xác định như sau:

- Độ cứng ban đầu  $K_1$  của tường chèn khi chưa bị nứt:

$$K_1 = \frac{G_m t_m l_m}{h_m} \quad (1.6)$$

trong đó:  $G_m$  - mô đun đàn hồi tiếp tuyến của thường chèn được xác định từ thí nghiệm nén theo phương chéo khối xây tường chèn;  $l_m$ ,  $h_m$  và  $t_m$  - tương ứng là chiều dài, chiều cao và chiều dày của tường chèn.

• Độ cứng dọc trục  $K_2$  biểu thị ứng xử biến cứng sau nứt của dải chéo tương đương:

$$K_2 = \frac{E_m w_m t_m}{d_m} \quad (1.7)$$

trong đó:  $E_m$  - mô đun đàn hồi trung bình của khối xây;  $d_m$  và  $w_m$  - tương ứng là chiều dài đường chéo của tường chèn và bề rộng của dải chéo tương đương, xác định theo phương pháp Mainstone (1974) (xem Bảng 1.2).

• Độ cứng của nhánh mềm hóa  $K_3$  sau khi đạt độ bền lớn nhất được

giả thiết trong phạm vi:  $0,005K_1 \leq |K_3| \leq 0,1K_1$

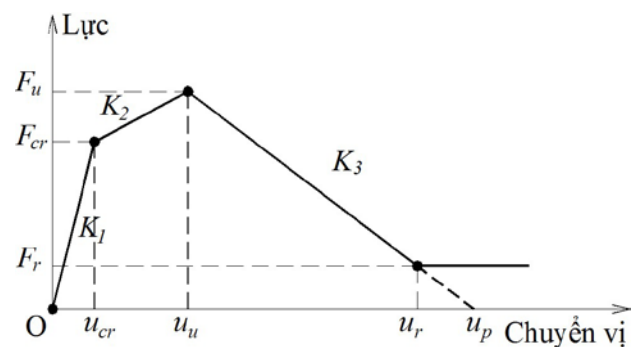
• Lực ngang  $F_{cr}$  gây nứt tường chèn:  $F_{cr} = f_{mt} t_m l_m$  trong đó:  $f_{mt}$  - ứng suất gây nứt tường chèn được xác định từ thí nghiệm nén theo phương chéo mẫu khối xây chèn

• Lực ngang lớn nhất  $F_u$  được giả thiết bằng  $1,3F_{cr}$

• Lực dư  $F_r$  được giả thiết trong phạm vi:  $0 \leq F_r \leq 0,1F_{cr}$

• Chuyển vị  $u_u$  tương ứng với lực  $F_u$  và chuyển vị  $u_r$  tương ứng với lực  $F_r$  được xác định theo quan hệ hình học trên mô hình.

Khi xác định một số tham số đề cập tới ở trên, để có sự phù hợp tốt hơn với những nghiên cứu thực nghiệm của mình, một số tác giả đã đưa ra các tiêu chí khác. Dolsek và Fajfar [52] đã đơn giản một số thông số cho phù hợp với các thí nghiệm của mình:  $F_{cr}/F_u = 0,6$ ;  $F_r = 0$ ;  $u_u = 0,2\%$  trong trường hợp tường chèn đặc và  $u_u = 0,1\%$  cho trường hợp có lỗ trống;  $u_r/u_u = 5$ . Thực tế, các kết quả thí nghiệm cho thấy,



**Hình 1.16.** Quan hệ lực – chuyển vị của mô hình dải chéo tương đương theo Panagiotakos và Fardis (1994) [117]

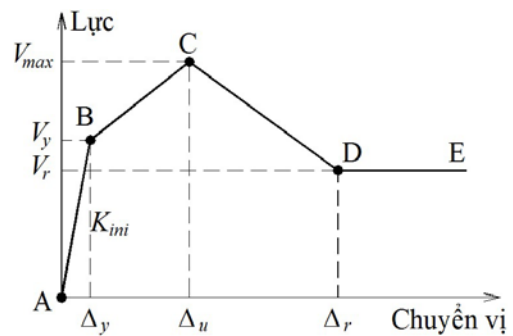


độ bền dư  $F_r$  khác không chỉ có ở một số ít mẫu thử, nên một số tác giả quyết định bỏ qua độ bền dư này bằng cách giả thiết kéo dài thêm đoạn thẳng thứ ba (đường đứt nét ở Hình 1.16). Mô hình của Panagiotakos và Fardis đã được một số tác giả sử dụng để phân tích thông số về ảnh hưởng của tường chèn (Perrone và cộng sự (2014) [122],...)

3. Một số nhận xét về các mô hình đơn giản mô phỏng ứng xử phi tuyến của tường chèn

a) Uva và cộng sự (2012) [145] đã có nghiên cứu so sánh về hai mô hình được đề cập tới ở trên. Kết quả nghiên cứu cho thấy có sự khác nhau khá lớn trong các kết quả tính toán thu được. Sự khác nhau này, liên quan tới bề rộng  $w_m$  của dải chéo sử dụng, các dạng phá hoại tường chèn được xét ... trong các mô hình được đề xuất. Điều này hoàn toàn phù hợp với các nhận xét đã nêu trong mục 1.3.2.1 ở trên. Theo đó, nhiều phương pháp xác định bề rộng  $w_m$  của dải chéo tương đương đề cập tới trong Bảng 1.2 không có mối liên quan nào tới sự suy giảm ứng xử đổi chiều của tường chèn dưới các tác động ngang (ngoài phương pháp của Nguyễn Lê Ninh).

b) Khác với các tác giả đã được đề cập tới ở trên, Stavridis (2009, 2017) [134],[136],[137] đã đi theo một hướng khác, đó là thiết lập trước hết một mô hình ứng xử đơn giản cho cả hệ khung chèn có dạng như trong Hình 1.17. Dựa trên các kết quả phân tích thông số theo phương pháp PTHH chi tiết, Stavridis đã phân các hệ khung chèn BTCT thành bốn loại (2 loại



**Hình 1.17.** Mô hình mô phỏng ứng xử của khung chèn BTCT của Stavridis [137]

khung dẻo và không dẻo, 2 loại tường chèn yếu và khỏe), mỗi loại kèm theo một cơ cấu phá hoại riêng biệt. Sự phân loại dựa trên cơ cấu phá hoại định trước này cho phép đánh giá sự phân bố lực khi đạt tới các độ bền đỉnh, dư và chảy dẻo. Các độ bền này cùng với các chuyển vị ngang tương ứng định ra một đường cong gồm 4 đoạn thẳng biểu diễn quan hệ lực - chuyển vị các khung BTCT với các tường chèn đặc như trong Hình 1.17. Việc thiết lập mô hình gồm 4 bước: (i) thiết lập mô hình ứng xử của

hệ khung chèn một tầng một nhịp dưới tác động ngang có xét tới sự suy giảm tác động do phá hoại cắt và/hoặc uốn các cột khung và phá hoại tường chèn, (ii) thiết lập mô hình ứng xử của khung trống, (iii) thiết lập mô hình ứng xử của tường chèn từ các kết quả ở bước 1 và 2 và (iv) thiết lập mô hình cho toàn bộ hệ kết cấu gồm các cấu kiện khung xác định ở bước hai và các dải chéo được xác định ở bước 3. Phương pháp mô hình hóa của Stavridis, tuy có một số ưu điểm, nhưng việc hiệu chuẩn mô hình ứng xử của tường chèn lại khá phức tạp và chỉ phù hợp cho từng loại khung được nghiên cứu trong điều kiện thí nghiệm cụ thể.

c) Hiện nay, các công trình nghiên cứu cho thấy, mô hình đơn giản mô phỏng ứng xử phi tuyến của tường chèn sử dụng phương pháp một dải chéo tương đương là công cụ đơn giản và hiệu quả nhất để xác định phản ứng tổng thể của hệ khung chèn. Để mô hình này mô phỏng được ứng xử của tường chèn trong khung với độ tin cậy cao, việc lựa chọn bề rộng dải chéo tương đương phù hợp và xác định đúng các cơ cấu phá hoại khung lẫn tường chèn khi xác định các thông số mô hình là điều hết sức quan trọng.

## **1.4. ẢNH HƯỞNG CỦA SỰ TƯƠNG TÁC KHUNG - TƯỜNG CHÈN TRONG CÁC TIÊU CHUẨN THIẾT KẾ KHÁNG CHẤN**

### **1.4.1. Các quy định xét tới ảnh hưởng của tường chèn**

#### **1.4.1.1. Tiêu chuẩn TCVN 9386:2012 [3] và EN 1998-1:2004 [60],[61]**

Các tiêu chuẩn thiết kế này quy định : “...Các tường chèn góp phần đáng kể vào độ cứng ngang và sức chịu tải của nhà cần được xét đến trong tính toán”. Tuy vậy các tiêu chuẩn này lại không cho biết thế nào là “góp phần đáng kể” và làm thế nào để xét tới chúng trong tính toán. Các quy định trong hai tiêu chuẩn này liên quan tới việc xét các hệ quả bất lợi do sự tương tác khung – tường chèn có phần cụ thể hơn. Đó là các quy định xét tới: (a) tính không đều đặn trong mặt bằng và trên chiều cao và (b) sự phá hoại cắt cục bộ của cột.

*Đối với nội dung (a).* Khi tường chèn gây ra tính không đều đặn nghiêm trọng trong mặt bằng, cần sử dụng mô hình không gian để phân tích kết cấu, trong đó có xét tới tường chèn, còn khi không nghiêm trọng, nhân các hệ quả do độ lệch tâm xoắn ngẫu nhiên của khối lượng tầng kể từ vị trí danh nghĩa của nó với hệ số 2. Khi các

tường chèn gây ra một sự không đều đặn đáng kể trên chiều cao, phải tăng các hệ quả tác động động đất trong các cấu kiện thẳng đứng chịu tải của các tầng tương ứng. Nếu không áp dụng phương pháp chính xác và chi tiết hơn, thì khuếch đại các hệ quả tác động động đất tính toán (lực dọc, mômen uốn và lực cắt) bằng hệ số khuếch đại:

$$\eta = \left( 1 + \frac{\Delta V_{RW}}{\sum V_{Sd}} \right) \leq q \quad (1.8)$$

trong đó:  $q$  – hệ số ứng xử;  $\Delta V_{RW}$  – tổng độ giảm của độ bền các tường chèn bằng khối xây trong tầng đang xét so với tầng ở phía trên được xây chèn nhiều hơn;  $\sum V_{Sd}$  – tổng các lực cắt động đất tác động lên tất cả các cấu kiện thẳng đứng kháng chấn chính của tầng đang xét.

*Đối với nội dung (b).* Khi chiều cao của tường chèn bằng chiều dài thông thủy của các cột bê tông liền kề (chèn kín), trên chiều dài tiếp xúc  $l_c$  là đoạn chiều dài của cột mà trên đó lực của dải chéo tương đương của tường chèn được giả thiết tác dụng vào, cần phải được kiểm tra và cấu tạo chịu cắt theo giá trị nhỏ nhất trong hai giá trị lực cắt sau:

- (i) thành phần ngang của lực trong dải chéo tường chèn, được giả thiết bằng độ bền cắt ngang của tường chèn, được xác định trên cơ sở cường độ chịu cắt của các mạch vữa ngang; hoặc
- (ii) lực cắt cột được tính toán phù hợp với phương pháp thiết kế theo khả năng quy định trong tiêu chuẩn, bằng cách giả thiết khả năng chịu uốn của cột có xét tới hệ số vượt độ bền  $\gamma_{Rd}$  tại hai đầu mút của chiều dài tiếp xúc  $l_c$  có giá trị  $\gamma_{Rd} M_{Rc,i}$ . Chiều dài đoạn tiếp xúc này, được giả thiết bằng bề rộng toàn phần theo phương đứng của dải chéo tường chèn. Bề rộng dải chéo có thể được giả thiết bằng một phần nhỏ cố định của chiều dài đường chéo pano tường chèn.

#### **1.4.1.2. Tiêu chuẩn FEMA 356 (2000) [68]**

Theo FEMA 356 (2000) (*Federal Emergency Management Agency*), việc tính toán độ cứng và độ bền trong mặt phẳng của tường chèn được thực hiện theo phương pháp phân tích PTHH phi tuyến hệ khung tổ hợp với các tường chèn có xét tới các lỗ

trông và nứt sau chảy dẻo của khối xây. Ngoài ra, các phương pháp xác định độ cứng và độ bền sau đây cũng được phép sử dụng.

a) Độ cứng đàn hồi trong mặt phẳng của tường chèn bằng khối xây đặc không có cốt thép trước khi bị nứt, được biểu diễn bằng một dải chéo bị nén tương đương có bề rộng bằng  $w_m$  xác định theo Mainston (1974) (xem Bảng 1.2). Các đặc tính của dải chéo được xác định từ phân tích có xét tới ứng xử phi tuyến của hệ hỗn hợp khung tường chèn sau khi khối xây bị nứt. Để phân tích phản ứng tổng thể của hệ kết cấu hỗn hợp, các dải chéo biểu diễn độ cứng của các tường chèn có thể đặt đồng tâm, hoặc đặt lệch tâm với khung để được các hệ quả tác động của tường chèn lên cột một cách trực tiếp.

Tiêu chuẩn FEMA 356 (2000) cũng cho phép thực hiện việc phân tích tổng thể với các mô hình khung giằng đồng tâm, còn ảnh hưởng của tường chèn tới các cột (hoặc dầm) được xác định ở cấp cục bộ bằng cách cho lực trong dải chéo tác động lên các cột (hoặc dầm).

b) Độ bền cắt của tường chèn trong mặt phẳng được xác định như sau:

$$Q_{CE} = V_{ine} = A_{ni} f_{vie} \quad (1.9)$$

trong đó:  $V_{ine}$  - khả năng chịu cắt của tường chèn;  $A_{ni}$  - diện tích mạch vữa ngang của tường chèn;  $f_{vie}$  - cường độ chịu cắt của tường chèn.

c) Việc kiểm tra khả năng chịu uốn và cắt của các cột đứng kề tường chèn được thực hiện theo một trong các điều kiện sau:

- (i) Thành phần ngang của lực trong dải chéo tác động ở khoảng cách  $l_{ceff}$  (là bề rộng  $w_m$  của dải chéo theo phương đứng kể từ đỉnh và chân của tường chèn).
- (ii) Lực cắt sinh ra từ khả năng chịu uốn của cột với giả thiết khớp dẻo hình thành ở tại đỉnh và chân tương ứng với cột có chiều dài bị giảm xuống bằng  $l_{ceff}$ .

Khả năng chịu uốn và cắt của các dầm kề cận tường chèn cũng phải được kiểm tra tương tự như ở cột, nhưng với  $l_{beff}$  (là bề rộng  $w_m$  của dải chéo theo phương ngang kể từ mặt bên trái hoặc phải của tường chèn).

### 1.4.1.3. Tiêu chuẩn ASCE/SEI 41-13 (2013) [18] và ASCE/SEI 41-17 (2017) [19]

#### 1. Tiêu chuẩn ASCE/SEI 41-13 (2013) (American Society of Civil Engineers/Structural Engineering Institute)

Tiêu chuẩn ASCE/SEI 41-13 quy định việc tính toán độ cứng và độ bền trong mặt phẳng của tường chèn được thực hiện tương tự tiêu chuẩn FEMA 356 (2000). Việc sử dụng các mô hình số đơn giản với các dải chéo mô phỏng ảnh hưởng của tường chèn cũng được tiêu chuẩn này cho phép. Do sự tương tác khung – tường chèn gây ra tính phức tạp của hệ kết cấu, các mô hình PTHH cần phải được hiệu chuẩn qua các số liệu thí nghiệm đã được công bố. Bên cạnh đó, các phương pháp xác định độ cứng và độ bền sau đây cũng được phép sử dụng:

a) Trong giai đoạn ban đầu, khi tường chèn đặc không có cốt thép chưa bị nứt, hệ kết cấu được giả thiết là một công xôn tổ hợp thẳng đứng, độ cứng trong mặt phẳng được xác định theo biểu thức sau:

$$K_{ini}^{dac} = \frac{1}{\frac{1}{K_{fl}} + \frac{1}{K_{shl}}} \quad (1.10)$$

trong đó:  $K_{fl}$  và  $K_{shl}$  – tương ứng là độ cứng uốn và cắt của công xôn tổ hợp thẳng đứng tương đương. Đối với độ cứng uốn  $K_{fl}$ , các đặc tính tương đương của công xôn tổ hợp được xét tới, còn độ cứng cắt  $K_{shl}$  chỉ xét tới sự góp phần của tường chèn.

Tiêu chuẩn này cho phép sử dụng mô hình một dải chéo trong phân tích ứng xử tổng thể của hệ kết cấu tổ hợp. Vị trí và phương của dải chéo có thể đồng tâm hoặc lệch tâm như trong tiêu chuẩn FEMA 356 (2000) và theo một góc  $45^0$ .

b) Đối với các tường chèn đặc, độ bền cắt của tường chèn trong mặt phẳng được xác định theo biểu thức (1.9) như trong tiêu chuẩn FEMA 356 (2000). Bên cạnh đó, tiêu chuẩn ASCE/SEI 41-13 cho rằng lực nén theo phương chéo trong tường chèn không được lớn hơn độ bền nén  $R_{mc}$  của tường chèn xác định theo biểu thức sau:

$$R_{mc} = f_{mc} \left( \frac{h_m}{3} \right) t_m \quad (1.11)$$

trong đó:  $f_{mc}$  – cường độ chịu nén của khối xây;  $h_m$  và  $t_m$  – tương ứng là chiều cao và bề dày của tường chèn.

Lực nén chéo trong tường chèn có thể được xác định bằng cách giả thiết rằng khi tỷ số  $l_m/h_m$  nhỏ hơn 1,5 tường chèn được mô phỏng bằng một dải chéo, còn khi tỷ số  $l_m/h_m$  lớn hơn, tường chèn được mô phỏng bằng hai dải chéo. Trong trường hợp thứ hai này, lực được phân bố giữa hai dải chéo dọc theo một góc  $45^\circ$  bắt đầu cạnh đỉnh của cột đón gió và ở chân của cột hút gió. Chiều cao tác động của dải chéo lên cột và dầm được giả thiết bằng  $1/3$  chiều cao của tường chèn.

c) Theo ASCE/SEI 41-13, sự phá hoại của dầm trong khung chèn thường không xảy ra do được bảo vệ bởi hiệu ứng bó được tạo ra từ độ cứng trong mặt phẳng của các khối xây ở trên dầm.

Các độ bền uốn và cắt của các cột đứng kê panô chèn phải lớn hơn các lực phát sinh từ một trong các điều kiện sau:

- (i) Tác động thành phần ngang của lực trong dải chéo tường chèn lên cột bằng cách dùng độ bền cắt của cột với lực dọc bằng không (Độ bền cắt cột được xác định theo ASCE/SEI 41-13 hoặc ACI 318), hoặc
- (ii) Lực cắt hình thành từ sự phát triển của các độ bền uốn của cột ở đỉnh và chân cột. Trong trường hợp này, chiều cao cột rút gọn  $l_{ceff}$  bằng khoảng cách giữa các khớp dẻo uốn được sử dụng.

## 2. Tiêu chuẩn ASCE/SEI 41-17 (2017)

Các nghiên cứu được thực hiện bởi Stavridis và các cộng sự (2017) [137] đã cho thấy các quy định về mô hình tính toán hệ kết cấu khung chèn BTCT quy định trong các phiên bản ASCE/SEI 41-06 (2006) và ASCE/SEI 41-13 (2013) là không đầy đủ và có đủ độ tin cậy cần thiết, không được hiệu chuẩn hoàn toàn với các kết quả thí nghiệm. Bên cạnh đó, các phiên bản của tiêu chuẩn này chỉ tập trung vào các tác động lên các bộ phận riêng lẻ và không cung cấp thông tin về độ bền tổng thể lẫn ứng xử sau đỉnh của hệ kết cấu khung chèn này. Do đó, tiêu chuẩn ASCE/SEI 41-17 (2017) đã thay thế việc xác định độ bền của tường chèn quy định trong ASCE/SEI 41-13 (2013) bằng cách xác định độ bền của hệ kết cấu khung chèn theo kết quả nghiên cứu của Stavridis và các cộng sự (2017) [137] đã được đề cập tới trong mục 1.3.2.2 ở trên. Các quy định khác giữ nguyên không thay đổi.

#### **1.4.1.4. Chỉ dẫn kỹ thuật của New Zealand NZSEE (2017) [116]**

Theo chỉ dẫn kỹ thuật đánh giá kháng chấn các nhà hiện có của New Zealand NZSEE (2017) (*New Zealand Society for Earthquake Engineering*), việc đánh giá các tác động của tường chèn trong mặt phẳng khung chủ yếu dựa theo các tiêu chuẩn FEMA 306 (1998) [67] và ASCE/SEI 41-13 (2013) [18], nhưng được cập nhật một số các kết quả nghiên cứu thực hiện gần đây.

a) *Về mô hình của tường chèn.* Chỉ dẫn kỹ thuật của New Zealand sử dụng mô hình một dải chéo tương đương để mô phỏng ứng xử của tường chèn dưới tác động động đất. Vị trí và chiều của dải nén chéo tương tự như quy định của FEMA 356 (2000).

Đối với các tường chèn đặc, độ cứng đàn hồi trong mặt phẳng trước khi nứt có thể được biểu thị bằng một dải chéo bị nén tương đương có bề rộng bằng  $w_m$  được xác định theo Turgay và những người khác (2014) [144] (xem Bảng 1.2). Độ cứng của tường chèn bị nứt có thể được biểu thị bằng dải chéo tương đương. Các đặc tính của dải chéo được xác định từ phân tích xét tới ứng xử phi tuyến của hệ khung chèn sau khi khối xây bị nứt.

b) *Ảnh hưởng của tường chèn tới các cấu kiện khung.* Việc kiểm tra khả năng chịu uốn và cắt của các cột đứng kê tường chèn được thực hiện tương tự như ASCE 41-13 (2013) và FEMA 356 (2000). Độ bền uốn và cắt yêu cầu lớn nhất ở các dầm tiếp xúc với tường chèn đặc được xác định tương tự như ở cột. Tiêu chuẩn này cũng lưu ý rằng, qua quan sát hiện trường sau các trận động đất và các nghiên cứu thực nghiệm đã cho thấy khi dầm bị bó bởi các tường chèn ở trên và dưới và khi không có khe hở giữa mặt trên tường và mặt dưới của dầm, trong hầu hết các trường hợp lực cắt yêu cầu trong dầm sẽ bị hạn chế và cơ chế phá hoại này không có khả năng xảy ra.

#### **1.4.2. Nhận xét về các quy định xét tới ảnh hưởng của tường chèn trong các tiêu chuẩn thiết kế**

1. Nhìn chung, các tiêu chuẩn thiết kế kháng chấn hiện nay đều cho rằng tường chèn trong khung gây ra các ảnh hưởng bất lợi tới ứng xử tổng thể và cục bộ của hệ kết cấu khung. Các biện pháp mà các tiêu chuẩn thiết kế kháng chấn đưa ra để chống

lại các ảnh hưởng bất lợi này, về cơ bản rất giống nhau, đặc biệt trong trường hợp phản ứng cục bộ của các cột khung.

2. Các tiêu chuẩn thiết kế đều tách riêng việc tính toán phản ứng cục bộ ra khỏi tính toán toán tổng thể bằng cách sử dụng mô hình vĩ mô một dải chéo. Tuy vậy các tiêu chuẩn thiết kế đều không có các chỉ dẫn đầy đủ về cách thiết lập mô hình ứng xử phi tuyến của tường chèn, sử dụng phương pháp một dải chéo tương đương nên việc áp dụng khó khả thi. Tiêu chuẩn ASCE/SEI 41-17 (2017) đã đưa ra một cách xác định mô hình ứng xử của tường chèn đầy đủ hơn so với trước nhưng quy trình tính toán còn phức tạp.

3. Để xác định lực cắt cột do tương tác với tường chèn, các tiêu chuẩn Mỹ, New Zealand... đưa ra mô hình vĩ mô một dải chéo khá cụ thể (bề rộng dải chéo, độ bền và độ cứng của tường chèn trước và sau khi bị nứt ...), trong khi đó ở các tiêu chuẩn Việt Nam và châu Âu còn hết sức mơ hồ, nhiều khả năng làm cho người thiết kế không thể thực hiện được.

4. Hiện nay, các tiêu chuẩn thiết kế kháng chấn đều cho phép các hệ kết cấu làm việc sau giới hạn đàn hồi khi chịu động đất. Do đó việc kiểm soát cơ cấu phá hoại và cách thức phá hoại các bộ phận thành phần của hệ kết cấu có ý nghĩa hết sức quan trọng. Tuy vậy, ở hệ kết cấu khung BTCT trong khi thừa nhận sự xuất hiện và ảnh hưởng của các lực tương tác giữa khung - tường chèn, các tiêu chuẩn thiết kế kháng chấn lại bỏ qua chúng trong các quy định thiết kế. Điều này có thể làm cho phản ứng thực tế của hệ kết cấu khung có tường chèn dưới tác động động đất khác với mục tiêu thiết kế đặt ra. Đây là một hạn chế quan trọng của các tiêu chuẩn thiết kế kháng chấn hiện nay, với các hệ quả nguy hiểm có thể dự báo trước.

## **1.5. NHẬN XÉT CHƯƠNG 1**

Từ các nghiên cứu tổng quan đề cập tới ở trên, có thể rút ra một số nhận xét sau:

1. Dưới tác động ngang, khung và tường chèn tương tác với nhau tại các vùng tiếp xúc. Các lực tương tác này có thể tạo ra nhiều cơ cấu phá hoại khác nhau ở khung và tường chèn. Đối với các hệ khung BTCT được thiết kế theo quan niệm kháng chấn hiện nay có các tường chèn bằng khối xây, các dạng phá hoại thường gặp như sau:



a) Các cột khung thường bị phá hoại uốn và cắt ở hai đầu mút hoặc ở giữa cột, còn các dầm khung rất ít khi bị phá hoại uốn hoặc cắt.

b) Tường chèn thường bị phá hoại cắt trượt ngang theo phương chéo hoặc cắt trượt ngang ở giữa chiều cao tường và phá hoại nén theo phương chéo.

2. Dưới tác động ngang các dầm khung thường bị gia tăng độ cứng do hiệu ứng bó của tường chèn như kết luận của tiêu chuẩn NZS 4230:2004, ASCE/SEI 41-13 (2013), ASCE/SEI 41-17 (2017) và NZSEE (2017).

3. Các kết quả nghiên cứu cho thấy mô hình đơn giản sử dụng phương pháp dải chéo tương đương được xem là phù hợp nhất để xác định phản ứng tổng thể của hệ kết cấu khung chèn.

4. Các tiêu chuẩn thiết kế kháng chấn hiện nay đều thừa nhận ảnh hưởng quan trọng của sự tương tác khung – tường chèn tới phản ứng tổng thể và cục bộ của hệ kết cấu, nhưng các quy định thiết kế liên quan tới vấn đề này vẫn còn nhiều bất cập và không rõ ràng.

Do vậy, việc nghiên cứu ảnh hưởng của tường chèn tới phản ứng của hệ khung BTCT chịu động đất theo các mục tiêu đặt ra là hết sức cần thiết.

## **CHƯƠNG 2. MÔ HÌNH HÓA ỨNG XỬ PHI TUYẾN CỦA HỆ KHUNG CHÈN BÊ TÔNG CỐT THÉP CHỊU ĐỘNG ĐẤT**

### **2.1. LỰA CHỌN PHƯƠNG PHÁP MÔ HÌNH HÓA ỨNG XỬ PHI TUYẾN CỦA HỆ KẾT CẤU KHUNG CHÈN**

Theo quan niệm kháng chấn hiện nay, các hệ kết cấu khung nói chung và hệ kết cấu khung BTCT nói riêng, được phép làm việc sau giới hạn đàn hồi khi chịu các trận động đất mạnh hoặc rất mạnh. Do đó, việc kiểm soát cơ cấu phá hoại của hệ kết cấu và cách thức phá hoại cục bộ của các cấu kiện thành phần của khung trở thành một vấn đề hết sức quan trọng [5],[6].

Như đã được đề cập trong Chương 1, khi có các tường chèn trong mặt phẳng khung, sự tương tác khung – tường chèn sẽ làm thay đổi ứng xử của hệ khung bao quanh dưới tác động động đất. Đây là kết luận đã được thừa nhận rộng rãi trên thế giới trong nhiều thập kỷ qua. Tuy vậy, mặc dù các kết quả nghiên cứu lý thuyết đã đạt được khá phù hợp với các kết quả nghiên cứu thực nghiệm và nghiên cứu hiện trường sau các trận động đất mạnh, nhưng việc áp dụng chúng vào thực tế thiết kế vẫn gặp rất nhiều khó khăn và trở ngại. Có lẽ một trong những vấn đề gây trở ngại lớn nhất là vấn đề mô hình hóa ứng xử của tường chèn nói riêng và hệ kết cấu khung chèn nói chung. Các công trình nghiên cứu phương pháp mô hình hóa ứng xử của tường chèn trong khung tuy đã đạt được rất nhiều kết quả đáng khích lệ, nhưng vẫn còn thiếu sức thuyết phục và chưa giải quyết được hết các vấn đề đặt ra trong thực tiễn sản xuất. Điều này liên quan trực tiếp tới các nghi ngại và vướng mắc về tính năng cơ lý của vật liệu, chất lượng tường chèn, bề mặt tiếp xúc, sự tồn tại các lỗ mở, tỷ lệ và quy mô các mô hình lẫn cách thức thí nghiệm, ứng xử của hệ kết cấu hỗn hợp khung - tường chèn sau đàn hồi... Những nghi ngại và vướng mắc này, đã được phản ánh lại một cách khá trung thực trong nội dung các tiêu chuẩn thiết kế kháng chấn hiện nay ở trên thế giới, trong đó có Việt Nam. Theo đó, tuy nhất trí thừa nhận ảnh hưởng quan trọng của tường chèn tới hệ khung bao quanh, nhưng các quy định về

việc thiết kế hệ kết cấu khung chèn trong các tiêu chuẩn thiết kế kháng chấn vẫn còn nhiều bất cập, chủ yếu về hai nội dung sau đã được đề cập tới trong Chương 1:

- Sự không rõ ràng và đầy đủ của các mô hình mô phỏng ứng xử của tường chèn lẫn hệ khung chèn;
- Mâu thuẫn giữa các quy định thiết kế tổng thể hệ kết cấu khung và kiểm tra phá hoại cắt cục bộ các cột khung.

Do đó, để thực hiện các mục tiêu nghiên cứu đặt ra, việc nghiên cứu thiết lập mô hình ứng xử của hệ khung BTCT được thiết kế theo quan niệm kháng chấn hiện nay có các tường chèn bằng khối xây là hết sức cần thiết. Ở hệ kết cấu hỗn hợp này, việc thiết lập mô hình tính toán được thực hiện cho hệ khung BTCT bao quanh và cho các tường chèn ở trong mặt phẳng khung.

#### *a) Đối với hệ kết cấu khung BTCT*

Các nghiên cứu thực hiện trong những thập kỷ gần đây cho thấy, việc sử dụng các mô hình chi tiết (ví dụ phần tử hữu hạn) để phân tích phi tuyến, đặc biệt cho các kết cấu lớn và phức tạp, trong nhiều trường hợp là không thích hợp [136]. Vì vậy, nhiều tác giả đã đề xuất và sử dụng các mô hình phi tuyến đơn giản để phân tích các hệ kết cấu khung BTCT. Đối với các hệ kết cấu khung BTCT có tường chèn, do ứng xử phức tạp của khối xây chèn và sự tương tác của nó với các cấu kiện khung bao quanh, sự cần thiết phải sử dụng các mô hình đơn giản lại càng rõ ràng hơn.

#### *b) Đối với các tường chèn*

Theo Chương 1, hiện có rất nhiều phương pháp mô hình hóa ứng xử của tường chèn trong khung đã được nghiên cứu đề xuất và các ưu nhược điểm lẫn khả năng ứng dụng của chúng đã được nhiều tác giả đề cập (ví dụ: Shing và Mehrabi (2002) [127], Asteris (2008) [22]). Các kết quả nghiên cứu cho thấy, trong các phương pháp mô hình hóa tường chèn đã được đề xuất, phương pháp dựa trên quan niệm dải chéo tương đương có tính đơn giản và dễ áp dụng nhất. Do đó, phương pháp này hiện đang được sử dụng phổ biến, tuy kết quả tính toán của nó được đánh giá có độ chính xác không cao, đặc biệt là không thể hiện được các hệ quả tác động cục bộ của tường chèn lên các cấu kiện khung. Theo nhiều tác giả, việc sử dụng các mô hình dải chéo

tương đương có lẽ là con đường hiệu quả nhất để mô phỏng ứng xử tổng thể của hệ kết cấu khung chèn [137]. Để mô hình hóa ứng xử của tường chèn theo cách này, có thể xem các dải chéo thuần túy là các *mô hình hiện tượng* (*phenomenological models*). Tuy nhiên các dải chéo cần phải được hiệu chuẩn (xác định và kiểm tra) sao cho chúng không những chỉ phản ánh được các ứng xử khác nhau của tường chèn trong quá trình chịu lực cho tới khi sụp đổ, mà còn cả phản ứng của các cấu kiện khung liên quan tới các cơ cấu không được biểu diễn trong mô hình. Vì vậy, việc hiệu chuẩn mô hình phải dựa trên các kết quả thí nghiệm trên các mẫu khung chèn phù hợp với mục tiêu và đối tượng nghiên cứu.

Với các lý do đã nêu, trên cơ sở các mục tiêu nghiên cứu đặt ra và khối lượng tính toán phân tích phải thực hiện, phương pháp mô hình hóa đơn giản một dải chéo đã được lựa chọn. Trong mô hình này, mỗi phần tường chèn dọc theo mỗi đường chéo được biểu diễn bằng một dải tương đương có khớp ở hai đầu, tại các giao điểm của trục các cấu kiện khung như trong Hình 1.8. Các dải chéo này chỉ được kích hoạt khi chịu tác động nén (do đó chúng thường được gọi là dải chéo bị nén tương đương).

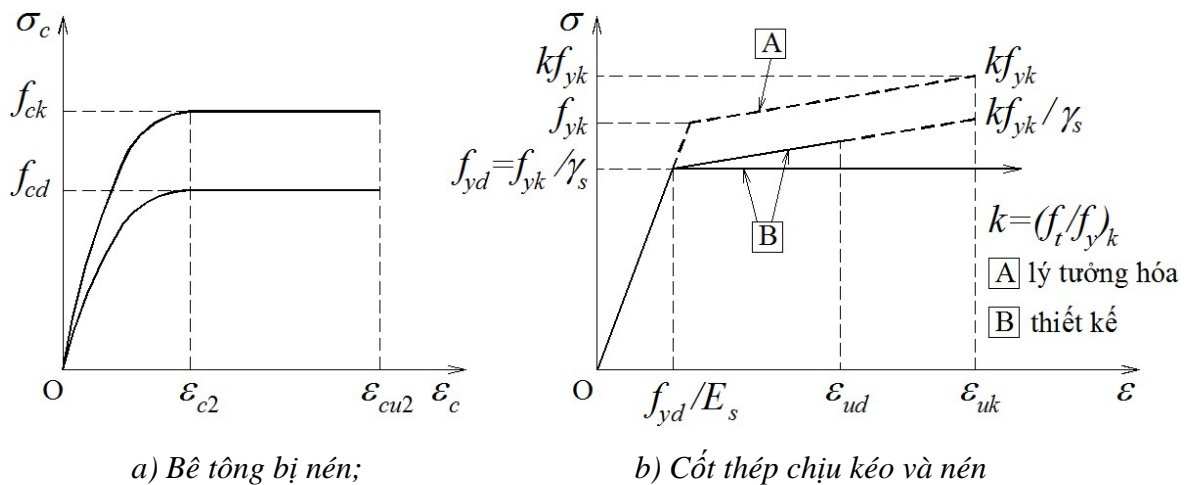
Trên cơ sở khoa học của các lựa chọn trên, trong các nội dung nghiên cứu sau đây, sẽ trình bày phương pháp mô hình hóa đơn giản ứng xử phi tuyến của tường chèn sử dụng phương pháp một dải chéo tương đương để phân tích khung BTCT được thiết kế theo quan niệm kháng chấn hiện nay.

## **2.2. MÔ HÌNH ỨNG XỬ CỦA HỆ KẾT CẤU KHUNG BÊ TÔNG CỐT THÉP**

Việc mô hình hóa ứng xử phi tuyến của hệ kết cấu khung BTCT, được thiết kế theo quan niệm kháng chấn hiện nay, đã được nghiên cứu khá đầy đủ và được quy định tương đối cụ thể trong các tiêu chuẩn thiết kế. Theo đó, ứng xử phi tuyến của hệ khung BTCT được thể hiện ở mức vật liệu và cấu kiện chịu lực.

### **2.2.1. Ở mức vật liệu**

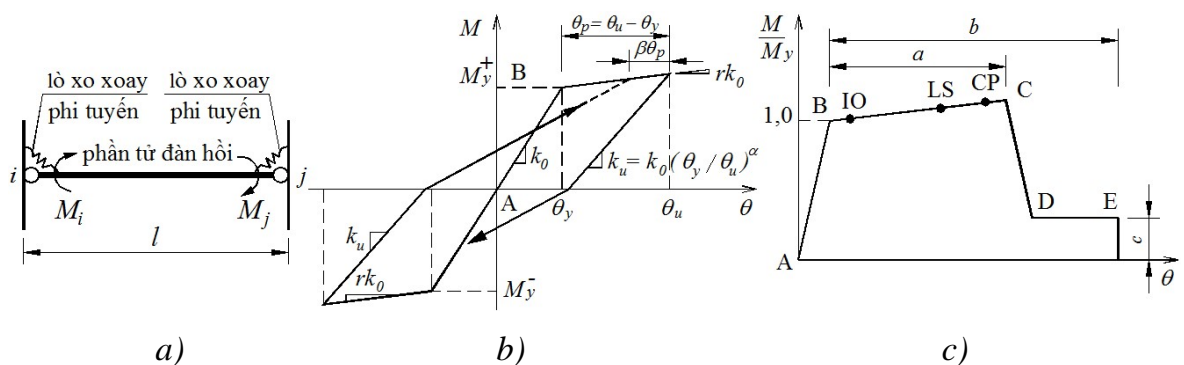
Đối với các vật liệu của khung, ứng xử của bê tông chịu nén được biểu thị qua đồ thị parabol – chữ nhật (Hình 2.1a), còn cốt thép qua đồ thị đàn hồi – biến cứng (Hình 2.1b) theo tiêu chuẩn EN 1992-1-1:2004 [59].



**Hình 2.1.** Mô hình ứng xử của vật liệu

**2.2.2. Ở mức cấu kiện chịu lực**

Để mô phỏng ứng xử của hệ kết cấu khung BTCT, mỗi cấu kiện của nó được mô hình hóa bằng ba phần tử, trong đó hai phần tử ở các đầu mút được biểu diễn bằng các lò xo xoay phi tuyến (các khớp dẻo), nơi được giả thiết tập trung tất cả các biến dạng không đàn hồi và một phần tử ở giữa có ứng xử tuyến tính như sơ đồ trong Hình 2.2a (Giberson (1967) [75], Filippou và Issa (1988) [69]). Ứng xử phi tuyến của các phần tử khớp dẻo được kiểm soát qua phương pháp trở sửa đổi mô hình Takeda, biểu diễn phản ứng mômen – góc xoay của tiết diện BTCT đối với các tác động đổi chiều và có xét tới các hệ quả ứng xử cơ học như sự suy giảm độ cứng và độ bền, co thắt vòng trở, trượt ... (Hình 2.2b) [32].



**Hình 2.2.** a) Biến dạng dẻo tập trung ở các cấu kiện khung [69],[75]; b) Luật trở Takeda sửa đổi [32]; và c) Quan hệ mômen uốn – chuyển vị xoay tại khớp dẻo của các cấu kiện khung BTCT [18]

Đường cong ứng xử đơn chiều của tiết diện ngang được đặc trưng qua quan hệ phi tuyến tổng quát mômen uốn ( $M$ ) – chuyển vị xoay ( $\theta$ ), sử dụng các đặc trưng hình

học của tiết diện ngang, các đặc tính về hàm lượng cốt thép lẫn vị trí của chúng và vật liệu (Hình 2.2c). Trong mô hình ứng xử này, phản ứng tuyến tính của các cấu kiện khung được thể hiện qua đoạn thẳng thứ nhất nối điểm A (tình huống chưa chịu tải) và B (điểm chảy dẻo thực tế của cốt thép). Khi biến dạng gia tăng, độ bền của các cấu kiện khung có sự gia tăng nhỏ (hoặc không) cho tới điểm C ứng với độ bền cực hạn. Sau điểm C độ bền bị suy giảm đột ngột (đường CD) biểu thị sự phá hoại ban đầu của các cấu kiện khi chuyển vị xoay của khớp dẻo bị vượt quá. Sau điểm D, các cấu kiện khung phản ứng với độ bền nhỏ cho tới điểm E. Sau điểm E, về cơ bản cấu kiện không còn khả năng chịu lực. Các độ cứng đàn hồi và giá trị các thông số  $a$ ,  $b$  và  $c$  được dùng để mô hình hóa các cấu kiện được lấy theo ASCE/SEI 41-13 [18] (xem Phụ lục A).

Trong mô hình ứng xử của các cấu kiện khung, không xét tới khả năng xuất hiện phá hoại cắt trong các cấu kiện khung, cũng như không xét tới biến dạng của các nút khung do giả thiết rằng khung được thiết kế và cấu tạo theo các quy định của tiêu chuẩn thiết kế kháng chấn hiện đại, thỏa mãn điều kiện phá hoại cắt xảy ra sau phá hoại uốn và phá hoại nút khung xảy ra sau phá hoại uốn và cắt cột.

Các tiêu chí chấp nhận cho các biến dạng tương ứng với các cấp công năng mục tiêu của nhà ở trạng thái làm việc bình thường IO (*Immediate Occupancy*), kiểm soát hư hỏng LS (*Life Safety*) và ngăn ngừa sụp đổ CP (*Collapse Prevention*) cũng được thể hiện trong Hình 2.2c. Các cấp công năng thường được biểu thị qua tỷ lệ phần trăm chiều cao công trình. Theo FEMA 356 (2000) [68] và ASCE/SEI 41-06 [17], tỷ lệ này cho các cấp công năng, tương ứng bằng 1%, 2% và 4% ở trạng thái làm việc bình thường IO, kiểm soát hư hỏng LS và ngăn ngừa sụp đổ CP. Tương tự, tiêu chuẩn EN 1998-3:2005 [62] cũng quy định 3 TTGH (cấp công năng) sau: hạn chế hư hỏng DL (*Damage Limitation*), hư hỏng quan trọng SD (*Significant Damage*) và kề cận sụp đổ NC (*Near Collapse*).

Đối với các hệ kết cấu khung, các tiêu chuẩn thiết kế thường quy định các TTGH của công trình qua tỷ số giữa chuyển vị ngang tương đối theo tầng và chiều cao tầng tương ứng (Bảng 2.1) [6],[58].

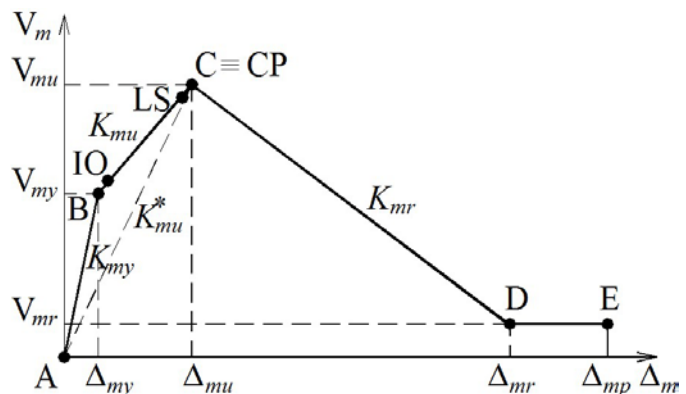
**Bảng 2.1.** Các giá trị chuyển vị ngang tương đối theo tầng dùng để đánh giá TTGH (cấp công năng) của khung chịu lực theo EN 1998-3:2005 [62]

Cấp công năng	Kiểu phá hoại	Nguy cơ động đất		Chuyển vị ngang theo tầng ( $d/h$ )
		Loại	Xác suất vượt quá	Giá trị (%)
TTGH	Mức độ			
DL – Hạn chế hư hỏng	Nhẹ, không cần sửa chữa	Thường hay xảy ra	20% trong 50 năm (225 năm)	$0,2 < d/h < 0,5$
SD – Hư hỏng quan trọng	Lớn, nhưng vẫn chịu được tải trọng đứng	Ít khi xảy ra	10% trong 50 năm (475 năm)	$0,5 < d/h < 1,5$
NC – Kê cận sụp đổ	Nghiêm trọng, nhưng không sụp đổ	Hiếm khi xảy ra	2% trong 50 năm (2475 năm)	$1,5 < d/h < 3,0$

### 2.3. THIẾT LẬP MÔ HÌNH ỨNG XỬ PHI TUYẾN CỦA CÁC TƯỜNG CHÈN TRONG KHUNG BTCT

#### 2.3.1. Xây dựng quan hệ lực – chuyển vị của mô hình

Dựa trên đường bao quan hệ lực – chuyển vị của các khung chèn dưới tác động ngang thu được từ thí nghiệm, ứng xử phi tuyến của tường chèn trong khung được mô hình hóa dưới dạng một đường cong gồm 4 đoạn thẳng, biểu thị quan hệ giữa lực cắt  $V_m$  và chuyển vị

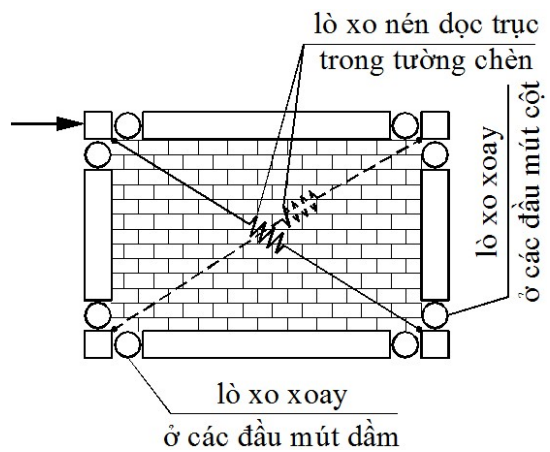


**Hình 2.3.** Quan hệ lực – chuyển vị của mô hình mô phỏng ứng xử tường chèn

ngang  $\Delta_m$  của tường chèn, kèm theo các tiêu chí được chấp nhận cho biến dạng của vật liệu tường chèn như trong Hình 2.3. Dạng ứng xử phi tuyến đơn giản này của tường chèn, tương tự như dạng các mô hình đã được nhiều nhà nghiên cứu khác đề xuất trước đây. Trong mô hình này, đoạn thẳng thứ nhất AB biểu thị ứng xử tuyến tính của tường chèn khi chưa bị nứt, trong đó điểm B ứng với thời điểm tường chèn bắt đầu bị chảy dẻo (bị nứt) với độ bền  $V_{my}$ . Đoạn thẳng thứ hai BC biểu thị ứng xử phi tuyến từ lúc tường chèn bắt đầu bị nứt ở điểm B cho tới khi đạt độ bền cực hạn  $V_{mu}$  ở điểm C. Đoạn thẳng thứ ba CD, biểu thị ứng xử của tường chèn sau khi đạt độ

bền đỉnh. Ở giai đoạn này độ bền của tường chèn bị sụt giảm nghiêm trọng cho tới khi được xem là sụp đổ ở một độ bền dư  $V_{mr}$  nào đó tại điểm D. Sau điểm D (đoạn thẳng nằm ngang thứ tư), tường chèn được đặc trưng bằng độ bền dư  $V_{mr}$  không đổi nhằm nâng cao tính ổn định khi phân tích.

Để đưa các tường chèn vào mô hình khung, sử dụng hai phần tử lò xo nén dọc trục phi tuyến biểu diễn các dải chéo tương đương được xác định cho mỗi tường chèn giữa các giao điểm của trục cột và dầm, mỗi lò xo cho mỗi đường chéo và các thông số độ bền lẫn độ cứng phù hợp được gán cho các lò xo này (Hình 2.4). Độ bền của dải chéo được xác định trên dạng phá hoại chủ đạo có thể xảy ra ở tường chèn,



**Hình 2.4.** Vị trí các khớp dẻo trong mô hình hệ khung chèn

còn độ cứng được xác định có xét tới sự suy giảm của nó trong quá trình chất tải, thông qua bề rộng của dải chéo tương đương. Bên cạnh đó, phản ứng nén dọc trục của khối xây nhằm xét tới sự suy giảm độ bền và độ cứng cũng được xét tới.

Đối với tường chèn, do tính phá hoại giòn của nó nên các cấp công năng kiểm soát hư hỏng LS (*Life Safety*) và ngăn ngừa sụp đổ CP (*Collapse Prevention*) gần trùng nhau. Do đó, việc tính toán và kiểm tra tường chèn chỉ thực hiện ở hai cấp công năng IO và LS, phù hợp với quy định của các tiêu chuẩn hiện hành của nhiều nước [18],[55],[62],[68],...

### 2.3.2. Xác định các thông số cơ bản của mô hình

Các kết quả nghiên cứu cho thấy ứng xử của tường chèn trong khung dưới tác động ngang rất phức tạp, biểu thị sự sụt giảm độ cứng và độ bền dưới tác động ngang, cũng như các hiệu ứng khác xuất hiện khi chịu tác động đổi chiều. Bên cạnh đó, xét tới các nghi ngại liên quan tới các đặc tính của bản thân của khối xây với khía cạnh là một loại vật liệu, các dạng phá hoại khác nhau có khả năng xuất hiện ở các tường chèn, các giả thiết đơn giản hóa được đưa vào trong mô hình liên quan tới các đặc tính cơ học được gán cho dải chéo tương đương ..., các thông số cơ bản của mô hình



cần phải được xác định với sự thận trọng, nhằm bảo đảm một sự biểu diễn chân thật ứng xử của khối xây tường chèn.

Các thông số cơ bản cần được xác định cho mô hình là các đặc trưng của độ cứng lẫn độ bền của dải chéo tương đương và ứng suất – biến dạng trễ dọc trục mô tả ứng xử đối chiều.

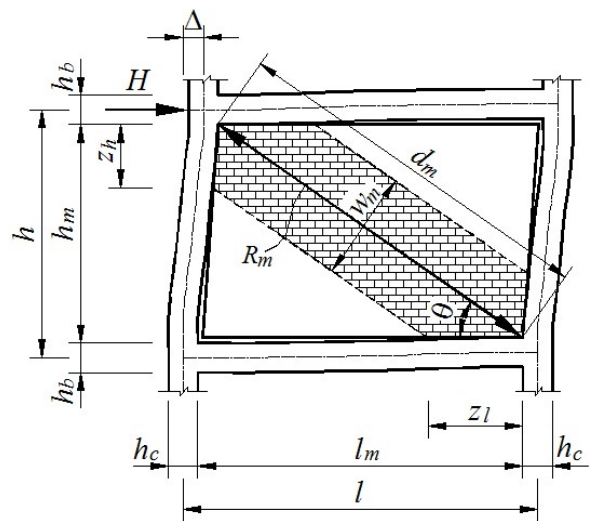
### 2.3.2.1. Độ cứng của tường chèn

Để xác định độ cứng của tường chèn, các thông số cần biết là bề rộng  $w_m$  và bề dày  $t_m$  của dải chéo tương đương. Như đã đề cập tới trong Chương 1, bề dày của dải chéo  $t_m$  đã được các nhà khoa học thống nhất lấy bằng bề dày của tường chèn, trong khi bề rộng  $w_m$  lại có rất nhiều cách xác định khác nhau như đã được tổng hợp lại trong các Bảng 1.1 và Bảng 1.2. Trên cơ sở phân tích các phương pháp xác định bề rộng  $w_m$  của dải chéo tương đương được giới thiệu trong các bảng này, phương pháp do Nguyễn Lê Ninh (1980) [115] đề xuất có một số khác biệt chính sau đây:

- Chiều dài vùng tiếp xúc giữa cột, dầm và tường chèn thay đổi trong quá trình chịu lực ngang và hệ quả của nó là bề rộng dải chéo tương đương  $w_m$  cũng thay đổi;
- Ngoài các yếu tố độ cứng của các cột, dầm và tường chèn, bề rộng  $w_m$  còn phụ thuộc vào các giai đoạn ứng xử khác nhau của tường chèn trong quá trình chịu lực.

Xét thấy phương pháp do Nguyễn Lê Ninh đề xuất phản ánh một cách khá sát với ứng xử thực tế của tường chèn trong quá trình chịu lực, cũng như các loại tường chèn phù hợp với các yêu cầu và mục tiêu nghiên cứu đặt ra, nên đã được lựa chọn để xác định độ cứng cho mô hình ứng xử phi tuyến của tường chèn.

Theo Nguyễn Lê Ninh (1980), bề rộng của dải chéo tương đương là một đại lượng biến thiên theo các giai đoạn ứng xử khác nhau của hệ kết cấu khung chèn và được xác định theo biểu thức sau [115] (Hình 2.5):



Hình 2.5. Mô hình dải chéo tương đương

$$w_m = e^{m(1-n)} w_{m0} \quad (2.1)$$

trong đó  $w_{m0}$  được gọi là bề rộng cơ sở của dải chéo tương đương ở thời điểm tường chèn không còn đủ độ bền và độ cứng để tham gia chịu lực cùng với hệ khung bao quanh:

$$w_{m0} = \frac{d_m}{(\lambda_h h + \lambda_l l + k)} \quad (2.2)$$

trong đó  $\lambda_h$  và  $\lambda_l$  – tương ứng là các tham số độ cứng đặc trưng của chiều dài vùng tiếp xúc trên cột và dầm:

$$\lambda_h = \sqrt[4]{\frac{E_m t_m l_m}{4E_c I_c h_m^2}}; \lambda_l = \sqrt[4]{\frac{E_m t_m h_m}{4E_c I_b l_m^2}} \quad (2.3)$$

Trong các biểu thức trên,  $E_m$  và  $E_c$  – tương ứng là mô đun đàn hồi của tường chèn và bê tông khung;  $l$  và  $h$  – tương ứng là chiều dài của dầm và cột tính đến trục;  $l_m$ ,  $h_m$ ,  $d_m$  và  $t_m$  – tương ứng là chiều dài, chiều cao, chiều dài đường chéo và bề dày của tường chèn (trong tính toán thường lấy  $l_m = l_{cl,b}$  và  $h_m = l_{cl,c}$  – tương ứng là chiều dài thông thủy của dầm và cột);  $I_b$ ,  $I_c$  – tương ứng là mômen quán tính của dầm và cột;  $m$ ,  $k$  – các hệ số phụ thuộc vào đặc tính của tường chèn ( $m = 2$ ;  $k = 3,5$  cho tường chèn bằng gạch đất sét nung các loại và  $m = 3,6$ ;  $k = 20$  cho tường chèn bằng các gạch xây bê tông chưng áp);  $n = H/H_u$  – tỷ số giữa lực ngang  $H$  tác động lên hệ khung chèn và lực ngang  $H_u$  tại thời điểm tường chèn đạt độ bền cực hạn.

Theo các kết quả nghiên cứu đã được Nguyễn Lê Ninh thực hiện, tại thời điểm tường chèn đạt độ bền lớn nhất  $n = 1,0$  còn tại thời điểm ngay trước khi tường chèn bắt đầu bị nứt (chảy dẻo)  $n = 0,6$  [5],[115].

Như vậy, với các bề rộng  $w_m$  xác định theo (2.1), có thể xác định được độ cứng của tường chèn tại các thời điểm khác nhau như sau:

- Tại thời điểm ngay trước khi tường chèn bắt đầu bị nứt (chảy dẻo):  $n = 0,6$ :

$$K_{my} = \frac{e^{0,4m} w_{m0} t_m E_m}{d_m} \cos^2 \theta \quad (2.4)$$

- Tại thời điểm tường chèn đạt độ bền cực hạn:  $n = 1,0$ :

$$K_{mu}^* = \frac{w_{m0} t_m E_m}{d_m} \cos^2 \theta = \frac{K_{my}}{e^{0,4m}} \quad (2.5)$$

Trong các biểu thức trên  $\theta$  là góc nghiêng của đường chéo tường chèn so với phương ngang.

### 2.3.2.2. Độ bền của tường chèn

Như đã đề cập tới trong mục 1.2.2 ở Chương 1, dựa trên các nghiên cứu sâu rộng trong bảy thập kỷ gần đây [13],[16],[22],[35],[42],[46],[50],[73],[78],[99],[120],[132] ..., hệ quả của sự tương tác khung – tường chèn dưới tác động ngang, gây ra bốn dạng phá hoại khác nhau ở các tường chèn: cắt trượt, nứt kéo theo phương chéo, nứt nén theo phương đường chéo và ép vỡ góc đã được nhận diện. Đối với các khung BTCT được thiết kế theo quan điểm kháng chấn hiện nay và đối tượng của mục tiêu nghiên cứu đang được thực hiện, các dạng phá hoại điển hình là cắt trượt ngang theo phương chéo hoặc cắt trượt ngang ở giữa chiều cao tường và phá hoại nén theo phương chéo [84],[107],[111]... Từ hai dạng phá hoại này, kết quả của các công trình nghiên cứu thực nghiệm và lý thuyết trên các loại khung và tường chèn khác nhau, đã cho phép các nhà khoa học đưa ra rất nhiều phương pháp xác định độ bền của tường chèn dưới tác động ngang.

Để có thể xác định được độ bền của tường chèn phù hợp với mục đích và phạm vi nghiên cứu đặt ra, việc lựa chọn một phương pháp xác định độ bền của tường chèn tương ứng với mỗi dạng phá hoại khác nhau của tường chèn là một yếu tố hết sức quan trọng. Sau đây là các tiêu chí dùng để lựa chọn phương pháp xác định độ bền của tường chèn dùng cho mô hình ứng xử phi tuyến của tường chèn:

- Các thông số dùng để xác định độ bền của tường chèn phải phù hợp với các tiêu chuẩn kỹ thuật hiện hành của Việt Nam;
- Tường chèn được thi công bằng khối xây gạch đất sét nung và gạch AAC thông thường ở Việt Nam theo các quy định kỹ thuật hiện hành;
- Trạng thái ứng suất - biến dạng của khối xây phải tương tự như trường hợp tường chèn trong khung.

#### 1. Độ bền cực hạn của tường chèn

Độ bền cực hạn  $V_{mu}$  của tường chèn là giá trị nhỏ nhất của độ bền khi phá hoại cắt trượt  $V_{ms}$  và khi phá hoại nén theo phương chéo  $V_{mc}$ :

$$V_{mu} = \min(V_{ms}, V_{mc}) \quad (2.6)$$

a) Độ bền cắt trượt của tường chèn  $V_{ms}$

Các phương pháp xác định độ bền khi tường chèn bị phá hoại cắt trượt được xem là phù hợp với các tiêu chí đặt ra, được tập hợp lại trong Bảng 2.2.

**Bảng 2.2.** Các phương pháp xác định độ bền cắt trượt  $V_{ms}$  của tường chèn

TT	Tác giả	Phương pháp xác định	Ghi chú
1	Rosenblueth (1980) [143]	$V_{ms} = \left( 0,9 + 0,3 \frac{l_m}{h_m} \right) f_{bs} h_m t_m \cos \theta$	$f_{bs}$ - cường độ lực dính tiếp tuyến giữa gạch và vữa
2	Smith và Coull (1991) [133]	$V_{ms} = \frac{f_{bs} t_m l_m}{1,43 - \mu \left( 0,8 \frac{h_m}{l_m} - 0,2 \right)}$ $V_{ms} \leq 0,7 l_m t_m f_{s \max}$	$f_{s \max}$ - ứng suất cắt cho phép lớn nhất; $\mu$ - hệ số ma sát theo mạch vữa của khối xây
3	Paulay và Priestley (1992) [120]	$V_{ms} = \frac{f_{bs} t_m l_m}{1 - \mu t g \theta}$ $0,1 \leq f_{bs} \leq 1,5; 0,3 \leq \mu \leq 1,2$	$f_{bs}$ (N/mm <sup>2</sup> ) và $\mu$ - như trên; Kiến nghị: $f_{bs} = 0,03 f_{mc}$ và $\mu = 0,3$
4	Decanini, Bertoldi và Gavarini (1993) [50]	$V_{ms} = \frac{(1,2 \sin \theta + 0,45 \cos \theta) f_{bs} t_m l_m}{1 - 0,3 t g \theta}$	$f_{bs}$ - như trên
5	Panagiotakos và Fardis (1994) [117], Fardis (2009) [64]	$V_{ms} = \min(1,3 f_{mt} t_m l_m; f_{bs} t_m l_m)$	$f_{mt}$ - ứng suất gây nứt tường chèn; $f_{bs}$ - như trên
6	Zarnic và Gostic (1997) [149]	$V_{ms} = 0,818 \frac{l_m t_m f_{mt}}{C_I} \left( 1 + \sqrt{C_I^2 + 1} \right)$ $C_I = 1,925 \frac{l_m}{h_m}$	$f_{mt}$ - ứng suất gây nứt tường chèn
7	FEMA 273 (1997) [66], FEMA 356 (2000) [68], Al-Chaar (2002) [13], ASCE 41-06 (2006) [17], ASCE 41-13 (2013) [18]	$V_{ms} = f_{mv} t_m l_m$	$f_{mv}$ - độ bền cắt của khối xây (không xét đến hiệu ứng bó do khung bao quanh gây ra)
8	Galanti, Scarpas và Vrouwenvelder (1998) [143], EN 1998-1:2004 [60]	$V_{ms} = f_{bs} t_m l_m$	$f_{bs}$ - như trên
9	FEMA 306 (1998) [67]	$V_{ms} = \mu l_m t_m E_m r^2$ $V_{ms} \leq 0,14 t_m l_m \sqrt{f_{mc}}$ $V_{ms} \geq 0,042 t_m l_m \sqrt{f_{mc}}$	$r$ - góc lệch giữa các tầng (rad); $f_{mc}$ - cường độ chịu nén của khối xây tường chèn (MPa); $\mu$ - như trên

10	EN 1996-1-1:2005 [63]	$V_{ms} = \frac{f_{bs} t_m l_m}{1 - 0,4tg\theta}$	$f_{bs}$ - như trên
11	CCMPA (2009) [30], CSA S304.1-04 (R2010) [31]	$V_{ms} = \frac{0,077\sqrt{f_{mc} t_m l_m}}{1 - 0,54tg\theta}$	$f_{mc}$ - như trên (MPa)
12	MSJC (2013) [105]	$V_{ms} = \min \begin{cases} 0,178t_m l_m \sqrt{f_{mc}} \\ 0,828t_m l_m \end{cases}$	$f_{mc}$ - như trên (MPa); $V_{ms}$ (N), $t_m$ (mm), $l_m$ (mm)
13	Dựa theo TCVN 5573:2011	$V_{ms} = \frac{f_{bs} t_m l_m}{1 - 0,72n_1 \mu tg\theta}$	Xem định nghĩa các thông số ở (2.7)

Theo tiêu chuẩn TCVN 5573:2011 [1], khả năng chịu cắt của khối xây không có cốt thép theo mạch vữa ngang không giằng được xác định theo biểu thức sau:

$$V_{ms} = (f_{bs} + 0,8n_1\mu\sigma_y)l_m t_m \quad (2.7)$$

trong đó, ngoài các thông số được định nghĩa cho Bảng 2.2,  $\mu$  - hệ số ma sát theo mạch của khối xây;  $\sigma_y$  - ứng suất nén trung bình theo phương đứng trong khối xây khi tải trọng nhỏ nhất được xác định với hệ số vượt tải 0,9;  $n_1$  - hệ số, lấy bằng 1,0 với khối xây bằng gạch đặc, lấy bằng 0,5 đối với khối xây bằng gạch rỗng có các khe rỗng thẳng đứng.

Do khó khăn trong việc thi công tường chèn liên kết chặt với dầm khung nằm trên nó, nên giả thiết tường chèn không chịu tác động thẳng đứng của lực trọng trường. Hệ quả là áp lực nén lên mặt trượt tiềm năng sẽ chỉ do thành phần thẳng đứng của lực nén chéo  $R_{ms}$ . Vì vậy, lực cắt lớn nhất  $V_{ms}$  mà tường chèn phải chịu như sau:

$$V_{ms} = f_{bs} t_m l_m + 0,72n_1 \mu R_{ms} \sin \theta \quad (2.8)$$

trong đó  $R_{ms}$  - lực nén trong dải chéo tương đương do phá hoại cắt trượt tường chèn.

Do đó, khả năng chịu cắt trượt lớn nhất được xác định bằng cách đưa  $V_{ms} = R_{ms} \cos \theta$  là thành phần ngang của lực nén  $R_{ms}$  trong dải chéo tương đương vào (2.8):

$$R_{ms} \cos \theta = f_{bs} t_m l_m + 0,72n_1 \mu R_{ms} \sin \theta \quad (2.9)$$

$$V_{ms} = \frac{f_{bs} t_m l_m}{1 - 0,72n_1 \mu tg\theta} \quad (2.10)$$

b) Độ bền nén theo phương chéo  $V_{mc}$

Các phương pháp xác định độ bền khi tường chèn bị phá hoại nén theo phương chéo được xem là phù hợp với các tiêu chí đặt ra, được tập hợp lại trong Bảng 2.3.

**Bảng 2.3.** Các phương pháp xác định độ bền nén chéo  $V_{mc}$  của tường chèn

TT	Tác giả	Phương pháp xác định	Ghi chú
1	Smith và Coull (1991) [133]	$V_{mc} = 1,12 \left( \frac{4E_c I_c}{E_m t_m h_m^3} \right)^{0,22} f_{mc} h_m t_m \cos^2 \theta$	$f_{mc}$ – cường độ chịu nén của khối xây tường chèn
2	Decanini, Bertoldi và Gavarini (1993) [50]	$V_{mc} = (\sigma_m)_{\min} t_m w_m \cos \theta$ $(\sigma_m)_{\min} = \min \left( \begin{array}{l} \frac{1,16 f_{mc} t g \theta}{K_1 + K_2 \lambda_h h} \\ \frac{1,12 f_{mc} \sin \theta \cos \theta}{K_1 (\lambda_h h)^{-0,12} + K_2 (\lambda_h h)^{0,88}} \end{array} \right)$	$f_{mc}$ , $\lambda_h$ – như trên; $K_1$ , $K_2$ , $w_m$ - xác định theo Decanini (1993) ở Bảng 1.2
3	Galanti, Scarpas và Vrouwenvelder (1998) [143]	$V_{mc} = f_{mc} w_m t_m \sqrt{1 + \left( \frac{h_m}{l_m} \right)^2}$	$f_{mc}$ – như trên; $w_m$ – không nêu rõ cách xác định
4	FEMA 306 (1998) [67]	$V_{mc} = w_m t_m f_{mc90} \cos \theta$ $f_{mc90} \approx (0,4 \div 0,9) f_{mc}$ [55]	$w_m$ - xác định theo Mainstone (1974) ở Bảng 1.2
5	Al-Chaar (2002) [13]	$V_{mc} = w_m t_m f_{mc} R_1 R_2 \cos \theta$	$f_{mc}$ – như trên; $w_m$ - xác định theo Mainstone (1974) ở Bảng 1.2; $R_1$ - hệ số xét đến lỗ trống; $R_2$ - hệ số xét đến sự hư hỏng tường chèn
6	Tucker (2007) [143]	$V_{mc} = 1,9 f_{mc} w_m t_m \cos \theta$ $w_m = 0,25 d_m (\lambda_h h)^{-1,15}$	$f_{mc}$ – như trên; $\lambda_h$ – xác định theo (1.3)
7	ASCE 41-13 (2013) [18]	$V_{mc} = f_{mc} \frac{h_m}{3} t_m \cos \theta$	$f_{mc}$ – như trên

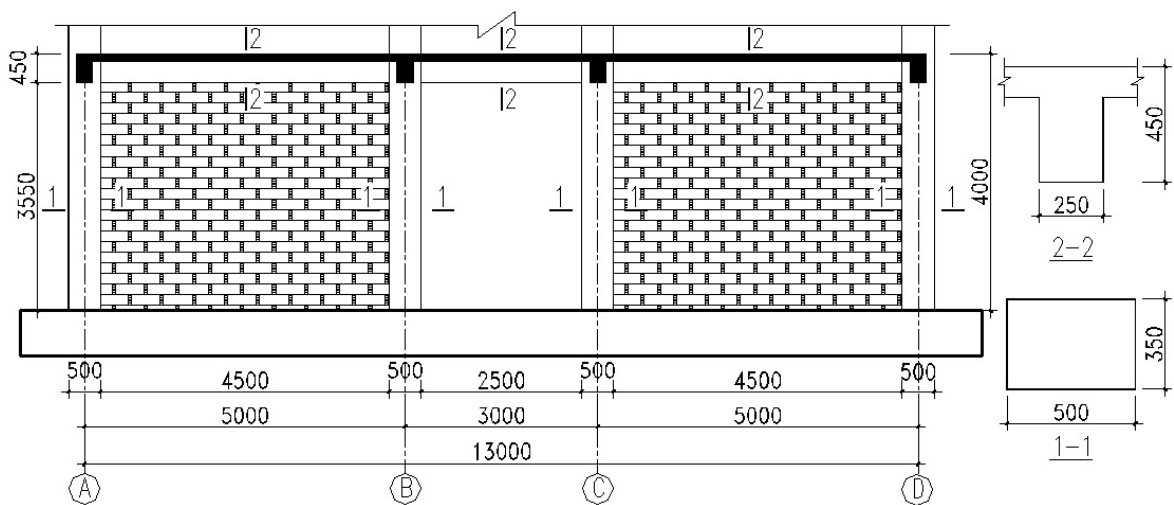
c) Lựa chọn phương pháp xác định  $V_{ms}$  và  $V_{mc}$

Như đã biết, độ bền của tường chèn phụ thuộc vào các đặc tính hình học và cơ học của vật liệu cũng như hệ kết cấu khung - tường chèn, do đó nhằm mục đích lựa chọn một phương pháp tính toán phù hợp cho mô hình ứng xử được nghiên cứu, hệ kết cấu khung - tường chèn cho ở Hình 2.6 đã được sử dụng để tính toán các độ bền của tường chèn theo các phương pháp khác nhau cho trong các Bảng 2.2 và Bảng 2.3.

Hình 2.6 là mặt cắt ngang khung K6 tầng 1 của một nhà khung BTCT cao 10 tầng. Khung được thi công bằng bê tông có độ bền B25. Trên các dầm ở nhịp ngoài cùng của khung (nhịp AB và CD) được chèn kín bằng các tường dày 200mm được thi công bằng gạch đất sét nung đặc mác 75 và vữa xi măng mác 75. Tỷ số hình dạng của các tường chèn trong khung  $\alpha_m = h_m/l_m = 0,79$ .

- Các tính năng cơ lý của vật liệu khung (theo TCVN 5574:2018) [2]: bê tông B25:  $R_{bn}(f_{ck}) = 18,5$  MPa;  $R_b(f_{cd}) = 14,5$  MPa;  $R_{bt}(f_{ctd}) = 1,05$  MPa;  $E_c = 30.10^3$  MPa.
- Các tính năng cơ lý của tường chèn (theo TCVN 5573:2011) [1]: cường độ chịu nén  $f_{mc} = 1,4$  MPa; cường độ chịu kéo khi uốn theo mạch không giằng và mặt nghiêng bậc thang  $f_{mt} = 0,12$  MPa; cường độ chịu cắt qua mạch vữa (lực dính tiếp tuyến)  $f_{bs} = 0,16$  MPa; mô đun đàn hồi  $E_m = 1273$  MPa; hệ số Poisson 0,25.

Các đặc trưng hình học và tính năng cơ lý của vật liệu trong hệ kết cấu khung – tường chèn được cho ở Bảng 2.4 và Bảng 2.5 (kích thước hình học theo đơn vị mm, cường độ và mô đun đàn hồi theo MPa).



**Hình 2.6.** Mặt cắt ngang khung K6 tầng 1

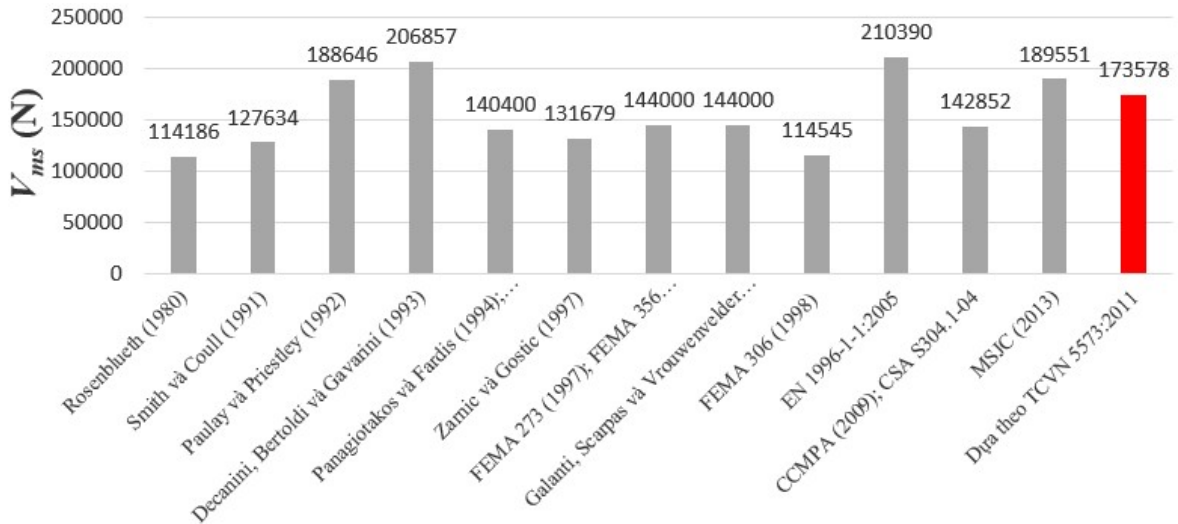
**Bảng 2.4.** Các đặc trưng hình học và tính năng cơ lý của vật liệu khung BTCT

Thông số	$l$ (mm)	$h$ (mm)	$b_c$ (mm)	$h_c$ (mm)	$b_b$ (mm)	$h_b$ (mm)	$E_c$ (MPa)
Giá trị	5000	3775	350	500	250	450	30000

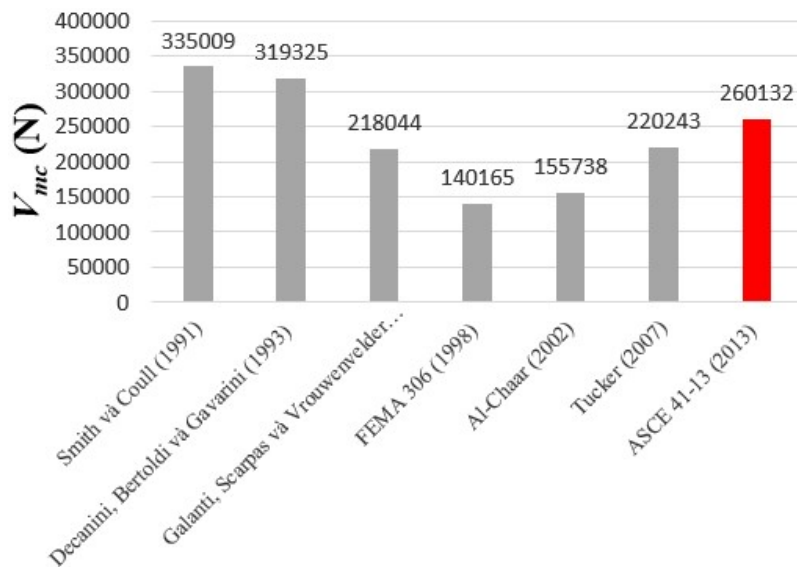
**Bảng 2.5.** Các đặc trưng hình học và tính năng cơ lý của vật liệu tường chèn

Thông số	$l_m$ (mm)	$h_m$ (mm)	$t_m$ (mm)	$f_{mc}$ (MPa)	$f_{mt}$ (MPa)	$f_{bs}$ (MPa)	$E_m$ (MPa)
Giá trị	4500	3550	200	1,4	0,12	0,16	1273

Dựa trên các đặc tính hình học và cơ học của khung và tường chèn được cho ở trên, các kết quả tính toán độ bền cắt trượt  $V_{ms}$  và nén theo phương chéo  $V_{mc}$  xác định theo các phương pháp khác nhau được cho trong các Hình 2.7 và Hình 2.8.



**Hình 2.7.** So sánh độ bền cắt trượt của tường chèn ( $\alpha_m = 0,79$ ) xác định theo các phương pháp khác nhau cho ở Bảng 2.2

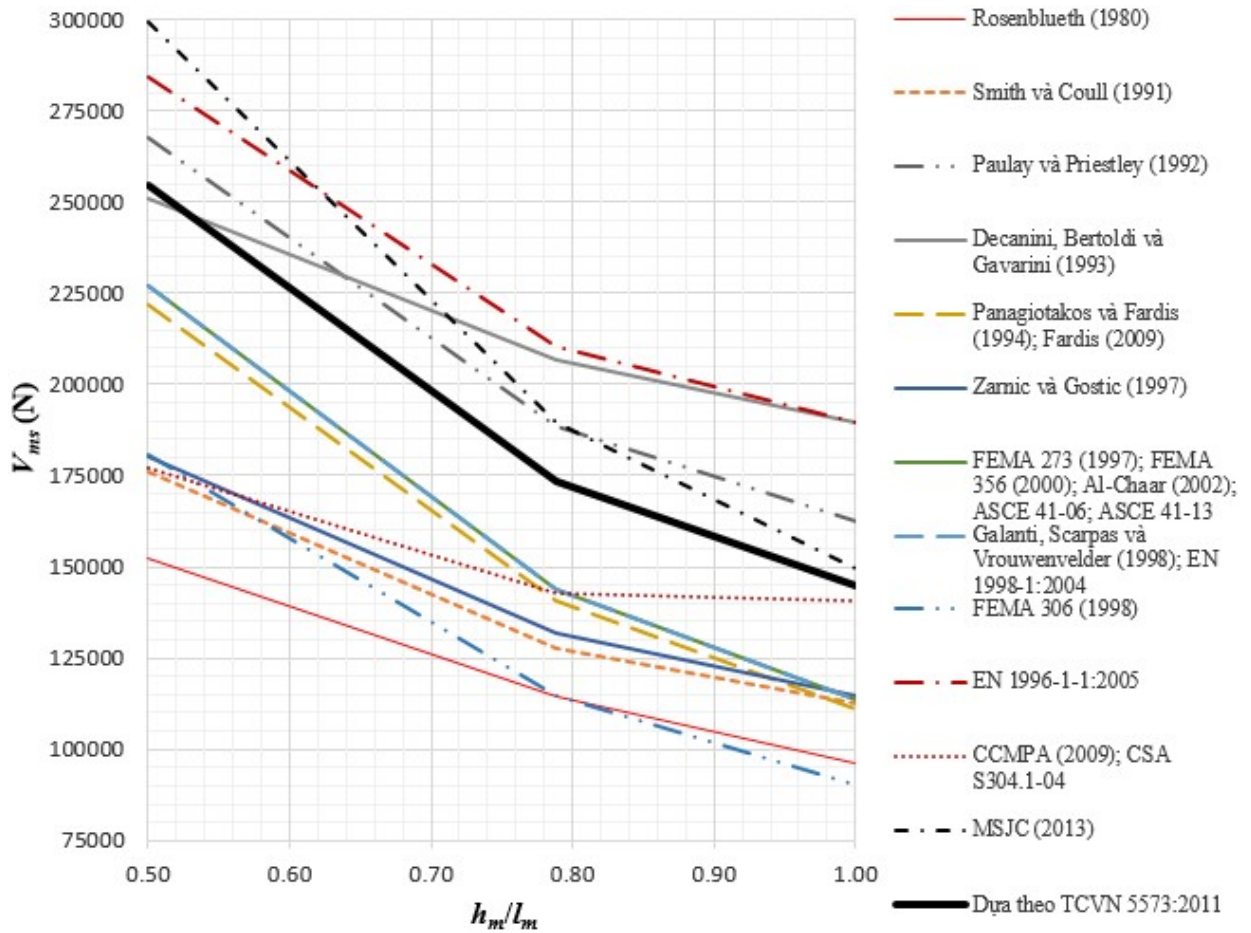


**Hình 2.8.** So sánh độ bền nén theo phương chéo của tường chèn ( $\alpha_m = 0,79$ ) xác định theo các phương pháp khác nhau cho trong Bảng 2.3

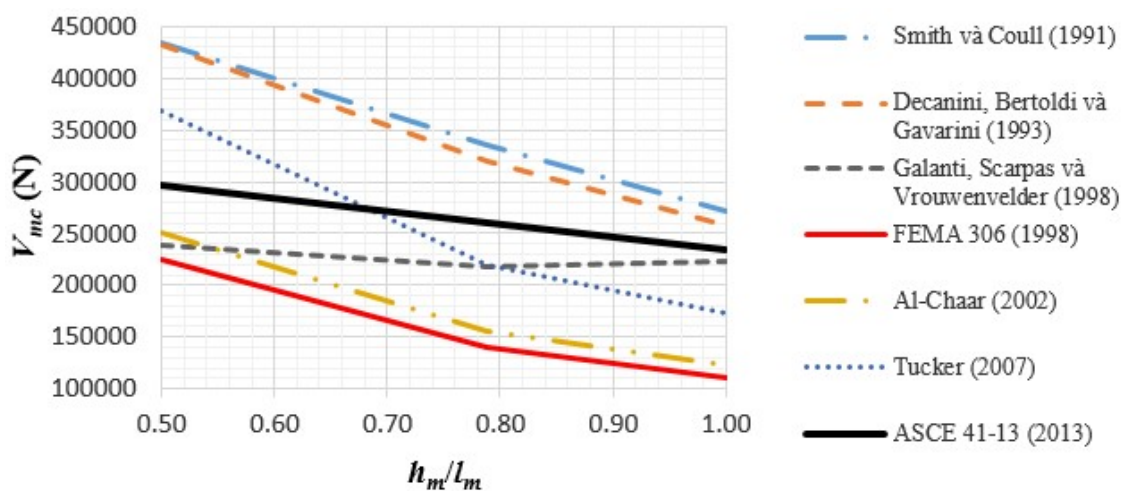
Để có cơ sở lựa chọn một phương pháp tính toán độ bền phù hợp cho mô hình ứng xử được nghiên cứu, giả thiết các mômen quán tính của cột ( $I_c$ ) và của dầm ( $I_b$ ), các đặc tính cơ lý của bê tông và khối xây, bề dày của tường chèn không thay đổi, với các tỷ số  $h_m/l_m$  thường gặp trong phạm vi từ 0,5 đến 1,0, các kết quả tính toán độ



bền cắt trượt  $V_{ms}$  và nén theo phương chéo  $V_{mc}$  xác định theo các phương pháp khác nhau được cho trong các Hình 2.9 và Hình 2.10.



**Hình 2.9.** Biến thiên của độ bền cắt trượt của tường chèn xác định theo các phương pháp khác nhau theo các tỷ số hình dạng  $h_m/l_m$  thường gặp



**Hình 2.10.** Biến thiên của độ bền nén theo phương chéo của tường chèn xác định theo các phương pháp khác nhau theo các tỷ số hình dạng  $h_m/l_m$  thường gặp

Tiến hành so sánh các kết quả tính toán độ bền cắt trượt cho trong Hình 2.9 cho thấy, có một sự chênh lệch đáng kể giữa các độ bền cắt trượt của tường chèn xác định theo các phương pháp. Trên cơ sở phân tích các ưu và nhược điểm của từng phương pháp cũng như trị số các kết quả tính toán thu được, độ bền cắt trượt của tường chèn được lựa chọn cho mô hình tính toán phi tuyến đề xuất là biểu thức được thiết lập dựa trên các quy định của TCVN 5573:2011 [1] (đường liền nét đậm).

Tương tự, so sánh các kết quả tính toán ở trong Hình 2.10 cho thấy, có một sự chênh lệch đáng kể độ bền nén theo phương chéo xác định theo các phương pháp khác nhau ở trong Bảng 2.3. Các độ bền nén theo phương chéo xác định theo FEMA 306 (1998) [67] là nhỏ nhất, còn theo Smith và Coull (1991) [133] là lớn nhất. Trên cơ sở phân tích các ưu và nhược điểm của từng phương pháp cũng như trị số các kết quả tính toán thu được, độ bền nén theo phương chéo của tường chèn được lựa chọn cho mô hình tính toán phi tuyến được đề xuất là theo phương pháp của ASCE 41-13 (2013) [18] (đường liền nét đậm):

$$V_{mc} = f_{mc} \frac{h_m}{3} t_m \cos \theta \quad (2.11)$$

## 2. Độ bền chảy dẻo của tường chèn $V_{my}$

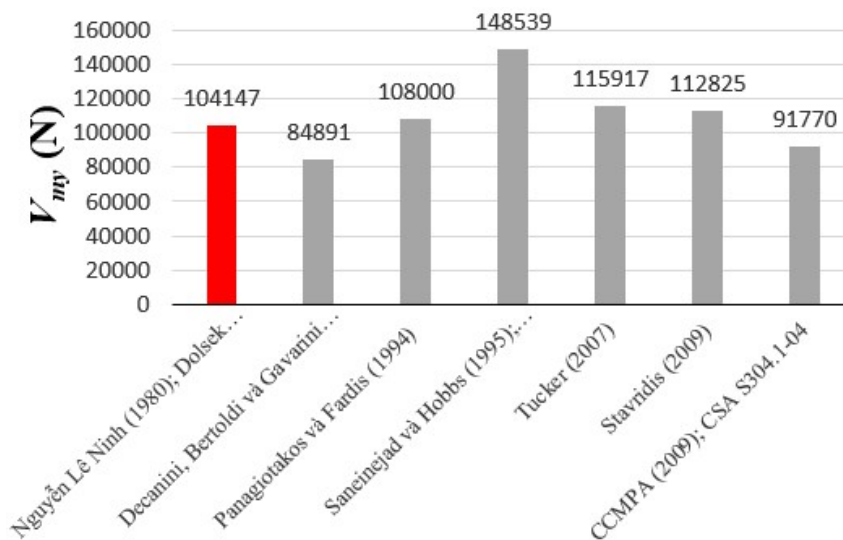
Độ bền này xuất hiện tại thời điểm ngay trước khi tường chèn bắt đầu bị nứt và bắt đầu có sự sụt giảm rõ ràng độ cứng do sự tách rời giữa tường chèn và khung BTCT. Đối với dạng phá hoại này, các phương pháp cho trong Bảng 2.6 được xem là phù hợp với các tiêu chí đặt ra.

**Bảng 2.6.** Các phương pháp xác định độ bền chảy dẻo  $V_{my}$  của tường chèn

TT	Tác giả	Phương pháp xác định	Ghi chú
1	Nguyễn Lê Ninh (1980) [115], Dolsek và Fajfar (2008) [52]	$V_{my} = 0,6V_{mu}$	$V_{mu}$ - xác định theo (2.6)
2	Decanini, Bertoldi và Gavarini (1993) [50]	$V_{my} = (0,6f_{mt} + 0,3\sigma_y) t_m l_m$	$f_{mt}$ - cường độ chịu kéo của tường chèn; $\sigma_y$ - ứng suất pháp tuyến trung bình tác động lên tường chèn

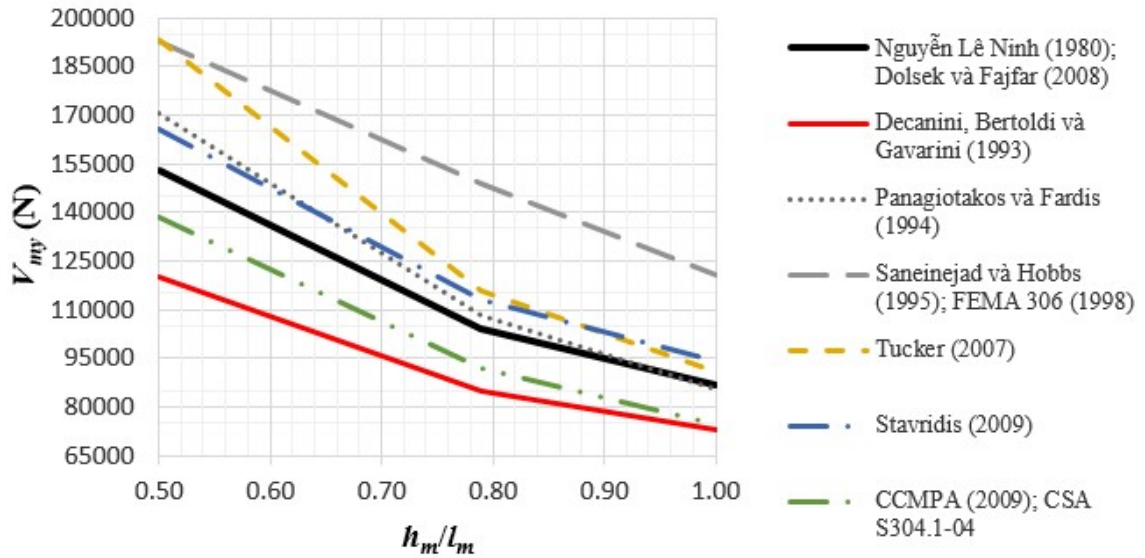
3	Panagiotakos và Fardis (1994) [117]	$V_{my} = 0,769V_{mu} = f_{mt}t_m l_m$	$f_{mt}$ - như trên
4	Saneinejad và Hobbs (1995) [126], FEMA 306 (1998) [67]	$V_{my} = \sqrt{2}f_{mt}l_m t_m \sin 2\theta$	$f_{mt}$ - như trên
5	Tucker (2007) [143]	$V_{my} = f_{mc} w_m t_m \cos \theta$ $w_m = 0,25d_m (\lambda_h h)^{-1,15}$	$f_{mc}$ - cường độ chịu nén của khối xây tường chèn; $\lambda_h$ - xác định theo (1.3)
6	Stavridis (2009) [136]	$V_{my} = (0,65 \div 0,8)V_{mu}$	
7	CCMPA (2009) [30], CSA S304.1-04 (R2010) [31]	$V_{my} = (0,077\sqrt{f_{mc}} + 0,135\sigma_y)l_m t_m \gamma_g$ $\gamma_g = 1,0$ khi chèn kín vữa $\gamma_g = 0,5$ khi không chèn kín vữa	$f_{mc}$ - như trên (MPa); $\gamma_g$ - hệ số xét đến sự chèn kín vữa trong các lỗ rỗng của gạch xây

Tương tự như trường hợp độ bền cực hạn của tường chèn ở trên, các kết quả tính toán cụ thể các độ bền chảy dẻo của các tường chèn trong khung K6 tầng 1 theo các phương pháp khác nhau được cho trong Hình 2.11.



**Hình 2.11.** So sánh độ bền chảy dẻo của tường chèn ( $\alpha_m = 0,79$ ) xác định theo các phương pháp khác nhau cho trong Bảng 2.6

Với các tỷ số  $h_m/l_m$  thường gặp trong phạm vi từ 0,5 đến 1,0, các kết quả tính toán độ bền chảy dẻo  $V_{my}$  của tường chèn theo các phương pháp khác nhau được cho trong Hình 2.12.



**Hình 2.12.** Biến thiên của độ bền chảy dẻo của tường chèn xác định theo các phương pháp khác nhau theo các tỷ số hình dạng  $h_m/l_m$  thường gặp

Tiến hành so sánh các kết quả tính toán độ bền chảy dẻo cho trong Hình 2.12 cho thấy, có một sự chênh lệch đáng kể giữa các độ bền chảy dẻo của tường chèn xác định theo các phương pháp. Các độ bền chảy dẻo xác định theo Decanini, Bertoldi và Gavarini (1993) [50] là nhỏ nhất, còn theo Saneinejad và Hobbs (1995) [126]; FEMA 306 (1998) [67] là lớn nhất. Trên cơ sở phân tích các ưu và nhược điểm của từng phương pháp, trị số các kết quả tính toán thu được, cũng như giá trị tính toán hợp lý đã được nhiều tác giả thừa nhận, độ bền chảy dẻo của tường chèn theo Nguyễn Lê Ninh (1980) [115] và Dolsek và Fajfar (2008) [52] đã được lựa chọn:

$$V_{my} = 0,6V_{mu} \quad (2.12)$$

### 3. Độ bền dư của tường chèn $V_{mr}$

Theo các kết quả nghiên cứu của một số tác giả, độ bền dư của tường chèn  $V_{mr}$  nằm trong giới hạn sau [145]:

$$0 \leq V_{mr} \leq 0,1V_{my} \quad (2.13)$$

#### 2.3.2.3. Các bước xây dựng đường cong lực - chuyển vị của mô hình tường chèn

Trên cơ sở kết quả lựa chọn các thông số độ cứng và độ bền của tường chèn ở trên, trình tự xây dựng đường cong lực - chuyển vị lý tưởng hóa mô phỏng ứng xử của tường chèn trong khung BTCT cho ở Hình 2.3 như sau:

*Bước 1.* Xác định độ cứng ban đầu của tường chèn  $K_{my}$  khi chưa bị nứt theo (2.4).

*Bước 2.* Xác định độ bền cực hạn  $V_{mu}$  của tường chèn theo (2.6).

*Bước 3.* Xác định chuyển vị  $\Delta_{mu}$  của tường chèn khi đạt độ bền cực hạn:

$$\Delta_{mu} = \frac{V_{mu}}{K_{mu}^*} \quad (2.14)$$

trong đó  $K_{mu}^*$  được xác định theo (2.5).

*Bước 4.* Xác định độ bền chảy dẻo  $V_{my}$  của tường chèn theo (2.12).

*Bước 5.* Xác định chuyển vị  $\Delta_{my}$  của tường chèn lúc bắt đầu chảy dẻo:

$$\Delta_{my} = \frac{V_{my}}{K_{my}} \quad (2.15)$$

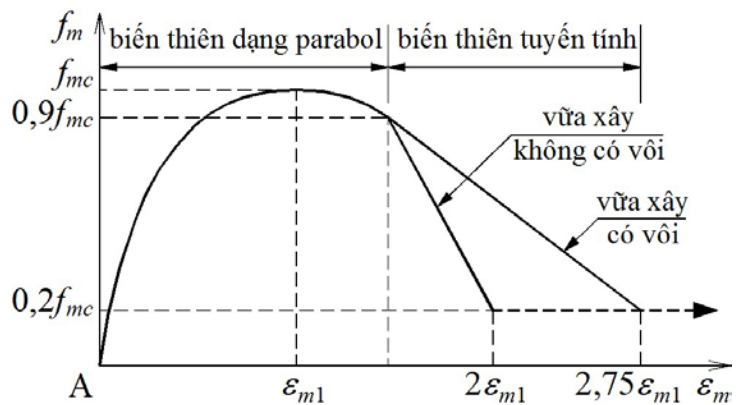
*Bước 6.* Xác định độ bền dư  $V_{mr}$  của tường chèn theo (2.13).

*Bước 7.* Xác định chuyển vị của tường chèn tương ứng với độ bền dư:

$$\Delta_{mr} = \Delta_{mu} + \frac{V_{mr} - V_{mu}}{K_{mr}} \quad (2.16)$$

#### 2.3.2.4. Phản ứng phi tuyến dọc trục của dải chéo tương đương

Để biểu diễn một cách phù hợp phản ứng dọc trục của dải chéo tương đương dưới tác động của lực nén chéo, quan hệ ứng suất - biến dạng của khối xây do Kaushik, Rai và Jain (2007) [88] đề xuất đã được sử dụng. Hình 2.13 là đường



**Hình 2.13.** Quan hệ ứng suất – biến dạng lý tưởng của khối xây chịu nén một trục [88]

cong lý tưởng biểu diễn quan hệ ứng suất - biến dạng của khối xây chịu nén một trục được đề xuất, gồm hai phần:

a) Phần thứ nhất có dạng parabol bậc hai, bắt đầu đi lên từ gốc tọa độ tới điểm cực đại  $(\epsilon_{m1}, f_{mc})$  và sau đó đi xuống tới điểm tương ứng với ứng suất  $0,9f_{mc}$  theo phương trình:

$$\frac{f_m}{f_{mc}} = 2 \frac{\varepsilon_m}{\varepsilon_{m1}} - \left( \frac{\varepsilon_m}{\varepsilon_{m1}} \right)^2 \quad (2.17)$$

trong đó:

$f_m$  và  $\varepsilon_m$  – tương ứng là ứng suất nén và biến dạng nén trong khối xây;

$\varepsilon_{m1}$  - biến dạng nén của khối xây ở ứng suất nén lớn nhất  $f_{mc}$ .

b) Phần thứ hai biểu diễn sự suy giảm tuyến tính độ bền của khối xây, từ điểm cuối của nhánh thứ nhất đến điểm  $(2\varepsilon_{m1}; 0,2f_{mc})$  đối với vữa xây không có vôi và đến điểm  $(2,75\varepsilon_{m1}; 0,2f_{mc})$  đối với vữa xây có vôi.

### 2.3.3. Hiệu chuẩn mô hình ứng xử của tường chèn theo các kết quả thí nghiệm

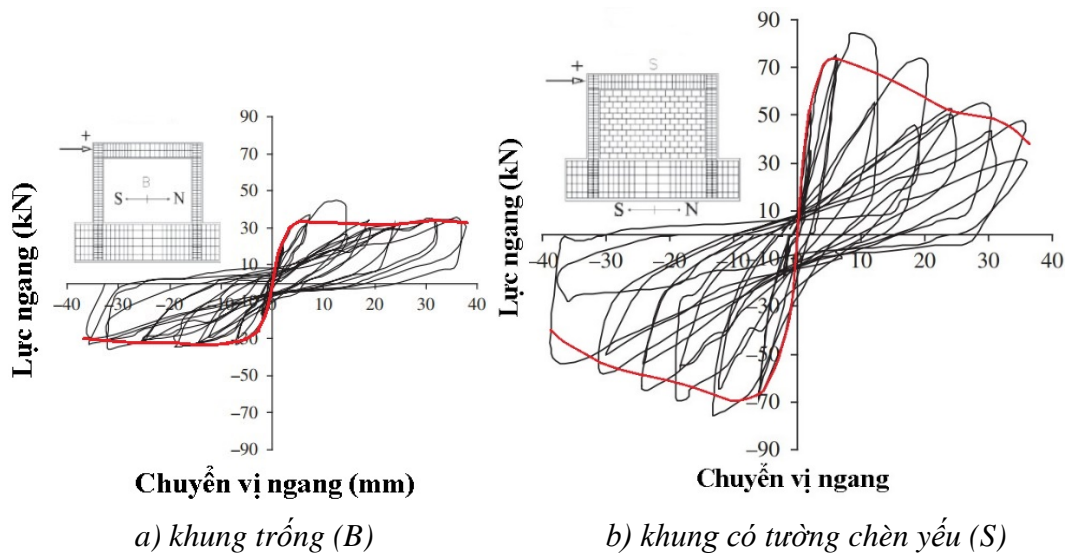
Việc hiệu chuẩn (kiểm chứng và điều chỉnh) mô hình ứng xử của tường chèn được đề xuất ở trên theo các yêu cầu và mục tiêu nghiên cứu, cũng như phù hợp với đối tượng nghiên cứu đề cập tới trong Mục 2.1, được thực hiện trên cơ sở các số liệu thí nghiệm của hai nhóm tác giả sau: Kakaletsis và Karayannis (2008) [84],[85] và Morandi, Hak và Magenes (2014 - 2018) [110],[111],[112]. Các mẫu khung thí nghiệm của các nhóm tác giả này, như đã đề cập tới trong mục 1.2.2.2, đều được thiết kế theo quan niệm kháng chấn hiện nay.

#### 2.3.3.1. Kakaletsis và Karayannis (2008) [84],[85]

Các tác giả đã thực hiện thí nghiệm trên 7 mẫu khung một tầng một nhịp tỷ lệ 1:3 chịu tác động ngang đổi chiều cho tới chuyển vị ngang bằng 4%. Các khung BTCT được thiết kế theo tiêu chuẩn thiết kế của Hy Lạp tương tự như các tiêu chuẩn EN 1992-1-1:2004 và EN 1998-1:2004. Các kích thước hình học và cấu tạo các mẫu khung được cho trong Phụ lục B1. Các tường chèn có hai loại: loại yếu (S) được thi công bằng gạch đất sét 4 lỗ rỗng dọc, dày 60 mm và loại khỏe (IS) được thi công bằng gạch gốm một lỗ rỗng dọc, dày 52 mm. Các viên gạch được cắt đôi để phù hợp với tỷ lệ kích thước khung. Các tường chèn được thi công bằng vữa hỗn hợp xi măng – vôi – cát, tỷ lệ 1:1:6. Các tính năng cơ lý của vật liệu khung và tường chèn được cho trong Phụ lục B1.

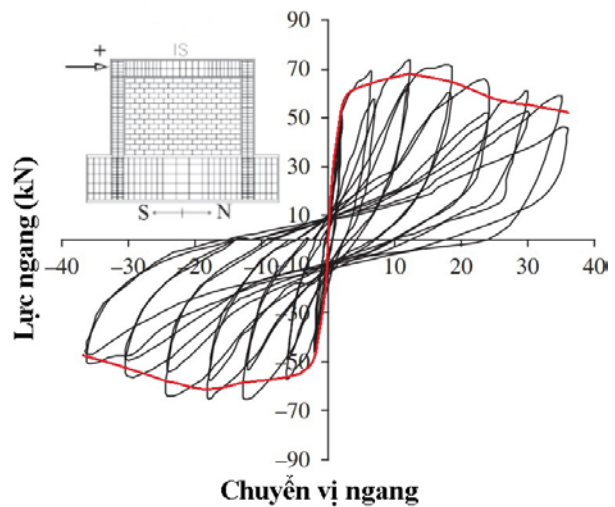
Các đường cong lực – chuyển vị của mẫu thí nghiệm khung trống (B) và mẫu khung có tường chèn yếu (S) được cho trong Hình 2.14, còn của mẫu khung có tường chèn khỏe ở trong Hình 2.15.





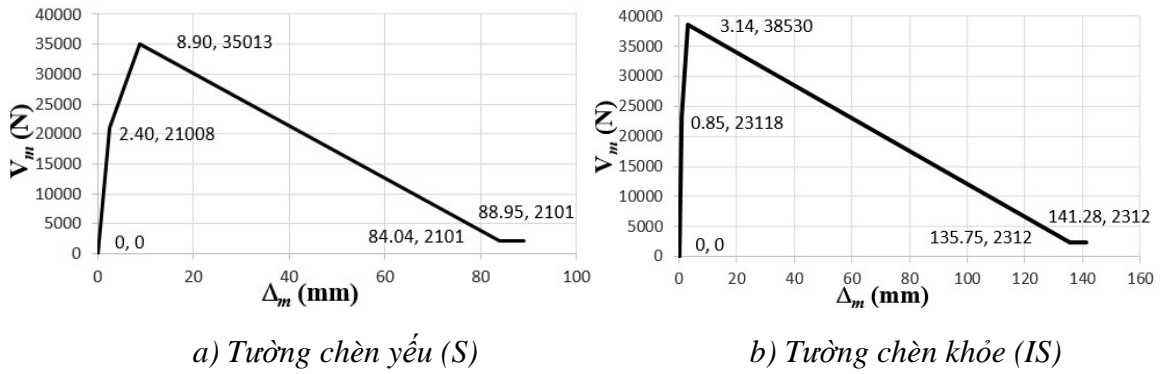
**Hình 2.14.** Các đường cong lực – chuyển vị của các mẫu khung trống (B) và khung có tường chèn yếu (S)

Với các thông số thí nghiệm của các mẫu, tiến hành thiết lập mô hình ứng xử phi tuyến của các tường chèn yếu và khỏe trong khung theo phương pháp đề xuất (Hình 2.16 a và b). Đường cong biểu diễn quan hệ ứng suất - biến dạng của các khối xây tường chèn yếu và khỏe chịu nén một trục, được thiết lập theo Kaushik, Rai và Jain (2007) [88] đề cập tới trong mục 2.3.2.4 được xác định ở trong Hình 2.17.

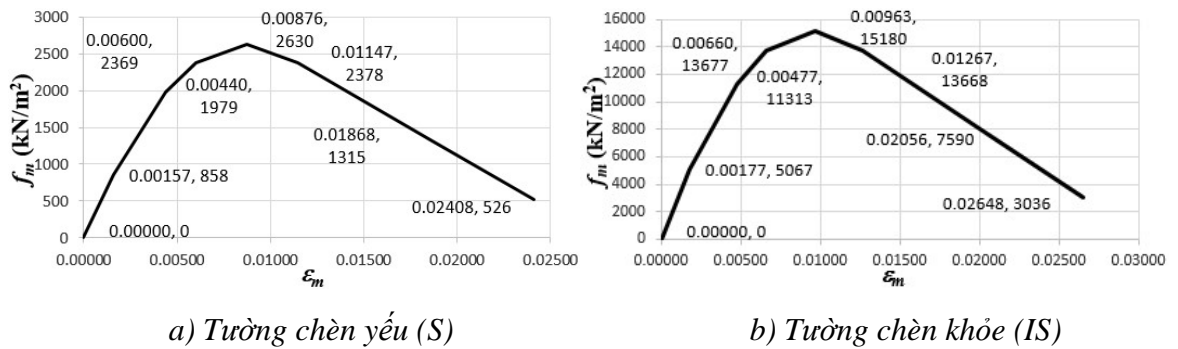


**Hình 2.15.** Đường cong lực – chuyển vị của khung có tường chèn khỏe (IS)

Kết quả thực hiện phân tích tĩnh phi tuyến cho các mẫu khung trống (B) theo mô hình của ASCE 41-13 (2013) và khung có tường chèn yếu (S), khung có tường chèn khỏe (IS) theo mô hình ứng xử đề xuất, thu được các đường cong khả năng (đường đứt nét) như trong Hình 2.18. Tiến hành so sánh lực cắt đáy tương ứng với các chuyển vị đỉnh của các mẫu khung thí nghiệm với lực cắt đáy thu được từ phân tích theo mô hình đề xuất, kết quả được cho trong Bảng 2.7.

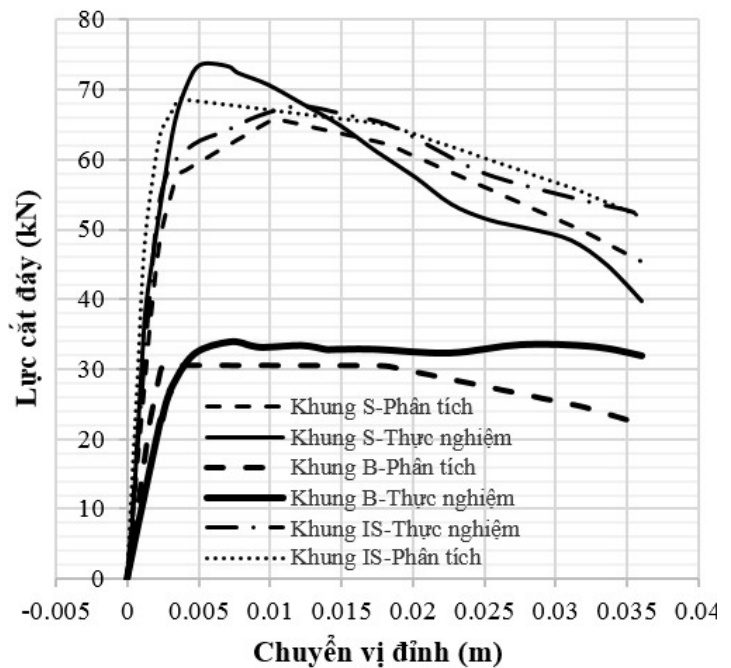


**Hình 2.16.** Quan hệ lực – chuyển vị trong mô hình ứng xử của các tường chèn



**Hình 2.17.** Biểu đồ ứng suất - biến dạng của các khối xây chịu nén một trục

Từ Bảng 2.7 nhận thấy, khi chuyển vị ngang tương đối nhỏ hơn 2%, chênh lệch lực cắt đáy lớn nhất khi thí nghiệm và phân tích theo mô hình đề xuất với khung có tường chèn yếu (S) là 17,9%, với khung có tường chèn khỏe (IS) là 19,9%. Điều này cho thấy, các đường cong khả năng khi phân tích theo mô hình đề xuất khá phù hợp với các đường bao lực – chuyển vị thu được từ thí nghiệm.



**Hình 2.18.** So sánh các kết quả thí nghiệm của Kakaletsis và Karayannis với kết quả phân tích theo mô hình đề xuất



**Bảng 2.7.** So sánh các kết quả thí nghiệm của Kakaletsis và Karayannis với kết quả phân tích theo mô hình đề xuất

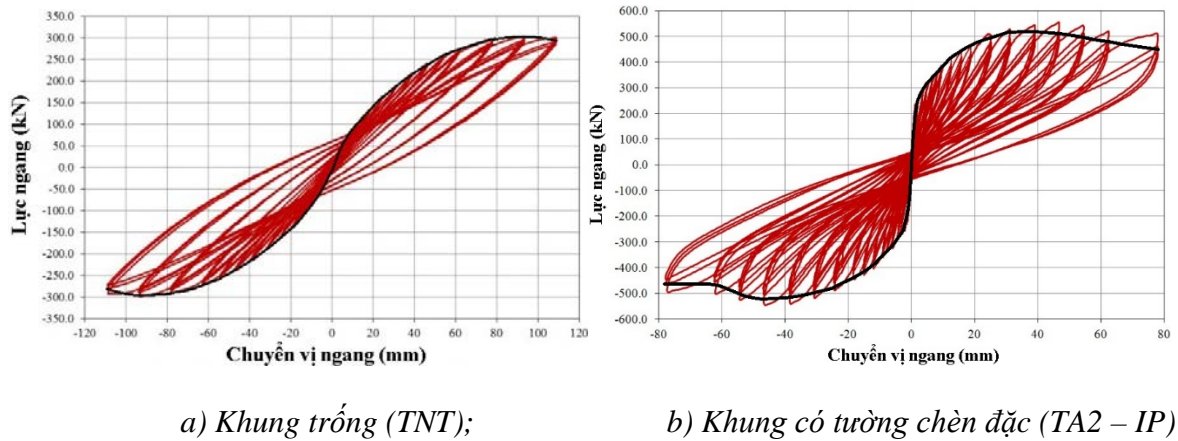
Chuyển vị đỉnh $\Delta$ (m)	$\Delta/H$ (%)	Lực cắt đáy (kN)								
		Khung trống (B)			Khung có tường chèn yếu (S)			Khung có tường chèn khỏe (IS)		
		Thực nghiệm	Phân tích	Chênh lệch (%)	Thực nghiệm	Phân tích	Chênh lệch (%)	Thực nghiệm	Phân tích	Chênh lệch (%)
0,00225	0,25	21,692	29,308	35,1	51,372	47,801	-7,0	52,697	63,159	19,9
0,0045	0,5	31,630	30,638	-3,1	71,826	58,956	-17,9	61,911	68,390	10,5
0,00675	0,75	33,669	30,651	-9,0	73,332	61,624	-16,0	64,043	67,837	5,9
0,009	1	33,342	30,622	-8,2	71,347	64,315	-9,9	66,098	67,283	1,8
0,01125	1,25	33,363	30,639	-8,2	69,081	65,411	-5,3	67,327	66,695	-0,9
0,0135	1,5	33,043	30,617	-7,3	66,482	64,357	-3,2	67,204	66,139	-1,6
0,01575	1,75	32,910	30,620	-7,0	63,590	63,357	-0,4	66,248	65,581	-1,0
0,018	2	32,854	30,548	-7,0	60,354	62,262	3,2	65,219	64,922	-0,5

### 2.3.3.2. Morandi, Hak và Magenes (2014 - 2018) [110],[111],[112]

Các tác giả đã thực hiện thí nghiệm trên các mẫu khung BTCT một tầng một nhịp, tỷ lệ 1:1. Các mẫu khung này là nhịp giữa ở tầng dưới cùng của khung ngoài một nhà khung nguyên mẫu cao 4 tầng, có 3 nhịp theo phương dọc và 2 nhịp theo phương ngang. Việc thiết kế công trình được thực hiện theo các quy định của các tiêu chuẩn châu Âu EN 1991-1-1:2002, EN 1992-1-1:2004 và EN 1998-1:2004 có bổ sung thêm các quy định của tiêu chuẩn Italia (NTC08:2008). Theo đó, nhà nguyên mẫu được thiết kế với cấp dẻo cao (DCH), hệ số ứng xử  $q = 5,5$ . Tác động động đất được biểu thị qua phổ gia tốc đặc trưng tại địa điểm xây dựng là vùng Isernia (Scapoli) ở Italia với đỉnh gia tốc nền thiết kế ULS bằng  $0,35gS$ , trong đó  $S = 1,076$ . Các kích thước và cấu tạo cốt thép của mẫu khung thí nghiệm được cho trong Phụ lục B2. Các mẫu khung thí nghiệm được chèn bằng loại khối xây cổ truyền, một hàng gạch khỏe dày 35,0 cm gồm các viên gạch rỗng có các mấu lồi và rãnh hình máng theo phương đứng, không có cốt thép. Loại tường này có tỷ lệ độ rỗng  $\approx 50\%$  và bề dày nhỏ nhất của các sườn và vỏ ngoài tương ứng bằng 4,8 mm và 6,8 mm. Việc tiếp xúc hoàn toàn giữa tường chèn và khung bao quanh được bảo đảm bằng cách chèn vữa vào các khe hở theo phương đứng ở cả hai cạnh của tường chèn và khe hở theo phương ngang

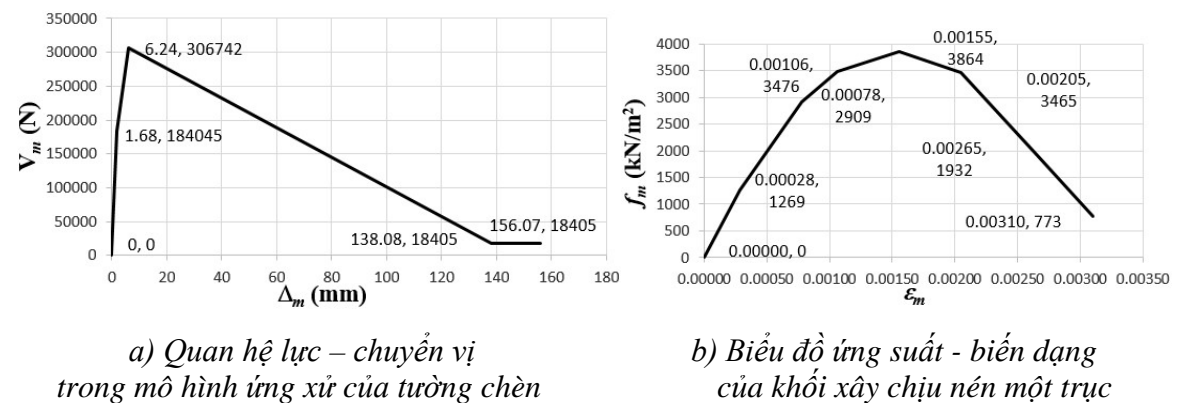
trên đỉnh tường chèn. Các tính năng cơ lý của vật liệu khung và tường chèn được cho trong Phụ lục B2.

Trong Hình 2.19 là các đường cong lực – chuyển vị thu được từ thí nghiệm trên các mẫu khung trống (TNT) và khung có tường chèn đặc chịu tác động trong mặt phẳng (TA2 – IP).



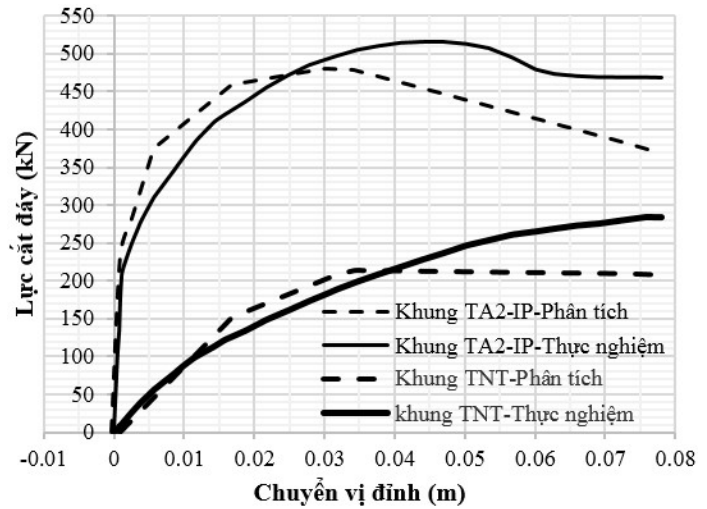
**Hình 2.19.** Các đường cong lực – chuyển vị thu được từ thí nghiệm trên các mẫu

Với các số liệu về tính năng cơ lý và hình học của các mẫu thí nghiệm, tiến hành thiết lập mô hình ứng xử phi tuyến của tường chèn trong khung theo phương pháp đề xuất (Hình 2.20a). Đường cong biểu diễn quan hệ ứng suất - biến dạng của khối xây tường chèn chịu nén một trục, được thiết lập theo Kaushik, Rai và Jain (2007) [88] đề cập tới trong mục 2.3.2.4 được xác định ở trong Hình 2.20b.



**Hình 2.20.** Quan hệ lực – chuyển vị trong mô hình ứng xử của tường chèn và biểu đồ ứng suất - biến dạng của khối xây chịu nén một trục

Kết quả thực hiện phân tích đẩy dần cho các mẫu khung trống (TNT) theo mô hình của ASCE 41-13 (2013) và khung có tường chèn đặc (TA2-IP) theo mô hình ứng xử đề xuất, thu được các đường cong khả năng (đường đứt nét) như trong Hình 2.21. Tiến hành so sánh lực cắt đáy tương ứng với các chuyển vị đỉnh của các mẫu khung thí nghiệm với lực cắt



**Hình 2.21.** So sánh các kết quả thí nghiệm của Morandi và cộng sự với kết quả phân tích theo mô hình đề xuất

đáy thu được từ phân tích theo mô hình đề xuất, kết quả được cho trong Bảng 2.8.

**Bảng 2.8.** So sánh các kết quả thí nghiệm của Morandi và cộng sự với kết quả phân tích theo mô hình đề xuất

Chuyển vị đỉnh $\Delta$ (m)	$\Delta/H$ (%)	Lực cắt đáy (kN)					
		Khung trống TNT			Khung chèn TA2-IP		
		Thực nghiệm	Phân tích	Chênh lệch (%)	Thực nghiệm	Phân tích	Chênh lệch (%)
0,007813	0,25	71,337	66,537	-6,7	336,602	390,740	16,1
0,015625	0,5	120,662	140,742	16,6	418,759	449,869	7,4
0,025	0,8	161,169	183,155	13,6	472,612	471,659	-0,2
0,03125	1	186,206	206,723	11,0	495,955	479,238	-3,4
0,039063	1,25	212,491	213,795	0,6	512,502	465,982	-9,1
0,046875	1,5	235,988	212,911	-9,8	516,253	446,799	-13,5
0,054688	1,75	256,101	212,026	-17,2	503,403	427,239	-15,1
0,0625	2	268,177	211,143	-21,3	474,479	407,838	-14,0

Từ Bảng 2.8 nhận thấy, khi chuyển vị ngang tương đối nhỏ hơn 2%, chênh lệch lực cắt đáy lớn nhất khi thí nghiệm và phân tích theo mô hình đề xuất với khung có tường chèn là 16,1%. Điều này cho thấy, đường cong khả năng khi phân tích theo mô hình đề xuất khá phù hợp với đường bao lực – chuyển vị thu được từ thí nghiệm.

### ***2.3.3.3. Nhận xét về kết quả kiểm chứng mô hình tường chèn đề xuất với các kết quả thí nghiệm***

So sánh các đường cong khả năng thu được từ phân tích các mẫu thí nghiệm theo mô hình ứng xử của tường chèn được đề xuất với các đường bao quan hệ lực - chuyển vị thu được từ thí nghiệm trên các mẫu khung được thiết kế theo quan niệm kháng chấn hiện đại ở các Hình 2.18 và Hình 2.21, cho thấy có một sự phù hợp khá tốt giữa chúng. Đối với các mẫu khung trống, việc so sánh cũng cho một kết quả tương tự (Hình 2.18 và Hình 2.21). Điều này cho thấy mô hình ứng xử của tường chèn được đề xuất có thể sử dụng để đánh giá phản ứng của các hệ khung chèn BTCT được thiết kế theo các tiêu chuẩn kháng chấn hiện nay và việc lựa chọn mô hình ứng xử của khung BTCT theo tiêu chuẩn ASCE 41-13 (2013) là hoàn toàn phù hợp để phân tích hệ kết cấu này.

## **2.4. NHẬN XÉT CHƯƠNG 2**

Từ các kết quả nghiên cứu thực hiện trong Chương 2 có thể rút ra nhận xét sau:

Đã thiết lập được mô hình đơn giản sử dụng phương pháp dải chéo tương đương mô phỏng ứng xử phi tuyến của tường chèn trong khung BTCT. Khi thiết lập mô hình, các ảnh hưởng của sự suy giảm độ bền và độ cứng của khung và tường chèn dưới tác động ngang đã được xét tới. Kết quả kiểm chứng mô hình này với các kết quả thí nghiệm thu được trên các mẫu khung BTCT được thiết kế theo quan niệm kháng chấn hiện đại tương tự như TCVN 9386:2012, có các tường chèn bằng các loại khối xây khác nhau như đối tượng và phạm vi nghiên cứu đề ra, cho kết quả khá tốt và do đó không cần phải thực hiện hiệu chuẩn mô hình. Điều này cho thấy, mô hình đơn giản mô phỏng ứng xử của tường chèn được đề xuất, có thể sử dụng để đánh giá phản ứng của các hệ kết cấu khung BTCT được thiết kế theo quy định của các tiêu chuẩn kháng chấn hiện nay khi có xét tới tương tác với các tường chèn. Bên cạnh đó, các kết quả kiểm chứng trên các mẫu khung trống cũng cho thấy, mô hình đơn giản mô phỏng ứng xử các khớp dẻo trong khung BTCT theo ASCE 41-13 (2013) phù hợp để đánh giá phản ứng của khung BTCT được thiết kế theo quan niệm kháng chấn hiện nay.

## **CHƯƠNG 3. ẢNH HƯỞNG CỦA TƯỜNG CHÈN TỚI VIỆC KIỂM SOÁT CƠ CẤU PHÁ HOẠI KHUNG BÊ TÔNG CỐT THÉP CHỊU ĐỘNG ĐẤT**

### **3.1. QUAN NIỆM HIỆN ĐẠI VÀ CÁC QUY ĐỊNH THIẾT KẾ KHUNG TRONG CÁC TIÊU CHUẨN THIẾT KẾ KHÁNG CHẤN HIỆN NAY**

#### **3.1.1. Quan niệm hiện đại trong thiết kế công trình chịu động đất**

Mục tiêu cơ bản của việc thiết kế các công trình chịu động đất là bảo vệ sinh mạng con người và của cải vật chất xã hội. Con người sống và làm việc trong các công trình xây dựng, của cải vật chất xã hội chính là bản thân các công trình xây dựng và các tài sản khác có trong chúng. Do vậy, theo quan niệm trước đây, để thực hiện được mục tiêu trên các công trình xây dựng không được phép bị phá hoại khi động đất xảy ra. Sự phá hoại được định nghĩa là trạng thái mất khả năng chịu lực xảy ra tại bất kỳ vị trí nào trong hệ kết cấu dưới tác động của các loại tải trọng (thiết kế theo khả năng chịu lực). Cách thức thiết kế này dẫn tới kết quả: sinh mạng con người và của cải vật chất xã hội được bảo vệ gián tiếp thông qua việc bảo vệ công trình xây dựng. Các công trình xây dựng được thiết kế với tác động động đất lớn nhất dự kiến sẽ xảy ra và có ứng xử hoàn toàn trong giới hạn đàn hồi.

Trong thiết kế các công trình chịu động đất, độ lớn tác động động đất là một yếu tố có độ tin cậy rất thấp. Sau nhiều trăm năm nỗ lực nghiên cứu, con người đã phải tạm thời chấp nhận thất bại trong việc dự báo động đất. Trong bối cảnh này, việc thiết kế các công trình chịu động đất chỉ làm việc trong giai đoạn đàn hồi theo quan niệm trước đây, hoàn toàn không hợp lý và không kinh tế. Xuất phát từ lý do này, mục tiêu thiết kế kháng chấn các công trình xây dựng đã có một sự thay đổi rất cơ bản, chuyển từ việc bảo vệ công trình sang bảo vệ trực tiếp sinh mạng con người và của cải vật chất xã hội. Việc thay đổi mục tiêu thiết kế đã làm cho cách thức thiết kế công trình chịu động đất cũng phải thay đổi. Theo đó, khi động đất mạnh xảy ra, các công trình xây dựng không nhất thiết chỉ làm việc trong giới hạn đàn hồi mà còn có thể làm việc

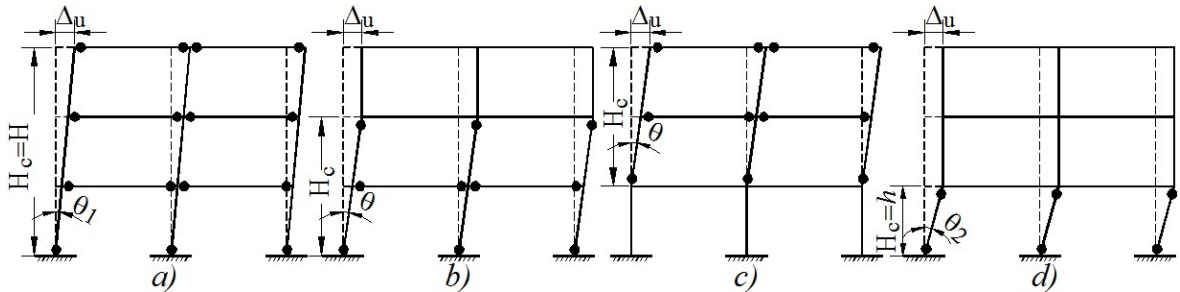
sau giới hạn này, miễn là không bị sụp đổ. Sụp đổ ở đây được hiểu theo nghĩa là trạng thái khi những người sống trong nhà không thể chạy thoát ra ngoài do một sự cố nghiêm trọng ở hệ kết cấu chịu lực chính [5],[6]. Quan niệm thiết kế này thường được gọi là *quan niệm kháng chấn hiện đại*.

Hiện nay trên thế giới đang tồn tại hai cách thiết kế các công trình xây dựng chịu động đất: (i) công trình chịu một lực tác động lớn nhưng phải có khả năng ứng xử hoàn toàn trong giới hạn đàn hồi và (ii) công trình chịu một lực tác động nhỏ hơn nhưng phải có *khả năng biến dạng dẻo* kèm theo (công trình có ứng xử không đàn hồi với các biến dạng lớn, nhưng hệ kết cấu chịu lực chính không bị sụp đổ). Hiện nay, các tiêu chuẩn thiết kế của các nước trên thế giới, trong đó có tiêu chuẩn TCVN 9386:2012, đều chọn cách thứ hai khi thiết kế các công trình xây dựng trong các vùng động đất từ trung bình trở lên. Cách thứ nhất chỉ thích hợp cho việc thiết kế các công trình xây dựng trong các vùng động đất rất yếu. Chúng ta có thể thiết kế được các công trình chịu được các trận động đất mạnh và rất mạnh mà không bị hư hỏng (cách thứ nhất), nhưng trong đa số các trường hợp việc thiết kế như vậy sẽ làm cho các cấu kiện chịu lực có kích thước quá lớn, trong khi xác suất xuất hiện những trận động đất mạnh thường rất thấp.

### **3.1.2. Các nguyên tắc thiết kế cơ bản theo quan niệm kháng chấn hiện đại**

Như đã đề cập tới ở trên, quan niệm thiết kế kháng chấn hiện đại cho phép hệ kết cấu có thể làm việc sau giai đoạn đàn hồi. Điều này cũng có nghĩa là nó có thể bị phá hoại theo nhiều sơ đồ (cơ cấu) khác nhau dưới tác động động đất. Hình 3.1 cho một ví dụ về các sơ đồ phá hoại có thể xuất hiện ở hệ khung hai nhịp nhiều tầng, trong đó biến dạng dẻo (khớp dẻo) được thể hiện bằng các dấu chấm đen. Trong số các sơ đồ phá hoại này, đáng chú ý là sơ đồ phá hoại ở Hình 3.1a với các khớp dẻo xuất hiện trước hết ở các dầm sau đó mới tới các cột và sơ đồ phá hoại ở Hình 3.1d với các khớp dẻo xuất hiện ở đầu mút các cột trong cùng một tầng, tạo ra cơ cấu phá hoại “tầng mềm”. Sơ đồ phá hoại thứ nhất được gọi là *sơ đồ phá hoại dẻo* (hoặc phá hoại dầm), có khả năng phân tán năng lượng cao. Sơ đồ phá hoại thứ hai được gọi là *sơ đồ phá hoại giòn* (hoặc phá hoại cột), khả năng phân tán năng lượng rất thấp, công trình

sẽ bị sụp đổ đột ngột trong khi chưa kịp huy động được khả năng chịu lực ở các bộ phận khác của hệ kết cấu.



**Hình 3.1.** Các sơ đồ phá hoại khung có khả năng xảy ra

Bên cạnh đó, sự phá hoại (biến dạng) tại các khớp dềo cũng có thể xảy ra theo nhiều cách thức khác nhau: phá hoại uốn, phá hoại cắt, phá hoại nút khung, phá hoại do kéo dọc trục, cốt thép bị uốn dọc, bị tuột neo, bị mất lực bám dính... Trong các cách thức phá hoại này, phá hoại uốn là phá hoại dẻo, xảy ra từ từ và được báo trước, khả năng phân tán năng lượng cao, còn các cách thức phá hoại khác là phá hoại giòn, xảy ra đột ngột, khả năng phân tán năng lượng rất thấp hoặc không có, cần phải được ngăn chặn.

Như vậy, vấn đề cơ bản khi thiết kế các công trình làm việc sau giai đoạn đàn hồi dưới tác động của các trận động đất mạnh, là làm thế nào để bảo đảm cho hệ kết cấu phải bị phá hoại dẻo (cơ cấu phá hoại lẫn cách thức phá hoại). Tuy vậy, không phải tất cả mọi tiết diện hoặc cấu kiện kết cấu phải có khả năng biến dạng dẻo hoặc phân tán năng lượng, nghĩa là có một sự phân cấp về độ bền giữa chúng. Để làm được điều này, các tiêu chuẩn thiết kế kháng chấn hiện nay, trong đó có tiêu chuẩn TCVN 9386:2012, cung cấp cho người thiết kế một công cụ đặc biệt, gọi là *phương pháp thiết kế theo khả năng* (hoặc ngắn gọn hơn *thiết kế theo khả năng*). Phương pháp thiết kế này cho phép người thiết kế *kiểm soát được cơ cấu phá hoại và cách thức phá hoại* của hệ kết cấu. Nói tóm lại, phương pháp thiết kế theo khả năng nhằm hai mục tiêu cơ bản sau:

- Buộc biến dạng dẻo (khớp dẻo) phải xảy ra tại các vị trí đã được lựa chọn một cách hợp lý và theo một trình tự định trước trên hệ kết cấu, nhằm tạo ra một cơ cấu phá hoại ổn định;

- Ngăn chặn các dạng phá hoại giòn (ví dụ phá hoại cắt) xảy ra tại các vùng dự kiến phát triển biến dạng dẻo (khớp dẻo).

Phương pháp thiết kế theo khả năng thường đi kèm theo khái niệm về độ dẻo của các hệ kết cấu chịu động đất đã được đề xuất và áp dụng lần đầu tiên ở New Zealand (1975) [120]. Hiện nay phương pháp này trở thành nguyên lý cơ bản của nội dung các tiêu chuẩn thiết kế kháng chấn của hầu hết các nước trên thế giới, trong đó có Việt Nam [3],[18],[19],[60],[116].

### 3.1.3. Thiết kế khung bê tông cốt thép theo các tiêu chuẩn thiết kế kháng chấn hiện nay

Hiện nay, khi thiết kế kháng chấn các hệ kết cấu khung BTCT các tiêu chuẩn thiết kế thường ưu tiên lựa chọn sơ đồ phá hoại dẻo như trong Hình 3.1a. Để khung bị phá hoại dẻo theo sơ đồ này, nguyên tắc thiết kế cơ bản cần tuân thủ là các cột phải đủ bền để có ứng xử đàn hồi, còn các dầm phải được thiết kế để có khả năng biến dạng dẻo (nguyên tắc thiết kế cột khỏe – dầm yếu), phá hoại cắt phải xảy ra sau phá hoại uốn và nút khung phải bị phá hoại sau cùng.

Để thực hiện nguyên tắc trên, các tác động dùng để thiết kế các cấu kiện khung (gọi là tác động thiết kế khả năng) phải được xác định như sau, ví dụ theo TCVN 9386:2012 [3],[6]:

*a) Đối với dầm.* Mômen uốn và lực dọc thiết kế được lấy theo kết quả phân tích kết cấu trong tình huống thiết kế kháng chấn, có xét tới hiệu ứng bậc hai và cho phép phân bố lại mômen uốn. Để ngăn không cho dầm bị phá hoại cắt trước uốn, lực cắt phải được xác định lại trên cơ sở khả năng chịu uốn của dầm tại các khớp dẻo ở hai đầu dầm, có xét tới hiện tượng vượt độ bền và ngoại lực tác động lên dầm đang xét.

*b) Đối với cột.* Để cột khỏe hơn dầm và không có biến dạng không đàn hồi nào được phép xuất hiện trong cột, các mômen uốn tác động tại mỗi nút khung phải thỏa mãn điều kiện sau:

$$\sum M_{Rc} \geq 1,3 \sum M_{Rb} \quad (3.1)$$

trong đó:  $\sum M_{Rc}$  - tổng các giá trị thiết kế của khả năng chịu mômen uốn nhỏ nhất của các cột quy tụ vào nút, có xét tới lực dọc  $N$ ;  $\sum M_{Rb}$  - tổng các giá trị thiết kế của các



khả năng chịu mômen uốn của các dầm quy tụ vào nút; 1,3 - hệ số vượt độ bền. Biểu thức (3.1) cần được thỏa mãn trong hai mặt phẳng uốn thẳng đứng vuông góc với nhau và cho cả hai chiều âm và dương của tác động động đất.

Bên cạnh đó, để ngăn không cho cột bị phá hoại cắt, lực cắt tác động tại các tiết diện đầu mút cột phải được xác định lại trên cơ sở khả năng chịu uốn của cột có xét tới hiện tượng vượt độ bền tại các tiết diện đó.

Như vậy, theo các quy định thiết kế khung trong các tiêu chuẩn thiết kế kháng chấn hiện nay, được đề cập tới ở trên có thể rút ra các nhận xét sau:

(i) Để cho khung phải bị phá hoại dẻo theo sơ đồ dầm, việc thiết kế phải thỏa mãn điều kiện (3.1). Quá trình thiết kế phải tuân theo một quy trình rất nghiêm ngặt, bắt đầu từ dầm cho tới cột. Chỉ có mômen uốn và lực dọc dùng để thiết kế dầm là được lấy theo các kết quả phân tích khung trong tình huống thiết kế kháng chấn, còn các hệ quả tác động thiết kế khác: lực cắt dầm, mômen uốn và lực cắt cột cần phải được xác định lại theo phương pháp thiết kế theo khả năng. Nếu có sai sót trong thiết kế dầm, cơ cấu phá hoại khung có thể khác với dự kiến ban đầu, công trình sẽ không an toàn và kinh tế.

(ii) Tuy thừa nhận ảnh hưởng của tường chèn tới các phản ứng (tổng thể và cục bộ) của khung, nhưng các tiêu chuẩn thiết kế kháng chấn hiện nay lại hoàn toàn không xét tới sự tương tác khung – tường chèn trong quá trình thiết kế khung (tổng thể). Các tường chèn được xem là các cấu kiện không chịu tải và do đó chỉ xét tới khối lượng của chúng khi xác định lực động đất và lực trọng trường tác động lên khung.

### **3.2. ẢNH HƯỞNG CỦA TƯỜNG CHÈN TỚI PHẢN ỨNG CỦA CÁC DẦM KHUNG**

Như đã được đề cập tới trong Chương 1, khi có tường chèn trong mặt phẳng khung, các lực tương tác khung - tường chèn đã làm thay đổi ứng xử của các cấu kiện khung. Các kết quả thí nghiệm trên các hệ khung BTCT có tường chèn đã cho thấy, khi có tường chèn các cột khung thường bị phá hoại uốn hoặc cắt ở hai đầu mút hoặc ở giữa nhịp, còn các dầm khung thường bị cứng lên và rất ít khi bị phá hoại uốn hoặc cắt. Ở các khung BTCT được thiết kế theo quan niệm kháng chấn hiện nay, trong đa số trường hợp không quan sát thấy các khe nứt (uốn và cắt) đáng kể ở dầm khi có

tường chèn, trái ngược hoàn toàn với các khung trống đối xứng. Kết luận chung được rút ra từ các công trình nghiên cứu là sự tương tác khung - tường chèn đã làm cản trở biến dạng dầm khung và đây chính là nguyên nhân chủ yếu làm dầm khung có ứng xử cứng hơn. Nhiều tác giả đã gọi hiện tượng này là *hiệu ứng bó (confinement effect)* do tường chèn gây ra [26],[84],[106],[107],[111].

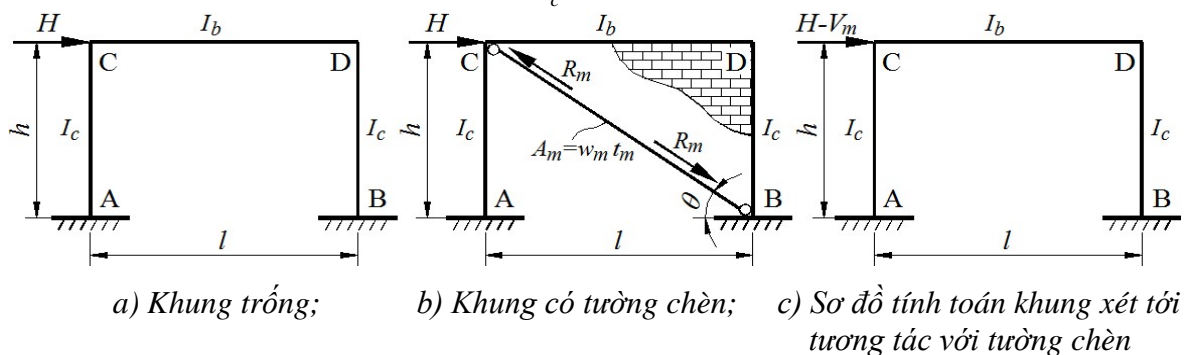
Như đã đề cập tới ở trên, theo quan niệm kháng chấn hiện nay, dầm có vai trò rất quan trọng trong việc kiểm soát cơ cấu phá hoại dẻo của khung thông qua điều kiện (3.1). Sự thay đổi ứng xử của dầm khung khi có xét tới lực tương tác với các tường chèn sẽ có ảnh hưởng như thế nào tới việc thỏa mãn điều kiện (3.1) được thiết lập mà không xét tới lực tương tác này? Để làm rõ vấn đề quan trọng này, phần sau đây sẽ đề cập tới các nghiên cứu về ảnh hưởng của tường chèn tới độ cứng của dầm khung, biểu thị qua độ cong và khả năng chịu uốn của nó, trong các giai đoạn khác nhau dưới tác động động đất.

Xét một khung BTCT không có tường chèn (khung trống), một tầng một nhịp, có sơ đồ hình học và chất tải như trong Hình 3.2a. Ở sơ đồ này, ngoại lực  $H$  sẽ gây ra mômen uốn tại tiết diện đầu mút C của dầm [9],[10]:

$$M_{bc,H} = \frac{Hh}{2} \frac{3\omega}{6\omega+1} \quad (3.2)$$

trong đó:

$$\omega = \frac{I_b h}{I_c l} \quad (3.3)$$



**Hình 3.2.** Các sơ đồ tính toán khung

Tương ứng với mômen uốn này, độ cong của dầm tại đầu mút C sẽ có giá trị:

$$\rho_{bc,H} = \frac{M_{bc,H}}{E_c I_b} = \frac{Hh}{2E_c I_b} \frac{3\omega}{6\omega+1} \quad (3.4)$$

Khi có tường chèn, theo phương pháp mô hình vĩ mô một dải chéo, sơ đồ tính toán khung chèn đang xét được cho trong Hình 3.2b (xem Hình 2.5). Với sơ đồ tính toán này, dưới tác động của lực ngang  $H$ , trong dải chéo tương đương tiết diện  $w_{mtm}$  sẽ phát sinh lực nén  $R_m$ . Trong điều kiện này, có thể thay sơ đồ tính toán khung chèn ở Hình 3.2b bằng một sơ đồ tính toán tương đương như trong Hình 3.2c, là một khung trống như Hình 3.2a nhưng chịu lực tác động bằng  $(H - V_m)$ , trong đó  $V_m$  là hình chiếu theo phương ngang của lực nén  $R_m$ , biểu thị phần ngoại lực  $H$  do tường chèn chịu. Với sơ đồ tính toán mới này, mômen uốn tại đầu mút C của dầm sẽ như sau:

$$M_{bc,H-V_m} = \frac{(H - V_m)h}{2} \frac{3\omega}{6\omega + 1} \quad (3.5)$$

còn độ cong của dầm tại đầu mút C:

$$\rho_{bc,H-V_m} = \frac{M_{bc,H-V_m}}{E_c I_b} = \frac{(H - V_m)h}{2E_c I_b} \frac{3\omega}{6\omega + 1} < \rho_{bc,H} \quad (3.6)$$

trong đó  $E_c I_b$  là độ cứng chống uốn của dầm khung, còn  $\omega$  là thông số xác định theo (3.3).

Như vậy, khi có tường chèn độ cong của trục dầm đã giảm xuống so với khi không có tường chèn. Điều này có nghĩa là sự tương tác khung - tường chèn đã làm cho dầm khung cứng lên. Nói cách khác, do xét tới tương tác khung - tường chèn dưới tác động ngang, độ cứng chống uốn của dầm đã tăng lên:  $E_c I_{bm} > E_c I_b$ , trong đó  $I_{bm}$  là mômen quán tính của tiết diện dầm khung khi có xét tới tương tác với tường chèn ( $I_{bm} > I_b$ ). Gọi dầm khung khi có xét tới tương tác với tường chèn là *dầm tương đương*. Với độ cứng  $E_c I_{bm}$  mới này, độ cong của dầm khung tương đương tại đầu mút C khi chịu lực ngang  $H$  sẽ được xác định theo biểu thức tương tự (3.4):

$$\rho_{bc,H}^* = \frac{M_{bc,H}^*}{E_c I_{bm}} = \frac{Hh}{2E_c I_{bm}} \frac{3\omega_m}{6\omega_m + 1} \quad (3.7)$$

trong đó:

$$\omega_m = \frac{I_{bm}h}{I_c l} \quad (3.8)$$

Xét tỷ số giữa các thông số xác định theo (3.3) và (3.8), ta được hệ số  $k_{lb}$  biểu thị sự gia tăng độ cứng chống uốn (mômen quán tính) của dầm khung tương đương khi có xét tới tương tác với tường chèn:

$$k_{lb} = \frac{I_{bm}}{I_b} = \frac{\omega_m}{\omega} \quad (3.9)$$

Cân bằng các độ cong (3.6) và (3.7), ta được phương trình sau:

$$\frac{(H - V_m)h}{2E_c I_b} \frac{3\omega}{6\omega + 1} = \frac{Hh}{2E_c I_{bm}} \frac{3\omega_m}{6\omega_m + 1} \quad (3.10)$$

Từ (3.10), rút ra mối quan hệ sau:

$$\frac{6\omega_m + 1}{6\omega + 1} = \frac{H}{H - V_m} \quad (3.11)$$

Có thể thiết lập mối quan hệ giữa  $V_m$  và  $H$  từ việc cân bằng chuyển vị ngang của khung chèn dưới tác động của lực  $(H - V_m)$  ở sơ đồ Hình 3.2c với chuyển vị ngang của tường chèn do biến dạng dọc trục của dải chéo tương đương chịu lực  $R_m$ . Dưới tác động của lực ngang  $(H - V_m)$ , chuyển vị ngang của khung chèn ở cao trình trục dầm sẽ như sau:

$$\Delta_{H-V_m} = \frac{(H - V_m)h^3}{12E_c I_c} \frac{3\omega + 2}{6\omega + 1} \quad (3.12)$$

còn chuyển vị ngang của tường chèn trong khung dưới tác động của lực  $R_m$ :

$$\Delta_m = \frac{\Delta_{m\theta}}{\cos \theta} \quad (3.13)$$

trong đó  $\Delta_{m\theta}$  là chuyển vị nén dọc trục của dải chéo tương đương:

$$\Delta_{m\theta} = \frac{R_m d_m}{w_m t_m E_m} = \frac{V_m d_m}{w_m t_m E_m \cos \theta} \quad (3.14)$$

Cân bằng các chuyển vị ngang xác định theo (3.12) và (3.13), ta thiết lập được mối quan hệ sau giữa các lực ngang  $H$  và  $V_m$ :

$$H = V_m \left[ 1 + \frac{E_c I_c d_m}{h^3 w_m t_m E_m \cos^2 \theta} \frac{12(6\omega + 1)}{3\omega + 2} \right] \quad (3.15)$$

Đưa (3.15) vào (3.11), ta được:

$$\frac{6\omega_m + 1}{6\omega + 1} = 1 + \frac{h^3 w_m t_m E_m \cos^2 \theta}{E_c I_c d_m} \frac{3\omega + 2}{12(6\omega + 1)} \quad (3.16)$$

Từ đó, rút ra hệ số gia tăng mômen quán tính của dầm khung khi có xét tới tương tác với tường chèn  $k_{lb}$  xác định theo (3.9):

$$k_{lb} = \frac{\omega_m}{\omega} = 1 + \frac{h^3 w_m t_m E_m \cos^2 \theta}{E_c I_c d_m} \frac{3\omega + 2}{72\omega} > 1 \quad (3.17)$$

Như đã đề cập tới trong Chương 2, tại thời điểm cực hạn khi tường chèn bắt đầu mất khả năng chịu lực ( $n=1,0$ ), bề rộng  $w_m$  của dải chéo tương đương sẽ bằng  $w_{m0}$  xác định theo (2.2). Do đó, hệ số gia tăng độ cứng chống uốn của dầm khung khi có xét tới tương tác với tường chèn tại thời điểm tường chèn đạt độ bền cực hạn, sẽ được xác định theo biểu thức sau:

$$k_{Ibu} = \frac{I_{bmu}}{I_b} = 1 + \frac{h^3 w_{m0} t_m E_m \cos^2 \theta}{E_c I_c d_m} \frac{3\omega + 2}{72\omega} \quad (3.18)$$

Theo (3.18), hệ số  $k_{Ibu}$  phụ thuộc vào rất nhiều yếu tố: kích thước hình học của khung và tường chèn ( $l, h, t_m, d_m$ ), mômen quán tính tiết diện cột và dầm khung ( $I_c, I_b$ ), bề rộng dải chéo tương đương ( $w_{m0}$ ), các tính năng cơ lý vật liệu bê tông và khối xây. Để có một khái niệm định lượng về độ lớn của hệ số  $k_{Ibu}$ , giả thiết các mômen quán tính của cột ( $I_c$ ) và của dầm ( $I_b$ ), các đặc tính cơ lý của bê tông và khối xây, bề dày của tường chèn không thay đổi, kết quả tính toán theo (3.18) cho thấy, với các tỷ số hình dạng  $h/l$  thường gặp trong phạm vi từ 0,5 đến 1,0, hệ số  $k_{Ibu}$  thay đổi trong phạm vi từ 2,0 đến 3,6.

Từ biểu thức (3.18) ta thấy, ở TTGH cực hạn của tường chèn, mômen quán tính của dầm khung khi có xét tới tương tác với tường chèn, đã được tăng lên  $k_{Ibu}$  lần:  $I_{bmu} = k_{Ibu} I_b$ . Điều này cũng có nghĩa là, ở TTGH cực hạn của tường chèn, chiều cao tiết diện của dầm khung sẽ có một trị số mới, gọi là *chiều cao tiết diện tương đương* được xác định theo biểu thức sau:

$$h_{bmu} = h_b \sqrt[3]{k_{Ibu}} \quad (3.19)$$

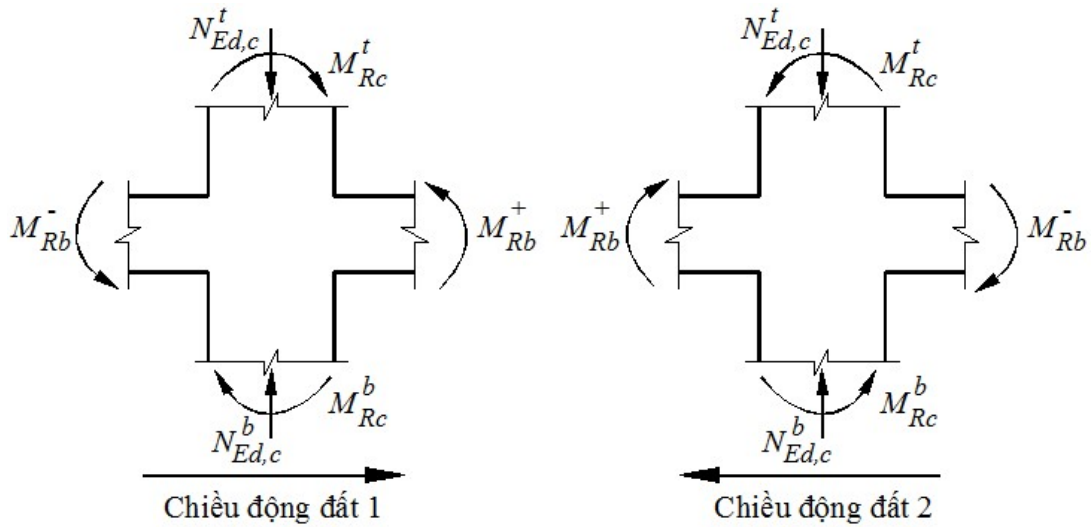
Đối với các khung BTCT được thiết kế theo các tiêu chuẩn kháng chấn hiện nay (không xét tới tương tác với các tường chèn) đề cập tới ở trên, khả năng chịu uốn của các dầm khung theo chiều âm  $M_{Rb}^-$  và theo chiều dương  $M_{Rb}^+$  của tác động động đất trong phương đang xét (Hình 3.3), được xác định tương ứng theo các biểu thức (C.1) và (C.2) ở Phụ lục C [7],[65]. Khi có xét tới tương tác với các tường chèn, do chiều cao của tiết diện dầm khung được gia tăng thành chiều cao tương đương  $h_{bmu}$ , nên khả năng chịu uốn của dầm khung cũng sẽ được gia tăng tương ứng thành các trị số mới  $M_{Rbmu}^-$  và  $M_{Rbmu}^+$  xác định theo các biểu thức (C.4) và (C.5) ở Phụ lục C.

Trong trường hợp tổng quát, trong phương tác động động đất đang xét, tại một nút khung khi không xét tới tương tác với các tường chèn:

$$\sum M_{Rb} = M_{Rb}^- + M_{Rb}^+ \quad (3.20)$$

còn khi có xét tới tương tác với các tường chèn:

$$\sum M_{Rbmu} = M_{Rbmu}^- + M_{Rbmu}^+ > \sum M_{Rb} \quad (3.21)$$



**Hình 3.3.** Mô men uốn tại nút khung

Như vậy, trong chiều tác động động đất đang xét và tại thời điểm cực hạn khi tường chèn bắt đầu mất khả năng chịu lực ( $n=1,0$ ), tổng khả năng chịu uốn của các dầm ở một nút khung khi có xét tới tương tác với tường chèn, sẽ lớn hơn so với ở khung được thiết kế theo các tiêu chuẩn thiết kế kháng chấn hiện nay (không xét tới tương tác với tường chèn), qua hệ số gia tăng khả năng chịu uốn của dầm như sau:

$$k_{Mb} = \frac{\sum M_{Rbmu}}{\sum M_{Rb}} = \frac{M_{Rbmu}^- + M_{Rbmu}^+}{M_{Rb}^- + M_{Rb}^+} > 1 \quad (3.22)$$

Ngoài các yếu tố đã được đề cập tới ở trên khi xác định hệ số  $k_{lbu}$ , hệ số gia tăng khả năng chịu uốn của dầm  $k_{Mb}$  còn phụ thuộc vào cường độ cốt thép và bê tông, diện tích tiết diện cốt thép và cách bố trí cốt thép dọc trong dầm.

### 3.3. PHƯƠNG PHÁP THIẾT KẾ KHUNG BÊ TÔNG CỐT THÉP CHỊU ĐỘNG ĐẤT KHI CÓ XÉT TỚI TƯƠNG TÁC VỚI TƯỜNG CHÈN

#### 3.3.1. Điều kiện kiểm soát cơ cấu phá hoại khung chịu động đất khi có xét tới tương tác với tường chèn

Như đã đề cập tới ở trên, hệ quả của sự gia tăng độ cứng chống uốn của dầm khi có xét tới tương tác với tường chèn, là khả năng chịu uốn của dầm khung cũng được gia tăng. Như vậy, trong trường hợp có xét tới tương tác với tường chèn, điều kiện cơ bản để tạo ra cơ cấu phá hoại dẻo (3.1) của khung được thiết kế theo các quy định của TCVN 9386:2012 có thể sẽ không còn đúng, do tổng khả năng chịu uốn của các dầm  $\sum M_{Rb}$  ở vế phải đã bị gia tăng qua hệ số  $k_{Mb}$ . Điều này cũng đồng nghĩa với việc cột khung có thể bị phá hoại trước dầm và cơ cấu phá hoại tầng mềm có thể xuất hiện ngoài ý muốn của người thiết kế. Do đó, để hệ khung có thể bị phá hoại dẻo như mục tiêu thiết kế ban đầu đặt ra khi có xét tới tương tác với tường chèn, điều kiện thiết kế (3.1) cần được thay thế bằng điều kiện sau:

$$\sum M_{Rcmu} \geq 1,3k_{Mb} \sum M_{Rb} \quad (3.23)$$

trong đó:  $\sum M_{Rcmu}$  - tổng các giá trị thiết kế của khả năng chịu mômen uốn nhỏ nhất của các cột quy tụ vào nút, có xét tới lực dọc  $N$ , ở TTGH cực hạn của tường chèn, còn  $\sum M_{Rb}$  được định nghĩa như trong điều kiện (3.1).

So sánh các điều kiện (3.1) với (3.23) cho thấy, trong trường hợp có xét tới tương tác với tường chèn, mômen uốn dùng để thiết kế cột không phải là  $1,3 \sum M_{Rb}$  mà là  $1,3k_{Mb} \sum M_{Rb}$ . Nói cách khác, khi có xét tới tương tác với các tường chèn trong khung, cột phải được thiết kế để có tổng khả năng chịu uốn tại nút khung tăng  $k_{Mb}$  lần so với quy định thiết kế trong TCVN 9386:2012. Với điều kiện thiết kế mới này, nguyên tắc thiết kế cơ bản “cột khỏe – dầm yếu” theo quan niệm kháng chấn hiện nay quy định trong tiêu chuẩn TCVN 9386:2012 sẽ được bảo toàn và khung sẽ bị phá hoại theo cơ cấu dẻo dưới tác động động đất mạnh dù có hoặc không có tường chèn.

### 3.3.2. Phương pháp thiết kế khung chịu động đất khi có xét tới tương tác với tường chèn

Với kết quả nghiên cứu trên, việc thiết kế khung BTCT chịu động đất có xét tới tương tác với tường chèn, dựa trên các quy định của các tiêu chuẩn thiết kế kháng chấn, ví dụ TCVN 9386:2012, được thực hiện theo các bước cơ bản sau đây:

*Bước 1.* Thực hiện việc thiết kế các dầm khung theo quy định của tiêu chuẩn thiết kế kháng chấn hiện nay. Bố trí cốt thép cho các dầm và xác định các khả năng chịu uốn  $M_{Rb}$  của chúng.

*Bước 2.* Xác định hệ số gia tăng độ cứng uốn của dầm khung ở trạng thái cực hạn  $k_{Ibu}$  theo (3.18) và chiều cao tiết diện tương đương của dầm khung  $h_{bmu}$  theo (3.19) khi có xét tới tương tác với tường chèn. Xác định khả năng chịu uốn của các dầm tương đương có chiều cao tiết diện  $h_{bmu}$  quy tụ vào nút khung  $M_{Rbmu}^-$  và  $M_{Rbmu}^+$ . Từ các kết quả tính toán thu được, xác định hệ số gia tăng khả năng chịu uốn của dầm khung  $k_{Mb}$  theo (3.22) khi có xét tới tương tác với tường chèn ở trạng thái cực hạn của tường chèn.

*Bước 3.* Xác định mômen uốn dùng để thiết kế cột  $\sum M_{Rcmu}$  theo điều kiện đề xuất (3.23). Từ giá trị mômen uốn này, tính toán và cấu tạo cốt thép dọc cho cột theo các quy định của tiêu chuẩn thiết kế kháng chấn.

Các ví dụ tính toán sau đây sẽ làm rõ ảnh hưởng của tường chèn tới việc kiểm soát cơ cấu phá hoại khung, cũng như cách thức xác định hệ số  $k_{Mb}$  trong thiết kế thực tế được đề cập tới ở trên.

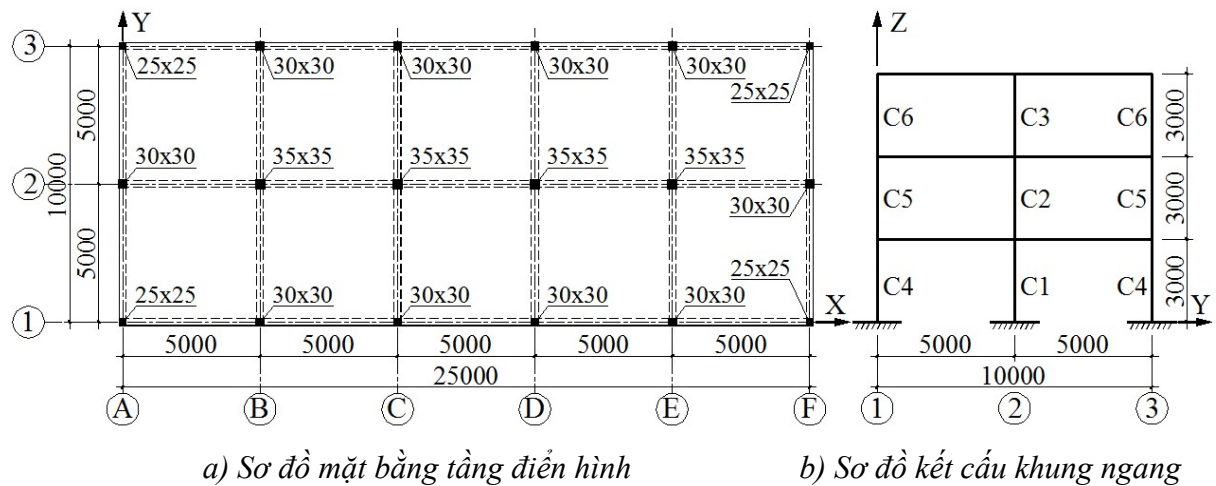
## 3.4. VÍ DỤ TÍNH TOÁN

### 3.4.1. Các số liệu tính toán

Xét nhà khung BTCT liền khối cao 3 tầng với các kích thước không đổi trên chiều cao như trong Hình 3.4. Các dầm ngoài dọc theo chu vi nhà có tiết diện 25x45 cm, các dầm trong có tiết diện 25x50 cm, bản sàn dày 15 cm. Vật liệu sử dụng: bê tông B30, cốt thép dọc loại CB400-V, cốt thép đai loại CB240-T, theo TCVN 5574:2018 [2]. Các khung KB và KE được chèn kín bằng tường gạch đặc dày 20 cm mác 100, vữa xi măng mác 75 theo TCVN 5573:2011 [1]. Tải trọng thẳng đứng



(thường xuyên  $g$  và tạm thời  $q$ ) tác dụng lên công trình trong tình huống thiết kế động đất ở mỗi tầng (kể cả mái):  $g + \psi_2 q = 9 \text{ kN/m}^2$ . Công trình được xây dựng tại vùng có gia tốc nền  $a_{gR} = 0,1097g$  trên nền đất loại D, hệ số tầm quan trọng  $\gamma_I = 1,2$ ; cấp dero trung bình (DCM) theo TCVN 9386:2012 [3].



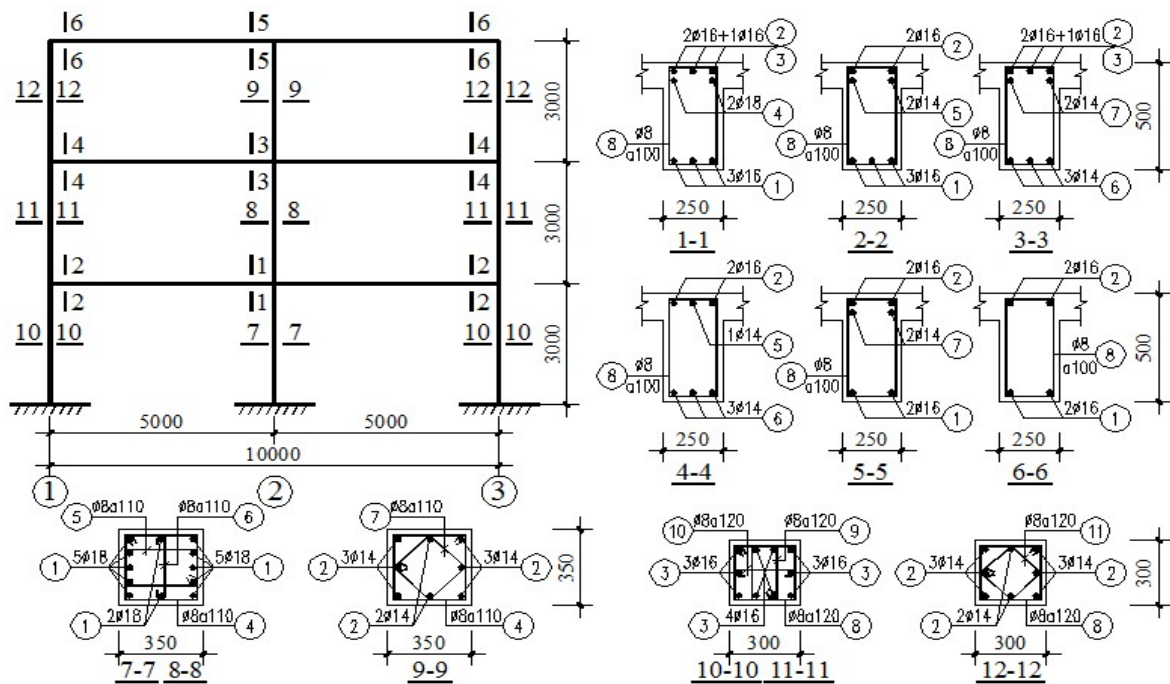
**Hình 3.4.** Sơ đồ kết cấu nhà khung

Các tính năng cơ lý của bê tông và cốt thép được cho trong Bảng F.1 và Bảng F.3 Phụ lục F. Một số thông số không có trong TCVN 5574:2018 được lấy theo tiêu chuẩn EN 1992-1-1:2004 [59] (Bảng F.2 và Bảng F.4 Phụ lục F). Các tính năng cơ lý của khối xây được cho trong Bảng F.5 Phụ lục F.

### 3.4.2. Thiết kế hệ kết cấu khung theo các quy định của TCVN 9386:2012

Với các số liệu được cho ở trên, theo TCVN 9386:2012 việc phân tích hệ kết cấu được thực hiện theo phương pháp phổ phản ứng dạng dao động [43]. Các hệ quả tác động động đất ngang theo từng phương, được thực hiện theo quy tắc tổ hợp bậc hai hoàn toàn (CQC), còn các thành phần tác động động đất ngang được tổ hợp theo quy tắc căn bậc hai của tổng các bình phương (SRSS) [5],[6].

Sơ đồ phá hoại khung được lựa chọn là sơ đồ phá hoại dầm. Việc xác định cốt thép trong các cấu kiện khung được thực hiện theo các quy định của TCVN 9386:2012 đề cập tới trong mục 3.1.3. Hình 3.5 thể hiện kết quả tính toán và cấu tạo cốt thép trong các cấu kiện khung KE.



**Hình 3.5.** Cấu tạo cốt thép khung KE

Bảng 3.1 trích xuất các kết quả tính toán khả năng chịu lực của các dầm khung và các mômen uốn yêu cầu  $\sum M_{Rc}^{yc}$  dùng để thiết kế các cột khung thuộc tầng 1 và 2 khung KE theo cả hai phương ngang, được xác định từ điều kiện (3.1).

**Bảng 3.1.** Khả năng chịu uốn của các cấu kiện thuộc tầng 1 và 2 khung KE

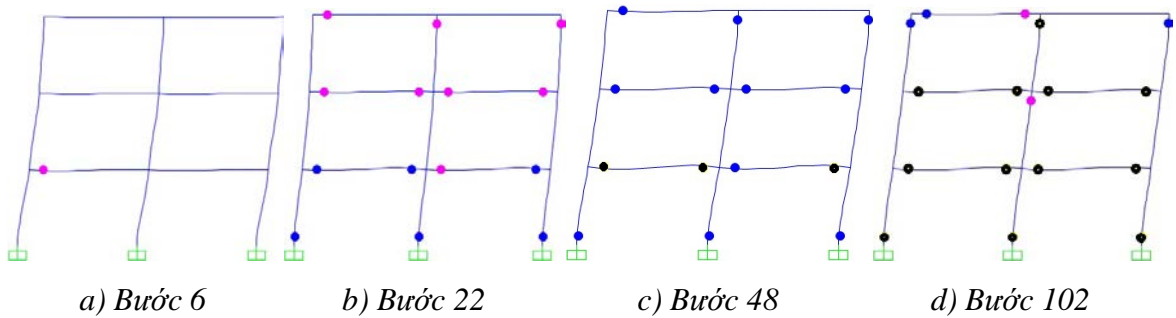
Cột	$M_{Rb}^-$ (kNm)	$M_{Rb}^+$ (kNm)	$\sum M_{Rb}$ (kNm)	$\sum M_{Rc}^{yc} \geq 1,3 \sum M_{Rb}$ (kNm)	$b_c$ (mm)	$h_c$ (mm)	Thép cột	$M_{Rc}$ (kNm)	$\sum M_{Rc}$ (kNm)
Theo phương ngang Y									
C1 ( $\min N_{Ed,c}$ )	161,036	91,869	252,905	328,777	350	350	12Φ18	186,172	367,629
C2 ( $\min N_{Ed,c}$ )	161,036	91,869	252,905	328,777	350	350	12Φ18	181,458	
C1 ( $\max N_{Ed,c}$ )	161,036	91,869	252,905	328,777	350	350	12Φ18	186,168	367,634
C2 ( $\max N_{Ed,c}$ )	161,036	91,869	252,905	328,777	350	350	12Φ18	181,467	
C4 ( $\min N_{Ed,c}$ )	101,973		101,973	132,566	300	300	10Φ16	84,429	165,958
C5 ( $\min N_{Ed,c}$ )	101,973		101,973	132,566	300	300	10Φ16	81,529	
C4 ( $\max N_{Ed,c}$ )	101,973		101,973	132,566	300	300	10Φ16	89,999	175,306
C5 ( $\max N_{Ed,c}$ )	101,973		101,973	132,566	300	300	10Φ16	85,308	

Theo phương dọc X									
C1 ( $\min N_{Ed,c}$ )	145,901	78,206	224,107	291,339	350	350	12Φ18	158,682	314,829
C2 ( $\min N_{Ed,c}$ )	145,901	78,206	224,107	291,339	350	350	12Φ18	156,147	
C1 ( $\max N_{Ed,c}$ )	145,901	78,206	224,107	291,339	350	350	12Φ18	158,670	314,822
C2 ( $\max N_{Ed,c}$ )	145,901	78,206	224,107	291,339	350	350	12Φ18	156,153	
C4 ( $\min N_{Ed,c}$ )	78,321	63,197	141,518	183,973	300	300	10Φ16	91,181	178,858
C5 ( $\min N_{Ed,c}$ )	78,321	63,197	141,518	183,973	300	300	10Φ16	87,677	
C4 ( $\max N_{Ed,c}$ )	78,321	63,197	141,518	183,973	300	300	10Φ16	98,016	190,263
C5 ( $\max N_{Ed,c}$ )	78,321	63,197	141,518	183,973	300	300	10Φ16	92,247	

Trong Bảng 3.1, khả năng chịu uốn  $M_{Rc}$  của các cột trong khung KE được xác định theo Phụ lục D.

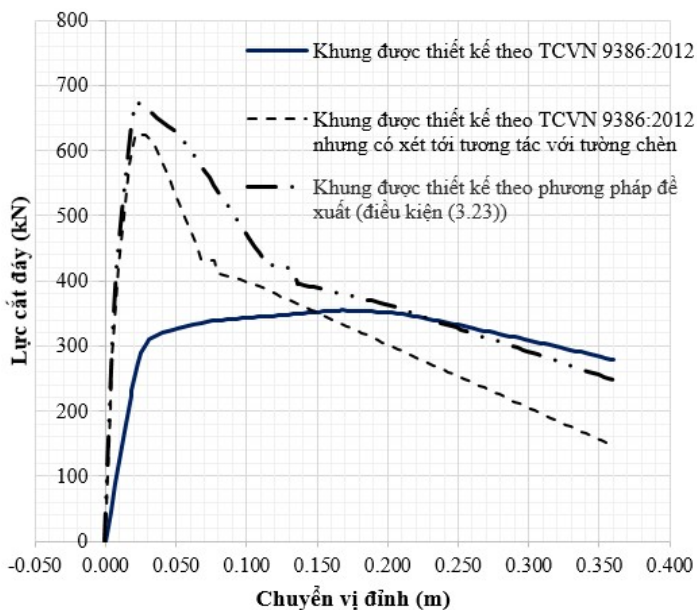
### 3.4.3. Xác định phản ứng của khung KE được thiết kế theo TCVN 9386:2012

Để đơn giản tính toán, việc xác định phản ứng của hệ kết cấu đang xét dưới tác động ngang được thực hiện trên khung phẳng KE bằng phương pháp phân tích tĩnh phi tuyến đẩy dần (*Pushover*). Phương pháp phân tích này sẽ cho thấy quá trình phá hoại hệ kết cấu khung chèn khi gia tăng dần tác động ngang, giúp người thiết kế có thể nhận diện được các dạng phá hoại và cơ cấu sụp đổ của công trình. Theo Chương 2, việc mô hình hóa hệ kết cấu khung BTCT làm việc sau đàn hồi dưới tác động động đất được thực hiện ở mức vật liệu và các cấu kiện chịu lực. Đối với các vật liệu của khung, ứng xử của bê tông chịu nén được biểu thị qua đồ thị parabol – chữ nhật, còn cốt thép qua đồ thị đàn hồi – biến cứng theo tiêu chuẩn EN 1992-1-1:2004 [59] (Hình 2.1). Đối với các cấu kiện dầm và cột khung, ứng xử phi tuyến của chúng được mô tả theo giả thiết chảy dẻo tập trung tại các khớp dẻo uốn ở đầu mút các thanh đàn hồi. Các đặc trưng khớp dẻo được xác định qua quan hệ phi tuyến tổng quát mômen uốn  $M$  – chuyển vị xoay  $\theta$ , sử dụng các đặc tính vật liệu và hàm lượng cốt thép tại các tiết diện của dầm hoặc cột tương ứng (Hình 2.2). Các thông số của mô hình được lấy theo tiêu chuẩn ASCE/SEI 41-13 (2013) [18] (Phụ lục A).



**Hình 3.6.** Một số giai đoạn trong quá trình ứng xử của khung KE được thiết kế theo TCVN 9386:2012

Việc phân tích đẩy dần được thực hiện theo phần mềm SAP2000 [44],[45], trên mô hình khung chịu các tác động thẳng đứng không đổi, còn lực ngang là các chuyển vị cưỡng bức tăng dần, trong đó các lực tỷ lệ với tích số giữa gia tốc và khối lượng tầng, cho tới khi khung đạt chuyển vị mục tiêu  $\Delta = 4\%H = 0,36$  m. Hình 3.6 trích xuất một số giai đoạn trong quá trình ứng xử của khung KE dưới tác động ngang. Ở bước thứ 6 ( $V = 231,736$  kN,  $\Delta = 0,0187$  m) biến dạng dẻo đầu tiên xuất hiện ở dầm tầng một. Ở các bước chất tải tiếp theo cho tới bước 22 ( $V = 338,610$  kN,  $\Delta = 0,075$  m) các biến dạng dẻo tiếp tục xuất hiện trước hết ở các vùng tới hạn tại đầu mút các dầm sau đó mới tới các chân cột trên mặt móng. Sau bước 22 cho tới khi đạt chuyển vị mục tiêu ở bước 102, các biến dạng dẻo tiếp tục phát triển tại các vùng dự kiến.



**Hình 3.7.** Đường cong khả năng của khung KE trong các trường hợp khác nhau

Đường cong khả năng biểu thị ứng xử phi tuyến của khung KE được thiết kế theo TCVN 9386:2012 được cho trong Hình 3.7 (đường liền nét). Đường cong này cho thấy, biến dạng tuyến tính của khung kết thúc ở bước 6. Độ cứng ngang của khung trong giai đoạn này  $K_{bf} = 124,00$  kN/m. Sau đó khung bước sang giai đoạn có ứng xử phi

tuyến, đạt giá trị lực cắt đáy lớn nhất  $V = 354,909$  kN và chuyển vị ngang tương ứng  $\Delta = 0,167$  m ở bước 48. Sau thời điểm này, độ cứng ngang của khung suy giảm gần như tuyến tính. Khi kết thúc quá trình đẩy dần ở bước 102, lực cắt đáy  $V = 278,832$  kN và  $\Delta = 0,36$  m.

Kết quả phân tích cho thấy, cơ cấu phá hoại khung là cơ cấu phá hoại dẻo, đúng như mục tiêu thiết kế đặt ra ban đầu. Điều này cũng cho thấy, việc thiết kế khung KE theo các quy định của TCVN 9386:2012 cho phép kiểm soát được cơ cấu phá hoại của nó dưới tác động ngang và tính phù hợp của mô hình ứng xử phi tuyến vật liệu khung cũng như của các cấu kiện khung BTCT được sử dụng trong phân tích phi tuyến đã thực hiện.

#### **3.4.4. Xác định phản ứng của khung KE được thiết kế theo TCVN 9386:2012 nhưng có xét tới tương tác với các tường chèn**

Theo các số liệu thiết kế đã cho, trong mặt phẳng của khung KE đều có tường chèn kín bằng gạch đất sét đặc dày 20 cm. Để xác định phản ứng của khung KE được thiết kế theo TCVN 9386:2012 nhưng có xét tới tương tác với các tường chèn, sử dụng mô hình ứng xử phi tuyến của tường chèn được đề xuất trong Chương 2 (Hình 2.3). Các thông số liên quan tới các đặc trưng hình học của khung BTCT và tường chèn của khung KE được cho trong Bảng 3.2. Các thông số của mô hình ứng xử của tường chèn gồm:

- Độ cứng của các loại tường chèn trong khung: bề rộng dải chéo tương đương  $w_{m0}$ , các độ cứng  $K_{my}$  và  $K^*_{mu}$  được xác định theo các biểu thức tương ứng (2.2), (2.4) và (2.5);
- Các độ bền cực hạn  $V_{ms}$ ,  $V_{mc}$  và  $V_{mu}$  theo các biểu thức tương ứng (2.10), (2.11) và (2.6);
- Các độ bền chảy dẻo  $V_{my}$  và độ bền dư  $V_{mr}$  theo các biểu thức tương ứng (2.12) và (2.13);
- Các giá trị chuyển vị của tường chèn ở các TTGH khác nhau  $\Delta_{mu}$ ,  $\Delta_{my}$  và  $\Delta_{mr}$  được xác định theo các biểu thức tương ứng (2.14), (2.15) và (2.16).

Kết quả tính toán các thông số trên được cho trong các Bảng 3.3 và Bảng 3.4. Trên cơ sở giá trị các thông số đã được xác định, quan hệ lực – chuyển vị của mô hình ứng xử phi tuyến của các tường chèn sử dụng phương pháp một dải chéo tương đương được đề xuất trong Chương 2, được thiết lập ở Hình 3.8.

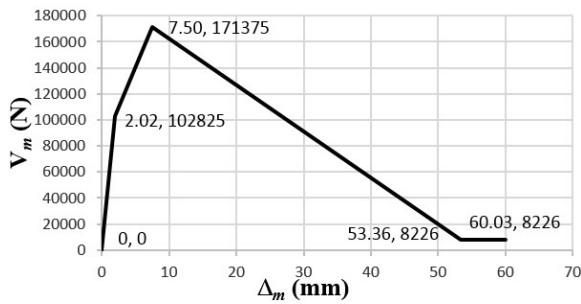
**Bảng 3.2.** Các đặc trưng hình học của khung BTCT và tường chèn

Thông số	$l$ (mm)	$h$ (mm)	$h/l$	$b_c$ (mm)	$h_c$ (mm)	$I_c$ (mm <sup>4</sup> )	$b_b$ (mm)	$h_b$ (mm)	$I_b$ (mm <sup>4</sup> )
Tầng 1	5000	3000	0,600	300	300	675000000	250	500	2604166667
Tầng 2-3	5000	3000	0,600	300	300	675000000	250	500	2604166667

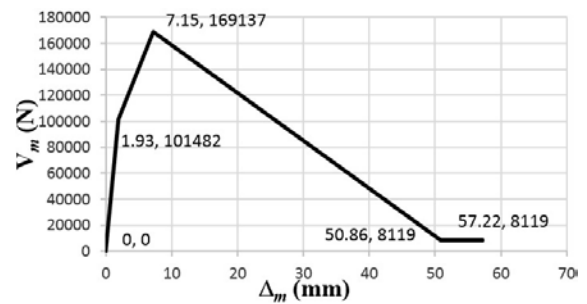
Thông số	$l_m$ (mm)	$h_m$ (mm)	$d_m$ (mm)	$t_m$ (mm)	$\cos\theta$	$\theta$ (rad)	$\operatorname{tg}\theta$	$\sin 2\theta$
Tầng 1	4675	2750	5424	200	0,86193	0,53172	0,58824	0,87404
Tầng 2-3	4675	2500	5301	200	0,88183	0,49107	0,53476	0,83168

**Bảng 3.3.** Các thông số độ cứng của tường chèn

Thông số	$\lambda_h$ (mm <sup>-1</sup> )	$\lambda_l$ (mm <sup>-1</sup> )	$w_{m0}$ (mm)	$w_m$ (mm)	$K_{mu}^*$ (N/mm)	$K_{my}$ (N/mm)	$\gamma$	$K_{mr} = -\gamma K_{my}$ (N/mm)
Tầng 1	0,001215	0,000582	539	1200	22837	50825	0,07	-3558
Tầng 2-3	0,001274	0,000568	522	1161	23647	52627	0,07	-3684



a) Tầng 1

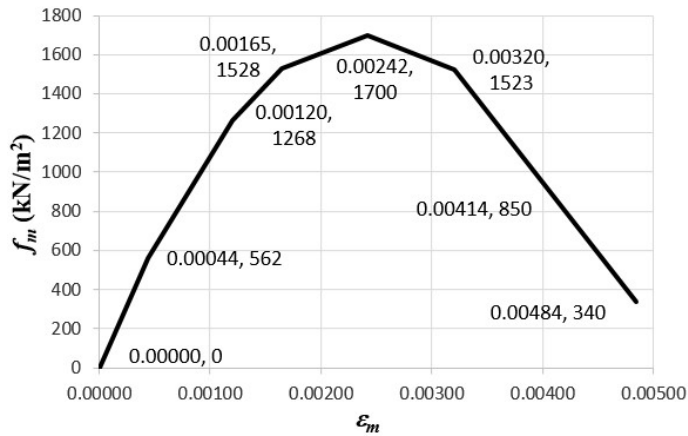


b) Các tầng 2 đến 3

**Hình 3.8.** Quan hệ lực – chuyển vị trong mô hình ứng xử của tường chèn

**Bảng 3.4.** Độ bền và chuyển vị của tường chèn ở các trạng thái giới hạn

Thông số	$V_{ms}$ (N)	$V_{mc}$ (N)	$V_{mu}$ (N)	$V_{my} = SF$ (N)	$V_{mr} =$ $0,08V_{my}$ (N)	$\Delta_{mu}$ (mm)	$\Delta_{my} = SF$ (mm)	$\Delta_{mr}$ (mm)	$\Delta_{mp} =$ $8\Delta_{mu}$ (mm)
Tầng 1	171375	268636	171375	102825	8226	7,50	2,02	53,36	60,03
Tầng 2-3	169137	249852	169137	101482	8119	7,15	1,93	50,86	57,22

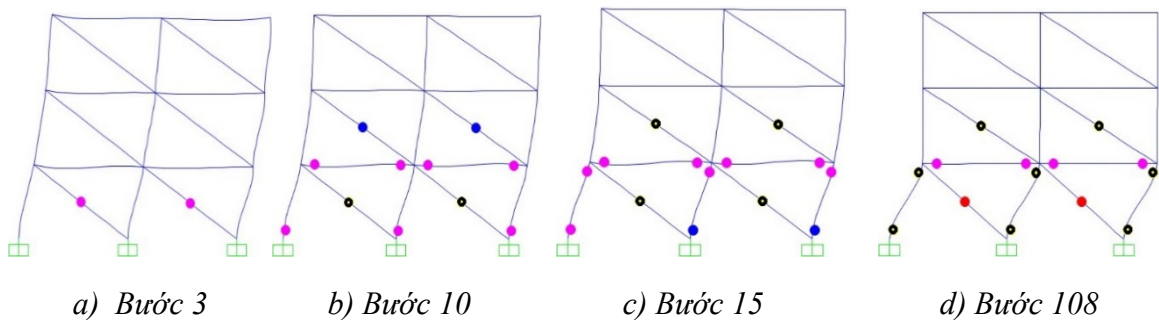


**Hình 3.9.** Biểu đồ ứng suất - biến dạng của khối xây chịu nén một trục

Đường cong biểu diễn quan hệ ứng suất - biến dạng của khối xây tường chèn chịu nén một trục, được thiết lập theo Kaushik, Rai và Jain (2007) [88] đề cập tới trong mục 2.3.2.4 được xác định ở trong Hình 3.9.

Mô hình ứng xử của tường chèn này, được ghép

với mô hình ứng xử của khung KE sử dụng trong phân tích ở ví dụ tính toán trong mục 3.4.3 ở trên (xem Hình 2.4). Với mô hình tính toán mới này, việc phân tích đẩy dần khung KE có xét tới tương tác với các tường chèn trong khung cũng được thực hiện tương tự như ở ví dụ tính toán trên. Các giai đoạn khác nhau trong quá trình ứng xử của khung KE khi có xét tới tương tác với các tường chèn dưới tác động ngang được thể hiện trong Hình 3.10. Đường cong khả năng trong trường hợp này được thể hiện trong Hình 3.7 (đường đứt nét).



**Hình 3.10.** Một số giai đoạn ứng xử của khung KE khi có xét tới tương tác với các tường chèn dưới tác động ngang

Các Hình 3.10 và Hình 3.7 cho thấy, trong giai đoạn đầu tiên cho tới khi lực cắt đáy  $V = 306,094$  kN và  $\Delta = 0,0051$  m ở bước thứ 3, các tường chèn ở tầng một bị nứt đầu tiên. Hệ khung chèn có ứng xử gần như tuyến tính, với độ cứng ngang  $K_{if} = 59700$  kN/m. Sau khi lực cắt đáy đạt giá trị lớn nhất  $V = 626,27$  kN và  $\Delta = 0,023$  m ở bước 10, hệ kết cấu bị sụt giảm độ cứng đột ngột và biến thiên không đều, do các tường



chèn ở tầng một và tầng hai bị nứt khá mạnh, đặc biệt là ở tầng một, còn các đầu dầm tầng một và chân các cột tầng một cũng bắt đầu bị biến dạng dẻo. Tới bước 15 ( $V = 611,453 \text{ kN}$ ;  $\Delta = 0,0343 \text{ m}$ ), các tường chèn ở tầng một và hai tiếp tục bị nứt mạnh, các đầu mút trên của các cột tầng một bắt đầu xuất hiện biến dạng dẻo trong khi các đầu mút dưới của chúng tiếp tục phát triển biến dạng dẻo. Đường cong khả năng của hệ kết cấu hỗn hợp khung chèn biểu hiện một sự suy giảm độ cứng gần tuyến tính, nhưng với độ dốc lớn hơn so với trường hợp khung không xét tới tương tác với các tường chèn. Sau thời điểm này cho tới khi đạt chuyển vị mục tiêu  $\Delta = 4\%H = 0,36\text{m}$  (bước 108), các biến dạng dẻo hầu như chỉ tập trung vào các chân cột trên mặt móng và các đầu mút các cột ở tầng một, các tường chèn ở tầng một bị phá hoại hoàn toàn (được xem là không còn khả năng chịu lực), trong khi toàn bộ các dầm, cột ở các tầng 2 và 3 và các tường chèn ở tầng 3 vẫn còn trong giới hạn đàn hồi. Hệ kết cấu khung chèn bị phá hoại theo cơ cấu “tầng mềm”, một dạng phá hoại giòn rất nguy hiểm đối với các hệ kết cấu chịu động đất.

So sánh đường cong khả năng của khung KE được thiết kế theo các quy định của TCVN 9386:2012 (đường liền nét) và đường cong khả năng của khung KE nhưng có xét tới tương tác với tường chèn theo mô hình ứng xử dẻo xuất (đường đứt nét) trong Hình 3.7 cho thấy, các đường cong này có các dạng hoàn toàn khác nhau. Sự tương tác với các tường chèn trong giai đoạn ban đầu đã làm gia tăng đáng kể độ cứng, khả năng chịu lực ngang và khả năng phân tán năng lượng của hệ kết cấu khung không xét tới tương tác với các tường chèn. Sau khi đạt khả năng chịu lực tối đa, hệ kết cấu hỗn hợp khung chèn có ứng xử giòn hơn, với sự suy giảm mạnh độ cứng lẫn độ bền của khung lẫn tường chèn.

Kết quả phân tích cho thấy, khi có xét tới tương tác với các tường chèn, cơ cấu phá hoại của khung được thiết kế theo các quy định của TCVN 9386:2012 đã bị thay đổi hoàn toàn, chuyển từ cơ cấu phá hoại dẻo sang cơ cấu phá hoại giòn. Mục tiêu thiết kế ban đầu đã bị đổi khác theo hướng rất bất lợi. Kết quả này hoàn toàn phù hợp với các dự đoán đã được đưa ra trong phần nghiên cứu lý thuyết, cũng như của các nghiên cứu được thực hiện bởi nhiều nhà khoa học khác trên thế giới trong nhiều năm qua. Như vậy, việc bỏ qua lực tương tác khung – tường chèn trong các quy định thiết



kế khung là một hạn chế nghiêm trọng của các tiêu chuẩn thiết kế kháng chấn hiện nay, có nguy cơ làm cho công trình bị mất an toàn khi động đất xảy ra.

Ngoài ra, các kết quả phân tích cũng cho thấy, mô hình ứng xử phi tuyến của tường chèn được đề xuất ở Chương 2 phù hợp để đánh giá phản ứng tổng thể của các hệ kết cấu khung được thiết kế theo các quy định của các tiêu chuẩn kháng chấn hiện nay khi có xét tới tương tác với các tường chèn.

### 3.4.5. Thiết kế hệ kết cấu khung BTCT có xét tới tương tác với các tường chèn theo phương pháp đề xuất

Việc thiết kế khung BTCT chịu động đất có xét tới tương tác với tường chèn theo phương pháp đề xuất, được thực hiện với các bước cụ thể ở trong mục 3.3.2 như sau:

*Bước 1.* Thực hiện việc thiết kế các dầm khung theo quy định của TCVN 9386:2012. Ví dụ đối với khung KE, kết quả thiết kế cốt thép dầm cho trong Hình 3.5 và khả năng chịu uốn của các dầm được cho trong Bảng 3.1 ở ví dụ tính toán mục 3.4.2.

*Bước 2.* Xác định hệ số gia tăng độ cứng uốn của dầm khung ở trạng thái cực hạn  $k_{Ibu}$  theo (3.18) và chiều cao tiết diện tương đương của dầm khung  $h_{bmu}$  theo (3.19) khi có xét tới tương tác với tường chèn, ví dụ đối với dầm tầng một của khung KE, các giá trị  $k_{Ibu}$  và  $h_{bmu}$  được cho trong Bảng 3.5. Xác định khả năng chịu uốn của các dầm quy tụ vào nút khung  $M_{Rbmu}^-$  và  $M_{Rbmu}^+$  khi có xét tới tương tác với tường chèn, tương ứng theo các phương trình (C.4) và (C.5) Phụ lục C, kết quả được cho trong Bảng 3.6. Từ các kết quả tính toán thu được, xác định hệ số gia tăng khả năng chịu uốn của dầm khung khi có xét tới tương tác với tường chèn  $k_{Mb}$ .

**Bảng 3.5.** Xác định hệ số  $k_{Ibu}$  và chiều cao tiết diện tương đương  $h_{bmu}$  của dầm khung

Thông số	$l$ (mm)	$h$ (mm)	$b_{bw}$ (mm)	$h_b$ (mm)	$b_c$ (mm)	$h_c$ (mm)	$\omega$	$k_{Ibu}$	$h_{bmu}$ (mm)
Giá trị	5000	3000	250	500	300	300	2,315	2,508	680

**Bảng 3.6.** Xác định hệ số gia tăng khả năng chịu uốn của các dầm khung tương đương  $k_{Mb}$

Vị trí	Khung được thiết kế theo TCVN 9386:2012			Do hiệu ứng bố của tường chèn gây ra			$k_{Mb}$
	$M_{Rb}^-$ (kNm)	$M_{Rb}^+$ (kNm)	$\sum M_{Rb}$ (kNm)	$M_{Rbmu}^-$ (kNm)	$M_{Rbmu}^+$ (kNm)	$\sum M_{Rbmu}$ (kNm)	
Dầm tầng 1	161,036	91,869	252,905	177,067	110,870	287,937	1,14

Bước 3. Xác định mômen uốn yêu cầu dùng để thiết kế cột  $\sum M_{Rcmu}^{yc}$  từ điều kiện đề xuất (3.23). Ví dụ đối với các cột giữa C1 và C2 của khung KE:

$$\sum M_{Rcmu}^{yc} = 1,3k_{Mb} \sum M_{Rb} = 1,3 \cdot 1,14 \cdot 252,905 = 374,806 \text{ kNm}$$

Từ giá trị mômen uốn này, tính toán và cấu tạo cốt thép dọc cho các cột C1 và C2, xác định khả năng chịu uốn của các cột theo Phụ lục D, sau đó kiểm tra lại theo điều kiện (3.23). Các cột khác cũng được thiết kế theo cách tương tự.

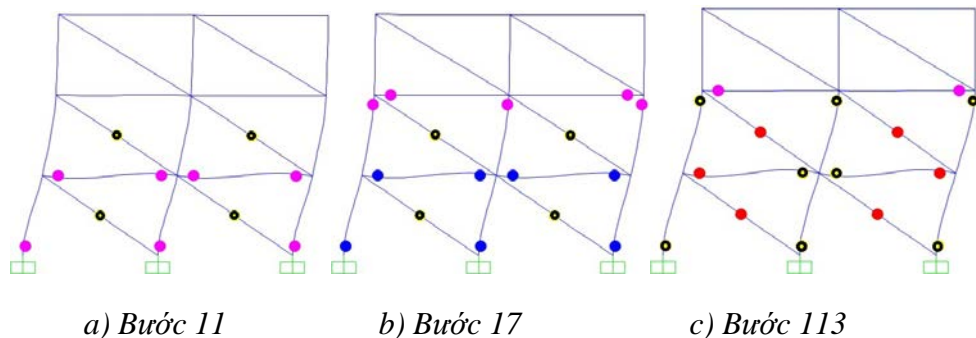
**Bảng 3.7.** Kết quả thiết kế các cột tầng một ở khung KE theo điều kiện đề xuất (3.23)

Cột	$M_{Rb}^-$ (kNm)	$M_{Rb}^+$ (kNm)	$\sum M_{Rb}$ (kNm)	$\sum M_{Rcmu}^{yc} \geq$ $1,3k_{Mb} \sum M_{Rb}$	$b_c$ (mm)	$h_{cmu}$ (mm)	Thép cột	$M_{Rcmu}$ (kNm)	$\sum M_{Rcmu}$ (kNm)
Theo phương ngang Y									
C1 (min $N_{Ed,c}$ )	161,036	91,869	252,905	374,806	350	400	12Φ18	230,988	412,446
C2 (min $N_{Ed,c}$ )	161,036	91,869	252,905	374,806	350	350	12Φ18	181,458	
C1 (max $N_{Ed,c}$ )	161,036	91,869	252,905	374,806	350	400	12Φ18	231,030	412,496
C2 (max $N_{Ed,c}$ )	161,036	91,869	252,905	374,806	350	350	12Φ18	181,467	
C4 (min $N_{Ed,c}$ )	101,973		101,973	151,125	300	350	10Φ16	106,280	187,809
C5 (min $N_{Ed,c}$ )	101,973		101,973	151,125	300	300	10Φ16	81,529	
C4 (max $N_{Ed,c}$ )	101,973		101,973	151,125	300	350	10Φ16	114,930	200,238
C5 (max $N_{Ed,c}$ )	101,973		101,973	151,125	300	300	10Φ16	85,308	

Để có làm rõ cách thức thiết kế đề xuất với cách thức thiết kế theo TCVN 9386:2012 được cụ thể hóa qua ví dụ tính toán ở mục 3.4.2, thay vì thiết kế mới các cột từ điều kiện (3.23), ta chọn phương án tăng chiều cao tiết diện các cột ở tầng một (C1 và C4) (nơi có nguy cơ bị phá hoại tầng mềm lớn nhất), mỗi cột thêm 50 mm,

các tầng khác giữ nguyên không thay đổi. Với kích thước tiết diện các cột đã được tăng này, thực hiện tính toán và bố trí cốt thép dọc các cột C1 và C4. Kết quả được cốt thép dọc các cột tương tự như kết quả thiết kế theo TCVN 9386:2012 (Bảng 3.7). Từ đó, tính toán khả năng chịu uốn  $M_{Rcmu}$  của các cột theo Phụ lục D và kiểm tra lại theo điều kiện (3.23). Các kết quả tính toán được cho trong Bảng 3.7.

Để xác định ứng xử của khung KE được thiết kế theo điều kiện đề xuất (3.23) khi có xét tới tương tác với các tường chèn, thực hiện phân tích tĩnh phi tuyến với các mô hình ứng xử phi tuyến của khung và tường chèn được sử dụng trong các ví dụ tính toán ở các mục 3.4.3 và 3.4.4. Kết quả phân tích đầy dần cho thấy, ở bước 11 ( $V = 655,8 \text{ kN}$ ;  $\Delta = 0,033\text{m}$ ) các tường chèn ở tầng một và tầng hai bị nứt rất mạnh, còn các đầu mút dầm tầng một và toàn bộ các chân cột trên mặt móng bắt đầu bị chảy dẻo (Hình 3.11a). Ở bước 17 ( $V = 604,36 \text{ kN}$ ;  $\Delta = 0,059 \text{ m}$ ), biến dạng dẻo xuất hiện ở tất cả các đầu mút trên các cột tầng hai và một số đầu mút dầm cũng ở tầng hai, trong khi các chân cột trên mặt móng và các đầu mút các dầm tầng một tiếp tục phát triển chảy dẻo. Các tường chèn ở tầng một và 2 tiếp tục bị nứt mạnh. Ở các bước tiếp theo cho tới khi đạt chuyển vị mục tiêu  $\Delta = 0,36 \text{ m}$  ở bước 113, các biến dạng hầu như chỉ tập trung vào các vùng tới hạn ở chân các cột tầng một, lẫn các đầu mút trên của các cột tầng hai. Các tường chèn ở tầng một và hai bị phá hoại nghiêm trọng, nhưng hệ kết cấu khung chèn không bị phá hoại tầng mềm (Hình 3.11c). Sơ đồ phá hoại này hoàn toàn khác sơ đồ phá hoại hệ khung chèn được thiết kế theo điều kiện (3.1) trong ví dụ tính toán ở mục 3.4.4 (Hình 3.10d).



**Hình 3.11.** Một số giai đoạn trong quá trình ứng xử của khung KE được thiết kế theo điều kiện đề xuất (3.23)

Như vậy, việc thiết kế khung BTCT chịu động đất theo phương pháp đề xuất dựa trên TCVN 9386:2012, nhưng với điều kiện (3.23) hoàn toàn loại bỏ được nguy cơ phá hoại tầng mềm. Đường cong khả năng của khung KE được thiết kế theo phương pháp đề xuất (đường đứt nét hai chấm) trong Hình 3.7 cho thấy khung có ứng xử vượt trội so với các trường hợp được thiết kế theo điều kiện (3.1) quy định trong TCVN 9386:2012. Sự gia tăng độ cứng và độ bền uốn của các cột khung tầng 1 đã làm cho độ cứng, độ bền và khả năng phân tán năng lượng của khung chèn tăng lên, nhưng quan trọng hơn cơ cấu phá hoại giòn ở tầng một đã được loại bỏ hoàn toàn.

### 3.5. NHẬN XÉT CHƯƠNG 3

Qua các kết quả nghiên cứu lý thuyết và các ví dụ tính toán thực hiện ở trong Chương 3, có thể rút ra một số nhận xét chính sau:

1. Qua nghiên cứu lý thuyết, đã định lượng được sự gia tăng độ cứng uốn của dầm khung qua hệ số  $k_{bu}$  và từ đó định lượng được hệ số gia tăng khả năng chịu uốn của dầm khung  $k_{Mb}$  khi có xét tới tương tác với tường chèn dưới dạng một biểu thức toán học.

2. Sự gia tăng khả năng chịu uốn của dầm khung khi có xét tới tương tác với các tường chèn, đã làm thay đổi nguyên tắc thiết kế cơ bản “dầm yếu – cột khỏe” quy định trong các tiêu chuẩn thiết kế kháng chấn hiện nay. Do đó, yêu cầu thỏa mãn điều kiện phá hoại dẻo (3.1) khi thiết kế khung BTCT chịu động đất quy định trong TCVN 9386:2012, mà không xét tới tương tác với các tường chèn, sẽ có nguy cơ cao làm cho hệ kết cấu bị phá hoại giòn (phá hoại tầng mềm) khi có xét tới tương tác với tường chèn.

3. Việc thiết kế khung BTCT theo phương pháp đề xuất với điều kiện kiểm soát cơ cấu phá hoại (3.23) khi có xét tới tương tác với tường chèn, đã làm xuất hiện cơ cấu phá hoại dẻo ở khung dưới tác động động đất.

4. Các kết quả phân tích tĩnh phi tuyến đẩy dần khung BTCT nhiều nhịp nhiều tầng, sử dụng mô hình mô phỏng ứng xử của tường chèn được đề xuất trong Chương 2 cho thấy:

a) Khung được thiết kế theo TCVN 9386:2012 theo điều kiện (3.1):

- Khi không xét tới tương tác với các tường chèn, bị phá hoại theo cơ cấu dẻo như mục tiêu thiết kế đặt ra ban đầu;
- Khi có xét tới tương tác với các tường chèn, bị phá hoại giòn theo cơ cấu “tầng mềm”, khác với mục tiêu thiết kế đặt ra ban đầu. Kết quả này phù hợp với các nghiên cứu lý thuyết của tác giả và những nhà nghiên cứu khác.

b) Khung được thiết kế theo TCVN 9386:2012 nhưng với điều kiện (3.23) không bị phá hoại tầng mềm, phù hợp với mục tiêu nghiên cứu đặt ra.

Các kết quả phân tích trên cũng cho thấy, mô hình đơn giản mô phỏng ứng xử phi tuyến của tường chèn sử dụng phương pháp dải chéo tương đương được đề xuất trong Chương 2, hoàn toàn phù hợp để xác định phản ứng tổng thể của hệ kết cấu khung chèn được thiết kế theo các tiêu chuẩn thiết kế kháng chấn hiện nay. Đồng thời cũng cho thấy, tính đúng đắn của điều kiện kiểm soát cơ cấu phá hoại cũng như phương pháp thiết kế khung BTCT chịu động đất có xét tới tương tác với tường chèn được đề xuất.

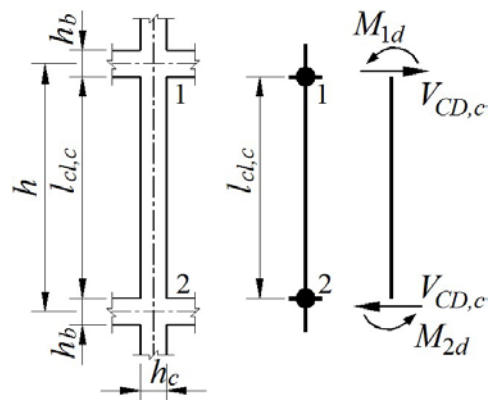
## CHƯƠNG 4. KIỂM SOÁT PHÁ HOẠI CỤC BỘ KHUNG BÊ TÔNG CỐT THÉP CHỊU ĐỘNG ĐẤT KHI CÓ XÉT TỚI TƯƠNG TÁC VỚI TƯỜNG CHÈN

### 4.1. KIỂM SOÁT PHÁ HOẠI CỤC BỘ KHUNG BÊ TÔNG CỐT THÉP TRONG CÁC TIÊU CHUẨN THIẾT KẾ KHÁNG CHẤN HIỆN NAY

#### 4.1.1. Kiểm soát phá hoại cắt ở khung bê tông cốt thép

Như đã đề cập tới trong Chương 3, khi thực hiện việc thiết kế khung theo quan niệm kháng chấn hiện đại, ngoài việc phải kiểm soát cơ cấu phá hoại khung, cần phải kiểm soát cả cách thức phá hoại cục bộ các cấu kiện của nó. Theo đó, để cho các vùng tới hạn (khớp dẻo) ở dầm và cột không bị phá hoại giòn quá sớm, cần phải ngăn chặn không để cho phá hoại cắt xuất hiện trước phá hoại uốn. Điều này được thực hiện bằng một sự chênh lệch phù hợp giữa lực cắt xác định từ phân tích kết cấu và lực cắt thiết kế tại tiết diện đang xét. Do đó, các tiêu chuẩn thiết kế kháng chấn hiện nay đều quy định, lực cắt dùng để thiết kế các cấu kiện khung không phải lấy từ kết quả phân tích kết cấu trong tình huống động đất, mà từ tính toán theo khả năng. Nghĩa là lực cắt dùng để thiết kế dầm và cột khung, cần phải được xác định lại theo phương pháp thiết kế theo khả năng. Vì vậy, các lực cắt này thường được gọi là “*lực cắt khả năng*” [5],[6].

Theo Chương 3, đối với khung BTCT, các cột khung có một vai trò hết sức quan trọng trong việc kiểm soát cơ cấu phá hoại dẻo dưới tác động động đất, do đó việc kiểm soát phá hoại cắt cục bộ ở các cột cũng có ý nghĩa tương tự. Các tiêu chuẩn thiết kế kháng chấn hiện nay, trong đó có TCVN 9386:2012 quy định cách thức xác định lực cắt khả năng dùng để thiết kế cột bằng cách



**Hình 4.1.** Sơ đồ xác định lực cắt thiết kế theo khả năng của cột

giả định cả hai đầu mút cột 1 và 2 đều hình thành khớp dẻo với các mômen uốn ngược chiều nhau (dương hoặc âm) (Hình 4.1). Thông thường, lực dọc trong cột có giá trị lớn và chúng ảnh hưởng tới khả năng chịu uốn của cột. Đồng thời, trên chiều dài cột thường không có các lực ngang tác động, nên từ điều kiện cân bằng lực ở Hình 4.1 xác định được lực cắt cột khả năng như sau:

$$V_{CD,c} = \frac{|M_{1d}| + |M_{2d}|}{l_{cl,c}} \quad (4.1)$$

Trong biểu thức (4.1),  $l_{cl,c}$  – chiều dài thông thủy của cột trong mặt phẳng uốn (bằng khoảng cách giữa mặt trên của dầm hoặc bản ở chân của cột và đáy của dầm ở trên đỉnh cột);  $M_{id}$  ( $i = 1; 2$ ) - mômen uốn vượt độ bền tại các khớp dẻo ở đầu mút cột, được xác định theo biểu thức sau:

$$M_{i,d} = \gamma_{Rd} M_{Rc,i} \left( \frac{\sum M_{Rb}}{\sum M_{Rc}} \right)_i \quad (4.2)$$

trong đó:

$\gamma_{Rd}$  - hệ số vượt độ bền được lấy bằng 1,1 cho cột có cấp dẻo trung bình (DCM) và bằng 1,3 cho cột có cấp dẻo cao (DCH);

$M_{Rc,i}$  - khả năng chịu uốn thiết kế tại đầu mút cột  $i$  ( $i = 1; 2$ ) theo chiều của mômen uốn do động đất gây ra theo phương đang xét của tác động động đất.

$(\sum M_{Rb} / \sum M_{Rc})_i \leq 1$  với  $\sum M_{Rb}$  là tổng khả năng chịu uốn của các tiết diện dầm ở các mặt đối diện của nút  $i$  và  $\sum M_{Rc}$  là tổng khả năng chịu uốn của các tiết diện cột ở trên và dưới của cùng nút  $i$ .

Thông thường khả năng chịu cắt của cột không phụ thuộc vào chiều của lực cắt, nên ta chỉ quan tâm tới các giá trị lực cắt khả năng lớn nhất  $V_{CD,c}^-$  và  $V_{CD,c}^+$  trong biểu thức (4.1). Mặt khác, thường các cột có tiết diện ngang đối xứng nên  $M_{Rci}^+$  và  $M_{Rci}^-$  tại các đầu mút  $i$  ( $i = 1; 2$ ) bằng nhau, do đó lực cắt khả năng của cột được xác định theo biểu thức sau:

$$V_{CD,c} = \frac{\gamma_{Rd} \left[ M_{Rc,1} \left( \frac{\sum M_{Rb}}{\sum M_{Rc}} \right)_1 + M_{Rc,2} \left( \frac{\sum M_{Rb}}{\sum M_{Rc}} \right)_2 \right]}{l_{cl,c}} \quad (4.3)$$

Lực cắt khả năng xác định theo biểu thức (4.3) dùng để thiết kế cột chịu cắt sẽ lớn hơn lực cắt cột xác định từ phân tích kết cấu trong tình huống động đất. Do đó, với cách thức tính toán này, cho phép ngăn chặn được nguy cơ phá hoại cắt xảy ra trước, hoặc đồng thời với phá hoại uốn ở cột khung dưới tác động động đất.

#### **4.1.2. Kiểm tra phá hoại cắt cột trong các tiêu chuẩn thiết kế kháng chấn khi có xét tường chèn**

Hiện nay, các quy định thiết kế hệ kết cấu khung BTCT trong các tiêu chuẩn thiết kế kháng chấn, hoàn toàn không xét tới tương tác với các tường chèn. Nhưng để kiểm soát được sự xuất hiện của phá hoại cắt cột, các tiêu chuẩn thiết kế kháng chấn lại yêu cầu phải thực hiện việc kiểm tra khả năng chịu cắt cục bộ của cột có xét tới sự tương tác với tường chèn. Theo các tiêu chuẩn thiết kế này, lực tương tác khung – tường chèn sẽ làm gia tăng lực cắt tác động lên cột khung. Lực cắt bổ sung này chính là lực trong dải chéo tương đương bị nén của tường chèn, tác động trong phạm vi chiều dài vùng tiếp xúc ở đầu mút cột.

Trên cơ sở quan niệm này, trong trường hợp mặt phẳng khung được chèn kín, các tiêu chuẩn TCVN 9386:2012 [3] và EN 1998-1:2004 [60] (cũng như các tiêu chuẩn thiết kế của các nước khác) cho rằng, trừ khi sử dụng một cách xác định chính xác hơn, có xét tới các đặc tính đàn hồi và hình học của tường chèn và cột, để xác định lực tương tác với tường chèn tác động lên cột, cũng như chiều dài vùng tiếp xúc  $l_c$  giữa tường chèn và cột khung, lấy bề rộng  $w_m$  của dải chéo tương đương bằng một phần cố định của chiều dài đường chéo panô chèn  $d_m$ . Thành phần ngang của lực trong dải chéo tác động lên cột, được giả thiết bằng độ bền cắt ngang của tường chèn, xác định trên cơ sở cường độ chịu cắt của các mạch vữa ngang. Do có lực tương tác này, các tiêu chuẩn TCVN 9386:2012 và EN 1998-1:2004 yêu cầu phải kiểm tra và cấu tạo cột chịu cắt theo điều kiện sau:

$$V_{Rd,c} \geq V_{Ed,c,l_c} \quad (4.4)$$

trong đó:  $V_{Rd,c}$  - độ bền chịu cắt tại các đầu mút cột được thiết kế theo các quy định của tiêu chuẩn thiết kế kháng chấn (không xét tới tương tác với các tường chèn);



$V_{Ed,c,l_c}$  - lực cắt thiết kế bị gia tăng do lực ngang trong dải chéo tác động tại các đầu mút cột. Lực cắt  $V_{Ed,c,l_c}$  được xác định từ điều kiện sau (Hình 4.2):

$$V_{Ed,c,l_c} = \min(V_{Ed,c,ms}; V_{Ed,c,M}) \quad (4.5)$$

trong đó:

(i)  $V_{Ed,c,ms}$  là thành phần ngang của lực trong dải chéo tường chèn. Như đã đề cập tới ở trên, lực cắt này được giả thiết bằng độ bền cắt ngang của tường chèn, xác định trên cơ sở cường độ chịu cắt của các mạch vữa ngang:

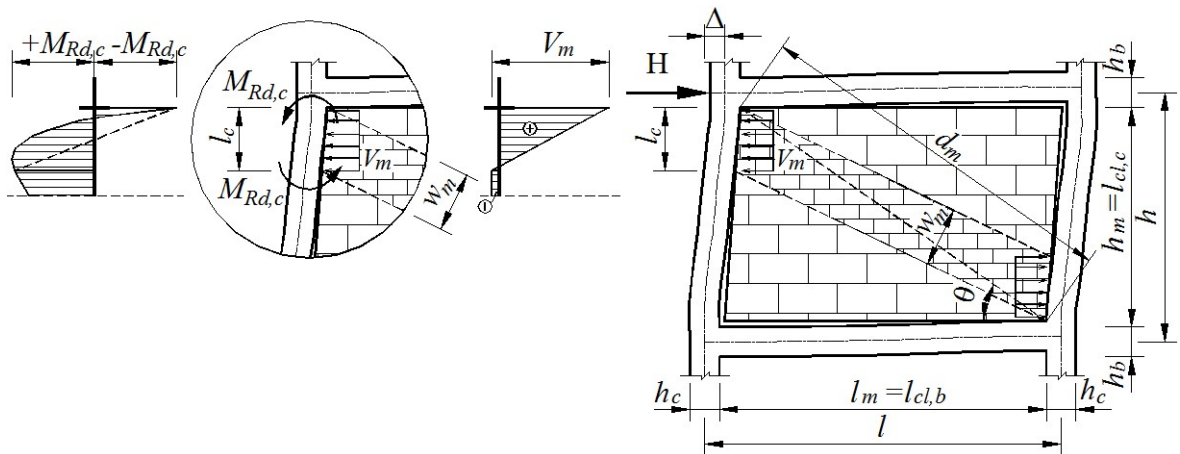
$$V_{Ed,c,ms} = V_m = A_m f_{mv} \quad (4.6)$$

trong đó:  $A_m = t_m l_m$  - diện tích tiết diện của tường chèn theo phương ngang và  $f_{mv}$  - cường độ chịu cắt của tường chèn.

(ii)  $V_{Ed,c,M}$  là lực cắt cột được tính toán phù hợp với phương pháp thiết kế theo khả năng quy định trong tiêu chuẩn, bằng cách giả thiết khả năng chịu uốn của cột có xét tới hệ số vượt độ bền  $\gamma_{Rd}$  tại hai đầu mút của chiều dài tiếp xúc  $l_c$  có giá trị  $\gamma_{Rd} M_{Rc,i}$ :

$$V_{Ed,c,M} = \gamma_{Rd} \frac{2M_{Rd,c}}{l_c} \quad (4.7)$$

Theo các tiêu chuẩn TCVN 9386:2012 và EN 1998-1:2004, hệ số vượt độ bền  $\gamma_{Rd}$  được lấy bằng 1,3 cho khung có cấp dẻo cao DCH và 1,1 cho khung có cấp dẻo trung bình DCM.



**Hình 4.2.** Lực cắt tác động lên cột do thành phần ngang của lực trong dải chéo tường chèn gây ra

Việc kiểm tra khả năng chịu cắt cột của các tiêu chuẩn thiết kế kháng chấn khác như FEMA 356 (2000) [68], ASCE/SEI 41-13 (2013) [18], NZSEE (2017) [116]... đề cập tới trong Chương 1 cũng được thực hiện theo cách tương tự.

#### **4.1.3. Một số nhận xét về các quy định kiểm tra phá hoại cắt trong các tiêu chuẩn kháng chấn hiện nay**

Trên cơ sở các nội dung đề cập tới ở trên về việc kiểm tra ứng xử cục bộ của các cột khung trong các tiêu chuẩn kháng chấn hiện nay, có thể rút ra một số nhận xét sau:

1. Có một sự thống nhất cao giữa các tiêu chuẩn thiết kế kháng chấn trong việc quy định cách thức kiểm tra phá hoại cắt cột khi xét tới lực tương tác với các tường chèn. Tuy vậy, điều này lại mâu thuẫn với các quy định thiết kế khung được đề cập tới trong Chương 3 (kiểm soát cơ cấu phá hoại) và trong mục 4.1.1 (kiểm tra cách thức phá hoại), khi bỏ qua hoàn toàn ảnh hưởng của sự tương tác với các tường chèn. Tường chèn không chỉ tương tác với cột mà còn cả với dầm. Sự tương tác với dầm đã làm thay đổi ứng xử của dầm, kéo theo sự thay đổi ứng xử của cột khi chịu tác động động đất (Chương 3). Điều này sẽ làm thay đổi khả năng chịu cắt của cột ngay từ ứng xử tổng thể của hệ kết cấu khung (không như dự kiến thiết kế ban đầu), nên việc kiểm tra khả năng chịu cắt cột đề cập tới trong mục 4.1.2 ở trên sẽ không có hiệu quả.

2. Các chỉ dẫn liên quan tới việc kiểm tra khả năng chịu cắt cột trong các tiêu chuẩn TCVN 9386:2012 và EN 1998-1:2004 đề cập tới trong mục 4.1.2 còn khá mơ hồ, dẫn tới nhiều khả năng diễn giải khác nhau khi áp dụng:

(i) *Về bề rộng dải chéo tương đương  $w_m$* . Theo các kết quả nghiên cứu ở Chương 1, hiện có rất nhiều phương pháp xác định bề rộng  $w_m$  dựa trên chiều dài đường chéo  $d_m$  của tường chèn (xem Bảng 1.1). Do đó, có tác giả như Fardis (2009) [64], đề xuất lấy  $w_m = (0,10 \div 0,15)d_m$  khi thiết kế các công trình mới dưới tác động động đất thiết kế ở mức kiểm soát hư hỏng (LS) theo các tiêu chuẩn thiết kế châu Âu; có các tác giả như Hak, Morandi và Magenes (2013) [77] đề xuất lấy  $w_m = 0,25d_m$  theo phương pháp của Paulay và Priestley (1992) [120].

(ii) Về chiều dài vùng tiếp xúc  $l_c$ . Chiều dài tiếp xúc giữa tường chèn và cột khung  $l_c$  ảnh hưởng nghiêm trọng tới độ lớn của lực  $V_{Ed,c,M}$  xác định theo (4.7), nhưng nó lại phụ thuộc vào vị trí của dải chéo tương đương trong mô hình tính toán và bề rộng dải chéo tương đương  $w_m$ . Chiều dài tiếp xúc càng lớn, bề rộng dải chéo tương đương càng lớn và ngược lại. Vị trí của dải chéo tương đương có thể đồng trục như trong Hình 1.8 hoặc lệch trục như trong Hình 4.2. Trong trường hợp thứ hai, chiều dài tiếp xúc  $l_c$  này được giả thiết bằng bề rộng toàn phần theo phương đứng của dải chéo mô phỏng tường chèn:

$$l_c = \frac{w_m}{\cos \theta} \quad (4.8)$$

còn trong trường hợp thứ nhất,  $l_c$  chỉ là một phần theo phương đứng của  $w_m$ .

Đây là các hạn chế quan trọng của các tiêu chuẩn thiết kế kháng chấn hiện nay, ảnh hưởng tới độ an toàn của công trình được thiết kế và gây khó khăn cho việc áp dụng tiêu chuẩn. Với các kết quả nghiên cứu thực hiện trong các Chương 2 và Chương 3, vấn đề kiểm soát phá hoại cắt cột, ngoài kiểm tra cục bộ, cần phải được xem xét ở mức độ tổng thể trong quá trình thiết kế khung, trên cơ sở triết lý của phương pháp thiết kế theo khả năng mà các tiêu chuẩn thiết kế kháng chấn hiện nay đang sử dụng.

## 4.2. LỰC TƯƠNG TÁC KHUNG - TƯỜNG CHÈN VÀ PHẢN ỨNG CỤC BỘ CỦA CỘT KHUNG BÊ TÔNG CỐT THÉP KHI CHỊU LỰC TƯƠNG TÁC

### 4.2.1. Lực tương tác giữa khung và tường chèn

Theo các kết quả nghiên cứu của Nguyễn Lê Ninh đã được đề cập tới trong Chương 2, trong quá trình chịu lực các chiều dài tiếp xúc giữa tường chèn và khung thay đổi. Sự thay đổi này sẽ làm cho bề rộng  $w_m$  của dải chéo tương đương cũng thay đổi theo. Nếu gọi  $z_{hk}$  và  $z_{lk}$  tương ứng là các chiều dài tiếp xúc đặc trưng trên cột và dầm, từ các chiều dài này và các kích thước của tường chèn, dựa trên quan hệ hình học của chúng có thể xác định được bề rộng đặc trưng của dải chéo tương đương  $w_{mk}$  theo biểu thức sau (xem Hình 2.5 và Hình 4.3) [115]:

$$w_{mk} = \frac{z_{hk}(l_m - z_{lk}) + z_{lk}(h_m - z_{hk})}{\sqrt{(h_m - z_{hk})^2 + (l_m - z_{lk})^2}} \quad (4.9)$$

trong đó :

$$z_{hk} = \frac{\pi}{2\lambda_h} \text{ và } z_{lk} = \frac{\pi}{2\lambda_l} \quad (4.10)$$

Tại các thời điểm khác nhau trong quá trình chịu lực, chiều dài các vùng tiếp xúc ở cột và dầm được xác định theo các biểu thức sau:

$$z_h = \beta z_{hk} = \frac{\beta\pi}{2\lambda_h} \text{ và } z_l = \beta z_{lk} = \frac{\beta\pi}{2\lambda_l} \quad (4.11)$$

trong đó  $\beta$  là hệ số biến thiên, phụ thuộc vào lực ngang tác dụng, các đặc trưng cơ học và hình học của khung và tường chèn, được xác định theo biểu thức sau:

$$\beta = \frac{d_m e^{m(1-n)}}{w_{mk} (\lambda_h h + \lambda_l l + k)} \quad (4.12)$$

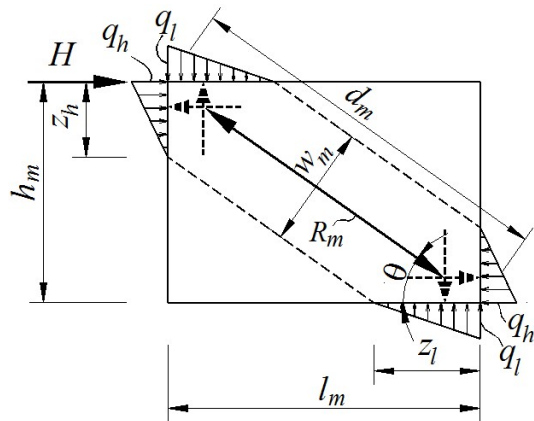
Trong các biểu thức trên, các thông số vùng tiếp xúc  $\lambda_h$  và  $\lambda_l$  trên cột và dầm được xác định theo các biểu thức (2.3). Như vậy, tại thời điểm ngay trước khi tường chèn được xem là không còn khả năng chịu lực ( $n = 1,0$ ), hệ số  $\beta_0$  sẽ có dạng sau:

$$\beta_0 = \frac{d_m}{w_{mk} (\lambda_h h + \lambda_l l + k)} \quad (4.13)$$

Tại thời điểm này, chiều dài các vùng tiếp xúc (gọi là các vùng tiếp xúc cơ sở) của tường chèn ở cột và dầm sẽ như sau:

$$z_{h0} = \frac{\beta_0\pi}{2\lambda_h} \text{ và } z_{l0} = \frac{\beta_0\pi}{2\lambda_l} \quad (4.14)$$

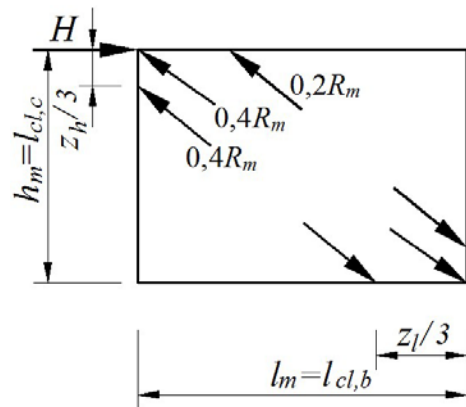
Như đã đề cập tới trong Chương 1, dọc theo vùng tiếp xúc  $z_h$  và  $z_l$  xuất hiện các ứng suất tương tác (cắt và nén) giữa tường chèn và các cấu kiện khung dưới tác động ngang (xem Hình 1.3). Sự biến thiên của các lực tương tác pháp tuyến thường được giả thiết phân bố theo dạng parabol hoặc tuyến tính. Theo Smith [130], cả hai giả thiết phân bố các lực tương tác được sử dụng để xác định chiều dài vùng tiếp xúc đều phù hợp với các giá trị thí nghiệm đo được. Do đó, phần sau đây để đơn giản sẽ giả thiết lực tương tác phân bố tuyến tính như trong Hình 4.3.



**Hình 4.3.** Lực tương tác giữa khung và tường chèn

Các kết quả nghiên cứu cho thấy, trị số của các lực tương tác tại mặt tiếp xúc phụ thuộc vào độ bền hoặc vào dạng phá hoại của tường chèn trong các giai đoạn chất tải khác nhau. Kết quả nghiên cứu ở Chương 2 cho thấy, đối với hệ kết cấu khung chèn được thiết kế theo quan niệm kháng chấn hiện nay, độ bền cực hạn  $V_{mu}$  của tường chèn là giá trị nhỏ nhất của độ bền phá hoại cắt trượt  $V_{ms}$  và độ bền phá hoại nén  $V_{mc}$  theo phương đường chéo (xem biểu thức (2.6)). Từ kết quả các nghiên cứu so sánh được thực hiện trong Chương 2, độ bền cắt trượt của tường chèn được xác định theo biểu thức (2.10) dựa trên các quy định của TCVN 5573:2011 còn độ bền nén theo phương chéo của tường chèn được xác định theo biểu thức (2.11) dựa theo phương pháp của ASCE 41-13 (2013).

Gọi  $R_m$  là lực dọc phát sinh trong dải chéo tương đương (Hình 4.3):  $V_m = R_m \cos \theta$ . Các kết quả nghiên cứu đề cập tới trong mục 1.3.1 ở Chương 1 về mô hình nhiều dải chéo cho thấy, các mô hình này hoàn toàn phù hợp để xét phản ứng cục bộ của các cấu kiện khung khi chịu lực tương tác với tường chèn. Việc lựa chọn độ cứng của mỗi dải ảnh hưởng đến lực cắt tác động lên cột lẫn dầm. Theo Tassios, Vintzileou và Chronopoulos (1988) [142], dựa trên các kết quả phân tích PTHH chi tiết,



**Hình 4.4.** Sự phân bố lực nén trong dải chéo tương đương lên các cấu kiện khung theo Tassios, Vintzileou và Chronopoulos (1988)

với các tường chèn có tỷ số hình dạng  $\alpha_m = h_m/l_m = (0,5 \div 1,0)$ , có thể phân lực  $R_m$  trong dải chéo tương đương thành 3 phần:  $0,4R_m$  tác động trực tiếp lên nút khung;  $0,4R_m$  tác động lên cột và  $0,2R_m$  tác động lên dầm (Hình 4.4). Trong trường hợp này, độ lớn của lực tương tác khung – tường chèn tác động lên cột và dầm tại các thời điểm khác nhau trong quá trình chịu lực ngang được xác định theo các biểu thức sau (Hình 4.3):

$$q_h = \frac{0,8R_m \cos \theta}{z_h} = \frac{0,8V_m}{z_h} \quad (4.15)$$

$$q_l = \frac{0,4R_m \sin \theta}{z_l} = \frac{0,4V_m \operatorname{tg} \theta}{z_l} \quad (4.16)$$

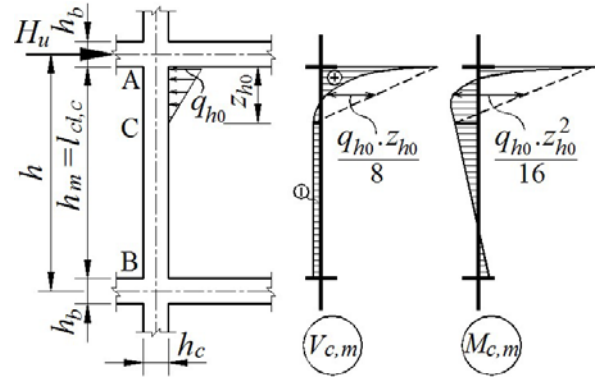
Ở TTGH cực hạn của tường chèn ( $n = 1,0$ ),  $V_m \equiv V_{mu}$ , cường độ lực tương tác khung - tường chèn tại vùng tiếp xúc ở cột và dầm được xác định theo các biểu thức sau:

$$q_{h0} = \frac{0,8V_{mu}}{z_{h0}} \quad (4.17)$$

$$q_{l0} = \frac{0,4V_{mu} \operatorname{tg} \theta}{z_{l0}} \quad (4.18)$$

#### 4.2.2. Phản ứng cục bộ của cột khung khi chịu lực tương tác khung – tường chèn

Trong trường hợp chiều cao tường chèn bằng chiều dài thông thủy của cột, các hệ quả của lực tương tác khung – tường chèn  $q_{h0}$  lên các cột khung sẽ là các lực cắt và mô men uốn như trong Hình 4.5. Các trị số lực cắt và mômen uốn tại các tiết diện đầu mút cột A và B được xác định theo các biểu thức sau tại thời điểm tường chèn đạt TTGH chịu lực ( $n = 1,0$ ) [9],[10]:



**Hình 4.5.** Hệ quả tác động cục bộ của tường chèn lên cột khung

$$V_{c,mA} = \frac{q_{h0}z_{h0}}{2} - \frac{q_{h0}z_{h0}^3}{4l_{cl,c}^2} + \frac{q_{h0}z_{h0}^4}{10l_{cl,c}^3} \quad (4.19)$$

$$V_{c,mB} = -\left( \frac{q_{h0}z_{h0}^3}{4l_{cl,c}^2} - \frac{q_{h0}z_{h0}^4}{10l_{cl,c}^3} \right) \quad (4.20)$$

$$M_{c,mA} = -\frac{q_{h0}z_{h0}^2}{6} \left( 1 - \frac{z_{h0}}{l_{cl,c}} + \frac{3z_{h0}^2}{10l_{cl,c}^2} \right) \quad (4.21)$$

$$M_{c,mB} = -\frac{q_{h0}z_{h0}^3}{12l_{cl,c}} \left( 1 - \frac{3z_{h0}}{5l_{cl,c}} \right) \quad (4.22)$$

Trong các biểu thức trên:  $q_{h0}$  – trị số lực tương tác tác động lên cột khung với giả thiết phân bố tuyến tính xác định theo (4.17);  $z_{h0}$  – trị số chiều dài vùng tiếp xúc trên cột khung được xác định theo (4.14);  $l_{cl,c}$  – chiều dài thông thủy của cột.

### 4.3. PHƯƠNG PHÁP THIẾT KẾ CỘT KHUNG BTCT CHỊU CẮT KHI CÓ XÉT TỚI LỰC TƯƠNG TÁC KHUNG - TƯỜNG CHÈN

#### 4.3.1. Điều kiện kiểm soát phá hoại cắt cột khi có xét tới lực tương tác khung - tường chèn

Theo nguyên lý của phương pháp thiết kế theo khả năng đã đề cập tới trong Chương 3, khi có xét tới tương tác với các tường chèn, tổng khả năng chịu uốn của các cột  $\sum M_{Rcmu}$  tăng lên  $k_{Mb}$  lần, nên lực cắt khả năng dùng để thiết kế cột chịu cắt  $V_{CD,c,m}$  xác định theo (4.3) sẽ cũng lớn hơn lực cắt khả năng  $V_{CD,c}$  xác định theo (4.3) quy định trong TCVN 9386:2012 (không xét tới tương tác với các tường chèn). Nhưng lực cắt khả năng  $V_{CD,c,m}$  này chỉ mới xét tới hệ quả của lực tương tác giữa tường chèn với dầm khung (do sự gia tăng  $\sum M_{Rbmu}$ ) mà chưa xét tới lực cắt cột cục bộ phát sinh từ tác động trực tiếp của lực tương tác với tường chèn, nên lực cắt dùng để thiết kế cột trong trường hợp có xét tới tương tác với tường chèn sẽ được xác định từ điều kiện sau:

$$V_{Ed,c,m} = \max(V_{CD,c,m}; V_{c,pt,m}) \quad (4.23)$$

trong đó  $V_{c,pt,m}$  là lực cắt cột xác định từ phân tích kết cấu trong tình huống động đất có xét tới tương tác cục bộ với tường chèn:

$$V_{c,pt,m} = V_{c,pt} + V_{c,m} \quad (4.24)$$

với  $V_{c,pt}$  là lực cắt cột được xác định từ phân tích kết cấu trong tình huống động đất không xét tới tương tác với tường chèn, còn  $V_{c,m}$  là lực cắt cột do lực tương tác cục bộ với tường chèn gây ra ở TTGH cực hạn, xác định theo (4.19) và (4.20).

Điều kiện kiểm soát phá hoại cắt cột trong trường hợp có xét tới lực tương tác khung - tường chèn sẽ như sau:

$$V_{Rd,c,m} \geq \max(V_{CD,c,m}; V_{c,pt,m}) \quad (4.25)$$

trong đó  $V_{Rd,c,m}$  là khả năng chịu cắt của cột khi có xét tới tương tác với tường chèn.

### 4.3.2. Phương pháp thiết kế cột khung BTCT chịu cắt khi có xét tới tương tác với tường chèn

Theo phương pháp thiết kế này, việc thiết kế cột khung chịu cắt khi có xét tới tương tác với tường chèn là phần kế tiếp của phương pháp thiết kế khung được đề xuất ở mục 3.3.2 Chương 3. Do đó, việc thiết kế cột khung chịu cắt sẽ được thực hiện với các bước tiếp theo như sau:

*Bước 4.* Từ kết quả tính toán khả năng chịu uốn của cột  $M_{Rcmu}$  ở bước 3, xác định lực cắt khả năng  $V_{CD,c,m}$  của cột dựa theo biểu thức (4.3).

*Bước 5.* Xác định lực tương tác với tường chèn  $q_{h0}$  theo (4.17) và các lực cắt cục bộ trong cột khung  $V_{c,mA}$ ,  $V_{c,mB}$  do lực tương tác này gây ra theo (4.19) và (4.20).

*Bước 6.* Xác định lực cắt dùng để thiết kế cột  $V_{Ed,c,m}$  khi có xét tới tương tác với tường chèn theo điều kiện đề xuất (4.23), trong đó lực cắt cột  $V_{c,pt,m}$  xác định theo (4.24) và lực cắt khả năng  $V_{CD,c,m}$  của cột xác định ở bước 4.

*Bước 7.* Thực hiện việc thiết kế và cấu tạo cột chịu cắt theo TCVN 9386:2012 và EN 1992-1-1:2004 từ lực cắt  $V_{Ed,c,m}$  ở bước 6.

*Bước 8.* Kiểm tra khả năng chịu cắt của các cột khung được thiết kế có xét tới tương tác với tường chèn dưới tác động động đất theo điều kiện (4.25).

Trong các ví dụ tính toán sau đây, sẽ thực hiện tiếp quá trình thiết kế công trình nhà khung BTCT đã thực hiện ở Chương 3, nhằm kiểm soát phá hoại cắt cục bộ các cột khung theo các phương pháp khác nhau.

## 4.4. VÍ DỤ TÍNH TOÁN

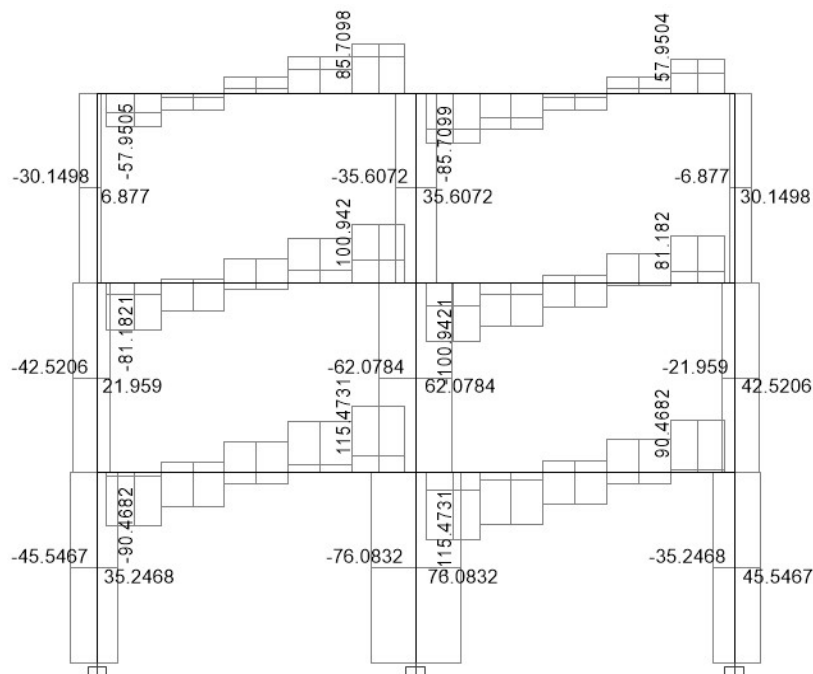
### 4.4.1. Thiết kế cột chịu cắt theo các quy định của TCVN 9386:2012

Theo ví dụ tính toán ở mục 3.4.2 Chương 3, kết quả tổ hợp các hệ quả tác động động đất với các tác động đứng, cho biểu đồ lực cắt  $V_{c,pt}$  ở khung KE như trong Hình 4.6.

Theo TCVN 9386:2012, dựa trên kết quả tính toán khả năng chịu uốn của cột và dầm khung KE ở trong Bảng 3.1, xác định các lực cắt khả năng  $V_{CD,c}$  theo biểu thức (4.3), kết quả tính toán được cho trong Bảng 4.1. So sánh các trị số lực cắt  $V_{c,pt}$



xác định từ phân tích kết cấu ở Hình 4.6 với lực cắt khả năng  $V_{CD,c}$  xác định được trong Bảng 4.1, cho thấy lực cắt lớn nhất xác định từ phân tích kết cấu trong các cột C1 và C4 khung KE đều nhỏ hơn lực cắt khả năng  $V_{CD,c}$ .



**Hình 4.6.** Biểu đồ lực cắt khung KE xác định từ phân tích kết cấu trong tình huống động đất

**Bảng 4.1.** Xác định lực cắt khả năng  $V_{CD,c}$  của các cột tầng một khung KE theo (4.3)

Cột	Nút khung ở đỉnh cột						Chân cột $M_{Rc}^b$ (kNm)	$l_{cl,c}$ (m)	$\gamma_{Rd}$	$V_{CD,c}$ (kN)
	$M_{Rb}^-$ (kNm)	$M_{Rb}^+$ (kNm)	$\sum M_{Rb}$ (kNm)	$M_{Rc}^b$ (kNm)	$M_{Rc}^t$ (kNm)	$\sum M_{Rc}$ (kNm)				
C1 ( $\min N_{Ed,c}$ )	161,036	91,869	252,905	186,172	181,458	367,629	186,172	2,75	1,1	125,698
C1 ( $\max N_{Ed,c}$ )	161,036	91,869	252,905	186,168	181,467	367,634	186,168	2,75	1,1	125,695
C4 ( $\min N_{Ed,c}$ )	101,973	0	101,973	84,429	81,529	165,958	84,429	2,75	1,1	54,523
C4 ( $\max N_{Ed,c}$ )	101,973	0	101,973	89,999	85,308	175,306	89,999	2,75	1,1	56,940

Từ các lực cắt khả năng  $V_{CD,c}$ , thực hiện việc thiết kế cốt đai cột và tính toán khả năng chịu cắt  $V_{Rd,c}$  của các cột tầng một khung KE theo TCVN 9386:2012 [3] và EN 1992-1-1:2004 [59] (Phụ lục E và F). Kết quả thiết kế cốt đai trong vùng tới hạn của các cột khung KE được cho trong Bảng 4.2.

**Bảng 4.2.** Kết quả thiết kế cốt đai và khả năng chịu cắt của các cột tầng một khung KE theo TCVN 9386:2012

Cột	$d_{bh}$ (mm)	Trong vùng tới hạn						Ngoài vùng tới hạn	
		$l_{cr}$ (mm)	$s_1$ (mm)	$s_2$ (mm)	$s_{max,1}$ (mm)	$s_{d1}$ (mm)	$V_{Rd,c}$ (kN)	$s_{max,2}$ (mm)	$s_{d2}$ (mm)
C1 ( $\min N_{Ed,c}$ )	8	458	116,0	332,7	144,0	110	140,742	210,0	200
C1 ( $\max N_{Ed,c}$ )	8	458	115,6	333,0	144,0	110	140,792	210,0	200
C4 ( $\min N_{Ed,c}$ )	8	458	174,5	392,3	126,0	120	66,283	180,0	180
C4 ( $\max N_{Ed,c}$ )	8	458	174,5	473,1	126,0	120	75,233	180,0	180

Trong Bảng 4.2:  $d_{bh}$  - đường kính cốt đai;  $l_{cr}$  - chiều dài vùng tới hạn của cột;  $s_1$  - khoảng cách cốt đai xác định theo điều kiện bố bê tông trong vùng tới hạn tại chân cột;  $s_2$  - khoảng cách cốt đai xác định theo khả năng chịu cắt của cốt thép;  $s_{max,1}$ ,  $s_{max,2}$  - tương ứng là khoảng cách cực đại của cốt đai trong và ngoài vùng tới hạn của cột;  $s_{d1}$ ,  $s_{d2}$  - tương ứng là khoảng cách thiết kế của cốt đai trong và ngoài vùng tới hạn của cột. Cấu tạo cốt thép chịu cắt trong các cột khung KE được cho trong Hình 3.5 ở Chương 3.

#### 4.4.2. Thiết kế cột chịu cắt theo phương pháp đề xuất

Việc thiết kế cột chịu cắt theo phương pháp đề xuất được thực hiện với các bước cụ thể đã cho ở trong mục 4.3.2 như sau:

*Bước 4.* Xác định lực cắt khả năng  $V_{CD,c,m}$  của cột.

Kết quả nghiên cứu ở Chương 3 cho thấy, khi xét tới tương tác với các tường chèn, khả năng chịu uốn của các dầm tầng một khung KE được gia tăng qua hệ số  $k_{Mb} = 1,14$  (Bảng 3.6). Việc thiết kế khung theo điều kiện đề xuất (3.23) ở bước 3 cho khả năng chịu uốn  $M_{Rcmu}$  của các cột khung KE (Bảng 3.7). Từ đó, xác định lực cắt khả năng  $V_{CD,c,m}$  của các cột tầng 1 khung KE theo biểu thức (4.3) khi có xét tới tương tác với tường chèn. Kết quả tính toán được cho trong Bảng 4.3.

**Bảng 4.3.** Xác định lực cắt khả năng  $V_{CD,c,m}$  các cột tầng một khung KE khi xét tới tương tác với tường chèn theo (4.3)

Cột	Nút khung ở đỉnh cột						Chân cột	$l_{cl,c}$ (m)	$\gamma_{Rd}$	$V_{CD,c,m}$ (kN)
	$M_{Rb}^-$ (kNm)	$M_{Rb}^+$ (kNm)	$\sum M_{Rb}$ (kNm)	$M_{Rcmu}^b$ (kNm)	$M_{Rcmu}^t$ (kNm)	$\sum M_{Rcmu}$ (kNm)	$M_{Rcmu}^b$ (kNm)			
C1 (min $N_{Ed,c}$ )	161,036	91,869	252,905	230,988	181,458	412,446	230,988	2,75	1,1	149,050
C1 (max $N_{Ed,c}$ )	161,036	91,869	252,905	231,030	181,467	412,496	231,030	2,75	1,1	149,070
C4 (min $N_{Ed,c}$ )	101,973		101,973	106,280	81,529	187,809	106,280	2,75	1,1	65,594
C4 (max $N_{Ed,c}$ )	101,973		101,973	114,930	85,308	200,238	114,930	2,75	1,1	69,384

*Bước 5.* Trên cơ sở tính toán các chiều dài tiếp xúc đặc trưng  $z_{hk}$ ,  $z_{lk}$  trên cột và dầm theo (4.10), bề rộng đặc trưng của dải chéo tương đương  $w_{mk}$  theo (4.9) và hệ số  $\beta_0$  theo (4.13), xác định chiều dài tiếp xúc giữa tường chèn và cột ở TTGH cực hạn của tường chèn  $z_{h0}$  theo (4.14). Tại thời điểm cực hạn này, độ bền cắt trượt  $V_{ms}$  và độ bền nén theo phương chéo  $V_{mc}$  của các tường chèn ở tầng một khung KE được xác định tương ứng theo (2.10) và (2.11) với các thông số  $f_{bs}$ ,  $f_{mc}$ ,  $\mu$ ,  $n_1$  được cho trong Bảng F.5 - Phụ lục F; độ bền cực hạn  $V_{mu}$  của các tường chèn được xác định theo (2.6). Từ trị số  $V_{mu}$  xác định lực tương tác giữa tường chèn với cột khung  $q_{h0}$  theo (4.17) và các lực cắt cục bộ trong cột khung  $V_{c,mA}$ ,  $V_{c,mB}$  do các lực tương tác gây ra theo (4.19) và (4.20). Kết quả tính toán các thông số trên được cho trong Bảng 4.4.

**Bảng 4.4.** Lực tương tác giữa tường chèn với cột khung  $q_{h0}$  và các lực cắt cục bộ trong cột do tương tác với tường chèn gây ra tại TTGH cực hạn của tường chèn

Thông số	$z_{hk}$ (mm)	$z_{lk}$ (mm)	$w_{mk}$ (mm)	$\beta_0$	$z_{h0}$ (mm)	$V_{mu}$ (N)	$q_{h0}$ (N/mm)	$V_{c,mA}$ (N)	$V_{c,mB}$ (N)
Giá trị	1293	2698	2642	0,2042	264	171375	519	68246	-304

*Bước 6.* Xác định lực cắt dùng để thiết kế cột  $V_{Ed,c,m}$  khi có xét tới tương tác với tường chèn theo điều kiện đề xuất (4.23).

Để thực hiện:

(i) Xác định lực cắt cột  $V_{c,pt,m}$  theo (4.24), trong đó  $V_{c,pt}$  được lấy theo các giá trị phân tích trong Hình 4.6 và  $V_{c,m}$  được lấy theo Bảng 4.4;

(ii) Lực cắt khả năng  $V_{CD,c,m}$  khi xét tới tương tác với tường chèn lấy theo Bảng 4.3.

Kết quả tính toán được cho trong Bảng 4.5.

**Bảng 4.5.** Xác định lực cắt thiết kế cho các cột tầng một khung KE khi xét tới tương tác với tường chèn

Cột	$V_{c,pt}$ (kN)	$V_{c,m}$ (kN)	$V_{c,pt,m}$ (kN)	$V_{CD,c,m}$ (kN)	$V_{Ed,c,m}$ (kN)
C1 ( $\min N_{Ed,c}$ )	76,083	67,942	144,025	149,050	149,050
C1 ( $\max N_{Ed,c}$ )	76,083	67,942	144,025	149,070	149,070
C4 ( $\min N_{Ed,c}$ )	45,547	68,246	113,793	65,594	113,793
C4 ( $\max N_{Ed,c}$ )	45,547	68,246	113,793	69,384	113,793

(Trong Bảng 4.5, do C1 là cột giữa, bị tường chèn bó ở cả hai bên nên lực cắt cục bộ  $V_{c,m}$  phát sinh do tương tác với các tường chèn được xác định theo cả (4.19) lẫn (4.20)).

*Bước 7.* Từ các lực cắt  $V_{Ed,c,m}$ , thực hiện việc thiết kế và cấu tạo cột chịu cắt theo TCVN 9386:2012 và EN 1992-1-1:2004. Kết quả thiết kế cốt đai và khả năng chịu cắt của các cột tầng một khung KE khi xét đến tương tác với tường chèn được cho trong Bảng 4.6 (Phụ lục E và F).

**Bảng 4.6.** Kết quả thiết kế cột chịu cắt và khả năng chịu cắt của các cột tầng một khung KE khi xét tới tương tác với tường chèn

Cột	$d_{bh}$ (mm)	Trong vùng tới hạn						Ngoài vùng tới hạn	
		$l_{cr}$ (mm)	$s_1$ (mm)	$s_2$ (mm)	$s_{max,1}$ (mm)	$s_{d1}$ (mm)	$V_{Rd,c,m}$ (kN)	$s_{max,2}$ (mm)	$s_{d2}$ (mm)
C1 ( $\min N_{Ed,c}$ )	8	458	132,1	338,2	144,0	130	152,381	210,0	200
C1 ( $\max N_{Ed,c}$ )	8	458	131,6	338,5	144,0	130	152,463	210,0	200
C4 ( $\min N_{Ed,c}$ )	10	458	248,7	299,8	125,0	120	113,022	180,0	180
C4 ( $\max N_{Ed,c}$ )	10	458	248,7	341,1	125,0	120	124,303	180,0	180

*Bước 8.* Kiểm tra khả năng chịu cắt của các cột khung được thiết kế có xét tới tương tác với tường chèn dưới tác động động đất theo điều kiện (4.25). Kết quả kiểm tra trong Bảng 4.7 cho thấy, các cột khung được xét trong ví dụ tính toán đều an toàn.

**Bảng 4.7. Kiểm tra khả năng chịu cắt của các cột khung KE theo điều kiện (4.25)**

Cột	$V_{Rd,c,m}$ (kN)	$V_{CD,c,m}$ (kN)	$V_{c,pt,m}$ (kN)	Kiểm tra điều kiện (4.25) $V_{Rd,c,m} \geq \max(V_{CD,c,m}; V_{c,pt,m})$
C1 ( $\min N_{Ed,c}$ )	152,381	149,050	144,025	Thỏa mãn
C1 ( $\max N_{Ed,c}$ )	152,463	149,070	144,025	Thỏa mãn
C4 ( $\min N_{Ed,c}$ )	113,022	65,594	113,793	Gần thỏa mãn
C4 ( $\max N_{Ed,c}$ )	124,303	69,384	113,793	Thỏa mãn

#### 4.4.3. Kiểm tra khả năng chịu cắt của cột khi có xét tới tương tác với tường chèn theo quy định của TCVN 9386:2012

##### 4.4.3.1. Kiểm tra khả năng chịu cắt của cột được thiết kế theo quy định của TCVN 9386:2012

Việc kiểm tra khả năng chịu cắt các cột tầng một khung KE khi có xét tới tương tác với tường chèn theo TCVN 9386:2012 được thực hiện theo điều kiện (4.4).

a) *Xác định lực cắt  $V_{Ed,c,lc}$*  do lực ngang trong dải chéo tác động tại các đầu mút cột gây ra từ điều kiện (4.5).

a1) Đối với cột C1, xác định các lực sau:

(i) Lực cắt  $V_{Ed,c,ms}$  được xác định theo (4.6). Theo một số tác giả, ví dụ Hak và những người khác [77], cường độ chịu cắt của tường chèn  $f_{mv}$  có thể được giả thiết bằng  $f_{mv0} = 0,16$  MPa khi lực nén theo phương đứng bằng không như trong tiêu chuẩn EN 1996-1-1:2005 [63]. Do đó, đối với tường chèn đang xét trong mặt phẳng khung KE:  $t_m = 200$  mm,  $l_m = 4675$  mm:

$$V_{Ed,c,ms} = 200 \times 4675 \times 0,16 = 149600N = 149,600kN$$

(ii) Lực cắt  $V_{Ed,c,M}$  được xác định theo (4.7), trong đó khả năng chịu uốn của cột khung  $M_{Rd,c} = 186,172$  kNm được lấy theo Bảng 4.1. Theo kiến nghị của Fardis (2009) [64], lấy bề rộng dải chéo tương đương  $w_m = 0,125d_m = 678$  mm, nên theo (4.8) được  $l_c = 787$  mm. Do đó, với công trình có cấp dẻo trung bình (DCM) hệ số vượt độ bền  $\gamma_{Rd} = 1,1$  được:

$$V_{Ed,c,M} = 1,1 \frac{2 \times 186,172 \cdot 10^6}{787} = 520691N = 520,691kN$$

a2) Đối với các cột biên C4, việc xác định lực cắt  $V_{Ed,c,ms}$  và  $V_{Ed,c,M}$  cũng được thực hiện theo cách tương tự.

Các kết quả tính toán các lực cắt  $V_{Ed,c,ms}$  và  $V_{Ed,c,M}$  cho các cột C1 và C4 khung KE được tổng hợp lại trong Bảng 4.8. Từ các lực này, xác định lực cắt  $V_{Ed,c,lc}$  theo điều kiện (4.5), kết quả cho trong Bảng 4.9, ví dụ đối với cột C1:

$$V_{Ed,c,lc} = \min(149,600; 520,691) = 149,600 \text{ kN}$$

**Bảng 4.8.** Lực cắt yêu cầu tác động lên các cột tầng một khung KE khi xét tới tương tác khung – tường chèn theo TCVN 9386:2012

Cột	$l_m$ (mm)	$t_m$ (mm)	$d_m$ (mm)	$\cos\theta$	$w_m$ (mm)	$l_c$ (mm)	$f_{mv}=f_{bs}$ (MPa)	$\gamma_{Rd}$	$M_{Rd,c}$ (kNm)	$V_{Ed,c,ms}$ (kN)	$V_{Ed,c,M}$ (kN)
C1	4675	200	5424	0,86193	678	787	0,16	1,1	186,172	149,600	520,691
C4	4675	200	5424	0,86193	678	787	0,16	1,1	84,429	149,600	236,134

*b) Xác định khả năng chịu cắt của cột  $V_{Rd,c}$*

Với cấu tạo cốt thép đai các cột tầng một như trong Hình 3.5, khả năng chịu cắt  $V_{Rd,c}$  của các cột C1 và C4 khi được thiết kế theo các quy định của TCVN 9386:2012 đề cập tới trong mục 4.4.1 được cho trong Bảng 4.2 và được trích xuất lại trong Bảng 4.9. So sánh các kết quả tính toán  $V_{Rd,c}$  này với các lực cắt thiết kế  $V_{Ed,c,lc}$  cho thấy, trong trường hợp có xét tới các tường chèn, các cột khung được thiết kế theo quy định của TCVN 9386:2012 sẽ không thỏa mãn điều kiện (4.4) (Bảng 4.9).

**Bảng 4.9.** Kiểm tra khả năng chịu cắt các cột tầng một khung KE theo các quy định của TCVN 9386:2012

Cột	$V_{Ed,c,lc} = \min(V_{Ed,c,ms}; V_{Ed,c,M})$ (kN)	Kết quả thiết kế cốt đai và khả năng chịu cắt của cột trong vùng tới hạn theo TCVN 9386:2012			Kiểm tra điều kiện (4.4) $V_{Rd,c} \geq V_{Ed,c,lc}$
		$d_{bh}$ (mm)	$s_{d1}$ (mm)	$V_{Rd,c}$ (kN)	
C1	149,600	8	110	140,742	Không thỏa mãn
C4	149,600	8	120	66,283	Không thỏa mãn

**4.4.3.2. Kiểm tra khả năng chịu cắt của cột được thiết kế theo phương pháp đề xuất**

Để làm rõ tính logic và hiệu quả của phương pháp thiết kế cột chịu cắt đề xuất ở trên, phần sau đây sẽ thực hiện việc kiểm tra cột chịu cắt (được thiết kế ở ví dụ tính toán mục 4.4.2) theo các quy định của TCVN 9386:2012. Tương tự như trong mục 4.4.3.1 ở trên, việc tính toán cho các kết quả sau đây:

Thành phần ngang của lực trong dải chéo tường chèn tác động lên cột  $V_{Ed,c,ms} = 149,600$  kN giữ nguyên không thay đổi. Còn lực cắt  $V_{Ed,c,M}$  được xác định như sau:

a) Đối với cột C1:

$$V_{Ed,c,M} = 1,1 \frac{2 \times 230,988 \cdot 10^6}{625} = 813077 N = 813,077 kN$$

trong đó:  $M_{Rd,c} = 230,988$  kNm được lấy theo Bảng 3.7,  $w_m = w_{m0} = 539$  mm lấy theo Bảng 3.3, do đó theo (4.8)  $l_c = 625$  mm (bề rộng  $w_m$  này do Nguyễn Lê Ninh đề xuất gần tương tự như kiến nghị của Fardis ở trên).

b) Đối với cột C4:

$$V_{Ed,c,M} = 1,1 \frac{2 \times 106,280 \cdot 10^6}{625} = 374105 N = 374,105 kN$$

trong đó  $M_{Rd,c} = 106,280$  kNm được lấy theo Bảng 3.7.

Với các kết quả tính toán trên, theo điều kiện (4.5) lực cắt  $V_{Ed,c,lc} = 149,600$  kN cũng có giá trị tương tự như trong trường hợp cột khung được thiết kế theo TCVN 9386:2012.

Kết quả thiết kế cột khung BTCT chịu cắt theo phương pháp đề xuất ở mục 4.4.2, cho cốt thép đai và khả năng chịu cắt của các cột C1 và C4 ở Bảng 4.6 và được trích xuất lại trong Bảng 4.10. Thực hiện kiểm tra theo điều kiện (4.4), cho thấy, cột C1 thỏa mãn yêu cầu chịu cắt, còn cột C4 không thỏa mãn, nhưng chênh lệch kết quả  $V_{Rd,c,m} / V_{Ed,c,lc}$  là 76% so với 44% ở khung được thiết kế theo quy định của tiêu chuẩn.

**Bảng 4.10.** Kiểm tra khả năng chịu cắt theo quy định của TCVN 9386:2012 các cột tầng một khung KE được thiết kế theo phương pháp đề xuất

Cột	$V_{Ed,c,lc} = \min(V_{Ed,c,ms}, V_{Ed,c,M})$ (kN)	Kết quả thiết kế cốt đai và khả năng chịu cắt của cột trong vùng tới hạn theo phương pháp đề xuất			Kiểm tra điều kiện (4.4) $V_{Rd,c,m} \geq V_{Ed,c,lc}$
		$d_{bh}$ (mm)	$s_{d1}$ (mm)	$V_{Rd,c,m}$ (kN)	
C1	149,600	8	130	152,381	Thỏa mãn
C4	149,600	10	120	113,022	Không thỏa mãn

#### 4.4.4. Một số nhận xét về các kết quả thu được từ các ví dụ tính toán

1. Bảng 4.11 cho thấy, lực cắt cột  $V_{c,pt,m}$  xác định theo (4.24) ở Bảng 4.5, lớn hơn khả năng chịu cắt  $V_{Rd,c}$  của cột được thiết kế theo TCVN 9386:2012 ở Bảng 4.2. Điều này cho thấy, các cột khung được thiết kế không xét tới tương tác với các tường



chèn, có nguy cơ cao bị phá hoại cắt khi chịu động đất. Kết quả này phù hợp với kết quả kiểm tra khả năng chịu cắt cột theo quy định của TCVN 9386:2012 (Bảng 4.9) và phù hợp với kết luận rút ra từ các nghiên cứu về ứng xử của các khung chèn dưới tác động động đất được đề cập tới trong Chương 1.

**Bảng 4.11.** Kiểm tra khả năng chịu cắt của các cột khung KE được thiết kế theo TCVN 9386:2012 khi xét tới lực tương tác  $q_{h0}$  với tường chèn

Cột	$V_{c,pt}$ (kN)	$V_{c,m}$ (kN)	$V_{c,pt,m}$ (kN)	Kết quả thiết kế cốt đai và khả năng chịu cắt của cột trong vùng tới hạn theo TCVN 9386:2012			Kiểm tra điều kiện: $V_{Rd,c} \geq V_{c,pt,m}$
				$d_{bh}$ (mm)	$s_{d1}$ (mm)	$V_{Rd,c}$ (kN)	
C1	76,083	67,942	144,025	8	110	140,742	Không thỏa mãn
C4	45,547	68,246	113,793	8	120	66,283	Không thỏa mãn

2. Khả năng chịu cắt của cột khung phụ thuộc vào kích thước tiết diện cột, hàm lượng cốt thép đai trong cột và lực dọc cột (xem Phụ lục E). Việc thiết kế khung theo phương pháp và điều kiện đề xuất (3.23) ở mục 3.3 Chương 3, cho phép xét tới tất cả các yếu tố ảnh hưởng trên khi thiết kế cột chịu cắt (xem Bảng 4.6), trong khi TCVN 9386:2012 chỉ có thể điều chỉnh cốt thép đai, nên không hợp lý và khó thực hiện. So sánh với phương pháp thiết kế khung của TCVN 9386:2012, phương pháp thiết kế khung đề xuất có xét tới tương tác với tường chèn chỉ phải tăng chiều cao tiết diện các cột tầng một (C1 và C4) mỗi cột thêm 50 mm và điều chỉnh bước cốt đai cột C1 từ 110 mm lên 130 mm (đường kính giữ nguyên), còn cột biên C4 bước cốt đai giữ nguyên nhưng đường kính tăng từ 8 mm lên 10 mm. Điều này cũng cho thấy, khi có tường chèn ở một mặt, các cột biên có ứng xử bất lợi hơn so với cột giữa (có tường chèn ở cả hai mặt). Nhận xét này hoàn toàn phù hợp với các kết quả thí nghiệm đã thực hiện và quy định trong TCVN 9386:2012 xem toàn bộ chiều dài cột biên và cột góc là vùng tới hạn.

3. Ngoài các điểm hạn chế đã nêu khi thực hiện việc kiểm tra khả năng chịu cắt của cột theo TCVN 9386:2012, đề cập tới trong mục 4.1.2, các ví dụ tính toán thực hiện ở mục 4.4.3 cho thấy việc lựa chọn bề rộng dải chéo  $w_m$  và liên quan với nó là chiều dài  $l_c$  có ý nghĩa quan trọng. Kết quả kiểm tra phụ thuộc vào việc lựa chọn bề rộng  $w_m$ , điều này sẽ làm cho phương pháp kiểm tra khả năng chịu cắt cột quy định



trong tiêu chuẩn thiết kế sẽ có độ tin cậy rất thấp. Các kết quả tính toán cho thấy, có thể bề rộng  $w_m$  theo đề xuất của Fardis (2009) và của Nguyễn Lê Ninh (1980) là phù hợp.

#### 4.5. NHẬN XÉT CHƯƠNG 4

Các kết quả nghiên cứu lý thuyết và tính toán về lực tương tác khung – tường chèn và cách thức kiểm soát phá hoại cắt cục bộ của các cột khung BTCT chịu động đất, cho phép rút ra các nhận xét chính sau đây:

1. Các kết quả nghiên cứu đã định lượng hóa được lực tương tác khung – tường chèn, từ đó cho phép xác định được các hệ quả tác động của nó ở các cột khung. Trên cơ sở này, một phương pháp thiết kế cột khung BTCT chịu cắt theo quan niệm kháng chấn hiện nay, khi có xét tới tương tác của tường chèn, đã được đề xuất. Phương pháp thiết kế này có các ưu điểm chính sau:

a) Có tính logic và chặt chẽ, xét tới một cách hệ thống ảnh hưởng của sự tương tác với tường chèn lần lượt từ khả năng chịu uốn của dầm tới khả năng chịu uốn của cột khung và cuối cùng là lực cắt dùng để thiết kế cột;

b) Cho phép kiểm soát được phá hoại cắt cột một cách chủ động, phù hợp với các nguyên lý của phương pháp thiết kế theo khả năng đang được sử dụng rộng rãi trong các tiêu chuẩn thiết kế kháng chấn hiện nay ở trên thế giới;

c) Các kết quả tính toán phù hợp với các kết quả nghiên cứu lý thuyết và thực nghiệm trên các hệ khung chèn BTCT của các tác giả khác.

2. Các lực tương tác khung - tường chèn ảnh hưởng tới tất cả các bộ phận của hệ khung chèn. Do đó, các chỉ dẫn về kiểm tra khả năng chịu cắt cột có xét tới lực tương tác với tường chèn trong TCVN 9386:2012, còn khá khiên cưỡng và nặng tính cục bộ, do chỉ xét tới lực tương tác này với cột mà không xét tới dầm, một yếu tố quyết định trong việc kiểm soát phá hoại dẻo và phá hoại cắt ở cột. Bên cạnh đó, các chỉ dẫn liên quan tới bề rộng dải chéo tương đương  $w_m$  còn khá mơ hồ và khó áp dụng, ảnh hưởng trực tiếp đến lực cắt cục bộ cột được xác định từ khả năng chịu uốn tại hai đầu mút chiều dài  $l_c$ . Để việc kiểm tra khả năng chịu cắt cột của hệ khung chèn có đủ độ tin cậy cần thiết, cần có các chỉ dẫn và nghiên cứu cụ thể hơn.

## KẾT LUẬN

### 1. KẾT LUẬN

Trên cơ sở các kết quả nghiên cứu lý thuyết đã thực hiện về ảnh hưởng của tường chèn tới phản ứng của khung BTCT dưới tác động động đất, có thể rút ra các kết luận sau:

1. Các kết quả nghiên cứu đã cho phép định lượng được sự gia tăng độ cứng chống uốn của dầm khung qua hệ số  $k_{Ibu}$  và từ đó cũng định lượng được sự gia tăng khả năng chịu uốn của dầm khung qua hệ số  $k_{Mb}$  khi có xét tới tương tác với tường chèn, dưới dạng một biểu thức toán học.

Sự gia tăng khả năng chịu uốn của dầm khung khi có xét tương tác với tường chèn, có nguy cơ làm cho hệ kết cấu khung BTCT được thiết kế theo các quy định của các tiêu chuẩn thiết kế kháng chấn hiện nay, trong đó có TCVN 9386:2012, bị phá hoại theo cơ cấu “tầng mềm”, làm sai lệch mục tiêu thiết kế đặt ra ban đầu. Việc thiết kế hệ kết cấu khung BTCT theo điều kiện đề xuất (3.23):

$$\sum M_{Rcmu} \geq 1,3k_{Mb} \sum M_{Rb}$$

cho phép kiểm soát được cơ cấu phá hoại khung khi có xét tới tương tác với tường chèn. Với điều kiện thiết kế này, việc thiết kế khung sẽ an toàn và kinh tế hơn, dù trong khung có tường chèn hoặc không.

2. Đã thiết lập được mô hình đơn giản biểu diễn ứng xử phi tuyến của tường chèn, sử dụng phương pháp một dải chéo tương đương. Các thông số của mô hình được xác định có xét tới sự suy giảm độ cứng lẫn độ bền của tường chèn và khung BTCT bao quanh, cũng như ứng xử nén dọc trục của khối xây. Mô hình này đã được hiệu chuẩn theo các kết quả thí nghiệm quy mô, được công bố của một số nhà nghiên cứu ngoài nước, thực hiện trên các mẫu khung chèn BTCT được thiết kế theo quan niệm kháng chấn hiện đại, phù hợp với đối tượng và các mục tiêu nghiên cứu đặt ra.

Các kết quả phân tích theo phương pháp đẩy dần hệ kết cấu khung chèn BTCT nhiều nhịp, nhiều tầng, được thiết kế theo TCVN 9386:2012 với mô hình được đề xuất cho thấy:

- a) Khi không xét tới tương tác với tường chèn, khung bị phá hoại theo cơ cấu dẻo với các khớp dẻo uốn xuất hiện trước hết ở các dầm, hoàn toàn phù hợp với mục tiêu thiết kế đặt ra ban đầu;
- b) Khi có xét tới tương tác với tường chèn, khung bị phá hoại giòn theo cơ cấu “tầng mềm”, hoàn toàn phù hợp với các kết quả nghiên cứu của luận án và của những nhà nghiên cứu khác trên thế giới trong những thập niên gần đây;
- c) Khi khung được thiết kế theo phương pháp đề xuất với điều kiện kiểm soát phá hoại dẻo (3.23), có xét tới tương tác với tường chèn, khung không còn bị phá hoại theo cơ cấu “tầng mềm”, hoàn toàn phù hợp với mục tiêu nghiên cứu đặt ra.

3. Đã định lượng được lực tương tác khung – tường chèn, từ đó cho phép xác định được các hệ quả tác động của nó ở các cột khung. Trên cơ sở này, một phương pháp thiết kế cột khung BTCT chịu cắt có xét tới tương tác với tường chèn theo quan niệm kháng chấn hiện nay, đã được đề xuất. Phương pháp thiết kế này có các ưu điểm chính sau:

- a) Có tính logic và chặt chẽ, xét tới một cách hệ thống ảnh hưởng của sự tương tác với tường chèn tới khả năng chịu uốn của dầm và cột khung, lần lượt cắt dùng để thiết kế cột;
- b) Cho phép kiểm soát được phá hoại cắt cột một cách chủ động, phù hợp với các nguyên lý của phương pháp thiết kế theo khả năng đang được sử dụng rộng rãi trong các tiêu chuẩn thiết kế kháng chấn hiện nay ở trên thế giới.

## **2. KIẾN NGHỊ**

1. Để đảm bảo tính an toàn và kinh tế cho các công trình nhà khung BTCT, cần nghiên cứu áp dụng phương pháp thiết kế khung đã được đề xuất với điều kiện đảm bảo cơ cấu phá hoại dẻo (3.23) và điều kiện xác định lực cắt cột (4.23) vào thiết kế các hệ khung BTCT chịu động đất, cũng như kiểm tra khả năng kháng chấn của các nhà khung hiện có.

2. Hiện nay trong thực tế có rất nhiều loại tường chèn được thi công bằng các viên xây khác với các loại viên xây được xét tới trong nội dung nghiên cứu. Do đó,

để có được các độ bền khối xây phù hợp cho mô hình ứng xử của tường chèn, cũng như dùng để xác định lực tương tác khung – tường chèn, cần thực hiện các thí nghiệm nhằm xác định các tính năng cơ lý của chúng.

3. Dựa trên các kết quả nghiên cứu của luận án về ảnh hưởng của tường chèn (đặc) tới phản ứng của khung BTCT được thiết kế theo quan niệm kháng chấn hiện nay, cần tiếp tục mở rộng nghiên cứu sang các trường hợp sau:

- a) Các tường chèn có các lỗ trống (cửa sổ và cửa đi) trong mặt phẳng khung;
- b) Chiều cao tường chèn nhỏ hơn chiều dài thông thủy của cột;
- c) Tầng dưới cùng của khung không có tường chèn.

## DANH MỤC CÔNG TRÌNH ĐÃ ĐƯỢC CÔNG BỐ LIÊN QUAN ĐẾN LUẬN ÁN

### A. Tạp chí khoa học

1. Nguyễn Lê Ninh, **Phan Văn Huệ** (2017), “Ảnh hưởng của tường chèn tới phản ứng của hệ kết cấu khung bê tông cốt thép chịu động đất theo quan niệm hiện đại”, *Tạp chí khoa học Kiến trúc và Xây dựng*, Trường Đại học Kiến trúc Hà Nội, ISSN 1859-350X, số 28, trang 49-55.
2. Nguyen Le Ninh, **Phan Van Hue** (2017), “Analytical modeling of nonlinear behavior of masonry infills in reinforced concrete frame buildings under seismic action”, *Journal of Science and Technology in Civil Engineering*, National University of Civil Engineering, ISSN 1859-2996, vol. 11 (6), pp. 13-21.
3. **Phan Văn Huệ**, Nguyễn Lê Ninh (2018), “Ảnh hưởng của tường chèn tới phản ứng cục bộ của cột khung bê tông cốt thép được thiết kế theo quan niệm kháng chấn hiện đại”, *Tạp chí Kết cấu và Công nghệ xây dựng*, Hội Kết cấu và Công nghệ xây dựng Việt Nam, ISSN 1859-3194, số 27, trang 105-116.
4. **Phan Văn Huệ** (2019), “Ảnh hưởng của tường chèn tới việc kiểm soát cơ cấu phá hoại khung bê tông cốt thép chịu động đất”, *Tạp chí Khoa học Công nghệ Xây dựng*, Trường Đại học Xây dựng, ISSN 2615-9058, tập 13 (số 4V, 9-2019) trang 58-72.
5. **Phan Văn Huệ** (2019), “Một phương pháp thiết kế cột khung bê tông cốt thép chịu cắt có xét tới tương tác với tường chèn theo quan niệm kháng chấn hiện đại”, *Tạp chí Xây dựng*, Bộ Xây dựng, ISSN 0866-8762, số 618 (tháng 9 năm 2019), trang 66-72.

### B. Hội thảo khoa học

1. Nguyễn Lê Ninh, **Phan Văn Huệ** (2017), “Ảnh hưởng của tường chèn tới phản ứng của hệ kết cấu khung bê tông cốt thép được thiết kế theo quan niệm kháng chấn hiện đại”, *Kỷ yếu Hội nghị khoa học quốc tế “Vật liệu, kết cấu, công nghệ*

*xây dựng và kiểm định công trình - MSC 2017*”, Cục Giám định nhà nước về chất lượng công trình xây dựng - Bộ Xây dựng và Trường Đại học Kiến trúc Hà Nội, 10/11/2017, Hà Nội.

2. **Phan Văn Huệ**, Nguyễn Lê Ninh (2017), “Ảnh hưởng của tường chèn tới phản ứng cục bộ của cột khung bê tông cốt thép được thiết kế theo quan niệm kháng chấn hiện đại”, *Kỷ yếu Hội thảo toàn quốc lần thứ 30 về Kết cấu và Công nghệ xây dựng*, Hội Kết cấu và Công nghệ xây dựng Việt Nam, 15/12/2017, Hà Nội.
3. **Hue Van Phan**, Ninh Le Nguyen (2018), “The Influence of Masonry Infills on the Seismic Response of Reinforced Concrete Frame Structures according to Modern Conception”, *Proceedings of The International Seminar of “NIT, Gifu College” and Partner Universities – Environmental Sustainability, Disaster Prevention and Reduction, and Engineering Education*, National Institute of Technology, Gifu College, Gifu, Japan (March 18<sup>th</sup> – 19<sup>th</sup> 2018), Paper N<sup>o</sup> O14.

## TÀI LIỆU THAM KHẢO

### Tiếng Việt

1. Bộ Khoa học và Công nghệ, *TCVN 5573:2011: Kết cấu gạch đá và gạch đá cốt thép – Tiêu chuẩn thiết kế.*
2. Bộ Khoa học và Công nghệ, *TCVN 5474:2018: Kết cấu bê tông và bê tông cốt thép - Tiêu chuẩn thiết kế.*
3. Bộ Khoa học và Công nghệ, *TCVN 9386:2012: Thiết kế công trình chịu động đất.*
4. Lý Trần Cường (1991), *Sự làm việc đồng thời của khung BTCT với khối xây chèn dưới tác dụng của tải trọng ngang*, Luận án tiến sĩ khoa học kỹ thuật, Trường Đại học Xây dựng, Hà Nội.
5. Nguyễn Lê Ninh (2007), *Động đất và thiết kế công trình chịu động đất*, Nhà xuất bản Xây dựng, Hà Nội.
6. Nguyễn Lê Ninh (2011), *Cơ sở lý thuyết tính toán công trình chịu động đất*, Nhà xuất bản Khoa học và Kỹ thuật, Hà Nội.
7. Nguyễn Lê Ninh, Phan Văn Huệ (2018), *Kết cấu Nhà bê tông cốt thép nhiều tầng*, Nhà xuất bản Xây dựng, Hà Nội.
8. Đinh Lê Khánh Quốc (2017), *Ứng xử của khung phẳng bê tông cốt thép có tường xây chèn dưới tác động của tải trọng ngang*, Luận án tiến sĩ kỹ thuật, Trường Đại học Bách khoa TP.HCM.
9. Lều Thọ Trình (2006), *Cơ học kết cấu (Tập 1)*, Nhà xuất bản Khoa học và Kỹ thuật, Hà Nội.
10. Lều Thọ Trình (2006), *Cơ học kết cấu (Tập 2)*, Nhà xuất bản Khoa học và Kỹ thuật, Hà Nội.

### Tiếng Anh

11. Abdul-Kadir, M.R. (1974), *The structural behaviour of masonry infill panels in framed Structures*, PhD thesis, University of Edinburgh, UK.
12. Al-Chaar, G. (1998), *Non-ductile behavior of reinforced concrete frames with masonry infill panels subjected to in-plane loading*, PhD thesis, Univ. of Illinois at Chicago, Chicago.

13. Al-Chaar, G. (2002), *Evaluating Strength and Stiffness of Unreinforced Masonry Structures*, Technical Report ERDC/CERL TR-02-1, U.S. Army Corps of Engineers.
14. Al-Chaar, G., Issa, M., Sweeney, S. (2002), “Behavior of Masonry-Infilled Nonductile Reinforced Concrete Frames”, *Journal of Structural Engineering (ASCE)*, vol. 128 (8), pp. 1055-1063.
15. Amato, G., Cavaleri, L., Fossetti, M., & Papia, M. (2008), “Infilled frames: Influence of vertical loads on the equivalent diagonal strut model”, *The 14<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering*, Beijing, China.
16. Amato, G., Fossetti, M., Cavaleri, L., Papia, M. (2009), “An updated model of equivalent diagonal strut for infill panels”, *Eurocode 8 Perspectives from the Italian Standpoint Workshop*, Cosenza, E. (ed), Doppiavoce, Napoli, Italy, pp. 119–128.
17. American Society of Civil Engineers (2006), *ASCE/SEI 41-06: Seismic rehabilitation of existing buildings*, Virginia, USA.
18. American Society of Civil Engineers (2013), *ASCE/SEI 41-13: Seismic evaluation and retrofit of existing buildings*, Virginia, USA.
19. American Society of Civil Engineers (2017), *ASCE/SEI 41-17: Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*, Virginia, USA.
20. Angel, R., Abrams, D. P., Shapiro, D., Uzarski, J., and Webster, M. (1994), *Behavior of Reinforced Concrete Frames with Masonry Infills*, Structural Research Series No. 589, UILU-ENG-94-2005, University of Illinois at Urbana, Illinois.
21. Asteris, P.G. (2003), “Lateral stiffness of brick masonry infilled plane frames”, *Journal of Structural Engineering*, vol. 129 (8), pp. 1071–1079.
22. Asteris, P.G. (2008), “Finite element micro-modeling of infilled frames”, *Electronic Journal of Structural Engineering*, (8), pp.1-11.
23. Asteris, P.G., Antoniou, S.T., Sophianopoulos, D.S., Chrysostomou, C.Z. (2011), “Mathematical Macromodelling of Infilled Frames: State of the Art”, *Journal of Structural Engineering, ASCE*, vol. 137 (12), pp. 1508-1517.



24. Basha, S.H, Kaushik, H.B. (2016), “Behavior and failure mechanisms of masonry-infilled RC frames (in low-rise buildings) subject to lateral loading”, *Engineering Structures*, vol. 111, pp. 233-45.
25. Basha, S.H., and Kaushik, H.B. (2017), “Predicting shear failure in columns of masonry infilled RC frames using macro-modeling approach”, *16<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering*, Santiago Chile, Paper N°3168.
26. Basha, S.H. (2017), *Shear behavior of columns in masonry infilled RC frames under lateral loads*, Ph.D. thesis, Indian Institute of Technology Guwahati, India.
27. Bazan, E., Meli, R. (1980), “Seismic analysis of structures with masonry walls”, *Proceedings of the 7th world conference on earthquake engineering*, International association of earthquake engineering (IAEE), Tokyo, vol. 5, pp. 633–640.
28. Bertero, V.V. and Brokken, S. (1983), “Infills in seismic resistant building”, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, vol. 109 (6), pp. 1337–1361.
29. Buonopane, S.G., and White, R.N. (1999), “Pseudodynamic Testing of Masonry Infilled Reinforced Concrete Frame”, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, vol. 125(6), pp. 578–589.
30. Canadian Concrete Masonry Producers Association (CCMPA) (2009), *Seismic design guide for masonry buildings*, Toronto, Canada.
31. Canadian Standards Association (2010), *CSA S304.1-04 (R2010): Design of Masonry Structures*, Mississauga, Ontario, Canada.
32. Carr, A.J. (2003), *A program for inelastic dynamic analysis*, Christchurch.
33. Cavaleri, L., Fossetti, M. & Papia, M. (2005), “Infilled frames: Developments in the evaluation of cyclic behaviour under lateral loads”, *Structural Engineering and Mechanics*, vol. 21, pp. 469–494.
34. Cavaleri L., Di Trapani F. & Papia M. (2013), “Analysis of local shear effects in brick masonry infilled RC frames”, *ECCOMAS Thematic Conference – COMPDYN 2013: 4<sup>th</sup> International Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering*, Kos Island, Greece, pp. 2962–2977.

35. Cavaleri, L. & Di Trapani, F. (2014), “Cyclic response of masonry infilled RC frames: Experimental results and simplified modeling”, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, vol. 65, pp. 224–242.
36. Cavaleri, L., and Di Trapani, F. (2015), “Prediction of the additional shear action on frame members due to infills”, *Bulletin of Earthquake Engineering*, vol. 13 (5), pp. 1425–1454.
37. CEB (1996), *RC frames under earthquake loading-State of the art report*, Thomas Telford, London.
38. Celarec, D., and Dolšek, M. (2013), “Practice-oriented probabilistic seismic performance assessment of infilled frames with consideration of shear failure of columns”, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, vol. 42 (9), pp. 1339–1360.
39. Chintanapakdee, C., Ruangrassamee, A., Lukkunaprasit, P. (2015), “Performance of Masonry-Infilled RC Buildings in the M6.0 Mae Lao Earthquake on May 5, 2014”, *Pro. of the Tenth Pacific Conference on Earthquake Engineering*, Sydney, Australia.
40. Chronopoulos, M., Chronopoulos, P. (2012), “Recent Greek Provisions for RC Structures with URM Infills”, *The Open Construction and Building Technology Journal*, vol. 6, (Suppl. 1-M7), pp. 92-112.
41. Chrysostomou, C.Z., Gergely, P., & Abel, J.F. (2002), “A six-strut model for nonlinear dynamic analysis of steel infilled frames”, *International Journal of Structural Stability and Dynamics*, vol. 2, pp. 335–353.
42. Chrysostomou, C.Z., Asteris, P.G. (2012), “On the in-plane properties and capacities of infilled frames”, *Engineering Structures*, 41, pp. 385–402.
43. Computers & Structures, Inc. (2016), *ETABS, Integrated Building Design Software, Version 16.2.1*, Berkeley, California, USA.
44. Computers & Structures, Inc. (2017), *CSI Analysis Reference Manual for SAP2000, ETABS, SAFE and CsiBridge*, Berkeley, California, USA.
45. Computers & Structures, Inc. (2018), *SAP2000, Integrated Software for Structural Analysis & Design, Version 20.2.0*, Berkeley, California, USA.

46. Crisafulli, F.J. (1997), *Seismic behaviour of reinforced concrete structures with masonry Infills*, PhD Thesis, Department of Civil Engineering, University of Canterbury, New Zealand.
47. Crisafulli, F.J., Carr, A.J., Park, R. (2000), “Analytical modelling of infilled frame structures - A general review”, *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering*, vol. 33 (1), pp. 30–47.
48. Crisafulli, F.J., and Carr, A.J. (2007), “Proposed macro-model for the analysis of infilled frame structures”, *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering*, vol. 40(2), pp. 69–77.
49. Dawe, J.L., Seah, C.K. (1989), “Analysis of concrete masonry infilled steel frames subjected to in-plane loads”, *Proceeding of the 5th Canadian Masonry Symposium*, Vancouver.
50. Decanini, L., Mollaioli, F., Mura, A., and Saragoni, R. (2004), “Seismic performance of masonry infilled RC frames”, *Proc. of the 13th World Conference on Earthquake Engineering*, Vancouver, Canada.
51. Di Trapani, F., Macaluso, G., Cavaleri, L. & Papia, M. (2015), “Masonry infills and RC frames interaction: literature overview and state of the art of macromodeling approach”, *European Journal of Environmental and Civil Engineering*, pp. 1-37.
52. Dolšek, M., Fajfar, P. (2008), “The effect of masonry infills on the seismic response of a four-storey reinforced concrete frame - a deterministic assessment”, *Engineering Structures*, vol. 30 (7), pp. 1991–2001.
53. Doudoumis, I.N. (2007), “Finite element modelling and investigation of the behaviour of elastic infilled frames under monotonic loading”, *Engineering Structures*, vol. 29, pp. 1004-1024.
54. Durrani, A.J., Luo, Y.H. (1994), “Seismic retrofit of flat-slab buildings with masonry infills”, *Proceeding from the NCEER workshop on Seismic Response of Masonry Infills*, National Center for Earthquake Engineering Research, Buffalo, NY, pp. 1/3-1/8.

55. Earthquake Planning and Protection Organization of Greece, *EPPO (2012), Code of structural interventions 2012*, Athens, Greece.
56. El-Dakhakhni, W. W. (2002), *Experimental and analytical seismic evaluation of concrete masonry-infilled steel frames retrofitted using GFRP laminates*, Ph.D. thesis, Drexel Univ., Philadelphia.
57. El-Dakhakhni, W.W., Elgaaly, M., Hamid, A.A. (2003), “Three-strut model for concrete masonry-infilled steel frames”, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, vol. 129 (2), pp. 177–185.
58. Elnashai, A.S., Di Sarno, L. (2008), *Fundamentals of earthquake engineering*, John Wiley & Sons Ltd, United Kingdom.
59. European Commission for Standardization, CEN (2004), *EN 1992-1-1:2004: Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings*, Brussels.
60. European Commission for Standardization, CEN (2004), *EN 1998-1:2004: Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings*, Brussels.
61. European Commission for Standardization, CEN (2009), *EN 1998-1:2004/AC:2009 (E): Eurocode-8: Design of structures for earthquake resistance – Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings*, Brussels.
62. European Commission for Standardization, CEN (2005), *EN 1998–3:2005: Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance - Part 3: Assessment and retrofitting of buildings*, Brussels.
63. European Commission for Standardization, CEN (2005), *EN 1996-1-1:2005: Eurocode 6: Design of masonry structures - Part 1-1: General rules for reinforced and unreinforced masonry structures*, Brussels.
64. Fardis, M.N. (2009), *Seismic design, assessment and retrofitting of concrete buildings (based on EN-Eurocode 8)*, Springer, Dordrecht.
65. Fardis, M.N., Carvalho, E.C., Fajfar, P., Pecker, A. (2015), *Seismic Design of Concrete Buildings to Eurocode 8*, CRC Press, Taylor & Francis Group.

66. Federal Emergency Management Agency (1997), *FEMA 273: NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings*, Washington, D.C., USA.
67. Federal Emergency Management Agency (1998), *FEMA 306: Evaluation of earthquake damaged concrete and masonry wall buildings - Basic procedures manual*, Washington, D.C., USA.
68. Federal Emergency Management Agency (2000), *FEMA 356 (ASCE 2000): Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings*, Washington, D.C., USA.
69. Filippou, F.C., Issa, A. (1988), *Nonlinear analysis of reinforced concrete frames under cyclic load reversals*, EERC Report No. UCB/EERC-88/12, Earthquake Engineering Research Center, College of Engineering, University of California, Berkeley.
70. Fiorato, A.E., Sozen, M.A., Gamble, W.L. (1970), *An investigation of the interaction of reinforced concrete frames with masonry filler walls*, Civil engineering studies SRS- 370, University of Illinois, Urbana-Champaign.
71. Fiore, A., Porco, F., Raffaele, D., & Uva, G. (2012), “About the influence of the infill panels over the collapse mechanisms activated under pushover analyses: Two case studies”, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, vol. 39, pp. 11–22.
72. Fiore, A., Spagnoletti, G., and Greco, R. (2016), “On the prediction of shear brittle collapse mechanisms due to the infill-frame interaction in RC buildings under pushover analysis”, *Engineering Structures*, vol. 121, pp. 147–159.
73. Flanagan, R.D., Bennett, R.M. (2001), “In-plane analysis of masonry infill materials”, *Practice Periodical on Structural Design and Construction, ASCE*, vol. 6 (4), pp. 176–182.
74. Ghosh, A.K., and Amde, A.M. (2002), “Finite element analysis of infilled frames”, *Journal of Structural Engineering, ASCE*, vol. 128(7), pp. 881–889.
75. Giberson, M.F. (1967), *The response of nonlinear multi-story structures subjected to earthquake excitation*, PhD thesis, California Institute of Technology, Pasadena, California.

76. Govindan, P. (1986), *Composite action and ductility of reinforced concrete frames with brick Infill*, PhD thesis, Anna University.
77. Hak, S., Morandi, P. and Magenes, G. (2013), “Local effects in the seismic design of RC frame structures with masonry infills”, *Proc. of the 4th ECCOMAS Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering*, Kos Island, Greece, pp. 2931-2943.
78. Haldar P., Singh Y., Paul D.K. (2013), “Identification of seismic failure modes of URM infilled RC frame buildings”, *Engineering Failure Analysis*, vol. 33, pp. 97–118.
79. Hermanns, L., Fraile, A., Alarcón, E., Álvarez, R. (2014), “Performance of buildings with masonry infill walls during the 2011 Lorca earthquake”, *Bulletin of Earthquake Engineering*, vol. 12(5), pp. 1977-1997.
80. Hendry, A.W. (1998), *Structural masonry*, MacMillan Press Ltd, London.
81. Holmes, M. (1961), “Steel frames with brickwork and concrete infilling”, *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, London, Paper No. 6501, 19 (4), pp. 473-478.
82. Ioannou, I., Borg, R., Novelli, V., Melo, J., Alexander, D., Kongar, I., Verrucci, E., Cahill, B., Rossetto, T. (2012), *The 29th May 2012 Emilia Romagna Earthquake, EPICentre Field Observation Report, No. EPI-FO-290512*, UCL EPICentre, Department of Civil, Environmental and Geomatic Engineering, University College London.
83. Kahn, L.F. and Hanson, R.D. (1979), “Infilled walls for earthquake strengthening”, *Journal of Structural Division, ASCE*, vol. 105 (ST2), pp. 283-296.
84. Kakaletsis, D.J. and Karayannis, C.G. (2008), “Influence of Masonry Strength and Openings on Infilled R/C Frames Under Cycling Loading”, *Journal of Earthquake Engineering*, vol. 12 (2), pp. 197-221.
85. Kakaletsis, D.J., Karayannis, C.G. and Panagopoulos, G.K. (2011), “Effectiveness of rectangular spiral shear reinforcement on infilled R/C frames

- under cyclic loading”, *Journal of Earthquake Engineering*, vol. 15, pp. 1178-1193.
86. Kappos, A.J., Stylianidis, K.C. and Michailidis, C.N. (1998), “Analytical models for brick masonry infilled RC frames under lateral loading”, *J. Earthquake Eng.*, vol. 2 (1), pp. 59-87.
87. Kaushik, H.B., Rai, D.C., and Jain, S.K. (2006), “Code approaches to seismic design of masonry infilled reinforced concrete frames: A state-of-the-art-review”, *Earthquake Spectra*, vol. 22 (4), pp. 961-983.
88. Kaushik, H.B., Rai, D.C., and Jain, S.K. (2007), Stress-Strain Characteristics of Clay Brick Masonry under Uniaxial Compression, *Journal of Materials in Civil Engineering*, vol. 19 (9), pp. 728-739.
89. Klingner, R.E., Bertero, V.V. (1976), *Infilled frames in earthquake - resistant construction*, Report EERC 76-32, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, California.
90. Klingner, R.E., Bertero, V.V. (1978), “Earthquake resistance of infilled frames”, *Journal of Structural Engineering, ASCE*, vol. 104, pp. 973-989.
91. Kodur, V.K.R., Erki, M.A., Quenneville, J.H.P. (1995), “Seismic design and analysis of masonry-infilled frames”, *Canadian Journal of Civil Engineering*, vol. 22 (3), pp. 576-587.
92. Leuchars, J.M. (1973), *Masonry infill panels*, M.E. report, University of Canterbury.
93. Leuchars, J.M., Scrivener, J.C. (1976), “Masonry infill panels subjected to cyclic in-plane loading”, *Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering*, vol. 9 (2), pp. 122–131.
94. Liauw, T.C., Kwan, K.H. (1984), “Nonlinear behaviour of non-integral infilled frames”, *Computers & Structures*, vol. 18 (3), pp. 551–560.
95. Li, B., Wang, Z., Mosalam, K. M. and Xie, H. (2008), “Wenchuan earthquake field reconnaissance on reinforced concrete framed buildings with and without masonry infill walls”, *Proc. of the 14th World Conference on Earthquake Engineering, 14WCEE*, Beijing, China.

96. Lofti, H.R. & Shing, P.B. (1991), “An appraisal on smeared crack models for masonry shear wall analysis”, *Computers and Structures*, vol. 41 (3), pp. 413–425.
97. Lofti, H.R. & Shing, P.B. (1994), “Interface model applied to fracture of masonry structures”, *Journal of Structural Engineering, ASCE*, vol. 120 (1), pp. 63–80.
98. Madan, A., Reinhorn, A.M., Mander, J.B. & Valles, R.E. (1997), “Modeling of masonry infill panels for structural analysis”, *Journal of Structural Engineering, ASCE*, vol. 123 (10), pp. 1295–1302.
99. Mainstone, R.J. (1971), “On the stiffnesses and strengths of infilled frames”, *Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Supplement IV, Building Research Station*, Garston, United Kingdom, paper 7360 S, 49 (2), pp. 57-90.
100. Mainstone, R.J, Weeks, G.A. (1971), “The influence of a bounding frame on the racking stiffnesses and strengths of brick walls”, *Proceedings of the 2<sup>nd</sup> International brick masonry Conference, Stoke-on-Trent, UK*, pp.165–171.
101. Mainstone, R.J. (1974), “Supplementary note on the stiffness and strengths of infilled frames”, *Building Research Station*, Garston, UK.
102. Mallick, D.V., & Severn, R.T. (1967), “The behaviour of infilled frames under static loading”, *Proceedings of Institute of Civil Engineers*, vol. 38, pp. 639-656.
103. Mallick, D.V., Garg, R.P. (1971), “Effect of openings on the lateral stiffness of infilled frames”, *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, vol. 49 (2), paper no. 7371, pp. 193-209.
104. Mander, J.B., Nair, B., Wojtkowski, K. & Ma, J. (1993), *An experimental study on the seismic performance of brick-infilled steel frames with and without retrofit*, Report NCEER-93-0001, National Center for Earthquake Engineering Research, State University of New York, Buffalo, NY, USA.
105. Masonry Standards Joint Committee (2013): *Building Code Requirements for Masonry Structures (TMS 402-13 / ACI 530-13 / ASCE 5-13) and Specification for Masonry Structures (TMS 602-13 / ACI 530.1-13 / ASCE 6-13)*.
106. Mehrabi, A.B., Shing, P.B., Schuller, M.P., Noland, J.L. (1994), *Performance of masonry-infilled r/c frames under in-plane lateral loads*. Report CU/SR-94–



- 6; Department of Civil, Environmental and Architectural Engineering, University of Colorado, Boulder CO, USA.
107. Mehrabi, A.B., Shing, P.B., Schuller, M.P., Noland, J.L. (1996), “Experimental evaluation of masonry-infilled RC frames”, *Journal of Structural Engineering, ASCE*, vol. 122 (3), pp. 228–237.
108. Mehrabi, A. B., and Shing, P. B. (1997), “Finite element modeling of masonry-infilled RC frames”, *Journal of Structural Engineering, ASCE*, vol. 123(5), pp. 604–613.
109. Moghaddam, H.A., Dowling, P.J. (1988), “Earthquake resistant design of brick infilled frames”, *Proceedings of the eighth international brick and block masonry conference (8th IBMAC)*, London, Elsevier Applied Science, vol. 2, pp. 774-784.
110. Morandi, P., Hak, S., and Magenes, G. (2014), “In-plane experimental response of strong masonry infills”, *9<sup>th</sup> International Masonry Conference 2014 in Guimaraes*, International Masonry Society.
111. Morandi, P., Hak, S., Magenes, G. (2017), *Experimental and Numerical Seismic Performance of Strong Clay Masonry Infills - Research Report 2017/02*, EUCENTRE, Pavia, Italy.
112. Morandi, P., Hak, S., Magenes, G. (2018), “Performance-based interpretation of in-plane cyclic tests on RC frame with strong masonry infills”, *Engineering Structures*, vol. 156, pp. 503–521.
113. Morandi, P., Hak, S., Magenes, G. (2018), “Mechanical characterization and force-displacement hysteretic curves from in-plane cyclic tests on strong masonry infills”, *Data in Brief*, vol. 16, pp. 886-904.
114. Negro, P., Colombo, A. (1997), “Irregularities induced by nonstructural masonry panels in framed buildings”, *Engineering Structures*, vol. 19 (7), pp. 576-585.
115. Nguyen Le Ninh (1980), *Calcul si proiectarea constructiilor multietajate din cadre de beton armat cu zidărie de umplutură la sarcini orizontale*, Teză de doctorat, Institutul de constructie din Bucuresti, România.

116. New Zealand Society for Earthquake Engineering, NZSEE (2017), *The Seismic Assessment of Existing Buildings: Technical Guidelines for Engineering Assessments*, Wellington, New Zealand.
117. Panagiotakos, T.B., Fardis, M.N. (1996), “Seismic response of infilled RC frame structures”, *Proceedings of the eleventh world conference on earthquake engineering*, Mexico, paper no. 225.
118. Papia, M. (1988), “Analysis of infilled frames using a coupled finite element and boundary element solution scheme”, *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, vol. 26, pp. 731–742.
119. Papia, M., Cavaleri, L., Fossetti, M. (2003), “Infilled frames: Developments in the evaluation of the stiffening effect of infills”, *Structural Engineering and Mechanics*, vol. 16, pp. 675–693.
120. Paulay, T., Priestley, M.J.N. (1992), *Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings*, A Wiley Interscience Publication, John Wiley & Sons, New York.
121. Penelis, G.G., Kappos, A.J. (2010), *Earthquake - resistant concrete structures*, Taylor & Francis, London.
122. Perrone, D., Leone, M., Aiello, M.A. (2014), “Influence of Infill Properties on Ductility of RC Existing Frames”, *International Journal of Recent Technology and Engineering (IJRTE)*, vol. 3(3), pp. 24-29.
123. Pires, F., Carvalho, E. C. (1992), “The behaviour of infilled reinforced concrete frames under horizontal cyclic loading”, *Proceedings of the 10th world conference on earthquake engineering*, Madrid, Spain, pp. 9–24.
124. Polyakov, S.V. (1960), “On the interaction between masonry filler walls and enclosing frame when loaded in the plane of the wall”, *Translation in Earthquake Engineering*, Earthquake Engineering Research Institute (EERI), San Francisco, California, USA, pp. 36–42.
125. Ricci, P. (2010), *Seismic vulnerability of existing RC buildings*, PhD Dissertation, University of Naples Federico II, Naples.

126. Saneinejad, A. and Hobbs, B. (1995), "Inelastic design of infilled frames", *Journal of Structural Engineering, ASCE*, vol. 121 (4), pp. 634–650.
127. Shing, P.B. & Mehrabi, A.B. (2002), "Behaviour and analysis of masonry-infilled frames", *Progress in Structural Engineering and Materials*, vol. 4, pp. 320-331.
128. Smith, B.S. (1962), "Lateral stiffness of infilled frames", *Proceedings of American Society of Civil Engineering, Journal of Structural Division, ASCE*, vol. 88 (ST6), pp. 183–199.
129. Smith, B.S. (1966), "Behaviour of square infilled frames", *Journal of the Structural Division, ASCE*, vol. 92(1), pp. 381-403.
130. Smith, B.S. (1967a), "Methods for predicting the lateral stiffness and strength of multi-storey infilled frames", *Building Science*, vol. 2(3), pp. 247-257.
131. Smith, B.S. (1967b), "The composite behaviour of infilled frames", *Tall buildings: Proceedings of a Symposium on Tall Buildings*, Pergamon Press, London, pp. 481-495.
132. Smith, B.S., Carter, C. (1969), "A method of analysis for infilled frames", *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, vol. 44 (1), pp. 31–48.
133. Smith, B.S., Coull, A. (1991), *Tall building structures: Analysis and design*, A Wiley Interscience Publication, John Wiley and Sons Inc., New York.
134. Shing, B., Stavridis, A. (2014), "Analysis of masonry-infilled RC frames through collapse", *ACI Special Publication*, 297, pp. 1-20.
135. Standards New Zealand, *NZS 4320:2004: Design of reinforced concrete masonry structures*, Wellington, New Zealand.
136. Stavridis, A. (2009), *Analytical and experimental study of seismic performance of reinforced concrete frames infilled with masonry walls*, Ph.D. Dissertation, University of California at San Diego, La Jolla, CA.
137. Stavridis, A., Martin, J. , Bose, S. (2017), "Updating the ASCE 41 provisions for Infilled RC frames", *Proceedings SEAOC Convention 2017*, San Diego, California.

138. Stylianidis, K. C. (1988), “Cyclic Behaviour of infilled R/C frames”, *Proceedings of 8th Conference IBMaC*, Dublin.
139. Stylianidis, K.C. (2012), ‘Experimental investigation of masonry infilled RC frames’, *The Open Construction and Building Technology Journal*, vol. 6 (Suppl 1-M13), pp. 194-212.
140. Tabeshpour, M.R., Azad, A., Golafshani, A.A. (2012), *Chapter 11: Seismic Behavior and Retrofit of Infilled Frames, Book: Earthquake-Resistant Structures - Design, Assessment and Rehabilitation (Edited by Abbas Moustafa)*, InTech, Rijeka, Croatia.
141. Tasligedik, A.S., Pampanin, S., Palermo, A. (2011), “Damage Mitigation Strategies of ‘Non-Structural’ Infill Walls: Concept and Numerical-Experimental Validation Program”, *Proceedings of the Ninth Pacific Conference on Earthquake Engineering*, Building an Earthquake-Resilient Society, 14-16 April, Auckland, New Zealand, Paper Number 120.
142. Tassios, T., Vintzileou, E., and Chronopoulos, M. (1988), *Euro-Code 8 (EC 8), pre-Draft, Justification Note N° 9, RC frames filled by masonry walls*.
143. Tucker, C.J. (2007), *Predicting the in-plane capacity of masonry infilled frames*, PhD Thesis, Faculty of the Graduate School, Tennessee Technological University, USA.
144. Turgay, T., Durmus, M.C., Binici, B., Ozcebe, G. (2014), “Evaluation of the predictive models for stiffness, strength and deformation capacity of RC frames with masonry infill walls”, *Journal of Structural Engineering*, 140:06014003, doi:10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0001069.
145. Uva, G., Raffaele, D., Porco, F., Fiore, A. (2012), “On the role of equivalent strut models in the seismic assessement of infilled RC buildings”, *Engineering Structures*, 42, pp. 83-94.
146. Valente, M. (2012), “Seismic Performance Assessment of a Masonry Infilled ductile RC structure”, *IACSIT International Journal of Engineering and Technology*, vol. 4 (6), pp. 701-704.

147. Wood, R.H. (1978), "Plasticity, composite action and collapse design of unreinforced shear wall panels in frames", *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, part 2, vol. 65, pp. 381-411.
148. Zarnic, R. & Tomazevic, M. (1984), *Study of the behaviour of masonry infilled reinforced concrete frames subjected to seismic loading - part one*, Publication ZRMK/IKPI, No. 84/04, BOAL Institute for structures of earthquake engineering Ljubljana.
149. Žarnić, R. & Gostič, S. (1997), "Masonry infilled frames as an effective structural subassembly", In: P. Fajfar & H. Krawinkler (Eds.), *Seismic design methodologies for the next generation of codes*, Rotterdam: Balkema, pp. 335-346.

## PHẦN PHỤ LỤC

### PHỤ LỤC A

#### QUAN HỆ LỰC – CHUYỂN VỊ TẠI CÁC KHỚP ĐẸO CỦA CÁC CẦU KIẾN BÊ TÔNG CỐT THÉP THEO ASCE/SEI 41 – 13 (2013) [18]

**Bảng A.1.** Các thông số mô hình cho dầm bê tông cốt thép chịu uốn

Điều kiện			Tham số mô hình		
			Góc xoay dẻo (Rad)		Cường độ dư tỷ đối
Dầm phá hoại do uốn			<i>a</i>	<i>b</i>	<i>c</i>
$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$	Cốt đai	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$			
$\leq 0,0$	C	$\leq 0,25$	0,025	0,05	0,2
$\leq 0,0$	C	$\geq 0,5$	0,02	0,04	0,2
$\geq 0,5$	C	$\leq 0,25$	0,02	0,03	0,2
$\geq 0,5$	C	$\geq 0,5$	0,015	0,02	0,2
$\leq 0,0$	NC	$\leq 0,25$	0,02	0,03	0,2
$\leq 0,0$	NC	$\geq 0,5$	0,01	0,015	0,2
$\geq 0,5$	NC	$\leq 0,25$	0,01	0,015	0,2
$\geq 0,5$	NC	$\geq 0,5$	0,005	0,01	0,2

*Ghi chú:*

+ Khi các điều kiện xuất hiện đồng thời thì lấy giá trị nhỏ nhất trong bảng.

+ Ký hiệu C, NC trong bảng có nghĩa là thỏa mãn hoặc không thỏa mãn yêu cầu về cốt đai của tiêu chuẩn. Nếu khoảng cách cốt đai trong vùng khớp dẻo  $\leq d/3$  hoặc khả năng chịu cắt của cốt đai lớn hơn hoặc bằng 3/4 khả năng chịu cắt thiết kế của tiết diện thì được xem là thỏa mãn tiêu chuẩn, ngược lại được xem là không thỏa mãn.

+ Cho phép nội suy tuyến tính.

*Ký hiệu:*

$\rho, \rho'$  là hàm lượng cốt thép chịu kéo và chịu nén trong dầm;

$\rho_{bal}$  là hàm lượng cốt thép cân bằng trong dầm;

$b_w, d$  là bề rộng phần bụng và chiều cao làm việc của tiết diện dầm;

$V$  là lực cắt thiết kế trong dầm;

$f'_c$  là cường độ chịu nén mẫu trụ bê tông ở tuổi 28 ngày (MPa).

**Bảng A.2.** Các thông số mô hình cho cột bê tông cốt thép chịu uốn

Điều kiện		Tham số mô hình		
		Góc xoay dẻo (Rad)		Cường độ dư tỷ đối
Cột phá hoại do uốn		<i>a</i>	<i>b</i>	<i>c</i>
$\frac{P}{A_g f'_c}$	$\rho = \frac{A_v}{b_w s}$			
$\leq 0,1$	$\geq 0,006$	0,035	0,06	0,2
$\geq 0,6$	$\geq 0,006$	0,01	0,01	0
$\leq 0,1$	$= 0,002$	0,027	0,034	0,2
$\geq 0,6$	$= 0,002$	0,005	0,005	0

*Ghi chú:*

- + Khi các điều kiện xuất hiện đồng thời thì lấy giá trị nhỏ nhất trong bảng.
- + Cho phép nội suy tuyến tính.

*Ký hiệu:*

$\rho$  là hàm lượng cốt thép đai trong cột;

$b_w$  là bề rộng phần bụng của tiết diện cột;

$s$  là khoảng cách cốt đai trong cột;

$A_g$  là diện tích tiết diện nguyên của cột;

$A_v$  là diện tích tiết diện của cốt thép đai cột;

$P$  là lực dọc trong cột;

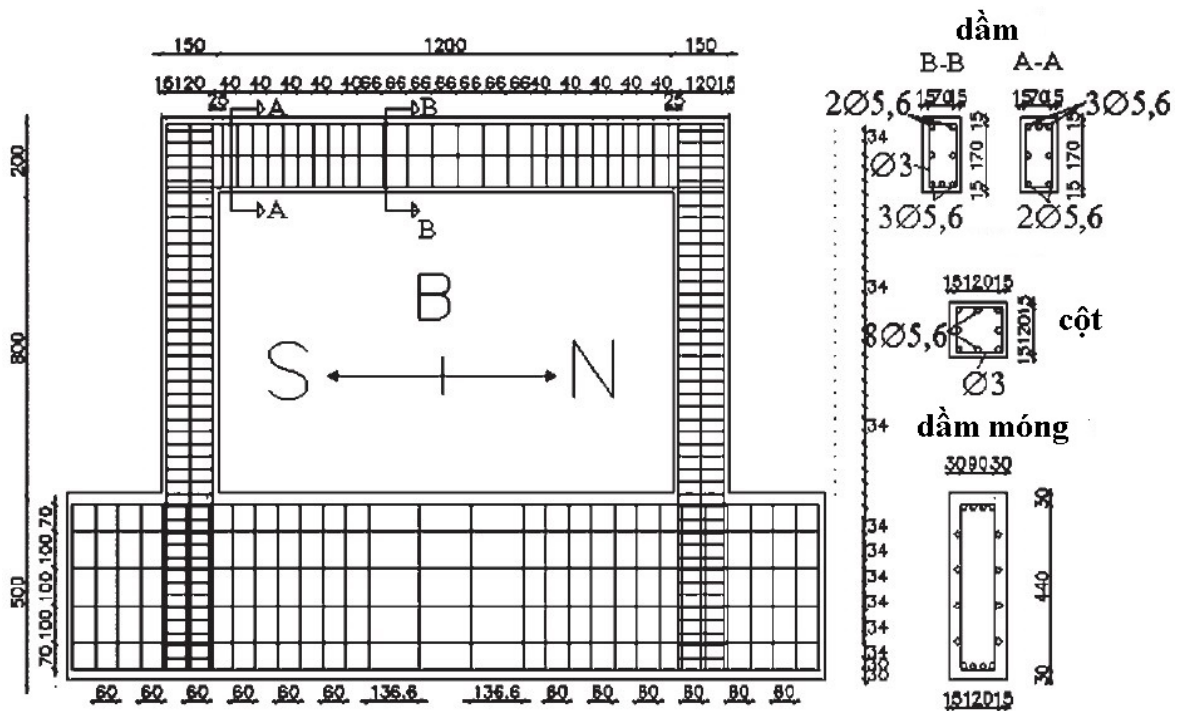
$f'_c$  là cường độ chịu nén mẫu trụ bê tông ở tuổi 28 ngày (MPa).

## PHỤ LỤC B

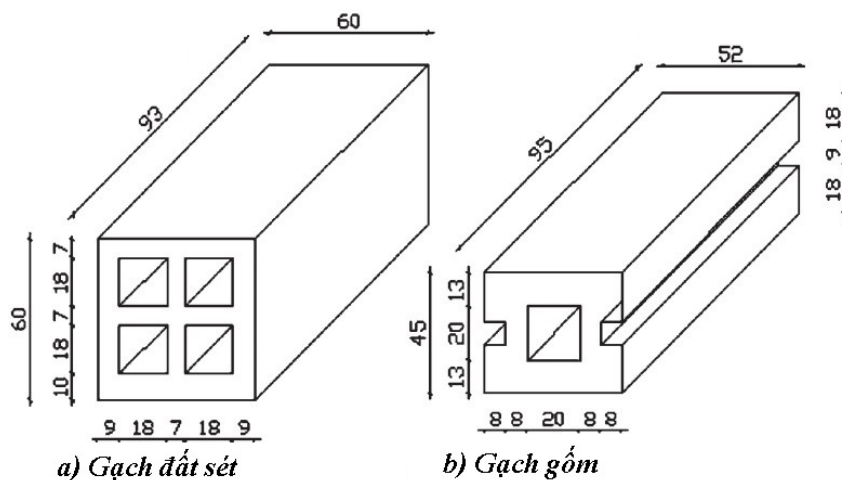
### CÁC THÍ NGHIỆM HỆ KẾT CẤU KHUNG CHÈN BÊ TÔNG CỐT THÉP ĐƯỢC THIẾT KẾ THEO QUAN NIỆM KHÁNG CHẤN HIỆN ĐẠI

#### B1. CÁC THÍ NGHIỆM HỆ KẾT CẤU KHUNG CHÈN BÊ TÔNG CỐT THÉP CỦA KAKALETSIS VÀ KARAYANNIS (2008) [84],[85]

##### B1.1. Kích thước và cấu tạo mẫu khung BTCT thí nghiệm



Hình B1.1. Kích thước và cấu tạo của mẫu khung thí nghiệm



a) Gạch đất sét

b) Gạch gốm

Hình B1.2. Các loại gạch xây (đơn vị chiều dài (mm))



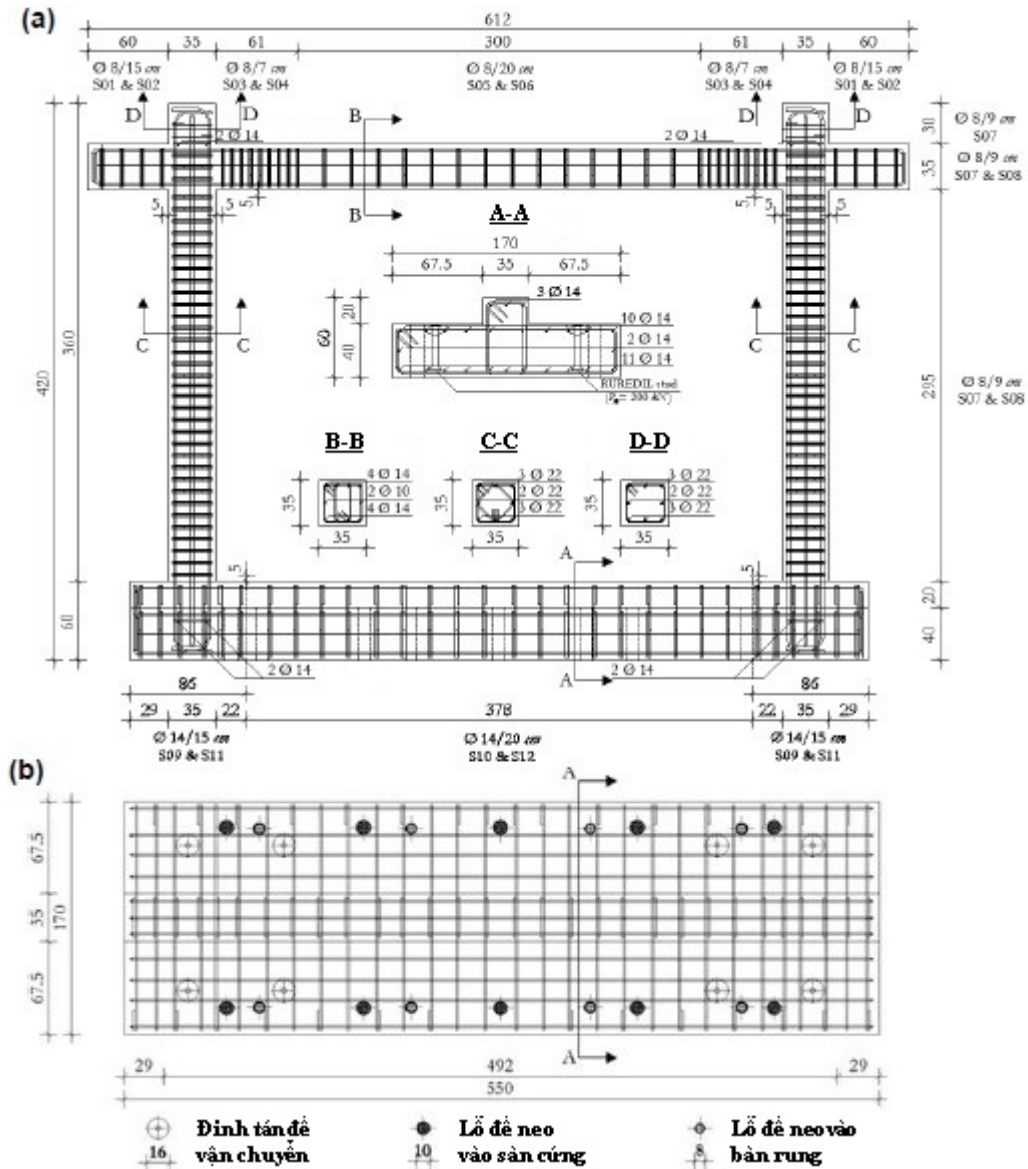
**B1.2. Các đặc trưng cơ lý của bê tông, cốt thép và khối xây dùng trong thí nghiệm****Bảng B1.1.** Các đặc trưng cơ lý của các loại vật liệu sử dụng trong thí nghiệm

Đặc trưng vật liệu	Loại khối xây	
	Yếu ( $t_m = 6$ cm)	Khỏe ( $t_m = 5,2$ cm)
<b>Bê tông</b>		
Cường độ chịu nén trung bình (MPa)	28,51	28,51
<b>Cốt thép</b>		
Giới hạn chảy của cốt thép dọc (MPa)	390,47	390,47
Giới hạn chảy của cốt thép ngang (MPa)	212,12	212,12
<b>Vữa xây</b>		
Cường độ chịu nén (MPa)	1,53	1,75
<b>Gạch xây</b>		
Cường độ chịu nén (MPa)	3,1	26,4
<b>Khối xây</b>		
Cường độ chịu nén theo phương vuông góc với các lỗ rỗng (MPa)	2,63	15,18
Mô đun đàn hồi theo phương vuông góc với các lỗ rỗng (MPa)	660,66	2837,14
Cường độ chịu nén theo phương song song với các lỗ rỗng (MPa)	5,11	17,68
Mô đun đàn hồi theo phương song song với các lỗ rỗng (MPa)	670,3	540,19
Hệ số ma sát	0,77	0,957
Mô đun cắt	259,39	351,37
Cường độ chịu cắt khi không có ứng suất pháp tuyến $f_{v0}$ (MPa)	0,08	0,12
Cường độ chịu cắt khi có ứng suất pháp tuyến (MPa), $f_v/f_n$	0,38/0,25	0,41/0,27
	0,33/0,22	0,26/0,17
	0,39/0,30	0,60/0,61
	0,21/0,37	0,39/0,72
	0,20/0,73	0,41/1,55

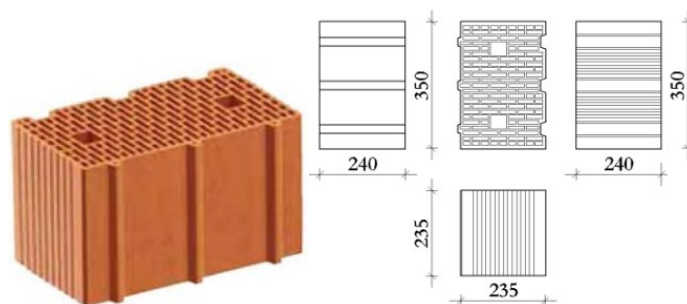


**B2. CÁC THÍ NGHIỆM HỆ KẾT CẤU KHUNG CHÈN BÊ TÔNG CỐT THÉP CỦA MORANDI, HAK VÀ MAGENES (2014 - 2018) [110],[111],[112]**

**B2.1. Kích thước và cấu tạo mẫu khung BTCT thí nghiệm**



Hình B2.1. Kích thước và cấu tạo của mẫu khung thí nghiệm



Hình B2.2. Cấu tạo gạch xây (đơn vị chiều dài (mm))

## B2.2. Các đặc trưng cơ lý của bê tông, cốt thép và khối xây thí nghiệm

**Bê tông:** Thiết kế mẫu khung thí nghiệm theo cấp độ bền chịu nén C28/35 theo EN 1992-1-1:2004; UNI EN 206-1:2006 và UNI 11104:2004.

**Cốt thép:** Sử dụng loại cốt thép B450C theo EN 1992-1-1:2004, NTC2008.

**Khối xây:**

**Bảng B2.1.** Tóm tắt các đặc trưng của gạch (EN 771-1:2003/A1:2005, CEN(2005))

TT	Các đặc trưng của gạch	Loại tham chiếu	Loại lựa chọn
1	Loại gạch block nhẹ	x	x
2	Hệ thống mẫu lõi và rãnh hình máng với mạch vữa đứng khô	x	x
3	Độ bền danh nghĩa theo phương đứng (MPa)	8,0	8,0
4	Độ bền theo phương đứng (đặc trưng sơ bộ) (MPa)		12,9
5	Độ bền danh nghĩa theo phương ngang (MPa)		2,2
6	Độ bền theo phương ngang (đặc trưng sơ bộ) (MPa)		2,2
7	Chiều dày (mm)	350	350
8	Chiều cao (mm)	230-250	235
9	Phần trăm lỗ trống (%)	50-55	50
10	Chiều dày các sườn nhỏ nhất (mm)	4,5-5,0	sườn bụng (4,8); vỏ ngoài (6,8)

**Bảng B2.2.** Tóm tắt các kết quả thí nghiệm nén trên gạch (EN 772-1, CEN(2000))

TT	Đại lượng	Nén theo phương đứng		Nén theo phương ngang	
		$f$ (MPa)	$f^{norm.}$ (MPa)	$f$ (MPa)	$f^{norm.}$ (MPa)
1	Cường độ trung bình, $f_b$	<b>8,64</b>	<b>9,81</b>	<b>2,78</b>	<b>3,15</b>
2	Độ lệch chuẩn $SD = ((\sum(f_i - f_m)^2)/(n-1))^{0,5}$	0,79		0,30	
3	Hệ số biến động $cov = SD/f_m$	0,091		0,108	
4	Cường độ đặc trưng, $f_{bk}$	<b>7,34</b>		<b>2,29</b>	

**Bảng B2.3.** Tóm tắt các đặc trưng sơ bộ của vữa loại M5

TT	Tuổi	Độ bền uốn (MPa)	Độ bền nén (MPa)	Mô đun đàn hồi (MPa)	Khối lượng thể tích (kg/m <sup>3</sup> )
1	Sau 7 ngày	1,4	4,5	8500	1828
2	Sau 28 ngày	2,3	7,1	9330	

**Bảng B2.4.** Tóm tắt các kết quả thí nghiệm nén và uốn vữa dùng cho khối xây gạch (EN 1015-11/A1, CEN(2006))

TT	Kích thước mẫu	Số mẫu	Độ bền uốn (MPa)	Độ bền nén $f_{jm}$ (MPa)	$f_{j, norm.}$ (MPa)
1	40x40x160mm	3	<b>2,15</b>	<b>7,68</b>	<b>5</b>

**Bảng B2.5.** Kết quả thí nghiệm nén theo phương đứng của khối xây (theo EN 1052-1, CEN (1998))

TT mẫu	$f_{mi}$ (MPa)	$E_{mi}$ (MPa)	$f_{mi}-f_{mm}$	$E_{mi}-E_{mm}$		$f_m$ (MPa)	$E_m$ (MPa)
1	4,21	4780	-0,427	-519,5	Cường độ trung bình $f_{mm}; E_{mm}$	<b>4,637</b>	<b>5299,500</b>
2	5,96	5686	1,323	386,5	Độ lệch chuẩn $SD = ((\sum(f_{mi}-f_{mm})^2)/(n-1))^{0,5}$	0,717	497,810
3	4,89	5278	0,253	-21,5	Hệ số biến động $cov = SD/f_{mm}$	0,155	0,094
4	3,96	4735	-0,677	-564,5	$f_{mk1} = \min(f_{mm}/1,2; f_{mi, min})$	3,864	
5	4,36	5311	-0,277	11,5	$f_{mk2} = f_{mm}(1-1,64*cov)$	3,461	
6	4,44	6007	-0,197	707,5	Cường độ đặc trưng $f_{mk} = \max(f_{mk1}, f_{mk2})$	<b>3,864</b>	<b>4483,092</b>

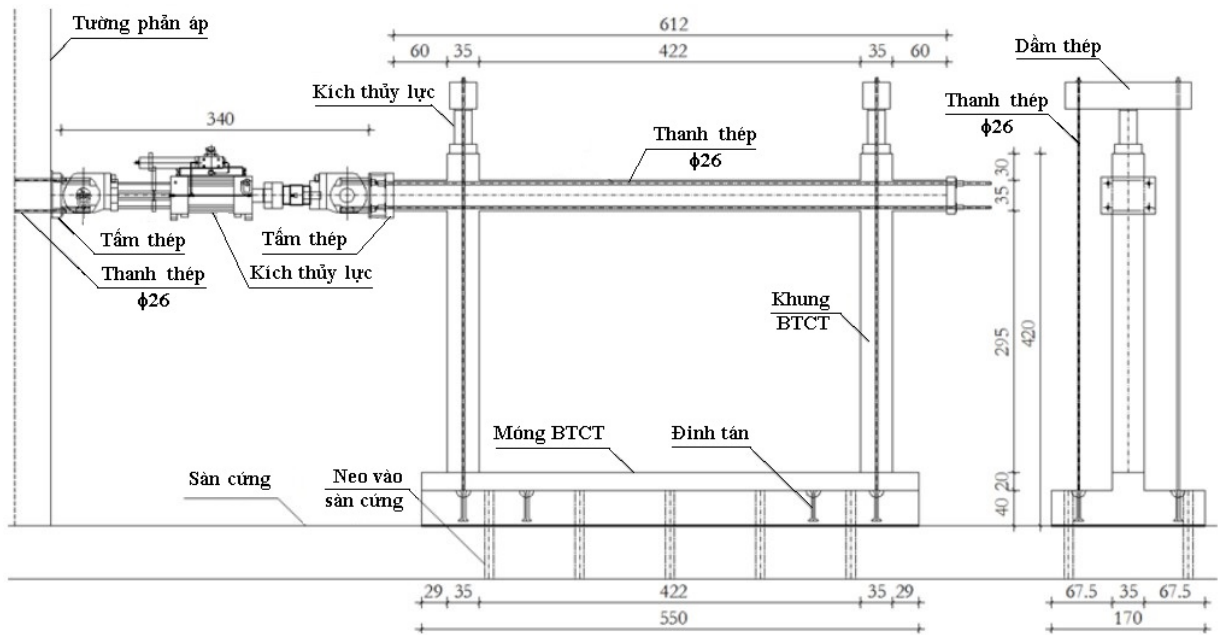
**Bảng B2.6.** Kết quả thí nghiệm nén theo phương ngang của khối xây (theo EN 1052-1, CEN (1998))

TT mẫu	$f_{mhi}$ (MPa)	$E_{mhi}$ (MPa)	$f_{mhi}-f_{mhm}$	$E_{mhi}-E_{mhm}$		$f_{mh}$ (MPa)	$E_{mh}$ (MPa)
1	1,29	310	0,207	-183,333	Cường độ trung bình $f_{mhm}; E_{mhm}$	<b>1,083</b>	<b>493,333</b>
2	1,11	635	0,027	141,667	Độ lệch chuẩn $SD = ((\sum(f_{mhi}-f_{mhm})^2)/(n-1))^{0,5}$	0,173	177,128
3	0,85	488	-0,233	-5,333	Hệ số biến động $cov = SD/f_{mhm}$	0,160	0,359
4	1,23	265	0,147	-228,333	$f_{mhk1} = \min(f_{mhm}/1,2; f_{mhi, min})$	0,850	
5	1,11	550	0,027	56,667	$f_{mhk2} = f_{mhm}(1-1,64*cov)$	0,799	
6	0,91	712	-0,173	218,667	Cường độ đặc trưng $f_{mhk} = \max(f_{mhk1}, f_{mhk2})$	<b>0,850</b>	

**Bảng B2.7.** Kết quả thí nghiệm cường độ chịu cắt của khối xây (theo EN 1052-3/A1, CEN (2007))

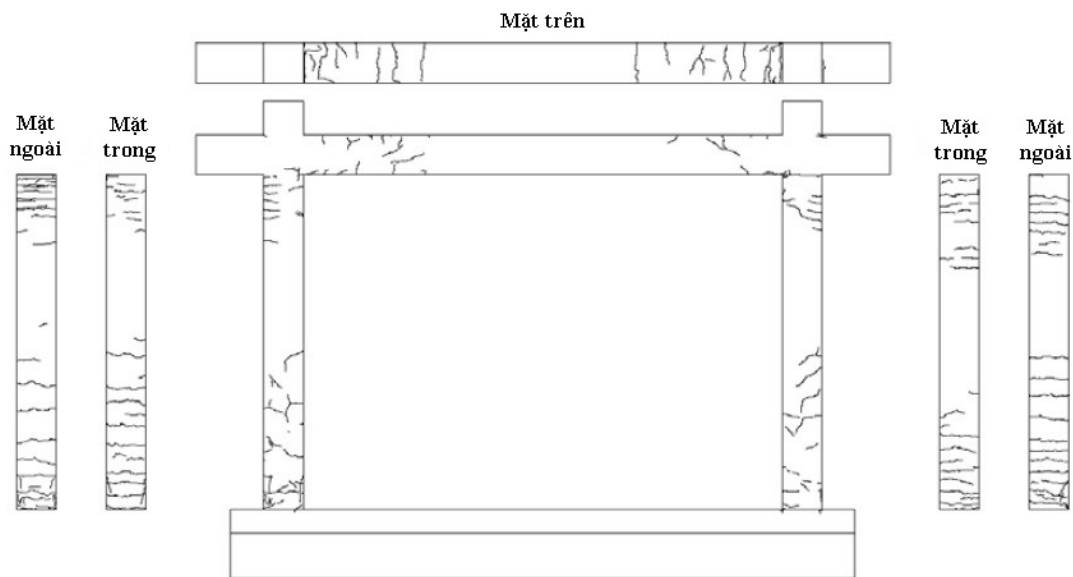
TT mẫu	$f_{p,i}$ (MPa)	$F_{i,max}$ (KN)	$f_{v,i}$ (MPa)		
1	0,10	55	0,33		
2	0,30	142	0,86	$f_{v0}$ (MPa)	<b>0,36</b>
3	0,50	163	0,99		
4	0,51	173	1,05	$f_{v0k}$ (MPa)	<b>0,29</b>
5	0,50	145	0,88		
6	0,30	120	0,73	$\mu = \tan \alpha$	<b>1,30</b>
7	0,30	141	0,86		
8	0,09	87	0,53	$\mu_k = \tan \alpha_k$	<b>1,04</b>
9	0,10	78	0,47		

**B2.3. Sơ đồ chất tải và bố trí thí nghiệm**

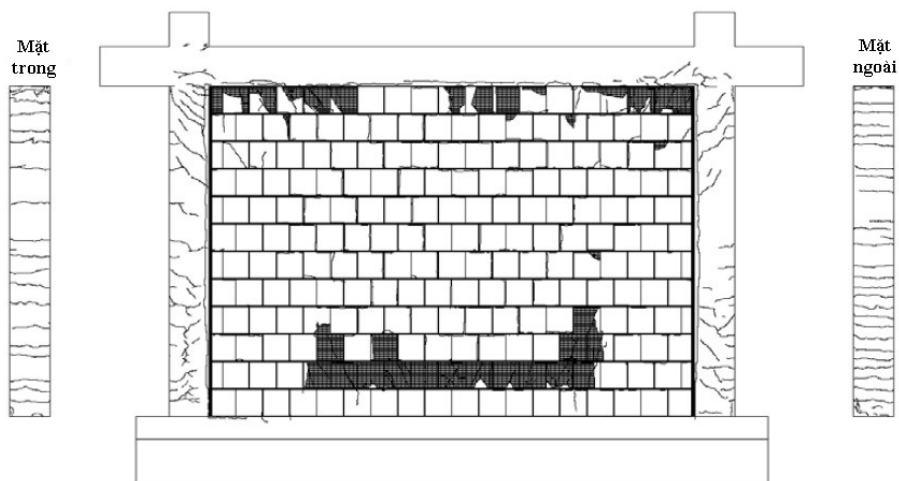


**Hình B2.3.** Sơ đồ chất tải và bố trí thí nghiệm (đơn vị chiều dài (cm))

**B2.4. Hình ảnh phá hoại các mẫu thí nghiệm**



*a) Khung trống TNT ở mức chuyển vị ngang 3,5%*



*b) Khung chèn TA2-IP ở mức chuyển vị ngang 2,5%*

**Hình B2.4.** Sơ đồ phá hoại khung trong các thí nghiệm của Morandi và cộng sự

## PHỤ LỤC C

### KHẢ NĂNG CHỊU UỐN CỦA DÀM BÊ TÔNG CỐT THÉP CÓ TIẾT DIỆN CHỮ NHẬT THEO TCVN 9386:2012 [3], EN 1998-1:2004 [60] VÀ EN 1992-1-1:2004 [59]

Theo các tiêu chuẩn TCVN 9386:2012 [3], EN 1998-1:2004 [60] và EN 1992-1-1:2004 [59], khả năng chịu uốn của các dầm khung được xác định theo các biểu thức sau [7],[65]:

$$M_{Rb}^- = \min(A_{s1}, A_{s2}) f_{yd} (h_b - d_1 - d_2) + \max[0, (A_{s1} - A_{s2})] f_{yd} \left[ h_b - d_1 - 0,5(A_{s1} - A_{s2}) f_{yd} / (b_{bw} f_{cd}) \right] \quad (C.1)$$

$$M_{Rb}^+ = A_{s2} f_{yd} \max \left[ \left( h_b - d_2 - 0,5 A_{s2} f_{yd} / (b_{beff} f_{cd}) \right), (h_b - d_1 - d_2) \right] \quad (C.2)$$

trong đó:  $M_{Rb}^-$  và  $M_{Rb}^+$  - tương ứng là khả năng chịu uốn tại đầu mút dầm theo chiều âm và theo chiều dương của tác động động đất trong phương đang xét;  $A_{s1}$  và  $A_{s2}$  - tương ứng là diện tích tiết diện cốt thép dọc ở mặt trên và dưới dầm;  $h_b$  và  $b_{bw}$  - tương ứng là chiều cao và bề rộng của bụng tiết diện dầm;  $b_{beff}$  - bề rộng hiệu dụng của phần cánh (bản) chịu nén;  $d_1$  và  $d_2$  - tương ứng là khoảng cách từ trọng tâm cốt thép  $A_{s1}$  tới mặt trên và  $A_{s2}$  tới mặt dưới của tiết diện dầm;  $f_{cd}$  và  $f_{yd}$  - tương ứng là cường độ chịu nén tính toán của bê tông và cường độ chịu kéo tính toán của cốt thép.

Trong trường hợp tổng quát, tại một nút khung trong phương tác động động đất đang xét:

$$\sum M_{Rb} = M_{Rb}^+ + M_{Rb}^- = \min(A_{s1}, A_{s2}) f_{yd} (h_b - d_1 - d_2) + \max[0, (A_{s1} - A_{s2})] f_{yd} \left[ h_b - d_1 - 0,5(A_{s1} - A_{s2}) f_{yd} / (b_{bw} f_{cd}) \right] + A_{s2} f_{yd} \max \left[ \left( h_b - d_2 - 0,5 A_{s2} f_{yd} / (b_{beff} f_{cd}) \right), (h_b - d_1 - d_2) \right] \quad (C.3)$$

Khi có các tường chèn trong khung, chiều cao của tiết diện dầm khung được gia tăng thành chiều cao tiết diện tương đương  $h_{bmu}$ , do đó khả năng chịu uốn của dầm tương đương trong phương tác động động đất đang xét ở TTGH cực hạn của tường chèn sẽ được xác định theo các biểu thức tương ứng sau:



$$M_{Rbmu}^- = \min(A_{s1}, A_{s2}) f_{yd} (h_{bmu} - d_{1mu} - d_{2mu}) + \max[0, (A_{s1} - A_{s2})] f_{yd} [h_{bmu} - d_{1mu} - 0,5(A_{s1} - A_{s2}) f_{yd} / (b_{bw} f_{cd})] \quad (C.4)$$

$$M_{Rbmu}^+ = A_{s2} f_{yd} \max\left[\left(h_{bmu} - d_{2mu} - 0,5A_{s2} f_{yd} / (b_{beff} f_{cd})\right), (h_{bmu} - d_{1mu} - d_{2mu})\right] \quad (C.5)$$

trong đó: ngoài các thông số đã được định nghĩa trong các biểu thức (C.1) và (C.2), các thông số  $h_{bmu}$ ,  $d_{1mu}$  và  $d_{2mu}$  – tương ứng là chiều cao tương đương của tiết diện dầm, khoảng cách từ trọng tâm cốt thép  $A_{s1}$  tới mặt trên và  $A_{s2}$  tới mặt dưới của tiết diện dầm tương đương khi có xét tới hiệu ứng bó của các tầng chèn.

Trong trường hợp tổng quát, tại một nút khung chèn trong phương tác động động đất đang xét:

$$\sum M_{Rbmu} = M_{Rbmu}^+ + M_{Rbmu}^- = \min(A_{s1}, A_{s2}) f_{yd} (h_{bmu} - d_{1mu} - d_{2mu}) + \max[0, (A_{s1} - A_{s2})] f_{yd} [h_{bmu} - d_{1mu} - 0,5(A_{s1} - A_{s2}) f_{yd} / (b_{bw} f_{cd})] + A_{s2} f_{yd} \max\left[\left(h_{bmu} - d_{2mu} - 0,5A_{s2} f_{yd} / (b_{beff} f_{cd})\right), (h_{bmu} - d_{1mu} - d_{2mu})\right] \quad (C.6)$$

## PHỤ LỤC D

### KHẢ NĂNG CHỊU UỐN CỦA CỘT CÓ TIẾT DIỆN CHỮ NHẬT THEO TCVN 9386:2012 [3], EN 1998-1:2004 [60] VÀ EN 1992-1-1:2004 [59]

Theo các tiêu chuẩn TCVN 9386:2012 [3], EN 1998-1:2004 [60] và EN 1992-1-1:2004 [59], đối với các cột có tiết diện hình chữ nhật  $b_c \times h_c$  với cốt thép dọc chịu kéo  $A_{s1}$  và nén  $A_{s2}$  bố trí tập trung ở khoảng cách  $d_1$  tới mép tiết diện gần nhất theo cạnh  $h_c$ , cốt thép trung gian có tiết diện  $A_{sv}$  bố trí đều trên đoạn có chiều dài  $h_c - 2d_1$  trên cạnh  $h_c$  giữa cốt thép chịu kéo và nén, khả năng chịu uốn  $M_{Rd,c}$  của nó được xác định theo ba trường hợp sau:

1) Trường hợp cả cốt thép chịu kéo  $A_{s1}$  và cốt thép chịu nén  $A_{s2}$  đều đạt tới giới hạn chảy, nếu chỉ số lực dọc quy đổi  $v_d$  nằm trong giới hạn sau:

$$\omega_{2d} - \omega_{1d} + \frac{\omega_{vd}}{1 - \delta_1} \left( \delta_1 \frac{\varepsilon_{cu2} + \varepsilon_{yd}}{\varepsilon_{cu2} - \varepsilon_{yd}} - 1 \right) + \delta_1 \frac{\varepsilon_{cu2} - \varepsilon_{c2} / 3}{\varepsilon_{cu2} - \varepsilon_{yd}} \equiv v_2 \leq v_d < v_1 \equiv \omega_{2d} - \omega_{1d} + \frac{\omega_{vd}}{1 - \delta_1} \left( \frac{\varepsilon_{cu2} - \varepsilon_{yd}}{\varepsilon_{cu2} + \varepsilon_{yd}} - \delta_1 \right) + \frac{\varepsilon_{cu2} - \varepsilon_{c2} / 3}{\varepsilon_{cu2} + \varepsilon_{yd}} \quad (D.1)$$

Khả năng chịu uốn của tiết diện ngang cột  $M_{Rd,c}$  được xác định theo biểu thức:

$$\frac{M_{Rd,c}}{b_c d^2 f_{cd}} = \xi \left[ \frac{1 - \xi}{2} - \frac{\varepsilon_{c2}}{3\varepsilon_{cu2}} \left( \frac{1}{2} - \xi + \frac{\varepsilon_{c2}}{4\varepsilon_{cu2}} \xi \right) \right] + \frac{(1 - \delta_1)(\omega_{1d} + \omega_{2d})}{2} + \frac{\omega_{vd}}{1 - \delta_1} \left[ (\xi - \delta_1)(1 - \xi) - \frac{1}{3} \left( \xi \frac{\varepsilon_{yd}}{\varepsilon_{cu2}} \right)^2 \right] \quad (D.2)$$

trong đó  $\xi$  là chiều cao tương đối của miền bê tông bị nén được xác định theo biểu thức sau:

$$\xi = \frac{(1 - \delta_1)(v_d + \omega_{1d} - \omega_{2d}) + (1 + \delta_1)\omega_{vd}}{(1 - \delta_1) \left( 1 - \frac{\varepsilon_{c2}}{3\varepsilon_{cu2}} \right) + 2\omega_{vd}} \quad (D.3)$$

2) Trường hợp cốt thép chịu kéo  $A_{s1}$  đạt tới giới hạn chảy, cốt thép chịu nén  $A_{s2}$  vẫn còn trong giới hạn đàn hồi, nếu  $v_d$  nhỏ hơn  $v_2$ :

$$v_d \leq \omega_{2d} - \omega_{1d} + \frac{\omega_{vd}}{1 - \delta_1} \left( \delta_1 \frac{\varepsilon_{cu2} + \varepsilon_{yd}}{\varepsilon_{cu2} - \varepsilon_{yd}} - 1 \right) + \delta_1 \frac{\varepsilon_{cu2} - \varepsilon_{c2} / 3}{\varepsilon_{cu2} - \varepsilon_{yd}} \equiv v_2 \quad (D.4)$$

Khả năng chịu uốn của tiết diện ngang cột  $M_{Rd,c}$  được xác định theo biểu thức:

$$\begin{aligned} \frac{M_{Rd,c}}{b_c d^2 f_{cd}} &= \xi \left[ \frac{1 - \xi}{2} - \frac{\varepsilon_{c2}}{3\varepsilon_{cu2}} \left( \frac{1}{2} - \xi + \frac{\varepsilon_{c2}}{4\varepsilon_{cu2}} \xi \right) \right] \\ &+ \frac{(1 - \delta_1)}{2} \left( \omega_{1d} + \omega_{2d} \frac{\xi - \delta_1}{\xi} \frac{\varepsilon_{cu2}}{\varepsilon_{yd}} \right) \\ &+ \frac{\omega_{vd}}{4(1 - \delta_1)} \left[ \xi \left( 1 + \frac{\varepsilon_{yd}}{\varepsilon_{cu2}} \right) - \delta_1 \right] \left[ 1 + \frac{\varepsilon_{cu2}}{\varepsilon_{yd}} \left( \frac{\xi - \delta_1}{\xi} \right) \right] \left[ 1 - \frac{\delta_1}{3} - \frac{2}{3} \xi \left( 1 + \frac{\varepsilon_{yd}}{\varepsilon_{cu2}} \right) \right] \end{aligned} \quad (D.5)$$

trong đó  $\xi$  là chiều cao tương đối của miền bê tông bị nén là nghiệm dương của phương trình:

$$\begin{aligned} &\left[ 1 - \frac{\varepsilon_{c2}}{3\varepsilon_{cu2}} + \frac{\omega_{vd}}{2(1 - \delta_1)} \frac{(\varepsilon_{cu2} + \varepsilon_{yd})^2}{\varepsilon_{cu2}\varepsilon_{yd}} \right] \xi^2 \\ &- \left[ v_d + \omega_{1d} - \omega_{2d} \frac{\varepsilon_{cu2}}{\varepsilon_{yd}} + \frac{\omega_{vd}}{(1 - \delta_1)} \left( 1 + \frac{\varepsilon_{cu2}}{\varepsilon_{yd}} \delta_1 \right) \right] \xi \\ &- \left[ \omega_{2d} - \frac{\omega_{vd}\delta_1}{2(1 - \delta_1)} \right] \frac{\varepsilon_{cu2}}{\varepsilon_{yd}} \delta_1 = 0 \end{aligned} \quad (D.6)$$

3) Trường hợp cốt thép chịu nén  $A_{s2}$  đạt tới giới hạn chảy, cốt thép chịu kéo  $A_{s1}$  vẫn còn trong giới hạn đàn hồi, nếu  $v_d$  vượt quá  $v_1$ :

$$v_1 \equiv \omega_{2d} - \omega_{1d} + \frac{\omega_{vd}}{1 - \delta_1} \left( \frac{\varepsilon_{cu2} - \varepsilon_{yd}}{\varepsilon_{cu2} + \varepsilon_{yd}} - \delta_1 \right) + \frac{\varepsilon_{cu2} - \varepsilon_{c2} / 3}{\varepsilon_{cu2} + \varepsilon_{yd}} \leq v_d \quad (D.7)$$

Khả năng chịu uốn của tiết diện ngang cột  $M_{Rd,c}$  được xác định theo biểu thức:

$$\begin{aligned} \frac{M_{Rd,c}}{b_c d^2 f_{cd}} &= \xi \left[ \frac{1 - \xi}{2} - \frac{\varepsilon_{c2}}{3\varepsilon_{cu2}} \left( \frac{1}{2} - \xi + \frac{\varepsilon_{c2}}{4\varepsilon_{cu2}} \xi \right) \right] \\ &+ \frac{(1 - \delta_1)}{2} \left( \omega_{1d} \frac{1 - \xi}{\xi} \frac{\varepsilon_{cu2}}{\varepsilon_{yd}} + \omega_{2d} \right) \\ &+ \frac{\omega_{vd}}{4(1 - \delta_1)} \left[ 1 - \xi \left( 1 - \frac{\varepsilon_{yd}}{\varepsilon_{cu2}} \right) \right] \left[ 1 + \frac{\varepsilon_{cu2}}{\varepsilon_{yd}} \left( \frac{1 - \xi}{\xi} \right) \right] \left[ \frac{1}{3} - \delta_1 + \frac{2}{3} \xi \left( 1 - \frac{\varepsilon_{yd}}{\varepsilon_{cu2}} \right) \right] \end{aligned} \quad (D.8)$$

trong đó  $\xi$  là chiều cao tương đối của miền bê tông bị nén là nghiệm dương của phương trình:

$$\begin{aligned} & \left[ 1 - \frac{\varepsilon_{c2}}{3\varepsilon_{cu2}} - \frac{\omega_{vd}}{2(1-\delta_1)} \frac{(\varepsilon_{cu2} - \varepsilon_{yd})^2}{\varepsilon_{cu2}\varepsilon_{yd}} \right] \xi^2 \\ & + \left[ \omega_{2d} + \omega_{1d} \frac{\varepsilon_{cu2}}{\varepsilon_{yd}} - \nu_d + \frac{\omega_{vd}}{(1-\delta_1)} \left( \frac{\varepsilon_{cu2}}{\varepsilon_{yd}} - \delta_1 \right) \right] \xi \\ & - \left[ \omega_{1d} + \frac{\omega_{vd}}{2(1-\delta_1)} \right] \frac{\varepsilon_{cu2}}{\varepsilon_{yd}} = 0 \end{aligned} \quad (D.9)$$

Trong các biểu thức trên:

$d$  - chiều cao làm việc của tiết diện cột:  $d = h_c - d_1$ ;

$\omega_{1d}, \omega_{2d}, \omega_{vd}$  - tương ứng là tỷ số cốt thép cơ học của cốt thép chịu kéo  $A_{s1}$ , cốt thép chịu nén  $A_{s2}$  và cốt thép trung gian  $A_{sv}$  được xác định theo các biểu thức:

$$\omega_{1d} = \frac{A_{s1}}{b_c d} \frac{f_{yd}}{f_{cd}}; \omega_{2d} = \frac{A_{s2}}{b_c d} \frac{f_{yd}}{f_{cd}}; \omega_{vd} = \frac{A_{sv}}{b_c d} \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \quad (D.10)$$

$$\nu_d = \frac{N_{Ed}}{b_c d f_{cd}} \quad (D.11)$$

$$\delta_1 = \frac{d_1}{d} \quad (D.12)$$

$\varepsilon_{cu2}$  - biến dạng cực hạn của bê tông chịu nén,  $\varepsilon_{cu2} = 0,0035$  đối với bê tông có cấp độ bền dưới B60;

$\varepsilon_{c2}$  - biến dạng nén của bê tông khi cường độ chịu nén của bê tông đạt giá trị cực hạn  $f_{cd}$ ,  $\varepsilon_{c2} = 0,002$  đối với bê tông có cấp độ bền dưới B60;

$\varepsilon_{syd} = f_{yd} / E_s$  - biến dạng chảy của cốt thép khi đạt tới giới hạn chảy  $f_{yd}$ .

Lực dọc  $N_{Ed}$  tác động lên tiết diện cột dùng để tính toán  $M_{Rd,c}$  phải được xác định từ phân tích kết cấu trong tình huống thiết kế động đất và được giả thiết là giá trị bất lợi nhất để thoả mãn điều kiện phá hoại dẻo nghĩa là lực nén bé nhất hoặc lực kéo lớn nhất phù hợp với  $M_{Rd,c}$ .

## PHỤ LỤC E

### KHẢ NĂNG CHỊU CẮT CỦA CỘT

THEO TCVN 9386:2012 [3], EN 1998-1:2004 [60] VÀ EN 1992-1-1:2004 [59]

Theo các tiêu chuẩn TCVN 9386:2012 [3], EN 1998-1:2004 [60], đối với cột có cấp dẻo trung bình (DCM), việc tính toán và kiểm tra khả năng chịu cắt của cột được thực hiện theo tiêu chuẩn thiết kế EN 1992-1-1:2004 [59], sử dụng giá trị lực dọc từ kết quả phân tích trong tình huống thiết kế chịu động đất.

#### E1. Tính toán cốt thép đai

Khả năng chịu cắt của cột  $V_{Rd,c}$  được xác định theo khả năng chịu cắt của cốt thép đai  $V_{Rd,s}$  có xét đến lực dọc  $N_{Ed}$  theo biểu thức:

$$V_{Rd,c} = V_{Rd,s} = A_{sw} f_{ywd} \frac{z}{s} \cot \theta + \frac{N_{Ed} (h_c - x)}{l_{cl,c}} \quad (E.1)$$

Hoặc:

$$V_{Rd,c} = V_{Rd,s} = b_c \rho_w f_{ywd} z \cot \theta + \frac{N_{Ed} (h_c - x)}{l_{cl,c}} \quad (E.2)$$

Khả năng chịu cắt của cột không được vượt quá giá trị  $V_{Rd,max}$  để đảm bảo cho vùng bê tông trong phần bụng cột không bị phá hoại do nén chéo:

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} b_c z v_1 f_{cd} \frac{1}{\cot \theta + \tan \theta} \quad (E.3)$$

Hoặc:

$$V_{Rd,max} = \frac{1}{2} \alpha_{cw} b_c z v_1 f_{cd} \sin 2\theta \quad (E.4)$$

Trong các biểu thức trên:

$\theta$  - góc giữa dải bê tông chịu nén và trục cột vuông góc với lực cắt. Giá trị của  $\cot \theta$  nằm trong giới hạn sau:

$$1 \leq \cot \theta \leq 2,5 \quad (E.5)$$

Hoặc:

$$21,8^\circ \leq \theta \leq 45^\circ \quad (E.6)$$

$A_{sw}$  - diện tích tiết diện của cốt thép chịu cắt;

$\rho_w$  - hàm lượng cốt thép đai;

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{b_c s} \quad (\text{E.7})$$

$s$  - khoảng cách (bước) cốt đai;

$f_{ywd}$  - giới hạn chảy tính toán của cốt thép chịu cắt;

$z$  - cánh tay đòn, có thể lấy gần đúng  $z = 0,9d$ ;  $d = h_c - d_1$  là chiều cao làm việc của tiết diện;

$\alpha_{cw}$  - hệ số xét tới trạng thái ứng suất trong biên dãn chịu nén. Đối với kết cấu BTCT thường có thể lấy  $\alpha_{cw} = 1,0$ ;

$\nu_1$  - hệ số giảm độ bền khi bê tông bị nứt do lực cắt. Có thể lấy  $\nu_1$  như sau:

$$\nu_1 = 0,6 \left[ 1 - \frac{f_{ck}}{250} \right] \quad (f_{ck} \text{ tính theo MPa}) \quad (\text{E.8})$$

Nếu ứng suất thiết kế của cốt thép đai thấp hơn 80% ứng suất chảy đặc trưng  $f_{ywk}$ :

$$\nu_1 = 0,6 \quad \text{khi } f_{ck} \leq 60 \text{ MPa}$$

$$\nu_1 = 0,9 - f_{ck}/200 > 0,5 \quad \text{khi } f_{ck} > 60 \text{ MPa}$$

$x$  - chiều cao trục trung hòa của các tiết diện tại đầu mút khi bị chảy uốn:

$$x = \xi_y d \quad (\text{E.9})$$

với  $\xi_y$  - chiều cao tương đối của trục trung hòa khi cốt thép bị chảy dẻo;

$l_{cl,c}$  - chiều dài thông thủy của cột.

## E2. Các vùng tới hạn của cột

Các vùng tới hạn của cột là các vùng có chiều dài  $l_{cr}$  kể từ tiết diện ở đầu mút cột. Chiều dài  $l_{cr}$  được lấy như sau:

$$l_{cr} = \max \left\{ h_c; \frac{l_{cl,c}}{6}; 0,45 \right\} (m) \quad (\text{E.10})$$

trong đó:  $h_c$  - kích thước lớn nhất của tiết diện ngang cột (m);  $l_{cl,c}$  - chiều dài thông thủy của cột (m).

Trường hợp có tường chèn ở hai bên cột và phần cột còn lại có chiều dài  $l_{cl,c}/h_c < 3$  hoặc chỉ một bên cột có tường chèn, toàn bộ chiều dài của cột kháng chấn chính được xem là vùng tới hạn và được cấu tạo cốt thép theo quy định cho vùng tới hạn của cột.

### E3. Cốt thép đai trong vùng tới hạn

Trong vùng tới hạn ở các chân cột, việc cấu tạo cốt thép đai bó phải đáp ứng điều kiện sau:

$$\alpha\omega_{wd} \geq 30\mu_{\phi}v_d\varepsilon_{syw,d} \frac{b_c}{b_0} - 0,035 \quad (\text{E.11})$$

trong đó:

$\omega_{wd}$  - tỷ số thể tích cơ học cốt thép đai bó trong các vùng tới hạn:

$$\omega_{wd} = \frac{V_{wd}}{V_{cd}} \frac{f_{ywd}}{f_{cd}} \quad (\text{E.12})$$

$V_{wd}$  - thể tích cốt thép đai bó;

$V_{cd}$  - thể tích lõi bê tông bị bó:  $V_{cd} = b_0h_0s$ ;

$\mu_{\phi}$  - giá trị độ dẻo uốn yêu cầu xác định theo các biểu thức:

$$\mu_{\phi} = 2q_0 - 1 \quad \text{khi } T_1 \geq T_C \quad (\text{E.13})$$

$$\mu_{\phi} = 1 + 2(q_0 - 1)T_C / T_1 \quad \text{khi } T_1 < T_C \quad (\text{E.14})$$

trong đó:

$q_0$  - giá trị cơ bản của hệ số ứng xử;

$T_1$  - chu kỳ cơ bản của công trình nhà;

(giá trị  $q_0$  và  $T_1$  đều lấy trong mặt phẳng thẳng đứng xảy ra uốn);

$T_C$  - chu kỳ tại giới hạn trên trong miền gia tốc không đổi của phổ phản ứng;

$v_d$  - chỉ số lực dọc thiết kế:

$$v_d = \frac{N_{Ed}}{b_c h_c f_{cd}} \quad (\text{E.15})$$

$\varepsilon_{syw,d} = f_{ywd} / E_s$  - biến dạng chảy của cốt thép khi đạt tới giới hạn chảy  $f_{ywd}$ .

$\alpha$  - hệ số hiệu quả của việc bó bê tông, phụ thuộc vào kích thước lõi bê tông, bước cốt đai bó và cách thức cấu tạo cốt đai bó:

$$\alpha = \alpha_n \alpha_s \quad (\text{E.16})$$

Đối với tiết diện ngang chữ nhật:

$$\alpha_n = 1 - \frac{\sum b_i^2}{6b_0 h_0} \quad (\text{E.17})$$

$$\alpha_s = \left(1 - \frac{s}{2b_0}\right) \left(1 - \frac{s}{2h_0}\right) \quad (\text{E.18})$$

$b_c$  - bề rộng tiết diện ngang toàn phần;

$b_0$  - bề rộng của phần lõi bê tông kể từ trục của cốt thép đai bó:

$$b_0 = b_c - 2(c_{bh} + d_{bh} / 2) \quad (\text{E.19})$$

$h_c$  - chiều cao tiết diện ngang toàn phần;

$h_0$  - chiều cao của phần lõi bê tông kể từ trục của cốt thép đai bó:

$$h_0 = h_c - 2(c_{bh} + d_{bh} / 2) \quad (\text{E.20})$$

$c_{bh}$  - bề dày lớp bê tông bảo vệ cốt thép đai;

$d_{bh}$  - đường kính cốt đai;

$b_i$  - khoảng cách giữa trục các cốt thép dọc;

$s$  - bước cốt thép đai.

Giá trị  $\omega_{wd}$  tối thiểu phải bằng 0,08 trong vùng tới hạn tại chân cột.

Trong các vùng tới hạn, các cốt đai chính (đai kín) và cốt đai phụ (đai móc) phải có đường kính tối thiểu là 6mm được đặt cách nhau một khoảng cách không được lớn hơn:

$$s = \min \left\{ \frac{b_0}{2}; 175; 8d_{bL} \right\} (mm) \quad (\text{E.21})$$

trong đó:

$b_0$  - kích thước nhỏ nhất của lõi bê tông bị bó tính từ trục cốt đai (mm);

$d_{bL}$  - đường kính nhỏ nhất của các thanh cốt thép dọc (mm).

Khoảng cách giữa các thanh cốt thép dọc kề nhau được cố định bởi các cốt đai kín và cốt đai móc trong vùng tới hạn không được lớn hơn 200mm đối với cấp dèo trung bình.

Chiều dài neo của cốt thép đai bó vào lõi cột bằng 10 lần đường kính của nó.

Trong trường hợp chỉ số lực dọc  $v_d < 0,2$  và giá trị hệ số ứng xử  $q \leq 2,0$  cốt thép đai trong vùng tới hạn tại chân cột có thể tính toán theo tiêu chuẩn thiết kế kết cấu BTCT không kháng chấn (EN 1992-1-1:2004).



**E4. Cốt thép đai ngoài vùng tới hạn**

Ngoài vùng tới hạn, khoảng cách giữa cốt thép đai không được lớn hơn giá trị sau:

$$s = \min \{20d_{bL}; h_c; b_c; 400\} (mm) \quad (E.22)$$

hoặc:

$$s = 0,6 \min \{20d_{bL}; h_c; b_c; 400\} (mm) \quad (E.23)$$

cho trường hợp các thanh cốt thép dọc có đường kính lớn hơn 14 mm được nối chồng, với yêu cầu phải có tối thiểu 3 thanh cốt thép được đặt đều nhau trong chiều dài đoạn nối chồng.

## PHỤ LỤC F

### CÁC TÍNH NĂNG CƠ LÝ CỦA BÊ TÔNG, CỐT THÉP VÀ KHỐI XÂY DÙNG TRONG CÁC VÍ DỤ TÍNH TOÁN

**Bảng F.1.** Các tính năng cơ lý của bê tông (theo TCVN 5574:2018)

Cấp độ bền	$R_{bn} (f_{ck})$ (MPa)	$R_b (f_{cd})$ (MPa)	$R_{bn}$ ( $f_{ctk,0.05}$ ) (MPa)	$R_{bt} (f_{ctd})$ (MPa)	$E_b (E_c)$ (MPa)	$f_{ck,cube}$ (MPa)	$R_{bm} =$ $f_{ck,cube}/(1-1,64 \nu)$ (MPa)
B30	22	17	1,75	1,15	32500	30	38,5

Cấp độ bền	$\epsilon_{b1}$	$\epsilon_{b0}$	$\epsilon_{b2}$	$\nu_{bP}$	$\alpha_{bt} (^{\circ}C^{-1})$
B30	0,0015	0,0020	0,0035	0,2	1.E-05

**Bảng F.2.** Các tính năng cơ lý của bê tông (theo EN 1992-1-1:2004)

Cấp độ bền	$f_{ck}$ (MPa)	$f_{cd} = \alpha_{cc} * f_{ck} / \gamma_c$ (MPa)	$f_{ctk,0.05} = 0,7 f_{ctm}$ (MPa)	$f_{ctd} =$ $\alpha_{ct} * f_{ctk,0.05} / \gamma_c$ (MPa)	$E_{cm} = 22000 * (f_{cm}/10)^{0,3}$ (MPa)	$f_{ck,cube}$ (MPa)
C25/30	25	16,67	1,80	1,20	31000	30

Cấp độ bền	$f_{cm} = f_{ck} + 8$ (MPa)	$f_{ctm} = 0,3 f_{ck}^{2/3}$ (MPa)	$\epsilon_{c1}$	$\epsilon_{c2}$	$\epsilon_{c3}$	$\epsilon_{cu1} = \epsilon_{cu2} = \epsilon_{cu3}$	$\nu_{cP}$	$\alpha_{ct} (^{\circ}C^{-1})$
C25/30	33	2,6	0,0021	0,0020	0,00175	0,0035	0,2	1.E-05

**Bảng F.3.** Các tính năng cơ lý của cốt thép (theo TCVN 5574:2018)

Nhóm thép	$R_{sn} (f_{yk})$ (MPa)	$R_s (f_{yd})$ (MPa)	$E_s$ (MPa)	$\epsilon_{s0} = R_s / E_s$ ( $\epsilon_{syd} = f_{yd} / E_s$ )	$\epsilon_{s2}$	$R_{sw} (f_{ywd})$ (MPa)	$\epsilon_{syw,d} = f_{ywd} / E_s$
CB240-T (A-I)	240	210	200000	0,00105	0,025	170	0,00085
CB400-V (A-III)	400	350	200000	0,00175	0,025	280	

**Bảng F.4.** Các tính năng cơ lý của cốt thép (theo EN 1992-1-1:2004)

Nhóm thép	$f_{yk}$ (MPa)	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$ (MPa)	$E_s$ (MPa)	$\epsilon_{syd} = f_{yd} / E_s$	$\epsilon_{uk}$	$\epsilon_{ud} = 0,9 \epsilon_{uk}$
B (S400)	400	348	200000	0,00174	0,050	0,045

**Bảng F.5.** Các tính năng cơ lý của khối xây (theo TCVN 5573:2011)

Loại gạch	$n_1$	Mác gạch (MPa)	Mác vữa XM, $f_j$ (MPa)	Chiều cao hàng xây (mm)	$m_m$	$f_{mc}$ (MPa)	$f_{mt}$ (MPa)	$f_{mv} = f_{bs}$ (MPa)
Gạch đất sét nung đặc	1,0	10	7,5	100	1	1,7	0,12	0,16

$\alpha$	$k$	$\varphi_{mcr}$	$E_m = \alpha * k * f_{mc} / \varphi_{mcr}$ (MPa)	$\epsilon_{m1} = \varphi_{mcr} * f_{mc} / E_m$	$\nu_{mP}$	$G_m$ (MPa)	$\alpha_{mt} (^{\circ}C^{-1})$	$\mu$
1000	2,00	2,2	1545,455	0,00242	0,25	618,182	5.E-06	0,3