

**ĐẠI HỌC QUỐC GIA TP. HỒ CHÍ MINH
TRƯỜNG ĐẠI HỌC BÁCH KHOA**

ĐINH LÊ KHÁNH QUỐC

**ỨNG XỬ CỦA KHUNG PHẪNG BÊ TÔNG CỐT THÉP
CÓ TƯỜNG XÂY CHÈN DƯỚI TÁC ĐỘNG
CỦA TẢI TRỌNG NGANG**

Chuyên ngành: Xây dựng dân dụng và công nghiệp
Mã số chuyên ngành: 62582001

TÓM TẮT LUẬN ÁN TIẾN SĨ KỸ THUẬT

TP. HỒ CHÍ MINH 2017

Công trình được hoàn thành tại **Trường Đại học Bách khoa – ĐHQG – HCM**

Người hướng dẫn khoa học 1: PGS.TS BÙI CÔNG THÀNH

Người hướng dẫn khoa học 2: PGS.TS NGUYỄN VĂN YÊN

Phản biện độc lập 1: PGS.TS. TRƯƠNG HOÀI CHÍNH

Phản biện độc lập 2: PGS.TS. LÝ TRẦN CUỒNG

Phản biện 1: GS.TS. PHAN QUANG MINH

Phản biện 2: PGS.TS. NGUYỄN VĂN HIỆP

Phản biện 3: TS. NGUYỄN VĂN HIẾU

Luận án sẽ được bảo vệ trước Hội đồng chấm luận án họp tại

.....
.....

vào lúc giờ ngày tháng năm

Có thể tìm hiểu luận án tại thư viện:

- Thư viện Khoa học Tổng hợp Tp. HCM
- Thư viện Trường Đại học Bách khoa – ĐHQG-HCM

Mở đầu

1. Tính cần thiết của đề tài nghiên cứu

Khung bê tông cốt thép (BTCT) có tường xây chèn (TXC) gồm hai cấu kiện có đặc trưng cơ lý rất khác nhau. Tường xây chèn có độ cứng ngang lớn nhưng độ bền thấp, đặc tính dòn, ngược lại khung BTCT có độ cứng ngang nhỏ hơn nhưng “độ dẻo” lớn hơn nhiều lần TXC. Tính toán khung có TXC đã được tích hợp trong nhiều tài liệu kỹ thuật, tiêu chuẩn trên thế giới như СНиП_62 (Nga), CEN-Techn. Comm. 1994-95 (Châu Âu), ATC40 -1996 (Mỹ), FEMA 356-2000 (Mỹ), CSA S304. 1-04-2004 (Canada)... song nhìn chung đến nay trong tính toán, thiết kế công trình hầu như bỏ qua độ cứng của tường xây chèn và chỉ xem tường xây chèn là tải trọng. Điều này có thể dẫn đến sai số lớn và gây nên lãng phí chi phí đầu tư xây dựng nhất là các công trình có nhiều TXC như chung cư, bệnh viện, trường học...

2. Mục đích và nhiệm vụ nghiên cứu của đề tài

Mục đích của đề tài nhằm nghiên cứu ứng xử của khung BTCT có TXC bằng gạch bê tông khí chưng áp AAC (Autoclaved Areated Concrete), xác định các giới hạn để có thể kể đến ảnh hưởng độ cứng của TXC trong tính toán thiết kế kết cấu dạng khung nhà chịu lực, tiết kiệm chi phí đầu tư xây dựng công trình.

Nhiệm vụ của đề tài là thiết lập công thức quy đổi tường xây chèn thành thanh chéo tương đương dùng trong mô phỏng kết cấu khung chèn trong giai đoạn đàn hồi và đề xuất mô hình phân tích ứng xử của khung chèn trong giai đoạn sau đàn hồi. Tiến hành thực nghiệm kiểm chứng độ tin cậy công thức quy đổi trên các mô hình tỉ lệ lớn với các điều kiện biên khác nhau. So sánh khả năng chịu tải ngang, mức độ tiêu tán năng lượng giữa các mô hình thực nghiệm khung có tường xây chèn với nhau và với khung không chèn. Thiết lập quy trình tính toán thiết kế khung BTCT có kể đến độ cứng của tường xây chèn trong giai đoạn đàn hồi và sau đàn hồi.

3. Đối tượng và phạm vi nghiên cứu

Đối tượng nghiên cứu là dạng nhà khung bê tông cốt thép có tường xây chèn chịu tác động của tải trọng ngang (gió, động đất...). Phạm vi nghiên cứu chỉ xét đến chiều cao công trình hay số tầng trong giới hạn sao cho độ cứng của khung

bê tông cốt thép không quá lớn so với độ cứng trong mặt phẳng của tường. Mục đích của giới hạn để kiểm soát trình tự phá hủy của công trình, phát huy hiệu quả sự làm việc kết hợp của tường xây chèn và khung bê tông cốt thép.

4. Phương pháp nghiên cứu

Thiết lập mô hình tính toán khung có tường xây chèn bằng phương pháp quy đổi tương đương. Sử dụng các phần mềm kỹ thuật thông dụng như ANSYS, SAP2000 mô phỏng ứng xử của hệ khung – tường xây chèn trên mô hình tương đương phần tử lớn (Macro). Thảm định độ tin cậy của mô hình tương đương đã đề xuất theo cách tiến hành thực nghiệm trên các mẫu khung bê tông cốt thép có các điều kiện biên tiếp xúc khác nhau với TXC ở tỉ lệ lớn.

5. Nội dung và cấu trúc của luận án

Luận án gồm phần mở đầu, kết luận & kiến nghị, 4 chương và phụ lục. Nội dung chủ yếu của các chương được tóm tắt như sau:

Chương I

Tổng quan về các nghiên cứu trong và ngoài nước liên quan đến khung có TXC. Ứng xử đàn hồi với mô hình thanh chéo tương đương và một số công thức xác định bề rộng thanh do một số nhà nghiên cứu đề xuất. Ứng xử sau đàn hồi với mô hình tam tuyến tính và đa tuyến tính. Định nghĩa khái niệm TXC đầy đủ và không đầy đủ.

Chương II

Thiết lập mô hình thanh chéo tương đương ba đoạn thay thế TXC dựa trên khái niệm dầm trên nền đàn hồi Winkler cho TXC đầy đủ và không đầy đủ. Đề xuất mô hình đa thanh chéo tương đương (Multi-strut) sử dụng trong phân tích Push-over xác định đường cong khả năng của hệ. Đề xuất một dạng TXC cải tiến nâng cao khả năng chịu tác động ngang của khung có tường xây chèn. Phân tích phản ứng của khung BTCT có TXC dưới tác động của động đất.

Chương III

Mô tả thực nghiệm kiểm chứng gồm 7 khung BTCT có TXC bằng gạch khí chung áp AAC tỉ lệ lớn (1/2) với các biên tiếp xúc khác nhau giữa TXC và khung. Tải trọng ngang dùng trong thực nghiệm tham chiếu tiêu chuẩn ACI 374.2R-13. Báo cáo kết quả thực nghiệm gồm ứng xử theo từng cấp tải, dạng phá hủy chính

của TXC, biểu đồ quan hệ lực ngang – drift, các biểu đồ biến dạng – thời gian tại các vị trí lắp SG trên TXC và khung, biểu đồ tiêu tán năng lượng cộng dồn, biểu đồ tỉ số giữa năng lượng đầu vào và năng lượng tiêu tán.

Chương IV

Bàn luận và so sánh kết quả giữa thực nghiệm và mô phỏng sử dụng mô hình quy đổi tương đương thay thế TXC bằng thanh chéo tương đương ba đoạn trong giai đoạn đàn hồi và phân tích Push-over với mô hình đa thanh chéo trong giai đoạn sau đàn hồi trên phần mềm SAP2000 – V15, xác định giới hạn của mô hình.

Kết luận & kiến nghị

Nêu bật các đóng góp khoa học, thực tiễn và các góc khuất cần tiếp tục nghiên cứu, phát triển của đề tài.

Phụ lục

Minh họa tính toán khung xây chèn có và không kể đến độ cứng của TXC qua đó cho thấy các ưu điểm và nhược điểm của hai mô hình tính.

Mô tả chi tiết quá trình chế tạo mẫu thực nghiệm và kiểm soát chất lượng vật liệu đầu vào. Các kết quả xác định tính chất cơ học của vật liệu thép, bê tông, vữa xây tô, khối xây gạch AAC và các hệ số sử dụng trong mô hình quy đổi tương đương: Hệ số nền Winkler, góc truyền lực của gạch AAC.

6. Các đóng góp khoa học và thực tiễn của luận án

Các kết quả nghiên cứu của luận án đã được công bố trên một số tạp chí, hội thảo khoa học trong và ngoài nước gồm: 6 bài báo (3 bài trong tạp chí quốc tế, trong đó có hai bài đăng trong tạp chí SCIE), và 2 bài hội thảo (1 bài hội thảo quốc tế) với một số kết quả chính như sau:

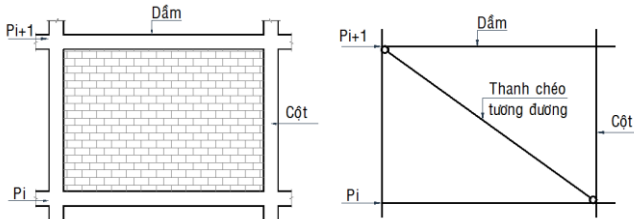
- Đề xuất mô hình tương đương thay thế tường xây chèn bằng thanh chéo chịu nén tiết diện thay đổi (ba đoạn) tương ứng với các điều kiện tiếp xúc khác nhau giữa TXC và khung bê tông cốt thép.
- Đề xuất mô hình đa thanh chéo chịu nén dầm trong phân tích Pushover để đánh giá khả năng chịu tải sau đàn hồi của hệ khung –TXC.
- Tiến hành thực nghiệm kiểm chứng các mô hình tương đương và đề xuất một dạng TXC cải tiến nâng cao hiệu quả chịu tác động ngang của hệ khung – TXC.

- Phân tích, chỉ rõ một số nhược điểm, sai số của mô hình tính toán không kể đến độ cứng của TXC, qua đó cho thấy ảnh hưởng đáng kể độ cứng của TXC trong tính toán thiết kế một số dạng công trình trong thực tế.

Chương I. Tổng quan về các nghiên cứu ngoài và trong nước

1.1. Ứng xử đàn hồi

Kết cấu khung có tường xây chèn đã được nghiên cứu từ nửa cuối của thế kỷ 20, khởi đầu bởi Polyakov (1960). Dựa trên nghiên cứu thực nghiệm, Polyakov đã đề xuất quy đổi tương đương tường xây chèn trong khung bằng một thanh chống chéo chịu nén thuần túy, nối từ điểm đặt lực đến góc đối diện (hình 1.1).



Hình 1.1. Mô hình quy đổi TXC thành thanh chéo tương đương

Mô hình quy đổi này dựa trên một số giả thuyết như sau: (i) TXC là đồng nhất và đẳng hướng; (ii) Nút khung cứng, không bị biến dạng; (iii) TXC và khung xung quanh tiếp xúc kín khít bốn mặt.

Tiếp nối Polyakov nhiều tác giả đã tiếp tục nghiên cứu và đề xuất các công thức khác nhau xác định bề rộng thanh quy đổi tương đương (Bảng 1.1)

Bảng 1.1. Một số công thức xác định bề rộng thanh chéo tương đương

Stt.	Tên công thức & tiêu chuẩn	Công thức
1	Polyakov (1960)	$\varepsilon = D_c \left(\frac{2P}{l.t} \right)^2$ $D_c = 11,9 \cdot 10^{-6} [\beta(\beta - 2) + 2,93]; \quad \beta = \frac{l}{h}$

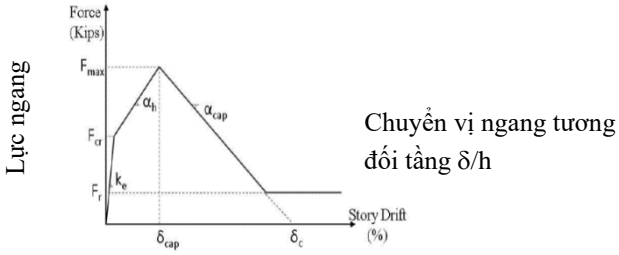
2	Homes (1961)	$W_{ds} = \frac{d}{3}$
3	Smith and Carter (1962)	$W_o = \sqrt{\alpha_h^2 + \alpha_l^2}; \alpha_h = \frac{\pi}{2\lambda_h}; \alpha_l = \frac{\pi}{\lambda_l}$ $\lambda_h = 4\sqrt{\frac{E_w \cdot d}{4 \cdot E_f \cdot I_c \cdot h}} \sin 2\theta$ $\lambda_l = 4\sqrt{\frac{E_w \cdot d}{4 \cdot E_f \cdot I_b \cdot l}}$
4	Mainstone (1971)	$W_{ds} = 0,175\sqrt{l^2 + h^2} (\lambda_h h)^{-0,4}$
5	Liauw and Kwan (1984)	$W_{ds} = \frac{0,95h \cos \theta}{\sqrt{\lambda_h h}}$
6	Ly Tran Cuong (1991)	$W_{ds} = (l_b h + h_c l) \sqrt{\frac{\sin 2\theta}{2l \cdot h}}$ $l_b = \frac{\pi}{m_b} \quad h_c = \frac{l}{m_c} \arctg \left[\frac{l}{\frac{3}{2m_c h} + l} \right]$ $m_b = 4\sqrt{\frac{k_0 b_b}{4E_0 J_b}} \quad m_c = 4\sqrt{\frac{k_0 b_c}{4E_0 J_c}}$
7	Paulay and Priestley (1992)	$W_{ds} = \frac{d}{4}$
8	Cheng (1995)	$W_{ds} = \frac{l}{4 \sin^3 \theta} \left(1 - \frac{l}{\sqrt{l + \frac{16}{15} \lg^2 \theta}} \right)$
9	Eurocode 8 (1998)	$W_w = 0,15d$
10	MSJC-2010	$W_{inf} = \frac{0,3}{\lambda_{strut} \cos \theta} \quad \lambda_{strut} = 4\sqrt{\frac{E_m \cdot t \cdot \sin 2\theta}{4 \cdot E_c \cdot I_c \cdot h}}$

1.2. Ứng xử sau đàn hồi

Trong thực tế dưới tác động của tải trọng ngang, TXC trong khung sớm bị nứt do độ bền thấp và phản ứng sau đàn hồi chi phối hầu như toàn bộ quá trình ứng xử. Một số nghiên cứu tiêu biểu phản ứng sau đàn hồi như sau:

- **Ibarra và cộng sự (2005)**

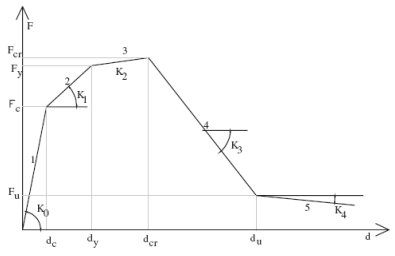
Ibarra và cộng sự (2005) đã đề xuất quy luật tam tuyến tính dựa trên thực nghiệm để mô phỏng ứng xử sau đàn hồi của khung có TXC (hình 1.10).



Hình 1.10. Mô hình tam tuyến tính của Ibarra và cộng sự (2005)

• **Rodrigues và cộng sự (2010)**

Phát triển trên quy luật tam tuyến tính của Ibarra và cộng sự, Rodrigues và cộng sự (2010) đã đề xuất ứng xử khung có TXC theo quy luật đa tuyến tính gồm 9 thông số (hình 1.11)



Hình 1.11. Mô hình đa tuyến tính của Rodrigues và cộng sự

1.3. Nhận xét và bàn luận

Dựa trên quan sát thực tế thi công, Tác giả nhận thấy giả thuyết thứ (iii): “TXC và khung xung quanh tiếp xúc kín khít” sau đây gọi là TXC đầy đủ khó thực hiện hoàn toàn trên bốn mặt tiếp xúc giữa khung và TXC. Hầu như đều tồn tại khe hở giữa mặt dưới của dầm khung và mặt trên của TXC (hình 1.12), bề rộng khe hở này khoảng 2-5mm tùy thuộc vào tay nghề công nhân và biện pháp thi công. Công đoạn thi công kế tiếp là lớp tô tường phủ qua khe hở này nên nhìn ở bên

ngoài không thấy sự tồn tại của khe hở bên trong và loại TXC này rất phổ biến trong thực tế.

Khe hở giữa dầm trên của khung BTCT và tường xây chèn



(a). TXC bằng gạch đất sét nung (b). TXC bằng gạch AAC

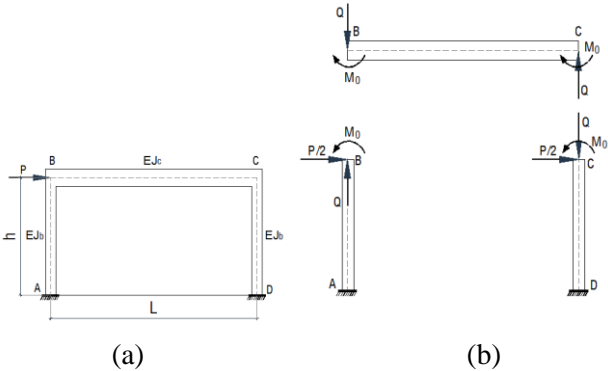
Hình 1.12. Ảnh của một đoạn tường xây chèn không đầy đủ trong thực tế

Chương II. Thiết lập mô hình tính

2.1. Bài toán đàn hồi, mô hình thanh chéo tương đương ba đoạn

2.1.1. Khung có TXC đầy đủ

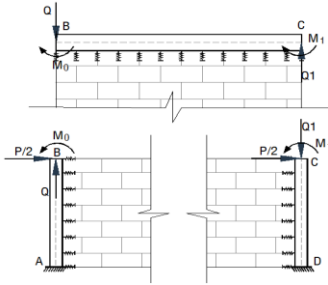
Xét khung BTCT một nhịp, một tầng chịu tải trọng ngang tại nút như hình 2.1.a.



Hình 2.1. Khung BTCT một nhịp, một tầng

Bỏ qua biến dạng dọc của thanh (dầm) BC, khung có thể rời rạc thành 3 cấu kiện AB, BC và CD với các nội lực tương ứng hình 2.1b. Giả thuyết trong giai đoạn đàn hồi, quy luật phân phối mô men trong khung có TXC tuân theo quy luật

phân phối mô men của khung không có TXX, bài toán khung có TXX được quy thành các bài toán đơn lẻ là dầm trên nền đàn hồi (hình 2.2).



Hình 2.2. Rời rạc khung có TXX thành các bài toán dầm trên nền đàn hồi

Phương trình đường đàn hồi tổng quát của các thanh

$$y^{IV}(x) + 4m^4 y(x) = 0 \quad (2.1)$$

Trong đó:

$$m = \sqrt[4]{\frac{t.k_0}{4EJ}} \quad (2.2)$$

Xét thấy thanh CD có khung hướng tách ra khỏi TXX nên bỏ qua ảnh hưởng của nó, Bỏ qua biến dạng dọc của thanh AB nên $Q=0$ và BC nên $Q_1=0$. Giới hạn phạm vi nghiên cứu khung BTCT có độ cứng kháng uốn của dầm và cột không quá lớn để đảm bảo chiều dài của dầm l và chiều cao h của cột thỏa đẳng thức sau:

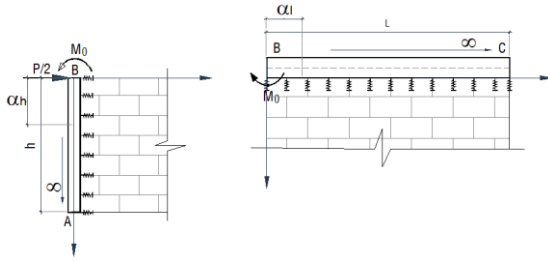
$$\begin{cases} l.m_l \geq \frac{3}{4}\pi \\ h.m_h \geq \frac{3}{4}\pi \end{cases} \quad (2.3)$$

Theo lý thuyết dầm trên nền đàn hồi, nếu đặc trưng của thanh thỏa đẳng thức (2.3) có thể xem thanh AB là vô hạn tại đầu A, thanh BC là vô hạn tại đầu C. Mặc khác mô men tại đầu C có khuynh hướng tách thanh BC ra khỏi TXX nên có thể bỏ qua ảnh hưởng của nó với TXX. Sơ đồ tính thanh AB và BC có thể đơn giản hóa như hình 2.3.

Nghiệm tổng quát của phương trình (2.1) có dạng

$$y(x) = C_1 e^{mx} \cos mx + C_2 e^{mx} \sin mx + C_3 e^{-mx} \cos mx + C_4 e^{-mx} \sin mx \quad (2.4)$$

Các hệ số C_1, C_2, C_3, C_4 được xác định từ các điều kiện biên, sau đó tìm nghiệm của phương trình 2.4 xác định dải tiếp xúc với cột α_h



Hình 2.3. Sơ đồ tính đơn giản hóa của thanh AB và BC

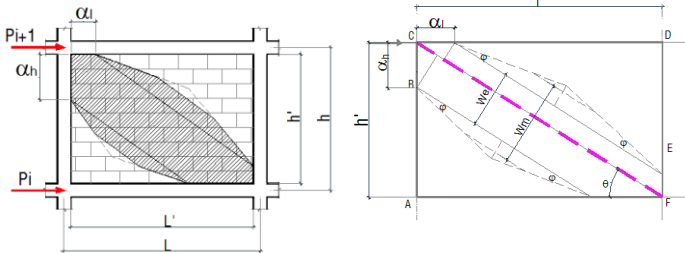
❖ Điều kiện biên của thanh AB

$$\begin{cases} x = h; y = 0 \\ x = 0; Q = -P/2; M = M_0 \end{cases} \quad (2.5)$$

❖ Điều kiện biên của thanh BC

$$\begin{cases} x = l; y = 0 \\ x = 0; Q = 0; M = M_0 \end{cases} \quad (2.19)$$

Gọi φ là góc truyền lực của vật liệu của TXC (gạch AAC), TXC đầy đủ được quy đổi thành thanh chéo tương đương ba đoạn như hình 2.4.



Hình 2.4. Mô hình quy đổi thanh chéo tương đương ba đoạn của TXC đầy đủ

❖ $W_{e,cm} = \alpha_h \cos \theta + \alpha_l \sin \theta \quad (2.31)$

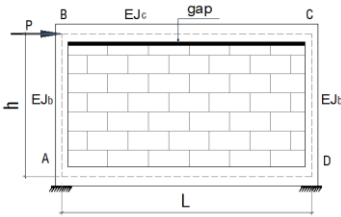
$\Leftrightarrow W_{e,cm} = \frac{\alpha_h l' + \alpha_l h'}{\sqrt{l'^2 + h'^2}} \quad (2.32)$

❖ $W_{m,cm} = W_e + \frac{1}{3} \frac{(h' - \alpha_h)}{\sin \theta} tg \varphi + \frac{1}{3} \frac{(l' - \alpha_l)}{\cos \theta} tg \varphi \quad (2.33)$

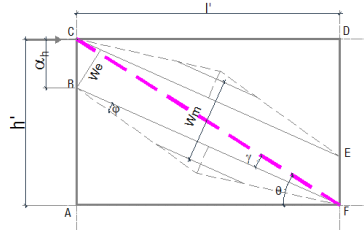
$$\Leftrightarrow W_{m,cm} = \frac{\alpha_h l' + \alpha_l h'}{\sqrt{l'^2 + h'^2}} + \frac{1}{3} \text{tg} \varphi \sqrt{l'^2 + h'^2} \left(\frac{h' - \alpha_h}{h'} + \frac{l' - \alpha_l}{l'} \right) \quad (2.34)$$

2.1.2. Khung có TXC không đầy đủ

Do TXC trong khung không kín khít với dầm bên trên nên tồn tại khe hở tại mặt tiếp xúc (hình 2.6), do vậy dải tiếp xúc $\alpha_l=0$.



Hình 2.6. Mô hình khung có TXC không đầy đủ



Hình 2.7. Mô hình quy đổi thanh chéo tương đương ba đoạn

Tương tự, chiều rộng đoạn đầu của thanh chéo tương đương ba đoạn

$$W_{e,icm} = \alpha_h \cos(\theta - \gamma) \quad (2.35)$$

$$\Leftrightarrow W_{e,icm} = \frac{\alpha_h \cdot l'}{\sqrt{(h' - \alpha_h)^2 + l'^2}} \quad (2.36)$$

Chiều rộng đoạn giữa của thanh chéo tương đương ba đoạn

$$W_{m,icm} = W_{e,icm} + 2 \cdot \frac{l'}{3 \cos(\theta - \gamma)} \text{tg} \varphi$$

$$\Leftrightarrow W_{m,icm} = \frac{3\alpha_h l' + 2 \cdot \text{tg} \varphi \left((h' - \alpha_h)^2 + l'^2 \right)}{3 \sqrt{(h' - \alpha_h)^2 + l'^2}} \quad (2.37)$$

2.2. Ảnh hưởng ngoài mặt phẳng của thanh chéo tương đương

Thanh chéo tương đương có độ mảnh ngoài mặt phẳng khung nhỏ hơn rất nhiều trong mặt phẳng khung và chịu nén thuần túy nên bề rộng hiệu dụng của thanh được rút ra từ công thức ổn định thanh Euler.

Mặc khác theo “MSJC code” lực nén trong cấu kiện bằng khối xây không được vượt quá $0,25 \cdot S \cdot f_w$ để đảm bảo ổn định đàn hồi, do vậy bề rộng hiệu dụng của thanh chéo được xác định như sau:

$$P_{th} = \frac{\pi^2 E_w J}{l_d^2} = 0,25.S.f_w \quad (2.39)$$

$$\Leftrightarrow W_{ef} = \frac{\pi^2 E_w t^2}{3f_w(l^2 + h^2)} W = \lambda W \quad (2.40)$$

2.3. Bài toán tổng quát khung phẳng BTCT nhiều nhịp, nhiều tầng có tường xây chèn

Tác giả luận án đề xuất một phương pháp tổng quát giải quyết bài toán để tăng độ chính xác của lời giải (sau đây gọi là phương pháp nhiều tầng)

2.3.1. Tường xây chèn đầy đủ

Bề rộng của thanh chống chéo ba đoạn tương đương tại các tầng.

$$W_{e,c(km)} = \frac{\alpha_{c(km)} l'_{km} + \alpha_{d(km)} h'_{km}}{\sqrt{l'^2_{km} + h'^2_{km}}} \quad (2.50)$$

$$W_{m,c(km)} = \frac{\alpha_{c(km)} l'_{km} + \alpha_{d(km)} h'_{km}}{\sqrt{l'^2_{km} + h'^2_{km}}} + \frac{1}{3} t g \varphi \sqrt{l'^2_{km} + h'^2_{km}} \left(\frac{h'_{km} - \alpha_{c(km)}}{h'_{km}} + \frac{l'_{km} - \alpha_{d(km)}}{l'_{km}} \right) \quad (2.51)$$

$$m_{c(km)} = 4 \sqrt{\frac{t.k_0}{4EJ_{c(km)}}}; \quad m_{d(km)} = 4 \sqrt{\frac{t.k_0}{4EJ_{d(km)}}} \quad (2.52)$$

$$\alpha_{d(km)} = \frac{0,785}{m_{d(km)}}; \quad \alpha_{c(km)} = \arccos\left(\frac{C_{km}}{m_{c(km)}}\right) \quad (2.53)$$

2.3.2. Tường xây chèn không đầy đủ

Bề rộng của thanh chống chéo tương đương tại các tầng.

$$W_{e,ic(km)} = \alpha_{c(km)} \cos\left(\arctg\left(\frac{h'_{km} - \alpha_{c(km)}}{l'_{km}}\right)\right) \quad (2.56)$$

$$W_{m,ic(km)} = \cos\left(\arctg\left(\frac{h'_{km} - \alpha_{c(km)}}{l'_{km}}\right)\right) \left(\alpha_{c(km)} + \frac{2}{3} t g \varphi\right) \quad (2.57)$$

$$m_{c(km)} = 4 \sqrt{\frac{t.k_0}{4EJ_{c(km)}}} \quad (2.58)$$

$$\alpha_{c(km)} = \arccos\left(\frac{C_{km}}{m_{c(km)}}\right) \quad (2.59)$$

2.3.3. Điều kiện sử dụng

$$h_k.m_{c(km)} \geq (3/4)\pi \text{ và } l_{(m-1)}.m_{d(km)} \geq (3/4)\pi \quad (2.60)$$

h_k là chiều cao tầng thứ k; $l_{(m-1)}$ là chiều rộng nhịp khung thứ (m-1)

2.4. Bài toán sau đàn hồi, mô hình đa thanh chéo tương đương

2.4.1. Phân tích đẩy dần tĩnh phi tuyến (*Pushover*)

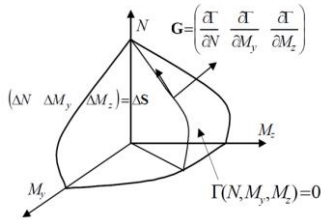
Phân tích đẩy dần tĩnh phi tuyến là thuật toán sử dụng khá phổ biến hiện nay, tải trọng ngang được tăng đơn điệu với gia số cố định trong khi tải trọng đứng không đổi đến khi đạt được chuyển vị mục tiêu hoặc lực cắt đáy quy ước. Các đặc tính phi tuyến vật liệu, phi tuyến hình học, phi tuyến liên kết... đều được kể đến thông qua các bước tính toán.

2.4.2. Mô hình khớp dẻo tập trung (*Concentrated Plasticity Hinges*)

Khi nội lực trên mặt cắt tại vị trí nào đó của phần tử thanh đạt đến giới hạn quy ước, khớp dẻo sẽ hình thành tại vị trí đó, các vị trí khác xem như vẫn còn làm việc trong miền đàn hồi, phương trình gia số biểu diễn như sau:

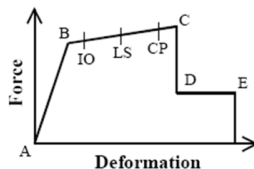
$$\Delta S = K_{ep} \cdot \Delta d \quad (2.61)$$

$$K_{ep} = K - \frac{K.G.G^T.K}{G^T.K.G} \quad (2.62)$$



Hình 2.10. Mặt dẻo tiết diện ngang của phần tử thanh (Nguồn CSI 2000)

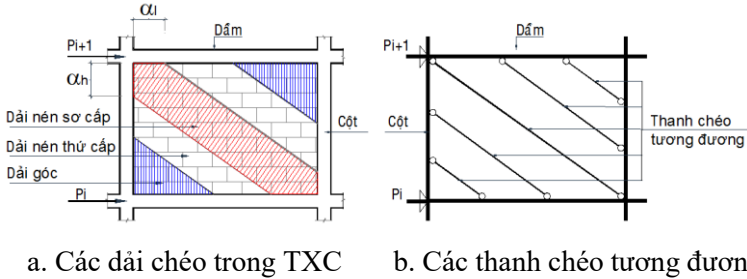
Tùy thuộc giá trị nội lực trên mặt cắt ngang, mô hình khớp dẻo tập trung có ba cấp phản ứng (FEMA 356-2000) gồm: (1) IO: Immediate Occupancy (Cấp độ ban đầu) ; (2) LS: Life Safety (Cấp độ an toàn) ; (3) CP: Collapse Prevention (Cấp độ phòng chống sụp đổ) (hình 2.11).



Hình 2.11. Quan hệ lực – biến dạng của khớp dẻo trong phân tích Pushover

2.4.3. Mô hình đa thanh chéo tương đương (Multi – Strut)

TXC được chia thành các dải chéo (hình 2.16a), mỗi dải chéo được thay thế bằng một thanh chéo chịu nén thuần túy tương đương (hình 2.16b).



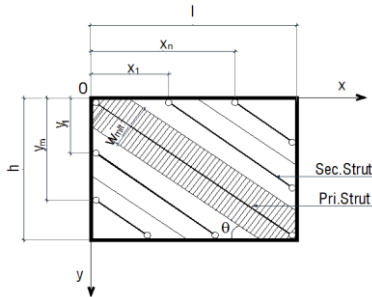
Hình 2.16. Mô hình đa thanh chéo tương đương (Multi-Strut)

Bề rộng của dải chéo trong mô hình đa thanh chéo được xác định bằng trung bình cộng của bề rộng tiết diện đầu và giữa của thanh chéo ba đoạn.

$$W_{mlt} = 0,5(W_{e(cm,icm)} + W_{m(cm,icm)}) \tag{2.66}$$

Vị trí của các thanh chéo được xác định theo công thức (2.67).

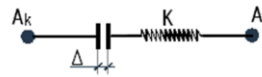
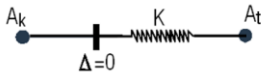
$$\begin{cases} X_n = n \cdot \frac{W_{mlt}}{\sin \theta} \\ X_n < l \end{cases} \quad \text{và} \quad \begin{cases} Y_m = m \cdot \frac{W_{mlt}}{\cos \theta} \\ Y_m < h \end{cases} \tag{2.67}$$



Hình 2.17. Vị trí của các thanh chéo trong mô hình đa thanh chéo tương đương

2.4.5. Liên kết Gap-element, mô phỏng khe hở giữa TXC và khung

Tại vị trí tiếp giáp giữa TXC và dầm khung bên trên luôn tồn tại khe hở thi công như đã phân tích trong chương I, ảnh hưởng của khe hở này đến tương tác của TXC và khung được mô phỏng bằng phần tử Gap-element (hình 2.20)



a. Không có khe hở ban đầu

b. Có khe hở Δ ban đầu

Hình 2.20. Phần tử liên kết Gap-element tại đầu thanh chéo tương đương

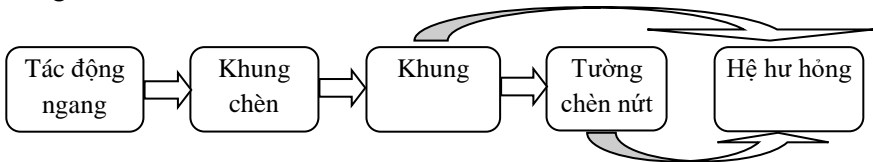
2.5. Một dạng tường xây chèn cải tiến, phản ứng của khung chèn dưới tải trọng động đất

2.5.1. Một dạng TXC cải tiến



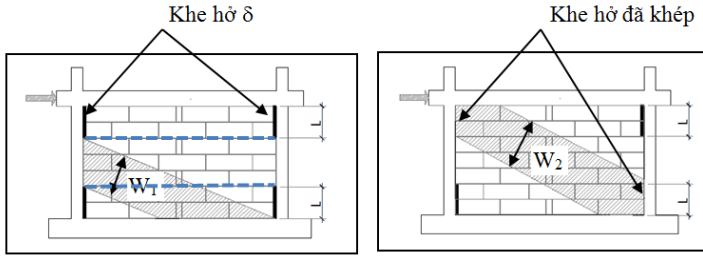
Hình 2.23. Sơ đồ chịu tải của khung có tường xây chèn thông thường.

Khi khung có TXC chịu tác động ngang, trước tiên tường xây chèn sẽ tiếp nhận hầu hết lực do có độ cứng ngang lớn hơn nhiều lần so với khung và sớm bị nứt do độ bền nhỏ, khả năng của khung BTCT chưa được huy động nhiều và dạng phá hủy gần như tuần tự, bắt đầu TXC bị phá hủy (nứt) trước rồi đến khung BTCT (phá hủy dạng dominô). Để nâng cao khả năng chịu tác động ngang của KXC sau đây gọi là KXC cải tiến, lưu đồ chịu tải trên hình 2.23 được tác giả đề xuất thay đổi bằng lưu đồ trên hình 2.24.



Hình 2.24. Sơ đồ chịu tải của khung có tường xây chèn cải tiến.

Giải pháp đề xuất là tạo khe hở ban đầu giữa cột khung và tường xây chèn tại các góc khung dọc theo cạnh cột để phá bỏ thể tạo thành thanh chống chéo, khi đó lực ban đầu chủ yếu do khung tiếp nhận sau đó mới chuyển sang TXC. Ứng xử của TXC tuân theo hai giai đoạn mô tả trong hình 2.26a và 2.26b.



a. Thanh xiên tương đương (GD1) b. Thanh chéo tương đương (GD2)

Hình 2.26. Các giai đoạn ứng xử của khung xây chèn cải tiến

2.5.2 Xác định bề rộng khe hở δ

+ Đảm bảo khung làm việc đàn hồi

$$drift = \frac{\delta_I}{h} = 0,65\% \Rightarrow \delta_I = 0,0065h \quad (2.68)$$

+ Ứng xử của khung phải trong giai đoạn làm việc bình thường (operational occupancy) – (tham chiếu hình 3.5 & bảng 3, ACI 374.2R-13)

$$drift = \frac{\delta}{h} = 0,5\% \frac{\delta_I}{h} \quad (2.69)$$

Bề rộng khe hở δ được xác định như sau:

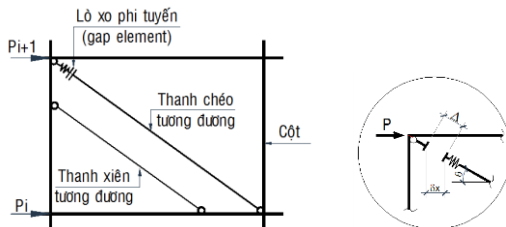
$$(3.2) \Rightarrow \delta = 0,5\delta_I = 0,5 \times 0,0065h = 0,00325h \quad (2.70)$$

2.5.3. Xác định chiều dài đoạn khe hở L

Xác định qua dải tiếp xúc tại góc của TXC theo hai phương cột α_h và dầm α_l đã được xác định trong chương II (hình 2.4).

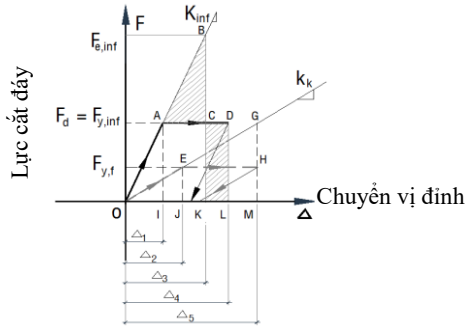
$$L = \min(\alpha_h, \alpha_l) \quad (2.71)$$

Như vậy, mô hình tính toán TXC cải tiến gồm thanh xiên và thanh chéo với liên kết “gap element” (hình 2.29) làm việc không đồng thời (lệch pha).



Hình 2.29. Mô hình thanh chéo tương đương trong khung có TXC cải tiến

2.6. Phản ứng dưới tác động động đất



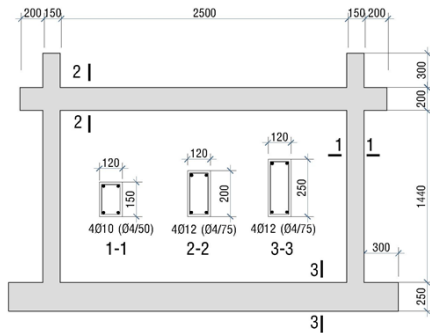
Hình 2.35. Phản ứng đàn hồi và đàn hồi – dẻo theo Blume

So với khung BTCT không chèn, khung BTCT xây chèn có độ cứng lớn hơn nhiều lần nên chu kỳ dao động khá bé. Blume đề xuất quy luật cân bằng năng lượng sau: “*Dưới tác động của động đất, thế năng của hệ không đàn hồi cân bằng với thế năng của hệ đàn hồi tương ứng*”.

$$q = K = \frac{F_{e,inf}}{F_{y,inf}} = \sqrt{2\mu_{\Delta,inf} - 1} \quad (2.85)$$

Chương III. Thử nghiệm kiểm chứng

Hình 3.1. Mô hình khung thực nghiệm

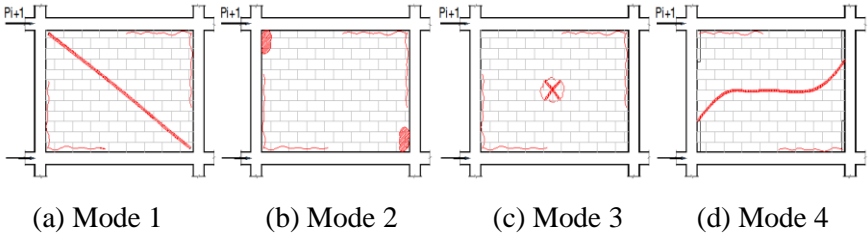


Bảng 3.1. Số lượng và các loại khung thí nghiệm

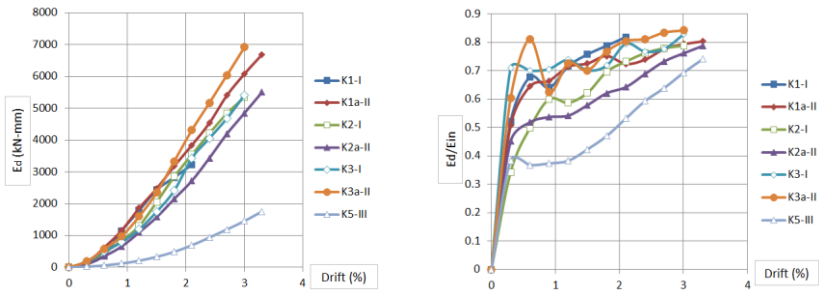
Stt	Ký hiệu khung	Mô tả	Số lượng
I	Nhóm I: Khung BTCT có tường xây chèn không có lớp tô		03

1	K1-I	Khung có tường xây chèn đầy đủ	01
2	K2-I	Khung có tường xây chèn không đầy đủ	01
3	K3-I	Khung có tường xây chèn cải tiến	01
II	Nhóm II: Khung BTCT có tường xây chèn có lớp tô		03
4	K1a-II	Khung có tường xây chèn đầy đủ	01
5	K2a-II	Khung có tường xây chèn không đầy đủ	01
6	K3a-II	Khung có tường xây chèn cải tiến	01
IV	Nhóm III: Khung đối chứng (khung BTCT không xây chèn)		01
7	K5-III	Khung không có tường xây chèn	01

• Các dạng (mode) phá hủy chính xuất hiện trong thực nghiệm (hình 3.35) là: nứt chéo (Mode 1), nứt cục bộ tại góc (Mode 2), nứt tại tâm (Mode 3) và nứt gấp khúc (Mode 4).



Hình 3.35. Các dạng (mode) phá hủy chính trong thí nghiệm của luận án



a. Tiêu tán năng lượng cộng dồn b. Mức độ tiêu tán năng lượng

Hình 3.38. Biểu đồ tiêu tán năng lượng

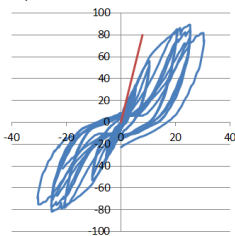
Bảng 3.25. Tóm tắt ứng xử của các khung chèn thí nghiệm

Mô hình	Tải trọng khi nứt tường (kN)	Drift khi nứt tường (%)	Tải trọng khi nứt khung (kN)	Drift khi nứt khung (%)	Tải trọng lớn nhất (kN)	Drift ở tải trọng lớn nhất (%)	Độ cứng ban đầu (kN/mm)	Dạng phá hủy tường chèn
Nhóm I (khung có TXC không có lớp tô)								
K1	36,74	0,23	54,62	0,60	89,60	1,80	13,29	C
K2	45,94	0,30	57,4	0,38	87,64	1,50	11,28	C,CB
K3	44,10	0,60	32,6	0,25	85,82	1,80	7,79	C, X, CB
Nhóm II (khung có TXC có lớp tô)								
K1a	39,95	0,23	75,1	0,72	90,38	1,96	12,08	CB
K2a	40,2	0,37	55,5	0,78	74,64	1,91	9,96	CB
K3a	61,55	0,6	61,8	0,68	98,42	2,1	11,31	C, X
Nhóm III (khung không có TXC)								
K5			14,2	0,64	26,59	2,7	2,43	

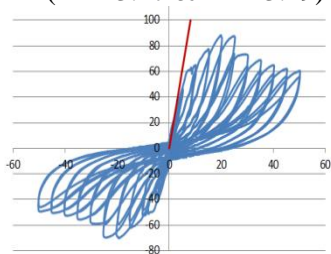
Ghi chú: C- Nứt chéo; CB- Nứt cục bộ; X- Nứt xiên

Đường cong trễ và dạng phá hủy của các khung thực nghiệm

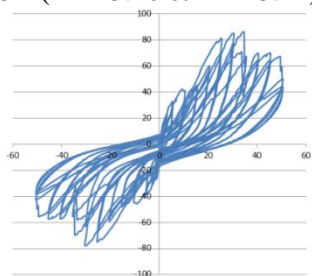
Khung K1-I (hình 3.14 & hình 3.16)



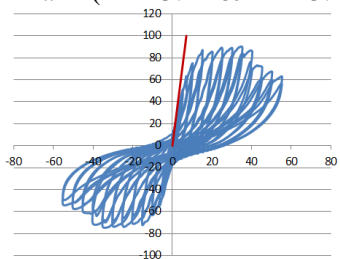
Khung K2-I (hình 3.17 & hình 3.19)



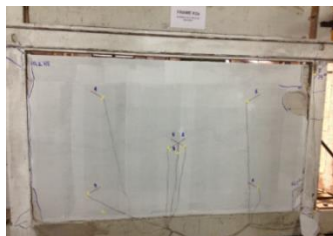
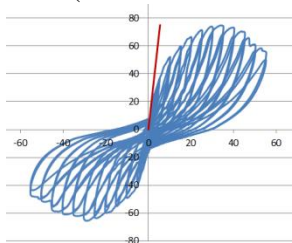
Khung K3-I (hình 3.20 & hình 3.22)



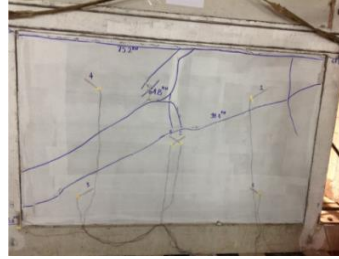
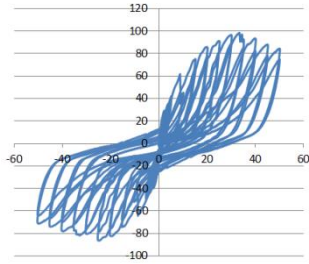
Khung K1a-II (hình 3.24 & hình 3.25)



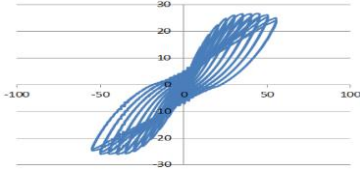
Khung K2a-II (hình 3.27 & hình 3.28)



Khung K3a-II (hình 3.30 & hình 3.32)



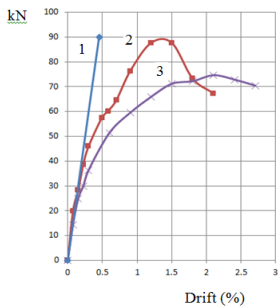
Khung K5 (hình 3.33 & hình 3.34)



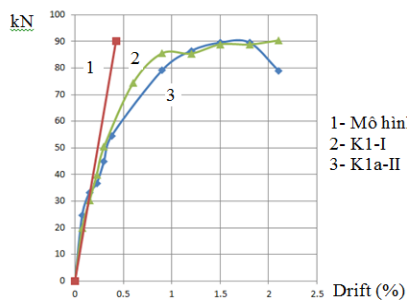
Chương IV. Kiểm chứng công thức đề xuất

4.1. Mô hình thanh chéo tương đương ba đoạn (đàn hồi)

Mô hình thanh chéo tương đương ba đoạn cho kết quả sai số giữa tính toán và thực nghiệm khá tương đồng trong giai đoạn đàn hồi (hình 4.2 & 4.3). Sai số ứng suất tại K2-I (SG7-4,89%), K2a-II (SG7-10,67%; SG8-6,18%), K1-I (SG7-13,76%, SG8-11,98%), K1a-II (SG8-12,85%).



1- Mô hình tính
2- K2-I
3- K2a-II



1- Mô hình tính
2- K1-I
3- K1a-II

4.2. K2-I, K2a-II

4.3. K1-I, K1a-II

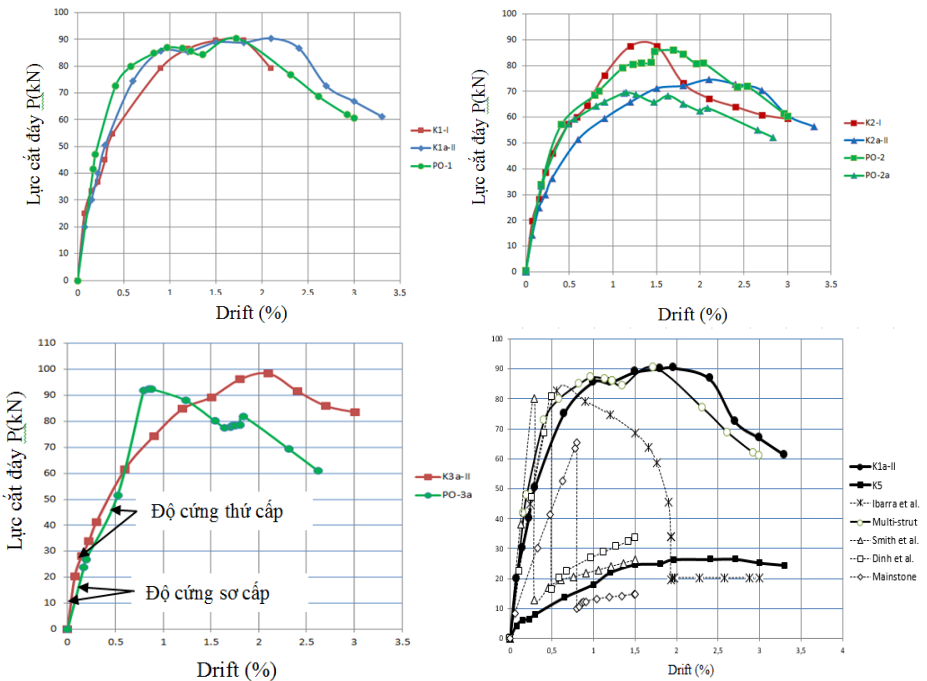
Hình 4.2 & 4.3. Biểu đồ lực ngang – drift thí nghiệm so với mô hình tính toán

4.2. Mô hình đa thanh chéo tương đương (sau đàn hồi)

Mô hình đa thanh chéo tương đương dùng trong mô phỏng dự đoán khả chính xác khả năng chịu lực ngang cực hạn của kết cấu khung có TXC.

Bảng 4.4. Sai số giá trị lực ngang cực hạn P_{max} giữa mô hình tính và thực nghiệm

Loại khung	Tên khung	Lực ngang cực hạn P_{max} (kN)		Sai số (%)
		Mô hình	Thực nghiệm	
TXC đầy đủ	K1-I	90,43	89,60	0,93
	K1a-II	90,43	90,38	0,06
TXC không đầy đủ	K2-I	86,02	87,64	-1,88
	K2a-II	69,59	74,64	-6,76
TXC cải tiến	K3a-II	92,48	98,42	-6,42



4.9. TXC đầy đủ; 4.15. TXC không đầy đủ; 4.18. TXC cải tiến; 4.10&11. So sánh Hình 4.9; 4.15; 4.18; 4.10&11. Biểu đồ lực ngang – drift thực nghiệm so với phân tích Push-over và với các tác giả trước

Bảng 4.3. Sai số lực ngang cực hạn P_{max} giữa các mô hình tính và thực nghiệm

Loại khung	Diễn giải	Lực ngang cực hạn P_{max} (kN)				
		Đa thanh chéo (luận án)	Thanh chéo đơn (luận án)	Ibarra et al.	Smith và Carter	Mainstone
K1a-II	Phân tích	90,43	81,23	82,77	79,12	66,34
	Thực nghiệm	90,38	90,38	90,38	90,38	90,38
	Sai số (%)	0,1%	-10,12%	-8,4%	-12,46%	-26,61%

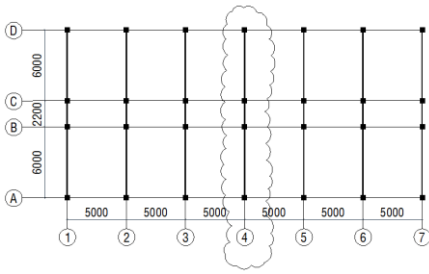
Sai số giữa phân tích và thực nghiệm (bảng 4.3) của mô hình thanh chéo đơn cải tiến (-10,12%) và đa thanh chéo (0,1%) do luận án đề xuất chính xác hơn các mô hình tương ứng: Thanh chéo đơn Smith & Carter (-12,46%), Mainstone (-26,61%) và thanh chéo phi tuyến của Ibarra và cộng sự (-8,4%).

Phụ lục. Áp dụng vào thực tiễn

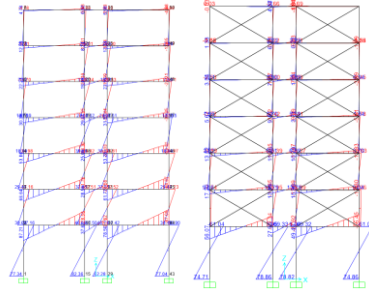
Xét nhà 07 tầng cao $H=26m$, có mặt bằng, công trình xây dựng tại vùng IIa, $W_0=83daN/m^2$, địa hình loại A, đất nền loại D. Xét hai trường hợp: tầng 1 để trống và tầng 4 để trống. Để đơn giản so sánh, chỉ xét lực tác động lên khung trục 4 trong trường hợp có và không có xét đến độ cứng của TXC (hình 4.20).

Kết quả tính toán thể hiện trên hình 4.22 (a, b) cho thấy chênh lệch nội lực (mô men) trong khung có kê và không kê TXC là đáng kể. Tại chân cột tầng 2, theo hướng gió, nội lực (mô men) trong khung không kê độ cứng tường chèn lớn hơn khung có kê độ cứng tường chèn 77% ở cột biên và 61% ở cột giữa. Nếu bỏ qua độ cứng khi tính toán thì ‘quá’ thiên về an toàn.

Trong trường hợp chịu tải động đất, mô men trong khung không kê độ cứng (hình 4.24a) đều lớn hơn khung có kê độ cứng tại hầu hết các tầng (hình 4.24b) nhưng tại các tầng mềm (tầng 1 – hình 4.24b hoặc tầng 4 – hình 4.30a) thì ngược lại nhỏ hơn khá lớn: cột biên -42,13%, cột giữa -36,63%. Điều này cho thấy trong trường hợp động đất tính khung không kê độ cứng tường chèn là không an toàn.



4.20



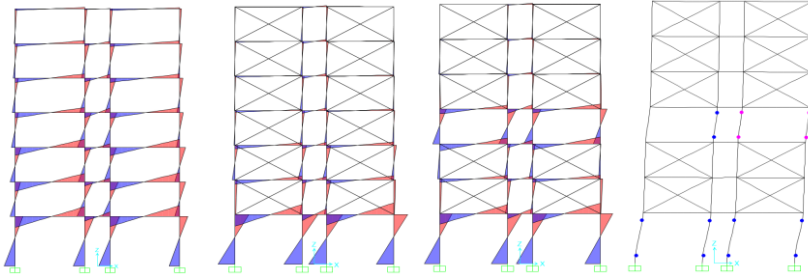
4.22a

4.22b.

4.20. Mặt bằng công trình; 4.22a. Mô men trong khung không kể độ cứng TXC

4.22b. Mô men trong khung có kể độ cứng TXC

Hình 4.20; 4.22. Mặt bằng và biểu đồ mô men trong khung khi chịu gió



4.24a.

4.24b.

4.30a.

4.30b.

4.24 (a, b): Khung không chèn tầng 1; 4.30 (a, b): Khung không chèn tầng 1&4

Hình 4.24 & 4.30. Biểu đồ mô men và cơ cấu phá hủy do tải trọng động đất

Kết luận và kiến nghị

❖ Kết luận

- Mô hình thanh chéo tương đương cải tiến (ba đoạn) do tác giả đề xuất mô tả được sự tương đồng về phân phối nội lực trong TXC trong giai đoạn đàn hồi, Sai số tính toán nội lực (ứng suất) giữa phân tích trên mô hình tương đương và thực nghiệm đạt độ chính xác hơn so với các mô hình thanh chéo đơn của các tác giả trước đây cho thấy độ tin cậy của công thức do tác giả đề xuất.
- TXC cải tiến do tác giả đề xuất với cấu tạo đơn giản, dễ thực hiện, đã thay đổi rõ rệt ứng xử của khung có TXC. Nếu khe hở hợp lý sẽ huy động được sự

làm việc đồng thời và cải thiện đáng kể khả năng chịu tải ngang của khung BTCT có TXC. Trong thực nghiệm của luận án, khung có TXC cải tiến K3a-II có cấp tải gây nứt tường và khung gần như đồng thời và có khả năng chịu tải cực hạn P_{max} lớn nhất.

- Độ cứng của TXC trong khung sau khi nứt không giảm đột ngột mà vẫn còn khả năng tham gia chịu lực cùng với khung BTCT. Tại thời điểm TXC nứt, dù khung vẫn còn nguyên vẹn (chưa nứt) nhưng ứng xử của hệ là phi tuyến (sau đàn hồi). Các dạng phá hủy trong thí nghiệm tương đồng với công bố của các nhà nghiên cứu trước đây như A.S.Tasligedik và cộng sự (2011), EI-Dakhakhnl và cộng sự (2002).
- Mô hình đa thanh chéo “Multi-strut” do tác giả đề xuất sử dụng trong phân tích Push-over cùng với mô hình khớp dẻo tập trung (concentrated hinges) và phần tử liên kết “Gap-element” đã mô phỏng ứng xử sau đàn hồi và dự đoán khá chính xác khả năng chịu tải ngang cực hạn (P_{max}) của khung có tường xây chèn với các điều kiện biên khác nhau: đầy đủ, không đầy đủ và cải tiến.
- Trong tính toán công trình khung BTCT có TXC, cần thiết phải xét thêm tổ hợp tải trọng có kể độ cứng của TXC để xác định đầy đủ các trường hợp nguy hiểm có thể xảy ra cho công trình.

❖ Kiến nghị

- Cần thiết phải xem xét đến độ cứng của TXC khi tính toán công trình chịu tải trọng ngang, lưu ý tăng cường khả năng chịu lực của kết cấu tại các tầng mềm của công trình.

❖ Hướng phát triển nghiên cứu tiếp theo.

- Nghiên cứu ảnh hưởng của kích thước hình học khung (l,h,t) đến ứng xử của hệ khung chèn, xác định ‘tỉ lệ vàng’ giữa ba tham số chiều dài (l), chiều cao (h) và bề dày (t) của TXC.
- Nghiên cứu xác định hệ số ứng xử q của khung BTCT có tường xây chèn với các biên tiếp xúc khác nhau giữa khung – tường xây chèn chịu động đất.

DANH MỤC CÔNG TRÌNH ĐÃ CÔNG BỐ

I. Tạp chí khoa học

1. Quoc D.L.K, Thanh B.C, Yen N.V “A Macro-Element Model for Masonry-Infilled Structural Frames” Structures and Buildings **169(2)**, 108-120, 2016 (**SCIE, IF: 0.489, SJR: 0.619**), ISSN: 0965-0911.
2. Quoc D.L.K, Thanh B.C, Yen N.V “Behaviour of Infilled Reinforced Concrete Frames with Various Interface Conditions” Structures and Buildings **168(10)**, 718-728, 2015 (**SCIE, IF: 0.489, SJR: 0.619**), ISSN: 0965-0911.
3. Quoc D.L.K, Thanh B.C, Yen N.V “An Approximate Method of Determining the Equivalent Diagonal Strut Stiffness of the Completely Infilled Masonry In Plane Reinforced Concrete Frames”, International Review of Civil Engineering (**Index Copernicus - ICV: 5.92**), ISSN: 2036-9913, 9/2013.
4. Đinh Lê Khánh Quốc, Bùi Công Thành, Nguyễn Văn Yên “Nghiên cứu thực nghiệm ứng xử của khung phẳng BTCT có tường xây chèn không đầy đủ bằng gạch bê tông khí chung áp (AAC) dưới tác động của tải trọng ngang”. Tạp chí Xây dựng, ISSN: 0866-0762, 10/2014.
5. Đinh Lê Khánh Quốc, Bùi Công Thành, Nguyễn Văn Yên “Ứng xử của khung phẳng bê tông cốt thép (BTCT) có tường xây chèn dưới tác động của động đất”, Tạp chí Xây dựng, ISSN: 0866-0762, 11/2013.
6. Đinh Lê Khánh Quốc, Bùi Công Thành, Nguyễn Văn Yên “Phân tích ứng xử phi tuyến của khung phẳng BTCT có tường xây chèn”, Tạp chí Khoa học Công nghệ Xây dựng (IBST), ISSN: 1859-1566, IV/2012.

II. Hội thảo khoa học

1. Quoc D.L.K, Thanh B.C, Yen N.V “A Method of Determining the Equivalent Diagonal Strut Stiffness of the Incom-pletely Infilled Masonry in Plane Reinforced Concrete Frames”, Conference CIGOS, Construction and Development Durable, Lyon France, 2013.
2. Đinh Lê Khánh Quốc, Bùi Công Thành, Nguyễn Văn Yên “Phân tích khả năng kháng động đất của công trình sử dụng tường thí xây chèn”, Hội nghị Khoa học & Công nghệ 13 – Đại học Bách khoa Tp. Hồ Chí Minh, 2013