

BỘ GIÁO DỤC VÀ ĐÀO TẠO

ĐẠI HỌC ĐÀ NẴNG

HUỲNH PHẠM NGỌC TRUNG

**THIẾT KẾ TRỰC TIẾP KHUNG THÉP
CHỊU TẢI TRỌNG ĐỘNG ĐẤT
DÙNG PHÂN TÍCH THEO LỊCH SỬ THỜI GIAN**

Chuyên ngành: Xây dựng công trình dân dụng và công nghiệp

Mã số: 60.58.20

TÓM TẮT LUẬN VĂN THẠC SĨ KỸ THUẬT

Đà Nẵng – Năm 2014

Công trình được hoàn thành tại

ĐẠI HỌC ĐÀ NẴNG

Người hướng dẫn khoa học: PGS.TS. Ngô Hữu Cường

Phản biện 1: PGS.TS. Nguyễn Quang Viên

Phản biện 2: PGS.TS. Nguyễn Xuân Toàn

Luận văn sẽ được bảo vệ trước Hội đồng chấm Luận văn tốt nghiệp thạc sĩ kỹ thuật họp tại Đại học Đà Nẵng vào ngày 27 tháng 6 năm 2014

Có thể tìm hiểu luận văn tại:

- Trung tâm Thông tin-Học liệu, Đại học Đà Nẵng
- Trung tâm Học liệu, Đại học Đà Nẵng

PHẦN MỞ ĐẦU

1. Tính cấp thiết của đề tài

Động đất là một hiện tượng tự nhiên gây ra chuyển động rất mạnh của nền đất làm sụp đổ nhà cửa gây thiệt hại về người và tài sản, làm ảnh hưởng lớn đến đời sống kinh tế xã hội.

Do có các ưu điểm như có cường độ và độ dai cao, trọng lượng nhẹ, thi công nhanh, dễ gia cố và sửa chữa, kết cấu thép được sử dụng rất nhiều trong các nhà cao tầng trên thế giới như một loại kết cấu kháng chấn tin cậy và hiệu quả, nhất là trong những khu vực có cường độ động đất mạnh.

Theo phương pháp thiết kế truyền thống, các khung thép thường được thiết kế dựa vào phân tích đàn hồi tuyến tính và trong thiết kế kháng chấn tải động đất thường được quy về lực tĩnh ngang tương đương để đơn giản hóa việc tính toán. Thiết kế kết cấu hiện đại yêu cầu việc xác định ứng xử của hệ kết cấu gần giống như sự làm việc thực tế của hệ dưới sự chuyển động nền đất. Với sự hỗ trợ của phần mềm SAP2000 có khả năng phân tích phi tuyến hình học và vật liệu theo phương pháp đẩy dần (pushover) và theo lịch sử thời gian, phương pháp thiết kế trực tiếp sẽ cho kết quả phân tích tin cậy hơn, dẫn đến thiết kế có hiệu quả kinh tế hơn, cho phép người kỹ sư có cái nhìn sâu sắc hơn về ứng xử và cơ cấu phá hoại của hệ kết cấu như những gì sẽ xảy ra trong thực tế.

Vì những lý do nêu trên, nhiệm vụ được đặt ra cho Luận văn là phân tích ứng xử của khung thép chịu tải động đất dùng phân tích theo lịch sử thời gian theo mô hình phi tuyến vật liệu và hình học dựa trên quy định của Tiêu chuẩn Châu Âu.

2. Mục tiêu luận văn

- Tìm hiểu tổng quan và so sánh các phương pháp tính toán tác động của động đất lên hệ kết cấu; phân tích phi tuyến hình học và vật liệu của kết cấu khung thép.
- Nghiên cứu phần mềm phân tích phi tuyến và tính toán kết cấu khung thép chịu tải động đất dùng phân tích theo lịch sử thời gian. Ứng dụng kết quả cho tính toán kết cấu khung thép trên cơ sở so sánh kết quả phân tích với các bài toán mẫu.

3. Đối tượng và phạm vi nghiên cứu

Luận văn chỉ tập trung xem xét, nghiên cứu phân tích kết cấu thép với các phạm vi sau:

- Khung thép phẳng chịu mômen (moment resisting frames) có liên kết dầm - cột cứng;
- Cấu kiện có tiết diện hình chữ I thuộc lớp 1 (Class 1) theo Tiêu chuẩn Châu Âu và được giằng đầy đủ theo phương ngoài mặt phẳng để có thể hình thành khớp dẻo và cho phép phân bố mômen nội lực lại trong hệ kết cấu;
- Việc phân tích, thiết kế tuân theo quy định của Tiêu chuẩn Châu Âu (EC8 và EC3).

4. Phương pháp nghiên cứu

- Áp dụng phương pháp thiết kế theo khả năng đang được xây dựng trong tiêu chuẩn Châu Âu EC8.
- Sử dụng phần mềm SAP2000 được phát triển bởi hãng CSI (Computers structures Inc. Berkeley, California, USA), là công cụ phổ biến và mạnh mẽ có thể phân tích phi tuyến tĩnh đẩy dần và động theo lịch sử thời gian.

5. Cấu trúc luận văn

Nội dung của luận văn gồm các phần: Phần mở đầu và 03 chương; Kết luận và kiến nghị như sau:

Phần Mở đầu.

Chương 1: Tổng quan về phân tích kết cấu khung thép chịu tải trọng động đất;

Chương 2: Thiết kế khung thép chịu mômen theo tiêu chuẩn EN1998-1:2004 (EC8);

Chương 3: Ví dụ phân tích và thiết kế khung thép;

Kết luận và kiến nghị.

CHƯƠNG 1

TỔNG QUAN VỀ PHÂN TÍCH KẾT CẤU KHUNG THÉP CHỊU TẢI TRỌNG ĐỘNG ĐẤT

1.1. Phân tích sự cần thiết của việc nghiên cứu khung thép chịu mômen

1.2. Nguồn gốc và các mức độ phân tích phi tuyến

1.2.1. Nguồn gốc của phi tuyến

Những ảnh hưởng phi tuyến vật liệu (biến dạng dẻo, ứng suất dư) và phi tuyến hình học bao gồm nhiều yếu tố nhưng phạm vi đề tài chỉ xét đến biến dạng dẻo của kết cấu khung thép (sự hình thành khớp dẻo) và hiệu ứng bậc hai (P- δ , P- Δ) trong khi phân tích hệ kết cấu.

1.2.2. Các mức độ phân tích

Khi phân tích kết cấu, rất khó để có thể mô hình tất cả các yếu tố phi tuyến liên quan đến ứng xử thật của kết cấu như trong thực tế một cách chi tiết. Các mức độ phân tích thông thường nhất của khung được chia thành bốn loại, tùy thuộc vào yếu tố phi tuyến vật liệu hoặc phi tuyến hình học, bao gồm: (1) Phân tích đàn hồi bậc nhất (first-order elastic analysis); (2) Phân tích đàn hồi bậc hai (second-order elastic analysis); (3) Phân tích phi đàn hồi bậc nhất (first-order inelastic analysis); (4) Phân tích phi đàn hồi bậc hai (second-order inelastic analysis).

1.3. Phân tích kháng chấn theo tiêu chuẩn EC8

1.3.1. Phản ứng phi đàn hồi của hệ kết cấu

1.3.2. Các mô hình ứng xử của hệ kết cấu không đàn hồi

1.3.3. Độ dẻo và hệ số ứng xử

Độ dẻo được định nghĩa là khả năng của một kết cấu hoặc cấu kiện chịu được biến dạng lớn vượt quá điểm chảy dẻo của nó

(thường qua nhiều chu kỳ) mà không bị gãy vỡ.

Khi thiết kế các kết cấu có tính đến ứng xử phi tuyến, phương pháp đơn giản và được sử dụng rộng rãi nhất là sử dụng phương pháp phân tích tuyến tính, nhưng với trị số tải trọng động đất được giảm xuống (so với quan niệm đàn hồi) thông qua sử dụng hệ số ứng xử q .

1.3.4. Các phương pháp phân tích theo EN 1998-1:2004

a. Phương pháp tĩnh ngang tương đương

Trong thực hành thiết kế kết cấu để đơn giản hoá, tải trọng động đất được quy đổi thành tải trọng tĩnh tương đương tác dụng ở các mức tầng sàn của nhà.

b. Phương pháp tĩnh phi tuyến (đẩy dần pushover)

Theo tiêu chuẩn Châu Âu EN 1998-1:2004 phương pháp tĩnh phi tuyến là phương pháp phân tích được thực hiện dưới điều kiện lực trọng trường không đổi và tải trọng ngang tăng lên một cách đơn điệu. Phương pháp này dùng để kiểm tra công năng của kết cấu công trình hiện hữu và mới được thiết kế với các mục đích sau:

a) Để kiểm tra hoặc đánh giá lại các giá trị tỷ số vượt cường độ α_w/α_1 ;

b) Để xác định các cơ cấu dẻo dự kiến và sự phân bố hư hỏng;

c) Để đánh giá công năng kết cấu của các công trình nhà hiện hữu hoặc đã được gia cố theo các mục tiêu quy định trong tiêu chuẩn EN 1998-3

d) Sử dụng như một phương pháp thiết kế thay thế cho phương pháp phân tích đàn hồi tuyến tính sử dụng hệ số làm việc q .

c. Phân tích phi tuyến theo lịch sử thời gian

Phương pháp phân tích phi tuyến theo lịch sử thời gian là một công cụ mạnh trong nghiên cứu phản ứng địa chấn của kết cấu, các

phản ứng địa chấn của kết cấu khi chịu động đất có thể được ước tính một cách chính xác.

Trong tiêu chuẩn EN 1998-1:2004, phản ứng của kết cấu theo lịch sử thời gian được xác định bằng cách tích phân trực tiếp các phương trình vi phân chuyển động của nó, sử dụng các giản đồ gia tốc ghi được hoặc giản đồ gia tốc mô phỏng biểu thị các chuyển động nền.

Nếu phản ứng được xác định từ ít nhất 7 phân tích phi tuyến theo lịch sử thời gian với các chuyển động nền là các giản đồ gia tốc (nhân tạo, ghi được hoặc mô phỏng) thì giá trị trung bình của các đại lượng phản ứng thu được từ các phân tích đó cần được sử dụng như giá trị thiết kế của hệ quả tác động E_d trong các kiểm tra điều kiện cường độ theo quy định của tiêu chuẩn thiết kế kháng chấn.

1.4. Kết luận chương 1

Các phương pháp dựa trên phân tích tuyến tính (hoặc phân tích dạng dao động hoặc phân tích lực tĩnh tương đương dựa trên dạng dao động duy nhất là rung lắc) được rộng rãi sử dụng. Trường hợp phi tuyến thường được xử lý bằng cách sử dụng phổ phản ứng dẻo hiệu chỉnh. Một số phương pháp thay thế đối với ứng xử phi tuyến (đặc biệt là phương pháp phân tích tĩnh phi tuyến và phân tích động theo lịch sử thời gian) ngày càng được sử dụng phổ biến và được phép áp dụng trong EC8.

CHƯƠNG 2

THIẾT KẾ KHUNG THÉP CHỊU MÔMEN THEO TIÊU CHUẨN CHÂU ÂU EN1998-1:2004 (EC8)

2.1. Giới thiệu

Cùng với việc thực hành thiết kế kháng chấn hiện tại, kết cấu thép có thể được thiết kế theo tiêu chuẩn Châu Âu EN 1998-1:2004 (EC8) bởi một trong hai quan niệm: a) kết cấu có khả năng tiêu tán năng lượng thấp (quan niệm a) hoặc b) kết cấu có khả năng tiêu tán năng lượng (quan niệm b).

2.2. Quy trình thiết kế theo khả năng

Theo quy trình thiết kế này, một số cấu kiện chính của hệ kết cấu chịu lực ngang được lựa chọn, thiết kế và cấu tạo một cách phù hợp để tiêu tán năng lượng dưới các biến dạng cường bức lớn. Các vùng có khả năng tiêu tán năng lượng ở các cấu kiện kết cấu, thường được gọi là các khớp dẻo được cấu tạo để chịu tác động uốn phi đàn hồi, còn phá hoại cắt được ngăn chặn bằng cách chênh lệch độ bền phù hợp.

Nguyên lý cơ bản của quan niệm thiết kế theo khả năng dựa trên quan niệm thiết kế cột khoẻ và dầm yếu. Các lực quán tính do động đất được tạo ra ở các mức sàn được truyền thông qua các dầm và cột khác nhau xuống đất. Sự phá huỷ của cột có thể ảnh hưởng đến sự ổn định của toàn bộ tòa nhà, nhưng sự phá huỷ của dầm chỉ gây ra hiệu ứng cục bộ. Để đảm bảo rằng cột khoẻ hơn dầm trong khung chịu mômen, và ngăn ngừa sự hình thành cơ chế dẻo ở tầng mềm trong nhà nhiều tầng, vì một cơ cấu như vậy có thể dẫn tới độ dẻo kết cấu cục bộ quá mức trong các cột tầng mềm, một quy tắc chung cho tất cả các loại khung được đưa ra trong mục 4.4.2.3 của EC8.

2.3. Mô hình kết cấu và hệ số ứng xử

2.3.1. Dạng kết cấu

2.3.2. Hệ số ứng xử q

2.4. Cấp dèo và các quy định đối với mặt cắt ngang

Tiêu chuẩn EN 1998-1:2004 phân các công trình xây dựng thành 03 cấp độ dèo khác nhau cụ thể là DCL, DCM và DCH được đề cập từ khả năng tiêu tán năng lượng thấp, trung bình và cao của các công trình. Theo mục 2.5.5 EN1993-1:2004 quy định phân thành 4 loại tiết diện.

2.5. Các tiêu chí thiết kế theo khả năng

Các khớp dèo xuất hiện trong dầm phải đảm bảo rằng khả năng chịu mômen dèo toàn phần và khả năng xoay không bị giảm đi bởi cùng lực nén và lực cắt.

Theo mục 6.6.3 của EN 1998-1, các cột phải được kiểm tra chịu nén có xét đến tổ hợp tải trọng bất lợi nhất của lực dọc và mômen uốn. Ngoài ra, lực cắt trong cột xác định từ việc tính toán kết cấu từ tổ hợp tác động động đất phải ít hơn 50% lực cắt tới hạn của tiết diện ($V_{Ed} / V_{pl,Rd} \leq 0.5$).

2.5.1. Xem xét sự ổn định và chuyển vị ngang tương đối

Hai yêu cầu biến dạng liên quan đến, cụ thể là “hiệu ứng bậc hai” và “Chuyển vị ngang tương đối giữa các tầng”, được quy định tại mục (4.4.2.2) và (4.4.3.2) của EN 1998-1. Vấn đề nêu trước được kèm theo với trạng thái giới hạn trong khi tiêu chí sau như là một điều kiện trạng thái giới hạn phá hoại (sử dụng).

Hiệu ứng bậc hai ($P-\Delta$) được xác định thông qua hệ số nhạy của chuyển vị ngang tương đối giữa các tầng (θ). Mất ổn định được giả định khi vượt $\theta = 0,3$ và do đó được xem như giới hạn trên. Nếu $\theta \leq 0,1$, hiệu ứng bậc hai có thể được bỏ qua; trong khi $0,1 < \theta \leq 0,2$, hiệu

ứng P- Δ có thể được tính toán gần đúng bằng cách nhân các hệ quả tác động động đất với hệ số $1/(1-\theta)$. Khi $0,2 < \theta \leq 0,3$, hiệu ứng P- Δ phải được tính toán bởi một phân tích bao gồm hiệu ứng bậc hai một cách rõ ràng.

Đối với trạng thái sử dụng, 'd_r' là giới hạn theo tỷ lệ chiều cao 'h' như: $d_r v \leq \psi h$ (2.4)

2.5.2. Liên kết dầm – cột

Mục 6.6.3 của EN 1998-1 yêu cầu ô bản bụng được thiết kế để đảm bảo khả năng chống mất ổn định cắt. Lực cắt thiết kế trong ô bản bụng do ảnh hưởng của tải trọng, có tính đến độ bền dẻo của vùng tiêu tán năng lượng trong dầm ($V_{wp,Ed}$) không vượt khả năng chịu cắt dẻo của ô bản bụng theo mục 6.2.6 của EC3 ($V_{wp,Rd}$), tức là:

$$V_{wp,Ed} \leq V_{wp,Rd} \quad (2.5)$$

Lực cắt thiết kế cũng không được vượt khả năng chống mất ổn định cắt của ô bản bụng ($V_{wb,Rd}$) (tức là $V_{wp,Ed} \leq V_{wb,Rd}$).

2.6. Kết luận chương 2

Việc đánh giá kháng chấn của công trình thiết kế theo khả năng được xây dựng trong tiêu chuẩn EC8 có thể được thực hiện cả bằng cách phân tích tĩnh phi tuyến (push over) hoặc phân tích động phi tuyến (theo lịch sử thời gian). Cần phải lưu ý rằng việc phân tích pushover là gần đúng và dựa vào tải trọng tĩnh. Như vậy, nó không thể đại diện cho hiện tượng động với độ chính xác cao. Ứng xử động phi đàn hồi có thể khác nhau đáng kể từ các dự đoán dựa trên các trường hợp tải trọng tĩnh cố định hoặc thích ứng, đặc biệt nếu ảnh hưởng của các dạng dao động cao hơn trở nên quan trọng.

CHƯƠNG 3

VÍ DỤ PHÂN TÍCH VÀ THIẾT KẾ KHUNG THÉP

3.1. Giới thiệu

3.2. Mô hình phân tích

Công trình khách sạn 8 tầng gồm khối đài một tầng ở không gian công cộng bên dưới và phía trên là một khối tháp bảy tầng gồm dãy hành lang giữa với các phòng ngủ hai bên. Tòa nhà được xây dựng trên vùng nền đất loại C, với đỉnh gia tốc nền $a_{gR} = 3,0 \text{ m/s}^2$, hệ số tầm quan trọng $\gamma_I=1,0$.

Về giải pháp kết cấu, công trình gồm 15 hệ khung ngang chịu mômen theo phương X với chiều cao toàn công trình là 28,8m, bước khung 4m. Giả định bố trí hệ giằng độc lập theo phương vuông góc Y. Sử dụng thép loại S275, tiết diện hình dạng I thuộc loại 1 và công trình thuộc cấp dẻo trung bình (DCM) với hệ số ứng xử $q=4$.

3.2.1. Tải thiết kế

a. Tải trọng lực

b. Khối lượng động đất

Khối lượng được sử dụng để phân tích động đất liên quan đến tổ hợp tải trọng $G + \psi_{Ei} Q$ với $\psi_{Ei} = 0,3$.

c. Tải trọng động đất

3.2.2. Chu kỳ dao động cơ bản và lực cắt đáy

Chu kỳ dao động cơ bản trong Sap là $T_{\text{model}}=1,375s$

Với $T_C = 0,6 \leq T_1 \leq T_D = 2s$ vì thế biểu thức (3.15), EC8 dùng như sau:

$$S_d = a_g S \frac{2,5 T_C}{q T_1} = 3,0 \times 1,15 \times \frac{2,5}{4} \times \frac{0,6}{1,375} = 0,9409 \text{ (m/s}^2\text{)}$$

Hiệu ứng xoắn do độ lệch tâm ngẫu nhiên của khung X2:

$$\delta = 1 + 0,6x / L = 1 + 0,6x24 / 56 = 1,26$$

$$\text{Lực cắt đáy: } F_b = m\lambda S_d \delta = 681,74 \times 1,0 \times 0,9409 \times 1,26 = 808,23 \text{ kN}$$

3.3. Kiểm tra thiết kế động đất

3.3.1. Quan tâm chung

Đầu tiên, sẽ thực hiện một phân tích đàn hồi sơ bộ bằng cách sử dụng tải trọng động đất ước tính cho khung X2, chọn sơ bộ tiết diện các cấu kiện.

Phân tích đàn hồi cho tổ hợp tải trọng động đất ban đầu được sử dụng trong việc đánh giá hệ số độ trôi liên tầng, θ . Kết quả, $0,2 > \theta > 0,1$ ở tầng 2 và 3, do đó hiệu ứng bậc hai cần được xem xét trong phân tích. Các tác động động đất được điều chỉnh hệ số $1/(1 - \theta) = 1,14$ (với $\theta = 0,119$).

3.3.2. Kiểm tra thiết kế dầm

Việc kiểm tra thiết kế dầm được thực hiện cho cấu kiện là dầm 8,5 m và 3,0 m ở tầng hai (cấu kiện thứ 16 và 17).

Kết luận: Tất cả các cấu kiện dầm đều đảm bảo điều kiện

3.3.3. Kiểm tra cột

Cột cần được kiểm tra khả năng thiết kế dựa trên cách tiếp cận dầm yếu/cột khỏe.

$E_d = E_{d,G_k + 0,3Q_k} + 1,1\gamma_{ov}\Omega E_{d,E}$, γ_{ov} là hệ số vượt cường độ được giả định là 1,25.

$\Omega = \min(M_{pl,Rd,i} / M_{Ed,i}) = 603,35 / 411,41 = 1,47$ (giá trị tối thiểu xảy ra ở dầm thứ 17).

Ngoài việc kiểm tra cấu kiện, tất cả các nút phải thỏa mãn điều kiện thiết kế dầm yếu/cột khỏe. Do tính chất khung đối xứng nên chỉ xét các nút 7, 8, 9, 21 và 37 với kết quả được nêu trong Bảng 3.9.

Bảng 3.9. Kiểm tra điều kiện dầm yếu/cột khoẻ

Nút	M_{Rc}	M_{Rb}	1,3M_{Rb}	Kết luận
7	1271	766,4	996,32	Đạt
8	2x1271=2542	2x766,4	1992,64	Đạt
9	2x1271=2542	766,4+603,35	1780,68	Đạt
21	1271+1086	766,4	996,32	Đạt
37	1086	766,4	996,32	Đạt

3.3.4. Kiểm tra liên kết

Theo Cl. 6.6.3 (6) của EC8, các ô bản bụng tại liên kết dầm – cột cần được thiết kế để chống lại các lực phát triển trong cấu kiện tiêu tán năng lượng lân cận tại liên kết dầm.

3.3.5. Giới hạn phá hoại

Theo Cl. 4.4.3.2 (1) đối với các trạng thái giới hạn phá hoại (sử dụng): $d_r, v \leq 0,01 \cdot h$

Chuyển vị ngang tương đối giữa các tầng lớn nhất xảy ra ở tầng thứ ba: $d_r = 69,18 \text{ mm}$

$$69,18 \times 0,5 \leq 0,01 \times 3500$$

$$34,59 \text{ mm} < 35 \text{ mm}$$

Vậy, tất cả các tầng đều thoả mãn điều kiện giới hạn phá hoại.

3.4. Phân tích tĩnh phi tuyến (phương pháp đẩy dần)

3.4.1. Tổng quan

3.4.2. Các trường hợp tải ngang đẩy dần

Trong phân tích đẩy dần khung thép phẳng, trước tiên sử dụng tải phương trọng lực gồm tĩnh tải và 30% hoạt tải, và ba mẫu tải trọng

ngang như sau:

- UL: Tải trọng phân bố đều theo khối lượng các tầng
- TL: Tải trọng tam giác (Tải trọng phân bố theo chiều cao nhà)
- FML: Tải phân bố theo dạng dao động mode 1.

Kết quả cơ chế phá hoại của khung trong phân tích đẩy dần đối với 03 trường hợp tải thu được bằng Sap 2000, như sau:

- Khớp dẻo đầu tiên của khung hình thành tại đầu mút cuối của dầm số hiệu 17 và tại cơ cấu phá hoại không hình thành khớp dẻo tại các tầng 6,7,8 đối với cả ba trường hợp tải ngang.
- Đường cong đẩy gồm 02 phần: phần dưới thể hiện kết cấu nằm trong giai đoạn đàn hồi, phần còn lại thể hiện kết cấu nằm trong miền phi đàn hồi. Tỷ số vượt cường độ trong các trường hợp đều vượt 1,6. Điều này chứng tỏ rằng, hệ kết cấu được thiết kế thực tế có độ dẻo lớn hơn giả định ban đầu $q=4$.
- Đường cong đẩy dần, giá trị chuyển vị đỉnh của 02 trường hợp tải ngang FML và TL tương đối gần nhau. Điều này tương đối phù hợp với việc tiêu chuẩn EC8 cho phép sử dụng 02 sơ đồ phân bố đều và phân bố theo dạng dao động.
- Lực cắt đáy xác định theo phân tích đàn hồi tuyến tính là 808,027 (kN) xuất hiện ở các bước trong phân tích đẩy dần. Điều này cho thấy với phương pháp tính lực ngang tương đương thì kết cấu đang làm việc ở mức an toàn, chưa có vị trí nào của công trình hình thành khớp dẻo.
- Hệ kết cấu chỉ bị phá hoại với hệ số tải trọng tác dụng là 2,82. Phân tích cũng chỉ ra quá trình hình thành khớp dẻo trực quan.

Với kết quả nêu trên, có thể thấy rằng hệ kết cấu có phần hơi yếu ở mức sàn tầng 2-4 và quá khoẻ tại các tầng trên (6-8). Điều này cho phép người thiết kế có thể điều chỉnh, xem xét lại thiết kế cho hợp lý.

3.5. Phân tích phi tuyến theo lịch sử thời gian

3.5.1. Mô hình và quy trình phân tích

Độ cản nhớt tương ứng Rayleigh được sử dụng để miêu tả khả năng tiêu tán năng lượng của kết cấu. Hệ số cản tương ứng ma trận khối lượng và độ cứng ứng với tỷ lệ cản nhớt 5% đối với dạng dao động thứ nhất và thứ hai.

Các thông số để xác định độ cản Rayleigh dùng trong phân tích phi tuyến theo lịch sử thời gian của các gia tốc nền thực được lựa chọn đối với khung X2 được nêu trong Bảng 3.12.

Bảng 3.12. Chu kỳ dao động, Tần số góc của các dạng dao động

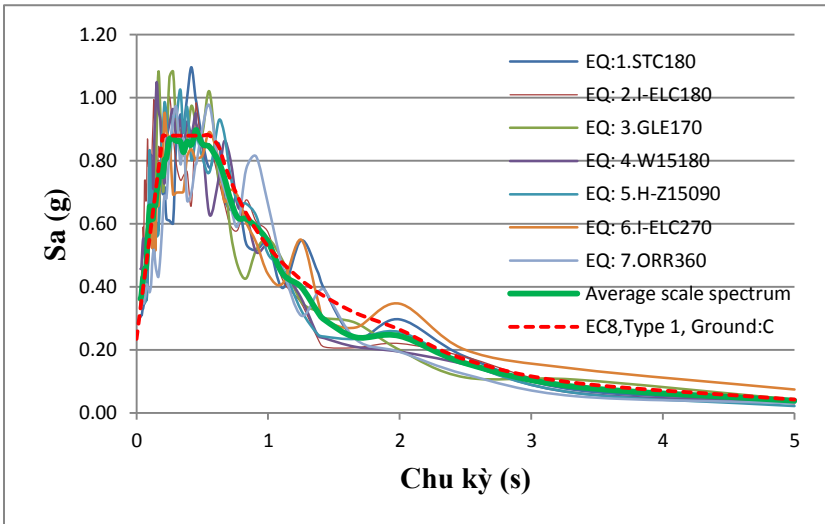
Mode	Chu kỳ dao động T (s)	Tần số góc ω (rad/s)
1	1,375	4,57
2	0,448	14,03

Hệ kết cấu phải chịu tác động của tĩnh tải và 30% hoạt tải, tiếp đó là gia tốc nền đất. Phương trình vi phân chuyển động được giải từng bước bằng cách sử dụng phương pháp gia tốc trung bình không đổi của Newmark (với hệ số $\Gamma = \frac{1}{2}$ và $\beta = \frac{1}{4}$, áp dụng phương pháp gia tốc tuyến tính).

3.5.2. Bản ghi chuyển động nền đất

Gia tốc nền của 07 trận động đất thực được tra cứu từ Cơ sở dữ liệu động đất (NGA) của Trung tâm nghiên cứu động đất Thái Bình Dương (PEER) tại trang web www.peer.berkeley.edu (kết quả tra cứu 07 gia tốc nền, được nêu trong Bảng 3.13 và Phụ lục B: Gia tốc của 07 trận động đất thực).

Các gia tốc nền cần phải được thu gọn (scale) về một cùng mức "cường độ", để mà phản ứng thu được từ mỗi trận động đất có thể được so sánh với nhau. Ngoài ra, việc scale mỗi bản ghi động đất được cho là để đưa ra đại diện sự kích thích của trận động đất thiết kế cho phép so sánh giữa các phản ứng tính toán và phản ứng mong đợi của tiêu chuẩn. Toà nhà được xây dựng trên đất loại C, vùng với phổ thiết kế loại 1 và gia tốc nền $a_g = 0,3058g$ đưa ra trong tiêu chuẩn EC8 được đề cập ở mục 3.2 sẽ được chọn làm phổ phản ứng mục tiêu để scale 7 bản ghi gia tốc nền, và scale các gia tốc nền theo phương pháp miền thời gian. Kết quả hệ số scale của các bản ghi được nêu trong Bảng 3.14. Tất cả các phổ gia tốc của 07 trận động đất theo tần số thu được, biểu diễn trên cùng một đồ thị với phổ thiết kế EC8, với hệ số ứng xử $q=1$ (xem Hình 3.13).



Hình 3.13. Phổ gia tốc (độ cản 5%) của 07 trận động đất đã được scale và phổ phản ứng theo EC8

Bảng 3.14. Gia tốc nền của 07 trận động đất đã được Scale theo Phổ thiết kế

Phổ thiết kế loại 1, nền đất loại C (Tiêu chuẩn EC8)					
T T	Record ID	Earthquake – Date	Station	Record	Scale Factor (α)
1	P1048	Northridge- 17/01/1997	90003 Northridge- 17645 Saticoy St	STC180	0,63
2	P0006	Imperial Valley- 19/5/1940	117 El Centro Array #9	I-ELC180	1,17
3	P0933	Northridge- 17/01/1997	90058 Sunland- Mt Gleason Ave	GLE170	2,67
4	P0941	Northridge- 17/01/1997	90020 LA-W 15 th St	W15180	2,81
5	P0347	Coalinga- 02/5/1983	36445 Parkfield – Fault Zone 15	H-Z15090	2,93
6	P0006	Imperial Valley- 19/5/1940	117 El Centro Array #9	I-ELC270	1,6
7	P0963	Northridge- 17/01/1997	24278 Castaic – Old Ridge Route	W15180	0,68

3.5.3. Kết quả phân tích phi tuyến theo lịch sử thời gian

Phân tích phi tuyến theo lịch sử thời gian được thực hiện cho hệ kết cấu khung X2 trong 30 giây đối với 02 trận động đất 1.STC180 (9003 Northridge-17645 Saticoy St); 3.GLE170 (90058 Sunland-Mt Gleason Ave) và 40 giây của 05 chuyển động nền đất còn lại, xét và không xét tác động PTHH.

a. Chuyển vị ngang thiết kế

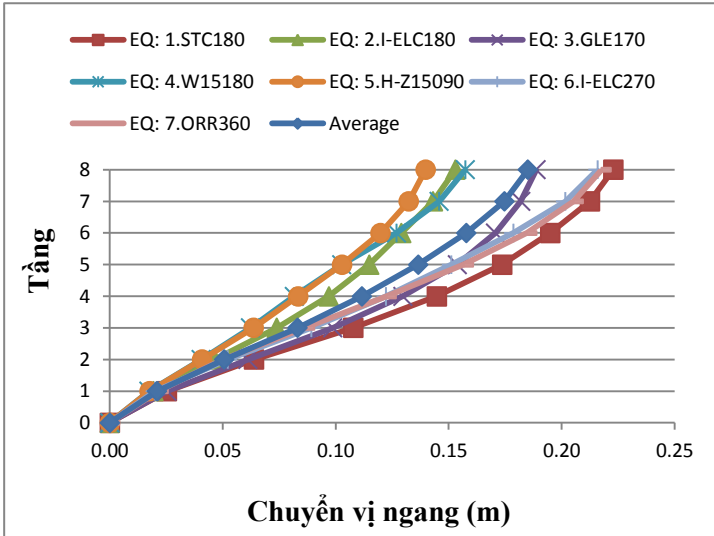
Kết quả giá trị trung bình của chuyển vị ngang tại các tầng, chuyển vị ngang tương đối giữa các tầng lớn nhất thu được từ phân tích theo lịch sử thời gian của khung thép (xét và không xét tác động PTHH), đối với 7 trường hợp gia tốc nền đã được lựa chọn. Lưu ý rằng, giá trị chuyển vị ngang tương đối giữa các tầng lớn nhất được tính toán từ mỗi bản ghi gia tốc nền đất và có thể xác định tại tầng bất kỳ của khung ngang.

Bảng 3.19 thể hiện giá trị trung bình của chuyển vị ngang tương đối giữa các tầng lớn nhất trong phân tích lịch sử thời gian của các trận động đất với tỷ lệ cản nhớt 5% (xét và không xét tác động PTHH). Giá trị trung bình của chuyển vị ngang tương đối giữa các tầng với khung có xét tác động PTHH thay đổi không đáng kể so với không xét tác động PTHH, thay đổi lớn nhất tập trung tại tầng 6-5 và 3-2 là 3,3%.

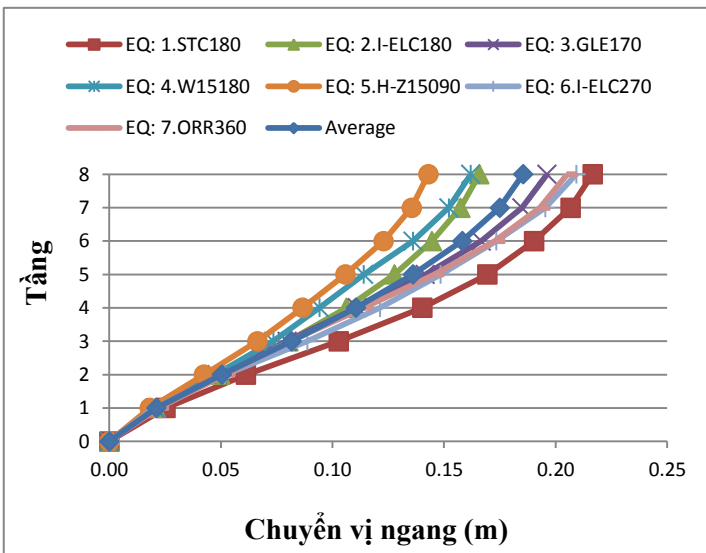
Qua các biểu đồ chuyển vị ngang, chuyển vị ngang tương đối (xem Hình 3.14 đến Hình 3.19), ta có thể thấy chuyển vị ngang tại đỉnh và chuyển vị ngang tương đối do trận động đất EQ: 1.STC180 gây ra là lớn nhất trong các trận động đất và là bé nhất gây bởi trận 5.H-Z15090 gây ra.

Chuyển vị đỉnh lớn nhất gây bởi trận EQ: 1.STC180 là 0,217m (xét tác động PTHH) vượt chuyển vị đỉnh giới hạn quy định tại EC3 ($H/500=28,8/500=0,0576m$), tuy nhiên hệ kết cấu vẫn không bị phá hoại.

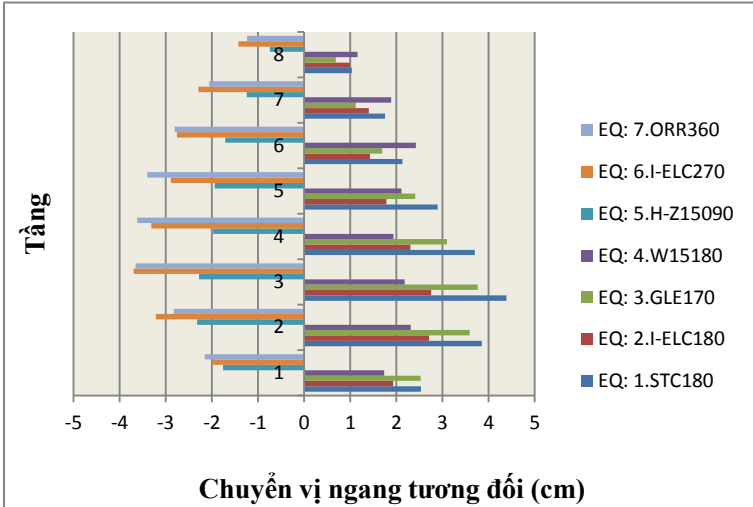
Các biểu đồ chuyển vị ngang tại đỉnh khung theo thời gian gây ra bởi 07 trận động đất với khung xét và không xét tác động PTHH được trình bày tại mục C.2, Phụ lục C.



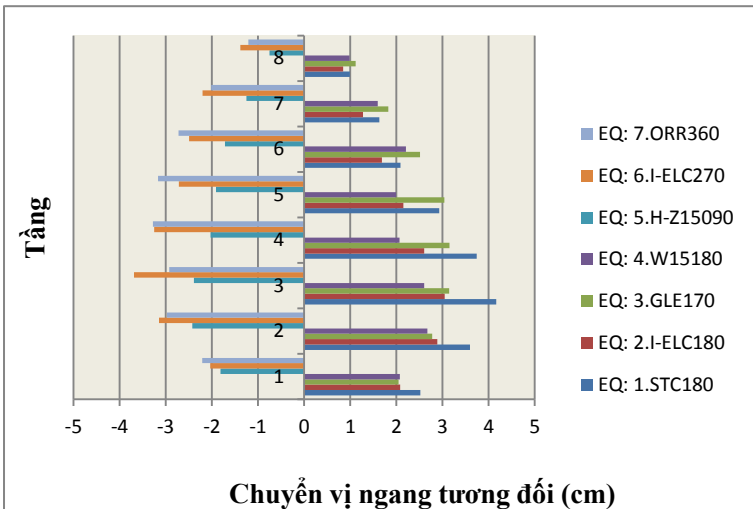
Hình 3.14. Chuyển vị ngang tối đa tại các tầng trong phân tích lịch sử thời gian (không xét tác động PTHH)



Hình 3.15. Chuyển vị ngang tối đa tại các tầng trong phân tích lịch sử thời gian (có xét tác động PTHH)



Hình 3.16. Chuyển vị ngang tương đối giữa các tầng trong phân tích lịch sử thời gian (không xét tác động PTHH)



Hình 3.17. Chuyển vị ngang tương đối giữa các tầng trong phân tích lịch sử thời gian (có xét tác động PTHH)

b. Lực cắt tầng

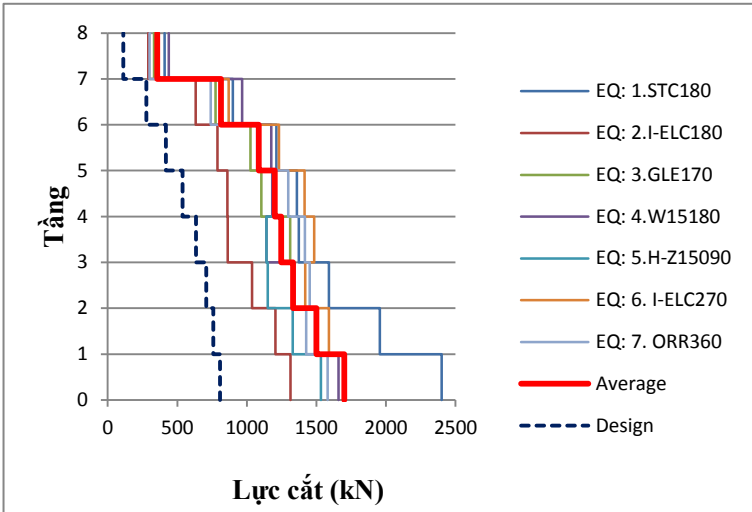
Kết quả giá trị lực cắt tầng trung bình thu được trong phân tích phi tuyến theo lịch sử thời gian của khung thép (xét và không xét tác động PTHH) đối với 07 trường hợp gia tốc nền đã được lựa chọn. Giá trị lực cắt tầng thu được từ lực cắt trong các cột của tầng đang xét. Khi xét tác động PTHH, giá trị lực cắt đáy tương ứng mỗi gia tốc nền có xu hướng giảm so với không xét tác động PTHH (ngoại trừ do trận động đất 7.ORR360 gây ra).

Giá trị lực cắt đáy trung bình thu được từ phân tích lịch sử thời gian lớn hơn khoảng $2,0 \div 2,06$ lần so với lực cắt đáy thu được bằng phân tích tĩnh lực ngang tương đương và xấp xỉ lực cắt đáy tại cơ cấu phá hoại của phương pháp tĩnh phi tuyến. Giá trị lực cắt đáy trung bình khi xét tác động PTHH nhỏ hơn khoảng 2,8% so với không xét tác động PTHH.

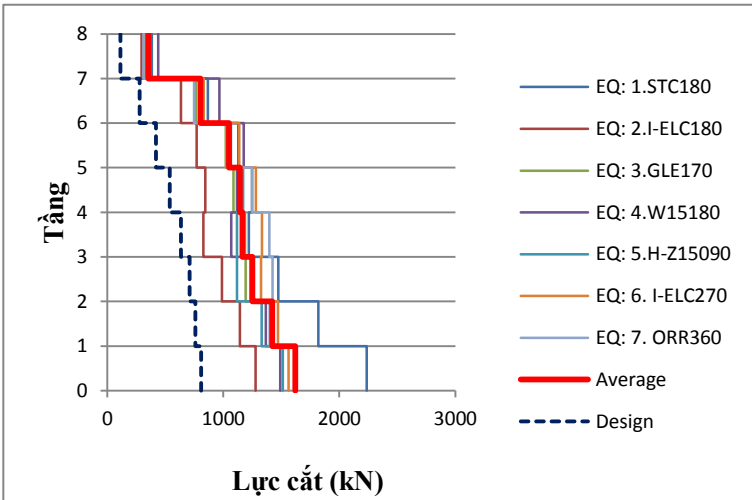
Hình 3.18 và Hình 3.19, biểu diễn giá trị lực cắt tầng lớn nhất của mỗi gia tốc nền tương ứng từ phân tích phi tuyến theo lịch sử thời gian và lực cắt tầng thu được từ phân tích tĩnh lực ngang tương đương.

c. Hình thành khớp dẻo

Kết quả phân tích khớp dẻo hình thành trong hệ kết cấu có thể được theo dõi trực quan về số lượng khớp dẻo, vị trí hình thành và góc xoay tại khớp dẻo. Lựa chọn thể hiện kết quả khớp dẻo đối với trận động đất EQ: 1.STC180, là trận nguy hiểm nhất trong 07 trận động đất để làm rõ vấn đề. Hệ kết cấu khung thép vẫn không bị phá hoại, tất cả các khớp dẻo xuất hiện tại các vị trí mà người thiết kế đã dự kiến (hai đầu dầm và chân cột tầng 1), các khớp dẻo đều chưa đạt đến trạng thái CP (Collapse Prevention)



Hình 3.18. Lực cắt tầng tối đa trong phân tích lịch sử thời gian (không xét tác động PTHH)



Hình 3.19. Lực cắt tầng tối đa trong phân tích lịch sử thời gian (xét tác động PTHH)

3.6. Kết luận chương 3

Qua các kết quả phân tích và thiết kế trên một số kết luận được đưa ra như sau:

1. Đánh giá chính xác của chuyển vị ngang tương đối giữa các tầng của công trình là rất quan trọng cho mục đích đánh giá thiệt hại do tác động động đất lên công trình. Chuyển vị ngang tầng và chuyển vị ngang tương đối giữa các tầng được xác định bởi phương pháp phi tuyến theo lịch sử thời gian là nghiêm chính xác, dùng làm cơ sở để so sánh sai lệch của các phương pháp nghiên cứu khác.
2. Chuyển vị ngang tương đối dựa vào phương pháp tĩnh lực tương đương có điều chỉnh hệ số q lớn hơn 2,15 lần so giá trị trung bình xác định bởi phân tích theo lịch sử thời gian. Điều này cho thấy rằng, phương pháp tĩnh lực tương đương theo EC8 cung cấp thiết kế tương đối an toàn về chuyển vị ngang tương đối.
3. Giá trị lực cắt đáy trung bình xác định bởi phân tích theo lịch sử thời gian lớn hơn so với phương pháp tĩnh lực tương đương bởi hệ số 2,1. Điều này cho thấy rằng, phương pháp tĩnh lực tương đương cung cấp thiết kế là không an toàn về lực cắt đáy.
4. Chuyển vị ngang thiết kế và lực cắt tầng đều phụ thuộc đáng kể vào việc lựa chọn và scale của các kích thích địa chấn. Sự ảnh hưởng của các trận động đất khác nhau đến sai lệch là rất rõ (xem Hình 3.14 đến Hình 3.19).
5. Tác động PTHH có một ảnh hưởng nhỏ nhưng đáng kể trên phản ứng của hệ. Đặc biệt, lực cắt đáy trung bình trong 7 gia tốc nền xét đến tác động PTHH thấp hơn so với không xét tác động PTHH khoảng 2,8%. Phân tích sự làm việc kể đến tác động PTHH đưa ra sự phân bố nội lực và chuyển vị sát với thực tế hơn.

KẾT LUẬN VÀ KIẾN NGHỊ

Kết luận

Trong chương 3, tác giả đã trình bày các kết quả của các phương pháp tĩnh lực ngang tương đương, phương pháp tĩnh phi tuyến đẩy dần và phân tích phi tuyến theo lịch sử thời gian với quan niệm thiết kế theo khả năng được đưa ra trong tiêu chuẩn EC8. Dựa vào phân tích các kết quả về chuyển vị đỉnh, chuyển vị ngang tương đối, lực cắt đáy và hình thành khớp dẻo, tác giả đã đánh giá được độ chính xác của các phương pháp. Với sự hỗ trợ của phần mềm SAP2000, Excel tác giả đã thu được một số kết luận sau:

1. Phương pháp tĩnh lực ngang tương đương hay phương pháp tĩnh phi tuyến đề xuất đưa ra một quy trình tính toán đơn giản hơn so với phương pháp phân tích theo lịch sử thời gian, do tiết kiệm được chi phí lập trình tính toán, mô phỏng, rút ngắn thời gian phân tích và làm đơn giản hoá quá trình tính toán thiết kế.
2. Phân tích tĩnh phi tuyến đẩy dần (pushover) là giải pháp thay thế cho các vấn đề phức tạp để ước tính khả năng và biến dạng cho các loại kết cấu. Phương pháp pushover trong tiêu chuẩn có nhiều thiếu sót như bỏ qua sự đóng góp của dao động bậc cao hơn và sự suy giảm độ cứng.
3. Phân tích theo lịch sử thời gian cho thấy rằng phân tích kết hợp các chuyển động nền đất trong thời gian thực của trận động đất và cho bức tranh thực của biến dạng cũng như cơ chế sụp đổ có thể có của công trình, giúp cho người thiết kế có cái nhìn tổng thể hơn về đáp ứng và dạng phá hoại của kết cấu một cách trực quan, giúp đỡ án thiết kế tin cậy hơn.

4. Thiết kế động đất theo khả năng dựa trên cách tiếp cận hiện đại để thiết kế kết cấu, sẽ đảm bảo cho kết cấu có phản ứng phi đàn hồi mong muốn và theo đúng dự kiến của người thiết kế. Việc tính toán khung thép có xét đến sự hình thành khớp dẻo phản ánh chính xác hơn sự làm việc của kết cấu so với phương pháp đàn hồi.
5. Việc phân tích chuyển vị, lực cắt tầng của khung thép kể đến tác động PTHH thì chính xác hơn so với cách tính thông thường chỉ xét đến ảnh hưởng của mômen bỏ qua ảnh hưởng của lực dọc và tác động PTHH.

Kiến nghị

Dựa trên kết quả thu từ các phương pháp phân tích động đất, tác giả kiến nghị hướng phát triển đề tài.

1. Mở rộng nghiên cứu cho khung thép với hệ giằng đúng tâm và giằng lệch tâm chịu động đất nhằm đánh giá đầy đủ hơn đối với các phương pháp SPA, phân tích phi tuyến theo lịch sử thời gian để phù hợp với thực tiễn thiết kế kết cấu thép hiện nay.
2. Mở rộng nghiên cứu cho khung thép với liên kết dầm cột là bán cứng chịu tải trọng động đất phân tích theo lịch sử thời gian.
3. Mở rộng nghiên cứu mô hình 03 chiều đối với các phương pháp để có những đánh giá trung thực hơn.