

**BỘ GIÁO DỤC VÀ ĐÀO TẠO**

**BỘ XÂY DỰNG**

**VIỆN KHOA HỌC CÔNG NGHỆ XÂY DỰNG**

-----\*

**NGUYỄN HỒNG HẢI**

**NGHIÊN CỨU SỰ LÀM VIỆC CỦA NHÀ CAO TẦNG BÊ  
TÔNG CỐT THÉP CÓ TẦNG CỨNG CHỊU TÁC ĐỘNG CỦA  
ĐỘNG ĐẤT Ở VIỆT NAM**

**LUẬN ÁN TIẾN SĨ KỸ THUẬT**

**HÀ NỘI – 2015**

**BỘ GIÁO DỤC VÀ ĐÀO TẠO**

**BỘ XÂY DỰNG**

**VIỆN KHOA HỌC CÔNG NGHỆ XÂY DỰNG**

-----\*

**NGUYỄN HỒNG HẢI**

**NGHIÊN CỨU SỰ LÀM VIỆC CỦA NHÀ CAO TẦNG BÊ  
TÔNG CỐT THÉP CÓ TẦNG CỨNG CHỊU TÁC ĐỘNG CỦA  
ĐỘNG ĐẤT Ở VIỆT NAM**

**LUẬN ÁN TIẾN SĨ**

**CHUYÊN NGÀNH: KỸ THUẬT XÂY DỰNG CÔNG TRÌNH  
DÂN DỤNG VÀ CÔNG NGHIỆP**

**MÃ SỐ: 62.58.20.08**

**NGƯỜI HƯỚNG DẪN KHOA HỌC**

- 1. PGS. TS. NGUYỄN XUÂN CHÍNH**
- 2. TS. NGÔ TUẤN**

**HÀ NỘI – 2015**

# MỤC LỤC

MỤC LỤC .....	I
LỜI CAM ĐOAN .....	IV
LỜI CẢM ƠN.....	V
DANH MỤC HÌNH VẼ.....	VI
DANH MỤC BẢNG BIỂU .....	IX
DANH MỤC CÁC KÝ HIỆU VIẾT TẮT.....	X
<b>1 CHƯƠNG 1 – TỔNG QUAN .....</b>	<b>1</b>
1.1 ĐẶT VẤN ĐỀ.....	1
1.2 KẾT CẤU NHÀ CAO TẦNG VÀ XU HƯỚNG PHÁT TRIỂN .....	2
1.3 PHƯƠNG PHÁP THIẾT KẾ KẾT CẤU CHỊU TẢI TRỌNG ĐỘNG ĐẤT.....	7
1.3.1 Phương pháp thiết kế theo các tiêu chuẩn hiện hành .....	7
1.3.2 Phương pháp thiết kế dựa theo tính năng .....	9
1.4 NGHIÊN CỨU LÝ THUYẾT VÀ THỰC NGHIỆM KẾT CẤU NHÀ CAO TẦNG CÓ TẦNG CỨNG .....	11
1.4.1 Nghiên cứu lý thuyết .....	11
1.4.2 Nghiên cứu thông qua thí nghiệm .....	13
1.4.3 Nghiên cứu trong nước .....	14
1.5 GIỚI THIỆU VỀ LUẬN ÁN .....	17
1.5.1 Nhiệm vụ đặt ra đối với luận án.....	17
1.5.2 Đối tượng, phạm vi và phương pháp nghiên cứu.....	18
1.5.3 Nội dung nghiên cứu của luận án .....	18
1.5.4 Cấu trúc của luận án.....	18
<b>2 CHƯƠNG 2 – PHƯƠNG PHÁP THIẾT KẾ KHÁNG CHẤN DỰA THEO TÍNH NĂNG CHO NHÀ CAO TẦNG .....</b>	<b>19</b>
2.1 MỞ ĐẦU .....	19
2.2 XÁC ĐỊNH MỤC TIÊU TÍNH NĂNG CỦA CÔNG TRÌNH .....	19
2.2.1 Mức nguy cơ động đất .....	19
2.2.2 Mức tính năng công trình.....	20
2.2.3 Mục tiêu tính năng .....	22
2.3 PHÂN TÍCH KẾT CẤU BẰNG PHƯƠNG PHÁP PHI TUYẾN.....	22
2.3.1 Phương pháp phân tích tĩnh phi tuyến .....	23
2.3.2 Phương pháp phân tích động phi tuyến .....	30
2.4 MÔ HÌNH HÓA KẾT CẤU TRONG PHÂN TÍCH PHI TUYẾN .....	32
2.4.1 Giới thiệu phần mềm Ruaumoko .....	32
2.4.2 Quan hệ lực – biến dạng khi chịu tải trọng động đất.....	33
2.4.3 Mô hình hóa phần tử thanh trong phân tích phi tuyến.....	35
2.5 ĐẦU VÀO CỦA ĐỘNG ĐẤT TRONG PHÂN TÍCH PHI TUYẾN .....	37
2.6 QUY TRÌNH THIẾT KẾ THEO PBSĐ.....	38

2.6.1	Các bước chính trong quy trình thiết kế .....	39
2.6.2	Đánh giá mục tiêu tính năng ở mức sử dụng .....	40
2.6.3	Đánh giá mục tiêu tính năng ở mức ngăn ngừa sụp đổ .....	41
2.6.4	Tiêu chí chấp thuận đối với cấu kiện bê tông cốt thép .....	42
2.7	TÓM TẮT CHƯƠNG 2 .....	46
<b>3</b>	<b>CHƯƠNG 3 – SỰ LÀM VIỆC CỦA NHÀ CAO TẦNG BÊ TÔNG CỐT THÉP CÓ TẦNG CỨNG CHỊU TẢI TRỌNG ĐỘNG ĐẤT Ở VIỆT NAM .....</b>	<b>47</b>
3.1	MỞ ĐẦU .....	47
3.2	MÔ HÌNH KẾT CẤU KHẢO SÁT .....	48
3.3	LỰA CHỌN SỐNG ĐỘNG ĐẤT PHÙ HỢP VỚI ĐIỀU KIỆN VIỆT NAM TRONG PHÂN TÍCH PHI TUYẾN .....	51
3.3.1	So sánh phổ phản ứng giữa TCVN 9386, ASCE 7 và GB 50011 .....	51
3.3.2	Các nghiên cứu liên quan khác .....	55
3.3.3	Ảnh hưởng của việc lựa chọn phổ chuyển vị trong phân tích tĩnh phi tuyến .....	57
3.3.4	Ảnh hưởng của việc lựa chọn phổ gia tốc trong phân tích động phi tuyến .....	58
3.3.5	Tình hình động đất và đất nền của Việt Nam .....	61
3.4	ẢNH HƯỞNG CỦA TẦNG CỨNG ĐẾN ỨNG XỬ CỦA CÔNG TRÌNH .....	68
3.4.1	Xây dựng chương trình tính toán chuyển vị mục tiêu và hệ số ứng xử từ kết quả phân tích tĩnh phi tuyến 68	
3.4.2	Ảnh hưởng của vị trí tầng cứng .....	71
3.4.3	Ảnh hưởng của độ cứng tầng cứng .....	73
3.4.4	Ảnh hưởng của hàm lượng cốt thép .....	76
3.4.5	Hệ số ứng xử của công trình .....	77
3.5	ĐÁNH GIÁ TÍNH NĂNG KHÁNG CHẤN THEO PBSĐ .....	78
3.5.1	Lựa chọn sóng động đất đầu vào .....	79
3.5.2	Đánh giá kết quả phân tích .....	81
3.6	KẾT QUẢ ĐẠT ĐƯỢC CỦA CHƯƠNG 3 .....	91
<b>4</b>	<b>CHƯƠNG 4 – THÍ NGHIỆM MÔ HÌNH NÚT CỘT – DÀM CỨNG .....</b>	<b>93</b>
4.1	NHIỆM VỤ, MỤC ĐÍCH VÀ ĐỐI TƯỢNG KHẢO SÁT THÍ NGHIỆM .....	93
4.1.1	Nhiệm vụ của thí nghiệm trong luận án .....	93
4.1.2	Mục đích của thí nghiệm .....	93
4.1.3	Đối tượng và phương pháp thí nghiệm .....	94
4.2	PHÂN TÍCH VÀ XÂY DỰNG MÔ HÌNH KHẢO SÁT THỰC NGHIỆM .....	94
4.2.1	Kết cấu thực (nguyên mẫu) .....	94
4.2.2	Trạng thái làm việc của liên kết cột-dầm cứng và tỉ lệ mô hình .....	95
4.2.3	Mô hình khảo sát thực nghiệm .....	97
4.2.4	Xây dựng mẫu thí nghiệm .....	100
4.2.5	Tải trọng đối với mẫu thí nghiệm .....	106
4.2.6	Hệ thống gia tải .....	106
4.2.7	Thiết bị đo lường và hệ thống thu nhận số liệu .....	107
4.2.8	Quy trình gia tải .....	108
4.3	KẾT QUẢ THÍ NGHIỆM .....	109
4.3.1	Sự phát triển của vết nứt .....	109

4.3.2	<i>Ứng xử của liên kết cột-dầm cứng</i> .....	113
4.3.3	<i>Ứng xử trễ, sự suy giảm cường độ và độ cứng</i> .....	117
4.3.4	<i>Độ dẻo</i> .....	118
4.3.5	<i>Đánh giá kết cấu dựa trên tính năng</i> .....	119
4.3.6	<i>Đánh giá mục tiêu tính năng dựa vào kết quả thí nghiệm</i> .....	121
4.4	<b>NHẬN XÉT</b> .....	121
	<b>KẾT LUẬN VÀ KIẾN NGHỊ</b> .....	123
	<b>DANH MỤC CÁC CÔNG TRÌNH KHOA HỌC ĐÃ CÔNG BỐ</b> .....	125
	<b>TÀI LIỆU THAM KHẢO</b> .....	126

## LỜI CAM ĐOAN

Tên tôi là: Nguyễn Hồng Hải

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

Kết quả nêu trong luận án là trung thực và chưa từng được ai công bố trong bất kỳ công trình nào. Các nguồn thông tin và số liệu sử dụng trong luận án được chỉ rõ nguồn gốc.

*Hà Nội, ngày ... tháng ... năm 2015*

**Nghiên cứu sinh**

**Nguyễn Hồng Hải**

## LỜI CẢM ƠN

Nghiên cứu sinh xin được trân trọng cảm ơn các nhà khoa học trong và ngoài Viện đã động viên, khuyến khích, trao đổi kiến thức chuyên môn và cung cấp thông tin khoa học trong suốt thời gian nghiên cứu sinh thực hiện luận án.

Xin trân trọng cảm ơn ban lãnh đạo, hội đồng Khoa học Viện, Viện Chuyên Ngành Kết cấu, Viện Thông tin Đào tạo và Tiêu chuẩn hoá đã tạo mọi điều kiện và giúp đỡ nghiên cứu sinh để luận án được hoàn thành và bảo vệ đúng quy trình.

Đặc biệt, nghiên cứu sinh xin được bày tỏ lòng biết ơn chân thành và sâu sắc tới tập thể hướng dẫn PGS.TS Nguyễn Xuân Chính, TS. Ngô Tuấn đã tận tình hướng dẫn, giúp đỡ và chỉ dẫn khoa học có giá trị giúp nghiên cứu sinh hoàn thành luận án này cũng như nâng cao năng lực nghiên cứu khoa học.

Cuối cùng, xin bày tỏ lòng cảm ơn đối với những người thân trong gia đình, bạn bè, đồng nghiệp đã động viên, chia sẻ những khó khăn với nghiên cứu sinh trong suốt thời gian thực hiện luận án.

*Hà Nội, ngày ... tháng ... năm 2015*

**Nghiên cứu sinh**

**Nguyễn Hồng Hải**

## DANH MỤC HÌNH VẼ

Hình 1- 1: Một số hệ kết cấu nhà cao tầng.....	3
Hình 1- 2: Mô hình chịu lực của kết cấu khung-vách.....	4
Hình 1- 3: Mô hình chịu lực của kết cấu có tầng cứng.....	5
Hình 1- 4: Mô hình giàn cứng dạng chữ K.....	14
Hình 2- 1: Quan hệ lực-biến dạng của công trình và hệ một bậc tự do tương đương.....	24
Hình 2- 2: Sơ đồ tuyến tính hóa theo phương pháp phổ khả năng.....	26
Hình 2- 3: Sơ đồ tuyến tính hóa theo phương pháp hệ số chuyển vị.....	27
Hình 2- 4: Sơ đồ tuyến tính hóa theo phương pháp N2.....	28
Hình 2- 5: Xác định chuyển vị mục tiêu cho hệ một bậc tự do tương đương.....	29
Hình 2- 6: Quan hệ lực biến dạng trong phân tích phi tuyến.....	31
Hình 2- 7: Quan hệ lực – biến dạng đối với các cấu kiện bê tông cốt thép.....	34
Hình 2- 8: Quan hệ đàn dẻo lý tưởng và quan hệ tuyến tính hai đoạn thẳng.....	34
Hình 2- 9: Quan hệ suy giảm độ cứng của Takeda.....	35
Hình 2- 10: Các cách mô hình hóa phần tử thanh trong phân tích phi tuyến.....	35
Hình 2- 11: Mô hình phần tử thanh trong Ruaumoko.....	36
Hình 2- 12: Quy trình thiết kế theo PBSĐ.....	40
Hình 3- 1: Mô hình kết cấu khảo sát.....	50
Hình 3- 2: Dạng của phổ gia tốc.....	52
Hình 3- 3: Phổ chuyển vị.....	52
Hình 3- 4: Phổ gia tốc theo ASCE 7.....	52
Hình 3- 5: Phổ gia tốc theo GB 50011.....	53
Hình 3- 6: So sánh phổ gia tốc giữa ba tiêu chuẩn.....	54
Hình 3- 7: So sánh phổ chuyển vị giữa ba tiêu chuẩn.....	54
Hình 3- 8: Tương quan phổ chuyển vị theo một số tiêu chuẩn, ứng với phổ ASCE 7, đất nền loại E, PGA 0.2g.....	55
Hình 3- 9: Biểu đồ quan hệ giữa chu kỳ góc của phổ chuyển vị với cường độ chấn động.....	56
Hình 3- 10: Đường cong khả năng của công trình.....	57
Hình 3- 11: Đường cong khả năng của hệ một bậc tự do tương đương.....	58
Hình 3- 12: Phổ gia tốc điều chỉnh theo ASCE.....	59
Hình 3- 13: Phổ chuyển vị điều chỉnh theo ASCE.....	59
Hình 3- 14: Phổ gia tốc điều chỉnh theo TCVN 9386.....	59
Hình 3- 15: Phổ chuyển vị điều chỉnh theo TCVN 9386.....	60
Hình 3- 16: Độ lớn của sóng cắt được khuếch đại khi truyền từ đá vào đất nền.....	62
Hình 3- 17: Sơ đồ phổ chuyển vị trên đá và đất nền.....	63
Hình 3- 18: Phổ gia tốc đàn hồi đối với động đất 6.5 độ Richter trên nền đá.....	65
Hình 3- 19: Phổ gia tốc đàn hồi đối với động đất 7 độ Richter trên nền đá.....	65
Hình 3- 20: Phổ gia tốc thu được từ Shake91 ứng với M =6.5, R = 40 km.....	66



Hình 3- 21: Phổ gia tốc thu được từ Shake91 ứng với $M = 7, R = 80$ km.....	66
Hình 3- 22: Phổ gia tốc thu được từ EC8 và Shake ứng với $M = 6.5, R = 40$ km.....	67
Hình 3- 23: Phổ gia tốc thu được từ EC8 và Shake ứng với $M = 7, R = 80$ km.....	67
Hình 3- 24: Phổ gia tốc trung bình thu được từ EC8 và Shake.....	67
Hình 3- 25: Nguyên lý xác định chuyển vị mục tiêu theo phương pháp N2.....	68
Hình 3- 26: Sơ đồ khối của thuật toán xác định chuyển vị mục tiêu.....	69
Hình 3- 27: Nguyên lý xác định hệ số ứng xử theo phương pháp N2.....	70
Hình 3- 28: Chuyển vị tầng tương ứng với vị trí tầng cứng.....	72
Hình 3- 29: Chuyển vị lệch tầng tương ứng với vị trí tầng cứng.....	72
Hình 3- 30: Khái niệm cột khỏe – dầm yếu.....	74
Hình 3- 31: Khớp dẻo hình thành ở dầm cứng.....	75
Hình 3- 32: Khớp dẻo hình thành ở cột.....	75
Hình 3- 33: Đường cong khả năng tương ứng với sự thay đổi của dầm cứng.....	76
Hình 3- 34: Đường cong khả năng tương ứng với sự thay đổi của hàm lượng cốt thép.....	77
Hình 3- 35: Quan hệ giữa độ cứng của tầng cứng và hệ số ứng xử.....	78
Hình 3- 36: So sánh phổ của các giản đồ với phổ chuẩn.....	79
Hình 3- 37: Sơ đồ phân tử dầm trong RUAUMOKO.....	81
Hình 3- 38: Lực dọc tại cột lân cận tầng cứng.....	82
Hình 3- 39: Lực cắt tại cột lân cận tầng cứng.....	83
Hình 3- 40: Mô men tại cột lân cận tầng cứng.....	84
Hình 3- 41: Nội lực của tầng cứng.....	86
Hình 3- 42: Nội lực trong lõi (sóng GM1).....	87
Hình 3- 43: Biểu đồ phân bố năng lượng khi phân tích phi tuyến.....	88
Hình 3- 44: Chuyển vị đỉnh của công trình theo thời gian.....	89
Hình 3- 45: So sánh kết quả phân tích phi tuyến và phân tích tuyến tính của chuyển vị đỉnh dưới tác động của sóng GM3.....	89
Hình 3- 46: Chuyển vị ngang lớn nhất.....	90
Hình 3- 47: Chuyển vị lệch tầng tương ứng.....	90
Hình 4- 1: Cấu tạo kết cấu nguyên mẫu khung phẳng có tầng cứng.....	96
Hình 4- 2: Biến thiên Mô men và Lực dọc trong cột biên khi chịu động đất.....	96
Hình 4- 3: Đường quan hệ Lực dọc-Mô men của nguyên mẫu cột.....	97
Hình 4- 4: Hình dạng biểu đồ mô men cột biên tại khu vực gần tầng cứng.....	100
Hình 4- 5: Phạm vi ảnh hưởng lớn đối với ứng suất (a) dọc và (b) đứng dầm cứng.....	101
Hình 4- 6: Kích thước mẫu sau khi phân tích điều kiện biên.....	101
Hình 4- 7: Đường quan hệ Lực dọc-Mô men của mẫu thí nghiệm cột.....	102
Hình 4- 8: Đường bao tương tác M-V khả năng chịu lực của mẫu thí nghiệm.....	103
Hình 4- 9: Đường cong quan hệ lực đẩy đầu cột và chuyển vị đỉnh mẫu thí nghiệm.....	103
Hình 4- 10: Kích thước mẫu thí nghiệm.....	104
Hình 4- 11: Đường cong ứng suất-biến dạng của bê tông (trung bình hóa).....	105

Hình 4- 12: Đường cong ứng suất-biến dạng của cốt thép.....	106
Hình 4- 13: Sơ đồ hệ thống gia tải .....	107
Hình 4- 14: Quy trình gia tải kiểm soát bằng lực.....	108
Hình 4- 15: Quy trình gia tải kiểm soát bằng chuyển vị .....	109
Hình 4- 16: Dạng sơ đồ nứt – Mẫu C2.....	114
Hình 4- 17: Hình ảnh thí nghiệm mẫu C1 .....	115
Hình 4- 18: Hình ảnh thí nghiệm mẫu C2.....	116
Hình 4- 19: Đường cong ứng xử trễ mẫu thí nghiệm C1 .....	118
Hình 4- 20: Đường cong ứng xử trễ mẫu thí nghiệm C2 .....	118
Hình 4- 21: Biểu đồ biến thiên độ cong theo chiều cao mẫu thí nghiệm C1 .....	119
Hình 4- 22: Biểu đồ biến thiên độ cong theo chiều cao mẫu thí nghiệm C2 .....	120
Hình 4- 23: Độ cản nhót tương đương mẫu thí nghiệm C1 .....	120
Hình 4- 24: Độ cản nhót tương đương mẫu thí nghiệm C2 .....	121

## DANH MỤC BẢNG BIỂU

Bảng 1- 1: Thống kê một số công trình cao tầng ở Việt Nam .....	15
Bảng 2- 1: Các cấp nguy cơ động đất của Mỹ .....	20
Bảng 2- 2: Mục tiêu tính năng theo ASCE 41.....	22
Bảng 2- 3: Tham số mô hình hóa và tiêu chí chấp thuận áp dụng cho phương pháp phi tuyến cho dầm bê tông cốt thép .....	43
Bảng 2- 4: Tham số mô hình hóa và tiêu chí chấp thuận áp dụng cho phương pháp phi tuyến cho cột bê tông cốt thép .....	44
Bảng 2- 5: Tham số mô hình hóa và tiêu chí chấp thuận áp dụng cho phương pháp phi tuyến đối vách bê tông cốt thép .....	45
Bảng 3- 1: Chuyển vị đỉnh lớn nhất của chuyển động đất nền điều chỉnh theo EC8.....	60
Bảng 3- 2: Chuyển vị đỉnh lớn nhất của chuyển động đất nền điều chỉnh theo ASCE.....	61
Bảng 3- 3: Các chỉ tiêu cơ lý của lớp đất tại khu vực Liễu Giai .....	64
Bảng 3- 4: Các chỉ tiêu cơ lý của lớp đất tại khu vực Mỹ Trì .....	65
Bảng 3- 5: Thông số cơ bản đối với sự thay đổi kích thước tầng cứng .....	73
Bảng 3- 6: Hệ số ứng xử của công trình theo kích thước dầm cứng.....	78
Bảng 3- 7: Giảm đồ gia tốc dùng trong phân tích .....	80
Bảng 3- 8: Giá trị mô men của các cột xung quanh tầng cứng – GM1 .....	85
Bảng 4- 1: Các thông số thiết kế của mô hình nguyên mẫu.....	95
Bảng 4- 2: Lựa chọn tỉ lệ mô hình .....	97
Bảng 4- 3: Tham số vật lý .....	98
Bảng 4- 4: Đặc trưng của bê tông.....	105
Bảng 4- 5: Đặc trưng của cốt thép.....	105
Bảng 4- 6: Tổng hợp giá trị bề rộng vết nứt mẫu C1 .....	110
Bảng 4- 7: Tổng hợp giá trị bề rộng vết nứt mẫu C2 .....	112

## DANH MỤC CÁC KÝ HIỆU VIẾT TẮT

<b>Ký hiệu</b>	<b>Tiếng Anh/ Tiếng Việt</b>
CTBUH	Council on Tall Buildings and Urban Habitat Hiệp hội nhà cao tầng thế giới
FEMA	Federal Emergency Management Agency Cơ quan quản lý khẩn cấp liên bang Mỹ
PBSD	Performance based seismic design Thiết kế kháng chấn dựa theo tính năng
IO	Immediate Occupancy Performance Level Mức tiếp tục sử dụng
LS	Life Safety Performance Level Mức an toàn về sinh mạng
CP	Collapse Prevention Performance Level Mức ngăn ngừa sụp đổ
ADRS	Acceleration Displacement Response Spectrum Đây là một cách thể hiện khác của phổ phản ứng với trục tung biểu thị gia tốc và trục hoành biểu thị chuyển vị
PEER	Pacific Earthquake Engineering Research Center Trung tâm nghiên cứu kháng chấn Thái Bình Dương

## 1 CHƯƠNG 1 – TỔNG QUAN

### 1.1 Đặt vấn đề

Việc đánh giá ứng xử của kết cấu dưới tác động của các loại tải trọng trong suốt tuổi thọ thiết kế công trình, đặc biệt là tải trọng động đất, theo các tiêu chuẩn thiết kế loại *tiêu chí định trước* (prescriptive codes) bộc lộ nhiều hạn chế [1]. Theo phương pháp này, kết cấu được thiết kế dựa trên các phân tích đàn hồi và buộc phải thỏa mãn nhiều yêu cầu có tính định lượng theo các điều khoản trong tiêu chuẩn áp dụng, ví dụ như giới hạn chuyển vị đỉnh hay chiều dày tối thiểu bản bụng cấu kiện thép hình. Các tiêu chuẩn phổ biến trên thế giới hiện nay như hệ thống IBC (Mỹ) và Eurocode (Châu Âu) thuộc loại này. Khi thiết kế kháng chấn theo các tiêu chuẩn này, lựa chọn hệ số ứng xử phù hợp với công trình có kết cấu đặc biệt ngoài phạm vi tiêu chuẩn là không dễ dàng và tiềm ẩn rủi ro [1]. Vấn đề chính là do tính bất quy tắc cao của hệ kết cấu đã làm cho việc áp dụng các tiêu chuẩn này, vốn chỉ được kiến nghị áp dụng cho các công trình có kết cấu điển hình hoặc đều đặn, trở nên không phù hợp.

Vấn đề quan trọng trong thiết kế kháng chấn là ứng xử phi tuyến của kết cấu khi vật liệu làm việc ngoài miền đàn hồi ở mức động đất thiết kế hoặc lớn hơn mức thiết kế. Với các công trình có kết cấu điển hình và đều đặn, việc phân tích thường được thực hiện dựa trên mô hình đàn hồi tuyến tính. Ảnh hưởng của sự làm việc sau đàn hồi của kết cấu được xét tới thông qua một hệ số ứng xử chung. Nhưng cách tiếp cận này được xem là không phù hợp đối với các kết cấu đặc biệt, hoặc kết cấu phức tạp [1, 2, 3]. Tính bất quy tắc cao làm cho ứng xử phi tuyến của kết cấu trở nên không thể dự báo được nếu chỉ bằng các phân tích đàn hồi tuyến tính. Trong trường hợp này, các tiêu chuẩn hiện hành đều yêu cầu phải thực hiện các phương pháp phân tích chính xác hơn, ví dụ phương pháp *đẩy dần* (pushover) hay phân tích động phi tuyến theo lịch sử thời gian [1, 2, 4, 5].

Phương pháp *thiết kế kháng chấn dựa theo tính năng* (performance-based seismic design) đã được nghiên cứu khá lâu trên thế giới, đặc biệt tại Mỹ từ những năm 1930, vì khi đó đây là cách thức duy nhất cho phép những công nghệ mới đi vào thực tiễn. Cho tới những năm 1970-1980 phương pháp này trở nên rõ nét và khoảng giữa những năm 1990 thì Ủy ban quản lý thảm họa khẩn cấp liên bang Mỹ (FEMA) đã bắt đầu đưa ra các hướng dẫn đầu tiên [6, 7]. Phương pháp này sử dụng các kỹ thuật phân tích phi tuyến để đánh giá ứng xử kết cấu và đảm bảo sao cho kết cấu thỏa mãn các *mục tiêu tính năng* (performance objectives) đặt ra ứng với từng mức kháng chấn dự kiến (ví dụ ứng với các chu kỳ lặp 75, 475, 975 hay 2475 năm). Ở các nước tiên tiến như Mỹ, mục tiêu tính năng được quyết định cho dự án cụ thể bởi Chủ đầu tư, với sự tư vấn của kỹ sư. Xu hướng áp dụng phương pháp này trong thiết kế kháng chấn công trình nói chung và công trình kết cấu đặc biệt nói riêng ngày càng trở nên rõ ràng. Nhiều công trình đã

được thiết kế theo phương pháp này và được đánh giá cao trên các tạp chí quốc tế chuyên ngành. Ví dụ như Sân vận động tổ chim (Trung Quốc) do OverArup thiết kế bằng phương pháp dựa theo tính năng, trải qua nhiều lần bảo vệ trước Hội đồng chuyên gia nhà nước, cuối cùng đã được chấp nhận, với việc chứng minh bằng các phân tích phi tuyến tiên tiến rằng không cần phải tuân thủ quy định chiều dày bản thép tối thiểu trong tiêu chuẩn thiết kế kháng chấn quốc gia GB50011-2001 đã giúp tiết kiệm rất nhiều chi phí đầu tư.

Tuy vậy trong thực hành, việc thực hiện phân tích động phi tuyến hoặc kể cả đơn giản hơn là phương pháp đẩy dần còn khó khăn và không phải lúc nào cũng thực hiện được, xét theo cả khía cạnh kỹ thuật lẫn kinh tế, do yêu cầu lớn về nguồn nhân lực trình độ cao, năng lực máy tính và thời gian phân tích. Hai trở ngại lớn nhất là (1) xác định mô hình ứng xử phi tuyến của các cấu kiện thành phần và (2) lựa chọn sóng động đất đầu vào sao cho phù hợp với điều kiện địa tầng và tình hình động đất tại khu vực dự kiến xây dựng.

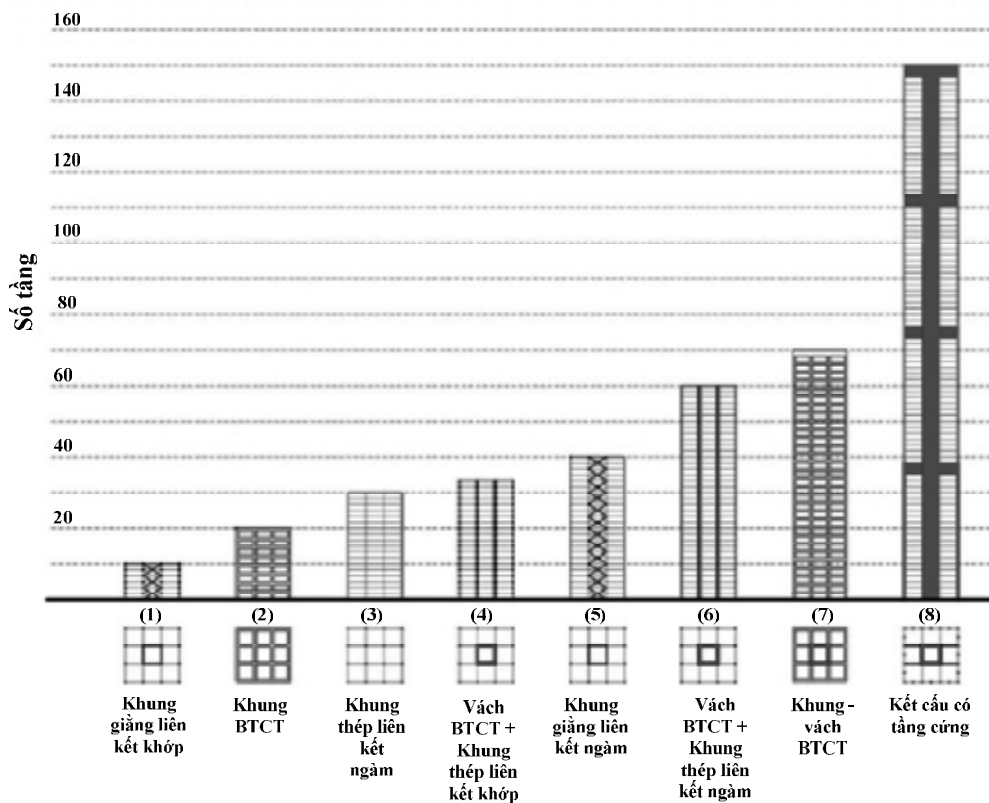
Đối với các kết cấu phức tạp (ví dụ như kết cấu nhà cao tầng có tầng cứng) hoặc kết cấu ứng dụng công nghệ mới (ví dụ thiết bị giảm chấn), ngoài việc áp dụng phương pháp phân tích phi tuyến tĩnh và/hoặc động tiên tiến, việc đánh giá ứng xử tổng thể hoặc/và cục bộ còn được thực hiện thông qua kiểm chứng bằng thí nghiệm mô hình thu tỉ lệ. Kết quả thí nghiệm không những hữu ích cho bản thân kết cấu công trình đang xét mà còn góp phần thúc đẩy lý thuyết tính toán, quy trình thiết kế và cấu tạo cho loại công trình mà nó làm đại diện.

Xem xét xu hướng và yêu cầu trong phân tích đối với kết cấu nhà cao tầng có tầng cứng chịu tải trọng động đất trình bày ở trên thấy rằng, việc nghiên cứu ứng xử thông qua phân tích phi tuyến và thực nghiệm mô hình cho dạng kết cấu này là vấn đề đặt ra cho luận văn. Trước hết, tổng quan về kết cấu nhà cao tầng, phương pháp thiết kế kháng chấn, tình hình nghiên cứu lý thuyết và thực nghiệm kết cấu nhà cao tầng có tầng cứng trên thế giới và tại Việt Nam được trình bày ngay dưới đây. Phương pháp luận nghiên cứu của luận án trình bày ở cuối chương.

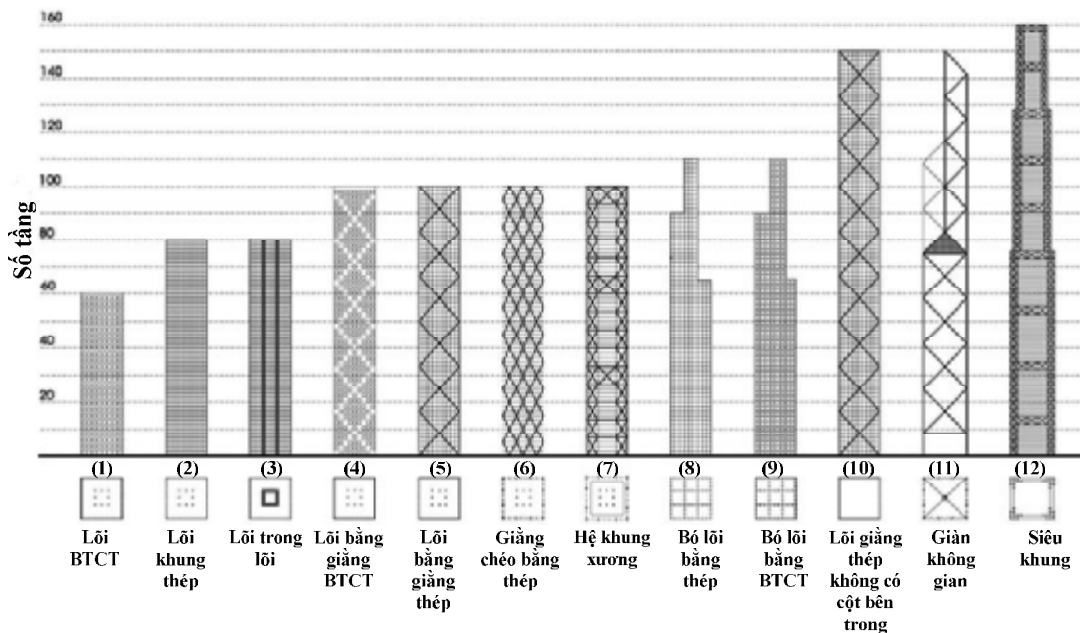
## 1.2 Kết cấu nhà cao tầng và xu hướng phát triển

Kết cấu nhà cao tầng bắt đầu thịnh hành tại Mỹ từ những năm 60-70 của thế kỷ trước, tập trung tại một số thành phố lớn như Chicago, Los Angeles và New York. Loại hình kết cấu phổ biến ban đầu là *khung* và *khung-vách*. Hệ kết cấu khung (Hình 1- 1a, 2 và 3), làm bằng thép hoặc bê tông cốt thép, có ưu điểm vượt trội so với kết cấu khối xây sử dụng cho các công trình nhiều tầng trước đó. Kết cấu đơn giản, hình thành bởi các cột và dầm liên tục với các nút chịu mô men, có đặc điểm là tương đối nhẹ giúp giảm ảnh hưởng của động đất lên công trình. Đồng thời khả năng hấp thụ năng lượng tốt cho phép kết cấu có ứng xử dẻo dưới tác động của động đất, hạn chế các phá hoại mang tính “dòn” và “phát triển” như đối với kết cấu khối xây. Mặc dù vậy, kết cấu khung cũng có hạn chế khi sử dụng cho các công trình cần không gian rộng

như văn phòng hay trung tâm thương mại, do tương đối nhiều cột. Hệ kết cấu này thích hợp cho công trình dưới 25 tầng, với công trình cao hơn hệ kết cấu khung tỏ ra không kinh tế [14].



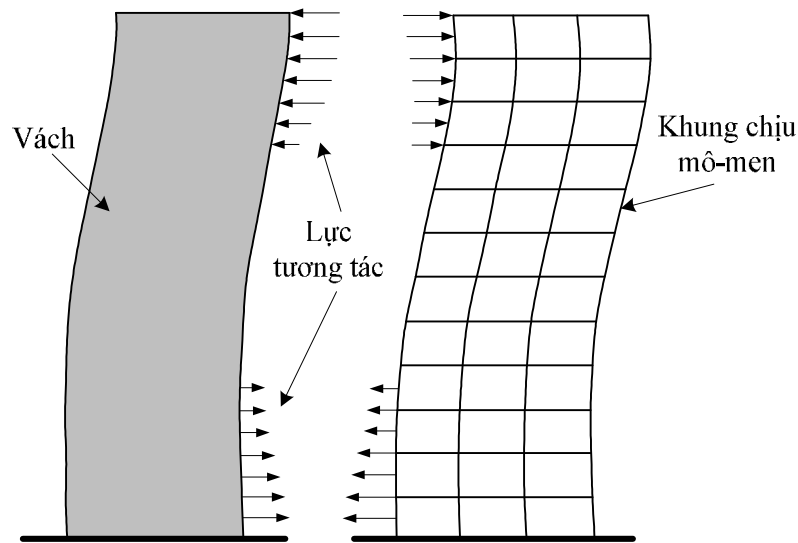
(a) Hệ kết cấu với các biến thể của lõi phía trong



(b) Hệ kết cấu với các biến thể của vỏ phía ngoài

**Hình 1- 1: Một số hệ kết cấu nhà cao tầng**

Kết cấu *khung-vách* (Hình 1- 2) là sự kết hợp giữa hai loại hình kết cấu vách và khung cùng chịu tải trọng ngang. Hệ kết cấu này có ưu điểm so với kết cấu khung bởi tương tác giữa hai hình thái biến dạng dạng cắt (của khung) và biến dạng dạng uốn (của vách) làm tăng độ cứng của hệ. Loại kết cấu này thích hợp với công trình khoảng từ 10 đến 50 tầng <sup>[15]</sup> và có thể cao hơn. Nếu sử dụng dầm mở rộng nách, hệ kết cấu này có thể áp dụng cho công trình đạt tới 70 hoặc 80 tầng. Tuy nhiên, việc lựa chọn hệ kết cấu này cho công trình cao hơn 50 tầng sẽ dẫn đến nhiều vấn đề như khoảng cách giữa các cột gần nhau, dầm có chiều cao lớn, tường có nhiều lỗ mở, dẫn đến làm việc giống khung <sup>[15]</sup>, sự làm việc tương tác khung-vách sẽ bị hạn chế.



**Hình 1- 2: Mô hình chịu lực của kết cấu khung-vách**

Kết cấu *lõi* (Hình 1- 1a, 5 và 6) thường được cấu thành bởi các vách thang máy và thang bộ. Do là kết cấu không gian, nên hệ lõi có thể chịu được tải trọng đứng, lực cắt, mô men và xoắn theo hai phương. Hình dạng của lõi phụ thuộc vào yêu cầu bố trí mặt bằng kiến trúc hoặc kỹ thuật, có thể thay đổi từ lõi đơn tới nhiều lõi. Hệ khung sàn bao quanh lõi có thể là kết cấu bê tông đổ tại chỗ, bê tông đúc sẵn hoặc sàn thép. Hạn chế lớn nhất của hệ kết cấu này là kích thước của lõi thường bị giới hạn, do đó hiệu quả chịu lực ngang và tính truyền lực của sàn sẽ không cao khi kết cấu làm việc như một công son <sup>[14]</sup>. Hệ kết cấu này phù hợp nhất với công trình cao khoảng 40 tầng <sup>[15]</sup>.

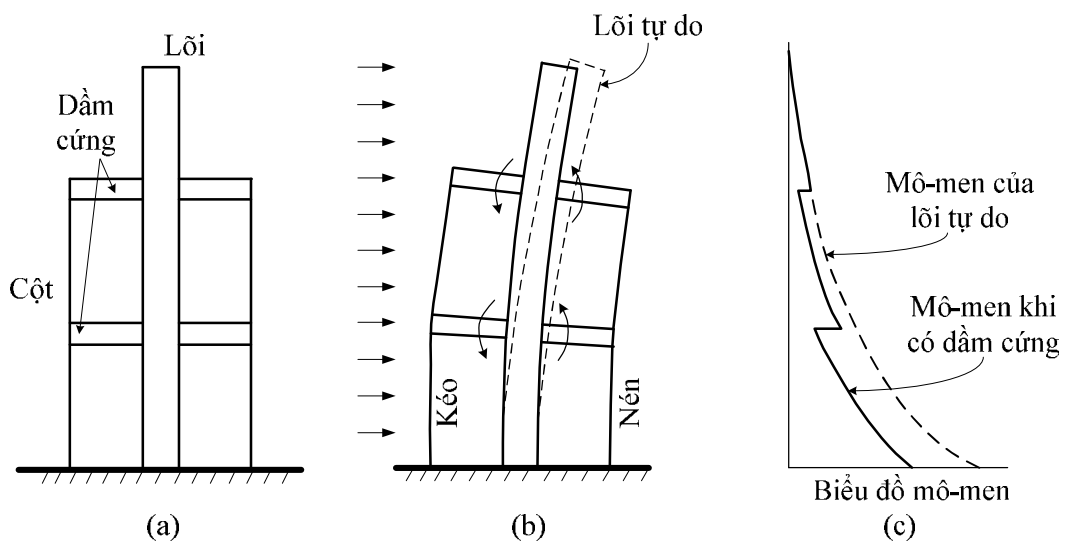
Giai đoạn những năm 1970-1980 là giai đoạn kết cấu *ống* được áp dụng nhiều. Các tòa nhà như Aon Center (Chicago) 83 tầng cao 346m, Willis Tower (Chicago) 108 tầng cao 442m và World Trade Center (New York) 110 tầng cao 417m là những công trình tiêu biểu. Hệ kết cấu ống ban đầu được cấu tạo bởi cách bố trí nhiều cột và dầm sát nhau (Hình 1- 1b, 1-3). Sau đó hệ kết cấu này biến thể với sự xuất hiện của nhiều kiểu giằng chéo, bố trí vượt nhiều tầng theo chiều cao, tạo thành hệ giàn tại mặt ngoài công trình (Hình 1- 1b, 7-12). Sự làm việc hiệu quả



của hệ kết cấu này thể hiện ở chỗ phát huy tối đa khoảng cách cột biên xung quanh nhà. Tuy nhiên chuyển vị ngang của tòa nhà có thể lớn phụ thuộc vào hình dạng của ống. Xét về khía cạnh kinh tế hệ kết cấu này nên áp dụng với nhà cao trên 40 tầng<sup>[15]</sup>. Tuy nhiên, hệ kết cấu này gặp phải hiện tượng *trễ cắt* (shear lag)<sup>[16]</sup>, là vấn đề cần phải chú ý khi thiết kế vì nó làm tăng ứng suất của cột và dầm tại các khu vực các góc nhà.

Từ những năm 2000 trở lại đây xu hướng xây dựng nhà cao tầng đã lan sang các nước châu Á như Nhật Bản, Hồng Kông, Hàn Quốc, Singapore, Trung Quốc và Trung Đông. Các hệ kết cấu phức tạp như hệ *siêu khung*, *giàn không gian*, *bó lõi* (Hình 1- 1, b3-6) được áp dụng cho những công trình có chiều cao lớn. Điển hình là tòa tháp Burj Khalifa Dubai, sử dụng hệ kết cấu *bó lõi* kết hợp *đai biên* đã cho phép công trình đạt tới chiều cao 828m (160 tầng), hiện nay là công trình nhà cao nhất thế giới.

Kết cấu có *tầng cứng* (Hình 1- 1a,8) dựa trên một nguyên lý vật lý đơn giản để chuyển hóa lực cắt tầng từ lõi trung tâm thành lực dọc trong cột nằm ở biên công trình khi chịu tải trọng ngang (Hình 1- 3), thông qua một hoặc nhiều dầm cứng bố trí tại các vị trí hợp lý theo chiều cao, giúp tăng đáng kể độ cứng ngang của công trình<sup>[15]</sup>. Nguyên lý này có thể sử dụng cho một số hình thái kết cấu như *đai biên* cho phép huy động toàn bộ các cột biên tham gia chống mômen lật, hoặc *siêu khung* khi mô men lật được chịu bởi một số cặp cột lớn. Hơn nữa, hệ kết cấu tầng cứng còn có ưu điểm là hạn chế ảnh hưởng của hiện tượng chênh lệch biến dạng co giãn giữa cột ngoài và lõi do lực dọc gây ra. Hiện nay, hệ kết cấu này được áp dụng rất nhiều. Theo báo cáo tại hội nghị Quốc tế về nhà cao tầng tại Thượng Hải 2010<sup>[2]</sup>, từ năm 2000 đến 2010 có 73% kết cấu nhà cao tầng sử dụng hệ kết cấu lõi cứng – tầng cứng, trong đó 50% là kết cấu bê tông cốt thép. Với ưu thế về khả năng làm việc, hệ kết cấu lõi – tầng cứng có thể cao tới 150 tầng<sup>[8]</sup>.



Hình 1- 3: Mô hình chịu lực của kết cấu có tầng cứng

Bên cạnh sự phát triển về chiều cao và tính phức tạp của loại hình kết cấu, các công trình cao tầng và siêu cao tầng còn là nơi mà các vật liệu mới và công nghệ tiên tiến được triển khai áp dụng, xuất phát từ những đòi hỏi cao về kỹ thuật cần phải xử lý trong thiết kế và thi công xây lắp<sup>[10, 11, 12, 76]</sup>. Cường độ bê tông khoảng 34 Mpa đã được xem là cao vào những năm 1950, tới năm 1960 đạt 41Mpa đến 52 Mpa. Những năm 1970, bê tông 62 Mpa được sử dụng cho công trình Water Tower Palace ở Chicago và tới năm 1989 công trình Quảng trường Công đoàn tại Seattle sử dụng bê tông có cường độ 131 Mpa. Hiện nay cường độ bê tông đúc tại hiện trường có thể đạt tới 138 Mpa. Nghiên cứu trong phòng thí nghiệm, sử dụng vật liệu và giải pháp đặc biệt, cường độ bê tông có thể đạt 800 Mpa<sup>[12]</sup>. Bên cạnh đó, bê tông còn được phát triển theo hướng *tính năng cao* (high performance concrete) với mục đích cụ thể như cường độ cao, phát triển cường độ sớm, tăng mô-đun đàn hồi, tăng độ bền và kéo dài thời gian ninh kết... nhằm đáp ứng nhu cầu thực tiễn. Kết cấu thép đóng vai trò quan trọng, tạo nên sự phát triển rõ nét đối với nhà cao tầng sử dụng loại vật liệu này. Bắt đầu từ năm 1856 (Taranath), điển hình như tháp Eiffel (300m) được xây dựng năm 1889, tòa nhà Flatiron (87m) ở Chicago năm 1902 và Chrysler Building (319m) ở Manhattan năm 1929. Các tòa nhà sử dụng kết cấu thép còn đánh dấu những bước tiến về chiều cao như Empire State Building cao 381m năm 1931 và World Trade Tower cao 412m năm 1972. Vật liệu composite bắt đầu được sử dụng từ năm 1969 cho một công trình cao 20 tầng bằng việc dùng hỗn hợp kết cấu thép-bê tông cho cột và dầm<sup>[10, 11]</sup>. Ngày nay, những ưu thế về tính kinh tế, độ cứng, tính cản lớn của bê tông kết hợp với tính nhẹ, dễ xây dựng của thép đã mở ra thời kỳ mới cho việc ứng dụng các loại hình kết cấu hỗn hợp lớn như *siêu cột*, *siêu khung*.

Vật liệu sử dụng cho nhà cao tầng có cường độ ngày càng cao, cùng với giải pháp xây dựng công trình ngày một hiệu quả dẫn đến các tòa nhà cao tầng hiện nay nhẹ hơn, dễ nhạy cảm với tác động của tải trọng ngang (gió, động đất). Tùy theo tính chất của vật liệu và dạng kết cấu, luôn tồn tại một lượng cản nhất định trong hệ kết cấu. Chính giá trị cản này làm giảm tác dụng của tải trọng lên công trình, đồng thời tăng độ dẻo của kết cấu. Theo hướng này đối với từng dạng tải trọng cần có những loại cản phù hợp. Có hai loại cản<sup>[13]</sup> là hệ thống bị động (passive system) và chủ động (active system). Hệ thống bị động được gắn vào kết cấu làm việc theo định hướng, không cần năng lượng cung cấp, trong khi đó hệ thống chủ động cần cơ chế kích động hoặc tác động chủ động nhằm thay đổi các phần tử kết cấu chống lại thay đổi của tải trọng. Ở những nơi có động đất mạnh, các giải pháp làm giảm tác động của động đất được ưu tiên sử dụng như hệ thống cách chấn, chống sóc, cản nhót... Ngày nay do sự phát triển của công nghệ các hệ thống cản bị động được ưu tiên sử dụng, nó vừa có tác dụng làm tăng khả năng cản của kết cấu (có thể lên đến 5-10%) vừa không quá tốn kém. Điển hình các hệ thống cản dạng con lắc ở tòa nhà Taipei 101, cản nhót được đặt vào vị trí liên kết giữa tầng cứng và cột tại tòa nhà

St Francis Shanri-La Place, Philipine<sup>[12]</sup> cao 210m. Với sự phát triển về công nghệ, các thiết bị hỗ trợ sẽ có những cải tiến theo hướng tăng khả năng làm việc hiệu quả của kết cấu. Các thiết bị cản sẽ được sử dụng nhiều hơn trong việc làm giảm năng lượng tác động và làm tăng cứng cho công trình, giúp giảm đáng kể chuyển vị ngang.

Song song với sự phát triển về độ phức tạp và chiều cao kết cấu, về vật liệu và ứng dụng công nghệ mới, phương pháp phân tích và thiết kế kết cấu chịu động đất cũng hình thành những khái niệm mới. Từ phương pháp thiết kế dựa trên lực đến thiết kế dựa trên chuyển vị, và hiện nay phương pháp thiết kế theo tính năng đang trở thành xu hướng. Bên cạnh phân tích đàn hồi tuyến tính, phân tích phi tuyến (tĩnh và động) trở nên đặc biệt quan trọng đối với các công trình có kết cấu phức tạp. Phần dưới đây trình bày tổng quan về các phương pháp thiết kế kháng chấn này.

### 1.3 Phương pháp thiết kế kết cấu chịu tải trọng động đất

#### 1.3.1 Phương pháp thiết kế theo các tiêu chuẩn hiện hành

Các nghiên cứu về thiết kế kháng chấn cho công trình được bắt đầu từ năm 1906 sau khi trận động đất ở San Francisco xảy ra. Năm 1915, giáo sư Sano người Nhật đưa ra khái niệm “độ chấn” để lượng hóa độ lớn của động đất, theo đó, lực động đất tác dụng lên công trình được xác định theo công thức:  $F = R \times W$  (trong đó:  $R$  là “độ chấn”,  $W$  là trọng lượng của công trình). Hai năm sau trận động đất Kanto xảy ra (năm 1924), khái niệm “độ chấn” được đưa vào tiêu chuẩn của Nhật Bản, đồng thời quy định  $R=0.1$ . Quy định tương tự cũng được sử dụng trong phiên bản đầu tiên của tiêu chuẩn UBC năm 1927. Từ thập niên 20~30 của thế kỷ 20, trên thế giới đã chú ý đến tác động của động đất trong tính toán thiết kế, ở thời điểm đó đã nhận thức được tính quan trọng của lực quán tính của công trình. Tuy nhiên do không có phương pháp đo đáng tin cậy để xác định gia tốc của đất nền, đồng thời thiếu nhận thức và kiến thức về ứng xử động lực của kết cấu nên không thể đưa ra phương pháp đáng tin cậy để xác định độ lớn của lực quán tính, thông thường giá trị của lực quán tính phổ biến được chấp nhận được lấy bằng 10% trọng lượng của công trình để tính toán thiết kế. Tại thời điểm đó sử dụng giả thiết tác động động đất không liên quan đến đặc trưng động lực của kết cấu và đặc trưng của nền đất, đồng thời còn giả thiết khả năng kháng chấn của kết cấu chỉ liên quan đến khả năng chịu lực. Khi tính toán thiết kế tăng hệ số an toàn, tiến hành thiết kế bằng tính toán đàn hồi theo phương pháp ứng suất cho phép. Có thể thấy, phương pháp thiết kế kháng chấn ở giai đoạn sơ khởi là rất “thô sơ”.

Sau trận động đất Long Beach năm 1933 và động đất Elcentro năm 1940 ở Mỹ, lần đầu tiên con người đã thu được một số giản đồ gia tốc động đất mạnh quan trọng. Trên cơ sở những sóng động đất và số liệu dao động của công trình có được, một số học giả của Mỹ đưa ra lý

thuyết phổ phản ứng. Năm 1956, thành phố San Francisco đưa ra quy định mới về thiết kế kháng chấn trên cơ sở lý thuyết phổ phản ứng, thiết lập quan hệ giữa chu kỳ dao động, tỷ số cản với tổng lực cắt ở chân công trình. Sau đó, các nghiên cứu tiếp theo ở một số nước dẫn đến việc hình thành phương pháp thiết kế kháng chấn được phổ biến chấp thuận trên khắp thế giới. Hiện tại, **phần lớn tiêu chuẩn thiết kế kháng chấn của các quốc gia đều dựa trên lý thuyết phổ phản ứng và nguyên lý thiết kế theo khả năng (Capacity Design)**, việc thiết kế kháng chấn được thực hiện theo nguyên tắc sau:

- Công trình phải chịu được các trận động đất yếu thường hay xảy ra mà không bị bất cứ hư hỏng nào của kết cấu chịu lực lẫn không chịu lực. Công trình vẫn làm việc bình thường kể cả thiết bị bên trong công trình.
- Công trình phải chịu được các trận động đất có độ mạnh trung bình với các hư hỏng rất nhẹ có thể sửa chữa được ở các bộ phận kết cấu chịu lực, cũng như ở các bộ phận kết cấu không chịu lực.
- Khi động đất mạnh hoặc rất mạnh xảy ra, cho phép công trình xuất hiện những hư hỏng lớn ở hệ kết cấu chịu lực và các thiết bị bên trong nhưng công trình không được sụp đổ.

Khi áp dụng vào thực tế thiết kế công trình chịu động đất, việc đảm bảo các nguyên tắc trên được thực hiện theo các bước sau:

- 1) Dùng phổ phản ứng quy định trong tiêu chuẩn thiết kế kháng chấn để tiến hành phân tích kết cấu theo phương pháp đàn hồi.
- 2) Khả năng chịu lực của cấu kiện kết cấu được tiến hành thiết kế dựa theo nội lực được tổ hợp giữa tải trọng khác và tác dụng của động đất xác định bằng phương pháp phổ phản ứng thông qua phân tích đàn hồi. Sau đó, xét đến cơ chế dẻo hợp lý của kết cấu và yêu cầu về biến dạng phi tuyến để đưa ra các giải pháp kháng chấn (bao gồm điều chỉnh nội lực và biện pháp cấu tạo) ứng với các yêu cầu về độ dẻo thiết kế. Một số dạng kết cấu còn phải tính toán ứng xử dưới tác dụng của động đất mạnh để kiểm tra chuyển vị không vượt quá giá trị cho phép cho trong tiêu chuẩn. Đây chính là một trong những nội dung quan trọng của nguyên lý thiết kế theo khả năng và đây cũng là cơ sở cho việc giảm độ lớn của tác dụng động đất từ phổ đàn hồi thành phổ thiết kế.
- 3) Trong giai đoạn thiết kế cơ sở, tính đều đặn của hệ kết cấu phải thỏa mãn các quy định trong tiêu chuẩn, để đảm bảo kết cấu có thể phát huy khả năng biến dạng đàn hồi dẻo của kết cấu. Nguyên tắc thiết kế theo khả năng đặc biệt chú trọng khái niệm này. Tiêu chuẩn châu Âu gọi đây là “*thiết kế khái niệm*” (Conceptual Design).

Dưới tác dụng của động đất mạnh, kết cấu có thể không sụp đổ nhưng có thể bị biến dạng hoặc dao động quá mức, mặt khác cấu kiện phi kết cấu bị hư hỏng nghiêm trọng ảnh hưởng đến việc tiếp tục sử dụng công trình. Thiệt hại trong các trận động đất lớn vào thập niên 90 của thế kỷ trước (Northridge - Mỹ, 1994; Kobe - Nhật Bản, 1995; Chichi - Đài Loan, 1999) cho thấy nếu kết cấu công trình được thiết kế theo phương pháp kháng chấn hiện hành thì xác suất gây ra sụp đổ là rất nhỏ, số lượng thương vong do động đất gây ra cũng không nhiều, tuy nhiên thiệt hại về kinh tế do động đất gây ra lại quá lớn. Thống kê về thiệt hại do động đất ở Mỹ trong giai đoạn từ 1988~1997 nhiều hơn 20 lần so với tổng thiệt hại của 30 năm trước, trong đó thiệt hại gián tiếp do công trình không thể tiếp tục vận hành bình thường chiếm một tỷ lệ không nhỏ [17]. Từ các bài học thực tiễn trong quá khứ, chúng ta có thể rút ra kết luận **sự hư hỏng trực tiếp liên quan đến biến dạng, việc thiết kế chỉ dựa vào điều kiện về cường độ (strength design) là không đầy đủ.**

Trong các tiêu chuẩn thiết kế hiện hành, việc lựa chọn hệ số điều chỉnh ứng xử tổng thể  $R$  (tiêu chuẩn UBC [18], ASCE [19]) hay hệ số ứng xử  $q$  (TCVN 9386-1:2012 [21], EC8 [22]) được xem là điểm mấu chốt trong tính toán thiết kế kháng chấn. Mục đích chính của các hệ số này là để đơn giản hóa quy trình phân tích, sử dụng phương pháp phân tích đàn hồi dự đoán một cách gần đúng ứng xử đàn hồi dẻo của kết cấu khi chịu tác dụng của động đất. Hệ số  $R$  (hay  $q$ ) là giá trị định lượng ở mức độ tổng thể, không thể dùng để đánh giá tính năng của kết cấu ở mức độ cấu kiện. Hạn chế của việc sử dụng hệ số  $R$ ,  $q$  là rất rõ, ví dụ giá trị của các hệ số này không liên quan đến chu kỳ dao động của công trình cũng như đặc trưng của chuyển động đất nền, ngoài ra các hệ số mang tính tổng quát này không thể thể hiện được diễn biến của quá trình phân bố “phi tuyến” giữa các cấu kiện khác nhau, dẫn đến sự phân bố lại nội lực do tác động của động đất gây ra giữa các cấu kiện cũng như các thay đổi xảy ra trong quá trình xảy ra động đất. Thêm vào đó, cơ chế phá hoại của kết cấu, sự phân bố hư hỏng trong các kết cấu khác nhau là khác nhau ngay cả khi chúng được thiết kế với cùng giá trị của hệ số  $R$  (hay  $q$ ).

### 1.3.2 Phương pháp thiết kế dựa theo tính năng

Từ những năm 90 của thế kỷ trước, các học giả Mỹ đã đề xuất phương pháp thiết kế kháng chấn dựa theo tính năng (PBSD) với mục tiêu là dự báo một cách đáng tin cậy ứng xử của công trình dưới tác động động đất với các mức độ khác nhau trong suốt vòng đời sử dụng. Ở giai đoạn ban đầu, phương pháp này chủ yếu áp dụng cho việc sửa chữa công trình cũ [4, 5, 6, 7, 17]. Tuy nhiên, gần đây phương pháp này đã được áp dụng trong thiết kế công trình mới và đã có chỉ dẫn áp dụng đối với nhà cao tầng [1, 2, 25]. Hiện tại đã có khá nhiều nhà siêu cao áp dụng phương pháp này trong quá trình thiết kế [26, 27, 28].

Phương pháp thiết kế kháng chấn dựa theo tính năng là hướng phát triển mới quan trọng của lĩnh vực thiết kế kết cấu chịu tác động động đất. Đặc điểm chính của phương pháp này là sự chuyển đổi nội dung thiết kế từ mục tiêu định tính tổng quát thành nhiều mục tiêu được định lượng cụ thể; chủ đầu tư (hoặc kỹ sư thiết kế) có thể lựa chọn mục tiêu tính năng của công trình, đồng thời nhấn mạnh việc phân tích và luận chứng để thực thi mục tiêu tính năng trong thiết kế kháng chấn, tạo điều kiện thuận lợi cho sự sáng tạo trong thiết kế kết cấu, dựa vào luận chứng (bao gồm cả thí nghiệm) để có thể sử dụng các hệ kết cấu mới, kỹ thuật mới, vật liệu mới mà không được quy định trong tiêu chuẩn hiện hành.

Hiện tại PBSD chủ yếu được nghiên cứu và ứng dụng ở một số nước phát triển như Mỹ, Nhật, Úc. Đặc biệt một số cơ quan nghiên cứu và học giả ở Mỹ đã có đóng góp quan trọng trong việc thúc đẩy sự phát triển của phương pháp thiết kế này, lần lượt công bố các tài liệu, chỉ dẫn kỹ thuật liên quan, dưới đây là một số mốc quan trọng:

- 1) Năm 1995, hiệp hội kỹ sư California Mỹ xuất bản ấn phẩm “SEAOC Vision 2000 - A frame work for performance-based engineering”<sup>[34]</sup>. Mục tiêu của tài liệu này là phát triển khuôn khổ cho quy trình thiết kế kết cấu chịu động đất có ứng xử có thể dự đoán được để thỏa mãn nhiều mục tiêu tính năng khác nhau. Tài liệu trình bày các khái niệm và các mức tính năng cho cả bộ phận kết cấu và phi kết cấu. Năm mức tính năng được quy định với các giá trị giới hạn về chuyển vị lệch tầng (bao gồm cả tức thời và dài hạn) tương ứng. Tài liệu cũng kiến nghị sử dụng nguyên lý *thiết kế theo khả năng* để định hướng ứng xử đàn hồi dẻo của kết cấu.
- 2) Năm 1996, Hội đồng Ứng dụng Công nghệ Mỹ (ATC) xuất bản tài liệu “Đánh giá khả năng kháng chấn và sửa chữa công trình kết cấu bê tông”<sup>[47]</sup> nhằm phục vụ cho việc đánh giá tính năng kháng chấn của kết cấu bê tông cốt thép để sửa chữa. Tài liệu nhấn mạnh vào việc sử dụng *phương pháp phổ năng lực* để xác định *chuyển vị mục tiêu*. Sau đó, năm 1997, cơ quan quản lý khẩn cấp liên bang Mỹ xuất bản FEMA 273<sup>[6]</sup> và FEMA 274<sup>[7]</sup> lần lượt là tài liệu hướng dẫn thiết kế kháng chấn theo phương pháp dựa theo tính năng và thuyết minh chú giải. Trong đó, dựa vào đặc trưng chịu lực của cấu kiện kết cấu để phân thành hai loại cấu kiện chính là cấu kiện có tính dẻo (khống chế về biến dạng) và cấu kiện không có tính dẻo (khống chế về lực), đồng thời đưa ra quy định chi tiết về mức tính năng của các loại cấu kiện này.
- 3) Năm 2000, FEMA tiếp tục ban hành FEMA 356<sup>[4]</sup> dựa trên FEMA 273<sup>[6]</sup>; Năm 2006, Hiệp hội kỹ sư dân dụng Mỹ (ASCE) dựa trên FEMA 356<sup>[4]</sup> chính thức ban hành tiêu chuẩn ASCE 41<sup>[5]</sup>. Tất cả các tài liệu trên đều sử dụng phương pháp thiết kế dựa theo tính năng để hướng dẫn việc đánh giá, thiết kế kết cấu công trình. Các khái niệm về “*mức nguy cơ động đất*” (seismic hazard level), “*mức tính năng của công trình*”

(building performance level), “*mục tiêu tính năng*” (performance objective) đều được định nghĩa một cách chi tiết. Ngoài ra, các tài liệu này còn quy định về việc thiết kế cấu kiện phi kết cấu.

- 4) Từ năm 2005, một số thành phố ở bờ Tây nước Mỹ lần lượt ban hành tiêu chuẩn thiết kế kháng chấn cho kết cấu nhà cao tầng, trong đó đã tích hợp các kết quả nghiên cứu nổi bật về phương pháp kháng chấn dựa theo tính năng. Năm 2005, hiệp hội thiết kế nhà cao tầng Los Angeles ban hành tài liệu “*Phương pháp thay thế cho phân tích động đất và thiết kế nhà cao tầng ở Los Angeles, phiên bản 2005*”<sup>[48]</sup>, trong đó quy định rõ phải tiến hành phân tích phi tuyến theo lịch sử thời gian khi xem xét tác động của động đất mạnh; Năm 2007, hiệp hội kỹ sư California ban hành tài liệu “*Những yêu cầu và chỉ dẫn cho việc thiết kế và kiểm tra các công trình chịu động đất sử dụng các phương pháp thiết kế không theo tiêu chí định trước*”<sup>[49]</sup>; năm 2008, hiệp hội thiết kế nhà cao tầng Los Angeles tiếp tục ban hành phiên bản cập nhật<sup>[50]</sup> của tài liệu [48]; cùng năm, hiệp hội nhà cao tầng thế giới (CTBUH) ban hành “*Khuyến nghị cho thiết kế kháng chấn của nhà cao tầng*”<sup>[1]</sup>. Các tài liệu nói trên đều nêu rõ việc thiết kế kháng chấn cho nhà cao tầng không nên sử dụng phương pháp thiết kế kháng chấn hiện hành mà sử dụng phương pháp thiết kế kháng chấn dựa theo tính năng.
- 5) Năm 2010, Trung tâm nghiên cứu kháng chấn Thái Bình Dương của Mỹ (PEER) xuất bản “*Chỉ dẫn thiết kế kháng chấn dựa theo tính năng cho nhà cao tầng*”<sup>[51]</sup>.

Phương pháp thiết kế dựa theo tính năng được thực hiện nhờ vào các kỹ thuật phân tích phi tuyến (tĩnh và động), nhằm đánh giá ứng xử của kết cấu so với các mục tiêu tính năng đề ra. Phân tích tích phi tuyến cho phép dõi theo ứng xử của kết cấu khi chịu tải trọng động đất từ giai đoạn đàn hồi tới xa ngoài miền chảy dẻo. Qua đó, mục tiêu tính năng ứng với từng mức đất thiết kế sẽ được đánh giá. Mặt khác, việc đánh giá cơ chế hình thành khớp dẻo sẽ giúp tránh được các dạng phá hoại không mong muốn và tối ưu khả năng hấp thụ và tiêu tán năng lượng của kết cấu một cách chủ động.

## 1.4 Nghiên cứu lý thuyết và thực nghiệm kết cấu nhà cao tầng có tầng cứng

### 1.4.1 Nghiên cứu lý thuyết

Cơ chế làm việc của tầng cứng khi chịu tải trọng ngang đã được nêu trong Hình 1- 3. Kể từ năm 1962 khi hệ kết cấu tầng cứng được áp dụng lần đầu tiên vào một công trình cao 47 tầng bằng kết cấu thép tại Canada cho đến nay, đã có rất nhiều các công trình nghiên cứu về tầng cứng của các nhà khoa học và các tổ chức ở trên thế giới, có thể chia làm một số nội chủ yếu sau:

1) *Nghiên cứu về ảnh hưởng và vị trí tối ưu của tầng cứng đối với nhà cao tầng*

Các học giả tiêu biểu trong lĩnh vực nghiên cứu này bao gồm Taranath<sup>[55]</sup>, Stafford Smith và Salim<sup>[56]</sup>, Hoenderkamp<sup>[58, 59]</sup>, J.R. Wu và Q. S. Li<sup>[60]</sup>, Su Yuan<sup>[61]</sup>, Alex Coull và Otto Lau<sup>[57]</sup>. Các nghiên cứu của các học giả trên chủ yếu dựa vào mô hình phẳng đơn giản hóa của kết cấu lõi – tầng cứng. Thông qua một số giả thiết để đơn giản hóa mô hình như: (1) lõi chỉ liên kết với cột ngoài qua tầng cứng; (2) độ cứng của tầng cứng là vô cùng lớn; (3) cột ngoài được đơn giản hóa thành cấu kiện chỉ chịu lực dọc; (4) độ cứng của lõi và cột ngoài không thay đổi theo suốt chiều cao công trình và (5) không kể đến ảnh hưởng của dầm thường ở các tầng, có thể đưa ra nghiệm giải tích về vị trí tối ưu của tầng cứng đối với nhà có từ 1 đến 2 tầng cứng. Nhìn chung, các kết quả nghiên cứu về vị trí tối ưu của tầng cứng tương đối đồng nhất, đó là: đối với nhà có 1 tầng cứng thì vị trí tối ưu ở khoảng  $0.6H$  ( $H$  là tổng chiều cao công trình); nếu bố trí 2 tầng thì vị trí tối ưu ở đỉnh và  $0.5H$ ; nếu bố trí 3 tầng cứng hoặc 3 tầng cứng trở lên thì nên bố trí với khoảng cách đều từ đỉnh công trình. Tuy vậy, trong thực tế thiết kế, vị trí tầng cứng thường được bố trí ở tầng kỹ thuật hay tầng lánh nạn, do vậy cần kết hợp hài hòa giữa vị trí tối ưu theo tính toán kết cấu và yêu cầu công năng (kiến trúc, cơ điện) để quyết định.

2) *Nhóm nghiên cứu về cản trong tầng cứng (damped outrigger)*

Các nghiên cứu này chủ yếu được phát triển bởi công ty tư vấn thiết kế Arup mà điển hình là Rob Smith Michael Willford (2008) trong việc đưa hệ thống cản vào vị trí liên kết giữa tầng cứng và cột biên nhằm tăng khả năng tiêu tán năng lượng khi công trình chịu tải trọng gió và động đất.

3) *Chỉ dẫn thiết kế về kết cấu cao tầng có tầng cứng*

Hiện tại mới chỉ có tiêu chuẩn thiết kế nhà cao tầng Trung Quốc<sup>[65]</sup> có quy định liên quan đến việc thiết kế kết cấu nhà cao tầng có tầng cứng. Theo tiêu chuẩn này thì kết cấu có tầng cứng được phân vào nhóm nhà cao tầng có kết cấu phức tạp, khi tiến hành phân tích kết cấu phải sử dụng phương pháp phân tích đàn hồi theo lịch sử thời gian để tính toán bổ sung, đồng thời tiêu chuẩn cũng kiến nghị nên sử dụng phương pháp phân tích phi tuyến đẩy dần hoặc phương pháp phân tích phi tuyến theo lịch sử thời gian để kiểm tra biến dạng đàn hồi dẻo. Đối với các công trình không thỏa mãn một số điều kiện về chiều cao, tính đều đặn, tiêu chuẩn còn bắt buộc sử dụng phương pháp thiết kế kháng chấn theo tính năng để tiến hành kiểm tra. Các công trình siêu cao tầng trong các tài liệu [26, 27, 28] do tư vấn nước ngoài thiết kế tại Trung Quốc đều phải thực hiện nội dung này.

Năm 2012, hiệp hội nhà cao tầng thế giới xuất bản chỉ dẫn kỹ thuật về thiết kế nhà cao tầng có tầng cứng (*CTBUH Technical Guide: Outrigger Design for High-rise Buildings*)<sup>[3]</sup>. Tài liệu cung cấp cho người đọc một cái nhìn tổng quan về hệ kết cấu có tầng cứng, các vấn đề cần xét



đến và các kiến nghị trong thiết kế dạng kết cấu này và các ví dụ cụ thể trong thực tế. Các vấn đề cần được xem xét trong thiết kế đều được nêu ở mức khái niệm (không có con số định lượng cụ thể), ví dụ như sự truyền lực trong hệ kết cấu có tầng cứng, sự suy giảm độ cứng trong phân tích kết cấu, trình tự thi công, các yêu cầu về tầng mềm trong thiết kế kháng chấn, khái niệm cột khỏe – dầm yếu trong hệ kết cấu có tầng cứng, v.v, để người thiết kế nhận thức được vấn đề cần quan tâm trong thực hành. Ngoài ra, khi bàn về phương pháp thiết kế kháng chấn đối với kết cấu có tầng cứng, tài liệu cũng nêu rõ các tiêu chuẩn thiết kế kháng chấn hiện hành như IBC, EC8 không phù hợp khi áp dụng vào thiết kế kết cấu dạng này. Tài liệu kiến nghị sử dụng phương pháp thiết kế kháng chấn dựa theo tính năng.

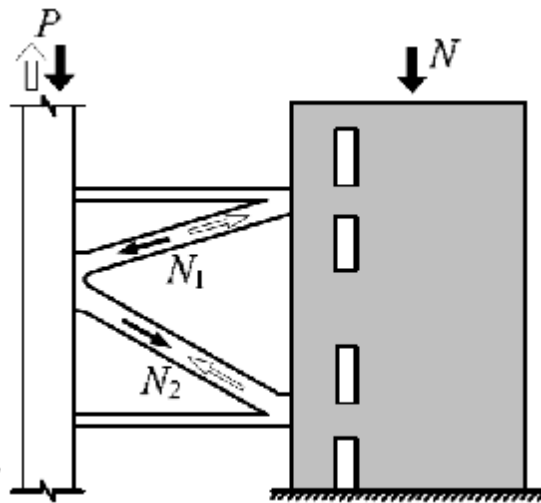
Ngoài các nghiên cứu nêu trên, cũng còn một số luận án nghiên cứu về vấn đề này, ví dụ nghiên cứu của Nilupa <sup>[73]</sup> năm 2012 tại đại học Melbourne về sự làm việc của nhà cao tầng có tầng cứng. Trong đó, các vấn đề về ảnh hưởng của tầng cứng đối với nhà cao tầng, vị trí tối ưu của tầng cứng, sự làm việc tổng thể của nhà cao tầng có tầng cứng dưới tác động của động đất và cơ chế hư hỏng của nhà cao tầng có tầng cứng đều được nêu trong luận án tiến sỹ của tác giả này. Kết quả của luận án còn đưa ra phương pháp thiết kế nhanh, gần đúng đối với nhà cao tầng có tầng cứng theo chỉ dẫn của phương pháp thiết kế dựa theo chuyển vị (Direct displacement based design) của Priesley.

#### **1.4.2 Nghiên cứu thông qua thí nghiệm**

Việc bố trí tầng cứng sẽ gây ra sự thay đổi đột ngột về độ cứng trong kết cấu công trình. Dưới tác động của động đất, có sự tập trung ứng suất ở vị trí thay đổi đột ngột như tầng cứng và các tầng sát ngay bên trên hoặc dưới tầng cứng. Điều này dẫn đến việc hình thành tầng yếu, gây ra sự phá hoại của kết cấu, thậm trí dẫn đến sụp đổ. Do đó các đặc trưng biến dạng và chịu lực của kết cấu khu vực tầng cứng trong giai đoạn làm việc ngoài đàn hồi dưới tác động của động đất mạnh hoặc rất mạnh rất cần được quan tâm.

Theo khảo sát, nghiên cứu thí nghiệm mô hình kết cấu nhà cao tầng có tầng cứng chịu tải trọng động đất là rất hạn chế so với các loại hình kết cấu khác. Hiện tại có thể tìm thấy một số thí nghiệm mô hình kết cấu tổng thể trên bàn rung nhằm phục vụ cho việc thiết kế công trình thực <sup>[113, 114]</sup>. Thí nghiệm bàn rung đối với một công trình 37 tầng có tầng cứng ở tầng 15 và 27 <sup>[114]</sup> cho thấy ở giai đoạn phá hoại, biến dạng của kết cấu tập trung ở vị trí sàn phía trên tầng cứng ở tầng 15 và 27, kết cấu bị hai tầng cứng chia làm ba đoạn dọc theo chiều cao. Quan sát sự phân bố vết nứt và vị trí phá hoại thấy xuất hiện các vết nứt do cắt tại cấu kiện nối lõi và cột biên ở tầng 15, xuất hiện vết nứt tại vách của một số tầng phía trên và phía dưới tầng 15; xuất hiện vết nứt do cắt tại cấu kiện nối lõi và cột biên ở tầng 27; cột phía ngoài tại tầng 21, 22 bị phá hoại.

Ngoài các thí nghiệm mô hình tổng thể của công trình thực trên bàn rung nói trên, năm 2013, Nie Jianguo và Ding Ran <sup>[115]</sup> thực hiện việc nghiên cứu ứng xử kháng chấn của nút liên kết giữa giàn cứng bằng thép dạng chữ K với lõi bằng thí nghiệm tựa tĩnh, gia tải lặp đảo chiều theo chu kỳ được thực hiện tại đại học Thanh Hoa, Trung Quốc (xem Hình 1- 4). Mô hình thí nghiệm gồm 2 mẫu thí nghiệm với cấu tạo khác nhau, một mẫu với bản thép liên kết nằm bên ngoài và mẫu còn lại với bản thép liên kết nằm trong lõi. Từ kết quả thí nghiệm, các tác giả cũng đưa ra một số nhận xét về tính năng kháng chấn của nút liên kết, đồng thời đưa ra kiến nghị nên sử dụng nút liên kết với bản thép nằm bên ngoài có tính năng chịu động đất tốt hơn và thuận tiện hơn cho việc thi công.



Hình 1- 4: Mô hình giàn cứng dạng chữ K

Ngoài các thí nghiệm nêu trên, không tìm thấy các thí nghiệm liên quan đến tính năng kháng chấn của nút liên kết cột – dầm cứng, dầm cứng – lõi của kết cấu nhà cao tầng có tầng cứng bằng bê tông cốt thép.

### 1.4.3 Nghiên cứu trong nước

Trong hai thập niên vừa qua, nhà cao và siêu cao đã được xây dựng nhiều tại Hà Nội, thành phố Hồ Chí Minh và một số thành phố lớn ở nước ta. Do quỹ đất đô thị hạn hẹp, mật độ dân số cao nên việc phát triển những dự án cao tầng, hệ thống tàu điện ngầm, tàu điện trên cao và các hệ thống hạ tầng kỹ thuật đô thị khác trong quá trình công nghiệp hóa và hiện đại hóa là điều khó tránh khỏi. Bảng 1- 1 liệt kê một số công trình cao tầng đã xây xong hoặc đang trong quá trình xây dựng.

Điển hình cho các dự án siêu cao là các tòa tháp Bitexco (68 tầng, cao 262m), Hanoi Keangnam Landmark Tower (70 tầng, cao 330m), Hanoi Lotte Center (65 tầng, cao 268m). Cả ba công trình này đều sử dụng hệ kết cấu khung lõi kết hợp với tầng cứng và đều được thiết kế

bởi công ty tư vấn nước ngoài. Các đơn vị trong nước thường đóng vai trò giúp đỡ hoặc thầu phụ. Nguyên nhân chính là do các kỹ sư Việt Nam chưa có cơ hội để trải nghiệm các giải pháp kết cấu hiện đại cho nhà siêu cao tầng hiện đã và đang phát triển mạnh trên thế giới.

**Bảng 1- 1: Thống kê một số công trình cao tầng ở Việt Nam**

Công trình	Công năng	Địa điểm XD	Hiện trạng	Số tầng		Chiều cao H (m)	Hệ kết cấu	Tiêu chuẩn thiết kế
				Hàm	Nội			
Keangnam	Hỗn hợp	Hà Nội	Xong	2	70	330	Khung lõi + tầng cứng	VN-Mỹ
Lotte Center	Hỗn hợp	Hà Nội	Xong	5	65	268	Khung lõi + tầng cứng	VN-Mỹ
Vietinbank	Hỗn hợp	Hà Nội	Đang thi công	3	68	263	Siêu khung	VN-Mỹ
Bitexco Financial Tower	Hỗn hợp	HCM	Xong	3	68	262	Khung - lõi + tầng cứng	VN-Mỹ
Time Square	Hỗn hợp	HCM	Xong	4	40	164	Khung lõi	VN
Trụ sở HANDICO	Văn phòng	Hà Nội	Xong	2	38	141	Khung vách	VN
34T Trung Hòa Nhân Chính	Chung cư	Hà Nội	Xong	1	34	135	Khung lõi	VN-Mỹ
Indochina Plaza	Hỗn hợp	Hà Nội	Xong	3	37	135	Khung lõi	Mỹ
Trung tâm hành chính Đà Nẵng	Văn phòng	Đà Nẵng	Xong	2	36	167	Khung lõi	VN-Mỹ

Trong khoảng thời gian từ năm 1990 đến nay, ở nước ta cũng có một số nghiên cứu liên quan đến nhà cao tầng như nghiên cứu công nghệ xây dựng nhà cao tầng (Viện KHCN Xây dựng, 1993~1995) <sup>[29]</sup>, biên soạn tiêu chuẩn thiết kế công trình trong vùng có động đất (Viện KHCN Xây dựng, 1998~2000) <sup>[30]</sup>, nghiên cứu các giải pháp thiết kế kháng chấn (Viện KHCN Xây dựng, 2000~2002) <sup>[31]</sup>, nghiên cứu thiết kế nhà cao tầng (Trường đại học kiến trúc Hà Nội, 2001~2004), nghiên cứu các cấu tạo kháng chấn (Trường đại học xây dựng, 2000~2002) <sup>[32]</sup>. Đáng chú ý là các nghiên cứu gần đây của hai đề tài Nghị định thư giữa Việt Nam và Bulgaria do nhóm tác giả PGS. TS. Nguyễn Xuân Chính, GS.TSKH Nguyễn Đăng Bích, TS. Trịnh Việt Cường, TS. Nguyễn Đại Minh thuộc Viện Khoa học Công nghệ Xây dựng thực hiện với nội dung “Hướng dẫn thiết kế kết cấu nhà cao tầng bê tông cốt thép chịu động đất” <sup>[33]</sup> năm 2008 và “Nghiên cứu đánh giá khả năng kháng chấn của các chung cư nhiều tầng và đề xuất giải pháp khắc phục” năm 2011. Hai đề tài trên tập trung vào hướng dẫn thiết kế nhà cao tầng bằng bê tông cốt thép chịu tác động của động đất và hướng dẫn đánh giá khả năng kháng chấn của chung cư cũ cao tầng hiện hữu và các giải pháp gia cường hiệu quả khi chịu động đất. Nói

chung, các nghiên cứu này phần nào cũng đóng góp nâng cao chất lượng thiết kế cho kết cấu nhà cao tầng của cả nước trong thời gian qua.

Liên quan đến nghiên cứu về kết cấu có tầng cứng, hiện tại cũng có một số luận văn thạc sỹ nghiên cứu về vấn đề này, như nghiên cứu của Nguyễn Tất Tâm (2010)<sup>[34]</sup> về tính toán kết cấu nhà cao tầng bê tông cốt thép chịu tác động của động đất theo tiêu chuẩn TCXDVN 375-2006, trong đó nội dung chính là nghiên cứu vị trí tối ưu của tầng cứng đồng thời khảo sát một số đặc trưng động học của công trình (ví dụ như chu kỳ dao động, khối lượng hữu hiệu tham gia dao động) đối với công trình có một tầng cứng và hai tầng cứng; nghiên cứu của Lục Thiên Bình (2011)<sup>[35]</sup> về ứng dụng tầng cứng ảo (virtual outrigger) trong kết cấu nhà nhiều tầng, tập trung vào nghiên cứu nguyên lý làm việc của dạng tầng cứng ảo và ảnh hưởng của nó đến chuyển vị của công trình khi chịu tải trọng ngang; hoặc nghiên cứu của Nguyễn Văn Thanh (2014)<sup>[36]</sup> về thiết kế lõi cứng bê tông cốt thép trong kết cấu nhà cao tầng có tầng cứng, tập trung vào nghiên cứu để đưa ra một số công thức đơn giản để xác định chuyển vị và mô men trong nhà cao tầng có từ 1~2 tầng cứng, đồng thời đưa ra một số lưu ý và kiến nghị khi thiết kế lõi tại khu vực tầng cứng. Năm 2003, luận án của Nguyễn Thế Đệ đã công bố những kết quả nghiên cứu về “*Hợp lý hóa phản ứng của kết cấu nhà cao tầng chịu tải trọng động đất khu vực Hà Nội*”<sup>[37]</sup>. Theo đó, luận án đã nêu những kết quả về xây dựng đồ thị hệ số khuếch đại cường độ động đất của vùng trung Hà Nội, thiết lập phương pháp và các bước tiến hành để xây dựng đường cong hệ số động đất khi biết phổ phản ứng gia tốc và đề xuất giải pháp kết cấu dùng tầng cứng thêm vào nhà cao tầng để điều khiển phản ứng của công trình khi chịu tải trọng động đất. Năm 2006, luận án của Võ Thanh Lương nghiên cứu về “*Tính toán động lực học nhà cao tầng dạng kết cấu thanh chịu tác dụng động đất có kể đến tính dẻo của vật liệu*”<sup>[38]</sup>. Luận án này đã xây dựng các phương trình, thuật toán tính toán nhà cao tầng chịu tác dụng của động đất bằng phương pháp phần tử hữu hạn với mô hình kết cấu là hệ thanh, mô hình vật liệu đàn hồi tuyến tính, đàn dẻo lý tưởng và đàn dẻo kiểu ba đoạn thẳng có kể đến ảnh hưởng của biến dạng trượt trong thanh và nội lực ban đầu trong kết cấu. Một nghiên cứu khác về sự làm việc phi tuyến của vật liệu theo mô hình đàn dẻo chịu tải trọng thay đổi với ứng xử liên kết nửa cứng đàn dẻo thông qua khảo sát khung phẳng kết cấu thép có nút liên kết cột dầm nửa cứng của tác giả Nguyễn Quốc Hùng thông qua luận án tiến sỹ “*Phân tích khung phẳng có xét đến độ mềm của liên kết, chịu tải trọng ngang thay đổi lặp có chu kỳ*”<sup>[39]</sup>. Tiếp đó, năm 2011 tác giả Lê Trung Phong có nghiên cứu khá chi tiết về các yếu tố ảnh hưởng đến hệ số ứng xử của công trình trong thiết kế công trình chịu tải trọng động đất thông qua đề tài tiến sỹ “*Hệ số ứng xử của kết cấu bê tông cốt thép dùng trong tính toán tác động động đất lên công trình xây dựng*”<sup>[40]</sup>.

Nghiên cứu thực nghiệm về thiết kế kháng chấn đối với công trình ở nước ta còn khá khiêm tốn. Năm 2012, nhóm đề tài của Viện KHCN Xây dựng do PGS. TS. Trần Chung chủ trì đã tiến hành thí nghiệm mô hình nhà công nghiệp hóa chịu tải trọng động đất. Đối tượng thí nghiệm là một khung bê tông cốt thép bê tông ứng lực trước lắp ghép hai tầng chịu tải trọng lặp đổi chiều. Đây là thí nghiệm lần đầu tiên được thực hiện ở Việt Nam với quy mô lớn và được thực hiện với tải trọng lặp đổi chiều. Kết quả của đề tài đã giúp đưa ra được đường cong trễ biểu thị sự làm việc của kết cấu ngoài miền đàn hồi và dạng phá hoại của kết cấu khung. Tuy nhiên, mức chuyển vị ngang tỉ đối trong thí nghiệm này mới chỉ thực hiện đến 0.125% là hơi nhỏ, chưa phản ánh hết được sự làm việc của mô hình thí nghiệm ở giai đoạn ngoài miền đàn hồi [41~43].

## **1.5 Giới thiệu về luận án**

### **1.5.1 Nhiệm vụ đặt ra đối với luận án**

Qua nghiên cứu tổng quan trình bày ở trên có thể thấy rằng các nghiên cứu lý thuyết về nguyên lý làm việc tổng thể của kết cấu có tầng cứng đã được thực hiện từ lâu trên thế giới và công thức tính toán cho mô hình phẳng đơn giản cũng đã được đưa ra. Mặc dù vậy, thiết kế kháng chấn đối với dạng kết cấu này vẫn được coi là phức tạp và không có quy trình chung áp dụng cho mọi công trình. Do sự phức tạp và đa dạng của kết cấu tùy thuộc vào từng công trình cụ thể mà các tiêu chuẩn hoặc tài liệu hướng dẫn thiết kế liên quan, vốn không nhiều, cũng chỉ nêu lên các vấn đề chung cần phải quan tâm khi thiết kế, trong đó nhấn mạnh tầm quan trọng của các phân tích kết cấu theo phương pháp phi tuyến. Nghiên cứu thực nghiệm tập trung trực tiếp vào kết cấu khu vực tầng cứng chỉ mới tìm thấy một thí nghiệm đối với nút liên kết giàn cứng bằng thép dạng chữ K và một số thí nghiệm bàn rung xem xét ứng xử của kết cấu tổng thể, chưa tìm thấy các thí nghiệm liên quan đến khu vực tầng cứng đối với kết cấu bê tông cốt thép.

Ở Việt Nam, các thí nghiệm kết cấu chịu tải trọng động đất nói chung còn rất ít. Chưa có nghiên cứu kháng chấn kết cấu tầng cứng bằng thí nghiệm nào được thực hiện. Việc nghiên cứu kết cấu nhà cao tầng có tầng cứng mới chỉ dừng ở việc xem xét ứng xử chung của kết cấu dựa trên phân tích đàn hồi tuyến tính hoặc tính toán thiết kế theo tiêu chuẩn. Ngoài ra, có thể thấy nghiên cứu ứng xử ngoài đàn hồi của dạng kết cấu này bằng phân tích phi tuyến và thiết kế dựa trên tính năng vẫn còn là mới mẻ tại Việt Nam. Đề tài nghiên cứu liên quan tới phương pháp này cũng không được tìm thấy.

Do vậy, nghiên cứu ứng xử ngoài đàn hồi bằng lý thuyết và thí nghiệm mô hình kết cấu nhà cao tầng có tầng cứng bê tông cốt thép chịu động đất là vấn đề đặt ra cho luận án. Sự làm việc của nút liên kết cột-dầm cứng là nội dung quan trọng của chương trình nghiên cứu. Áp

dụng phương pháp thiết kế dựa trên tính năng, đánh giá ứng xử của kết cấu thông qua phân tích phi tuyến (tĩnh và động) có xét tới điều kiện động đất và địa chất xây dựng tại Việt Nam cần được thực hiện.

### **1.5.2 Đối tượng, phạm vi và phương pháp nghiên cứu**

Nghiên cứu lý thuyết ứng xử kết cấu nhà cao tầng bê tông cốt thép có tầng cứng chịu tải trọng động đất ở Việt Nam.

Nghiên cứu ứng xử của nút liên kết cột-dầm cứng thông qua thí nghiệm.

### **1.5.3 Nội dung nghiên cứu của luận án**

- Tổng quan các phương pháp thiết kế kháng chấn và đặc trưng chịu lực của kết cấu nhà cao tầng có tầng cứng chịu tải trọng động đất;
- Tổng quan phương pháp thiết kế kháng chấn theo tính năng và các phương pháp phân tích phi tuyến;
- Nghiên cứu lựa chọn phổ chuyển vị phù hợp cho phân tích tĩnh phi tuyến đối với công trình nhà cao tầng;
- Nghiên cứu lựa chọn sóng động đất sử dụng cho phân tích động phi tuyến có xét tới điều kiện địa chất tại địa phương;
- Đánh giá hệ số ứng xử của kết cấu thông qua phân tích phi tuyến;
- Nghiên cứu sự làm việc của nút liên kết cột-dầm cứng thông qua thí nghiệm;

### **1.5.4 Cấu trúc của luận án**

Luận án gồm 4 chương:

- Chương 1: Tổng quan;
- Chương 2: Phương pháp thiết kế kháng chấn dựa theo tính năng.
- Chương 3: Ứng xử của kết cấu nhà cao tầng bê tông cốt thép có tầng cứng chịu tải trọng động đất.
- Chương 4: Thí nghiệm mô hình nút cột – dầm cứng.
- Kết luận và kiến nghị.

## 2 CHƯƠNG 2 – PHƯƠNG PHÁP THIẾT KẾ KHÁNG CHẤN DỰA THEO TÍNH NĂNG CHO NHÀ CAO TẦNG

### 2.1 Mở đầu

Mục tiêu của các quy định trong tiêu chuẩn thiết kế là nhằm đạt được mức độ an toàn tối thiểu cho các công trình thiết kế. Các quy định mang tính *định trước* này dùng để thiết kế an toàn mọi công trình từ quy mô nhỏ (nhà 1, 2 tầng) cho đến cao nhất. Do phạm vi áp dụng rộng như vậy, nên các điều khoản hàm chứa một số yêu cầu không thực sự phù hợp đối với nhà cao tầng, có thể dẫn đến sự không tối ưu trong thiết kế, gồm cả tính kinh tế và tính an toàn. Những tiến bộ trong phương pháp thiết kế dựa theo tính năng và sự hoàn thiện của nguyên lý *thiết kế theo khả năng* (capacity design) cho phép tiếp cận trực tiếp hơn trong việc phân tích và thiết kế nhà cao tầng.

Chương này trình bày một số nội dung quan trọng của phương pháp thiết kế kháng chấn dựa theo tính năng, bao gồm phương pháp xác định mục tiêu tính năng của công trình ứng với các mức nguy cơ động đất, phương pháp mô hình hóa và phân tích phi tuyến, cách xác định động đất đầu vào trong phân tích phi tuyến. Quy trình thiết kế dựa theo tính năng đã được thiết lập để làm cơ sở lý thuyết đi sâu vào nghiên cứu ứng xử của kết cấu cao tầng có tầng cứng thông qua phân tích và thực nghiệm.

### 2.2 Xác định mục tiêu tính năng của công trình

#### 2.2.1 Mức nguy cơ động đất

Mức nguy cơ động đất cũng đã được đề cập trong các tiêu chuẩn hiện hành ở Mỹ, Nhật, Trung Quốc, theo đó mức nguy cơ động đất được phân làm 3 mức: động đất nhỏ, động đất mạnh và động đất rất mạnh. Tiêu chuẩn Việt Nam<sup>[21]</sup>, Eurocode 8<sup>[22]</sup> định nghĩa 2 mức nguy cơ động đất ứng với yêu cầu không sụp đổ và yêu cầu hạn chế hư hỏng lần lượt là 10% trong 50 năm (chu kỳ lặp là 475 năm) và 10% trong 10 năm (chu kỳ lặp là 95 năm). Ngoài ra, tiêu chuẩn cũng quy định đối với từng loại công trình cụ thể có mức độ quan trọng khác nhau, có thể điều chỉnh chu kỳ lặp (dài hơn hoặc ngắn hơn chu kỳ lặp tham chiếu) phù hợp, thông qua điều chỉnh hệ số tầm quan trọng. ASCE 41<sup>[5]</sup> và SEAOC Vision 2000<sup>[34]</sup> quy định bốn mức nguy cơ động đất, thể hiện trong Bảng 2- 1.

**Bảng 2- 1: Các cấp nguy cơ động đất của Mỹ**

Mức nguy cơ động đất	Theo FEMA		Theo SEAOC	
	Xác suất vượt trong 50 năm	Chu kỳ lặp (năm)	Xác suất vượt	Chu kỳ lặp (năm)
Động đất nhỏ (frequent earthquake)	50	72	50% trong 30 năm	43
Động đất vừa (occasional earthquake)	20	225	50% trong 50 năm	72
Động đất mạnh (rare earthquake)	10	475	10% trong 50 năm	475
Động đất rất mạnh (very rare earthquake)	2	2475	10% trong 100 năm	970

### 2.2.2 Mức tính năng công trình

Mức tính năng của công trình là “tình trạng” của công trình sau khi xảy ra động đất, hay nói cách khác đây là chỉ tiêu đánh giá mức độ phá hoại công trình do động đất gây ra. PBSĐ yêu cầu không những phải đảm bảo an toàn, mà còn khống chế mức độ phá hoại, để hạn chế thiệt hại về kinh tế ở mức độ nhất định. Do đó, ứng với mỗi mức nguy cơ động đất cần phải xác định mức tính năng tương ứng của công trình. Việc xác định mức tính năng của công trình liên quan đến *mức tính năng của cấu kiện kết cấu* (Structural Performance Levels) và *mức tính năng của cấu kiện phi kết cấu* (Nonstructural Performance Levels).

#### 2.2.2.1 Mức tính năng cấu kiện kết cấu

ASCE 41<sup>[5]</sup> qui định ba mức tính năng cấu kiện kết cấu và hai vùng tính năng nằm giữa ba mức giới hạn nêu trên, cụ thể như sau:

- 1) Mức “*Tiếp tục sử dụng*” (Immediate Occupancy Performance Level, viết tắt là IO): cường độ và độ cứng của kết cấu vẫn giữ nguyên như trước khi động đất xảy ra, công trình an toàn để vận hành bình thường.
- 2) Vùng “*Khống chế hư hỏng*” (Damage Control Performance Range): được định nghĩa là trạng thái của kết cấu nằm giữa mức “*Tiếp tục sử dụng*” và “*An toàn sinh mạng*”.
- 3) Mức “*An toàn sinh mạng*” (Life Safety Performance Level, viết tắt là LS): xảy ra hư hỏng nhẹ đối với các cấu kiện kết cấu, nhưng vẫn nằm trong giới hạn an toàn để không xảy ra sụp đổ cục bộ hoặc tổng thể.



- 4) Vùng “*Giới hạn về an toàn*” (Limited Safety Performance Range): được định nghĩa là trạng thái của kết cấu nằm giữa mức “*An toàn sinh mạng*” và “*Ngăn ngừa sụp đổ*”.
- 5) Mức “*Ngăn ngừa sụp đổ*” (Collapse Prevention Performance Level, viết tắt là CP): xảy ra hư hỏng đối với các cấu kiện kết cấu, kết cấu vẫn có thể tiếp tục chịu tải trọng đứng nhưng không xảy ra sụp đổ.

Mức tính năng và mức độ hư hỏng của cấu kiện kết cấu của kết cấu bê tông cốt thép được miêu tả chi tiết trong FEMA 356<sup>[4]</sup> và ASCE 41<sup>[5]</sup>.

### 2.2.2.2 Mức tính năng cấu kiện phi kết cấu

ASCE 41<sup>[5]</sup> qui định bốn mức tính năng cấu kiện phi kết cấu. Các cấu kiện phi kết cấu bao gồm: tường ngăn, trần treo, mặt dựng; thiết bị cơ điện (hệ thống cấp nhiệt, thông gió điều hòa, hệ thống bơm, chiếu sáng...). Bốn mức tính năng cấu kiện phi kết cấu bao gồm: “*Vận hành bình thường*” (Operational Performance Level), “*Tiếp tục sử dụng*” (Immediate Occupancy Level), “*An toàn sinh mạng*” (Life Safety Level) và “*Giảm thiểu nguy cơ*” (Hazards Reduced Level). Do tiêu chí tính năng của cấu kiện phi kết cấu liên quan đến rất nhiều chuyên ngành khác nhau và không phải là nội dung quan tâm của luận án, nên không tiếp tục đi sâu hơn.

### 2.2.2.3 Xác định mức tính năng công trình

Có rất nhiều mức tính năng của công trình được xác định dựa vào tổ hợp của mức tính năng cấu kiện kết cấu và phi kết cấu. Trong đó, bốn mức tính năng công trình thường dùng bao gồm:

- 1) *Sử dụng bình thường* (Operational Level): không có hư hỏng hoặc hư hỏng rất nhỏ đối với cấu kiện kết cấu và phi kết cấu.
- 2) *Tiếp tục sử dụng* (Immediate Occupancy Level): không có hư hỏng hoặc hư hỏng rất nhỏ đối với cấu kiện kết cấu; xuất hiện hư hỏng nhỏ đối với cấu kiện phi kết cấu. Nguy cơ ảnh hưởng an toàn sinh mạng ở các công trình này là rất thấp.
- 3) *An toàn sinh mạng* (Life Safety Level): xuất hiện hư hỏng đáng kể đối với cấu kiện kết cấu và phi kết cấu. Phải thực hiện việc sửa chữa mới có thể đưa công trình sử dụng trở lại, tuy nhiên việc sửa chữa có thể không thực tế vì tính hiệu quả kinh tế. Nguy cơ ảnh hưởng an toàn sinh mạng ở các công trình này là thấp.
- 4) *Ngăn ngừa sụp đổ* (Collapse Prevention Level): có nguy cơ ảnh hưởng nghiêm trọng đến an toàn sinh mạng do sự phá hoại của cấu kiện phi kết cấu. Tuy nhiên, do công trình không sụp đổ nên vẫn tránh được thảm họa thiệt hại sinh mạng. Phần lớn các công trình ở cấp tính năng này đều bị thiệt hại hoàn toàn về kinh tế.

### 2.2.3 Mục tiêu tính năng

Mục tiêu tính năng (performance objective) của công trình là mức độ ứng xử mong muốn của công trình khi chịu tác động của động đất ở một độ lớn nhất định. Việc lựa chọn mục tiêu tính năng của công trình là tiền đề và cơ sở để tiến hành thiết kế kháng chấn dựa theo tính năng. Nếu mục tiêu tính năng yêu cầu cao thì độ an toàn của công trình được nâng cao, nhưng chi phí đầu tư xây dựng tăng lên nhiều; nếu mục tiêu tính năng đặt ra thấp, tuy có thể làm giảm chi phí đầu tư ban đầu nhưng sẽ làm tăng nguy cơ hư hỏng của công trình, cũng như làm tăng chi phí duy tu bảo dưỡng.

**Bảng 2- 2: Mục tiêu tính năng theo ASCE 41**

Mức nguy cơ động đất	Mức tính năng công trình			
	Sử dụng bình thường	Tiếp tục sử dụng	An toàn sinh mạng	Ngăn ngừa sụp đổ
Động đất nhỏ (50% trong 50 năm)	<i>a</i>	<i>b</i>	<i>c</i>	<i>d</i>
Động đất vừa (20% trong 50 năm)	<i>e</i>	<i>f</i>	<i>g</i>	<i>h</i>
Động đất mạnh (10% trong 50 năm)	<i>i</i>	<i>j</i>	<i>k</i>	<i>l</i>
Động đất rất mạnh (2% trong 50 năm)	<i>m</i>	<i>n</i>	<i>o</i>	<i>p</i>

ASCE 41 kiến nghị ba mức mục tiêu tính năng của công trình lần lượt là “*Mục tiêu an toàn cơ bản*” (Basic Safety Objective), “*Mục tiêu tăng cường*” (Enhanced Objectives) và “*Mục tiêu giới hạn*” (Limited Objectives). Trong đó, “*Mục tiêu an toàn cơ bản*” được biểu thị bằng tính năng *k* và *p* (xem Bảng 2- 2) với ý nghĩa công trình thuộc cấp mục tiêu tính năng này sẽ đảm bảo an toàn sinh mạng khi chịu tác động của động đất mạnh và không sụp đổ khi chịu tác động của động đất rất mạnh. Công trình được thiết kế theo các tiêu chuẩn hiện hành như IBC, UBC được xem như thỏa mãn cấp mục tiêu tính năng này<sup>[5]</sup>. Công trình có cấp mục tiêu tính năng cao hơn “*Mục tiêu an toàn cơ bản*” sẽ thuộc cấp “*Mục tiêu tăng cường*”, ví dụ tổ hợp (*p* và *i* hoặc *j*). Ngược lại nếu công trình có cấp mục tiêu tính năng thấp hơn cấp “*Mục tiêu an toàn cơ bản*” sẽ thuộc cấp “*Mục tiêu giới hạn*”, ví dụ: chỉ mỗi *k* hay chỉ mỗi *p*.

Việc xác định mục tiêu tính năng của một công trình cụ thể cần xem xét một cách tổng quát các yếu tố như điều kiện địa chất, tầm quan trọng của công trình, tổn thất và chi phí sửa chữa khi động đất xảy ra, giá trị văn hóa lịch sử, hiệu ứng xã hội và năng lực của chủ đầu tư.

### 2.3 Phân tích kết cấu bằng phương pháp phi tuyến

Thông thường có bốn phương pháp phân tích (gồm tĩnh tuyến tính, động tuyến tính, tĩnh phi tuyến và động phi tuyến) có thể sử dụng để tính toán lực và biến dạng của kết cấu. Các

phương pháp phân tích tuyến tính (tĩnh và động) được thực hiện với giả thiết là công trình làm việc trong giai đoạn đàn hồi, mặc dù công trình phản ứng phi đàn hồi dưới tác động của động đất. Theo ASCE 41<sup>[5]</sup>, phương pháp phân tích đàn hồi chỉ được sử dụng đối với kết cấu thỏa mãn tính đều đặn để có thể bỏ qua ảnh hưởng của xoắn và dao động bậc cao. ASCE 41 cũng liệt kê một loạt tiêu chí để giới hạn phạm vi sử dụng của phương pháp này, ví dụ, đưa ra quy định: phương pháp phân tích đàn hồi chỉ được sử dụng nếu tỷ số giữa yêu cầu và khả năng (*Demand to capacity ratio*) của tất cả các cấu kiện kết cấu không vượt quá 2. Riêng với ATC-40<sup>[47]</sup>, không cho phép sử dụng phương pháp phân tích đàn hồi để xác định ứng xử của kết cấu chịu tải trọng động đất.

### 2.3.1 Phương pháp phân tích tĩnh phi tuyến

Phương pháp phân tích tĩnh phi tuyến được xây dựng trên giả thiết ứng xử của công trình có thể được xem xét thông qua ứng xử của hệ một bậc tự do tương đương (*equivalent SDOF system*) thay thế. Điều này có nghĩa, ứng xử của công trình sẽ do một dạng dao động không chế và hình dáng của dạng dao động này giữ nguyên trong cả quá trình phân tích. Cho dù các giả thiết trên không hoàn toàn chính xác, song các nghiên cứu của Saidi và Sozen (1981); Fajfar và Fishchinger (1988), Qi và Moehle (1991), Miranda (1991), Lawson (1994) chỉ ra rằng việc sử dụng các giả thiết này có thể dự đoán một cách tương đối chính xác ứng xử của lớn nhất của hệ nhiều bậc tự do mà dạng dao động đầu tiên chiếm ưu thế.

Đối với công trình cao tầng, về lý thuyết, phương pháp phân tích tĩnh phi tuyến không thực sự phù hợp khi áp dụng cho kết cấu có ảnh hưởng của dao động bậc cao là đáng kể. Tuy nhiên, ngay cả khi phương pháp tĩnh phi tuyến không thích hợp cho việc đánh giá tính năng kháng chấn một cách hoàn chỉnh thì phương pháp này vẫn là một công cụ hiệu quả để tìm hiểu ứng xử phi tuyến của kết cấu khi không thể tiến hành phân tích theo phương pháp phân tích động phi tuyến<sup>[85]</sup>. Các tài liệu [93~96] có trình bày việc áp dụng phương pháp phân tích tĩnh phi tuyến cho nhà cao tầng trong thực hành thiết kế.

Lý thuyết chuyển đổi hệ nhiều bậc tự do thành hệ một bậc tự do tương đương trình bày dưới đây là cơ sở quan trọng khi áp dụng phương pháp tĩnh phi tuyến.

Phương trình dao động của hệ nhiều bậc tự do chịu tác động của gia tốc nền theo phương ngang được biểu thị như sau:

$$[M]\{\ddot{x}\} + [C]\{\dot{x}\} + \{Q\} = -[M]\{1\}\ddot{u}_g \quad (2-1)$$

trong đó:  $[M]$ ,  $[C]$  lần lượt là ma trận khối lượng và ma trận cản;  $\{x\}$  là vec-tơ chuyển vị tương đối;  $\ddot{u}_g$  là gia tốc dao động của nền;  $\{Q\}$  là vec-tơ lực của các tầng.

Giả thiết, vec-tơ hình dáng  $\{\Phi\}$  được chuẩn hóa tại vị trí đỉnh công trình, đặt  $x_i$  là chuyển vị đỉnh, ta có:

$$\{x\} = \{\Phi\} x_i \quad (2-2)$$

Thay vào phương trình (2-1) ta được:

$$[M]\{\Phi\} \ddot{x}_i + [C]\{\Phi\} \dot{x}_i + \{Q\} = -[M]\{1\} \ddot{x}_g \quad (2-3)$$

Hệ một bậc tự do tương đương được định nghĩa với chuyển vị tham chiếu  $x^r$  xác định như sau:

$$x^r = \frac{\{\Phi\}^T [M] \{1\}}{\{\Phi\}^T [M] \{\Phi\}} x_i \quad (2-4)$$

Nhân hai vế của phương trình (2-3) với  $\{\Phi\}^T$  và thay  $x_i$  từ phương trình (2-4), ta có phương trình cân bằng của hệ một bậc tự do tương đương:

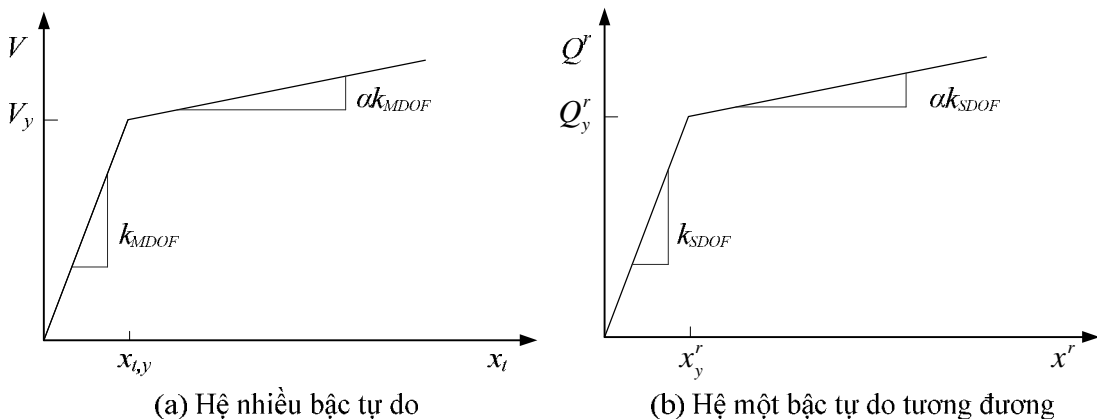
$$M^r \ddot{x}^r + C^r \dot{x}^r + Q^r = -M^r \ddot{x}_g \quad (2-5)$$

trong đó:

$$M^r = \{\Phi\}^T [M] \{1\} \quad (2-6)$$

$$Q^r = \{\Phi\}^T \{Q\} \quad (2-7)$$

$$C^r = \{\Phi\}^T [C] \{\Phi\} \frac{\{\Phi\}^T [M] \{1\}}{\{\Phi\}^T [M] \{\Phi\}} \quad (2-8)$$



**Hình 2- 1: Quan hệ lực-biến dạng của công trình và hệ một bậc tự do tương đương**

Quan hệ lực – biến dạng của hệ một bậc tự do tương đương được xác định từ kết quả phân tích tĩnh phi tuyến của hệ nhiều bậc tự do sử dụng vec-tơ hình dáng đã nêu ở trên. Quan hệ lực – biến dạng được lý tưởng hóa bằng đường quan hệ hai đoạn thẳng (*bilinear*), xem Hình 2- 1.

Chu kỳ của hệ một bậc tự do tương đương được xác định bằng công thức sau:

$$T_{eq} = 2p \left[ \frac{x_y^r M^r}{Q_y^r} \right]^{1/2} \quad (2-9)$$

trong đó  $x_y^r$ ,  $Q_y^r$  lần lượt là chuyển vị dẻo và lực chảy dẻo của hệ một bậc tự do tương đương được xác định theo công thức (2-10) và (2-11).

$$x_y^r = \frac{\{\Phi\}^T [M] \{\Phi\}}{\{\Phi\}^T [M] \{1\}} x_{t,y} \quad (2-10)$$

$$Q_y^r = \{\Phi\}^T \{Q_y\} \quad (2-11)$$

với  $\{Q_y\}$  là vec-tơ lực của các tầng khi “chảy dẻo”, giữa  $\{Q_y\}$  và lực cắt đáy  $V_y$  có quan hệ sau:

$$V_y = \{1\}^T \{Q_y\} \quad (2-12)$$

Đến đây, các đặc trưng động lực của hệ một bậc tự do tương đương đã được xác định. Trong phần tiếp theo sẽ giới thiệu một số phương pháp thường được sử dụng để xác định chuyển vị mục tiêu, phục vụ cho việc đánh giá theo tính năng.

### 2.3.1.1 Phương pháp phổ khả năng

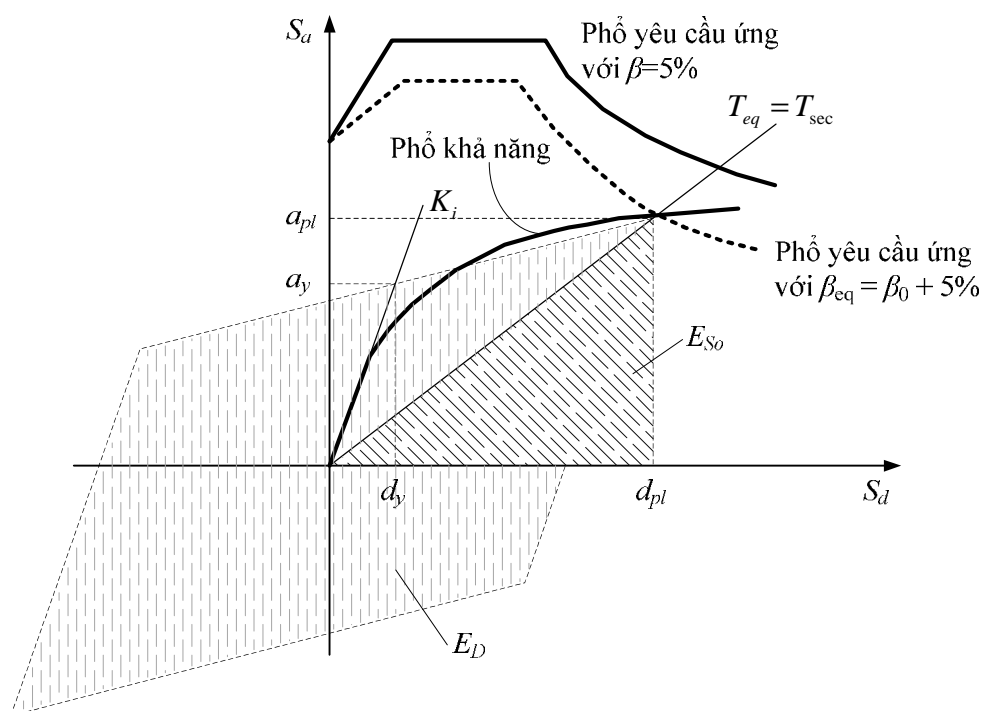
Ý tưởng cơ bản của phương pháp phổ khả năng (*Capacity Spectrum Method*) là thể hiện hai đường cong quan hệ trên cùng một hình vẽ, đường thứ nhất là đường cong khả năng (*Capacity curver*) thể hiện quan hệ lực – biến dạng của kết cấu (kết quả của phân tích tĩnh đầy đàn), đường cong thứ hai thể hiện đường cong phổ yêu cầu (*Demand spectrum*) được xây dựng từ phổ phản ứng. Giao điểm của hai đường cong này chính là điểm tính năng, đây chính là mức chuyển vị mục tiêu cần tìm.

Giả thiết cơ bản của kỹ thuật tuyến tính hóa sử dụng trong phương pháp phổ khả năng là: biến dạng đàn hồi dẻo lớn nhất của hệ một bậc tự do phi tuyến có thể xác định gần đúng thông qua biến dạng lớn nhất của hệ một bậc tự do tuyến tính có chu kỳ và tỷ số cản lớn hơn giá trị ban đầu của hệ phi tuyến, xem Hình 2- 2.

Hệ số cản nhớt tương đương ( $\beta_{eq}$ ) của hệ một bậc tự do tuyến tính được xác định theo công thức sau:

$$b_{eq} = b_0 + 0.05 \quad (2-13)$$

trong đó:  $\beta_0$  là hệ số cản trễ (hysteretic damping) được thể hiện dưới dạng hệ số cản nhớt tương đương; 0.05 (hay 5%) là tỷ số cản ban đầu của kết cấu.



**Hình 2- 2: Sơ đồ tuyến tính hóa theo phương pháp phổ khả năng**

Hệ số  $\beta_0$  được xác định theo công thức sau (Chopra, 1995):

$$b_0 = \frac{1}{4p} \frac{E_D}{E_{S_0}} \quad (2-14)$$

trong đó:  $E_D$  là năng lượng tiêu tán thông qua cản, chính là diện tích hình bình hành trong Hình 2- 2;  $E_{S_0}$  là năng lượng biến dạng lớn nhất, chính là diện tích hình tam giác trong Hình 2- 2.

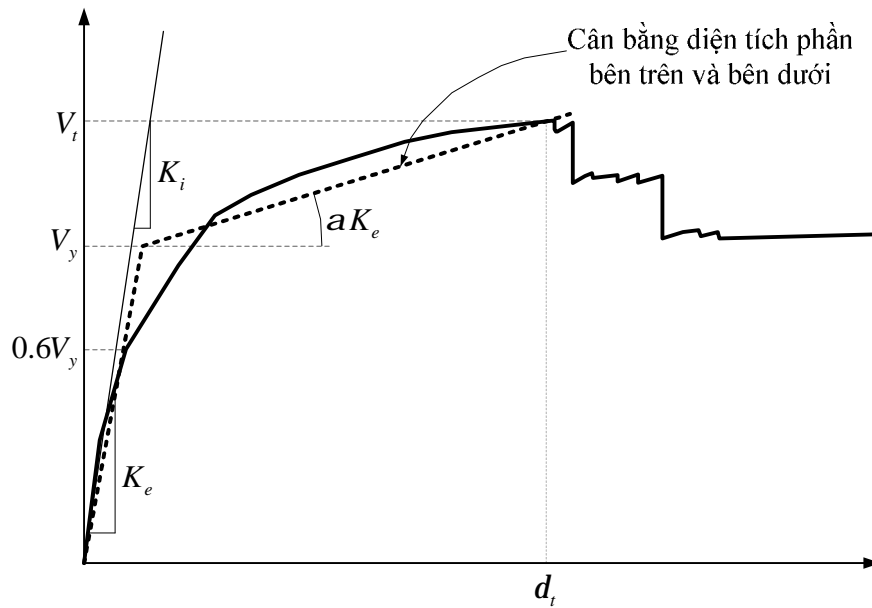
Quy trình xác định điểm tính năng là một quy trình lặp, với các bước như sau:

- 1) Chuyển đổi phổ phản ứng gia tốc về định dạng ADRS, đây là một cách thể hiện khác của phổ phản ứng với trục tung biểu thị gia tốc và trục hoành biểu thị chuyển vị;
- 2) Tiến hành phân tích tĩnh phi tuyến để xác định đường cong khả năng;
- 3) Chuyển đổi đường cong khả năng về định dạng ADRS, gọi là phổ khả năng;
- 4) Giả thiết điểm tính năng  $d_{p1}$ ;
- 5) Tiến hành tuyến tính toán, xác định hệ số cản nhớt tương đương  $\beta_{eq}$ ;
- 6) Vẽ lại đường cong phổ gia tốc với hệ số cản nhớt  $\beta_{eq}$  xác định trong mục 5) ; tìm giao điểm với phổ khả năng, giả thiết hoành độ của giao điểm này là  $d_{p2}$ ;

- 7) So sánh  $d_{p2}$  và  $d_{p1}$ , nếu gần nhau thì đây chính là điểm tính năng, ngược lại, lấy  $d_{p1}=d_{p2}$ , quay lại bước 5.

### 2.3.1.2 Phương pháp hệ số chuyển vị

Phương pháp hệ số chuyển vị đưa ra quy trình tính toán trực tiếp để xác định  *yêu cầu chuyển vị* (displacement demand), hay còn gọi là *chuyển vị mục tiêu* (target displacement). Phương pháp này không yêu cầu phải chuyển đổi đường cong khả năng về định dạng ADRS. Quy trình tính toán theo phương pháp này bao gồm các bước sau:



Hình 2- 3: Sơ đồ tuyến tính hóa theo phương pháp hệ số chuyển vị

- 1) Giả thiết chuyển vị mục tiêu  $\delta_{t,1}$ ;
- 2) Thiết lập quan hệ tuyến tính hóa (xem Hình 2- 3) ;
- 3) Xác định chu kỳ hữu hiệu  $T_e$  theo công thức sau:

$$T_e = T_i \sqrt{\frac{K_i}{K_e}} \quad (2-15)$$

- 4) Tính toán chuyển vị mục tiêu theo công thức dưới đây:

$$d_{t,2} = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e^2}{4\rho^2} \quad (2-16)$$

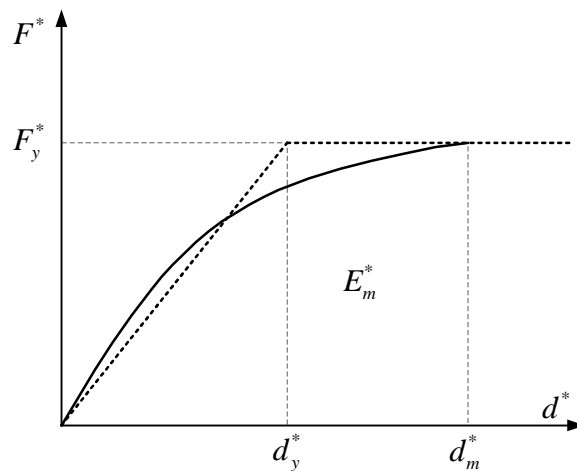
trong đó:  $C_0$  là hệ số điều chỉnh xét đến việc chuyển đổi từ hệ nhiều bậc tự do (MDOF) sang hệ một bậc tự do tương đương;  $C_1$  là hệ số xét đến chuyển vị đàn hồi dẻo;  $C_2$  là hệ số xét đến sự giảm độ cứng và suy thoái cường độ;  $C_3$  là hệ số xét đến ảnh hưởng của hiệu ứng P- $\Delta$ ;  $S_a$  là

giá trị của phổ phản ứng gia tốc đàn hồi ứng với chu kỳ  $T_e$ . Chi tiết về việc xác định giá trị của các hệ số này xem thêm trong FEMA 356.

- 5) So sánh chuyển vị mục tiêu tính được trong bước 4 với chuyển vị giả thiết trong bước 1, nếu hai giá trị sai lệch không nhiều thì đây chính là giá trị cần tìm, còn không tiếp tục quay lại bước 1.

### 2.3.1.3 Phương pháp N2

Phương pháp N2 (trong EC8, TCVN 9386) tương tự như phương pháp phổ khả năng trừ việc phương pháp này sử dụng phổ đàn hồi dẻo (*Inelastic response spectrum*). Quy trình tính toán theo phương pháp này bao gồm các bước sau:



**Hình 2- 4: Sơ đồ tuyến tính hóa theo phương pháp N2**

- 1) Chuyển đổi phổ phản ứng về định dạng ADRS ;
- 2) Tiến hành phân tích tĩnh phi tuyến để xác định đường cong khả năng;
- 3) Chuyển đổi sang hệ một bậc tự do tương đương:

$$F^* = \frac{F}{\Gamma} \quad (2-17)$$

$$d^* = \frac{d}{\Gamma} \quad (2-18)$$

trong đó:  $F, d$  lần lượt là lực cắt đáy và chuyển vị của hệ nhiều bậc tự do;  $F^*, d^*$  lần lượt là lực cắt đáy và chuyển vị của hệ một bậc tự do tương đương;  $\Gamma$  là hệ số chuyển đổi, xác định theo công thức sau:

$$\Gamma = \frac{m_i \Phi_i}{\sum m_i \Phi_i^2} = \frac{m^*}{\sum m_i \Phi_i^2} \quad (2-19)$$

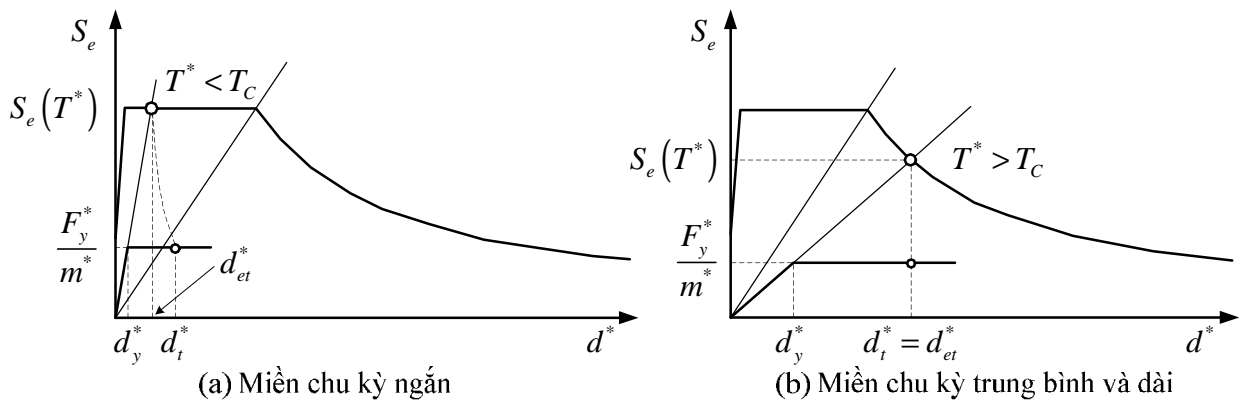


- 4) Giả thiết chuyển vị mục tiêu  $d_m^*$ , thiết lập quan hệ tuyến tính hóa, xác định chuyển vị dẻo theo công thức (2-20), trong đó  $E_m^*$  là năng lượng biến dạng thực tế cho tới khi hình thành cơ cấu dẻo, chính là diện tích được bao bởi đường cong khả năng (xem Hình 2- 4);

$$d_y^* = 2 \left( d_m^* - \frac{E_m^*}{F_y^*} \right) \quad (2-20)$$

- 5) Xác định chu kỳ của hệ một bậc tự do tương đương:

$$T^* = 2p \sqrt{\frac{m^* d_y^*}{F_y^*}} \quad (2-21)$$



**Hình 2- 5: Xác định chuyển vị mục tiêu cho hệ một bậc tự do tương đương**

- 6) Chuyển đổi đường cong tuyến tính hóa giữa lực cắt và chuyển vị của hệ một bậc tự do tương đương về định dạng ADRS theo công thức:

$$S_a = \frac{F^*}{m^*} \quad (2-22)$$

- 7) Xác định hệ số dẻo  $R_\mu$  theo công thức (2-23):

$$R_m = \frac{S_e(T^*)}{S_{ay}} = \frac{S_e(T^*)m}{F^*} \quad (2-23)$$

- 8) Xác định yêu cầu chuyển vị  $S_d = d^*$  theo công thức sau (xem Hình 2- 5):

$$d_1^* = S_d = \begin{cases} \frac{d_{et}^*}{R_\mu} \left( 1 + (R_\mu - 1) \frac{T_C}{T^*} \right), & T^* < T_C \\ d_{et}^*, & T^* \geq T_C \end{cases} \quad (2-24)$$

9) So sánh giá trị  $d_1^*$  với giá trị  $d_m^*$  giả thiết trong bước 4), nếu 2 giá trị này khác nhau nhiều thì lấy  $d_m^* = d_1^*$ , rồi quay lại bước 4.

10) Chuyển đổi chuyển vị từ hệ một bậc tự do tương đương sang hệ nhiều bậc tự do:

$$d_m = \Gamma \times S_d \quad (2-25)$$

### 2.3.2 Phương pháp phân tích động phi tuyến

Về mặt lý thuyết, nếu mô hình phân tích phi tuyến của hệ kết cấu được mô hình hóa chính xác thì phương pháp phân tích động phi tuyến (còn gọi là phương pháp phân tích phi tuyến theo lịch sử thời gian) với đầu vào của động đất được định nghĩa dưới dạng giản đồ gia tốc sẽ cho kết quả chính xác. Phương pháp này cho phép khảo sát cơ chế phá hoại của kết cấu, nhận biết những vị trí yếu của kết cấu, có thể phản ánh được ảnh hưởng của thời gian kéo dài của động đất đến ứng xử kháng chấn của kết cấu.

Phương trình chuyển động của hệ nhiều bậc tự do chịu tác động của gia tốc nền theo phương ngang có dạng (viết lại phương trình (2-1) có thêm tham số thời gian):

$$[M]\{\ddot{\mathbf{x}}(t)\} + [C]\{\dot{\mathbf{x}}(t)\} + \{F(t)\} = -[M]\{1\}\ddot{\mathbf{x}}_g(t) \quad (2-26)$$

Tại thời điểm  $t + \Delta t$  phương trình (2-26) được viết lại như sau:

$$[M]\{\ddot{\mathbf{x}}(t + \Delta t)\} + [C]\{\dot{\mathbf{x}}(t + \Delta t)\} + \{F(t + \Delta t)\} = -[M]\{1\}\ddot{\mathbf{x}}_g(t + \Delta t) \quad (2-27)$$

Đặt:

$$\{\Delta \ddot{\mathbf{x}}\} = \{\ddot{\mathbf{x}}(t + \Delta t)\} - \{\ddot{\mathbf{x}}(t)\} \quad (2-28)$$

$$\{\Delta \dot{\mathbf{x}}\} = \{\dot{\mathbf{x}}(t + \Delta t)\} - \{\dot{\mathbf{x}}(t)\} \quad (2-29)$$

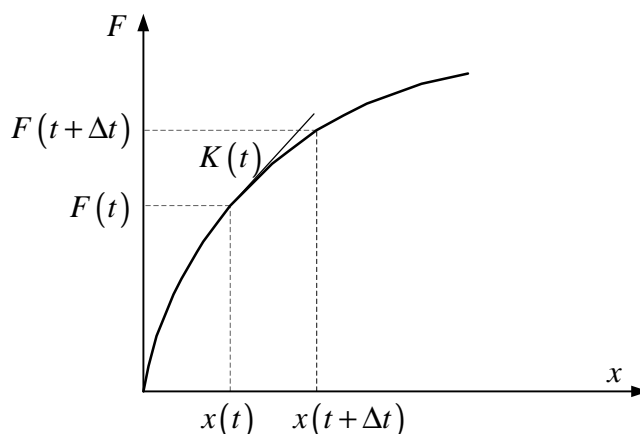
$$\{\Delta x\} = \{x(t + \Delta t)\} - \{x(t)\} \quad (2-30)$$

$$\Delta \ddot{\mathbf{x}}_g = \Delta \ddot{\mathbf{x}}_g(t + \Delta t) - \Delta \ddot{\mathbf{x}}_g(t) \quad (2-31)$$

$$\{\Delta F\} = \{F(t + \Delta t)\} - \{F(t)\} \quad (2-32)$$

Trừ phương trình (2-27) cho phương trình (2-26), ta được phương trình chuyển động của hệ nhiều bậc tự do biểu diễn dưới dạng gia tăng:

$$[M]\{\Delta \ddot{\mathbf{x}}\} + [C]\{\Delta \dot{\mathbf{x}}\} + \{\Delta F\} = -[M]\{1\}\Delta \ddot{\mathbf{x}}_g \quad (2-33)$$



**Hình 2- 6: Quan hệ lực biến dạng trong phân tích phi tuyến**

Trong khoảng thời gian  $\Delta t$  rất nhỏ, có thể xem sự thay đổi biến dạng của hệ kết cấu  $\{\Delta x\}$  là nhỏ, có thể biểu diễn gần đúng theo công thức:

$$\{\Delta F\} = [K(t)]\{\Delta x\} \quad (2-34)$$

trong đó  $[K(t)]$  là ma trận độ cứng của kết cấu tại thời điểm  $t$ , xác định dựa vào độ cứng của các cấu kiện tại thời điểm đó.

Thay (2-34) vào phương trình (2-33) ta có:

$$[M]\{\Delta \ddot{x}\} + [C]\{\Delta \dot{x}\} + [K(t)]\{\Delta x\} = -[M]\{1\} \Delta \ddot{g} \quad (2-35)$$

Phương trình (2-35) thường được giải bằng phương pháp số, một số phương pháp hay được sử dụng gồm có:

- Phương pháp gia tốc tuyến tính (*linear acceleration method*);
- Phương pháp Newmark- $\beta$  (*Newmark Beta method*);
- Phương pháp Wilson- $\theta$  (*Wilson Theta method*).

Trong khuôn khổ của luận án, không tiến hành việc lập trình để giải bài toán phân tích động phi tuyến mà sử dụng phần mềm Ruaumoko (sẽ được giới thiệu ở phần tiếp theo của chương) để tiến hành phân tích. Phần mềm này sử dụng phương pháp Newmark- $\beta$  với  $\beta=0.25$  (lúc này phương pháp này còn được gọi là phương pháp gia tốc trung bình – Newmark Constant Average Acceleration Method) để giải phương trình (2-35), nguyên lý của phương pháp này giả thiết vận tốc và chuyển vị tại thời điểm  $t+\Delta t$  của hệ có thể biểu diễn theo gia tốc, vận tốc và chuyển vị tại thời điểm  $t$  như sau:

$$\{\ddot{x}(t + \Delta t)\} = \{\ddot{x}(t)\} + \frac{1}{2}(\{\ddot{x}(t + \Delta t)\} + \{\ddot{x}(t)\})\Delta t \quad (2-36)$$

$$\{x(t + \Delta t)\} = \{x(t)\} + \{\dot{x}(t)\} \Delta t + \left(\frac{1}{2} - b\right) \{\ddot{x}(t)\} \Delta t^2 + b \{\ddot{x}(t + \Delta t)\} \Delta t^2 \quad (2-37)$$

Kết hợp phương trình (2-28) đến (2-30) và hai phương trình trên, ta có:

$$\{\Delta x\} = \{\dot{x}(t)\} \Delta t + \frac{1}{2} \{\ddot{x}(t)\} \Delta t^2 + b \{\ddot{x}\} \Delta t^2 \quad (2-38)$$

$$\{\Delta \dot{x}\} = \{\ddot{x}(t)\} \Delta t + \frac{1}{2} \{\Delta \ddot{x}\} \Delta t \quad (2-39)$$

Có thể biểu diễn lại lượng tăng của vận tốc và gia tốc theo chuyển vị:

$$\{\Delta \dot{x}\} = \frac{1}{2b\Delta t} \{\Delta x\} - \frac{1}{2b} \{\dot{x}(t)\} - \left(\frac{1}{4b} - 1\right) \{\ddot{x}(t)\} \Delta t \quad (2-40)$$

$$\{\Delta \ddot{x}\} = \frac{1}{b\Delta t^2} \{\Delta x\} - \frac{1}{b\Delta t} \{\dot{x}(t)\} - \frac{1}{2b} \{\ddot{x}(t)\} \quad (2-41)$$

Thay (2-40) và (2-41) vào phương trình (2-35) và đơn giản hóa ta được phương trình:

$$[\bar{K}(t)] \{\Delta x\} = \{\Delta \bar{P}\} \quad (2-42)$$

Trong đó:

$$[\bar{K}(t)] = [K(t)] + \frac{1}{2b\Delta t} [C] + \frac{1}{2\Delta t^2} [M] \quad (2-43)$$

$$\begin{aligned} \{\Delta \bar{P}\} = & -[M] \{1\} \Delta \ddot{x}_g + [M] \left\{ \frac{1}{b\Delta t} \{\dot{x}(t)\} + \frac{1}{2b} \{\ddot{x}(t)\} \right\} \\ & + [C] \left\{ \frac{1}{2b} \{\dot{x}(t)\} + \left(\frac{1}{4b} - 1\right) \{\ddot{x}(t)\} \Delta t \right\} \end{aligned} \quad (2-44)$$

Giải phương trình (2-42) ta sẽ xác định được độ tăng của chuyển vị. Quá trình giải phương trình này là quá trình lặp (do ứng xử của kết cấu là ứng xử phi tuyến), phương pháp thường được sử dụng là phương pháp Newton-Raphson. Sau khi có kết quả độ tăng chuyển vị sẽ tính được độ tăng của vận tốc và gia tốc trong bước tải này.

## 2.4 Mô hình hóa kết cấu trong phân tích phi tuyến

### 2.4.1 Giới thiệu phần mềm Ruaumoko

Phần mềm Ruaumoko được phát triển tại đại học Canterbury (Newzealand) từ những năm 1982 dưới sự hướng dẫn của giáo sư Athol Carr. Đây là phần mềm được thiết kế để trở thành một công cụ hữu hiệu để phân tích ứng xử phi tuyến cho kết cấu phẳng (2D) và kết cấu không

gian (3D) dưới tác dụng của gia tốc nền, chuyển vị nền hay kích thích động biến thiên theo thời gian. Phần mềm này được sử dụng tương đối rộng rãi trong nghiên cứu và ứng dụng tại các nước Australia và Newzealand. Trong nghiên cứu của luận án, sử dụng phiên bản 2D của phần mềm này [45].

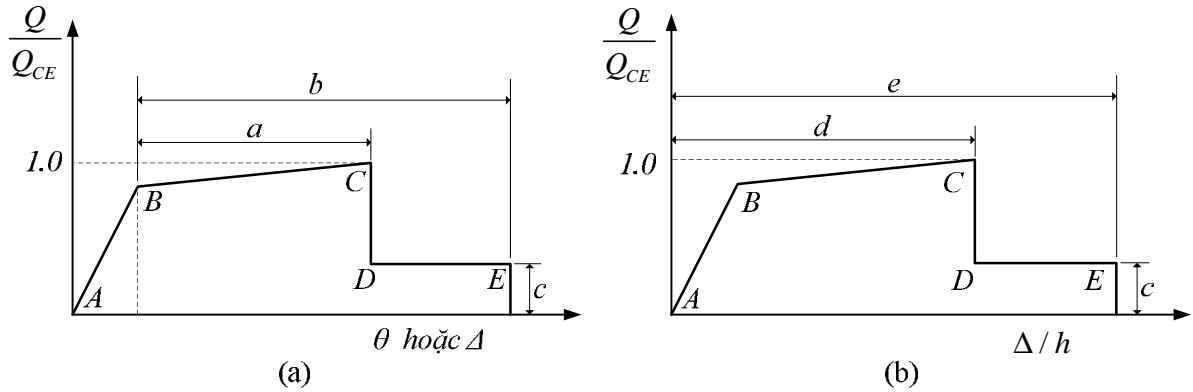
Khả năng mô hình hóa của phần mềm Ruaumoko tương đối mạnh, có thể liệt kê một số điểm chính bao gồm:

- 1) Quy luật trễ (Hysteresis): thư viện của phần mềm có hơn 40 quy luật trễ để mô phỏng ứng xử của các loại cấu kiện. Phần lớn các quy luật này cho phép xét đến sự suy giảm cường độ của cấu kiện. Lực (hoặc mô men) chảy dẻo có thể suy giảm theo hàm số của độ dẻo của cấu kiện hoặc số vòng lặp của quá trình dẻo.
- 2) Khối lượng (Mass): khối lượng của kết cấu được nhập dưới dạng trọng lượng và được chương trình chuyển đổi tự động. Chương trình cho phép nhập khối lượng tập trung vào nút hoặc khối lượng phân bố trên cấu kiện.
- 3) Độ cản (Damping): Ruaumoko có nhiều tùy chọn về cản để người sử dụng lựa chọn. Thông thường sẽ sử dụng mô hình cản Rayleigh, ngoài ra, chương trình còn cung cấp mô hình cản Caughey và Wilson & Penzien hoặc sử dụng phần tử cản (damping members) để mô phỏng.
- 4) Độ cứng (Stiffness): một số dạng phần tử có sẵn trong chương trình bao gồm: phần tử thanh, lò xo, tấm, phần tử cản, phần tử tiếp xúc, v.v...
- 5) Tải trọng: chương trình cho phép người dùng nhập rất nhiều dạng tải trọng, ví dụ như: tải trọng tĩnh, giản đồ gia tốc nền, giản đồ chuyển vị nền, lực động biến thiên theo thời gian.
- 6) Khả năng phân tích: chương trình có thể thực hiện các loại phân tích sau:
  - Phân tích tĩnh;
  - Phân tích tĩnh và phân tích dạng dao động;
  - Phân tích động tuyến tính, phi tuyến theo lịch sử thời gian;
  - Phân tích đẩy dần.

#### 2.4.2 Quan hệ lực – biến dạng khi chịu tải trọng động đất

ASCE 41-06 kiến nghị sử dụng quan hệ lực – biến dạng của cấu kiện bê tông cốt thép như thể hiện trong Hình 2- 7. Trong đó, Hình 2- 7(a) thể hiện quan hệ lực – biến dạng ở dạng biến dạng tuyệt đối và Hình 2- 7(b) thể hiện quan hệ này ở dạng biến dạng tỷ đối. Trong các hình vẽ này, đoạn AB thể hiện sự làm việc của cấu kiện trong giai đoạn đàn hồi, đoạn BC thể hiện sự làm việc trong giai đoạn đàn dẻo do *tăng cứng biến dạng* (strain hardening) hoặc *giảm cứng*

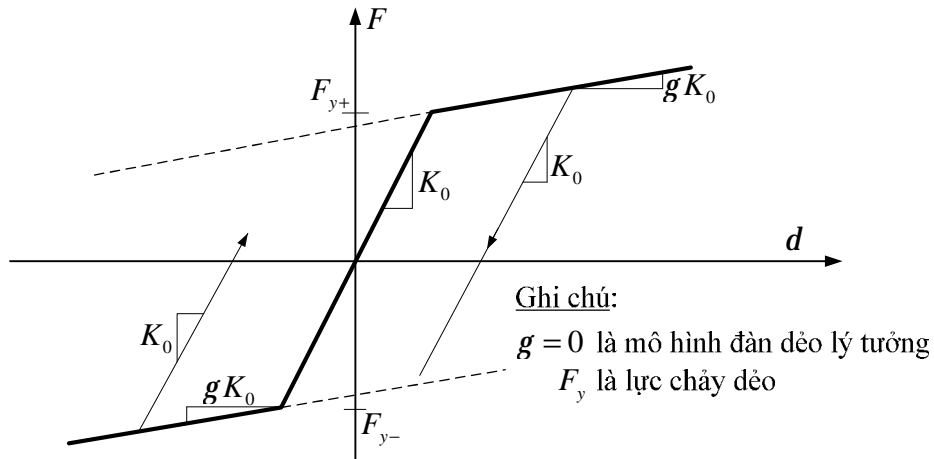
biến dạng (strain softening), đoạn CE thể hiện hiện sự làm việc trong giai đoạn suy giảm cường độ (strength – degraded). Các giá trị  $a, b, c, d$  trong hình cũng được quy định cụ thể đối với từng loại cấu kiện dầm, cột hoặc vách. Mục 2.6.4 của chương này sẽ trình bày chi tiết hơn về nội dung này.



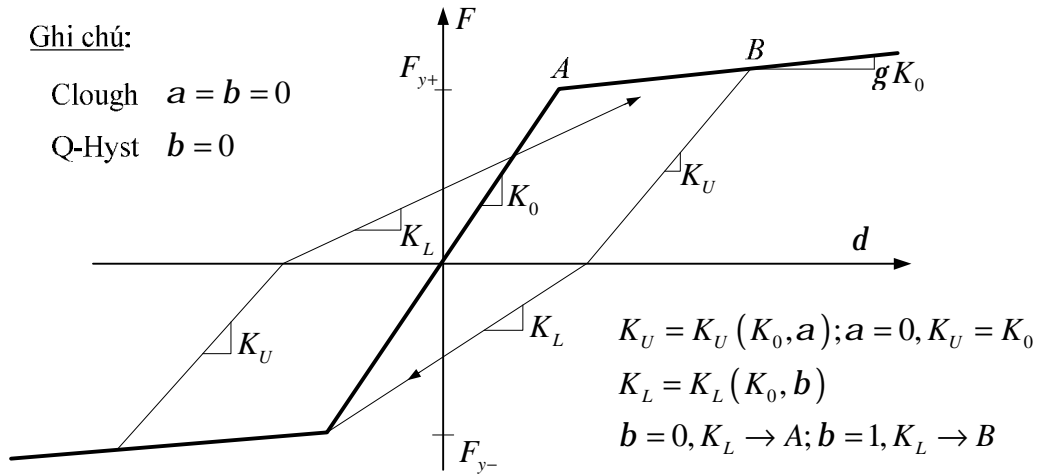
**Hình 2- 7: Quan hệ lực – biến dạng đối với các cấu kiện bê tông cốt thép**

Về quan hệ ứng xử trễ của cấu kiện bê tông cốt thép, Ruaumoko cho phép người sử dụng có thể sử dụng một số mô hình sau để tiến hành phân tích:

- Quan hệ đàn dẻo lý tưởng và quan hệ tuyến tính hai đoạn thẳng (xem Hình 2- 7);
- Quan hệ suy giảm độ cứng của Takeda (xem Hình 2- 8);



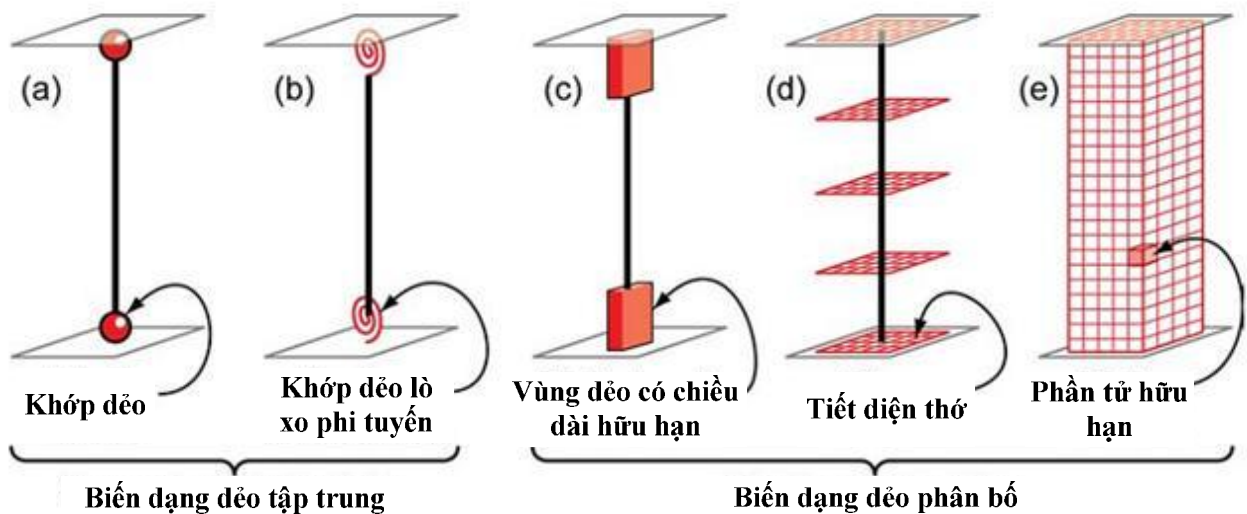
**Hình 2- 8: Quan hệ đàn dẻo lý tưởng và quan hệ tuyến tính hai đoạn thẳng<sup>[44]</sup>**



Hình 2- 9: Quan hệ suy giảm độ cứng của Takeda<sup>[44]</sup>

### 2.4.3 Mô hình hóa phần tử thanh trong phân tích phi tuyến

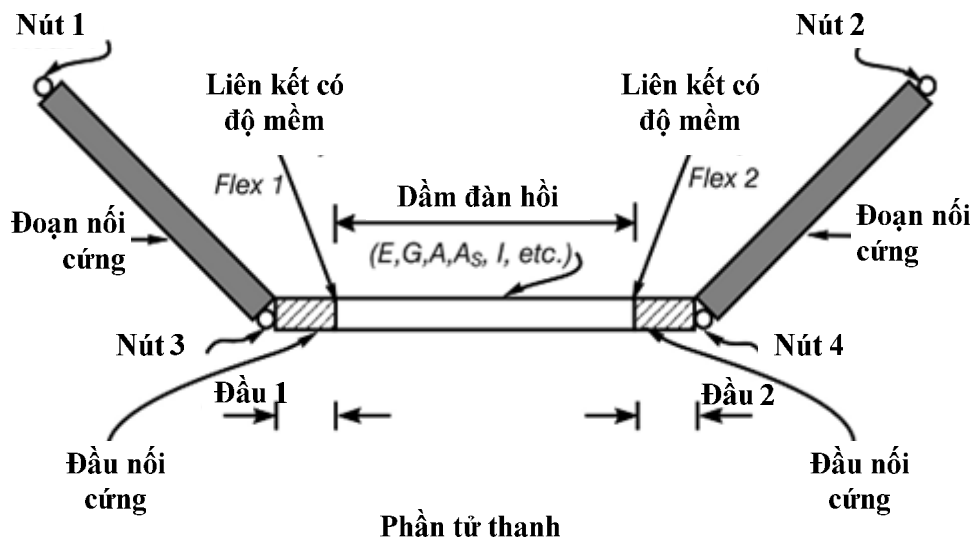
Mô hình phân tích phi tuyến của kết cấu bê tông cốt thép có thể chia làm hai loại: *mô hình vi mô* (micro model) và *mô hình vĩ mô* (macro model). Mô hình vi mô sử dụng các phần tử khối (solid element), phần tử tấm vỏ (shell, slab element) để mô hình hóa kết cấu, trong một số trường hợp còn mô hình hóa cả cốt thép, liên kết bám dính giữa cốt thép và bê tông. Phương pháp mô hình hóa này có nguyên lý rõ ràng, tuy nhiên khối lượng tính toán rất lớn, đồng thời khó có thể dùng kết quả thí nghiệm để hiệu chỉnh mô hình tính. Mô hình vĩ mô sử dụng các phần tử vĩ mô (macro element) là các cấu kiện kết cấu để mô hình hóa. Cách mô hình hóa này vẫn có thể mô phỏng được đặc trưng phi tuyến của kết cấu, khối lượng tính toán nhỏ, đồng thời dễ sử dụng kết quả thí nghiệm để hiệu chỉnh mô hình tính. Do vậy, phương pháp mô hình vĩ mô là sự lựa chọn thích hợp khi phân tích phi tuyến đối với kết cấu tổng thể.



Hình 2- 10: Các cách mô hình hóa phần tử thanh trong phân tích phi tuyến

Việc lựa chọn mô hình phân tích của các cấu kiện kết cấu trong phân tích phi tuyến có thể rất khác nhau tùy theo quan niệm về phân bố biến dạng dẻo trên tiết diện ngang cũng như dọc theo chiều dài cấu kiện. Có thể sử dụng mô hình *biến dạng dẻo tập trung* (concentrated plasticity) với khớp dẻo hình thành ở 2 đầu cấu kiện, chiều dài khớp dẻo bằng không (xem Hình 2- 10a, b); hoặc mô hình *biến dạng dẻo phân bố* (distributed plasticity) mà điển hình là mô hình với vùng dẻo (hinge zone) có chiều dài nhất định ở hai đầu cấu kiện, xem Hình 2- 10c hay mô hình *tiết diện thớ* (fiber section), xem Hình 2- 10d.

Trong mô hình tiết diện thớ, tiết diện cấu kiện được chia nhỏ thành các thớ (fiber), mà phân bố dẻo trong cấu kiện sẽ được tính toán thông qua việc tích phân trên tiết diện và dọc theo chiều dài cấu kiện. Mô hình tiết diện thớ sử dụng quan hệ ứng suất – biến dạng đơn trục (uniaxial) của vật liệu và giả thiết tiết diện phẳng để xác định sự phân bố ứng suất, nội lực (lực dọc, mô men) trên tiết diện và quan hệ mô men-độ cong.



**Hình 2- 11: Mô hình phần tử thanh trong Ruaumoko**

Việc sử dụng mô hình tiết diện thớ để mô hình hóa các cấu kiện dầm, cột vách có cả ưu điểm lẫn nhược điểm. Khi sử dụng mô hình này, sự thay đổi của độ cứng của cấu kiện bê tông cốt thép có kể đến sự tương tác giữa lực dọc và mô men sẽ được tự động xét đến. Tuy nhiên, phải có đủ số lượng phần tử trong vùng chảy dẻo để mô phỏng được sự thay đổi của biến dạng phi tuyến dọc theo chiều dài cấu kiện, nếu không giá trị góc xoay dẻo tích lũy và mức biến dạng lớn nhất tính được sẽ không chính xác.

Phần mềm Ruaumoko sử dụng mô hình của phần tử thanh (gồm cả dầm và cột) như thể hiện trong Hình 2- 11<sup>[44]</sup>, mô hình này thuộc loại biến dạng dẻo tập trung (xem Hình 2- 10a). Ngoài ra, Ruaumoko sử dụng đoạn nối cứng (rigid link) để mô phỏng phần giao giữa cấu kiện dầm và cột, đồng thời sử dụng đoạn End1 và End2 để mô phỏng ảnh hưởng độ mềm của nút



(joint flexibility) hoặc biến dạng do cắt (shear deformation). Chi tiết việc khai báo các thuộc tính của cấu kiện thanh của Ruaumoko xem Phụ lục I.

## 2.5 Đầu vào của động đất trong phân tích phi tuyến

Trong phân tích phi tuyến, đầu vào của động đất cần được lựa chọn và điều chỉnh để phù hợp với mức độ nguy hiểm. Trong ASCE 7 cũng chỉ rõ, chuyển động đất nền cần phản ánh các tính chất chủ yếu của nguồn phát sinh động đất tại địa điểm xây dựng như cơ chế đứt gãy, khoảng cách tới điểm đứt gãy, điều kiện địa hình và độ lớn của động đất. Các nghiên cứu gần đây<sup>[85]</sup> đã chỉ ra rằng hình dạng phổ phản ứng của chuyển động đất nền là yếu tố quan trọng trong việc lựa chọn chuyển động của nền đất, đặc biệt là những chuyển động nền đất lớn. Trong khi đó, những thảo luận chuyên sâu về việc lựa chọn và điều chỉnh chuyển động của nền đất dựa theo những tiêu chí sau :

- *Phổ hoặc diễn biến nguy cơ mục tiêu*: Trong khi nguy cơ động đất là một miền liên tục thì các tiêu chuẩn lại đưa ra các mức độ nguy cơ chuyển động đất nền ở mức cụ thể để kiểm tra mức độ tương ứng. Nói chung, nguy cơ động đất được quy định theo phổ gia tốc với tần suất vượt trung bình hàng năm.
- *Nguồn của chuyển động đất nền*: Đối với việc đánh giá và thiết kế công trình chịu động đất, đầu vào của chuyển động đất nền có thể từ (1) chuyển động đất nền của động đất ghi được trong quá khứ, (2) chuyển động đất nền của động đất nghi được nhưng điều chỉnh cho phù hợp với cường độ và điều kiện địa chấn tại địa điểm xây dựng (3) chuyển động đất nền nhân tạo.
- *Số lượng của chuyển động đất nền*: Số lượng của chuyển động đất nền cần đa dạng, các tiêu chuẩn thiết kế yêu cầu số lượng đủ để có số liệu phân tích đáng tin cậy. Theo FEMA 356<sup>[4]</sup>, khi tiến hành phân tích phi tuyến theo lịch sử thời gian cần sử dụng ít nhất 3 bộ giản đồ gia tốc chuyển động đất nền thích hợp (mỗi bộ số liệu gồm hai thành phần gia tốc theo phương ngang hoặc gồm cả thành phần gia tốc theo phương đứng), các bộ số liệu này được lựa chọn và điều chỉnh từ không ít hơn ba giản đồ gia tốc động đất thực ghi được. Bộ giản đồ gia tốc chuyển động đất nền thích hợp là bộ giản đồ gia tốc có các tham số về độ lớn, khoảng cách đến các nút gãy (*fault distance*) và cơ chế phát sinh động đất (*source mechanisms*) phù hợp với các tham số của chuyển động đất nền đất thiết kế. Trong trường hợp không có đủ ba giản đồ gia tốc động đất thực phù hợp thì có thể sử dụng giản đồ gia tốc nhân tạo thích hợp để đảm bảo đủ số lượng yêu cầu. Đối với mỗi bộ giản đồ gia tốc dùng để tính toán, cần thiết lập phổ SRSS (căn bậc hai của tổng bình phương) của các thành phần theo phương ngang ứng với tỷ số cản 5%. Cần điều chỉnh các giản đồ tính toán để giá trị trung bình của phổ SRSS không nhỏ hơn 1.4 lần

phổ thiết kế (ứng với tỷ số cản 5%) trong khoảng chu kỳ từ 0.2T đến 1.5T (trong đó, T là chu kỳ dao động cơ bản của công trình). Khi sử dụng ba bộ giảm đồ gia tốc để tính toán phân tích kết cấu, thì giá trị lớn nhất của ứng xử (nội lực, chuyển vị) sẽ được sử dụng làm giá trị thiết kế. Trường hợp sử dụng nhiều hơn 7 bộ giảm đồ gia tốc để tính toán, thì có thể sử dụng giá trị trung bình của ứng xử làm giá trị thiết kế..

## 2.6 Quy trình thiết kế theo PBSĐ

Các nội dung phía trên của chương này đã trình bày một cách tương đối tổng quát về nguyên lý của phương pháp thiết kế kháng chấn dựa theo tính năng, các phương pháp phân tích phi tuyến, việc mô hình hóa trong phân tích phi tuyến và về việc lựa chọn đầu vào của động đất trong phân tích phi tuyến. Các vấn đề trình bày trong các tài liệu liên quan [1, 2, 4, 5] tương đối rộng, chưa được cụ thể hóa để tiện áp dụng trong thực hành. Phần còn lại của chương sẽ thiết lập quy trình thiết kế theo phương pháp này để các kỹ sư tiện áp dụng.

Trong khi các tiêu chuẩn thiết kế kháng chấn yêu cầu phải thỏa mãn cả 3 mục tiêu thiết kế như trình bày ở trên (*động đất nhỏ không hỏng, động đất vừa chữa được, động đất mạnh không sụp đổ*) bằng cách thỏa mãn các tiêu chí định trước (*prescriptive rules*) thông qua tính toán với duy nhất một mức nguy cơ động đất, thì phương pháp thiết kế PBSĐ đối với nhà cao tầng yêu cầu phải tính toán riêng biệt với ít nhất hai mức nguy cơ động đất. Điều này là thống nhất trong thực hành thiết kế theo PBSĐ ở Nhật Bản, Trung Quốc (2001) và Mỹ. Hai mức nguy cơ động đất được sử dụng bao gồm:

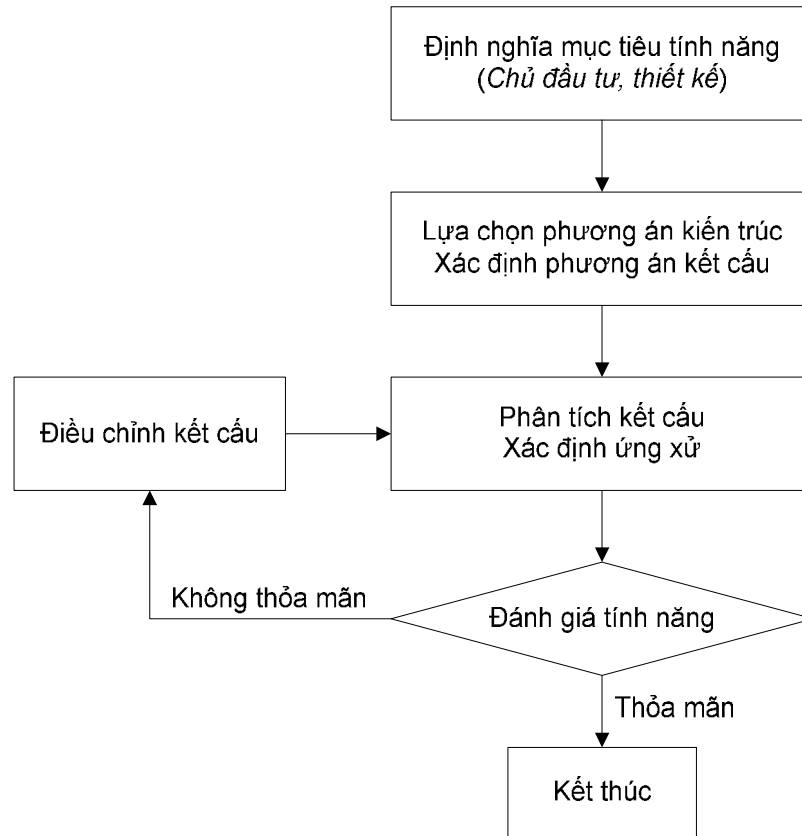
- Các hư hỏng nhỏ có thể bỏ qua đối với mức nguy cơ động đất có chu kỳ lặp khoảng 50 năm (thay đổi từ 30 đến 72 năm tùy thuộc vào quy định của từng nước và tầm quan trọng của công trình). Mục tiêu này có thể đạt được khi ứng xử của kết cấu nằm trong giai đoạn đàn hồi, các cấu kiện phi kết cấu như hệ mặt dựng và tường ngăn bên trong không bị hư hỏng do biến dạng và gia tốc dự kiến, và công trình vẫn duy trì hoạt động sau khi mức động đất dự kiến xảy ra. Dưới đây, gọi mục tiêu tính năng ở mức động đất này là mục tiêu tính năng ở mức sử dụng;
- Ngăn ngừa sụp đổ ở mức động đất lớn nhất (chu kỳ lặp khoảng 2500 năm) có thể xảy ra ở địa điểm xây dựng. Mục tiêu ngăn ngừa sụp đổ có thể đạt được bằng cách chứng minh a) biến dạng dẻo của các cấu kiện có tính dẻo nhỏ hơn khả năng biến dạng của chúng, và b) nội lực trong các cấu kiện không có tính dẻo (ví dụ các vách kết cấu phá hoại do cắt) nhỏ hơn cường độ danh nghĩa của chúng. Ngoài ra, cần quan tâm để hạn chế hư hỏng trong các cấu kiện phi kết cấu, do sự phá hoại của chúng có thể làm sụp công trình. Dưới đây, gọi mục tiêu tính năng ở mức động đất này là mục tiêu tính năng ở mức ngăn ngừa sụp đổ.

### 2.6.1 Các bước chính trong quy trình thiết kế

Quy trình thiết kế nhà cao tầng dựa theo PBSĐ gồm các bước thể hiện dưới đây và được khái quát như Hình 2- 12.

- 1) Xác định tiêu chí tính năng đối với kết cấu (có thể cả cấu kiện phi kết cấu) ứng với mức sử dụng và mức ngăn ngừa sụp đổ.
  - a. Tính năng của kết cấu tổng thể (Bảng 2- 2).
  - b. Tính năng của các cấu kiện kết cấu:
    - Vách, cột (Bảng 2- 4, Bảng 2- 5);
    - Dầm, giằng (Bảng 2- 3);
    - Sàn, tấm cứng (tham khảo trong FEMA 356);
    - Móng (tham khảo trong FEMA 356);
    - Thiết bị giảm chấn (*damping devices*);
  - c. Tính năng của các cấu kiện phi kết cấu
    - Hệ mặt dựng (FEMA 356, bảng C1-5);
    - Hệ tường ngăn (FEMA 356, bảng C1-5);
    - Thang máy (FEMA 356, bảng C1-6, C1-7);
    - Thang bộ thoát hiểm (FEMA 356, bảng C1-6, C1-7).
- 2) Thiết kế sơ bộ: trước tiên kết cấu được thiết kế theo nguyên lý thiết kế theo khả năng (*capacity design*) bằng cách áp dụng các tiêu chuẩn thiết kế kháng chấn hiện hành.
- 3) Thiết kế chi tiết: phân tích kết cấu bằng các phương pháp phân tích phi tuyến, qua đó đánh giá các mục tiêu tính năng:
  - a. Đánh giá mục tiêu tính năng ở mức sử dụng: xem mục 2.6.2.
  - b. Đánh giá mục tiêu tính năng ở mức ngăn ngừa sụp đổ: xem mục 2.6.3.

Nếu các mục tiêu tính năng đề ra không thỏa mãn hoặc kết cấu ứng xử chưa hợp lý tối ưu thì cần phải điều chỉnh và phân tích đánh giá lại. Quá trình lặp này có thể được thực hiện một số lần nhằm đáp ứng yêu cầu đặt ra.



Hình 2- 12: Quy trình thiết kế theo PBSD

## 2.6.2 Đánh giá mục tiêu tính năng ở mức sử dụng

Mục đích của việc đánh giá nhằm chứng minh toàn bộ công năng của hệ kết cấu và các cấu kiện phi kết cấu vẫn được giữ nguyên vẹn khi động đất nhỏ xảy ra. Có thể có sửa chữa nhỏ và việc sửa chữa này không làm ảnh hưởng điều kiện sử dụng bình thường và công năng của tòa nhà. Việc đánh giá không nhằm vào việc yêu cầu ứng xử của công trình phải nằm trong phạm vi đàn hồi khi chịu tác động của động đất ở mức yêu cầu sử dụng (*serviceability level*). Cho phép xuất hiện một số biến dạng dẻo ở các cấu kiện có tính dẻo với điều kiện các ứng xử này không gây ra biến dạng lâu dài đáng kể hoặc các hư hỏng đòi hỏi phải sửa chữa lớn.

### 2.6.2.1 Lựa chọn động đất đầu vào

Động đất đầu vào ứng với mức yêu cầu sử dụng là mức động đất có xác suất vượt 50% trong 30 năm, tương ứng với chu kỳ lặp là 43 năm. Mức động đất này được định nghĩa bằng phổ phản ứng gia tốc đàn hồi với tỷ số cản là 2.5% trên nền đất tương ứng. Nếu cần phải tiến hành phân tích phi tuyến theo lịch sử thời gian thì việc lựa chọn và điều chỉnh các giản đồ gia tốc được thực hiện như đã trình bày ở phần trên.

### 2.6.2.2 Phương pháp phân tích

Có thể sử dụng phương pháp phân tích phổ phản ứng tách dạng dao động hoặc phương pháp phân tích phi tuyến theo lịch sử thời gian để phân tích ứng xử của công trình. Cần xét đến ảnh hưởng của hiệu ứng bậc hai (*P-delta effects*). Ảnh hưởng của tác động xoắn cố hữu hay ngẫu nhiên cần được xét đến khi đánh giá đối với trạng thái ngăn ngừa sụp đổ. Hệ kết cấu được xem xét với các tổ hợp tải trọng sau:

1) Phân tích theo phương pháp phổ phản ứng

$$1.0D + L_{\text{exp}} + 1.0E_x + 0.3E_y \quad (2-45)$$

$$1.0D + L_{\text{exp}} + 1.0E_y + 0.3E_x \quad (2-46)$$

2) Phân tích theo phương pháp phi tuyến theo lịch sử thời gian

$$1.0D + L_{\text{exp}} + 1.0E \quad (2-47)$$

trong đó:  $D$  là tải trọng thường xuyên và  $L_{\text{exp}}$  là hoạt tải dài hạn.  $L_{\text{exp}}$  có thể lấy bằng 25% toàn bộ hoạt tải;  $E_x, E_y$  lần lượt là động đất theo phương X và phương Y.

### 2.6.2.3 Đánh giá tính năng

Tiêu chí chấp thuận khi đánh giá về trạng thái sử dụng là:

- Tiêu chí ở mức độ tổng thể: độ lệch tầng không được vượt quá 0.5%.
- Tiêu chí ở mức độ cấu kiện: xem mục 2.6.4.

## 2.6.3 Đánh giá mục tiêu tính năng ở mức ngăn ngừa sụp đổ

### 2.6.3.1 Lựa chọn động đất đầu vào

Động đất đầu vào ứng với mức ngăn ngừa sụp đổ là mức động đất có xác suất vượt 2% trong 50 năm, tương ứng với chu kỳ lặp 2475 năm. Mức động đất này được định nghĩa bằng phổ phản ứng gia tốc đàn hồi với tỷ số cản 5% trên nền đất tương ứng.

### 2.6.3.2 Phương pháp phân tích

Cần tiến hành phân tích phi tuyến theo lịch sử thời gian đối với mô hình kết cấu không gian và đánh giá ảnh hưởng của hiệu ứng xoắn ngẫu nhiên đối với công trình. Khi giản đồ gia tốc nền bao gồm cả thành phần dao động theo phương vuông góc và song song với vết nứt gãy, thì các thành phần giản đồ này cần được đưa vào chương trình phân tích đồng thời cả hai phương tương ứng. Khi phương của các thành phần của giản đồ gia tốc là ngẫu nhiên thì có thể nhập vào chương trình phân tích theo hướng bất kỳ. Đối với mỗi cặp giản đồ theo phương ngang, ứng xử của kết cấu được đánh giá theo tổ hợp tải trọng theo công thức (2-47).

### 2.6.3.3 Đánh giá tính năng

#### 1) Tiêu chí ở mức độ tổng thể

Tiêu chí tổng thể bao gồm chuyển vị lệch tầng tức thời lớn nhất, chuyển vị lệch tầng dư và sự suy giảm độ cứng tầng.

##### a) Độ lệch tầng

- Độ lệch tầng tức thời lớn nhất (*Peak transient drift*): đối với mỗi tầng, giá trị trung bình của độ lệch tầng lớn nhất từ các kết quả phân tích theo các giản đồ gia tốc đang xét không được vượt quá 0.03, đồng thời trị lớn nhất do bất kỳ giản đồ nào gây ra cũng không được vượt quá 0.045.
- Độ lệch tầng dư (*Residual drift*): đối với mỗi tầng, giá trị trung bình của độ lệch tầng dư từ kết quả phân tích theo các giản đồ gia tốc đang xét không được vượt quá 0.01, đồng thời giá trị lớn nhất không được vượt quá 0.015.

##### b) Sự suy giảm độ cứng tầng

- Trong mọi phân tích phi tuyến theo lịch sử thời gian, biến dạng của mỗi tầng không được gây ra sự suy giảm độ cứng tầng vượt quá 20% so với độ cứng ban đầu.

#### 2) Tiêu chí ở mức độ cấu kiện: xem mục 2.6.4.

### 2.6.4 Tiêu chí chấp thuận đối với cấu kiện bê tông cốt thép

Tiêu chí chấp thuận khi đánh giá mức tính năng của cấu kiện dầm, cột, vách bê tông cốt thép sử dụng trong thiết kế kháng chấn dựa theo tính năng được liệt kê trong các bảng dưới đây.

**Bảng 2- 3: Tham số mô hình hóa và tiêu chí chấp thuận áp dụng cho phương pháp phi tuyến cho dầm bê tông cốt thép**

Điều kiện			Tham số mô hình hóa			Tiêu chí chấp thuận		
			Góc xoay dẻo (rad)		Tỷ số cường độ dư	Góc xoay dẻo (rad)		
			<i>a</i>	<i>b</i>		<i>c</i>	IO	LS
<i>i. Dầm phá hoại do uốn</i>								
$\frac{r - r'}{r_{bal}}$	Cốt đai	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$						
$\leq 0.0$	C	$\leq 3$	0.025	0.05	0.2	0.01	0.02	0.025
$\leq 0.0$	C	$\geq 6$	0.02	0.04	0.2	0.005	0.01	0.02
$\geq 0.5$	C	$\leq 3$	0.02	0.03	0.2	0.005	0.01	0.02
$\geq 0.5$	C	$\geq 6$	0.015	0.02	0.2	0.005	0.005	0.015
$\leq 0.0$	NC	$\leq 3$	0.02	0.03	0.2	0.005	0.01	0.02
$\leq 0.0$	NC	$\geq 6$	0.01	0.015	0.2	0.0015	0.005	0.01
$\geq 0.5$	NC	$\leq 3$	0.01	0.015	0.2	0.005	0.01	0.01
$\geq 0.5$	NC	$\geq 6$	0.005	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.005
<i>ii. Dầm phá hoại do cắt</i>								
Khoảng cách cốt đai $\leq d/2$			0.003	0.02	0.2	0.0015	0.002	0.003
Khoảng cách cốt đai $> d/2$			0.003	0.01	0.2	0.0015	0.002	0.003
<i>iii. Khi không thỏa mãn yêu cầu của tiêu chuẩn về nối cốt thép</i>								
Khoảng cách cốt đai $\leq d/2$			0.003	0.02	0	0.0015	0.002	0.003
Khoảng cách cốt đai $> d/2$			0.003	0.01	0	0.0015	0.002	0.003
<i>iv. Khi không thỏa mãn yêu cầu tiêu chuẩn về neo cốt thép</i>								
			0.015	0.03	0.2	0.01	0.01	0.015

**Ghi chú:**

- Khi một trong các điều kiện trên 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 tiến hành nội suy tuyến tính.

**Ký hiệu:**

- $\rho, \rho'$ : lần lượt là hàm lượng cốt thép chịu kéo và chịu nén;
- $\rho_{bal}$ : là hàm lượng cốt thép ở trạng thái cân bằng;
- $b_w, d$ : lần lượt là chiều rộng và chiều cao của tiết diện;
- $V$ : là lực cắt thiết kế;
- $f'_c$ : là cường độ chịu nén của mẫu trụ tròn ở tuổi 28 ngày.

**Bảng 2- 4: Tham số mô hình hóa và tiêu chí chấp thuận áp dụng cho phương pháp phi tuyến cho cột bê tông cốt thép**

Điều kiện			Tham số mô hình hóa			Tiêu chí chấp thuận		
			Góc xoay dẻo (rad)		Tỷ số cường độ dư	Góc xoay dẻo (rad)		
			<i>a</i>	<i>b</i>		<i>c</i>	IO	LS
<i>i. Cột phá hoại do uốn</i>								
$\frac{P}{A_g f'_c}$	Cốt đai	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$						
$\leq 0.1$	C	$\leq 3$	0.02	0.03	0.2	0.005	0.015	0.02
$\leq 0.1$	C	$\geq 6$	0.016	0.024	0.2	0.005	0.012	0.016
$\geq 0.4$	C	$\leq 3$	0.015	0.025	0.2	0.003	0.012	0.015
$\geq 0.4$	C	$\geq 6$	0.012	0.02	0.2	0.003	0.01	0.012
$\leq 0.1$	NC	$\leq 3$	0.006	0.015	0.2	0.005	0.005	0.006
$\leq 0.1$	NC	$\geq 6$	0.005	0.012	0.2	0.005	0.004	0.005
$\geq 0.4$	NC	$\leq 3$	0.003	0.01	0.2	0.002	0.002	0.003
$\geq 0.4$	NC	$\geq 6$	0.002	0.008	0.2	0.002	0.002	0.002
<i>ii. Cột phá hoại do cắt</i>								
Trong mọi trường hợp			-	-	-	-	-	-
<i>iii. Khi không thỏa mãn yêu cầu của tiêu chuẩn về nối cốt thép</i>								
Khoảng cách cốt đai $\leq d/2$			0.01	0.02	0.4	0.005	0.005	0.01
Khoảng cách cốt đai $> d/2$			0	0.01	0.2	0	0	0
<i>iv. Lực dọc trong cột lớn hơn 0.70P<sub>0</sub></i>								
Cốt đai kín trong suốt chiều dài			0.015	0.025	0.02	0	0.005	0.01
Các trường hợp khác			0	0	0	0	0	0

Ghi chú:

- Khi một trong các điều kiện trên 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 tiến hành nội suy tuyến tính.

Ký hiệu:

- *P*: là lực dọc thiết kế trong cột;
- *P<sub>0</sub>*: là khả năng chịu lực nén đúng tâm của cột;
- *A<sub>g</sub>*: là diện tích tiết diện nguyên của cột;
- *b<sub>w</sub>, d*: lần lượt là chiều rộng và chiều cao của tiết diện;
- *f'<sub>c</sub>*: là cường độ chịu nén của mẫu trụ tròn ở tuổi 28 ngày.



**Bảng 2- 5: Tham số mô hình hóa và tiêu chí chấp thuận áp dụng cho phương pháp phi tuyến đối vách bê tông cốt thép**

Điều kiện	Tham số mô hình hóa			Tiêu chí chấp thuận				
	Góc xoay dẻo (rad)		Tỷ số cường độ dư	Góc xoay dẻo (rad)				
	<i>a</i>	<i>b</i>	<i>c</i>	IO	LS	CP		
<i>i. Vách</i>								
$\frac{(A_s - A'_s) f_y + P}{t_w l_w f'_c}$	$\frac{V}{t_w l_w \sqrt{f'_c}}$	Cấu kiện biên						
$\leq 0.1$	$\leq 3$	Có	0.015	0.02	0.75	0.005	0.01	0.015
$\leq 0.1$	$\geq 6$	Có	0.01	0.015	0.4	0.004	0.008	0.01
$\geq 0.25$	$\leq 3$	Có	0.009	0.012	0.6	0.003	0.006	0.009
$\geq 0.25$	$\geq 6$	Có	0.005	0.01	0.3	0.0015	0.003	0.005
$\leq 0.1$	$\leq 3$	Không	0.008	0.015	0.6	0.002	0.004	0.008
$\leq 0.1$	$\geq 6$	Không	0.006	0.01	0.3	0.002	0.004	0.006
$\geq 0.25$	$\leq 3$	Không	0.003	0.005	0.25	0.001	0.002	0.003
$\geq 0.25$	$\geq 6$	Không	0.002	0.004	0.2	0.001	0.001	0.002
<i>ii. Vách không liên tục được đỡ bởi cột</i>								
<i>Cốt thép phân bố theo phương ngang</i>								
Tuân thủ			0.01	0.015	0.2	0.003	0.007	0.01
Không tuân thủ			0	0	0	0	0	0
<i>iii. Dầm nối vách</i>								
Cốt dọc và cốt ngang	$\frac{V}{t_w l_w \sqrt{f'_c}}$							
Cốt dọc thông thường và cốt ngang thỏa mãn yêu cầu của tiêu chuẩn	$\leq 3$	0.025	0.05	0.75	0.01	0.02	0.025	
	$\geq 6$	0.02	0.04	0.5	0.005	0.01	0.02	
Cốt dọc thông thường và cốt ngang không thỏa mãn yêu cầu của tiêu chuẩn	$\leq 3$	0.02	0.035	0.5	0.006	0.012	0.02	
	$\geq 6$	0.01	0.025	0.25	0.005	0.008	0.01	
Thép chéo chữ X	-	0.03	0.05	0.8	0.006	0.018	0.03	

Ghi chú:

- Các yêu cầu về cấu kiện biên được quy định trong tiêu chuẩn ACI 318;
- Yêu cầu về cốt thép ngang phân bố được xem là tuân thủ tiêu chuẩn khi: (a) khoảng cách cốt đai trong toàn bộ chiều dài  $\leq d/2$ , (b) cường độ chịu cắt của cốt đai lớn hơn yêu cầu chịu cắt của vách.
- Cốt thép dọc của dầm nối thông thường bao gồm cốt thép phía trên và phía dưới dầm. Cốt thép ngang thỏa mãn tiêu chuẩn khi: (a) cốt đai kín suốt chiều dài dầm có khoảng cách  $\leq d/3$  và cường độ chịu cắt của cốt đai kín  $\geq$  cường độ chịu cắt yêu cầu của dầm nối.

Ký hiệu:

- $A_y, A'_y$  : lần lượt là diện tích cốt thép chịu kéo và chịu nén của vách;
- $P$  : là lực dọc thiết kế trong vách;
- $t_w, l_w$  : lần lượt là chiều dày và chiều dài vách;
- $f'_c$ : là cường độ chịu nén của mẫu trụ tròn ở tuổi 28 ngày.

## 2.7 Tóm tắt chương 2

1. Nguyên lý cơ bản của phương pháp thiết kế dựa theo tính năng và nội dung quan trọng của các phương pháp phân tích phi tuyến đã được trình bày. Phương pháp thiết kế này được xem là có nhiều ưu điểm. So với phương pháp thiết kế dựa theo lực truyền thống, điểm khác biệt lớn nhất là cho phép đánh giá sự làm việc của mọi bộ phận công trình (cả kết cấu và phi kết cấu) một cách định lượng ở nhiều mức động đất khác nhau, thậm chí suốt quá trình xảy ra động đất. Thông qua việc theo dõi quá trình hình thành khớp dẻo trong kết cấu, người thiết kế có thể chủ động kiểm soát cơ chế tiêu tán năng lượng theo ý muốn, theo đó khống chế các dạng phá hoại nguy hiểm (cơ cấu gây mất ổn định tổng thể hoặc sụp đổ công trình) do sự hình thành các khớp dẻo bất hợp lý.
2. Thách thức của phương pháp thiết kế này là (1) quyết định các mục tiêu tính năng phù hợp kèm theo tiêu chí chấp thuận tương ứng cho từng cấu kiện kết cấu hoặc phi kết cấu, (2) xác định động đất đầu vào và lựa chọn mô hình ứng xử phi tuyến phù hợp cho kết cấu phục vụ phân tích phi tuyến tĩnh và/hoặc động, và (3) cuối cùng là xử lý kết quả phân tích thu được nhằm đánh giá các mục tiêu tính năng đã xác định.
3. Thiết lập quy trình thiết kế kháng chấn dựa theo tính năng để có thể áp dụng trong thực hành thiết kế.

### 3 CHƯƠNG 3 – SỰ LÀM VIỆC CỦA NHÀ CAO TẦNG BÊ TÔNG CỐT THÉP CÓ TẦNG CỨNG CHỊU TẢI TRỌNG ĐỘNG ĐẤT Ở VIỆT NAM

#### 3.1 Mở đầu

Như đã trình bày trong các phần trước của luận án, nguyên lý làm việc của kết cấu nhà cao tầng có tầng cứng tương đối đơn giản, song việc thiết kế hệ kết cấu này không hề dễ dàng. Theo thống kê của Hiệp hội nhà cao tầng thế giới, từ năm 2000 đến nay, có đến trên 73% tòa nhà cao tầng trên thế giới sử dụng hệ kết cấu lõi – tầng cứng (*core – outrigger system*). Tuy vậy, đến thời điểm hiện tại vẫn chưa có các tài liệu hướng dẫn chi tiết cho việc thiết kế dạng kết cấu này. Năm 2012, Hiệp hội nhà cao tầng thế giới xuất bản chỉ dẫn kỹ thuật về thiết kế nhà cao tầng có tầng cứng (*CTBUH Technical Guide: Outrigger Design for High-rise Buildings*) nhằm bổ khuyết cho sự thiếu hụt này. Tài liệu cung cấp cho người đọc một cái nhìn tổng quan về hệ kết cấu có tầng cứng, các vấn đề cần xét đến và các kiến nghị trong thiết kế dạng kết cấu này và các ví dụ cụ thể trong thực tế. Các vấn đề cần được xem xét trong thiết kế đều được nêu ở mức khái niệm (không có con số định lượng cụ thể), ví dụ như sự truyền lực trong hệ kết cấu có tầng cứng, sự suy giảm độ cứng trong phân tích kết cấu, trình tự thi công, các yêu cầu về tầng mềm trong thiết kế kháng chấn, khái niệm cột khỏe – dầm yếu trong hệ kết cấu có tầng cứng, v.v, để người thiết kế nhận thức được vấn đề cần quan tâm trong thực hành. Điều đó cũng phản ánh tính phức tạp của hệ kết cấu này. Ngoài tài liệu nêu trên, việc thiết kế hệ kết cấu có tầng cứng cũng được nêu trong tiêu chuẩn thiết kế nhà cao tầng của Trung Quốc [65]. Trong tài liệu này, hệ kết cấu nhà cao tầng có tầng cứng được xếp vào loại kết cấu phức tạp, theo đó, cần phải thực hiện việc tính toán theo phương pháp phi tuyến để kiểm chứng biến dạng của công trình thỏa mãn giới hạn cho phép cho trong tiêu chuẩn. Ngoài ra, tiêu chuẩn này cũng có các quy định liên quan đến việc thiết kế kháng chấn theo phương pháp dựa theo tính năng, cũng là một vấn đề được nêu trong tài liệu của CTBUH. Một số công trình siêu cao tầng có tầng cứng vừa được xây dựng ở Trung Quốc [26, 27, 28] đều sử dụng phương pháp thiết kế này để tính toán kiểm tra.

Có thể nói, không thể có công thức chung trong việc thiết kế kết cấu cao tầng có tầng cứng, mà cần xét đến các vấn đề quan trọng như kiến nghị của Hiệp hội nhà cao tầng thế giới đối với từng công trình cụ thể. Do vậy, để giải quyết những vấn đề đã nêu trong chương 1 về sự làm việc của nhà cao tầng có tầng cứng trong điều kiện Việt Nam, chương này tập trung phân tích một số mô hình cụ thể nhằm làm rõ các nội dung sau:

- 1) Nghiên cứu sự phù hợp khi lựa chọn phổ mục tiêu theo TCVN 9386:2012 trong tính toán phân tích phi tuyến;

- 2) Nghiên cứu ảnh hưởng của tầng cứng đến ứng xử của công trình: xem xét ảnh hưởng của vị trí, độ cứng tầng cứng đến ứng xử của công trình. Tiến hành so sánh giữa kết quả phân tích phổ phản ứng với kết quả phân tích tĩnh phi tuyến và động phi tuyến, dựa vào đường cong quan hệ lực – biến dạng để xác định hệ số ứng xử của công trình;
- 3) Kiểm chứng các mục tiêu tính năng trong giới hạn ngăn chặn sụp đổ của công trình theo quy trình thiết kế kháng chấn dựa theo tính năng nêu trong Chương 2. Các kết quả tính toán sẽ được so sánh với kết quả thí nghiệm kiểm chứng trong Chương 4. Qua đó nhằm đánh giá lại mục tiêu tính năng ở mức độ cấu kiện, ở đây là nút liên kết cột – dầm cứng, cho kết cấu có dạng này.

### 3.2 Mô hình kết cấu khảo sát

Kết cấu công trình thực tế là kết cấu không gian. Việc bố trí mặt bằng cấu kiện sẽ quyết định sự làm việc có tính “không gian” của kết cấu công trình, ở đây là phản ứng của nó đối với tải trọng ngang, cụ thể là tải trọng động đất. Về mặt lý thuyết, với tải trọng động đất, kết cấu cần được thiết kế sao cho chịu được sóng đến từ mọi hướng bất kỳ. Trong thực hành, kết cấu thường được thiết kế chịu tải trọng động đất theo những phương nhất định, thường là hai phương vuông góc, tùy thuộc vào hướng bố trí cấu kiện chịu lực chính trên mặt bằng. Trừ trường hợp đặc biệt, nhà cao tầng thường có kết cấu đối xứng theo mặt bằng, cấu kiện được bố trí với tư duy chịu lực (ngang) theo hướng rõ rệt và bố trí sao cho giảm tối đa ảnh hưởng do xoắn. **Với những kết cấu có mặt bằng đối xứng**, việc phân tích nghiên cứu ứng xử tổng thể có thể được thực hiện thông qua mô hình đơn giản hóa - mô hình phẳng 2D. Trong trường hợp này, những đặc trưng ứng xử quan trọng của loại kết cấu áp dụng cho công trình đang xét (như đường truyền lực, phân bố biến dạng theo chiều cao, quá trình hình thành khớp dẻo và dạng cơ cấu, vv...) hoàn toàn có thể được đánh giá thông qua mô hình đơn giản 2D.

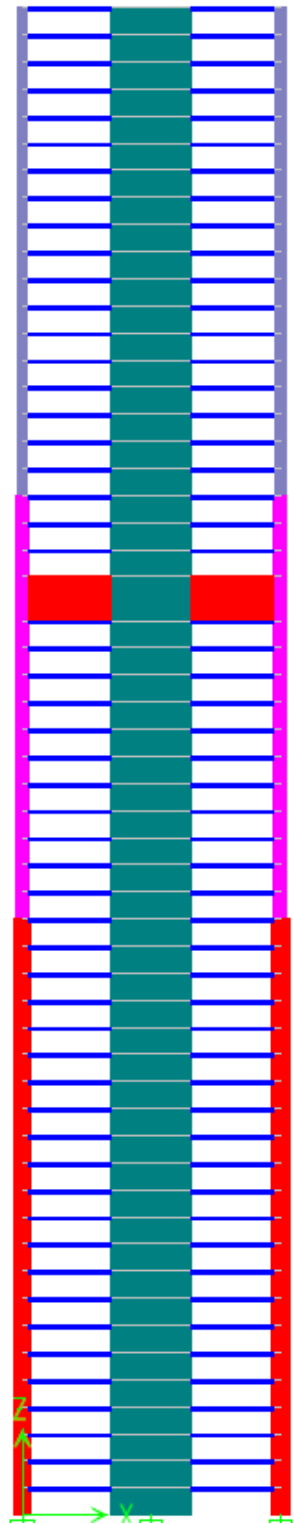
Đối tượng và nội dung nghiên cứu của luận án là ứng xử tổng thể kết cấu nhà cao tầng có tầng cứng và ứng xử cục bộ của nút liên kết cột-dầm cứng. Vấn đề chính được nghiên cứu có liên quan tới các nội dung: đặc trưng phân phối lực - đường truyền lực - trong các cấu kiện chính (cột biên, dầm cứng, lõi), chuyển vị tổng thể, đặc trưng hình thành khớp dẻo, phân tán năng lượng trong kết cấu, ứng xử cục bộ của liên kết cột-dầm cứng chịu lực dọc và mô men xoắn... Ảnh hưởng của sự làm việc không gian của kết cấu nằm ngoài phạm vi nghiên cứu. **Do vậy, mô hình kết cấu phục vụ khảo sát về mặt lý thuyết và thực nghiệm được xác định là mô hình đơn giản 2D.** Về mặt nghiên cứu thực nghiệm, mô hình 2D là phù hợp với điều kiện kỹ thuật phòng thí nghiệm IBST và điều kiện của luận án. Việc thực hiện thí nghiệm gia tải ngang lặp đổi chiều hai phương là quá phức tạp với điều kiện hiện có.

Mô hình khảo sát được xây dựng dựa trên việc tham khảo mô hình kết cấu của một số công trình cao tầng và siêu cao tầng của Việt Nam. Bên cạnh mục đích dành cho phân tích khảo sát lý thuyết của chương này, mô hình khảo sát được xây dựng phù hợp với việc thiết kế mẫu thí nghiệm trình bày trong Chương 4. Sau khi khảo sát sơ bộ theo phương pháp thử dần bằng cách thay đổi các tham số gồm số tầng, số tầng cứng và kích thước cấu kiện (dầm, cột, vách), với mục đích nghiên cứu ảnh hưởng của tầng cứng đối với công trình và các tầng lân cận, đặc biệt là nút liên kết dầm cứng – cột biên, sơ đồ kết cấu được đơn giản hóa với các thông số chính như sau:

- Kết cấu khung phẳng cao 55 tầng;
- Bố trí 01 dầm cứng ở tầng 34: Việc sử dụng một tầng cứng cho mô hình kết cấu khảo sát phù hợp với quy mô chiều cao công trình và cũng để thuận lợi hơn trong phân tích đánh giá kết quả. Qua nghiên cứu lý thuyết tổng quan trình bày trong chương 1, với công trình có một tầng cứng, vị trí hiệu quả ở khoảng  $0.6H$  ( $H$  là chiều cao công trình).

Trước khi tiến hành phân tích sâu bằng các phương pháp phân tích tĩnh và động phi tuyến, kết cấu được thiết kế sơ bộ theo một tiêu chuẩn thông dụng. Tiêu chuẩn ACI 318-05 được lựa chọn để thiết kế với các thông số điều kiện tự nhiên phù hợp với Việt Nam, theo QCVN 02:2009/BXD Quy chuẩn kỹ thuật Quốc gia - Số liệu điều kiện tự nhiên dùng trong Xây dựng. Các thông số thiết kế cơ bản được trình bày dưới đây:

- Cấu tạo khung (xem Hình 3-1):
  - + Lưới nhịp kết cấu: 13m, 12m và 13m;
  - + Vách giữa:  $t=1200\text{mm}$ ;
  - + Cột biên:  $1500\times 2500\text{mm}$ ,  $1500\times 1800\text{mm}$  (khu vực tầng cứng) và  $1200\times 1500\text{mm}$  ở phía trên;
  - + Dầm các tầng:  $b\times h=2000\times 500\text{mm}$ ;
  - + Dầm cứng:  $800\times 6500\text{mm}$ ;
- Tiêu chuẩn thiết kế: ACI 318-05
- Vật liệu
  - + Bê tông:  $f'_c = 28\text{Mpa}$
  - + Cốt thép:  $f_y = 490\text{Mpa}$
- Tải trọng:
  - + Tĩnh tải: trọng lượng kết cấu và tải trọng lớp hoàn thiện  $1.1\text{ kN/m}^2$  ứng với bước khung  $9\text{m}$ ;
  - + Hoạt tải:  $2\text{ kN/m}^2$ ;
  - + Gió: IIB, chuyển sang gió 3s, 50 năm theo ASCE 7-05  $96.5\text{ mph}$ .
  - + Động đất:
    - §  $a_{gR} 0.103\text{g}$  chuyển sang hệ số  $S_s$  và  $S_1$  theo ASCE 7-05,  $S_s=0.45$ ;  $S_1=0.18$ ;
    - § Loại đất nền D
    - § Hệ số tầm quan trọng 1.0
- Tổ hợp tải trọng:
  - + 1.4D
  - + 1.2D+1.6L
  - + 1.2D+1.0L+1.6W
  - + 1.2D+1.0L+1.0E



Hình 3-1: Mô hình kết cấu khảo sát

trong đó: D là ký hiệu tĩnh tải, L là hoạt tải, W là tải trọng gió và E là tải động đất;

### 3.3 Lựa chọn sóng động đất phù hợp với điều kiện Việt Nam trong phân tích phi tuyến

Việc lựa chọn phổ phản ứng thiết kế, bao gồm phổ gia tốc và phổ chuyển vị, có ý nghĩa quan trọng và ảnh hưởng nhiều đến kết quả phân tích phi tuyến, trong đó phương pháp phân tích tĩnh phi tuyến sẽ sử dụng phổ phản ứng để xác định chuyển vị mục tiêu, còn phương pháp phân tích động phi tuyến sẽ sử dụng phổ phản ứng để lựa chọn và điều chỉnh giản đồ gia tốc đầu vào. Trong quá trình áp dụng phương pháp phân tích phi tuyến để nghiên cứu ứng xử của nhà cao tầng có tầng cứng, nhận thấy phổ phản ứng quy định trong tiêu chuẩn TCVN 9386<sup>[21]</sup> có những đặc điểm chưa phù hợp đối với công trình có chu kỳ dài. Dưới đây, thông qua việc so sánh phổ phản ứng giữa TCVN 9386:2012, ASCE 7-2010<sup>[20]</sup> và GB 50011-2010<sup>[23]</sup> (dưới đây lần lượt viết tắt là TCVN 9386, ASCE 7 và GB 50011), đồng thời tham khảo một số tài liệu nghiên cứu liên quan và ví dụ tính toán cụ thể để làm rõ hơn vấn đề này.

#### 3.3.1 So sánh phổ phản ứng giữa TCVN 9386, ASCE 7 và GB 50011

Theo TCVN 9386, phổ phản ứng gia tốc đàn hồi (dưới đây gọi tắt là phổ gia tốc)  $S_e(T)$  được xác định bằng các công thức sau:

$$0 \leq T \leq T_B : S_e(T) = a_g S \left[ 1 + \frac{T}{T_B} (2.5h - 1) \right] \quad (3-1)$$

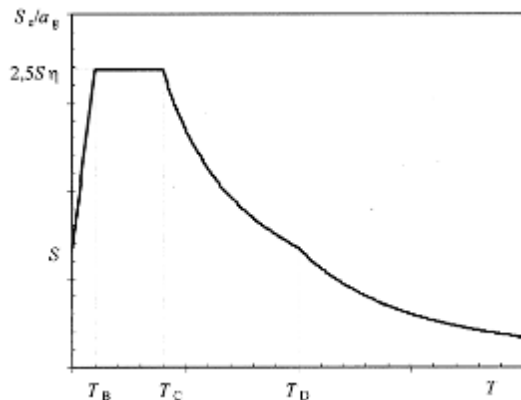
$$T_B \leq T \leq T_C : S_e(T) = 2.5 a_g S h \quad (3-2)$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_e(T) = a_g S h \times 2.5 \left[ \frac{T_C}{T} \right] \quad (3-3)$$

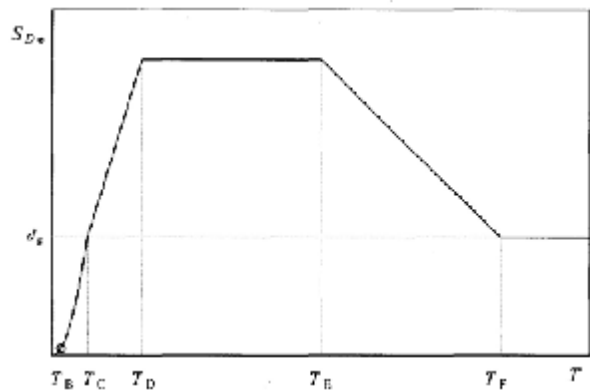
$$T_D \leq T \leq 4 : S_e(T) = a_g S h \times 2.5 \left[ \frac{T_C T_D}{T^2} \right] \quad (3-4)$$

trong đó:  $a_g$  là gia tốc nền thiết kế trên nền loại A;  $S$  là hệ số nền;  $T_B, T_C, T_D$  là các tham số phụ thuộc vào dạng đất nền;  $\eta$  là hệ số điều chỉnh độ cản. Đối với công trình có chu kỳ dài hơn 4s, tiêu chuẩn cũng kiến nghị chuyển đổi từ phổ phản ứng chuyển vị đàn hồi, được quy định tại phụ lục A của tiêu chuẩn này, theo công thức sau:

$$S_d = S_a \frac{T^2}{4p^2} \quad (3-5)$$



Hình 3-2: Dạng của phổ gia tốc



Hình 3-3: Phổ chuyển vị

Hình 3-2 và Hình 3-3 lần lượt thể hiện hình dáng của phổ gia tốc và phổ chuyển vị theo TCVN 9386. Phương trình phổ chuyển vị trong đoạn  $T_E, T_F$  (giá trị  $T_E, T_F$  phụ thuộc dạng đất nền) được xác định theo công thức sau:

$$T_E \leq T \leq T_F : S_{De}(T) = 0.025a_g \cdot S \cdot T_C \cdot T_D \left[ 2.5h + \left( \frac{T - T_E}{T_F - T_E} \right) (1 - 2.5h) \right] \quad (3-6)$$

$$T \geq T_F : S_e(T) = d_g = 0.025a_g \cdot S \cdot T_C \cdot T_D \quad (3-7)$$

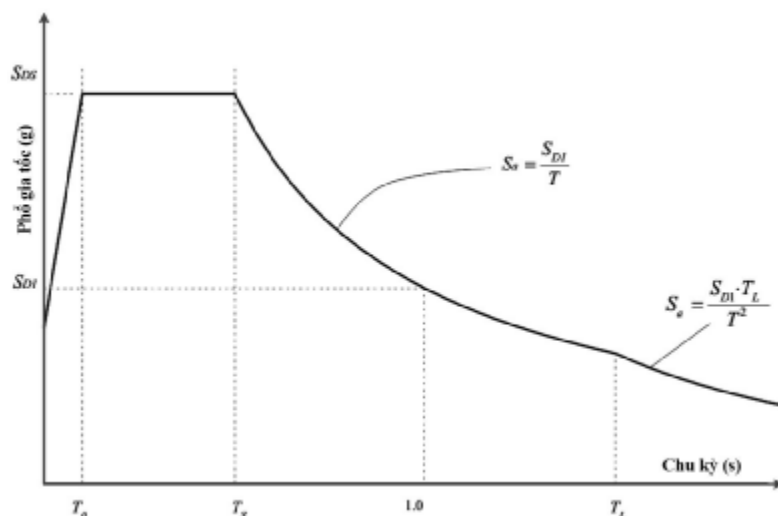
Theo tiêu chuẩn ASCE 7, phổ gia tốc được xác định theo công thức sau (xem Hình 3-4):

$$T \leq T_0 \quad S_a = S_{DS} \left( 0.4 + 0.6 \frac{T}{T_0} \right) \quad (3-8)$$

$$T_0 < T \leq T_S \quad S_a = S_{DS} \quad (3-9)$$

$$T_S < T \leq T_L \quad S_a = \frac{S_{D1}}{T} \quad (3-10)$$

$$T > T_L \quad S_a = \frac{S_{D1} T_L}{T^2} \quad (3-11)$$



Hình 3-4: Phổ gia tốc theo ASCE 7



trong đó:  $S_{DS}$ ,  $S_{D1}$  lần lượt là giá trị của phổ gia tốc thiết kế ứng với độ cản nhớt 5% tại chu kỳ bằng 0.2s và 1.0s;  $T_0 = 0.2S_{D1} / S_{DS}$ ,  $T_S = S_{D1} / S_{DS}$ ;  $T_L$  xác định theo bản đồ phân vùng động đất của Mỹ. ASCE 7 không có quy định riêng cho phổ chuyển vị, mà được xác định thông qua công thức (3-5). Tài liệu [98] có trình bày cách sử dụng phổ gia tốc theo ASCE khi áp dụng tại Việt Nam, trong đó thiên về an toàn lấy  $T_L=6.0s$ .

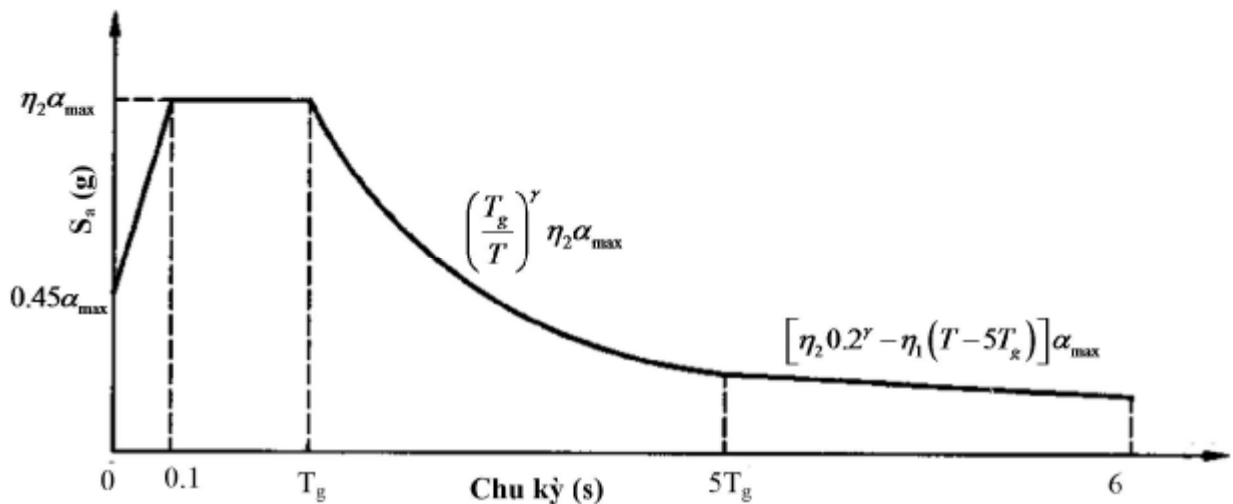
Theo GB 50011, phổ gia tốc được xác định theo công thức sau (xem Hình 3-5):

$$T \leq 0.1 \quad S_a = a_{\max} [10(h_2 - 0.45)T + 0.45] \quad (3-12)$$

$$0.1 < T \leq T_g \quad S_a = h_2 a_{\max} \quad (3-13)$$

$$T_g < T \leq 5T_g \quad S_a = \left(\frac{T_g}{T}\right)^\gamma h_2 a_{\max} \quad (3-14)$$

$$5T_g < T \leq 6 \quad S_a = [h_2 0.2^\gamma - h_1 (T - 5T_g)] a_{\max} \quad (3-15)$$

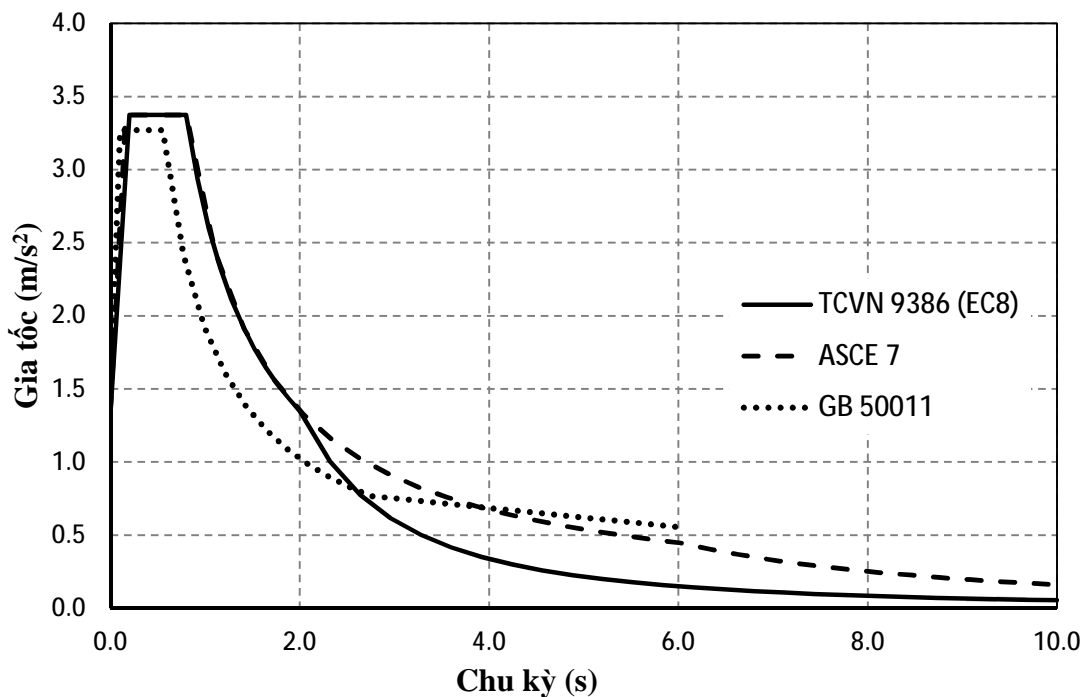


**Hình 3-5: Phổ gia tốc theo GB 50011**

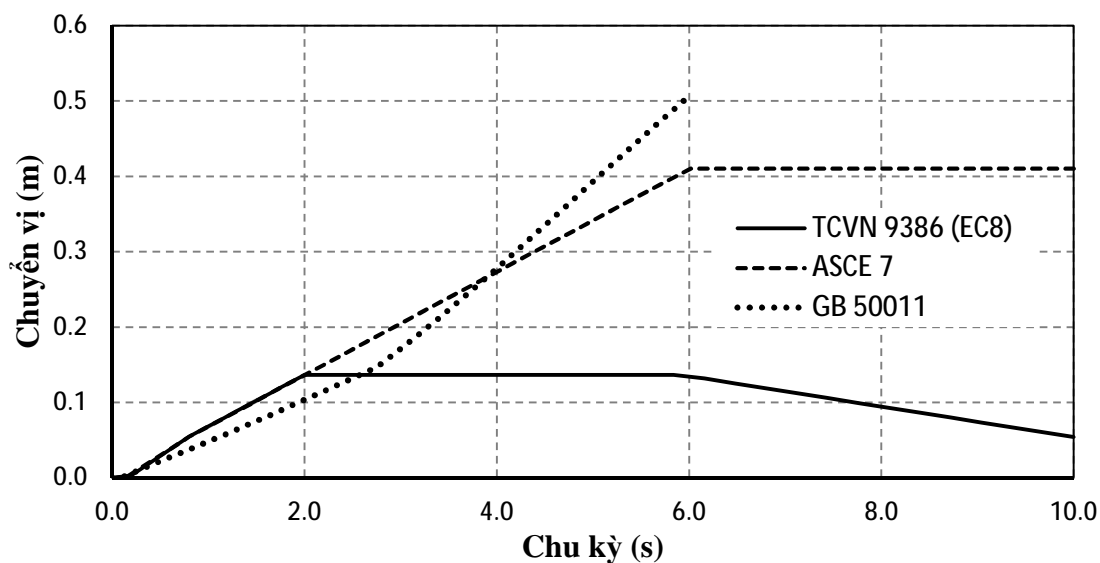
trong đó:  $\alpha_{\max}$  là giá trị lớn nhất của hệ số ảnh hưởng động đất,  $\gamma$  là hệ số mũ,  $\eta_1$  là hệ số điều chỉnh,  $\eta_2$  là hệ số điều chỉnh tỷ số cản,  $T_g$  là chu kỳ trội của đất nền.

Dưới đây thể hiện phổ gia tốc và phổ chuyển vị của cả ba tiêu chuẩn trên trên cùng một đồ thị với thông số cụ thể như sau: gia tốc nền 0.1g (chu kỳ lặp 475 năm) trên nền đất có SPT<15 (loại D đất rời xốp-chặt vừa theo TCVN 9386 hoặc loại E sét mềm theo ASCE 7, loại III theo tiêu chuẩn GB 50011). Các tham số liên quan của từng đường phổ được liệt kê dưới đây:

- Phổ TCVN 9386:  $a_g=0.1g$ ;  $T_B=0.2$ ;  $T_C=0.8$ ;  $T_D=2.0$ ;  $T_E=6.0$ ;  $T_F=10.0$ ;  $S=1.35$ ;
- Phổ ASCE 7:  $S_{DS}=0.344g$ ;  $S_{D1}=0.275g$ ;  $T_0=0.16$ ;  $T_S=0.8$ ;  $T_L=6.0$ ;
- Phổ GB 50011:  $\alpha_{\max}=0.33$ ;  $T_g=0.55$ ;  $\eta_1=0.02$ ;  $\eta_2=1.0$ .



Hình 3-6: So sánh phổ gia tốc giữa ba tiêu chuẩn

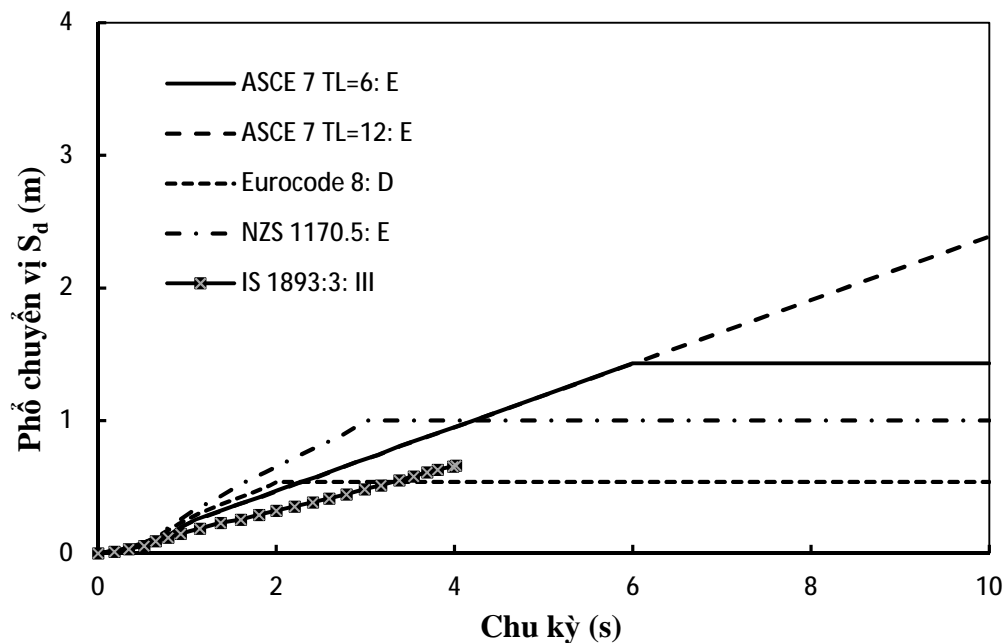


Hình 3-7: So sánh phổ chuyển vị giữa ba tiêu chuẩn

Có thể thấy, hình dáng của phổ gia tốc (Hình 3-6) giữa ba tiêu chuẩn không sai khác nhau nhiều, tuy nhiên hình dáng của phổ chuyển vị (Hình 3-7) lại sai khác nhau khá nhiều. Có thể thấy phổ chuyển vị đàn hồi giữa tiêu chuẩn TCVN 9386 và hai tiêu chuẩn còn lại có sai khác rất lớn ở đoạn chu kỳ lớn hơn 2s. Phổ chuyển vị theo TCVN 9386 đi ngang trong đoạn từ  $T_D$  (2s) đến  $T_E$  (6s), sau đó đi xuống từ  $T_E$  (6s) đến  $T_F$  (10s), trong khi phổ chuyển vị theo ASCE 7 tăng tuyến tính trong đoạn từ  $T_S$  đến  $T_L$  (6s) sau đó mới đi ngang. Phổ chuyển vị theo GB 50011 có xu hướng tăng tuyến tính trong cả khoảng từ 0~6s.

### 3.3.2 Các nghiên cứu liên quan khác

Thông thường, phổ chuyển vị có hình dạng điển hình, ngoài phần phi tuyến ở giai đoạn đầu, là tuyến tính tới một giá trị chu kỳ (gọi là chu kỳ góc – *corner period*), sau đó nằm ngang biểu thị chuyển vị không đổi trong phần chu kỳ dài. Chu kỳ góc (giữa vùng kiểm soát vận tốc và kiểm soát chuyển vị) là một tham số căn bản của phổ chuyển vị. Chu kỳ góc phụ thuộc vào loại nguồn động đất, cấp động đất, khoảng cách tâm chấn [99, 100, 102, 103] và khó xác định. ASCE 7 chỉ định giá trị chu kỳ góc trong khoảng từ 4-16s. FEMA 450 quy định chu kỳ góc từ 4-20s theo cường độ chấn động  $M_w$  (moment magnitude) từ cấp 6 tới 9+ [104]. Tiêu chuẩn EC8 (hay TCVN 9386) và NZS 1170.5 ấn định chu kỳ góc lần lượt bằng 2s và 3s. Hình 3-8 thể hiện tương quan phổ chuyển vị của các tiêu chuẩn khác nhau so với phổ ASCE 7, đất nền loại E, PGA 0.2g [105]. Việc ấn định chu kỳ góc khác nhau đối với các tiêu chuẩn khác nhau có ảnh hưởng đáng kể tới độ lớn của phổ chuyển vị. Trong hình này, giá trị chuyển vị trong vùng chu kỳ dài theo tiêu chuẩn EC8 chỉ khoảng 0.5m, trong khi đó giá trị này là 1.4m theo tiêu chuẩn ASCE 7 (với  $T_L=6s$ ).



Hình 3-8: Tương quan phổ chuyển vị theo một số tiêu chuẩn, ứng với phổ ASCE 7, đất nền loại E, PGA 0.2g [105]

Nghiên cứu của Bommer [98], Sinan Akkar [103] cũng đưa ra các nhận định: phổ chuyển vị theo EC8 cho giá trị quá thấp, đặc biệt đối với phần chu kỳ trung bình và dài, mà nguyên nhân chính là do việc lựa chọn giá trị  $T_D=2s$  là điểm bắt đầu của đoạn chuyển vị không đổi. Việc ấn định giá trị thấp đối với chu kỳ góc cho độ lớn của phổ chuyển vị thiên về không an toàn [105]. Kiến nghị cần phải soát xét lại các nội dung liên quan đến vấn đề này của tiêu chuẩn EC8 cũng

được nhiều tác giả đưa ra. Nghiên cứu của Faccioli <sup>[102]</sup> chỉ ra rằng giá trị  $T_D$  trong phổ của EC8 (hay TCVN 9386) phụ thuộc vào độ lớn của trận động đất và khoảng cách đến tâm chấn, đồng thời cũng kiến nghị công thức xác định giá trị  $T_D$  đối với động đất có cường độ chấn động  $M_w > 5.7$  như sau:

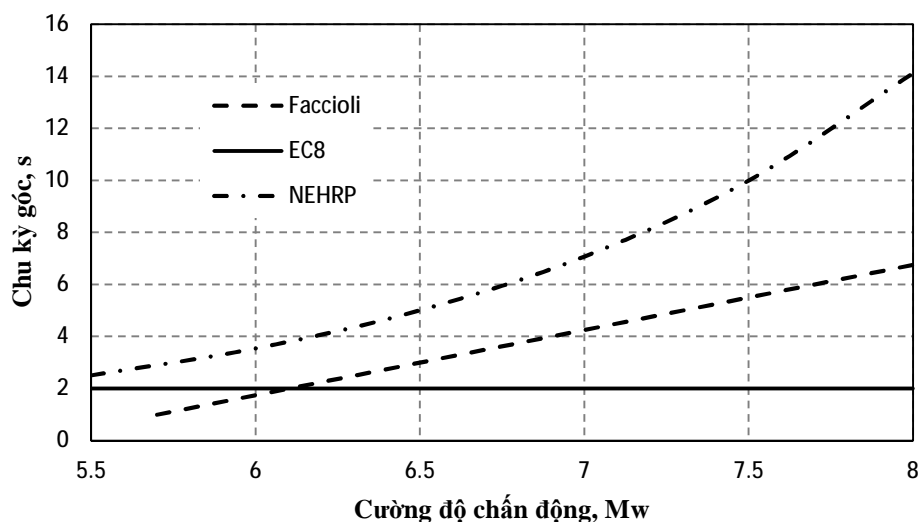
$$T_D = 1.0 + 2.5(M_w - 5.7) \quad (3-16)$$

Ngoài ra, các nghiên cứu của Phạm Tuấn Hiệp <sup>[106]</sup>, Nilupa <sup>[73]</sup> đều có hiệu chỉnh phổ chuyển vị theo EC8 khi thực hiện các bài toán phân tích phi tuyến, mặc dù không đưa ra giải thích chặt chẽ cho những điều chỉnh này.

Các nhận định trên là xác đáng khi tham chiếu đến chỉ dẫn của NEHRP <sup>[104]</sup> đối với đoạn nằm ngang của phổ chuyển vị bắt đầu từ chu kỳ không chế  $T_L$  (có ý nghĩa tương đương với giá trị  $T_D$  trong EC8). Giá trị của  $T_L$  được thể hiện trên bản đồ phân vùng động đất của Mỹ, biến thiên trong khoảng từ 4~16s phụ thuộc vào độ lớn của động đất. NEHRP cũng đưa ra công thức xác định  $T_C$  (là giá trị gần đúng của  $T_L$ ) thông qua quan hệ với cường độ chấn động  $M_w$  như sau:

$$\log T_C = -1.25 + 0.3M_w \quad (3-17)$$

Hình 3-9 thể hiện quan hệ giữa chu kỳ góc  $T_D$  theo EC8 (hay  $T_L$  theo ASCE) với cường độ chấn động  $M_w$ . Có thể thấy giá trị chu kỳ góc trong tiêu chuẩn EC8 và theo Faccioli (công thức (3-16)) đều nhỏ hơn giá trị xác định theo NEHRP.



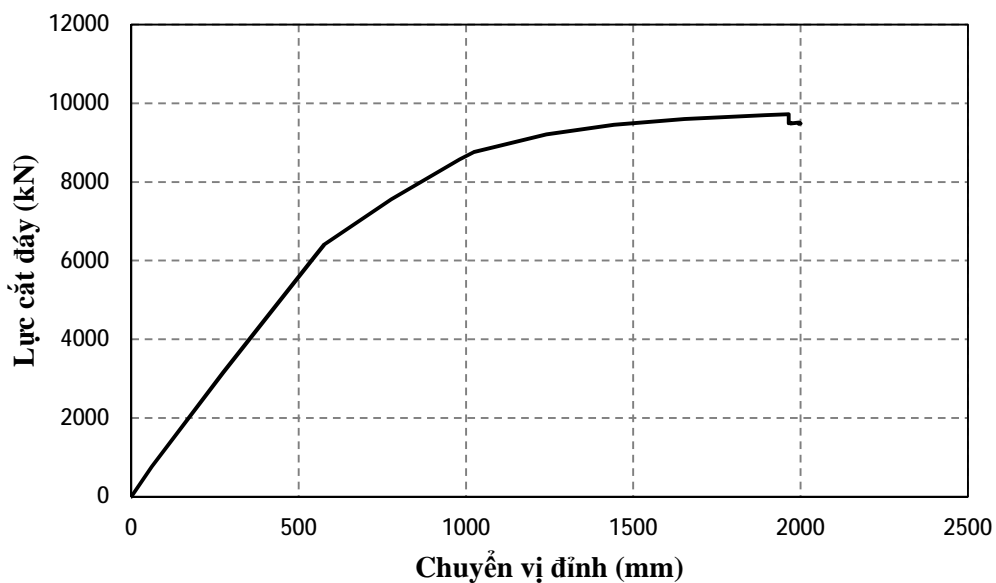
Hình 3-9: Biểu đồ quan hệ giữa chu kỳ góc của phổ chuyển vị với cường độ chấn động

### 3.3.3 Ảnh hưởng của việc lựa chọn phổ chuyển vị trong phân tích tĩnh phi tuyến

Ảnh hưởng của việc lựa chọn phổ chuyển vị trong phương pháp thiết kế dựa vào chuyển vị được thể hiện cụ thể trong ví dụ dưới đây, để xem xét ứng xử của kết cấu một nhà cao tầng (có chu kỳ dài) thông qua phân tích phi tuyến tĩnh. Trong đó chuyển vị mục tiêu được xác định theo phương pháp nêu trong Phụ lục B của tiêu chuẩn TCVN 9386. Mô hình dùng để khảo sát là một khung phẳng 55 tầng nêu trong mục 3.2, phổ chuyển vị dùng để tính toán chuyển vị mục tiêu sử dụng phổ chuyển vị trong Hình 3-7.

Phân tích phi tuyến đẩy dần được thực hiện bằng phần mềm Ruaumoko 2D, trong đó quan hệ lực – biến dạng của các cấu kiện sử dụng quan hệ đàn dẻo lý tưởng. Sơ đồ phân bố tải trọng ngang sử dụng sơ đồ phân bố tuyến tính. Hình 3-10 thể hiện đường cong lực cắt đáy – chuyển vị đỉnh (đường cong khả năng) ứng với sơ đồ tải trọng ngang này. Các tham số chuyển đổi sang hệ một bậc tự do tương đương của công trình như sau:

- Khối lượng của hệ một bậc tự do tương đương:  $m^*=14605.9$  ton;
- Hệ số chuyển đổi:  $\Gamma=1.485$ ;



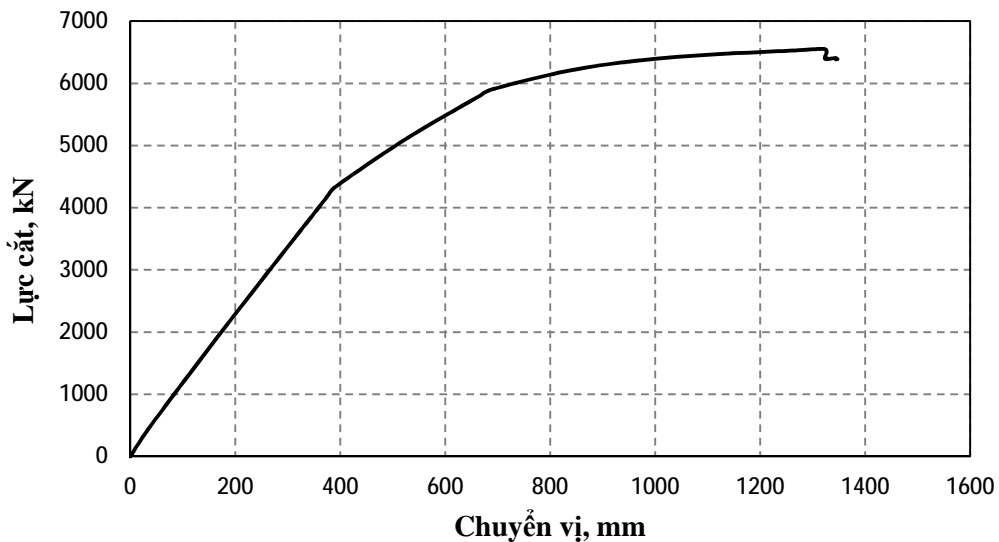
Hình 3-10: Đường cong khả năng của công trình

Đường cong lực – chuyển vị của hệ một bậc tự do tương đương được thể hiện trong Hình 3-11. Chuyển vị mục tiêu được xác định khi sử dụng phổ chuyển vị theo TCVN 9386 và ASCE 7 như sau:

- Theo TCVN 9386: Thực hiện phân tích phi tuyến bằng phương pháp N2 trình bày trong phụ lục B của tiêu chuẩn. Quá trình lặp để tìm chuyển vị mục tiêu không hội tụ. Như thể hiện trong Hình 3-11, chuyển vị đàn hồi rất nhỏ (giá trị lớn nhất là

0.137m) so với giá trị chuyển vị thể hiện trên đường cong khả năng và không hợp lý so với quy mô của công trình.

- Theo ASCE 7: Thực hiện phân tích tương tự, quy trình lập cho kết quả chuyển vị mục tiêu của hệ một bậc tự do tương đương là 0.492m ứng với lực cắt đáy bằng 4913 kN. Chuyển vị mục tiêu của hệ nhiều bậc tự do bằng  $0.492\Gamma = 0.492 \times 1.485 = 0.73\text{m}$ , ứng với lực cắt đáy bằng 7294kN.



**Hình 3-11: Đường cong khả năng của hệ một bậc tự do tương đương**

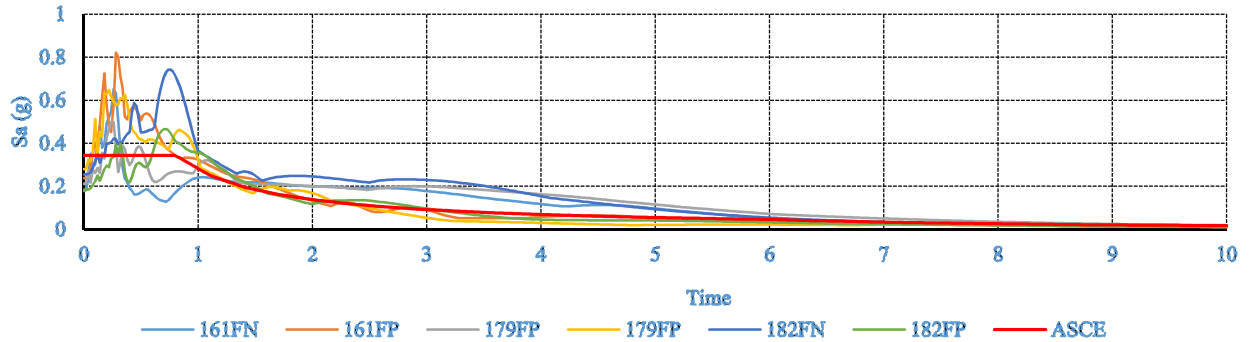
Như vậy, có thể thấy việc lựa chọn phổ chuyển vị ảnh hưởng rất lớn tới giá trị chuyển vị mục tiêu trong bài toán phân tích tĩnh phi tuyến. Trong ví dụ trên, chuyển vị mục tiêu tính toán khi áp dụng phổ chuyển vị ASCE 7 bằng 0,73m, trong khi với phổ TCVN 9386 chuyển vị đàn hồi chỉ bằng 0,137m và quá trình tính lặp không hội tụ.

Ngoài ví dụ trên, phụ lục II còn thể hiện thêm kết quả tính toán cho một công trình thực được xây dựng tại Melbourne – Australia cao 86 tầng, có hai tầng cứng được nêu trong luận án tiến sỹ của Nilupa nhằm minh chứng thêm cho kết luận nêu trên.

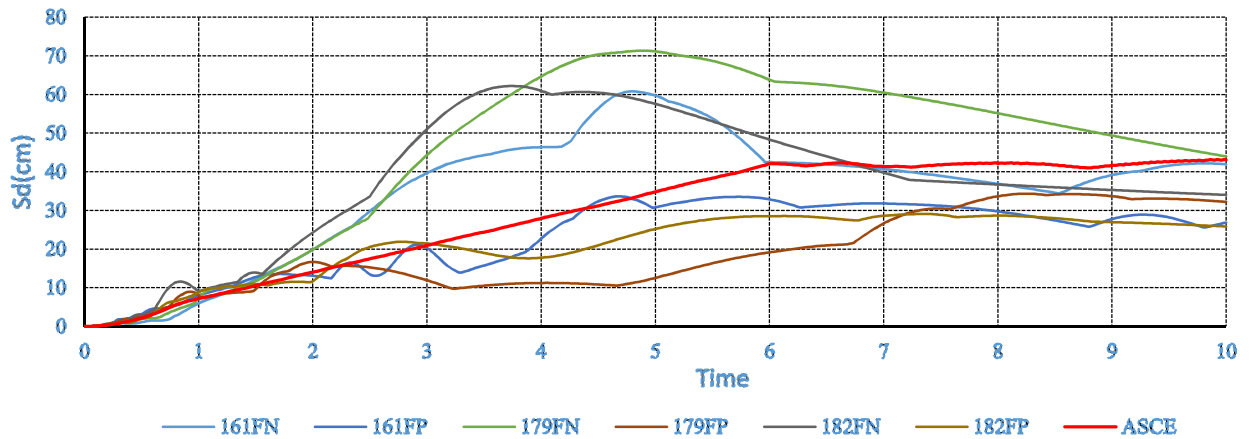
### 3.3.4 Ảnh hưởng của việc lựa chọn phổ gia tốc trong phân tích động phi tuyến

Như đã trình bày trong Chương 2, việc lựa chọn và điều chỉnh các giản đồ gia tốc từ giản đồ thực cũng như giản đồ nhân tạo phải dựa vào một phổ gia tốc mục tiêu cụ thể. Theo kết quả phân tích trong phần sử dụng phổ chuyển vị, sự khác nhau giữa việc lựa chọn phổ chuyển vị theo ASCE 7-10 và EC8 cho thấy, sử dụng phổ chuyển vị theo ASCE 7-10 cho kết quả phù hợp hơn đối với công trình có chu kỳ dài hay phù hợp hơn đối với nhà cao tầng. Các kết quả phân tích dưới đây chỉ rõ vấn đề này.

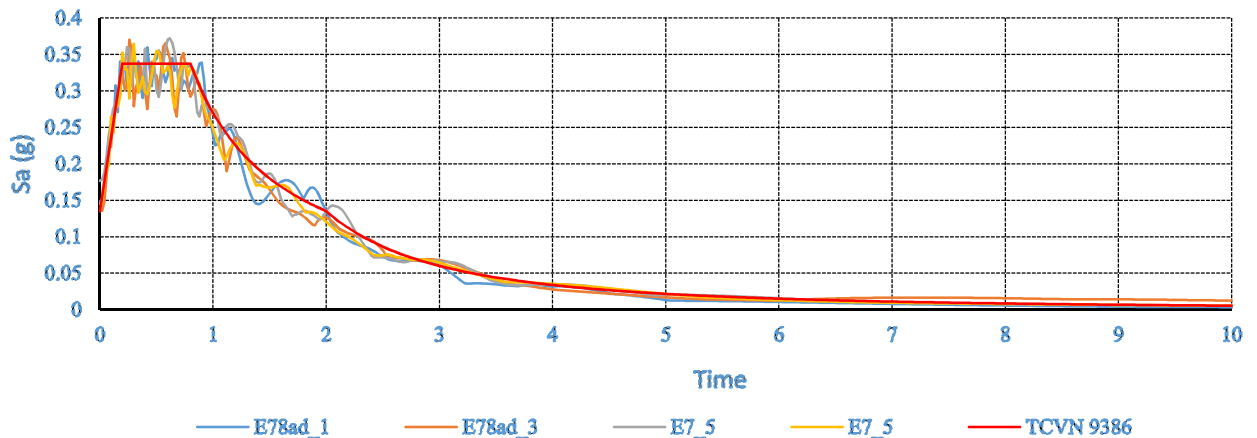
Hình 3-12 và Hình 3-13 là phổ gia tốc và phổ chuyển vị của 6 sóng động đất lấy được từ thư viện của PEER, điều chỉnh cho phù hợp với điều kiện động đất của Hà Nội nhưng sử dụng phổ mục tiêu của ASCE.



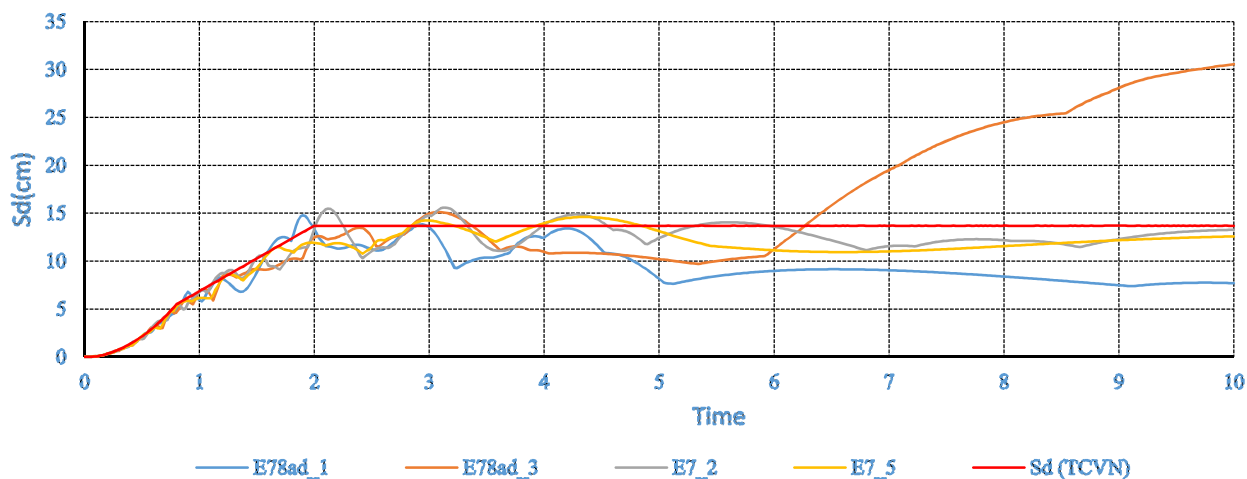
Hình 3-12: Phổ gia tốc điều chỉnh theo ASCE



Hình 3-13: Phổ chuyển vị điều chỉnh theo ASCE



Hình 3-14: Phổ gia tốc điều chỉnh theo TCVN 9386



**Hình 3-15: Phổ chuyển vị điều chỉnh theo TCVN 9386**

Hình 3-14 và Hình 3-15 phổ gia tốc và phổ chuyển vị của 4 sóng động đất lấy được từ thư viện của PEER, điều chỉnh cho phù hợp với điều kiện động đất của Hà Nội nhưng sử dụng phổ mục tiêu của EC8.

Phân tích động phi tuyến bằng phần mềm Ruaumoko theo mô hình giới thiệu trong mục 3.3.3 đối với đối với các sóng động đất được điều chỉnh theo phổ ASCE và EC8 cho kết quả như sau:

- Giá trị chuyển vị đỉnh lớn nhất theo phổ EC8 cho trong Bảng 3-1: giá trị chuyển vị đỉnh lớn nhất trung bình là 0,2034 m (dương), -0,2379m (âm).
- Giá trị chuyển vị đỉnh lớn nhất phân tích theo phổ ASCE cho trong Bảng 3-2: Giá trị chuyển vị đỉnh lớn nhất trung bình là : 0,5126m (dương) -0,522m (âm). Các giá trị chuyển vị này khá phù hợp với chuyển vị đỉnh công trình tính theo phương pháp phổ phản ứng cho giá trị chuyển vị đỉnh công trình là 0,574m. Trong khi đó chuyển vị đỉnh thông qua phân tích động phi tuyến với đầu vào điều chỉnh theo phổ EC8 cho giá trị chuyển vị đỉnh nhỏ hơn nhiều. Điều này cho thấy, chuyển động đất nền điều chỉnh theo phổ mục tiêu ASCE cho giá trị chuyển vị đỉnh công trình phù hợp hơn.

**Bảng 3- 1: Chuyển vị đỉnh lớn nhất của chuyển động đất nền điều chỉnh theo EC8**

E780ad-1		E780ad-3		E7_2		E7_5	
Max	0,124	Max	0,255	Max	0,240	Max	0,194
Min	-0,168	Min	-0,377	Min	-0,232	Min	-0,175



**Bảng 3- 2: Chuyển vị đỉnh lớn nhất của chuyển động đất nền điều chỉnh theo ASCE**

Im161FN		Im161FP		Im179FN		Im179FP		Im182FN		Im182FP	
Max	0.455	Max	0.448	Max	0.558	Max	0.447	Max	0.715	Max	0.453
Min	-0.621	Min	-0.457	Min	-0.864	Min	-0.450	Min	-0.348	Min	-0.392

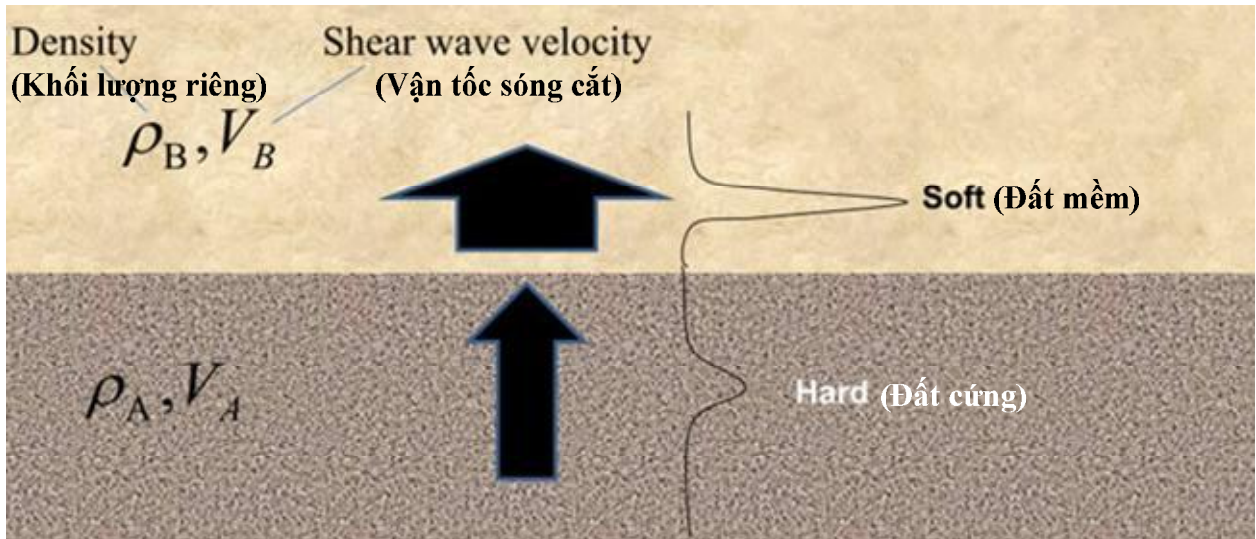
### 3.3.5 Tình hình động đất và đất nền của Việt Nam

Căn cứ theo bản đồ phân vùng động đất chu kỳ lặp 500 năm, ở nước ta một phần lãnh thổ phía Bắc có khả năng xảy ra động đất mạnh đến cấp VIII (theo thang MSK-64) tương ứng với gia tốc nền từ 0,12g đến 0,24g (trong đó g là gia tốc trọng trường), phần lãnh thổ Việt Nam còn lại có thể xảy ra động đất yếu và rất yếu (yếu – tương ứng với gia tốc nền ( $a_g$ )  $0,04g \leq a_g < 0,08g$  (tương đương với động đất cấp VI đến VII thang), rất yếu – tương ứng với  $a_g < 0,04g$  (tương đương với động đất dưới cấp VI). Từ năm 1900 đến 2006 đã ghi nhận được 115 trận động đất từ cấp VI đến VII (4,5 đến 4,9 độ Richter) ở khắp các vùng lãnh thổ nước ta, 17 trận động đất cấp VII (5,0 đến 5,9 độ Richter) và một số trận động đất mạnh cấp VIII như ở Điện Biên năm 1935 (6,8 độ Richter), ở Tuần Giáo - Lai Châu năm 1983 (6,7 độ Richter). Trận động đất Điện Biên ngày 19/2/2001 mạnh 5,3 độ Richter xảy ra ở vùng núi Nam Oun (thuộc Lào), cách thành phố Điện Biên khoảng 15 km về phía Tây, với độ sâu 12 km. Cường độ chấn động ở vùng tâm chấn đạt tới cấp VII đến VIII theo thang MSK-64. Trận động đất này tuy không gây thiệt hại về người nhưng đã làm hư hỏng cho một số nhà và công trình ở thành phố Điện Biên. Trong những năm gần đây, tần suất xuất hiện các trận động đất ở Việt Nam ngày càng nhiều. Điển hình như động đất ngoài khơi Vũng Tàu - Phan Thiết ngày 28/11/2007, M=5,1 độ Richter, gây chấn động cấp IV theo thang MSK64 (thắng 12 cấp) ở khu vực TP HCM, trận động đất Ngày 23/6/2010 xảy ra trận động đất ở khu vực ngoài khơi Vũng Tàu - Phan Thiết, M=4,7 độ Richter, gây nên chấn động cấp 4 ở khu vực TP HCM và thành phố Vũng Tàu. Đặc biệt gần đây trận động đất 7 độ Richter xảy ra ở Myanmar ngày 24/3/2011 gần biên giới 3 nước Lào – Thái Lan – Myanmar đã gây ra chấn động cấp V tại Hà Nội và cấp VI tại một số nơi tại khu vực Tây Bắc gây tâm lý lo ngại cho những người dân ở Hà Nội và những người dân sống trong các khu chung cư cao tầng.

#### 3.3.5.1 Sự khuếch đại của sóng động đất từ đá sang nền đất

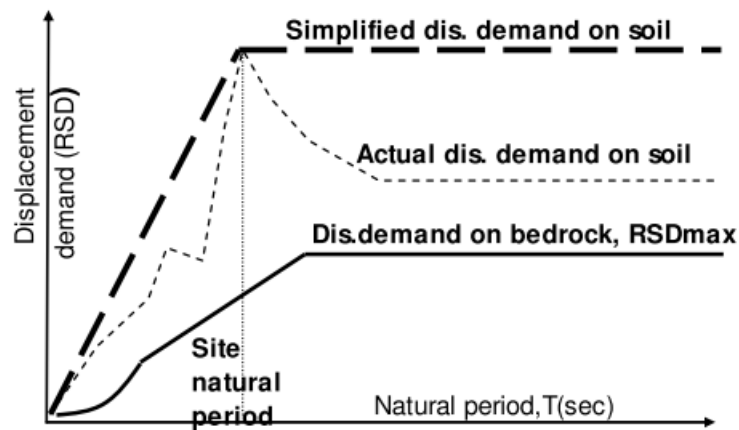
Theo tiêu chuẩn TCVN 9386-1: 2012 và EC8 cho phép xây dựng phổ gia tốc dựa trên các dạng nền đất khác nhau (A, B, C, D và E), tương ứng với các dạng nền đất có các hệ số nền S và chu kỳ ( $T_B$ ,  $T_C$ ,  $T_D$ ). Dựa vào điều kiện đất nền tại lớp đặt móng, người thiết kế có thể xây dựng phổ gia tốc và dựa vào đó để tính toán động đất. Tuy nhiên, theo nghị chú tại điều 3.1.2 (TCVN 9386-1: 2012) có nêu rõ “*Cần đặc biệt lưu ý nếu trầm tích là nền loại S1. Điển hình của loại nền đất này là giá trị vs rất thấp, độ cản bên trong nhỏ và phạm vi mở rộng bất thường*”

về ứng xử tuyến tính. Vì thế, có thể tạo ra những hiệu ứng dị thường về sự khuếch đại chấn động nền và tương tác nền-công trình. Trường hợp này, cần nghiên cứu đặc biệt để xác định tác động động đất nhằm thiết lập quan hệ giữa phổ phản ứng với chiều dày và giá trị vs của lớp sét/ bùn và sự tương phản về độ cứng giữa lớp này và các lớp đất nằm dưới”. Như vậy, hiện nay việc áp dụng phổ gia tốc cho loại nền đất trong tiêu chuẩn là tương đối chung chung. Thêm vào đó, điều kiện nền đất ở Hà Nội tương đối phức tạp, các số liệu khoan khảo sát địa chất đã cho thấy, trong khoảng độ sâu từ 0 đến 70m, các lớp địa chất thay đổi nhiều và không đồng nhất. Căn cứ vào những lý do trên, cần thiết có sự nghiên cứu về phổ gia tốc hoặc gia tốc đồ tại địa điểm xây dựng công trình có xét đến yếu tố địa phương. Các nghiên cứu [88, 89] cho thấy độ lớn của sóng động đất sẽ được khuếch đại khi truyền từ đá sang nền đất (xem Hình 3-16).



**Hình 3-16: Độ lớn của sóng cắt được khuếch đại khi truyền từ đá vào đất nền**

Hệ số khuếch đại được tính  $= \sqrt{\frac{\rho_B V_B}{\rho_A V_A}}$ , Trong đó,  $\rho_A, \rho_B$  lần lượt và khối lượng riêng của đá và đất nền,  $V_A, V_B$  là vận tốc sóng cắt trong đá và đất. Khi sóng động đất lan truyền từ đá sang đất nền, nó tác động và làm rung nền đất theo chu kỳ tự nhiên của nền đất ( $T_g$ ). Tuy nhiên, mô hình địa chấn học thực nghiệm không thể hiện sự khuếch đại của đất nền là hàm của  $T_g$  hoặc chiều sâu của các lớp đất nền. Thay vào đó sử dụng vận tốc sóng lan truyền theo cột đất nền có độ sâu nhất định để dự đoán sự khuếch đại. Phần mềm SHAKE được sử dụng để phân tích ảnh hưởng phi đàn hồi của đất nền khi sóng động đất lan truyền từ đá (hoặc tương đương với đá) sang nền đất. Hình 3-17 thể hiện phổ chuyển vị trên đá và đất nền.



**Hình 3-17: Sơ đồ phổ chuyển vị trên đá và đất nền**

Phần mềm Shake91 được tiến sĩ Per Schnabel và giáo sư John Lysmer viết vào năm 1971 và được Trung tâm nghiên cứu động đất của trường Đại học Berkeley California xuất bản vào năm 1972. Sau đó phần mềm này được sử dụng rộng rãi cho phân tích phản ứng của nền đất. Hiện nay phần mềm này có các phiên bản mới như SHAKE2000 và SHAKEPro. Tuy nhiên, phần mềm Shake91 vẫn hữu dụng cho phân tích nền đất và được các nhà khoa học và kỹ sư địa chấn ưa dùng trên toàn thế giới.

### 3.3.5.2 Sự khuếch đại của sóng động đất đối với điều kiện địa chất của Hà Nội

Theo ASCE 7-10, FEMA, ATC 40 và các tài liệu nghiên cứu về việc lựa chọn giản đồ gia tốc trong phân tích động phi tuyến, cần xem xét đến tính đa dạng của các nguồn phát sinh động đất, khoảng cách đến tâm chấn, điều kiện địa chất và điều kiện địa chấn tại nơi xây dựng. Với mục đích xây dựng giản đồ gia tốc cho phù hợp với điều kiện địa vật lý tại Hà Nội và đảm bảo tính chính xác với điều kiện địa chất tại địa điểm xây dựng, luận án tập trung nghiên cứu sự khuếch đại của sóng động đất từ đá sang nền đất trước khi tác động tới công trình. Sự khuếch đại của sóng động đất từ đá sang đất nền đã được rất nhiều các học giả nghiên cứu. Trong khi đó, tiêu chuẩn TCVN 9368:2012 được biên dịch từ EC8 đã chỉ ra việc tính toán tác động của động đất lên công trình thông qua phổ gia tốc. Thông thường, tùy vào điều kiện lớp đất tại móng của công trình, các kỹ sư lựa chọn loại đất nền loại C hoặc D.

Hệ số nền trong TCVN 9386 có ý nghĩa chính là sự khuếch đại của sóng động đất từ đá sang đất, các tham số  $T_B$ ,  $T_C$ ,  $T_D$  phụ thuộc vào nền đất cũng chính là sự khuếch đại tương ứng. Từ đây việc tính toán tác động của động đất lên công trình được thực hiện thông qua phổ đàn hồi. Việc tính toán tác động động đất lên công trình như vậy có những hạn chế sau:

- Theo nghiên cứu của nhiều học giả trên thế giới, phổ gia tốc đàn hồi xây dựng theo EC8 thường thiên về an toàn, mang tính tổng quát, chưa chính xác cho những địa điểm xây dựng cụ thể;

- Phổ gia tốc đàn hồi được xây dựng đối với công trình có chu kỳ dưới 4s, trong trường hợp muốn xây dựng phổ gia tốc đàn hồi với chu kỳ >4s, phải tiến hành chuyển đổi từ

$$\text{phổ chuyển vị thông qua công thức: } S_a = S_d \left[ \frac{2p}{T} \right]^2;$$

- Điều kiện đất nền tại Hà Nội khá phức tạp, không đồng nhất trong khoảng độ sâu từ 0 đến 70 m, nên việc sử dụng một hệ số nền để phản ánh sự khuyếch đại của sóng động đất từ đá sang đất một cách chung chung như vậy là chưa chính xác.

Với những lý do trên, để mô phỏng chính xác hơn ảnh hưởng của đất nền đối với sự khuyếch đại của sóng động đất với từng địa điểm cụ thể (chỉ trong khu vực Hà Nội), chương trình Shake91 giúp mô phỏng ảnh hưởng này. Để sử dụng được phần mềm này, việc quan trọng cần phải mô phỏng các lớp đất, đá dưới chân công trình với các tính chất tương ứng.

Bảng 3- 3 và Bảng 3- 4 trình bày các chỉ tiêu chính của lớp đất tại khu vực Liễu Giai và Mỹ Trì, hai công trình được xây dựng trên nền đất này là Keangnam và Lotte.

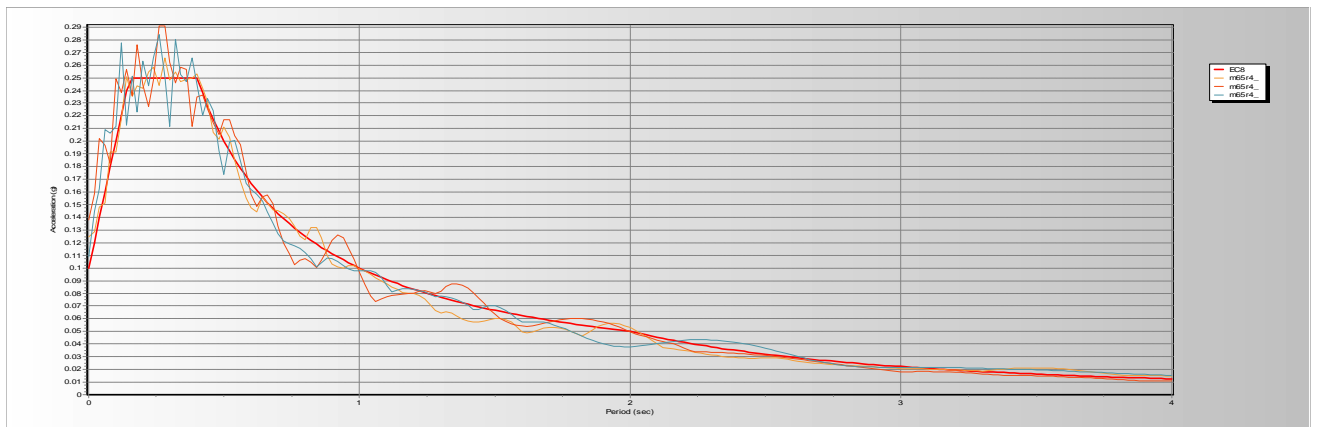
**Bảng 3- 3: Các chỉ tiêu cơ lý của lớp đất tại khu vực Liễu Giai**

Sequence	Type of soil	Depth in m	Thickness in m	Unit Weight kN/m <sup>3</sup>	Clay = 1 Sand = 2 Rock = 3	SPT (300 mm)	G <sub>o</sub> =14.4 N <sup>0.68</sup> (Imai model)	Shear wave velocity in m/sec	V <sub>ixh<sub>i</sub></sub>
1	Backfill	0	2.00	17.00	1	4	36.96	147.5	295
2	Clay of high plasticity	2.00	4.00	18.80	1	4	36.96	140.2	561
3	Clay of high plasticity	6.00	9.00	17.80	1	5	43.02	155.5	1399
4	Clay of high plasticity	15.00	6.00	18.60	1	7	54.08	170.5	1023
5	sand with medium density	21.00	14.00	19.00	2	20	110.42	241.1	3375
6	Medium-Coarse sand with gravel	35.00	5.00	19.00	2	50	205.90	329.2	1646
7	Cobble, Gravel	40.00	30.00	20.00	2	70	258.84	359.7	10792
8	Bed Rock	70.00		22.50	6			1250.0	
		Sum	70.00					Sum	19092
								V <sub>s</sub> =	273
								T <sub>1</sub> =	1.027

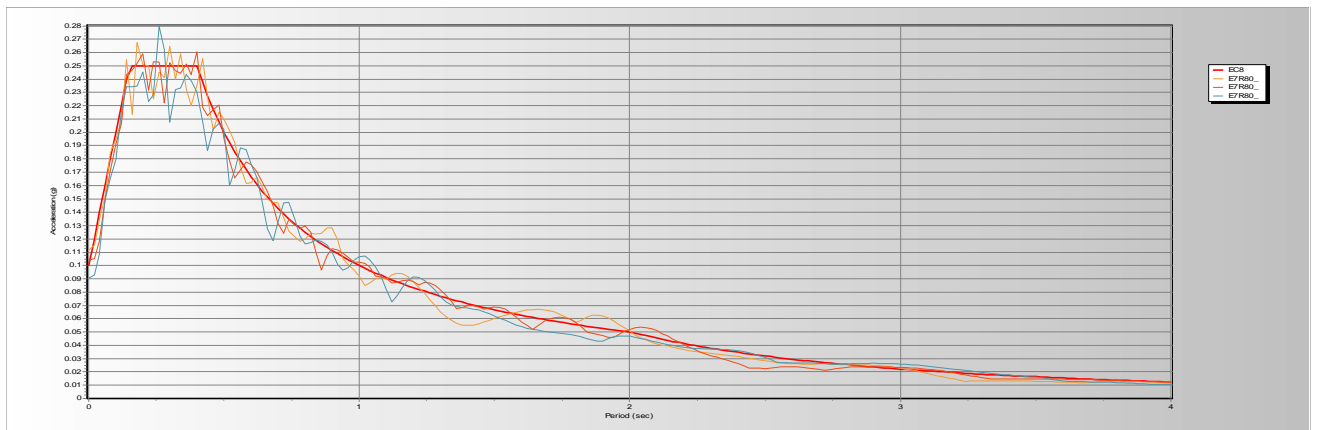
Với các chỉ tiêu cơ lý của hai khu vực có nền đất điển hình cho trong Bảng 3- 3 và Bảng 3- 4, sử dụng phần mềm Shake91 để khuyếch đại sóng động đất từ đá sang đất nền và so sánh với phổ gia tốc được tạo ra theo TCVN 9386 với dạng đất nền loại D. Hình 3-18, Hình 3-19 lần lượt là phổ gia tốc trên nền đá của 3 sóng động đất được tạo ra tương ứng với độ đất 6.5 độ Richter, khoảng cách tâm chấn 40 km và 7 độ Richter và khoảng cách tâm chấn 80 km.

**Bảng 3- 4: Các chỉ tiêu cơ lý của lớp đất tại khu vực Mễ Trì**

Sequence	Type of soil	Depth in m	Thickness in m	Unit Weight kN/m <sup>3</sup>	Clay = 1 Sand = 2 Rock = 3	SPT (300mm)	Go=14.4 N <sup>0.68</sup> (Imai model)	Shear wave velocity in m/sec	V <sub>i</sub> xh <sub>i</sub>
1	Clay	0.00	2.25	17.00	2	9.5	66.56	197.9	445
2	Sand, medium density	2.25	19.20	18.80	1	19.5	108.54	240.3	4613
3	Clay of low plasticity	21.45	7.50	17.80	2	7	54.08	174.3	1307
4	Clay of low plasticity	28.95	10.05	18.60	2	14	86.64	215.8	2169
5	Medium-Coarse sand	39.00	7.80	19.00	1	34	158.40	288.7	2252
6	Cobble, Gravel	46.80	16.20	19.00	1	70	258.84	369.1	5979
7	Like rock	63.00	7.00	20.00	1	100	329.88	406.1	2843
8	Bed Rock	70.00		22.50	6			1220	
		Sum	70.00					Sum	19609
								V <sub>s</sub> =	280
								T <sub>i</sub> =	1.000

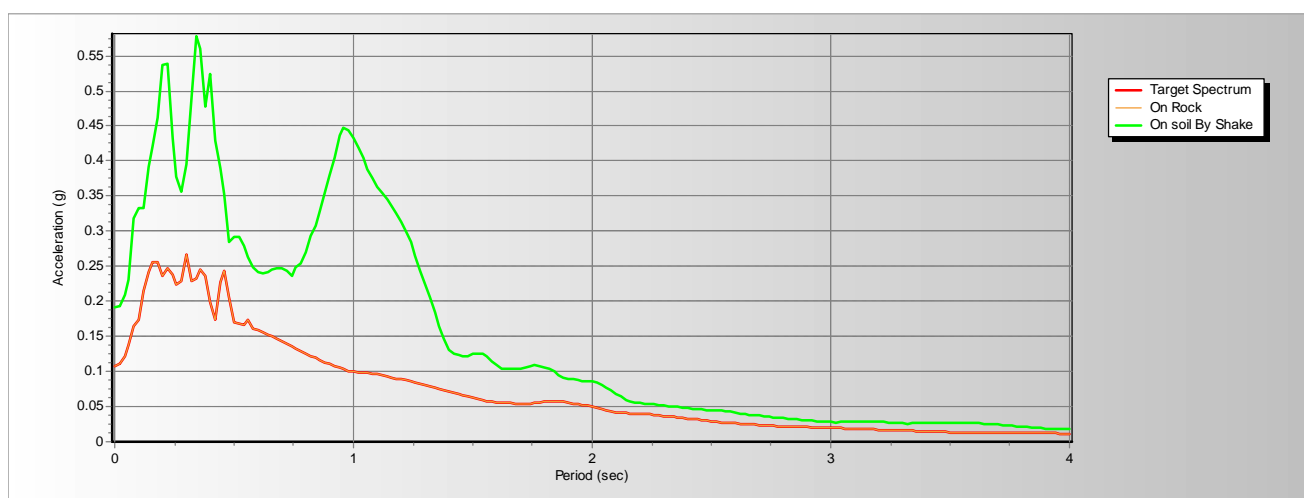


**Hình 3-18: Phổ gia tốc đàn hồi đối với động đất 6.5 độ Richter trên nền đá**

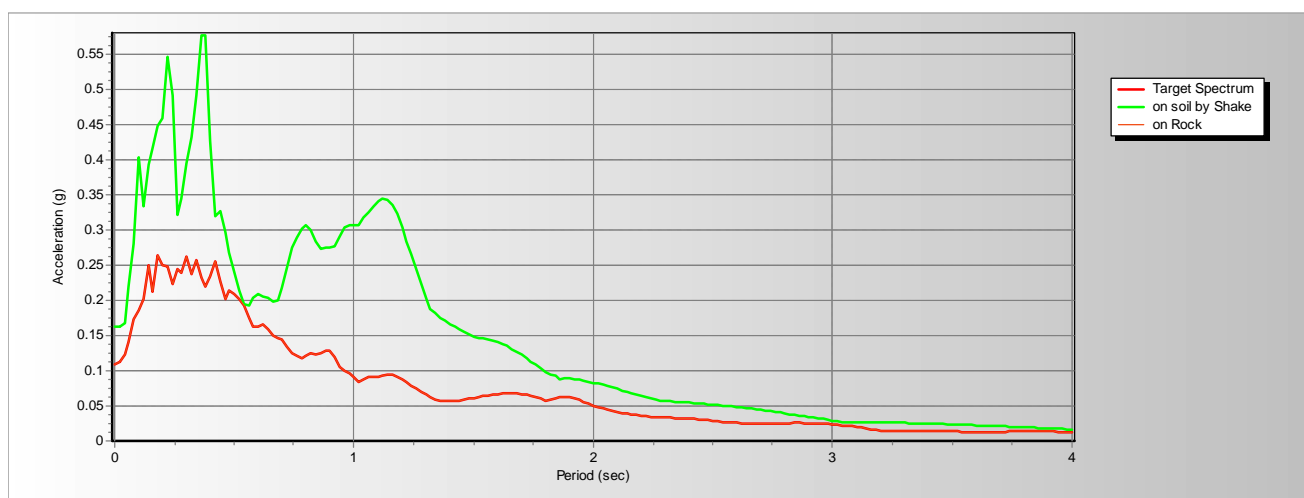


**Hình 3-19: Phổ gia tốc đàn hồi đối với động đất 7 độ Richter trên nền đá**

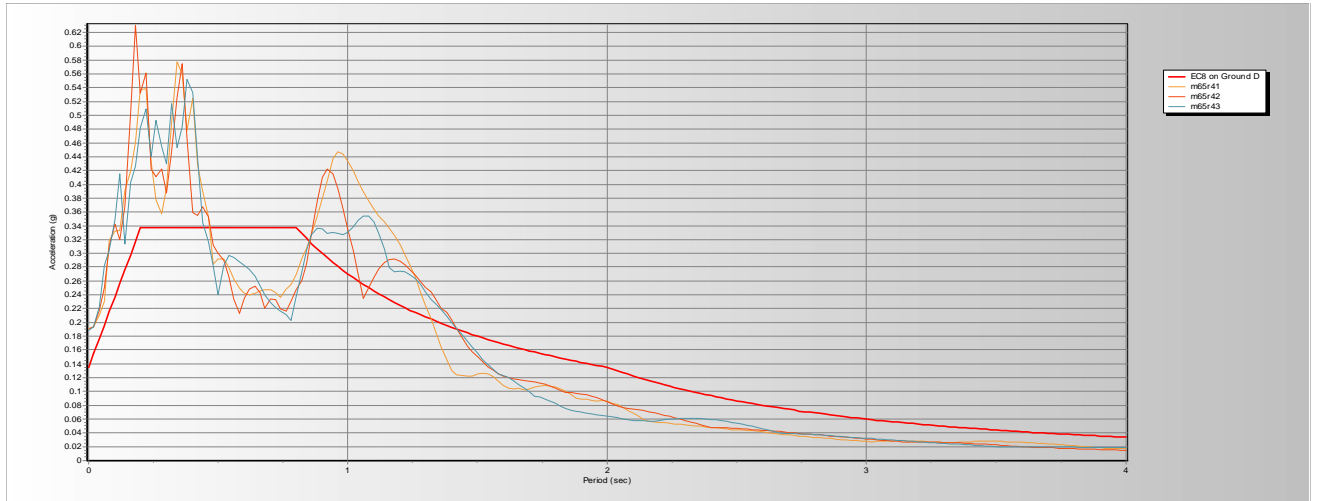
Sử dụng các sóng động đất trên khuếch đại trên điều kiện nền đất Hà Nội bằng phần mềm Shake91, kết quả thể hiện trên Hình 3-21 và Hình 3-22. Về cơ bản sự khuếch đại của nền đất là lớn, có những vị trí từ 4 đến 7 lần khi gần với chu kỳ của đất nền. Kết quả so sánh với phổ gia tốc với phổ tạo ra bởi Shake91 với EC8 trên nền đất loại D cho thấy trong khoảng chu kỳ ngắn phổ gia tốc do Shake tạo ra lớn hơn so với EC8, điều này cũng đúng với phổ gia tốc khi T xung quanh 1s. Đối với chu kỳ dài sự khuếch đại do Shake91 tạo ra nhỏ hơn so với EC8, dẫn đến ảnh hưởng của sóng động đất do sự khuếch đại của nền đất thông qua Shake91 sẽ ảnh hưởng khác so với EC8. Trong đó ảnh hưởng của dao động bậc cao ảnh hưởng đáng kể khi phân tích động phi tuyến nhà cao và siêu cao tầng. Các kết quả phân phân tích về chuyển vị tầng và chuyển vị lệch tầng sẽ chỉ rõ sự khác nhau này.



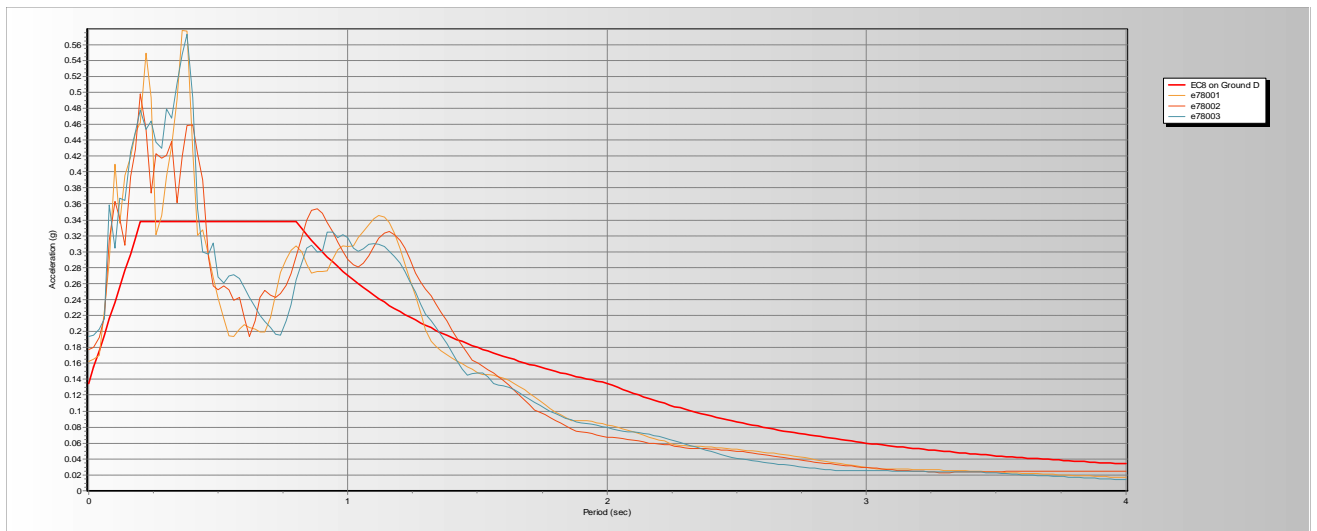
Hình 3-20: Phổ gia tốc thu được từ Shake91 ứng với M =6.5, R = 40 km



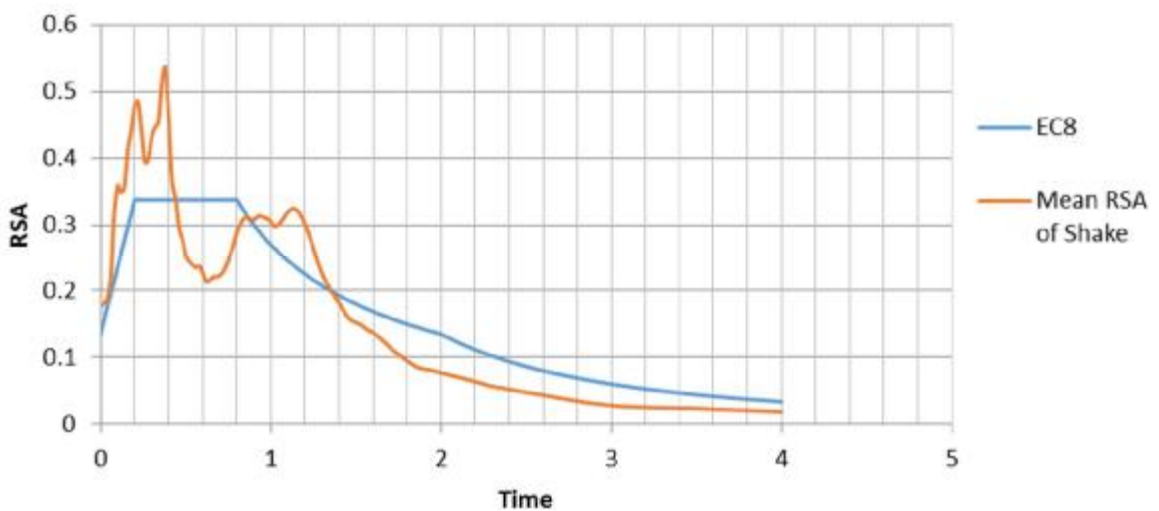
Hình 3-21: Phổ gia tốc thu được từ Shake91 ứng với M =7, R = 80 km



Hình 3-22: Phổ gia tốc thu được từ EC8 và Shake ứng với  $M = 6.5, R = 40$  km



Hình 3-23: Phổ gia tốc thu được từ EC8 và Shake ứng với  $M = 7, R = 80$  km



Hình 3-24: Phổ gia tốc trung bình thu được từ EC8 và Shake

Có thể thấy rằng, sự khuếch đại của sóng động đất từ đá sang nền đất phụ thuộc vào tính chất của đất nền tại địa điểm xây dựng. Sự khuếch đại này cần được xem xét khi lựa chọn giản đồ gia tốc nhân tạo làm đầu vào cho phân tích động phi tuyến, nhất là đối với công trình cao tầng bởi ảnh hưởng của giản đồ gia tốc này đối với dạng dao động bậc cao là đáng kể. Tác động sóng động đất này còn thể hiện ở sự khác nhau giữa phổ gia tốc được lấy theo tiêu chuẩn (EC8 hoặc TCVN 9386) với phổ gia tốc do Shake91 tạo ra có kể đến sự khuếch đại nền đất tại nơi xây dựng công trình (Hình 3-24).

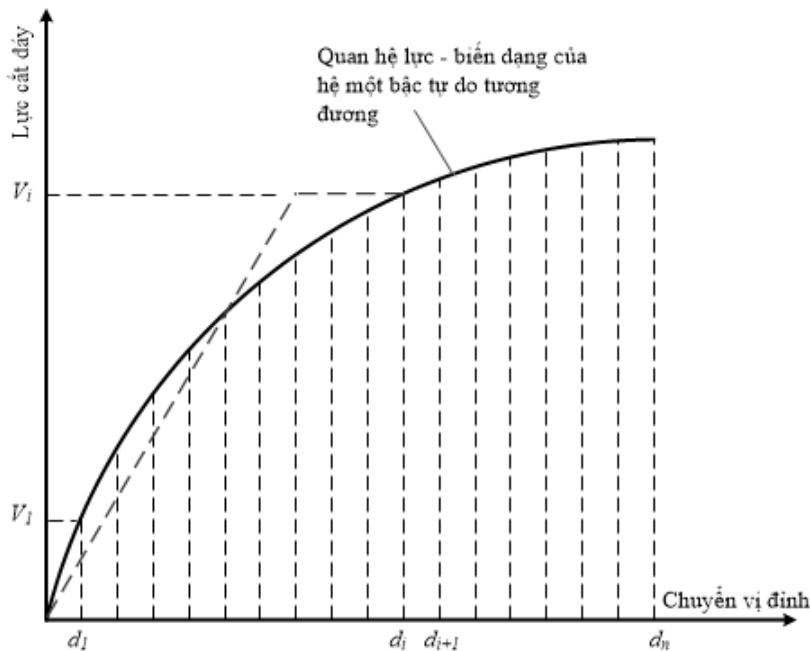
### 3.4 Ảnh hưởng của tăng cứng đến ứng xử của công trình

#### 3.4.1 Xây dựng chương trình tính toán chuyển vị mục tiêu và hệ số ứng xử từ kết quả phân tích tĩnh phi tuyến

Để phục vụ mục đích khảo sát ảnh hưởng của tăng cứng đến ứng xử của công trình, luận án đã thiết lập hai chương trình dùng để tính toán chuyển vị mục tiêu và hệ số ứng xử của công trình theo phương pháp N2 (xem Chương 2) sau khi có kết quả phân tích tĩnh phi tuyến là đường cong quan hệ lực biến dạng. Hai chương trình này được viết bằng ngôn ngữ lập trình VBA (Visual Basic for Application). Dưới đây trình bày nguyên lý tính toán của hai chương trình này.

##### 1) Chương trình xác định chuyển vị mục tiêu theo phương pháp N2

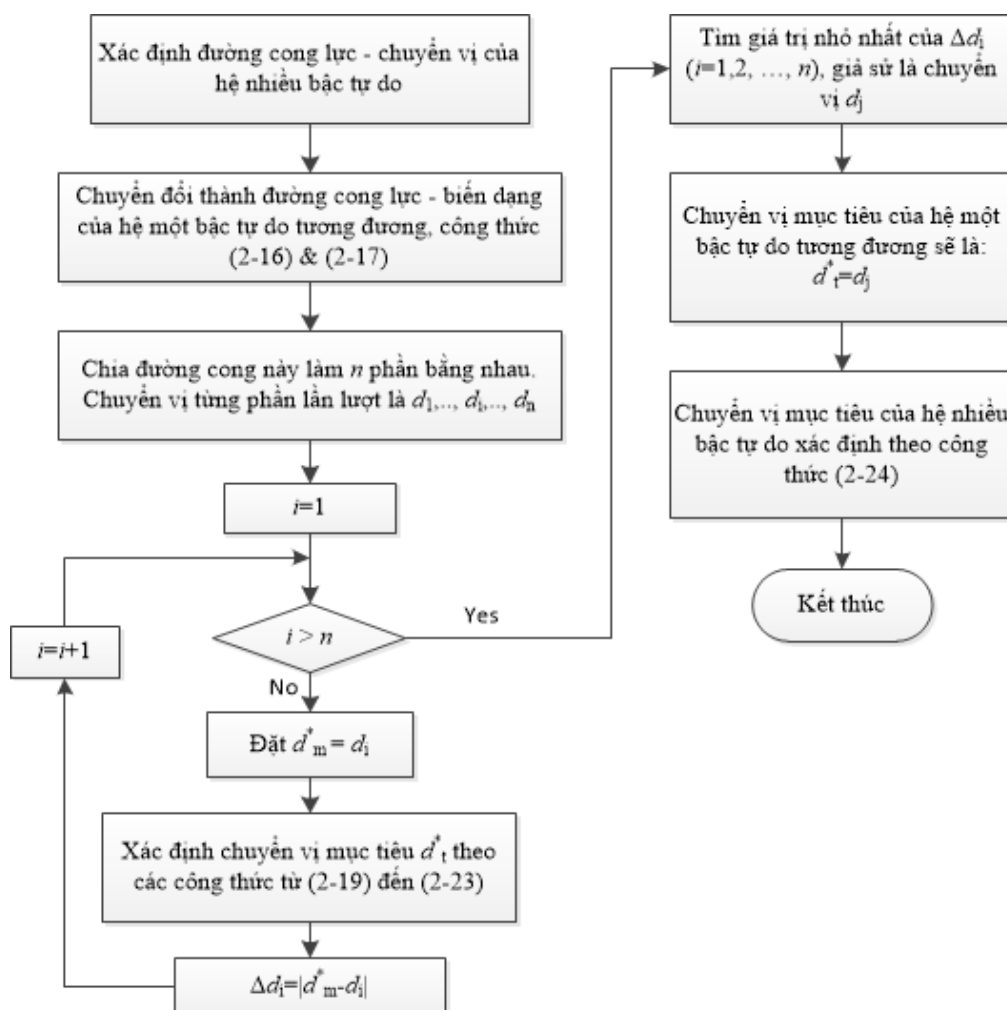
Thay vì thực hiện chu trình lặp như trình bày trong mục 2.3.1.3, dưới đây trình bày phương pháp khác để xác định chuyển vị mục tiêu để thuận tiện cho việc lập trình. Các bước của phương pháp này như sau:



Hình 3-25: Nguyên lý xác định chuyển vị mục tiêu theo phương pháp N2



- i. Chuyển đổi đường cong quan hệ lực – biến dạng của hệ nhiều bậc tự do thành đường cong quan hệ lực – biến dạng của hệ một bậc tự do tương đương;
- ii. Dem đường cong quan hệ lực biến dạng của hệ một bậc tự do tương đương chia làm  $n$  phần bằng nhau, xem Hình 3-25. Chuyển vị ứng với mỗi phần lần lượt là  $d_1, d_2, \dots, d_i, d_{i+1}, \dots, d_n$ ;
- iii. Thiết lập quan hệ tuyến tính hóa ứng với mỗi mức chuyển vị, khi đó phần diện tích bao bởi đường cong sẽ được tính gần đúng bằng tổng của diện tích hình thang tương ứng;
- iv. Xác định yêu cầu chuyển vị mục tiêu ứng  $d_{i,i}^*$  với các mức chuyển vị  $d_i$  ( $i=1, n$ ) nêu trên. Quá trình này sử dụng các bước tính toán như đã nêu cụ thể trong mục 2.3.1.3 của Chương 2;
- v. Tính toán sai số  $\Delta_i = |d_{i,i}^* - d_i|$  ;
- vi. Chuyển vị mục tiêu là chuyển vị tương ứng với giá trị  $\Delta_i$  nhỏ nhất.



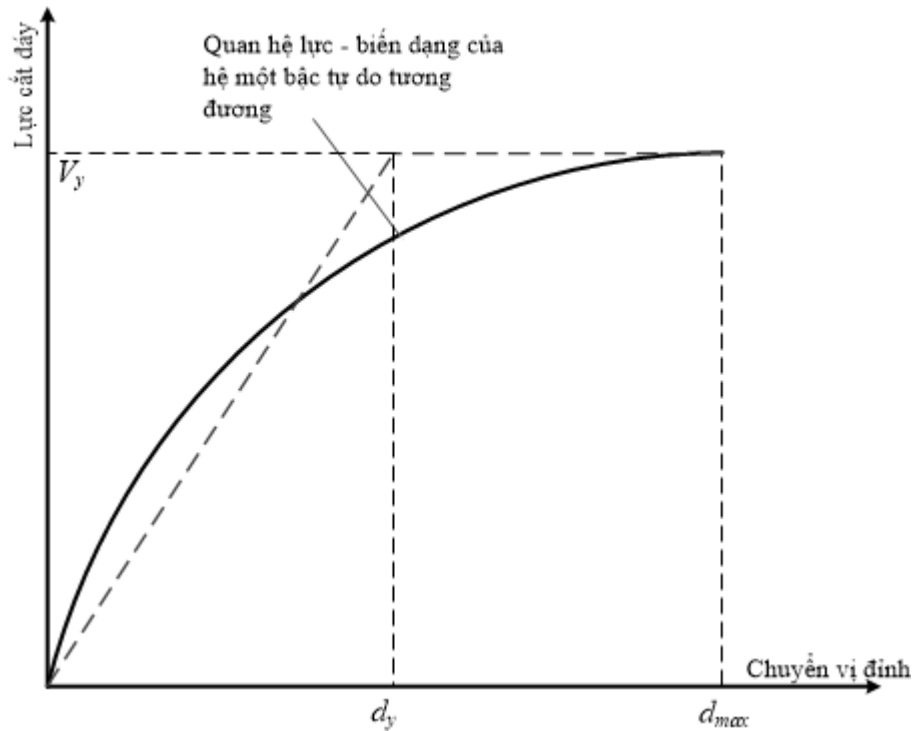
Hình 3-26: Sơ đồ khối của thuật toán xác định chuyển vị mục tiêu

## 2) Chương trình xác định hệ số ứng xử

Để xác định được hệ số ứng xử  $q$  cần thực hiện 02 phân tích sau đây:

- Phân tích phổ phản ứng theo quy định trong tiêu chuẩn (ở đây là TCVN 9386) để xác định lực cắt đáy thiết kế  $V_d$ , quá trình này sử dụng hệ số ứng xử giả định được xác định theo quy định của tiêu chuẩn;
- Tiến hành phân tích tĩnh phi tuyến để xác định được đường cong quan hệ lực biến dạng của kết cấu.

Sau khi thực hiện được hai bước trên, quy trình xác định hệ số ứng xử thực của công trình bao gồm các bước sau:



**Hình 3-27: Nguyên lý xác định hệ số ứng xử theo phương pháp N2**

- Chuyển đổi đường cong quan hệ lực – biến dạng của hệ nhiều bậc tự do thành đường cong quan hệ lực – biến dạng của hệ một bậc tự do tương đương;
- Thiết lập quan hệ tuyến tính hóa tại mức chuyển vị lớn nhất  $d_{max}$  (xem Hình 3-27);
- Tính toán hệ số ứng xử theo công thức:  $q = \frac{d_{max}}{d_y} \times \frac{V_y}{V_d}$ .

Phụ lục III trình bày kết quả tính toán so sánh để kiểm tra độ tin cậy của chương trình tính chuyển vị mục tiêu của luận án với kết quả đã được công bố trong các tài liệu khác. Do nguyên lý của chương trình xác định hệ số ứng xử tương đối đơn giản, có sử dụng thuật toán để xác định quan hệ tuyến tính hóa trong chương trình tính chuyển vị mục tiêu (đã được kiểm tra độ tin cậy), cho nên việc tiến hành kiểm tra riêng độ tin cậy của chương trình này là không cần thiết.

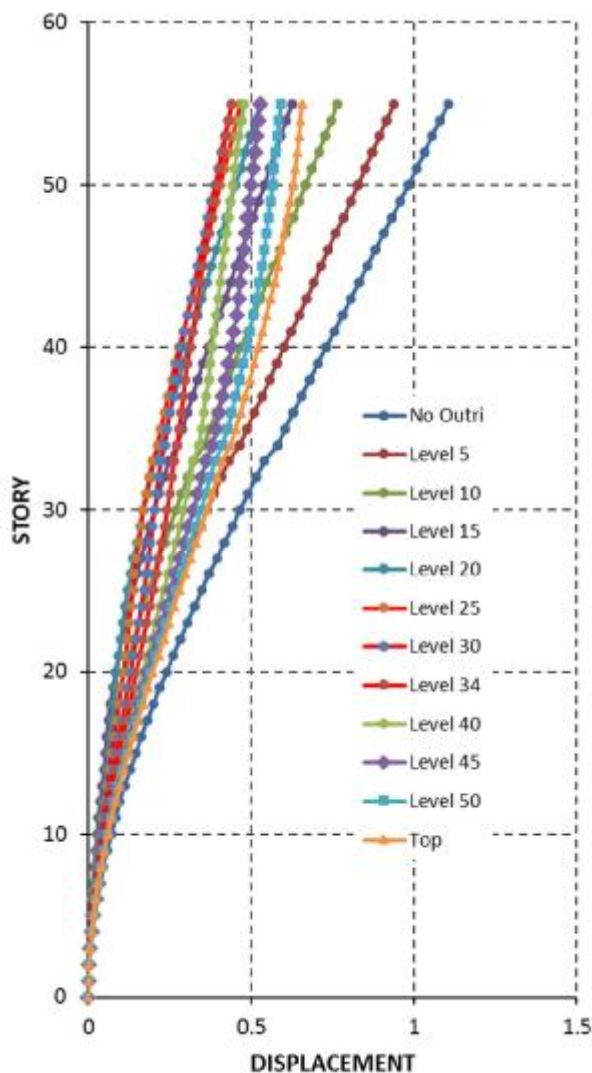
### 3.4.2 Ảnh hưởng của vị trí tầng cứng

Các kết quả đã nghiên cứu đối với ảnh hưởng của vị trí tầng cứng trong thời gian đầu thông qua mô hình đơn giản hóa trong đó có xét đến các giả thiết sau:

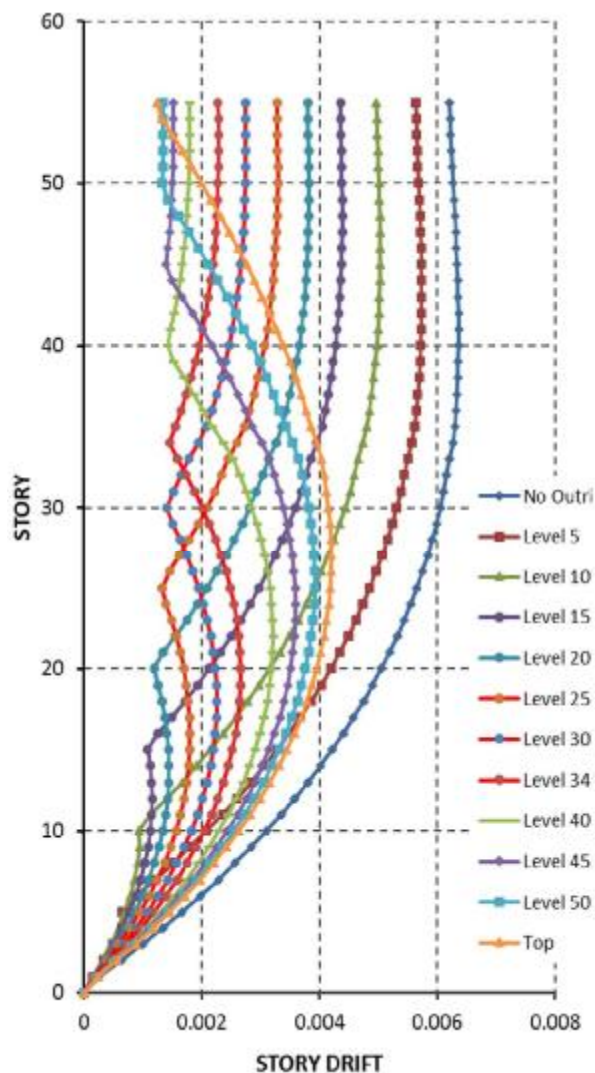
- Đặc trưng mặt cắt của lõi, cột và dầm cứng không thay đổi trên toàn bộ chiều cao của công trình;
- Tầng cứng được liên kết ngàm với lõi;
- Lõi được liên kết ngàm với móng;
- Bỏ qua ảnh hưởng của lực cắt đến góc xoay của lõi;
- Kết cấu làm việc đàn hồi tuyến tính.

Thông qua các giả thiết trên Taranath <sup>[16]</sup> đã đưa ra khuyến cáo, đối với nhà cao tầng có 1 tầng cứng xét đến tiêu chí chuyển vị đỉnh công trình, vị trí tối ưu của tầng cứng thường ở khoảng giữa công trình. Đối với nhà cao tầng có 2 tầng cứng, vị trí tối ưu của tầng cứng là ở khoảng  $1/3H$  và  $2/3H$  ( $H$  là chiều cao công trình). Đối với nhà cao tầng có nhiều tầng cứng ( $n$  tầng cứng), sự làm việc của kết cấu phụ thuộc vào tỉ số độ cứng của lõi – cột, lõi – tầng cứng, số lượng tầng cứng và vị trí tầng cứng. Tuy nhiên, theo các kết quả nghiên cứu của Smith và Salim (1981) cho thấy, nhà càng có nhiều tầng cứng thì chuyển vị ngang càng giảm đi. Mặc dù vậy, nhà cao tầng có đến 4 tầng cứng được xem là tối đa và thích hợp, với số tầng cứng hơn 4 thì tác dụng của nó thấp đi. Một cách tổng quát, tầng cứng nên thiết kế tại các vị trí:  $H/(n+1)$ ,  $2H/(n+1), \dots, nH/(n+1)$ . Các nghiên cứu sau này của nhiều tác giả đối với tầng cứng bằng mô hình phần tử hữu hạn cũng đã chứng minh vị trí tầng cứng ảnh hưởng rất lớn đến chuyển vị đỉnh và chuyển vị lệch tầng của công trình. Điển hình là nghiên cứu của nhóm tác giả <sup>[66]</sup> trên công trình thực 50 tầng, cao 187.5m, chiều cao tầng điển hình 3.75m. Nghiên cứu này đã tiến hành khảo sát chuyển vị đỉnh và chuyển vị lệch tầng của công trình với các trận động đất khác nhau. Kết quả cho thấy, với vị trí tầng cứng ở khoảng giữa chiều cao công trình là vị trí tối ưu xét về phương diện chuyển vị đỉnh và chuyển vị lệch tầng.

Để kiểm chứng lại ảnh hưởng của vị trí tầng cứng, dưới đây khảo sát công trình nêu trong mục 3.2 bằng cách thay đổi vị trí tầng cứng ở các tầng thứ 5, 10, 15, 20, 25, 30, 34, 40, 45, 50 và mái. Hình 3-28, Hình 3-29 là biểu đồ chuyển vị tầng và chuyển vị lệch tầng của công trình khi chịu tác động của tải trọng động đất xác định theo tiêu chuẩn TCVN 9386:2012 ứng với gia tốc nền  $a_g=0.1g$  trên nền đất loại D.



**Hình 3-28: Chuyển vị tầng tương ứng với vị trí tầng cứng**



**Hình 3-29: Chuyển vị lệch tầng tương ứng với vị trí tầng cứng**

Kết quả phân tích cho thấy, chuyển vị của công trình thay đổi rất lớn khi thay đổi vị trí của tầng cứng. Chuyển vị đỉnh có thể giảm đến 2,5 lần (chuyển vị đỉnh khi không có tầng cứng là 1,105m so với chuyển vị đỉnh 0,439m khi tầng cứng ở tầng 34). Đặc biệt các hình trên cũng thể hiện rõ, khi tầng cứng nằm ở các vị trí tầng 25, 30 và 34 (đường nét đỏ) thì chuyển vị tầng của công trình là nhỏ nhất so với trường hợp tầng cứng nằm ở các vị trí khác. Kết quả phân tích trên cho thấy, đối với nhà cao tầng có 1 tầng cứng, vị trí tầng cứng ở khoảng giữa công trình là tối ưu, điều này phù hợp với các nghiên cứu trước đó đã được công bố.

### 3.4.3 Ảnh hưởng của độ cứng tầng cứng

Khảo sát tiếp theo được thực hiện để xem xét ảnh hưởng của độ cứng của tầng cứng đến ứng xử của công trình. Vẫn sử dụng mô hình nêu trên với vị trí tầng cứng được cố định tại tầng 34 nhưng thay đổi tiết diện dầm cứng từ 0.8x1.0m đến 0.8x8.0m. Khảo sát này được thực hiện bằng phương pháp tính phi tuyến với sự trợ giúp của phần mềm Ruaumoko, các thông số liên quan đến điều kiện hình thành khớp dẻo của dầm được liệt kê tại Bảng 3-5.

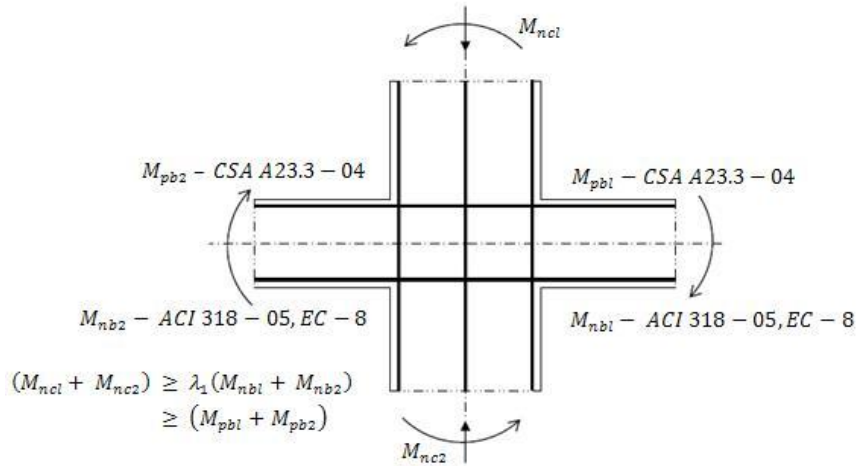
**Bảng 3- 5: Thông số cơ bản đối với sự thay đổi kích thước tầng cứng**

TT	Kích thước (mm)		Điều kiện hình thành khớp dẻo						
	<i>b</i>	<i>h</i>	$P_{YC}$	$P_B$	$M_B$	$M_{1B}$	$M_{2B}$	$M_O$	$P_{YT}$
1	800	1000	-33674	-22172	3529	5074	5215	3529	8618
2	800	1500	-48388	-34151	6588	10416	10609	6588	9623
3	800	2000	-67341	-43820	14720	20955	21297	14720	16808
4	800	2500	-84173	-54572	23271	33087	33499	23271	20996
5	800	3000	-101009	-65590	33478	47704	48297	33478	25140
6	800	3500	-117848	-76819	45200	64555	65722	45200	29302
7	800	4000	-134676	-87081	60164	85297	86224	60164	33490
8	800	4500	-151507	-97970	76569	108759	109699	76569	37661
9	800	5000	-168352	-109072	93548	132950	134321	93548	41822
10	800	5500	-185182	-119915	113518	161113	162763	113518	46025
11	800	6000	-202018	-130764	135126	191873	193723	135126	50174
12	800	6500	-218852	-141488	158882	225523	227506	158882	54359
13	800	7000	-235683	-152715	183867	261390	264309	183867	58553
14	800	7500	-252522	-163701	210959	300153	303411	210959	62697
15	800	8000	-269353	-174123	241304	342049	345337	241304	66880

#### 3.4.3.1 Ảnh hưởng của độ cứng dầm cứng đối với chuyển vị đỉnh, chuyển vị lệch tầng và nội lực kết cấu

Việc phân tích ảnh hưởng của tầng cứng đến các yếu tố chuyển vị, chuyển vị lệch tầng, nội lực kết cấu được thực hiện trên cơ sở đầy cường bức. Trước khi tiến hành phân tích kết cấu, một khái niệm thường được quan tâm và sử dụng rộng rãi ở các nước trong thiết kế kháng chấn là khái niệm cột khỏe – dầm yếu, theo đó cột được thiết kế với tổng khả năng chịu uốn lớn hơn tổng khả năng chịu uốn của các dầm tại nút liên kết một lượng nhất định (xem Hình 3-30).

$$\Sigma M_{nc} \geq \lambda_1 \Sigma M_{ib} , i = n \text{ hoặc } p$$

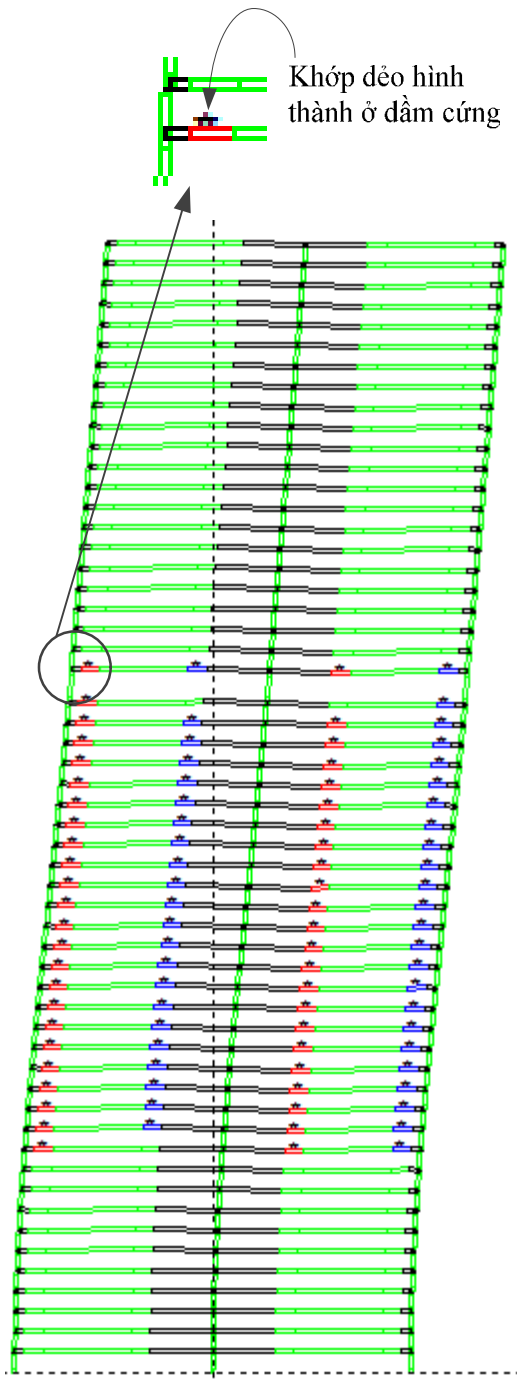


**Hình 3-30: Khái niệm cột khỏe – dầm yếu**

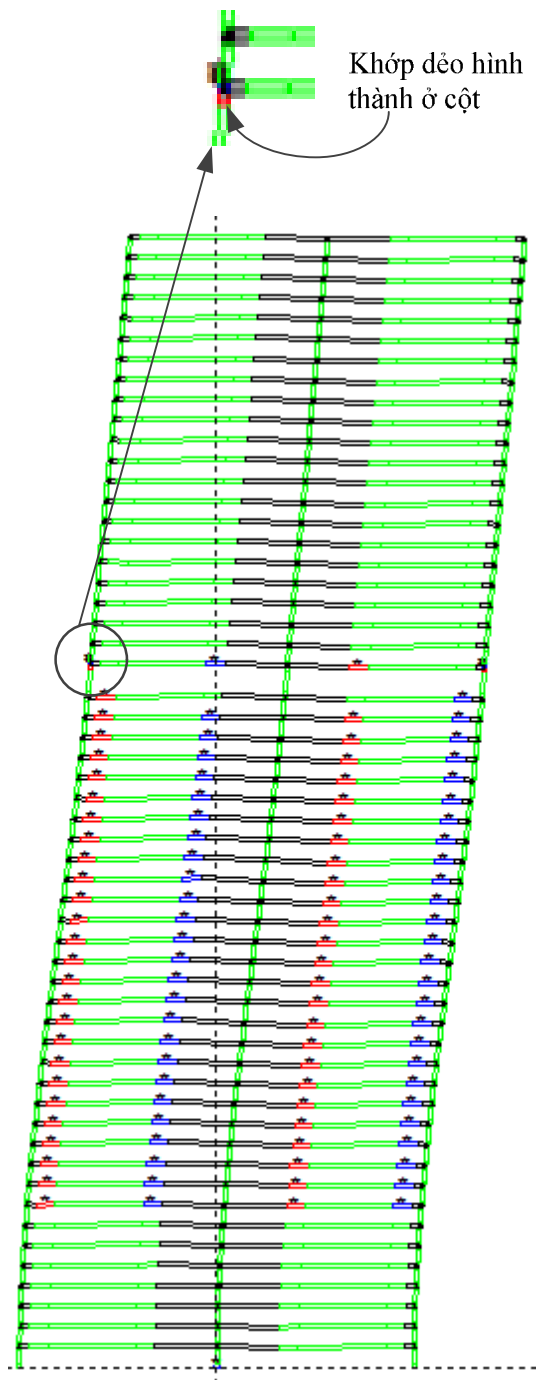
Có thể tóm tắt, tổng nội lực của cột lớn hơn tổng nội lực của dầm thông qua hệ số  $\lambda_1$ . Theo ACI 318-08 (2008)  $\lambda_1 = 1.2$ , tiêu chuẩn Canada,  $\lambda_1 = 1$ , còn theo EC8 và TCVN 9386  $\lambda_1 = 1.3$ . Tuy nhiên, đối với kết cấu tầng cứng, khái niệm cột khỏe – dầm yếu không còn được áp dụng, kết quả phân tích đã chỉ rõ, khi dầm cứng có độ cứng nhỏ, khớp dẻo được hình thành ở dầm thường và dầm cứng (Hình 3-31). Khi dầm cứng đủ cứng, khớp dẻo hình thành ở cột liên kết với dầm cứng trước (Hình 3-32).

Kết quả phân tích đẩy dần thông qua đường cong khả năng thực hiện với các độ cứng của dầm cứng khác nhau thể hiện trên Hình 3-33. Ảnh hưởng của độ cứng của dầm cứng rất lớn đối với đường cong khả năng của công trình. Độ cứng của dầm cứng càng lớn, khả năng chịu tải trọng ngang càng lớn, đồng thời chuyển vị đỉnh của công trình càng giảm. Theo kết quả phân tích, khi tăng độ cứng bắt đầu từ kích thước của dầm thường (0.8 x 1m), cho đến độ cứng của dầm cứng rất lớn (0.8m x 8m), đường cong khả năng thay đổi rất nhanh trong giai đoạn đầu, sau đó ảnh hưởng của dầm cứng giảm dần, như vậy, với độ cứng hợp lý nào đó, ảnh hưởng của dầm cứng đối với công trình là tối ưu. Tuy nhiên, khó có thể đưa ra độ cứng tối ưu của dầm cứng, độ cứng này phụ thuộc vào nhiều tham số, người thiết kế cần phân tích để đưa ra độ cứng tối ưu cho mỗi loại công trình thông qua phân tích đẩy dần để tìm đường cong khả năng. Kết quả kiểm tra đối với ảnh hưởng của dầm cứng cho thấy, ảnh hưởng của dầm cứng lớn nhất khi mô men dẻo của của dầm cứng lớn hơn tổng mô men của cột trên và cột dưới dầm cứng (MB dầm cứng = 45200 kN.m > MB cột trên + MB cột dưới = 20640 + 20640 = 41280 kN.m). Trong mô hình khảo sát xảy ra đối với trường hợp dầm cứng có kích thước từ 0.8x3.5m trở lên. Mặc dù vậy, độ cứng của dầm cứng không nên có độ cứng quá lớn, theo kết quả khảo sát khi độ cứng của dầm cứng lớn hơn 0.8x8m thì ảnh hưởng của nó đối với chuyển vị đỉnh của công trình sẽ không phát huy tốt. Ngoài ra, điều kiện thực tế cũng không cho phép tăng kích thước của dầm cứng quá lớn, nó sẽ gây ra nhiều vấn đề như khó thi công, tốn kém diện tích... Các

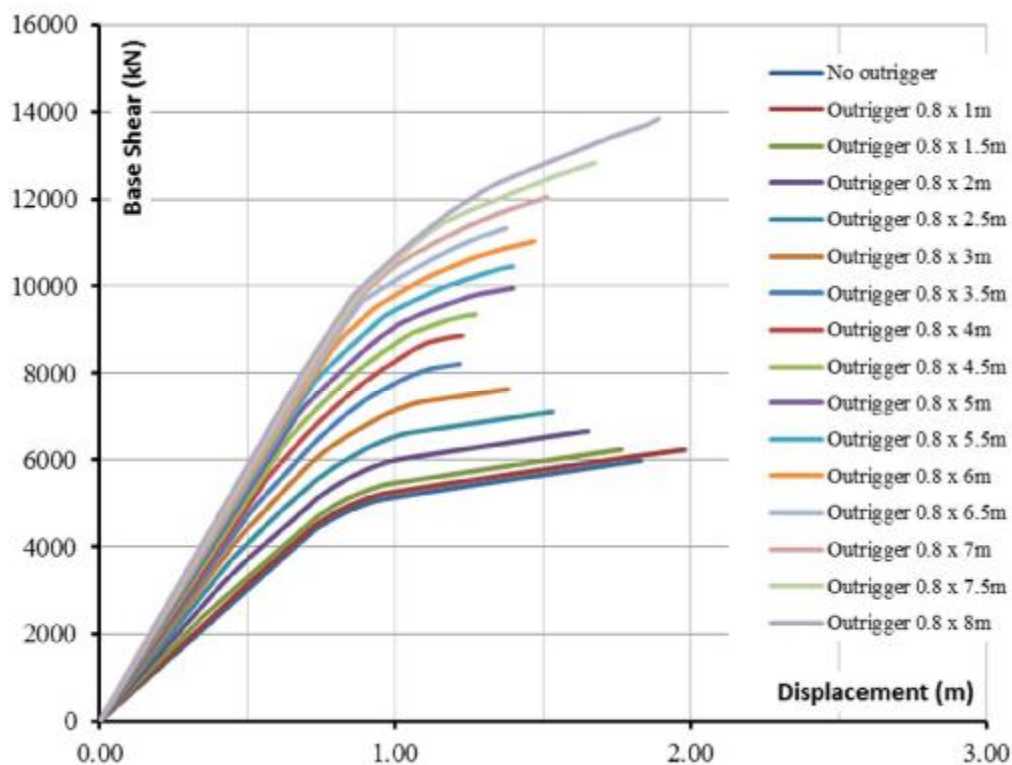
học giả nghiên cứu về kết cấu tầng cứng trong nhà cao tầng khuyến cáo, chiều cao tiết diện của dầm cứng thường được lấy bằng  $1/4$  đến  $1/2$  chiều dài nhịp.



Hình 3-31: Khớp dẻo hình thành ở dầm cứng



Hình 3-32: Khớp dẻo hình thành ở cột

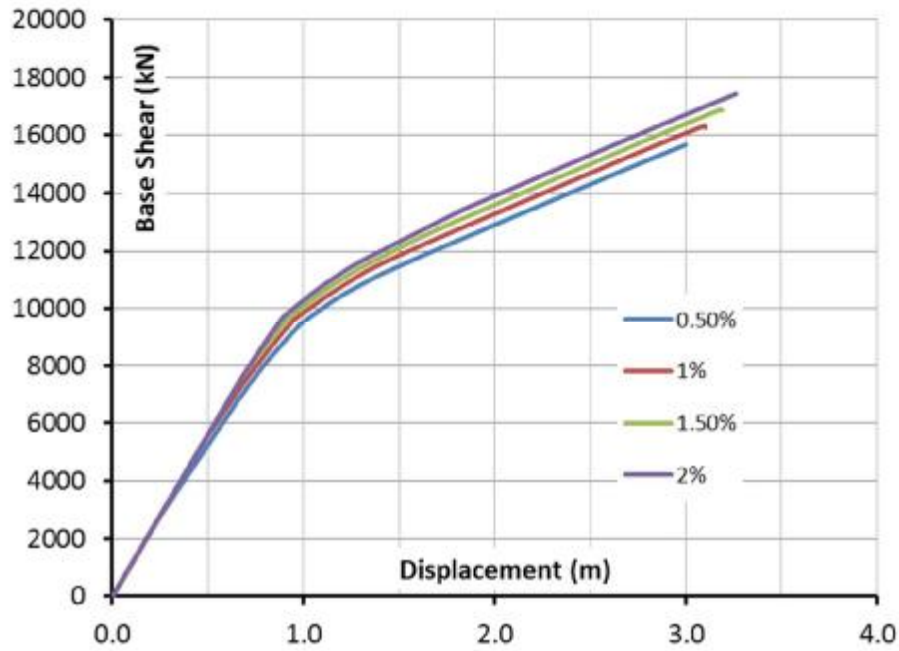


Hình 3-33: Đường cong khả năng tương ứng với sự thay đổi của dầm cứng

### 3.4.4 Ảnh hưởng của hàm lượng cốt thép

Về cơ bản khi giữ nguyên kích thước dầm cứng, tăng hàm lượng cốt thép từ 0.5% đến 2%, kết quả phân tích kết cấu thông qua đường cong khả năng (Hình 3-34) cho thấy khả năng của kết cấu tăng khi hàm lượng cốt thép trong dầm cứng tăng. Tuy nhiên, hàm lượng cốt thép ảnh hưởng đến đường cong khả năng không quá lớn, do vậy chỉ nên để ở mức lớn phù hợp tránh những hệ lụy khác có thể xảy ra đối với hệ kết cấu nói chung, ví dụ như khó thi công tại các nút liên kết với lõi cứng và cột hoặc khó thi công bê tông.





Hình 3-34: Đường cong khả năng tương ứng với sự thay đổi của hàm lượng cốt thép

### 3.4.5 Hệ số ứng xử của công trình

Từ kết quả phân tích kết cấu xét đến tham số độ cứng của dầm cứng thay đổi trong mục 3.4.3, để tính toán hệ số ứng xử của dạng kết cấu này dựa theo đường cong khả năng ứng với mỗi sự thay đổi của kích thước dầm cứng. Kết quả tính toán hệ số ứng xử cho trong Bảng 3- 6, các giá trị của hệ số ứng xử được theo phương pháp tuyến tính hóa dựa trên quy luật đàn đàn dẻo lý tưởng.

Hình 3-35 trình bày xu hướng của hệ số ứng xử theo độ cứng của tầng cứng. Theo đó, hệ số ứng xử có xu hướng tăng khi độ cứng của tầng cứng tăng, hay nói cách khác độ dẻo của kết cấu tăng. Trong khi đó, khi phân tích kết cấu bằng phương pháp đàn hồi tuyến tính hệ số ứng xử của kết cấu khi kể đến sự không đều đặn theo phương đứng được tính theo công thức (TCVN: 9386):

$$q = 80\% \cdot q_0 \cdot k_w \quad (3-18)$$

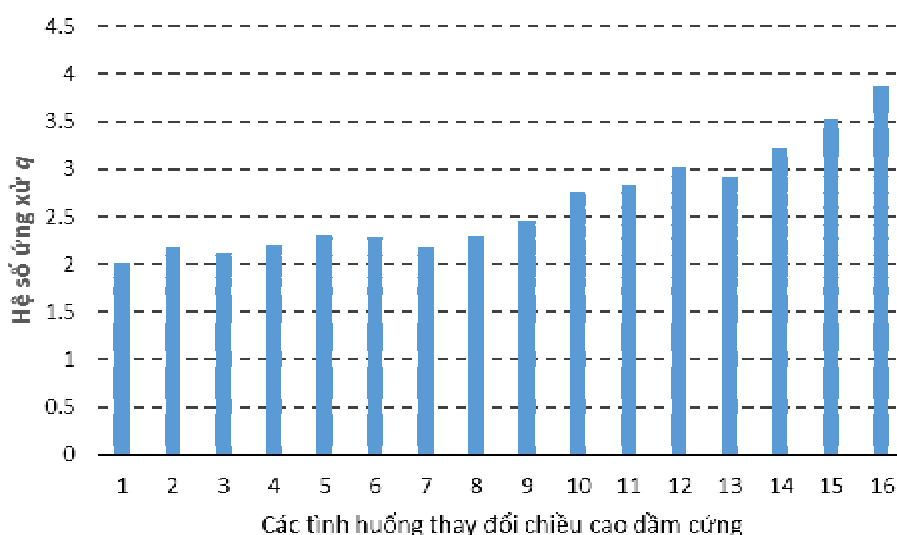
trong đó:  $q_0$  : là giá trị cơ bản của hệ số ứng xử =  $1,3 \times 3 = 3,9$

$k_w$ : Hệ số phản ánh dạng phá hoại, lấy bằng 1.0.

thay vào (3-18) ta được:  $q = 3,12$ .

**Bảng 3- 6: Hệ số ứng xử của công trình theo kích thước dầm cứng**

TT	Kích thước dầm cứng	$q$	TT	Kích thước dầm cứng	$q$
1	Không dầm cứng	2.01	9	0.8x4.5m	2.46
2	0.8x1.0m	2.17	10	0.8x5.0m	2.76
3	0.8x1.5m	2.12	11	0.8x5.5m	2.83
4	0.8x2.0m	2.21	12	0.8x6.0m	3.02
5	0.8x2.5m	2.31	13	0.8x6.5m	2.92
6	0.8x3.0m	2.29	14	0.8x7.0m	3.22
7	0.8x3.5m	2.18	15	0.8x7.5m	3.52
8	0.8x4.0m	2.30	16	0.8x8.0m	3.87



**Hình 3-35: Quan hệ giữa độ cứng của tầng cứng và hệ số ứng xử**

So sánh hệ số ứng xử giữa hai phương pháp cho thấy, đối với kết cấu phức tạp không có tính đều đặn, việc xác định hệ số ứng xử của công trình trong tính toán theo phương pháp phổ phản ứng để thiết kế cấu kiện nhiều khi chưa phản ánh đúng ứng xử thật của công trình. Do vậy, kiến nghị cần tiến hành phân tích phi tuyến tĩnh để kiểm chứng lại.

### 3.5 Đánh giá tính năng kháng chấn theo PBSĐ

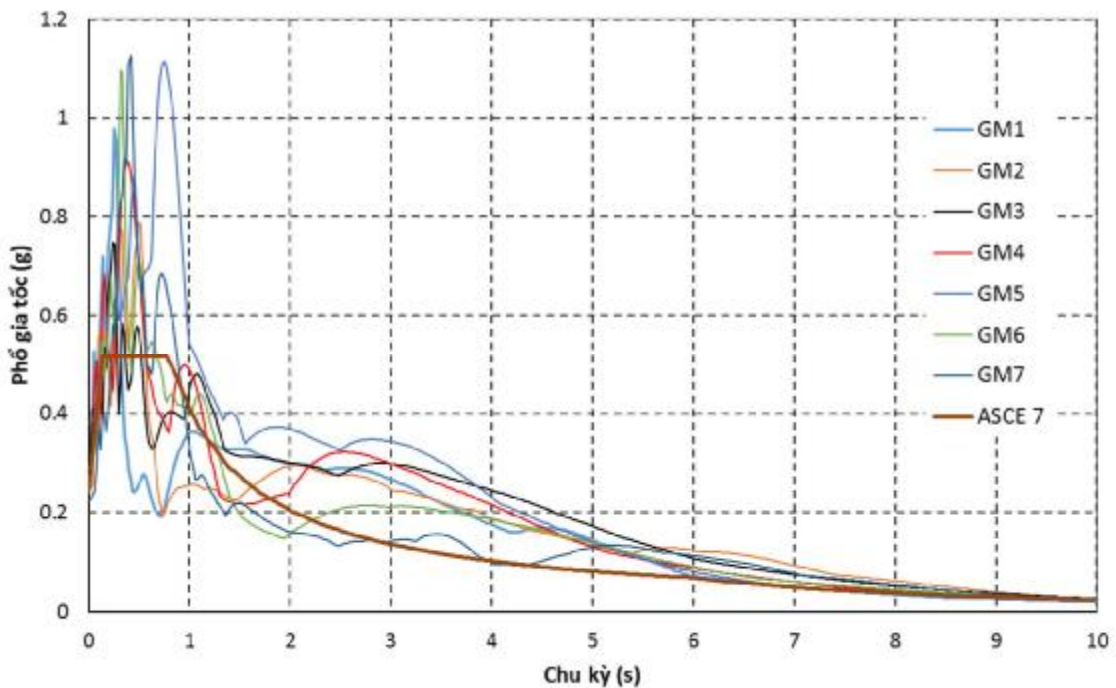
Phần trên đã khảo sát ảnh hưởng của tầng cứng đến ứng xử của một công trình cụ thể thông qua việc thay đổi vị trí, độ cứng và hàm lượng cốt thép của tầng cứng. Dưới đây trình bày việc kiểm chứng các mục tiêu tính năng ở trạng thái ngăn ngừa sụp đổ theo quy trình thiết kế kháng chấn dựa theo tính năng nêu trong Chương 2. Công trình kiểm tra là công trình nêu trong mục 3.2 của chương này với các thông số về tầng cứng như sau:

- Kích thước tầng cứng: 0.8x6.5m;
- Vị trí tầng cứng: tại tầng 34.

Ngoài ra, để làm rõ hơn kết quả phân tích đàn dẻo, trong ví dụ tính toán này cũng xây dựng mô hình đàn hồi và tiến hành phân tích động tuyến tính với cùng sóng động đất đầu vào để tiến hành so sánh.

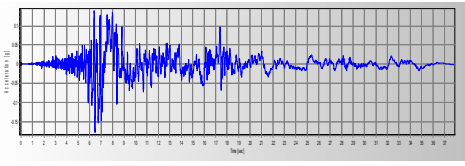
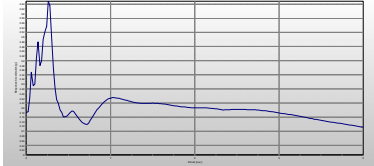
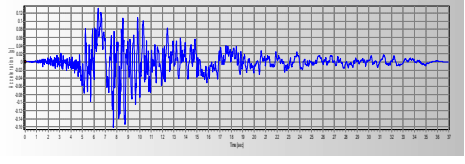
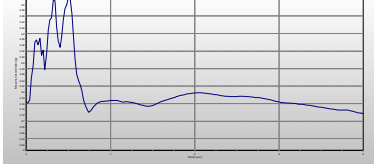
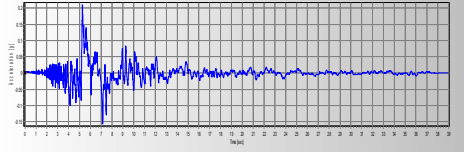
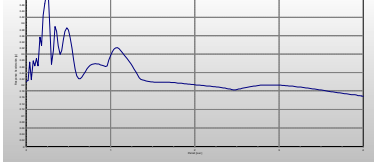
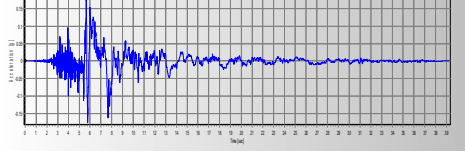
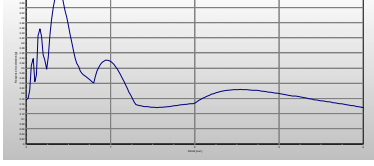
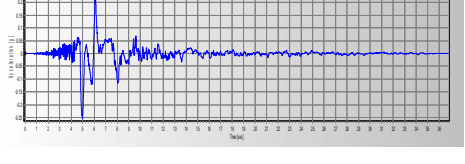
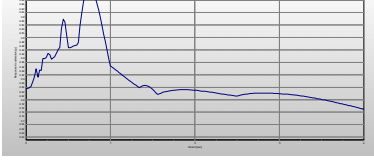
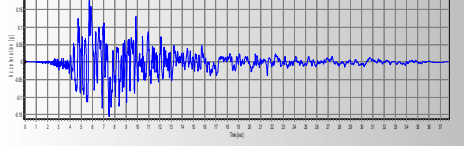
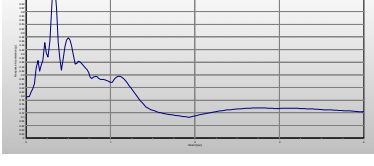
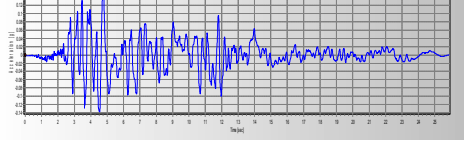
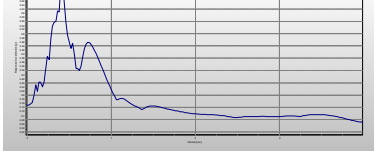
### 3.5.1 Lựa chọn sóng động đất đầu vào

Việc kiểm tra mục tiêu tính năng ở trạng thái ngăn ngừa sụp đổ khi chịu động đất rất mạnh (xác suất vượt 2% trong 50 năm, tức ứng với chu kỳ lặp là 2475 năm). Sóng động đất đầu vào bao gồm 07 sóng trong đó có 5 sóng được điều chỉnh từ sóng thực (được lấy từ cơ sở dữ liệu về động đất mạnh PEER) và 2 sóng là sóng nhân tạo (được tạo bởi phần mềm Shake91, có xét đến các đặc trưng nền đất tại Hà Nội). Tất cả các giản đồ gia tốc này được điều chỉnh để phù hợp với phổ thiết kế theo tiêu chuẩn ASCE 7. Bảng 3- 7 thể hiện hình ảnh các giản đồ và hình dạng phổ phản ứng tương ứng. Hình 3-36 thể hiện tương quan giữa phổ của các giản đồ với phổ thiết kế chuẩn (theo ASCE).



Hình 3-36: So sánh phổ của các giản đồ với phổ chuẩn

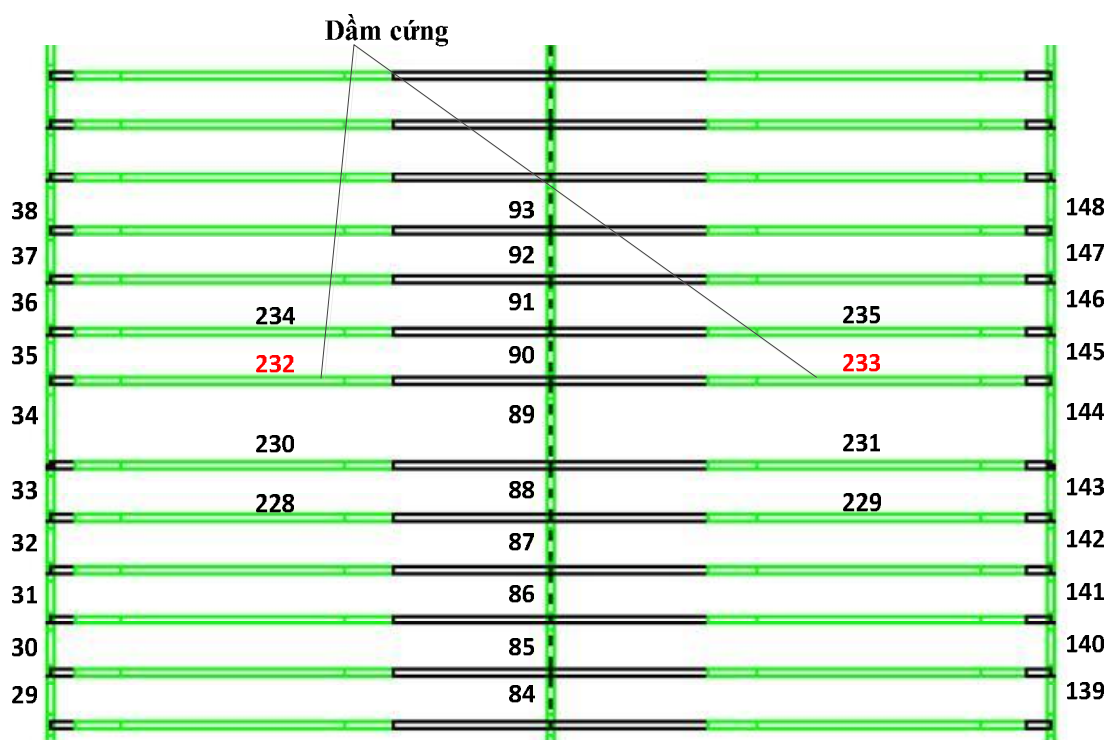
**Bảng 3- 7: Giảm đồ gia tốc dùng trong phân tích**

TT	Tên (địa điểm)	Giảm đồ gia tốc	Phổ phản ứng
1	GM1 Brawley Airport		
2	GM2 El Centro Array #10		
3	GM3 El Centro Array #4		
4	GM4 Holtville Post Office		
5	GM5 Duzce		
6	GM6 Sóng nhân tạo		
7	GM7 Sóng nhân tạo		

### 3.5.2 Đánh giá kết quả phân tích

#### 3.5.2.1 Nội lực trong các cấu kiện lân cận tầng cứng

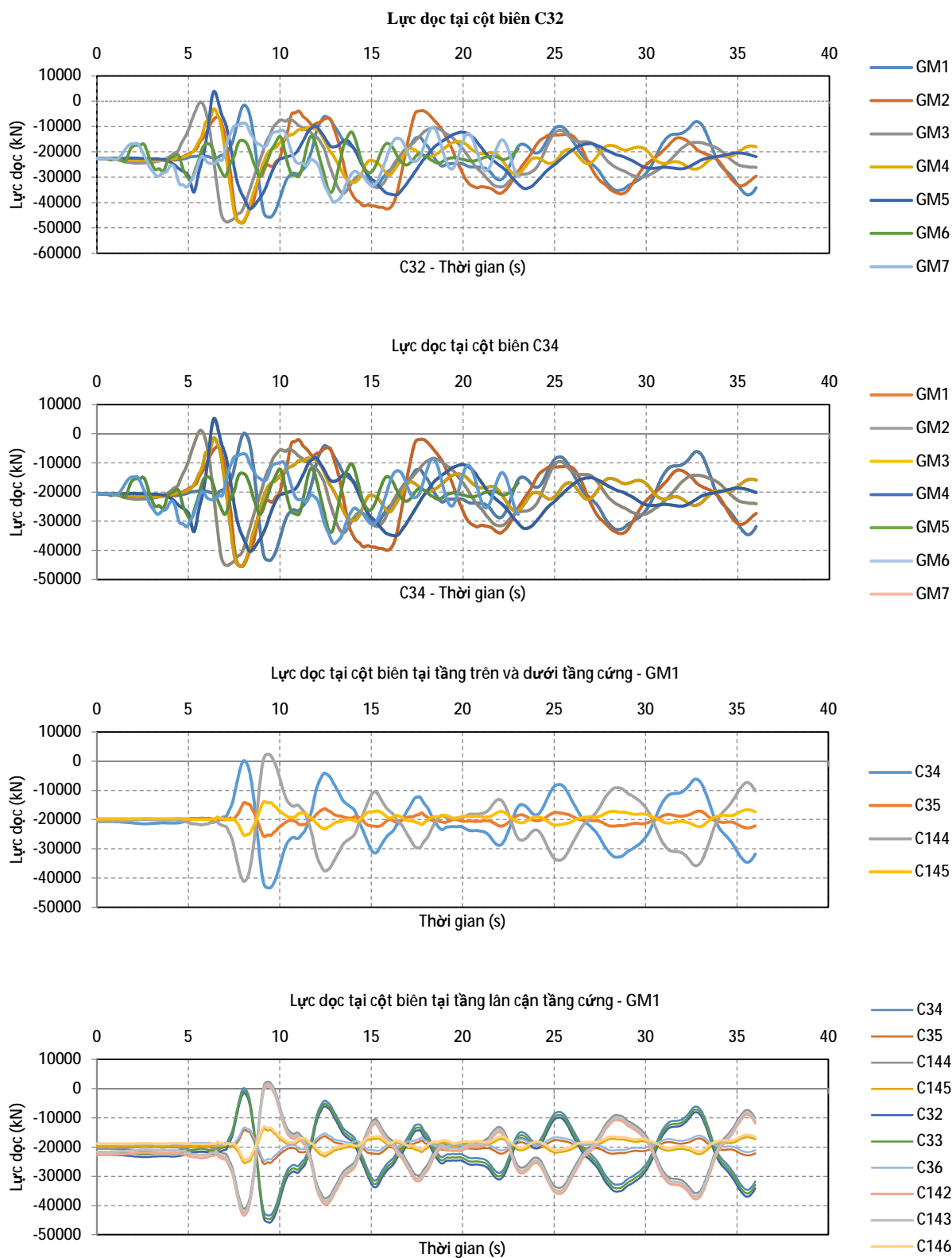
Việc bố trí tầng cứng phát huy hữu hiệu tác dụng của các cột biên, làm tăng thêm độ cứng theo phương ngang của công trình. Dưới tác dụng của tải trọng gió, việc bố trí tầng cứng là một giải pháp hữu hiệu để giảm bớt chuyển vị ngang của công trình, song dưới tác dụng của tải trọng động đất, việc bố trí tầng cứng sẽ làm thay đổi đột ngột nội lực của kết cấu xung quanh khu vực tầng cứng. Để tiện cho việc trình bày thể hiện sơ đồ phân tử các cấu kiện lân cận tầng cứng trong mô hình phân tích của Ruaumoko trên Hình 3-37.



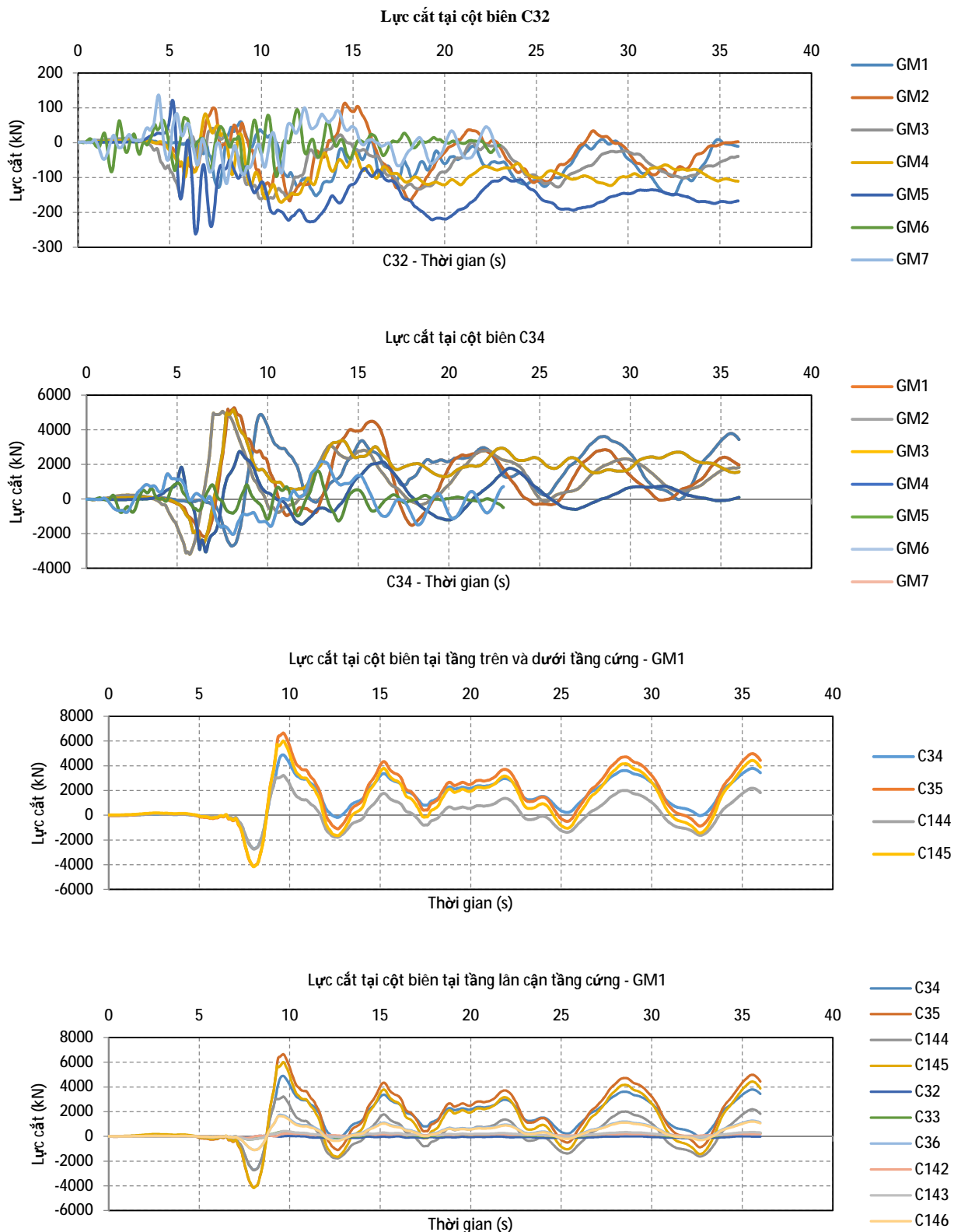
Hình 3-37: Sơ đồ phân tử dùm trong RUAUMOKO

Hình 3-38 thể hiện lực dọc trong các cột biên tại vị trí tầng 32 đến tầng 36 (vị trí tầng cứng ở tầng 34) thay đổi theo thời gian khi phân tích với sóng từ GM1 đến GM7. Lực dọc của các cột phía dưới tầng cứng thay đổi theo thời gian, không có thay đổi đột ngột về lực dọc đối với các cột phía dưới tầng cứng, tuy nhiên lực dọc thay đổi theo từng sóng động đất, mỗi sóng cho giá trị khác nhau đối với lực dọc của cột theo từng thời điểm. Kết quả phân tích cho thấy sự khác nhau khá lớn giữa cột trên và cột dưới tầng cứng (cột C34, C35 và C144, C145). Lực dọc của cột phía dưới tầng cứng thay đổi với biên độ lớn hơn nhiều so với cột phía trên tầng cứng. Điều này cho thấy ảnh hưởng của tầng cứng đối với lực dọc trọng cột là rất lớn, đồng thời việc thay đổi lớn của lực dọc của các cột biên xung quanh tầng cứng trên Hình 3-38 đối xứng nhau

qua giá trị lực dọc tính tạo lên hiệu ứng kéo đẩy ngăn cản chuyển vị xoay của lõi, làm giảm chuyển vị đỉnh của công trình.



Hình 3-38: Lực dọc tại cột lân cận tầng cứng

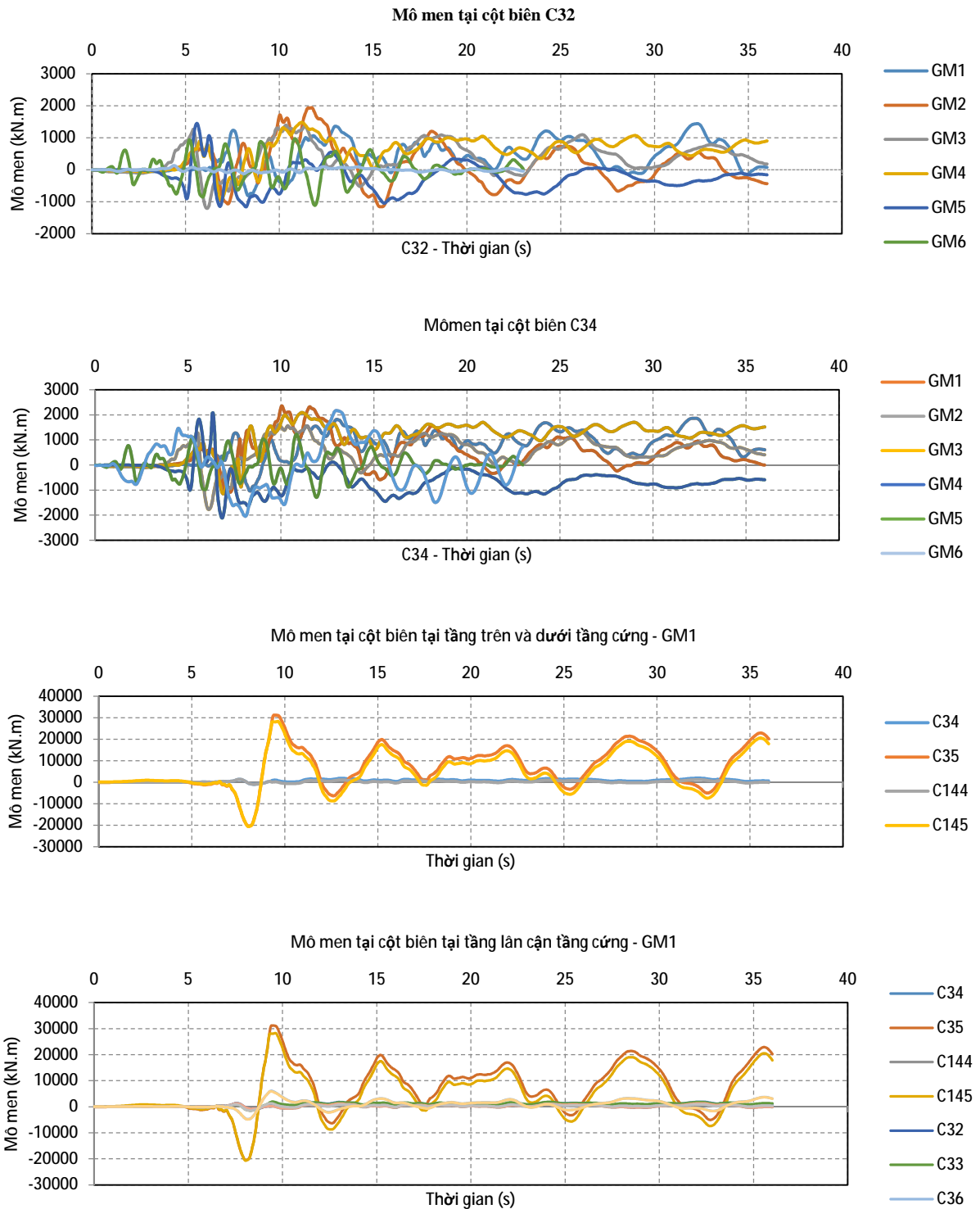


**Hình 3-39: Lực cắt tại cột lân cận tầng cứng**

Hình 3-39 thể hiện lực cắt trong các cột biên tại vị trí tầng 32 đến tầng 36 (vị trí tầng cứng ở tầng 34) thay đổi theo thời gian khi phân tích với sóng từ GM1 đến GM7. Giá trị lực cắt tại



các cột phía trên tầng cứng thường cho giá trị rất lớn (C35, C145) so với các cột khác, tăng đột biến so với các cột phía dưới tầng cứng, đồng thời lực cắt tại các cột gần tầng cứng lớn hơn nhiều so với các cột còn lại.



**Hình 3-40: Mô men tại cột lân cận tầng cứng**

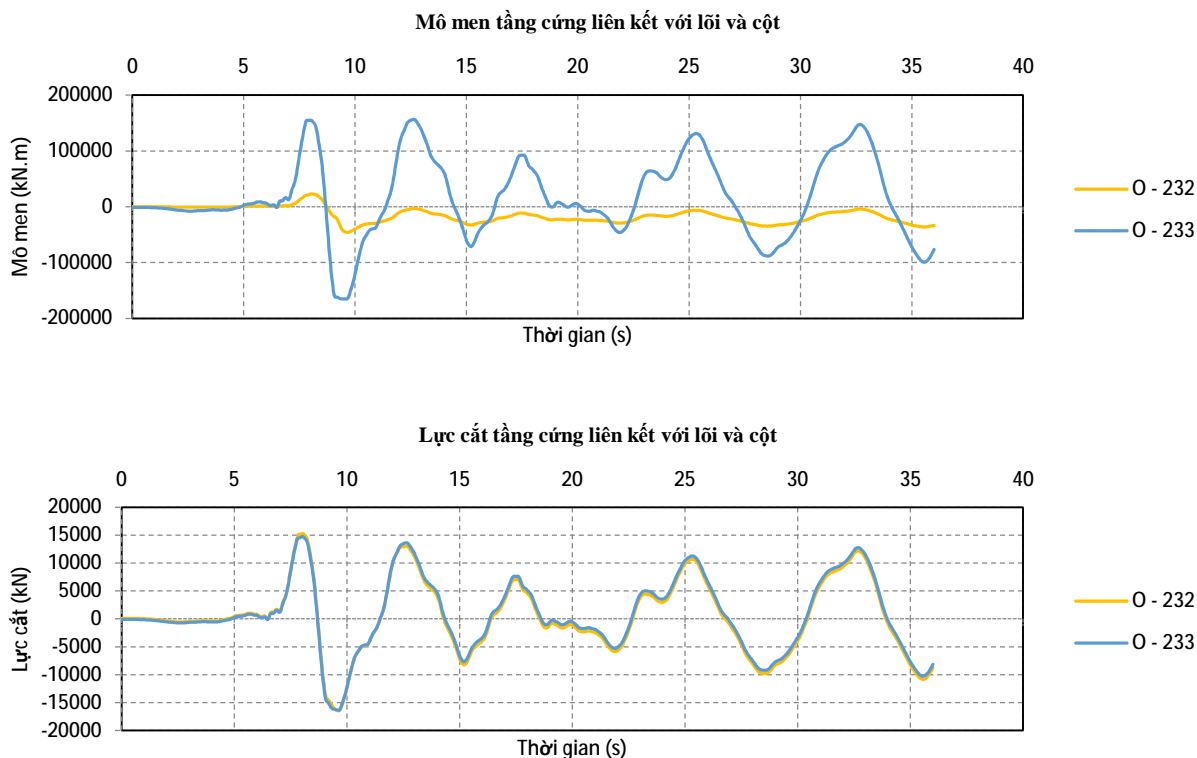


Có thể thấy lực dọc, lực cắt và mô men (Hình 3-40) của cột biên ở vị trí sát tầng cứng có sự thay đổi đột ngột so với tầng khác. Đây là khác nhau chính giữa hệ kết cấu thông thường so với kết cấu có tầng cứng. Bảng 3- 8 là giá trị mô men tại các cột xung quanh tầng cứng đối với sóng GM1 trong khoảng thời gian từ 8s đến 11s từ kết quả phân tích phi tuyến bằng chương trình Ruaumoko. Tại thời điểm 8s và 10,2s, giá trị mô men tại các cột C35 và C45 (cột ngay trên tầng cứng) có giá trị mô men rất lớn so với các cột còn lại. Kết quả phân tích (Phụ lục IV) cũng cho thấy giá trị lực dọc tại cột ngay phía dưới tầng cứng lớn hơn rất nhiều so với cột còn lại.

**Bảng 3- 8: Giá trị mô men của các cột xung quanh tầng cứng – GM1**

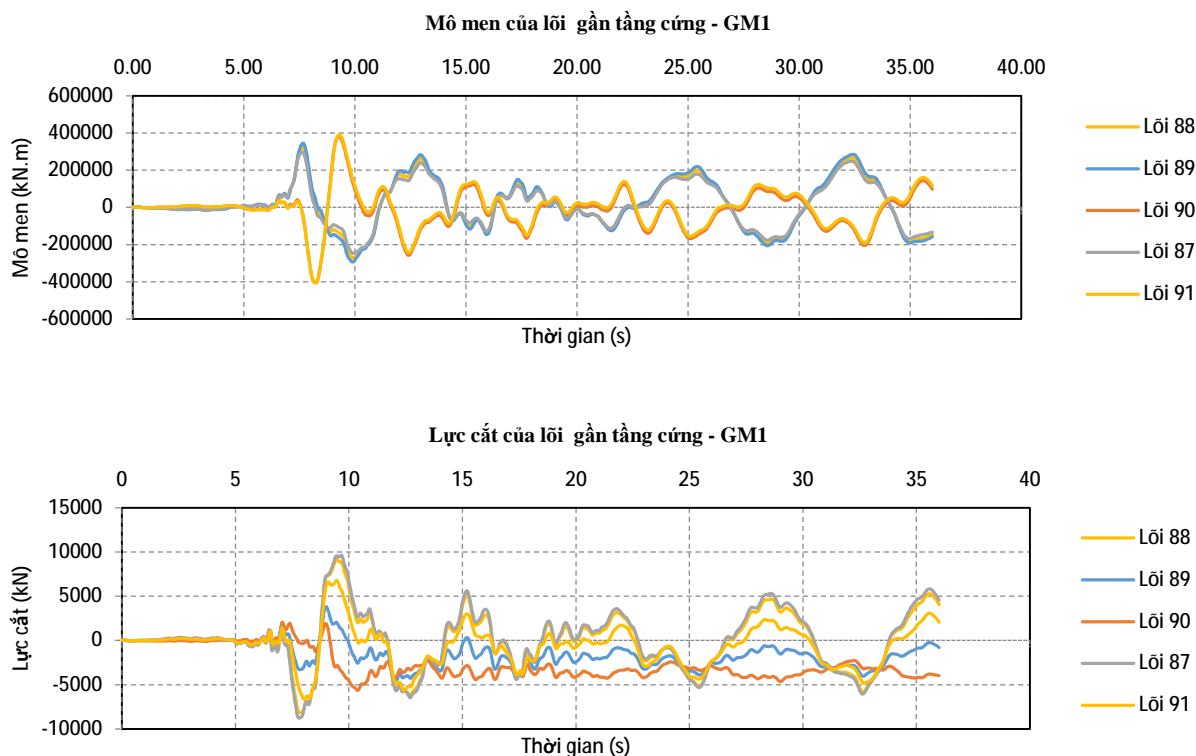
Thời gian	C32	C33	C34	C35	C36	C142	C143	C144	C145	C146
8.00	-116	-905	-288	-20340	-4391	-127	-933	-300	-20530	-4418
8.05	-309	-1124	-531	-20510	-4633	-320	-1153	-543	-20700	-4662
8.10	-434	-1259	-689	-20430	-4770	-443	-1283	-697	-20580	-4794
8.15	-518	-1335	-771	-20270	-4813	-527	-1356	-777	-20390	-4832
8.20	-612	-1406	-841	-20030	-4799	-620	-1427	-846	-20140	-4818
8.25	-719	-1487	-938	-19440	-4732	-727	-1508	-944	-19570	-4752
8.30	-791	-1526	-1022	-18350	-4570	-799	-1547	-1028	-18500	-4591
8.35	-807	-1493	-1037	-16960	-4290	-814	-1513	-1042	-17110	-4311
8.40	-779	-1402	-983	-15470	-3920	-786	-1420	-988	-15610	-3939
8.45	-737	-1285	-894	-13920	-3496	-744	-1302	-899	-14050	-3513
8.50	-738	-1204	-843	-12230	-3053	-745	-1219	-848	-12370	-3070
8.55	-750	-1136	-844	-10050	-2576	-756	-1151	-850	-10190	-2594
8.60	-720	-1018	-823	-7391	-2014	-726	-1032	-828	-7536	-2031
8.65	-660	-856	-753	-4574	-1378	-666	-870	-758	-4719	-1395
8.70	-598	-686	-670	-1720	-717	-605	-701	-676	-1864	-733
8.75	-537	-519	-601	1231	-54	-544	-534	-608	1087	-70
8.80	-464	-344	-532	4257	615	-473	-360	-540	4113	598
8.85	-379	-156	-445	7219	1291	-389	-174	-454	7075	1273
8.90	-276	48	-334	10030	1963	-286	29	-342	9890	1945
8.95	-149	274	-181	12560	2619	-160	253	-189	12420	2599
9.00	-41	476	-22	14650	3217	-53	455	-30	14510	3197
9.05	21	624	94	16390	3728	9	601	87	16250	3707
9.10	53	736	171	18090	4163	41	712	165	17950	4141
9.15	99	885	274	20140	4552	89	864	270	20030	4533
9.20	161	1070	401	22590	4948	151	1049	396	22500	4932
9.25	232	1281	547	25260	5342	211	1214	146	25160	5332
9.30	306	1498	704	27880	5689	245	1269	15	27840	5712
9.35	372	1692	842	30220	5951	268	1279	22	28100	5923
9.40	421	1845	944	31140	6077	281	1264	57	28070	5930
9.45	443	1947	1004	31160	6019	276	1230	119	28040	5845
9.50	409	1965	997	31160	5884	224	1151	156	28040	5711
9.55	320	1903	920	31140	5712	128	1027	118	28120	5550
9.60	203	1790	793	31080	5521	9	878	15	28240	5378
9.65	89	1667	660	30980	5329	-102	740	-95	28230	5208
9.70	-8	1553	553	30570	5134	-197	623	-196	27780	5015
9.75	-98	1442	464	29870	4914	-287	508	-287	27040	4791
9.80	-185	1326	375	29040	4671	-374	393	-376	26190	4547
9.85	-264	1213	286	28170	4419	-452	282	-465	25340	4298
9.90	-318	1122	217	27310	4178	-506	193	-533	24490	4058

9.95	-348	1058	184	26360	3951	-535	130	-567	23550	3832
10.00	-372	1000	169	25280	3722	-559	73	-583	22460	3602
10.05	-392	943	154	24160	3486	-579	16	-598	21330	3366
10.10	-407	890	141	23060	3253	-594	-36	-611	20230	3134
10.15	-419	842	130	22010	3032	-605	-83	-622	19180	2914
10.20	-421	805	127	21030	2830	-607	-120	-625	18210	2711
10.25	-414	781	136	20110	2645	-600	-144	-617	17280	2527
10.30	-416	750	141	19210	2468	-602	-174	-613	16380	2349
10.35	-433	705	125	18410	2294	-620	-219	-629	15580	2176
10.40	-453	659	91	17820	2138	-639	-265	-663	14990	2020
10.45	-449	638	70	17450	2020	-635	-287	-685	14620	1902
10.50	-413	655	88	17150	1947	-600	-269	-667	14330	1828
10.55	-372	683	130	16800	1895	-558	-241	-625	13970	1777
10.60	-345	699	162	16420	1844	-532	-225	-593	13590	1726
10.65	-322	709	179	16160	1804	-509	-215	-576	13330	1685
10.70	-283	738	208	16040	1796	-470	-186	-547	13210	1678
10.75	-223	794	266	15990	1828	-410	-129	-489	13160	1710
10.80	-146	870	344	15990	1889	-333	-54	-411	13160	1770
10.85	-34	979	445	16100	1976	-221	55	-310	13270	1857
10.90	120	1130	592	16190	2090	-68	206	-163	13360	1971
10.95	281	1292	769	16070	2205	94	368	15	13240	2086
11.00	427	1437	943	15730	2295	240	513	190	12900	2176



**Hình 3-41: Nội lực của tầng cứng**

Hình 3-41 Nội lực của dầm cứng dưới tác động của sóng GM1. Mô men của dầm cứng khác nhau khá lớn ở hai vị trí liên kết với lõi và cột biên. Trong khi đó, lực cắt của dầm cứng tại hai đầu dầm cứng có sự khác nhau không nhiều.



**Hình 3-42: Nội lực trong lõi (sóng GM1)**

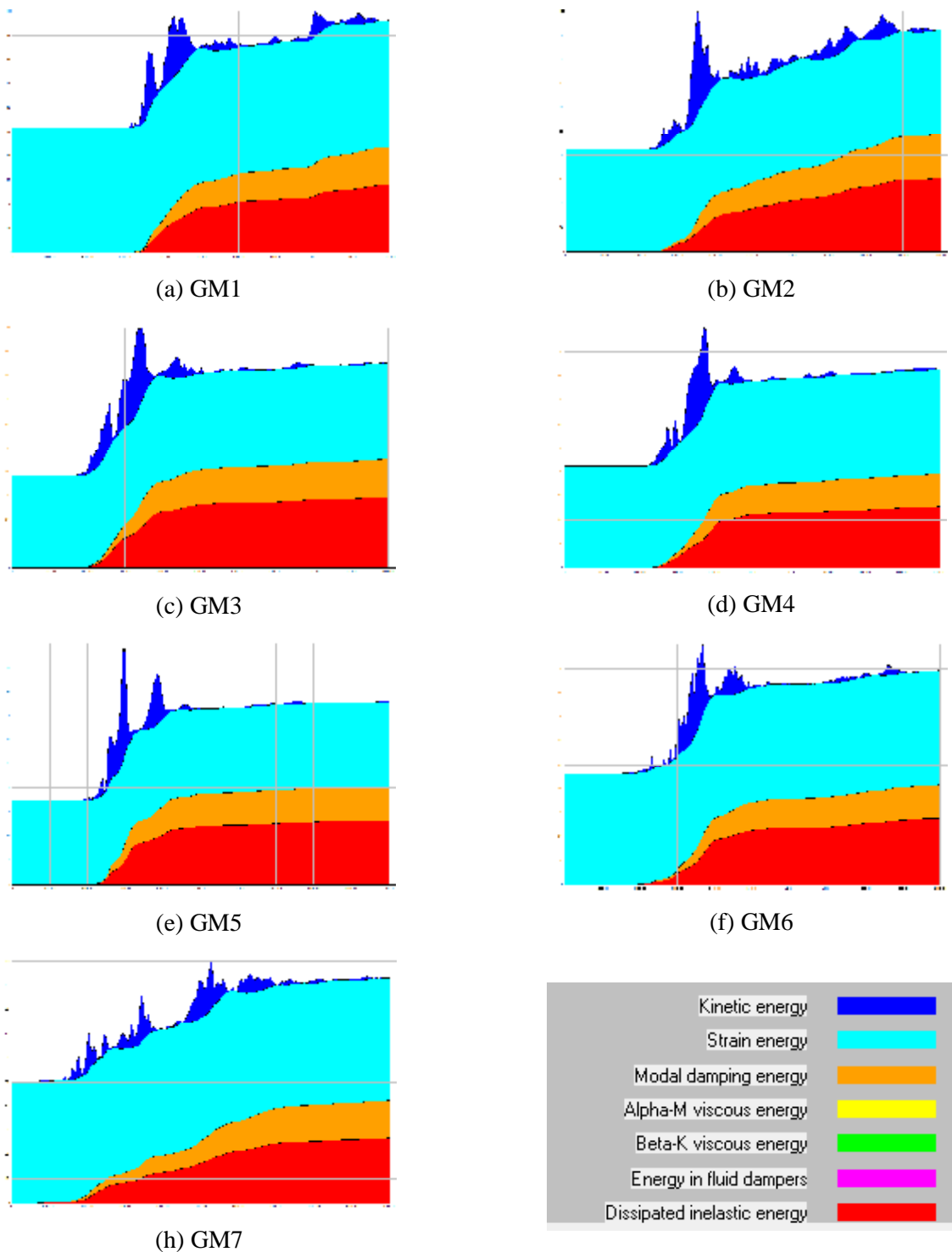
Hình 3-42 thể hiện nội lực (lực cắt, moment) trong lõi tại vị trí tầng 32 đến tầng 36 thay đổi theo thời gian khi phân tích với sóng GM1. Tương tự như đối với cột biên, tại các vị trí lân cận tầng cứng, nội lực trong lõi cũng có sự thay đổi đột ngột.

Ngoài ra, trong quá trình phân tích kết cấu bằng phần mềm phân tích phi tuyến Ruaumoko, diễn biến của quá trình hình thành khớp dẻo đối với mỗi thay đổi của kết cấu cũng như gián đồ gia tốc đầu vào được ghi lại giúp cho việc thực hiện phân tích cũng như điều chỉnh thiết kế theo mong muốn (chi tiết xem Phụ lục II).

Có thể thấy, sự biến thiên nội lực ở những kết cấu gần vị trí tầng cứng liên quan trực tiếp đến nội lực trong dầm cứng, hay nói cách khác đối với kết cấu có tầng cứng, thì nội lực của các cấu kiện lân cận tầng cứng có sự thay đổi đột ngột mặc dù kích thước của các cấu kiện này không khác nhiều so với các cấu kiện kết cấu khác. Do vậy, khi tính toán thiết kế dạng kết cấu này cần quan tâm đặc biệt đối với kết cấu xung quanh tầng cứng. Đây là lý do chính đối với việc nghiên cứu liên kết dầm cứng-cột, sự làm việc ngoài đàn hồi của nút liên kết đồng thời kiểm chứng quan hệ lực – biến dạng của nút liên kết này thông qua lý thuyết và thực nghiệm. Ngoài ra việc thiết kế để đảm bảo sự truyền lực từ dầm cứng sang cột hay từ dầm cứng sang lõi là một trong những nội dung quan trọng trong việc thiết kế kết cấu dạng này. Trong Chương 4 của luận án sẽ thảo luận về sự làm việc của nút liên kết cột – dầm cứng thông qua thí nghiệm

mô hình thu nhỏ khi chịu tác động của tải trọng lặp đổi chiều để có thể đưa ra một số khuyến cáo khi thiết kế nút liên kết cột – dầm cứng.

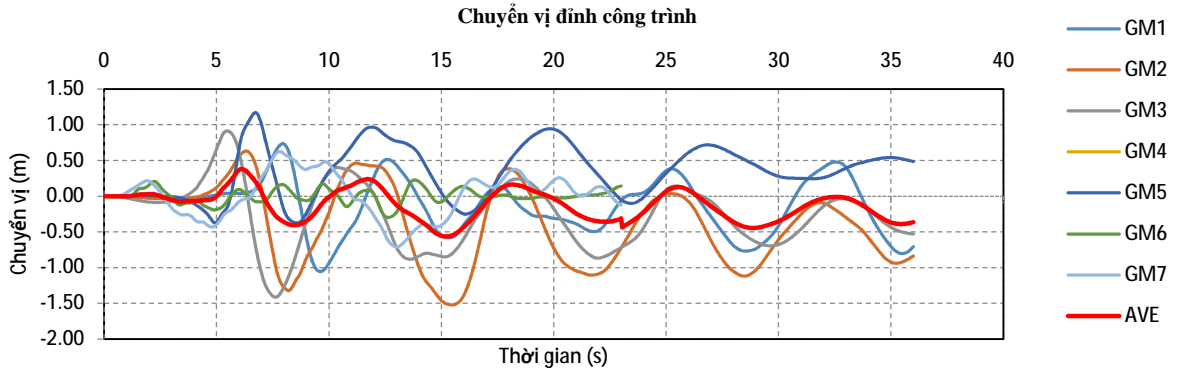
### 3.5.2.2 Kiểm tra tính năng của công trình



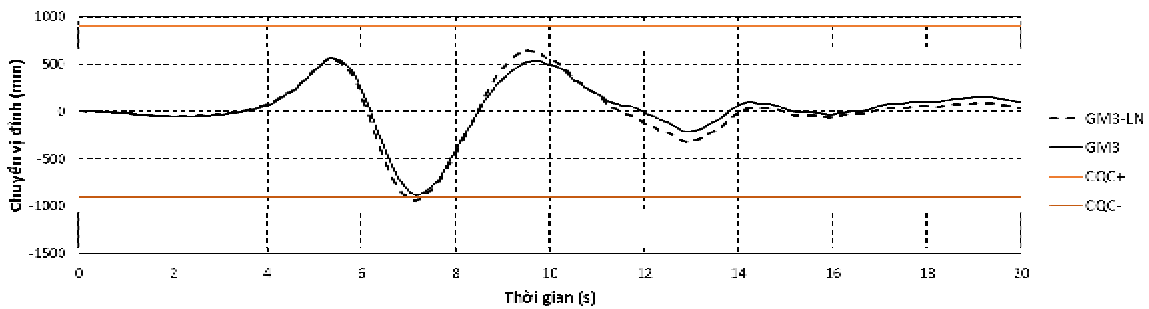
**Hình 3-43: Biểu đồ phân bố năng lượng khi phân tích phi tuyến**

Hình 3-43 thể hiện biểu đồ phân bố năng lượng theo thời gian khi phân tích kết cấu với 7 sóng động đất nêu trên. Trong đó phần màu đỏ thể hiện năng lượng tiêu tán thông qua biến dạng dẻo, phần màu xanh da trời thể hiện năng lượng tiêu tán qua biến dạng đàn hồi. Qua đó có thể thấy, kết cấu bắt đầu vào giai đoạn đàn dẻo vào khoảng từ 4~6 giây tùy vào từng sóng động đất, năng lượng tiêu tán thông qua biến dạng dẻo (chủ yếu do khớp dẻo hình thành ở dầm thường) chiếm lớn nhất vào khoảng 25% tổng năng lượng tiêu tán. Kết cấu mới chỉ làm việc một chút trong giai đoạn đàn dẻo (năng lượng do biến dạng đàn hồi vẫn chiếm ưu thế).

Hình 3-44 thể hiện chuyển vị đỉnh công trình ứng với 7 sóng động đất theo thời gian. Chuyển vị đỉnh lớn nhất ứng với sóng GM2 là 1,52m ( $=H/146$ ), chuyển vị đỉnh trung bình lớn nhất là 0,56m ( $=H/397$ ). Hình 3-45 thể hiện so sánh chuyển vị đỉnh ứng với sóng GM3 giữa mô hình phi tuyến và mô hình tuyến tính (phân tích cả bằng phương pháp tuyến tính theo lịch sử thời gian (ký hiệu GM3-LN) và phương pháp phổ phản ứng sử dụng tổ hợp dạng dao động theo phương pháp CQC). Có thể thấy trong khoảng 6 giây đầu tiên kết cấu làm việc đàn hồi, chuyển vị đỉnh tính toán giữa hai phương pháp (phi tuyến và tuyến tính) là như nhau, trong thời gian về sau, hai đường cong này có tách nhau ra, nhưng sự khác biệt không lớn, chứng tỏ kết cấu mới chỉ chớm làm việc sau giai đoạn đàn hồi. Kết luận này tương tự như kết quả suy ra từ biểu đồ phân bố năng lượng (xem Hình 3-43).



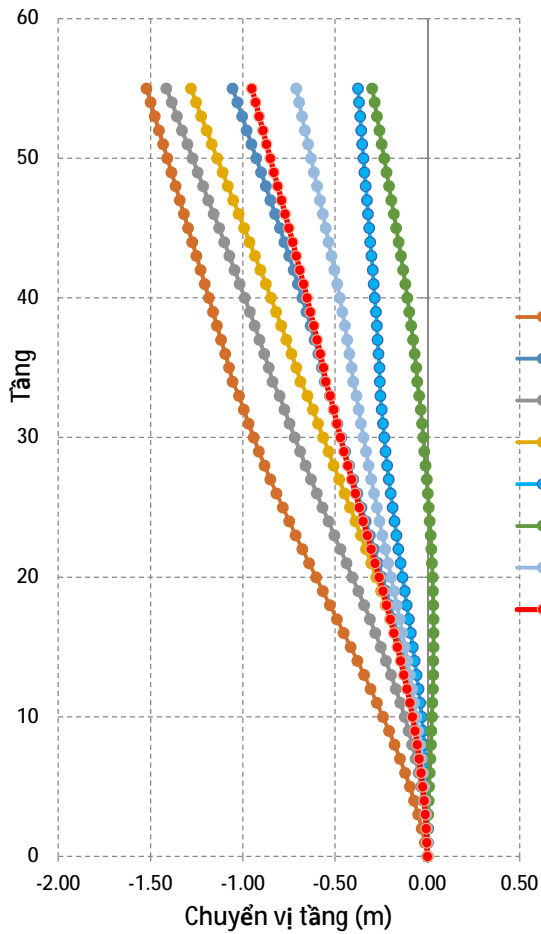
**Hình 3-44: Chuyển vị đỉnh của công trình theo thời gian**



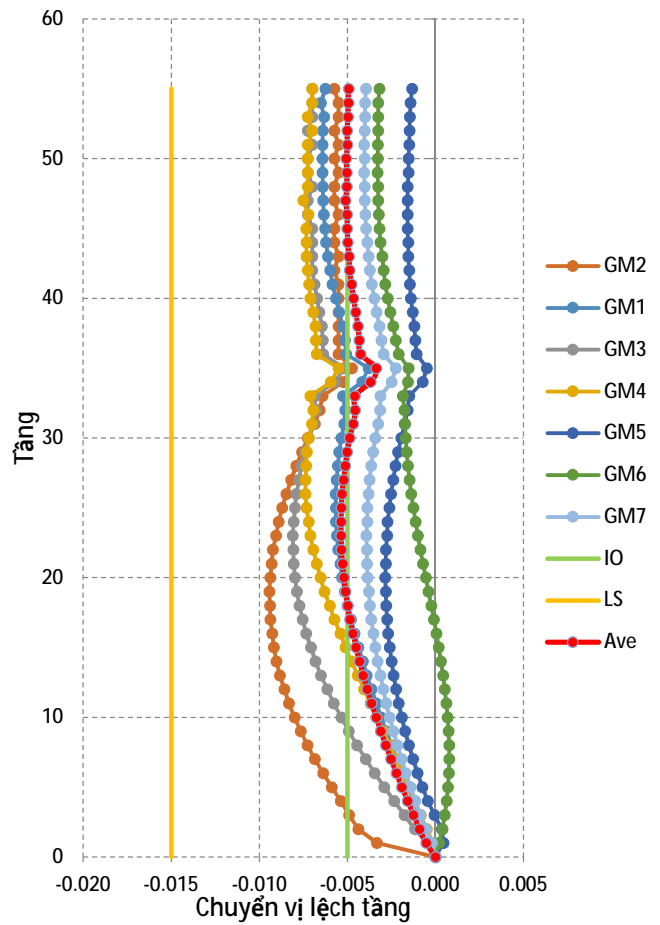
**Hình 3-45: So sánh kết quả phân tích phi tuyến và phân tích tuyến tính của chuyển vị đỉnh dưới tác động của sóng GM3**

Hình 3-46 và Hình 3-47 lần lượt thể hiện chuyển vị ngang và chuyển vị lệch tầng lớn nhất của công trình. Có thể thấy, chuyển vị tầng lớn nhất của công trình xảy ra đối với sóng GM2 (xem Hình 3-46), tương ứng với nó chuyển vị lệch lớn nhất lại xảy ra với sóng GM2 (xem Hình 3-47). Giá trị chuyển vị lệch tầng lớn nhất của một sóng là 0.009 nhỏ hơn giá trị an toàn sinh mạng (LS) = 0,015 đồng thời thỏa mãn giới hạn về chuyển vị ngăn chặn sụp đổ (CP) là 0,025. Nếu lấy giá trị trung bình của của chuyển vị tầng và chuyển vị lệch tầng thì giá trị chuyển vị lệch tầng lớn nhất (đường màu đỏ Hình 3-47) là 0,0054 chỉ lớn hơn mức tính năng tiếp tục sử dụng (IO =0,005).

Kiểm tra điều kiện về góc xoay đối với dầm cứng và cột tại nút liên kết dầm cứng - lõi và dầm cứng - cột biên, thực hiện với tất cả các sóng động đất cho thấy: Góc xoay lớn nhất dưới ảnh hưởng của sóng GM2 có giá trị lần lượt 0,00586 rad tại 6,5s và 0,00203 rad tại 17,45s. So sánh các giá trị này với mức tính năng tại mục 2.6.4 cho thấy góc xoay tại nút liên kết dầm cứng – lõi mới chỉ vượt qua mức tiếp tục sử dụng (IO) = 0,005 rad. Nếu lấy giá trị trung bình của 7 sóng động đất thì các giá trị góc xoay này nhỏ hơn mức tiếp tục sử dụng.



Hình 3-46: Chuyển vị ngang lớn nhất



Hình 3-47: Chuyển vị lệch tầng tương ứng

Như vậy, kiểm tra mức tính năng của công trình thông qua các tiêu chí tính năng về kết cấu (chuyển vị đỉnh, chuyển vị lệch tầng, góc xoay) cho thấy kết cấu chủ yếu làm việc trong mức IO và LS, điều này hoàn toàn phù hợp với kết quả phân tích kết cấu khi các khớp dẻo mới hình thành ở các dầm thường, nút liên kết dầm cứng và cột biên (khớp dẻo ở cột) và ở dầm cứng tại nút liên kết với lõi. Các khớp dẻo mới chỉ chớm hoặc chưa hình thành ở chân cột và chân lõi.

### **3.6 Kết quả đạt được của chương 3**

Thông qua khảo sát kết cấu công trình cao tầng có tầng cứng bằng phân tích phi tuyến tĩnh và động có xét tới điều kiện động đất và đất nền địa phương, và áp dụng các mục tiêu tính năng của phương pháp thiết kế dựa theo tính năng, một số kết quả rút ra như sau:

- 1) Thông qua nghiên cứu lý thuyết và tính toán cụ thể cho thấy, phổ gia tốc (hoặc phổ chuyển vị) theo tiêu chuẩn TCVN 9386:2012 chưa thật sự phù hợp để xác định chuyển vị mục tiêu trong phân tích tĩnh phi tuyến hoặc để điều chỉnh giảm đồ gia tốc dùng cho phân tích động phi tuyến ở khoảng chu kỳ dài (dạng công trình cao tầng/siêu cao tầng). Kiến nghị sử dụng phổ theo tiêu chuẩn ASCE.
- 2) Phổ gia tốc xét tới bài toán khuếch đại sóng động đất đối với điều kiện nền đất tại một số địa điểm ứng với nền loại D ở Hà Nội đã được nghiên cứu. So sánh với phổ gia tốc theo EC8 (hay TCVN 9386), phổ thu được có giá trị lớn hơn ở chu kỳ ngắn hơn 1.5s, nhưng biên độ phổ có giá trị nhỏ hơn ở chu kỳ dài. Mặc dù vậy, để đánh giá được đầy đủ hơn ảnh hưởng của yếu tố nền đất địa phương tới ứng xử của công trình cụ thể, cần có những nghiên cứu sâu hơn, việc này nằm ngoài phạm vi của luận văn.
- 3) Với công trình được khảo sát, vị trí tầng cứng nằm tại cao độ khoảng 0.5-0.6H (H là chiều cao nhà) là tối ưu về yếu tố giảm chuyển vị đỉnh công trình và chuyển vị lệch tầng. Điều này cũng phù hợp với các nghiên cứu đã có trên thế giới. Ngoài ra, phân tích cho thấy khi có bố trí tầng cứng (ở tầng 34) chuyển vị đỉnh công trình giảm 2.5 lần so với khi không có tầng cứng.
- 4) Độ cứng của dầm cứng ảnh hưởng nhiều tới ứng xử tổng thể của công trình. Độ cứng dầm cứng càng lớn, lực cắt tầng càng cao, đồng nghĩa với sự biến thiên đột ngột của nội lực kết cấu khu vực tầng cứng càng nhiều. Do đó khi thiết kế cần điều chỉnh độ cứng dầm cứng phù hợp sao cho vừa đảm bảo yêu cầu không chế chuyển vị tổng thể, vừa hạn chế nội lực khu vực dầm cứng ở mức hợp lý, để thuận tiện cho công tác thiết kế cấu kiện khu vực này.
- 5) Thông qua phân tích tĩnh phi tuyến, hệ số ứng xử của kết cấu đã được xem xét ứng với sự thay đổi độ cứng của dầm cứng. Hệ số ứng xử thay đổi từ 2.17 tới 3.87, tương đối

khác so với hệ số ứng xử lựa chọn ban đầu ( $q=3.12$ ) khi phân tích đàn hồi tuyến tính. Qua đó có thể thấy, đối với nhà cao tầng có tầng cứng việc đánh giá ứng xử kết cấu thông qua phân tích phi tuyến là quan trọng.

- 6) Qua phân tích phi tuyến theo lịch sử thời gian, đã mô tả được diễn biến của quá trình hình thành khớp dẻo đối với mỗi thay đổi của kết cấu cũng như tải trọng động đất đầu vào, đồng thời đánh giá tính năng kết cấu công trình dựa trên các tiêu chí chuyển vị tổng thể, góc xoay cấu kiện và đặc trưng phân tán năng lượng cho thấy, công trình mới bắt đầu làm việc trong giai đoạn sau đàn hồi. Kết cấu khảo sát thỏa mãn các tiêu chí đánh giá. Bằng các phân tích phi tuyến tĩnh và động cho thấy, kết cấu của công trình này vẫn có thể được tối ưu thêm, nếu cần thực hiện một thiết kế thực.



## 4 CHƯƠNG 4 – THÍ NGHIỆM MÔ HÌNH NÚT CỘT – DÀM CỨNG

### 4.1 Nhiệm vụ, mục đích và đối tượng khảo sát thí nghiệm

#### 4.1.1 Nhiệm vụ của thí nghiệm trong luận án

Qua phân tích ứng xử tổng thể của kết cấu khảo sát trong chương 3 cho thấy mô men và lực cắt đầu cột liên kết với dầm cứng tăng đột biến so với các cột xa khu vực tầng cứng, và khớp dẻo cũng bắt đầu hình thành tại các nút liên kết này. Kết cấu dầm cứng, cột biên và liên kết giữa chúng có vai trò quyết định đối với sự làm việc của loại kết cấu nhà có tầng cứng. Việc phân tích và thiết kế các cấu kiện và liên kết này là rất quan trọng. Qua nghiên cứu tổng quan thấy rằng nghiên cứu thực nghiệm, kể cả trong nước và trên thế giới, đối với dạng kết cấu đang xét, đặc biệt là nút liên kết cột-dầm cứng là rất hạn chế. Do vậy, bên cạnh phân tích lý thuyết, nghiên cứu ứng xử của *liên kết giữa cột và dầm cứng* là rất cần thiết.

#### 4.1.2 Mục đích của thí nghiệm

Mục đích của thí nghiệm là nghiên cứu sự làm việc của liên kết cột-dầm cứng chịu tải trọng đứng và ngang (động đất), nhằm làm rõ các vấn đề sau:

- *Ứng xử (cường độ, độ cứng và độ dẻo) của liên kết cột-dầm cứng*: Nguyên tắc cơ bản của thiết kế kháng chấn trong nhiều tiêu chuẩn thiết kế hiện tại là khi chịu động đất nhỏ thì kết cấu không bị hư hại và khi động đất lớn thì không bị sụp đổ. Các tiêu chí này được đặt ra bởi sẽ rất không kinh tế nếu thiết kế kết cấu làm việc đàn hồi dưới tác động của mức động đất thiết kế lớn nhất, lúc này kết cấu cần phải có cường độ rất lớn để đảm bảo ứng xử đàn hồi. Do vậy, kết cấu công trình cần được thiết kế sao cho khả năng chịu động đất của nó được huy động dựa trên khả năng hấp thụ năng lượng tại một số vùng hoặc cấu kiện đặc biệt, ví dụ như vùng nút hay gần nút dầm-cột. Những vùng kết cấu đó phải có khả năng (1) biến dạng ngoài đàn hồi và (2) không bị suy giảm cường độ và độ cứng tới mức làm mất ổn định và tính toàn vẹn cho kết cấu khi chịu các biến dạng dẻo đối chiều nói trên.
- *Xem xét dạng phá hoại của của nút liên kết cột – dầm cứng*: cho phép đánh giá sự phù hợp của tiêu chuẩn thiết kế áp dụng, theo các tiêu chí về mặt cường độ, độ dẻo và cấu tạo chi tiết của liên kết. Thông qua kết quả thí nghiệm có thể đưa ra những kiến nghị phù hợp đối với công tác thiết kế cấu tạo chi tiết của nút liên kết cột – tầng cứng trong kết cấu nhà cao tầng có tầng cứng.
- *Xem xét, kiểm chứng mô hình đàn dẻo của kết cấu cột liên kết với dầm cứng trong phân tích phi tuyến*: Phân tích kết cấu chịu tải trọng động đất theo phương pháp phân tích phi

tuyến cho phép dự đoán và phản ánh ứng xử của các bộ phận kết cấu sát với thực tế. Thông số kiểm soát ứng xử của các cấu kiện bao gồm: cường độ, độ cứng, độ dẻo, sự suy giảm cường độ và độ cứng dưới tải trọng lặp – thông số ảnh hưởng lớn tới đặc tính tiêu tán năng lượng của kết cấu. Các thông số nói trên được đặc trưng hóa bởi mô hình ứng xử trễ (*hysteretic*) phù hợp với từng loại kết cấu (xem thêm chương II). Mô hình ứng xử trễ của các kết cấu phổ biến như dầm, cột... đã được nghiên cứu từ lâu (FEMA) và thường được thiết lập sẵn trong chương trình phân tích. Tuy nhiên với kết cấu tầng cứng, mô hình tương ứng hiện không có sẵn. Phân tích phi tuyến trình bày trong chương 3 đang lựa chọn mô hình *đàn dẻo lý tưởng* cho các cấu kiện dầm cứng và cột. Thông qua thí nghiệm, phần nào có thể xem xét đánh giá sự phù hợp của mô hình ứng xử trễ dùng trong phân tích phi tuyến kết cấu tầng cứng.

#### 4.1.3 Đối tượng và phương pháp thí nghiệm

Nội dung thí nghiệm gồm các bước: phân tích sự làm việc của kết cấu khảo sát, thiết kế mô hình, thi công lắp dựng, lắp đặt thiết bị đo, tiến hành thí nghiệm và phân tích kết quả. Các mẫu thí nghiệm được thiết kế dựa trên mô hình kết cấu nhà cao tầng có tầng cứng dạng công-xôn dùng cho phân tích lý thuyết trình bày trong Chương 3. Đối tượng thí nghiệm là nút liên kết giữa cột biên và dầm cứng. Thí nghiệm gồm có 02 mẫu cột-dầm cứng, có tỉ lệ thu nhỏ 5.0 Cột, một đầu tự do một đầu liên kết với phần dầm cứng và để gắn chặt xuống sàn phản lực, chịu lực dọc cố định và mô men đổi chiều.

Với mục tiêu và đối tượng thí nghiệm xác định như trên, đồng thời xem xét điều kiện năng lực thiết bị và nhân lực của Phòng thí nghiệm động đất IBST, lựa chọn phương pháp thí nghiệm là phương pháp tựa tĩnh, gia tải lặp đảo chiều theo chu kỳ (*quasi-static cyclic loading test*).

### 4.2 Phân tích và xây dựng mô hình khảo sát thực nghiệm

#### 4.2.1 Kết cấu thực (nguyên mẫu)

Mô hình thí nghiệm được thiết kế căn cứ vào kết cấu khung phẳng bê tông cốt thép cao 55 tầng, có tầng cứng ở tầng 34 như đã nêu ở chương 3. Các thông số thiết kế và sơ đồ hình học của khung và thể hiện trong Bảng 4-1 và Hình 4-1.

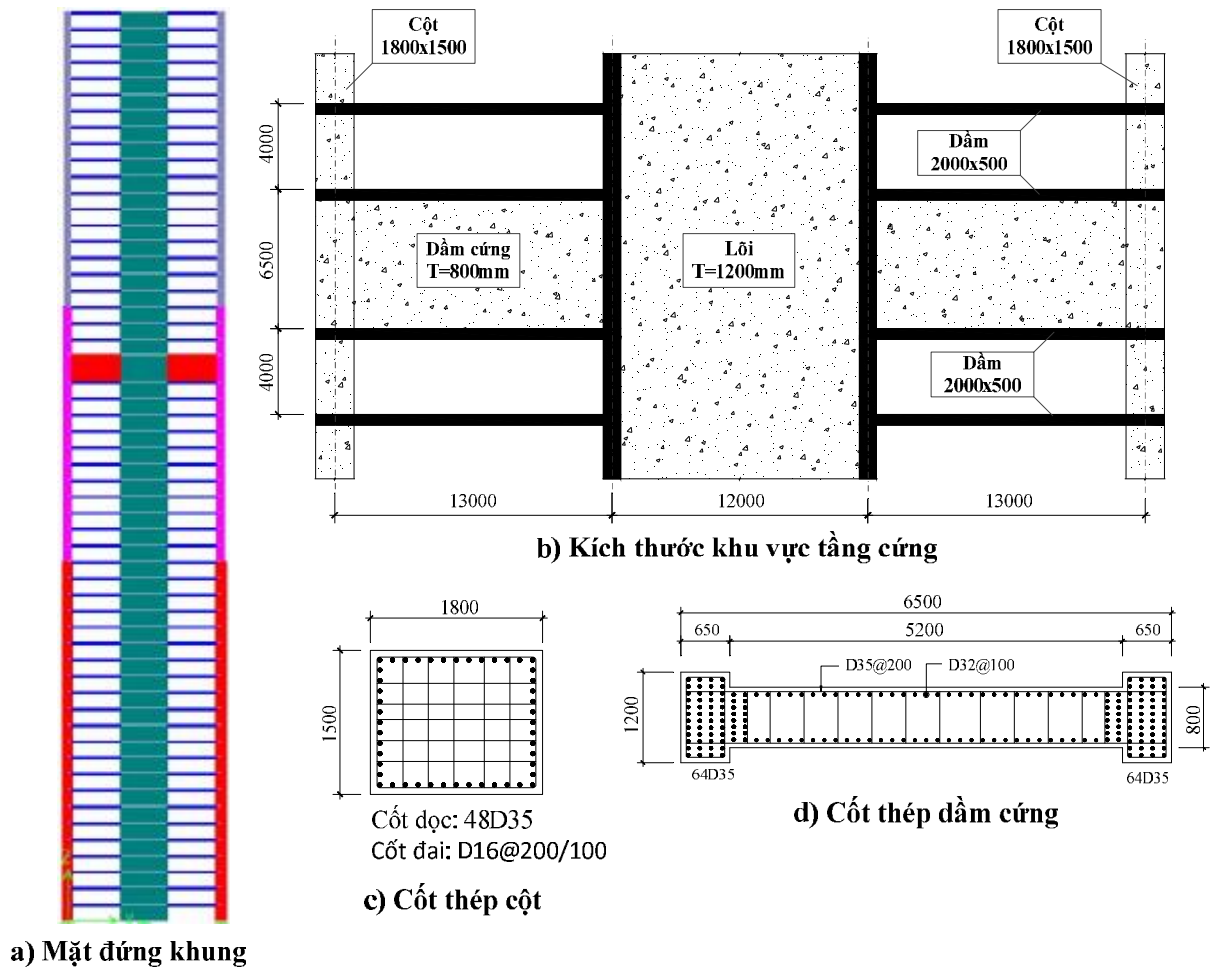
**Bảng 4-1: Các thông số thiết kế của mô hình nguyên mẫu**

Tham số		Giá trị
Khung	Số tầng	55 tầng
	Chiều cao tầng	4m, riêng tầng cứng 6.5m
Kích thước cấu kiện	Lõi	t=1200mm
	Cột	b <sub>x</sub> h=1500x2500, 1500x1800, 1200x1500
	Dầm	b <sub>x</sub> h=2000x500
	Dầm cứng	b <sub>x</sub> h=800x6500
Vật liệu	Bê tông	f <sub>c</sub> = 28 MPa
	Cốt thép	f <sub>y</sub> =490 MPa
Tải trọng	Tĩnh tải	Xác định theo kích thước cấu kiện
	Tĩnh tải phụ thêm	1.1 kN/m <sup>2</sup> lớp hoàn thiện và 0.5 kN/m <sup>2</sup> phần ME
	Hoạt tải	2.0 kN/m <sup>2</sup> (văn phòng)
	Gió	Vùng gió IIB, địa hình dạng B
	Động đất	a <sub>gR</sub> = 0.103g, đất nền loại D
Tiêu chuẩn thiết kế		ACI 318-05

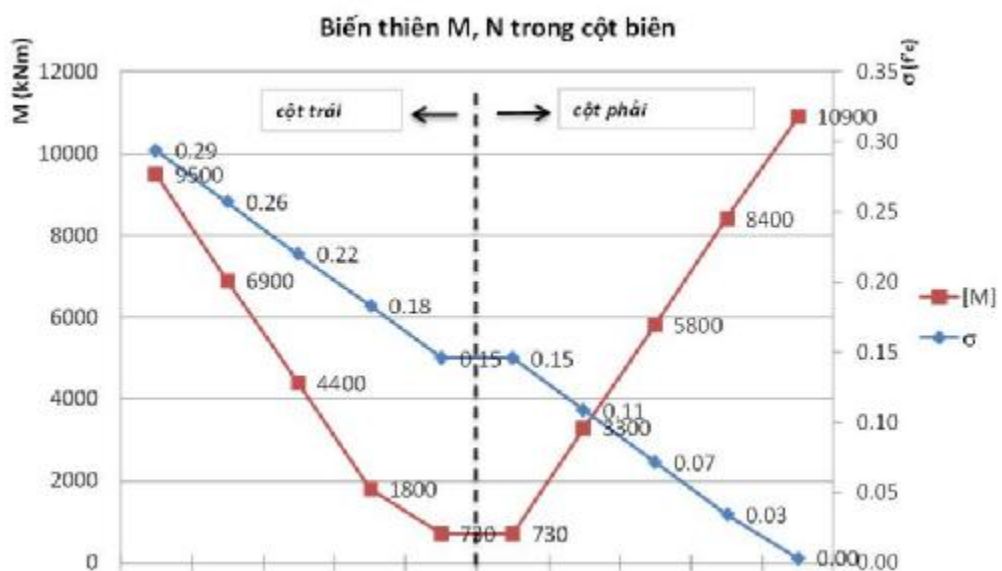
#### 4.2.2 Trạng thái làm việc của liên kết cột-dầm cứng và tỉ lệ mô hình

Để xác định phương án thí nghiệm và tỉ lệ mô hình phù hợp, cần xem xét trạng thái làm việc của nút liên kết. Tỉ lệ mẫu thí nghiệm sẽ được chọn sao cho đáp ứng mục tiêu thí nghiệm và phù hợp năng lực thiết bị thí nghiệm, thường cố gắng chọn sao cho tỉ lệ mô hình lớn nhất có thể.

Như trình bày trong các chương trước, dưới tác động của tải trọng động đất kết cấu có dầm cứng làm việc thông qua cặp ngẫu lực, lực cắt tầng chuyển thành lực dọc tác dụng lên cột biên. Phân tích lý thuyết cho thấy dầm cứng và cột biên chịu lực đối chiều (Hình 4-2). Lực dọc trong cột khi chỉ có tải trọng đứng khoảng  $0.15f'_c$ . Qua phân tích tĩnh phi tuyến, ứng với điểm tính năng, ứng suất trong cột (ở một phía của khung) khoảng  $0.25f'_c$ , trong khi ở phía còn lại giảm về gần bằng không. Mô men cột biên ở hai phía tương đương nhau và đối chiều từ giá trị bé (khoảng 700kNm) tới giá trị lớn (khoảng 10.000kNm). Khảo sát các chương trình thí nghiệm cột hoặc liên kết dầm-cột chịu tải trọng động đất trên thế giới cũng thấy rằng giá trị ứng suất nén trong cột khoảng  $0.05f'_c$  tới  $0.2f'_c$  thường được sử dụng [111, 122, 127].

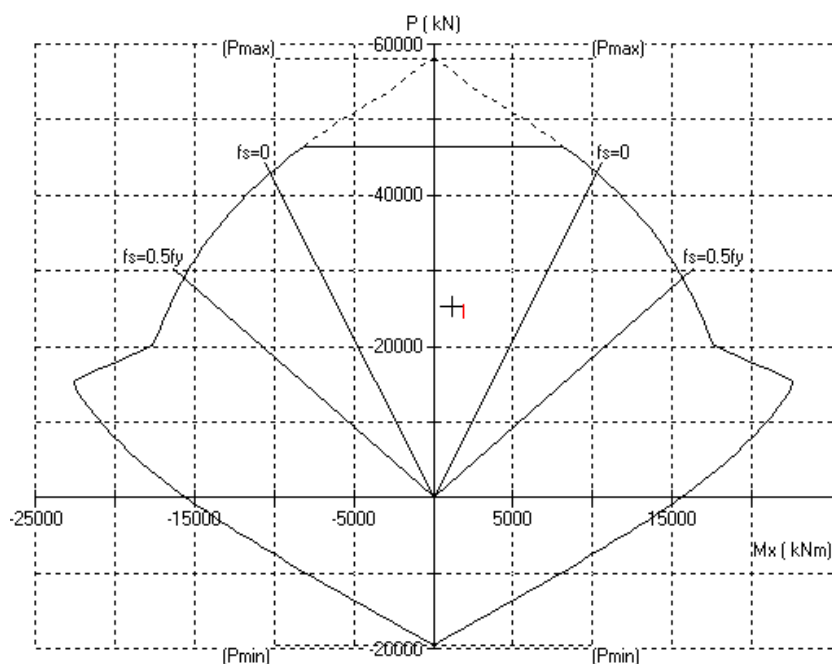


Hình 4-1: Cấu tạo kết cấu nguyên mẫu khung phẳng có tầng cứng



Hình 4-2: Biến thiên Mô men và Lực dọc trong cột biên khi chịu động đất

Cường độ của nguyên mẫu cột được xác định sơ bộ thông qua tính toán lý thuyết bằng phần mềm SPColumn (spColumn v4.50 (TM), 2009). Cường độ (chịu uốn) lớn nhất của cột khoảng 22.000kNm, ứng với mức lực dọc 0.2f<sup>c</sup> (16.200kN) như thể hiện ở Hình 4-3.



Hình 4-3: Đường quan hệ Lực dọc-Mô men của nguyên mẫu cột

Với cường độ yêu cầu như trên, sau khi xem xét một số tỉ lệ mô hình (Bảng 4-2) và căn cứ vào năng lực thiết bị của phòng thí nghiệm IBST, tỉ lệ thu nhỏ mô hình phù hợp được chọn là 5.0.

Bảng 4-2: Lựa chọn tỉ lệ mô hình

	Tỉ lệ thu nhỏ mô hình, $S_L$	Lực nén N (kN)	Mmax (kNm)
Lực nguyên mẫu		16200	22.000
Lực tập trung và mô men yêu cầu cho thí nghiệm (xác định theo luật tương tự $S_L^2$ và $S_L^3$ )	6.0	450	101
	5.0	648	176
	4.0	1012	343

#### 4.2.3 Mô hình khảo sát thực nghiệm

Qua phân tích trên có thể thấy rằng trạng thái làm việc của nút liên kết cột-dầm cứng trong khi chịu tải trọng động đất là chịu lực dọc biến thiên và mô men đổi chiều. Việc thí nghiệm xem xét đồng thời (1) mô men đổi chiều hai phương và (2) lực dọc biến thiên là rất phức tạp. Trong điều kiện nghiên cứu của luận án, phạm vi nghiên cứu của mô hình thí nghiệm là đánh

giá sự làm việc của cột outrigger dưới tác dụng đồng thời của mô men đổi chiều một phương và lực dọc cố định.

Để có thể diễn giải kết quả thí nghiệm sang kết cấu nguyên mẫu khảo sát, cần xác định các tham số tham gia vào bài toán khảo sát và xây dựng mô hình tương tự cho các tham số này. Áp dụng lý thuyết phân tích thứ nguyên và luật tương tự, như sau:

1. Các tham số vật lý tham gia vào bài toán (7 tham số)

Bài toán kết cấu khảo sát là một thanh công xôn có kích thước  $l$ , chịu lực  $Q$ , làm bằng vật liệu có mô đun đàn hồi  $E$ , hệ số Poisson  $\nu$ ; chuyển vị, ứng suất và biến dạng trong thanh tương ứng là  $\delta$ ,  $\sigma$  và  $\varepsilon$ . Với phương pháp thí nghiệm tựa tĩnh đã xác định, các tham số động học như khối lượng ( $M$ ) hay gia tốc ( $a$ ) được bỏ qua, nằm ngoài phạm vi xem xét. Thứ nguyên của các tham số vật lý thể hiện trong bảng dưới đây.

**Bảng 4-3: Tham số vật lý** <sup>[117]</sup>

Ký hiệu	Đại lượng	Thứ nguyên
L	Chiều dài	L
Q	Lực	F
$\sigma$	Ứng suất	$FL^{-2}$
$\varepsilon$	Biến dạng	-
$\delta$	Chuyển vị	L
$\nu$	Hệ số Poisson	-
E	Mô đun đàn hồi	$FL^{-2}$

2. Phương trình biểu diễn ứng xử của hệ

$$f(l, Q, \sigma, \varepsilon, \delta, \nu, E) = 0$$

hay

$$\delta = f_1(l, Q, \sigma, \varepsilon, \nu, E)$$

Theo lý thuyết Pi, phương trình trên viết cho chuyển vị  $\delta$ , sẽ có dạng:

$$\delta = K[l^{z_1} Q^{z_2} \sigma^{z_3} \varepsilon^{z_4} \nu^{z_5} E^{z_6}]$$

trong đó,  $K$  là một tham số không thứ nguyên, thường là một hằng số.

Phương trình thứ nguyên của nó được viết như sau (tham khảo thứ nguyên ở Bảng 4-3):

$$L \equiv L^{z_1} F^{z_2} (FL^{-2})^{z_3} (FL^{-2})^{z_6}$$

Buộc hai vế của biểu thức trên đồng thứ nguyên, biểu diễn đối với lực ( $F$ ) và chiều dài ( $L$ ), ta có:

$$F: \mathbf{0} = z_2 + z_3 + z_6$$

$$L: \mathbf{1} = z_1 - 2z_3 - 2z_6$$

3. Chọn tham số vật lý độc lập: 02 tham số độc lập  $l$  và  $E$

Khi đó ta sẽ biểu diễn các hàm mũ của chúng ( $z_1$  và  $z_6$ ) theo các tham số còn lại, ta có:

$$z_6 = -z_2 - z_3$$

$$z_1 = \mathbf{1} - 2z_2$$

4. Lập tích các thứ nguyên

Thay  $z_1, z_6$  vào phương trình chuyển vị ta có:

$$\delta = K[l^{1-2z_2} Q^{z_2} \sigma^{z_3} \varepsilon^{z_4} \nu^{z_5} E^{-z_2-z_3}]$$

Chia 2 vế cho  $l$  và biến đổi theo các số mũ, ta có

$$\frac{\delta}{l} = K(l^{-2} Q E^{-1})^{z_2} (\sigma^1 E^{-1})^{z_3} \varepsilon^{z_4} \nu^{z_5}$$

Hay viết dưới dạng:

$$G\left(\frac{\delta}{l}, \frac{Q}{El^2}, \frac{\sigma}{E}, \varepsilon, \nu\right) = \mathbf{0}$$

Năm thành phần Pi không thứ nguyên (từ 7 đại lượng vật lý viết dưới dạng tích của 2 đại lượng độc lập  $l, E$ ) là:

$$\pi_1 = \frac{\delta}{l}; \pi_2 = \frac{Q}{El^2}; \pi_3 = \frac{\sigma}{E}; \pi_4 = \varepsilon; \pi_5 = \nu$$

5. Lập các phương trình tiêu chí tương tự

Phương trình viết cho hệ thống các tham số vật lý của nguyên mẫu và mô hình theo lý thuyết Pi như sau:

$$\pi_{1p} = \phi(\pi_{2p}, \pi_{3p} \dots \pi_{np})$$

$$\pi_{1m} = \phi(\pi_{2m}, \pi_{3m} \dots \pi_{nm})$$

trong đó: chỉ số “ $p$ ” là đối với nguyên mẫu, “ $m$ ” là cho mô hình;

Điều kiện tương tự thỏa mãn khi mọi số  $\pi$  của mô hình và nguyên mẫu bằng nhau, hay

$$\pi_{im} = \pi_{ip}$$

- Với  $\pi_1$

$$\frac{\delta_m}{l_m} = \frac{\delta_p}{l_p} \Leftrightarrow \frac{\delta_p}{\delta_m} = \frac{l_p}{l_m} \Leftrightarrow S_\delta = S_l$$

- Với  $\pi_2$

$$\frac{Q_m}{E_m l_m^2} = \frac{Q_p}{E_p l_p^2} \Leftrightarrow \frac{Q_p}{Q_m} = \frac{E_p l_p^2}{E_m l_m^2} \Leftrightarrow S_Q = S_E S_l^2$$

- Với  $\pi_3$

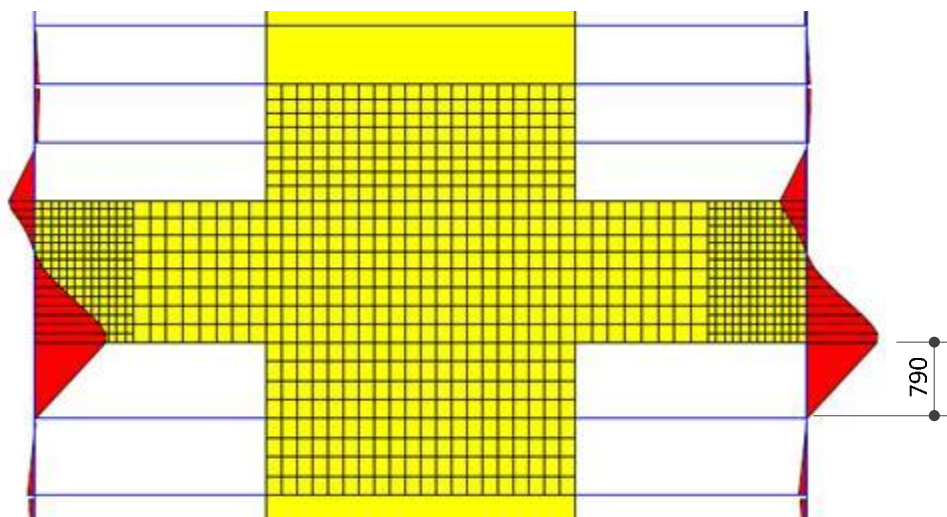
$$\frac{\sigma_m}{E_m} = \frac{\sigma_p}{E_p} \Leftrightarrow \frac{\sigma_p}{\sigma_m} = \frac{E_p}{E_m} \Leftrightarrow S_\sigma = S_E$$

#### 4.2.4 Xây dựng mẫu thí nghiệm

##### 4.2.4.1 Cơ sở thiết kế và các điều kiện biên

Để có thể thiết kế chế tạo mẫu thí nghiệm, cần phải khảo sát cục bộ khu vực nút liên kết cột-dầm cứng. Phạm vi của vùng nút liên kết cột-dầm cứng được xác định dựa vào phân tích trạng thái làm việc của kết cấu. Thông qua việc phân tích mô hình thu nhỏ (sử dụng mô hình khung phẳng 2D thu nhỏ theo tỷ lệ 1/5 và cả mô hình phần tử hữu hạn khu vực nút liên kết) để giải quyết một số vấn đề sau:

- Điểm đặt lực ngang đỉnh mẫu cột: Thông qua việc phân tích mô hình thu nhỏ của cả khung phẳng cho thấy độ cứng tương đối của nút cột-dầm cứng cao hơn nhiều so với của nút dầm-cột các tầng lân cận phía trên và phía dưới tầng cứng. Do vậy điểm uốn (mô men bằng không) của cột biên nằm cách dầm cứng gần như bằng chiều cao tầng (Hình 4-4). Vị trí nút mẫu thí nghiệm cột – dầm cứng đang quan tâm là liên kết giữa dầm cứng và cột dưới. Chiều cao tầng (điểm uốn) cách dầm cứng 790mm.



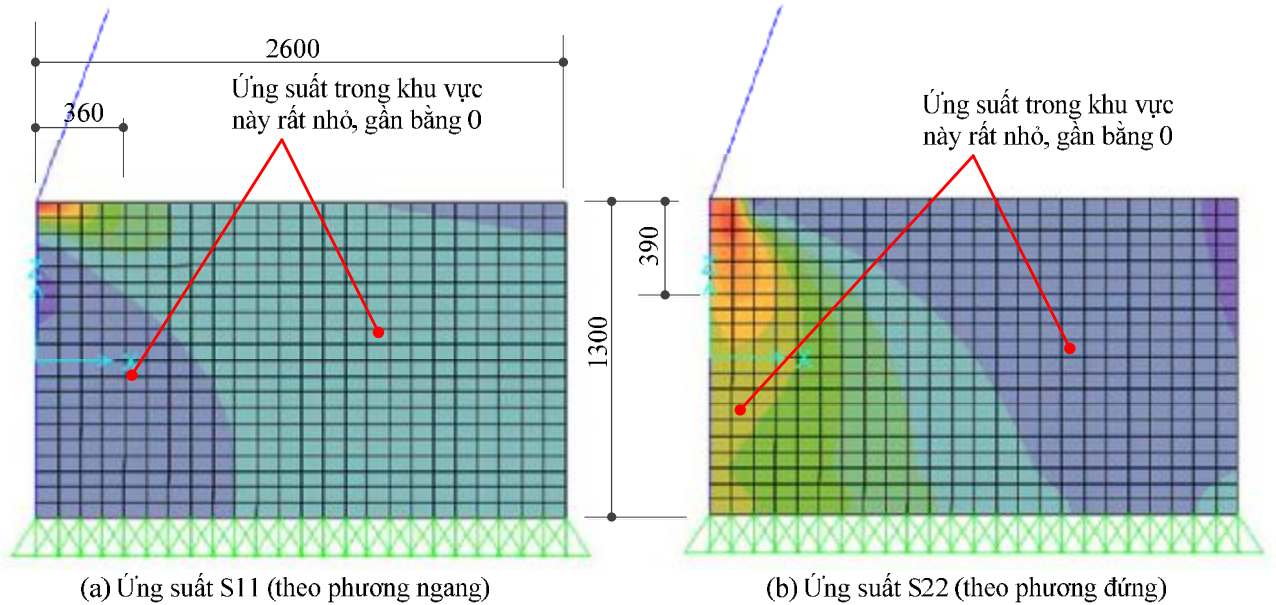
**Hình 4-4: Hình dạng biểu đồ mô men cột biên tại khu vực gần tầng cứng**

- Phạm vi quan tâm của phần dầm cứng liên kết với cột: Tính toán kiểm tra đẩy dãn (pushover) mô hình thu nhỏ của liên kết cột-dầm cứng (kích thước 1300x2600mm) bằng phần mềm phần tử hữu hạn để xác định phạm vi ứng suất ảnh hưởng khi tiến hành đẩy ngang tại đỉnh cột, kết quả cho thấy, phạm vi ảnh hưởng lớn của khu vực

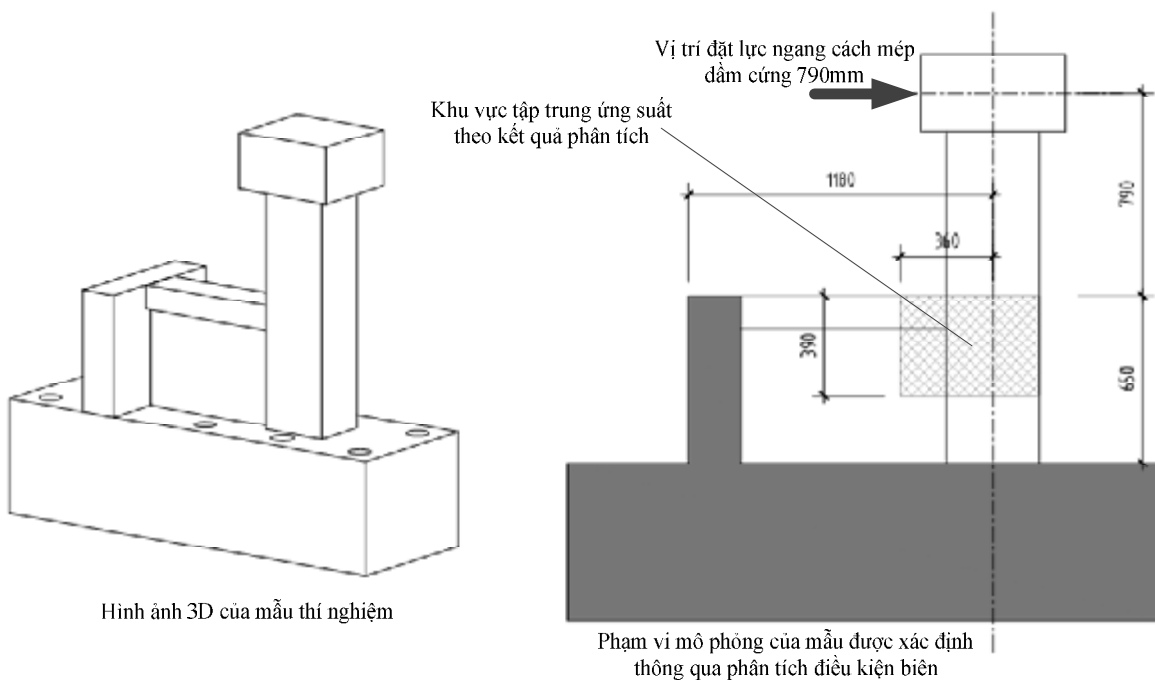


liên kết nằm trong khoảng 360mm từ mép cột trở vào phía trong (nhà) và sâu 390 mm vào dầm cứng (xem Hình 4-5). Do vậy, thiết kế mẫu thí nghiệm với kích thước tổng thể khu vực liên kết (bao gồm cả cột) 650x1180mm là đảm bảo yêu cầu.

Từ kết quả phân tích trên, xác định được phạm vi mô phỏng của nút liên kết từ đó xác định được kích thước tổng thể của mẫu thí nghiệm, xem Hình 4-6.



Hình 4-5: Phạm vi ảnh hưởng lớn đối với ứng suất (a) dọc và (b) đứng dầm cứng



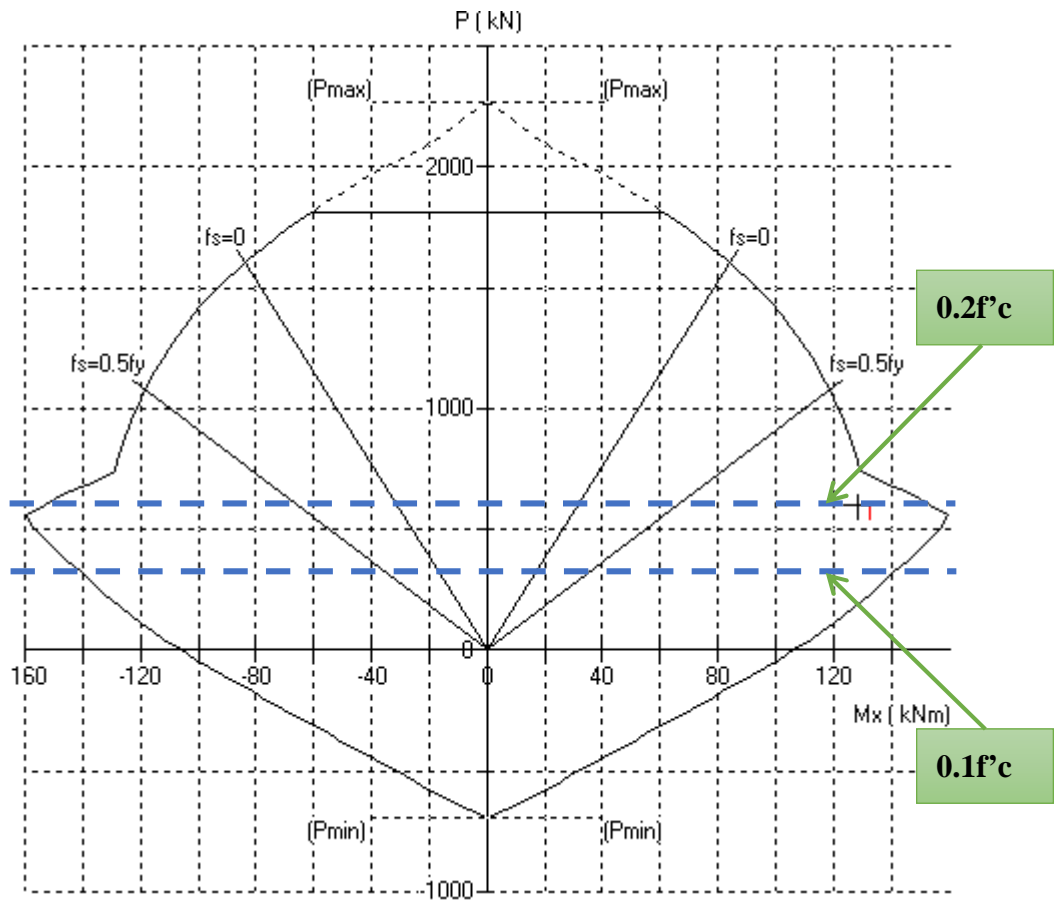
Hình 4-6: Kích thước mẫu sau khi phân tích điều kiện biên

#### 4.2.4.2 Tính toán, thiết kế mẫu thí nghiệm

Khả năng chịu cắt của mẫu (cột) theo ACI 318-05, công thức 21.7 như sau:

$$fV_n = A_{cv} \left( \alpha_c \sqrt{f'_c} + \rho_t f_y \right) = 0.6 * 453 = 272kN$$

trong đó:  $A_{cv}$  là diện tích bê tông chịu cắt  $A_{cv} = 300 \times 360 = 108000mm^2$ ;  $\alpha_c$  là tỉ số chiều cao cột trên kích thước thiết diện cột theo chiều lực cắt  $h_w/l_w$ , với tỉ số  $h_w/l_w > 2$ ,  $\alpha_c = 0.17$ ;  $\rho_t$  là hàm lượng thép đai với thiết kế cốt thép chịu cắt 4 nhánh D6 khoảng cách 50mm,  $\rho_t = 0.008$ ;  $f_y = 408Mpa$ ;  $f'_c = 30Mpa$ ;  $f$  là hệ số giảm cường độ  $f = 0.6$ .

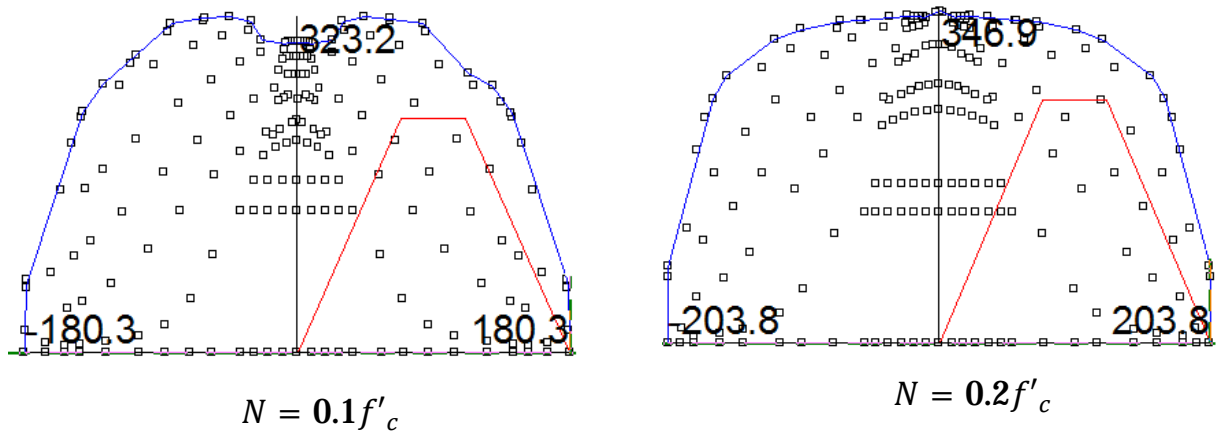


**Hình 4-7: Đường quan hệ Lực dọc-Mô men của mẫu thí nghiệm cột**

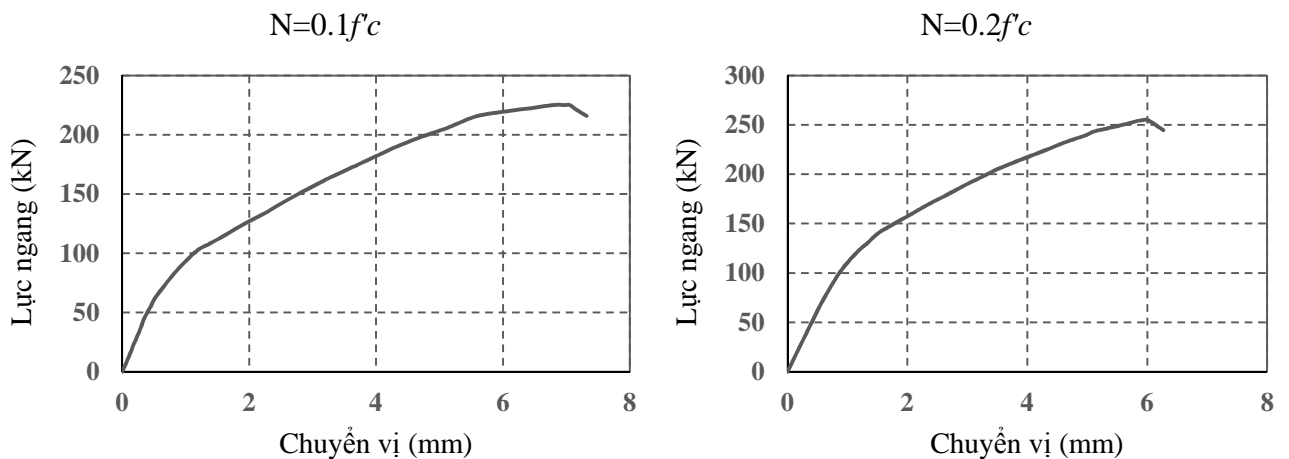
Khả năng chịu cắt của cột 272kN, tương ứng với mô men chân cột bằng  $272kN \cdot 0.79m = 215kNm$ , lớn hơn khả năng chịu mô men của cột. Điều này cho phép dự đoán rằng cột sẽ có phá hoại do uốn, nhưng ảnh hưởng của lực cắt sẽ là đáng kể.

Cường độ của mẫu thí nghiệm được kiểm tra thêm bằng phần mềm Response2000 (Bentz, E.C., 2000). Phần mềm này ứng dụng lý thuyết *trường ứng suất nén điều chỉnh* (modified compression field), cho phép đi theo ứng xử của cấu kiện bê tông cốt thép trong quá trình hình thành vết nứt theo tải trọng. Đường cong ứng suất – biến dạng của vật liệu được định nghĩa lại khi hình thành vết nứt, bao hàm các ảnh hưởng của ứng suất mặt và hiệu ứng chốt trên bề mặt

vết nứt. Cường độ tính toán của mẫu là 180kNm và 204kNm (Hình 4-8), ứng với lực đẩy đầu cột 225kN và 254kN (Hình 4-9), phụ thuộc vào lực nén đỉnh cột tương đương với  $0.1f'_c$  và  $0.2f'_c$ .



Hình 4-8: Đường bao tương tác M-V khả năng chịu lực của mẫu thí nghiệm



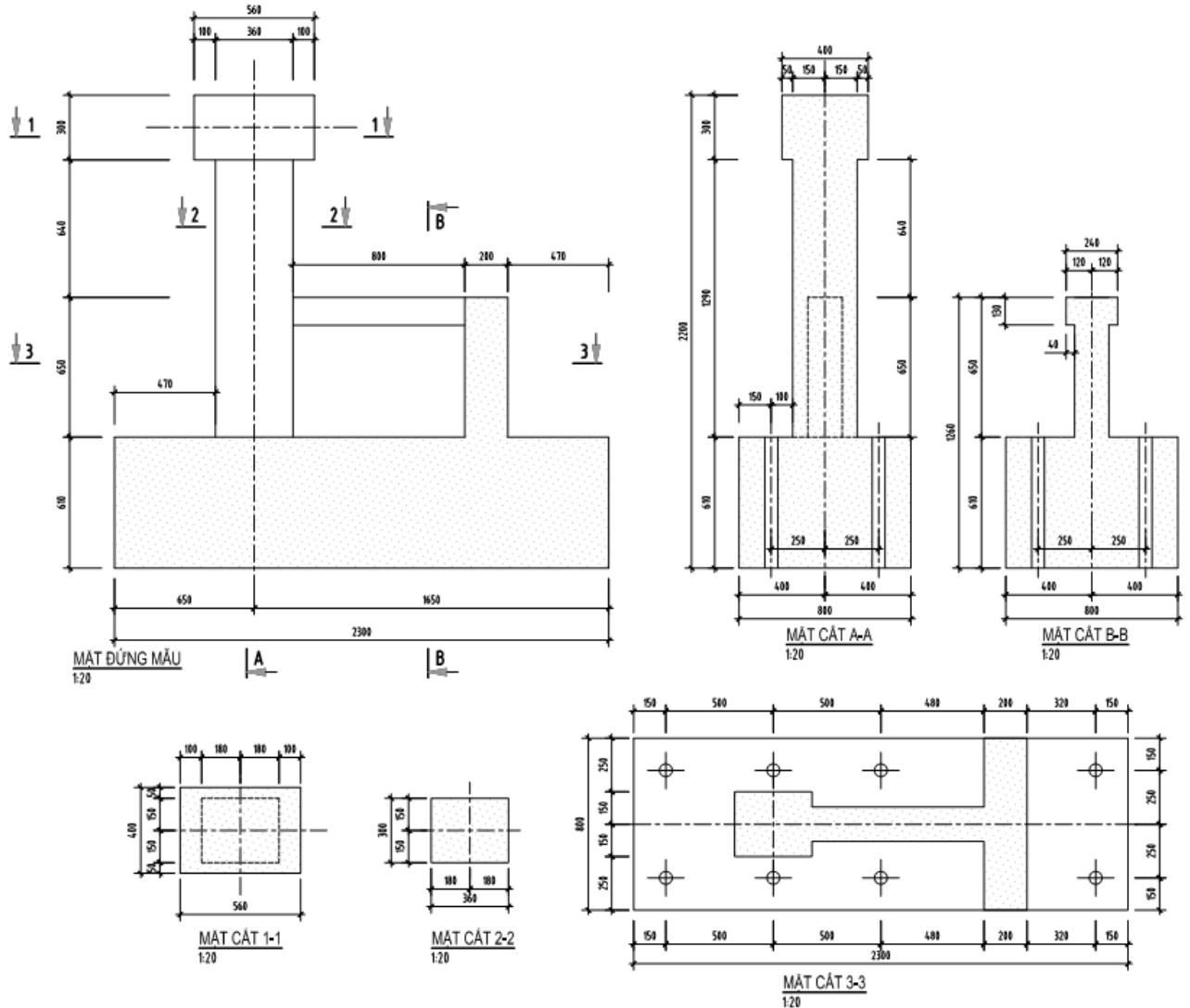
Hình 4-9: Đường cong quan hệ lực đẩy đầu cột và chuyển vị đỉnh mẫu thí nghiệm

Tính toán theo lý thuyết trường ứng suất nén điều chỉnh cho kết quả cường độ của mẫu thí nghiệm cao hơn cường độ tính toán theo tiêu chuẩn (ACI 318-05) khoảng 1.3 lần, 254 kN so với 160kN. Qua đó cho thấy hệ số giảm cường độ (0.6) ấn định bởi tiêu chuẩn cho phép đảm bảo độ an toàn chịu cắt của kết cấu. Kết quả tính toán lý thuyết (Hình 4-9) cho thấy yêu cầu của kích khoảng 220kN đối với mẫu cột C1, và 255kN đối với mẫu cột C2.

#### 4.2.4.3 Cấu tạo mẫu thí nghiệm

Mẫu thí nghiệm thu nhỏ tỉ lệ ( $S_L = 5.0$ ) nút cột-dầm cứng được thiết kế dựa trên thiết kế của kết cấu nguyên mẫu, tuân thủ luật tương tự thực (true replica). Vật liệu sử dụng cho mẫu thí nghiệm và của nguyên mẫu là giống nhau, xét theo khía cạnh cường độ và mô đun đàn hồi,  $S_S = 1$  và  $S_E = 1$ . Hàm lượng cốt thép được đảm bảo theo tỉ lệ  $S_L^2$ . Kích thước thiết diện cột

là 300x360mm, cao 790mm tính từ mặt dầm cứng tới tim bản đặt đế kích. Phần dầm cứng dày 160mm. Với tỉ lệ thu nhỏ mô hình 5.0, đường kính cốt thép 7mm sẽ khó tìm loại thép cường độ 490Mpa và không có thép gai. Do vậy, thép đường kính D14 và D6 được dùng cho cốt dọc và cốt đai cột thí nghiệm. Cốt thép cho phần dầm cứng và đế mẫu có thêm loại D8, 10 và 12. Chi tiết bản vẽ chế tạo mẫu thí nghiệm trình bày trong phụ lục III của luận án.



Hình 4-10: Kích thước mẫu thí nghiệm

#### 4.2.4.4 Vật liệu chế tạo mẫu thí nghiệm

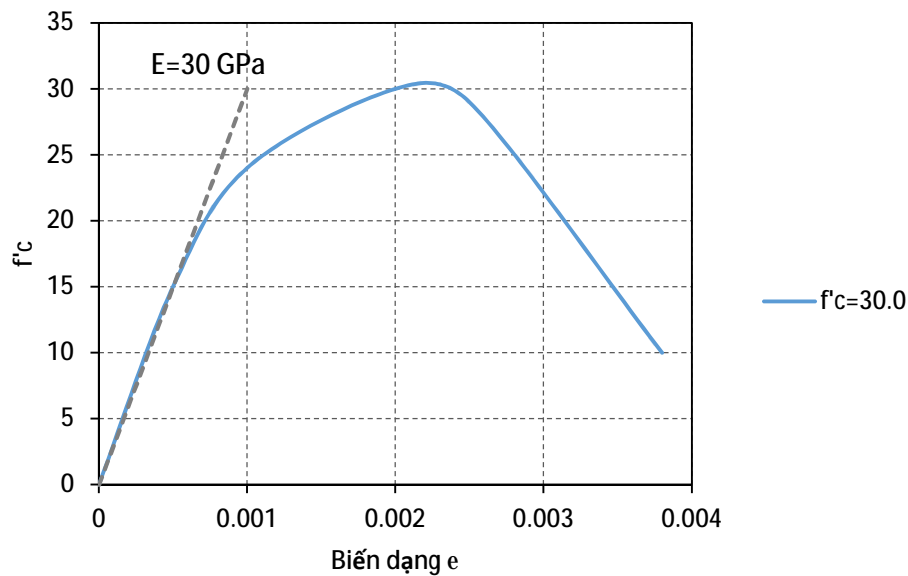
Cấp phối bê tông được thiết kế tại Viện KHCN Xây dựng (IBST). Cốt liệu thô là loại đá nhỏ đường kính 5mm. Các thành phần khác gồm cát, xi măng và phụ gia. Một số mẫu cấp phối được thiết kế và thí nghiệm. Cấp phối phù hợp được xác định với tỉ lệ cốt liệu thô/xi măng và nước/xi măng là 0.4 và 0.7.

Cường độ bê tông và cốt thép thể hiện trong Bảng 4-4:

**Bảng 4-4: Đặc trưng của bê tông**

Mẫu	Cường độ nén $f'_c$ (Mpa)	Cường độ kéo $f_t$ (Mpa)	Mô đun đàn hồi $E_c$ (Gpa)
1	28.5	2.2	30
2	30.5	2.5	29
3	31.9	3.2	28.5

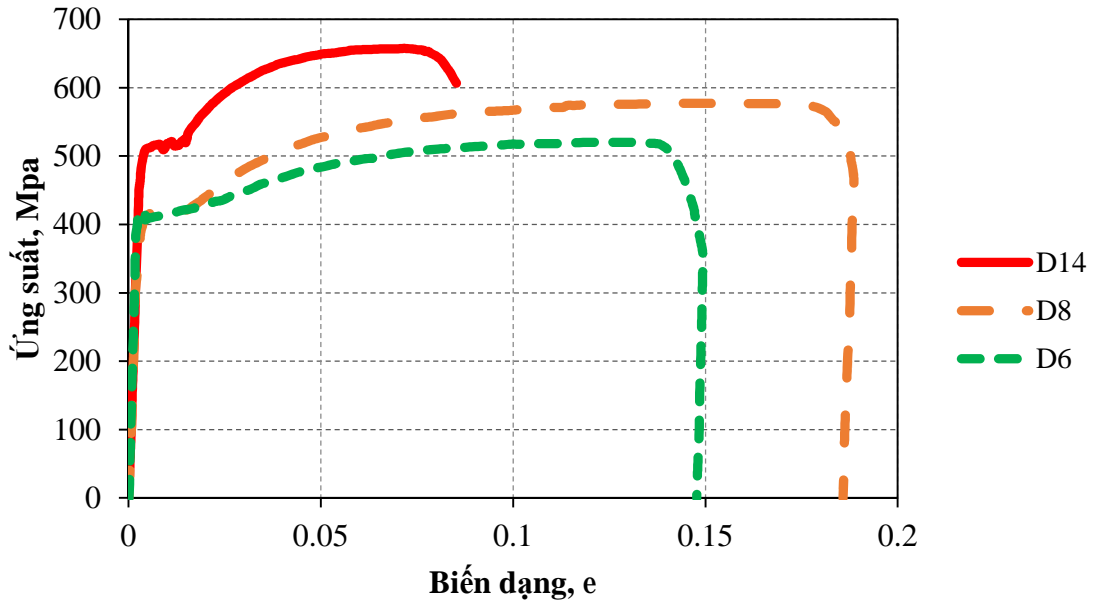
Ghi chú: cường độ chịu kéo được tính theo ACI 318-05, mục 11.2.1.1,  $f_{ct} = 0.56\sqrt{f'_c}$ .



**Hình 4-11: Đường cong ứng suất-biến dạng của bê tông (trung bình hóa)**

**Bảng 4-5: Đặc trưng của cốt thép**

Đường kính thép	$f_y$ (Mpa)	$f_u$ (Mpa)	Mô đun đàn hồi $E_s$ (Gpa)
14	510	650	205
8	415	580	200
6	408	520	210



Hình 4-12: Đường cong ứng suất-biến dạng của cốt thép

#### 4.2.5 Tải trọng đối với mẫu thí nghiệm

Mẫu thí nghiệm là nút liên kết giữa cột biên và dầm cứng. Tải trọng mẫu thí nghiệm được xác định dựa vào nội lực phân tích từ mô hình thu nhỏ (tỉ lệ  $S_L = 5.0$ ). Do trọng lượng của cầu kiện (mẫu thí nghiệm) là không đáng kể so với nội lực (lực thí nghiệm) nên sẽ được bỏ qua. Ngoài ra, thí nghiệm được thực hiện theo phương pháp quasi-static, nên lực quán tính cũng được bỏ qua.

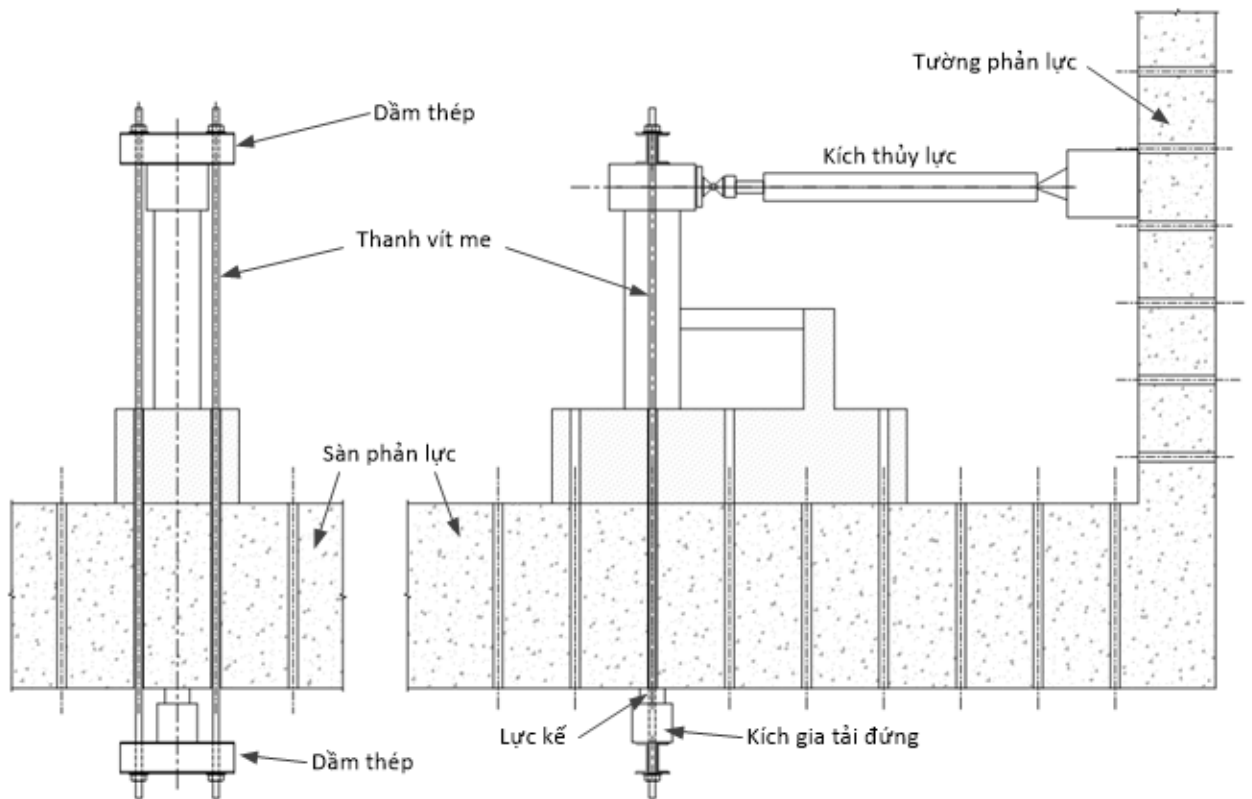
Trạng thái làm việc của nút liên kết được trình bày ở mục 4.2.2. Theo đó, cột chịu lực đứng tương đương từ 0 đến  $0.25f'_c$ , và  $0.15f'_c$  khi chỉ có tải trọng đứng; mô men lớn nhất dự kiến là 180kNm và 204kNm, ứng với giá trị lực dọc  $0.1f'_c$  và  $0.2f'_c$ . Từ các phân tích trên, mẫu thí nghiệm được xác định với hình thức gia tải như sau:

- *Gia tải đứng*: Gia tải ở mức  $0.1f'_c$  và  $0.2f'_c$ , tương đương với 300kN và 600kN, ứng với mỗi mẫu C1 và C2.
- *Gia tải ngang*: Việc gia tải ngang cần thực hiện sao cho phản ánh được trạng thái làm việc của kết cấu và đủ để khảo sát sự làm việc của kết cấu cho đến khi bị phá hoại. Với cường độ mẫu nêu trên, lực yêu cầu đối với mẫu thí nghiệm là  $180/0.79=227\text{kN}$  và  $204/0.79=258\text{kN}$ . Trong đó, 0.79m là vị trí điểm đặt lực được xác định thông qua phân tích điều kiện biên trình bày ở mục 1.2.4.1.

#### 4.2.6 Hệ thống gia tải

Hệ thống gia tải của mẫu thí nghiệm bao gồm hệ thống gia tải đứng và hệ thống gia tải ngang như thể hiện trong Hình 4-13. Đối trọng của hệ thống gia tải là hệ sàn phản lực và tường

phản lực. Các thông tin chi tiết về hệ thống gia tải này được trình bày trong Phụ lục V của luận án.



Hình 4-13: Sơ đồ hệ thống gia tải

#### 4.2.7 Thiết bị đo lường và hệ thống thu nhận số liệu

Để khảo sát sự làm việc của nút liên kết cột – dầm cứng dưới tác dụng đồng thời của tải trọng đứng và tải trọng ngang lặp đổi chiều, cần sử dụng các thiết bị và dụng cụ đo sau đây:

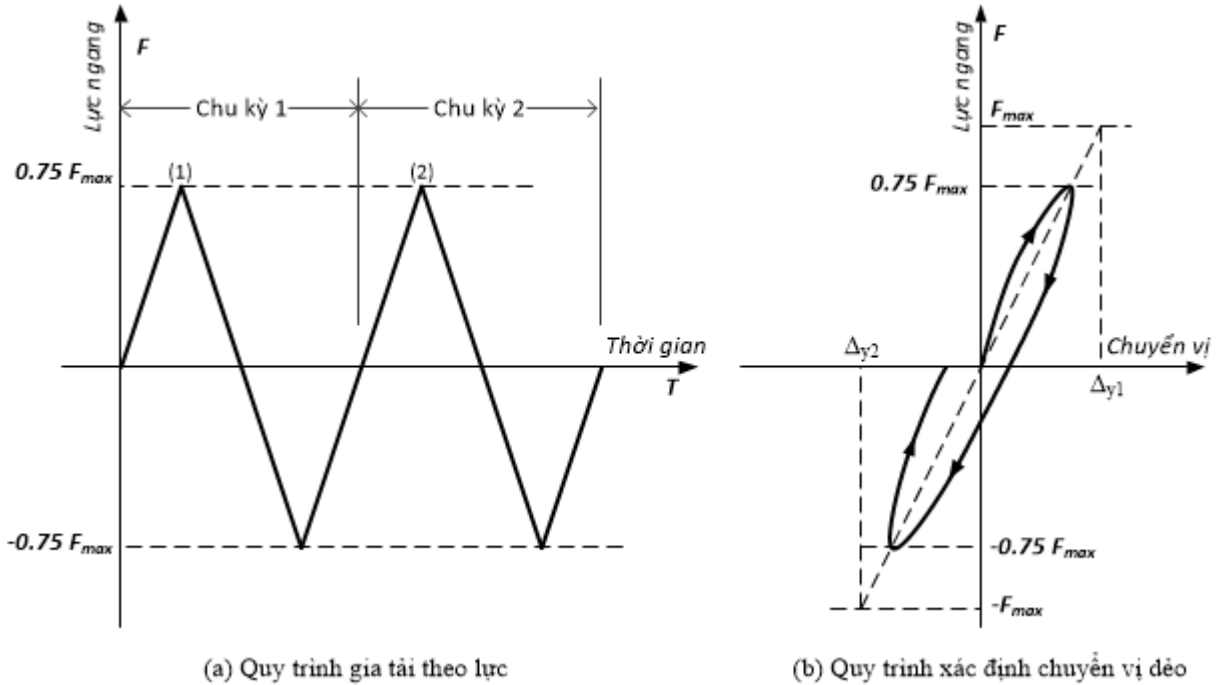
- Đo lực: các thiết bị đo lực để kiểm tra lực đứng gia tải trước trong cột và lực ngang do kích thủy lực tác dụng lên mẫu;
- Đo chuyển vị: thiết bị dùng để đo chuyển vị đỉnh mẫu theo phương tác dụng của lực ngang và chuyển vị của đế mẫu;
- Đo biến dạng: dùng để xác định biến dạng (ứng suất) của cốt thép dọc, cốt thép đai. Ngoài ra còn bố trí thiết bị để xác định biến dạng uốn, cắt của khu vực nút liên kết.

Trong các phần dưới đây sẽ trình bày chi tiết về các loại đầu đo nêu trên.

Các thông tin chi tiết về thiết bị và hệ thống thu nhận số liệu được trình bày trong Phụ lục V của luận án.

#### 4.2.8 Quy trình gia tải

Quy trình gia tải ngang của mẫu thí nghiệm C1 và C2 được tiến hành theo quy trình đề xuất bởi Park (1989), bao gồm hai bước sau:



**Hình 4-14: Quy trình gia tải kiểm soát bằng lực**

- Bước 1: gia tải theo lực để xác định chuyển vị dẻo  $\Delta_y$ . Bước này bao gồm:
  - + Gia tải hai chu kỳ tới mức lực ngang bằng  $0.75F_{max}$ , trong đó  $F_{max}$  là lực ngang lớn nhất mà mẫu chịu được theo tính toán lý thuyết, xem Hình 4-14a;
  - + Xác định chuyển vị dẻo ứng với mỗi chu kỳ lực, xem Hình 4-14b, theo công thức (4-1), trong đó  $i$  biểu thị số thứ tự của chu kỳ:

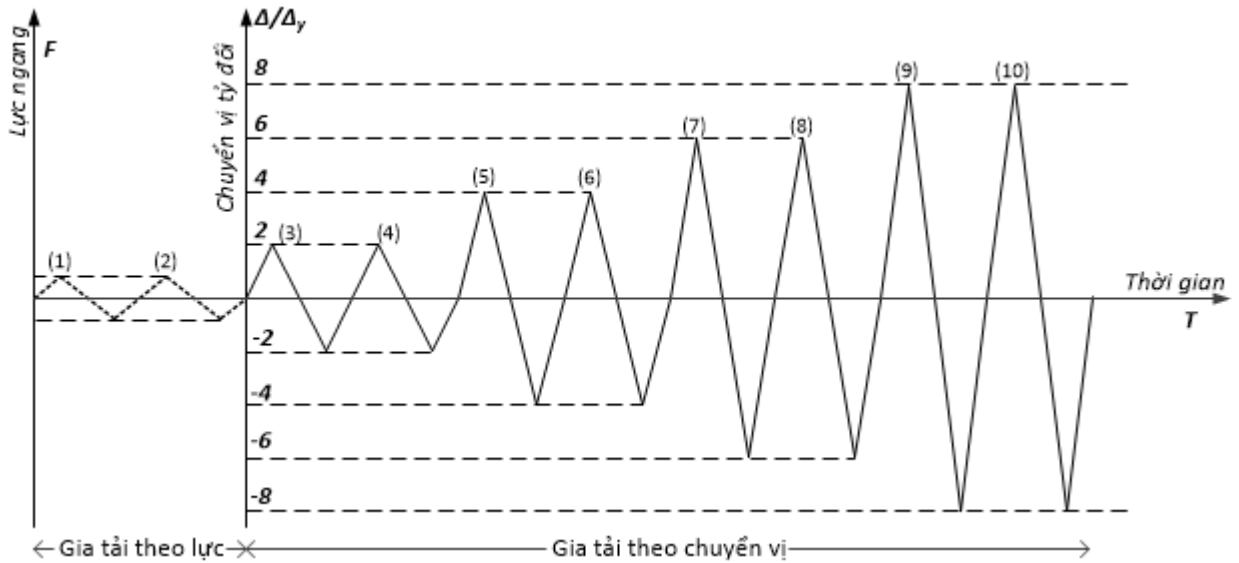
$$\Delta_{i,y} = \frac{|\Delta_{i,y1}| + |\Delta_{i,y2}|}{2} \quad (4-1)$$

- + Chuyển vị dẻo  $\Delta_y$  của mẫu được xác định theo công thức sau:

$$\Delta_y = \frac{\Delta_{1,y} + \Delta_{2,y}}{2} \quad (4-2)$$

- Bước 2: gia tải theo chuyển vị. Sau khi xác định được chuyển vị dẻo  $\Delta_y$  của mẫu theo bước 1, quá trình gia tải theo chuyển vị được tiến hành với chuyển vị kiểm soát bằng 2, 4, 6, 8 lần chuyển vị dẻo. Sơ đồ gia tải thể hiện trong Hình 4-15.





Hình 4-15: Quy trình gia tải kiểm soát bằng chuyển vị

### 4.3 Kết quả thí nghiệm

#### 4.3.1 Sự phát triển của vết nứt

##### 4.3.1.1 Trước khi gia tải

Trước khi tiến hành gia tải, kiểm tra sự có mặt của bất kỳ vết nứt do co ngót bê tông. Kết quả kiểm tra cho thấy không có vết nứt nào xuất hiện trên mô hình thí nghiệm trước khi gia tải.

##### 4.3.1.2 Quá trình gia tải

Trong và ngay sau khi kết thúc quá trình gia tải trọng đứng, qua theo dõi trên mô hình chưa hình thành và xuất hiện các vết nứt nào.

Trong quá trình gia tải trọng ngang, các vết nứt mới được ghi nhận, vẽ lại và chụp ảnh tại thời điểm tương ứng với các giá trị tải trọng ngang lớn nhất theo chiều đẩy (+) và chiều kéo (-) của mỗi chu kỳ gia tải. Sự phát triển của vết nứt được theo dõi, ghi nhận trong suốt quá trình thí nghiệm. Bên cạnh đó, bề rộng vết nứt được đo đạc, ghi nhận tại thời điểm tương ứng với các giá trị tải trọng ngang lớn nhất theo chiều đẩy (+) và chiều kéo (-) và thời điểm kết thúc của mỗi chu kỳ gia tải (chuyển vị ngang bằng không).

Tổng hợp giá trị bề rộng vết nứt lớn nhất trên các cấu kiện được cho trong Bảng 4-6 và Bảng 4-7.

Vết nứt đầu tiên là ở chân cột, xuất hiện từ sớm, tại mức tải 20kN ( $0.1F_{max}$ , với  $F_{max}$  là mức tải ứng với khả năng chịu uốn lớn nhất của cột). Tại mức tải 0.3-0.5 $F_y$  ( $F_y$  là mức tải ứng với cường độ chảy danh nghĩa của cột, 169kN), vết nứt chân cột kéo sâu khoảng 1/2 chiều cao thiết diện cột, bề rộng vết nứt 0.03-0.05mm. Ở mức tải này, có thêm một vài vết nứt mảnh xuất

hiện ở phía trên cột và phía dầm cứng. Tại mức tải  $F_y$ , các vết nứt xuất hiện khá nhiều, phân bố ở 2/3 chiều cao cột và phần dầm cứng quanh khu vực liên kết. Chiều rộng vết nứt từ 0.3-0.55mm.

Trong giai đoạn gia chuyển vị ở mức các mức  $2\Delta_y$ ,  $4\Delta_y$ ,  $6\Delta_y$  các vết nứt phát triển mạnh, mở rộng và số lượng vết nứt hình thành khắp khu vực liên kết. Bề rộng vết nứt phát triển từ 2.2mm tới 5.5mm đối với mẫu C1 và 0.8mm tới 7.0mm đối với mẫu C2. Mẫu C1 dừng thí nghiệm ở mức chuyển vị gia chuyển vị 24mm ( $3\Delta_y$ , với  $\Delta_y = 8mm$ ), mẫu C2 dừng ở mức gia chuyển vị 48mm ( $6\Delta_y$ , với  $\Delta_y = 6mm$ ). Mẫu C1 phải dừng ở mức chuyển vị thấp hơn mẫu C2 do năng lực của kích (250kN) yếu tương đối khi thực hiện gia tải theo chiều kéo mẫu. Điều này được khắc phục khi thay kích 500kN đối với mẫu C2. Mặc dù vậy, ứng xử dẻo của mẫu C1 vẫn thu nhận được, đặc biệt là theo chiều đẩy mẫu, sự suy giảm cường độ khoảng 14% được ghi nhận.

Các mẫu bị phá hoại trước hết do bê tông chân cột bị nén vỡ, ở cả hai chiều đẩy và kéo. Ở chiều đẩy phần bê tông bị nén vỡ phát triển xuống phía dưới, nghĩa là khu vực dầm cứng phía đầu mút ngoài của mẫu. Tại thời điểm dừng thí nghiệm, các vết nứt xiên mở rộng chạy chéo từ chân cột lên phía trên đối diện.

**Bảng 4-6: Tổng hợp giá trị bề rộng vết nứt mẫu C1**

Cấp gia tải	Sơ đồ nứt		Bề rộng nứt lớn nhất (mm)
	Chiều đẩy (+)	Chiều kéo (-)	
$0.5F_y = 80kN$			(+) 0.04  (-) 0.05

<p><math>F_y = 169\text{kN}</math></p>			<p>(+) 0.55 (-) 0.30</p>
<p><math>2\Delta_y = 16\text{mm}</math></p>			<p>(+) 2.20 (-) 3.00</p>
<p><math>3\Delta_y = 24\text{mm}</math></p>			<p>(+) 5.50 (bê tông phía đáy bị vỡ) (-) 4.20 (bê tông phía kéo bị nén vỡ)</p>

**Bảng 4-7: Tổng hợp giá trị bề rộng vết nứt mẫu C2**

Cấp gia tải	Sơ đồ nứt		Bề rộng vết nứt lớn nhất (mm)
	Chiều đẩy (+)	Chiều kéo (-)	
$0.35F_y = 60\text{kN}$			(+) 0.03 (-) 0.03
$F_y = 169\text{kN}$			(+) 0.40 (-) 0.30
$2\Delta_y = 12\text{mm}$			(+) 0.50 (-) 0.85

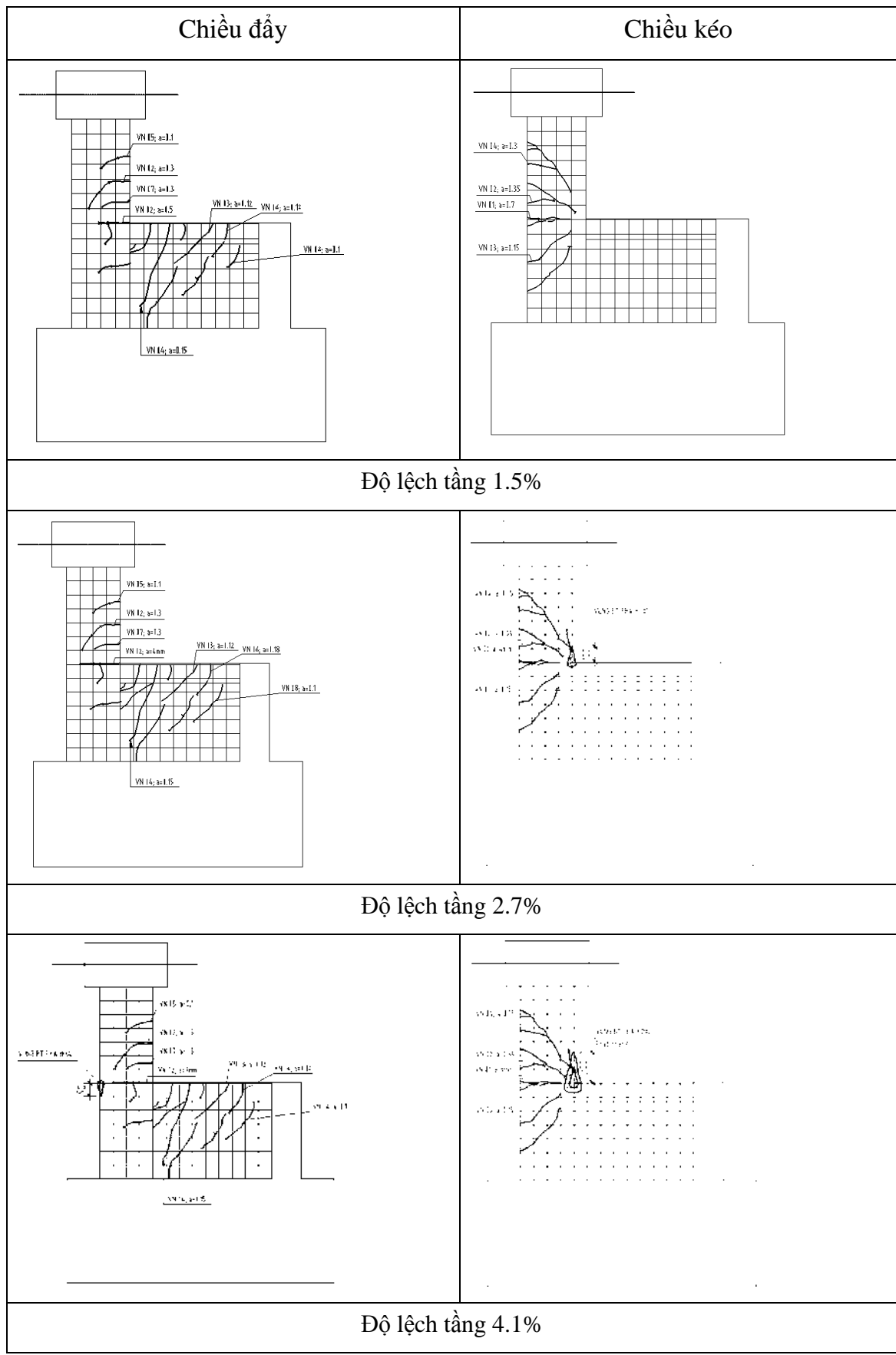
<p><math>4\Delta_y = 24\text{mm}</math></p>			<p>(+) 4.00 (bê tông phía đáy bắt đầu vỡ)  (-) 4.00 (bê tông phía kéo bị nén vỡ)</p>
<p><math>6\Delta_y = 36\text{mm}</math></p>			<p>(+) 7.00 (bê tông phía đáy bị nén vỡ)  (-) 6.00</p>

### 4.3.2 Ứng xử của liên kết cột-dầm cứng

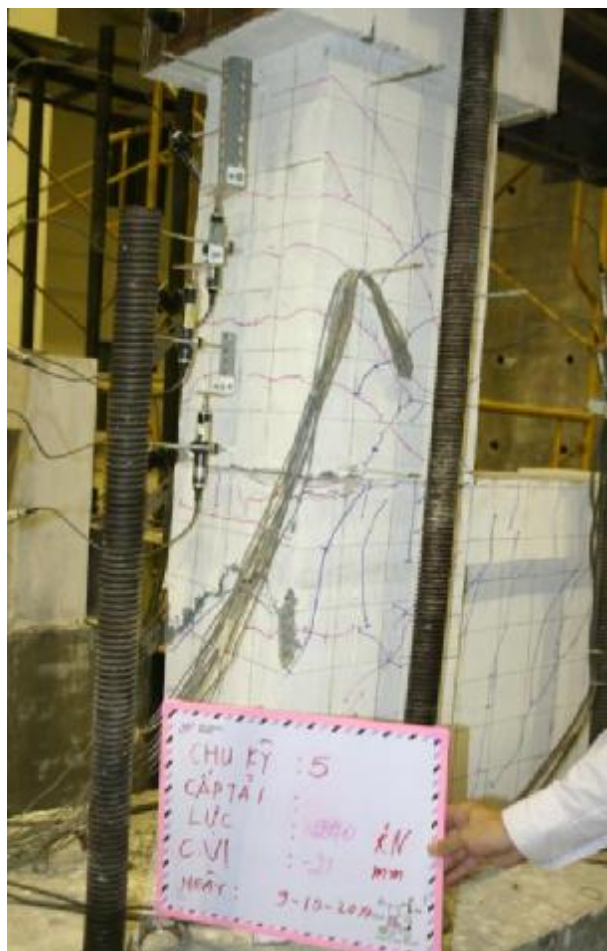
Mặc dù các vết nứt mở xuất hiện từ sớm, nhưng mẫu thí nghiệm có ứng xử đàn hồi cho tới mức chuyển vị ứng với độ lệch tầng khoảng 0.7%. Độ cứng ban đầu của mẫu C2 lớn hơn mẫu C1, do ảnh hưởng của lực dọc làm tăng cường độ của cột. Các vết nứt xuất hiện nhiều và độ cứng bắt đầu giảm từ mức độ lệch tầng 1%, cho tới 1.5% thì các vết nứt mở rộng và nhiều vết phân bố rộng trên bề mặt nút liên kết.

Thép dọc bắt đầu xuất hiện chảy dẻo ở mức độ lệch tầng 1.5%. Các vết nứt kéo sâu xuống phía trong phạm vi phần dầm cứng. Kết cấu làm việc ổn định cho tới chuyển vị ở mức độ lệch tầng 2.0% bắt đầu thấy hiện tượng bê bắt đầu vỡ. Tại mức chuyển vị 2.5-2.7%, bê tông chân cột bị nén vỡ hoàn toàn và bong tách để lộ cốt thép. Tuy nhiên, cho tới thời điểm này đường cong trễ vẫn ổn định, mặc dù độ cứng và cường độ có sự suy giảm.

Tại mức chuyển vị lớn nhất 4.4% (mẫu C1) và 5.4% (mẫu C2) sự phá hoại bê tông chân cột phát triển lên phía trên cột và sâu bên dưới liên kết dầm cứng, đặc biệt là với mẫu C2. Tại thời điểm dừng thí nghiệm các vết nứt chéo hình thành rõ rệt, do ảnh hưởng của ứng suất cắt.



Hình 4-16: Dạng sơ đồ nứt – Mẫu C2



Hình 4-17: Hình ảnh thí nghiệm mẫu C1



Hình 4-18: Hình ảnh thí nghiệm mẫu C2

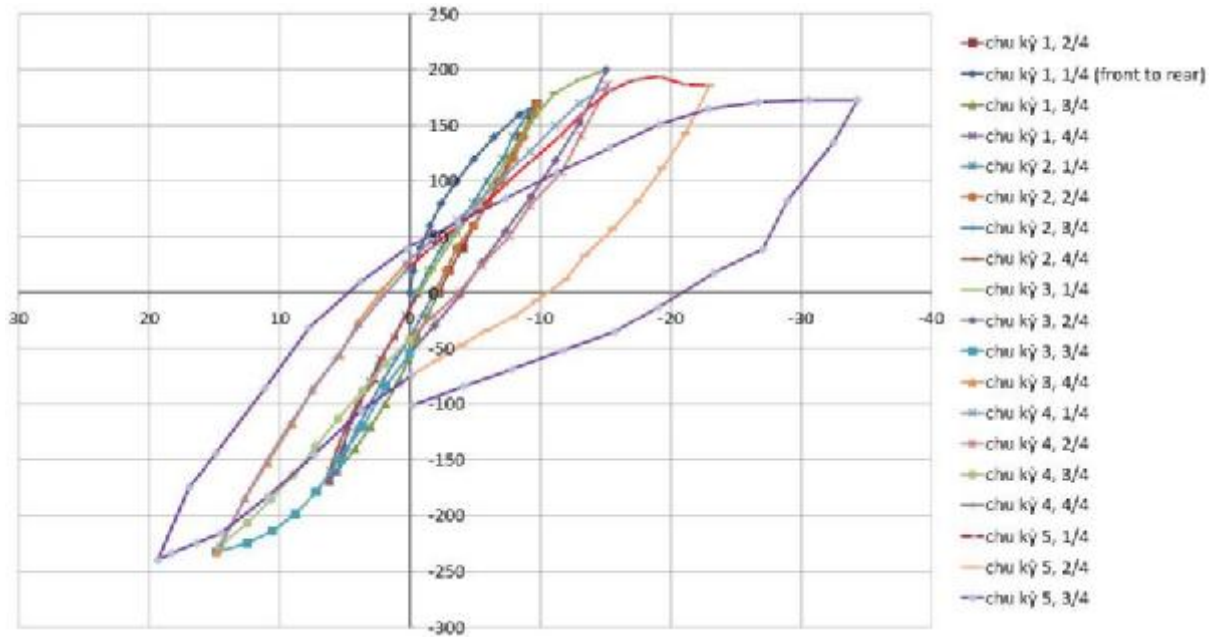


### 4.3.3 Ứng xử trễ, sự suy giảm cường độ và độ cứng

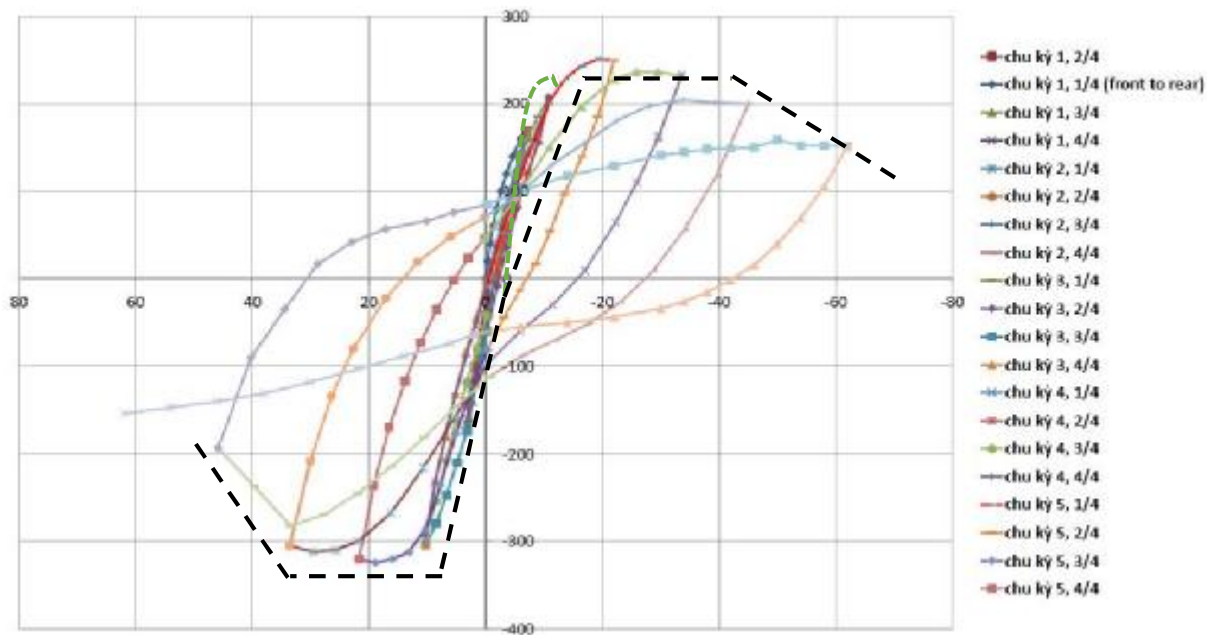
Đường cong trễ của mẫu thí nghiệm liên kết cột-dầm cứng thể hiện đặc trưng hấp thụ phân tán năng lượng tốt và ổn định. Riêng đối với mẫu thí nghiệm C1, phần bên trái đường cong (ứng với trạng thái gia tải kéo vào phía trong dầm cứng – trong nhà) thể hiện sự khác biệt trong ứng xử. Hiện tượng này xảy ra do ảnh hưởng của năng lượng kích yếu đối với chiều gia tải kéo mẫu, dẫn đến không xem xét được hoàn toàn khả năng biến dạng của chiều kéo mẫu. Hiện tượng này không xảy ra đối với mẫu C2 khi kích 500kN được thay cho kích 250kN.

Ảnh hưởng của lực dọc đối với cường độ của liên kết được thể hiện rõ qua kết quả thí nghiệm. Cường độ lớn nhất của mẫu C2 và C1 đạt 315kN và 247kN, ứng với lực nén duy trì 0.1f'c (300kN) và 0.2f'c (600kN) trong các mẫu. Hiện tượng này phù hợp với tính toán lý thuyết theo tiêu chuẩn. Bên cạnh đó, do đặc điểm cấu tạo không đối xứng của liên kết cột-dầm cứng, từ đường cong thí nghiệm có thể thấy cường độ của liên kết theo chiều đẩy (ra phía ngoài nhà) thấp hơn cường độ ứng với chiều kéo, 200kN so với 247kN của mẫu C1 và 250kN so với 315kN của mẫu C2. Ảnh hưởng ngăn cản của dầm cứng đối với biến dạng của khu vực chân cột đã gây ra hiện tượng trên. Bên cạnh đó, kết quả thí nghiệm cũng cho thấy ảnh hưởng bất lợi của lực nén lớn.

Liên kết ứng xử cơ bản là đàn hồi khi chuyển vị tương đương với độ lệch tầng ở mức  $\pm 0.25\%$ . Khi độ lệch tầng tăng lên, sự giảm độ cứng được biểu hiện ở các chu kỳ hồi tải. Sự suy giảm mạnh về cường độ và độ cứng xảy ra ở các chu kỳ ứng với độ lệch tầng ở mức  $\pm 1.5\%$  trở lên. Với mẫu C1, cường độ giảm 13% giữa giá trị lớn nhất đạt được ứng với độ lệch tầng 1.9% và giá trị cường độ tại mức độ lệch tầng 4.3%. Đối với mẫu C2, mức độ suy giảm cường độ lớn hơn 40%, khi so sánh giá trị cường độ ứng với mức độ lệch tầng 2.6% và 7.7%. Mặc dù vậy, khi cường độ suy giảm quá 20% (Park R., 1988) thì kết cấu đã được xem là phá hoại, trong trường hợp này là ứng với độ lệch tầng 5.7%. Xu hướng suy giảm cường độ nhanh hơn ở mẫu C2 so với mẫu C1 là do ảnh hưởng của lực dọc. Mẫu C2 chịu nén ở mức 0.2f'c so với 0.1f'c của mẫu C1. Vùng nén lớn hơn trong mặt cắt thiết diện cột và đồng thời yêu cầu biến dạng bê tông lớn hơn ở cùng mức tải. Do vậy, bê tông đạt biến dạng cực hạn sớm hơn kéo theo sự suy giảm cường độ.



Hình 4-19: Đường cong ứng xử xử trễ mẫu thí nghiệm C1



Hình 4-20: Đường cong ứng xử xử trễ mẫu thí nghiệm C2

#### 4.3.4 Độ dẻo

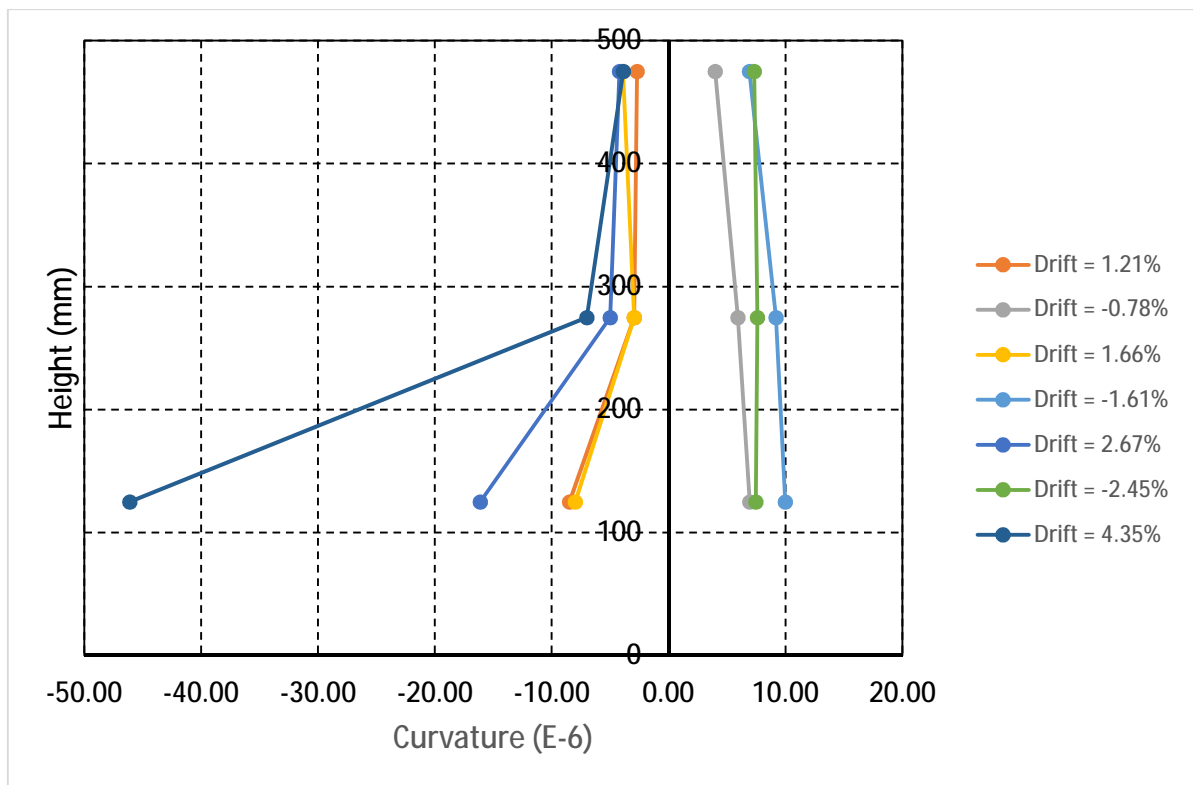
Độ dẻo của cấu kiện được xác định bằng tỉ số giữa chuyển vị lớn nhất tại thời điểm phá hoại và chuyển vị ứng với lúc cốt thép đạt giới hạn chảy. Theo kết quả thí nghiệm, độ dẻo của liên kết cột-dầm cứng khoảng 2.5 tới 2.9. Trong đó chuyển vị lớn nhất và chuyển vị chảy bằng 35mm và 12mm, 42mm và 17mm, ứng với mẫu C1 và C2. Điều này cho thấy ảnh hưởng của

lực dọc tới độ dẻo của liên kết. Liên kết sẽ có độ dẻo cao hơn khi ứng suất nén thấp, và ngược lại độ dẻo sẽ giảm khi cột chịu lực dọc lớn hơn.

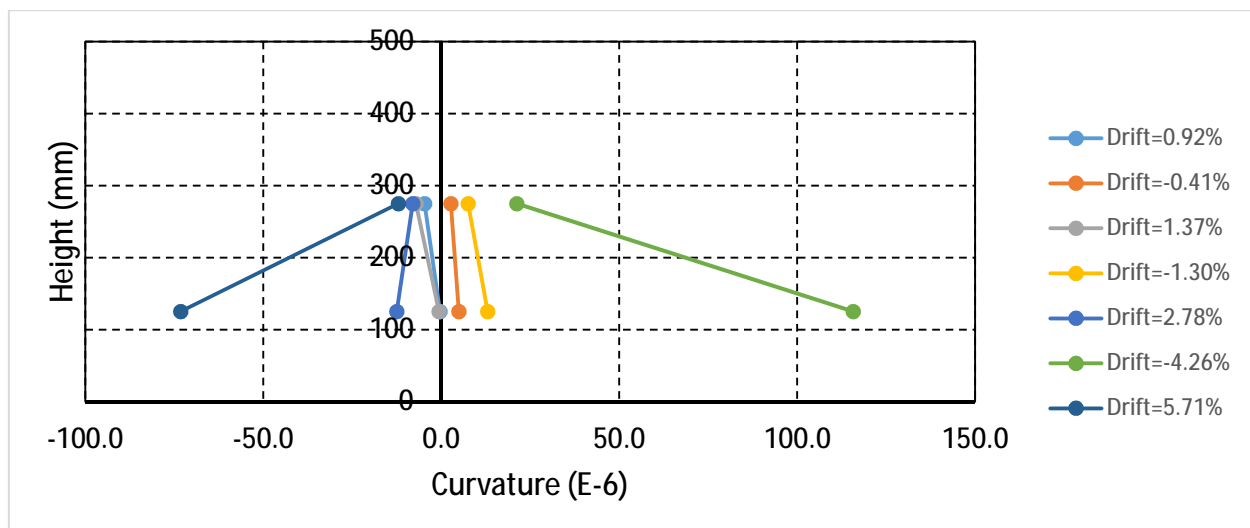
#### 4.3.5 Đánh giá kết cấu dựa trên tính năng

Biểu đồ biến thiên độ cong của mẫu cột C1 và C2 thể hiện trên Hình 4-21 và Hình 4-22. Với mẫu C2, do không bố trí được đầu đo cho phần trên của cột, nên biểu đồ độ cong chỉ thể hiện được phần chân cột. Có thể nhận thấy sự không đối xứng của phân bố độ cong phía dẩy và kéo của mẫu do tính không đối xứng của liên kết. Nhìn chung ở phía kéo độ cong lớn hơn phía dẩy. Với mẫu C2 có điểm dị biệt tại chiều dẩy độ cong tăng đột biến ứng với mức độ lệch tầng 4.26%, có thể do ảnh hưởng của việc bê tông bị nén vỡ mạnh tại mức chuyển vị này.

Chiều cao đoạn hình thành khớp dẻo của cột khoảng 200mm dưới chân cột, bằng 0.25H, trong đó H là chiều cao của cột.

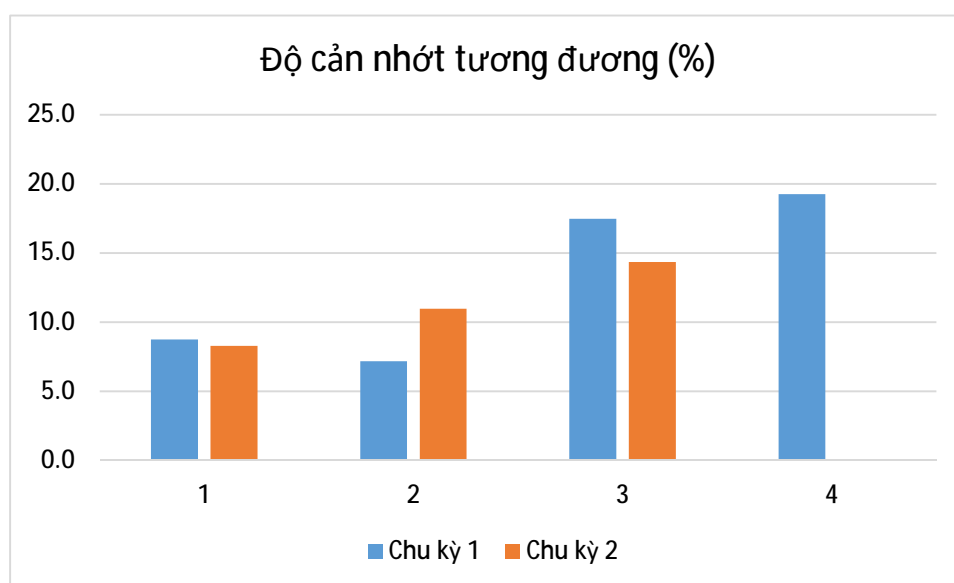


Hình 4-21: Biểu đồ biến thiên độ cong theo chiều cao mẫu thí nghiệm C1

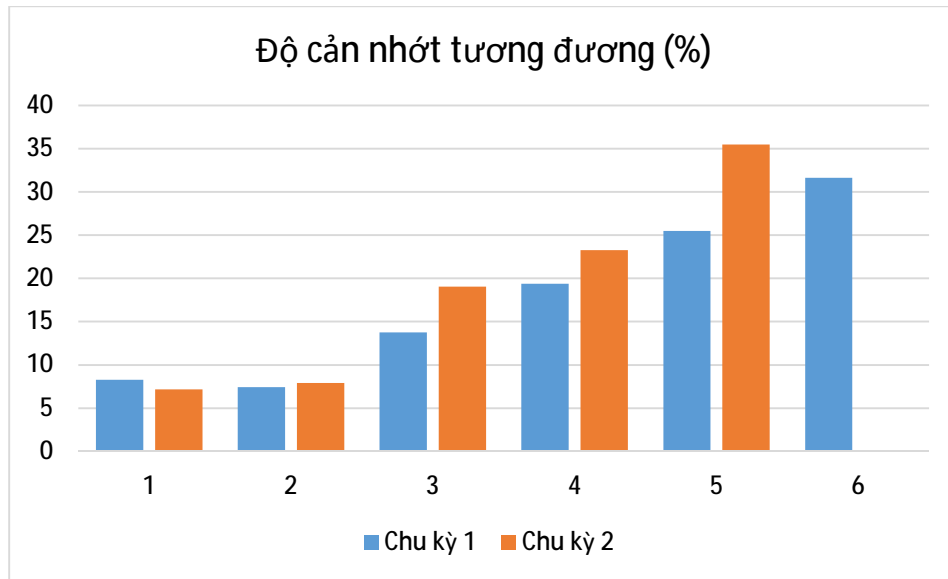


**Hình 4-22: Biểu đồ biến thiên độ cong theo chiều cao mẫu thí nghiệm C2**

Đặc tính phân tán năng lượng của mẫu liên kết có thể được đánh giá thông qua độ cản nhót tương đương của mỗi chu kỳ gia tải. Các chu kỳ sau có mức tiêu tán năng lượng cao hơn. So sánh độ cản nhót của chu kỳ đầu của 4 vòng gia tải đầu tiên cho thấy, ảnh hưởng của lực dọc tới khả năng tiêu tán năng lượng của liên kết là không đáng kể.



**Hình 4-23: Độ cản nhót tương đương mẫu thí nghiệm C1**



Hình 4-24: Độ cản nhớt tương đương mẫu thí nghiệm C2

#### 4.3.6 Đánh giá mục tiêu tính năng dựa vào kết quả thí nghiệm

Độ lệch tầng trung bình và lớn nhất cho phép ứng với mục tiêu tính năng ở mức ngăn ngừa sụp đổ là 3.0% và 4.5% (mục 2.6.3, chương 2). Kết quả thí nghiệm thấy rằng cho tới mức chuyển vị tương đương 4.5% độ lệch tầng, liên kết làm việc tốt. Cường độ suy giảm nằm trong phạm vi cho phép, 15% đối với mẫu C1 và 20% với mẫu C2. Kết cấu được coi là phá hoại khi suy giảm cường độ lớn hơn 20%.

Phân tích động phi tuyến đối với kết cấu khảo sát cho kết quả góc xoay chân cột tại nút liên kết cột-dầm cứng khá nhỏ, mới chỉ đạt 0,002 rad (mục 3.5.2.2, chương 3). Ở giá trị góc xoay này, liên kết vẫn làm việc trong giai đoạn đàn hồi. Theo kết quả thí nghiệm, cốt thép chảy dẻo khi giá trị góc xoay đạt từ 0.0025 rad. Liên kết duy trì cường độ cho tới giá trị góc xoay khoảng 0.025 rad, đáp ứng tiêu đánh giá chỉ mục tiêu tính năng đối với kết cấu cột trình bày trong chương 2, bảng 2.4, giá trị góc xoay cho phép lớn nhất của cột 0.02 rad.

Như vậy thông qua kiểm chứng bằng thí nghiệm cho thấy rằng, với nút liên kết cột-dầm cứng thiết kế phù hợp theo tiêu chuẩn, có thể đảm bảo được các mục tiêu tính năng ứng với mức động đất rất mạnh (chu kỳ 2500 năm) hoặc lớn hơn. Điều này một lần nữa minh chứng kết luận trong chương 3 rằng kết cấu khảo sát vẫn còn có thể được tối ưu hơn.

#### 4.4 Nhận xét

Phân tích kết quả thí nghiệm có thể rút ra một số nhận xét sau:

- Thiết kế liên kết cột-dầm cứng tuân thủ tiêu chuẩn đã cho thấy sự đáp ứng tốt của liên kết về mặt hấp thụ, tiêu tán năng lượng. Bê tông chỉ bắt đầu bị vỡ tách lớp bảo vệ khi chuyển vị ở mức tương đương với độ lệch tầng từ 2.0% trở lên.

- Dạng phá hoại của liên kết là do uốn kết hợp cắt. Khi liên kết phá hoại bê tông phần dầm cứng (phía ngoài nhà) và của cột (phía trong nhà) bị nén vỡ. Khi thiết kế cần bố trí cốt đai đảm bảo ổn định của thép dọc tránh suy giảm cường độ của liên kết. Đặc biệt là cốt đai đầu cột ở vùng đi vào dầm cứng.
- Mẫu thí nghiệm có tỉ số nhịp chịu cắt bằng 2.2, ảnh hưởng của biến dạng cắt là đáng kể và dạng phá hoại có sự tham gia rõ rệt của các vết nứt chéo. Việc thiết kế cột chịu cắt tại vị trí tầng cứng là rất quan trọng và càng cần phải lưu ý đối với các kết cấu cột-dầm cứng có tỉ số nhịp chịu cắt thấp hơn.
- Trong thí nghiệm này, độ dẻo của cột (liên kết cột-dầm cứng) khoảng 2.5.
- Kiến nghị điều chỉnh hệ số ứng xử phù hợp khi thiết kế cột và dầm cứng và thiết kế sao cho kết cấu khu vực này dư khả năng chịu cắt và đáp ứng độ dẻo kỳ vọng.
- Không nên thiết kế cột tầng cứng có tỉ số lực dọc lớn nhằm tránh suy giảm sớm cường độ khi chịu động đất mạnh.

## KẾT LUẬN VÀ KIẾN NGHỊ

### I. Các kết quả chính đạt được

- 1) Phương pháp thiết kế kháng chấn dựa theo tính năng là xu hướng phát triển của thiết kế kháng chấn. So với phương pháp thiết kế dựa theo lực truyền thống, phương pháp này có nhiều ưu điểm đối với công trình có kết cấu phức tạp, cho phép đánh giá một cách định lượng sự làm việc của kết cấu ở nhiều mức động đất khác nhau, thậm chí suốt quá trình xảy ra động đất. Việc chủ động thiết kế kết cấu một cách hợp lý, tránh hình thành dạng phá hoại hoặc mất ổn định nguy hiểm có thể được thực hiện thông qua sự kiểm soát cơ chế hình thành khớp dẻo một cách hợp lý bằng các phân tích phi tuyến. Phân tích phi tuyến cũng cho phép đánh giá kiểm chứng sự hợp lý của hệ số ứng xử sử dụng trong phân tích sơ bộ ban đầu theo tiêu chuẩn.
- 2) Luận án đã xây dựng các bước thiết kế kháng chấn cho nhà cao tầng bằng bê tông cốt thép theo phương pháp thiết kế dựa theo tính năng, giúp cho việc áp dụng phương pháp này được thuận tiện hơn trong thực hành thiết kế tại Việt Nam.
- 3) Bằng nghiên cứu tổng quan về lý thuyết và tính toán cụ thể cho thấy, phổ phản ứng gia tốc, phổ phản ứng chuyển vị theo tiêu chuẩn TCVN 9386:2012 với việc sử dụng chu kỳ góc tại  $2s$ , chưa thực sự phù hợp khi sử dụng để lựa chọn giản đồ gia tốc trong phân tích phi tuyến theo lịch sử thời gian hoặc sử dụng để xác định chuyển vị mục tiêu theo phương pháp phân tích tĩnh phi tuyến đối với công trình cao tầng. Kiến nghị có thể sử dụng phổ phản ứng gia tốc hoặc chuyển vị theo tiêu chuẩn ASCE 7 để thay thế.
- 4) Khi tạo giản đồ gia tốc nhân tạo trong phân tích phi tuyến theo lịch sử thời gian, cần xem xét hiệu ứng khuếch đại từ đá sang đất nền theo điều kiện địa chất khu vực xây dựng.
- 5) Xây dựng được chương trình xác định chuyển vị mục tiêu và tính toán hệ số ứng xử của công trình từ đường cong khả năng có được từ kết quả phân tích tĩnh phi tuyến.
- 6) Cần điều chỉnh độ cứng dầm cứng phù hợp sao cho vừa đảm bảo yêu cầu khống chế chuyển vị tổng thể, đồng thời hạn chế sự biến thiên đột ngột của nội lực khu vực dầm cứng ở mức độ hợp lý, nhằm tối ưu thiết kế cấu kiện ở khu vực này.
- 7) Tiến hành nghiên cứu thực nghiệm sự làm việc của nút liên kết cột – dầm cứng thông qua 02 mẫu thí nghiệm. Từ kết quả thí nghiệm, một số nhận xét đã được đưa ra đối với thực hành thiết kế dạng kết cấu này như sau:
  - a. có thể sử dụng mô hình đàn dẻo hai đoạn thẳng để mô hình hóa nút liên kết cột biên-dầm cứng trong phân tích phi tuyến;

- b. thiết kế nút liên kết cột - dầm cứng sao cho dư khả năng chịu cắt và đáp ứng độ dẻo kỳ vọng. Việc này có thể được thực hiện tốt bằng phân tích phi tuyến nhằm khống chế cường độ mẫu ở mức hợp lý, duy trì lực cắt tại và đảm bảo độ dẻo (đồng thời với việc thỏa mãn yêu cầu biến dạng tổng thể) theo mong muốn.
- c. không nên thiết kế cột tại khu vực lân cận tầng cứng có tỉ số lực dọc lớn nhằm tránh suy giảm sớm cường độ khi chịu động đất mạnh.
- d. khi thiết kế chi tiết nút liên kết này cần lưu ý khoảng cách cốt đai để đảm bảo ổn định thép dọc, tránh suy giảm cường độ của liên kết. Đặc biệt là cốt đai đầu cột ở vùng đi vào dầm cứng.

## **II. Đề xuất hướng nghiên cứu tiếp theo**

- 1) Việc nghiên cứu ứng xử của công trình có tầng cứng chịu tải trọng động đất bằng phương pháp phi tuyến sử dụng mô hình không gian sẽ mang lại nhiều kết quả và đánh giá được tổng thể sự làm việc của công trình chịu động đất theo nhiều tiêu chí giúp cho việc đánh giá ảnh hưởng của động đất đầy đủ hơn.
- 2) Cần có những nghiên cứu sâu hơn về các dạng tầng cứng cũng như loại vật liệu như kết cấu thép, kết cấu composite...
- 3) Các thí nghiệm của kết cấu xung quanh tầng cứng với tỉ lệ mô hình lớn nên được thực hiện nhằm kiểm chứng sự làm việc của các cấu kiện kết cấu này bằng lý thuyết.
- 4) Thí nghiệm tổng thể nhà cao tầng có tầng cứng trên bàn rung là một trong những sự lựa chọn tốt cho việc kiểm chứng và đánh giá sự làm việc của dạng kết cấu này.



## DANH MỤC CÁC CÔNG TRÌNH KHOA HỌC ĐÃ CÔNG BỐ

1. Nguyễn Hồng Hải. Phân tích khung bê tông cốt thép bằng phương pháp đẩy cưỡng bức. Báo cáo tại Hội nghị khoa học lần thứ 8, tháng 7 năm 2003 tại Hà Nội
2. Nguyễn Hồng Hải, Nguyễn Tiến Chương, Nguyễn Văn Hùng. Kiểm tra biến dạng kết cấu nhịp lớn. Một báo cáo tại Hội nghị sự cố và hư hỏng công trình lần thứ 3 tại Hà Nội, Việt Nam, 2003.
3. Nguyễn Hồng Hải, Nguyễn Tiến Chương, Dương Đình Hân. Những sai sót thường gặp trong tính toán và thiết kế kết cấu. Báo cáo tại Hội nghị sự cố và hư hỏng công trình lần thứ 3 tại Hà Nội, Việt Nam, 2005.
4. Nguyễn Hồng Hải, Nguyễn Xuân Chính. Tầng cứng trong nhà cao tầng. Tạp chí Viện KHCN XD 6-2012.
5. Nguyễn Hồng Hải, Nguyễn Xuân Chính. Tối ưu hóa vị trí tầng cứng. Một báo cáo tại Hội nghị Cơ học vật rắn biến dạng 1-2013.
6. Nguyễn Hồng Hải, Nguyễn Xuân Chính, Vũ Xuân Thương. Phương pháp thiết kế kháng chấn dựa theo tính năng cho nhà cao tầng. Tạp chí Viện KHCN XD 3+4-2013.
7. Nguyễn Hồng Hải, Nguyễn Xuân Chính, Vũ Xuân Thương. Lựa chọn phổ phản ứng chuyển vị trong phân tích ứng xử của nhà cao tầng chịu động đất ở Việt Nam bằng phương pháp tính phi tuyến. Tạp chí Viện KHCN XD 12-2014.
8. Nguyễn Mạnh Cường, Đỗ Hoàng Lâm, Nguyễn Hồng Hải, Đặng Sỹ Lân. Tính toán tải trọng gió lên hệ mặt dựng kính theo Tiêu chuẩn Việt Nam, Hoa Kỳ và Châu Âu. Tạp chí Viện KHCN XD 12-2014.
9. Nguyễn Hồng Hải, Đỗ Tiến Thịnh, Nguyễn Hồng Hải, Vũ Xuân Thương. Nghiên cứu ứng xử của nút liên kết cột – dầm cứng chịu tải trọng động đất thông qua thí nghiệm mô hình. Tạp chí Khoa học và Kỹ thuật số 159(2-2015) – Học Viện KTQS (dự kiến đăng).

## TÀI LIỆU THAM KHẢO

1. Recommendations for the Seismic Design of High-rise Buildings, Council on Tall Buildings and Urban Habitat, 2008.
2. Guidelines for Seismic Design of Tall Buildings, Pacific Earthquake Engineering Research Center, 2010.
3. Outrigger Design for High-Rise Buildings, Council on Tall Buildings and Urban Habitat, 2012.
4. FEMA 356, 2000, “Prestandard and Commentary on the Seismic Rehabilitation of Buildings,” Federal Emergency Management Agency.
5. ASCE 41-06: Seismic Rehabilitation of Existing Buildings. American Society of Civil Engineers, 2006.
6. FEMA 273, 1997, NEHRP guidelines for seismic rehabilitation of buildings. Federal Emergency Management Agency.
7. FEMA 274, 1997, NEHRP commentary on the guidelines for seismic rehabilitation of buildings. Federal Emergency Management Agency.
8. Ali, M. M. and Kyoung Sun Moon (2007) Structural developments in tall buildings: current trends and future prospects, Invited review paper, Architectural Science Review, University of Sydney, Australia, Vol. 50.3, pp 205-223.
9. Thornton Tomasetti (2011) Tall and super tall, [www.ThorntonTomasetti.com](http://www.ThorntonTomasetti.com) – Project examples and overview.
10. Fawzia, S., and Fatima, T. (2010) Deflection control in composite building by using belt truss and outrigger system, Proc. of the 2010 World Academy of Science, Engineering and Technology, pp. 25-27, August, Singapore.
11. Fawzia, S., Nasir, A. and Fatima, T. (2011) Study of the effectiveness of outrigger system for high-rise composite buildings for cyclonic region, World Academy of Science, Engineering and Technology, V. 60, 937-945.
12. Michael Schmidt and Ekkehard Fehling (2004) Ultra-High-Performance Concrete: Research, Development and Application in Europe.
13. Lee Jae Hong, Bang, M. and Kim, J. Y. (2008) An analytical model for high-rise wall-frame structures with outriggers, The structural design of tall and special buildings, John Wiley & Sons, Ltd., UK, V. 17, pp. 839-851.
14. Stafford Smith, B. and Coull, A. (1991) Tall building structures: Analysis and design, Wiley, New York.
15. Bungales. Taranath Ph .D., S.E. Wind and Earthquake Resistant Buildings – Structural analysis and Design

16. Taranath, B. S. (2010) Reinforced concrete design of tall buildings, Taylor and Francis group, CRS Press, New York, USA, 921 p.
17. FEMA 349, 2000, Action Plan for Performance Based Seismic Design. Federal Emergency Management Agency.
18. UBC, 1997, Uniform Building Code, Vol. 2, International Council of Building Officials.
19. ASCE 7-05. Minimum Design Load for Buildings and Other Structures. American Society of Civil Engineers, 2005.
20. ASCE 7-10. Minimum Design Load for Buildings and Other Structures. American Society of Civil Engineers, 2010.
21. TCVN 9386-1:2012, Thiết kế công trình chịu động đất. Phần 1: Quy định chung, tác động động đất và quy định đối với kết cấu nhà. Nhà xuất bản xây dựng.
22. Comite Europeen de Normalisation (2004) Eurocode 8: Design of Structures for Earthquake Resistance. Part 1: General Rules, Seismic Actions and Rules for Building.
23. GB 50011-2010. Code for Seismic Design of Buildings. Ministry of Housing and Urban-Rural Development of People's Republic of China.
24. IBC, 2006, International Building Code, International Code Council.
25. FEMA 445 ,2006, Next-generation performance-based seismic design guidelines program plan for new and existing buildings. Applied Techlogy Council & Federal Emergency Management Agency.
26. Dennis C.K. Poon, Ling-en Hsiao, Yi Zhu, Steve Zuo, Guoyong Fu. Structural Analysis and Design Challenges of the Shanghai Center. 2010 Structures Congress, ASCE.
27. Charles M. Besjak, Brian J. McElhatten, Preetam Biswas. Performance-based Evaluation for the 450m Nanjing Greenland Financial Center Main Tower. 2010 Structures Congress, ASCE.
28. Dennis C.K. Poon, Ling-en Hsiao, Yi Zhu, Steven Pacitto, Steve ZuoTorsten Gottlebe, Rohit Srikonda. Performance-based Seismic Evaluation of Ping An International Finance Center, Structures Congress 2011, ASCE.
29. Báo cáo nghiên cứu công nghệ xây dựng nhà cao tầng - Viện KHCN Xây dựng thực hiện 1993 ÷ 1995.
30. Biên soạn tiêu chuẩn thiết kế công trình trong vùng có động đất - Viện KHCN Xây dựng thực hiện 1998 ÷ 2000.
31. Nghiên cứu các giải pháp thiết kế kháng chấn - Viện KHCN Xây dựng thực hiện 2000 ÷ 2002.
32. Nghiên cứu các cấu tạo kháng chấn - Trường đại học Xây dựng thực hiện 2000 ÷ 2002.

33. Nhiệm vụ hợp tác quốc tế theo Nghị định thư với Bulgaria “Nghiên cứu thiết kế kết cấu nhà cao tầng BTCT trong vùng có động đất” năm 2007 - 2008.
34. Nguyễn Tất Tâm. Tính toán kết cấu nhà cao tầng bê tông cốt thép có tầng cứng chịu tác động của động đất theo TCXDVN 375-2006. Luận văn thạc sĩ, trường Đại học Kiến trúc Hà Nội, 2010;
35. Lục Thiên Bình. Nghiên cứu ứng dụng Outrigger ảo trong kết cấu nhà nhiều tầng. Luận văn thạc sĩ, trường Đại học Xây dựng, năm 2011;
36. Nguyễn Văn Thanh. Thiết kế lõi cứng bê tông cốt thép trong kết cấu nhà cao tầng có tầng cứng. Luận văn thạc sĩ, trường Đại học Kiến trúc Hà Nội, 2014;
37. Nguyễn Thế Đệ. Nghiên cứu hợp lý hóa phản ứng của kết cấu nhà cao tầng chịu tải trọng động đất ở khu vực Hà Nội. Luận án tiến sĩ kỹ thuật, Viện Khoa học Công nghệ Xây dựng, năm 2003;
38. Võ Thanh Lương. Tính toán động lực học nhà cao tầng dạng kết cấu thanh chịu tác dụng động đất có kể đến tính dẻo của vật liệu. Luận án tiến sĩ kỹ thuật, Học viện kỹ thuật Quân sự, năm 2006;
39. Nguyễn Quốc Hùng. Phân tích khung thép phẳng có xét đến độ mềm của liên kết, chịu tải trọng ngang thay đổi lặp có chu kỳ. Luận án tiến sĩ kỹ thuật, Viện Khoa học Công nghệ Xây dựng, năm 2010;
40. Lê Trung Phong. Hệ số ứng xử của kết cấu bê tông cốt thép dầm trong tính toán tác động động đất lên công trình xây dựng. Luận án tiến sĩ kỹ thuật, Viện Khoa học Công nghệ Xây dựng, năm 2010;
41. Trần Chung, Võ Văn Thảo, Lê Minh Long, Đỗ Tiến Thịnh, Trần Ngọc Cường, Ngô Mạnh Toàn. Thí nghiệm mối nối nhà công nghiệp hóa chịu tải trọng động đất (Phần 1). Tạp chí Viện KH-CN XD 1-2012;
42. Trần Chung, Võ Văn Thảo, Lê Minh Long, Đỗ Tiến Thịnh, Trần Ngọc Cường, Nguyễn Trung Kiên. Thí nghiệm mối nối nhà công nghiệp hóa chịu tải trọng động đất (Phần 2). Tạp chí Viện KH-CN XD 2-2012;
43. Trần Chung, Võ Văn Thảo, Lê Minh Long, Đỗ Tiến Thịnh, Ngô Mạnh Toàn, Trần Ngọc Cường, Nguyễn Trung Kiên. Thí nghiệm mối nối nhà công nghiệp hóa chịu tải trọng động đất (Phần 3). Tạp chí Viện KH-CN XD 3-2012;
44. Athol J. Carr, Ruaumoko – Volume 1: Theory. Department of Civil Engineering, University of Canterbury, Christchurch, New Zealand, 2007.
45. Athol J. Carr, Ruaumoko – Volume 2: User Manual for the 2-Dimensional Version. Department of Civil Engineering, University of Canterbury, Christchurch, New Zealand, 2007.

46. SEAOC. Performance-Based Seismic Engineering of Buildings. Vision 2000 Committee. Structural Engineers Association of California, 1995.
47. ATC 40. Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings. Applied Technology Council, 1996.
48. LATBSDC (2005) An Alternative Procedure for Seismic Analysis and Design of Tall Buildings located in the Los Angeles Region.
49. AB-083: Requirements and Guidelines for the Seismic Design and Review of New Tall Buildings using Non-Prescriptive Seismic-Design Procedures, SEAONC, 2007.
50. LATBSDC 2008: An alternative procedure for seismic analysis and design of tall buildings located in the Los Angeles region (2005 Edition), LA, 2008.
51. PEER (2010) Guidelines for Performance-Based Seismic Design of Tall Buildings
52. Martino, R. and Kingsley, E. S. G. (2004) Nonlinear Pushover Analysis of RC Structures.
53. Moehle, J. P. (2006) Seismic analysis, design, and review for tall buildings. The structural design of tall and special buildings, 15, 495-513.
54. Grierson, D. E. (2006) Optimal performance-based seismic design using modal pushover analysis. Journal of Earthquake Engineering, 10, 73-96.
55. Taranath B S. Optimum belt struss location for high-rise structures. Structure Engineer, 1975, 53 (8): 18-21;
56. S Smith, B Salim I. Parameter study of outrigger braced tall building structures. Journal of Structural Engineering, 1981,107(T10) :2001-2014.
57. Coull A.Otto Lau W H. Analysis of multi-outrigger- braced structures. Journal of Structural Engineering, 1987,10.
58. Hoenderkamp J C D, Barkker M C M. Analysis of high-rise braced frames with outriggers. The Structural Design of Tall and Special Buildings,2003, 12:335-350.
59. Hoenderkamp J C D. Second outrigger at optimum location on high-rise shear wall. The Structural Design of Tall and Special Buildings, 2008, 17; 619-634.
60. Wu J R, Li Q S. Structural performance of multi- outrigger-braced tall buildings. The Structural Design of Tall and Special Building, 2003,12:155-176.
61. Su Y. Research for the mechanics behaviour of frame- core structure with strengthened story. Wuhan Huazhong University of Science and Technology, 2009.
62. Chen Y. Research on free vibration and seismic behavior of frame-core tube structures with outriggers. Changsha; Hunan University,2008.
63. Zhang J. Influence of Strengthened Story on the Mechanics Behavior of Frame-Core Wall Structure. Wuhan: Huazhong University of Science and Technology, 2007.

64. Tong G S, Weng Y. Buckling of top-outrigger braced frame-tube structures and the amplification factors for displacement and moment. *Engineering Mechanics*, 2008,25(3): 132-138.
65. JGJ 3-2010 Technical specification for concrete structures of tall building
66. N. Herath, N. Haritos, T. Ngo & P. Mendis. Behaviour of Outrigger Beams in High rise Buildings under. Australian Earthquake Engineering Society 2009 Conference;
67. Priestly M.J.N, Calvi G.M, Kowalsky M.J. *Displacement-Based Seismic Design of Structures*. IUSS Press, Pavia, Italy, 2007.
68. Adrian M. Chandler, Nelson T.K. Lam. Performance-based design in earthquake engineering: a multi disciplinary review. *Engineering Structures* 23 (2001) 1525–1543.
69. N. X. Liu, X. Zhao, H. H. Sun, Y. M. Zheng, J. M. Ding. Structural Performance Assessment and Control of Super Tall Buildings During Construction. The Twelfth East Asia-Pacific Conference on Structural Engineering and Construction. *Procedia Engineering* 14 (2011) 2503–2510.
70. CECS 160 (2004) General Rule for Performance Based Seismic Design of Building. Ministry of Housing and Urban-Rural Development of People’s Republic of China.
71. Peter Fajfar. A Nonlinear Analysis Method for Performance Based Seismic Design. *Earthquake Spectra*, Vol.16, No.3, pp.573-592, 2000.
72. Mehmed Causevic, Sasa Mitrovic. Comparison between non-linear dynamic and static seismic analysis of structures according to European and US provisions. *Bulletin of Earthquake Engineering*, Volume 9, Issue 2, pp 467-489, April 2011.
73. Herath Nilupa. Behaviour of outrigger braced tall buildings subjected to earthquake loads, PhD thesis, Dept. of Infrastructure Engineering, The University of Melbourne, 2011.
74. Xia, J. , Poon, D. and Douglas Mass (2010) Case study: Shanghai tower, *CTBUH Journal*, pp. 12-18.
75. Mendis, P. and Tuan Ngo (2008) Design of tall buildings – recent changes, Australasian Structural Engineering Conference (ASEC), June, Melbourne, Australia, pp. 26-27.
76. Ngo, D. T., Nguyen, D. M. and Nguyen, D. B. (2008) A review of the current Vietnamese Earthquake design code, *Electronic Journal of Structural Engineering Special issue: Earthquake engineering in the low and moderate seismic regions of Southeast Asia and Australia*.
77. Nguyen, D. M., Nguyen, D. B., Nguyen, X. C., Nikolov, A., Bonev, Z. and Belev, B. (2007) The new Vietnamese design Code TCXDVN 375:2006 and possibilities of using advanced methods in seismic analysis of tall buildings, *Proc. of the 65-th anniversary of UACG*, Sofia, Bulgaria.

78. Baker, W. F., Korista, D. S. and Novak, L. C. (2007) Burj Dubai: Engineering the World's tallest building, *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, V. 16, pp. 361-375.
79. Honderkamp, J. C. D. (2004) Shear wall with outrigger trusses on wall and column foundations, *Structural design of tall buildings*, V. 12, pp. 73-87.
80. Wu, J. R. and Li, Q. S. (2003) Structural performance of multi-outrigger-brace tall buildings, *Struct. Design Tall. Spec. Vuild.* V. 12, pp. 155-176.
81. Hoenderkamp, J. C. D. and Backer, M. C. M. (2003) Analysis of high-rise braced frames with outriggers, *Structural design of tall buildings*, V. 12, pp. 335-350.
82. SEAOC (1999) Recommended Lateral Force Requirements and Commentary, 7th Edition, Appendices G and I. ed.
83. Rob J. Smith and Michael R. Willford - Arup, London, UK (2007) The Damped outrigger concept for tall buildings.
84. Nguyễn Lê Ninh. Quan niệm mới trong thiết kế công trình chịu động đất và tiêu chuẩn TCXDVN 375:2006. Tạp chí xây dựng Viện KHCN XD, 2010.
85. Gregory G. Deierlein, Andrei M. Reinhorn and Michael R. Willford (2010). *Nonlinear Structural Analysis For Seismic Design - A Guide for Practicing Engineers*.
86. Lam, N.T.K., Wilson, J.L., Chandler, A.M. and Hutchinson, G.L. (2000a). "Response Spectral Attenuation Relationships for Rock Sites Derived from The Component Attenuation Model", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 29.
87. Lam, N.T.K., Wilson, J.L., Chandler, A.M. and Hutchinson, G.L. (2000b), "Response Spectrum Modelling for Rock Sites in Low and Moderate Seismicity Regions Combining Velocity, Displacement and Acceleration Predictions", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 29.
88. Boore, D.M. & Joyner, W.B. (1997), "Site Amplifications for Generic Rock Sites", *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol.87(2), 327-341.
89. Idriss, I.M. and Sun, J.I. (1992). *User Manual for SHAKE91*, Center for Geotechnical Modelling, Dept. of Civil & Environ. Eng., University of California, Davis, California.
90. Mohammad Fardipour. *Seismic Performance of Limited-Ductile RC Columns in Moderate Seismicity Regions* (2012).
91. Fajfar, P. and Krawinkler, H., editor, 1997, *Seismic design methodologies for next generation of codes*, Balkema, Rotterdam.
92. G.G. Penelis, V.K. Papanikolaou. *Nonlinear Analysis of a 16-Storey R/C Building Designed According to EC2 & EC8*. 14th European Conference on Earthquake Engineering, August 30 – September 3, 2010.

93. Hideki Kimura, Tadao Ueda, Kazuo Ohtake, Atsushi Kambayashi. Structural Design of 80-Story RC High-rise using 200 Mpa Ultra-High-Strength Concrete. *Journal of Advanced Concrete Technology* Vol.5, No. 2, 181-191, June 2007.
94. Jiang Jun, You Bing, Hu Ming, Hao Jiping, Li Yangcheng. Seismic Design of a Super High-rise Hybrid Structure. *The 14th World Conference on Earthquake Engineering*, October 12-17, 2008, Beijing, China.
95. Mehdi Poursha, Faramarz Khoshnoudian, A.S. Moghadam. A Breakthrough In Estimating the Seismic Demands of Tall Buildings. *The 14th World Conference on Earthquake Engineering*, October 12-17, 2008, Beijing, China.
96. Chen Xiping, Zhang Liqiong, Xue Yujing. Pushover Analysis on Super High-rise Building. *Journal of Jiangnan University (Natural Science Edition)*, Vol. 10, No. 6, Dec 2011.
97. M. Fardis, E. Carvalho et al. *Designers' Guide to EN 1998-1 and EN 1998-5, Eurocode 8: Design of Structures for Earthquake Resistance*. Thomas Telford Press, 2005.
98. Nguyễn Đại Minh, Nguyễn Trung Nghi, Nguyễn Quỳnh Hoa. Tính toán nhà cao tầng chịu động đất ở Việt Nam theo ASCE 7-05. *Tuyển tập báo cáo hội nghị khoa học kỷ niệm 50 năm ngày thành lập Viện Khoa học Công nghệ Xây dựng*, Tập 3, trang 269-277.
99. Bommer, Julian J., and Elnashai, Amr S. 1999. Displacement Spectra for Seismic Design. *Journal of Earthquake Engineering*, 3 (1):1-32.
100. Tolis, Stavros V., and Faccioli, Ezio. 1999. Displacement Design Spectra. *Journal of Earthquake Engineering*, 3 (1):107 - 125.
101. Julian J. Bommer, Rui Pinho. Adapting earthquake actions in Eurocode 8 for performance-based seismic design. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 2006, 35:39-55.
102. Ezio Faccioli, Roberto Paolucci, Julien Rey. Displacement Spectra for Long Periods. *Earthquake Spectra*, Volume 20, No. 2, pages 347–376, May 2004.
103. Sinan Akkar, Julian J. Bommer. Prediction of elastic displacement response spectra in Europe and the Middle East. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 2007, 36:1275-1301.
104. NEHRP recommended provisions for seismic regulations for new buildings and other structures, 2003 Edition, Part 1—Provisions, Part 2—Commentary. Report FEMA 450, Building Seismic Safety Council, Washington, DC, 2004.
105. ICSECM 2011 - Kandy - Sri Lanka - (15th to 17th December 2011), A comparative study of design seismic hazard in major national codes.
106. Pham Tuan Hiep. *Seismic Design Considerations for Tall Buildings*. Master thesis in Earthquake Engineering & Engineering Seismology, IUSS.



107. Chopra. Dynamics of Structures, New Jercey, Pearson Prentice Hall, 2000.
108. Bentz E.C. Sectional Analysis of Reinforced Concrete - PhD Thesis. University of Toronto (2000).
109. ACI 318. Building code requirements for structural concrete and commentary. ACI Committee 318, 2005.
110. ANSYS Academic Version, I. Ansys Academic Version, 2010.
111. Bing Li, Tso-Chien Pan, & Cao Thanh Ngoc Tran. (2009). Effects of Axial Compression Load and Eccentricity on Seismic Behavior of Nonseismically Detailed Interior Beam-Wide Column Joints. ASCE.
112. Buckingham E. On Physically Similar Systems. Phys. Rev., London, 1914.
113. Chen Yue, Lu Xilin, Lu Wensheng, & Zhou Ying. Test design of a shaking table model for a super tall-building with high level transfer story. 14th World Conference on Earthquake Engineering, 2008.
114. Từ Bồi Phúc. Thiết kế nhà cao tầng có kết cấu phức tạp. Nhà xuất bản công nghiệp xây dựng Trung Quốc, 2005.
115. Nie Jianguo, Ding Ran. Experimental research on seismic performance of K-style steel outrigger truss to concrete core tube wall joints. ASCE Structures Congress 2013.
116. Derecho, A.T., Iqbal, M., Fintel, M., & Corley. Loading History for Use of Quasi-static Simulated Loading Test. RC Structures Subjected to Wind and Earthquake Forces. ACI Special Publication SP-63, 1980.
117. H.G. Harris, & G.M. Sabnis. Structural Modeling and Experimental Techniques, 2nd edition. CRC Press, 1999.
118. J. Donea, & P.M. Jones. Experimental and Numerical Methods in Earthquake Engineering. Kluwer Academic Publishers, 1991.
119. J. Donea, P. J. Experimental and Numerical Methods in Earthquake Engineering. Kluwer Academic Publishers, 1991.
120. Krawinkler H. Cyclic Loading Histories for Seismic Experimentation on Structural Components. Earthquake Spectra, 1996.
121. L.N. Lowes, & J.P. Moehle. Seismic Behavior and Retrofit of Older Reinforced Concrete Bridge T-Joints. Earthquake Engineering Research Center, 1995.
122. Laura N. Lowes, Dawn E. Lehman, Anna C. Birely, Daniel A. Kuchma, Christopher R. Hart, & Kenneth P. Marley. Behavior, Analysis, and Design of Complex Wall Systems. NEESR, 2010.
123. Park R. Ductility evaluation from laboratory and analytical testing. Proceedings of the 9th world conference on earthquake engineering Vol. III, 1998.

124. Paulay, T., & Priestley, M. N. J. *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*. John Wiley & Sons, Inc., New York, 1992.
125. Rai, D.C. *Slow Cyclic Testing for Evaluation of Seismic Performance of Structural Components*. *Journal of Earthquake Technology*, 2001.
126. Rodrigues H., Arêde A., Varum H., & Costa A.G. *Experimental evaluation of rectangular reinforced concrete column behaviour under biaxial cyclic loading*. *Earthquake Engineering Structures*, 2013.
127. Rodrigues, H., Varum, H., & Arêd, A. *A comparative analysis of energy dissipation and equivalent viscous damping of RC columns subjected to uniaxial and biaxial loading*. ELSEVIER, 2012.
128. spColumn v4.50. *Computer program for the Strength Design of Reinforced Concrete Sections*. STRUCTUREPOINT, LLC, 2009.
129. TCVN 5574:2012. (2012). *Kết cấu bê tông và bê tông cốt thép - Tiêu chuẩn thiết kế*. Bộ Khoa học và Công nghệ.
130. W. Phillip Yen, J.J. Shen, & J.O. Fallon. *Development of National Guidelines for Seismic Performance Testing*.
131. Wilby, G.K., Park, R., & Carr, A.J. *Static and Dynamic Loading Tests on Two Small Three-Dimensional Muffistory Reinforced Concrete Frames*. *Dynamic Modelling of Concrete Structures ACI SP-73*, 1982.
132. Zia, P., White, R.N., & VanHorn, D.A. *Principles of model analysis*. *Models for Concrete Structures ACI*, 1970.