การเคลื่อนที่เป้าหมายที่จุดยอดสำหรับโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กที่ปราศจากความเหนียว

ชานนท์ กวางเจริญ

วิทยานิพนธ์นี้เป็นส่วนหนึ่งของการศึกษาตามหลักสูตรวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต

สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา

คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยบูรพา

พฤศจิกายน 2559

ลิขสิทธิ์เป็นของมหาวิทยาลัยบูรพา

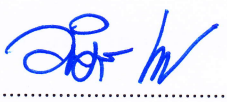
คณะกรรมการควบคุมวิทยานิพนธ์และคณะกรรมการสอบวิทยานิพนธ์ ได้พิจารณาวิทยานิพนธ์ของ ชานนท์ กวางเจริญ ฉบับนี้แล้ว เห็นสมควรรับเป็นส่วนหนึ่งของการศึกษาตามหลักสูตรวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา ของมหาวิทยาลัยบูรพาได้

คณะกรรมการควบคุมวิทยานิพนธ์

..... อาจารย์ที่ปรึกษาหลัก

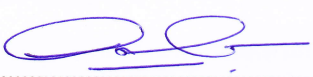
(ดร. อมรชัย ใจยงค์)

คณะกรรมการสอบวิทยานิพนธ์



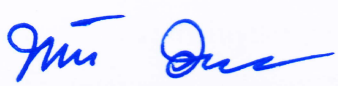
..... ประธาน

(ดร. วิชัยรัตน์ แก้วเจือ)



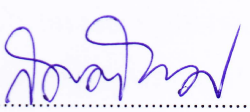
..... กรรมการ

(ดร. อมรชัย ใจยงค์)



..... กรรมการ

(ดร. พัทรพงษ์ อาสนจินดา)



..... กรรมการ

(รองศาสตราจารย์ ดร. กิตติพงศ์ บุญโล่ง)

คณะวิศวกรรมศาสตร์อนุมัติให้รับวิทยานิพนธ์ฉบับนี้เป็นส่วนหนึ่งของการศึกษาตามหลักสูตรวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา ของมหาวิทยาลัยบูรพา

..... คณบดีคณะวิศวกรรมศาสตร์

(ดร. อาณัติ ดีพัฒนา)

วันที่ 14 เดือน พฤศจิกายน พ.ศ. 2559

55910299: สาขาวิชา: วิศวกรรมโยธา; วศ.ม. (วิศวกรรมโยธา)
คำสำคัญ: การเคลื่อนที่เป้าหมายที่จุดยอด/ การวิเคราะห์ด้วยวิธีการผลักแบบวัฏจักร/ กำลังต้านทานแผ่นดินไหว

ชานนท์ กวางเจริญ: การเคลื่อนที่เป้าหมายที่จุดยอดสำหรับโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กที่ปราศจากความเหนียว (TARGET ROOF DISPLACEMENT FOR NON-DUCTILE REINFORCED-CONCRETE STRUCTURE) คณะกรรมการควบคุมวิทยานิพนธ์: อมรชัย ใจยงค์, Ph.D., 99 หน้า. ปี พ.ศ. 2559.

ในอดีตงานวิจัยต่าง ๆ ได้มีการศึกษาผลตอบสนองของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กเนื่องจากแรงแผ่นดินไหวไว้มากมาย โดยส่วนใหญ่จะใช้วิธีวิเคราะห์แรงสถิตไม่เชิงเส้น ซึ่งวิธีนี้เป็นวิธีที่นิยมใช้กันอย่างแพร่หลาย เนื่องจากเป็นวิธีที่ง่ายกว่าวิธีประวัติเวลาไม่เชิงเส้น และงานวิจัยเหล่านี้ได้มีการศึกษาแบบจำลองชิ้นส่วนของโครงสร้างโดยพิจารณาความเสียหายเนื่องจากแรงดัดเป็นส่วนใหญ่ แต่ในความเป็นจริงแล้วอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กเมื่อถูกแรงแผ่นดินไหวมากระทำกับชิ้นส่วนของอาคารอาจเกิดความเสียหายเนื่องจากแรงเฉือนด้วย ดังนั้นเพื่อให้ผลตอบสนองของอาคารที่เกิดจากแรงแผ่นดินไหวมีความถูกต้องมากยิ่งขึ้น งานวิจัยนี้จึงได้ทำการศึกษาการเคลื่อนที่เป้าหมายที่จุดยอดสำหรับโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กที่ปราศจากความเหนียว โดยพิจารณาความเสียหายเนื่องจากแรงดัดและแรงเฉือนเป็นหลัก อีกทั้งเพื่อให้พฤติกรรมของโครงสร้างอาคารสอดคล้องกับพฤติกรรมของโครงสร้างภายใต้แรงแผ่นดินไหว จึงได้คำนึงถึงผลการเสื่อมถอยของสติฟเนส และการเสื่อมถอยของกำลังด้วย งานวิจัยนี้ได้ใช้วิธีวิเคราะห์แรงสถิตไม่เชิงเส้นในรูปแบบแรงกระทำด้านข้างแบบแยกโหมดด้วยวิธีการผลักอาคารแบบวัฏจักร โดยใช้ระบบขั้นเสรีเดียวเทียบเท่า ที่คำนึงถึงผลการเสื่อมถอย จากนั้นทำการเปรียบเทียบผลตอบสนองในรูปของอัตราส่วนที่ได้จากวิธีที่นำเสนอเปรียบเทียบกับวิธีประวัติเวลาไม่เชิงเส้น อาคารที่ใช้ในการศึกษานี้เป็นโครงข้อแข็งที่มีความสูง 3, 6, 9 และ 12 ชั้น ที่ใช้คลื่นแผ่นดินไหวจำนวน 20 คลื่น มากระทำกับโครงสร้างอาคาร จากผลการศึกษาพบว่าโครงข้อแข็งที่มีความสูง 3, 6, 9 และ 12 ชั้น ที่มีระดับความรุนแรงคลื่นเท่ากับ 0.21 g เมื่อทำการวิเคราะห์ออกมาแล้วจะมีความคลาดเคลื่อนเท่ากับ 1.048, 0.884, 0.971 และ 1.053 ตามลำดับ และมีค่าการกระจายตัวเท่ากับ 0.135, 0.353, 0.313 และ 0.391 ตามลำดับ โดยจะพบว่าสำหรับกรณีโครงข้อแข็ง 3 ชั้น ค่าความคลาดเคลื่อนหรือค่าการกระจายตัวยังน้อยอยู่ เมื่อเทียบกับโครงข้อแข็งที่มีความสูง 6, 9 และ 12 ชั้น กลับพบว่าค่าความคลาดเคลื่อนและค่าการกระจายตัวเพิ่มขึ้น เหตุผลเนื่องจากว่าอาคารยิ่งสูงขึ้นแนวโน้มหรือค่าความคลาดเคลื่อนจะมากขึ้น ผลของ Higher mode มันจะมีสัดส่วนที่มากขึ้น ซึ่งทำให้ผลการวิเคราะห์แรงกระทำด้านข้างแบบแยกโหมดด้วยวิธีการผลักอาคารแบบวัฏจักรนั้นมีความคลาดเคลื่อนสะสมนั่นเอง

55910299: MAJOR: CIVIL ENGINEERING; M. Eng. (CIVIL ENGINEERING)
KEYWORDS: TARGET ROOF DISPLACEMENT/ CYCLIC PUSHOVER ANALYSIS/ SEISMIC DEMAND

CHANON KWANGJALEARN: TARGET ROOF DISPLACEMENT FOR NON-DUCTILE REINFORCED-CONCRETE STRUCTURE. ADVISORY COMMITTEE: AMORNCHAI JAIYONG, Ph.D. 99 P. 2016.

In the past, the researches related to earthquake response analysis have been conducted. Nonlinear Static Analysis (NSA) was extensively used due to its simplicity compared to Nonlinear Response History Analysis (NL-RHA). Most of these researches studied about flexure failure mode of structural models. In fact, the reinforced-concrete buildings could be damaged by shear failure mode. The purpose of this research are to study target roof displacement for non-ductile reinforced-concrete (RC) structure and to evaluate the accuracy of the seismic response to the building. Both flexure and shear failure mode are considered. The relation between the behavior of building structure and the behavior of building under earthquake is derived by the Stiffness and Strength Degradation. This research uses NSA with Cyclic Modal Pushover Analysis (CMPA) by utilizing the degrading equivalent SDF systems. After that, compares response ratio of the floor displacement and the story drift demands by CMPA with NL-RHA. The bias is shown as the ratio of floor displacement and dispersion story drifts are computed by CMPA. The height of generic frames of 3, 6, 9 and 12 floors are not designed for resisting the earthquake. The structures are subjected to ground motions: 20 large-magnitude small-distance (LMSR). The following results have been found the generic frames with heights varying from the height of generic frames of 3, 6, 9 and 12 floors, these ground motions are scaled to intensity level $A(T_1)$ = 0.21g. The bias deteriorates equal to 1.048, 0.884, 0.971 and 1.053 respectively and dispersion equal to 0.135, 0.353, 0.313 and 0.391 respectively. The bias and dispersion in the case of the height of generic frames of 3 floors are smaller than the 6, 9, 12 floors and find that the bias deteriorates as the frame height is increased because of higher modes, which cause cumulative errors from CMPA.

กิตติกรรมประกาศ

การจัดทำวิทยานิพนธ์ในครั้งนี้สามารถสำเร็จลุล่วงไปได้ด้วยดีโดยได้รับความอนุเคราะห์จาก ดร. อมรชัย ใจยงค์ อาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์ และอาจารย์ประจำภาควิชาวิศวกรรมโยธาทุกท่านที่ให้คำปรึกษาคำแนะนำที่เป็นประโยชน์แก่ข้าพเจ้า และขอขอบคุณคณะกรรมการการสอบวิทยานิพนธ์ทุกท่านที่กรุณาให้ความรู้และคำแนะนำที่เป็นประโยชน์ให้กับข้าพเจ้า ทำให้ข้าพเจ้าสามารถทำวิทยานิพนธ์จนเสร็จสมบูรณ์นอกจากนี้ยังมีบุคคลอีกหลายท่านที่ไม่ได้กล่าวถึง ที่มีส่วนช่วยเหลือในวิทยานิพนธ์ครั้งนี้ข้าพเจ้าขอขอบพระคุณเป็นอย่างยิ่ง

คณะผู้วิจัยขอขอบคุณภาควิชาวิศวกรรมโยธา ที่ได้เอื้อเฟื้อสถานที่ทำการทดลอง เครื่องมือ และอุปกรณ์ในการทำวิทยานิพนธ์อีกทั้งขอขอบคุณคณะวิศวกรรมศาสตร์ ที่สนับสนุนทุนวิจัยในครั้งนี้

ชานนท์ กวางเจริญ

สารบัญ

หน้า

บทคัดย่อภาษาไทย……..……...…… ง

บทคัดย่อภาษาอังกฤษ……...……..……... จ

สารบัญ……..…… ฉ

สารบัญตาราง……..……..…… ฌ

สารบัญภาพ……..……...…. ญ

บทที่

1 บทนำ…….…... 1

ปัญหาและที่มาของงานวิจัย……...…….……...….. 1

งานวิจัยในอดีต……..……..…….……..….. 4

วัตถุประสงค์ของงานวิจัย……...……...……..…… 13

ขอบเขตของงานวิจัย……...…….. 13

ประโยชน์ที่คาดว่าจะได้รับ……..…… 13

2 ทฤษฎีที่เกี่ยวข้อง……..…….……... 15

การวิเคราะห์หาผลตอบสนองเชิงเวลา……..……..... 15

การวิเคราะห์โดยใช้แรงกระทำด้านข้างแบบแยกโหมด……... 20

การวิเคราะห์โดยใช้แรงกระทำด้านข้างแบบแยกโหมดที่ถูกปรับปรุง……. 25

การนำเสนอขั้นตอนเพิ่มเติมจากการวิเคราะห์แรงกระทำด้านข้างแบบแยกโหมด
สำหรับโครงสร้างที่คำนึงถึงผลการเสื่อมถอย…….. 26

3 แบบจำลองอาคารตัวอย่าง คลื่นแผ่นดินไหวที่ใช้ในการศึกษา กรณีศึกษาและ…….
การประมวลผลเชิงสถิติ…… 32

บทนำ……... 32

ตัวอย่างอาคารที่ใช้ในการศึกษา……... 32

สารบัญ (ต่อ)

บทที่		หน้า
	แบบจำลองของโครงสร้าง……...……	35
	การสร้างแบบจำลองเสาของ Sezen 2008……...……	44
	คลื่นแผ่นดินไหวที่ใช้ในการศึกษา……..……..	47
	การประมวลผลเชิงสถิติ…….…...	51
4	ผลการวิเคราะห์ค่าการเคลื่อนที่เป้าหมายที่จุดยอดสำหรับโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กที่ปราศจากความเหนียว……..……..	53
	ค่าประมาณการเคลื่อนที่เป้าหมายที่จุดยอดโดยใช้วิธีวิเคราะห์เพื่อหาผลตอบสนองของระบบระดับขั้นความเสรีเดียวที่คำนึงถึงผลของการเสื่อมถอย…….	53
	ค่าความถูกต้องของการเคลื่อนที่เป้าหมายที่จุดยอดสำหรับโครงสร้าง……...….	59
5	ผลการวิเคราะห์อัตราส่วน การกระจายอัตราส่วนของค่าการเคลื่อนที่ที่พื้น ค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นและพฤติกรรมการเกิดหน้าตัดพลาสติกสำหรับโครงข้อแข็งที่คำนึงถึงผลของการเสื่อมถอย…….	62
	พฤติกรรมของโครงข้อแข็งภายใต้แรงแผ่นดินไหว…….	62
	ผลการวิเคราะห์อัตราส่วน การกระจายอัตราส่วนของค่าการเคลื่อนที่ที่พื้นและค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้น……..	62
	พฤติกรรมการเกิดหน้าตัดพลาสติก…….	72
6	สรุปผล……...……...……..	80
บรรณานุกรม……		83
ภาคผนวก…..……		86
	ภาคผนวก ก กราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนที่ฐานกับการเคลื่อนที่ที่ยอดอาคารที่ได้จากการผลักอาคารแบบวัฏจักรของอาคารที่เป็นระบบ MDF เปรียบเทียบกับกราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรง กับ การเคลื่อนที่ได้จากการผลักอาคารแบบวัฏจักรของระบบ Equivalent SDOF สำหรับโครงข้อแข็ง 3, 6, 9 และ 12 ชั้น	87

สารบัญ (ต่อ)

บทที่ หน้า

ภาคผนวก ข ผลตอบสนองค่าการเคลื่อนที่เป้าหมายที่จุดยอด ที่ได้จากการวิเคราะห์ด้วยวิธี MPA สำหรับโครงข้อแข็ง 3, 6, 9 และ 12 ชั้น……..…….. 92

ภาคผนวก ค ขั้นตอนการวิเคราะห์หาค่าการเคลื่อนที่เป้าหมายที่จุดยอดสำหรับโครงข้อแข็ง 97

ประวัติย่อของผู้วิจัย…..…… 99

สารบัญตาราง

ตารางที่ หน้า

2-1 ค่าการผลักให้อาคารเคลื่อนที่ไปในแต่ละรอบของรูปแบบประวัติการเคลื่อนที่ตามวิธี modified-ISO……. 27

3-1 โหมดคาบการสั่นไหวธรรมชาติของโครงข้อแข็ง……. 34

3-2 ค่าการปรับแก้พารามิเตอร์ทั้ง 13 ตัวแปรที่ได้จากโปรแกรม Opensees……. 47

3-3 ข้อมูลคลื่นแผ่นดินไหวกรณีคลื่นที่มีความรุนแรงขนาดใหญ่แต่ไม่ใกล้รอยเลื่อน (Large magnitude small distance record, LMSR) จำนวน 20 คลื่น…….. 49

4-1 ค่าพารามิเตอร์การเสื่อมถอยของสติฟเนส และการเสื่อมถอยของกำลัง สำหรับโครงข้อแข็งสูง 3 ชั้นที่ได้จาการผลักอาคารแบบวัฏจักร…….. 58

สารบัญภาพ

ภาพที่		หน้า
1-1	กราฟความสัมพันธ์ระหว่าง แรงด้านข้าง กับ การเคลื่อนที่ ของชิ้นส่วนตัวอย่างเสาที่ปราศจากความเหนียว……..	9
2-1	รูปร่างโหมดการสั่นไหว 3 โหมดแรก ของอาคารตัวอย่าง 6 ชั้น……..	19
2-2	การกระจายรูปร่างโหมดของแรงแผ่นดินไหวประสิทธิผลสำหรับอาคารตัวอย่าง 6 ชั้น (m = มวลชั้น)……..	19
2-3	(ก) เส้นความสัมพันธ์แรงกระทำด้านข้าง (Pushover curve) และ (ข) เส้นความสัมพันธ์ระหว่างแรงกับการเคลื่อนที่ของระบบขั้นความเสรีเดียวที่มีพฤติกรรมอยู่ในช่วงยืดหยุ่น……..	24
2-4	รูปแบบประวัติการเคลื่อนที่ตามวิธี modified-ISO……	27
2-5	ความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนที่ฐาน และการเคลื่อนตัวที่ยอดอาคารระหว่างการผลักอาคารให้เคลื่อนที่ไปทางเดียวกับการผลักอาคารแบบวัฏจักร สำหรับโหมดที่ 1 ของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กสูง 4 ชั้น เนื่องจากรูปแบบการกระจายแรงด้านข้าง s_1^*	28
2-6	คุณสมบัติในโหมดที่ n จากเส้นความสัมพันธ์ระหว่างแรงกับการเคลื่อนที่ของระบบขั้นความเสรีเดียวที่มีพฤติกรรมอยู่ในช่วงไม่ยืดหยุ่นที่คำนึงถึงผลของการเสื่อมถอย……	30
3-1	โครงข้อแข็งความสูง 3, 6, 9 และ 12 ชั้น 1 ช่วงเสาที่ใช้ในการศึกษา……	33
3-2	แบบจำลองจุดหมุนพลาสติก (Plastic hinges) ของโครงข้อแข็งความสูง 3 ชั้น 1 ช่วงเสา..……	34
3-3	ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์ กับมุมหมุน ของจุดหมุนพลาสติกที่คำนึงถึงค่าการเสื่อมถอย……	35
3-4	ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์ กับมุมหมุน……....	37
3-5	การเสื่อมถอยของสติฟเนสเมื่อมีการลดแรงกระทำ……..	38
3-6	การเสื่อมถอยของสติฟเนสเมื่อมีการใส่แรงกระทำ……..…..	39
3-7	การเสื่อมถอยของกำลัง……	39

สารบัญภาพ (ต่อ)

ภาพที่ หน้า

3-8 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนและการเสียรูปของสปริงรับแรงเฉือนแบบ Monotonic envelope (Sezen, 2008) ……..…… 42

3-9 ภาพแบบจำลองเสา 2 มิติ……..…… 45

3-10 หมายเลขจุดต่อ และหมายเลขชิ้นส่วนของแบบจำลองเสา…… 45

3-11 ผลเปรียบเทียบระหว่างการวิเคราะห์โดยใช้โปรแกรม Opensees กับผลการทดลองของ (Sezen, 2008) ภายใต้แรงกระทำทางด้านข้าง และการเคลื่อนที่ที่ได้ทำการปรับแก้ค่าพารามิเตอร์ทั้ง 13 ตัวแปรแล้ว…….. 46

3-12 ความเร่งที่ผิวดินของคลื่นแผ่นดินไหวกรณีคลื่นที่มีความรุนแรงขนาดใหญ่แต่ไม่ใกล้รอยเลื่อนจำนวน 20 คลื่น……...…… 48

3-13 สเปกตรัมความเร่งเสมือนของคลื่นแผ่นดินไหวกรณีคลื่นที่มีความรุนแรงขนาดใหญ่แต่ไม่ใกล้รอยเลื่อนจำนวน 20 คลื่น ที่ใช้ในการวิเคราะห์โครงข้อแข็งที่มีความสูง 3, 6, 9 และ 12 ชั้น ที่มีอัตราส่วนความหน่วง, ζ = 5%……... 50

4-1 กราฟการผลักอาคารแบบเคลื่อนที่ไปทางเดียวของกราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนที่ฐาน และการเคลื่อนตัวที่ยอดอาคาร ของเส้นความสัมพันธ์แรงกระทำด้านข้างกับ เส้นความสัมพัทธ์เชิงเส้นตรงของโครงข้อแข็งความสูง 3 ชั้น……... 54

4-2 กราฟการผลักอาคารแบบวัฏจักรสำหรับโหมดที่ 1 ของโครงข้อแข็งความสูง 3 ชั้น เนื่องจากรูปแบบการกระจายแรงด้านข้าง $\mathbf{s}_1^* = \mathbf{m}\phi_n$ ……. 56

4-3 เปรียบเทียบกราฟผลักอาคารแบบวัฏจักรของระบบหลายระดับขั้นความเสรี กับกราฟผลักอาคารแบบวัฏจักร ของระบบขั้นความเสรีเดียวเทียบเท่า โดยใช้รูปแบบประวัติการเคลื่อนที่ ตามวิธี modified-ISO…….. 57

สารบัญภาพ (ต่อ)

ภาพที่ หน้า

4-4 กราฟค่าประมาณการเคลื่อนที่สูงสุดที่ยอดอาคาร โดยใช้ระบบขั้นความเสรีเดียวเทียบเท่าที่คำนึงถึงผลของการเสื่อมถอย เปรียบเทียบกับการวิเคราะห์ด้วยวิธีประวัติเวลาไม่เชิงเส้นของระบบหลายระดับขั้นความเสรีของโครงข้อแข็งที่มีความสูง 3, 6, 9 และ 12 ชั้น โดยมีค่าความรุนแรงของคลื่นเท่ากับ 0.21g…….. 60

5-1 กราฟค่าเฉลี่ยการเคลื่อนที่ที่พื้นสำหรับโครงข้อแข็ง 1 ช่วงเสา ที่มีความสูง 3, 6, 9 และ 12 ชั้น โดยมีค่าความรุนแรงของคลื่นเท่ากับ 0.21g…… 67

5-2 กราฟอัตราส่วนของค่าเฉลี่ยการเคลื่อนที่ที่พื้น u^*_{CMPA} สำหรับโครงข้อแข็ง 1 ช่วงเสา ที่มีความสูง 3, 6, 9 และ 12 ชั้น โดยมีค่าความรุนแรงของคลื่นเท่ากับ 0.21g…… 68

5-3 กราฟอัตราส่วนของค่าเฉลี่ยการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้น Δ^*_{CMPA} สำหรับโครงข้อแข็ง 1 ช่วงเสา ที่มีความสูง 3, 6, 9 และ 12 ชั้น โดยมีค่าความรุนแรงของคลื่นเท่ากับ 0.21g 69

5-4 กราฟการกระจายของค่าอัตราส่วนการเคลื่อนที่ที่พื้น u^*_{CMPA} สำหรับโครงข้อแข็ง 1 ช่วงเสา ที่มีความสูง 3, 6, 9 และ 12 ชั้นโดยมีค่าความรุนแรงของคลื่นเท่ากับ 0.21g….. 70

5-5 กราฟการกระจายของค่าอัตราส่วนการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้น Δ^*_{CMPA} สำหรับโครงข้อแข็ง 1 ช่วงเสา ที่มีความสูง 3, 6, 9 และ 12 ชั้นโดยมีค่าความรุนแรงของคลื่นเท่ากับ 0.21g…….. 71

5-6 พฤติกรรมการเกิดหน้าตัดพลาสติกสำหรับโครงข้อแข็ง 1 ช่วงเสา มีความสูง 3 ชั้น ที่สภาวะ (ก) จุดคราก (Yield point) และ (ข) จุดพังทลาย (Failure point)……. 74

5-7 พฤติกรรมการเกิดหน้าตัดพลาสติกสำหรับโครงข้อแข็ง 1 ช่วงเสา มีความสูง 6 ชั้น ที่สภาวะ (ก) จุดคราก (Yield point) และ (ข) จุดพังทลาย (Failure point)……. 75

5-8 พฤติกรรมการเกิดหน้าตัดพลาสติกสำหรับโครงข้อแข็ง 1 ช่วงเสา มีความสูง 9 ชั้น โหมด 1 ที่สภาวะ (ก) จุดคราก (Yield point) และ (ข) จุดพังทลาย (Failure point)…… 76

5-9 พฤติกรรมการเกิดหน้าตัดพลาสติกสำหรับโครงข้อแข็ง 1 ช่วงเสา มีความสูง 9 ชั้น โหมด 1+2 ที่สภาวะ (ก) จุดคราก (Yield point) และ (ข) จุดพังทลาย (Failure point)… 77

สารบัญภาพ (ต่อ)

ภาพที่ หน้า

5-10 พฤติกรรมการเกิดหน้าตัดพลาสติกสำหรับโครงข้อแข็ง 1 ช่วงเสา มีความสูง 12 ชั้น โหมด 1 ที่ สภาวะ (ก) จุดคราก (Yield point) และ (ข) จุดพังทลาย (Failure point)…… 78

5-11 พฤติกรรมการเกิดหน้าตัดพลาสติกสำหรับโครงข้อแข็ง 1 ช่วงเสา มีความสูง 12 ชั้น โหมด 1+2 ที่ สภาวะ (ก) จุดคราก (Yield point) และ (ข) จุดพังทลาย (Failure point)…. 79

บทที่1
บทนำ

ปัญหาและที่มาของงานวิจัย

แผ่นดินไหวเป็นปรากฏการณ์ธรรมชาติที่ก่อให้เกิดความเสียหายอย่างรุนแรงต่อชีวิตและทรัพย์สินเป็นอย่างมาก แม้ว่าประเทศไทยจะไม่ได้อยู่ในบริเวณที่ก่อให้เกิดความเสียหายมากนัก แต่ก็ยังมองข้ามมหันตภัยร้ายที่เกิดจากแผ่นดินไหวไม่ได้อยู่ดี ตั้งแต่อดีตจนถึงปัจจุบันระบบโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กประเภท เสา-คานทั่วไปได้มีการก่อสร้างกันอย่างแพร่หลาย ซึ่งอาคารที่ได้มีการออกแบบและก่อสร้างเป็นจำนวนมากมิได้มีการออกแบบให้สามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวได้ โดยอาคารส่วนใหญ่เป็นอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กที่ปราศจากความเหนียวทั้งสิ้น (Non-Ductile structure) ดังนั้นเพื่อให้ทราบถึงระดับความปลอดภัยในการต้านทานแรงแผ่นดินไหวของอาคารเหล่านี้ การประเมินหาผลตอบสนองของอาคารที่มีต่อแรงแผ่นดินไหวจึงมีความสำคัญเป็นอย่างยิ่ง เนื่องจากผลการประเมินที่ได้สามารถนำไปประยุกต์เพื่อเสริมกำลังโครงสร้างอาคารให้รับมือกับเหตุการณ์แผ่นดินไหวที่อาจเกิดขึ้นในอนาคตอันใกล้ได้อย่างปลอดภัย ในการวิเคราะห์โครงสร้างอาคารเพื่อหาผลตอบสนองต่อคลื่นแผ่นดินไหว นิยมใช้วิธีวิเคราะห์แรงสถิตไม่เชิงเส้น (Nonlinear static analysis, NSA) เป็นพื้นฐานการประเมิน เนื่องจากเป็นวิธีที่ง่ายและไม่ซับซ้อนเท่าวิธีประวัติเวลาไม่เชิงเส้น (Nonlinear response time history analysis, NL-RHA) เพราะต้องคำนวณผลตอบสนองทุกขณะเวลา ทำให้การคำนวณค่อนข้างที่จะยุ่งยากและซับซ้อนเพิ่มขึ้นไปอีก ดังนั้นเพื่อให้ทำการวิเคราะห์ได้ง่ายและสะดวกรวดเร็วขึ้น ในเวลาต่อมาจึงได้มีการพัฒนาวิธีการวิเคราะห์เชิงสถิตที่เรียกว่าการวิเคราะห์ด้วยวิธีแรงกระทำด้านข้าง โดยรูปแบบการกระจายแรงด้านข้างที่นิยมใช้กันอย่างแพร่หลายในปัจจุบัน คือ รูปแบบการกระจายแรงที่นำเสนอโดย (Federal emergency management agency, FEMA 356) ซึ่งรูปแบบของการกระจายแรงนี้มีทั้งแรงกระทำแบบโหมดเดียว (Single-mode) และแรงกระทำแบบหลายโหมด (Multi-mode) แม้ว่าวิธีการนี้จะให้ผลการวิเคราะห์เพื่อหาค่าผลตอบสนองที่ดี แต่ถึงอย่างไรก็ตามวิธีการนี้ไม่ได้มีการพิจารณาผลกระทบของการสั่นในโหมดที่สูงขึ้นไป ในเวลาต่อมาจึงได้มีการนำเสนอรูปแบบการกระจายแรงด้านข้างแบบแยกโหมด (Modal pushover analysis, MPA) (Chopra & Goel, 2002) และวิธีแรงกระทำด้านข้างแบบแยกโหมดที่ถูกปรับปรุง (Modified modal pushover analysis, MMPA) เพื่อรวมผลกระทบของโหมดที่สูงขึ้นไป โดยมีสมมุติฐานคือ ผลตอบสนองของระบบที่มีหลาย

ระดับขั้นความเสรี (Multi-Degree-of-Freedom, MDOF) ที่มีพฤติกรรมอยู่ในช่วงไม่ยืดหยุ่นสามารถประมาณให้อยู่ในรูปของผลตอบสนองระบบขั้นความเสรีเดียว (Single-Degree-of-Freedom, SDOF) ได้ โดยที่คุณสมบัติพื้นฐานของการสั่นสะเทือน เช่น ค่าสติฟเนส ระบบมวล และความหน่วงของทั้งสองระบบโครงสร้างต่างยังคงมีค่าเท่ากัน ทั้งนี้เนื่องจากความเกี่ยวโยงกันในโหมดอื่น ๆ มีค่าน้อยมาก ต่อมาได้มีการพัฒนาวิธี MPA เพื่อจะทำนายผลตอบสนองของอาคารที่มีต่อแรงแผ่นดินไหวให้มีค่าความถูกต้องมากยิ่งขึ้น จึงได้มีการศึกษาแบบจำลองของโครงสร้างอาคารที่คำนึงถึงการเสื่อมถอยของสติฟเนส (Stiffness degradation) และการเสื่อมถอยของกำลัง (Strength degradation) ในขณะรับแรงแผ่นดินไหว ซึ่งพฤติกรรมการเสื่อมถอยของสติฟเนสและกำลังเหล่านี้ส่งผลต่อโครงสร้างอาคารเป็นอย่างมาก ทั้งนี้เนื่องจากการเกิดแรงแผ่นดินไหวจะเป็นพฤติกรรมของแรงกระทำแบบไปกลับ ทำให้ชิ้นส่วนอาคารขณะรับแรงแผ่นดินไหวมีความเสียหายสะสมเกิดขึ้น ซึ่งความเสียหายสะสมเหล่านี้จะกระจายไปทั่วชิ้นส่วนของอาคาร โดยเฉพาะบริเวณจุดต่อของคานและเสา ส่งผลให้ความสามารถในการรับแรงและการเคลื่อนตัวของโครงสร้างลดลงไปด้วย ซึ่งเป็นพฤติกรรมที่สอดคล้องกับพฤติกรรมของโครงสร้างที่เกิดจากแรงแผ่นดินไหวโดยตรง โดยวิธีที่ถูกปรับปรุงและพัฒนามาจากวิธีแรงกระทำด้านข้างแบบแยกโหมด เรียกว่า การวิเคราะห์แรงกระทำด้านข้างแบบแยกโหมดด้วยวิธีการผลักอาคารแบบวัฏจักร (Cyclic modal pushover analysis, CMPA) ซึ่งวิธีนี้ถูกพัฒนาโดย (Chintanapakdee & Jaiyong, 2012) โดยใช้อาคารคอนกรีตเสริมเหล็กสูง 8 ชั้นมาทำการศึกษา และสร้างแบบจำลองที่มีพฤติกรรมความเสียหายเนื่องจากแรงดัด (Flexure failure mode) ที่คำนึงถึงผลการเสื่อมถอยของสติฟเนสและการเสื่อมถอยของกำลัง จากการศึกษาพบว่าผลตอบสนองของอาคารที่ได้จากการวิเคราะห์นี้ยังคงให้ค่าความถูกต้องพอสมควรเมื่อพิจารณาความเสียหายเนื่องจากแรงดัดเพียงอย่างเดียว แต่ในความเป็นจริงแล้วอาคารที่ไม่ได้ออกแบบให้ต้านทานแรงแผ่นดินไหวมักเกิดความเสียหายเนื่องจากแรงเฉือนด้วย ดังนั้นเพื่อให้ผลตอบสนองของอาคารที่เกิดจากแรงแผ่นดินไหวในรูปของค่าการเคลื่อนที่เป้าหมายที่จุดยอดของอาคาร (Target roof displacement) มีค่าความถูกต้องมากยิ่งขึ้น งานวิจัยนี้จึงได้ทำการศึกษาการเคลื่อนที่เป้าหมายที่จุดยอดสำหรับโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กที่ปราศจากความเหนียว ซึ่งสามารถใช้เป็นตัวสะท้อนถึงความถูกต้องของแรงภายในได้เป็นอย่างดี โดยพิจารณาความเสียหายเนื่องจากแรงดัดและแรงเฉือนเป็นหลัก อีกทั้งเพื่อให้พฤติกรรมของโครงสร้างอาคารสอดคล้องกับพฤติกรรมของโครงสร้างภายใต้แรงแผ่นดินไหว จึงได้คำนึงถึงผลการเสื่อมถอยของสติฟเนสและการเสื่อมถอยของกำลังด้วย งานวิจัยนี้ได้ใช้วิธีวิเคราะห์แรงสถิตไม่เชิงเส้นในรูปแบบแรงกระทำด้านข้างแบบ CMPA อาคารที่ใช้ทำการศึกษาเป็นโครงข้อแข็ง 1 ช่วงเสาที่มีความสูง 3, 6, 9 และ 12 ชั้น ที่มิได้ออกแบบให้ต้านทานแรงแผ่นดินไหว

แบบจำลองที่ใช้ในงานวิจัย คือ แบบจำลองที่มีพฤติกรรมความเสียหายเนื่องจากแรงดัดของ (Haselton & Deierlein, 2007) และแบบจำลองที่มีพฤติกรรมความเสียหายเนื่องจากแรงเฉือนของ (Sezen, 2000; Sezen, 2008) มาทำการศึกษา เพื่อหาค่าพารามิเตอร์ทั้ง 13 ตัวแปร ซึ่งเป็นตัวแทนค่าการเสื่อมถอยของสติฟเนสและกำลังที่ได้จากการปรับแก้ค่าในโปรแกรม Opensees โดยเราจะทำการสร้างกราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนที่ฐาน (Base shear force) และการเคลื่อนที่ที่ยอดอาคาร (Roof displacement) ในระบบ MDF ของโครงข้อแข็ง 1 ช่วงเสาที่มีความสูง 3, 6, 9 และ 12 ชั้น โดยใช้รูปแบบประวัติเวลาของแรงกระทำ ตามวิธี modified-ISO ที่ได้จากการวิเคราะห์ด้วยวิธีการผลักอาคารแบบวัฏจักร และทำการสร้างเส้นความสัมพันธ์ระหว่างแรงกับการเคลื่อนที่ของระบบขั้นเสรีเดียวเทียบเท่าที่คำนึงผลการเสื่อมถอยที่ได้จากการวิเคราะห์ด้วยวิธีการผลักอาคารแบบวัฏจักร มาทำการปรับแก้ค่าจนกระทั่งเส้นความสัมพันธ์ระหว่างแรงกับการเคลื่อนที่แบบวัฏจักรจะสอดคล้องกับเส้นความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนที่ฐานกับการเคลื่อนที่ที่ยอดอาคาร ซึ่งเราจะได้ค่าพารามิเตอร์ทั้ง 13 ตัวแปรในระบบขั้นเสรีเดียวเทียบเท่าที่คำนึงถึงการเสื่อมถอย เพื่อทำการหาค่าการเคลื่อนที่เป้าหมายต่อไป จากนั้นนำค่าที่ได้ไปเปรียบเทียบกับวิธี NL-RHA ที่ใช้คลื่นแผ่นดินไหวจำนวน 20 คลื่น มากระทำกับโครงสร้างอาคาร การเปรียบเทียบค่าความถูกต้องจะใช้อัตราส่วนการเคลื่อนที่ที่พื้น (Floor displacement ratio, FDR) ซึ่งหาได้จากค่าการเคลื่อนที่สูงสุดบนยอดอาคารที่ได้จากการวิเคราะห์แรงกระทำด้านข้างแบบแยกโหมดด้วยวิธีการผลักอาคารแบบวัฏจักร หารด้วยค่าการเคลื่อนที่สูงสุดที่ได้จากวิธีประวัติเวลาไม่เชิงเส้น โดยถ้าค่า FDR มีค่าน้อยกว่า 1 แสดงว่าผลการวิเคราะห์ที่ได้จากวิธีแรงสถิตไม่เชิงเส้นมีค่าการเคลื่อนที่สูงสุดบนยอดอาคารน้อยกว่าค่าผลการวิเคราะห์แท้จริง ที่ได้จากวิธีประวัติเวลาไม่เชิงเส้น แต่ถ้าค่า FDR มีค่ามากกว่า 1 แสดงว่าผลการวิเคราะห์ได้จากวิธีแรงสถิตไม่เชิงเส้นมีค่าการเคลื่อนที่สูงสุดบนยอดอาคารมากกว่าค่าผลการวิเคราะห์แท้จริง โดยค่าความถูกต้องของอัตราส่วนการเคลื่อนที่ที่พื้น FDR ควรมีค่าเท่ากับ 1 จึงถือได้ว่าผลตอบสนองของอาคารมีค่าความถูกต้องที่แท้จริง ด้วยเหตุนี้จึงจำเป็นอย่างมากที่ต้องมีความรู้ความเข้าใจในหลักพลศาสตร์ (Dynamics) ของโครงสร้างที่ปราศจากความเหนียว (Non-Ductile Structure) เพื่อจะทำให้สามารถเข้าใจถึงหลักการต่าง ๆ ของพฤติกรรมโครงสร้างที่ปราศจากความเหนียวที่มีผลต่อพฤติกรรมของแรงแผ่นดินไหว เพื่อใช้ในการออกแบบต้านทานแรงแผ่นดินไหวด้วยวิธีทางพลศาสตร์ และสามารถประยุกต์เข้ากับปัญหาในรูปแบบอื่น ๆ ได้ต่อไป

งานวิจัยในอดีต

การวิเคราะห์หาการเคลื่อนที่เป้าหมายที่จุดยอดสำหรับอาคารที่ปราศจากความเหนียวนั้น จะใช้หลักการวิเคราะห์เชิงสถิต ซึ่งหลักการวิเคราะห์เชิงสถิตนั้นได้มีการศึกษาในต่างประเทศมานานแล้วซึ่งมีค่าความถูกต้องและแม่นยำสูงโดยสามารถใช้รูปแบบการกระจายแรงด้านข้างของ FEMA ซึ่งเป็นรูปแบบการกระจายแรงกระทำที่มีทั้งแรงกระทำแบบโหมดเดียว (Single-mode) และแรงกระทำแบบหลายโหมด (Multi-mode) และรูปแบบการกระจายแรงด้านข้างแบบแยกโหมด (Modal pushover analysis, MPA) เพื่อรวมผลกระทบของโหมดที่สูงขึ้นไป ทำให้การวิเคราะห์หาการเคลื่อนที่เป้าหมายที่จุดยอดสำหรับอาคารมีความถูกต้องและแม่นยำมากขึ้น โดยผลงานวิจัยต่าง ๆ ที่เกี่ยวข้องกับการประเมินวิธีวิเคราะห์เชิงสถิตทั้งการใช้รูปแบบแรงด้านข้างของ FEMA การวิเคราะห์โครงสร้างภายใต้แรงเนื่องจากแผ่นดินไหวโดยใช้วิธี MPA การวิเคราะห์โครงสร้างภายใต้แรงเนื่องจากแผ่นดินไหวโดยใช้ระบบขั้นเสรีเดียวที่คำนึงถึงผลของการเสื่อมถอย และการวิเคราะห์โครงสร้างภายใต้แรงเนื่องจากแผ่นดินไหวโดยใช้วิธีแรงกระทำแบบวัฏจักร (Cyclic pushover analysis, CPA) ซึ่งจะได้นำเสนอดังต่อไปนี้

งานวิจัยเกี่ยวกับการทำนายค่าการเคลื่อนที่เป้าหมายที่จุดยอดโดยใช้วิธีแรงกระทำด้านข้าง (Pushover analysis)

Krawinkler and Seneviratna (1998) ได้ทำการศึกษาพฤติกรรมของโครงข้อแข็งเหล็กความสูง 2, 5, 10, 20, 30 และ 40 ชั้น ภายใต้แรงแผ่นดินไหว โดยมีค่าความเหนียวตั้งแต่ 2 ถึง 8 และทำการศึกษาโครงข้อแข็งเหล็กความสูง 4 ชั้น ที่ได้รับความเสียหายจากการเกิดแผ่นดินไหว (Northridge) โดยนำมากระทำด้วยคลื่นแผ่นดินไหวจำนวน 9 คลื่น จากผลการศึกษาพบว่าการวิเคราะห์ด้วยวิธีแรงกระทำด้านข้างโดยใช้รูปแบบการกระจายแรงตามข้อกำหนดของ FEMA-273 จะให้ค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นที่มีความถูกต้องสูงในกรณีที่อาคารมีความสูงไม่เกิน 5 ชั้น และสำหรับอาคารที่มีความสูงตั้งแต่ 5 ชั้นขึ้นไป จะพบว่าผลตอบสนองที่ได้มีความคลาดเคลื่อนมากขึ้น ซึ่งเป็นผลมาจากการตอบสนองในโหมดที่สูงที่เด่นชัดในอาคารที่มีความสูงมากกว่า 5 ชั้น

Kim and Kurama (2008) ได้เสนอวิธีการวิเคราะห์แรงกระทำทางด้านข้าง (Pushover analysis) ที่เรียกว่าวิธี (Mass proportional pushover, MPP) โดยมีหลักการคือ แรงกระทำในแต่ละชั้นมีค่าเป็นสัดส่วนกับมวลของแต่ละชั้นอาคาร ในการศึกษานี้ได้ใช้โครงข้อแข็งต้านทานแรงดัดที่มีความสูง 3, 9 และ 20 ชั้น ที่ถูกกระทำด้วยคลื่นแผ่นดินไหวจำนวน 40 คลื่น มาทำการศึกษาเพื่อทำการประเมินหาค่าการเคลื่อนที่สูงสุดบนยอดอาคาร และนำผลตอบสนองที่ได้จากวิธี MPP และ

MPA มาเปรียบเทียบกับวิธี NL-RHA ซึ่งถือว่าเป็นวิธีที่ถูกต้องที่สุด จากการศึกษาพบว่า วิธี MPP ให้ผลตอบสนองในรูปของค่าการเคลื่อนที่สูงสุดที่ยอดอาคารและการเคลื่อนที่ที่พื้นได้ดีกว่าวิธี MPA แต่อย่างไรก็ตามวิธี MPA ที่พิจารณาถึง 3 โหมดแรกกลับให้ค่าผลตอบสนองในรูปของค่าระยะการโยกไหวระหว่างชั้นสูงสุด (Inter-Story drift) ได้ดีกว่าวิธี MPP ในช่วงชั้นที่มีความสูงมากขึ้น เหตุผลเนื่องจากวิธี MPP ไม่ได้รวมผลกระทบของโหมดที่สูงขึ้นไปทำให้ผลการประเมินที่ได้มีค่าความคลาดเคลื่อนของค่าระยะการโยกไหวระหว่างชั้นสูงสุด (Inter-Story drift) สูงกว่าวิธี MPA นั่นเอง

Manoukas, Athanatopoulou and Avramidis (2011) เสนอวิธีการใช้พลังงานหน่วยการเคลื่อนที่ (Strain energy) คำนวณจากผลคูณของแรงผลักและค่าการเคลื่อนที่ในแต่ละชั้นของอาคาร เพื่อนำไปหาค่าแรงเฉือน และกราฟความสัมพันธ์ระหว่างค่าการเคลื่อนที่บนยอดอาคารและแรงเฉือนที่ฐาน จากนั้นจึงนำไปประเมินค่าการเคลื่อนที่สูงสุดของอาคารได้

เป็นหนึ่ง วานิชชัย และสืบพงศ์ เกียรติวิศาลชัย (2544) ได้มีการศึกษากำลังต้านทานของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กสูง 9 ชั้น ต่อแรงแผ่นดินไหว ในเขตกรุงเทพมหานคร ในการศึกษานี้ใช้วิธีการหากำลังต้านทานและความเหนียวของอาคารด้วยวิธี Pushover method กับการเคลื่อนตัวด้านข้างที่ยอดอาคาร และนำไปเปรียบเทียบกับ Inelastic demand diagram จากข้อมูลคลื่นแผ่นดินไหวที่เป็นตัวแทน ซึ่งคาดว่าอาจจะเกิดความรุนแรงที่สุดในกรุงเทพมหานคร และพบว่าอาคารตัวอย่างแม้จะไม่ได้ถูกออกแบบให้ต้านทานแรงแผ่นดินไหว แต่อาคารมีระดับความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวที่สูง จนเกือบสามารถทนต่อแรงแผ่นดินไหวที่รุนแรงที่สุดที่คาดว่าจะเกิดขึ้นในกรุงเทพมหานครได้ โดยคำนึงถึงผลกระทบของผนังกำแพง ความยืดหยุ่นของฐานรากและผลของ P-Δ

ธานินทร์ เจียรักสุวรรณ และทศพล ปิ่นแก้ว (2544) ได้ทำการศึกษากำลังต้านทานของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กสูง 4 ชั้น โดยการใช้โปรแกรม IDARC ในการคำนวณแบบ Pushover method ซึ่งใช้ทั้งวิธีแรงผลักด้านข้างแบบสถิตและการวิเคราะห์แบบพลศาสตร์ ผลการศึกษาพบว่าอาคารที่มีการออกแบบให้รับน้ำหนักบรรทุกจากแรงโน้มถ่วงเพียงอย่างเดียว จะมีพฤติกรรมแบบเสาอ่อน-คานแข็ง ทำให้เกิดการคราก ที่เสาเป็นส่วนใหญ่ซึ่งเป็นจุดอ่อนในการรับแรงแผ่นดินไหว

งานวิจัยเกี่ยวกับการทำนายค่าการเคลื่อนที่เป้าหมายที่จุดยอดโดยใช้วิธีแรงกระทำด้านข้างแบบแยกโหมด (Modal pushover analysis)

Yu, Heintz and Poland (2001) ประยุกต์ใช้วิธี MPA และปรับปรุงประเมินหาค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นและค่าการเคลื่อนที่ของจุดหมุนพลาสติก สำหรับโครงอาคารเหล็กสูง 13 ชั้น งานวิจัยนี้ใช้ค่าการเคลื่อนที่ที่ยอดอาคารซึ่งคำนวณจากวิธีสัมประสิทธิ์การเคลื่อนที่ (Displacement coefficient method) ผลการวิจัยพบว่าวิธี MPA ให้ผลการประเมินค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นที่ต่ำสำหรับชั้นช่วงบน และให้ผลค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นที่สูงสำหรับชั้นช่วงล่างรวมทั้งค่าการเคลื่อนที่ของจุดหมุนพลาสติกในคานและเสาก็ให้ผลที่สูงด้วย

Chintanapakdee and Chopra (2003) ได้ทำการศึกษาค่าการเคลื่อนที่ที่พื้นและค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นของโครงข้อแข็งที่มีความสูง 3, 6, 9, 12, 15 และ 18 ชั้น โดยออกแบบให้มีความเหนียวเท่ากับ 1, 1.5, 2, 4 และ 6 เพื่อต้านทานแผ่นดินไหวระยะไกลจำนวน 20 คลื่นโดยทำการวิเคราะห์ด้วยวิธี MPA แล้วนำผลการวิเคราะห์ที่ได้มาเปรียบเทียบกับผลการวิเคราะห์ที่ได้จากวิธี NL-RHA ซึ่งถือเป็นค่าแท้จริง โดยแสดงอยู่ในรูปของมัธยฐานของอัตราส่วนของผลการวิเคราะห์ด้วยวิธี MPA กับผลการวิเคราะห์ด้วยวิธี NL-RHA จากการศึกษาพบว่าถ้าพิจารณาผลตอบสนองของโครงสร้างที่รวมผลของ 2 หรือ 3 โหมดแรกจะได้ผลการวิเคราะห์ใกล้เคียงกับผลการวิเคราะห์ที่ได้จากวิธี NL-RHA ซึ่งความคลาดเคลื่อนและการกระจายความคลาดเคลื่อนที่ เกิดขึ้นจะมีแนวโน้มเพิ่มขึ้นตามคาบการสั่นไหวในโหมดพื้นฐานและความเหนียวของโครงสร้างที่เพิ่มขึ้น รวมถึงคาบการสั่นไหวในโหมดพื้นฐานเพิ่มขึ้น ซึ่งเป็นผลมาจากการตอบสนองของโหมดที่สูงกว่าโหมดพื้นฐานซึ่งมีส่วนร่วมเพิ่มขึ้น เมื่อโครงข้อแข็งมีความสูงเพิ่มขึ้นโดยความเหมาะสมของวิธี MPA จะประเมินจากการกระจายผลตอบสนองซึ่งมีค่าไม่เกิน 30 เปอร์เซ็นต์ และมีความคลาดเคลื่อนน้อย ๆ นอกจากนี้ยังพบว่าการวิเคราะห์ด้วยวิธีสเปกตรัมผลตอบสนอง (Response spectrum analysis, RSA) สำหรับโครงข้อแข็งที่มีพฤติกรรมยืดหยุ่น (Elastic) มักจะให้ผลการวิเคราะห์ที่น้อยกว่าค่าแท้จริง (Underestimate) และความคลาดเคลื่อนยังมีแนวโน้มเพิ่มขึ้นตามคาบการสั่นไหวในโหมดพื้นฐาน (หรือความสูง) ที่เพิ่มขึ้นในขณะที่ความคลาดเคลื่อนและการกระจายความคลาดเคลื่อนที่วิเคราะห์ด้วยวิธีแรงกระทำด้านข้างแบบแยกโหมดของระบบโครงสร้างที่มีพฤติกรรมในช่วงไม่ยืดหยุ่นจะมีค่ามากกว่าระบบโครงสร้างที่มีพฤติกรรมยืดหยุ่น

Williams and Albermani (2003) ได้ทำการศึกษาผลตอบสนองของโครงข้อแข็งต้านทานแรงดัดที่มีการติดตั้งอุปกรณ์สลายพลังงานและไม่ติดตั้งอุปกรณ์สลายพลังงาน โดยโครงข้อแข็งที่ใช้ศึกษามีความสูง 3, 6 และ 10 ชั้น มาทำการวิเคราะห์โครงสร้างโดยคำนึงถึงพฤติกรรมแบบไม่

ยืดหยุ่น โดยทำการวิเคราะห์ทั้งวิธีวิเคราะห์เชิงสถิตแบบไม่เป็นเส้นตรง (Nonlinear static procedure, NSP) ซึ่งใช้รูปแบบการกระจายแรงด้านข้างของ FEMA-356 และรูปแบบการกระจายแรงด้านข้างตามโหมดรูปร่าง (Modal pushover analysis, MPA) เพื่อเปรียบเทียบกับผลการวิเคราะห์ที่ได้จากวิธี NL-RHA ซึ่งถือว่าเป็นวิธีที่ให้ผลตอบสนองที่แท้จริง โดยมีวัตถุประสงค์เพื่อเปรียบเทียบผลตอบสนองที่เกิดขึ้นระหว่างโครงสร้างอาคารที่มีการติดตั้งอุปกรณ์สลายพลังงานกับอาคารที่ไม่มีการติดตั้งอุปกรณ์การสลายพลังงานโดยวิธีหาผลตอบสนองโดยการประมาณ จากการศึกษาพบว่าค่าการเคลื่อนที่ในแต่ละชั้นและข้อมูลของจุดหมุนพลาสติกที่เกิดขึ้นซึ่งได้จากการวิเคราะห์ด้วยแรงกระทำด้านข้างแบบ FEMA-356 และวิธี MPA ต่างให้ผลตอบสนองที่มีความถูกต้องสูงเมื่อทำการวิเคราะห์กับอาคารทั่วไปที่ไม่มีการติดตั้งอุปกรณ์สลายพลังงานและมีความสูงไม่มาก โดยวิธี MPA จะให้ผลการวิเคราะห์ที่มีความถูกต้องสูงกว่าวิธีวิเคราะห์ที่ใช้แรงกระทำด้านข้างตามรูปแบบของ FEMA-356 แต่สำหรับอาคารที่มีการติดตั้งอุปกรณ์สลายพลังงานกลับพบว่า ผลการวิเคราะห์ค่าการเคลื่อนที่ในแต่ละชั้นที่ได้มีความคลาดเคลื่อนเพิ่มมากขึ้น โดยให้ผลการวิเคราะห์ในลักษณะให้ค่าน้อยกว่าผลตอบสนองที่แท้จริงเมื่อเทียบกับผลการวิเคราะห์ได้จากวิธี NL-RHA

Chopra, Goel and Chintanapakdee (2003) ได้ทำการศึกษาผลตอบสนองของอาคาร SAC (Gupta & Krawinkler, 1998) ซึ่งประกอบด้วยโครงข้อแข็งเหล็กที่มีความสูง 9 ชั้นและ 20 ชั้น ออกแบบตามเทศบัญญัติของเมือง ลอสแองเจลลิส ซีแอตเติล และบอสตัน ประเทศสหรัฐอเมริกา โดยอาคารได้รับคลื่นแผ่นดินไหวจากแหล่งต่าง ๆ จำนวน 20 คลื่น ซึ่งมีโอกาสการเกิดคลื่นไม่เกิน 2 และ 10 เปอร์เซ็นต์ ในรอบ 50 ปี หรือมีคาบย้อนกลับ 2,475 และ 475 ปี ตามลำดับ ซึ่งการศึกษานี้มีวัตถุประสงค์เพื่อประเมินความถูกต้องและความเหมาะสมของวิธี MPA โดยเปรียบเทียบผลการวิเคราะห์ที่ได้กับวิธี NL-RHA และกับผลการวิเคราะห์ด้วยวิธีแรงกระทำด้านข้างโดยใช้รูปแบบการกระจายแรงของ FEMA-356 จากการศึกษาพบว่าค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นที่วิเคราะห์ด้วยวิธี MPA โดยพิจารณาเฉพาะ 3 โหมดแรกพบว่าผลการวิเคราะห์ที่ได้มีความถูกต้องสูง และเมื่อเปรียบเทียบกับผลการวิเคราะห์ที่ได้จากวิธีแรงกระทำด้านข้างตามรูปแบบการกระจายแรงของ FEMA-356 แล้วพบว่าวิธี MPA ให้ผลการวิเคราะห์ที่มีความถูกต้องสูงกว่าวิธีของ FEMA-356

Goel and Chopra (2004) ได้ทำการศึกษาการปรับปรุงวิธี MPA ของอาคารโครงข้อแข็งต้านทานแรงดัดสูง 9 และ 20 ชั้น โดยจะพิจารณาผลกระทบของ P-Δ ในทุกโหมด ซึ่งเป็นการเพิ่มขั้นตอนพิเศษในการประเมินค่าการเคลื่อนที่ของจุดหมุนพลาสติก แม้ว่าวิธีการปรับปรุง MPA นี้จะดีกว่าการประเมินโดยคิดจากโหมดเดียว แต่ก็พบว่าการประเมินค่าการเคลื่อนที่ของจุดหมุน

พลาสติกก็ยังให้ผลที่ไม่ถูกต้องมากนัก เนื่องจากค่าการเคลื่อนที่ของจุดหมุนพลาสติกในระดับชั้นล่างให้ค่าที่สูงเกินไป และในระดับชั้นบนให้ค่าที่ต่ำเกินไป

Jan, Liu and Kao (2004) ได้ทำการเสนอเทคนิคที่เป็นของการเคลื่อนตัวในช่วงไม่ยืดหยุ่นจากสองโหมดแรกเข้าด้วยกัน ในวิธีการผลักแบบ MPA โดยทำการคำนวณค่าการเคลื่อนที่ค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้น และค่าการเคลื่อนที่ของจุดหมุนพลาสติก จากแรงกระทำทางด้านข้างที่กระจายแบบสามเหลี่ยม และเปรียบเทียบกับวิธีการ MPA เดิม สำหรับการคำนวณอาคารโครงข้อแข็งต้านทานแรงดัดสูง 2, 5, 10, 20, 30 ชั้น ผลการคำนวณพบว่า การกระจายแรงแบบสามเหลี่ยม และวิธี MPA เดิม ให้ผลการประเมินที่ดีในการคำนวณค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้น สำหรับอาคารสูง 2 และ 5 ชั้น และให้ผลที่ดียิ่งขึ้น สำหรับการคำนวณค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้น สำหรับอาคารสูง 20 และ 30 ชั้น

Hernandez-Montes, Kwon and Aschheim (2004) เสนอวิธีการผลักโดยหลักการพลังงาน ซึ่งสามารถใช้แก้ปัญหาที่พบว่ากราฟการเคลื่อนที่มีการย้อนกลับทิศในการใช้วิธีการวิเคราะห์แบบ MPA เดิม วิธีการนี้เป็นการผลักอาคารด้วยแรงกระทำในแต่ละโหมด โดยการใช้พลังงานที่คำนวณจากผลคูณของแรงผลักและค่าการเคลื่อนที่ของโครงสร้าง ในการคำนวณหาค่าการเคลื่อนตัวที่ยอดสำหรับอาคาร ในขั้นตอนการผลักนี้พลังงานจากการผลักในแต่ละโหมด จะคำนวณในรูปแบบการเพิ่มขึ้นของพลังงาน และค่าการเคลื่อนที่ที่เพิ่มขึ้นในแต่ละชั้นของโครงสร้างสามารถคำนวณจากการหารค่าพลังงานด้วยค่าแรงเฉือนที่ฐานอาคาร ดังนั้นกราฟความสามารถในการต้านทานแรงแผ่นดินไหว (Capacity curve) จึงสร้างมาได้ในแต่ละโหมด ซึ่งเป็นการปรับปรุงการใช้รูปแบบการผลักในโหมดแรก และแก้ไขการผลักที่กลับทิศในโหมดที่สูงได้

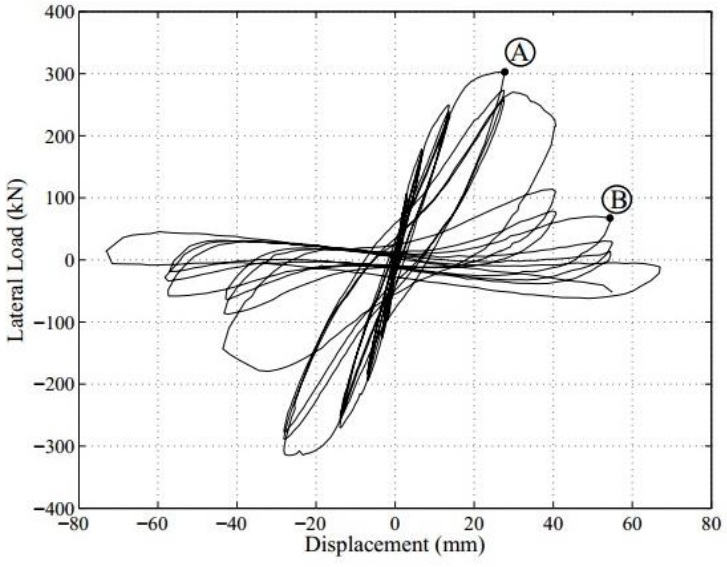
งานวิจัยเกี่ยวกับการวิเคราะห์โครงสร้างภายใต้แรงเนื่องจากแผ่นดินไหวโดยใช้ระบบขั้นเสรีเดียวที่คำนึงถึงผลของการเสื่อมถอย (Effect of degradation on SDF system)

Chintanapakdee and Jaiyong (2012) ได้ทำการศึกษาการปรับปรุงและพัฒนาวิธีแรงกระทำด้านข้างแยกโหมดให้สามารถใช้ทำนายผลตอบสนองของอาคารที่มีการเสื่อมถอยได้แม่นยำมากขึ้น ซึ่งขั้นตอนแรกได้ทำการหาค่าการเคลื่อนที่เป้าหมาย (Target roof displacement) โดยใช้ระบบขั้นเสรีเดียว (Single degree of freedom, SDF) ที่คำนึงถึงผลของการเสื่อมถอย จากนั้นจึงทำการประเมินผลตอบสนองที่คำนวณได้จากวิธีที่นำเสนอในรูปของอัตราส่วนของผลตอบสนองที่วิเคราะห์ได้จากวิธีที่นำเสนอกับผลตอบสนองที่ได้จากวิธีประวัติเวลาไม่เชิงเส้น อาคารที่ใช้ในการศึกษานี้ประกอบด้วย อาคารคอนกรีตเสริมเหล็กความสูง 8 ชั้น และโครงข้อแข็งที่มีความสูง 3, 6, 9, 12, 15, และ 18 ชั้น มากระทำด้วยคลื่นแผ่นดินไหว 20 คลื่น โดยมีระดับความรุนแรงของคลื่นที่แตกต่างกัน จากผลการศึกษาพบว่า 1) การใช้ระบบขั้นเสรีเดียวที่คำนึงถึงผลของการเสื่อมถอย

สามารถทำนายค่าการเคลื่อนที่สูงสุดบริเวณยอดอาคารได้ถูกต้องแม่นยำกว่าการใช้ระบบขั้นเสรีเดียวที่มิได้คำนึงถึงผลของการเสื่อมถอย 2) วิธีที่นำเสนอสามารถประมาณผลตอบสนองของอาคารได้ถูกต้องแม่นยำกว่าวิธีที่ยังมิได้มีการปรับปรุง 3) วิธีที่นำเสนอสามารถประมาณค่าการเคลื่อนที่ที่พื้นได้ใกล้เคียงกับผลตอบสนองที่วิเคราะห์ได้จากวิธีประวัติเวลาไม่เชิงเส้น ในขณะที่การประมาณค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นมีแนวโน้มให้ผลวิเคราะห์สูงกว่าผลตอบสนองของวิธีประวัติเวลาไม่เชิงเส้นในช่วงครึ่งล่างและให้ผลวิเคราะห์ที่ต่ำกว่าในช่วงครึ่งบนของอาคาร 4) ความคลาดเคลื่อนของผลตอบสนองที่วิเคราะห์ด้วยวิธีที่นำเสนอมีค่าสูงขึ้นเมื่ออาคารถูกกระตุ้นด้วยคลื่นแผ่นดินไหวที่มีความรุนแรงมากขึ้นหรือในกรณีที่อาคารถูกออกแบบให้มีกำลังต้านทานต่อแผ่นดินไหวลดลง 5) ความคลาดเคลื่อนในการทำนายผลตอบสนองด้วยวิธีที่นำเสนอมีแนวโน้มลดลงเมื่ออาคารมีการออกแบบให้มีการเสื่อมถอยของสติฟเนสและกำลังในระดับต่ำ

งานวิจัยเกี่ยวกับการวิเคราะห์โครงสร้างภายใต้แรงเนื่องจากแผ่นดินไหวโดยใช้วิธีแรงกระทำแบบวัฏจักร (Cyclic pushover analysis, CPA)

Sezen (2000) ได้ทำการศึกษาพฤติกรรมของชิ้นส่วนโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กภายใต้แรงกระทำแบบวัฏจักร (Cyclic load) ที่คำนึงถึงผลของการเสื่อมถอย โดยได้ทำการทดสอบชิ้นส่วนตัวอย่างเสาที่ปราศจากความเหนียว (Non-Ductile column) เพื่อนำค่าที่ได้ไปสร้างกราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงกับการเคลื่อนที่ ดังแสดงในภาพที่ 1-1



ภาพที่ 1-1 กราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงด้านข้าง (Lateral load) กับ การเคลื่อนที่ (Displacement) ของชิ้นส่วนตัวอย่างเสาที่ปราศจากความเหนียว (Non-Ductile column) (Sezen, 2000)

จากกราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงกับการเคลื่อนที่ในภาพที่ 1-1 สามารถบ่งบอกพฤติกรรมของชิ้นส่วนเสาได้ดังต่อไปนี้

1. การเสื่อมถอยของกำลัง (Strength degradation)

เมื่อการเสียรูปของชิ้นส่วนโครงสร้างมีค่าเพิ่มมากขึ้นจนถึงช่วงอินอิลาสติก (Inelastic) แรงต้านการเคลื่อนที่ของชิ้นส่วนโครงสร้างที่จุดครากมีแนวโน้มลดลง เนื่องจาก การวิบัติของคอนกรีตถูกอัดแตก (Concrete crushing) การวิบัติเนื่องจากเหล็กเสริมเกิดการโก่งเดาะ และการวิบัติเนื่องจากการครากของเหล็กเสริมตามยาว ซึ่งกำลังต้านทานที่ลดลงนี้เรียกว่า การเสื่อมถอยของกำลัง จากภาพที่ 1-1 ค่าการเสื่อมถอยของกำลัง สามารถสังเกตุได้จากกราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงกับการเคลื่อนที่ โดยรอบการเคลื่อนที่ A มีแรงต้านทานการเคลื่อนที่สูงสุดเท่ากับ 304 kN ส่วนรอบการเคลื่อนที่ B มีแรงต้านการเคลื่อนที่เท่ากับ 78 kN ก่อนที่โครงสร้างจะเกิดการวิบัติ

2. การเสื่อมถอยของสติฟเนส (Stiffness degradation)

จากผลการทดสอบชิ้นส่วนเสาที่ปราศจากความเหนียวในห้องปฏิบัติการบ่งชี้ว่าค่าสติฟเนสมีลักษณะการเปลี่ยนแปลงอยู่ 2 ชนิด คือ การลดแรงกระทำกับเพิ่มแรงกระทำเนื่องจากโมเมนต์ดัดของคอนกรีตเกิดการแตกร้าว และหน่วยแรงดึงของเหล็กเสริมเกิดการครากซึ่งค่าสติฟเนสที่ลดลงนี้เรียกว่า การเสื่อมถอยของสติฟเนส (Stiffness degradation) โดยที่การเสื่อมถอยของสติฟเนสเมื่อมีการลดแรงกระทำ (Unloading stiffness degradation) และการเสื่อมถอยของสติฟเนสเมื่อมีการเพิ่มแรงกระทำ (Reloading stiffness degradation) สามารถหาได้จากความชันของกราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงกับการเคลื่อนที่ (Force-Deformation) เป็นต้น

นัทธสม อินทรกำแหง และอาณัติ เรืองรัศมี (2546) ได้ศึกษาผลตอบสนองแผ่นดินไหวของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กโดยวิธีผลักด้านข้างแบบวัฏจักร ซึ่งเป็นการวิเคราะห์ที่พิจารณาผลของการเคลื่อนที่กระทำสลับกลับไปมาและมีการสลายพลังงานภายในองค์อาคาร ในการศึกษาได้ทำการเปรียบเทียบประสิทธิภาพของการวิเคราะห์ผลักด้านข้างแบบวัฏจักร กับการวิเคราะห์เชิงพลศาสตร์ และการวิเคราะห์ผลักด้านข้างโดยให้แรงในทิศทางเดียว อาคารตัวอย่างที่ใช้ในการศึกษาเป็นอาคารพักอาศัย สูง 5 ชั้น ซึ่งเป็นโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก ในการวิเคราะห์ได้พิจารณาเป็นโครงข้อแข็ง 2 มิติ และใช้แบบจำลองไฟเบอร์ (Fiber model) ในการจำลองพฤติกรรมไม่เชิงเส้นขององค์อาคาร เนื่องจากสามารถอธิบายความเสียหายที่เกิดขึ้นในระดับวัสดุขององค์อาคาร และพิจารณาผลของแรงตามแนวแกนที่แปรเปลี่ยนโดยไม่มีความซับซ้อนในการคำนวณมากนัก ในการศึกษาได้ทำการเปรียบเทียบกับผลจากการวิเคราะห์ที่เสนอกับผลจากการวิเคราะห์เชิงพลศาสตร์ โดยใช้คลื่นแผ่นดินไหวที่วัดได้ที่ฐานอาคารใบหยก 1 กรุงเทพมหานคร ปี ค.ศ. 1995 คลื่นแผ่นดินไหว El Centro ที่วัดได้ที่สถานี Imperial valley irrigation district

ปี ค.ศ. 1940 และคลื่นแผ่นดินไหวที่วัดได้ที่กรุงเม็กซิโก ปี ค.ศ. 1985 ในการวิเคราะห์ได้พิจารณาความเสียหายจากค่าความเหนียวเชิงดัดโค้ง (Curvature ductility) ที่เกิดขึ้นในองค์อาคาร จากการวิเคราะห์พบว่าความเสียหายที่เกิดขึ้นในอาคารจะเป็นแบบเสาอ่อน-คานแข็ง โดยพบความเสียหายในเสามากกว่าคาน เสาชั้นบนจะเกิดความเสียหายมากกว่าเสาชั้นล่างเนื่องจากการลดขนาดหน้าตัดเสา และการเสริมเหล็กให้น้อยลง เมื่อเปรียบเทียบประสิทธิภาพของการวิเคราะห์การผลักด้านข้างแบบวัฏจักร กับการวิเคราะห์เชิงพลศาสตร์ และการวิเคราะห์การผลักด้านข้างโดยให้แรงไปในทิศทางเดียว พบว่า การวิเคราะห์ผลักด้านข้างแบบวัฏจักรสามารถทำนายผลตอบสนองของอาคารได้ใกล้เคียงกับการวิเคราะห์เชิงพลศาสตร์ โดยมีค่าเปอร์เซ็นต์ความแตกต่างของการเปลี่ยนตำแหน่งที่ชั้นต่าง ๆ อัตราส่วนการเปลี่ยนตำแหน่งระหว่างชั้น และแรงภายใน ประมาณ 5% - 26% ส่วนการวิเคราะห์การผลักด้านข้างโดยให้แรงไปในทิศทางเดียวจะมีค่าเปอร์เซ็นต์ความแตกต่างของการเปลี่ยนตำแหน่งที่ชั้นต่าง ๆ อัตราส่วนการเปลี่ยนตำแหน่งระหว่างชั้น และแรงภายในเมื่อเปรียบเทียบกับการวิเคราะห์เชิงพลศาสตร์ประมาณ 3% - 30% โดยทั้งการวิเคราะห์ผลักด้านข้างแบบเป็นวัฏจักร และการวิเคราะห์ผลักด้านข้างโดยให้แรงในทิศทางเดียวจะสามารถทำนายรูปแบบความเสียหายของอาคารได้ใกล้เคียงกับการวิเคราะห์เชิงพลศาสตร์ แต่อย่างไรก็ตามจะมีความแตกต่างกันบ้างในเรื่องของลำดับการเกิดการคราก เนื่องจากมีการกระจายของแรงในอาคารที่แตกต่างกัน สำหรับการเปรียบเทียบพฤติกรรมขององค์อาคารพบว่า การวิเคราะห์ผลักด้านข้างแบบเป็นวัฏจักรให้ผลการตอบสนองที่แตกต่างการวิเคราะห์ผลักด้านข้างโดยให้แรงในทิศทางเดียว โดยสามารถอธิบายให้เห็นถึงพฤติกรรมขององค์อาคารซึ่งปรากฏการตกลงของกำลัง เมื่อเกิดการเคลื่อนที่สลับไปมา และมีเส้นโค้งโอบคลุม (Envelope curve) ในเสาซึ่งใกล้เคียงกับผลจากการวิเคราะห์เชิงพลศาสตร์

ไพบูลย์ ปัญญาคะโป (2552) ได้ศึกษาการวิเคราะห์หากำลังต้านทานแผ่นดินไหวของอาคารด้วยวิธีการผลักอาคารแบบวัฏจักร (Cyclic pushover analysis, CPA) เพื่อใช้ในการสร้างกราฟกำลังต้านทานแผ่นดินไหวบนพื้นฐานความเสียหายของโครงสร้างเป็นหลัก วิธีการนี้ใช้แรงกระทำแบบสถิตผลักอาคารด้วยการควบคุมค่าการเคลื่อนที่ของอาคาร แบบไป-กลับเป็นรอบ ๆ จนถึงค่าการเคลื่อนที่สูงสุด เพื่อแสดงความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนที่ฐานและการเคลื่อนตัวที่ยอดอาคาร พร้อมทั้งค่าระดับความเสียหายของอาคารตามเส้นทางการเคลื่อนที่ของโครงสร้าง ซึ่งวัดด้วยค่าดัชนีความเสียหายของโครงสร้าง ผลการวิเคราะห์สำหรับอาคารสูง 15 ชั้น พบว่าค่าระดับความเสียหายโดยเฉลี่ยของโครงสร้างซึ่งได้จากวิธีการผลักแบบวัฏจักร มีค่าสูงกว่าวิธีการผลักแบบสถิต (Pushover analysis) เนื่องจากผลของค่าความเสียหายสะสมของโครงสร้างอาคารจากพลังงาน

ที่ดูดซับในโครงสร้างอันเป็นผลมาจากวิธีการผลักแบบวัฏจักรให้ค่าที่สูงกว่าวิธีการผลักแบบสถิตที่ใช้โดยทั่วไป

ไพบูลย์ ปัญญาคะโป (2552) ได้ศึกษาผลกระทบของรูปแบบของการเคลื่อนที่ทางด้านข้างต่อกำลังต้านทานแผ่นดินไหวของอาคาร โดยการวิเคราะห์ด้วยวิธีการผลักแบบวัฏจักร (Cyclic pushover analysis, CPA) ซึ่งอาคารที่ใช้ในงานวิจัยนี้ เป็นโครงสร้างอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กสูง 14 ชั้น ระบบพื้น-เสา ซึ่งเป็นอาคารสูงตั้งอยู่ในเขตกรุงเทพมหานครและไม่ได้ออกแบบเพื่อต้านทานแรงแผ่นดินไหว การวิเคราะห์นี้ใช้รูปแบบแรงกระทำผลักอาคารมีลักษณะไป-กลับแบบวัฏจักรต่าง ๆ และเปรียบเทียบกับวิธี MPA จากผลการทดสอบพบว่า ค่าระดับความเสียหายของโครงสร้าง ซึ่งคำนวณด้วยวิธีการผลักอาคารแบบวัฏจักรมีค่าสูงกว่าวิธี MPA อย่างไรก็ตาม ผลการวิเคราะห์แสดงว่ารูปแบบของการเคลื่อนที่ทางด้านข้างมีผลต่อกำลังต้านทานแผ่นดินไหวของอาคาร

ไพบูลย์ ปัญญาคะโป (2554) ได้ศึกษาการประเมินความเสียหายภายใต้แรงแผ่นดินไหวของอาคารสูง โดยวิธีการผลักแบบวัฏจักร (Cyclic pushover analysis, CPA) ซึ่งงานวิจัยนี้เป็นการวิเคราะห์หาค่าการเคลื่อนที่สูงสุดและค่าระดับความเสียหายของอาคารสูง เนื่องจากแรงแผ่นดินไหวโดยวิธีการผลักแบบวัฏจักร ซึ่งเป็นการจำลองพฤติกรรมแรงกระทำให้ใกล้เคียงกับสภาพเหตุการณ์แผ่นดินไหวให้มากที่สุด ในการศึกษานี้เลือกอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กสูง 9 ชั้น ซึ่งเป็นอาคารที่พักอาศัยประเภทหอพักมาเป็นกรณีศึกษา ในการพัฒนาวิธีการนี้ได้ทำการวิเคราะห์หาค่าการเคลื่อนที่สูงสุด ซึ่งใช้ในการผลักอาคารแบบวัฏจักรพร้อมทั้งกำหนดรูปแบบการกระจายของแรงผลักตลอดความสูงอาคาร และรูปแบบประวัติการเคลื่อนที่และรูปแบบประวัติการเคลื่อนที่สำหรับแรงกระทำ แบบวัฏจักร ซึ่งในงานวิจัยนี้ใช้รูปแบบของประวัติเวลาของแรงกระทำจำนวน 4 แบบ เพื่อศึกษาผลของรูปแบบแรงกระทำต่อการเคลื่อนที่ของโครงสร้าง และนำผลตอบสนองไปเปรียบเทียบกับวิธีพลศาสตร์ไม่เชิงเส้น ซึ่งถือว่าเป็นวิธีการที่น่าเชื่อถือโดยใช้ข้อมูลคลื่นแผ่นดินไหวจำนวน 10 คู่ เป็นตัวแทนสำหรับพื้นที่ภาคเหนือของประเทศไทย และเปรียบเทียบกับวิธีการผลักแบบรวมโหมด ผลการศึกษาพบว่าค่าการเคลื่อนที่ทางด้านข้างสูงสุดบนยอดอาคาร ค่าการเคลื่อนที่สูงสุดของแต่ละชั้นอาคาร ค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ของชั้นอาคาร การเกิดข้อหมุนพลาสติกและค่าดัชนีความเสียหายซึ่งได้จากวิธีการผลักแบบวัฏจักร ให้ผลที่ใกล้เคียงกับค่าที่ถูกต้องมากกว่าวิธีการผลักแบบรวมโหมด เนื่องจากวิธีการผลักแบบวัฏจักรทำให้เกิดข้อหมุนพลาสติกที่โคนเสาชั้นล่าง และปลายคานในบริเวณชั้นล่าง ส่งผลให้โครงสร้างมีค่าสติฟเนสที่ลดลง ทำให้ความสามารถในการต้านทานการเคลื่อนที่ลดลง ซึ่งเป็นพฤติกรรมที่สอดคล้องกับพฤติกรรมโครงสร้างภายใต้แรงแผ่นดินไหว เป็นผลทำให้ค่าผลตอบสนองเหล่านี้เข้าใกล้กับค่าที่ถูกต้องยิ่งขึ้น

วัตถุประสงค์ของงานวิจัย

1. เพื่อประเมินค่าความถูกต้องของการทำนายการเคลื่อนที่เป้าหมายที่จุดยอดสำหรับโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กที่ปราศจากความเหนียว ด้วยวิธีแรงกระทำด้านข้างแบบแยกโหมดจากวิธีการผลักอาคารแบบวัฏจักร (Cyclic modal pushover analysis, CMPA) โดยการใช้ระบบขั้นเสรีเดียวเทียบเท่าที่คำนึงถึงผลของการเสื่อมถอย

2. เพื่อเปรียบเทียบผลตอบสนองที่ได้จากการวิเคราะห์ด้วยวิธีแรงสถิตไม่เชิงเส้น (Nonlinear static analysis, NSA) ในรูปแบบของแรงกระทำด้านข้างแบบแยกโหมดด้วยวิธีการผลักอาคารแบบวัฏจักร (Cyclic modal pushover analysis, CMPA) กับการวิเคราะห์ด้วยวิธีพลศาสตร์ (Dynamic) ในรูปแบบของการวิเคราะห์ด้วยวิธีประวัติเวลาไม่เชิงเส้น (Nonlinear response time history analysis, NL-RHA)

3. เพื่อศึกษาและพัฒนาแบบจำลองความเสียหายสำหรับโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กที่ปราศจากความเหนียว

ขอบเขตการศึกษา

1. อาคารที่ใช้ในการศึกษานี้เป็นโครงข้อแข็งที่มีความสูง 3, 6, 9 และ 12 ชั้น ที่มิได้ถูกออกแบบให้ต้านทานแรงแผ่นดินไหว

2. พฤติกรรมความเสียหายของชิ้นส่วนอาคารที่พิจารณาครอบคลุมทั้งความเสียหายเนื่องจากแรงดัดและแรงเฉือน

3. ในการศึกษานี้มิได้พิจาณาถึงการจำลองพฤติกรรมของฐานรากที่เกี่ยวกับข้อมูลการสำรวจชั้นดิน โดยสมมติให้ฐานรองรับอาคารเป็นแบบยึดแน่น (Fixed support)

ประโยชน์ที่คาดว่าจะได้รับ

1. ทำให้ทราบถึงค่าความถูกต้องและความคลาดเคลื่อนจากผลการวิเคราะห์ด้วยวิธีแรงกระทำด้านข้างแบบแยกโหมดจากวิธีการผลักอาคารแบบวัฏจักร (Cyclic modal pushover analysis, CMPA) เมื่อพิจาณาถึงความเสียหายเนื่องจากแรงดัดและแรงเฉือนเป็นหลัก

2. ทำให้เข้าใจประเภทของความเสียหายและการเลือกใช้แบบจำลองความเสียหายได้อย่างถูกต้อง

3. ทำให้เข้าใจและสามารถนำการจำลองจากโปรแกรมไปประยุกต์ใช้ในการออกแบบโครงสร้างอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กที่ปราศจากความเหนียวเพื่อต้านทานต่อแรงแผ่นดินไหว

4. สามารถประเมินสมรรถนะของอาคารที่มิได้ออกแบบต้านทานแผ่นดินไหวเพื่อหาแนวทางการเสริมกำลังและป้องกันความเสียหายที่จะเกิดขึ้นได้

บทที่ 2
ทฤษฎีที่เกี่ยวข้อง

การประเมินผลตอบสนองของอาคารที่มีพฤติกรรมอยู่ในช่วงยืดหยุ่น (Elastic) และไม่ยืดหยุ่น (Inelastic) สามารถหาได้จากการวิเคราะห์ด้วยวิธีประวัติเวลาไม่เชิงเส้น ซึ่งเป็นวิธีที่ถือว่ามีความถูกต้องมากที่สุด แต่อย่างไรก็ตามการวิเคราะห์ด้วยวิธีดังกล่าวนี้มีความยุ่งยากเป็นอย่างมาก เพื่อให้การวิเคราะห์หาผลตอบสนองของอาคารมีความง่ายและสะดวกรวดเร็วมากขึ้น ดังนั้นจึงได้มีการศึกษาและพัฒนาวิธีวิเคราะห์แรงสถิตไม่เชิงเส้น โดยพิจารณาให้แรงที่มากระทำกับโครงสร้างเป็นแรงสถิต ซึ่งในปัจจุบันวิธีการวิเคราะห์ดังกล่าวนิยมใช้กันอย่างแพร่หลาย ได้แก่ วิธีแรงกระทำด้านข้างแบบแยกโหมด โดยเมื่อไม่นานมานี้ได้มีการศึกษาวิธีการวิเคราะห์เชิงสถิตรูปแบบใหม่ คือ วิธีแรงกระทำด้านข้างแบบแยกโหมดปรับปรุง และสุดท้ายวิธีการวิเคราะห์แรงกระทำด้านข้างแบบแยกโหมดด้วยวิธีการผลักอาคารแบบวัฏจักร วิธีนี้เป็นวิธีที่ถูกพัฒนามาจากวิธีแรงกระทำด้านข้างแบบแยกโหมด ซึ่งในบทนี้จะกล่าวถึงทฤษฎีต่าง ๆ ที่เกี่ยวข้องโดยมีเนื้อหาดังต่อไปนี้

การวิเคราะห์หาผลตอบสนองเชิงเวลา (RESPONSE HISTORY ANALYSIS, RHA)

สมการการเคลื่อนที่เชิงอนุพันธ์สำหรับอาคารหลายชั้นโดยมีความเร่งที่พื้น ($\ddot{u}_g(t)$) ดังสมการต่อไปนี้

ระบบที่มีพฤติกรรมอยู่ในช่วงยืดหยุ่น (Elastic system):

$$\mathbf{m\ddot{u} + c\dot{u} + ku} = -\mathbf{m\iota}\ddot{u}_g(t) \tag{2-1a}$$

ระบบที่มีพฤติกรรมอยู่ในช่วงไม่ยืดหยุ่น (Inelastic system):

$$\mathbf{m\ddot{u} + c\dot{u} + f}_s(\mathbf{u}, \text{sign } \dot{\mathbf{u}}) = -\mathbf{m\iota}\ddot{u}_g(t) \tag{2-1b}$$

โดยที่ $\mathbf{m}$, $\mathbf{c}$, $\mathbf{k}$, $\mathbf{f}_s$, และ $\boldsymbol{\iota}$ เป็นเมทริกซ์มวล เมทริกซ์ตัวหน่วงแบบคลาสสิก สติฟเนสเมทริกซ์ แรงด้านข้างที่ N ชั้น เทียบกับประวัติการเคลื่อนที่ซึ่งเป็นฟังก์ชันไม่เชิงเส้นของการเคลื่อนที่ ($\boldsymbol{u}$) ทิศทางของความเร็ว ($sign\ \dot{\boldsymbol{u}}$) และอินฟลูเอนซ์เวคเตอร์ตามลำดับคำตอบที่ได้จากสมการ (2-1a) และ (2-1b) คือ ค่าการเคลื่อนที่ที่พื้นอาคารแต่ละชั้น โดยคำตอบที่ได้จากวิธีดังกล่าวถือว่าเป็นผลตอบสนองที่แท้จริง

ด้านขวาของสมการที่ (2-1a) และ (2-1b) เป็นแรงแผ่นดินไหวประสิทธิผลที่มากระทำกับระบบโครงสร้าง ซึ่งสามารถเขียนให้อยู่ในรูปของแรงภายนอกได้ดังนี้

$$\mathbf{p}_{\text{eff}}(t) = -\mathbf{m}\boldsymbol{\iota}\ddot{u}_g(t) \tag{2-2}$$

ขนาดของแรงแผ่นดินไหวในแต่ละชั้นมีค่าเท่ากับเวคเตอร์มวลชั้น $\mathbf{s} = \mathbf{m}\boldsymbol{\iota}$ คูณกับความเร่งที่พื้นดิน $\ddot{u}_g(t)$ ซึ่งกระจายอยู่ในรูปผลรวมของแรงเฉื่อย $\mathbf{s}_n$ ตามโหมดต่าง ๆ ดังนี้

$$\mathbf{s} = \sum_{n=1}^{N}\mathbf{s}_n = \sum_{n=1}^{N}\Gamma_n\mathbf{m}\boldsymbol{\phi}_n \tag{2-3}$$

โดยที่ $\boldsymbol{\phi}_n$ เป็นโหมดรูปร่างของคาบการสั่นไหวที่ n (ภาพที่ 2-1 และ ภาพที่ 2-2) และ

$$\Gamma_n = \frac{L_n}{M_n} \qquad L_n = \boldsymbol{\phi}_n^T\mathbf{m}\boldsymbol{\iota} \qquad M_n = \boldsymbol{\phi}_n^T\mathbf{m}\boldsymbol{\phi}_n \tag{2-4}$$

แทนที่สมการ (2-3) ลงในสมการ (2-2) ดังนั้น แรงแผ่นดินไหวประสิทธิผลสามารถเขียนให้อยู่ในรูปสมการได้ดังต่อไปนี้

$$\mathbf{p}_{\text{eff}}(t) = \sum_{n=1}^{N}\mathbf{p}_{\text{eff},n}(t) = \sum_{n=1}^{N}-\mathbf{s}_n\ddot{u}_g(t) \tag{2-5}$$

สำหรับระบบเชิงเส้นการเคลื่อนที่ด้านข้าง $u(t)$ สามารถแสดงให้อยู่ในรูปของการเคลื่อนที่ด้านข้างที่ชั้นในโหมดที่ n, $u_n(t)$ เนื่องจากแรงแผ่นดินไหวประสิทธิผลในโหมดที่ n, $\mathbf{p}_{\text{eff},n}(t)$ ที่มากระทำกับระบบของโครงสร้าง โดยการเคลื่อนที่ด้านข้างที่ชั้นในโหมดที่ n, $u_n(t)$ มีความสัมพันธ์เชิงเส้นกับโหมดรูปร่างของคาบการสั่นไหวที่ n, $\boldsymbol{\phi}_n$ ดังสมการต่อไปนี้

$$\mathbf{u}_n(t) = \boldsymbol{\phi}_n q_n(t) \tag{2-6}$$

โดยที่ $q_n(t)$ คือ พิกัดโหมดของโหมดที่ n

ดังนั้นการเคลื่อนที่ด้านข้างทั้งหมด $u(t)$ เนื่องจากแรง $\mathbf{p}_{\text{eff}}(t)$ สามารถแสดงให้อยู่ในรูปของพิกัดโหมดและโหมดรูปร่างได้ดังนี้

$$\mathbf{u}(t) = \sum_{r=1}^{n} \phi_r q_r(t) \tag{2-7}$$

แทนค่าสมการที่ (2-7) ลงในสมการที่ (2-1a) แล้วคูณเข้าทั้งสองข้างด้วย ϕ_n^T และอาศัยคุณสมบัติของออร์โทโกเนลิติ โดยที่ $\phi_n^T \mathbf{m} \phi_r \equiv 0$, $\phi_n^T \mathbf{c} \phi_r \equiv 0$ และ $\phi_n^T \mathbf{k} \phi_r \equiv 0$ เมื่อ $r \neq n$ ดังนั้นจะได้พิกัดโหมด (Modal coordinate, $q_n(t)$) อยู่ในรูปสมการ

$$\ddot{q}_n + 2\zeta_n \omega_n \dot{q}_n + \omega_n^2 q_n = -\Gamma_n \ddot{u}_g(t), \; n = 1,2,\ldots,N \tag{2-8}$$

โดยที่ ω_n เป็นความถี่ธรรมชาติ (Natural vibration period) และ ζ_n เป็นอัตราส่วนความหน่วงในโหมดที่ n จากสมการที่ (2-8) สามารถอธิบายได้ว่า สมการการเคลื่อนที่ของระบบที่มีระดับขั้นความเสรีเดียว (SDF) เป็นระบบที่มีพฤติกรรมอยู่ในช่วงยืดหยุ่น (Elastic)

ในกรณีของระบบที่มีพฤติกรรมอยู่ในช่วงไม่ยืดหยุ่น (Inelastic) การเคลื่อนที่ด้านข้างที่ชั้นในโหมดที่ n เนื่องจากแรง $\mathbf{p}_{\text{eff},n}(t)$ ไม่สามารถเขียนให้อยู่ในรูปสมการที่ (2-6) ได้ เหตุผลเนื่องมาจากความเกี่ยวโยงกัน (Coupling) ของพิกัดโหมด ดังนั้นเมื่อมีแรงกระทำด้านข้างมากระทำกับโครงสร้างอาคาร เส้นกราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่างแรงด้านข้างกับการเคลื่อนที่ในช่วงเริ่มต้นจะมีลักษณะเป็นเส้นตรงซึ่งจะมีการตอบสนองอยู่ในช่วงยืดหยุ่นแต่หลังจากมีการเพิ่มแรงผลักจนกระทั่งระบบโครงสร้างอาคารเกิดการคราก ความสัมพันธ์ระหว่างแรงด้านข้างกับการเคลื่อนที่จะมีลักษณะไม่เป็นเส้นตรงและมีผลตอบสนองอยู่ในช่วงพฤติกรรมแบบไม่ยืดหยุ่น (Inelastic) ทำให้ไม่สามารถใช้สมการที่ (2-6) แก้สมการได้โดยตรง แต่สามารถใช้เป็นแนวทางในการจัดรูปสมการที่ (2-1b) ให้อยู่ในรูปพิกัดโหมดเช่นเดียวกับระบบโครงสร้างที่มีพฤติกรรมแบบยืดหยุ่นได้ โดยกำหนดให้

$$\mathbf{u}_n(t) = \sum_{r=1}^{N} \phi_r q_r(t) \tag{2-9}$$

เช่นเดียวกันแรง $\mathbf{p}_{\text{eff},n}(t)$ สามารถจัดรูปใหม่ได้จากสมการที่ (2-1b) ดังนั้นจะได้

$$\mathbf{m}\ddot{\mathbf{u}} + \mathbf{c}\dot{\mathbf{u}} + \mathbf{f}_s(\mathbf{u}, \text{sign}\,\dot{\mathbf{u}}) = \mathbf{p}_{eff,n}(t) \tag{2-10}$$

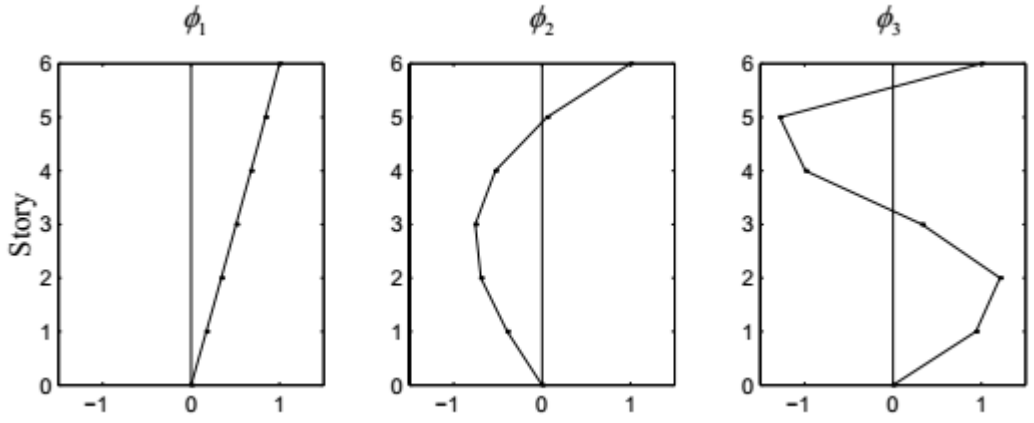
แทนค่าสมการที่ (2-9) ลงไปในสมการที่ (2-10) แล้วคูณตลอดด้วย ϕ_n^T พร้อมทั้งจัดรูปใหม่โดยอาศัยคุณสมบัติของออร์โทโกเนลิติโดยที่ $\phi_n^T \mathbf{m} \phi_r \equiv 0$, $\phi_n^T \mathbf{c} \phi_r \equiv 0$ ดังนั้นจะได้พิกัดโหมด (Modal coordinate,$q_n(t)$) อยู่ในรูปสมการ

$$\ddot{q}_n + 2\zeta_n \omega_n \dot{q}_n + \frac{F_{sn}(\mathbf{q}, \operatorname{sign} \dot{\mathbf{q}})}{M_n} = -\Gamma_n \ddot{u}_g(t) \tag{2-11}$$

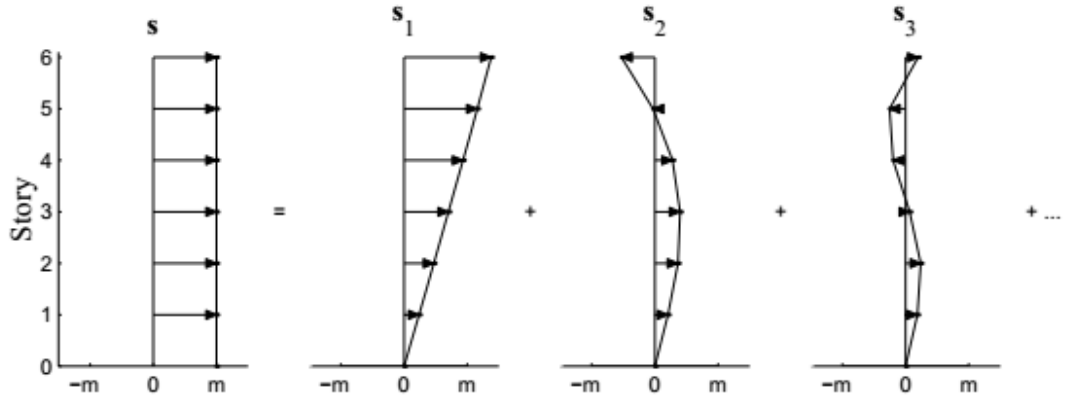
เมื่อ ω_n เป็นความถี่ธรรมชาติ (Natural vibration period) และ ζ_n เป็นอัตราส่วนความหน่วงในโหมดที่ n

$$F_{sn}(\mathbf{q}, \operatorname{sign} \dot{\mathbf{q}}) = \phi_n^T \mathbf{f}_s(\mathbf{u}, \operatorname{sign} \dot{\mathbf{u}}) \tag{2-12}$$

ถึงแม้ว่าการใช้คุณสมบัติของออร์โทโกเนลิติ (Orthogonality) สามารถอธิบายระดับขั้นความเสรีของแรงเฉื่อยและแรงหน่วงเพื่อนำไปสู่การหาแรงเฉื่อยและแรงหน่วงในโหมดที่ n ตามลำดับ โดยสมการที่ (2-1a) นั้นเป็นสมการการเคลื่อนที่ในรูปของพิกัดโหมดที่ n ของโครงสร้างที่มีพฤติกรรมในช่วงไม่ยืดหยุ่นซึ่งยังคงประกอบไปด้วยตัวแปรในรูปของพิกัดโหมดจำนวน N ตัวแปร เนื่องจากยังคงมีความเกี่ยวโยงกัน ในส่วนของแรงต้านทานดังนั้นการหาค่า $u(t)$ โดยการแก้สมการที่ (2-11) เพื่อหาค่า $q_n(t)$ แล้วแทนค่า $q_n(t)$ นี้ลงในสมการที่ (2-9) จะยังคงได้ผลตอบสนองของ $u(t)$ เหมือนกับค่า $u(t)$ ที่ได้จากการแก้สมการที่ (2-1b) โดยตรง



ภาพที่ 2-1 รูปร่างโหมดการสั่นไหว 3 โหมดแรก ของอาคารตัวอย่าง 6 ชั้น (Chintanapakdee & Chopra, 2003)



ภาพที่ 2-2 การกระจายรูปร่างโหมดของแรงแผ่นดินไหวประสิทธิผลสำหรับอาคารตัวอย่าง 6 ชั้น (m = มวลชั้น) (Chintanapakdee & Chopra, 2003)

การวิเคราะห์โดยใช้แรงกระทำด้านข้างแบบแยกโหมด (MODAL PUSHOVER ANALYSIS, MPA)

ถึงแม้ว่าวิธีวิเคราะห์แบบ NSA จะไม่สามารถใช้กับระบบโครงสร้างที่มีพฤติกรรมไม่เชิงเส้น แต่ภายใต้การตอบสนองของอาคารที่มีพฤติกรรมไม่เชิงเส้นต่อแรงสั่นสะเทือนที่มีขนาดไม่ใหญ่นัก มักพบว่าความเกี่ยวโยงของผลตอบสนองในโหมดหลักกับโหมดอื่น จะมีค่าไม่มาก ดังนั้นภายใต้สมมติฐานของการตอบสนองของโครงสร้างที่เกิดความเสียหายแต่ไม่รุนแรงอาจประมาณค่าผลตอบสนองของการเคลื่อนที่ที่พื้นอาคารได้จากสมการที่ (2-13) โดยอยู่บนพื้นฐานสมมติฐานที่สำคัญว่า ผลของความเกี่ยวโยงกันระหว่างโหมดมีค่าน้อยมากสามารถตัดทิ้งได้

$$\mathbf{u}(t) \approx \sum_{n=1}^{n} \phi_n q_n(t) \tag{2-13}$$

แทนค่าสมการที่ (2-13) ลงในสมการที่ (2-10) แล้วคูณตลอดด้วย ϕ_n^T พร้อมทั้งจัดรูปใหม่โดยอาศัยคุณสมบัติของออร์โทโกเนลิติ (Orthogonality) จะได้

$$\ddot{q}_n + 2\zeta_n \omega_n \dot{q}_n + \frac{F_{sn}(q_n, \text{sign}\,\dot{q}_n)}{M_n} = -\Gamma_n \ddot{u}_g(t) \tag{2-14}$$

ซึ่งสมการที่ (2-14) เป็นสมการการเคลื่อนที่ในรูปของพิกัดโหมดที่ n ของโครงสร้างที่มีพฤติกรรมอยู่ในช่วงไม่ยืดหยุ่นซึ่งยังคงประกอบไปด้วยตัวแปรในรูปของพิกัดโหมดจำนวน N ตัวแปร เนื่องจากยังคงมีความเกี่ยวโยงกัน ในส่วนของแรงต้านทานโดยผลลัพธ์ที่ได้จากสมการที่ (2-14) สามารถแปลงให้อยู่ในรูปของสมการการเคลื่อนที่ของระบบ SDF ได้โดยใช้ความสัมพันธ์ดังต่อไปนี้

$$q_n(t) = \Gamma_n D_n(t) \tag{2-15}$$

แปลงสมการที่ (2-14) ให้อยู่ในรูปพจน์ $D_n(t)$ ด้วยสมการที่ (2-15) จะได้

$$\ddot{D}_n + 2\zeta_n \omega_n \dot{D}_n + \frac{F_{sn}}{L_n} = -\ddot{u}_g(t) \tag{2-16}$$

และ $F_{sn} = F_{sn}(D_n, \text{sign}\,\dot{D}_n) = \phi_n^T \mathbf{f}_s(D_n, \text{sign}\,\dot{D}_n)$ (2-17)

สมการที่ (2-16) เป็นสมการของการเคลื่อนที่ในโหมดใด ๆ ของระบบที่มีระดับขั้นความเสรีเดียวที่มีพฤติกรรมอยู่ในช่วงไม่ยืดหยุ่นซึ่งประกอบด้วย 1) ความถี่ตามธรรมชาติ (ω_n) และอัตราส่วนความหน่วง (ζ_n) ที่โหมดใด ๆ 2) ระบบมวลประจำโหมด และ 3) ความสัมพันธ์ระหว่างแรงต้านทาน (F_{sn} / L_n) กับพิกัดโหมดรูปร่าง (D_n) ซึ่งหาได้จากสมการที่ (2-17) ในขั้นตอนของการวิเคราะห์โดยใช้แรงกระทำด้านข้างแบบแยกโหมด (MPA) นั้นค่าการเคลื่อนที่สูงสุดที่ชั้นบนสุดของอาคารในระบบหลายระดับขั้นความเสรี (MDF system) สามารถประมาณค่าได้จากผลตอบสนองสูงสุดของค่า D_n ของระบบขั้นความเสรีเดียวเทียบเท่า ซึ่งสามารถหาได้โดยตรงจากสมการที่ (2-16) ส่วนค่าการเคลื่อนที่สูงสุดที่ชั้นบนสุดของอาคาร u_{rno} ในระบบหลายระดับขั้นความเสรีนั้นสามารถแปลงจากค่าการเคลื่อนที่สูงสุดที่ชั้นบนสุดของอาคารในโหมดที่ n จากระบบที่มีระดับขั้นความเสรีเดียวเทียบเท่าโดยใช้ความสัมพันธ์ดังต่อไปนี้

$$u_{rno} = \Gamma_n \phi_{rn} D_n \tag{2-18}$$

ในสมการที่ (2-16) ความสัมพันธ์ระหว่างแรงต้านทานกับพิกัดโหมดรูปร่าง ($F_{sn} / L_n - D_n$) ของระบบขั้นความเสรีเดียวที่มีพฤติกรรมอยู่ในช่วงไม่ยืดหยุ่น สามารถหาได้จากเส้นโค้งแรงกระทำด้านข้าง (Pushover curve) ในโหมดที่ n ด้วยรูปแบบการกระจายแรงด้านข้าง (s_n^*) ตามสมการดังต่อไปนี้

$$\mathbf{s}_n^* = \mathbf{m}\phi_n \tag{2-19}$$

การวิเคราะห์โครงสร้างด้วยวิธีแรงกระทำด้านข้างแบบแยกโหมดเป็นวิธีวิเคราะห์หาผลตอบสนองสูงสุด (r_{no}) ของโครงสร้างโดยวิธีประมาณจากระบบไม่ยืดหยุ่นดีกรีความอิสระหลายขั้นเมื่อได้รับแรงแผ่นดินไหว $\mathbf{p}_{\text{eff},n}(t)$ โดยให้แรงด้านข้าง (s_n^*) จากสมการที่ (2-19) กระทำกับโครงสร้าง โดยผลักให้โครงสร้างมีค่าการเคลื่อนที่ที่ชั้นบนสุดมีค่าเท่ากับค่าการเคลื่อนที่สูงสุดที่ชั้นบนสุดของอาคารในโหมดที่ n (u_{rno}) ซึ่งสามารถคำนวณได้จากสมการที่ (2-18) เมื่อเพิ่มแรง (s_n^*) ผลักให้โครงสร้างไปจนถึง (u_{rno}) แล้วก็สามารถหาผลตอบสนองอื่นๆได้ เช่น การเคลื่อนที่สัมพัทธ์ (Story drift) โมเมนต์ดัด (Bending moment) และแรงเฉือนภายในชิ้นส่วนโครงสร้างได้ (Shear force) เป็นต้น ดังนั้น ผลตอบสนองรวมสูงสุด (r_o) สามารถคำนวณได้จากการรวมผลตอบสนองของทุกโหมดด้วยวิธีรากที่สองของผลรวมของกำลังสอง (Square-Root-of-Sum-of Squares, SRSS) ซึ่งเป็นวิธีที่ให้ผลตอบสนองรวมมีค่าใกล้เคียงผลตอบสนองที่แท้จริงและไม่ยุ่งยากซับซ้อนโดยมีรูปสมการดังนี้

$$r_o \approx \left(\sum_{n=1}^{N} r_{no}^2 \right)^{1/2} \tag{2-20}$$

คุณสมบัติของระบบไม่ยืดหยุ่นที่มีระดับขั้นความเสรีเดียว (Inelastic SDF system)

การหาค่า ($F_{sn} / L_n - D_n$) ในสมการที่ (2-16) ซึ่งเป็นความสัมพันธ์ระหว่างแรงด้านข้าง ($\mathbf{f}_s$) และ D_n ในสมการที่ (2-17) หาได้โดยการวิเคราะห์โครงสร้างที่มีพฤติกรรมแบบไม่เชิงเส้นภายใต้แรงกระทำแบบสถิต เสมือนว่าโครงสร้างเกิดการเคลื่อนที่ภายใต้ค่า $u = D_n \phi_n$ ด้วยการเพิ่มค่า D_n แต่ถึงอย่างไรก็ตามโปรแกรมที่ใช้วิเคราะห์โครงสร้างตามท้องตลาดโดยส่วนใหญ่ไม่สามารถหาค่าแรงจากการกำหนดการเคลื่อนที่ (Displacement controlled) ดังนั้นอีกวิธีหนึ่งที่สามารถวิเคราะห์ได้ คือ วิธีกำหนดด้วยแรง (Force controlled) โดยให้แรงด้านข้างกระจายตลอดความสูงของอาคารตามสมการที่ (2-19) แล้วทำการวิเคราะห์โครงสร้างเพื่อหาความสัมพันธ์ระหว่างค่าแรงเฉือนที่ฐานกับการเคลื่อนที่ที่ชั้นบนสุด เพื่อนำมาสร้างรูปความสัมพันธ์เชิงเส้นตรง (Bilinear idealization) ที่พิกัดโหมด n ดังแสดงในภาพที่ 2-3 (ก) โดย V_{bn} เป็นค่าแรงเฉือนที่ฐาน และ u_{rn} เป็นค่าการเคลื่อนที่ที่ชั้นบนสุด

$$F_{sn} = \frac{V_{bn}}{\Gamma_n} \quad , \quad D_n = \frac{u_{rn}}{\Gamma_n \phi_{rn}} \tag{2-21}$$

และที่สภาวะคราก

$$\frac{F_{sny}}{L_n} = \frac{V_{bny}}{M_n^*} \quad , \quad D_{ny} = \frac{u_{rny}}{\Gamma_n \phi_{rn}} \tag{2-22}$$

โดยที่ $M_n^* = L_n \Gamma_n$ เป็นมวลประสิทธิผลประจำโหมด (Effective modal mass) และจากสมการที่ (2-22) จะได้ความสัมพันธ์ระหว่าง($F_{sn} / L_n - D_n$) ดังนี้

$$\frac{F_{sny}}{L_n} = \omega_n^2 D_{ny} \tag{2-23}$$

จากสมการที่ (2-22) และ (2-23) นำมาแสดงเป็นความสัมพันธ์ตามภาพที่ 2-3 (ข) จะได้ว่า ความชันช่วงเริ่มต้น คือ ω_n^2 และคาบการสั่นไหวธรรมชาติ (T_n) ในแต่ละโหมดหาได้จาก

$$T_n = 2\pi\left(\frac{L_n D_{ny}}{F_{sny}}\right)^{1/2} \tag{2-24}$$

โดยที่ (T_n) ที่ได้จากสมการที่ (2-24) จะมีค่าต่างจากคาบการสั่นไหวธรรมชาติในระบบยืดหยุ่น ซึ่งโดยทั่วไปจะใช้ค่า T_n ที่ได้จากสมการที่ (2-16) และคุณสมบัติต่างๆของระบบขั้นความเสรีเดียวเทียบเท่าที่มีพฤติกรรมอยู่ในช่วงไม่ยืดหยุ่นสามารถคำนวณได้จากเส้นโค้งแรงกระทำด้านข้าง (Pushover curve) ประจำโหมด

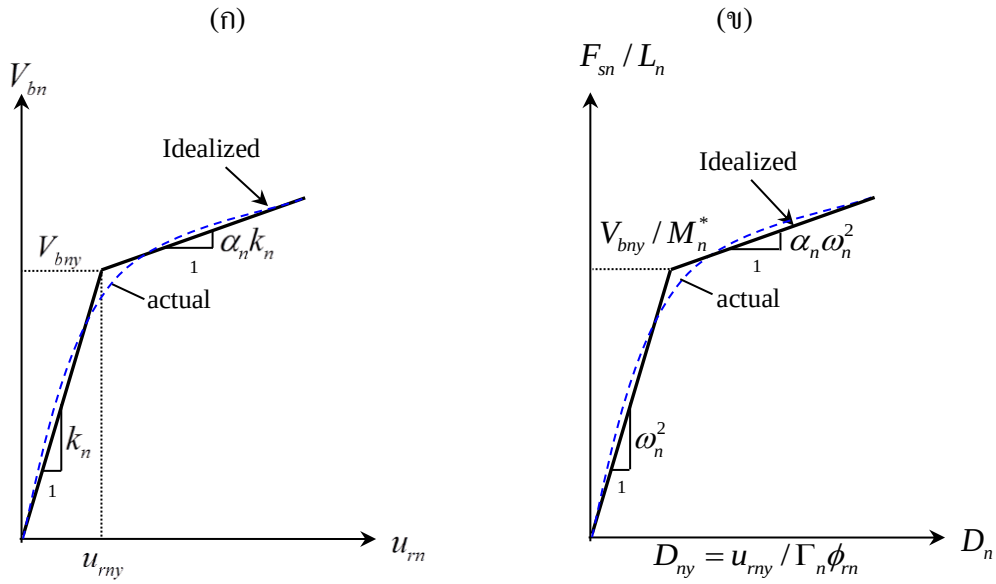
ขั้นตอนการวิเคราะห์โดยใช้แรงกระทำด้านข้างแบบแยกโหมด (Modal pushover analysis, MPA)

การวิเคราะห์โครงสร้างด้วยวิธีแรงกระทำด้านข้างแบบแยกโหมดเป็นวิธีวิเคราะห์หาผลตอบสนองสูงสุด (r_{no}) ของโครงสร้างโดยวิธีประมาณจากระบบไม่ยืดหยุ่นดีกรีความอิสระหลายขั้นเมื่อได้รับแรงแผ่นดินไหว $\mathbf{p}_{\text{eff},n}(t)$ โดยให้แรงด้านข้าง (s_n^*) จากสมการที่ (2-19) กระทำกับโครงสร้าง โดยผลักให้โครงสร้างมีค่าการเคลื่อนที่ที่ชั้นสูงสุดเท่ากับ (u_{rno}) ซึ่งค่า (u_{rno}) คำนวณได้จากสมการที่ (2-18) โดยที่ D_n เป็นค่าการเคลื่อนที่สูงสุดของ $D_n(t)$ หรือจากสเปกตรัมผลตอบสนองของระบบไม่ยืดหยุ่น (Inelastic response spectrum) เมื่อเพิ่มแรง (s_n^*) ผลักโครงสร้างไปจนถึง (u_{rno}) แล้วก็สามารถหาผลตอบสนองอื่น ๆ ได้ เช่น การเคลื่อนที่สัมพัทธ์ (Story drift) การหมุนของจุดต่อ และการหมุนของจุดหมุนที่สภาวะพลาสติก โดยมีขั้นตอนการวิเคราะห์ดังต่อไปนี้

1. คำนวณค่าความถี่ธรรมชาติ (ω_n) และโหมดรูปร่าง (ϕ_n) สำหรับระบบการสั่นไหวของอาคารในช่วงยืดหยุ่น

2. สร้างเส้นความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนที่ฐาน (V_{bn}) กับการเคลื่อนที่ที่ชั้นบนสุด (u_{rn}) ที่โหมดที่ n สำหรับรูปแบบการกระจายแรงด้านข้าง s_n^* ดังสมการที่ (2-19)

3. แปลงเส้นความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนที่ฐานกับการเคลื่อนที่ที่ชั้นบนสุดในข้อ 2 เป็นเส้นความสัมพัทธ์เชิงเส้นตรง (Bilinear idealization) ซึ่งมีอัตราส่วนของค่าสติฟเนสหลังเกิดการคราก คือ α_n (ดังภาพที่ 2-3 (ก)) โดยมีข้อกำหนด คือ พื้นที่ใต้เส้นความสัมพันธ์เชิงเส้นตรงต้องเท่ากับพื้นที่ใต้เส้นความสัมพันธ์ที่ได้ในข้อ 2 และแนวเส้นตรงในช่วงเริ่มต้นต้องตัดกับเส้นความสัมพันธ์ในข้อ 2 ที่พิกัด 60 เปอร์เซ็นต์ของค่าแรงเฉือนที่ฐานที่ทำให้โครงสร้างเกิดการคราก (Chintanapakdee & Chopra, 2003)



ภาพที่ 2-3 (ก) เส้นความสัมพันธ์แรงกระทำด้านข้าง (Pushover curve) และ (ข) เส้นความสัมพันธ์ระหว่างแรงกับการเคลื่อนที่ของระบบขั้นความเสรีเดียวที่มีพฤติกรรมอยู่ในช่วงยืดหยุ่น (Chintanapakdee & Jaiyong, 2012)

4. คำนวณหาค่าแรงเฉือนที่ฐานที่ทำให้โครงสร้างเกิดการคราก (V_{bny}), การเคลื่อนที่ที่ชั้นบนสุดที่ทำให้โครงสร้างเกิดการคราก (u_{rny}) และอัตราส่วนของค่าสติฟเนสหลังเกิดการคราก (α_n) จากเส้นความสัมพันธ์เชิงเส้นตรง (Bilinear idealization) ของระบบหลายระดับขั้นความเสรี (MDF system) ในขั้นตอนที่ 3 จากนั้นแปลงเส้นความสัมพันธ์เชิงเส้นตรงของ ($F_{sn}/L_n - D_n$) ในโหมดที่ n ด้วยสมการ $F_{sny}/L_n = V_{bny}/M_n^*$, และ $D_{ny} = u_{rny}/\Gamma_n\phi_{rn}$ โดยที่ ϕ_{rn} คือ ค่าโหมดรูปร่างที่ชั้นบนสุด

5. คำนวณค่าการเคลื่อนที่สูงสุด (D_n) ของระบบขั้นความเสรีเดียวในโหมดที่ n เนื่องจากแรงแผ่นดินไหว โดยใช้ขั้นตอนการวิเคราะห์ด้วยวิธี NL-RHA

6. คำนวณค่าการเคลื่อนที่สูงสุดที่ชั้นบนสุดของอาคาร (u_{rno}) ในโหมดที่ n ด้วยสมการ (2-18)

7. คำนวณผลตอบสนองต่าง ๆ ของอาคารโดยเพิ่มแรงกระทำด้านข้าง $\mathbf{s}_n^*$ ผลักอาคารจนกระทั่งการเคลื่อนที่ที่ชั้นบนสุดของอาคารมีค่าเท่ากับ (u_{rno})

8. ทำซ้ำขั้นตอนที่ 2 ถึง 7 สำหรับโหมดต่าง ๆ ที่มีส่วนร่วมอย่างมีนัยสำคัญในการตอบสนองรวม

9. คำนวณผลตอบสนองรวมโดยการรวมผลตอบสนองในแต่ละโหมดด้วยวิธี SRSS ตามสมการที่ (2-20) สำหรับการหมุนของจุดหมุนพลาสติกสามารถคำนวณได้จากผลตอบสนองรวมของการหมุนของจุดหมุนพลาสติกด้วยวิธี SRSS ลบด้วยค่าการหมุนของจุดหมุน ณ สภาวะจุดคราก

การวิเคราะห์โดยใช้แรงกระทำด้านข้างแบบแยกโหมดที่ถูกปรับปรุง (MODIFIED MODAL PUSHOVER ANALYSIS, MMPA)

การวิเคราะห์โครงสร้างด้วยวิธีแรงกระทำด้านข้างแบบแยกโหมดที่ถูกปรับปรุง (MMPA) มีหลักการเช่นเดียวกับวิธี MPA จะแตกต่างกันที่วิธี MMPA สมมติให้โครงสร้างมีพฤติกรรมอยู่ในช่วงยืดหยุ่นเมื่อมีการตอบสนองของโหมดที่สูงกว่าโหมดที่หนึ่ง ทั้งนี้เพื่อให้การวิเคราะห์กระทำได้ง่ายขึ้น โดยมีขั้นตอนการวิเคราะห์ดังต่อไปนี้

1. คำนวณค่าความถี่ธรรมชาติ (ω_n) และโหมดรูปร่าง (ϕ_n) สำหรับระบบการสั่นไหวของอาคารในช่วงยืดหยุ่น

2. สำหรับโหมดที่หนึ่ง คำนวณค่าผลตอบสนองสูงสุดของโหมดที่หนึ่ง (r_{1o}) ตามที่อธิบายไว้ในการวิเคราะห์ด้วยวิธี MPA ตามขั้นตอนที่ 2 ถึง 7

3. สร้างเส้นความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนที่ฐาน (V_{bn}) กับการเคลื่อนที่ที่ชั้นบนสุด (u_{rn}) โดยสมมุติให้โครงสร้างมีพฤติกรรมอยู่ในช่วงยืดหยุ่น

4. แปลงเส้นความสัมพันธ์ $(V_{bn} - u_{rn})$ จากขั้นตอนที่ 3 ให้เป็นเส้นความสัมพันธ์เชิงเส้นตรง (Bilinear idealization) โดยอยู่ในรูป ($F_{sn} / L_n - D_n$) ซึ่งเป็นความสัมพันธ์ระหว่างแรงกับการเคลื่อนที่ของระบบขั้นความเสรีเดียวที่มีพฤติกรรมอยู่ในช่วงยืดหยุ่น

5. คำนวณค่าการเคลื่อนที่สูงสุด (D_n) ในโหมดที่ n ของระบบขั้นความเสรีเดียวที่มีพฤติกรรมอยู่ในช่วงยืดหยุ่นโดยใช้การวิเคราะห์ด้วยวิธี RHA

6. คำนวณค่าการเคลื่อนที่สูงสุดที่ชั้นบนสุดของอาคาร (u_{rno}) ในโหมดที่ n ด้วยสมการ (2-18)

7. คำนวณผลตอบสนองต่าง ๆ ของอาคารโดยเพิ่มแรงกระทำด้านข้าง $\mathbf{s}_n^*$ ผลักอาคารจนกระทั่งการเคลื่อนที่ที่ชั้นบนสุดของอาคารมีค่าเท่ากับ (u_{rno})

8. ทำซ้ำขั้นตอนที่ 2 ถึง 7 สำหรับโหมดต่าง ๆ ที่มีส่วนร่วมอย่างมีนัยสำคัญในการตอบสนองรวม

9. คำนวณผลตอบสนองรวมโดยการรวมผลตอบสนองในแต่ละโหมดด้วยวิธี SRSS ตามสมการที่ (2-20) สำหรับการหมุนของจุดหมุนพลาสติกสามารถคำนวณได้จากผลตอบสนอง

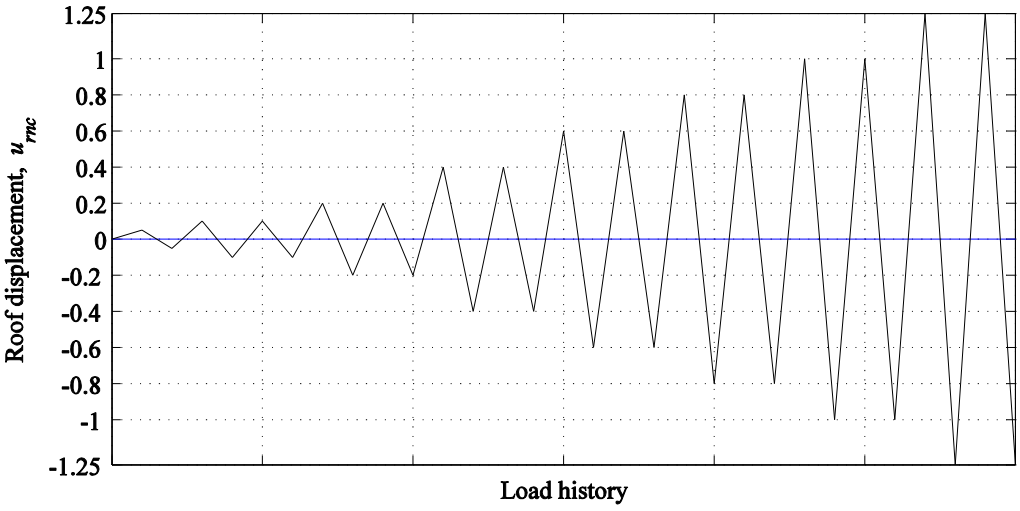
รวมของการหมุนของจุดหมุนพลาสติกด้วยวิธี SRSS ลบด้วยค่าการหมุนของจุดหมุน ณ สภาวะจุดคราก

การนำเสนอขั้นตอนเพิ่มเติมจากการวิเคราะห์แรงกระทำด้านข้างแบบแยกโหมดสำหรับโครงสร้างที่คำนึงถึงผลการเสื่อมถอย (PROPOSED EXTENSION OF MPA PROCEDURE FOR DEGRADING STRUCTURES)

ในหัวข้อนี้กล่าวถึงการประยุกต์ใช้วิธี MPA เพื่อประเมินความสามารถในการต้านทานแรงแผ่นดินไหวขององค์อาคารเนื่องจากการสั่นไหวของพื้นดิน ดังนั้นค่าการเคลื่อนที่เป้าหมายที่จุดยอดของอาคาร (Target roof displacement) จึงมีความจำเป็นอย่างมากที่จะใช้ในการประเมินความสามารถในการต้านทานแรงแผ่นดินไหวที่เกิดขึ้นทั่วโลก โดยส่วนใหญ่การประเมินความสามารถในการต้านทานแรงแผ่นดินไหวขององค์อาคารจะมีหลักการพื้นฐานมาจากการใช้วิธีวิเคราะห์เพื่อหาผลตอบสนองของระบบขั้นความเสรีเดียว (SDF system) แต่ไม่ได้พิจารณาถึงผลของการเสื่อมถอยที่เกิดขึ้นในโครงสร้างเลย ดังนั้นขั้นตอนการวิเคราะห์หาผลตอบสนองของระบบขั้นความเสรีเดียว (SDF system) ที่ไม่ได้คำนึงถึงผลของการเสื่อมถอยสำหรับโครงสร้างอาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก (Reinforced concrete building) นั้น อาจเป็นวิธีวิเคราะห์ที่ให้ค่าไม่ถูกต้องหรือไม่ใกล้เคียงกับความเป็นจริง ดังนั้นขั้นตอนการวิเคราะห์หาผลตอบสนองของระบบขั้นความเสรีเดียว (SDF system) ที่ได้กล่าวไปแล้วก่อนหน้านี้ ควรจะมีการออกแบบให้คำนึงถึงผลของการเสื่อมถอยในโครงสร้างด้วย ซึ่งคุณสมบัติของการเสื่อมถอยนี้สามารถหาได้จากการวิเคราะห์ด้วยวิธีการผลักอาคารแบบวัฏจักร (Cyclic pushover analysis, CPA) เพราะฉะนั้นเราจะสามารถสร้างเส้นความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนที่ฐาน (V_{bn}) กับการเคลื่อนที่ที่ชั้นบนสุด (u_{rn}) ของโครงสร้างได้จากเส้นโค้งแรงกระทำด้านข้างแบบวัฏจักร (Cyclic pushover cure) ได้อีกด้วย

การวิเคราะห์แรงกระทำด้านข้างแบบแยกโหมดด้วยวิธีการผลักอาคารแบบวัฏจักร (Cyclic Modal Pushover Analysis, CMPA)

วัตถุประสงค์หลักในการใช้แรงแบบวัฏจักรเพื่อนำมาสร้างเส้นความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนที่ฐาน (V_{bn}) กับการเคลื่อนที่ที่ชั้นบนสุด (u_{rn}) ของโครงสร้าง และศึกษาคุณสมบัติของการเสื่อมถอยที่มีผลต่อพฤติกรรมของโครงสร้างทั้งระบบโดยรูปแบบการกระจายของแรงผลักตลอดความสูงอาคาร s_n^* จะถูกนำเสนอในรูปแบบประวัติการเคลื่อนที่ (Displacement history) ดังแสดงในภาพที่ 2-4 ส่วนข้อมูลและรายละเอียดของประวัติการเคลื่อนที่จะถูกแสดงในตารางที่ 2-1

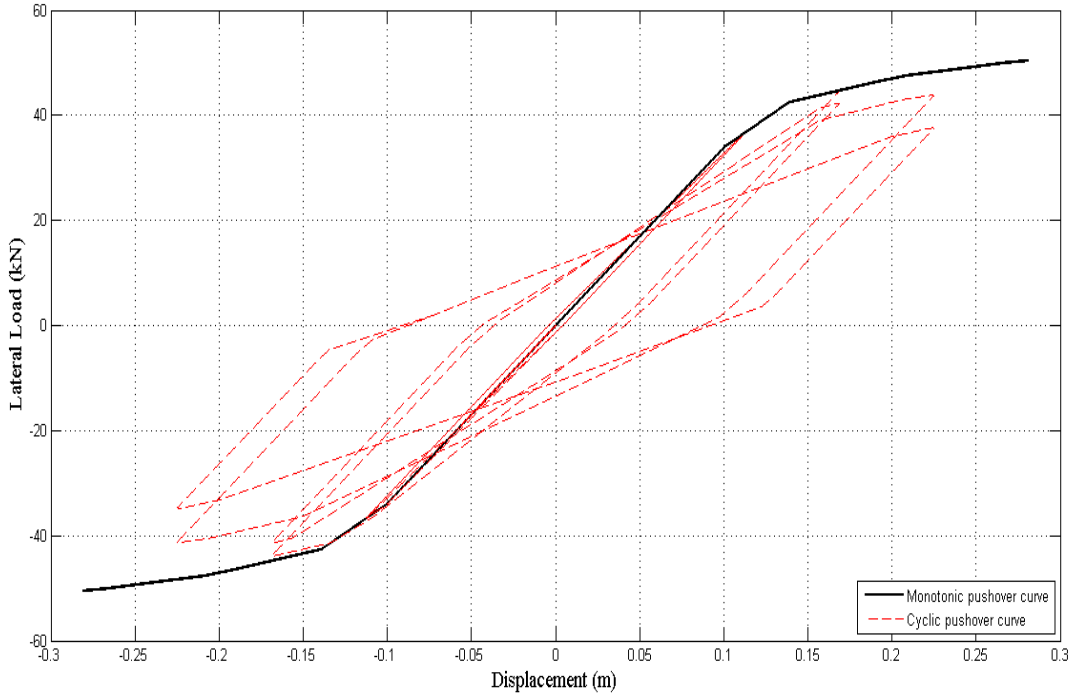


ภาพที่ 2-4 รูปแบบประวัติการเคลื่อนที่ (Displacement history) ตามวิธี modified-ISO (Chintanapakdee & Jaiyong, 2012)

ตารางที่ 2-1 ค่าการผลักให้อาคารเคลื่อนที่ไปในแต่ละรอบของรูปแบบประวัติการเคลื่อนที่ (Displacement history) ตามวิธี modified-ISO (Chintanapakdee & Jaiyong, 2012)

No. of cycles	1	2	2	2	2	2	2	2
Displacement	$0.05u_{rnc}$	$0.1u_{rnc}$	$0.2u_{rnc}$	$0.4u_{rnc}$	$0.6u_{rnc}$	$0.8u_{rnc}$	u_{rnc}	$1.25u_{rnc}$

โดยรูปแบบประวัติการเคลื่อนที่นี้ถูกพัฒนามาจากการเคลื่อนที่แบบ ISO Displacement ซึ่งเคยถูกนำมาใช้ในงานวิจัยของ Krawinkler (2009)



ภาพที่ 2-5 กราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนที่ฐาน และการเคลื่อนตัวที่ยอดอาคารระหว่างการผลักอาคารให้เคลื่อนที่ไปทางเดียวกับการผลักอาคารแบบวัฏจักรสำหรับโหมดที่ 1 ของตัวอย่างอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กสูง 4 ชั้น เนื่องจากรูปแบบการกระจายแรงด้านข้าง s_1^*

จากภาพที่ 2-5 ได้แสดงกราฟการผลักอาคารแบบวัฏจักร (Cyclic pushover curve) ที่คำนึงถึงผลการเสื่อมถอยของสติฟเนส และค่าการเสื่อมถอยของกำลัง ในส่วนของกราฟการผลักอาคารให้เคลื่อนที่ไปทางเดียว (Monotonic Pushover Curve) สามารถอธิบายได้จากเส้นโค้งขอบนอก จากกราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนที่ฐาน (Base shear) และการเคลื่อนตัวที่ยอดอาคาร (Roof displacement) ส่วนกราฟการผลักอาคารแบบวัฏจักร จะถูกนำเสนอในรูปของค่าพารามิเตอร์การเสื่อมถอยของสติฟเนส และค่าการเสื่อมถอยของกำลัง ดังนั้นความสัมพันธ์ระหว่างแรงกับการเคลื่อนที่ของระบบขั้นความเสรีเดียวเทียบเท่า ที่คำนึงถึงการเสื่อมถอย (Equivalent-degrading SDF system) น่าจะสามารถแสดงถึงพฤติกรรมการเสื่อมถอยของระบบหลายระดับขั้นความเสรี (MDF system) ที่คำนึงถึงผลการเสื่อมถอยได้เช่นกัน คุณสมบัติของระบบขั้นความเสรีเดียว ที่คำนึงถึงการเสื่อมถอยสามารถคำนวณได้จากการวิเคราะห์การผลักของอาคารที่มีพฤติกรรมไม่เป็นเส้นตรงเชิงสถิต (Nonlinear static pushover analysis) ของระบบหลายระดับขั้นความเสรี

(MDF system) ที่คำนึงถึงผลการเสื่อมถอย โดยมีขั้นตอนการวิเคราะห์อยู่ 2 ขั้นตอนดังนี้ 1) กราฟการผลักอาคารให้เคลื่อนที่ไปทางเดียว (Monotonic pushover curve) สามารถอธิบายได้จากเส้นโค้งขอบนอก (Envelop curve) และ 2) กราฟการผลักอาคารแบบวัฏจักร (Cyclic pushover curve) สามารถหาได้จากค่าพารามิเตอร์การเสื่อมถอย

ขั้นตอนการนำเสนอวิธีการคำนวณ

ขั้นตอนที่ 1**:** การวิเคราะห์ด้วยวิธีการผลักอาคารให้เคลื่อนที่ไปทางเดียว (Monotonic pushover analysis)

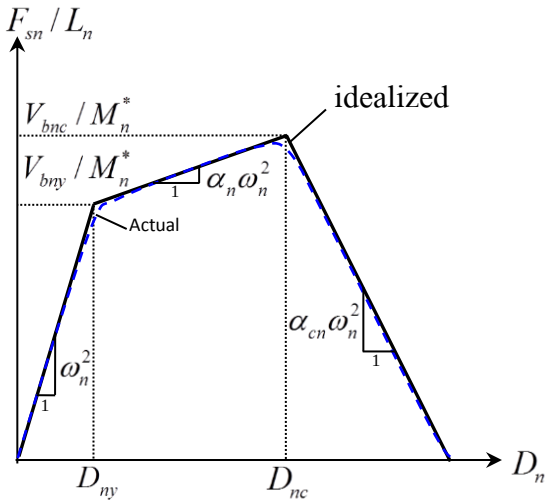
1. คำนวณค่าความถี่ธรรมชาติ (ω_n) และโหมดรูปร่าง (ϕ_n) สำหรับระบบการสั่นไหวของอาคารในช่วงยืดหยุ่น

2. สร้างเส้นความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนที่ฐาน (V_{bn}) กับการเคลื่อนที่ที่ชั้นบนสุด (u_{rn}) ที่โหมดที่ n สำหรับรูปแบบการกระจายแรงด้านข้าง $\mathbf{s}_n^*$ ดังสมการที่ (2-19)

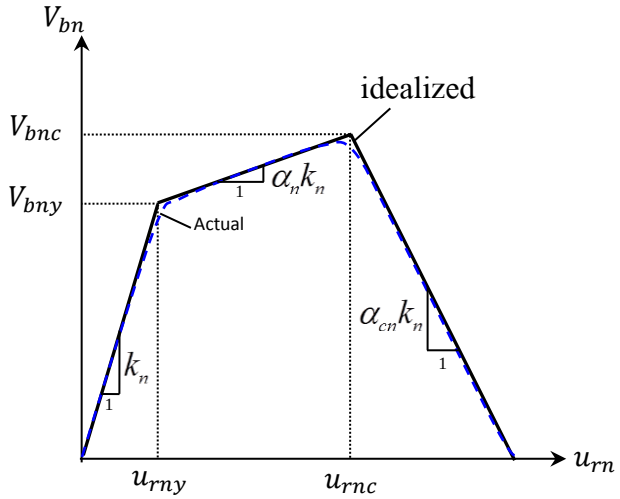
3. แปลงเส้นความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนที่ฐานกับการเคลื่อนที่ที่ชั้นบนสุดในข้อ 2 เป็นเส้นที่มีลักษณะเป็น Trilinear curve ซึ่งมีอัตราส่วนของค่าสติฟเนสหลังเกิดการคราก คือ (α) อัตราส่วนของค่าสติฟเนสสูงสุด คือ (α_{cap}) (ดังภาพที่ 2-6 (ก)) โดยมีข้อกำหนดคือพื้นที่ใต้เส้นความสัมพันธ์เชิงเส้นตรงต้องเท่ากับพื้นที่ใต้เส้นความสัมพันธ์ที่ได้ในข้อ 2 และแนวเส้นตรงในช่วงเริ่มต้นต้องตัดกับเส้นความสัมพันธ์ในข้อ 2 ที่พิกัด 60 เปอร์เซ็นต์ของค่าแรงเฉือนที่ฐานที่ทำให้โครงสร้างเกิดการครากและแรงเฉือนที่ฐานสูงสุด (V_{bnc}) ในเส้นความสัมพัทธ์เชิงเส้นตรงจะมีค่าเท่ากับค่าแรงเฉือนที่ฐานสูงสุดที่ได้จากเส้นความสัมพันธ์ของการผลักอาคาร (Pushover curve)

4. แปลงเส้นความสัมพัทธ์เชิงเส้นตรงของ $\left(F_{sn}/L_n - D_n\right)$ ในโหมดที่ n ซึ่งเป็นความสัมพันธ์ระหว่างแรงกับการเคลื่อนที่ของระบบขั้นความเสรีเดียวที่มีพฤติกรรมแบบไม่ยืดหยุ่น (ดังภาพที่ 2-6 (ข)) ด้วยสมการ $F_{sny}/L_n = V_{bny}/M_n^*$ และ $D_{ny} = u_{rny}/\Gamma_n\phi_{rn}$ โดยที่ ϕ_{rn} คือ ค่าโหมดรูปร่างที่ชั้นบนสุด

(ก) เส้นความสัมพันธ์แรงกระทำด้านข้าง (Pushover curve)



(ข) เส้นความสัมพันธ์ระหว่างแรงกับการเคลื่อนที่ $F_{sn}/L_n - D_n$



ภาพที่ 2-6 คุณสมบัติในโหมดที่ n จากเส้นความสัมพันธ์ระหว่างแรงกับการเคลื่อนที่ของระบบขั้นความเสรีเดียวที่มีพฤติกรรมอยู่ในช่วงไม่ยืดหยุ่นที่คำนึงถึงผลของการเสื่อมถอย (Chintanapakdee & Jaiyong, 2012)

ขั้นตอนที่ 2**:** การวิเคราะห์ด้วยวิธีการผลักอาคารแบบวัฏจักร (Cyclic pushover analysis)

หลังจากสร้างเส้นความสัมพันธ์ของแรงกระทำด้านข้างด้วยวิธีการผลักอาคารให้เคลื่อนที่ไปทางเดียวแล้ว (Monotonic pushover analysis) ในขั้นตอนที่ 2 จะคำนวณค่าพารามิเตอร์การเสื่อมถอยและประเมินค่าการเคลื่อนที่เป้าหมาย (Target roof displacement) ของระบบหลายระดับขั้นความเสรี (MDF system)

ขั้นตอนการวิเคราะห์ด้วยวิธีการผลักอาคารแบบวัฏจักร (Cyclic pushover analysis) สำหรับคำนวณหาค่าผลตอบสนองสูงสุด (D_n) ของระบบขั้นความเสรีเดียวที่มีพฤติกรรมอยู่ในช่วงไม่ยืดหยุ่นที่คำนึงถึงผลของการเสื่อมถอย สรุปได้ดังนี้

5. สร้างเส้นความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนที่ฐาน (V_{bn}) กับการเคลื่อนที่ที่ชั้นบนสุด (u_{rn}) ที่โหมดที่ n สำหรับรูปแบบการกระจายแรงด้านข้าง ดังสมการที่ (2-19) โดยใช้รูปแบบของประวัติเวลาของแรงกระทำ (Loading history protocol) ดังแสดงในตารางที่ 2-1

6. ที่โหมดเดียวกัน คำนวณค่าพารามิเตอร์การเสื่อมถอยของระบบขั้นเสรีเดียวเทียบเท่าที่คำนึงถึงผลของการเสื่อมถอย โดยทำการ trial and error ค่าของพารามิเตอร์การเสื่อมถอยจนกระทั่งเส้นความสัมพันธ์ระหว่างแรงกับการเคลื่อนที่ $\left(F_{sn}/L_n - D_n\right)$ แบบวัฏจักรของโหมดนั้นๆ จะสอดคล้องกับเส้นความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนที่ฐาน (V_{bn}) และการเคลื่อนที่ที่ชั้นบนสุด (u_{rno}) ในขั้นตอนที่ 5

7. คำนวณค่าการเคลื่อนที่สูงสุด (D_n) ของระบบขั้นความเสรีเดียวที่มีพฤติกรรมอยู่ในช่วงไม่ยืดหยุ่นที่คำนึงถึงผลของการเสื่อมถอยในโหมดที่ n โดยใช้ขั้นตอนการวิเคราะห์ด้วยวิธี NL-RHA

8. คำนวณค่าการเคลื่อนที่สูงสุดที่ชั้นบนสุดของอาคาร (u_{rno}) ของระบบขั้นความเสรีเดียวที่มีพฤติกรรมอยู่ในช่วงไม่ยืดหยุ่นที่คำนึงถึงผลของการเสื่อมถอยในโหมดที่ n ด้วยสมการ (2-18)

9. แยกผลตอบสนองต่าง ๆ ของอาคารที่ต้องการ (r_{no}) จากข้อมูลการผลักอาคารเมื่อการเคลื่อนที่ที่ชั้นบนสุดของอาคารมีค่าเท่ากับ (u_{rno})

10. ทำซ้ำขั้นตอนที่ 2 ถึง 9 สำหรับโหมดต่าง ๆ ที่มีส่วนร่วมอย่างมีนัยสำคัญในการตอบสนองรวม

11. หาผลตอบสนองรวมของระบบโครงสร้างโดยใช้สมการที่ (2-20)

บทที่ 3

แบบจำลองอาคารตัวอย่าง คลื่นแผ่นดินไหวที่ใช้ในการศึกษา กรณีศึกษาและการประมวลผลเชิงสถิติ

บทนำ

ระบบอาคารที่คำนึงถึงผลของการเสื่อมถอยที่ใช้ในการศึกษานี้ประกอบด้วยโครงข้อแข็ง 1 ช่วงเสา มีความสูงแตกต่างกัน 4 รูปแบบความสูง ได้แก่ โครงข้อแข็งความสูง 3, 6, 9 และ 12 ชั้น ซึ่งไม่ได้มีการออกแบบต้านทานแผ่นดินไหว โดยทำการวิเคราะห์แรงกระทำด้านข้างแบบแยกโหมดด้วยวิธีการผลักอาคารแบบวัฏจักร (Cyclic modal pushover analysis, CMPA) ผลของการวิเคราะห์จะแสดงในรูปแบบของค่าการเคลื่อนที่สูงสุดบนยอดอาคาร ค่าการเคลื่อนที่สูงสุดของแต่ละชั้นอาคาร ค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้น การเกิดข้อหมุนพลาสติกและระดับความเสียหาย และนำไปเปรียบเทียบกับ วิธีประวัติเวลาไม่เชิงเส้น (Nonlinear response time history analysis, NL-RHA) ซึ่งถือว่าเป็นวิธีการที่น่าเชื่อถือ ข้อมูลคลื่นแผ่นดินไหวที่ใช้ในการศึกษาเป็นคลื่นแผ่นดินไหวระยะไกลกรณีคลื่น LMSR ที่มีจำนวน 20 คลื่น (Chintanapakdee & Chopra, 2003) โดยมีระดับความรุนแรงที่ต่างกัน ซึ่งจะได้กล่าวในบทอื่น ๆ ต่อไป

ตัวอย่างอาคารที่ใช้ในการศึกษา

แบบจำลองโครงข้อแข็ง

ระบบโครงข้อแข็งสมมติที่ใช้ในการศึกษานี้ประกอบด้วยโครงข้อแข็ง 1 ช่วงเสา มีความสูงแตกต่างกัน 4 รูปแบบความสูง ได้แก่โครงข้อแข็งความสูง 3, 6, 9 และ 12 ชั้น ดังแสดงในภาพที่ 3-1 โครงข้อแข็งที่ใช้ในการศึกษานี้กำหนดให้มีน้ำหนักบรรทุกดังต่อไปนี้

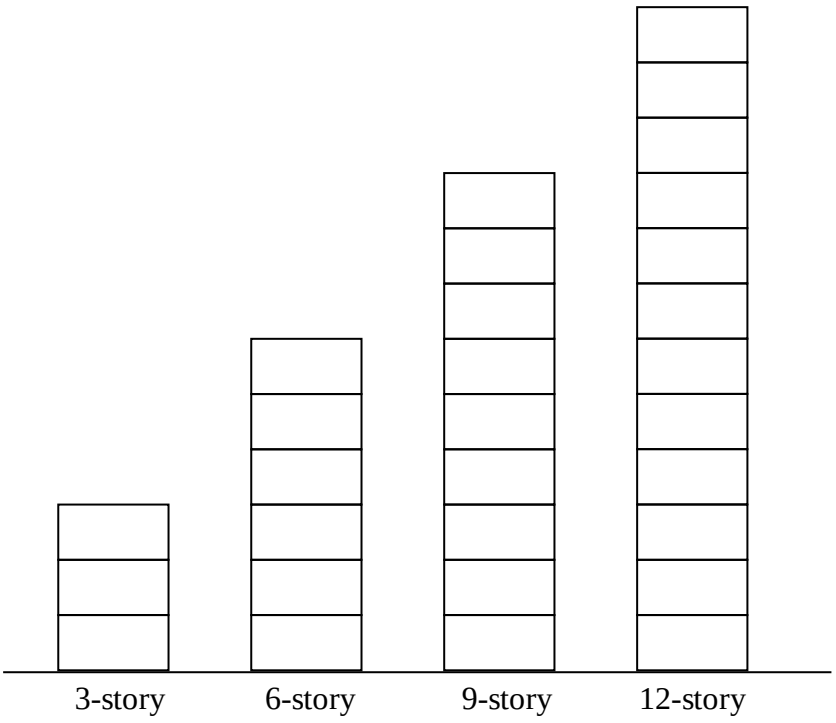
1. สำหรับโครงข้อแข็งที่มีความสูง 3 ชั้น กำหนดให้มีน้ำหนักบรรทุกในชั้นที่ 1 = 8000 kg ชั้นที่ 2 = 5000 kg และชั้นที่ 3 = 2500 kg โดยมีความสูงระหว่างชั้นเท่ากับ 3 เมตร และคานมีช่วงความยาวทุกชั้นเท่ากับ 4 เมตร

2. สำหรับโครงข้อแข็งที่มีความสูง 6 ชั้น กำหนดให้มีน้ำหนักบรรทุกในชั้นที่ 1 = 8000 kg ชั้นที่ 2 = 8000 kg ชั้นที่ 3 = 5000 kg ชั้นที่ 4 = 5000 kg ชั้นที่ 5 = 2500 kg และชั้นที่ 6 = 2500 kg โดยมีความสูงระหว่างชั้นเท่ากับ 3 เมตร และคานมีช่วงความยาวทุกชั้นเท่ากับ 4 เมตร

3. สำหรับโครงข้อแข็งที่มีความสูง 9 ชั้น กำหนดให้มีน้ำหนักบรรทุกในชั้นที่ 1 = 8000 kg ชั้นที่ 2 = 8000 kg ชั้นที่ 3 = 8000 kg ชั้นที่ 4 = 5000 kg ชั้นที่ 5 = 5000 kg ชั้นที่ 6 = 5000 kg ชั้นที่ 7 = 2500 kg ชั้นที่ 8 = 2500 kg และชั้นที่ 9 = 2500 kg โดยมีความสูงระหว่างชั้นเท่ากับ 3 เมตร และคานมีช่วงความยาวทุกชั้นเท่ากับ 4 เมตร

4. สำหรับโครงข้อแข็งที่มีความสูง 12 ชั้น กำหนดให้มีน้ำหนักบรรทุกในชั้นที่ 1 = 8000 kg ชั้นที่ 2 = 8000 kg ชั้นที่ 3 = 8000 kg ชั้นที่ 4 = 8000 kg ชั้นที่ 5 = 5000 kg ชั้นที่ 6 = 5000 kg ชั้นที่ 7 = 5000 kg ชั้นที่ 8 = 5000 kg ชั้นที่ 9 = 2500 kg ชั้นที่ 10 = 2500 kg ชั้นที่ 11 = 2500 kg และชั้นที่ 12 = 2500 kg โดยมีความสูงระหว่างชั้นเท่ากับ 3 เมตร และคานมีช่วงความยาวทุกชั้นเท่ากับ 4 เมตร

5. คาบการสั่นไหวของโครงข้อแข็งในโหมดต่าง ๆ แสดงไว้ในตารางที่ 3-1

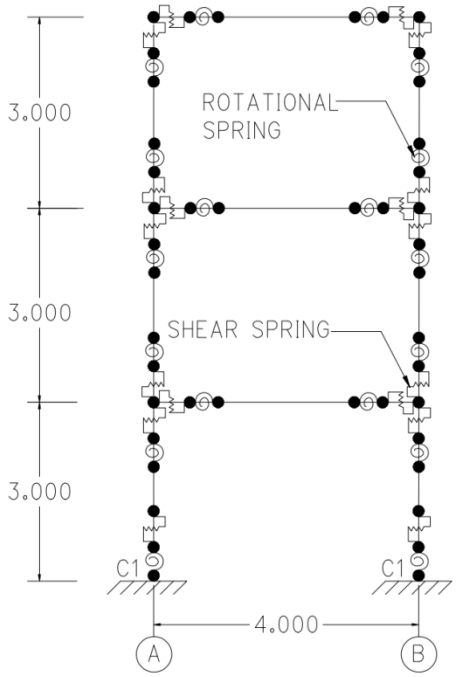


ภาพที่ 3-1 โครงข้อแข็งความสูง 3, 6, 9 และ 12 ชั้น 1 ช่วงเสาที่ใช้ในการศึกษา

ตารางที่ 3-1 โหมดคาบการสั่นไหวธรรมชาติของโครงข้อแข็ง

Mode	Modal vibration period, T_n (วินาที)			
	Number of stories			
	3	6	9	12
1	0.53	0.75	1.15	1.58
2	-	-	0.45	0.63

ชิ้นส่วนของจุดหมุนพลาสติกจะเป็นแบบจำลองที่แสดงพฤติกรรมไม่เชิงเส้นของชิ้นส่วนโครงสร้างที่เกิดความความเสียหายเนื่องจากแรงดัดและความเสียหายเนื่องจากแรงเฉือน โดยจุดหมุนพลาสติก (Plastic hinges) ที่เกิดขึ้นกับองค์อาคารจะเกิดตรงบริเวณปลายทั้งสองข้างของคานและเสา ซึ่งค่าโมเมนต์และแรงเฉือนที่จุดครากของแต่ละจุดหมุนพลาสติกถูกออกแบบให้เกิดการครากพร้อมกันทั้งโครงสร้าง ดังแสดงไว้ในภาพที่ 3-2



ภาพที่ 3-2 แบบจำลองจุดหมุนพลาสติก (Plastic hinges) ของโครงข้อแข็งความสูง 3 ชั้น 1 ช่วงเสา

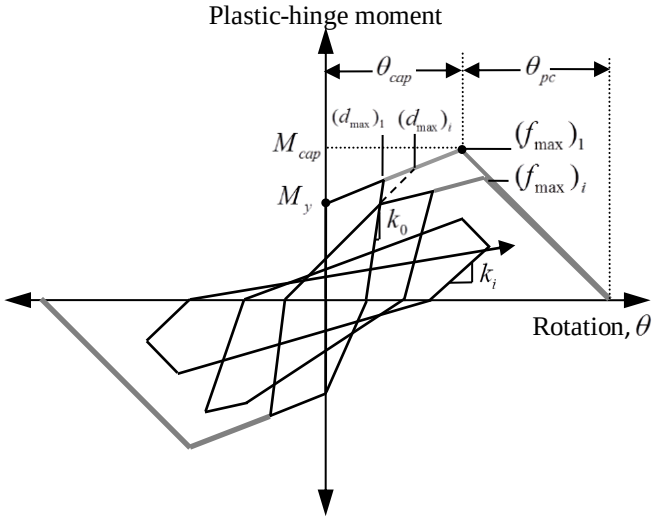
แบบจำลองของโครงสร้าง

แบบจำลองพฤติกรรมความเสียหายของชิ้นส่วนโครงสร้างที่คำนึงถึงผลของค่าการเสื่อมถอยของสติฟเนส และค่าการเสื่อมถอยของกำลัง ประกอบด้วย ความเสียหายเนื่องจากแรงดัด และความเสียหายเนื่องจากแรงเป็นหลัก ในการศึกษานี้พฤติกรรมไม่เชิงเส้นของชิ้นส่วนโครงสร้างจะถูกแสดงด้วยแบบจำลองสปริงโดยแบ่งตามลักษณะดังต่อไปนี้

1. แบบจำลองความเสียหายเนื่องจากแรงดัด (Flexure failure)

1.1 จุดหมุนพลาสติก (Plastic hinge model)

ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์กับมุมหมุนของจุดหมุนพลาสติกจะเป็นแบบจำลองที่แสดงพฤติกรรมไม่เชิงเส้นของชิ้นส่วนโครงสร้างที่เกิดความเสียหายเนื่องจากแรงดัด และรูปแบบฮิสเทอรีซิสของจุดหมุนพลาสติกที่คำนึงถึงผลการเสื่อมถอยซึ่งได้แสดงไว้ในภาพที่ 3-3



ภาพที่ 3-3 ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์ (Moment) กับมุมหมุน (Rotation) ของจุดหมุนพลาสติกที่คำนึงถึงค่าการเสื่อมถอย (Chintanapakdee & Jaiyong, 2012)

เส้น Envelope curve ที่ได้จากความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์ (Moment) กับมุมหมุน (Rotation) จะขึ้นอยู่กับพารามิเตอร์ 4 ตัวแปร หลัก ๆ ดังนี้ โมเมนต์ดัดที่จุดคราก (M_y) โมเมนต์ดัดที่จุดสูงสุด (M_c) มุมหมุนที่จุดสูงสุด (θ_{cap}) และมุมหมุนที่จุดสุดท้ายจากจุดสูงสุดจนถึงจุดที่กำลังเป็นศูนย์ (θ_{pc}) ซึ่งการคำนวณหาค่าพารามิเตอร์ทั้ง 4 ตัวแปรจะกล่าวในหัวข้อถัดไป

1.2 สมการความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์ (Moment) กับมุมหมุน (Rotation) ที่ใช้ในการวิเคราะห์แบบจำลอง

จากภาพที่ 3-4 ซึ่งได้แสดงความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์กับมุมหมุนซึ่งมีค่าค่าพารามิเตอร์ที่ต้องนำไปใช้ในการวิเคราะห์สร้างแบบจำลองต่าง ๆ ดังต่อไปนี้

1.2.1 โมเมนต์ดัดที่จุดคราก (M_y) คำนวณหาได้จากโมเมนต์ดัดเมื่อเหล็กเสริมเริ่มครากโดยทำการวิเคราะห์หาโมเมนต์ดัดที่จุดครากของ เสา-คานคอนกรีตเสริมเหล็ก ตามมาตรฐานสำหรับอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กของ ACI 318-89 ดังสมการต่อไปนี้

$$M_y = A_s f_y jd \tag{3-1}$$

1.2.2 โมเมนต์ดัดที่จุดสูงสุด (M_c) สามารถคำนวณได้จากสมการตามงานวิจัยของ (Haselton and Deierlein, 2006) ดังสมการต่อไปนี้

$$M_c/M_y = (1.25)(0.89)^{\upsilon}(0.91)^{0.01 C_{units} fc'} \tag{3-2}$$

1.2.3 มุมหมุนที่จุดคราก (θ_y) มีค่าน้อยมากซึ่งจะประมาณให้มีค่าเข้าใกล้ศูนย์ อ้างอิงจากงานวิจัยของ (Haselton and Deierlein, 2007)

1.2.4 มุมหมุนพลาสติกจากจุดครากถึงจุดสูงสุด ($\theta_{cap,pl}$) สามารถคำนวณได้จากสมการตามงานวิจัยของ (Haselton & Deierlein, 2007) ดังสมการต่อไปนี้

$$\theta_{cap,pl} = 0.13(1 + 0.55 a_{sl})(0.13)^{\nu}(0.02 + 40\rho_{sh})^{0.65}(0.57)^{0.01 C_{units} fc'} \tag{3-3}$$

1.2.5 มุมหมุนรวมที่จุดสูงสุด ($\theta_{cap,tot}$) สามารถคำนวณได้จากสมการตามงานวิจัยของ (Haselton & Deierlein, 2007) ดังสมการต่อไปนี้

$$\theta_{cap,tot} = 0.14(1 + 0.4 a_{sl})(0.19)^{\nu}(0.02 + 40\rho_{sh})^{0.54}(0.62)^{0.01 C_{units} fc'} \tag{3-4}$$

1.2.6 มุมหมุนที่จุดสุดท้ายจากจุดสูงสุดจนถึงจุดที่กำลังเป็นศูนย์ (θ_{pc}) สามารถคำนวณได้จากสมการตามงานวิจัยของ (Haselton & Deierlein, 2007) ดังสมการต่อไปนี้

$$\theta_{pc} = 0.76(0.031)^{\nu}(0.02 + 40\rho_{sh})^{1.02} \leq 0.10 \tag{3-5}$$

เมื่อ υ คือ อัตราส่วนระหว่างแรงในแนวแกนกับพื้นที่หน้าตัดทั้งหมดคูณด้วย

กำลังอัดของคอนกรีต $= \frac{P}{A_g fc'}$

C_{units} คือ ค่าตัวแปรการเปลี่ยนหน่วย มีค่าเท่ากับ 1 เมื่อ $f_{c'}$ และ f_y มีหน่วยเป็น Mpa และมีค่าเท่ากับ 6.9 เมื่อ $f_{c'}$ และ f_y มีหน่วยเป็น ksi

a_{sl} คือ ดัชนีแปรผกผันในการทดสอบแบบที่เลื่อนไม่ได้มีค่าเท่ากับ 1 และ

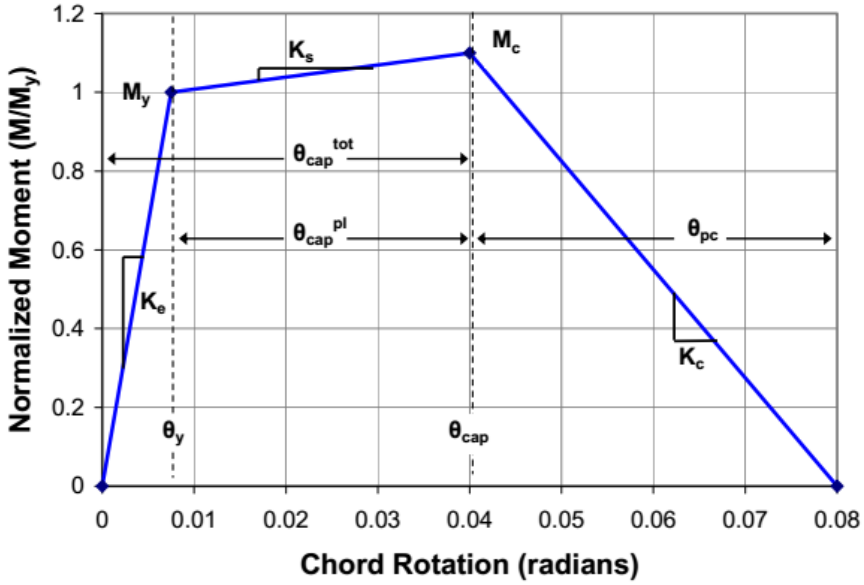
ดัชนีแปรผกผันในการทดสอบแบบเลื่อนไม่ได้มีค่าเท่ากับ 0

ρ_{sh} คือ อัตราส่วนพื้นที่ของเหล็กเสริมตามขวาง $(\frac{A_{sh}}{sb})$

A_{sh} คือ พื้นที่หน้าตัดเหล็กปลอก (ตารางเมตร)

s คือ ระยะห่างระหว่างผิวของเหล็กปลอก (เมตร)

b คือ ความกว้างของผิวด้านรับแรงอัดขององค์อาคาร (เมตร)



ภาพที่ 3-4 ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์ (Moment) กับมุมหมุน (Rotation)

(Haselton & Deierlein, 2007)

1.3 ลักษณะของพฤติกรรมการเสื่อมถอย (Types of degradation behaviors)

ในการศึกษานี้ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์ (Moment) กับมุมหมุน (Rotation) ของจุดหมุนพลาสติกจะแสดงลักษณะความเสียหายอยู่ 3 แบบด้วยกันคือ 1) การเสื่อมถอยของสติฟเนสเมื่อมีการลดแรงกระทำ (Unloading stiffness degradation) 2) การเสื่อมถอยของสติฟเนสเมื่อมีการใส่แรงกระทำ (Reloading stiffness degradation) และ 3) การเสื่อมถอยของกำลัง (Strength degradation) ได้อ้างอิงแบบจำลองจากงานวิจัยของ (Lowes, Mitra & Altoontash, 2003) ซึ่งรายละเอียดลักษณะความเสียหายของจุดหมุนพลาสติกทั้ง 3 แบบ ดังนี้

1.3.1 การเสื่อมถอยของสติฟเนสเมื่อมีการลดแรงกระทำ (Unloading stiffness degradation)

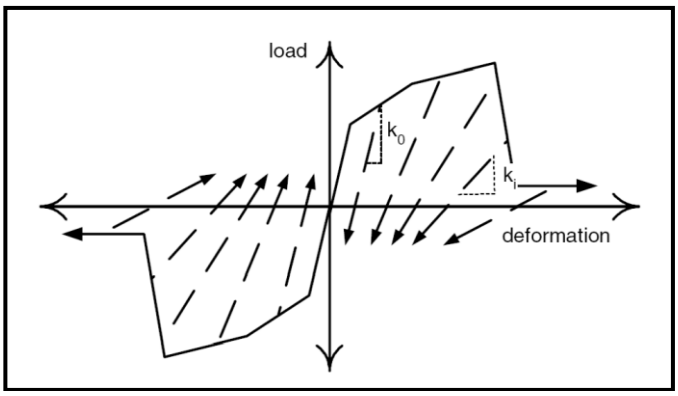
โดยจะแสดงอยู่ในความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเสียรูป ดังแสดงในภาพที่ 3-5 (Lowes, Mitra & Altoontash, 2003)

$$k_{\mathrm{i}} = k_o.(1 - \delta k_{\mathrm{i}}) \tag{3-6}$$

เมื่อ k_{i} คือ ค่าสติฟเนสเมื่อมีการลดแรงกระทำที่เวลาใด ๆ t_{i} (Unloading stiffness at time, t_{i})

k_o คือ ค่าสติฟเนสเมื่อมีการลดแรงกระทำที่เวลาเริ่มต้น (Initial Unloading stiffness)

δk_{i} คือ ค่าดัชนีความเสียหายของสติฟเนสเมื่อมีการลดแรงกระทำที่เวลาใด ๆ t_{i} (Unload stiffness damage index at time, t_{i})



ภาพที่ 3-5 การเสื่อมถอยของสติฟเนสเมื่อมีการลดแรงกระทำ (Unloading stiffness degradation) (Lowes, Mitra & Altoontash, 2003)

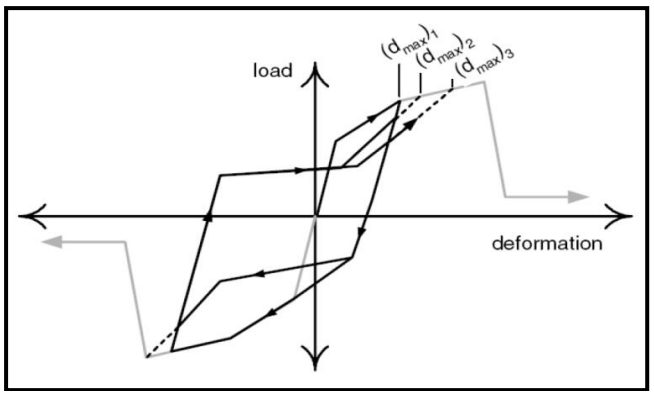
1.3.2 การเสื่อมถอยของสติฟเนสเมื่อมีการใส่แรงกระทำ (Reloading stiffness degradation) โดยจะแสดงอยู่ในความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเสียรูป ดังแสดงในภาพที่ 3-6 (Lowes, Mitra & Altoontash, 2003)

$$(d_{\max})_{\mathrm{i}} = (d_{\max})_0.(1 + \delta d_{\mathrm{i}}) \tag{3-7}$$

เมื่อ $(d_{\max})_{\mathrm{i}}$ คือ ค่าการเสียรูปสูงสุดเมื่อสิ้นสุดการใส่แรงกระทำที่เวลาใด ๆ t_{i}

$(d_{\max})_0$ คือ ค่าการเสียรูปสูงสุดเมื่อมีการใส่แรงกระทำที่เวลาเริ่มต้น

δd_{i} คือ ค่าดัชนีความเสียหายของสติฟเนสเมื่อมีการใส่แรงกระทำที่เวลาใด ๆ t_{i}



ภาพที่ 3-6 การเสื่อมถอยของสติฟเนสเมื่อมีการใส่แรงกระทำ (Reloading stiffness degradation) (Lowes, Mitra & Altoontash, 2003)

1.3.3 การเสื่อมถอยของกำลัง (Strength degradation) โดยจะแสดงอยู่ในความสัมพันธ์ระหว่างแรง และการเสียรูป ดังแสดงในภาพที่ 3-7 (Lowes, Mitra & Altoontash, 2003)

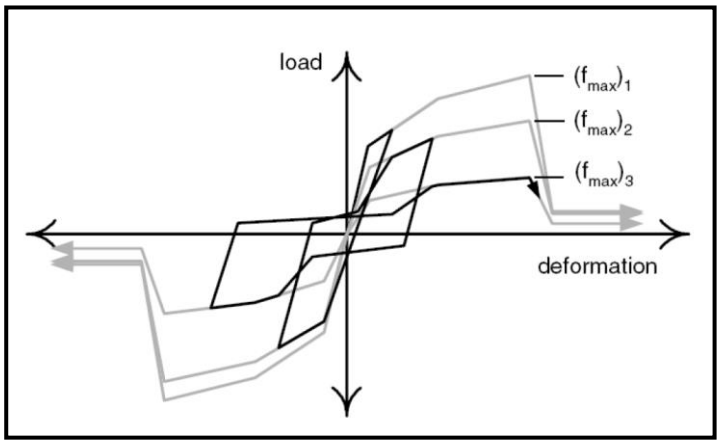
$$(f_{\max})_i = (f_{\max})_0 . (1 - \delta f_i) \quad (3\text{-}8)$$

เมื่อ $(f_{\max})_i$ คือ ค่ากำลังสูงสุดที่เวลาใดๆ t_i (Current envelope maximum strength at time t_i)

$(f_{\max})_0$ คือ ค่ากำลังสูงสุดที่เวลาเริ่มต้น (Initial envelope maximum strength)

δf_i คือ ค่าดัชนีความเสียหายของกำลังที่เวลาใดๆt_i

(Strength damage index at time t_i)



ภาพที่ 3-7 การเสื่อมถอยของกำลัง (Strength degradation) (Lowes, Mitra & Altoontash, 2003)

ในการสร้างแบบจำลองจำเป็นจะต้องมีค่าพารามิเตอร์ 13 ตัวแปรในการปรับแก้ค่า ซึ่งได้ใช้ค่าพารามิเตอร์การเสื่อมถอยของแบบจำลองจุดหมุนพลาสติกที่ได้จากผลการทดลอง มาใช้ในการปรับแก้ค่าของแบบจำลองของโครงข้อแข็งความสูง 3, 6, 9 และ 12 ชั้น โดยจะมีพารามิเตอร์ทั้ง 13 ตัวแปร ดังแสดงในสมการต่อไปนี้

1.3.4 การเสื่อมถอยของสติฟเนสเมื่อมีการลดแรงกระทำ (Unload Stiffness Degradation) ซึ่งจะแสดงสมการดังต่อไปนี้

$$\delta k_{\mathrm{i}} = \left(\gamma K1 \cdot \left(\tilde{d}_{max}\right)^{\gamma K3} + \gamma K2 \cdot \left(\frac{E_i}{E_{monotonic}}\right)^{\gamma K4}\right) \tag{3-9}$$

เมื่อ δk_{i} คือ ค่าดัชนีความเสียหายของสติฟเนสเมื่อมีการลดแรงกระทำที่เวลาใด ๆ t_{i} (Unload stiffness damage index at time t_{i})

$\gamma K1$ - $\gamma K4$ คือ ค่าพารามิเตอร์ที่ต้องทำการ Trial and Error ในโปรแกรม Opensees

$$\tilde{d}_{max} = max\left[\frac{d_{\max i}}{def_{max}}, \frac{d_{\min i}}{def_{min}}\right] \tag{3-10}$$

$d_{\max \mathrm{i}}$ คือ ค่าการเสียรูปสูงสุดเมื่อสิ้นสุดการใส่แรงกระทำ

$d_{\min \mathrm{i}}$ คือ ค่าการเสียรูปน้อยสุดเมื่อสิ้นสุดการใส่แรงกระทำ

def_{max} คือ ค่าการเสียรูปทางด้านแกนบวก

def_{min} คือ ค่าการเสียรูปทางด้านแกนลบ

E_i คือ พลังงานที่ดูดซับและกระจายไปขององค์อาคารแต่ละชิ้นภายใต้พฤติกรรมแบบวัฏจักร

$E_{monotonic}$ คือ พลังงานที่ดูดซับภายใต้แรงกระทำ monotonic loading

1.3.5 การเสื่อมถอยของสติฟเนสเมื่อมีการใส่แรงกระทำ (Reload Stiffness Degradation) ซึ่งจะแสดงสมการดังต่อไปนี้

$$\delta d_{\mathrm{i}} = \left(\gamma D1 \cdot \left(\tilde{d}_{max}\right)^{\gamma D3} + \gamma D2 \cdot \left(\frac{E_i}{E_{monotonic}}\right)^{\gamma D4}\right) \tag{3-11}$$

เมื่อ δd_{i} คือ ค่าดัชนีความเสียหายของสติฟเนสเมื่อมีการลดแรงกระทำที่เวลาใด ๆ t_{i} (Unload stiffness damage index at time t_{i})

$\gamma D1$ - $\gamma D4$ คือ ค่าพารามิเตอร์ที่ต้องทำการ Trial and Error ในโปรแกรม Opensees

$$\tilde{d}_{max} = max\left[\frac{d_{\max i}}{def_{max}}, \frac{d_{\min i}}{def_{min}}\right]$$

$d_{\max i}$ คือ ค่าการเสียรูปสูงสุดเมื่อสิ้นสุดการใส่แรงกระทำ

$d_{\min i}$ คือ ค่าการเสียรูปน้อยสุดเมื่อสิ้นสุดการใส่แรงกระทำ

def_{max} คือ ค่าการเสียรูปทางด้านแกนบวก

def_{min} คือ ค่าการเสียรูปทางด้านแกนลบ

E_i คือ พลังงานที่ดูดซับและกระจายไปขององค์อาคารแต่ละชิ้นภายใต้พฤติกรรมแบบวัฏจักร

$E_{monotonic}$ คือ พลังงานที่ดูดซับภายใต้แรงกระทำ monotonic loading

1.3.6 การเสื่อมถอยของกำลัง (Strength Degradation) ซึ่งจะแสดงสมการดังต่อไปนี้

$$\delta f_i = \left(\gamma F1 \cdot (\tilde{d}_{max})^{\gamma F3} + \gamma F2 \cdot \left(\frac{E_i}{E_{monotonic}}\right)^{\gamma F4}\right) \quad (3\text{-}12)$$

เมื่อ δf_i คือ ค่าดัชนีความเสียหายของสติฟเนสเมื่อมีการลดแรงกระทำที่เวลาใดๆ t_i (Unload stiffness damage index at time t_i)

$\gamma f1$ - $\gamma f4$ คือ ค่าพารามิเตอร์ที่ต้องทำการ Trial and Error ในโปรแกรม Opensees

$$\tilde{d}_{max} = max\left[\frac{d_{\max i}}{def_{max}}, \frac{d_{\min i}}{def_{min}}\right]$$

$d_{\max i}$ คือ ค่าการเสียรูปสูงสุดเมื่อสิ้นสุดการใส่แรงกระทำ

$d_{\min i}$ คือ ค่าการเสียรูปน้อยสุดเมื่อสิ้นสุดการใส่แรงกระทำ

def_{max} คือ ค่าการเสียรูปทางด้านแกนบวก

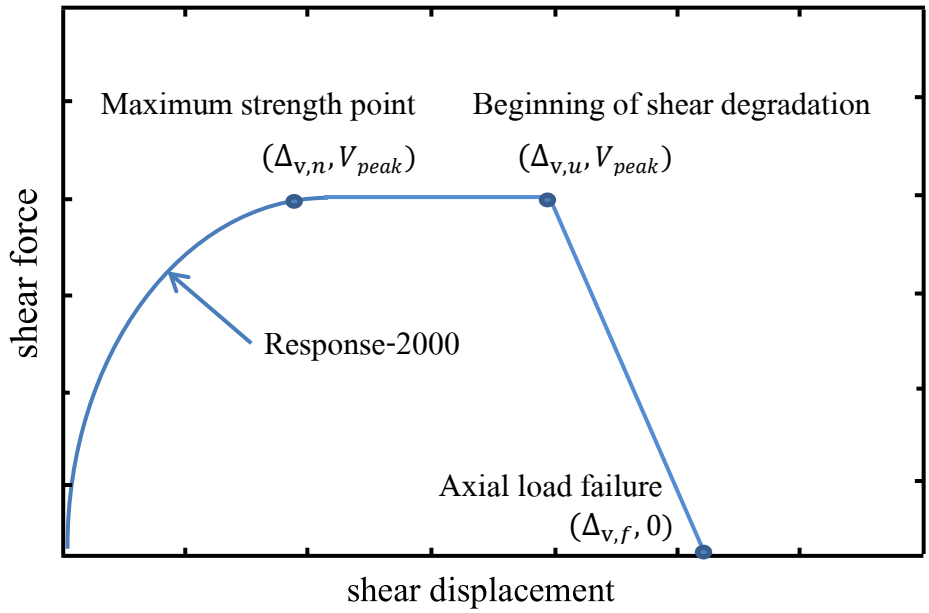
def_{min} คือ ค่าการเสียรูปทางด้านแกนลบ

E_i คือ พลังงานที่ดูดซับและกระจายไปขององค์อาคารแต่ละชิ้นภายใต้พฤติกรรมแบบวัฏจักร

$E_{monotonic}$ คือ พลังงานที่ดูดซับภายใต้แรงกระทำ monotonic loading

2. แบบจำลองความเสียหายเนื่องจากแรงเฉือนของ Sezen 2008

ความเสียหายของเสาเนื่องจากแรงเฉือน พิจารณาจากความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนและการเสียรูปเนื่องจากแรงเฉือนของสปริงรับแรงเฉือนแบบ Monotonic envelope ดังแสดงในภาพที่ 3-8 ในการศึกษานี้ได้นำแบบจำลองกำลังรับแรงเฉือนของ Sezen (2008) มาใช้ซึ่งมีค่าพารามิเตอร์ที่ต้องนำไปใช้ในการวิเคราะห์สร้างแบบจำลองต่างๆของโครงข้อแข็ง 1 ช่วงเสา ที่มีความสูงเท่ากับ 3, 6, 9 และ 12 ชั้น ดังต่อไปนี้



ภาพที่ 3-8 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนและการเสียรูปของสปริงรับแรงเฉือน
แบบ Monotonic envelope (Sezen, 2008)

2.1 แรงเฉือนที่จุดคราก (V_y) คำนวณได้จากการใช้โปรแกรมวิเคราะห์โครงสร้าง SUT STRUCTURE จากนั้นคูณด้วยตัวปรับแก้ค่า ด้วยค่า k เพื่อลดทอนแรงเฉือน และไปกระตุ้นโครงสร้างทำให้โครงสร้างเกิดความเสียหายด้วยแรงเฉือน โดยที่ค่า k มีค่าไม่เกิน 1

2.2 แรงเฉือนที่จุดสูงสุด (V_n) เนื่องจากแบบจำลองของ Sezen 2008 ค่าแรงเฉือนที่จุดครากกับที่จุดสูงสุดมีค่าเท่ากันดังนั้นค่าแรงเฉือนสูงสุดมีค่าตามสมการดังต่อไปนี้

$$V_n = V_y \tag{3-13}$$

2.3 การเคลื่อนที่ของแรงเฉือนที่จุดคราก $(\Delta_{v,n})$ สามารถคำนวณได้จากสมการดังต่อไปนี้

$$\Delta_{v,n} = \left[\frac{3}{0.2 + 0.4P_r}\right]\frac{V_y L}{E_c A_g} \tag{3-14}$$

เมื่อ $\Delta_{v,n}$ คือ การเคลื่อนที่ของแรงเฉือนที่จุดคราก (m)

V_y คือ แรงเฉือนที่จุดคราก (kN)

A_g คือ พื้นที่หน้าตัดขององค์อาคาร (m^2)

L คือ ความยาวของเสาและคาน (m)

E_c คือ โมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีต (kN/m^2)

P_r คือ อัตราส่วนของแรงในแนวแกนต่อกำลังต้านทานแรงอัดตามแกนของเสา

$$P_r = \frac{P}{P_o}$$

P คือ แรงในแนวแกน (kN)

P_o คือ กำลังต้านทานแรงอัดตามแกนของเสา (kN)

$$P_o = 0.85 f_c' A_g (1-\rho_l) + f_y A_{sl}$$

ρ_l คือ อัตราส่วนของพื้นที่หน้าตัดทั้งหมดของเหล็กยืนในเสา
ต่อพื้นที่หน้าตัดทั้งหมดของรูปตัด

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{A_g}$$

A_{sl} คือ พื้นที่หน้าตัดทั้งหมดของเหล็กยืนในเสา (m^2)

2.4 การเคลื่อนที่ของแรงเฉือนที่จุดสูงสุด ($\Delta_{v,u}$) สามารถคำนวณได้จากสมการดังต่อไปนี้

$$\Delta_{v,u} = \left[4 - 12\frac{\upsilon_n}{f_c'}\right]\Delta_{v,n} \qquad (3\text{-}15)$$

เมื่อ $\Delta_{v,u}$ คือ การเคลื่อนที่ของแรงเฉือนที่จุดสูงสุด (m)

υ_n คือ ความเค้นเฉือนที่จุดสูงสุด (kN/m^2)

$$\upsilon_n = \frac{V_{peak}}{bd}$$

V_{peak} คือ แรงเฉือนที่จุดสูงสุด (kN)

b คือ ความกว้างของช่วงเสา (m)

d คือ ความลึกประสิทธิผล (m)

f_c' คือ กำลังอัดประลัยของคอนกรีตรูปทรงกระบอกที่อายุ 28 วัน (kN/m^2)

$\Delta_{v,n}$ คือ การเคลื่อนที่ของแรงเฉือนที่จุดคราก (m)

2.5 การเคลื่อนที่ของแรงเฉือนที่จุดสุดท้าย ($\Delta_{v,f}$) สามารถคำนวณได้จากสมการดังต่อไปนี้

$$\Delta_{v,f} = \Delta_{\text{ALF}} - \Delta_{flex,n} - \Delta_{slip,n} \geq \Delta_{v,u} \qquad (3\text{-}16)$$

เมื่อ $\Delta_{v,n}$ คือ การเคลื่อนที่ของแรงเฉือนที่จุดคราก (m)

Δ_{ALF} คือ การเคลื่อนที่ทั้งหมดที่จุดท้ายของเสาเมื่อมีการสูญเสียความสามารถในการต้านแรงตามแนวแกน (m)

$$\Delta_{\text{ALF}} = \frac{0.04L(1+\tan^2\theta)}{\left[tan\,\theta + P\left[\frac{S_h}{A_{sv}f_{yv}d_c\tan\theta}\right]\right]}$$

L คือ ความยาวของเสาและคาน (m)

P คือ แรงในแนวแกน (kN)

θ คือ มุมของรอยร้าวแรงเฉือน (shear crack) กำหนดให้ใช้ 65 องศา

S_h คือ ระยะห่างของเหล็กปลอก (m)

A_{sv} คือ พื้นที่หน้าตัดของเหล็กปลอก (m^2)

f_{yv} คือ กำลังครากของเหล็กปลอก (kN/m^2)

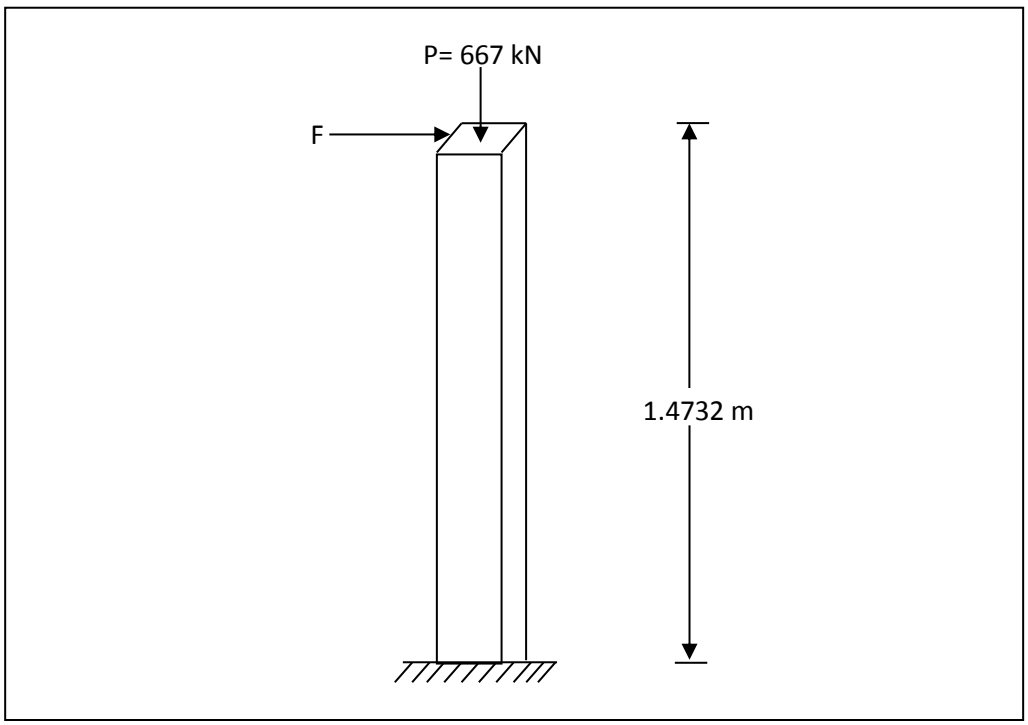
$\Delta_{flex,n}$ คือ การเคลื่อนที่ของแรงดัดที่จุดสูงสุด (m)

$$\Delta_{flex,n} = \frac{V_n L^3}{3E_c I}$$

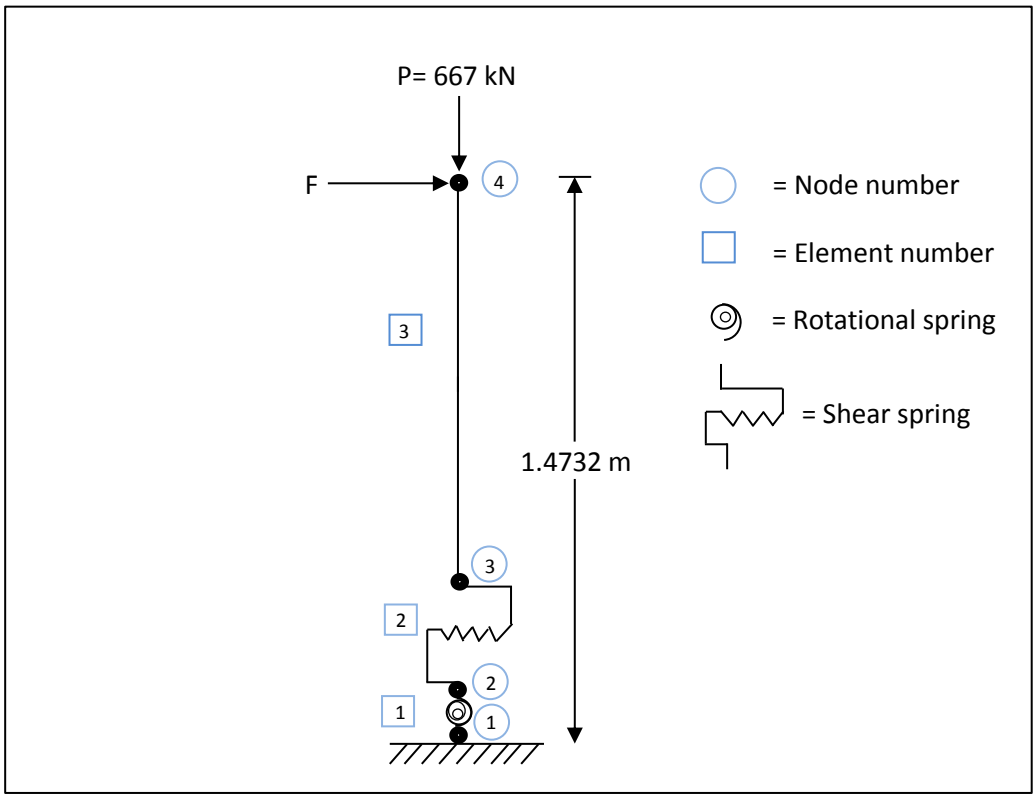
$\Delta_{slip,n}$ คือ การเลื่อนหลุดของเหล็กเสริม (m)

การสร้างแบบจำลองเสาของ Sezen 2008

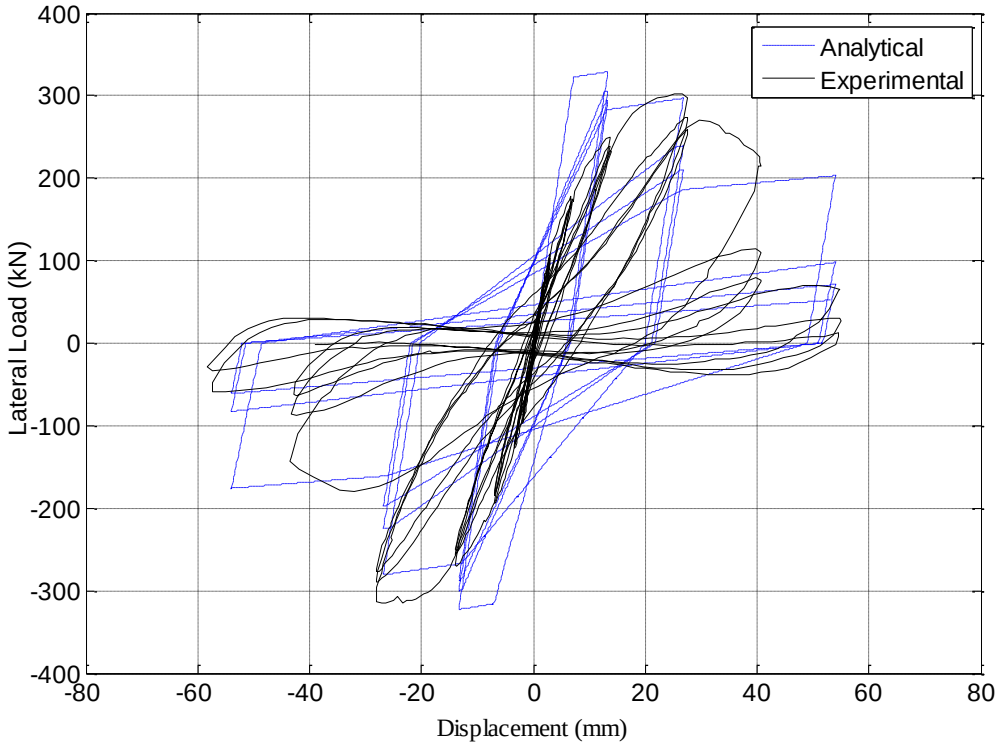
สำหรับการสร้างแบบจำลองเสานั้นเราจะพิจารณาถึงความเสียหายเนื่องจากแรงดัด (Flexure failure mode) และความเสียหายเนื่องจากแรงเฉือน (Shear failure mode) เป็นหลัก ซึ่งจากภาพที่ 3-9 จะแสดงแบบจำลองของเสา 2 มิติ และหลังจากนั้นก็ทำการกำหนดจุดต่อ (Node) และชิ้นส่วน (Element) ให้กับเสา โดยในแบบจำลองได้ทำการใส่สปริงรับแรงดัด (Rotation spring) และสปริงรับแรงเฉือน (Shear spring) เข้าไปด้วยดังแสดงในภาพที่ 3-10



ภาพที่ 3-9 ภาพแบบจำลองเสา 2 มิติ



ภาพที่ 3-10 หมายเลขจุดต่อ (Node) และหมายเลขชิ้นส่วน (Element) ของแบบจำลองเสา



ภาพที่ 3-11 ผลเปรียบเทียบระหว่างการวิเคราะห์โดยใช้โปรแกรม Opensees กับผลการทดลองของ (Sezen, 2008) ภายใต้แรงกระทำทางด้านข้าง (Lateral force) และการเคลื่อนที่ (Displacement) ที่ได้ทำการปรับแก้ค่าพารามิเตอร์ทั้ง 13 ตัวแปรแล้ว

จากภาพที่ 3-11 เป็นกราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำทางด้านข้าง (Lateral force) กับการเคลื่อนที่ (Displacement) ที่ได้จากผลการทดสอบในห้องปฏิบัติการของ (Sezen, 2000) ซึ่งแสดงในกราฟเส้นสีดำ และจากการปรับแก้ค่าพารามิเตอร์ทั้ง 13 ตัวแปรที่คำนึงถึงการเสื่อมถอยของสติฟเนส (Stiffness degradation) และการเสื่อมถอยของกำลัง (Strength degradation) ที่ได้จากโปรแกรม Opensees ซึ่งแสดงในเส้นประสีน้ำเงิน ค่าพารามิเตอร์ทั้ง 13 ตัวแปรจากตารางที่ 3-2 ที่ได้ปรับแก้ค่าแล้วและจะนำค่าเหล่านี้มาทำการวิเคราะห์สำหรับโครงข้อแข็งที่มีความสูง 3, 6, 9 และ 12 ชั้น ต่อไป

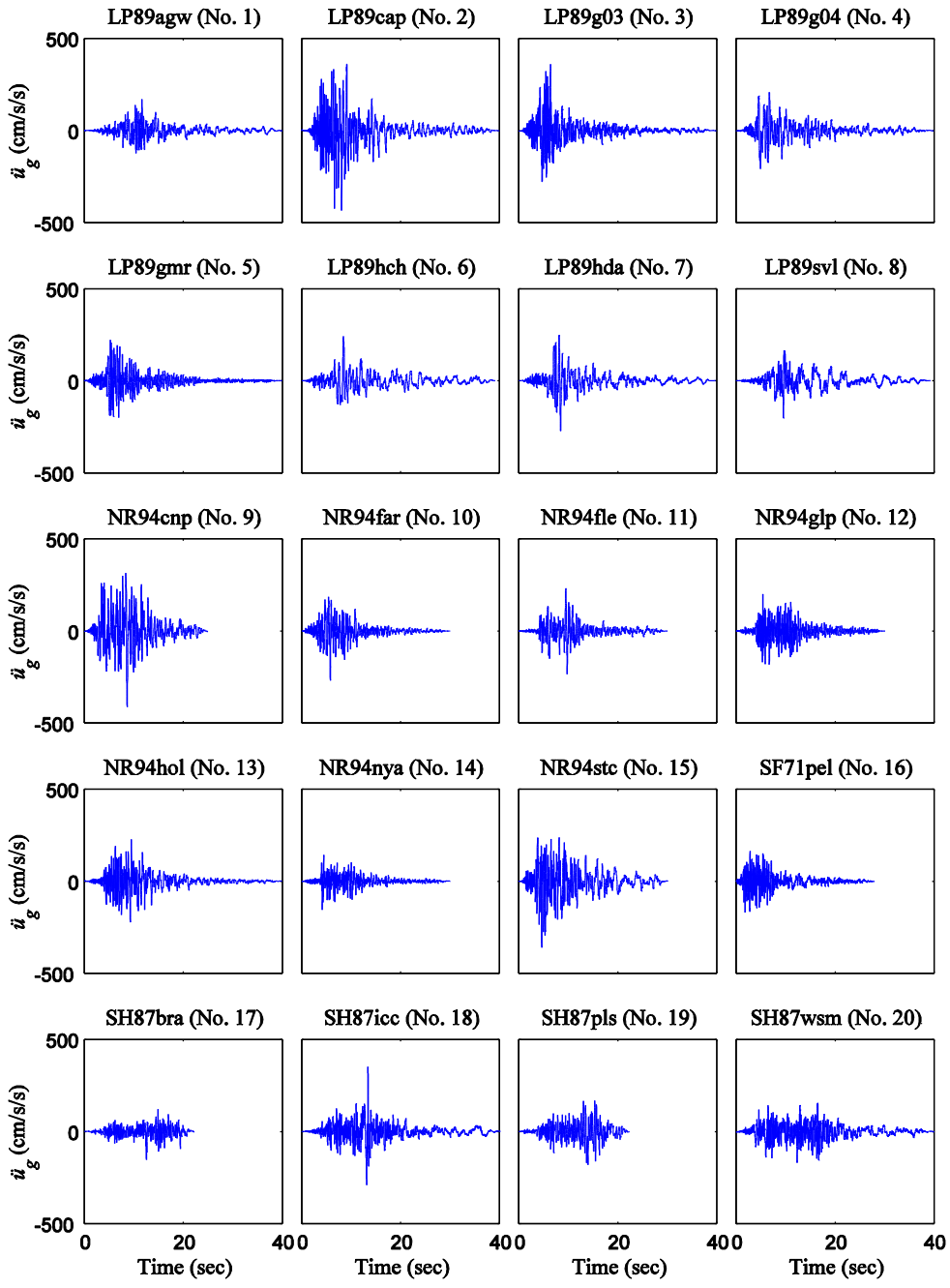
ตารางที่ 3-2 ค่าการปรับแก้ (Calibration) พารามิเตอร์ทั้ง 13 ตัวแปรที่ได้จากโปรแกรม Opensees

Degrading Parameters for a plastic hinge		
Unloading Stiffness Degradation	$\gamma K1$	1.50
	$\gamma K2$	1.00
	$\gamma K3$	1.00
	$\gamma K4$	1.00
Reloading Stiffness Degradation	$\gamma D1$	0.20
	$\gamma D2$	0.00
	$\gamma D3$	1.50
	$\gamma D4$	0.50
Strength Degradation	$\gamma F1$	0.60
	$\gamma F2$	1.50
	$\gamma F3$	0.30
	$\gamma F4$	0.90
Energy Dissipation	γE	4.50

คลื่นแผ่นดินไหวที่ใช้ในการศึกษา

ในการศึกษานี้ใช้คลื่นแผ่นดินไหว กรณีคลื่นที่มีความรุนแรงขนาดใหญ่แต่ไม่ใกล้รอยเลื่อน (Large magnitude small distance record, LMSR) ซึ่งมีขนาดความรุนแรงระหว่าง 6.6 ถึง 6.9 และเป็นการตรวจวัดมีระยะห่างจากแหล่งกำเนิดคลื่นระหว่าง 13 ถึง 30 กิโลเมตร จำนวน 20 คลื่น ซึ่งเป็นข้อมูลคลื่นแผ่นดินไหวที่ใช้ในการศึกษาของ Chintanapakdee and Chopra, (2003) ทั้งนี้เพื่อเป็นการเปรียบเทียบความคลาดเคลื่อนและการกระจายความคลาดเคลื่อนของคลื่นจากผลการวิเคราะห์ด้วยวิธี CMPA เมื่อโครงสร้างอาคารได้รับแรงแผ่นดินไหวของคลื่นที่แตกต่างกัน สำหรับ

ข้อมูลความเร่งที่ผิวดินของคลื่นแผ่นดินไหว กรณีคลื่นที่มีความรุนแรงขนาดใหญ่แต่ไม่ใกล้รอยเลื่อน (Large magnitude small distance record, LMSR) ได้แสดงไว้ดังภาพที่ 3-12 และตารางที่ 3-3



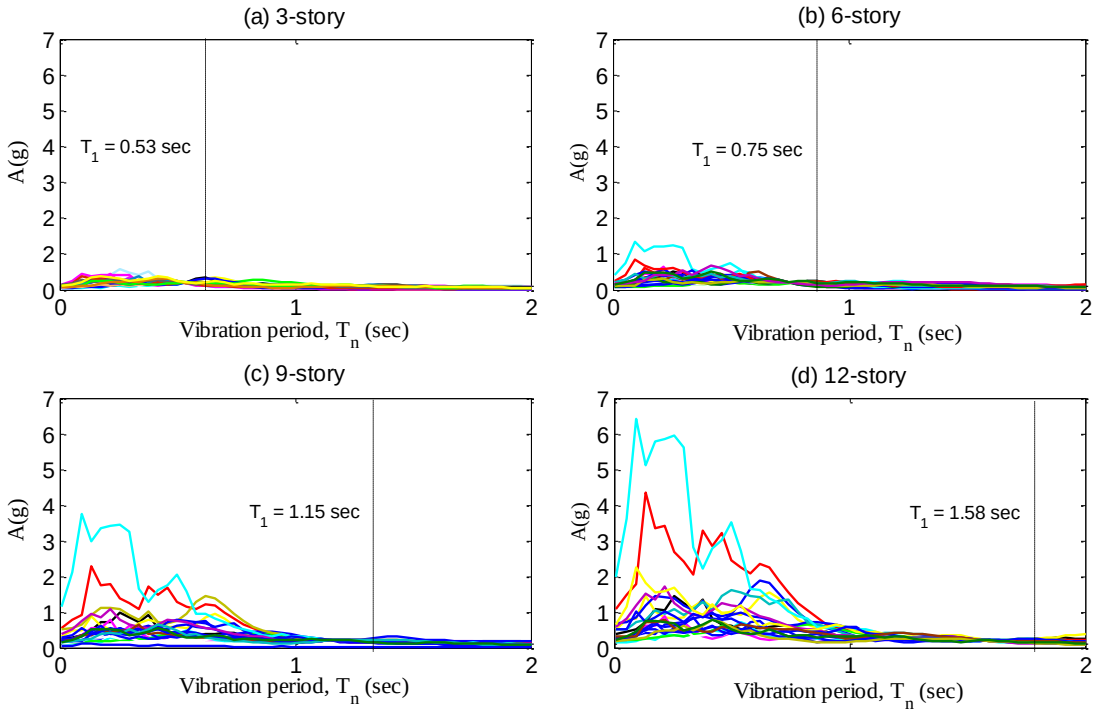
ภาพที่ 3-12 ความเร่งที่ผิวดินของคลื่นแผ่นดินไหวกรณีคลื่นที่มีความรุนแรงขนาดใหญ่แต่ไม่ใกล้รอยเลื่อน (Large magnitude small distance record, LMSR) จำนวน 20 คลื่น (Chintanapakdee & Chopra, 2003)

ตารางที่ 3-3 ข้อมูลคลื่นแผ่นดินไหวกรณีคลื่นที่มีความรุนแรงขนาดใหญ่แต่ไม่ใกล้รอยเลื่อน (Large magnitude small distance record, LMSR) จำนวน 20 คลื่น

No.	Earthquake Name	Recording station	Magnitude	Distance to fault rupture (km)	PGA (cm/s^2)
1	1989 Loma Prieta	Agnews State Hospital	6.9	28.2	169
2	1989 Loma Prieta	Capitola	6.9	14.5	435
3	1989 Loma Prieta	Gilroy Array #3	6.9	14.4	360
4	1989 Loma Prieta	Gilroy Array #4	6.9	16.1	208
5	1989 Loma Prieta	Gilroy Array #7	6.9	24.2	221
6	1989 Loma Prieta	Hollister City Hall	6.9	28.2	242
7	1989 Loma Prieta	Hollister Diff Array	6.9	25.8	274
8	1989 Loma Prieta	Sunnyvale–Colton Ave.	6.9	28.8	203
9	1994 Northridge	Canoga Park–Topanga Canyon	6.7	15.8	412
10	1994 Northridge	LA-N Faring Rd	6.7	23.9	268
11	1994 Northridge	LA-Fletcher Dr	6.7	29.5	236
12	1994 Northridge	Flendale–Las Palmas	6.7	25.4	202
13	1994 Northridge	LA–Hollywood Stor FF	6.7	25.5	227
14	1994 Northridge	La Crescenta–New York	6.7	22.3	156
15	1994 Northridge	Northridge–Saticoy St	6.7	13.3	361
16	1971 San Fernando	LA–Hollywood Stor Lot	6.6	21.2	171
17	1987 Supersitition Hills	Brawley	6.7	18.2	153
18	1987 Supersitition Hills	El Centro Imp. Co. Center	6.7	13.9	351
19	1987 Supersitition Hills	Plaster City	6.7	21.0	182
20	1987 Supersitition Hills	Westmorland Fire Station	6.7	13.3	169

อย่างไรก็ตามการวิเคราะห์ตัวอย่างโครงข้อแข็งความสูง 3, 6, 9 และ 12 ชั้นนี้ได้ทำการเลือกค่าสเปคตรัมผลตอบสนองอัตราเร่งที่คาบพื้นฐานของอาคารนี้ $A(T_1)$ จากมาตรฐานการออกแบบอาคารต้านทานการสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหวตามมาตรฐาน มยผ 1302 ที่บังคับให้อาคารจะต้องออกแบบให้ต้านทานแผ่นดินไหวได้โดยพิจารณาที่ บริเวณเฝ้าระวังและได้ทำการเลือกค่าความเร่งตอบสนองที่มากที่สุดของโซนเฝ้าระวังมาทำการวิเคราะห์หาค่าสเปคตรัมผลตอบสนองอัตราเร่งที่คาบพื้นฐานของอาคารนี้ $A(T_1)$ ซึ่งค่าที่ได้จากการวิเคราะห์มีดังนี้

1. บริเวณเฝ้าระวังได้เลือกใช้ อ.ถลาง จ.ภูเก็ต มาเป็นตัวแทนโดยวิเคราะห์ค่าสเปคตรัมผลตอบสนองอัตราเร่งที่คาบพื้นฐานของอาคารนี้ $A(T_1)$ ได้เท่ากับ 0.21g ดังแสดงในภาพที่ 3-13



ภาพที่ 3-13 สเปกตรัมความเร่งเสมือน (Pseudo acceleration) ของคลื่นแผ่นดินไหวกรณีคลื่นที่มีความรุนแรงขนาดใหญ่แต่ไม่ใกล้รอยเลื่อน (Large magnitude small distance record, LMSR) จำนวน 20 คลื่น ที่ใช้ในการวิเคราะห์โครงข้อแข็งที่มีความสูง 3, 6, 9 และ 12 ชั้น ที่มีอัตราส่วนความหน่วง, ζ = 5%

การประมวลผลเชิงสถิติ

ในงานวิจัยนี้จะเน้นศึกษาผลตอบสนองของโครงสร้างอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กที่ปราศจากความเหนียวในรูปของค่าการเคลื่อนเป้าหมายที่จุดยอด ซึ่งความสามารถในการรองรับคลื่นแผ่นดินไหวของระบบโครงสร้างนี้ได้ถูกกำหนดให้ใช้คลื่นแผ่นดินไหวจำนวน 20 คลื่น โดยจะทำการวิเคราะห์หาค่าการเคลื่อนที่เป้าหมายที่จุดยอดด้วยวิธีผลตอบสนองเชิงเวลาแบบไม่เชิงเส้น (Nonlinear response time history analysis, NL-RHA) ซึ่งถือเป็นผลตอบสนองที่แท้จริง แทนด้วยสัญลักษณ์ $u_{r,MDF}$ และวิธีผลตอบสนองไม่เชิงเส้นในรูปของแรงสถิต (Nonlinear static procedure, NSP) ได้แก่ วิธีแรงกระทำด้านข้างแบบแยกโหมดด้วยวิธีการผลักอาคารแบบวัฏจักร (Cyclic modal pushover analysis, CMPA) แทนด้วยสัญลักษณ์ $u_{r,SDF}$ ซึ่งการวิเคราะห์ด้วยวิธีทั้งหมดดังที่กล่าวมานี้จะใช้โปรแกรม Opensees มาช่วยในการวิเคราะห์โดยไม่คำนึงถึงผลของ $P-\Delta$ ของโครงสร้าง จากผลการวิเคราะห์ที่ได้จากวิธีเชิงสถิตนี้ จะนำมาคำนวณหาอัตราส่วนของค่าการเคลื่อนที่เป้าหมายที่จุดยอดเพื่อทำการศึกษาความคลาดเคลื่อนที่เกิดขึ้นในแต่ละวิธีการวิเคราะห์โดยมีค่าเท่ากับ, $u^{*}_{r,SDF} = u_{r,SDF} \div u_{r,MDF}$ สำหรับการวิเคราะห์ด้วยวิธี CMPA ซึ่งเมื่ออัตราส่วนของค่าการเคลื่อนที่เป้าหมายที่จุดยอดมีค่าน้อยกว่าหนึ่งแสดงว่าผลการวิเคราะห์ที่ได้จากวิธีเชิงสถิตนั้นมีค่าน้อยกว่าค่าผลการวิเคราะห์แท้จริง (Underestimate) ที่คำนวณได้จากวิธี NL-RHA ในทำนองเดียวกันเมื่ออัตราส่วนของค่าการเคลื่อนที่เป้าหมายที่จุดยอดมีค่ามากกว่าหนึ่งแสดงว่าผลการวิเคราะห์ที่ได้มีค่ามากกว่าผลการวิเคราะห์จริง (Overestimate)

นอกจากจะได้ทำการศึกษาความคลาดเคลื่อนของผลการวิเคราะห์แล้วในงานวิจัยนี้ยังได้ทำการศึกษาการกระจายของอัตราส่วนการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้น โดยประมวลผลการวิเคราะห์ที่ได้เชิงสถิติซึ่งอ้างอิงจากการศึกษาของ Benjamin and Cornell (1970) เพื่อศึกษาความแม่นตรงของความคลาดเคลื่อนที่เกิดขึ้น โดยค่าความคลาดเคลื่อนและการกระจายของความคลาดเคลื่อน จำนวน 20 กลุ่มคลื่น จะนำเสนอในรูปของค่ามัธยฐาน (Median, $\tilde{x}$) ซึ่งเป็นค่าโดยเฉลี่ยจากการวิเคราะห์คลื่นแผ่นดินไหวในแต่ละกลุ่มและค่าการกระจาย (Dispersion, δ) ในแต่ละวิธีการวิเคราะห์ ซึ่งแทนด้วยสัญลักษณ์ δ สำหรับการวิเคราะห์ด้วยวิธี CMPA โดยค่ามัธยฐานและการกระจายสามารถคำนวณได้ดังนี้ คือ

$$\hat{x} = \exp\left[\frac{\sum_{i=1}^{n} \ln x_i}{n}\right] \tag{3-17}$$

$$\delta = \left[\frac{\sum_{i=1}^{n} (\ln x_i - \ln \hat{x})^2}{n-1}\right]^{1/2} \tag{3-18}$$

โดยสมการ 3-17 และ 3-18 เรียกว่าสมการค่าเฉลี่ยเชิงรูปทรง (Geometric mean) ซึ่งเป็นการหาค่ามัธยฐานและการกระจายโดยประมาณ เมื่อข้อมูลมีการกระจายแบบล็อกทั่วไป (Lognormal distribution) ซึ่งเหมาะกับการประมวลผลของการตอบสนองสูงสุดของโครงสร้างที่ถูกกระตุ้นด้วยคลื่นแผ่นดินไหว

ข้อดีของการใช้ค่าเฉลี่ยเชิงรูปทรงเป็นตัวประมาณค่ามัธยฐาน คือ อัตราส่วนระหว่างค่ามัธยฐานของผลการวิเคราะห์ที่ได้จากวิธีแรงกระทำด้านข้างด้วยการผลักแบบวัฏจักรกับค่ามัธยฐานของผลการวิเคราะห์ที่ได้จากวิธี NL-RHA จะมีค่าเท่ากับค่ามัธยฐานของความคลาดเคลื่อนผลตอบสนองในแต่ละคลื่นแผ่นดินไหว

1. ความเหมาะสมของจำนวนโหมดที่นำมาพิจารณาหาผลตอบสนองเชิงสถิต

การหาผลตอบสนองของวิธีการวิเคราะห์ที่ได้จากวิธีแรงกระทำด้านข้างด้วยการผลักแบบวัฏจักร (Cyclic modal pushover analysis, CMPA) จำเป็นที่จะต้องพิจารณาถึงความเหมาะสมของจำนวนโหมดที่จะทำการวิเคราะห์เพื่อให้ได้คำตอบที่มีความถูกต้องและไม่ทำให้การวิเคราะห์ใช้ระยะเวลานานและซับซ้อนจนเกินไปจึงพิจารณาจำนวนโหมดที่ให้ผลรวมของตัวประกอบของการมีส่วนร่วม (Modal contribution factors) ของการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ที่ชั้นบนสุดในกรณีที่โครงสร้างมีพฤติกรรมแบบยืดหยุ่น มีค่าไม่น้อยกว่า 95 เปอร์เซ็นต์ (Chopra, 2001)

บทที่ 4

ผลการวิเคราะห์ค่าการเคลื่อนที่เป้าหมายที่จุดยอดสำหรับโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กที่ปราศจากความเหนียว

ค่าประมาณการเคลื่อนที่เป้าหมายที่จุดยอดโดยใช้วิธีวิเคราะห์เพื่อหาผลตอบสนองของระบบระดับขั้นความเสรีเดียว (SDF) ที่คำนึงถึงผลของการเสื่อมถอย

ตามขั้นตอนที่ได้นำเสนอไปนั้น ค่าการเคลื่อนที่เป้าหมายที่จุดยอดของระบบหลายระดับขั้นความเสรี (MDF system) ที่คำนึงถึงผลการเสื่อมถอย สามารถแปลงให้อยู่ในรูปความสัมพันธ์ระหว่างแรง (Force) กับการเคลื่อนที่ (Deformation) ของระบบขั้นความเสรีเดียวเทียบเท่า (Equivalent SDF system) ที่คำนึงถึงการเสื่อมถอยได้ โดยใช้กราฟการผลักอาคารแบบวัฏจักรที่คำนึงถึงผลการเสื่อมถอยของสติฟเนส และค่าการเสื่อมถอยของกำลัง ในการวิเคราะห์หาค่าการเคลื่อนที่เป้าหมายที่จุดยอด ซึ่งวิธีการวิเคราะห์ดังกล่าวได้แสดงไว้ในบทที่ 2 แล้ว

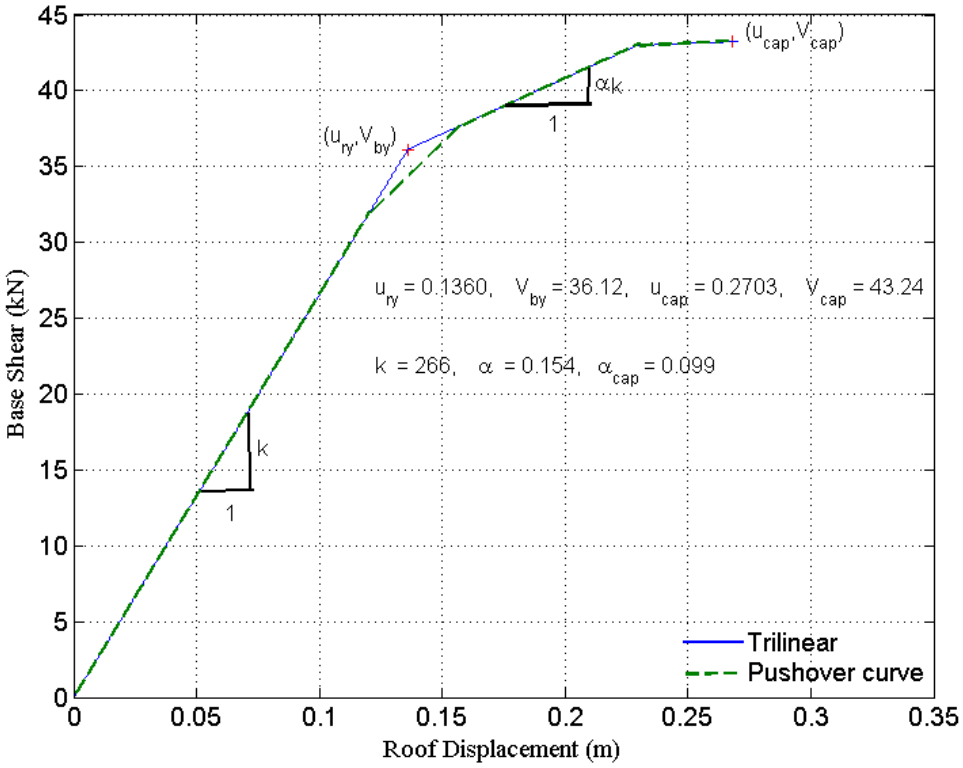
ในบทที่ 4 นี้จะทำการศึกษาเบื้องต้นเกี่ยวกับ ค่าการเคลื่อนตัวที่ยอดอาคาร (Roof displacement) ของโครงสร้างอาคารที่คำนึงถึงผลการเสื่อมถอย ซึ่งสามารถหาได้จากการใช้ความสัมพันธ์ระหว่างแรง กับการเคลื่อนที่ ของระบบขั้นความเสรีเดียวเทียบเท่าที่คำนึงถึงการเสื่อมถอยโดยพิจารณาถึงค่าคาบการสั่นพื้นฐาน (Fundamental period) เท่านั้น จากนั้นนำค่าการเคลื่อนที่เป้าหมายที่จุดยอดของโครงข้อแข็งที่ความสูง 3, 6, 9 และ 12 ชั้น ที่ได้จากวิธีดังกล่าวไปเปรียบเทียบกับค่าการเคลื่อนที่เป้าหมายที่จุดยอดที่ได้จากวิธีประวัติเวลาไม่เชิงเส้น (Nonlinear response time history analysis, NL-RHA) วิธีนี้เป็นวิธีการวิเคราะห์เพื่อหาผลตอบสนองที่แท้จริง การประมวลเชิงสถิติดังที่อธิบายไว้ในบทที่ 3 จะถูกนำมาใช้ในการประเมินค่าความถูกต้องของขั้นตอนนี้ด้วย

1. การวิเคราะห์ด้วยวิธีการผลักอาคารให้เคลื่อนที่ไปทางเดียว (Monotonic pushover analysis)

ในบทนี้จะพิจารณาค่าคาบการสั่นในโหมดพื้นฐานเท่านั้น ดังนั้น การกระจายแรงทางด้านข้างเนื่องจากแรงประสิทธิผลในโหมดที่ 1 (effective modal force) ($\mathbf{s}_n^* = \mathbf{m}\phi_n;\ n=1$) จะถูกนำมาใช้ในวิเคราะห์การผลักอาคารด้วย

จากบทที่ 2.4 ได้นำเสนอวิธีการวิเคราะห์แรงกระทำด้านข้างแบบแยกโหมดสำหรับโครงสร้างที่คำนึงถึงผลการเสื่อมถอย โดยเส้นโค้งขอบนอกของระบบหลายระดับขั้นความเสรี

(MDF system) ที่คำนึงถึงผลการเสื่อมถอย สามารถหาได้โดยใช้การวิเคราะห์ด้วยวิธีการผลักอาคารให้เคลื่อนที่ไปทางเดียว (Monotonic pushover analysis) ในภาพที่ 4-1 เส้นโค้งขอบนอก ของตัวอย่างโครงข้อแข็งสูง 3 ชั้นที่ได้จากการรันโปรแกรม opensees ดังแสดงในเส้นประสีเขียว หลังจากนั้นเราก็จะแปรงกราฟ Pushover curve ในเส้นประสีเขียวให้อยู่ในรูปกราฟที่มีลักษณะแบบเส้นความสัมพันธ์เชิงเส้นตรง (Trilinear idealization) ดังแสดงในเส้นทึบ กราฟเส้นความสัมพันธ์เชิงเส้นตรงนี้จะสามารถหาค่าต่าง ๆ ได้ดังนี้ ค่าแรงเฉือนที่ฐานที่จุดคราก (V_{b1y}) ค่าการเคลื่อนตัวที่ยอดอาคารที่จุดคราก (u_{r1y}) อัตราส่วนของค่าสติฟเนสหลังเกิดการคราก (α) ค่าแรงเฉือนที่ฐานสูงสุด (V_{b1c}) ค่าการเคลื่อนตัวที่ยอดอาคารสูงสุด (u_{r1c}) และอัตราส่วนค่าสติฟเนสสูงสุด (α_{cap}).



ภาพที่ 4-1 กราฟการผลักอาคารแบบเคลื่อนที่ไปทางเดียว (Monotonic pushover Curve) ของกราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนที่ฐาน (Base Shear) และการเคลื่อนตัวที่ยอดอาคาร (Roof displacement) ของเส้นความสัมพันธ์แรงกระทำด้านข้าง (Pushover curve) กับเส้นความสัมพันธ์เชิงเส้นตรง (Trilinear idealization) ของโครงข้อแข็งความสูง 3 ชั้น

เส้นโค้งขอบนอกของระบบหลายระดับขั้นความเสรี (MDF system) ที่คำนึงถึงผลการเสื่อมถอยจากเส้นกราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนที่ฐาน และการเคลื่อนตัวที่ยอดอาคาร สามารถแปลงให้อยู่ในเส้นความสัมพันธ์ระหว่างแรง กับการเคลื่อนที่ของระบบขั้นความเสรีเดียวเทียบเท่าที่คำนึงถึงการเสื่อมถอยได้ โดยใช้ความสัมพันธ์ดังต่อไปนี้

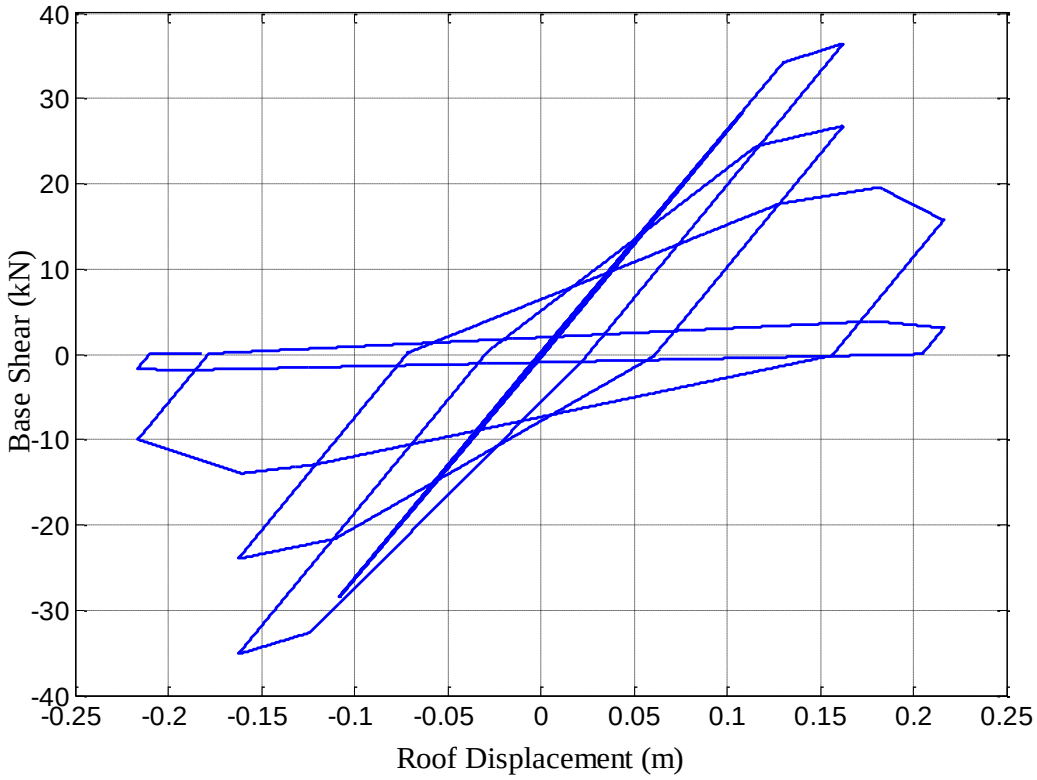
$$F_y / L_1 = V_{by} / M_1^* \text{ และ } D_y = u_{ry} / \Gamma_1 \phi_{r1} \quad (4\text{-}1)$$

$$F_{cap} / L_1 = V_{cap} / M_1^* \text{ และ } D_{cap} = u_{cap} / \Gamma_1 \phi_{r1} \quad (4\text{-}2)$$

โดยที่ M_1^* คือ มวลประสิทธิผลประจำโหมด (Chopra & Goel 2002).

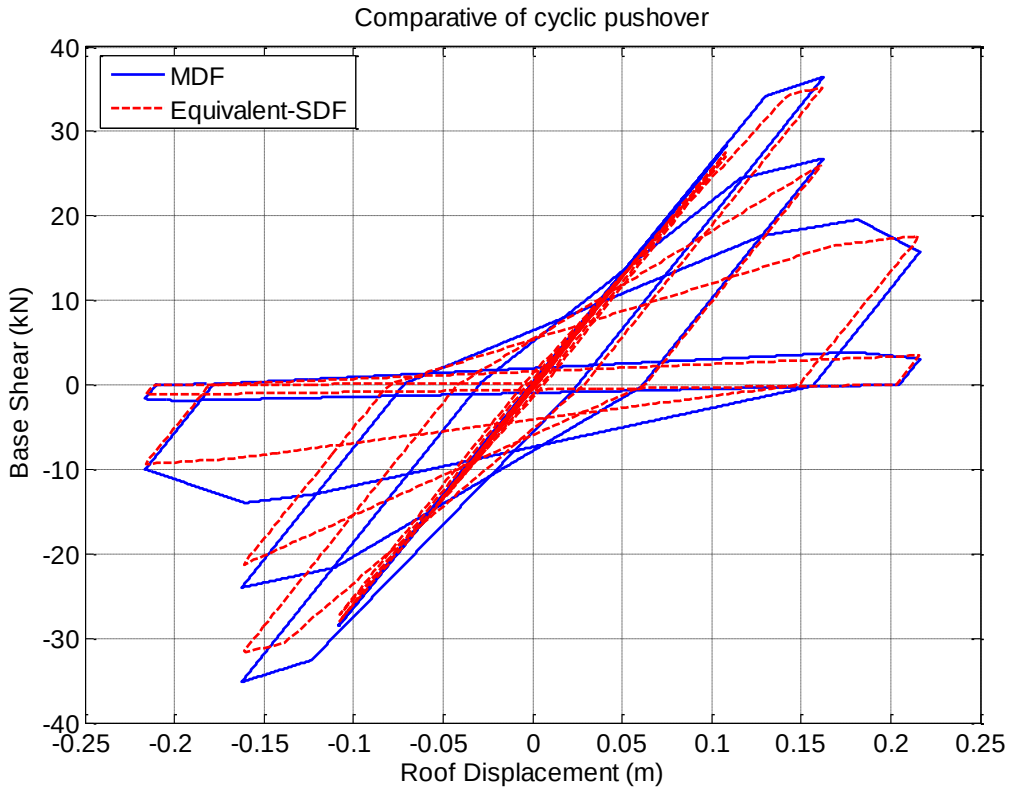
2. การวิเคราะห์ด้วยวิธีการผลักอาคารแบบวัฏจักร (Cyclic pushover analysis)

ในขั้นตอนต่อมาจะทำการวิเคราะห์หาค่าพารามิเตอร์การเสื่อมถอยของระบบขั้นความเสรีเดียวเทียบเท่า ซึ่งการผลักอาคารแบบวัฏจักร ถูกพัฒนาจากการประยุกต์ใช้รูปแบบการกระจายแรงด้านข้าง $\mathbf{s}_n^*$ ผลักตลอดความสูงของอาคาร โดยได้ใช้ค่าการผลักให้อาคารเคลื่อนที่ไปในแต่ละรอบของรูปแบบประวัติการเคลื่อนที่ (Displacement history) ตามวิธี modified-ISO ซึ่งกราฟการผลักอาคารแบบวัฏจักรสำหรับโหมดที่ 1 ของโครงข้อแข็งความสูง 3 ชั้น เนื่องจากรูปแบบการกระจายแรงด้านข้าง $\mathbf{s}_1^*$ ได้แสดงไว้ดังภาพที่ 4-2



ภาพที่ 4-2 กราฟการผลักอาคารแบบวัฏจักร (Cyclic pushover curve) สำหรับโหมดที่ 1 ของโครงข้อแข็งความสูง 3 ชั้น เนื่องจากรูปแบบการกระจายแรงด้านข้าง $\mathbf{s}_1^* = \mathbf{m}\phi_1$

เมื่อเราได้กราฟ Hysteresis loop ของระบบ MDOF แล้ว จากนั้นเราก็จะทำการวิเคราะห์หาค่าพารามิเตอร์การเสื่อมถอยของระบบขั้นความเสรีเดียวเทียบเท่า โดยทำการสร้างเส้นความสัมพันธ์ระหว่างแรง กับการเคลื่อนที่ ด้วยวิธีการผลักอาคารแบบวัฏจักร ดังแสดงในกราฟเส้นประสีแดง จากนั้นจะทำการปรับแก้ค่า (Trial and Error) จนกระทั่งเส้นความสัมพันธ์ระหว่างแรง กับการเคลื่อนที่ของระบบขั้นความเสรีเดียวเทียบเท่า จะสอดคล้องกับเส้นความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนที่ฐาน กับการเคลื่อนที่ที่ยอดอาคารของระบบ MDOF ดังแสดงในภาพที่ 4-3



ภาพที่ 4-3 เปรียบเทียบกราฟผลักอาคารแบบวัฏจักร (Cyclic pushover curve) ของระบบหลายระดับขั้นความเสรี (MDF system) กับกราฟผลักอาคารแบบวัฏจักร (Cyclic pushover curve) ของระบบขั้นความเสรีเดียวเทียบเท่า (Equivalent SDF system) โดยใช้รูปแบบประวัติการเคลื่อนที่ (Displacement history) ตามวิธี modified-ISO

จากนั้นเมื่อเราทำการปรับแก้ค่า (Trial and Error) จนเราคิดว่ากราฟมันสอดคล้องกันดีแล้ว เราก็จะได้ค่าพารามิเตอร์การเสื่อมถอยของระบบขั้นความเสรีเดียวเทียบเท่า สำหรับโครงข้อแข็งความสูง 3 ชั้น ดังแสดงไว้ในตารางที่ 4-1

ตารางที่ 4-1 ค่าพารามิเตอร์การเสื่อมถอยของสติฟเนส (Stiffness degradation) และการเสื่อมถอยของกำลัง (Strength degradation) สำหรับโครงข้อแข็งสูง 3 ชั้นที่ได้จากกราฟการผลักอาคารแบบวัฏจักร (Cyclic pushover curve)

Degrading parameters		Modified-ISO
γK	$\gamma K1$	0.00
	$\gamma K2$	0.10
	$\gamma K3$	0.00
	$\gamma K4$	0.90
γD	$\gamma D1$	0.10
	$\gamma D2$	0.00
	$\gamma D3$	0.80
	$\gamma D4$	0.00
γF	$\gamma F1$	0.00
	$\gamma F2$	3.60
	$\gamma F3$	0.00
	$\gamma F4$	0.90
γE		2.00

ดังนั้น ค่าพารามิเตอร์ซึ่งได้จากกราฟเส้นโค้งขอบนอก ประกอบด้วย D_{1y} , F_{1y} , $D_{1,cap}$ และ $F_{1,cap}$ และค่าพารามิเตอร์การเสื่อมถอยทั้ง 13 ตัวแปรที่ได้จากการปรับแก้ค่านี้จะถูกนำไปเขย่าด้วยคลื่นทั้งหมด 20 คลื่น เพื่อทำการคำนวณหาค่าการเคลื่อนที่สูงสุด (D_{max}) ของระบบขั้นความเสรีเดียวเทียบเท่า

เมื่อเราได้ค่าการเคลื่อนที่สูงสุด (D_{max}) จากระบบขั้นความเสรีเดียวเทียบเท่าแล้ว เราก็จะแปลงค่าการเคลื่อนที่สูงสุด (D_{max}) จากระบบขั้นความเสรีเดียวเทียบเท่านี้ ไปเป็นค่าการเคลื่อนที่

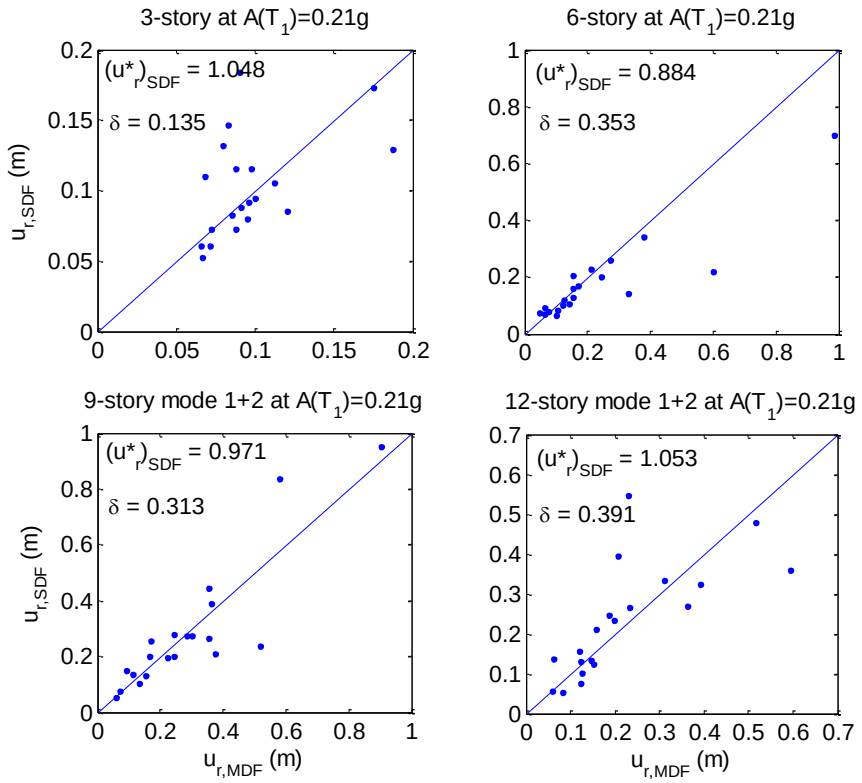
เป้าหมายที่จุดยอดของระบบ MDOF แล้วนำมาเทียบกับวิธี NL-RHA ต่อไป ผลการวิเคราะห์ของตัวอย่างโครงข้อแข็งสูง 3 ชั้น และค่าความถูกต้องของวิธีการนี้จะอธิบายไว้ในหัวข้อที่ 4.2

ค่าความถูกต้องของการเคลื่อนที่เป้าหมายที่จุดยอดสำหรับโครงสร้าง

หลังจากเราได้ค่าการเคลื่อนที่สูงสุด (D_{max}) ของระบบขั้นความเสรีเดียวเทียบเท่าที่แปลงไปเป็นค่าการเคลื่อนที่เป้าหมายที่จุดยอด ของระบบ MDOF จากสมการ 2-18 แล้ว ค่าความถูกต้องของการเคลื่อนที่เป้าหมายที่จุดยอด โดยใช้ระบบขั้นความเสรีเดียวที่คำนึงถึงผลของการเสื่อมถอยนั้น จะทำการประเมินผลตอบสนองที่คำนวณได้จากการวิเคราะห์แรงกระทำด้านข้างแบบแยกโหมดด้วย CMPA ในรูปของอัตราส่วนกับผลตอบสนองที่ได้จากวิธี NL-RHA อาคารที่ใช้ในการศึกษานี้ประกอบด้วย โครงข้อแข็งที่ความสูง 3, 6, 9 และ 12 ชั้น มากระทำด้วยคลื่นแผ่นดินไหว 20 คลื่น โดยมีระดับความรุนแรงของคลื่นที่ 0.21g

1. โครงข้อแข็ง

ระบบโครงข้อแข็งสมมติที่ใช้ในการศึกษานี้ประกอบด้วยโครงข้อแข็ง 1 ช่วงเสา มีความสูงแตกต่างกัน 4 รูปแบบ ความสูง ได้แก่ โครงข้อแข็งความสูง 3, 6, 9 และ 12 ชั้น มากระทำด้วยคลื่นแผ่นดินไหว 20 คลื่น โดยได้ทำการเลือกค่าความเร่งตอบสนองบริเวณเฝ้าระวังได้เลือกใช้ อ.ถลาง จ.ภูเก็ต มาเป็นตัวแทนโดยวิเคราะห์ค่าสเปคตรัมผลตอบสนองอัตราเร่งที่คาบพื้นฐานของอาคารนี้ $A(T_1)$ ได้เท่ากับ 0.21g เพื่อจะทำการประเมินค่าความถูกต้องในแต่ละความสูงของอาคาร ดังแสดงในภาพที่ 4-4



ภาพที่ 4-4 กราฟค่าประมาณการเคลื่อนที่สูงสุดที่ยอดอาคาร (Peak roof displacement) โดยใช้ระบบขั้นความเสรีเดียวเทียบเท่า (Single degree of freedom, SDF) ที่คำนึงถึงผลของการเสื่อมถอย เปรียบเทียบกับการวิเคราะห์ด้วยวิธีประวัติเวลาไม่เชิงเส้น (Nonlinear response time history analysis, NL-RHA) ของระบบหลายระดับขั้นความเสรี (MDF system) ของโครงข้อแข็งที่มีความสูง 3, 6, 9 และ 12 ชั้น โดยมีค่าความรุนแรงของคลื่นเท่ากับ 0.21g

จากภาพที่ 4-4 แสดงกราฟการเคลื่อนที่สูงสุดที่ยอดอาคาร จากความสัมพันธ์ระหว่างโครงข้อแข็งที่มีความสูง 3, 6, 9 และ 12 ชั้น ซึ่งคำนวณจากวิธี NL-RHA ของระบบ MDF ในแนวแกน x ($u_{r,MDF}$) เปรียบเทียบกับระบบขั้นความเสรีเดียวเทียบเท่า ที่คำนึงถึงผลของการเสื่อมถอย ในแนวแกน y ($u_{r,SDF}$) ซึ่งค่าการกระจายตัว (Dispersion, δ) และค่ามัธยฐาน (Median, $\hat{x}$) จะแทนด้วยสัญลักษณ์ $\left(u_r^*\right)_{SDF}$ ซึ่งเป็นค่าโดยเฉลี่ยจากการวิเคราะห์คลื่นแผ่นดินไหวทั้ง 20 กลุ่มคลื่นจะถูกแสดงไว้ในกราฟด้วย จากรูปจะสังเกตเห็นว่าโครงข้อแข็งที่มีความสูง 3 ชั้น ค่ามัธยฐานเฉลี่ย $\left(u_r^*\right)_{SDF}$ มีค่าเข้าใกล้ 1 และค่าการกระจายตัว (δ) ของคลื่นทั้ง 20 คลื่นก็มีค่าน้อยกว่าเมื่อเทียบกับโครงข้อแข็งที่มีความสูง 6, 9, และ 12 ชั้น และโครงข้อแข็งที่มีความสูง 9 และ 12 ชั้น เมื่อพิจารณา

ถึงผลรวมของโหมดที่ 1+2 แล้ว กลับพบว่าค่าการกระจายตัว (δ) ของคลื่นทั้ง 20 คลื่นกลับมีค่าใกล้เคียงกับโครงข้อแข็งที่มีความสูง 6 ชั้น ที่พิจารณาในโหมดที่ 1 เพียงอย่างเดียว ซึ่งถ้าเราพิจารณาถึงการปรับปรุงโหมดให้ยิ่งสูงขึ้นไปอีกผลที่ได้ออกมาน่าจะทำให้ค่ามัธยฐานเฉลี่ย $\left(u_r^*\right)_{SDF}$ มีค่าความถูกต้องเพิ่มมากขึ้นอีกทั้งค่าการกระจายตัว (δ) อาจจะลดลงอีกด้วย

บทที่ 5

ผลการวิเคราะห์อัตราส่วน การกระจายอัตราส่วนของค่าการเคลื่อนที่ที่พื้น ค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นและพฤติกรรมการเกิดหน้าตัดพลาสติก สำหรับโครงข้อแข็งที่คำนึงถึงผลของการเสื่อมถอย

ผลการวิเคราะห์ในบทที่แล้ว การใช้ระบบขั้นความเสรีเดียวเทียบเท่าที่คำนึงถึงผลการเสื่อมถอย สามารถทำนายค่าการเคลื่อนที่เป้าหมายที่จุดยอด สำหรับโครงสร้างที่คำนึงถึงการเสื่อมถอยได้ถูกต้องมากกว่าโครงสร้างที่มิได้คำนึงถึงผลของการเสื่อมถอย ซึ่งค่าการเคลื่อนที่เป้าหมายที่จุดยอดที่ประมาณได้จากระบบขั้นความเสรีเดียวเทียบเท่าที่คำนึงถึงผลการเสื่อมถอยนั้นจะนำมาใช้ในการคำนวณหาผลตอบสนองอื่น ๆ เช่น การเคลื่อนที่ที่พื้น (Floor displacement) และการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้น (Story Drift) เป็นต้น โดยในบทนี้จะพูดถึงผลการวิเคราะห์อัตราส่วน การกระจายอัตราส่วนของค่าการเคลื่อนที่ที่พื้น ค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นสำหรับโครงข้อแข็งที่คำนึงถึงผลของการเสื่อมถอยและพฤติกรรมการเกิดหน้าตัดพลาสติก (Plastic hinges mechanism) สำหรับโครงข้อแข็งที่คำนึงถึงผลของการเสื่อมถอย

พฤติกรรมของโครงข้อแข็งภายใต้แรงแผ่นดินไหว

1. ผลการวิเคราะห์อัตราส่วน การกระจายอัตราส่วนของค่าการเคลื่อนที่ที่พื้น และค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้น

ระบบโครงข้อแข็งสมมติที่ใช้ในการศึกษานี้ประกอบด้วยโครงข้อแข็ง 1 ช่วงเสา มีความสูงแตกต่างกัน 4 รูปแบบความสูง ได้แก่ โครงข้อแข็งความสูง 3, 6, 9 และ 12 ชั้น มากระทำด้วยคลื่นแผ่นดินไหว 20 คลื่น โดยได้ทำการเลือกค่าความเร่งตอบสนองบริเวณเฟ้าระวังได้เลือกใช้ อ.ถลาง จ.ภูเก็ต มาเป็นตัวแทนโดยวิเคราะห์ค่าสเปคตรัมผลตอบสนองอัตราเร่งที่คาบพื้นฐานของอาคารนี้ $A(T_1)$ ได้เท่ากับ 0.21g เพื่อใช้ประเมินค่าความถูกต้องของการวิเคราะห์ด้วยวิธีการผลักอาคารแบบวัฏจักร

ภาพที่ 5-1 แสดงกราฟค่าเฉลี่ยการเคลื่อนที่ที่พื้นของโครงข้อแข็ง 1 ช่วงเสา ที่มีความสูง 3, 6, 9 และ 12 ชั้น ที่ได้จากการวิเคราะห์แรงกระทำด้านข้างแบบแยกโหมดด้วยวิธีการผลักอาคารแบบวัฏจักร (Cyclic modal pushover analysis, CMPA) แทนด้วยสัญลักษณ์ u_{CMPA} และเปรียบเทียบกับการวิเคราะห์วิธีประวัติเวลาไม่เชิงเส้น (Nonlinear response time history analysis, NL-RHA) แทนด้วยสัญลักษณ์ u_{NL-RHA} โครงข้อแข็งในแต่ละชั้นจะมีคาบการสั่นไหวในโหมดพื้นฐานที่ต่างกัน และจะถูกกระทำด้วยคลื่นแผ่นดินไหว กรณีคลื่นที่มีความรุนแรงขนาดใหญ่แต่ไม่ใกล้รอยเลื่อน (Large magnitude small distance record, LMSR) ซึ่งมีขนาดความรุนแรงระหว่าง 6.6 ถึง 6.9 และเป็นการตรวจวัดมีระยะห่างจากแหล่งกำเนิดคลื่นระหว่าง 13 ถึง 30 กิโลเมตร จำนวน 20 คลื่น โดยมีค่าความรุนแรงของคลื่นเท่ากับ 0.21 g ทุกความสูงของโครงข้อแข็ง จากกราฟนั้น การวิเคราะห์ค่าเฉลี่ยการเคลื่อนที่ที่พื้นที่ได้จากการวิเคราะห์แรงกระทำด้านข้างแบบแยกโหมดด้วยวิธีการผลักอาคารแบบวัฏจักร (Cyclic modal pushover analysis, CMPA) ในเส้นทึบสีน้ำเงิน มันสะท้อนถึงค่าการเคลื่อนที่ในแต่ละชั้นของอาคาร เมื่อเทียบกับเฉลี่ยการเคลื่อนที่ที่พื้นจากการวิเคราะห์วิธีประวัติเวลาไม่เชิงเส้น (Nonlinear response time history analysis, NL-RHA) ในเส้นทึบสีดำ ก็คือ สำหรับโครงข้อแข็งที่มีความสูง 3 ชั้น พบว่าการวิเคราะห์แรงกระทำด้านข้างแบบแยกโหมดด้วยวิธีการผลักอาคารแบบวัฏจักร (Cyclic modal pushover analysis, CMPA) ให้ค่าเฉลี่ยการเคลื่อนที่ที่พื้นได้ดีเกือบเทียบเท่าจากการวิเคราะห์วิธีประวัติเวลาไม่เชิงเส้น (Nonlinear response time history analysis, NL-RHA) เหตุผลเนื่องจากว่า ในกรณีของโครงข้อแข็ง 3 ชั้นนั้น การตอบสนองของมันจะอยู่ในโหมดพื้นฐานหรือโหมดที่ 1 เป็นหลัก ผลของ Higher mode มันจะน้อยมาก แต่สำหรับกรณีของโครงข้อแข็งที่มีความสูง 6, 9 และ 12 ชั้นนั้น พบว่าการวิเคราะห์แรงกระทำด้านข้างแบบแยกโหมดด้วยวิธีการผลักอาคารแบบวัฏจักร (Cyclic modal pushover analysis, CMPA) ให้ค่าเฉลี่ยการเคลื่อนที่ที่พื้นในช่วงที่มีลักษณะให้ค่ามากกว่าค่าที่แท้จริง (Overestimate) ในช่วงชั้นบน เมื่อเปรียบเทียบกับการวิเคราะห์วิธีประวัติเวลาไม่เชิงเส้น (Nonlinear response time history analysis, NL-RHA) แล้ว เหตุผลเนื่องจากว่าอาคารยิ่งสูงขึ้นแนวโน้มหรือค่าความคลาดเคลื่อนจะมากขึ้น ผลของ Higher mode มันจะมีสัดส่วนที่มากขึ้นเลยทำให้ผลการวิเคราะห์แรงกระทำด้านข้างแบบแยกโหมดด้วยวิธีการผลักอาคารแบบวัฏจักร (Cyclic modal pushover analysis, CMPA) นั้นมีความคลาดเคลื่อนสะสมนั่นเอง

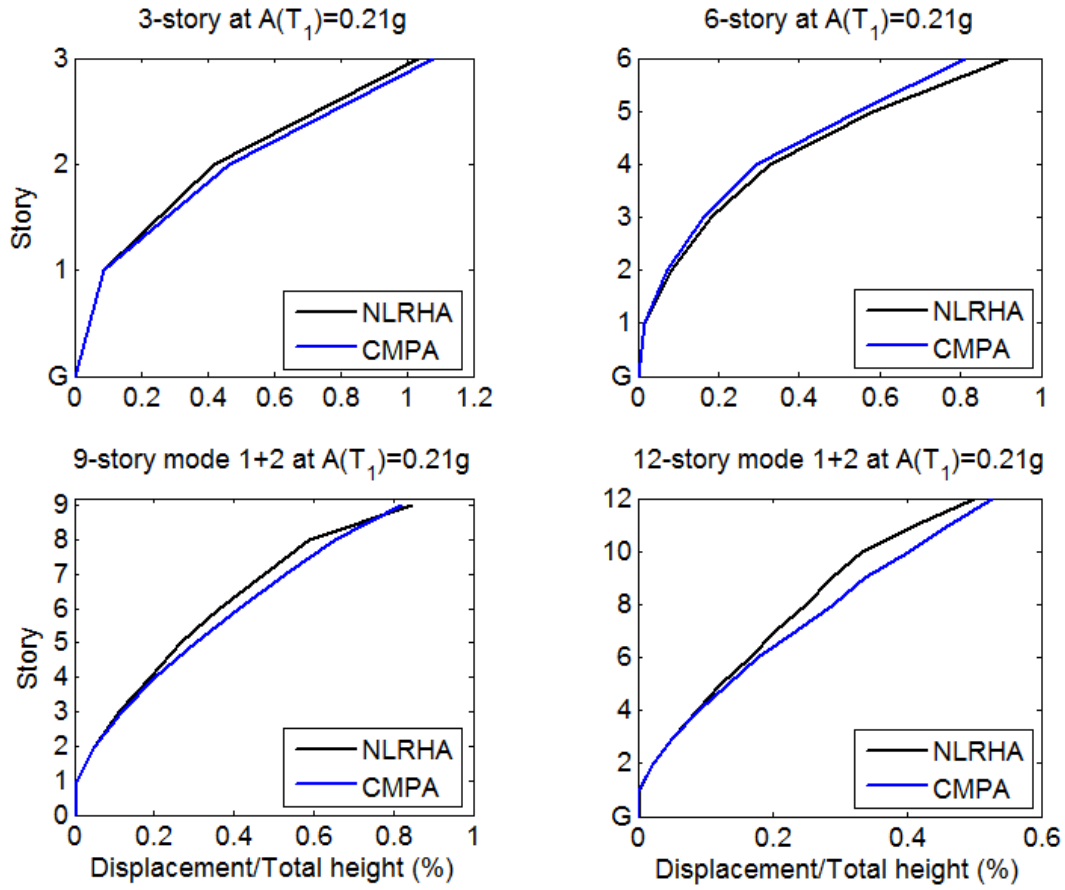
ภาพที่ 5-2 แสดงกราฟอัตราส่วนของค่าเฉลี่ยการเคลื่อนที่ที่พื้นหรือค่า bias ในแต่ละชั้นของอาคาร สำหรับโครงข้อแข็ง 1 ช่วงเสา ที่มีความสูง 3, 6, 9 และ 12 ชั้น ที่ได้จากการวิเคราะห์แรงกระทำด้านข้างแบบแยกโหมดด้วยวิธีการผลักอาคารแบบวัฏจักร (Cyclic modal pushover analysis, CMPA) แทนด้วยสัญลักษณ์ u^*_{CMPA} โครงข้อแข็งในแต่ละชั้นจะมีคาบการสั่นไหวในโหมดพื้นฐานที่ต่างกัน และจะถูกกระทำด้วยคลื่นแผ่นดินไหว กรณีคลื่นที่มีความรุนแรงขนาดใหญ่แต่ไม่ใกล้รอยเลื่อน (Large magnitude small distance record, LMSR) ซึ่งมีขนาดความรุนแรงระหว่าง 6.6 ถึง 6.9 และเป็นการตรวจวัดมีระยะห่างจากแหล่งกำเนิดคลื่นระหว่าง 13 ถึง 30 กิโลเมตร จำนวน 20 คลื่น โดยมีค่าความรุนแรงของคลื่นเท่ากับ 0.21 g ทุกความสูงของโครงข้อแข็ง จากผลการวิเคราะห์ดังกล่าวพบว่าโครงข้อแข็งที่มีความสูง 3 ชั้นนั้น อัตราส่วนของค่าเฉลี่ยการเคลื่อนที่ที่พื้นมีค่าความถูกต้องเข้าใกล้ 1 ซึ่งถือว่าผลตอบสนองของอาคารนี้มีค่าความถูกต้องค่อนข้างมากทีเดียว เมื่อเทียบกับโครงข้อแข็งที่มีความสูง 6 ชั้น พบว่ายิ่งโครงสร้างมีความสูงเพิ่มมากขึ้นอัตราส่วนของค่าเฉลี่ยการเคลื่อนที่ที่พื้นกลับมีค่าความคลาดเคลื่อนเพิ่มขึ้นตามไปด้วย หรืออยู่ในช่วงที่มีลักษณะให้ค่าน้อยกว่าค่าที่แท้จริง (Underestimate) ตลอดทั้งความสูงของอาคาร สำหรับโครงข้อแข็งที่มีความสูง 9 ชั้น และ12 ชั้น เมื่อพิจารณาถึงการรวมโหมดที่ 1 และโหมดที่ 2 แล้ว พบว่าในช่วงชั้นบนค่าความคลาดเคลื่อนมีค่าอยู่ในช่วงที่มีลักษณะให้ค่ามากกว่าค่าที่แท้จริง (Overestimate) เนื่องจากผลรวมของโหมดที่สูงขึ้นนั่นเอง และจะอยู่ในช่วงที่มีลักษณะให้ค่าน้อยกว่าค่าที่แท้จริง (Underestimate) ในช่วงชั้นล่าง ดังนั้นจึงสรุปได้ว่าเมื่ออาคารหรือโครงสร้างยิ่งมีความสูงเพิ่มมากขึ้นความซับซ้อนในการวิเคราะห์ก็สูงขึ้นจึงทำให้โครงสร้างอาคารเกิดความคลาดเคลื่อนมากขึ้นตามไปด้วย

ภาพที่ 5-3 แสดงอัตราส่วนของค่าเฉลี่ยการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นของโครงข้อแข็ง 1 ช่วงเสา สำหรับความสูง 3, 6, 9 และ 12 ชั้น ที่ได้จากการวิเคราะห์แรงกระทำด้านข้างแบบแยกโหมดด้วยวิธีการผลักอาคารแบบวัฏจักร (Cyclic modal pushover analysis, CMPA) แทนด้วยสัญลักษณ์ Δ^*_{CMPA} โครงข้อแข็งในแต่ละชั้นจะมีคาบการสั่นไหวในโหมดพื้นฐานที่ต่างกัน และจะถูกกระทำด้วยคลื่นแผ่นดินไหว กรณีคลื่นที่มีความรุนแรงขนาดใหญ่แต่ไม่ใกล้รอยเลื่อน (Large magnitude small distance record, LMSR) ซึ่งมีขนาดความรุนแรงระหว่าง 6.6 ถึง 6.9 และเป็นการตรวจวัดมีระยะห่างจากแหล่งกำเนิดคลื่นระหว่าง 13 ถึง 30 กิโลเมตร จำนวน 20 คลื่น โดยมีค่าความรุนแรงของคลื่นเท่ากับ 0.21 g ทุกความสูงของโครงข้อแข็ง จากผลการวิเคราะห์ดังกล่าวพบว่าโครงข้อแข็งที่มีความสูง 3 ชั้นนั้น อัตราส่วนของค่าเฉลี่ยการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นอยู่ในช่วงที่มีลักษณะให้ค่าน้อยกว่าค่าที่แท้จริง (Underestimate) ในช่วงชั้นบนและจะอยู่ในช่วงที่มีลักษณะให้ค่ามากกว่าค่าที่แท้จริง (Overestimate) ในช่วงชั้นล่างซึ่งถือว่าผลตอบสนองของอาคารนี้มีค่า

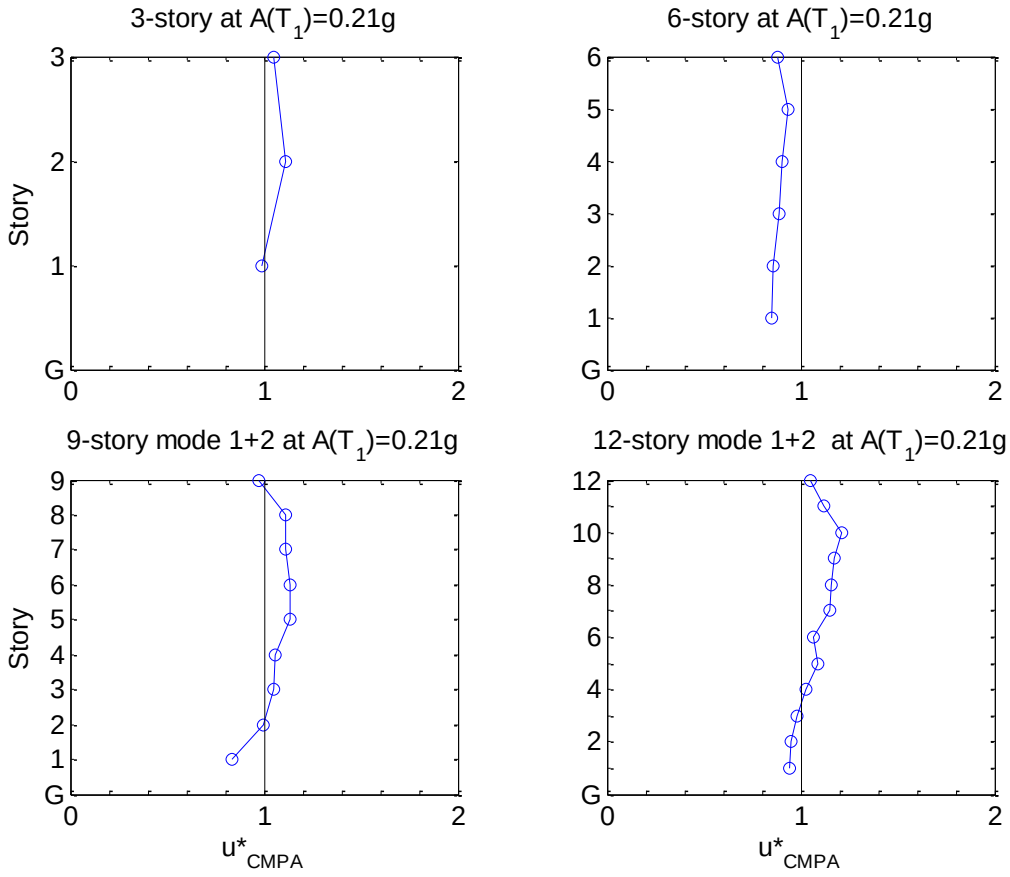
ความถูกต้องค่อนข้างมากทีเดียวเมื่อเทียบกับโครงข้อแข็งที่มีความสูง 6 ชั้น กลับพบว่าอัตราส่วนของค่าเฉลี่ยการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นอยู่ในช่วงที่มีลักษณะให้ค่าน้อยกว่าค่าที่แท้จริง (Underestimate) ตลอดความสูงของอาคาร ส่วนโครงข้อแข็งที่มีความสูง 9 ชั้น เมื่อพิจารณาถึงการรวมโหมดที่ 1 และโหมดที่ 2 แล้วอัตราส่วนของค่าเฉลี่ยการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นอยู่ในช่วงที่มีลักษณะให้ค่าน้อยกว่าค่าที่แท้จริง (Underestimate) ในช่วงชั้นบนและช่วงชั้นล่าง ส่วนช่วงชั้นกลางจะอยู่ในช่วงที่มีลักษณะให้ค่ามากกว่าค่าที่แท้จริง (Overestimate) ยิ่งเมื่อเราพิจารณาถึงโหมดที่สูงขึ้นไปกลับพบว่าผลตอบสนองที่ได้มีค่าความคลาดเคลื่อนลดลงเห็นได้อย่างชัดเจน สำหรับโครงข้อแข็งที่มีความสูง 12 ชั้น เมื่อพิจารณาถึงการรวมโหมดที่ 1 และโหมดที่ 2 แล้ว ผลการวิเคราะห์ที่ได้พบว่าผลตอบสนองของอาคารนี้เมื่อพิจารณาผลกระทบของโหมดที่สูงขึ้นไปแล้วค่าความคลาดเคลื่อนกลับลดลงโดยส่วนมากผลตอบสนองที่ได้จะเข้าใกล้ 1 ทำให้ค่าความถูกต้องของอาคารนี้เพิ่มมากยิ่งขึ้นไปด้วย

ภาพที่ 5-4 แสดงการกระจายตัวของค่าอัตราส่วนการเคลื่อนที่ที่พื้นสำหรับโครงข้อแข็ง 1 ช่วงเสา ที่มีความสูง 3, 6, 9 และ 12 ชั้น โครงข้อแข็งในแต่ละชั้นจะมีคาบการสั่นไหวในโหมดพื้นฐานที่ต่างกัน และจะถูกกระทำด้วยคลื่นแผ่นดินไหว กรณีคลื่นที่มีความรุนแรงขนาดใหญ่แต่ไม่ใกล้รอยเลื่อน (Large magnitude small distance record, LMSR) ซึ่งมีขนาดความรุนแรงระหว่าง 6.6 ถึง 6.9 และเป็นการตรวจวัดมีระยะห่างจากแหล่งกำเนิดคลื่นระหว่าง 13 ถึง 30 กิโลเมตร จำนวน 20 คลื่น โดยมีค่าความรุนแรงของคลื่นเท่ากับ 0.21 g ทุกความสูงของโครงข้อแข็ง จากผลการวิเคราะห์ดังกล่าวพบว่าโครงข้อแข็งที่มีความสูง 3 ชั้น การกระจายตัวของค่าอัตราส่วนการเคลื่อนที่ที่พื้นตลอดความสูงของอาคารจะมีค่าประมาณ 0.135 โครงข้อแข็งที่มีความสูง 6 ชั้น การกระจายตัวของค่าอัตราส่วนการเคลื่อนที่ที่พื้นตลอดความสูงของอาคารจะมีค่าประมาณ 0.35 ส่วนโครงข้อแข็งที่มีความสูง 9 ชั้น เมื่อพิจารณาถึงการรวมโหมดที่ 1 และโหมดที่ 2 การกระจายตัวของค่าอัตราส่วนการเคลื่อนที่ที่พื้นตลอดความสูงของอาคารจะมีค่าประมาณ 0.31 ในช่วงชั้นบนและจะเพิ่มขึ้นเรื่อย ๆ จนมีค่าประมาณ 0.42 ในช่วงชั้นล่าง และโครงข้อแข็งที่มีความสูง 12 ชั้น เมื่อพิจารณาถึงการรวมโหมดที่ 1 และโหมดที่ 2 การกระจายตัวของค่าอัตราส่วนการเคลื่อนที่ที่พื้นจะมีค่าประมาณ 0.39 ในช่วงชั้นบนและจะเพิ่มขึ้นเรื่อย ๆ จนมีค่าประมาณ 0.47 ในช่วงชั้นล่าง ดังนั้นจึงสรุปได้ว่าเมื่อความสูงของอาคารมีค่าเพิ่มมากขึ้นค่าการกระจายตัวของอาคารก็จะมีค่าเพิ่มขึ้นตามไปด้วย

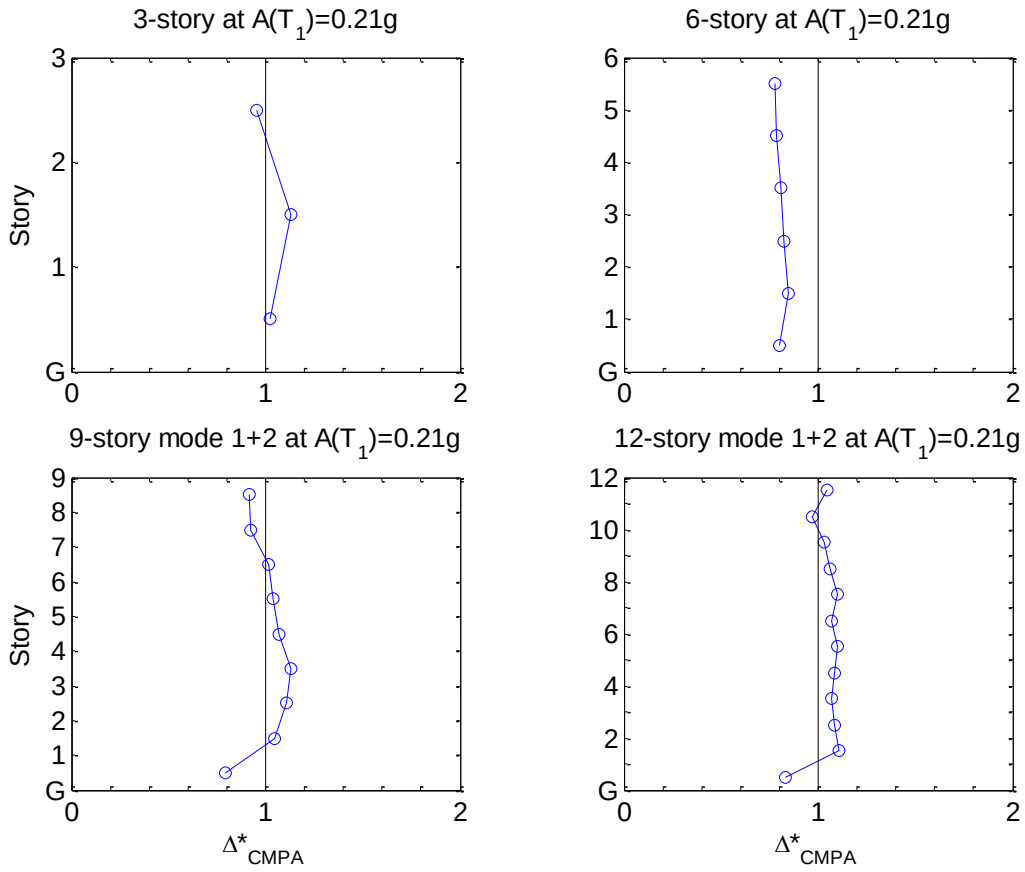
ภาพที่ 5-5 แสดงการกระจายตัวของค่าอัตราส่วนการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นสำหรับโครงข้อแข็ง 1 ช่วงเสา ที่มีความสูง 3, 6, 9 และ 12 ชั้น โครงข้อแข็งในแต่ละชั้นจะมีคาบการสั่นไหวในโหมดพื้นฐานที่ต่างกัน และจะถูกกระทำด้วยคลื่นแผ่นดินไหว กรณีคลื่นที่มีความรุนแรงขนาดใหญ่แต่ไม่ใกล้รอยเลื่อน (Large magnitude small distance record, LMSR) ซึ่งมีขนาดความรุนแรงระหว่าง 6.6 ถึง 6.9 และเป็นการตรวจวัดมีระยะห่างจากแหล่งกำเนิดคลื่นระหว่าง 13 ถึง 30 กิโลเมตร จำนวน 20 คลื่น โดยมีค่าความรุนแรงของคลื่นเท่ากับ 0.21 g ทุกความสูงของโครงข้อแข็ง จากผลการวิเคราะห์ดังกล่าวพบว่าโครงข้อแข็งที่มีความสูง 3 ชั้น การกระจายตัวของค่าอัตราส่วนการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นมีค่าประมาณ 0.14 โครงข้อแข็งที่มีความสูง 6 ชั้น การกระจายตัวของค่าอัตราส่วนการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นจะมีค่ามากในระหว่างช่วงชั้นบนและจะลดลงมาในระหว่างช่วงชั้นล่าง ส่วนโครงข้อแข็งที่มีความสูง 9 ชั้น เมื่อพิจารณาถึงการรวมโหมดที่ 1 และโหมดที่ 2 การกระจายตัวของค่าอัตราส่วนการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นมีค่าประมาณ 0.32 ในช่วงชั้นบนและจะเพิ่มขึ้นเรื่อย ๆ จนมีค่าประมาณ 0.40 ในช่วงชั้นล่าง และโครงข้อแข็งที่มีความสูง 12 ชั้น เมื่อพิจารณาถึงการรวมโหมดที่ 1 และโหมดที่ 2 การกระจายตัวของค่าอัตราส่วนการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นจะมีค่าประมาณ 0.43 ในช่วงชั้นบนและจะค่อย ๆ ลดลงในช่วงชั้นกลางจากนั้นก็จะมีค่าเพิ่มขึ้นเรื่อยจนมีค่าประมาณ 0.47 ในช่วงชั้นล่าง โดยจะสังเกตเห็นว่าเมื่อความสูงของอาคารเพิ่มมากขึ้น การกระจายตัวของค่าอัตราส่วนการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นกลับมีค่าสูงขึ้นตามไปด้วย และเมื่อพิจารณาถึงโหมดที่สูงขึ้นไปแล้ว การกระจายตัวของค่าอัตราส่วนการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นกลับมีค่าลดลง



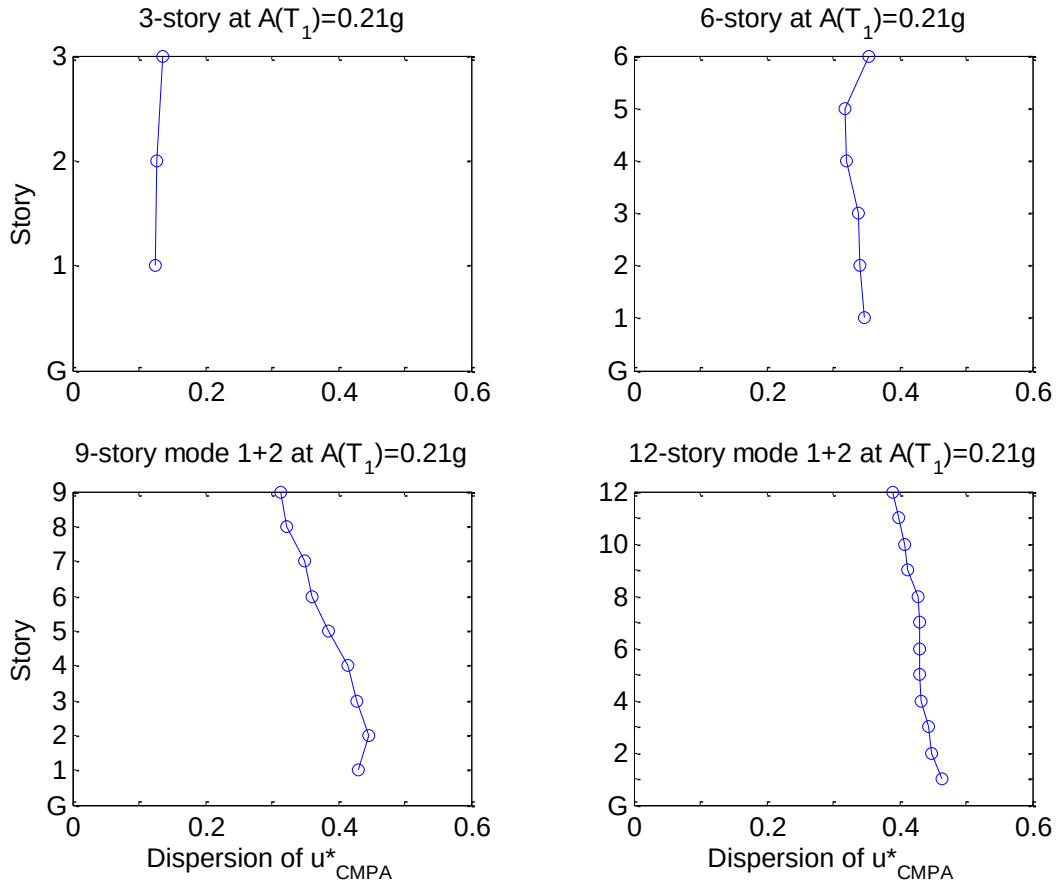
ภาพที่ 5-1 กราฟค่าเฉลี่ยการเคลื่อนที่ที่พื้นสำหรับโครงข้อแข็ง 1 ช่วงเสา ที่มีความสูง 3, 6, 9 และ 12 ชั้น โดยมีค่าความรุนแรงของคลื่นเท่ากับ 0.21g



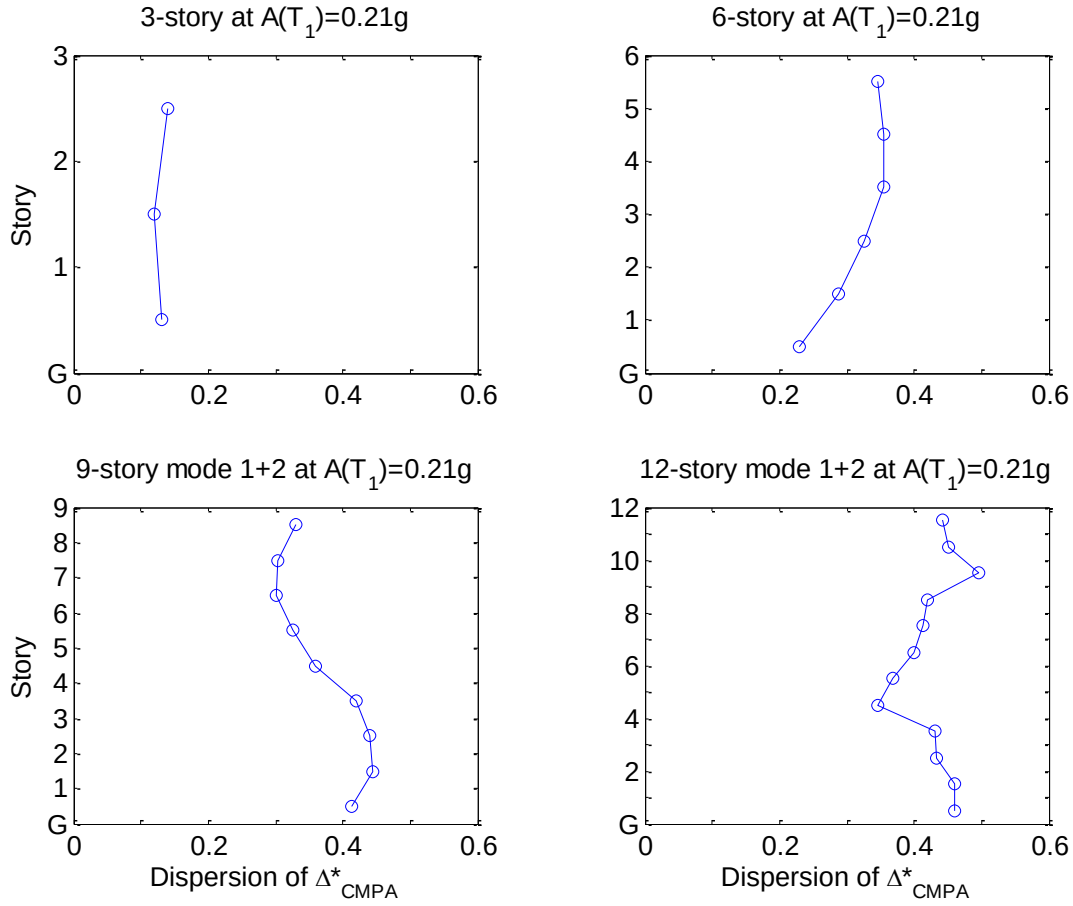
ภาพที่ 5-2 กราฟอัตราส่วนของค่าเฉลี่ยการเคลื่อนที่ที่พื้น u^*_{CMPA} สำหรับโครงข้อแข็ง 1 ช่วงเสา ที่มีความสูง 3, 6, 9 และ 12 ชั้น โดยมีค่าความรุนแรงของคลื่นเท่ากับ 0.21g



ภาพที่ 5-3 กราฟอัตราส่วนของค่าเฉลี่ยการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้น Δ^*_{CMPA} สำหรับโครงข้อแข็ง 1 ช่วงเสา ที่มีความสูง 3, 6, 9 และ 12 ชั้น โดยมีค่าความรุนแรงของคลื่นเท่ากับ 0.21g



ภาพที่ 5-4 กราฟการกระจายตัวของค่าอัตราส่วนการเคลื่อนที่ที่พื้น u^*_{CMPA} สำหรับโครงข้อแข็ง 1 ช่วงเสา ที่มีความสูง 3, 6, 9 และ 12 ชั้น โดยมีค่าความรุนแรงของคลื่นเท่ากับ 0.21g



ภาพที่ 5-5 กราฟการกระจายของค่าอัตราส่วนการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้น Δ^*_{CMPA} สำหรับโครงข้อแข็ง 1 ช่วงเสา ที่มีความสูง 3, 6, 9 และ 12 ชั้น โดยมีค่าความรุนแรงของคลื่นเท่ากับ 0.21g

2. พฤติกรรมการเกิดหน้าตัดพลาสติก (Plastic hinges mechanism)

ความเสียหายที่ระดับเริ่มต้นจนเกิดการวิบัติของหน้าตัดพลาสติกขึ้นจะให้ค่านิยามเป็นลำดับดังต่อไปนี้

Yield (Y) หมายถึง หน้าตัดเกิดการครากของเหล็กเสริม

Immediate Occupancy (IO) หมายถึง ระดับความเสียหายเพิ่มขึ้นจากจุดครากเพียงเล็กน้อยถือว่ายังอยู่ในระดับที่ปลอดภัย

Life Safety (LS) หมายถึง ระดับความเสียหายเพิ่มขึ้นเป็น 75% ของความสามารถในการเคลื่อนตัวของหน้าตัดพลาสติก

Collapse Prevention (CP) หมายถึง ระดับความเสียหายของหน้าตัดพลาสติกถึงระดับ 90% ของความเสียหายทั้งหมด

Failure (F) หมายถึง ระดับความเสียหายนั้นเกิดจุดสูงสุดของความสามารถของหน้าตัดพลาสติกที่จะรับได้ หรือเกิดการวิบัติของหน้าตัดพลาสติก

จากภาพที่ 5-6 สำหรับพฤติกรรมของการเกิดหน้าตัดพลาสติกสำหรับโครงข้อแข็ง 1 ช่วงเสา ที่มีความสูง 3 ชั้น พบว่าเมื่อเริ่มทำการผลักที่ยอดอาคารให้เคลื่อนที่ไป 0.136 m ที่จุด (ก) จุดคราก พบว่าเกิดความเสียหายเนื่องจากแรงเฉือนเป็นส่วนใหญ่โดยจะเกิดบริเวณโคนเสาชั้นบนและชั้นล่าง ส่วนคานจะเกิดบริเวณชั้นบนสุด และเมื่อทำการผลักที่ยอดอาคารให้เคลื่อนที่ไป 0.2703 m ที่จุด (ข) จุดวิบัติ พบว่าเกิดความเสียหายเนื่องจากแรงเฉือน (Shear failure mode) และความเสียหายเนื่องจากแรงดัด (Flexure failure mode) ทุกจุดของทั้งโครงสร้างอาคาร

จากภาพที่ 5-7 สำหรับพฤติกรรมของการเกิดหน้าตัดพลาสติกสำหรับโครงข้อแข็ง 1 ช่วงเสา ที่มีความสูง 6 ชั้น พบว่าเมื่อเริ่มทำการผลักที่ยอดอาคารให้เคลื่อนที่ไป 0.147 m ที่จุด (ก) จุดคราก พบว่าเกิดความเสียหายเนื่องจากแรงเฉือนโดยจะเกิดบริเวณโคนเสาชั้นบนและชั้นล่างของเสาฝั่งซ้าย ของชั้นที่ 1, 3, 4 และ 5 และเมื่อทำการผลักที่ยอดอาคารให้เคลื่อนที่ไป 0.2985 m ที่จุด (ข) จุดวิบัติ พบว่าเกิดความเสียหายเนื่องจากแรงเฉือน (Shear failure mode) และความเสียหายเนื่องจากแรงดัด (Flexure failure mode) ทุกจุดของทั้งโครงสร้างอาคาร

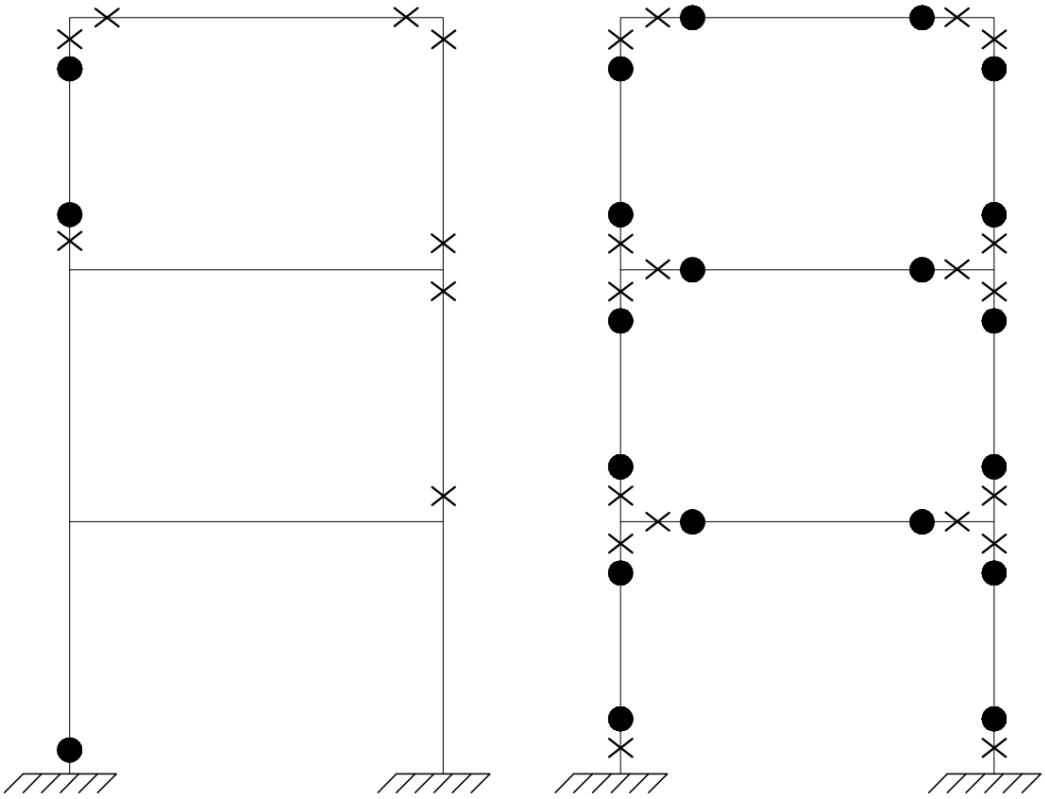
จากภาพที่ 5-8 สำหรับพฤติกรรมของการเกิดหน้าตัดพลาสติกสำหรับโครงข้อแข็ง 1 ช่วงเสา ที่มีความสูง 9 ชั้น โหมดที่ 1 พบว่าเมื่อเริ่มทำการผลักที่ยอดอาคารให้เคลื่อนที่ไป 0.148 m ที่จุด (ก) จุดคราก พบว่าเกิดความเสียหายเนื่องจากแรงเฉือนโดยจะเกิดบริเวณโคนเสาชั้นบนและชั้นล่างของเสาฝั่งซ้าย ของชั้นที่ 1, 4, 5, 7 และ 9 และเมื่อทำการผลักที่ยอดอาคารให้เคลื่อนที่ไป 0.315 m ที่จุด (ข) จุดวิบัติ พบว่าเกิดความเสียหายเนื่องจากแรงเฉือน (Shear failure mode) และความเสียหาย

เนื่องจากแรงดัด (Flexure failure mode) ทุกจุดของทั้งโครงสร้างของอาคารยกเว้นบริเวณโคนเสาชั้นล่างและคานของชั้นที่ 9 ที่เกิดเฉพาะความเสียหายเนื่องจากแรงเฉือน (Shear failure mode)

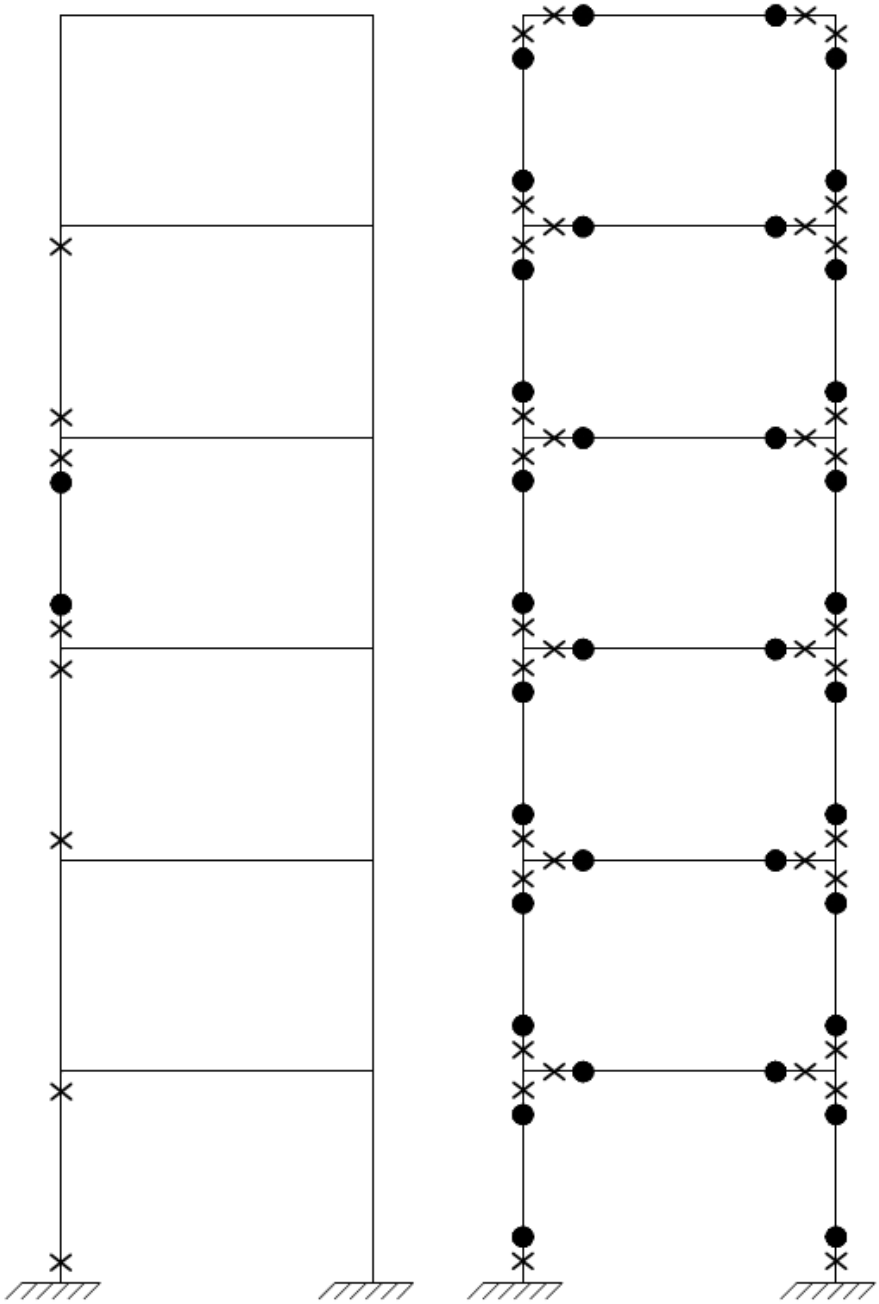
จากภาพที่ 5-9 สำหรับพฤติกรรมของการเกิดหน้าตัดพลาสติกสำหรับโครงข้อแข็ง 1 ช่วงเสา ที่มีความสูง 9 ชั้นโหมดที่ 2 พบว่าเมื่อเริ่มทำการผลักที่ยอดอาคารให้เคลื่อนที่ไป 0.0904 m ที่จุด (ก) จุดคราก พบว่าเกิดความเสียหายเนื่องจากแรงเฉือนโดยจะเกิดบริเวณโคนเสาชั้นบนและล่างของชั้นที่ 1, 4, 5, 6, 7, 8 และ 9 ซึ่งเกิดบริเวณคานชั้นที่ 4-9 เป็นต้นไป เมื่อทำการผลักที่ยอดอาคารให้เคลื่อนที่ไป 0.589 m ที่จุด (ข) จุดวิบัติ พบว่าเกิดความเสียหายเนื่องจากแรงเฉือน (Shear failure mode) และความเสียหายเนื่องจากแรงดัด (Flexure failure mode) ทุกจุดของทั้งโครงสร้างของอาคาร ยกเว้นบริเวณคานชั้นที่ 3 เกิดเฉพาะความเสียหายเนื่องจากแรงเฉือน (Shear failure mode) และบริเวณโคนเสาชั้นบนและล่างของชั้นที่ 3 และคานชั้นที่ 2 ที่ไม่เกิดความเสียหายเนื่องจากแรงเฉือน (Shear failure mode) และความเสียหายเนื่องจากแรงดัด (Flexure failure mode) ใด ๆ เลย

จากภาพที่ 5-10 สำหรับพฤติกรรมของการเกิดหน้าตัดพลาสติกสำหรับโครงข้อแข็ง 1 ช่วงเสา ที่มีความสูง 12 ชั้นโหมดที่ 1 พบว่าเมื่อเริ่มทำการผลักที่ยอดอาคารให้เคลื่อนที่ไป 0.168 m ที่จุด (ก) จุดคราก พบว่าเกิดความเสียหายเนื่องจากแรงเฉือนโดยจะเกิดบริเวณโคนเสาชั้นบนและล่างทางฝั่งซ้ายของเสา บริเวณชั้นที่ 1, 2, 3, 5, 6 และ 8-11 และเมื่อทำการผลักที่ยอดอาคารให้เคลื่อนที่ไป 0.33 m ที่จุด (ข) จุดวิบัติ พบว่าเกิดความเสียหายเนื่องจากแรงเฉือน (Shear failure mode) และความเสียหายเนื่องจากแรงดัด (Flexure failure mode) ทุกจุดของทั้งโครงสร้างของอาคารยกเว้นบริเวณโคนเสาชั้นบนและล่างทางของเสาฝั่งขวาตั้งแต่ชั้น 2-4 และคานชั้น 12 ที่เกิดเฉพาะความเสียหายเนื่องจากเนื่องจากแรงเฉือน (Shear failure mode) เพียงอย่างเดียว

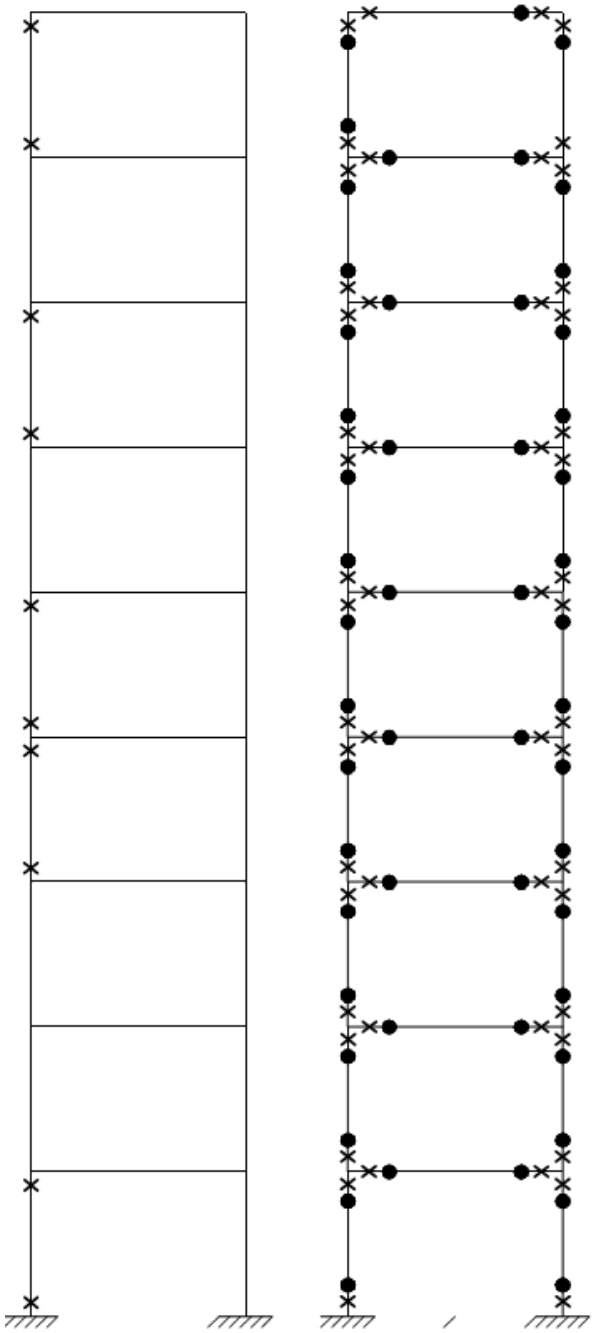
จากภาพที่ 5-11 สำหรับพฤติกรรมของการเกิดหน้าตัดพลาสติกสำหรับโครงข้อแข็ง 1 ช่วงเสา ที่มีความสูง 12 ชั้นโหมดที่ 2 พบว่าเมื่อเริ่มทำการผลักที่ยอดอาคารให้เคลื่อนที่ไป 0.087 m ที่จุด (ก) จุดคราก พบว่าเกิดความเสียหายเนื่องจากแรงเฉือนโดยจะเกิดบริเวณโคนเสาชั้นบนและล่างของเสาฝั่งซ้าย บริเวณชั้นที่ 1 และทางฝั่งขวาของเสาบริเวณชั้นที่ 5 และ 6 ส่วนคานจะเกิดความเสียหายเนื่องจากแรงเฉือนบริเวณชั้นที่ 5, 6 และ 12 และเมื่อทำการผลักที่ยอดอาคารให้เคลื่อนที่ไป 0.714 m ที่จุด (ข) จุดวิบัติ พบว่าเกิดความเสียหายเนื่องจากแรงเฉือน (Shear failure mode) และความเสียหายเนื่องจากแรงดัด (Flexure failure mode) บริเวณโคนเสาชั้นบนและล่างของเสาทางฝั่งขวาตั้งแต่ชั้นที่ 5 ถึง 12 ส่วนบริเวณโคนเสาชั้นบนและล่างของเสาทางฝั่งซ้ายนั้นจะเกิดเฉพาะความเสียหายเนื่องจากแรงเฉือน (Shear failure mode) เพียงอย่างเดียว สำหรับคานชั้น 3 ไม่เกิดความเสียหายเนื่องจากเนื่องจากแรงเฉือน (Shear failure mode) และความเสียหายเนื่องจากแรงดัด (Flexure failure mode) ใด ๆ เลย



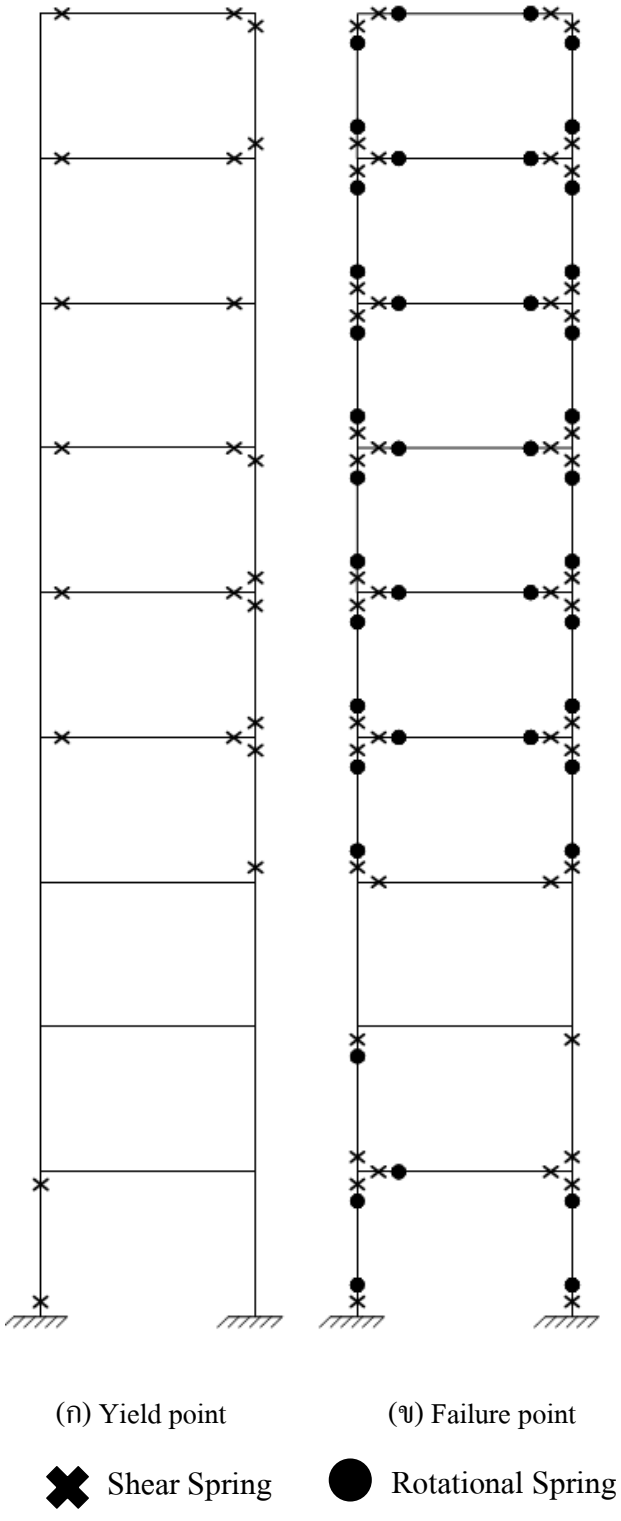
ภาพที่ 5-6 พฤติกรรมการเกิดหน้าตัดพลาสติกสำหรับโครงข้อแข็ง 1 ช่วงเสา มีความสูง 3 ชั้น ที่สภาวะ (ก) จุดคราก (Yield point) และ (ข) จุดพังทลาย (Failure point)



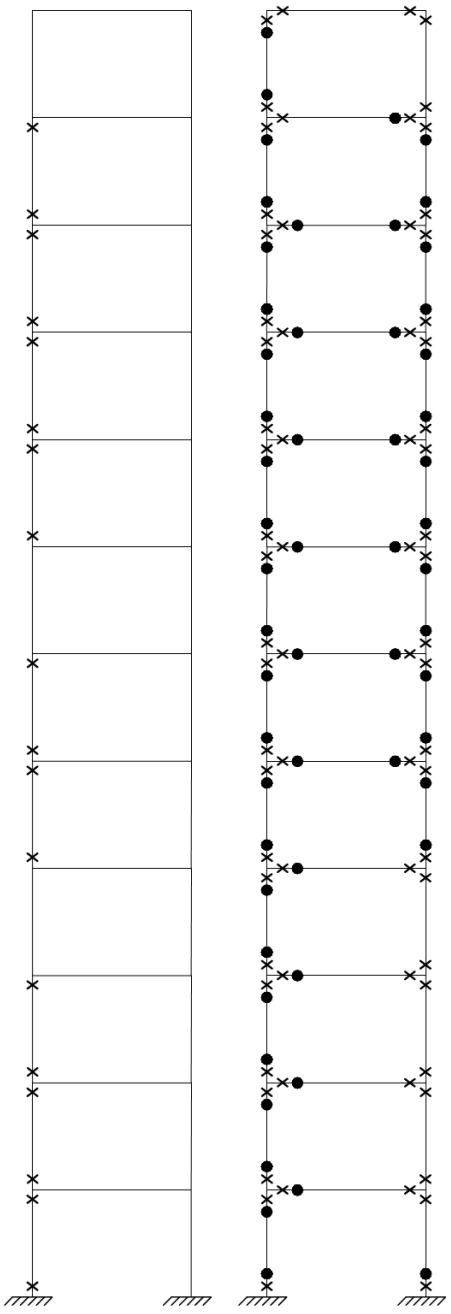
ภาพที่ 5-7 พฤติกรรมการเกิดหน้าตัดพลาสติกสำหรับโครงข้อแข็ง 1 ช่วงเสา มีความสูง 6 ชั้น ที่สภาวะ (ก) จุดคราก (Yield point) และ (ข) จุดพังทลาย (Failure point)



ภาพที่ 5-8 พฤติกรรมการเกิดหน้าตัดพลาสติกสำหรับโครงข้อแข็ง 1 ช่วงเสา มีความสูง 9 ชั้น โหมด 1 ที่สภาวะ (ก) จุดคราก (Yield point) และ (ข) จุดพังทลาย (Failure point)



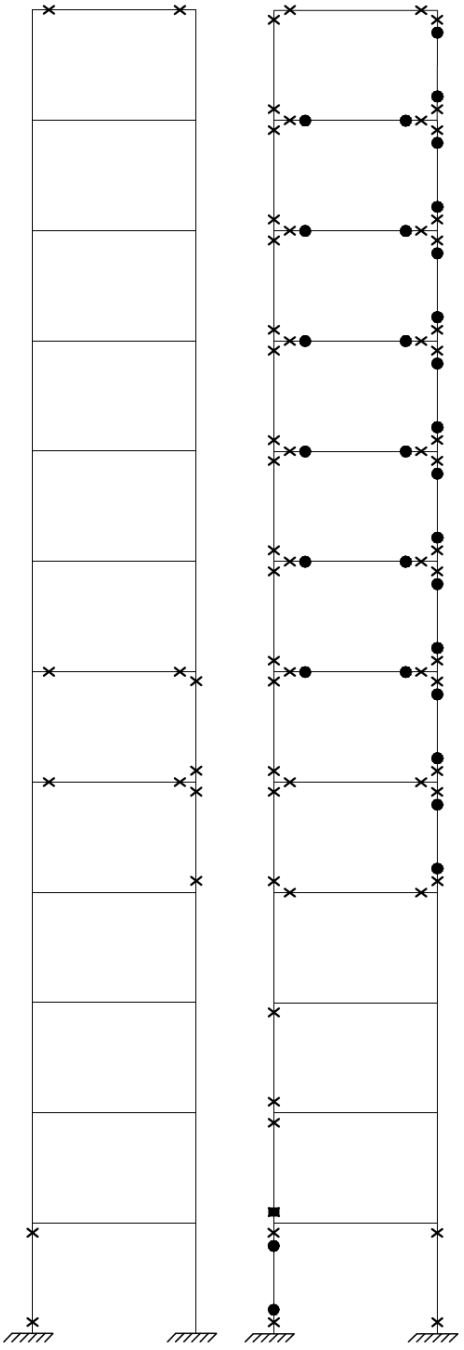
ภาพที่ 5-9 พฤติกรรมการเกิดหน้าตัดพลาสติกสำหรับโครงข้อแข็ง 1 ช่วงเสา มีความสูง 9 ชั้น โหมด 1+2 ที่สภาวะ (ก) จุดคราก (Yield point) และ (ข) จุดพังทลาย (Failure point)



(ก) Yield point (ข) Failure point

Shear Spring Rotational Spring

ภาพที่ 5-10 พฤติกรรมการเกิดหน้าตัดพลาสติกสำหรับโครงข้อแข็ง 1 ช่วงเสา มีความสูง 12 ชั้น โหมด 1 ที่สภาวะ (ก) จุดคราก (Yield point) และ (ข) จุดพังทลาย (Failure point)



ภาพที่ 5-1 พฤติกรรมการเกิดหน้าตัดพลาสติกสำหรับโครงข้อแข็ง 1 ช่วงเสา มีความสูง 12 ชั้น โหมด 1+2 ที่สภาวะ (ก) จุดคราก (Yield point) และ (ข) จุดพังทลาย (Failure point)

บทที่ 6

สรุปผล

วัตถุประสงค์ของงานวิจัยนี้ คือ เพื่อทำการพัฒนาและประเมินค่าความถูกต้องของการทำนายการเคลื่อนที่เป้าหมายที่จุดยอดสำหรับโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กที่ปราศจากความเหนียว ด้วยวิธีแรงกระทำด้านข้างแบบแยกโหมดจากวิธีการผลักอาคารแบบวัฏจักร (Cyclic modal pushover analysis, CMPA) โดยการใช้ระบบขั้นเสรีเดียวเทียบเท่าที่คำนึงถึงผลของการเสื่อมถอยโดยในการศึกษานี้พฤติกรรมความเสียหายของชิ้นส่วนอาคารพิจารณาความเสียหายเนื่องจากแรงดัด (Flexural failure mode) และแรงเฉือนเป็นหลัก (Shear failure mode) ซึ่งอาคารที่ใช้ในการศึกษานี้เป็นโครงข้อแข็งที่มีความสูง 3, 6, 9 และ 12 ชั้น ที่มิได้ถูกออกแบบให้ต้านทานแรงแผ่นดินไหวมากระทำกับคลื่นแผ่นดินไหวที่มีความรุนแรงขนาดใหญ่แต่ไม่ใกล้รอยเลื่อน (Large magnitude small distance record, LMSR) ซึ่งมีความรุนแรงระหว่าง 6.6 ถึง 6.9 และเป็นการตรวจวัดมีระยะห่างจากแหล่งกำเนิดคลื่นระหว่าง 13 ถึง 30 กิโลเมตร จำนวน 20 คลื่น ที่มีระดับความรุนแรงที่แตกต่างกัน

ขั้นตอนในการประเมินค่าความถูกต้องของการทำนายการเคลื่อนที่เป้าหมายที่จุดยอดสำหรับโครงข้อแข็งนั้นจะใช้ความสัมพันธ์ระหว่างแรง (Force) กับการเคลื่อนที่ (Deformation) ของระบบขั้นเสรีเดียวเทียบเท่า (Equivalent SDF system) ที่คำนึงถึงผลของการเสื่อมถอยที่ได้กล่าวไปแล้วในบทก่อนหน้านี้ ซึ่งความสัมพันธ์ระหว่างแรง (Force) กับการเคลื่อนที่ (Deformation) ของระบบขั้นเสรีเดียว (Equivalent SDF system) เทียบเท่าที่คำนึงถึงผลของการเสื่อมถอยนั้นสามารถหาได้โดยใช้การวิเคราะห์ด้วยวิธีการผลักอาคารให้เคลื่อนที่ไปทางเดียว (Monotonic pushover analysis) และการวิเคราะห์ด้วยวิธีการผลักอาคารแบบวัฏจักร (Cyclic pushover analysis) ซึ่งเราจะได้ค่าพารามิเตอร์ทั้ง 13 ตัวแปร ในระบบขั้นเสรีเดียวที่มีพฤติกรรมอยู่ในช่วงไม่ยืดหยุ่นที่คำนึงถึงผลของการเสื่อมถอย เพื่อทำการหาค่าการเคลื่อนที่เป้าหมายต่อไป จากนั้นนำค่าที่ได้ไปเปรียบเทียบกับวิธีประวัติเวลาไม่เชิงเส้น (Nonlinear response time history analysis, NL-RHA) ที่ใช้คลื่นแผ่นดินไหวจำนวน 20 คลื่น มากระทำกับโครงสร้างอาคาร การเปรียบเทียบค่าความถูกต้องจะใช้อัตราส่วนการเคลื่อนที่ที่พื้น (Floor displacement ratio, FDR) ซึ่งหาได้จากค่าการเคลื่อนที่สูงสุดบนยอดอาคารที่ได้จากการวิเคราะห์แรงกระทำด้านข้างแบบแยกโหมดด้วยวิธีการผลักอาคาร

แบบวัฏจักร หารด้วยค่าการเคลื่อนที่สูงสุดที่ได้จากวิธีประวัติเวลาไม่เชิงเส้น โดยถ้าค่า FDR มีค่าน้อยกว่า 1 แสดงว่าผลการวิเคราะห์ที่ได้จากวิธีแรงสถิตไม่เชิงเส้นมีค่าการเคลื่อนที่สูงสุดบนยอดอาคารน้อยกว่าค่าผลการวิเคราะห์แท้จริง (Underestimate) ที่ได้จากวิธีประวัติเวลาไม่เชิงเส้น แต่ถ้าค่า FDR มีค่ามากกว่า 1 แสดงว่าผลการวิเคราะห์ได้จากวิธีแรงสถิตไม่เชิงเส้นมีค่าการเคลื่อนที่สูงสุดบนยอดอาคารมากกว่าค่าผลการวิเคราะห์แท้จริง (Overestimate) โดยค่าความถูกต้องของอัตราส่วนการเคลื่อนที่ที่พื้น FDR ควรมีค่าเท่ากับ 1 จึงถือได้ว่าผลตอบสนองของอาคารมีค่าความถูกต้องที่แท้จริง จากผลการศึกษาทำให้ได้ข้อสรุปดังต่อไปนี้

1. การใช้ระบบขั้นเสรีเดียวเทียบเท่า (Equivalent SDF system) ที่คำนึงถึงผลของการเสื่อมถอยนั้น เมื่อพิจารณาพฤติกรรมความเสียหายของชิ้นส่วนอาคารเนื่องจากแรงดัด (Flexure failure mode) และแรงเฉือน (Shear failure mode) เข้าไปแล้ว ยังสามารถทำนายค่าการเคลื่อนที่สูงสุดบริเวณยอดอาคารได้ถูกต้องแม่นยำอยู่ เมื่อเปรียบเทียบกับการพิจารณาพฤติกรรมความเสียหายของชิ้นส่วนอาคารเนื่องจากแรงดัด (Flexural failure mode) เพียงอย่างเดียว

2. วิธีแรงกระทำด้านข้างแบบแยกโหมดจากวิธีการผลักอาคารแบบวัฏจักร (Cyclic modal pushover analysis, CMPA) โดยการใช้ระบบขั้นเสรีเดียวเทียบเท่าที่คำนึงถึงผลของการเสื่อมถอยสามารถประมาณค่าการเคลื่อนที่เป้าหมายที่จุดยอดสำหรับโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กที่ปราศจากความเหนียว ได้ใกล้เคียงกับผลตอบสนองที่วิเคราะห์ได้จากวิธีประวัติเวลาไม่เชิงเส้น

3. วิธีแรงกระทำด้านข้างแบบแยกโหมดจากวิธีการผลักอาคารแบบวัฏจักร (Cyclic modal pushover analysis, CMPA) โดยการใช้ระบบขั้นเสรีเดียวเทียบเท่าที่คำนึงถึงผลของการเสื่อมถอย เมื่อพิจารณาพฤติกรรมของแบบจำลองที่คำนึงถึงความเสียหายเนื่องจากแรงดัดและแรงเฉือนเป็นหลักนั้น ค่าเฉลี่ยการเคลื่อนที่ที่พื้น u_{CMPA} ที่ได้จากการวิเคราะห์แรงกระทำด้านข้างแบบแยกโหมดด้วยวิธีการผลักอาคารแบบวัฏจักร (Cyclic modal pushover analysis, CMPA) เมื่อเปรียบเทียบกับ ค่าเฉลี่ยการเคลื่อนที่ที่พื้น u_{NL-RHA} ที่ได้จากการวิเคราะห์วิธีประวัติเวลาไม่เชิงเส้น (Nonlinear response time history analysis, NL-RHA) สำหรับโครงข้อแข็ง 1 ช่วงเสา ที่มีความสูง 3 ชั้น การตอบสนองของมันจะอยู่ในโหมดพื้นฐานหรือโหมดที่ 1 เป็นหลัก ผลของ Higher mode มันจะน้อยมาก แต่สำหรับกรณีของโครงข้อแข็งที่มีความสูง 6, 9 และ12 ชั้นนั้น พบว่าการวิเคราะห์แรงกระทำด้านข้างแบบแยกโหมดด้วยวิธีการผลักอาคารแบบวัฏจักร (Cyclic modal pushover analysis, CMPA) ให้ค่าเฉลี่ยการเคลื่อนที่ที่พื้นในช่วงที่มีลักษณะให้ค่ามากกว่าค่าที่แท้จริง (Overestimate) ในช่วงชั้นบน เมื่อเปรียบเทียบกับการวิเคราะห์วิธีประวัติเวลาไม่เชิงเส้น (Nonlinear response time history analysis, NL-RHA) แล้ว เหตุผลเนื่องจากว่าอาคารยิ่งสูงขึ้นแนวโน้มหรือค่าความคลาดเคลื่อนจะมากขึ้น ผลของ Higher mode มันจะมีสัดส่วนที่มากขึ้น เลยทำให้ผล

การวิเคราะห์แรงกระทำด้านข้างแบบแยกโหมดด้วยวิธีการผลักอาคารแบบวัฏจักร (Cyclic modal pushover analysis, CMPA) นั้นมีความคลาดเคลื่อนสะสมนั่นเอง

4. วิธีแรงกระทำด้านข้างแบบแยกโหมดจากวิธีการผลักอาคารแบบวัฏจักร (Cyclic modal pushover analysis, CMPA) โดยการใช้ระบบขั้นเสรีเดียวเทียบเท่าที่คำนึงถึงผลของการเสื่อมถอย เมื่อพิจารณาพฤติกรรมของแบบจำลองที่คำนึงถึงความเสียหายเนื่องจากแรงดัดและแรงเฉือนเป็นหลักนั้น อัตราส่วนของค่าเฉลี่ยการเคลื่อนที่ที่พื้น u^*_{CMPA} และอัตราส่วนของค่าเฉลี่ยการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้น Δ^*_{CMPA} ของโครงข้อแข็ง 1 ช่วงเสา ที่มีความสูง 3, 6, 9 และ 12 ชั้น พบว่าเมื่อโครงสร้างอาคารมีความสูงเพิ่มมากขึ้นค่าความคลาดเคลื่อนก็เพิ่มมากขึ้นตามไปด้วย โดยส่วนใหญ่ให้ผลวิเคราะห์ต่ำกว่าผลตอบสนองของวิธีประวัติเวลาไม่เชิงเส้นในช่วงครึ่งล่างของอาคาร และเมื่อพิจารณาผลกระทบของโหมดที่สูงขึ้นไปแล้วค่าความคลาดเคลื่อนกลับลดลงโดยส่วนมากผลตอบสนองที่ได้จะเข้าใกล้ 1 ทำให้ค่าความถูกต้องของอาคารนี้เพิ่มมากยิ่งขึ้นไปด้วย

5. วิธีแรงกระทำด้านข้างแบบแยกโหมดจากวิธีการผลักอาคารแบบวัฏจักร (Cyclic modal pushover analysis, CMPA) โดยการใช้ระบบขั้นเสรีเดียวเทียบเท่าที่คำนึงถึงผลของการเสื่อมถอย เมื่อพิจารณาพฤติกรรมของแบบจำลองที่คำนึงถึงความเสียหายเนื่องจากแรงดัดและแรงเฉือนเป็นหลักนั้น การกระจายตัวของค่าอัตราส่วนการเคลื่อนที่ที่พื้น u^*_{CMPA} และการกระจายตัวของค่าอัตราส่วนการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้น Δ^*_{CMPA} ของโครงข้อแข็ง 1 ช่วงเสา ที่มีความสูง 3, 6, 9 และ 12 ชั้น พบว่าเมื่อความสูงของอาคารเพิ่มมากขึ้นการกระจายตัวของค่าอัตราส่วนการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นกลับมีค่าสูงขึ้นตามไปด้วย และเมื่อพิจารณาถึงโหมดที่สูงขึ้นไปแล้วการกระจายของค่าอัตราส่วนการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นกลับมีค่าลดลง

บรรณานุกรม

คณะกรรมการวิชาการวิศวกรรมโยธา. (2537-2538). *มาตรฐานสำหรับอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กโดยวิธีกำลัง ว.ส.ท. 1008-38*. กรุงเทพฯ: วิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทย.

ธานินทร์ เจียรักสุวรรณ และทศพล ปิ่นแก้ว. (2544). พฤติกรรมอาคารเรียนคอนกรีตเสริมเหล็กภายใต้แรงแผ่นดินไหว. ใน *เอกสารการประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติครั้งที่ 7* (หน้า 85-90). กรุงเทพมหานคร: มหาวิทยาลัยจุฬาลงกรณ์.

นัทธสม อินทรกำแหง และอาณัติ เรืองรัศมี. (2546). *การวิเคราะห์ผลตอบสนองแผ่นดินไหวของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กโดยวิธีผลักด้านข้างแบบเป็นวัฏจักร*. วิทยานิพนธ์วิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต, สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา, คณะวิศวกรรมศาสตร์, มหาวิทยาลัยจุฬาลงกรณ์.

เป็นหนึ่ง วานิชชัย และสืบพงศ์ เกียรติวิศาลชัย. (2544). การประเมินความสามารถต้านทานแผ่นดินไหวของอาคารคอนกรีต. ใน *เอกสารประกอบการประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติครั้งที่ 7* (หน้า 245-266). กรุงเทพมหานคร: มหาวิทยาลัยจุฬาลงกรณ์.

ไพบูลย์ ปัญญาคะโป. (2552). กำลังต้านทานแผ่นดินไหวของอาคารโดยวิธีการผลักแบบวัฏจักร. *เอกสารการประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ 14* (STR-50053). นครราชสีมา: มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี.

ไพบูลย์ ปัญญาคะโป. (2554). การประเมินกำลังต้านทานแผ่นดินไหวของอาคารโดยวิธีการผลักแบบวัฏจักร. *รายงานการวิจัย*: มหาวิทยาลัยศรีปทุม.

ACI 318R-05. (2005). *Building Code Requirements for Structural Concrete, ACI 318-05 and Commentary*. American Concrete Institute: Farmington Hills.

Applied Technology Council (ATC). (1997). *NEHRP Guidelines for the seismic rehabilitation of buildings (FEMA-273)*. Washington, D.C: Building Seismic Safety Council, Federal Emergency Management Agency.

Benjamin, J. R., & Cornell, C. A. (1970). *Probability, Statistics, and Decision for Civil Engineers* (pp. 684). New York: McGraw-Hill.

Chintanapakdee, C., & Chopra, A.K. (2003). Evaluate of modal pushover analysis using vertically regular and irregular generic frames. *Earthquake Engineering Research Center (EERC) Report No. UCB/EERC 2003-03*. University of California: Berkeley.

Chintanapakdee, C., & Jaiyong, A. (2012). Estimation of Peak Roof Displacement of Degrading Structures. *The 15th World Conference on Earthquake Engineering (15WCEE)*. Portugal: Lisbon Congress Center.

Chopra, A. K. (2001). *Dynamics of Structures: Theory and Applications to Earthquake Engineering* (2nd ed.). New Jersey: Prentice Hall/Englewood Cliffs.

Chopra, A.K. (2007*). Dynamics of structures: Theory and Applications to Earthquake engineering* (3rd ed.). New Jersey: Upper-Saddle River/Pearson Prentice Hall.

Chopra, A.K., & Goel, R.K. (2002). A modal pushover analysis procedure to estimate seismic demands for buildings. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 31*(3), 561-582.

Chopra, A.K., Goel, R.K., & Chintanapakdee, C. (2003). Statistics of single-degree-of-freedom estimate of displacement for pushover analysis of buildings. *Journal of Structural Engineering, 129*(4), 459-469.

Goel, R. K., & Chopra, A. K. (2004). Evaluation of modal and FEMA pushover analysis: SAC Buildings. *Earthquake Spectra, 20*(1), 225–254.

Gupta, B., & Krawinkler, H. (1998). Effect of stiffness degradation on deformation demands of SDOF and MDOF structures. *6th U.S. National Conference on Earthquake Engineering*. Seattle, Washington.

Haselton, C.B., & Deierlein, G.G. (2007). *Assessing seismic collapse safety of modern reinforced concrete moment-frame buildings*. *Report No. 152*. California: John A. Blume Earthquake Engineering Center, Stanford University.

Hernandez-Montes, E., Kwon, O-S., & Aschheim, M. (2004). An energy based formulation for first and multiple-mode nonlinear static analysis. *Journal of Earthquake Engineering, 8*(1), 69-88.

Ibarra, L.F., Medina, R.A., & Krawinkler, H. (2005). Hysteretic models that incorporate strength and stiffness deterioration. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 34*, 1489-1511.

International Code Council. (2000). *International Building Code*. Virginia: Falls Church.

Jan, T.S., Liu, M.W., & Kao, Y.C. (2004). An upper bond pushover analysis procedure for estimating seismic demand of high rise buildings. *Engineering Structures, 26*, 117-128.

Kim, S.P., & Kurama, Y.C. (2008). An alternative pushover analysis procedure to estimate seismic displacement demands. *Engineering Structures, 30*, 3793-3807.

Krawinkler, H., & Seneviratna, G. D. P. K (1998). Pros and cons of a pushover analysis of seismic performance evaluation. *Engineering Structures, 20*(4-6), 452-456.

Lowes, L.N., Mitra, N., & Altoontash, A. (2003). A Beam Column Joint Model for Simulating the Earthquake Response of Reinforced Concrete Frame. *Pacific Engineering Research Center (PEER) Report 2003/10*. California: University of California Berkeley.

Manoukas, G., Athanatopoulou, A., & Avramidis, I. (2011). Static Pushover Analysis Based on an Energy-Equivalent SDOF System. *Earthquake Spectra*, *27*(1), 89–105.

MATLAB: The Language of Technical Computing. (1997). *Student (Version 5.0)* [Computer software]. Massachusetts: The Mathworks Inc, Natick.

Opensees. (2008, July 01). *Open System for Earthquake Engineering Simulation Pacific Earthquake Engineering Research Center (EERC)*. University of California Berkeley. Retrieved from: http://opensees.berkeley.edu/

Otani, S. (1981). Hysteresis models of of reinforced concrete for earthquake response analysis. *Journal of Faculty of Engineering, XXXVI*(2), 407-441.

Park, Y., & Ang, A. (1985). Mechanistic seismic damage model for reinforced concrete. *Journal of Structural Engineering, 111*(4), 722-739.

Sezen, H. (2000). *Seismic behavior and Modeling of Reinforced Concrete Building Columns*. Ph.D. Thesis, University of California Berkeley.

Sezen, H., (2008). Shear deformation model for reinforced concrete columns. *Structural Engineering and Mechanics, 28*(1), 39-52.

Williams, M.S., & Albermani, F. (2003). Evaluation of Displacement-Based Analysis and Design Methods for Steel Frames with Passive Energy Dissipators. *Civil Engineering Research Bulletin No. 24*. Brisbane: University of Queensland.

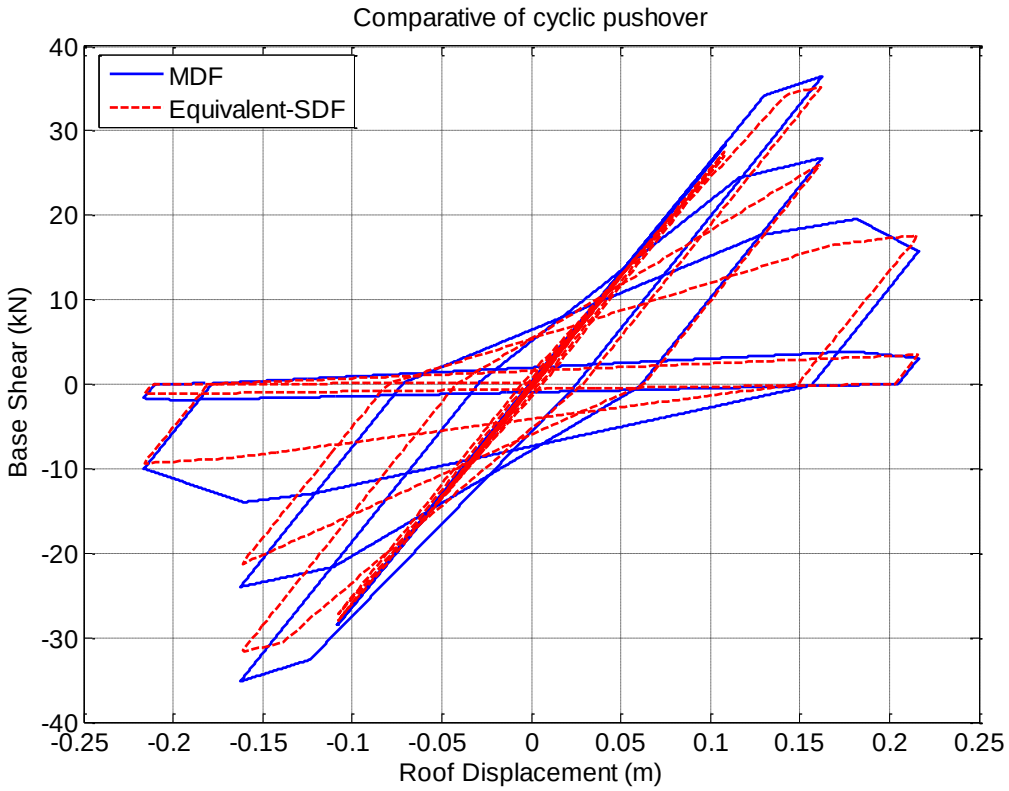
Yu, K., Heintz, J., & Poland, C. (2001). Assessment of nonlinear static analysis procedures for seismic evaluation of building structures. *Proceedings U.S.-Japan joint workshop and third grantees meeting* (pp.431-450). Washington: U.S.-Japan cooperative research on urban earthquake disaster mitigation.

ภาคผนวก

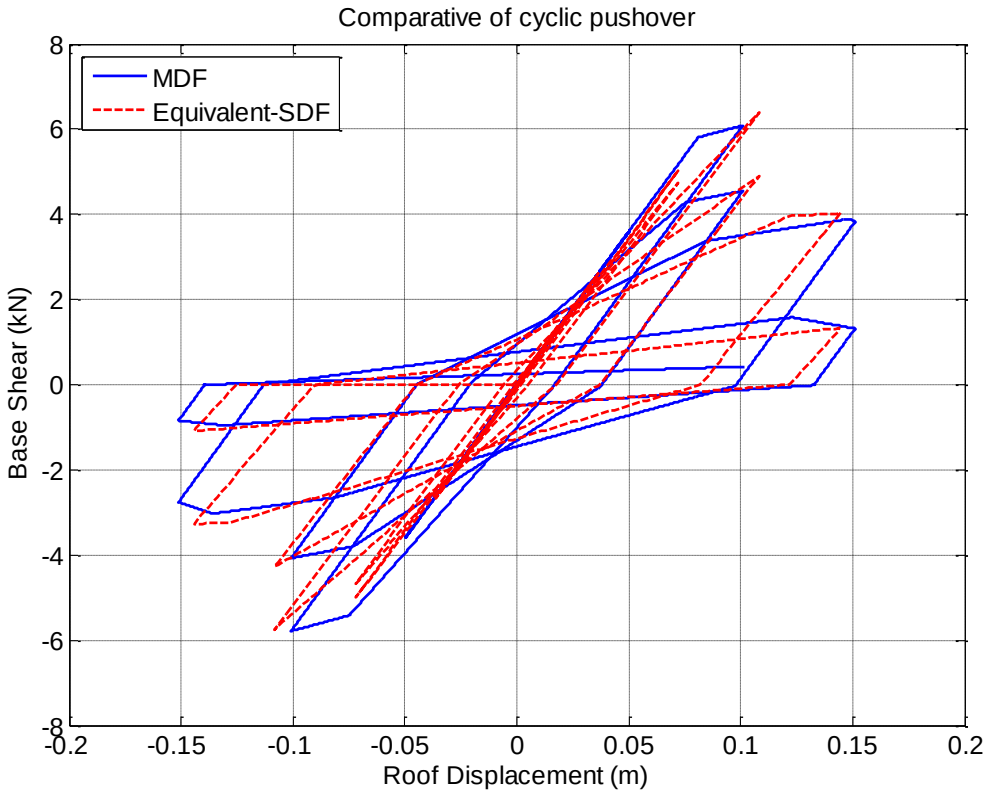
ภาคผนวก ก.

กราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนที่ฐาน (Base shear) กับการเคลื่อนที่ที่ยอดอาคาร (Roof displacement) ที่ได้จากการผลักอาคารแบบวัฏจักร (Cyclic pushover analysis) ของอาคารที่เป็นระบบ MDF เปรียบเทียบกับกราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรง (Force) กับการเคลื่อนที่ (Displacement) ที่ได้จากการผลักอาคารแบบวัฏจักร (Cyclic pushover analysis) ของระบบ Equivalent SDOF สำหรับโครงข้อแข็ง 3, 6, 9 และ 12 ชั้น

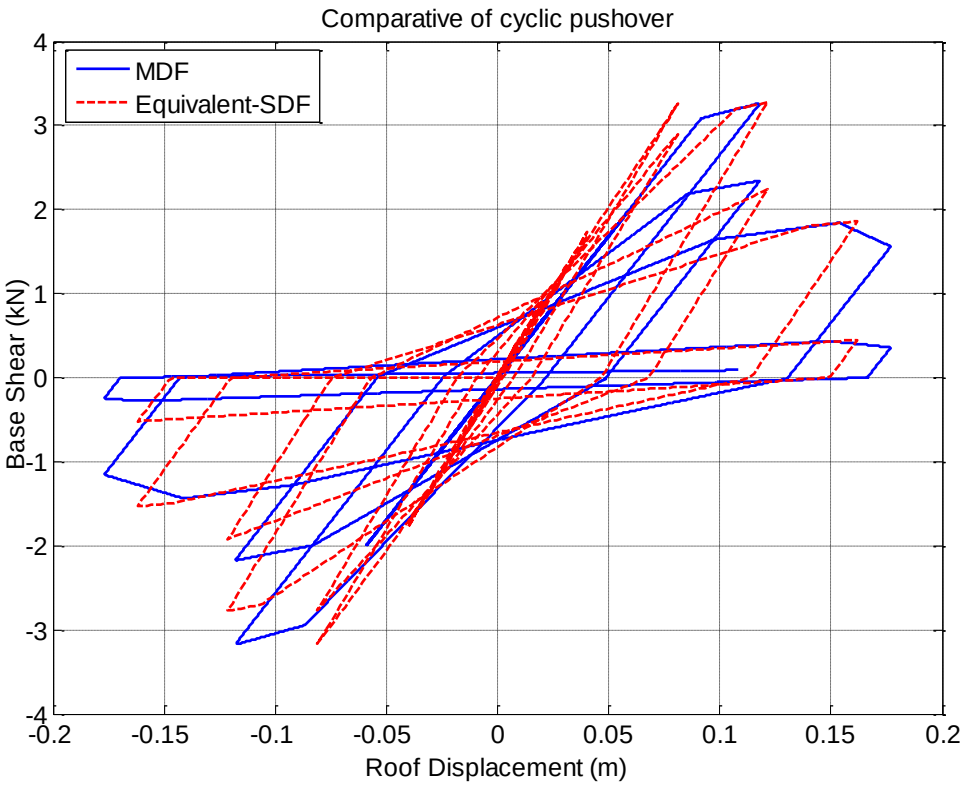
โครงข้อแข็ง



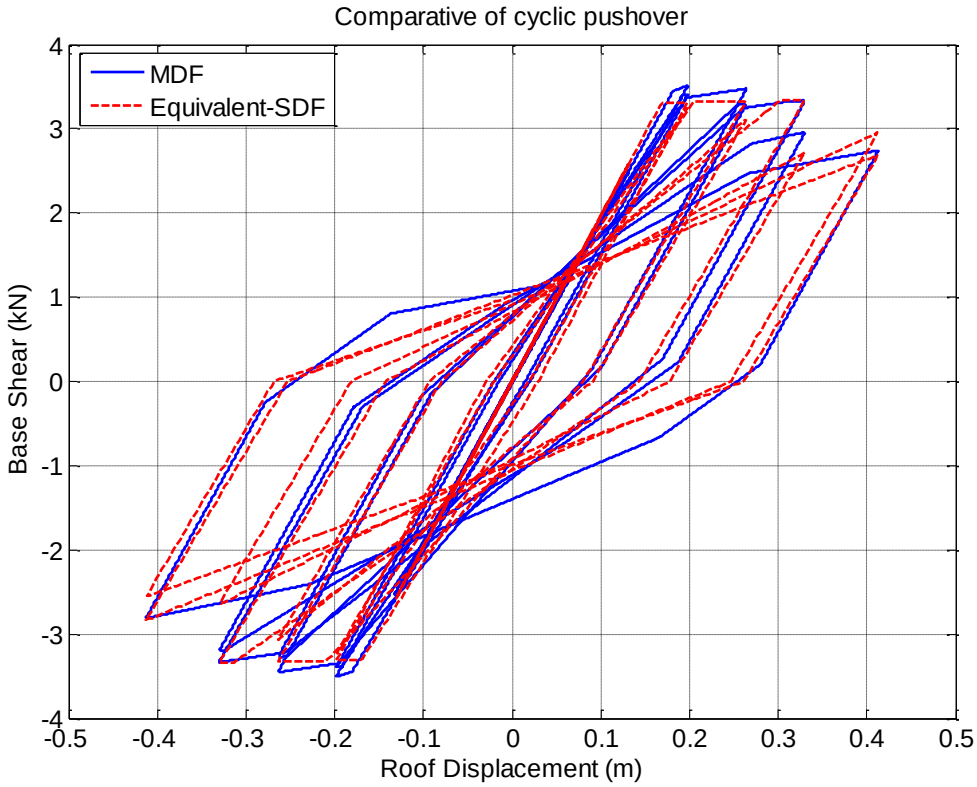
ภาพภาคผนวก ก-1 เปรียบเทียบกราฟผลักอาคารแบบวัฏจักร (Cyclic pushover curve) ของระบบหลายระดับขั้นความเสรี (MDF system) กับกราฟผลักอาคารแบบวัฏจักร (Cyclic pushover curve) ของระบบขั้นความเสรีเดียวเทียบเท่า (Equivalent SDF system) โดยใช้รูปแบบประวัติการเคลื่อนที่ (Displacement history) ตามวิธี modified-ISO สำหรับโครงข้อแข็ง 3 ชั้น



ภาพภาคผนวก ก-2 เปรียบเทียบกราฟผลักอาคารแบบวัฏจักร (Cyclic pushover curve) ของระบบหลายระดับขั้นความเสรี (MDF system) กับกราฟผลักอาคารแบบวัฏจักร (Cyclic pushover curve) ของระบบขั้นความเสรีเดียวเทียบเท่า (Equivalent SDF system) โดยใช้รูปแบบประวัติการเคลื่อนที่ (Displacement history) ตามวิธี modified-ISO สำหรับโครงข้อแข็ง 6 ชั้น



ภาพภาคผนวก ก-3 เปรียบเทียบกราฟผลักอาคารแบบวัฏจักร (Cyclic pushover curve) ของระบบหลายระดับขั้นความเสรี (MDF system) กับกราฟผลักอาคารแบบวัฏจักร (Cyclic pushover curve) ของระบบขั้นความเสรีเดียวเทียบเท่า (Equivalent SDF system) โดยใช้รูปแบบประวัติการเคลื่อนที่ (Displacement history) ตามวิธี modified-ISO สำหรับโครงข้อแข็ง 9 ชั้น

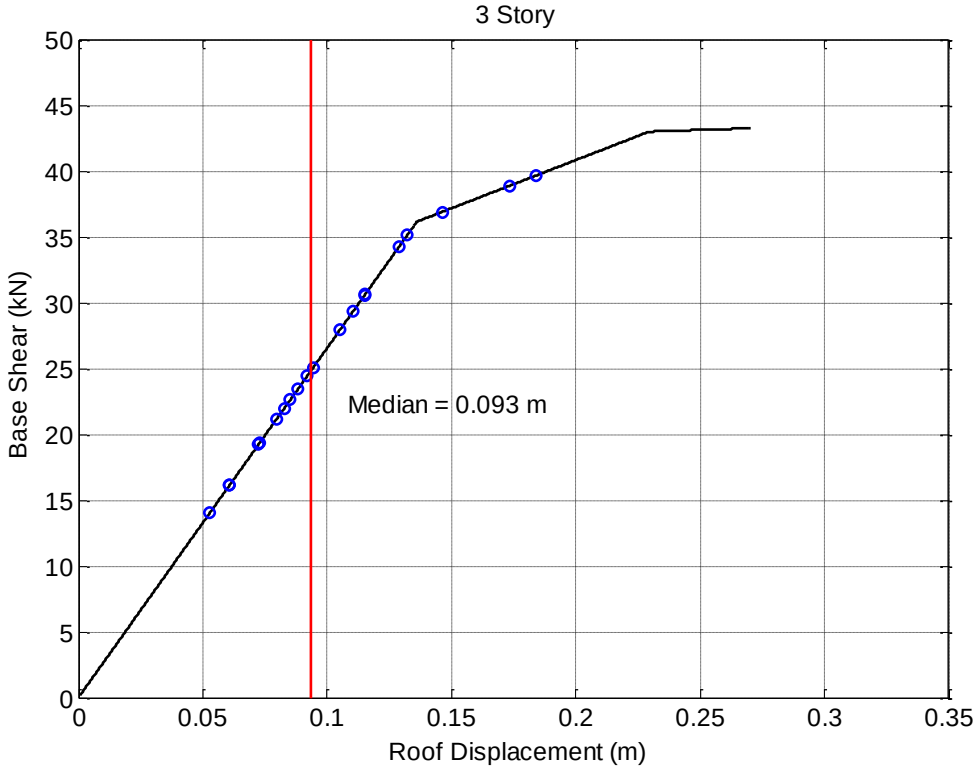


ภาพภาคผนวก ก-4 เปรียบเทียบกราฟผลักอาคารแบบวัฏจักร (Cyclic pushover curve) ของระบบหลายระดับขั้นความเสรี (MDF system) กับกราฟผลักอาคารแบบวัฏจักร (Cyclic pushover curve) ของระบบขั้นความเสรีเดียวเทียบเท่า (Equivalent SDF system) โดยใช้รูปแบบประวัติการเคลื่อนที่ (Displacement history) ตามวิธี modified-ISO สำหรับโครงข้อแข็ง 12 ชั้น

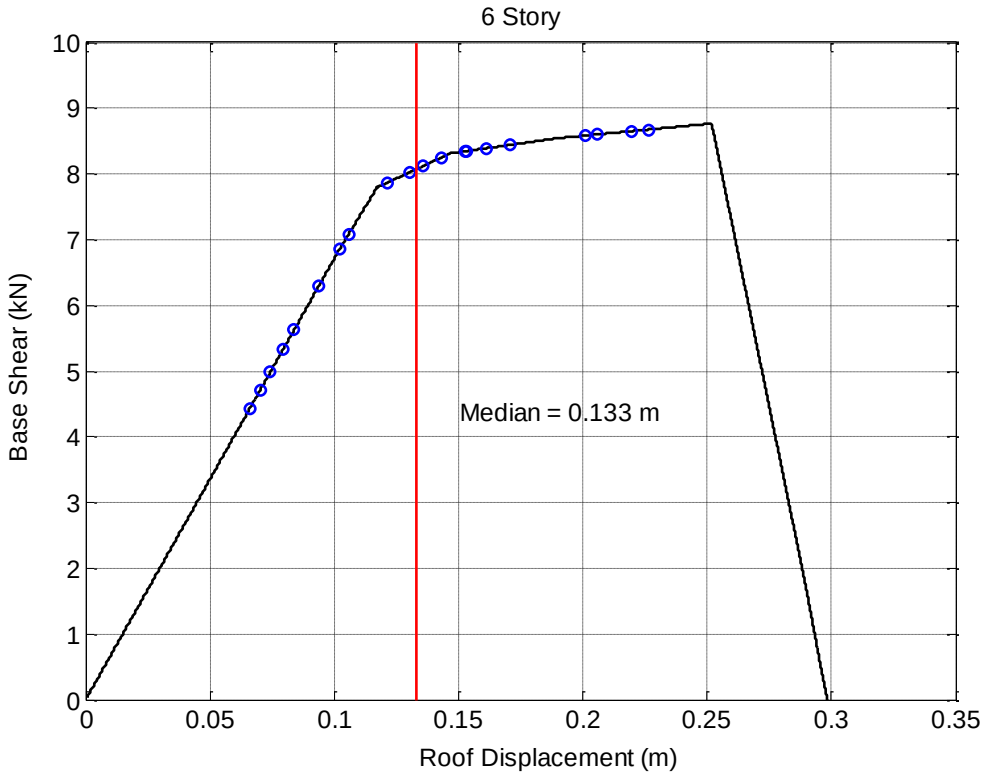
ภาคผนวก ข.

ผลตอบสนองค่าการเคลื่อนที่เป้าหมายที่จุดยอด (Target roof displacement) ที่ได้จากการวิเคราะห์ด้วยวิธีแรงกระทำด้านข้างแบบแยกโหมดด้วยวิธีการผลักอาคารให้เคลื่อนที่ไปทางเดียว (Modal pushover analysis) สำหรับโครงข้อแข็ง 3, 6, 9 และ 12 ชั้น

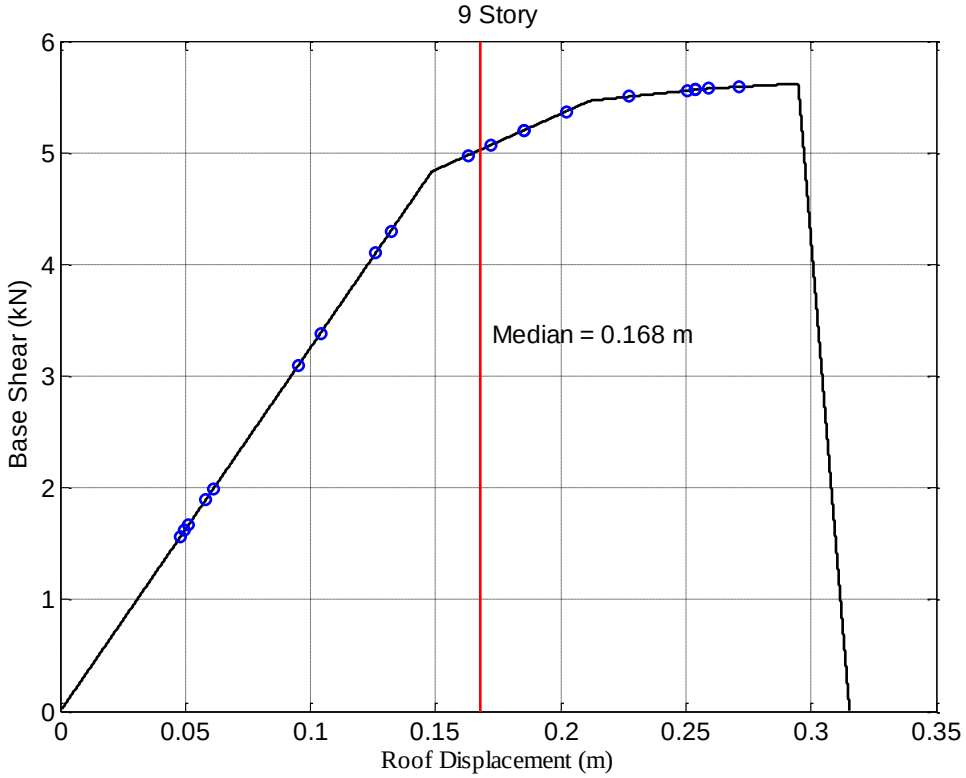
โครงข้อแข็ง



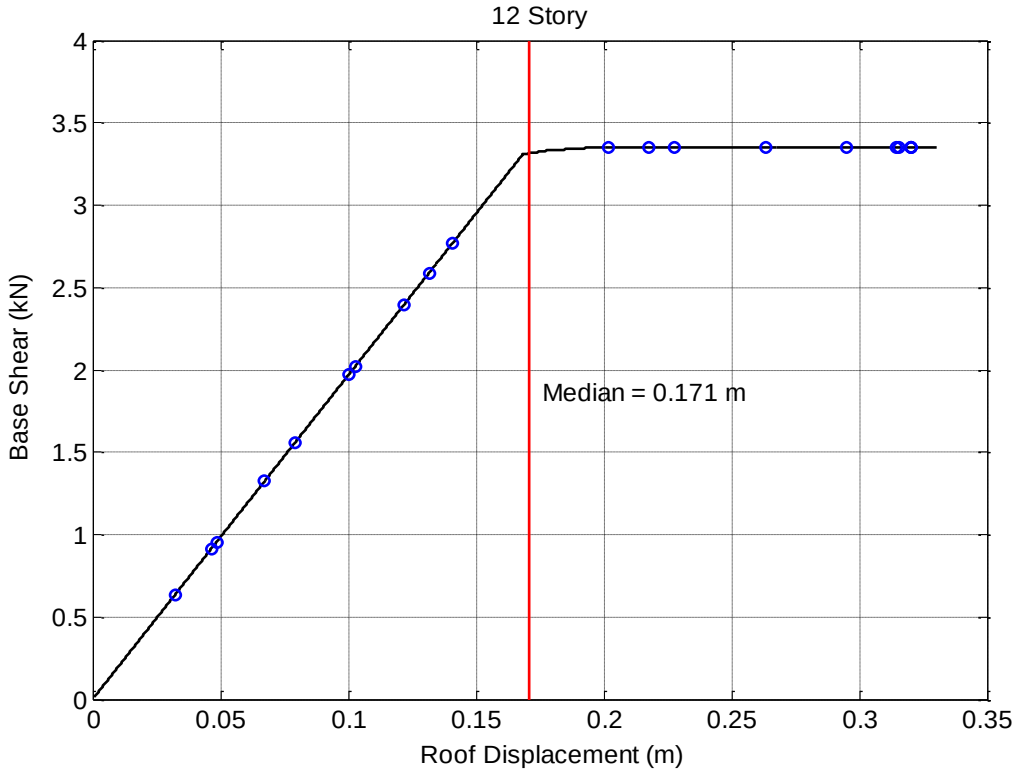
ภาพภาคผนวก ข-1 ผลตอบสนองค่าการเคลื่อนที่เป้าหมายที่จุดยอด (Target roof displacement) ที่ได้จากการวิเคราะห์ด้วยวิธีแรงกระทำด้านข้างแบบแยกโหมดด้วยวิธีการผลักอาคารให้เคลื่อนที่ไปทางเดียว (Modal pushover analysis) สำหรับโครงข้อแข็ง 3 ชั้น



ภาพภาคผนวก ข-2 ผลตอบสนองค่าการเคลื่อนที่เป้าหมายที่จุดยอด (Target roof displacement) ที่ได้จากการวิเคราะห์ด้วยวิธีแรงกระทำด้านข้างแบบแยกโหมดด้วยวิธีการผลักอาคารให้เคลื่อนที่ไปทางเดียว (Modal pushover analysis) สำหรับโครงข้อแข็ง 6 ชั้น



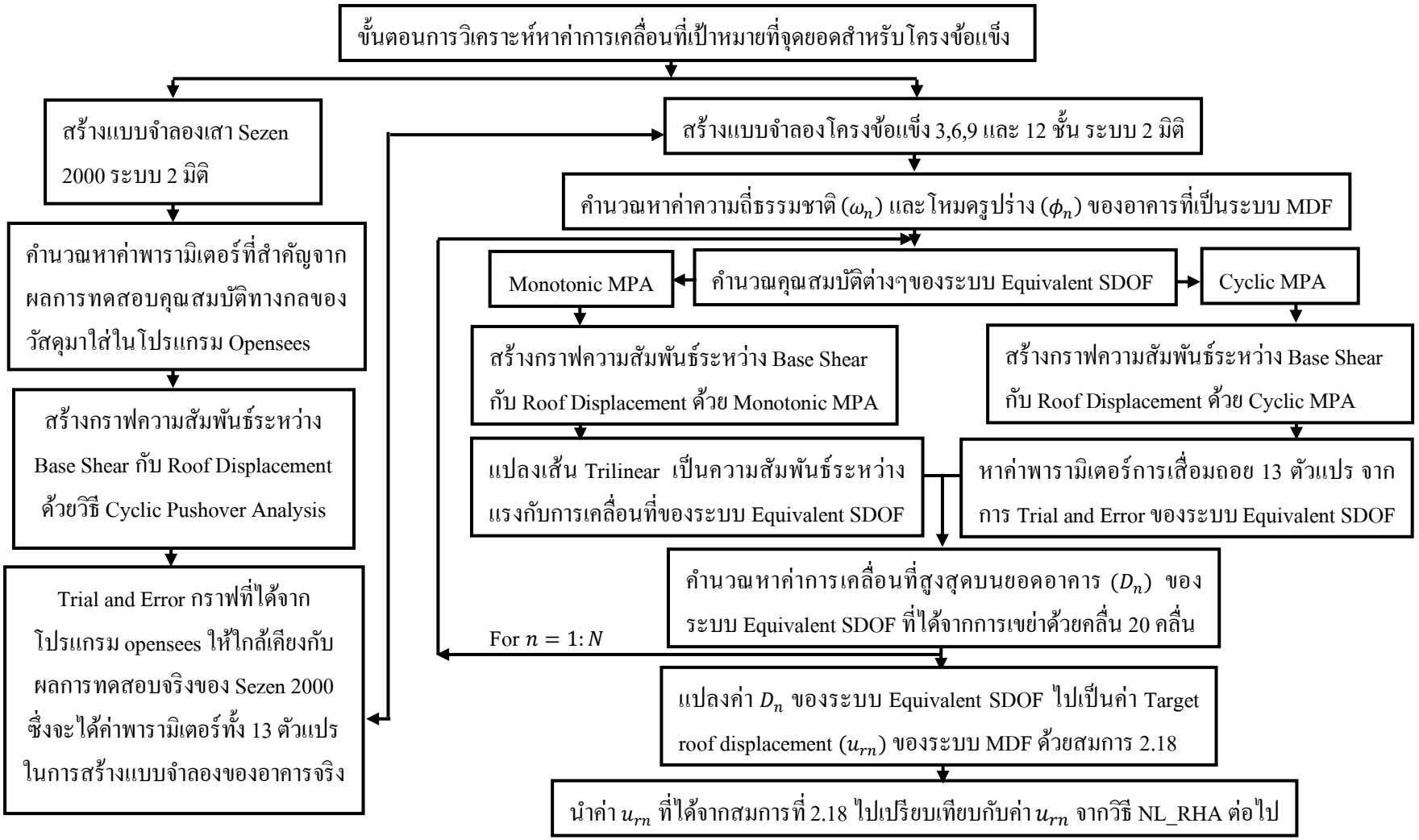
ภาพภาคผนวก ข-3 ผลตอบสนองค่าการเคลื่อนที่เป้าหมายที่จุดยอด (Target roof displacement) ที่ได้จากการวิเคราะห์ด้วยวิธีแรงกระทำด้านข้างแบบแยกโหมดด้วยวิธีการผลักอาคารให้เคลื่อนที่ไปทางเดียว (Modal pushover analysis) สำหรับโครงข้อแข็ง 9 ชั้น



ภาพภาคผนวก ข-4 ผลตอบสนองค่าการเคลื่อนที่เป้าหมายที่จุดยอด (Target roof displacement) ที่ได้จากการวิเคราะห์ด้วยวิธีแรงกระทำด้านข้างแบบแยกโหมดด้วยวิธีการผลักอาคารให้เคลื่อนที่ไปทางเดียว (Modal pushover analysis) สำหรับโครงข้อแข็ง 12 ชั้น

ภาคผนวก ค.

ขั้นตอนการวิเคราะห์หาค่าการเคลื่อนที่เป้าหมายที่จุดยอดสำหรับโครงข้อแข็ง



ภาพภาคผนวก ค-1 ขั้นตอนการวิเคราะห์หาค่าการเคลื่อนที่เป้าหมายที่จุดยอด