

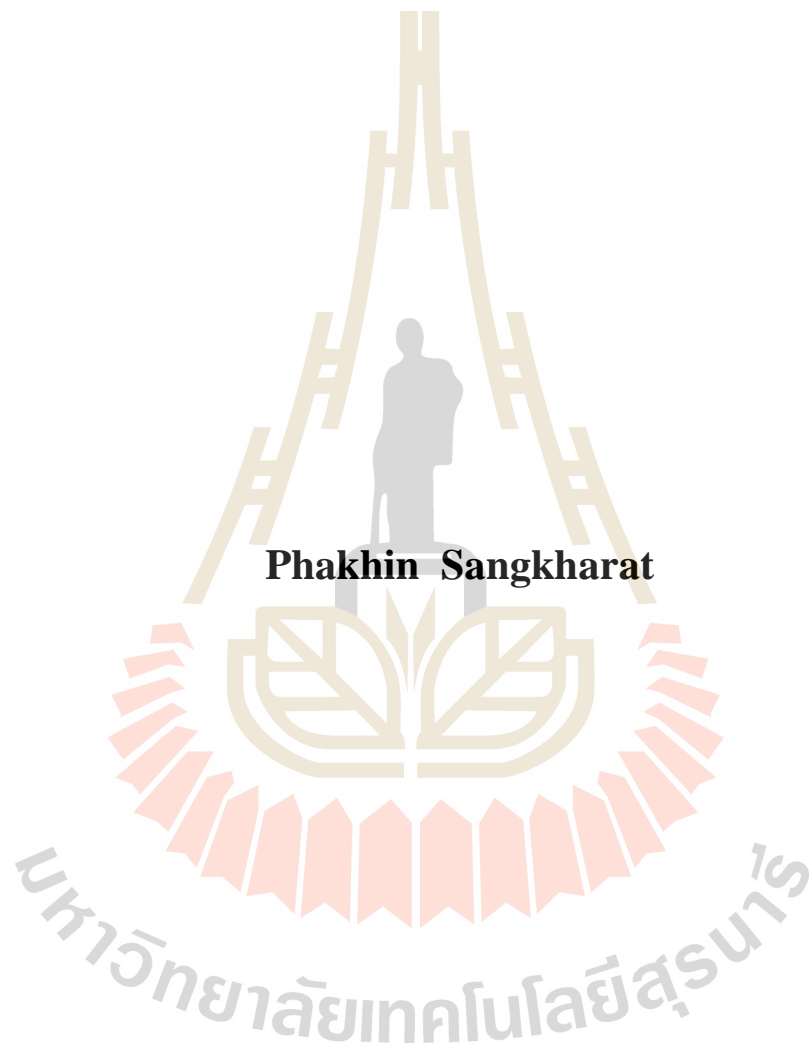
การประเมินสมรรถนะการดำเนินงานแผ่นดินไหว  
ของอาคารผนังคอนกรีตสำเร็จรูป



นายภาทิน สังข์รัตน์

วิทยานิพนธ์นี้เป็นส่วนหนึ่งของการศึกษาตามหลักสูตรปริญญาวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต  
สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา ขนส่ง และทรัพยากรธรณี  
มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี  
ปีการศึกษา 2562

**EVALUATION OF SEISMIC PERFORMANCE OF  
PRECAST CONCRETE WALL BUILDINGS**



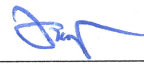
**Phakhin Sangkharat**

**Thesis Submitted in Partial Fulfillment of the Requirements for the  
Degree of Master of Engineering in Civil, Transportation  
and Geo-resources Engineering  
Suranaree University of Technology  
Academic Year 2019**

## การประเมินสมรรถนะการดำเนินงานแผ่นดินไหวของอาคารผนังคอนกรีตสำเร็จรูป

มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี อนุมัติให้นำวิทยานิพนธ์ฉบับนี้เป็นส่วนหนึ่งของการศึกษา  
ตามหลักสูตรปริญญาโทบริหารธุรกิจ

คณะกรรมการสอบวิทยานิพนธ์



(รศ. ดร.นัทรชัย โชติชูช่างกูร)

ประธานกรรมการ



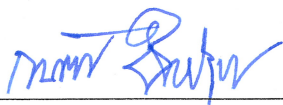
(ผศ. ดร.มงคล จิรวีชรเดช)

กรรมการ (อาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์)



(ผศ. ดร.จักษดา ช่างวุฒิ)

กรรมการ



(รศ. ร.อ. ดร.กนต์ธร ชานีประศาสน์)

รองอธิการบดีฝ่ายวิชาการและพัฒนาความเป็นสากล



(รศ. ดร.พรศิริ จงกล)

คณบดีสำนักวิชาวิศวกรรมศาสตร์

ภาคิน สังขรัตน์ : การประเมินสมรรถนะการต้านทานแผ่นดินไหวของอาคารผนังคอนกรีตสำเร็จรูป (EVALUATION OF SEISMIC PERFORMANCE OF PRECAST CONCRETE WALL BUILDINGS) อาจารย์ที่ปรึกษา : ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร.มงคล จิรวรรณเดช, 105 หน้า.

งานวิจัยนี้มีวัตถุประสงค์เพื่อศึกษาการวิเคราะห์ ประเมินสมรรถนะ และปรับปรุงอาคารคอนกรีตสำเร็จรูปเพื่อต้านทานแผ่นดินไหว เนื่องจากแผ่นดินไหวที่ผ่านมาในทางภาคเหนือของประเทศไทยได้ส่งผลกระทบต่อความเสียหายของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กหลายแห่ง ในปัจจุบันอุตสาหกรรมการก่อสร้างของประเทศไทยในปัจจุบันมีการเติบโตมากขึ้น แนวโน้มการก่อสร้างระบบพรีคาสท์หรือระบบคอนกรีตสำเร็จรูปจึงเป็นที่นิยมมากขึ้นเนื่องจากลดระยะเวลาในการก่อสร้างเมื่อเทียบกับการก่อสร้างระบบปกติ แต่สำหรับอาคารต้านทานแผ่นดินไหว ระบบคอนกรีตสำเร็จรูปยังไม่เป็นที่ยอมรับมากนักเนื่องจากที่ผ่านมาเคยมีอาคารคอนกรีตสำเร็จรูปถล่มจากเหตุการณ์แผ่นดินไหว เพราะอาคารไม่ได้ถูกออกแบบให้สามารถต้านทานแผ่นดินไหวได้อย่างเพียงพอ เนื่องด้วยเหตุผลดังกล่าวในการศึกษานี้จะแสดงให้เห็นถึงความสำคัญของการออกแบบเชิงสมรรถนะ (Performance based design) ในการประเมินความสามารถต้านทานแผ่นดินไหวของอาคารคอนกรีตสำเร็จรูป อาคารอพาร์ทเมนต์สูง 10 ชั้น ตั้งอยู่ในอำเภอเมือง จังหวัดเชียงใหม่ จะถูกจำลองโดยโปรแกรม ETABS อาคารจะได้รับการออกแบบตามมาตรฐานการออกแบบ มยพ.1302 และประเมินประสิทธิภาพต้านทานแผ่นดินไหวโดยใช้การวิเคราะห์วิธีประวัติเวลาไม่เชิงเส้น (Nonlinear time history analysis) โดยใช้ค่าความเร่งของแผ่นดินไหวที่บันทึกได้จริงจำนวน 7 คลื่น และปรับให้เข้ากับสเปกตรัมการออกแบบสำหรับอำเภอเมือง จังหวัดเชียงใหม่ การกำหนดคุณสมบัติจุดหมุนไม่เชิงเส้นระหว่างรอยต่อของผนังโครงสร้าง (Structural wall) โดยใช้แบบจำลองความเค้นและความเครียดสำหรับคอนกรีตและเหล็กกล้าที่กำหนดในมาตรฐานกรมโยธาธิการและผังเมือง มยพ.1303 จากผลการวิเคราะห์ด้วยวิธีสถิตเชิงเส้นนำไปออกแบบและประเมินสมรรถนะด้วยวิธีสถิตไม่เชิงเส้นและวิธีประวัติเวลาไม่เชิงเส้น รวมถึงนำผลการวิเคราะห์ที่ได้ทั้ง 3 วิธีมาเปรียบเทียบค่าการเคลื่อนที่ของอาคาร แรงเฉือนที่ฐาน และค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้น

สาขาวิชา วิศวกรรมโยธา  
ปีการศึกษา 2562

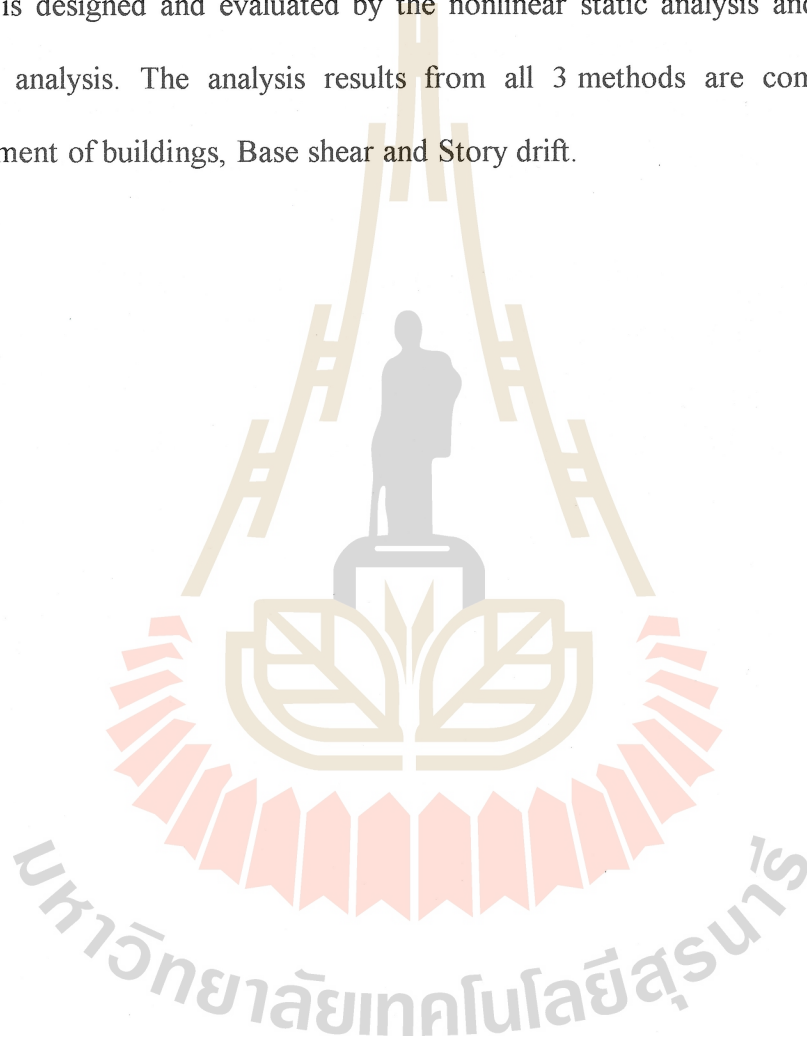
ลายมือชื่อนักศึกษา ภาคิน สังขรัตน์  
ลายมือชื่ออาจารย์ที่ปรึกษา มงคล จิรวรรณเดช

PHAKHIN SANGKHARAT : EVALUATION OF SEISMIC  
PERFORMANCE OF PRECAST CONCRETE WALL BUILDINGS.  
THESIS ADVISOR : ASST. PROF. MONGKOL JIRAVACHARADET,  
M.ENG, 105 PP.

PRECAST REINFORCED CONCRETE/SEISMIC/ETABS SOFT WARE  
/PERFORMANCE BASE DESIGN/SHEAR WALL

The objective of this research is to study the analysis, performance evaluation and renovation of precast concrete buildings for earthquake resistance. The recent earthquake in northern Thailand has affected the damage of many reinforced concrete buildings. At present, the construction industry in Thailand is currently growing. The tendency of the construction of precast concrete systems is therefore becoming more popular as it reduces the construction period compared to the normal system construction. For precast concrete buildings, earthquake resistance has not been well tolerated since there have been precast concrete buildings in the past due to earthquakes because the buildings were not designed to be able to withstand earthquakes sufficiently. From the above reasons, this study will show the importance of performance based design in evaluating the earthquake resistance of prefabricated concrete buildings. 10-story apartment building, located in Mueang District Chiang Mai Province Will be simulated by the ETABS program. The building will be designed as per Department of Public Works and Town & Country Planning DPT1302-18. The building is evaluated for earthquake resistance performance using nonlinear time history analysis, which uses the acceleration of the earthquake recorded from earthquakes of 7 waves. The acceleration of the earthquake is matched

to the design spectrum using ETABS software. The analysis identifies the plastic hinge properties of shear walls and moment curvature by using the stress and strain model for concrete and steel as specified in the Department of Public Works and Town & Country Planning DPT.1303-14. The results of analysis of the linear static analysis is designed and evaluated by the nonlinear static analysis and the nonlinear dynamic analysis. The analysis results from all 3 methods are compared for the displacement of buildings, Base shear and Story drift.



School of Civil Engineering

Academic Year 2019

Student's Signature วชิระ สุนทรินทร์

Advisor's Signature สมชาย ตรีสุข

## กิตติกรรมประกาศ

วิทยานิพนธ์นี้สำเร็จลุล่วงด้วยดี เนื่องจากได้รับความช่วยเหลืออย่างดียิ่ง ทั้งด้านวิชาการ และด้านการดำเนินงานวิจัย จากบุคคลและกลุ่มบุคคลต่าง ๆ ได้แก่

ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร.มงคล จิรวัชระเดช อาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์ ซึ่งเป็นผู้วางแนวคิดของวิทยานิพนธ์ ที่ให้โอกาสทางการศึกษา ให้คำแนะนำปรึกษา ช่วยแก้ปัญหาต่าง ๆ และให้กำลังใจแก่ผู้วิจัยมาโดยตลอด รวมทั้งช่วยตรวจทาน และแก้ไขวิทยานิพนธ์เล่มนี้จนเสร็จสมบูรณ์

สุดท้ายนี้ผู้เขียนขอกราบขอบพระคุณบิดา มารดา ที่ให้การสนับสนุนทุกสิ่งทุกอย่างแก่ข้าพเจ้าเพื่อการศึกษา และให้กำลังใจข้าพเจ้าในทุกเรื่องตลอดมา รวมถึงเพื่อน ๆ พี่ ๆ น้อง ๆ ทุกคน ที่คอยช่วยเหลือข้าพเจ้าในด้านต่าง ๆ ประโยชน์ใดที่เกิดจากงานวิทยานิพนธ์ฉบับนี้ ย่อมเป็นผลมาจากความกรุณาของทุกท่าน ข้าพเจ้าจึงขอกราบขอบพระคุณทุกท่านที่ได้กล่าวมาข้างต้นด้วยความเคารพอย่างสูง

ภาทิน สังขรัตน์

มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี

# สารบัญ

หน้า

บทคัดย่อ (ภาษาไทย).....	ก
บทคัดย่อ (ภาษาอังกฤษ).....	ข
กิตติกรรมประกาศ.....	ง
สารบัญ.....	จ
สารบัญตาราง.....	ช
สารบัญรูป.....	ญ
คำอธิบายสัญลักษณ์และคำย่อ.....	ฐ
<b>บทที่</b>	
<b>1 บทนำ.....</b>	<b>1</b>
1.1 ความสำคัญและที่มาของปัญหา.....	1
1.2 วัตถุประสงค์ของการวิจัย.....	2
1.3 ขอบเขตของงานวิจัย.....	3
1.4 ประโยชน์ที่คาดว่าจะได้รับ.....	3
<b>2 ทัศนวิสัยการมองเห็น และงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง.....</b>	<b>4</b>
2.1 การประเมินความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก.....	4
2.2 แบบจำลองอาคารคอนกรีตสำเร็จรูป.....	4
2.3 ปัจจัยที่มีผลต่อความต้านทานแผ่นดินไหวของโครงสร้าง.....	12
2.3.1 กำลังต้านทานแรงด้านข้าง (Lateral strength).....	12
2.3.2 ความเหนียว (Ductility) และจุดหมุนพลาสติก (Plastic hinge).....	12
2.4 ระดับการวิเคราะห์โครงสร้าง.....	13
2.4.1 การวิเคราะห์แบบอิลาสติกอันดับหนึ่ง.....	15
2.4.2 การวิเคราะห์แบบอิลาสติกอันดับที่สอง.....	15
2.4.3 การวิเคราะห์แบบอิลาสติกอันดับที่หนึ่ง.....	16



## สารบัญ (ต่อ)

หน้า

2.4.4	การวิเคราะห์แบบอินทิกรัลอันดับที่สอง.....	17
2.5	วิธีวิเคราะห์โครงสร้างภายใต้แรงแผ่นดินไหว .....	17
2.5.1	Equivalent static force method.....	17
2.5.2	Modal analysis and Response spectrum method.....	18
2.5.3	การวิเคราะห์ประวัติเวลา (Time history analysis) .....	18
<b>3</b>	<b>วิธีดำเนินการวิจัย .....</b>	<b>20</b>
3.1	ศึกษาการวิเคราะห์โดยวิธีประวัติเวลา.....	20
3.2	ศึกษาการออกแบบเชิงสมรรถนะ (Performance based design).....	21
3.2.1	การกำหนดเป้าหมายระดับสมรรถนะของอาคาร.....	21
3.2.2	พฤติกรรมของชิ้นส่วน .....	22
3.3	สมบัติของวัสดุและแรงกระทำต่อโครงสร้าง.....	25
3.3.1	คุณสมบัติของวัสดุ.....	25
3.3.2	แรงกระทำในแนวตั้ง .....	28
3.3.3	แรงกระทำด้านข้าง .....	29
3.4	สมบัติของวัสดุและแรงกระทำต่อ โครงสร้าง.....	33
3.4.1	แบบจำลองฐานราก .....	33
3.4.2	น้ำหนักโครงสร้างประสิทธิผล .....	33
3.4.3	แบบจำลองอาคาร .....	33
3.4.4	ความแข็งแรงเริ่มต้นขององค์อาคาร (Component Initial Stiffness) .....	35
3.4.5	รายละเอียดโครงสร้าง.....	36
3.5	องค์อาคารและปัจจัยที่มีผลต่อความสามารถต้านทาน แรงแผ่นดินไหวของโครงสร้าง .....	38
3.5.1	คาน.....	38
3.5.2	เสา .....	42
3.5.3	ผนังโครงสร้าง (Structure wall).....	46

## สารบัญ (ต่อ)

หน้า

3.5.4	P-Delta Effect.....	55
3.6	การวิเคราะห์โดยวิธีสถิตเชิงเส้น.....	58
3.6.1	น้ำหนักบรรทุก.....	58
3.6.2	แรงแผ่นดินไหว.....	59
3.7	การวิเคราะห์โดยวิธีประวัติเวลา.....	60
3.8	การประเมินสมรรถนะของอาคาร.....	64
3.9	สรุปขั้นตอนการดำเนินการทดสอบ.....	70
<b>4</b>	<b>ผลการวิเคราะห์ข้อมูลและการอภิปรายผล.....</b>	<b>71</b>
4.1	พฤติกรรมของอาคารคอนกรีตสำเร็จรูป.....	71
4.1.1	แรงเฉือนที่ฐานและแรงเฉือนในแต่ละชั้น.....	71
4.1.2	การเคลื่อนตัวที่ชั้นบนสุดของอาคาร.....	73
4.1.3	อัตราส่วนการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้น.....	74
4.2	ผลของ P-Delta ที่มีต่อความสามารถต้านทาน แรงแผ่นดินไหวของโครงสร้าง.....	75
4.2.1	เปอร์เซ็นต์การเปลี่ยนแปลงแรงเฉือนที่ฐาน.....	76
4.2.2	เปอร์เซ็นต์การเปลี่ยนแปลงการเคลื่อนตัวที่ชั้นบนสุดของอาคาร.....	76
4.2.3	เปอร์เซ็นต์การเปลี่ยนแปลงโมเมนต์พลิกคว่ำ.....	77
4.3	การประเมินความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหว.....	78
<b>5</b>	<b>สรุปผลการศึกษา.....</b>	<b>81</b>
5.1	ผลของ P-delta ที่มีผลต่อความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหว ของอาคาร.....	81
5.2	การประเมินความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวของอาคาร.....	82
5.3	ข้อเสนอแนะ.....	82
	รายการอ้างอิง.....	84
	ภาคผนวก.....	87
	ประวัติผู้เขียน.....	105

## สารบัญตาราง

ตารางที่	หน้า
3.1	คุณสมบัติของวัสดุ ..... 26
3.2	คุณสมบัติทางกลของเหล็กเสริม (ช่อวิเชียร, 2540) ..... 27
3.3	กำลัง ณ จุดครากที่แท้จริงของเหล็กเสริมที่ผลิตภายในประเทศไทย ..... 27
3.4	น้ำหนักบรรทุกทุกจรสำหรับอาคารประเภทต่าง ๆ ..... 28
3.5	ค่าความแข็งแรงเริ่มต้นขององค์อาคาร (component initial stiffness)..... 35
3.6	รายละเอียดของโครงสร้าง ..... 37
3.7	ค่าพารามิเตอร์สำหรับการจำลองแบบในช่วงไร้เชิงเส้น : คานคอนกรีตเสริมเหล็ก (กรมโยธาธิการและผังเมือง กระทรวงมหาดไทย, 2557) ..... 41
3.8	ค่าพารามิเตอร์สำหรับการจำลองแบบในช่วงไร้เชิงเส้น : เสาคอนกรีตเสริมเหล็ก (กรมโยธาธิการและผังเมือง กระทรวงมหาดไทย, 2557) ..... 44
3.9	ค่าพารามิเตอร์สำหรับการจำลองแบบในช่วงไร้เชิงเส้น : กำแพงคอนกรีตเสริมเหล็ก ที่วิบัติเนื่องจากแรงดัด (กรมโยธาธิการและผังเมือง กระทรวงมหาดไทย, 2557) ..... 53
3.10	ค่าพารามิเตอร์สำหรับการจำลองแบบในช่วงไร้เชิงเส้น : กำแพงคอนกรีตเสริมเหล็กที่วิบัติเนื่องจากแรงเฉือน (กรมโยธาธิการและผังเมือง กระทรวงมหาดไทย, 2557) ..... 54
3.11	น้ำหนักบรรทุกที่ใช้นในโครงสร้าง ..... 59
3.12	พารามิเตอร์แผ่นดินไหว (กรมโยธาธิการและผังเมือง กระทรวงมหาดไทย, 2561) ..... 59
3.13	ข้อมูลการสั่นไหวจากคลื่นแผ่นดินไหว ..... 61
3.14	ค่าที่กำหนดสำหรับแบบจำลองและเกณฑ์การยอมรับเชิงตัวเลขสำหรับวิธีวิเคราะห์ แบบไม่เชิงเส้นของผนัง โครงสร้างที่ถูกควบคุมโดยแรงดัด (กรมโยธาธิการและผังเมือง กระทรวงมหาดไทย, 2557) ..... 69

## สารบัญตาราง (ต่อ)

ตารางที่	หน้า
3.15 ค่าที่กำหนดสำหรับแบบจำลองและเกณฑ์การยอมรับเชิงตัวเลขสำหรับ วิธีวิเคราะห์ แบบไม่เชิงเส้นของผนัง โครงสร้างที่ถูกควบคุม โดยแรงเฉือน (กรมโยธาธิการและผังเมือง กระทรวงมหาดไทย, 2557) .....	70
4.1 ผลการประเมินระดับสมรรถนะของอาคารคอนกรีตสำเร็จรูป .....	79



## สารบัญรูป

รูปที่	หน้า
2.1 ความเหนียวขององค์อาคาร (อมร พิमानมาศ และคณะ, 2559).....	13
2.2 ระดับของการวิเคราะห์ (พิพัฒน์ อิ่มอาบ, 2544).....	14
3.1 การระบุสมรรถนะของอาคารตามความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำ กับการเสีรูป .....	22
3.2 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเสีรูปของชิ้นส่วน .....	25
3.3 การพิจารณาค่าการเคลื่อนที่ด้านข้างของชั้นอาคาร .....	32
3.4 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเสีรูปขององค์อาคาร .....	34
3.5 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเสีรูปขององค์อาคาร .....	35
3.6 รายละเอียดของผนัง โครงสร้าง .....	37
3.7 แบบแปลนของอาคารคอนกรีตสำเร็จรูป .....	37
3.8 มุมมอง 3 มิติของโครงสร้าง .....	38
3.9 ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์และความสามารถในการหมุน ของจุดหมุนพลาสติกเนื่องจากโมเมนต์คัต .....	39
3.10 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงตามแนวแกนและโมเมนต์ของเสา.....	43
3.11 กำแพงไม่มีช่องเปิดหรือ Cantilever structure wall .....	47
3.12 ลักษณะการวิบัติของ Slender wall (Paulay & Priestley, 1992).....	48
3.13 ลักษณะการวิบัติของ Squat wall (Paulay & Priestley, 1992).....	49
3.14 กำแพงที่มีช่องเปิดหรือ Couple structure wall .....	50
3.15 แบบจำลองกำแพง ก) กรณีกำแพงไม่มีช่องเปิด ข) กรณีกำแพงมีช่องเปิด .....	51
3.16 การโยกตัวของโครงสร้าง ( $\Delta_1$ ) จากการวิเคราะห์ด้วย Linear static analysis.....	55
3.17 การโยกตัวของโครงสร้าง ( $\Delta_2$ ) จากการวิเคราะห์ด้วย P-Delta effect .....	57
3.18 ความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมสำหรับออกแบบของอำเภอเมือง จังหวัดเชียงใหม่ .....	60

## สารบัญรูป (ต่อ)

รูปที่	หน้า
3.19 ข้อมูลคลื่นแผ่นดินไหวประวัติเวลา (Pacific Earthquake Engineering Research Center, 2019) .....	63
3.20 ตัวอย่างการปรับค่าสเปกตรัมตอบสนองของคลื่น El Centro (Pacific Earthquake Engineering Research Center, 2019).....	64
3.21 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนที่ฐานและการเคลื่อนที่ที่ชั้นบนสุด .....	65
3.22 ขั้นตอนสเปกตรัมความสามารถในการพิจารณาจุดสมรรถนะ .....	65
3.23 การเคลื่อนที่สัมพันธ์ระหว่างชั้น .....	66
3.24 การเลือกรูปทรงของ single and coupled shear walls (Iqbal et al., 2016).....	67
3.25 มุมหมุนของจุดหมุนพลาสติกในผนังโครงสร้าง.....	67
3.26 คุณสมบัติจุดหมุนพลาสติกของผนังโครงสร้าง.....	68
3.27 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเลือกรูปของผนังรับแรงเฉือนที่ควบคุมโดยแรงคัต .....	68
3.28 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและอัตราส่วนการเลือกรูปของผนังรับแรงเฉือนที่ควบคุมโดยแรงเฉือน .....	69
4.1 แรงเฉือนที่ฐานเนื่องจากการวิเคราะห์ด้วยวิธีสถิตเชิงเส้นสถิตไม่เชิงเส้นและพลศาสตร์ไม่เชิงเส้น.....	72
4.2 แรงเฉือนในแต่ละชั้น .....	72
4.3 การเคลื่อนตัวของอาคารที่ชั้นบนสุด .....	73
4.4 การเคลื่อนตัวของอาคารแต่ละชั้น .....	74
4.5 อัตราส่วนการเคลื่อนที่สัมพันธ์ระหว่างชั้น .....	75
4.6 เปอร์เซ็นต์การเปลี่ยนแปลงแรงเฉือนที่ฐาน .....	76
4.7 เปอร์เซ็นต์การเปลี่ยนแปลงการเคลื่อนที่ชั้นบนสุด .....	77
4.8 เปอร์เซ็นต์การเปลี่ยนแปลงการเคลื่อนที่ชั้นบนสุด .....	78
4.9 ระดับสมรรถนะของจุดหมุนพลาสติก .....	79
4.10 ระดับสมรรถนะของจุดหมุนพลาสติก .....	80

## สารบัญรูป (ต่อ)

รูปที่	หน้า
ก.1 ความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมสำหรับออกแบบ สำหรับพื้นที่ อำเภอเมือง จังหวัดเชียงใหม่ .....	88
ก.2 ข้อมูลแผ่นดินไหวประวัติเวลาที่ใช้ในการวิเคราะห์ .....	90
ข.1 แบบแปลนของอาคารตัวอย่าง .....	92
ข.2 ข้อมูลความสูงของอาคารตัวอย่าง .....	93
ข.3 อาคารตัวอย่าง .....	93
ข.4 คุณสมบัติวัสดุของคอนกรีต .....	94
ข.5 คุณสมบัติวัสดุของเหล็กเสริม .....	94
ข.6 หน้าตัดของผนัง โครงสร้าง .....	95
ข.7 หน้าตัดของพื้นอาคาร .....	95
ข.8 กำหนดจุดรองรับอาคารเป็นแบบ Fixed .....	96
ข.9 การกำหนดแรงที่กระทำต่อโครงสร้าง .....	96
ข.10 น้ำหนักบรรทุกจร (Live Load) ที่กระทำบนพื้น .....	97
ข.11 น้ำหนักบรรทุกทุกเพิ่มเติม (Super Dead Load) ที่กระทำบนพื้น .....	97
ข.12 การกำหนดค่าพารามิเตอร์แผ่นดินไหว .....	98
ข.13 การสร้างฟังก์ชันสเปกตรัมแผ่นดินไหว .....	98
ข.14 การกำหนดค่าพารามิเตอร์เพื่อสร้างสเปกตรัมแผ่นดินไหว .....	99
ข.15 การนำเข้าข้อมูลแผ่นดินไหว .....	99
ข.16 การปรับค่าข้อมูลประวัติเวลาการสั่นพื้นดิน .....	100
ข.17 การกำหนดวิธีประวัติเวลาแบบไม่เชิงเส้น .....	101
ข.18 แสดงตัวอย่างการกำหนดคุณสมบัติของจุดหมุนของผนัง โครงสร้าง .....	102

## คำอธิบายสัญลักษณ์และคำย่อ

$A_g$	=	พื้นที่หน้าตัดทั้งหมดของชิ้นส่วนคอนกรีตเสริมเหล็ก
$A_s$	=	พื้นที่หน้าตัดของเหล็กยื่นแต่ละเส้นที่ต่อทาบ (ตารางมิลลิเมตร)
$A_v$	=	พื้นที่หน้าตัดรวมของเหล็กเสริมรับแรงเฉือน (เหล็กปลอก)
$A_s'$	=	พื้นที่หน้าตัดรวมของเหล็กเสริมรับแรงอัดของหน้าตัดคานหรือเสา คอนกรีตเสริมเหล็ก
$b_w$	=	ความกว้างส่วนเอวของหน้าตัด
$C_{vx}$	=	ค่าสัมประสิทธิ์การกระจายตามแนวคิง
$d$	=	ความลึกประสิทธิภาพของหน้าตัด
$E_c$	=	ค่าโมดูลัสคอนกรีต (เมกะปาสกาล)
$E_s$	=	ค่าโมดูลัสของเหล็ก
$F_i$	=	แรงกระทำด้านข้างที่ระดับชั้นที่ $i$ (นิวตัน)
$f_y$	=	กำลังที่จุดครากของเหล็ก (เมกะปาสกาล)
$f_s$	=	หน่วยแรงสูงสุดที่สามารถพัฒนาแรงคิงในช่วงแท่งเหล็กที่ถูกฝังซึ่งมี ความยาวระยะฝัง $l_e$ (เมกะปาสกาล)
$f_c'$	=	กำลังอัดของคอนกรีต (เมกะปาสกาล)
$g$	=	ความเร่งเนื่องจากแรงโน้มถ่วง (เมตรต่อวินาที <sup>2</sup> )
$H$	=	ความสูงของอาคารวัดจากพื้นดิน (มิลลิเมตร)
$h_i$	=	ความสูงจากพื้นดินถึงที่ระดับชั้นที่ $i$ (มิลลิเมตร)
$h_x$	=	ความสูงจากพื้นดินถึงที่ระดับชั้นที่ $x$ (มิลลิเมตร)
$I$	=	โมเมนต์ความเฉื่อยของพื้นที่หน้าตัดชิ้นส่วน (มิลลิเมตร <sup>4</sup> )
$I_g$	=	โมเมนต์ความเฉื่อยของพื้นที่หน้าตัดทั้งหมดของชิ้นส่วนคอนกรีต เสริมเหล็ก
$K_e$	=	สถิติเอนทางด้านข้างประสิทธิภาพของโครงสร้างอาคารในทิศทางที่ พิจารณา (นิวตันต่อมิลลิเมตร)



## คำอธิบายสัญลักษณ์และคำย่อ (ต่อ)

$L_p$	=	ความยาวของจุดหมุนพลาสติก (มิลลิเมตร)
$l_w$	=	ความยาวของกำแพงซึ่งเป็นความยาวของพื้นส่วนเอวของหน้าตัดกำแพง ซึ่งทำหน้าที่รับแรงเฉือน
$M_y$	=	กำลังรับ โมเมนต์ที่จุดครากของกำแพงรับแรงเฉือนหรือส่วนของกำแพง (นิวตัน-มิลลิเมตร)
$n$	=	จำนวนองค์อาคารทั้งหมดภายในชั้นที่พิจารณา
$R$	=	อัตราส่วนของกำลังที่ต้องการแบบอิลาสติกต่อกำลังต้านทานที่จุดคราก ของโครงสร้าง
$S_a$	=	ความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมที่คาบการสั่นพื้นฐานและอัตราส่วน ความหน่วงของอาคารในทิศทางที่กำลังพิจารณา
$s$	=	ระยะเรียงของเหล็กปลอก
$T$	=	คาบการสั่นของอาคารที่กำลังพิจารณา (วินาที)
$T_0$	=	คาบการสั่นขณะที่ความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมเปลี่ยนแนว ไน้มจากที่ มีค่าเพิ่มขึ้นเป็นมีค่าคงที่ (วินาที)
$t_w$	=	ความหนาของกำแพงซึ่งเป็นความกว้างของพื้นส่วนเอวของหน้าตัด กำแพงซึ่งทำหน้าที่รับแรงเฉือน
$V_i$	=	แรงเฉือนรวมเนื่องจากผลตอบสนองต่อแผ่นดินไหวขององค์อาคารที่ $i$ ซึ่งคำนวณโดยสมมติให้โครงสร้างมีความยืดหยุ่น (นิวตัน)
$V$	=	แรงเฉือนออกแบบที่คำนวณโดยวิธีสถิตไม่เชิงเส้น หรือวิธีพลศาสตร์ไม่ เชิงเส้น
$w$	=	น้ำหนักประสิทธิผลของอาคารซึ่งเป็นผลรวมของน้ำหนักคงที่ทั้งหมด ของอาคารและน้ำหนักบรรทุกทุกแนวตั้งประเภทอื่น ๆ (นิวตัน)
$w_i$	=	น้ำหนักประสิทธิผลของอาคารชั้นที่ $i$ (นิวตัน)
$w_x$	=	น้ำหนักประสิทธิผลของอาคารชั้นที่ $x$ (นิวตัน)
$\Delta$	=	การเสยรูปทั่วไป (มิลลิเมตร)
$\Delta_m$	=	ระยะการเคลื่อนตัวมีเกิดการวิบัติ (ระยะเคลื่อนตัวสูงสุด)
$\Delta_y$	=	ระยะเคลื่อนตัวตอนที่เหล็กเสริมคราก

## คำอธิบายสัญลักษณ์และคำย่อ (ต่อ)

$s$	=	อัตราส่วนความหน่วง
$u_i$	=	การเคลื่อนที่ของชั้น $i$ (มิลลิเมตร)
"	=	มุมเอียงของท่อนแรงอัด (เรเดียน)
...	=	อัตราส่วนปริมาณเหล็กเสริมรับแรงดึงของหน้าตัดคานหรือเสาคอนกรีตเสริมเหล็กภายใต้แรงค้ำ
'	=	อัตราส่วนปริมาณเหล็กเสริมรับแรงอัดของหน้าตัดคานหรือเสาคอนกรีตเสริมเหล็กภายใต้แรงค้ำ
$w$	=	ค่าตัวประกอบลดกำลัง



# บทที่ 1

## บทนำ

### 1.1 ความสำคัญและที่มาของปัญหา

แผ่นดินไหวเป็นภัยธรรมชาติที่ก่อให้เกิดความสูญเสียต่อชีวิตและทรัพย์สินอย่างมาก เพราะแผ่นดินไหวที่รุนแรงอาจก่อให้เกิดการพังทลายของอาคารที่อ่อนแอ จึงทำให้วิศวกรจำเป็นต้องให้ความสำคัญในการวิเคราะห์และออกแบบ โดยเฉพาะประเทศที่ตั้งอยู่ในบริเวณที่เสี่ยงต่อการเกิดแผ่นดินไหว ดังเหตุการณ์ที่เกิดขึ้นในประเทศ พม่า ญี่ปุ่น อินเดีย อินโดนีเซีย เป็นต้น สำหรับประเทศไทยในช่วงหลายปีที่ผ่านมาแม้ว่าจะไม่เคยเกิดเหตุการณ์การแผ่นดินไหวที่รุนแรงจนก่อให้เกิดความเสียหายก็ตาม แต่ในบางพื้นที่ของประเทศยังคงมีการรายงานถึงผลกระทบของแผ่นดินไหวอยู่บ่อยครั้ง เนื่องจากเกิดแผ่นดินไหวในประเทศใกล้เคียง เช่น พม่า อินโดนีเซีย หรือมีศูนย์กลางอยู่ภายในประเทศ เช่น บริเวณภาคเหนือ และภาคตะวันตกของประเทศ ได้แก่ จังหวัด เชียงราย เชียงใหม่ ตาก น่าน พะเยา แพร่ แม่ฮ่องสอน ลำปาง ลำพูน และกาญจนบุรี หรือแม้แต่บริเวณกรุงเทพมหานครและปริมณฑลก็อาจได้รับผลกระทบจากแผ่นดินไหวระยะไกลได้ ทั้งนี้เนื่องจากชั้นดินที่รองรับบริเวณกรุงเทพมหานครและปริมณฑลเป็นชั้นดินอ่อนและหนาซึ่งมีลักษณะพิเศษที่สามารถขยายระดับการสั่นสะเทือนได้ เนื่องจากการกำทอน (Resonance) ของคลื่นแผ่นดินไหวภายในชั้นดินและอาจส่งผลให้อาคารที่มีความถี่ธรรมชาติที่ใกล้เคียงกับความถี่ของการสั่นของพื้นดินเกิดการกำทอนและสั่นอย่างรุนแรง ซึ่งก่อให้เกิดความเสียหายต่ออาคารที่ไม่ได้รับการออกแบบให้สามารถต้านทานแผ่นดินไหวอย่างมาก ดังตัวอย่างเหตุการณ์แผ่นดินไหวที่พรมแดน พม่า-จีน ขนาด 7.2 ริกเตอร์ เมื่อวันที่ 12 กรกฎาคม 2538 ซึ่งมีจุดศูนย์กลางห่างจากกรุงเทพฯ เกือบ 1,000 กิโลเมตร แผ่นดินไหวที่เกิดขึ้นครั้งนั้นส่งผลให้เกิดการสั่นไหวที่ยอดตึกใบหยก 1 ด้วยอัตราเร่ง 2%g ซึ่งเพียงพอให้ผู้คนสามารถตื่นตระหนกได้ (ปณิธาน ลักคุณะประสิทธิ์, 2540)

อุตสาหกรรมการก่อสร้างของประเทศไทยในปัจจุบันมีการเติบโตมากขึ้น เพื่อรับรองการขยายตัวของงานก่อสร้าง ไม่ว่าจะเป็นโครงการก่อสร้างขนาดเล็กหรือขนาดใหญ่ต่างให้ความสำคัญในระยะเวลาของการก่อสร้างเนื่องในภาคอุตสาหกรรมเกิดสภาวะขาดแคลนช่างฝีมือและแรงงาน แนวโน้มการก่อสร้างระบบปริศาสท์หรือระบบคอนกรีตสำเร็จรูปจึงเป็นที่นิยมมากขึ้น เนื่องจากลด

ระยะเวลาในการก่อสร้างเมื่อเทียบกับการก่อสร้างระบบปกติ สามารถก่อสร้างได้อย่างสะดวก เรียบร้อยมากขึ้นเนื่องจากเตรียมการวางแผนตั้งแต่ขั้นออกแบบโครงสร้าง ลดปัญหาด้านการขาดแคลนแรงงานเนื่องจากการผลิตชิ้นส่วนที่โรงงานแล้วนำมาติดตั้งบริเวณสถานที่ก่อสร้างส่งผลทำให้ประหยัดค่าใช้จ่ายในการก่อสร้าง แต่สำหรับอาคารด้านทานแผ่นดินไหว ระบบคอนกรีตสำเร็จรูปยังไม่เป็นที่ยอมรับมากนัก เนื่องจากที่ผ่านมาเคยมีอาคารคอนกรีตสำเร็จรูปถล่มสาเหตุจากแผ่นดินไหว ดังเช่นตัวอย่างเหตุการณ์แผ่นดินไหว Emilia earthquake ขนาดโมเมนต์แมกนิจูดเท่ากับ 5.8-6.1 ทางตอนเหนือของประเทศอิตาลี เมื่อวันที่ 20 และ 29 พฤษภาคม 2555 แผ่นดินไหวครั้งนั้นทำให้อาคารคอนกรีตสำเร็จรูปจำนวนมากกว่า 2,000 หลังพังทลาย และเสียหายจากแผ่นดินไหว โดยสาเหตุหลักของการพังทลายคืออาคารคอนกรีตสำเร็จรูปไม่ได้ถูกออกแบบเพื่อให้มีประสิทธิภาพในการต้านทานแผ่นดินไหว (Savoia et al., 2017)

เนื่องด้วยเหตุผลดังกล่าวทำให้วิศวกรผู้ออกแบบอาคารควรออกแบบอาคารคอนกรีตสำเร็จรูปให้สามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวได้อย่างเหมาะสมกับความเสี่ยงของบริเวณที่ตั้งตัวอาคาร ในอดีตหรือแม้แต่ปัจจุบันการออกแบบอาคารคอนกรีตสำเร็จรูปของวิศวกรก็ไม่ได้คำนึงถึงผลของแผ่นดินไหว ดังนั้นจึงมีอาคารคอนกรีตสำเร็จรูปเป็นจำนวนมากที่เสี่ยงต่อแผ่นดินไหว แต่ทั้งนี้ก็ไม่ได้หมายความว่าอาคารที่ไม่ได้คำนึงถึงแผ่นดินไหวในการออกแบบจะพังทลาย หากอาคารมีรูปทรงที่ดี มีระบบโครงสร้างที่ดี จะสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวได้ในระดับหนึ่ง แต่ก็มีอาคารอีกจำนวนมากที่ไม่แข็งแรงจนไม่สามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวได้ ทั้งที่เป็นแผ่นดินไหวระดับปานกลางไม่ได้รุนแรงมากนัก วิทยานิพนธ์นี้จึงมุ่งศึกษาถึงพฤติกรรมและความสามารถในการต้านทานแผ่นดินไหวของอาคารคอนกรีตสำเร็จรูปต่าง ๆ โดยวิธี Performance based design เพื่อประเมินระดับความปลอดภัยของอาคารนั้น ๆ และเสนอวิธีปรับปรุงอาคารคอนกรีตสำเร็จรูปอย่างง่ายเพื่อให้มีความสามารถในการต้านทานแผ่นดินไหวให้อยู่ในระดับที่ปลอดภัย

## 1.2 วัตถุประสงค์ของการวิจัย

1.2.1 วิเคราะห์และประเมินความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวของอาคารคอนกรีตสำเร็จรูปทั้งในช่วง Elastic และ Inelastic ด้วยวิธี Performance based design

1.2.2 ศึกษาผลของ P-delta Effect ที่มีอิทธิพลต่อความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวของอาคารคอนกรีตสำเร็จรูป

### 1.3 ขอบเขตของงานวิจัย

1.3.1 ศึกษาปัจจัยที่มีอิทธิพลต่อความสามารถด้านทานแรงแผ่นดินไหวของอาคารคอนกรีตสำเร็จรูป ดังนี้ P-delta Effect, Plastic hinge

1.3.2 วิเคราะห์ความสามารถด้านทานแรงแผ่นดินไหวของอาคารคอนกรีตสำเร็จรูปที่มีเฉพาะผนังโครงสร้าง (Structural wall) ของอาคารสูง ทั้งในช่วง Elastic และ Inelastic ด้วยวิธีประวัติเวลาไม่เชิงเส้น (Nonlinear time history analysis) ภายใต้อิทธิพลดังกล่าวในข้อหนึ่ง โดยใช้โปรแกรม ETABS ในการวิเคราะห์

1.3.3 ประเมินความสามารถด้านทานแรงแผ่นดินไหวของอาคารคอนกรีตสำเร็จรูปโดยวิธี Performance based design และเสนอวิธีการปรับปรุงสมรรถนะของอาคารคอนกรีตสำเร็จรูป

### 1.4 ประโยชน์ที่คาดว่าจะได้รับ

1.4.1 ทำให้สามารถออกแบบอาคารคอนกรีตสำเร็จรูปเพื่อต้านทานแผ่นดินไหวได้ตรงตามวัตถุประสงค์ที่ตั้งไว้

1.4.2 ทำให้สามารถประหยัดค่าใช้จ่ายในการก่อสร้างอาคารคอนกรีตสำเร็จรูปได้ หากอาคารที่ประเมินประสิทธิภาพด้านทานแผ่นดินไหวมีความแข็งแรงเกินความจำเป็น

## บทที่ 2

### ปรัทัศน์วรรณกรรมและงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

การวิจัยด้านวิศวกรรมแผ่นดินไหวของประเทศไทยเป็นงานที่สำคัญ เพราะปัจจุบันยังมีข้อมูลและความรู้ในด้านนี้ค่อนข้างน้อย ภายใต้ข้อจำกัดนี้ ในการออกแบบอาคารต้านทานแผ่นดินไหว จึงต้องนำมาตรฐานการออกแบบที่ใช้ในต่างประเทศมาใช้เป็นแนวทาง แต่ในระยะยาวเมื่อมีการวิจัยและพัฒนาอย่างต่อเนื่อง ก็จะสามารถปรับปรุงมาตรฐานที่มีความเหมาะสมสำหรับใช้ในประเทศไทยได้มากยิ่งขึ้น

ซึ่งในอดีตมีนักวิจัยที่สนใจศึกษาเกี่ยวกับผลกระทบของแผ่นดินไหว การประเมินความสามารถของอาคารภายใต้แรงแผ่นดินไหวที่ระดับต่าง ๆ และปัจจัยที่มีผลต่อความสามารถในการต้านทานแผ่นดินไหวของโครงสร้างอาคารอยู่จำนวนมาก ซึ่งงานวิจัยที่เกี่ยวข้องกับวิทยานิพนธ์นี้มีดังนี้

#### 2.1 การประเมินความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวของอาคารคอนกรีต

##### เสริมเหล็ก

Tam (2003) ทำการศึกษาความสามารถต้านทานแผ่นดินไหวของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กชนิดแผ่นพื้นไร้คาน ที่ไม่ได้การออกแบบให้ต้านทานแรงแผ่นดินไหว โดยจำลองอาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก แบ่งเป็นอาคารที่พักอาศัยสูง 9 ชั้น และอาคารสำนักงานในกรุงเทพฯ สูง 15 ชั้น แล้วทำการประเมินความสามารถการต้านทานแผ่นดินไหวจากแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ตามข้อแนะนำของ ATC-40 และ FEMA 273/274 ตามวิธี Nonlinear static pushover โดยพิจารณาผลของกำแพงก่ออิฐ และระบบฐานราก ซึ่งแสดงผลที่ได้ในรูปแบบของความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนที่ฐานอาคารกับการเคลื่อนตัวด้านข้างของยอดอาคาร (Capacity curve) พบว่าอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กชนิดแผ่นพื้นไร้คานมีค่าความสามารถรับแรงด้านข้าง และค่าการเคลื่อนตัวด้านข้างของยอดอาคาร ต่ำกว่าอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กชนิดเสา-คาน การวิบัติแบบแรงเฉือนทะเลจะเกิดขึ้นที่จุดต่อพื้น-เสาภายในของอาคาร และยังพบอีกว่าผนังเฉือนจะช่วยลดค่าการโก่งตัวด้านข้าง และเพิ่มความสามารถในการรับแรงด้านข้างให้กับอาคารอย่างเห็นได้ชัด นอกจากนี้ยังพบว่าจุดต่อพื้น-เสาภายนอกเป็นจุดที่อ่อนแอที่สุดของอาคาร

Kiattivissanchai (2001) ศึกษาความสามารถต้านทานแผ่นดินไหวของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก ตามข้อเสนอแนะของ ATC-40 และ FEMA 273 รวมทั้งประเมินความสามารถจากแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ที่สามารถจำลองพฤติกรรมการรับแรงด้านข้างของอาคารได้ใกล้เคียงกับสภาพความเป็นจริง โดยเฉพาะกรณีอาคารมีการเปลี่ยนรูปร่างอยู่ในช่วงอินเลาสติก โดยเลือกศึกษาอาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก โครงข้อแข็งประเภทเสา-คาน ที่ไม่ได้รับการออกแบบให้ต้านทานแรงแผ่นดินไหว และยังศึกษาถึงปัจจัยต่าง ๆ ที่มีผลกระทบต่อความแข็งแรงของโครงสร้าง เช่น P-delta Effect, Rigid zone กำแพงก่ออิฐ (Masonry infill walls) และฐานราก แล้วทำการวิเคราะห์ด้วยวิธี Nonlinear static pushover จากนั้นทำการวิเคราะห์หาค่ากำลังต้านทานและความเหนียวของอาคารโดยวิธี Capacity spectrum ที่อัตราส่วนความเหนียว 1 2 3 และ 4 ภายใต้การพิจารณาคลื่นแผ่นดินไหว Takeda ที่แปลงขนาดการสั่นไหวให้เหมาะสมกับขนาดการสั่นไหวของกรุงเทพฯ ที่คาบการเกิดซ้ำประมาณ 100 500 1,000 และ 2,500 ปี พร้อมเสนอแนวทางปรับปรุงอาคารให้มีความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหว การประเมินใช้อาคารคอนกรีตเสริมเหล็กสูง 9 ชั้น เป็นอาคารพักอาศัยในกรุงเทพฯ พบว่า กำแพงอิฐก่อส่งผลให้อาคารมี Lateral stiffness สูงขึ้นมาก แต่ไม่ช่วยให้อาคารมี Lateral strength เพิ่มขึ้น การเปลี่ยนรูปหรือการเคลื่อนตัวของฐานรากมีผลให้อาคารมี Lateral deformation capacity เพิ่มขึ้นเพียงเล็กน้อย อีกทั้งผลของ P-delta Effect ส่งผลให้อาคารมี Lateral strength และ Lateral deformation capacity ลดลงประมาณร้อยละ 10 ด้านการประเมินพบว่าอาคารมีความสามารถต้านทานแผ่นดินไหวได้ดีพอสมควร สำหรับด้านการปรับปรุงอาคารให้สามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหว การใช้วิธีลดระยะห่างเหล็กเสริมความขวางของคานขวาง และเพิ่มขนาดหน้าตัดเสา ช่วยเพิ่มความสามารถต้านทานแรงด้านข้างสูงสุดของอาคารขึ้นร้อยละ 30 และ 10 ตามลำดับ ส่วนการเพิ่มจำนวนเหล็กเสริมตามยาวของคานขวางจะทำให้อาคารสามารถทนต่อแรงแผ่นดินไหวระดับรุนแรงที่สุดได้อย่างปลอดภัย โดยแสดงผลในรูปแบบของความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนที่ฐานอาคารกับการเคลื่อนตัวด้านข้างของยอดอาคาร (Capacity curve) เมื่อนำผลการวิเคราะห์นี้ไปเปรียบเทียบกับระดับของกำลังต้านทานและความเหนียวที่อาคารจำเป็นต้องมี (Demand curve) จะสามารถประเมินพฤติกรรมของอาคารภายใต้แรงแผ่นดินไหวได้

ชวน จันทวาลย์, ป้อง คำอาจ, และ ศุภชัย เดชอุดมทรัพย์ (2542) ทำการศึกษาผลการวิเคราะห์แรงแผ่นดินไหวที่มีผลกระทบต่ออาคารสูง โดยจำลองโครงสร้างอาคารสูง 33 ชั้น ใช้ระบบโครงข้อแข็ง (Frame) และผนังต้านแรงเฉือน (Shear wall) ในการต้านทานแรงกระทำทั้งแนวตั้งแล้วทางด้านข้าง โดยใช้โปรแกรมคอมพิวเตอร์ SAP90 วิเคราะห์ด้วยวิธีวิเคราะห์เชิงเวลา (Time history analysis) จากการศึกษาพบว่า แรงแผ่นดินไหวส่งผลกระทบต่อองค์อาคารของโครงสร้างที่รับน้ำหนักในแนวดิ่ง โดยเฉพาะในเสาชั้นล่างซึ่งรับน้ำหนักในแนวดิ่งสูงสุด และหาก

อาคารถูกออกแบบให้มีความไม่สม่ำเสมอในแนวตั้ง (Vertical structural irregularities) ก็จะทำให้โครงสร้างมีการวิบัติแบบเปราะ (Brittle failure) ได้มากขึ้น นอกจากนี้ยังพบว่าความถี่ของคลื่นความเร่งของพื้นดิน (Ground acceleration) มีผลกระทบต่ออาคารสูงเช่นเดียวกัน โดยเฉพาะอย่างยิ่งถ้าความถี่ของคลื่นความเร่งของพื้นดินมีค่าความถี่ใกล้เคียงกับค่าความถี่ธรรมชาติของอาคารเนื่องจากเกิดการสั่นพ้อง (Resonance) ขึ้นระหว่างอาคารสูงกับความเร่งของพื้นดิน

ทศพล ปิ่นแก้ว และคณะ (2542) ศึกษาความต้านทานต่อแรงแผ่นดินไหวของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กสูง 20 ชั้น ที่ไม่ได้รับการออกแบบให้ต้านทานแผ่นดินไหว โดยทำการวิเคราะห์เชิงพลศาสตร์แบบเชิงเส้น ด้วยแบบจำลอง 3 มิติ และใช้สัญญาณแผ่นดินไหวที่ตรวจวัดได้จริงได้ อาคารตึกใบหยก 1 เมื่อวันที่ 12 กรกฎาคม พ.ศ. 2538 ส่วนกำลังต้านทานของอาคาร จะพิจารณาที่การวิบัติของเสาและผนังเฉือนเป็นหลัก โดยใช้ทฤษฎีกำลังประลัย ตามมาตรฐาน ACI ผลจากการวิเคราะห์พบว่าเกิดแรงดึงและแรงอัดสูงมาก ซึ่งน่าจะเป็นผลมาจากเกิดการกำทอนขึ้น โดยเฉพาะที่เสาต้นริมในชั้นล่าง และยังพบว่าเสาต้นริมได้รับการออกแบบให้มีกำลังรับแรงน้อยที่สุด จึงทำให้ค่าดัชนีการพังทลายสูงมาก และจะพบว่า PGA สูงสุดของแผ่นดินไหว ที่อาคารจะสามารถรับได้ โดยมีค่าเพียง 0.04g นอกจากนี้ยังพบว่าการวิบัติส่วนใหญ่เกิดในลักษณะของแรงดึง (Tension failure) โดยเกิดขึ้นที่เสาต้นริมในชั้นล่าง

พิพัฒน์ อ้อมอาบ (2544) ทำการศึกษาวิธีที่มีประสิทธิภาพในการวิเคราะห์ การประเมิน และการปรับปรุงความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก โดยวิธี Pushover และ Capacity spectrum ตามข้อแนะนำของ ATC-40 โดยในส่วนของวิเคราะห์ได้นำเสนอวิธีการวิเคราะห์ความต้านทานของอาคารดังนี้ ขึ้นแรกได้จัดทำแบบจำลอง Finite element ที่สามารถจำลองพฤติกรรมการรับแรงด้านข้างได้อย่างถูกต้องโดยพิจารณาผลของ P-delta Effect, Rigid zone และกำแพงกออิฐ จากนั้นทำการวิเคราะห์แบบจำลองดังกล่าวด้วยวิธี Nonlinear static pushover ด้วยโปรแกรม SAP2000 และแสดงผลในรูปแบบของความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนที่ฐานอาคารกับการเคลื่อนตัวด้านข้างของยอดอาคาร (Capacity curve) ท้ายสุดในการประเมินได้เสนอการประเมินอาคาร โดยวิธี Capacity spectrum พร้อมทั้งเสนอแนวทางปรับปรุงอาคารให้มีความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวให้เพิ่มขึ้นด้วยวิธีต่าง ๆ วิธี Capacity spectrum ใช้การคำนวณ Capacity curve ร่วมกับการคำนวณ Demand curve ที่แสดงระดับกำลังต้านทานและความเหนียวที่อาคารจำเป็นต้องมีภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว อัตราส่วนความเหนียวของอาคารที่พิจารณาเท่ากับ 1 2 3 และ 4 การประเมินความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวของอาคารที่พิจารณาภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว El Centro โดยทำการแปลงขนาดการสั่นไหวให้เหมาะสมกับขนาดการสั่นไหวของกรุงเทพฯ ที่คาบการเกิดซ้ำประมาณ 100 ปี 500 ปี 1,000 ปี และ 2,500 ปี ในส่วนของการคำนวณ



และการประเมินได้ใช้อาคารคอนกรีตเสริมเหล็กสูง 9 ชั้น ในกรุงเทพฯ พบว่าผลของ P-delta Effect จะลดกำลังต้านทานแรงด้านข้างสูงสุดของอาคารลงร้อยละ 15 ในขณะที่ Rigid zone จะเพิ่มกำลังต้านทานแรงด้านข้างสูงสุดของอาคารขึ้นร้อยละ 14 การศึกษานี้ยังพบว่าแม้ว่ากำแพงอิฐก่อไม่ช่วยเพิ่มกำลังรับแรงด้านข้างสูงสุดแต่ก็เพิ่มค่าความแข็งแรงให้กับอาคารในช่วงก่อนเกิดการวิบัติของกำแพงอิฐก่อ และในการประเมินพบว่าอาคารมีความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวอยู่ในระดับที่ดี และการปรับปรุงอาคารโดยวิธีค้ำยันทางข้างด้วยเหล็กยึดทแยง ด้วยผนังแรงเฉือน และขยายขนาดหน้าตัดเสา เพิ่มความสามารถต้านทานแรงด้านข้างสูงสุดของอาคารขึ้นร้อยละ 22 31 และ 5 ตามลำดับ นอกจากนี้ยังปรับปรุงโดยการเพิ่มความสามารถในการเสีรูปขององค์อาคารช่วยเพิ่มความสามารถเคลื่อนตัวด้านข้างของอาคารก่อนการวิบัติเพิ่มขึ้นร้อยละ 22

ณัฐวุฒิ อินทบุตร (2546) ทำการศึกษาวิธีที่มีประสิทธิภาพในการวิเคราะห์ การประเมิน และการปรับปรุงความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กชนิดแผ่นพื้น ไร้คาน โดยวิธี Pushover และ Capacity spectrum ตามข้อเสนอแนะของ ATC-40 โดยในส่วนของ การวิเคราะห์ได้นำเสนอวิธีการวิเคราะห์ความต้านทานของอาคารดังนี้ ขั้นแรกจัดทำแบบจำลอง โครงข้อแข็งชนิดแผ่นพื้น ไร้คาน โดยใช้แบบจำลอง โครงข้อแข็งเทียบเท่า ที่ใช้ Explicit transverse torsional member method โดยวิธี Finite element ที่สามารถจำลองพฤติกรรมการรับแรงด้านข้างได้ อย่างถูกต้องโดยพิจารณาผลของ P delta effect, Rigid zone กำแพงก่ออิฐ และฐานราก จากนั้นทำ การวิเคราะห์แบบจำลองดังกล่าวด้วยวิธี Nonlinear static pushover ด้วยโปรแกรม SAP2000 และ แสดงผลในรูปแบบของความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนที่ฐานอาคารกับการเคลื่อนตัวด้านข้างของ ยอดอาคารหรือเรียกว่า Capacity curve ท้ายสุดในส่วนการประเมินได้เสนอการประเมินอาคาร โดยวิธี Capacity spectrum ใช้การคำนวณ Capacity curve ร่วมกับการคำนวณ Demand curve ที่ แสดงระดับกำลังต้านทานและความเหนียวที่อาคารจำเป็นต้องมีภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว อัตราส่วน ความเหนียวของอาคารที่พิจารณาเท่ากับ 1 2 3 และ 4 การประเมินความสามารถต้านทานแรง แผ่นดินไหวของอาคารที่พิจารณาภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว 2 แบบ คือ 1. คลื่น El Centro โดยทำการ แปลงขนาดการสั่นไหวให้เหมาะสมกับขนาดการสั่นไหวของกรุงเทพฯ และ 2. คลื่นแผ่นดินไหวที่ จำลองขึ้นที่กรุงเทพมหานคร ที่คาบการเกิดซ้ำประมาณ 100 ปี 500 ปี 1,000 ปี และ 2,500 ปี ในส่วน ของการคำนวณและการประเมินได้ใช้อาคารคอนกรีตเสริมเหล็กชนิดแผ่นพื้น ไร้คานสูง 9 ชั้น และ 30 ชั้น ในกรุงเทพฯ ผลการวิจัยพบว่าในอาคารที่มีความสูง 9 ชั้น มีสัมประสิทธิ์แรงเฉือนที่ฐาน ประมาณ 8% และการเคลื่อนที่ทางข้างประมาณ 2% ของความสูง และผลของการพิจารณาฐาน รากร่วมกับเสาเข็ม จะไม่ส่งผลกระทบต่อกำลังต้านทานแรงด้านข้างสูงสุดของอาคาร และพบว่า แม้กำแพงอิฐก่อไม่ช่วยเพิ่มกำลังรับแรงด้านข้างสูงสุดแต่ก็เพิ่มค่าความแข็งแรงให้กับอาคาร

ในช่วงก่อนเกิดการวิบัติของกำแพงอิฐก่อ การปรับปรุงอาคารให้สามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวได้เพิ่มขึ้นโดยวิธีค้ำยันทางด้านข้างด้วยผนังแรงเฉือน และเพิ่มความแข็งแรงบริเวณหัวเสา จะเพิ่มความสามารถต้านทานแรงด้านข้างสูงสุดของอาคารชั้นร้อยละ 60 และ 18 ตามลำดับ นอกจากนี้การปรับปรุงโดยการเพิ่มเหล็กเสริมหลักจะช่วยเพิ่มความสามารถเคลื่อนตัวด้านข้างของอาคารก่อนการวิบัติเพิ่มขึ้นร้อยละ 27 และผลการวิจัยยังพบว่าอาคารตัวอย่างสูง 30 ชั้น เมื่อพิจารณาเฉพาะตัวอาคารโดยไม่มีผนังแรงเฉือนจะให้สัมประสิทธิ์แรงเฉือนที่ฐานประมาณ 1.8% และการเคลื่อนที่ทางด้านข้างประมาณ 2% ของความสูง เมื่อได้พิจารณาผลของความแข็งแรงบริเวณหัวเสา ผนังแรงเฉือน และคานขอบสามารถเพิ่มกำลังต้านทานแรงทางด้านข้างได้ถึงร้อยละ 104, 442, และ 13 ตามลำดับ ผลการวิจัยยังพบว่าในการประเมินความสามารถต้านทานแผ่นดินไหวของอาคารตัวอย่างสูง 9 ชั้น และ 30 ชั้นสำหรับคลื่น El Centro และคลื่นที่มีโอกาสเกิดบริเวณกรุงเทพ ที่มีคาบการเกิดซ้ำ 500 ปี สำหรับอาคารสูง 9 ชั้น โครงสร้างหลักจะเกิดความเสียหายของอาคารบางส่วน ส่วนอาคารสูง 30 ชั้น พฤติกรรมยังคงอยู่ในช่วงอิลาสติกโดน โครงสร้างหลักยังไม่เกิดความเสียหาย ดังนั้นอาคารทั้งสองยังสามารถต้านทานแผ่นดินไหวได้ในระดับที่ดี และปลอดภัย

นรเทพ ชูพล (2547) ทำการศึกษาวิธีการประเมินความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวของอาคารที่ก่อสร้างแล้วในเขตกรุงเทพมหานคร โดยวิธี Capacity demand diagram method ตามข้อแนะนำของ ATC-40 ขั้นตอนการประเมินจะจัดทำแบบจำลอง Finite element ที่พิจารณาผลของ Rigid beam-column joint กำแพงก่ออิฐ เสาเข็ม และรายละเอียดบริเวณจุดต่อเสา-คาน จากนั้นวิเคราะห์แบบจำลองดังกล่าวด้วยวิธี Nonlinear static pushover ด้วยโปรแกรม SAP2000 และแสดงผลในรูปแบบของความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนที่ฐานอาคารกับการเคลื่อนตัวด้านข้างของยอดอาคาร (Capacity curve) และนำผลการวิเคราะห์ไปเปรียบเทียบกับระดับกำลังต้านทานและความเหนียวที่อาคารจำเป็นต้องมี โดยพิจารณาภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว El Centro แบบจำลองคลื่นแผ่นดินไหวที่มีโอกาสเกิดบริเวณกรุงเทพ และข้อมูลการสั่นไหวที่ตรวจวัดที่ฐานตึกใบหยก 1 ที่คาบการเกิดซ้ำประมาณ 100 ปี 500 ปี 1,000 ปี และ 2,500 ปี ผลการวิจัยอาคารที่มีความสูง 9 ชั้น และ 20 ชั้น มีสัมประสิทธิ์แรงเฉือนที่ฐาน 14.53% และ 14.57% และการเคลื่อนที่ทางด้านข้างประมาณ 2.30% และ 1.80% ของความสูง ตามลำดับ ผลการศึกษาพบว่า Rigid beam-column joint เป็นปัจจัยที่ช่วยเพิ่มความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวให้กับอาคาร กำแพงอิฐก่อเป็นปัจจัยที่ช่วยเพิ่มความสามารถต้านทานแรงกระทำด้านข้างในช่วงแรก โดยจะเพิ่มค่าความแข็งแรงให้กับโครงสร้างก่อนการวิบัติของอิฐก่อ แต่ไม่ช่วยเพิ่มกำลังสูงสุดให้กับอาคาร ส่วนเสาเข็มไม่ส่งผลต่อความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวของอาคารมากนัก เนื่องจากเสาเข็ม โครงสร้างมีความเสถียรภาพ นอกจากนี้ผลการศึกษาพบว่าทำให้รายละเอียดบริเวณจุดต่อเสา-คานไม่ดีพอ เช่น การ

ไม่เสริมเหล็กปลอกในจุดต่อเสา-คาน ระยะเวลาในเสาบริเวณจุดต่อเสา-คานมีค่าน้อยไป เช่น 24DB  
 ระยะเวลาไม่ต่อเนื่องของเหล็กเสริมล่าง โคนระยะฝั่งบริเวณจุดต่อเสา-คานมีค่าน้อยไป เช่น 15 ซม.  
 ทำให้ความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวของอาคารโดยรวมลดลง เช่น สำหรับอาคารตัวอย่างที่  
 มีความสูง 9 ชั้น และ 20 ชั้น การไม่เสริมเหล็กปลอกในจุดต่อทำให้ค่าการเคลื่อนตัวด้านข้างอาคาร  
 ลดลงอย่างเห็นได้ชัดคือ 74.90% และ 32% ตามลำดับ ส่วนกำลังต้านทานแรงด้านข้างสูงสุดของ  
 อาคารลดลงเพียง 13.80% และ 0% ตามลำดับ เมื่อระยะเวลาในเสาบริเวณจุดต่อเสา-คานมีค่า 24DB  
 ทำให้การเคลื่อนตัวด้านข้างของอาคารลดลง 18.60% และ 0% ตามลำดับ และเมื่อระยะเวลาฝั่งของเหล็ก  
 ล่างบริเวณจุดต่อมีค่า 15 ซม. ทำให้กำลังต้านทานแรงด้านข้างสูงสุดของอาคารลดลง 15.40% และ  
 8.90% ตามลำดับ ดังนั้นการไม่เสริมเหล็กปลอกในจุดต่อมีผลต่อความสามารถต้านทานแรง  
 แผ่นดินไหวของอาคารมากที่สุด โดยทำให้โครงสร้างเกิดการวิบัติแบบเปราะที่จุดต่อเสา-คาน  
 เนื่องจากโครงสร้างมีความเหนียวและค่าการเสียรูปลดลง การประเมินความสามารถต้านทานแรง  
 แผ่นดินไหวของอาคารตัวอย่างที่มีความสูง 9 ชั้น และ 20 ชั้น ภายใต้อิทธิพลแผ่นดินไหวที่มีโอกาส  
 เกิดบริเวณกรุงเทพ ที่คาบการเกิดซ้ำ 500 ปี ที่อัตราส่วนความเหนียวเท่ากับ 1 พบว่าสำหรับอาคารที่  
 มีความสูง 9 ชั้น โครงสร้างหลักจะเกิดความเสียหายขององค์อาคารบางส่วน ส่วนอาคารตัวอย่างสูง  
 20 ชั้น พฤติกรรมยังคงอยู่ในช่วงอีลาสติกโดยโครงสร้างหลักไม่เกิดความเสียหาย ดังนั้นอาคาร  
 ตัวอย่างสูง 20 ชั้น มีความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวอยู่ในระดับที่ดีและปลอดภัย ส่วน  
 อาคารตัวอย่างสูง 9 ชั้น มีความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวอยู่ในระดับที่ใช้ได้และปลอดภัย  
 ยกเว้นกรณีที่ไม่เสริมเหล็กปลอกภายในจุดต่อเสา-คาน อาคารอาจเกิดการวิบัติที่จุดต่อเสา-คาน การ  
 ปรับปรุงอาคารตัวอย่างสูง 9 ชั้น ให้มีความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวเพิ่มขึ้น โดยใช้ กำแพง  
 รับแรงเฉือน การขยายหน้าตัดเสา และการเพิ่มความสามารถในการเสียรูปขององค์อาคาร ทำให้ค่า  
 ความสามารถต้านทานแรงด้านข้างสูงสุดของอาคารเพิ่มขึ้น 26.10%, 4.40% และ 8.40% ตามลำดับ  
 ส่วนอาคารสูง 20 ชั้น การเพิ่มความสามารถในการเสียรูปขององค์อาคาร ทำให้ค่าความสามารถ  
 ด้านทานแรงด้านข้างสูงสุดของอาคารเพิ่มขึ้น 8.50%

Naik and Annigeri (2017) จากเหตุการณ์แผ่นดินไหวครั้งสำคัญที่ผ่านมาในอินเดีย ตุรกี จีน  
 เนปาล และประเทศอื่น ๆ พบว่าอาคารขนาดกลางและอาคารสูงจำนวนมากประสบความเสียหาย  
 รวมถึงชีวิต และความปลอดภัยของผู้คน ซึ่งช่วงที่เกิดแผ่นดินไหวเมื่อเดือนเมษายน 2558 ส่งผลต่อ  
 ชีวิตและทรัพย์สินจำนวนมาก นอกจากนี้ยังมีการพังทลายของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กหลายแห่ง  
 ในเหตุการณ์แผ่นดินไหวที่ส่งผลกระทบต่อภาคตะวันออกเฉียงเหนือของอินเดีย เมื่อวันที่ 4  
 มกราคม 2559 เนื่องจากอาคารส่วนใหญ่ไม่สามารถรับแรงแผ่นดินไหวที่เกิดขึ้นได้อย่างเหมาะสม  
 การออกแบบอาคารต้านทานแผ่นดินไหวในปัจจุบันทำ โดยการประมาณความต้องการที่ใช้ในการ

ด้านทานแผ่นดินไหว ดังนั้นจึงไม่สามารถรับประกันได้ว่าโครงสร้างเป็นไปตามวัตถุประสงค์ในการออกแบบเริ่มต้น วิธีที่ควรใช้ในการออกแบบคือวิธีออกแบบเชิงสมรรถนะ โดยในการศึกษานี้ จะการประเมินสมรรถนะการต้านทานแผ่นดินไหวของอาคารที่อยู่อาศัยคอนกรีตเสริมเหล็กสูง 9 ชั้น ตั้งอยู่ในเมือง Panaji city of Goa อยู่ในโซนแผ่นดินไหวของอินเดียโซนที่ 3 ซึ่งมีความน่าจะเป็นในการเกิดแผ่นดินไหวในระดับปานกลาง ตัวอาคารใช้มาตรฐานการออกแบบ IS 456:2000 [14] และทำการประเมินประสิทธิภาพด้านทานแผ่นดินไหวโดยวิธี Nonlinear pushover analysis โดยวิเคราะห์ในโปรแกรม ETABS v9 สำหรับการวิเคราะห์ Moment curvature analysis ขึ้นอยู่กับความเค้นและความเครียด การกำหนดค่าคอนกรีตและเหล็กเสริม รวมถึงค่าคุณสมบัติ Plastic hinge ของคานและเสา กำหนดโดย IS 456:2000 ซึ่งจะนำผลเบื้องต้นที่ได้จากการออกแบบอาคารมาเปรียบเทียบกับแรงเฉือนที่ฐานที่แรงแผ่นดินไหวที่ต้องการ โดยผลตอบสนองของอาคารจะอยู่ในรูปของ Capacity curve, Hinge location และ Ductility ratio ที่ใช้สำหรับคาดการณ์ความปลอดภัยของอาคารที่แรงแผ่นดินไหวที่ต้องการ

Duan and Hueste (2012) ทำการศึกษาการประเมินสมรรถนะการต้านทานแผ่นดินไหวของอาคารเฟรมคอนกรีตเสริมเหล็กสูง 5 ชั้น ที่ออกแบบตามข้อกำหนดของมาตรฐานการออกแบบแรงแผ่นดินไหวของจีน GB50011-2010 โดยมีข้อมูลคลื่นความเร่งแผ่นดินไหวธรรมชาติจำนวน 7 คลื่น โดยทำการปรับให้เข้ากับสเปกตรัมการออกแบบที่จะใช้ ตัวอาคารจะประเมินโดยใช้การวิเคราะห์ 2 วิธี คือ Nonlinear static (push-over) และ Nonlinear dynamic time history analysis การประเมินประสิทธิภาพของแผ่นดินไหวจะขึ้นอยู่กับมาตรฐานโลกที่ใช้วิศวกรส่วนใหญ่ใช้และมาตรฐานของจีน จากผลการวิเคราะห์พบว่าอาคารที่ออกแบบโดยมาตรฐาน GB50011-2010 แสดงพฤติกรรมที่ไม่เชิงเส้นและการตอบสนองที่กำหนดโดยมาตรฐานและข้อกำหนดข้อจำกัดของ Interstory drift and Maximum plastic rotation limits ที่แนะนำโดย ASCE/SEI 41-06 อย่างไรก็ตามการวิเคราะห์โดยวิธี Push over analysis นี้ให้เห็นศักยภาพของกลไกชั้นแรกที่เป็น Soft story ภายใต้อาคารที่ต้องการด้านข้างที่สำคัญ คำแนะนำการออกแบบมีไว้เพื่อช่วยให้มั่นใจวิธีการ Strong-column, Weak-beam damage mechanism

## 2.2 แบบจำลองอาคารคอนกรีตสำเร็จรูป

Ozkul et al. (2019) ศึกษาอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีผนังเนื้อที่ได้รับความเสียหายเนื่องจากแผ่นดินไหว Van 2011 และพิจารณาความเสียหายที่เกิดขึ้นจากการวิเคราะห์วิธีประวัติเวลาแบบไม่เชิงเส้น โดยใช้ข้อมูลความเร่งแผ่นดินไหวของ Van 2011 การวิเคราะห์วิธีประวัติเวลาได้ทำการวิเคราะห์โดย SAP 2000 นอกจากนี้ยังเพิ่มคุณภาพวัสดุและผนังเนื้อที่ซึ่งออกแบบตาม

ข้อกำหนดของการตรวจวัดคลื่นไหวสะเทือนของ Turkish seismic code 2007 สำหรับอาคารทั้งสองหลัง ทำการวิเคราะห์วิธีประวัติเวลาแบบไม่เชิงเส้นสำหรับอาคารที่ได้รับการเสริมประสิทธิภาพแล้วและมีการพิจารณาความเสียหายที่เกิดขึ้น ดังนั้นจึงมีการเปรียบเทียบความเสียหายของอาคารที่มีอยู่และที่เสริมประสิทธิภาพแล้ว การประเมินผลจะนำมาใช้เพื่อกระจายความเสียหายแม้ว่าจะมีการเพิ่มคุณภาพของคอนกรีตและผนังรับแรงเฉือนในการออกแบบอาคารยกเว้นคานและเสา จากผลการศึกษาพบว่าการใช้วัสดุที่เหมาะสมและเสริมผนังรับแรงเฉือนสามารถป้องกันความเสียหายหนักได้

Kuang and Ho (2008) ทำการทดสอบผนังรับแรงเฉือนคอนกรีตเสริมเหล็กเดี่ยวที่มีอัตราส่วนระหว่าง 1.0 และ 1.5 โดยรายละเอียดแบบไม่ได้รับการออกแบบให้ด้านทานแผ่นดินไหว ซึ่งได้รับการทดสอบในระดับความน่าจะเป็นต่ำถึงปานกลางในบริเวณที่เกิดแผ่นดินไหว โดยจะศึกษาพฤติกรรมแผ่นดินไหวและการเคลื่อนที่ของผนังรับแรงเฉือน ความสำคัญของการศึกษานี้จะพิจารณาถึงความเหนียวในการเคลื่อนตัวของผนังที่มีมาตรฐานที่ไม่ได้คำนึงถึงแรงแผ่นดินไหวและปรับปรุงรายละเอียดการเสริมเหล็ก ผลการทดลองแสดงให้เห็นว่า Inherent displacement ductility factor 2.5 ถึง 3 นั้นสามารถทำได้โดยทั่วไปกับการออกแบบที่ไม่คำนึงถึงแรงแผ่นดินไหว และ 4.5 ถึง 5 ทำได้ด้วยการดัดแปลงเล็กน้อยในรายละเอียดการเสริมเหล็ก มีการแสดงให้เห็นว่าผนังรับแรงเฉือนแบบธรรมดาที่มีการออกแบบที่ไม่คำนึงถึงแรงแผ่นดินไหวและรายละเอียดอาจไม่มีความเหนียวพอที่จะตอบสนองอย่างเพียงพอต่อเหตุการณ์แผ่นดินไหวระดับปานกลางที่คาดไม่ถึง รายละเอียดการเสริมแรงที่เสนอซึ่งรวมถึงการดัดแปลงรายละเอียดเทคนิคการออกแบบที่ไม่คำนึงถึงแรงแผ่นดินไหวเพียงเล็กน้อย สามารถนำไปสู่การปรับปรุงพฤติกรรมการตอบสนองแบบดัดของผนังรับแรงเฉือนได้อย่างมีประสิทธิภาพ

Zhang and Wang (2000) นำเสนอผลการศึกษาเชิงทดลองที่ศึกษาถึงกลไกการวิบัติและความเหนียวของผนังรับแรงเฉือนคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีแรงในแนวแกนสูง แบบจำลองผนังแบบชะลูด 4 แบบ ถูกสร้างขึ้นและทดสอบการวิบัติภายใต้การทำงานร่วมกันของแรงในแนวแกนคงที่และการแรงด้านข้างแบบ Reversed cyclic การทดสอบนี้มีวัตถุประสงค์เพื่อศึกษาผลของการเปลี่ยนแปลงของพารามิเตอร์ของอัตราส่วนโหลดตามแนวแกนและอัตราส่วนแรงอัดเหนือต่อพฤติกรรมของผนังคอนกรีตเสริมเหล็ก ชิ้นงานทั้งหมดได้รับการออกแบบตามทฤษฎีที่ว่าความสามารถในการรับภาระด้านข้างถูกควบคุมด้วยการโค้งงอ ดังนั้นจึงไม่สามารถป้องกันการวิบัติแบบเนือก่อนกำหนดที่ไม่พึงประสงค์ในระหว่างการทดลองได้ อัตราส่วนของแรงตามแนวแกนพบว่ามีผลกระทบอย่างมีนัยสำคัญต่อรูปแบบการแตกร้าว, ความแข็งต่อแรงดัด, โหมดความล้มเหลวและความเหนียวของผนังคอนกรีตเสริมเหล็ก

## 2.3 ปัจจัยที่มีผลต่อความต้านทานแผ่นดินไหวของโครงสร้าง

ในกรณีของแผ่นดินไหวความสามารถต้านทานของอาคารขึ้นอยู่กับปัจจัยหลัก 2 ประการ คือ กำลังต้านทานแรงกระทำด้านข้างและความเหนียวของโครงสร้างอาคาร อาคารที่มีทั้ง กำลังต้านทานที่สูงและมีโครงสร้างที่เหนียวจะทนทานต่อแผ่นดินไหวรุนแรงได้เป็นอย่างดี แต่ในกรณีที่โครงสร้างของอาคารไม่มีความเหนียวหรือเปราะอาคารจำเป็นต้องมีกำลังต้านทานที่สูงมากเป็นพิเศษจึงสามารถทนต่อแผ่นดินไหวที่รุนแรงได้ ในทางกลับกันหากอาคารมีกำลังต้านทานไม่สูงนักก็จำเป็นต้องมีโครงสร้างที่เหนียวเป็นพิเศษ

### 2.3.1 กำลังต้านทานแรงด้านข้าง (Lateral strength)

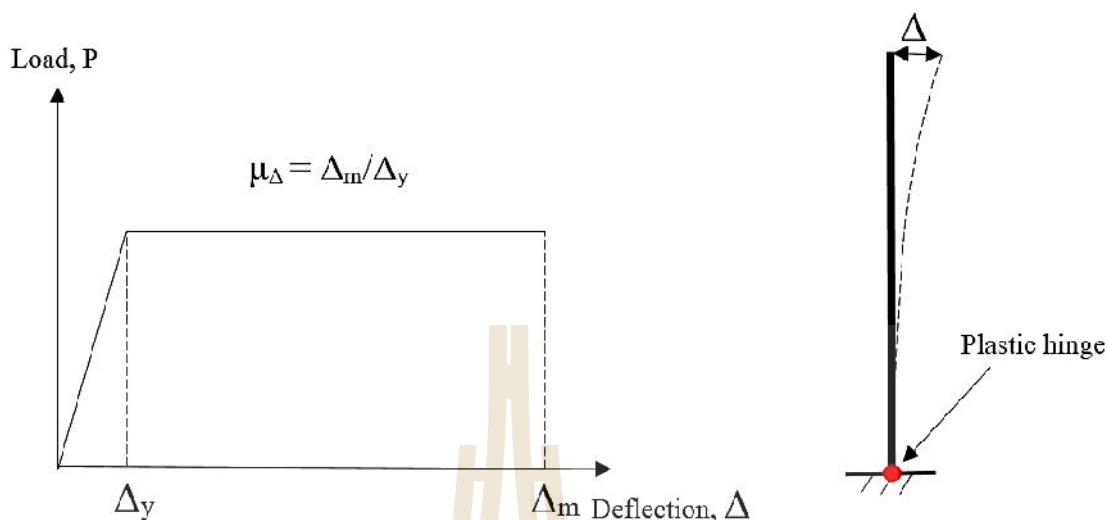
กำลังต้านทานแรงกระทำด้านข้างของโครงสร้าง คือ ความสามารถในการต้านทานแรงในแนวราบที่กระทำต่อโครงสร้าง ตัวอย่างของระบบต้านแรงด้านข้าง อาทิเช่น ระบบโครงข้อแข็ง ระบบผนังแรงเฉือน (Shear wall system) ระบบโครงแกว่ง (Braced frame system) เป็นต้น

### 2.3.2 ความเหนียว (Ductility) และจุดหมุนพลาสติก (Plastic hinge)

ความเหนียวคือความสามารถที่โครงสร้างจะเปลี่ยนรูปได้โดยไม่เสียกำลังรับน้ำหนัก หากเรายอมให้โครงสร้างมีความเสียหายได้บ้าง เช่น ยอมให้เหล็กเสริมมีการคราก หรือ ยอมให้คอนกรีตร้าวได้บ้างระหว่างที่เกิดแผ่นดินไหว ก็จะทำให้เราสามารถลดขนาดของแรงที่กระทำกับโครงสร้างได้ ซึ่งทำให้การออกแบบโครงสร้างสามารถประหยัดได้มากขึ้น อย่างไรก็ตามหากโครงสร้างเกิดความเสียหายไม่ได้หมายความว่าโครงสร้างจะพังทลาย ถ้าหากวิศวกรออกแบบให้มีความเหนียวมากพอ โครงสร้างก็จะไม่พังทลายลงมา ความเหนียวจึงเป็นคุณสมบัติที่สำคัญมากของอาคารต้านทานแผ่นดินไหว ความเหนียวของโครงสร้างวัดได้จากอัตราส่วนความเหนียว (Ductility ratio) ดังนี้

$$\sim \Delta = \frac{\Delta_m}{\Delta_y} \quad (2.1)$$

โดยที่  $\Delta_m$  คือ ระยะการเคลื่อนตัวที่เกิดการวิบัติ (ระยะเคลื่อนตัวสูงสุด)  
 $\Delta_y$  คือ ระยะเคลื่อนตัวตอนที่เหล็กเสริมคราก



รูปที่ 2.1 ความเหนียวขององค์อาคาร (อมร พิमानมาศ และคณะ, 2559)

ในกรณีของโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก พฤติกรรมขององค์อาคารที่มีความเหนียวประเภทนี้แสดงดังรูปที่ 2.1 เป็นพฤติกรรมที่เกิดจากการครากของเหล็กเสริมในลักษณะการคด (Flexural mode) เมื่อโมเมนต์กระทำต่อหน้าใด ๆ จะมีค่าเท่ากับกำลังต้านทานโมเมนต์คด ก็จะเกิดจุดหมุนพลาสติก (Plastic hinge) ที่หน้าตัดนั้น นับจากจุดนี้ไปโมเมนต์ที่หน้าตัดจะไม่เพิ่มมากนัก แต่จะมีการหมุนตัวของหน้าตัดอย่างมากความสามารถของหน้าตัดที่จะหมุนได้มากหรือน้อยขึ้นอยู่กับความเหนียวของหน้าตัดนั้น ๆ (อมร พิमानมาศ และคณะ, 2559)

## 2.4 ระดับการวิเคราะห์โครงสร้าง

วิธีการวิเคราะห์โครงสร้างสามารถแบ่งออกได้ 4 วิธี คือ Linear static, Linear dynamic, Nonlinear static และ Nonlinear dynamic เพื่อความง่ายในการวิเคราะห์ส่วนใหญ่จะใช้วิธี Linear static และ Linear dynamic ซึ่งวิธีดังกล่าวให้คำตอบที่ถูกต้องภายใต้ขอบเขตของพฤติกรรมของโครงสร้างที่อยู่ในช่วงอีลาสติก ทั้งนี้เนื่องจากค่าความแข็งแรงและกำลังของโครงสร้างมีค่าคงที่ตลอดการวิเคราะห์ การวิเคราะห์โครงสร้างในช่วงอินอีลาสติกจำเป็นต้องใช้วิธี Nonlinear static และ Nonlinear dynamic เนื่องจากทั้งสองวิธีนี้ได้คำนึงถึงผลของการลดลงของค่าความแข็งแรงและกำลังของโครงสร้างเมื่อเกิดความเสียหายในบางส่วนของโครงสร้าง

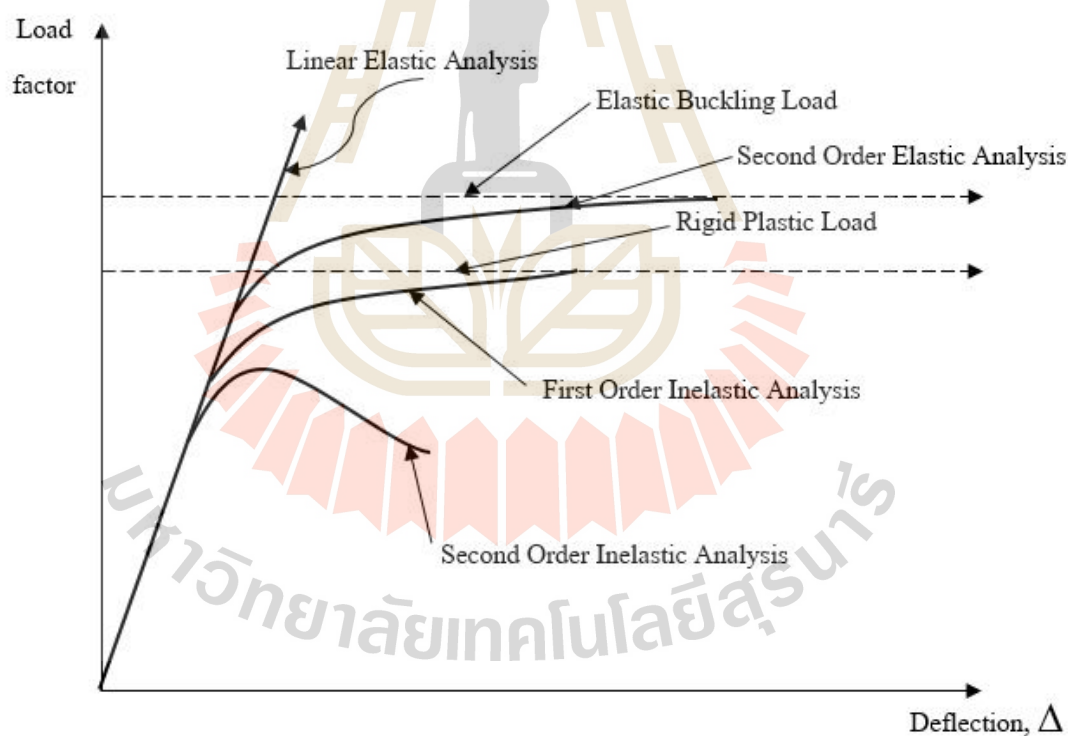
ในการวิเคราะห์แบบอีลาสติก (Linear elastic analysis) คุณสมบัติของวัสดุจะถูกสมมติให้อยู่ในขอบเขตที่เป็นเส้นตรงหรือไม่เกินพิสัยยืดหยุ่นนั่นเองรวมทั้งมีคุณสมบัติที่สม่ำเสมอไม่เปลี่ยนแปลงตลอดการวิเคราะห์ และการสูญเสียจะถูกสมมติให้มีขนาดเล็กมากจนไม่มีผลต่อการ

สมมูลของโครงสร้าง ซึ่งต่างจากการวิเคราะห์แบบไม่เป็นเส้นตรง (Nonlinear analysis) ที่สามารถแบ่งออกได้เป็นสามกรณี ดังนี้

1. พิจารณาผลของการสูญเสียรูปของโครงสร้าง (Geometric nonlinearity) เท่านั้น โดยคำนึงถึงผลของการเสียรูปและการเคลื่อนที่ของโครงสร้างร่วมในการสมมูลโดยที่คุณสมบัติของวัสดุยังคงอยู่ในช่วงพิกัดยืดหยุ่น

2. พิจารณาผลของการเปลี่ยนแปลงของคุณสมบัติของวัสดุ (Material nonlinearity) ในการวิเคราะห์เท่านั้น

3. พิจารณาทั้งผลของการสูญเสียรูปของโครงสร้าง (Geometric nonlinearity) และการเปลี่ยนแปลงของคุณสมบัติของวัสดุ (Material nonlinearity) ร่วมกัน ระดับของการวิเคราะห์โดยทั่วไปแสดงให้เห็นดังรูปที่ 2.2 จากแผนภูมิเส้นโค้งการตอบสนองของโครงสร้างสำหรับโครงข้อแข็งที่มีน้ำหนักบรรทุกทุกแบบสถิตย์มากระทำ



รูปที่ 2.2 ระดับของการวิเคราะห์ (พิพัฒน์ อิมอาบ, 2544)



### 2.4.1 การวิเคราะห์แบบอิลาสติกอันดับหนึ่ง

การวิเคราะห์แบบอิลาสติกอันดับหนึ่ง คือ การวิเคราะห์แบบอิลาสติกที่ไม่รวมผลของพฤติกรรมที่ไม่เป็นเส้นตรงเข้ามาแต่โดยทั่วไปจะแสดงให้เห็นในรูปของน้ำหนักบรรทุกที่ทำให้แนวทางเพิ่มของน้ำหนักบรรทุกระหว่างวิธีเดิมกับวิธีใหม่มีค่าเท่ากันในทางคณิตศาสตร์พหุติ ศิศทางการเพิ่มของน้ำหนักบรรทุกจะแยกออกจากกันนับจากจุดนี้ น้ำหนักบรรทุกที่จุดนี้หาได้จากวิธีการแบบไอเกน (Eigenvalue analysis) ของแบบจำลองโครงสร้างแบบอิลาสติกในอุดมคติ ในการวิเคราะห์นี้จะยอมใช้ค่าไอเกนเวกเตอร์ (Eigen vector) ในการสมมุติค่ารูปร่างของระบบได้ หลังจากทีโครงสร้างผ่านจุดสภาวะวิกฤติไปแล้ว แต่จะไม่สามารถหาค่าแอมพลิจูด (Amplitude) ที่แท้จริงของโครงสร้างได้ ส่วนน้ำหนักบรรทุกวิกฤติแบบอิลาสติกก็มีความคล้ายคลึงกัน คือสามารถที่จะคำนวณหาค่าได้ แต่สิ่งที่สามารถพิจารณาได้ด้วยคือ การพิจารณาพฤติกรรมของวัสดุแบบอิลาสติกก่อนถึงจุดวิกฤติ การวิเคราะห์หาค่าน้ำหนักบรรทุกวิกฤตินั้นจะไม่รวมผลจากพฤติกรรมที่ไม่เป็นเส้นตรงทางธรรมชาติเข้ากับขนาดของน้ำหนักบรรทุก ที่ซึ่งจำเป็นต้องนำมารวมในการหาค่าขนาดของน้ำหนักบรรทุกที่จะทำให้โครงสร้างเกิดความเสียหายให้มีความถูกต้องแม่นยำขึ้น แต่การวิเคราะห์ที่ไม่รวมผลเหล่านี้ก็เป็นเพียงค่าที่เพียงพอแล้วสำหรับที่จะทำให้เห็นภาพชนิดของความเสียหายที่เกิดขึ้นกับโครงสร้าง

การวิเคราะห์แบบอิลาสติกอันดับที่หนึ่งสามารถเขียนในรูปเมตริกได้ ดังนี้

$$[K_e]\{\Delta\} = \{p\} \quad (2.2)$$

โดยที่

$[K_e]$  คือ Linear elastic stiffness matrix  
 $\{\Delta\}$  คือ Vector of nodal point displacements  
 $\{p\}$  คือ Vector of nodal point load

### 2.4.2 การวิเคราะห์แบบอิลาสติกอันดับที่สอง

วิธีนี้จะรวมผลกระทบจากการเสีรูปร่างที่วัดได้ และการเคลื่อนที่เข้าไปในการจัดรูปของสมการสมดุล การวิเคราะห์แบบอิลาสติกอันดับที่สองนั้นจะให้ข้อเท็จจริงที่ชัดเจนของอิทธิพลจากผลของ P-delta Effect ที่จะทำให้อโครงสร้างเกิดความไม่มั่นคงขึ้นแต่ก็ยังคงไม่มีข้อกำหนดใด ๆ สำหรับการหาค่าความไม่เป็นเส้นตรงของวัสดุ พฤติกรรมที่ไม่เป็นเส้นตรงนั้นแสดงให้เห็นได้หลายรูปแบบไบเฟอร์เคชัน (Bifurcation) คือจุดที่แนวทางการเพิ่มของน้ำหนักบรรทุกเปลี่ยนแนวจากเดิมเข้าสู่สภาวะหลังเกิดการวิกฤติ หรือความไม่เป็นเส้นตรงจะมีการเพิ่มขึ้นอย่างค่อยเป็น

ค่อยไปจนถึงจุดสุดท้ายซึ่งจะทำให้เกิดความไม่เสถียรภาพขึ้น ณ จุดนั้นเอง หรือเกิดอย่างใดอย่างหนึ่งจากสองอย่างต่อไปนี้ คือ เกิดความแข็งเพิ่มขึ้นจากน้ำหนักบรรทุก หรือ เกิดความอ่อนตัวอย่างค่อยเป็นค่อยไปอยู่ช่วงเวลาหนึ่ง

การวิเคราะห์แบบอีลาสติคอันดับที่สองสามารถเขียนในรูปเมตริกได้ ดังนี้

$$\left[ K_e + K_g \right] \{d\Delta\} = \{dp\} \quad (2.3)$$

โดยที่  $\left[ K_e + K_g \right]$  คือ Geometric stiffness matrix  
 $\{d\Delta\}$  คือ Vector of incremental nodal point displacements  
 $\{dp\}$  คือ Vector of incremental nodal point load

### 2.4.3 การวิเคราะห์แบบอินอีลาสติคอันดับที่หนึ่ง

สมการสมดุลของระบบจะถูกเขียนให้อยู่ในพจน์ของโครงสร้างที่ยังไม่เกิดความเสียหาย ขอบเขตของอินอีลาสติคจะดำเนินต่อไปอย่างช้า ๆ หรือเมื่อเกิดหลักการของจุดหมุนพลาสติกขึ้น (Plastic hinge) จะทำให้เกิดการเปลี่ยนแปลงพฤติกรรมการตอบสนองของโครงสร้างอย่างมาก

การวิเคราะห์แบบอินอีลาสติคอันดับที่หนึ่งนี้จะให้ผลดีกว่าการวิเคราะห์แบบอีลาสติคพลาสติกธรรมดา เมื่อผลของความไม่มั่นคงของการเคลื่อนที่ที่แน่นอนของโครงสร้างค่อนข้างไม่สำคัญและความเสียหายของโครงสร้างที่ถูกส่งถ่ายผ่านกลไกของระบบโครงสร้าง ซึ่งนั่นก็คือขีดจำกัดของน้ำหนักบรรทุกทุกพลาสติกนั้นเองแต่อย่างไรก็ตามยังไม่มีข้อกำหนดในการหาค่าผลกระทบอันเนื่องมาจากความไม่เสถียรภาพทางเรขาคณิตของโครงสร้างและ อิทธิพลต่อความไม่เสถียรภาพต่อระบบทั้งหมด

การวิเคราะห์แบบอินอีลาสติคอันดับที่หนึ่งสามารถเขียนในรูปเมตริกได้ ดังนี้

$$\left[ K_e + K_m \right] \{d\Delta\} = \{dp\} \quad (2.4)$$

โดยที่  $\left[ K_m \right]$  คือ Plastic reduction matrix

#### 2.4.4 การวิเคราะห์แบบอินอีลาสติคอันดับที่สอง

สมการสมดุลจะถูกเขียนให้อยู่ในพจน์ของระบบโครงสร้างเชิงเรขาคณิตที่เสถียรไปแล้ว แต่ยังมีศักยภาพในการปรับแก้รูปทรงทางเรขาคณิตของโครงสร้าง ความเป็นอีลาสติค และปัจจัยทางวัสดุเข้าด้วยกันได้อีก ซึ่งจะมีอิทธิพลต่อการตอบสนองของโครงสร้าง ดังนั้น หลักเกณฑ์ก็คือ การหาแบบจำลองที่ใช้ในการวิเคราะห์ ที่สามารถเลียนแบบพฤติกรรมของโครงสร้างที่แท้จริงได้ และสามารถคำนวณหาค่าขีดจำกัดของความเสถียรภาพเชิงอีลาสติค ซึ่งก็คือจุดที่ระบบไม่มีความสามารถในการต้านทานหนักน้ำบรรทุกได้อีกต่อไป และผลจากการเสถียรภาพที่ต่อเนื่องนี้จะไปลดทอนความสามารถในการรับน้ำหนักบรรทุกของระบบลดลง

การวิเคราะห์แบบอินอีลาสติคอันดับที่สองสามารถเขียนในรูปเมตริกได้ ดังนี้

$$\left[ K_e + K_g + K_m \right] \{ d\Delta \} = \{ dp \} \quad (2.5)$$

#### 2.5 วิธีวิเคราะห์โครงสร้างภายใต้แรงแผ่นดินไหว

การศึกษาพฤติกรรมของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กภายใต้แรงที่เกิดจากแผ่นดินไหวจำเป็นต้องศึกษาพฤติกรรมทั้งในช่วงอีลาสติคและในช่วงอินอีลาสติค เพราะหลักการในการออกแบบโครงสร้างเมื่อรับแรงแผ่นดินไหว คือ สำหรับแผ่นดินไหวขนาดเล็กจะต้องไม่เกิดความเสียหายแก่ส่วนใดส่วนหนึ่งของโครงสร้าง โดยโครงสร้างสามารถต้านทานแผ่นดินไหวได้ในช่วงอีลาสติค สำหรับแผ่นดินไหวขนาดปานกลางจะต้องไม่เกิดความเสียหายแก่ส่วนโครงสร้างที่รับแรงและสำหรับแผ่นดินไหวขนาดใหญ่จะมีการยินยอมให้มีการเสียหายของส่วนของโครงสร้างที่รับแรงแผ่นดินไหวโดยทั่วไปทำได้หลายวิธีดังนี้

##### 2.5.1 Equivalent static force method

วิธีนี้เหมาะสำหรับอาคารที่มีรูปร่างสม่ำเสมอเน้นหมายถึงการกระจายน้ำหนักและ Stiffness ของอาคารเป็นไปอย่างสม่ำเสมอตลอดความสูง หากอาคารที่มีรูปร่างไม่สม่ำเสมอต้องใช้วิธีทางพลศาสตร์ในการวิเคราะห์ออกแบบ วิธีแรงสถิตเทียบเท่านี้สิ่งสำคัญที่สุดคือการคำนวณแรงเฉือนที่ฐานที่เกิดจากแผ่นดินไหวที่กำหนดไว้ในมาตรฐานการออกแบบของแต่ละประเทศที่มีความเสี่ยงต่อการเกิดแผ่นดินไหว

ในอดีตการวิเคราะห์แบบสถิตย์สำหรับการเพิ่มขึ้นของแรงต้านข้างซึ่งรู้จักในชื่อ Pushover analysis เริ่มเป็นที่แพร่หลายและสนใจของนักวิจัยหลายคน วิธีดังกล่าวถูกใช้ในการหาคุณสมบัติของโครงสร้างในช่วงพฤติกรรมไม่เป็นเส้นตรง (Nonlinear) และใช้หากำลังต้านทานการ

สั่นไหวสูงสุดที่เกิดขึ้นเนื่องจากแผ่นดินไหวของโครงสร้างที่ไม่มีการค้ำยัน (Offshore structure) การวิเคราะห์โดยวิธีนี้ โครงสร้างจะถูกพิจารณาให้รับแรงในแนวค้ำยันที่ร่วมกับกลุ่มของแรงกระทำด้านข้างที่กระจายตลอดความสูงของโครงสร้าง โดยขนาดของแรงกระทำด้านข้างจะถูกประมาณให้เท่ากับแรงที่เกิดจากแผ่นดินไหว จากนั้นแรงกระทำด้านข้างจะถูกเพิ่มขนาดในส่วนที่คงที่ ซึ่งผลตอบสนองของโครงสร้างจะเป็นตัวบ่งบอกถึงสภาวะการวิบัติของโครงสร้างเอง ทำการวิเคราะห์ในลักษณะนี้อย่างต่อเนื่องโดยปรับค่าแรงด้านข้างเหล่านี้เพื่อผลักให้อาคารมีการเปลี่ยนรูปเพิ่มขึ้นเรื่อย ๆ จนกระทั่งอาคารเกิดการวิบัติ โดยจะเขียนกราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่างผลรวมของแรงเฉือนที่ฐานอาคารกับการเคลื่อนที่ของยอดอาคาร หรือกับการเคลื่อนที่ของอาคาร ณ ตำแหน่งที่เป็นผลลัพธ์ของแรงกระทำด้านข้าง จะแสดงให้เห็นถึงการวิบัติหรือความอ่อนแอต่าง ๆ ของโครงสร้างก่อนระดับที่ควรจะเป็น

### 2.5.2 Modal analysis and Response spectrum method

การวิเคราะห์โดยวิธีทางพลศาสตร์วิธีนี้จะต้องคำนวณหาความถี่ธรรมชาติและรูปแบบการสั่นที่สอดคล้องกับความถี่ธรรมชาติ โดยการวิเคราะห์แบบอิลาสติก จากนั้นค่าความเร่งแต่ละรูปแบบการสั่นก็หาได้จากสเปกตรัมการตอบสนอง (Response spectrum) และนำไปคำนวณหาแรงแผ่นดินไหวของแต่ละรูปแบบการสั่น โดยเทียบกับความเร่งสูงสุด ซึ่งวิธีนี้เป็นการวิเคราะห์หน่วยแรงและการเปลี่ยนตำแหน่งของแต่ละรูปแบบการสั่นแยกกันแล้วนำมารวมกันโดยกระทำซ้อนกันโดยวิธี SRSS (Square-root of the sum of the square)

วิธี Modal analysis จะให้ผลการวิเคราะห์ที่ถูกต้องหากพิจารณาจากทุก ๆ รูปแบบการสั่นรวมกันในเชิงปฏิบัติการวิเคราะห์โดยการประมาณอาจจะทำได้โดยการคิดเฉพาะรูปแบบการสั่นแรก ๆ ที่มีคาบการแกว่งนานกว่ารูปแบบการสั่นอื่น ๆ เท่านั้น เนื่องจากรูปแบบการสั่นที่สูงกว่านี้จะมีผลน้อยต่อแรงเฉือนและโมเมนต์ดัด ตลอดจนการเคลื่อนที่ แต่อย่างไรก็ตามแม้ว่าวิธีนี้จะสะดวกกว่าวิธีแรกแต่ก็มีข้อเสียเช่นกันคือ ไม่สะดวกสำหรับการคำนวณออกแบบเบื้องต้นในงานปฏิบัติ

### 2.5.3 การวิเคราะห์ประวัติเวลา (Time history analysis)

เป็นวิธีทางพลศาสตร์ที่ให้ผลดีและถูกต้องที่สุดสำหรับการวิเคราะห์ของแผ่นดินไหวโดยวิธีนี้จำเป็นต้องรู้ข้อมูลเกี่ยวกับความเร่งของพื้นดินเมื่อเกิดแผ่นดินไหว เพื่อนำไปเป็นข้อมูลสำหรับการจำลองทางคณิตศาสตร์ ซึ่งเป็นสมการการเคลื่อนที่ของโครงสร้างที่มีคิโรอิสระเป็นจำนวนมาก การวิเคราะห์ทำได้ทั้งแบบอิลาสติกและแบบอินอิลาสติกในสองหรือสามมิติ วิธีวิเคราะห์ทำได้โดยการอินทิเกรตโดยตรง (Direct integration method) เทียบกับเวลาในช่วงสั้น ๆ

ผลที่ได้จะเป็นแรงที่กระทำต่อโครงสร้าง การเคลื่อนที่และแรงต่าง ๆ ที่เกิดขึ้นในโครงสร้างตลอดช่วงเวลาที่ต้องการศึกษา

วิธีนี้เหมาะสำหรับการวิเคราะห์พฤติกรรมโครงสร้างที่ใกล้เคียงกับความเป็นจริงตามข้อมูลความเร่งของพื้นดิน แต่ไม่เหมาะสมสำหรับงานปฏิบัติในการคำนวณออกแบบ เนื่องจากค่ากำลังความแข็งแรงและขนาดของหน้าตัดยังไม่ทราบในตอนแรก ทำให้สิ้นเปลืองเวลาในการคำนวณออกแบบมากจึงเหมาะสำหรับใช้วิเคราะห์โครงสร้างหลังจากที่ได้รับการออกแบบเบื้องต้นแล้ว เพื่อยืนยันความแข็งแรงของโครงสร้าง ดังนั้นผู้ที่ใช้วิธีนี้จึงต้องมีความรู้ทางพลศาสตร์โครงสร้าง ความรู้เกี่ยวกับข้อมูลแผ่นดินไหวตลอดจนการวิเคราะห์เชิงตัวเลขด้วย

แม้วิธีนี้ในการวิเคราะห์อาจจะยาก แต่ในปัจจุบันมีโปรแกรมคอมพิวเตอร์ที่มีความสะดวกและมีความสามารถในการวิเคราะห์ทั้งช่วงที่เกินพิกัดยืดหยุ่นโดยวิธีดังกล่าว ซึ่งการทำวิทยานิพนธ์นี้จะใช้วิธีนี้ในการวิเคราะห์อาคารภายใต้แผ่นดินไหว โดยโปรแกรมคอมพิวเตอร์ที่ใช้คือ ETABS



## บทที่ 3

### วิธีการดำเนินการวิจัย

#### 3.1 ศึกษาการวิเคราะห์โดยวิธีประวัติเวลา

การวิเคราะห์เพื่อประเมินความสามารถในการต้านทานแผ่นดินไหวมี 4 วิธีหลัก ๆ คือ Linear static, Linear dynamic, Nonlinear static, และ Nonlinear dynamic ซึ่งการวิเคราะห์ที่ให้ผลลัพธ์ที่ถูกต้องที่สุดคือการวิเคราะห์แบบ Nonlinear dynamic ซึ่งได้แก่วิธีประวัติเวลา (Time history analysis) แม้จะมีความซับซ้อนและยุ่งยาก แต่สามารถวิเคราะห์ได้โดยใช้โปรแกรมคอมพิวเตอร์ ดังนั้น การวิเคราะห์ที่ให้ผลลัพธ์ที่ถูกต้องที่สุดจึงมีความเหมาะสมที่จะใช้ในการวิเคราะห์ ซึ่งวิธีดังกล่าวคือวิธีประวัติเวลา

วิธีประวัติเวลา (Time history analysis) เป็นการวิเคราะห์โครงสร้างภายใต้แรงแผ่นดินไหว ซึ่งจัดเป็นวิธีเชิงพลศาสตร์โดยตรง คือการวิเคราะห์พฤติกรรมของโครงสร้างภายใต้แผ่นดินไหว โดยการคำนวณผลตอบสนองของโครงสร้างจากคลื่นแผ่นดินไหวในรูปของความเร่งที่พื้นดิน ผลตอบสนองที่ได้จะมีลักษณะที่เปลี่ยนแปลงไปตามเวลาจึงเรียกวิธีนี้ว่า วิธีประวัติเวลา โดยจะมีสองประเภทคือ วิธีประวัติเวลาเชิงเส้นคิดในช่วงที่โครงสร้างยัง อยู่ในช่วงอีลาสติกมีผลตอบสนองต่อแรงที่มากระทำเป็นเส้นตรง และวิธีประวัติเวลาไม่เชิงเส้น (Nonlinear time history) คิดในกรณีที่แผ่นดินไหวมีความรุนแรง โครงสร้างเกิดความเสียหายอยู่ ในช่วงอินอีลาสติกมีผลตอบสนองต่อแรงไม่เป็นเส้นตรง

ในการวิเคราะห์แบบ 3 มิติ การสั่นไหวของพื้นดินที่ใช้ในการวิเคราะห์แต่ละชุดจะต้องประกอบไปด้วยคู่ของความเร่งของพื้นดินในแนวราบสองทิศทางที่ตั้งฉากกัน ซึ่งบันทึกได้จากเหตุการณ์แผ่นดินไหวที่สถานีเดียวกัน โดยจะต้องเลือกการสั่นไหวของพื้นดินจากเหตุการณ์แผ่นดินไหวที่มีขนาด กล โกของแหล่งกำเนิด ระยะห่างจากจุดกำเนิด และระดับความรุนแรงของการสั่นไหวสอดคล้องกับแผ่นดินไหวรุนแรงสูงสุดที่พิจารณาในการออกแบบ

หากมีจำนวนชุดข้อมูลการสั่นไหวของพื้นดินที่บันทึกได้จากเหตุการณ์แผ่นดินไหวจริงไม่เพียงพอให้ใช้การสั่นไหวของพื้นดินที่สร้างขึ้นจากสถานการณ์จำลอง (Simulated ground motion) มาทดแทนจำนวนการสั่นไหวของพื้นดินที่ไม่เพียงพอ

สำหรับแต่ละชุดข้อมูลการสั่นไหวของพื้นดินซึ่งประกอบด้วยความเร่งของพื้นดินในแนวราบสองทิศทาง ให้คำนวณสเปกตรัม SRSS ซึ่งเป็นค่ารากที่สองของผลรวมของค่ายกกำลัง

สอง (Square root of sum of squares) ของสเปกตรัมผลตอบสนองสำหรับสองทิศทางนั้น สำหรับอัตราส่วนความหน่วงเท่ากับ 5% ความเร่งของพื้นดินทั้งสองทิศทางในแต่ละชุดต้องถูกคูณปรับค่าด้วยค่าคงที่เดียวกัน โดยการคูณปรับค่าจะต้องทำให้ค่าเฉลี่ยของสเปกตรัม SRSS มีค่าไม่น้อยกว่า 1.17 เท่าของสเปกตรัมสำหรับออกแบบที่ทุกคาบการสั่นระหว่าง  $0.2T$  ถึง  $1.5T$  โดยที่  $T$  คือ คาบการสั่นพื้นฐานของโครงสร้างในทิศทางที่ทำการวิเคราะห์

### 3.2 ศึกษาการออกแบบเชิงสมรรถนะ (Performance based design)

การออกแบบเชิงสมรรถนะ (Performance based design) เป็นแนวคิดใหม่ซึ่งพัฒนาขึ้นมาตามการออกแบบเชิงปฏิบัติ จากการตรวจสอบสมรรถนะของอาคารที่รับแผ่นดินไหวในอดีต และการพัฒนาเครื่องมือในการคำนวณวิเคราะห์ที่มีประสิทธิภาพขึ้น โดยสามารถนำไปใช้ในการประเมินสมรรถนะของโครงสร้างเดิมเพื่อทำการเสริมกำลัง และยังสามารถนำมาใช้ในการออกแบบโครงสร้างใหม่ได้เช่นกัน

มาตรฐานอาคารโดยทั่วไปจะระบุข้อกำหนดสำหรับกำลังและสติเฟ่นน้อยที่สุดที่ต้องการเพื่อความปลอดภัยของชีวิตผู้ใช้งาน แม้ว่าวิธีการนี้จะทำให้ได้อาคารที่มีสมรรถนะในระดับหนึ่ง แต่เนื่องจากไม่ได้พิจารณาถึงสมรรถนะของโครงสร้างที่ถูกออกแบบทำให้ไม่รู้ว่าโครงสร้างที่ได้มีความสามารถดีเพียงใดในการรับแรงแผ่นดินไหวที่มากกระทำ

#### 3.2.1 ระดับสมรรถนะอาคาร

ระดับสมรรถนะของอาคารจำแนกได้ 4 ระดับคือระดับอาคารปฏิบัติงานได้ (Operational level) ระดับเข้าใช้อาคารได้ทันที (Immediate occupancy level - IO) ระดับปลอดภัยต่อชีวิต (Life safety level - LS) และระดับป้องกันการพังทลาย (Collapse prevention level - CP) โดยที่แต่ละระดับสมรรถนะสามารถนิยามได้ดังนี้

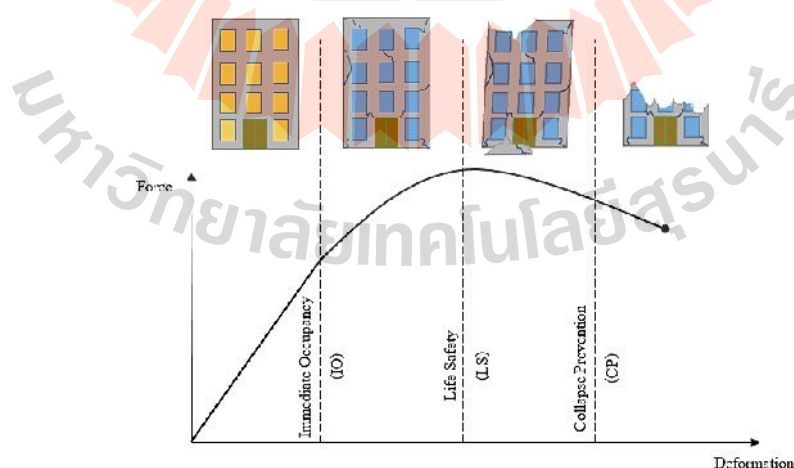
(1) ระดับอาคารปฏิบัติงานได้หมายถึงระดับสมรรถนะอาคารที่ขึ้นส่วน โครงสร้างมีระดับสมรรถนะ โครงสร้างแบบเข้าใช้อาคารได้ทันทีดังนิยามคือ ระดับสมรรถนะ โครงสร้างแบบปลอดภัยต่อชีวิตระดับสมรรถนะ โครงสร้างแบบปลอดภัยต่อชีวิตหมายถึงสถานะความเสียหายของโครงสร้างภายหลังเหตุการณ์แผ่นดินไหวซึ่งอาคารมีขึ้นส่วน โครงสร้างที่เกิดความเสียหายเป็นนัยสำคัญโดยไม่มีเศษวัตถุร่วงหล่นลงมาแต่ยังคงกำลังความต้านทานเพียงพอแก่การป้องกันการพังทลายบางส่วนหรือทั้งหมดทั้งนี้ความเสี่ยงโดยรวมต่อการบาดเจ็บที่อาจถึงขั้นสูญเสียชีวิตอันเนื่องมาจากความเสียหายของโครงสร้าง ในขณะที่ส่วนที่ไม่ใช่โครงสร้างเกิดความเสียหายน้อยมากโดยอาคารมีสภาพสามารถใช้งานได้ตามปกติแต่อาจไม่ได้เต็มที่อยู่ต้องพึ่งระบบฉุกเฉินเช่นระบบ

ไฟฟ้าและระบบสาธารณูปโภคสำรองจัดเป็นระดับสมรรถนะอาคารที่มีความเสี่ยงต่อการสูญเสียชีวิตและทรัพย์สินในระดับต่ำที่สุด

(2) ระดับเข้าใช้อาคารได้ทันทีหมายถึงระดับสมรรถนะอาคารที่ชิ้นส่วนโครงสร้างมีระดับสมรรถนะ โครงสร้างแบบเข้าใช้อาคารได้ทันที ในขณะที่ส่วนที่ไม่ใช่โครงสร้างเกิดความเสียหายเล็กน้อยอาคารมีสภาพที่สามารถกลับเข้าใช้งานได้อย่างปลอดภัยทันทีหลังเกิดแผ่นดินไหวแม้ว่าระบบต่าง ๆ ที่ไม่เกี่ยวข้องกับโครงสร้างอาจใช้งานไม่ได้ เช่น เครื่องจักรเกิดการขัดข้องเนื่องจากชิ้นส่วนภายในชำรุดระบบไฟฟ้ากำลังมีปัญหาในการจ่ายไฟเป็นต้นแม้ว่าอาคารมีสภาพใช้อู่อาศัยงานได้ทันทีแต่อาจมีความจำเป็นต้องดำเนินการซ่อมแซมและบูรณะระบบต่าง ๆ ที่ได้รับความเสียหายก่อนกลับเข้าใช้งานตามปกติจัดเป็นระดับสมรรถนะอาคารที่มีความเสี่ยงต่อการสูญเสียชีวิตและทรัพย์สินในระดับที่ต่ำมาก

(3) ระดับปลอดภัยต่อชีวิตหมายถึงระดับสมรรถนะอาคารที่ชิ้นส่วน โครงสร้างมีระดับสมรรถนะ โครงสร้างแบบปลอดภัยต่อชีวิต ซึ่งจำเป็นต้องทำการซ่อมแซมและบูรณะอาคารค่อนข้างมากก่อนกลับเข้าใช้งานได้ตามปกติเป้าหมายระดับนี้จัดว่ามีความเสี่ยงต่อการสูญเสียชีวิตและทรัพย์สินในระดับต่ำ

(4) ระดับป้องกันการพังทลายเป็นระดับสมรรถนะที่เกิดความเสียหายโดยรวมที่รุนแรงมากแต่สามารถทำการอพยพเพื่อหลีกเลี่ยงการเสียชีวิตของผู้ใช้อาคารส่วนใหญ่ได้เนื่องจากอาคารยังไม่พังทลายแต่อาจมีความเสี่ยงต่อการสูญเสียชีวิตของผู้ใช้อาคารบางส่วนเนื่องจากการพังทลายของชิ้นส่วนที่ไม่ใช่โครงสร้าง



รูปที่ 3.1 การระบุสมรรถนะของอาคารตามความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำกับการเสียรูป (กรมโยธาธิการและผังเมือง กระทรวงมหาดไทย, 2557)



### 3.2.2 การกำหนดเป้าหมายระดับสมรรถนะของอาคาร

การกำหนดเป้าหมายความมั่นคงแข็งแรงของอาคารในมาตรฐาน มยผ. 1303-57 (กรมโยธาธิการและผังเมือง กระทรวงมหาดไทย, 2561) ขึ้นอยู่กับประเภทของอาคารรวมทั้งข้อพิจารณาด้านอื่น ๆ ประกอบ ดังนี้

(1) สำหรับอาคารทั่วไป ที่ไม่ได้ระบุในข้อ (2) ให้เสริมความแข็งแรงขั้นต่ำด้วยระดับเป้าหมายเพื่อความปลอดภัยขั้นพื้นฐาน (Basic Safety Objective, BSO) โดยที่อาคารอาจเกิดความเสียหายพอสมควร แต่ต้องไม่พังทลาย และอาคารมีสมรรถนะในระดับปลอดภัยต่อชีวิต (Life Safety Performance Level) ภายใต้แผ่นดินไหวระดับปานกลางที่มีคาบการกลับ 225 ปี ซึ่งแผ่นดินไหวระดับดังกล่าวนิยามว่า แผ่นดินไหวระดับความปลอดภัยขั้นพื้นฐาน (Basic Safety Earthquake, BSE)

(2) สำหรับอาคารสำคัญ ให้เสริมความมั่นคงแข็งแรงด้วยระดับเป้าหมายการเสริมสมรรถนะที่ดีกว่าระดับเป้าหมายเพื่อความปลอดภัยขั้นพื้นฐาน (Enhanced Rehabilitation Objective) โดยที่โครงสร้างยังคงสติเฟื่องและกำลังส่วนใหญ่ของเดิมไว้ได้ และอาคารมีสมรรถนะในระดับเข้าใช้อาคารได้ทันที (Immediate Occupancy Performance Level) เพื่อใช้งานได้ตามปกติภายใต้แผ่นดินไหวระดับความปลอดภัยขั้นพื้นฐาน (Basic Safety Earthquake, BSE) อาคารที่จัดเป็นอาคารสำคัญ มีดังนี้

a) อาคารที่จำเป็นต่อความเป็นอยู่ของสาธารณชน เช่น สถานพยาบาลที่รับผู้ป่วยใน สถานีดับเพลิง อาคารศูนย์บรรเทาสาธารณภัย อาคารศูนย์สื่อสาร ท่าอากาศยาน โรงไฟฟ้า โรงผลิตและเก็บน้ำประปา เป็นต้น

b) สถานศึกษาที่รับนักเรียนหรือนักศึกษาได้ตั้งแต่สองร้อยห้าสิบคนขึ้นไป

c) อาคารเก็บวัตถุอันตราย เช่น วัตถุระเบิด วัตถุไวไฟ วัตถุมีพิษ วัตถุแก๊มมันตรังสี หรือวัตถุที่ระเบิดได้

(3) ในกรณีที่มีข้อจำกัดด้านการปฏิบัติ หรือเหตุผลสำคัญอย่างอื่น อาจเสริมความมั่นคงแข็งแรงของโครงสร้างอาคารด้วยระดับเป้าหมายอย่างจำกัด (Limited Rehabilitation Objective) โดยมีเป้าหมายสมรรถนะการเสริมกำลังต่ำกว่าระดับ BSO กล่าวคือการเสริมความมั่นคงแข็งแรงของโครงสร้างอาคารด้วยระดับเป้าหมายอย่างจำกัดนี้ อาจเสริมความมั่นคงแข็งแรงโดยพิจารณาภัยแผ่นดินไหวที่รุนแรงน้อยกว่า BSE หรือทำการเสริมความมั่นคงแข็งแรงของโครงสร้างอาคารเพียงบางส่วน ทั้งนี้ภายหลังทำการเสริมความมั่นคงแข็งแรงแล้ว โครงสร้างอาคารต้องเป็นไปตามข้อกำหนดดังนี้

a) การเสริมความมั่นคงแข็งแรงของโครงสร้างอาคารต้องไม่ส่งผลให้ระดับสมรรถนะของอาคารลดลงจากของเดิม

b) การเสริมความมั่นคงแข็งแรงของโครงสร้างอาคารต้องไม่ส่งผลทำให้อาคารภายหลังจากการเสริมความมั่นคงแข็งแรงแล้ว มีความไม่สม่ำเสมอของโครงสร้าง (Structural irregularity) มากขึ้น

c) การเสริมความมั่นคงแข็งแรงของโครงสร้างอาคารต้องไม่ส่งผลให้เกิดแรงเพิ่มขึ้นในชิ้นส่วนอาคารเดิมที่ไม่มีกำลังต้านทานผลจากแผ่นดินไหวได้เพียงพอ

d) สำหรับชิ้นส่วนที่ก่อสร้างขึ้นมาใหม่หรือใช้เสริมความแข็งแรง ต้องมีรายละเอียดการก่อสร้างและทำการยึดต่อกับโครงสร้างเดิมตามข้อกำหนดที่เกี่ยวข้อง

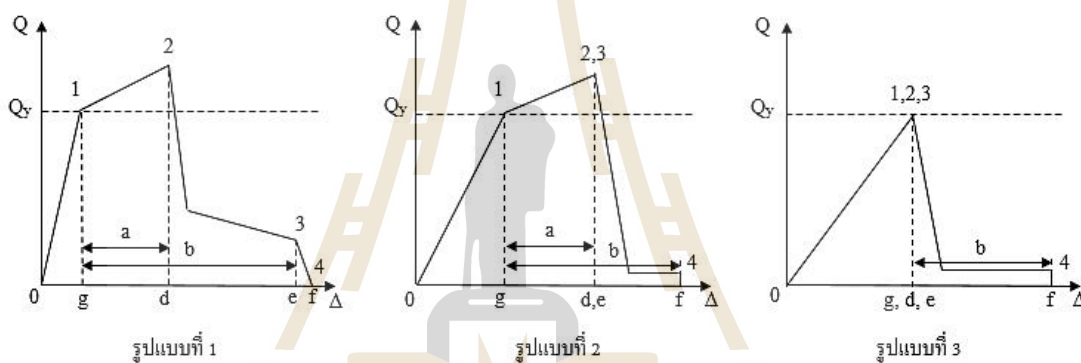
ดังนั้น จากมาตรฐาน มยผ. 1303-57 (กรมโยธาธิการและผังเมือง กระทรวงมหาดไทย, 2561) การกำหนดเป้าหมายความมั่นคงแข็งแรงของอาคารเพื่อต้านทานแผ่นดินไหว อาคารที่ทำการศึกษานี้จัดอยู่ในกลุ่มอาคารทั่วไป ให้เสริมความมั่นคงแข็งแรงขั้นต่ำด้วยระดับเป้าหมายเพื่อความปลอดภัยขั้นพื้นฐาน (Basic safety objective, BSO) โดยที่อาคารอาจเกิดความเสียหายพอสมควร แต่ต้องไม่พังทลาย และอาคารมีสมรรถนะในระดับปลอดภัยต่อชีวิต (Life safety performance level) ภายใต้อิทธิพลของแผ่นดินไหวระดับปานกลางที่มีคาบการกลับ 225 ปี ซึ่งแผ่นดินไหวระดับดังกล่าวนิยามว่า แผ่นดินไหวระดับความปลอดภัยขั้นพื้นฐาน (Basic safety earthquake, BSE)

### 3.2.3 พฤติกรรมของชิ้นส่วน

ในการประเมินองค์อาคารจะจำแนกองค์อาคารเป็น องค์อาคารที่มีพฤติกรรมที่ถูกควบคุมโดยการเสีรูป หรือองค์อาคารที่มีพฤติกรรมที่ถูกควบคุมโดยแรง ซึ่งพิจารณาจากความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเสีรูปของชิ้นส่วนแสดงดังรูปที่ 3.2 ในรูปแบบที่ 1 ซึ่งเป็นลักษณะของชิ้นส่วนที่พฤติกรรมแบบเหนียว โดยมีช่วงยืดหยุ่น (Elastic range) จากจุดเริ่มต้น (0) ถึงจุดที่ 1 ตามด้วยช่วงพลาสติก (Plastic range) จากจุดที่ 1 ถึงจุดที่ 3 ทั้งนี้ชิ้นส่วนยังมีกำลังคงค้างที่มีค่าไม่อาจละเลยได้ (Non-negligible residual strength) และสามารถรับน้ำหนักบรรทุกจากแรงโน้มถ่วงที่ชิ้นส่วนแบกรับไว้ได้ ณ สถานะจุดที่ 3 ช่วงพลาสติกประกอบด้วยช่วงที่วัสดุมีพฤติกรรมความเครียดแข็งเพิ่มขึ้น (Strain-hardening range) หรือความเครียดอ่อนลง (Strain-softening range) จากจุดที่ 1 ถึงจุดที่ 2 และช่วงการเสื่อมลดของกำลัง (Strain-degraded range) จากจุดที่ 2 ถึง 3 หากชิ้นส่วนหลักมีพฤติกรรมดังรูปแบบที่ 1 ให้จัดว่ามีพฤติกรรมที่ถูกควบคุมโดยการเสีรูปสำหรับทุกกรณีของอัตราส่วน  $e/g$  ที่เกิดขึ้น

ความสัมพันธ์รูปแบบที่ 2 มีลักษณะเหมือนกันกับรูปแบบที่ 1 จากช่วงเริ่มต้นจนถึงจุดที่ 2 แต่แตกต่างกันเมื่อเลยจุดที่ 2 ขึ้นส่วนเกิดการสูญเสียกำลังและความสามารถในการแบกรับน้ำหนักบรรทุกเนื่องจากแรงโน้มถ่วง หากการเสียรูปของชิ้นส่วนใด ๆ (ทั้งชิ้นส่วนหลักและชิ้นส่วนรอง) ในช่วงพลาสติกมีค่ามากตามเงื่อนไข  $e_u \geq 2g$  จัดว่าชิ้นส่วนนั้นมีพฤติกรรมที่ถูกควบคุมโดยการเสียรูป มิเช่นนั้นชิ้นส่วนนั้นให้จัดว่ามีพฤติกรรมที่ถูกควบคุมโดยแรง

ชิ้นส่วนหลักและชิ้นส่วนรองจัดว่ามีพฤติกรรมที่ถูกควบคุมโดยแรง หากมีความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเสียรูปดังรูปแบบที่ 3 โดยมีช่วงยืดหยุ่นจากจุดเริ่มต้นถึงจุดที่ 1 และชิ้นส่วนสูญเสียทั้งกำลังและความสามารถในการแบกรับน้ำหนักบรรทุกจากแรงโน้มถ่วงหลังจากจุดที่ 1



รูปที่ 3.2 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเสียรูปของชิ้นส่วน (กรมโยธาธิการและผังเมือง กระทรวงมหาดไทย, 2557)

### 3.3 คุณสมบัติของวัสดุและแรงกระทำต่อโครงสร้าง

#### 3.3.1 คุณสมบัติของวัสดุ

การศึกษานี้เป็นการจำลองอาคารคอนกรีตสำเร็จรูปที่มีเฉพาะผนังโครงสร้าง (Structural wall) ซึ่งเป็นโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก ในการทำแบบจำลองเพื่อศึกษาพฤติกรรมของโครงสร้างจำเป็นต้องกำหนดคุณสมบัติวัสดุที่ใช้ให้เหมาะสมกับค่าที่แท้จริง โดยในการศึกษานี้คุณสมบัติของวัสดุที่ต้องคำนึงถึง ได้แก่ คอนกรีต และเหล็กเสริม ดังตารางที่ 3.1

ตารางที่ 3.1 คุณสมบัติของวัสดุ

Grade of Concrete	C300
Concrete Compressive Strength ( $f'_c$ )	30 MPa
Grade of Steel	SD40
Yield Strength ( $F_y$ )	392.40 MPa
Tensile Strength ( $F_u$ )	559.17 MPa

### 3.3.1.1 คอนกรีต

คุณสมบัติที่สำคัญของคอนกรีตที่มีผลต่อการศึกษาได้แก่ โมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีต ( $E_c$ ) ซึ่งเป็นตัวแสดงถึงความต้านทานต่อการเสียรูปของคอนกรีตเมื่อมีน้ำหนักหรือแรงกดอัดกระทำโดยจะมีค่าแปรเปลี่ยนตามกำลังและหน่วยน้ำหนักของคอนกรีต ACI 318-95 (American concrete institute, 1995) ได้กำหนดความสัมพันธ์เพื่อหาโมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีตดังนี้

$$E_c = w_c^{1.5} 0.043 \sqrt{f'_c} \quad (3.1)$$

โดยที่

$w_c$  มีหน่วยเป็น  $\text{kg/m}^3$

สำหรับคอนกรีตมวลธรรมดาโมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีตจะเท่ากับ

$$E_c = 4730 \sqrt{f'_c} \quad (3.2)$$

### 3.3.1.2 เหล็กเสริม

สำหรับเหล็กเสริมทุกชั้นคุณภาพจะมีค่าโมดูลัสยืดหยุ่น ( $E_s$ ) ค่อนข้างคงที่เท่ากับ  $2.04 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$  และกำลังรับแรงดึงที่จุดคราก ( $f_y$ ) และกำลังรับแรงดึงสูงสุด จะแปรผันตามชั้นคุณภาพ ดังแสดงในตารางที่ 3.2

ตารางที่ 3.2 คุณสมบัติทางกลของเหล็กเสริม (ช่อวิเชียร, 2540)

ชนิดของเหล็กเสริม	ชั้นคุณภาพ	กำลังจุดคราก (kg/cm <sup>2</sup> ) ไม่น้อยกว่า	กำลังดึงประลัย (kg/cm <sup>2</sup> ) ไม่น้อยกว่า
เหล็กกลมเรียบ	SR 24	2,400	3,900
เหล็กข้ออ้อย	SD 30	3,000	4,900
	SD 40	4,000	5,700
	SD 50	5,000	6,300

เพื่อคำนึงผลของกำลังครากที่แท้จริงของเหล็กเสริมจึงพิจารณากำลัง ณ จุดครากของเหล็กเสริมร่วมกับ Over strength factor (Kiattivissanchai, 2001) ของเหล็กตามคุณภาพชั้นดังนี้ Over strength factor เท่ากับ 1.45 กรณี SR24 1.30 กรณี SD30 และ 1.15 กรณี SD40 ค่าปรับแก้ดังกล่าวพิจารณาจากผลการทดสอบกำลัง ณ จุดครากของเหล็กเสริม ซึ่งผลการทดสอบแสดงดังตารางที่ 3.3

ตารางที่ 3.3 กำลัง ณ จุดครากที่แท้จริงของเหล็กเสริมที่ผลิตภายในประเทศไทย (Kiattivissanchai, 2001)

ชนิดของเหล็กเสริม	กำลังจุดครากระบุ (kg/cm <sup>2</sup> )	กำลัง ณ จุดครากที่แท้จริงของเหล็กเสริม							
		AIT		Limpsuwon		Suriyawong Et al.		ค่าที่แนะนำ โดย Kiattivissanchai	
		ค่าเฉลี่ย	%สูง กว่า	ค่าเฉลี่ย	%สูง กว่า	ค่าเฉลี่ย	%สูง กว่า	ค่าเฉลี่ย	%สูง กว่า
SR24	2,400	3,600	50	3,456	44	3,616	51	3,480	45
SD30	3,000	3,870	29	3,930	31	3,806	27	3,900	30
SD40	4,000	4,800	20	4,600	15	4,851	21	4,600	15

### 3.3.2 แรงกระทำในแนวดิ่ง

ในการวิเคราะห์ความสามารถด้านทานแรงแผ่นดินไหวของโครงสร้างจำเป็นต้องพิจารณาแรงกระทำในแนวดิ่ง (Gravity load) ควบคู่ไปกับแรงกระทำด้านข้าง (Lateral load) ตลอดการวิเคราะห์ โดยแรงกระทำในแนวดิ่งเกิดจากน้ำหนักของตัวโครงสร้างเองซึ่งทั่วไป ความหนาแน่นของคอนกรีตมีค่าเท่ากับ  $2,400 \text{ kg/m}^3$  และน้ำหนักของกำแพงก่ออิฐครึ่งแผ่นและเต็มแผ่นมีค่าเท่ากับ  $90$  และ  $180 \text{ kg/m}^2$  รวมกับน้ำหนักบรรทุกจรที่โครงสร้างต้องรับขณะเกิดแผ่นดินไหว ซึ่งผลการสำรวจน้ำหนักบรรทุกจรขณะเกิดแผ่นดินไหวของ ATC-40 พบว่าค่าน้ำหนักบรรทุกจรที่ได้ต่ำกว่าค่าน้ำหนักบรรทุกจรที่ออกแบบไว้ เมื่อเปรียบเทียบกับค่าน้ำหนักบรรทุกจรที่เสนอโดย ATC-40 กับค่าน้ำหนักบรรทุกจรออกแบบตามมาตรฐานของ Uniform building code (UBC) พบว่าค่าที่เสนอโดย ATC-40 สำหรับกรณีน้ำหนักบรรทุกจรของทุกห้องมีค่าประมาณ 45% (Kiattivissanachai, 2001) ของค่าตามมาตรฐาน UBC ดังนั้นค่าเปอร์เซ็นต์ดังกล่าวจะถูกนำมาปรับใช้กับค่าน้ำหนักบรรทุกจรออกแบบตามมาตรฐานของวิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทยเพื่อให้ได้ค่าน้ำหนักบรรทุกจรที่เหมาะสมกับประเทศไทย ค่าน้ำหนักบรรทุกจรของทั้งสามกรณีแสดงดังตารางที่ 3.4

ตารางที่ 3.4 น้ำหนักบรรทุกจรสำหรับอาคารประเภทต่าง ๆ

ประเภทอาคาร	น้ำหนักบรรทุกขณะเกิดแผ่นดินไหว <sup>1</sup>	น้ำหนักบรรทุกจรออกแบบ	
	ATC-40 (N/m <sup>2</sup> )	UBC 1997 <sup>2</sup> (N/m <sup>2</sup> )	ว.ส.ท. 2540 <sup>3</sup> (N/m <sup>2</sup> )
สำนักงาน	651	2,394	2,452
ห้องโถง	450	2,394	2,942
ห้องประชุม	531	2,394	3,922
ห้องเก็บเอกสารและพัสดุ	2,092	4,788	4,903
คลังสินค้า	1,384	4,788	4,903
ห้องสมุด	1,657	2,873	3,922
ทุกห้อง	852	1,916	1,962

<sup>1</sup>Tabulated loads represent mean load plus one standard deviation (Culver, 1976)

<sup>2</sup>Uniform Building Code

<sup>3</sup>วิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทย

### 3.3.3 แรงกระทำด้านข้าง

วิธีแรงสถิตเทียบเท่าเริ่มจากการคำนวณหาค่าแรงสถิตเทียบเท่าในรูปของแรงเฉือนที่ฐานอาคาร (Seismic base shear,  $V$ ) จากนั้นจึงกระจายแรงไปยังชั้นต่าง ๆ ของอาคาร แรงที่เกิดขึ้นภายในองค์อาคารต่าง ๆ เนื่องจากแรงสถิตเทียบเท่าที่กระทำร่วมกับน้ำหนักบรรทุกทุกในแนวตั้งของอาคารจะเป็นแรงที่เหมาะสมสำหรับการนำไปใช้ออกแบบกำลังต้านทานขององค์อาคารเหล่านี้ และใช้หาค่าการเคลื่อนตัว นอกจากนี้ค่าการเคลื่อนตัวของโครงสร้างเนื่องจากแรงสถิตเทียบเท่า เมื่อถูกนำไปปรับแก้ด้วยตัวประกอบขยายค่าการโก่งตัว จะเป็นค่าการเคลื่อนตัวและการโก่งตัวสูงสุดที่จะเกิดขึ้นเนื่องจากแผ่นดินไหวสำหรับการออกแบบ

#### 1. แรงเฉือนที่ฐานอาคาร

แรงเฉือนที่ฐานอาคาร (Seismic base shear,  $V$ ) คำนวณจาก

$$V = C_s W \quad (3.3)$$

โดยที่  $C_s$  คือ สัมประสิทธิ์ผลตอบสนองแรงแผ่นดินไหว

$W$  คือ น้ำหนักโครงสร้างประสิทธิผลของอาคาร

การคำนวณค่าสัมประสิทธิ์ผลตอบสนองแรงแผ่นดินไหว

สัมประสิทธิ์ผลตอบสนองแรงแผ่นดินไหว ( $C_s$ ) คำนวณจาก

$$C_s = S_a \left( \frac{I}{R} \right) \quad (3.4)$$

โดยที่  $S_a$  คือ ค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมสำหรับการออกแบบ ที่คาบการสั่นพื้นฐาน ของอาคาร ( $T$ )

$R$  คือ ตัวประกอบปรับผลตอบสนอง

$I$  คือ ตัวประกอบความสำคัญของอาคาร

$C_s$  คือ จะต้องมามีค่าไม่น้อยกว่า 0.01

## 2. การคำนวณค่าคาบการสั่นพื้นฐาน

ค่าคาบการสั่นพื้นฐาน (Fundamental period,  $T$ ) ในทิศทางแกนหลักของอาคาร สามารถคำนวณได้โดยวิธีดังต่อไปนี้

วิธี ก.

คาบการสั่นพื้นฐาน (หน่วยเป็นวินาที) สามารถคำนวณจากสูตรการประมาณค่าดังนี้

- อาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก

$$T = 0.02H \quad (3.5)$$

- อาคารโครงสร้างเหล็ก

$$T = 0.03H \quad (3.6)$$

โดยที่  $H$  คือ ความสูงของอาคารวัดจากพื้นดิน มีหน่วยเป็นเมตร

วิธี ข.

คาบการสั่นพื้นฐาน (หน่วยเป็นวินาที) สามารถคำนวณได้จากลักษณะการกระจายมวล (หรือน้ำหนัก) ภายในอาคาร และสติเฟนสของระบบโครงสร้างต้านแรงด้านข้างของอาคาร ด้วยวิธีการวิเคราะห์ที่เหมาะสม และค่าคาบการสั่นพื้นฐานที่คำนวณได้จากวิธี ข. จะต้องไม่เกิน 1.5 เท่าของค่าที่คำนวณได้จากวิธี ก. ค่าคาบการสั่นพื้นฐาน อาจคำนวณจากสมการดังนี้

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (w_i u_i^2)}{g \sum_{i=1}^n (F_i u_i)}} \quad (3.7)$$

โดยที่  $F_i$  คือ แรงสถิติเทียบเท่าที่กระทำต่อชั้นที่  $i$  (นิวตัน)

$u_i$  คือ การเคลื่อนตัวในแนวราบของอาคารที่ชั้นที่  $i$  ไม่รวมผลของการบิด ณ ตำแหน่งศูนย์กลางมวลของชั้นที่เกิดจากแรงสถิติเทียบเท่า

$g$  คือ ความเร่งเนื่องจากแรงโน้มถ่วงโลก (เมตร/วินาที<sup>2</sup>)



$n$  คือ จำนวนชั้นของอาคาร

$w_i$  คือ น้ำหนักโครงสร้างประสิทธิผลของชั้นที่  $i$  (นิวตัน)

3. การกระจายแรงเฉือนที่ฐานเป็นแรงกระทำทางด้านข้างต่ออาคารในชั้นต่าง ๆ แรงสถิตเทียบเท่าที่กระทำต่ออาคาร ณ ชั้นใด ๆ ในแนวราบ ( $F_x$ ) คำนวณจาก

$$F_x = C_{vx} V \quad (3.8)$$

และ

$$C_{vx} = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k} \quad (3.9)$$

โดยที่  $C_{vx}$  คือ ตัวประกอบการกระจายในแนวดิ่ง  
 $w_i, w_x$  คือ น้ำหนักโครงสร้างประสิทธิผลของชั้น  $i$  และ  $x$  ตามลำดับ  
 $h_i, h_x$  คือ ความสูงที่ระดับชั้น  $i$  และ  $x$  ตามลำดับ  
 $k$  คือ ค่าสัมประสิทธิ์ที่กำหนดรูปแบบการกระจายแรง ซึ่งมีค่าดังนี้

$$k = 1.0 \quad \text{เมื่อ } T \leq 0.5 \text{ วินาที}$$

$$k = 1 + \frac{T - 0.5}{2} \quad \text{เมื่อ } 0.5 < T < 2.5 \text{ วินาที}$$

$$k = 2.0 \quad \text{เมื่อ } T \geq 2.5 \text{ วินาที}$$

4. การกระจายแรงเฉือนในแนวราบ

แรงเฉือน ณ ชั้นใด ๆ ของอาคารที่เกิดจากแรงสถิตเทียบเท่า ( $V_x$ ) ให้คำนวณ

จาก

$$V_x = \sum_{i=x}^n F_i \quad (3.10)$$

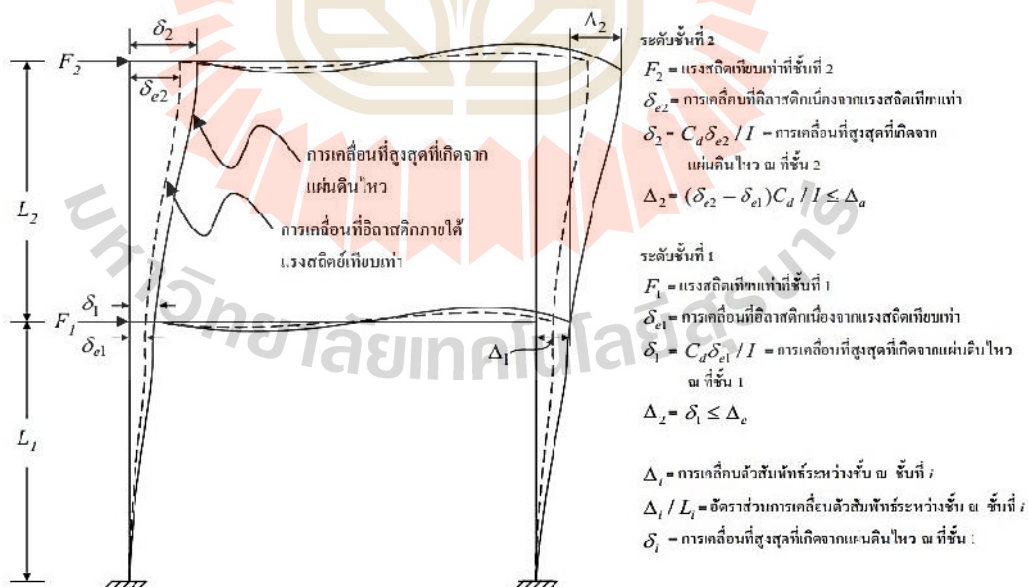
แรงเฉือน ณ ชั้นใด ๆ ( $V_x$ ) จะกระจายแรงไปยังองค์อาคารแนวตั้งที่เป็นส่วนของโครงสร้างต้านแรงด้านข้างในชั้นที่พิจารณาตามสัดส่วนสถิติในสัดส่วนข้างขององค์อาคารเหล่านั้น

### 5. การคำนวณค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้น

ค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นที่เกิดจากแผ่นดินไหวสำหรับออกแบบ (Design story drift,  $\Delta$ ) คำนวณจาก ผลต่างระหว่างการเคลื่อนตัวในแนวราบที่จุดศูนย์กลางมวลของชั้นบนและชั้นล่างที่พิจารณาดังรูปที่ 3.3 โดยที่การเคลื่อนตัวในแนวราบที่ศูนย์กลางมวลของชั้นใด ๆ ( $u_x$ ) คำนวณจาก

$$u_x = \frac{C_d u_{xe}}{I} \tag{3.11}$$

- โดยที่  $C_d$  คือ ตัวประกอบขยายค่าการโก่งตัว  
 $u_{xe}$  คือ ค่าการเคลื่อนตัวในแนวราบที่จุดศูนย์กลางมวลของชั้น  $x$  เนื่องจากแรงสถิติเทียบเท่าที่ได้จากการวิเคราะห์โครงสร้างสำหรับระบบอีลาสติก  
 $I$  คือ ตัวประกอบความสำคัญของอาคาร



รูปที่ 3.3 การพิจารณาค่าการเคลื่อนที่ด้านข้างของชั้นอาคาร (กรมโยธาธิการและผังเมือง กระทรวงมหาดไทย, 2561)

### 3.4 แบบจำลองของโครงสร้าง

#### 3.4.1 แบบจำลองฐานราก

ในการวิเคราะห์โครงสร้างเพื่อการออกแบบต้านทานแผ่นดินไหวแบบจำลองฐานรากสามารถกำหนดให้เป็นแบบฐานยึดแน่น (Fixed base) อย่างไรก็ตามในกรณีที่วิศวกรผู้ออกแบบพิจารณาว่าควรคำนึงถึงความยืดหยุ่นของฐานราก (Foundation flexibility) การสร้างแบบจำลองฐานรากจะต้องพิจารณาถึงการตรวจสอบกำลังต้านทานแรงเฉือนของเสาตอม่อและเสาเข็ม

#### 3.4.2 น้ำหนักโครงสร้างประสิทธิผล

น้ำหนักโครงสร้างประสิทธิผลคือน้ำหนักบรรทุกทุกแนวตั้งของอาคารที่ต้องนำมาพิจารณาในการวิเคราะห์ห้ออกแบบโครงสร้างต้านทานแผ่นดินไหว

น้ำหนักโครงสร้างประสิทธิผลจะต้องรวมน้ำหนักบรรทุกคงที่ทั้งหมดของอาคารและน้ำหนักบรรทุกประเภทอื่น ๆ ดังต่อไปนี้

(1) ร้อยละ 25 ของน้ำหนักบรรทุกจร (Floor live load) สำหรับอาคารที่ใช้เก็บพัสดุ ยกเว้นในกรณีที่น้ำหนักจากพัสดुरวมแล้วมีค่าไม่ถึงร้อยละ 5 ของน้ำหนักประสิทธิผลในชั้นที่พิจารณาในกรณีของอาคารจอดรถยนต์ไม่จำเป็นต้องคำนึงถึงน้ำหนักในข้อนี้

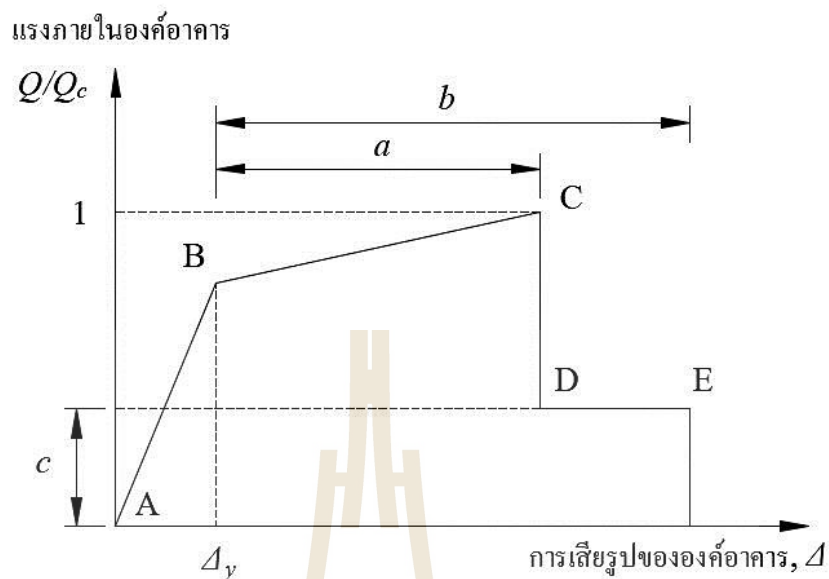
(2) น้ำหนักของผนังอาคารและผนังกันห้องต่าง ๆ หรือน้ำหนักบรรทุกเทียบเท่าจากน้ำหนักของผนังอาคารที่กระจายลงพื้นที่ทั่วทั้งชั้นอย่างน้อย 480 นิวตันต่อตารางเมตรโดยให้เลือกใช้ค่าที่มากกว่า

(3) น้ำหนักของเครื่องมือเครื่องจักรและอุปกรณ์ซึ่งติดตั้งถาวรในอาคาร

(4) น้ำหนักของวัสดุและส่วนประกอบต่าง ๆ ที่อยู่บนชั้นหลังคาหรือบริเวณอื่นในอาคาร

#### 3.4.3 แบบจำลองอาคาร

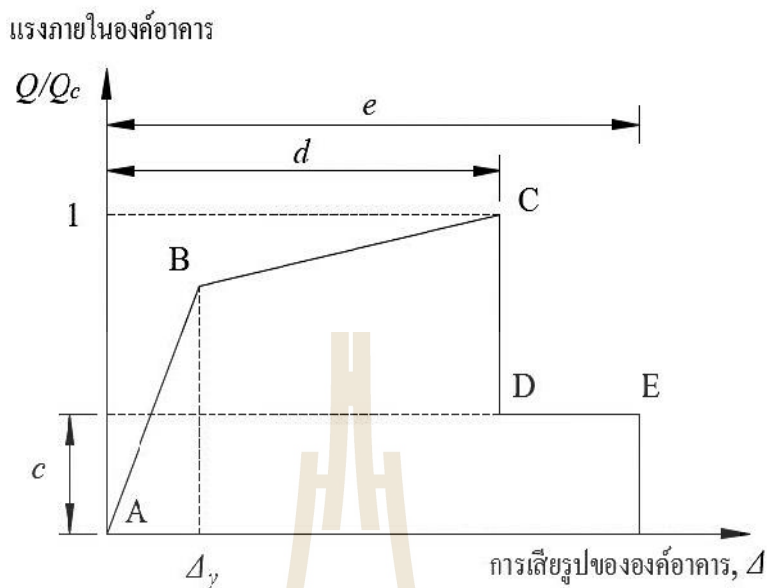
พฤติกรรมขององค์อาคารจะถูกจำลองด้วยความสัมพันธ์ของ Load-Deformation ในลักษณะไรเชิงเส้น (Nonlinear) โดยความสัมพันธ์ดังกล่าวอาจแทนได้ด้วยกราฟเส้นตรงดังรูปที่ 3.4 โดยที่  $Q_c$  คือ กำลังต้านทานแรงกระทำด้านข้างขององค์อาคาร และ  $Q$  คือ แรงกระทำด้านข้างอันเนื่องมาจากแผ่นดินไหว



รูปที่ 3.4 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเสียรูปขององค์อาคาร (กรมโยธาธิการและผังเมือง กระทรวงมหาดไทย, 2557)

ในรูปดังกล่าวองค์อาคารจะอยู่ในสภาวะไร้แรงกระทำที่จุด A และมีพฤติกรรมแบบเชิงเส้นจนถึงจุดครากขององค์อาคาร (yield point) ที่จุด B เมื่อองค์อาคารยังคงรับแรงกระทำอย่างต่อเนื่องก็จะแสดงพฤติกรรมแบบไร้เชิงเส้น (nonlinear) รวมทั้งผลของ strain hardening ขององค์อาคารจนถึงจุด C จากนั้นกำลังขององค์อาคารก็จะลดลงจากจุด C ไปสู่จุด D ซึ่งเป็นจุดเริ่มต้นของการวิบัติขององค์อาคารอันอาจเกิดเนื่องจากการวิบัติของเหล็กเสริม คอนกรีตถูกอัดแตก หรือการวิบัติเนื่องจากแรงเฉือน กำลังขององค์อาคารที่เหลืออยู่จากจุด D ไปสู่จุด E แสดงถึงพฤติกรรมขององค์อาคารที่ไม่สามารถต้านทานแรงกระทำด้านข้างได้อีกแต่ยังคงสามารถต้านทานแรงกระทำในแนวตั้ง (gravity load) ได้ จุด E คือตำแหน่งของการเสียรูปด้านข้างมากที่สุดขององค์อาคารที่สามารถเกิดขึ้นได้และเป็นขอบเขตที่องค์อาคารไม่สามารถต้านทานแรงในแนวตั้ง (gravity load) ได้อีก

พฤติกรรมขององค์อาคารที่ถูกจำลองด้วยความสัมพันธ์ของ Load-Deformation ดังรูปที่ 3.4 นั้นจะเหมาะสมกับกรณีที่มีการเสียรูปขององค์อาคารถูกวัดในรูปแบบ strain rotation และ elongation เป็นต้น แต่หากกรณีที่มีการเสียรูปขององค์อาคารถูกวัดในรูปแบบของ shear angle tangential drift ratio sliding shear displacement และ beam-column joint rotation แล้ว พฤติกรรมขององค์อาคารอาจถูกจำลองโดยความสัมพันธ์ดังรูปที่ 3.5 โดยที่ตำแหน่งต่าง ๆ ของความสัมพันธ์ยังคงแสดงพฤติกรรมเดียวกัน



รูปที่ 3.5 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเสี้ยวรูปขององค์อาคาร (กรมโยธาธิการและผังเมือง กระทรวงมหาดไทย, 2557)

### 3.4.4 ความแข็งแรงเริ่มต้นขององค์อาคาร (component initial stiffness)

ในการประเมินความต้านทานแรงกระทำด้านข้างอันเนื่องมาจากแรงแผ่นดินไหวของโครงสร้างจำเป็นต้องกระจายแรงกระทำเข้าสู่องค์อาคารต่าง ๆ ตามสัดส่วนความแข็งแรงขององค์อาคารนั้น ๆ ตามพฤติกรรมจริงขององค์อาคารซึ่งเป็นไปได้ยากในทางปฏิบัติ ทั้งนี้เนื่องจากค่าความแข็งแรงขององค์อาคารจะแปรเปลี่ยนไปตามคุณสมบัติของหน้าตัด เช่น โมเมนต์ความเฉื่อย (moment of inertia) ที่หน้าตัดใด ๆ จะเปลี่ยนไปตามขนาดและทิศทางของโมเมนต์ จำนวนเหล็กเสริมรับโมเมนต์คด และผลของหน้าตัดที่อยู่ระหว่างรอยร้าว เป็นต้น ดังนั้นค่าความแข็งแรงขององค์อาคารที่ใช้จะเป็นค่าเฉลี่ยตลอดความยาวขององค์อาคารซึ่งเป็นค่าความแข็งแรงประสิทธิผล ค่าโดยประมาณของความแข็งแรงเริ่มต้นประสิทธิผล (effective initial stiffness) ขององค์อาคารคอนกรีตเสริมเหล็กตามข้อเสนอแนะ มยพ.1303-57 แสดงดังตารางที่ 3.5

ตารางที่ 3.5 ค่าความแข็งแรงเริ่มต้นขององค์อาคาร (Component Initial Stiffness) (กรมโยธาธิการและผังเมือง กระทรวงมหาดไทย, 2557)

องค์อาคาร	Flexural Rigidity	Shear Rigidity	Axial Rigidity
คาน (ไม่อัดแรง)	$0.3E_c I_g$	$0.4E_c A_w$	-

ตารางที่ 3.5 ค่าความแข็งแรงเริ่มต้นขององค์อาคาร (Component Initial Stiffness) (กรมโยธาธิการ และผังเมือง กระทรวงมหาดไทย, 2557) (ต่อ)

องค์อาคาร	Flexural Rigidity	Shear Rigidity	Axial Rigidity
คาน (อัดแรง)	$E_c I_g$	$0.4E_c A_w$	-
เสาที่รับแรงอัดจากน้ำหนักบรรทุกเนื่องจากแรงโน้มถ่วง $0.5A_g f'_c$	$0.7E_c I_g$	$0.4E_c A_w$	$E_c A_g$
เสาที่รับแรงอัดจากน้ำหนักบรรทุกเนื่องจากแรงโน้มถ่วง $0.1A_g f'_c$ หรือเสารับแรงดึง	$0.3E_c I_g$	$0.4E_c A_w$	$E_c A_g$ (เสารับแรงอัด) $E_s A_s$ (เสารับแรงดึง)
กำแพง (ไม่มีรอยแตกร้าว)	$0.8E_c I_g$	$0.4E_c A_w$	$E_c A_g$
กำแพง (มีรอยแตกร้าว)	$0.5E_c I_g$	$0.4E_c A_w$	$E_c A_g$
พื้นไร้คาน (ไม่อัดแรง)	-	$0.4E_c A_w$	-
พื้นไร้คาน (อัดแรง)	-	$0.4E_c A_w$	-

สำหรับหน้าตัดคานรูปตัวที ให้ใช้ค่าโมเมนต์ความเฉื่อย ( $I_g$ ) เป็น 2 เท่าของโมเมนต์ความเฉื่อยของแผ่นตั้ง (Web) หากหน้าตัดคานมีรูปร่างอื่น ให้คำนวณ  $I_g$  จากความกว้างประสิทธิภาพของปีกคานอนุญาตให้ใช้การประมาณเชิงเส้นในกรณีแรงอัดในเสาอยู่ในช่วงที่กำหนดไว้ในตาราง

โดยที่  $E_c$  คือ โมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีต  
 $E_s$  คือ โมดูลัสยืดหยุ่นของเหล็กเสริม  
 $I_g$  คือ โมเมนต์ความเฉื่อย  
 $A_g$  คือ พื้นที่หน้าตัดทั้งหมด  
 $A_s$  คือ พื้นที่หน้าตัดของเหล็กเสริม  
 $A_w$  คือ พื้นที่หน้าตัดของเอว (web)

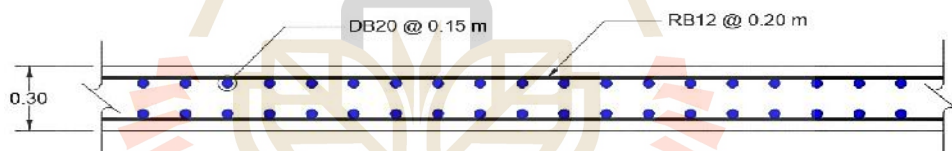
### 3.4.5 รายละเอียดโครงสร้าง

ทำการจำลองอาคารที่อยู่อาศัยคอนกรีตสำเร็จรูปสูง 10 ชั้น ที่มีเฉพาะผนังโครงสร้าง (Structural wall) ตั้งอยู่ที่จังหวัดเชียงใหม่ โดยอาคารที่ทำการจำลองจัดเป็นอาคารสูงตามกฎกระทรวงฉบับที่ 33 (พ.ศ. 2535) ออกตามพ.ร.บ. ควบคุมอาคาร พ.ศ. 2522 ข้อ 1 “อาคารสูง”

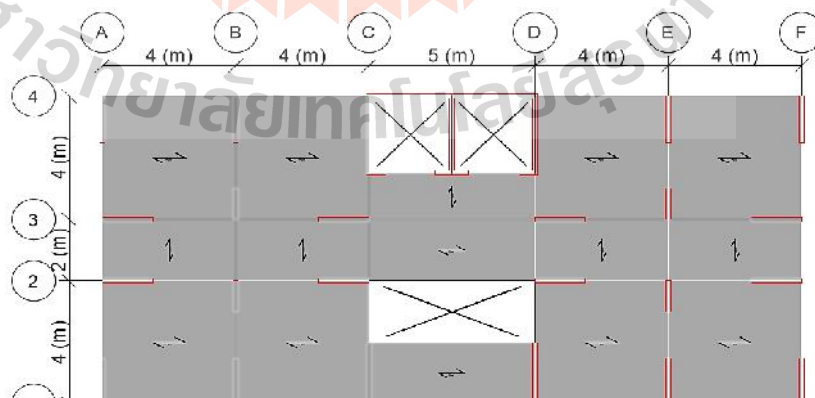
หมายถึง อาคารที่มีความสูงตั้งแต่ 23 เมตรขึ้นไป ซึ่งอาคารตั้งอยู่ในโซนที่ 2 ของแผนที่การแบ่งเขตแผ่นดินไหวของไทย โดยใช้โปรแกรม ETABS รายละเอียดของโครงสร้างแสดงในตารางที่ 3.6 รายละเอียดของผนังโครงสร้างแสดงในรูปที่ 3.6 แบบจำลองของอาคารแสดงในรูปที่ 3.7 และรูปที่ 3.8

ตารางที่ 3.6 รายละเอียดของโครงสร้าง

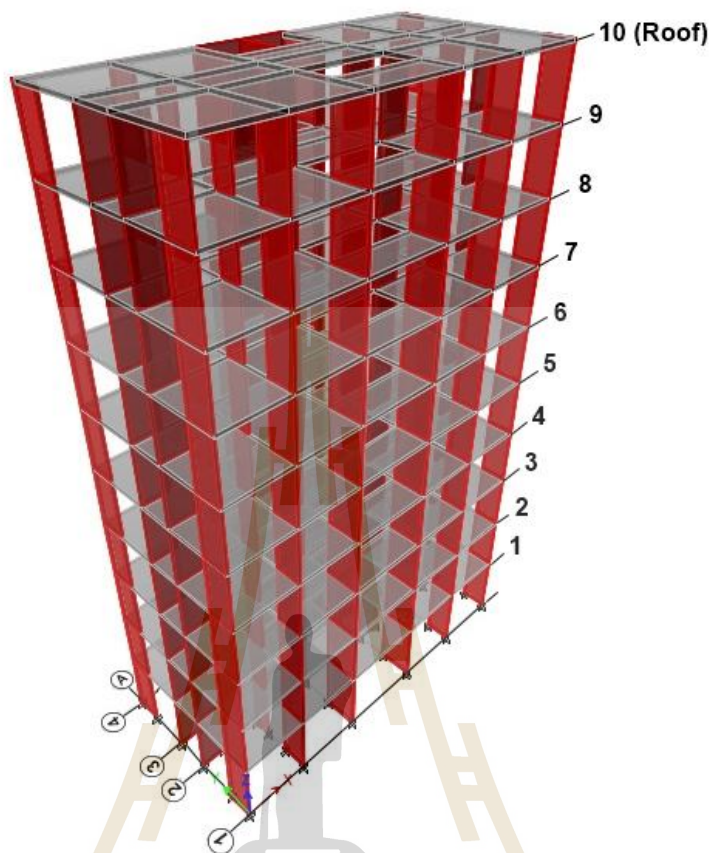
Plan dimension	10 m x 21 m
No. of storeys	10 storeys (35.5 m)
Structure	Precast Concrete Structures
Other storeys height	3.5 m
First storeys height	4.0 m
Base consideration	Fixed
Slab thickness	0.20 m
Wall thickness	0.30 m
Bar Size	DB20
Spacing	0.15 m



รูปที่ 3.6 รายละเอียดของผนังโครงสร้าง



รูปที่ 3.7 แบบแปลนของอาคารคอนกรีตสำเร็จรูป



รูปที่ 3.8 มุมมอง 3 มิติของ โครงสร้าง

### 3.5 องค์อาคาร และปัจจัยที่มีผลต่อความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวของ โครงสร้าง

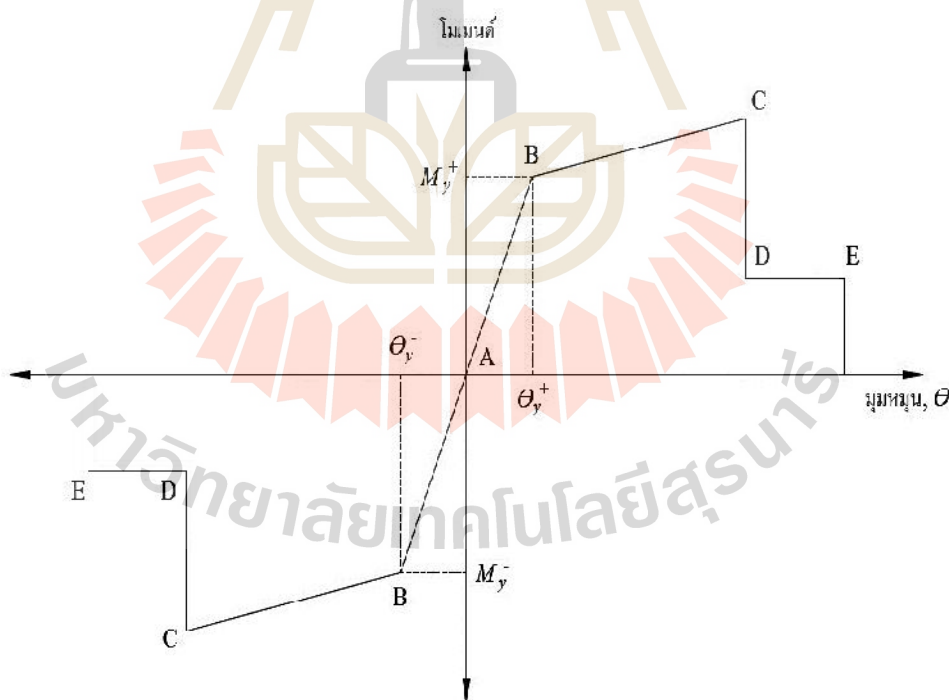
#### 3.5.1 คาน

การจำลองแบบคานคอนกรีตเสริมเหล็กจำเป็นต้องคำนึงถึงพฤติกรรมจริงของคาน ภายใต้แรงกระทำในแนวตั้งและแรงกระทำด้านข้างที่โครงสร้างต้องรับ อาทิเช่น ลักษณะของการวิบัติเนื่องจากโมเมนต์คัดหรือแรงเฉือน การลดลงของความแข็งแรงและกำลังของคาน และการกระจายซ้ำ (Redistribution) ของแรง และ โมเมนต์ในช่องอินเลาสติก คานที่จำลองโดยโปรแกรม ETABS จะมีลักษณะเป็นเส้นที่มีคุณสมบัติเชิงเส้น (Linear) ตลอดความยาวของคาน และ ประกอบด้วยจุดหมุนพลาสติกเนื่องจากโมเมนต์คัดในตำแหน่งที่มีแนวโน้มจะเกิดการวิบัติเนื่องจากโมเมนต์คัด ซึ่งในการศึกษานี้จะระบุตำแหน่งของการเกิดจุดหมุนพลาสติกเนื่องจากโมเมนต์คัดที่ปลายทั้งสองข้างของคานเพื่อแสดงพฤติกรรมดังกล่าว จุดหมุนพลาสติกดังกล่าวจะ



แสดงพฤติกรรมของโมเมนต์ดัดของคานโดยความสัมพันธ์ของ Moment-Rotation ดังแสดงในรูปที่ 3.9

ในรูปที่ 3.9 B คือจุดครากที่สัมพันธ์กับ  $M_y$  และ  $M_y$  ซึ่งเหล็กเสริมรับโมเมนต์ดัดเริ่มเกิดการคราก จุด C ระบุถึงกำลังรับโมเมนต์ดัดสูงสุดของคาน ความสามารถในการหมุนของจุดหมุนพลาสติกเนื่องจากโมเมนต์ดัดที่สภาวะ C และ E ได้จากผลการทดลองซึ่งคำนึงถึงผลของโมเมนต์ดัดและแรงเฉือนที่มีต่อคานร่วมกัน ในการศึกษาจะใช้ความสามารถในการหมุนของจุดหมุนพลาสติกเนื่องจากโมเมนต์ดัดของคานคอนกรีตเสริมเหล็กตามข้อแนะนำของ มยพ.1303-57 แสดงดังตารางที่ 3.7 ซึ่งค่าความสามารถในการหมุนของคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่ควบคุมการวิบัติโดยโมเมนต์ดัดในตารางนี้จะแปรผันกับอัตราส่วนเหล็กเสริมตามยาว ( $(\rho/\rho_{bal})$ ) เหล็กเสริมตามขวาง (Conforming และ Non-conforming) และแรงเฉือนออกแบบของคาน แต่ทั้งนี้เนื่องจากแรงเฉือนที่เกิดขึ้นตลอดการวิเคราะห์โดยวิธี Nonlinear static pushover จะไม่คงที่ ดังนั้นการเลือกค่าจากตารางที่ 3.7 ในการศึกษาจะแปรผันกับสองตัวแปรคือ อัตราส่วนเหล็กเสริมตามยาว และเหล็กเสริมตามขวาง



รูปที่ 3.9 ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์และความสามารถในการหมุนของจุดหมุนพลาสติกเนื่องจากโมเมนต์ดัด (กรมโยธาธิการและผังเมือง กระทรวงมหาดไทย, 2557)

การวิบัติของคานคอนกรีตเสริมเหล็กจำลองจะพิจารณาทั้งการวิบัติเนื่องจากโมเมนต์ดัดและแรงเฉือน โดยกำลังต้านทานแรงเฉือนของคานคอนกรีตเสริมเหล็กจะเกิดจากความต้านทานแรงเฉือนของคอนกรีต ( $V_c$ ) และเหล็กเสริมตามขวางหรือเหล็กปลอก ( $V_s$ ) ตามข้อกำหนดของ ACI (1995) ระบุกำลังต้านทานแรงเฉือนของคอนกรีตเท่ากับ

$$V_c = 0.17\sqrt{f'_c} b_w d \quad (3.12)$$

กำลังต้านทานแรงเฉือนของคอนกรีตของ Paulay และ Priestley (1992) ซึ่งคำนึงผลของเหล็กเสริมตามยาวที่มีต่อกำลังต้านทานแรงเฉือนของคอนกรีตเช่นกันได้เสนอไว้ดังนี้

$$V_c = (0.07 + 10 \dots) \sqrt{f'_c} b_w d \leq 0.2 \sqrt{f'_c} b_w d \quad (3.13)$$

กำลังต้านทานแรงเฉือนของเหล็กตามขวางหรือเหล็กปลอกเพื่อป้องกันการวิบัติของคานเนื่องจากแรงเฉือนซึ่งเป็นผลจากแรงดึงแนวทแยงโดยที่เหล็กปลอกทำมุม  $90^\circ$  กับแกนตามยาวของคานสามารถแสดงได้ ดังนี้

$$V_s = \frac{A_v f_v d}{s} \quad (3.14)$$

จุดหมุนพลาสติกที่แสดงพฤติกรรมวิบัติเนื่องจากแรงเฉือนของแบบจำลองคานในการศึกษานี้จะไม่ได้รับการกำหนดลงในคาน แต่จะตรวจสอบแรงเฉือนที่เกิดขึ้นบนหน้าตัดคานกับกำลังต้านทานแรงเฉือนที่คานสามารถรับได้แทน

ตารางที่ 3.7 ค่าพารามิเตอร์สำหรับการจำลองแบบในช่วงไร้เชิงเส้น : คานคอนกรีตเสริมเหล็ก  
(กรมโยธาธิการและผังเมือง กระทรวงมหาดไทย, 2557)

เงื่อนไข		ตัวแปรสำหรับสร้างแบบจำลอง				เกณฑ์การยอมรับ				
		มุมทูนพลาสติก (เรเดียน)		อัตราส่วนกำลังคั่งค้าง	มุมทูนพลาสติก (เรเดียน)					
					ระดับสมรรถนะ					
		a	b	c	IO	ประเภทของชั้นส่วน				
ชั้นส่วนหลัก						ชั้นส่วนรอง				
		LS	CP	LS	CP					
การวิบัติที่ควบคุมโดยการค้ำ										
$\frac{...-...}{...b}$	ประเภทเหล็กปลอก	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f_c}}$								
$\leq 0.0$	C	$\leq 0.25$	0.025	0.05	0.2	0.010	0.02	0.025	0.025	0.05
$\leq 0.0$	C	$\geq 0.5$	0.02	0.04	0.2	0.005	0.01	0.02	0.02	0.04
$\geq 0.5$	C	$\leq 0.25$	0.02	0.03	0.2	0.005	0.01	0.02	0.02	0.03
$\geq 0.5$	C	$\geq 0.5$	0.015	0.02	0.2	0.005	0.005	0.015	0.015	0.02
$\leq 0.0$	NC	$\leq 0.25$	0.02	0.03	0.2	0.005	0.01	0.02	0.02	0.03
$\leq 0.0$	NC	$\geq 0.5$	0.01	0.015	0.2	0.015	0.005	0.01	0.01	0.015
$\geq 0.5$	NC	$\leq 0.25$	0.01	0.015	0.2	0.005	0.01	0.01	0.01	0.015
$\geq 0.5$	NC	$\geq 0.5$	0.005	0.01	0.2	0.015	0.005	0.005	0.005	0.01
การวิบัติที่ควบคุมโดยการเฉือน										
ระยะเรียงเหล็กปลอก $\leq 0.5d$			0.0030	0.02	0.2	0.0015	0.0020	0.0030	0.01	0.02
ระยะเรียงเหล็กปลอก $> 0.5d$			0.0030	0.01	0.2	0.0015	0.0020	0.0030	0.005	0.02
การวิบัติเนื่องจากมีระยะพัฒนาแรงดึงหรือระยะค่อทาบของเหล็กเสริมไม่เพียงพอ										
ระยะเรียงเหล็กปลอก $\leq 0.5d$			0.0030	0.02	0.0	0.0015	0.0020	0.0030	0.01	0.02
ระยะเรียงเหล็กปลอก $> 0.5d$			0.0030	0.01	0.0	0.0015	0.0020	0.0030	0.005	0.02
การวิบัติเนื่องจากมีระยะฝังของเหล็กเสริมเข้าไปในจุดค่อไม่เพียงพอ										
			0.015	0.03	0.2	0.01	0.01	0.015	0.02	0.03

ในตารางข้างต้น  $V$  คือแรงเฉือนออกแบบที่คำนวณโดยวิธีสถิตไม่เชิงเส้น หรือวิธีพลศาสตร์ไม่เชิงเส้นอนุญาตให้ใช้การประมาณเชิงเส้นและหากมีโอกาสเกิดการวิบัติได้หลายกรณี ให้ใช้ค่าที่ต่ำที่สุดของกรณีต่าง ๆ การเสริมเหล็กปลอกจัดเป็นประเภท C เมื่อระยะห่างระหว่างเหล็กปลอกไม่เกินหนึ่งในสามของ  $d$  ในบริเวณจุดทูนพลาสติก และสำหรับคานที่มีความต้องการความเหนียวปานกลางหรือสูง กำลังรับแรงเฉือนโดยเหล็กเสริม ( $V_s$ ) ต้องมีค่าไม่น้อยกว่าร้อยละ 75 ของ  $V$  ซึ่งหากไม่เป็นไปตามนี้ จัดว่าเป็นการเสริมเหล็กปลอกประเภท NC

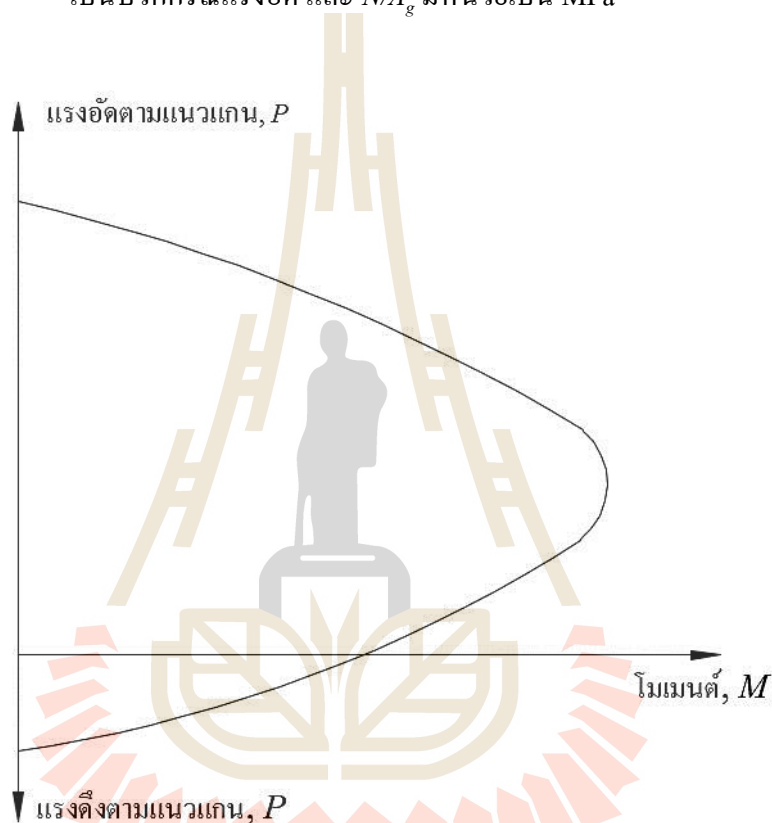
### 3.5.2 เสา

การจำลองแบบเสาภายใต้แรงกระทำตามแนวแกนและแรงกระทำด้านข้าง นอกจากจะคำนึงถึงลักษณะการวิบัติเนื่องจากโมเมนต์คดและแรงเฉือนแล้วยังต้องคำนึงถึงผลของแรงตามแนวแกนที่มีต่อความสามารถต้านทานโมเมนต์คดของเสาด้วย การจำลองแบบเสาโดยโปรแกรม ETABS จะมีลักษณะเป็นเส้นที่มีคุณสมบัติเชิงเส้น (linear) ตลอดความยาวของเสาและประกอบด้วยจุดหมุนพลาสติกเนื่องจากแรงตามแนวแกนและโมเมนต์คดในตำแหน่งที่มีแนวโน้ม จะเกิดการวิบัติของเสา จุดหมุนพลาสติกดังกล่าวจะแสดงพฤติกรรมความสัมพันธ์ระหว่างแรงตามแนวแกนและความสามารถต้านทานโมเมนต์คดของเสา ดังแสดงในรูปที่ 3.10 แต่ทั้งนี้การหาความสัมพันธ์ดังกล่าวบริเวณ Tension zone จะพิจารณาความเครียดของเหล็กเสริมรับแรงดึงให้มีค่าเท่ากับค่าความเครียดที่สภาวะคราก ( $V_y$ ) เท่านั้น ความสามารถในการหมุนและขอบเขตของการหมุนของจุดหมุนพลาสติกเนื่องจากแรงตามแนวแกนและโมเมนต์คดของเสาคอนกรีตเสริมเหล็กตามข้อแนะนำของ มยผ.1303-57 แสดงดังตารางที่ 3.8 ในลักษณะเดียวกับคานตัวแปรที่ใช้ในการเลือกค่าจากตารางดังกล่าวแปรผันกับแรงตามแนวแกนและเหล็กเสริมตามขวางหรือเหล็กปลอก แต่เนื่องจากแรงตามแนวแกนที่ใช้เพื่อเลือกค่าในตารางที่ 3.8 จะใช้แรงกระทำในแนวตั้งทั้งหมดที่กระทำต่อโครงสร้างก่อนการรับแรงกระทำด้านข้างของโครงสร้าง ในการศึกษาเสาจะถูกลองเป็นเส้นโดยมีจุดหมุนพลาสติกเนื่องจากโมเมนต์คดมีปลายเสาทั้งสองด้านซึ่งค่าโมเมนต์ที่จุดครากของเสาจะคำนวณจากความสัมพันธ์ของแรงกระทำตามแนวแกนกับโมเมนต์คด โดยแรงกระทำตามแนวแกนจะพิจารณาเริ่มต้นจากแรงกระทำในแนวตั้ง (gravity load) ทั้งหมด และจะทำการปรับแก้ค่าแรงตามแนวแกนและโมเมนต์ที่จุดครากในแต่ละรอบของการคำนวณ และเพื่อคำนึงถึงผล P-Delta Effect ที่มีผลต่อความแข็งแรงและกำลังต้านทานด้านข้างของเสา แบบจำลองเสาหนึ่งต้นจึงถูกแบ่งเป็นสองส่วน

กำลังต้านทานแรงเฉือนของเสาคอนกรีตเสริมเหล็กจะเกิดจากความต้านทานแรงเฉือนของคอนกรีต ( $V_c$ ) และเหล็กเสริมตามขวางหรือเหล็กปลอก ( $V_s$ ) เช่นเดียวกับคาน แต่แตกต่างกันที่แรงตามแนวแกนของเสาจะมีผลต่อความสามารถรับแรงเฉือนของเสา กำลังต้านทานแรงเฉือนของคอนกรีตที่แนะนำโดย มยผ.1303-57 โดยอ้างอิงกับผลการทดสอบสามารถแสดงด้วยความสัมพันธ์ดังนี้

$$V_c = 0.29 \left\{ \left( k + \frac{N}{14 A_g} \right) \sqrt{f'_c} b_w d \right. \quad (3.15)$$

- โดยที่ } คือ 0.75 กรณีคอนกรีตมวลเบา  
           } คือ 1.00 กรณีคอนกรีตทั่วไป
- $k$  คือ 1.00 ในบริเวณที่มีความหนี้ยาวต่ำ  
       } คือ 0.00 ในบริเวณที่มีความหนี้ยาวปานกลาง และสูง
- $N$  คือ 0.00 กรณีเป็นแรงดึง  
       } เป็นบวกกรณีแรงอัด และ  $N/A_g$  มีหน่วยเป็น MPa



รูปที่ 3.10 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงตามแนวแกนและโมเมนต์ของเสา

กำลังต้านทานแรงเฉือนของเหล็กรับแรงเฉือนหรือเหล็กปลอกที่แนะนำโดย มยผ.

1303-57 สามารถแสดงด้วยความสัมพันธ์ดังนี้

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{0.6s} \quad (3.16)$$



ตารางที่ 3.8 ค่าพารามิเตอร์สำหรับการจำลองแบบในช่วงไร้เชิงเส้น : เสาคอนกรีตเสริมเหล็ก  
(กรมโยธาธิการและผังเมือง กระทรวงมหาดไทย, 2557) (ต่อ)

เงื่อนไข		ตัวแปรสำหรับสร้างแบบจำลอง			เกณฑ์การยอมรับ					
		มอดุลานพลาสติก (เรเดียน)		อัตราส่วนกำลังค้ำ	มอดุลานพลาสติก (เรเดียน)					
					ระดับสมรรถนะ					
		a		b	c	IO	ประเภทของชั้นส่วน			
							ชั้นส่วนหลัก		ชั้นส่วนรอง	
		LS		CP		LS		CP		
การวิบัติที่ควบคุมโดยการเลื่อน										
$\frac{P}{A_g f'_c}$	$\dots = \frac{A_v}{b_w s}$									
$\leq 0.1$	$\geq 0.006$	0.0	0.060	0.0	0.0	0.0	0.0	0.045	0.060	
$\geq 0.6$	$\geq 0.006$	0.0	0.008	0.0	0.0	0.0	0.0	0.007	0.008	
$\leq 0.1$	$\leq 0.0005$	0.0	0.006	0.0	0.0	0.0	0.0	0.005	0.006	
$\geq 0.6$	$\leq 0.0005$	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	
การวิบัติเนื่องจากมีระยะฝั่งหรือระยะทาบของเหล็กเสริมไม่เพียงพอ										
$\frac{P}{A_g f'_c}$	$\dots = \frac{A_v}{b_w s}$									
$\leq 0.1$	$\geq 0.006$	0.0	0.060	0.4	0.0	0.0	0.0	0.045	0.060	
$\geq 0.6$	$\geq 0.006$	0.0	0.008	0.4	0.0	0.0	0.0	0.007	0.008	
$\leq 0.1$	$\leq 0.0005$	0.0	0.006	0.2	0.0	0.0	0.0	0.005	0.006	
$\geq 0.6$	$\leq 0.0005$	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	

ในตารางข้างต้น  $V$  คือแรงเฉือนออกแบบที่คำนวณโดยวิธีสถิตไม่เชิงเส้นหรือวิธีพลศาสตร์ไม่เชิงเส้นอนุญาตให้ใช้การประมาณเชิงเส้นและหากมีโอกาสเกิดการวิบัติได้หลายกรณี ให้ใช้ค่าที่ต่ำที่สุดของกรณีต่าง ๆ นอกจากนี้ หากหน่วยแรงของเหล็กที่จุดต่อทาบมีค่ามากกว่าหน่วยแรงที่คำนวณจาก  $f_s = f_y (l_b / l_d)$  จัคว่าเสาคอนกรีตเสริมเหล็กเกิดการวิบัติเนื่องจากมีระยะฝั่งหรือระยะทาบไม่เพียงพอสำหรับเสาที่มีค่า  $P / A_g f'_c$  มากกว่า 0.7 ให้ใช้ค่ามอดุลานพลาสติกเท่ากับศูนย์สำหรับทุกระดับสมรรถนะ ยกเว้นในกรณีที่เหล็กปลอกเสามีของอทำมุม  $135^\circ$  และระยะห่างระหว่างเหล็กปลอกมี

ค่าไม่เกินหนึ่งในสามของ  $d$  และกำลังรับแรงเฉือนเนื่องจากเหล็กเสริม ( $V_s$ ) มีค่าไม่น้อยกว่าร้อยละ 75 ของ  $V$  ค่าแรงตามแนวแกนที่ใช้ควรเป็นค่าแรงตามแนวแกนสูงสุดซึ่งเกิดจากแรงโน้มถ่วงและแรงแผ่นดินไหว

### 3.5.3 ผนังโครงสร้าง (Structure wall)

พฤติกรรมของกำแพงคอนกรีตเสริมเหล็กภายใต้แรงแผ่นดินไหว

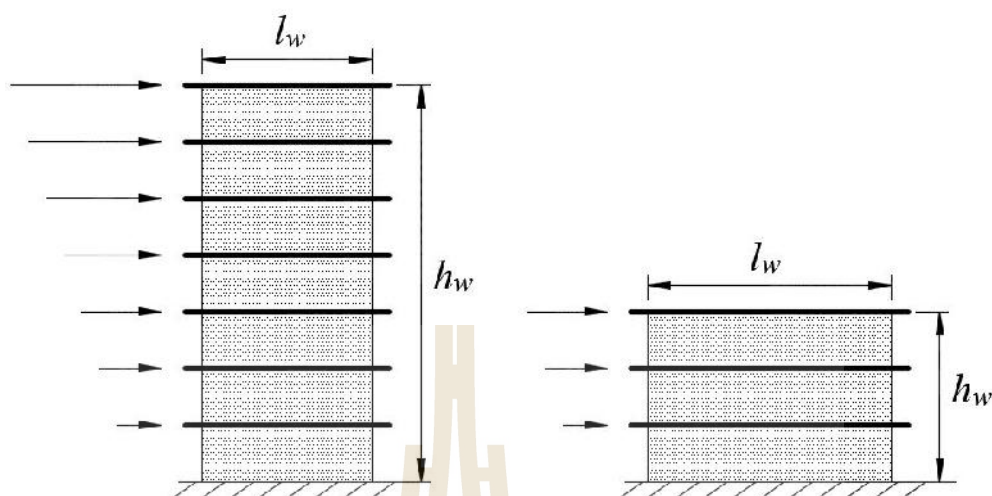
กำแพงคอนกรีตเสริมเหล็กเป็นโครงสร้างหลักเพื่อรับแรงด้านข้างในอาคารสูงเป็นจำนวนมากทั่วโลก ผลจากการสำรวจพฤติกรรมของอาคารจากแผ่นดินไหวหลายครั้งที่เกิดขึ้นไปแล้วพบว่ากำแพงคอนกรีตเสริมเหล็กที่ได้รับการออกแบบที่ดีนั้น สามารถช่วยจำกัดความเสียหายที่เกิดขึ้นกับอาคารทั้งที่เป็นความเสียหายในส่วนของโครงสร้าง (Structure damage) และความเสียหายในส่วนอื่น (Nonstructure damage) โดยทั่วไปกำแพงคอนกรีตเสริมเหล็กสามารถแบ่งตามขนาดและรูปร่างออกเป็น 2 ประเภท ดังนี้

#### 1. กำแพงที่ไม่มีช่องเปิด

ลักษณะและพฤติกรรมของกำแพงประเภทนี้จะเหมือนกับคานยื่นออกจากรฐานรากดังรูปที่ 3.11 โดยถ้าพิจารณาจากอัตราส่วนความสูงต่อความกว้าง ( $h_w/l_w$ ) ของกำแพงแล้ว ยังอาจแบ่งย่อยได้อีก 2 ประเภทคือ Slender wall หรือกำแพงที่มีอัตราส่วน  $h_w/l_w$  มากกว่า 2-3 และ Squat wall หรือกำแพงที่มีอัตราส่วน  $h_w/l_w$  น้อยกว่า 2-3

พฤติกรรมที่แตกต่างกันของกำแพงสองประเภทนี้ขึ้นอยู่กับกำลังในการรับแรงเฉือน (Shear strength) และกำลังในการรับแรงดัด (Flexural strength) ของกำแพงแต่ละประเภท สำหรับใน Slender wall เนื่องจากอัตราส่วน  $h_w/l_w$  สูง ทำให้กำแพงมีโอกาสที่จะเกิดการครากของเหล็กเสริมรับแรงดัดก่อนที่จะเกิดสภาวะอินอีลาสติกของแรงเฉือน ในทางตรงกันข้าม Squat wall มีอัตราส่วน  $h_w/l_w$  ต่ำทำให้ต้องการแรงเฉือนสูงในการเกิดการครากของเหล็กเสริมรับแรงดัด และมีโอกาสที่จะเกิดสภาวะอินอีลาสติกจากแรงเฉือนก่อน เนื่องจากโดยทั่วไปแล้วพฤติกรรมในช่วงอินอีลาสติกของแรงดัด (Flexural mode) มี Energy dissipation และ Ductility สูง ในขณะที่พฤติกรรมในช่วงอินอีลาสติกจากแรงเฉือน (Shear mode) มักจะมี Ductility และ Energy dissipation ต่ำกว่า ดังนั้นในการออกแบบ Squat wall อาจจะต้องออกแบบไว้เพื่อรับแรงเฉือนสูงขึ้น เพื่อลดความต้องการของ Ductility



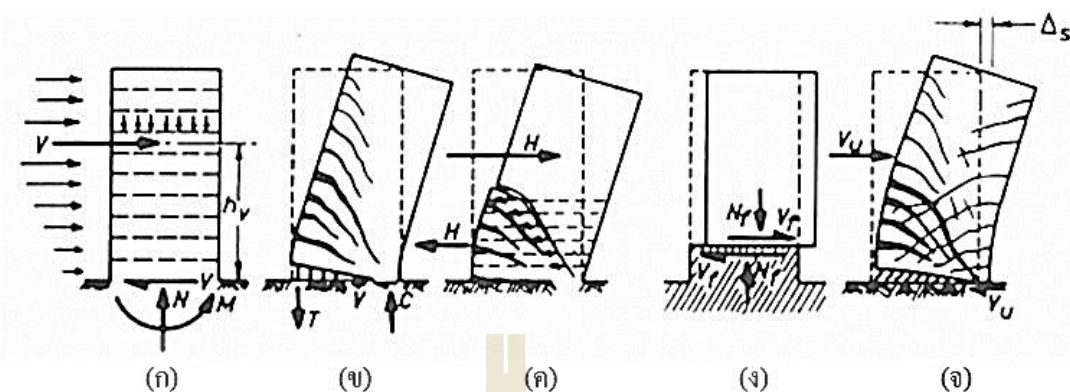


รูปที่ 3.11 กำแพงไม่มีช่องเปิดหรือ Cantilever structure wall

Slender wall จะมีกลไกหลักในการสลายพลังงาน คือ การครากของเหล็กเสริมรับแรงดัด โดยจะเกิดในบริเวณที่เป็น Plastic hinge บริเวณฐานของกำแพงซึ่งมีแรงดัดสูงสุด เนื่องจาก Flexural yielding มีความสัมพันธ์โดยตรงกับ  $T - V$  ของเหล็กเสริม จึงทำให้พฤติกรรมดังกล่าวมีความสามารถในการกระจายพลังงานได้สูงเหมาะที่จะเป็นกลไกในการกระจายพลังงานของกำแพง แต่ทั้งนี้ต้องป้องกันไม่ให้เกิดการประลัยในรูปแบบอื่นที่มี Ductility ต่ำหรือมีลักษณะเป็น Brittle failure

สำหรับกำแพงที่รับแรงดังรูปที่ 3.12 จะมีพฤติกรรมในช่วงอินเอลลาสติกและการประลัยเป็น 5 แบบหลัก ได้แก่

1. พฤติกรรมแบบ Flexural yielding จะเกิดการประลัยแบบ Flexural failure ดังรูปที่ 3.12 (ข)
2. พฤติกรรมแบบ Diagonal tension หรือ Diagonal compression เนื่องจากแรงเฉือนจะเกิดการประลัยแบบ Web crushing failure ดังรูปที่ 3.12 (ค)
3. การเลื่อนของกำแพงที่ Construction joint จะเกิดการประลัยแบบ Sliding shear failure ดังรูปที่ 3.12 (ง)
4. การเลื่อนระหว่างเหล็กเสริมกับฐานราก จะเกิดเนื่องจากการประลัยของแรงยึดหน่วงระหว่างเหล็กกับคอนกรีต ดังรูปที่ 3.12 (จ)
5. การเสียดสีรูปของกำแพงที่ Plastic hinge จะเกิดเนื่องจากการ Buckle ของชิ้นส่วนที่รับแรงอัด



รูปที่ 3. 12 ลักษณะการวิบัติของ Slender wall (Paulay & Priestley, 1992)

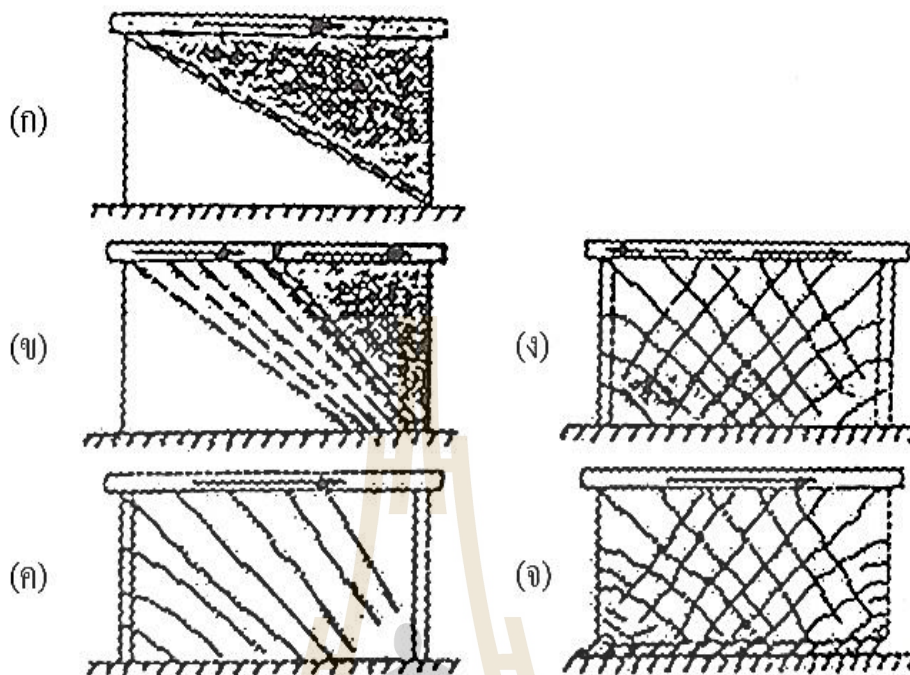
Squat wall หรือกำแพงที่มีอัตราส่วน  $h_w/l_w$  น้อยกว่า 2-3 ซึ่งอาจใช้ในอาคารที่มีความสูงไม่มากหรือในอาคารสูงโดยเป็นกำแพงที่ช่วยรับแรงเฉือนในระยะสองสามชั้นแรกเท่านั้น โดยปกติแล้วเนื่องจากความสูงของกำแพงน้อยแรงเฉือนที่จะทำให้เกิด Yield moment ขึ้นที่ฐานของกำแพงมักจะมีค่าน้อยกว่าความต้านทานแรงเฉือนของกำแพงทำให้กำแพงมักจะเกิดการประลัยด้วยแรงเฉือน เนื่องจากการประลัยประเภทนี้จะมี Ductility ค่อนข้างต่ำ ดังนั้นกำแพงประเภทนี้อาจจะต้องออกแบบให้รับแรงเฉือนที่มีค่าสูงกว่ากำแพงแบบ Slender

ลักษณะการเกิดการประลัยของ Squat shear wall มีได้ 3 ประการหลัก ๆ คือ

1. diagonal tension failure ดังรูปที่ 3.13 (ก) และ 3.13 (ข) เมื่อเหล็กเสริมรับแรงเฉือนไม่สามารถยึดกำแพงในส่วนที่แรงเฉือนไว้ได้ ทำให้เกิดรอยร้าวในแนวทแยงมุมขนาดใหญ่และนำไปสู่การสูญเสียกำลังของกำแพง

2. diagonal compression failure ดังรูปที่ 3.13 (ค) และ 3.13 (ง) มีลักษณะคล้ายกับ web crushing ใน slender wall เกิดเนื่องจากแรงอัดใน compression strut ในคอนกรีตมีค่าสูง ประกอบกับการลดลงของกำลังรับแรงอัดของคอนกรีตเนื่องจากผลของ cyclic loading ทำให้เกิดการประลัยของคอนกรีตบริเวณส่วนล่างของ compression strut การประลัยแบบนี้เป็นไปอย่างกระทันหันและกำลังรับแรงของกำแพงจะลดลงอย่างรวดเร็วและควรหลีกเลี่ยงไม่ให้เกิดขึ้น

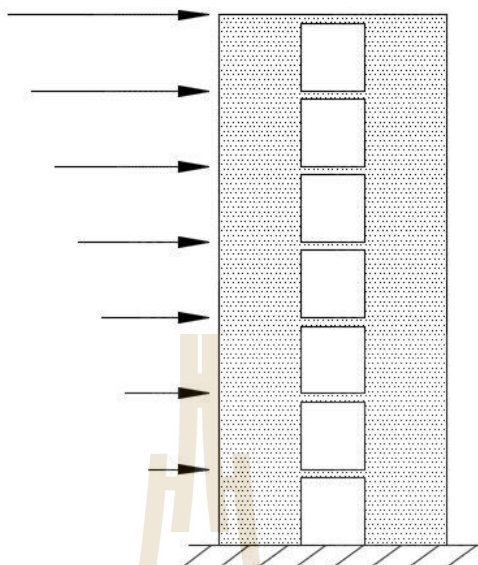
3. sliding shear หลังจากกำแพงได้รับแรงกระทำถึงช่วงอินเริลัสติกและได้รับแรงกระทำย้อนกลับไปมาแล้ว รอยแตกร้าวที่ฐานของกำแพงจะเปิดกว้างขึ้น ทำให้ความสามารถในการถ่ายแรงเฉือนโดย Aggregate interlock และ Dowel action ลดลง และอาจนำไปสู่การเกิดการประลัยด้วย sliding shear ที่ฐานของกำแพงได้ในที่สุด



รูปที่ 3.13 ลักษณะการวิบัติของ Squat wall (Paulay & Priestley, 1992)

## 2. กำแพงที่มีช่องเปิด

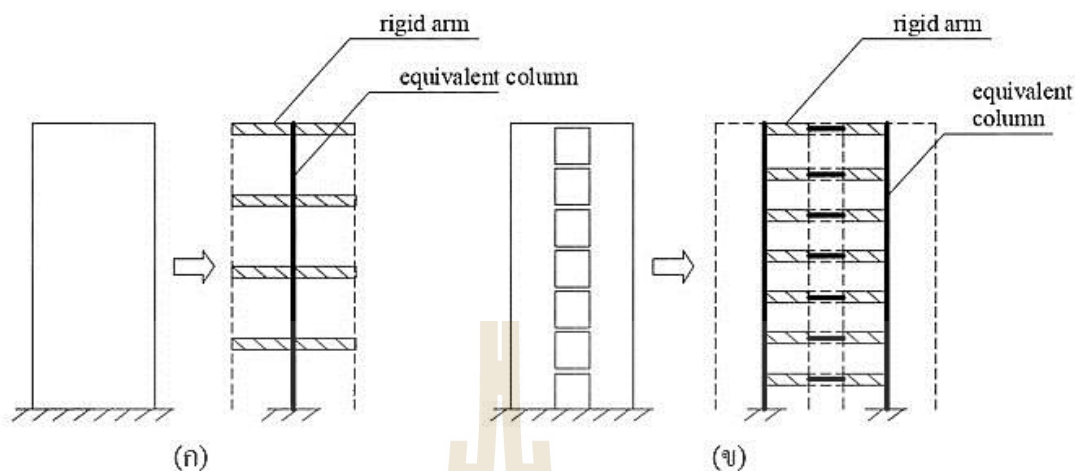
ในอาคารทั่วไป ตามผนังจะมีช่องเปิดเลื่อนเป็นหน้าต่างหรือประตูซึ่งตำแหน่ง และขนาดของช่องเปิดจะมีผลต่อพฤติกรรมของกำแพงอย่างมาก ในกรณีที่ช่องเปิดเรียงกันเป็นแถวในแนวตั้งจะทำให้กำแพงมีลักษณะเป็นกำแพงคู่ (Coupled wall) และมีคานเชื่อม (Coupling beam) ระหว่างกำแพงดังรูปที่ 3.14 กำแพงดังกล่าวสามารถออกแบบให้มี Energy dissipation และ Ductility สูงโดยอาศัยหลักการที่ว่า คานเชื่อมจะเป็นจุดที่แข็งแรงน้อยกว่ากำแพง ดังนั้นหากคานเชื่อมสามารถกระจายพลังงานได้ดี และมี Ductility สูง ก็จะช่วยให้สามารถกระจายพลังงานได้ตลอดความสูงของกำแพง โดยจะลดความเสียหายที่เกิดต่อกำแพงซึ่งเป็นโครงสร้างหลักได้



รูปที่ 3.14 กำแพงที่มีช่องเปิดหรือ Couple structure wall

การวิเคราะห์กำแพงคอนกรีตเสริมเหล็กในช่วงอิลาสติกโดยโปรแกรม ETABS สามารถทำได้โดยใช้แบบจำลอง Shell แต่ทั้งนี้ การวิเคราะห์กำแพงคอนกรีตเสริมเหล็กในช่วงอินอิลาสติกนั้นไม่สามารถทำได้โดยตรงเนื่องจากข้อจำกัดของโปรแกรมที่กำหนดให้ Plastic hinge ซึ่งเป็นตัวกำหนดและแสดงพฤติกรรมในช่วงอินอิลาสติกขององค์อาคารนั้นสามารถใช้ได้กับเฉพาะองค์อาคารที่เป็นเส้น (line element) เท่านั้น ดังนั้นแบบจำลองกำแพงคอนกรีตที่มีลักษณะเป็นเส้นหรือ Wide-column frame จึงถูกนำมาใช้ในการวิเคราะห์

การวิเคราะห์โครงสร้างกำแพงรับแรงโดยวิธี wide-column frame จะจำลองแบบกำแพงและคานเป็นเส้น พร้อมด้วยคุณสมบัติเทียบเท่าไว้ที่แนวแกนศูนย์กลางขององค์อาคาร ความกว้างของกำแพงจะจำลองด้วยของค์อาคารแข็งเกร็ง (Rigid arm) เพื่อต่อเชื่อมกับคาน (Macleod & Hosny, 1977) ได้เสนอแบบจำลองของกำแพงรับแรงไว้ 2 แบบ คือ กรณีกำแพงไม่มีช่องเปิดและกรณีกำแพงมีช่องเปิด แสดงได้ดังรูปที่ 3.15 และการเกิดจุดหมุนพลาสติก (Kumarapillai & Alexander, 1976) ในคานที่เชื่อมต่อกับกำแพงจะพิจารณาให้เกิดที่ปลายทั้งสองด้านของคานเมื่อคานรับแรงเฉือนหรือโมเมนต์ดัดสูงสุดที่หน้าตัดสามารถรับได้ และจุดหมุนพลาสติกที่เกิดในกำแพงจะเกิดที่จุดบนสุด และล่างสุดของแต่ละชั้นของกำแพง



รูปที่ 3.15 แบบจำลองกำแพง ก) กรณีกำแพงไม่มีช่องเปิด ข) กรณีกำแพงมีช่องเปิด

การจำลองแบบกำแพงรับแรงภายใต้แรงกระทำตามแนวแกนและแรงกระทำด้านข้าง นอกจากจะคำนึงถึงลักษณะการวิบัติเนื่องจากโมเมนต์ดัดและแรงเฉือนแล้วยังต้องคำนึงถึงผลของแรงตามแนวแกนที่มีต่อความสามารถด้านทาน โมเมนต์ดัดด้วย จุดหมุนพลาสติกที่กำหนดลงในองค์อาคารเทียบเท่าของกำแพงซึ่งจำลองเป็นเส้น (Line element) จะแสดงพฤติกรรมความสัมพันธ์ระหว่างแรงตามแนวแกนและความสามารถด้านทาน โมเมนต์ดัดของกำแพงในลักษณะเดียวกันกับเสา ดังแสดงในรูปที่ 3.9 ความสามารถในการหมุนและขอบเขตของการหมุนของจุดหมุนพลาสติกเนื่องจากแรงตามแนวแกนและ โมเมนต์ดัดของกำแพงรับแรงตามข้อแนะนำของ มยผ.1303-57 แสดงดังตารางที่ 3.9 ตัวแปรที่ใช้ในการเลือกค่าจากตารางดังกล่าวแปรผันกับแรงตามแนวแกนและ Boundary element แต่เนื่องจากแรงตามแนวแกนของเสาจะแปรเปลี่ยนตลอดการวิเคราะห์โดยวิธี Nonlinear static pushover ดังนั้นแรงตามแนวแกนที่ใช้เพื่อเลือกค่าในตารางที่ 3.9 จะใช้แรงกระทำในแนวตั้งทั้งหมดที่กระทำต่อ โครงสร้างก่อนการรับแรงกระทำด้านข้างของโครงสร้าง

สำหรับกรณีกำแพงรับแรงถูกควบคุมการวิบัติโดยแรงดัด มยผ. 1303-57 ได้กำหนดให้กำลังรับโมเมนต์ที่สภาวะครากของกำแพง ( $M_p$ ) ได้จากการตรากของเหล็กเสริมแนวตั้งในบริเวณของ Boundary element เท่านั้นหรือตลอดระยะ 25% จากขอบของกำแพงในกรณีกำแพงไม่มี Boundary element

สำหรับกรณีกำแพงรับแรงถูกควบคุมการวิบัติโดยแรงเฉือนนั้น ความสามารถในการหมุนและขอบเขตของการหมุนของจุดหมุนพลาสติกเนื่องจากแรงเฉือนของกำแพงรับแรงตามข้อแนะนำของ มยผ.1303-57 แสดงดังตารางที่ 3.10 โดยที่กำลังด้านทานแรง

เฉือนของกำแพงรับแรงจะเกิดจากความต้านทานแรงเฉือนของคอนกรีต ( $V_c$ ) และเหล็กเสริมในแนวนอน ( $V_s$ ) กำลังต้านทานแรงเฉือนของกำแพงรับแรงที่แนะนำโดย มยผ.1303-57 แสดงโดยความสัมพันธ์ดังนี้

$$V_n = V_c + V_s \quad (3.17)$$

$$V_c = 2\phi \sqrt{f'_c t_w l_w} \quad (3.18)$$

$$V_s = \frac{A_v S_n f_y l_w}{s} \quad (3.19)$$

โดยที่ กำลังรับแรงเฉือนระบุของกำแพงรับแรง (Nominal wall shear strength) ต้องมีค่าไม่น้อยกว่า  $4\phi \sqrt{f'_c t_w l_w}$  และ ไม่มากกว่า  $10\phi \sqrt{f'_c t_w l_w}$

$\phi = 1.0$  คือ สำหรับคอนกรีตทั่วไป

$\phi = 0.75$  คือ สำหรับคอนกรีตมวลเบา

$t_w$  คือ ความหนาของกำแพงมีหน่วยเป็นนิ้ว

$l_w$  คือ ความกว้างของกำแพงมีหน่วยเป็นนิ้ว

สำหรับกำแพงที่มีเปอร์เซ็นต์ของเหล็กเสริมในแนวนอน,  $\rho_n$  น้อยกว่า 0.0025 กำลังรับแรงเฉือนของเหล็กเสริมดังกล่าวจะถูกลดโดยสัมประสิทธิ์  $s_n$  ซึ่งค่า  $s_n$  จะลดลงเป็นสัดส่วนโดยตรงโดยมีค่าเท่ากับ 1.0 สำหรับกรณี  $\rho_n = 0.0025$  และมีค่าเท่ากับ 0.0 สำหรับกรณี  $\rho_n = 0.0015$  และหาก  $\rho_n$  มีค่าน้อยกว่า 0.0015 แล้วจะถือว่าเหล็กเสริมในแนวนอนไม่ช่วยรับแรงเฉือนที่เกิดกับกำแพงเลย

ตารางที่ 3.9 ค่าพารามิเตอร์สำหรับการจำลองแบบในช่วงไร้เชิงเส้น : กำแพงคอนกรีตเสริมเหล็กที่วิบัติเนื่องจากแรงคัต (กรมโยธาธิการและผังเมือง กระทรวงมหาดไทย, 2557)

เงื่อนไข	ตัวแปรสำหรับสร้างแบบจำลอง			เกณฑ์การยอมรับ						
	มุมหมุนพลาสติก (เรเดียน)		อัตราส่วนกำลังค้ำ	มุมหมุนพลาสติก (เรเดียน)						
				ระดับสมรรถนะ						
	a	b	c	IO	ประเภทของชิ้นส่วน					
					ชิ้นส่วนหลัก		ชิ้นส่วนรอง			
LS					CP	LS	CP			
กำแพงรับแรงเฉือนและส่วนของกำแพง (Shear walls and wall segment)										
$\frac{(A_s - A_s') f_y + P}{t_w l_w f_c}$	$\frac{V}{t_w l_w \sqrt{f_c}}$	การโอบรัดที่ขอบ								
≤ 0.1	≤ 0.33	มี	0.015	0.020	0.75	0.005	0.010	0.015	0.015	0.020
≤ 0.1	≥ 0.5	มี	0.010	0.015	0.40	0.004	0.008	0.010	0.010	0.015
≥ 0.25	≤ 0.33	มี	0.009	0.012	0.60	0.003	0.006	0.009	0.009	0.012
≥ 0.25	≥ 0.5	มี	0.005	0.010	0.30	0.0015	0.003	0.005	0.005	0.010
≤ 0.1	≤ 0.33	ไม่มี	0.008	0.015	0.60	0.002	0.004	0.008	0.008	0.015
≤ 0.1	≥ 0.5	ไม่มี	0.006	0.010	0.30	0.002	0.004	0.006	0.006	0.010
≥ 0.25	≤ 0.33	ไม่มี	0.003	0.005	0.25	0.001	0.002	0.003	0.003	0.005
≥ 0.25	≥ 0.5	ไม่มี	0.002	0.004	0.20	0.001	0.001	0.002	0.002	0.004
คานเชื่อมกำแพงรับแรงเฉือน (Shear wall coupling beams)										
การเสริมเหล็กตามยาวและเหล็กปลอก	$\frac{V}{t_w l_w \sqrt{f_c}}$									
เสริมเหล็กแบบพิเศษ (C)	≤ 0.25	0.025	0.050	0.75	0.010	0.02	0.025	0.025	0.050	
	≥ 0.5	0.020	0.040	0.50	0.005	0.010	0.020	0.020	0.040	
เสริมเหล็กแบบทั่วไป (NC)	≤ 0.25	0.020	0.035	0.50	0.006	0.012	0.020	0.020	0.035	
	≥ 0.5	0.010	0.025	0.25	0.005	0.008	0.010	0.010	0.025	
เสริมเหล็กทแยง	-	0.030	0.050	0.80	0.006	0.018	0.030	0.030	0.050	

เมื่อเหล็กปลอกมีปริมาณไม่น้อยกว่าร้อยละ 75 ของค่าที่กำหนดในมาตรฐานการออกแบบคอนกรีตเสริมเหล็กซึ่งเป็นที่ยอมรับ และระยะห่างระหว่างเหล็กปลอกมีค่าไม่เกิน 8 เท่าของ  $d_b$

จัดว่าองค์อาคารขอบของผนังมีการ โอบรัดที่ขอบเมื่อพิจารณาองค์อาคารขอบของผนังตามที่กำหนด ในมาตรฐานการออกแบบคอนกรีตเสริมเหล็กซึ่งเป็นที่ยอมรับ และพบว่ามีค่าไม่น้อยกว่าร้อยละ 50 อนุญาตให้ใช้ตัวแปรสำหรับสร้างแบบจำลองและเกณฑ์การยอมรับเท่ากับร้อยละ 80 ของกรณีที่ องค์อาคารขอบของผนังมีการ โอบรัดที่ขอบ หากไม่เป็นไปตามนี้ จัดว่าองค์อาคารขอบของผนังไม่มีการ โอบรัดที่ขอบเมื่อระยะห่างระหว่างเหล็กปลอกตลอดความยาวของคานเชื่อมกำแพงรับแรง เฉือนมีค่าไม่เกินหนึ่งในสามของ  $d$  และกำลังต้านทานแรงเฉือนของเหล็กปลอกมีค่าไม่น้อยกว่า สามในสี่ของกำลังต้านทานแรงเฉือนของคานเชื่อมกำแพงรับแรง จัดว่าการเสริมเหล็กตามยาวและ เหล็กปลอกของคานเชื่อมกำแพงรับแรงเฉือนเป็นการเสริมเหล็กแบบพิเศษสำหรับกรณีคานเชื่อม กำแพงรับแรงเฉือนที่จัดเป็นชิ้นส่วน โครงสร้างรองซึ่งมีช่วงพาดไม่เกิน 200 มิลลิเมตร และมีเหล็ก เสริมล่างต่อเนื่องไปถึงกำแพง อนุญาตให้ใช้ค่าเป็นสองเท่าของที่กำหนดไว้ในตารางอนุญาตให้ใช้ การประมาณเชิงเส้นและหากมีโอกาสเกิดการวิบัติได้หลายกรณี ให้ใช้ค่าต่ำสุดของกรณีต่าง ๆ

ตารางที่ 3.10 ค่าพารามิเตอร์สำหรับการจำลองแบบในช่วงไร้เชิงเส้น : กำแพงคอนกรีตเสริมเหล็ก ที่วิบัติเนื่องจากแรงเฉือน (กรมโยธาธิการและผังเมือง กระทรวงมหาดไทย, 2557)

เงื่อนไข	อัตราส่วนการเคลื่อนที่ สัมพัทธ์รวม (total drift ratio) (ร้อยละ) หรือมุม หมุนของชิ้นส่วน (chord rotation) (เรเดียน)			อัตราส่วน กำลังค้ำ		การเคลื่อนที่สัมพัทธ์ (ร้อยละ) หรือมุม หมุนของชิ้นส่วนที่ยอมให้ (เรเดียน)					
	d	e	g	c	f	ระดับสมรรถนะ					
						IO	ประเภทของชิ้นส่วน		CP	CP	
							ชิ้นส่วนหลัก	ชิ้นส่วนรอง			
LS	CP	LS	CP								
กำแพงรับแรงเฉือนและส่วนของกำแพง (shear walls and wall segments)											
$\frac{(A_s - A'_s)f_y + P}{t_w l_w f_c} \leq 0.05$	1.0	2.0	0.4	0.20	0.6	0.40	0.75	1.0	1.5	2.0	
$\frac{(A_s - A'_s)f_y + P}{t_w l_w f_c} > 0.05$	0.75	1.0	0.4	0.0	0.6	0.40	0.55	0.75	0.75	1.0	
คานเชื่อมกำแพงรับแรงเฉือน (shear wall coupling beams)											
การเสริมเหล็ก ตามยาวและเหล็ก ปลอก	$\frac{V}{t_w l_w \sqrt{f_c}}$										
เสริมเหล็กแบบ พิเศษ (C)	$\leq 0.25$	0.02	0.030	-	0.60	-	0.006	0.015	0.020	0.020	0.030
	$\geq 0.5$	0.016	0.024	-	0.30	-	0.005	0.012	0.016	0.016	0.024
เสริมเหล็กแบบ ทั่วไป (NC)	$\leq 0.25$	0.012	0.025	-	0.40	-	0.006	0.008	0.010	0.010	0.020
	$\geq 0.5$	0.008	0.014	-	0.20	-	0.004	0.006	0.007	0.007	0.012



สำหรับกำแพงรับแรงเฉือนและส่วนของกำแพง ให้ใช้ค่าอัตราส่วนการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์รวม และสำหรับคานเชื่อมกำแพงรับแรงเฉือน ให้ใช้ค่ามอดุลของชิ้นส่วนหากพฤติกรรมของกำแพงรับแรงเฉือนและส่วนของกำแพงในช่วงพลาสติกมีลักษณะเป็นแบบเฉือน จัดว่าเป็นชิ้นส่วนที่มีพฤติกรรมที่ถูกควบคุมโดยแรง ยกเว้นในกรณีที่แรงกระทำตามแนวแกนมีค่าไม่เกินร้อยละ 15 ของ  $A_g f_c'$  เมื่อระยะห่างระหว่างเหล็กปลอกตลอดความยาวของคานเชื่อมกำแพงรับแรงเฉือนมีค่าไม่เกินหนึ่งในสามของ  $d$  และกำลังต้านแรงเฉือนของเหล็กปลอกมีค่าไม่น้อยกว่าสามในสี่ของกำลังต้านแรงเฉือนของคานเชื่อมกำแพงรับแรงเฉือน จัดว่าการเสริมเหล็กตามยาวและเหล็กปลอกของคานเชื่อมกำแพงรับแรงเฉือนเป็นการเสริมเหล็กแบบพิเศษสำหรับกรณีคานเชื่อมกำแพงรับแรงเฉือนที่จัดเป็นชิ้นส่วน โครงสร้างรองซึ่งมีช่วงพาดไม่เกิน 200 มิลลิเมตร และมีเหล็กเสริมล่างต่อเนื่องไปถึงกำแพง อนุญาตให้ใช้ค่าเป็น 2 เท่าของที่กำหนดไว้ในตาราง

#### 3.5.4 P-Delta Effect

โดยทั่วไปการวิเคราะห์โครงสร้างจะวิเคราะห์โดยวิธี Linear static analysis ซึ่งผลการวิเคราะห์ค่าการเคลื่อนที่และแรงภายในมาจากการพิจารณาว่าโครงสร้างไม่มีการเสียรูปทรง โดยไม่พิจารณาว่ามีการโก่งคดและการวิบัติของวัสดุร่วมด้วยแสดงดังรูปที่ 3.16

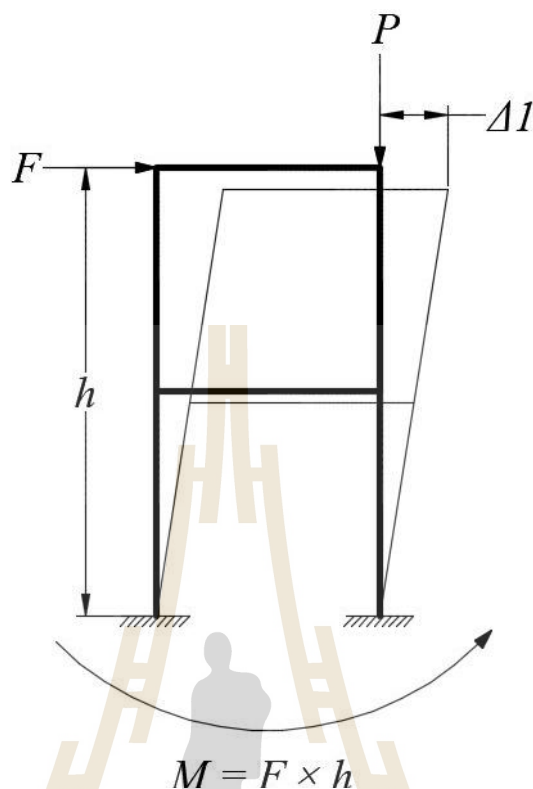
เมื่อทำการวิเคราะห์แบบ Linear static analysis จะทำให้เกิดโมเมนต์พลิกคว่ำ ( $M$ ) เนื่องจากแรงกระทำด้านข้าง มีค่าดังสมการที่ 3.20

$$M = F \times h \quad (3.20)$$

เมื่อ  $F$  คือ แรงกระทำด้านข้าง

$h$  คือ ความสูงของโครงสร้าง





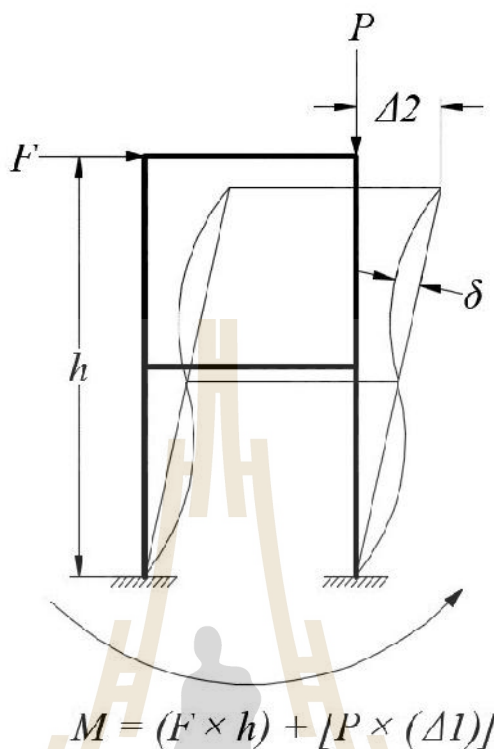
รูปที่ 3.16 การโยกตัวของโครงสร้าง ( $\Delta l$ ) จากการวิเคราะห์ด้วย Linear static analysis

P-Delta Effect เป็นผลของการไม่เป็นเชิงเส้นที่เกิดขึ้นในทุกโครงสร้าง เมื่อโครงสร้างเบนจากตำแหน่งเดิมในแนวตั้ง เนื่องจากแรงกระทำด้านข้างยิ่งทำให้มีการโก่งตัวลำดับที่สองเพิ่มมากขึ้น แสดงดังรูปที่ 3.17 เมื่อคิดผลของ P-Delta effect จึงเพิ่มเทอมของ  $P \times (\Delta l)$  เข้าไปในสมการ จึงทำให้เกิดโมเมนต์พลิกคว่ำ ดังสมการที่ 3.21

$$M = (F \times h) + [P \times (\Delta l)] \quad (3.21)$$

เมื่อ  $P$  คือ น้ำหนักของโครงสร้าง

$\Delta l$  คือ การโก่งตัวเนื่องจากแรงกระทำด้านข้าง ( $F$ ) ที่วิเคราะห์แบบ Linear static analysis



รูปที่ 3.17 การโยกตัวของโครงสร้าง ( $\Delta 2$ ) จากการวิเคราะห์ด้วย P-Delta effect

โครงสร้างที่ต้องรับแรงกระทำด้านข้าง ผลของการเคลื่อนตัวด้านข้างแรงกระทำในแนวดิ่ง จะมีผลต่อการเพิ่ม โมเมนต์คดที่กระทำต่อโครงสร้าง ในบริเวณที่มีการสั่นไหวอยู่ในระดับต่ำและ ปานกลางซึ่งประเทศไทยตั้งอยู่ในบริเวณดังกล่าว ผลของ P-Delta Effect จะมีความสำคัญต่อการ พิจารณาพฤติกรรมของโครงสร้างมากกว่าในบริเวณที่มีการสั่นไหวอยู่ในระดับสูง ทั้งนี้เนื่องจาก อาคารที่ออกแบบในบริเวณที่มีระดับการสั่นไหวสูงจะพิจารณาให้อาคารสามารถต้านทานแรง กระทำด้านข้างได้ค่อนข้างสูง โมเมนต์คดทั้งหมดจะเกิดจากแรงกระทำด้านข้างและ โมเมนต์คดตรง เนื่องจากการเคลื่อนตัวด้านข้างและแรงกระทำในแนวดิ่ง เมื่อการเคลื่อนตัวด้านข้างเพิ่มขึ้น โมเมนต์ คดตรงจะมีค่าเพิ่มขึ้นซึ่งจะส่งผลให้การเคลื่อนตัวด้านข้างมีค่าเพิ่มขึ้นอีก ในโครงสร้างที่มีความ อ่อนตัวมากอาจเกิดการวิบัติเนื่องจากความไร้เสถียรภาพ

ผลของ P-Delta Effect ที่มีอิทธิพลต่อแรงเฉือนในแต่ละชั้น แรงและโมเมนต์คดในองค์ อาคารต่าง ๆ และการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้น แรงและโมเมนต์คดในองค์อาคารต่าง ๆ และการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้น ไม่จำเป็นต้องนำมาพิจารณาในการออกแบบอาคารหากค่า สัมประสิทธิ์เสถียรภาพ (Stability Coefficient,  $\mu$ ) ที่คำนวณจากสมการต่อไปนี้ มีค่าน้อยกว่าหรือ เท่ากับ 0.1

$$\mu = \frac{P_x \Delta}{V_x h_{sx} C_d} \quad (3.22)$$

โดยที่  $P_x$  คือ น้ำหนักโครงสร้างประสิทธิผลของอาคารที่ระดับชั้น  $x$  และที่อยู่เหนือชั้น  $x$  ทั้งหมด รวมกัน

$\Delta$  คือ ค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้น ณ ระดับชั้น  $x$  ที่เกิดจากแผ่นดินไหวสำหรับ ออกแบบ

$V_x$  คือ แรงเฉือนในระดับระหว่างชั้น  $x$  และชั้นที่  $x-1$  ที่เกิดจากแรงสัทธิเทียบเท่า

$h_{sx}$  คือ ระยะความสูงระหว่างชั้น  $x$  และชั้นที่  $x-1$

$C_d$  คือ ตัวประกอบขยายค่าการโก่งตัว

ค่า  $\mu$  ที่คำนวณได้ไม่ว่ากรณีใด ๆ จะต้องมีค่าไม่เกิน  $\mu_{\max}$  โดยที่

$$\mu_{\max} = \frac{0.5}{s C_d} \quad (3.23)$$

โดยที่  $s$  คือ อัตราส่วนของแรงเฉือนที่เกิดขึ้นต่อกำลังต้านทานแรงเฉือนของอาคารที่ระดับระหว่าง ชั้น  $x$  และชั้นที่  $x-1$  ซึ่งอาจกำหนดให้  $s=1$  เพื่อเพิ่มสัดส่วนความปลอดภัยให้กับการออกแบบโครงสร้าง

### 3.6 การวิเคราะห์โดยวิธีสถิตเชิงเส้น

#### 3.6.1. น้ำหนักบรรทุก

ใช้น้ำหนักบรรทุก และแรงกระทำตามข้อกำหนดของกฎกระทรวง ฉบับที่ 6

(พ.ศ. 2527) ออกตามความในพระราชบัญญัติควบคุมอาคาร พ.ศ. 2522 แสดงในตารางที่ 3.11

ตารางที่ 3.11 น้ำหนักบรรทุกที่ใช้ในโครงสร้าง

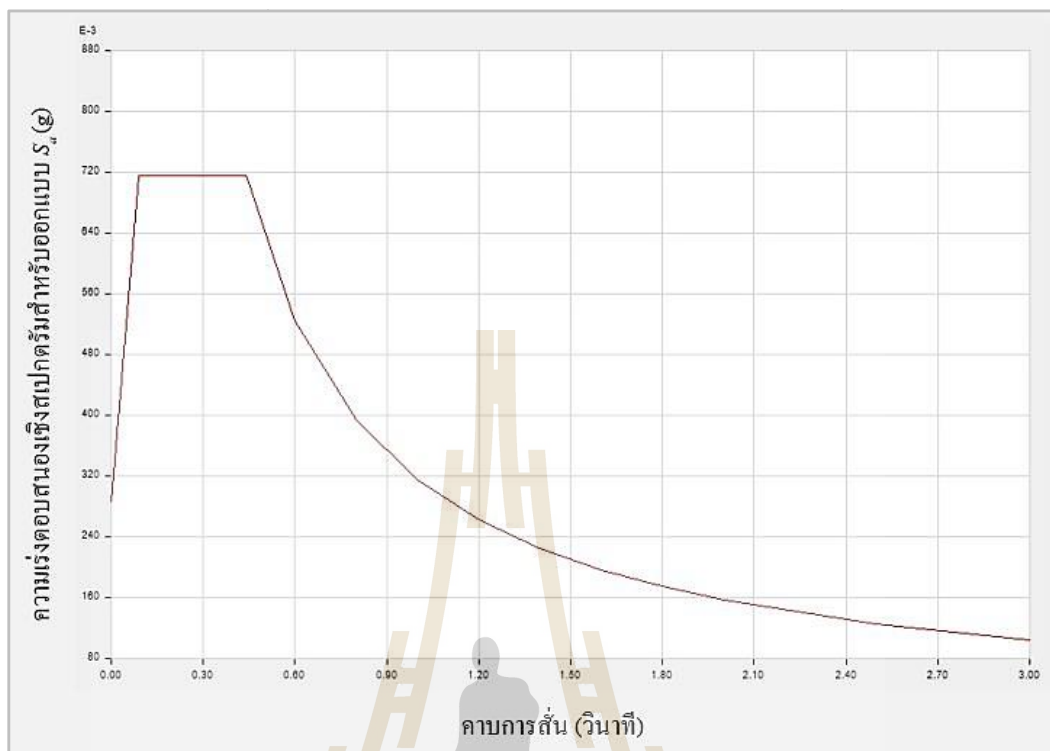
Gravity Load	
Structural Dead Load	Wall 7.1 kN/m <sup>2</sup>
	Typical floors 4.7 kN/m <sup>2</sup>
	Roof 4.7 kN/m <sup>2</sup>
	Floor Finish 1.5 kN/m <sup>2</sup>
Live Load	Typical floors 3.0 kN/m <sup>2</sup>
	Roof 1.0 kN/m <sup>2</sup>

### 3.6.2. แรงแผ่นดินไหว

ใช้มาตรฐานว่าด้วยการออกแบบอาคารต้านทานการสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว มยพ.1302-61 (กรมโยธาธิการและผังเมือง กระทรวงมหาดไทย, 2561) แสดงในตารางที่ 3.12 และสเปกตรัมความเร่งตอบสนองสำหรับออกแบบในอำเภอเมือง จังหวัดเชียงใหม่ แสดงในรูปที่ 3.18

ตารางที่ 3.12 พารามิเตอร์แผ่นดินไหว (กรมโยธาธิการและผังเมือง กระทรวงมหาดไทย, 2561)

Type of Soil	D
Seismic Data	Zone II
Damping	5.0%
Importance Factor ( <i>I</i> )	1.25
Category	Intermediate Precast Shear Wall
Reduction Factor ( <i>R</i> )	4.0
System Over Strength ( $\Omega_0$ )	2.5
Deflection Amplification ( $C_d$ )	4.0
Spectral Acceleration at Period of 0.2 s ( $S_s$ )	0.963g
Spectral Acceleration at Period of 1.0 s ( $S_l$ )	0.248g



รูปที่ 3.18 ความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมสำหรับออกแบบของอำเภอเมือง จังหวัดเชียงใหม่

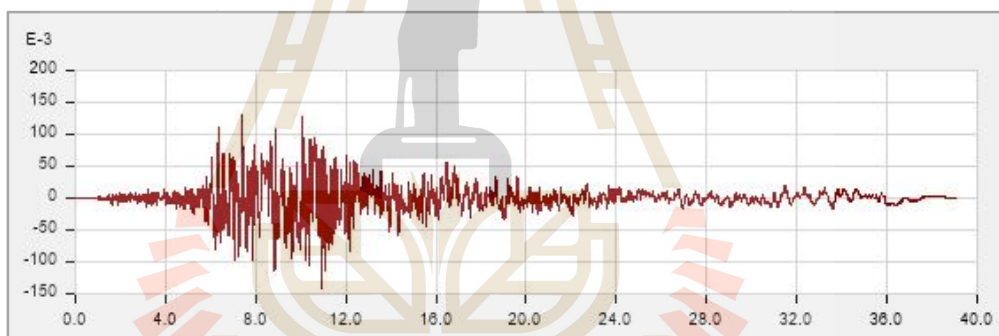
### 3.7 การวิเคราะห์โดยวิธีประวัติเวลา

วิธีประวัติเวลาจัดเป็นวิธีวิเคราะห์เชิงพลศาสตร์โดยตรง คือการวิเคราะห์พฤติกรรมของโครงสร้างภายใต้แผ่นดินไหว โดยการคำนวณผลตอบสนองของอาคารที่ทุกขณะเวลาตลอดช่วงที่เกิดการสั่นไหวโดยใช้ข้อมูลคลื่นแผ่นดินไหวในรูปของความเร่งที่พื้นดินตามที่บ้านที่กได้จากเหตุการณ์แผ่นดินไหวในอดีต ผลตอบสนองที่ได้จะมีลักษณะที่เปลี่ยนไปตามเวลาจึงเรียกรูปวิธีนี้ว่าวิธีประวัติเวลา ในการศึกษาจะใช้วิธีประวัติเวลาไม่เชิงเส้นในการศึกษาซึ่งขั้นตอนในการวิเคราะห์วิธีประวัติเวลาไม่เชิงเส้นมีดังนี้

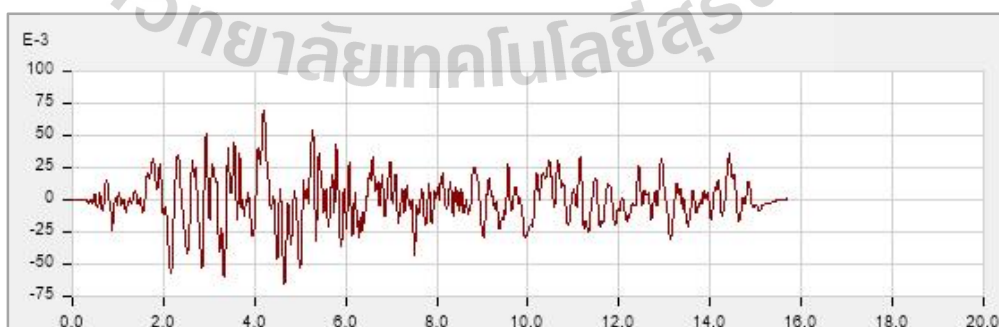
1. เลือกชุดข้อมูลประวัติเวลาความเร่งของพื้นดิน (Ground acceleration time histories) ที่เหมาะสม ซึ่งตามมาตรฐานมยผ. 1302 แนะนำว่าข้อมูลประวัติเวลาความเร่งของพื้นดินที่เหมาะสมกระทำที่ฐานอาคารควรมีน้อยกว่า 3 ชุด และในการวิเคราะห์แบบ 3 มิติ ต้องใช้การสั่นไหวของพื้นดินแต่ละชุดกระทำต่ออาคารในแนวราบทั้งสองทิศทางพร้อมกันในการหาผลตอบสนองของอาคารต่อแผ่นดินไหว การสั่นไหวของพื้นดินที่ใช้ในการศึกษานี้ประกอบด้วยการสั่นไหว 7 คลื่นดังตารางที่ 3.13 และข้อมูลคลื่นแผ่นดินไหวประวัติเวลาแสดงในรูปที่ 3.19

ตารางที่ 3.13 ข้อมูลการสั่นไหวจากคลื่นแผ่นดินไหว (Pacific Earthquake Engineering Research Center, 2019)

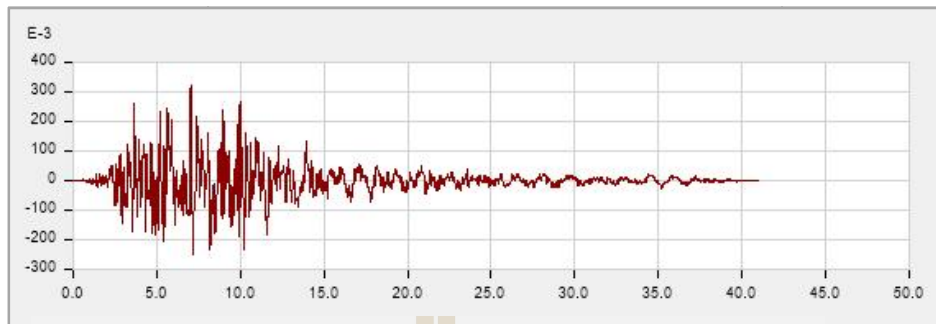
Event	Station	EQ ID	Year	Magnitude	Scale factor
Imperial Valley	El Centro	ECETO	1979	6.53	1.2963
Victoria Mexico	SAHOP Casa Flores	VICTO	1980	6.33	1.9603
Kobe Japan	Kakogawa	KOBE	1995	6.9	0.7257
Northwest China	Jiashi	NOWST	1997	6.1	0.5853
Denali Alaska	R109 (temp)	DENLI	2002	7.9	2.2789
Chi-Chi Taiwan	CHY014	CHICHI	1999	6.2	0.9326
Tottori Japan	HRS003	TOTTO	2000	6.61	2.5453



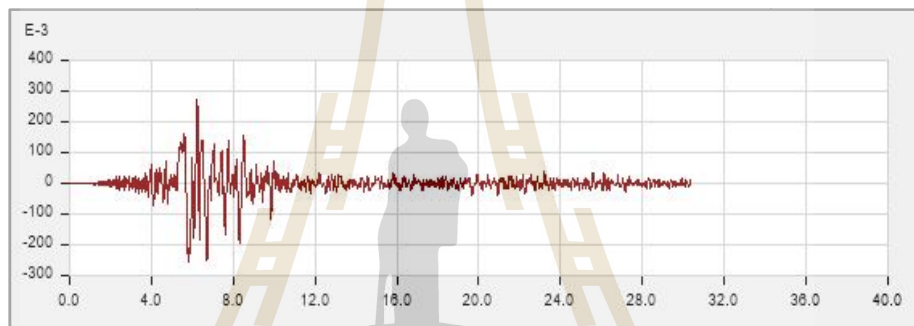
El Centro



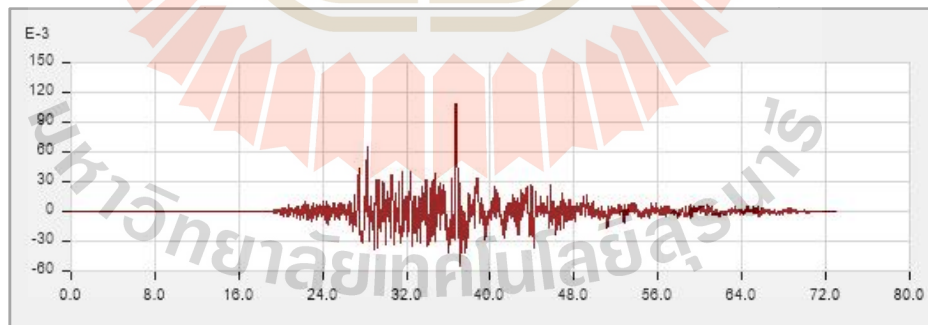
Victoria



Kobe

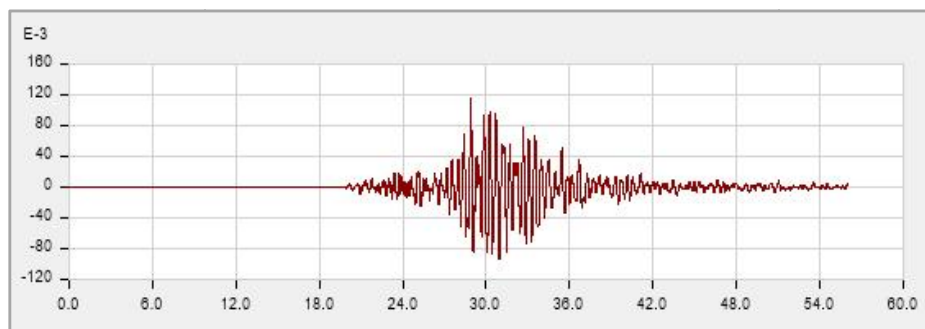


Northwest

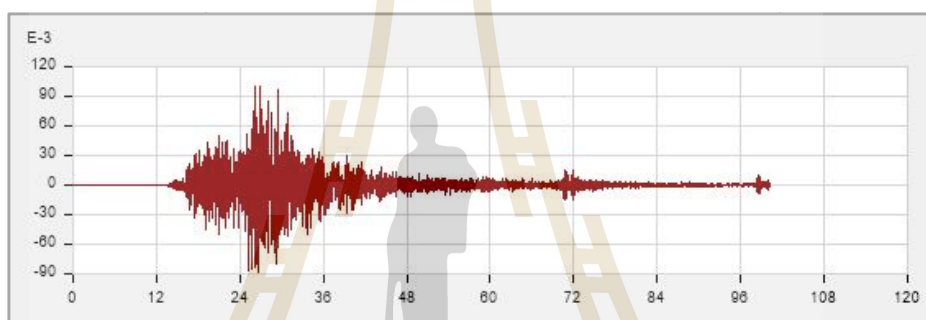


Denali





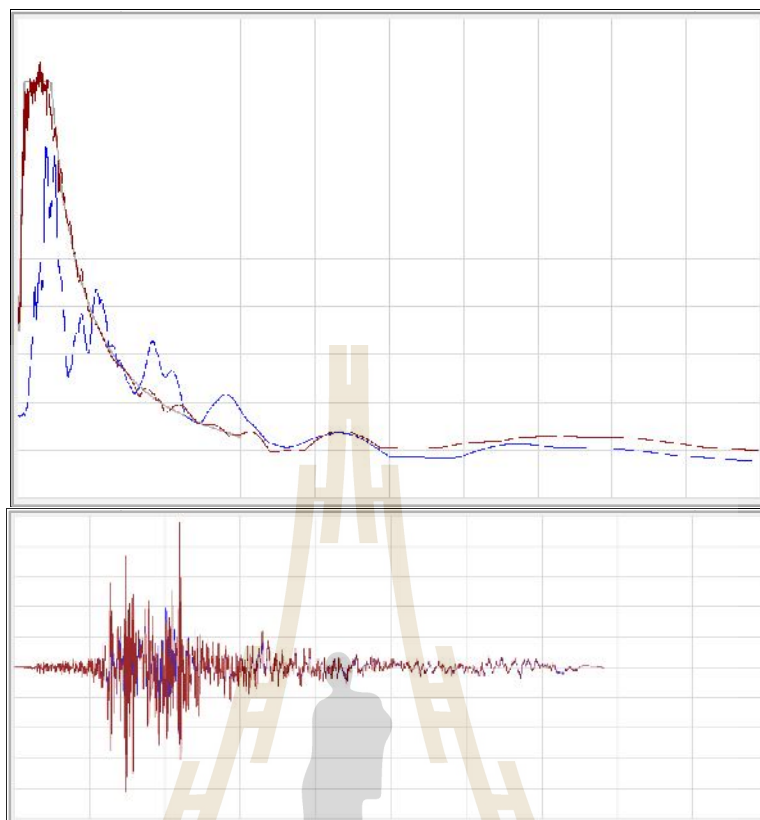
Chi Chi



Tottori

รูปที่ 3.19 ข้อมูลคลื่นแผ่นดินไหวประวัติเวลา (Pacific Earthquake Engineering Research Center, 2019)

2. การสั่นไหวของพื้นดินจะต้องถูกคูณปรับค่าด้วยค่าคงที่ โดยต้องทำให้ค่าเฉลี่ยของสเปกตรัมการตอบสนองที่มีอัตราส่วนความหน่วง 5% มีค่าไม่ต่ำกว่าสเปกตรัมการตอบสนองที่ใช้ในการออกแบบตลอดช่วงคาบการสั่นระหว่าง  $0.2T$  ถึง  $1.5T$  โดยที่  $T$  คือ ค่าคาบการสั่นพื้นฐานของโครงสร้างในทิศทางที่ทำการวิเคราะห์ โดยในโปรแกรม ETABS จะมีฟังก์ชัน Matched to response function ไว้สำหรับปรับค่าข้อมูลประวัติเวลาการสั่นพื้นดินเพื่อใช้สำหรับอาคารเพื่อให้ตรงกับสเปกตรัมเป้าหมาย การปรับค่าสเปกตรัมการตอบสนองของคลื่นแสดงในรูป 3.20



รูปที่ 3.20 ตัวอย่างการปรับค่าสเปกตรัมตอบสนองของคลื่น El Centro (Pacific Earthquake Engineering Research Center, 2019)

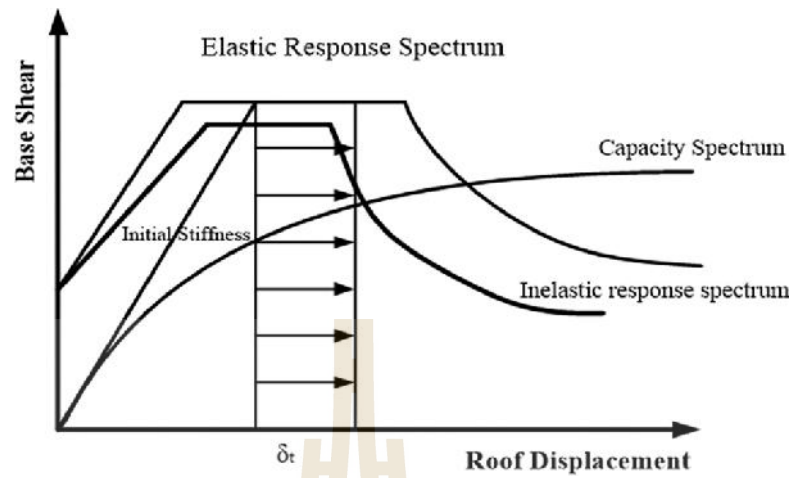
### 3.8 การประเมินสมรรถนะของอาคาร

วิธีการประเมินสมรรถนะแบ่งออกเป็น 4 วิธี ได้แก่

1. Displacement Coefficient Method เป็นการคำนวณการเคลื่อนที่เป้าหมายของ Node ควบคุมที่ชั้นบนสุดของอาคารแสดงในรูปที่ 3.21 การคำนวณการเคลื่อนที่เป้าหมายกำหนดจากมาตรฐาน ASCE 41-13 และ FEMA 440 ตามสมการ 3.24 และ 3.25 ตามลำดับ

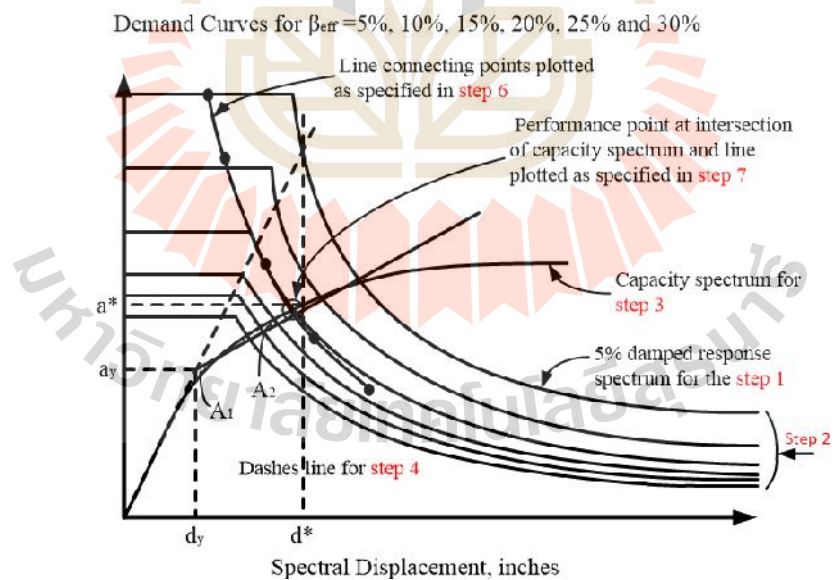
$$u_t = C_0 C_1 C_2 S_a (T_e / 2f)^2 g \quad (\text{ASCE 41-13}) \quad (3.24)$$

$$u_t = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a (T_e / 2f)^2 g \quad (\text{FEMA 440}) \quad (3.25)$$



รูปที่ 3.21 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนที่ฐานและการเคลื่อนที่ที่ชั้นบนสุด

2. Capacity Spectrum Method ทำได้โดยการพิจารณาพิกัดสมรรถนะ (Performance Point) ซึ่งเป็นจุดตัดของเส้น โคงสเปกตรัมสมรรถนะและเส้น โคงความต้องการแสดงในรูปที่ 3.22 เพื่อนำไปเทียบกับระดับสมรรถนะเป้าหมาย (Performance Objective) แสดงในมาตรฐาน ATC40



รูปที่ 3.22 ขั้นตอนสเปกตรัมความสามารถในการพิจารณาจุดสมรรถนะ

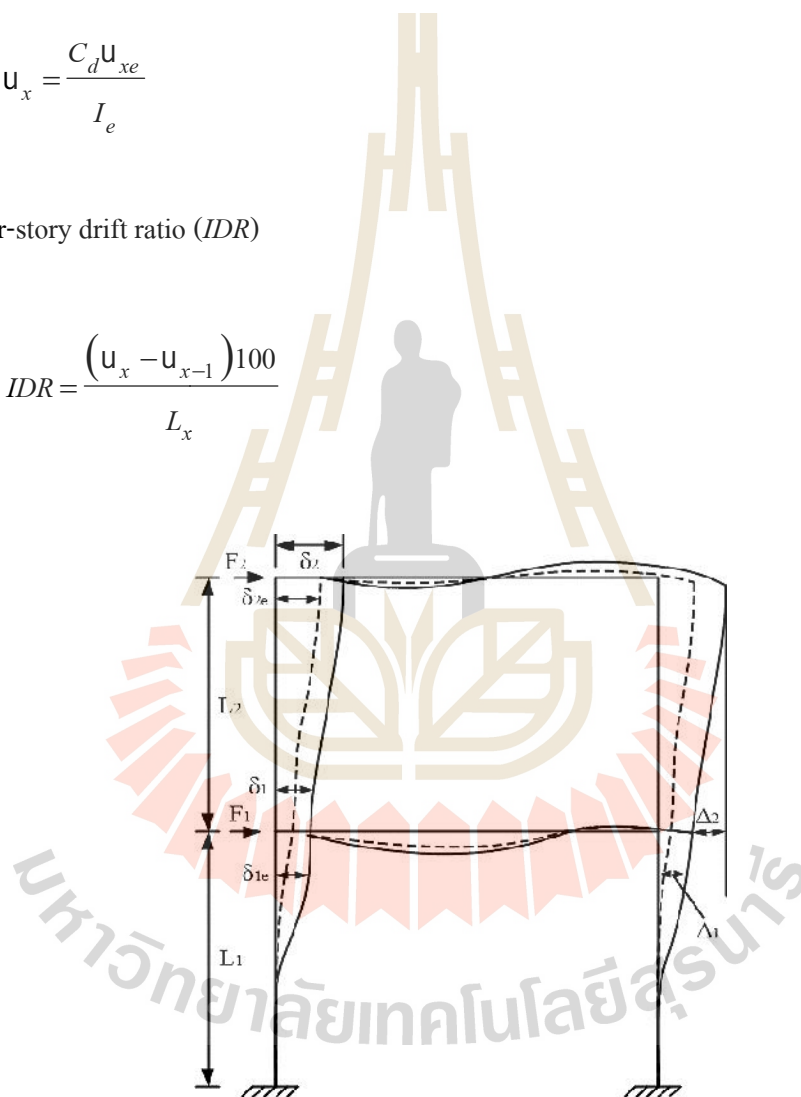
3. Inter-story Drift Method เป็นการตรวจสอบอัตราส่วนการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้น (Inter-story drift ratio) แสดงในรูปที่ 3.23 ซึ่งเป็นความแตกต่างของการโยกตัวระหว่างชั้นที่อยู่ติดกันซึ่งสามารถแสดงเป็นเปอร์เซ็นต์ของความสูงในชั้นนั้น ๆ แสดงในมาตรฐาน ASCE 41-06

Deflection at the level x

$$u_x = \frac{C_d u_{xe}}{I_e} \quad (3.26)$$

The inter-story drift ratio (IDR)

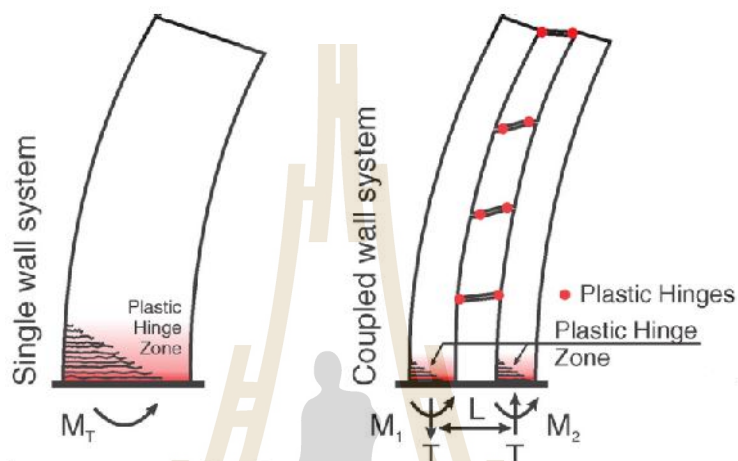
$$IDR = \frac{(u_x - u_{x-1})}{L_x} 100 \quad (3.27)$$



รูปที่ 3.23 การเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้น

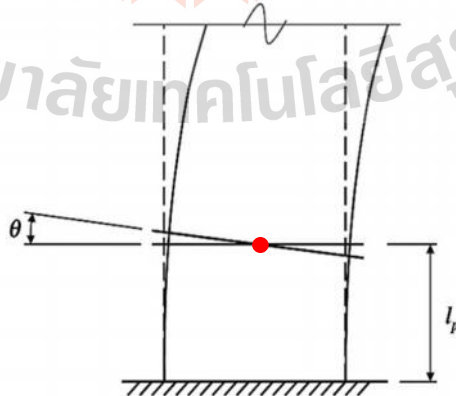
4. Member-level Performance Method เป็นการประเมินระดับสมรรถนะจากพฤติกรรม การเสี้ยวรูปของจุดต่อขององค์อาคารจากเกณฑ์การยอมรับของจุดหมุนพลาสติกขององค์อาคาร

แสดงในมาตรฐาน มยผ.1303-57 ซึ่งจากรูปที่ 3.24 การเสีรูปทรงของ single shear wall and coupled shear wall พบว่าการเสีรูปทรงของ single shear wall มีการวิบัติแบบกระจายเป็นพื้นที่สามเหลี่ยม ซึ่งต่างจากการเสีรูปทรงของ coupled shear wall ที่มีการวิบัติแบบเป็นจุดที่ปลายคานที่ใช้เชื่อมต่อระหว่างผนังโครงสร้าง



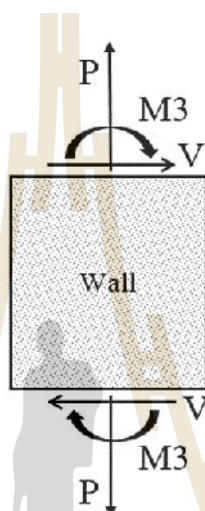
รูปที่ 3.24 การเสีรูปทรงของ single and coupled shear walls (Iqbal et al., 2016)

ในการจำลองจุดหมุนพลาสติกเพื่อใช้ในการวิเคราะห์โครงสร้าง มาตรฐาน มยผ.1303-57 จึงกำหนดให้ตำแหน่งจุดหมุนพลาสติกในผนังโครงสร้างอยู่ที่กึ่งกลางของผนัง สูงจากพื้นเท่ากับ  $l_p$  แสดงดังรูปที่ 3.25 โดยค่า  $l_p$  ที่ใช้สำหรับการวิเคราะห์แบบจำลอง มีค่าเท่ากับความสูงครึ่งหนึ่งของชั้นนั้น ๆ

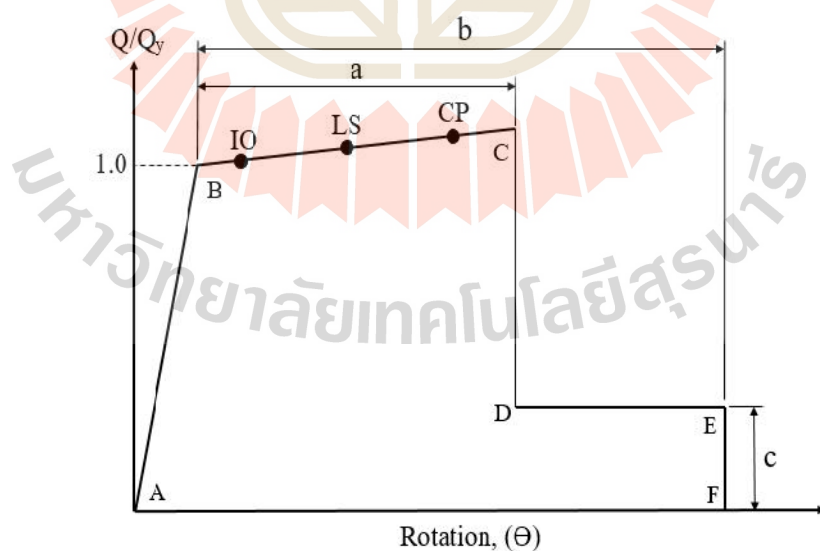


รูปที่ 3.25 มุมหมุนของจุดหมุนพลาสติกในผนังโครงสร้าง

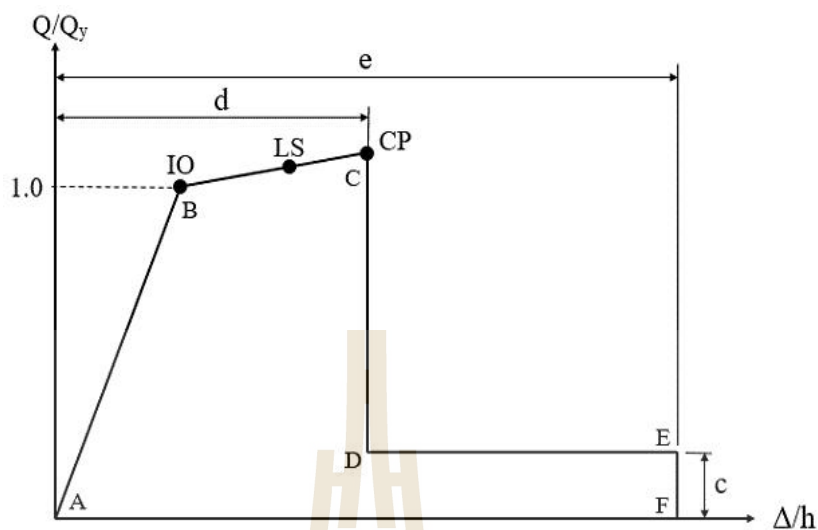
จุดหมุนพลาสติกจะถูกจำลองพฤติกรรมใน ETABS มีข้อกำหนดตามมาตรฐานที่ระบุใน มยผ.1302-61 โดยกำหนดให้คุณสมบัติของจุดหมุนเป็นแบบ P-M3 แสดงดังรูปที่ 3.26 สำหรับผนังรับแรงเฉือนดังรูปที่ 3.27 และ 3.28 จากนั้นกำหนดจุดหมุนพลาสติกตามที่กำหนดใน มยผ.1303-57 สำหรับแบบจำลองและเกณฑ์การยอมรับเชิงตัวเลขสำหรับวิธีวิเคราะห์แบบไม่เชิงเส้นของผนังโครงสร้าง ดังตารางที่ 3.14 และตารางที่ 3.15



รูปที่ 3.26 คุณสมบัติจุดหมุนพลาสติกของผนังโครงสร้าง



รูปที่ 3.27 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเสียรูปของผนังรับแรงเฉือนที่ควบคุมโดยแรงคัต



รูปที่ 3.28 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและอัตราส่วนการเสียรูปของผนังรับแรงเฉือนที่ควบคุมโดยแรงเฉือน

ตารางที่ 3.14 ค่าที่กำหนดสำหรับแบบจำลองและเกณฑ์การยอมรับเชิงตัวเลขสำหรับวิธีวิเคราะห์แบบไม่เชิงเส้นของผนังโครงสร้างที่ถูกควบคุมโดยแรงดัด (กรมโยธาธิการและผังเมือง กระทรวงมหาดไทย, 2557)

เงื่อนไข	ตัวแปรสำหรับสร้างแบบจำลอง			เกณฑ์การยอมรับ			
	มอดุลานพลาสติก (เรเดียน)		อัตราส่วนกำลังค้ำ	มอดุลานพลาสติกที่ยอมรับ (เรเดียน)			
	a	b	c	ระดับสมรรถนะ			
$\frac{(A_s - A'_s) f_y + P}{t_w l_w f_c} < \frac{V}{t_w l_w \sqrt{f'_c}}$	a	b	c	IO	LS	CP	
ช 0.10	ช 0.33	0.008	0.015	0.60	0.002	0.004	0.008
ช 0.10	ช 0.50	0.006	0.010	0.30	0.002	0.004	0.006
ช 0.25	ช 0.33	0.003	0.005	0.25	0.001	0.002	0.003
ช 0.25	ช 0.50	0.002	0.004	0.20	0.001	0.001	0.002

ตารางที่ 3.15 ค่าที่กำหนดสำหรับแบบจำลองและเกณฑ์การยอมรับเชิงตัวเลขสำหรับวิธีวิเคราะห์แบบไม่เชิงเส้นของผนังโครงสร้างที่ถูกควบคุมโดยแรงเฉือน (กรมโยธาธิการและผังเมือง กระทรวงมหาดไทย, 2557)

เงื่อนไข	อัตราส่วน การเคลื่อนที่สัมพัทธ์รวม (Total Drift Ratio) (ร้อยละ) หรือมุมหมุนของ ชิ้นส่วน (Chord Rotation) (เรเดียน)			อัตราส่วนกำลัง คงค้าง		การเคลื่อนที่สัมพัทธ์ (ร้อยละ) หรือมุมหมุน ของชิ้นส่วนที่ยอมให้ (เรเดียน)			
							ระดับสมรรถนะ		
	d	e	g	c	f	IO	LS	CP	
$\frac{(A_s - A'_s) f_y + P}{t_w l_w f'_c} \leq 0.05$	1.0	2.0	0.4	0.20	0.6	0.4	0.75	1.0	
$\frac{(A_s - A'_s) f_y + P}{t_w l_w f'_c} > 0.05$	0.75	1.0	0.4	0.0	0.6	0.4	0.55	0.75	

### 3.9 สรุปขั้นตอนการดำเนินการทดสอบ

1. ทำการจำลอง โมเดลอาคารคอนกรีตสำเร็จรูป
2. กำหนดน้ำหนักบรรทุกทุกที่กระทำต่อโครงสร้าง และกำหนดพารามิเตอร์แผ่นดินไหวเพื่อวิเคราะห์โดยวิธีสถิตเชิงเส้น
3. ดำเนินการออกแบบอาคารคอนกรีตสำเร็จรูป เพื่อหาความหนาของผนังโครงสร้างและพื้นที่เหล็กเสริมของผนังโครงสร้าง
4. กำหนดคุณสมบัติวัสดุเป็นแบบไม่เชิงเส้น
5. เลือกชุดข้อมูลประวัติเวลาความเร่งของพื้นดินจำนวน 7 คลื่นแผ่นดินไหว
6. ทำการปรับค่าข้อมูลประวัติเวลาการสั่นพื้นดินเพื่อใช้สำหรับอาคารเพื่อให้ตรงกับสเปคตรัมเป้าหมายโดยใช้โปรแกรม ETABS ซึ่งมีฟังก์ชัน Matched to response function ไว้สำหรับปรับค่าข้อมูล
7. กำหนดคุณสมบัติจุดหมุนพลาสติกตามที่กำหนดใน มยผ.1303-57 สำหรับแบบจำลองและเกณฑ์การยอมรับเชิงตัวเลขสำหรับวิธีวิเคราะห์แบบไม่เชิงเส้นของผนังโครงสร้าง
8. ดำเนินการวิเคราะห์โครงสร้างโดยวิธีประวัติเวลา
9. วิเคราะห์และเปรียบเทียบผลการทดสอบ



## บทที่ 4

### ผลการวิเคราะห์ข้อมูลและการอภิปรายผล

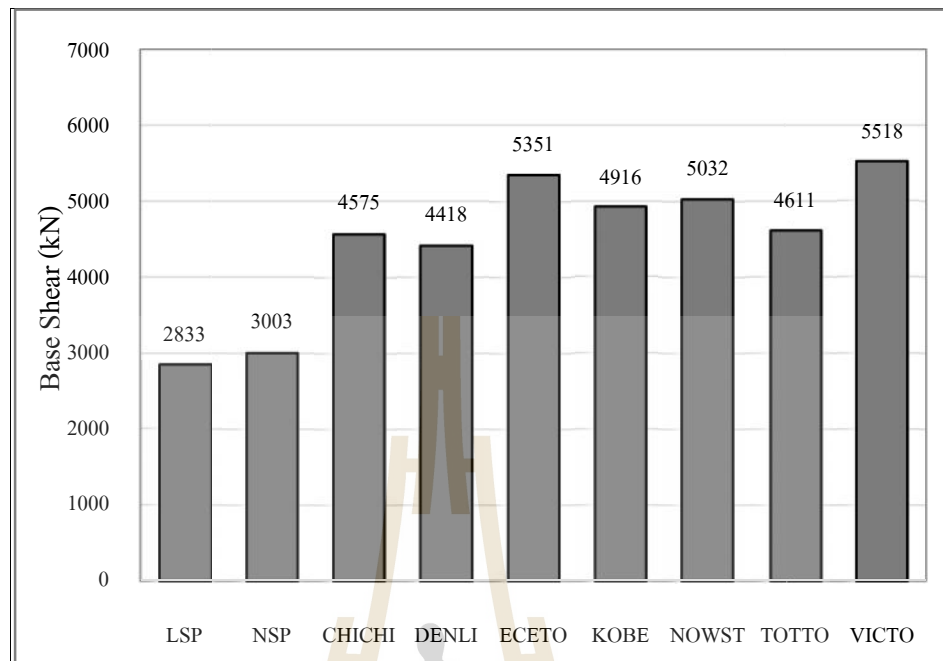
อาคารตัวอย่างที่ใช้ในการศึกษานี้เป็นอาคารที่พักอาศัยคอนกรีตสำเร็จรูปจำนวน 10 ชั้น สูง 35.5 เมตร ซึ่งตั้งอยู่ในเขตอำเภอเมือง จังหวัดเชียงใหม่ โดยอาคารดังกล่าวได้พิจารณาถึงกำลังและสติฟเนสของโครงสร้างในการรับแรงกระทำทางด้านข้างซึ่งเป็นแรงอันเนื่องมาจากแผ่นดินไหว ซึ่งมีการวิเคราะห์โดยวิธีสถิตเชิงเส้น (Linear Static Procedure : LSP) วิธีสถิตไม่เชิงเส้น (Nonlinear Static Procedure : NSP) และวิธีประวัติเวลาไม่เชิงเส้นซึ่งได้จากข้อมูลแผ่นดินไหวที่เคยเกิดขึ้น 7 คลื่นแผ่นดินไหว ได้แก่ แผ่นดินไหว El Centro (ECETO), แผ่นดินไหว Victoria Mexico (VICTO), แผ่นดินไหว Kobe Japan (KOBE), แผ่นดินไหว Northwest China (NOWST), แผ่นดินไหว Denali Alaska (DENLI), แผ่นดินไหว Chi-Chi Taiwan (CHICHI) และแผ่นดินไหว Tottori Japan (TOTTO) รวมทั้งได้ศึกษาถึงปัจจัยสำคัญในการต้านแรงกระทำทางด้านข้างของผนังโครงสร้าง

#### 4.1 พฤติกรรมของอาคารคอนกรีตสำเร็จรูป

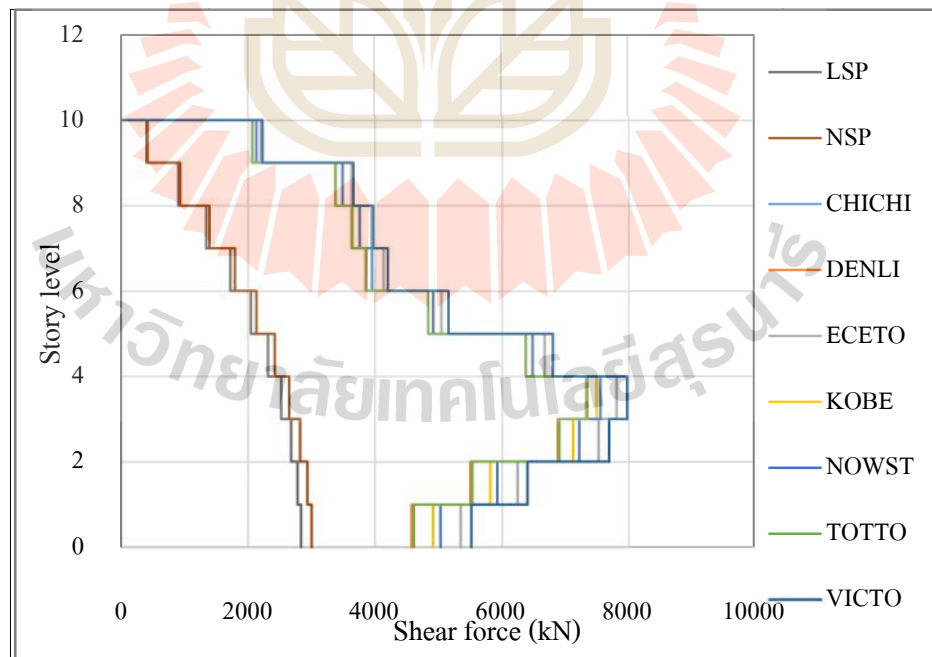
จากการศึกษาความสามารถในการต้านแรงแผ่นดินไหวที่พิจารณาถึงองค์ประกอบทุก ๆ ส่วนของอาคาร เมื่อโครงสร้างได้รับแรงกระทำทางด้านข้างเนื่องจากแรงแผ่นดินไหวอย่างต่อเนื่อง สามารถแสดงผลให้อยู่ในรูปของการเคลื่อนที่ของอาคาร แรงเฉือนที่ฐาน และค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้น ซึ่งแสดงได้ดังนี้

##### 4.1.1 แรงเฉือนที่ฐานและแรงเฉือนในแต่ละชั้น

จากผลการวิเคราะห์พบว่าแรงแผ่นดินไหวประวัติเวลาจากคลื่นแผ่นดินไหว Victoria ทำให้เกิดแรงเฉือนที่ฐานมีค่ามากที่สุดเท่ากับ 5518 kN และแรงสถิตเชิงเส้นทำให้เกิดแรงเฉือนที่ฐานมีค่าน้อยที่สุดเท่ากับ 2833 kN แสดงดังรูปที่ 4.1 นอกจากนี้ยังพบว่าแรงเฉือนที่ฐานที่วิเคราะห์ด้วยวิธีสถิตเชิงเส้นและวิธีสถิตไม่เชิงเส้นมีค่าใกล้เคียงกัน ซึ่งแรงเฉือนในแต่ละชั้นพิจารณาจากการกระจายแรงด้านข้างตามสัดส่วนสติฟเนสด้านข้างขององค์อาคารในชั้นนั้น ๆ และการวิเคราะห์วิธีพลศาสตร์ไม่เชิงเส้นใช้ค่าที่เวลา 2.414 วินาที ซึ่งเกิดโหมดการสั่นไหวครั้งแรกพบว่าแต่ละคลื่นแผ่นดินไหวทำให้เกิดแรงเฉือนที่ฐานใกล้เคียงกันแสดงดังรูปที่ 4.2



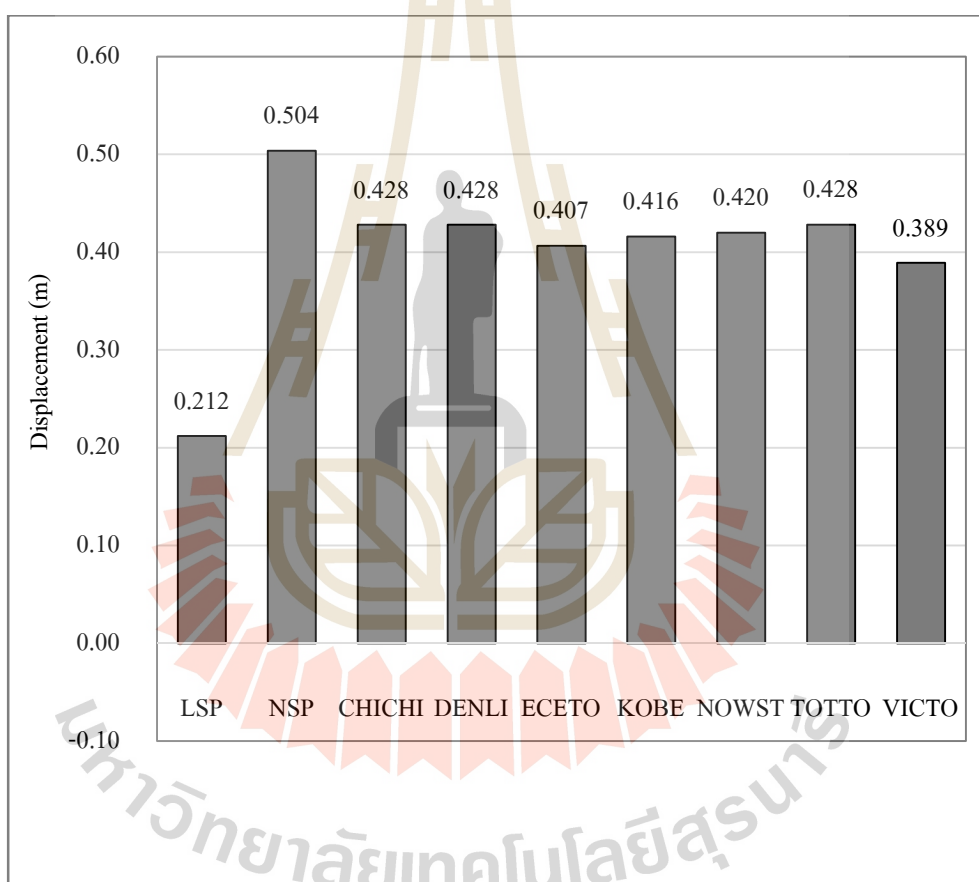
รูปที่ 4.1 แรงเฉือนที่ฐานเนื่องจากการวิเคราะห์ด้วยวิธีสถิตเชิงเส้นสถิตไม่เชิงเส้นและพลศาสตร์ไม่เชิงเส้น



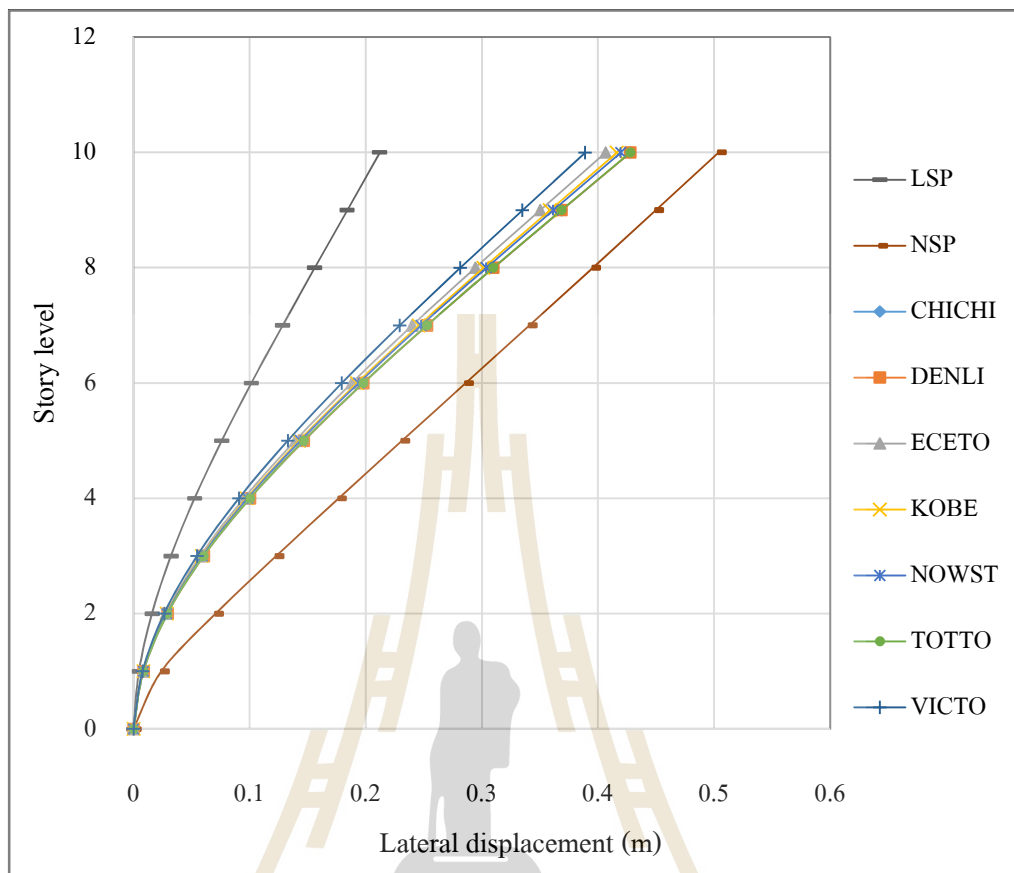
รูปที่ 4.2 แรงเฉือนในแต่ละชั้น

#### 4.1.2 การเคลื่อนตัวที่ชั้นบนสุดของอาคาร

จากผลการวิเคราะห์พบว่าแรงสถิตไม่เชิงเส้นทำให้เกิดการเคลื่อนตัวที่ชั้นบนสุดของอาคารมีค่ามากที่สุดเท่ากับ 0.504 m และแรงสถิตเชิงเส้นทำให้เกิดการเคลื่อนตัวที่ชั้นบนสุดของอาคารมีค่าน้อยที่สุดเท่ากับ 0.212 m แสดงดังรูปที่ 4.3 นอกจากนี้ยังพบว่าการวิเคราะห์วิธีพลศาสตร์ไม่เชิงเส้นใช้ค่าที่เวลา 2.414 วินาที ซึ่งเกิดโหมดการสั่นไหวครั้งแรกทั้ง 7 คลื่นแผ่นดินไหว ทำให้การเคลื่อนตัวที่ชั้นบนสุดของอาคารมีค่าระหว่างการวิเคราะห์ด้วยวิธีสถิตเชิงเส้นและวิธีสถิตไม่เชิงเส้น แสดงดังรูปที่ 4.4



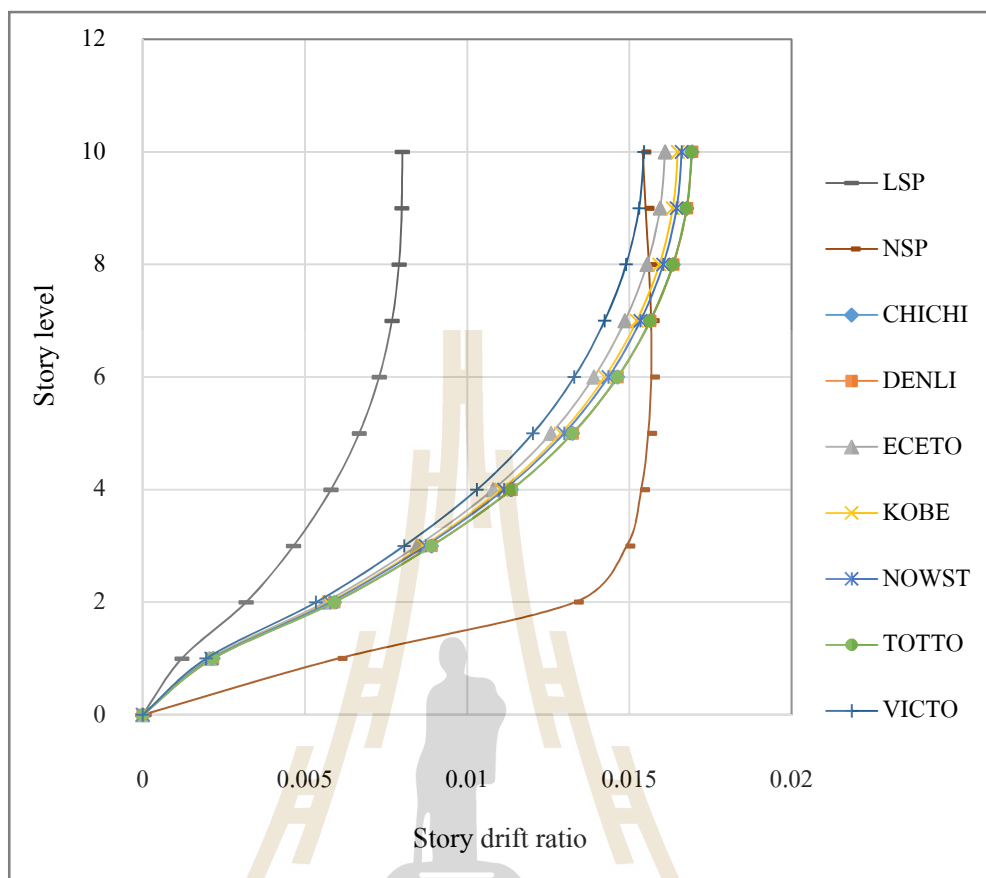
รูปที่ 4.3 การเคลื่อนตัวของอาคารที่ชั้นบนสุด



รูปที่ 4.4 การเคลื่อนตัวของอาคารแต่ละชั้น

#### 4.1.3 อัตราส่วนการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้น

จากผลการวิเคราะห์พบว่าแรงสั่นไหวทำให้เกิด Storey Drift Ratio น้อยที่สุด และพบว่าผลการวิเคราะห์ด้วยวิธีพลศาสตร์ไม่เชิงเส้นใช้ค่าที่เวลา 2.414 วินาที ซึ่งเกิดโหมดการสั่นไหวครั้งแรก ทั้ง 7 คลื่นแผ่นดินไหวทำให้ Storey Drift Ratio มีค่าอยู่ระหว่างการวิเคราะห์ด้วยวิธีสถิตเชิงเส้นและวิธีสถิตไม่เชิงเส้นในชั้นแรกถึงชั้นที่ 7 และมีค่า Storey Drift Ratio มากกว่าการวิเคราะห์ด้วยวิธีสถิตไม่เชิงเส้นในชั้นที่ 7 ถึงชั้นที่ 10 เนื่องจากวิธีสถิตไม่เชิงเส้นพิจารณารูปทรงโหมดการสั่นไหวเพียงโหมดแรก แต่วิธีพลศาสตร์ไม่เชิงเส้นพิจารณารูปทรงโหมดการสั่นไหวหลายโหมดรวมกัน แสดงดังรูปที่ 4.5



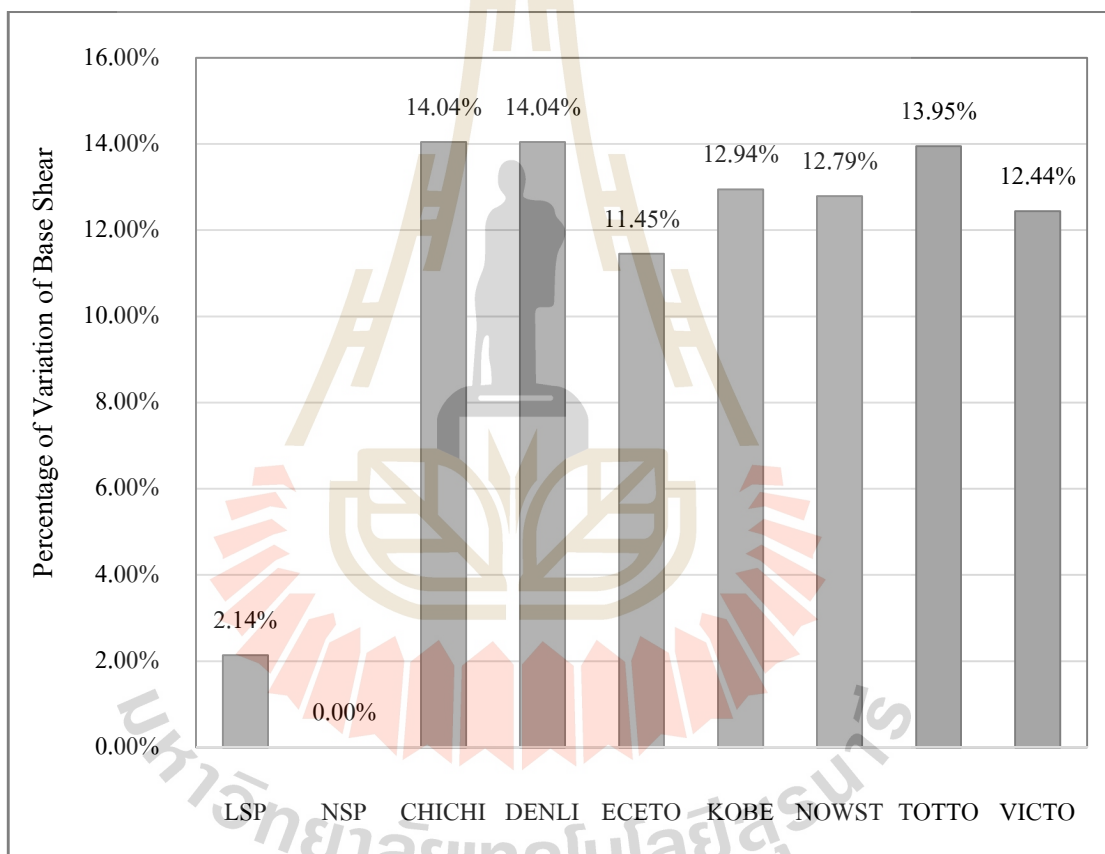
รูปที่ 4.5 อัตราส่วนการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้น

#### 4.2 ผลของ P-delta Effect ที่มีต่อความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวของโครงสร้าง

ผลของ P-delta Effect ที่มีต่อความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวของโครงสร้างพบว่าเมื่อพิจารณาผลของ P-delta Effect ร่วมด้วยแล้วมีผลให้ความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวสูงสุดของโครงสร้างมีค่าลดลงเนื่องจากเมื่อพิจารณาผลของ P-delta Effect ร่วมด้วยนั้นมีผลให้อาคารต้องรับโมเมนต์รอง (secondary moment) เพิ่มขึ้นจากโมเมนต์หลัก (primary moment) ที่กระทำต่อองค์อาคารอยู่ก่อนแล้วสำหรับโครงสร้างที่ใช้ในการศึกษานี้พบว่าเมื่อพิจารณาผลของ P-delta Effect ร่วมด้วยแล้วมีผลให้ความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวสูงสุดของโครงสร้างลดลงเมื่อเทียบกับกรณีไม่พิจารณาผลของ P-delta Effect แสดงได้จากค่าดังนี้

#### 4.2.1 เปอร์เซ็นต์การเปลี่ยนแปลงแรงเฉือนที่ฐาน

จากผลการวิเคราะห์แรงเฉือนที่ฐานทั้งการวิเคราะห์ด้วยวิธีสถิตเชิงเส้น วิธีสถิตไม่เชิงเส้น และวิธีประวัติเวลาไม่เชิงเส้น เมื่อนำมาศึกษาพบว่าเปอร์เซ็นต์การเปลี่ยนแปลงแรงเฉือนที่ฐานโดยวิธีประวัติเวลาไม่เชิงเส้นเมื่อคิดผลของ P-delta Effect พบว่ามีค่าประมาณ 11-14% แต่เปอร์เซ็นต์การเปลี่ยนแปลงแรงเฉือนที่ฐานโดยวิธีสถิตเชิงเส้นและวิธีสถิตไม่เชิงเส้น มีค่าน้อยมาก แสดงให้เห็นถึงความสำคัญของ P-delta Effect ที่มีผลมากในการวิเคราะห์โดยวิธีประวัติเวลาไม่เชิงเส้น แสดงในรูปที่ 4.6

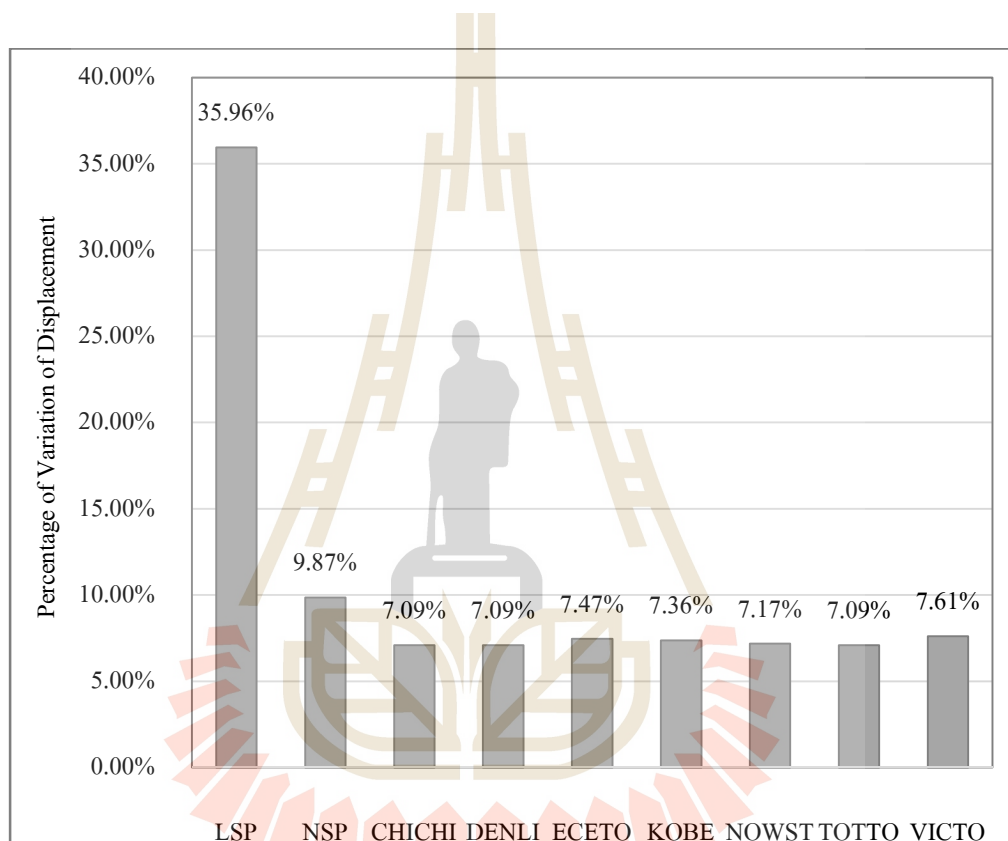


รูปที่ 4.6 เปอร์เซ็นต์การเปลี่ยนแปลงแรงเฉือนที่ฐาน

#### 4.2.2 เปอร์เซ็นต์การเปลี่ยนแปลงการเคลื่อนตัวที่ชั้นบนสุดของอาคาร

จากผลการวิเคราะห์การเคลื่อนตัวที่ชั้นบนสุดของอาคารทั้งการวิเคราะห์ด้วยวิธีสถิตเชิงเส้น วิธีสถิตไม่เชิงเส้น และวิธีประวัติเวลาไม่เชิงเส้น เมื่อนำมาศึกษาพบว่าเปอร์เซ็นต์การเปลี่ยนแปลงการเคลื่อนตัวที่ชั้นบนสุดของอาคาร โดยวิธีประวัติเวลาไม่เชิงเส้นเมื่อคิดผลของ

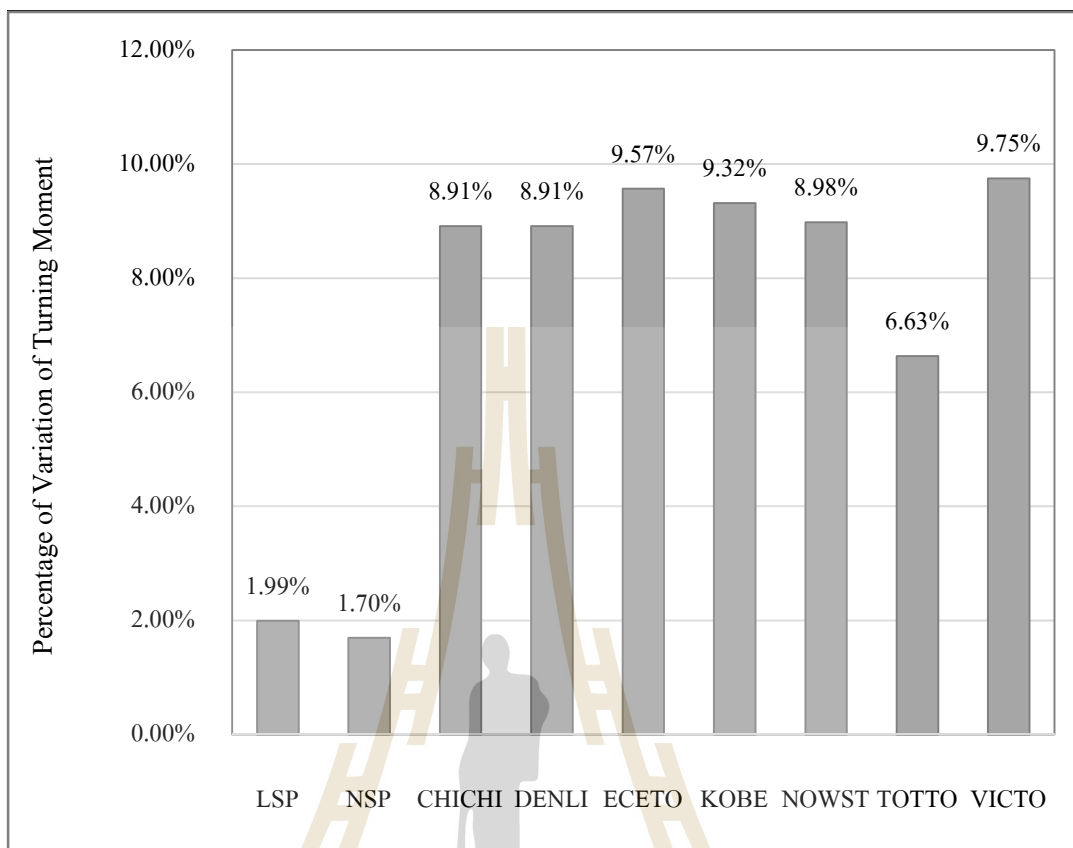
P-delta Effect พบว่ามีค่าประมาณ 7% เปอร์เซ็นต์การเปลี่ยนแปลงการเคลื่อนตัวที่ชั้นบนสุดของอาคารโดยวิธีสถิตไม่เชิงเส้นเมื่อคิดผลของ P-delta Effect พบว่ามีค่าประมาณ 9% แต่เปอร์เซ็นต์การเปลี่ยนแปลงการเคลื่อนตัวที่ชั้นบนสุดของอาคารโดยวิธีสถิตเชิงเส้น มีค่ามากถึง 35.96% แสดงให้เห็นถึงความสำคัญของ P-delta Effect ที่มีผลมากในการวิเคราะห์โดยวิธีสถิตเชิงเส้น แสดงในรูปที่ 4.7



รูปที่ 4.7 เปอร์เซ็นต์การเปลี่ยนแปลงการเคลื่อนตัวที่ชั้นบนสุด

#### 4.2.3 เปอร์เซ็นต์การเปลี่ยนแปลงโมเมนต์พลิกคว่ำ

จากผลการวิเคราะห์แรงเฉือนที่ฐานทั้งการวิเคราะห์ด้วยวิธีสถิตเชิงเส้น วิธีสถิตไม่เชิงเส้น และวิธีประวัติเวลาไม่เชิงเส้น เมื่อนำมาศึกษาพบว่าเปอร์เซ็นต์การเปลี่ยนแปลงโมเมนต์พลิกคว่ำโดยวิธีประวัติเวลาไม่เชิงเส้นเมื่อคิดผลของ P-delta Effect พบว่ามีค่าประมาณ 6-9% แต่เปอร์เซ็นต์การเปลี่ยนแปลงโมเมนต์พลิกคว่ำโดยวิธีสถิตเชิงเส้นและวิธีสถิตไม่เชิงเส้น มีค่าน้อยมากประมาณ 1-2% แสดงให้เห็นถึงความสำคัญของ P-delta Effect ที่มีผลมากในการวิเคราะห์โดยวิธีประวัติเวลาไม่เชิงเส้น แสดงในรูปที่ 4.8



รูปที่ 4.8 เปอร์เซ็นต์การเปลี่ยนแปลงการเคลื่อนที่ชั้นบนสุด

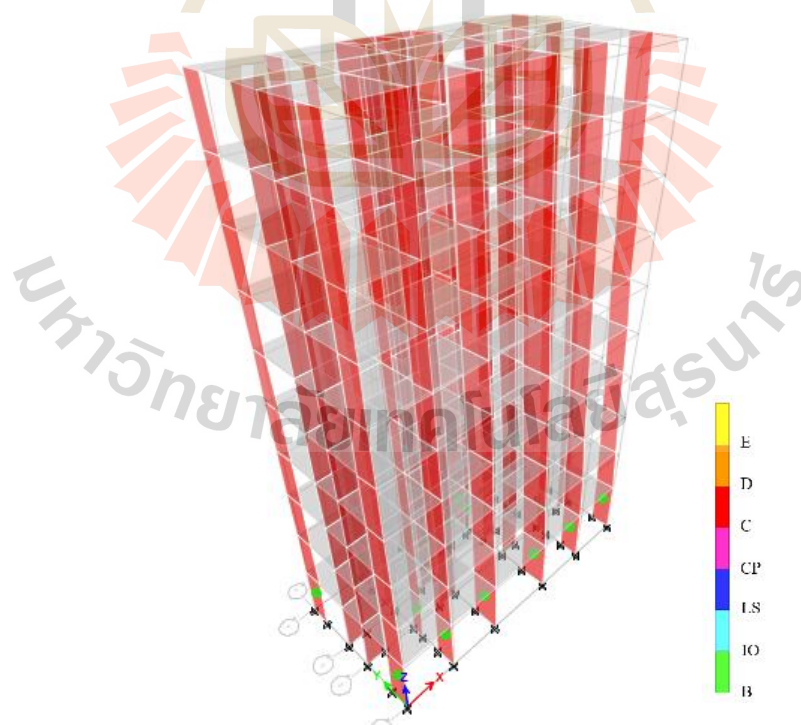
#### 4.3 การประเมินความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหว

ผลการประเมินสมรรถนะต้านทานแผ่นดินไหวของอาคารคอนกรีตสำเร็จรูปพบว่าจุดหมุนพลาสติกของผนังโครงสร้างอยู่ในระดับเข้าใช้อาคารได้ทันที (Immediate Occupancy Level, IO) แสดงในตาราง 4.1 ซึ่งอยู่ในระดับที่ดีกว่าระดับเป้าหมาย คือระดับปลอดภัยต่อชีวิต (Life Safety Performance Level, LS) ซึ่งตรงตามวัตถุประสงค์ที่กำหนดไว้ตามมาตรฐาน มยผ.1303-57 ดังนั้นอาคารคอนกรีตสำเร็จรูปจึงมีความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวอยู่ในระดับที่ดีและปลอดภัย แสดงดังรูปที่ 4.9 และรูปที่ 4.10

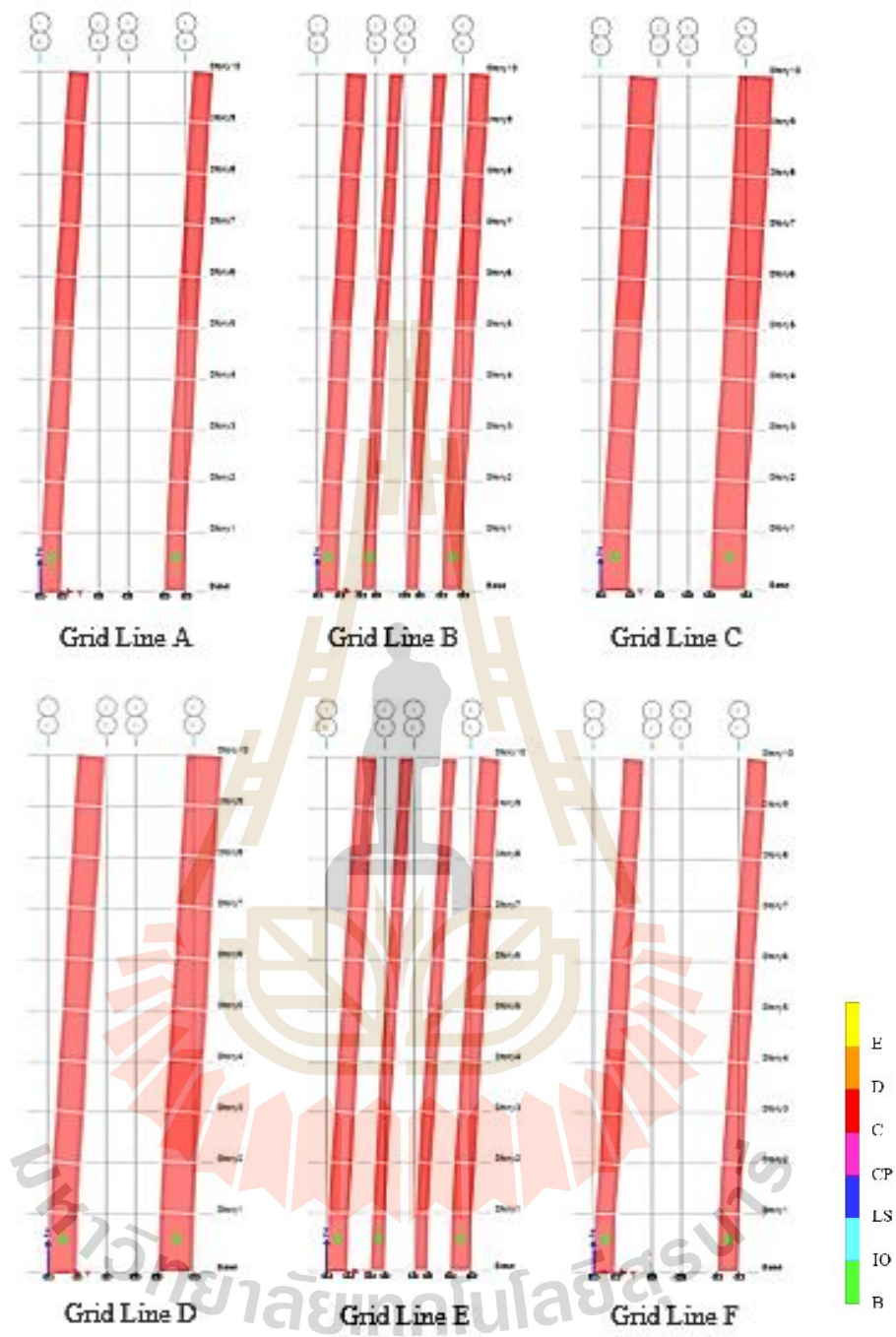


ตารางที่ 4.1 ผลการประเมินระดับสมรรถนะของอาคารคอนกรีตสำเร็จรูป

ระดับชั้น	มุนหมุนของชิ้นส่วนที่ยอมให้ (เรเดียน)			มวมหมุนของ จุดหมุน พลาสติก	ระดับ สมรรถนะ
	IO	LS	CP		
10	0.002	0.004	0.006	0.00000	IO
9	0.002	0.004	0.006	0.00000	IO
8	0.002	0.004	0.006	0.00000	IO
7	0.002	0.004	0.006	0.00003	IO
6	0.002	0.004	0.006	0.00006	IO
5	0.002	0.004	0.006	0.00029	IO
4	0.002	0.004	0.006	0.00061	IO
3	0.002	0.004	0.006	0.00091	IO
2	0.002	0.004	0.006	0.00125	IO
1	0.002	0.004	0.006	0.00170	IO



รูปที่ 4.9 ระดับสมรรถนะของจุดหมุนพลาสติก



รูปที่ 4.10 ระดับสมรรถนะของจุดหมุนพลาสติก

## บทที่ 5

### สรุปผลการศึกษา

การวิเคราะห์ความสามารถด้านทานแรงแผ่นดินไหวของอาคารสามารถทำได้โดยวิธี Nonlinear time history analysis โดยวิธีดังกล่าวเป็นการวิเคราะห์พฤติกรรมของโครงสร้างภายใต้แผ่นดินไหวโดยการคำนวณผลตอบสนองของโครงสร้างจากคลื่นแผ่นดินไหวในรูปของความเร่งที่พื้นดิน ผลตอบสนองที่ได้จะมีลักษณะแปรเปลี่ยนไปตามเวลา ในการศึกษาที่ใช้โปรแกรม ETABS ในการวิเคราะห์ดังกล่าว จากนั้นทำการประเมินสมรรถนะด้านทานแรงแผ่นดินไหวของอาคารโดยวิธี Performance based design ด้วยการกำหนดคุณสมบัติจุดหมุนพลาสติกเพื่อจำลองพฤติกรรมชิ้นส่วนขององค์อาคารในช่วงไม่เชิงเส้น ไปเปรียบเทียบกับเป้าหมายความมั่นคงแข็งแรงของอาคารที่กำหนดไว้

ในการศึกษานี้ได้ใช้อาคารคอนกรีตสำเร็จรูปในการศึกษา โดยอาคารคอนกรีตสำเร็จรูปเป็นอาคารที่พักอาศัย 10 ชั้น สูง 35.5 เมตร โดยแบบจำลองได้ถูกจัดทำขึ้นเพื่อจำลองพฤติกรรมการรับแรงทางด้านข้างของอาคาร โดยจะพิจารณาผลของ P-Delta Effect ร่วมด้วยประเมินความสามารถด้านทานแรงแผ่นดินไหวของอาคารที่พิจารณาภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว 7 คลื่น ได้แก่ El Centro, Victoria, Kobe, Northwest, Denali, Chi-Chi และ Tottori รวมทั้งคลื่นแผ่นดินไหวที่เกิดขึ้นบริเวณ อำเภอเมืองเชียงใหม่ จังหวัดเชียงใหม่ โดยทำการแปลงขนาดของการสั่นไหวรวมทั้งเสนอวิธีการปรับปรุงอาคารให้มีความสามารถด้านทานแรงแผ่นดินไหวเพิ่มขึ้น

#### 5.1 ผลของ P-delta Effect ที่มีผลต่อความสามารถด้านทานแรงแผ่นดินไหวของอาคาร

ผลของ P-delta Effect ทำให้ความสามารถด้านทานแรงแผ่นดินไหวของโครงสร้างลดลง จากผลการวิเคราะห์แรงเฉือนที่ฐานพบว่า ผลของ P-delta Effect มีผลต่อการวิเคราะห์โดยวิธีประวัติเวลาแบบไม่เชิงเส้นมากกว่าวิธีสถิตทั้งเชิงเส้นและไม่เชิงเส้น จากผลการวิเคราะห์ค่าการเคลื่อนตัวที่ชั้นบนสุดพบว่า ผลของ P-delta Effect มีผลต่อการวิเคราะห์โดยวิธีประวัติเวลาแบบไม่เชิงเส้นน้อยกว่าวิธีสถิตทั้งเชิงเส้นและไม่เชิงเส้น และจากผลการวิเคราะห์ค่าโมเมนต์พลิกคว่ำพบว่า ผลของ P-delta Effect มีผลต่อการวิเคราะห์โดยวิธีประวัติเวลาแบบไม่เชิงเส้นมากกว่าวิธี

สถิติทั้งเชิงเส้นและไม่เชิงเส้น ดังนั้น ในการวิเคราะห์โครงสร้างจึงควรให้ความสำคัญในการพิจารณาผลของ P-delta Effect ในการวิเคราะห์โครงสร้าง

## 5.2 การประเมินความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวของอาคาร

ผลการวิเคราะห์สรุปได้ว่าการออกแบบอาคารเพื่อต้านทานแผ่นดินไหวนั้น ควรพิจารณาวิธีการวิเคราะห์ที่เหมาะสมเนื่องจากแต่ละวิธีให้ผลการวิเคราะห์ที่แตกต่างกันซึ่งจากค่าแรงเคลื่อนค่าการเคลื่อนตัวที่ชั้นบนสุดและค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้น วิธีสถิติเชิงเส้นให้ค่าน้อยที่สุดเนื่องจากพิจารณาพฤติกรรมของโครงสร้างเพียงช่วงอีลาสติกเท่านั้น แต่วิธีสถิติไม่เชิงเส้นและวิธีประวัติเวลาไม่เชิงเส้นพบว่ามีค่ามากกว่าวิธีสถิติเชิงเส้นเนื่องจากในการวิเคราะห์วิธีไม่เชิงเส้นจะเพิ่มการคูณตัวประกอบขยายค่าการโก่งตัว (Deflection Amplification, Cd) และมีการกำหนดคุณสมบัติจุดหมุนพลาสติกของผนังรับแรงเฉือนทำให้พิจารณาพฤติกรรมของโครงสร้างในช่วงอินอีลาสติกด้วย จึงได้ผลการวิเคราะห์ใกล้เคียงกับความเป็นจริง

ผลการประเมินสมรรถนะจะเห็นได้ว่าอาคารมีระดับสมรรถนะอยู่ในระดับที่ดีกว่าเป้าหมายที่กำหนดไว้ ในการออกแบบอาคารลดความแข็งแรงของอาคารลงไปอีกระดับเพื่อให้เกิดความประหยัดในการก่อสร้าง เพราะโดยทั่วไปแล้วอาคารพริคาส์ที่มีอยู่ในไทยส่วนใหญ่จะเป็นระบบที่มีเฉพาะกำแพงรับแรงเฉือนจึงมีความแข็งแรงมาก การประเมินสมรรถนะจึงสามารถช่วยให้ประหยัดงบประมาณในการก่อสร้างได้

ดังนั้นจึงสรุปได้ว่าการออกแบบเชิงสมรรถนะ (Performance Based Design) ใช้เป็นแนวทางสำหรับการประเมินความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวของอาคารที่ออกแบบมาเพื่อรับแรงแผ่นดินไหวได้ โดยอาคารจะได้รับการตรวจสอบว่ามีความปลอดภัยตรงตามความต้องการของแผ่นดินไหวที่เกิดขึ้นหรือไม่ สุดท้ายนี้อาคารที่ตั้งอยู่ในเขตที่เสี่ยงต่อการเกิดแผ่นดินไหว สามารถประเมินประสิทธิภาพเพื่อต้านทานแรงแผ่นดินไหวให้ปลอดภัยตามเป้าหมายความต้องการของแผ่นดินไหวได้

## 5.3 ข้อเสนอแนะ

การศึกษานี้ได้พิจารณาผลของ P-Delta Effect ที่มีต่อความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวของอาคารคอนกรีตสำเร็จรูป แต่ทั้งนี้ยังมีอีกหลายปัจจัยที่มีผลต่อพฤติกรรมของอาคารที่ไม่ได้พิจารณาในการศึกษานี้ และสามารถศึกษาต่อได้ เช่น กำแพงอิฐก่อ ฐานราก Over strength of reinforcement รวมทั้งระบบต้านทานแรงกระทำทางด้านข้างที่เพิ่มความสามารถต้านทานแผ่นดินไหวให้กับอาคาร ได้แก่ เพิ่มค้ำยัน เพิ่มผนังโครงสร้าง เพิ่มคานรัดรอบ เป็นต้น

ในการประเมินความสามารถในการต้านทานแรงแผ่นดินไหวที่ได้ในการศึกษานี้ใช้คลื่นแผ่นดินไหวทั้งหมด 7 คลื่น ได้แก่ El Centro และคลื่นแผ่นดินไหวที่มีโอกาสเกิดขึ้นในเชียงใหม่ใช้ในการประเมินดังนั้นเพื่อที่จะทำนายพฤติกรรมการต้านทานแรงแผ่นดินไหวของอาคารให้ครอบคลุมควรที่พิจารณาค้นแผ่นดินไหวให้มากกว่านี้ เช่น คลื่นแผ่นดินไหวอื่น ๆ ที่มีโอกาสเกิดขึ้นในประเทศไทยหรือบริเวณใกล้เคียง เป็นต้น



## รายการอ้างอิง

- กรมโยธาธิการและผังเมือง กระทรวงมหาดไทย. (2557). **มาตรฐานการประเมินและการเสริมความมั่นคงแข็งแรงของโครงสร้างอาคารในเขตที่อาจได้รับแรงสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว (มยผ.1303)**. กรุงเทพฯ.
- กรมโยธาธิการและผังเมือง กระทรวงมหาดไทย. (2561). **มาตรฐานการออกแบบอาคารต้านทานการสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว (มยผ.1302)**. กรุงเทพฯ.
- ชวน จันทวาลย์, ป้อง คำอาจ, และ ศุภชัย เดชอุดมทรัพย์. (2542). การวิเคราะห์แรงแผ่นดินไหวที่มีผลกระทบต่ออาคารสูง. เอกสารประกอบการประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติครั้งที่ 5 (หน้า STR 157-162). กรุงเทพฯ: ภาควิชาวิศวกรรมโยธา มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าธนบุรี และ ว.ส.ท.
- ณัฐวุฒิ อินทบุตร. (2546). การประเมินการต้านทานแรงแผ่นดินไหวของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กชนิดแผ่นพื้นไร้คาน. มหาวิทยาลัยธรรมศาสตร์, วิทยานิพนธ์มหาบัณฑิต คณะวิศวกรรมศาสตร์ ภาควิชาวิศวกรรมโยธา, กรุงเทพฯ.
- ทศพล ปิ่นแก้ว, คำ เสาร์ทอง, วิเชียร สมบุญ, และ วีระชาติ กิเลนทอง. (2542). ความต้านทานต่อแรงแผ่นดินไหวของอาคารในกรุงเทพมหานคร. เอกสารประกอบการประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งประเทศไทย. กรุงเทพฯ.
- นรเทพ ชูพล. (2547). การประเมินการต้านทานแรงแผ่นดินไหวของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กโดยคำนึงถึงรายละเอียดจุดต่อเสา-คาน. มหาวิทยาลัยธรรมศาสตร์, วิทยานิพนธ์มหาบัณฑิต คณะวิศวกรรมศาสตร์ ภาควิชาวิศวกรรมโยธา, กรุงเทพฯ.
- ปณิธาน ลักคุณะประสิทธิ์. (2540). ความสั่นไหวของอาคารตัวอย่างใน กทม. จากแผ่นดินไหวระยะไกล (2535-2538). โยธาสาร, 9(2), 53-59
- พิพัฒน์ อิมอาบ. (2544). การประเมินความสามารถต้านทานแผ่นดินไหวของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก. มหาวิทยาลัยธรรมศาสตร์, วิทยานิพนธ์มหาบัณฑิต คณะวิศวกรรมศาสตร์ ภาควิชาวิศวกรรมโยธา, กรุงเทพฯ.

อมร พิมาณมาศ, ภาณุวัฒน์ จ้อยกัลลัด, และ ปรีดา ไชยมหาวัน. (18 มีนาคม 2559). พฤติกรรมของ  
โครงสร้างแข็งคอนกรีตภายใต้แรงแผ่นดินไหวและแนวทางการออกแบบอาคารต้านทาน  
แผ่นดินไหว. เข้าถึงได้จาก thaiengineering.com: [http:// www.thaiengineering. com/2015/  
index.php/item/540-behavior-of-concrete-rigid-frame-under-earthquake-loads-and-  
guidelines-earthquake-resistant-building-design](http://www.thaiengineering.com/2015/index.php/item/540-behavior-of-concrete-rigid-frame-under-earthquake-loads-and-guidelines-earthquake-resistant-building-design)

American concrete institute. (1995). **Building code requirements for structural concrete (ACI-318)**. Farmington hills.

American Society of Civil Engineers. (2010). **Minimum design loads for building and other structures**.

Applied Technology Council. (1996). **Seismic Evaluation and Retrofitting of concrete Buildings (Vol. 1 and 2)**. Redwood City.

ATC. (1996). **Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings**. ATC-40 Report, Applied Technology, Redwood City, California.

Duan, H., & Hueste, M. D. (2012). **Seismic performance of a reinforced concrete frame building in China**. Engineering Structures, 41, 77-89

Iqbal, A., Smith, T., Pampanin, S., Fragiacomio, M., Palermo, A., & Buchanan, A. H. (2016). **Experimental Performance and Structural Analysis of Plywood-Coupled LVL Walls**. Journal of Structural Engineering, 142(2).

Kiattivissanchai, S. (2001). **Evaluation of seismic performance of an existing medium-rise reinforced concrete frame building in Bangkok**. Asian Institute of Technology, M.Eng. thesis. Bangkok: AIT Publications.

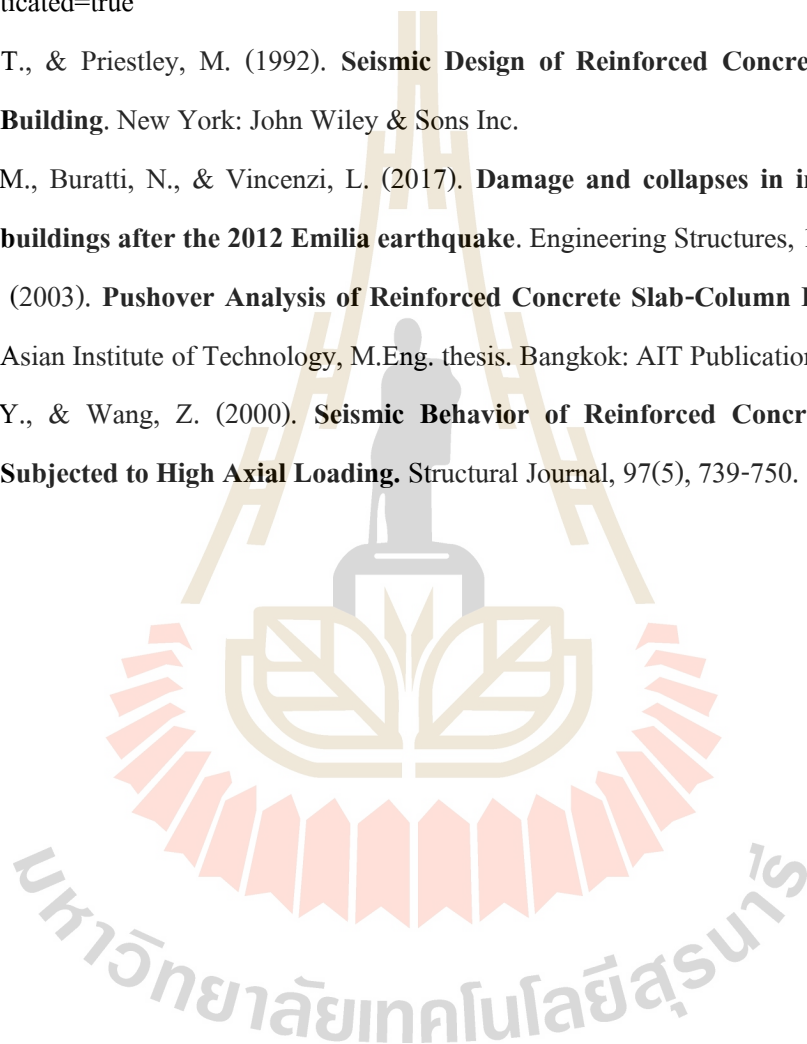
Kuang, J., & Ho, Y. (2008). **Seismic Behavior and Ductility of Squat Reinforced Concrete Shear Walls with Nonseismic Detailing**. Structural Journal, 105(2), 225-231.

Kumarapillai, N., & Alexander, F. (1976). **Elastoplastic Analysis of Coupled Shear Wall**. Journal of Structural Division, 102(9), 1845-1860.

Macleod, A., & Hosny, M. (1977). **Frame Analysis of Shear Wall Cores**. Journal of Structural Division, 103(10), 2037-2047.

Naik, P., & Annigeri, S. (2017). **Performance Evaluation of 9 Storey RC Building Located in North Goa**. Procedia Engineering, 173, 1841-1846.

- Ozkul, T. A., Kurtbeyoglu, A., Borekci, M., Zengin, B., & Kocak, A. (2019). **Effect of shear wall on seismic performance of RC frame buildings**. *Engineering Failure Analysis*, 100, 60-75.
- Pacific Earthquake Engineering Research Center. (2019). **NGA-West2**. Retrieved from PEER Ground Motion Database: [https://ngawest2.berkeley.edu/users/sign\\_in?unauthenticated=true](https://ngawest2.berkeley.edu/users/sign_in?unauthenticated=true)
- Paulay, T., & Priestley, M. (1992). **Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Building**. New York: John Wiley & Sons Inc.
- Savoia, M., Buratti, N., & Vincenzi, L. (2017). **Damage and collapses in industrial precast buildings after the 2012 Emilia earthquake**. *Engineering Structures*, 137, 162-180.
- Tam, N. (2003). **Pushover Analysis of Reinforced Concrete Slab-Column Frame Buildings**. Asian Institute of Technology, M.Eng. thesis. Bangkok: AIT Publications.
- Zhang, Y., & Wang, Z. (2000). **Seismic Behavior of Reinforced Concrete Shear Walls Subjected to High Axial Loading**. *Structural Journal*, 97(5), 739-750.



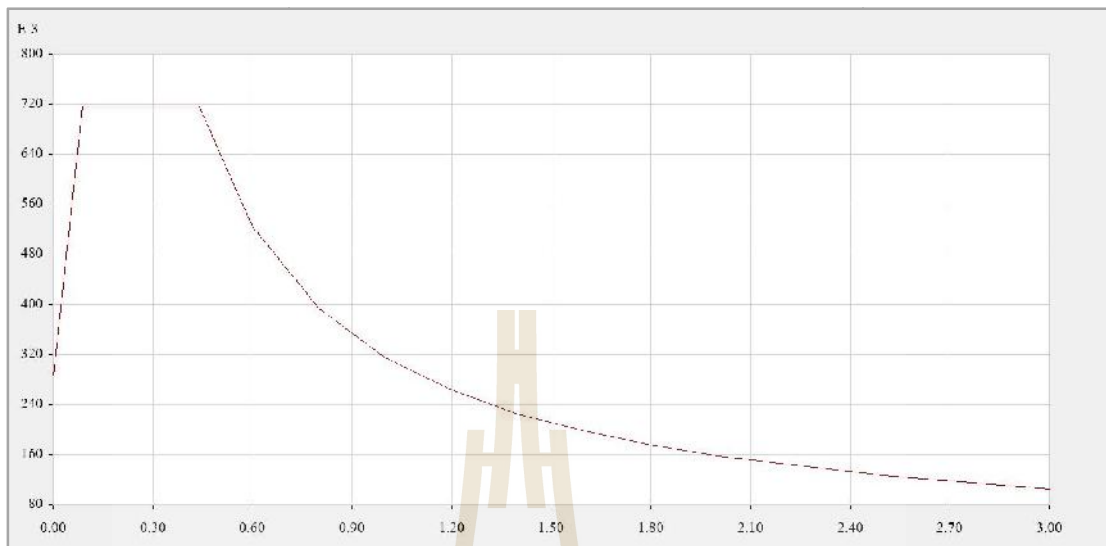




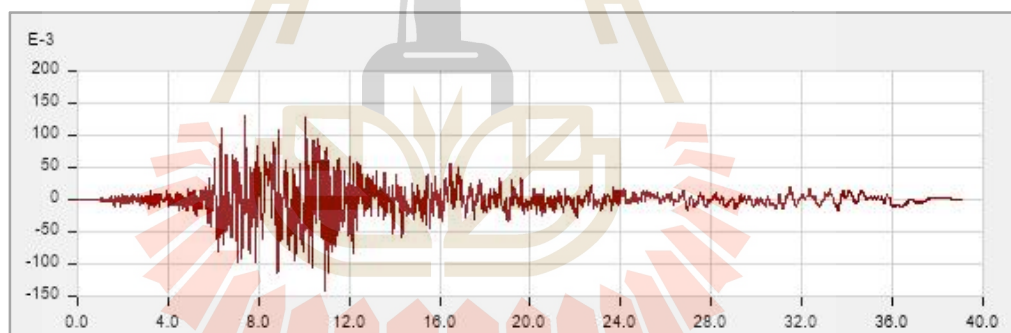
ภาคผนวก ก

ตัวอย่างคลื่นแผ่นดินไหวที่ใช้วิเคราะห์โครงสร้าง

มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี

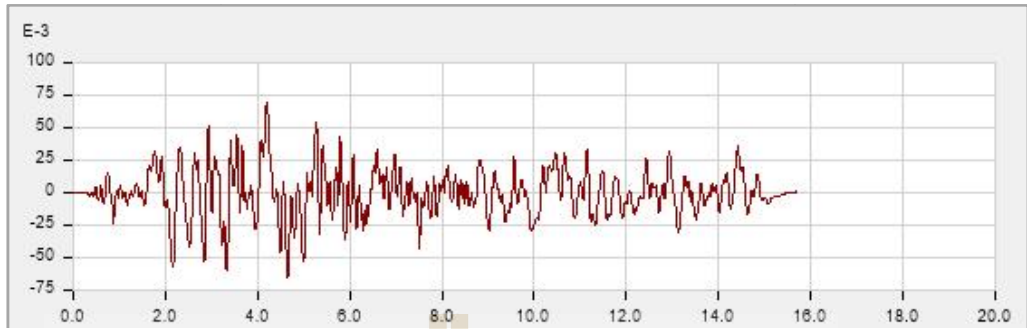


รูปที่ ก.1 ความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมสำหรับออกเฟส สำหรับพื้นที่ อำเภอเมือง  
จังหวัดเชียงใหม่

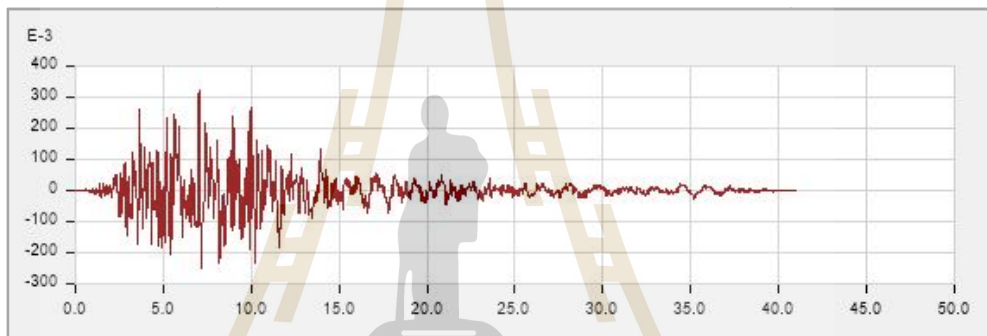


El Centro

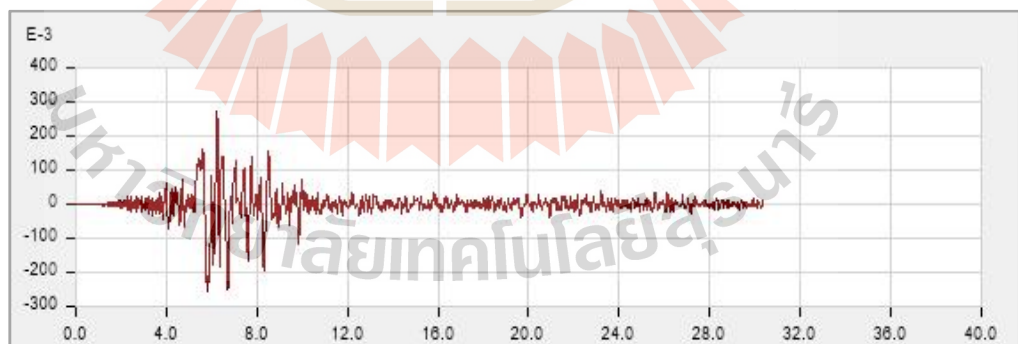
มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี



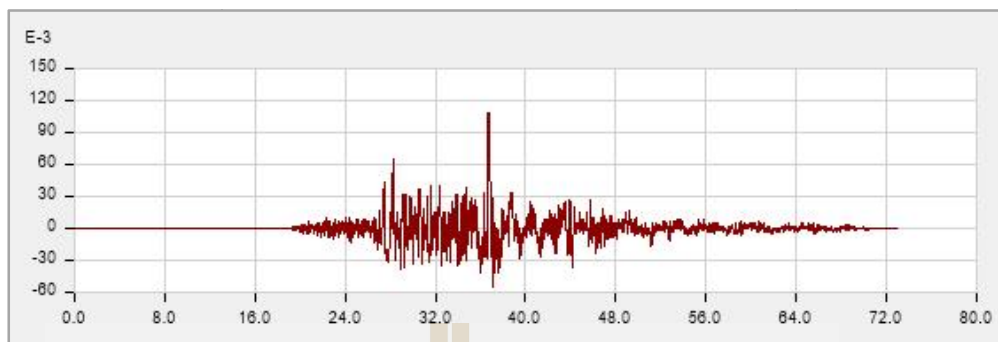
Victoria



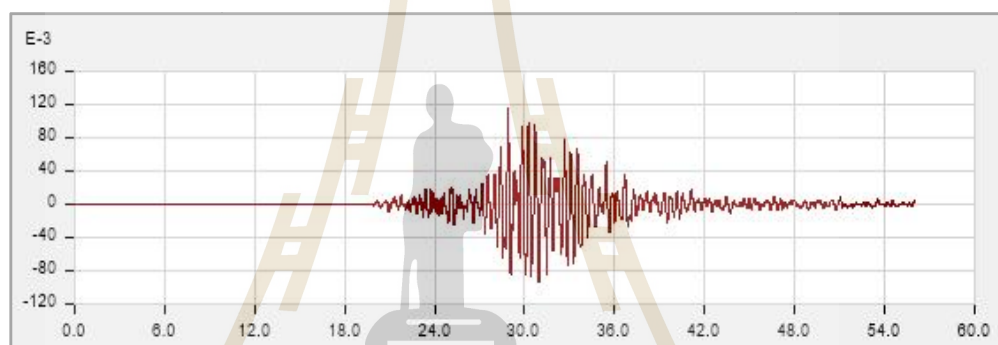
Kobe



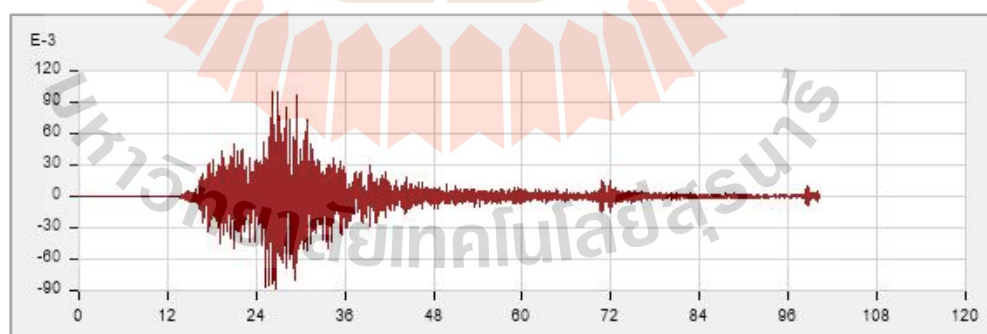
Northwest



Denali



Chi Chi



Tottori

รูปที่ ก. 2 ข้อมูลแผ่นดินไหวประวัติเวลาที่ใช้ในการวิเคราะห์



ภาคผนวก ข

ตัวอย่างขั้นตอนการวิเคราะห์โดยใช้ Nonlinear time history analysis  
โดยโปรแกรม ETABS

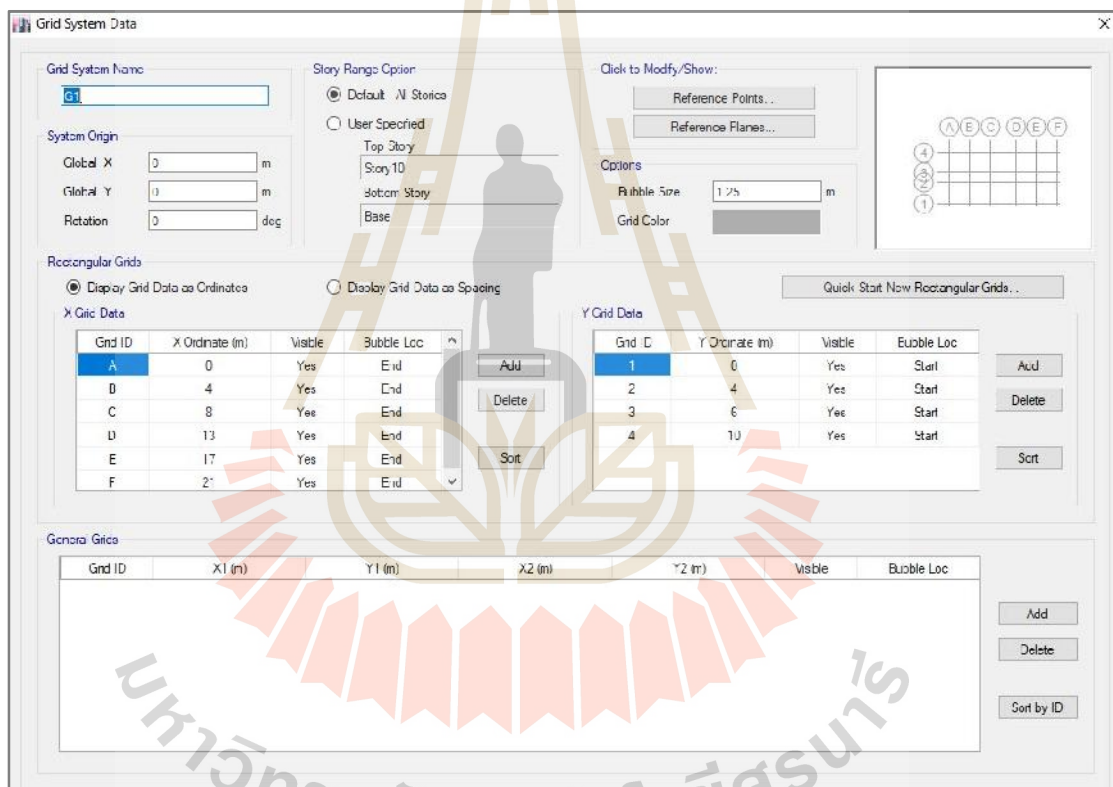
มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี

## ตัวอย่างขั้นตอนการวิเคราะห์โดยวิธี Nonlinear time history analysis

### โดยโปรแกรม ETABS

#### 1. สร้างแบบจำลองของอาคาร

จัดทำแบบจำลองอาคารที่ต้องการวิเคราะห์โดยโปรแกรม ETABS โดยใช้ข้อมูลใน Grid System Data ดังรูป



รูปที่ ข.1 แบบแปลนของอาคารตัวอย่าง

Story Data

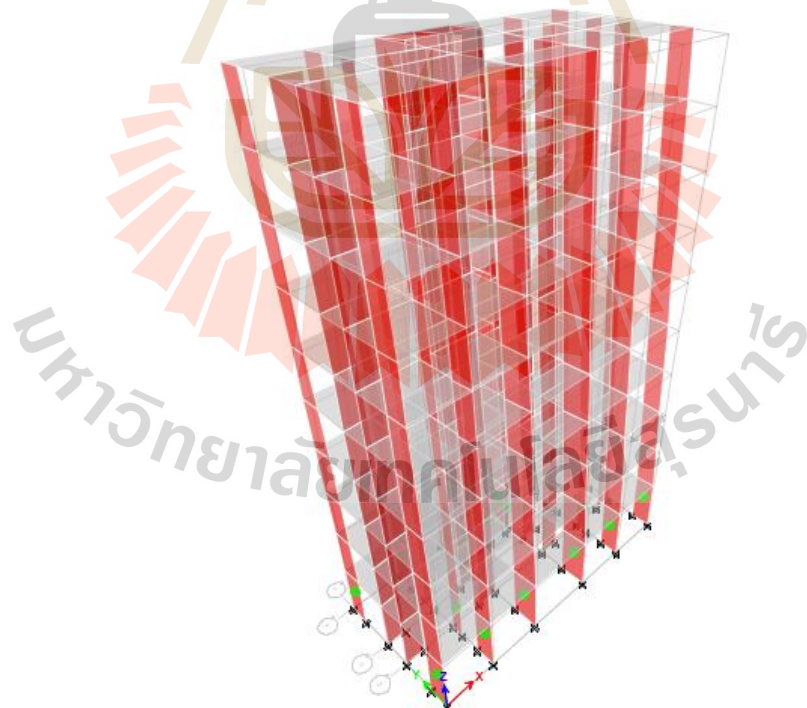
Story	Height m	Elevation m	Master Story	Similar To	Splice Story	Splice Height m	Story Color
Story10	3.5	35.5	Yes	None	No	0	
Story9	3.5	32	No	Story10	No	0	
Story8	3.5	28.5	No	Story10	No	0	
Story7	3.5	25	No	Story10	No	0	
Story6	3.5	21.5	No	Story10	No	0	
Story5	3.5	18	No	Story10	No	0	
Story4	3.5	14.5	No	Story10	No	0	
Story3	3.5	11	No	Story10	No	0	
Story2	3.5	7.5	No	Story10	No	0	
Story1	4	4	Yes	None	No	0	
Base		0					

Note: Right Click on Grid for Options

Refresh View

OK Cancel

รูปที่ ข.2 ข้อมูลความสูงของอาคารตัวอย่าง



รูปที่ ข.3 อาคารตัวอย่าง

2. กำหนดคุณสมบัติวัสดุ  
 ทำการกำหนดวัสดุสองชนิดคือเหล็กและคอนกรีต

Material Property Design Data

Material Name and Type

Material Name: C30

Material Type: Concrete, Isotropic

Design Properties for Concrete Materials

Specified Concrete Compressive Strength,  $f'_c$ : 29419.95 kN/m<sup>2</sup>

Lightweight Concrete

Shear Strength Reduction Factor: [Empty]

OK Cancel

รูปที่ ข.4 คุณสมบัติวัสดุของคอนกรีต

Material Property Design Data

Material Name and Type

Material Name: SD40

Material Type: Rebar, Uniaxial

Design Properties for Rebar Materials

Minimum Yield Strength,  $F_y$ : 392266.01 kN/m<sup>2</sup>

Minimum Tensile Strength,  $F_u$ : 558979.06 kN/m<sup>2</sup>

Expected Yield Strength,  $F_{ye}$ : 431492.61 kN/m<sup>2</sup>

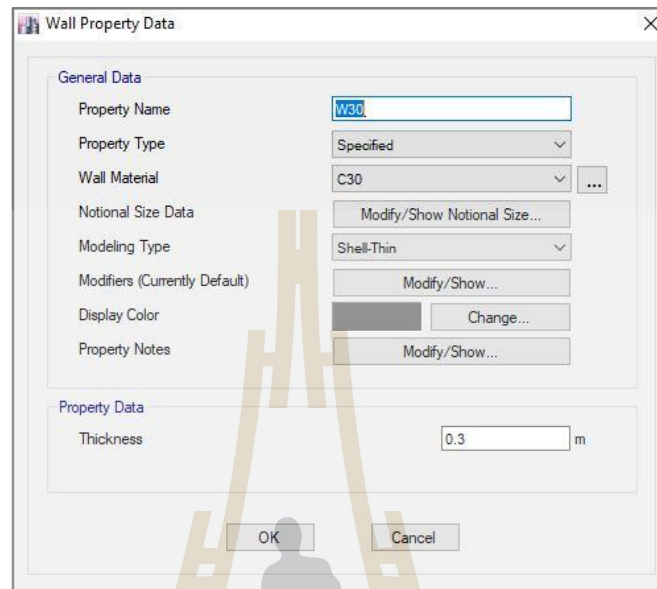
Expected Tensile Strength,  $F_{ue}$ : 614876.97 kN/m<sup>2</sup>

OK Cancel

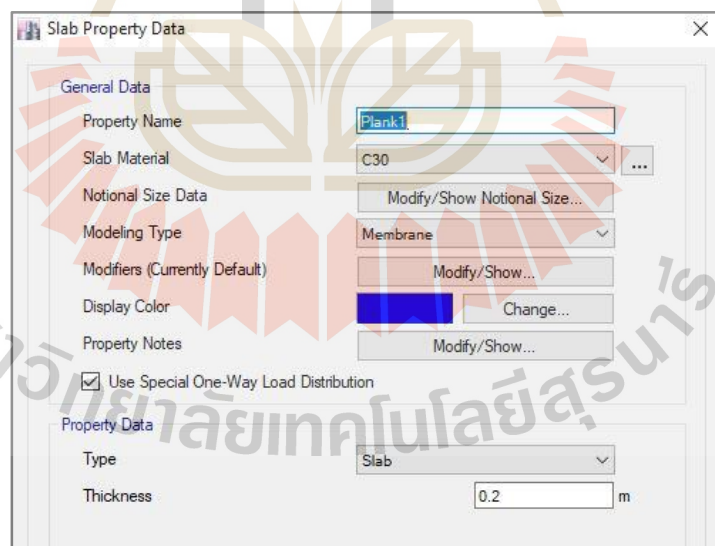
รูปที่ ข.5 คุณสมบัติวัสดุของเหล็กเสริม



### 3. กำหนดหน้าตัดค้ำอาคาร

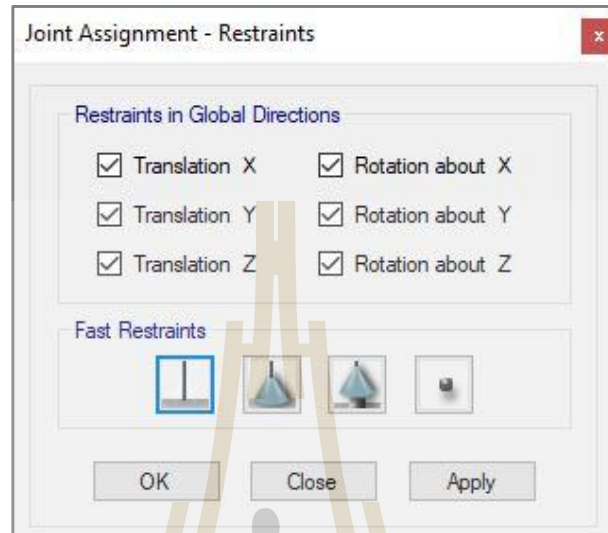


รูปที่ ข.6 หน้าตัดของผนังโครงสร้าง



รูปที่ ข.7 หน้าตัดของพื้นอาคาร

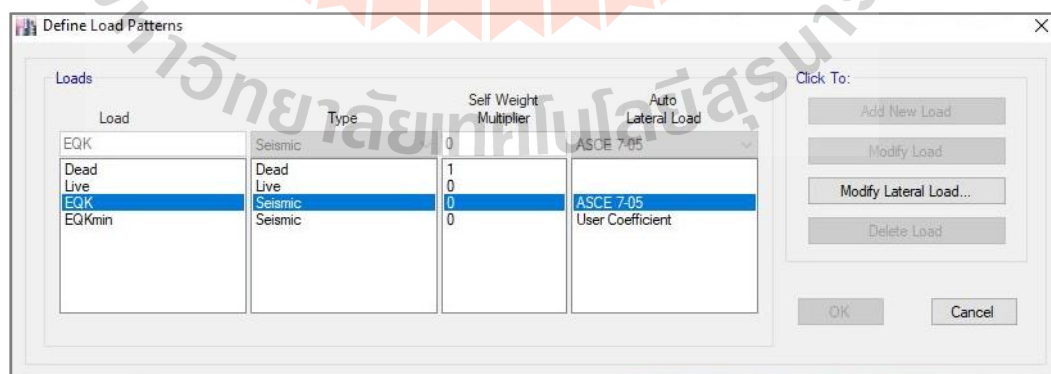
#### 4. กำหนดจุดรองรับเป็นแบบ Fixed



รูปที่ ข.8 กำหนดจุดรองรับอาคารเป็นแบบ Fixed

#### 5. กำหนดประเภทแรง (Load case) ที่กระทำต่อโครงสร้าง

การกำหนดแรงที่กระทำต่อโครงสร้างแบ่งออกเป็น 2 ประเภทหลัก คือ แรงที่กระทำแนวตั้ง (Vertical load case) และแรงที่กระทำแนวนอน (Horizontal load case) โดยแรงกระทำแนวตั้งมีหลายกรณี เช่น น้ำหนักของโครงสร้างเอง (Dead load) น้ำหนักบรรทุกจรขณะเกิดแผ่นดินไหว (Likely live load) เป็นต้น และแรงแผ่นดินไหวมีลักษณะเป็นแรงแนวนอนที่กระทำต่อโครงสร้าง



รูปที่ ข.9 การกำหนดแรงที่กระทำต่อโครงสร้าง

Shell Load Assignment - Uniform

Load Pattern Name: Live

Uniform Load

Load: 3 kN/m<sup>2</sup>

Direction: Gravity

Options

Add to Existing Loads

Replace Existing Loads

Delete Existing Loads

OK Close Apply

รูปที่ ข.10 น้ำหนักบรรทุกจร (Live Load) ที่กระทำบนพื้น

Shell Load Assignment - Uniform

Load Pattern Name: SDL

Uniform Load

Load: 6.2 kN/m<sup>2</sup>

Direction: Gravity

Options

Add to Existing Loads

Replace Existing Loads

Delete Existing Loads

OK Close Apply

รูปที่ ข.11 น้ำหนักบรรทุกเพิ่มเติม (Super Dead Load) ที่กระทำบนพื้น

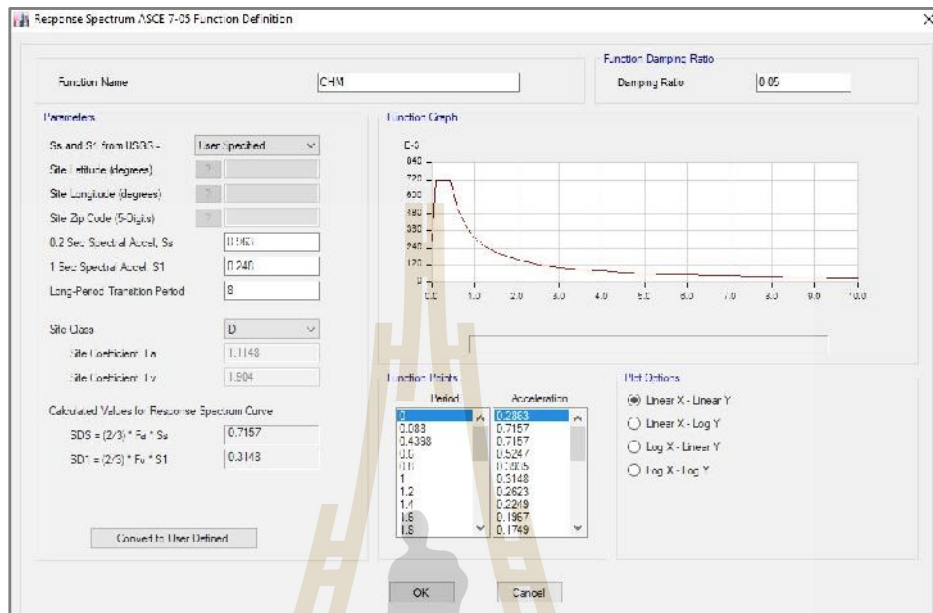
6. กำหนดค่าพารามิเตอร์แผ่นดินไหว สำหรับพื้นที่อำเภอเมือง จังหวัดเชียงใหม่

รูปที่ ข.12 การกำหนดค่าพารามิเตอร์แผ่นดินไหว

7. สร้างฟังก์ชันสเปกตรัม และเลือกชนิดฟังก์ชันตามมาตรฐาน ASCE-05

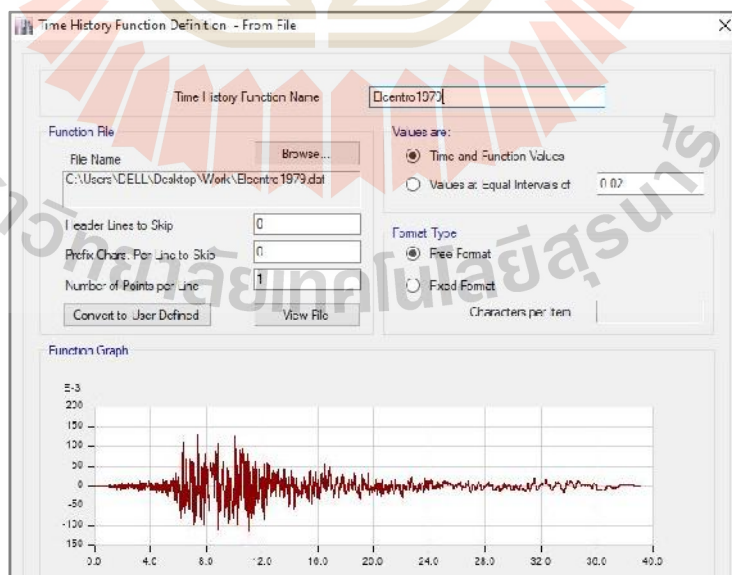
รูปที่ ข.13 การสร้างฟังก์ชันสเปกตรัมแผ่นดินไหว

8. ตั้งชื่อฟังก์ชัน และใส่ค่าพารามิเตอร์ต่าง ๆ ข้อมูลและกราฟของฟังก์ชันจะถูกสร้างขึ้นมา



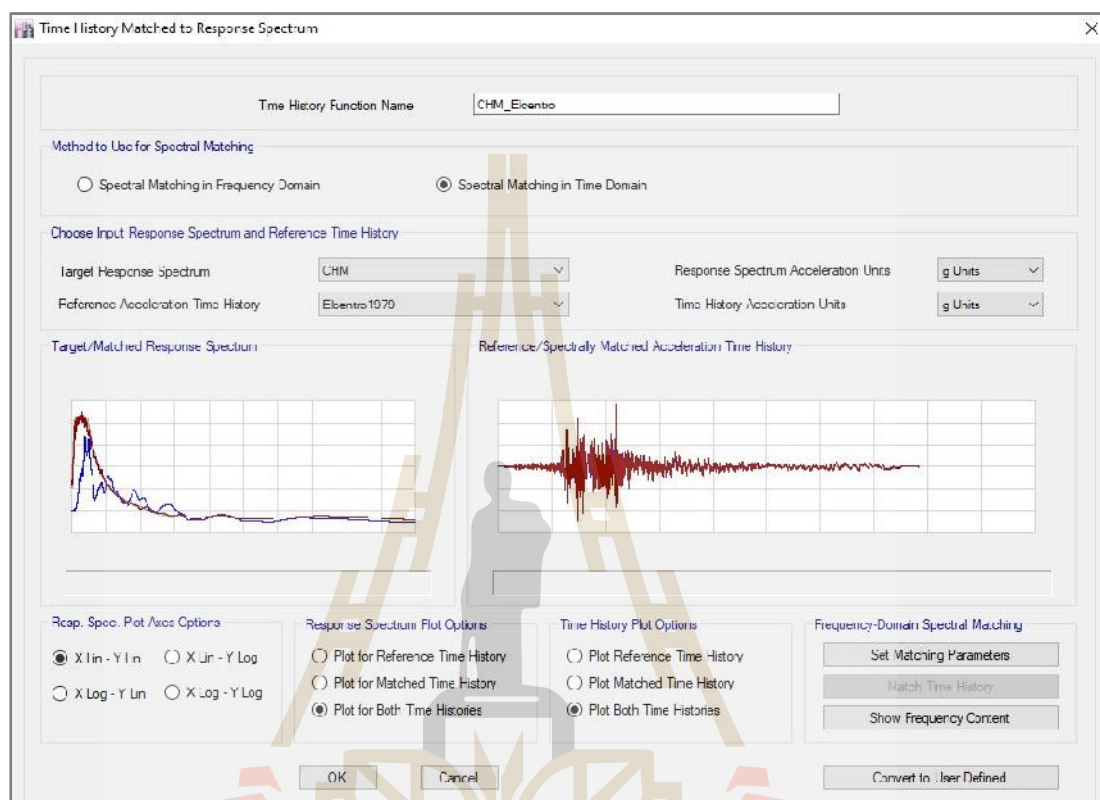
รูปที่ ข.14 การกำหนดค่าพารามิเตอร์เพื่อสร้างสเปกตรัมแผ่นดินไหว

9. กำหนดฟังก์ชันประวัติเวลา โดยนำเข้าข้อมูลแผ่นดินไหวที่ใช้ในการวิเคราะห์



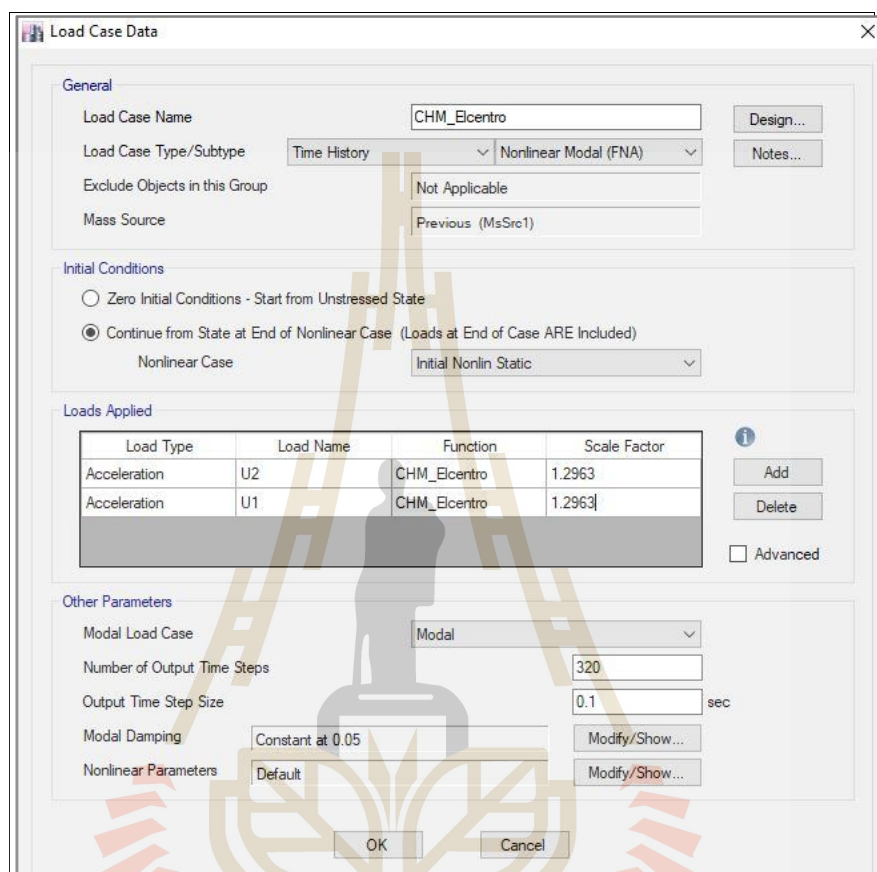
รูปที่ ข.15 การนำเข้าข้อมูลแผ่นดินไหว

10. เลือกกราฟ CHM ที่สร้างไว้ ซึ่งจะใช้เป็นสเปกตรัมเป้าหมายในการปรับค่าข้อมูลประวัติเวลาการสั่นพื้นดินเพื่อใช้สำหรับอาคารในอำเภอเมือง จังหวัดเชียงใหม่



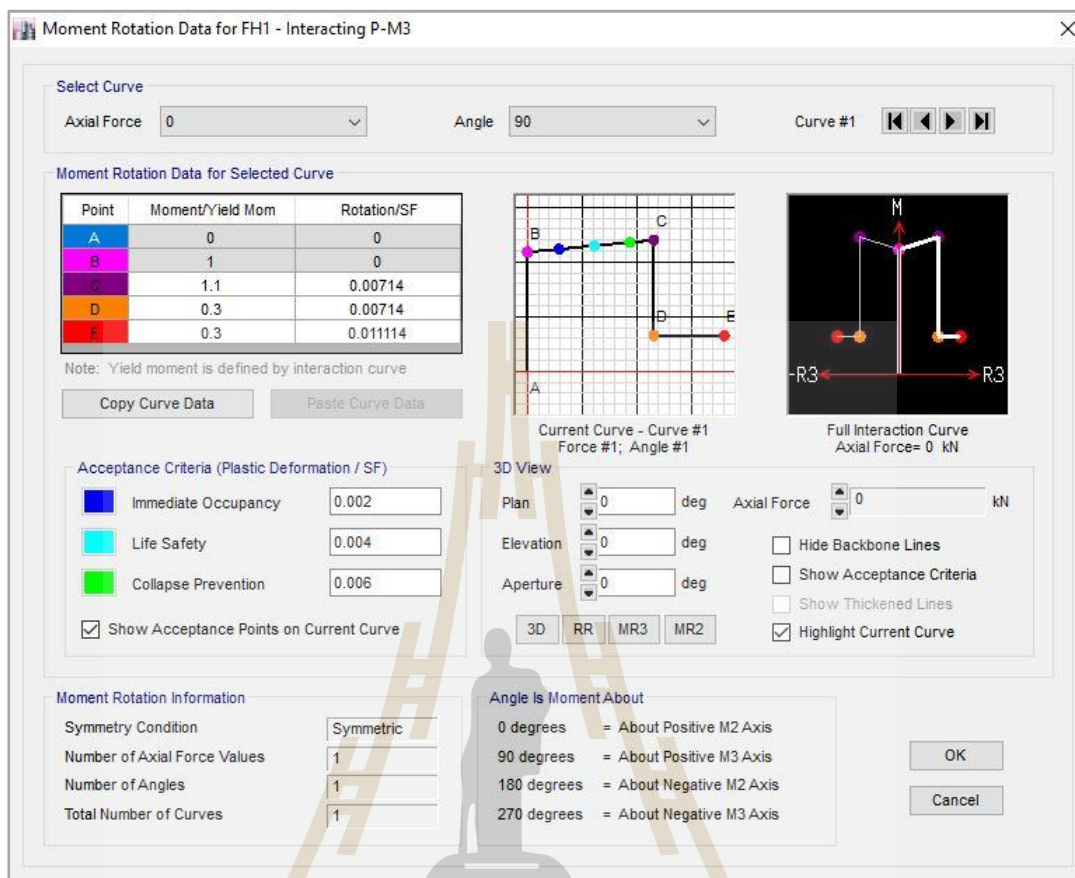
รูปที่ ข.16 การปรับค่าข้อมูลประวัติเวลาการสั่นพื้นดิน

11. ตั้งเมนู Load Case เลือกเป็นชนิด Time history แบบ Nonlinear (Modal) แล้วกำหนดค่า ดังรูป



รูปที่ ข.17 การกำหนดวิธีประวัติเวลาแบบไม่เชิงเส้น

12. กำหนดคุณสมบัติของจุดหมุนพลาสติก (Plastic hinge properties) เพื่อให้โครงสร้างสามารถแสดงพฤติกรรมในช่วงอินเลาสติกได้นั้นจำเป็นต้องกำหนดจุดหมุนพลาสติกให้กับองค์อาคารในบริเวณที่มีแนวโน้มต่อการเกิดการครากและวิบัติขององค์อาคาร การกำหนดคุณสมบัติของจุดหมุนพลาสติกของคาน โดยโปรแกรม ETABS มีลักษณะเป็นจุดหมุนพลาสติกเนื่องจากโมเมนต์ตัด โดยต้องระบุกำลังรับโมเมนต์ตัดของคานที่สภาวะครากของหน้าตัด ซึ่งสามารถหาได้จากทฤษฎีคอนกรีตเสริมเหล็ก และค่าความสามารถในการเสีรูปขององค์อาคารสามารถหาได้จากตารางที่ 3.9 รายละเอียดของสภาวะต่าง ๆ ของความสัมพันธ์ระหว่างกำลังต้านทานโมเมนต์ตัดกับความสามารถในการเสีรูปขององค์อาคารในรูปที่ ข.18 สามารถดูได้จากหัวข้อ 3.4



รูปที่ ข.18 แสดงตัวอย่างการกำหนดคุณสมบัติของจุดหมุนของผนังโครงสร้าง

### 13. วิเคราะห์และผลการวิเคราะห์

เมื่อจัดทำแบบจำลอง กำหนดคุณสมบัติพร้อมทั้งกำหนดตำแหน่งของจุดหมุนพลาสติก และกำหนด Nonlinear time history analysis case เรียบร้อยแล้ว ทำการวิเคราะห์แบบจำลองรวมทั้งผลการวิเคราะห์





ภาคผนวก ค

บทความทางวิชาการที่ได้รับการตีพิมพ์เผยแพร่

## รายชื่อบทความที่ได้รับการตีพิมพ์เผยแพร่

- ภาคิน สังขรัตน์ และ มงคล จิรวรรณเดช. (2562). ผลของ P-Delta effect ในการวิเคราะห์แรง  
แผ่นดินไหวของโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กที่เสริมและไม่เสริมกำแพงรับแรงเฉือน. การ  
ประชุมวิชาการคอนกรีตประจำปี ครั้งที่ 14 (Annual Concrete Conference 14), STR-004,  
โรงแรม วรนา ห้วยหิน โสเท็ลแอนด์คอนเวนชัน จ.ประจวบคีรีขันธ์. 6-8 มีนาคม 2562.
- ภาคิน สังขรัตน์ และ มงคล จิรวรรณเดช. (2563). การประเมินประสิทธิภาพต้านทานแผ่นดินไหวของ  
อาคารคอนกรีตสำเร็จรูปที่ตั้งอยู่ในจังหวัดเชียงใหม่. วารสารวิชาการครุศาสตร์  
อุตสาหกรรม พระจอมเกล้าพระนครเหนือ 11(2).

## ประวัติผู้เขียน

นายภาคิน สังขรัตน์ เกิดเมื่อวันที่ 29 มีนาคม พ.ศ. 2539 เริ่มศึกษาชั้นประถมที่โรงเรียนบ้านหลุมข้าว ชั้นมัธยมศึกษาปีที่ 1-3 ที่โรงเรียนนพศิราธิบดี ชั้นมัธยมศึกษาที่ 4-6 ที่โรงเรียนราชสีมาวิทยาลัย จังหวัดนครราชสีมา และสำเร็จการศึกษาระดับปริญญาตรี สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา สำนักวิชาวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี จังหวัดนครราชสีมา เมื่อปี 2561 และเข้าศึกษาต่อในระดับปริญญาโท สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา สำนักวิชาวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี โดยขณะศึกษาได้รับทุนกิตติบัตินิต จึงได้ปฏิบัติหน้าที่เป็นผู้ช่วยสอนและทำงานวิจัย เรื่องผลของ P-Delta effect ในการวิเคราะห์แรงแผ่นดินไหวของโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กที่เสริมและไม่เสริมกำแพงรับแรงเฉือน และการประเมินประสิทธิภาพด้านทานแผ่นดินไหวของอาคารคอนกรีตสำเร็จรูป

ผลงานวิจัย : ได้เสนอบทความเข้าร่วมในการประชุมวิชาการคอนกรีตประจำปี ครั้งที่ 14 ประจำปี พ.ศ. 2562 เรื่องผลของ P-Delta effect ในการวิเคราะห์แรงแผ่นดินไหวของโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กที่เสริมและไม่เสริมกำแพงรับแรงเฉือน รวมทั้งส่งบทความตีพิมพ์เผยแพร่ในวารสารวิชาการครุศาสตร์อุตสาหกรรม พระจอมเกล้าพระนครเหนือ เรื่องการประเมินประสิทธิภาพด้านทานแผ่นดินไหวของอาคารคอนกรีตสำเร็จรูปที่ตั้งอยู่ในจังหวัดเชียงใหม่