

การปรับปรุงการออกแบบอาคารด้านทานแผ่นดินไหวด้วยการวิเคราะห์พลศาสตร์ไม่เชิงเส้น



นางสาวปิยะฉัตร โมกข์ณรงค์

จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

CHULALONGKORN UNIVERSITY

บทคัดย่อและแฟ้มข้อมูลฉบับเต็มของวิทยานิพนธ์ตั้งแต่ปีการศึกษา 2554 ที่ให้บริการในคลังปัญญาจุฬาฯ (CUIR)

เป็นแฟ้มข้อมูลของนิสิตเจ้าของวิทยานิพนธ์ ที่ส่งผ่านทางบัณฑิตวิทยาลัย

The abstract and full text of theses from the academic year 2011 in Chulalongkorn University Intellectual Repository (CUIR) are the thesis authors' files submitted through the University Graduate School.

วิทยานิพนธ์นี้เป็นส่วนหนึ่งของการศึกษาตามหลักสูตรปริญญาวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต

สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา ภาควิชาวิศวกรรมโยธา

คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ปีการศึกษา 2558

ลิขสิทธิ์ของจุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

DESIGN IMPROVEMENT OF A BUILDING UNDER EARTHQUAKE  
USING NONLINEAR DYNAMIC ANALYSIS

Miss Piyanut Moknarong



A Thesis Submitted in Partial Fulfillment of the Requirements  
for the Degree of Master of Engineering Program in Civil Engineering

Department of Civil Engineering

Faculty of Engineering

Chulalongkorn University

Academic Year 2015

Copyright of Chulalongkorn University





# # 5770230521 : MAJOR CIVIL ENGINEERING

KEYWORDS: DESIGN IMPROVEMENT / PERFORMANCE BASED DESIGN / NONLINEAR DYNAMIC ANALYSIS / EARTHQUAKE

PIYANUT MOKNARONG: DESIGN IMPROVEMENT OF A BUILDING UNDER EARTHQUAKE USING NONLINEAR DYNAMIC ANALYSIS. ADVISOR: ASSOC. PROF.TOSPOL PINKAEW, Ph.D., 114 pp.

The building codes allow damages but no collapse or loss of life (Life safety criteria) under designed earthquake. To simplify the analysis, the design code suggests a conventional linear analysis with some assumption for nonlinear effect. However, the designed building might not achieve the desirable target performance, especially the irregular building. This research proposes two procedures for design improvement, first is the iterative design procedure by using trial and error concept and another is the inelastic dynamic design procedure using pushover analysis with equal energy concept. The procedures aim to effectively improve the seismic resistance of the building over that from conventional design.

The 8-storey R/C building with shear walls in Northern Thailand is considered. Only main and transverse reinforcement in shear walls and stirrup in columns are adjusted to avoid the effect on building stiffness. The results obtained from both procedures show that the building performance can meet target level and reveal the possibility of significant reduction of reinforcement. The stirrup reinforcement in column can be reduced to 30%, and both of main and transverse reinforcement in shear wall can be reduced about 50% while the building still attains its earthquake performance as required by the standard. These results encourage toward the real application of the proposed procedures to achieve the cost effective design of the building. It is noted that, although the two procedures provide similar results, the application of the inelastic dynamic design by equal energy concept seems to be preferable due to its more effective and systematic.

Department: Civil Engineering

Student's Signature .....

Field of Study: Civil Engineering

Advisor's Signature .....

Academic Year: 2015

## กิตติกรรมประกาศ

ในการจัดทำวิทยานิพนธ์ฉบับนี้ ข้าพเจ้านางสาวปิยะณัฐ โมกข์ณรงค์ ขอกราบ  
ขอบพระคุณ รองศาสตราจารย์ ดร.ทศพล ปิ่นแก้ว อาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์ ที่กรุณาให้  
ความรู้ คำปรึกษา รวมถึงแนวทางการแก้ปัญหาต่างๆ อย่างดียิ่งตั้งแต่เริ่มต้นการวิจัยจนเสร็จสิ้น  
สมบูรณ์

ข้าพเจ้าขอกราบขอบพระคุณ ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร. ฉัตรพันธ์ จินตนาภักดี ประธาน  
กรรมการสอบวิทยานิพนธ์ และอาจารย์ ดร.ณัฐวุฒิ ธนศรีสถิตย์ กรรมการสอบวิทยานิพนธ์ ที่  
กรุณาให้ความรู้ คำแนะนำ สำหรับใช้ในการแก้ไขให้วิทยานิพนธ์ฉบับนี้มีความถูกต้องและสมบูรณ์  
มากยิ่งขึ้น

ข้าพเจ้าขอขอบคุณ นายจุลชิน เฉินบำรุง นายณัฐดนัย อมรปฏิเวธ และนายอภิชาติ  
วงศ์ดี สำหรับคำแนะนำและแนวทางในการทำงานวิจัยมาโดยตลอด รวมถึงขอขอบคุณเพื่อน พี่  
น้อง ปริญญาโทและปริญญาเอก สาขาวิศวกรรมโยธา ในการแลกเปลี่ยนความรู้ ความคิดเห็น  
ตลอดจนกำลังใจในการทำงานจนวิทยานิพนธ์ฉบับนี้เสร็จสมบูรณ์

สุดท้ายนี้ข้าพเจ้าขอกราบขอบพระคุณบิดา มารดา ญาติพี่น้อง ที่เป็นกำลังใจแก่ข้าพเจ้า  
รวมถึงเหล่าคณาจารย์ทุกท่านในภาควิชาวิศวกรรมโยธา จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย ที่ให้การ  
สนับสนุนการศึกษาจนวิทยานิพนธ์ฉบับนี้สำเร็จลุล่วงไปด้วยดี

ข้าพเจ้าหวังเป็นอย่างยิ่งว่าวิทยานิพนธ์ฉบับนี้จะสามารถเป็นประโยชน์ในการศึกษาต่อผู้  
ที่สนใจรวมถึงเป็นแนวทางในการนำไปประยุกต์ใช้เพื่อให้เกิดประโยชน์ต่อประเทศชาติในอนาคต  
ต่อไป

## สารบัญ

	หน้า
บทคัดย่อภาษาไทย.....	ง
บทคัดย่อภาษาอังกฤษ.....	จ
กิตติกรรมประกาศ.....	ฉ
สารบัญ.....	ช
สารบัญตาราง.....	ญ
สารบัญภาพ .....	ต
บทที่ 1 บทนำ .....	1
1.1 ความเป็นมาและความสำคัญของปัญหา .....	1
1.2 วัตถุประสงค์ของงานวิจัย.....	2
1.3 ขอบเขตการศึกษา .....	2
1.4 ประโยชน์ที่คาดว่าจะได้รับ.....	3
1.5 ขั้นตอนดำเนินงานวิจัย .....	3
บทที่ 2 ทบทวนงานวิจัยและทฤษฎีที่เกี่ยวข้อง .....	5
2.1 งานวิจัยที่เกี่ยวข้องกับการออกแบบโครงสร้างตามสมรรถนะของอาคาร.....	5
2.2 ทฤษฎีที่เกี่ยวข้อง.....	13
2.2.1 การวิเคราะห์โครงสร้างด้วยวิธีไม่เชิงเส้น ตามมาตรฐาน ASCE41-13 .....	13
2.2.1.1 โครงต้านแรงดัดคอนกรีตเสริมเหล็ก .....	13
2.2.1.2 แบบจำลองชิ้นส่วนเสา .....	14
2.2.1.3 การลดลงของสติฟเนสหลังจากชิ้นส่วนเกิดการคราก (Post-Yield Hardening Stiffness) .....	16
2.2.1.4 กำแพงรับแรงเฉือนคอนกรีตเสริมเหล็ก .....	17
2.2.1.5 แบบจำลองกำแพงรับแรงเฉือนคอนกรีตเสริมเหล็ก .....	19
2.2.2 วิธีการสไลด์ไม่เชิงเส้น (Pushover Analysis) .....	20

2.2.2.1	หลักการแบบสถิตไม่เชิงเส้น .....	20
2.2.2.2	การวิเคราะห์โครงสร้างด้วยวิธีสถิตไม่เชิงเส้น ตามมาตรฐาน ASCE41-13....	20
2.2.3	ผลการตอบสนองของโครงสร้างในช่วงอินอีลาสติก .....	21
2.2.4	ระดับสมรรถนะและหลักการประเมินตามสมรรถนะของโครงสร้าง.....	23
2.2.5	เกณฑ์การยอมรับสำหรับพฤติกรรมแบบไม่เชิงเส้น ตามมาตรฐาน ASCE41-13 .....	24
บทที่ 3	กระบวนการปรับปรุงการออกแบบอาคารด้วยวิธีพลศาสตร์ไม่เชิงเส้น .....	28
3.1	กระบวนการออกแบบซ้ำด้วยวิธีลองผิดลองถูก .....	28
3.2	วิธีพลศาสตร์ไม่เชิงเส้นแบบผสม (Inelastic Dynamic Design using Pushover Analysis: Equal energy concept).....	31
บทที่ 4	อาคารตัวอย่างและคลื่นแผ่นดินไหว.....	37
4.1	อาคารตัวอย่าง.....	37
4.1.1	อาคารตัวอย่างที่ไม่มีการออกแบบให้รับแรงแผ่นดินไหว .....	40
4.1.2	อาคารตัวอย่างที่มีการออกแบบให้รับแรงแผ่นดินไหว .....	42
4.1.3	การจำลองโครงสร้างอาคารสำหรับการวิเคราะห์แบบไม่เชิงเส้น .....	46
4.1.3.1	แบบจำลองเสา.....	46
4.1.3.2	แบบจำลองกำแพงรับแรงเฉือน .....	50
4.1.4	คุณสมบัติเชิงพลศาสตร์ของอาคารจากโปรแกรม Perform3D .....	53
4.2	คลื่นแผ่นดินไหวที่ใช้ในการศึกษา.....	56
4.3	สมรรถนะของอาคารตัวอย่าง.....	65
4.3.1	สมรรถนะของอาคารที่ไม่มีการออกแบบให้รับแรงแผ่นดินไหว.....	65
4.3.2	สมรรถนะของอาคารที่มีการออกแบบให้รับแรงแผ่นดินไหว.....	67
บทที่ 5	ผลการปรับปรุงการออกแบบอาคารด้วยการวิเคราะห์แบบพลศาสตร์ไม่เชิงเส้น.....	70
5.1	ผลการปรับปรุงการออกแบบอาคารโดยกระบวนการออกแบบซ้ำด้วยวิธีลองผิดลองถูก.....	70



5.2 ผลการปรับปรุงการออกแบบอาคารโดยผลการวิเคราะห์แบบพลศาสตร์ไม่เชิงเส้นแบบ ผสม 75	
5.2.1 ระยะการเคลื่อนตัวเป้าหมายและรูปแบบการเคลื่อนตัวของอาคาร (Target displacement and Displacement pattern) .....	75
5.2.2 ผลการปรับปรุงแบบอาคารด้วยวิธีพลศาสตร์ไม่เชิงเส้นแบบผสมตามหลักการของ สมดุลการเคลื่อนที่ .....	77
5.2.3 ผลการปรับปรุงแบบอาคารด้วยวิธีพลศาสตร์ไม่เชิงเส้นแบบผสมตามหลักการของ สมดุลพลังงาน .....	79
5.2.3.1 งานของระบบ (Work Done).....	79
5.2.3.2 กระบวนการปรับปรุงแบบตามหลักการสมดุลพลังงาน .....	80
5.3 เปรียบเทียบผลลัพธ์จากกระบวนการปรับปรุงแบบ.....	87
5.3.1 รายละเอียดการเสริมเหล็กที่ได้รับการปรับปรุง.....	87
5.3.2 ระยะเวลาที่ใช้ในกระบวนการปรับปรุงแบบ.....	90
บทที่ 6 สรุปผลการวิจัย.....	92
รายการอ้างอิง .....	95
ภาคผนวก ก ลำดับการปรับปรุงการออกแบบอาคาร .....	98
ก.1 ลำดับการปรับปรุงแบบอาคารจากกระบวนการออกแบบซ้ำด้วยวิธีลองผิดลองถูก .....	98
ก.2 ลำดับการปรับปรุงแบบอาคารจากกระบวนการออกแบบด้วยวิธีพลศาสตร์ไม่เชิงเส้นแบบ ผสม 107	
ประวัติผู้เขียนวิทยานิพนธ์ .....	114

## สารบัญตาราง

ตารางที่ 2.1 การจำแนกชิ้นส่วนของโครงสร้างตามรูปแบบการวิบัติ (ASCE41, 2013).....	24
ตารางที่ 2.2 กำหนดค่าตัวแปรสำหรับการสร้างแบบจำลอง และหลักเกณฑ์การยอมรับเชิงตัวเลข สำหรับการวิเคราะห์แบบไม่เชิงเส้นของชิ้นส่วนเสาคอนกรีตเสริมเหล็ก (ASCE41, 2013).....	26
ตารางที่ 2.3 กำหนดค่าตัวแปรสำหรับการสร้างแบบจำลอง และหลักเกณฑ์การยอมรับเชิงตัวเลข สำหรับการวิเคราะห์แบบไม่เชิงเส้นของกำแพงรับแรงเฉือนคอนกรีตเสริมเหล็กที่ถูกควบคุมโดย แรงดัด (ASCE41, 2013).....	27
ตารางที่ 2.4 กำหนดค่าตัวแปรสำหรับการสร้างแบบจำลอง และหลักเกณฑ์การยอมรับเชิงตัวเลข สำหรับการวิเคราะห์แบบไม่เชิงเส้นของกำแพงรับแรงเฉือนคอนกรีตเสริมเหล็กที่ถูกควบคุมโดย แรงเฉือน (ASCE41, 2013).....	27
ตารางที่ 4.1 รายละเอียดหน้าตัดเสาของอาคารที่ไม่มีการออกแบบให้รับแรงแผ่นดินไหว.....	40
ตารางที่ 4.2 รายละเอียดหน้าตัดกำแพงรับแรงเฉือนที่ไม่มีการออกแบบให้รับแรงแผ่นดินไหว.....	41
ตารางที่ 4.3 รายละเอียดหน้าตัดเสาของอาคารที่มีการออกแบบให้รับแรงแผ่นดินไหว.....	45
ตารางที่ 4.4 รายละเอียดหน้าตัดกำแพงรับแรงเฉือนที่มีการออกแบบให้รับแรงแผ่นดินไหว.....	45
ตารางที่ 4.5 คุณสมบัติเชิงพลศาสตร์ของอาคารที่ไม่มีการออกแบบให้รับแรงแผ่นดินไหว.....	54
ตารางที่ 4.6 คุณสมบัติเชิงพลศาสตร์ของอาคารที่มีการออกแบบให้รับแรงแผ่นดินไหว.....	55
ตารางที่ 4.7 ข้อมูลคลื่นแผ่นดินไหวที่ใช้ในการศึกษาจำนวน 12 ชุดคลื่นจากฐานข้อมูล PEER.....	57
ตารางที่ 4.8 ตัวคูณปรับค่าความเร่งคลื่นแผ่นดินไหวขนาดความรุนแรงระดับออกแบบ (DBE).....	64
ตารางที่ 4.9 ผลการประเมินค่ามูมมุนของชิ้นส่วนเปรียบเทียบกับระดับความเสียหาย LS ใน อาคารที่ไม่มีการออกแบบรับแรงแผ่นดินไหว.....	67
ตารางที่ 4.10 ผลการประเมินค่ามูมมุนของชิ้นส่วนเปรียบเทียบกับระดับความเสียหาย LS ใน อาคารที่มีการออกแบบรับแรงแผ่นดินไหว.....	69

ตารางที่ 5.1 รายละเอียดหน้าตัดกำแพงรับแรงเฉือน จากกระบวนการออกแบบซ้ำ รอบที่#1.....	71
ตารางที่ 5.2 ผลการประเมินค่ามูมหมุนของชิ้นส่วนเปรียบเทียบกับระดับความเสียหาย LS จากกระบวนการออกแบบซ้ำ รอบที่#1.....	72
ตารางที่ 5.3 รายละเอียดหน้าตัดกำแพงรับแรงเฉือน จากกระบวนการออกแบบซ้ำ รอบที่#2.....	73
ตารางที่ 5.4 ผลการประเมินค่ามูมหมุนของชิ้นส่วนเปรียบเทียบกับระดับความเสียหาย LS จากกระบวนการออกแบบซ้ำ รอบที่#2.....	73
ตารางที่ 5.5 รายละเอียดหน้าตัดกำแพงรับแรงเฉือน จากกระบวนการออกแบบซ้ำ รอบที่#8.....	74
ตารางที่ 5.6 ผลการประเมินค่ามูมหมุนของชิ้นส่วนเปรียบเทียบกับระดับความเสียหาย LS จากกระบวนการออกแบบซ้ำ รอบที่#8.....	75
ตารางที่ 5.7 ค่าระยะการเคลื่อนตัวของแต่ละช่วงชั้นของอาคารภายใต้แรงกระทำจากแผ่นดินไหว .	77
ตารางที่ 5.8 รายละเอียดหน้าตัดกำแพงรับแรงเฉือนของโครงสร้าง G02 จากกระบวนการปรับปรุงแบบ รอบที่#1 .....	83
ตารางที่ 5.9 รายละเอียดหน้าตัดกำแพงรับแรงเฉือน จากกระบวนการปรับปรุงแบบ รอบที่#2 .....	84
ตารางที่ 5.10 รายละเอียดหน้าตัดกำแพงรับแรงเฉือน จากกระบวนการปรับปรุงแบบ รอบที่#4 ....	85
ตารางที่ 5.11 ผลการประเมินค่ามูมหมุนของชิ้นส่วนเปรียบเทียบกับระดับความเสียหาย LS จากกระบวนการปรับปรุงแบบอาคารด้วยวิธีพลศาสตร์ไม่เชิงเส้นแบบผสมตามหลักการของสมดุลพลังงาน.....	86
ตารางที่ 5.12 ปริมาณการเสริมเหล็กในเสาก่อนและหลังการปรับปรุงแบบอาคาร .....	88
ตารางที่ 5.13 เปรียบเทียบผลจากการปรับปรุงแบบอาคารในเสา .....	88
ตารางที่ 5.14 ปริมาณการเสริมเหล็กในกำแพงรับแรงเฉือนก่อนและหลังการปรับปรุงแบบอาคาร..	89
ตารางที่ 5.15 เปรียบเทียบผลจากการปรับปรุงแบบอาคารในกำแพงรับแรงเฉือน.....	89
ตารางที่ 5.16 ระยะเวลาในการปรับปรุงแบบโดยกระบวนการออกแบบซ้ำด้วยวิธีลองผิดลองถูก ....	91

ตารางที่ 5.17 ระยะเวลาในการปรับปรุงแบบโดยวิธีพลศาสตร์ไม่เชิงเส้นแบบผสมตามหลักการ ของสมดุลพลังงาน.....	91
ตารางที่ ก.1 รายละเอียดหน้าตัดกำแพงรับแรงเฉือนของโครงสร้าง EQK01 .....	99
ตารางที่ ก.2 ผลการประเมินค่ามูมหมุนขึ้นส่วนกำแพงรับแรงเฉือนของโครงสร้าง EQK01.....	99
ตารางที่ ก.3 รายละเอียดหน้าตัดกำแพงรับแรงเฉือนของโครงสร้าง EQK02 .....	100
ตารางที่ ก.4 ผลการประเมินค่ามูมหมุนขึ้นส่วนกำแพงรับแรงเฉือนของโครงสร้าง EQK02.....	100
ตารางที่ ก.5 รายละเอียดหน้าตัดกำแพงรับแรงเฉือนของโครงสร้าง EQK03 .....	101
ตารางที่ ก.6 ผลการประเมินค่ามูมหมุนขึ้นส่วนกำแพงรับแรงเฉือนของโครงสร้าง EQK03.....	101
ตารางที่ ก.7 รายละเอียดหน้าตัดกำแพงรับแรงเฉือนของโครงสร้าง EQK04 .....	102
ตารางที่ ก.8 ผลการประเมินค่ามูมหมุนขึ้นส่วนกำแพงรับแรงเฉือนของโครงสร้าง EQK04.....	102
ตารางที่ ก.9 รายละเอียดหน้าตัดกำแพงรับแรงเฉือนของโครงสร้าง EQK05 .....	103
ตารางที่ ก.10 ผลการประเมินค่ามูมหมุนขึ้นส่วนกำแพงรับแรงเฉือนของโครงสร้าง EQK05.....	103
ตารางที่ ก.11 รายละเอียดหน้าตัดกำแพงรับแรงเฉือนของโครงสร้าง EQK06 .....	104
ตารางที่ ก.12 ผลการประเมินค่ามูมหมุนขึ้นส่วนกำแพงรับแรงเฉือนของโครงสร้าง EQK06.....	104
ตารางที่ ก.13 รายละเอียดหน้าตัดกำแพงรับแรงเฉือนของโครงสร้าง EQK07 .....	105
ตารางที่ ก.14 ผลการประเมินค่ามูมหมุนขึ้นส่วนกำแพงรับแรงเฉือนของโครงสร้าง EQK07.....	105
ตารางที่ ก.15 รายละเอียดหน้าตัดกำแพงรับแรงเฉือนของโครงสร้าง EQK08 .....	106
ตารางที่ ก.16 ผลการประเมินค่ามูมหมุนขึ้นส่วนกำแพงรับแรงเฉือนของโครงสร้าง EQK08.....	106
ตารางที่ ก.17 รายละเอียดหน้าตัดกำแพงรับแรงเฉือนของโครงสร้าง G01 .....	107
ตารางที่ ก.18 รายละเอียดหน้าตัดกำแพงรับแรงเฉือนของโครงสร้าง G02.....	109

ตารางที่ ก.19 รายละเอียดหน้าตัดกำแพงรับแรงเฉือนของโครงสร้าง G03.....	110
ตารางที่ ก.20 รายละเอียดหน้าตัดกำแพงรับแรงเฉือนของโครงสร้าง G04.....	111
ตารางที่ ก.21 รายละเอียดหน้าตัดกำแพงรับแรงเฉือนของโครงสร้าง G05.....	112
ตารางที่ ก.22 ผลการประเมินค่ามุกมุนขึ้นส่วนกำแพงรับแรงเฉือนของโครงสร้าง G05 .....	113



## สารบัญภาพ

รูปที่ 2.1 (ก) แบบจำลองข้อหมุนพลาสติกโครงสร้างคอนกรีตแบบโครงข้อแข็ง (ข) ระดับสมรรถนะของอาคาร ตามความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเคลื่อนตัวที่ยอดอาคาร (Ganzerli และคณะ, 2000).....	7
รูปที่ 2.2 ความเสียหายที่เกิดขึ้นกับโครงสร้างแสดงด้วยปริมาณการเกิดจุดหมุนพลาสติก (Zou และ Chan, 2005).....	9
รูปที่ 2.3 แบบจำลองโครงข้อแข็งรับแรงดัด ความสูง 5, 10 และ 15 ชั้น (Hajirasouliha และคณะ, 2012).....	11
รูปที่ 2.4 กราฟแสดงความเสียหายที่กระจายในทุกชั้นของโครงสร้างภายใต้แรงกระทำจาก คลื่นสั่นสะเทือนโดย (ก) ความสูง 5 ชั้น (ข) ความสูง 10 ชั้น (ค) ความสูง 15 ชั้น (Hajirasouliha และคณะ, 2012).....	12
รูปที่ 2.5 กราฟแสดงการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นของโครงข้อแข็งรับแรงดัด ความสูง 10 ชั้น และเกณฑ์สมรรถนะการใช้งานของอาคารที่ระดับ LS และ CP (Hajirasouliha และคณะ, 2012) .	12
รูปที่ 2.6 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเสียรูป (Generalized Load-Deformation Relation) ของชิ้นส่วนโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก (ASCE41, 2013).....	14
รูปที่ 2.7 แบบจำลองพฤติกรรมแบบไม่เชิงเส้นของเสา.....	15
รูปที่ 2.8 กราฟเส้นโค้งปฏิสัมพันธ์ (P-M-M Interaction Diagram) ที่ตำแหน่ง ก) โมเมนต์ดัดอีกแกนหนึ่งไม่มีค่า และ ข) ไม่มีแรงในแนวแกน (CSI Perform3D, 2011).....	15
รูปที่ 2.9 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเสียรูปของชิ้นส่วนโครงสร้างแบบอินอีลาสติก (CSI Perform3D, 2011).....	16
รูปที่ 2.10 การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นของกำแพงรับแรงเฉือนที่มีพฤติกรรม ความเสียหายถูกควบคุมโดยแรงเฉือน (ASCE41, 2013) .....	17
รูปที่ 2.11 การหมุนของจุดหมุนพลาสติกในกำแพงรับแรงเฉือนที่มีพฤติกรรม ความเสียหายถูกควบคุมโดยการดัด (ASCE41, 2013).....	18

รูปที่ 2.12 การหมุนของแนวคอร์ดในชั้นส่วนคานเชื่อมกำแพงรับแรงเฉือน (ASCE41, 2013).....	19
รูปที่ 2.13 แบบจำลองหน้าตัดไฟเบอร์ของกำแพงรับแรงเฉือน.....	20
รูปที่ 2.14 กราฟความสัมพันธ์ระหว่างความเร่งกับคาบของโครงสร้างในสภาวะอีลาสติก (Paulay และ Priestley, 1992).....	21
รูปที่ 2.15 หลักการสมมูลการเคลื่อนที่ (Equal Displacement Concept).....	22
รูปที่ 2.16 หลักการสมมูลพลังงาน (Equal Energy Concept).....	23
รูปที่ 2.17 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเสียรูปของชิ้นส่วนโครงสร้างตามเกณฑ์ที่ยอมรับได้ (ASCE41, 2013).....	25
รูปที่ 3.1 ขั้นตอนการปรับปรุงการออกแบบอาคารด้วยวิธีการออกแบบซ้ำแบบลองผิดลองถูก .....	30
รูปที่ 3.2 ขั้นตอนการปรับปรุงการออกแบบอาคารด้วยวิธีพลศาสตร์ไม่เชิงเส้นแบบผสม .....	32
รูปที่ 4.1 รูปแปลนอาคารที่ใช้ในการศึกษา.....	38
รูปที่ 4.2 รูปด้านของอาคารที่ใช้ในการศึกษา .....	38
รูปที่ 4.3 แสดงตำแหน่งหน้าตัดของกำแพงรับแรงเฉือนในอาคาร.....	39
รูปที่ 4.4 กราฟความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมสำหรับการออกแบบบนพื้นที่จังหวัดเชียงราย ตามมาตรฐาน มยพ.1302.....	43
รูปที่ 4.5 แสดงรายละเอียดการเสริมเหล็กในเสาตามมาตรฐาน มยพ.1301-50 .....	44
รูปที่ 4.6 คุณสมบัติหน้าตัดของแบบจำลองเสาส่วนอีลาสติกในโปรแกรม Perform3D .....	47
รูปที่ 4.7 คุณสมบัติของแรงและการเสียรูปของแบบจำลองมุมหมุนพลาสติกในโปรแกรม Perform3D .....	48
รูปที่ 4.8 คุณสมบัติในช่วงการสูญเสียกำลังของมุมหมุนพลาสติกในโปรแกรม Perform3D.....	48
รูปที่ 4.9 คุณสมบัติของกราฟเส้นโค้งปฏิสัมพันธ์ของมุมหมุนพลาสติกในโปรแกรม Perform3D ....	49

รูปที่ 4.10 การรวมองค์ประกอบของชิ้นส่วนเสาในโปรแกรม Perform3D.....	49
รูปที่ 4.11 คุณสมบัติคอนกรีตของกำแพงรับแรงเฉือนในโปรแกรม Perform3D.....	51
รูปที่ 4.12 คุณสมบัติแรงเฉือนของกำแพงรับแรงเฉือนในโปรแกรม Perform3D .....	51
รูปที่ 4.13 คุณสมบัติเหล็กเสริมของกำแพงรับแรงเฉือนในโปรแกรม Perform3D.....	52
รูปที่ 4.14 กำหนดลักษณะหน้าตัดกำแพงรับแรงเฉือนแบบไฟเบอร์ในโปรแกรม Perform3D.....	52
รูปที่ 4.15 การรวมองค์ประกอบของชิ้นส่วนกำแพงรับแรงเฉือนในโปรแกรม Perform3D .....	53
รูปที่ 4.16 คลื่นแผ่นดินไหวและสเปกตรัมของคลื่นแผ่นดินไหว NGA#175 .....	58
รูปที่ 4.17 คลื่นแผ่นดินไหวและสเปกตรัมของคลื่นแผ่นดินไหว NGA# 186.....	58
รูปที่ 4.18 คลื่นแผ่นดินไหวและสเปกตรัมของคลื่นแผ่นดินไหว NGA# 187.....	59
รูปที่ 4.19 คลื่นแผ่นดินไหวและสเปกตรัมของคลื่นแผ่นดินไหว NGA#457 .....	59
รูปที่ 4.20 คลื่นแผ่นดินไหวและสเปกตรัมของคลื่นแผ่นดินไหว NGA#468 .....	60
รูปที่ 4.21 คลื่นแผ่นดินไหวและสเปกตรัมของคลื่นแผ่นดินไหว NGA# 718.....	60
รูปที่ 4.22 คลื่นแผ่นดินไหวและสเปกตรัมของคลื่นแผ่นดินไหว NGA#862 .....	61
รูปที่ 4.23 คลื่นแผ่นดินไหวและสเปกตรัมของคลื่นแผ่นดินไหว NGA#880 .....	61
รูปที่ 4.24 คลื่นแผ่นดินไหวและสเปกตรัมของคลื่นแผ่นดินไหว NGA#882 .....	62
รูปที่ 4.25 คลื่นแผ่นดินไหวและสเปกตรัมของคลื่นแผ่นดินไหว NGA#1791.....	62
รูปที่ 4.26 คลื่นแผ่นดินไหวและสเปกตรัมของคลื่นแผ่นดินไหว NGA# 1810.....	63
รูปที่ 4.27 คลื่นแผ่นดินไหวและสเปกตรัมของคลื่นแผ่นดินไหว NGA# 3758.....	63
รูปที่ 4.28 สเปกตรัมที่ได้รับการคูณปรับค่าความเร่งคลื่นแผ่นดินไหว ให้สอดคล้องกับสเปกตรัม สำหรับออกแบบ.....	64



รูปที่ 4.29 ระดับสมรรถนะความเสียหายของอาคารที่ไม่มีการออกแบบรับแรงแผ่นดินไหว .....	66
รูปที่ 4.30 ความเสียหายของอาคารที่เกิดขึ้นมากที่สุดจากคลื่น Superstition Hills-01 .....	66
รูปที่ 4.31 ระดับสมรรถนะความเสียหายของอาคารที่มีการออกแบบรับแรงแผ่นดินไหว .....	68
รูปที่ 4.32 ความเสียหายของอาคารที่เกิดขึ้นมากที่สุดจากคลื่น Superstition Hills-01 .....	68
รูปที่ 5.1 ระดับสมรรถนะความเสียหายของอาคาร จากกระบวนการออกแบบซ้ำรอบที่ #1 #2 และ #8 .....	71
รูปที่ 5.2 ค่าเฉลี่ยของระยะการเคลื่อนตัวเป้าหมายของอาคารภายใต้แรงกระทำจากแผ่นดินไหว....	76
รูปที่ 5.3 กราฟความสัมพันธ์ของแรงเฉือนที่ฐานและระยะการเคลื่อนตัวที่ตำแหน่งยอดอาคารของอาคารที่ไม่มีและมีการออกแบบให้รับแรงแผ่นดินไหว .....	78
รูปที่ 5.4 พื้นที่ใต้กราฟที่แสดงถึงค่างานของระบบที่ไม่มีการออกแบบรับแรงแผ่นดินไหว .....	79
รูปที่ 5.5 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนที่ฐานต่อน้ำหนักอาคารกับค่าเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ที่ยอดอาคาร .....	80
รูปที่ 5.6 เปรียบเทียบงานของอาคารที่ไม่มีและมีการออกแบบให้รับแรงแผ่นดินไหว .....	81
รูปที่ 5.7 กราฟงานที่เกิดขึ้นในระบบของอาคารที่ได้รับการปรับปรุงแบบ ตามหลักการสมดุลพลังงาน รอบที่#1 โครงสร้าง G01 .....	83
รูปที่ 5.8 กราฟงานที่เกิดขึ้นในระบบของอาคารที่ได้รับการปรับปรุงแบบ ตามหลักการสมดุลพลังงาน รอบที่#2 โครงสร้าง G02 .....	84
รูปที่ 5.9 กราฟงานที่เกิดขึ้นในระบบของอาคารที่ได้รับการปรับปรุงแบบ ตามหลักการสมดุลพลังงาน รอบที่#5 โครงสร้าง G05 .....	86
รูปที่ ก.1 กราฟงานของระบบจากการปรับปรุงแบบตามหลักสมดุลพลังงานโครงสร้าง G01.....	108
รูปที่ ก.2 กราฟงานของระบบจากการปรับปรุงแบบตามหลักสมดุลพลังงานโครงสร้าง G02.....	109
รูปที่ ก.3 กราฟงานของระบบจากการปรับปรุงแบบตามหลักสมดุลพลังงานโครงสร้าง G03.....	110

รูปที่ ก.4 กราฟงานของระบบจากการปรับปรุงแบบตามหลักสมดุลพลังงานโครงสร้าง G04..... 111

รูปที่ ก.5 กราฟงานของระบบจากการปรับปรุงแบบตามหลักสมดุลพลังงานโครงสร้าง G05..... 112



## บทที่ 1

### บทนำ

#### 1.1 ความเป็นมาและความสำคัญของปัญหา

แผ่นดินไหวเป็นปรากฏการณ์ทางธรรมชาติที่ส่งผลกระทบต่อให้เกิดความเสียหายต่อชีวิตทรัพย์สินและสิ่งปลูกสร้าง ด้วยความตระหนักถึงการสูญเสียที่อาจเกิดขึ้นจึงได้มีการคิดค้นเพื่อหาแนวทางในการป้องกันและบรรเทาความเสียหายภายหลังเหตุการณ์แผ่นดินไหว ดังจะเห็นได้จากในปัจจุบันมีการกำหนดใช้มาตรฐานการออกแบบโครงสร้างบนพื้นที่เสี่ยงภัยแผ่นดินไหวอันเป็นแนวทางปฏิบัติที่ยอมรับตามมาตรฐานสากล สำหรับประเทศไทยถึงแม้จะไม่เคยได้ประสบกับความสูญเสียจากเหตุการณ์แผ่นดินไหวระดับรุนแรงแต่ก็มีบางเหตุการณ์ที่ได้รับผลกระทบจากการเกิดแผ่นดินไหว ดังเช่น เหตุการณ์แผ่นดินไหวที่จังหวัดเชียงรายซึ่งอยู่ใกล้กับรอยเลื่อนมีพลังอันเป็นศูนย์กลางการเกิดแผ่นดินไหว

เป็นที่ทราบกันดีถึงแรงแผ่นดินไหวที่กระทำต่อโครงสร้างแม้มีความรุนแรง แต่โอกาสในการเกิดแผ่นดินไหวขนาดที่ใช้ในการออกแบบก็มีต่ำมาก มาตรฐานการออกแบบจึงกำหนดให้อาคารที่ทำการออกแบบใหม่ภายใต้แรงกระทำจากแผ่นดินไหวสามารถเกิดความเสียหายได้แต่ต้องไม่วิบัติพังทลายจนเกิดความเสียหายต่อชีวิตของผู้ใช้งานอาคาร (Life safety criteria) เมื่ออาคารได้รับแรงกระทำจากแผ่นดินไหว พฤติกรรมของอาคารจะเข้าสู่ช่วงอินเลาสติกทำให้การวิเคราะห์โครงสร้างมีความซับซ้อนมากยิ่งขึ้น มาตรฐานจึงอนุญาตให้นำการวิเคราะห์ผลแบบเชิงเส้นร่วมกับสมมติฐานภายหลังที่โครงสร้างมีพฤติกรรมแบบไม่เชิงเส้นมาใช้เป็นหลักเกณฑ์ในการออกแบบ ด้วยวิธีการข้างต้นแม้จะทำให้เกิดความสะดวกในการทำงานแต่ผลการวิเคราะห์ที่ได้อาจไม่ถูกต้องสมจริง โดยเฉพาะกับอาคารที่มีรูปทรงหรือองค์ประกอบทางโครงสร้างไม่สม่ำเสมอ

อย่างไรก็ดี อาคารที่ออกแบบตามมาตรฐานด้านทานแรงแผ่นดินไหวอาจมีระดับความปลอดภัยต่ำกว่าเป้าหมายที่ต้องการ หรือในทางตรงกันข้ามอาคารอาจมีความแข็งแรงเกินความจำเป็นได้เช่นกัน เพื่อทราบถึงสมรรถนะของอาคารจำเป็นต้องทำการวิเคราะห์โครงสร้างแบบพลศาสตร์ไม่เชิงเส้นที่สามารถอธิบายถึงพฤติกรรมของอาคารภายหลังการเกิดแผ่นดินไหวได้ใกล้เคียงความเป็นจริงมากที่สุด การประเมินสมรรถนะของอาคารเป็นผลให้สามารถระบุตำแหน่งที่มีความเสียหายไม่ปลอดภัย ควรได้รับการปรับปรุงเพื่อเพิ่มกำลังต้านทานหรือตำแหน่งที่มีความปลอดภัยเกินความจำเป็น สามารถปรับปรุงเพื่อลดกำลังต้านทานลงได้

ด้วยเหตุผลดังกล่าวจึงเป็นที่มาของการศึกษานี้ โดยจัดทำขึ้นสำหรับศึกษาการปรับปรุงการออกแบบอาคารด้านทานแผ่นดินไหวด้วยการวิเคราะห์พลศาสตร์ไม่เชิงเส้น ของอาคารคอนกรีตเสริม

เหล็กมีองค์ประกอบกำแพงรับแรงเฉือนบริเวณพื้นที่จังหวัดทางภาคเหนือของประเทศไทย ทำการปรับปรุงโครงสร้างเฉพาะการปรับเปลี่ยนปริมาณเหล็กเสริมหลักและรองในโครงสร้างกำแพงรับแรงเฉือนและเสาเพื่อไม่ให้เกิดผลกระทบต่อสติเฟนของอาคาร โดยคาดหวังว่าการปรับปรุงการออกแบบจะแสดงให้เห็นถึงการจัดการทรัพยากรก่อสร้างได้อย่างมีประสิทธิภาพรวมถึงอาคารยังคงมีระดับสมรรถนะในการต้านทานแผ่นดินไหวได้ตามมาตรฐานสากล

## 1.2 วัตถุประสงค์ของงานวิจัย

1.2.1 เพื่อศึกษาแนวทางในการปรับปรุงแบบโครงสร้างอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กด้วยวิธีพลศาสตร์ไม่เชิงเส้นตามสมรรถนะของอาคารภายใต้แรงกระทำของแผ่นดินไหว

1.2.2 เพื่อศึกษาการประเมินสมรรถนะของอาคารตามเป้าหมายและวัตถุประสงค์การใช้งานอาคารที่ได้กำหนดไว้

1.2.3 เพื่อศึกษาและเปรียบเทียบปริมาณการเสริมเหล็กของอาคารที่ได้รับการออกแบบตามมาตรฐานและอาคารที่ได้รับการปรับปรุงแบบด้วยวิธีพลศาสตร์ไม่เชิงเส้น

## 1.3 ขอบเขตการศึกษา

1.3.1 อาคารที่ใช้ในการศึกษา สำหรับอาคารที่ไม่มีการออกแบบให้รับแรงแผ่นดินไหวให้ออกแบบตามมาตรฐาน ACI318 ส่วนอาคารที่มีการออกแบบให้รับแรงแผ่นดินไหวให้ออกแบบตามมาตรฐาน มยพ.1302 โดยพิจารณาอาคารโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กความสูง 8 ชั้น ตั้งอยู่บนพื้นที่จังหวัดเชียงราย

1.3.2 การประเมินโครงสร้างตามสมรรถนะอาคาร พิจารณาหลักเกณฑ์การประเมินโครงสร้างตามมาตรฐาน ASCE41-13

1.3.3 การปรับปรุงแบบของอาคาร พิจารณาให้โครงสร้างมีความสามารถต้านแรงกระทำที่เกิดจากผลรวมแรงเนื่องจากน้ำหนักบรรทุกทุกในแนวตั้ง และผลของแรงลมได้เป็นอย่างดี

1.3.4 พิจารณาสเปกตรัมผลตอบสนองสำหรับการออกแบบตามที่กำหนดในมาตรฐาน มยพ. 1302 และเลือกใช้คลื่นแผ่นดินไหวที่สอดคล้องกับอาคารตัวอย่างจากฐานข้อมูล PEER

1.3.5 พิจารณาแรงแผ่นดินไหวกระทำในแนวราบ ทั้งในแนวแกนหลักและแนวแกนรองของโครงสร้าง

1.3.6 แบบจำลองของอาคาร ไม่พิจารณาผลของผนังกำแพงก่ออิฐในส่วนของสติเฟนสแต่พิจารณาเป็นส่วนหนึ่งของมวลอาคาร

## 1.4 ประโยชน์ที่คาดว่าจะได้รับ

1.4.1 เพื่อเสนอแนะแนวทางในการปรับปรุงแบบของอาคารด้วยการวิเคราะห์พลศาสตร์ไม่เชิงเส้น โดยอาคารที่ได้รับการปรับปรุงมีระดับสมรรถนะตามเป้าหมายภายใต้แรงกระทำจากแผ่นดินไหว

1.4.2 ทำให้ทราบถึงพฤติกรรม ความเสียหาย และความสามารถตามระดับสมรรถนะการใช้งานของอาคารที่ได้รับการออกแบบรับแรงแผ่นดินไหวตามมาตรฐานและการออกแบบด้วยวิธีพลศาสตร์ไม่เชิงเส้น

1.4.3 สามารถจัดการกำลังความต้านทานของวัสดุและใช้ทรัพยากรการก่อสร้างได้อย่างมีประสิทธิภาพ

## 1.5 ขั้นตอนดำเนินงานวิจัย

1.5.1 ศึกษางานวิจัยในอดีตและทฤษฎีที่เกี่ยวข้องกับการออกแบบอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กตามหลักสมรรถนะอาคาร

1.5.2 ศึกษาหลักการและเกณฑ์การประเมินโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก ทำการกำหนดระดับสมรรถนะเป้าหมายของอาคารสำหรับการประเมินความเสียหายของโครงสร้างตามมาตรฐาน ASCE41-13

1.5.3 ศึกษาหลักเกณฑ์ในการสร้างแบบจำลองรวมถึงหลักการวิเคราะห์ที่โครงสร้างแบบพลศาสตร์ไม่เชิงเส้นตามมาตรฐาน ASCE41-13

1.5.4 ออกแบบอาคารที่ไม่รับแรงแผ่นดินไหวตามมาตรฐาน ACI318 ร่วมกับ มยผ.1311-50 และอาคารรับแรงแผ่นดินไหวตามมาตรฐาน มยผ.1302 ด้วยวิธีพลศาสตร์เชิงเส้นแบบสเปกตรัมการตอบสนองแบบโหมดสำหรับพื้นที่จังหวัดเชียงราย

1.5.5 เลือกคลื่นสำหรับใช้วิเคราะห์โครงสร้างจำนวน 12 ชุด ที่มีความเหมาะสมกับพื้นที่จังหวัดเชียงราย ทำการปรับค่าความเร่งของคลื่นแผ่นดินไหวให้สอดคล้องกับค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมสำหรับการออกแบบของอาคารศึกษา ที่ระดับความน่าจะเป็นในการเกิดซ้ำ 5% ในช่วงเวลา 50 ปี

1.5.6 สร้างแบบจำลองอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กและวิเคราะห์พฤติกรรมของโครงสร้างด้วยวิธีพลศาสตร์ไม่เชิงเส้นแบบประวัติเวลา (Nonlinear time history analysis) ด้วยโปรแกรม Perform3D

1.5.7 ประเมินความเสียหายของชิ้นส่วนโครงสร้าง โดยพิจารณาความเสียหายตรวจสอบกับเกณฑ์การยอมรับที่ระดับสมรรถนะความปลอดภัยต่อชีวิต (Life Safety Level, LS)

1.5.8 ปรับปรุงแบบของอาคาร ด้วยกระบวนการปรับปรุงแบบที่นำเสนอทั้ง 2 กระบวนการ พิจารณาเฉพาะการปรับเปลี่ยนรายละเอียดการเสริมเหล็กหลักและรองในชั้นส่วนเสาและกำแพงรับ แรงเฉือน วิเคราะห์โครงสร้างและตรวจสอบความเสียหายของชั้นส่วนเทียบกับเกณฑ์ที่กำหนดอีกครั้ง ทำกระบวนการปรับปรุงแบบเช่นนี้จนกระทั่งพบว่าอาคารมีสมรรถนะสอดคล้องกับเป้าหมายที่กำหนด

1.5.9 สรุปผลลัพธ์จากกระบวนการปรับปรุงแบบทั้ง 2 กระบวนการ และแสดงการเปรียบเทียบผลระหว่างอาคารที่มีการออกแบบรับแรงแผ่นดินไหวตามมาตรฐานกับอาคารที่ได้รับการปรับปรุงแบบด้วยวิธีพลศาสตร์ไม่เชิงเส้น

1.5.10 อภิปรายผลการศึกษา

1.5.11 จัดทำเล่มวิทยานิพนธ์



## บทที่ 2

### ทบทวนงานวิจัยและทฤษฎีที่เกี่ยวข้อง

#### 2.1 งานวิจัยที่เกี่ยวข้องกับการออกแบบโครงสร้างตามสมรรถนะของอาคาร

นับตั้งแต่ในอดีตที่ผ่านมา ได้มีการตระหนักถึงความสำคัญในการออกแบบโครงสร้างเพื่อต้านทานแรงแผ่นดินไหวมากขึ้น ดังเห็นได้จากมาตรฐานและข้อกำหนดต่างๆ ที่นำมาใช้ในการออกแบบโครงสร้าง ภายใต้แรงจากแผ่นดินไหว อาคารสามารถเข้าสู่ช่วงพฤติกรรมแบบอินอีลาสติกที่มีความซับซ้อนมากยิ่งขึ้นได้ การวิเคราะห์โครงสร้างด้วยวิธีการเชิงเส้นเพียงอย่างเดียวอาจไม่เพียงพอต่อการยืนยันได้อย่างแท้จริงว่าอาคารที่ทำการออกแบบตามมาตรฐานจะสามารถต้านทานต่อความรุนแรงจากเหตุการณ์แผ่นดินไหวได้จริง จึงมีแนวคิดสำหรับการประเมินสมรรถนะของอาคารเพื่อตรวจสอบความสามารถในการใช้งานของอาคาร เช่น ข้อเสนอแนะการประเมินของ FEMA 356 จนกระทั่งพัฒนามาถึงในปัจจุบันดังเช่น มาตรฐาน ASCE41 ที่กล่าวถึงข้อกำหนดว่าด้วยการประเมินความมั่นคงและแข็งแรงของอาคารเก่าภายใต้แรงกระทำจากแผ่นดินไหว ประกอบด้วยหลักการที่ใช้ในการวิเคราะห์โครงสร้างและเกณฑ์การประเมินระดับสมรรถนะตามการใช้งานของอาคารโดยกำหนดรายละเอียดอย่างชัดเจนตามระดับความเสียหายของอาคาร

ปัจจุบัน แนวทางการออกแบบโครงสร้างเริ่มเปลี่ยนแปลงไปตามวัตถุประสงค์ของการใช้งานอาคารมากขึ้น มีการกำหนดหลักเกณฑ์ในการแบ่งระดับความเสียหายของโครงสร้าง และนำมาใช้ในการตรวจสอบสมรรถนะของโครงสร้างมากขึ้นโดยไม่อิงเพียงเกณฑ์สัดส่วนความปลอดภัยเพียงอย่างเดียว หลักการออกแบบที่กล่าวถึง คือ Performance-based design (PBD) หรือ ปรัชญาการออกแบบตามสมรรถนะของอาคาร โดยมุ่งหมายการออกแบบเพื่อให้อาคารมีระดับสมรรถนะเป็นไปตามเป้าหมายและวัตถุประสงค์การใช้งานภายใต้เกณฑ์การประเมินที่สามารถยอมรับได้ อย่างเช่น มาตรฐาน ASCE41-13 (ASCE41, 2013), (Taylor, 2015) ในการออกแบบจำเป็นต้องคำนึงถึงความสามารถในการรับแรงที่สภาวะอินอีลาสติกของชิ้นส่วนด้วยการวิเคราะห์แบบไม่เชิงเส้น สำหรับเกณฑ์การประเมินที่สามารถยอมรับได้ ในกรณีที่น่าเกณฑ์การประเมินโครงสร้างตามมาตรฐาน ASCE41-13 มาปรับใช้ร่วมกับการออกแบบโครงสร้างด้วยหลักการ PBD จะเป็นผลให้อาคารเก่าที่ได้รับการประเมินระดับสมรรถนะเป้าหมายสามารถเทียบเท่าได้กับระดับสมรรถนะของอาคารใหม่ที่ได้รับการออกแบบตามมาตรฐานนั่นเอง

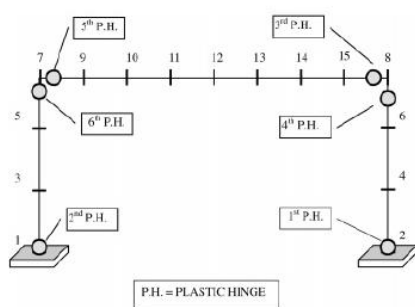
การออกแบบด้วยหลักการ PBD จำเป็นต้องอาศัยกระบวนการออกแบบซ้ำ (Iterative Procedure) เข้ามาเป็นส่วนหนึ่งในการออกแบบ เนื่องจากหลักการ PBD เป็นเพียงแนวทางในการออกแบบ ผู้ออกแบบสามารถใช้ดุลยพินิจประกอบกับประสบการณ์เข้ามาใช้พิจารณาร่วมด้วยได้ เป็น

ผลให้งานวิจัยที่ทำการศึกษเกี่ยวกับหลักการออกแบบนี้ยังมีจำนวนไม่มากนัก อีกทั้งยังมีงานวิจัยบางส่วนที่เลือกใช้อัลกอริทึม ประกอบด้วยชุดคำสั่งที่เขียนขึ้นเพื่อการออกแบบโครงสร้างให้มีความเหมาะสม (optimization of structure) ซึ่งไม่นิยมนำมาใช้ในทางปฏิบัติเนื่องจากความยุ่งยากซับซ้อน และจำเป็นต้องอาศัยความสามารถในการคำนวณทางคอมพิวเตอร์สูง

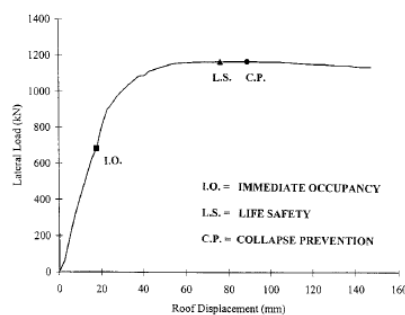
Ganzerli และคณะ (2000) ได้ทำการเสนอแนวคิดใหม่สำหรับการออกแบบโครงสร้างอาคารที่มีการรับแรงกระทำจากแผ่นดินไหว โดยให้ความสนใจกับแนวคิดในการประยุกต์ใช้ข้อกำหนดสำหรับการฟื้นฟูและเสริมกำลังอาคารเก่ามาเป็นหลักในการออกแบบโครงสร้างอาคารใหม่ พิจารณาการออกแบบอาคารให้มีสมรรถนะที่เพียงพอตามการใช้งานจริงของอาคาร หรือเป็นที่ทราบกันใช้ชื่อหลักการ Performance-based design ข้อกำหนดการออกแบบและการประเมินอ้างอิงตามมาตรฐานการออกแบบของ FEMA และข้อแนะนำของ NHERP นำเสนอผลการศึกษาผลในรูปของมูลค่าวัสดุก่อสร้างอันประกอบไปด้วย มูลค่าของคอนกรีตและมูลค่าของเหล็กเสริมที่ใช้ในการก่อสร้างในการศึกษาได้ทำการสร้างแบบจำลองอย่างง่ายในระบบ 2 มิติ สำหรับใช้วิเคราะห์โครงสร้างคอนกรีตแบบโครงข้อแข็ง (Reinforce concrete portal frame) เพื่อคำนึงถึงพฤติกรรมของอาคารในช่วงอินอีลาสติก องค์ประกอบของคานและเสาได้เลือกใช้แบบจำลองที่มีคุณสมบัติของข้อมูมหมุนพลาสติกที่บริเวณปลายของชิ้นส่วนดังรูปที่ 2.1(ก) การตรวจสอบความเสียหายของโครงสร้างทำโดยการพิจารณาจากค่ามูมหมุนพลาสติก (Plastic rotation) ของชิ้นส่วนคานและเสาตรวจสอบกับค่าขีดจำกัดของค่ามูมหมุนพลาสติกตามที่ระบุไว้ในเกณฑ์มาตรฐานการประเมินความเสียหายของชิ้นส่วน ทำการวิเคราะห์โครงสร้างด้วยวิธีแรงผลักแบบสถิตไม่เชิงเส้น (Pushover Analysis) ภายใต้อาแรงแผ่นดินไหวขนาดความรุนแรงที่คาบการเกิดซ้ำ 500 และ 2,500 ปี ความต้านทานและระดับความเสียหายของโครงสร้างแสดงด้วยกราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเคลื่อนตัวที่ชั้นบนสุดของโครงสร้างดังรูปที่ 2.1(ข) แนวคิดในการออกแบบโครงสร้างตามสมรรถนะแบ่งการทำงานออกเป็น 2 ขั้นตอน คือ วิเคราะห์พฤติกรรมของโครงสร้างด้วยโปรแกรมวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์ DRAIN-2DX ในขั้นตอนนี้กำหนดให้มีการแบ่งโครงสร้างออกเป็นชิ้นส่วนย่อยทั้งหมด 14 ชิ้นส่วน ตามหลักไฟไนต์เอลิเมนต์เพื่อความเหมาะสมสำหรับการวิเคราะห์พฤติกรรมและความเสียหายของชิ้นส่วน อีกขั้นตอนหนึ่ง คือ นำข้อมูลมาวิเคราะห์หาแนวทางในการออกแบบโครงสร้างโดยพิจารณาผลประเมินจากค่ามูมหมุนพลาสติกในการปรับเพิ่ม/ลดกำลังความต้านทานของชิ้นส่วน ทั้งนี้เพื่อความสะดวกในการวิเคราะห์ผลจึงเลือกใช้วิธีการประมวลผลผ่านชุดคำสั่งที่เขียนขึ้นจากโปรแกรม D.O.T แทน ผลลัพธ์ที่ได้จากการศึกษาพบว่าอาคารที่ผ่านกระบวนการข้างต้นสามารถคำนวณหาปริมาณหน้าตัดคอนกรีตและอัตราส่วนของเหล็กเสริมในคานและเสาที่น้อยที่สุดซึ่งเพียงพอต่อสมรรถนะเป้าหมายที่กำหนดไว้ ทำให้มูลค่าของวัสดุก่อสร้างมีแนวโน้มลดลง สนับสนุนความเป็นไปได้ในการนำหลักประเมิน



สมรรถนะมาใช้ร่วมกับการออกแบบโครงสร้าง ควรมีการพัฒนากระบวนการออกแบบกับโครงสร้าง  
 อื่นต่อไป



(ก)



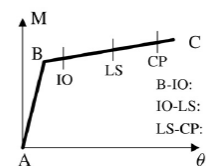
(ข)

รูปที่ 2.1 (ก) แบบจำลองข้อหมุนพลาสติกโครงสร้างคอนกรีตแบบโครงสร้างข้อแข็ง  
 (ข) ระดับสมรรถนะของอาคาร ตามความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเคลื่อนตัวที่ยอดอาคาร  
 (Ganzerli และคณะ, 2000)

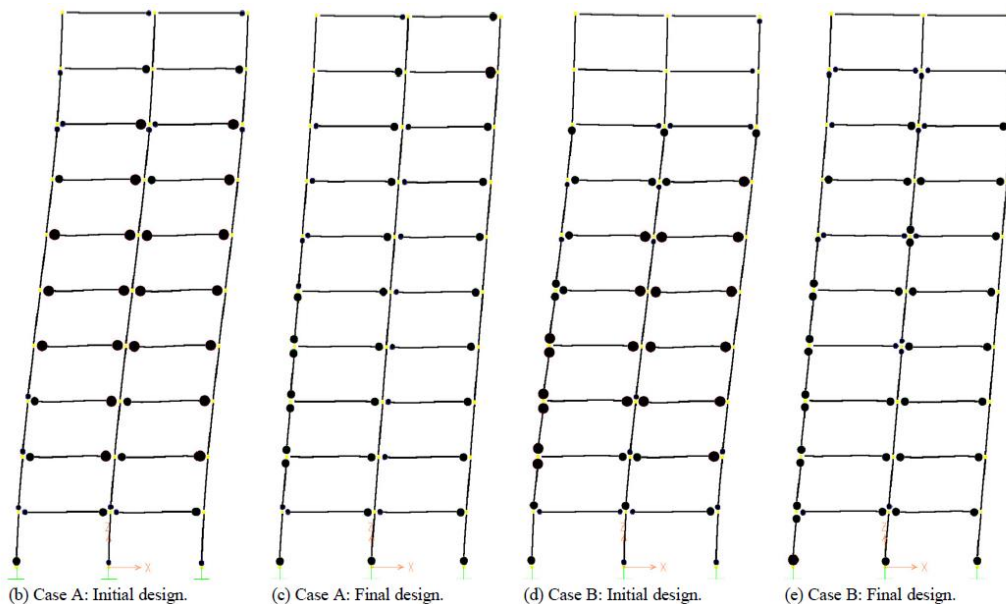
Zou และ Chan (2005) ได้เสนอกระบวนการออกแบบที่เหมาะสมของโครงสร้าง  
 คอนกรีตเสริมเหล็กภายใต้แรงกระทำของแผ่นดินไหว โดยการเขียนชุดคำสั่งสำหรับออกแบบที่นำ  
 หลักทฤษฎี Virtual work และ Taylor series มาประยุกต์ใช้ในขั้นตอนการออกแบบให้เป็นไปตาม  
 หลักการออกแบบตามสมรรถนะการใช้งานของโครงสร้าง (Performance-based design) กระบวน  
 การศึกษาแบ่งออกเป็น 2 ส่วน คือ การวิเคราะห์พฤติกรรมของโครงสร้างภายใต้แรงผลักแบบไม่เชิง  
 เส้น (Nonlinear pushover analysis) โดยใช้โปรแกรม SAP2000 อีกกระบวนการหนึ่งคือ การใช้  
 ชุดคำสั่งในการคำนวณหาสถานะการออกแบบที่เหมาะสมของโครงสร้าง (optimal design  
 structure) ข้อมูลของชุดคำสั่งประกอบด้วยคำสั่งที่ใช้ในการปรับเปลี่ยนปริมาณการเสริมเหล็กใน  
 ชั้นส่วนคาน-เสา เพื่อควบคุมระดับความเหนียวของชั้นส่วนให้เกิดสถานะครากของโครงสร้าง  
 หลักการ Virtual work ถูกนำมาใช้ในการคาดเดาพฤติกรรมเคลื่อนตัวของอาคารหลังการ  
 วิเคราะห์โครงสร้างภายใต้แรงผลักแบบไม่เชิงเส้น ค่าแรงภายในที่เกิดขึ้นในชั้นส่วน ค่าการเคลื่อนตัว  
 สัมพัทธ์ระหว่างชั้น (Interstory drift ratio) และค่ามุมหมุนที่จุดหมุนพลาสติก (Plastic hinge  
 rotation) จะนำมาคำนวณโดยประยุกต์หลักการ Virtual work และ Taylor series ในการหา  
 ปริมาณการเสริมเหล็กต่อหน้าตัดคาน-เสาที่เหมาะสมโดยที่รายละเอียดของการเสริมเหล็กเป็นไปตาม  
 ข้อกำหนดขั้นต่ำของมาตรฐานการออกแบบ ผลที่ได้จากการศึกษาสามารถแสดงให้เห็นในรูประดับ  
 ความเสียหายของโครงสร้างจากปริมาณการเกิดจุดหมุนพลาสติก และมูลค่าการก่อสร้างที่คำนวณได้  
 จากโครงสร้างใหม่ที่ได้รับการออกแบบอย่างเหมาะสม

แบบจำลองที่ใช้ในการศึกษาเป็นโครงข้อแข็งรับแรงดัดในระบบ 2 มิติ ความสูง 10 ชั้น องค์ประกอบของคาน-เสา จำลองให้ปลายชิ้นส่วนเป็นแบบข้อหมุนพลาสติกมีคุณสมบัติเป็นไปตามที่กำหนดไว้ในมาตรฐาน ATC40 และ FEMA 273 แรงที่กระทำต่อโครงสร้างประกอบด้วยแรงกระทำด้านข้างและแรงกระทำในแนวตั้งจำนวน 2 แบบ โดย แบบ A มีแรงกระทำ 30 กิโลนิวตัน/เมตร และแบบ B มีแรงกระทำ 10 กิโลนิวตัน/เมตร กระจายตัวอย่างสม่ำเสมอในทุกชั้นของโครงสร้าง หน้าตัดมีปริมาณเหล็กเสริมเป็นไปตามเกณฑ์ขั้นต่ำสำหรับการออกแบบด้วยวิธีควบคุมโดยแรง (Strength-based design) ทำการวิเคราะห์ด้วยโปรแกรม SAP2000 และออกแบบโครงสร้างด้วยชุดคำสั่งจนกระทั่งได้โครงสร้างที่มีความเหมาะสมตามเป้าหมาย ผลการวิเคราะห์แสดงให้เห็นว่าโครงสร้างที่ใช้ชุดคำสั่งในการออกแบบเกิดความเสียหายกระจายตัวทั่วทั้งโครงสร้าง ซึ่งเป็นผลมาจากการควบคุมระยะการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นทำให้ออกาสการเกิดความเสียหายในระดับรุนแรงขึ้นที่บริเวณจุดใดจุดหนึ่งลดลง แสดงดังรูปที่ 2.2 ทั้งนี้ชุดคำสั่งสำหรับการออกแบบยังคงมีข้อจำกัดด้านการใช้งาน เช่น กรณีที่อาคารเกิดแรงยกตัว พิจารณารูปที่ 2.2 พบว่าที่บริเวณชั้นฐานรากของแบบจำลอง B มีปริมาณการเกิดจุดหมุนพลาสติกมากกว่าแบบจำลอง A ทั้งที่แรงกระทำในแนวตั้งมีค่าน้อยกว่า เมื่อตรวจสอบจึงพบถึงสาเหตุของความเสียหายแล้วจึงปรับปริมาณเหล็กในหน้าตัดให้เพิ่มมากขึ้น นอกจากนี้ยังพบข้อจำกัดในด้านความไม่ต่อเนื่องของการเสริมเหล็กในหน้าตัดโครงสร้าง อีกทั้งการวิเคราะห์และประมวลผลของชุดคำสั่งจำเป็นต้องอาศัยอุปกรณ์คอมพิวเตอร์ที่มีศักยภาพเป็นอย่างมาก

Two cases		Number of plastic hinges			Total number of plastic hinges
		B-IO	IO-LS	LS-CP	
Case A	Initial design	16	11	20	47
	Final design	16	28	1	45
Case B	Initial design	18	16	20	54
	Final design	19	35	1	55



(a) Number of plastic hinges.



รูปที่ 2.2 ความเสียหายที่เกิดขึ้นกับโครงสร้างแสดงด้วยปริมาณการเกิดจุดหมุนพลาสติก

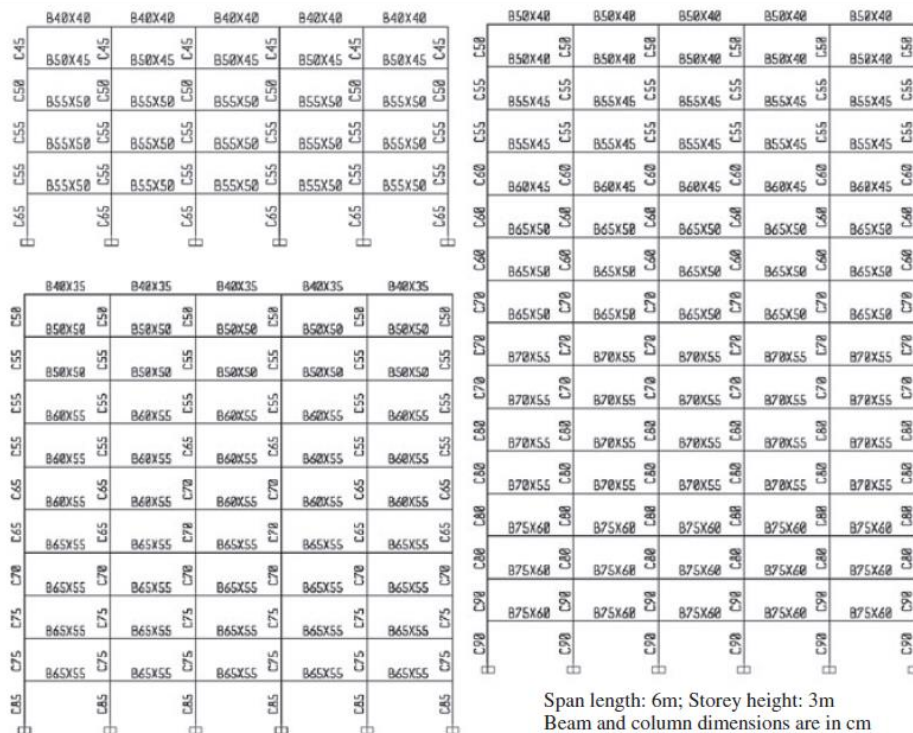
(Zou และ Chan, 2005)

Fragiadakis และ Papadrakakis (2008) ได้ทำการพัฒนาชุดคำสั่งที่ใช้สำหรับการออกแบบโครงสร้างให้เป็นไปตามหลักการของ Performance-based design เพื่อให้การออกแบบเป็นไปอย่างมีประสิทธิภาพและมีความน่าเชื่อถือได้ (a reliability-based optimization approach) จึงกำหนดให้ชุดคำสั่งทำงานแบบอัตโนมัติเพื่อทดแทนความล่าช้าจากกระบวนการออกแบบด้วยวิธี trial-and-error การทำงานของชุดคำสั่ง จะสืบค้นรูปแบบของโครงสร้างที่มีความเหมาะสมที่สุด โดยตรวจสอบจากผลการประเมินความเสียหาย แสดงผลลัพธ์ออกมาในรูปของมูลค่าและระดับสมรรถนะของโครงสร้าง

ขั้นตอนการทำงานของชุดคำสั่ง เริ่มจากการกำหนดฟังก์ชันวัตถุประสงค์สำหรับการออกแบบ โดยพิจารณาการคำนวณมูลค่าของโครงสร้างอันประกอบด้วยมูลค่าคอนกรีตและมูลค่าเหล็กเสริม โครงสร้างอาคารเริ่มต้นจะได้รับการออกแบบตามมาตรฐานและเข้าสู่กระบวนการวิเคราะห์โครงสร้างเพื่อการออกแบบใหม่ โดยมีขั้นตอน คือ ตรวจสอบกำลังต้านทานแรงที่ไม่พิจารณาแรงจากแผ่นดินไหว ตรวจสอบกำลังต้านทานแรงที่พิจารณาแรงร่วมกับแรงจากแผ่นดินไหว และตรวจสอบ

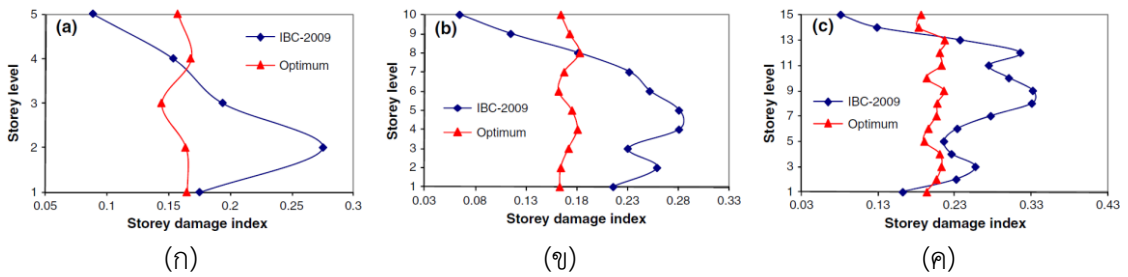
ความเสียหายของโครงสร้าง ทั้งนี้โครงสร้างจะกลับเข้าสู่กระบวนการออกแบบเบื้องต้นอีกครั้งหากไม่ผ่านเกณฑ์ประเมินขั้นตอนใดขั้นตอนหนึ่ง ทดสอบการทำงานของชุดคำสั่งโดยการนำมาใช้ออกแบบกับโครงสร้างแบบจำลองในระบบ 2 มิติ เป็นโครงข้อแข็งรับแรงดัด ทำการวิเคราะห์พฤติกรรมของโครงสร้างด้วยวิธีไม่เชิงเส้นแบบประวัติเวลาด้วยโปรแกรม OpenSEES จำลองวัสดุด้วยหน้าตัดไฟเบอร์ พิจารณาแรงที่เกิดขึ้นในชิ้นส่วนโครงสร้างควบคุมด้วยแรงดัด สำหรับแรงเฉือนและ bond-slip จะไม่นำมาพิจารณาร่วมด้วย ประเมินความเสียหายของโครงสร้างโดยพิจารณาค่าการเคลื่อนตัวระหว่างชั้น จากการศึกษาพบว่า ปัจจัยที่มีผลต่อประสิทธิภาพในการควบคุมต้นทุนมูลค่าการก่อสร้างและความเสียหายของโครงสร้าง คือ ค่าการเคลื่อนตัวระหว่างชั้น

Hajirasouliha และคณะ (2012) ได้ทำการเสนอหลักการออกแบบที่พิจารณาให้เกิดพฤติกรรมการเสียรูปแบบกระจายทั่วทั้งโครงสร้าง (Uniform deformation) โดยอาศัยหลักการปรับเปลี่ยนปริมาณเหล็กเสริมในชิ้นส่วนคานและเสาเพื่อลดกำลังความต้านทานของชิ้นส่วนโครงสร้างจนกระทั่งอยู่ในสภาวะที่เพียงพอสำหรับใช้งานจริง (strong to weak procedure) ทำการออกแบบซ้ำจนกระทั่งได้โครงสร้างที่มีความเหมาะสมตามเป้าหมายที่กำหนดไว้ จากการศึกษาพบว่าโครงสร้างที่ได้รับการออกแบบตามวิธีที่ได้นำเสนอสามารถแสดงประสิทธิภาพการใช้งานของชิ้นส่วนโครงสร้างได้ดีขึ้น เห็นได้จากมูลค่าการก่อสร้างมีแนวโน้มลดลงเมื่อเปรียบเทียบกับโครงสร้างเดิมที่ได้รับการออกแบบตามมาตรฐานที่ระดับสมรรถนะความเสียหายเดียวกัน สำหรับการทดสอบได้ทำการสร้างแบบจำลองในระบบ 2 มิติ เป็นโครงข้อแข็งรับแรงดัดที่มีรายละเอียดการเสริมเหล็กความเหนียวระดับปานกลาง ความสูง 5, 10 และ 15 ชั้น แสดงดังรูปที่ 2.3 โครงสร้างได้รับการออกแบบเป็นไปตามมาตรฐาน ACI318-08 และ IBC-2009 บริเวณปลายชิ้นส่วนของคาน-เสาถูกจำลองด้วยข้อหมุนแบบพลาสติก ทำการวิเคราะห์พฤติกรรมของโครงสร้างด้วยวิธีแบบไม่เชิงเส้นเชิงประวัติเวลาด้วยโปรแกรม IDARC พิจารณาค่าที่ได้ออกมาจากการสังเคราะห์ภายใต้ความรุนแรงของแผ่นดินไหว 2 ระดับ คือ ที่คาบการเกิดซ้ำ 500 ปี และ 2,500 ปี กำหนดเกณฑ์ประเมินความเสียหายของโครงสร้างตามมาตรฐาน SEAOC2000 และ ATC-40 ที่ระดับความปลอดภัยต่อชีวิต (Life safety, LS) และระดับป้องกันการพังทลายของโครงสร้าง (Collapse prevention, CP)



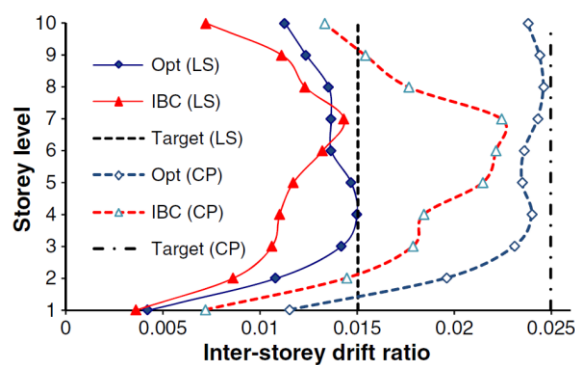
รูปที่ 2.3 แบบจำลองโครงข้อแข็งรับแรงดัด ความสูง 5, 10 และ 15 ชั้น  
(Hajirasouliha และคณะ, 2012)

ในการศึกษาแบ่งออกเป็น 2 ขั้นตอน คือ การลดความเสียหายของโครงสร้าง ด้วยการจัดสรรปริมาณเหล็กเสริมในหน้าตัดของคานและเสาโดยคำนึงถึงแรงที่กระทำต่อชิ้นส่วน เป็นผลให้เกิดความเสียหายกระจายตัวทั่วทั้งโครงสร้าง (uniform damage distribution) เมื่อตรวจสอบด้วยค่าดัชนีความเสียหาย (Damage Index, DI) และค่าความผันผวนของความเสียหายที่เกิดขึ้นกับโครงสร้าง (Coefficient of variation, COV) พบว่าโครงสร้างที่เหมาะสมมีแนวโน้มความเสียหายโดยรวมลดลงประมาณ 30% เมื่อเทียบกับโครงสร้างเดิม แสดงดังรูปที่ 2.4 เปรียบเทียบปริมาณเหล็กเสริมที่ใช้ในโครงสร้างพบว่าโครงสร้างความสูง 5 ชั้น มีปริมาณเหล็กลดลง 48% ความสูง 10 ชั้นมีปริมาณเหล็กลดลง 37% และความสูง 15 ชั้น มีปริมาณเหล็กลดลง 34% โดยประมาณ



รูปที่ 2.4 กราฟแสดงความเสียหายที่กระจายในทุกชั้นของโครงสร้างภายใต้แรงกระทำจากคลื่นสังเคราะห์โดย (ก) ความสูง 5 ชั้น (ข) ความสูง 10 ชั้น (ค) ความสูง 15 ชั้น (Hajirasouliha และคณะ, 2012)

เมื่อออกแบบให้โครงสร้างเกิดความเสียหายการกระจายไปทั่วโครงสร้างแล้ว ชั้นตอนที่ 2 คือทำการปรับลดปริมาณเหล็กเสริมในหน้าตัดลงจนมีปริมาณเพียงพอต่อระดับสมรรถนะที่กำหนดไว้ โดยเกณฑ์ความเสียหายที่ใช้พิจารณา คือ ค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นของอาคาร (Interstory drift ratio) ตามมาตรฐาน IBC2009 กำหนดให้ระดับ LS และ CP มีค่าการเคลื่อนตัวไม่เกิน 1.5% และ 2.5% ตามลำดับ พิจารณาแบบจำลองความสูง 10 ชั้น พบว่าภายใต้แรงกระทำจากแผ่นดินไหวที่สังเคราะห์ให้มีความรุนแรงทั้ง 2 ระดับ โครงสร้างที่ได้รับการออกแบบอย่างเหมาะสมมีค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นกระจายตัวใกล้เคียงกันเมื่อเทียบกับโครงสร้างเดิม และความเสียหายยังคงอยู่ในเกณฑ์ตามที่ระดับสมรรถนะกำหนด อีกทั้งเหล็กเสริมในชั้นส่วนหน้าตัดคาน-เสา มีปริมาณลดลงประมาณ 32% เมื่อเปรียบเทียบกับโครงสร้างเดิมที่ออกแบบตามมาตรฐานกำหนด แสดงดังรูปที่ 2.5



รูปที่ 2.5 กราฟแสดงการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นของโครงข้อแข็งรับแรงดัด ความสูง 10 ชั้น และเกณฑ์สมรรถนะการใช้งานของอาคารที่ระดับ LS และ CP (Hajirasouliha และคณะ, 2012)

ดังจะเห็นได้ว่า หลักการ PBD เริ่มนิยมนำมาใช้กันอย่างแพร่หลายมากขึ้นสำหรับการออกแบบโครงสร้างให้มีกำลังต้านทานรับแรงจากแผ่นดินไหว รวมทั้งตระหนักถึงความสำคัญในการเลือกใช้วิธีการวิเคราะห์แบบไม่เชิงเส้น เพราะสามารถตรวจสอบและระบุระดับความเสียหายของชิ้นส่วนโครงสร้างในช่วงที่มีพฤติกรรมแบบอินอีลาสติกได้จากเกณฑ์การประเมินความเสียหาย เป็นผลให้ความเข้าใจถึงความเสียหายของโครงสร้างภายใต้แรงกระทำจากแผ่นดินไหวได้ดียิ่งขึ้น

ในประเทศไทย การใช้หลักการ PBD ยังไม่เป็นที่นิยมสำหรับการออกแบบโครงสร้างมากนัก โครงสร้างอาคารโดยส่วนใหญ่ที่ได้รับการออกแบบให้มีความสามารถต้านทานแรงกระทำจากแผ่นดินไหวนิยมใช้หลักเกณฑ์การออกแบบตามมาตรฐาน มยผ.1302 ที่ใช้หลักการวิธีควบคุมโดยแรง (Strength-based design) อันเป็นผลวิเคราะห์เชิงเส้นโดยประมาณ ทำให้โอกาสที่จะสามารถนำกำลังและความต้านทานของชิ้นส่วนมาใช้ได้อย่างเต็มประสิทธิภาพมีน้อยลง ส่งผลให้เกิดความสิ้นเปลืองทางด้านต้นทุนและทรัพยากรการก่อสร้างมากขึ้น ดังนั้นการนำหลักการออกแบบ PBD ร่วมกับการวิเคราะห์พฤติกรรมแบบไม่เชิงเส้นของโครงสร้างมาประยุกต์ใช้ในการออกแบบโครงสร้างในประเทศไทยจึงเป็นอีกแนวทางหนึ่งที่ควรทำการศึกษาต่อไป

## 2.2 ทฤษฎีที่เกี่ยวข้อง

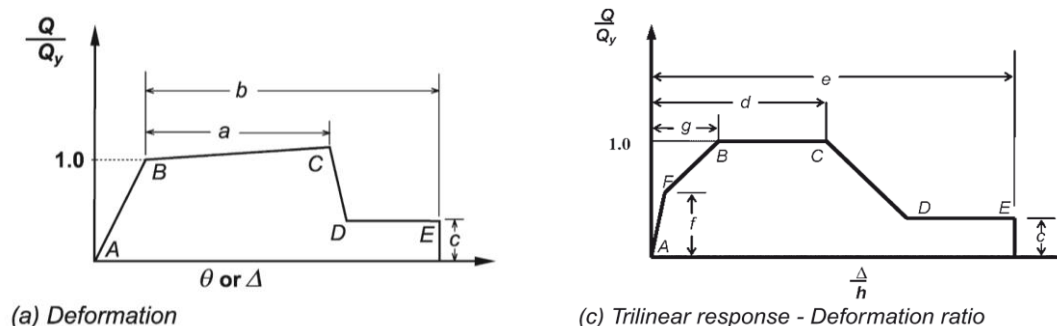
### 2.2.1 การวิเคราะห์โครงสร้างด้วยวิธีไม่เชิงเส้น ตามมาตรฐาน ASCE41-13

#### 2.2.1.1 โครงต้านแรงดัดคอนกรีตเสริมเหล็ก

โครงต้านแรงดัดคอนกรีตเสริมเหล็ก (Concrete Moment Frame) คือ โครงสร้างที่มีการออกแบบให้สามารถต้านทานแรงกระทำทางด้านข้าง ประกอบด้วยชิ้นส่วนหลักในแนวราบ ได้แก่ คาน พื้น ชิ้นส่วนหลักในแนวตั้ง ได้แก่ เสา รวมถึงจุดต่อระหว่างคานและเสา สามารถพิจารณาให้มีการรับแรงร่วมกันกับองค์อาคารอื่น เช่น โครงสร้างกำแพงรับแรงเฉือน (Shear Wall) โครงสร้างยึดรั้ง (Braced Frame) เป็นต้น

โครงสร้างภายใต้สภาวะรับแรงกระทำจากแผ่นดินไหวเชิงประวัติเวลาจะแสดงพฤติกรรมการตอบสนองต่อแรงกระทำแบบไม่เชิงเส้น การเลือกใช้วิธีวิเคราะห์โครงสร้างด้วยหลักพลศาสตร์ไม่เชิงเส้น (Nonlinear Dynamic Procedure, NDP) สามารถให้ผลวิเคราะห์ที่มีความถูกต้องและใกล้เคียงความจริง อีกทั้งเหมาะสมกับทุกรูปแบบของโครงสร้าง สำหรับการวิเคราะห์ ชิ้นส่วนโครงสร้างจะถูกจำลองพฤติกรรมให้มีคุณสมบัติแบบอินอีลาสติกเป็นไปตามความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเสียรูป (Generalized Load-Displacement Relation or F-D Relationship) ที่คำนึงถึงคุณสมบัติ

ทางด้านกำลัง สติฟเนสของชิ้นส่วน การเสื่อมถอยของกำลังและสติฟเนส (Strength and Stiffness Degradation) ภายใต้แรงกระทำแบบวัฏจักร (Hysteretic Behavior) แสดงใน รูปที่ 2.6



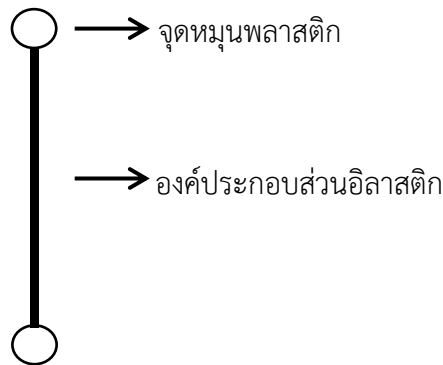
รูปที่ 2.6 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเสียรูป (Generalized Load-Deformation Relation) ของชิ้นส่วนคอนกรีตเสริมเหล็ก (ASCE41, 2013)

จากรูปที่ 2.6 แสดงให้เห็นถึงพฤติกรรมการเสียรูปของชิ้นส่วน โดยเริ่มจากเมื่อชิ้นส่วนได้รับแรงกระทำเกิดความสัมพันธ์แบบเชิงเส้นที่จุด A (unloading component) เพิ่มแรงกระทำมากขึ้นจนกระทั่งจุด B ซึ่งเป็นจุดครากประสิทธิผล ให้แรงกระทำต่อ จากจุด B ไป C ความสัมพันธ์ยังคงเป็นแบบเชิงเส้นแต่สติฟเนสของชิ้นส่วนลดลงเหลือประมาณ 0-10% ของค่าสติฟเนสเริ่มต้น จากการเกิดสถานะ Strain Hardening ขึ้นในชิ้นส่วน หลังจากจุด C ชิ้นส่วนเข้าสู่สถานะ Strength Degradation เกิดการสูญเสียกำลังต้านทานต่อแรงต้านข้างอย่างฉับพลันจนถึงจุด D และมีค่ากำลังต้านทานคงค้างจนถึงจุด E

### 2.2.1.2 แบบจำลองชิ้นส่วนเสา

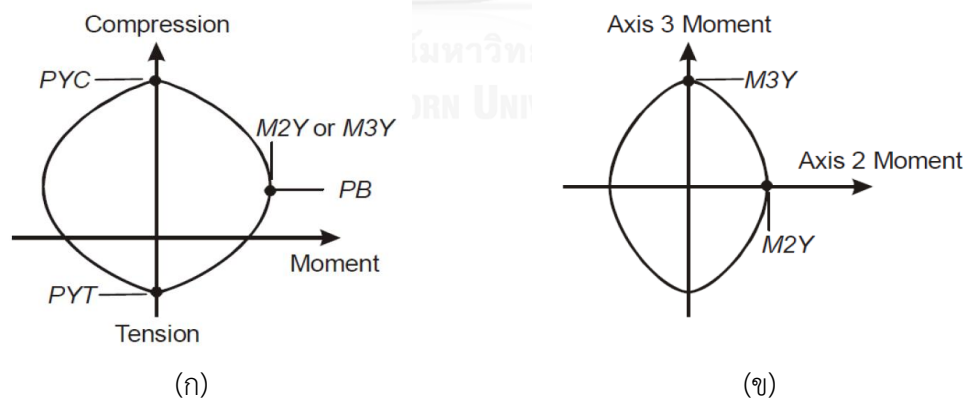
แบบจำลองสำหรับการวิเคราะห์โครงสร้าง ต้องสามารถแสดงถึงพฤติกรรมในช่วงอินอีลาสติก ภายใต้แรงกระทำในสถานะไม่เชิงเส้นได้อย่างเหมาะสม มีความสอดคล้องและเป็นไปตามที่มาตรฐานได้กำหนดไว้ เพื่อให้เกิดความสะดวกในการตรวจสอบกับเกณฑ์การยอมรับสำหรับประเมินกำลังความต้านทานของชิ้นส่วนนั้นได้ การสร้างแบบจำลองชิ้นส่วนเสา พิจารณาแบบจำลองออกเป็น 2 ส่วน คือ บริเวณปลายเสาทั้ง 2 ด้านทำการจำลองด้วยจุดหมุนพลาสติก ส่วนบริเวณอื่นยังคงคุณสมบัติแบบอินอีลาสติก แสดงดังรูปที่ 2.7





รูปที่ 2.7 แบบจำลองพฤติกรรมแบบไม่เชิงเส้นของเสา

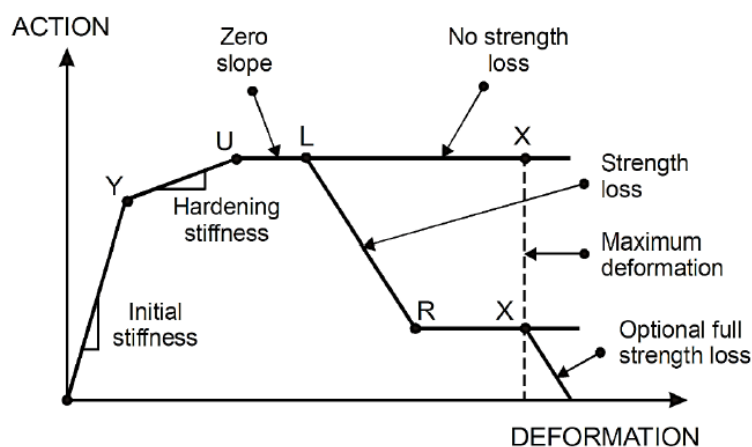
เสาเป็นชิ้นส่วนที่มีความสามารถในการรับแรงได้ทั้งในแนวแกนและแรงโมเมนต์ดัด 2 ทิศทางที่บริเวณส่วนปลายของเสามีโอกาสในการเกิดค่าโมเมนต์ดัดสูงสุดเมื่อรับแรงกระทำทางด้านข้าง จุดหมุนพลาสติกในเสาจึงมีคุณสมบัติแบบ P-M-M Hinge กล่าวคือ เมื่อจุดหมุนพลาสติกเกิดการครากการเสียรูปจะเกิดขึ้นในรูปแบบของการยืดหดในแนวแกนและการหมุน สำหรับกำลังของหน้าตัดเสาจะถูกกำหนดโดยความสัมพันธ์ระหว่างแรงในแนวแกนและแรงโมเมนต์ดัดหรือแสดงด้วย กราฟเส้นโค้งปฏิสัมพันธ์ (P-M-M Interaction Diagram) ดังรูปที่ 2.8 อีกคุณสมบัติหนึ่งที่ควรนำมาพิจารณาพร้อมด้วยคือ กำลังรับแรงเฉือนของหน้าตัดเสาโดยมีกำลังสูงสุดที่ตำแหน่งกึ่งกลางชิ้นส่วนเสา สามารถคำนวณได้จากความสามารถในการรับแรงเฉือนของคอนกรีตร่วมกับเหล็กเสริม



รูปที่ 2.8 กราฟเส้นโค้งปฏิสัมพันธ์ (P-M-M Interaction Diagram) ที่ตำแหน่ง  
 ก) โมเมนต์ดัดอีกแกนหนึ่งไม่มีค่า และ ข) ไม่มีแรงในแนวแกน (CSI Perform3D, 2011)

### 2.2.1.3 การลดลงของสติฟเนสหลังจากชิ้นส่วนเกิดการคราก (Post-Yield Hardening Stiffness)

เมื่อเสาได้รับแรงกระทำจนเกิดการคราก พฤติกรรมของเสาจะเข้าสู่ภาวะอินอีลาสติก พบว่า เสายังคงมีความสามารถในการรับแรงได้เพิ่มขึ้นแบบเชิงเส้นแต่ค่าสติฟเนสของเสามีแนวโน้มที่ลดลง ดังแสดงด้วยช่วง Y ถึง U ดังในรูปที่ 2.9



รูปที่ 2.9 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเสียรูปของชิ้นส่วนโครงสร้างแบบอินอีลาสติก  
(CSI Perform3D, 2011)

โดยมีตำแหน่งเป็นจุดสำคัญ ดังนี้

จุด Y, Yield point คือ จุดที่ชิ้นส่วนเกิดการคราก และเริ่มมีพฤติกรรมแบบไม่เชิงเส้น

จุด U, Ultimate strength point คือ จุดที่ชิ้นส่วนสามารถรับกำลังได้สูงสุด

จุด L, Ductile limit point คือ จุดที่ชิ้นส่วนเกิดการสูญเสียกำลัง (Strength loss) เมื่อมีการเสียรูปมากขึ้น

จุด R, Residual strength point คือ จุดที่แสดงกำลังคงค้างของชิ้นส่วน โดยชิ้นส่วนสูญเสียกำลังถึงจุดต่ำสุดแต่ยังคงสามารถเสียรูปเพิ่มขึ้นได้

จุด X คือ จุดที่ชิ้นส่วนสูญเสียแรงต้านทานโดยสิ้นเชิง ไม่นำมาใช้ประกอบในการวิเคราะห์การเสียรูปของชิ้นส่วน

ในการสร้างแบบจำลองของเสา ตามมาตรฐาน ASCE41-13 ได้มีการกำหนดค่าตัวแปรสำหรับใช้สร้างกราฟความสัมพันธ์ดังที่กล่าวไว้ข้างต้น ทั้งนี้ยังมีตัวแปรบางส่วนที่ระบุไว้ไม่ชัดเจน เช่น ค่าที่ใช้กำหนดช่วงพฤติกรรมการลดลงของสติฟเนส (Hardening Stiffness) สำหรับงานวิจัยนี้เลือกใช้แบบจำลองที่มีคุณสมบัติการเสียรูปแบบ Trilinear ที่คิดรวมผลของการสูญเสียกำลัง

(Strength Loss) ของวัสดุ โดย Haselton (2008) ได้ทำการศึกษาและอธิบายพฤติกรรมดังกล่าวถึงการลดลงของสติฟเนสที่เกิดขึ้นภายหลังจากชิ้นส่วนเกิดการครากแล้ว พร้อมเสนอความสัมพันธ์ในรูปอัตราส่วนระหว่างกำลังรับโมเมนต์ดัดสูงสุด (Maximum Moment Capacity:  $M_c$ ) กับกำลังรับโมเมนต์ดัดที่จุดคราก (Yield Moment Capacity:  $M_y$ ) ดังสมการที่ (2.1)

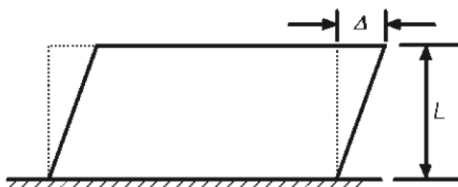
$$M_c / M_y = (1.25)(0.89)^{P/Agf'_c} (0.91)^{0.01f'_c} \quad (2.1)$$

โดยที่  $f'_c$  มีหน่วย MPa

#### 2.2.1.4 กำแพงรับแรงเฉือนคอนกรีตเสริมเหล็ก

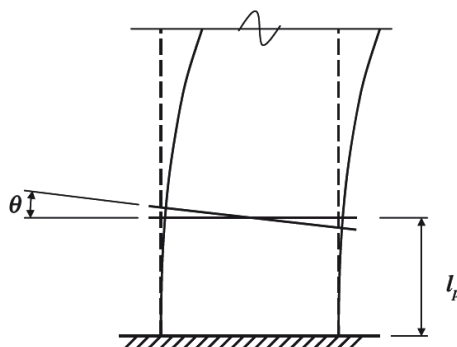
กำแพงรับแรงเฉือน คือ โครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีความสามารถในการต้านทานแรงด้านข้างทั้งแรงในแนวตั้งและแรงในแนวราบ ประกอบด้วยหน้าตัดคอนกรีตและการเสริมเหล็กที่มีความต่อเนื่องตลอดความสูงของโครงสร้างกำแพง สำหรับพฤติกรรมในสภาวะไม่เชิงเส้นภายใต้แรงกระทำจากแผ่นดินไหวจะกำหนดให้เป็นไปตามความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเสียรูป (Generalized load-deformation relation) ที่คำนึงถึงคุณสมบัติ เช่น การรับกำลัง สติฟเนส การเสื่อมถอยของกำลังต้านทานและสติฟเนสของโครงสร้างภายใต้แรงกระทำแบบวัฏจักร สำหรับความเสียหายของกำแพงรับแรงเฉือนในช่วงอินอีลาสติกสามารถแบ่งออกเป็น 2 แบบ ตามลักษณะการรับแรง คือ พฤติกรรมความเสียหายที่ถูกควบคุมโดยแรงเฉือน และพฤติกรรมความเสียหายที่ถูกควบคุมโดยแรงดัด

สำหรับกำแพงรับแรงเฉือนที่มีพฤติกรรมความเสียหายถูกควบคุมโดยแรงเฉือน เป็นผลมาจากเหล็กเสริมตามขวางมีปริมาณไม่เพียงพอต่อการต้านทานแรงเฉือนจึงทำให้เกิดความเสียหายขึ้นเมื่อชิ้นส่วนกำแพงรับแรงเฉือนเกิดพฤติกรรมการเสียรูปแบบอินอีลาสติก กราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเสียรูปจะถูกนำมาใช้ในการวิเคราะห์โดยกำหนดให้แกนของการเสียรูปแสดงด้วย ค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ทางด้านข้าง (Lateral drift) หรือหมายถึง ค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้น (Interstory drift,  $\Delta$ ) ของกำแพงรับแรงเฉือน แสดงดังรูปที่ 2.10



รูปที่ 2.10 การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นของกำแพงรับแรงเฉือนที่มีพฤติกรรมความเสียหายถูกควบคุมโดยแรงเฉือน (ASCE41, 2013)

สำหรับกำแพงรับแรงเฉือนที่มีพฤติกรรมความเสียหายถูกควบคุมโดยการดัด เป็นผลมาจากปริมาณการเสริมเหล็กยื่นในแนวตั้งไม่เพียงพอในการต้านทานแรงจากโมเมนต์ดัดจึงทำให้เกิดความเสียหายขึ้น เมื่อชิ้นส่วนกำแพงรับแรงเฉือนเกิดพฤติกรรมการเสียรูปแบบอินอีลาสติก กำลังและความต้านทานจะพิจารณาได้จาก ค่ามูมของจุดหมุนพลาสติกที่เกิดบริเวณปลายชิ้นส่วน ดังแสดงในรูปที่ 2.11



รูปที่ 2.11 การหมุนของจุดหมุนพลาสติกในกำแพงรับแรงเฉือนที่มีพฤติกรรมความเสียหายถูกควบคุมโดยการดัด (ASCE41, 2013)

ที่สถานะชิ้นส่วนเกิดการคราก (จุด B ในกราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเสียรูปของชิ้นส่วน) ค่าการหมุนของจุดหมุนพลาสติกสามารถคำนวณได้จากสมการที่ (2.2) โดยในการวิเคราะห์พฤติกรรมของกำแพงรับแรงเฉือนกำหนดให้ค่าความยาวสมมติของจุดหมุนพลาสติก (assumed plastic hinge length,  $l_p$ ) มีค่าเท่ากับร้อยละ 50 ของความลึกของชิ้นส่วนรับแรงดัด (flexural depth) และมีค่าน้อยกว่าความสูงของกำแพงรับแรงเฉือนในชั้นนั้นหรือมีค่าไม่เกินร้อยละ 50 ของความยาวองค์อาคารสำหรับชิ้นส่วนกำแพง

$$\theta_y = \left( \frac{M_y}{E_c I} \right) l_p \quad (2.2)$$

โดยที่

$M_y$  คือ กำลังต้านทานโมเมนต์ดัดที่จุดคราก (yield moment capacity) ของกำแพงรับแรงเฉือน

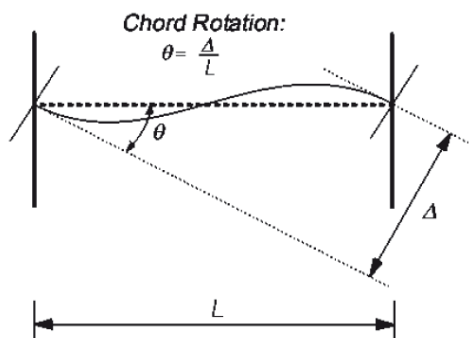
$E_c$  คือ โมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีต (modulus of concrete)

$I$  คือ โมเมนต์ความเฉื่อยของชิ้นส่วน (Moment of Inertia)

$l_p$  คือ ความยาวสมมติของจุดหมุนพลาสติก (assumed plastic hinge length)

มีค่าเท่ากับร้อยละ 50 ของความลึกของชิ้นส่วนรับแรงดัด (flexural depth)

สำหรับคานาเชื่อมกำแพงรับแรงเฉือน (coupling beam) กำหนดให้พิจารณาความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเสียรูปเช่นเดียวกันกับกำแพงรับแรงเฉือน โดยกำหนดให้แกนของการเสียรูปแสดงด้วย ค่าการหมุนของแนวคอร์ด (chord rotation) แสดงดังรูปที่ 2.12



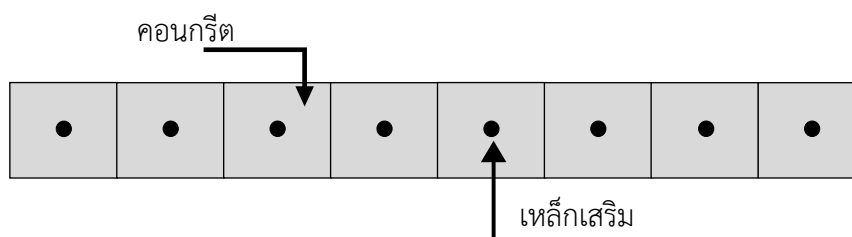
รูปที่ 2.12 การหมุนของแนวคอร์ดในชั้นส่วนคานาเชื่อมกำแพงรับแรงเฉือน (ASCE41, 2013)

#### 2.2.1.5 แบบจำลองกำแพงรับแรงเฉือนคอนกรีตเสริมเหล็ก

โดยทั่วไป โครงสร้างที่มีความสามารถรับแรงต้านทานด้านข้างจะพบในโครงสร้างต้านแรงตัด คอนกรีตเสริมเหล็กที่มีระบบร่วมกับกำแพงรับแรงเฉือน ในสถานะที่แรงแผ่นดินไหวกระทำต่อ โครงสร้างแรงจะถ่ายเทเข้าสู่ระบบต้านทานด้านข้างอย่างมีนัยสำคัญ ส่งผลให้โครงสร้างกำแพงรับแรงเฉือนเกิดความเสียหายก่อนโครงสร้างส่วนอื่น ดังนั้นในการศึกษาจึงควรให้ความสำคัญและทำความเข้าใจต่อพฤติกรรมการรับแรงรวมถึงการวิเคราะห์โครงสร้างของกำแพงรับแรงเฉือนอย่างละเอียด

สำหรับการสร้างแบบจำลองกำแพงรับแรงเฉือนเลือกใช้แบบจำลองประเภท หน้าตัดไฟเบอร์ (Fiber cross section) ที่กำหนดให้มีพฤติกรรมแบบอินอีลาสติก สามารถวัดค่าความเครียดเพื่อนำมาใช้สร้างกราฟความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดที่เกิดขึ้นในกำแพงรับแรงเฉือน เป็นผลให้การวิเคราะห์พฤติกรรมของโครงสร้างมีความละเอียดมากยิ่งขึ้น ดังนั้นสำหรับกำแพงรับแรงเฉือน การเลือกใช้แบบจำลองหน้าตัดไฟเบอร์จึงมีความเหมาะสมกว่าเมื่อเปรียบเทียบกับแบบจำลองชิ้นส่วนเสาที่ประกอบด้วยจุดหมุนพลาสติกที่ปลายชิ้นส่วนกับองค์ประกอบของวัสดุพลาสติก

แบบจำลองกำแพงรับแรงเฉือน 1 แผ่นจะถูกจำลองให้มีความสูงเท่ากับความสูงของอาคาร 1 ช่วงชั้น ทำการแบ่งแบบจำลองออกเป็นชิ้นส่วนย่อยตามที่แสดงให้เห็นในรูปที่ 2.13 โดยแต่ละชิ้นส่วนย่อยจะประกอบด้วยคอนกรีตและเหล็กเสริมที่มีสัดส่วนเท่ากันในทุกชิ้นส่วนย่อย



รูปที่ 2.13 แบบจำลองหน้าตัดไฟเบอร์ของกำแพงรับแรงเฉือน

## 2.2.2 วิธีการสถิตไม่เชิงเส้น (Pushover Analysis)

### 2.2.2.1 หลักการแบบสถิตไม่เชิงเส้น

การวิเคราะห์โครงสร้างแบบสถิตไม่เชิงเส้น พิจารณาการให้แรงกระทำทางด้านข้างของอาคารเป็นตัวแทนของแรงกระทำจากแผ่นดินไหว โดยขนาดของแรงจะกำหนดลักษณะการกระจายของแรงเป็นไปตามสัดส่วนรูปร่างของโหมดพื้นฐานอาคาร ทำการเพิ่มแรงด้านข้างแก่อาคารที่เดิมได้รับผลกระทำจากแรงน้ำหนักทุกในแนวตั้ง จนกระทั่งจุดควบคุมของอาคาร (กำหนดตำแหน่งที่จุดศูนย์กลางมวลระดับชั้นดาดฟ้า) มีระยะการเคลื่อนที่เท่ากับ ค่าระยะการเคลื่อนที่เป้าหมาย (Target Displacement) เป็นผลให้สามารถสร้างกราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนที่ฐานและการเคลื่อนที่ในแนวราบของยอดอาคาร (Pushover Capacity Curve) อันนำไปใช้ในการวิเคราะห์โครงสร้างต่อไป

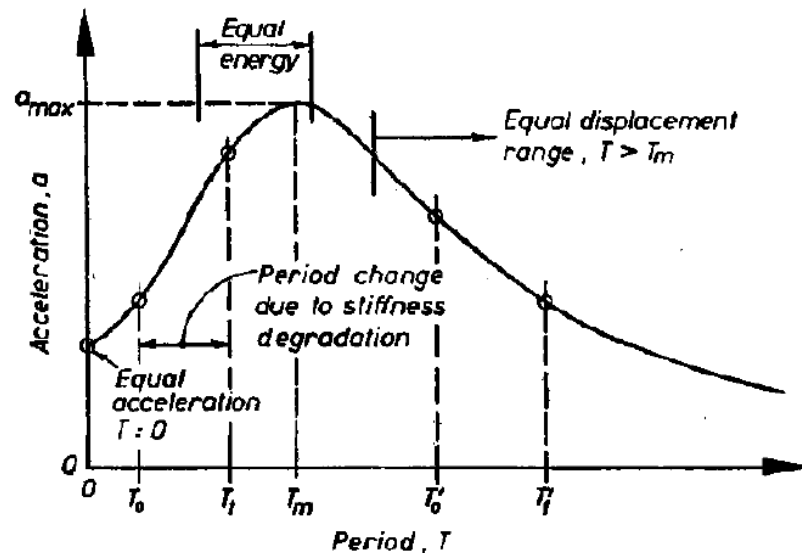
### 2.2.2.2 การวิเคราะห์โครงสร้างด้วยวิธีสถิตไม่เชิงเส้น ตามมาตรฐาน ASCE41-13

การวิเคราะห์โครงสร้างแบบสถิตไม่เชิงเส้น ในการพิจารณาเพื่อสร้างแบบจำลองสำหรับการวิเคราะห์โครงสร้าง ชั้นส่วนจะถูกจำลองพฤติกรรมให้มีคุณสมบัติแบบอินอีลาสติกเป็นไปตามความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเสียรูป โดยคำนึงถึงสถานะการเสื่อมถอยของกำลังและสติเฟ่นรวมถึงกำลังคงค้างที่เหลืออยู่หลังการเสียรูป เป็นผลให้สามารถระบุตำแหน่งในโครงสร้างที่เกิดการครากหรือการเสียรูปพลาสติกได้อย่างชัดเจน

### 2.2.3 ผลการตอบสนองของโครงสร้างในช่วงอินอีลาสติก

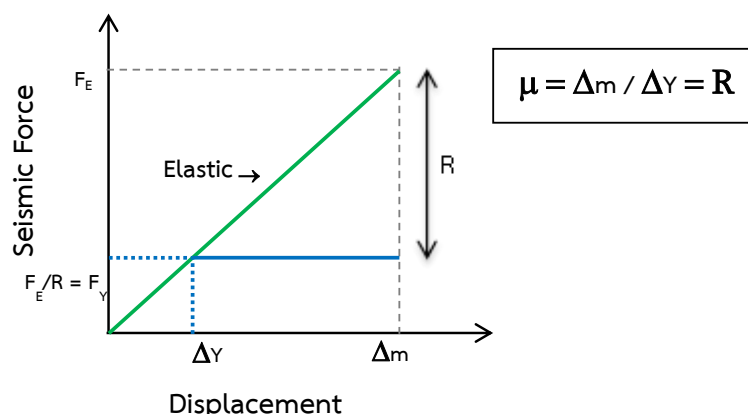
จากการศึกษาพฤติกรรมของระบบ 1 องศาอิสระ (single degree of freedom system) ภายใต้แรงแผ่นดินไหว (Paulay และ Priestley, 1992) พิจารณาช่วงสภาวะอินอีลาสติกที่มีการลดทอนกำลังของโครงสร้างลงจากแรงอีลาสติกด้วยค่าคงที่ค่าหนึ่ง ภายใต้แรงกระทำของวัฏจักรแบบ ideal elastoplastic ค่าความเร่งสูงสุดของโครงสร้างที่สามารถเกิดขึ้นได้ขึ้นอยู่กับค่าคาบธรรมชาติของโครงสร้างเอง ในกรณีที่โครงสร้างมีค่าคาบธรรมชาติมากกว่าคาบ ณ ตำแหน่งที่เกิดความเร่งสูงสุดของโครงสร้างในสภาวะอีลาสติก (peak elastic spectral response,  $T_m$ ) แสดงดังรูปที่ 2.14 สามารถตั้งข้อสังเกตได้ว่า ระยะการเคลื่อนตัวสูงสุดของโครงสร้างในระบบอินอีลาสติกมีค่าใกล้เคียงกันกับระยะการเคลื่อนตัวที่ได้จากระบบอีลาสติก โดยที่โครงสร้างทั้งสองต้องมีคุณสมบัติของค่าสติฟเนสในช่วงเริ่มต้นที่เท่ากันแสดงดังรูปที่ 2.15 สำหรับระบบอีลาสติก กำลังของโครงสร้างถูกลดทอนลงด้วยตัวคูณคงที่  $R$  (reduction factor) มีค่าโดยประมาณเท่ากับค่าความเหนียว (ductility,  $\mu$ ) ของโครงสร้างแสดงความสัมพันธ์ดังสมการที่ (2.3) เรียกโครงสร้างตามข้อสังเกตข้างต้นว่าเป็นไปตามหลักการสมดุกลการเคลื่อนตัว (equal displacement principle)

$$\mu = R \quad (2.3)$$



รูปที่ 2.14 ความสัมพันธ์ระหว่างความเร่งกับคาบของโครงสร้างในสภาวะอีลาสติก

(Paulay และ Priestley, 1992)



รูปที่ 2.15 หลักการสมมูลการเคลื่อนที่ (Equal Displacement Concept)

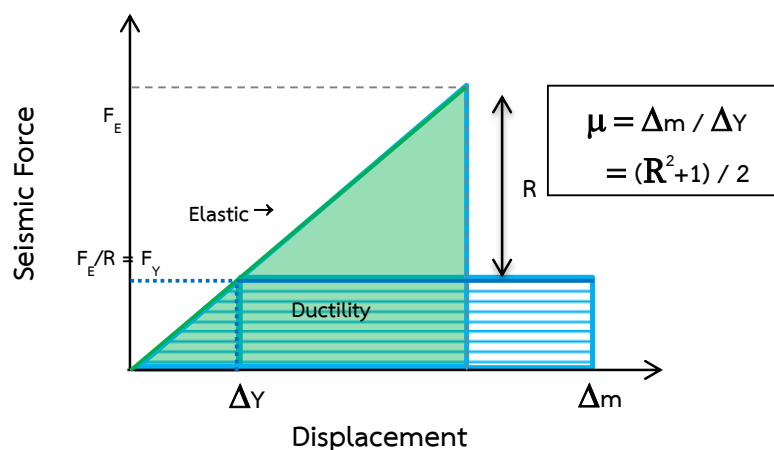
ในกรณีโครงสร้างมีค่าคาบธรรมชาติเท่ากับหรือน้อยกว่าค่าคาบ ณ ตำแหน่งที่เกิดความเร่งสูงสุดของโครงสร้างในสภาวะอีลาสติก ความสัมพันธ์ตามสมการที่ (2.3) ไม่เหมาะสมที่จะนำมาใช้ในการอธิบายพฤติกรรมของโครงสร้างเนื่องจากพบว่าค่าความเหนียวของโครงสร้างมีค่ามากกว่าตัวคูณลดทอนกำลังแสดงดังสมการที่ (2.4) จากการสังเกตโครงสร้างมีค่าความเหนียวประมาณได้จากการพิจารณาให้พื้นที่ใต้กราฟระหว่างแรงและการเคลื่อนตัวของโครงสร้างในระบบอีลาสติกมีค่าเท่ากับในระบบอีลาสติกโดยที่โครงสร้างทั้งสองต้องมีคุณสมบัติของค่าสติเฟนส์ในช่วงเริ่มต้นที่เท่ากันแสดงดังรูปที่ 2.16 ทั้งนี้พื้นที่ใต้กราฟจะแสดงถึงปริมาณพลังงานที่โครงสร้างดูดซับไว้ (total energy absorbed) ภายใต้แรงกระทำทางด้านข้างแบบคงที่ (Monotonic Loading) จนกระทั่งโครงสร้างเกิดการเคลื่อนตัวสูงสุด (maximum displacement,  $\Delta_m$ ) เรียกโครงสร้างที่มีคุณสมบัติตามข้อสังเกตข้างต้นว่าเป็นไปตาม หลักการสมมูลพลังงาน (equal energy principle)

$$\mu = (R^2 + 1) / 2 \quad (2.4)$$

กำหนดคุณสมบัติค่าคาบของโครงสร้างแบ่งเป็น 3 กรณี ดังนี้

- |                                   |                                |
|-----------------------------------|--------------------------------|
| โครงสร้างที่มีค่าคาบยาว:          | $R = \mu$                      |
| โครงสร้างที่มีค่าคาบสั้น:         | $R = \sqrt{2\mu - 1}$          |
| โครงสร้างที่มีค่าคาบเท่ากับศูนย์: | $R = 1$ (regardless of $\mu$ ) |





รูปที่ 2.16 หลักการสมดุลพลังงาน (Equal Energy Concept)

#### 2.2.4 ระดับสมรรถนะและหลักการประเมินตามสมรรถนะของโครงสร้าง

ระดับสมรรถนะของโครงสร้าง หมายถึง การกำหนดความสามารถในการต้านทานแรงกระทำจากแผ่นดินไหวให้กับโครงสร้าง โดยบ่งบอกจากความเสียหายที่เกิดขึ้นกับชิ้นส่วนหลักของโครงสร้างที่จำเป็นต่อการต้านทานแรงแผ่นดินไหว ทั้งนี้มาตรฐาน ASCE41-13 กำหนดระดับสมรรถนะของโครงสร้างออกเป็น 3 ระดับ ดังนี้

1. ระดับสมรรถนะของโครงสร้างแบบเข้าใช้งานได้ทันที (Immediate Occupancy Level, IO) ภายหลังเหตุการณ์แผ่นดินไหว อาคารสามารถเข้าใช้งานได้ทันที เนื่องจากความเสียหายที่เกิดขึ้นกับโครงสร้างโดยภาพรวมอยู่ในระดับต่ำ กำลังต้านทานและสติฟเนสของโครงสร้างอยู่ในสภาพใกล้เคียงเดิม อาจพบความเสียหายกับส่วนที่ไม่ใช่โครงสร้างได้ เช่น รอยแตกร้าวของผนัง ฝ้าและเพดาน เป็นต้น

2. ระดับสมรรถนะของโครงสร้างแบบปลอดภัยต่อชีวิต (Life Safety Level, LS) ความเสียหายที่เกิดขึ้นกับโครงสร้างโดยภาพรวมอยู่ในระดับปานกลาง อาคารควรได้รับการซ่อมแซมก่อนเข้าใช้งานเนื่องจากมีชิ้นส่วนของโครงสร้างเกิดความเสียหายอย่างมีนัยสำคัญ เกิดการสูญเสียกำลังต้านทานและสติฟเนสแต่ยังคงแบกทานน้ำหนักบรรทุกของโครงสร้างได้ มีการเคลื่อนตัวระหว่างชั้นเล็กน้อยแบบถาวร

3. ระดับสมรรถนะโครงสร้างแบบป้องกันการพังทลาย (Collapse Prevention Level, CP) ความเสียหายโดยรวมที่เกิดขึ้นกับโครงสร้างอยู่ในระดับรุนแรงมาก สภาพอาคารใกล้พังทลายและไม่ปลอดภัยต่อชีวิต ชิ้นส่วนของโครงสร้างสูญเสียกำลังต้านทานและสติฟเนส แต่ยังคงเพียงพอต่อการรับน้ำหนักบรรทุกทุกในแนวตั้งของโครงสร้างได้ การเคลื่อนตัวระหว่างชั้นมากแบบถาวร

### 2.2.5 เกณฑ์การยอมรับสำหรับพฤติกรรมแบบไม่เชิงเส้น ตามมาตรฐาน ASCE41-13

การวิเคราะห์โครงสร้างภายใต้การตอบสนองแบบไม่เชิงเส้น สามารถจำแนกพฤติกรรมการวิบัติออกเป็น 2 แบบ ได้แก่ พฤติกรรมที่ถูกควบคุมโดยแรง (Force-controlled action) ใช้สำหรับชิ้นส่วนที่มีรูปแบบการวิบัติแบบเปราะ (brittle failure mode) เช่น การวิบัติแบบแรงเฉือนในเสาคาน กำแพงรับแรงเฉือน และพฤติกรรมที่ถูกควบคุมโดยการเสียรูป (Displacement-controlled action) ใช้สำหรับชิ้นส่วนที่มีรูปแบบการวิบัติแบบเหนียว (ductile failure mode) เช่น การวิบัติแบบดัดที่เกิดขึ้นที่ปลายคานและเสา โดยพิจารณาจากการเสียรูปของจุดหมุนพลาสติก (plastic-hinge rotation) ในชิ้นส่วน ตารางที่ 2.1 แสดงการจำแนกชิ้นส่วนโครงสร้างตามรูปแบบการวิบัติ

ตารางที่ 2.1 การจำแนกชิ้นส่วนของโครงสร้างตามรูปแบบการวิบัติ (ASCE41, 2013)

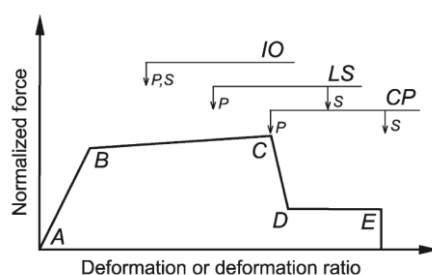
Component	Deformation-Controlled Action	Force-Controlled Action
<b>Moment frames</b>		
• Beams	Moment ( $M$ )	Shear ( $V$ )
• Columns	—	Axial load ( $P$ ), $V$
• Joints	—	$V^a$
Shear walls	$M$ , $V$	$P$
<b>Braced frames</b>		
• Braces	$P$	—
• Beams	—	$P$
• Columns	—	$P$
• Shear link	$V$	$P$ , $M$
Connections	$P$ , $V$ , $M^b$	$P$ , $V$ , $M$
Diaphragms	$M$ , $V^c$	$P$ , $V$ , $M$

<sup>a</sup>Shear may be a deformation-controlled action in steel moment frame construction.

<sup>b</sup>Axial, shear, and moment may be deformation-controlled actions for certain steel and wood connections.

<sup>c</sup>If the diaphragm carries lateral loads from vertical-force-resisting elements above the diaphragm level, then  $M$  and  $V$  shall be considered force-controlled actions.

เมื่อนำรูปแบบการวิบัติของชิ้นส่วนมาพิจารณาพร้อมกับระดับสมรรถนะของโครงสร้าง สามารถบ่งชี้ได้ถึงพฤติกรรมการยอมให้เกิดการเสียรูปในชิ้นส่วน โดยระดับ Immediate Occupancy จะยอมให้เกิดการเสียรูปเกินจุดครากเพียงเล็กน้อย ส่วนระดับ Collapse Prevention จะยอมให้เกิดการเสียรูปเกินจุดครากไปมากแต่ทั้งนี้แรงภายในที่เกิดขึ้นต้องไม่เกินความสามารถของชิ้นส่วนจะรับได้ แสดงดังรูปที่ 2.17



รูปที่ 2.17 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเสียรูปของชิ้นส่วนโครงสร้างตามเกณฑ์ที่ยอมรับได้ (ASCE41, 2013)

มาตรฐาน ASCE41-13 กำหนดเกณฑ์การยอมรับ (Acceptance Criteria) สำหรับใช้ประเมินกำลังความต้านทานของชิ้นส่วน สำหรับชิ้นส่วนเสา ค่าของตัวแปรที่ใช้กำหนดเกณฑ์การยอมรับจะคำนวณจาก ค่ามุมหมุนที่จุดหมุนพลาสติก (Plastic rotation angle) โดยคำนึงผลจากแรงดัด แรงตามแนวแกน และแรงเฉือนร่วมกัน สำหรับชิ้นส่วนกำแพงรับแรงเฉือน ค่าของตัวแปรที่ใช้กำหนดเกณฑ์การยอมรับจะคำนวณจาก ค่ามุมหมุนพลาสติกที่ยอมให้ (Acceptable plastic hinge rotation) ดังแสดงในตารางที่ 2.2-ตารางที่ 2.4

ตารางที่ 2.2 กำหนดค่าตัวแปรสำหรับการสร้างแบบจำลอง และหลักเกณฑ์การยอมรับเชิงตัวเลข สำหรับการวิเคราะห์แบบไม่เชิงเส้นของชิ้นส่วนเสาคอนกรีตเสริมเหล็ก (ASCE41, 2013)

Conditions	Modeling Parameters <sup>a</sup>			Acceptance Criteria <sup>a</sup>		
	Plastic Rotations Angle (radians)	Residual Strength Ratio	c	Plastic Rotations Angle (radians)		
				Performance Level		
				IO	LS	CP
a	b					
Condition i. <sup>b</sup>						
$\frac{P}{A_g f'_c}$	$\rho = \frac{A_s}{b_w s}$					
$\leq 0.1$	$\geq 0.006$		0.035	0.060	0.2	0.005 0.045 0.060
$\geq 0.6$	$\geq 0.006$		0.010	0.010	0.0	0.003 0.009 0.010
$\leq 0.1$	$= 0.002$		0.027	0.034	0.2	0.005 0.027 0.034
$\geq 0.6$	$= 0.002$		0.005	0.005	0.0	0.002 0.004 0.005
Condition ii. <sup>b</sup>						
$\frac{P}{A_g f'_c}$	$\rho = \frac{A_s}{b_w s}$	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$ <sup>d</sup>				
$\leq 0.1$	$\geq 0.006$	$\leq 3 (0.25)$	0.032	0.060	0.2	0.005 0.045 0.060
$\leq 0.1$	$\geq 0.006$	$\geq 6 (0.5)$	0.025	0.060	0.2	0.005 0.045 0.060
$\geq 0.6$	$\geq 0.006$	$\leq 3 (0.25)$	0.010	0.010	0.0	0.003 0.009 0.010
$\geq 0.6$	$\geq 0.006$	$\geq 6 (0.5)$	0.008	0.008	0.0	0.003 0.007 0.008
$\leq 0.1$	$\leq 0.0005$	$\leq 3 (0.25)$	0.012	0.012	0.2	0.005 0.010 0.012
$\leq 0.1$	$\leq 0.0005$	$\geq 6 (0.5)$	0.006	0.006	0.2	0.004 0.005 0.006
$\geq 0.6$	$\leq 0.0005$	$\leq 3 (0.25)$	0.004	0.004	0.0	0.002 0.003 0.004
$\geq 0.6$	$\leq 0.0005$	$\geq 6 (0.5)$	0.0	0.0	0.0	0.0 0.0 0.0
Condition iii. <sup>b</sup>						
$\frac{P}{A_g f'_c}$	$\rho = \frac{A_s}{b_w s}$					
$\leq 0.1$	$\geq 0.006$		0.0	0.060	0.0	0.0 0.045 0.060
$\geq 0.6$	$\geq 0.006$		0.0	0.008	0.0	0.0 0.007 0.008
$\leq 0.1$	$\leq 0.0005$		0.0	0.006	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
Condition iv. Columns controlled by inadequate development or splicing along the clear height <sup>b</sup>						
$\frac{P}{A_g f'_c}$	$\rho = \frac{A_s}{b_w s}$					
$\leq 0.1$	$\geq 0.006$		0.0	0.060	0.4	0.0 0.045 0.060
$\geq 0.6$	$\geq 0.006$		0.0	0.008	0.4	0.0 0.007 0.008
$\leq 0.1$	$\leq 0.0005$		0.0	0.006	0.2	0.0 0.005 0.006
$\geq 0.6$	$\leq 0.0005$		0.0	0.0	0.0	0.0 0.0 0.0

NOTE:  $f'_c$  is in lb/in.<sup>2</sup> (MPa) units.

<sup>a</sup>Values between those listed in the table should be determined by linear interpolation.

<sup>b</sup>Refer to Section 10.4.2.2.2 for definition of conditions i, ii, and iii. Columns are considered to be controlled by inadequate development or splices where the calculated steel stress at the splice exceeds the steel stress specified by Eq. (10-2). Where more than one of conditions i, ii, iii, and iv occurs for a given component, use the minimum appropriate numerical value from the table.

<sup>c</sup>Where  $P > 0.7A_s f'_c$ , the plastic rotation angles should be taken as zero for all performance levels unless the column has transverse reinforcement consisting of hoops with 135-degree hooks spaced at  $\leq d/3$  and the strength provided by the hoops ( $V_s$ ) is at least 3/4 of the design shear. Axial load  $P$  should be based on the maximum expected axial loads caused by gravity and earthquake loads.

<sup>d</sup> $V$  is the design shear force from NSP or NDP.

ตารางที่ 2.3 กำหนดค่าตัวแปรสำหรับการสร้างแบบจำลอง และหลักเกณฑ์การยอมรับเชิงตัวเลข สำหรับการวิเคราะห์แบบไม่เชิงเส้นของกำแพงรับแรงเฉือนคอนกรีตเสริมเหล็กที่ถูกควบคุมโดยแรงดัด (ASCE41, 2013)

Conditions	Plastic Hinge Rotation (radians)		Residual Strength Ratio	Acceptable Plastic Hinge Rotation* (radians)				
	a	b		Performance Level				
			c	IO	LS	CP		
i. Shear walls and wall segments								
$\frac{(A_s - A'_s)f_y + P}{t_w t_w f'_c}$	$\frac{V}{t_w t_w \sqrt{f'_c}}$	Confined Boundary <sup>b</sup>	0.015					
$\leq 0.1$	$\leq 4$	Yes	0.010	0.020	0.75	0.005	0.015	0.020
$\leq 0.1$	$\geq 6$	Yes	0.009	0.015	0.40	0.004	0.010	0.015
$\geq 0.25$	$\leq 4$	Yes	0.005	0.012	0.60	0.003	0.009	0.012
$\geq 0.25$	$\geq 6$	Yes	0.008	0.010	0.30	0.0015	0.005	0.010
$\leq 0.1$	$\leq 4$	No	0.006	0.015	0.60	0.002	0.008	0.015
$\leq 0.1$	$\geq 6$	No	0.003	0.010	0.30	0.002	0.006	0.010
$\geq 0.25$	$\leq 4$	No	0.002	0.005	0.25	0.001	0.003	0.005
$\geq 0.25$	$\geq 6$	No	0.002	0.004	0.20	0.001	0.002	0.004
ii. Shear wall coupling beams <sup>c</sup>								
Longitudinal reinforcement and transverse reinforcement <sup>d</sup>	$\frac{V}{t_w t_w \sqrt{f'_c}}$		0.050					
Conventional longitudinal reinforcement with conforming transverse reinforcement	$\leq 3$		0.025	0.040	0.75	0.010	0.025	0.050
Conventional longitudinal reinforcement with nonconforming transverse reinforcement	$\geq 6$		0.020	0.035	0.50	0.005	0.020	0.040
Diagonal reinforcement	NA		0.030	0.050	0.80	0.006	0.030	0.050

<sup>a</sup>Linear interpolation between values listed in the table shall be permitted.

<sup>b</sup>A boundary element shall be considered confined where transverse reinforcement exceeds 75% of the requirements given in ACI 318 and spacing of transverse reinforcement does not exceed  $8d_b$ . It shall be permitted to take modeling parameters and acceptance criteria as 80% of confined values where boundary elements have at least 50% of the requirements given in ACI 318 and spacing of transverse reinforcement does not exceed  $8d_b$ . Otherwise, boundary elements shall be considered not confined.

<sup>c</sup>For coupling beams spanning  $< 8$  ft 0 in., with bottom reinforcement continuous into the supporting walls, acceptance criteria values shall be permitted to be doubled for LS and CP performance.

<sup>d</sup>Conventional longitudinal reinforcement consists of top and bottom steel parallel to the longitudinal axis of the coupling beam. Conforming transverse reinforcement consists of (a) closed stirrups over the entire length of the coupling beam at a spacing  $\leq d/3$ , and (b) strength of closed stirrups  $V_s \geq 3/4$  of required shear strength of the coupling beam.

ตารางที่ 2.4 กำหนดค่าตัวแปรสำหรับการสร้างแบบจำลอง และหลักเกณฑ์การยอมรับเชิงตัวเลข สำหรับการวิเคราะห์แบบไม่เชิงเส้นของกำแพงรับแรงเฉือนคอนกรีตเสริมเหล็กที่ถูกควบคุมโดยแรงเฉือน (ASCE41, 2013)

Conditions	Total Drift Ratio (%), or Chord Rotation (radians)*			Strength Ratio		Acceptable Total Drift (%) or Chord Rotation (radians)*		
	d	e	g	c	f	Performance Level		
						IO	LS	CP
i. Shear walls and wall segments <sup>b</sup>								
$\frac{(A_s - A'_s)f_y + P}{t_w t_w f'_c} \leq 0.05$	1.0	2.0	0.4	0.20	0.6	0.40	1.5	2.0
$\frac{(A_s - A'_s)f_y + P}{t_w t_w f'_c} > 0.05$	0.75	1.0	0.4	0.0	0.6	0.40	0.75	1.0
ii. Shear wall coupling beams <sup>c</sup>								
Longitudinal reinforcement and transverse reinforcement <sup>d</sup>	$\frac{V}{t_w t_w \sqrt{f'_c}}$							
Conventional longitudinal reinforcement with conforming transverse reinforcement	$\leq 3$	0.02	0.030		0.60	0.006	0.020	0.030
Conventional longitudinal reinforcement with nonconforming transverse reinforcement	$\geq 6$	0.016	0.024		0.30	0.005	0.016	0.024
Conventional longitudinal reinforcement with nonconforming transverse reinforcement	$\leq 3$	0.012	0.025		0.40	0.006	0.010	0.020
Conventional longitudinal reinforcement with nonconforming transverse reinforcement	$\geq 6$	0.008	0.014		0.20	0.004	0.007	0.012

<sup>a</sup>For shear walls and wall segments, use drift; for coupling beams, use chord rotation; refer to Figures 10-5 and 10-6.

<sup>b</sup>For shear walls and wall segments where inelastic behavior is governed by shear, the axial load on the member must be  $\leq 0.15A_g f'_c$ ; otherwise, the member must be treated as a force-controlled component.

<sup>c</sup>Conventional longitudinal reinforcement consists of top and bottom steel parallel to the longitudinal axis of the coupling beam. Conforming transverse reinforcement consists of (a) closed stirrups over the entire length of the coupling beam at a spacing  $\leq d/3$  and (b) strength of closed stirrups  $V_s \geq 3/4$  of required shear strength of the coupling beam.

<sup>d</sup>For coupling beams spanning  $< 8$  ft 0 in., with bottom reinforcement continuous into the supporting walls, acceptance criteria values shall be permitted to be doubled for LS and CP performance.

### บทที่ 3

#### กระบวนการปรับปรุงการออกแบบอาคารด้วยวิธีพลศาสตร์ไม่เชิงเส้น

ในประเทศไทย การออกแบบอาคารตามหลักสมรรถนะยังไม่มีข้อกำหนดสำหรับการออกแบบอย่างชัดเจน ด้วยเหตุนี้จึงเป็นการเปิดโอกาสให้แก่ผู้ออกแบบได้ใช้ดุลยพินิจร่วมกับประสบการณ์เข้ามาใช้พิจารณาในการออกแบบ โดยอาคารที่ทำการออกแบบต้องบรรลุวัตถุประสงค์ตามเป้าหมายคือ อาคารมีสมรรถนะอยู่ในเกณฑ์ที่มาตรฐานกำหนดภายใต้วิธีการตรวจสอบและประเมินผลที่ยอมรับได้ ในบทนี้นำเสนอกระบวนการสำหรับการออกแบบอาคารด้วยกัน 2 วิธี ได้แก่ กระบวนการออกแบบซ้ำด้วยวิธีลองผิดลองถูก และกระบวนการออกแบบด้วยวิธีพลศาสตร์ไม่เชิงเส้นแบบผสมอาคารที่ได้รับการออกแบบจากกระบวนการดังกล่าวจะถูกนำไปวิเคราะห์และประเมินโครงสร้างด้วยวิธีพลศาสตร์ไม่เชิงเส้นซึ่งมีความเหมาะสมสำหรับการศึกษาพฤติกรรมในช่วงไม่เชิงเส้น ผลลัพธ์ที่ได้จากการประเมินจะนำมาใช้เป็นข้อมูลประกอบการตัดสินใจสำหรับการปรับปรุงในรายละเอียดแบบอาคารด้วยการปรับเปลี่ยนปริมาณเหล็กเสริมหลักและเหล็กเสริมรองของชิ้นส่วน เพื่อให้อาคารมีสมรรถนะในการรับแรงแผ่นดินไหวที่ระดับความปลอดภัยต่อชีวิต (Life Safety Level, LS) ตามเกณฑ์ที่มาตรฐาน ASCE41-13 กำหนด

#### 3.1 กระบวนการออกแบบซ้ำด้วยวิธีลองผิดลองถูก

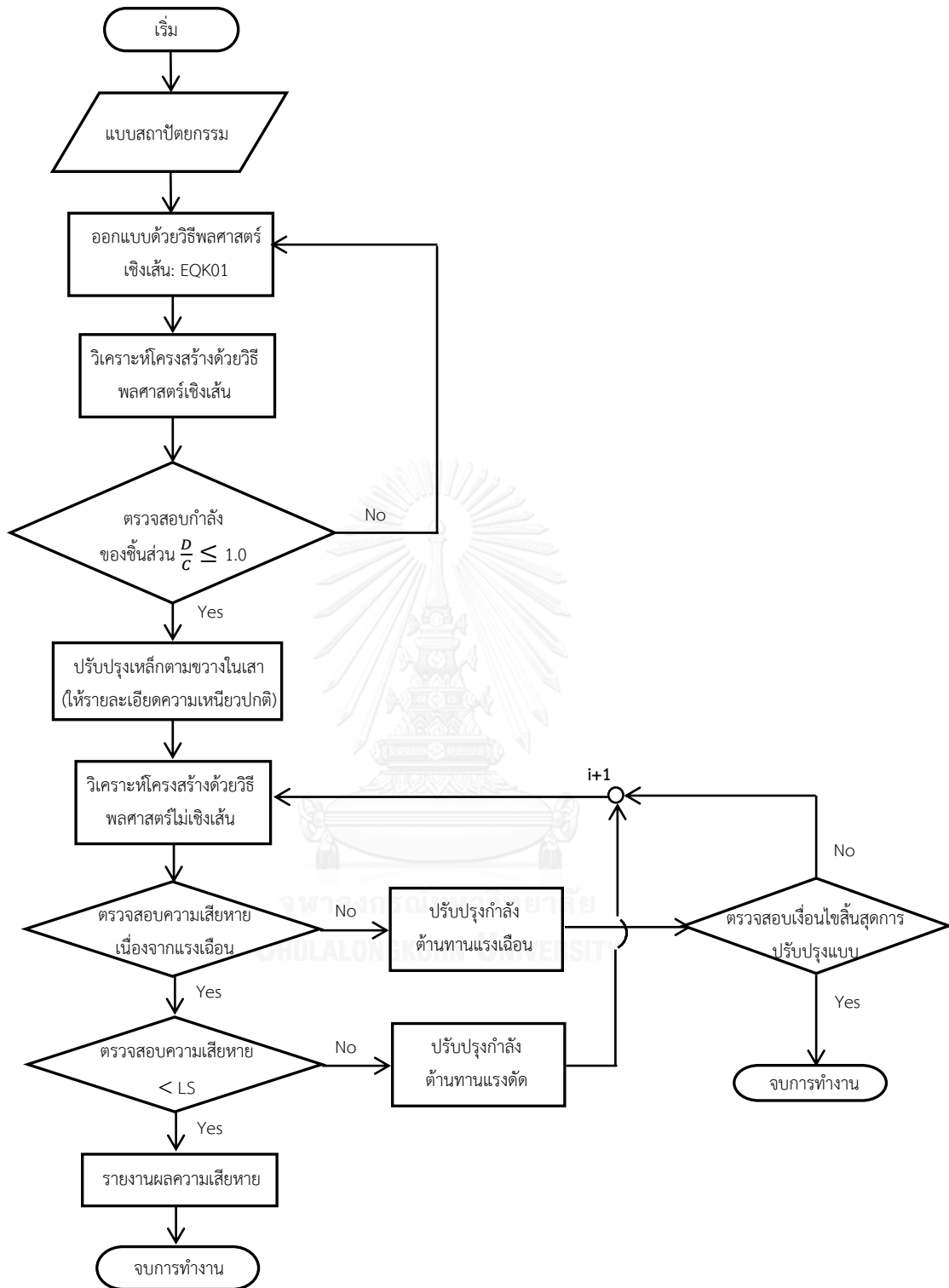
ดังที่กล่าวไว้ข้างต้นว่าการออกแบบอาคารตามสมรรถนะยังไม่มีข้อกำหนดการออกแบบที่ชัดเจน ทั้งในรูปของสมการและความสัมพันธ์ที่ใช้ในการอธิบายพฤติกรรมของอาคารในช่วงไม่เชิงเส้น ดังนั้นกระบวนการหาคำตอบขั้นพื้นฐานที่นำมาใช้ในการแก้ไขปัญหาอย่าง กระบวนการลองผิดลองถูก (Trial and Error) จึงเป็นอีกหนึ่งในวิธีที่งานวิจัยนี้เลือกนำมาใช้ประกอบในขั้นตอนการวิเคราะห์การออกแบบอาคารเช่นกัน

กระบวนการออกแบบวิธีแรกที่จะนำเสนอ คือ กระบวนการออกแบบซ้ำ (Iterative Design Process) โดยมีพื้นฐานการหาคำตอบแบบลองผิดลองถูก กล่าวคือ อาคารที่ได้รับการออกแบบตามมาตรฐานให้มีความสามารถในการต้านทานต่อแรงแผ่นดินไหวจะได้รับการประเมินเพื่อตรวจสอบระดับสมรรถนะของอาคารตามมาตรฐาน ASCE41-13 ภายใต้แรงกระทำจากคลื่นแผ่นดินไหวเชิงประวัติเวลาทุกข้อมูลคลื่นด้วยการวิเคราะห์โครงสร้างแบบพลศาสตร์ไม่เชิงเส้น กระบวนการลองผิดลองถูกจะถูกนำมาใช้ในการปรับปรุงรายละเอียดของโครงสร้าง เริ่มต้นจากการตรวจสอบกำลังความต้านทานต่อแรงเฉือนของชิ้นส่วน ในกรณีที่พบว่าค่าแรงเฉือนที่เกิดขึ้นในชิ้นส่วนมีค่าเท่ากับ

กำลังความต้านทานต่อแรงเฉือนแสดงว่าชิ้นส่วนมีปริมาณการเสริมเหล็กตามขวางที่เหมาะสมแล้ว หรือในทางกลับกันให้ทำการออกแบบเหล็กเสริมตามขวางใหม่อีกครั้ง

สำหรับผลการประเมินค่ามอดุลัสพลาสติกในชิ้นส่วนจะแสดงถึงกำลังความต้านทานต่อแรงดัดของโครงสร้าง ในกรณีที่พบว่าชิ้นส่วนใดมีค่ามอดุลัสพลาสติกเกินกว่าเกณฑ์ค่ามอดุลัสพลาสติกที่ยอมให้ตามมาตรฐานกำหนด ให้ทำการเพิ่มกำลังความต้านทานต่อแรงดัดของชิ้นส่วนด้วยการเพิ่มปริมาณการเสริมเหล็กขึ้น ในทางกลับกันหากพบว่าชิ้นส่วนเกิดความเสียหายยังไม่ถึงเกณฑ์แสดงให้เห็นว่ายังคงมีกำลังต้านทานต่อแรงดัดที่ดี ให้ทำการปรับลดกำลังความต้านทานของชิ้นส่วนลงด้วยการลดปริมาณการเสริมเหล็กขึ้นลง ทั้งนี้ปริมาณเหล็กที่ทำการปรับเพิ่ม/ลด จะอาศัยการลองผิดลองถูกจนกระทั่งเห็นควรว่ามีความเหมาะสมแล้วจึงทำการวิเคราะห์โครงสร้างและประเมินด้วยวิธีพลศาสตร์ไม่เชิงเส้นอีกครั้ง ทำกระบวนการวนซ้ำ (Iterative Process) เพื่อตรวจสอบและประเมินจนกระทั่งพบว่าอาคารมีสมรรถนะเป็นไปตามเป้าหมายของการออกแบบจึงถือว่าเสร็จสิ้นกระบวนการ หรือกรณีที่พบว่าอาคารมีปริมาณการเสริมเหล็กมากกว่าโครงสร้าง EQK01 และยังคงเกิดความเสียหายมากกว่าเกณฑ์ความปลอดภัยต่อชีวิต (LS) ให้ถือว่าสิ้นสุดกระบวนการปรับปรุงแบบเช่นกัน แนะนำให้ทำการเสริมกำลังของโครงสร้างต่อไป แสดงขั้นตอนการปรับปรุงการออกแบบอาคารด้วยวิธีการออกแบบซ้ำแบบลองผิดลองถูกดังรูปที่ 3.1 ในกระบวนการกำหนดให้โครงสร้าง EQK0i แทนแบบอาคารที่ได้จากการปรับปรุงแบบในรอบที่ i โดยมีโครงสร้าง EQK01 คือ แบบอาคารที่มีรายละเอียดการเสริมเหล็กกับแรงแผ่นดินไหวตามมาตรฐาน มยผ.1302

อย่างไรก็ดี กระบวนการออกแบบซ้ำด้วยวิธีลองผิดลองถูกจำ ยังคงมีข้อจำกัดในด้านระยะเวลา จากงานวิจัยพบว่าในกระบวนการออกแบบจำเป็นต้องอาศัยระยะเวลาพอสมควรสำหรับการวิเคราะห์ด้วยวิธีพลศาสตร์ไม่เชิงเส้นภายใต้คลื่นแผ่นดินไหวเชิงประวัติเวลา จนกระทั่งได้รูปแบบของอาคารที่มีผลลัพธ์คู่เข้ากับสมรรถนะอาคารที่ตั้งเป้าหมายไว้



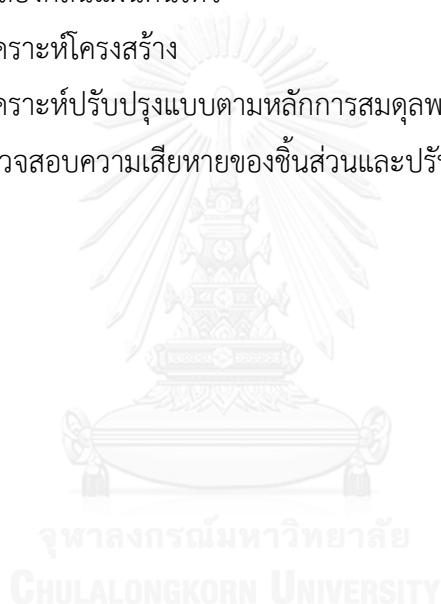
รูปที่ 3.1 ขั้นตอนการปรับปรุงการออกแบบอาคารด้วยวิธีการออกแบบซ้ำแบบลองผิดลองถูก

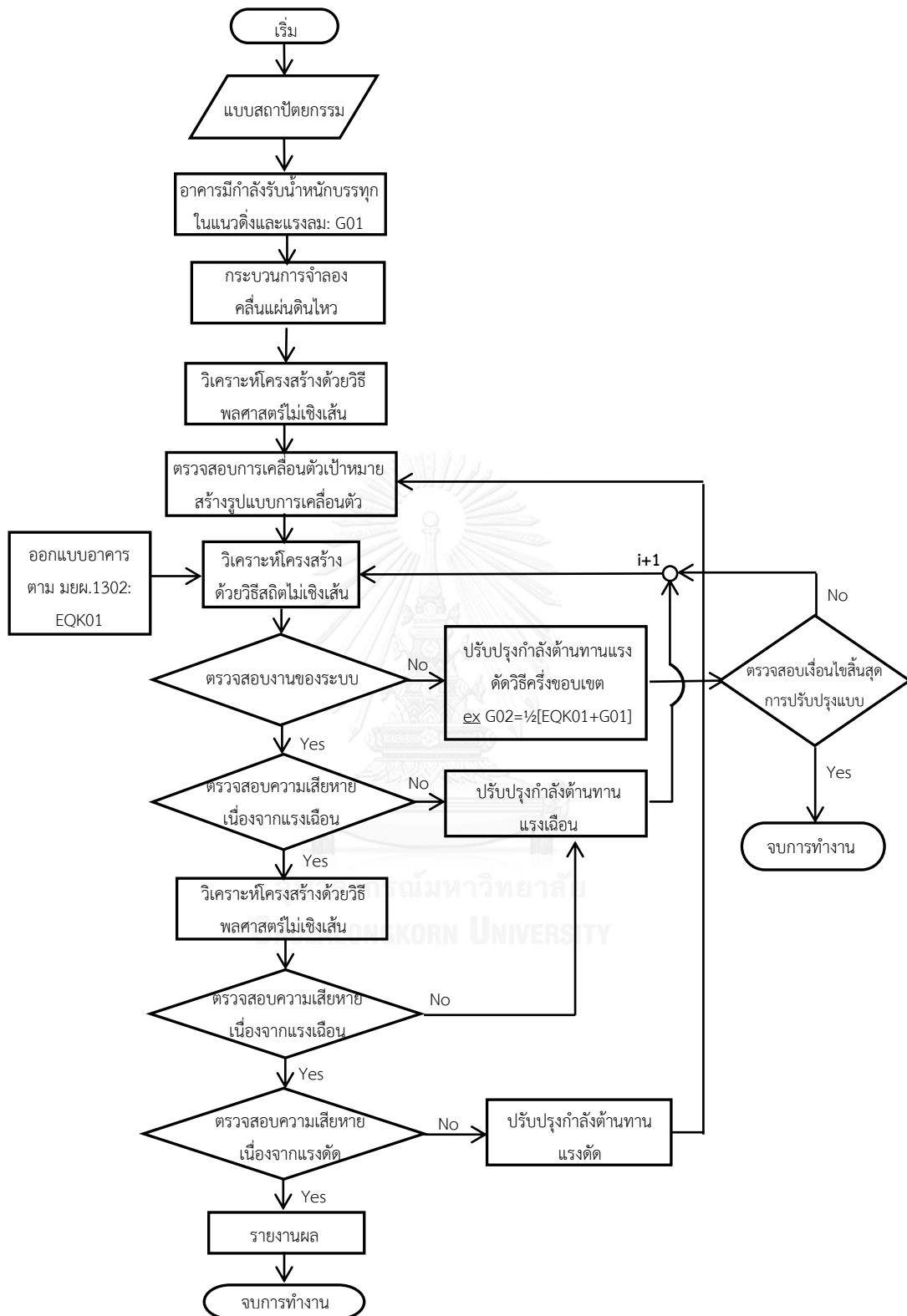


### 3.2 วิธีพลศาสตร์ไม่เชิงเส้นแบบผสม (Inelastic Dynamic Design using Pushover Analysis: Equal energy concept)

ในงานวิจัย นำเสนอการใช้กระบวนการปรับปรุงแบบด้วยวิธีพลศาสตร์ไม่เชิงเส้นแบบผสมตามหลักการของสมมูลพลังงาน สำหรับหลักการสมมูลการเคลื่อนที่จะไม่ขอก้าวถึงรายละเอียดของกระบวนการวิเคราะห์โครงสร้าง เนื่องจากพบว่า การนำหลักการสมมูลการเคลื่อนที่มาใช้ในการศึกษา ยังคงมีข้อจำกัดในการใช้งานทำให้ได้ผลลัพธ์ที่มีความไม่เหมาะสม โดยรายละเอียดและเหตุผลสนับสนุนจะกล่าวในหัวข้อ 5.2.2 ต่อไป สำหรับขั้นตอนการปรับปรุงการออกแบบอาคารด้วยวิธีพลศาสตร์ไม่เชิงเส้นแบบผสมแสดงดังรูปที่ 3.2 แบ่งกระบวนการหลักออกเป็น 4 ส่วน ดังนี้

- 1) กระบวนการจำลองคลื่นแผ่นดินไหว
- 2) กระบวนการวิเคราะห์โครงสร้าง
- 3) กระบวนการวิเคราะห์ปรับปรุงแบบตามหลักการสมมูลพลังงาน
- 4) กระบวนการตรวจสอบความเสียหายของชิ้นส่วนและปรับปรุงกำลังความต้านทาน





รูปที่ 3.2 ขั้นตอนการปรับปรุงการออกแบบอาคารด้วยวิธีพลาสติกไม่เชิงเส้นแบบผสม

สำหรับวิธีพลศาสตร์ไม่เชิงเส้นแบบผสม กำหนดให้โครงสร้าง G0i แทนแบบอาคารที่ได้จากการปรับปรุงแบบในรอบที่ i โดยมีโครงสร้าง G01 แทนแบบอาคารที่ไม่มีการออกแบบให้รับแรงแผ่นดินไหว ได้รับการออกแบบตามมาตรฐาน ACI318 ให้มีกำลังต้านทานที่เพียงพอต่อน้ำหนักบรรทุกทุกในแนวตั้งและต้านทานต่อแรงลงตามมาตรฐาน มยผ.1311-50 กำหนดโครงสร้าง G01 เป็นอาคารเริ่มต้นสำหรับกระบวนการปรับปรุงแบบ สำหรับโครงสร้าง EQK01 คือ แบบอาคารที่มีรายละเอียดการเสริมเหล็กรับแรงแผ่นดินไหวตามมาตรฐาน มยผ.1302 แสดงรายละเอียดการปรับปรุงแบบโดยแบ่งเป็นขั้นตอน ดังนี้

### 1) กระบวนการจำลองคลื่นแผ่นดินไหว

ตามมาตรฐาน ASCE41-13 กำหนดให้ในการวิเคราะห์โครงสร้างด้วยวิธีพลศาสตร์ไม่เชิงเส้น จำเป็นต้องอาศัยข้อมูลจากคลื่นแผ่นดินไหวจริงจำนวนไม่ต่ำกว่า 3 ชุดคลื่น ในขั้นตอนนี้จะทำการคัดเลือกคลื่นแผ่นดินไหวจากฐานข้อมูล PEER จำนวน 12 ชุดคลื่น พร้อมทั้งทำการปรับค่าความเร่งคลื่นให้มีความสอดคล้องกับสเปคตรัมที่ใช้ในการออกแบบของอาคารตามข้อกำหนดของมาตรฐาน มยผ.1302 สำหรับวิธีการปรับค่าความเร่งคลื่นแผ่นดินไหวจะกล่าวต่อไปในหัวข้อ 4.2

### 2) กระบวนการวิเคราะห์โครงสร้าง

#### 2.1) การวิเคราะห์โครงสร้างแบบพลศาสตร์ไม่เชิงเส้น

วิเคราะห์โครงสร้าง G01 ด้วยโปรแกรม PERFORM 3D ทำการศึกษาการตอบสนองของโครงสร้างภายใต้แรงพลศาสตร์ไม่เชิงเส้นด้วยข้อมูลคลื่นแผ่นดินไหวเชิงประวัติเวลาจำนวน 12 คลื่น โดยพิจารณาให้ทิศทางของคลื่นที่มีความเร่งในแนวราบสูงที่สุดกระทำเข้ากับแกนอ่อนของอาคารเพื่อสร้างความเสียหายให้เกิดแก่โครงสร้างมากที่สุด ทั้งนี้เพื่อให้ผลการวิเคราะห์เกิดความคลาดเคลื่อนในระดับต่ำ ได้เลือกใช้ความละเอียดของการวิเคราะห์ในเชิงเวลา (Time step) ที่ระดับ  $\Delta t = 0.00005$  วินาที ซึ่งพบว่าเป็นค่าที่ให้ผลคำตอบที่น่าเชื่อถือ

#### 2.2) ตรวจสอบระยะการเคลื่อนตัวเป้าหมายและสร้างรูปแบบการเคลื่อนตัวของอาคาร

ภายหลังการวิเคราะห์โครงสร้าง G01 ด้วยวิธีพลศาสตร์ไม่เชิงเส้น สามารถคำนวณหาระยะการเคลื่อนตัวเป้าหมาย (Target Displacement) จากการเฉลี่ยค่าระยะการเคลื่อนตัวที่ตำแหน่งยอดอาคารจำนวน 12 ข้อมูล และคำนวณค่าเฉลี่ยของระยะการเคลื่อนตัวในแต่ละชั้นของอาคารเพื่อสร้างรูปแบบการเคลื่อนตัว (Displacement Pattern) สำหรับใช้ประกอบในการวิเคราะห์วิธีสถิตไม่เชิงเส้นต่อไป

### 3) กระบวนการวิเคราะห์ปรับปรุงแบบตามหลักการสมดุลพลังงาน

#### 3.1) การวิเคราะห์ที่โครงสร้างแบบสถิตไม่เชิงเส้น

ทำการวิเคราะห์โครงสร้าง G01 โดยการวิเคราะห์วิธีสถิตไม่เชิงเส้นด้วยโปรแกรม Perform3D กำหนดให้รูปแบบการเคลื่อนตัวของอาคารที่คำนวณได้จากหัวข้อที่ 2.2) กระทำทางด้านข้างของอาคารจนกระทั่งระยะการเคลื่อนตัวที่ตำแหน่งยอดอาคารมีค่าเท่ากับระยะเป้าหมายที่ได้จากหัวข้อ 2.2) เช่นกัน

#### 3.2) ตรวจสอบงานของระบบ

ข้อมูลจากโปรแกรม Perform3D สามารถนำมาใช้สร้างกราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนที่ฐานกับระยะการเคลื่อนตัวของยอดอาคาร (Pushover Capacity Curve) พร้อมระบุตำแหน่งที่โครงสร้างเกิดความเสียหายที่ระดับ IO LS และ CP ทำการคำนวณงานของระบบได้จากการหาพื้นที่ใต้กราฟโดยอาศัยวิธีการอินทิเกรต

ในการปรับปรุงรอบที่ 1 งานของระบบ (work done) ในอาคาร G01 จะเรียกว่า  $E_g$  ซึ่งคำนวณได้จากการหาพื้นที่ใต้กราฟที่มีขอบเขตสนใจอยู่ ณ ตำแหน่งที่ยอดอาคารมีระยะการเคลื่อนตัวเท่ากับเป้าหมาย

ในการปรับปรุงรอบถัดไป ให้ทำการคำนวณย้อนกลับโดยกำหนดให้พื้นที่ใต้กราฟหรืองานของระบบ ( $E_i$ ) มีค่าเท่ากับ  $E_g$  เสมอ จากการคำนวณนี้จะทำให้ทราบค่าระยะการเคลื่อนตัวของยอดอาคาร ( $u_i$ ) นำไปตรวจสอบกับระยะการเคลื่อนตัวที่เกณฑ์ความเสียหายระดับ LS โดยจะพิจารณา ดังนี้

กรณี1: ค่า  $u_i = u_{LS}$  ให้เข้าสู่กระบวนการตรวจสอบแรงเฉือนขั้นถัดไป

กรณี2: ค่า  $u_i \neq u_{LS}$  ให้เข้าสู่กระบวนการปรับปรุงกำลังต้านทานแรงดัดวิธีครึ่งขอบเขต

#### 3.3) การปรับปรุงกำลังต้านทานแรงดัดด้วยวิธีครึ่งขอบเขต

ภายหลังการวิเคราะห์ด้วยวิธีสถิตไม่เชิงเส้น โปรแกรม Perform3D สามารถแสดงให้เห็นถึงตำแหน่งของชิ้นส่วนที่เกิดความเสียหายได้ กรณีที่ชิ้นส่วนมีความเสียหายเกินเกณฑ์ระดับ LS ให้ปรับเพิ่มกำลังต้านทานแรงดัดด้วยการเพิ่มปริมาณเหล็กยื่น ในทางกลับกันจะทำการปรับลดปริมาณเหล็กยื่นเมื่อพบว่าชิ้นส่วนนั้นมีกำลังต้านทานที่อยู่แล้ว

โดยเกณฑ์ที่ใช้ในการปรับเพิ่ม/ลด จะเรียกว่า “วิธีครึ่งขอบเขต” กล่าวคือ ปริมาณที่ใช้ในการปรับเพิ่ม/ลดเหล็กยื่นจะมีค่าครึ่งหนึ่งของโครงสร้างที่ทำการประเมินเปรียบเทียบกับโครงสร้างในรอบที่เห็นควรว่าเหมาะสมในการอ้างอิงแสดงตัวอย่างเช่น ในการปรับปรุงรอบที่ 1 โครงสร้าง G01 พบว่าชิ้นส่วนกำแพงรับแรงเฉือนในตำแหน่ง CORE1 ช่วงชั้น 1-2 จำเป็นต้องทำการเพิ่มปริมาณเหล็กยื่น ดังนั้นอ้างอิงข้อมูลปริมาณการเสริมเหล็กในโครงสร้าง G01 และโครงสร้าง EQK01 จะได้ปริมาณ

เหล็กยื่นที่จะนำไปปรับปรุงในรอบถัดไปเท่ากับ  $G02 = \frac{1}{2}[EQK01 + G01] = \frac{1}{2}[1.50 + 0.30] = 0.90\%$

### 3.4 ตรวจสอบเงื่อนไขสิ้นสุดกระบวนการปรับปรุงแบบ

ในกรณีที่พบว่า ปริมาณเหล็กเสริมโดยรวมของโครงสร้างหลังจากผ่านกระบวนการปรับปรุงแบบมีปริมาณมากกว่าโครงสร้าง EQK01 ให้กระบวนการปรับปรุงแบบถือเป็นที่สุด เนื่องจากอาคารที่มีปริมาณการเสริมเหล็กในโครงสร้างเป็นแบบเดียวกันกับอาคารที่มีการออกแบบให้รับแรงแผ่นดินไหวตามมาตรฐานควรมีสมรรถนะของอาคารในการต้านทานแรงแผ่นดินไหวอยู่ในระดับความปลอดภัยต่อชีวิต (LS) ด้วยเหตุผลดังกล่าว แนะนำให้ทำการตรวจสอบขนาดหน้าตัดของโครงสร้างหรือทำการเสริมกำลังเพื่อให้อาคารมีความสามารถในการต้านทานต่อแรงแผ่นดินไหวได้ตามที่ต้องการ

### **4) กระบวนการตรวจสอบความเสียหายของชิ้นส่วนและปรับปรุงกำลังความต้านทาน**

การตรวจสอบความเสียหายของเสาและกำแพงรับแรงเฉือนจะพิจารณากำลังต้านทานต่อแรงดัดควบคู่กับกำลังต้านทานแรงเฉือน เปรียบเทียบกับเกณฑ์การประเมินความเสียหายตามที่กำหนดในมาตรฐาน ASCE41-13

#### 4.1) ตรวจสอบความเสียหายเนื่องจากแรงเฉือน

ในขั้นตอนนี้ จะพิจารณากำลังต้านทานแรงเฉือนของเสาและกำแพงรับแรงเฉือนของอาคาร G01 ตรวจสอบกับค่าแรงเฉือน (shear demand) ที่ได้จากการวิเคราะห์ด้วยวิธีสถิตไม่เชิงเส้นและวิธีพลศาสตร์ไม่เชิงเส้นโดยพิจารณา ดังนี้

กรณี1: ค่า shear demand = shear capacity แสดงว่าปริมาณเหล็กเสริมตามขวางเหมาะสม

กรณี2: ค่า shear demand  $\neq$  shear capacity เข้าสู่กระบวนการปรับปรุงกำลังต้านทานแรงเฉือน

#### 4.2) การปรับปรุงกำลังต้านทานแรงเฉือน

ในขั้นตอนนี้ให้ทำการออกแบบปริมาณเหล็กเสริมตามขวางใหม่โดยพิจารณาให้มีกำลังต้านทานที่เพียงพอกับค่าแรงเฉือนที่ได้จากการวิเคราะห์ด้วยโปรแกรม Perform3D

#### 4.3) ตรวจสอบความเสียหายเนื่องจากแรงดัด

ความเสียหายเนื่องจากแรงดัดที่เกิดขึ้นสามารถระบุได้จากค่ามุมหมุนพลาสติกของชิ้นส่วนโครงสร้าง การตรวจสอบระดับความเสียหายจะพิจารณาจาก ค่าเฉลี่ยของค่ามุมหมุนพลาสติกที่เกิดขึ้นในชิ้นส่วนเสา  $avg(rotation)_{col}$  และกำแพงรับแรงเฉือน  $avg(rotation)_{sw}$  จากข้อมูลคลื่นจำนวน 12 คลื่น นำมาเปรียบเทียบกับเกณฑ์การยอมรับระดับปลอดภัยต่อชีวิต (LS) ตามที่มาตรฐานกำหนด  $(rotation)_{LS}$

#### 4.4) การปรับปรุงกำลังต้านทานแรงดัด

สำหรับตัวแปรที่มีผลต่อการเพิ่ม/ลด ของกำลังความต้านทานแรงดัด คือ ปริมาณการเสริมเหล็กยื่นต่อหน้าตัด โดยหลักการที่ใช้พิจารณาปรับเปลี่ยนปริมาณการเสริมเหล็กในเสาและกำแพงรับแรงเฉือนจะคำนึงถึงระดับความเสียหายที่เกิดขึ้น ดังนี้

กรณี1: ค่า  $\text{avg}(\text{rotation})_{\text{col, sw}} > (\text{rotation})_{\text{LS}}$

ค่ามอดุลนพลาสติกเสียหายเกินระดับ LS ให้ปรับเพิ่มปริมาณเหล็กยื่น

กรณี2: ค่า  $\text{avg}(\text{rotation})_{\text{col, sw}} < (\text{rotation})_{\text{LS}}$

ค่า มอดุลนพลาสติกเสียหายต่ำกว่าระดับ LS ให้ปรับลดปริมาณเหล็กยื่น

กรณี3: ค่า  $\text{avg}(\text{rotation})_{\text{col, sw}} = (\text{rotation})_{\text{LS}}$

ค่ามอดุลนพลาสติกเสียหายเทียบเท่าระดับ LS แสดงว่าปริมาณการเสริมเหล็กยื่นมีความเหมาะสม



## บทที่ 4

### อาคารตัวอย่างและคลื่นแผ่นดินไหว

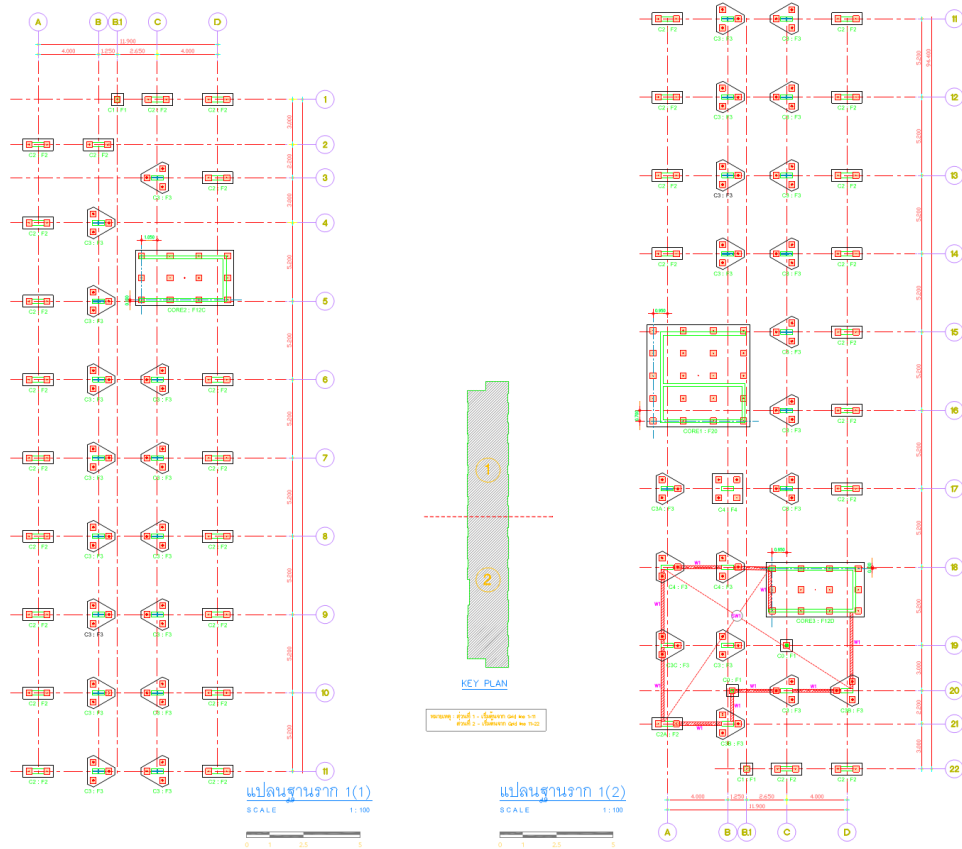
#### 4.1 อาคารตัวอย่าง

อาคารที่ทำการศึกษาคือ เป็นอาคารชุดสำหรับพักอาศัยขนาด 8 ชั้น ระบบโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กแบบโครงสร้างต้านทานแรงดัดที่มีความเหนียวจำกัดร่วมกับองค์ประกอบกำแพงรับแรงเฉือนแบบธรรมดาของโครงสร้างลิฟต์และบันไดความหนา 0.15 เมตร อาคารมีความกว้าง 13.8 เมตร ยาว 94.4 เมตร ความสูงจากระดับพื้นดิน 27.11 เมตร แสดงรายละเอียดตามรูปแปลนและรูปด้านของอาคารในรูปที่ 4.1-รูปที่ 4.2 และรายละเอียดตำแหน่งและหน้าตัดของกำแพงรับแรงเฉือนในรูปที่ 4.3 เสามีขนาด 0.25x0.60 เมตร พื้นของอาคารเป็นระบบพื้นคอนกรีตอัดแรง (Post-tension slab) ความหนา 0.15 เมตร สำหรับชั้นทั่วไป ออกแบบให้สามารถรับน้ำหนักบรรทุกทุกจร 200 กก./ม.<sup>2</sup> และน้ำหนักบรรทุกเพิ่มเติม 325 กก./ม.<sup>2</sup> สำหรับชั้นดาดฟ้าออกแบบให้รับน้ำหนักบรรทุกทุกจร 100 กก./ม.<sup>2</sup> กำหนดใช้กำลังอัดประลัยของคอนกรีต ( $f'_c$ ) เท่ากับ 280 กก./ซม.<sup>2</sup> เหล็กข้ออ้อยเกรด SD40 มีกำลังคราก ( $f_y$ ) เท่ากับ 4,000 กก./ซม.<sup>2</sup> และเหล็กกลมเกรด SR24 มีกำลังคราก ( $f_y$ ) เท่ากับ 2,400 กก./ซม.<sup>2</sup>

ในงานวิจัยนี้สนใจการศึกษาเพื่อเปรียบเทียบพฤติกรรมและความเสียหายของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กระหว่างอาคารที่มีกำลังต้านทานแรงแผ่นดินไหวตามมาตรฐานกับอาคารที่ได้รับการปรับปรุงแบบให้มีกำลังต้านทานแรงแผ่นดินไหวด้วยวิธีการวิเคราะห์พลศาสตร์ไม่เชิงเส้น ในขั้นตอนและกระบวนการศึกษากำหนดให้พิจารณาอาคาร 2 แบบ คือ

1. อาคารที่ไม่มีการออกแบบให้รับแผ่นดินไหว ทำการออกแบบตามมาตรฐาน ACI318 ร่วมกับ มยพ.1311-50 รายละเอียดการเสริมเหล็กในโครงสร้างที่ได้จากการออกแบบเป็นปริมาณเหล็กขั้นต่ำที่ใช้สำหรับแบกทานน้ำหนักบรรทุกทุกของโครงสร้างในแนวดิ่ง

2. อาคารที่มีการออกแบบให้รับแผ่นดินไหว ทำการออกแบบตามมาตรฐาน มยพ.1302 สมมติให้อาคารตั้งอยู่บนเขตพื้นที่เสี่ยงภัยแผ่นดินไหวในจังหวัดเชียงราย รายละเอียดการเสริมเหล็กในโครงสร้างที่ได้จากการออกแบบเป็นปริมาณเหล็กตามที่มาตรฐานแนะนำให้พึงมี



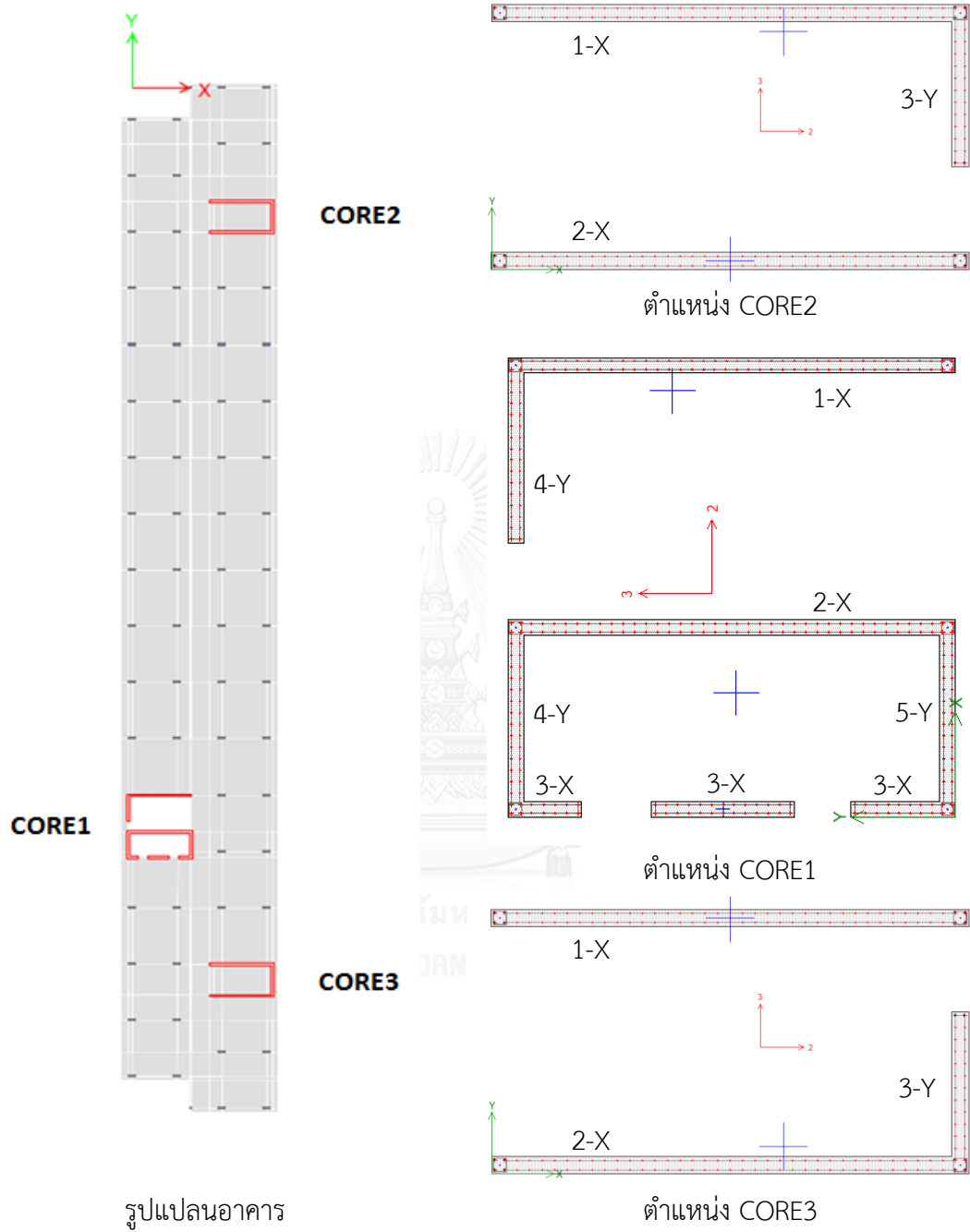
รูปที่ 4.1 รูปแปลนอาคารที่ใช้ในการศึกษา



ชั้น	ระดับความสูง (ม.)
R-2	27.11
R-1	24.41
R	22.84
8	20.01
7	17.18
6	14.35
5	11.52
4	8.69
3	5.86
2	3.03
1	0.20
F	-1.10

รูปที่ 4.2 รูปด้านของอาคารที่ใช้ในการศึกษา





รูปแปลนอาคาร

รูปที่ 4.3 แสดงตำแหน่งหน้าตัดของกำแพงรับแรงเฉือนในอาคาร

#### 4.1.1 อาคารตัวอย่างที่ไม่มีการออกแบบให้รับแรงแผ่นดินไหว

อาคารที่ไม่มีการออกแบบให้รับแรงแผ่นดินไหว จะได้รับการออกแบบตามมาตรฐาน ACI318-11 โดยผลรวมแรงที่ใช้ในการออกแบบพิจารณาแรงกระทำจากน้ำหนักบรรทุกทุกในแนวตั้ง (Gravity Load) และผลรวมแรงน้ำหนักบรรทุกร่วมกับแรงลมตามมาตรฐาน มยพ.1311-50 ดังสมการที่ (4.1)-(4.3) แสดงรายละเอียดของหน้าตัดเสาและกำแพงรับแรงเฉือนที่ได้จากการออกแบบ ดังตารางที่ 4.1-ตารางที่ 4.2

$$1.2(DL + SDL) + 1.6LL \quad (4.1)$$

$$0.75[1.2(DL + SDL) + 1.0LL \pm 1.0WL] \quad (4.2)$$

$$0.9(DL + SDL) \pm 1.0WL \quad (4.3)$$

โดยที่

*DL* คือ น้ำหนักบรรทุกคงที่ (Dead Load)

*LL* คือ น้ำหนักบรรทุกจร (Live Load)

*SDL* คือ น้ำหนักบรรทุกเพิ่มเติม (Super imposed dead load)

*WL* คือ แรงจากแรงลม (Wind load) ที่พิจารณาจากวิธีผลรวมแรงกระทำใน 2 ทิศทางที่ตั้งฉากกัน

ตารางที่ 4.1 รายละเอียดหน้าตัดเสาของอาคารที่ไม่มีการออกแบบให้รับแรงแผ่นดินไหว

เสา	ช่วงชั้น	เหล็กยื่น		รายละเอียดเหล็กปลอก
		รายละเอียด	ปริมาณ (%)	
C2	F-4	8-DB16+4-DB12	1.37	2-RB9@0.20m
	4-R	14-DB12	1.06	2-RB9@0.20m
C3	F-1	12-DB20	2.51	2-RB9@0.20m
	1-2	12-DB16	1.61	2-RB9@0.20m
	2-5	8-DB16+4-DB12	1.37	2-RB9@0.20m
	5-R	14-DB12	1.06	2-RB9@0.20m
C3B	F-1	12-DB20	2.51	2-RB9@0.20m
	1-4	12-DB16	1.61	2-RB9@0.20m
	4-R	14-DB12	1.06	2-RB9@0.20m

ตารางที่ 4.1 (ต่อ) รายละเอียดหน้าตัดเสาของอาคารที่ไม่มีการออกแบบให้รับแรงแผ่นดินไหว

เสา	ช่วงชั้น	เหล็กยื่น		รายละเอียดเหล็กปลอก
		รายละเอียด	ปริมาณ (%)	
C3C	F-3	12-DB20	2.51	2-RB9@0.20m
	3-R	14-DB12	1.06	2-RB9@0.20m
C4	F-2	12-DB25	3.93	2-RB9@0.20m
	2-3	12-DB20	2.51	2-RB9@0.20m
	3-5	12-DB16	1.61	2-RB9@0.20m
	5-R	14-DB12	1.06	2-RB9@0.20m

ตารางที่ 4.2 รายละเอียดหน้าตัดกำแพงรับแรงเฉือนที่ไม่มีการออกแบบให้รับแรงแผ่นดินไหว

กำแพงรับแรงเฉือน	ช่วงชั้น	ปริมาณเหล็กยื่น (%)	รายละเอียดเหล็กเสริมตามขวาง
CORE1	F-2	0.30	RB9@0.10m
	2-4	0.25	RB9@0.30m
	4-6	0.25	RB9@0.30m
	6-R	0.25	RB9@0.30m
CORE2	F-2	0.35	RB9@0.30m
	2-4	0.25	RB9@0.30m
	4-6	0.25	RB9@0.30m
	6-R	0.25	RB9@0.30m
CORE3	F-2	0.35	RB9@0.30m
	2-4	0.25	RB9@0.30m
	4-6	0.25	RB9@0.30m
	6-R	0.25	RB9@0.30m

#### 4.1.2 อาคารตัวอย่างที่มีการออกแบบให้รับแรงแผ่นดินไหว

อาคารที่มีการออกแบบให้รับแรงแผ่นดินไหวได้รับการออกแบบตามมาตรฐาน ACI318-11 ร่วมกับการออกแบบให้มีความต้านทานต่อแรงแผ่นดินไหวตามมาตรฐาน มยผ.1302 โดยผลรวมแรงที่ใช้ในการออกแบบพิจารณาแรงกระทำจากน้ำหนักบรรทุกทุกในแนวดิ่ง (Gravity Load) และผลรวมแรงน้ำหนักบรรทุกพร้อมกับแรงแผ่นดินไหวที่มาตรฐานกำหนด ดังสมการที่ (4.4)-(4.6)

$$1.2(DL + SDL) + 1.6LL \quad (4.4)$$

$$1.2(DL + SDL) + 1.0LL \pm 1.0EQ \quad (4.5)$$

$$0.9(DL + SDL) \pm 1.0EQ \quad (4.6)$$

โดยที่

*DL* คือ น้ำหนักบรรทุกคงที่ (Dead Load)

*LL* คือ น้ำหนักบรรทุกจร (Live Load)

*SDL* คือ น้ำหนักบรรทุกเพิ่มเติม (Super imposed dead load)

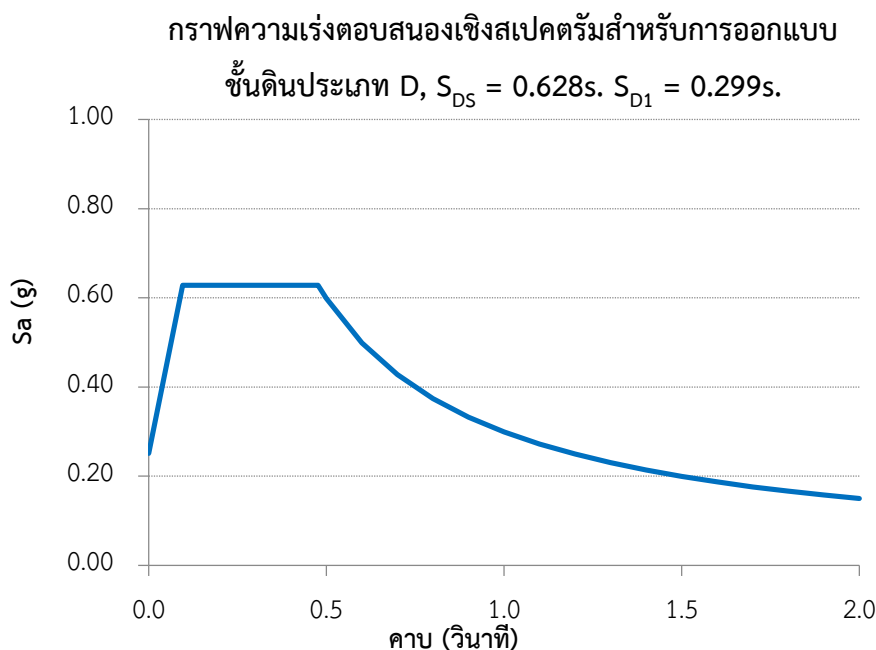
*EQ* คือ แรงจากแผ่นดินไหว (Seismic load) ที่พิจารณาจากวิธีผลรวมแรงกระทำใน 2 ทิศทางที่ตั้งฉากกันดังนี้

(ก) ร้อยละ 100 ของผลรวมแรงในทิศ 1 + ร้อยละ 30 ของผลรวมแรงในทิศ 2

(ข) ร้อยละ 30 ของผลรวมแรงในทิศ 1 + ร้อยละ 100 ของผลรวมแรงในทิศ 2

สำหรับการออกแบบอาคารให้มีกำลังต้านทานต่อแรงแผ่นดินไหว งานวิจัยนี้เลือกใช้โปรแกรมวิเคราะห์โครงสร้าง Etabs ในการพิจารณาการออกแบบด้วยวิธีเชิงพลศาสตร์แบบสเปกตรัมการตอบสนองแบบโหมด (Modal Response Spectrum Analysis) ตามที่ระบุในมาตรฐาน มยผ.1302 คำนึงถึงตำแหน่งที่ตั้งอาคารสำหรับพื้นที่อำเภอเมือง จังหวัดเชียงราย บนชั้นดินประเภท D อาคารเป็นระบบโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กแบบโครงต้านทานแรงดัดที่มีความเหนียวจำกัดร่วมกับองค์ประกอบกำแพงรับแรงเฉือนแบบธรรมดา (Dual System with Intermediate Moment Resisting Frame and Ordinary Reinforced Concrete Shear Wall) มีค่าตัวประกอบปรับผลตอบสนอง (Response Modification Factor, *R*) เท่ากับ 5.5 จัดให้อาคารมีระดับความสำคัญประเภท II ที่มีค่าตัวประกอบความสำคัญ (Important Factor, *I*) เท่ากับ 1.0 คาบพื้นฐานของอาคารมีค่าประมาณ 1.197 วินาที สามารถสร้างกราฟความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมสำหรับการออกแบบได้ดังรูปที่ 4.4

ทั้งนี้การออกแบบได้คำนึงถึงการพิจารณาปรับแก้แรงภายในที่ใช้ในการออกแบบกรณี ค่าแรงเฉือนที่ฐานจากการวิเคราะห์เชิงพลศาสตร์ (Modal Base Shear,  $V_i$ ) มีค่าน้อยกว่า 85% ของ ค่าแรงเฉือนที่ฐานที่จากวิธีสถิตเทียบเท่า (Base Shear,  $V$ ) ให้ทำการปรับแรงภายในที่ได้จากวิธี สเปกตรัมการตอบสนองแบบโหมดด้วยตัวคูณ  $0.85V/V_i$



รูปที่ 4.4 กราฟความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมสำหรับการออกแบบบนพื้นที่จังหวัดเชียงราย

ตามมาตรฐาน มยผ.1302

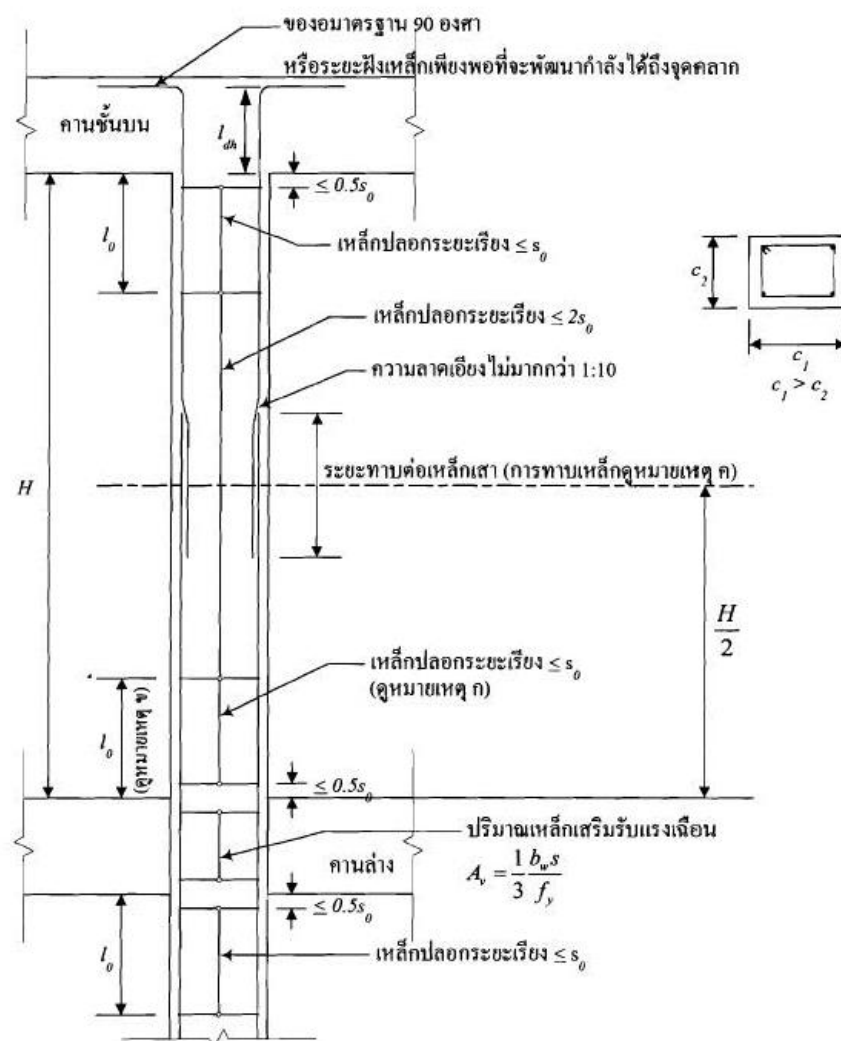
สำหรับอาคารที่ออกแบบให้มีความสามารถในการต้านทานแรงแผ่นดินไหว จำเป็นต้อง คำนึงถึงการจัดการรายละเอียดการเสริมเหล็กในโครงสร้างให้มีความเหนียวอย่างเพียงพอเพื่อให้ โครงสร้างมีพฤติกรรมภายใต้แรงกระทำจากแผ่นดินไหวสอดคล้องกับค่าตัวประกอบปรับ ผลตอบสนอง ( $R$ ) ตามประเภทของอาคาร มาตรฐาน มยผ.1301-54 ได้กำหนดรายละเอียดการเสริม เหล็กสำหรับโครงสร้างต้านทานแรงดัดคอนกรีตเสริมเหล็กให้มีความเหนียวจำกัด สำหรับเสาแสดง รายละเอียดการเสริมเหล็กดังรูปที่ 4.5 โดยกำหนดช่วงปลายเสาทั้งสองด้านเป็นบริเวณที่เสามีความ เสี่ยงต่อการวิบัติพังทลายมากที่สุด (Critical Zone,  $l_0$ ) เป็นผลให้บริเวณนี้มีปริมาณการเสริมเหล็ก ปลอดภัยเพื่อเพิ่มความเหนียวมากกว่าส่วนอื่นของเสา สามารถแสดงรายละเอียดของหน้าตัดเสาและ กำแพงรับแรงเฉือนดังตารางที่ 4.3-ตารางที่ 4.4

รายละเอียดการเสริมเหล็กในเสากรณีเหล็กปลอกเดี่ยวให้ทำการพิจารณาดังต่อไปนี้  
พิจารณาช่วงความยาว  $l_0$  จะต้องมีความยาวไม่น้อยกว่า

- (1)  $1/6$  ของความสูงจากขอบถึงของเสา ( $H$ )
- (2)  $c_1$  คือ มิติที่มากที่สุดของหน้าตัดเสา
- (3) 500 มิลลิเมตร

และระยะเรียงของเหล็กปลอก ( $s_0$ ) ในช่วงความยาว  $l_0$  ควรมีค่าไม่มากกว่า

- (1) 8 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางเหล็กเสริมตามยาวที่มีขนาดเล็กที่สุด
- (2) 24 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางเหล็กปลอก
- (3)  $c_2/2$  ;  $c_2$  คือ มิติที่น้อยที่สุดของหน้าตัดเสา
- (4) 300 มิลลิเมตร



รูปที่ 4.5 แสดงรายละเอียดการเสริมเหล็กในเสาตามมาตรฐาน มยพ.1301-50

ตารางที่ 4.3 รายละเอียดหน้าตัดเสาของอาคารที่มีการออกแบบให้รับแรงแผ่นดินไหว

เสา	ช่วงชั้น	เหล็กยื่น		รายละเอียดเหล็กปลอก	
		รายละเอียด	ปริมาณ (%)	บริเวณเสี่ยง	บริเวณปกติ
C2	F-4	8-DB16+4-DB12	1.37	2-RB9@0.10m	2-RB9@0.20m
	4-R	14-DB12	1.06	2-RB9@0.10m	2-RB9@0.20m
C3	F-1	12-DB20	2.51	2-RB9@0.10m	2-RB9@0.20m
	1-2	12-DB16	1.61	2-RB9@0.10m	2-RB9@0.20m
	2-5	8-DB16+4-DB12	1.37	2-RB9@0.10m	2-RB9@0.20m
	5-R	14-DB12	1.06	2-RB9@0.10m	2-RB9@0.20m
C3B	F-1	12-DB20	2.51	2-RB9@0.10m	2-RB9@0.20m
	1-4	12-DB16	1.61	2-RB9@0.10m	2-RB9@0.20m
	4-R	14-DB12	1.06	2-RB9@0.10m	2-RB9@0.20m
C3C	F-3	12-DB20	2.51	2-RB9@0.10m	2-RB9@0.20m
	3-R	14-DB12	1.06	2-RB9@0.10m	2-RB9@0.20m
C4	F-2	12-DB25	3.93	2-RB9@0.10m	2-RB9@0.20m
	2-3	12-DB20	2.51	2-RB9@0.10m	2-RB9@0.20m
	3-5	12-DB16	1.61	2-RB9@0.10m	2-RB9@0.20m
	5-R	14-DB12	1.06	2-RB9@0.10m	2-RB9@0.20m

ตารางที่ 4.4 รายละเอียดหน้าตัดกำแพงรับแรงเฉือนที่มีการออกแบบให้รับแรงแผ่นดินไหว

กำแพงรับแรงเฉือน	ช่วงชั้น	ปริมาณเหล็กยื่น (%)	รายละเอียดเหล็กเสริมตามขวาง
CORE1	F-2	1.50	DB10@0.15m
	2-4	1.25	DB10@0.15m
	4-6	0.70	DB10@0.15m
	6-R	0.25	DB10@0.15m
CORE2	F-2	2.00	DB10@0.15m
	2-4	1.50	DB10@0.15m
	4-6	0.90	DB10@0.15m
	6-R	0.25	DB10@0.15m

ตารางที่ 4.4 (ต่อ) รายละเอียดหน้าตัดกำแพงรับแรงเฉือนที่มีการออกแบบให้รับแรงแผ่นดินไหว

กำแพงรับแรงเฉือน	ช่วงชั้น	ปริมาณเหล็กยื่น (%)	รายละเอียดเหล็กเสริมตามขวาง
CORE3	F-2	1.15	DB10@0.15m
	2-4	0.75	DB10@0.15m
	4-6	0.25	DB10@0.15m
	6-R	0.25	DB10@0.15m

จากตารางที่ 4.3 แสดงรายละเอียดหน้าตัดเสาที่มีการออกแบบให้รับแรงแผ่นดินไหว พบว่าปริมาณเหล็กเสริมรับแรงดัดมีปริมาณเท่ากับเหล็กเสริมในเสาของอาคารที่ไม่มีการออกแบบให้รับแรงแผ่นดินไหวดังแสดงในตารางที่ 4.1 จากการตรวจสอบค่าผลตอบสนองที่เกิดขึ้นในเสาพบว่าถึงแม้ว่าแรงแผ่นดินไหวจะส่งผลให้เกิดค่าแรงเฉือนที่ฐานของอาคารมากกว่าในกรณีผลจากแรงลม แต่ทั้งนี้ผลรวมของแรงที่ควบคุมการออกแบบปริมาณเหล็กในเสา คือ ผลรวมแรงเนื่องจากการแบกทานน้ำหนักบรรทุกทุกในแนวตั้งของอาคารเป็นหลัก ดังนั้นรายละเอียดเหล็กเสริมรับแรงดัดจึงมีปริมาณที่เท่ากัน อย่างไรก็ตามสำหรับเสาที่ออกแบบให้มีกำลังต้านทานต่อแรงแผ่นดินไหวยังคงต้องพิจารณารายละเอียดการเสริมเหล็กปลอกให้เป็นไปตามข้อกำหนดดังที่กล่าวไว้ข้างต้น

#### 4.1.3 การจำลองโครงสร้างอาคารสำหรับการวิเคราะห์แบบไม่เชิงเส้น

ในงานวิจัย เลือกใช้โปรแกรมการวิเคราะห์โครงสร้าง Perform3D ที่มีความเหมาะสมสำหรับการวิเคราะห์พฤติกรรมของโครงสร้างในช่วงไม่เชิงเส้น เนื่องจากสามารถกำหนดคุณสมบัติของวัสดุให้มีพฤติกรรมแบบอินอีลาสติกได้ในขั้นตอนการวิเคราะห์โครงสร้าง

##### 4.1.3.1 แบบจำลองเสา

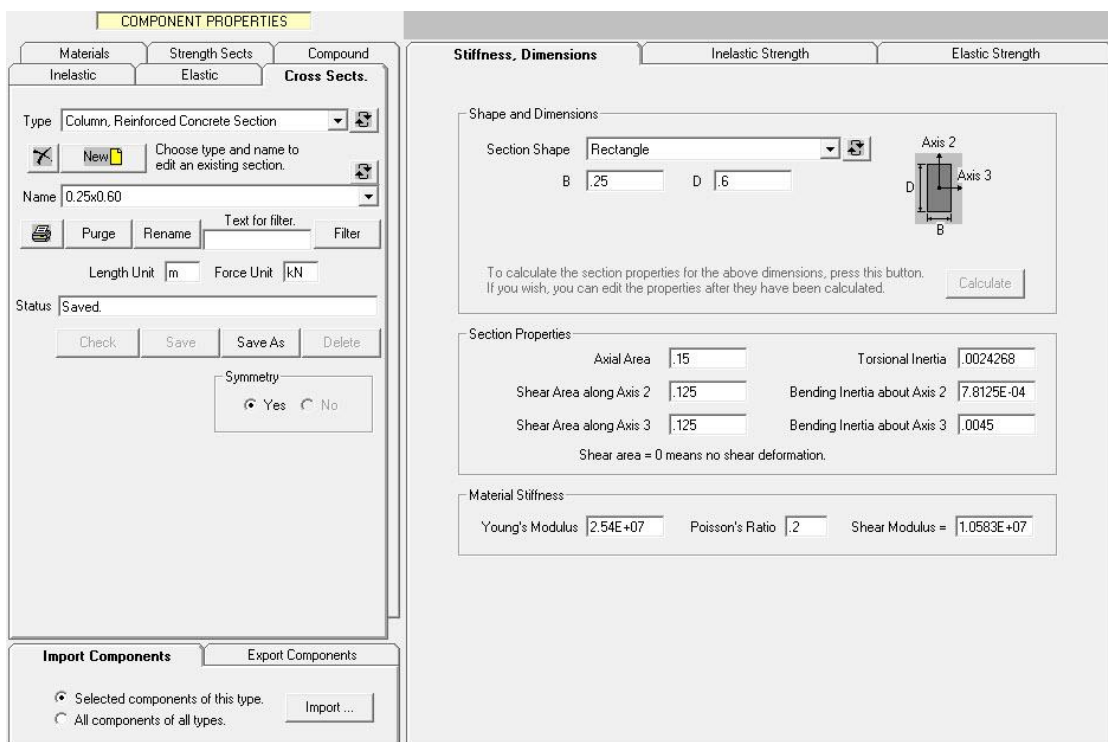
สำหรับแบบจำลองเสา เลือกใช้การจำลองแบบมูมูมพลาสติคที่ตั้งที่นำเสนอไว้ในหัวข้อ 2.2.1.2 โดยคุณสมบัติในการรับกำลังของเสาจะเป็นไปตามความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเสียรูป (F-D Relationship) ของมูมูมพลาสติคแบบ Trilinear ที่พิจารณาการสูญเสียกำลังของวัสดุ (Strength Loss) แต่ไม่รวมผลการเสื่อมถอยแบบวัฏจักร (Cyclic Degradation) แบ่งองค์ประกอบของแบบจำลองเสาออกเป็น 2 ส่วน คือ ส่วนที่มีคุณสมบัติแบบอินอีลาสติกและส่วนที่มีคุณสมบัติแบบอินอีลาสติก

สำหรับส่วนที่มีคุณสมบัติแบบอินอีลาสติก กำหนดคุณสมบัติของหน้าตัดเสา อันได้แก่ ขนาดหน้าตัดเสา ค่าโมดูลัสความยืดหยุ่น (Young's Modulus) และค่าอัตราส่วนปัวซอง (Poisson's Ratio) แสดงดังรูปที่ 4.6



สำหรับส่วนที่มีคุณสมบัติแบบอินอีลาสติก กำหนดคุณสมบัติของค่ามอดุลของพลาสติก อันได้แก่ ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเสียรูป ความสามารถในการรับแรงในแนวแกนและแรงโมเมนต์ดัด 2 ทิศทางโดยใช้ความสัมพันธ์ของกราฟเส้นโค้งปฏิสัมพันธ์ (P-M-M Interaction Diagram) ดังแสดง ในรูปที่ 4.7-รูปที่ 4.9

หลังจากกำหนดคุณสมบัติของแบบจำลองเป็นที่เรียบร้อยแล้วจึงทำการรวมองค์ประกอบของ ชิ้นส่วน (Compound Section) เข้าด้วยกันแสดงดังรูปที่ 4.10 เป็นอันเสร็จสิ้นกระบวนการสร้าง แบบจำลองเสาจำนวน 1 หน้าตัด



รูปที่ 4.6 คุณสมบัติหน้าตัดของแบบจำลองเสาส่วนอีลาสติกในโปรแกรม Perform3D

**COMPONENT PROPERTIES**

Materials | Strength Sects | Compound

**Inelastic** | Elastic | Cross Sects.

Type: P-M2-M3 Hinge, Concrete Rotation Type

Name: C2-F-4

Length Unit: m | Force Unit: kN

Status: Saved

Shape of Relationship:  E-P-P |  Trilinear

Use Cross Section:  Yes |  No

Symmetry:  Yes |  No

Deformation Capacities:  Yes |  No

Strength Loss:  Yes |  No

Upper/Lower Bounds:  Yes |  No

Cyclic Degradation:  None |  YULRX |  YX+3

**Basic F-D Relationship**

F = Hinge P and M. D = displacement and rotation across hinge.

Basic Actions and Deformations:

	Tension	Compression	Axis 2 Bending at Balance Point	Axis 3 Bending at Balance Point
Actions FU	824	4345	154	373
Deformations DU	.003061	.01703	.01166	.01265
Deformations DX	.1	.1	.1	.1

Trilinear Behavior: FY/FU: 856. This ratio is the same for all actions.

Items in green are obtained from the cross section properties.

รูปที่ 4.7 คุณสมบัติของแรงและการเสียรูปของแบบจำลองมมหมุนพลาสติกในโปรแกรม Perform3D

**COMPONENT PROPERTIES**

Materials | Strength Sects | Compound

**Inelastic** | Elastic | Cross Sects.

Type: P-M2-M3 Hinge, Concrete Rotation Type

Name: C2-F-4

Length Unit: m | Force Unit: kN

Status: Saved

Shape of Relationship:  E-P-P |  Trilinear

Use Cross Section:  Yes |  No

Symmetry:  Yes |  No

Deformation Capacities:  Yes |  No

Strength Loss:  Yes |  No

Upper/Lower Bounds:  Yes |  No

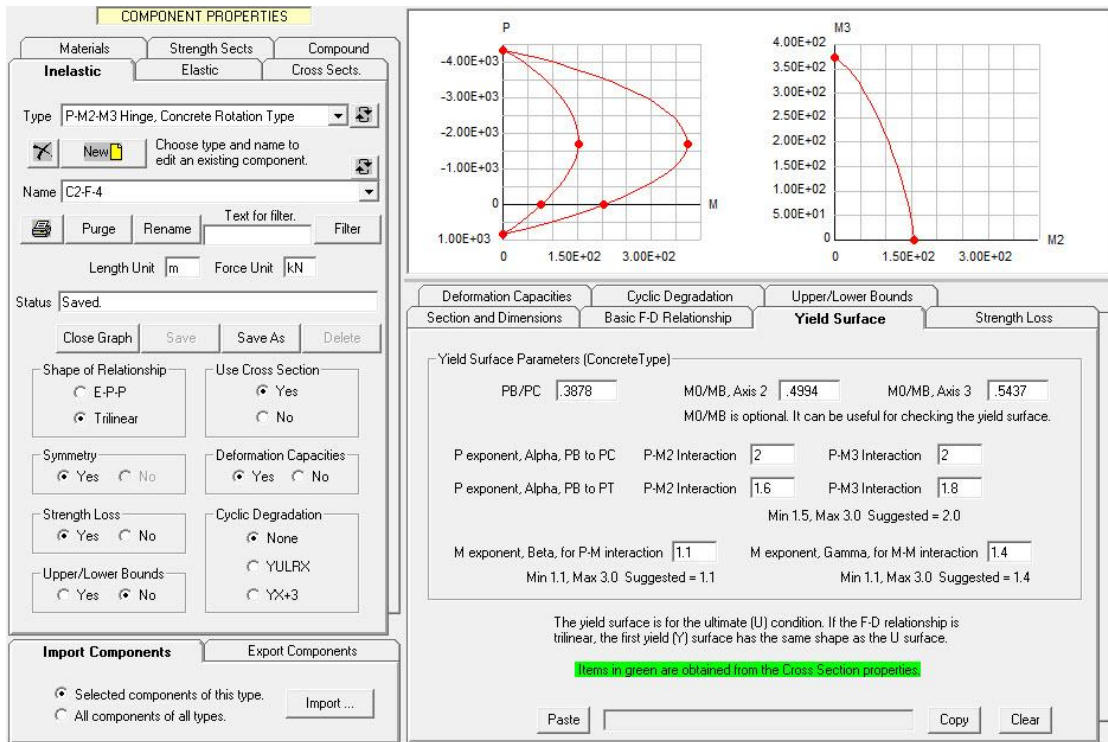
Cyclic Degradation:  None |  YULRX |  YX+3

**Strength Loss**

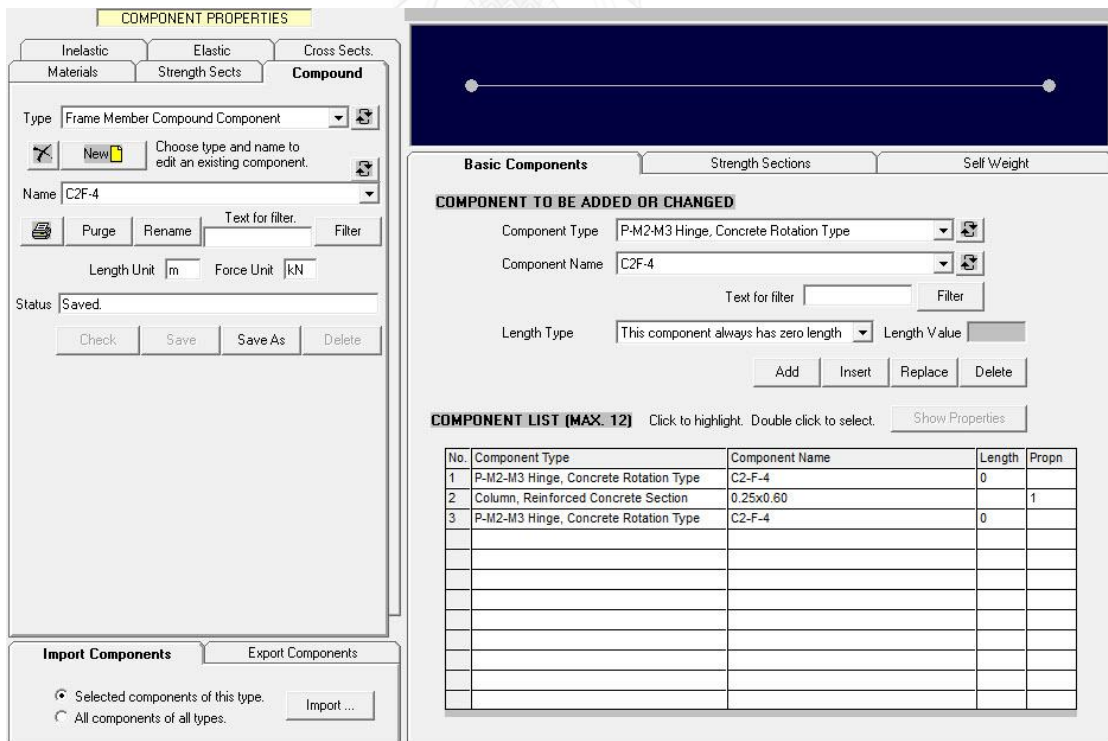
Strength loss depends on bending deformations only.

	About Axis 2	About Axis 3
DL	.0118	.0128
DR/DL	1.329	
FR/FU	.083	for bending
FR/FU	.083	for axial force

รูปที่ 4.8 คุณสมบัติในช่วงการสูญเสียกำลังของมมหมุนพลาสติกในโปรแกรม Perform3D



รูปที่ 4.9 คุณสมบัติของกราฟเส้นโค้งปฏิสัมพันธ์ของมูเมนต์พลาสติกในโปรแกรม Perform3D



รูปที่ 4.10 การรวมองค์ประกอบของชิ้นส่วนเสาในโปรแกรม Perform3D

#### 4.1.3.2 แบบจำลองกำแพงรับแรงเฉือน

สำหรับแบบจำลองกำแพงรับแรงเฉือน เลือกใช้การจำลองด้วยหน้าตัดไฟเบอร์ดิ่งที่นำเสนอไว้ในหัวข้อ 2.2.1.5 แบ่งองค์ประกอบของแบบจำลองกำแพงรับแรงเฉือนออกเป็น 2 ส่วน คือ องค์ประกอบคอนกรีตและองค์ประกอบเหล็กเสริม

สำหรับองค์ประกอบคอนกรีต คุณสมบัติการรับกำลังของคอนกรีตอ้างอิงการศึกษาของ Mander (Mander และคณะ, 1988) โดยพิจารณาความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดของคอนกรีตแบบใส่เหล็กปลอก (Confined concrete) ให้วัสดุมีพฤติกรรมในช่วงอินอีลาสติกแบบ Trilinear ที่คำนึงถึงการสูญเสียกำลังของวัสดุแต่ไม่รวมผลของการเสื่อมถอยแบบวัฏจักรและไม่มีคุณสมบัติในการรับแรงดึง กำหนดค่าโมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีตเท่ากับ  $2.54 \times 10^5$  กก./ซม.<sup>2</sup> ค่ากำลังรับแรงอัดที่จุดครากเท่ากับ 170 กก./ซม.<sup>2</sup> และกำลังที่จุดวิบัติเท่ากับ 280 กก./ซม.<sup>2</sup> แสดงดังรูปที่ 4.11 พร้อมทั้งกำหนดคุณสมบัติการรับกำลังแรงเฉือนของคอนกรีตเป็นแบบอีลาสติก โดยพิจารณาความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเสียรูปแบบ Elastic-Perfectly-Plastic (E-P-P) ซึ่งมีค่าโมดูลัสของแรงเฉือน (Shear Modulus) เท่ากับ  $1.06 \times 10^5$  กก./ซม.<sup>2</sup> แสดงดังรูปที่ 4.12

สำหรับองค์ประกอบเหล็กเสริม คุณสมบัติการรับกำลังของเหล็กเสริมจะกำหนดให้วัสดุมีพฤติกรรมในช่วงอินอีลาสติกแบบ Trilinear ที่ไม่มีการสูญเสียกำลังของวัสดุ และไม่พิจารณาถึงผลรวมของการเสื่อมถอยแบบวัฏจักร เหล็กเสริมมีกำลังรับแรงดึงเท่ากับกำลังรับแรงอัดทั้งที่สภาวะครากและประลัย (Moehle และคณะ, 2011) โดยในการศึกษาเลือกใช้เหล็กเสริมคุณภาพเกรด SD40 มีค่าโมดูลัสยืดหยุ่นของเหล็กเท่ากับ  $2 \times 10^6$  กก./ซม.<sup>2</sup> ค่ากำลังรับแรงอัดที่จุดครากเท่ากับ 4,000 กก./ซม.<sup>2</sup> และกำลังที่จุดวิบัติเท่ากับ 5,200 กก./ซม.<sup>2</sup> แสดงดังรูปที่ 4.13

หลังจากกำหนดคุณสมบัติของวัสดุเป็นที่เรียบร้อยแล้วจึงทำการกำหนดลักษณะของหน้าตัดกำแพงรับแรงเฉือนแบบไฟเบอร์เป็นลำดับต่อไป โดยในงานวิจัยกำหนดความหนาของกำแพงรับแรงเฉือนขนาด 0.15 เมตร เลือกใช้แบบจำลองหน้าตัดไฟเบอร์ที่มีการจัดเรียงขนาดแบบอัตโนมัติ (Auto size) เป็นผลให้แบบจำลองกำแพงรับแรงเฉือนจะประกอบด้วยองค์ประกอบคอนกรีตและเหล็กเสริมที่มีสัดส่วนเท่ากันในทุกชิ้นส่วนย่อย แสดงดังรูปที่ 4.14 แล้วจึงทำการรวมองค์ประกอบของชิ้นส่วนกำแพงรับแรงเฉือน (Compound Section) เข้าด้วยกันแสดงดังรูปที่ 4.15 เป็นอันเสร็จสิ้นกระบวนการสร้างแบบจำลองกำแพงรับแรงเฉือนจำนวน 1 หน้าตัด

**COMPONENT PROPERTIES**

Inelastic | Elastic | Cross Sects.

**Materials** | Strength Sects | Compound

Type: Inelastic 1D Concrete Material

Name: confined concrete

Length Unit: m | Force Unit: kN

Status: Old property set. Checked. Not yet saved.

Shape of Relationship:  Trilinear

Tension Strength:  No

Strain Capacities:  No

Strength Loss:  Yes

Cyclic Degradation:  None

Upper/Lower Bounds:  No

YULRX:  YX+3

Import Components:  Selected components of this type.

**Basic Relationship**

F = stress. D = strain.

Positive

Stiffness, K0

Modulus, E: 2.54E+07

KH/K0 Pos =

KH/K0 Neg = .186

Tension Stresses: FY, FU

Compression Stresses: FY 17000, FU 28000

Tension Strains: DU, DX

Compression Strains: DU .003, DX .01

รูปที่ 4.11 คุณสมบัติคอนกรีตของกำแพงรับแรงเฉือนในโปรแกรม Perform3D

**COMPONENT PROPERTIES**

Inelastic | Elastic | Cross Sects.

**Materials** | Strength Sects | Compound

Type: Elastic Shear Material for a Wall

Name: Elastic shear G reduction factor

Length Unit: m | Force Unit: kN

Status: Saved.

Symmetry:  Yes

Stress Capacities:  Yes

Upper/Lower Bounds:  No

Import Components:  Selected components of this type.

**Stiffness and Strength**

F = shear stress. D = shear strain.

Stiffness, K

Shear Modulus, G: 1.06E+07

Shear Stress Capacities

Does not depend on axial stress

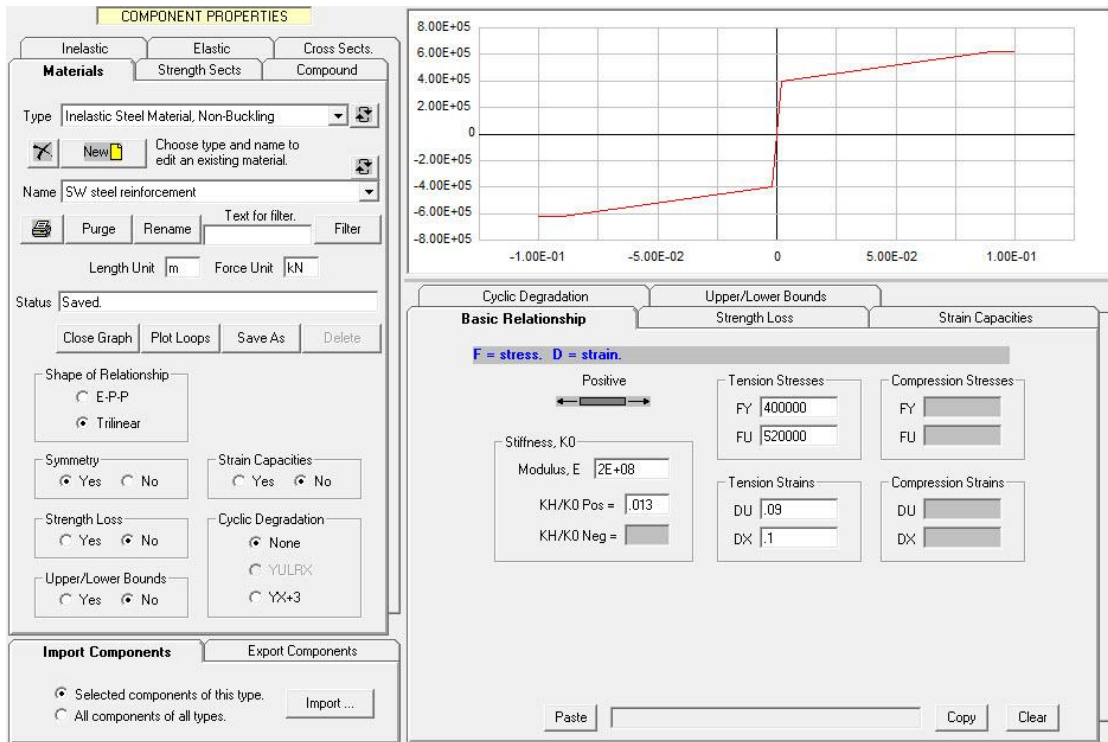
Does not depend on axial stress

VC, V0, VT, PC, PT

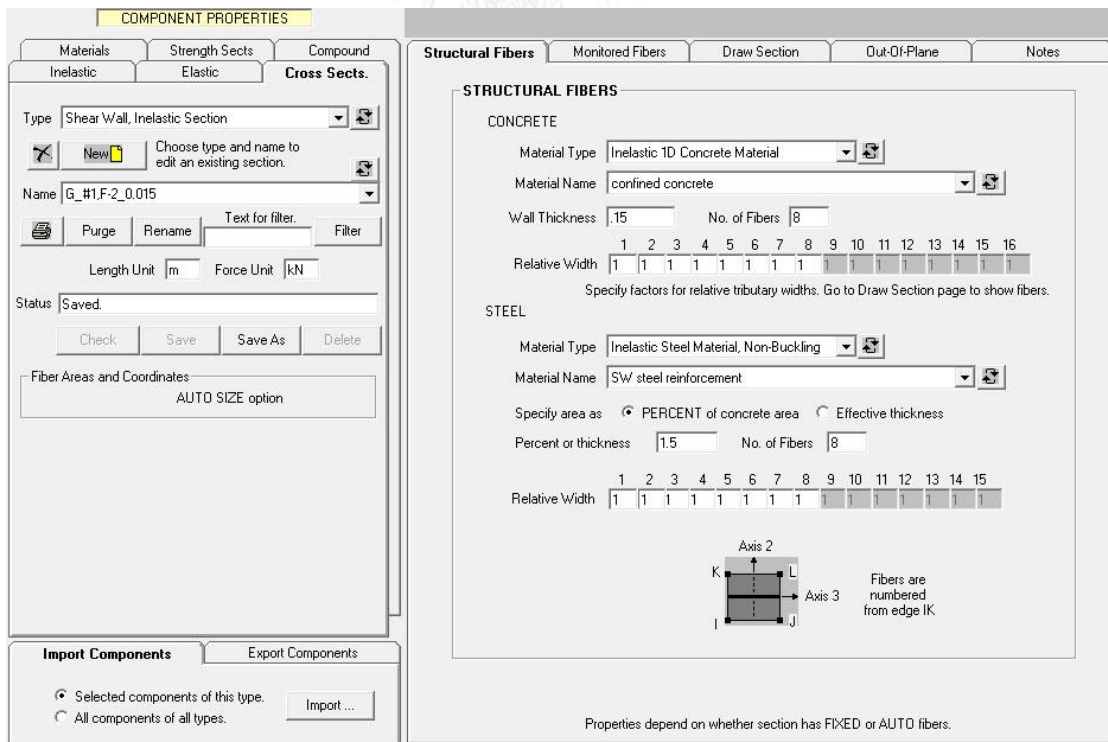
Capacity Factors

Level	Factor
1	.8
2	
3	
4	
5	

รูปที่ 4.12 คุณสมบัติแรงเฉือนของกำแพงรับแรงเฉือนในโปรแกรม Perform3D

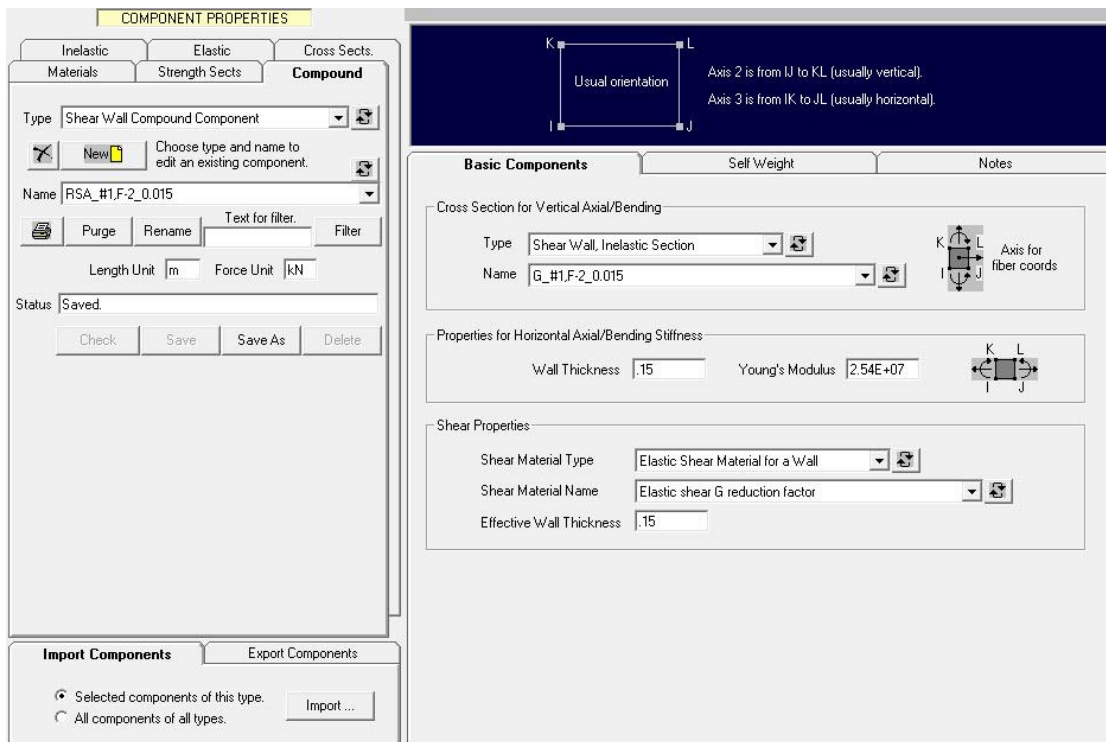


รูปที่ 4.13 คุณสมบัติเหล็กเสริมของกำแพงรับแรงเฉือนในโปรแกรม Perform3D



รูปที่ 4.14 กำหนดลักษณะหน้าตัดกำแพงรับแรงเฉือนแบบไฟเบอร์ในโปรแกรม Perform3D



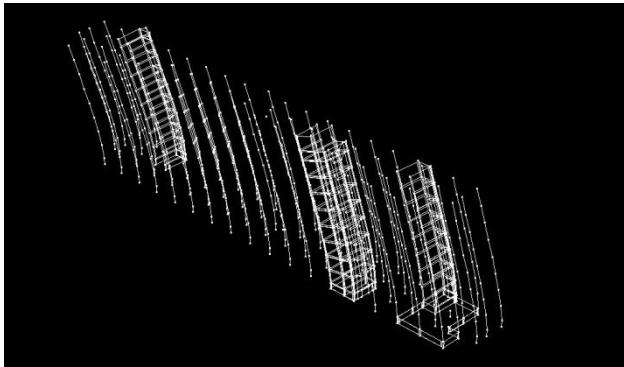
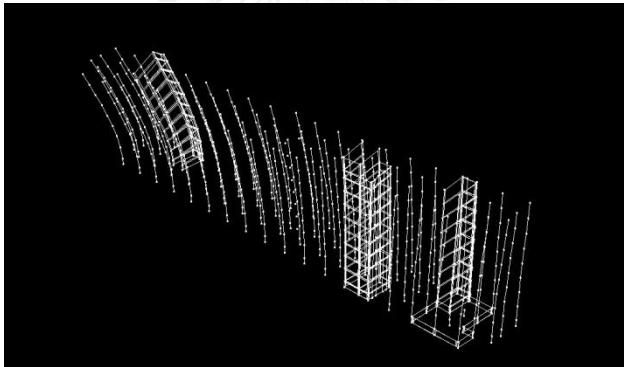
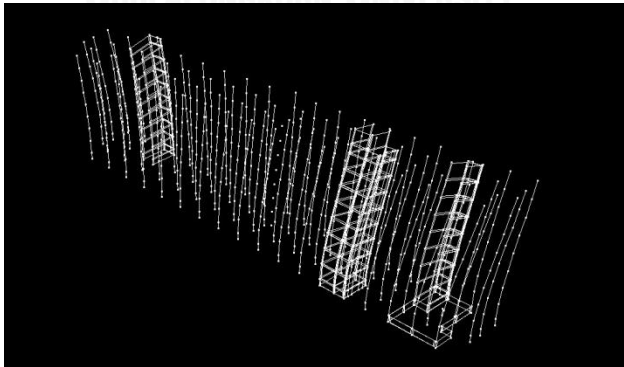


รูปที่ 4.15 การรวมองค์ประกอบของชิ้นส่วนกำแพงรับแรงเฉือนในโปรแกรม Perform3D

#### 4.1.4 คุณสมบัติเชิงพลศาสตร์ของอาคารจากโปรแกรม Perform3D

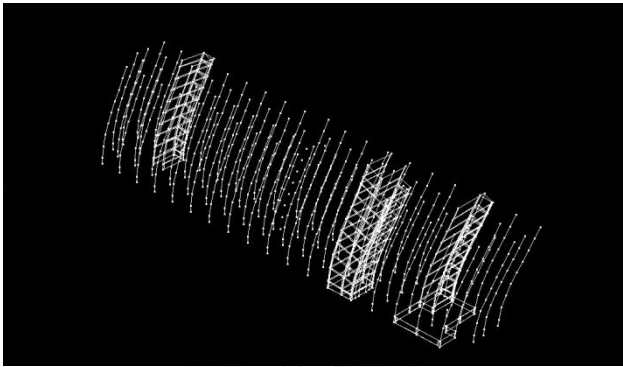
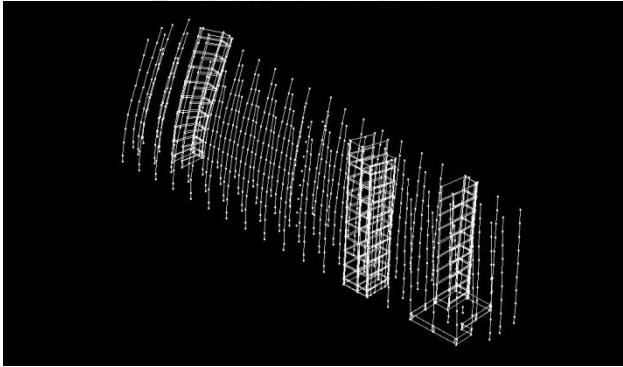
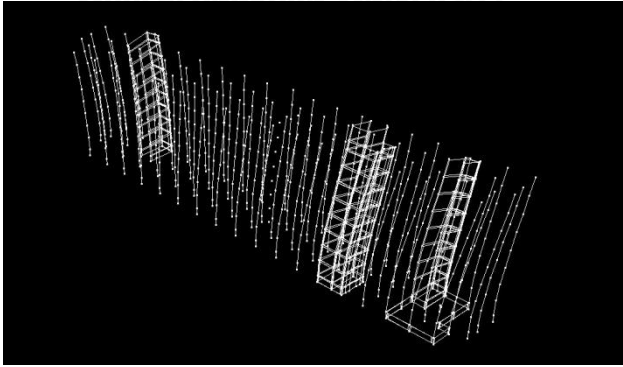
จากการสร้างแบบจำลองอาคารโดยการกำหนดคุณสมบัติแบบจำลองของชิ้นส่วนตามที่ได้ นำเสนอไว้ข้างต้น ทำให้สามารถใช้โปรแกรมวิเคราะห์โครงสร้าง Perform3D ในการคำนวณ คุณสมบัติเชิงพลศาสตร์ของอาคารศึกษาในกรณีที่ไม่มีและมีการออกแบบให้รับแรงแผ่นดินไหวได้ตามตารางที่ 4.5-ตารางที่ 4.6 แสดงข้อมูลคุณสมบัติเชิงพลศาสตร์ของอาคารประกอบด้วยข้อมูลคาบการสั่นไหวของอาคารในสามโหมดแรก ลักษณะการสั่นของอาคารตามโหมด และค่า Effective Mass Factor (%)

ตารางที่ 4.5 คุณสมบัติเชิงพลศาสตร์ของอาคารที่ไม่มีการออกแบบให้รับแรงแผ่นดินไหว

โหมด	คาบ (วินาที)	ลักษณะการสั่นของอาคารตามโหมด	Effective mass factor (%)	
			H1-dir	H2-dir
1	1.234	 <p>โหมดการเคลื่อนตัวในแนวแกน Y</p>	$2.02 \times 10^{-2}$	62.92
2	0.970	 <p>โหมดการเคลื่อนตัวในแนวแกน X</p>	36.79	0.28
3	0.674	 <p>โหมดการบิดตัว</p>	25.26	0.20



ตารางที่ 4.6 คุณสมบัติเชิงพลศาสตร์ของอาคารที่มีการออกแบบให้รับแรงแผ่นดินไหว

โหมด	คาบ (วินาที)	ลักษณะการสั่นของอาคารตามโหมด	Effective mass factor (%)	
			H1-dir	H2-dir
1	1.197	 <p>โหมดการเคลื่อนตัวในแนวแกน Y</p>	$8.36 \times 10^{-3}$	63.02
2	0.927	 <p>โหมดการเคลื่อนตัวในแนวแกน X</p>	37.02	0.20
3	0.656	 <p>โหมดการบิดตัว</p>	24.99	0.20

## 4.2 คลื่นแผ่นดินไหวที่ใช้ในการศึกษา

สำหรับการวิเคราะห์โครงสร้างแบบ 3 มิติเชิงประวัติเวลา มาตรฐาน ASCE41-13 กำหนดให้พิจารณาชุดข้อมูลความเร่งของพื้นดินกระทำที่ฐานอาคารไม่ต่ำกว่า 3 ชุดคลื่น โดยแต่ละชุดคลื่นจะประกอบด้วยค่าความเร่งในแนวราบ 2 ทิศทาง คือ ทิศทางตั้งฉากกับรอยเลื่อน (fault-normal direction, FN) และทิศทางขนานกับรอยเลื่อน (fault-parallel direction, FP) ทั้งนี้คลื่นที่นำมาใช้ในการวิเคราะห์จำเป็นต้องคำนึงถึงองค์ประกอบของข้อมูล เช่น ขนาด กลไกของแหล่งกำเนิด ระยะห่างจากจุดกำเนิด และระดับความรุนแรงของการสั่นไหว

ในงานวิจัย เลือกใช้ข้อมูลคลื่นจำนวน 12 ชุดคลื่นที่บันทึกได้ในเหตุการณ์แผ่นดินไหวจริงจากฐานข้อมูล Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER) ทั้งนี้เพื่อให้คลื่นแผ่นดินไหวเชิงประวัติเวลามีความเหมาะสมสำหรับใช้ในการวิเคราะห์อาคารตัวอย่าง ข้อมูลคลื่นทุกชุดคลื่นจะได้รับการปรับค่าความเร่งของคลื่นจากการคูณด้วยค่าคงที่หนึ่งที่ทำให้ค่าเฉลี่ยของความเร่งคลื่น SRSS สอดคล้องกับสเปกตรัมที่ใช้ในการออกแบบอาคารตามข้อกำหนดของมาตรฐาน มยพ.1302 แสดงข้อมูลคลื่นแผ่นดินไหวที่ใช้ในการศึกษาจำนวน 12 ชุดคลื่นดังตารางที่ 4.7 แสดงคลื่นแผ่นดินไหวและสเปกตรัมของคลื่นแผ่นดินไหวเชิงประวัติเวลาดังรูปที่ 4.16-รูปที่ 4.27

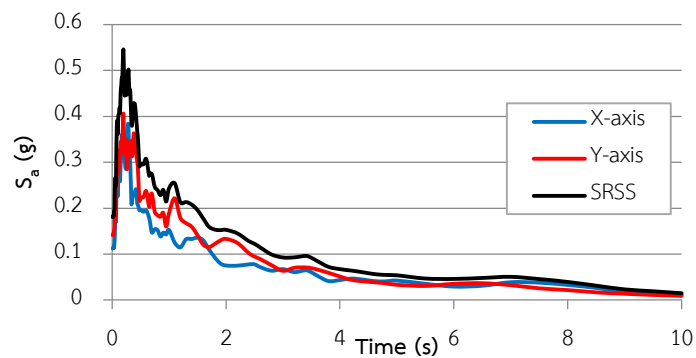
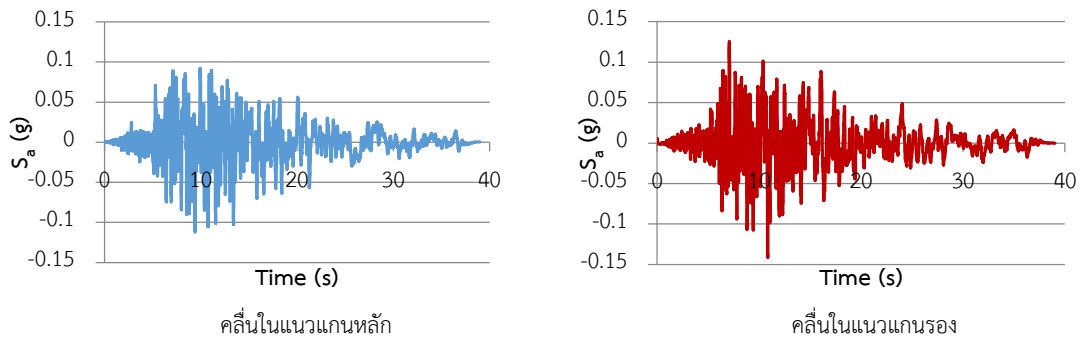
ขั้นตอนการปรับค่าความเร่งของคลื่นแผ่นดินไหว เริ่มจากการพิจารณาข้อมูลความเร่งคลื่นแผ่นดินไหวใน 2 ทิศทาง คำนวณผลรวมของคลื่นทั้ง 2 ทิศทางแบบ SRSS หรือ วิธีค่ารากที่สองของผลรวมของค่ายกกำลังสอง (Square Root of Sum of Squares) ด้วยอัตราส่วนความหน่วง (damping ratio) เท่ากับ 5% นำค่าความเร่ง SRSS ของทั้ง 12 คลื่นมาพิจารณาเปรียบเทียบกับสเปกตรัมสำหรับการออกแบบ ทำการปรับค่าความเร่งด้วยตัวคูณปรับค่าที่ทำให้ในช่วงคาบระหว่าง 0.2T ถึง 1.5T มีค่าเฉลี่ยของความเร่ง SRSS ไม่ต่ำกว่าสเปกตรัมเป้าหมาย โดยที่ T คือ ค่าคาบการสั่นพื้นฐานของอาคารตัวอย่าง ในที่นี้มีค่าเท่ากับ 1.197 วินาที แสดงสเปกตรัมที่ได้รับการปรับค่าความเร่งให้สอดคล้องกับสเปกตรัมสำหรับออกแบบดังรูปที่ 4.28 และแสดงตัวคูณปรับค่าความเร่งคลื่นแผ่นดินไหวขนาดความรุนแรงระดับออกแบบ (DBE) ดังตารางที่ 4.8

ตารางที่ 4.7 ข้อมูลคลื่นแผ่นดินไหวที่ใช้ในการศึกษาจำนวน 12 ชุดคลื่นจากฐานข้อมูล PEER

No	NGA#	Event	Year	Station	Magnitude (Mw)	Distance (km)	$V_{s30}$ (m/s)
1	175	Imperial Valley-06	1979	El Centro Array #12	6.53	17.9	196.9
2	186	Imperial Valley-06	1979	Niland Fire Station	6.53	35.6	207.5
3	187	Imperial Valley-06	1979	Parachute Test Site	6.53	12.7	348.7
4	457	Morgan Hill	1984	Gilroy Array #3	6.19	13	349.9
5	468	Morgan Hill	1984	Los Banos	6.19	63.16	262.05
6	718	Superstition Hills-01	1987	Wildlife Liquef. Array	6.22	17.6	207.5
7	862	Landers	1992	Indio-Coachella Canal	7.28	54.25	339.02
8	880	Landers	1992	Mission Creek Fault	7.28	27	345.4
9	882	Landers	1992	North Palm Springs	7.28	26.8	345.4
10	3758	Landers	1992	Thousand Palms Post Office	7.28	36.93	333.89
11	1791	Hector Mine	1999	Indio-Coachella Canal	7.13	73.55	339.02
12	1810	Hector Mine	1999	Mecca - CVWD Yard	7.13	91.96	318

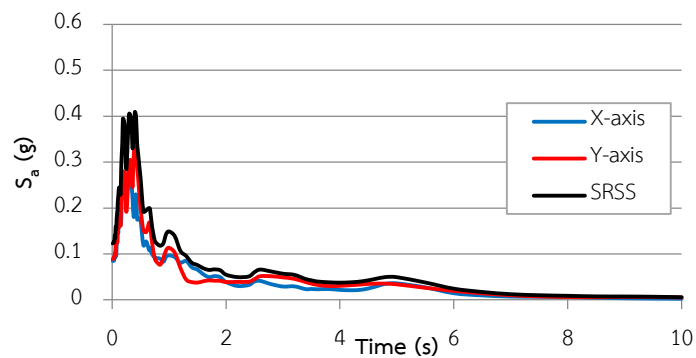
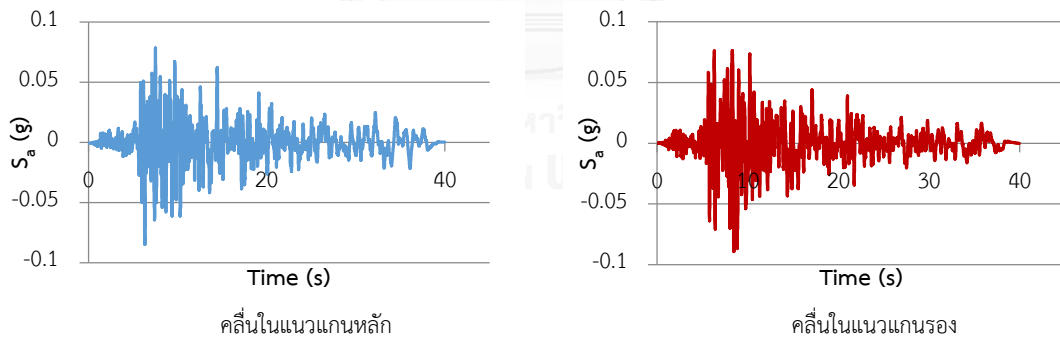
เมื่อ  $M_w$  = ขนาดโมเมนต์ (Moment Magnitude) แสดงถึงปริมาณพลังงานของคลื่นแผ่นดินไหว  
 $V_{s30}$  = ความเร็วคลื่นเฉือนที่ระดับความลึก 30 เมตรจากพื้นดิน (Average shear velocity of top 30 m) หน่วย เมตรต่อวินาที

1. เหตุการณ์แผ่นดินไหว Imperial Valley-06, El Centro Array#12 (1979)



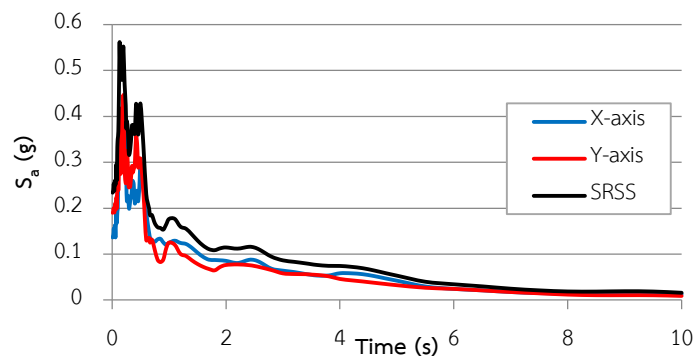
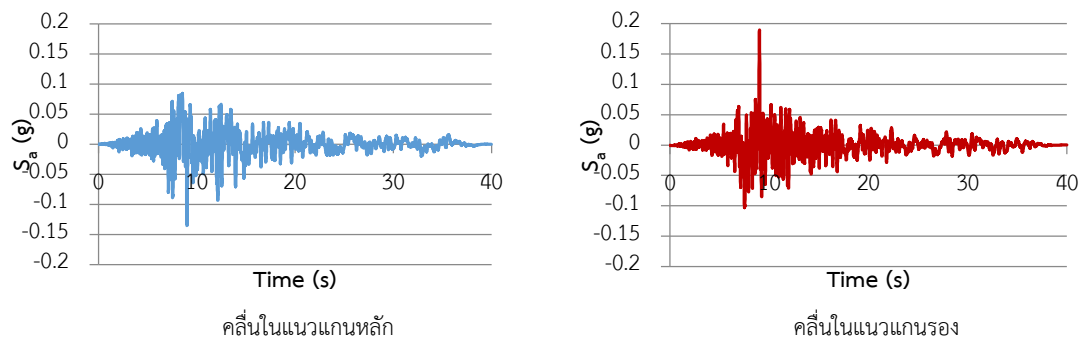
รูปที่ 4.16 คลื่นแผ่นดินไหวและสเปกตรัมของคลื่นแผ่นดินไหว NGA#175

2. เหตุการณ์แผ่นดินไหว Imperial Valley-06, Niland Fire Station (1979)



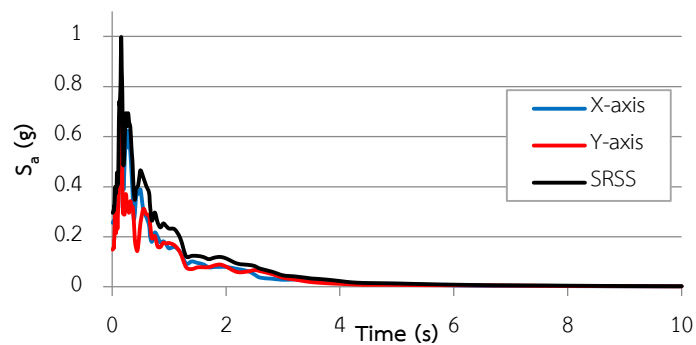
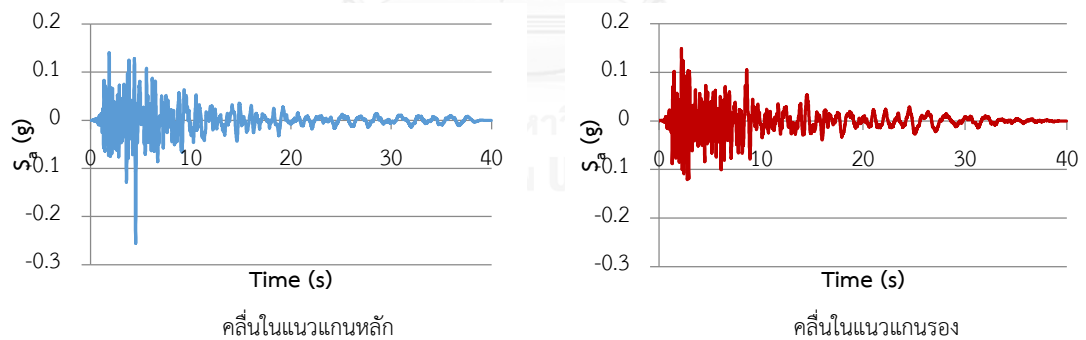
รูปที่ 4.17 คลื่นแผ่นดินไหวและสเปกตรัมของคลื่นแผ่นดินไหว NGA# 186

### 3. เหตุการณ์แผ่นดินไหว Imperial Valley-06, Parachute Test Site (1979)



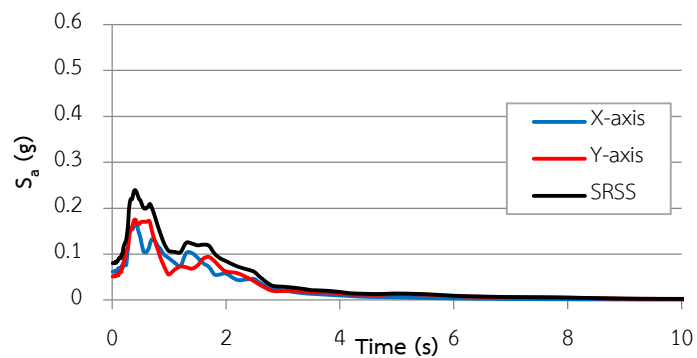
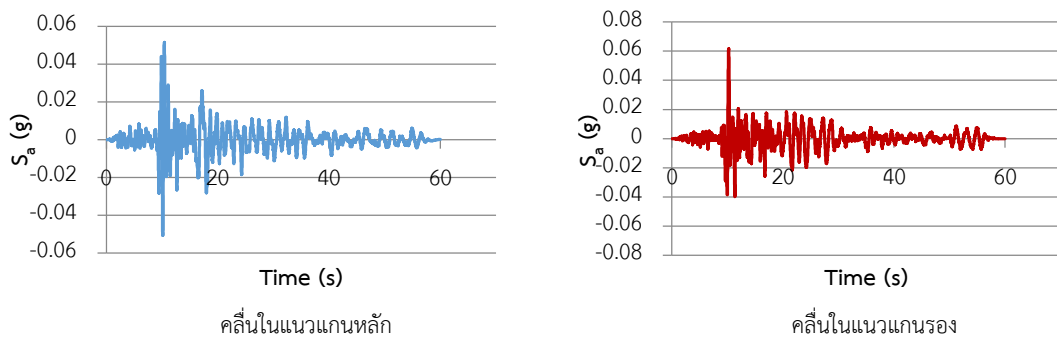
รูปที่ 4.18 คลื่นแผ่นดินไหวและสเปกตรัมของคลื่นแผ่นดินไหว NGA# 187

### 4. เหตุการณ์แผ่นดินไหว Morgan Hill, Gilroy Array #3 (1984)



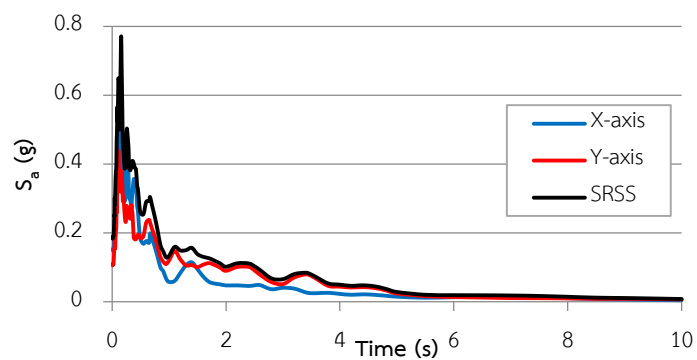
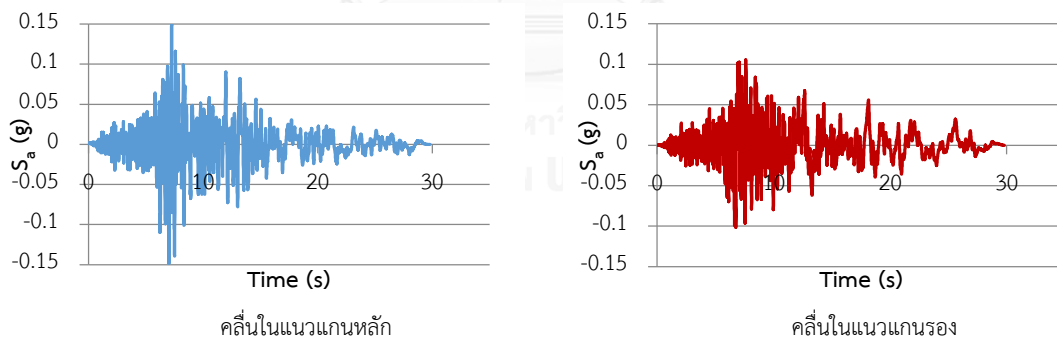
รูปที่ 4.19 คลื่นแผ่นดินไหวและสเปกตรัมของคลื่นแผ่นดินไหว NGA#457

5. เหตุการณ์แผ่นดินไหว Morgan Hill, Los Banos (1984)



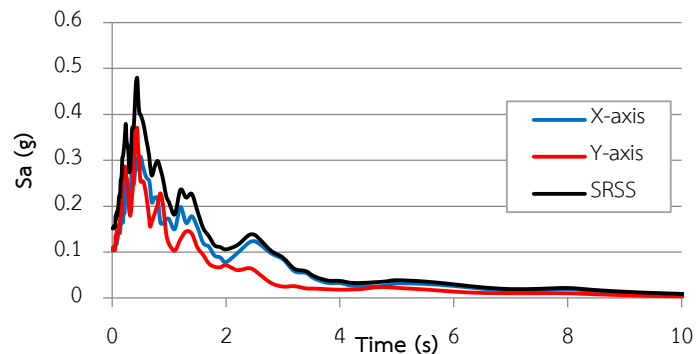
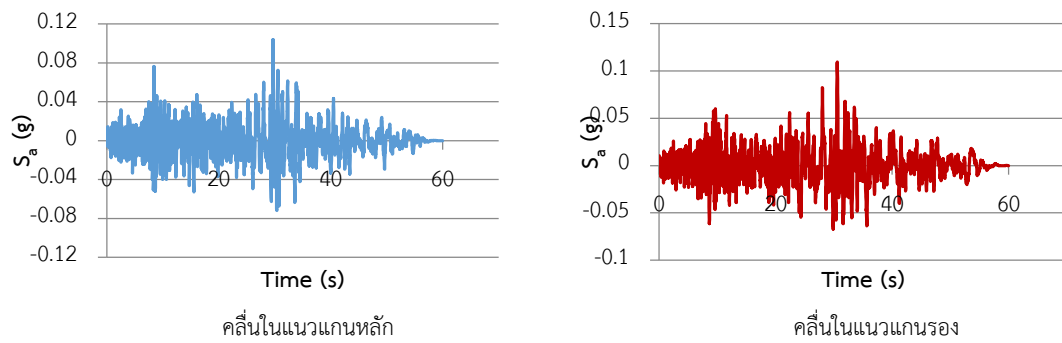
รูปที่ 4.20 คลื่นแผ่นดินไหวและสเปกตรัมของคลื่นแผ่นดินไหว NGA#468

6. เหตุการณ์แผ่นดินไหว Superstition Hills-01, Wildlife Liquef. Array (1979)



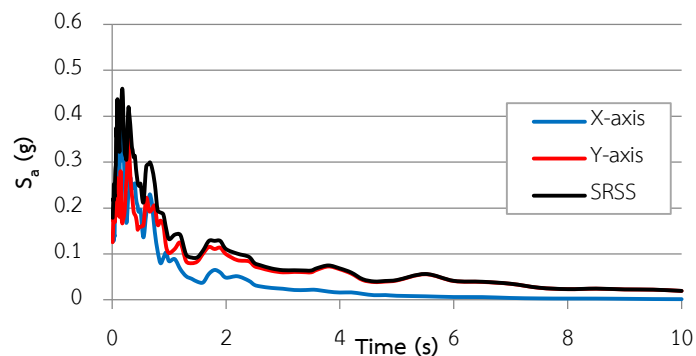
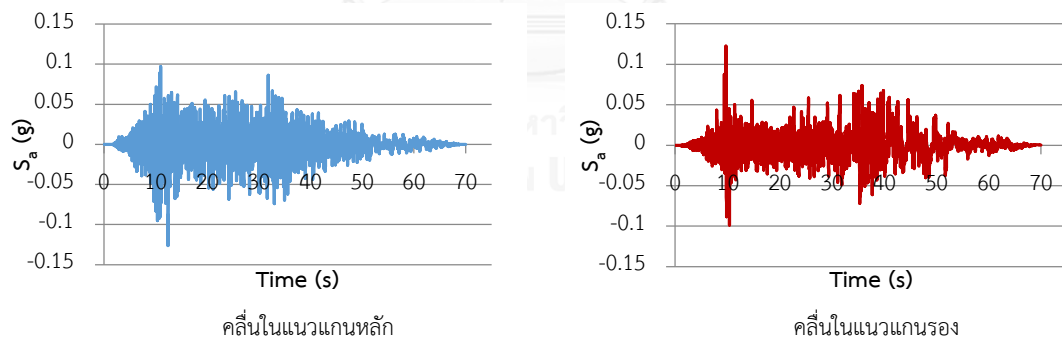
รูปที่ 4.21 คลื่นแผ่นดินไหวและสเปกตรัมของคลื่นแผ่นดินไหว NGA# 718

7. เหตุการณ์แผ่นดินไหว Landers, Indio - Coachella Canal (1992)



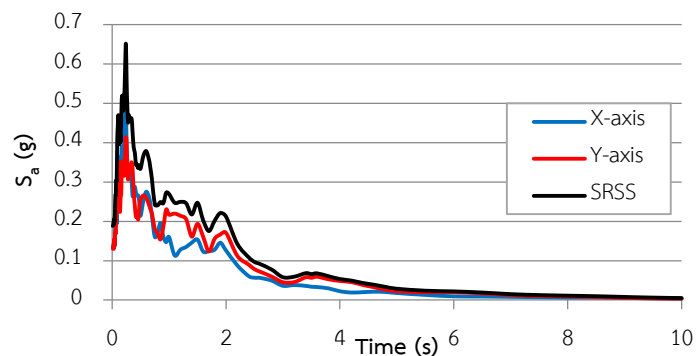
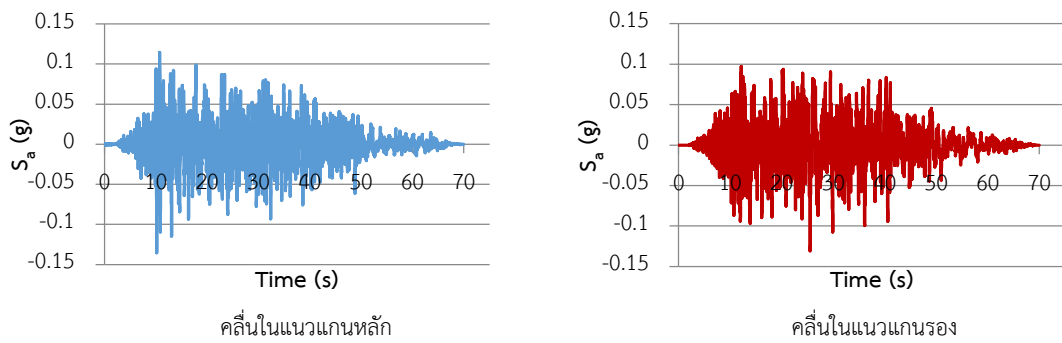
รูปที่ 4.22 คลื่นแผ่นดินไหวและสเปกตรัมของคลื่นแผ่นดินไหว NGA#862

8. เหตุการณ์แผ่นดินไหว Landers, Mission Creek Fault (1992)



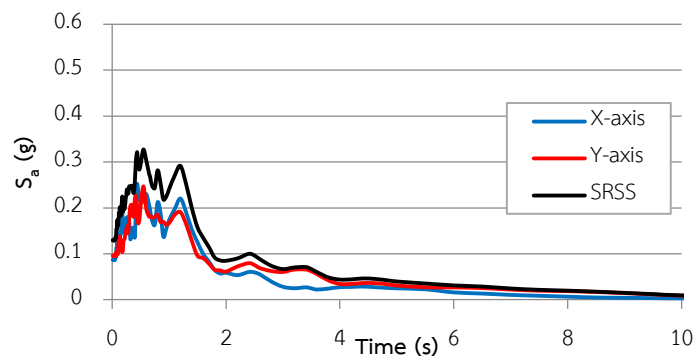
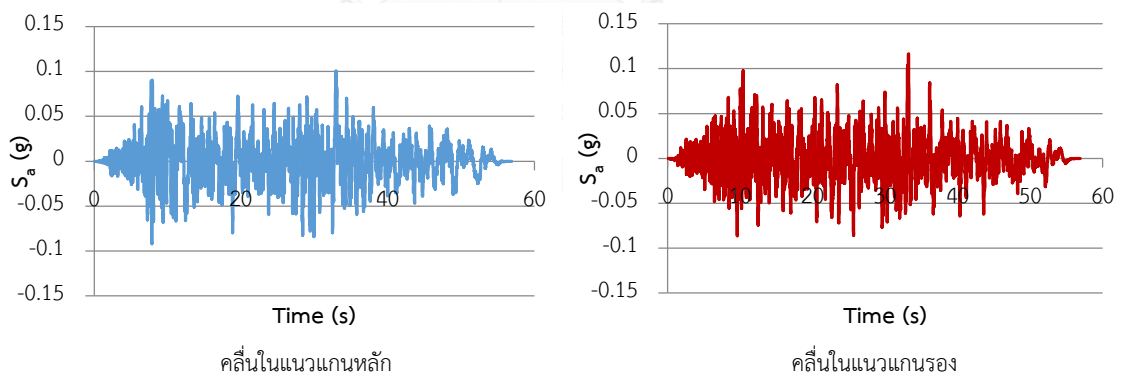
รูปที่ 4.23 คลื่นแผ่นดินไหวและสเปกตรัมของคลื่นแผ่นดินไหว NGA#880

9. เหตุการณ์แผ่นดินไหว Landers, North Palm Springs (1992)



รูปที่ 4.24 คลื่นแผ่นดินไหวและสเปกตรัมของคลื่นแผ่นดินไหว NGA#882

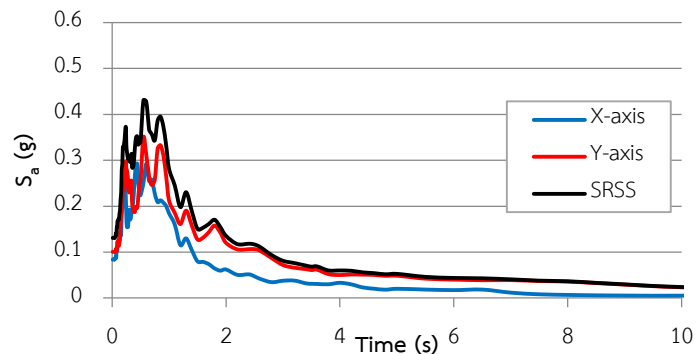
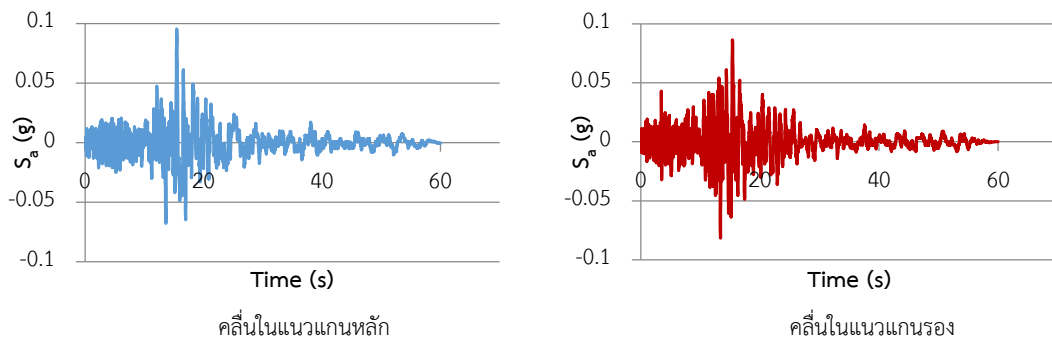
10. เหตุการณ์แผ่นดินไหว Landers, Thousand Palms Post Office (1992)



รูปที่ 4.25 คลื่นแผ่นดินไหวและสเปกตรัมของคลื่นแผ่นดินไหว NGA#1791

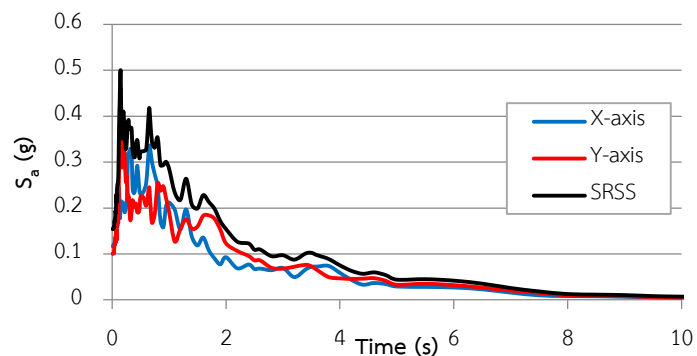
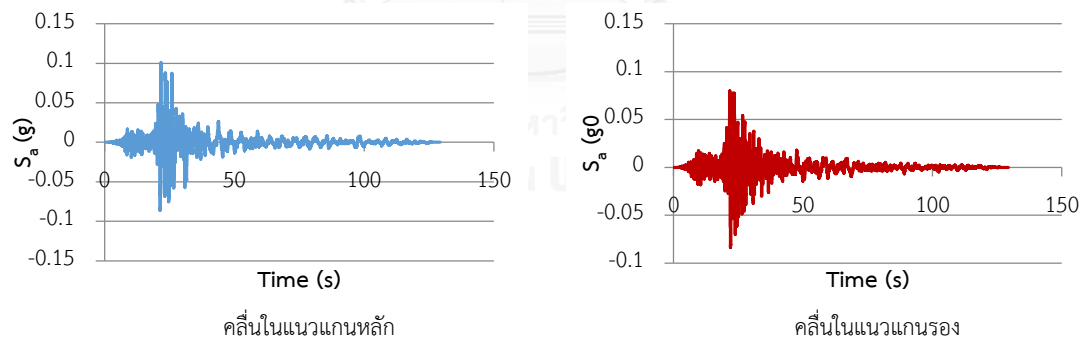


11. เหตุการณ์แผ่นดินไหว Hector Mine, Indio - Coachella Canal (1999)

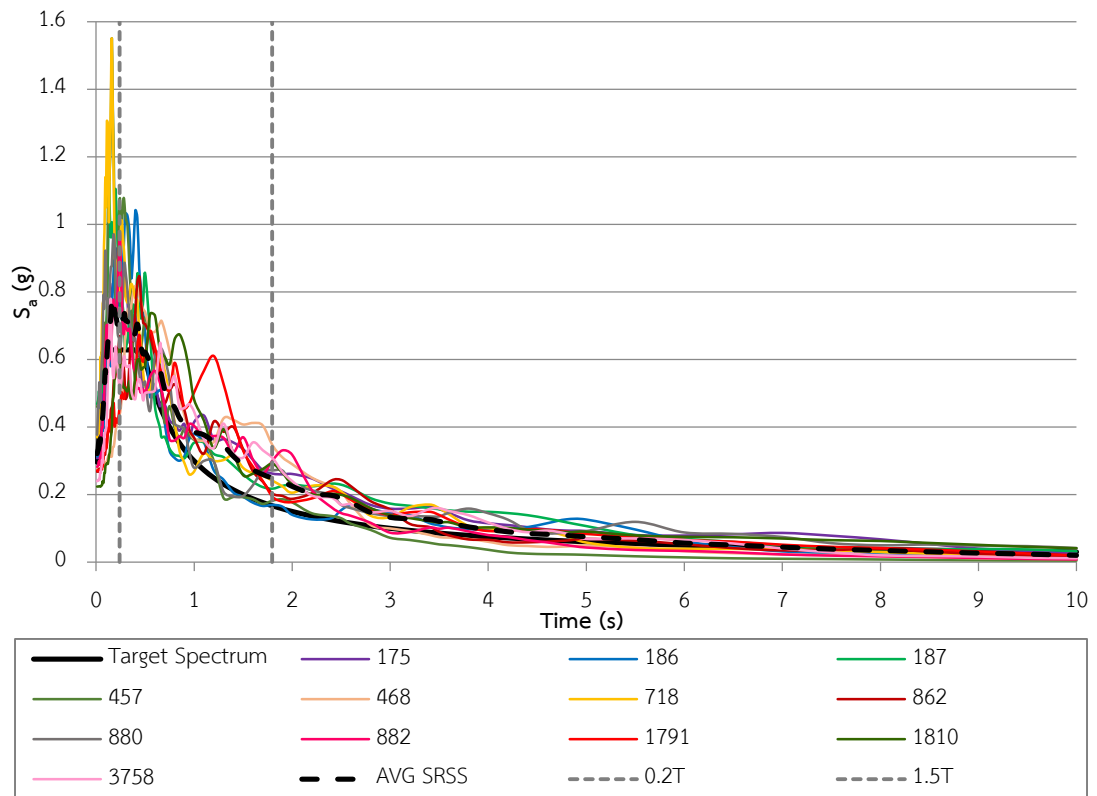


รูปที่ 4.26 คลื่นแผ่นดินไหวและสเปกตรัมของคลื่นแผ่นดินไหว NGA# 1810

12. เหตุการณ์แผ่นดินไหว Hector Mine, Mecca - CVWD Yard (1999)



รูปที่ 4.27 คลื่นแผ่นดินไหวและสเปกตรัมของคลื่นแผ่นดินไหว NGA# 3758



รูปที่ 4.28 สเปกตรัมที่ได้รับการคูณปรับค่าความเร่งคลื่นแผ่นดินไหว  
ให้สอดคล้องกับสเปกตรัมสำหรับออกแบบ

ตารางที่ 4.8 ตัวคูณปรับค่าความเร่งคลื่นแผ่นดินไหวขนาดความรุนแรงระดับออกแบบ (DBE)

No	NGA#	Event	Scale Factor
1	175	Imperial Valley-06	1.718
2	186	Imperial Valley-06	2.555
3	187	Imperial Valley-06	2.056
4	457	Morgan Hill	1.573
5	468	Morgan Hill	2.052
6	718	Superstition Hills-01	2.158
7	862	Landers	1.527
8	880	Landers	2.158
9	882	Landers	1.527
10	3758	Landers	1.067
11	1791	Hector Mine	1.132
12	1810	Hector Mine	1.060

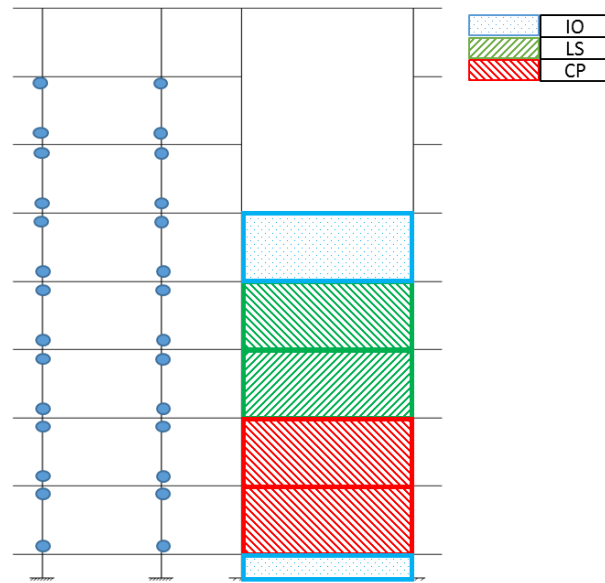
#### 4.3 สมรรถนะของอาคารตัวอย่าง

การประเมินระดับสมรรถนะของอาคารภายใต้แรงกระทำจากแผ่นดินไหว สามารถพิจารณาได้จากปริมาณความเสียหายที่เกิดขึ้นกับชิ้นส่วนที่มีความสำคัญต่อการต้านทานแรงแผ่นดินไหว เปรียบเทียบกับเกณฑ์ความเสียหายที่มาตรฐานระบุไว้ ในงานวิจัยนี้เลือกตรวจสอบความเสียหายที่เกิดขึ้นในชิ้นส่วนเสาและกำแพงรับแรงเฉือน ทำการระบุระดับความเสียหายจากการตรวจสอบค่ามุมหมุนพลาสติกของชิ้นส่วนเปรียบเทียบกับค่ามุมหมุนพลาสติกตามเกณฑ์มาตรฐาน ASCE41-13 กำหนดเป้าหมายในการตรวจสอบ คือ ชิ้นส่วนเสาและกำแพงรับแรงเฉือนทุกชิ้นในโครงสร้างอนุญาตให้เกิดความเสียหายไม่เกินระดับ LS เท่านั้น

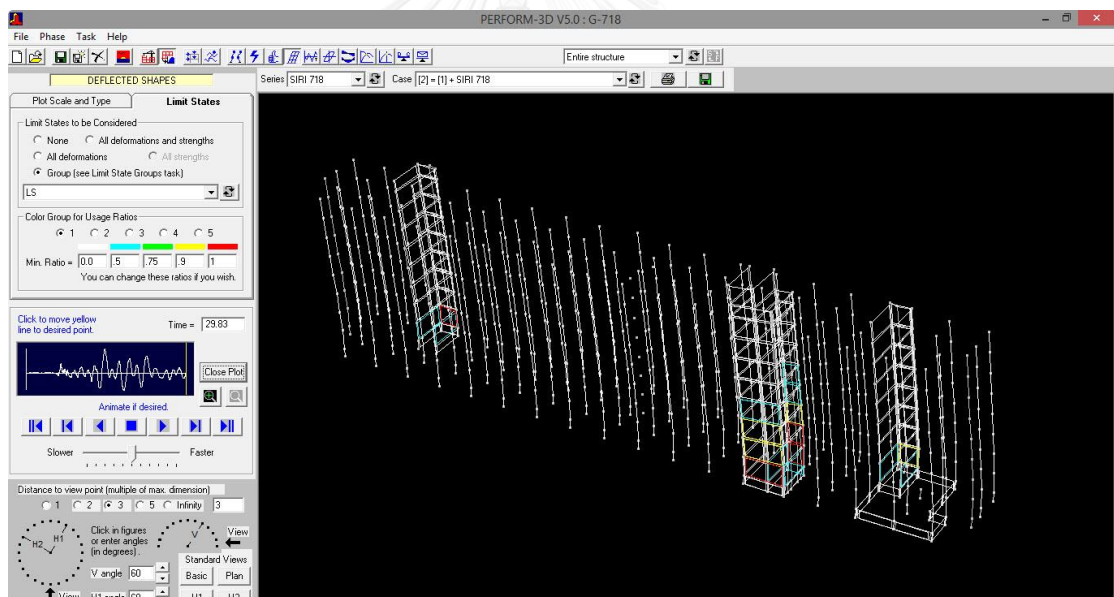
การวิเคราะห์โครงสร้างด้วย Perform3D ทำการศึกษาการตอบสนองของโครงสร้างภายใต้แรงกระทำจากแผ่นดินไหวเชิงประวัติเวลาจำนวน 12 คลื่น โดยใน 1 ชุดคลื่นจะพิจารณาให้ทิศทางของคลื่นที่มีความแรงในแนวราบสูงที่สุดกระทำกับแกนอ่อนของอาคารเพื่อสร้างความเสียหายให้เกิดแก่โครงสร้างมากที่สุด กำหนดใช้ความละเอียดการวิเคราะห์ในเชิงเวลา (Time Step) ที่ความละเอียดระดับ  $\Delta t = 0.00005$  วินาที ซึ่งพบว่าเป็นค่าที่ให้ผลการวิเคราะห์ที่มีความคลาดเคลื่อนในระดับต่ำ และให้คำตอบที่น่าเชื่อถือได้

##### 4.3.1 สมรรถนะของอาคารที่ไม่มีการออกแบบให้รับแรงแผ่นดินไหว

เมื่อนำอาคารที่ไม่มีการออกแบบให้รับแรงแผ่นดินไหวมาทำการวิเคราะห์โครงสร้างด้วยวิธีพลศาสตร์ไม่เชิงเส้นพร้อมทั้งตรวจสอบความเสียหายและประเมินระดับสมรรถนะของอาคารตามมาตรฐาน ASCE41-13 พบว่าอาคารมีกำลังความต้านทานแผ่นดินไหวในระดับที่ต่ำมาก พิจารณาได้จากภาพรวมความเสียหายที่เกิดขึ้นอยู่ในระดับ LS และบางตำแหน่งมีความเสียหายระดับ CP แสดงให้เห็นว่าชิ้นส่วนเกิดการวิบัติ ไม่สามารถต้านทานต่อแรงกระทำได้อีกต่อไป ตำแหน่งที่เกิดความเสียหายมากที่สุดอยู่ที่บริเวณกำแพงรับแรงเฉือนตำแหน่ง CORE1 แสดงระดับสมรรถนะความเสียหายโดยรวมของอาคารดังรูปที่ 4.29 และแสดงความเสียหายของอาคารที่เกิดขึ้นมากที่สุดจากคลื่นเหตุการณ์แผ่นดินไหว Superstition Hills-01 (Wildlife Liquef. Array, 1987) ดังรูปที่ 4.29 พร้อมสรุปผลประเมินค่ามุมหมุนพลาสติกของชิ้นส่วนที่เกิดความเสียหายมากที่สุดจำนวน 10 ตำแหน่งแสดงดังตารางที่ 4.9



รูปที่ 4.29 ระดับสมรรถนะความเสียหายของอาคารที่ไม่มีการออกแบบรับแรงแผ่นดินไหว



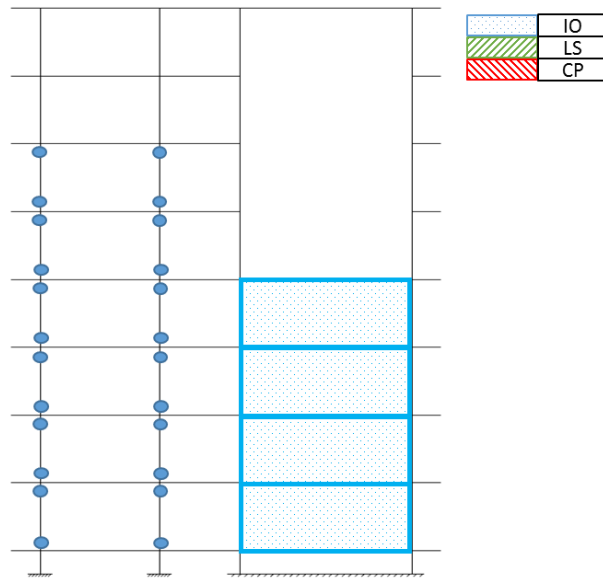
รูปที่ 4.30 ความเสียหายของอาคารที่เกิดขึ้นมากที่สุดจากคลื่น Superstition Hills-01

ตารางที่ 4.9 ผลการประเมินค่ามูมหมุนของชิ้นส่วนเปรียบเทียบกับระดับความเสียหาย LS ในอาคารที่ไม่มีการออกแบบรับแรงแผ่นดินไหว

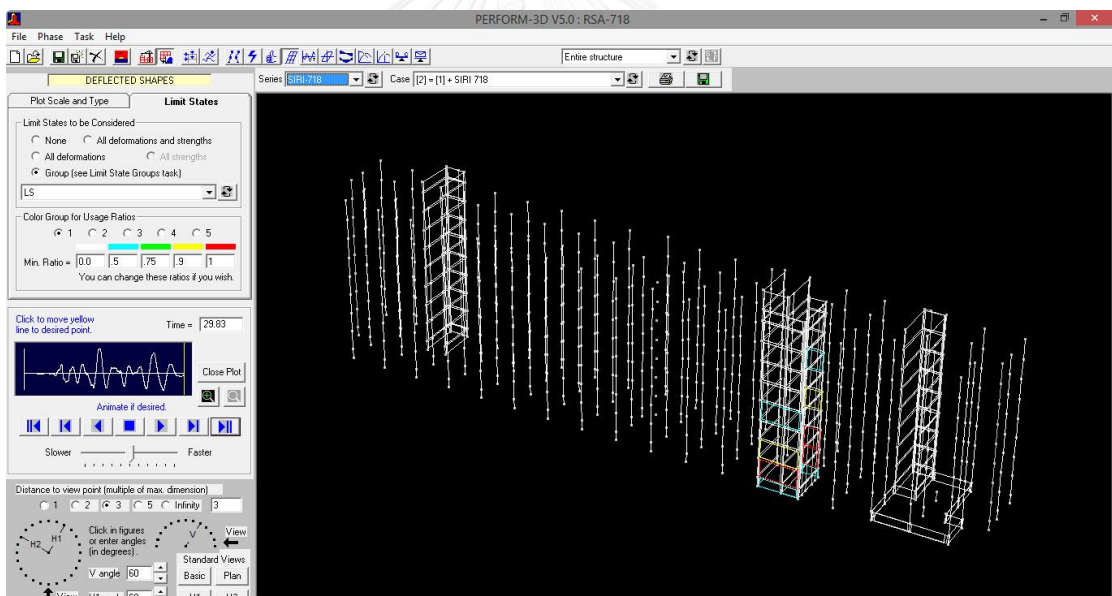
ลำดับ	ตำแหน่ง	ช่วงชั้น	ค่าเฉลี่ยมูมหมุนพลาสติก (เรเดียน)	เกณฑ์มูมหมุนพลาสติก ระดับ LS	D/C ratio	ผลประเมิน
1	CORE1 4-Y	1-2	0.0066	0.0038	1.76	ไม่ผ่านเกณฑ์
2	CORE1 5-Y	1-2	0.0074	0.0038	1.96	ไม่ผ่านเกณฑ์
3	CORE1 4-Y	2-3	0.0040	0.0038	1.05	ไม่ผ่านเกณฑ์
4	CORE1 5-Y	2-3	0.0040	0.0038	1.06	ไม่ผ่านเกณฑ์
5	CORE1 4-Y	4-5	0.0022	0.0059	0.38	ผ่านเกณฑ์
6	CORE1 5-Y	4-5	0.0022	0.0059	0.38	ผ่านเกณฑ์
7	CORE2 1-X	1-2	0.0032	0.0075	0.43	ผ่านเกณฑ์
8	CORE2 2-X	1-2	0.0031	0.0075	0.41	ผ่านเกณฑ์
9	CORE2 3-Y	1-2	0.0023	0.0034	0.66	ผ่านเกณฑ์
10	CORE3 3-Y	1-2	0.0023	0.0035	0.66	ผ่านเกณฑ์

#### 4.3.2 สมรรถนะของอาคารที่มีการออกแบบให้รับแรงแผ่นดินไหว

เมื่อนำอาคารที่มีการออกแบบให้รับแรงแผ่นดินไหวมาทำการวิเคราะห์โครงสร้างด้วยวิธีพลศาสตร์ไม่เชิงเส้นพร้อมทั้งตรวจสอบความเสียหายและประเมินระดับสมรรถนะของอาคารตามมาตรฐาน ASCE41-13 พบว่าอาคารมีกำลังความต้านทานแผ่นดินไหวในระดับที่ดี พิจารณาได้จากภาพรวมความเสียหายที่เกิดขึ้นอยู่ในระดับ IO ตำแหน่งที่เกิดความเสียหายมากที่สุดอยู่ที่บริเวณกำแพงรับแรงเฉือนตำแหน่ง CORE1 ชั้นที่ 1-5 รูปที่ 4.31 แสดงระดับสมรรถนะความเสียหายโดยรวมของอาคาร และรูปที่ 4.32 แสดงความเสียหายของอาคารที่เกิดขึ้นมากที่สุดโดยเกิดจากคลื่นเหตุการณ์แผ่นดินไหว Superstition Hills-01 (Wildlife Liquef. Array, 1987) สามารถสรุปผลประเมินค่ามูมหมุนพลาสติกของชิ้นส่วนที่เกิดความเสียหายมากที่สุดจำนวน 10 ตำแหน่งแสดงดังตารางที่ 4.10



รูปที่ 4.31 ระดับสมรรถนะความเสียหายของอาคารที่มีการออกแบบรับแรงแผ่นดินไหว



รูปที่ 4.32 ความเสียหายของอาคารที่เกิดขึ้นมากที่สุดจากคลื่น Superstition Hills-01

ตารางที่ 4.10 ผลการประเมินค่ามุลมุนของชั้นส่วนเปรียบเทียบกับระดับความเสียหาย LS ในอาคารที่มีการออกแบบรับแรงแผ่นดินไหว

ลำดับ	ตำแหน่ง	ช่วงชั้น	ค่าเฉลี่ยมุลมุน มุลมุนพลาสติก (เรเดียน)	เกณฑ์มุลมุน พลาสติก ระดับ LS	D/C ratio	ผลประเมิน
1	CORE1 4-Y	1-2	0.0033	0.0038	0.88	ผ่านเกณฑ์
2	CORE1 5-Y	1-2	0.0030	0.0038	0.80	ผ่านเกณฑ์
3	CORE1 4-Y	2-3	0.0023	0.0038	0.62	ผ่านเกณฑ์
4	CORE1 5-Y	2-3	0.0023	0.0038	0.61	ผ่านเกณฑ์
5	CORE1 5-Y	4-5	0.0024	0.0043	0.56	ผ่านเกณฑ์
6	CORE1 4-Y	4-5	0.0023	0.0043	0.53	ผ่านเกณฑ์
7	CORE1 5-Y	F-1	0.0016	0.0038	0.41	ผ่านเกณฑ์
8	CORE1 4-Y	F-1	0.0015	0.0038	0.39	ผ่านเกณฑ์
9	CORE1 5-Y	5-6	0.0012	0.0043	0.28	ผ่านเกณฑ์
10	CORE1 4-X	5-6	0.0010	0.0043	0.24	ผ่านเกณฑ์

## บทที่ 5

### ผลการปรับปรุงการออกแบบอาคารด้วยการวิเคราะห์แบบพลศาสตร์ไม่เชิงเส้น

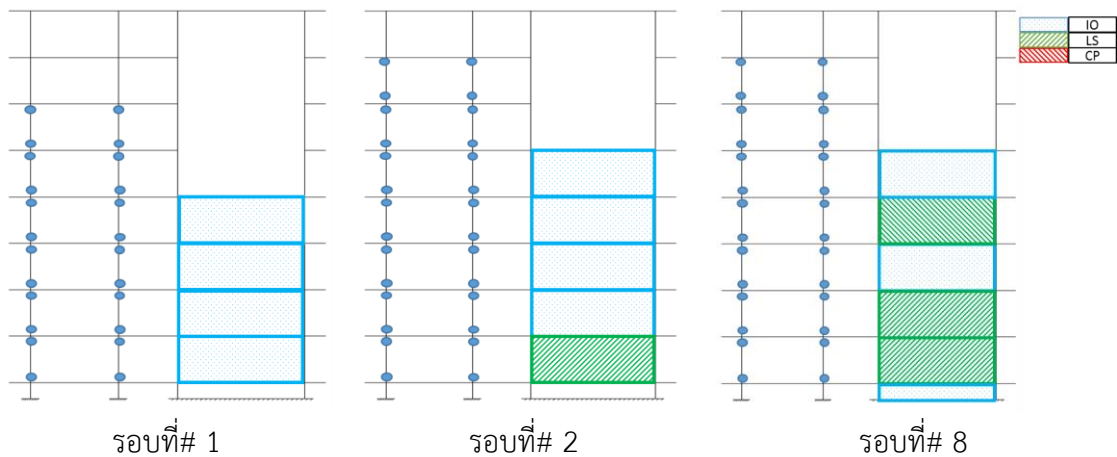
จากการวิเคราะห์พฤติกรรมของอาคารภายใต้แรงกระทำจากแผ่นดินไหวเชิงประวัติเวลา จำนวน 12 ชุดคลื่นด้วยโปรแกรม Perform3D โดยอาคารได้รับการออกแบบและปรับปรุงด้วยกระบวนการออกแบบอาคารตามที่ได้นำเสนอไว้ในบทที่ 3 ได้แก่ กระบวนการออกแบบซ้ำด้วยวิธีลองผิดลองถูก และกระบวนการออกแบบด้วยวิธีพลศาสตร์ไม่เชิงเส้นแบบผสม โดยมีเป้าหมายในการปรับปรุงสมรรถนะของอาคารให้มีความสามารถในการต้านทานแผ่นดินไหวได้ในระดับความปลอดภัยต่อชีวิต (LS) ผลลัพธ์ที่ได้จากการปรับปรุงแบบอาคารทั้ง 2 กระบวนการจะแสดงด้วยข้อมูลภาพรวมความเสียหายของอาคารในกระบวนการปรับปรุงแบบ ปริมาณการเสริมเหล็กหลังการปรับปรุงแบบ และผลประเมินความเสียหายของชิ้นส่วนจากค่ามูมหมุนพลาสติก พร้อมทั้งเปรียบเทียบผลจากการออกแบบอาคารทั้งสองกระบวนการ

#### 5.1 ผลการปรับปรุงการออกแบบอาคารโดยกระบวนการออกแบบซ้ำด้วยวิธีลองผิดลองถูก

เมื่อนำอาคารที่ได้รับการออกแบบด้วยวิธีเชิงเส้นตามมาตรฐานปัจจุบันมาประเมินเพื่อตรวจสอบระดับสมรรถนะของอาคารตามมาตรฐาน ASCE41-13 และเข้าสู่กระบวนการปรับปรุงการออกแบบอาคารโดยกระบวนการออกแบบซ้ำด้วยวิธีลองผิดลองถูก พบว่าภายใต้การวิเคราะห์แบบพลศาสตร์ไม่เชิงเส้นด้วยข้อมูลคลื่นแผ่นดินไหวเชิงประวัติเวลาจำนวน 12 ชุดคลื่น อาคารที่ได้รับการออกแบบตามมาตรฐานแสดงให้เห็นถึงกำลังความต้านทานต่อแรงแผ่นดินไหวที่ต่ำมาก ภาพรวมความเสียหายอยู่ในเกณฑ์ความเสียหายระดับ IO ดังนั้นเมื่อนำอาคารเข้าสู่กระบวนการปรับปรุงแบบจึงพิจารณาให้ปรับลดกำลังความต้านทานของโครงสร้างลงเพื่อให้สมรรถนะของอาคารลดลงมาอยู่ในเกณฑ์ความเสียหายเป้าหมาย

ภายหลังจากที่อาคารผ่านกระบวนการปรับปรุงแบบ พบว่าในกระบวนการออกแบบซ้ำรอบที่ 8 ทำให้ได้ผลลัพธ์การประเมินสมรรถนะของอาคารอยู่ในเกณฑ์ความเสียหายระดับ LS อันเป็นไปตามวัตถุประสงค์ของการปรับปรุงแบบ รูปที่ 5.1 แสดงภาพรวมความเสียหายของอาคารจากกระบวนการปรับปรุงแบบโดยการออกแบบซ้ำด้วยวิธีลองผิดลองถูก โดยแสดงสมรรถนะของอาคารจากกระบวนการปรับปรุงแบบรอบที่ #1 #2 และ #8 ตามลำดับ สำหรับรายละเอียดในการปรับปรุงแบบและประเมินความเสียหายของชิ้นส่วนจะแสดงเป็นกรณีศึกษาดังจะกล่าวต่อไป





รูปที่ 5.1 ระดับสมรรถนะความเสียหายของอาคาร

จากกระบวนการออกแบบซ้ำรอบที่ #1 #2 และ #8

กระบวนการออกแบบซ้ำ รอบที่#1:

สำหรับกระบวนการออกแบบซ้ำในรอบที่ 1 อาคารได้รับการออกแบบให้รับแรงแผ่นดินไหวตามมาตรฐาน รายละเอียดการเสริมเหล็กในโครงสร้างแสดงดังตารางที่ 5.1 หลังจากวิเคราะห์โครงสร้างด้วยวิธีพลศาสตร์ไม่เชิงเส้นและประเมินกำลังความต้านทานของอาคาร พบว่าเกิดความเสียหายในระดับ IO และ LS โดยมีตำแหน่งที่เกิดความเสียหายมากที่สุดอยู่ที่บริเวณกำแพงรับแรงเฉือนตำแหน่ง CORE1 ชั้น 1-4 แต่ทั้งนี้เมื่อประเมินตามเกณฑ์ที่มาตรฐานกำหนดทำให้สรุปได้ว่าระดับความเสียหายโดยเฉลี่ยของอาคารยังคงมีค่าความเสียหายไม่เกินระดับ LS อีกทั้งพบว่าเหล็กเสริมรับแรงเฉือนที่ได้ออกแบบไว้มีกำลังความต้านทานเกินจำเป็น แสดงผลการประเมินสมรรถนะความเสียหายของกำแพงรับแรงเฉือนที่เกิดความเสียหายมากที่สุดจำนวน 10 ตำแหน่งดังตารางที่ 5.2

ตารางที่ 5.1 รายละเอียดหน้าตัดกำแพงรับแรงเฉือน จากกระบวนการออกแบบซ้ำ รอบที่#1

กำแพงรับแรงเฉือน	ช่วงชั้น	ปริมาณเหล็กยื่น (%)	รายละเอียดเหล็กเสริมตามขวาง
CORE1	F-2	1.50	DB10@0.15m
	2-4	1.25	DB10@0.15m
	4-6	0.70	DB10@0.15m
	6-R	0.25	DB10@0.15m
CORE2	F-2	2.00	DB10@0.15m
	2-4	1.50	DB10@0.15m
	4-6	0.90	DB10@0.15m
	6-R	0.25	DB10@0.15m

ตารางที่ 5.1(ต่อ) รายละเอียดหน้าตัดกำแพงรับแรงเฉือน จากกระบวนการออกแบบซ้ำ รอบที่#1

กำแพงรับแรงเฉือน	ช่วงชั้น	ปริมาณเหล็กยื่น (%)	รายละเอียดเหล็กเสริมตามขวาง
CORE3	F-2	1.15	DB10@0.15m
	2-4	0.75	DB10@0.15m
	4-6	0.25	DB10@0.15m
	6-R	0.25	DB10@0.15m

ตารางที่ 5.2 ผลการประเมินค่ามุมหมุนของชิ้นส่วนเปรียบเทียบกับระดับความเสียหาย LS จากกระบวนการออกแบบซ้ำ รอบที่#1

ลำดับ	ตำแหน่ง	ช่วงชั้น	ค่าเฉลี่ยมุม หมุนพลาสติก (เรเดียน)	เกณฑ์มุมหมุน พลาสติก ระดับ LS	D/C ratio	ผลประเมิน
1	CORE1 4-Y	1-2	0.0033	0.0038	0.88	ผ่านเกณฑ์
2	CORE1 5-Y	1-2	0.0030	0.0038	0.80	ผ่านเกณฑ์
3	CORE1 4-Y	2-3	0.0023	0.0038	0.62	ผ่านเกณฑ์
4	CORE1 5-Y	2-3	0.0023	0.0038	0.61	ผ่านเกณฑ์
5	CORE1 5-Y	4-5	0.0024	0.0043	0.56	ผ่านเกณฑ์
6	CORE1 4-Y	4-5	0.0023	0.0043	0.53	ผ่านเกณฑ์
7	CORE1 5-Y	F-1	0.0016	0.0038	0.41	ผ่านเกณฑ์
8	CORE1 4-Y	F-1	0.0015	0.0038	0.39	ผ่านเกณฑ์
9	CORE1 5-Y	5-6	0.0012	0.0043	0.28	ผ่านเกณฑ์
10	CORE1 4-X	5-6	0.0010	0.0043	0.24	ผ่านเกณฑ์

กระบวนการออกแบบซ้ำ รอบที่#2:

ทำการปรับปรุงรายละเอียดของแบบอาคารด้วยลดกำลังความต้านทานของโครงสร้างจากการลดปริมาณการเสริมเหล็กยื่นในเสาและกำแพงรับแรงเฉือนลง รายละเอียดการเสริมเหล็กยื่นที่ได้รับการปรับปรุงเพื่อนำไปเข้าสู่ขั้นตอนการประเมินความเสียหายด้วยวิธีพลศาสตร์ไม่เชิงเส้นแสดงดังตารางที่ 5.3 หลังจากการประเมินกำลังความต้านทานของอาคาร พบว่าภาพรวมสมรรถนะของอาคารมีแนวโน้มเกิดความเสียหายเข้าสู่ระดับ LS มากขึ้น ตำแหน่งที่เกิดความเสียหายมากที่สุดยังคงอยู่ที่บริเวณกำแพงรับแรงเฉือนของปล่องลิฟต์ที่ชั้น 1-4 จากการตรวจสอบกำลังต้านทานของเหล็กเสริมรับแรงเฉือนพบว่าเหล็กเสริมที่ทำการออกแบบไว้มีความเหมาะสมดีแล้ว แสดงผลการประเมินความเสียหายของกำแพงรับแรงเฉือนที่มีความเสียหายมากที่สุด 10 ตำแหน่งดังตารางที่ 5.4

ตารางที่ 5.3 รายละเอียดหน้าตัดกำแพงรับแรงเฉือน จากกระบวนการออกแบบซ้ำ รอบที่#2

กำแพงรับแรงเฉือน	ช่วงชั้น	ปริมาณเหล็กยื่น (%)	รายละเอียดเหล็กเสริมตามขวาง
CORE1	F-2	0.30	RB9@0.10m
	2-4	0.25	RB9@0.30m
	4-6	0.25	RB9@0.30m
	6-R	0.25	RB9@0.30m
CORE2	F-2	0.35	RB9@0.30m
	2-4	0.25	RB9@0.30m
	4-6	0.25	RB9@0.30m
	6-R	0.25	RB9@0.30m
CORE3	F-2	0.35	RB9@0.30m
	2-4	0.25	RB9@0.30m
	4-6	0.25	RB9@0.30m
	6-R	0.25	RB9@0.30m

ตารางที่ 5.4 ผลการประเมินค่ามูมหมุนของชิ้นส่วนเปรียบเทียบกับระดับความเสียหาย LS จากกระบวนการออกแบบซ้ำ รอบที่#2

ลำดับ	ตำแหน่ง	ช่วงชั้น	ค่าเฉลี่ยมูมหมุนพลาสติก (เรเดียน)	เกณฑ์มูมหมุนพลาสติก ระดับ LS	D/C ratio	ผลประเมิน
1	CORE1 4-Y	1-2	0.0066	0.0038	1.76	ไม่ผ่านเกณฑ์
2	CORE1 5-Y	1-2	0.0074	0.0038	1.96	ไม่ผ่านเกณฑ์
3	CORE1 4-Y	2-3	0.0040	0.0038	1.05	ไม่ผ่านเกณฑ์
4	CORE1 5-Y	2-3	0.0040	0.0038	1.06	ไม่ผ่านเกณฑ์
5	CORE1 4-Y	4-5	0.0022	0.0059	0.38	ผ่านเกณฑ์
6	CORE1 5-Y	4-5	0.0022	0.0059	0.38	ผ่านเกณฑ์
7	CORE2 1-X	1-2	0.0032	0.0075	0.43	ผ่านเกณฑ์
8	CORE2 2-X	1-2	0.0031	0.0075	0.41	ผ่านเกณฑ์
9	CORE2 3-Y	1-2	0.0023	0.0034	0.66	ผ่านเกณฑ์
10	CORE3 3-Y	1-2	0.0023	0.0035	0.66	ผ่านเกณฑ์

กระบวนการออกแบบซ้ำ รอบที่#8 (รอบสุดท้าย):

รายละเอียดการเสริมเหล็กที่ได้รับการปรับปรุงแล้วแสดงดังตารางที่ 5.5 จากการวิเคราะห์โครงสร้างและประเมินความเสียหายด้วยวิธีพลศาสตร์ไม่เชิงเส้นทำให้พบว่า ปริมาณการเสริมเหล็กในหน้าตัดของชิ้นส่วนมีปริมาณที่เหมาะสม พิจารณาได้จากผลประเมินความเสียหายของอาคารเกิดความเสียหายในระดับ LS ตามเป้าหมายการปรับปรุงแบบอาคาร เมื่อตรวจสอบกำลังความต้านทานต่อแรงเฉือนพบว่าปริมาณเหล็กเสริมรับแรงเฉือนที่ออกแบบไว้มีความเหมาะสมดีแล้ว แสดงผลการประเมินสมรรถนะความเสียหายของชิ้นส่วนกำแพงรับแรงเฉือนที่เกิดความเสียหายมากที่สุดจำนวน 10 ตำแหน่งดังตารางที่ 5.6

ตารางที่ 5.5 รายละเอียดหน้าตัดกำแพงรับแรงเฉือน จากกระบวนการออกแบบซ้ำ รอบที่#8

กำแพงรับแรงเฉือน	ช่วงชั้น	ปริมาณเหล็กยื่น (%)	รายละเอียดเหล็กเสริมตามขวาง
CORE1	F-2	0.90	RB9@0.10m
	2-4	0.70	RB9@0.30m
	4-6	0.25	RB9@0.30m
	6-R	0.25	RB9@0.30m
CORE2	F-2	0.35	RB9@0.30m
	2-4	0.25	RB9@0.30m
	4-6	0.25	RB9@0.30m
	6-R	0.25	RB9@0.30m
CORE3	F-2	0.35	RB9@0.30m
	2-4	0.25	RB9@0.30m
	4-6	0.25	RB9@0.30m
	6-R	0.25	RB9@0.30m

ตารางที่ 5.6 ผลการประเมินค่ามุมหมุนของชิ้นส่วนเปรียบเทียบกับระดับความเสียหาย LS จากกระบวนการออกแบบซ้ำ รอบที่#8

ลำดับ	ตำแหน่ง	ช่วงชั้น	ค่าเฉลี่ยมุม หมุนพลาสติก (เรเดียน)	เกณฑ์มุมหมุน พลาสติก ระดับ LS	D/C ratio	ผลประเมิน
1	CORE1 5-Y	1-2	0.0031	0.0038	0.83	ผ่านเกณฑ์
2	CORE1 4-Y	1-2	0.0037	0.0038	0.97	ผ่านเกณฑ์
3	CORE1 4-Y	2-3	0.0038	0.0038	1.00	ผ่านเกณฑ์
4	CORE1 4-Y	4-5	0.0036	0.0038	0.97	ผ่านเกณฑ์
5	CORE1 5-Y	4-5	0.0046	0.0057	0.80	ผ่านเกณฑ์
6	CORE1 5-Y	2-3	0.0045	0.0057	0.80	ผ่านเกณฑ์
7	CORE3 3-Y	1-2	0.0035	0.0074	0.47	ผ่านเกณฑ์
8	CORE2 3-Y	1-2	0.0034	0.0074	0.46	ผ่านเกณฑ์
9	CORE2 2-X	1-2	0.0018	0.0034	0.54	ผ่านเกณฑ์
10	CORE2 1-X	1-2	0.0018	0.0035	0.53	ผ่านเกณฑ์

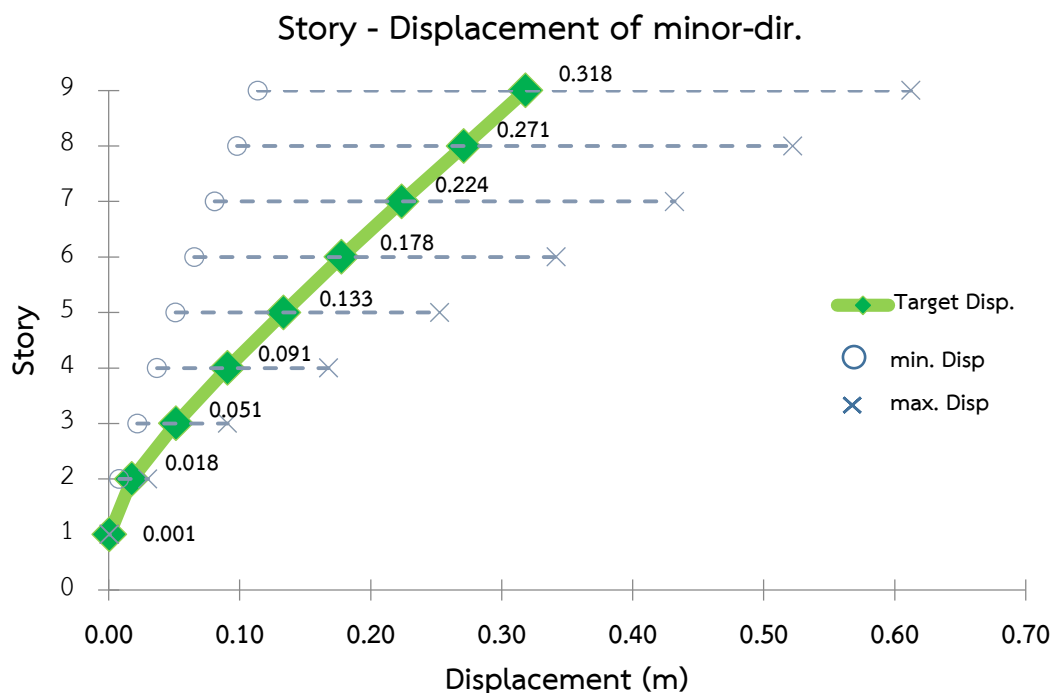
## 5.2 ผลการปรับปรุงการออกแบบอาคารโดยผลการวิเคราะห์แบบพลศาสตร์ไม่เชิงเส้นแบบผสม

การปรับปรุงการออกแบบอาคารด้วยวิธีพลศาสตร์ไม่เชิงเส้นแบบผสม จะทำการพิจารณาปรับปรุงแบบอาคารที่ไม่มีการออกแบบให้รับแรงแผ่นดินไหวให้มีสมรรถนะความเสียหายของอาคารอยู่ในระดับ LS โดยอาศัยหลักการของสมดุลการเคลื่อนที่และสมดุลพลังงานในการวิเคราะห์โครงสร้าง

### 5.2.1 ระยะเวลาเคลื่อนตัวเป้าหมายและรูปแบบการเคลื่อนตัวของอาคาร (Target displacement and Displacement pattern)

ก่อนเข้าสู่กระบวนการวิเคราะห์โครงสร้างด้วยวิธีสถิตไม่เชิงเส้น จำเป็นต้องกำหนดรูปแบบการให้แรงกระทำด้านข้างแก่โครงสร้าง โดยในงานวิจัยนี้เลือกพิจารณาการให้แรงกระทำด้านข้างแบบควบคุมด้วยระยะเวลาเคลื่อนที่ของยอดอาคาร (Displacement control) ซึ่งประกอบด้วยข้อมูลระยะเวลาเคลื่อนตัวเป้าหมายและรูปแบบการเคลื่อนตัวของอาคาร

จากการนำอาคารที่ไม่มีการออกแบบให้รับแรงแผ่นดินไหวมาวิเคราะห์โครงสร้างแบบวิธีพลศาสตร์ไม่เชิงเส้นด้วยข้อมูลคลื่นแผ่นดินไหวจำนวน 12 ชุดคลื่น ทำให้ได้ผลตอบสนองของอาคารในรูปของค่าระยะการเคลื่อนตัวของอาคารที่เกิดขึ้นในแต่ละชั้นจำนวน 12 ข้อมูล ตามมาตรฐาน ASCE41-13 ระบุถึงกรณีที่มีข้อมูลจากผลการวิเคราะห์โครงสร้างจำนวนหลายข้อมูลอนุญาตให้สามารถทำการเฉลี่ยข้อมูลผลตอบสนองเพื่อใช้เป็นตัวแทนสำหรับนำไปวิเคราะห์โครงสร้างต่อไปได้ ดังนั้นในงานวิจัยจึงได้คำนวณหาระยะการเคลื่อนตัวเป้าหมาย (Target Displacement,  $\bar{D}_{avg, Roof}$ ) จากการเฉลี่ยค่าระยะการเคลื่อนตัวที่ตำแหน่งยอดอาคารจำนวน 12 ข้อมูล โดยมีค่าเฉลี่ยเท่ากับ 0.318 เมตร และกำหนดให้ค่าเฉลี่ยนี้เป็นค่าระยะการเคลื่อนตัวสูงสุดของยอดอาคารที่เกิดขึ้นภายใต้แรงกระทำจากแผ่นดินไหว อีกทั้งได้คำนวณค่าเฉลี่ยของระยะการเคลื่อนตัวในแต่ละชั้นของอาคารเพื่อสร้างรูปแบบการเคลื่อนตัว (Displacement Pattern) สำหรับใช้ประกอบในการวิเคราะห์วิธีสถิตไม่เชิงเส้นแบบควบคุมด้วยระยะการเคลื่อนตัว (Pushover analysis using displacement control) แสดงความสัมพันธ์ของค่าเฉลี่ยระยะการเคลื่อนตัวในแต่ละชั้นของอาคารได้ดังรูปที่ 5.2 และรายละเอียดค่าการเคลื่อนตัวในแต่ละชั้นของอาคารดังตารางที่ 5.7



รูปที่ 5.2 ค่าเฉลี่ยของระยะการเคลื่อนตัวเป้าหมายของอาคารภายใต้แรงกระทำจากแผ่นดินไหว

ตารางที่ 5.7 ค่าระยะการเคลื่อนตัวของแต่ละช่วงชั้นของอาคารภายใต้แรงกระทำจากแผ่นดินไหว

NGA#	ช่วงชั้น								
	1	2	3	4	5	6	7	8	หลังคา
175	0.00092	0.028	0.079	0.137	0.196	0.258	0.326	0.399	0.473
186	0.00063	0.019	0.056	0.098	0.143	0.189	0.234	0.284	0.334
187	0.00057	0.019	0.057	0.102	0.151	0.201	0.252	0.304	0.355
457	0.00051	0.008	0.022	0.040	0.062	0.086	0.113	0.141	0.168
468	0.00059	0.017	0.051	0.091	0.135	0.182	0.231	0.279	0.329
718	0.00058	0.029	0.091	0.168	0.253	0.342	0.432	0.522	0.612
862	0.00052	0.012	0.032	0.059	0.088	0.117	0.147	0.178	0.207
880	0.00032	0.008	0.023	0.041	0.061	0.082	0.104	0.126	0.148
882	0.00038	0.009	0.023	0.037	0.051	0.065	0.081	0.098	0.114
3758	0.00043	0.012	0.037	0.066	0.098	0.131	0.165	0.199	0.233
1791	0.00071	0.021	0.060	0.107	0.158	0.212	0.268	0.327	0.386
1810	0.00063	0.030	0.086	0.145	0.205	0.268	0.332	0.395	0.458
ค่าเฉลี่ย	0.00057	0.018	0.051	0.091	0.133	0.178	0.224	0.271	0.318
ค่าต่ำสุด	0.00032	0.008	0.022	0.037	0.051	0.065	0.081	0.098	0.114
ค่าสูงสุด	0.00092	0.030	0.091	0.168	0.253	0.342	0.432	0.522	0.612

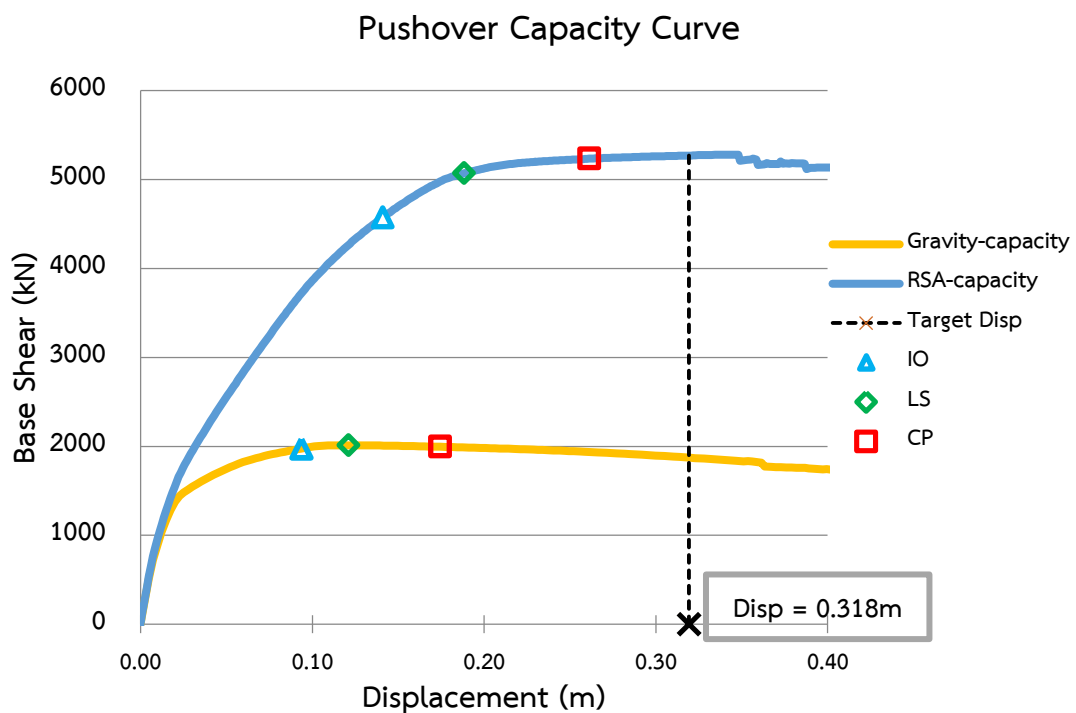
### 5.2.2 ผลการปรับปรุงแบบอาคารด้วยวิธีพลศาสตร์ไม่เชิงเส้นแบบผสมตามหลักการของสมดุลการเคลื่อนที่

ก่อนที่จะเข้าสู่กระบวนการปรับปรุงแบบ ได้มีการพิจารณาตรวจสอบว่าหลักการสมดุลการเคลื่อนที่มีความเหมาะสมต่อการนำมาใช้ในการวิเคราะห์อาคารวิจัยหรือไม่ โดยพิจารณาจากระดับความเสียหายของอาคาร ณ ตำแหน่งที่ยอดอาคารมีระยะการเคลื่อนตัวเท่ากับระยะการเคลื่อนตัวเป้าหมายตามที่คำนวณได้ในหัวข้อ 5.2.1 ทั้งนี้อาคารที่นำมาใช้ตรวจสอบความเป็นไปได้ คือ อาคารที่ไม่มีการออกแบบให้รับแรงแผ่นดินไหวและอาคารที่มีการออกแบบให้รับแรงแผ่นดินไหวตามมาตรฐาน

จากการวิเคราะห์โครงสร้างในโปรแกรม Perform3D แบบวิธีสถิตไม่เชิงเส้นโดยการควบคุมระยะการเคลื่อนตัวของอาคารด้วยรูปแบบการเคลื่อนตัวที่ศึกษาได้ สามารถวิเคราะห์กำลังความต้านทานของโครงสร้างได้จากกราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนที่ฐานกับระยะการเคลื่อนตัวของ

ยอดอาคารแสดงดังรูปที่ 5.3 กราฟสีส้มแสดงผลที่ได้จากการวิเคราะห์อาคารที่ไม่มีการออกแบบให้รับแรงแผ่นดินไหว (Gravity-capacity curve) พบว่า ณ ตำแหน่งที่อาคารเกิดการเคลื่อนตัวเท่ากับ ระยะการเคลื่อนตัวเป้าหมาย อาคารมีความเสียหายเกินเกณฑ์ระยะการเคลื่อนตัวที่ยอมให้ในระดับ LS (แสดงด้วยสัญลักษณ์สี่เหลี่ยมข้าวหลามตัดสีเขียว) สอดคล้องกับผลการประเมินความเสียหายของอาคารในหัวข้อ 4.3.1

จากนั้นจึงทำการวิเคราะห์อาคารที่มีการออกแบบให้รับแรงแผ่นดินไหวตามมาตรฐานเป็นลำดับถัดมา โดยตั้งสมมติฐานว่าอาคารควรมีความเสียหายไม่เกินเกณฑ์ระดับ LS เพื่อความสอดคล้องกับผลประเมินอาคารให้หัวข้อ 4.3.2 จากการตรวจสอบกราฟสีน้ำเงินแสดงผลที่ได้จากการวิเคราะห์ ซึ่งพบว่า อาคารมีความเสียหายเกินเกณฑ์ที่ยอมให้ในระดับ LS ซึ่งขัดแย้งกับผลการประเมินที่ได้จากวิธีพลศาสตร์ไม่เชิงเส้น จึงเห็นสมควรว่า หลักการสมดุลการเคลื่อนที่ไม่มีความเหมาะสมที่จะนำมาใช้ประกอบการปรับปรุงแบบอาคารด้วยวิธีพลศาสตร์ไม่เชิงเส้นแบบผสม



รูปที่ 5.3 กราฟความสัมพันธ์ของแรงเฉือนที่ฐานและระยะการเคลื่อนตัวที่ตำแหน่งยอดอาคารของอาคารที่ไม่มีการออกแบบให้รับแรงแผ่นดินไหว

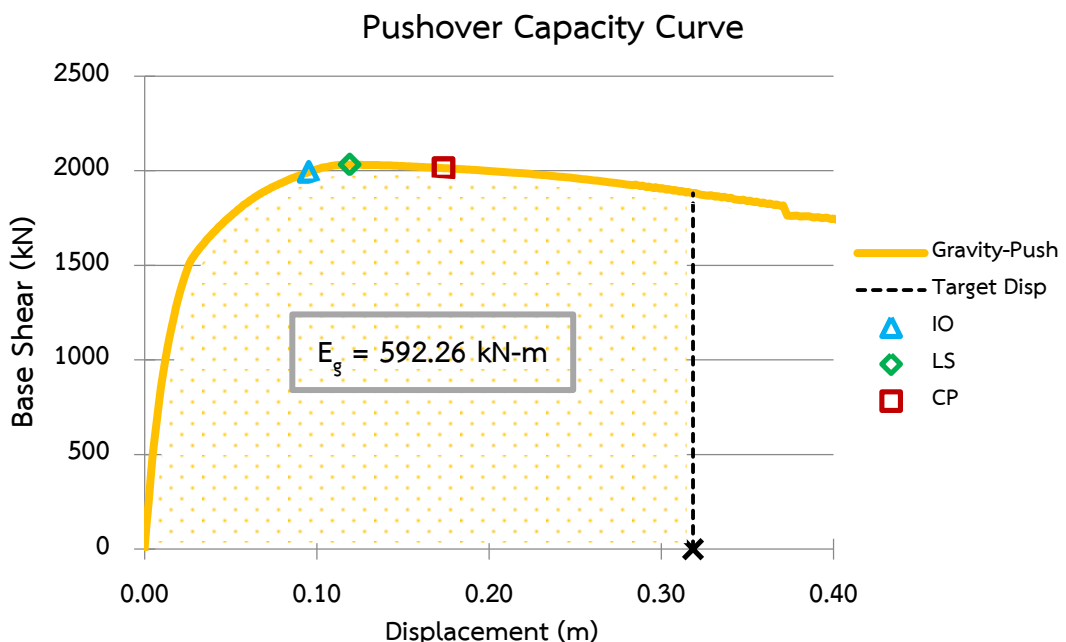


## 5.2.3 ผลการปรับปรุงแบบอาคารด้วยวิธีพลศาสตร์ไม่เชิงเส้นแบบผสมตามหลักการของสมมูลพลังงาน

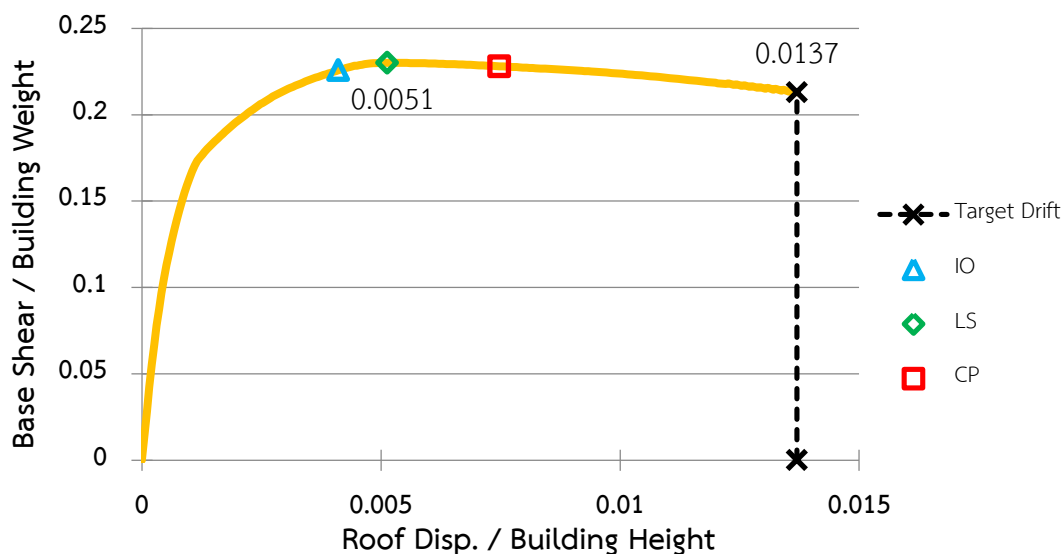
### 5.2.3.1 งานของระบบ (Work Done)

การวิเคราะห์โครงสร้างด้วยวิธีสถิตไม่เชิงเส้นทำให้สามารถสร้างกราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนที่ฐานและการเคลื่อนที่ในแนวราบของยอดอาคารได้ การคำนวณงานที่เกิดขึ้นในระบบโครงสร้างจะพิจารณาจากพื้นที่ใต้กราฟโดยมีขอบเขตความสนใจสูงสุดที่ระยะการเคลื่อนตัวของยอดอาคารมีค่าเท่ากับระยะการเคลื่อนตัวเป้าหมาย

พิจารณาการวิเคราะห์อาคารที่ไม่มีการออกแบบให้รับแรงแผ่นดินไหวด้วยวิธีสถิตไม่เชิงเส้น ณ ตำแหน่งที่อาคารมีระยะการเคลื่อนตัวของยอดอาคารเท่ากับเป้าหมาย หรือระยะ 0.318 เมตร สามารถคำนวณงานที่เกิดขึ้นในระบบ ( $E_g$ ) ได้จากพื้นที่ใต้กราฟโดยอาศัยวิธีการอินทิเกรต ได้พลังงานมีค่าเท่ากับ 592.26 กิโลนิวตัน-เมตร ซึ่งค่างาน  $E_g$  จะเทียบเท่าได้กับงาน ณ ตำแหน่งที่โครงสร้าง G01 เกิดความเสียหายภายใต้แรงกระทำจากแผ่นดินไหว แสดงค่างานของระบบที่จะนำไปใช้ในการคำนวณขั้นตอนต่อไปด้วยพื้นที่แรงแจกสีส้มดังรูปที่ 5.4 รวมถึงสร้างกราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนที่ฐานต่อน้ำหนักอาคารและค่าการเคลื่อนตัวสัมพันธ์ที่ยอดอาคารดังรูปที่ 5.5



รูปที่ 5.4 พื้นที่ใต้กราฟที่แสดงถึงค่างานของระบบที่ไม่มีการออกแบบรับแรงแผ่นดินไหว



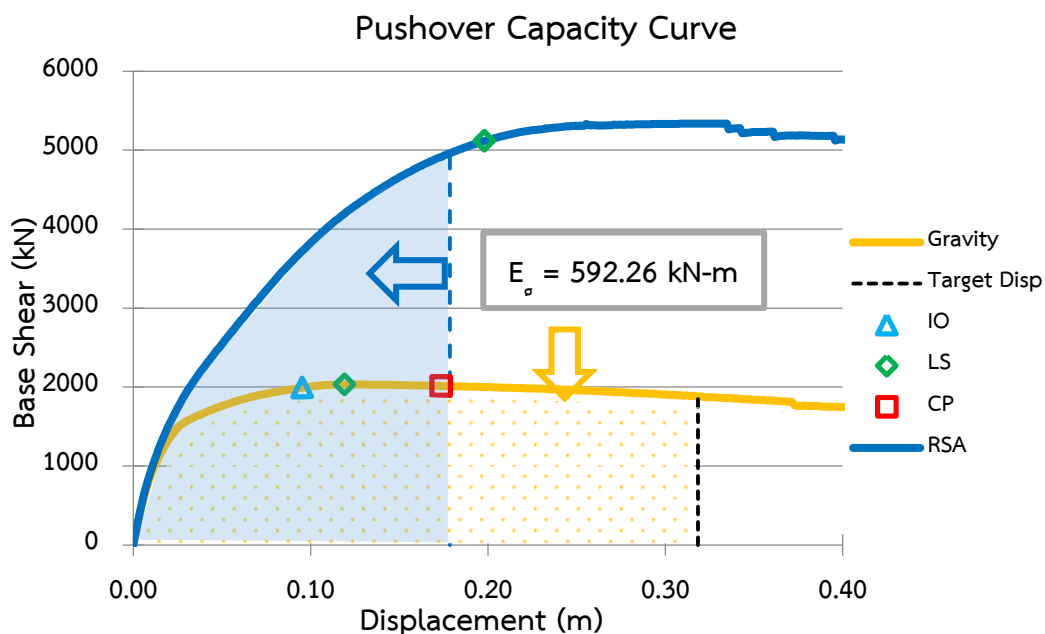
รูปที่ 5.5 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนที่ฐานต่อน้ำหนักอาคารกับค่าเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ที่ยอดอาคาร

### 5.2.3.2 กระบวนการปรับปรุงแบบตามหลักการสมดุลพลังงาน

ก่อนที่จะเข้าสู่กระบวนการปรับปรุงแบบ ได้มีการพิจารณาตรวจสอบถึงความเหมาะสมในการนำหลักสมดุลพลังงานมาใช้ในการวิเคราะห์อาคารวิจัย โดยกระบวนการตรวจสอบจะมีรายละเอียดเช่นเดียวกันกับในหัวข้อ 5.2.2 แต่แตกต่างกันในส่วนของตัวแปรที่ใช้ในการตรวจสอบ ซึ่งเปลี่ยนจากการคำนวณระยะการเคลื่อนตัวของยอดอาคารเป็นเปรียบเทียบงานที่เกิดขึ้นในระบบโครงสร้าง ณ ตำแหน่งที่ยอดอาคารเกิดการเคลื่อนตัวเท่ากับระยะเป้าหมาย จากหัวข้อ 5.2.3.1 ทำให้ทราบว่างานซึ่งเป็นตัวแทนความเสียหายที่เกิดขึ้นในระบบของอาคารเมื่อได้รับแรงกระทำจากแผ่นดินไหว มีค่างานเท่ากับ 592.26 กิโลนิวตัน-เมตร

สำหรับการตรวจสอบความเป็นไปได้ของกระบวนการสมดุลพลังงาน จะพิจารณาตรวจสอบกับอาคารที่มีการออกแบบให้รับแรงแผ่นดินไหวโดยมีรายละเอียดของโครงสร้างตามหัวข้อ 4.1.2 เริ่มจากการตั้งสมมติฐานที่ว่างงานที่เกิดขึ้นในระบบจะไม่มี การสูญเสียไป ดังนั้นหลังจากที่วิเคราะห์ด้วยวิธีสถิติไม่เชิงเส้นควรพบว่า ที่งานของอาคารเท่ากับพลังงาน  $E_g$  อาคารต้องมีระดับความเสียหายไม่เกินเกณฑ์ระดับ LS

ในรูปที่ 5.6 แสดงให้เห็นถึงผลการตรวจสอบความเป็นไปได้ซึ่งสอดคล้องกับสมมติฐานที่กำหนดไว้ กล่าวคือ บริเวณพื้นที่แรงเสีน้ำเงินแสดงถึงงานที่เกิดขึ้นในระบบกรณีอาคารมีการออกแบบให้รับแรงแผ่นดินไหว คำนวณค่างานได้ 592.26 กิโลนิวตัน-เมตร ซึ่งมีค่าเท่ากับงาน  $E_g$  เมื่อตรวจสอบความเสียหายที่เกิดขึ้นกับอาคารพบว่าระยะการเคลื่อนตัวของยอดอาคารมีค่าต่ำกว่าระยะการเคลื่อนตัวที่ยอมให้ในระดับ LS จึงเห็นสมควรว่ามีความเป็นไปได้ที่จะนำหลักการสมดุลพลังงานมาใช้ในการปรับปรุงแบบต่อไป



รูปที่ 5.6 เปรียบเทียบงานของอาคารที่ไม่มีและมีการออกแบบให้รับแรงแผ่นดินไหว

ในกระบวนการปรับปรุงแบบ 1 รอบ จะประกอบด้วยขั้นตอนเรียงตามลำดับ ดังนี้ นำแบบอาคาร G01 เขาสู่ขั้นตอน การวิเคราะห์ด้วยวิธีสถิตไม่เชิงเส้น การตรวจสอบงานของระบบ ในกรณีที่ผลการตรวจสอบไม่เป็นไปตามเงื่อนไข จึงทำการปรับเปลี่ยนรายละเอียดของแบบอาคาร และเริ่มกระบวนการปรับปรุงแบบรอบที่ 2 ต่อไป

เมื่อนำอาคารที่ไม่มีการออกแบบให้รับแรงแผ่นดินไหวเข้าสู่กระบวนการปรับปรุงแบบอาคาร ด้วยวิธีพลศาสตร์ไม่เชิงเส้นแบบผสมตามหลักการของสมดุลพลังงาน พบว่าต้องทำการปรับปรุงในรายละเอียดของแบบอาคารทั้งหมด 4 ครั้งจึงจะทำให้ได้ผลลัพธ์ตามเป้าหมายที่กำหนด

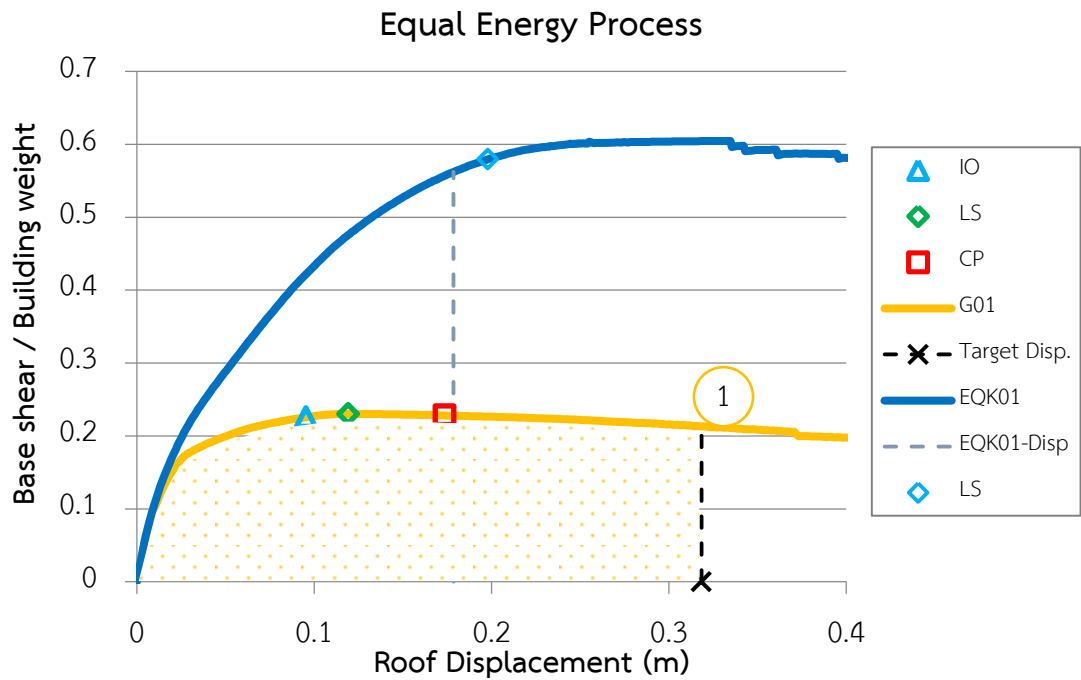
ในกระบวนการปรับปรุงรอบที่ 1-4 เมื่อวิเคราะห์โครงสร้างด้วยวิธีสถิตไม่เชิงเส้นจะพบว่า ที่งานของระบบมีค่าเท่ากับ  $E_g$  อาคารเกิดความเสียหายต่ำกว่าเกณฑ์ระดับ LS เห็นสมควรว่ายังมีโอกาสทำการปรับปรุงในรายละเอียดของแบบอาคารได้อีก จึงได้ปรับแก้รายละเอียดแบบอาคารในครั้งที่ 4 แสดงดังตารางที่ 5.10 ลำดับถัดไปจึงเข้าสู่กระบวนการปรับปรุงรอบที่ 5 หลังจากการตรวจสอบงานของระบบได้แสดงให้เห็นว่าอาคารมีความเสียหายที่ระดับ LS พอดีดังรูปที่ 5.9 จึงนำรายละเอียดการเสริมเหล็กที่ได้มาวิเคราะห์ด้วยวิธีพลศาสตร์ไม่เชิงเส้นพร้อมทั้งประเมินความเสียหายของชิ้นส่วนเสาและกำแพงรับแรงเฉือนตามเกณฑ์การประเมิน ASCE41-13 แสดงผลการประเมินความเสียหายของชิ้นส่วนได้ดังตารางที่ 5.11 จากผลการประเมินพบว่า ชิ้นส่วนกำแพงรับแรงเฉือนมีระดับความเสียหายอยู่ในเกณฑ์ LS พอดีเช่นกัน อีกทั้งยังพบว่ารายละเอียดการเสริมเหล็กที่ได้จาก

การปรับปรุงแบบในรอบที่ 4 มีรายละเอียดเช่นเดียวกันกับกระบวนการออกแบบซ้ำด้วยวิธีลองผิดลองถูกอีกด้วย ในส่วนของผลประเมินกำลังความต้านทานของเหล็กเสริมรับแรงเฉือนพบว่า รายละเอียดการเสริมเหล็กตามขวางที่แสดงไว้ในขั้นตอนการปรับปรุงแบบรอบที่ 4 มีกำลังความต้านทานที่เพียงพอดีแล้ว สำหรับรายละเอียดในกระบวนการปรับปรุงแบบจะแสดงเป็นกรณีศึกษาที่จะกล่าวต่อไป

#### กระบวนการปรับปรุงแบบรอบที่# 1:

ในรอบที่ 1 จะพิจารณาแบบอาคาร G01 หรืออาคารที่ไม่มีการออกแบบให้รับแรงแผ่นดินไหวโดยมีรายละเอียดแสดงดังตารางที่ 4.2 เข้าสู่กระบวนการวิเคราะห์วิธีสถิตไม่เชิงเส้น เมื่อตรวจสอบงานพบว่า อาคารมีระดับความเสียหายเกินเกณฑ์ LS เป็นอย่างมาก แสดงให้เห็นดังรูปที่ 5.7 ขั้นตอนถัดไปจึงเลือกทำการปรับปรุงแบบโดยสนใจเฉพาะชิ้นส่วนที่เกิดความเสียหายเกินเกณฑ์เท่านั้น สำหรับชิ้นส่วนที่มีความเสียต่ำกว่าเกณฑ์จะไม่พิจารณาปรับลดปริมาณเหล็กยื่นลงเนื่องจากเป็นปริมาณเหล็กขั้นต่ำที่ใช้สำหรับแบกทานน้ำหนักบรรทุกของโครงสร้าง

ตำแหน่งที่เกิดความเสียหายพบว่าเกิดที่ชิ้นส่วนกำแพงรับแรงเฉือนบริเวณตำแหน่ง CORE1 ชั้น 1-6 ตำแหน่ง CORE2 ชั้น 1-2 และตำแหน่ง CORE3 ชั้น 1-2 จึงทำการปรับปรุงกำลังต้านทานแรงดัดวิธีครึ่งขอบเขตที่ได้เสนอไว้ ยกตัวอย่างการคำนวณโดยทำการปรับปรุงตำแหน่ง CORE1 ชั้นที่ 1-2 โดยอ้างอิงข้อมูลปริมาณเหล็กยื่นของโครงสร้าง G01 มีค่า 0.30% และ EQK01 มีค่า 1.50% ได้ปริมาณเหล็กที่ทำการปรับปรุงเท่ากับ  $G02 = \frac{1}{2} (0.30 + 1.50) = 0.90\%$  เป็นต้น แสดงปริมาณการปรับปรุงเหล็กในโครงสร้างดังตารางที่ 5.8 ทั้งนี้จากการตรวจสอบพบว่าความเสียหายในเสายังไม่เกินเกณฑ์ความเสียหายที่ระดับ LS



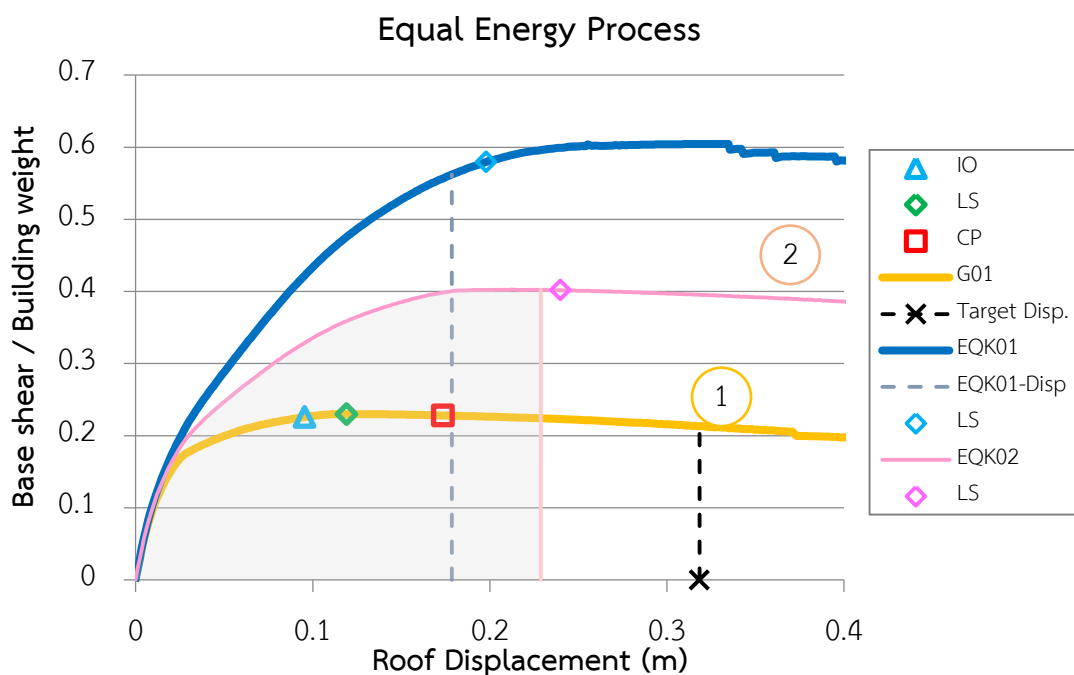
รูปที่ 5.7 กราฟงานที่เกิดขึ้นในระบบของอาคารที่ได้รับการปรับปรุงแบบ  
ตามหลักการสมดุลพลังงาน รอบที่#1 โครงสร้าง G01

ตารางที่ 5.8 รายละเอียดหน้าตัดกำแพงรับแรงเฉือนของโครงสร้าง G02 จากกระบวนการ  
ปรับปรุงแบบ รอบที่#1

กำแพงรับแรงเฉือน	ช่วงชั้น	ปริมาณเหล็กยื่น (%)	กำแพงรับแรงเฉือน	ช่วงชั้น	ปริมาณเหล็กยื่น (%)
CORE1	F-2	0.90	CORE2	F-2	0.35
	2-4	0.75		2-R	0.25
	4-6	0.50	CORE3	F-2	0.35
	6-R	0.25		2-R	0.25

### กระบวนการปรับปรุงแบบรอบที่# 2:

หลังจากนำแบบที่ทำการปรับปรุงในรอบที่ 1 มาวิเคราะห์ด้วยวิธีสถิตไม่เชิงเส้น พบว่าอาคารมีกำลังความต้านทานที่ดีขึ้น จากรูปที่ 5.8 แสดงผลจากการตรวจสอบงานของระบบซึ่งพบว่าระยะการเคลื่อนตัวของยอดอาคารอยู่ต่ำกว่าเกณฑ์การเคลื่อนตัวที่ระดับ LS ซึ่งชี้ให้เห็นว่ามีแนวโน้มที่จะสามารถปรับลดกำลังความต้านทานลงได้ ดังนั้นจึงเริ่มการปรับปรุงแบบอาคารในครั้งที่ 2 โดยพิจารณาลดกำลังต้านทานในชั้นส่วนรับแรงเฉือน ส่วนในเสาพบว่าระดับความเสียหายยังไม่เกินเกณฑ์ที่ระดับ LS เช่นเดิม แสดงรายละเอียดการปรับปรุงแบบรอบที่ 2 ดังตารางที่ 5.9



รูปที่ 5.8 กราฟงานที่เกิดขึ้นในระบบของอาคารที่ได้รับการปรับปรุงแบบตามหลักการสมดุลพลังงาน รอบที่#2 โครงสร้าง G02

ตารางที่ 5.9 รายละเอียดหน้าตัดกำแพงรับแรงเฉือน จากกระบวนการปรับปรุงแบบ รอบที่#2

กำแพงรับแรงเฉือน	ช่วงชั้น	ปริมาณเหล็กยื่น (%)	กำแพงรับแรงเฉือน	ช่วงชั้น	ปริมาณเหล็กยื่น (%)
CORE1	F-2	0.90	CORE2	F-2	0.35
	2-4	0.50		2-R	0.25
	4-6	0.375	CORE3	F-2	0.35
	6-R	0.25		2-R	0.25

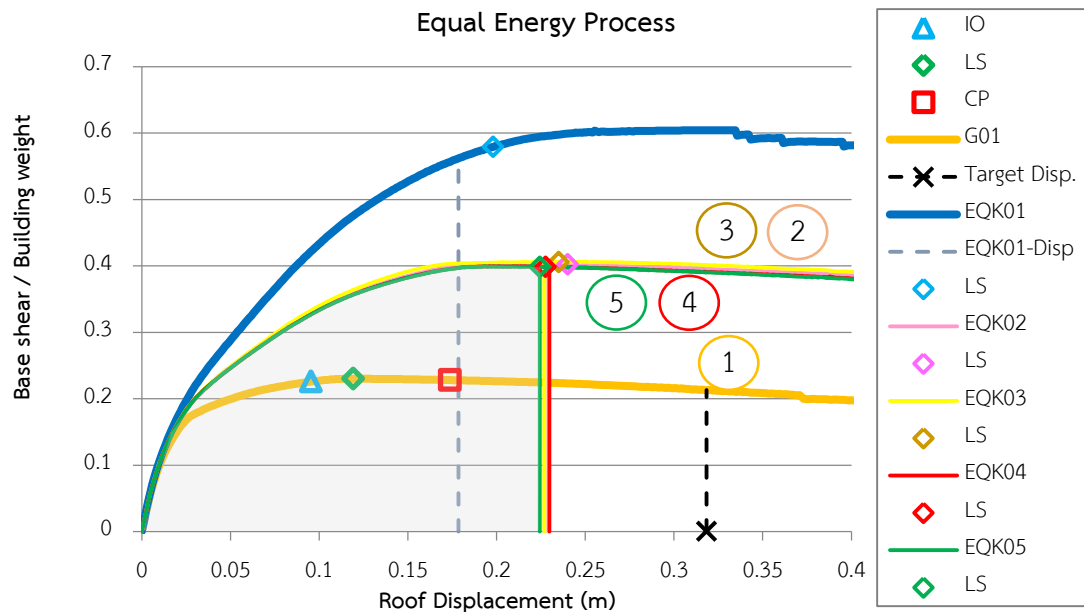
### กระบวนการปรับปรุงแบบรอบที่# 5:

หลังจากนำแบบที่ทำการปรับปรุงในรอบที่ 4 มาวิเคราะห์ด้วยวิธีสถิติไม่เชิงเส้น พบว่าผลการตรวจสอบงานของระบบแสดงให้เห็นว่าระยะการเคลื่อนตัวของอาคารอยู่ในเกณฑ์ความเสียหายระดับ LS พอดี แสดงรายละเอียดการปรับปรุงแบบในรอบที่ 4 ดังตารางที่ 5.10 แสดงผลจากการตรวจสอบงานในกระบวนการปรับปรุงแบบรอบที่ 5 ดังรูปที่ 5.9

ลำดับถัดไปจึงทำการตรวจสอบกำลังความต้านทานต่อแรงเฉือน พบว่าปริมาณเหล็กเสริมตามขวางในเสาและกำแพงรับแรงเฉือนมีกำลังต้านทานที่เพียงพอในการวิเคราะห์โครงสร้างด้วยวิธีสถิติไม่เชิงเส้น ดังนั้นจึงเข้าสู่กระบวนการวิเคราะห์ด้วยวิธีพลศาสตร์ไม่เชิงเส้นพร้อมทั้งประเมินความเสียหายของชิ้นส่วนเสาและกำแพงรับแรงเฉือนตามเกณฑ์การประเมิน ASCE41-13 ตารางที่ 5.11 แสดงผลการประเมินความเสียหายของชิ้นส่วนที่ได้รับการออกแบบตามหลักการสมดุลพลังงาน

ตารางที่ 5.10 รายละเอียดหน้าตัดกำแพงรับแรงเฉือน จากกระบวนการปรับปรุงแบบ รอบที่#4

กำแพงรับแรงเฉือน	ช่วงชั้น	ปริมาณเหล็กยื่น (%)	รายละเอียดเหล็กเสริมตามขวาง
CORE1	F-2	0.90	RB9@0.10m
	2-4	0.70	RB9@0.30m
	4-6	0.25	RB9@0.30m
	6-R	0.25	RB9@0.30m
CORE2	F-2	0.35	RB9@0.30m
	2-4	0.25	RB9@0.30m
	4-6	0.25	RB9@0.30m
	6-R	0.25	RB9@0.30m
CORE3	F-2	0.35	RB9@0.30m
	2-4	0.25	RB9@0.30m
	4-6	0.25	RB9@0.30m
	6-R	0.25	RB9@0.30m



รูปที่ 5.9 กราฟงานที่เกิดขึ้นในระบบของอาคารที่ได้รับการปรับปรุงแบบ  
ตามหลักการสมดุลพลังงาน รอบที่#5 โครงสร้าง G05

ตารางที่ 5.11 ผลการประเมินค่ามูมหมุนของชั้นส่วนเปรียบเทียบกับระดับความเสียหาย LS จาก  
กระบวนการปรับปรุงแบบอาคารด้วยวิธีพลศาสตร์ไม่เชิงเส้นแบบผสมตามหลักการของสมดุล  
พลังงาน

ลำดับ	ตำแหน่ง	ช่วงชั้น	ค่าเฉลี่ยมูมหมุน พลาสต์ิก (เรตียน)	เกณฑ์มูมหมุน พลาสต์ิก ระดับ LS	D/C ratio	ผลประเมิน
1	CORE1 5-Y	1-2	0.0036	0.0038	0.94	ผ่านเกณฑ์
2	CORE1 4-Y	1-2	0.0040	0.0038	1.00	ผ่านเกณฑ์
3	CORE1 4-Y	2-3	0.0032	0.0038	0.84	ผ่านเกณฑ์
4	CORE1 4-Y	4-5	0.0031	0.0038	0.81	ผ่านเกณฑ์
5	CORE1 5-Y	4-5	0.0049	0.0059	0.83	ผ่านเกณฑ์
6	CORE1 5-Y	2-3	0.0048	0.0059	0.82	ผ่านเกณฑ์
7	CORE3 3-Y	1-2	0.0032	0.0074	0.43	ผ่านเกณฑ์
8	CORE2 3-Y	1-2	0.0031	0.0074	0.42	ผ่านเกณฑ์
9	CORE2 2-X	1-2	0.0018	0.0034	0.54	ผ่านเกณฑ์
10	CORE2 1-X	1-2	0.0018	0.0035	0.51	ผ่านเกณฑ์



### 5.3 เปรียบเทียบผลลัพธ์จากกระบวนการปรับปรุงแบบ

จากการปรับปรุงแบบอาคารนอกจากจะนำเสนอผลการประเมินความเสียหายของโครงสร้างและชิ้นส่วนแล้ว ยังสามารถแสดงผลเปรียบเทียบในรูปของปริมาณการเสริมเหล็กที่เปลี่ยนแปลงไป รวมถึงระยะเวลาที่ใช้ในกระบวนการปรับปรุงแบบได้ด้วยเช่นกัน

#### 5.3.1 รายละเอียดการเสริมเหล็กที่ได้รับการปรับปรุง

จากกระบวนการปรับปรุงแบบอาคาร พบว่าอาคารที่ได้รับการปรับปรุงแบบโดยกระบวนการออกแบบซ้ำด้วยวิธีลองผิดลองถูกและอาคารที่ได้รับการปรับปรุงแบบโดยวิธีพลศาสตร์ไม่เชิงเส้นแบบผสมตามหลักการของสมดุลพลังงานมีรายละเอียดการเสริมเหล็กแบบเดียวกัน ทั้งปริมาณเหล็กยื่นและปริมาณเหล็กเสริมตามขวางในโครงสร้างเสาและกำแพงรับแรงเฉือน สามารถแสดงผลเปรียบเทียบปริมาณการเสริมเหล็กระหว่างอาคารที่ได้รับการออกแบบให้รับแรงแผ่นดินไหวตามมาตรฐาน มยผ.1302 (ก่อนการปรับปรุง) กับอาคารที่ได้รับการปรับปรุงแบบให้มีสมรรถนะอาคารเป็นไปตามเป้าหมาย (หลังการปรับปรุง) ดังตารางต่อไปนี้

ตารางที่ 5.12 แสดงปริมาณการเสริมเหล็กในเสา พบว่าปริมาณเหล็กยื่นในเสาไม่มีการเปลี่ยนแปลง เนื่องจากสำหรับกรณีอาคารวิจัยนี้พบว่าผลรวมของแรงที่ควบคุมการออกแบบปริมาณเหล็กในเสา คือ ผลรวมแรงเนื่องจากการแบกทานน้ำหนักบรรทุกทุกในแนวตั้งของอาคารเป็นหลัก ดังนั้นรายละเอียดการเสริมเหล็กยื่นในเสาเพื่อด้านทานต่อแรงแผ่นดินไหวจึงมีปริมาณเท่ากับปริมาณการเสริมเหล็กเพื่อแบกรับน้ำหนักอาคาร ไม่สามารถทำการลดปริมาณเหล็กยื่นลงได้ ทั้งที่ผลการวิเคราะห์แสดงให้เห็นถึงกำลังความต้านทานของเสาที่มีระดับสมรรถนะสูงกว่าเป้าหมายอยู่มาก (ระดับ IO) ในส่วนของเหล็กเสริมตามขวางถึงแม้ว่าจะไม่มีการลดขนาดของเหล็กเสริมตามขวางลง แต่ด้วยการปรับเปลี่ยนรายละเอียดการให้ความเหนียวจากรายละเอียดความเหนียวตามข้อกำหนดรับแรงแผ่นดินไหว (Ductile reinforcement) มาเป็นรายละเอียดความเหนียวปกติ (Non-ductile reinforcement) จึงทำให้ปริมาณเหล็กที่ใช้ในโครงสร้างเสาลดลงจากเดิมถึง 30% โดยประมาณ แสดงดังตารางที่ 5.13

ตารางที่ 5.12 ปริมาณการเสริมเหล็กในเสาก่อนและหลังการปรับปรุงแบบอาคาร

เสา	ช่วงชั้น	ปริมาณเหล็กยื่น (%)		รายละเอียดเหล็กปลอก	
		ก่อน / หลัง	ก่อน	หลัง	
C2	F-4	1.37	Ductile	Non-ductile	
	4-R	1.06	Ductile	Non-ductile	
C3	F-1	2.51	Ductile	Non-ductile	
	1-2	1.61	Ductile	Non-ductile	
	2-5	1.37	Ductile	Non-ductile	
	5-R	1.06	Ductile	Non-ductile	
C3B	F-1	2.51	Ductile	Non-ductile	
	1-4	1.61	Ductile	Non-ductile	
	4-R	1.06	Ductile	Non-ductile	
C3C	F-3	2.51	Ductile	Non-ductile	
	3-R	1.06	Ductile	Non-ductile	
C4	F-2	3.93	Ductile	Non-ductile	
	2-3	2.51	Ductile	Non-ductile	
	3-5	1.61	Ductile	Non-ductile	
	5-R	1.06	Ductile	Non-ductile	

ตารางที่ 5.13 เปรียบเทียบผลจากการปรับปรุงแบบอาคารในเสา

ชิ้นส่วน	ปริมาณเหล็กยื่น (กก.)		ปริมาณเหล็กเสริมตามขวาง (กก.)	
	ก่อน	หลัง	ก่อน	หลัง
เสา	22,946	22,946	14,052	9,836
เปรียบเทียบ	ลดลง 0 กก. (0%)		ลดลง 4,216 กก. (30%)	

ตารางที่ 5.14 แสดงปริมาณการเสริมเหล็กในกำแพงรับแรงเฉือน พบว่าสามารถลดปริมาณเหล็กยื่นในโครงสร้างลงได้อย่างมีนัยสำคัญ สังเกตได้ว่ากำแพงรับแรงเฉือนในบางตำแหน่งสามารถลดปริมาณเหล็กลงมาได้ถึงระดับปริมาณการเสริมเหล็กขั้นต่ำสุดที่ในการแบกทานน้ำหนักบรรทุกของโครงสร้าง แสดงให้เห็นว่าการออกแบบด้วยวิธีเชิงเส้นตามที่มาตรฐานกำหนดอาจทำให้มีกำลังต้านทานมากจนเกินความจำเป็น ส่วนเหล็กเสริมตามขวางพบว่าสามารถปรับลดปริมาณเหล็กได้ทั้ง

ขนาดและระยะเวลาเสริมเหล็ก โดยสรุปการปรับปรุงแบบโครงสร้างกำแพงรับแรงเฉือนสามารถลดปริมาณของเหล็กยื่นลงได้ถึง 52% และลดปริมาณของเหล็กเสริมตามขวางลงได้ถึง 54% แสดงดังตารางที่ 5.15

ตารางที่ 5.14 ปริมาณการเสริมเหล็กในกำแพงรับแรงเฉือนก่อนและหลังการปรับปรุงแบบอาคาร

กำแพงรับแรงเฉือน	ช่วงชั้น	ปริมาณเหล็กยื่น (%)		ปริมาณเหล็กเสริมตามขวาง (%)	
		ก่อน	หลัง	ก่อน	หลัง
CORE1	F-2	1.50	0.90	0.70	0.85
	2-4	1.25	0.70	0.70	0.28
	4-6	0.70	0.25	0.70	0.28
	6-R	0.25	0.25	0.70	0.28
CORE2	F-2	2.00	0.35	0.70	0.28
	2-4	1.50	0.25	0.70	0.28
	4-6	0.90	0.25	0.70	0.28
	6-R	0.25	0.25	0.70	0.28
CORE3	F-2	1.15	0.35	0.70	0.28
	2-4	0.75	0.25	0.70	0.28
	4-6	0.25	0.25	0.70	0.28
	6-R	0.25	0.25	0.70	0.28

ตารางที่ 5.15 เปรียบเทียบผลจากการปรับปรุงแบบอาคารในกำแพงรับแรงเฉือน

กำแพงรับแรงเฉือน	ปริมาณเหล็กยื่น (กก.)		ปริมาณเหล็กเสริมตามขวาง (กก.)	
	ก่อน	หลัง	ก่อน	หลัง
CORE1	5,021	2,951	31,058	16,400
CORE2	3,609	1,016	18,582.5	7,526
CORE3	1,911	1,016	18,582.5	7,526
น้ำหนักรวม	10,541	4,982	68,223	31,452
เปรียบเทียบ	ลดลง 5,560 กก. (52%)		ลดลง 36,771 กก. (54%)	

### 5.3.2 ระยะเวลาที่ใช้ในกระบวนการปรับปรุงแบบ

ในกระบวนการปรับปรุงแบบทั้ง 2 กระบวนการ เพื่อให้ได้ผลการประเมินความเสียหายที่มีความน่าเชื่อถือและพฤติกรรมของอาคารใกล้เคียงจริงภายใต้แรงกระทำจากแผ่นดินไหว จำเป็นต้องอาศัยการวิเคราะห์โครงสร้างด้วยวิธีพลศาสตร์ไม่เชิงเส้นดังที่กล่าวถึงความสำคัญไว้ก่อนแล้ว สำหรับกรณีศึกษานี้เลือกใช้ความละเอียดการวิเคราะห์ในเชิงเวลา (Time Step) ที่ระดับ  $\Delta t = 0.00005$  วินาที จากการประมวลผลด้วยโปรแกรม Perform3D พบว่าการวิเคราะห์แบบพลศาสตร์ไม่เชิงเส้นด้วยข้อมูลคลื่นจำนวน 12 ชุด ใน 1 รอบ ใช้ระยะเวลา 240 นาที (4 ชั่วโมง) โดยประมาณ ส่วนการวิเคราะห์แบบสถิตไม่เชิงเส้น ใน 1 รอบ ใช้ระยะเวลา 15 นาทีโดยประมาณ สามารถสรุประยะเวลาที่ใช้ในกระบวนการปรับปรุงแบบได้ดังตารางที่ 5.16-ตารางที่ 5.17

จากข้อมูลดังกล่าวทำให้ทราบว่า ระยะเวลาที่ใช้ในการวิเคราะห์โครงสร้างของกระบวนการออกแบบซ้ำด้วยวิธีสองมิติสองถูกใช้เวลารวม 1,920 นาที ส่วนวิธีพลศาสตร์ไม่เชิงเส้นแบบผสมใช้เวลารวม 555 นาที ซึ่งใช้เวลาน้อยกว่าถึง 3.5 เท่าโดยประมาณ ดังนั้นกระบวนการปรับปรุงแบบโดยวิธีพลศาสตร์ไม่เชิงเส้นแบบผสมตามหลักการสมดุลพลังงานสามารถลดระยะเวลาที่ใช้ในการวิเคราะห์โครงสร้างได้มากกว่าโดยที่ยังคงได้ผลลัพธ์จากการปรับปรุงแบบที่เหมือนกัน

สำหรับปัจจัยที่ส่งผลกระทบต่อระยะเวลาในการวิเคราะห์โครงสร้างแบบพลศาสตร์ไม่เชิงเส้น มีอยู่ด้วยกันหลายปัจจัย เช่น ความละเอียดเชิงเวลาที่ใช้ในการคำนวณ ความยาวของข้อมูลคลื่นที่ได้รับจากฐานข้อมูล PEER ลักษณะความไม่สม่ำเสมอของโครงสร้าง รวมถึงประสิทธิภาพในการประมวลผลของระบบคอมพิวเตอร์ เป็นต้น

(ในงานวิจัยกำหนดใช้โปรแกรมวิเคราะห์โครงสร้าง Perform3D version 5.0.0 และคอมพิวเตอร์รุ่น Corei7-6700K CPU@ 4.00GHz)

กำหนดให้      NDP      คือ การวิเคราะห์วิธีพลศาสตร์ไม่เชิงเส้น (Nonlinear Dynamic Analysis)  
                       NSP      คือ การวิเคราะห์สถิตไม่เชิงเส้น (Nonlinear Static Pushover Analysis)

ตารางที่ 5.16 ระยะเวลาในการปรับปรุงแบบโดยกระบวนการออกแบบซ้ำด้วยวิธีสองมิติสองตุก

ขั้นตอน	1	2	3	4	5	6	7	8	รวม
	NDP	NDP	NDP	NDP	NDP	NDP	NDP	NDP	
เวลา (นาที)	240	240	240	240	240	240	240	240	1,920

ตารางที่ 5.17 ระยะเวลาในการปรับปรุงแบบโดยวิธีพลศาสตร์ไม่เชิงเส้นแบบผสมตามหลักการ  
 ของสมดุลพลังงาน

ขั้นตอน	1	2	3	4	5	6	7	รวม
	NDP	NSP	NSP	NSP	NSP	NSP	NDP	
เวลา (นาที)	240	15	15	15	15	15	240	555

## บทที่ 6

### สรุปผลการวิจัย

ในงานวิจัยนี้ได้ศึกษาแนวทางในการปรับปรุงการออกแบบอาคารสำหรับต้านทานแผ่นดินไหวด้วยการวิเคราะห์พลศาสตร์ไม่เชิงเส้นโดยคำนึงถึงสมรรถนะของอาคารให้มีความต้านทานแผ่นดินไหวได้ตามมาตรฐานสากล อาคารตัวอย่างในการศึกษาเป็นอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีองค์ประกอบกำแพงรับแรงเฉือนสูง 8 ชั้น บนพื้นที่จังหวัดทางภาคเหนือของประเทศไทย แบ่งการศึกษาอาคารออกเป็น 2 กรณี ได้แก่ อาคารตัวอย่างที่ไม่มีการออกแบบให้รับแรงแผ่นดินไหว และอาคารตัวอย่างที่มีการออกแบบให้รับแรงแผ่นดินไหว ได้รับการออกแบบตามมาตรฐาน ACI318 โดยคิดผลรวมของแรงแผ่นดินไหวตามมาตรฐาน มยผ.1302

สำหรับการวิเคราะห์และประเมินความเสียหายของโครงสร้างภายใต้แรงกระทำจากแผ่นดินไหว เลือกใช้เกณฑ์การประเมินค่ามูมหมุนพลาสติกตามมาตรฐาน ASCE41-13 กำหนดระดับความเสียหายที่ยอมให้เกิดขึ้นได้ไม่เกินระดับความปลอดภัยต่อชีวิต (Life Safety Level, LS) เป็นผลให้ภาพรวมสมรรถนะของอาคารอยู่ในระดับ LS ภายใต้ความรุนแรงของแผ่นดินไหวระดับออกแบบ (Design Basic Earthquake, DBE) อันเป็นสมรรถนะในการต้านทานแผ่นดินไหวตามมาตรฐานสากล งานวิจัยกำหนดใช้ข้อมูลคลื่นแผ่นดินไหวในเหตุการณ์จริงจำนวน 12 ชุด จากฐานข้อมูลแผ่นดินไหวในอดีต โดยคลื่นทั้งหมดได้รับการปรับค่าความเร่งคลื่นแผ่นดินไหวให้สอดคล้องกับสเปกตรัมการออกแบบอาคาร เพื่อนำไปใช้ในการวิเคราะห์พฤติกรรมของโครงสร้างแบบพลศาสตร์ไม่เชิงเส้น

กระบวนการปรับปรุงแบบที่นำเสนอในงานวิจัยมีจำนวน 2 กระบวนการ ได้แก่ กระบวนการปรับปรุงการออกแบบอาคารโดยการออกแบบซ้ำด้วยวิธีลองผิดลองถูก และกระบวนการปรับปรุงการออกแบบอาคารโดยวิธีพลศาสตร์ไม่เชิงเส้นแบบผสมตามหลักการสมดุลพลังงาน ทั้ง 2 กระบวนการมีหลักการที่ใช้ในการปรับปรุงแบบร่วมกัน คือ เริ่มต้นกระบวนการด้วยการประเมินสมรรถนะของอาคารตัวอย่างด้วยวิธีพลศาสตร์ไม่เชิงเส้นเพื่อทำให้ทราบถึงระดับความเสียหายของอาคาร จากนั้นจึงเข้าสู่กระบวนการปรับปรุงในรายละเอียดของแบบอาคาร โดยพิจารณาปรับปรุงแบบอาคารในส่วนที่อาจมีความไม่ปลอดภัยด้วยการเพิ่มกำลังความต้านทานของชิ้นส่วน หรือในทางกลับกันทำการลดกำลังความต้านทานของชิ้นส่วนหากพบว่ามีความปลอดภัยเกินความจำเป็น ทั้งนี้ในการเพิ่มหรือลดกำลังความต้านทานของชิ้นส่วน ได้เลือกทำเฉพาะการปรับเปลี่ยนปริมาณเหล็กเสริมหลักและรองในโครงสร้างกำแพงรับแรงเฉือนและเสาเพื่อไม่ให้เกิดผลกระทบต่อสติฟเนสของอาคาร

สำหรับกระบวนการปรับปรุงแบบแรก เลือกทำการปรับปรุงแบบให้แก่อาคารที่มีการออกแบบรับแรงแผ่นดินไหวตามมาตรฐาน ในขั้นตอนการปรับเปลี่ยนรายละเอียดการเสริมเหล็กในอาคารจะใช้การลองผิดลองถูก ผู้ออกแบบจึงต้องใช้ดุลยพินิจร่วมกับประสบการณ์ในการปรับปรุงออกแบบ สำหรับกระบวนการปรับปรุงแบบที่สอง ได้เสนอการประยุกต์ใช้หลักการสมดุลพลังงาน ร่วมกับการวิเคราะห์โครงสร้างแบบสถิตไม่เชิงเส้น เพื่อหารูปแบบการเสริมเหล็กในโครงสร้างที่ทำให้อาคารมีสมรรถนะและกำลังต้านทานต่อแรงแผ่นดินไหวได้ตามเป้าหมาย จึงสามารถปรับปรุงแบบได้อย่างเป็นระบบกว่า

ในส่วนของผลการประเมินสมรรถนะของอาคารหลังผ่านกระบวนการปรับปรุงแบบ สำหรับกระบวนการปรับปรุงแบบวิธีแรกพบว่า ในกรณีศึกษา นี้ อาคารที่มีการออกแบบรับแรงแผ่นดินไหวตามมาตรฐานมีกำลังความต้านทานของโครงสร้างที่ติดอยู่แล้ว จึงทำการปรับลดปริมาณการเสริมเหล็กในโครงสร้างลงเป็นผลให้กำลังความต้านทานของอาคารลดลงจนได้สมรรถนะของอาคารอยู่ในเกณฑ์ความเสียหายตามเป้าหมาย สำหรับกระบวนการปรับปรุงแบบวิธีที่สอง เมื่อนำอาคารที่ไม่มีการออกแบบให้รับแรงแผ่นดินไหวมาวิเคราะห์ด้วยวิธีพลศาสตร์ไม่เชิงเส้นพบว่า มีชิ้นส่วนในอาคารเกิดความเสียหายเนื่องจากแรงดัดหลายตำแหน่ง จึงทำการเสริมกำลังความต้านทานของชิ้นส่วนด้วยการเพิ่มปริมาณเหล็กยื่น จนกระทั่งมีผลการประเมินสมรรถนะของอาคารอยู่ในเกณฑ์ความเสียหายตามเป้าหมายในที่สุด ทั้งนี้ผลลัพธ์ที่ได้จากการปรับปรุงแบบทั้ง 2 กระบวนการพบว่ารายละเอียดการเสริมเหล็กในอาคารทั้ง 2 อาคารเป็นแบบเดียวกันโดยมีภาพรวมความเสียหายของอาคารอยู่ในระดับ LS ตำแหน่งที่เกิดความเสียหายมากที่สุดอยู่ที่บริเวณกำแพงรับแรงเฉือนตำแหน่ง CORE1 ช่วงชั้นที่ 1-4 ส่วนโครงสร้างเสาพบว่า มีกำลังความต้านทานที่เหมาะสมอยู่แล้ว

ในส่วนของผลเปรียบเทียบปริมาณการเสริมเหล็กระหว่างอาคารที่ออกแบบตามมาตรฐานกับอาคารที่ได้รับการปรับปรุงแบบให้มีสมรรถนะตามเป้าหมายพบว่า ในโครงสร้างเสาสามารถลดปริมาณเหล็กปลอกลงได้ถึง 30% จากการให้รายละเอียดความเหนียวปกติ แต่ไม่สามารถทำการลดปริมาณเหล็กยื่นลงได้เนื่องจากเป็นปริมาณการเสริมเหล็กขั้นต่ำสำหรับการแบกทานน้ำหนักบรรทุกของโครงสร้าง ส่วนโครงสร้างกำแพงรับแรงเฉือนสามารถลดปริมาณของเหล็กยื่นลงได้ถึง 52% และลดปริมาณของเหล็กเสริมตามขวางลงได้ถึง 54%

สำหรับระยะเวลาที่ใช้ในกระบวนการปรับปรุงแบบอาคาร พบว่ากระบวนการปรับปรุงแบบโดยวิธีพลศาสตร์ไม่เชิงเส้นแบบผสมตามหลักการของสมดุลพลังงานสามารถลดจำนวนรอบการวิเคราะห์โครงสร้างแบบพลศาสตร์ไม่เชิงเส้นลงได้เป็นผลให้ระยะเวลาที่ใช้ในการวิเคราะห์โครงสร้างลดลงอย่างมีนัยสำคัญ

ผลการศึกษาเกี่ยวกับอาคารตัวอย่างข้างต้นพอสรุปได้ว่าการออกแบบอาคารด้านทานแผ่นดินไหวตามมาตรฐานของไทยในปัจจุบันซึ่งใช้หลักการวิเคราะห์ด้วยวิธีการพลศาสตร์เชิงเส้นอาจทำให้อาคารมีกำลังต้านทานแผ่นดินไหวเกินความจำเป็น จึงเป็นการสิ้นเปลืองต้นทุนวัสดุและค่าแรงก่อสร้าง ด้วยการปรับปรุงแบบของอาคารโดยวิธีพลศาสตร์ไม่เชิงเส้นนับว่าเป็นอีกแนวทางหนึ่งที่ทำให้สามารถจัดการกำลังความต้านทานของวัสดุได้อย่างมีประสิทธิภาพ นำไปสู่การประหยัดวัสดุและค่าแรงก่อสร้างได้อย่างมีนัยสำคัญ โดยอาคารที่ได้รับการปรับปรุงยังคงมีระดับสมรรถนะในการต้านทานแผ่นดินไหวได้ตามมาตรฐานสากล





## รายการอ้างอิง

- ACI318. (2011). Building code requirements for structural concrete (318-11) and commentary-(318R-11). American Concrete Institute.
- ASCE41. (2013). Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings (ASCE/SEI41-13). Reston, Virginia: American Society of Civil Engineers.
- Computers and Structures, I. (2011). Components and Elements for Perform-3D and Perform-Collapse. (Version 5.0.0). Berkeley, California.
- Computers and Structures, I. (2014). User's Guide: ETABS (Version 2015). USA.
- Deierlein, G. G., Reinhorn, A. M., & Willford, M. R. (2010). Nonlinear structural analysis for seismic design. *NEHRP Seismic Design Technical Brief No. 4*.
- Fragiadakis, M., & Papadrakakis, M. (2008). Performance-based optimum seismic design of reinforced concrete structures. *Earthquake engineering & structural dynamics*, 37(6), 825-844.
- Ganzerli, S., Pantelides, C. P., & Reaveley, L. (2000). Performance-based design using structural optimization. *Earthquake engineering & structural dynamics*, 29(11), 1677-1690.
- Hajirasouliha, I., Asadi, P., & Pilakoutas, K. (2012). An efficient performance-based seismic design method for reinforced concrete frames. *Earthquake engineering & structural dynamics*, 41(4), 663-679.
- Haselton, C. B. (2008). *Beam-column element model calibrated for predicting flexural response leading to global collapse of RC frame buildings*: Pacific Earthquake Engineering Research Center.
- Mander, J. B., Priestley, M. J., & Park, R. (1988). Theoretical stress-strain model for confined concrete. *Journal of structural engineering*, 114(8), 1804-1826.
- Moehle, J., Bozorgnia, Y., Jayaram, N., Jones, P., Rahnema, M., Shome, N., . . . Zareian, F. (2011). Case studies of the seismic performance of tall buildings designed by alternative means. *PEER Report*, 5.
- Paulay, T., & Priestley, M. (1992). *Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings*.

- Taylor, A. W., SE, FACI. (2015). *Performance Based Seismic Design of Reinforced Concrete Structures with ACI 318-14*. Paper presented at the Structures Congress 2015.
- Zou, X.-K., & Chan, C.-M. (2005). Optimal seismic performance-based design of reinforced concrete buildings using nonlinear pushover analysis. *Engineering structures*, 27(8), 1289-1302.
- กรมโยธาธิการและผังเมือง. (2550). มาตรฐานการคำนวณแรงลมและการตอบสนองของอาคาร (มยผ.1311-50). กรุงเทพมหานคร: กระทรวงมหาดไทย.
- กรมโยธาธิการและผังเมือง. (2552). ปรัชญาและหลักการประมวลข้อบังคับการออกแบบอาคารตามสมรรถนะ. กรุงเทพมหานคร: กระทรวงมหาดไทย.
- กรมโยธาธิการและผังเมือง. (2552). มาตรฐานการออกแบบอาคารต้านทานการสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว (มยผ.1302-52). กรุงเทพมหานคร: กระทรวงมหาดไทย.
- กรมโยธาธิการและผังเมือง. (2554). มาตรฐานประกอบการออกแบบอาคารเพื่อต้านทานการสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว (มยผ.1301-54). กรุงเทพมหานคร: กระทรวงมหาดไทย.



ภาคผนวก

จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย  
CHULALONGKORN UNIVERSITY

## ภาคผนวก ก

### ลำดับการปรับปรุงการออกแบบอาคาร

ภายหลังจากอาคารเข้าสู่กระบวนการปรับปรุงแบบ ได้ทำการศึกษาพฤติกรรมของโครงสร้างในช่วงไม่เชิงเส้นด้วยโปรแกรม Perform3D ผลการวิเคราะห์ค่ามูมหมุนพลาสติกจากขั้นตอนการวิเคราะห์แบบสถิตไม่เชิงเส้นและแบบพลศาสตร์ไม่เชิงเส้นถูกนำมาใช้ในการเลือกปรับปรุงกำลังความต้านทานของชิ้นส่วนเสาและกำแพงรับแรงเฉือนจากการปรับเปลี่ยนปริมาณการเสริมเหล็กหลักและรองในชิ้นส่วน โดยมีเป้าหมายเพื่อให้อาคารมีสมรรถนะอยู่ในเกณฑ์ความเสียหายระดับ LS ตามที่มาตรฐาน ASCE41-13 กำหนด สามารถแสดงลำดับการปรับปรุงแบบอาคารจากกระบวนการออกแบบซ้ำด้วยวิธีลองผิดลองถูก และกระบวนการออกแบบด้วยวิธีพลศาสตร์ไม่เชิงเส้นแบบผสม ในทุกรอบการปรับปรุงดังต่อไปนี้

#### ก.1 ลำดับการปรับปรุงแบบอาคารจากกระบวนการออกแบบซ้ำด้วยวิธีลองผิดลองถูก

การปรับปรุงแบบโดยกระบวนการออกแบบซ้ำด้วยวิธีลองผิดลองถูก มีจำนวนรอบการปรับปรุงแบบทั้งหมด 8 รอบ กำหนดให้โครงสร้าง EQK0i แทนแบบอาคารที่ได้จากการปรับปรุงแบบในรอบที่ i แสดงรายละเอียดในขั้นตอนการปรับปรุงแบบด้วยปริมาณการเสริมเหล็กในกำแพงรับแรงเฉือนและผลการตรวจสอบค่ามูมหมุนพลาสติกในกำแพงรับแรงเฉือน

รอบที่ 1: โครงสร้าง EQK01

ตารางที่ ก.1 รายละเอียดหน้าตัดกำแพงรับแรงเฉือนของโครงสร้าง EQK01

กำแพงรับแรงเฉือน	ช่วงชั้น	ปริมาณเหล็กยื่น (%)	รายละเอียดเหล็กเสริมตามขวาง
CORE1	F-2	1.50	DB10@0.15m
	2-4	1.25	DB10@0.15m
	4-6	0.70	DB10@0.15m
	6-R	0.25	DB10@0.15m
CORE2	F-2	2.00	DB10@0.15m
	2-4	1.50	DB10@0.15m
	4-6	0.90	DB10@0.15m
	6-R	0.25	DB10@0.15m
CORE3	F-2	1.15	DB10@0.15m
	2-4	0.75	DB10@0.15m
	4-6	0.25	DB10@0.15m
	6-R	0.25	DB10@0.15m

ตารางที่ ก.2 ผลการประเมินค่ามุมหมุนชั้นส่วนกำแพงรับแรงเฉือนของโครงสร้าง EQK01

ลำดับ	ตำแหน่ง	ช่วงชั้น	ค่าเฉลี่ยมุม หมุนพลาสติก (เรเดียน)	เกณฑ์มุมหมุน พลาสติก ระดับ LS	D/C ratio	ผลประเมิน
1	CORE1 4-Y	1-2	0.0033	0.0038	0.88	ผ่านเกณฑ์
2	CORE1 5-Y	1-2	0.0030	0.0038	0.80	ผ่านเกณฑ์
3	CORE1 4-Y	2-3	0.0023	0.0038	0.62	ผ่านเกณฑ์
4	CORE1 5-Y	2-3	0.0023	0.0038	0.61	ผ่านเกณฑ์
5	CORE1 5-Y	4-5	0.0024	0.0043	0.56	ผ่านเกณฑ์
6	CORE1 4-Y	4-5	0.0023	0.0043	0.53	ผ่านเกณฑ์
7	CORE1 5-Y	F-1	0.0016	0.0038	0.41	ผ่านเกณฑ์
8	CORE1 4-Y	F-1	0.0015	0.0038	0.39	ผ่านเกณฑ์
9	CORE1 5-Y	5-6	0.0012	0.0043	0.28	ผ่านเกณฑ์
10	CORE1 4-X	5-6	0.0010	0.0043	0.24	ผ่านเกณฑ์

รอบที่ 2: โครงสร้าง EQK02

ตารางที่ ก.3 รายละเอียดหน้าตัดกำแพงรับแรงเฉือนของโครงสร้าง EQK02

กำแพงรับแรงเฉือน	ช่วงชั้น	ปริมาณเหล็กยื่น (%)	รายละเอียดเหล็กเสริมตามขวาง
CORE1	F-2	0.30	RB9@0.10m
	2-4	0.25	RB9@0.30m
	4-6	0.25	RB9@0.30m
	6-R	0.25	RB9@0.30m
CORE2	F-2	0.35	RB9@0.30m
	2-4	0.25	RB9@0.30m
	4-6	0.25	RB9@0.30m
	6-R	0.25	RB9@0.30m
CORE3	F-2	0.35	RB9@0.30m
	2-4	0.25	RB9@0.30m
	4-6	0.25	RB9@0.30m
	6-R	0.25	RB9@0.30m

ตารางที่ ก.4 ผลการประเมินค่ามูมหมุนขึ้นส่วนกำแพงรับแรงเฉือนของโครงสร้าง EQK02

ลำดับ	ตำแหน่ง	ช่วงชั้น	ค่าเฉลี่ยมูม หมุนพลาสติก (เรเดียน)	เกณฑ์มูมหมุน พลาสติก ระดับ LS	D/C ratio	ผลประเมิน
1	CORE1 4-Y	1-2	0.0066	0.0038	1.76	ไม่ผ่านเกณฑ์
2	CORE1 5-Y	1-2	0.0074	0.0038	1.96	ไม่ผ่านเกณฑ์
3	CORE1 4-Y	2-3	0.0040	0.0038	1.05	ไม่ผ่านเกณฑ์
4	CORE1 5-Y	2-3	0.0040	0.0038	1.06	ไม่ผ่านเกณฑ์
5	CORE1 4-Y	4-5	0.0022	0.0059	0.38	ผ่านเกณฑ์
6	CORE1 5-Y	4-5	0.0022	0.0059	0.38	ผ่านเกณฑ์
7	CORE2 1-X	1-2	0.0032	0.0075	0.43	ผ่านเกณฑ์
8	CORE2 2-X	1-2	0.0031	0.0075	0.41	ผ่านเกณฑ์
9	CORE2 3-Y	1-2	0.0023	0.0034	0.66	ผ่านเกณฑ์
10	CORE3 3-Y	1-2	0.0023	0.0035	0.66	ผ่านเกณฑ์

รอบที่ 3: โครงสร้าง EQK03

ตารางที่ ก.5 รายละเอียดหน้าตัดกำแพงรับแรงเฉือนของโครงสร้าง EQK03

กำแพงรับแรงเฉือน	ช่วงชั้น	ปริมาณเหล็กยื่น (%)	รายละเอียดเหล็กเสริมตามขวาง
CORE1	F-2	0.90	RB9@0.10m
	2-4	0.75	RB9@0.30m
	4-6	0.48	RB9@0.30m
	6-R	0.25	RB9@0.30m
CORE2	F-2	1.12	RB9@0.30m
	2-4	0.88	RB9@0.30m
	4-6	0.58	RB9@0.30m
	6-R	0.25	RB9@0.30m
CORE3	F-2	0.70	RB9@0.30m
	2-4	0.50	RB9@0.30m
	4-6	0.25	RB9@0.30m
	6-R	0.25	RB9@0.30m

ตารางที่ ก.6 ผลการประเมินค่ามูมหมุนขึ้นส่วนกำแพงรับแรงเฉือนของโครงสร้าง EQK03

ลำดับ	ตำแหน่ง	ช่วงชั้น	ค่าเฉลี่ยมูม หมุนพลาสติก (เรเดียน)	เกณฑ์มูมหมุน พลาสติก ระดับ LS	D/C ratio	ผลประเมิน
1	CORE1 4-Y	1-2	0.0043	0.0038	1.14	ไม่ผ่านเกณฑ์
2	CORE1 5-Y	1-2	0.0045	0.0038	1.19	ไม่ผ่านเกณฑ์
3	CORE1 4-Y	2-3	0.0029	0.0038	0.76	ผ่านเกณฑ์
4	CORE1 5-Y	2-3	0.0028	0.0038	0.75	ผ่านเกณฑ์
5	CORE1 4-Y	4-5	0.0023	0.0046	0.50	ผ่านเกณฑ์
6	CORE1 5-Y	4-5	0.0023	0.0046	0.50	ผ่านเกณฑ์
7	CORE2 1-X	1-2	0.0023	0.0070	0.32	ผ่านเกณฑ์
8	CORE2 2-X	1-2	0.0023	0.0070	0.33	ผ่านเกณฑ์
9	CORE2 3-Y	1-2	0.0013	0.0034	0.39	ผ่านเกณฑ์
10	CORE3 3-Y	1-2	0.0015	0.0035	0.44	ผ่านเกณฑ์

รอบที่ 4: โครงสร้าง EQK04

ตารางที่ ก.7 รายละเอียดหน้าตัดกำแพงรับแรงเฉือนของโครงสร้าง EQK04

EQK04กำแพงรับแรงเฉือน	ช่วงชั้น	ปริมาณเหล็กยื่น (%)	รายละเอียดเหล็กเสริมตามขวาง
CORE1	F-2	1.20	RB9@0.10m
	2-4	0.50	RB9@0.30m
	4-6	0.36	RB9@0.30m
	6-R	0.25	RB9@0.30m
CORE2	F-2	0.70	RB9@0.30m
	2-4	0.56	RB9@0.30m
	4-6	0.41	RB9@0.30m
	6-R	0.25	RB9@0.30m
CORE3	F-2	0.48	RB9@0.30m
	2-4	0.38	RB9@0.30m
	4-6	0.25	RB9@0.30m
	6-R	0.25	RB9@0.30m

ตารางที่ ก.8 ผลการประเมินค่ามุมหมุนชั้นส่วนกำแพงรับแรงเฉือนของโครงสร้าง EQK04

ลำดับ	ตำแหน่ง	ช่วงชั้น	ค่าเฉลี่ยมุม หมุนพลาสติก (เรเดียน)	เกณฑ์มุมหมุน พลาสติก ระดับ LS	D/C ratio	ผลประเมิน
1	CORE1 4-Y	1-2	0.0018	0.0038	0.47	ผ่านเกณฑ์
2	CORE1 5-Y	1-2	0.0026	0.0038	0.69	ผ่านเกณฑ์
3	CORE1 4-Y	2-3	0.0064	0.0038	1.70	ไม่ผ่านเกณฑ์
4	CORE1 5-Y	2-3	0.0061	0.0038	1.62	ไม่ผ่านเกณฑ์
5	CORE1 4-Y	4-5	0.0030	0.0052	0.57	ผ่านเกณฑ์
6	CORE1 5-Y	4-5	0.0030	0.0052	0.56	ผ่านเกณฑ์
7	CORE2 1-X	1-2	0.0026	0.0073	0.36	ผ่านเกณฑ์
8	CORE2 2-X	1-2	0.0026	0.0073	0.35	ผ่านเกณฑ์
9	CORE2 3-Y	1-2	0.0013	0.0034	0.37	ผ่านเกณฑ์
10	CORE3 3-Y	1-2	0.0012	0.0035	0.35	ผ่านเกณฑ์



รอบที่ 5: โครงสร้าง EQK05

ตารางที่ ก.9 รายละเอียดหน้าตัดกำแพงรับแรงเฉือนของโครงสร้าง EQK05

กำแพงรับแรงเฉือน	ช่วงชั้น	ปริมาณเหล็กยื่น (%)	รายละเอียดเหล็กเสริมตามขวาง
CORE1	F-2	1.05	RB9@0.10m
	2-4	0.62	RB9@0.30m
	4-6	0.31	RB9@0.30m
	6-R	0.25	RB9@0.30m
CORE2	F-2	0.47	RB9@0.30m
	2-4	0.41	RB9@0.30m
	4-6	0.33	RB9@0.30m
	6-R	0.25	RB9@0.30m
CORE3	F-2	0.36	RB9@0.30m
	2-4	0.31	RB9@0.30m
	4-6	0.25	RB9@0.30m
	6-R	0.25	RB9@0.30m

ตารางที่ ก.10 ผลการประเมินค่ามูมหมุนขึ้นส่วนกำแพงรับแรงเฉือนของโครงสร้าง EQK05

ถ้ำ ดับ	ตำแหน่ง	ช่วงชั้น	ค่าเฉลี่ยมูม หมุนพลาสติก (เรเดียน)	เกณฑ์มูมหมุน พลาสติก ระดับ LS	D/C ratio	ผลประเมิน
1	CORE1 5-Y	1-2	0.0022	0.0038	0.59	ผ่านเกณฑ์
2	CORE1 4-Y	1-2	0.0031	0.0038	0.83	ผ่านเกณฑ์
3	CORE1 4-Y	2-3	0.0046	0.0038	1.23	ไม่ผ่านเกณฑ์
4	CORE1 4-Y	4-5	0.0043	0.0038	1.15	ไม่ผ่านเกณฑ์
5	CORE1 5-Y	4-5	0.0037	0.0056	0.67	ผ่านเกณฑ์
6	CORE1 5-Y	2-3	0.0037	0.0056	0.66	ผ่านเกณฑ์
7	CORE3 3-Y	1-2	0.0028	0.0074	0.38	ผ่านเกณฑ์
8	CORE2 3-Y	1-2	0.0028	0.0074	0.38	ผ่านเกณฑ์
9	CORE2 2-X	1-2	0.0014	0.0034	0.42	ผ่านเกณฑ์
10	CORE2 1-X	1-2	0.0015	0.0035	0.42	ผ่านเกณฑ์

รอบที่ 6: โครงสร้าง EQK06

ตารางที่ ก.11 รายละเอียดหน้าตัดกำแพงรับแรงเฉือนของโครงสร้าง EQK06

กำแพงรับแรงเฉือน	ช่วงชั้น	ปริมาณเหล็กยื่น (%)	รายละเอียดเหล็กเสริมตามขวาง
CORE1	F-2	0.98	RB9@0.10m
	2-4	0.69	RB9@0.30m
	4-6	0.28	RB9@0.30m
	6-R	0.25	RB9@0.30m
CORE2	F-2	0.36	RB9@0.30m
	2-4	0.33	RB9@0.30m
	4-6	0.29	RB9@0.30m
	6-R	0.25	RB9@0.30m
CORE3	F-2	0.35	RB9@0.30m
	2-4	0.28	RB9@0.30m
	4-6	0.25	RB9@0.30m
	6-R	0.25	RB9@0.30m

ตารางที่ ก.12 ผลการประเมินค่ามุมหมุนชิ้นส่วนกำแพงรับแรงเฉือนของโครงสร้าง EQK06

ลำดับ	ตำแหน่ง	ช่วงชั้น	ค่าเฉลี่ยมุม หมุนพลาสติก (เรเดียน)	เกณฑ์มุมหมุน พลาสติก ระดับ LS	D/C ratio	ผลประเมิน
1	CORE1 5-Y	1-2	0.0031	0.0038	0.83	ผ่านเกณฑ์
2	CORE1 4-Y	1-2	0.0037	0.0038	0.97	ผ่านเกณฑ์
3	CORE1 4-Y	2-3	0.0038	0.0042	1.10	ไม่ผ่านเกณฑ์
4	CORE1 4-Y	4-5	0.0036	0.0038	0.97	ผ่านเกณฑ์
5	CORE1 5-Y	4-5	0.0046	0.0057	0.80	ผ่านเกณฑ์
6	CORE1 5-Y	2-3	0.0045	0.0057	0.80	ผ่านเกณฑ์
7	CORE3 3-Y	1-2	0.0035	0.0074	0.47	ผ่านเกณฑ์
8	CORE2 3-Y	1-2	0.0034	0.0074	0.46	ผ่านเกณฑ์
9	CORE2 2-X	1-2	0.0018	0.0034	0.54	ผ่านเกณฑ์
10	CORE2 1-X	1-2	0.0018	0.0035	0.53	ผ่านเกณฑ์

รอบที่ 7: โครงสร้าง EQK07

ตารางที่ ก.13 รายละเอียดหน้าตัดกำแพงรับแรงเฉือนของโครงสร้าง EQK07

กำแพงรับแรงเฉือน	ช่วงชั้น	ปริมาณเหล็กยื่น (%)	รายละเอียดเหล็กเสริมตามขวาง
CORE1	F-2	0.85	RB9@0.10m
	2-4	0.75	RB9@0.30m
	4-6	0.25	RB9@0.30m
	6-R	0.25	RB9@0.30m
CORE2	F-2	0.35	RB9@0.30m
	2-4	0.25	RB9@0.30m
	4-6	0.25	RB9@0.30m
	6-R	0.25	RB9@0.30m
CORE3	F-2	0.35	RB9@0.30m
	2-4	0.25	RB9@0.30m
	4-6	0.25	RB9@0.30m
	6-R	0.25	RB9@0.30m

ตารางที่ ก.14 ผลการประเมินค่ามูมหมุนขึ้นส่วนกำแพงรับแรงเฉือนของโครงสร้าง EQK07

ลำดับ	ตำแหน่ง	ช่วงชั้น	ค่าเฉลี่ยมูม หมุนพลาสติก (เรเดียน)	เกณฑ์มูมหมุน พลาสติก ระดับ LS	D/C ratio	ผลประเมิน
1	CORE1 5-Y	1-2	0.0044	0.0038	1.17	ไม่ผ่านเกณฑ์
2	CORE1 4-Y	1-2	0.0046	0.0038	1.22	ไม่ผ่านเกณฑ์
3	CORE1 4-Y	2-3	0.0023	0.0038	0.60	ผ่านเกณฑ์
4	CORE1 4-Y	4-5	0.0024	0.0038	0.63	ผ่านเกณฑ์
5	CORE1 5-Y	4-5	0.0049	0.0059	0.83	ผ่านเกณฑ์
6	CORE1 5-Y	2-3	0.0048	0.0059	0.81	ผ่านเกณฑ์
7	CORE3 3-Y	1-2	0.0036	0.0075	0.49	ผ่านเกณฑ์
8	CORE2 3-Y	1-2	0.0035	0.0075	0.47	ผ่านเกณฑ์
9	CORE2 2-X	1-2	0.0021	0.0034	0.61	ผ่านเกณฑ์
10	CORE2 1-X	1-2	0.0021	0.0035	0.61	ผ่านเกณฑ์

รอบที่ 8: โครงสร้าง EQK08

ตารางที่ ก.15 รายละเอียดหน้าตัดกำแพงรับแรงเฉือนของโครงสร้าง EQK08

กำแพงรับแรงเฉือน	ช่วงชั้น	ปริมาณเหล็กยื่น (%)	รายละเอียดเหล็กเสริมตามขวาง
CORE1	F-2	0.90	RB9@0.10m
	2-4	0.70	RB9@0.30m
	4-6	0.25	RB9@0.30m
	6-R	0.25	RB9@0.30m
CORE2	F-2	0.35	RB9@0.30m
	2-4	0.25	RB9@0.30m
	4-6	0.25	RB9@0.30m
	6-R	0.25	RB9@0.30m
CORE3	F-2	0.35	RB9@0.30m
	2-4	0.25	RB9@0.30m
	4-6	0.25	RB9@0.30m
	6-R	0.25	RB9@0.30m

ตารางที่ ก.16 ผลการประเมินค่ามุมหมุนชิ้นส่วนกำแพงรับแรงเฉือนของโครงสร้าง EQK08

ลำดับ	ตำแหน่ง	ช่วงชั้น	ค่าเฉลี่ยมุม หมุนพลาสติก (เรเดียน)	เกณฑ์มุมหมุน พลาสติก ระดับ LS	D/C ratio	ผลประเมิน
1	CORE1 5-Y	1-2	0.0036	0.0038	0.94	ผ่านเกณฑ์
2	CORE1 4-Y	1-2	0.0040	0.0038	1.00	ผ่านเกณฑ์
3	CORE1 4-Y	2-3	0.0032	0.0038	0.84	ผ่านเกณฑ์
4	CORE1 4-Y	4-5	0.0031	0.0038	0.81	ผ่านเกณฑ์
5	CORE1 5-Y	4-5	0.0049	0.0059	0.83	ผ่านเกณฑ์
6	CORE1 5-Y	2-3	0.0048	0.0059	0.82	ผ่านเกณฑ์
7	CORE3 3-Y	1-2	0.0032	0.0074	0.43	ผ่านเกณฑ์
8	CORE2 3-Y	1-2	0.0031	0.0074	0.42	ผ่านเกณฑ์
9	CORE2 2-X	1-2	0.0018	0.0034	0.54	ผ่านเกณฑ์
10	CORE2 1-X	1-2	0.0018	0.0035	0.51	ผ่านเกณฑ์

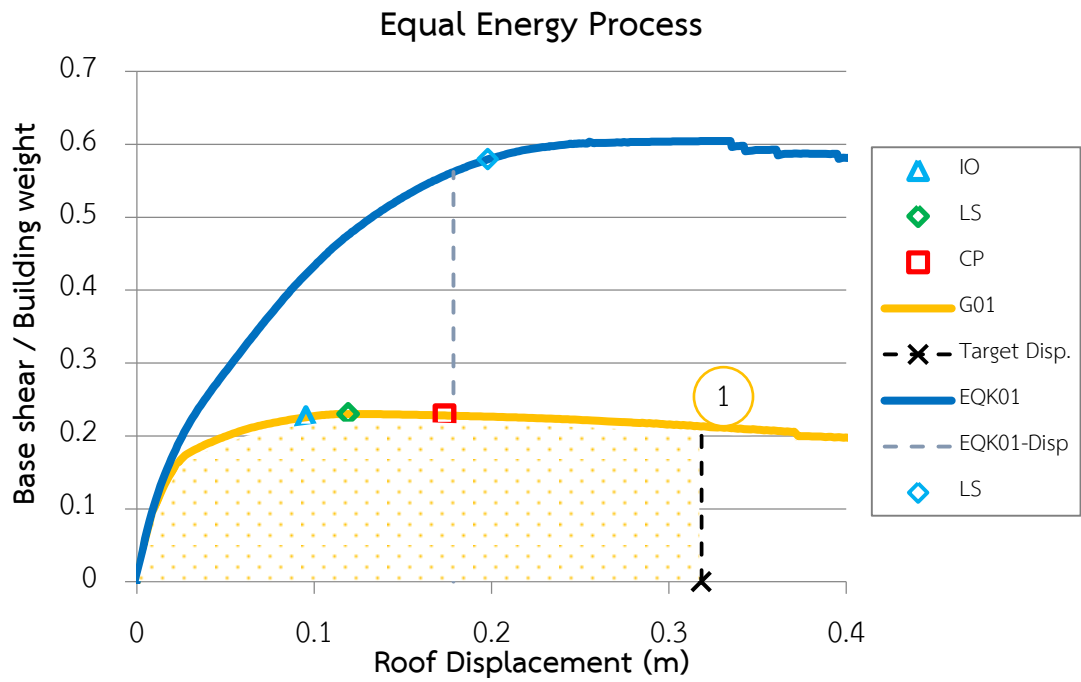
## ก.2 ลำดับการปรับปรุงแบบอาคารจากกระบวนการออกแบบด้วยวิธีพลศาสตร์ไม่เชิงเส้นแบบผสม

การปรับปรุงแบบโดยกระบวนการออกแบบด้วยวิธีพลศาสตร์ไม่เชิงเส้นแบบผสม มีจำนวนรอบการปรับปรุงแบบทั้งหมด 5 รอบ กำหนดให้โครงสร้าง G0i แทนแบบอาคารที่ได้จากการปรับปรุงแบบในรอบที่ i แสดงรายละเอียดในขั้นตอนการปรับปรุงแบบด้วยปริมาณการเสริมเหล็กในกำแพงรับแรงเฉือนและกราฟงานของระบบจากการปรับปรุงแบบตามหลักสมดุลพลังงาน รวมถึงผลการตรวจสอบค่ามูมหมุนพลาสติกในกำแพงรับแรงเฉือนในรอบสุดท้ายของการปรับปรุงแบบ

### รอบที่ 1: โครงสร้าง G01

ตารางที่ ก.17 รายละเอียดหน้าตัดกำแพงรับแรงเฉือนของโครงสร้าง G01

กำแพงรับแรงเฉือน	ช่วงชั้น	ปริมาณเหล็กยื่น (%)	รายละเอียดเหล็กเสริมตามขวาง
CORE1	F-2	0.30	RB9@0.10m
	2-4	0.25	RB9@0.30m
	4-6	0.25	RB9@0.30m
	6-R	0.25	RB9@0.30m
CORE2	F-2	0.35	RB9@0.30m
	2-4	0.25	RB9@0.30m
	4-6	0.25	RB9@0.30m
	6-R	0.25	RB9@0.30m
CORE3	F-2	0.35	RB9@0.30m
	2-4	0.25	RB9@0.30m
	4-6	0.25	RB9@0.30m
	6-R	0.25	RB9@0.30m



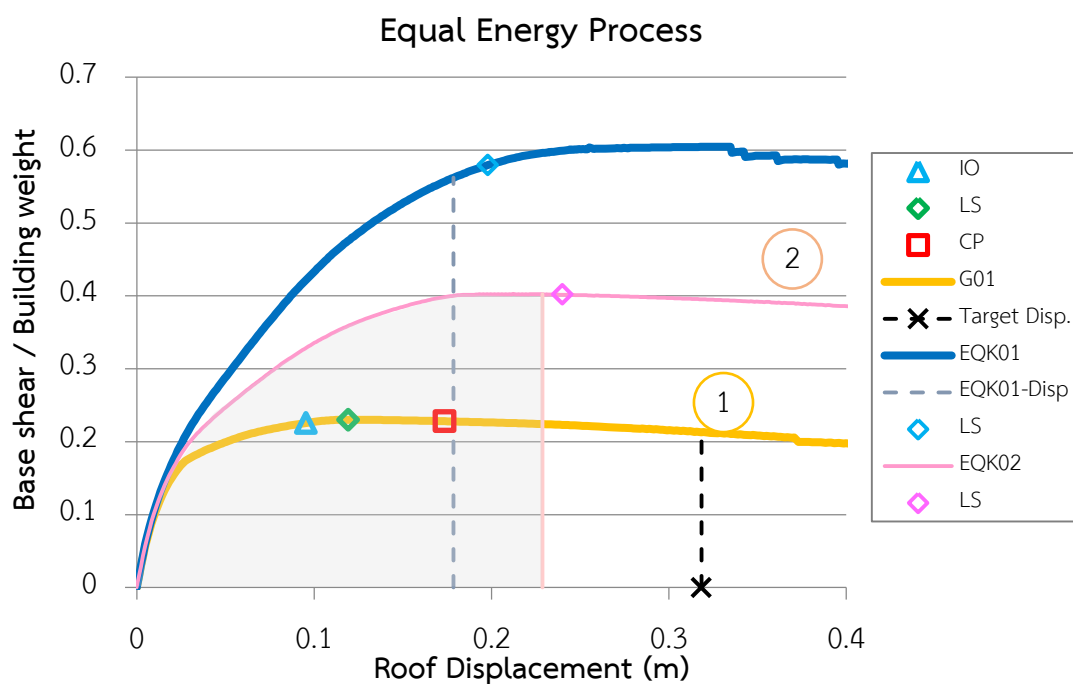
รูปที่ ก.1 กราฟงานของระบบจากการปรับปรุงแบบตามหลักสมดุลพลังงานโครงสร้าง G01



รอบที่ 2: โครงสร้าง G02

ตารางที่ ก.18 รายละเอียดหน้าตัดกำแพงรับแรงเฉือนของโครงสร้าง G02

กำแพงรับแรงเฉือน	ช่วงชั้น	ปริมาณเหล็กยื่น (%)
CORE1	F-2	0.90
	2-4	0.75
	4-6	0.50
	6-R	0.25
CORE2	F-2	0.35
	2-4	0.25
	4-6	0.25
	6-R	0.25
CORE3	F-2	0.35
	2-4	0.25
	4-6	0.25
	6-R	0.25

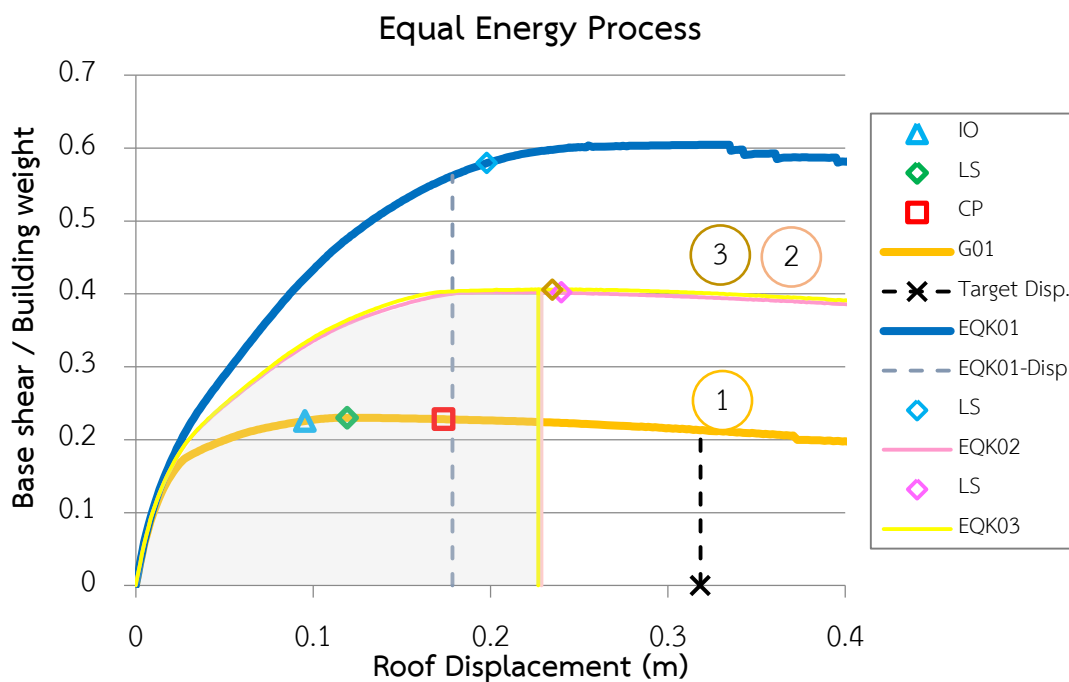


รูปที่ ก.2 กราฟงานของระบบจากการปรับปรุงแบบตามหลักสมดุลพลังงานโครงสร้าง G02

รอบที่ 3: โครงสร้าง G03

ตารางที่ ก.19 รายละเอียดหน้าตัดกำแพงรับแรงเฉือนของโครงสร้าง G03

กำแพงรับแรงเฉือน	ช่วงชั้น	ปริมาณเหล็กยื่น (%)
CORE1	F-2	0.90
	2-4	0.50
	4-6	0.375
	6-R	0.25
CORE2	F-2	0.35
	2-4	0.25
	4-6	0.25
	6-R	0.25
CORE3	F-2	0.35
	2-4	0.25
	4-6	0.25
	6-R	0.25



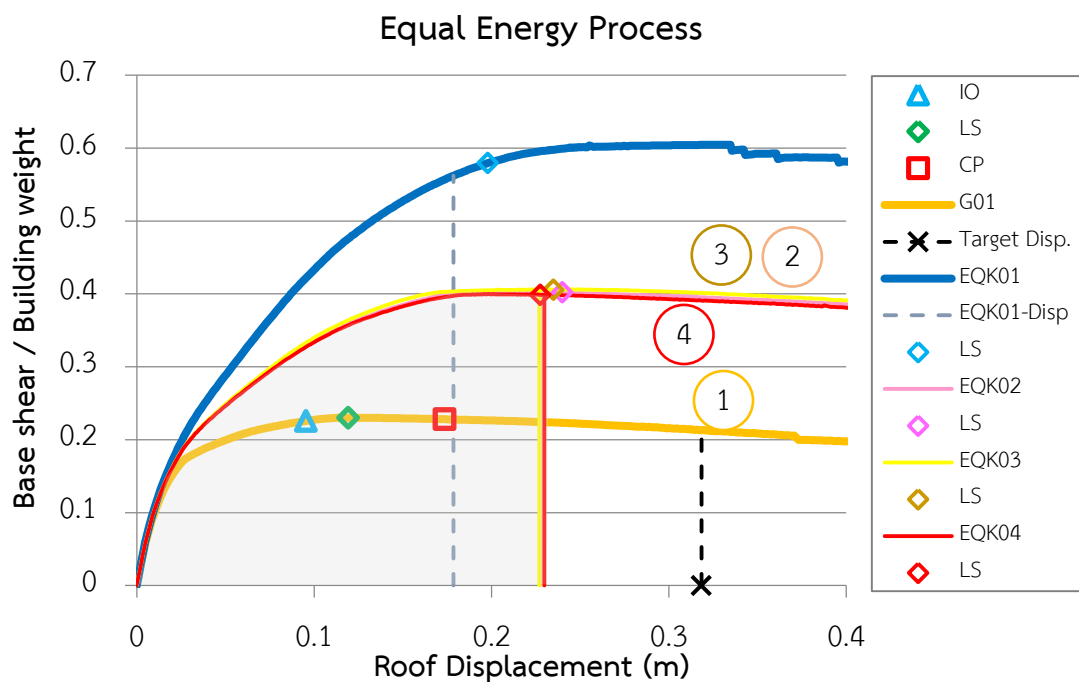
รูปที่ ก.3 กราฟงานของระบบจากการปรับปรุงแบบตามหลักสมดุลพลังงานโครงสร้าง G03



รอบที่ 4: โครงสร้าง G04

ตารางที่ ก.20 รายละเอียดหน้าตัดกำแพงรับแรงเฉือนของโครงสร้าง G04

กำแพงรับแรงเฉือน	ช่วงชั้น	ปริมาณเหล็กยื่น (%)
CORE1	F-2	0.90
	2-4	0.625
	4-6	0.30
	6-R	0.25
CORE2	F-2	0.35
	2-4	0.25
	4-6	0.25
	6-R	0.25
CORE3	F-2	0.35
	2-4	0.25
	4-6	0.25
	6-R	0.25

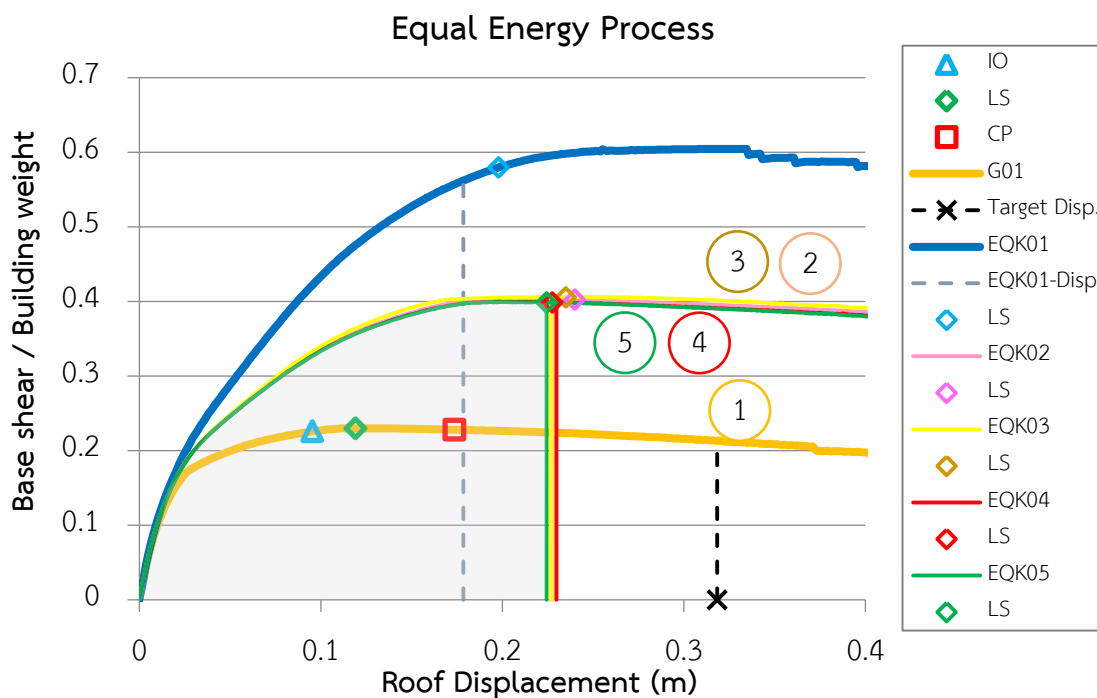


รูปที่ ก.4 กราฟงานของระบบจากการปรับปรุงแบบตามหลักสมดุลพลังงานโครงสร้าง G04

รอบที่ 5: โครงสร้าง G05

ตารางที่ ก.21 รายละเอียดหน้าตัดกำแพงรับแรงเฉือนของโครงสร้าง G05

กำแพงรับแรงเฉือน	ช่วงชั้น	ปริมาณเหล็กยื่น (%)	รายละเอียดเหล็กเสริมตามขวาง
CORE1	F-2	0.90	RB9@0.10m
	2-4	0.70	RB9@0.30m
	4-6	0.25	RB9@0.30m
	6-R	0.25	RB9@0.30m
CORE2	F-2	0.35	RB9@0.30m
	2-4	0.25	RB9@0.30m
	4-6	0.25	RB9@0.30m
	6-R	0.25	RB9@0.30m
CORE3	F-2	0.35	RB9@0.30m
	2-4	0.25	RB9@0.30m
	4-6	0.25	RB9@0.30m
	6-R	0.25	RB9@0.30m



รูปที่ ก.5 กราฟงานของระบบจากการปรับปรุงแบบตามหลักสมมูลพลังงานโครงสร้าง G05

ตารางที่ ก.22 ผลการประเมินค่ามูมหมุ่นชิ้นส่วนกำแพงรับแรงเฉือนของโครงสร้าง G05

ลำดับ	ตำแหน่ง	ช่วงชั้น	ค่าเฉลี่ยมูมหมุ่นพลาสติก (เรตียน)	เกณฑ์มูมหมุ่น พลาสติก ระดับ LS	D/C ratio	ผลประเมิน
1	CORE1 5-Y	1-2	0.0036	0.0038	0.94	ผ่านเกณฑ์
2	CORE1 4-Y	1-2	0.0040	0.0038	1.00	ผ่านเกณฑ์
3	CORE1 4-Y	2-3	0.0032	0.0038	0.84	ผ่านเกณฑ์
4	CORE1 4-Y	4-5	0.0031	0.0038	0.81	ผ่านเกณฑ์
5	CORE1 5-Y	4-5	0.0049	0.0059	0.83	ผ่านเกณฑ์
6	CORE1 5-Y	2-3	0.0048	0.0059	0.82	ผ่านเกณฑ์
7	CORE3 3-Y	1-2	0.0032	0.0074	0.43	ผ่านเกณฑ์
8	CORE2 3-Y	1-2	0.0031	0.0074	0.42	ผ่านเกณฑ์
9	CORE2 2-X	1-2	0.0018	0.0034	0.54	ผ่านเกณฑ์
10	CORE2 1-X	1-2	0.0018	0.0035	0.51	ผ่านเกณฑ์

### ประวัติผู้เขียนวิทยานิพนธ์

นางสาวปิยะณัฐ โมกข์ณรงค์ เกิดวันที่ 21 เมษายน พ.ศ.2535 ที่กรุงเทพมหานคร เข้ารับการศึกษาในระดับชั้นประถมศึกษาที่โรงเรียนดวงวิภา ต่อมาเข้ารับการศึกษาระดับชั้นมัธยมศึกษาที่โรงเรียนสตรีวัดอัมรินทร์ จากนั้นเข้าศึกษาต่อในระดับปริญญาตรี คณะวิศวกรรมศาสตร์ ภาควิชาวิศวกรรมโยธา จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย สำเร็จการศึกษาในปีการศึกษา 2556 และเข้าศึกษาต่อในระดับปริญญาโทหลักสูตรวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต สาขาวิศวกรรมศาสตร์โยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย ในปีการศึกษา 2557

