

เสถียรภาพของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กที่ใช้กำแพงที่มีความชะลูดภายใต้แผ่นดินไหว



วิทยานิพนธ์นี้เป็นส่วนหนึ่งของการศึกษาตามหลักสูตรปริญญาวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต

สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา ภาควิชาวิศวกรรมโยธา

คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ปีการศึกษา 2564

ลิขสิทธิ์ของจุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

Stability of Reinforced Concrete Buildings with Slender Walls under Earthquakes



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

Department of Civil Engineering

FACULTY OF ENGINEERING

Chulalongkorn University

Academic Year 2021

Copyright of Chulalongkorn University

หัวข้อวิทยานิพนธ์	เสถียรภาพของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กที่ใช้กำแพงที่มี ความขรุขระภายใต้แผ่นดินไหว
โดย	น.ส.ชวิสรุา เทศประสิทธิ์
สาขาวิชา	วิศวกรรมโยธา
อาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์หลัก	ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร.ฉัตรพันธ์ จินตนาภักดี

คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย อนุมัติให้หัวข้อวิทยานิพนธ์ฉบับนี้เป็นส่วนหนึ่ง
ของการศึกษาตามหลักสูตรปริญญาวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต

.....	คณบดีคณะวิศวกรรมศาสตร์
(ศาสตราจารย์ ดร.สุพจน์ เตชวรสินสกุล)	
คณะกรรมการสอบวิทยานิพนธ์	
.....	ประธานกรรมการ
(ศาสตราจารย์ ดร.อาณัติ เรืองรัมย์)	
.....	อาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์หลัก
(ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร.ฉัตรพันธ์ จินตนาภักดี)	
.....	กรรมการภายนอกมหาวิทยาลัย
(ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร.ณัฐวุฒิ ธนศรีสถิตย์)	

CHULALONGKORN UNIVERSITY

ชวีสรา เทศประสิทธิ์ : เสถียรภาพของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กที่ใช้กำแพงที่มีความชะลูด
ภายใต้แผ่นดินไหว. (Stability of Reinforced Concrete Buildings with Slender Walls
under Earthquakes) อ.ที่ปรึกษาหลัก : ผศ. ดร.ฉัตรพันธ์ จินตนาภักดี

ความหนาของกำแพงโครงสร้างที่ใช้ออกแบบอาคารสูงในปัจจุบันมีค่าน้อยกว่าค่าที่ใช้ในอดีต ส่งผลให้กำแพงอาจขาดเสถียรภาพทางด้านข้าง อาจพบกำแพงโครงสร้างในประเทศไทยที่มีความหนาเพียง 100 มิลลิเมตร ส่งผลให้อัตราส่วนความระหว่างความสูงต่อความหนามากกว่า 25 ซึ่งกำหนดไว้ใน Uniform Building Code (UBC 1997) และ ACI 318-19 งานวิจัยนี้มีวัตถุประสงค์เพื่อตรวจสอบว่าอาคารสูงที่ได้รับการออกแบบตามมาตรฐานในปัจจุบันและมีกำแพงโครงสร้างที่มีความชะลูดค่อนข้างมาก เช่น มีอัตราส่วนความสูงต่อความหนากำแพงเท่ากับ 15 20 และ 25 ว่ามีเสถียรภาพเพียงพอในการต้านทานแผ่นดินไหวได้หรือไม่ อาคารตัวอย่างที่ใช้ในการศึกษานี้เป็นอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กสูง 30 ชั้น ระบบโครงสร้างเป็นแบบกำแพงรับน้ำหนักบรรทุกทุกแนวตั้ง โดยระบบต้านทานแรงด้านข้างเป็นกำแพงรับแรงเฉือนแบบที่มีการให้รายละเอียดความเหนียวพิเศษ การศึกษานี้จะคำนวณการตอบสนองต่อแผ่นดินไหวและตรวจสอบเสถียรภาพด้วยวิธีแบบประวัติเวลาไม่เชิงเส้น (Nonlinear Response History Analysis, NLRHA) และเปรียบเทียบผลการวิเคราะห์จากการจำลองชิ้นส่วนกำแพงเดี่ยว 2 ลักษณะคือ เอลิเมนต์แบบเส้น (line element) และเอลิเมนต์แบบเปลือกบาง (shell element) รวมถึงศึกษาผลการขยายความรุนแรงของแผ่นดินไหวต่อค่าตอบสนองร่วมด้วย ผลการศึกษาพบว่ากำแพงในอาคารตัวอย่างมีเสถียรภาพเพียงพอในการต้านทานแรงทางด้านข้าง นอกจากนี้การรับแรงในระนาบของกำแพงมีค่าสูงอย่างมีนัยสำคัญเมื่อเทียบกับการรับแรงนอกระนาบของกำแพง ส่งผลให้ความความเครียดของกำแพงเดี่ยวมีค่ามากเมื่อรับแรงในระนาบอาจนำไปสู่การครากของเหล็กเสริมแนวตั้งและการอัดแตกของคอนกรีตในกำแพงได้ แต่ความเครียดของกำแพงเดี่ยวมีค่าน้อยมากเมื่อรับแรงกระทำตั้งฉากกับระนาบความเครียดอัดในกำแพงพบว่ามีค่าไม่เกิน 0.002

สาขาวิชา วิศวกรรมโยธา

ลายมือชื่อนิสิต

ปีการศึกษา 2564

ลายมือชื่อ อ.ที่ปรึกษาหลัก

6170140421 : MAJOR CIVIL ENGINEERING

KEYWORD: Stability, Structural wall, earthquake, nonlinear analysis, tall building

Chavisara Thesprasit : Stability of Reinforced Concrete Buildings with Slender Walls under Earthquakes . Advisor: Asst. Prof. CHATPAN CHINTANAPAKDEE, Ph.D.

Structural wall thickness used in the current building design is less than that of old building. Thickness of structural walls found in Thailand may be as small as 100 mm resulting in a slenderness ratio more than 25 exceeding the provision in the Uniform Building Code (UBC 1997) and American Concrete Institute (ACI318-19). This may affect lateral stability of structural walls. The objective of this research is to examine stability of a tall building with slender walls designed by current standard practice. The slenderness ratio of the walls in this study is 15, 20, and 25. A tall building used in this study is a 30-story reinforced concrete building. This study evaluates responses under earthquake and examines stability by using the nonlinear response history analysis (NLRHA) procedure. And compared responses obtained from the analysis between the two different approaches for modeling wall components such as line element and shell element. The results show that stability of the walls with the slenderness ratio of 15, 20, and 25 is sufficient high to withstand the applied lateral loads. Structural models with line elements and shell elements provide similar estimates in linear and nonlinear analysis procedures. Moreover, an in-plane shear force of the wall is significantly higher than that in the out-of-plane direction. As a result, the strain of single walls is very high when the lateral force act in-plane loading of the wall, which may lead to yield in vertical reinforcement and concrete crushing of the wall. But the strain of single walls is negligible when the lateral force is acted out-of-plane. The compressive strain in all walls was found less than 0.002. For the building in this study, all of single planar walls are aligned to resist earthquakes in one-direction.

Field of Study: Civil Engineering

Student's Signature

Academic Year: 2021

Advisor's Signature

กิตติกรรมประกาศ

ผู้เขียนขอกราบขอบพระคุณ ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร. ฉัตรพันธ์ จินตนาภักดี อาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์ที่ให้ความกรุณาเป็นที่ปรึกษา ให้คำแนะนำ ตรวจสอบ และแก้ไขวิทยานิพนธ์ฉบับนี้ รวมทั้งให้ความรู้ทางด้านวิศวกรรมแผ่นดินไหวและความรู้ทางด้านอื่นๆที่เป็นประโยชน์ต่อการศึกษา

ขอกราบขอบพระคุณ ศาสตราจารย์ ดร. อาณัติ เรืองรัศมี ประธานกรรมการสอบวิทยานิพนธ์ และ ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร. ณัฐวุฒิ ธนศรีสถิตย์ กรรมการสอบวิทยานิพนธ์ ที่กรุณาให้คำแนะนำในการดำเนินงาน และให้ข้อคิดเห็นเพิ่มเติมอันเป็นประโยชน์ในการปรับปรุงเนื้อหาวิทยานิพนธ์ให้ดียิ่งขึ้น

วิทยานิพนธ์ฉบับนี้ ได้รับทุนอุดหนุนสำหรับการศึกษา จึงขอขอบคุณทุนอุดหนุนการศึกษา ระดับบัณฑิตศึกษาจากบัณฑิตวิทยาลัย จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย เพื่อเฉลิมฉลองวโรกาสที่พระบาทสมเด็จพระเจ้าอยู่หัวภูมิพลอดุลยเดชทรงเจริญพระชนมายุครบ 72 พรรษา

ผู้เขียนขอขอบคุณบริษัท อินฟรา กรุ๊ป จำกัด ที่ได้ให้คำแนะนำที่เป็นประโยชน์ต่องานวิจัยในเรื่องนี้

ผู้เขียนขอขอบคุณเพื่อนและรุ่นพี่จากศูนย์เชี่ยวชาญเฉพาะทางด้านวิศวกรรมแผ่นดินไหวและการสั่นสะเทือนที่เป็นกำลังใจ ให้ความช่วยเหลือ ตลอดจนให้คำแนะนำต่างๆที่เป็นประโยชน์ต่อการทำวิจัย

ท้ายที่สุดผู้เขียนขอกราบขอบพระคุณบิดาและมารดาที่ให้ความอุปการะและเป็นกำลังใจตลอดมา ทำให้งานวิจัยชิ้นนี้สำเร็จลุล่วงเป็นอย่างดี

จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย
CHULALONGKORN UNIVERSITY

ชวิสรดา เทศประสิทธิ์

2.1.2.1 การวิเคราะห์หาผลตอบสนองแบบประวัติเวลาไม่เชิงเส้น (Nonlinear Response History Analysis, NLRHA)	8
2.1.3 แรงวิกฤตที่ทำให้เกิดการโก่งเดาะ (critical buckling loads).....	9
2.1.3.1 แรงอัดวิกฤต (critical buckling loads).....	9
2.1.3.2 การโก่งเดาะของกำแพงภายใต้แรงอัด	10
2.2 งานวิจัยที่เกี่ยวข้อง.....	12
2.3 มาตรฐานการออกแบบ	28
2.3.1 Uniform Building Code (1997).....	28
2.3.2 American Concrete Institute Building Code Requirements (ACI 318-14)....	29
2.3.3 มาตรฐานการออกแบบอาคารต้านทานการสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว (มยผ. 1301/1302-61)	29
บทที่ 3 โครงสร้างและแผ่นดินไหวที่พิจารณาในการศึกษานี้.....	30
3.1 รายละเอียดอาคารที่ศึกษา.....	30
3.2 ข้อพิจารณาในการวิเคราะห์และการออกแบบ.....	35
3.3 แบบจำลองทางคณิตศาสตร์ของโครงสร้างอาคาร	38
3.3.1 แบบจำลองเชิงเส้นของโครงสร้างอาคาร	38
3.3.2 แบบจำลองไม่เชิงเส้นของโครงสร้างอาคาร.....	39
3.4 ความเร่งพื้นดินเนื่องจากแผ่นดินไหวสำหรับการวิเคราะห์แบบประวัติเวลา	43
บทที่ 4 ผลการวิเคราะห์อาคารที่ศึกษา.....	46
4.1 ผลการตอบสนองของอาคารที่ศึกษา.....	46
4.1.1 วิธีสเปกตรัมผลตอบสนอง (RSA).....	46
4.1.2 ผลการวิเคราะห์เชิงเส้นแบบประวัติเวลา (LRHA).....	53
4.1.3 พฤติกรรมของอาคารภายใต้การวิเคราะห์แบบประวัติเวลาไม่เชิงเส้น (NLRHA)	58
4.1.3.1 อาคาร B1	58

4.1.3.2 อาคาร B2.....	65
4.1.4 เสถียรภาพของอาคาร B1 และ B2.....	67
4.1.5 การขยายความรุนแรงของแผ่นดินไหว.....	67
4.2 การรับแรงแนวราบขนานและตั้งฉากกับกำแพง และการรับแรงแนวตั้งของกำแพง.....	69
4.2.1 การรับแรงแนวราบขนานและตั้งฉากกับกำแพง.....	69
4.2.2 การรับแรงแนวตั้งของกำแพง.....	71
4.3 การตรวจสอบค่าความเครียด.....	76
4.4 เสถียรภาพของกำแพงคอนกรีตเสริมเหล็ก.....	86
4.5 การโยกตัวของอาคารที่ศึกษา.....	90
บทที่ 5 สรุปผลการศึกษา.....	93
5.1 สรุปผลการศึกษา.....	93
5.2 งานวิจัยในอนาคต.....	94
บรรณานุกรม.....	95
ภาคผนวก ก รายละเอียดเพิ่มเติมอาคาร B1_S.....	98
ก.1 อาคารที่ศึกษา B1_S.....	98
ก.2 หน้าที่โครงสร้างประสิทธิผลของอาคาร.....	98
ก.3 วิธีแรงสถิติเทียบเท่า.....	99
ก.4 แรงบิดโดยบังเอิญ.....	100
ก.5 การคำนวณค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้น.....	100
ก.6 ผลของ P-delta.....	103
ก.7 รายละเอียดการเสริมเหล็กของกำแพง.....	106
ก.8 ตัวอย่างการออกแบบกำลังต้านทานโมเมนต์ดัดในกำแพง PC2 ที่ชั้น 1.....	108
ภาคผนวก ข การตรวจสอบความสามารถของโปรแกรมที่ใช้ในการจำลองการโก่งเดาะของเสา.....	110
ข.1 การวิเคราะห์การโก่งเดาะเชิงเส้น (Linear buckling analysis).....	110

ข.2 การวิเคราะห์การโก่งเดาะไม่เชิงเส้น (Nonlinear buckling analysis)	111
ข.3 กรณีศึกษาการวิเคราะห์การโก่งเดาะของกำแพงและเสา	111
ข.3.1 ทดลองวิเคราะห์เสาด้วยวิธีการโก่งเดาะเชิงเส้น	111
ข.3.2 ทดลองวิเคราะห์เสาด้วยวิธีวิเคราะห์แบบเชิงเส้นและไม่เชิงเส้น.....	114
ข.3.3 ทดลองวิเคราะห์เสาด้วยวิธีการโก่งเดาะไม่เชิงเส้น	116
ข.3.4 ทดลองวิเคราะห์เสาด้วยวิธีวิเคราะห์ไม่เชิงเส้นด้วยโปรแกรม ETABS เปรียบเทียบกับ PERFORM-3D	119
ภาคผนวก ค แรงเฉือนและโมเมนต์ตัดจากวิธีวิเคราะห์แบบเชิงเส้นและไม่เชิงเส้น.....	125
ค.1 วิธีวิเคราะห์แบบเชิงเส้น.....	125
ค.2 วิธีวิเคราะห์แบบไม่เชิงเส้น.....	133
ภาคผนวก ง การศึกษาเปรียบเทียบการใช้ค่าสเปกตรัมการตอบสนองในช่วงคาบเกิน 6 วินาที.....	142
ประวัติผู้เขียน	150

สารบัญตาราง

หน้า

ตารางที่ 2.1 ความเครียดดึงสูงสุดของกำแพงที่คำนวณได้จากสมการที่เสนอโดย Parra และ Moehle (2017)	28
ตารางที่ 3.1 คุณสมบัติพื้นฐานของอาคาร 30 ชั้น	33
ตารางที่ 3.2 ขนาดและความหนาของกำแพงคอนกรีตเสริมเหล็ก	35
ตารางที่ 3.3 ความยาวของกำแพงคอนกรีตเสริมเหล็กแบบกำแพงเดี่ยวของอาคาร B1 และ B2	35
ตารางที่ 3.4 ค่าตัวประกอบในการออกแบบอาคาร 30 ชั้น	36
ตารางที่ 3.5 น้ำหนักบรรทุกคงที่เพิ่มเติม (SDL) และน้ำหนักบรรทุกจร (LL)	36
ตารางที่ 3.6 แรงลมที่ใช้ในการออกแบบตาม ข้อบัญญัติกรุงเทพมหานคร เรื่องควบคุมอาคาร พ.ศ. 2544	37
ตารางที่ 3.7 สติฟเนสประสิทธิภาพของชั้นส่วนโครงสร้างของแบบจำลองเชิงเส้น	39
ตารางที่ 3.8 สติฟเนสประสิทธิภาพของชั้นส่วนโครงสร้างของแบบจำลองไม่เชิงเส้น	40
ตารางที่ 3.9 ตัวประกอบประสิทธิภาพแบบวิถุจักรของเหล็กเสริม	41
ตารางที่ 3.10 ความเร่งพื้นดินสำหรับสเปกตรัมที่กำหนด (UHS)	44
ตารางที่ 4.1 คาบพื้นฐาน แรงเฉือนพื้นฐานจากวิธี RSA และวิธี ELF และค่าปรับแก้อาคารที่ศึกษา	47
ตารางที่ 4.2 คุณสมบัติของ 15 โหมดจากแบบจำลอง 3 มิติอาคาร B1	48
ตารางที่ 4.3 คุณสมบัติของ 15 โหมดจากแบบจำลอง 3 มิติอาคาร B2	49
ตารางที่ 4.4 คุณสมบัติของ 20 โหมดจากแบบจำลอง 3 มิติอาคาร B3	50
ตารางที่ 4.5 คุณสมบัติของ 15 โหมดจากแบบจำลอง 3 มิติอาคาร B4	51
ตารางที่ 4.6 รูปทรงของโหมดการสั่นไหวและคาบสั่นไหว 3 โหมดแรกของอาคาร B1	52
ตารางที่ 4.7 การเคลื่อนที่ที่ยอดอาคาร (roof displacement)	55
ตารางที่ 4.8 คุณสมบัติของ 15 โหมดจากแบบจำลอง 3 มิติอาคาร B1_F	62
ตารางที่ 4.9 แรงอัดวิกฤตของกำแพง	72

ตารางที่ 4.10 คุณสมบัติของกำแพงเดี่ยว.....	88
ตารางที่ 4.11 ความเครียดดึงสูงสุดจากสมการที่เสนอโดย Parra และ Moehle.....	89
ตารางที่ ก.1 น้ำหนักประสิทธิผลของอาคารตัวอย่าง.....	98
ตารางที่ ก.2 แรงเฉือนที่กระจายในแต่ละชั้นจากวิธีแรงสถิตเทียบเท่า ภายใต้แผ่นดินไหวในทิศทาง X.....	99
ตารางที่ ก.3 การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นจากวิธีแรงสถิตเทียบเท่าภายใต้แผ่นดินไหวในทิศทาง X.....	101
ตารางที่ ก.4 การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นจากวิธีแรงสถิตเทียบเท่าภายใต้แผ่นดินไหวในทิศทาง Y.....	102
ตารางที่ ก.5 การตรวจสอบค่าสัมประสิทธิ์เสถียรภาพ θ ที่ชั้นต่างๆของอาคารในการรับแรงทิศทาง X.....	104
ตารางที่ ก.6 การตรวจสอบค่าสัมประสิทธิ์เสถียรภาพ θ ที่ชั้นต่างๆของอาคารในการรับแรงทิศทาง Y.....	105
ตารางที่ ก.7 ขนาดและความหนาของกำแพงคอนกรีตเสริมเหล็ก.....	106
ตารางที่ ก.8 ความยาวของกำแพงคอนกรีตเสริมเหล็กรับน้ำหนักแบกทาน (Bearing Wall).....	106
ตารางที่ ก.9 อัตราส่วนเหล็กเสริมของกำแพงรับน้ำหนักแบกทานในอาคาร B1_S.....	107
ตารางที่ ก.10 อัตราส่วนเหล็กเสริมในกำแพงรับแรงเฉือนของอาคาร B1_S.....	108
ตารางที่ ก.11 รายละเอียดของกำแพง PC2.....	108
ตารางที่ ก.12 แรงภายในสำหรับการออกแบบกำแพง PC2.....	108
ตารางที่ ก.13 ปริมาณเหล็กเสริมในกำแพงทุกๆความยาว 1 เมตร.....	109
ตารางที่ ง.1 ค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมสำหรับการออกแบบด้วยวิธีพลศาสตร์สำหรับพื้นที่ในโซนต่าง ๆ (อัตราส่วนความหน่วง 2.5%) ของพื้นที่ในแอ่งกรุงเทพ.....	142
ตารางที่ ง.2 คาบธรรมชาติและอัตราส่วนการมีส่วนร่วมของมวล 15 โหมดแรกจากแบบจำลอง 3 มิติของอาคารกรณีศึกษา.....	144

สารบัญรูปภาพ

หน้า

รูปที่ 1.1 อาคาร Alto Huerto ในประเทศชิลีและตัวอย่างกำแพงที่เกิดการโก่งเดาะบริเวณชั้น 1 ของอาคาร.....	2
รูปที่ 2.1 แรงอัดวิกฤต.....	10
รูปที่ 2.2 ตัวประกอบยึดรั้งบริเวณขอบ (K).....	11
รูปที่ 2.3 รูปทรงเรขาคณิตของกำแพงโครงสร้างทั่วไปและรูปแบบการเสริมเหล็ก	12
รูปที่ 2.4 การขาดเสถียรภาพทางด้านข้างของตัวอย่างทดสอบ Wall 2 (ซ้าย) และ Wall 3 (ขวา)...	13
รูปที่ 2.5 ภาพประกอบอย่างง่ายแสดงความเสียหายที่เกิดจากการโก่งเดาะของกำแพงที่ 2.....	13
รูปที่ 2.6 กลไกการวิบัติแบบโก่งเดาะ (Goodsir, 1985).....	14
รูปที่ 2.7 ชิ้นส่วนปริซึมที่ทดสอบ (Goodsir, 1985).....	15
รูปที่ 2.8 รูปทรงเรขาคณิตของชิ้นส่วนกำแพงที่มีความยาว l_0	16
รูปที่ 2.9 ความเครียดของหน้าตัดกำแพงโก่งเดาะที่มีระยะห่างระหว่างเหล็กเสริมตามยาว	16
รูปที่ 2.10 ความเครียดของหน้าตัดกำแพงโก่งเดาะที่มีความหนา b	18
รูปที่ 2.11 ภาพตัดขวางของโซนการบีบอัดของกำแพงที่เกิดการโก่งเดาะ.....	19
รูปที่ 2.12 แรงภายในสำหรับการโก่งเดาะบริเวณขอบปลายของกำแพง	19
รูปที่ 2.13 การเคลื่อนที่จากผลทดสอบกำแพงที่เทียบกับการเคลื่อนที่จากแบบจำลอง PPBM และ CEBM (Herrick & Kowalsky, 2017).....	24
รูปที่ 2.14 ความเครียดจากผลทดสอบปริซึมที่เทียบกับความเครียดของแบบจำลอง PPBM และ CEBM (Herrick & Kowalsky, 2017).....	25
รูปที่ 2.15 ความเครียดบริเวณริมขอบที่ฐานของกำแพงในวิธีวิเคราะห์ NLRHA	27
รูปที่ 2.16 ความเครียดบริเวณริมขอบที่ฐานของกำแพงในวิธีวิเคราะห์ MPA.....	27
รูปที่ 3.1 แบบจำลองของอาคารที่ศึกษา	32
รูปที่ 3.2 การกำหนดชื่อของกำแพงในอาคาร B1 ถึง B4.....	34

รูปที่ 3.3 ค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมสำหรับอัตราส่วนความหน่วง 2.5% ในพื้นที่แอ่งกรุงเทพ โซน 5.....	38
รูปที่ 3.4 ความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงและความเครียดของคอนกรีต ($f'_c = 50\text{MPa}$)	41
รูปที่ 3.5 ความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงและความเครียดของเหล็กเสริม.....	41
รูปที่ 3.6 แบบจำลองไฟเบอร์ไม่ยืดหยุ่นของหน้าตัดกำแพง.....	42
รูปที่ 3.7 แบบจำลองเอลิเมนต์แบบเส้นไม่เชิงเส้นของโครงสร้างกำแพงเดี่ยว.....	43
รูปที่ 3.8 การเปรียบเทียบสเปกตรัม CMS ที่บันทึกได้และคัดเลือกมาสำหรับคาบเงื่อนไข 3 วินาทีกับ UHS สำหรับอัตราส่วนความหน่วง 2.5% ในพื้นที่แอ่งกรุงเทพ โซน 5	44
รูปที่ 3.9 การเปรียบเทียบสเปกตรัมที่ถูกปรับองค์ประกอบความถี่ รวมถึงค่าเฉลี่ยกับ UHS สำหรับ อัตราส่วนความหน่วง 2.5% ในพื้นที่แอ่งกรุงเทพ โซน 5.....	44
รูปที่ 3.10 ประวัติเวลาความเร่งของพื้นดินจำนวน 6 ชุดสำหรับพื้นที่กรุงเทพมหานคร.....	45
รูปที่ 4.1 ค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมสำหรับอัตราส่วนความหน่วง 2.5% ในพื้นที่แอ่งกรุงเทพ โซน 5 ที่ค่านั้นๆ.....	55
รูปที่ 4.2 ค่าการเคลื่อนที่เชิงสเปกตรัม (spectral displacement) สำหรับอัตราส่วนความหน่วง 2.5% ในพื้นที่แอ่งกรุงเทพโซน 5.....	56
รูปที่ 4.3 (a) การเคลื่อนที่แต่ละชั้นที่ตำแหน่ง CM (b) การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นที่ตำแหน่ง CM (c) ค่าแรงเฉือนระหว่างและ (d) โมเมนต์พลิกคว่ำระหว่างชั้นจาก วิธี LRSA และ วิธี LRHA ของ อาคาร B1	57
รูปที่ 4.4 (a) การเคลื่อนที่แต่ละชั้นที่ตำแหน่ง CM (b) การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นที่ตำแหน่ง CM (c) ค่าแรงเฉือน และ (d) โมเมนต์พลิกคว่ำระหว่างชั้นจากวิธี LRSA, LRSA _{uncracked} และ NLRHA ของอาคาร B1_S	60
รูปที่ 4.5 (a) การกระจัดแต่ละชั้นที่ตำแหน่ง CM และ (b) การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นที่ตำแหน่ง CM (c) ค่าแรงเฉือน และ (d) โมเมนต์พลิกคว่ำระหว่างชั้น วิธี LRSA และ NLRHA ของอาคาร B1_F และ B1_S	64
รูปที่ 4.6 (a) การเคลื่อนที่แต่ละชั้นที่ตำแหน่ง CM (b) การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นที่ตำแหน่ง CM (c) ค่าแรงเฉือน และ (d) โมเมนต์พลิกคว่ำระหว่างชั้น จากวิธี LRSA, LRSA uncracked และ NLRHA.....	66

รูปที่ 4.7 การเคลื่อนที่ตำแหน่ง CM และการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ตำแหน่ง CM อาคาร B1 กรณี 2EQ .68	
รูปที่ 4.8 การเคลื่อนที่ตำแหน่ง CM และการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ตำแหน่ง CM อาคาร B2 กรณี 2EQ .68	
รูปที่ 4.9 ส่วนแบ่งการรับแรงเฉือนโดยกำแพงเดี่ยวและปล่องกำแพงรับแรงเฉือนในอาคาร B1	70
รูปที่ 4.10 ส่วนแบ่งการรับแรงเฉือนโดยกำแพงเดี่ยวและปล่องกำแพงรับแรงเฉือนในอาคาร B2.....	71
รูปที่ 4.11 อัตราส่วนแรงตามแนวแกนของกำแพงเดี่ยวและปล่องกำแพงรับแรงเฉือนในชั้นล่างของกำแพง	74
รูปที่ 4.12 อัตราส่วนของแรงตามแนวแกนต่อแรงอัดวิกฤตของหน้าตัดกำแพง	75
รูปที่ 4.13 ค่าความเครียดเฉลี่ยในกำแพงรับแรงเฉือนจากวิธี NLRHA และ MRSA ภายใต้แผ่นดินไหวกระทำทิศทาง X (จุดสีดำเหลืองแสดงตำแหน่งที่คำนวณค่าความเครียด) ในอาคาร B1_S	78
รูปที่ 4.14 ค่าความเครียดเฉลี่ยในกำแพงรับแรงเฉือนจากวิธี NLRHA และ MRSA ภายใต้แผ่นดินไหวกระทำทิศทาง Y (จุดสีดำเหลืองแสดงตำแหน่งที่คำนวณค่าความเครียด) ในอาคาร B1_S	79
รูปที่ 4.15 ค่าความเครียดเฉลี่ยในกำแพงรับแรงเฉือนจากวิธี NLRHA และ MRSA ภายใต้แผ่นดินไหวกระทำทิศทาง X (จุดสีดำเหลืองแสดงตำแหน่งที่คำนวณค่าความเครียด) ในอาคาร B1_S และ B1_F	81
รูปที่ 4.16 ค่าความเครียดเฉลี่ยในกำแพงรับแรงเฉือนจากวิธี NLRHA และ MRSA ภายใต้แผ่นดินไหวกระทำทิศทาง Y (จุดสีดำเหลืองแสดงตำแหน่งที่คำนวณค่าความเครียด) ในอาคาร B1_S และ B1_F	82
รูปที่ 4.17 ค่าความเครียดเฉลี่ยในกำแพงรับแรงเฉือนจากวิธี NLRHA และ MRSA ภายใต้แผ่นดินไหวกระทำทิศทาง X (จุดสีดำเหลืองแสดงตำแหน่งที่คำนวณค่าความเครียด) ในอาคาร B2.....	84
รูปที่ 4.18 ค่าความเครียดเฉลี่ยในกำแพงรับแรงเฉือนจากวิธี NLRHA และ MRSA ภายใต้แผ่นดินไหวกระทำทิศทาง Y (จุดสีดำเหลืองแสดงตำแหน่งที่คำนวณค่าความเครียด) ในอาคาร B2.....	85
รูปที่ 4.19 การเคลื่อนที่ที่จุด CM และการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ของอาคารที่ศึกษา.....	91
รูปที่ ก.1 ปฏิสัมพันธ์ระหว่างแรงตามแนวแกนกับโมเมนต์ดัด (Interaction Diagram) ในกำแพง PC2	109
รูปที่ ข.1 แบบจำลองเสาในโปรแกรม ETABS.....	112
รูปที่ ข.2 รูปร่างการโก่งเดาะของเสา.....	113

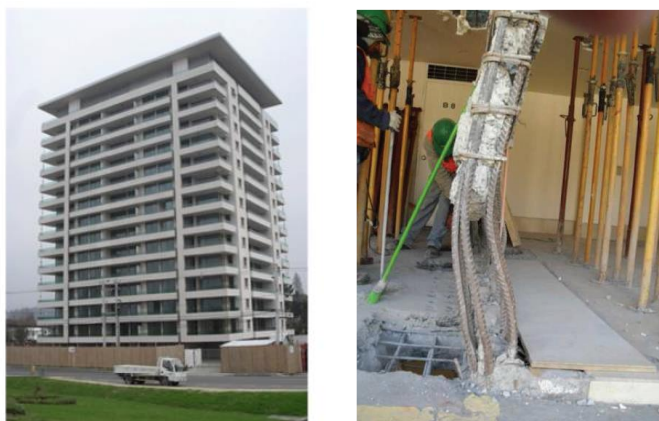
รูปที่ ข.3 แบบจำลองเสาของการวิเคราะห์การโก่งเดาะไม่เชิงเส้น.....	114
รูปที่ ข.4 วิธีการวิเคราะห์เสาทดสอบด้วยโปรแกรม ETABS.....	117
รูปที่ ข.5 แรงวิกฤตจากการวิเคราะห์การโก่งเดาะไม่เชิงเส้น.....	118
รูปที่ ข.6 การวิเคราะห์ด้วย gravity case ในโปรแกรม PERFORM-3D.....	121
รูปที่ ข.7 การวิเคราะห์ด้วย Gravity & Static Push-Over Case ในโปรแกรม PERFORM-3D...	123
รูปที่ ข.8 ผลการเปรียบเทียบค่าการเคลื่อนตัวทางด้านข้างจากโปรแกรม ETABS , PERFORM-3D (Gravity case) และการคำนวณจากสมการ.....	124
รูปที่ ค.1 การกำหนดชื่อของกำแพงอาคาร B1_S.....	125
รูปที่ ค.2 แรงเฉือนในกำแพงเฉือนเนื่องจากแผ่นดินไหวทิศทาง X และ Y.....	129
รูปที่ ค.3 โมเมนต์ดัดในกำแพงคอนกรีตเสริมเหล็กภายใต้แผ่นดินไหวทิศทาง X และ Y.....	133
รูปที่ ค.4 แรงเฉือนในแต่ละชั้นและกำแพงคอนกรีตเสริมเหล็กภายใต้แผ่นดินไหวทิศทาง X และ Y.....	137
รูปที่ ค.5 โมเมนต์ดัดในกำแพงคอนกรีตเสริมเหล็กภายใต้แผ่นดินไหวทิศทาง X และ Y.....	141
รูปที่ ง.1 แพลนของอาคารกรณีศึกษา.....	143
รูปที่ ง.2 ค่าสเปกตรัมการตอบสนองที่อ้างอิงจากมาตรฐาน ASCE 7-10.....	143
รูปที่ ง.3 ค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมของ 3 กรณี.....	145
รูปที่ ง.4 การเปรียบเทียบค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมกับสเปกตรัมเฉลี่ยที่ถูกปรับให้สอดคล้องของ 6 คลื่นในพื้นที่ กทม.....	146
รูปที่ ง.5 การเคลื่อนที่เชิงสเปกตรัม (Spectral displacement, S_D).....	146
รูปที่ ง.6 ค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัม 3 กรณีในโปรแกรม ETABS.....	147
รูปที่ ง.7 การเคลื่อนตัวของชั้นต่างๆจุดศูนย์ถ่วงของ และการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นที่จุด CM ของอาคารกรณีศึกษา เมื่อแผ่นดินไหวกระทำ EQX และ EQY.....	149

บทที่ 1

บทนำ

1.1 ที่มาและความสำคัญ

แผ่นดินไหวเป็นภัยธรรมชาติที่ก่อให้เกิดความเสียหายต่อชีวิตและทรัพย์สินเนื่องจากแผ่นดินไหวเป็นภัยพิบัติที่สามารถเกิดขึ้นได้โดยไม่มีสัญญาณเตือนล่วงหน้า กำแพงโครงสร้างเป็นองค์อาคารที่ใช้ต้านทานแรงเนื่องจากน้ำหนักบรรทุกทุกแนวตั้งและแรงด้านข้าง นอกจากนี้การออกแบบอาคารสูงในปัจจุบันมีการใช้ความหนาของกำแพงน้อยกว่าในอดีต ส่งผลให้กำแพงมีแนวโน้มเกิดการโก่งเดาะออกนอกกระนาบ ตัวอย่างการวิบัติของกำแพงโครงสร้างเนื่องจากการโก่งเดาะออกนอกกระนาบแสดงดังรูปที่ 1.1 การวิบัติดังกล่าวเกิดขึ้นในอาคาร Alto Huerto ซึ่งเป็นอาคารสูง 15 ชั้น ที่เมือง San Pedro de la Paz ใกล้เมือง Concepción ในแผ่นดินไหวที่ประเทศชิลีเมื่อปี ค.ศ.2010 จากเหตุการณ์ดังกล่าวแสดงให้เห็นได้ว่ากำแพงที่มีความขรุขระอาจนำไปสู่การวิบัติแบบโก่งเดาะออกนอกกระนาบได้ สำหรับกรณีของอาคารสูงในประเทศไทยอาจพบกำแพงโครงสร้างที่มีความหนาเพียง 100 มิลลิเมตร ส่งผลให้มีอัตราส่วนความขรุขระมากกว่า 25 ซึ่งมากกว่าที่กำหนดในมาตรฐาน Uniform Building Code (UBC 1997) ดังนั้นในการออกแบบกำแพง วิศวกรผู้ออกแบบต้องตระหนักถึงพฤติกรรมการโก่งเดาะออกนอกกระนาบของกำแพงโครงสร้างที่มีความขรุขระร่วมด้วย มาตรฐาน มยผ.1301/1302-61 (ภาคผนวก ข) ให้ข้อแนะนำการออกแบบกำแพงโครงสร้างว่าการโก่งเดาะของเหล็กเสริมตามยาวในกำแพงโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กและการโก่งเดาะออกนอกกระนาบของกำแพงภายใต้แผ่นดินไหวมีพฤติกรรมใกล้เคียงกันเนื่องจากความขรุขระของกำแพงและการยึดรั้งด้านข้างที่ไม่เพียงพอ ตัวแปรที่มีผลสำคัญต่อการโก่งเดาะออกนอกกระนาบของกำแพงโครงสร้างคือ อัตราส่วนความขรุขระของกำแพง



รูปที่ 1.1 อาคาร Alto Huerto ในประเทศชิลีและตัวอย่างกำแพงที่เกิดการโก่งเดาะบริเวณชั้น 1 ของอาคาร

การศึกษานี้มีวัตถุประสงค์ในการตรวจสอบความมั่นคงแข็งแรงของอาคารสูงที่ได้รับการออกแบบตามมาตรฐานในปัจจุบันที่ใช้กำแพงโครงสร้างที่มีความหนาค่อนข้างน้อย กล่าวคือ กำแพงมีอัตราส่วนความสูงต่อความหนาเท่ากับ 12 15 และ 20 ว่ามีเสถียรภาพเพียงพอในการต้านทานแผ่นดินไหวได้หรือไม่ โดยทำการวิเคราะห์แบบจำลองอาคารตัวอย่างสูง 30 ชั้น จำนวน 4 อาคาร คืออาคาร B1 B2 B3 และ B4 ระบบกำแพงรับน้ำหนักบรรทุกทุกแนวตั้ง (Bearing Wall System) ด้วยโปรแกรม ETABS version 17 (Computers and Structures, 2018) ทำการวิเคราะห์และออกแบบด้วยวิธีสเปกตรัมการตอบสนอง (response spectrum analysis, RSA) ตามมาตรฐานที่วิศวกรใช้ในปัจจุบัน และวิเคราะห์หาค่าผลตอบสนองของโครงสร้างด้วยโปรแกรม Perform-3D เฉพาะอาคาร B1 และ B2 โดยวิธีการวิเคราะห์โครงสร้างด้วยวิธีพลศาสตร์แบบประวัติเวลา (Nonlinear response history analysis, NLRHA) โดยใช้ชุดข้อมูลความเร่งของพื้นดินที่ฐานอาคารที่สอดคล้องกับพื้นที่กรุงเทพฯ พิจารณาการเคลื่อนตัวทางด้านข้าง แรงที่ต้องต้านทานของอาคารและความเครียดที่เกิดขึ้นในกำแพง อีกทั้งขยายความรุนแรงของแผ่นดินไหวเพื่อศึกษาพฤติกรรมการตอบสนองของอาคารต่อแผ่นดินไหวที่รุนแรงขึ้น และเปรียบเทียบการจำลองกำแพงเดี่ยวเฉพาะอาคาร B1 โดยจำลองด้วยพฤติกรรมไม่เชิงเส้นโดยใช้แบบจำลองไฟเบอร์ โดยการแบ่งองค์อาคารคอนกรีตเสริมเหล็กออกเป็นไฟเบอร์ (fiber) ย่อยๆ เพื่ออธิบายพฤติกรรมและความเสียหายที่เกิดขึ้นในระดับวัสดุกับแบบจำลองกำแพงด้วยชิ้นส่วนแบบยึดหยุ่นเชิงเส้นร่วมกับจุดหมุนพลาสติกไม่เชิงเส้นที่บริเวณปลายของชิ้นส่วนโครงสร้าง สำหรับบริเวณจุดหมุนพลาสติกของชิ้นส่วนโครงสร้างจะจำลองพฤติกรรมด้วยชิ้นส่วนไฟเบอร์แบบไม่ยึดหยุ่น

1.2 วัตถุประสงค์งานวิจัย

1. เพื่อตรวจสอบการออกแบบอาคารสูงในปัจจุบันว่ามีโอกาสเกิดการวิบัติจากสูญเสียเสถียรภาพของกำแพงโครงสร้างหรือไม่ และตรวจสอบความปลอดภัยเมื่อเพิ่มความรุนแรงของแผ่นดินไหวขึ้นไปเป็น 2 เท่า
2. เพื่อศึกษาวิธีการประเมินเสถียรภาพของโครงสร้างกำแพง
3. เพื่อตรวจสอบว่ากำแพงที่มีความหนาค่อนข้างน้อยที่ออกแบบในปัจจุบันมีเสถียรภาพเพียงพอต่อการต้านทานแรงด้านข้าง

1.3 ขอบเขตของงานวิจัย

1. พิจารณาสร้างแบบจำลองพฤติกรรมไม่เชิงเส้นของการโก่งตัวออกนอกระนาบของกำแพงโครงสร้าง
2. พิจารณาอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กสูง 30 ชั้น ระบบโครงสร้างกำแพงรับน้ำหนักบรรทุกทุกแนวตั้งในพื้นที่กรุงเทพฯ และวิเคราะห์ความสามารถต้านทานแผ่นดินไหวของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก
3. วิเคราะห์ความสามารถต้านทานแผ่นดินไหวของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก
4. การศึกษาอ้างอิงตามมาตรฐาน ASCE 7-16, ACI 318-14, มยพ.1301/1302-61 และข้อบัญญัติกรุงเทพมหานคร พ.ศ. 2544
5. พิจารณากรณีอาคารตั้งอยู่ในพื้นที่กรุงเทพมหานคร
6. ไม่พิจารณาปฏิสัมพันธ์ระหว่างชั้นดินและโครงสร้าง (soil-structure interaction) และจำลองบริเวณฐานของอาคารแบบยึดแน่น (fixed support)

1.4 ขั้นตอนการดำเนินงานวิจัย

เพื่อให้บรรลุวัตถุประสงค์ข้างต้น จะดำเนินการตามขั้นตอนดังต่อไปนี้

1. ทบทวนงานวิจัยที่ผ่านมาต่างๆในอดีต เพื่อเป็นแนวทางศึกษาในการทำวิจัย เช่น งานวิจัยที่เกี่ยวข้องกับพฤติกรรมของกำแพงภายใต้แรงอัดและแรงด้านข้างกระทำ และพฤติกรรมการโก่งเดาะของกำแพงทั้งจากการทดสอบและการวิเคราะห์โดยใช้แบบจำลองพฤติกรรมการโก่งเดาะของกำแพง พร้อมทั้งกำหนดขอบเขตและแนวทางการวิจัย
2. ศึกษาการใช้งานของโปรแกรม ETABS และ PERFORM-3D เช่น การสร้างแบบจำลอง และการเก็บข้อมูล

3. เลือกอาคารสูงคอนกรีตเสริมเหล็กจำนวน 4 อาคาร (B1 B2 B3 และ B4) ที่มีลักษณะเหมือนอาคารที่ก่อสร้างจริงและมีกำแพงโครงสร้างที่มีความหนาค่อนข้างน้อย และใช้กำแพงโครงสร้างทำหน้าที่รับน้ำหนักบรรทุกทุกแนวตั้งและแรงด้านข้าง
4. สร้างแบบจำลองอาคาร ออกแบบอาคารให้เป็นไปตามมาตรฐานการออกแบบในปัจจุบันทุกอาคาร โดยใช้แบบจำลองและการวิเคราะห์เชิงเส้นตามที่วิศวกรปฏิบัติอยู่ในปัจจุบัน (ใช้วิธี response spectrum analysis) โดยใช้โปรแกรม ETABS
5. สร้างแบบจำลองพฤติกรรมไม่เชิงเส้นโดยใช้โปรแกรม PERFORM-3D เพื่อจำลองพฤติกรรมของวัสดุและพฤติกรรมไม่เชิงเส้นเชิงเรขาคณิตของอาคารและทำการวิเคราะห์ด้วยวิธีวิเคราะห์การตอบสนองของโครงสร้างไม่เชิงเส้นด้วยวิธีพลศาสตร์แบบประวัติเวลา (nonlinear response history analysis, NLRHA) เฉพาะอาคาร B1 และ B2 และจำลองคลื่นแผ่นดินไหวกระทำด้วยการเพิ่มความรุนแรงเป็น 2 เท่าเพื่อทดสอบตรวจสอบความปลอดภัยของอาคาร
6. เปรียบเทียบแบบจำลองพฤติกรรมไม่เชิงเส้นของอาคารที่จำลองกำแพงด้วยเอลิเมนต์แบบเปลือกบาง (shell element) สร้างแบบจำลองไฟเบอร์ โดยการแบ่งองค์อาคารคอนกรีตเสริมเหล็กออกเป็นไฟเบอร์ (fiber) ย่อยๆกับแบบจำลองกำแพงด้วยเอลิเมนต์แบบเส้น (line or frame element) โดยจำลองชิ้นส่วนแบบยึดหยุ่นเชิงเส้นร่วมกับจุดหมุนพลาสติกไม่เชิงเส้นที่บริเวณปลายของชิ้นส่วนโครงสร้าง บริเวณจุดหมุนพลาสติกจะจำลองพฤติกรรมด้วยชิ้นส่วนไฟเบอร์แบบไม่ยึดหยุ่น เฉพาะอาคาร B1
7. ตรวจสอบการเคลื่อนตัวทางด้านข้าง ความเครียดที่เกิดขึ้นในกำแพง และพิจารณาพฤติกรรมการรับแรงที่ต้องต้านทานของกำแพงในอาคาร

บทที่ 2

ทฤษฎีและงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

2.1 การวิเคราะห์โครงสร้างภายใต้แรงแผ่นดินไหว

2.1.1 ระบบอาคารหลายชั้นที่มีพฤติกรรมอยู่ในช่วงยืดหยุ่น (elastic multistory buildings)

2.1.1.1 การวิเคราะห์หาผลตอบสนองแบบประวัติเวลา (Response History Analysis, RHA)

ในการคำนวณผลตอบสนองของอาคารหลายชั้นเนื่องจากความเร่งที่พื้นดิน $\ddot{u}_g(t)$ สามารถเขียนให้อยู่ในรูปของสมการการเคลื่อนที่เชิงอนุพันธ์ได้ดังนี้

$$\mathbf{m}\ddot{\mathbf{u}}(t) + \mathbf{c}\dot{\mathbf{u}}(t) + \mathbf{k}\mathbf{u}(t) = -\mathbf{m}\ddot{u}_g(t) \quad (2.1)$$

โดยที่ \mathbf{u} เป็น เวกเตอร์การเคลื่อนที่ด้านข้างจำนวน N ชั้น เทียบกับพื้นดิน นอกจากนี้ กำหนดให้ $\mathbf{m}, \mathbf{c}, \mathbf{k}$ และ \mathbf{u} เป็นเมทริกซ์มวล เมทริกซ์ตัวหน่วง สติฟเนสเมทริกซ์ และอินฟลูเอนซ์เวกเตอร์ตามลำดับ

นิพจน์ทางด้านขวาของสมการที่ 2.1 คือแรงแผ่นดินไหวประสิทธิผลกระทำกับอาคารซึ่งสามารถเขียนอยู่ในรูปของแรงภายนอกได้ดังนี้

$$\mathbf{p}_{\text{eff}}(t) = -\mathbf{m}\ddot{u}_g(t) \quad (2.2)$$

ขนาดของแรงแผ่นดินไหวในแต่ละชั้นมีค่าเท่ากับผลคูณระหว่างเวกเตอร์มวลชั้น $\mathbf{s} = \mathbf{m}\mathbf{1}$ และความเร่งที่พื้นดิน $\ddot{u}_g(t)$ ซึ่งกระจายอยู่ในรูปผลรวมของแรงเฉื่อย \mathbf{s}_n ตามโหมดต่างๆดังนี้

$$\mathbf{m}\mathbf{1} = \sum_{n=1}^N \mathbf{s}_n = \sum_{n=1}^N \Gamma_n \mathbf{m} \phi_n \quad (2.3)$$

โดยที่ ϕ_n เป็นโหมดรูปร่างของคาบการสั่นไหวที่ n และกำหนดให้

$$\Gamma_n = \frac{L_n}{M_n} \quad L_n = \phi_n^T \mathbf{m} \mathbf{1} \quad M_n = \phi_n^T \mathbf{m} \phi_n \quad (2.4)$$

ดังนั้น แรงประสิทธิผลของแผ่นดินไหวสามารถเขียนได้ดังนี้

$$\mathbf{p}_{\text{eff}}(t) = \sum_{n=1}^N \mathbf{p}_{\text{eff},n}(t) = \sum_{n=1}^N -\mathbf{s}_n \ddot{u}_g(t) \quad (2.5)$$

โดยที่ค่า \mathbf{s}_n และ $\mathbf{p}_{\text{eff},n}(t)$ ของแต่ละโหมดคำนวณได้จากสมการ

$$\mathbf{s}_n = \Gamma_n \mathbf{m} \phi_n \quad (2.6)$$

$$\mathbf{p}_{\text{eff},n}(t) = -\mathbf{s}_n \ddot{u}_g(t) \quad (2.7)$$

เวกเตอร์ของการเคลื่อนที่ \mathbf{u} สามารถแสดงให้อยู่ในรูปของพิกัดโหมดและโหมดรูปร่างได้ดังนี้

$$\mathbf{u}(t) = \sum_{n=1}^N \phi_n q_n(t) \quad (2.8)$$

จากคุณสมบัติเชิงตั้งฉากแบบโหมด (modal orthogonality) จะสามารถเขียนพิกัดโหมด (modal coordinate, $q_n(t)$) ได้ดังสมการ

$$\ddot{q}_n + 2\zeta_n \omega_n \dot{q}_n + \omega_n^2 q_n = -\Gamma_n \ddot{u}_g(t) \quad (2.9)$$

โดยที่ ω_n เป็นความถี่ธรรมชาติเชิงมุม (angular natural frequency) และ ζ_n เป็นอัตราส่วนความหน่วง (modal damping ratio) ในโหมดที่ n

จากสมการที่ 2.9 เมื่อนำค่า Γ_n หารตลอดจะได้สมการที่อยู่ในรูปสมการความเร่งดังนี้

$$\ddot{D}_n + 2\zeta_n \omega_n \dot{D}_n + \omega_n^2 D_n = -\ddot{u}_g(t) \quad (2.10)$$

โดยที่ $q_n(t) = \Gamma_n D_n(t)$ (2.11)

นำสมการที่ 2.11 แทนลงในสมการที่ 2.8 จะได้ค่าการเคลื่อนที่ด้านข้างที่ชั้นที่ N เท่ากับ

$$\mathbf{u}_n(t) = \phi_n q_n(t) = \Gamma_n \phi_n D_n(t) \quad (2.12)$$

ซึ่งผลการตอบสนองต่างๆ $r(t)$ เช่น การเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้น (story drift) หรือแรงภายในโครงสร้าง สามารถคำนวณได้โดย

$$r_n(t) = r_n^{st} A_n(t) \quad (2.13)$$

โดยที่ r_n^{st} เป็นผลตอบสนองเชิงสถิตของโหมดที่ n เมื่อมีแรงภายนอก \mathbf{s}_n มากระทำโดยมีความเร่งดังสมการ

$$A_n(t) = \omega_n^2 D_n(t) \quad (2.14)$$

กำหนดให้ $A_n(t)$ เป็นความเร่งเสมือน (pseudo-acceleration) ของระบบที่มีระดับชั้นความเสรีเท่ากับหนึ่ง (single degree-of-freedom, SDOF) ในโหมดที่ n

สมการที่ 2.12 และ 2.13 ใช้หาค่าผลตอบสนองของระบบ MDOF ที่ถูกระงับโดยแรงภายนอกเสมือน $\mathbf{p}_{\text{eff},n}(t)$ ดังนั้น ผลตอบสนองทั้งหมดของโครงสร้างจะสามารถหาได้จากการรวมผลตอบสนองเนื่องจากแรงภายนอกเสมือน $\mathbf{p}_{\text{eff}}(t)$ ของทุกโหมดดังนี้

$$\mathbf{u}(t) = \sum_{n=1}^N \mathbf{u}_n(t) = \sum_{n=1}^N \Gamma_n \phi_n D_n(t) \quad (2.15)$$

$$r(t) = \sum_{n=1}^N r_n(t) = \sum_{n=1}^N r_n^{st} A_n(t) \quad (2.16)$$

สมการที่กล่าวมานี้เป็นการวิเคราะห์โดยวิธีผลการตอบสนองเชิงเวลา ที่แยกตามแต่ละโหมด โดยสมการที่ 2.9 เป็นสมการการเคลื่อนที่ ของโหมดแต่ละโหมด สมการที่ 2.12 และ 2.13 เป็นการหาผลการตอบสนองของโหมดที่ n สมการที่ 2.15 และ 2.16 เป็นการรวมผลตอบสนองของโหมดทุกโหมด เพื่อหาผลตอบสนองรวมเนื่องจากผลของโหมดต่างๆ โดยหลักการพื้นฐานของการกระจายโหมดตามที่กล่าวมานี้ ได้นำมาใช้ประยุกต์กับวิธีวิเคราะห์เพื่อหาผลตอบสนองโดยการประมาณ ซึ่งเรียกว่า วิธีแรงกระทำด้านข้างแยกโหมด (Modal pushover analysis, MPA) ซึ่งจะกล่าวในหัวข้อต่อไป

2.1.1.2 การวิเคราะห์หาผลตอบสนองเชิงสเปกตรัม (Response Spectrum Analysis, RSA)

ผลตอบสนองสูงสุด r_o ของระบบโครงสร้างที่ได้รับคลื่นแผ่นดินไหว สามารถประมาณได้จากวิธีผลตอบสนองเชิงสเปกตรัม โดยมีจุดประสงค์เพื่อลดความยุ่งยากจากวิธีผลการตอบสนองเชิงเวลา วิธีนี้เป็นการหาผลตอบสนองสูงสุดในแต่ละโหมดจากเส้นผลตอบสนอง ดังสมการ

$$r_{no} = r_n^{st} A_n \quad (2.17)$$

โดยที่ A_n เป็นความเร่งเสมือน (Pseudo-acceleration) ของระบบที่มีระดับชั้นความเสรีเท่ากับหนึ่งในโหมดที่ n ซึ่งขึ้นอยู่กับ คาบการสั่นไหวธรรมชาติ ($T_n = 2\pi / \omega_n$) และอัตราส่วนความหน่วง (ζ_n) โดยผลตอบสนองรวมสูงสุดคำนวณได้จากการรวมผลตอบสนองของทุกโหมดด้วยวิธีการที่สองของผลรวมของกำลังสอง (Square-Root-of-Sum-of-Square, SRSS) หรือวิธีการรวมแบบสมบูรณ์ของค่ากำลังสอง (Complete quadratic combination, CQC)

2.1.2 ระบบอาคารหลายชั้นที่มีพฤติกรรมอยู่ในช่วงไม่ยืดหยุ่น (inelastic multistory buildings)

2.1.2.1 การวิเคราะห์หาผลตอบสนองแบบประวัติเวลาไม่เชิงเส้น (Nonlinear Response History Analysis, NLRHA)

เมื่อมีแรงด้านข้างมากระทำกับโครงสร้างอาคาร เส้นกราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่างแรงด้านข้างกับการเคลื่อนที่ในช่วงเริ่มต้นจะมีลักษณะเป็นเส้นตรงซึ่งจะมีการตอบสนองอยู่ในช่วงยืดหยุ่น แต่หลังจากมีการเพิ่มแรงผลักดันจนกระทั่งระบบโครงสร้างอาคารเกิดการคราก ความสัมพันธ์ระหว่างแรงด้านข้างกับการเคลื่อนที่จะมีลักษณะไม่เป็นเส้นตรง และหากแรงมีการเปลี่ยนทิศทางในการเคลื่อนที่แบบวัฏจักร จะพบว่าความสัมพันธ์ระหว่างแรงด้านข้างกับการเคลื่อนที่จะมีลักษณะเป็นวงรอบ ซึ่งแรงต้านการเสีรูปนี้จะขึ้นอยู่กับเคลื่อนที่ในขณะเวลาที่ผ่านไปและทิศทางของความเร็ว ดังนั้นแรงต้านการเสีรูปจึงเป็นฟังก์ชันไม่เชิงเส้นของการเคลื่อนที่ (\mathbf{u}) และทิศทางของความเร็ว ($\dot{\mathbf{u}}$)

$$\mathbf{f}_s = \mathbf{f}_s(\mathbf{u}, \dot{\mathbf{u}}) \quad (2.18)$$

แทนค่าสมการที่ 2.18 ในสมการที่ 2.19 จะได้

$$\mathbf{m}\ddot{\mathbf{u}}(t) + \mathbf{c}\dot{\mathbf{u}}(t) + \mathbf{f}_s(\mathbf{u}, \dot{\mathbf{u}}) = \mathbf{p}_{\text{eff}}(t) \quad (2.19)$$

โดยการหาผลตอบสนองที่ได้จากการแก้สมการที่ 2.20 ซึ่งเป็นสมการที่มีความเกี่ยวข้องกันจะได้ผลตอบสนองที่แท้จริง (exact response)

ถึงแม้การวิเคราะห์แบบแยกโหมดจะไม่สามารถนำมาใช้กับระบบโครงสร้างที่มีพฤติกรรมยืดหยุ่นได้ แต่ก็สามารถใช้เป็นแนวทางในการจัดรูปสมการที่ 2.19 ให้อยู่ในรูปของพิกัดโหมด เช่นเดียวกับระบบโครงสร้างที่มีพฤติกรรมแบบยืดหยุ่นได้ เมื่อระบบโครงสร้างถูกกระตุ้นให้มีการสั่นสะเทือนขนาดเล็ก (การตอบสนองอยู่ในช่วงยืดหยุ่น) คุณสมบัติพื้นฐานของการสั่นสะเทือนเช่น ค่าสถิติเฟส ระบบมวล และความหน่วงของทั้งสองระบบโครงสร้างต่างยังคงมีค่าเท่ากัน ซึ่งสามารถจัดให้อยู่ในรูปพิกัดโหมดได้โดยกำหนดให้

$$\mathbf{u}(t) = \sum_{n=1}^N \phi_n q_n(t) \quad (2.20)$$

นำสมการที่ 2.20 แทนลงในสมการที่ 2.19 และคูณตลอดด้วย ϕ_n^T พร้อมทั้งจัดรูปใหม่โดยอาศัยคุณสมบัติเชิงตั้งฉาก (Orthogonality) จะได้

$$\ddot{q}_n + 2\zeta_n \omega_n \dot{q}_n + \frac{F_{sn}}{M_n} = -\Gamma_n \ddot{u}_g(t) \quad n=1,2,\dots,N \quad (2.21)$$

$$\text{โดยที่} \quad F_{sn} = F_{sn}(\mathbf{q}, \dot{\mathbf{q}}) = \phi_n^T \mathbf{f}_s(\mathbf{u}, \dot{\mathbf{u}}) \quad (2.22)$$

ซึ่งสมการที่ 2.21 เป็นสมการการเคลื่อนที่ในรูปของพิกัดโหมดที่ n ของโครงสร้างที่มีพฤติกรรมอยู่ในช่วงไม่ยืดหยุ่นซึ่งยังคงประกอบไปด้วยตัวแปรในรูปของพิกัดโหมดจำนวน N ตัวแปร เนื่องจากยังคงมีความเกี่ยวโยงกัน (Coupled) ในส่วนของแรงต้านทาน ดังนั้นการหาค่า $\mathbf{u}(t)$ โดยการแก้สมการที่ 2.21 เพื่อหาค่า $q_n(t)$ แล้ว แทนค่า $q_n(t)$ นี้ลงในสมการที่ 2.20 จะยังคงได้ผลตอบสนองของ $\mathbf{u}(t)$ เหมือนกับค่า $\mathbf{u}(t)$ ที่ได้จากการแก้สมการที่ 2.19 โดยตรง

2.1.3 แรงวิกฤตที่ทำให้เกิดการโก่งเดาะ (critical buckling loads)

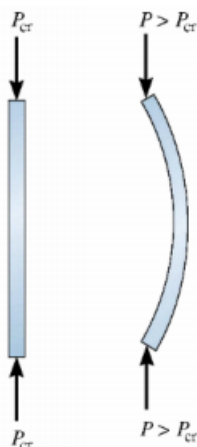
ACI318-19 เสนอการคำนวณออกแบบกำแพงคอนกรีตเสริมเหล็กให้รับน้ำหนักบรรทุกเยื้องศูนย์ หรือแรงด้านข้างใดๆ ในกรณีที่น้ำหนักกระทำเยื้องศูนย์แต่มีค่าไม่เกินหนึ่งในหกของความหนาของกำแพงนั้นจะถือว่าน้ำหนักนั้นกระทำร่วมศูนย์กับกำแพง การคำนวณกำลังรับน้ำหนักบรรทุกตามแนวแกนของกำแพงหน้าตัดสี่เหลี่ยมผืนผ้าโดยคำนวณได้จากสมการที่ 2.23

$$\phi P_{nw} = \phi 0.55 f'_c A_g \left[1 - \left(\frac{kh}{32t} \right)^2 \right] \quad (2.23)$$

โดยที่ A_g = เนื้อที่หน้าตัดทั้งหมดของกำแพง = $t \times l_w$ (cm^2), t = ความหนาของกำแพง (cm), l_w = ความยาวประสิทธิภาพของกำแพงในแนวนอน (cm), h = ความสูงของกำแพงระหว่างที่รองรับ (cm), ϕ = ตัวคูณลดกำลัง, f'_c = กำลังอัดของคอนกรีตรูปทรงกระบอกที่อายุ 28 วัน (ksc) และ k = ตัวประกอบความยาวประสิทธิภาพ

2.1.3.1 แรงอัดวิกฤต (critical buckling loads)

การโก่งเดาะ (buckling) เป็นการวิบัติจากการสูญเสียเสถียรภาพของเสายาวอันเนื่องมาจากโมเมนต์ดัด (flexural buckling) ซึ่งแตกต่างจากเสาสั้นที่วิบัติเนื่องจากคอนกรีตถูกอัดแตก แรงอัดสูงสุดที่เสายาวสามารถรับได้ก่อนที่เสาจะโก่งเดาะ นิยามค่าระดับของแรงดังกล่าวว่า แรงวิกฤต (critical buckling loads) แสดงดังรูปที่ 2.1 ซึ่งการโก่งเดาะที่กล่าวในข้างต้นถือเป็นพฤติกรรมการวิบัติที่เกิดขึ้นแบบทันทีทันใด



รูปที่ 2.1 แรงอัดวิกฤต

สำหรับกรณีที่มีอัตราส่วนการชะลุดของเสามากเกินกว่าที่มาตรฐานกำหนด จะพิจารณาว่าเสาเป็นเสายาวและเสาจะเกิดการวิบัติเนื่องจากการโก่งเดาะทางด้านข้าง การจำแนกประเภทของการวิบัติระหว่างการวิบัติของวัสดุ (material failure) และการวิบัติเนื่องจากขาดเสถียรภาพ พิจารณาจากการเซทางด้านข้างของเสา

2.1.3.2 การโก่งเดาะของกำแพงภายใต้แรงอัด

จากการพิจารณาเสายาวที่มีหน้าตัดสี่เหลี่ยมผืนผ้า ความยาว b ความหนา t และรับแรงอัดในแนวแกนกระทำผ่านจุดศูนย์กลางของหน้าตัด พบว่าหน่วยแรงอัดวิกฤตตามสมการของออยเลอร์ (Euler) เป็นไปตามสมการ

$$\sigma_{cr} = \frac{P_{cr}}{bt} = \frac{\pi^2 EI}{(kh)^2} \left(\frac{1}{bt} \right) \quad (2.24)$$

สมการดังกล่าวสามารถเชื่อมโยงเข้ากับการคำนวณหน่วยแรงอัดวิกฤตของชิ้นส่วนกำแพงได้ โดยที่ b คือ ความยาวของกำแพง, kh คือ ความสูงประสิทธิผลของกำแพง ส่งผลให้สติฟเนสการดัด (flexural stiffness) ของกำแพงที่มีความยาว b และความหนา t คือ

$$EI = \frac{Ebt^3}{12} \quad (2.25)$$

สติฟเนสที่สอดคล้องกันของแผ่นพื้นหรือกำแพงสองทิศทาง (two-way wall) ต่อหน่วยความกว้างของกำแพงที่มีอัตราส่วนปัวซอง μ คือ

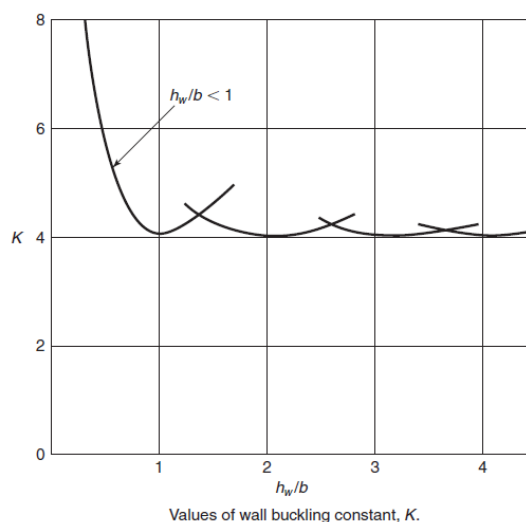
$$D = \frac{Et^3}{12(1-\mu^2)} \quad (2.26)$$

สำหรับเสาคอนกรีตที่รับน้ำหนักตามแนวแกนและไม่แตกร้าวที่มีการเสริมเหล็กเพียงเล็กน้อย รวมถึงกรณีที่ไม่มีการเสริมเหล็ก หน่วยแรงวิกฤต (σ_{cr}) ใช้หลักการโมดูลัสสัมพัทธ์ของช่วงยึดหยุ่น E_T ในการคำนวณกำลังโก่งเดาะในช่วงอินอีลาสติก โดยกำหนดให้เสายังคงสภาพตรงภายใต้แรง P คงที่ จนถึงจุดวิบัติ ซึ่งประเมินหน่วยแรงวิกฤตแทนค่าจากสมการที่ 2.24 แทนค่า I^2 ด้วย b^2 การแทนที่ EI ด้วยสติเฟนของแผ่นคอนกรีต D และรวมถึงปัจจัยยึดรั้งขอบที่เหมาะสม K ทำให้เกิดหน่วยแรงที่สำคัญสำหรับกำแพงสองทิศทาง

$$\sigma_{cr} = \frac{P_{cr}}{bt} = K \frac{\pi^2 E_T}{12(1-\mu^2)} \left(\frac{t}{b}\right)^2 \quad (2.27)$$

โดยที่ b คือ ความกว้างประสิทธิภาพของแผ่น (panel) มีค่าน้อยกว่าความยาวและความสูงของกำแพง ระหว่างการรองรับด้านข้าง, t คือ ความหนาของกำแพง, μ คือ อัตราส่วนปัวซอง และ

K คือ ตัวประกอบยึดรั้งบริเวณขอบ (edge restraint factor) มีค่าแปรผันขึ้นกับระดับการยึดแน่น (degree of fixity) ที่ขอบของแผ่นคอนกรีต (plate) ซึ่งมีค่าคล้ายกับความกว้างประสิทธิภาพ ในรูป k^2 ของสมการ 2.24 เทอม K สามารถแสดงกราฟความสัมพันธ์ระหว่าง K และอัตราส่วนความขะลุ่ยได้แสดงดังรูปที่ 2.2 สมการที่ 2.24 และ 2.27 แสดงถึงความคล้ายกันของหน่วยแรงวิกฤต ระหว่างเสาและกำแพง

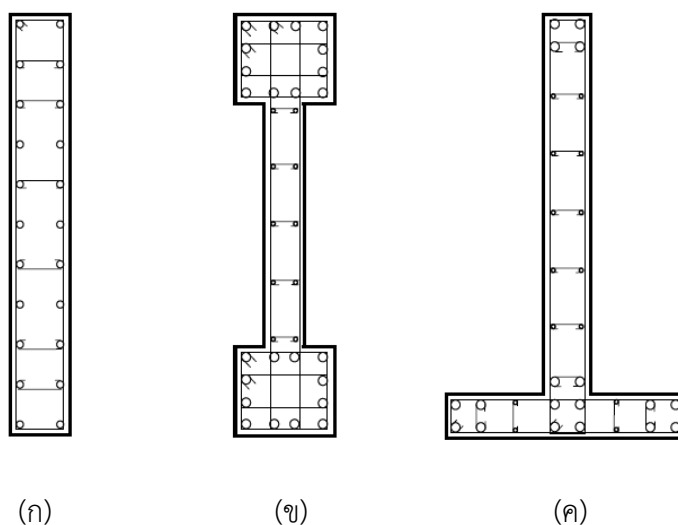


รูปที่ 2.2 ตัวประกอบยึดรั้งบริเวณขอบ (K)

2.2 งานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

กำแพงโครงสร้างสามารถต้านทานแรงตามแนวแกนและแรงด้านข้างในอาคารสูง โดยกำแพงโครงสร้างมีประสิทธิภาพในการต้านทานแรงแนวนอนที่กระทำในแนวระนาบ เช่น แรงลมและแรงแผ่นดินไหวแบบไม่ยืดหยุ่นขนาดใหญ่ กำแพงโครงสร้างได้รับการออกแบบมาเพื่อตอบสนองในลักษณะการดัด (flexural nature) โดยการสร้างจุดหมุนพลาสติกที่ฐานเพื่อสลายพลังงานโดยการครากของเหล็กเสริมตามยาว และการเสื่อมสภาพของวัสดุบริเวณปลายของกำแพง (end regions)

วัสดุฐานของกำแพงโครงสร้างอาจเป็นไปได้ทั้งอิฐก่อหรือคอนกรีตเสริมเหล็ก กำแพงคอนกรีตอาจจัดให้มีการเสริมเหล็กตามขวางเพื่อเพิ่มการโอบรัดและความเหนียวของโครงสร้าง ขณะที่กำแพงอิฐก่อมีการอัดน้ำปูนในช่องว่าง (grout) การเสริมเหล็กในแนวตั้งโดยทั่วไปมีสองรูปแบบ คือ (1) เหล็กเสริมกำลังกระจายอย่างสม่ำเสมอตลอดความยาวของกำแพงและ (2) มีการเสริมเหล็กมากที่บริเวณปลายของกำแพงและจุดต่อของกำแพง รูปแบบภาพตัดขวางของกำแพงโครงสร้างและรูปแบบการเสริมเหล็กจะแสดงในรูปที่ 2.3



(ก) กำแพงรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้าที่มีการเสริมเหล็กกระจายสม่ำเสมอ

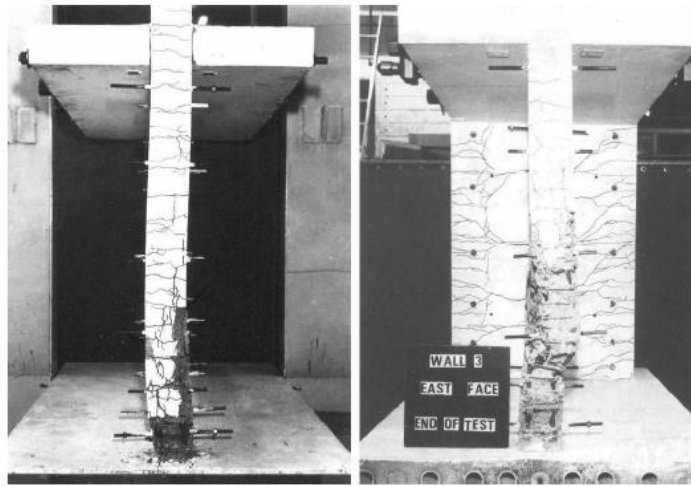
(ข) กำแพงรูป dumbbell ที่มีการเสริมเหล็กมากบริเวณปลายกำแพง

(ค) กำแพงรูปตัว T barbell ที่มีการเสริมเหล็กมากบริเวณปลายกำแพงและรอยต่อ

รูปที่ 2.3 รูปทรงเรขาคณิตของกำแพงโครงสร้างทั่วไปและรูปแบบการเสริมเหล็ก

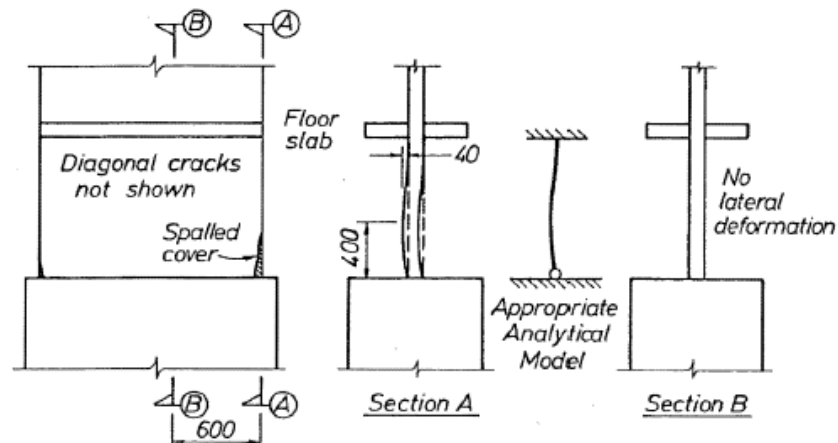
Goodsir (1985) เสนอวิธีออกแบบกำลังต้านทานแผ่นดินไหว (capacity-based seismic design methodology) สำหรับกำแพงโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก โดยวิธีนี้พยายามที่จะจำกัดแรงที่ต้องต้านทานแบบพลาสติก (plastic demands) ในบริเวณที่มีการเสริมเหล็กเพียงพอเพื่อให้แน่ใจ

ว่าการเสียรูปของกำแพงเนื่องจากโมเมนต์ภายนอก จะนำไปสู่การสลายพลังงานของระบบโครงสร้างได้อย่างเพียงพอ Goodsir ได้สร้างและทดสอบระบบปฏิสัมพันธ์ระหว่างกำแพงรับแรงเฉือนกับโครงต้านแรงดัด (shear wall frame interactive system) ขนาด 1:3 โดยใช้วิธีการออกแบบที่นำเสนอพบว่ากำแพงแสดงพฤติกรรมการรับแรงแบบวิฎจักร (hysteretic behavior) และการสลายพลังงานที่ดีแต่กำแพงทดสอบวิบัติเนื่องจากการขาดเสถียรภาพออกนอกระนาบเฉพาะที่ (local out-of-plane instability) รูปที่ 2.4 แสดงการโก่งเดาะของพื้นที่ปลายของกำแพงตัวอย่างทดสอบ 2 ตัวอย่าง ภาพประกอบอย่างง่ายแสดงที่ความเสียหายที่เกิดจากการโก่งเดาะของกำแพงที่ 2 แสดงดังรูปที่ 2.5



รูปที่ 2.4 การขาดเสถียรภาพทางด้านข้างของตัวอย่างทดสอบ Wall 2 (ซ้าย) และ Wall 3 (ขวา)

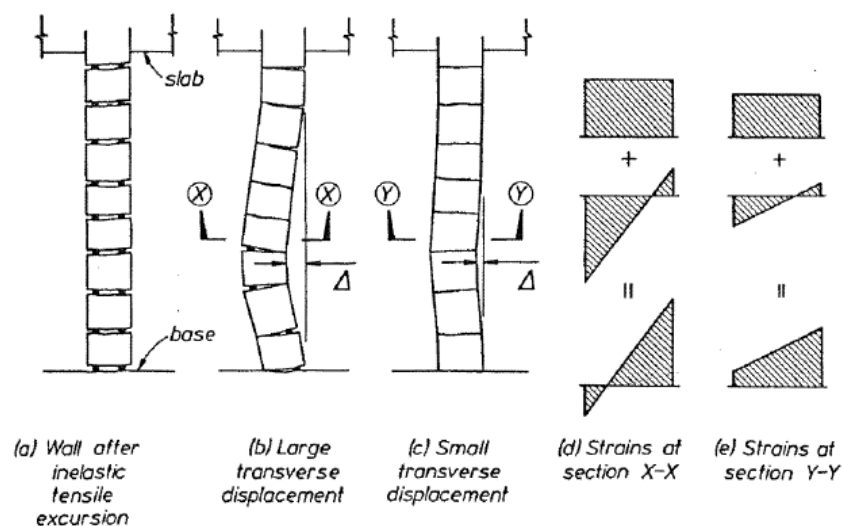
(Goodsir, 1985)



รูปที่ 2.5 ภาพประกอบอย่างง่ายแสดงที่ความเสียหายที่เกิดจากการโก่งเดาะของกำแพงที่ 2

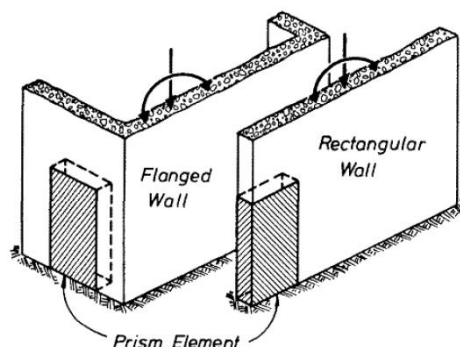
(Goodsir, 1985)

Goodsir (1985) ชี้ให้เห็นว่าการขาดเสถียรภาพนี้สามารถเกิดและคาดการณ์ได้โดยขึ้นกับแรงที่ต้องต้านทานแบบพลาสติก (plastic demands) ที่ได้รับบริเวณพื้นที่ปลายของชิ้นงานทดสอบ เมื่อได้รับแรงดึงที่ต้องต้านทานขนาดใหญ่ที่เพียงพอ (sufficiently large tensile demands) แสดงดังรูปที่ 2.6(a) เหล็กเสริมจะเกิดความเครียดดึงแบบพลาสติก (plastic tensile strains) และคอนกรีตบริเวณที่มีการโอบรัด (confined end region concrete) จะเริ่มร้าว เมื่อมีการกลับทิศของแรงกระทำ หน่วยแรงในเหล็กเสริมจะดำเนินต่อไปจากแรงดึงจนถึงแรงอัด ความแปรปรวนของแรงอัดในเหล็กเสริมเมื่อรับแรงอัดส่งผลให้เกิดการปิดตัวของรอยแตกคอนกรีตขึ้นบนด้านหนึ่งของกำแพง และเมื่อกำแพงรับแรงสลับทิศจนกระทั่งเกิดการเปิดใหม่ของรอยแตกและเกิดการปิดตัวไม่สนิทของรอยแตกที่เกิดขึ้นจากการให้น้ำหนักบรรทุกทุกในทิศตรงกันข้ามก่อนหน้า ทำให้กำแพงเกิดการเคลื่อนที่ออกนอกระนาบ นอกจากนี้ Goodsir ตั้งสมมติฐานกำแพงโครงสร้างจะวิบัติด้วยการโก่งเดาะเฉพาะที่ ในกรณีที่มีการเคลื่อนที่ของกำแพงเกินค่าเกณฑ์ที่กำหนด ซึ่งลักษณะการวิบัติเป็นไปตามรูปที่ 2.6(b) โดยที่การวิบัติเกิดจากการสูญเสียความสามารถในการรับแรงทั้งแรงตามแกนและแรงทางด้านข้างอย่างรวดเร็ว หากโครงสร้างไม่สามารถกระจายแรงที่ต้องต้านทานได้อาจนำไปสู่การวิบัติอย่างฉับพลัน สังเกตว่าหากการเคลื่อนที่ยังอยู่ในเกณฑ์ความมั่นคง จะไม่เกิดรอยร้าวบนคอนกรีต ส่งผลให้โครงสร้างสามารถต้านทานแรงกระทำแบบวัฏจักรในวงรอบถัดไปได้ อย่างไรก็ตาม โครงสร้างจะเกิดเคลื่อนที่ออกนอกระนาบคงค้าง (residual out-of-plane displacement) ตามดังรูปที่ 2.6(c) เนื่องจากกำแพงไม่สามารถกลับคืนสู่สภาพเดิมได้อย่างสมบูรณ์



รูปที่ 2.6 กลไกการวิบัติแบบโก่งเดาะ (Goodsir, 1985)

อีกทั้ง Goodsir ตรวจสอบปัญหาการขาดเสถียรภาพทางด้านข้างที่สังเกตได้ในระหว่างการทดสอบขนาดใหญ่จากการสร้างตัวอย่างทดสอบปริซึมจำนวน 9 ตัวอย่างและให้แรงกระทำแก่ตัวอย่างทดสอบเป็นแรงตามแนวแกนแบบวัฏจักร (cyclic axial load reversals) ปริซึมเหล่านี้เป็นตัวแทนปลายของกำแพง (end regions of walls) ดังแสดงในรูปที่ 2.7

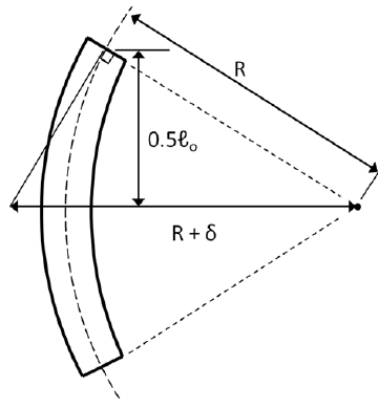


รูปที่ 2.7 ชิ้นส่วนปริซึมที่ทดสอบ (Goodsir, 1985)

จากข้อมูลการทดสอบปริซึมที่เกิดขึ้น Goodsir (1985) เสนอแบบจำลองตามทฤษฎีโค้งเดาะของออยเลอร์ซึ่งสามารถคำนวณค่าน้ำหนักบรรทุกทุกโค้งเดาะและการเคลื่อนที่ออกนอกกระนาบที่สอดคล้องกันได้ แรงโค้งเดาะวิกฤตสามารถแสดงดังสมการที่ 2.28 โดยที่ E_t คือ โมดูลัสสัมผัส (tangent modulus) ของเหล็กตามยาว l_e คือ ความสูงประสิทธิผลที่บริเวณปลายของกำแพง และ I เป็นโมเมนต์ความเฉื่อยของเหล็กเสริมของกำแพงรอบทิศแกนอ่อน (wall's weak axis)

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 E_t I}{l_e^2} \quad (2.28)$$

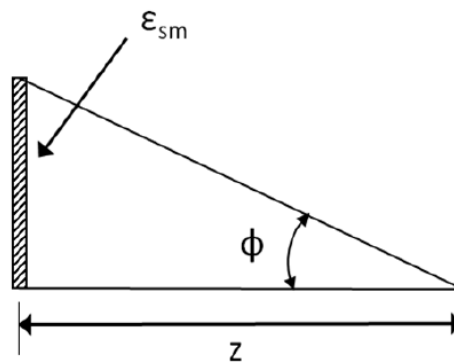
เมื่อเหล็กเสริมในตัวอย่างทดสอบรับแรงตามแนวแกนเกินขีดความสามารถ ตัวอย่างทดสอบจะเกิดการวิบัติเนื่องจากการขาดเสถียรภาพทางด้านข้างเฉพาะที่ (local lateral instability) สมมติให้รูปร่างของการเคลื่อนที่ออกนอกกระนาบมีความโค้งคงที่ตามรูปที่ 2.8 การหารัศมีความโค้ง R ส่งผลให้การเคลื่อนที่ออกนอกกระนาบ δ ของกำแพงโครงสร้างมีค่าน้อยมากดังแสดงในสมการที่ 2.29 ความยาวโค้งเดาะ l_e ถือว่าเป็นความยาวทั้งหมดของหน่วยปริซึม (prism units)



รูปที่ 2.8 รูปทรงเรขาคณิตของชิ้นส่วนก้ำแพงที่มีความยาว l_0

$$R = \frac{l_0^2}{8\delta} \quad (2.29)$$

การกระจายตัวของความเครียดดั่งในเหล็กเสริมตามยาวของก้ำแพงโดยไม่รวมส่วนระยะหุ้มคอนกรีตได้รับการสมมติให้เป็นไปตามรูปที่ 2.9 การคำนวณรัศมีความโค้งของความเครียดดั่งในเหล็กเสริมตามยาวอ้างอิงจากสมการที่ 2.30 โดยที่ z คือ ระยะออกนอกระนาบระหว่างเหล็กเสริมสองชั้น (out-of-plane distance between the two layers of reinforcement)



รูปที่ 2.9 ความเครียดของหน้าตัดก้ำแพงโค้งเดาะที่มีระยะห่างระหว่างเหล็กเสริมตามยาว

$$R = \frac{z}{\epsilon_{sm}} \quad (2.30)$$

จากสมการที่ 2.29 และ 2.30 จะได้การเคลื่อนที่ออกนอกระนาบ δ ดังแสดงสมการที่ 2.31 ซึ่งสามารถคำนวณการเคลื่อนที่ออกนอกระนาบจากความเครียดดั่งดั่งที่กำหนด (a given tension residual strain)

$$\delta = \frac{\epsilon_{sm} l_0^2}{8z} \quad (2.31)$$

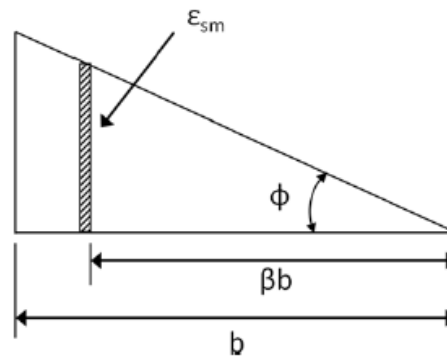
Goodsir (1985) คำนวณแรงโก่งเดาะวิกฤต (buckling loads) ที่คาดการณ์ไว้โดยใช้สมการที่ 2.28 และการเคลื่อนที่ออกนอกระนาบในสมการที่ 2.31 สำหรับชิ้นส่วนปริซึม 9 ตัวอย่างและเปรียบเทียบกับข้อมูลจากการทดลองที่วัดได้ มีพฤติกรรมของชิ้นทดสอบเพียงหนึ่งตัวอย่างที่ใกล้เคียงกับสมการที่เสนอ ความคลาดเคลื่อนอาจเกิดจากการเสื่อมสภาพของการยึดเหนี่ยวระหว่างเหล็กตามยาวกับคอนกรีตที่ไม่ถูกโอบรัด สิ่งนี้เกิดขึ้นเนื่องจากเหล็กเสริมตามยาวจะรับแรงดึงโดยตรงขณะที่พื้นผิวคอนกรีตจะรับแรงอัดเท่านั้น ความยาวที่ไม่เพียงพอในการสลายหน่วยแรงเหล่านี้จากเหล็กเสริมไปยังคอนกรีตโดยรอบทำให้เกิดการสูญเสียความแข็งแรงภายใต้แรงแบบวัฏจักร และ Goodsir (1985) ได้บันทึกปัจจัยเพิ่มเติมที่อาจส่งผลกระทบต่อกลไกที่อธิบายไว้ เช่น มวลรวมที่ถูกรบกวน (disturbed aggregate) กำลังรับแรงเฉือน (shear forces) แรงกระทำแบบวัฏจักร (cyclic loading) ระดับแรงตามแนวแกน (axial load level) ระยะหุ้มคอนกรีต (cover spall) ระยะห่างของเหล็กเสริมตามขวาง (transverse reinforcement spacing) และขนาดของกำแพงทดสอบ (the scale of the tested walls) ซึ่งปัจจัยเหล่านี้ไม่ได้รับการทดสอบหรือขยายผลอย่างชัดเจนในส่วนของ การทดลองของการศึกษานี้

Paulay และ Priestley (1993) ขยายและพัฒนาหลักการโก่งเดาะเริ่มต้นของ Goodsir (1985) เป็นแบบจำลองที่คำนึงถึงคุณสมบัติทางเรขาคณิต วัสดุของกำแพง และการจัดเรียงของเหล็กเสริมตามยาว แบบจำลองนี้ใช้องค์ประกอบหลักสองประการคือ 1) แบบจำลองเกี่ยวข้องกับ ความเครียดค้ำในเหล็กเสริมตามยาวต่ออัตราส่วนการเยื้องศูนย์นอกระนาบ และ 2) เกณฑ์ความมั่นคง (stability criterion) จากอัตราส่วนการเยื้องศูนย์สูงสุดโดยกำแพงโครงสร้างที่กำหนด (the maximum eccentricity ratio sustainable by a given structural wall.)

Paulay และ Priestley (1993) สันนิษฐานว่าขอบเขตของการโก่งสอดคล้องกับบริเวณจุดหมุนพลาสติกที่ปลายของกำแพงและกำหนดให้ความโค้งสูงสุด (maximum curvature, R) ภายในบริเวณนั้นคงที่ตามวิธีของ Goodsir ซึ่งความโค้งสูงสุดแสดงดังสมการที่ 2.32

$$R = \frac{l_o^2}{8\delta} \quad (2.32)$$

Goodsir (1985) สันนิษฐานว่ามีการแปรเปลี่ยนของความเครียด (strain distribution) ในเหล็กเสริมตามยาวของกำแพงเท่านั้น แต่ Paulay และ Priestley (1993) สันนิษฐานการกระจายความเครียดของเหล็กเสริมแสดงดังรูปที่ 2.10 โดยที่ b คือความหนาของกำแพง และ βb คือระยะทางจากด้านในของกำแพงถึงบริเวณที่เสริมเหล็กเสริมนอกสุด (extreme layer of reinforcing steel) รัศมีความโค้งในทอมของความเครียดค้ำในเหล็กเสริมตามยาว แสดงดังสมการที่ 2.33



รูปที่ 2.10 ความเครียดของหน้าตัดกำแพงโค้งเดาะที่มีความหนา b

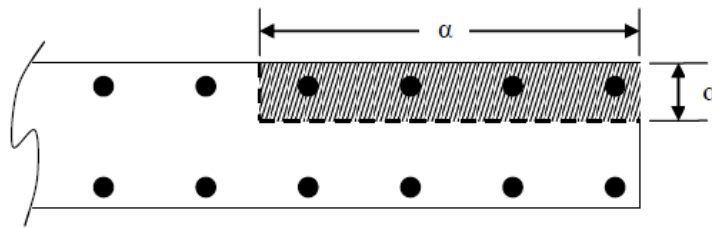
$$R = \frac{\beta b}{\epsilon_{sm}} \quad (2.33)$$

จากสมการที่ 2.32 และ 2.33 สามารถหาอัตราส่วนเยื้องศูนย์ (the eccentricity ratio, ξ) ในรูปแบบสมการที่ 2.34 จากความสัมพันธ์ $\delta = \xi b$ ซึ่งสามารถคำนวณหาอัตราส่วนเยื้องศูนย์จากความเครียดคงค้าง ในทางกลับกัน สามารถคำนวณหาความเครียดดึงที่เกี่ยวข้องกับอัตราส่วนเยื้องศูนย์ของกำแพงได้ดังสมการ

$$\xi = \frac{\epsilon_{sm}}{8\beta} \left(\frac{l_o}{b} \right)^2 \quad (2.34)$$

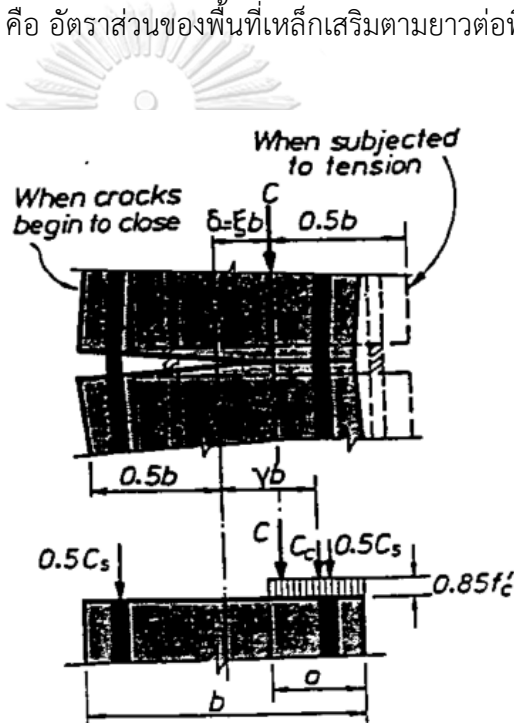
โดย βb คือ ระยะทางจากด้านในของกำแพงถึงบริเวณที่เสริมเหล็กเสริมนอกสุด (extreme longitudinal reinforcement), ϵ_{sm} คือ ความเครียดคงค้างในเหล็กเสริม, l_o คือ ความสูงบริเวณโค้งเดาะ และ δ คือ การเคลื่อนที่ออกนอกระนาบของกำแพง

เพื่อพัฒนาขีดจำกัดบน (upper limit) ของอัตราส่วนเยื้องศูนย์เพื่อให้สมการทำนายพฤติกรรมได้ครอบคลุมขึ้น Paulay และ Priestley (1993) ใช้แรงและโมเมนต์สมดุลตลอดแนวโซนการบีบอัดที่สมมติ แสดงดังรูปที่ 2.11 โซนการบีบอัดนี้ใช้การแผ่กระจายของหน่วยแรงอัดในคอนกรีตก่อนเกิดการวิบัติ (equivalent stress block) ทั้งสองทิศทาง โดย α คือความลึกของโซนการบีบอัดทิศทางในระนาบ (the compression zone's depth of the in-plane direction) และ a คือความลึกของโซนการบีบอัดทิศทางออกนอกระนาบ (the compression zone's depth in the out-of-plane direction)



รูปที่ 2.11 ภาพตัดขวางของโซนการบีบอัดของกำแพงที่เกิดการโก่งเดาะ

กำหนดให้พิจารณาทิศทางในระนาบของความยาวที่กำหนดบริเวณพื้นที่ขอบปลาย (end region) และใช้สัญลักษณ์ α ที่แสดงดังรูปที่ 2.12 และกำหนดให้แรงอัดคอนกรีต C_c สามารถคำนวณได้ตามสมการที่ 2.35 โดยที่ ρ_l คือ อัตราส่วนของพื้นที่เหล็กเสริมตามยาวต่อพื้นที่คอนกรีตทั้งหมดที่ตั้งฉากกับเหล็กเสริมนั้น



รูปที่ 2.12 แรงภายในสำหรับการโก่งเดาะบริเวณขอบปลายของกำแพง

$$C_c = \frac{\rho_l b \alpha f_y}{\left(\frac{\xi}{\gamma} - 1\right)} \quad (2.35)$$

การหาอัตราส่วน γ ในทิศทางออกนอกระนาบ แสดงดังสมการที่ 2.36 โดยสมมติว่าการกระจายหน่วยแรงอัดในคอนกรีตก่อนการวิบัติเป็นรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้าเทียบเท่า (equivalent rectangular stress block)

$$\gamma = \frac{1}{2} \left(1 - \frac{C_c}{0.85 f'_c \alpha b} \right) \quad (2.36)$$

แทนที่สมการ 2.34 ในสมการ 2.36 จะได้อัตราส่วนเยื้องศูนย์กลางสูงสุด (maximum eccentricity ratio, ξ_{cr}) ดังสมการที่ 2.37 โดย m คือ อัตราส่วนเหล็กเสริมบริเวณขอบปลายของกำแพง ขีดจำกัดทางด้านขวาแสดงถึงการวิบัติของกำแพงเมื่อการเคลื่อนที่ออกนอกระนาบทำให้กำลังต้านทานขยายออกนอกขอบเขตด้านข้างของกำแพง เมื่อเกินค่าวิกฤตินี้ กำแพงโครงสร้างจะเกิดการวิบัติเนื่องจากขาดเสถียรภาพนอกระนาบและนำไปสู่การโก่งเดาะของกำแพง

$$\xi_{cr} = 0.5 \left(1 + 2.35m - \sqrt{5.53m^2 + 4.7m} \right) \leq 0.5 \quad ; \quad m = \frac{\rho_l f_y}{f_c} \quad (2.37)$$

Paulay และ Priestley (1993) คำนวณความเครียดค้ำของเหล็กตามยาวที่คาดการณ์บริเวณจุดหมุนพลาสติกที่เกิดการโก่งเดาะสำหรับตัวอย่างทดสอบ Wall 2 (รูปที่ 2.4) ที่ทดสอบโดย Goodsir (1985) และเปรียบเทียบกับความเครียดที่วัดก่อนการโก่งเดาะ พบว่า ค่าที่คำนวณได้จากสมการที่เสนอมีค่าค่อนข้างใกล้เคียงกับผลลัพธ์จากการทดสอบ

ในการให้ข้อเสนอแนะสำหรับการออกแบบกำแพงเพื่อป้องกันการขาดเสถียรภาพทางด้านข้าง Paulay และ Priestley (1993) ได้เสนอการคำนวณความหนาขั้นต่ำของกำแพงโดยขึ้นกับความสัมพันธ์ระหว่างเกณฑ์ความมั่นคง (stability criterion) และความเครียดโก่งเดาะ แสดงดังสมการที่ 2.38 และตั้งสมมติฐานเกี่ยวกับแรงตามแนวแกน, รูปทรงเรขาคณิตและรายละเอียดการเสริมเหล็กส่งผลให้สามารถแสดงสมการคำนวณความหนาขั้นต่ำอย่างง่ายในสมการที่ 2.39 สำหรับกำแพงที่เสริมเหล็กชั้นเดียว (singly reinforced walls) ความหนาที่คำนวณได้ b จะเพิ่มขึ้น 1.26 เท่า

$$\xi = \frac{\varepsilon_{sm}}{8\beta} \left(\frac{l_o}{b} \right)^2 \quad (2.38)$$

$$b = 0.019l_p \sqrt{\frac{\mu_\phi}{\xi}} \quad (2.39)$$

โดย μ_ϕ คือ ความต้องการความเหนียวเชิงการเคลื่อนที่ (displacement ductility demand)

Chai และ Elayer (1999) ทำการทดสอบเสาคอนกรีตเสริมเหล็กเพื่อจำลองบริเวณขอบปลายของกำแพงโครงสร้างและปรับแบบจำลองที่เสนอโดย Paulay และ Priestley (1993) จากข้อมูลที่ได้ในการทดสอบ ก่อนหน้านี Paulay และ Priestley (1993) เสนอการคำนวณความเครียดถึง ε_{sm} ที่ทำให้เกิดการขาดเสถียรภาพทางด้านข้างเฉพาะที่ (local lateral instability) ในสมการที่ 2.40 อย่างไรก็ตามสมการดังกล่าวไม่ได้อธิบายถึงพฤติกรรมแบบวัฏจักรของเหล็กเสริมตามยาว ดังนั้น

Chai และ Elayer (1999) จึงเสนอรูปแบบของ ε_{sm} ที่พิจารณาพฤติกรรมกรรมการรับแรงแบบวิถัจกรของเหล็กตามยาวตามสมการที่ 2.41

$$\varepsilon_{sm} = 8\beta \left(\frac{b}{l_o} \right)^2 \xi \quad (2.40)$$

$$\varepsilon_{sm} = \varepsilon_e + \varepsilon_r + \varepsilon_a^* \quad (2.41)$$

โดย ε_e คือ ความเครียดยืดหยุ่นที่มีค่าในระหว่างแรงกระทำเริ่มต้น (strain elastically recovered during initial reloading)

ε_r คือ ความเครียดที่กระทำเพิ่มเติมเมื่อเหล็กเสริมครากด้วยแรงอัด (additional reloading strain required to yield the reinforcement in compression)

ε_a^* คือ ความเครียดดึงคงค้างจากการอัดแตกครั้งแรก (residual tension strain at the first closure of cracks)

ทั้งความเครียดยืดหยุ่น (elastic strain, ε_e) และความเครียดคืนตัว (recovery strain, ε_r) สมมติให้เป็นสัดส่วนกับความเครียดที่ทำให้เหล็กเสริมเกิดการคราก ในรูปของ $\varepsilon_e = \eta_1 \varepsilon_y$ และ $\varepsilon_r = \eta_2 \varepsilon_y$ ในระหว่างการทดสอบพบ η_1 และ η_2 มีค่าอยู่ในช่วง 1 ถึง 1.5 และ 3 ถึง 5 ตามลำดับ เพื่อคำนวณค่าความเครียดดึงคงค้าง ε_a^* Chai และ Elayer (1996) เสนอสมการที่ 2.42 ซึ่งเป็นแบบจำลองที่ปรับแก้จาก Paulay และ Priestley (1995)

$$\varepsilon_a^* = \pi^2 \beta \left(\frac{b}{l_o} \right)^2 \xi \quad (2.42)$$

แบบจำลองก่อนหน้ามีสมมติฐานว่ามีความโค้งคงที่ตลอดทั้งบริเวณจุดหมุนพลาสติกแต่เพื่อให้สมจริงมากขึ้น Chai และ Elayer (1999) สันนิษฐานว่ารูปร่างของการโก่งเดาะเป็นคลื่นรูปไซน์ (sinusoidal curvature) โดยแนะนำ $\eta_1=1$ และ $\eta_2=2$ จะได้สมการคำนวณความเครียดดึงสูงสุด ε_{sm} ที่ปรับปรุง (simplified) แสดงดังสมการที่ 2.43 สมการที่เสนอโดย Paulay และ Priestley (1995) แสดงดังสมการที่ 2.44

$$\varepsilon_{sm} = \pi^2 \beta \left(\frac{b}{l_o} \right)^2 \xi + 3\varepsilon_y \quad (2.43)$$

$$\varepsilon_{sm} = 8\beta \left(\frac{b}{l_o} \right)^2 \xi \quad (2.44)$$

ค่า stability criterion โดย Chai และ Elayer (1999) แสดงดังสมการที่ 2.45

$$\xi_{cr} = 0.5 \left(1 + 2.35m - \sqrt{5.53m^2 + 4.7m} \right) \leq 0.5 \quad ; \quad m = \frac{\rho_l f_y}{f_c} \quad (2.45)$$

Chai และ Elayer (1999) ทดสอบปรีซึมตามวิธีของ Goodsir (1985) โดยทดสอบตัวอย่างปรีซึมเสาสี่เหลี่ยมผืนผ้าคอนกรีตขนาด 4x8 นิ้ว จำนวน 14 ตัวอย่างภายใต้แรงกระทำแบบเป็นวัฏจักร เพื่อตรวจสอบความถูกต้องของแบบจำลองที่เสนอ ผลการศึกษาพบว่าสมการความเครียดที่ได้รับ การดัดแปลงใหม่ในสมการที่ 2.43 นั้นประมาณค่าความเครียดดึงสูงสุดดีกว่าสมการความเครียดได้ จากงานวิจัย Paulay และ Priestley (1995) (สมการที่ 2.44) อย่างไรก็ตาม ในการประมาณค่าความเครียดดึงสูงสุดที่สามารถรับได้ก่อนที่จะเกิดการโก่งตัวเมื่อมีการกลับทิศของแรงกระทำ ทั้งสมการประมาณค่าได้ต่ำกว่าค่าที่ได้จากการทดสอบ และจากการทดสอบปรีซึมแสดงให้เห็นปริมาณเหล็กเสริมตามยาวและอัตราส่วนระหว่างความสูงต่อความหนาของกำแพง (height-to-thickness ratio) คือตัวแปรสำคัญที่ส่งผลต่อเสถียรภาพทางด้านข้างของกำแพง

Chai และ Kunnath (2005) คำนวณความหนาขั้นต่ำสำหรับกำแพงที่มีความสูง ความยาว อัตราส่วนระหว่างกำแพงกับพื้น และ อัตราส่วนเหล็กเสริมที่แตกต่างกันภายใต้การสั่นไหวของพื้นดิน รวมถึงการวิเคราะห์ผลลัพธ์โดยใช้ความเร่งที่ต้องต้านทานที่ค่าความเร่งสูงสุด (Peak ground acceleration, PGA) เท่ากับ 40% ของความเร่งเนื่องจากแรงโน้มถ่วง ซึ่งสอดคล้องกับความรุนแรงของแผ่นดินไหวตามมาตรฐาน UBC ที่ออกแบบมาเพื่อพื้นที่แผ่นดินไหวโซน 4 ผลกระทบ เช่น ความแปรปรวนของดินและความแตกต่างของการลดทอนความถี่คลื่นสั่นสะเทือน (differences in attenuation across seismic frequencies) คำนวณโดยใช้อัตราส่วนความเร่งพื้นดินสูงสุดต่อความเร็วพื้นดินสูงสุด (a/v) งานวิจัยนี้คำนวณความหนาที่ต้องการโดยใช้สมการคำนวณความเครียดที่สภาวะโก่งเดาะ ตามที่เสนอไว้ในงานวิจัยของ Chai และ Elayer (1996) และสมการ จากงานวิจัยของ Paulay และ Priestley (1995) เปรียบเทียบกับความหนาที่แนะนำโดยมาตรฐาน นิวซีแลนด์ในปี 1995 (NZS 1995) และมาตรฐาน UBC 1997

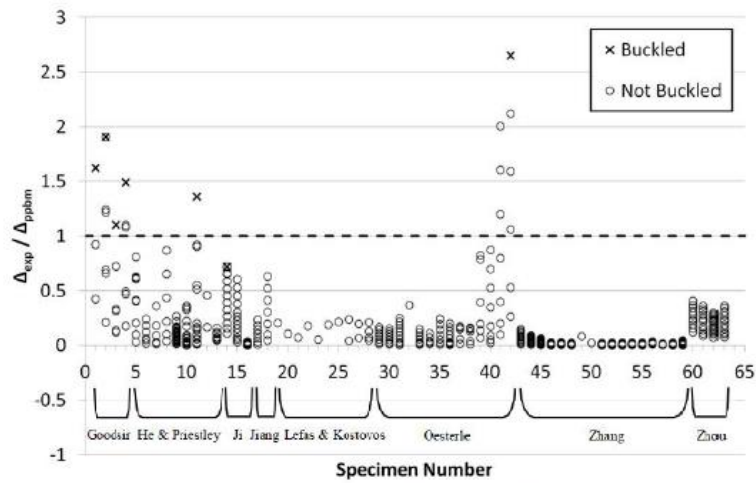
จากการตรวจสอบความหนาขั้นต่ำที่คำนวณได้เพื่อป้องกันการโก่งเดาะ พบว่า ต้องใช้กำแพงที่หนาขึ้นเมื่อการสั่นไหวที่ต้องต้านทานจากอัตราส่วนความเร่งพื้นดินสูงสุดต่อความเร็วพื้นดินสูงสุดต่ำ เนื่องจากกำแพงที่แข็งแรงกว่ามีแนวโน้มที่จะวิบัติในคาบและสเปกตรัมความเร่งที่ต้องต้านทานยาวขึ้น ในทำนองเดียวกัน อัตราส่วนพื้นที่ของกำแพงต่อพื้นที่พื้นที่ทั้งหมดที่มีขนาดน้อยลง (smaller wall-to-floor area ratios) ส่งผลให้ระบบโครงสร้างต้องการกำแพงที่มีความหนาเพิ่มมากขึ้น และความหนาขั้นต่ำของกำแพงนั้นไม่ขึ้นต่อการเปลี่ยนแปลงของน้ำหนักของพื้น (tributary floor weight) แต่ขึ้นกับความสูงที่ปราศจากการค้ำยัน อีกทั้งอัตราส่วนเหล็กเสริมตามยาวที่ต่ำส่งผลให้ความหนาที่ต้องการลดลง

เมื่อเปรียบเทียบความหนาที่คำนวณได้กับความหนาที่แนะนำโดย NZS 1995 และ UBC 1997 พบว่า ส่วนใหญ่ความหนาที่ต้องการจากการคำนวณโดยสมการที่เสนอก่อนหน้าสอดคล้องกับความหนาที่แนะนำโดย NZS 1995 แต่กำแพงที่มีความขรุขระมาก (H_w / t_w มาก) และกำแพงที่มีหน้าตัดสี่เหลี่ยมจัตุรัส (H_w / L_w น้อย) กลับพบว่าให้ค่าประมาณที่ไม่สอดคล้องกับความหนาขั้นต่ำที่แนะนำ

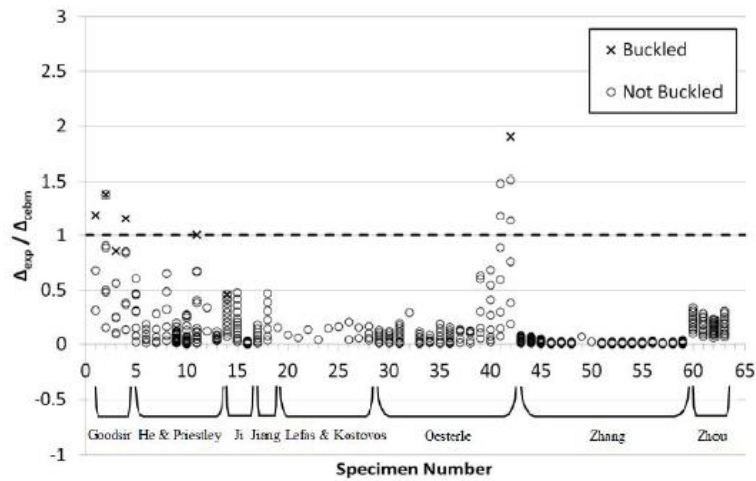
อีกทั้งกำแพงที่มีอัตราส่วนเหล็กเสริมและอัตราส่วนพื้นที่ของกำแพงต่อพื้นที่ชั้นมากพบว่ามีความสอดคล้องกันเช่นเดียวกัน Paulay และ Priestley แนะนำว่าก่อนจะปรับปรุงมาตรฐานให้สอดคล้องกับงานวิจัยเพื่อป้องกันการขาดเสถียรภาพนอกระนาบของกำแพง ควรทำการทดสอบเพิ่มเติมเกี่ยวกับการโก่งเดาะพลาสติก เพื่อประเมินความถูกต้องของมาตรฐานและแบบจำลองการวิเคราะห์การโก่งเดาะที่ใช้ในปัจจุบัน

ในการพิจารณาผลทดสอบกำแพงคอนกรีตเสริมเหล็กในอดีต Herrick and Kowalsky (2016) ได้ทำการเปรียบเทียบแบบจำลองการโก่งเดาะที่เสนอโดยงานวิจัยของ Paulay และ Priestley (1992) ซึ่งเรียกว่า PPBM กับแบบจำลองการโก่งเดาะที่เสนอโดยงานวิจัยของ Chai และ Elayer (1999) ซึ่งเรียกว่า CEBM รูปที่ 2.13 แสดงการเคลื่อนที่ในระนาบที่สังเกตได้ก่อนที่จะเกิดการโก่งเดาะออกนอกระนาบในกำแพงที่มีแรงกระทำแบบวิถัจจรจากข้อมูลของ Herrick (2014) กำแพงบางส่วนจากข้อมูลดังกล่าวไม่ได้ทดสอบเนื่องจากไม่ตรงกับวัตถุประสงค์ในการเกิดการโก่งเดาะแบบไม่ยืดหยุ่น การศึกษาพิจารณาการเคลื่อนที่ในระนาบเทียบกับเคลื่อนที่ที่คำนวณจากแบบจำลอง PPBM และ CEBM ซึ่งเกี่ยวข้องกับความเครียดดึงในแนวตั้งสูงสุดก่อนการโก่งเดาะ โปรแกรมการวิเคราะห์กำลังรับโมเมนต์และความโค้ง (moment curvature) คือ CumbiaWall ถูกนำมาใช้ในการศึกษานี้ จากงานวิจัยในอดีตสังเกตได้ว่าการคาดการณ์ของแบบจำลอง CEBM นั้นดีกว่าแบบจำลอง PPBM

การวิเคราะห์ที่ได้ดำเนินการในลักษณะเดียวกันกับตัวอย่างปริซึมโดยการพิจารณาแบบจำลอง PPBM และ CEBM โดย Herrick และ Kowalsky (2016) ได้กำหนดสถานะจำกัด (limit state) ที่เกี่ยวข้องกับความเครียดดึงสูงสุดที่สังเกตได้ก่อนที่จะเกิดการขาดเสถียรภาพนอกระนาบโดยการทดสอบปริซึมคอนกรีตเสริมเหล็กภายใต้แรงกระทำแบบวิถัจจรและแบบทิศทางเดียว เมื่อระบุค่าความเครียดดึงจากการทดสอบในแต่ละกรณีได้จึงนำผลไปเปรียบเทียบกับค่าความเครียดดึงสูงสุดที่คาดการณ์จากแบบจำลอง ซึ่งจากรูปที่ 2.14 แสดงให้เห็นว่าแบบจำลอง PPBM แสดงค่าความเครียดจากผลทดสอบของปริซึมที่เทียบกับความเครียดของแบบจำลองแตกต่างกันมากกว่าเมื่อเทียบกับแบบจำลอง CCBM

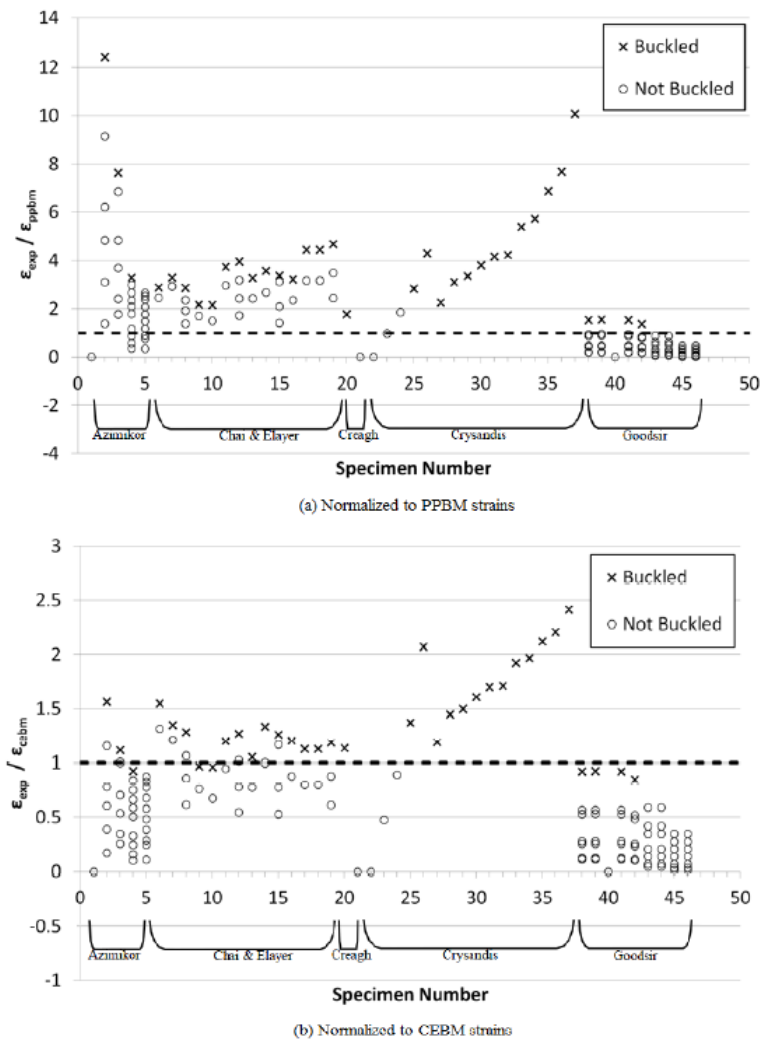


(a) Normalized to PPBM displacements



(b) Normalized to CEBM displacements

รูปที่ 2.13 การเคลื่อนที่จากผลทดสอบกำแพงที่เทียบกับการเคลื่อนที่จากแบบจำลอง PPBM และ CEBM (Herrick & Kowalsky, 2017)



รูปที่ 2.14 ความเครียดจากผลทดสอบปริซึมที่เทียบกับความเครียดของแบบจำลอง PPBM และ CEBM (Herrick & Kowalsky, 2017)

สำหรับกรณีตัวอย่างทดสอบรับแรงกระทำแบบทิศทางเดียว (monotonic) ได้แสดงไว้ที่ตำแหน่ง 0 ในการทดสอบทั้งกำแพงและปริซึม สัญลักษณ์ 'x' แสดงสัญลักษณ์ที่ตรวจพบความไม่เสถียรภาพจากการโก่งเดาะและ 'o' แสดงสัญลักษณ์ที่ไม่ได้เกิดการโก่งเดาะ ซึ่งงานทดสอบถูกสันนิษฐานว่าพบกับโหมดการวิบัติแบบโก่งเดาะหลังจากตรวจพบการสูญเสียความแข็งแรง (strength) ปานกลางในช่วงระหว่าง 10% ถึง 30% พร้อมด้วยการเปลี่ยนรูปออกนอกกระนาบ (out-of-plane deformation) ที่สังเกตได้ โดยสรุปแล้วทั้งสองแบบจำลองมีแนวโน้มในการคาดการณ์การโก่งเดาะออกนอกกระนาบของปริซึมได้ อย่างไรก็ตาม การนำแบบจำลอง PPBM ไปใช้ทำนายค่าความเครียดของกำแพง มีแนวโน้มที่ประมาณค่าความเครียดของกำแพงได้ค่อนข้างปลอดภัย

นอกจากนี้ Herrick และ Kowalsky (2016) ยังได้ศึกษาตัวแปรที่สำคัญต่อเสถียรภาพของกำแพง โดยระบุตัวแปรที่เกี่ยวข้องกับเสถียรภาพ เช่น รูปทรงเรขาคณิตของกำแพง, รายละเอียดการเสริมเหล็ก, การเสริมเหล็กแบบชั้นเดียวและสองชั้น, ความยาวจุดหมุนพลาสติกและคุณสมบัติของวัสดุ ผลการวิจัยพบว่าการขาดเสถียรภาพออกนอกระนาบโดยส่วนใหญ่ เกิดจากลักษณะของกำแพงซึ่งประกอบด้วย ความสูง ความยาว และความหนาของกำแพง นอกจากนี้ อัตราส่วนความชะลุดของกำแพงควรได้รับการจำกัดเป็นค่าวิกฤติเพื่อป้องกันโหมดวิบัติแบบการโก่งเดาะแบบพลาสติก

Parra และ Moehle (2017) ชี้ให้เห็นว่าการขาดเสถียรภาพแบบการโก่งเดาะอาจเกิดได้ 2 สถานการณ์ หนึ่งคือเหล็กเสริมเกิดการครากที่บริเวณริมขอบของกำแพงนำไปสู่การสูญเสียเสถียรภาพทางด้านข้างของกำแพง ส่วนลักษณะที่สองคือการสูญเสียเสถียรภาพเนื่องจากขนาดหน้าตัดคอนกรีตที่ลดลงจากการอัดแตกจนนำไปสู่การวิบัติแบบโก่งเดาะออกนอกระนาบที่ตามมา งานวิจัยดังกล่าวได้ทบทวนกลไกของการโก่งเดาะออกนอกระนาบของปริซึมที่รับแรงกระทำตามแนวแกน (axially loaded prismatic members) อ้างอิงจากแบบจำลองของ Paulay และ Priestley (1993) โดยตั้งสมมติฐานว่ารูปร่างของการโก่งเดาะเป็นคลื่นรูปไซน์ (sinusoidal) เพื่อประมาณความสัมพันธ์ระหว่างอัตราส่วนความชะลุด (h_u / b) กับความเครียดดึงสูงสุดในเหล็กเสริม ดังสมการที่ 2.46

$$\frac{b}{kh_u} = \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{\varepsilon_{sm} - 0.005}{\kappa \xi_{cr}}} \quad (2.46)$$

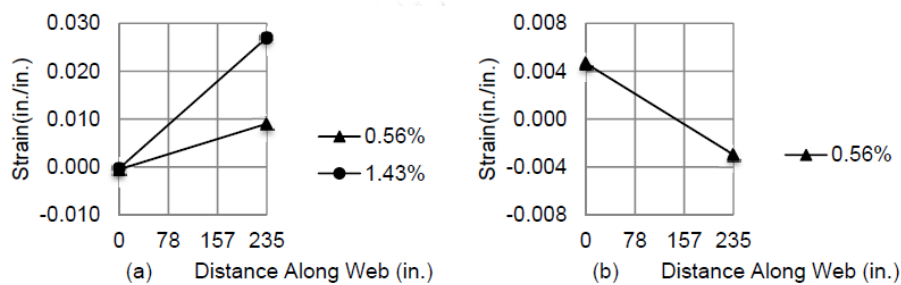
โดยที่ b คือ ความหนาของกำแพง, κ คือ พารามิเตอร์ความหนาประสิทธิผล (effective depth parameter) มีค่าเท่ากับ 0.8 สำหรับกรณีเสริมเหล็กแนวตั้งแบบสองชั้น (two curtains of reinforcement) และ 0.5 สำหรับกรณีเสริมเหล็กแนวตั้งแบบชั้นเดียว (single layer of reinforcement) และ อัตราส่วนการเยื้องศูนย์ (ξ_{cr}) คือ อัตราส่วนระหว่างการโก่งตัวทางด้านข้างต่อความหนาของกำแพง สามารถคำนวณได้จากสมการที่ 2.47

$$\xi_{cr} = 0.3(1 - 1.5\rho f_y / f'_c) \quad (2.47)$$

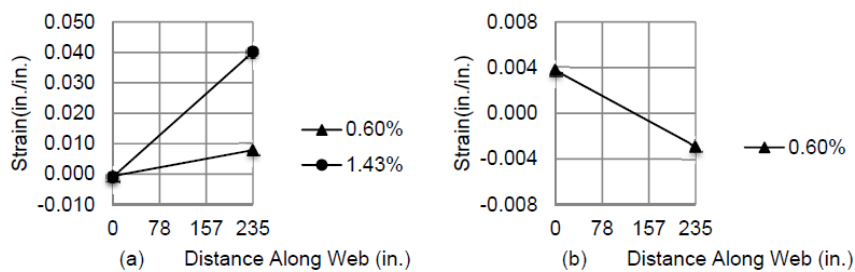
โดยที่ ρ คือ อัตราส่วนของเหล็กเสริมของหน้าตัดกำแพง, f_y คือ กำลังครากของเหล็กเสริม และ f'_c คือ กำลังอัดของคอนกรีต

จากนั้นเปรียบเทียบผลลัพธ์จากสมการประมาณความสัมพันธ์ (สมการ 2.46) ที่เสนอกับอาคารที่พบกำแพงโครงสร้างสูญเสียเสถียรภาพทางด้านข้างโดยทำการวิเคราะห์อาคาร Alto Huerto ซึ่งมีความสูง 15 ชั้นเมือง San Pedro de la Paz ใกล้เมือง Concepción ที่พบการวิบัติจากการโก่งเดาะออกนอกระนาบของกำแพงโครงสร้างจากแผ่นดินไหวที่ประเทศชิลีเมื่อปี ค.ศ.2010 โดยใช้

แบบจำลองเชิงเส้นและหาค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ทางด้านข้างที่ชั้นบนสุดด้วยโปรแกรม ETABS ซึ่งมีค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ทางด้านข้างที่ชั้นบนสุดเท่ากับ 1.43% จากนั้นวิเคราะห์การตอบสนองของกำแพงต่อแผ่นดินไหวที่เกิดขึ้น แล้วทำการจำลองเฉพาะกำแพง 1 ผนัง (isolated wall) ที่พบการวิบัติจากการโก่งเดาะด้วยโปรแกรม PERFORM-3D ด้วยแบบจำลองไม่เชิงเส้น บริเวณฐานรองรับสมมติเป็นแบบยึดแน่น และวิเคราะห์โครงสร้างด้วยวิธีสถิตไม่เชิงเส้น (nonlinear pushover analysis, NPA) และวิธีพลศาสตร์ไม่เชิงเส้นหรือวิธีประวัติเวลาแบบไม่เชิงเส้น (nonlinear time history analysis, NLRHA) รูปที่ 2.15 และ 2.16 แสดงความเครียดบริเวณริมขอบที่ฐานของกำแพงในวิธีวิเคราะห์ NLRHA และ MPA ตามลำดับ กำหนดให้ความเครียดดึงมีค่าเป็นบวก



รูปที่ 2.15 ความเครียดบริเวณริมขอบที่ฐานของกำแพงในวิธีวิเคราะห์ NLRHA



รูปที่ 2.16 ความเครียดบริเวณริมขอบที่ฐานของกำแพงในวิธีวิเคราะห์ MPA

(Parra and Moehle, 2017)

เมื่อพิจารณาความเครียดในกำแพงที่ฐานอาคารจากรูปที่ 2.15 และ 2.16 พบว่าที่ค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ทางด้านข้างที่ชั้นบนสุดเท่ากับ 0.60% กำแพงเกิดการอัดแตกที่บริเวณฐานของกำแพงทั้ง 2 วิธีวิเคราะห์ และเมื่อพิจารณาความเครียดดึงสูงสุดที่บ่งชี้ว่ากำแพงเกิดสูญเสียเสถียรภาพซึ่งคำนวณได้จากสมการที่ 2.46 แสดงดังตารางที่ 2.1 เปรียบเทียบกับความเครียดดึงสูงสุดที่ประมาณได้จากการวิเคราะห์ด้วยแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ที่ค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ทางด้านข้างที่ชั้นบนสุดที่มากที่สุดที่ 1.43% พบว่า สมการ 2.46 ที่เสนอโดย Parra และ Moehle (2017) สามารถทำนายค่าความเครียดดึงสูงสุดได้ดีเมื่อเทียบกับค่าที่ประมาณได้จากแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์

ตารางที่ 2.1 ความเครียดดึงสูงสุดของกำแพงที่คำนวณได้จากสมการที่เสนอโดย Parra และ Moehle (2017)

Wall	Wall slenderness (b/kh_u)	ρ	m	ξ	κ	ε_{sm}
N	0.17	4%	0.41	0.14	0.78	0.034
K	0.17	3%	0.32	0.16	0.79	0.039

จากการวิเคราะห์ด้วยแบบจำลองไม่เชิงเส้น และวิเคราะห์โครงสร้างด้วยวิธีสถิตไม่เชิงเส้น และวิธีประวัติเวลาแบบไม่เชิงเส้นพบว่ากำแพงจะเกิดความเครียดอัดเกินค่าที่ยอมรับได้ (0.004) แสดงถึงกำแพงจะเกิดการอัดแตกบริเวณริมขอบของกำแพงก่อนที่เหล็กเสริมจะเกิดการคราก จึงนำไปสู่ข้อสรุปที่ว่า การโค้งเดาะของกำแพงน่าจะเป็นการวิบัติจากการโค้งเดาะที่ตามมาหลังจากที่คอนกรีตเกิดการอัดแตกตามสมมติฐานข้อที่ 2

จากการทดสอบปริซึมคอนกรีตเสริมเหล็กภายใต้ภายใต้น้ำหนักบรรทุกกระทำแบบวิถัจกร นำค่าอัตราส่วนความชะลุดและความเครียดดึงที่ได้จากผลทดสอบในห้องปฏิบัติการของ Chai และ Elayer (1996) มาทำการเปรียบเทียบกับแบบจำลองการวิเคราะห์ตามที่เสนอในสมการที่ 2.43 พบว่าค่าความเครียดดึงสูงสุดที่ทำให้กำแพงขาดเสถียรภาพซึ่งประมาณได้จากสมการที่ 2.43 มีความสมเหตุสมผลแก่การอธิบายพฤติกรรมของปริซึมคอนกรีตเสริมเหล็กหน้าตัดสมมาเสมอภายใต้น้ำหนักบรรทุกกระทำแบบวิถัจกร

2.3 มาตรฐานการออกแบบ

มาตรฐานการออกแบบโดยทั่วไป ให้ข้อจำกัดเกี่ยวกับความหนาขั้นต่ำของกำแพงและข้อแนะนำสำหรับความหนาขั้นต่ำของกำแพงเพื่อป้องกันการขาดเสถียรภาพทางด้านข้างจากการโค้งเดาะออกนอกระนาบ โดย

2.3.1 Uniform Building Code (1997)

UBC (1997) (หัวข้อ 1914.5.3) ถือเป็นหนึ่งในมาตรฐานที่ได้รับการยอมรับในสากล มีข้อกำหนดความหนาขั้นต่ำของกำแพงต้องมีค่าไม่น้อยกว่า 1 ใน 25 ของความสูงหรือความยาวในแนวตั้งของกำแพงนอกจากนี้ ค่าดังกล่าวต้องไม่น้อยกว่า 100 มิลลิเมตร โดยที่ L_u คือ ความยาวในแนวตั้งของกำแพง

$$t_w \geq \frac{H_{cl}}{25} \text{ และ } t_w \geq \frac{L_u}{25} \text{ และ } t_w \geq 100 \text{ mm} \quad (2.48)$$

2.3.2 American Concrete Institute Building Code Requirements (ACI 318-14)

ข้อกำหนดความหนาขั้นต่ำของมาตรฐาน ACI 318-14 (หัวข้อ 11.3.1) ตามสมการที่ 2.49 ต้องมีค่าไม่น้อยกว่า 1 ใน 25 ของความสูงหรือความยาวในแนวดิ่งของกำแพง นอกจากนี้ ค่าดังกล่าวต้องไม่น้อยกว่า 100 มิลลิเมตร โดยที่ L_u คือ ความยาวในแนวดิ่งของกำแพง จากสมการข้างต้นสังเกตได้ว่ามาตรฐาน ACI318-14 มีข้อกำหนดความหนาขั้นต่ำของกำแพงเท่ากับที่กำหนดด้วยมาตรฐาน UBC 1997

$$t_w \geq \frac{H_{cl}}{25} \text{ และ } t_w \geq \frac{L_u}{25} \text{ และ } t_w \geq 100 \text{ mm} \quad (2.49)$$

2.3.3 มาตรฐานการออกแบบอาคารต้านทานการสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว (มยผ. 1301/1302-61)

มยผ.1301/1302-61 (ภาคผนวก ข.5) กล่าวถึงการโก่งเดาะนอกระนาบของกำแพงว่าการโก่งเดาะของกำแพงนอกระนาบอาจเกิดขึ้นได้ และมีปัจจัยคล้ายกับการโก่งเดาะของเหล็กยื่นในกำแพง ซึ่งตัวแปรที่มีผลสำคัญต่อการโก่งเดาะนอกระนาบของกำแพงคือค่าอัตราส่วนความชะลุดของกำแพง (อัตราส่วนระหว่างความสูงต่อความหนาของกำแพง) และได้ให้ข้อแนะนำในบริเวณจุดหมุนพลาสติกของกำแพง อ้างอิงตามมาตรฐาน UBC1997 กำหนดความหนาขั้นต่ำของกำแพง 1 ใน 16 เท่าของความสูงของกำแพงที่ปราศจากการค้ำยัน แสดงดังสมการที่ 2.50 การกำหนดความหนาขั้นต่ำดังกล่าวอาจทำในลักษณะเสริมปีกหรือขยายความหนาของกำแพงที่บริเวณปลายกำแพง หรือ อาจทำการวิเคราะห์ห้อย่างละเอียด

$$t_w \geq \frac{H_{cl}}{16} \quad (2.50)$$

จากสมการข้างต้น มีข้อสังเกตว่าความหนาขั้นต่ำของกำแพงตามมาตรฐาน ACI 318-14 กำหนดค่าความหนาได้น้อยกว่าความหนาขั้นต่ำของกำแพงตามมาตรฐาน มยผ.1301/1302-61

บทที่ 3

โครงสร้างและแผ่นดินไหวที่พิจารณาในการศึกษานี้

3.1 รายละเอียดอาคารที่ศึกษา

อาคารตัวอย่างที่เลือกใช้ในการศึกษานี้ เป็นอาคารสูงคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีลักษณะเหมือนอาคารที่ก่อสร้างจริงในจังหวัดกรุงเทพมหานคร ใช้กำแพงโครงสร้างทำหน้าที่รับน้ำหนักบรรทุกทุกในแนวดิ่งและแรงด้านข้าง และกำแพงโครงสร้างมีความขรุขระมาก ซึ่งเป็นอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กสูง 30 ชั้น ที่มีระบบกำแพงรับน้ำหนักบรรทุกทุกแนวดิ่ง (Bearing Wall System) และใช้ระบบต้านทานแรงด้านข้างของอาคารแบบกำแพงรับแรงเฉือนแบบที่มีการให้รายละเอียดพิเศษ จำนวน 4 อาคาร โดยแบบแปลนของอาคารแสดงดังรูปที่ 3.1 คุณสมบัติพื้นฐานของอาคารแสดงดังตารางที่ 3.1

อาคารที่ 1 (B1) เป็นอาคารตัวอย่างที่ดัดแปลงมาจากอาคารจริงและมีกำแพงเดี่ยววางตัวไปในทิศทางเดียวกันทั้งหมด ความหนาของกำแพงเดี่ยวมีขนาดเท่ากับ 0.20 เมตรในชั้นที่ 1 ถึง 15 และ 0.15 เมตรในชั้น 16 ถึง 30 มีความหนาของกำแพงเดี่ยวบริเวณปล่องบันไดเท่ากับ 0.30 เมตรตลอดทั้งความสูงอาคาร และความหนาของปล่องกำแพงบริเวณกึ่งกลางอาคารเท่ากับ 0.35 เมตรในชั้น 1 ถึง 6 และขนาด 0.30 เมตรในชั้น 7 ถึง 30 มีปล่องกำแพงบริเวณกึ่งกลางของอาคารเท่ากับ 5x6 เมตร การจำลองกำแพงเดี่ยวของอาคารที่ 1 มี 2 รูปแบบ เพื่อจำลองพฤติกรรมนอกระนาบของกำแพง คือ 1. กำแพงเดี่ยวที่จำลองด้วยเอลิเมนต์แบบเปลือกบาง (Shell Element) ซึ่งเรียกอาคารนี้ว่า B1_S และ 2. กำแพงเดี่ยวที่จำลองด้วยเอลิเมนต์แบบเส้น (Line or frame Element) ซึ่งเรียกอาคารนี้ว่า B1_F สำหรับปล่องกำแพงรับแรงเฉือนบริเวณกึ่งกลางของอาคาร จำลองด้วยเอลิเมนต์แบบเปลือกบาง

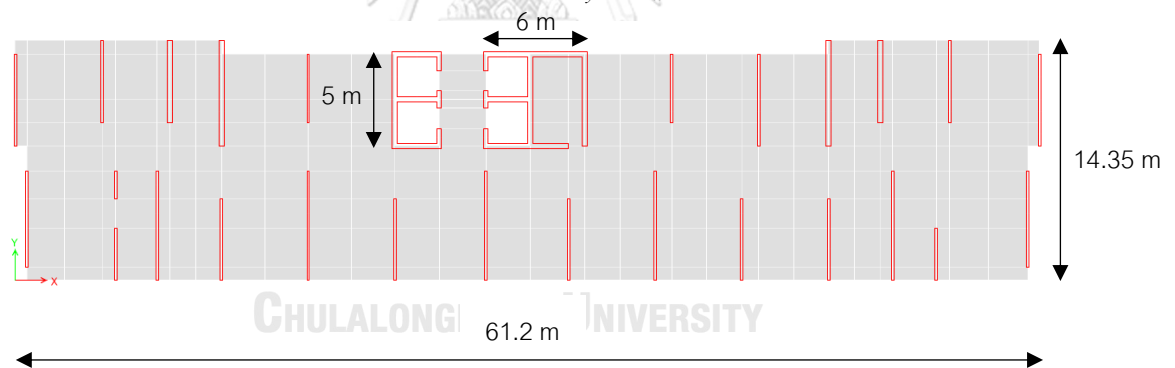
อาคารที่ 2 (B2) เป็นอาคารที่ดัดแปลงมาจากอาคารที่ 1 โดยการลดความหนาของกำแพงเดี่ยวให้มีความหนา 0.15 เมตรในชั้นที่ 1 ถึง 15 และ 0.12 เมตรในชั้น 16 ถึง 30 มีความหนากำแพงเดี่ยวบริเวณปล่องบันไดและปล่องกำแพงบริเวณกึ่งกลางของอาคารเท่ากับ 0.30 เมตรตลอดทั้งความสูงของอาคาร มีปล่องกำแพงบริเวณกึ่งกลางของอาคารเท่ากับ 5x2.65 เมตร มีด้านกว้างและด้านยาวของปล่องกำแพงบริเวณกึ่งกลางของอาคารเท่ากับ 5 เมตรและ 2.5 เมตรตามลำดับ

อาคารที่ 3 (B3) และอาคารที่ 4 (B4) เป็นอาคารปรับเปลี่ยนลักษณะในรายละเอียดจากอาคารที่ 2 โดยเปลี่ยนตำแหน่งของกำแพงเดี่ยวของทั้งสองฝั่งของอาคารให้อยู่ในตำแหน่งตรงกัน (grid line) และมีความยาวของกำแพงเดี่ยวทั้งหมดเท่ากับ 5 เมตร ในอาคารที่ 3 จะเป็นอาคารที่มีเฉพาะกำแพงเดี่ยววางตัววางตัวไปในทิศทางเดียวกันทั้งหมด มีความหนากำแพงเท่ากับ 0.30 เมตรในชั้นที่ 1 ถึง 15 และ 0.15 เมตรในชั้น 16 ถึง 30 ในอาคารที่ 4 กำแพงเดี่ยว มีขนาดเท่ากับ

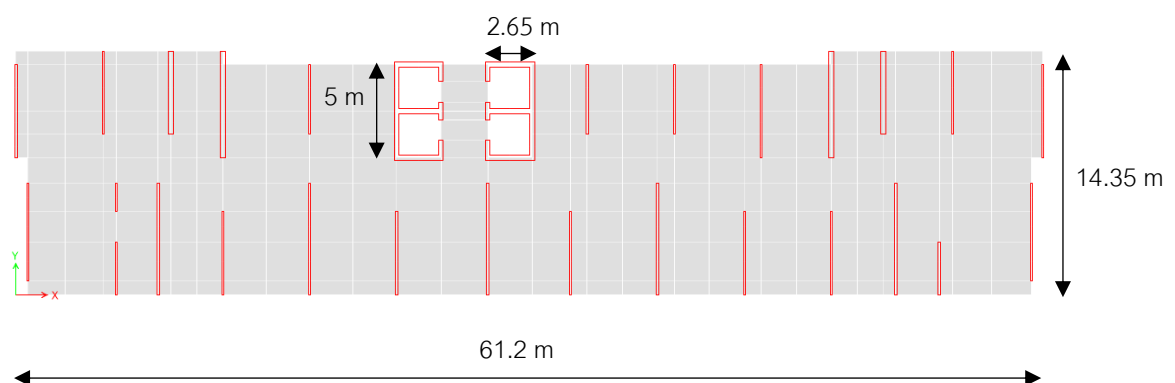
0.20-0.30 เมตรในชั้นที่ 1 ถึง 15 และ 0.15 เมตรในชั้น 16 ถึง 30 และปล่องกำแพงบริเวณกึ่งกลางของอาคาร มีความหนา 0.30 เมตร มีปล่องกำแพงบริเวณกึ่งกลางของอาคารเท่ากับ 5×2.50 เมตร

การจำลองกำแพงเดี่ยวในอาคาร 2 3 และ 4 จำลองกำแพงเดี่ยวและปล่องกำแพงรับแรงเฉือนบริเวณกึ่งกลางอาคารด้วยเอลิเมนต์แบบเปลือกบาง (shell element)

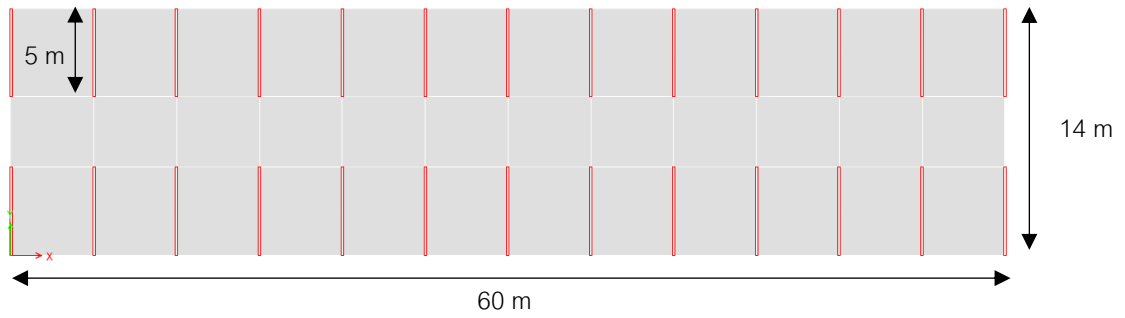
ในการศึกษานี้ได้ให้แผ่นดินไหวกระทำในแนวราบทิศทาง X และ Y ที่ละทิศทางเรียกว่า EQX และ EQY ตามลำดับ โดยมีได้รวมผลตอบสนองจาก EQX และ EQY เข้าด้วยกัน แบบจำลองที่ใช้ในการวิเคราะห์เป็นแบบ 3 มิติ มีคุณสมบัติของโหนดการสั่นไหวจากแบบจำลองเชิงเส้นที่พิจารณาหน้าตัดแบบแตกร้าว (effective cracked cross section properties) ซึ่งจะกล่าวอย่างละเอียดต่อไปในบทที่ 4 สำหรับแต่ละโหนดสามารถพิจารณาลักษณะการสั่นไหวได้จากค่าอัตราส่วนการมีส่วนร่วมของมวลในทิศทางแนวราบ X (U_x) และ Y (U_y) และ ค่าความเฉื่อยเชิงการหมุนรอบแกนตั้ง Z (R_z) โหนดการเคลื่อนที่ของการบิดตัวรอบแกนแนวตั้งนิยามจากกรณีที่ค่าความเฉื่อยเชิงการหมุนมีค่ามากกว่าอัตราส่วนการมีส่วนร่วมของมวลในทิศทางแนวราบ ในขณะที่โหนดการเคลื่อนที่ในแนวราบเกิดขึ้นในกรณีที่อัตราส่วนการมีส่วนร่วมของมวลมีค่ามากกว่าความเฉื่อยเชิงการหมุน ซึ่งโหนดการเคลื่อนที่ในแนวราบสามารถจำแนกได้สองกรณีย่อยคือ โหนดการเคลื่อนที่ในแนวแกน X (เกิดขึ้นเมื่อ $U_x > U_y$) และ โหนดการเคลื่อนที่ในแนวแกน Y (เกิดขึ้นเมื่อ $U_y > U_x$)



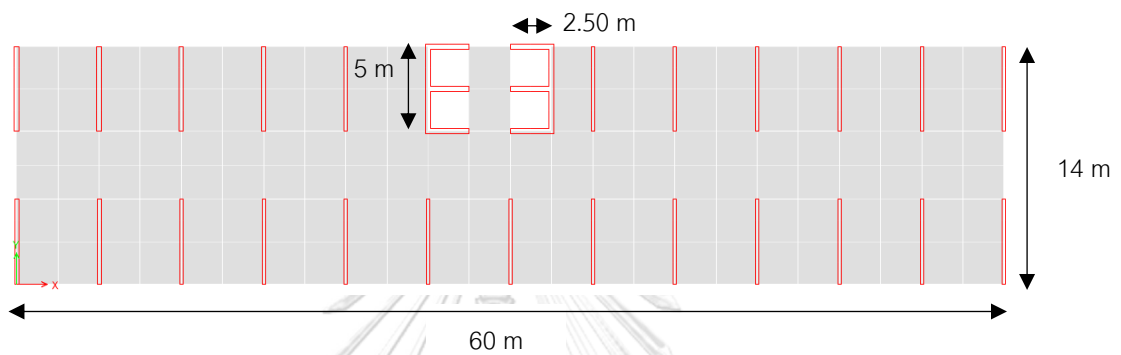
a) แปลนอาคารที่ 1 (B1)



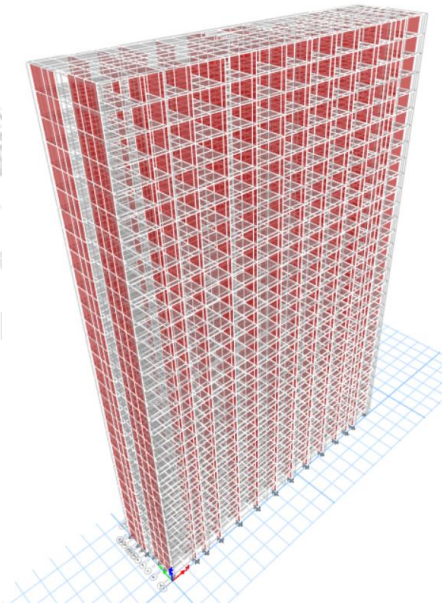
b) แปลนอาคารที่ 2 (B2)



c) แพลนอาคารที่ 3 (B3)



d) แพลนอาคารที่ 4 (B4)



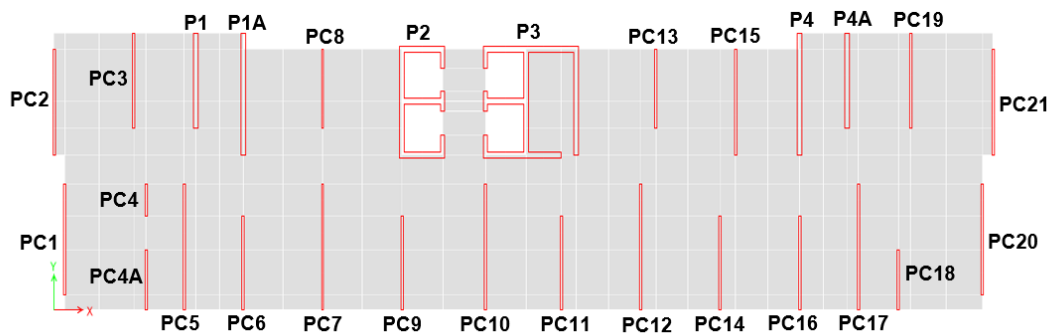
e) แบบจำลอง 3 มิติของอาคาร

รูปที่ 3.1 แบบจำลองของอาคารที่ศึกษา

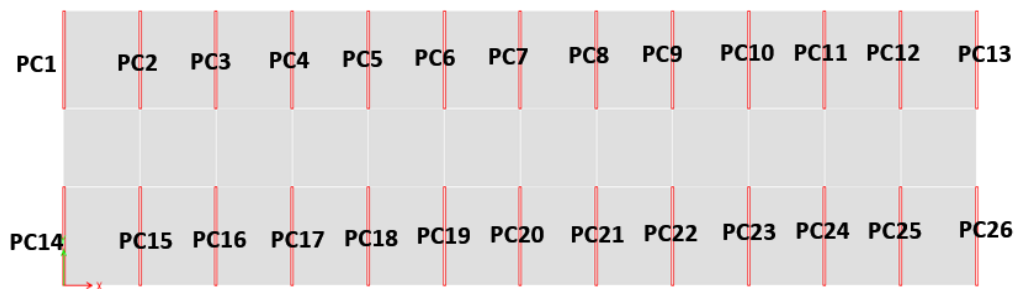
ตารางที่ 3.1 คุณสมบัติพื้นฐานของอาคาร 30 ชั้น

Building	B1_S	B1_F	B2	B3	B4
Number of stories	30	30	30	30	30
Total height (m)	90	90	90	90	90
Typical story height (m)	3	3	3	3	3
Seismic weight (kN)	300,078	300,078	284,179	277,807	278,438
floor area (m ²)	881	881	881	840	815
Percentage of walls per floor area at the base	4.79%	4.79%	3.85%	4.64%	4.02%
Bearing wall thickness (m)	0.15-0.20	0.15-0.20	0.12-0.15	0.15-0.30	0.15-0.30
Core wall thickness (m)	0.30-0.35	0.30-0.35	0.30	-	0.30
RC flat slab thickness (m)	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25
f_c for vertical elements (MPa)	50	50	50	50	50
f_c for horizontal elements (MPa)	32	32	32	32	32
Vertical rebar yield strength f_y (MPa)	400	400	400	400	400
Single walls models	Shell element	line element	Shell element	Shell element	Shell element

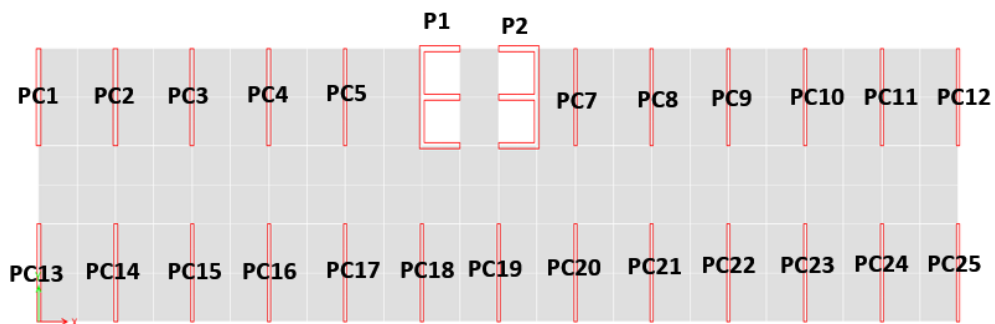
การกำหนดชื่อกำแพงเฉือนของอาคาร B1 B2 B3 และ B4 แสดงดังรูปที่ 3.2 กำหนดให้ PC คือกำแพงเดี่ยว และ P คือปล่องกำแพงรับแรงเฉือน โดยที่ขนาดความหนาของกำแพงของแต่ละอาคารแสดงดังตารางที่ 3.2 กำหนดให้ t_w คือ ความหนาของกำแพงเดี่ยว และ t คือ ความหนาของปล่องกำแพงรับแรงเฉือน สำหรับความยาวของกำแพงคอนกรีตเสริมเหล็กแบบกำแพงเดี่ยวของอาคาร B1 และ B2 แสดงดังตารางที่ 3.3 กำแพงเดี่ยวทั้งหมดในอาคาร B3 และ B4 มีขนาดความยาวเท่ากับ 5 เมตร



a) อาคาร B1 และ B2



b) อาคาร B3



c) อาคาร B4

รูปที่ 3.2 การกำหนดชื่อของกำแพงในอาคาร B1 ถึง B4

ตารางที่ 3.2 ขนาดและความหนาของกำแพงคอนกรีตเสริมเหล็ก

Floors/Building	B1		B2		B3		B4	
	t_w (m)	t (m)	t_w (m)	t (m)	t_w (m)	t (m)	t_w (m)	t (m)
1st to 6th	0.20	0.35	0.15	0.30	0.30	-	0.20 - 0.30	0.30
7th to 15th	0.15	0.30	0.15	0.30	0.30	-	0.20	0.30
16th to 30th	0.15	0.30	0.12	0.30	0.15	-	0.15	0.30

ตารางที่ 3.3 ความยาวของกำแพงคอนกรีตเสริมเหล็กแบบกำแพงเดี่ยวของอาคาร B1 และ B2

Wall	Wall length (m)	Wall	Wall length (m)
PC1	5.75	PC11	4.90
PC2	5.50	PC12	6.55
PC3	4.90	PC13	4.10
PC4	1.65	PC14	4.90
PC4A	3.10	PC15	5.50
PC5	6.55	PC16	4.90
PC6	4.90	PC17	6.55
PC7	6.55	PC18	3.10
PC8	4.10	PC19	4.90
PC9	4.90	PC20	5.75
PC10	6.55	PC21	5.50

3.2 ข้อพิจารณาในการวิเคราะห์และการออกแบบ

การศึกษานี้พิจารณาเลือกใช้วิธี RSA เพื่อออกแบบระบบโครงสร้างผ่านโปรแกรม ETABS version 17 (CSI 2017) สำหรับการวิเคราะห์โครงสร้าง เลือกใช้วิธี NLRHA ผ่านโปรแกรม PERFORM-3D (CSI 2011) ซึ่งการออกแบบกำลังต้านทานของโครงสร้างอาคารในโปรแกรม ETABS จะนำไปใช้ในการสร้างแบบจำลองในโปรแกรม PERFORM-3D

ระบบโครงสร้างของอาคารผ่านการออกแบบโดยพิจารณาชุดการรวมน้ำหนักบรรทุกตามมาตรฐานการออกแบบอาคารต้านทานการสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว (มยพ.1301/1302-61, 2561) ดังแสดงในหัวข้อ 3.2 อาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก 34 ชั้นออกแบบโดยใช้ระบบต้านแรงด้านข้างแบบกำแพงรับแรงเฉือนแบบที่มีการให้รายละเอียดพิเศษ ตารางที่ 3.4 แสดงค่าตัวประกอบปรับผลตอบสนอง (Response Modification Factor, R) ตัวประกอบกำลังส่วนเกิน (System Overstrength Factor, Ω_0) ตัวประกอบขยายค่าการโก่งตัว (Deflection Amplification Factor, C_d) และตัวประกอบความสำคัญของอาคารตัวอย่าง (Importance Factor, I) และตารางที่ 3.5 แสดงค่าน้ำหนักบรรทุกจรและน้ำหนักบรรทุกคงที่ซึ่งใช้ในการออกแบบแต่ละชั้น สำหรับการออกแบบกำลังต้านทานแรงลมตามตารางที่ 3.6 อ้างอิงตามข้อบัญญัติกรุงเทพมหานคร พ.ศ.2544 นอกจากนี้ ค่าความเร่งสเปกตรัมเชิงเส้นที่ใช้เป็นตัวแทนแรงแผ่นดินไหวในเขตพื้นที่กรุงเทพมหานคร เป็นไปตามรูปที่ 3.3 โดยที่การศึกษานี้ไม่ได้ทำการเพิ่มค่าแรงบิดในการออกแบบที่ต้องต้านทานของโครงสร้าง

ตารางที่ 3.4 ค่าตัวประกอบในการออกแบบอาคาร 30 ชั้น

Factors	Values
R	5
C_d	5
Ω_0	2.5
I	1

ตารางที่ 3.5 น้ำหนักบรรทุกคงที่เพิ่มเติม (SDL) และน้ำหนักบรรทุกจร (LL)

Element	SDL (kPa)	LL (kPa)
Slab	3.0	2.0
Stair	3.5	4.0

แบบจำลองของอาคารถูกจำลองจากแบบแปลนของบริษัท อินฟรา กรุ๊ป จำกัด โดยอ้างอิงขนาดหน้าตัดคอนกรีตในอาคารตามแบบก่อสร้างจริง สำหรับการออกแบบเหล็กเสริม พิจารณาการรวมน้ำหนักบรรทุกในแนวตั้งรวมถึงน้ำหนักบรรทุกเนื่องจากแรงลมตามข้อบัญญัติกรุงเทพมหานคร พ.ศ.2544 ดังตารางที่ 3.6 และพิจารณาน้ำหนักบรรทุกเนื่องจากแรงแผ่นดินไหวตามมาตรฐานของกรมโยธาธิการและผังเมือง (มยพ. 1301/1302-61) โดยมีการรวมน้ำหนักบรรทุกดังนี้

- 1) $1.4D + 1.7L$
- 2) $0.75(1.4D + 1.7L) + 1.0E$
- 3) $0.9D + 1.0E$
- 4) $0.75(1.4D + 1.7L) + 1.6W$
- 5) $0.9D + 1.6W$

โดยที่ D คือ น้ำหนักบรรทุกคงที่ (Dead Load)
 L คือ น้ำหนักบรรทุกจร (Live Load)
 W คือ น้ำหนักบรรทุกเนื่องจากแรงลม (Wind Load)
 E คือ น้ำหนักบรรทุกเนื่องจากแรงแผ่นดินไหว (Seismic Load)

กำหนดให้อาคารตั้งอยู่ที่กรุงเทพมหานคร โซน 5 และมีค่าอัตราส่วนความหน่วงเท่ากับ 2.5% สำหรับอาคารสูง โดยตามมาตรฐานมยพ. 1301/1302-61 ค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมในพื้นที่ดังกล่าว เป็นดังนี้

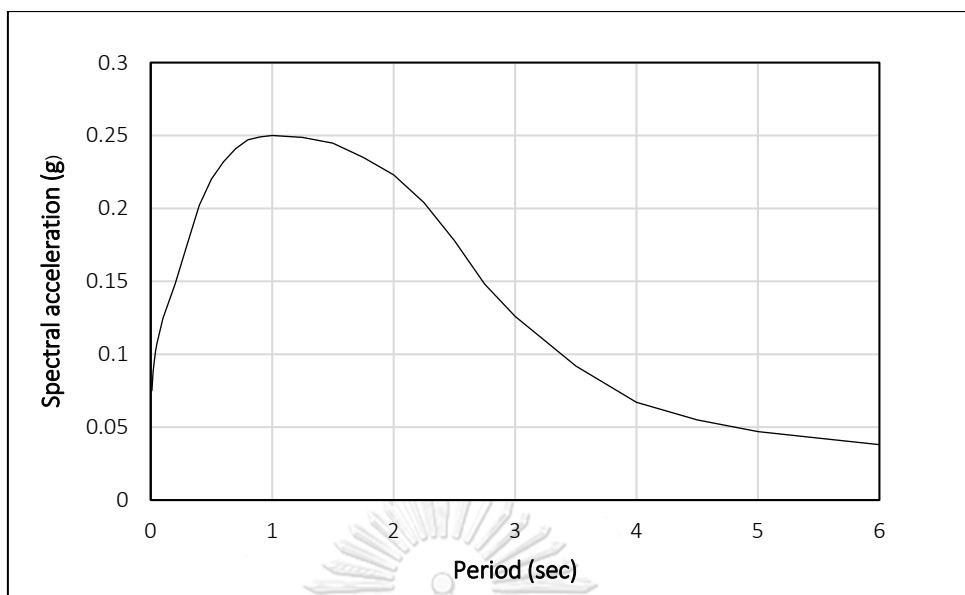
$$S_{DS} = S_a (0.2\text{sec}) = 0.148$$

$$S_{D1} = S_a (1.0\text{sec}) = 0.250$$

ความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมอ้างอิงตามรูปที่ 3.3 และกำหนดให้การต้านทานแผ่นดินไหวอยู่ในประเภท ง สำหรับอาคารที่มีคาบการสั่นธรรมชาติของอาคารเกิน 6 วินาที ให้ใช้ความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมตามคำแนะนำในภาคผนวก ง.

ตารางที่ 3.6 แรงลมที่ใช้ในการออกแบบตาม ข้อบัญญัติกรุงเทพมหานคร เรื่องควบคุมอาคาร พ.ศ. 2544

Building height (H)	Design Wind Pressure (kN/m ²)
$H \leq 10$ m	0.5
$10 < H \leq 20$ m	0.8
$20 < H \leq 40$ m	1.2
$40 < H \leq 80$ m	1.6
$H > 80$ m	2



รูปที่ 3.3 ค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมสำหรับอัตราส่วนความหน่วง 2.5% ในพื้นที่แอ่ง
กรุงเทพฯโซน 5

3.3 แบบจำลองทางคณิตศาสตร์ของโครงสร้างอาคาร

3.3.1 แบบจำลองเชิงเส้นของโครงสร้างอาคาร

แบบจำลองสามมิติของอาคาร จะถูกจำลองและวิเคราะห์โครงสร้างด้วยโปรแกรมคอมพิวเตอร์ ETABS เวอร์ชัน 17 (CSI 2017) โดยใช้ค่าสติฟเนสประสิทธิภาพ (effective stiffness) ของหน้าตัดที่แตกร้าวของชิ้นส่วนโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก ซึ่งอ้างอิงตามมาตรฐาน มยผ.1301-1302/61 และ ACI318-14 ดังแสดงในตารางที่ 3.7 สำหรับการเลือกใช้ค่าสติฟเนสประสิทธิภาพสำหรับกำแพงคอนกรีตเสริมเหล็กที่แตกร้าว ($I_{\text{eff}} = 0.35I_g$) และไม่แตกร้าว ($I_{\text{eff}} = 0.70I_g$) จะพิจารณาจากค่าโมดูลัสการแตกร้าวของคอนกรีต (modulus of rupture, f_r) สำหรับกรณีที่หน่วยแรงดึง (tensile stress) ซึ่งคำนวณได้จากสมการ 3.1 มีค่ามากกว่า f_r ให้ลดค่าสติฟเนสประสิทธิภาพของหน้าตัดเหล่านั้นให้มีค่าเท่ากับ 0.35 (อ้างอิงหัวข้อ R6.6.3.1.1 ใน ACI 318-14) นอกจากนี้กำหนดให้ไดอะแฟรมแข็ง และหากค่าการเยื้องศูนย์ในแนวตั้งฉากกับทิศทางแผ่นดินไหวที่กำหนดมากกว่า 0.05 จะต้องคิดผลกระทบเชิงการบิดตามมาตรฐาน ผลที่เกิดจากแรงแผ่นดินไหวคิดจากน้ำหนักบรรทุกคงที่เพิ่มเติมของอาคาร (Superimposed Dead Load, SDL)

$$f_r = 0.62\sqrt{f'_c} \text{ (MPa)} \quad (3.1)$$

ตารางที่ 3.7 สติพเนสประสิทธิภาพของชิ้นส่วนโครงสร้างของแบบจำลองเชิงเส้น

Elements	Linear model			
	Flexural		Axial	Shear
Shear wall (in-plane)	Cracked:	$0.35 E_c I_g$	$1.0 E_c A_g$	$1.0 G A_g$
	Uncracked:	$0.70 E_c I_g$		
Shear wall (out-of-plane)	$0.25 E_c I_g$		-	-
Column	$0.7 E_c I_g$		$1.0 E_c A_g$	$1.0 G A_g$
Beam	$0.35 E_c I_g$		$1.0 E_c A_g$	$1.0 G A_g$
Slab (in-plane)	$1.0 E_c I_g$		$1.0 E_c A_g$	$1.0 G A_g$
Slab (out-of-plane)	$0.25 E_c I_g$		-	-

โดยที่ E_c คือ โมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีต I_g คือ โมเมนต์ของความเฉื่อยของหน้าตัดที่คำนวณจากหน้าตัดเต็ม A_g คือ พื้นที่หน้าตัดทั้งหมดของชิ้นส่วนโครงสร้างแนวตั้ง และ G คือโมดูลัสการเฉือน

ในการสร้างแบบจำลองของกำแพงด้วย shell element ในวิธีวิเคราะห์เชิงเส้นจะแบ่งกำแพงตามความสูงเป็นอย่างน้อย 2 elements เพื่อให้โปรแกรมวิเคราะห์โครงสร้างสามารถคิด P-delta effect ในกำแพงได้ โดยโปรแกรมสามารถรวมผลของ secondary moment ในกำแพงที่ตำแหน่งกึ่งกลางความสูงชั้นไว้ในผลการวิเคราะห์

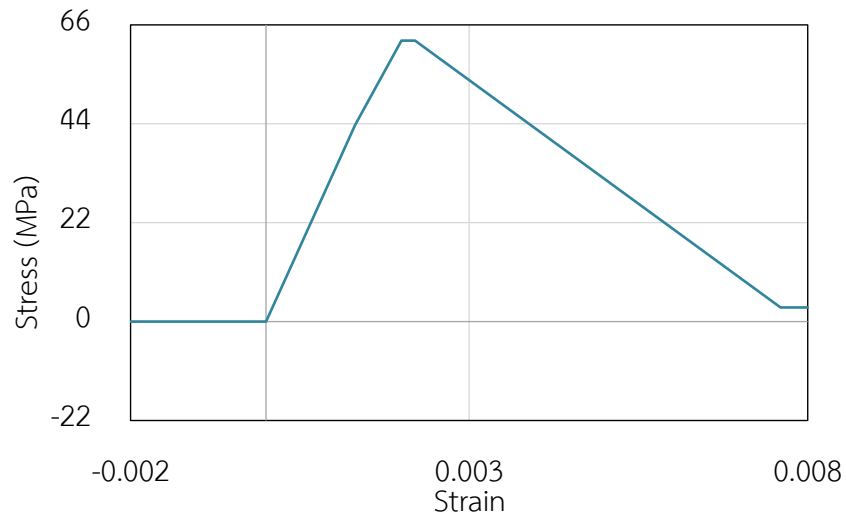
3.3.2 แบบจำลองไม่เชิงเส้นของโครงสร้างอาคาร

แบบจำลองสามมิติแบบไม่เชิงเส้นของอาคารได้รับการจำลองและวิเคราะห์โครงสร้างด้วยโปรแกรม PERFORM-3D (CSI 2011) สำหรับวิธีแบบไม่เชิงเส้น ในอาคารตัวอย่างพิจารณากำแพงเป็นแบบจำลองไม่เชิงเส้นเท่านั้นเนื่องจากเป็นอาคารระบบกำแพงรับน้ำหนักบรรทุกทุกแนวตั้ง พฤติกรรมไม่เชิงเส้นของไฟเบอร์แสดงโดยความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงและความเครียด (stress-strain relationship) ของคอนกรีตและเหล็กเสริมและพิจารณาพฤติกรรมการรับแรงเฉือนแบบยืดหยุ่น สำหรับค่าสติพเนสประสิทธิภาพของชิ้นส่วนโครงสร้างในแบบจำลองไม่เชิงเส้นอ้างอิงจากรายการที่ 3.8

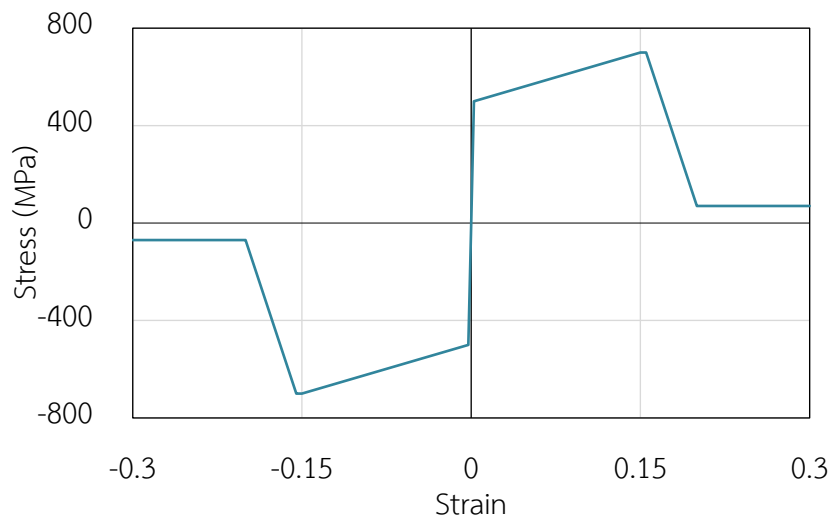
ตารางที่ 3.8 สติฟเนสประสิทธิภาพของชิ้นส่วนโครงสร้างของแบบจำลองไม่เชิงเส้น

Elements	Nonlinear model		
	Flexural	Axial	Shear
Shear wall (in-plane)	Fiber	Fiber	$1.0 GA_s$
Shear wall (out-of-plane)	$0.25 E_c I_g$	-	-
Column	Fiber	Fiber	$1.0 GA_s$
Beam	$0.35 E_c I_g$	$1.0 E_c A_g$	$1.0 GA_s$
Slab (in-plane)	$1.0 E_c I_g$	$1.0 E_c A_g$	$1.0 GA_s$
Slab (out-of-plane)	$0.25 E_c I_g$	-	-

สำหรับคุณสมบัติของคอนกรีตอ้างอิงตามแบบจำลองที่เสนอโดย Mander และคณะ (1988) ซึ่งเป็นความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงและความเครียด (stress-strain relationship) และมีการปรับใช้เป็นความสัมพันธ์แบบเส้นตรงสามเส้น (Tri-linear relationship) ซึ่งเป็นรูปแบบความสัมพันธ์ที่สามารถเลือกใช้งานได้ในโปรแกรม PERFORM-3D ตามรูปที่ 3.4 สำหรับพฤติกรรมการรับแรงอัดแบบวัฏจักรของแบบจำลองคอนกรีต กำหนดให้ค่าสติฟเนสมีค่าเท่ากับสติฟเนสแบบยืดหยุ่นตั้งต้นในช่วงที่ไม่มีแรงกระทำ และสติฟเนสจะปรับเปลี่ยนไปเมื่อมีแรงมากระทำ ในกรณีที่ความเครียดแบบพลาสติกเพิ่มขึ้น จะส่งผลให้สติฟเนสมีค่าลดลง ส่วนแบบจำลองไฟเบอร์ของเหล็กเสริมจะจำลองด้วยแบบจำลองแบบยืดหยุ่นและพลาสติก (elasto-plastic) สำหรับเหล็กเสริมประเภท non-degrading type ที่มีค่าความเครียดของเหล็กเสริมก่อนการลดของกำลังเท่ากับ 0.12 (เท่ากับ 60% ของค่าที่กำหนดในมาตรฐานอุตสาหกรรม แนะนำโดย Priestley และคณะ, 2007) ดังรูปที่ 3.5 ค่าตัวประกอบการเสื่อมสภาพแบบวัฏจักร (cyclic degradation parameters) ของเหล็กเสริมที่เสนอโดย Moehle et al. (2011) เป็นไปตามตารางที่ 3.9 กำลังรับแรงอัดสูงสุดที่คาดหวังสำหรับคอนกรีตจะมีค่าเท่ากับ 1.25 เท่าของกำลังรับแรงอัดของคอนกรีต ส่วนกำลังที่จุดครากที่คาดหวังสำหรับเหล็กเสริมจะมีค่าเท่ากับ 1.25 เท่าของกำลังที่จุดครากของเหล็กเสริม (สถาบันวิจัยและให้คำปรึกษาแห่งมหาวิทยาลัยธรรมศาสตร์ 2552) กำลังที่คาดหวังของวัสดุ (expected strength) มีค่าสูงกว่าค่าที่กำหนดโดยผู้ออกแบบ (nominal strength) เนื่องจากในการก่อสร้างจริงจะต้องมีการเผื่อความไม่แน่นอนของกำลังวัสดุจริงจึงทำให้ค่าโดยเฉลี่ยของกำลังวัสดุจริงมักจะมีค่าสูงกว่าที่ผู้ออกแบบกำหนดไว้ อัตราส่วนของค่าทั้งสอง เรียกว่า อัตราส่วนกำลังส่วนเกินของวัสดุ (material over-strength factor)



รูปที่ 3.4 ความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงและความเครียดของคอนกรีต ($f'_c = 50\text{MPa}$)



รูปที่ 3.5 ความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงและความเครียดของเหล็กเสริม

ตารางที่ 3.9 ตัวประกอบการเสื่อมสภาพแบบวัฏจักรของเหล็กเสริม

Points	Strain	Cyclic degradation factor
Y	0.00195	0.70
1	0.0025	0.68
2	0.004	0.64
3	0.006	0.62
X	0.09	0.6

ในอาคาร B1_S และ B2 โครงสร้างปล่องกำแพงคอนกรีตเสริมเหล็กรับแรงเฉือนและกำแพงเดี่ยวยจะถูกจำลองด้วยชิ้นส่วนไฟเบอร์แบบไม่ยืดหยุ่น (inelastic fiber shear wall elements) ดังรูปที่ 3.6 เพื่อจำลองพฤติกรรมการรับแรงตามแนวแกนและโมเมนต์ดัดของคอนกรีตและเหล็กเสริมในกำแพง สติฟเนสในแนวระนาบจะถูกจำลองด้วยพฤติกรรมการรับแรงเฉือนแบบยืดหยุ่น ส่วนพฤติกรรมนอกระนาบของกำแพง จะสมมติให้มีพฤติกรรมเป็นแบบเชิงเส้น นอกจากนี้ กำหนดให้โมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีตมีค่าเท่ากับ 25% ของ E_c เพื่อจำลองสติฟเนสที่ลดลงเนื่องจากคอนกรีตมีการแตกร้าว

แบบจำลองไม่เชิงเส้นแบบไฟเบอร์ไม่ยืดหยุ่นของกำแพงคอนกรีตเสริมเหล็ก จะถูกจำลองตลอดความสูงของอาคาร เนื่องจากการครากของเหล็กเสริมในกำแพงสามารถเกิดขึ้นได้ที่ตำแหน่งใดๆ ในอาคารจากผลของแรงในโหมดที่สูงขึ้น ในแต่ละหน้าตัดของกำแพงประกอบด้วยชิ้นส่วนไฟเบอร์คอนกรีตและเหล็กอย่างละ 8 ชิ้นส่วน ซึ่งชิ้นส่วนแบบไฟเบอร์ของคอนกรีตจะสมมติให้มีพฤติกรรมรับแรงอัดแบบไม่ถูกโอברัด (unconfined concrete) และชิ้นส่วนไฟเบอร์ของเหล็กจะถูกกระจายอย่างสม่ำเสมอในหน้าตัดกำแพง

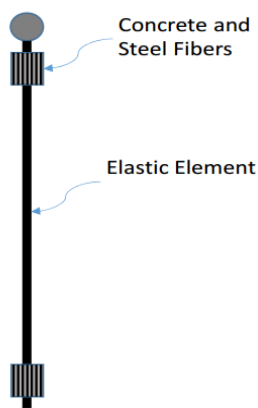
ในอาคาร B1_F กำแพงเดี่ยวยจะถูกจำลองด้วยชิ้นส่วนแบบยืดหยุ่นเชิงเส้นร่วมกับจุดหมุนพลาสติกไม่เชิงเส้นที่บริเวณปลายของชิ้นส่วนโครงสร้าง ดังรูปที่ 3.7 โดยสติฟเนสประสิทธิภาพของโมเมนต์ดัดจะมีค่าเท่ากับ 70% เท่าของสติฟเนสทั้งหมด สำหรับส่วนที่เป็นชิ้นส่วนแบบยืดหยุ่นเชิงเส้น และบริเวณจุดหมุนพลาสติกจะจำลองพฤติกรรมด้วยชิ้นส่วนไฟเบอร์แบบไม่ยืดหยุ่นเช่นเดียวกับโครงสร้างกำแพง โดยจะสมมติให้บริเวณจุดหมุนพลาสติกมีความยาวเท่ากับ 50% ของมิติที่แคบที่สุดของหน้าตัดเสา แต่ปล่องกำแพงรับแรงเฉือนจะถูกจำลองด้วยชิ้นส่วนไฟเบอร์แบบไม่ยืดหยุ่นเช่นเดียวกันกับปล่องกำแพงในอาคาร B1_S

สำหรับโครงสร้างพื้นจะจำลองด้วยแบบจำลองยืดหยุ่นเชิงเส้น โดยใช้ชิ้นส่วนเอลิเมนต์แบบเปลือกบาง (shell element) ที่มีสติฟเนสประสิทธิภาพเท่ากับ 25% ของสติฟเนสแบบไม่แตกร้าว

อาคารในการศึกษานี้ไม่ได้จำลองกำแพงก่ออิฐเนื่องจากกำแพงอิฐมีผลกระทบไม่มากเมื่อเทียบกับขนาดขององค์อาคารในโครงสร้างอาคารสูง และผนังเปลือกนอกของอาคารสูงส่วนใหญ่เลือกใช้แผ่นกระจกหรือแผ่นคอนกรีตสำเร็จรูปติดตั้งที่ขอบพื้นจากด้านนอก



รูปที่ 3.6 แบบจำลองไฟเบอร์ไม่ยืดหยุ่นของหน้าตัดกำแพง



รูปที่ 3.7 แบบจำลองเอลิเมนต์แบบเส้นไม่เชิงเส้นของโครงสร้างกำแพงเดียว

3.4 ความเร่งพื้นดินเนื่องจากแผ่นดินไหวสำหรับการวิเคราะห์แบบประวัติเวลา

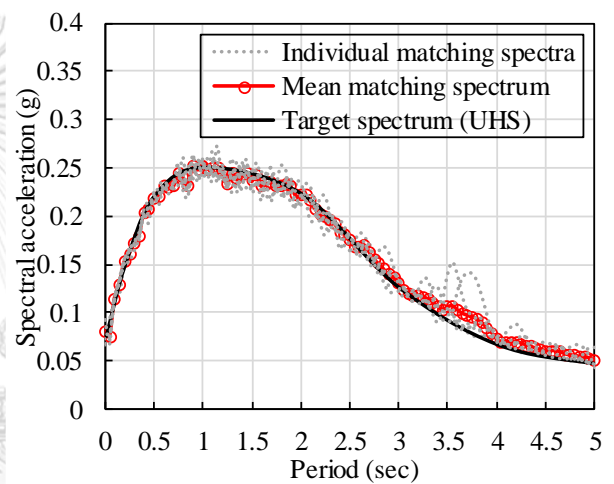
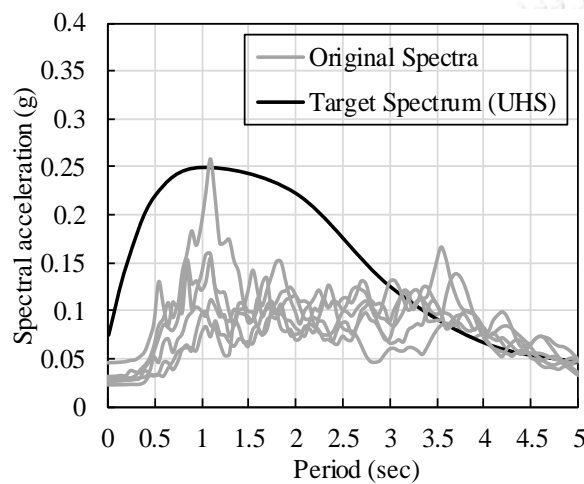
ค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมสำหรับการออกแบบที่อัตราส่วนความหน่วง 2.5 % ในพื้นที่กรุงเทพฯ ดังรูปที่ 3.3 พิจารณาในรูปแบบ uniform hazard spectrum (UHS) เพื่อคัดเลือกและปรับแก้สำหรับความเร่งพื้นดินของการวิเคราะห์ด้วยวิธี NLRHA โดยในการวิเคราะห์ด้วยวิธี RSA ใช้การพิจารณาค่าความเร่งเชิงสเปกตรัมในรูปแบบ UHS และสำหรับวิธี NLRHA ซึ่งใช้ตรวจสอบความถูกต้องของวิธี RSA ต้องการค่าความเร่งพื้นดินที่คงที่ ดังนั้นจะใช้ความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัม UHS ที่สอดคล้องกับความเร่งพื้นดินในการวิเคราะห์ด้วยวิธี NLRHA โดยชุดข้อมูล 3 คู่ ประกอบด้วยความเร่งพื้นดินที่มีคาบยาว ระยะเวลายาว และ แผ่นดินไหวมีขนาดใหญ่ จากรูปแบบ conditional mean spectrum (CMS) ที่ 3 วินาที (รูปที่ 3.9) พัฒนาโดย นครและคณะ (2560), อมรเทพและคณะ (2561) โดยทำการคัดเลือกและปรับแก้ด้วยโปรแกรม SeismoMatch (SeismoSoft 2016) เพื่อให้สเปกตรัมมีรูปร่างสอดคล้องกับ UHS ซึ่งรูปที่ 3.10 แสดงการเปรียบเทียบค่าสเปกตรัมแต่ละคลื่น โดยที่ค่าเฉลี่ยสเปกตรัมและ UHS ที่กำหนดไว้ ใช้สำหรับโครงสร้างอาคารที่มีอัตราส่วนความหน่วง 2.5% ซึ่งตั้งอยู่ในพื้นที่แอ่งกรุงเทพฯ โซน 5

รูปที่ 3.11 แสดงชุดข้อมูลการสั่นไหวของพื้นดินจำนวน 6 ชุดที่มีกลไกคล้ายกับกรุงเทพฯมหานคร

ตารางที่ 3.10 ความเร่งพื้นดินสำหรับสเปกตรัมที่กำหนด (UHS)

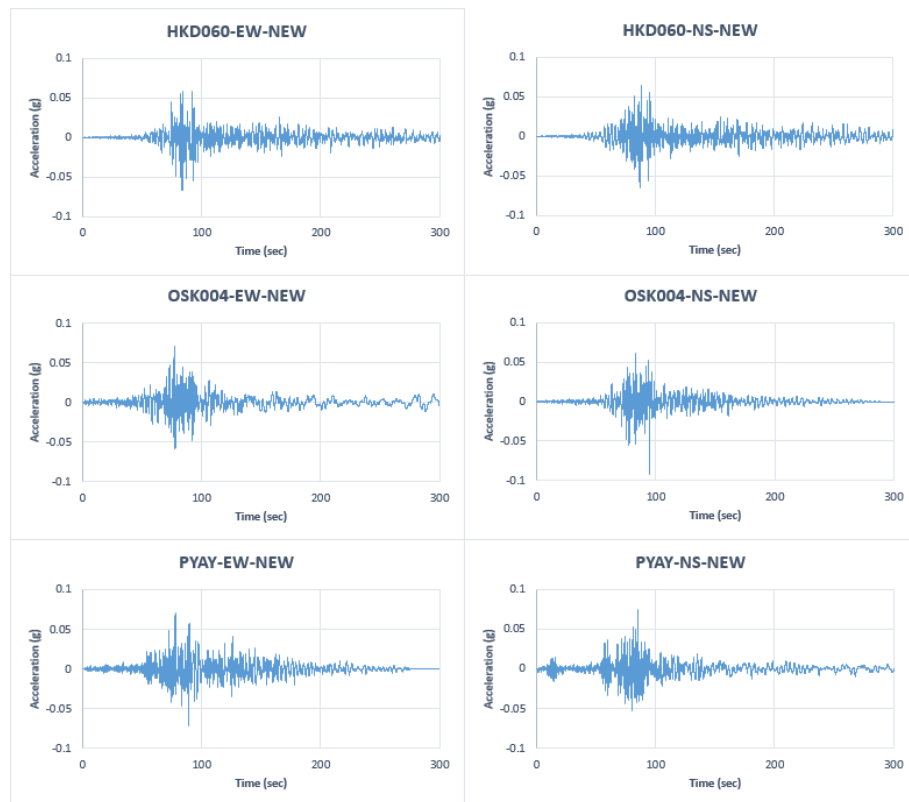
T^* (s)	Pair no.	Earthquake event	Year	Station	Magnitude M_w	Distance (km)
3.0	1	Tohoku	2011	OSK004	9.0	747
	2	Tohoku	2011	HKD06	9.0	663
	3	W. Coast of Northern Sumatra	2004	PYAY	9.0	1625

T^* คือคาบเงื่อนไข



รูปที่ 3.8 การเปรียบเทียบสเปกตรัม CMS ที่บันทึกได้ และคัดเลือกมาสำหรับคาบเงื่อนไข 3 วินาทีกับ UHS สำหรับอัตราส่วนความหน่วง 2.5% ในพื้นที่แอ่งกรุงเทพ โชน 5

รูปที่ 3.9 การเปรียบเทียบสเปกตรัมที่ถูกรับ องค์ประกอบความถี่ รวมถึงค่าเฉลี่ยกับ UHS สำหรับอัตราส่วนความหน่วง 2.5% ในพื้นที่แอ่งกรุงเทพ โชน 5



รูปที่ 3.10 ประวัติเวลาความเร่งของพื้นดินจำนวน 6 ชุดสำหรับพื้นที่กรุงเทพมหานคร

บทที่ 4

ผลการวิเคราะห์อาคารที่ศึกษา

บทนี้แสดงเสถียรภาพของอาคารที่ศึกษา การจำลองโมเดลกำแพงเดี่ยวด้วยชิ้นส่วนที่แตกต่างกัน การรับแรงในและนอกระนาบของกำแพงเดี่ยว รวมถึงการรับแรงตามแนวแกน ความเครียดในกำแพง และผลการตอบสนองของอาคารที่ศึกษา 4 อาคารด้วยวิธีเชิงเส้น โดยพฤติกรรมการตอบสนองของอาคารตัวอย่างจะวิเคราะห์การตอบสนองด้วยวิธีสเปกตรัมผลตอบสนอง (response spectrum analysis, RSA) ตามมาตรฐาน มยพ.1301/1302-61 ของอาคารตัวอย่างทั้งหมดและวิธีพลศาสตร์แบบประวัติเวลา (nonlinear response history analysis, NLRHA) เฉพาะอาคาร B1 และ B2

4.1 ผลการตอบสนองของอาคารที่ศึกษา

4.1.1 วิธีสเปกตรัมผลตอบสนอง (RSA)

วิธีสเปกตรัมการตอบสนองแบบโหมด (Modal Response Spectrum Analysis) จะต้องทำการวิเคราะห์ที่โครงสร้างเพื่อคำนวณคาบการสั่นไหวและรูปร่างโหมดการสั่นไหวธรรมชาติของโครงสร้าง โดยใช้แบบจำลองอาคารที่จำลองมวลและสติฟเนสของโครงสร้างอาคารอย่างถูกต้อง สเปกตรัมการตอบสนองสำหรับการออกแบบที่ใช้ในวิธี RSA ต้องเป็นสเปกตรัมสำหรับอัตราส่วนความหน่วงที่สอดคล้องกับอัตราส่วนความหน่วงของอาคารที่กำลังพิจารณาออกแบบ โดยที่อาคารตัวอย่างในงานวิจัยนี้ ใช้อัตราส่วนความหน่วงเท่ากับ 2.5% การคำนวณค่าการตอบสนอง เช่น การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้น (Story Drifts) แรงที่ถ่ายลงสู่ฐานราก (Support Reaction Forces) หรือแรงภายในขององค์อาคาร (Member Forces) สำหรับแต่ละโหมดต้องคำนวณโดยใช้คุณสมบัติเชิงพลศาสตร์ของแต่ละโหมด และใช้สเปกตรัมการตอบสนองดังรูปที่ 3.3 ซึ่งจัดเป็นการตอบสนองสูงสุดของระบบยึดหยุ่นเชิงเส้น แบบจำลองมีการพิจารณาผลของ P-delta ซึ่งการรวมน้ำหนักบรรทุกในแนวดิ่งคือน้ำหนักบรรทุกคงที่และ 25% ของน้ำหนักบรรทุกจร ($DL+SDL+0.25LL$)

จากการจำแนกระบบโครงสร้าง พบว่าค่าตัวประกอบปรับผลตอบสนอง (Response Modification Factor, R) ตัวประกอบกำลังส่วนเกิน (System Overstrength Factor, Ω_0) ตัวประกอบขยายค่าการโก่งตัว (Deflection Amplification Factor, C_d) และตัวประกอบความสำคัญของอาคารตัวอย่าง (Importance Factor, I) ที่เหมาะสมกับอาคารตัวอย่าง มีค่าเท่ากับ 5, 2.5, 5 และ 1 ตามลำดับ ค่าการตอบสนองสูงสุดของโครงสร้างคำนวณจากการรวมค่าการตอบสนองจากหลายโหมดที่คำนวณเข้าด้วยกันโดยใช้วิธีรวมการตอบสนองที่เหมาะสม เช่น วิธีรากที่สองของผลรวม

ของค่ากำลังสอง (Square Root of Sum of Squares, SRSS) หรือวิธีการรวมแบบสมบูรณ์ของค่ากำลังสอง (Complete Quadratic Combination, CQC)

$$V_i = \frac{I}{R} \sqrt{V_1^2 + V_2^2 + V_3^2 + \dots} \quad (4.1)$$

$$M_i = \frac{I}{R} \sqrt{M_1^2 + M_2^2 + M_3^2 + \dots} \quad (4.2)$$

โดยที่ V_i และ M_i คือ แรงเฉือนรวมที่ฐานและโมเมนต์ในโหมดที่ i ของระบบยืดหยุ่นเชิงเส้น (Linear Elastic)

การวิเคราะห์โครงสร้างแบบจำลองอาคาร B1 B2 B3 และ B4 ด้วยวิธี RSA ดำเนินการผ่านโปรแกรม ETABS เวอร์ชัน 17 (CSI 2017) โดยพิจารณาชิ้นส่วนของโครงสร้างเป็นหน้าตัดแตกร้าง และใช้ค่าสติฟเนสประสิทธิภาพตามตารางที่ 3.7 สำหรับพฤติกรรมการรับแรงในระนาบขององค์อาคาร กำหนดให้แผ่นพื้นคอนกรีตของอาคารตัวอย่างเป็นแบบหล่อในที่ซึ่งสอดคล้องกับสมมติฐานไดอะแฟรมแบบแข็ง (Rigid Floor Diaphragm) การวิเคราะห์โครงสร้างคำนึงถึงการบิดโดยบังเอิญ (Accidental Torsion) ร่วมด้วย โดยสมมติให้จุดศูนย์กลางของมวลคลาดเคลื่อนไป 5% ของความกว้างอาคารในด้านที่ตั้งฉากกับทิศทางของแรงแผ่นดินไหวกระทำ คาบพื้นฐานจากวิธี RSA มีค่ามากกว่าค่าสูงสุดของคาบที่ได้จากการคำนวณด้วยสมการตามมาตรฐาน มยผ.1301/1302-61 ซึ่งเป็นค่าที่นำมาใช้ในวิธีแรงสถิตเทียบเท่า (Equivalent Lateral Force, ELF) ต่อไป คาบสูงสุด (T_a) ตามสมการที่ปรากฏในมาตรฐาน มยผ.1301/1302-61 เป็นค่าที่คำนวณจากผลคูณระหว่าง 1.5 เท่าของ 0.02 คุณความสูงของอาคารในหน่วยเมตร ($T_a = 1.5 \times 0.02 \times H = 2.7 \text{ sec}$) ผลการวิเคราะห์คาบพื้นฐาน แรงเฉือนที่ฐานออกแบบโดยวิธี RSA และวิธี ELF และค่าตัวคูณปรับค่าของอาคาร B1 B2 B3 และ B4 แสดงไว้ในตารางที่ 4.1

ตารางที่ 4.1 คาบพื้นฐาน แรงเฉือนที่ฐานจากวิธี RSA และวิธี ELF และค่าปรับแก้อาคารที่ศึกษา

Building	X-direction				Y-direction			
	T_x (s)	V_{ELF} (kN)	V_{RSA} (kN)	SF	T_y (s)	V_{ELF} (kN)	V_{RSA} (kN)	SF
B1	5.739	7,257	2,796	2.21	3.819	7,257	3,501	1.76
B2	7.902	6,872	1,972	2.96	4.069	6,872	3,374	1.73
B3	10.348	6,718	1,147	4.98	4.721	6,718	2,977	1.92
B4	8.306	6,733	1,640	3.49	4.893	6,733	2,874	1.99

การวิเคราะห์ด้วยวิธี RSA จะต้องพิจารณารวมการตอบสนองจากหลายโหมด โดยมีจำนวนโหมดที่พิจารณา 15 โหมด เพื่อเพียงพอที่จะทำให้ผลรวมของน้ำหนักประสิทธิผลเชิงโหมด (Effective Modal Weight, or Weight Participation) มีค่าไม่น้อยกว่าร้อยละ 90 ของน้ำหนักประสิทธิผลทั้งหมดของอาคารตามคำแนะนำของมาตรฐาน มยผ.1301/1302 คุณสมบัติของโหมดการสั่นของอาคาร B1 B2 B3 และ B4 แสดงในตารางที่ 4.2, ตารางที่ 4.3, ตารางที่ 4.4 และตารางที่ 4.5 ตามลำดับ

ตารางที่ 4.2 คุณสมบัติของ 15 โหมดจากแบบจำลอง 3 มิติอาคาร B1

mode	Period (sec)	mass ratio X	mass ratio Y	rotational inertia Rz
1	5.739	65%	0%	3%
2	4.056	2%	18%	47%
3	3.819	1%	48%	17%
4	1.514	15%	0%	0%
5	0.96	0%	2%	13%
6	0.868	0%	15%	2%
7	0.669	6%	0%	0%
8	0.409	0%	0%	5%
9	0.38	3%	0%	0%
10	0.362	0%	6%	1%
11	0.247	2%	0%	0%
12	0.226	0%	0%	3%
13	0.202	0%	3%	0%
14	0.175	1%	0%	0%
15	0.143	0%	0%	2%
		95%	92%	93%

ตารางที่ 4.3 คุณสมบัติของ 15 โหมดจากแบบจำลอง 3 มิติอาคาร B2

mode	Period (sec)	mass ratio X	mass ratio Y	rotational inertia Rz
1	7.902	71%	0%	0%
2	4.378	0%	6%	62%
3	4.069	0%	61%	6%
4	2.174	13%	0%	0%
5	0.97	5%	0%	0%
6	0.917	0%	1%	16%
7	0.847	0%	17%	1%
8	0.535	3%	0%	0%
9	0.382	0%	0%	5%
10	0.344	0%	5%	0%
11	0.343	2%	0%	0%
12	0.24	1%	0%	0%
13	0.208	0%	0%	3%
14	0.188	0%	3%	0%
15	0.174	1%	0%	0%
		96%	93%	93%

จากตารางที่ 4.2 และตารางที่ 4.3 แสดงรูปร่างของโหมดการสั่นไหวและคาบการสั่นไหวธรรมชาติอาคาร B1 และ B2 โดยโหมดที่ 1 เป็นการโยกตัวในทิศทางแกน X แต่โหมดที่ 2 และ 3 มีลักษณะคู่ควบระหว่างการเคลื่อนที่ทิศทาง Y และการบิดตัวรอบแกนตั้งทั้งสองโหมด

ตารางที่ 4.4 คุณสมบัติของ 20 โหมดจากแบบจำลอง 3 มิติอาคาร B3

mode	Period (sec)	mass ratio X	mass ratio Y	rotational inertia Rz
1	10.348	70%	0%	0%
2	4.917	0%	0%	65%
3	4.721	0%	65%	0%
4	3.999	18%	0%	0%
5	2.299	3%	0%	0%
6	1.563	3%	0%	0%
7	1.278	1%	0%	0%
8	1.207	0%	15%	0%
9	1.201	0%	0%	15%
10	1	1%	0%	0%
11	0.841	1%	0%	0%
12	0.741	0%	0%	0%
13	0.631	0%	0%	0%
14	0.564	1%	0%	0%
15	0.515	0%	0%	0%
16	0.511	0%	7%	0%
17	0.502	0%	0%	7%
18	0.459	0%	0%	0%
19	0.419	0%	0%	0%
20	0.395	0%	0%	0%
		98%	87%	87%

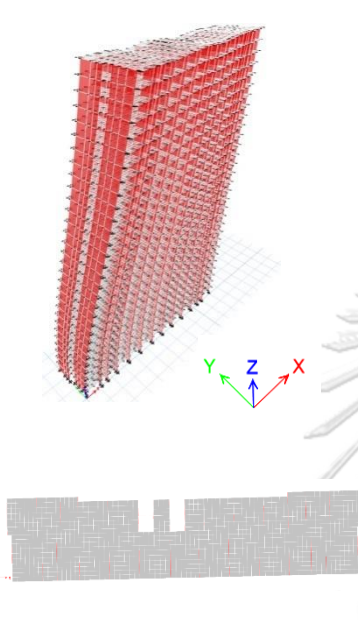

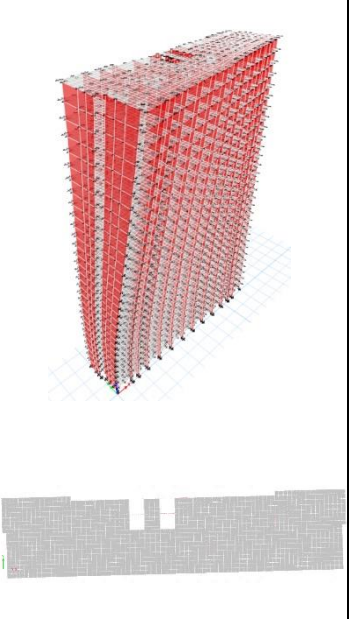
ตารางที่ 4.4 แสดงรูปร่างของโหมดการสั่นไหวและคาบการสั่นไหวธรรมชาติอาคาร B3 โดยโหมดที่ 1, โหมดที่ 2 และโหมดที่ 3 แสดงโหมดการโยกตัวในทิศทางแกน X , โหมดการบิดตัวรอบแกนแนวตั้ง, และโหมดการโยกตัวในทิศทางแกน Y

ตารางที่ 4.5 คุณสมบัติของ 15 โหมดจากแบบจำลอง 3 มิติอาคาร B4

mode	Period (sec)	mass ratio X	mass ratio Y	rotational inertia Rz
1	8.306	72%	0%	0%
2	5.281	0%	2%	64%
3	4.893	0%	64%	2%
4	2.546	12%	0%	0%
5	1.265	4%	0%	1%
6	1.243	0%	0%	13%
7	1.148	0%	16%	0%
8	0.766	3%	0%	0%
9	0.527	0%	0%	6%
10	0.507	2%	0%	0%
11	0.478	0%	6%	0%
12	0.358	1%	0%	0%
13	0.289	0%	0%	3%
14	0.266	1%	0%	0%
15	0.261	0%	3%	0%
		96%	91%	91%

ตารางที่ 4.5 แสดงรูปร่างของโหมดการสั่นไหวและคาบการสั่นไหวธรรมชาติอาคารโดย B4 โหมดที่ 1 ที่เป็นการเคลื่อนที่ทิศทาง X แต่โหมดที่ 2 และ 3 มีการคู่ควบระหว่างการเคลื่อนที่ทิศทาง Y และการบิดตัวรอบแกนตั้ง แต่การคู่ควบค่อนข้างน้อยในที่นี่จึงสมมติว่าไม่มีการคู่ควบระหว่างการเคลื่อนที่ทิศทาง Y และการบิดตัวรอบแกนตั้ง

ตารางที่ 4.6 รูปทรงของโหมดการสั่นไหวและคาบสั่นไหว 3 โหมดแรกของอาคาร B1

Mode shapes and natural periods		
1 st Mode (T=5.74s) X-translation-dominant	2 nd mode (T=4.06s) Torsion-dominant	3 rd mode (T=3.82s) Y-translation-dominant
		

จากตารางที่ 4.1 พบว่า อาคาร B3 ซึ่งเป็นอาคารที่มีเฉพาะกำแพงเดี่ยววางตัววางตัวไปในทิศทางเดียวกันทั้งหมด มีคาบการสั่นไหวตามธรรมชาติสูงกว่าอาคารอื่น แต่มีแรงเฉือนที่ฐานในวิธี RSA สำหรับแผ่นดินไหว EQX ต่ำกว่าอาคารอื่น จึงมีตัวคูณปรับค่าสูง เพื่อปรับเพิ่มค่าแรงเฉือนที่ฐานจากวิธี RSA

เมื่อเปรียบเทียบคาบสั่นไหวพื้นฐานสำหรับแผ่นดินไหว EQX จากวิธี RSA ของอาคาร B1 และ B2 ที่มีลักษณะแปลนอาคารเหมือนกัน แตกต่างกันที่ขนาดของปล่องกำแพงรับแรงเฉือนที่บริเวณกึ่งกลางของอาคาร จะพบว่า อาคาร B2 มีคาบการสั่นไหวมากกว่าอาคาร B1 เนื่องจากปล่องกำแพงรับแรงเฉือนที่มีบริเวณกึ่งกลางอาคารมีขนาดเล็กลง ส่งผลให้การโยกตัวของอาคารเพิ่มขึ้น

4.1.2 ผลการวิเคราะห์เชิงเส้นแบบประวัติเวลา (LRHA)

วิธีนี้จะวิเคราะห์เฉพาะอาคาร B1 โดยหลังจากที่ได้วิเคราะห์โครงสร้างอาคารด้วยวิธี RSA โดยใช้สเปกตรัม UHS (รูปที่ 3.3) และออกแบบกำลังต้านทานแรงของชิ้นส่วนโครงสร้างต่างๆ ตามวิธีการ RSA ในมาตรฐานการออกแบบ มยพ.1302-52 แบบเดิมแล้ว การศึกษานี้ได้ทำการวิเคราะห์โครงสร้างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหวด้วยวิธีแบบประวัติเวลาเชิงเส้น (Linear Response History Analysis, LRHA) ที่กระทำกับอาคารในแนวราบทิศทาง X และ Y แยกกระทำทีละทิศทาง เรียกว่า EQX และ EQY ตามลำดับ กรณีที่อาคารตั้งอยู่ที่ กทม. คลื่นแผ่นดินไหวที่ใช้ประกอบด้วย 6 คลื่นที่เป็นตัวแทนคลื่นบนผิวดินอ่อนที่ กทม. ซึ่งพัฒนาโดย นครและคณะ (2560) และ อมรเทพและคณะ (2561) ดังที่กล่าวมาแล้วในหัวข้อ 3.4 ที่ถูกปรับค่าให้สอดคล้องกับสเปกตรัม UHS (ดังรูปที่ 3.10) ผลการวิเคราะห์จากวิธี LRHA คือการวิเคราะห์การตอบสนองเชิงเส้นแบบประวัติเวลาซึ่งแสดงค่าเฉลี่ยของการตอบสนองสูงสุดต่อคลื่นแผ่นดินไหว 6 คลื่นโดยยังไม่ได้ใช้ค่าตัวประกอบ Cd และ R นำมาคำนวณค่าเฉลี่ย และเปรียบเทียบกับผลการวิเคราะห์ RSA ที่ใช้ในการออกแบบ และ LRSA คือผลการวิเคราะห์แบบเชิงเส้นด้วยวิธี RSA โดยยังไม่ได้ใช้ค่าตัวประกอบ Cd และ R ซึ่งเทียบเคียงได้กับผลการวิเคราะห์จากวิธี LRHA แต่ต่างกันตรงที่ LRHA รวมผลตอบสนองจากหลายโหมดแบบประวัติเวลาซึ่งเป็นค่าที่ถูกต้องกว่าวิธี LRSA ที่รวมค่าการตอบสนองสูงสุดจากแต่ละโหมดด้วยวิธี SRSS (Square Root of Sum of Squares) หรือ CQC (Complete Quadratic Combination) แบบจำลองโครงสร้างที่ใช้ในการวิเคราะห์แบบเชิงเส้นเหล่านี้ใช้คุณสมบัติของหน้าตัดชิ้นส่วนที่ลดทอนจากหน้าตัดเต็มเพื่อคำนึงถึงการแตกตัวของคอนกรีตภายใต้การดัด

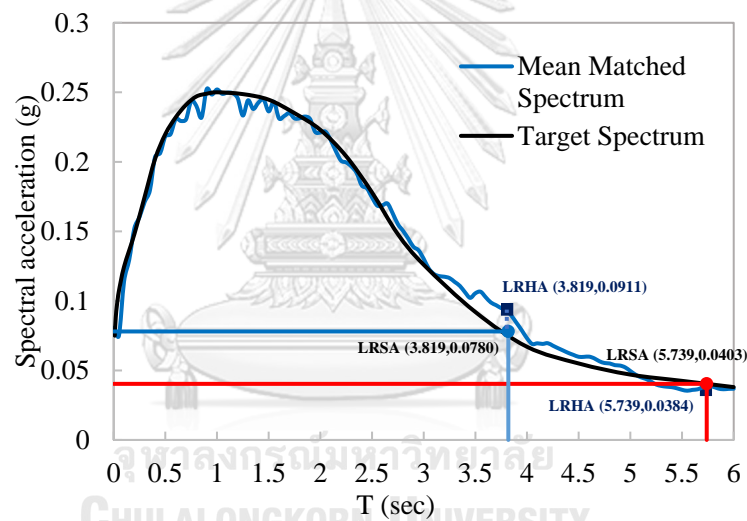
รูปที่ 4.3 แสดงค่าการเคลื่อนที่แต่ละชั้นที่จุดศูนย์กลางถ่วงของมวล (center of mass, CM), การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นที่จุด CM, แรงเฉือนรวมของทั้งชั้นในทิศทาง X และ Y, และโมเมนต์พลิกคว่ำ รอบแกน Y และ X ตามลำดับ ที่ได้จากการวิเคราะห์วิธี RSA, วิธี LRSA และ วิธี LRHA ของอาคารตัวอย่าง จากวิธี RSA มีการคูณค่าการเคลื่อนที่จากวิธี LRSA ด้วย C_d/R ที่มีค่าน้อยกว่าหรือเท่ากับ 1 และเนื่องจากอาคารที่ศึกษาพิจารณามีค่า $C_d = 5$ และ $R = 5$ ทำให้กรณี RSA ค่าเท่ากับ LRSA จากรูปสังเกตเห็นได้ว่าวิธี LRSA และ LRHA ให้ค่าที่ใกล้เคียงกัน ยกเว้นการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นที่วิธี LRSA มีค่าสูงกว่า LRHA อย่างมีนัยสำคัญ แต่เมื่อพิจารณาค่าแรงเฉือนระหว่างชั้นและโมเมนต์พลิกคว่ำระหว่างชั้น พบว่าวิธี RSA มีค่าน้อยกว่า วิธี LRSA และ LRHA โดยความแตกต่างแสดงถึงความคลาดเคลื่อนของการใช้กฎการรวมผลตอบสนองสูงสุดจากหลายโหมดแบบ CQC ในวิธี LRSA ซึ่งความคลาดเคลื่อนดังกล่าวจัดว่าค่อนข้างน้อย แต่วิธี RSA มีการคูณด้วย $C_d * SF/R$ จากวิธี LRSA ด้วยทำให้มีแนวโน้มที่จะให้ค่าต่ำกว่า LRSA และ LRHA ผลการวิเคราะห์ที่แสดงเหล่านี้ไม่ได้รวมผลของแรงบิดโดยบังเอิญ แม้ว่าในขั้นตอนการออกแบบอาคารที่ทำการศึกษานี้จะมีการพิจารณาแรงบิดโดยบังเอิญร้อยละ 5

เพื่อประเมินความถูกต้องของการเคลื่อนที่ที่ยืดอาคารของค่าที่ได้จากโปรแกรม ตารางที่ 4.7 กรณีคาบ 5.739 วินาที และ 3.819 วินาทีแสดงโหมดการเคลื่อนที่ในแนวราบทิศทาง EQX และ EQY ตามลำดับ สามารถหาค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมบนพื้นดิน (spectral acceleration, S_a) ซึ่งอ่านค่าได้จากกราฟค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมแสดงดังรูปที่ 4.1 จากค่า S_a ทำให้สามารถคำนวณ deformation response spectrum (D) และการเคลื่อนที่ที่ยืดอาคาร (roof displacement) ของอาคารได้ โดยการประมาณค่า roof displacement ของโปรแกรมบริเวณจุดศูนย์กลางของมวลจะมีค่าใกล้เคียงกันกับการคำนวณโดยใช้สมการการเคลื่อนที่เป้าหมาย โดยกำหนดค่าตัวประกอบที่เชื่อมโยงระหว่างการเคลื่อนที่เชิงสเปกตรัม (spectral displacement) กับการเคลื่อนที่ของยอดอาคารที่จุดควบคุมเท่ากับ 1.5 และเมื่อพิจารณากรณี LRSA และ LRHA พบว่าค่า roof displacement ที่คำนวณได้จากสมการการเคลื่อนที่เป้าหมาย (3) ในทิศทาง EQX และ EQY มีค่าใกล้เคียงกันกับค่าประมาณที่บริเวณจุดศูนย์กลางของมวล (center of mass) ที่โปรแกรมคำนวณได้ (6) แต่เมื่อพิจารณาค่ามากที่สุดที่เคลื่อนตัวบริเวณใดๆของอาคารพบว่าค่า roof displacement ในทิศทางแกน Y มีค่าสูงกว่า X เนื่องมาจากผลการบิดตัวของอาคาร

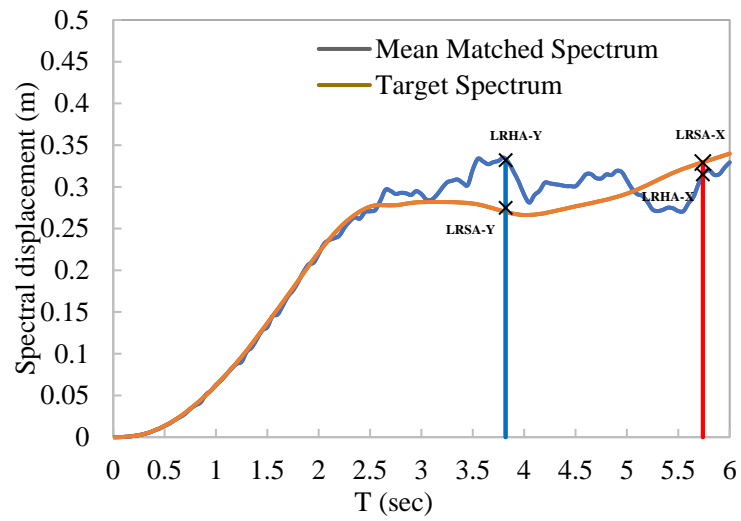
และเมื่อพิจารณาค่าการเคลื่อนที่ที่ยืดอาคารจากการวิเคราะห์ด้วยวิธี LRSA และ LRHA จะพบว่าค่า S_a ที่ได้จาก 2 วิธีนั้น (1) มีค่าแตกต่างกัน ทำให้ค่า S_D หรือการเคลื่อนที่ตัวของโปรแกรมประมาณค่าออกมานั้นแตกต่างกันแสดงดังรูปที่ 4.2 โดยจากรูป 4.2 พบว่าในกรณีแผ่นดินไหวกระทำ EQX วิธี LRSA ให้ค่าประมาณการเคลื่อนที่ที่ยืดอาคารสูงกว่าวิธี LRHA และกรณีแผ่นดินไหวกระทำ EQY วิธี LRSA ให้ค่าประมาณการเคลื่อนที่ที่ยืดอาคารต่ำกว่าวิธี LRHA ซึ่งสอดคล้องกับค่าที่โปรแกรมแสดง โดยความคลาดเคลื่อนแสดงถึงความแตกต่างกันของค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมบนพื้นดิน และความคลาดเคลื่อนของการใช้กฎการรวมผลตอบสนองสูงสุดจากหลายโหมดแบบ CQC ในวิธี LRSA ในขณะที่วิธี LRHA รวมผลตอบสนองจากหลายโหมดแบบประวัติเวลาซึ่งเป็นค่าที่ถูกต้องกว่าวิธี LRSA

ตารางที่ 4.7 การเคลื่อนที่ที่ยอดอาคาร (roof displacement)

	T (s)	S_a (g)	S_D from spectrum (m)	Estimate δ by 1.5D (m)	ETABS δ_{max} (m)	δ_{max} (%)	ETABS δ_{CM} (m)	δ_{CM} (%)
		(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)
LRSA X	5.739	0.0403	0.330	0.495	0.519	0.577	0.454	0.504
LRHA X	5.739	0.0384	0.314	0.471	0.460	0.511	0.434	0.482
LRSA Y	3.819	0.0761	0.276	0.413	0.688	0.765	0.378	0.420
LRHA Y	3.819	0.0911	0.3308	0.496	0.617	0.686	0.438	0.487

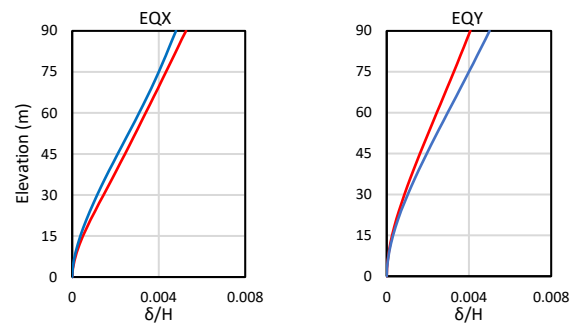


รูปที่ 4.1 ค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมสำหรับอัตราส่วนความหน่วง 2.5% ในพื้นที่แอ่งกรุงเทพโซน 5 ที่คาบนั้นๆ

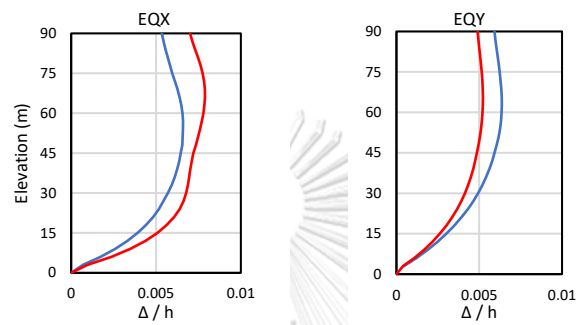


รูปที่ 4.2 ค่าการเคลื่อนที่เชิงสเปกตรัม (spectral displacement) สำหรับอัตราส่วนความหน่วง 2.5% ในพื้นที่แอ่งกรุงเทพฯโซน 5

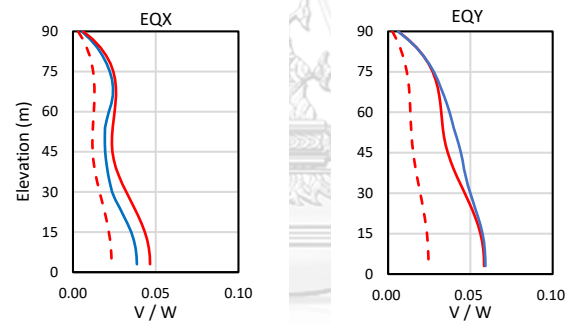




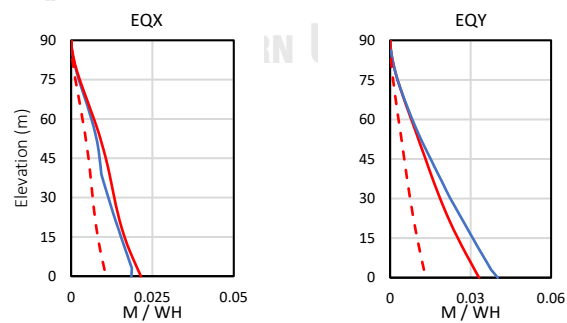
(a) Floor displacement



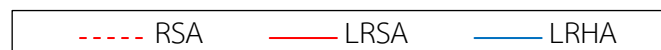
(b) Inter-story drift ratio



(c) Story shear



(d) Story overturning moment



รูปที่ 4.3 (a) การเคลื่อนที่แต่ละชั้นที่ตำแหน่ง CM (b) การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นที่ตำแหน่ง CM (c) ค่าแรงเฉือนระหว่างและ (d) โมเมนต์พลิกคว่ำระหว่างชั้นจาก วิธี LRSA และ วิธี LRHA ของ

อาคาร B1

4.1.3 พฤติกรรมของอาคารภายใต้การวิเคราะห์แบบประวัติเวลาไม่เชิงเส้น (NLRHA)

การวิเคราะห์พฤติกรรมของอาคารที่ศึกษาโดยใช้วิธีแบบประวัติเวลาไม่เชิงเส้น (Nonlinear response time history analysis) ด้วยโปรแกรม PERFORM-3D ทำการวิเคราะห์เฉพาะอาคาร B1 และ B2

4.1.3.1 อาคาร B1

การวิเคราะห์ในหัวข้อนี้พิจารณาแรงแผ่นดินไหวกระทำกับอาคารทั้งสองทิศทาง X และ Y แต่แยกกระทำทีละครั้งไม่พร้อมกัน NLRHA เป็นค่าเฉลี่ยของการตอบสนองสูงสุดจากสเปกตรัมความเสี่ยงสม่ำเสมอ (uniform hazard spectrum, UHS) จำนวน 6 คลื่นที่สอดคล้องกับพื้นที่กรุงเทพฯ เพื่อตรวจสอบความถูกต้องของวิธี RSA ผลการวิเคราะห์ด้วยวิธี RSA เป็นค่าที่วิศวกรทั่วไปใช้ในการออกแบบอาคาร ซึ่งมีการใช้ตัวประกอบความสำคัญของอาคาร (I) ตัวประกอบปรับผลตอบสนอง (R) ตัวประกอบขยายค่าการโก่งตัว (C_d) และตัวคูณปรับค่า (SF) เท่ากับ 2.48 และ 1.98 สำหรับแผ่นดินไหวทิศทาง X และ Y ตามลำดับ โดยนำค่าจากวิธี RSA ไปเปรียบเทียบกับค่าอ้างอิงจากวิธี NLRHA

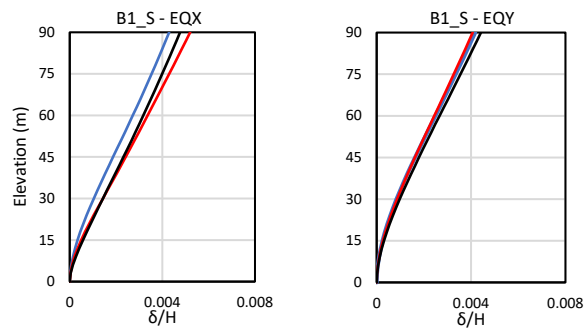
นอกจากนี้งานวิจัยนี้ได้พิจารณาวิธีวิเคราะห์โครงสร้างเพิ่มเติม 2 วิธีคือวิธีสเปกตรัมการตอบสนองเชิงเส้น (LRSA) ซึ่งเป็นการใช้วิธี RSA โดยไม่คำนึงถึงตัวประกอบขยายค่าการโก่งตัวและตัวประกอบปรับค่า ได้ทดลองใช้กับแบบจำลองเชิงเส้นที่มีคุณสมบัติชิ้นส่วนแบบหน้าตัดที่แตกกร้าว และวิธี LRSA แบบจำลองเชิงเส้นที่มีคุณสมบัติชิ้นส่วนแบบหน้าตัดไม่แตกกร้าวเรียกผลลัพธ์ว่า $LRSA_{uncracked}$ ซึ่งหากนำไปเปรียบเทียบกับวิธี LRSA จะแสดงถึงผลของหน้าตัดที่ไม่แตกกร้าวซึ่งจะมีคาบการสั่นไหวที่สั้นกว่า และหากนำไปเปรียบเทียบกับวิธี NLRHA จะแสดงถึงผลของการตอบสนองแบบไม่เชิงเส้น สังเกตว่าค่าสตีเฟนช่วงเริ่มต้นของแบบจำลองสำหรับวิธี NLRHA จะเป็นแบบหน้าตัดที่ไม่แตกกร้าวเหมือนกับในวิธี $LRSA_{uncracked}$

ผลการวิเคราะห์ที่ใช้การรวมทีละสเตปตามเวลาโดยวิธีความเร่งเฉลี่ยคงที่ (หรือที่เรียกว่า Newmark = 1/4) ผลเฉลยเชิงตัวเลขจะแสดงในทุกสเตปจากการป้อนข้อมูลของความเร่งพื้นดินซึ่งจะแตกต่างกันระหว่าง 0.005 ถึง 0.01 วินาที กำหนดอัตราส่วนความหน่วงคงที่ (Modal damping) เท่ากับ 2.49% และอัตราส่วนความหน่วงคงที่ของ Rayleigh (Rayleigh damping model) เท่ากับ 0.01% ซึ่งขึ้นอยู่กับสตีเฟนเริ่มต้นของโครงสร้าง (Chopra & McKenna, 2016) ผลลัพธ์จากวิธี NLRHA แสดงการเคลื่อนตัวของชั้นต่างๆเทียบกับความสูงอาคารวัดจากพื้นดิน H, อัตราส่วนระหว่างการเคลื่อนตัวสัมพันธ์กับความสูงของชั้น h, ค่าแรงเฉือนรวมระหว่างชั้นกับน้ำหนักโครงสร้าง

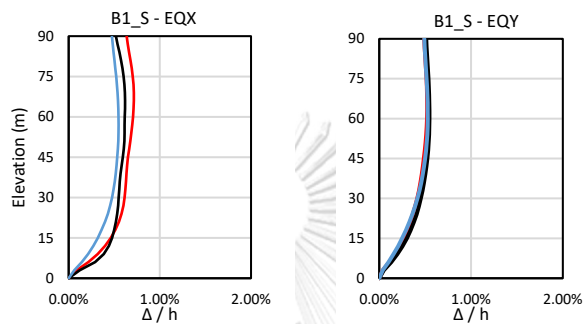
ประสิทธิผล W และโมเมนต์พลิกคว่ำระหว่างชั้นกับน้ำหนักโครงสร้างประสิทธิผลคูณกับความสูงอาคาร WH ดังแสดงในรูปที่ 4.4

รูปที่ 4.4 แสดงการเปรียบเทียบผลการวิเคราะห์การเคลื่อนตัวของชั้นต่างๆ การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้น แรงเฉือนรวมทั้งชั้นและโมเมนต์พลิกคว่ำของชั้นที่ได้จากวิธี RSA LRSA LRSA_{uncracked} และ NLRHA ของอาคาร B1 ซึ่งจำลองโครงสร้างปล่องกำแพงคอนกรีตเสริมเหล็กรับแรงเฉือนและกำแพงเดี่ยวยด้วยชิ้นส่วนไฟเบอร์แบบไม่ยืดหยุ่น (inelastic fiber shear wall elements) เรียกว่าอาคาร B1_S ซึ่งค่าจากวิธี NLRHA ถือเป็นค่าที่ถูกต้องที่สุดที่ใช้เป็นค่าอ้างอิง โดย EQX และ EOY หมายถึง แผ่นดินไหวที่กระทำในทิศทาง X และ Y ตามลำดับ จากรูปที่ 4.4(a) และ 4.4(b) พบว่าวิธี LRSA ทำนายค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นและการเคลื่อนที่ที่จุดศูนย์กลางมวลในแต่ละชั้นภายใต้แผ่นดินไหวกระทำทั้งสองทิศทางได้ใกล้เคียงกับผลจากวิธี NLRHA ยกเว้นกรณีการทำนายค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้น ภายใต้แผ่นดินไหวกระทำทิศทาง X ซึ่งมีค่าสูงกว่าผลการวิเคราะห์จากวิธี NLRHA เล็กน้อย สังเกตได้ว่าวิธี LRSA_{uncracked} ให้ค่าการเคลื่อนที่ที่ต่ำกว่าวิธีวิเคราะห์อื่น

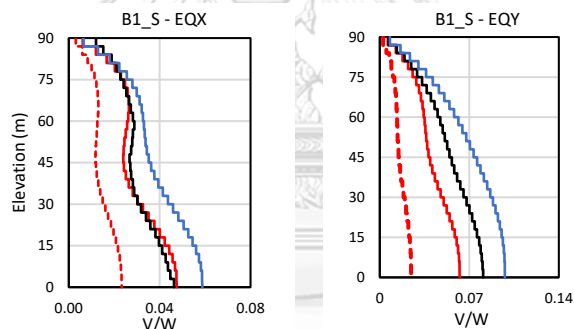
และรูปที่ 4.4(c) และ 4.4(d) พบว่า วิธี RSA ให้ค่าประมาณแรงที่ต้องต้านทาน (demand forces) ที่ต่ำเกินไปเมื่อเทียบกับผลการวิเคราะห์ด้วยวิธี NLRHA หากไม่ต้องการให้เกิดการวิบัติแบบเฉือนเนื่องจากการเป็นารวิบัติแบบเปราะสำหรับอาคารตั้งอยู่ที่กรุงเทพมหานคร ในขณะที่วิธี LRSA ประมาณค่าแรงเฉือนระหว่างชั้นและโมเมนต์พลิกคว่ำระหว่างชั้นดีภายใต้แผ่นดินไหวกระทำทิศทาง X เมื่อเทียบกับผลจากวิธี NLRHA อย่างไรก็ตาม วิธี LRSA ประมาณผลตอบสนองภายใต้แผ่นดินไหวกระทำทิศทาง Y ได้ต่ำกว่าผลจากวิธี NLRHA เนื่องจากวิธี LRSA ใช้คุณสมบัติหน้าตัดแบบแตกร้าว จึงมีสติเฟนต่ำกว่าสติเฟนช่วงต้นของวิธี NLRHA อีกทั้งสังเกตได้ว่าวิธี LRSA_{uncracked} ให้ผลการประมาณแรงที่ต้องต้านทานมากกว่าวิธีอื่นเนื่องจากพิจารณาโครงสร้างเป็นชิ้นส่วนไม่แตกร้าว จากรูปที่ 4.4(c) แรงเฉือนในทิศทาง X มีค่าน้อยกว่าแรงเฉือนในทิศทาง Y เนื่องจากคาบธรรมชาติของการสั่นไหวในทิศทาง X มีค่าเท่ากับ 5.79 วินาที ซึ่งมากกว่าคาบธรรมชาติในทิศทาง Y เท่ากับ 3.82 วินาที



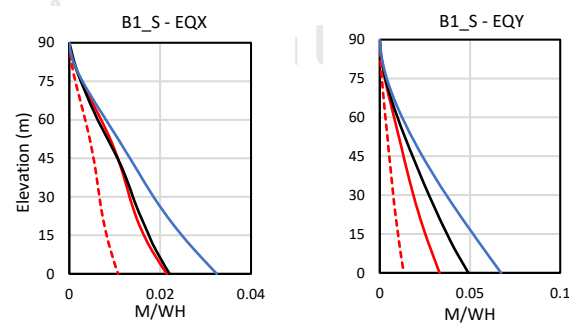
(a) Floor displacement



(b) Inter-story drift ratio



(c) Story shear



(d) Story overturning moment



รูปที่ 4.4 (a) การเคลื่อนที่แต่ละชั้นที่ตำแหน่ง CM (b) การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นที่ตำแหน่ง CM (c) ค่าแรงเฉือน และ (d) โมเมนต์พลิกคว่ำระหว่างชั้นจากวิธี LRSA, LRSA_{uncracked} และ NLRHA ของอาคาร B1_S

เพื่อพิจารณาแบบจำลองกำแพงเดี่ยวด้วยชิ้นส่วนที่แตกต่างกัน ในการสร้างแบบจำลองของกำแพงเดี่ยว เลือกใช้การจำลอง 2 รูปแบบ คือ 1.จำลองด้วยเอลิเมนต์แบบเปลือกบาง (shell element) และ 2.จำลองด้วยเอลิเมนต์แบบเส้น (line element) เปรียบเทียบกัน เนื่องจากการจำลองกำแพงด้วย shell element ในวิธีวิเคราะห์ที่ไม่เชิงเส้น สามารถจำลองพฤติกรรมนอกระนาบของกำแพงได้เฉพาะแบบเชิงเส้น ส่วนพฤติกรรมในระนาบของกำแพงเดี่ยวที่จำลองด้วย line element จะจำลองพฤติกรรมด้วยชิ้นส่วนไฟเบอร์แบบไม่ยืดหยุ่นเช่นเดียวกับกำแพงเดี่ยวที่จำลองด้วย shell element กำหนดให้กำแพงเดี่ยวที่จำลองด้วย line element ใช้สติฟเนสประสิทธิภาพเหมือนกันกับแบบจำลองโครงสร้างกำแพงที่จำลองด้วย shell element

อาคารตัวอย่าง (B1) แบ่งอาคารออกเป็น 2 รูปตามแบบจำลองของกำแพงเดี่ยว โดยอาคาร B1_S เป็นอาคารที่จำลองกำแพงเดี่ยวเป็น shell element และ B1_F เป็นอาคารที่จำลองกำแพงเดี่ยวเป็น line element และมีชิ้นส่วนคานแบบแข็งเกร็งฝังไว้ในระนาบของกำแพง (embedded rigid beam) ตามความยาวของกำแพง เพื่อลดระยะห่างระหว่างริมขอบกำแพงถึงริมขอบกำแพงอีกต้น (clear span) สำหรับปล่องกำแพงบริเวณรับแรงเฉือนบริเวณบันไดและกึ่งกลางของอาคาร จะจำลองด้วยแบบจำลอง shell element เมื่อพิจารณาด้วยวิธี modal analysis แต่ละโหมดสามารถพิจารณาลักษณะการสั่นไหวได้จากค่าอัตราส่วนการมีส่วนร่วมของมวลในทิศทางแนวราบ X (U_x) และ Y (U_y) และ ค่าความเฉื่อยเชิงการหมุนรอบแกนตั้ง Z (R_z) คุณสมบัติของ 15 โหมดจากแบบจำลองเชิงเส้น 3 มิติอาคารตัวอย่าง B1_F ด้วยแบบจำลองที่กำแพงเดี่ยวเป็น line element ดังแสดงในตารางที่ 4.8 พบว่าแบบจำลองที่กำแพงเดี่ยวเป็น line element มีคาบการสั่นไหวพื้นฐานและลักษณะการโยกตัวใกล้เคียงกับแบบจำลองที่กำแพงเดี่ยวเป็น shell element (ตารางที่ 4.2) โดยแบบจำลองกำแพงเดี่ยวด้วย line element มีคาบการสั่นไหวยาวกว่าเพียงเล็กน้อย เนื่องจากการจำลองด้วย shell element มีสติฟเนสมากกว่า (stiffer)

ตารางที่ 4.8 คุณสมบัติของ 15 โหมดจากแบบจำลอง 3 มิติอาคาร B1_F

Mode	Period (sec)	Ux	Uy	Rz
1	5.828	65%	0%	2%
2	4	1%	29%	36%
3	3.803	1%	36%	28%
4	1.52	15%	0%	0%
5	0.962	0%	2%	13%
6	0.871	0%	15%	2%
7	0.667	6%	0%	0%
8	0.412	0%	0%	5%
9	0.376	3%	0%	0%
10	0.364	0%	6%	1%
11	0.243	2%	0%	0%
12	0.229	0%	0%	3%
13	0.203	0%	3%	0%
14	0.172	1%	0%	0%
15	0.146	0%	0%	2%
		94%	91%	92%

สำหรับกรณีแบบจำลองไม่เชิงเส้น ทำการวิเคราะห์ด้วยวิธี NLRHA โดยกำแพงเดี่ยวที่จำลองด้วย shell element จะถูกจำลองด้วยชิ้นส่วนไฟเบอร์แบบไม่ยืดหยุ่น ชิ้นส่วนไฟเบอร์แบบไม่ยืดหยุ่น (inelastic fiber shear wall elements) เพื่อจำลองพฤติกรรมการรับแรงตามแนวแกนและโมเมนต์ดัดของคอนกรีตและเหล็กเสริมในกำแพง สติฟเนสในแนวระนาบจะถูกจำลองด้วยพฤติกรรมการรับแรงเฉือนแบบยืดหยุ่น ส่วนพฤติกรรมนอกระนาบของกำแพง จะสมมติให้มีพฤติกรรมเป็นแบบเชิงเส้น นอกจากนี้ กำหนดให้โมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีตมีค่าเท่ากับ 25% ของ E_c เพื่อจำลองสติฟเนสที่ลดลงเนื่องจากคอนกรีตมีการแตกร้าว

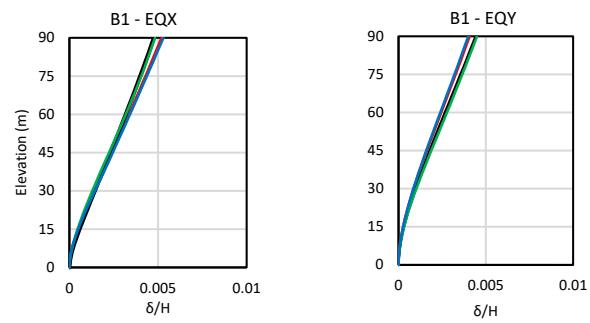
ในขณะที่กำแพงเดี่ยวที่จำลองด้วย line element จะจำลองด้วยชิ้นส่วนแบบยืดหยุ่นเชิงเส้น ร่วมกับจุดหมุนพลาสติกไม่เชิงเส้นที่บริเวณปลายของชิ้นส่วนโครงสร้าง โดยสติฟเนสประสิทธิผลของ

โมเมนต์ดัดจะมีค่าเท่ากับ 0.7 เท่าของสติฟเนสทั้งหมดสำหรับส่วนที่เป็นชิ้นส่วนแบบยึดหยุ่นเชิงเส้น และบริเวณจุดหมุนพลาสติกจะจำลองพฤติกรรมด้วยชิ้นส่วนไฟเบอร์แบบไม่ยึดหยุ่นเช่นเดียวกับ โครงสร้างกำแพง โดยจะสมมติให้บริเวณจุดหมุนพลาสติกมีความยาวเท่ากับ 0.5 เท่าของมิติที่แคบ ที่สุดของหน้าตัด

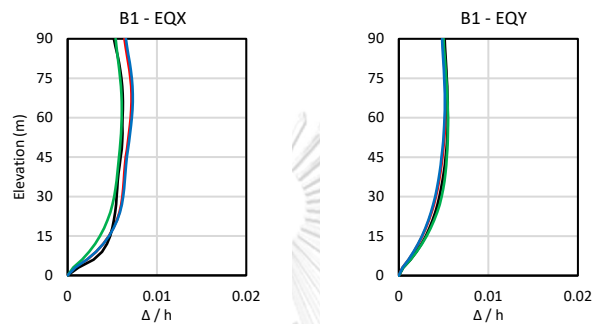
เมื่อเปรียบเทียบผลการวิเคราะห์ด้วยวิธี LRSA และ NLRHA ของแบบจำลองกำแพงเดี่ยว ด้วย shell element (อาคาร B1_S) กับกำแพงเดี่ยวด้วย line element (B1_F) แสดงดังรูปที่ 4.5 สังเกตได้ว่าวิธีวิเคราะห์ LRSA จะพบว่าแบบจำลองกำแพงเดี่ยวด้วย shell element (เส้นสีแดง) และ line element (เส้นสีฟ้า) ให้ค่าประมาณการเคลื่อนที่แต่ละชั้นที่จุด CM, การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ ระหว่างชั้นที่จุด CM, แรงเฉือนและโมเมนต์พลิกคว่ำใกล้เคียงกันเมื่อแผ่นดินไหวกระทำ EQX และ EQY เว้นแต่แรงเฉือนเมื่อจำลองกำแพงเดี่ยวด้วย line element ในวิธี LRSA เมื่อแผ่นดินไหวกระทำ EQY จะพบว่าให้ค่าประมาณแรงเฉือนที่ต่ำกว่าเล็กน้อย (เส้นสีฟ้า) เมื่อเทียบกับแบบจำลองกำแพง เดี่ยวด้วย shell element

สำหรับวิธีวิเคราะห์ NLRHA จะพบว่าแบบจำลองกำแพงเดี่ยวด้วย shell element (เส้นสี ดำ) และ line element (เส้นเขียว) ให้ค่าประมาณการเคลื่อนที่แต่ละชั้นที่จุด CM, การเคลื่อนตัว สัมพัทธ์ระหว่างชั้นที่จุด CM, แรงเฉือนและโมเมนต์พลิกคว่ำใกล้เคียงกันเมื่อแผ่นดินไหวกระทำ EQX และ EQY เว้นแต่แรงเฉือนเมื่อจำลองกำแพงเดี่ยวด้วย line element ในวิธี NLRHA เมื่อแผ่นดินไหว กระทำ EQX จะพบว่าให้ค่าประมาณแรงเฉือนที่ฐานสูงกว่าเล็กน้อย (เส้นสีเขียว) เมื่อเทียบกับ แบบจำลองกำแพงเดี่ยวด้วย shell element

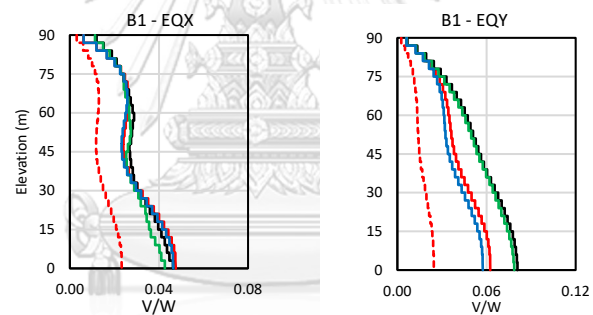
เมื่อเปรียบเทียบการวิเคราะห์ในวิธี LRSA และ NLRHA จะพบว่าวิธี LRSA ให้ค่าประมาณ การเคลื่อนที่แต่ละชั้นที่จุด CM และการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นที่จุด CM สูงกว่าวิธี NLRHA เมื่อแผ่นดินไหวกระทำในทิศทางแกน X แต่เมื่อแผ่นดินไหวกระทำในทิศทางแกน Y จะให้ค่าประมาณ ที่ใกล้เคียงกัน และเมื่อพิจารณาแรงเฉือนและโมเมนต์พลิกคว่ำพบว่าเมื่อแผ่นดินไหวกระทำทิศทาง แกน X การวิเคราะห์ด้วย LRSA และ NLRHA ให้ค่าประมาณแรงเฉือนและโมเมนต์พลิกคว่ำที่ ใกล้เคียงกัน แต่เมื่อแผ่นดินไหวกระทำทิศทางแกน Y พบว่าการวิเคราะห์ด้วยวิธี NLRHA ให้ ค่าประมาณค่าประมาณแรงเฉือนและโมเมนต์พลิกคว่ำสูงกว่าวิธี LRSA ทั้งกรณีแบบจำลองกำแพง เดี่ยวด้วย shell element และ line element



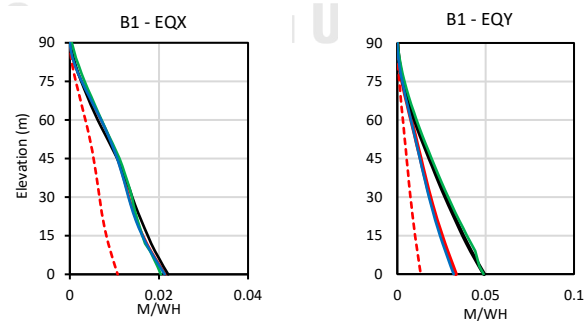
(a) Floor displacement



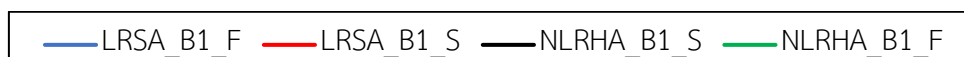
(b) Inter-story drift ratio



(c) Story shear



(d) Story overturning moment

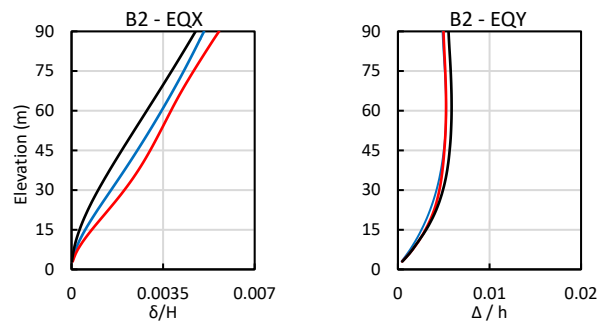


รูปที่ 4.5 (a) การกระจัดแต่ละชั้นที่ตำแหน่ง CM และ (b) การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นที่ตำแหน่ง CM (c) ค่าแรงเฉือน และ (d) โมเมนต์พลิกคว่ำระหว่างชั้น วิธี LRSA และ NLRHA ของอาคาร B1_F และ B1_S

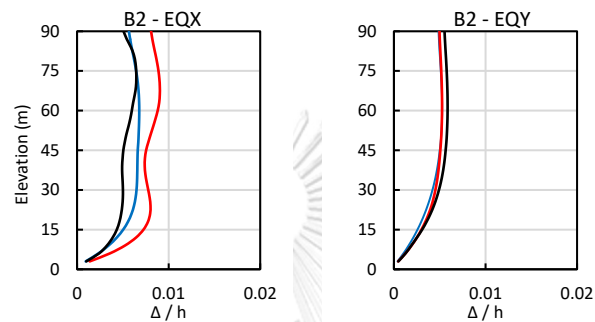
4.1.3.2 อาคาร B2

เนื่องจากการจำลองด้วย shell element หรือ line element ให้ค่าประมาณที่ใกล้เคียงกัน ในอาคาร B2 จึงเลือกใช้แบบจำลองกำแพงเดียวด้วย shell element สำหรับรูปที่ 4.6 แสดงการเปรียบเทียบผลการวิเคราะห์การเคลื่อนตัวของชั้นต่างๆ การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้น แรงเฉือนรวมทั้งชั้นและโมเมนต์พลิกคว่ำของชั้นที่ได้จากวิธี RSA LRSA LRSA_{uncracked} และ NLRHA ของอาคาร B2 ซึ่งค่าจากวิธี NLRHA ถือเป็นค่าที่ถูกต้องที่สุดที่ใช้เป็นค่าอ้างอิง โดย EQX และ EQY หมายถึง แผ่นดินไหวที่กระทำในทิศทาง X และ Y ตามลำดับ จากรูปที่ 4.6(a) และ 4.6(b) พบว่าวิธี LRSA ทำนายค่าการเคลื่อนที่ที่จุดศูนย์กลางมวลในแต่ละชั้นและการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นภายใต้แผ่นดินไหวกระทำทิศทาง X ได้สูงกว่าผลจากวิธี NLRHA แต่ให้ค่าประมาณค่าการเคลื่อนที่ที่จุดศูนย์กลางมวลในแต่ละชั้นและการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นที่ดีที่สุดภายใต้แผ่นดินไหวกระทำทิศทาง Y เมื่อเทียบกับผลการวิเคราะห์ด้วยวิธี NLRHA

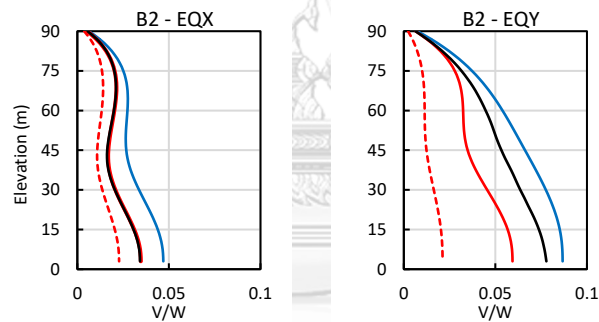
จากรูปที่ 4.6(c) และ 4.6(d) พบว่า วิธี RSA ให้ค่าประมาณแรงที่ต้องต้านทาน (demand forces) ที่ต่ำเกินไปเมื่อเทียบกับผลการวิเคราะห์ด้วยวิธี NLRHA หากไม่ต้องการให้เกิดการวิบัติแบบเฉือนเนื่องจากการเป็นกรวิบัติแบบเปราะสำหรับอาคารตั้งอยู่ที่กรุงเทพมหานคร ในขณะที่วิธี LRSA ประมาณค่าแรงเฉือนระหว่างชั้นและโมเมนต์พลิกคว่ำระหว่างชั้นดีภายใต้แผ่นดินไหวกระทำทิศทาง X เมื่อเทียบกับผลจากวิธี NLRHA อย่างไรก็ตาม วิธี LRSA ประมาณผลตอบสนองภายใต้แผ่นดินไหวกระทำทิศทาง Y ได้ต่ำกว่าผลจากวิธี NLRHA เนื่องจากวิธี LRSA ใช้คุณสมบัติหน้าตัดแบบแตกร้าวจึงมีสติเฟนต่ำกว่าสติเฟนช่วงต้นของวิธี NLRHA อีกทั้งสังเกตได้ว่าวิธี LRSA_{uncracked} ให้ผลการประมาณแรงที่ต้องต้านทานมากกว่าวิธีอื่นเนื่องจากพิจารณาโครงสร้างเป็นชิ้นส่วนไม่แตกร้าวจากรูปที่ 4.6(c) แรงเฉือนในทิศทาง X มีค่าน้อยกว่าแรงเฉือนในทิศทาง Y เนื่องจากคาบธรรมชาติของการสั่นไหวในทิศทาง X มีค่าเท่ากับ 7.902 วินาที ซึ่งมากกว่าคาบธรรมชาติในทิศทาง Y เท่ากับ 4.069 วินาที



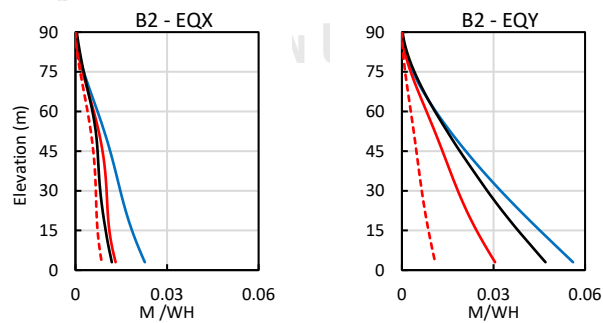
(a) Floor displacement



(b) Inter-story drift ratio



(c) Story shear



(d) Story overturning moment



รูปที่ 4.6 (a) การเคลื่อนที่แต่ละชั้นที่ตำแหน่ง CM (b) การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นที่ตำแหน่ง CM (c) ค่าแรงเฉือน และ (d) โมเมนต์พลิกคว่ำระหว่างชั้น จากวิธี LRSA, LRSA uncracked และ

NLRHA

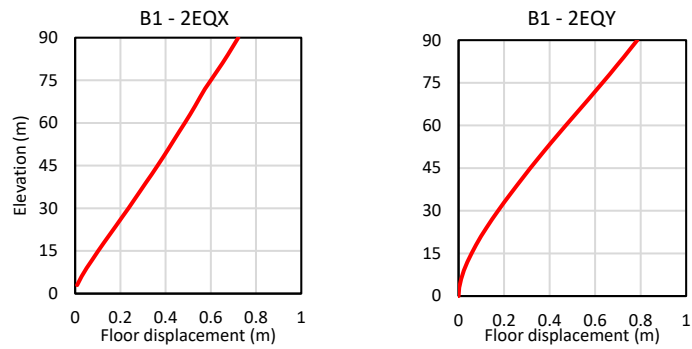
4.1.4 เสถียรภาพของอาคาร B1 และ B2

เสถียรภาพของอาคาร B1 และ B2 พิจารณาจากค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นภายใต้แผ่นดินไหวกระทำทิศทาง X ซึ่งเป็นด้านที่แรงกระทำตั้งฉากกับระนาบของกำแพงเดี่ยวของอาคาร B1 และอาคาร B2 จะพบว่าค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นของอาคาร B2 มีค่าสูงกว่าอาคาร B1 แสดงให้เห็นว่าการลดขนาดของปล่องกำแพงรับแรงเฉือนที่บริเวณกึ่งกลางอาคารส่งผลให้อาคารเคลื่อนตัวมากขึ้น ทั้งนี้จากการวิเคราะห์ด้วยวิธี RSA และ NLRHA ของอาคารทั้งสองกรณี (อาคาร B1 และอาคาร B2) พบว่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นยังคงอยู่ในเกณฑ์ที่ยอมรับได้ตามมาตรฐาน มยผ. 1302 ภายใต้แผ่นดินไหวตามระดับความรุนแรงที่ใช้ในการออกแบบตาม มยผ.1031/1302-61 ซึ่งบ่งชี้ว่าอาคารตัวอย่างมีเสถียรภาพเพียงพอต่อการต้านทานแผ่นดินไหว

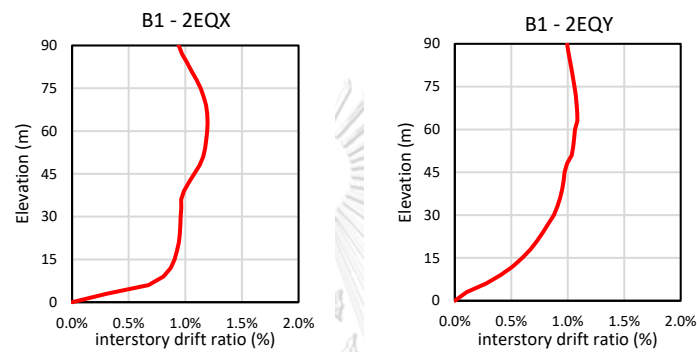
และเมื่อเปรียบเทียบค่าแรงเฉือนระหว่างชั้นและโมเมนต์พลิกคว่ำระหว่างชั้นของอาคาร B1 และอาคาร B2 ภายใต้แผ่นดินไหวกระทำทิศทางทั้งสองทิศทางพบว่าค่าประมาณของแรงที่ต้องต้านทานในอาคาร B2 มีค่าประมาณที่ต่ำกว่าอาคาร B1 เล็กน้อย เนื่องมาจากการลดขนาดหน้าตัดของกำแพงเดี่ยวและปล่องกำแพงเฉือนบริเวณกึ่งกลางอาคาร ทำให้อาคาร B2 มีคาบการสั่นพื้นฐานยาวขึ้น (High period) ส่งผลให้อาคารมีความอ่อนตัวสูง แรงที่ต้องต้านทานจึงน้อยลง

4.1.5 การขยายความรุนแรงของแผ่นดินไหว

เพื่อตรวจสอบความปลอดภัยของอาคาร B1 และ B2 จึงทำการวิเคราะห์อาคารตัวอย่างด้วยวิธีพลศาสตร์ส่วนเพิ่มโดยนำคลื่นแผ่นดินไหว 6 คลื่นของกรุงเทพมหานครมาขยายความรุนแรงของคลื่นแผ่นดินไหวด้วยตัวคูณปรับค่า (scaling factor) ด้วยสเกลเท่ากับ 2 นำคลื่นแผ่นดินไหวที่ได้มากระทำกับแบบจำลองโครงสร้างโดยวิธีการวิเคราะห์การตอบสนองของโครงสร้างไม่เชิงเส้นด้วยวิธีพลศาสตร์แบบประวัติเวลา (Nonlinear response history analysis, NLRHA) ได้ค่าเฉลี่ยการเคลื่อนที่ที่ตำแหน่ง CM และการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นคลื่นแผ่นดินไหวที่ขยายความรุนแรงไป 2 เท่าแสดงดังรูป 4.7 และ 4.8 สำหรับอาคาร B1 และ B2 พบว่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นของอาคารเมื่อแผ่นดินไหวกระทำทั้งสองทิศทางมีค่าประมาณ 1-1.3% ซึ่งคิดเป็นค่าประมาณ 1.54-2 เท่าของการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นของอาคารภายใต้แผ่นดินไหวตามระดับความรุนแรงที่ใช้ในการออกแบบตาม มยผ.1031/1302-61 โดยอาคาร B1 และ B2 มีการเคลื่อนที่สัมพัทธ์และการเคลื่อนที่ตำแหน่ง CM ของอาคารอยู่ในเกณฑ์ที่ยอมรับได้ตามมาตรฐาน มยผ.1302 ถึงแม้ขยายความรุนแรงเพิ่มขึ้น ดังนั้นอาคารที่พิจารณามีโครงสร้างที่มีความแข็งแรงเพียงพอ และมีเสถียรภาพ

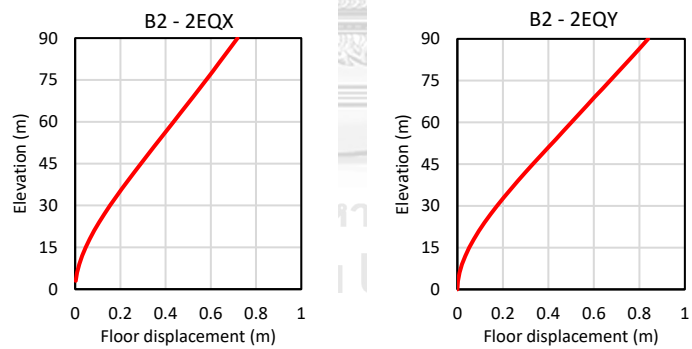


(a) Floor displacement

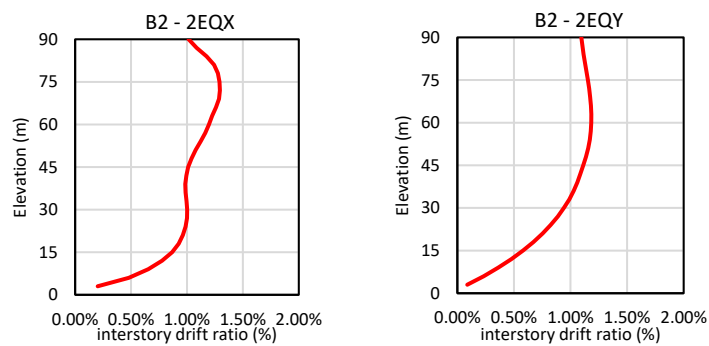


(b) Inter-story drift ratio

รูปที่ 4.7 การเคลื่อนที่ตำแหน่ง CM และการเคลื่อนที่สัมพันธ์ตำแหน่ง CM อาคาร B1 กรณี 2EQ



(a) Floor displacement



(b) Inter-story drift ratio

รูปที่ 4.8 การเคลื่อนที่ตำแหน่ง CM และการเคลื่อนที่สัมพันธ์ตำแหน่ง CM อาคาร B2 กรณี 2EQ

4.2 การรับแรงแนวราบขนานและตั้งฉากกับกำแพง และการรับแรงแนวตั้งของกำแพง

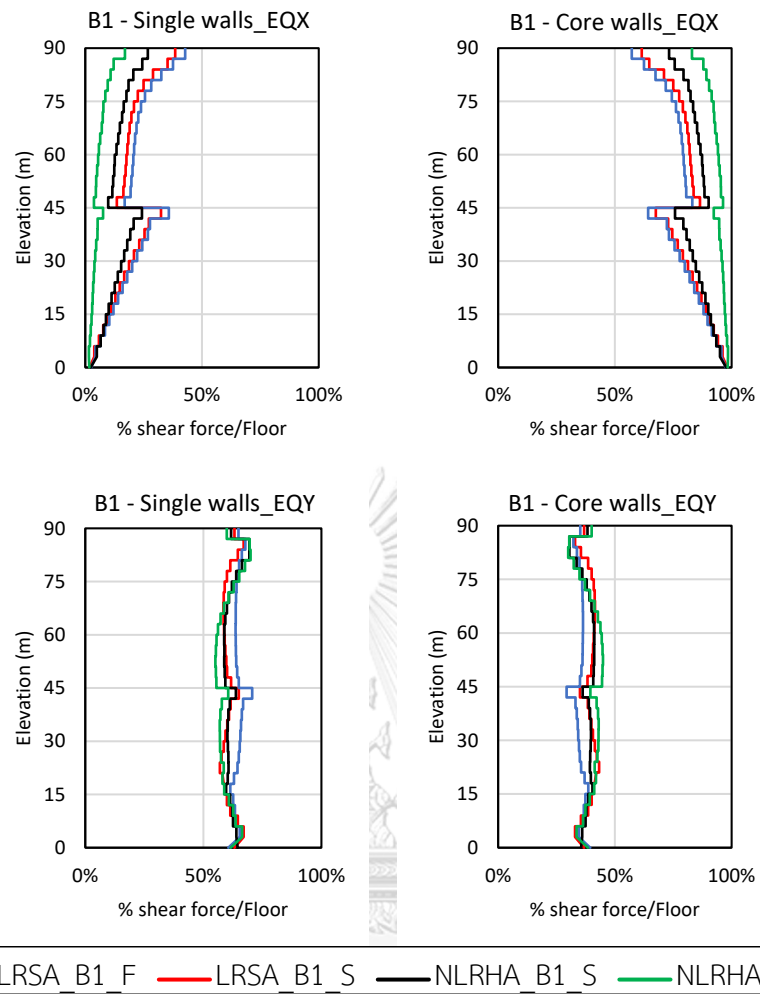
4.2.1 การรับแรงแนวราบขนานและตั้งฉากกับกำแพง

ในอาคาร B1 และ B2 กำแพงเดี่ยววางตัวไปในทิศทางเดียวกันทั้งหมดเนื่องจากข้อจำกัดทางด้านสถาปัตยกรรมและการใช้งานอาคาร ส่วนแบ่งการรับแรงเฉือนโดยกำแพงเดี่ยวและปล่องกำแพงรับแรงเฉือนในแต่ละชั้นแสดงดังรูปที่ 4.9 และ 4.10 สำหรับอาคาร B1 และ B2 ตามลำดับ สังเกตว่าในรูปที่ 4.9 การจำลองชิ้นส่วนกำแพงเดี่ยวด้วย shell element กับกำแพงด้วย line element ให้ผลลัพธ์ไปในทิศทางเดียวกัน

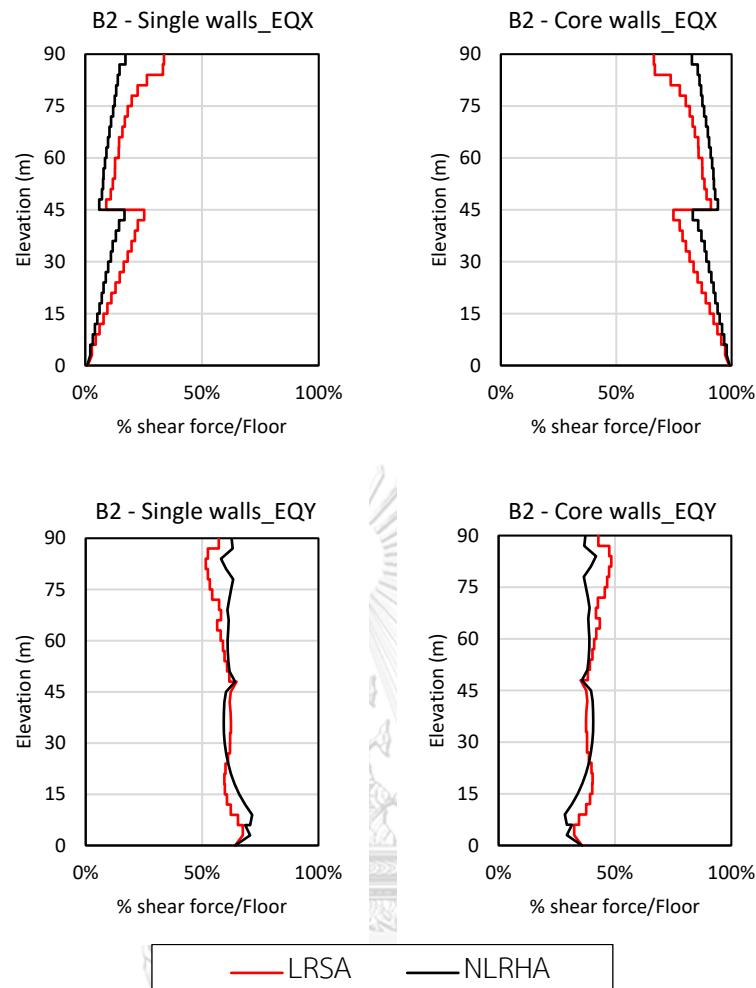
โดยส่วนแบ่งการรับแรงเฉือนจะหาได้จากผลรวมแรงเฉือนของกำแพงเดี่ยวทุกตัว หรือผลรวมแรงเฉือนของปล่องกำแพงรับแรงเฉือนเทียบกับผลรวมแรงเฉือนทั้งหมดของกำแพงเดี่ยวรวมกับปล่องกำแพงรับแรงเฉือน

จากรูปที่ 4.9 และ 4.10 พบว่าเมื่อแผ่นดินไหวกระทำในทิศทาง X ปล่องกำแพงรับแรงเฉือนที่บริเวณกึ่งกลางอาคารทำหน้าที่ต้านทานแรงเป็นหลัก กล่าวคือ 60-98% ของแรงเฉือนทั้งหมดในแต่ละชั้นในอาคาร B1 และ 70-98% ของแรงเฉือนทั้งหมดในแต่ละชั้นในอาคาร B2 และกำแพงเดี่ยวจะต้านทานแรงน้อยมาก (2-40%) เนื่องจากเป็นแรงที่กระทำตั้งฉากกับระนาบของกำแพง แต่เมื่อแผ่นดินไหวกระทำในทิศทาง Y ซึ่งอยู่ในแนวระนาบของกำแพงเดี่ยว พบว่ากำแพงเดี่ยวสามารถช่วยต้านทานแรงด้านข้างได้ประมาณ 60 ถึง 70% ของแรงเฉือนทั้งหมดในแต่ละชั้น

และสังเกตได้ว่าบริเวณกึ่งกลางความสูงของอาคาร มีการเปลี่ยนแปลงส่วนแบ่งการรับแรงของกำแพงโครงสร้างเนื่องมาจากการเปลี่ยนแปลงความหนาของกำแพงเดี่ยวจาก 15 เซนติเมตรในชั้น 16 ที่สูงขึ้นไปเป็น 20 เซนติเมตรในชั้น 15 ลงไปสำหรับอาคาร B1 และการเปลี่ยนแปลงความหนาของกำแพงเดี่ยวจาก 12 เซนติเมตรในชั้น 16 ที่สูงขึ้นไปเป็น 15 เซนติเมตรในชั้น 15 ลงไปสำหรับอาคาร B2 ปล่องกำแพงมีความหนา 30 เซนติเมตรตลอดทั้งความสูงของอาคาร



รูปที่ 4.9 ส่วนแบ่งการรับแรงเฉือนโดยกำแพงเดี่ยวและปล่องกำแพงรับแรงเฉือนในอาคาร B1



รูปที่ 4.10 ส่วนแบ่งการรับแรงเฉือนโดยกำแพงเดี่ยวและปล่องกำแพงรับแรงเฉือนในอาคาร B2

4.2.2 การรับแรงแนวตั้งของกำแพง

อาคารที่ศึกษา B1 และ B2 เป็นอาคารระบบกำแพงรับน้ำหนักบรรทุก ซึ่งจะใช้กำแพงเดี่ยวรับน้ำหนักบรรทุกแนวตั้งเป็นหลัก ในบทนี้จะแสดงอัตราส่วนแรงตามแนวแกนของกำแพง (Axial load ratio) และอัตราส่วนของแรงตามแนวแกนที่ต้องต้านทาน (Demand) ของกำแพงเดี่ยวต่อแรงอัดวิกฤต (Critical load) ในชั้นล่างสุดของกำแพง โดยอัตราส่วนแรงตามแนวแกน (Axial load ratio) คำนวณได้จาก $P/(A_g f'_c)$ โดยที่ P คือ แรงอัดตามแนวแกนที่กระทำต่อชิ้นส่วน, A_g คือ เนื้อที่หน้าตัดทั้งหมดของกำแพง และ f'_c คือ กำลังอัดของคอนกรีต และแรงอัดวิกฤตคำนวณได้ตามสมการของออยเลอร์ (Euler) ดังสมการที่ 2.21 กำหนดให้ b คือ ความยาวของกำแพง t คือ ความหนาของกำแพง และ h คือ ความสูงของกำแพงที่ปราศจากการค้ำยัน สำหรับค่าแรงอัดวิกฤตจะหา

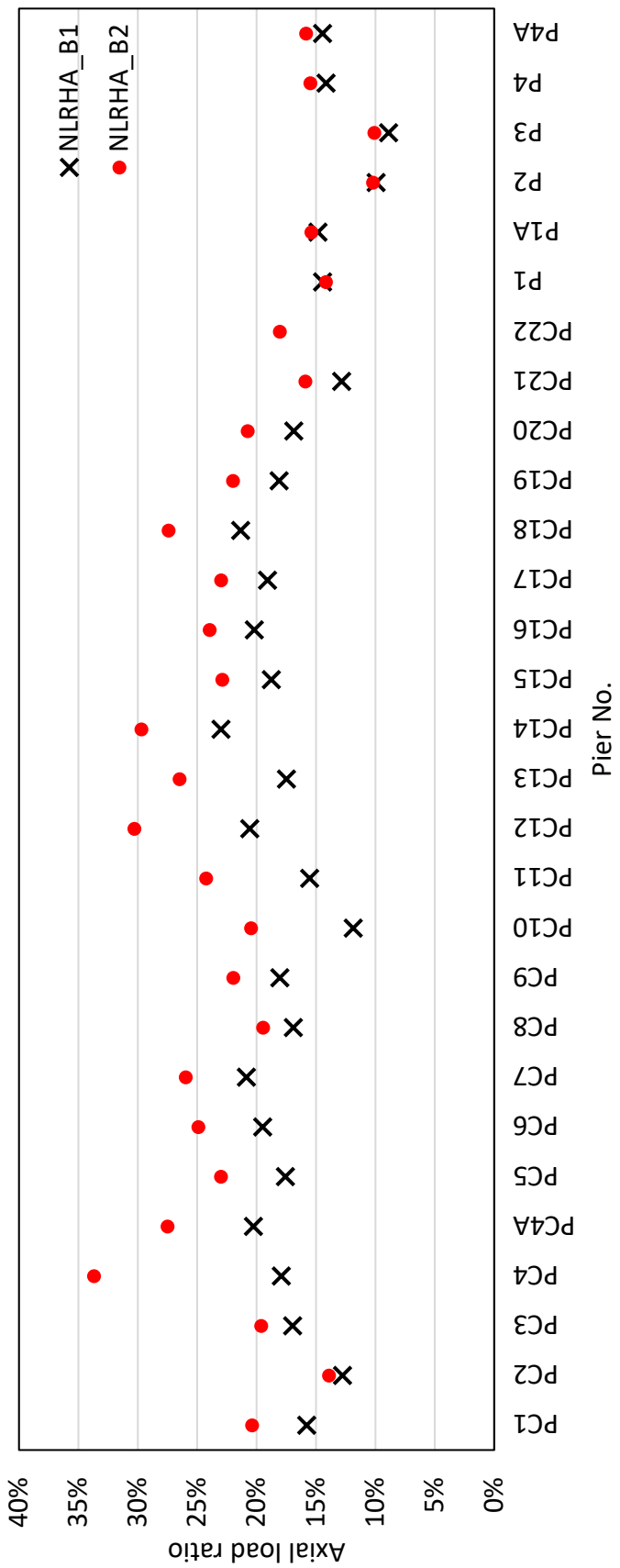
จากการวิเคราะห์ด้วยวิธี buckling analysis ในโปรแกรม ETABS โดยรายละเอียดของกำแพงเดี่ยว และแรงวิกฤตของกำแพงเดี่ยวที่ความหนาของกำแพงเท่ากับ 20 เซนติเมตรที่ชั้นแรกในอาคาร B1_S และ 15 เซนติเมตรที่ชั้นแรกในอาคาร B2 ที่โปรแกรมประมาณได้แสดงดังตารางที่ 4.9

ตารางที่ 4.9 แรงอัดวิกฤตของกำแพง

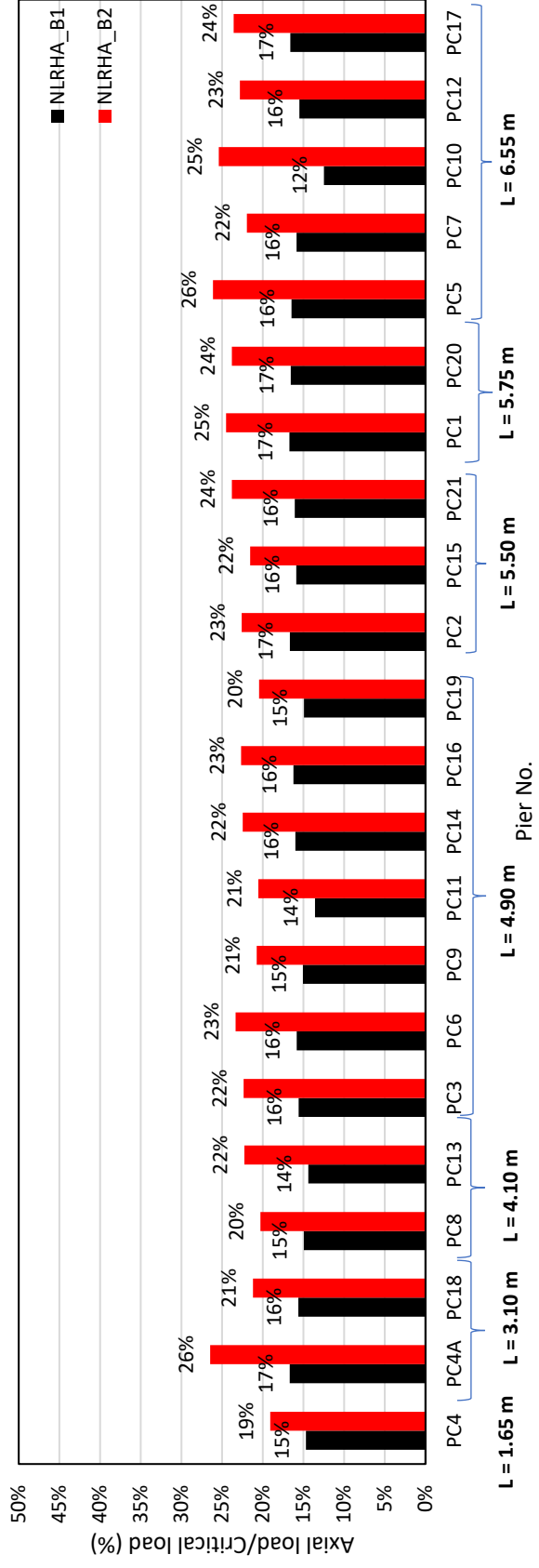
Pier No.	Length (m)	I (m ⁴)		h (m)	P_{cr} (kN)	
		$t = 0.15$ m	$t = 0.20$ m		$t = 0.15$ m	$t = 0.20$ m
PC1	5.75	0.00162	0.00383	3	35834	54297
PC2	5.50	0.00155	0.00367	3	25360	42131
PC3	4.90	0.00138	0.00327	3	32208	53308
PC4	1.65	0.00046	0.0011	3	21837	20120
PC4A	3.10	0.00087	0.00207	3	24149	37652
PC5	6.55	0.00184	0.00437	3	43218	69885
PC6	4.90	0.00138	0.00327	3	39169	60338
PC7	6.55	0.00184	0.00437	3	58053	86276
PC8	4.10	0.00115	0.00273	3	29457	46367
PC9	4.90	0.00138	0.00327	3	38859	58751
PC10	6.55	0.00184	0.00437	3	39545	62241
PC11	4.90	0.00138	0.00327	3	43364	56034
PC12	6.55	0.00184	0.00437	3	65188	86959
PC13	4.10	0.00115	0.00273	3	36562	49792
PC14	4.90	0.00138	0.00327	3	48545	70451
PC15	5.50	0.00155	0.00367	3	43765	64940
PC16	4.90	0.00138	0.00327	3	38818	60947
PC17	6.55	0.00184	0.00437	3	47858	75236
PC18	3.10	0.00087	0.00207	3	30034	42315
PC19	4.90	0.00138	0.00327	3	39498	59404
PC20	5.75	0.00162	0.00383	3	37578	58542
PC21	5.50	0.00155	0.00367	3	27515	43941
PC22	4.10	0.00115	-	3	29202	-

จากรูปที่ 4.11 แสดงอัตราส่วนแรงตามแนวแกนของกำแพงในชั้นล่างสุด พบว่าในอาคาร B2 มีอัตราส่วนแรงตามแนวแกนของกำแพงเดี่ยว (PC1-PC21) ประมาณ 14–35% ของกำลังต้านทานที่กำแพงจะรับได้ (Capacity) ซึ่งมีค่าสูงกว่าอัตราส่วนแรงตามแนวแกนของอาคาร B1 ที่ประมาณ 9–23% ของกำลังต้านทานที่กำแพงจะรับได้ ในขณะที่ปล่องกำแพงรับแรงเฉือนบริเวณกึ่งกลางอาคารมีอัตราส่วนแรงตามแนวแกนของทั้งสองอาคารใกล้เคียงกันคือประมาณ 10% ของกำลังต้านทานของปล่องกำแพง

รูปที่ 4.12 แสดงอัตราส่วนของแรงตามแนวแกนที่ต้องต้านทานของกำแพงเดี่ยวต่อแรงอัดวิกฤต (critical load) พบว่าในอาคาร B2 กำแพงเดี่ยวจะต้านทานแรงตามแนวแกนที่กระทำคิดเป็น 19–26% ของแรงอัดวิกฤตทั้งหมด ซึ่งมีค่าสูงกว่าในอาคาร B1 ที่กำแพงเดี่ยวจะต้านทานแรงตามแนวแกนประมาณ 12–17% ของแรงอัดวิกฤตทั้งหมด เนื่องจากกำแพงเดี่ยวส่วนใหญ่ในอาคาร B2 รับน้ำหนักบรรทุกมากกว่ากำแพงเดี่ยวในอาคาร B1 นอกจากนี้ การที่ความหนาของกำแพงในอาคาร B2 ที่บริเวณชั้นล่างสุดของอาคารมีความหนา 15 เซนติเมตร ส่งผลให้ค่าแรงอัดวิกฤตของกำแพงในอาคาร B2 มีค่าน้อยกว่าค่าแรงอัดวิกฤตของกำแพงในอาคาร B1



รูปที่ 4.11 อัตราส่วนแรงตามแนวแกนของกำแพงเดี่ยวและปล่องกำแพงรับแรงเฉือนในชั้นล่างของกำแพง



รูปที่ 4.12 อัตราส่วนของแรงตามแนวแกนต่อแรงอีตริกัลของหน้าตัดกำแพง

4.3 การตรวจสอบค่าความเครียด

ในหัวข้อนี้ จะตรวจสอบความเครียดในกำแพงเดี่ยวและปล่องกำแพงรับแรงเฉือนบริเวณกึ่งกลางจากวิธี NLRHA ที่ได้จากโปรแกรม PERFORM-3D ในอาคาร B1 (B1_S และ B1_F) และ B2 โดยในอาคาร B1 จะมีความเครียดที่ตรวจสอบได้จากแบบจำลองกำแพงเดี่ยวด้วย shell element และแบบจำลองกำแพงเดี่ยวด้วย shell element เปรียบเทียบกับ line element และในอาคาร B2 จะแสดงผลเฉพาะแบบจำลองกำแพงเดี่ยวด้วย shell element เปรียบเทียบกับความเครียดในกำแพงที่เสนอวิธีการคำนวณค่าประมาณความเครียดที่คาดว่าจะเกิดขึ้นจริงใน มยผ.1301/1302-61 เรียกความเครียดในวิธีนี้ว่าวิธี MRSA

สำหรับในวิธี MRSA ค่าโมเมนต์แรงดัดคำนวณและออกแบบได้เหมือนกับวิธี RSA (Khy และ คณะ, 2019) การครากอาจเกิดขึ้นที่ตำแหน่งต่างๆตลอดความสูงของกำแพงคอนกรีตเสริมเหล็กหรือเสา จึงจำเป็นต้องหาตำแหน่งที่น่าจะเกิดการครากของเหล็กเสริมในแนวตั้งหรือการอัดประลัยของคอนกรีตในกำแพงคอนกรีตเสริมเหล็กหรือเสา เพื่อจะได้เตรียมเสริมเหล็กปลอกโอบรัดเพื่อเพิ่มความเหนียวให้แก่ชิ้นส่วนโครงสร้างในตำแหน่งเหล่านั้น การตรวจสอบการครากหรือการอัดประลัยทำได้โดยประมาณค่าความเครียด ซึ่งวิธี MRSA เสนอวิธีการที่ใช้ค่าแรงอัดตามแนวแกนดิ่งและโมเมนต์ดัดจากการวิเคราะห์แบบยึดหยุ่นเชิงเส้นในการประมาณค่าความเครียดทั้งความเครียดค่าความเครียดดิ่งและความเครียดอัดสูงสุดในกำแพงคอนกรีตเสริมเหล็กหรือเสาซึ่งคำนวณได้ดังนี้

$$\varepsilon_t = \frac{P}{E_c A_g} + \frac{M}{E_c I_{eff}} \left(c + \frac{c_{long}}{3} \right) \quad (4.3)$$

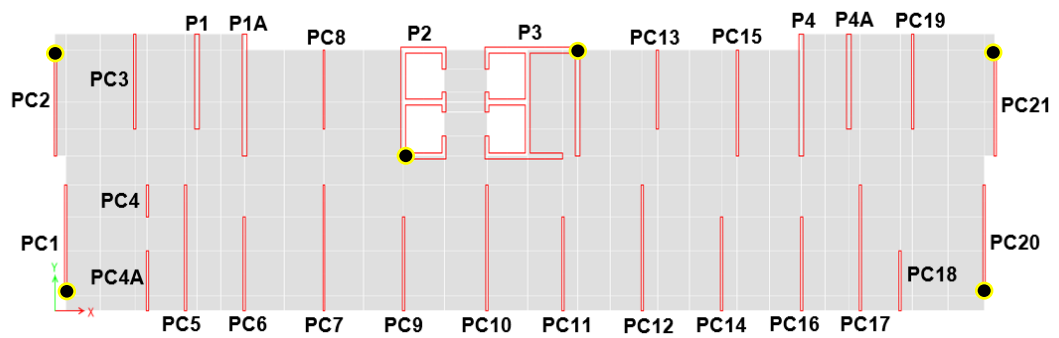
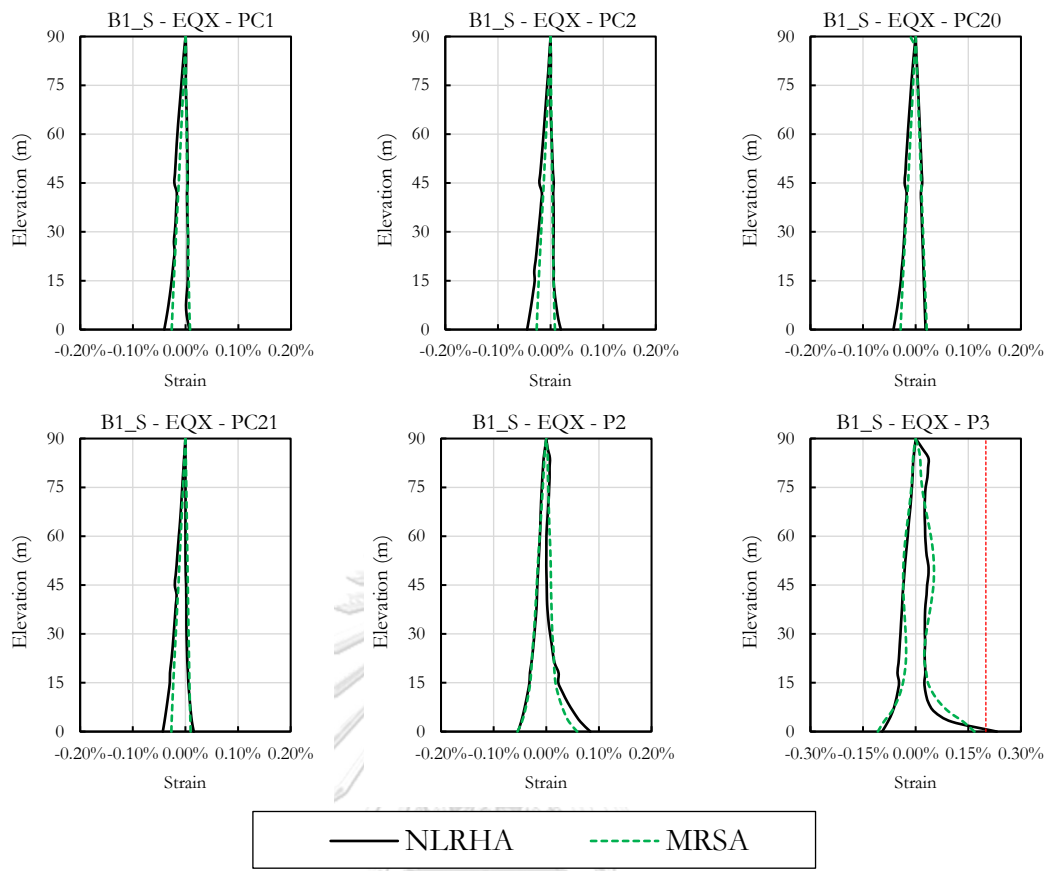
$$\varepsilon_c = \frac{P}{E_c A_g} - \frac{M}{E_c I_{eff}} \left(c - \frac{c_{long}}{3} \right) \quad (4.4)$$

ซึ่ง ε_t และ ε_c คือค่าความเครียดดิ่งและความเครียดอัดสูงสุดตามลำดับ M และ P คือค่าโมเมนต์ดัดยึดหยุ่นและค่าแรงในแนวแกนจากการคำนวณด้วยวิธี RSA เชิงเส้นรวมกับน้ำหนักบรรทุกในแนวตั้ง ตามลำดับ c คือระยะของแกนกลางยึดหยุ่นถึงตำแหน่งที่มีการคำนวณความเครียด A_g คือหน้าตัดประสิทธิผลของกำแพงหรือเสา E_c คือค่าโมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีต I_{eff} คือค่าโมเมนต์ความเฉื่อยประสิทธิผลของหน้าตัดกำแพงหรือเสา ของมาตรฐาน ACI318M-14

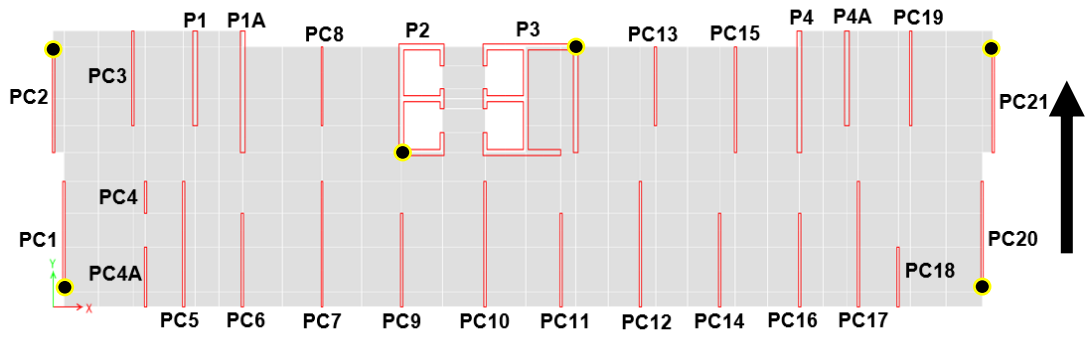
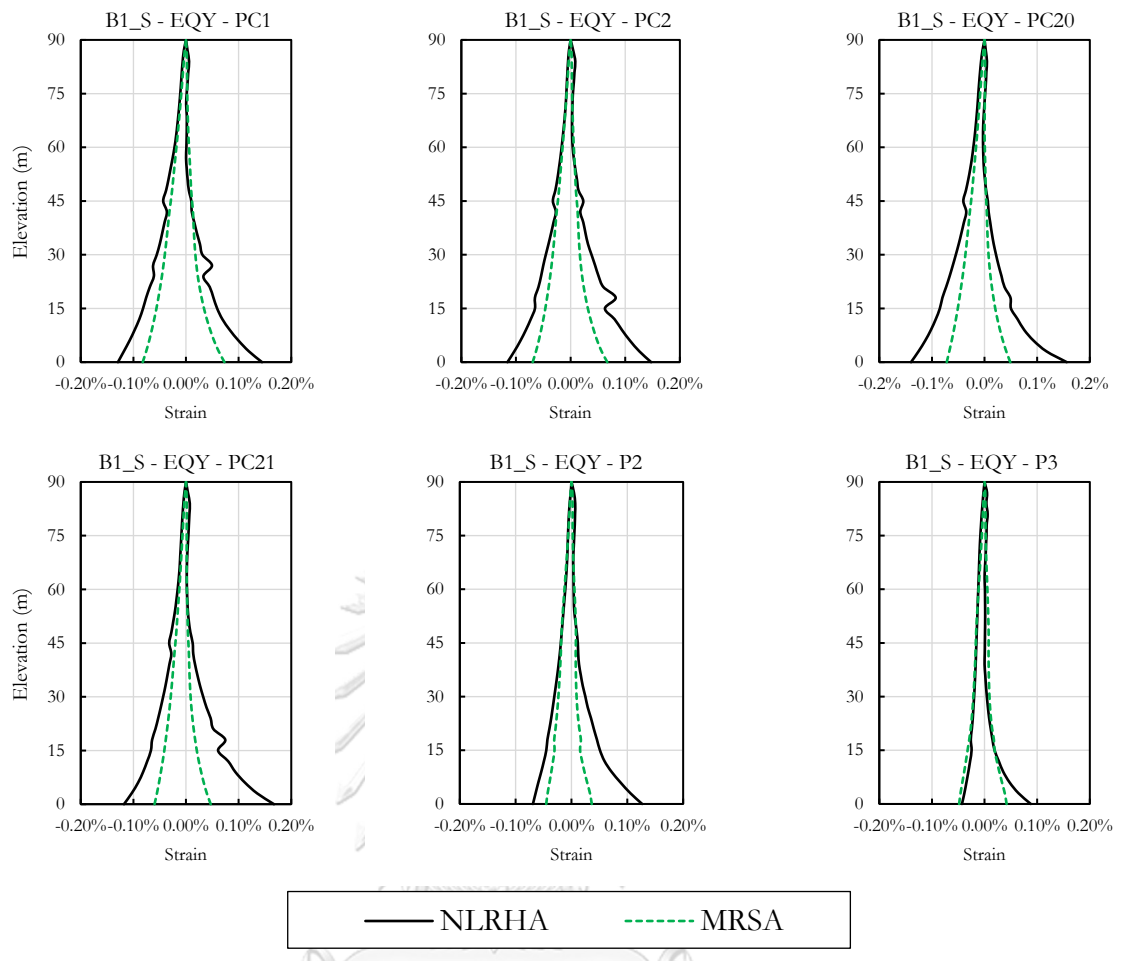
$$0.35I_g \leq I_{eff} = \left(0.80 + 25 \frac{A_{st}}{A_g} \right) \left(1 - \frac{M_u}{P_u h} - 0.5 \frac{P_u}{P_0} \right) I_g \leq 0.875I_g \quad (4.5)$$

ซึ่ง I_g คือค่าโมเมนต์ความเฉื่อย A_{sr} คือพื้นที่เหล็กเสริมในแนวตั้งในกำแพงหรือเสา M_u และ P_u คือโมเมนต์ดัดและแรงในแนวแกนออกแบบซึ่งให้ค่า I_{eff} น้อยที่สุด h คือความลึกของหน้าตัดเสาหรือความยาวของกำแพงและ P_0 คือกำลังตามแนวแกนที่หน้าตัดไม่มีการเยื้องศูนย์

รูปที่ 4.13 และ 4.14 แสดงการเปรียบเทียบค่าความเครียดอัดและดึงตลอดความสูงของกำแพงคอนกรีตเสริมเหล็กที่คำนวณได้จากวิธี MRSA และวิธี NLRHA (ซึ่งค่าความเครียดดึงมีค่าเป็นบวก) ในอาคาร B1_S ภายใต้แผ่นดินไหวทิศทาง X และ Y พบว่าวิธี MRSA สามารถประมาณค่าความเครียดได้ดีปานกลางในเมื่อเปรียบเทียบกับวิธี NLRHA ในกรณีแผ่นดินไหวกระทำในทิศทาง X ยกเว้นในปล่องกำแพงรับแรงเฉือน P3 บริเวณกึ่งกลางของอาคาร วิธี MRSA ให้ค่าที่ต่ำกว่าค่าจาก NLRHA ซึ่งวิธี NLRHA บ่งชี้ว่าจะมีการครากในชั้นล่างของกำแพง P3 โดยความเครียดมากกว่า 0.002 หรือ 0.2% แต่เมื่อแผ่นดินไหวกระทำทิศทาง Y พบว่าในกำแพงรับแรงเฉือนบริเวณริมขอบของอาคาร วิธี MRSA สามารถประมาณค่าความเครียดได้น้อยกว่าเมื่อเปรียบเทียบกับวิธี NLRHA โดยส่วนใหญ่ไม่พบการครากของเหล็กเสริมในแนวตั้งของกำแพง ยกเว้นในกรณีแผ่นดินไหวกระทำในทิศทาง X ที่พบว่าปล่องกำแพงรับแรงเฉือน P3 บริเวณกึ่งกลางอาคารที่ชั้นล่างสุดมีการครากของเหล็กเสริม และเมื่อพิจารณาความเครียดอัดในกำแพงภายใต้แผ่นดินไหวกระทำในทิศทาง X และ Y พบว่าทุกกรณีมีค่าความเครียดอัดไม่เกิน 0.002 ซึ่งเป็นค่าความเครียดอัดสูงสุดที่ยอมให้ (allowable compressive strain) แบบที่ไม่มีการโอบรัดจากเหล็กเสริมตามขวาง (มยผ. 1303-57 หัวข้อ 7.2.3.1)



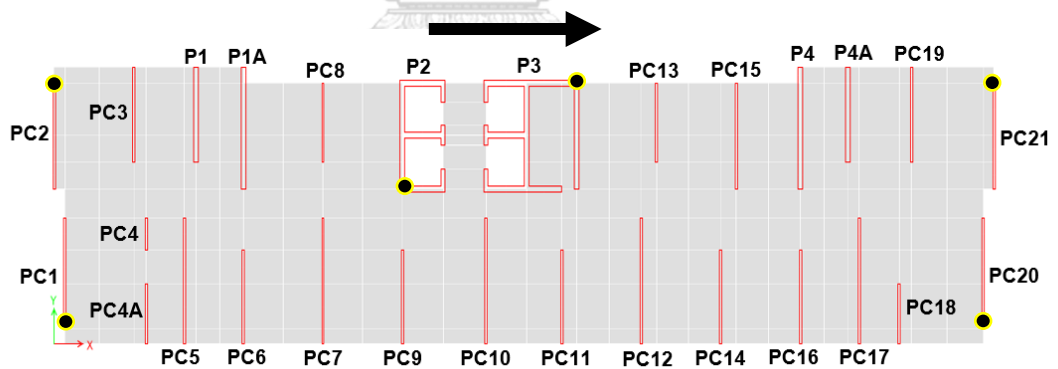
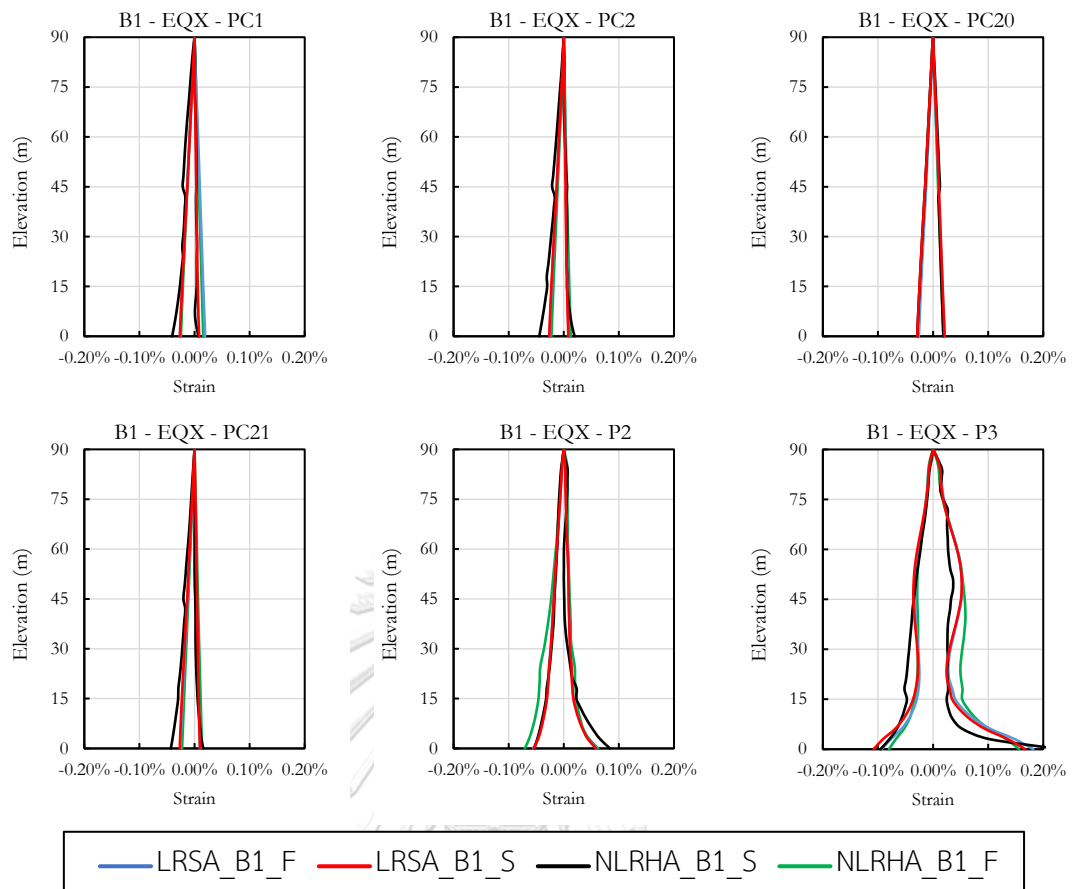
รูปที่ 4.13 ค่าความเครียดเฉลี่ยในกำแพงรับแรงเฉือนจากวิธี NLRHA และ MRSA ภายใต้แผ่นดินไหวกระทำทิศทาง X (จุดสีดำเหลืองแสดงตำแหน่งที่คำนวณค่าความเครียด) ในอาคาร B1_S



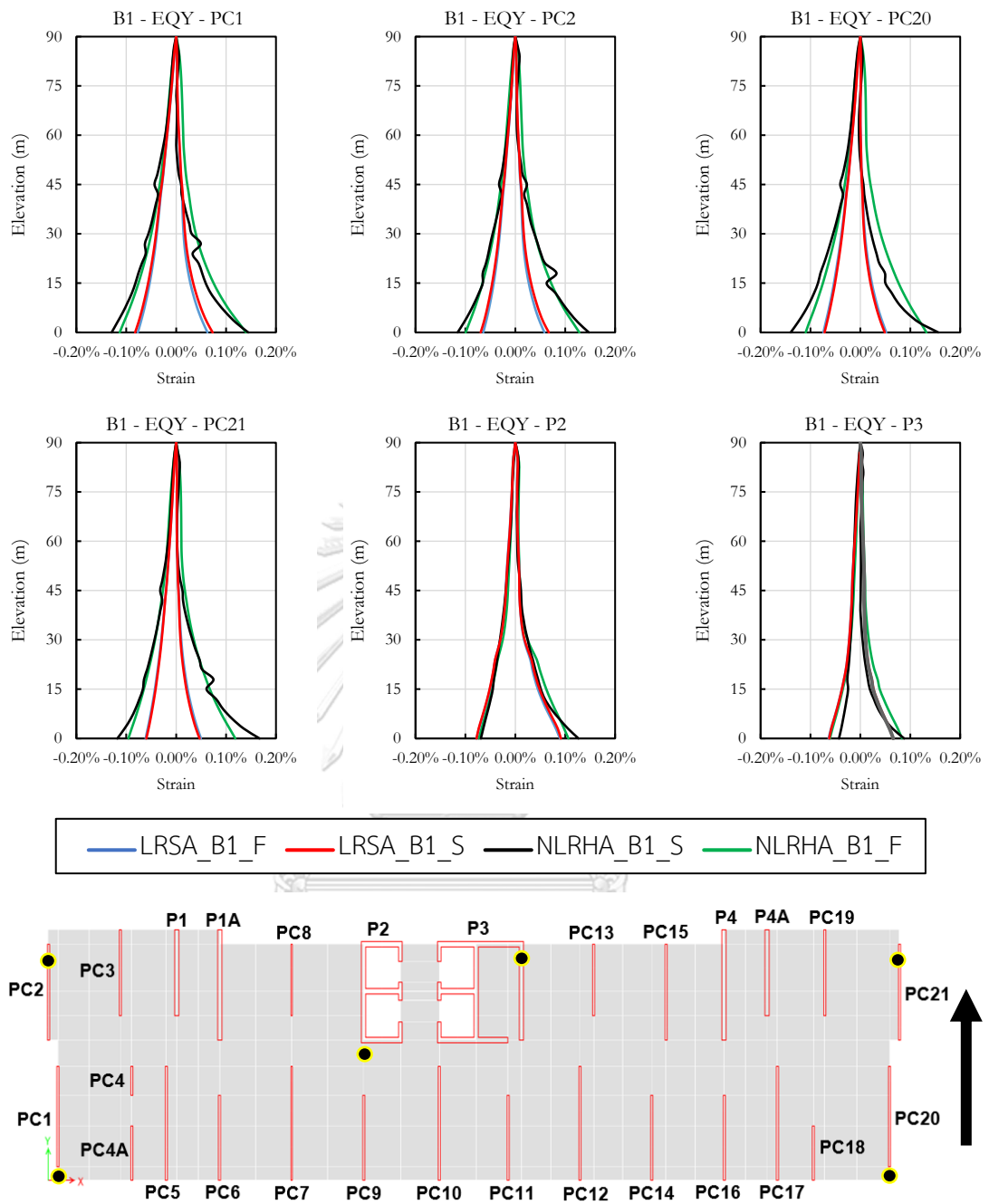
รูปที่ 4.14 ค่าความเครียดเฉลี่ยในกำแพงรับแรงเฉือนจากวิธี NLRHA และ MRSA ภายใต้แผ่นดินไหวกระทำทิศทาง Y (จุดสีดำเหลืองแสดงตำแหน่งที่คำนวณค่าความเครียด) ในอาคาร B1_S

รูปที่ 4.15 และ 4.16 แสดงค่าความเครียดในแนวตั้งที่แปรเปลี่ยนตามความสูงของกำแพงคอนกรีตเสริมเหล็กสำหรับแบบจำลองกำแพงเดี่ยวด้วย shell element (B1_S) เปรียบเทียบกับแบบจำลองกำแพงเดี่ยวด้วย line element (B1_F) ที่คำนวณได้จากวิธี MRSA และ NLRHA (ซึ่งค่าความเครียดตั้งมีค่าเป็นบวก) พบว่าค่าความเครียดในกำแพงเดี่ยวของทั้งสองแบบจำลองในวิธี MRSA และ NLRHA ให้ค่าประมาณที่ใกล้เคียงกัน ภายใต้แผ่นดินไหวกระทำในทิศทาง X และ Y แต่ในกรณีแผ่นดินไหวกระทำในทิศทาง X ยกเว้นในปล่องกำแพงรับแรงเฉือน P3 บริเวณกึ่งกลางของอาคารแบบจำลองกำแพงเดี่ยวด้วย line element ให้ค่าประมาณที่ต่ำกว่าแบบจำลองกำแพงเดี่ยวด้วย shell element ในวิธี NLRHA ซึ่งวิธี NLRHA บ่งชี้ว่าจะมีการครากในชั้นล่างของกำแพง P3 โดยความเครียดมากกว่า 0.002 หรือ 0.2%

เมื่อเปรียบเทียบวิธีวิเคราะห์จะพบว่าวิธี MRSA ให้ค่าประมาณความเครียดที่ต่ำเกินไป เมื่อเทียบกับวิธี NLRHA เช่นเดียวกับรูปที่ 4.12 และ 4.13 วิธี MRSA ไม่พบการครากของเหล็กเสริมในแนวตั้ง และความเครียดอัดในกำแพงคอนกรีตเสริมเหล็กจากวิธี MRSA มีค่าน้อยกว่า 0.002 ทุกกรณี ซึ่งขัดแย้งกับวิธี NLRHA ที่มีความเครียดตั้งในปล่องกำแพงคอนกรีตเสริมเหล็กบริเวณกึ่งกลางอาคาร (P3) มากกว่า 0.002 เมื่อแผ่นดินไหวกระทำในแนวราบทิศทาง X



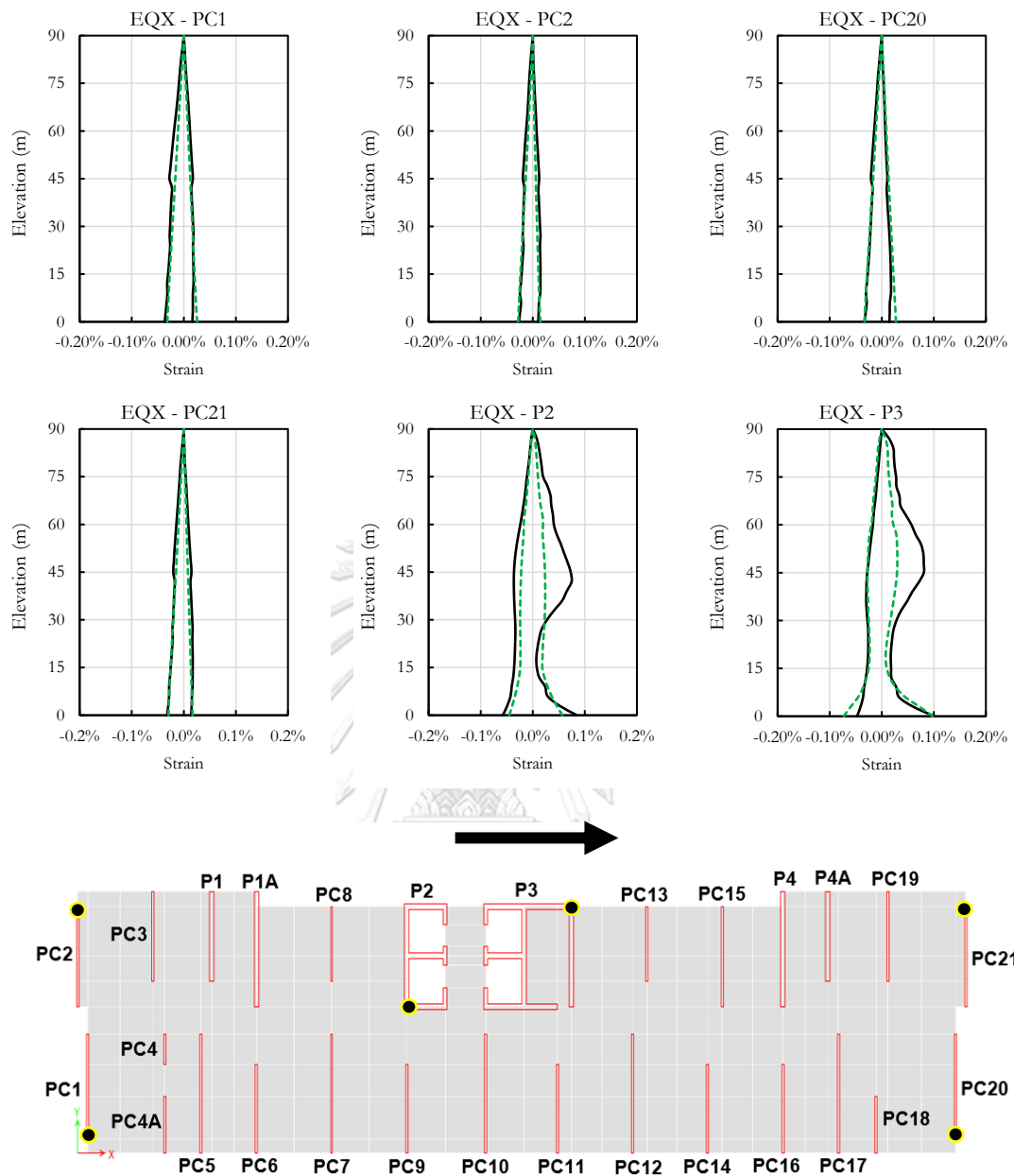
รูปที่ 4.15 ค่าความเครียดเฉลี่ยในกำแพงรับแรงเฉือนจากวิธี NLRHA และ MRSA ภายใต้แผ่นดินไหวกระทำทิศทาง X (จุดสีดำเหลืองแสดงตำแหน่งที่คำนวณค่าความเครียด) ในอาคาร B1_S และ B1_F



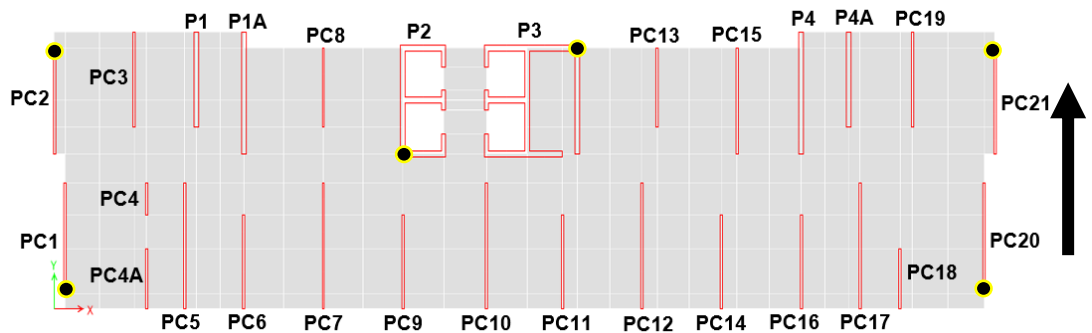
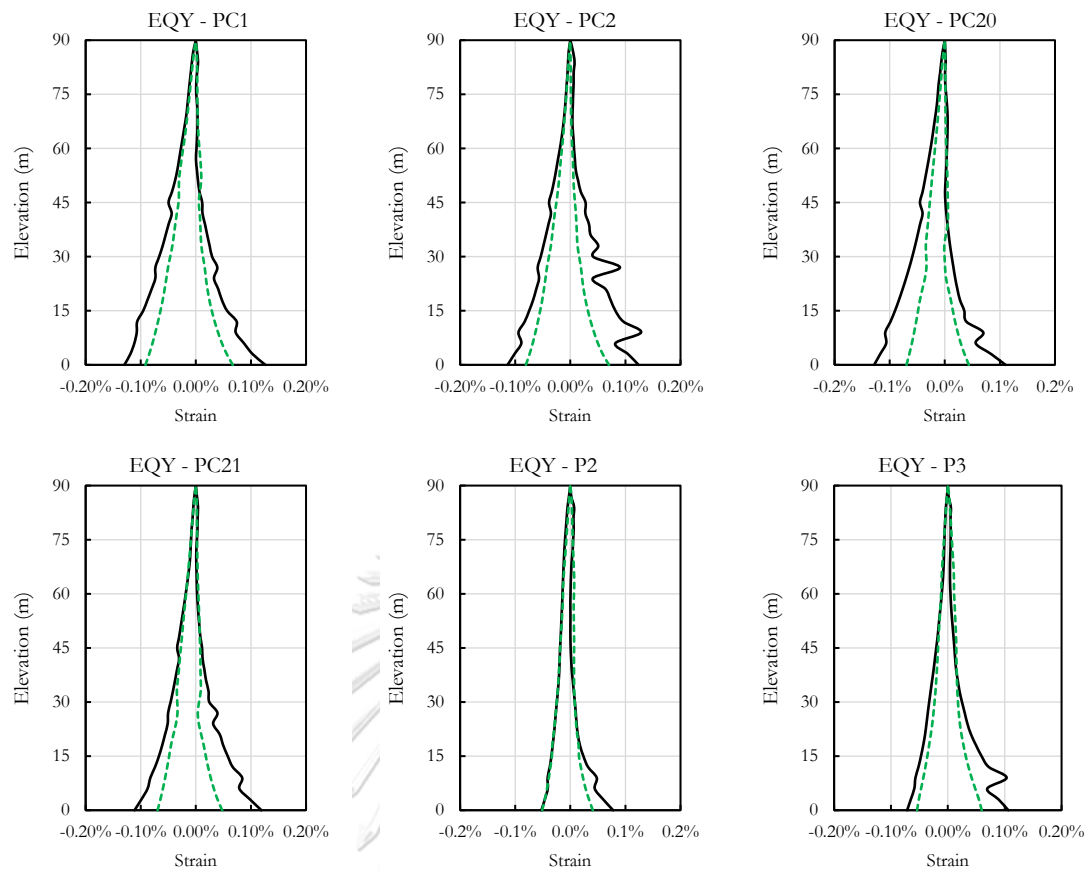
รูปที่ 4.16 ค่าความเครียดเฉลี่ยในกำแพงรับแรงเฉือนจากวิธี NLRHA และ MRSA ภายใต้แผ่นดินไหวกระทำทิศทาง Y (จุดสีดำเหลืองแสดงตำแหน่งที่คำนวณค่าความเครียด) ในอาคาร B1_S และ B1_F

รูปที่ 4.17 และ 4.18 แสดงการเปรียบเทียบค่าความเครียดอัดและดึงตลอดความสูงของ กำแพงคอนกรีตเสริมเหล็กที่คำนวณได้จากวิธี MRSA และวิธี NLRHA (ซึ่งค่าความเครียดดึงมีค่าเป็น บวก) ของอาคาร B2 ภายใต้แผ่นดินไหวทิศทาง X และ Y พบว่าวิธี MRSA สามารถประมาณค่า ความเครียดได้ดีปานกลางในเมื่อเปรียบเทียบกับวิธี NLRHA ในกรณีแผ่นดินไหวกระทำในทิศทาง X แต่เมื่อแผ่นดินไหวกระทำทิศทาง Y พบว่าในกำแพงรับแรงเฉือนบริเวณริมขอบของอาคารวิธี MRSA สามารถประมาณค่าความเครียดได้น้อยกว่าเมื่อเปรียบเทียบกับวิธี NLRHA โดยไม่พบการครากของ เหล็กเสริมในแนวตั้งของกำแพง และเมื่อพิจารณาความเครียดอัดในกำแพงภายใต้แผ่นดินไหวกระทำ ในทิศทาง X และ Y พบว่าทุกกรณีมีค่าความเครียดอัดไม่เกิน 0.002 ซึ่งเป็นค่าความเครียดอัดสูงสุดที่ ยอมให้ (allowable compressive strain) แบบที่ไม่มีการโอบรัดจากเหล็กเสริมตามขวาง (มยผ. 1303-57 หัวข้อ 7.2.3.1)





รูปที่ 4.17 ค่าความเครียดเฉลี่ยในกำแพงรับแรงเฉือนจากวิธี NLRHA และ MRSA ภายใต้แผ่นดินไหวกระทำทิศทาง X (จุดสีดำเหลืองแสดงตำแหน่งที่คำนวณค่าความเครียด) ในอาคาร B2



รูปที่ 4.18 ค่าความเครียดเฉลี่ยในกำแพงรับแรงเฉือนจากวิธี NLRHA และ MRSA ภายใต้แผ่นดินไหวกระทำทิศทาง Y (จุดสีดำเหลืองแสดงตำแหน่งที่คำนวณค่าความเครียด) ในอาคาร B2

4.4 เสถียรภาพของกำแพงคอนกรีตเสริมเหล็ก

ความเครียดจากวิธี MRSA และ NLRHA จากหัวข้อ 4.3 พบว่า ความเครียดอัดในกำแพงรับแรงเฉือนทั้งหมดภายใต้แผ่นดินไหวกระทำในทิศทาง X และ Y มีค่าน้อยกว่า 0.2% ซึ่งเป็นค่าความเครียดสูงสุดที่ยอมให้ที่ด้านรับแรงอัดของหน้าตัด แต่ในกำแพงรับแรงเฉือนที่บริเวณกึ่งกลางของอาคาร B1_S จากวิธี NLRHA บ่งชี้ว่าจะมีการครากในชั้นล่างของกำแพงโดยความเครียดมากกว่า 0.002 หรือ 0.2% จึงต้องให้รายละเอียดเสริมเหล็กพิเศษเพื่อเพิ่มความเหนียวของโครงสร้าง ที่จำเป็นสำหรับตำแหน่งที่ความเครียดมีค่ามากกว่าค่า yield strain หรือค่าที่กำหนด เช่น 0.002

เพื่อตรวจสอบเสถียรภาพของกำแพงคอนกรีตเสริมเหล็ก มาตรฐาน มยผ.1303-57 กำหนดการโก่งคาะของเหล็กตามยาว และการเสื่อมถอยของกำลังต้านทานของชิ้นส่วนที่ระดับการเสียรูปสูงๆ ค่าความเครียดจากการหดตัวสูงสุดในเหล็กเสริมแนวตั้งต้องไม่เกิน 0.02 และค่าความเครียดจากการยืดตัวสูงสุดในเหล็กเสริมตามยาวต้องไม่เกิน 0.05 มาตรฐาน ACI 318-19 กำหนดความเครียดตั้งต้องไม่เกิน 0.04 และ Parra และ Moehle (2017) เสนอสมการคำนวณความเครียดตั้งสูงสุดที่ป้องกันการสูญเสียเสถียรภาพของกำแพงดังสมการที่ 4.6

$$\varepsilon_{sm} = \kappa \xi_{cr} \left(\frac{\pi b}{kh} \right)^2 + 0.005 \quad (4.6)$$

โดยที่ b คือ ความหนาของกำแพง, κ คือ พารามิเตอร์ความหนาประสิทธิผล (effective depth parameter) มีค่าเท่ากับ 0.8 และ อัตราส่วนการเยื้องศูนย์ (ξ_{cr}) คือ อัตราส่วนระหว่างการโก่งตัวทางด้านข้างต่อความหนาของกำแพงสามารถคำนวณได้จากสมการที่ 4.7

$$\xi_{cr} = 0.3(1 - 1.5\rho f_y / f_c') \quad (4.7)$$

โดยที่ ρ คือ อัตราส่วนของเหล็กเสริมของหน้าตัดกำแพง, f_y คือ กำลังครากของเหล็กเสริม และ f_c' คือ กำลังอัดของคอนกรีต

จากสมการของ Parra และ Moehle (2017) จะพบว่าสูตรที่เสนอนั้นมีตัวแปรค่าตัวประกอบความยาวประสิทธิผลของกำแพง (Effective Length Factor, k) โดยค่า k นั้นจะหาได้จากสมการคำนวณค่าแรงวิกฤตของ Euler ดังสมการที่ 2.24 โดย $k = \sqrt{\frac{\pi^2 EI}{P_{cr} h^2}}$ หมายถึง $E = 33,234,020 \text{ kN/m}^2$, I คือ โมเมนต์ของความเฉื่อยที่น้อยที่สุดของหน้าตัดกำแพง, h คือ ความสูงของกำแพงระหว่างที่รองรับ และ P_{cr} คือ ค่าแรงอัดวิกฤตที่ได้จากการวิเคราะห์ด้วยวิธี buckling

analysis ในหัวข้อ 4.2.2 โดยตารางที่ 4.9 และ 4.10 แสดงคุณสมบัติของกำแพงเดี่ยวและค่าความเครียดดึงสูงสุดของกำแพงเดี่ยวที่คำนวณได้จากสมการของ Parra และ Moehle (2017) ตามลำดับ

เมื่อเปรียบเทียบความเครียดดึงจากวิธี MRSA และ NLRHA กับค่าความเครียดดึงที่คำนวณได้จากสมการของ Parra และ Moehle (2017) พบว่า กำแพงเดี่ยวคอนกรีตเสริมเหล็กมีความเครียดดึงที่น้อยกว่าความเครียดที่คำนวณได้จากสมการ 4.1 และค่าความเครียดเป็นไปตามเกณฑ์ที่ยอมให้ตามมาตรฐาน มยพ.1303-57 และ ACI318-19 กล่าวคือกำแพงมีเสถียรภาพเพียงพอต่อการต้านทานแรงกระทำทางด้านข้าง



ตารางที่ 4.10 คุณสมบัติของกำแพงเดี่ยว

Wall	Length, l_w (m)	I (m ⁴)		k	
		$t = 0.15$ m	$t = 0.20$ m	$t = 0.15$ m	$t = 0.20$ m
PC1	5.75	0.00162	0.00383	1.28	1.60
PC2	5.50	0.00155	0.00367	1.49	1.78
PC3	4.90	0.00138	0.00327	1.25	1.49
PC4	1.65	0.00046	0.00110	0.88	1.41
PC4A	3.10	0.00087	0.00207	1.15	1.41
PC5	6.55	0.00184	0.00437	1.25	1.51
PC6	4.90	0.00138	0.00327	1.13	1.40
PC7	6.55	0.00184	0.00437	1.08	1.36
PC8	4.10	0.00115	0.00273	1.19	1.47
PC9	4.90	0.00138	0.00327	1.14	1.42
PC10	6.55	0.00184	0.00437	1.30	1.60
PC11	4.90	0.00138	0.00327	1.08	1.46
PC12	6.55	0.00184	0.00437	1.01	1.35
PC13	4.10	0.00115	0.00273	1.07	1.41
PC14	4.90	0.00138	0.00327	1.02	1.30
PC15	5.50	0.00155	0.00367	1.13	1.43
PC16	4.90	0.00138	0.00327	1.14	1.40
PC17	6.55	0.00184	0.00437	1.18	1.45
PC18	3.10	0.00087	0.00207	1.03	1.33
PC19	4.90	0.00138	0.00327	1.13	1.42
PC20	5.75	0.00162	0.00383	1.25	1.54
PC21	5.50	0.00155	0.00367	1.43	1.74
PC22	4.10	0.00115	-	1.20	-

ตารางที่ 4.11 ความเครียดดึงสูงสุดจากสมการที่เสนอโดย Parra และ Moehle

Wall	ρ		m		ξ		ε_{sm}	
	0.15 m	0.20 m	0.15 m	0.20 m	0.15 m	0.20 m	0.15 m	0.20 m
PC1	4.62%	3.93%	0.370	0.314	0.14	0.16	0.007	0.007
PC2	5.82%	3.93%	0.466	0.314	0.13	0.16	0.006	0.007
PC3	5.27%	3.08%	0.422	0.246	0.13	0.18	0.007	0.008
PC4	6.29%	0.57%	0.503	0.046	0.12	0.32	0.008	0.011
PC4A	4.39%	3.27%	0.351	0.262	0.15	0.17	0.007	0.008
PC5	4.26%	3.39%	0.341	0.271	0.15	0.17	0.007	0.008
PC6	3.04%	2.45%	0.243	0.196	0.18	0.20	0.008	0.009
PC7	1.52%	1.05%	0.122	0.084	0.24	0.27	0.009	0.010
PC8	0.93%	1.01%	0.074	0.081	0.28	0.27	0.009	0.009
PC9	0.94%	1.01%	0.075	0.081	0.28	0.27	0.009	0.010
PC10	0.92%	1.05%	0.074	0.084	0.28	0.27	0.008	0.009
PC11	0.65%	0.57%	0.052	0.046	0.31	0.32	0.010	0.010
PC12	2.22%	1.05%	0.178	0.084	0.21	0.27	0.009	0.010
PC13	0.76%	0.57%	0.061	0.046	0.29	0.32	0.010	0.011
PC14	2.15%	0.57%	0.172	0.046	0.21	0.32	0.009	0.012
PC15	0.25%	0.80%	0.020	0.064	0.37	0.29	0.011	0.010
PC16	0.25%	0.57%	0.020	0.046	0.37	0.32	0.011	0.011
PC17	0.25%	1.05%	0.020	0.084	0.37	0.27	0.010	0.009
PC18	2.39%	0.57%	0.191	0.046	0.20	0.32	0.009	0.011
PC19	0.25%	0.57%	0.020	0.046	0.37	0.32	0.011	0.011
PC20	1.88%	1.26%	0.150	0.101	0.22	0.25	0.008	0.009
PC21	2.24%	1.96%	0.179	0.157	0.21	0.22	0.007	0.008
PC22	0.25%	-	0.020	-	0.37	-	0.010	-

4.5 การโยกตัวของอาคารที่ศึกษา

ในอาคารที่มีกำแพงโครงสร้างชะลูด และมีกำแพงเดี่ยวางตัวไปในทิศทางเดียวกันทั้งหมด จะพบว่าคาบการสั่นไหวธรรมชาติมีค่าสูงมาก เช่น อาคาร B2 มีคาบการสั่นไหวในโหมดที่ 1 คือ การโยกตัวในทิศทาง X สูงกว่าอาคาร B1 เนื่องจากอาคาร B1 มีขนาดของปล่องกำแพงรับแรงเฉือนบริเวณกึ่งกลางอาคารใหญ่กว่าอาคาร B2 ดังนั้นในอาคารที่ไม่มีหรือมีปล่องกำแพงรับแรงเฉือนน้อย ซึ่งทำให้อาคารมีคาบการสั่นไหวธรรมชาติสูง มีโอกาสที่การโยกตัวของอาคารจะทำให้อาคารสูญเสียเสถียรภาพ

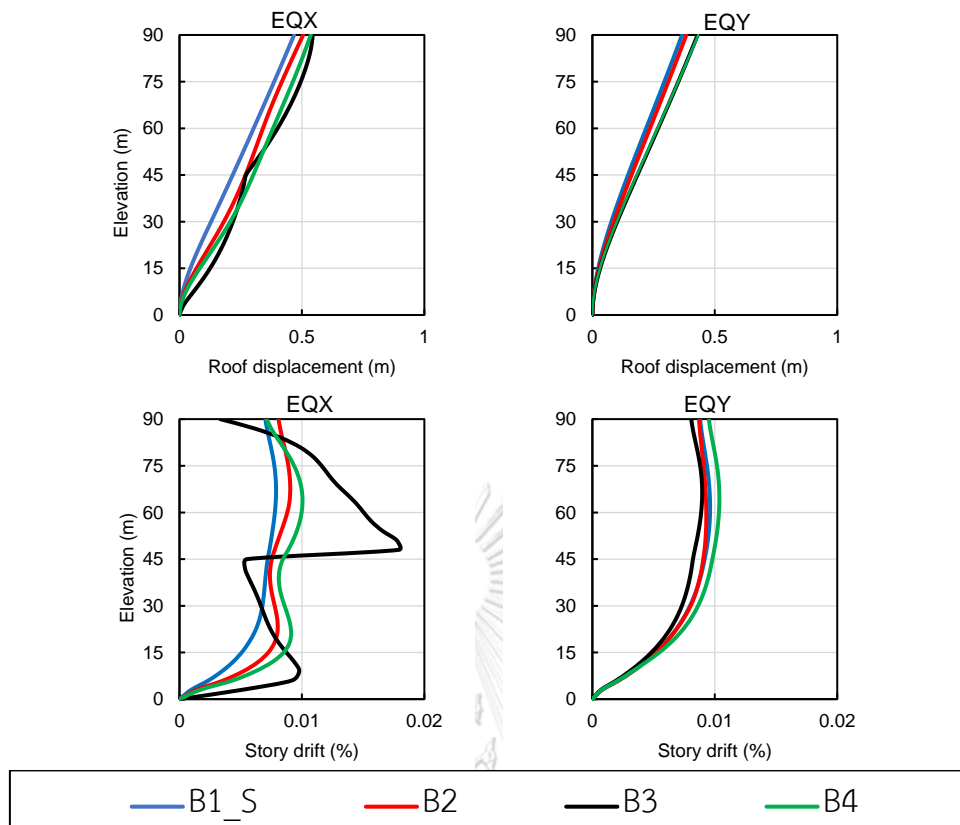
จากผลการวิเคราะห์ในหัวข้อที่ 4.1 จะพบว่าการวิเคราะห์ด้วยวิธี RSA และ NLRHA ให้ค่าประมาณการเคลื่อนตัวและการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นเมื่อแผ่นดินไหวกระทำ EQX ซึ่งเป็นทิศทางที่กังวลว่าอาคารจะสูญเสียเสถียรภาพ มีค่าประมาณที่ใกล้เคียงกัน ดังนั้นเพื่อตรวจสอบการโยกตัวของอาคารในหัวข้อนี้ จะแสดงเฉพาะค่าการเคลื่อนตัวและการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นคำนวณจากวิธี RSA โดยการคูณค่าการเคลื่อนตัวของระบบยึดหยุ่นเชิงเส้น LRSA ด้วย C_d / R ซึ่งจะเป็นไปตามสมการ

$$\delta_{\text{RSA}} = \frac{C_d}{R} \sqrt{\delta_1^2 + \delta_2^2 + \delta_3^2 \dots} \quad (4.3)$$

$$\Delta_{\text{RSA}} = \frac{C_d}{R} \sqrt{\Delta_1^2 + \Delta_2^2 + \Delta_3^2 \dots} \quad (4.4)$$

อาคารที่ศึกษาทั้ง 4 อาคารให้รายละเอียดในบทที่ 3 มีค่า $C_d = 5$ และ $R = 5$ ทำให้วิธี RSA มีค่าเท่ากับ LRSA

จากนั้นทำการวิเคราะห์อาคารด้วยวิธีเชิงเส้น และออกแบบการเสริมเหล็กในโครงสร้างตามมาตรฐานที่วิศวกรใช้ในปัจจุบัน การเปรียบเทียบการเคลื่อนตัวและการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นของอาคาร B1 B2 B3 และ B4 แสดงดังรูปที่ 4.19



รูปที่ 4.19 การเคลื่อนที่ที่จุด CM และการเคลื่อนที่สัมพันธ์ของอาคารที่ศึกษา

จากรูปที่ 4.19 เมื่อพิจารณาการเคลื่อนที่ที่ชั้นบนสุดของอาคารเนื่องจากแผ่นดินไหวกระทำ EQX และ EQY พบว่า อาคาร B3 และ B4 มีค่าการเคลื่อนที่ที่ชั้นบนสุดสูงกว่าอาคาร B1 และ B2 เพียงเล็กน้อย

พิจารณาการเคลื่อนที่สัมพันธ์เนื่องจากแผ่นดินไหวกระทำ EQX โดยเมื่อเปรียบเทียบอาคาร B1 B2 และ B4 ซึ่งเป็นอาคารที่มีปล่องกำแพงรับแรงเฉือนบริเวณกึ่งกลางอาคาร แตกต่างกันที่ขนาดของปล่องกำแพง จะพบว่าอาคาร B4 มีค่าการเคลื่อนที่สัมพันธ์มากกว่าอาคาร B1 และ B2 สังเกตได้ว่าอาคาร B1 มีค่าการเคลื่อนที่สัมพันธ์น้อยที่สุดเมื่อเทียบกับทุกอาคาร เนื่องจากมีปล่องกำแพงรับแรงเฉือนที่มีขนาดใหญ่กว่า บ่งชี้ว่าเมื่อแผ่นดินไหวกระทำ EQX ปล่องกำแพงรับแรงเฉือนมีส่วนร่วมในการช่วยลดการโยกตัวของอาคาร และเมื่อพิจารณาอาคาร B3 ซึ่งเป็นอาคารที่มีเฉพาะกำแพงเดี่ยววางตัววางตัวไปในทิศทางเดียวกันทั้งหมด และไม่มีปล่องกำแพงรับแรงเฉือน พบว่าการเคลื่อนที่สัมพันธ์มีความไม่ต่อเนื่องโดยที่บริเวณเหนือชั้นกึ่งกลางความสูงของอาคาร B3 มีค่าประมาณการ

เคลื่อนที่สัมพัทธ์ที่สูงกว่าอาคารอื่น เนื่องจากบริเวณชั้น 16 มีการเปลี่ยนความหนาของกำแพงจาก 0.30 เมตรเป็น 0.15 เมตรทำให้การเคลื่อนที่สัมพัทธ์ของอาคารมากขึ้นไปถึง 1.8%

ทั้งนี้อาคารทั้ง 4 อาคารยังคงมีเสถียรภาพโดยมีการเคลื่อนที่สัมพัทธ์และการเคลื่อนที่ที่จุดศูนย์กลางมวลของอาคาร อยู่ในเกณฑ์ที่ยอมให้ตามมาตรฐาน มยผ. 1302 ภายใต้แผ่นดินไหวตามระดับความรุนแรงที่ใช้ในการออกแบบตาม มยผ.1031/1302-61



บทที่ 5

สรุปผลการศึกษา

5.1 สรุปผลการศึกษา

งานวิจัยนี้ศึกษาพฤติกรรมและเสถียรภาพของอาคารสูง 30 ชั้นซึ่งมีกำแพงคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีความหนาค่อนข้างน้อย มีระบบโครงสร้างเป็นแบบกำแพงรับน้ำหนักบรรทุกแนวตั้ง อาคารได้รับการวิเคราะห์โครงสร้างและออกแบบด้วยวิธี RSA ตามมาตรฐานที่วิศวกรใช้ในปัจจุบันและพิจารณาเลือกใช้โปรแกรม PERFORM-3D เพื่อจำลองอาคารโดยคำนึงถึงพฤติกรรมแบบไม่ยืดหยุ่นตามมาตรฐาน ASCE 41-13 รวมถึงจัดให้มีการวิเคราะห์โครงสร้างด้วยวิธี NLRHA ภายใต้อิทธิพลแผ่นดินไหวที่สอดคล้องกับสเปกตรัมออกแบบของกรุงเทพมหานครตามมาตรฐาน มยผ.1302 จำนวน 6 คลื่น จากผลการศึกษาในข้างต้นพบว่า

1. อาคาร B1 และ B2 มีความมั่นคงแข็งแรงและมีเสถียรภาพโดยมีการเคลื่อนที่สัมพันธ์และการเคลื่อนที่ที่จุดศูนย์กลางมวลของอาคาร อยู่ในเกณฑ์ที่ยอมรับได้ตามมาตรฐาน มยผ.1302 ภายใต้อิทธิพลแผ่นดินไหวตามระดับความรุนแรงที่ใช้ในการออกแบบตาม มยผ.1031/1302-61 และกรณีที่แผ่นดินไหวมีการขยายความรุนแรงขึ้นไปเป็น 2 เท่า
2. การรับแรงแผ่นดินไหวกระทำในทิศทาง X ซึ่งตั้งฉากกับระนาบของกำแพงเดี่ยวส่วนใหญ่ แรงแผ่นดินไหวในทิศทาง X จะถูกต้านทานโดยปล่องกำแพงรับแรงเฉือนเป็นหลัก คือ 60-98% ของแรงเฉือนทั้งหมดในแต่ละชั้น กำแพงเดี่ยวมีส่วนร่วมในการต้านทานแรงแผ่นดินไหว EQX ที่ตั้งฉากกับระนาบค่อนข้างน้อย แต่เมื่อแผ่นดินไหวกระทำในทิศทาง Y ซึ่งอยู่ในแนวระนาบของกำแพงเดี่ยว พบว่ากำแพงเดี่ยวสามารถช่วยต้านทานแรงด้านข้างได้ประมาณ 70% ของแรงเฉือนทั้งหมดในแต่ละชั้น
3. ในอาคาร B2 ที่มีขนาดของปล่องกำแพงรับแรงเฉือนเล็กกว่าอาคาร B1 พบว่ากำแพงเดี่ยวจะรับภาระในการต้านทานน้ำหนักบรรทุกทุกในแนวตั้งมากกว่าอาคาร B1 แต่ปล่องกำแพงจะต้านทานน้ำหนักบรรทุกทุกในแนวตั้ง (Demand) ใกล้เคียงกันคือประมาณ 10% ของกำลังต้านทานของปล่องกำแพง (Capacity) และกำแพงเดี่ยวใน

อาคาร B1 และ B2 จะต้านทานแรงตามแนวแกนคิดเป็น 12-17% และ 19-26% ของแรงวิกฤตที่คำนวณได้จากสมการออยเลอร์ตามลำดับ

4. การตรวจสอบเสถียรภาพของกำแพงจากความเครียดอัดในกำแพงของอาคาร B1 และ B2 พบว่ามีค่าไม่เกิน 0.2% และตรวจพบการครากของเหล็กเสริมในแนวตั้ง เฉพาะปล่องกำแพงรับแรงเฉือนบริเวณกึ่งกลางของอาคารในชั้นที่ 1 เฉพาะอาคาร B1_S ภายใต้แผ่นดินไหวกระทำในทิศทางตั้งฉากกับระนาบของกำแพงเดี่ยว และ กำแพงมีเสถียรภาพเพียงพอต่อการต้านทานแรงกระทำทางด้านข้าง เนื่องจาก กำแพงเดี่ยวทุกตัวที่มีความหนา 20 เซนติเมตร และ 15 เซนติเมตรที่ชั้นล่างสุดใน อาคาร B1 และ B2 มีค่าความเครียดตึงน้อยกว่าความเครียดตึงสูงสุดที่ป้องกันการ สูญเสียเสถียรภาพของกำแพงที่เสนอโดย Parra และ Moehle (2017)
5. ความเครียดของกำแพงเดี่ยวมีค่ามากเมื่อรับแรงในระนาบอาจนนำไปสู่การครากของ เหล็กเสริมแนวตั้งและการอัดแตกของคอนกรีตในกำแพงได้ แต่ความเครียดของ กำแพงเดี่ยวมีค่าน้อยมากเมื่อรับแรงกระทำตั้งฉากกับระนาบ
6. การพิจารณาทิศทางนอกระนาบของกำแพงโดยจำลองโครงสร้างกำแพงเดี่ยวเป็นเอ ลีเมนต์แบบเส้น มีค่าประมาณการเคลื่อนตัวในแต่ละชั้น อัตราส่วนการเคลื่อนตัว สัมพัทธ์ ค่าแรงเฉือนระหว่างชั้นและโมเมนต์พลิกคว่ำระหว่างชั้นใกล้เคียงกับการ จำลองโครงสร้างแบบเอลีเมนต์แบบเปลือกบาง ในวิธี LRSA และ NLRHA

5.2 งานวิจัยในอนาคต

1. งานวิจัยนี้ พิจารณาพฤติกรรมการตอบสนองวิธีพลศาสตร์แบบประวัติเวลา (Nonlinear response history analysis, NLRHA) เฉพาะแค่อาคาร B1 และ B2 ซึ่งเป็นอาคารสูงที่มีรูปทรงโครงสร้างสม่ำเสมอ (Regular) ที่ใช้ในอาคารพักอาศัย ทั่วไปและมีกำแพงโครงสร้างที่มีความหนาค่อนข้างน้อย ระบบกำแพงรับน้ำหนัก บรรทุกแนวตั้ง ในอนาคตควรวิเคราะห์พฤติกรรมการตอบสนองของกำแพงด้วยวิธี NLRHA ในอาคาร B3 ซึ่งเป็นอาคารที่ไม่มีปล่องกำแพงรับแรงเฉือน
2. อาคารที่ศึกษาทั้งหมดตั้งอยู่ในพื้นที่กรุงเทพมหานคร ในอนาคตอาจพิจารณาอาคารที่ ตั้งอยู่ในพื้นที่อื่นที่มีคลื่นแผ่นดินไหวกระทำรุนแรงขึ้น เช่น เชียงใหม่

บรรณานุกรม

ภาษาไทย

- กรมโยธาธิการและผังเมือง. (2554). มาตรฐานการประเมินและการเสริมความมั่นคงแข็งแรงของ
โครงสร้างอาคารในเขตที่อาจได้รับแรงสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว (มยผ. 1303). In.
กรุงเทพมหานคร: กระทรวงมหาดไทย.
- กรมโยธาธิการและผังเมือง. (2561). มาตรฐานการออกแบบอาคารต้านทานการสั่นสะเทือนของ
แผ่นดินไหว (มยผ. 1301/1302-61). In. กรุงเทพมหานคร: กระทรวงมหาดไทย.

ภาษาอังกฤษ

- American Concrete Institute. (2014). Building Code Requirements for Structural Concrete
(ACI 318M-14) and Commentary (ACI 318RM-14). In. Farmington Hills, USA.
- American Concrete Institute. (2019). Building Code Requirements for Structural Concrete
(ACI 318-19) and Commentary (ACI 318R-19). In. Farmington Hills, USA.
- American Society of Civil Engineers. (2013). Seismic Evaluation and Retrofit of Existing
Buildings. In: Reston, Virginia.
- American Society of Civil Engineers. (2016). Seismic Evaluation and Retrofit of Existing
Buildings. In: Reston, Virginia.
- Bangkok Metropolitan Administration. (2001). Bangkok Building Control Law, B.E. 2544. In.
- Chai, Y., & Kunnath, S. (2005). Minimum thickness for ductile RC structural walls.
Engineering Structures, 27(7), 1052-1063.
- Chai, Y. H., & Elayer, D. T. (1999). Lateral stability of reinforced concrete under axial
reversed cyclic tension and compression. *ACI Structural Journal*, 96(5), 780-790.
- Chopra, A. K. (2012). Dynamics of structures: theory and applications to earthquake
engineering (4th ed.). In: Upper Saddle River, NJ: Pearson Prentice Hall.

- Computers and Structures. (2017). *PERFORM-3D, Nonlinear Analysis and Performance Assessment of 3D Structures, Version 7.0.0*. Berkeley, California.
- Computers and Structures. (2018). *ETABS, Integrated Building Design Software, Version 18.0.1*. Berkeley, California.
- Goodsir, W. J. (1985). *The design of coupled frame-wall structures for seismic actions*. (Ph.D. Thesis). University of Canterbury, Christchurch, New Zealand.
- Haro, A. G., Kowalsky, M.J., Chai, R. Y. H. (2017). Seismic load paths effects in reinforced concrete bridge columns and pier walls. Volume 2: out-of-plane buckling instability of pier walls. In: Department of Transportation & Public Facilities, State of Alaska, Juneau.
- Kelly Herrick, C., & Kowalsky, M. J. (2017). Out-of-Plane Buckling of Ductile Reinforced Structural Walls due to In-Plane Loads. *Journal of Structural Engineering*, 143(3). doi:10.1061/(asce)st.1943-541x.0001660
- Khy, K., Chintanapakdee, C., Warnitchai, P., & Wijeyewickrema, A. C. (2019). Modified response spectrum analysis to compute shear force in tall RC shear wall buildings. *Engineering Structures*, 180, 295-309. doi:<https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2018.11.022>
- Mander, J. B., Priestley, M. J. N., & Park, R. (1988). Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete. *Journal of Structural Engineering, ASCE*, 114(8), 1804–1826.
- New Zealand Standard. (2006). Concrete Structure Standard - Part 2: Commentary on the Design of Concrete Structures. In. NZS 3101. Wellington, New Zealand. .
- Oesterle, R., Fiorato, A., Johal, L., Carpenter, J., Russell, H., & Corley, W. (1976). Earthquake resistant structural walls-tests of isolated walls. *Research and Development Construction Technology Laboratories, Portland Cement Association*.
- Parra, P. F. (2015). *Stability of reinforced concrete wall boundaries*. (Ph.D. Thesis). University of California Berkeley, USA,

- Parra, P. F., & Moehle, J. P. (2014). *Lateral buckling in reinforced concrete walls*. Paper presented at the Tenth U.S. National Conference on Earthquake Engineering, Anchorage, Alaska.
- Parra, P. F., & Moehle, J. P. (2017). Stability of Slender Wall Boundaries Subjected to Earthquake Loading. *ACI Structural Journal*, 114(116):1627–1636. doi:10.14359/516851700836
- Paulay, T., & Priestley, M. (1993). Stability of ductile structural walls. *ACI Structural Journal*, 90(4), 385-392.
- Paulay, T., & Priestley, M. J. N. (1992). *Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings*. New York: John Wiley and Sons.
- Takeda, T., Sozen, M. A., & Nielsen, N. N. (1970). Reinforced concrete response to simulated earthquakes. *J. Struct.*, 96(12), 2257–2573.
- UBC. (1997). Uniform Building Code. In. International Conference of Building Officials, Whittier, California.
- Wight, J. K., & Macgregor, J. G. Reinforced Concrete Mechanics and Design, 2012. In: Pearson Education, Inc., Upper Saddle River, New Jersey.

ภาคผนวก ก

รายละเอียดเพิ่มเติมอาคาร B1_S

ก.1 อาคารที่ศึกษา B1_S

อาคาร B1_S ที่ใช้ในการอธิบายการวิเคราะห์เพื่อออกแบบโครงสร้างด้วยวิธีเชิงพลศาสตร์ (response spectrum analysis, RSA) เป็นอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กสูง 30 ชั้น ระบบกำแพงรับน้ำหนักบรรทุกแนวตั้ง (Bearing Wall System) ใช้ระบบต้านทานแรงด้านข้างของอาคารแบบกำแพงรับแรงเฉือนแบบที่มีการให้รายละเอียดพิเศษ ซึ่งมีตัวประกอบสำหรับการออกแบบได้แก่ : $R = 5$, $C_d = 5$, $\Omega_0 = 2.5$ และ $I = 1$ โดยคุณสมบัติของอาคารและรายละเอียดขนาดของกำแพงและพื้นแสดงดังตารางที่ 3.1

ก.2 น้ำหนักโครงสร้างประสิทธิผลของอาคาร

น้ำหนักโครงสร้างประสิทธิผล คือ น้ำหนักบรรทุกแนวตั้งของอาคารที่ต้องนำมาพิจารณาในการวิเคราะห์ออกแบบโครงสร้างต้านทานแผ่นดินไหว โดยน้ำหนักโครงสร้างประสิทธิผลจะต้องรวมน้ำหนักบรรทุกคงที่ทั้งหมดของอาคาร และรวมน้ำหนักอื่นๆเช่นร้อยละ 25 ของน้ำหนักบรรทุกจรสำหรับอาคารที่ใช้เก็บพัสดุ ในอาคารตัวอย่างนี้พิจารณาน้ำหนักประสิทธิผลของอาคารด้วยแรงบรรทุกแนวตั้งทั้งหมด (DL+SDL) ของอาคารเท่านั้น ตารางที่ ก.1 แสดงน้ำหนักประสิทธิผลของอาคารสูง 30 ชั้น โดยน้ำหนักประสิทธิผลรวมของอาคาร (W) เท่ากับ 300,077 kN

ตารางที่ ก.1 น้ำหนักประสิทธิผลของอาคารตัวอย่าง

Weight of one story in range		
Story range	1 st - 15 th	15 th - 30 th
Slab weight (kN)	71,710	71,710
Bearing wall weight (kN)	23,561	17,671
Core wall weight (kN)	21,783	21,172
SDL (kN)	36,234	36,234
Total	153,288	146,787

ก.3 วิธีแรงสถิตเทียบเท่า

ค่าแรงเฉือนที่ฐานในวิธีแรงสถิตเทียบเท่าแสดงดังบทที่ 4 โดยตารางที่ ก.2 แสดงการกระจายแรงไปยังชั้นต่างๆของอาคารจากวิธีแรงสถิตเทียบเท่า

ตารางที่ ก.2 แรงเฉือนที่กระจายในแต่ละชั้นจากวิธีแรงสถิตเทียบเท่า ภายใต้แผ่นดินไหวในทิศทาง X

Story	W (kN)	h (m)	h^k	Wh^k	C_{vx}	F_x (kN)
30th	8,535	90	3,065	2.62E+07	0.077	631
29th	9,837	87	2,885	2.84E+07	0.084	685
28th	9,837	84	2,710	2.67E+07	0.079	643
27th	9,837	81	2,539	2.50E+07	0.074	603
26th	9,837	78	2,374	2.34E+07	0.069	564
25th	9,837	75	2,214	2.18E+07	0.064	526
24th	9,837	72	2,058	2.02E+07	0.060	489
23th	9,837	69	1,908	1.88E+07	0.056	453
22th	9,837	66	1,762	1.73E+07	0.051	418
21th	9,837	63	1,622	1.60E+07	0.047	385
20th	9,837	60	1,487	1.46E+07	0.043	353
19th	9,837	57	1,357	1.33E+07	0.039	322
18th	9,837	54	1,232	1.21E+07	0.036	293
17th	9,837	51	1,113	1.09E+07	0.032	264
16th	9,837	48	998	9.82E+06	0.029	237
15th	10,035	45	890	8.93E+06	0.026	216
14th	10,232	42	787	8.05E+06	0.024	194
13th	10,232	39	689	7.05E+06	0.021	170
12th	10,232	36	598	6.12E+06	0.018	148
11th	10,232	33	512	5.24E+06	0.015	126
10th	10,232	30	432	4.42E+06	0.013	107
9th	10,232	27	358	3.66E+06	0.011	88
8th	10,232	24	290	2.97E+06	0.009	72
7th	10,232	21	228	2.34E+06	0.007	56
6th	10,281	18	174	1.78E+06	0.005	43
5th	10,330	15	125	1.29E+06	0.004	31
4th	10,330	12	84	8.70E+05	0.003	21
3rd	10,330	9	50	5.21E+05	0.002	13
2nd	10,330	6	24	2.53E+05	0.001	6
1st	10,330	3	7	7.33E+04	0.000	2
Total	300,077			3.38E+08	1	8,160

ก.4 แรงบิดโดยบังเอิญ

แรงบิดโดยบังเอิญ (Accidental torsion, M_{ta}) เกิดจากการคลาดเคลื่อนของตำแหน่งที่แท้จริงของทั้งจุดศูนย์กลางถ่วงของมวลและจุดศูนย์กลางถ่วงของแรงต้านทานด้านข้างของอาคาร ไปจากตำแหน่งที่ปรากฏในการวิเคราะห์เนื่องด้วยการก่อสร้างมีความแตกต่างจากแบบจำลองที่ใช้ในการวิเคราะห์บางประการ ซึ่งต่างจากแรงบิดจากลักษณะโครงสร้าง (Inherent Torsion Moment, M_t) ซึ่งเป็นผลของการเยื้องศูนย์ระหว่างจุดศูนย์กลางถ่วงของมวลกับจุดศูนย์กลางถ่วงของแรงต้านทานด้านข้าง

มยพ.1301/1302-61 กำหนดให้คำนึงถึงแรงบิดโดยบังเอิญโดยสมมติให้ตำแหน่งของจุดศูนย์กลางถ่วงของมวลมีการเปลี่ยนตำแหน่งไปร้อยละ 5 ของความกว้างของอาคารด้านที่ตั้งฉากกับทิศทางของแผ่นดินไหวที่กำลังพิจารณา เนื่องด้วยอาคารตัวอย่างนี้มีลักษณะค่อนข้างสมมาตรและมีค่าไม่เกิน 1.2 เท่าของ σ_{avg} จึงใช้ $A_x = 1$

ก.5 การคำนวณค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้น

ค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นที่เกิดจากแผ่นดินไหวสำหรับออกแบบ (Design Story Drift, Δ) คำนวณจาก ผลต่างระหว่างการเคลื่อนตัวในแนวนอนที่จุดศูนย์กลางมวลของชั้นบนและชั้นล่างที่พิจารณา โดยที่การเคลื่อนตัวในแนวนอนที่ศูนย์กลางมวลของชั้นใด ๆ (δ_x) คำนวณจากค่าการเคลื่อนตัวในแนวนอนที่จุดศูนย์กลางมวลของชั้นใด ๆ เนื่องจากแรงสถิตเทียบเท่าที่ได้จากวิธีวิเคราะห์โครงสร้างสำหรับระบบอีลาสติกคูณด้วยตัวประกอบ C_d / I ในการหาค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นในทางปฏิบัติจะใช้วิธีแรงสถิตเทียบเท่าในการคำนวณ ค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นภายใต้แผ่นดินไหวทิศทาง X และ Y แสดงดังตารางที่ ก.3 และ ก.4

ตารางที่ ก.3 การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นจากวิธีแรงสถิตเทียบเท่าภายใต้แผ่นดินไหวในทิศทาง X

Story	Load Case/Combo	$U_x(\delta_i)$	$C_d\delta_i / I$	Story height	Story drift ratio (Δ)	Allowable story drift ratio (Δ_a)
		m	m	m		
Story30	EQX-Drift	0.16	0.82	3	0.86%	2.0%
Story29	EQX-Drift	0.16	0.79	3	0.88%	2.0%
Story28	EQX-Drift	0.15	0.76	3	0.90%	2.0%
Story27	EQX-Drift	0.15	0.74	3	0.92%	2.0%
Story26	EQX-Drift	0.14	0.71	3	0.95%	2.0%
Story25	EQX-Drift	0.14	0.68	3	0.98%	2.0%
Story24	EQX-Drift	0.13	0.65	3	1.02%	2.0%
Story23	EQX-Drift	0.12	0.62	3	1.05%	2.0%
Story22	EQX-Drift	0.12	0.59	3	1.07%	2.0%
Story21	EQX-Drift	0.11	0.56	3	1.10%	2.0%
Story20	EQX-Drift	0.10	0.52	3	1.12%	2.0%
Story19	EQX-Drift	0.10	0.49	3	1.14%	2.0%
Story18	EQX-Drift	0.09	0.46	3	1.15%	2.0%
Story17	EQX-Drift	0.08	0.42	3	1.15%	2.0%
Story16	EQX-Drift	0.08	0.39	3	1.15%	2.0%
Story15	EQX-Drift	0.07	0.35	3	1.13%	2.0%
Story14	EQX-Drift	0.06	0.32	3	1.12%	2.0%
Story13	EQX-Drift	0.06	0.29	3	1.10%	2.0%
Story12	EQX-Drift	0.05	0.25	3	1.07%	2.0%
Story11	EQX-Drift	0.04	0.22	3	1.04%	2.0%
Story10	EQX-Drift	0.04	0.19	3	1.00%	2.0%
Story9	EQX-Drift	0.03	0.16	3	0.94%	2.0%
Story8	EQX-Drift	0.03	0.13	3	0.88%	2.0%
Story7	EQX-Drift	0.02	0.10	3	0.81%	2.0%
Story6	EQX-Drift	0.02	0.08	3	0.72%	2.0%
Story5	EQX-Drift	0.01	0.06	3	0.63%	2.0%
Story4	EQX-Drift	0.01	0.04	3	0.53%	2.0%
Story3	EQX-Drift	0.00	0.02	3	0.41%	2.0%
Story2	EQX-Drift	0.00	0.01	3	0.27%	2.0%
Story1	EQX-Drift	0.00	0.00	3	0.11%	2.0%

ตารางที่ ก.4 การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นจากวิธีแรงสถิตเทียบเท่าภายใต้แผ่นดินไหวในทิศทาง Y

Story	Load Case/Combo	$U_x(\delta_i)$	$C_d\delta_i / I$	Story height	Story drift ratio (Δ)	Allowable story drift ratio (Δ_a)
		m	m	m		
Story30	EQY-Drift	0.12	0.61	3	0.79%	2.0%
Story29	EQY-Drift	0.12	0.59	3	0.80%	2.0%
Story28	EQY-Drift	0.11	0.56	3	0.80%	2.0%
Story27	EQY-Drift	0.11	0.54	3	0.81%	2.0%
Story26	EQY-Drift	0.10	0.51	3	0.82%	2.0%
Story25	EQY-Drift	0.10	0.49	3	0.83%	2.0%
Story24	EQY-Drift	0.09	0.46	3	0.84%	2.0%
Story23	EQY-Drift	0.09	0.44	3	0.85%	2.0%
Story22	EQY-Drift	0.08	0.41	3	0.85%	2.0%
Story21	EQY-Drift	0.08	0.39	3	0.86%	2.0%
Story20	EQY-Drift	0.07	0.36	3	0.86%	2.0%
Story19	EQY-Drift	0.07	0.34	3	0.85%	2.0%
Story18	EQY-Drift	0.06	0.31	3	0.85%	2.0%
Story17	EQY-Drift	0.06	0.29	3	0.84%	2.0%
Story16	EQY-Drift	0.05	0.26	3	0.83%	2.0%
Story15	EQY-Drift	0.05	0.24	3	0.81%	2.0%
Story14	EQY-Drift	0.04	0.21	3	0.79%	2.0%
Story13	EQY-Drift	0.04	0.19	3	0.77%	2.0%
Story12	EQY-Drift	0.03	0.16	3	0.74%	2.0%
Story11	EQY-Drift	0.03	0.14	3	0.71%	2.0%
Story10	EQY-Drift	0.02	0.12	3	0.67%	2.0%
Story9	EQY-Drift	0.02	0.10	3	0.63%	2.0%
Story8	EQY-Drift	0.02	0.08	3	0.58%	2.0%
Story7	EQY-Drift	0.01	0.07	3	0.52%	2.0%
Story6	EQY-Drift	0.01	0.05	3	0.46%	2.0%
Story5	EQY-Drift	0.01	0.04	3	0.40%	2.0%
Story4	EQY-Drift	0.00	0.02	3	0.33%	2.0%
Story3	EQY-Drift	0.00	0.01	3	0.25%	2.0%
Story2	EQY-Drift	0.00	0.01	3	0.16%	2.0%
Story1	EQY-Drift	0.00	0.00	3	0.06%	2.0%

ก.6 ผลของ P-delta

ผลของ P-delta (ซึ่งเกิดจากการเยื้องตำแหน่งของน้ำหนักบรรทุกทุกแนวตั้ง) ที่มีต่อแรงเฉือนในแต่ละชั้น มยพ.1301/1302-61 ให้พิจารณาค่าสัมประสิทธิ์เสถียรภาพ (Stability Coefficient, θ) ที่คำนวณจาก

$$\theta = \frac{P_x \Delta}{V_x h_{xx} C_d}$$

โดย P_x คือ ผลรวมของน้ำหนักโครงสร้างประสิทธิผลของอาคารที่ระดับชั้น x และที่อยู่เหนือชั้น x รวมกัน, Δ คือ ค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้น, V_x คือ แรงเฉือนในระดับชั้น x , h_{xx} คือ ระยะความสูงระหว่างชั้น และ C_d คือ ตัวประกอบขยายค่าการโก่งตัว

การตรวจสอบค่าสัมประสิทธิ์เสถียรภาพพิจารณาได้คือ

- 1) ถ้า $\theta \leq 0.1$ ไม่จำเป็นต้องพิจารณาผลของ P-delta ในการออกแบบ
- 2) $0.1 < \theta \leq \theta_{\max}$ ให้พิจารณาผลของ P-delta โดยการคูณขยายค่าการเคลื่อนตัวและแรงภายในองค์อาคารที่ได้จากการวิเคราะห์แบบเชิงเส้นปกติ ด้วยการคูณค่าเหล่านั้นด้วย $1/(1-\theta)$
- 3) $\theta > \theta_{\max}$ โครงสร้างมีโอกาสที่จะสูญเสียเสถียรภาพได้ จึงต้องทำการออกแบบโครงสร้างใหม่

$\theta_{\max} = \frac{0.5}{\beta C_d} \leq 0.25$ โดย β คือ อัตราส่วนของแรงเฉือนที่เกิดขึ้นต่อกำลังต้านทานแรงเฉือนของอาคารที่ระดับระหว่างชั้น x และ $x-1$ ในอาคารตัวอย่างนี้ได้กำหนด $\beta = 1$ เพื่อตรวจสอบผลของ P-delta ดังตารางที่ ก.5 และ ก.6 พบว่าภายใต้แผ่นดินไหวในทิศทาง X มีค่า $\theta > 0.1$ บริเวณช่วงกลางความสูงของอาคาร จึงต้องพิจารณาผลของ P-delta ในการออกแบบด้วย

ตารางที่ ก.5 การตรวจสอบค่าสัมประสิทธิ์เสถียรภาพ θ ที่ชั้นต่างๆของอาคารในการรับแรงทิศทาง

X

Level	Height (m)	V_x (kN)	P_x (kN)	Δ_i (m)	θ	θ_{max}	Check if $\theta < 0.1$
30th	3	631	7,622	0.014	0.03	0.1	ok
29th	3	1,316	17,835	0.014	0.04	0.1	ok
28th	3	1,959	28,048	0.014	0.05	0.1	ok
27th	3	2,562	38,260	0.015	0.06	0.1	ok
26th	3	3,126	48,473	0.015	0.07	0.1	ok
25th	3	3,652	58,686	0.016	0.07	0.1	ok
24th	3	4,141	68,898	0.016	0.08	0.1	ok
23th	3	4,594	79,111	0.017	0.09	0.1	ok
22th	3	5,012	89,324	0.017	0.10	0.1	ok
21th	3	5,397	99,536	0.018	0.10	0.1	Modify
20th	3	5,750	109,749	0.018	0.11	0.1	Modify
19th	3	6,072	119,962	0.018	0.12	0.1	Modify
18th	3	6,365	130,175	0.019	0.12	0.1	Modify
17th	3	6,629	140,387	0.019	0.13	0.1	Modify
16th	3	6,866	150,600	0.019	0.13	0.1	Modify
15th	3	7,082	160,813	0.018	0.14	0.1	Modify
14th	3	7,276	171,418	0.018	0.14	0.1	Modify
13th	3	7,446	182,023	0.018	0.14	0.1	Modify
12th	3	7,594	192,629	0.018	0.15	0.1	Modify
11th	3	7,720	203,234	0.017	0.15	0.1	Modify
10th	3	7,827	213,839	0.016	0.15	0.1	Modify
9th	3	7,915	224,445	0.015	0.15	0.1	Modify
8th	3	7,987	235,050	0.014	0.14	0.1	Modify
7th	3	8,043	245,655	0.013	0.13	0.1	Modify
6th	3	8,086	256,261	0.012	0.13	0.1	Modify
5th	3	8,117	266,964	0.010	0.11	0.1	Modify
4th	3	8,138	277,667	0.009	0.10	0.1	ok
3rd	3	8,151	288,370	0.007	0.08	0.1	ok
2nd	3	8,157	299,073	0.004	0.05	0.1	ok
1st	3	8,159	309,776	0.002	0.02	0.1	ok

ตารางที่ ก.6 การตรวจสอบค่าสัมประสิทธิ์เสถียรภาพ θ ที่ชั้นต่างๆของอาคารในการรับแรงทิศทาง

Y

Level	Height (m)	V_x (kN)	P_x (kN)	Δ_i (m)	θ	θ_{\max}	Check if $\theta < 0.1$
30th	3	631	7,622	0.0085	0.03	0.1	ok
29th	3	1,316	17,835	0.0085	0.04	0.1	ok
28th	3	1,959	28,048	0.0086	0.04	0.1	ok
27th	3	2,562	38,260	0.0087	0.04	0.1	ok
26th	3	3,126	48,473	0.0088	0.05	0.1	ok
25th	3	3,652	58,686	0.0089	0.05	0.1	ok
24th	3	4,141	68,898	0.0090	0.05	0.1	ok
23th	3	4,594	79,111	0.0091	0.05	0.1	ok
22th	3	5,012	89,324	0.0092	0.05	0.1	ok
21th	3	5,397	99,536	0.0092	0.06	0.1	ok
20th	3	5,750	109,749	0.0092	0.06	0.1	ok
19th	3	6,072	119,962	0.0092	0.06	0.1	ok
18th	3	6,365	130,175	0.0091	0.06	0.1	ok
17th	3	6,629	140,387	0.0091	0.06	0.1	ok
16th	3	6,866	150,600	0.0089	0.07	0.1	ok
15th	3	7,082	160,813	0.0087	0.07	0.1	ok
14th	3	7,276	171,418	0.0085	0.07	0.1	ok
13th	3	7,446	182,023	0.0083	0.07	0.1	ok
12th	3	7,594	192,629	0.0080	0.07	0.1	ok
11th	3	7,720	203,234	0.0077	0.07	0.1	ok
10th	3	7,827	213,839	0.0073	0.07	0.1	ok
9th	3	7,915	224,445	0.0068	0.06	0.1	ok
8th	3	7,987	235,050	0.0063	0.06	0.1	ok
7th	3	8,043	245,655	0.0057	0.06	0.1	ok
6th	3	8,086	256,261	0.0051	0.05	0.1	ok
5th	3	8,117	266,964	0.0044	0.05	0.1	ok
4th	3	8,138	277,667	0.0036	0.04	0.1	ok
3rd	3	8,151	288,370	0.0027	0.03	0.1	ok
2nd	3	8,157	299,073	0.0017	0.02	0.1	ok
1st	3	8,159	309,776	0.0006	0.01	0.1	ok

ก.7 รายละเอียดการเสริมเหล็กของกำแพง

ขนาดความหนาของกำแพงและความยาวของกำแพงแบบ bearing wall แสดงดังตารางที่ ก.7 และ ก.8 โดยการออกแบบเหล็กเสริมของกำแพงคอนกรีตเสริมเหล็กเป็นไปตามมาตรฐาน ACI 318-14 และมาตรฐาน มยพ.1301/1302-61 โดยอัตราส่วนเหล็กเสริมในกำแพงรับแรงเฉือนของอาคารตัวอย่างและกำแพงคอนกรีตเสริมเหล็กแบบ single wall แสดงดังตารางที่ ก.9 และ ก.10

ตารางที่ ก.7 ขนาดและความหนาของกำแพงคอนกรีตเสริมเหล็ก

Floors	Single wall thickness (m)	Core thickness (m)
1st to 6th	0.20	0.35
7th to 15th	0.15	0.30
16th to 30th	0.15	0.30

ตารางที่ ก.8 ความยาวของกำแพงคอนกรีตเสริมเหล็กรับน้ำหนักแบกทาน (Bearing Wall)

Wall	Wall length (m)	Wall	Wall length (m)
PC1	5.75	PC11	4.90
PC2	5.50	PC12	6.55
PC3	4.90	PC13	4.10
PC4	1.65	PC14	4.90
PC4A	3.10	PC15	5.50
PC5	6.55	PC16	4.90
PC6	4.90	PC17	6.55
PC7	6.55	PC18	3.10
PC8	4.10	PC19	4.90
PC9	4.90	PC20	5.75
PC10	6.55	PC21	5.50

ตารางที่ ก.9 อัตราส่วนเหล็กเสริมของกำแพงรับน้ำหนักแบกทานในอาคาร B1_S

Pier	L (m)	Percentage of vertical reinforcement			
		1 st to 6 th	7 th to 9 th	10 th to 15 th	16 th to 30 th
PC1	5.75	3.93	3.93	1.26	1.07
PC2	5.5	3.93	1.96	1.96	1.07
PC3	4.9	3.08	1.57	1.57	0.75
PC4	1.65	0.57	0.57	0.57	0.75
PC4A	3.1	3.27	3.27	1.57	0.75
PC5	6.55	3.39	3.39	0.67	0.89
PC6	4.9	2.45	1.01	1.01	0.75
PC7	6.55	1.05	0.67	0.67	0.89
PC8	4.1	1.01	0.57	0.57	0.75
PC9	4.9	1.01	0.57	0.57	0.75
PC10	6.55	1.05	0.67	0.67	0.89
PC11	4.9	0.57	0.57	0.57	0.75
PC12	6.55	1.05	0.67	0.67	0.89
PC13	4.1	0.57	0.57	0.57	0.75
PC14	4.9	0.57	0.57	0.57	0.75
PC15	5.5	0.8	0.8	0.8	1.07
PC16	4.9	0.57	0.57	0.57	0.75
PC17	6.55	1.05	0.67	0.67	0.89
PC18	3.1	0.57	0.57	0.57	0.75
PC19	4.9	0.57	0.57	0.57	0.75
PC20	5.75	1.26	0.8	0.8	1.07
PC21	5.5	1.96	0.8	0.8	1.07

ตารางที่ ก.10 อัตราส่วนเหล็กเสริมในกำแพงรับแรงเฉือนของอาคาร B1_S

Floor	P1	P1A	P2	P3	P4	P4A
1 st -6 th	2.74	2.74	1.1	0.38	0.38	0.38
7 th -9 th	2.74	1.1	0.38	0.38	0.38	0.38
10 th -15 th	1.1	1.1	0.38	0.38	0.38	0.38
16 th -30 th	0.38	0.38	0.38	0.38	0.38	0.38

ก.8 ตัวอย่างการออกแบบกำลังต้านทานโมเมนต์ตัดในกำแพง PC2 ที่ชั้น 1

รายละเอียดความยาว ความหนาและขนาดหน้าตัดของกำแพง PC2 ที่ชั้น 1 แสดงดังตารางที่ ก.11 โดยเลือกใช้การออกแบบตามมาตรฐาน ACI318-14 ใช้กำลังอัดคอนกรีต (f'_c) เท่ากับ 50 MPa และกำลังคราก (f_y) ของเหล็กเสริม SD40 เท่ากับ 400 MPa ซึ่งโปรแกรมคำนวณแรงภายในจากกรณีวิธีรวมผลของแรงมากที่สุดและแสดงปริมาณเหล็กเสริมที่กำแพงต้องการในกำแพง PC2 มีผลการวิเคราะห์แรงภายในดังตารางที่ ก.12

ตารางที่ ก.11 รายละเอียดของกำแพง PC2

Story	Pier	Length (m)	Thickness (m)	A_g (m ²)
Story 1	PC2	5.50	0.2	1.10

ตารางที่ ก.12 แรงภายในสำหรับการออกแบบกำแพง PC2

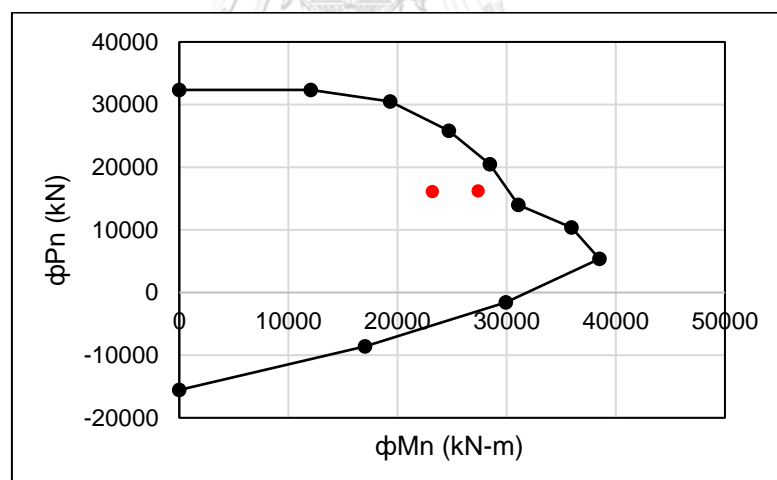
Station Location	Required Rebar Area (m ²)	Required Reinf Ratio	Flexural Combo	P_u kN	M_{u2} kN-m	M_{u3} kN-m
Top	0.037405	0.0184	0.75(1.4D+1.7L)+1.6Wy	16102	-65	23204
Bottom	0.044255	0.0351	0.75(1.4D+1.7L)+1.6Wy	16184	33	27400

โดยเมื่อทำ shear wall design ในโปรแกรม ETABS โปรแกรมแสดงปริมาณเหล็กเสริมและอัตราส่วนเหล็กเสริมที่ต้องการของกำแพง PC2 ที่ชั้น 1 เท่ากับ 3.51% ดังนั้นเพื่อให้ต้านทานแรงที่กระทำต่อกำแพงได้จึงพิจารณาเสริมเหล็กสองชั้น เสริมเหล็กในแนวตั้ง DB25 @0.125 m ตลอดความยาวของกำแพง โดยมีอัตราส่วนการเสริมเหล็กเท่ากับ 3.93% ของกำแพงทุกๆความยาว 1 เมตร แสดงรายการคำนวณเหล็กเสริมดังตารางที่ ก.13

ตารางที่ ก.13 ปริมาณเหล็กเสริมในกำแพงทุกๆความยาว 1 เมตร

Diameter	Area (m ²)	W (kg/m)	Thickness (m)	spacing (m)	Number	Area (cm ²)	Percent Reinf.
DB 25	0.0005	3.853	0.20	0.125	8.0	39.3	1.96
DB 25	0.0005	3.853	0.20	0.125	8.0	39.3	1.96
						78.5	3.93%

จากนั้นตรวจสอบการออกแบบด้วยโปรแกรม ETABS โดยใช้เหล็กเสริมในแนวตั้งขนาด DB25 @0.125 m และทำการตรวจสอบด้านกำลังของกำแพงในรูปของกำลังรับแรงตามแนวแกนร่วมกับโมเมนต์ดัดกระทำทั้งสองแกน (P-M-M diagram) และแสดงผลการประเมินในรูปของ demand-capacity ratio (DCR) พบว่ากำลังต้านทานโมเมนต์ดัดและแรงตามแนวแกนจากกราฟปฏิสัมพันธ์ระหว่างแรงตามแนวแกนกับโมเมนต์ดัดแสดงในรูปที่ ก.1 ซึ่งมีค่า DCR ที่คำนวณได้เท่ากับ $0.926 < 1$ ดังนั้นกำแพงต้นนี้ผ่านเกณฑ์การประเมินในการต้านทานโมเมนต์ดัด



รูปที่ ก.1 ปฏิสัมพันธ์ระหว่างแรงตามแนวแกนกับโมเมนต์ดัด (Interaction Diagram) ในกำแพง

PC2

ภาคผนวก ข

การตรวจสอบความสามารถของโปรแกรมที่ใช้ในการจำลองการโก่งเดาะของเสา

ข.1 การวิเคราะห์การโก่งเดาะเชิงเส้น (Linear buckling analysis)

การวิเคราะห์การโก่งเดาะเชิงเส้นจะหาโหมดการขาดเสถียรภาพของโครงสร้างเนื่องจากผลของ P-delta ภายใต้แรงกระทำที่กำหนด การวิเคราะห์การโก่งเดาะเกี่ยวข้องกับการแก้ปัญหาค่าลักษณะเฉพาะทั่วไป คือ

$$[K - \lambda G(r)]\psi = 0 \quad (\text{ข.1})$$

เมื่อ K คือ สติฟเนสเมทริกซ์

$G(r)$ คือ is the geometric (P-delta) stiffness due to the load vector r

λ คือ เมทริกซ์ทแยงมุมของค่าลักษณะเฉพาะ (Eigenvalue)

และ ψ คือ เมทริกซ์ของเวกเตอร์ลักษณะเฉพาะ (eigenvector) หรือ รูปร่างการสั่นสะเทือนของระบบ

ค่าแต่ละคู่ของค่าลักษณะเฉพาะและเวกเตอร์ลักษณะเฉพาะเรียกว่าโหมดการโก่งของโครงสร้าง รูปร่างการสั่นสะเทือนจะถูกระบุด้วยตัวเลขตั้งแต่ 1 ถึง n ตามลำดับที่โปรแกรมพบโหมด

ค่าลักษณะเฉพาะ แสดงค่าแฟกเตอร์การโก่งตัว เป็นตัวประกอบสเกลที่ต้องคูณแรงเข้าไปทำให้เกิดการโก่งเดาะในโหมดที่กำหนด นอกจากนี้ยังสามารถดูได้ถึงปัจจัยด้านความปลอดภัย คือ หากปัจจัยการโก่งเดาะมากกว่าหนึ่ง แรงที่กำหนดจะต้องเพิ่มขึ้นเพื่อทำให้เกิดการโก่งเดาะ ถ้ามีค่าน้อยกว่าหนึ่ง แรงจะต้องลดลงเพื่อป้องกันการโก่งเดาะ ปัจจัยการโก่งเดาะสามารถเป็นค่าลบซึ่งบ่งชี้ว่าการโก่งเดาะจะเกิดขึ้นหากกระทำด้วยแรงในทิศทางตรงกันข้าม (load reversal)

การวิเคราะห์ค่าลักษณะเฉพาะจะคาดการณ์ความต้านทานของการโก่งเดาะตามทฤษฎีของโครงสร้างแบบความยืดหยุ่น สำหรับการกำหนดค่าโครงสร้างพื้นฐาน, ค่าลักษณะโครงสร้างจะคำนวณจากข้อจำกัดและเงื่อนไขของแรงกระทำ แรงที่ทำให้เกิดการโก่งเดาะแสดงรูปร่างโหมดที่โครงสร้างโก่งเดาะซึ่งหมายถึงรูปร่างโครงสร้างที่อยู่ภายใต้การโก่งเดาะ การวิเคราะห์ค่าลักษณะเฉพาะทั่วไปเป็นการคาดการณ์ค่าลักษณะเฉพาะเพื่อทำนายการโก่งเดาะของโครงสร้างในภาพรวมสามารถคำนวณหาได้จาก load case แบบ buckling analysis ของโปรแกรม ETABS (V17)

ข.2 การวิเคราะห์การโก่งเดาะไม่เชิงเส้น (Nonlinear buckling analysis)

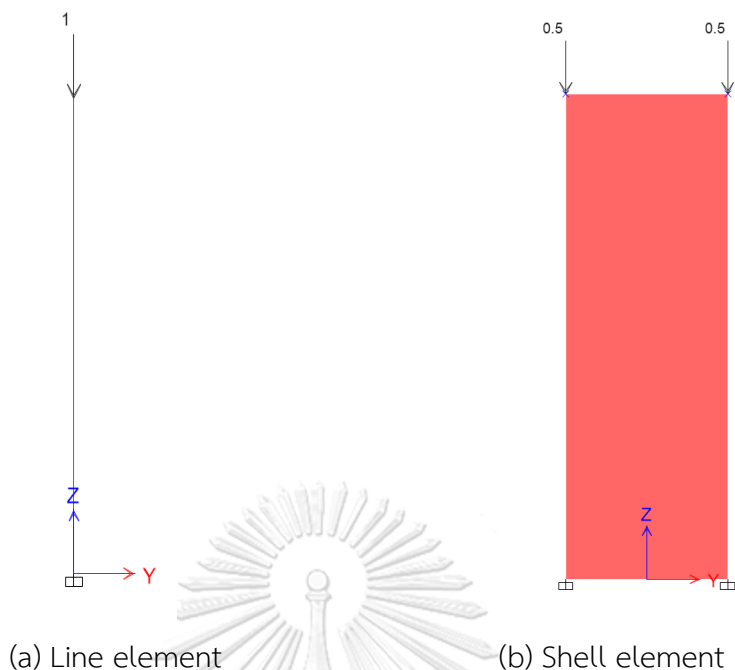
การวิเคราะห์การโก่งเดาะไม่เชิงเส้นจะใช้การวิเคราะห์ load case แบบ Nonlinear-Static พิจารณาผลของ P-delta และ Large-displacements

การวิเคราะห์การโก่งเดาะไม่เชิงเส้นให้ความแม่นยำมากกว่าวิธีแบบยืดหยุ่น (elastic formulation) โดยการเพิ่มของแรงกระทำจนกระทั่งการเปลี่ยนแปลงเล็กน้อยของแรงทำให้เกิดการเปลี่ยนแปลง/เสียรูปขนาดใหญ่ของโครงสร้าง เงื่อนไขนี้บ่งชี้ว่าโครงสร้างนั้นจะไม่เสถียรภาพ การวิเคราะห์การโก่งเดาะไม่เชิงเส้นเป็นวิธีสถิตคองที่ซึ่งเพิ่มการวิเคราะห์ส่วนวัสดุและรูปทรงเรขาคณิตไม่เชิงเส้น ($P-\Delta$ และ $P-\delta$), ความไม่แน่นอนของแรง (load perturbations), ความไม่สมบูรณ์ทางเรขาคณิตของโครงสร้าง กรณีน้ำหนักที่ไม่มั่นคงขนาดเล็ก (destabilizing load) และความไม่สมบูรณ์เริ่มต้น (initial imperfection) จำเป็นสำหรับการเริ่มต้นการแก้ปัญหาของ buckling mode ที่ต้องการ การตอบสนองเชิงโครงสร้างจะแสดงโดยการสร้างกราฟความสัมพันธ์ระหว่างการเคลื่อนที่บริเวณจุดที่กำหนดไว้กับแรงที่เกิดขึ้น (load application)

ข.3 กรณีศึกษาการวิเคราะห์การโก่งเดาะของกำแพงและเสา

ข.3.1 ทดลองวิเคราะห์เสาด้วยวิธีการโก่งเดาะเชิงเส้น

งานวิจัยทดสอบเสาปลายยื่น (Cantilever column) ที่มีหน้าตัดแบนยาวสูง 3 เมตร มีขนาดหน้าตัด (ความยาวxความหนาของกำแพง) 1.0x0.2 m ใช้โปรแกรม ETABS V18 (CSI 2018) โมดูลัสยืดหยุ่นคอนกรีต $E_c = 23,000$ MPa ($f_c' = 24$ MPa) บริเวณปลายด้านล่างมีจุดรองรับแบบยึดแน่น (Fixed support) คำนวณแรงวิกฤติที่ทำให้เกิดการโก่งเดาะเชิงเส้น โดยจะจำลองโดยใช้ชิ้นส่วน line element และ shell element แสดงดังรูปที่ ข.1 ใส่แรง 1 kN กระทำบริเวณปลายด้านบนของเสา



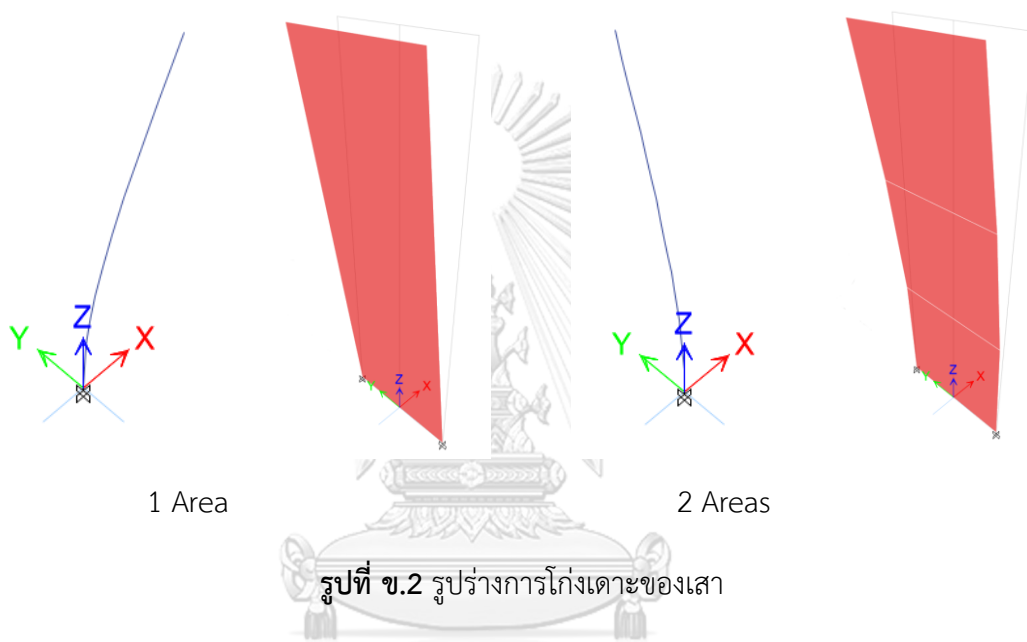
รูปที่ ข.1 แบบจำลองเสาในโปรแกรม ETABS

ตารางที่ ข.1 แรงวิกฤตที่คำนวณได้จากโปรแกรม ETABS ด้วยวิธี eigenvalue buckling analysis

No of Areas	Theoretical Euler Critical Buckling Load Z about Y-axis	Critical buckling load ETABS		
		Line element	Shell element	
		Mesh manual	Mesh manual	Auto mesh 1 m
		Critical load (kN)	Critical load (kN)	Critical load (kN)
1	4208	4226	5270	4343
2		4195	4487	4292
4		4193	4292	4292
8		4193	4243	4243

แรงวิกฤตที่เกิดจากเสาทดสอบคำนวณได้จากสมการออยเลอร์ดังสมการที่ 2.27 เท่ากับ 4208 kN และเมื่อทำการวิเคราะห์การโก่งเดาะเชิงเส้นจากโปรแกรม ETABS แสดงแรงวิกฤตที่คำนวณได้จากโปรแกรม ETABS ดังตารางที่ ข.1 พบว่าโปรแกรมสามารถประมาณค่าแรงวิกฤตได้เมื่อเปรียบเทียบกับ การคำนวณด้วยสมการโก่งเดาะออยเลอร์ (Euler buckling formula) โดยการใช้ line element ไม่จำเป็นต้องแบ่งเป็นสองชิ้นส่วนต่อชิ้น สามารถใช้คำสั่ง buckling analysis จะได้ค่า buckling load ใกล้เคียงค่ากับการคำนวณด้วยสมการโก่งเดาะออยเลอร์ และถ้าแบ่งหลาย area

ผลลัพธ์จะใกล้เคียงค่าจากสมการโก่งเดาะออยเลอร์มากขึ้น ต่างจากการใช้ shell element ที่อย่างน้อยต้องแบ่งเป็น 2 areas ตามความสูง (manual mesh) หรือ 1 area แล้ว auto meshing จึงจะได้ค่า buckling load และเมื่อ manual mesh หลาย area ค่า buckling load จากโปรแกรมจะมีค่าใกล้เคียงค่าจากสมการโก่งเดาะออยเลอร์มากขึ้น ดังนั้นสำหรับกรณีใช้ shell element จำเป็นต้องแบ่งกำแพง (manual mesh) ก่อน แล้วจึง auto meshing รูปร่างการโก่งเดาะของเสาจากการจำลอง line element และ shell element แสดงดังรูปที่ ข.2



รูปที่ ข.2 รูปร่างการโก่งเดาะของเสา

ตารางที่ ข.2 แสดงค่าแรงวิกฤตของเสาจากการวิเคราะห์การโก่งเดาะเชิงเส้น โดยเปลี่ยนความยาวประสิทธิภาพตามสภาพการยึดปลาย (Effective Length) พบว่า ค่าแรงวิกฤตที่ได้จากการวิเคราะห์การโก่งเดาะเชิงเส้นด้วยโปรแกรม ETABS V18 มีค่าประมาณที่ดีเมื่อเทียบกับการคำนวณจากสมการโก่งเดาะออยเลอร์

ตารางที่ ข.2 ค่าแรงวิกฤตของเสาจากการวิเคราะห์การโก่งเดาะเชิงเส้นตามสภาพการยึดปลาย

Column case	Fixed-free	pinned-pinned	Fixed-pinned	Fixed-fixed
Effective-length	$K = 2$	$K = 1$	$K = 0.7$	$K = 0.5$
Elastic buckling (hand calculation)	4208	16833	34354	67333
ETABS	4195	16795	34654	65872

ข.3.2 ทดลองวิเคราะห์เสาด้วยวิธีวิเคราะห์แบบเชิงเส้นและไม่เชิงเส้น

งานวิจัยทดสอบเสาปลายยื่น (Cantilever column) ที่มีหน้าตัดแบนยาวสูง 3 เมตร มีขนาดหน้าตัด 1.0×0.2 m โมดูลัสยืดหยุ่นคอนกรีต $E_c = 23,000$ MPa ($f'_c = 24$ MPa) บริเวณปลายด้านล่างมีจุดรองรับแบบยึดแน่น (Fixed support) โดยจะจำลองโดยใช้ชิ้นส่วน line element แสดงดังรูปที่ ข.3 โดยมีแรงกระทำบริเวณปลายอิสระของเสาในแนวแกนเท่ากับ 2000 kN ($0.5P_{cr}$) และแรงดัดข้าง 200 kN (10%ของP) เปรียบเทียบผลการวิเคราะห์แบบเชิงเส้นและไม่เชิงเส้น



รูปที่ ข.3 แบบจำลองเสาของการวิเคราะห์การโก่งเดาะไม่เชิงเส้น

ตารางที่ ข.3 แรงวิกฤตจากการวิเคราะห์การโก่งเดาะเชิงเส้น

Area/load case	(1) Vertical	(2) Vertical and Lateral
Hand calculation	4208	NA
Line element	4226	4226
Shell element	4343	4343

แรงวิกฤตที่เกิดจากเสาทดสอบคำนวณได้จากสมการออยเลอร์เท่ากับ 4208 kN เมื่อวิเคราะห์ด้วยการโก่งเดาะเชิงเส้นของเสาทดสอบ ค่าแรงวิกฤตแสดงดังตารางที่ ข.3 โดยพิจารณาแรงกระทำเป็น 2 กรณีคือ กรณี (1) แรงแนวแกน และ (2) แรงแนวแกนและแรงดัดข้าง พบว่า ค่าแรงวิกฤตที่ได้จากโปรแกรมมีขนาดใกล้เคียงกันมากทั้งกรณี line element และ shell element แต่เมื่อ

สังเกตกรณี (1) และ (2) พบว่าการวิเคราะห์แบบเชิงเส้นจะสร้างปัจจัยการโก่งเดาะอิสระจากการแรงด้านข้าง ทำให้กรณี (2) (ตารางที่ ข.3) แรงด้านข้างจะไม่ส่งผลต่อความแข็งของโครงสร้าง (geometric stiffness)

ตารางที่ ข.4 และ ข.5 แสดงการเคลื่อนที่บริเวณปลายอิสระของเสาและโมเมนต์ที่ฐานของเสาจากวิธีการวิเคราะห์ Linear Static, Nonlinear Static (P-delta) และ Nonlinear Static (P-delta+Large displacement) พบว่าโปรแกรมสามารถประมาณค่าโมเมนต์ที่ฐานที่ดีเมื่อเทียบกับการคำนวณด้วยสมการพื้นฐาน

ตารางที่ ข.4 การเคลื่อนที่บริเวณปลายอิสระของเสา

Δ	Linear Static	Nonlinear Static		
		(P-delta)	(P-delta+Large displacement)	
Simple	u_1	u_1	u_1	u_3
ETABS	0.117767	0.223007	0.221948	0.010782

ตารางที่ ข.5 โมเมนต์ที่ฐานของเสา

Method	Linear Static	Nonlinear Static	
		(P-delta)	(P-delta+Large displacement)
Simple	$M = HL$ $= (200)(3)$ $= 600$	$M = HL + P\Delta$ $= (200)(3) + 2000(0.22)$ $= 1046$	$M = HL' + P\Delta$ $= (200)(3 - 0.01) + 2000(0.22)$ $= 1042$
ETABS	600	1047	1042

ข.3.3 ทดลองวิเคราะห์เสาด้วยวิธีการโก่งเดาะไม่เชิงเส้น

งานวิจัยทดสอบเสาปลายยื่น (Cantilever column) ที่มีหน้าตัดแบนยาวสูง 3 เมตร มีขนาดหน้าตัด 1.0x0.2 m โมดูลัสยืดหยุ่นคอนกรีต $E_c = 23,000 \text{ MPa}$ ($f'_c = 24 \text{ MPa}$) บริเวณปลายด้านล่างมีจุดรองรับแบบยึดแน่น (Fixed support) โดยจะจำลองโดยใช้ชิ้นส่วน line element มีแรงกระทำบริเวณปลายอิสระของเสาในแนวแกนเท่ากับ 10,000 kN ($2.4P_{cr}$) และแรงดัดข้าง 200 kN (5%ของ P_{cr}) โดยพิจารณาวิธีการวิเคราะห์ 3 กรณีคือ (1) วิธี Nonlinear Static (P-delta) โดยกระทำแรงแนวตั้งและแรงดัดข้างพร้อมกัน (2) วิธี Nonlinear Static (P-delta+Large displacement) โดยกระทำแรงแนวตั้งและแรงดัดข้างพร้อมกัน และ (3) วิธี Nonlinear Static (P-delta+Large displacement) โดยกระทำแรงดัดข้างก่อนเพื่อให้เกิด Initial imperfection ตามด้วยแรงแนวตั้ง แสดงดังรูปที่ ข.4(a), ข.4(b) และ ข.4(c) ตามลำดับ

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	Vertical	10000
Load Pattern	Lateral	200

(a) Nonlinear Static (P-delta)

Load Case Data

General

Load Case Name: NLSTATIC2(100) [Design...]

Load Case Type: Nonlinear Static [Notes...]

Mass Source: Previous

Analysis Model: Default

Initial Conditions

Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

Continue from State at End of Nonlinear Case (Loads at End of Case ARE Included)

Nonlinear Case: [Empty]

Loads Applied

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	Vertical	10000
Load Pattern	Lateral	200

[Add] [Delete]

Other Parameters

Modal Load Case: Modal

Geometric Nonlinearity Option: P-Delta plus Large Displacements

Load Application: Full Load [Modify/Show...]

Results Saved: Multiple States [Modify/Show...]

Nonlinear Parameters: Default [Modify/Show...]

[OK] [Cancel]

(b) Nonlinear Static (P-delta+Large displacement)

Load Case Data

General

Load Case Name: NLSTATIC2(100)_Vertical [Design...]

Load Case Type: Nonlinear Static [Notes...]

Mass Source: Previous

Analysis Model: Default

Initial Conditions

Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

Continue from State at End of Nonlinear Case (Loads at End of Case ARE Included)

Nonlinear Case: NLSTATIC2(100)_Lateral

Loads Applied

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	Vertical	10000

[Add] [Delete]

Other Parameters

Modal Load Case: Modal

Geometric Nonlinearity Option: P-Delta plus Large Displacements

Load Application: Full Load [Modify/Show...]

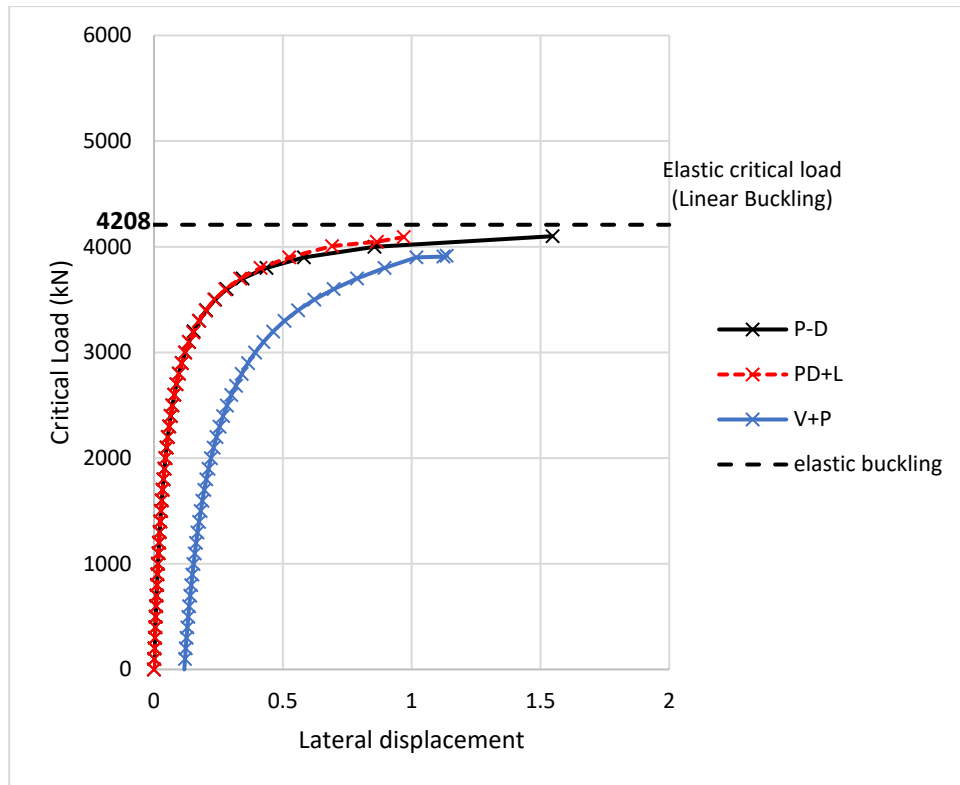
Results Saved: Multiple States [Modify/Show...]

Nonlinear Parameters: Default [Modify/Show...]

[OK] [Cancel]

(c) Nonlinear Static (P-delta+Large displacement)

รูปที่ ข.4 วิธีการวิเคราะห์ห้เสาทดสอบด้วยโปรแกรม ETABS



รูปที่ ข.5 แรงวิกฤตจากการวิเคราะห์การโก่งเดาะไม่เชิงเส้น

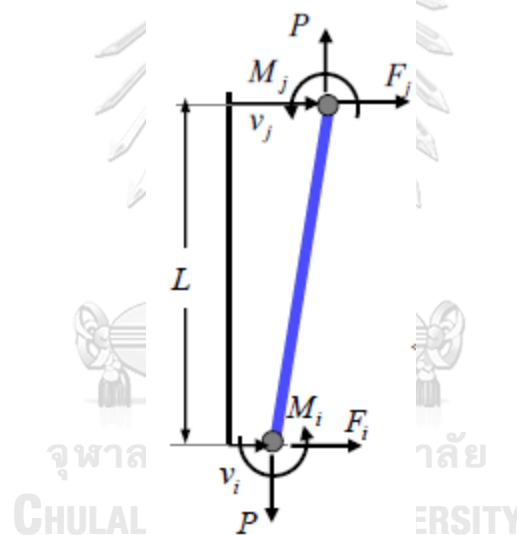
ค่าแรงวิกฤตจากการวิเคราะห์การโก่งเดาะไม่เชิงเส้นเปรียบเทียบกับค่าแรงวิกฤตจากสมการออยเลอร์ ดังแสดงรูปที่ 3.24 พบว่า กรณี 1, 2 และ 3 ประมาณค่าแรงวิกฤตเท่ากับ 4100, 4091.8 และ 3916 ตามลำดับ ค่าแรงวิกฤตจากวิธีวิเคราะห์ไม่เชิงเส้นมีค่าประมาณที่ดีเมื่อเทียบกับค่าแรงวิกฤตจากสมการออยเลอร์ทั้ง 3 กรณี แต่เมื่อพิจารณาการเคลื่อนที่ทางด้านข้างจะพบว่าวิธี Nonlinear Static (P-delta) (เส้นสีดำ) มีค่าประมาณที่สูงเกินความเป็นจริง อาจเนื่องมาจากค่า imperfection ที่ให้เข้าไปในการวิเคราะห์

เมื่อเปรียบเทียบการวิเคราะห์การโก่งเดาะเชิงเส้นและไม่เชิงเส้นพบว่า การวิเคราะห์ด้วยวิธีเชิงเส้นทำนายค่าแรงวิกฤตที่ทำให้เสาโก่งเดาะมากกว่าวิธีไม่เชิงเส้น (Over-predict buckling load) และไม่สามารถทำนายค่าการโยกตัวของเสาได้ ผลที่ได้จากวิธีวิเคราะห์การโก่งเดาะเชิงเส้นจะเป็นเพียง Buckling Capacity ของโครงสร้างเท่านั้น ต่างจากการวิเคราะห์แบบไม่เชิงเส้นที่จะได้ Load-Deformation curve ของเสานั้นๆออกมาด้วย แต่ค่ากำลังที่ได้นั้นมีความไม่แน่นอน ขึ้นกับค่า imperfection ที่ให้เข้าไปในการวิเคราะห์ สำหรับการวิเคราะห์การโก่งเดาะของเสาโดยใช้โปรแกรมซึ่งพิจารณาความไม่เชิงเส้นทางเรขาคณิตของโครงสร้าง แนะนำให้ใช้วิธีวิเคราะห์การโก่งเดาะไม่เชิงเส้น โดยกระทำแรงด้านข้างก่อนเพื่อให้เกิด Initial imperfection และกระทำด้วยแรงแนวตั้งตามมา (กรณี 3) เพื่อประมาณค่า Buckling Capacity ที่ใกล้เคียงกับค่าที่คำนวณได้จากสมการออยเลอร์

ข.3.4 ทดลองวิเคราะห์เสาด้วยวิธีวิเคราะห์ที่ไม่เชิงเส้นด้วยโปรแกรม ETABS เปรียบเทียบกับ PERFORM-3D

งานวิจัยทดสอบเสาปลายยื่น (Cantilever column) ที่มีหน้าตัดแบนยาวสูง 3 เมตร มีขนาดหน้าตัด 1.0×0.2 m โมดูลัสยืดหยุ่นคอนกรีต $E_c = 23,000$ MPa ($f'_c = 24$ MPa) บริเวณปลายด้านล่างมีจุดรองรับแบบยึดแน่น (Fixed support) โดยจะจำลองโดยใช้ชิ้นส่วน line element มีแรงกระทำบริเวณปลายอิสระของเสาในแนวแกนเท่ากับ $2,000$ kN ($0.5P_{cr}$) และแรงดัดข้าง 200 kN (5% ของ P_{cr}) พิจารณาวิธีการวิเคราะห์ P-delta เปรียบเทียบการเคลื่อนที่ทางด้านข้างระหว่างโปรแกรม PERFORM-3D และ ETABS

เสาขนาดหน้าตัด 1.0×0.2 m มีขนาดพื้นที่หน้าตัดเท่ากับ 0.2 m² แสดงการคำนวณสติฟเนสและการเคลื่อนที่ได้ ดังสมการต่อไปนี้



Elastic force deformation relationship (flexural & shear deformation)

$$\begin{Bmatrix} F_i \\ M_i \\ F_j \\ M_j \end{Bmatrix} = \frac{EI}{L \left(\frac{L^2}{12} + \eta \right)} \begin{bmatrix} -\frac{L}{2} & -1 & -\frac{L}{2} \\ \left(\frac{L^2}{3} + \eta \right) & \frac{L}{2} & \left(\frac{L^2}{6} - \eta \right) \\ \text{sym} & 1 & \frac{L}{2} \\ \left(\frac{L^2}{3} + \eta \right) & & \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} v_i \\ \theta_i \\ v_j \\ \theta_j \end{Bmatrix} \quad \text{โดยที่ } \eta = \frac{EI}{A_v G} \text{ และ } A_v = \frac{5}{6} A$$

$$\begin{Bmatrix} F_j \\ M_j \end{Bmatrix} = \frac{EI}{L \left(\frac{L^2}{12} + \eta \right)} \begin{bmatrix} 1 & \frac{L}{2} \\ \frac{L}{2} & \left(\frac{L^2}{3} + \eta \right) \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} v_j \\ \theta_j \end{Bmatrix}$$

$$\therefore F_j = K_e = \frac{1}{\left(\frac{L^3}{3EI} \right) + \left(\frac{L}{GA_v} \right)} v_j$$

$$K_e = \frac{1}{\left(\frac{L^3}{3EI} \right) + \left(\frac{L}{GA_v} \right)} = \frac{1}{\left(\frac{3^3}{3(23 \times 10^9)(6.67 \times 10^{-4})} \right) + \left(\frac{3}{(9.583 \times 10^9)(0.167)} \right)}$$

$$= 1,651,040 \text{ N/m}$$

$$F = K_e \Delta \longrightarrow \Delta = \frac{F}{K_e} = \frac{200 \times 10^3}{1,651,040} = 0.1211 \text{ m}$$

Force deformation relationship (geometric stiffness)

$$\begin{Bmatrix} F_i \\ M_i \\ F_j \\ M_j \end{Bmatrix} = \frac{P}{30L} \begin{bmatrix} 36 & 3L & 36 & 3L \\ & 4L^2 & -3L & -L^2 \\ \text{sym} & & 36 & -3L \\ & & & 4L^2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} v_i \\ \theta_i \\ v_j \\ \theta_j \end{Bmatrix}$$

$$\begin{Bmatrix} F_j \\ M_j \end{Bmatrix} = \frac{P}{30L} \begin{bmatrix} 36 & -3L \\ -3L & 4L^2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} v_j \\ \theta_j \end{Bmatrix}$$

$$\therefore F_j = K_g = \left(\frac{9}{8} \right) \left(\frac{-P}{L} \right) = \left(\frac{9}{8} \right) \left(\frac{-2000 \times 10^3}{3} \right) = -750,000 \text{ N/m}$$

$$F = (K_e + K_g) \Delta \longrightarrow \Delta = \frac{F}{(K_e + K_g)} = \frac{200 \times 10^3}{(1,651,040 - 750,000)} = 0.221 \text{ m}$$

การวิเคราะห์ nonlinear static แบบคิด P-delta effect ในโปรแกรม PERFORM-3D

สามารถทำได้ 2 กรณีคือ

1) Gravity Case

- กำหนดแรงแนวตั้ง (P=2000 kN) และแรงต้านข้าง (L=200 kN) ใน Nodal load
- ใช้วิธีวิเคราะห์ nonlinear analysis
- Lateral displacement = 0.189585 m (ETABS = 0.224 m, Hand calculation = 0.221 m)

LOAD CASES

Load Case Type: Gravity

Status: Saved

Load Case Name: Nonlinear-PDelta

Analysis Method:

Linear (usual option)
Load applied in one step. Stops if there is a nonlinear event.

Nonlinear.
See control information in box to right.

Control Information for Nonlinear Analysis:

No. of Load Steps: 20

Max. Events in Any Step: 500

Initial Step to First Event? Yes No

Limit State to Stop Analysis. Type: Default

Name: Deformation beyond X point for any component

Gravity Load Patterns for this Load Case

LOAD PATTERN TO BE ADDED OR CHANGED

Load Type: Nodal Element Self Weight

Pattern Name: P2000+L200

Scale Factor:

Add Insert Replace Delete

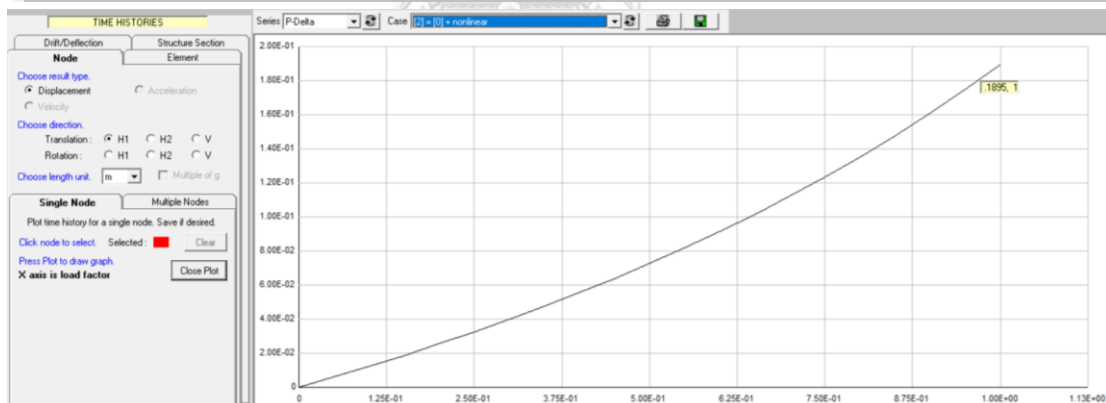
LOAD PATTERN LIST

Click to highlight for Insert, Replace or Delete.

No.	Type	Name	Factor
1	Node	P2000+L200	1

A Gravity load case be any combination of nodal, element and self weight load patterns, up to a maximum of 20 patterns.

No.	Load Type	[Preceding Analysis No.] + Load Case Name	Status
1	Gravity	[0] + Linear-PDelta	All load applied
2	Gravity	[0] + Nonlinear-PDelta	All load applied
3	Gravity	[0] + P2000	All load applied
4	Push-over	[3] + L200	All load applied



รูปที่ ข.6 การวิเคราะห์ด้วย gravity case ในโปรแกรม PERFORM-3D

2) Gravity & Static Push-Over Case

- กำหนดแรงแนวตั้ง (P=2000 kN) กรณี Gravity case
- กำหนดแรงด้านข้าง (L=200 kN) สำหรับ Static Pushover case
- ใช้วิธีวิเคราะห์ nonlinear analysis

LOAD CASES

Load Case Type: Gravity

Status: Saved

Load Case Name: P2000

Analysis Method:

- Linear (usual option)
Load applied in one step. Stops if there is a nonlinear event.
- Nonlinear.
See control information in box to right.

Control Information for Nonlinear Analysis:

- No. of Load Steps: 10
- Max. Events in any Step: 200
- Initial Step to First Event? Yes No
- Limit State to Stop Analysis. Type: Default
- Name: Deformation beyond X point for any component

Gravity Load Patterns for this Load Case

LOAD PATTERN TO BE ADDED OR CHANGED

Load Type: Nodal Element Self Weight

Pattern Name: P2000

Scale Factor:

Add Insert Replace Delete

A Gravity load case be any combination of nodal, element and self weight load patterns, up to a maximum of 20 patterns.

LOAD PATTERN LIST

Click to highlight for Insert, Replace or Delete.

No.	Type	Name	Factor
1	Node	P2000	1

LOAD CASES

Load Case Type: Static Push-Over

Status: Saved

Load Case Name: L200

Analysis Method:

- Nonlinear (usual option)
See control information to right.
- Linear (currently not allowed)

Control Information for Nonlinear Analysis:

- No. of Load Steps: 50
- Max. Events in any Step: 200
- Initial Step to First Event? Yes No
- Limit State to Stop Analysis. Type: Default
- Name: Deformation beyond X point for any component
- Reference Drift: Drift
- Maximum Allowable Drift (see Controlled Drifts): 0.1

The reference drift is usually the roof drift relative to the base. It is used as the main deformation measure for plotting push-over analysis results.

Nodal Load Patterns **Controlled Drifts**

LOAD PATTERN LIST (MAX. 20) Click to highlight for Insert/Replace/Delete.

No.	Type	Name	Factor
1	Node	L200	1

LOAD PATTERN TO BE ADDED OR CHANGED

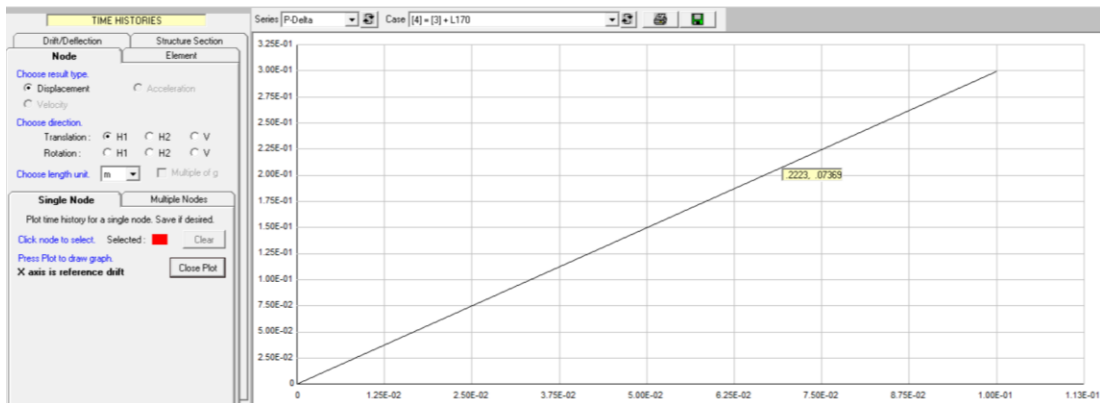
Name: P2000+L170

Scale Factor:

The sign of the scale factor defines the load direction, and hence the push-over direction.

Add Insert Replace Delete

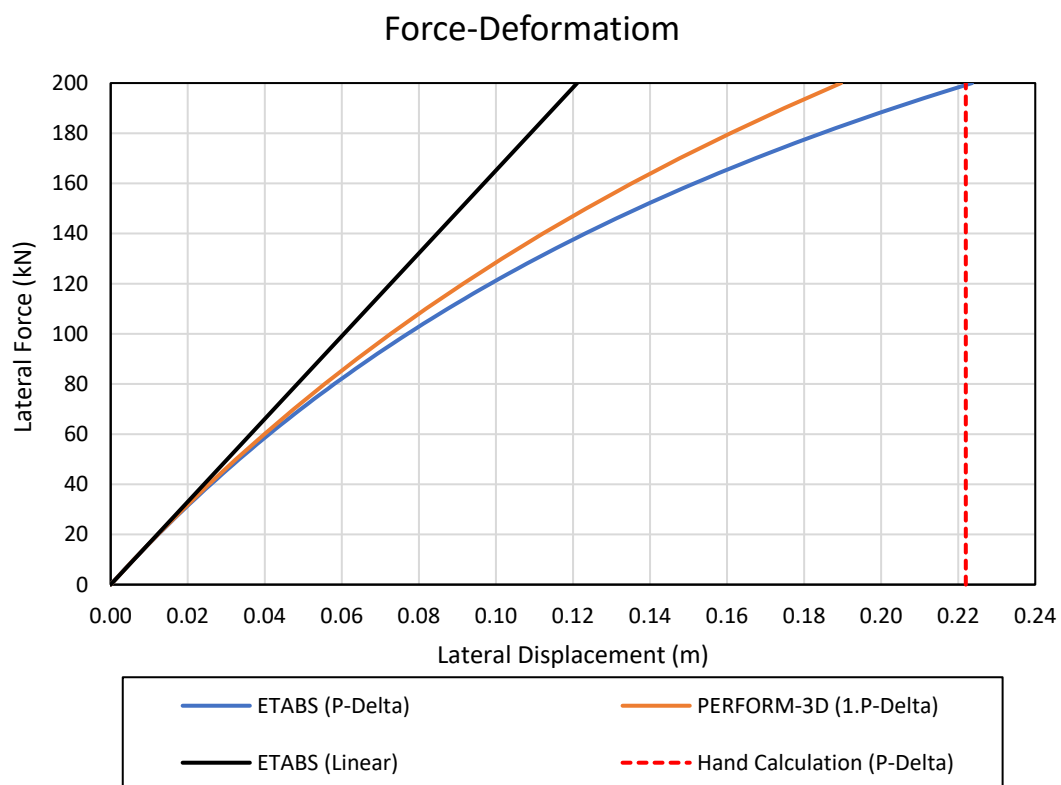
No.	Load Type	[Preceding Analysis No.] + Load Case Name	Status
1	Gravity	[0] + Linear-PDelta	All load applied
2	Gravity	[0] + Nonlinear-PDelta	All load applied
3	Gravity	[0] + P2000	All load applied
4	Push-over	[3] + L200	All load applied



รูปที่ ข.7 การวิเคราะห์ด้วย Gravity & Static Push-Over Case ในโปรแกรม PERFORM-3D

จากกรณี Static Pushover Case จะเป็นการวิเคราะห์แบบ Nonlinear Load Pattern ด้วยการควบคุมแรงกระทำ (Force control) โดยเสาจะถูกผลักให้เคลื่อนที่ด้วยการค่อยๆเพิ่มแรงกระทำและคำนวณการเคลื่อนตัวซึ่งเพิ่มขึ้นตามมา อย่างไรก็ตามโปรแกรม PERFORM-3D จะทำการวิเคราะห์ต่อไปจนถึงค่าอัตราส่วนการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ที่ยอมให้ (maximum allowable drift ratio) ที่ 0.1 ซึ่งคำนวณการเคลื่อนที่ได้ออกเท่ากับ 0.302 m เพื่อหาการเคลื่อนตัวทางด้านข้างเหมือนกรณี Gravity case อัตราส่วนการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ควรอยู่ที่ประมาณ $0.221/(L=3m) = 0.0736$

สังเกตได้ว่าการวิเคราะห์การผลักด้วยการควบคุมแรงกระทำจะไม่ทำงานสำหรับกรณี Static Pushover แต่โปรแกรม Perform-3D สามารถพิจารณาผลจาก P-delta effect ได้ ดังนั้นสำหรับการตรวจสอบนี้จึงใช้ผลจากการวิเคราะห์ในกรณี Gravity case เปรียบเทียบผลจากโปรแกรม ETABS ผลการเปรียบเทียบค่าการเคลื่อนตัวทางด้านข้างจากโปรแกรม ETABS, PERFORM-3D (Gravity case) และการคำนวณจากสมการ แสดงดังรูปที่ ข.8 พบว่า ค่าที่ได้จากโปรแกรม ETABS มีค่าใกล้เคียงกับสมการคำนวณการเคลื่อนตัวมากกว่าค่าที่ได้จากโปรแกรม PERFORM-3D



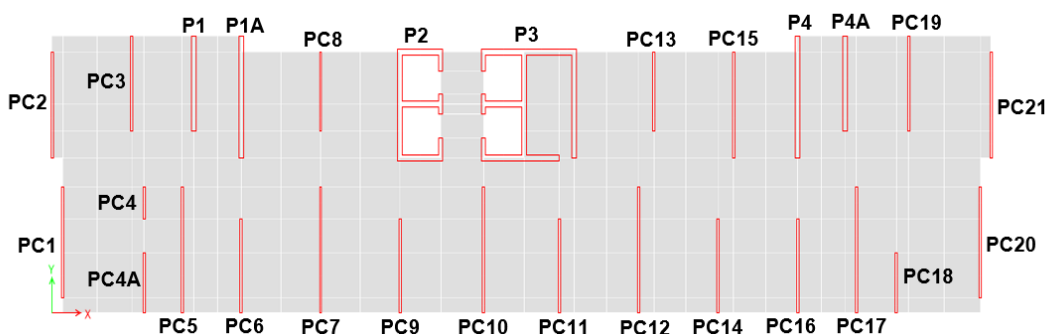
รูปที่ ข.8 ผลการเปรียบเทียบค่าการเคลื่อนตัวทางด้านข้างจากโปรแกรม ETABS , PERFORM-3D (Gravity case) และการคำนวณจากสมการ

ภาคผนวก ค

แรงเฉือนและโมเมนต์ตัดจากวิธีวิเคราะห์แบบเชิงเส้นและไม่เชิงเส้น

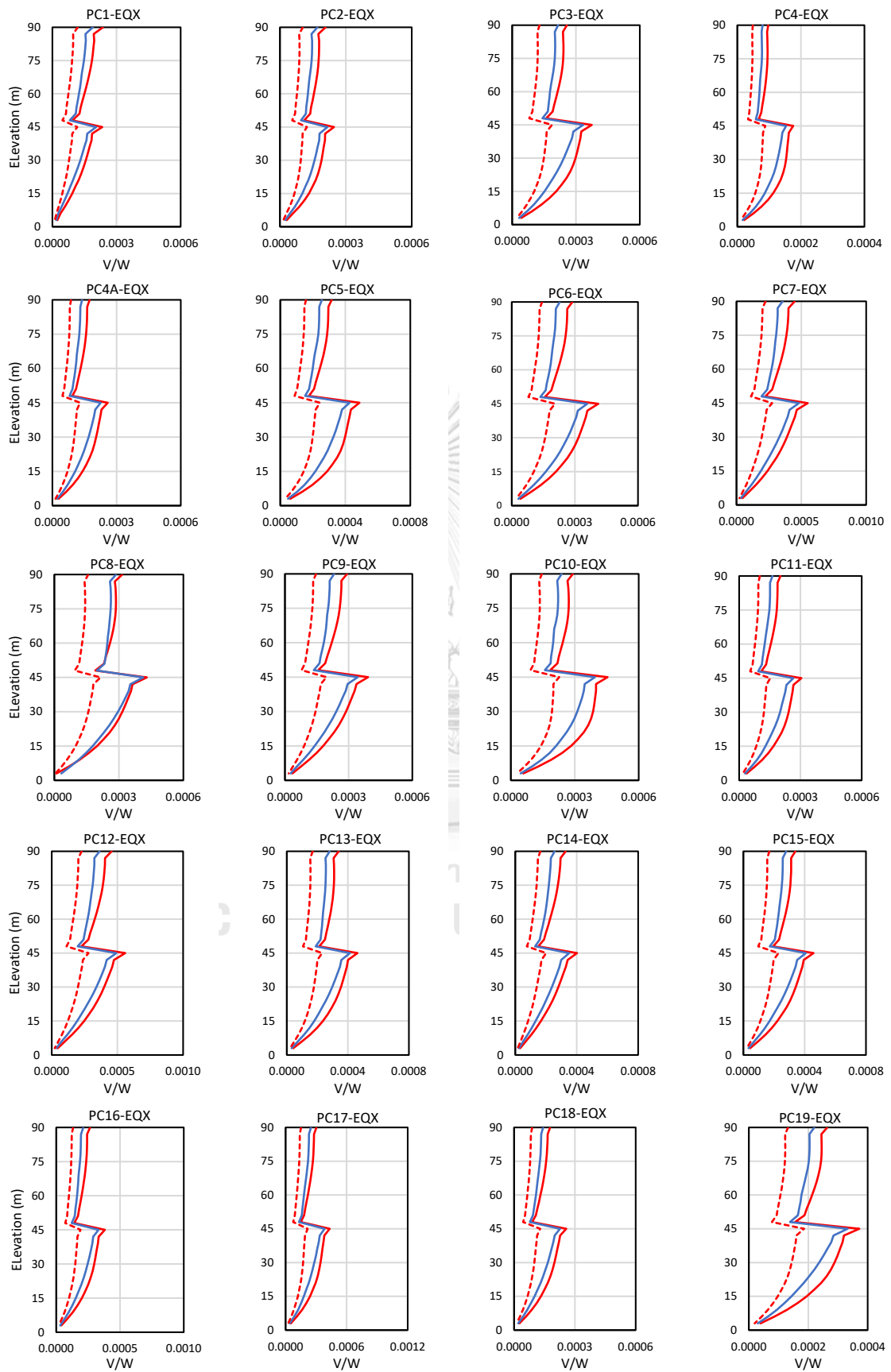
ค.1 วิธีวิเคราะห์แบบเชิงเส้น

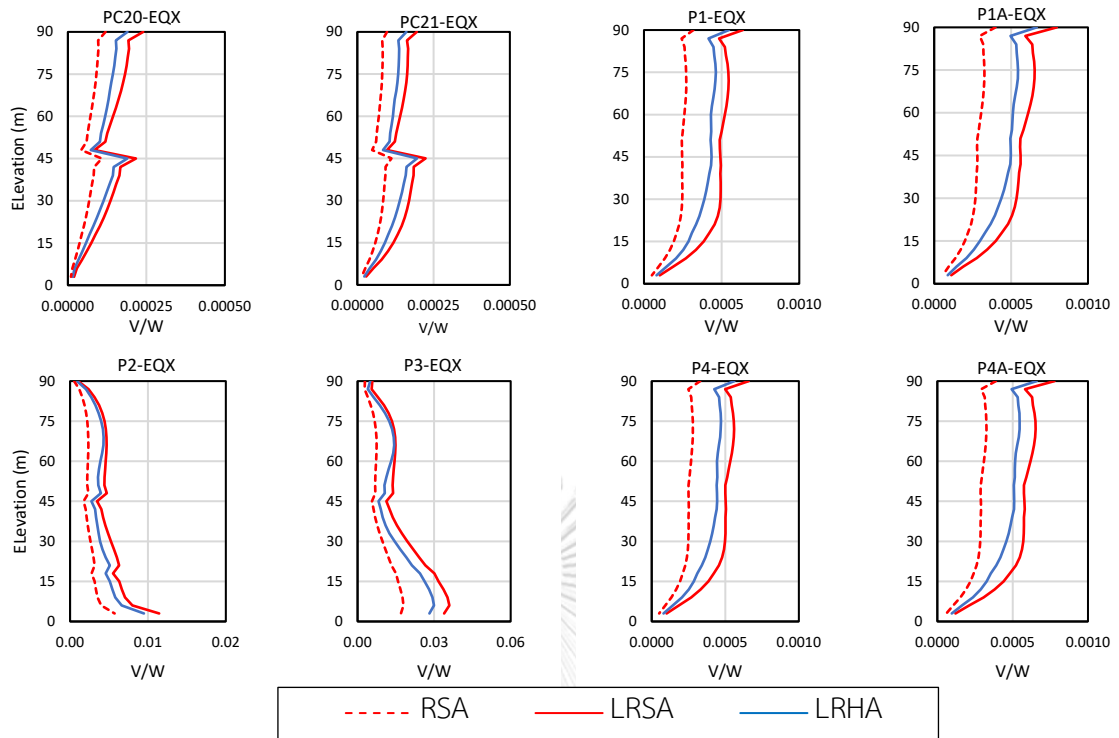
เมื่อพิจารณาค่าแรงเฉือนและโมเมนต์ตัดในองค์อาคารแนวดิ่งได้แก่กำแพงโครงสร้างรับแรงเฉือน ซึ่งคำนวณได้จากวิธี RSA วิธี LRSA วิธี LRHA ของอาคาร B1_S ในพื้นที่กรุงเทพฯ จะแสดงได้ดังรูปที่ ค.2 และ ค.3 การกำหนดชื่อขององค์อาคารกำแพงโครงสร้างแสดงดังรูปที่ ค.1



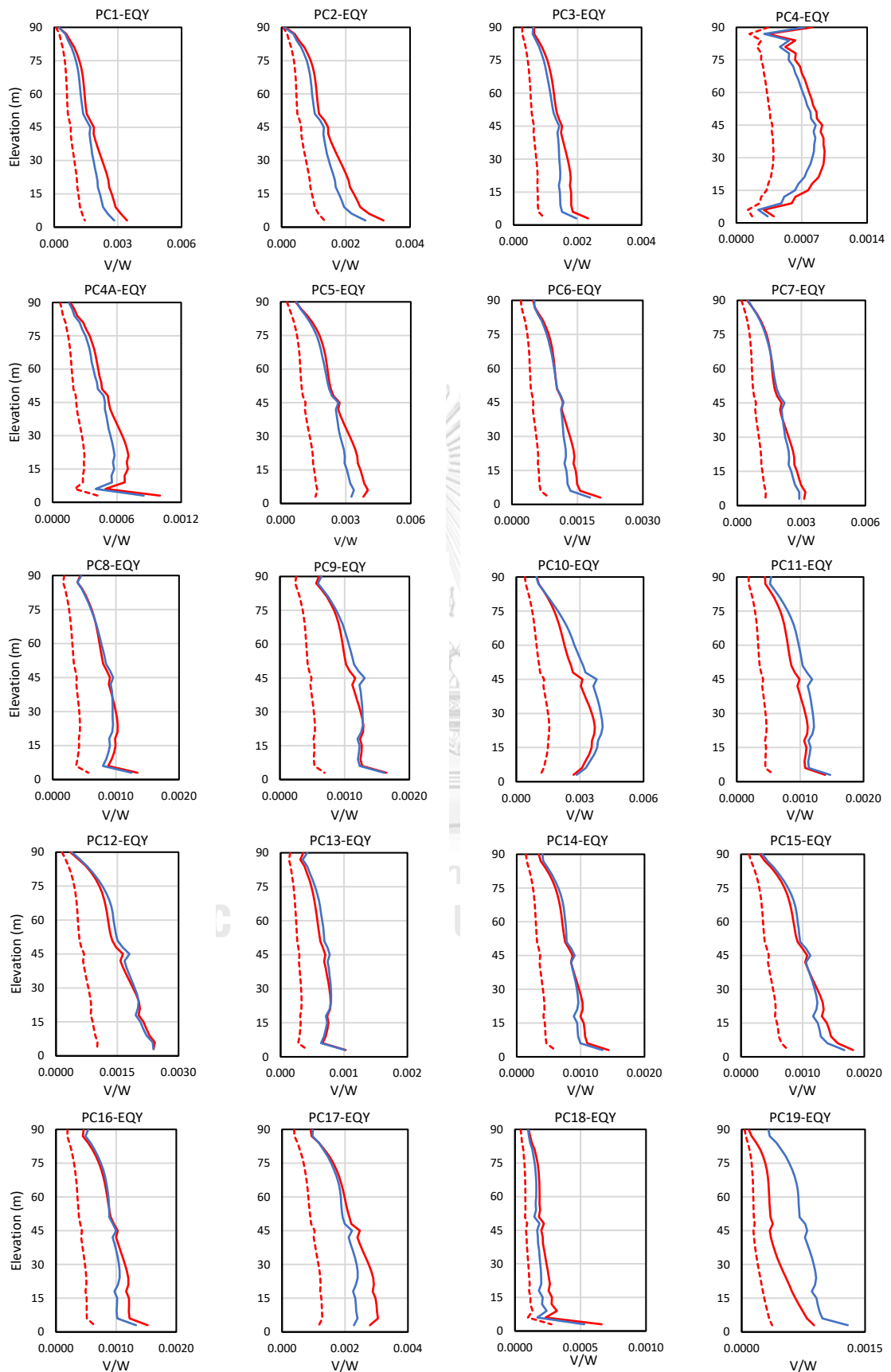
รูปที่ ค.1 การกำหนดชื่อของกำแพงอาคาร B1_S

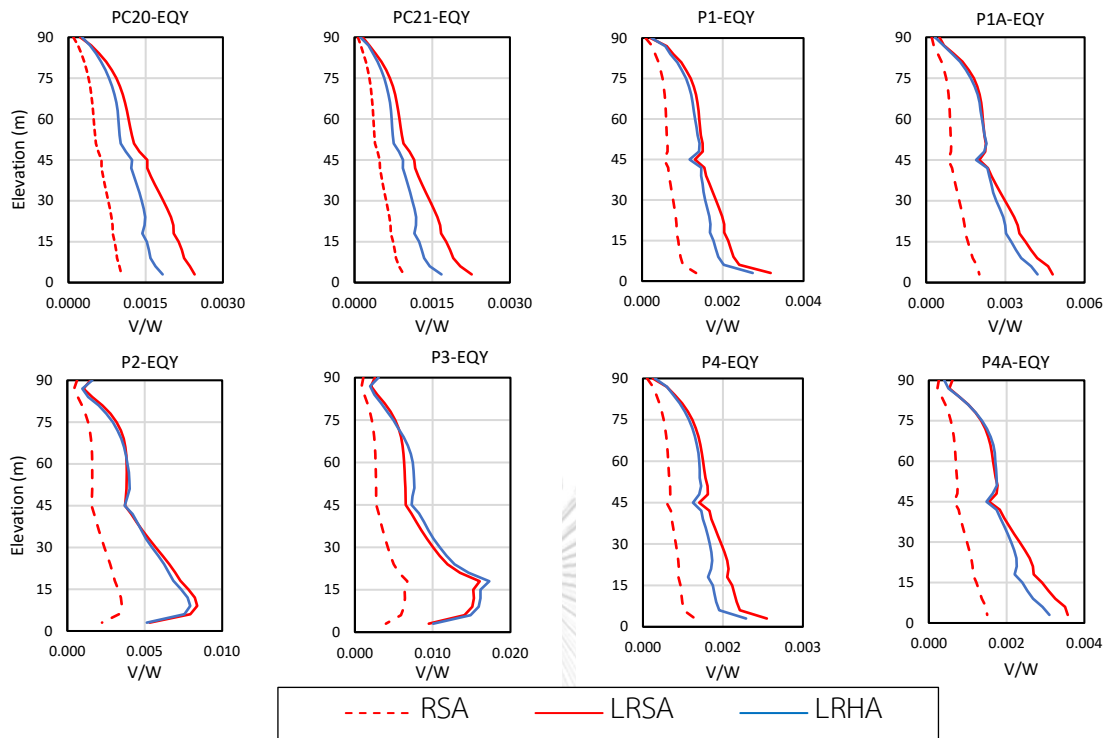






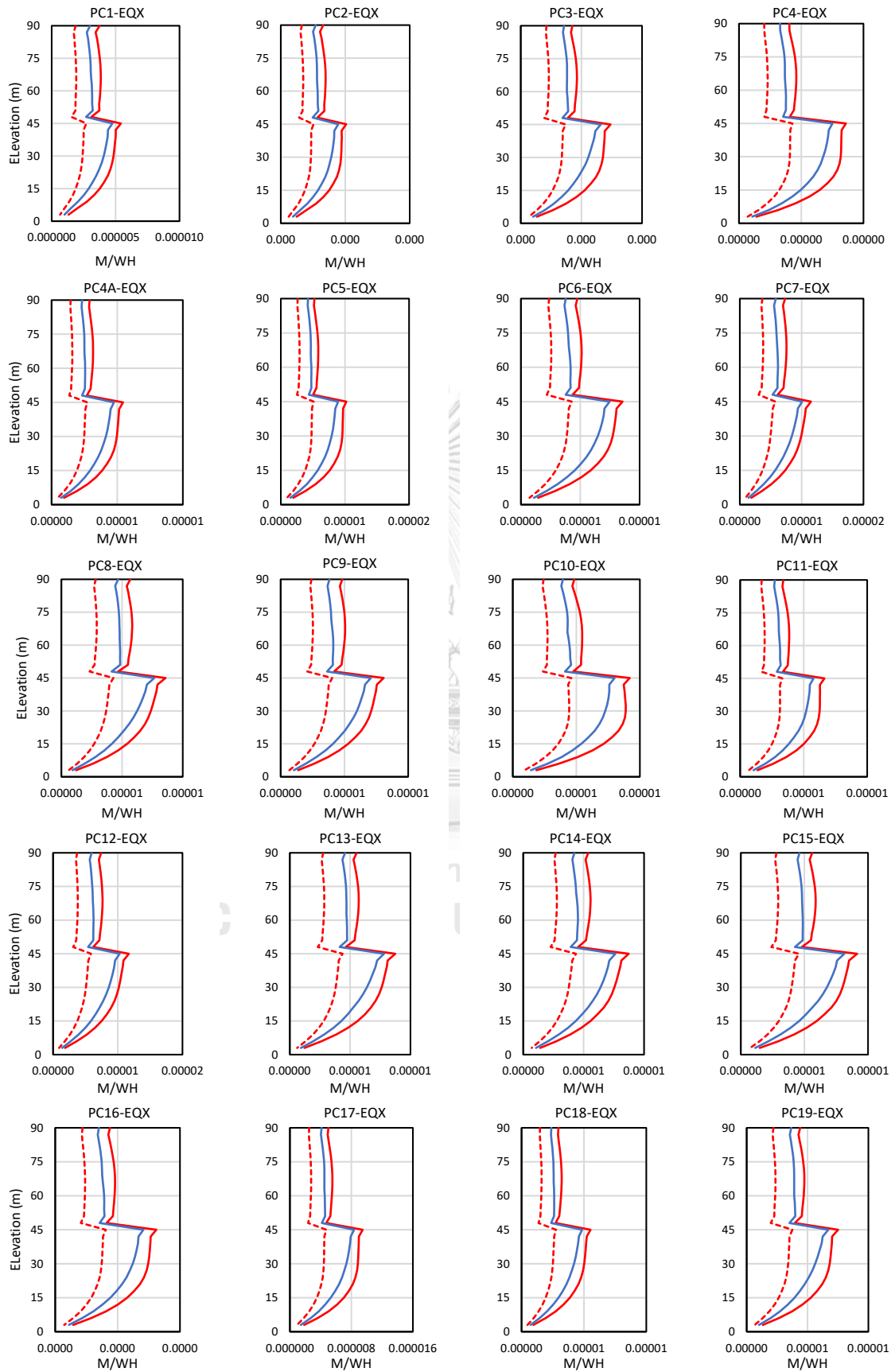
(a) Wall shear forces due to EQX

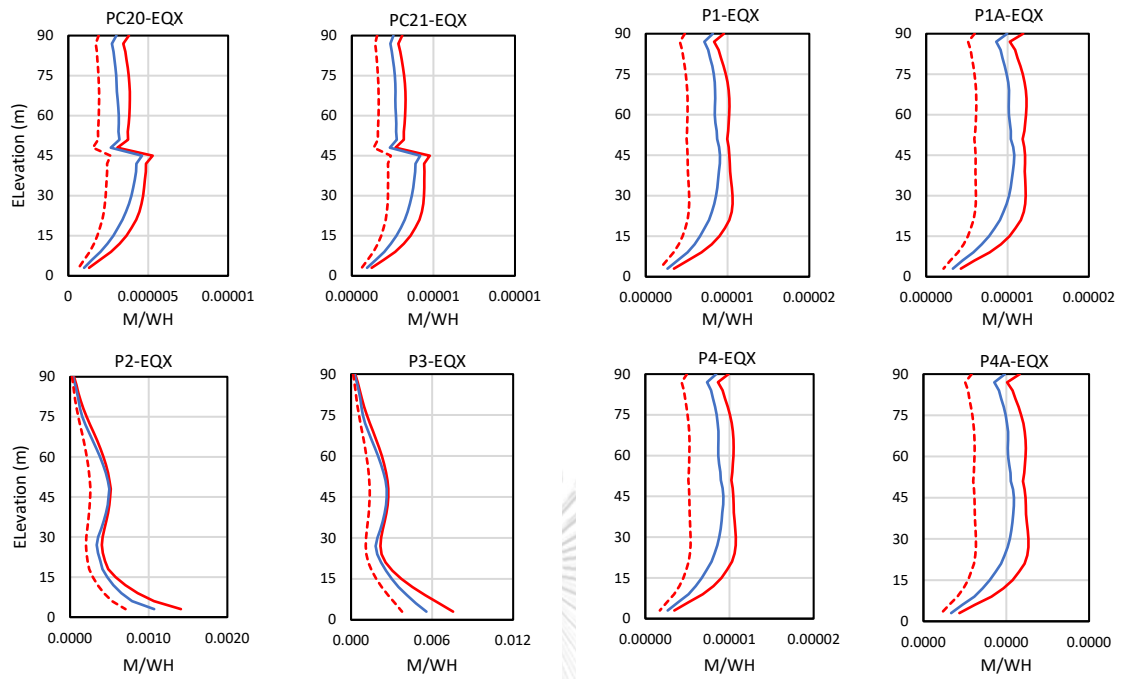




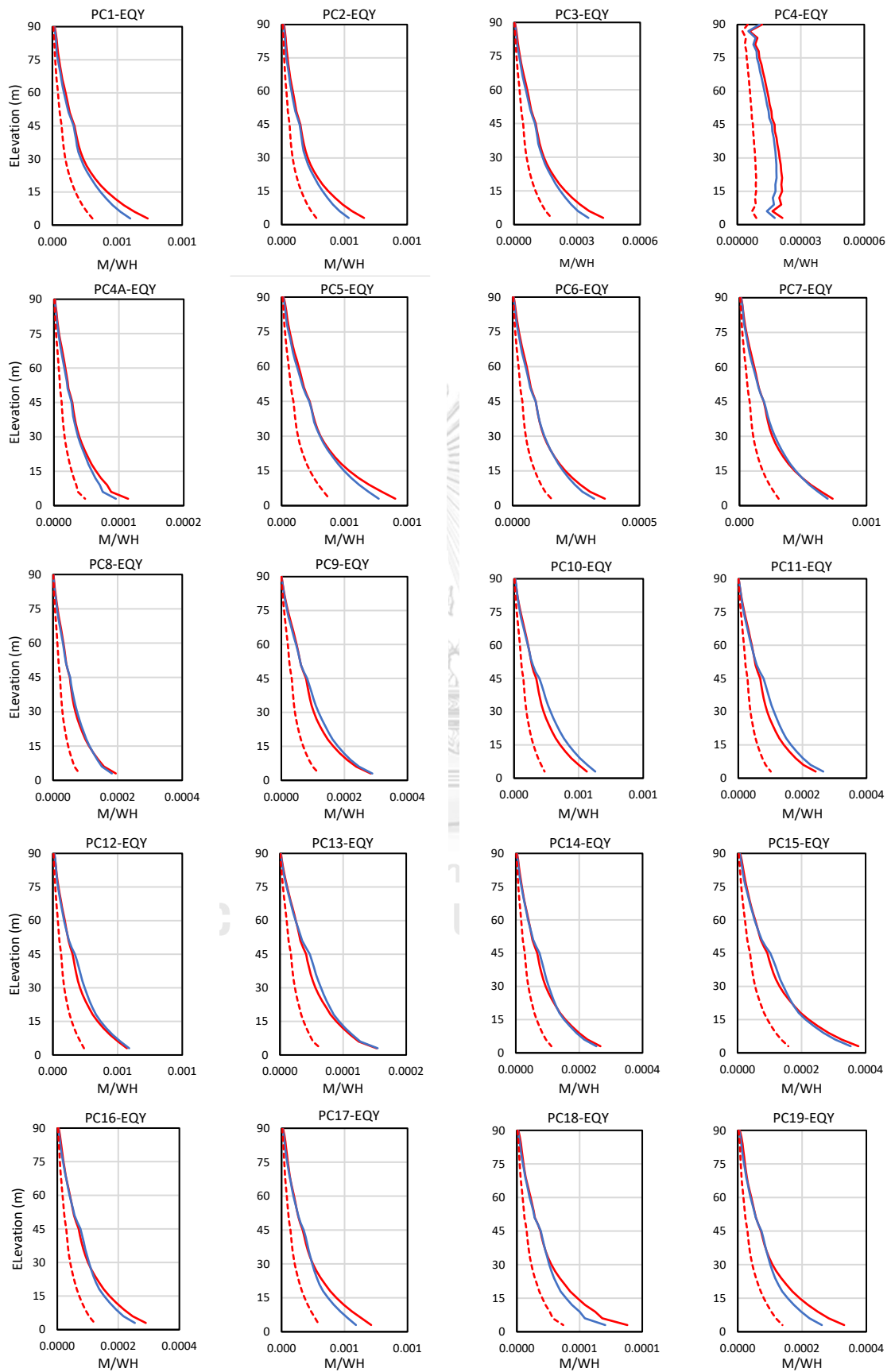
(b) Wall shear forces due to EQY

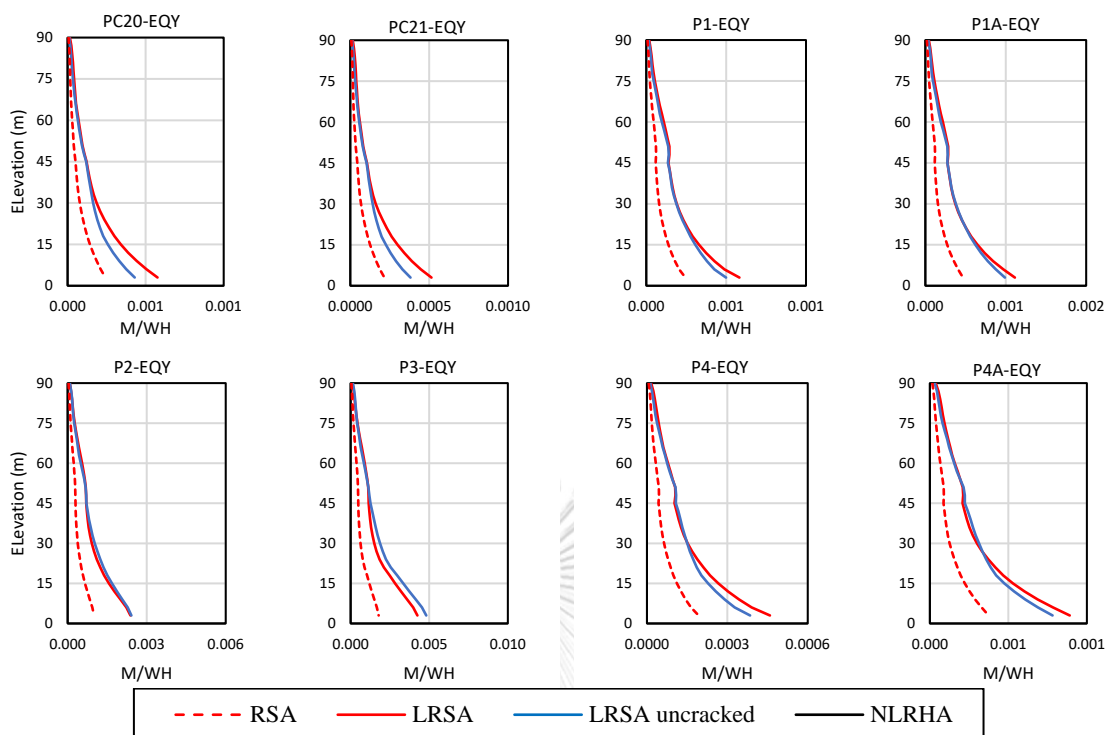
รูปที่ ค.2 แรงเฉือนในกำแพงเนื่องมาจากแผ่นดินไหวทิศทาง X และ Y





(b) Wall bending moment due to EQX





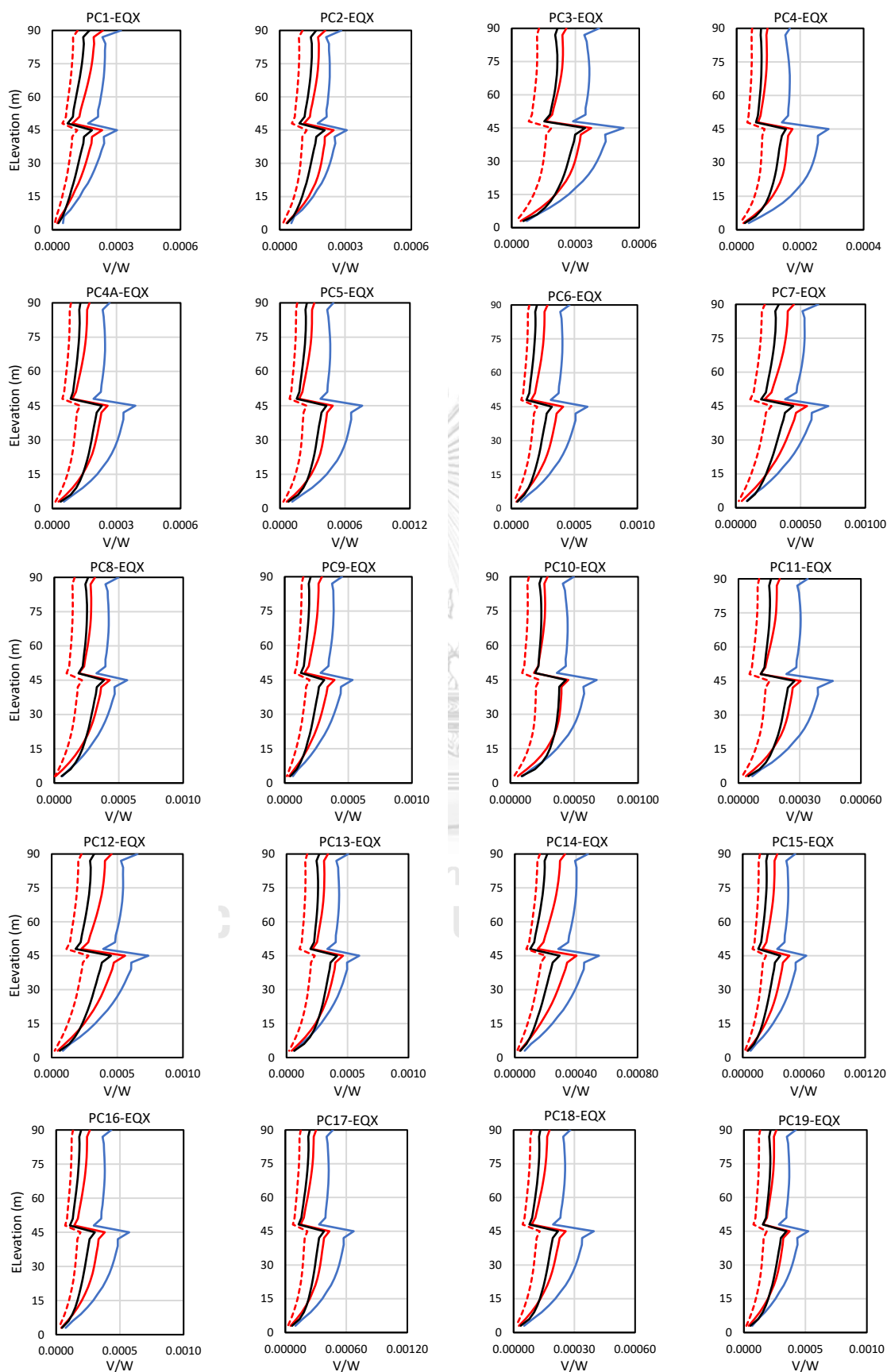
(b) Wall bending moment due to EQY

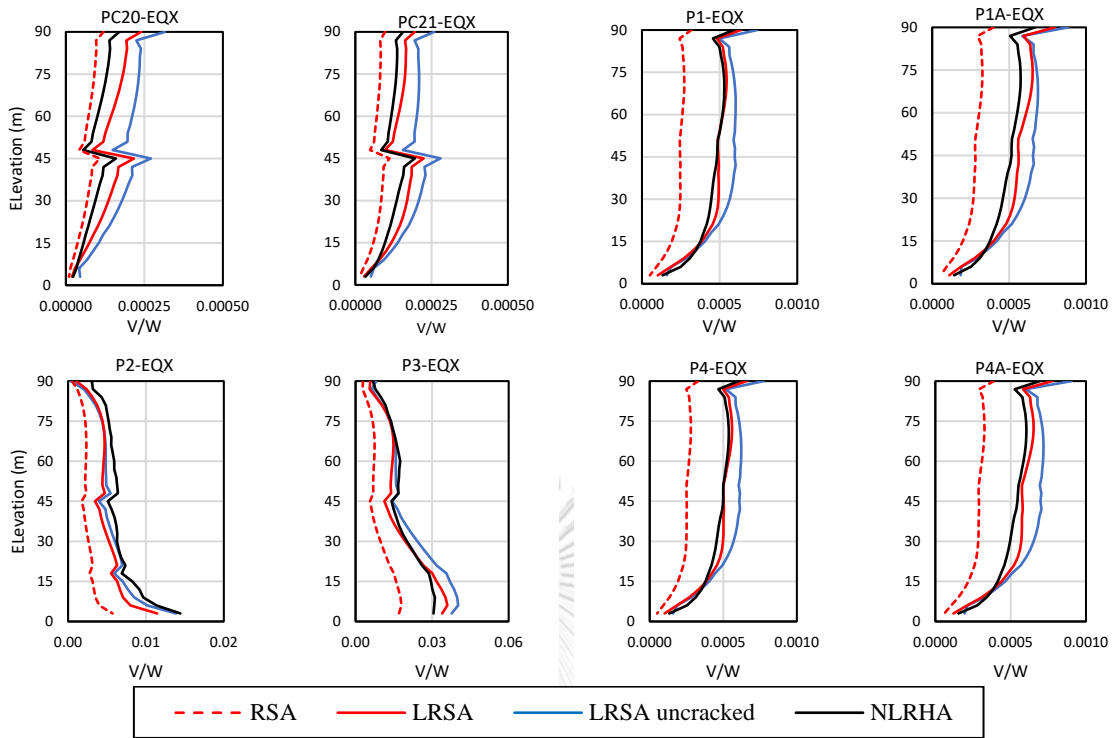
รูปที่ ค.3 โมเมนต์ดัดในกำแพงคอนกรีตเสริมเหล็กภายใต้แผ่นดินไหวทิศทาง X และ Y

ค.2 วิธีวิเคราะห์แบบไม่เชิงเส้น

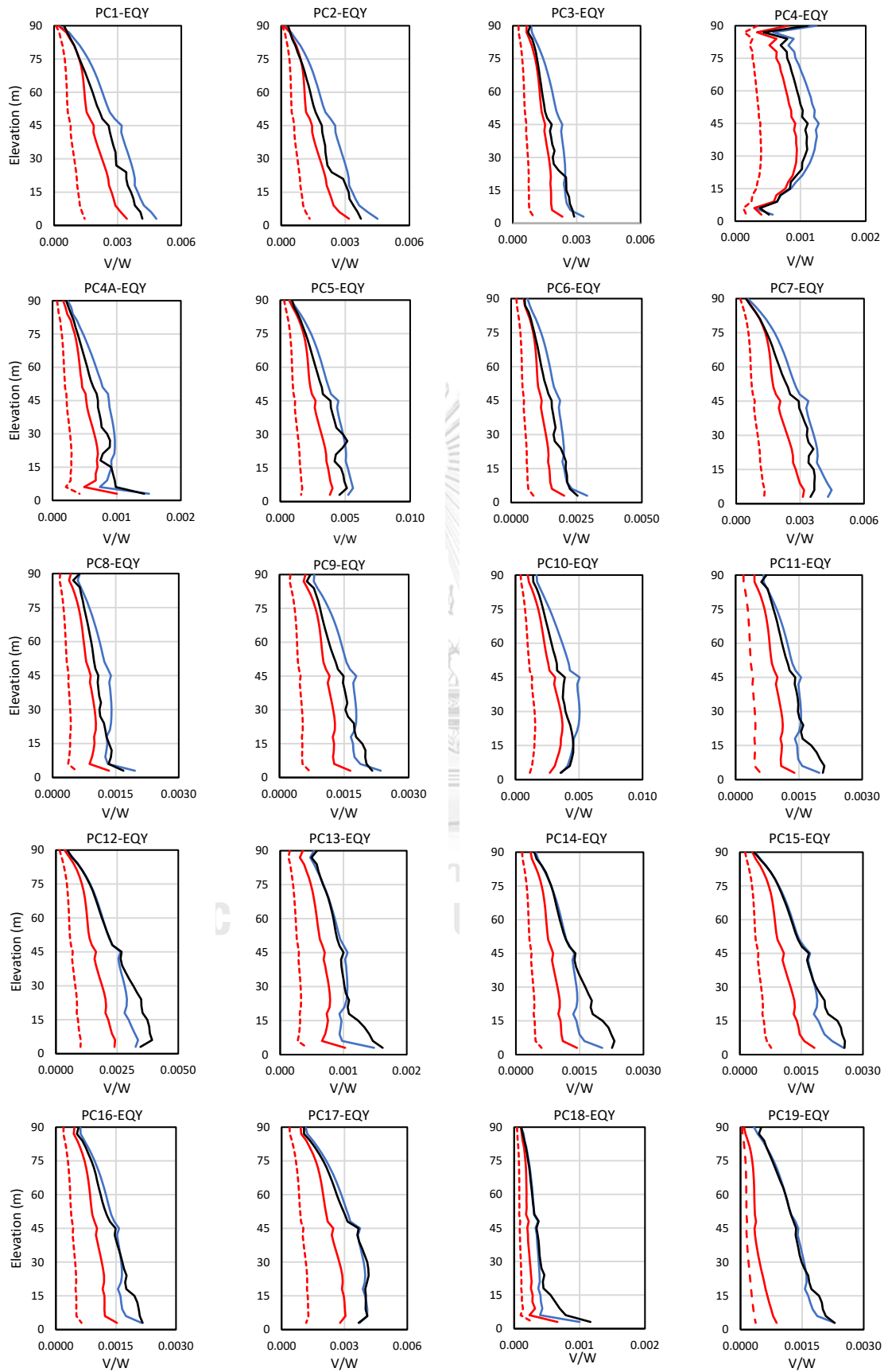
เมื่อพิจารณาค่าแรงเฉือนและโมเมนต์ดัดในองค์อาคารแนวตั้งได้แก่กำแพงโครงสร้างรับแรงเฉือน คำนวณได้จากวิธี LRSA_{uncracked}, LRSA, RSA และ NLRHA ของอาคาร B1_S ในพื้นที่กรุงเทพฯ จะแสดงได้ดังรูปที่ ค.4 และ ค.5

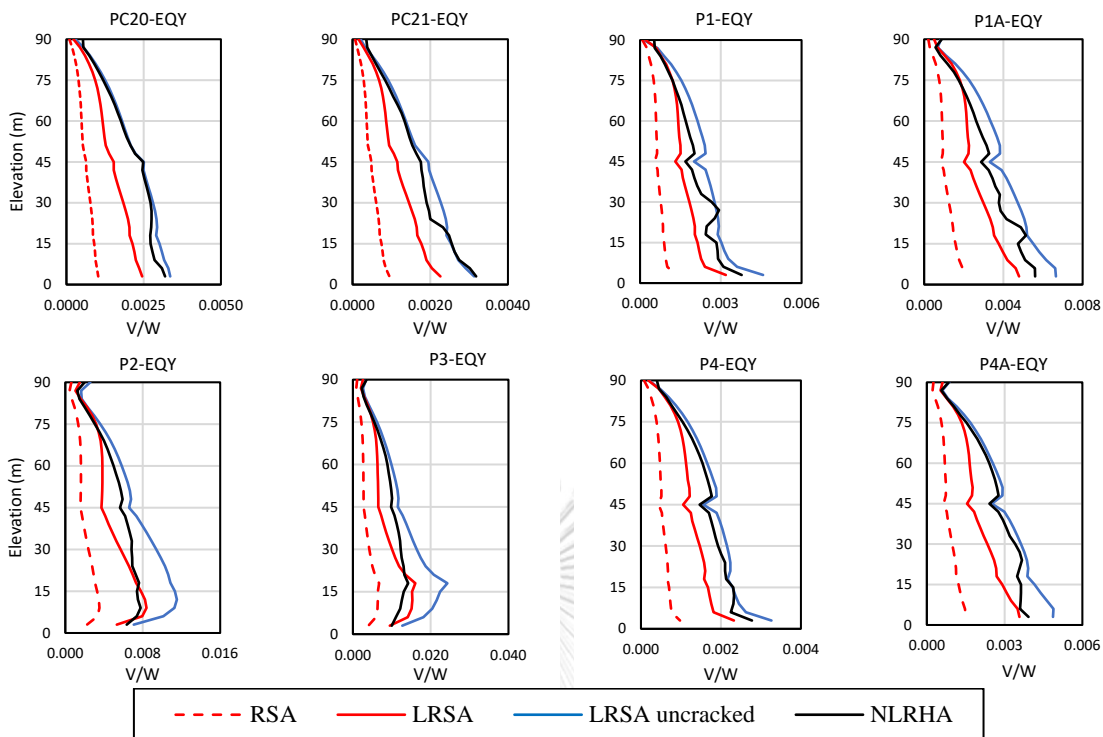
เมื่อพิจารณาค่าแรงเฉือนและโมเมนต์ในกำแพงเมื่อแผ่นดินไหวกระทำในทิศทาง X พบว่าในกำแพงเดี่ยว (PC1-PC21) ค่าแรงเฉือนและโมเมนต์ดัดในกำแพงมีค่าน้อยมากเมื่อเทียบกับค่าแรงเฉือนและโมเมนต์ในปล่องกำแพงรับแรงเฉือนบริเวณกึ่งกลางของอาคาร P2 และ P3 เนื่องมาจากกำแพงเดี่ยวในด้านแกนอ่อนเป็นการต้านทานแรงกระทำที่ตั้งฉากกับระนาบของกำแพงส่งผลให้ค่าประมาณแรงที่ต้องต้านทานได้มีค่าน้อยมาก ขณะที่ปล่องกำแพงรับแรงเฉือนบริเวณกึ่งกลางอาคารจะรับแรงที่ต้องต้านทานเป็นหลัก แต่เมื่อเปรียบเทียบค่าแรงเฉือนและโมเมนต์ในกำแพงเมื่อแผ่นดินไหวกระทำในทิศทาง Y จะพบว่ากำแพงเดี่ยวและปล่องกำแพงรับแรงเฉือนมีส่วนในการรับแรงที่ต้านทานร่วมกัน





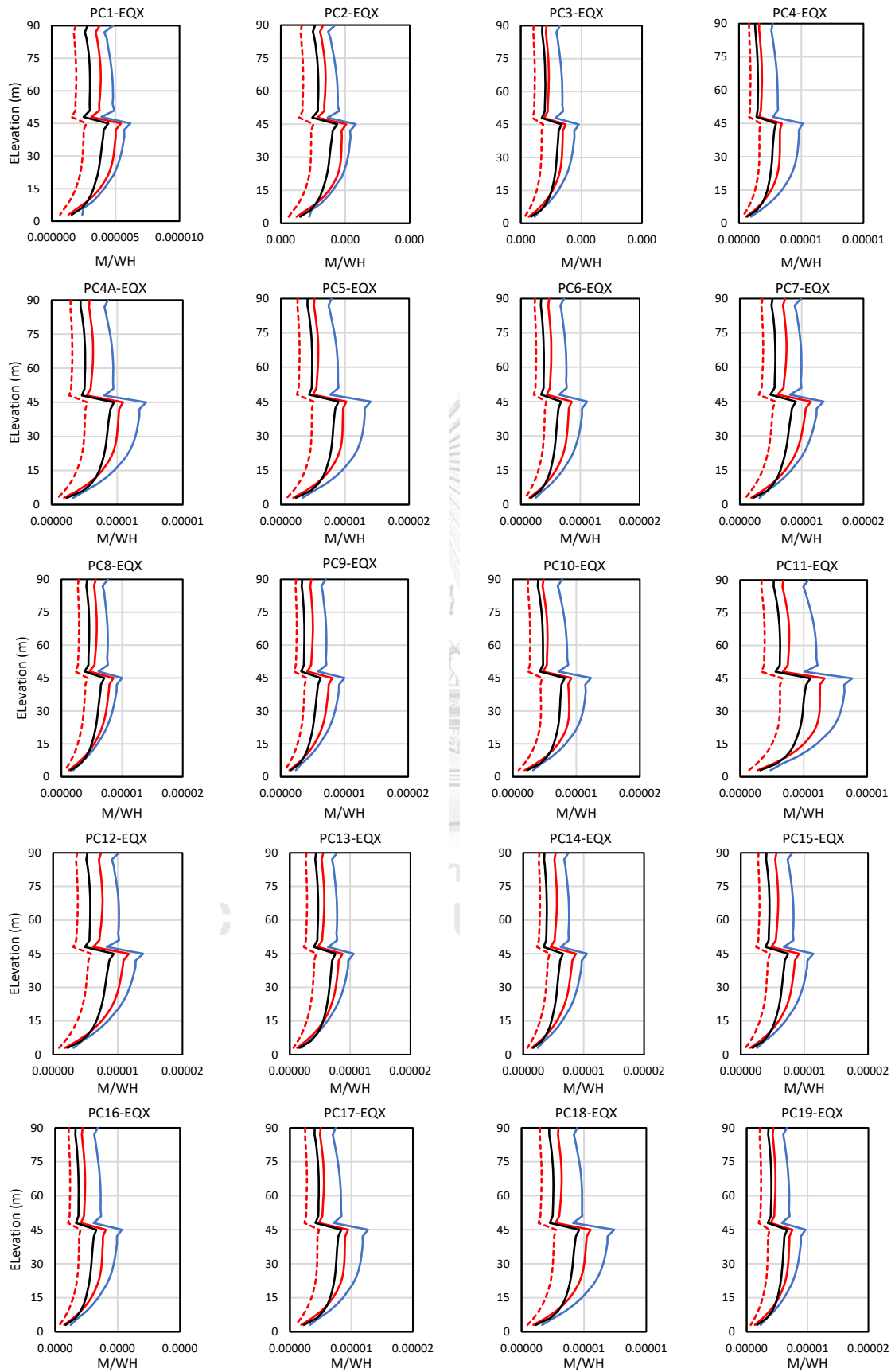
(a) Wall shear forces due to EQX

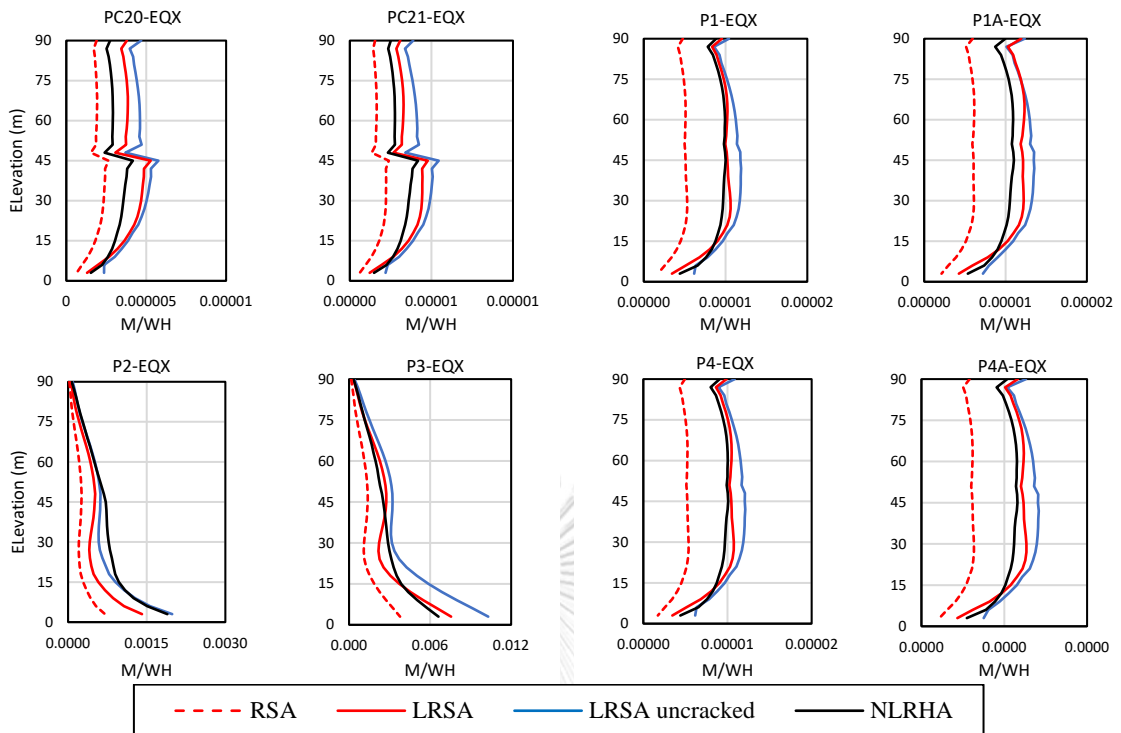




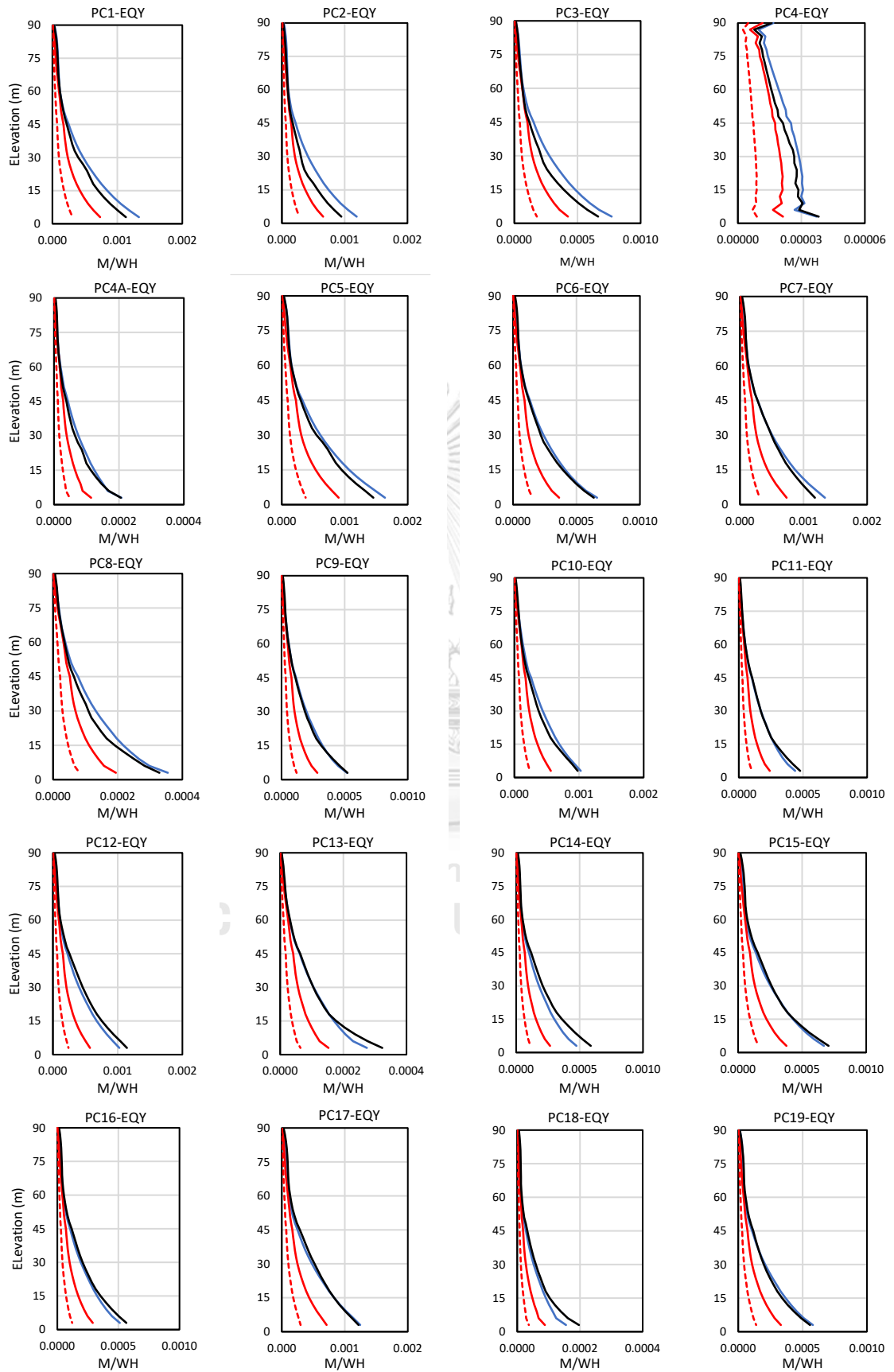
(b) Wall shear forces due to EQY

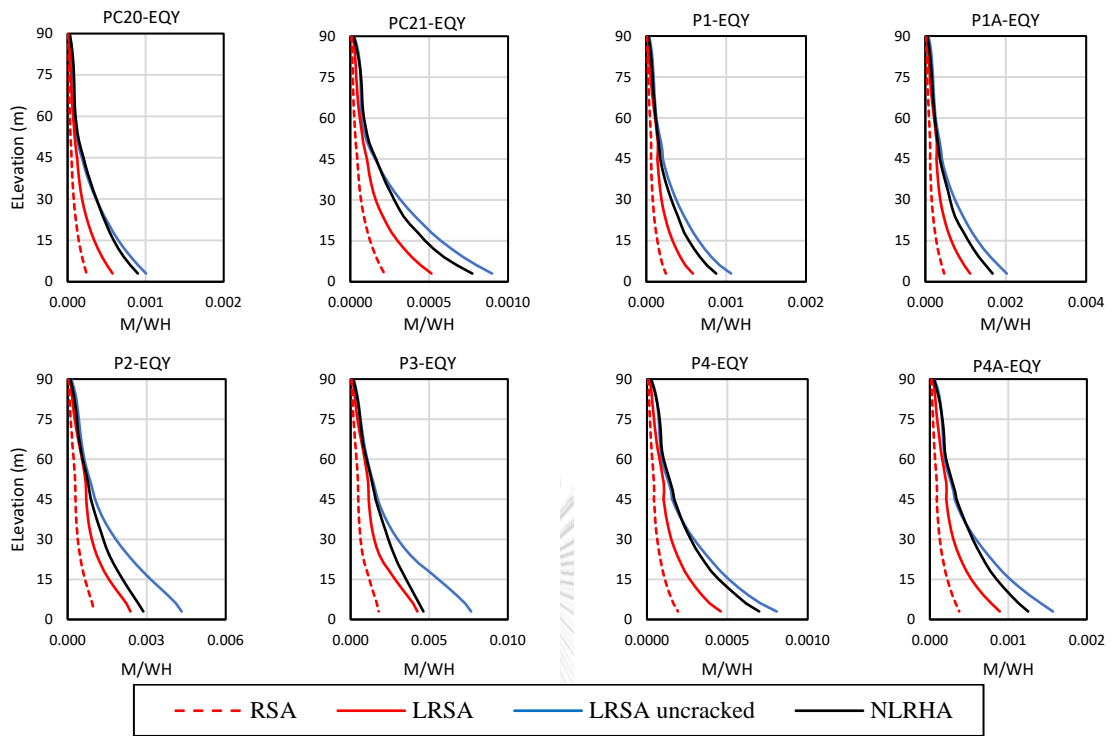
รูปที่ ค.4 แรงเฉือนในแต่ละชั้นและกำแพงคอนกรีตเสริมเหล็กภายใต้แผ่นดินไหวทิศทาง X และ Y





(a) Wall bending moment due to EQX





(b) Wall bending moment due to EQY

รูปที่ ค.5 โมเมนต์ดัดในกำแพงคอนกรีตเสริมเหล็กภายใต้แผ่นดินไหวทิศทาง X และ Y

ภาคผนวก ง

การศึกษาเปรียบเทียบการใช้ค่าสเปกตรัมการตอบสนองในช่วงคาบเกิน 6 วินาที

การวิเคราะห์เสถียรภาพของอาคารโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กด้วยวิธีเชิงพลศาสตร์ (Modal Response Spectrum Analysis, RSA) จำเป็นต้องตรวจสอบค่าการเคลื่อนที่ที่ยืดของอาคารและการเคลื่อนตัวสัมพันธ์ระหว่างชั้น โดยผลการวิเคราะห์ด้วยวิธี RSA จะใช้สเปกตรัมความเร่งจาก uniform hazard spectrum (UHS) ในการคำนวณการตอบสนอง

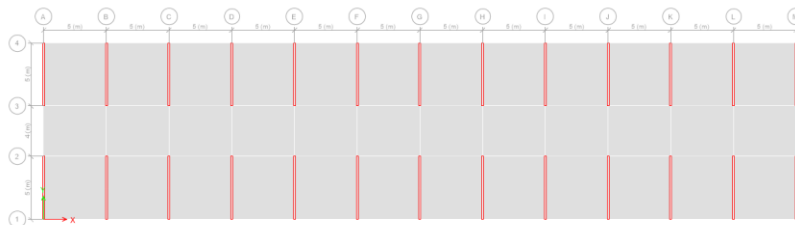
สำหรับกรณีอาคารที่ใช้ในการวิเคราะห์ มีความสูงเกิน 60 m จึงต้องใช้สเปกตรัมสำหรับการออกแบบด้วยอัตราหน่วง 2.5% โดย มผย.1301/1302-61 ได้กำหนดค่าความเร่งสเปกตรัมสำหรับการออกแบบ ด้วยวิธีพลศาสตร์ของพื้นที่ในแอ่งกรุงเทพฯ (อัตราความหน่วง 2.5%) ดังตารางต่อไปนี้

ตารางที่ ง.1 ค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมสำหรับการออกแบบด้วยวิธีพลศาสตร์สำหรับพื้นที่ในโซนต่าง ๆ (อัตราส่วนความหน่วง 2.5%) ของพื้นที่ในแอ่งกรุงเทพฯ

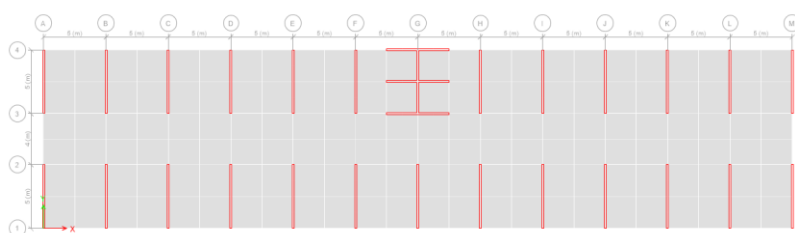
โซน	S_a (0.01s)	S_{DS} (0.2 s)	S_a (0.5 s)	S_{D1} (1.0s)	S_a (2.0 s)	S_a (3.0 s)	S_a (4.0 s)	S_a (5.0 s)	S_a (6.0 s)
1	0.208	0.654	0.451	0.233	0.110	0.053	0.042	0.031	0.029
2	0.136	0.318	0.439	0.249	0.196	0.108	0.058	0.038	0.030
3	0.111	0.266	0.320	0.353	0.217	0.109	0.064	0.044	0.034
4	0.102	0.260	0.330	0.264	0.218	0.100	0.039	0.029	0.027
5	0.075	0.148	0.220	0.250	0.223	0.126	0.067	0.047	0.038
6	0.099	0.226	0.340	0.198	0.207	0.093	0.053	0.040	0.035
7	0.093	0.200	0.291	0.231	0.177	0.103	0.064	0.046	0.040
8	0.085	0.236	0.210	0.097	0.055	0.033	0.018	0.012	0.011
9	0.080	0.205	0.269	0.194	0.144	0.061	0.026	0.017	0.013
10	0.115	0.383	0.225	0.059	0.047	0.031	0.017	0.012	0.010

จากตารางที่ ง.1 พบว่าคาบการสั่นของค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมที่แสดงในมาตรฐาน มผย.1301/1302-61 มีค่าคาบการสั่นมากที่สุดเท่ากับ 6 วินาที แต่ในอาคารบางประเภทเมื่อทำการวิเคราะห์ด้วยวิธี modal analysis จะพบระบบโครงสร้างที่มี high period หรือ มีความอ่อนตัวสูงๆ กล่าวคือ ค่าคาบการสั่นธรรมชาติของอาคารมีค่าเกิน 6 วินาที ดังนั้นเพื่อตรวจสอบการใช้ค่าสเปกตรัมการตอบสนองจึงทดลองตรวจสอบอาคาร 2 กรณีที่มีคาบการสั่นสูง คือ 1. อาคารสูง 90 เมตรที่มีกำแพงเดี่ยววางตัวไปในทิศทางเดียวทั้งหมด เรียกว่า B5 และ 2. อาคารสูง 90 เมตรที่มี

กำแพงเดี่ยววางตัวในทิศทางเดียวและปล่องกำแพงรับแรงเฉือนบริเวณกึ่งกลางอาคาร เรียกว่า B6 โดยแปลนของอาคารทั้งสองแบบแสดงดังรูปที่ ง.1



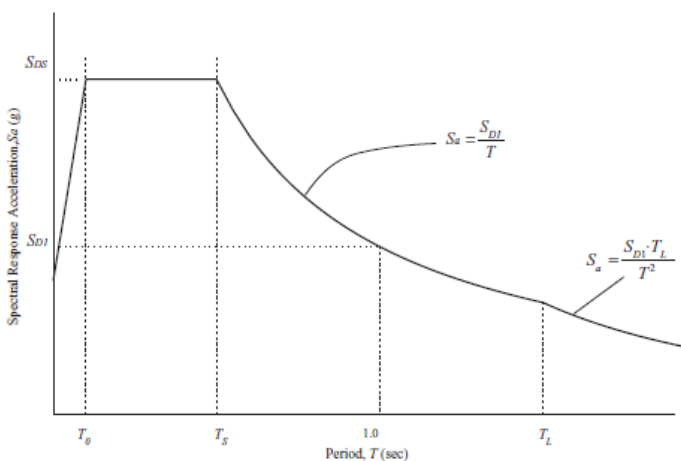
(ก) B5 ที่มีกำแพงเดี่ยววางตัวไปในทิศทางเดียวทั้งหมด



(ข) B6 ที่มีกำแพงเดี่ยววางตัวในทิศทางเดียวและปล่องกำแพงรับแรงเฉือนบริเวณกึ่งกลางอาคาร

รูปที่ ง.1 แปลนของอาคารกรณีศึกษา

ตารางที่ ง.2 แสดงคาบธรรมชาติและอัตราส่วนการมีส่วนร่วมของมวล 15 โหมดแรกจากแบบจำลอง 3 มิติของอาคารกรณีศึกษา สังเกตว่าคาบการสั่นในโหมดที่ 1 ของอาคารทั้งสองแบบ มีคาบการสั่นเกิน 6 วินาที ซึ่งเป็นค่ามากที่สุดที่แสดงในมาตรฐาน มยผ.1301/1302-61 จึงทดลองใส่ค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมที่แตกต่างกัน โดยค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมในช่วงที่เกิน 6 วินาที จะพิจารณาจากรูป ง.2 ซึ่งเป็นค่าสเปกตรัมการตอบสนองที่อ้างอิงจากมาตรฐาน ASCE 7-10



รูปที่ ง.2 ค่าสเปกตรัมการตอบสนองที่อ้างอิงจากมาตรฐาน ASCE 7-10

ตารางที่ ง.2 คาบธรรมชาติและอัตราส่วนการมีส่วนร่วมของมวล 15 โหมดแรกจากแบบจำลอง 3 มิติของอาคารกรณีศึกษา

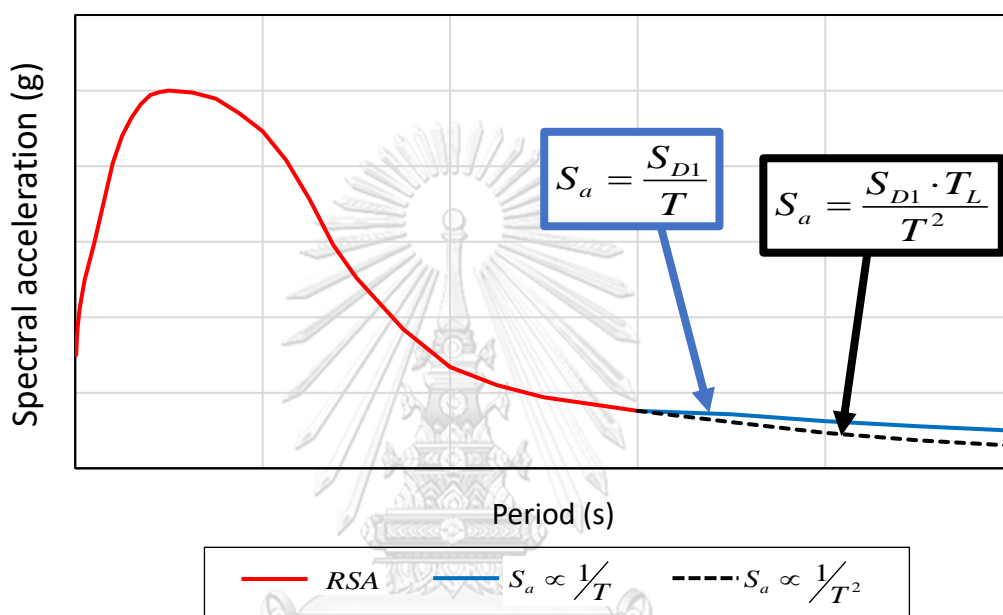
B5					B6				
Modal participating Mass Ratio					Modal participating Mass Ratio				
Mode	Period	UX	UY	RZ	Mode	Period	UX	UY	RZ
	sec					sec			
1	25.268	91%	0%	0%	1	10.355	74%	0%	0%
2	6.405	4%	0%	0%	2	5.959	0%	0%	68%
3	6.222	0%	0%	68%	3	5.566	0%	67%	0%
4	5.777	0%	68%	0%	4	2.783	11%	0%	0%
5	3.704	2%	0%	0%	5	1.359	4%	0%	0%
6	2.601	1%	0%	0%	6	1.333	0%	0%	14%
7	1.993	1%	0%	0%	7	1.284	0%	16%	0%
8	1.608	0%	0%	0%	8	0.81	3%	0%	0%
9	1.344	0%	16%	0%	9	0.563	0%	0%	6%
10	1.342	0%	0%	0%	10	0.54	0%	6%	0%
11	1.337	0%	0%	15%	11	0.534	2%	0%	0%
12	1.148	0%	0%	0%	12	0.377	1%	0%	0%
13	1	0%	0%	0%	13	0.309	0%	0%	3%
14	0.885	0%	0%	0%	14	0.298	0%	3%	0%
15	0.792	0%	0%	0%	15	0.279	1%	0%	0%

เพื่อพิจารณาช่วงค่าสเปกตรัมการตอบสนองที่เกิน 6 วินาที กำหนดให้ S_{D1} ที่ตำแหน่งคาบการสั่น 1 วินาที เท่ากับ 0.25 และ T คือ คาบการสั่นที่ตำแหน่งคาบใดๆ จากนั้นทดลองใส่ค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมที่แตกต่างกัน 3 กรณี โดยกราฟแสดงค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมของ 3 กรณีแสดงดังรูปที่ ง.3 ค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัม 3 กรณี คือ

1. ค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมจากมาตรฐาน มยผ.1301/1302-61 ที่มีคาบการสั่นมากที่สุดที่ 6 วินาที (เส้นสีแดง)

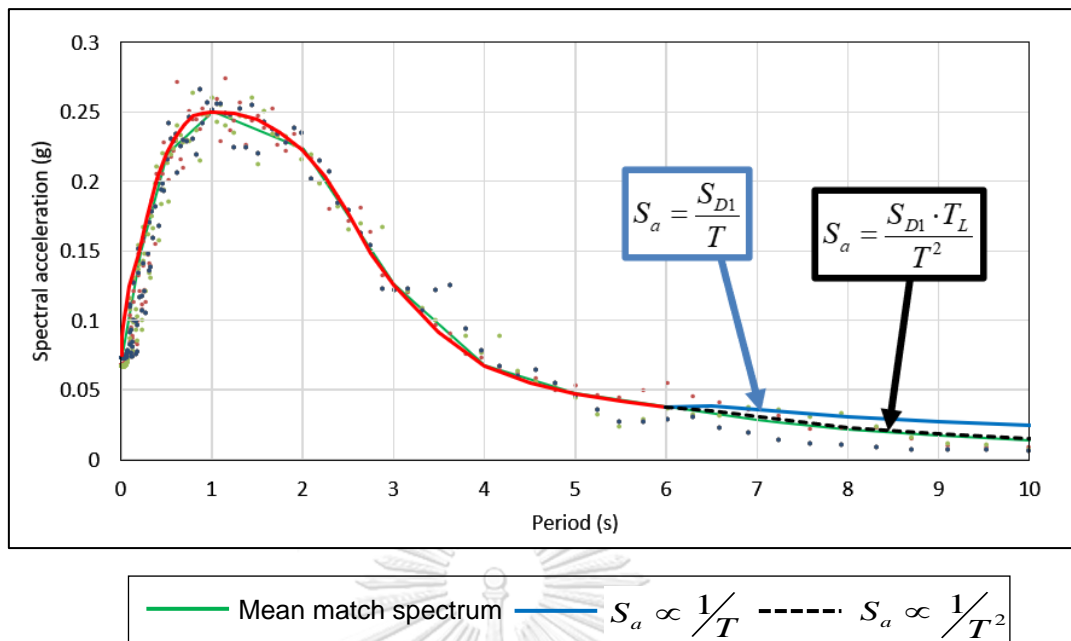
2. ค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมจากมาตรฐาน มยผ.1301/1302-61 ที่คาบการสั่นในช่วงที่เกิน 6 วินาที ใช้สมการหาค่าความเร่งตอบสนองสเปกตรัมที่ $S_a = \frac{S_{D1}}{T}$ (เส้นสีน้ำเงิน)

3. ค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมจากมาตรฐาน มยผ.1301/1302-61 ที่คาบการสั่นในช่วงที่เกิน 6 วินาที (กำหนดให้ T_L เท่ากับ 6 วินาที) ใช้สมการหาค่าความเร่งตอบสนองสเปกตรัมที่ $S_a = \frac{S_{D1} \cdot T_L}{T^2}$ (เส้นประสีดำ)



รูปที่ ง.3 ค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมของ 3 กรณี

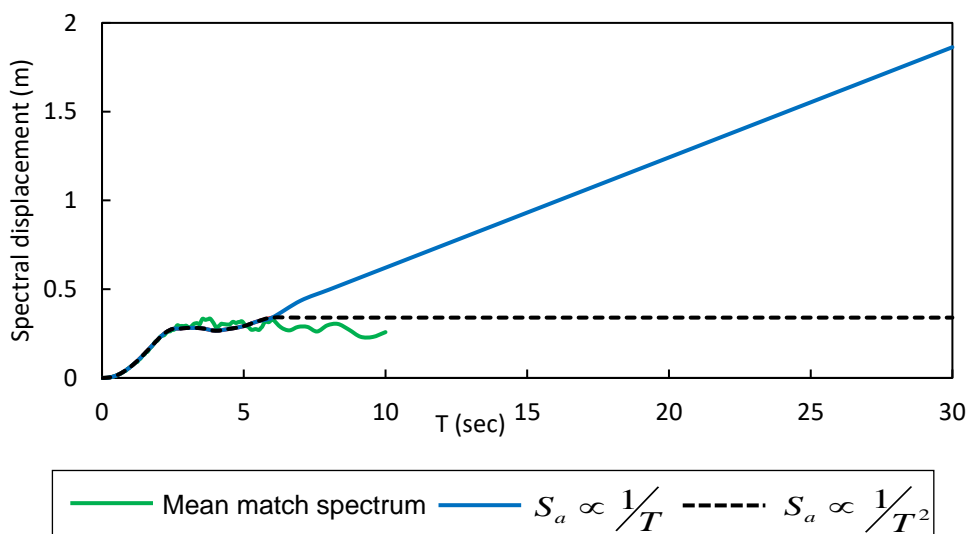
สำหรับกรณีที่อาคารตั้งอยู่ที่ กทม. คลื่นแผ่นดินไหวที่ใช้ประกอบด้วย 6 คลื่นที่เป็นตัวแทนคลื่นบนผิวดินอ่อนที่ กทม. ซึ่งพัฒนาโดย นครและคณะ (2560) และ อมรเทพและคณะ (2561) ถูกปรับค่าให้สอดคล้อง (match) กับสเปกตรัมออกแบบ UHS ซึ่งเมื่อเปรียบเทียบกับค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมที่แตกต่างกันทั้ง 3 กรณีแสดงดังรูปที่ ง.4 พบว่าในช่วงคาบการสั่นที่เกิน 6 วินาที ค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมจากมาตรฐาน มยผ.1301/1302-61 ที่ใช้สมการหาค่าความเร่งตอบสนองสเปกตรัมที่ $S_a = \frac{S_{D1} \cdot T_L}{T^2}$ ที่ตำแหน่ง T ใดๆ (เส้นประสีดำ) มีค่าใกล้เคียงกับค่าสเปกตรัมเฉลี่ยที่ปรับค่าให้สอดคล้องของ 6 คลื่น (เส้นสีเขียว)



รูปที่ ๔.๔ การเปรียบเทียบค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมกับสเปกตรัมเฉลี่ยที่ถูกปรับให้สอดคล้องของ 6 คลื่นในพื้นที่ กทม.

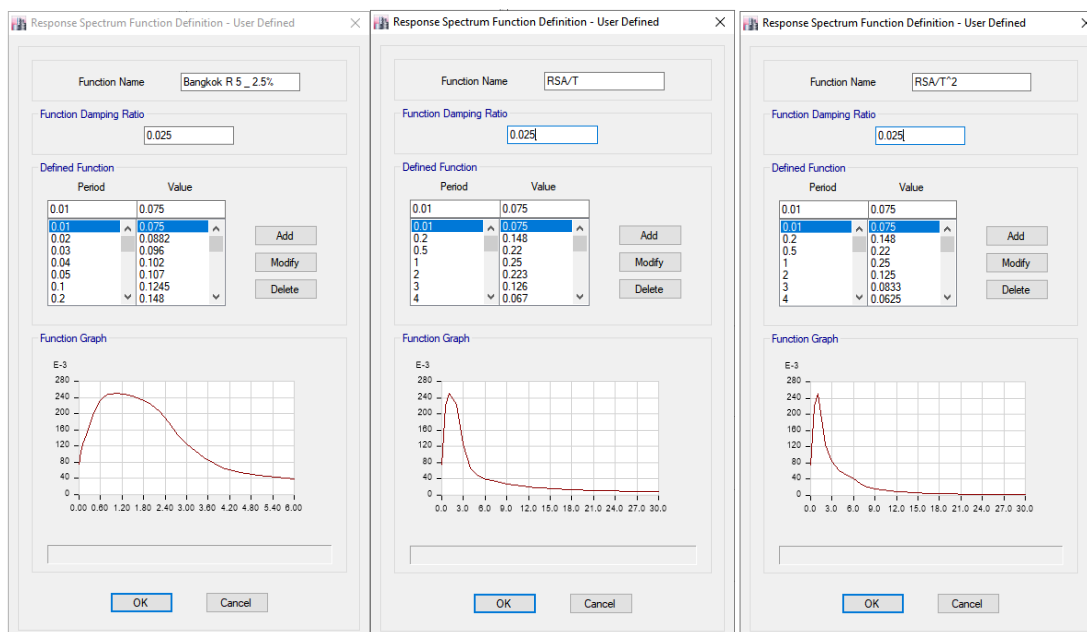
สร้างกราฟการเคลื่อนที่เชิงสเปกตรัม (Spectral displacement, S_D) แสดงดังรูปที่ ๔.5 เพื่อตรวจสอบการเคลื่อนที่ที่ยืดของอาคารกรณีศึกษา สังเกตได้ว่าค่าการเคลื่อนที่ของเส้นประสีดำ (กรณีที่ 3) ซึ่งเป็นค่าที่คำนวณจากสมการ $S_a = \frac{S_{D1} \cdot T_L}{T^2}$ มีค่าการเคลื่อนที่ตัวคงที่ตั้งแต่คาบการสั่นที่มากกว่า 6 วินาที แตกต่างจากค่าการเคลื่อนที่ของกรณีที่ 2 (เส้นสีน้ำเงิน) ที่มีค่ามากขึ้นเมื่อคาบการสั่นเพิ่มขึ้น

จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



รูปที่ ๔.๕ การเคลื่อนที่เชิงสเปกตรัม (Spectral displacement, S_D)

นำค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมทั้ง 3 กรณีไปใช้ในโปรแกรม ETABS แสดงดังรูป ง.6 โดยกำหนดความยาวของคาบในกรณีที่ 2 (รูปที่ ง.6(ข)) และกรณีที่ 3 (รูปที่ ง.6(ค)) ให้มากกว่าค่าคาบการสั่นธรรมชาติของอาคารกรณีศึกษา



(ก) RSA

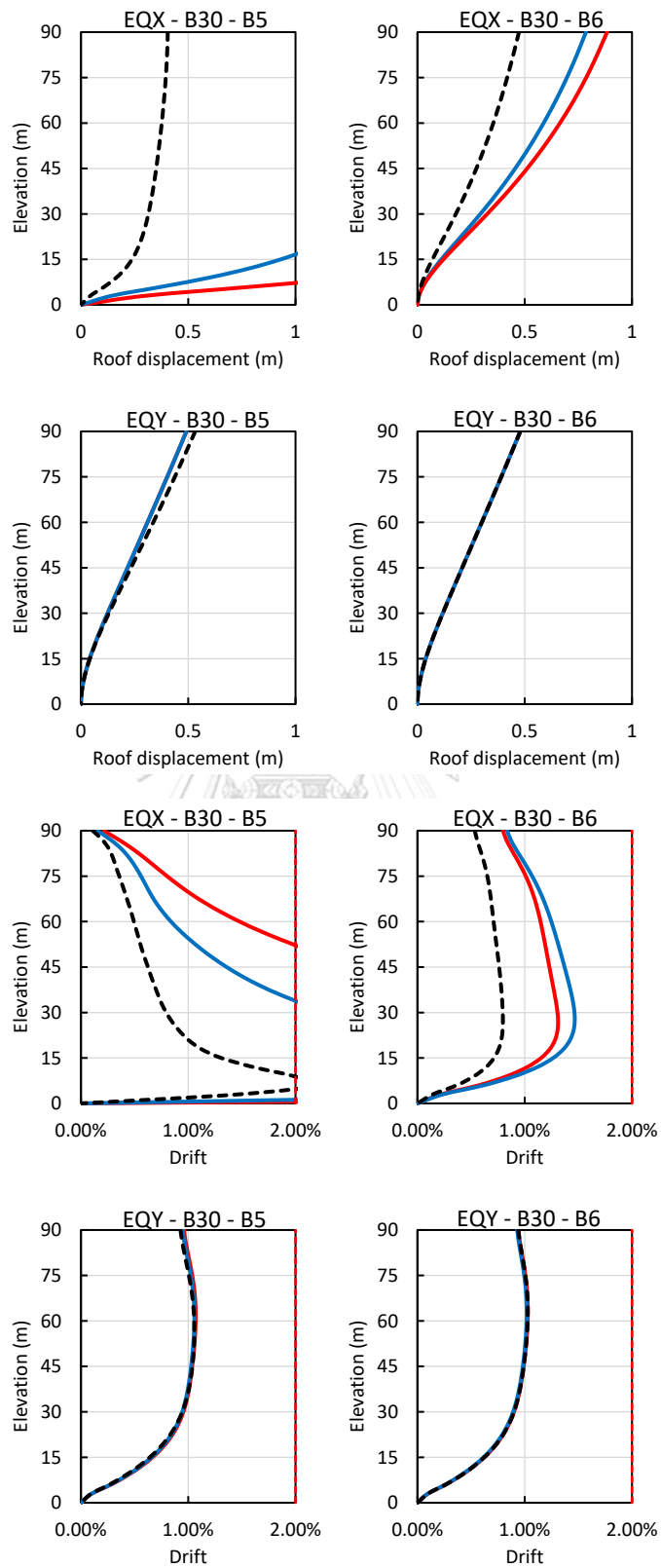
(ข) $S_a \propto 1/T$ (ค) $S_a \propto 1/T^2$

รูปที่ ง.6 ค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัม 3 กรณีในโปรแกรม ETABS

การตรวจสอบความถูกต้องของการใช้ค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมพิจารณาจากการเคลื่อนตัวของชั้นต่างๆจุดศูนย์กลางมวล (center of mass, CM) และการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นที่จุด CM ของอาคารกรณีศึกษา จากรูปที่ ง.7 สังเกตว่าเมื่อแผ่นดินไหวกระทำในทิศทาง X ซึ่งเป็นด้านที่แรงที่กระทำตั้งฉากกับระนาบของกำแพงเดี่ยว การเคลื่อนตัวที่ยอดอาคารของค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมกรณีที่ 3 (เส้นประสีดำ) ของอาคารที่ศึกษาทั้งสองอาคารให้ค่าประมาณที่ใกล้เคียงกัน แต่เมื่อพิจารณาค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมกรณีที่ 1 (เส้นสีแดง) และกรณีที่ 2 (เส้นสีน้ำเงิน) จะพบว่าโปรแกรมจะประมาณค่าประมาณการเคลื่อนตัวของชั้นต่างๆหรือการเคลื่อนตัวที่ยอดอาคารสูงมากเมื่อเทียบกับกรณีที่ 3 และเมื่อพิจารณาอาคาร B5 ที่มีกำแพงเดี่ยววางตัวไปในทิศทางเดียวทั้งหมด โปรแกรมประมาณค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นที่จุด CM ของค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมกรณีที่ 1 และกรณีที่ 2 มีค่าสูงเกินเกณฑ์ที่ยอมรับได้อย่างมาก สำหรับแผ่นดินไหวกระทำในทิศทาง Y สังเกตได้ว่าค่าจากทั้ง 3 กรณีมีค่าใกล้เคียงกัน

ดังนั้น เพื่อเปรียบเทียบว่าโครงสร้างอาคารว่ามีเสถียรภาพหรือมีการโก่งตัวอยู่ในเกณฑ์ที่ยอมรับได้ (displacement controlled) หรือไม่ การจำลองโมเดลอาคารที่มีคาบการสั่นพื้นฐานเกิน 6 วินาทีในวิธี RSA ควรพิจารณาเลือกใช้กราฟความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมในกรณีที่ 3 (เส้นประสีดำ) ใช้สมการหาค่าความเร่งตอบสนองสเปกตรัมที่ตำแหน่งคาบใดๆที่ตำแหน่งเกิน 6 วินาที โดย $S_a = \frac{S_{D1} \cdot T_L}{T^2}$ (กำหนดให้ T_L เท่ากับ 6 วินาที) ในการกำหนดค่าสเปกตรัมในโปรแกรม อีกทั้งควรกำหนดค่าความเร่งตอบสนองสเปกตรัมที่ตำแหน่งคาบใดๆให้มีค่าคาบมากกว่าคาบการสั่นธรรมชาติของอาคารที่พิจารณา





รูปที่ ง.7 การเคลื่อนตัวของชั้นต่างๆจุดศูนย์ถ่วงของ และการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นที่จุด CM ของอาคารกรณีศึกษา เมื่อแผ่นดินไหวกระทำ EQX และ EQY

ประวัติผู้เขียน

ชื่อ-สกุล	ชวิสรุา เทศประสิทธิ์
วัน เดือน ปี เกิด	18 เมษายน 2539
สถานที่เกิด	นครราชสีมา
วุฒิการศึกษา	วิศวกรรมศาสตรบัณฑิต (2557-2561) คณะวิศวกรรมศาสตร์ สาขาวิศวกรรมโยธา มหาวิทยาลัยธรรมศาสตร์



จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย
CHULALONGKORN UNIVERSITY