

การเสริมกำลังอาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก
ด้วยวิธีองค์อาคารยึดรั้งไว้การโก่งเดาะด้วยวิธีอิลาสติก

SEISMIC RETROFIT OF RC BUILDING
WITH ELASTIC STAGE OF BUCKLING RESTRAIN BRACES



ธนาวัฒน์ ทิพย์ประพันธ์
THANAWAT THIPPRAPAN

วิทยานิพนธ์นี้เป็นส่วนหนึ่งของการศึกษาตามหลักสูตรปริญญาวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต
สาขาวิศวกรรมโยธา สิ่งแวดล้อมและการจัดการงานก่อสร้าง
คณะวิศวกรรมศาสตร์
สถาบันเทคโนโลยีพระจอมเกล้าเจ้าคุณทหารลาดกระบัง

พ.ศ.2566

KMITL-2023-EN-M-097-019

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

SEISMIC RETROFIT OF RC BUILDING
WITH ELASTIC STAGE OF BUCKLING RESTRAIN BRACES

THANAWAT THIPPRAPAN

A THESIS SUBMITTED IN PARTIAL FULFILLMENT
OF THE REQUIREMENT FOR THE DEGREE OF
MASTER OF ENGINEERING PROGRAM IN CIVIL ENGINEERING ENVIRONMENT
ENGINEERING AND CONSTRUCTION MANAGEMENT
SCHOOL OF ENGINEERING
KING MONGKUT'S INSTITUTE OF TECHNOLOGY LADKRABANG
2023
KMITL-2023-EN-M-097-019

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



COPYRIGHT 2023

SCHOOL OF ENGINEERING

KING MONGKUT'S INSTITUTE OF TECHNOLOGY LADKRABANG

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

หัวข้อวิทยานิพนธ์	การเสริมกำลังอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กด้วยวิธีองค์อาคารยึดรั้งไว้การโก่งเดาะด้วยวิธีอิลาสติก
นักศึกษา	นายธนาวุฒน์ ทิพย์ประพันธ์
รหัสประจำตัว	63601117
ปริญญา	วิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต
สาขาวิชา	วิศวกรรมโยธา สิ่งแวดล้อมและการจัดการงานก่อสร้าง
พ.ศ.	2566
อาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์	ผศ.ดร.อาทิตย์ เพชรศศิธร

บทคัดย่อ

การเสริมกำลังอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กเพื่อต้านทานแรงแผ่นดินไหวโดยใช้องค์อาคารยึดรั้งไว้การโก่งเดาะเป็นนวัตกรรมใหม่ในการปรับปรุงและเพิ่มประสิทธิภาพการต้านทานแรงแผ่นดินไหวของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กเดิมเพื่อป้องกันความเสียหายจากเหตุการณ์แผ่นดินไหวที่อาจเกิดขึ้นในอนาคต งานวิจัยนี้ได้เลือกอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กเป็นอาคารเรียนจำนวน 4 ชั้นเป็นอาคารตัวอย่างในการวิเคราะห์ ผลการวิเคราะห์อาคารคอนกรีตเสริมเหล็กพบว่าโครงสร้างของอาคารไม่สามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวได้เกิดการพังทลายของโครงสร้างเสาตั้งแต่ชั้นที่ 1 ถึงชั้นที่ 3 และการเคลื่อนตัวทางด้านข้างมีค่าเกินกว่าที่มาตรฐานกำหนด หลังจากการเสริมกำลังอาคารดังกล่าวด้วยองค์อาคารยึดรั้งไว้การโก่งเดาะพบว่าการเคลื่อนตัวทางด้านข้างนั้นมีค่าลดลง และไม่เกินตามที่มาตรฐานกำหนด และสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวได้ ดังนั้นการเสริมกำลังอาคารด้วยองค์อาคารยึดรั้งไว้การโก่งเดาะสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวที่จะเกิดขึ้นในอนาคตได้

Thesis	Seismic Retrofit of RC Building with Elastic Stage of Buckling- Restrain Braces.
Student	Mr.Thanawat Thipprapan
Student ID.	63601117
Degree	Master of Engineering
Program	Civil Engineering Environmental Engineering and Construction Management.
Year	2023
Thesis Advisor	Assistant.Prof.Dr.Arthit Petchsasithon

ABSTRACT

Seismic retrofit of a reinforced concrete (RC) building using a buckling-restrained brace is an innovative method to improve the seismic performance of the existing RC buildings to resist damage from the future earthquake. This research proposes a simple method to retrofit RC buildings with buckling-restrained braces (BRBs). A 4-story school reinforced concrete building in Thailand is selected as a target building. The analysis results of the existing RC building indicate that the structure cannot withstand the seismic force under the newest code, which was published in 2021. There were failures at the columns of the 1st to 3rd floors, in which lateral displacements exceeded the current seismic design standard. After retrofitting the target building by the proposed method with BRBs, it was found that the lateral displacements are reduced and the target RC building can withstand the seismic demand of the newest code. Therefore, the retrofitted building can be resisted future earthquakes. This shows the effectiveness of the introduced retrofit method.

กิตติกรรมประกาศ

วิทยานิพนธ์เล่มนี้สามารถสำเร็จได้ด้วยดีเนื่องจากได้รับความกรุณาอย่างสูงจากผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร. อาทิตย์ เพชรศศิธร ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร. อำพน จรัสจรุงเกียรติ และดร.ภาณุมาศ ไทรงาม อาจารย์ที่ปรึกษางานวิจัย ที่กรุณาให้คำแนะนำปรึกษา ความรู้ ความช่วยเหลือ ตลอดจนปรับปรุงแก้ไขข้อบกพร่องต่างๆ และมอบประสบการณ์ที่ดีแก่ข้าพเจ้า

ขอขอบพระคุณฝ่ายออกแบบโครงสร้าง บริษัท เนวรัตน์พัฒนาการ จำกัด (มหาชน) ที่ได้มอบเวลาและคำปรึกษาที่มีค่าในการจัดทำวิทยานิพนธ์

ขอขอบคุณครอบครัว พี่ น้อง และมิตรแท้ที่คอยให้ความสนับสนุน ความช่วยเหลือและมอบกำลังใจให้ก้าวผ่านพ้นทุกอุปสรรค จนสามารถทำให้วิทยานิพนธ์เล่มนี้สำเร็จได้ด้วยดี

ท้ายนี้ ขอกราบขอบพระคุณ คุณพ่อโชติอนันต์ ทิพย์ประพันธ์ คุณแม่ นลินรัตน์ ทิพย์ประพันธ์ ที่ได้มอบคำสอน คำอบรม กำลังใจและสนับสนุนในทุกๆด้าน จนสำเร็จการศึกษา

สำหรับคุณงามความดีอันใดที่เกิดจากวิทยานิพนธ์ฉบับนี้ ข้าพเจ้าขอมอบให้กับบิดามารดา น้องสาว ครอบครัวของข้าพเจ้า ครู อาจารย์ มิตรสหายและผู้มีพระคุณทุกท่าน

ธนาวัฒน์ ทิพย์ประพันธ์

สารบัญ

บทคัดย่อ.....	I
ABSTRACT.....	II
กิตติกรรมประกาศ.....	III
สารบัญ.....	IV
สารบัญตาราง.....	V
บทที่ 1.....	1
1.1 ความเป็นมาและความสำคัญของปัญหา.....	1
1.2 ความมุ่งหมายและวัตถุประสงค์ของการศึกษา.....	2
1.3 สมมุติฐานของการศึกษา.....	2
1.4 ทฤษฎีหรือแนวความคิดที่ใช้ในการวิจัย.....	2
1.5 ขอบเขตการวิจัย.....	3
1.6 ขั้นตอนของการศึกษา.....	3
บทที่ 2.....	4
2.1 การศึกษาการเสริมกำลังด้วยองค์อาคารยึดรั้งไร่การโก่งเดาะ.....	4
2.2 ส่วนประกอบและการทำงานขององค์อาคารยึดรั้งไร่การโก่งเดาะ.....	5
บทที่ 3.....	11
3.1 ข้อมูลอาคารที่ใช้ในการศึกษา.....	11
3.2 แบบจำลองโมเดลอาคาร.....	20
3.3 การคำนวณแรงแผ่นดินไหวด้วยวิธีแรงสถิตเทียบเท่า.....	21
3.4 การเสริมกำลังด้วยองค์อาคารยึดรั้งไร่การโก่งเดาะ.....	27
บทที่ 4.....	35
4.1 ผลการตรวจสอบอาคารก่อนการเสริมกำลัง.....	35
4.2 ผลการตรวจสอบอาคารหลังการเสริมกำลังด้วยองค์อาคารยึดรั้งไร่การโก่งเดาะ.....	41
บทที่ 5.....	46
5.1 ผลการตรวจสอบอาคารก่อนการเสริมกำลัง.....	46
5.2 ผลการตรวจสอบอาคารหลังการเสริมกำลังด้วยองค์อาคารยึดรั้งไร่การโก่งเดาะ.....	46
5.3 สรุปผลการวิจัย.....	47
ประวัติผู้เขียน.....	48

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

สารบัญตาราง

ตารางที่ 3. 1	ค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมที่คานสั้น 0.2 วินาที (Ss) และที่คาน 1 วินาที (S1)	21
ตารางที่ 3. 2	ค่าสัมประสิทธิ์สำหรับชั้นดิน ณ ที่ตั้งอาคาร สำหรับคานการสั่นที่ 0.2 วินาที (Fa)	22
ตารางที่ 3. 3	ค่าสัมประสิทธิ์สำหรับชั้นดิน ณ ที่ตั้งอาคาร สำหรับคานการสั่นที่ 1 วินาที (Fv)	22
ตารางที่ 3. 4	น้ำหนักแต่ละประเภทของอาคาร	25
ตารางที่ 3. 5	กำลังส่วนเกินของเสาและจำนวนองค์อาคารยึดรั้งไร้การโก่งเดาะ ชั้นที่ 1	28
ตารางที่ 3. 6	กำลังส่วนเกินของเสาและจำนวนองค์อาคารยึดรั้งไร้การโก่งเดาะ ชั้นที่ 2	29
ตารางที่ 3. 7	กำลังส่วนเกินของเสาและจำนวนองค์อาคารยึดรั้งไร้การโก่งเดาะ ชั้นที่ 3	30
ตารางที่ 3. 8	การคำนวณหาค่าสติฟเนสเริ่มต้น	32
ตารางที่ 4. 1	ตารางแสดงตำแหน่งเสาที่เกิดการวิบัติ ชั้นที่ 1	36
ตารางที่ 4. 2	ตารางแสดงตำแหน่งเสาที่เกิดการวิบัติ ชั้นที่ 2	37
ตารางที่ 4. 3	ตารางแสดงตำแหน่งเสาที่เกิดการวิบัติ ชั้นที่ 3	38

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

สารบัญรูป

รูปที่ 2. 1 องค์ประกอบขององค์อาคารยึดรั้งการโก่งเดาะ.....	6
รูปที่ 2. 2 หน้าตัดของเหล็กแกน.....	7
รูปที่ 2. 3 ความยาวและพื้นที่ของแกนเหล็กที่ยอมให้คราก.....	8
รูปที่ 2. 4 พฤติกรรมภายใต้แรงวิฆัจกร.....	8
รูปที่ 2. 5 องค์อาคารยึดรั้งการโก่งเดาะรูปแบบตัววีคว่ำ.....	9
รูปที่ 2. 6 รูปแบบขององค์อาคารยึดรั้งการโก่งเดาะ.....	9
รูปที่ 2. 7 จุดต่อขององค์อาคารยึดรั้งการโก่งเดาะ.....	10
รูปที่ 3. 1 รูปด้านอาคาร.....	11
รูปที่ 3. 2 แปลนอาคาร.....	12
รูปที่ 3. 3 รูปตัดอาคาร 1-1.....	12
รูปที่ 3. 4 รูปตัดอาคาร 2-2.....	13
รูปที่ 3. 5 แปลนฐานราก เสา พื้น คานคอดิน ชั้น 2 ถึงชั้น 4.....	14
รูปที่ 3. 6 แปลนคานโครงหลังคา และ แปลนหลังคา.....	15
รูปที่ 3. 7 แบบขยายหน้าตัดเสา C1.....	15
รูปที่ 3. 8 แบบขยายหน้าตัดเสา C2.....	16
รูปที่ 3. 9 แบบขยายหน้าตัดคาน.....	16
รูปที่ 3. 10 แบบขยายโครงหลังคา.....	17
รูปที่ 3. 11 ระยะเวลาเรียงเหล็กปลอกในเสา.....	18
รูปที่ 3. 12 ระยะเวลาเรียงเหล็กปลอกคาน.....	19
รูปที่ 3. 13 โมเดล 3 มิติ.....	20
รูปที่ 3. 14 รูปโมเดล 3 มิติด้านหน้า.....	20
รูปที่ 3. 15 คาบการสั่นธรรมชาติทางด้านแกน X.....	24
รูปที่ 3. 16 คาบการสั่นธรรมชาติทางด้านแกน Y.....	24
รูปที่ 3. 17 กราฟความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมสำหรับการออกแบบด้วยวิธีแรงสถิตเทียบเท่า.....	25
รูปที่ 3. 18 ประยุกต์ค่าพารามิเตอร์แผ่นดินไหวในโปรแกรม Midas Gen.....	26
รูปที่ 3. 19 กำลังขององค์อาคารยึดรั้งการโก่งเดาะ.....	27
รูปที่ 3. 20 ตำแหน่งขององค์อาคารยึดรั้งการโก่งเดาะ.....	28
รูปที่ 3. 21 ตำแหน่งขององค์อาคารยึดรั้งการโก่งเดาะชั้นที่ 2.....	29

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

รูปที่ 3. 22 ตำแหน่งขององค์อาคารยึดรั้งไว้การโก่งเดาะชั้นที่ 3.....	31
รูปที่ 3. 23 ตำแหน่งขององค์อาคารยึดรั้งไว้การโก่งเดาะ	31
รูปที่ 3. 24 การกำหนดค่าสติฟเนสเริ่มต้นขององค์อาคารยึดรั้งไว้การโก่งเดาะในแกน X ชั้นที่ 1	33
รูปที่ 3. 25 การกำหนดค่าสติฟเนสเริ่มต้นขององค์อาคารยึดรั้งไว้การโก่งเดาะในแกน Y ชั้นที่ 1.....	33
รูปที่ 3. 26 การกำหนดค่าสติฟเนสเริ่มต้นขององค์อาคารยึดรั้งไว้การโก่งเดาะ ชั้นที่ 2	34
รูปที่ 3. 27 การกำหนดค่าสติฟเนสเริ่มต้นขององค์อาคารยึดรั้งไว้การโก่งเดาะ ชั้นที่ 3	34
รูปที่ 4. 1 ค่าโมเมนต์ที่เพิ่มค่าของเสา (Mu).....	35
รูปที่ 4. 2 ค่าแรงอัดตามแนวแกนที่เพิ่มค่าของเสา (Pu).....	35
รูปที่ 4. 3 แผนภูมิปฏิสัมพันธ์ของเสารับแรงตามแนวแกนร่วมกับโมเมนต์ดัดสองทางของชั้นที่ 1.....	36
รูปที่ 4. 4 แผนภูมิปฏิสัมพันธ์ของเสารับแรงตามแนวแกนร่วมกับโมเมนต์ดัดสองทางของชั้นที่ 2	37
รูปที่ 4. 5 แผนภูมิปฏิสัมพันธ์ของเสารับแรงตามแนวแกนร่วมกับโมเมนต์ดัดสองทางของชั้นที่ 3.....	38
รูปที่ 4. 6 การเคลื่อนตัวทางด้านข้างในทิศทางแกน X.....	39
รูปที่ 4. 7 กราฟแสดงการเคลื่อนตัวทางด้านข้างในทิศทางแกน X	39
รูปที่ 4. 8 การเคลื่อนตัวทางด้านข้างในทิศทางแกน Y.....	40
รูปที่ 4. 9 กราฟแสดงการเคลื่อนตัวทางด้านข้างในทิศทางแกน Y.....	40
รูปที่ 4. 10 ค่าโมเมนต์ที่เพิ่มค่าของเสาหลังการเสริมกำลัง (Mu)	41
รูปที่ 4. 11 ค่าแรงอัดตามแนวแกนที่เพิ่มค่าของเสาหลังการเสริมกำลัง (Pu)	41
รูปที่ 4. 12 แผนภูมิปฏิสัมพันธ์ของเสารับแรงตามแนวแกนร่วมกับโมเมนต์ดัดสองทางของชั้นที่ 1	42
รูปที่ 4. 13 แผนภูมิปฏิสัมพันธ์ของเสารับแรงตามแนวแกนร่วมกับโมเมนต์ดัดสองทางของชั้นที่ 2	42
รูปที่ 4. 14 แผนภูมิปฏิสัมพันธ์ของเสารับแรงตามแนวแกนร่วมกับโมเมนต์ดัดสองทางของชั้นที่ 3	43
รูปที่ 4. 15 การเคลื่อนตัวทางด้านข้างในทิศทางแกน X หลังการเสริมกำลัง	43
รูปที่ 4. 16 กราฟแสดงการเคลื่อนตัวทางด้านข้างในทิศทางแกน X หลังการเสริมกำลัง.....	44
รูปที่ 4. 17 การเคลื่อนตัวทางด้านข้างในทิศทางแกน Y หลังการเสริมกำลัง.....	44
รูปที่ 4. 18 กราฟแสดงการเคลื่อนตัวทางด้านข้างในทิศทางแกน Y	45

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

บทที่ 1

บทนำ

1.1 ความเป็นมาและความสำคัญของปัญหา

ในวันที่ 5 พฤษภาคม 2557 พบศูนย์กลางการเกิดแผ่นดินไหวอยู่ที่อำเภอแม่ลาว จังหวัด เชียงราย พบแนวรอยแยกปรากฏอยู่จำนวนมาก แผ่นดินไหวในครั้งนี้มีขนาด 6.3 เป็นขนาดใหญ่ที่สุดในประเทศไทยในรอบ 50 ปี แผ่นดินไหวครั้งนี้จัดว่าเป็นแผ่นดินไหวต้นทำให้ประชาชนรู้สึกสั่นไหวได้ในหลายพื้นที่ของภาคเหนือ โดยเฉพาะบริเวณจังหวัดเชียงราย เชียงใหม่ ลำพูน ลำปาง น่าน พะเยา รวมถึงจังหวัดเลย และหนองคาย ในภาคอีสาน ในส่วนของอาคารสูงในกรุงเทพมหานครฯ รู้สึกสั่นไหวหลายแห่งเนื่องจากกรุงเทพตั้งอยู่บนชั้นดินที่เป็นชั้นดินอ่อนซึ่งมีคุณลักษณะในการขยายแรงสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหวได้เพิ่มขึ้นถึง 3-4 เท่า ด้านความเสียหายที่อำเภอแม่ลาว จากเหตุการณ์แผ่นดินไหวในครั้งนี้ทำให้ประชาชนในพื้นที่ได้รับบาดเจ็บและมีผู้เสียชีวิต และความเสียหายด้านโบราณสถาน สถานที่ราชการ เส้นทางคมนาคม บ้านเรือนของประชาชนและอาคารสถานที่ ความเสียหายดังกล่าวนี้สาเหตุส่วนหนึ่งเกิดจากอาคารเป็นอาคารเก่ามีการออกแบบและก่อสร้างก่อนที่จะมีกฎกระทรวงกำหนดการรับน้ำหนัก ความต้านทาน ความคงทนของอาคาร และพื้นดินที่รองรับอาคารในการต้านทานแรงสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว พ.ศ. 2550 ทำให้อาคารจำนวนมากไม่ได้เสริมกำลังเพื่อต้านทานแรงแผ่นดินไหว และมีโอกาสที่จะพังทลายเมื่อได้รับแรงแผ่นดินไหว

การบรรเทาผลกระทบที่เกิดจากภัยพิบัติจากแผ่นดินไหวจึงต้องมีการตรวจสอบอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีการออกแบบและก่อสร้างก่อนที่จะมีกฎกระทรวงกำหนดการรับน้ำหนัก ความต้านทาน ความคงทนของอาคาร และพื้นดินที่รองรับอาคารในการต้านทานแรงสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว พ.ศ. 2550 ซึ่งหากมีการตรวจสอบจะสามารถทำให้ทราบถึงจุดอ่อนของอาคารที่มีผลต่อแผ่นดินไหวได้ สามารถเสริมกำลังของอาคารได้อย่างถูกต้องและถูกวิธี ส่งผลให้ความเสียหายต่อภัยพิบัติบรรเทาลง ทั้งในด้านของสิ่งมีชีวิตและทรัพย์สิน และทำให้งบประมาณของประเทศที่จะใช้ในการซ่อมแซมโครงสร้างนั้นลดลงตามไปด้วย

การศึกษาในครั้งนี้ ได้นำอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กจำนวน 4 ชั้นซึ่งเป็นอาคารเรียนที่มีระบบโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กเป็นระบบคาน-เสา จากการตรวจสอบแบบโครงสร้างพบว่า อาคารเรียนดังกล่าวทำการก่อสร้างในปี พ.ศ. 2545 ซึ่งไม่ได้ทำการออกแบบต้านทานแผ่นดินไหว ทำให้หากเกิดเหตุการณ์แผ่นดินไหวอาคารแห่งนี้จึงมีความเสี่ยงจะพังทลายเนื่องจากแบบโครงสร้างไม่ได้ให้รายละเอียดการเสริมเหล็กมีความเหนียวมากพอที่จะต้านทานแรงแผ่นดินไหวได้ และองค์อาคารอาจไม่ได้มีการออกแบบให้มีความต้านทานแรงแผ่นดินไหวอย่างเพียงพอ ซึ่งหากมีการออกแบบเสริมกำลังเพื่อป้องกันหรือต้านทานแรงแผ่นดินไหวที่อาจเกิดขึ้นในอนาคตก็จะช่วยทำให้บรรเทาความเสียหายได้

ในปัจจุบันมีวิธีการเสริมกำลังอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กเพื่อต้านทานแรงแผ่นดินไหวอยู่หลากหลายวิธี เช่น การขยายหน้าตัดเสาคอนกรีตเสริมเหล็ก การใช้แผ่นเหล็กประกอบโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก การใช้แผ่นคาร์บอนไฟเบอร์เสริมกำลังเสา เป็นต้น ซึ่งวิธีที่กล่าวมาข้างต้นนั้นสามารถช่วยเสริมในเรื่องของกำลังของโครงสร้างอาคารแต่ไม่ได้เพิ่มความหน่วงของอาคาร ในการศึกษาครั้งนี้ได้ทำการศึกษาการเสริมกำลังอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กด้วยองค์อาคารยึดรั้งไว้การโก่งเดาะ ซึ่งองค์อาคารยึดรั้งไว้การโก่งเดาะ เป็นระบบต้านทานแรงทางด้านข้าง มีลักษณะการถ่ายแรงตามแนวแกนคล้ายกับโครงถัก จุดเด่นขององค์อาคารยึดรั้งไว้การโก่งเดาะนั้นสามารถรับแรงอัดได้โดยไม่เกิดการโก่งเดาะทางด้านข้าง สามารถเพิ่มความหน่วงของอาคารและสามารถที่จะสลายพลังงานแผ่นดินไหวได้ส่งผลให้อาคารสามารถรับแรงแผ่นดินไหวได้อย่างปลอดภัย

1.2 ความมุ่งหมายและวัตถุประสงค์ของการศึกษา

1. เพื่อศึกษาพฤติกรรมการต้านทานแรงแผ่นดินไหวของอาคารโรงเรียนคอนกรีตจำนวน 4 ชั้น และตรวจสอบกำลังการต้านทานแรงแผ่นดินไหว
2. เพื่อศึกษาพฤติกรรมการต้านทานแรงแผ่นดินไหวของอาคารหลังจากทำการเสริมกำลังด้วยองค์อาคารยึดรั้งไว้การโก่งเดาะ (Buckling restrained brace, BRB)

1.3 สมมติฐานของการศึกษา

1. อาคารแห่งนี้ตั้งอยู่ที่อำเภอเมือง จังหวัดเชียงใหม่ เป็นพื้นที่ที่มีความเป็นไปได้ว่าอาคารอาจได้รับผลกระทบทางด้านความมั่นคงแข็งแรงและเสถียรภาพในระดับสูงเมื่อมีแรงสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว
2. อาคารแห่งนี้ไม่ได้ทำการออกแบบเพื่อต้านทานแรงแผ่นดินไหวจะไม่สามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวได้ตามกฎกระทรวงกำหนดการรับน้ำหนัก ความต้านทาน ความคงทนของอาคาร และพื้นดินที่รองรับอาคารในการต้านทานแรงสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว พ.ศ. 2564
3. การเสริมกำลังอาคารด้วยองค์อาคารยึดรั้งไว้การโก่งเดาะจะสามารถทำให้อาคารแห่งนี้สามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวตามกฎกระทรวงกำหนดการรับน้ำหนัก ความต้านทาน ความคงทนของอาคาร และพื้นดินที่รองรับอาคารในการต้านทานแรงสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว พ.ศ. 2564

1.4 ทฤษฎีหรือแนวความคิดที่ใช้ในการวิจัย

องค์อาคารยึดรั้งไว้การโก่งเดาะถูกออกแบบมาให้รับแรงอัดได้โดยไม่เกิดการโก่งเดาะทางด้านข้าง โดยที่แกนเหล็กภายในจะทำหน้าที่ในการรับแรงเป็นหลัก สามารถยอมให้เกิดการครากตาม ในส่วนที่ยอมให้ครากจะมีการลดพื้นที่หน้าตัดของเหล็กแกนลงและกำหนดช่วงของความยาวที่ยอมให้ครากให้อยู่ภายในปลอกหุ้มวัสดุป้องกันการยึดเหนี่ยวจะทำให้แกนเหล็กสามารถเคลื่อนที่ได้อย่างอิสระ และมีวัสดุครากภายในที่อยู่

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ภายในปลอกหุ้มทำหน้าที่ป้องกันการโก่งเดาะทางด้านข้าง ส่งผลให้เมื่อทำการเสริมกำลังในอาคารเดิม จะทำให้อาคารนั้นมีกำลังต้านทานแรงแผ่นดินไหวได้มากขึ้น และช่วยลดค่าการเคลื่อนที่ทางด้านข้าง

1.5 ขอบเขตการวิจัย

1.อาคารที่นำมาศึกษาเป็นอาคารเรียนจำนวน 4 ชั้น โครงสร้างเป็นคอนกรีตเสริมเหล็กระบบคาน-เสา ไม่ได้มีการให้รายละเอียดเหล็กเสริมเพื่อต้านทานแผ่นดินไหว

2.วิเคราะห์แรงแผ่นดินไหวด้วยวิธีแรงสถิตเทียบเท่า (Equivalent static) ตามตามกฎกระทรวง กำหนดการรับน้ำหนัก ความต้านทาน ความคงทนของอาคาร และพื้นดินที่รองรับอาคารในการต้านทานแรงสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว พ.ศ. 2564

3.ตรวจสอบกำลังต้านทานแรงแผ่นดินไหว และการเคลื่อนตัวของอาคาร

4.วิเคราะห์และตรวจสอบอาคารหลังจากเสริมกำลังอาคารด้วยองค์อาคารยัดตั้งไว้การโก่งเดาะ

1.6 ขั้นตอนของการศึกษา

1.จำลองโมเดลของอาคารด้วยโปรแกรม MIDAS GEN

2.วิเคราะห์แรงแผ่นดินไหวด้วยวิธีแรงสถิตเทียบเท่า (Equivalent static) ตามตามกฎกระทรวง กำหนดการรับน้ำหนัก ความต้านทาน ความคงทนของอาคาร และพื้นดินที่รองรับอาคารในการต้านทานแรงสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว พ.ศ. 2564

3.ตรวจสอบกำลังต้านทานแรงแผ่นดินไหว และการเคลื่อนตัวของอาคาร (Displacement) และเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ของอาคาร (Story drift)

4.จำลององค์อาคารยัดตั้งไว้การโก่งเดาะให้กับโมเดลอาคาร

5.วิเคราะห์และตรวจสอบอาคารหลังจากเสริมกำลังอาคารด้วยองค์อาคารยัดตั้งไว้การโก่งเดาะ

บทที่ 2 งานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

2.1 การศึกษาการเสริมกำลังด้วยองค์อาคารยึดรั้งใ้การโก่งเดาะ

บริบูรณ์ สัมพันธ์เจริญม, ไพบูรณ์ ปัญญาคะโป (2010) ศึกษาพฤติกรรมต้านทานแผ่นดินไหวของอาคารโรงเรียนซึ่งก่อสร้างตามแบบมาตรฐานกระทรวงศึกษาธิการสูง 4 ชั้น ระบบคาน-เสา ซึ่งไม่ได้มีการออกแบบเพื่อต้านทานแรงแผ่นดินไหว โดยทำการเสริมกำลังโครงสร้างด้วยองค์อาคารยึดรั้งใ้การโก่งเดาะ ทำการวิเคราะห์ใช้วิธีพลศาสตร์ไม่เชิงเส้น แบบ 3 มิติ ด้วยคลื่นแผ่นดินไหวจำนวน 10 คู่ ซึ่งคัดเลือกสำหรับเหตุการณ์ที่อาจเกิดขึ้นในพื้นที่ภาคเหนือของประเทศไทย จากผลการทดสอบพบว่าก่อนเสริมกำลังอาคารตัวอย่างคาดว่าจะมีการวิบัติแบบขึ้นอ่อนในชั้นล่าง และวิบัติเฉพาะที่ในองค์อาคาร สำหรับเสาในระดับชั้นล่างเกิดการแตกร้าวที่ผิวคอนกรีตเหล็กเสริมมีการเลื่อนหลุดที่บริเวณการต่อทาบ และเหล็กเสริมเกิดการครากจากแรงดัดบริเวณปลายบนของเสาชั้นล่างและชั้นสอง แต่หลังจากเสริมกำลังแล้วไม่พบการวิบัติดังกล่าว

ชาตรี งามเสงี่ยม, อำนาจ คำพานิช, สุทัศน์ ลีลาทวิวัฒน์, เป็นหนึ่ง วานิชชัย (2010) ศึกษาและพัฒนาองค์อาคารยึดรั้งใ้การโก่งเดาะโดยใช้โครงสร้างเหล็ก (Steel Buckling Restrained Brace) โดยองค์อาคารยึดชนิดนี้มีข้อดี คือ มีเสถียรภาพในการรับแรงดึงและแรงอัดจนถึงจุดคราก โดยที่ไม่เกิดการโก่งเดาะ ส่งผลให้องค์อาคารสามารถสลายพลังงานจากแผ่นดินไหวได้สูง การศึกษาวิจัยประกอบด้วยการออกแบบและทดสอบองค์อาคารยึดขนาดเล็กและการทดสอบโครงอาคารคอนกรีตที่เสริมกำลังโดยองค์อาคารยึดที่พัฒนาขึ้น ผลการทดสอบขององค์อาคารพบว่ามีผลตอบสนอง Hysteretic Loops ที่มีเสถียรภาพสูง มีความเหนียวและมีประสิทธิภาพในการสลายพลังงานที่ดี โดยเกิดการครากทั้งหน้าตัดขององค์อาคารยึด เมื่อนำไปเสริมกำลังโครงอาคารคอนกรีตพบว่า สามารถเพิ่มกำลังรับแรงและสามารถในการสลายพลังงานได้มากกว่า 12 เท่า ผลลัพธ์ที่ได้แสดงว่าระบบ องค์อาคารยึดที่พัฒนาขึ้น สามารถใช้เป็นทางเลือกที่ดีสำหรับการปรับปรุงโครงสร้างเพื่อต้านทานแรงแผ่นดินไหว

ภูริพงษ์ พลพิมพ์พัฒน์, ไพบูรณ์ ปัญญาคะโป (2013) ศึกษาพฤติกรรมต้านทานแผ่นดินไหวของอาคารโรงเรียนซึ่งก่อสร้างตามแบบมาตรฐานกระทรวงศึกษาธิการสูง 4 ชั้น ระบบคาน-เสา ซึ่งไม่ได้มีการออกแบบเพื่อต้านทานแรงแผ่นดินไหว โดยทำการเสริมกำลังโครงสร้างด้วยองค์อาคารยึดรั้งใ้การโก่งเดาะ

ทำการวิเคราะห์ใช้วิธีพลศาสตร์ไม่เชิงเส้น แบบ 3 มิติ ด้วยคลื่นแผ่นดินไหวจำนวน 7 ชุด สำหรับพื้นที่จังหวัดแพร่ ทำการประเมินกำลังโครงสร้างอาคารโดยการจำลองพฤติกรรมการรับแรงอินทิลาสติกของโครงสร้างแบบหน้าตัดไฟเบอร์โดยใช้โปรแกรม PERFORM-3D เพิ่มเติมการจำลองพฤติกรรมการรับแรงของผนังก่ออิฐในโครงอาคารด้วยแบบจำลอง Strut and tie model และวิเคราะห์พฤติกรรมต้านทานแรงแผ่นดินไหวของอาคารด้วยวิธีการป้ออาคารตามโหมดเพื่อเปรียบเทียบกับวิธีการวิเคราะห์ตามประวัติเวลาแบบไม่เชิงเส้นด้วยคลื่นแผ่นดินไหว ตรวจสอบค่า Demand Capacity Ratio (DCR) ของโครงสร้างซึ่งกำหนดโดย DCR ของ Strain ในหน้าตัดเหล็กเสริมให้จำลองโดย Fiber Section และวัดสมรรถนะของโครงสร้าง 3 ระดับ ได้แก่ ระดับเข้าใช้อาคารได้ทันทีระดับความปลอดภัยต่อชีวิตและระดับป้องกันการพังทลายโดยสิ้นเชิง

Toru Takeuchi (2018) ได้แสดงความคิดเห็นในการประยุกต์ใช้อาคารยึดรั้งไร้การโก่งเตาะเพื่อการเสริมกำลังอาคารไว้ว่า องค์อาคารยึดรั้งไร้การโก่งเตาะมีลักษณะที่น่าสนใจและเป็นที่ยังประสงค์ในหลายประการ หนึ่งในข้อดีคือ การติดตั้งในโครงสร้างเฟรมที่ไม่มีความเหนียวได้ง่าย โดยติดตั้งบริเวณภายนอกหรือตลอดเส้นรอบรูปขององค์อาคาร แต่ทั้งนี้ บ่อยครั้งที่การเสริมกำลังด้วยวิธีนี้ทำได้ยาก เนื่องจาก การเสริมกำลังด้วยวิธีนี้จะทำให้ส่งผลเสียต่อความสวยงามของอาคาร ปัญหาที่ควรได้รับการแก้ไขด้วยการผสมผสานระหว่างความแข็งแรงและความสวยงาม ต้องมีการเสริมตำแหน่งที่เหมาะสมสำหรับการต้านทานแรงแผ่นดินไหว และในขณะเดียวกันต้องมีความสวยงามด้วย

จากการศึกษาผลงานวิจัยที่ผ่านมา ดังนั้น การศึกษาในครั้งนี้ได้นำข้อมูลอาคารเรียนความสูง 4 ชั้น เป็นอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กระบบคาน-เสา ทำการเสริมกำลังด้วยองค์อาคารยึดรั้งไร้การโก่งเตาะ จำลองให้อาคารตั้งอยู่ที่อำเภอเมือง จังหวัดเชียงใหม่ ซึ่งเป็นพื้นที่ที่มีความเป็นไปได้ว่าอาคารอาจได้รับผลกระทบทางด้านความมั่นคงแข็งแรงและเสถียรภาพในระดับสูงเมื่อมีแรงสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว จำลองแรงแผ่นดินไหวด้วยวิธีแรงสถิตเทียบเท่า (Equivalent static force) โดยใช้โปรแกรม MIDAS GEN

2.2 ส่วนประกอบและการทำงานขององค์อาคารยึดรั้งไร้การโก่งเตาะ

องค์อาคารยึดรั้งไร้การโก่งเตาะ เป็นระบบต้านทานแรงทางด้านข้าง มีลักษณะการถ่ายแรงตามแนวแกนคล้ายกับโครงถัก จุดเด่นขององค์อาคารยึดรั้งไร้การโก่งเตาะนั้นสามารถรับแรงอัดได้โดยไม่เกิดการโก่งเตาะทางด้านข้าง และสามารถที่จะสลายพลังงานแผ่นดินไหวได้ ส่งผลให้อาคารสามารถรับแรงแผ่นดินไหวได้อย่างปลอดภัย

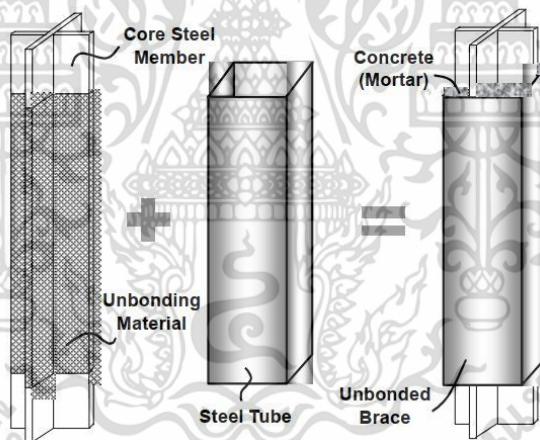
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ส่วนประกอบขององค์อาคารยึดรั้งการโก่งเดาะ

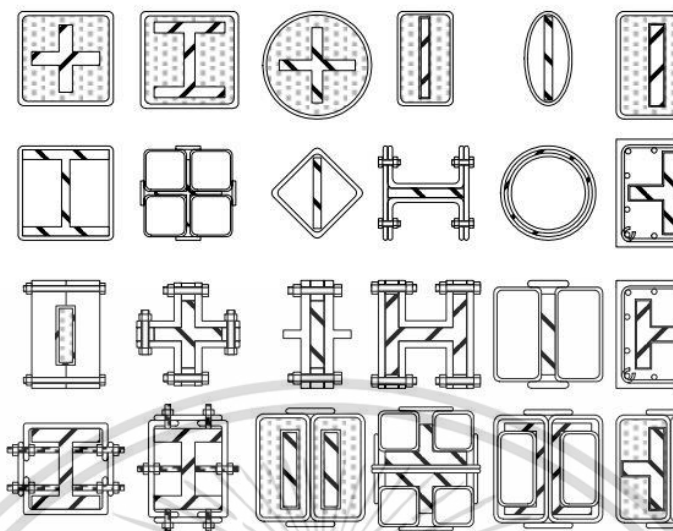
ส่วนประกอบที่สำคัญขององค์อาคารรั้งยึดรั้งการโก่งเดาะดังรูปที่ 2.1 มีดังนี้

1. แกนเหล็ก (Steel Core)
2. วัสดุป้องกันการยึดเหนี่ยว (Unbonding Material)
3. วัสดุครอบภายใน (Encasing Material)
4. ปลอกหุ้ม (Outer Tube)

ในส่วนของแกนเหล็กมีหลากหลายหน้าตัด เช่น แผ่นเหล็กบาง (Flat Bar) เหล็กตัวที (T-Bar) หรือ ทรงกากบาท ดังรูปที่ 2.2 ซึ่งบริเวณจุดนี้เป็นบริเวณที่ยอมให้เกิดการคราก จะมีการลดขนาดของหน้าตัด และจะกำหนดให้อยู่ในบริเวณช่วงกลางความยาวขององค์อาคารรั้งยึดรั้งการโก่งเดาะ มีการกำหนดให้ ปลอกหุ้ม (Outer Tube) นั้นมีกำลังที่สูงกว่ากำลังการรับแรงสูงสุดของแกนเหล็กตามมาตรฐานข้อกำหนด American Institute of Steel Construction Incorporation ดังรูปที่ 2.3



รูปที่ 2.1 องค์ประกอบขององค์อาคารรั้งยึดรั้งการโก่งเดาะ

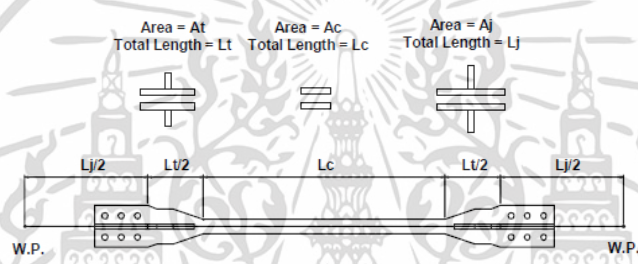
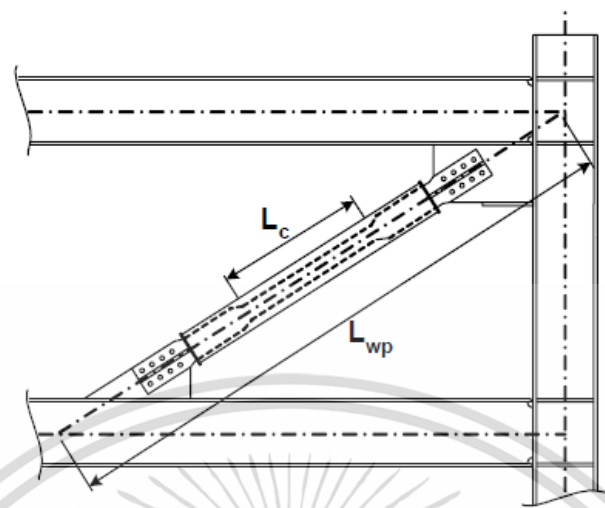


รูปที่ 2.2 หน้าตัดของเหล็กแกน

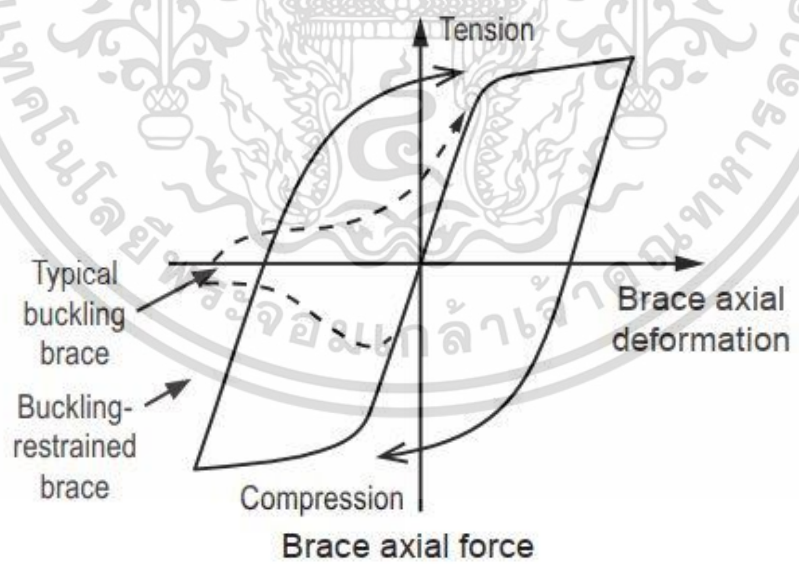
ลักษณะการทำงานขององค์อาคารยึดรั้งการโก่งเดาะ

องค์อาคารยึดรั้งการโก่งเดาะ ถูกออกแบบมาให้รับแรงอัดได้โดยไม่เกิดการโก่งเดาะทางด้านข้าง โดยที่แกนเหล็กภายในจะทำหน้าที่ในการรับแรงเป็นหลัก สามารถยอมให้เกิดการครากตามแนวแกน (Axial Yield) ในส่วนที่ยอมให้ครากจะมีการลดพื้นที่หน้าตัดของเหล็กแกนลงและกำหนดช่วงของความยาวที่ยอมให้คราก (L_c) ให้อยู่ภายในปลอกหุ้ม ตามรูปที่ 2.3 วัสดุป้องกันการยึดเหนี่ยวจะทำให้แกนเหล็กสามารถเคลื่อนที่ได้อย่างอิสระ และมีวัสดุรอกภายในที่อยู่ภายในปลอกหุ้มทำหน้าที่ป้องกันการโก่งเดาะทางด้านข้าง ซึ่งการโก่งเดาะนี้จะเป็นสิ่งที่ทำให้ประสิทธิภาพในการต้านทานแรงด้านข้างนั้นลดลง

เมื่อมีการยับยั้งการโก่งเดาะภายใต้การรับแรงอัด ทำให้องค์อาคารยึดรั้งการโก่งเดาะมีกำลังการรับแรงอัดวิกฤตได้ใกล้เคียงกับกำลังรับแรงที่จุดคราก ส่งผลให้สามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวที่กระทำแบบไป-กลับได้ จะสามารถแสดงออกมาในรูปของกราฟ Strain Hardening ที่สมมาตรกันตามรูปที่ 2.4



รูปที่ 2.3 ความยาวและพื้นที่ของแกนเหล็กที่ยอมให้คราก

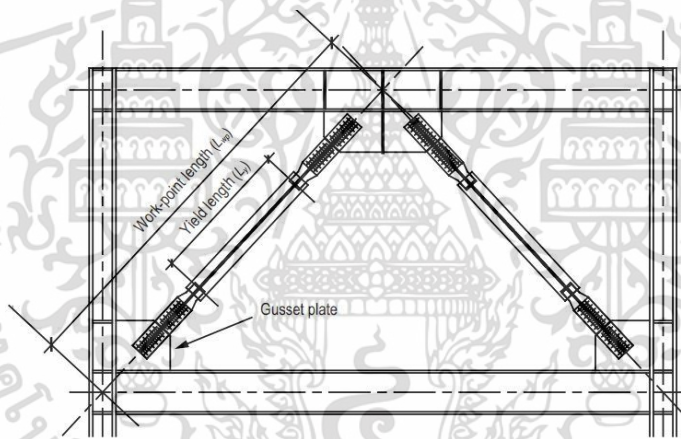


รูปที่ 2.4 พฤติกรรมภายใต้แรงอัด

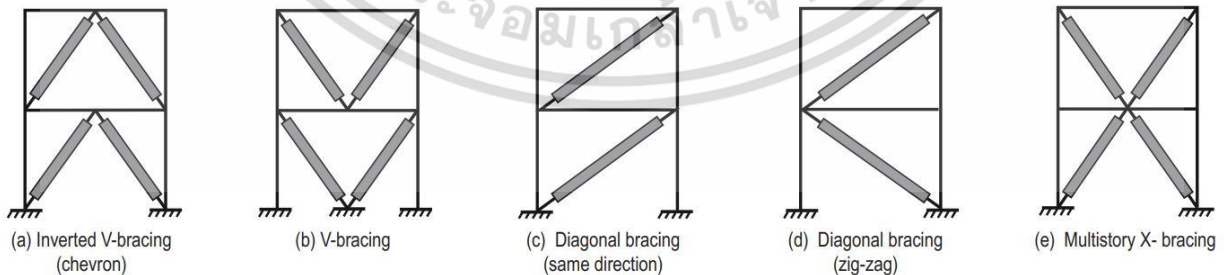
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

รูปแบบขององค์อาคารยึดรั้งไว้การโก่งเดาะ

รูปแบบขององค์อาคารยึดรั้งไว้การโก่งเดาะจะส่งผลต่อองค์อาคารและการตอบสนองต่อแรงแผ่นดินไหวในรูปแบบที่ต่างกัน ตัวอย่างเช่น องค์อาคารยึดรั้งไว้การโก่งเดาะรูปแบบตัววี (V-Bracing) และแบบวีคว่ำ (Inverted V-Bracing) จะส่งผลให้คานที่รับองค์อาคารยึดรั้งไว้การโก่งเดาะต้องรับแรงที่ไม่สมดุลตามรูปที่ 2.5 ทำให้ต้องมีการออกแบบคานเพื่อรับแรงที่กระทำในรูปแบบที่ไม่สมดุลด้วย ในการแก้ไขปัญหานี้อาจจะเปลี่ยนรูปแบบการยึดรั้งเป็นแบบกากบาท (Multistory – X Bracing) เพื่อให้แรงสมดุลกัน และมีการส่งถ่ายแรงไปยังชั้นต่างๆของอาคารได้ดียิ่งขึ้น หรือการยึดรั้งแบบทแยงที่ไปในทางทิศทางเดียวกัน (Diagonal Bracing – same direction) และการยึดรั้งแบบทแยงในรูปแบบตัว Z (Diagonal Bracing – zig-zag) จะกำหนดให้ปลายขององค์อาคารยึดรั้งไว้การโก่งเดาะอยู่บริเวณปลายคาน ส่งผลให้สามารถลดภาระของคานลงไปได้ดังรูปที่ 2.6 แต่ในทั้งนี้ทั้งนั้นควรที่จะปรึกษาความคิดเห็นของสถาปนิกในเรื่องของความสวยงามและการใช้งานขององค์อาคารด้วย



รูปที่ 2. 5 องค์อาคารยึดรั้งไว้การโก่งเดาะรูปแบบตัววีคว่ำ



รูปที่ 2. 6 รูปแบบขององค์อาคารยึดรั้งไว้การโก่งเดาะ

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

จุดต่อองค์อาคารยึดรั้งไว้การโก่งเดาะ

ประเภทจุดต่อขององค์อาคารยึดรั้งไว้การโก่งเดาะกับองค์อาคาร มี 3 ประเภทที่ต้องพิจารณา ดังนี้

1. จุดต่อระหว่างองค์อาคารยึดรั้งไว้การโก่งเดาะและแผ่นประกบกับจุดต่อ
2. จุดต่อระหว่างคานเสา รวมทั้งคานและแผ่นประกบกับจุดต่อ
3. จุดต่อระหว่างเสาและฐานรองรับ

ตามมาตรฐานของ AISC 341 ระบุว่า แผ่นประกบกับจุดต่อขององค์อาคารยึดรั้งไว้การโก่งเดาะ ต้องสามารถรับแรงอัดได้ดี โดยในการออกแบบนั้นจะมีการเผื่อค่าไปอีก 10% ของแรงอัด วัตถุประสงค์เพื่อให้แผ่นประกบกับจุดต่อมีความแข็งแรง ไม่มีการเสีรูที่จุดต่อ จะให้การเสีรูนั้นเกิดขึ้นภายในบริเวณภายในของแกนเหล็ก เพื่อให้องค์อาคารยึดรั้งไว้การโก่งเดาะสามารถทำหน้าที่ได้อย่างเต็มประสิทธิภาพ

จุดต่อระหว่างเสาและฐานรองรับดังรูปที่ 2.7 เป็นอีกหนึ่งจุดที่สำคัญที่ต้องได้รับการออกแบบอย่างเข้มงวด โดยแรงที่นำมาออกแบบนั้น คือ แรงตามแนวแกนที่มีการรวมผลขององค์อาคารยึดรั้งไว้การโก่งเดาะเข้าไปด้วย



รูปที่ 2.7 จุดต่อขององค์อาคารยึดรั้งไว้การโก่งเดาะ

บทที่ 3

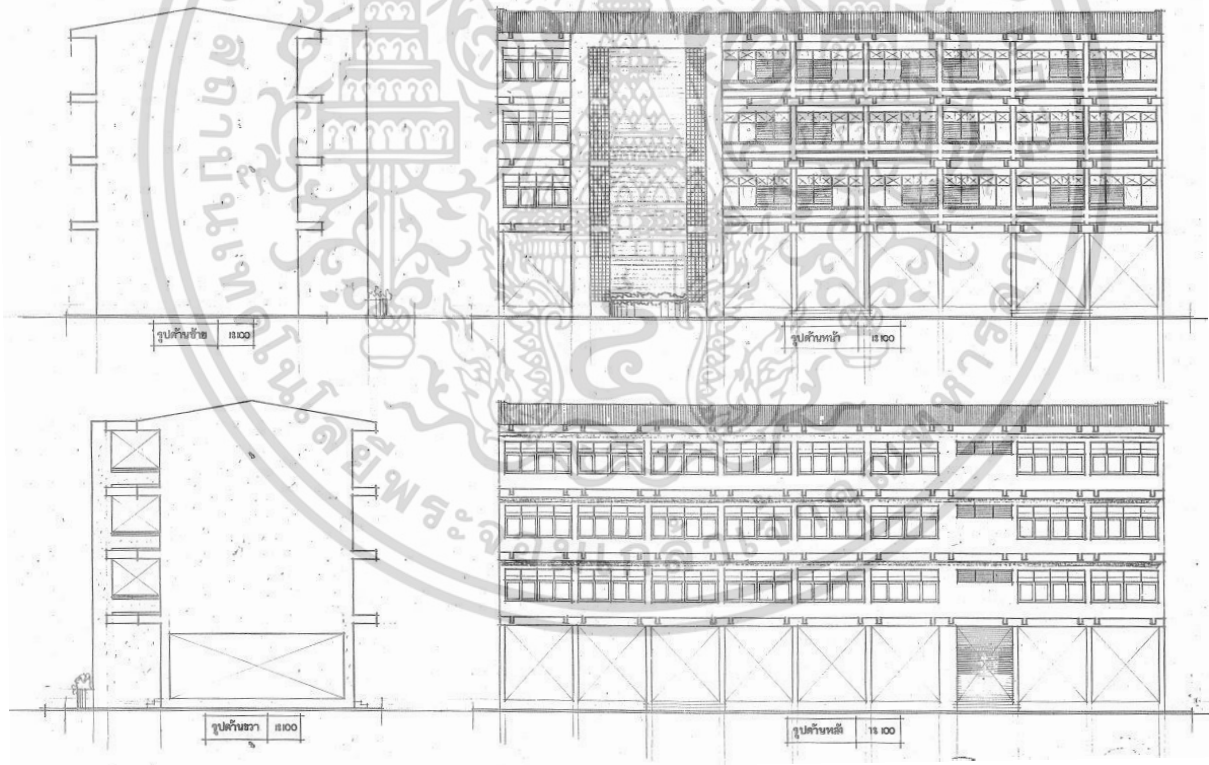
วิธีดำเนินการวิจัย

3.1 ข้อมูลอาคารที่ใช้ในการศึกษา

อาคารที่ใช้ในการศึกษาครั้งนี้ เป็นอาคารเรียนที่มีความสูง 4 ชั้น เป็นอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กระบบคาน-เสา ลักษณะของอาคารที่สำคัญมีดังนี้

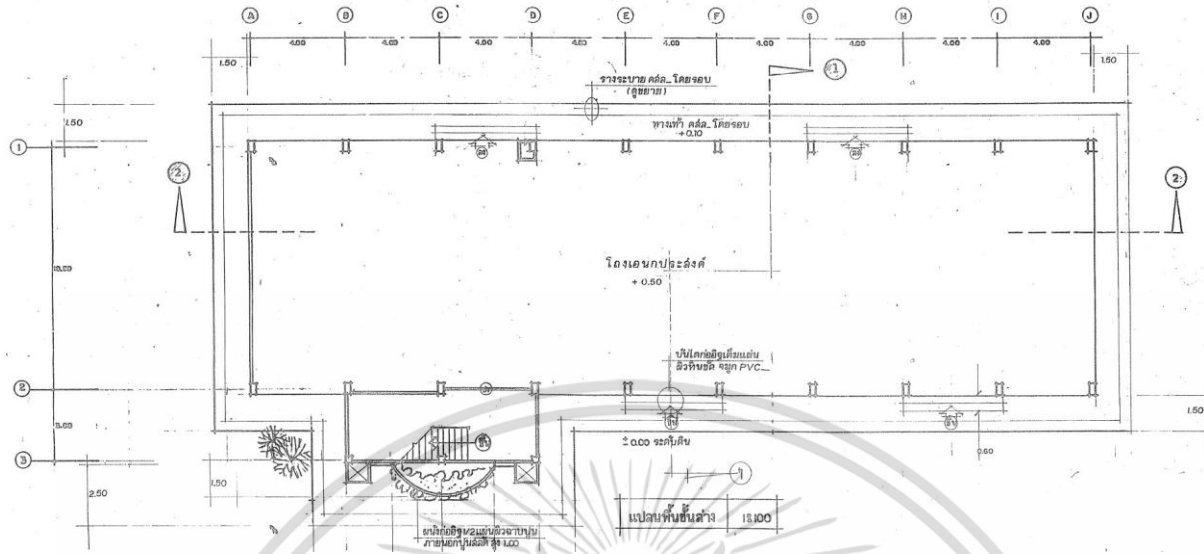
3.1.1 ขนาดของอาคาร

อาคารมีลักษณะสมมาตร มีความกว้าง 10.50 เมตร ความยาว 36.00 เมตร มีจำนวน 4 ชั้น ชั้นที่ 1 มีความสูง 4.50 เมตร ชั้นที่ 2 ถึงชั้นที่ 4 มีความสูงชั้นละ 3.50 เมตร และชั้นหลังคามีความสูง 1.70 เมตร ความสูงรวมของอาคาร 16.70 เมตร รายละเอียดตามรูปที่ 3.1 ถึง 3.6

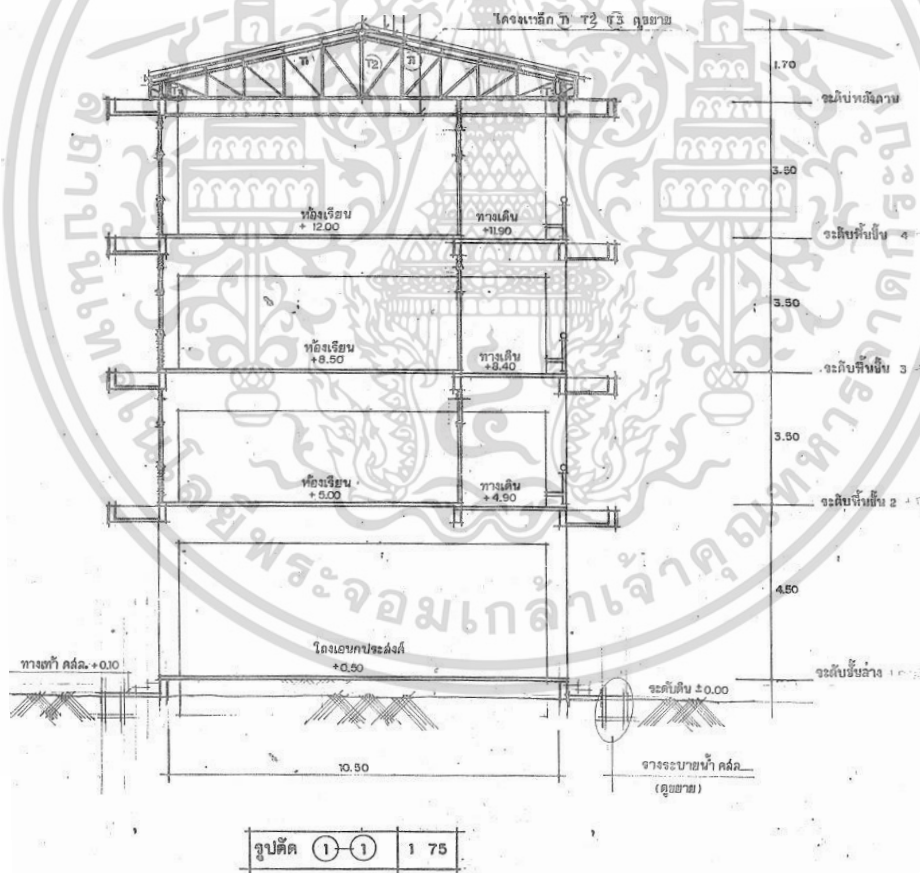


รูปที่ 3.1 รูปด้านอาคาร

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

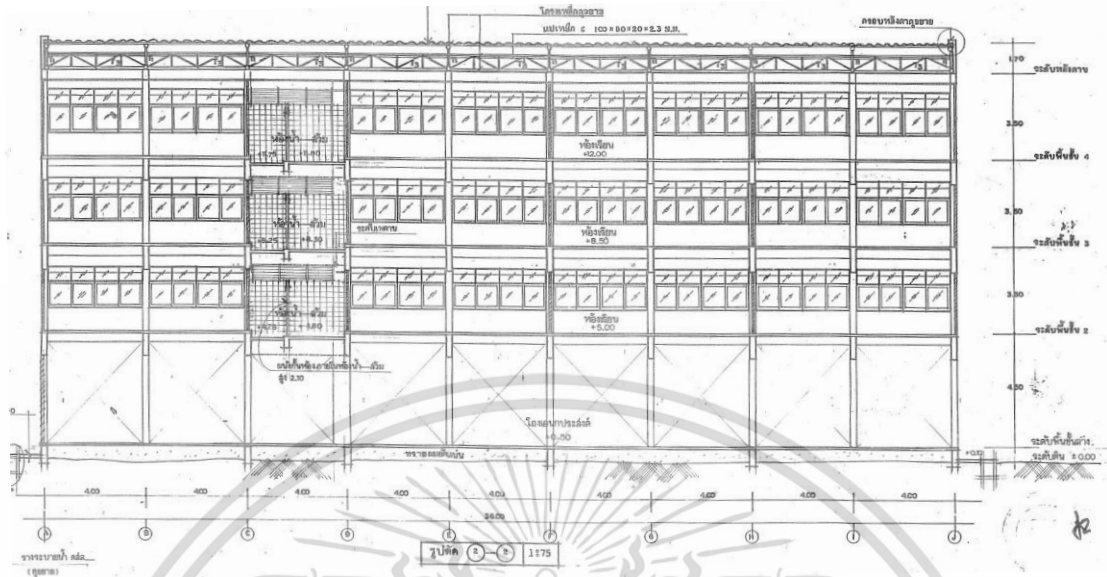


รูปที่ 3.2 แพลนอาคาร



รูปที่ 3.3 รูปตัดอาคาร 1-1

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 3.4 รูปตัดอาคาร 2-2

3.1.2 วัสดุที่ใช้ในการก่อสร้าง

งานคอนกรีตโครงสร้าง คอนกรีตที่มีค่ากำลังอัดประลัย (f_c') ที่ 240 กก./ตร.ซม. ของแท่นคอนกรีตมาตรฐานทรงลูกบาศก์ 15x15x15 ซม. ที่อายุ 28 วัน

งานเหล็กเสริมคอนกรีต เหล็กเส้นกลม ใช้ SR-24 ความต้านทานแรงดึงที่จุดครากไม่น้อยกว่า 2,400 กก./ตร.ซม. เหล็กข้ออ้อย ใช้ SD-40 ความต้านทานแรงดึงที่จุดครากไม่น้อยกว่า 4,000 กก./ตร.ซม.

งานแผ่นพื้นสำเร็จ สำหรับแผ่นพื้นท้องเรียบ ใช้ที่ห้องเรียน ห้องพักครู พื้นห้องประชุม พื้นห้องโถง, บันได และทางเดินของอาคารเรียน รับน้ำหนักได้ไม่น้อยกว่า 400 กก./ตร.ม. ส่วนของพื้นระเบียงและห้องน้ำ ให้ใช้พื้นคอนกรีตหล่อในที่

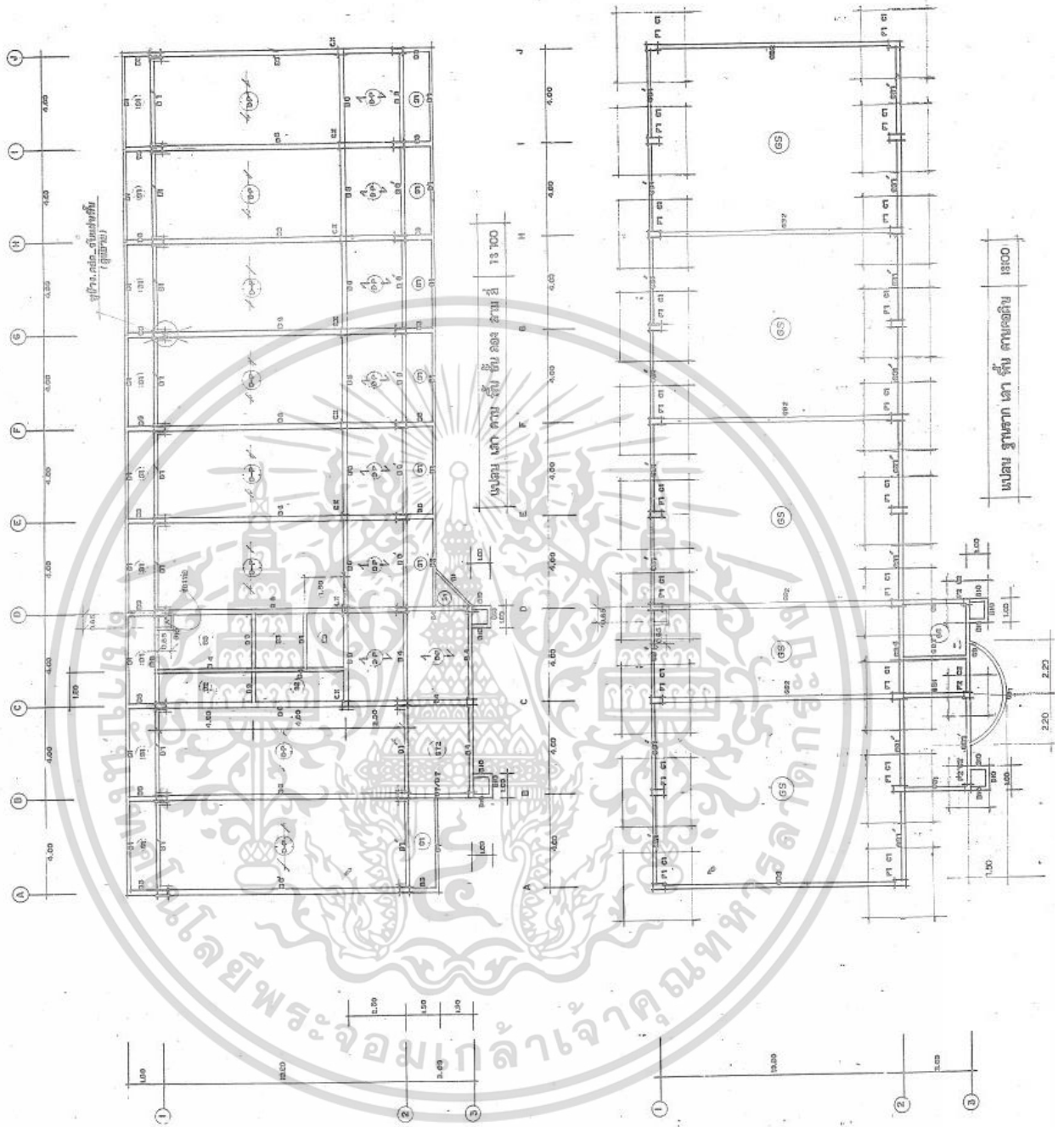
3.1.3 ขนาดและการเสริมเหล็กของเสาและคาน

เสาคอนกรีตเสริมเหล็ก ใช้ 2 เบอร์ได้แก่ C1 ขนาด 0.30 x 0.50 ม. และ C2 ขนาดแตกต่างกันตามความสูงของชั้นอาคาร รายละเอียดการเสริมเหล็กตามรูปที่ 3.7 และ 3.8

คานคอนกรีตเสริมเหล็ก ใช้ทั้งหมด 19 เบอร์ รายละเอียดขนาดและการเสริมเหล็กตามรูปที่ 3.9

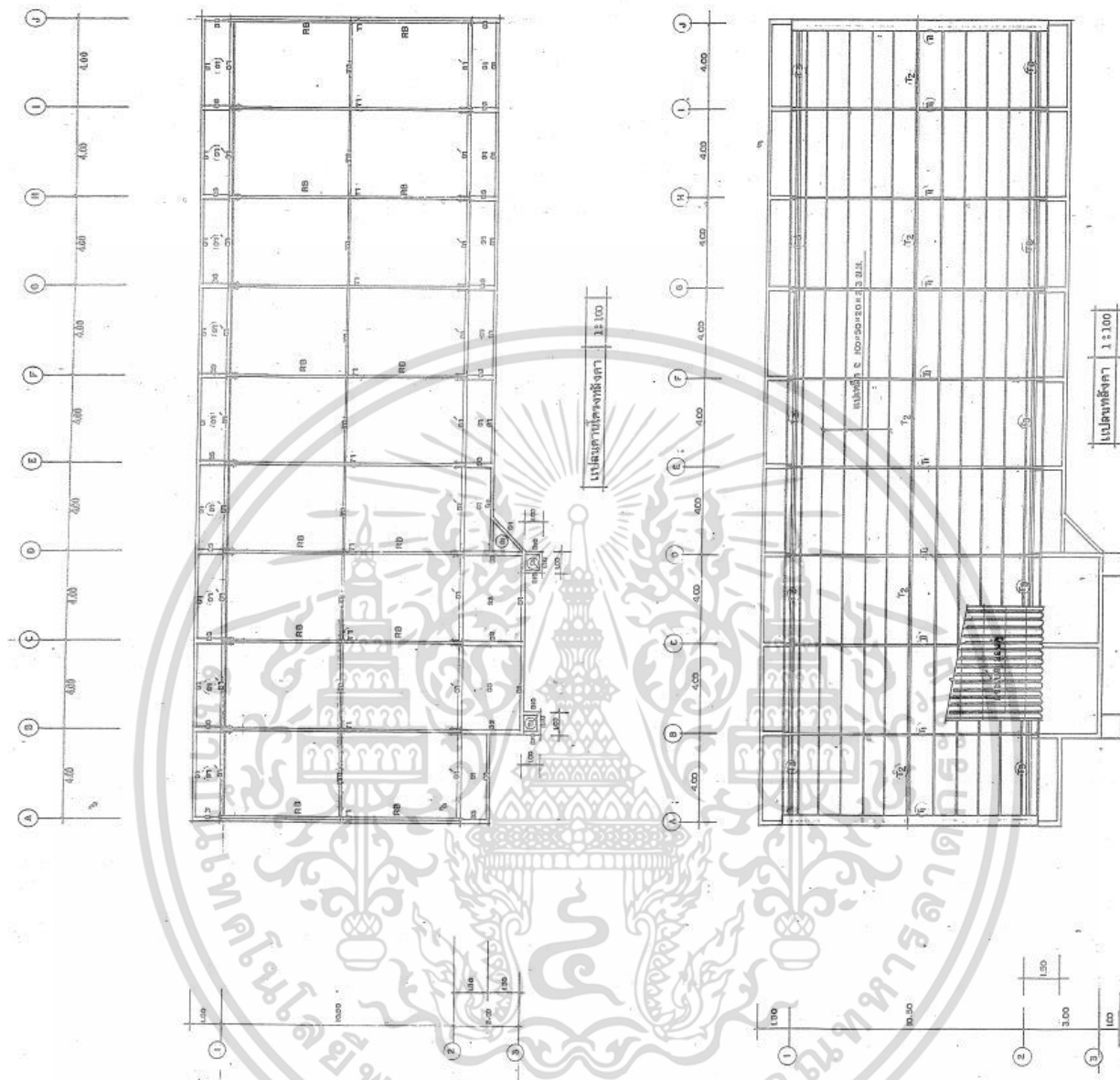
จากข้อมูลรูปด้านและรูปตัด ทำให้ทราบว่าชั้นที่ 1 นั้นเป็นลักษณะแบบเปิดโล่ง ซึ่งเป็นลักษณะของชั้นที่อ่อนแอ (Soft Story) มีความเสี่ยงสูงที่จะพังทลายเมื่อได้รับแรงแผ่นดินไหว ชั้นที่ 2 ถึงชั้นที่ 4 เป็นลักษณะผนังก่ออิฐโดยรอบ ชั้นหลังคาจะเป็นโครงถัก เป็นโครงสร้างเหล็กรูปพรรณตามรูปที่ 3.10

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

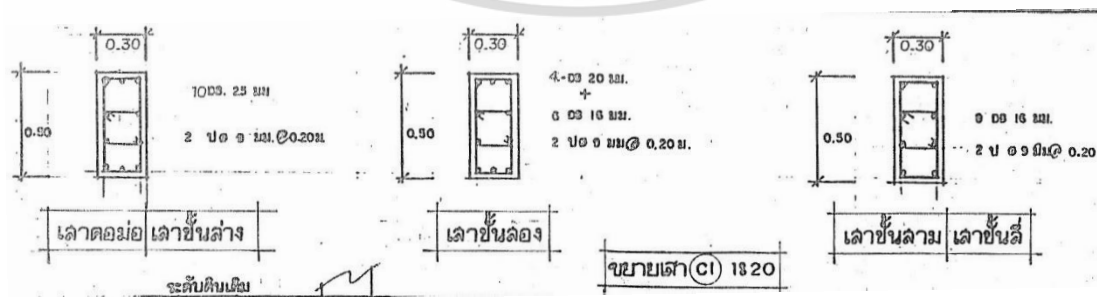


รูปที่ 3. 5 แปลนฐานราก เสา พื้น คานคอดิน ชั้น 2 ถึงชั้น 4

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

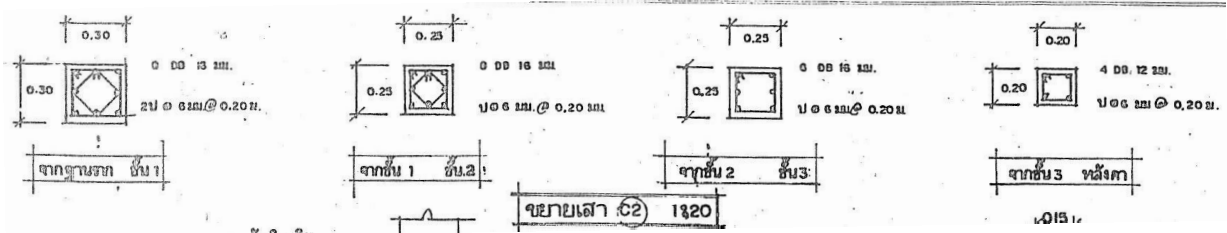


รูปที่ 3. 6 แปลนคานโครงหลังคา และ แปลนหลังคา

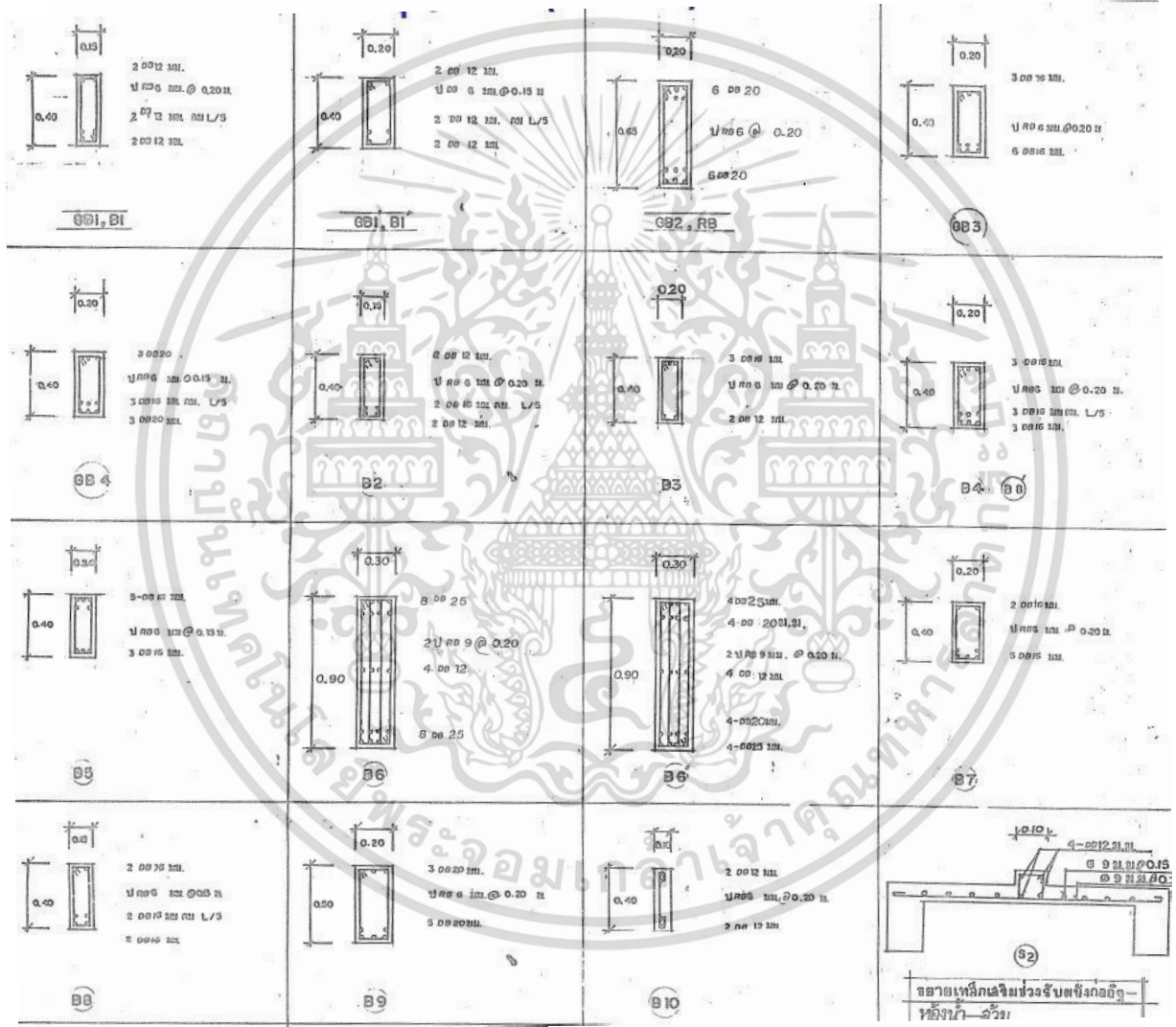


รูปที่ 3. 7 แบบขยายหน้าตัดเสา C1

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

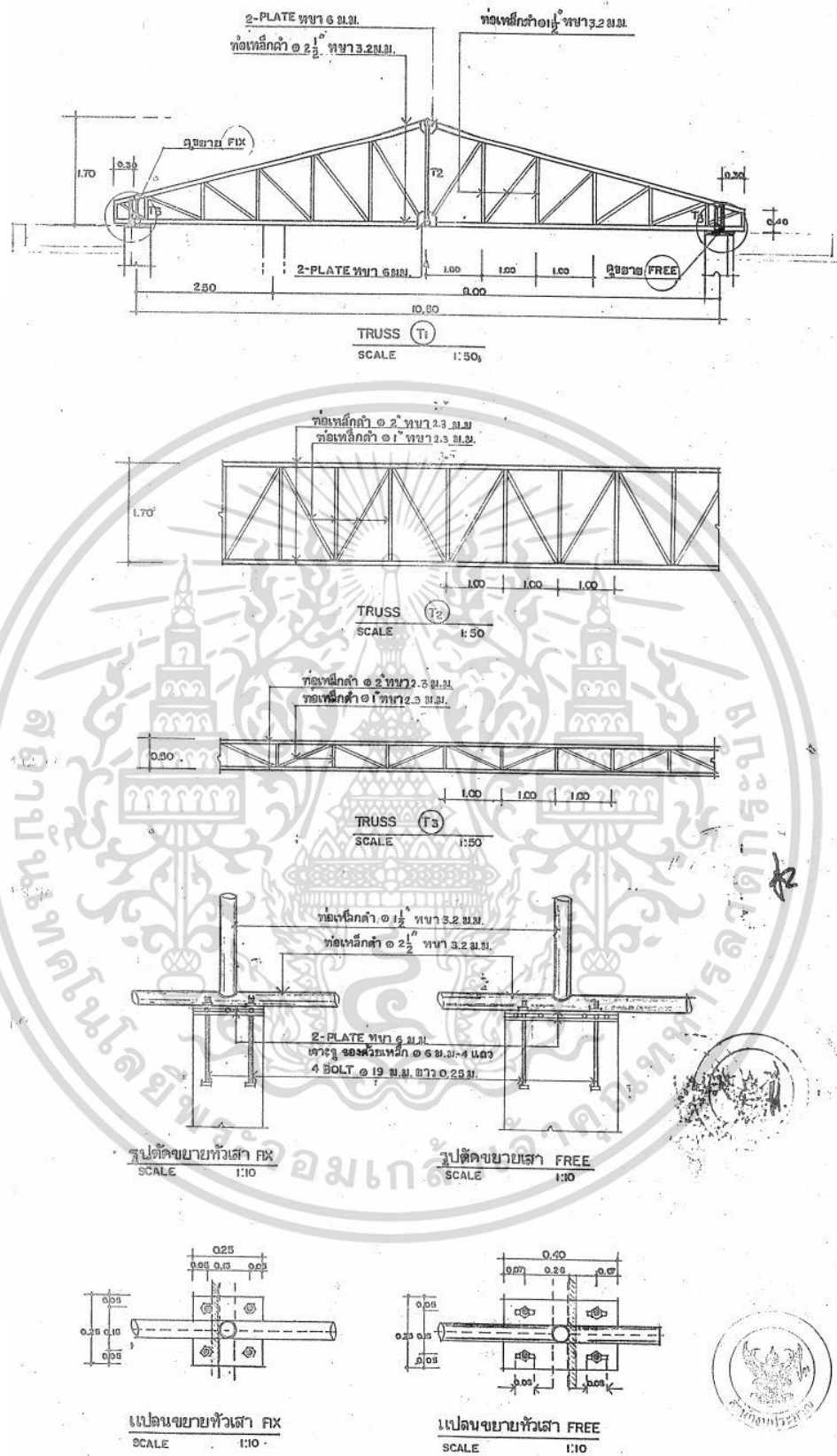


รูปที่ 3. 8 แบบขยายหน้าตัดเสา C2



รูปที่ 3. 9 แบบขยายหน้าตัดคาน

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

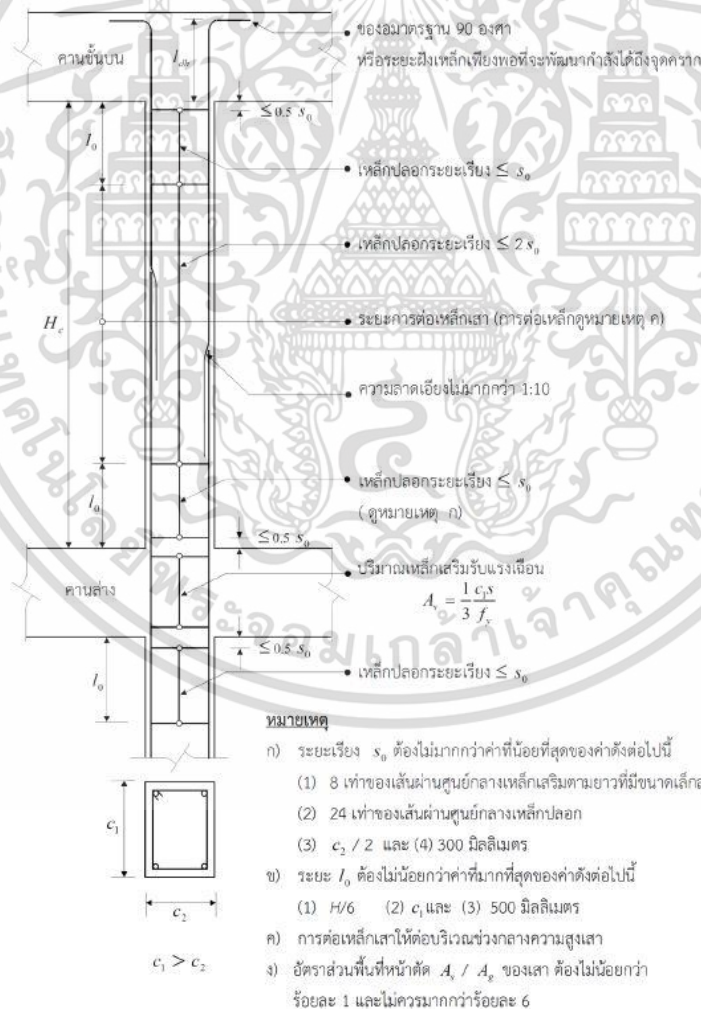


รูปที่ 3. 10 แบบขยายโครงหลังคา

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

จากรายละเอียดการเสริมเหล็กในโครงสร้างเสา ตามรูปที่ 3.7 ถึง 3.8 สามารถสังเกตได้ว่า เหล็กปลอกในเสา C1 และ C2 มีระยะเรียงอย่างสม่ำเสมอตลอดทั้งความสูงและจากแบบไม่มีการให้รายละเอียดการเสริมเหล็กปลอกในเสาให้มีความเหนียวอย่างเพียงพอตามกฎกระทรวงกำหนดการรับน้ำหนัก ความต้านทาน ความคงทนของอาคาร และพื้นดินที่รองรับอาคารในการต้านทานแรงสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว พ.ศ. 2564 แต่ทั้งนี้ต้องทำการตรวจสอบเบื้องต้นโดยอ้างอิงเสาชั้นที่ 1 เนื่องจากเป็นชั้นที่อ่อนแอ (Soft Story) อีกครั้งว่า ระยะเรียงของเหล็กปลอกเป็นไปตามข้อกำหนดหรือไม่ ตามภาพที่ 3.10

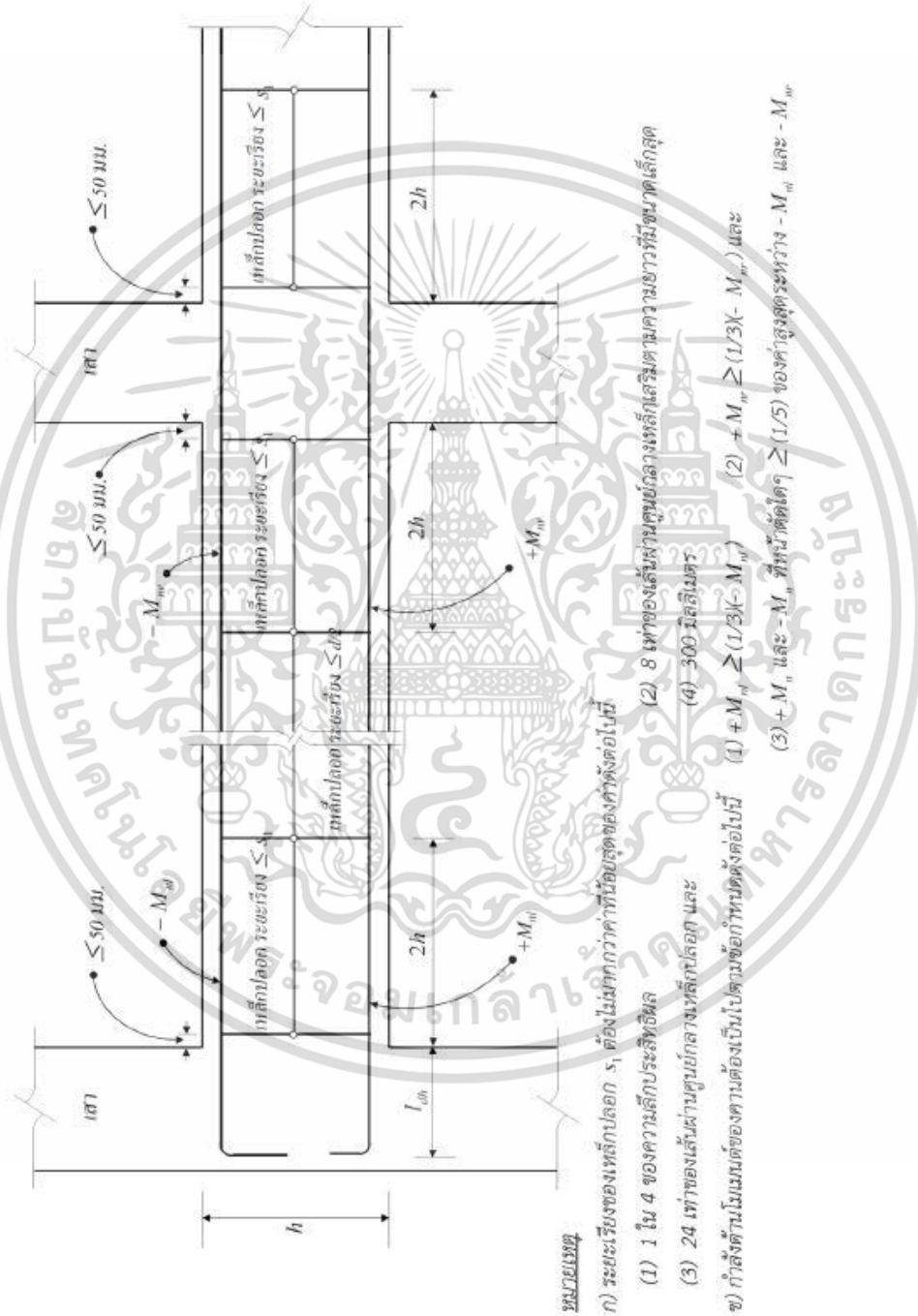
จากข้อ ก) ในหมายเหตุ ตามรูปที่ 3.11 พบว่าระยะเรียงต้องไม่มากกว่า 12.5 ซม. (ค่าที่น้อยที่สุดในข้อ ก) แต่จากรายละเอียดการเสริมเหล็กพบว่าระยะเรียงที่ 20.0 ซม. ทำให้ระยะเรียงนั้นไม่เป็นไปตามมาตรฐาน มีความเสี่ยงที่จะพังทลายจากแรงเฉือนได้



รูปที่ 3.11 ระยะเรียงเหล็กปลอกในเสา

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

จากรายละเอียดการเสริมเหล็กในโครงสร้างคาน ตามรูปที่ 3.9 สามารถสังเกตเห็นว่าการเสริมเหล็กปลอกในคาน B6 ซึ่งเป็นคานหลัก ในช่วงระยะ 2 เท่าของความสูงเสา (h) นั้นมีระยะเรียงมากกว่าตามที่มาตรฐานกำหนด ตามรูปที่ 3.12 ทำให้มีความเสี่ยงที่จะพังทลายเนื่องจากแรงเฉือนได้

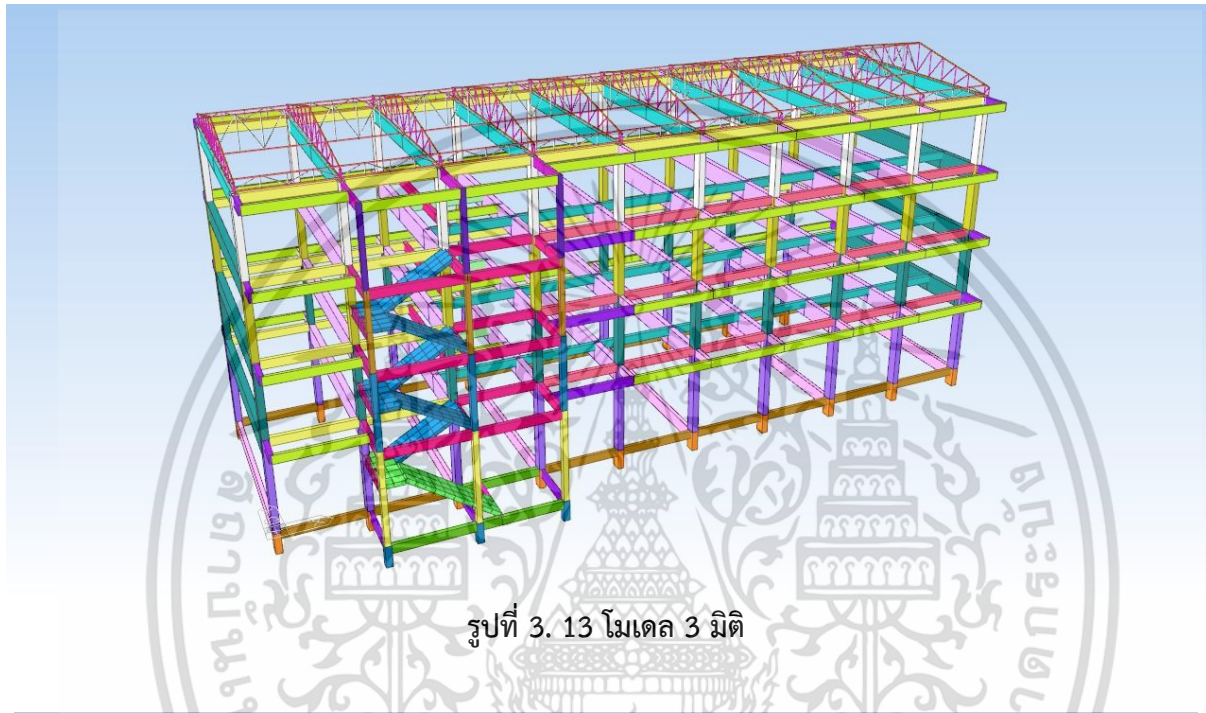


รูปที่ 3. 12 ระยะเรียงเหล็กปลอกคาน

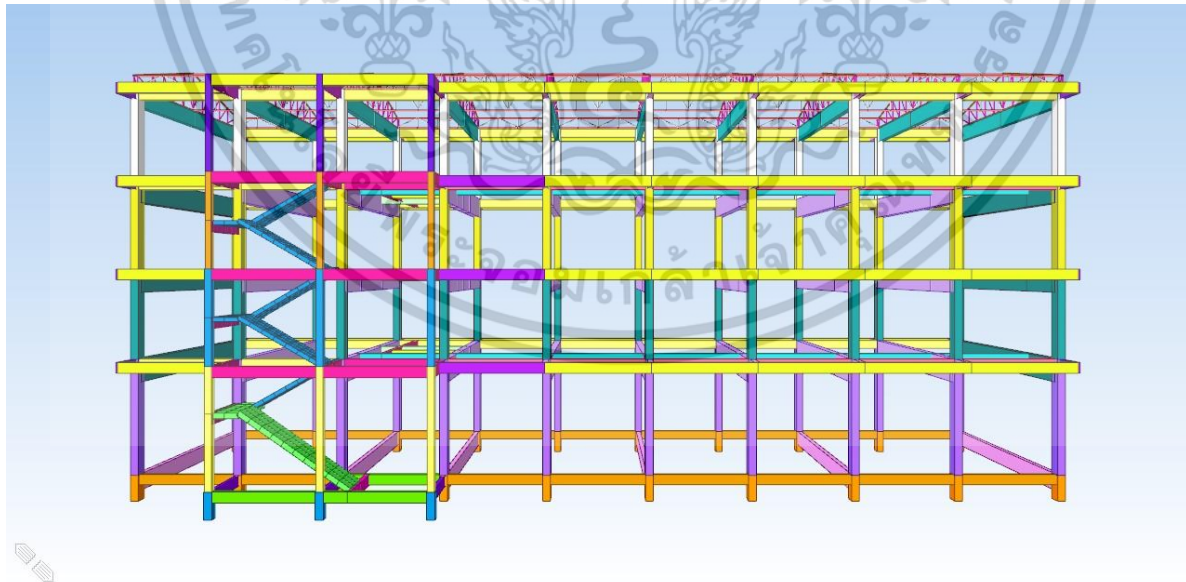
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

3.2 แบบจำลองโมเดลอาคาร

เมื่อทราบข้อมูลของอาคารแล้ว ขั้นตอนถัดมาคือ การจำลองโมเดล 3 มิติของอาคาร ในการศึกษาเลือกใช้โปรแกรม MIDAS GEN สำหรับการจำลองโมเดลและการวิเคราะห์โครงสร้างของอาคาร โดยจัดทำโมเดล 3 มิติของอาคารเดิมก่อนการเสริมกำลังอาคารเป็นอันดับแรก ตามรูปที่ 3.13 และ 3.14



รูปที่ 3. 13 โมเดล 3 มิติ



รูปที่ 3. 14 รูปโมเดล 3 มิติด้านหน้า

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

3.3 การคำนวณแรงแผ่นดินไหวด้วยวิธีแรงสถิตเทียบเท่า

ในการศึกษานี้ได้จำลองให้อาคารแห่งนี้ตั้งอยู่ที่ อำเภอ เมือง จังหวัดเชียงใหม่ ซึ่งจัดอยู่ในพื้นที่บริเวณที่ 3 โดยเป็นบริเวณหรือพื้นที่ที่มีความเป็นไปได้ว่าอาคารอาจได้รับผลกระทบทางด้านความมั่นคงแข็งแรงและเสถียรภาพในระดับสูงเมื่อมีแรงสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว อาคารนี้มี 4 ชั้น ความสูงรวม 16.70 ม. และเป็นอาคารที่ทำการของส่วนราชการ ที่จัดตั้งตามกฎหมายจึงจำเป็นต้องมีการออกแบบอาคารต้านทานแผ่นดินไหว เนื่องจากไม่มีผลการสำรวจดินจึงตั้งสมมุติฐานว่าประเภทดินที่จะใช้ในการหาแรงแผ่นดินไหวนั้นเป็นประเภท D

ทำการหาค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมที่คานสั้น 0.2 วินาที (S_s) และที่คาบ 1 วินาที (S_1) ของแผ่นดินไหวรุนแรงสูงสุดที่พิจารณา จากตารางที่ 3.1

ตารางที่ 3. 1 ค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมที่คานสั้น 0.2 วินาที (S_s) และที่คาบ 1 วินาที (S_1)

จังหวัด	อำเภอ	ค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัม	
		S_s	S_1
เชียงใหม่ (ต่อ)	ฝาง	๑.๐๓๘	๐.๒๘๒
	พร้าว	๐.๙๕๓	๐.๒๓๘
	เมืองเชียงใหม่	๐.๙๖๓	๐.๒๔๘
	แม่แจ่ม	๐.๘๙๑	๐.๒๔๒
	แม่แตง	๐.๙๕๒	๐.๒๖๐
	แม่ริม	๐.๙๘๔	๐.๒๕๔
	แม่ våง	๐.๙๓๖	๐.๒๔๘
	แม่ฮาย	๑.๐๘๐	๐.๓๑๗
	แม่ฮอน	๐.๘๖๗	๐.๑๘๗
	เวียงแหง	๑.๐๓๒	๐.๒๗๔
	สะเมิง	๐.๙๖๗	๐.๒๕๘
	สันกำแพง	๐.๙๒๖	๐.๒๓๐
	สันทราย	๐.๙๗๓	๐.๒๕๑
	สันป่าตอง	๐.๙๓๘	๐.๒๔๔
	สารภี	๐.๙๒๗	๐.๒๓๖
	หางดง	๐.๙๓๑	๐.๒๔๓
	อมก๋อย	๐.๘๕๗	๐.๒๔๔
ฮอด	๐.๘๔๙	๐.๒๓๗	

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

เลือกใช้ค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมที่คานสั้น 0.2 วินาที (S_s) = 0.963g

เลือกใช้ค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมที่คานสั้น 1 วินาที (S_1) = 0.248g

ทำการหาค่าสัมประสิทธิ์สำหรับชั้นดิน ณ ที่ตั้งอาคาร สำหรับคาบการสั่นที่ 0.2 วินาที (F_a) และ 1 วินาที (F_v) จากตารางที่ 3.2 และ 3.3 ตามลำดับ

ตารางที่ 3. 2 ค่าสัมประสิทธิ์สำหรับชั้นดิน ณ ที่ตั้งอาคาร สำหรับคาบการสั่นที่ 0.2 วินาที (F_a)

ประเภทของชั้นดิน	ความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมของแผ่นดินไหวรุนแรงสูงสุดที่พิจารณาที่คาบ ๐.๒ วินาที				
	$S_s \leq ๐.๒๕$	$S_s = ๐.๕๐$	$S_s = ๐.๗๕$	$S_s = ๑.๐๐$	$S_s \geq ๑.๒๕$
A	๐.๘	๐.๘	๐.๘	๐.๘	๐.๘
B	๑.๐	๑.๐	๑.๐	๑.๐	๑.๐
C	๑.๒	๑.๒	๑.๑	๑.๐	๑.๐
D	๑.๖	๑.๔	๑.๒	๑.๑	๑.๐
E	๒.๕	๑.๗	๑.๒	๐.๙	๐.๙
F	จำเป็นต้องทำการวิเคราะห์การตอบสนองของดินเป็นกรณี ๆ ไป				

ตารางที่ 3. 3 ค่าสัมประสิทธิ์สำหรับชั้นดิน ณ ที่ตั้งอาคาร สำหรับคาบการสั่นที่ 1 วินาที (F_v)

ประเภทของชั้นดิน	ความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมของแผ่นดินไหวรุนแรงสูงสุดที่พิจารณาที่คาบ ๑.๐ วินาที				
	$S_1 \leq ๐.๑๐$	$S_1 = ๐.๒๐$	$S_1 = ๐.๓๐$	$S_1 = ๐.๔๐$	$S_1 \geq ๐.๕๐$
A	๐.๘	๐.๘	๐.๘	๐.๘	๐.๘
B	๑.๐	๑.๐	๑.๐	๑.๐	๑.๐
C	๑.๗	๑.๖	๑.๕	๑.๔	๑.๓
D	๒.๔	๒.๐	๑.๘	๑.๖	๑.๕
E	๓.๕	๓.๒	๒.๘	๒.๔	๒.๔
F	จำเป็นต้องทำการวิเคราะห์การตอบสนองของดินเป็นกรณี ๆ ไป				

คำนวณหาค่าสัมประสิทธิ์สำหรับชั้นดิน ณ ที่ตั้งอาคาร สำหรับคาบการสั่นที่ 0.2 วินาที (F_a) = 1.115

คำนวณหาค่าสัมประสิทธิ์สำหรับชั้นดิน ณ ที่ตั้งอาคาร สำหรับคาบการสั่นที่ 1 วินาที (F_v) = 1.904

ทำการคำนวณค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมที่คาบการสั่น 0.2 วินาที (S_{Ms}) และ 1 วินาที (S_{M1}) ที่ถูกปรับแก้เนื่องจากผลของชั้นดิน ณ ที่ตั้งอาคาร จากสมการที่ 3.1 และ 3.2 ตามลำดับ

$$S_{Ms} = F_a S_s \quad (3.1)$$

$$S_{M1} = F_v S_1 \quad (3.2)$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

คำนวณค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมที่คาบการสั่น 0.2 วินาที (S_{MS}) = 1.07

คำนวณค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมที่คาบการสั่น 1 วินาที (S_{M1}) = 0.47

ทำการคำนวณค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมสำหรับการออกแบบที่คาบการสั่น 0.2 วินาที (S_{DS}) และที่คาบการสั่น 1 วินาที (S_{D1}) คำนวณจากสมการที่ 3.3 และ 3.4 ตามลำดับ

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS} \quad (3.3)$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} S_{M1} \quad (3.4)$$

คำนวณค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมสำหรับการออกแบบที่คาบการสั่น 0.2 วินาที (S_{DS}) = 0.71g

คำนวณค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมสำหรับการออกแบบที่คาบการสั่น 1 วินาที (S_{D1}) = 0.31g

คำนวณหาคาบการสั่นพื้นฐาน ตามกฎกระทรวงกำหนดการรับน้ำหนัก ความต้านทาน ความคงทนของอาคาร และพื้นดินที่รองรับอาคารในการต้านทานแรงสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว พ.ศ. 2564 ระบุวิธีการคำนวณคาบการสั่นพื้นฐาน (Fundamental Period, T) ของอาคารในทิศทางแกนหลักของอาคาร คำนวณได้ดังนี้
วิธี ก. คำนวณจากสูตรการประมาณค่าดังนี้

อาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก $T = 0.02H = 0.02(18.55) = 0.371 \text{ s}$ (3.5)

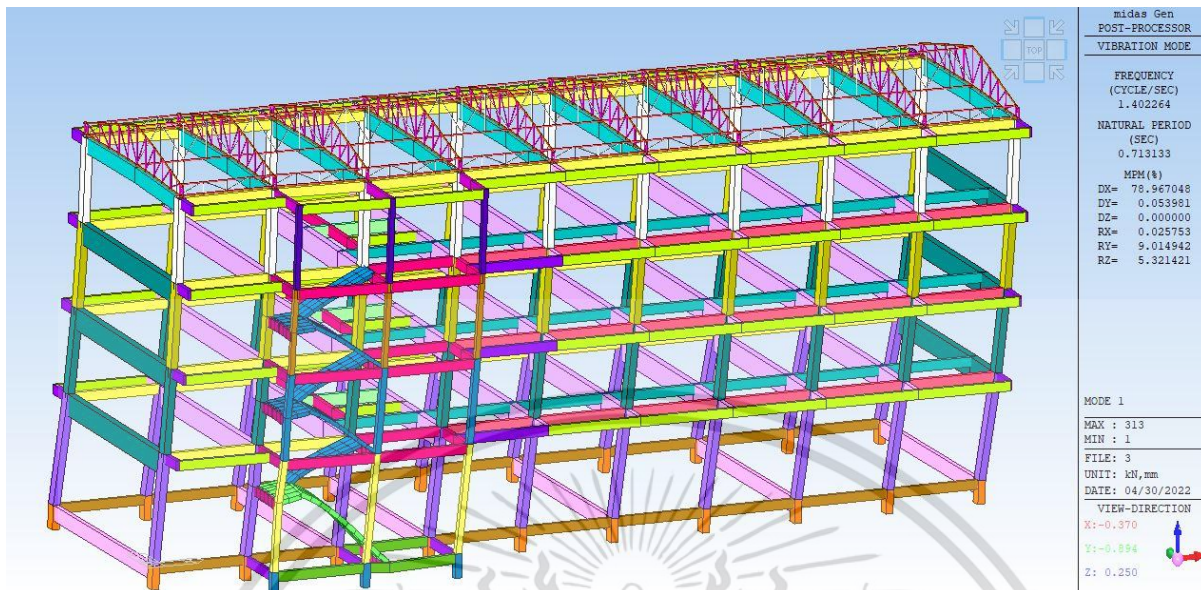
วิธี ข. คำนวณได้จากสูตรของ Rayleigh จากลักษณะการกระจายมวลภายในอาคารและสถิติเฟสของระบบ โครงสร้างต้านแรงด้านข้างอาคาร ด้วยวิธีการวิเคราะห์ที่เหมาะสมหรือโดยใช้การวิเคราะห์ด้วยโปรแกรม คอมพิวเตอร์ ซึ่งได้ผลการวิเคราะห์ตามโหมดการสั่นของโครงสร้าง MIDAS GEN FUNDAMENTAL PERIOD คาบการสั่นพื้นฐานโดยวิธี ข.

จากรูปที่ 3.15 และ 3.16 จะใช้คาบการสั่นธรรมชาติของอาคารในโหมดที่ 1 มาพิจารณาในแนวแกน X ซึ่งค่าคาบการสั่นธรรมชาติ (T_{mx}) = 0.713 และใช้คาบการสั่นธรรมชาติของอาคารในโหมดที่ 2 มาพิจารณาในแนวแกน Y ซึ่งค่าคาบการสั่นธรรมชาติ (T_{my}) = 0.537

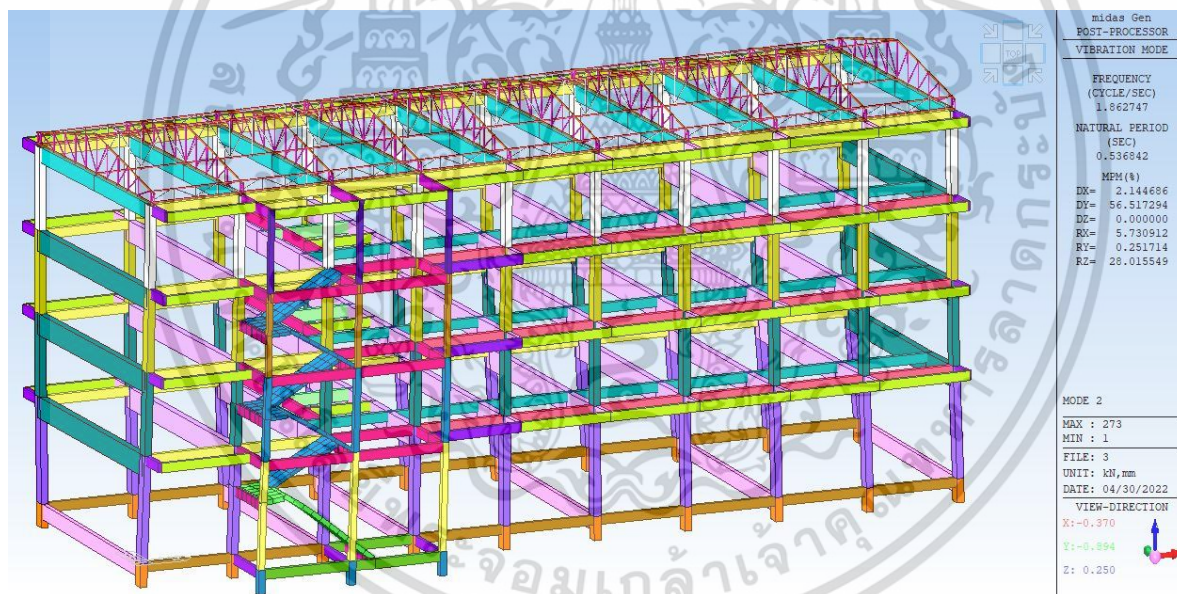
ค่าคาบการสั่นพื้นฐานที่คำนวณได้จากวิธี ข. จะต้องไม่เกิน 1.5 เท่าของค่าที่คำนวณได้จากวิธี ก. ข้อกำหนดนี้มีวัตถุประสงค์เพื่อป้องกันไม่ให้เกิดแรงเฉือนต่ำเกินไป ดังนั้นจึงต้องทำการตรวจสอบและปรับแก้

$T_{mx} = 0.713$ วินาที มากกว่า $1.5 \times 0.371 = 0.557$ เพราะฉะนั้นปรับแก้เป็น $T = 0.557$ วินาที

$T_{my} = 0.537$ วินาที มากกว่า $1.5 \times 0.371 = 0.557$ เพราะฉะนั้นปรับแก้เป็น $T = 0.557$ วินาที



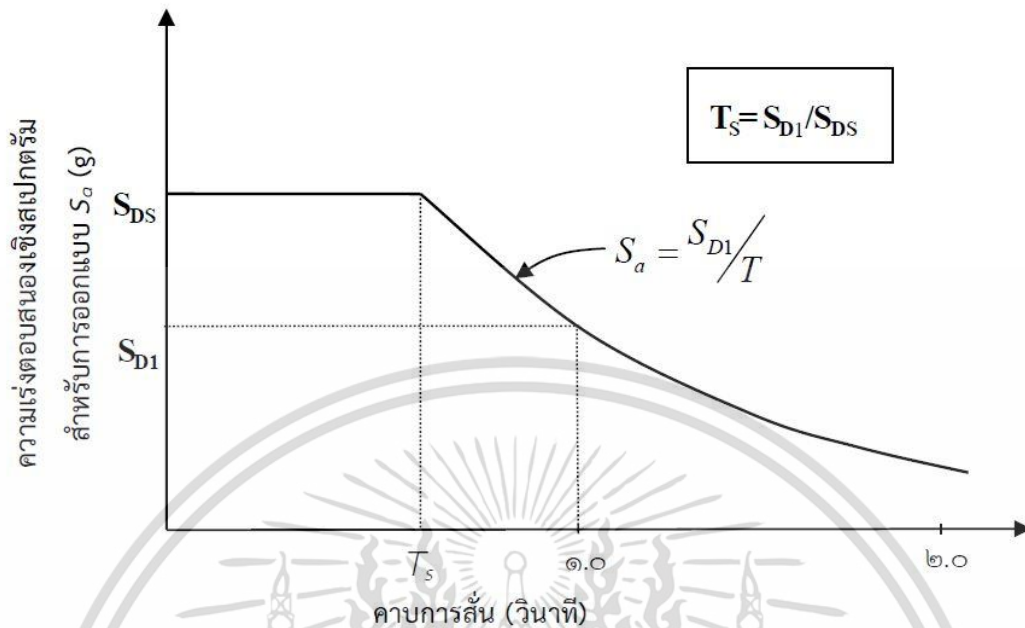
รูปที่ 3. 15 คาบการสั่นธรรมชาติทางด้านแกน X



รูปที่ 3. 16 คาบการสั่นธรรมชาติทางด้านแกน Y

เนื่องจาก $S_{D1} = 0.31g < S_{Ds} = 0.71g$ ตามกฎกระทรวงกำหนดการรับน้ำหนัก ความต้านทาน ความคงทนของอาคาร และพื้นดินที่รองรับอาคารในการต้านทานแรงสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว พ.ศ. 2564 เพราะฉะนั้นเลือกใช้กราฟความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมสำหรับการออกแบบด้วยวิธีแรงสถิตเทียบเท่าตามรูปที่ 3.17

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 3. 17 กราฟความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมสำหรับการออกแบบด้วยวิธีแรงสถิตเทียบเท่า

จากกราฟจะได้ค่า $T_s = 0.31/0.71 = 0.437$ sec และได้ค่าความเร่งการตอบสนองเชิงสเปกตรัม (S_a) เท่ากับ $0.315/0.557 = 0.566g$

ทำการคำนวณค่าสัมประสิทธิ์ผลตอบสนองแรงแผ่นดินไหว (C_s) จากสมการที่ 3.6

$$C_s = S_a \cdot (I/R) = 0.566 \cdot (1.25/3) = 0.236 \quad (3.5)$$

โดยที่ C_s = ค่าสัมประสิทธิ์ผลตอบสนองแรงแผ่นดินไหว

I = ตัวประกอบความสำคัญของอาคาร กำหนดให้เท่ากับ 1.25

R = ตัวประกอบปรับผลตอบสนอง กำหนดให้เท่ากับ 3

ทำการหาค่าน้ำหนักของอาคาร (W) จากตารางที่ 3.4

ตารางที่ 3. 4 น้ำหนักแต่ละประเภทของอาคาร

SUMMATION OF REACTION FORCES PRINTOUT				
Load	FX (tonf)	FY (tonf)	FZ (tonf)	
SW	0.000000	-0.000000	561.664039	
DL	0.000000	-0.000000	606.345000	
SDL	0.000000	-0.000000	174.960000	
LL	0.000000	-0.000000	488.788249	

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

โดยที่ SW คือ น้ำหนักโครงสร้าง เช่น เสาคอนกรีต คานคอนกรีต และโครงหลังคา

DL คือ น้ำหนักบรรทุกทุกตายตัว เช่น แผ่นพื้นคอนกรีตอัดแรง ฝ้า

SDL คือ น้ำหนักบรรทุกพิเศษ เช่น กระจับปี่

LL คือ น้ำหนักบรรทุกจร

คำนวณ น้ำหนักอาคาร (W) = 561.66 + 606.35 + 174.96 + (0.25*488.79) = 1,465.17 ตัน

จากนั้นทำการคำนวณหาแรงเฉือนที่ฐาน (V) จากสมการที่ 3.7

$$V = C_s W = 0.236 \times 1,465.17 = 345.78 \text{ ton} \quad (3.6)$$

นำค่าพารามิเตอร์ที่คำนวณได้ทั้งหมดจากข้างต้นกรอกในโปรแกรม Midas Gen ดังที่แสดงในรูป 3.18

The screenshot shows the 'Add/Modify Seismic Load Specification' dialog box in Midas Gen. The 'Load Case Name' is 'EQX' and the 'Seismic Load Code' is 'IBC2009(ASCE7-05)'. The 'Description' field is empty. Under 'Seismic Load Parameters', the 'Design Spectral Response Acceleration' section is expanded, showing 'Site Class' as 'D', 'Ss' as 0.963, 'S1' as 0.248, 'Fa' as 1.11480, 'Fv' as 1.90400, 'Sds' as 0.71570, and 'Sd1' as 0.31479. The 'Period Coef. (Cu)' is 1.40000 and 'TL' is 4. Under 'Structural Parameters', 'Analytical Period' is selected, with 'X-Dir.' as 0.713 and 'Y-Dir.' as 0.537. 'Approximate Period' is 0.3716 and 'Fundamental Period' is 0.5202. 'Response Modification Factor (R)' is 8 for both directions. 'Seismic Load Direction Factor (Scale Factor)' is 1 for X-Direction and 0 for Y-Direction. 'Accidental Eccentricity' is set to 'None' for both X and Y directions. 'Torsional Amplification' is checked for 'Accidental Eccentricity'. The 'Additional Seismic Loads' table is empty.

รูปที่ 3.18 ประยุกต์ค่าพารามิเตอร์แผ่นดินไหวในโปรแกรม Midas Gen

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

3.4 การเสริมกำลังด้วยองค์อาคารยึดรั้งใ้การโก่งเดาะ

3.4.1 กำลังขององค์อาคารยึดรั้งใ้การโก่งเดาะ

ในการศึกษานี้ได้เลือกใช้กำลังขององค์อาคารยึดรั้งใ้การโก่งเดาะที่มีอยู่ในประเทศไทยซึ่งได้ทำการอ้างอิงมาจากการวิจัยของศ.ดร.เป็นหนึ่งใน วานิชชัย ซึ่งเลือกใช้กำลังขององค์อาคารยึดรั้งใ้การโก่งเดาะอยู่ที่ 275 kN ต่อ 1 ชุดตามภาพที่ 3.19

The example of the 1st retrofitted 2-story RC school building with BRBs, Chaing Rai, Thailand (in 2019)

A total of 8 BRBs.

4 BRBs with the capacity of 160 kN in the longitudinal direction of the frame.

and

4 BRBs with the capacity of 275 kN in the transverse direction of the frame.

(a) Target 2-story bare RC school building (b) Retrofitted building with BRBs

Reference: W. Wararukajja, S. Leelatavivat, P. Warutchai, L. Bing, H. Tariq and N. Naysana, Seismic Strengthening of Soft-Story RC Moment Frames, The 25th National Convention on Civil Engineering, July 15-17, 2020, Chonburi, Thailand. 1

รูปที่ 3. 19 กำลังขององค์อาคารยึดรั้งใ้การโก่งเดาะ

3.4.2 จำนวนและตำแหน่งขององค์อาคารยึดรั้งใ้การโก่งเดาะ

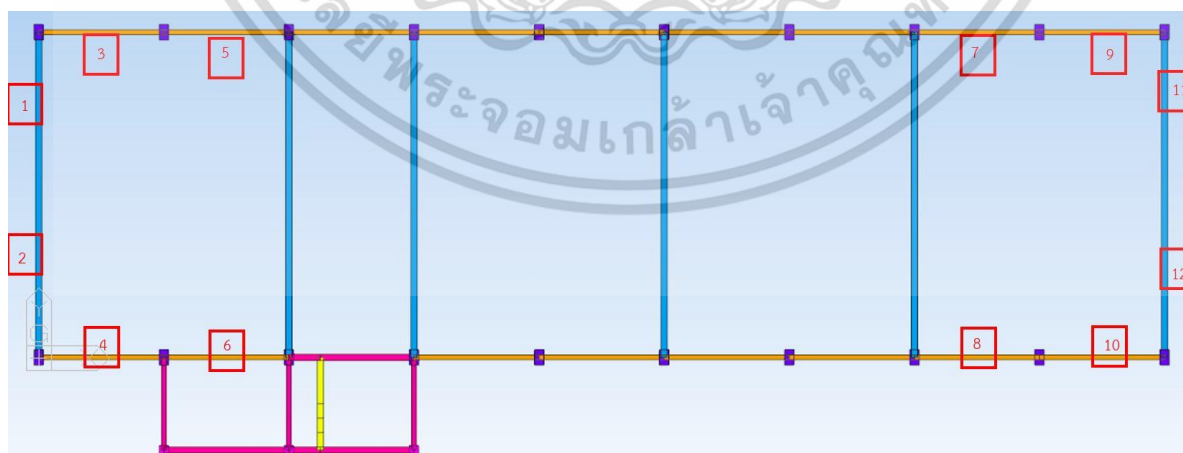
เมื่อเลือกกำลังขององค์อาคารยึดรั้งใ้การโก่งเดาะที่จะใช้ในการเสริมกำลังแล้ว ขั้นตอนถัดไปคือการหาจำนวนองค์อาคารยึดรั้งใ้การโก่งเดาะในแต่ละชั้น โดยหาได้จากอัตราส่วนกำลังส่วนเกินของเสาในแต่ละชั้นกับกำลังขององค์อาคารยึดรั้งใ้การโก่งเดาะที่จะใช้ในการเสริมกำลัง ดังที่แสดงในตารางที่ 3.5 ถึง 3.7

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ตารางที่ 3. 5 กำลังส่วนเกินของเสาและจำนวนองค์อาคารยึดรั้งใการโก่งเดาะ ชั้นที่ 1

ชั้นที่ 1

อันดับ	ตำแหน่ง	เบอร์เสา	น้ำหนักบรรทุกทุกประลัย (kN)	กำลังระบุในแรงอัดตามแนวแกน (kN)	กำลังส่วนเกิน (kN)	
1	1-B	C 1	942.11	851.43	90.68	
2	1-C	C 1	1,184.74	869.66	315.08	
3	1-D	C 1	1,167.57	817.53	350.04	
4	1-E	C 1	915.81	911.87	3.95	
5	1-F	C 1	1,007.18	909.93	97.25	
6	1-G	C 1	935.20	874.25	60.94	
7	1-H	C 1	1,029.57	850.97	178.60	
8	1-I	C 1	973.67	808.64	165.03	
9	2-B	C 1	1,477.39	737.01	740.38	
10	2-C	C 1	1,731.15	1,287.54	443.61	
11	2-D	C 1	1,003.58	937.03	66.55	
12	2-H	C 1	1,162.89	1,084.14	78.75	
13	2-I	C 1	992.39	930.50	61.89	
14	2-J	C 1	833.77	827.17	6.60	
15	3-B	C 2	412.44	147.44	265.00	
16	3-C	C 2	517.37	421.94	95.43	
ผลรวม					3,019.78	
กำลังขององค์อาคารยึดรั้งใการโก่งเดาะ					275.00	kN/ชุด
จำนวนองค์อาคารยึดรั้งใการโก่งเดาะ					10.98	ชุด
จำนวนองค์อาคารยึดรั้งใการโก่งเดาะที่ใช้					12.00	ชุด



รูปที่ 3. 20 ตำแหน่งขององค์อาคารยึดรั้งใการโก่งเดาะ

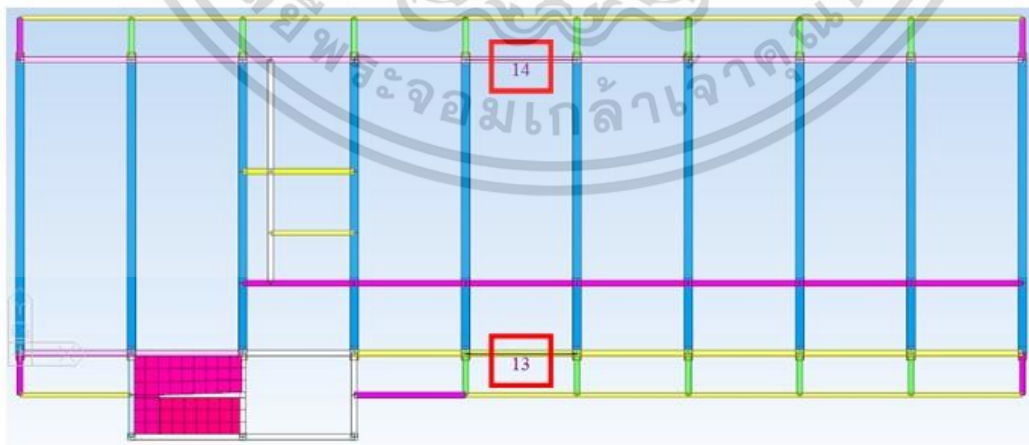
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

จากตารางที่ 3.5 ในการจัดตำแหน่งขององค์อาคารยึดรั้งไถ่การโก่งเดาะของชั้นที่ 1 เนื่องจากเสาของชั้นที่ 1 ที่อยู่บริเวณริมอาคารซึ่งเป็นส่วนที่เกิดการวิบัติและเพื่อป้องกันการเกิดแรงบิดที่จะเกิดขึ้นกับอาคาร ดังนั้น ตำแหน่งขององค์อาคารยึดรั้งไถ่การโก่งเดาะของชั้นที่ 1 จึงจะจัดให้อยู่ที่ริมของอาคารทั้ง 2 ฝั่งและจัดให้มีความสมมาตร ตามรูปที่ 3.20

ตารางที่ 3. 6 กำลังส่วนเกินของเสาและจำนวนองค์อาคารยึดรั้งไถ่การโก่งเดาะ ชั้นที่ 2

ชั้นที่ 2						
อันดับ	ตำแหน่ง	เบอร์เสา	น้ำหนักบรรทุกทุกประลัย (KN)	กำลังระบุในแรงอัดตามแนวแกน (KN)	กำลังส่วนเกิน (KN)	
1	1-D	C 1	814.05	785.97	28.08	
2	2-A	C 1	898.35	709.63	188.72	
3	3-B	C 2	175.92	110.90	65.02	
ผลรวม					281.82	
กำลังขององค์อาคารยึดรั้งไถ่การโก่งเดาะ				275.00	kN/Set	
จำนวนองค์อาคารยึดรั้งไถ่การโก่งเดาะ				1.02	Set	
จำนวนองค์อาคารยึดรั้งไถ่การโก่งเดาะที่ใช้				2.00	Set	

จากตารางที่ 3.6 ตำแหน่งขององค์อาคารยึดรั้งไถ่การโก่งเดาะในชั้นที่ 2 จะจัดอยู่ในตำแหน่งเดียวกันคือบริเวณกึ่งกลางของอาคารโดยจัดให้มีความสมมาตรในทิศทางแกน X เพื่อป้องกันการเกิดแรงบิดที่จะเกิดขึ้นกับอาคารตามรูปที่ 3.21 ส่วนในทิศทางของแกน Y จะไม่มีการติดตั้งองค์อาคารยึดรั้งไถ่การโก่งเดาะเนื่องจาก ในทิศทางดังกล่าวมีความแข็งแรงที่เพียงพอและมีการเคลื่อนตัวของอาคารค่อนข้างน้อยจึงไม่มีความจำเป็นในการเสริมกำลังในทิศทางดังกล่าว และเป็นการลดค่าก่อสร้างในส่วนของการเสริมกำลังอาคาร



รูปที่ 3. 21 ตำแหน่งขององค์อาคารยึดรั้งไถ่การโก่งเดาะชั้นที่ 2

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

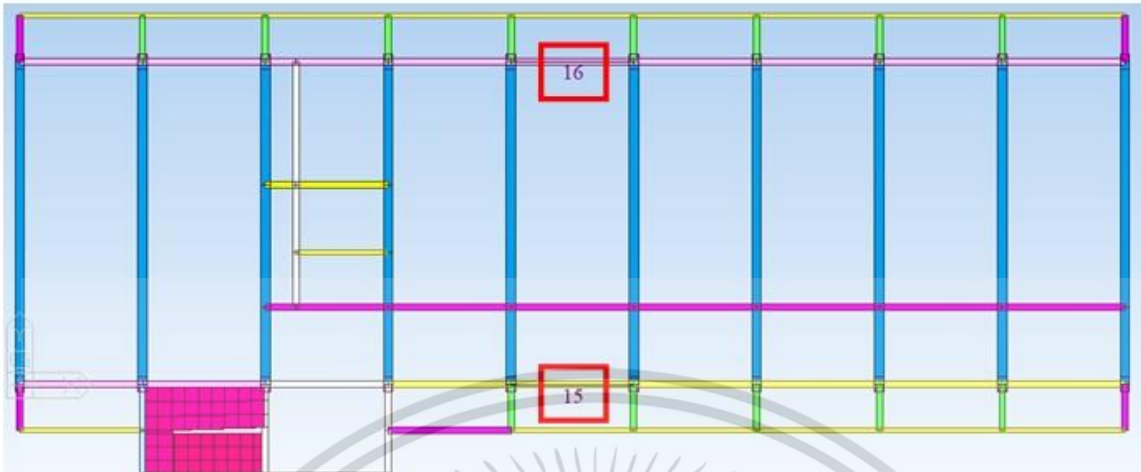
ตารางที่ 3. 7 กำลังส่วนเกินของเสาและจำนวนองค์อาคารยึดรั้งใการโก่งเดาะ ชั้นที่ 3

ชั้นที่ 3

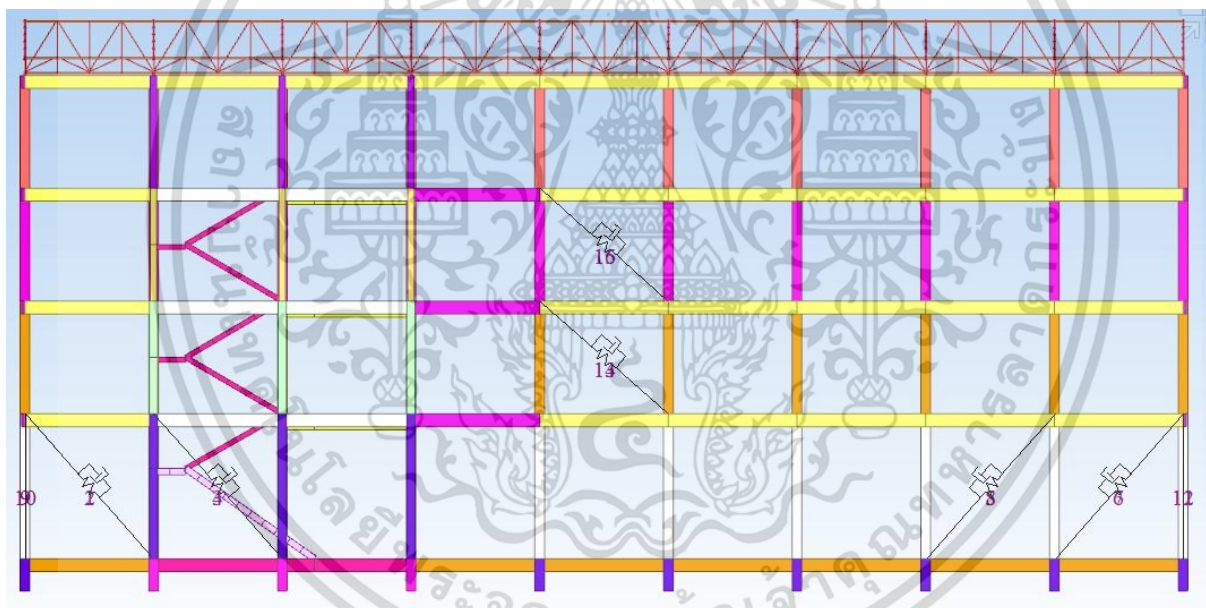
อันดับ	ตำแหน่ง	เบอร์เสา	น้ำหนักบรรทุกทุกประลัย (kN)	กำลังระบุในแรงอัดตามแนวนอน (kN)	กำลังส่วนเกิน (kN)	
1	1-C	C 1	485.56	401.88	83.68	
2	1-D	C 1	439.71	368.05	71.66	
3	1-F	C 1	419.97	411.69	8.28	
4	1-H	C 1	424.53	411.72	12.81	
5	2-B	C 1	425.70	382.12	43.58	
6	2-C	C 1	409.78	354.72	55.05	
7	2-G	C 1	431.44	411.74	19.71	
8	2-J	C 1	461.72	386.81	74.91	
9	3-B	C 2	26.24	21.62	4.62	
ผลรวม					374.29	
กำลังขององค์อาคารยึดรั้งใการโก่งเดาะ					275.00	kN/ชุด
จำนวนองค์อาคารยึดรั้งใการโก่งเดาะ					1.36	ชุด
จำนวนองค์อาคารยึดรั้งใการโก่งเดาะที่ใช้					<u>2.00</u>	ชุด

จากตารางที่ 3.7 ตำแหน่งขององค์อาคารยึดรั้งใการโก่งเดาะในชั้นที่ 2 จะจัดอยู่ในตำแหน่งเดียวกันคือบริเวณกึ่งกลางของอาคารโดยจัดให้มีความสมมาตรในทิศทางแกน X เพื่อป้องกันการเกิดแรงบิดที่จะเกิดขึ้นกับอาคารตามรูปที่ 3.22 ส่วนในทิศทางของแกน Y จะไม่มีการติดตั้งองค์อาคารยึดรั้งใการโก่งเดาะเนื่องจาก ในทิศทางดังกล่าวมีความแข็งแรงที่เพียงพอและมีการเคลื่อนตัวของอาคารค่อนข้างน้อยจึงไม่มีความจำเป็นในการเสริมกำลังในทิศทางดังกล่าว และเป็นการลดค่าก่อสร้างในส่วนของการเสริมกำลังอาคาร

เมื่อทำการติดตั้งองค์อาคารยึดรั้งใการโก่งเดาะไปยังตัวอาคาร จะได้ลักษณะอาคารหลังตามรูปที่ 3.23 จากนั้นจะทำการคำนวณหาค่าสถิติเนสเริ่มต้นขององค์อาคารยึดรั้งใการโก่งเดาะเป็นลำดับถัดไป



รูปที่ 3. 22 ตำแหน่งขององค์อาคารยึดรั้งไร้การโก่งเดาะชั้นที่ 3



รูปที่ 3. 23 ตำแหน่งขององค์อาคารยึดรั้งไร้การโก่งเดาะ

3.4.3 การคำนวณค่าสติฟเนสเริ่มต้นขององค์อาคารยึดรั้งไร้การโก่งเดาะ

เมื่อจัดตำแหน่งขององค์อาคารยึดรั้งไร้การโก่งเดาะในแต่ละชั้นได้เป็นที่เรียบร้อยแล้วลำดับถัดไปคือ การกำหนดค่าสติฟเนสเริ่มต้น (K_0) ในโปรแกรม MIDAS GEN ในการหาค่า K_0 นั้นสามารถหาได้ตามสมการที่ 3.7 ถึง 3.9

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

$$K_0 = P/\delta_y^{BRB} \quad (3.7)$$

$$\delta_y^{BRB} = L^{BRB} / \theta_{dy} \quad (3.8)$$

$$L^{BRB} = \sqrt{(L_{x,y})^2 + H^2} \quad (3.9)$$

โดยที่ P คือ กำลังขององค์อาคารยึดรั้งไร้การโก่งเดาะ (kN)

δ_y^{BRB} คือ การเคลื่อนตัวที่จุดครากขององค์อาคารยึดรั้งไร้การโก่งเดาะ (ม.)

L^{BRB} คือ ความยาวขององค์อาคารยึดรั้งไร้การโก่งเดาะ (ม.)

θ_{dy} คือ Yield of damper (rad) ซึ่งมีค่าอยู่ที่ 1/750 - 1/1000 rad ในการศึกษารั้งนี้เลือกใช้ 1/750 เนื่องจากจะทำให้ค่าของ K_0 มีค่าน้อยที่สุด

$L_{x,y}$ คือ ช่วงความยาวเสา-เสาในทางแกน X หรือแกน Y (ม.)

H คือ ความสูงระหว่างชั้น (ม.)

ตารางที่ 3. 8 การคำนวณหาค่าสตีเฟนเริ่มต้น

	ชั้นที่ 1 - แกน X	ชั้นที่ 1 - แกน Y	ชั้นที่ 2	ชั้นที่ 3
H (m)	4.00	4.00	3.50	3.50
L (m)	4.00	5.25	4.00	4.00
L, BRB (m)	5.66	6.60	5.32	5.32
θ_{dy}	1/750	1/750	1/750	1/750
δ_y, BRB (m)	0.00754	0.00880	0.00709	0.00709
P (kN)	275.00	275.00	275.00	275.00
K_0 (kN/m)	36,460.19	31,249.10	38,804.74	38,804.74

จากนั้นนำค่าที่ได้จากตารางที่ 3.8 กรอกในโปรแกรม Midas Gen ตามรูปที่ 3.24 ถึง 3.27

Add/Modify Steel Damper Properties

Name : BRB - 275 kn FL.1 - X Description :

Input Method
 User Input
 Import Reference DataBase

Device Type :
 Company :
 Product Name :
 Type Number :

Hysteresis Properties
 Hyst. Model : Degrading Bilinear Model
 Initial Stiffness (K0) : 36460.193 kN/m

Yield Strength : P1 275 kN
 Stiffness Factor : a1 0.02

Hysteresis Parameters
 β : Exponent in Unloading Stiffness Calculation : 0
 (0.0 = β = 0.7, Default : β = 0)

DOF : Dx Dy Dz
 Mounting Parts Stiffness : Kb 0 kN/m
 (Default : Kb = 0)

รูปที่ 3. 24 การกำหนดค่าสตีฟเนสเริ่มต้นขององค์อาคารยึดรั้งไร้การโก่งเตาะในแกน X ชั้นที่ 1

Add/Modify Steel Damper Properties

Name : BRB - 275 kn FL.1 - Y Description :

Input Method
 User Input
 Import Reference DataBase

Device Type :
 Company :
 Product Name :
 Type Number :

Hysteresis Properties
 Hyst. Model : Degrading Bilinear Model
 Initial Stiffness (K0) : 31249.1 kN/m

Yield Strength : P1 275 kN
 Stiffness Factor : a1 0.02

Hysteresis Parameters
 β : Exponent in Unloading Stiffness Calculation : 0
 (0.0 = β = 0.7, Default : β = 0)

DOF : Dx Dy Dz
 Mounting Parts Stiffness : Kb 0 kN/m
 (Default : Kb = 0)

รูปที่ 3. 25 การกำหนดค่าสตีฟเนสเริ่มต้นขององค์อาคารยึดรั้งไร้การโก่งเตาะในแกน Y ชั้นที่ 1

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
 ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

Add/Modify Steel Damper Properties

Name : Description :

Input Method
 User Input
 Import Reference DataBase

Device Type :
 Company :
 Product Name :
 Type Number :

Hysteresis Properties
 Hyst. Model :
 Initial Stiffness (K0) : kN/m

Yield Strength
 P1 : kN
 Stiffness Factor
 a1 :

Hysteresis Parameters
 β : Exponent in Unloading Stiffness Calculation :
 (0.0 = β = 0.7, Default : β = 0)

DOF
 Dx Dy Dz
 Mounting Parts Stiffness
 Kb : kN/m
 (Default : Kb = 0)

รูปที่ 3. 26 การกำหนดค่าสติฟเนสเริ่มต้นขององค์อาคารยึดรั้งไร้การโก่งเดาะ ชั้นที่ 2

Add/Modify Steel Damper Properties

Name : Description :

Input Method
 User Input
 Import Reference DataBase

Device Type :
 Company :
 Product Name :
 Type Number :

Hysteresis Properties
 Hyst. Model :
 Initial Stiffness (K0) : kN/m

Yield Strength
 P1 : kN
 Stiffness Factor
 a1 :

Hysteresis Parameters
 β : Exponent in Unloading Stiffness Calculation :
 (0.0 = β = 0.7, Default : β = 0)

DOF
 Dx Dy Dz
 Mounting Parts Stiffness
 Kb : kN/m
 (Default : Kb = 0)

รูปที่ 3. 27 การกำหนดค่าสติฟเนสเริ่มต้นขององค์อาคารยึดรั้งไร้การโก่งเดาะ ชั้นที่ 3

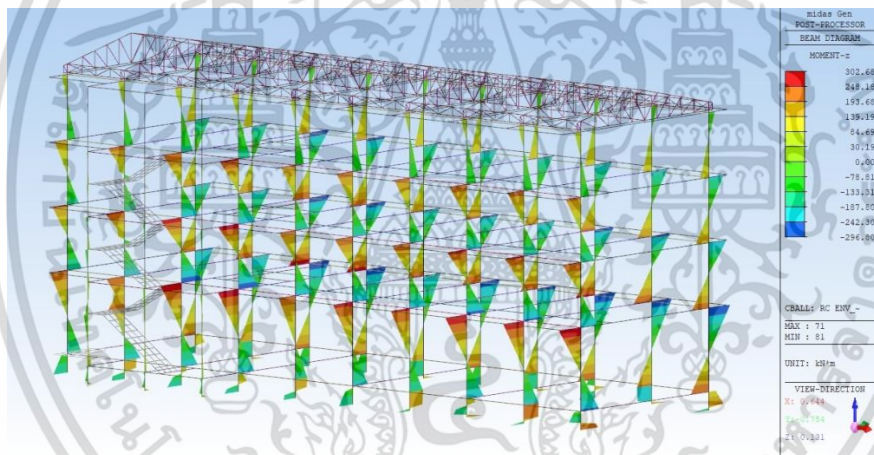
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
 ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

บทที่ 4

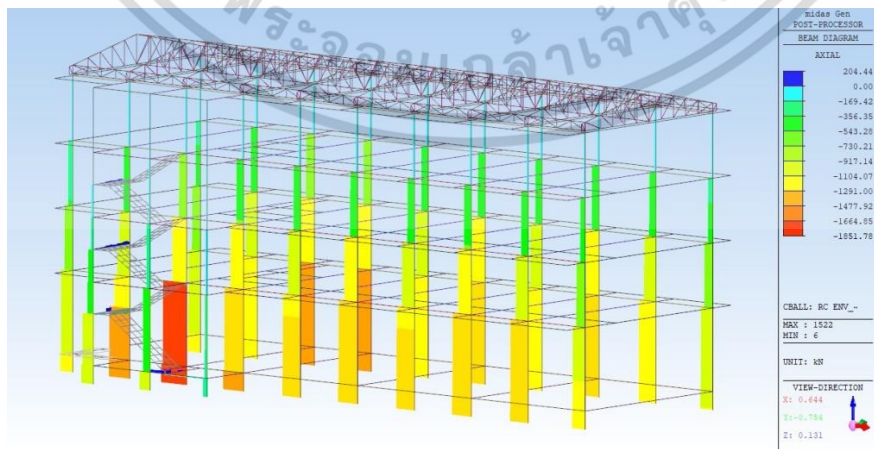
การวิเคราะห์ข้อมูล

4.1 ผลการตรวจสอบอาคารก่อนการเสริมกำลัง

จากการจำลองแรงแผ่นดินไหวในระดับรุนแรงมากไปยังอาคารที่ทำการศึกษาในครั้งนี้นพบว่า อาคารแห่งนี้ไม่สามารถที่จะต้านทานแรงแผ่นดินไหวได้ เนื่องจากค่าของโมเมนต์ที่เพิ่มค่าแล้ว (M_u) มีค่ามากทำให้เสานั้นไม่สามารถที่จะรับแรงทางด้านข้างที่เกิดขึ้นได้ โดยสามารถสังเกตได้จากรูปที่ 4.1 และ 4.2 ค่าของโมเมนต์และค่าแรงอัดตามแนวแกนที่เพิ่มค่าแล้ว จะมีค่ามากที่ชั้นที่ 1, ชั้นที่ 2 และ ชั้นที่ 3 ค่าของโมเมนต์ที่เพิ่มค่าแล้ว จะมีค่าน้อยในชั้นที่ 4 ในส่วนนี้ทำให้เกิดการวิบัติที่เสาตั้งแต่ชั้นที่ 1 ถึงชั้นที่ 3 ดังที่ทำการตรวจสอบในรูปภาพที่ 4.3 ถึง 4.5 และตารางที่ 4.1 ถึง 4.3

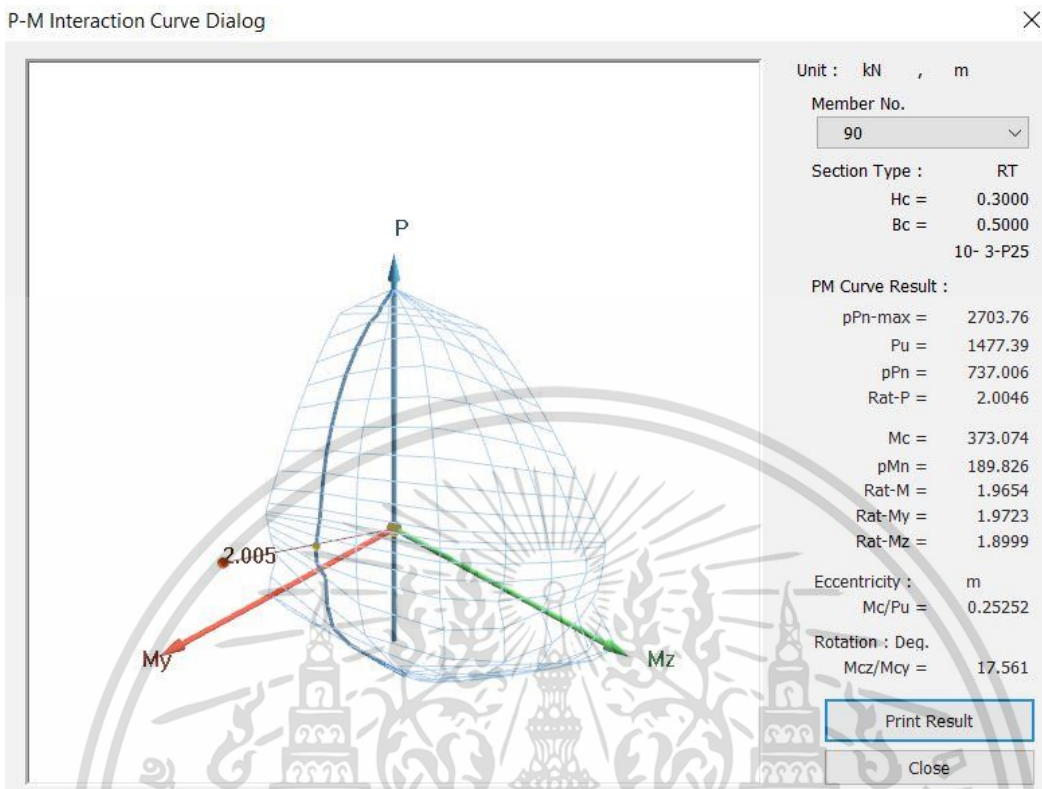


รูปที่ 4. 1 ค่าโมเมนต์ที่เพิ่มค่าของเสา (M_u)



รูปที่ 4. 2 ค่าแรงอัดตามแนวแกนที่เพิ่มค่าของเสา (P_u)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



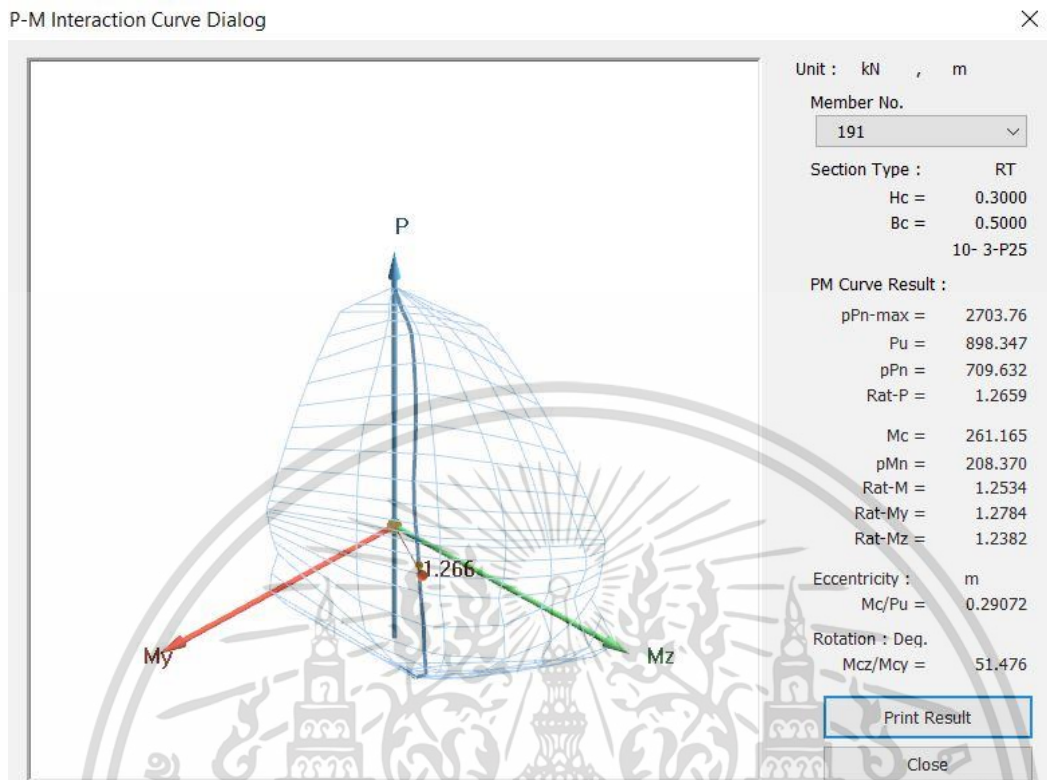
รูปที่ 4. 3 แผนภูมิปฏิสัมพันธ์ของเสารับแรงตามแนวแกนร่วมกับโมเมนต์ตัดสองทางของชั้นที่ 1

ตารางที่ 4. 1 ตารางแสดงตำแหน่งเสาที่เกิดการวิบัติ ชั้นที่ 1

ชั้นที่ 1

อันดับ	ตำแหน่ง	เบอร์เสา	น้ำหนักบรรทุกทุกประลัย (kN)	กำลังระบุในแรงอัดตามแนวแกน (kN)
1	1-B	C 1	942.11	851.43
2	1-C	C 1	1,184.74	869.66
3	1-D	C 1	1,167.57	817.53
4	1-E	C 1	915.81	911.87
5	1-F	C 1	1,007.18	909.93
6	1-G	C 1	935.20	874.25
7	1-H	C 1	1,029.57	850.97
8	1-I	C 1	973.67	808.64
9	2-B	C 1	1,477.39	737.01
10	2-C	C 1	1,731.15	1,287.54
11	2-D	C 1	1,003.58	937.03
12	2-H	C 1	1,162.89	1,084.14
13	2-I	C 1	992.39	930.50
14	2-J	C 1	833.77	827.17
15	3-B	C 2	412.44	147.44
16	3-C	C 2	517.37	421.94

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



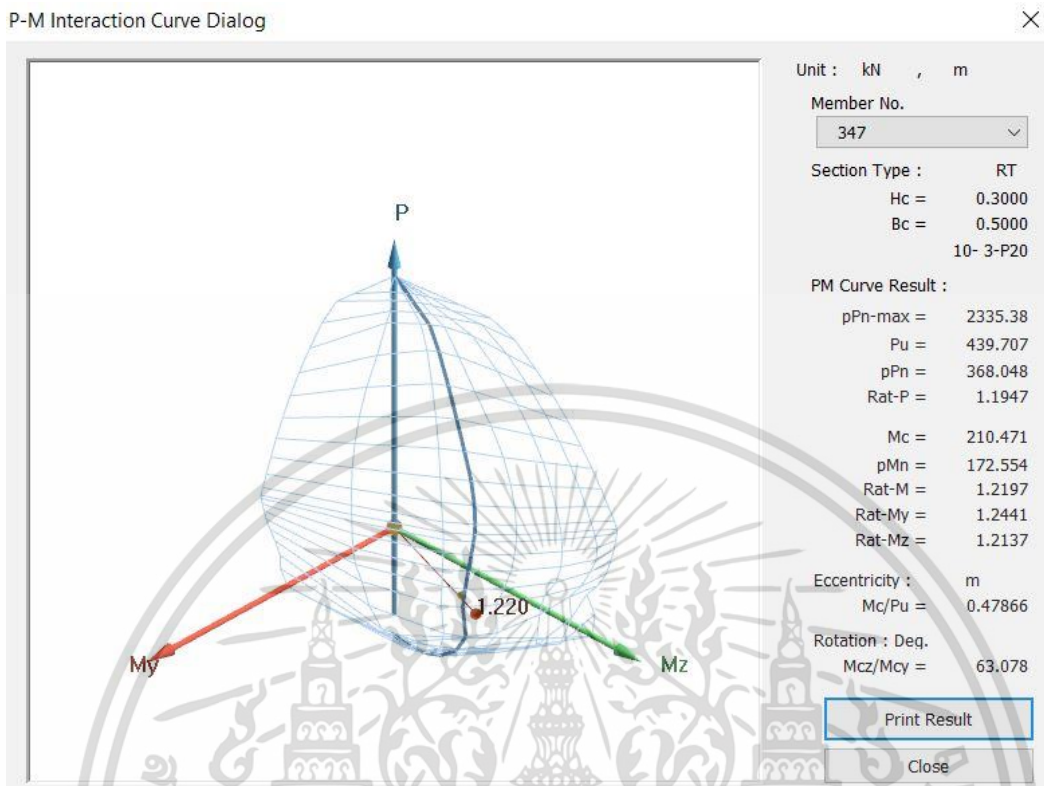
รูปที่ 4. 4 แผนภูมิปฏิสัมพันธ์ของเสารับแรงตามแนวแกนร่วมกับโมเมนต์ดัดสองทางของชั้นที่ 2

ตารางที่ 4. 2 ตารางแสดงตำแหน่งเสาที่เกิดการวิบัติ ชั้นที่ 2

ชั้นที่ 2

อันดับ	ตำแหน่ง	เบอร์เสา	น้ำหนักบรรทุกทุกประลัย (kN)	กำลังระบุในแรงอัดตามแนวแกน (kN)
1	1-D	C 1	814.05	785.97
2	2-A	C 1	898.35	709.63
3	3-B	C 2	175.92	110.90

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 4. 5 แผนภูมิปฏิสัมพันธ์ของเสารับแรงตามแนวแกนร่วมกับโมเมนต์ตัดสองทางของชั้นที่ 3

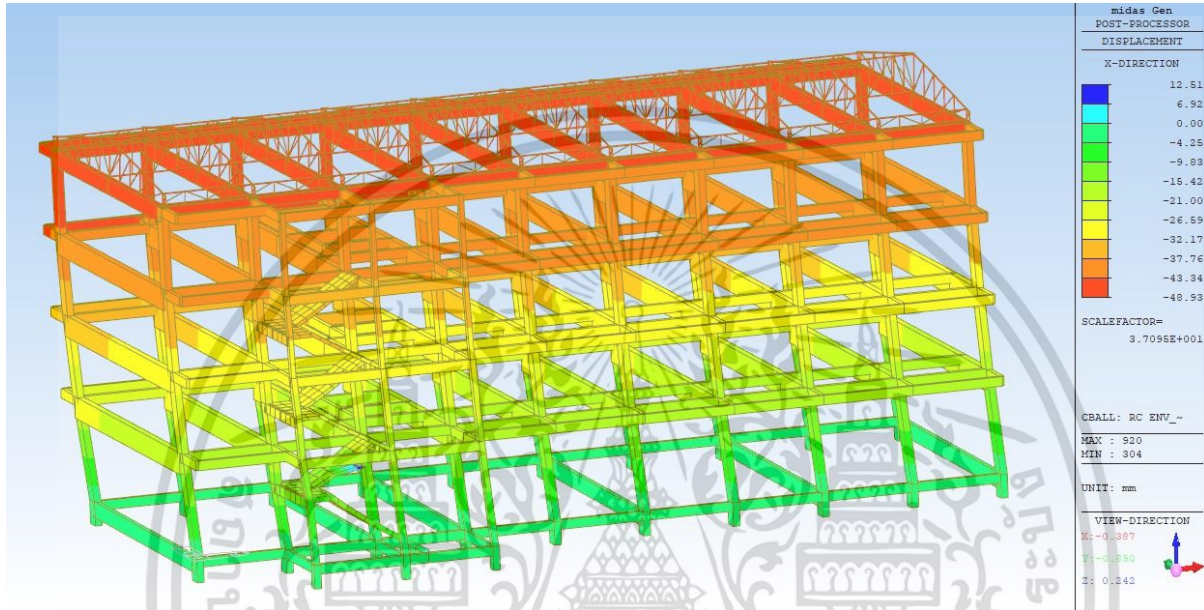
ตารางที่ 4. 3 ตารางแสดงตำแหน่งเสาที่เกิดการวิบัติ ชั้นที่ 3

ชั้นที่ 3

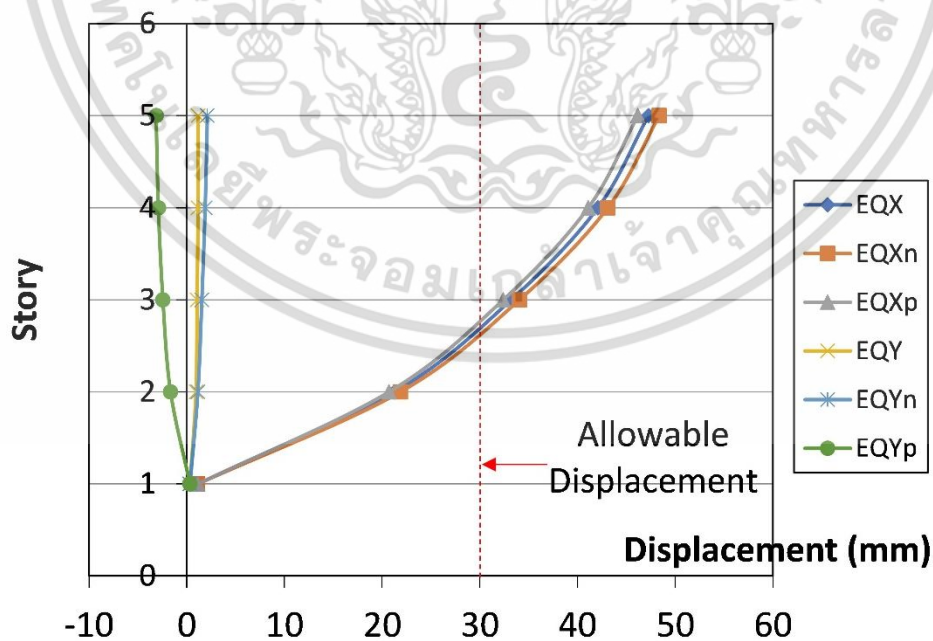
อันดับ	ตำแหน่ง	เบอร์เสา	น้ำหนักบรรทุกทุกประลัย (kN)	กำลังระบุในแรงอัดตามแนวแกน (kN)
1	1-C	C 1	485.56	401.88
2	1-D	C 1	439.71	368.05
3	1-F	C 1	419.97	411.69
4	1-H	C 1	424.53	411.72
5	2-B	C 1	425.70	382.12
6	2-C	C 1	409.78	354.72
7	2-G	C 1	431.44	411.74
8	2-J	C 1	461.72	386.81
9	3-B	C 2	26.24	21.62

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

เมื่อกำลังต้านทานของเสาไม่เพียงพอ ส่งผลต่อการเคลื่อนตัวทางด้านข้างของอาคารเป็นลำดับถัดมา โดยที่ค่าการเคลื่อนตัวทางด้านข้างของอาคารในทางแกน X และแกน Y มีค่าเกินกว่าที่มาตรฐานกำหนด การเคลื่อนตัวทางด้านแกน X มีค่าเท่ากับ 48.93 มม. และการเคลื่อนตัวทางด้านแกน Y มีค่าเท่ากับ 30.93 มม. ซึ่งมากกว่าค่ามาตรฐานที่มีค่าเท่ากับ $H/500 = 15,000 \text{ มม.}/500 = 30 \text{ มม.}$ ตามรูปที่ 4.6 ถึง 4.8

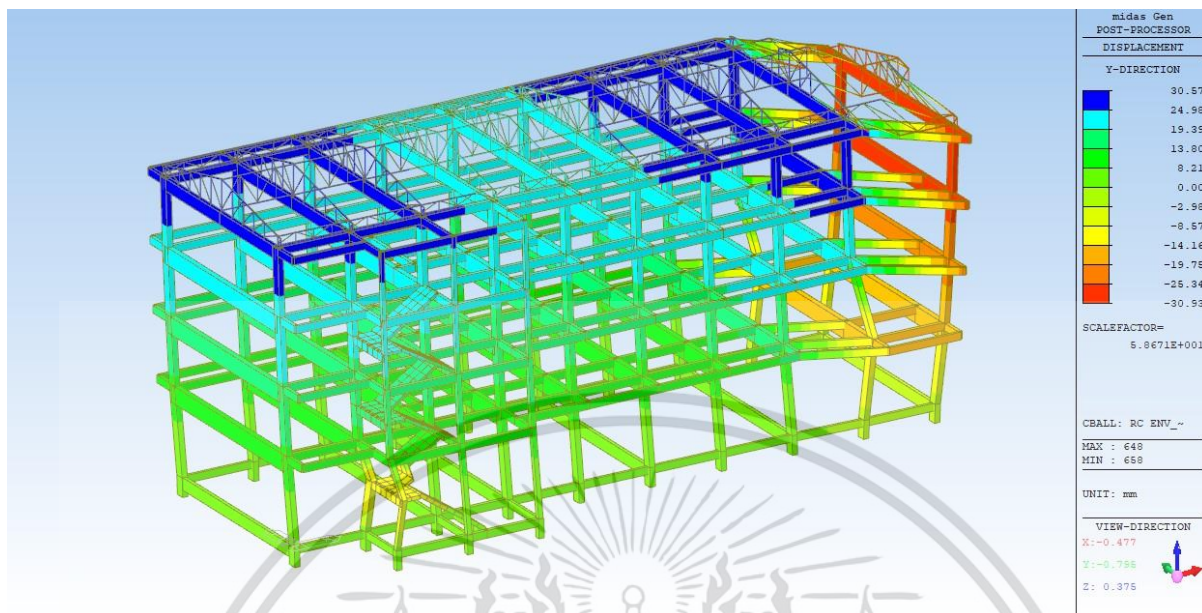


รูปที่ 4. 6 การเคลื่อนตัวทางด้านข้างในทิศทางแกน X

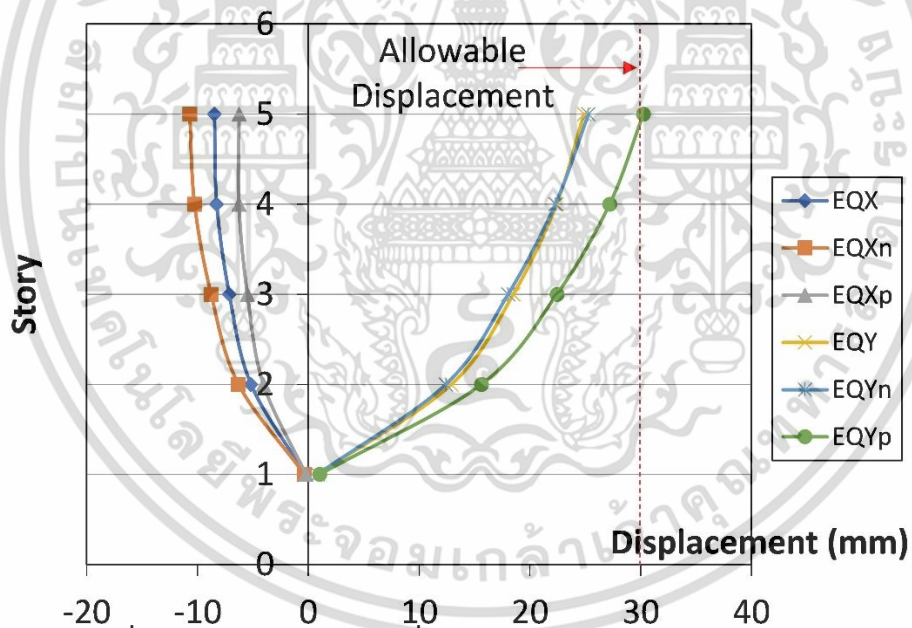


รูปที่ 4. 7 กราฟแสดงการเคลื่อนตัวทางด้านข้างในทิศทางแกน X

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 4.8 การเคลื่อนตัวทางด้านข้างในทิศทางแกน Y



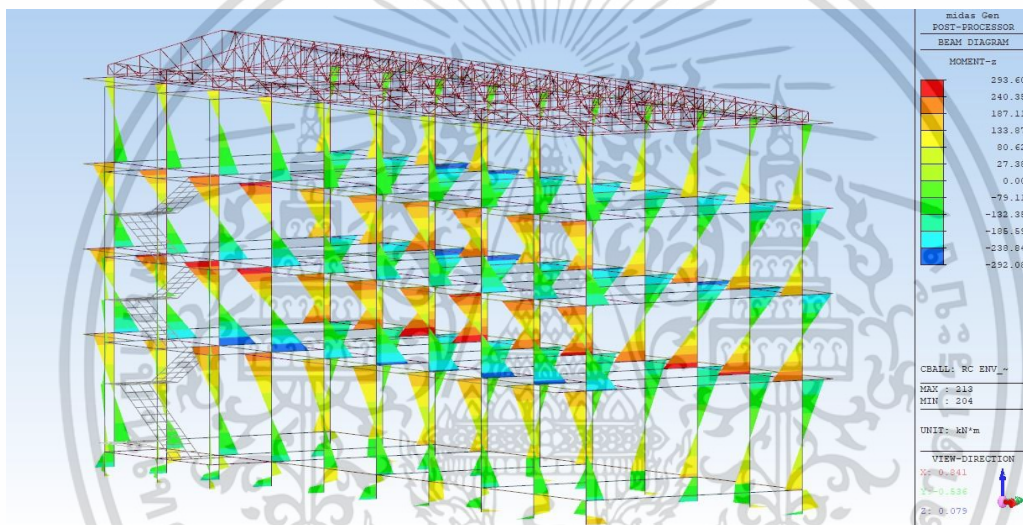
รูปที่ 4.9 กราฟแสดงการเคลื่อนตัวทางด้านข้างในทิศทางแกน Y

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

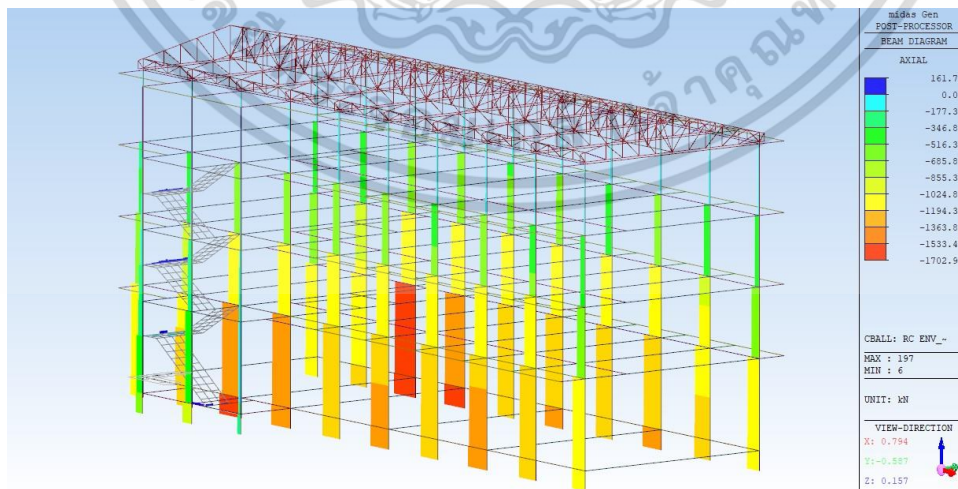
4.2 ผลการตรวจสอบอาคารหลังการเสริมกำลังด้วยองค์อาคารยัดรีงไร้การโก่งเดาะ

จากผลการตรวจสอบอาคารก่อนการเสริมกำลังทำให้ยืนยันได้ว่า เมื่ออาคารรับแรงแผ่นดินไหว อาคารจะไม่สามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวได้ จะเกิดการเคลื่อนตัวที่มากกว่าที่มาตรฐานกำหนดและเกิดการวิบัติที่โครงสร้างเสาตั้งแต่ชั้นที่ 1 ถึงชั้นที่ 3 ดังนั้นจึงมีความจำเป็นที่จะต้องทำการเสริมกำลังอาคาร โดยในการศึกษาในครั้งนี้เลือกใช้การเสริมกำลังด้วยองค์อาคารยัดรีงไร้การโก่งเดาะ

เมื่อทำการเสริมกำลังด้วยองค์อาคารยัดรีงไร้การโก่งเดาะสามารถสังเกตได้จากรูปที่ 4.10 ถึง 4.11 ได้ว่าค่าของโมเมนต์ที่เพิ่มค่าแล้ว (Mu) และค่าแรงอัดตามแนวแกน (Pu) นั้น มีค่าลดลงทำให้โครงสร้างเสานั้นสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวได้ตามรูปที่ 4.12 ถึง 4.14

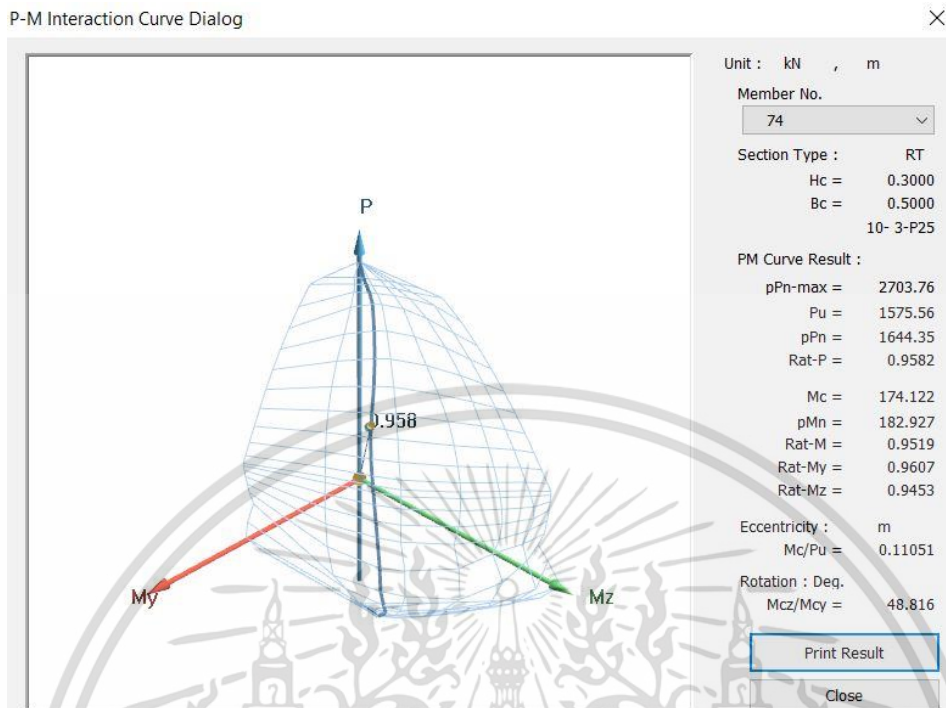


รูปที่ 4. 10 ค่าโมเมนต์ที่เพิ่มค่าของเสาหลังการเสริมกำลัง (Mu)

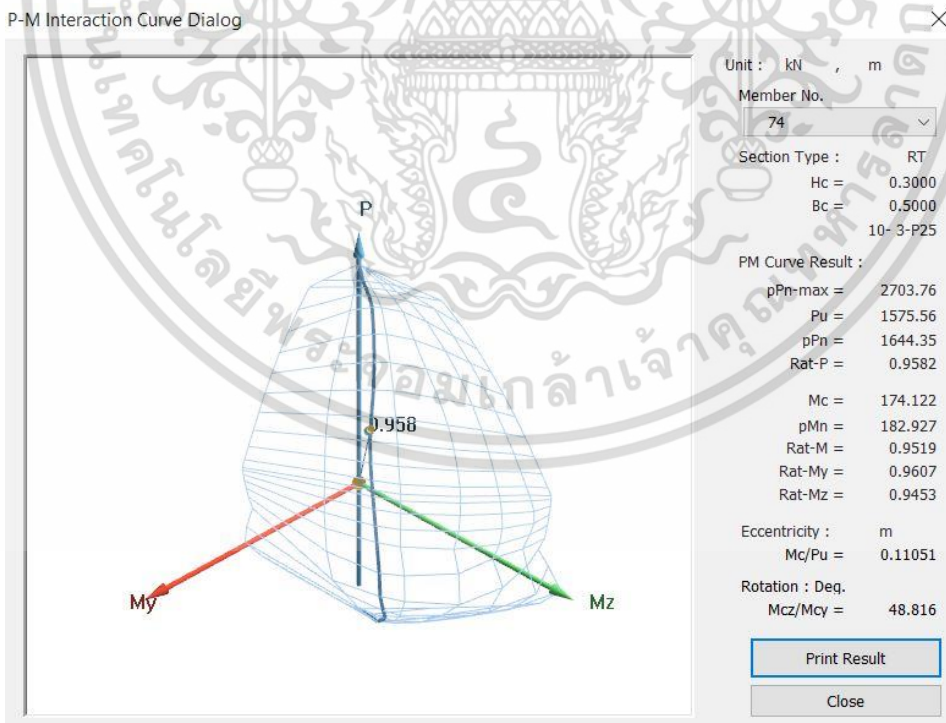


รูปที่ 4. 11 ค่าแรงอัดตามแนวแกนที่เพิ่มค่าของเสาหลังการเสริมกำลัง (Pu)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

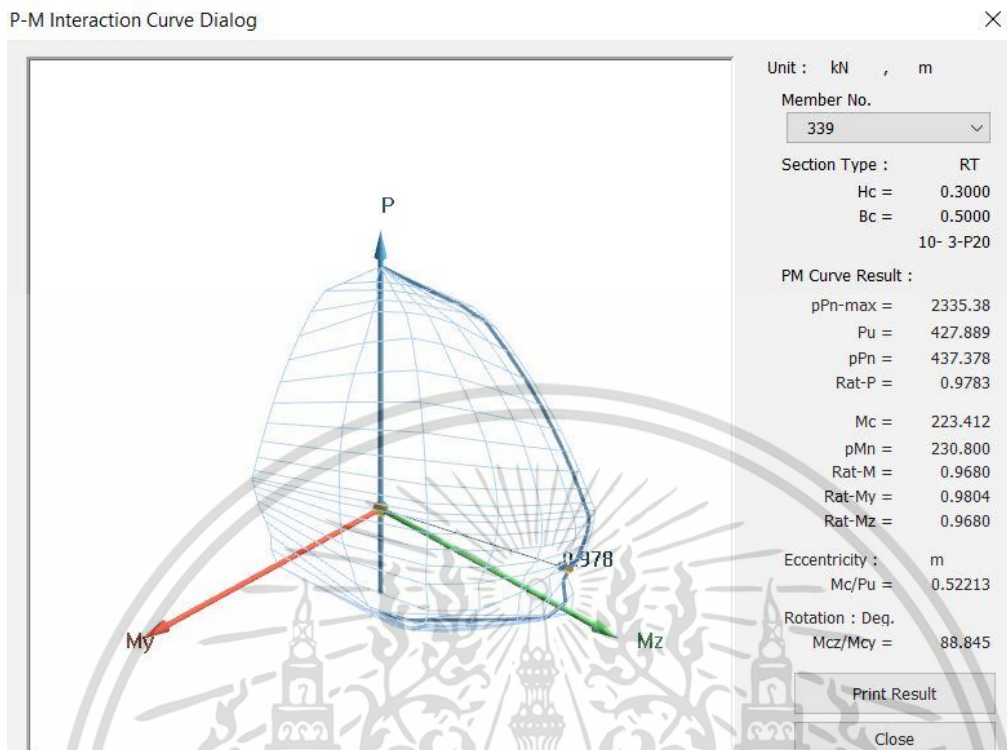


รูปที่ 4. 12 แผนภูมิปฏิสัมพันธ์ของเสารับแรงตามแนวแกนร่วมกับโมเมนต์ดัดสองทางของชั้นที่ 1
 หลังการเสริมกำลังด้วยค้ำอาคารยี่ตี่งไร่การโก่งเดาะ



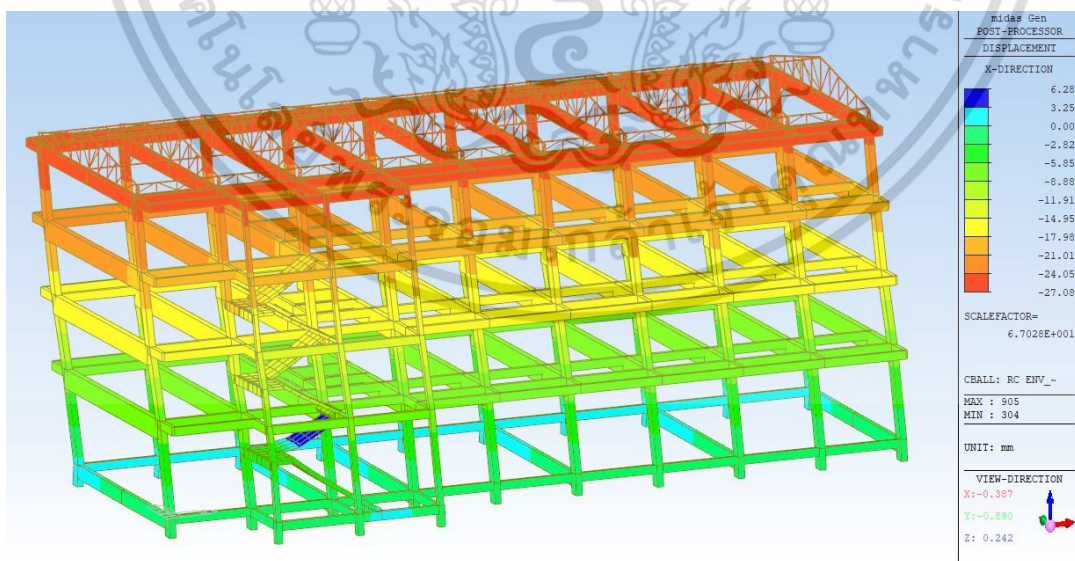
รูปที่ 4. 13 แผนภูมิปฏิสัมพันธ์ของเสารับแรงตามแนวแกนร่วมกับโมเมนต์ดัดสองทางของชั้นที่ 2
 หลังการเสริมกำลังด้วยค้ำอาคารยี่ตี่งไร่การโก่งเดาะ

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
 ไม่ว่าจะกรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



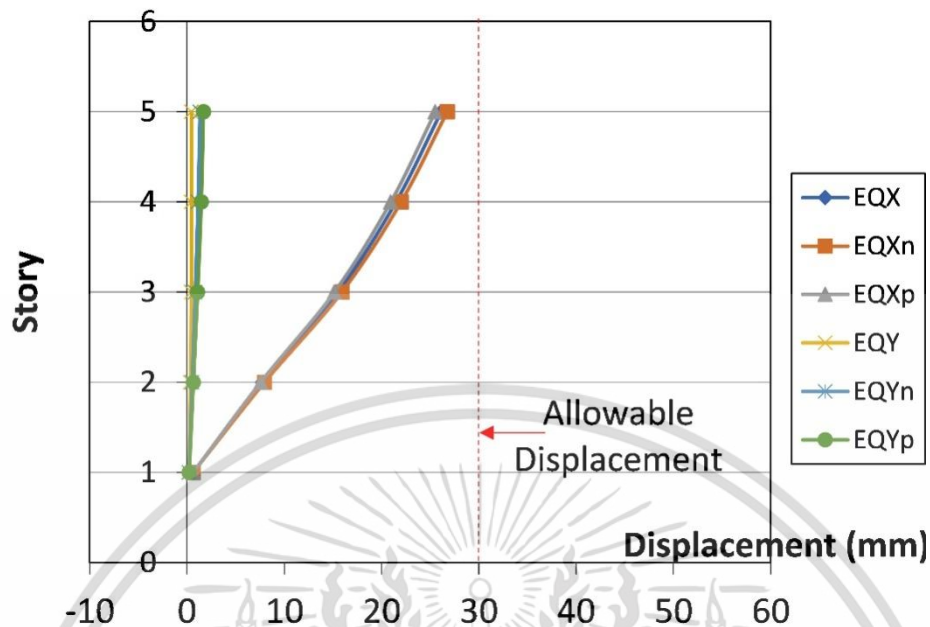
รูปที่ 4. 14 แผนภูมิปฏิสัมพันธ์ของเสารับแรงตามแนวแกนร่วมกับโมเมนต์ดัดสองทางของชั้นที่ 3 หลังการเสริมกำลังด้วยของค์อาคารยี่ตี่งไร้การโก่งเดาะ

ตรวจสอบการเคลื่อนที่ทางด้านข้าง

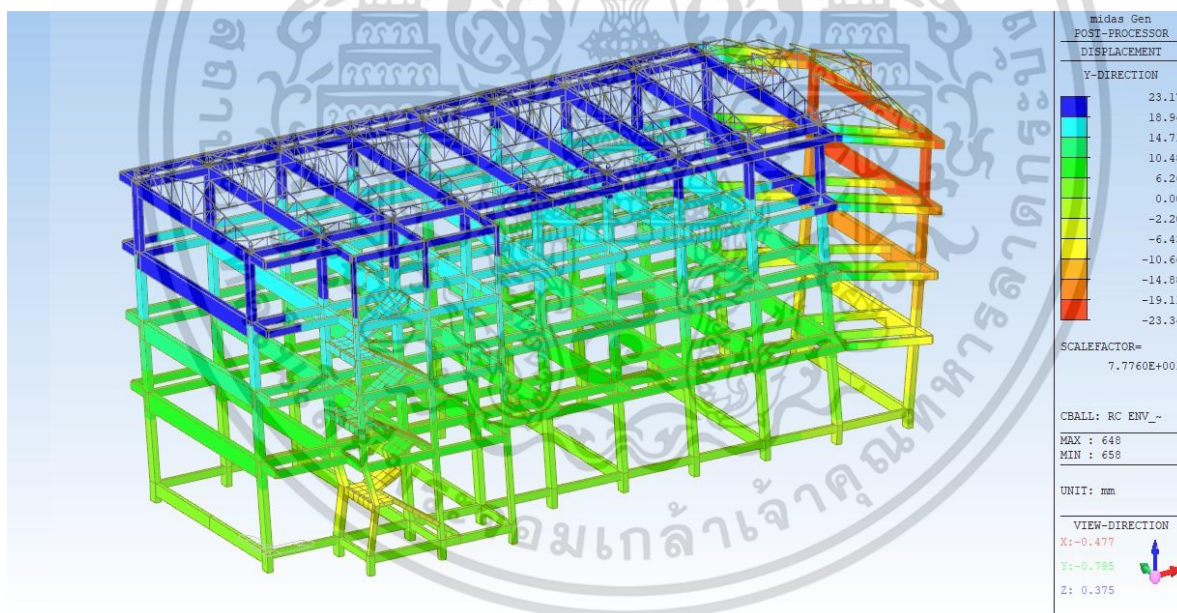


รูปที่ 4. 15 การเคลื่อนตัวทางด้านข้างในทิศทางแกน X หลังการเสริมกำลัง

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

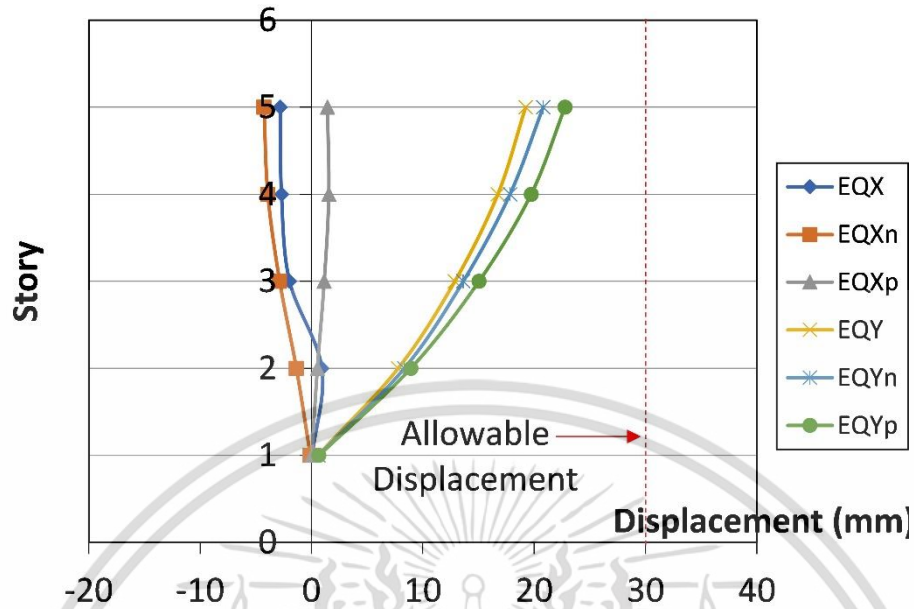


รูปที่ 4. 16 กราฟแสดงการเคลื่อนตัวทางด้านข้างในทิศทางแกน X หลังการเสริมกำลัง



รูปที่ 4. 17 การเคลื่อนตัวทางด้านข้างในทิศทางแกน Y หลังการเสริมกำลัง

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 4.18 กราฟแสดงการเคลื่อนตัวทางด้านข้างในทิศทางแกน Y

ค่าการเคลื่อนตัวทางด้านข้างของอาคารในทางแกน X และแกน Y ดังที่แสดงในรูปที่ 4.15 และ 4.17 มีค่าลดน้อยลงเกินและไม่เกินกว่าที่มาตรฐานได้กำหนด โดยที่การเคลื่อนตัวทางด้านแกน X มีค่าเท่ากับ 27.08 มม. และการเคลื่อนตัวทางด้านแกน Y มีค่าเท่ากับ 23.34 มม. ซึ่งมีค่าลดลง 44.7% และ 24.7% ตามลำดับ ดังที่แสดงในรูปที่ 4.16 และ 4.18

บทที่ 5

สรุปผล

จากผลการศึกษาการตรวจสอบกำลังรับต้านทานแรงแผ่นดินไหวของอาคารเรียน 4 ชั้น ซึ่งอาคารดังกล่าวมีการออกแบบและก่อสร้างก่อนที่จะมีกฎกระทรวงกำหนดการรับน้ำหนัก ความต้านทาน ความคงทนของอาคาร และพื้นดินที่รองรับอาคารในการต้านทานแรงสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว พ.ศ. 2550 ทำให้อาคารนี้มีความเสี่ยงสูงที่จะไม่สามารถรับแรงแผ่นดินไหวได้ เนื่องจากอาคารไม่ได้ถูกออกแบบมาเพื่อรองรับแรงแผ่นดินไหว ทำให้ไม่มีการให้รายละเอียดเหล็กเสริมให้มีกำลังและความเหนียวเพียงพอที่ต้านทานแรงแผ่นดินไหว ดังนั้นในการศึกษาครั้งนี้จึงทำการตรวจสอบโครงสร้างก่อนและหลังการเสริมกำลังด้วยองค์อาคารยึดรั้งไว้การโก่งเดาะ

การศึกษาครั้งนี้ได้วิเคราะห์แรงแผ่นดินไหวโดยใช้วิธีแรงสถิตเทียบเท่าในการศึกษา ตามกฎกระทรวงกำหนดการรับน้ำหนัก ความต้านทาน ความคงทนของอาคาร และพื้นดินที่รองรับอาคารในการต้านทานแรงสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว พ.ศ. 2564 ซึ่งสามารถสรุปผลการวิจัยได้ดังนี้

5.1 ผลการตรวจสอบอาคารก่อนการเสริมกำลัง

ผลจากการวิเคราะห์อาคารก่อนการเสริมกำลังด้วยวิธีแรงสถิตเทียบเท่า พบว่าเมื่ออาคารรับแรงแผ่นดินไหวทำให้ค่าของโมเมนต์ที่เพิ่มค่าแล้ว (M_u) มีค่ามาก ส่งผลให้กำลังการรับแรงของเสาชั้นที่ 1 ถึงชั้นที่ 3 นั้นมีค่าน้อยกว่า กำลังอัดประลัย (P_u) ส่งผลให้เสานั้นไม่สามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวได้ จึงเกิดการวิบัติของโครงสร้างเสาตั้งแต่ชั้นที่ 1 ถึงชั้นที่ 3 และเมื่อทำการตรวจสอบการเคลื่อนที่ทางด้านข้างของอาคารพบว่าค่าการเคลื่อนที่ทางด้านข้างของอาคารในทางแกน X และแกน Y มีค่าเกินกว่าที่มาตรฐานกำหนด การเคลื่อนที่ทางด้านแกน X มีค่าเท่ากับ 48.93 มม. และการเคลื่อนที่ทางด้านแกน Y มีค่าเท่ากับ 30.93 มม. ซึ่งมากกว่าค่ามาตรฐานที่มีค่าเท่ากับ $H/500 = 15,000 \text{ มม.}/500 = 30 \text{ มม.}$ จากการตรวจสอบครั้งนี้ทำให้เป็นที่แน่ชัดแล้วว่า อาคารแห่งนี้จะได้รับความอันตรายและความเสียหาย เมื่อได้รับแรงแผ่นดินไหว ดังนั้น จึงต้องการทำเสริมกำลังไปยังตำแหน่งที่มีการวิบัติ

5.2 ผลการตรวจสอบอาคารหลังการเสริมกำลังด้วยองค์อาคารยึดรั้งไว้การโก่งเดาะ

ผลการวิเคราะห์การเสริมกำลังอาคารด้วยองค์อาคารยึดรั้งไว้การโก่งเดาะที่มีกำลัง 275 kN ในชั้นที่ 1 จำนวน 12 ชุด โดยจัดตำแหน่งให้อยู่ในบริเวณเสาต้นริมของอาคารทั้ง 2 ฝั่งและจัดให้มีความสมมาตรของการ

ติดตั้ง เพื่อป้องกันการเกิดแรงบิดที่จะเกิดขึ้นกับอาคาร การติดตั้งองค์อาคารยึดรั้งไว้การโก่งเดาะในชั้นที่ 2 และชั้นที่ 3 จะทำการติดตั้งชั้นละ 2 ชุด ในบริเวณกึ่งกลางของอาคาร โดยจัดให้ความสมมาตรในทิศทางของแกน X เพื่อป้องกันการเกิดแรงบิดที่จะเกิดขึ้นกับอาคาร ส่วนในทิศทางของแกน Y บริเวณริมของอาคารทั้ง 2 ฝั่ง จะไม่มีการติดตั้งเนื่องจาก ความแข็งแรงของโครงสร้างและการเคลื่อนที่ทางด้านข้างระหว่างชั้นนั้นมีค่าน้อย จึงไม่ต้องการเสริมกำลังในบริเวณดังกล่าวทั้งนี้ยังเป็นการลดค่าใช้จ่ายในการเสริมกำลังอาคาร หลังจากติดตั้งองค์อาคารยึดรั้งไว้การโก่งเดาะในบริเวณดังกล่าวพบว่า ค่าของโมเมนต์ที่เพิ่มค่าแล้ว (M_u) มีค่าลดลง ทำให้โครงสร้างเสานั้นสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวได้ ค่าการเคลื่อนตัวทางด้านข้างของอาคาร ในทางแกน X และแกน Y มีค่าน้อยลงเกินและไม่เกินกว่าที่มาตรฐานได้กำหนด การเคลื่อนตัวทางด้านแกน X มีค่าเท่ากับ 27.08 มม. และการเคลื่อนตัวทางด้านแกน Y มีค่าเท่ากับ 23.34 มม. ซึ่งมีค่าลดลง 44.7% และ 24.7% ตามลำดับ

5.3 สรุปผลการวิจัย

อาคารเรียน 4 ชั้น ที่นำมาศึกษาในครั้งนี้มีการออกแบบและก่อสร้างก่อนที่จะมีกฎกระทรวงกำหนดการรับน้ำหนัก ความต้านทาน ความคงทนของอาคาร และพื้นดินที่รองรับอาคารในการต้านทานแรงสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว พ.ศ. 2550 เมื่อรับแรงแผ่นดินไหวจะไม่สามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวที่เกิดขึ้นได้ โดยมีการวิบัติที่เสาชั้นที่ 1 ถึงชั้นที่ 3 และมีการเคลื่อนตัวของอาคารมากกว่าที่มาตรฐานกำหนด

หลังจากทำการเสริมกำลังด้วยองค์อาคารยึดรั้งไว้การโก่งเดาะ พบว่า กำลังต้านทานของโครงสร้างนั้นสามารถที่จะต้านทานแรงแผ่นดินไหวที่เกิดขึ้นได้ และการเคลื่อนที่ทางด้านข้างนั้นมีค่าที่ลดลงและไม่เกินกว่าค่าที่มาตรฐานได้กำหนด จึงสามารถใช้วิธีการเสริมกำลังโครงสร้างด้วยวิธีองค์อาคารยึดรั้งไว้การโก่งเดาะกับอาคารดังกล่าวได้ ทำให้เกิดความมั่นใจในแก่ผู้ใช้อาคารว่า อาคารสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวที่จะเกิดขึ้นภายในอนาคตได้อย่างปลอดภัย

ประวัติผู้เขียน

ชื่อ-นามสกุล นายธนาวัฒน์ ทิพย์ประพันธ์
 วัน เดือน ปีเกิด 12 กุมภาพันธ์ 2538 จังหวัดกรุงเทพมหานครฯ
 ที่อยู่ 422/21 หมู่บ้านทรัพย์มั่นคง เฟส 8 ตำบลบางบ่อ อำเภอบางบ่อ จังหวัดสมุทรปราการ 10560 โทร 063-412-6587
 ประวัติการศึกษา 2559 วิศวกรรมศาสตรบัณฑิต สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา
 สถาบันเทคโนโลยีพระจอมเกล้าเจ้าคุณทหารลาดกระบัง
 ความชำนาญเฉพาะด้าน 1.) ออกแบบโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กและโครงสร้างเหล็กบูรณาการ
 2.) ถอดราคาและปริมาณงานก่อสร้าง
 ประสบการณ์การทำงาน
 พ.ศ.2560-2561 ตำแหน่ง Office Engineer บริษัท พุกษาเรียลเอสเตท จำกัด (มหาชน)
 พ.ศ.2562-2563 ตำแหน่ง Site Engineer บริษัท ออริจิ้น พร็อพเพอร์ตี้ จำกัด (มหาชน)
 ปัจจุบัน ตำแหน่ง Structure Engineer บริษัท เนาวรัตน์พัฒนาการ จำกัด (มหาชน)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
 ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้