

การเสริมกำลังด้านทุนแผ่นดินไหวด้วยวิธีวิเคราะห์เชิงเส้นและไม่เชิงเส้น: กรณีศึกษาอาคาร
คอนกรีตเสริมเหล็กในจังหวัดเชียงใหม่



นายจักรพันธ์ วุฒิเมืองขวัญ

จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

CHULALONGKORN UNIVERSITY

วิทยานิพนธ์นี้เป็นส่วนหนึ่งของการศึกษาตามหลักสูตรปริญญาวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต

สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา ภาควิชาวิศวกรรมโยธา

คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ปีการศึกษา 2556

ลิขสิทธิ์ของจุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

บทคัดย่อและแฟ้มข้อมูลฉบับเต็มของวิทยานิพนธ์ตั้งแต่ปีการศึกษา 2554 ที่ให้บริการในคลังปัญญาจุฬาฯ (CUIR)

เป็นแฟ้มข้อมูลของนิสิตเจ้าของวิทยานิพนธ์ ที่ส่งผ่านทางบัณฑิตวิทยาลัย

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

SEISMIC REHABILITATION BY LINEAR AND NONLINEAR ANALYSIS: CASE STUDY OF AN
RC BUILDING IN CHIANG MAI

Mr. Chakraphan Wuttimuangkwan



จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

CHULALONGKORN UNIVERSITY

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

Department of Civil Engineering

Faculty of Engineering

Chulalongkorn University

Academic Year 2013

Copyright of Chulalongkorn University

หัวข้อวิทยานิพนธ์

การเสริมกำลังต้านทานแผ่นดินไหวด้วยวิธีวิเคราะห์เชิงเส้นและไม่เชิงเส้น: กรณีศึกษาอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กในจังหวัดเชียงใหม่

โดย

นายจักรพันธ์ วุฒิเมืองขวัญ

สาขาวิชา

วิศวกรรมโยธา

อาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์หลัก

ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร. ฉัตรพันธ์ จินตนาภักดี

คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย อนุมัติให้หัวข้อวิทยานิพนธ์ฉบับนี้เป็นส่วนหนึ่งของการศึกษาตามหลักสูตรปริญญาวิทยาศาสตรบัณฑิต

.....คณบดีคณะวิศวกรรมศาสตร์

(ศาสตราจารย์ ดร. บัณฑิต เอื้ออาภรณ์)

คณะกรรมการสอบวิทยานิพนธ์

.....ประธานกรรมการ

(ศาสตราจารย์ ดร. ปณิธาน ลักคุณะประสิทธิ์)

.....อาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์หลัก

(ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร. ฉัตรพันธ์ จินตนาภักดี)

.....กรรมการ

(รองศาสตราจารย์ ดร. ทศพล ปิ่นแก้ว)

.....กรรมการภายนอกมหาวิทยาลัย

(รองศาสตราจารย์ ดร. สุทัศน์ ลีลาทวีวัฒน์)

จักรพันธ์ วุฒิเมืองขวัญ : การเสริมกำลังต้านทานแผ่นดินไหวด้วยวิธีวิเคราะห์เชิงเส้นและไม่เชิงเส้น: กรณีศึกษาอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กในจังหวัดเชียงใหม่. (SEISMIC REHABILITATION BY LINEAR AND NONLINEAR ANALYSIS: CASE STUDY OF AN RC BUILDING IN CHIANG MAI) อ.ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์หลัก: ผศ. ดร. ฉัตรพันธ์ จินตนาภักดี, 184 หน้า.

ในอดีตเรามีความเชื่อกันว่าประเทศไทยนั้นค่อนข้างจะมีความปลอดภัยจากเหตุการณ์แผ่นดินไหว ทำให้การออกแบบก่อสร้างอาคารในอดีตนั้นมิได้ออกแบบให้อาคารสามารถต้านทานต่อแรงแผ่นดินไหวที่อาจจะเกิดขึ้นได้ อย่างไรก็ตาม สถิติของการเกิดแผ่นดินไหวและขนาดความรุนแรงของแผ่นดินไหวนั้นมีแนวโน้มเพิ่มมากขึ้นในปัจจุบัน งานวิจัยนี้จึงมุ่งเน้นการประเมินและเสริมความมั่นคงแข็งแรงให้แก่อาคารเก่าตามมาตรฐานการประเมินและการเสริมความมั่นคงแข็งแรงของโครงสร้างอาคารในเขตที่อาจได้รับแรงสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว (มยผ.1303-57) เพื่อตรวจสอบระดับสมรรถนะของอาคาร เปรียบเทียบผลการประเมินกำลังต้านทานแผ่นดินไหวหากเลือกใช้กระบวนการวิเคราะห์เชิงเส้นและไร้เชิงเส้น รวมทั้งนำเสนอแนวทางการเสริมความมั่นคงแข็งแรงที่เป็นไปได้สำหรับอาคารตัวอย่างโดยกำหนดเป้าหมายในการเสริมความมั่นคงแข็งแรงขั้นต่ำด้วยระดับเป้าหมายเพื่อความปลอดภัยขั้นพื้นฐาน (Basic Safety Objective, BSO) อาคารตัวอย่างมีลักษณะสี่เหลี่ยมจัตุรัสตรงกลางเปิดโล่ง ความสูงรวม 24.7 เมตร จำนวน 5 ชั้น มีระบบต้านทานแรงด้านข้างซึ่งประกอบไปด้วยโครงเฟรม ผนังอิฐก่อและกำแพงรับแรงเฉือน คอนกรีตเสริมเหล็ก จากการศึกษาพบว่า อาคารดังกล่าวมีระดับสมรรถนะต้านทานแผ่นดินไหวไม่ผ่านเป้าหมายในการเสริมความมั่นคงแข็งแรงขั้นต่ำเนื่องจากองค์อาคารบางชิ้นส่วนมีกำลังต้านทานไม่เพียงพอที่ระดับปลอดภัยต่อชีวิตภายใต้ภัยแผ่นดินไหวระดับปานกลางที่มีคาบการกลับ 225 ปี โดยผลการประเมินกำลังต้านทานแผ่นดินไหวเมื่อใช้กระบวนการวิเคราะห์แบบเชิงเส้นให้ผลการประเมินที่มีร้อยละขององค์อาคารที่เสียหายมากกว่ากระบวนการวิเคราะห์แบบไร้เชิงเส้น ดังนั้นการเลือกใช้กระบวนการวิเคราะห์แบบไร้เชิงเส้นจะช่วยประหยัดค่าใช้จ่ายสำหรับการเสริมกำลัง สำหรับการเสริมความมั่นคงแข็งแรงให้แก่อาคารตัวอย่างจะเลือกทั้งการเสริมกำลังให้แก่โครงสร้างโดยรวมและการเสริมกำลังเฉพาะที่เพื่อให้อาคารตัวอย่างมีกำลังต้านทานแผ่นดินไหวผ่านเกณฑ์เป้าหมายในการเสริมความมั่นคงแข็งแรงขั้นต่ำ การเสริมค้ำยันเหล็กจะใช้สำหรับการเสริมกำลังโดยรวมเพื่อลดค่าการเคลื่อนที่ ค่าการเคลื่อนที่ตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นและแรงภายในโครงสร้างของอาคาร ส่วนการเสริมกำลังเฉพาะที่ในชิ้นส่วนที่มีกำลังต้านทานไม่เพียงพอจะใช้แผ่น FRP ในการเสริมกำลังต้านทานแรงเฉือนในคานและใช้เสาเข็มเจาะแบบสี่เหลี่ยมในการเสริมกำลังต้านทานแรงด้านข้างและแรงถอนในฐานราก

ภาควิชา วิศวกรรมโยธา

ลายมือชื่อนิสิต

สาขาวิชา วิศวกรรมโยธา

ลายมือชื่อ อ.ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์หลัก

ปีการศึกษา 2556

5370626021 : MAJOR CIVIL ENGINEERING

KEYWORDS: SEISMIC EVALUATION / SEISMIC REHABILITATION / LINEAR ANALYSIS /
NON-LINEAR ANALYSIS

CHAKRAPHAN WUTTIMUANGKWAN: SEISMIC REHABILITATION BY LINEAR
AND NONLINEAR ANALYSIS: CASE STUDY OF AN RC BUILDING IN CHIANG
MAI. ADVISOR: ASST. PROF. CHATPAN CHINTANAPAKDEE, 184 pp.

In the past, we had believed that Thailand was safe from seismic risk so many buildings weren't designed for resisting earthquake. But the number of earthquakes has increased over recent years. This research aims to present seismic evaluation and rehabilitation of existing building by following Thai Code (DPT.1303-57) in order to check performance level of the building, compare seismic evaluation results by using linear and nonlinear procedure and propose suitable retrofitting schemes at basic safety performance objective. The sample building is a 5 story square shaped building with middle opening (24.7 meters height). The lateral force resisting system consists of reinforced concrete frames, masonry walls and shear walls. It is found that sample building can not achieve basic safety objective under seismic hazard level of return period of 225 years because the elements fail to achieve life safety performance level. Moreover, the result of linear procedures showed the number of damaged elements more than nonlinear procedure. In order to save the budget of seismic rehabilitation scheme, nonlinear procedure is one of the suitable choices. Finally, global and local strengthening were used for rehabilitation in order to achieve basic safety objective. For global strengthening, steel bracing was used for reduction of global displacement, inter-story drift and internal force of the structure. Local strengthening was applied for elements with inadequate capacity by using FRP sheets for shear strengthening in beams and barrette piles for increasing lateral and uplift resistance capacity of foundations.

Department: Civil Engineering

Student's Signature

Field of Study: Civil Engineering

Advisor's Signature

Academic Year: 2013

กิตติกรรมประกาศ

ผู้เขียนกราบขอบพระคุณอาจารย์ทุกท่านที่ให้ความกรุณาเป็นที่ปรึกษา แนะนำเกี่ยวกับ ทฤษฎี และแนวทางแก้ปัญหาที่เกิดขึ้นระหว่างทำวิจัย อันเป็นประโยชน์ต่อการวิจัยอย่างมากมาโดยตลอด รวมทั้งขอบคุณเพื่อนๆของผู้เขียนที่ให้คำแนะนำ คำปรึกษาและความช่วยเหลือตลอดการทำวิจัย ทำยที่สุดผู้เขียนขอกราบขอบพระคุณ คุณพ่อ คุณแม่ ที่ให้ความอุปการะ สนับสนุนค่าใช้จ่าย และเป็นกำลังใจให้แก่ข้าพเจ้าโดยตลอดมา ทำให้งานวิจัยชิ้นนี้สำเร็จลุล่วงเป็นอย่างดี



จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย
CHULALONGKORN UNIVERSITY

สารบัญ

หน้า

บทคัดย่อภาษาไทย.....	ง
บทคัดย่อภาษาอังกฤษ.....	จ
กิตติกรรมประกาศ.....	ฉ
สารบัญ.....	ช
สารบัญตาราง.....	ฎ
สารบัญรูป.....	ณ
บทที่ 1 บทนำ.....	1
1.1 ความเป็นมา.....	1
1.2 วัตถุประสงค์.....	1
1.3 ขอบเขตการวิจัย.....	2
1.4 ขั้นตอนการดำเนินงานวิจัย.....	2
บทที่ 2 หลักการและทฤษฎีที่เกี่ยวข้อง.....	3
2.1 งานวิจัยที่เกี่ยวข้อง.....	3
2.1.1 การประเมินกำลังต้านทานแผ่นดินไหวให้กับอาคารเก่า.....	3
2.1.2 การเพิ่มโครงสร้างต้านแรงด้านข้างโดยใช้โครงแกนเหล็ก.....	4
2.1.3 การเสริมกำลังต้านทานแรงตัดและแรงเฉือนให้แก่คานด้วยแผ่นเสริมเส้นใยคาร์บอน..	8
2.1.4 การเสริมความมั่นคงแข็งแรงของฐานรากด้วยเสาเข็มเจาะแบบสึ่เหลี่ยม.....	12
2.2 หลักการประเมินและเสริมความมั่นคงแข็งแรงให้แก่อาคารเก่าตาม มยพ.1303-57 ..	14
2.2.1 หลักการประเมินกำลังต้านทานแผ่นดินไหวให้กับอาคารเก่าตาม มยพ.1303-57	14
2.2.2 หลักการเสริมกำลังต้านทานแผ่นดินไหวให้กับอาคารเก่าตาม มยพ.1303-57	22
2.3 แบบจำลองคณิตศาสตร์.....	23
2.3.1 แบบจำลองไร้เชิงเส้นของคานและเสา	23
2.3.2 แบบจำลองไร้เชิงเส้นของกำแพงรับแรงเฉือน	24
2.3.3 แบบจำลองของผนังอิฐก่อ	26
2.3.4 แบบจำลองคอนกรีตที่มีการโอบรัด.....	27
2.4 วิธีการเสริมกำลังต้านทานแผ่นดินไหวให้กับอาคารเก่า	30
2.4.1 การเพิ่มโครงสร้างต้านแรงด้านข้างโดยใช้โครงแกนเหล็ก	31

2.4.2	การเสริมกำลังต้านทานแรงเฉือนในคานด้วยแผ่น FRP	31
บทที่ 3	อาคารตัวอย่างและแรงแผ่นดินไหว.....	35
3.1	อาคารตัวอย่าง	35
3.2	คุณสมบัติของวัสดุ	40
3.2.1	คุณสมบัติเชิงเส้นของวัสดุ.....	40
3.2.2	คุณสมบัติไร้เชิงเส้นของวัสดุ	40
3.3	แรงแผ่นดินไหวและการรวมน้ำหนักบรรทุก.....	41
3.3.1	กระบวนการสถิติเชิงเส้น	41
3.3.2	กระบวนการพลศาสตร์เชิงเส้น	46
3.3.3	กระบวนการสถิติไร้เชิงเส้น.....	50
บทที่ 4	ผลการประเมินกำลังต้านทานแผ่นดินไหว.....	55
4.1	การเคลื่อนที่	55
4.1.1	กระบวนการสถิติเชิงเส้น	55
4.1.2	กระบวนการพลศาสตร์เชิงเส้น	59
4.1.3	กระบวนการสถิติไร้เชิงเส้น.....	61
4.2	การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้น.....	62
4.2.1	กระบวนการสถิติเชิงเส้น	62
4.2.2	กระบวนการพลศาสตร์เชิงเส้น	66
4.2.3	กระบวนการสถิติไร้เชิงเส้น.....	67
4.3	ผลการตรวจสอบเสา.....	69
4.3.1	กระบวนการสถิติเชิงเส้น	69
4.3.2	กระบวนการพลศาสตร์เชิงเส้น	70
4.3.3	กระบวนการสถิติไร้เชิงเส้น.....	72
4.4	ผลตรวจสอบคาน	73
4.4.1	กระบวนการสถิติเชิงเส้น	73
4.4.2	กระบวนการพลศาสตร์เชิงเส้น	74
4.4.3	กระบวนการสถิติไร้เชิงเส้น.....	76

4.5	ผลตรวจสอบกำแพงรับแรงเฉือน	77
4.5.1	กระบวนการสถิติเชิงเส้น	77
4.5.2	กระบวนการพลศาสตร์เชิงเส้น	78
4.5.3	กระบวนการสถิติไร้เชิงเส้น	80
4.6	ผลตรวจสอบผนังอิฐก่อ	81
4.7	ผลตรวจสอบเสาเข็ม	82
4.7.1	กระบวนการสถิติเชิงเส้น	82
4.7.2	กระบวนการพลศาสตร์เชิงเส้น	82
4.7.3	กระบวนการสถิติไร้เชิงเส้น	83
4.8	สรุปผลการประเมินความมั่นคงแข็งแรงอาคารตัวอย่างที่ระดับเป้าหมายในการเสริม ความมั่นคงแข็งแรงขั้นต่ำ	83
4.8.1	ค่าสัมประสิทธิ์แรงเฉือนที่ฐานของอาคาร	83
4.8.2	ค่าการเคลื่อนที่และร้อยละการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นสูงสุด	84
4.8.3	ร้อยละองค์อาคารที่มีกำลังต้านทานไม่เพียงพอที่ระดับสมรรถนะ LS	85
บทที่ 5	การเสริมความมั่นคงแข็งแรงให้แก่อาคารตัวอย่าง	89
5.1	เป้าหมายของการเสริมความมั่นคงแข็งแรงของอาคารตัวอย่าง	89
5.2	วิธีการเสริมความมั่นคงแข็งแรงให้แก่อาคารตัวอย่าง	89
5.2.1	การเสริมความมั่นคงแข็งแรงให้แก่โครงสร้างโดยรวม	90
5.2.2	การเสริมความมั่นคงแข็งแรงเฉพาะที่	92
5.2.3	การเสริมกำลังต้านทานแรงเฉือนและแรงถอนให้แก่เสาเข็ม	93
5.3	ความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนรวมที่ฐานและการเคลื่อนตัวของจุดควบคุมภายหลังการ เสริมความมั่นคงแข็งแรง	95
5.4	การตอบสนองของอาคารตัวอย่างภายหลังจากการเสริมความมั่นคงแข็งแรง	96
5.4.1	โหมดการสั่นพื้นฐาน	96
5.4.2	การเคลื่อนที่ (displacement)	96
5.4.3	ร้อยละการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้น	98
5.4.4	ผลการตรวจสอบเสาภายหลังการเสริมความมั่นคงแข็งแรง	99
5.4.5	ผลการตรวจสอบคานภายหลังการเสริมความมั่นคงแข็งแรง	100

5.4.6	ผลการตรวจสอบกำแพงรับแรงเฉือนภายหลังการเสริมความมั่นคงแข็งแรง	101
5.4.7	ผลการตรวจสอบเสาเข็มภายหลังการเสริมความมั่นคงแข็งแรง.....	102
บทที่ 6	สรุปผลการศึกษา.....	103
	รายการอ้างอิง	104
ภาคผนวก ก.	ตัวอย่างการคำนวณ.....	109
ก.1	ตัวอย่างการคำนวณแรงกระทำด้านข้างเทียม	110
ก.2	ตัวอย่างการคำนวณความกว้างประสิทธิผลของผนังอิฐก่อ	113
ก.3	ตัวอย่างการคำนวณการปรับขยายค่าแรงบิดโดยบังเอิญ.....	115
ก.4	ตัวอย่างการคำนวณการประเมินกำลังต้านทานของเสา	116
ก.5	ตัวอย่างการคำนวณการประเมินกำลังต้านทานของคาน.....	121
ก.6	ตัวอย่างการคำนวณการประเมินกำลังต้านทานของกำแพงรับแรงเฉือน....	125
ก.7	ตัวอย่างการคำนวณการประเมินกำลังต้านทานของผนังอิฐก่อ.....	130
ก.8	ตัวอย่างการคำนวณกำลังต้านทานของเสาเข็มในกรณีที่เป็นดินทรายแข็ง ตลอดความยาวเสาเข็ม.....	131
ก.9	ตัวอย่างการคำนวณหาความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์และมุมหมุนพลาสติก ของเสาในอาคารตัวอย่าง.....	134
ก.10	ตัวอย่างการคำนวณหาความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงอัดและหน่วยการหด ตัวของคอนกรีตในกำแพงรับแรงเฉือน	136
ก.11	ตัวอย่างการคำนวณหาค่าการเคลื่อนตัวเป้าหมาย	139
ก.12	ตัวอย่างการคำนวณออกแบบเสริมกำลังต้านทานแรงเฉือนในคานด้วยแผ่น FRP โดยอาศัยการโอบรัดในลักษณะตัว U	140
ก.13	ตัวอย่างการคำนวณออกแบบเสาเข็มเจาะแบบสี่เหลี่ยม	143
ภาคผนวก ข.	ผลการประเมินความมั่นคงแข็งแรงก่อนและหลังการเสริมความมั่นคง แข็งแรงให้แก่อาคารตัวอย่าง.....	147
	ประวัติผู้เขียนวิทยานิพนธ์	184

สารบัญตาราง

	หน้า
ตารางที่ 2.2-1 ตัวอย่างการจำแนกว่าการวิบัติในชิ้นส่วนต่างๆ เป็นแบบที่ถูกควบคุมโดยการเสียรูปหรือโดยแรง.....	17
ตารางที่ 3.1-1 น้ำหนักรวมของอาคารตัวอย่างแยกตามรายชั้น.....	37
ตารางที่ 3.1-2 คาบการสั่นพื้นฐานของอาคารตัวอย่าง.....	38
ตารางที่ 3.3-1 ค่าตัวแปรสำหรับการคำนวณหาแรงกระทำด้านข้างเทียมอาคารตัวอย่าง.....	42
ตารางที่ 3.3-2 แรงกระทำด้านข้างเทียมที่ใช้กระทำในแต่ละชั้นของอาคาร.....	43
ตารางที่ 3.3-3 ค่าแรงเฉือนที่ปรับค่าแล้วในแต่ละชั้นของอาคารภายใต้การกระทำของสเปกตรัมการตอบสนองแบบโหมดที่ระดับแผ่นดินไหวที่คาบการเกิดซ้ำประมาณ 225 ปี.....	47
ตารางที่ 3.3-4 ค่าคาบการสั่นพื้นฐานที่เปลี่ยนแปลงไปอันเนื่องมาจากการเปลี่ยนแปลงการจำลองผนังอิฐก่อ.....	49
ตารางที่ 3.3-5 ค่าตัวแปรสำหรับการคำนวณหาค่าการเคลื่อนตัวเป้าหมายของจุดควบคุม.....	52
ตารางที่ 3.3-6 ค่าแรงเฉือนรวมที่ฐาน ณ ตำแหน่งการเคลื่อนตัวเป้าหมายของจุดควบคุม.....	53
ตารางที่ 3.3-7 ค่าคาบการสั่นพื้นฐานในแต่ละทิศทางหลักของอาคารเนื่องจากไม่ได้จำลองพฤติกรรมของผนังอิฐก่อ.....	54
ตารางที่ 4.1-1 ค่าการเคลื่อนที่สูงสุดของอาคารตัวอย่างแยกตามประเภทของน้ำหนักบรรทุกทุกในแนวดิ่งและทิศทางของแรงกระทำด้านข้างเทียม.....	55
ตารางที่ 4.1-2 ค่าการเคลื่อนที่สูงสุดของอาคารตัวอย่างแยกตามประเภทของน้ำหนักบรรทุกทุกในแนวดิ่งและทิศทางของสเปกตรัมการตอบสนอง.....	59
ตารางที่ 4.1-3 ค่าการเคลื่อนที่สูงสุดของอาคารตัวอย่างแยกตามประเภทของน้ำหนักบรรทุกทุกในแนวดิ่งและทิศทางของแรงด้านข้าง.....	61
ตารางที่ 4.2-1 ค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นสูงสุดของอาคารตัวอย่างแยกตามประเภทของน้ำหนักบรรทุกทุกในแนวดิ่งและทิศทางของแรงกระทำด้านข้างเทียม.....	62
ตารางที่ 4.2-2 ค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นสูงสุดของอาคารตัวอย่างแยกตามประเภทของน้ำหนักบรรทุกทุกในแนวดิ่งและทิศทางของสเปกตรัมการตอบสนอง.....	66
ตารางที่ 4.2-3 ค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นสูงสุดของอาคารตัวอย่างแยกตามประเภทของน้ำหนักบรรทุกทุกในแนวดิ่งและทิศทางของแรงด้านข้าง.....	68

กว่าค่าที่ยอมรับได้ที่ระดับสมรรถนะต่างๆแยกตามรายชั้นของอาคารสำหรับกระบวนการ พลศาสตร์เชิงเส้นโดยมิได้จำลองผลของผนังอิฐก่อในการต้านทานแรงด้านข้าง	80
ตารางที่ 4.5-4 ค่ามูมหมุนพลาสติกที่มากที่สุดและเปอร์เซ็นต์ของกำแพงรับแรงเฉือนที่เกิดความ เสียหายเกินกว่าค่าที่ยอมรับได้ที่ระดับสมรรถนะต่างๆแยกตามรายชั้นของอาคารสำหรับ กระบวนการสไลด์ไร้เชิงเส้น.....	81
ตารางที่ 4.6-1 ร้อยละผนังอิฐก่อที่เกิดการวิบัติ	81
ตารางที่ 4.7-1 ค่าแรงเฉือนและแรงถอนที่มากที่สุดต่อเสาเข็มหนึ่งต้นสำหรับกระบวนการสไลด์เชิง เส้น	82
ตารางที่ 4.7-2 ค่าแรงเฉือนและแรงถอนที่มากที่สุดต่อเสาเข็มหนึ่งต้นสำหรับกระบวนการ พลศาสตร์เชิงเส้น	83
ตารางที่ 4.7-3 ค่าแรงเฉือนและแรงถอนที่มากที่สุดต่อเสาเข็มหนึ่งต้นสำหรับกระบวนการสไลด์ไร้ เชิงเส้น.....	83
ตารางที่ 4.8-1 ค่าสัมประสิทธิ์แรงเฉือนที่ฐานของอาคารในแต่ละกระบวนการวิเคราะห์	84
ตารางที่ 4.8-2 ร้อยละขององค์อาคารที่มีกำลังต้านทานไม่เพียงพอ	86
ตารางที่ 5.2-1 ขนาดโครงแกนเหล็กที่ใช้สำหรับการความแข็งแรงให้แก่อาคารตัวอย่าง	91
ตารางที่ 5.2-2 ขนาดแผ่น FRP สำหรับการเสริมกำลังต้านทานแรงเฉือนในคาน	92
ตารางที่ 5.3-1 ค่าแรงเฉือนรวมที่ฐาน ณ ตำแหน่งการเคลื่อนตัวเป้าหมายของจุดควบคุมก่อนและ หลังการเสริมความแข็งแรงให้แก่อาคาร	96
ตารางที่ 5.4-1 ค่าคาบการสั่นพื้นฐานที่เปลี่ยนแปลงไปก่อนและหลังการเสริมความมั่นคงแข็งแรง ให้แก่อาคารตัวอย่าง	96
ตารางที่ 5.4-2 ค่าการเคลื่อนที่สูงสุดของอาคารตัวอย่างก่อนและหลังการเสริมความมั่นคงแข็งแรง	97
ตารางที่ 5.4-3 ค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นสูงสุดของอาคารตัวอย่างก่อนและหลังการ เสริมความมั่นคงแข็งแรง	98
ตารางที่ 5.4-4 ค่ามากที่สุดของ DCR แรงเฉือน มูมหมุนพลาสติกและเปอร์เซ็นต์ขององค์อาคาร เสาที่เกิดความเสียหายเกินกว่าค่าที่ยอมรับได้แยกตามรายชั้นของอาคารภายหลังการเสริม ความมั่นคงแข็งแรง	100
ตารางที่ 5.4-5 ค่ามากที่สุดของ DCR แรงเฉือน มูมหมุนพลาสติกและเปอร์เซ็นต์ขององค์อาคาร คานที่เกิดความเสียหายเกินกว่าค่าที่ยอมรับได้แยกตามรายชั้นของอาคารภายหลังการเสริม	

ความมั่นคงแข็งแรง	101
ตารางที่ 5.4-6 ค่ามุมหมุนพลาสติกที่มากที่สุดและเปอร์เซ็นต์ของกำแพงรับแรงเฉือนที่เกิดความเสียหายเกินกว่าค่าที่ยอมรับได้ที่ระดับสมรรถนะต่างๆแยกตามรายชั้นของอาคารภายหลังการเสริมความมั่นคงแข็งแรง.....	102
ตารางที่ 5.4-7 ค่าแรงเฉือนและแรงถอนที่มากที่สุดต่อเสาเข็มหนึ่งต้นภายหลังการเสริมความมั่นคงแข็งแรง.....	102
ตารางที่ ก-1 การคำนวณแรงกระทำด้านข้างที่ฐานของอาคารในแต่ละทิศทางหลัก	112
ตารางที่ ก-2 การกระจายตัวของแรงกระทำด้านข้างที่ยึดในทิศทาง X แต่ละชั้นของอาคาร	113
ตารางที่ ก-3 การกระจายตัวของแรงกระทำด้านข้างที่ยึดในทิศทาง Y แต่ละชั้นของอาคาร	113
ตารางที่ ก-4 ค่าอัตราส่วนระหว่างการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นสูงสุดของไดอะแฟรมและการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นเฉลี่ยของไดอะแฟรมแยกตามรายชั้นและรายการน้ำหนักบรรทุกรวม.....	116
ตารางที่ ก-5 แรงต้านที่ผิวเสาเข็มตลอดความลึกของเสาเข็มเจาะแบบสี่เหลี่ยมที่พิจารณา	146

สารบัญรูป

	หน้า
รูปที่ 2.1-1 รูปร่างของโครงแกงแนงเหล็กโดยทั่วไป (FEMA 547, 2006).....	4
รูปที่ 2.1-2 รูปร่างของโครงแกงแนงเหล็กทั้งสองด้านของ facade (Faella และคณะ, 2012).....	5
รูปที่ 2.1-3 รูปแบบของโครงแกงแนงเหล็กในลักษณะตัว X (ซ้าย) และลักษณะทแยง (ขวา) (Viswanath และคณะ, 2010).....	6
รูปที่ 2.1-4 รูปแบบของโครงแกงแนงเหล็กที่ทำการศึกษา (Kadid และ Yahiaoui, 2011)	6
รูปที่ 2.1-5 รูปแบบการวางตัวของโครงแกงแนงเหล็กที่ใช้ศึกษา (Komuro และ Hirose, 2004)	7
รูปที่ 2.1-6 รูปแบบการโอบรัดของแผ่น FRP สำหรับการเสริมกำลังด้านทานแรงเฉือน (Alzoubi และ Zhengliang, 2007).....	8
รูปที่ 2.1-7 รูปแบบของแผ่น FRP สำหรับการเสริมกำลังด้านทานแรงเฉือน (Bukhari และคณะ, 2010).....	10
รูปที่ 2.1-8 รายละเอียดของคานตัวอย่างที่ทดสอบ (Balamuralikrishnan และ Antony, 2009)..	11
รูปที่ 2.1-9 โหมดการวิบัติแบบตัดโดยทั่วไปของคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่เสริมกำลังแผ่น FRP (Teng และ Chen, 2007).....	11
รูปที่ 2.1-10 โหมดการวิบัติแบบเลื่อนหลุด (debonding) ของคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่เสริม กำลัง แผ่น FRP (Teng และ Chen, 2007).....	12
รูปที่ 2.1-11 ขั้นตอนการก่อสร้างเสาเข็มเจาะแบบสี่เหลี่ยม (คณะทำงานการจัดการความรู้ใน องค์กรกรมทางหลวง ด้านที่ 3 งานก่อสร้างร่วมกับคณะทำงานจัดทำองค์ความรู้งานเสาเข็ม ในการก่อสร้างทางหลวง, 2551).....	13
รูปที่ 2.1-12 การขุดเจาะเสาเข็มเจาะแบบสี่เหลี่ยม (barrette) ภายใต้ความสูงจำกัด (ณรงค์และ คณะ, 2542).....	14
รูปที่ 2.2-1 ค่าความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเคลื่อนตัวทั่วไปสำหรับชิ้นส่วนหรือส่วนประกอบ ของ โครงสร้างคอนกรีต	20
รูปที่ 2.2-2 มุมหมุนของจุดหมุนพลาสติกในกำแพงรับแรงเฉือนในกรณีที่มีการเสียรูป เกิดจากการ ตัดเป็นหลัก.....	21
รูปที่ 2.2-3 ค่าความสัมพันธ์ระหว่างแรงและอัตราส่วนการเสียรูปทั่วไปสำหรับชิ้นส่วนหรือ	

ส่วนประกอบของโครงสร้างคอนกรีต	21
รูปที่ 2.2-4 การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นในกรณีที่มีการเสียรูปเกิดจากการเฉือนเป็นหลัก.....	22
รูปที่ 2.3-1 แบบจำลองคณิตศาสตร์ไร้เชิงเส้น (non-linear model) ของคานและเสา ภายใต้แรงกระทำทางด้านข้าง	23
รูปที่ 2.3-2 ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์ มุมหมุนพลาสติกและเกณฑ์การยอมรับของเสาและคาน	24
รูปที่ 2.3-3 แบบจำลองคณิตศาสตร์ไร้เชิงเส้น (non-linear model) ของกำแพงรับแรงเฉือน	25
รูปที่ 2.3-4 เอลิเมนต์แบบแผ่นหลายชั้นสำหรับการจำลองพฤติกรรมไร้เชิงเส้นของกำแพงรับแรงเฉือน.....	25
รูปที่ 2.3-5 ค่ารับแรงอัดเทียบเท่า	27
รูปที่ 2.3-6 แบบจำลองความเค้น-ความเครียดสำหรับแรงกระทำในทิศทางเดียวของคอนกรีตที่มีและไม่มีการโอบรัด (Mander และคณะ, 1988).....	28
รูปที่ 2.3-7 กำลังโอบรัดซึ่งคำนวณจากหน่วยการโอบรัดทางด้านข้างสำหรับหน้าตัดสี่เหลี่ยม (Mander และคณะ, 1988).....	29
รูปที่ 2.3-8 การวัดความกว้างของแกนคอนกรีตในแนวราบและแนวตั้ง (Mander และคณะ, 1988).....	29
รูปที่ 2.4-1 หน้าตัดคานที่ถูกเสริมกำลังต้านทานแรงเฉือนด้วยแผ่น FRP โดยอาศัยการโอบรัดในลักษณะตัว U (Teng และคณะ, 2002)	31
รูปที่ 2.4-2 การวัดมุมของเส้นใยไฟเบอร์ในแผ่น FRP (β) (Teng และคณะ, 2002).....	33
รูปที่ 2.4-3 สัญลักษณ์ต่างๆที่ใช้สำหรับการเสริมกำลังต้านทานแรงเฉือน (Teng และคณะ, 2002).	33
รูปที่ 3.1-1 ภาพถ่ายด้านหน้าอาคารตัวอย่าง	35
รูปที่ 3.1-2 แบบแปลนโครงสร้างชั้นที่สามของอาคารตัวอย่าง.....	36
รูปที่ 3.1-3 แบบจำลองคณิตศาสตร์ของอาคารตัวอย่าง	36
รูปที่ 3.1-4 ภาพหน้าตัดขวางแสดงระดับความสูงจากระดับอ้างอิง.....	37
รูปที่ 3.1-5 โหมดการเคลื่อนตัวในแนวแกน X $T_x=0.96$ วินาที.....	38
รูปที่ 3.1-6 โหมดการเคลื่อนตัวในแนวแกน Y $T_y=0.88$ วินาที	39
รูปที่ 3.1-7 โหมดการบิดรอบแกนในแนวตั้ง $T_\theta=0.89$ วินาที	39
รูปที่ 3.2-1 คุณสมบัติไร้เชิงเส้นของคอนกรีตสำหรับอาคารตัวอย่าง.....	40

รูปที่ 3.2-2 คุณสมบัติไร้เชิงเส้นของเหล็กเสริมคอนกรีต ชั้นคุณภาพ SR24.....	41
รูปที่ 3.3-1 ระบบตัวอักษรย่อที่ใช้ในการเรียกชื่อรายการน้ำหนักบรรทุกรวม	43
รูปที่ 3.3-2 แนวคิดการถ่ายน้ำหนักบรรทุกสำหรับกระบวนการสถิติเชิงเส้น.....	46
รูปที่ 3.3-3 สเปกตรัมการตอบสนองสำหรับการออกแบบที่ระดับแผ่นดินไหวที่คาบการเกิดซ้ำ ประมาณ 225 ปี ของอำเภอเมือง จังหวัดเชียงใหม่.....	47
รูปที่ 3.3-4 แนวคิดการถ่ายน้ำหนักบรรทุกสำหรับกระบวนการพลศาสตร์เชิงเส้น.....	49
รูปที่ 3.3-5 แรงในผนังอิฐก่อที่ปรับค่าแล้วสำหรับกระบวนการพลศาสตร์เชิงเส้น	49
รูปที่ 3.3-6 ระดับขั้นความเสรีของระบบ	50
รูปที่ 3.3-7 ตัวอย่างรูปแบบการกระจายแรงแบบสถิติ (force distribution pattern) ซึ่งเป็น สัดส่วนกับรูปร่างโหมดพื้นฐาน ในวิธีวิเคราะห์โดยการผลัดด้านข้าง	51
รูปที่ 3.3-8 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนรวมที่ฐานและการเคลื่อนตัวของจุดควบคุม.....	53
รูปที่ 4.1-1 ค่าการเคลื่อนที่ของอาคารตัวอย่างภายใต้แรงกระทำด้านข้างเทียมใน 1 ทิศทาง	56
รูปที่ 4.1-2 ค่าการเคลื่อนที่ของอาคารตัวอย่างภายใต้แรงกระทำด้านข้างเทียมใน 2 ทิศทาง	57
รูปที่ 4.1-3 ค่าการเคลื่อนที่ของอาคารตัวอย่างภายใต้แรงกระทำด้านข้างเทียมใน 2 ทิศทาง	58
รูปที่ 4.1-4 ค่าการเคลื่อนที่ของอาคารตัวอย่างภายใต้สเปกตรัมการตอบสนองใน 1 ทิศทาง.....	59
รูปที่ 4.1-5 ค่าการเคลื่อนที่ของอาคารตัวอย่างภายใต้สเปกตรัมการตอบสนองใน 2 ทิศทาง.....	60
รูปที่ 4.1-6 ค่าการเคลื่อนที่สูงสุดภายใต้แรงกระทำในทิศทางเดียวของแกน X และ Y	61
รูปที่ 4.2-1 ค่าการเคลื่อนที่ตัวสัมพันธ์ระหว่างชั้นภายใต้แรงกระทำด้านข้างเทียมใน 1 ทิศทาง.....	63
รูปที่ 4.2-2 ค่าการเคลื่อนที่ตัวสัมพันธ์ระหว่างชั้นภายใต้แรงกระทำด้านข้างเทียมใน 2 ทิศทาง.....	64
รูปที่ 4.2-3 ค่าการเคลื่อนที่ตัวสัมพันธ์ระหว่างชั้นภายใต้แรงกระทำด้านข้างเทียมใน 2 ทิศทาง.....	65
รูปที่ 4.2-4 ค่าการเคลื่อนที่ตัวสัมพันธ์ระหว่างชั้นภายใต้สเปกตรัมการตอบสนองใน 1 ทิศทาง	66
รูปที่ 4.2-5 ค่าการเคลื่อนที่ตัวสัมพันธ์ระหว่างชั้นภายใต้สเปกตรัมการตอบสนองใน 2 ทิศทาง	67
รูปที่ 4.2-6 ค่าการเคลื่อนที่ตัวสัมพันธ์ระหว่างชั้นภายใต้แรงที่กระทำในทิศทางเดียวสำหรับรายการ รวมน้ำหนักบรรทุกซึ่งแรงกระทำในแนวดิ่งมีค่าเท่ากับ $0.9(DL+SDL)$	68
รูปที่ 4.2-7 ค่าการเคลื่อนที่ตัวสัมพันธ์ระหว่างชั้นภายใต้แรงที่กระทำในทิศทางเดียวสำหรับรายการ รวมน้ำหนักบรรทุกซึ่งแรงกระทำในแนวดิ่งมีค่าเท่ากับ $1.1(DL+SDL+0.25LL)$	69
รูปที่ 4.8-1 การเปรียบเทียบค่าการเคลื่อนที่ตลอดความสูงในแต่ละกระบวนการวิเคราะห์	85

รูปที่ 4.8-2 การเปรียบเทียบร้อยละการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นตลอดความสูงในแต่ละ กระบวนกรวิเคราะห์	85
รูปที่ 5.2-1 ตำแหน่งที่ติดตั้งโครงแกนเหล็กในชั้นที่ 2 ของอาคารตัวอย่าง	90
รูปที่ 5.2-2 การติดตั้งโครงแกนเหล็กในแนว Y	91
รูปที่ 5.2-3 การติดตั้งโครงแกนเหล็กในแนว X1 และ X2.....	91
รูปที่ 5.2-4 รายละเอียดการเสริมกำลังต้านทานแรงเฉือนในคาน	93
รูปที่ 5.2-5 รายละเอียดการเสริมกำลังต้านทานแรงเฉือนและแรงถอนโดยใช้เสาเข็มเจาะแบบ สี่เหลี่ยม	94
รูปที่ 5.3-1 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนรวมที่ฐานและการเคลื่อนตัวของจุดควบคุม ก่อนและ หลังการเสริมความแข็งแรงให้แก่อาคาร	95
รูปที่ 5.4-1 ค่าการเคลื่อนที่สูงสุดก่อนและหลังการเสริมความแข็งแรงภายใต้แรงที่กระทำใน ทิศทาง X.....	97
รูปที่ 5.4-2 ค่าการเคลื่อนที่สูงสุดก่อนและหลังการเสริมความแข็งแรงภายใต้แรงที่กระทำใน ทิศทาง Y	97
รูปที่ 5.4-3 ค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นก่อนและหลังการเสริมความแข็งแรง ภายใต้แรงที่ กระทำในทิศทาง X.....	98
รูปที่ 5.4-4 ค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นก่อนและหลังการเสริมความแข็งแรง ภายใต้แรงที่ กระทำในทิศทาง Y	99
รูปที่ ก-1 สเปกตรัมการตอบสนองสำหรับการออกแบบอาคารต้านทานการสั่นสะเทือนของ แผ่นดินไหวของอำเภอเมือง จังหวัดเชียงใหม่	111
รูปที่ ก-2 สเปกตรัมการตอบสนองสำหรับการประเมินที่ระดับแผ่นดินไหวที่คาบการเกิดซ้ำ ประมาณ 225 ปี ของอำเภอเมือง จังหวัดเชียงใหม่.....	111
รูปที่ ก-3 ลักษณะผนังอิฐก่อซึ่งก่อระหว่างเสาในชั้นที่ 4 บริเวณหมายเลขกริด Z-32	114
รูปที่ ก-4 ตำแหน่งและรายละเอียดหน้าตัดเสาตัวอย่าง	117
รูปที่ ก-5 ปฏิสัมพันธ์ระหว่างแรงอัดในแนวแกนและโมเมนต์รอบแกน X ของเสา C5	120

รูปที่ ก-6 ตำแหน่งและรายละเอียดหน้าตัดคานตัวอย่าง.....	122
รูปที่ ก-7 กำลังต้านทานแรงเฉือนมากที่สุดที่อาจจะเกิดขึ้นได้ (V_{req}) ภายใต้มอเตอร์ระบุ	124
รูปที่ ก-8 ตำแหน่งและรายละเอียดหน้าตัดกำแพงรับแรงเฉือนตัวอย่าง	126
รูปที่ ก-9 ปฏิสัมพันธ์ระหว่างแรงอัดในแนวแกนและโมเมนต์รอบแกน X ของกำแพงรับแรงเฉือน. 128	
รูปที่ ก-10 แรงดันด้านข้างสำหรับดินทรายแข็งของเสาเข็มสั้น	134
รูปที่ ก-11 ปฏิสัมพันธ์ระหว่างแรงอัดในแนวแกนและโมเมนต์รอบแกน X ของเสา C5	135
รูปที่ ก-12 ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์และมุมหมุนพลาสติกของชิ้นส่วนเสา C5	136
รูปที่ ก-13 รายละเอียดส่วนของกำแพงรับแรงเฉือนในอาคารตัวอย่าง	136
รูปที่ ก-14 การวัดความกว้างของแกนคอนกรีตในแนวราบและแนวดิ่ง (Mander และคณะ, 1988)	137
รูปที่ ก-15 กำลังโอบรัดซึ่งคำนวณจากหน่วยการโอบรัดทางด้านข้างสำหรับหน้าตัดสี่เหลี่ยม (Mander และคณะ, 1988)	138
รูปที่ ก-16 กราฟของความสัมพันธ์ในอุดมคติระหว่างแรงเฉือนรวมที่ฐานและการเคลื่อนตัวของจุดควบคุมที่ยอดอาคารภายใต้แรงกระทำในทิศทาง Y.....	139
รูปที่ ก-17 รายละเอียดหน้าตัดคานที่นำมาเสริมกำลัง.....	140
รูปที่ ก-18 การเสริมกำลังต้านทานแรงเฉือนด้วยแผ่น FRP โดยอาศัยการโอบรัดในลักษณะตัว U..	141
รูปที่ ก-19 ขนาดหน้าตัดและรายละเอียดการเสริมเหล็กของเสาเข็มเจาะแบบสี่เหลี่ยม.....	143

บทที่ 1

บทนำ

1.1 ความเป็นมา

ในอดีตเรามีความเชื่อกันว่าประเทศไทยนั้นค่อนข้างจะมีความปลอดภัยจากเหตุการณ์แผ่นดินไหว ทำให้การออกแบบก่อสร้างอาคารในอดีตนั้นมิได้ออกแบบให้อาคารสามารถต้านทานต่อแรงแผ่นดินไหวที่อาจจะเกิดขึ้นได้ อย่างไรก็ตามในหลาย ๆ ปีให้หลังมานี้ สถิติของการเกิดแผ่นดินไหวและขนาดความรุนแรงของแผ่นดินไหวนั้นมีแนวโน้มเพิ่มมากขึ้น ประกอบกับข้อมูลทางธรณีวิทยาในปัจจุบันได้บ่งชี้ถึงความเป็นไปได้ที่อาจจะเกิดแผ่นดินไหวระดับ 6-7 ริกเตอร์ บริเวณรอยเลื่อนในเขตจังหวัดกาญจนบุรี ทำให้หลายๆฝ่ายทั้งภาครัฐและเอกชน ตระหนักถึงภัยจากแผ่นดินไหวที่อาจจะเกิดขึ้นในประเทศไทยในอนาคตอันใกล้

ดังนั้นงานวิจัยนี้จึงมุ่งเน้นไปยังการศึกษาการประเมินและเสริมความมั่นคงแข็งแรงให้แก่อาคารเก่าตามมาตรฐานการประเมินและการเสริมความมั่นคงแข็งแรงของโครงสร้างอาคารในเขตที่อาจได้รับแรงสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว (มยผ.1303-57) โดยนำเสนอการเปรียบเทียบผลการประเมินกำลังต้านทานแผ่นดินไหว หากใช้กระบวนการวิเคราะห์แบบเชิงเส้นและไร้เชิงเส้น รวมทั้งนำเสนอแนวทางการเสริมความมั่นคงแข็งแรงที่เหมาะสมที่สุดสำหรับอาคารตัวอย่าง โดยกำหนดเป้าหมายในการเสริมความมั่นคงแข็งแรงของอาคารคือระดับเป้าหมายเพื่อความปลอดภัยขั้นพื้นฐาน (Basic Safety Objective, BSO) ภายใต้ภัยแผ่นดินไหวระดับปานกลางที่มีคาบการกลับ 225 ปี

1.2 วัตถุประสงค์

1. เพื่อศึกษาหลักการประเมินและเสริมความมั่นคงแข็งแรงให้แก่อาคารเก่าตามมาตรฐานการประเมินและการเสริมความมั่นคงแข็งแรงของโครงสร้างอาคารในเขตที่อาจได้รับแรงสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว (มยผ.1303-57)
2. เพื่อตรวจสอบระดับสมรรถนะของอาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหวระดับความปลอดภัยขั้นพื้นฐาน (Basic Safety Earthquake, BSE)
3. เพื่อเปรียบเทียบผลการประเมินกำลังต้านทานแผ่นดินไหวที่แตกต่างกันหากเลือกใช้กระบวนการวิเคราะห์เชิงเส้นและไร้เชิงเส้น
4. เพื่อนำเสนอแนวทางการเสริมความมั่นคงแข็งแรงที่เป็นไปได้ทางเลือกหนึ่งสำหรับอาคารตัวอย่าง

1.3 ขอบเขตการวิจัย

1. อ้างอิงหลักเกณฑ์การประเมินและเสริมความมั่นคงแข็งแรงให้แก่อาคารเก่าตามมาตรฐานการประเมินและการเสริมความมั่นคงแข็งแรงของโครงสร้างอาคารในเขตที่อาจได้รับแรงสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว (มยพ.1303-57)
2. ศึกษาเฉพาะอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กโดยใช้อาคารหลังหนึ่งในจังหวัดเชียงใหม่เป็นอาคารตัวอย่าง
3. ใช้กระบวนการสถิติเชิงเส้น พหุศาสตร์เชิงเส้นแบบสเปกตรัมการตอบสนองแบบโหมดและสถิติไร้เชิงเส้นในการประเมินกำลังต้านทานแผ่นดินไหว
4. ไม่พิจารณาถึงผลของการบิดโดยบังเอิญในกระบวนการวิเคราะห์แบบสถิติไร้เชิงเส้น
5. กำหนดเป้าหมายในการเสริมความมั่นคงแข็งแรงขั้นต่ำด้วยระดับเป้าหมายเพื่อความปลอดภัยขั้นพื้นฐาน (Basic Safety Objective, BSO) ภายใต้ภัยแผ่นดินไหวระดับปานกลางที่มีคาบการกลับ 225 ปี

1.4 ขั้นตอนการดำเนินงานวิจัย

1. ศึกษาหลักการประเมินและเสริมความมั่นคงแข็งแรงให้แก่อาคารเก่าตามมาตรฐาน มยพ. 1303-57
2. สร้างแบบจำลองคณิตศาสตร์สามมิติของอาคารตัวอย่างในโปรแกรมคอมพิวเตอร์ โดยคำนึงถึงผลของผนังอิฐก่อในการต้านทานแรงด้านข้าง
3. ทำการประเมินกำลังต้านทานแผ่นดินไหวโดยใช้กระบวนการวิเคราะห์สถิติเชิงเส้น กระบวนการพหุศาสตร์เชิงเส้นและกระบวนการสถิติไร้เชิงเส้น
4. เปรียบเทียบผลการประเมินกำลังต้านทานแผ่นดินไหวหากใช้กระบวนการวิเคราะห์ที่แตกต่างกัน
5. เสริมความมั่นคงแข็งแรงให้แก่อาคารตัวอย่างที่ระดับเป้าหมายในการเสริมความมั่นคงแข็งแรงขั้นต่ำด้วยระดับเป้าหมายเพื่อความปลอดภัยขั้นพื้นฐาน
6. สรุปผลการวิจัย

บทที่ 2

หลักการและทฤษฎีที่เกี่ยวข้อง

2.1 งานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

2.1.1 การประเมินกำลังต้านทานแผ่นดินไหวให้กับอาคารเก่า

Welt (2010) ศึกษาถึงความสอดคล้องกันระหว่างมาตรฐานการออกแบบและมาตรฐานการประเมินกำลังต้านทานแผ่นดินไหว โดยใช้อาคารตัวอย่างสูง 8 ชั้นเป็นกรณีศึกษา อาคารดังกล่าวมีระบบต้านทานแรงด้านข้างที่ประกอบไปด้วยโครงต้านแรงคัตและกำแพงรับแรงเฉือนซึ่งถูกออกแบบโดยใช้มาตรฐาน ASCE7-10 ที่ระดับสมรรถนะปลอดภัยต่อชีวิต กระบวนการวิเคราะห์ที่ใช้สำหรับการออกแบบคือกระบวนการสถิตเชิงเส้นและพลศาสตร์เชิงเส้นแบบสเปกตรัมการตอบสนองแบบโหมด หลังจากนั้นจึงทำการประเมินกำลังต้านทานแผ่นดินไหวโดยใช้มาตรฐาน ASCE41-06 โดยใช้กระบวนการวิเคราะห์แบบเชิงเส้น (กระบวนการสถิตเชิงเส้น พลศาสตร์เชิงเส้นแบบสเปกตรัมการตอบสนองแบบโหมดและแบบประวัติเวลา) และไร้เชิงเส้น (กระบวนการสถิตไร้เชิงเส้นและพลศาสตร์ไร้เชิงเส้นแบบประวัติเวลา) โดยกำหนดเป้าหมายสำหรับการประเมินที่ระดับเป้าหมายการเสริมสมรรถนะที่ดีกว่าระดับเป้าหมายเพื่อความปลอดภัยขั้นพื้นฐาน

จากการศึกษา พบว่า ผลการประเมินกำลังต้านทานแผ่นดินไหวโดยใช้กระบวนการแบบเชิงเส้นและไร้เชิงเส้นตาม ASCE41-06 พบจำนวนองค์อาคารที่วิบัติเนื่องจากการคัตและแรงเฉือนในโครงต้านแรงคัตและกำแพงรับแรงเฉือน ดังนั้นมาตรฐานการออกแบบอาคารต้านทานแผ่นดินไหวและมาตรฐานการประเมินกำลังต้านทานแผ่นดินไหวมีความขัดแย้งกัน นอกจากนี้ จำนวนขององค์อาคารที่วิบัติจะมีจำนวนมากกว่าหากทำการประเมินโดยใช้กระบวนการแบบเชิงเส้น ดังนั้นการเลือกใช้กระบวนการที่ไม่ยุ่งยากในการประเมินจะทำให้ผลการวิเคราะห์มีความอนุรักษ์ (conservative) มากกว่าการเลือกใช้กระบวนการวิเคราะห์ที่ยุ่งยากแต่ถูกต้องตามพฤติกรรมจริงของโครงสร้าง

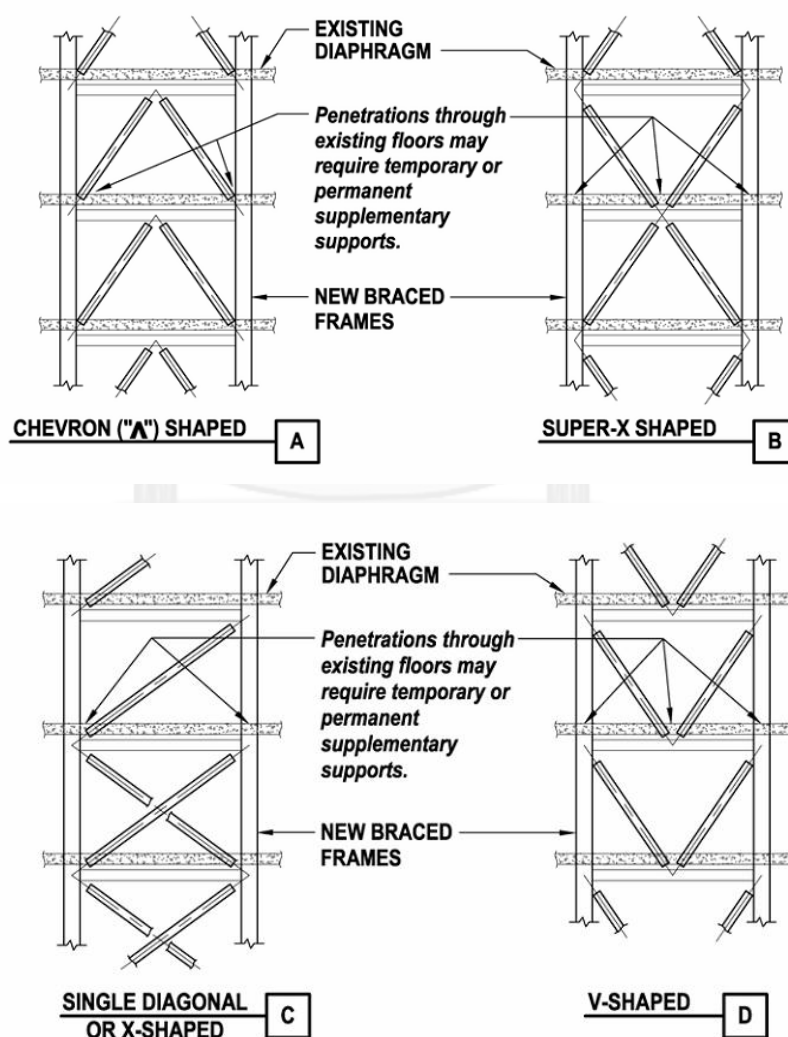
Garrett (2010) ประเมินหาระดับสมรรถนะของอาคารตามมาตรฐาน ASCE41-06 โดยใช้กระบวนการวิเคราะห์แบบสถิตเชิงเส้น พลศาสตร์เชิงเส้น สถิตไร้เชิงเส้นและพลศาสตร์ไร้เชิงเส้นหากอาคารดังกล่าวถูกออกแบบไว้ตามมาตรฐาน ASCE7-05 ที่ระดับสมรรถนะปลอดภัยต่อชีวิต อาคารตัวอย่างที่นำมาศึกษาเป็นอาคารสำนักงานคอนกรีตเสริมเหล็กสูง 6 ชั้น ตั้งอยู่ในซานฟรานซิสโก ระบบโครงสร้างของอาคารดังกล่าวประกอบไปด้วยแผ่นพื้นไร้คานและเสาคอนกรีตเสริมเหล็ก โดยมีกำแพงรับแรงเฉือนเป็นระบบต้านทานแรงด้านข้างหลักของอาคาร

จากการศึกษา พบว่า อาคารดังกล่าวมีระดับสมรรถนะของโครงสร้างผ่านเป้าหมายเพื่อความปลอดภัยขั้นพื้นฐาน (basic safety objective) ตามเกณฑ์ที่กำหนดไว้ในมาตรฐาน ASCE41-06 ไม่ว่าจะใช้กระบวนการวิเคราะห์แบบใดก็ตาม อย่างไรก็ตาม กระบวนการประเมินกำลังต้านทานแผ่นดินไหวที่ผลการตรวจสอบพบระดับสมรรถนะของโครงสร้างเรียงลำดับจากต่ำไปสูง คือ

กระบวนการวิเคราะห์แบบสถิตเชิงเส้น พลศาสตร์เชิงเส้น สถิติไร้เชิงเส้นและพลศาสตร์ไร้เชิงเส้นตามลำดับ ดังนั้นการเพิ่มค่าใช้จ่ายในการวิเคราะห์โครงสร้างโดยใช้กระบวนการวิเคราะห์ที่ยุ่งยากมากยิ่งขึ้นจะช่วยลดค่าใช้จ่ายสำหรับการเสริมความแข็งแรงของอาคารลงได้

2.1.2 การเพิ่มโครงสร้างต้านแรงด้านข้างโดยใช้โครงแกนเหล็ก

FEMA 547 (2006) ได้กล่าวถึงการเสริมโครงแกนเหล็กในโครงต้านแรงดัดคอนกรีตว่าเป็นการเสริมกำลังและ/หรือสติฟเฟนส์ให้แก่โครงสร้าง โดยไม่ได้ทำให้น้ำหนักของอาคารเปลี่ยนแปลงไปมากนัก ลักษณะของโครงแกนเหล็กโดยทั่วไปมักจะเป็นแบบรวมศูนย์ (concentric braced frame, CBF) น้อยครั้งนักที่จะเลือกใช้โครงแกนเหล็กแบบเยื้องศูนย์ (eccentric braced frame, EBF) เนื่องจากสาเหตุในเรื่องของราคาและความยุ่งยากในการออกแบบรายละเอียดของตัวเชื่อมต่อ (link) รูปแบบของโครงแกนเหล็กโดยทั่วไปแสดงดังรูปที่ 2.1-1 โดยตำแหน่งที่ติดตั้งโครงแกนเหล็กอาจจะติดตั้งภายในหรือภายนอกโครงสร้างก็ได้



รูปที่ 2.1-1 รูปร่างของโครงแกนเหล็กโดยทั่วไป (FEMA 547, 2006)

Youssef และคณะ (2007) ศึกษาประสิทธิภาพของการใช้ค้ำยันเหล็กในการเสริมกำลังต้านทานแรงด้านข้างผ่านการทดสอบโดยใช้แรงกระทำแบบวัฏจักรกระทำต่อโครงต้านแรงดัดและโครงต้านแรงดัดที่มีการติดตั้งค้ำยัน (braced frame) หลังจากนั้นจึงนำผลการทดสอบมาเปรียบเทียบกัน สำหรับโครงต้านแรงดัดที่นำมาทดสอบถูกออกแบบและก่อสร้างตามมาตรฐานออกแบบโครงสร้างต้านทานแผ่นดินไหว จากการทดสอบ พบว่า โครงต้านแรงดัดที่มีการติดตั้งค้ำยันสามารถต้านทานแรงด้านข้างได้สูงกว่าโครงต้านแรงดัดแบบธรรมดา การติดตั้งโครงแกนเหล็กในโครงต้านแรงดัดยังช่วยเพิ่มความเหนียวให้แก่โครงสร้างด้วย อย่างไรก็ตาม ในงานวิจัยนี้ยังได้นำเสนอวิธีการออกแบบใหม่สำหรับโครงต้านแรงดัดที่มีการติดตั้งค้ำยันโดยใช้ตัวคูณปรับลดค่าแรง (seismic force reduction factor) ค่าเดียวกันกับการออกแบบโครงต้านแรงดัดปกติ จากการทดสอบ พบว่า โครงต้านแรงดัดที่มีการติดตั้งค้ำยันที่ออกแบบด้วยหลักการดังกล่าวมีระดับสมรรถนะต้านทานแผ่นดินไหวที่ยอมรับได้

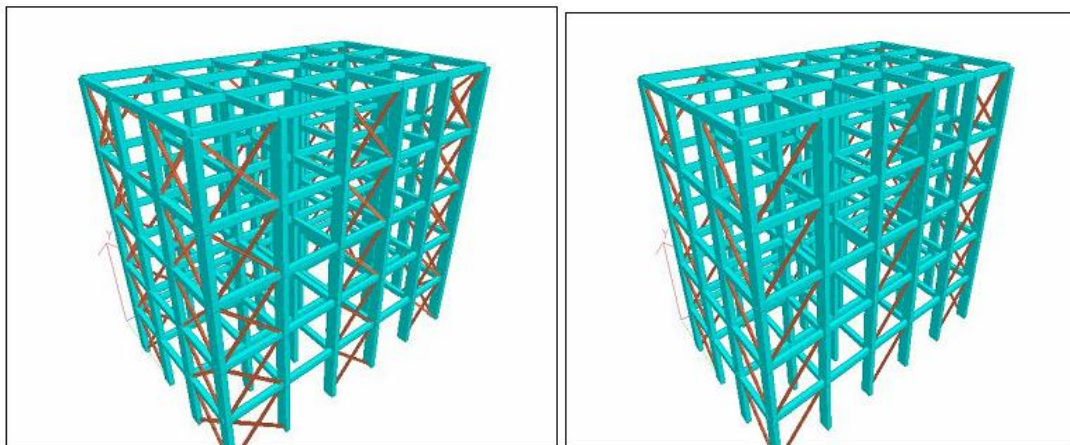
Faella และคณะ (2012) ได้ศึกษาถึงรูปแบบและตำแหน่งของโครงแกนเหล็กที่ใช้สำหรับการเสริมกำลังต้านทานแผ่นดินไหวจำนวน 3 รูปแบบดังแสดงในรูปที่ 2.1-2 อาคารตัวอย่างที่นำมาศึกษาเป็นโครงต้านแรงดัดคอนกรีตเสริมเหล็กซึ่งมีได้ออกแบบไว้สำหรับการต้านทานแรงทางด้านข้างจากการวิเคราะห์ด้วยกระบวนการพลศาสตร์ไร้เชิงเส้น พบว่า การเลือกใช้รูปร่างของโครงแกนเหล็กเป็นสิ่งที่จำเป็นต้องพิจารณาเนื่องจากส่งผลโดยตรงต่อสติฟเนสทางด้านข้างของโครงสร้างที่เสริมกำลังแล้ว รวมทั้งส่งผลต่อแรงภายในที่เกิดขึ้นในโครงต้านแรงดัดและฐานราก อย่างไรก็ตาม การจัดวางโครงแกนเหล็กรูปแบบที่ 3 เป็นรูปแบบที่เกิดประสิทธิภาพสูงสุด เนื่องจากช่วยเพิ่มขึ้นของสติฟเนสทางด้านข้างของโครงสร้างมากที่สุด เกิดความเค้นในแนวแกนในเสาและคานน้อยที่สุด รวมทั้งเกิดความเค้นเนื่องจากแรงเฉือน โมเมนต์ดัดและแรงในแนวแกนในโครงต้านแรงดัดน้อยที่สุด

Façade X	Façade Y	Bracing distribution
		Pattern 1
		Pattern 2
		Pattern 3

รูปที่ 2.1-2 รูปร่างของโครงแกนเหล็กทั้งสองด้านของ facade (Faella และคณะ, 2012)

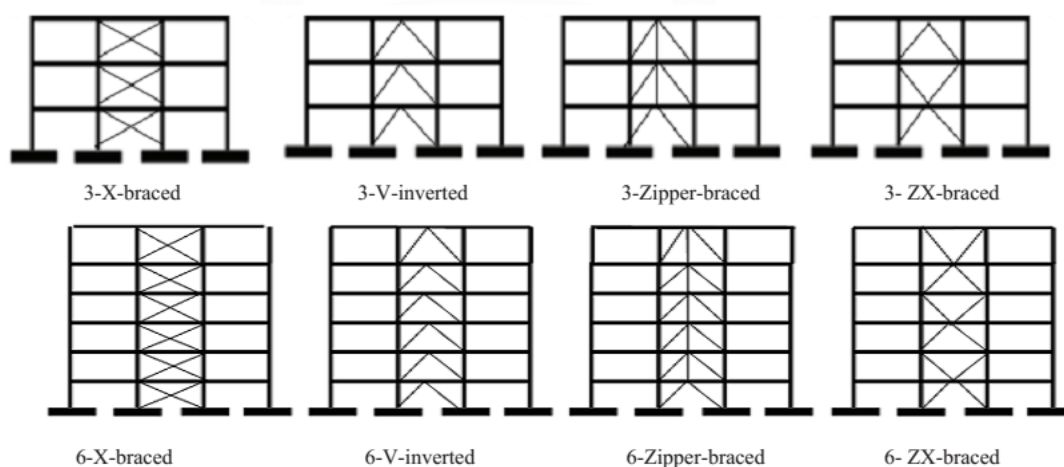
Viswanath และคณะ (2010) ได้ศึกษาถึงสมรรถนะต้านทานแผ่นดินไหวของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กสูง 4 ชั้นที่ใช้โครงแกนเหล็กแบบรวมศูนย์ (concentric steel bracing) ในการเสริมกำลังต้านทานแรงด้านข้างหากเลือกใช้รูปแบบของโครงแกนเหล็กที่แตกต่างกัน รูปแบบของโครงแกนเหล็กที่นำมาใช้ศึกษา ได้แก่ ลักษณะตัว X, ลักษณะตัว K และลักษณะทแยงตั้งแสดงในรูปที่ 2.1-3 ภายหลังจากได้รูปแบบของโครงแกนเหล็กที่เหมาะสมกับอาคารตัวอย่างแล้ว จะนำรูปแบบดังกล่าวไปใช้กับอาคารสูง 8, 12 และ 16 ชั้น ค่าการเคลื่อนที่ทางด้านข้างของโครงสร้างถูกนำมาใช้เป็นเกณฑ์ในการพิจารณาสมรรถนะต้านทานแผ่นดินไหวของอาคารดังกล่าวจากการศึกษา พบว่า หากเลือกใช้โครงแกนเหล็กในลักษณะตัว X จะเกิดประสิทธิภาพสูงสุดใน

การเพิ่มสติฟเนสทางด้านข้าง การลดค่าการเคลื่อนที่ทางด้านข้างของโครงสร้างรวมทั้งลดแรงเฉือนและโมเมนต์ภายในเสา



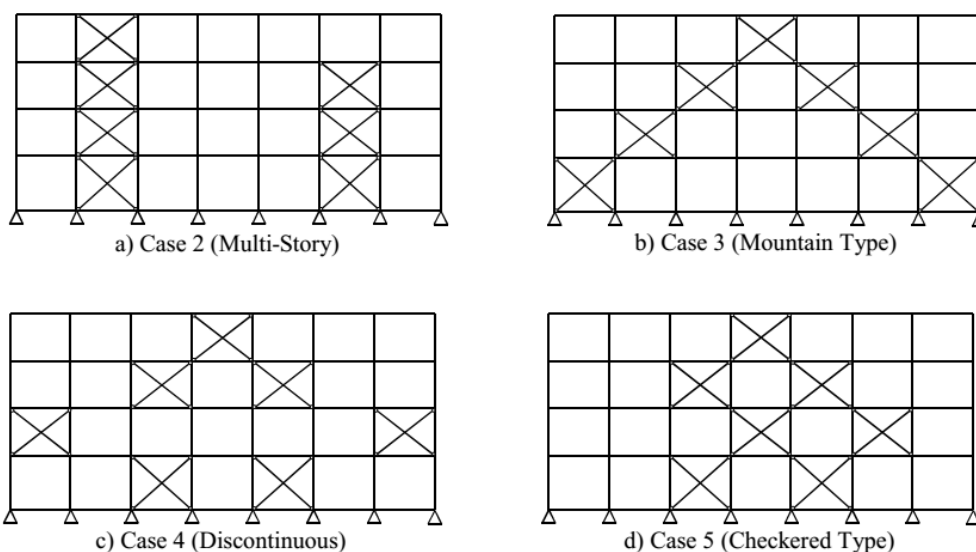
รูปที่ 2.1-3 รูปแบบของโครงแกนเหล็กในลักษณะตัว X (ซ้าย) และลักษณะทแยง (ขวา)
(Viswanath และคณะ, 2010)

Kadid และ Yahiaoui (2011) ได้ศึกษาถึงพฤติกรรมของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กสูง 3 และ 6 ชั้นภายใต้แรงแผ่นดินไหวซึ่งถูกเสริมกำลังด้วยโครงแกนเหล็กในลักษณะตัว X, ตัว V คว่ำ (inverted V braced), ลักษณะ Zipper และลักษณะ ZX ดังแสดงในรูปที่ 2.1-4 กระบวนการสถิติไร้เชิงเส้นได้นำมาใช้ในการประเมินกำลังต้านทานของโครงสร้างภายหลังการเสริมกำลัง จากการศึกษา พบว่า การเสริมกำลังด้วยโครงแกนเหล็กจะช่วยเพิ่มกำลังการเสียรูปรวมทั้งความเหนียวให้แก่โครงสร้างโดยรวมเมื่อเทียบกับโครงสร้างที่มีได้เสริมความแข็งแรง อย่างไรก็ตาม โครงแกนเหล็กในลักษณะ Zipper เป็นรูปแบบการวางตัวของโครงแกนเหล็กที่ดีที่สุด ในแง่ของกำลังรับน้ำหนักประลัยและความเหนียวที่สูงขึ้น รวมทั้งการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นที่ลดลง



รูปที่ 2.1-4 รูปแบบของโครงแกนเหล็กที่ทำการศึกษา (Kadid และ Yahiaoui, 2011)

Komuro และ Hiroswawa (2004) ศึกษาถึงพฤติกรรมแบบ elasto-plastic ของอาคารที่ถูกเสริมกำลังโดยใช้การค้ำยันเหล็กที่มีรูปแบบการวางตัวของค้ำยันเหล็กที่ต่างกักันดังแสดงในรูปที่ 2.1-5 จากการศึกษ พบว่า การเพิ่มขึ้นของกำลังต้านทานแรงด้านข้างในชั้นบนๆของอาคารมีค่าไม่มากนักหากใช้รูปแบบค้ำยันแบบต่อเนื่อง สำหรับรูปแบบของค้ำยันแบบไม่ต่อเนื่อง กำลังต้านทานแรงด้านข้างจะเพิ่มขึ้นโดยเป็นสัดส่วนกับจำนวนค้ำยัน รูปแบบค้ำยันแบบไม่ต่อเนื่องสามารถเพิ่มสติเฟนสในแต่ละชั้นของอาคารได้ง่ายกว่าและสามารถใช้เพื่อลดการตอบสนองของโครงสร้างภายใต้แรงแผ่นดินไหวได้เป็นอย่างดี

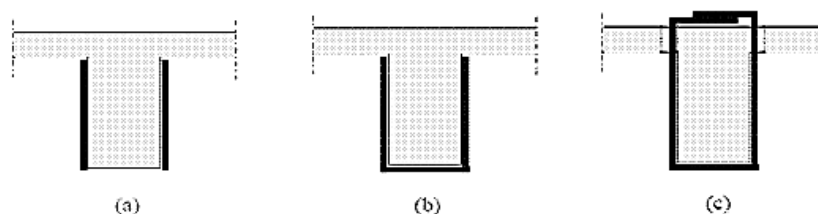


รูปที่ 2.1-5 รูปแบบการวางตัวของโครงแกนแนงเหล็กที่ใช้ศึกษา (Komuro และ Hiroswawa, 2004)

El-Amoury และ Ghobarah (2005) ได้ศึกษาการเสริมกำลังต้านทานแผ่นดินไหวให้แก่โครงต้านแรงดัดคอนกรีตเสริมเหล็กสูง 9 ชั้นและ 18 ชั้นโดยใช้ FRP และค้ำยันเหล็ก อาคารดังกล่าวมิได้ออกแบบไว้สำหรับการต้านทานแรงด้านข้าง รวมทั้งศึกษาถึงผลของการเสียรูปของจุดต่อที่มีผลต่อการตอบสนองของโครงสร้าง การเสริมกำลังโดยใช้ FRP จะใช้สำหรับการเสริมกำลังเฉพาะที่เพื่อเพิ่มกำลังต้านทานแรงเฉือนให้แก่จุดต่อและเพิ่มความเหนียว ในส่วนของค้ำยันเหล็กจะติดตั้งบริเวณแนวกึ่งกลางของโครงต้านแรงดัดตลอดความสูงเพื่อเพิ่มระบบต้านทานแรงด้านข้างให้แก่อาคาร จากการศึกษา พบว่า การเสริมกำลังด้วย FRP สามารถป้องกันการพังแบบเปราะโดยมิได้เปลี่ยนแปลงการตอบสนองโดยรวมของโครงสร้างอย่างมีนัยสำคัญ ในทางกลับกันการเสริมกำลังโดยใช้โครงแกนแนงเหล็ก ทำให้สติเฟนสโดยรวมของโครงสร้างเปลี่ยนแปลงไปอย่างมีนัยสำคัญ รวมทั้งทำให้ค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นสูงสุดมีค่าลดลง การใช้แบบจำลองของจุดต่อแบบแข็งเกร็ง (rigid) จะให้รูปแบบความเสียหายและค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นต่างจากการพิจารณาถึงผลของการเสียรูปของจุดต่อร่วมด้วย

2.1.3 การเสริมกำลังต้านทานแรงดัดและแรงเฉือนให้แก่คานด้วยแผ่นเสริมเส้นใยคาร์บอน

Alzoubi และ Zhengliang (2007) กล่าวถึงการเสริมกำลังต้านทานแรงเฉือนให้แก่คานคอนกรีตเสริมเหล็กโดยใช้ FRP แบบแผ่นว่าการเสริมกำลังในลักษณะดังกล่าวสามารถเพิ่มกำลังต้านทานแรงเฉือนให้แก่คานได้อย่างมีนัยสำคัญ โดยกำลังต้านทานแรงเฉือนจะเพิ่มขึ้นมากหรือน้อยเพียงใดขึ้นอยู่กับชนิดของ FRP และปริมาณเหล็กปลอกเดิม จากงานวิจัยที่ผ่านมา ยังพบว่า การใช้แผ่น FRP แบบ strip จะเกิดประสิทธิภาพสูงสุดก็ต่อเมื่อทิศทางของ strip นั้นตั้งฉากกับทิศทางของความเค้นดึงหลัก (principle tensile stress) สำหรับโหมดการวิบัติของคานที่เสริมกำลังด้วยแผ่น FRP ชนิดติดภายนอกโดยอาศัยการโอบรัดในลักษณะตัว U และการยึดติดแผ่น FRP เฉพาะด้านข้าง (tow-vertical side) ดังแสดงในรูปที่ 2.1-6 (a) และ (b) จะเกิดจากการเลื่อนหลุด (debonding) ของแผ่น FRP จากคอนกรีตตลอดแนวรอยร้าวเนื่องจากแรงเฉือน สำหรับคานที่เสริมกำลังด้วย FRP ในลักษณะของการโอบรัดรอบองค์อาคารดังแสดงในรูปที่ 2.1-6 (c) จะเกิดการวิบัติเนื่องจากการวิบัติของแผ่น FRP (มักเกิดบริเวณมุมของหน้าตัดหรือตลอดแนวรอยร้าวเนื่องจากแรงเฉือน) หรือการแตกหักของคอนกรีต โดยทั่วไปแล้วการใช้ FRP โอบรัดรอบองค์อาคารเป็นรูปแบบการเสริมกำลังต้านทานแรงเฉือนที่มีประสิทธิภาพสูงกว่าการใช้แผ่น FRP โอบรัดคานในลักษณะตัว U และการยึดติดแผ่น FRP เฉพาะด้านข้าง (tow-vertical side) อย่างไรก็ตาม การยึดติดแผ่น FRP เฉพาะด้านข้าง (tow-vertical side) เป็นรูปแบบการเสริมกำลังที่มีประสิทธิภาพน้อยที่สุด



รูปที่ 2.1-6 รูปแบบการโอบรัดของแผ่น FRP สำหรับการเสริมกำลังต้านทานแรงเฉือน

(Alzoubi และ Zhengliang, 2007)

(a) การยึดติดแผ่น FRP เฉพาะด้านข้าง (tow-vertical side)

(b) การโอบรัดแผ่น FRP ในลักษณะตัว U

(c) การใช้ FRP โอบรัดรอบองค์อาคาร

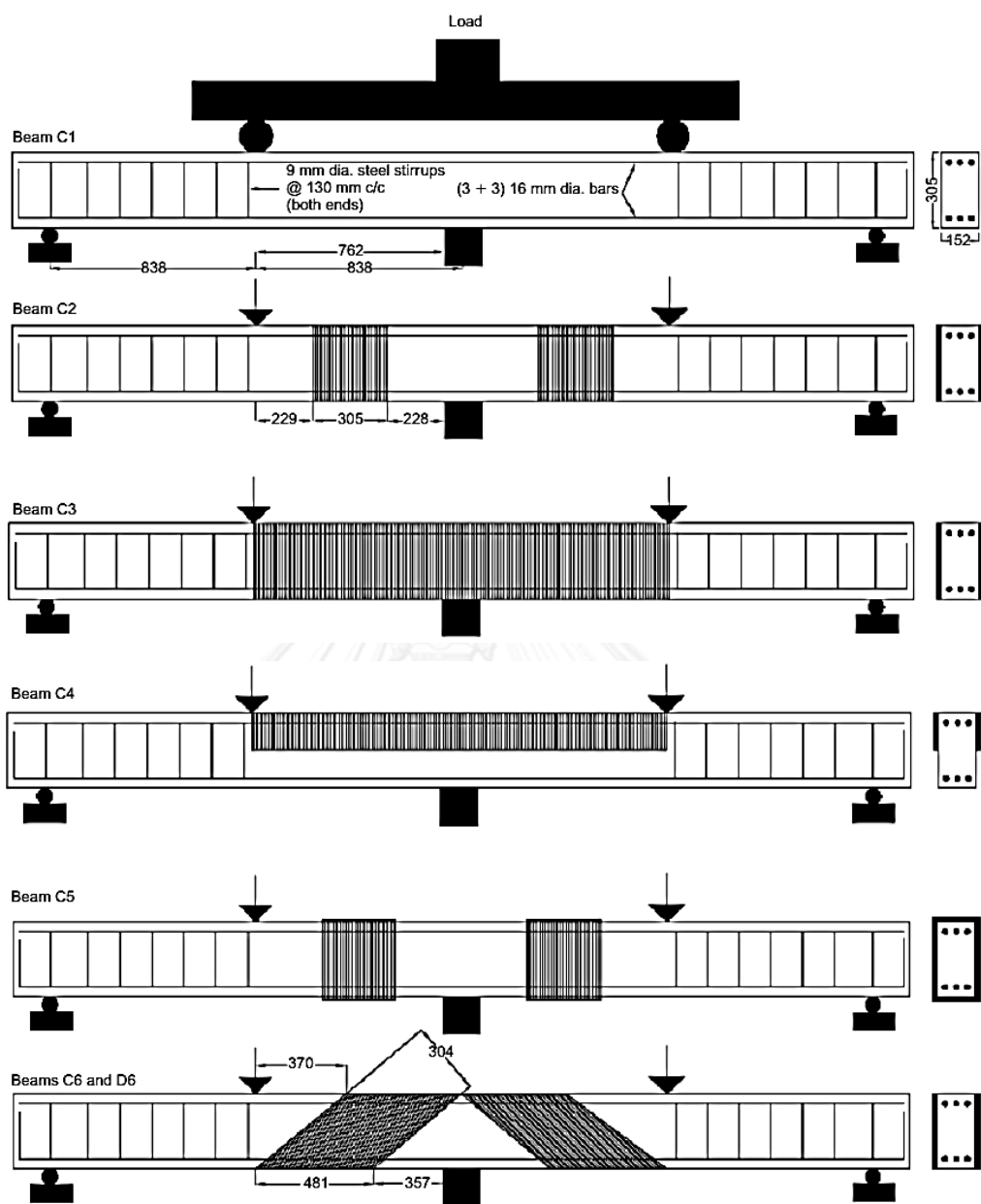
Bukhari และคณะ (2010) ทำการทดลองเพื่อประเมินกำลังต้านทานแรงเฉือนของคานต่อเนื่องคอนกรีตเสริมเหล็กหน้าตัดสี่เหลี่ยมผืนผ้าจำนวน 7 ตัวโดยคาน 1 ใน 6 ตัวไม่ได้ทำการเสริมกำลังเนื่องจากใช้เป็นตัวควบคุม ส่วนที่เหลือจะถูกเสริมกำลังด้วยแผ่น CFRP ซึ่งมีลักษณะการวางตัวของแผ่น CFRP ที่แตกต่างกันดังแสดงในรูปที่ 2.1-7 จากการทดสอบ พบว่า กำลังต้านทานแรงเฉือนของคานมีค่าเรียงจากสูงไปต่ำ ดังนี้ คาน C6, คาน C5, คาน C3, คาน C4 และ คาน C2 โดยคาน

ทั้งหมดเกิดการพังในลักษณะที่แผ่น CFRP เลื่อนหลุด ยกเว้นคาน C5 ที่วิบัติในลักษณะที่เกิดการวิบัติที่แผ่น CFRP ดังนั้น การใช้แผ่น CFRP ในการเสริมกำลังโดยให้มุมของเส้นใยเอียงทำมุม 45 องศากับแนวยาวของคานเพื่อให้แนวเส้นใยตั้งฉากกับรอยร้าวเนื่องจากแรงเฉือน (คาน C6) ทำให้กำลังต้านทานแรงเฉือนเพิ่มขึ้นอย่างมีนัยสำคัญ

Bousselham และ Chaallal (2007) ได้ศึกษาถึงพฤติกรรมของคานรูปตัวทีคอนกรีตเสริมเหล็กซึ่งถูกเสริมกำลังต้านทานแรงเฉือนด้วย CFRP ชนิดติดภายนอกในลักษณะรูปตัว U โดยแปรเปลี่ยนสัดส่วนของ CFRP (แปรผันจำนวนชั้นของ CFRP) อัตราส่วนของเหล็กปลอกภายใน (แปรผันระยะห่างระหว่างเหล็กปลอก) และอัตราส่วนระหว่างระยะรับแรงเฉือน (shear length) ต่อความลึกของคาน (ผลของคานลึก) จากการทดสอบคานจำนวน 22 ตัวอย่าง พบว่า ผลของแผ่น CFRP ในการเสริมกำลังต้านทานรับแรงเฉือนที่เพิ่มขึ้นไม่ได้เป็นสัดส่วนกับความหนาของแผ่น CFRP ที่มากขึ้น นอกจากนี้ การเสริมกำลังต้านทานรับแรงเฉือนที่เพิ่มขึ้นจะลดลงหากปริมาณเหล็กปลอกในคานมากขึ้น อย่างไรก็ตาม กำลังต้านทานแรงเฉือนที่เพิ่มขึ้นเนื่องจากแผ่น CFRP จะมีค่ามากในคานที่มีอัตราส่วนระหว่างระยะรับแรงเฉือนต่อความลึกของคานต่ำ ($a/d=1.5$) เมื่อเทียบกับคานที่มีอัตราส่วนระหว่างระยะรับแรงเฉือนต่อความลึกของคานสูง ($a/d=3.0$) แต่กำลังต้านทานที่เพิ่มขึ้นนี้จะลดลงหากอัตราส่วนของเหล็กปลอกมากขึ้น อย่างไรก็ตาม รูปแบบและมุมเอียงของรอยร้าวในคานที่ถูกเสริมกำลังด้วย CFRP ไม่ได้เปลี่ยนไปภายหลังเสริมกำลัง ยกเว้นในคานที่มีอัตราส่วนระหว่างระยะรับแรงเฉือนต่อความลึกของคานสูง ($a/d=3.0$) ผลของเหล็กปลอกจะส่งผลต่อรูปแบบและมุมเอียงของรอยร้าวในคาน

Duthinh และ Stames (2001) ได้ศึกษาพฤติกรรมของคานคอนกรีตเสริมเหล็กจำนวน 7 ตัวอย่างที่มีปริมาณเหล็กเสริมตามยาวที่แตกต่างกัน ซึ่งถูกเสริมกำลังต้านทานแรงดัดด้วยแผ่น FRP ภายหลังจากการเกิดรอยร้าวเนื่องจากการรับน้ำหนักบรรทุกใช้งาน จากการทดสอบ พบว่า FRP มีประสิทธิภาพดีในการเสริมกำลังต้านทานแรงดัดเมื่อมีการยึดรั้งบริเวณปลายองค์อาคารที่ดี คานที่ถูกเสริมกำลังมีกำลังต้านทานการเสียรูปที่ดีขึ้นแม้ว่าจะเกิดโหมมดการวิบัติแบบเปราะก็ตาม คานที่เสริมกำลังด้วยเหล็กและ FRP มีกำลังต้านทานการเสียรูปที่ดีกว่าเมื่อเทียบกับคานที่เสริมเหล็กตามยาวอย่างเดียวในปริมาณมากๆ

Jumaat และ Alam (2008) ได้ทำการทดลองคาน 5 ตัวอย่างเพื่อศึกษาพฤติกรรมคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่เสริมกำลังต้านทานแรงดัดด้วยแผ่นเหล็กและแผ่น CFRP ในกรณีที่มีและไม่มี การยึดเหนี่ยว (anchorage) จากการทดลอง พบว่า คานที่เสริมกำลังรับน้ำหนักบรรทุกประลัยได้มากขึ้นและมีโหมมดการวิบัติที่ดีขึ้น โดยคานที่มีการยึดเหนี่ยว (anchorage) ที่ปลายและกึ่งกลางสามารถรับน้ำหนักบรรทุกประลัยได้สูงขึ้นและมีโหมมดการวิบัติที่ดีกว่าคานที่ไม่มี การยึดเหนี่ยว (anchorage) คานที่เสริมกำลังด้วยแผ่นเหล็กและแผ่น CFRP ซึ่งไม่มีการยึดเหนี่ยวที่ปลายจะเกิดพังในโหมมดการเลื่อนหลุดแบบเปราะก่อน (premature debonding failure in a brittle manner) แต่ในคานที่เสริมกำลังด้วยแผ่นเหล็กและแผ่น CFRP ซึ่งมีการยึดเหนี่ยวที่ปลายและกึ่งกลาง (intermediate anchored) จะเกิดพังแบบเหนียวโดยคอนกรีตด้านรับแรงอัดแตกก่อนการพังแบบดัด

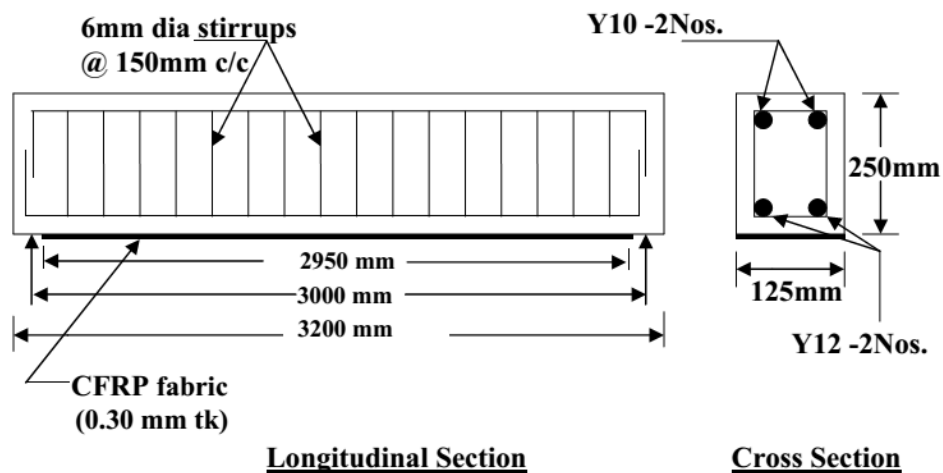


รูปที่ 2.1-7 รูปแบบของแผ่น FRP สำหรับการเสริมกำลังต้านทานแรงเฉือน

(Bukhari และคณะ, 2010)

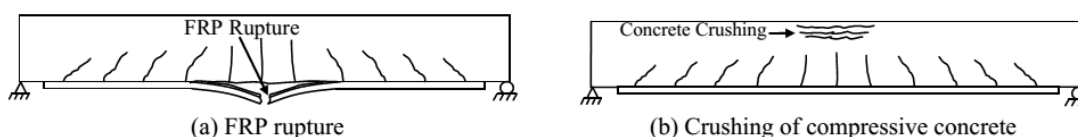
Balamuralikrishnan และ Antony (2009) ได้ศึกษาพฤติกรรมของคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่ถูกเสริมกำลังต้านทานแรงดัดด้วยแผ่น CFRP (carbon fiber reinforced polymer) บริเวณใต้ท้องคานตลอดความยาวดังแสดงในรูปที่ 2.1-8 ภายใต้แรงกระทำในทิศทางเดียว (monotonic load) และแรงแบบวัฏจักร (cyclic load) จนกระทั่งคานวิบัติ โดยคานตัวอย่างจะถูกเสริมกำลังด้วยแผ่น CFRP จำนวน 1 และ 2 ชั้นตัวอย่างละ 4 ตัว ภายหลังจากทดสอบ ผลการทดลองจะถูกนำไปเทียบเคียงกับผลการวิเคราะห์จากแบบจำลองเชิงตัวเลข จากการศึกษา พบว่า คานที่ถูกเสริมกำลังมีกำลังและสติฟเนสต้านทานแรงดัดเพิ่มขึ้น นอกจากนี้การใช้ CFRP ติดบริเวณด้านรับแรงดัดของคาน

สามารถเพิ่มกำลังต้านทานแรงดัดได้ถึง 18-20 เปอร์เซ็นต์สำหรับการติด CFRP จำนวน 1 ชั้นและ 40-45 เปอร์เซ็นต์สำหรับ 2 ชั้น รวมทั้งยังช่วยลดการโก่งตัวเนื่องจากคานามีสติฟเนสเพิ่มขึ้นภายหลังเสริมกำลัง ระบบการยึดติดของแผ่น CFRP กับคานาแบบ flexible epoxy ที่ใช้ในการทดลองนี้มีประสิทธิภาพดีโดยไม่เกิดการเลื่อนหลุดออกจากผิวคานาก่อนการวิบัติ



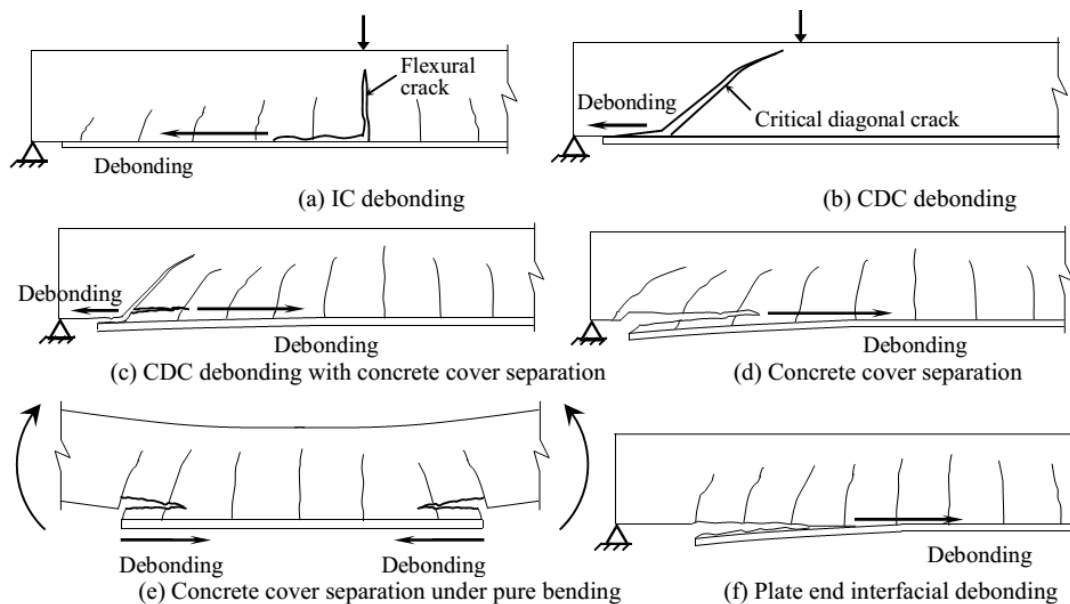
รูปที่ 2.1-8 รายละเอียดของคานาตัวอย่างที่ทดสอบ (Balamuralikrishnan และ Antony, 2009)

Teng และ Chen (2007) ได้ศึกษาการวิบัติของคานาคอนกรีตเสริมเหล็กที่เสริมกำลังต้านทานแรงดัดด้วยแผ่น FRP ซึ่งโดยปกติแล้ว การเลื่อนหลุด (debonding) ของแผ่น FRP จากคานาคอนกรีตสามารถเกิดขึ้นได้หลายรูปแบบ อาทิ การวิบัติที่เกิดจากการวิบัติแบบดัดที่หน้าตัดวิกฤตดังแสดงในรูปที่ 2.1-9 หรือการเลื่อนหลุด (debonding) ของแผ่น FRP จากคานาคอนกรีตดังแสดงในรูปที่ 2.1-10 สำหรับการวิบัติแบบดัดที่หน้าตัดวิกฤต พฤติกรรมเชิงประกอบ (composite action) ระหว่างแผ่น FRP กับคานายังคงมีอยู่จนกระทั่งวิบัติ ในขณะที่การวิบัติที่เกิดจากการเลื่อนหลุด (debonding) ของแผ่น FRP จากคานา พฤติกรรมเชิงประกอบ (composite action) ระหว่างแผ่น FRP กับคานาจะสูญหายไป



รูปที่ 2.1-9 โหมดการวิบัติแบบดัดโดยทั่วไปของคานาคอนกรีตเสริมเหล็กที่เสริมกำลังแผ่น FRP

(Teng และ Chen, 2007)



รูปที่ 2.1-10 โหมดการวิบัติแบบเลื่อนหลุด (debonding) ของคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่เสริมกำลังแผ่น FRP (Teng และ Chen, 2007)

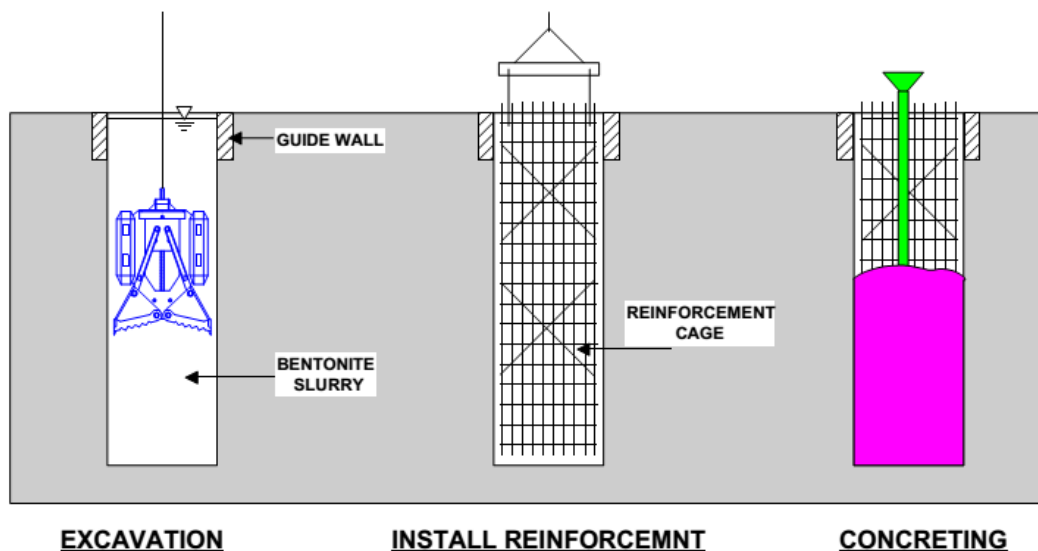
การเลื่อนหลุด (debonding) มักเริ่มต้นจากการเกิดรอยร้าวเนื่องจากการตัดหรือเนื่องจากการตัดร่วมกับการเฉือนในบริเวณที่ต้องต้านทานโมเมนต์มากๆ หลังจากนั้นรอยร้าวจะขยายไปยังปลายด้านในด้านหนึ่งของแผ่น FRP โดยการเลื่อนหลุดในลักษณะนี้จะเรียกว่า intermediate crack (IC) นอกจากนี้ การเลื่อนหลุด (debonding) อาจเกิดขึ้นที่ปลายแผ่น FRP ได้อีกโดยสามารถแบ่งได้ 4 กรณี ดังนี้

- การเลื่อนหลุดเนื่องจากรอยร้าวทแยง (critical diagonal crack : CDC)
- การเลื่อนหลุดแบบ CDC ร่วมกับการหลุดร่อนของคอนกรีตหุ้ม (CDC debonding with concrete cover separation)
- การเลื่อนหลุดเนื่องจากการหลุดร่อนของคอนกรีตหุ้ม (concrete cover separation)
- การเลื่อนหลุดระหว่างผิวสัมผัสที่ปลายแผ่น (plate end interfacial debonding)

2.1.4 การเสริมความมั่นคงแข็งแรงของฐานรากด้วยเสาเข็มเจาะแบบสี่เหลี่ยม

คณะทำงานการจัดการความรู้ในองค์กรกรมทางหลวง ด้านที่ 3 งานก่อสร้างร่วมกับคณะทำงานจัดทำองค์ความรู้งานเสาเข็มในการก่อสร้างทางหลวง (2551) ได้กล่าวถึงลักษณะของเสาเข็มเจาะแบบสี่เหลี่ยม (barrette) ว่า สามารถก่อสร้างได้หลายรูปแบบ เช่น แบบสี่เหลี่ยมผืนผ้า ตัวแอล(L) ตัวที(T) และ กากบาท(+) เป็นต้น ขั้นตอนการก่อสร้างจะคล้ายกับเสาเข็มเจาะระบบเปียก โดยใช้หัวเจาะแบบชุด (หัวเจาะก้ำมปู(grab)) โดยเสาเข็มเจาะแบบสี่เหลี่ยมนี้ไม่สามารถไสลลอกเหล็กกันดินพังได้ ต้องก่อสร้างกำแพงนำร่อง (guide wall) ลึกไม่น้อยกว่า 1.5 เมตร เป็นตัวกำหนดตำแหน่งเสาเข็ม การขุดต้องทำการขุดภายใต้สารละลายเป็นโทไนท์ตั้งแต่เริ่มขุดจนเทคอนกรีตเสร็จ

ขั้นตอนภายหลังการขุดเสร็จเรียบร้อยแล้ว คือ การทำความสะอาดหลุมเจาะ การลงโครงเหล็กเสริม การเทคอนกรีตใต้น้ำเป็นไปเช่นเดียวกับการทำงานเสาเข็มเจาะระบบเปียกดังแสดงในรูปที่ 2.1-11



รูปที่ 2.1-11 ขั้นตอนการก่อสร้างเสาเข็มเจาะแบบสี่เหลี่ยม (ขณะทำงานการจัดการความรู้ในองค์กร กรมทางหลวง ด้านที่ 3 งานก่อสร้างร่วมกับคณะทำงานจัดทำองค์ความรู้งานเสาเข็มในการก่อสร้าง ทางหลวง, 2551)

ณรงค์และคณะ (2542) ได้นำเสนอการใช้เสาเข็มเจาะแบบสี่เหลี่ยม (barrette) ทดแทนเสาเข็มเจาะแบบกลม (round shape bored pile) ในกรณีที่ต้องการกำลังรับน้ำหนักต่อต้นของเสาเข็มในปริมาณที่สูงจนไม่สามารถใช้เสาเข็มเจาะได้เนื่องจากไม่มีพื้นที่ที่จะจัดเสาเข็มกลมขนาดปกติที่ใช้กันอยู่ลงได้ หรือในกรณีที่ความสูงของพื้นที่ก่อสร้างถูกจำกัดดังแสดงในรูปที่ 2.1-12 ไม่เพียงพอที่จะนำเครื่องมือเจาะเสาเข็มเข้าไปทำงานได้จึงมีการเปลี่ยนรูปทรงของเสาเข็มให้เป็นรูปสี่เหลี่ยมซึ่งมีขนาดใหญ่กว่าและกำลังรับน้ำหนักต่อต้นมากกว่า การก่อสร้างเสาเข็มเสาเข็มเจาะแบบสี่เหลี่ยมจะใช้เครื่องมือประเภทเดียวกับงานก่อสร้างกำแพงไคอะแฟรมและมีขั้นตอนคล้ายการก่อสร้างกำแพงไคอะแฟรมเพียงแต่กำแพงนำร่อง (guide wall) จะมีลักษณะเหมือนกับหน้าตัดเสาเข็มที่กำลังจะทำการก่อสร้าง ในการก่อสร้างเสาเข็มเจาะแบบสี่เหลี่ยมนี้จะไม่มีการใช้ปลอกเหล็ก (casing) แต่จะใช้แรงดันของสารละลายเบนโทไนท์ (bentonite slurry) เพื่อต้านแรงดันดินด้านข้างของหลุมเจาะแทน ดังนั้นการใช้เสาเข็มเจาะสี่เหลี่ยมเป็นอีกทางเลือกหนึ่งสำหรับวิศวกรในการรับน้ำหนักของโครงสร้างเนื่องจากไม่ถูกจำกัดด้วยขนาดหน้าตัดของเสาเข็ม ซึ่งสามารถออกแบบให้มีขนาดเท่าใดก็ได้ อีกทั้งเครื่องมือที่ใช้จะมีเพียงชุดเดียวเท่านั้น



รูปที่ 2.1-12 การขุดเจาะเสาเข็มเจาะแบบสตีลเหล็ยม (barrette) ภายใต้ความสูงจำกัด
(ณรงค์และคณะ, 2542)

กมลและคณะ (2544) ได้ทดสอบกำลังรับน้ำหนักบรรทุกเสาเข็มเจาะแบบเหล็ยมที่มีการติดตั้งเครื่องมือวัดความเครียด (vibrating wire strain gauges, VWSG) ในตัวเสาเข็มเพื่อวัดแรงเสียดทานที่เกิดขึ้นขณะทำการทดสอบจนถึงน้ำหนักสูงสุด 5,290 ตันและชุดคานเหล็กปฏิกิริยาสามารถรับน้ำหนักบรรทุกทดสอบได้สูงถึง 6,000 ตัน จากการเปรียบเทียบผลการทดสอบเสาเข็มเจาะกลมที่ก่อสร้างในบริเวณใกล้กับเสาเข็มเจาะแบบเหล็ยม พบว่า หน่วยแรงเสียดทานที่ผิวของเสาเข็มเจาะกลมและเสาเข็มเจาะแบบเหล็ยมไม่มีความแตกต่างกันชัดเจน การที่เสาเข็มเจาะแบบเหล็ยมรับน้ำหนักได้สูงกว่าเสาเข็มเจาะแบบเหล็ยมเนื่องจากมีพื้นที่ผิวที่จะรับแรงเสียดทานมากกว่า สวนน้ำหนักบรรทุกที่ถ่ายลงสู่ปลายเข็มของเสาเข็มเจาะแบบเหล็ยมที่มีค่าประมาณ 8% ของน้ำหนักบรรทุกรวม ซึ่งน้อยกว่าของเสาเข็มเจาะกลมที่มีค่าประมาณ 17% ของน้ำหนักบรรทุกรวมนั้นเชื่อว่าเกิดจากเครื่องมือและวิธีการที่ใช้ในการขุดเจาะที่ต่างกัน ดังนั้น เสาเข็มเสาเข็มเจาะแบบเหล็ยมเป็นอีกทางเลือกหนึ่งของวิศวกรปฐพี ในการออกแบบฐานรากซึ่งมีกำลังรับน้ำหนักบรรทุกสูงมากๆ ได้เนื่องจากสามารถก่อสร้างให้มีขนาดและรูปร่างได้ใหญ่กว่าเสาเข็มกลมมาก

2.2 หลักการประเมินและเสริมความมั่นคงแข็งแรงให้แก่อาคารเก่าตาม มยพ.1303-57

2.2.1 หลักการประเมินกำลังต้านทานแผ่นดินไหวให้กับอาคารเก่าตาม มยพ.1303-57

ระดับและการแบ่งช่วงสมรรถนะของโครงสร้าง

ระดับสมรรถนะของโครงสร้างอาคารตาม มยพ.1303-57 สามารถจำแนกเป็น 3 ระดับดังต่อไปนี้

1. ระดับสมรรถนะโครงสร้างแบบเข้าใช้อาคารได้ทันที

ระดับสมรรถนะโครงสร้างแบบเข้าใช้อาคารได้ทันที หมายถึงสถานะความเสียหายของโครงสร้างภายหลังเหตุการณ์แผ่นดินไหวซึ่งอาคาร ยังคงความปลอดภัยและสามารถใช้งานอาคารได้

ทันที โดยระบบโครงสร้างอาคารยังคงรักษาสภาพใกล้เคียงกับสภาพเมื่อก่อนเกิดแผ่นดินไหวทั้งด้านกำลังความต้านทานและสติเฟนส โดยอาจจะต้องการซ่อมแซมโครงสร้างรองเล็กน้อย ซึ่งโดยทั่วไปไม่จำเป็นต้องทำก่อนที่จะกลับเข้าใช้งานในอาคาร

2. ระดับสมรรถนะโครงสร้างแบบความปลอดภัยต่อชีวิต

ระดับสมรรถนะโครงสร้างแบบความปลอดภัยต่อชีวิต หมายถึงสถานะความเสียหายของโครงสร้างภายหลังเหตุการณ์แผ่นดินไหวซึ่งอาคารมีชิ้นส่วนโครงสร้างที่เกิดความเสียหาย แต่ยังคงกำลังความต้านทานเพียงพอต่อการป้องกันการพังทลายบางส่วนหรือทั้งหมด ทั้งนี้ความเสี่ยงโดยรวมต่อการบาดเจ็บที่อาจถึงขั้นสูญเสียชีวิตอันเนื่องมาจากความเสียหายของโครงสร้างคาดว่าจะมีค่าต่ำ

3. ระดับสมรรถนะโครงสร้างแบบป้องกันการพังทลายโดยสิ้นเชิง

ระดับสมรรถนะโครงสร้างแบบป้องกันการพังทลายโดยสิ้นเชิง หมายถึงสถานะความเสียหายของโครงสร้างภายหลังเหตุการณ์แผ่นดินไหวซึ่งอาคารเกิดความเสียหายในชิ้นส่วนโครงสร้าง แต่ยังคงความสามารถแบกรับน้ำหนักบรรทุกทุกในแนวตั้งได้ อย่างไรก็ตามอาคารมีสภาพใกล้เคียงพังทลายบางส่วนหรือทั้งหมด

ชิ้นส่วนโครงสร้างหลักและรอง (primary and secondary components)

ชิ้นส่วนโครงสร้างต่างๆ จะถูกจำแนกเป็นชิ้นส่วนโครงสร้างหลักหรือชิ้นส่วนโครงสร้างรอง โดยชิ้นส่วนโครงสร้างหลักนั้นจะเป็นชิ้นส่วนที่ถูกพิจารณาให้สามารถต้านทานแรงเนื่องจากแผ่นดินไหว (seismic force) ได้ ณ ระดับสมรรถนะที่กำหนดไว้ ในทางตรงกันข้ามชิ้นส่วนโครงสร้างรองนั้นจะเป็นชิ้นส่วนที่ถูกแรงเนื่องจากแผ่นดินไหว (seismic force) กระทำแต่ไม่ได้ต้องการให้สามารถต้านทานแรงดังกล่าวได้ ณ ระดับสมรรถนะที่กำหนดไว้ ถ้าหากชิ้นส่วนถูกออกแบบให้เป็นชิ้นส่วนโครงสร้างรองแต่การพังทลายของมันภายใต้แรงกระทำด้านข้างทำให้เกิดการพังของชิ้นส่วนโครงสร้างหลักแล้วนั้น ชิ้นส่วนดังกล่าวจะถูกพิจารณาใหม่ให้เป็นชิ้นส่วนโครงสร้างหลักแทน สำหรับชิ้นส่วนโครงสร้างหลักจะถูกประเมินความสามารถต้านทานทั้งทางด้านแรงและการเสียรูปภายใต้ผลของแผ่นดินไหวรวมกับผลของน้ำหนักบรรทุกทุกแนวตั้ง ในขณะที่ชิ้นส่วนโครงสร้างรองจะถูกประเมินเฉพาะทางด้านการเสียรูปภายใต้ผลของแผ่นดินไหวรวมกับผลของน้ำหนักบรรทุกทุกแนวตั้ง

พฤติกรรมที่ถูกควบคุมโดยการเสียรูปและพฤติกรรมที่ถูกควบคุมโดยแรง

นอกจากการประเมินโครงสร้างในภาพรวมแล้ว ยังต้องประเมินโครงสร้างระดับชิ้นส่วนย่อย (components) ด้วย ซึ่งการวิบัติของชิ้นส่วนย่อยต่างๆ ในโครงสร้างแบ่งได้เป็นการวิบัติแบบเหนียว (ductile) และแบบเปราะ (brittle) ซึ่งการตรวจสอบการวิบัติแบบเหนียวจะใช้ค่าการเสียรูปในการตรวจสอบ เรียกว่า พฤติกรรมที่ถูกควบคุมโดยการเสียรูป (deformation-controlled action) เช่น การดัดที่ปลายคาน ซึ่งจะใช้ค่าการเสียรูปเช่น การหมุนของจุดหมุนพลาสติก (plastic-hinge rotation) ในการเปรียบเทียบกับเกณฑ์การยอมรับ ส่วนลักษณะการวิบัติที่เป็นแบบเปราะซึ่งวิบัติทันทีทันใดที่แรงที่เกิดขึ้นมีค่าเกินกำลังต้านทานของวัสดุจะใช้ค่าแรงในการตรวจสอบ เรียกว่า พฤติกรรมที่ถูกควบคุมโดยแรง (force-controlled action) เช่น แรงเฉือนในเสา

อย่างไรก็ดี มยผ.1303-57 ได้ยกตัวอย่างของพฤติกรรมที่ถูกควบคุมโดยการเสียรูปและพฤติกรรมที่ถูกควบคุมโดยแรงสำหรับชิ้นส่วนโครงสร้างแบบต่างๆไว้ดังแสดงในตารางที่ 2.2-1

กำลังที่คาดหวังและกำลังขั้นต่ำ (expected and lower-bound strength)

มยผ.1303-57 กำหนดให้ประเมินชิ้นส่วนที่มีพฤติกรรมแบบควบคุมโดยการเสียรูป ใช้ค่ากำลังที่คาดหวังได้ ซึ่งเป็นความต้านทานเฉลี่ยของชิ้นส่วนที่ระดับการเสียรูปที่คาดการณ์ไว้ สำหรับชิ้นส่วนจำพวกเดียวกัน โดยคำนึงถึงการแปรผันของกำลังวัสดุ รวมทั้งผลของการพัฒนาสภาพพลาสติกบนหน้าตัดของชิ้นส่วน สำหรับการประเมินชิ้นส่วนที่มีพฤติกรรมแบบควบคุมโดยแรง ให้ใช้ค่าประมาณขั้นต่ำ (lower-bound estimate) ของกำลังของชิ้นส่วนอาคาร ซึ่งคำนวณจากค่าเฉลี่ยหักด้วยหนึ่งส่วนเบี่ยงเบนมาตรฐานของกำลังครากของชิ้นส่วนจำพวกเดียวกัน เป็นตัวระบุกำลังขั้นต่ำ สำหรับการคำนวณหากำลังที่คาดหวังและกำลังขั้นต่ำโดยใช้หลักการที่กำหนดไว้ในมาตรฐาน ACI318 สามารถกระทำได้เว้นเสียแต่จะต้องใช้ตัวประกอบลดกำลัง (strength reduction factor, ϕ) เท่ากับ 1

ตัวประกอบความเชื่อมั่นของข้อมูล (knowledge factor)

ตัวประกอบความเชื่อมั่นของข้อมูล (κ) เป็นตัวประกอบที่ใช้คำนึงถึงความไม่แน่นอนของข้อมูลในกระบวนการรวบรวมข้อมูลอาคารก่อสร้างจริง ตัวประกอบความเชื่อมั่นของข้อมูลจะใช้ประกอบการคำนวณกำลังของชิ้นส่วน

ในกรณีที่ทำกรประเมินสภาพโดยการตรวจสอบด้วยตาเปล่าเท่านั้น ให้ใช้ $\kappa = 0.75$

ในกรณีที่ทำกรประเมินสภาพแบบละเอียด และคุณสมบัติเชิงกลของชิ้นส่วนโครงสร้างมีค่าสัมประสิทธิ์ของการแปรผันไม่เกินร้อยละ 25 ให้ใช้ค่า $\kappa = 1.0$ แต่ถ้าสัมประสิทธิ์ของการแปรผันเกินร้อยละ 25 หรือมีความไม่มั่นใจในข้อมูล ให้ใช้ $\kappa = 0.75$

น้ำหนักบรรทุกทุกแนวตั้งในการรวมผลของแรง (component gravity loads for load combination)

ผลของน้ำหนักบรรทุกทุกแนวตั้ง (Q_G) จะต้องถูกนำไปพิจารณารวมกับผลของแรงแผ่นดินไหวเมื่อผลของน้ำหนักบรรทุกทุกแนวตั้งและแรงแผ่นดินไหวต่อแรงในชิ้นส่วนโครงสร้างมีการเสริมกัน ให้พิจารณาผลของน้ำหนักบรรทุกทุกแนวตั้ง (Q_G) ที่ได้จากการรวมผลของน้ำหนักบรรทุกคงที่และผลของน้ำหนักบรรทุกจรจากสมการต่อไปนี้

$$Q_G = 1.1(Q_D + Q_L) \quad (2.2-1)$$

โดยที่ Q_D คือผลของน้ำหนักบรรทุกคงที่เพื่อการออกแบบ

Q_L คือผลของน้ำหนักบรรทุกจรเพื่อการออกแบบ ซึ่งเท่ากับร้อยละ 25 ของน้ำหนักบรรทุกจรเพื่อการออกแบบที่ยังไม่ลดค่า แต่จะต้องไม่น้อยกว่าน้ำหนักบรรทุกจรจริง

ตารางที่ 2.2-1 ตัวอย่างการจำแนกว่าการวิบัติในชั้นส่วนต่างๆ เป็นแบบที่ถูกควบคุมโดยการเสียรูปหรือโดยแรง

ชั้นส่วนโครงสร้าง	พฤติกรรมที่ถูกควบคุมโดยการเสียรูป	พฤติกรรมที่ถูกควบคุมโดยแรง
โครงต้านแรงดัด		
คาน	โมเมนต์	แรงเฉือน
เสา	-	แรงตามแนวแกน หรือแรงเฉือน
รอยต่อ (joints)	-	แรงเฉือน
กำแพงรับแรงเฉือน		
	โมเมนต์ หรือแรงเฉือน	แรงตามแนวแกน
โครงแกนง		
แกนง	แรงตามแนวแกน	-
คาน	-	แรงตามแนวแกน
เสา	-	แรงตามแนวแกน
จุดถ่ายแรงเฉือน (shear link)	แรงเฉือน	แรงตามแนวแกน หรือโมเมนต์
จุดต่อ (connections)		
	แรงตามแนวแกน แรงเฉือน หรือโมเมนต์	แรงตามแนวแกน แรงเฉือน หรือโมเมนต์
ไดอะแฟรม		
	โมเมนต์ หรือแรงเฉือน	แรงตามแนวแกน แรงเฉือน หรือโมเมนต์

หากผลของน้ำหนักบรรทุกทุกแนวตั้งและแรงแผ่นดินไหวมีการหักล้างกัน ให้พิจารณาผลของน้ำหนักบรรทุกทุกแนวตั้ง (Q_G) จากสมการต่อไปนี้

$$Q_G = 0.9Q_D \quad (2.2-2)$$

เกณฑ์การยอมรับ (acceptance criteria)

การรวมผลของน้ำหนักบรรทุกทุกในแนวตั้งและแรงกระทำทางด้านข้างสำหรับกระบวนการแบบเชิงเส้นของพฤติกรรมที่ถูกควบคุมโดยการเสียรูปและควบคุมโดยแรงสามารถรวมผลของแรงดังกล่าวได้ดังต่อไปนี้

สำหรับพฤติกรรมที่ถูกควบคุมโดยการเสีรูป (deformation-controlled actions)

พฤติกรรมที่ถูกควบคุมโดยการเสีรูปที่ใช้ในการออกแบบ (Q_{UD}) จะต้องคำนวณจากสมการต่อไปนี้

$$Q_{UD} = Q_G \pm Q_E \quad (2.2-3)$$

- โดยที่ Q_E คือพฤติกรรมจากแรงแผ่นดินไหวที่ใช้ในการออกแบบ คำนวณจากแรงและการวิเคราะห์แบบจำลอง
- Q_G คือพฤติกรรมจากน้ำหนักบรรทุกทุกแนวตั้งที่ใช้ในการออกแบบ
- Q_{UD} คือพฤติกรรมที่ถูกควบคุมโดยการเสีรูปที่ใช้ในการออกแบบจากผลของน้ำหนักบรรทุกทุกแนวตั้งและแรงแผ่นดินไหว

สำหรับพฤติกรรมที่ถูกควบคุมโดยแรง (force-controlled actions)

พฤติกรรมที่ถูกควบคุมโดยแรงที่ใช้ในการออกแบบ (Q_{UF}) จะต้องคำนวณตามข้อใดข้อหนึ่งดังต่อไปนี้

- ใช้ค่า Q_{UF} จากแรงสูงสุดซึ่งสามารถเกิดขึ้นกับชิ้นส่วนโครงสร้างนั้นซึ่งถูกจำกัดโดยกำลังต้านทานของชิ้นส่วนโครงสร้างที่ถ่ายแรงไปสู่ชิ้นส่วนโครงสร้างที่กำลังพิจารณา หรือใช้ค่าสูงสุดที่สามารถเกิดขึ้นในชิ้นส่วนโครงสร้างนั้นซึ่งถูกจำกัดโดยการตอบสนองแบบไม่เชิงเส้นของอาคาร

- ใช้ค่า Q_{UF} ตามสมการต่อไปนี้

$$Q_{UF} = Q_G \pm \frac{Q_E}{C_1 C_2 J} \quad (2.2-4)$$

- โดยที่ Q_{UF} คือพฤติกรรมที่ถูกควบคุมโดยแรงที่ใช้ในการออกแบบจากผลของน้ำหนักบรรทุกทุกแนวตั้งรวมกับผลของแรงแผ่นดินไหว
- J คือค่าตัวประกอบการลดการส่งผ่านแรง (มีค่ามากกว่าหรือเท่ากับ 1.0) โดยใช้ค่าความต้องการต่อกำลัง (demand capacity ratio, DCR) ที่น้อยที่สุดของชิ้นส่วนโครงสร้างที่อยู่บนเส้นทางการถ่ายแรงมาสู่ชิ้นส่วนโครงสร้างที่กำลังพิจารณา หรืออีกทางเลือกหนึ่ง ใช้ค่า $J = 2.0$ สำหรับที่ตั้งอาคารที่มีระดับความรุนแรงของการสั่นสะเทือนจากแผ่นดินไหวสูง 1.5 สำหรับที่ตั้งอาคารที่มีระดับความรุนแรงของการสั่นสะเทือนจากแผ่นดินไหวปานกลางและ 1.0 สำหรับที่ตั้งอาคารที่มีระดับความรุนแรงของการสั่นสะเทือนจากแผ่นดินไหวต่ำ โดยยอมให้ใช้ค่า J แบบนี้เมื่อไม่สามารถคำนวณหาค่า DCR ได้ สำหรับการประเมินที่ระดับสมรรถนะเข้าใช้อาคารได้ทันที (immediate occupancy performance level) ให้

ใช้ $J = 1.0$ และเมื่อชั้นส่วนที่ถ่ายแรงมาสู่ชั้นส่วนที่กำลังพิจารณายังคงอยู่ในภาวะอีลาสติกให้ใช้ $J = 1.0$

1) เกณฑ์การยอมรับสำหรับการวิเคราะห์แบบเชิงเส้น (acceptance criteria for linear procedure)

1.1) พฤติกรรมที่ถูกควบคุมโดยการเสียรูป (deformation-controlled actions)

พฤติกรรมที่ถูกควบคุมโดยการเสียรูปที่ใช้ในการออกแบบของชั้นส่วนโครงสร้างหลักและรองต้องเป็นไปตามสมการต่อไปนี้

$$mkQ_{CE} \geq Q_{UD} \quad (2.2-5)$$

โดยที่ m คือค่าตัวประกอบปรับแก้ความเหนียวของชั้นส่วนโครงสร้างซึ่งสอดคล้องกับระดับสมรรถนะของโครงสร้างที่กำลังพิจารณาในการประเมิน

Q_{CE} คือค่าคาดหวังของกำลังต้านทานของชั้นส่วนโครงสร้างที่สภาวะการเสียรูปที่กำลังพิจารณา โดยจะต้องคำนึงถึงพฤติกรรมอื่นๆ ภายใต้สภาวะแรงกระทำที่ใช้ในการออกแบบที่กำลังกระทำต่อชั้นส่วนโครงสร้างนั้นด้วย

k คือค่าตัวประกอบความเชื่อมั่นของข้อมูล (knowledge factor)

1.2) พฤติกรรมที่ถูกควบคุมโดยแรง (force-controlled actions)

พฤติกรรมที่ถูกควบคุมโดยแรงที่ใช้ในการออกแบบชั้นส่วนโครงสร้างหลักและรองต้องเป็นไปตามสมการต่อไปนี้

$$kQ_{CL} \geq Q_{UF} \quad (2.2-6)$$

โดยที่ Q_{CL} คือค่าขอบเขตล่างของกำลังต้านทานของชั้นส่วนโครงสร้างที่สภาวะการเสียรูปที่กำลังพิจารณา โดยจะต้องคำนึงถึงพฤติกรรมอื่นๆ ภายใต้สภาวะแรงกระทำที่ใช้ในการออกแบบที่กำลังกระทำต่อชั้นส่วนโครงสร้างนั้นด้วย

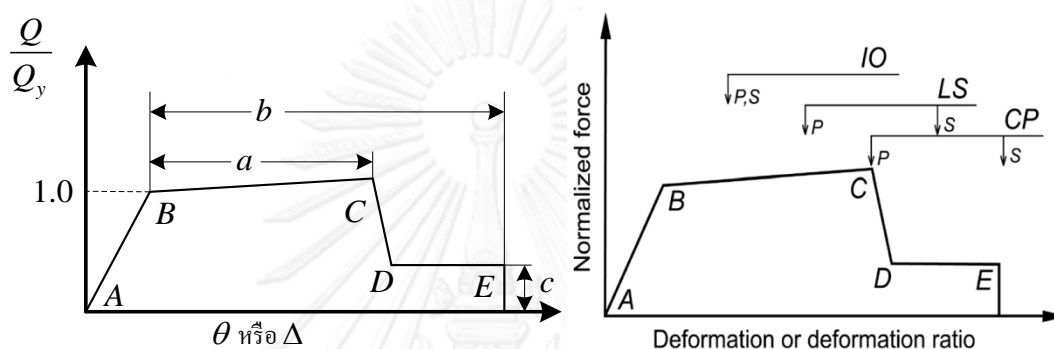
2) เกณฑ์การยอมรับเชิงตัวเลขสำหรับการวิเคราะห์แบบไร้เชิงเส้น (acceptance criteria for nonlinear procedure)

2.1) พฤติกรรมที่ถูกควบคุมโดยการเสียรูป (deformation-controlled actions)

ชั้นส่วนโครงสร้างหลักและชั้นส่วนโครงสร้างรองจะต้องมีความสามารถทนต่อการเสียรูปได้ไม่น้อยกว่าการเสียรูปสูงสุดที่เกิดขึ้น เช่นเมื่อการเคลื่อนตัวของจุดควบคุมเท่ากับการเคลื่อนตัวเป้าหมาย การเสียรูปของชั้นส่วนโครงสร้างหลักและรองจะต้องไม่เกินเกณฑ์การยอมรับสำหรับชั้นส่วนโครงสร้างรองที่ระดับสมรรถนะโครงสร้างที่กำลังพิจารณาดังต่อไปนี้

2.1.1) โครงต้านแรงดัดคาน-เสาคอนกรีตเสริมเหล็ก (reinforced concrete beam-column moment frames)

สำหรับชิ้นส่วนเสาและคาน เกณฑ์การยอมรับสำหรับการวิเคราะห์แบบไร้เชิงเส้นจะพิจารณาจากมุมหมุนของจุดหมุนพลาสติก (plastic hinge rotation) ที่เกิดขึ้นเทียบกับมุมหมุนของจุดหมุนพลาสติกที่ยอมรับได้ที่ระดับสมรรถนะนั้นๆ ของชิ้นส่วน อย่างไรก็ตาม การจำลอง เกณฑ์การยอมรับเชิงตัวเลขรวมทั้งความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเคลื่อนตัวแบบไม่เชิงเส้นดังแสดงในรูปที่ 2.2-1 จะอ้างอิงจากมาตรฐาน มยผ.1303-57

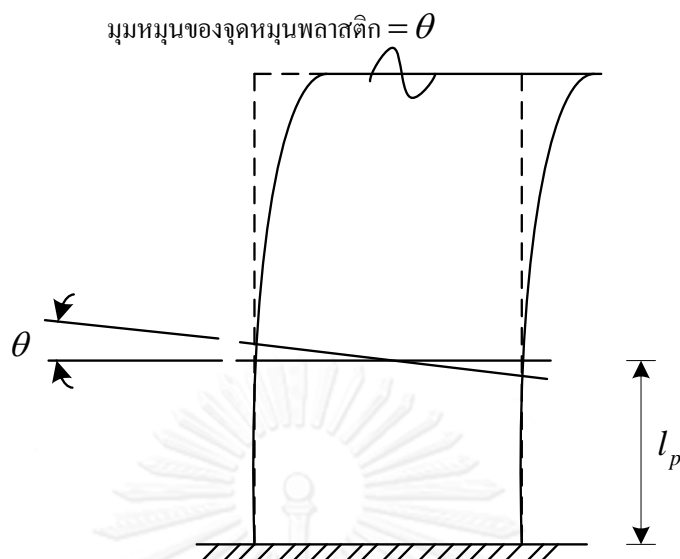


รูปที่ 2.2-1 ค่าความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเคลื่อนตัวทั่วไปสำหรับชิ้นส่วนหรือส่วนประกอบของโครงสร้างคอนกรีต (กรมโยธาธิการและผังเมือง, 2557)

2.1.2) กำแพงรับแรงเฉือนคอนกรีต (concrete shear walls)

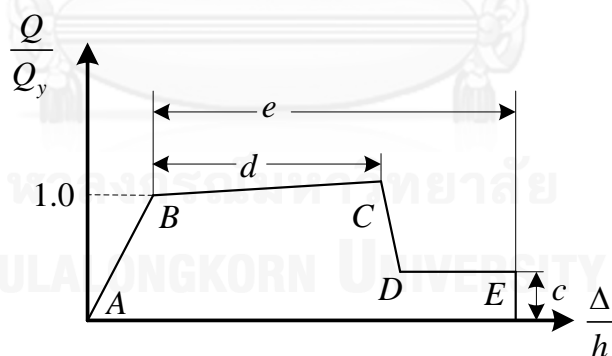
ตัวแปรในการจำลองและเกณฑ์การยอมรับเชิงตัวเลขสำหรับกำแพงรับแรงเฉือนและส่วนของกำแพงจะถูกแบ่งออกตามพฤติกรรมของกำแพงดังต่อไปนี้

1) กำแพงรับแรงเฉือนและส่วนของกำแพงที่มีพฤติกรรมแบบไม่ยืดหยุ่นภายใต้แรงกระทำทางด้านข้างที่มีพฤติกรรมการดัดเป็นหลัก จะพิจารณาจากมุมหมุนของจุดหมุนพลาสติก (plastic hinge rotation) ที่เกิดขึ้นดังแสดงในรูปที่ 2.2-2 เทียบกับมุมหมุนของจุดหมุนพลาสติกที่ยอมรับได้ที่ระดับสมรรถนะนั้นๆ ของชิ้นส่วนกำแพง อย่างไรก็ตาม การจำลอง เกณฑ์การยอมรับเชิงตัวเลขรวมทั้งความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเคลื่อนตัวแบบไม่เชิงเส้นดังแสดงในรูปที่ 2.2-1 จะอ้างอิงจาก มยผ.1303-57

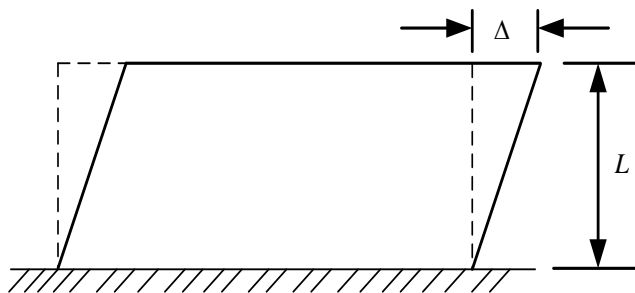


รูปที่ 2.2-2 มุมหมุนของจุดหมุนพลาสติกในกำแพงรับแรงเฉือนในกรณีที่มีการเสียรูป
เกิดจากการตัดเป็นหลัก (กรมโยธาธิการและผังเมือง, 2557)

2) กำแพงรับแรงเฉือนและส่วนของกำแพงที่ผลตอบสนองแบบไม่ยืดหยุ่นถูกควบคุมโดยแรงเฉือน ให้ใช้ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเสียรูปดังแสดงในรูปที่ 2.2-3 โดยให้แกนนอนเป็นค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ทางด้านข้าง (lateral drift) ซึ่งค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ที่กล่าวถึงเป็นค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นดังแสดงในรูปที่ 2.2-4 สำหรับส่วนของกำแพง รูปที่ 2.2-3 จะหมายถึงค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ในชั้นส่วน



รูปที่ 2.2-3 ค่าความสัมพันธ์ระหว่างแรงและอัตราส่วนการเสียรูปทั่วไปสำหรับชั้นส่วนหรือ
ส่วนประกอบของโครงสร้างคอนกรีต (กรมโยธาธิการและผังเมือง, 2557)



รูปที่ 2.2-4 การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นในกรณีที่เกิดการเสียนรูปเกิดจากการเฉือนเป็นหลัก
(กรมโยธาธิการและผังเมือง, 2557)

2.2) พฤติกรรมที่ถูกควบคุมโดยแรง (force-controlled actions)

ชั้นส่วนโครงสร้างหลักและชั้นส่วนโครงสร้างรองจะต้องมีค่าขอบเขตล่างของกำลังต้านทาน (Q_{CL}) ไม่น้อยกว่าแรงภายในสูงสุดที่ใช้ในการออกแบบ

2.2.2 หลักการเสริมกำลังต้านทานแผ่นดินไหวให้กับอาคารเก่าตาม มยผ.1303-57

โครงสร้างอาคารที่ถูกเสริมความแข็งแรงแล้ว จะต้องมีความต่อเนื่องของเส้นทางการถ่ายแรงอย่างน้อยหนึ่งเส้นทาง เพื่อส่งถ่ายแรงแผ่นดินไหว รวมถึงผลการสั่นไหวของพื้นดินในทิศทางใดๆ จากจุดกำเนิดของแรงแผ่นดินไหว ไปสู่จุดสุดท้ายของความต้านทาน (final point of resistance) อีกทั้งชั้นส่วนหลักและชั้นส่วนรองจะต้องสามารถรับผลของแรงและการเสียนรูปที่เกิดขึ้น ภายใต้เกณฑ์ที่ยอมรับได้ของระดับสมรรถนะที่เลือกใช้

อาคารที่ได้รับการเสริมความแข็งแรงแล้ว จะต้องถูกประเมินตามข้อกำหนดในมาตรฐานนี้ เพื่อยืนยันว่าการเสริมความแข็งแรงเป็นไปตามเป้าหมายการเสริมความแข็งแรงของโครงสร้างอาคารที่ถูกเลือก โดยในกระบวนการวิเคราะห์แบบจำลองของโครงสร้างที่ได้รับการเสริมกำลังแล้ว จะต้องคำนึงถึงผลของการเสริมความแข็งแรงที่มีต่อค่าสติฟเนส ค่ากำลังของชั้นส่วนและความสามารถในการเคลื่อนตัว (deformability) นอกจากนี้ชั้นส่วนใหม่และชั้นส่วนเดิมจะต้องมีการเคลื่อนที่ที่มีความสอดคล้องกันที่ระดับสมรรถนะที่ต้องการ

กลยุทธ์การเสริมความแข็งแรงของโครงสร้างอาคาร (rehabilitation strategies) เป็นมาตรการที่เหมาะสมสำหรับการเสริมความแข็งแรงของโครงสร้างอาคาร ทั้งนี้อาจเลือกใช้หนึ่งหรือหลายกลยุทธ์ร่วมกันได้

- (1) การปรับเปลี่ยนชั้นส่วนโครงสร้างเฉพาะที่ (local modification of components)
- (2) การลดความไม่สม่ำเสมอที่มีอยู่ของโครงสร้างอาคาร (removal or reduction of existing irregularities)
- (3) การเพิ่มสติฟเนสให้โครงสร้างโดยรวม (global structural stiffening)
- (4) การเสริมความแข็งแรงให้โครงสร้างโดยรวม (global structural strengthening)
- (5) การลดมวลของโครงสร้าง (mass reduction)

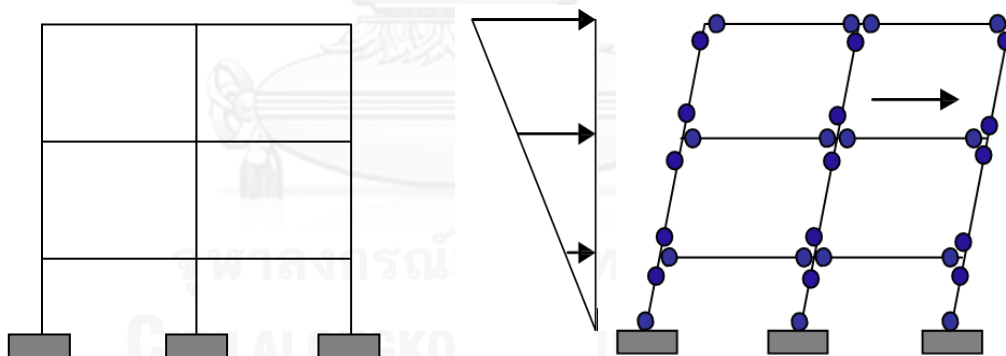
(6) การติดตั้งระบบสายพลังงาน

(7) กลยุทธ์การเสริมความแข็งแรงของโครงสร้างอาคารอื่นๆ ที่ผ่านการวิจัยและยอมรับในวงการวิชาการสากล

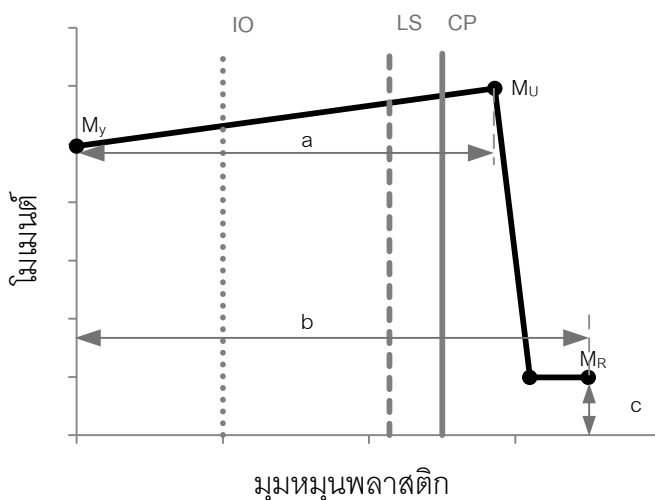
2.3 แบบจำลองคณิตศาสตร์

2.3.1 แบบจำลองไร้เชิงเส้นของคานและเสา

พฤติกรรมไร้เชิงเส้นของโครงสร้างคาน-เสาภายใต้แรงแผ่นดินไหวสามารถศึกษาได้จากการวิเคราะห์แบบไร้เชิงเส้นด้วยการจำลองจุดหมุนพลาสติกเข้าไปในองค์อาคารเพื่อพิจารณาถึงการเสียรูปและแรงที่เกิดขึ้นได้ ซึ่งโดยทั่วไปแล้วมักจะจำลองจุดหมุนพลาสติกในบริเวณซึ่งต้องต้านทานโมเมนต์มากๆ (อาจจะได้รับโมเมนต์จนถึงจุดคราก) อาทิเช่น ปลายคานและปลายเสา ดังแสดงในรูปที่ 2.3-1 รวมทั้งจำลองความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์และมุมหมุนพลาสติกในแต่ละจุดหมุนพลาสติกดังแสดงในรูปที่ 2.3-2 เพื่อใช้ตรวจสอบระดับสมรรถนะขององค์อาคารโดยนำมุมหมุนพลาสติกที่เกิดขึ้นไปเทียบกับมุมหมุนพลาสติกที่ยอมให้ที่ระดับสมรรถนะที่กำลังพิจารณา แบบจำลองในลักษณะนี้มีชื่อเรียกว่า แบบจำลองแบบรวมพฤติกรรมพลาสติก (lumped-plasticity element model) โดยแบบจำลองดังกล่าวจะประกอบไปด้วยชิ้นส่วนยืดหยุ่นตรงกลางและจุดหมุนพลาสติกที่ปลายองค์อาคาร ตัวอย่างการคำนวณหาความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์และมุมหมุนพลาสติกแสดงดังหัวข้อที่ ก. 9



รูปที่ 2.3-1 แบบจำลองคณิตศาสตร์ไร้เชิงเส้น (non-linear model) ของคานและเสา
ภายใต้แรงกระทำทางด้านข้าง

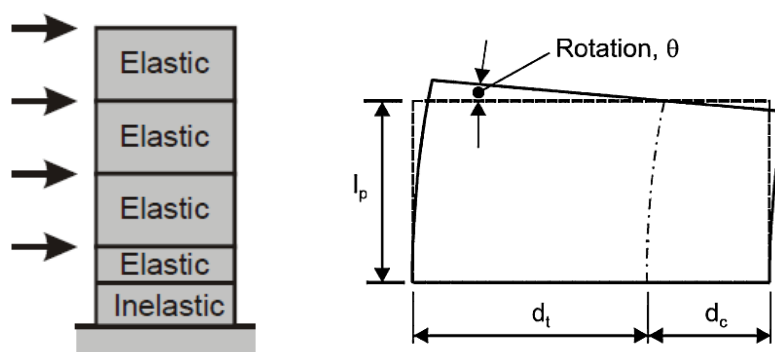


รูปที่ 2.3-2 ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์ มุมหมุนพลาสติกและเกณฑ์การยอมรับของเสาและคาน

รูปที่ 2.3-2 แสดงลักษณะของชิ้นส่วนที่มีพฤติกรรมแบบเหนียวในช่วงพลาสติก (plastic range) ขององค์อาคาร โดยชิ้นส่วนยังมีกำลังคงค้างที่มีค่าไม่อาจละเลยได้ (non-negligible residual strength) และสามารถรับน้ำหนักบรรทุกทุกจากแรงโน้มถ่วงที่ชิ้นส่วนแบกรับไว้ได้ ณ สถานะที่จุด M_R ช่วงพลาสติกประกอบด้วยช่วงที่วัสดุมีพฤติกรรมความเครียดแข็งเพิ่มขึ้น (strain-hardening range) จากจุด M_y ถึงจุดที่ M_U และช่วงการเสื่อมลงของกำลัง (strength-degraded range) จากจุดที่ M_U ถึง M_R

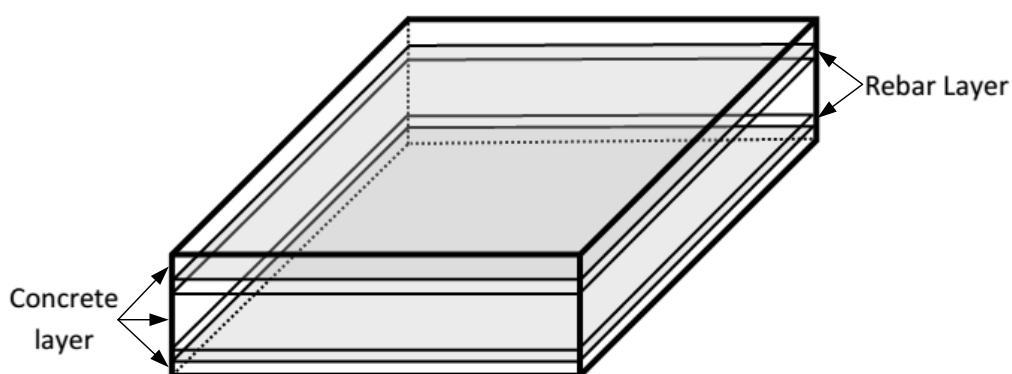
2.3.2 แบบจำลองไร้เชิงเส้นของกำแพงรับแรงเฉือน

การจำลองกำแพงรับแรงเฉือนจะจำลองด้วยเอลิเมนต์แบบแผ่น (4 จุดต่อ) ในโปรแกรม SAP2000 โดยใช้ 1 แผ่นต่อ 1 ช่วงชั้นดังแสดงในรูปที่ 2.3-3 โดยให้มีพฤติกรรมแบบยืดหยุ่น ยกเว้นในบริเวณที่มีโอกาสเกิดจุดหมุนพลาสติกจะจำลองให้มีพฤติกรรมแบบไม่ยืดหยุ่น โดยกำหนดให้ความสูงของเอลิเมนต์มีค่าเท่ากับครึ่งหนึ่งของความลึกเนื่องจากการตัด (flexural depth, l_p) ของกำแพง แต่ไม่เกินความสูงของชั้นนั้นๆ ดังที่กำหนดใน มยพ.1303-57



รูปที่ 2.3-3 แบบจำลองคณิตศาสตร์ไร้เชิงเส้น (non-linear model) ของกำแพงรับแรงเฉือน

การจำลองพฤติกรรมไร้เชิงเส้นของชั้นส่วนกำแพงแต่ละชั้นจะจำลองโดยใช้เอลิเมนต์แบบแผ่นหลายชั้น (multi-layer shell element) ซึ่งประกอบไปด้วยชั้นต่างๆของเอลิเมนต์แบบแผ่นที่มีตำแหน่ง ความหนา และพฤติกรรมไร้เชิงเส้นของวัสดุที่แตกต่างกันในแต่ละชั้นดังแสดงในรูปที่ 2.3-4 โดยคุณสมบัติไร้เชิงเส้นของคอนกรีตและเหล็กเสริมสำหรับการจำลองพฤติกรรมไร้เชิงเส้นของกำแพงรับแรงเฉือนของอาคารตัวอย่างแสดงอยู่ในหัวข้อที่ 3.2.2 อย่างไรก็ตาม ในแต่ละชั้นของเอลิเมนต์แบบแผ่นจะถูกเชื่อมต่อกันทางกลศาสตร์ (kinematical connected) ด้วยสมมติฐานคล้ายกับสมมติฐานของคานที่ว่า ระนาบรูปตัดยังคงเป็นระนาบ (plane sections remain plane) ก่อนและหลังรับแรงกระทำ เหนือกว่าการวิบัติของกำแพงจะเกิดจากการวิบัติของคอนกรีตและ/หรือเหล็กเสริม ซึ่งการเสื่อมถอยของกำลังของกำแพงจะเกิดจากการเสื่อมถอยของกำลังวัสดุภายหลังจากเกิดการครากโดยมีพฤติกรรมเป็นไปตามพฤติกรรมไร้เชิงเส้นของวัสดุที่กำหนดไว้ข้างต้น



รูปที่ 2.3-4 เอลิเมนต์แบบแผ่นหลายชั้นสำหรับการจำลองพฤติกรรมไร้เชิงเส้นของกำแพงรับแรงเฉือน

2.3.3 แบบจำลองของผนังอิฐก่อ

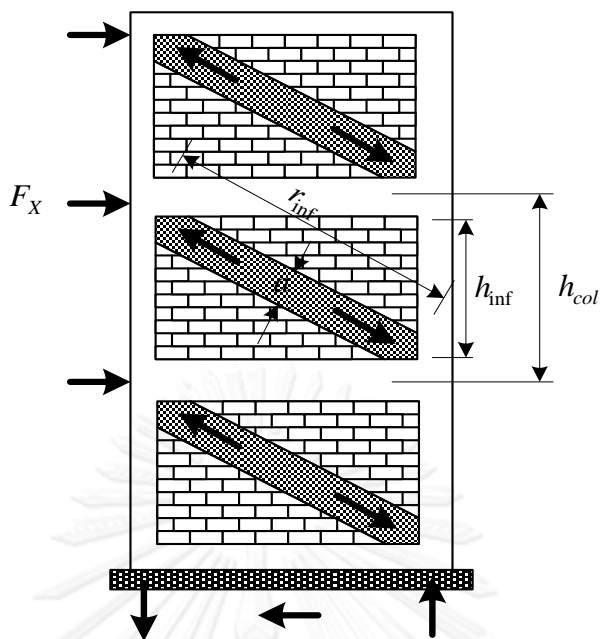
กรมโยธาธิการและผังเมือง (2557) กล่าวถึง แบบจำลองสำหรับโครงต้านแรงดัดคอนกรีตที่มีผนังอิฐก่อช่วยต้านทานแรงกระทำทางด้านข้างภายในระนาบของโครงต้านแรงดัด สามารถใช้แบบจำลองเชิงเส้น (linear elastic model) ในกรณีที่ผนังไม่เกิดการแตกร้าวภายใต้แรงกระทำทางด้านข้างที่ใช้ออกแบบ สำหรับโครงต้านแรงดัดคอนกรีตที่ผนังอาจเกิดการแตกร้าวเมื่อได้รับแรงกระทำทางด้านข้างที่ใช้ออกแบบ สามารถใช้แบบจำลองแกนแนงแบบทแยง (diagonally braced frame model) ซึ่งมีส่วนของเสาทำหน้าที่เป็นชิ้นส่วนแนวตั้ง ส่วนของคานทำหน้าที่เป็นชิ้นส่วนแนวนอนและส่วนของผนังหล่อที่จำลองเป็นค้ำยันรับแรงอัดเทียบเท่า (equivalent compression strut)

ค่าสติเฟนสในแนวระนาบแบบอิฐก่อของแผ่นผนังก่อที่ไม่มีการเสริมเหล็กแบบตันก่อนที่มีการแตกร้าว (solid unreinforced masonry infill panel prior to cracking) สามารถจำลองได้โดยอาศัยค้ำยันรับแรงอัดเทียบเท่าที่มีความหนาและค่าโมดูลัสความยืดหยุ่นเท่ากับคานและค่าโมดูลัสความยืดหยุ่นของผนัง โดยความกว้างขององค์อาคารค้ำยันรับแรงอัด (a) สามารถคำนวณได้จากสมการดังต่อไปนี้

$$a = 0.175(\lambda_1 h_{col})^{-0.4} r_{inf} \quad (2.3-1)$$

$$\text{เมื่อ} \quad \lambda_1 = \left[\frac{E_{me} t_{inf} \sin(2\theta)}{4E_{fe} I_{col} h_{inf}} \right]^{0.25} \quad (2.3-2)$$

โดยที่	h_{col}	=	ความสูงเสาวัดจากแนวกึ่งกลางของคาน (มิลลิเมตร)
	h_{inf}	=	ความสูงของแผ่นผนังก่อ (มิลลิเมตร)
	E_{fe}	=	โมดูลัสความยืดหยุ่นของวัสดุโครงข้อแข็งที่คาดหวัง (เมกะปาสกาล)
	E_{me}	=	โมดูลัสความยืดหยุ่นของวัสดุผนังก่อที่คาดหวัง (เมกะปาสกาล)
	I_{col}	=	โมเมนต์ความเฉื่อยของพื้นที่หน้าตัดเสา (มิลลิเมตร ⁴)
	L_{inf}	=	ความยาวของแผ่นผนังก่อ (มิลลิเมตร)
	r_{inf}	=	ความยาวแนวทแยงของแผ่นผนังก่อ (มิลลิเมตร)
	t_{inf}	=	ความหนาของแผ่นผนังก่อและแนวค้ำยันเทียบเท่า (มิลลิเมตร)
	θ	=	มุมเอียงของท่อนแรงอัด (เรเดียน)
	λ_1	=	สัมประสิทธิ์ที่ใช้ในการหาความกว้างแนวค้ำยันเทียบเท่าของผนังก่อ



รูปที่ 2.3-5 ค้ำยันรับแรงอัดเทียบเท่า

การตรวจสอบผนังอิฐก่อจะตรวจสอบโหมดการวิบัติ 2 โหมดคือ โหมดการวิบัติเนื่องจากแรงอัดในแนวแกน (compression failure mode) และโหมดการวิบัติเนื่องจากแรงเฉือน (bed-joint sliding failure mode) โดยถ้าหากเกิดการวิบัติอันเนื่องมาจากโหมดใดโหมดหนึ่งจะสรุปว่าผนังอิฐก่อดังกล่าวมีกำลังต้านทานไม่เพียงพอ โดยค่ากำลังรับแรงเฉือนและแรงอัดที่คาดหวังของผนังก่อสามารถคำนวณได้จากสมการดังต่อไปนี้

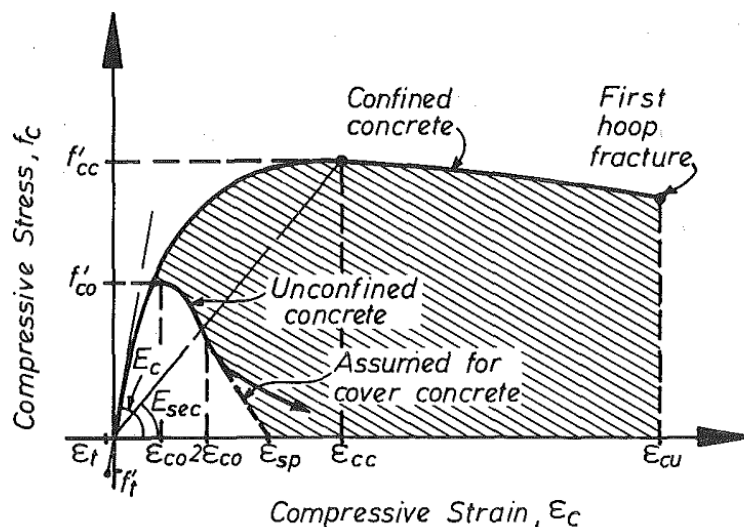
$$Q_{CE} = V_{ine} = A_{ni} f_{vie} \quad (2.3-3)$$

$$P_{CE} = at_{inf} f'_m \quad (2.3-4)$$

โดยที่	A_{ni}	=	พื้นที่หน้าตัดสุทธิของแผ่นผนังก่อรวมปูนก่อหรือปูนฉาบ
	f_{vie}	=	กำลังรับแรงเฉือนที่คาดหวังของผนังก่อ
	t_{inf}	=	ความหนาของแผ่นผนังก่อและแนวค้ำยันเทียบเท่า
	f'_m	=	กำลังรับแรงอัดคาดหวังสูงสุดของผนังอิฐก่อ

2.3.4 แบบจำลองคอนกรีตที่มีการโอบรัด

Mander และคณะ (1988) ได้เสนอแบบจำลองความเค้น-ความเครียดสำหรับคอนกรีตที่รับแรงอัดแกนเดียว (uniaxial compressive loading) ซึ่งถูกโอบรัดโดยเหล็กปลอกเกลียวหรือเหล็กปลอกเดี่ยวที่มีหรือไม่มีเหล็กปลอกขวาง (cross ties) ดังแสดงในรูปที่ 2.3-6 โดยแบบจำลองดังกล่าวได้พิจารณาถึงผลของการโอบรัดที่แตกต่างกันโดยใช้ค่าหน่วยการโอบรัดด้านข้างประสิทธิผล (effective lateral confining stress) ซึ่งขึ้นอยู่กับปริมาณเหล็กยึ้นและเหล็กปลอกของหน้าตัดนั้นๆ



รูปที่ 2.3-6 แบบจำลองความเค้น-ความเครียดสำหรับแรงกระทำในทิศทางเดียวของคอนกรีตที่มีและไม่มีการโอบรัด (Mander และคณะ, 1988)

การคำนวณหาค่ารับแรงอัดของคอนกรีตที่มีการโอบรัด (f'_{cc}) ของชิ้นส่วนที่มีหน้าตัดสี่เหลี่ยมสามารถคำนวณได้จากสมการดังต่อไปนี้

$$f'_{cc} = Kf'_{co} \quad (2.3-5)$$

โดยค่า K สามารถหาได้จากการอ่านกราฟความสัมพันธ์ระหว่างค่า f'_l / f'_{co} และอัตราส่วนกำลังการโอบรัด (f'_{cc} / f'_{co}) ดังแสดงในรูปที่ 2.3-7 สำหรับความเค้นการโอบรัดทางด้านข้างประสิทธิผล (f'_l) ในแนว X และ Y สามารถคำนวณได้จากสมการต่อไปนี้

$$f'_{lx} = k_e \rho_x f_{yh} \quad (2.3-6)$$

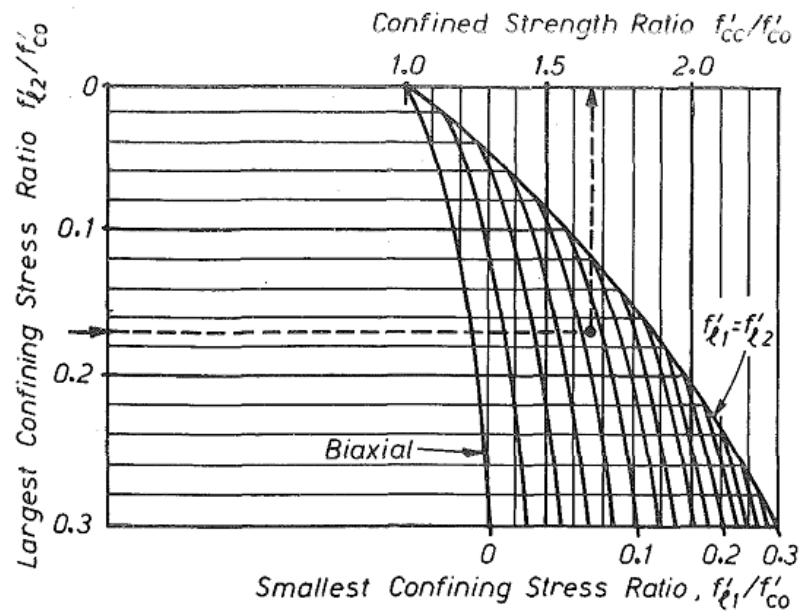
$$f'_{ly} = k_e \rho_y f_{yh} \quad (2.3-7)$$

เมื่อ $\rho_x = \frac{A_{sx}}{sd_c}$ และ $\rho_y = \frac{A_{sy}}{sb_c}$

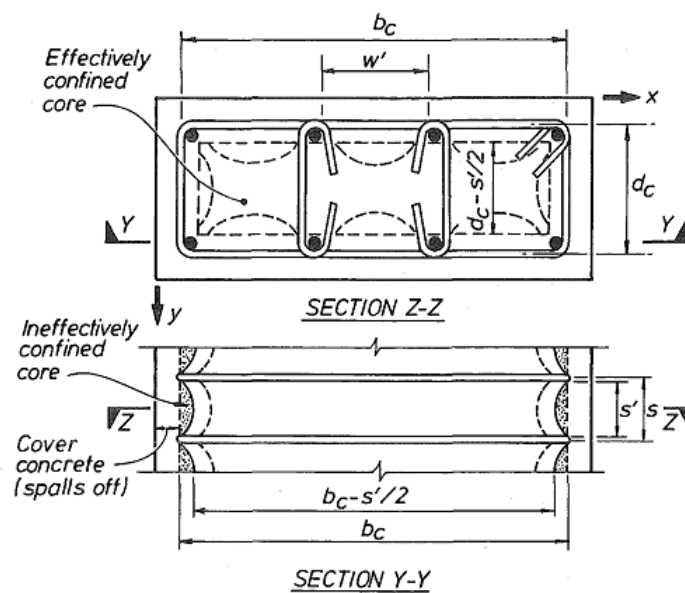
- โดยที่
- f'_{co} = กำลังอัดของคอนกรีตที่ไม่มีการโอบรัด
 - k_e = สัมประสิทธิ์การโอบรัดประสิทธิผลสำหรับกำแพง
 - f_{yh} = กำลังรับแรงดึงที่จุดครากของเหล็กปลอก
 - b_c = ความกว้างของแกนคอนกรีตในแนวแกน X ดังแสดงในรูปที่ 2.3-8
 - d_c = ความกว้างของแกนคอนกรีตในแนวแกน Y ดังแสดงในรูปที่ 2.3-8
 - s = ระยะห่างระหว่างเหล็กปลอก

A_s = พื้นที่หน้าตัดทั้งหมดของเหล็กปลอก

การหาความกว้างของแกนคอนกรีตในแนวแกน X และ Y จะวัดจากระยะห่างระหว่างเส้นผ่านศูนย์กลางของเหล็กปลอกทั้งสองด้านดังแสดงในรูปที่ 2.3-8 ในส่วนของค่าสัมประสิทธิ์การโอบรัดประสิทธิภาพ (k_c) สำหรับกำแพงหน้าตัดสี่เหลี่ยมจะอ้างอิงจาก Paulay และ Priestley (1992)



รูปที่ 2.3-7 กำลังโอบรัดซึ่งคำนวณจากหน่วยการโอบรัดทางด้านข้างสำหรับหน้าตัดสี่เหลี่ยม (Mander และคณะ, 1988)



รูปที่ 2.3-8 การวัดความกว้างของแกนคอนกรีตในแนวราบและแนวตั้ง (Mander และคณะ, 1988)

สำหรับความเครียดอัดที่ระดับต่างๆของความสัมพันธ์ในรูปที่ 2.3-6 สามารถคำนวณได้จากสมการดังต่อไปนี้

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{co} \left[1 + 5 \left(\frac{f'_{cc}}{f'_{co}} - 1 \right) \right] \quad (2.3-8)$$

$$\varepsilon_{cu} = 0.004 + \frac{1.4 \rho_s f_{yh} \varepsilon_{sm}}{f'_{cc}} \quad (2.3-9)$$

$$\text{เมื่อ } \rho_s = \rho_x + \rho_y$$

สำหรับกำลังอัดของคอนกรีตที่มีการโอบรัด (f'_{cu}) ณ ตำแหน่งความเครียดประลัย (ε_{cu}) จะอ้างอิงจาก Reddiar (2009)

$$f'_{cu} = 12 + f'_{co} \left(\frac{f'_{cc}}{f'_{co}} - 1 \right) \quad (2.3-5)$$

โดยที่	ε_{cc}	=	หน่วยการหดตัวในสภาวะที่เกิดความเค้นสูงสุดในคอนกรีตที่มีการโอบรัด
	ε_{co}	=	หน่วยการหดตัวในสภาวะที่เกิดความเค้นสูงสุดในคอนกรีตที่ไม่มีการโอบรัด
	ε_{cu}	=	หน่วยการหดตัวแบบอัดสูงสุดในคอนกรีต
	ε_{cm}	=	หน่วยการหดตัวของเหล็กในสภาวะที่เกิดหน่วยแรงดึงสูงสุด

2.4 วิธีการเสริมกำลังต้านทานแผ่นดินไหวให้กับอาคารเก่า

วิธีการเสริมสมรรถนะโครงสร้างอาคารมีอยู่หลายวิธี แต่อาจแบ่งได้เป็น 2 แนวทางหลักๆ คือ การเสริมกำลังโดยรวมให้ระบบโครงสร้าง (global strengthening) และการเสริมกำลังเฉพาะที่ให้ชิ้นส่วนโครงสร้างที่บกพร่อง (local strengthening) สำหรับการเสริมกำลังโดยรวมให้ระบบโครงสร้างนั้น แม้จะมีหลายวิธีแต่นิยมใช้กันในประเทศ ก็เช่น ระบบค้ำยันด้วยโครงเหล็ก (steel bracing system) การค้ำยันด้วยองค์อาคารรั้งยึดไว้การโก่งเดาะ (buckling-restrained brace, BRB) การค้ำยันด้วยระบบลวดอัดแรง (post-tensioned bracing system) การเพิ่มผนังคอนกรีตเติมเต็ม (addition of concrete infill panel) การติดตั้งตัวหน่วงแบบหนืด (viscous damping device) เป็นต้น ส่วนการเสริมกำลังเฉพาะให้ชิ้นส่วนโครงสร้างที่บกพร่อง (local strengthening) เช่น การเสริมกำลังด้วยวัสดุพอลิเมอร์เสริมเส้นใย (fiber-reinforced polymer, FRP) การใช้ Steel jacketing เป็นต้น ซึ่งแต่ละวิธีจะมีข้อดี-ข้อเสีย ตลอดจนค่าใช้จ่ายในการดำเนินงานแตกต่างกัน จึงต้องเลือกใช้วิธีการเสริมสมรรถนะอาคาร ที่เหมาะสมกับผลการตอบสนองของชิ้นส่วนโครงสร้างอาคารภายใต้แรงแผ่นดินไหวเพื่อให้เกิดประสิทธิภาพสูงสุด

2.4.1 การเพิ่มโครงสร้างต้านแรงด้านข้างโดยใช้โครงแกนเหล็ก

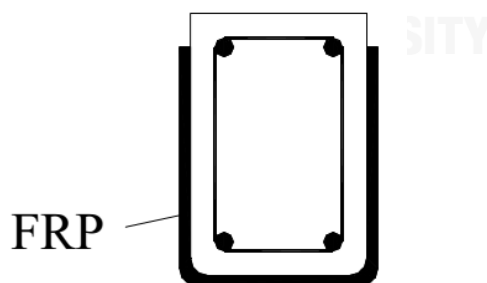
การเพิ่มโครงแกนเหล็กในโครงสร้างอาคาร จัดเป็นอีกหนึ่งกลยุทธ์ในการเสริมความแข็งแรงโดยรวมให้กับอาคารโดยอาศัยการเพิ่มโครงสร้างใหม่ที่ช่วยต้านทานแรงด้านข้างภายใต้แผ่นดินไหวที่พิจารณา การเสริมโครงสร้างในลักษณะนี้สามารถใช้กับกรณีที่โครงสร้างโดยรวมอ่อนแอและมีการเคลื่อนตัวไปมากภายใต้แผ่นดินไหวที่ใช้ประเมิน หรือ ในกรณีที่ชั้นส่วนวิกฤติไม่มีความเหนียวเพียงพอในการรองรับการเสียรูปภายใต้แรงแผ่นดินไหว ก็สามารถเพิ่มโครงแกนเหล็ก เพื่อเพิ่มสติฟเนสและกำลังโดยรวมให้แก่โครงสร้างอาคารได้ นอกจากนี้การเสริมโครงสร้างโดยการเพิ่มโครงแกนเหล็กยังสามารถลดความไม่สม่ำเสมอของรูปทรงอาคารได้ และสามารถช่วยลดปัญหาโครงสร้างอาคารที่มีชั้นที่อ่อนหรือชั้นที่อ่อนแอสำหรับกรณีที่อาคารมีความไม่สม่ำเสมอในด้านการบิด หากจัดให้มีการเสริมโครงแกนเหล็กในตำแหน่งที่เหมาะสม จะสามารถช่วยลดความไม่สม่ำเสมอดังกล่าวได้เช่นเดียวกัน

อย่างไรก็ดี ส่วนของโครงสร้างที่เพิ่มเข้าไปใหม่อาจจะไม่ได้ช่วยรับแรงในแนวตั้งที่กระทำกับส่วนของอาคารเดิมอยู่ ในการจำลองโครงสร้างจึงต้องพิจารณาการกระจายแรงในแนวตั้งให้เหมาะสมตามขั้นตอนวิธีการก่อสร้างและเสริมกำลัง ในการเสริมกำลังจะต้องทำให้โครงสร้างสามารถถ่ายแรงไปสู่ส่วนของโครงสร้างใหม่ได้ตามที่สมมุติในแบบจำลอง และต้องมีฐานรากใหม่หรือเสริมกำลังฐานเดิมให้สามารถรับแรงที่เกิดในโครงแกนเหล็กที่เพิ่มใหม่นี้

2.4.2 การเสริมกำลังต้านทานแรงเฉือนในคานด้วยแผ่น FRP

Teng และคณะ (2012) ได้เสนอแนะการเสริมกำลังเฉพาะที่ด้วยการใช้แผ่น FRP ชนิดติดหรือหุ้มภายนอกคานคอนกรีตเสริมเหล็กเพื่อเพิ่มกำลังต้านทานแรงเฉือน โดยใช้แผ่น FRP โอบรัดในลักษณะตัว U รูปที่ 2.4-1 อย่างไรก็ตาม สมการและพารามิเตอร์ที่นำเสนอ นั้น ได้ถูกปรับเทียบกับการทดสอบแล้ว

กำลังต้านทานแรงเฉือนของคานที่เสริมกำลังต้านทานแรงเฉือนด้วยแผ่น FRP (V_n) โดยอาศัยการโอบรัดในลักษณะตัว U มีค่าเท่ากับผลรวมระหว่าง



รูปที่ 2.4-1 หน้าตัดคานที่ถูกเสริมกำลังต้านทานแรงเฉือนด้วยแผ่น FRP
โดยอาศัยการโอบรัดในลักษณะตัว U (Teng และคณะ, 2002)

$$V_n = V_c + V_s + V_{frp} \quad (2.4-1)$$

โดยที่	V_c	คือกำลังต้านทานแรงเฉือนที่ได้จากส่วนของคอนกรีต (นิวตัน)
	V_s	คือกำลังต้านทานแรงเฉือนที่ได้เหล็กปลอก (นิวตัน)
	V_{frp}	คือกำลังต้านทานแรงเฉือนที่ได้จากการเสริมกำลังด้วยแผ่น FRP (นิวตัน)

สำหรับกำลังต้านทานแรงเฉือนที่ได้จากการเสริมกำลังด้วยแผ่น FRP สามารถคำนวณได้จากสมการดังต่อไปนี้

$$V_{frp} = 2 f_{frp,e} t_{frp} \omega_{frp} \frac{h_{frp,e} (\sin \beta + \cos \beta)}{s_{frp}} \quad (2.4-2)$$

$$s_{frp} \leq s_{frp,max} = \frac{h_{frp,e} (\sin \beta + \cos \beta)}{2} \quad (2.4-3)$$

เมื่อ $h_{frp,e} = z_b - z_t \quad (2.4-4)$

$$z_t = d_{frp,t} \quad (2.4-5)$$

$$z_b = d_{frp} - h + 0.9d \quad (2.4-6)$$

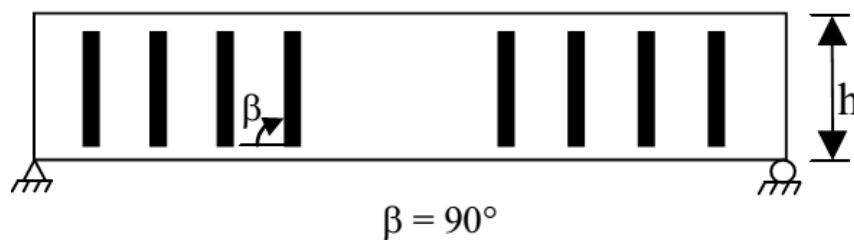
$$f_{frp,e} = D_{frp} \sigma_{frp,max} \quad (2.4-7)$$

โดยที่	$h_{frp,e}$	คือความลึกประสิทธิผลของแผ่น FRP ดังแสดงในรูปที่ 2.4-3 (มิลลิเมตร)
	$f_{frp,e}$	คือความเค้นประสิทธิผลของ FRP ขณะวิบัติ (นิวตันต่อตารางมิลลิเมตร)
	ω_{frp}	คือความกว้างของแผ่น FRP แต่ละแผ่น (มิลลิเมตร)
	s_{frp}	คือระยะห่างระหว่างแผ่น FRP แต่ละแผ่น (มิลลิเมตร) โดยวัดจากศูนย์กลางถึงศูนย์กลางของแผ่น FRP โดยจะต้องมีระยะไม่เกินกว่าระยะห่างมากที่สุดที่ยอมให้ ($s_{frp,max}$)
	β	คือมุมของเส้นใยไฟเบอร์ในแผ่น FRP โดยวัดเทียบกับแกนแนวราบตลอดความยาวของคานาดังแสดงในรูปที่ 2.4-2
	z_b	คือระยะประสิทธิผลล่างสุดของแผ่น FRP ทางด้านข้างดังแสดงในรูปที่ 2.4-3 (มิลลิเมตร)
	z_t	คือระยะประสิทธิผลบนสุดของแผ่น FRP ทางด้านข้างดังแสดงในรูปที่ 2.4-3 (มิลลิเมตร)
	$d_{frp,t}$	คือระยะจากผิวรับแรงอัดไปยังขอบบนสุดของแผ่น FRP ดังแสดงในรูปที่ 2.4-3 (มิลลิเมตร)

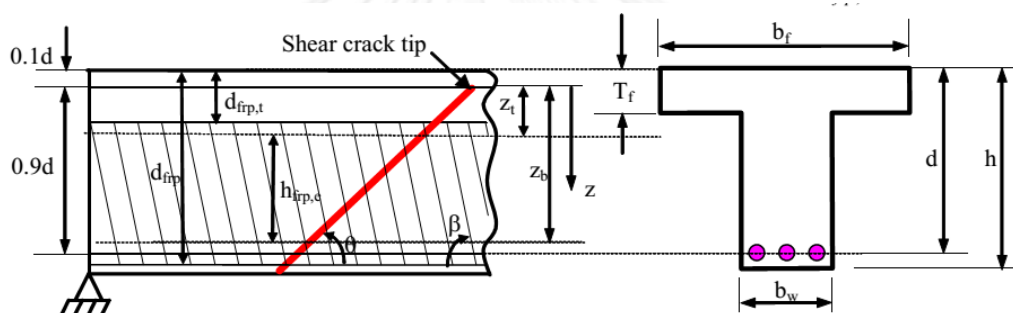
d_{frp} คือระยะจากผิวรับแรงอัดไปยังขอบล่างของแผ่น FRP ดังแสดงในรูปที่ 2.4-3 (มิลลิเมตร)

D_{frp} คือตัวประกอบการกระจายตัวของความเค้น

$\sigma_{frp,max}$ คือความเค้นสูงสุดของแผ่น FRP (นิวตันต่อตารางมิลลิเมตร)



รูปที่ 2.4-2 การวัดมุมของเส้นใยไฟเบอร์ในแผ่น FRP (β) (Teng และคณะ, 2002)



รูปที่ 2.4-3 สัญลักษณ์ต่างๆที่ใช้สำหรับการเสริมกำลังต้านทานแรงเฉือน (Teng และคณะ, 2002)

อย่างไรก็ดี โหมดการวิบัติที่ส่งผลต่อกำลังต้านทานแรงเฉือนสำหรับคานที่ถูกเสริมกำลังด้วยแผ่น FRP (V_{frp}) ซึ่งต้องพิจารณามีดังต่อไปนี้

- 1) การวิบัติแบบเฉือนซึ่งถูกควบคุมโดยการวิบัติของแผ่น FRP

ค่าตัวประกอบการกระจายตัวของความเค้นและความเค้นสูงสุดของแผ่น FRP สามารถคำนวณได้จากสมการดังต่อไปนี้

$$D_{frp} = \frac{1+\zeta}{2} = \frac{1+\frac{z_t}{z_b}}{2} \tag{2.4-8}$$

$$\sigma_{frp,max} = \begin{cases} 0.8f_{frp}/\gamma_{frp} \rightarrow f_{frp}/E_{frp} \leq \epsilon_{max} \\ 0.8\epsilon_{max}E_{frp}/\gamma_{frp} \rightarrow f_{frp}/E_{frp} > \epsilon_{max} \end{cases} \tag{2.4-9}$$

หมายเหตุ ค่าความเครียดใช้งานสูงสุด (ϵ_{max}) ของแผ่น FRP สำหรับการออกแบบจะกำหนดให้มีค่าเท่ากับ 1.5%

- 2) การวิบัติแบบเฉือนซึ่งถูกควบคุมโดยการเลื่อนหลุดของแผ่น FRP
ความเค้นสูงสุดของแผ่น FRP สามารถคำนวณได้จากสมการดังต่อไปนี้

$$\sigma_{frp,max} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0.8 f_{frp} / \gamma_{frp} \\ \frac{0.3 \beta_w \beta_L}{\gamma_b} \sqrt{\frac{E_{frp}}{t_{frp}}} \sqrt{f_{cu}} \end{array} \right. \quad (2.4-10)$$

เมื่อ $\beta_L = \begin{cases} 1, \text{ if } \lambda \geq 1 \\ \sin(\pi \lambda / 2), \text{ if } \lambda < 1 \end{cases} \quad (2.4-11)$

$$\beta_w = \begin{cases} \sqrt{\frac{2 - \omega_{frp} / (s_{frp} \sin \beta)}{1 + \omega_{frp} / (s_{frp} \sin \beta)}} \\ \sqrt{2}/2 \rightarrow \text{for Continuous Sheets / Plates} \end{cases} \quad (2.4-12)$$

$$\beta_w = \begin{cases} \sqrt{\frac{2 - \omega_{frp} / (s_{frp} \sin \beta)}{1 + \omega_{frp} / (s_{frp} \sin \beta)}} \\ \sqrt{2}/2 \rightarrow \text{for Continuous Sheets / Plates} \end{cases} \quad (2.4-13)$$

$$\lambda = \frac{L_{max}}{L_e} \quad (2.4-14)$$

$$L_e = \sqrt{\frac{E_{frp} t_{frp}}{0.8 f_{cu}}} \quad (2.4-15)$$

ตัวประกอบการกระจายตัวของความเค้นสามารถคำนวณได้จากสมการดังต่อไปนี้

$$D_{frp} = \begin{cases} \frac{2}{\pi \lambda} \frac{1 - \cos(\pi / 2) \lambda}{\sin(\pi / 2) \lambda}, \text{ if } \lambda \leq 1 \\ 1 - \frac{\pi - 2}{\pi \lambda}, \text{ if } \lambda > 1 \end{cases} \quad (2.4-8)$$

- โดยที่ γ_b คือตัวประกอบส่วนความปลอดภัยสำหรับกำลังยึดเหนี่ยว
 λ คือระยะยึดหน่วงสูงสุดพื้นฐาน (normalized maximum bond length)
 L_{max} คือระยะยึดหน่วงสูงสุด (มิลลิเมตร)
 L_e คือระยะยึดหน่วงประสิทธิผล (มิลลิเมตร)

บทที่ 3

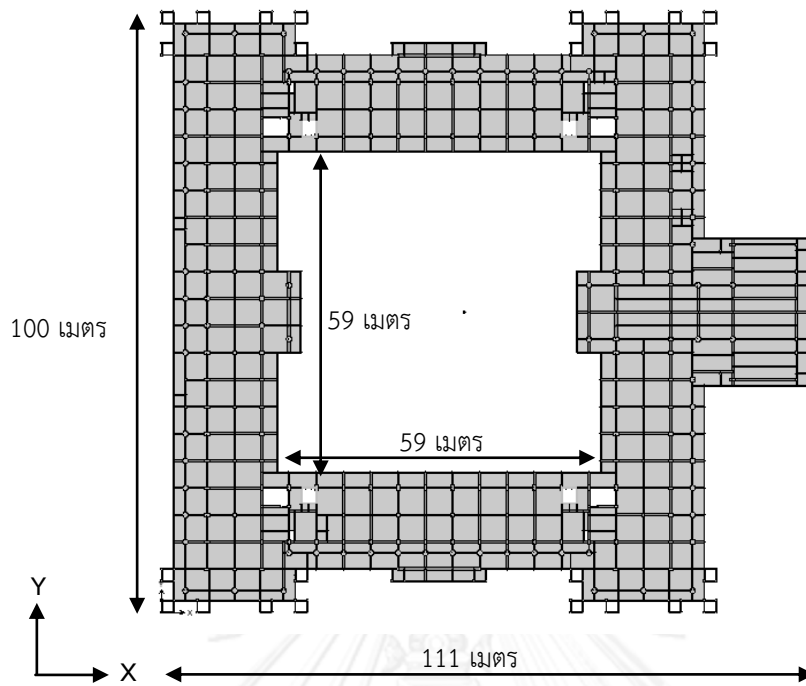
อาคารตัวอย่างและแรงแผ่นดินไหว

3.1 อาคารตัวอย่าง

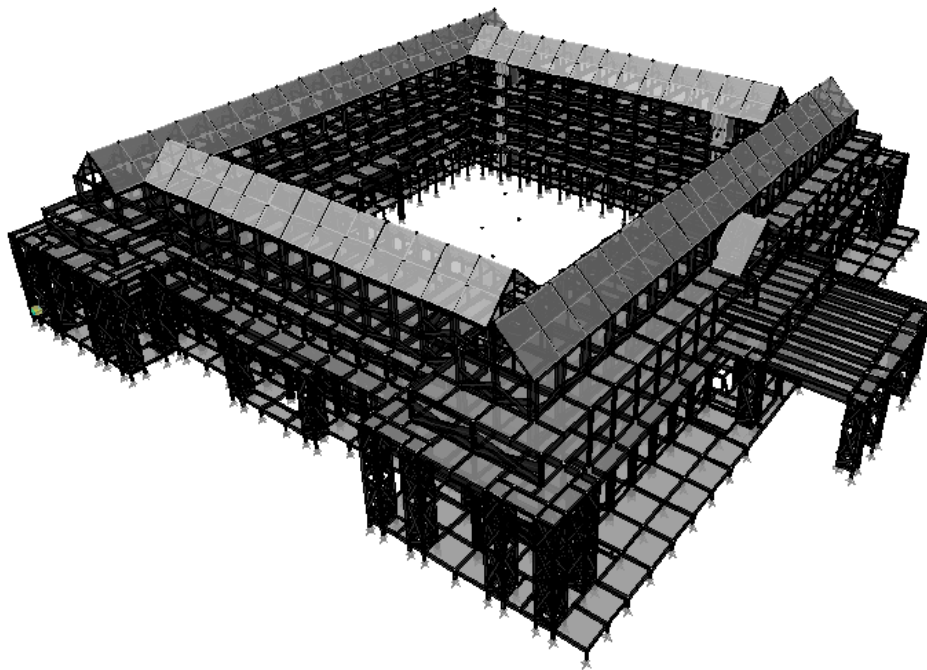
อาคารตัวอย่างตั้งอยู่ที่อำเภอเมือง จังหวัดเชียงใหม่ ภาพถ่ายด้านหน้าอาคารดังกล่าวแสดงในรูปที่ 3.1-1 รูปร่างของอาคารดังกล่าวมีลักษณะเป็นอาคารทรงสี่เหลี่ยมตรงกลางเปิดโล่งสูงจำนวน 5 ชั้น (ความสูงรวม 24.7 เมตรจากระดับหลังฐานรากถึงพื้นห้องเครื่องลิฟต์) ขนาดภายนอกโดยประมาณเท่ากับ 100 x 111 เมตรและขนาดภายในโดยประมาณเท่ากับ 59x59 เมตร ดังแสดงในรูปที่ 3.1-2 ลักษณะโครงสร้างของอาคารตัวอย่างเป็นอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กซึ่งประกอบไปด้วยพื้นหล่อในที่ คาน เสาและกำแพงรับแรงเฉือนคอนกรีตเสริมเหล็ก ระบบต้านทานแรงด้านข้างของอาคารดังกล่าวประกอบไปด้วยโครงเฟรมและกำแพงรับแรงเฉือนคอนกรีตเสริมเหล็ก อย่างไรก็ตาม เพื่อที่จะจำลองพฤติกรรมการรับแรงด้านข้างของอาคารได้สมบูรณ์ยิ่งขึ้น ผนังอิฐก่อ (infilled wall panel) จึงถูกจำลองลงไปแบบจำลองคณิตศาสตร์ของอาคารโดยใช้แบบจำลองประเภทองค์อาคารค้ำยันรับแรงอัด (compression strut model) ดังกล่าวแสดงในรูปที่ 3.1-3



รูปที่ 3.1-1 ภาพถ่ายด้านหน้าอาคารตัวอย่าง



รูปที่ 3.1-2 แบบแปลนโครงสร้างชั้นที่สามของอาคารตัวอย่าง



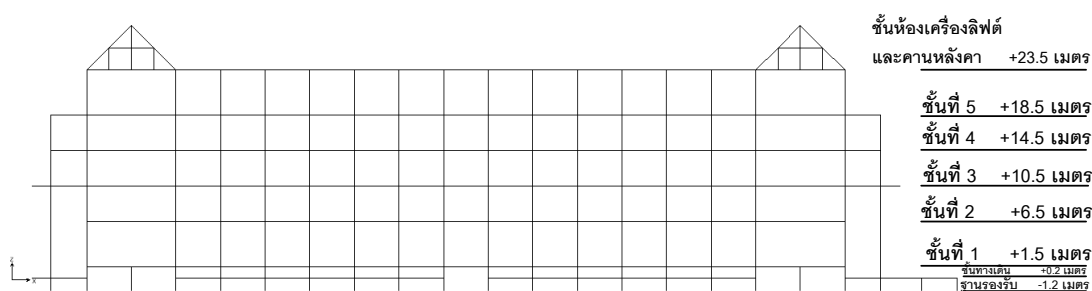
รูปที่ 3.1-3 แบบจำลองคณิตศาสตร์ของอาคารตัวอย่าง

น้ำหนักบรรทุกทุกครั้งที่และภาพหน้าตัดขวางแสดงระดับความสูงจากระดับอ้างอิงในแต่ละชั้นของอาคารตัวอย่างแสดงดังตารางที่ 3.1-1 และรูปที่ 3.1-4 ตามลำดับ นอกจากนี้คุณสมบัติเชิงพลศาสตร์โดยสังเขปของอาคารตัวอย่างแสดงดังตารางที่ 3.1-2 รูปที่ 3.1-5 ถึงรูปที่ 3.1-7

ตารางที่ 3.1-1 น้ำหนักรวมของอาคารตัวอย่างแยกตามรายชั้น

ชั้นที่	ค่าระดับ (เมตร)	น้ำหนักบรรทุกทุกครั้งที่ (ตัน)
ห้องเครื่องลิฟต์และ คานหลังคา	+23.5	1,500
5	+18.5	4,429
4	+14.5	4,998
3	+10.5	6,131
2	+6.5	4,610
1	+1.5	3,849
ทางเดิน	+0.2	2,442
หลังฐานราก	-1.2	
รวม	24.7	27,962

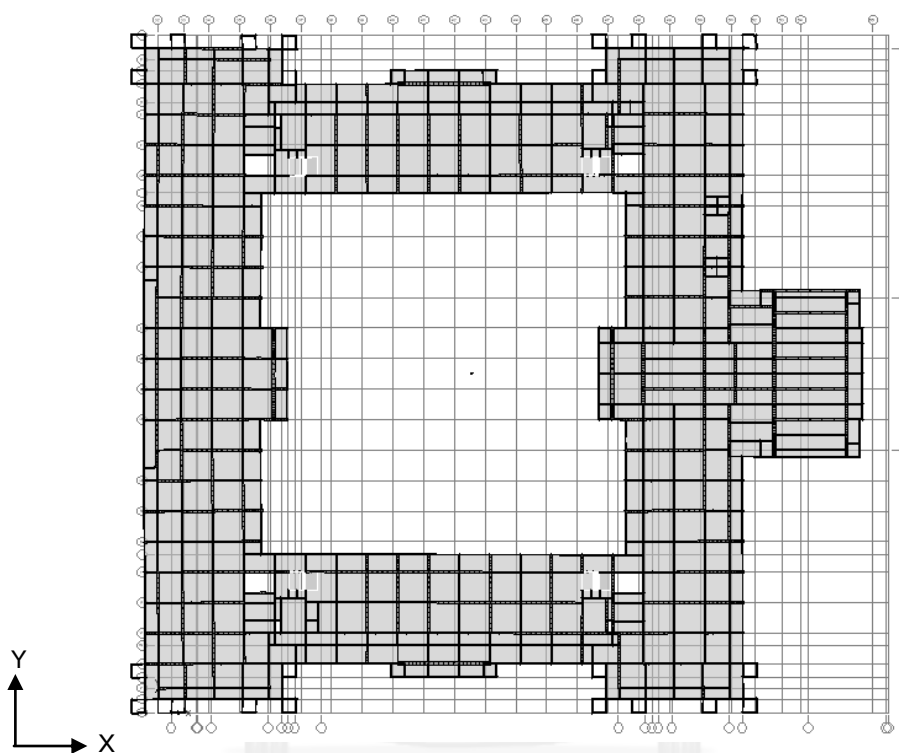
หมายเหตุ น้ำหนักบรรทุกทุกครั้งที่ที่แสดงในตารางข้างต้นเป็นผลรวมของน้ำหนักบรรทุกทุกครั้งที่และน้ำหนักบรรทุกทุกครั้งที่เพิ่มเติม



รูปที่ 3.1-4 ภาพหน้าตัดขวางแสดงระดับความสูงจากระดับอ้างอิง

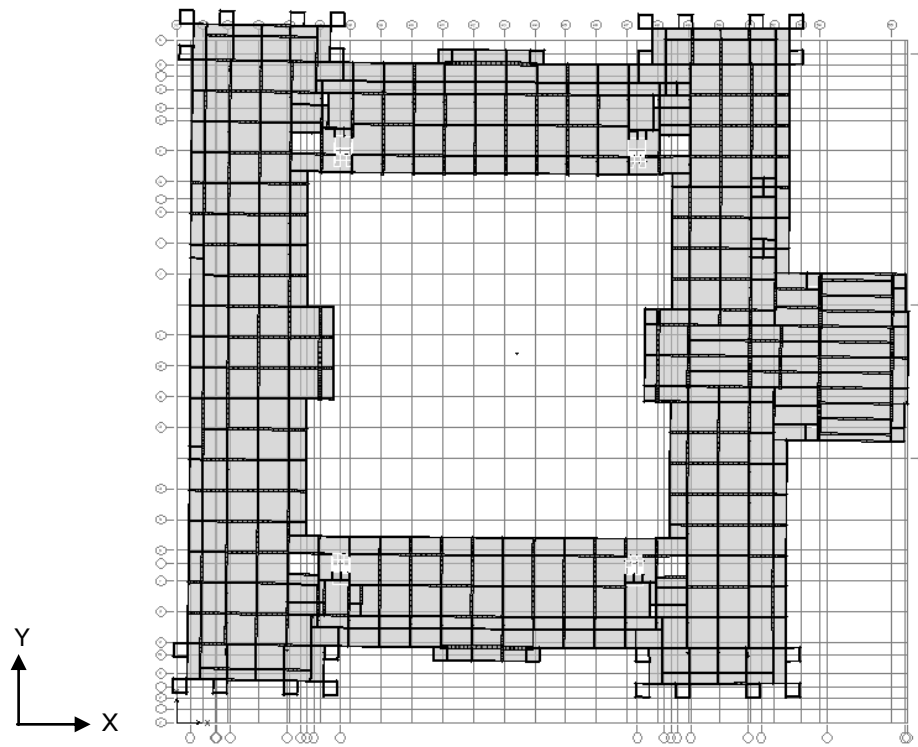
ตารางที่ 3.1-2 คาบการสั่นพื้นฐานของอาคารตัวอย่าง

โหมดการสั่นพื้นฐาน	คาบการสั่นพื้นฐาน (วินาที)
การเคลื่อนตัวในแนวแกน X	0.96
การเคลื่อนตัวในแนวแกน Y	0.88
การบิดรอบแกนในแนวตั้ง	0.89

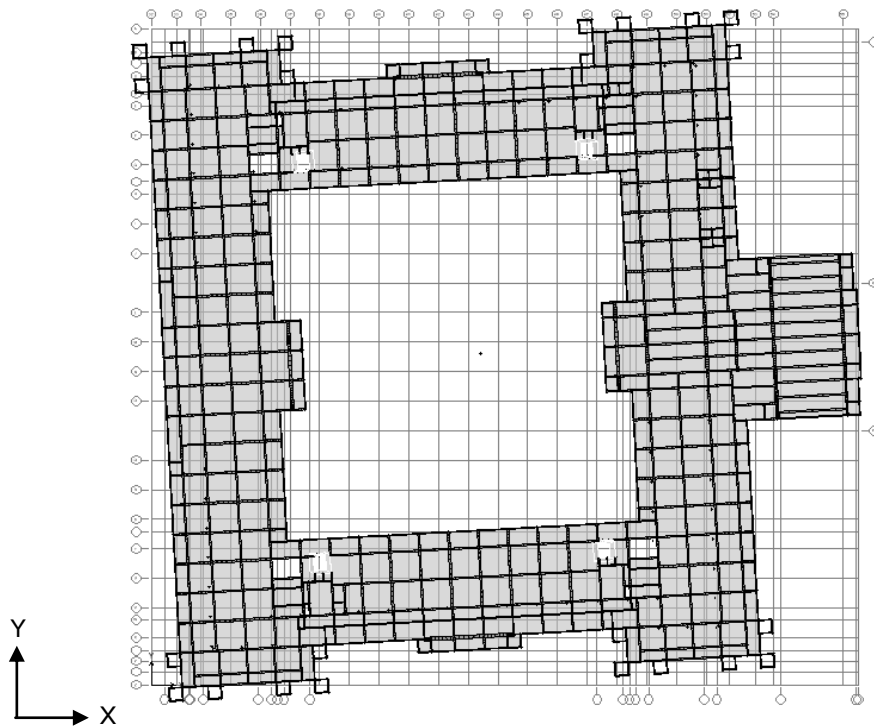


รูปที่ 3.1-5 โหมดการเคลื่อนตัวในแนวแกน X $T_x=0.96$ วินาที

CHULALONGKORN UNIVERSITY



รูปที่ 3.1-6 โหมดการเคลื่อนตัวในแนวแกน Y $T_Y=0.88$ วินาที



รูปที่ 3.1-7 โหมดการบิดรอบแกนในแนวตั้ง $T_\theta=0.89$ วินาที

3.2 คุณสมบัติของวัสดุ

3.2.1 คุณสมบัติเชิงเส้นของวัสดุ

ค่าคุณสมบัติของวัสดุต่างๆตามข้อกำหนดของผู้ออกแบบสำหรับการวิเคราะห์และประเมินกำลังต้านทานแผ่นดินไหวของอาคารตัวอย่าง มีค่าดังต่อไปนี้

กำลังรับแรงอัดประลัยของคอนกรีต (f'_c) = 240 กิโลกรัมต่อตารางเซนติเมตร

โมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีต (E_c) = $15100\sqrt{f'_c}$
= 233,928 กิโลกรัมต่อตารางเซนติเมตร

กำลังรับแรงอัดประลัยของอิฐ (f'_m) = 600 ปอนด์ต่อตารางนิ้ว
= 42.18 กิโลกรัมต่อตารางเซนติเมตร

โมดูลัสยืดหยุ่นของอิฐ (E_m) = $550f'_m$
= 23,201 กิโลกรัมต่อตารางเซนติเมตร

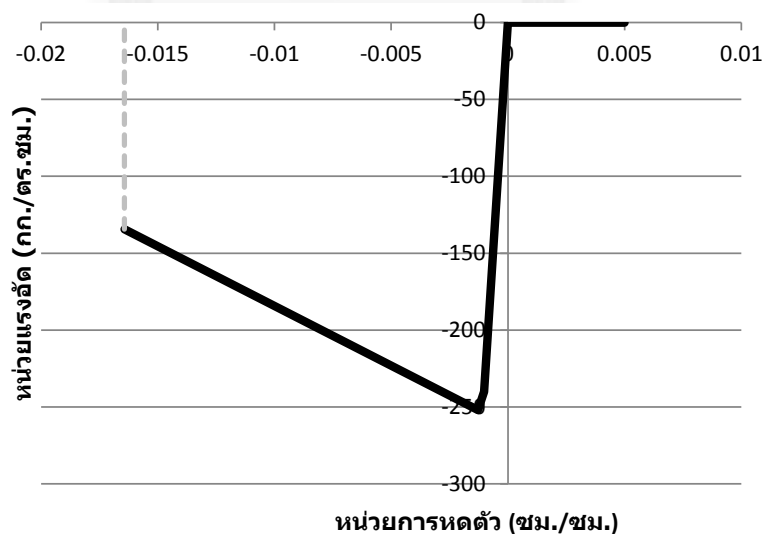
กำลังรับแรงดึงที่จุดครากของเหล็ก SR24 = 2,400 กิโลกรัมต่อตารางเซนติเมตร

กำลังรับแรงดึงที่จุดครากของเหล็ก SD30 = 3,000 กิโลกรัมต่อตารางเซนติเมตร

3.2.2 คุณสมบัติไร้เชิงเส้นของวัสดุ

คุณสมบัติไร้เชิงเส้นของคอนกรีต

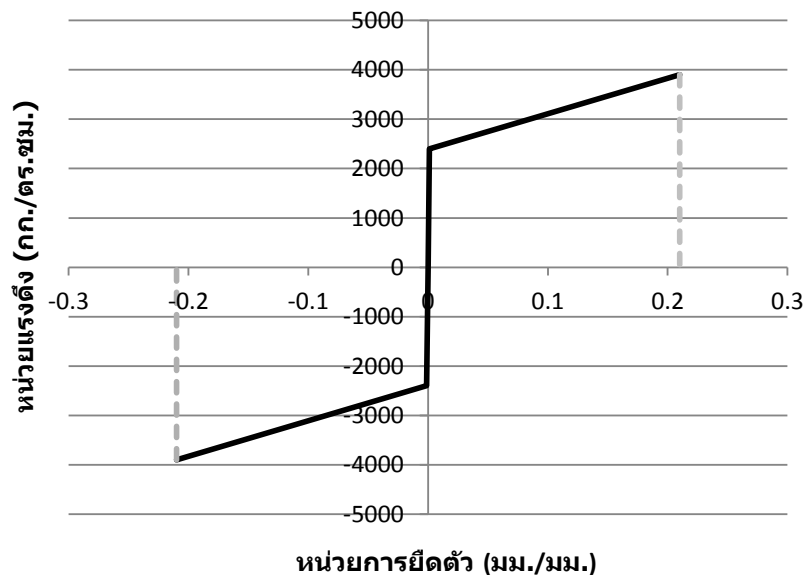
คุณสมบัติไร้เชิงเส้นของคอนกรีตในกำแพงรับแรงเฉือนจะถูกจำลองโดยอาศัยแบบจำลองของ Mander และคณะ (1988) ซึ่งจะไม่พิจารณาถึงกำลังรับแรงดึงของคอนกรีตดังแสดงในรูปที่ 3.2-1



รูปที่ 3.2-1 คุณสมบัติไร้เชิงเส้นของคอนกรีตสำหรับอาคารตัวอย่าง

คุณสมบัติไร้เชิงเส้นของเหล็กเสริมคอนกรีต

คุณสมบัติไร้เชิงเส้นของเหล็กเสริมคอนกรีตที่มีชั้นคุณภาพ SR24 จะอ้างอิงจากมาตรฐานผลิตภัณฑ์อุตสาหกรรม (มอก.) ดังแสดงในรูปที่ 3.2-2



รูปที่ 3.2-2 คุณสมบัติไร้เชิงเส้นของเหล็กเสริมคอนกรีต ชั้นคุณภาพ SR24

3.3 แรงแผ่นดินไหวและการรวมน้ำหนักบรรทุก

3.3.1 กระบวนการสถิติเชิงเส้น

ตาม มยผ.1303-57 กำหนดให้แรงกระทำด้านข้างเทียมที่ใช้กระทำต่ออาคารตัวอย่างในทิศทางหลักของอาคารคำนวณจากสมการต่อไปนี้

$$V = C_1 C_2 C_m S_a W \quad (3.3-1)$$

โดยที่

- V = แรงกระทำด้านข้างเทียม (pseudo-lateral force)
- C_1 = ตัวประกอบที่เชื่อมโยงระหว่างค่าการเคลื่อนที่สูงสุดของระบบพลาสติกกับการเคลื่อนที่สูงสุดของระบบแบบอิลาสติกเชิงเส้น
- C_2 = ค่าตัวประกอบปรับแก้ผลจากการเสื่อมถอยของสติฟเนสเมื่อขึ้นส่วนเริ่มต้นรับแรงกลับทิศทาง (pinched hysteresis shape) การเสื่อมถอยของสติฟเนสแบบวัฏจักรและการเสื่อมถอยด้านกำลัง
- C_m = ค่าตัวประกอบของมวลประสิทธิผลเพื่อคำนึงถึงการมีส่วนร่วมของมวลประสิทธิผล

S_a = ความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมที่ค่าการสั่นพื้นฐานและอัตราส่วนความหน่วงของอาคารในทิศทางที่กำลังพิจารณา (g) ของอาคารในทิศทางที่กำลังพิจารณา

W = น้ำหนักประสิทธิผลของอาคารซึ่งเป็นผลรวมของน้ำหนักคงที่ทั้งหมดของอาคาร

ค่าตัวแปรสำหรับการคำนวณแรงกระทำด้านข้างเทียบสำหรับกระบวนการวิเคราะห์สถิตเชิงเส้นแสดงดังตารางที่ 3.3-1 แรงกระทำด้านข้างเทียบที่ใช้กระทำต่ออาคารตลอดความสูงแสดงดังตารางที่ 3.3-2

ตารางที่ 3.3-1 ค่าตัวแปรสำหรับการคำนวณหาแรงกระทำด้านข้างเทียบอาคารตัวอย่าง

ทิศทาง	T_i (วินาที)	C_1	C_2	C_m	S_a	V_i (ตัน)
X	0.96	1.09	1.0	0.9	0.16	4,492
Y	0.88	1.10	1.0	0.9	0.18	4,965

ตัวอย่างการคำนวณแรงกระทำด้านข้างเทียบในแนวแกน X

$a = 60$ สำหรับประเภทชั้นดินชนิด D

$C_m = 0.9$ สำหรับโครงสร้างแรงดัดคอนกรีตที่มีจำนวนชั้นมากกว่า 3 ชั้นขึ้นไป

$S_a = 0.16$ ประมาณค่าจากรูปที่ ก- 2 ที่ $T_x = 0.96$ วินาที

$$\begin{aligned}\mu_{strength} &= \frac{DCR_{max}}{1.5} C_m \\ &= \frac{10 * 0.9}{1.5} = 6\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}C_1 &= 1 + \frac{\mu_{strength} - 1}{aT_x^2} \\ &= 1 + \frac{6 - 1}{60 * 0.96^2} = 1.09\end{aligned}$$

$$C_2 = 1 \quad (T_x > 0.7 \text{ วินาที})$$

$$\begin{aligned}V_x &= C_1 C_2 C_m S_a W \\ &= 1.09 * 1.0 * 0.9 * 0.164 * 27,962 \\ &= 4,492 \quad \text{ตัน}\end{aligned}$$

ตารางที่ 3.3-2 แรงกระทำด้านข้างเทียมที่ใช้กระทำในแต่ละชั้นของอาคาร

ชั้นที่	แรงกระทำด้านข้างเทียม (ตัน)	
	ทิศทาง X	ทิศทาง Y
ห้องเครื่องลิฟต์ และคานหลังคา	582	630
5	1,300	1,421
4	1,110	1,224
3	948	1,058
2	426	483
1	98	116
ทางเดิน	28	34
รวม	4,492	4,965
สัมประสิทธิ์แรงเฉือนที่ฐาน	0.16	0.18

สำหรับกระบวนการสถิติเชิงเส้น การรวมผลของน้ำหนักบรรทุกทุกในแนวดิ่ง, แรงกระทำด้านข้างเทียมและการปรับขยายผลของการบิดโดยบังเอิญจะพิจารณาทั้งสิ้น 48 กรณี โดยตัวเลขและอักษรย่อต่างๆที่แสดงในรูปที่ 3.3-1 มีความหมายดังต่อไปนี้

11-XPYPTP

(ก) (ข) (ค)

รูปที่ 3.3-1 ระบบตัวอักษรย่อที่ใช้ในการเรียกชื่อรายการน้ำหนักบรรทุกรวม

- (ก) เป็นส่วนที่แสดงถึงการพิจารณาน้ำหนักบรรทุกทุกในแนวดิ่งโดย 11 คือการพิจารณาการรวมน้ำหนักบรรทุกทุกในแนวดิ่งแบบ $1.1(DL+SDL+0.25LL)$ ในขณะที่ 09 คือกรณีที่ $0.9(DL+SDL)$
- (ข) เป็นส่วนที่แสดงถึงการพิจารณาแรงกระทำด้านข้างในทิศทางหลักของอาคารซึ่งถ้าหากแรงกระทำด้านข้างกระทำไปในทิศทางเดียวกันแกนหลักของอาคารจะแสดงโดยใช้สัญลักษณ์ P (positive) ในทางกลับกันสัญลักษณ์ N (negative) จะใช้เพื่อแสดงว่าแรงกระทำด้านข้างนั้นกระทำในทิศทางตรงกันข้ามกับแกนหลักของอาคาร ตัวอย่างเช่น สำหรับกรณีที่แรงกระทำด้านข้างเทียมใน 2 ทิศทาง XPTP หมายถึงแรงกระทำด้านข้างกระทำไปในทิศทางเดียวกันกับแกนหลักของอาคารทั้งแกน X และ Y โดยมีสัดส่วนของแรงกระทำ 100% ในทิศทาง X และ 30% ในทิศทาง Y
- (ค) เป็นส่วนที่แสดงถึงการพิจารณาการบิดโดยบังเอิญโดยสัญลักษณ์ P (Positive) จะใช้แสดงว่าโมเมนต์บิดโดยบังเอิญทำให้อาคารหมุนรอบตัวเองในทิศทวนเข็มนาฬิกา ในทางกลับกันสัญลักษณ์ N (Negative) จะใช้แสดงว่าโมเมนต์บิดโดยบังเอิญทำให้อาคารหมุนรอบตัวเองในทิศตามเข็มนาฬิกาตามกฎมือขวา

โดย	DL	คือน้ำหนักบรรทุกคงที่
	SDL	คือน้ำหนักบรรทุกคงที่เพิ่มเติมค่าเท่ากับ 150 กิโลกรัมต่อตารางเมตร
	LL	คือน้ำหนักบรรทุกจรมีค่าเท่ากับ 300 กิโลกรัมต่อตารางเมตร ยกเว้นที่ชั้น ดาดฟ้าที่มีค่าเท่ากับ 100 กิโลกรัมต่อตารางเมตร
	F_x	คือแรงกระทำด้านข้างเทียมในทิศทาง X
	F_y	คือแรงกระทำด้านข้างเทียมในทิศทาง Y
AccTorsion		คือโมเมนต์บิดโดยบังเอิญ ซึ่งโมเมนต์ดังกล่าวจะทำให้โครงสร้างอาคารปิด รอบตัวเองในแนวตั้ง

สำหรับแรงกระทำด้านข้างเทียมใน 1 ทิศทาง

- 11-XPTP=1.1(DL+SDL+0.25LL) + 100% F_x + AccTorsion
- 11-XPTN=1.1(DL+SDL+0.25LL) + 100% F_x - AccTorsion
- 11-XNTP=1.1(DL+SDL+0.25LL) - 100% F_x + AccTorsion
- 11-XNTN=1.1(DL+SDL+0.25LL) - 100% F_x - AccTorsion
- 11-YPTP=1.1(DL+SDL+0.25LL) + 100% F_y + AccTorsion
- 11-YPTN=1.1(DL+SDL+0.25LL) + 100% F_y - AccTorsion
- 11-YNTP=1.1(DL+SDL+0.25LL) - 100% F_y + AccTorsion
- 11-YNTN=1.1(DL+SDL+0.25LL) - 100% F_y - AccTorsion
- 09-XPTP=0.9(DL+SDL) + 100% F_x + AccTorsion
- 09-XPTN=0.9(DL+SDL) + 100% F_x - AccTorsion
- 09-XNTP=0.9(DL+SDL) - 100% F_x + AccTorsion
- 09-XNTN=0.9(DL+SDL) - 100% F_x - AccTorsion
- 09-YPTP=0.9(DL+SDL) + 100% F_y + AccTorsion
- 09-YPTN=0.9(DL+SDL) + 100% F_y - AccTorsion
- 09-YNTP=0.9(DL+SDL) - 100% F_y + AccTorsion
- 09-YNTN=0.9(DL+SDL) - 100% F_y - AccTorsion

สำหรับแรงกระทำด้านข้างเทียมใน 2 ทิศทาง

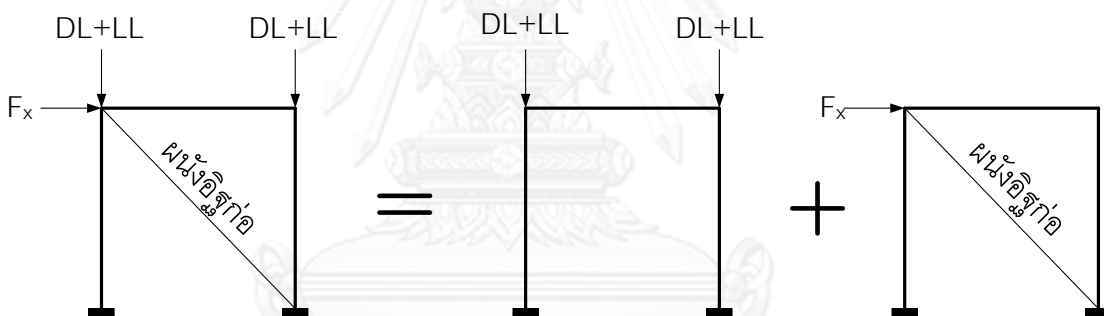
- 11-XPYPTP=1.1(DL+SDL+0.25LL) + 100% F_x + 30% F_y + AccTorsion
- 11-XPYPTN=1.1(DL+SDL+0.25LL) + 100% F_x + 30% F_y - AccTorsion
- 11-XPYNTP=1.1(DL+SDL+0.25LL) + 100% F_x - 30% F_y + AccTorsion

20. 11-XPYNTN=1.1(DL+SDL+0.25LL) + 100%F_x - 30%F_y + AccTorsion
21. 11-XNYPTP=1.1(DL+SDL+0.25LL) - 100%F_x + 30%F_y + AccTorsion
22. 11-XNYPTN=1.1(DL+SDL+0.25LL) - 100%F_x + 30%F_y - AccTorsion
23. 11-XNYNTP=1.1(DL+SDL+0.25LL) - 100%F_x - 30%F_y + AccTorsion
24. 11-XNYNTN=1.1(DL+SDL+0.25LL) - 100%F_x - 30%F_y - AccTorsion
25. 11-YPXPTP=1.1(DL+SDL+0.25LL) + 30%F_x + 100%F_y + AccTorsion
26. 11-YPXPTN=1.1(DL+SDL+0.25LL) + 30%F_x + 100%F_y - AccTorsion
27. 11-YPXNTP=1.1(DL+SDL+0.25LL) - 30%F_x + 100%F_y + AccTorsion
28. 11-YPXNTN=1.1(DL+SDL+0.25LL) - 30%F_x + 100%F_y - AccTorsion
29. 11-YNXPTP=1.1(DL+SDL+0.25LL) + 30%F_x -100%F_y + AccTorsion
30. 11-YNXPTN=1.1(DL+SDL+0.25LL) + 30%F_x - 100%F_y - AccTorsion
31. 11-YNXNTP=1.1(DL+SDL+0.25LL) - 30%F_x - 100%F_y + AccTorsion
32. 11-YNXNTN=1.1(DL+SDL+0.25LL) - 30%F_x - 100%F_y - AccTorsion
33. 09-XPYPTP=0.9(DL+SDL) + 100%F_x + 30%F_y + AccTorsion
34. 09-XPYPTN=0.9(DL+SDL) + 100%F_x + 30%F_y - AccTorsion
35. 09-XPYNTP=0.9(DL+SDL) + 100%F_x - 30%F_y + AccTorsion
36. 09-XPYNTN=0.9(DL+SDL) + 100%F_x - 30%F_y - AccTorsion
37. 09-XNYPTP=0.9(DL+SDL) - 100%F_x + 30%F_y + AccTorsion
38. 09-XNYPTN=0.9(DL+SDL) - 100%F_x + 30%F_y - AccTorsion
39. 09-XNYNTP=0.9(DL+SDL) - 100%F_x - 30%F_y + AccTorsion
40. 09-XNYNTN=0.9(DL+SDL) - 100%F_x - 30%F_y - AccTorsion
41. 09-YPXPTP=0.9(DL+SDL) + 30%F_x + 100%F_y + AccTorsion
42. 09-YPXPTN=0.9(DL+SDL) + 30%F_x + 100%F_y - AccTorsion
43. 09-YPXNTP=0.9(DL+SDL) - 30%F_x + 100%F_y + AccTorsion
44. 09-YPXNTN=0.9(DL+SDL) - 30%F_x + 100%F_y - AccTorsion
45. 09-YNXPTP=0.9(DL+SDL) + 30%F_x -100%F_y + AccTorsion
46. 09-YNXPTN=0.9(DL+SDL) + 30%F_x - 100%F_y - AccTorsion
47. 09-YNXNTP=0.9(DL+SDL) - 30%F_x - 100%F_y + AccTorsion

$$48. 09\text{-YNXNTN}=0.9(DL+SDL) - 30\%F_x - 100\%F_y - \text{AccTorsion}$$

การถ่ายน้ำหนักบรรทุกไปยังส่วนต่างๆขององค์อาคารสำหรับกระบวนการสถิติเชิงเส้น

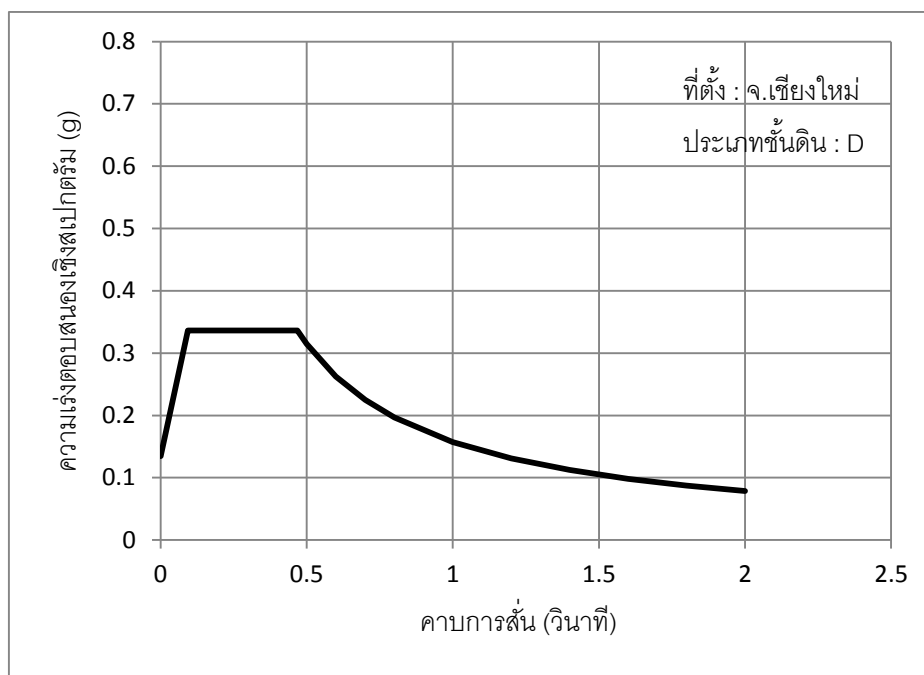
การถ่ายน้ำหนักบรรทุกไปยังส่วนต่างๆขององค์อาคารสำหรับกระบวนการสถิติเชิงเส้นจะพิจารณาให้แต่ละองค์อาคารรับน้ำหนักบรรทุกที่เกิดขึ้นไม่พร้อมกัน โดยกำหนดให้โครงเฟรมและกำแพงรับแรงเฉือนต้านทานน้ำหนักบรรทุกในแนวตั้ง แต่สำหรับแรงกระทำด้านข้างอันเนื่องมาจากผลของแผ่นดินไหวจะกำหนดให้โครงเฟรมกำแพงรับแรงเฉือนและผนังอิฐก่อร่วมกันต้านทานแรงกระทำดังกล่าวดังแสดงรูปที่ 3.3-2 ทั้งนี้ก็เนื่องมาจากในการก่อสร้างจริงผนังอิฐก่อจะถูกก่อสร้างภายหลังจากการก่อสร้างโครงเฟรมและกำแพงรับแรงเฉือน ทำให้น้ำหนักบรรทุกในแนวตั้งทั้งหมดถูกถ่ายลงไปยังโครงเฟรมและกำแพงรับแรงเฉือนหมดแล้ว ทำให้ผนังอิฐก่อซึ่งก่อสร้างในภายหลังมิได้ช่วยต้านทานน้ำหนักดังกล่าว จึงไม่ได้พิจารณาให้ผนังอิฐก่อรับน้ำหนักบรรทุกในแนวตั้ง แต่จะพิจารณาให้ผนังนั้นรับเฉพาะแต่แรงกระทำด้านข้างอันเนื่องมาจากผลของแผ่นดินไหวเท่านั้น อย่างไรก็ตาม การจำลองพฤติกรรมของผนังอิฐก่อจะใช้แบบจำลองคณิตศาสตร์ประเภทองค์อาคารค้ำยันรับแรงอัด (compression strut model) เพื่อให้ผนังอิฐก่อต้านทานเฉพาะแรงอัดที่เกิดขึ้นเท่านั้น ภายใต้แรงกระทำทางด้านข้าง



รูปที่ 3.3-2 แนวคิดการถ่ายน้ำหนักบรรทุกสำหรับกระบวนการสถิติเชิงเส้น

3.3.2 กระบวนการพลศาสตร์เชิงเส้น

สำหรับกระบวนการพลศาสตร์เชิงเส้นจะใช้วิธีการวิเคราะห์ที่เรียกว่า สเปกตรัมการตอบสนองแบบโหมด โดยแรงกระทำด้านข้างที่ใช้ในการประเมินอาคารตัวอย่างจะคำนวณจากสเปกตรัมการตอบสนองสำหรับการออกแบบที่ระดับแผ่นดินไหวที่คาบการเกิดซ้ำประมาณ 225 ปีซึ่งอ้างอิงมาจากมาตรฐานการออกแบบอาคารต้านทานการสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว (มยผ. 1302-52) ดังแสดงในรูปที่ 3.3-3 โดยค่าแรงเฉือนอันเนื่องมาจากแรงกระทำด้านข้างในแต่ละชั้นของอาคารซึ่งได้ปรับขยายแรงและการเคลื่อนตัวด้วยค่า C_1C_2 และการบิดโดยบังเอิญแล้วนั้นแสดงดังตารางที่ 3.3-3



รูปที่ 3.3-3 สเปกตรัมการตอบสนองสำหรับการออกแบบที่ระดับแผ่นดินไหวที่คาบการเกิดซ้ำประมาณ 225 ปี ของอำเภอเมือง จังหวัดเชียงใหม่

ตารางที่ 3.3-3 ค่าแรงเฉือนที่ปรับค่าแล้วในแต่ละชั้นของอาคารภายใต้การกระทำของสเปกตรัมการตอบสนองแบบโหมดที่ระดับแผ่นดินไหวที่คาบการเกิดซ้ำประมาณ 225 ปี

ชั้นที่	แรงเฉือนที่ปรับค่าแล้ว (ตัน)	
	ทิศทาง X	ทิศทาง Y
ห้องเครื่องลิฟต์ และคานหลังคา	586	559
5	1,532	1,582
4	2,218	2,335
3	2,907	3,078
2	3,304	3,490
1	3,397	3,589
ทางเดิน	3,426	3,628
สัมประสิทธิ์แรงเฉือนที่ฐาน	0.12	0.13

หมายเหตุ ค่า C_1C_2 มีค่าเท่ากับ 1.09 และ 1.10 ในทิศทาง X และ Y ตามลำดับ

สำหรับกระบวนการพลศาสตร์เชิงเส้น การรวมผลของน้ำหนักบรรทุกทุกในแนวตั้ง, แรงกระทำด้านข้าง, ค่า C_1C_2 และการปรับขยายผลของการบิดโดยบังเอิญจะพิจารณาทั้งสิ้น 8 กรณีดังต่อไปนี้

1. $0.9RSAX = 0.9(DL+SDL) \pm C_1C_2SPECX \pm AccTorsion$
2. $0.9RSAY = 0.9(DL+SDL) \pm C_1C_2SPECY \pm AccTorsion$
3. $0.9RSAXY = 0.9(DL+SDL) \pm 100\% C_1C_2SPECX \pm 30\% C_1C_2SPECY \pm AccTorsion$
4. $0.9RSAYX = 0.9(DL+SDL) \pm 100\% C_1C_2SPECY \pm 30\% C_1C_2SPECX \pm AccTorsion$
5. $1.1RSAX = 1.1(DL+SDL+0.25LL) \pm C_1C_2SPECX \pm AccTorsion$
6. $1.1RSAY = 1.1(DL+SDL+0.25LL) \pm C_1C_2SPECY \pm AccTorsion$
7. $1.1RSAXY = 1.1(DL+SDL+0.25LL) \pm 100\% C_1C_2SPECX \pm 30\%C_1C_2SPECY \pm AccTorsion$
8. $1.1RSAYX = 1.1(DL+SDL+0.25LL) \pm 100\% C_1C_2SPECY \pm 30\%C_1C_2SPECX \pm AccTorsion$

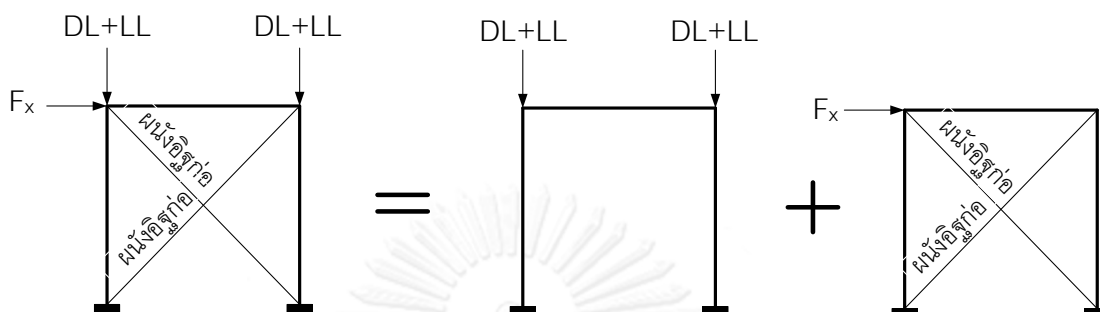
โดย	DL	คือน้ำหนักบรรทุกคงที่
	SDL	คือน้ำหนักบรรทุกคงที่เพิ่มเติมค่าเท่ากับ 150 กิโลกรัมต่อตารางเมตร
	LL	คือน้ำหนักบรรทุกจรมีค่าเท่ากับ 300 กิโลกรัมต่อตารางเมตร ยกเว้นที่ชั้น ดาดฟ้าที่มีค่าเท่ากับ 100 กิโลกรัมต่อตารางเมตร
	SPECX	คือสเปกตรัมการตอบสนองสำหรับการออกแบบที่ระดับแผ่นดินไหวที่ คาบการเกิดซ้ำประมาณ 225 ปีในทิศทาง X
	SPECY	คือสเปกตรัมการตอบสนองสำหรับการออกแบบที่ระดับแผ่นดินไหวที่ คาบการเกิดซ้ำประมาณ 225 ปีในทิศทาง Y
	AccTorsion	คือโมเมนต์บิดโดยบังเอิญ ซึ่งโมเมนต์ดังกล่าวจะทำให้โครงสร้างอาคารบิดรอบตัวเองในแนวตั้ง

C_1C_2 มีค่าเท่ากับ 1.09 และ 1.10 ในทิศทาง X และ Y ตามลำดับ

การถ่ายน้ำหนักบรรทุกไปยังส่วนต่างๆขององค์อาคารสำหรับกระบวนการพลศาสตร์เชิงเส้น

เนื่องด้วยข้อจำกัดของโปรแกรมคอมพิวเตอร์ การจำลองพฤติกรรมของผนังอิฐก่อให้ต้านทานเฉพาะแรงอัดที่เกิดขึ้นภายใต้สเปกตรัมการตอบสนองแบบโหมดไม่สามารถกระทำได้ ดังนั้นจึงต้องปรับเปลี่ยนแบบจำลองผนังอิฐก่อดังกล่าว จากเดิมที่มีองค์อาคารค้ำยันรับแรงอัดเพียง 1 องค์อาคาร เป็นองค์อาคารค้ำยัน (strut) 2 องค์อาคาร (ลักษณะกากบาท) ที่มีค่าสติฟเนสเป็นครึ่งหนึ่งขององค์อาคารค้ำยันรับแรงอัด (compression strut model) เดิมดังแสดงรูปที่ 3.3-4 โดยองค์อาคารค้ำยันแบบใหม่นี้จะต้านทานทั้งแรงดึงและแรงอัดที่เกิดขึ้นภายใต้สเปกตรัมการตอบสนองในทิศทางนั้นๆ อย่างไรก็ตาม ค่าคาบการสั่นพื้นฐานที่เปลี่ยนแปลงไปอันเนื่องมาจากการเปลี่ยนแปลงสติฟเนสของผนังอิฐก่อแสดงดังตารางที่ 3.3-4

อย่างไรก็ดี แบบจำลองในลักษณะนี้จะให้ค่าแรงเฉือนและโมเมนต์ที่เกิดขึ้นในโครงเฟรมใกล้เคียงกับแบบจำลองของผนังอิฐก่อที่มีองค์อาคารค้ำยันรับแรงอัดเพียง 1 องค์อาคาร ยกเว้นแรงในแนวแกนที่มีค่าค่อนข้างแตกต่างกัน

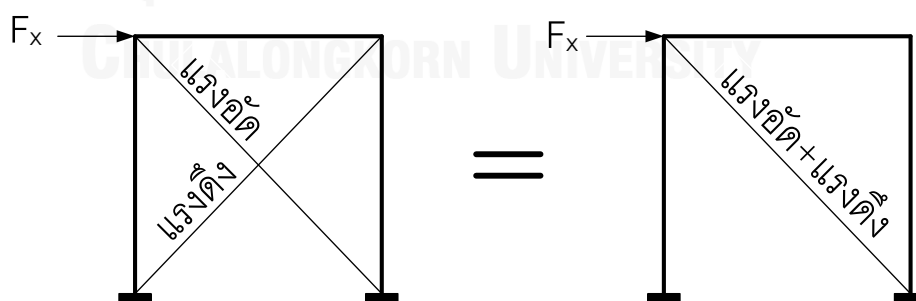


รูปที่ 3.3-4 แนวคิดการถ่ายน้ำหนักบรรทุกทุกสำหรับกระบวนการพลศาสตร์เชิงเส้น

ตารางที่ 3.3-4 ค่าคาบการสั่นพื้นฐานที่เปลี่ยนแปลงไปอันเนื่องมาจากการเปลี่ยนแปลงการจำลองผนังอิฐก่อ

โหมดการเคลื่อนตัว	คาบการสั่นพื้นฐาน (วินาที)
ทิศทาง X	1.03
ทิศทาง Y	0.98
การบิดรอบแกนในแนวดิ่ง	1.00

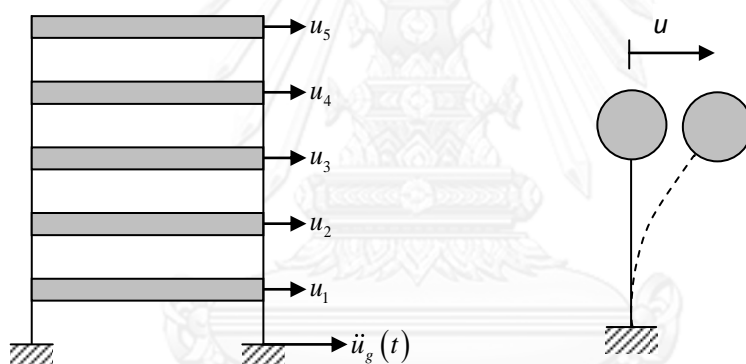
สำหรับการตรวจสอบกำลังต้านทานของผนังอิฐก่อ แรงอัดที่ใช้สำหรับการตรวจสอบจะเกิดจากการรวมกันระหว่างแรงอัดและแรงดึงที่เกิดขึ้นภายใต้แรงกระทำด้านข้างในทิศทางใดทิศทางหนึ่ง ดังแสดงรูปที่ 3.3-5 เพื่อให้แรงอัดที่ใช้สำหรับการตรวจสอบมีค่าใกล้เคียงกับแรงอัดที่เกิดขึ้น หากใช้แบบจำลองของผนังอิฐก่อที่มีองค์อาคารค้ำยันรับแรงอัดเพียง 1 องค์อาคาร



รูปที่ 3.3-5 แรงในผนังอิฐก่อที่ปรับค่าแล้วสำหรับกระบวนการพลศาสตร์เชิงเส้น

3.3.3 กระบวนการสเถิตไร้เชิงเส้น

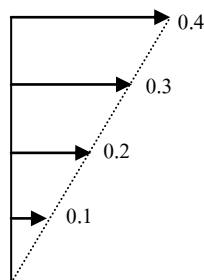
กรมโยธาธิการและผังเมือง (2557) กล่าวถึงการวิเคราะห์โครงสร้างโดยวิธีสเถิตไม่เชิงเส้น (nonlinear static procedure, NSP) หรือที่เรียกกันทั่วไปว่า วิธีวิเคราะห์โดยการผลักด้านข้าง (pushover analysis) ใช้วิเคราะห์โครงสร้างอาคารที่เป็นระบบหลายระดับชั้นความเสรี (multi-degree-of-freedom system, MDOF) ดังตัวอย่างโครงสร้างในรูปที่ 3.3-6 (ก) เพื่อหาตอบสนองต่อการกระตุ้นจากแผ่นดินไหว วิธีนี้ถือว่าเป็นวิธีแบบประมาณเพราะในสภาพความเป็นจริงแผ่นดินไหวที่กระทำต่อโครงสร้างโดยการกระตุ้นที่ฐานของอาคารด้วยความเร่งของพื้นดิน (ground acceleration) จะแปรเปลี่ยนตามเวลา แต่ในวิธี NSP จะสมมติแรงจากแผ่นดินไหวให้เป็นแรงแบบสเถิตที่กระทำต่อโครงสร้างโดยมีรูปแบบการกระจายแรงที่คงที่ (force distribution pattern) ดังเช่นในรูปที่ 3.3-7 และมีสมมติฐานว่าสามารถประมาณค่าการตอบสนองของระบบ MDOF ได้จากการตอบสนองของระบบ SDOF ที่มีพฤติกรรมแบบไม่เชิงเส้นที่เทียบเท่ากับระบบ MDOF (equivalent single-degree-of-freedom system) ดังรูปที่ 3.3-6 (ข)



(ก) ระบบที่มีหลายระดับชั้นความเสรี (MDOF) (ข) ระบบที่มีระดับชั้นความเสรีเดียว (SDOF)

รูปที่ 3.3-6 ระดับชั้นความเสรีของระบบ

เมื่อต้องการหาการตอบสนองสูงสุดของอาคารที่เป็นระบบ MDOF จะทำโดยหาการเคลื่อนที่สูงสุดของระบบ SDOF เทียบเท่าเนื่องจากคลื่นแผ่นดินไหวที่กำลังพิจารณาโดยการวิเคราะห์แบบพลศาสตร์ของระบบ SDOF แล้วนำค่าการเคลื่อนที่สูงสุดของระบบ SDOF เทียบเท่าไปประมาณค่าการเคลื่อนที่สูงสุดของยอดอาคาร (target roof displacement) จากนั้นนำแรงกระทำด้านข้างที่เป็นตัวแทนของแรงแผ่นดินไหวที่มีรูปแบบการกระจายแรงที่คงที่มากกระทำต่ออาคารโดยค่อยๆ เพิ่มแรงและวิเคราะห์โครงสร้างแบบสเถิต (ไม่มีแรงเฉื่อย) และคำนึงถึงพฤติกรรมแบบไม่เชิงเส้นของวัสดุที่เกิดการคราก จนกระทั่งยอดอาคารมีการเคลื่อนที่เท่ากับที่ได้ประมาณค่าไว้ (target roof displacement) จึงหยุดการเพิ่มแรง



รูปที่ 3.3-7 ตัวอย่างรูปแบบการกระจายแรงแบบสถิต (force distribution pattern)

ซึ่งเป็นสัดส่วนกับรูปร่างโหมดพื้นฐาน ในวิธีวิเคราะห์โดยการผลัดด้านข้าง

ที่สภาวะสุดท้ายนี้ แรงภายใน การเคลื่อนที่ และการเสียรูป เช่น การเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้น (inter-story drift) หรือการหมุนของจุดหมุนพลาสติกที่ปลายคานหรือเสา (plastic hinge rotation) ถือว่าเป็นค่าตอบสนองสูงสุด (peak response) ที่คาดว่าจะขึ้นเนื่องจากแผ่นดินไหวนั้น ค่าเหล่านี้จะถูกนำไปเปรียบเทียบกับเกณฑ์การยอมรับเพื่อประเมินระดับสมรรถนะของโครงสร้างในการต้านทานแผ่นดินไหว

ตาม มยผ.1303-57 กำหนดให้ค่าการเคลื่อนที่เป้าหมายของจุดควบคุมของอาคารตัวอย่างในทิศทางหลักของอาคารคำนวณจากสมการต่อไปนี้

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g \quad (3.3-2)$$

โดยที่

- δ_t = ค่าการเคลื่อนที่เป้าหมายของจุดควบคุม
- C_0 = ตัวประกอบที่เชื่อมโยงระหว่างการเคลื่อนที่เชิงสเปกตรัม (spectral displacement) กับการเคลื่อนที่ของยอดอาคาร (จุดควบคุม)
- C_1 = ตัวประกอบที่เชื่อมโยงระหว่างค่าการเคลื่อนที่สูงสุดของระบบพลาสติกกับการเคลื่อนที่สูงสุดของระบบแบบอีลาสติกเชิงเส้น
- C_2 = ค่าตัวประกอบปรับแก้ผลจากการเสื่อมถอยของสติฟเนสเมื่อขึ้นส่วนเริ่มต้นรับแรงกลับทิศทาง (pinched hysteresis shape) การเสื่อมถอยของสติฟเนสแบบวัฏจักรและการเสื่อมถอยด้านกำลัง
- S_a = ความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมที่คาบการสั่นพื้นฐานประสิทธิผลและอัตราส่วนความหน่วงของอาคารในทิศทางที่กำลังพิจารณา
- T_e = คาบการสั่นพื้นฐานประสิทธิผลของอาคารในทิศทางที่กำลังพิจารณา (วินาที)

ค่าตัวแปรสำหรับการคำนวณค่าการเคลื่อนที่เป้าหมายของจุดควบคุมสำหรับกระบวนการวิเคราะห์สถิตไร้เชิงเส้นแสดงดังตารางที่ 3.3-5 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนรวมที่ฐานและการ

เคลื่อนตัวของจุดควบคุมแสดงดังรูปที่ 3.3-8 ค่าแรงเฉือนรวมที่ฐาน ณ ตำแหน่งการเคลื่อนตัว
เป้าหมายของจุดควบคุมในแต่ละแนวแกนหลักของอาคารแสดงดังตารางที่ 3.3-6

ตารางที่ 3.3-5 ค่าตัวแปรสำหรับการคำนวณหาค่าการเคลื่อนตัวเป้าหมายของจุดควบคุม

ทิศทาง	C_0	C_1	C_2	S_a	T_e	δ_t (ซม.)
X+	1.3	1	1	0.14	1.13	5.7
X-	1.3	1	1	0.13	1.20	6.1
Y+	1.3	1	1	0.14	1.13	5.8
Y-	1.3	1	1	0.13	1.17	5.9

ตัวอย่างการคำนวณค่าการเคลื่อนตัวเป้าหมายของจุดควบคุมในทิศทาง Y-

$C_0 = 1.3$ สำหรับอาคารมีจำนวนชั้นเท่ากับ 5 ชั้นและมีลักษณะการกระจาย
แรงแบบสามเหลี่ยมสำหรับอาคารต้านทานแรงเฉือน

$T_e = 1.17$ อ้างอิงการคำนวณจากหัวข้อที่ ก.11

$C_1 = 1.0$ เนื่องจาก $T_e > 1$ วินาที

$C_2 = 1.0$ เนื่องจาก $T_e > 0.7$ วินาที

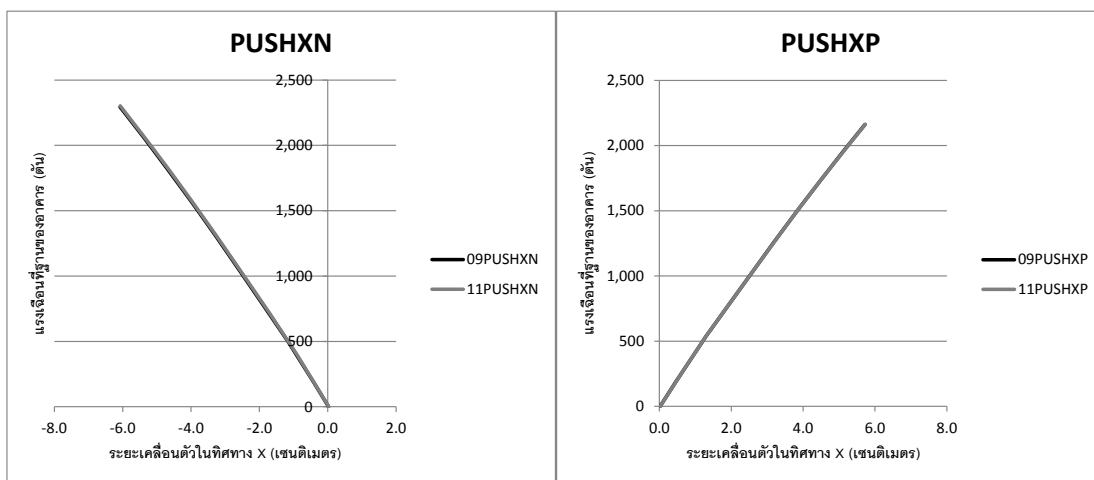
$S_a = 0.13$ ประมาณค่าจากรูปที่ ก- 2 ที่ $T_e = 1.17$ วินาที

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g$$

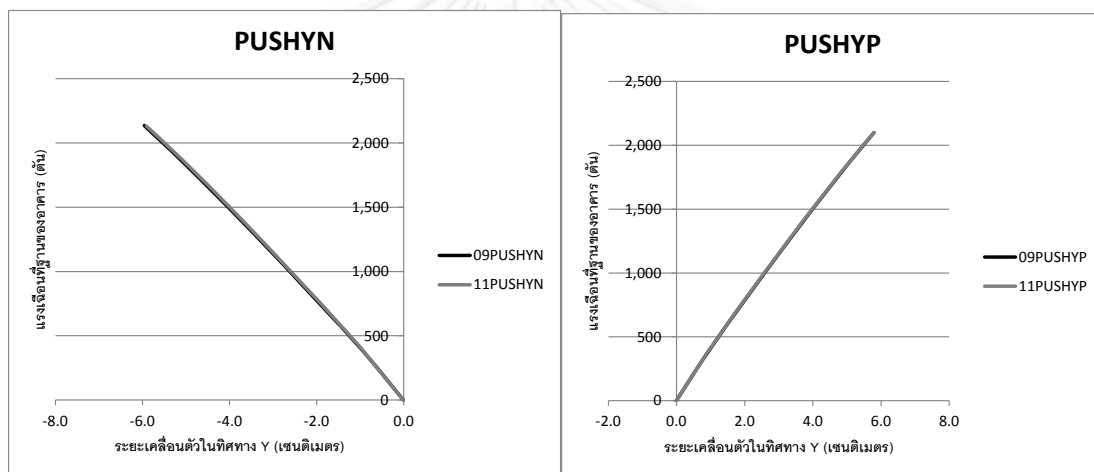
$$= 1.3 * 1.0 * 1.0 * 0.13 * \frac{1.17^2}{4\pi^2} * 9.81$$

$$= 0.059$$

เมตร



(ก)



(ข)

รูปที่ 3.3-8 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนรวมที่ฐานและการเคลื่อนตัวของจุดควบคุม

(ก) การเคลื่อนตัวเป้าหมายของจุดควบคุมในทิศทาง X

(ข) การเคลื่อนตัวเป้าหมายของจุดควบคุมในทิศทาง Y

ตารางที่ 3.3-6 ค่าแรงเฉือนรวมที่ฐาน ณ ตำแหน่งการเคลื่อนตัวเป้าหมายของจุดควบคุม

ทิศทาง	ค่าการเคลื่อนตัวเป้าหมาย (เซนติเมตร)	แรงเฉือนรวมที่ฐาน (ตัน)	สัมประสิทธิ์แรงเฉือนที่ฐาน
X+	5.7	2,163	0.08
X-	6.1	2,302	0.08
Y+	5.8	2,099	0.08
Y-	5.9	2,135	0.08

สำหรับกระบวนการสถิติไร้เชิงเส้น การรวมผลของน้ำหนักบรรทุกทุกในแนวดิ่ง, แรงกระทำด้านข้างจะพิจารณาทั้งสิ้น 8 กรณีดังต่อไปนี้

1. 09PUSHXP = 0.9(DL+SDL) + F_x
2. 09PUSHXN = 0.9(DL+SDL) - F_x
3. 09PUSHYP = 0.9(DL+SDL) + F_y
4. 09PUSHYN = 0.9(DL+SDL) - F_y
5. 11PUSHXP = 1.1(DL+SDL+0.25LL) + F_x
6. 11PUSHXN = 1.1(DL+SDL+0.25LL) - F_x
7. 11PUSHYP = 1.1(DL+SDL+0.25LL) + F_y
8. 11PUSHYN = 1.1(DL+SDL+0.25LL) - F_y

โดย DL	คือน้ำหนักบรรทุกคงที่
SDL	คือน้ำหนักบรรทุกคงที่เพิ่มเติมค่าเท่ากับ 150 กิโลกรัมต่อตารางเมตร
LL	คือน้ำหนักบรรทุกจรมีค่าเท่ากับ 300 กิโลกรัมต่อตารางเมตร ยกเว้นที่ชั้นดาดฟ้าที่มีค่าเท่ากับ 100 กิโลกรัมต่อตารางเมตร
F_x	คือแรงกระทำด้านข้างเทียบในทิศทาง X ที่เกิดขึ้น ณ ตำแหน่งการเคลื่อนตัวเป้าหมาย
F_y	คือแรงกระทำด้านข้างเทียบในทิศทาง Y ที่เกิดขึ้น ณ ตำแหน่งการเคลื่อนตัวเป้าหมาย

การถ่ายน้ำหนักบรรทุกไปยังส่วนต่างๆขององค์อาคารสำหรับกระบวนการสถิติไร้เชิงเส้น

สำหรับกระบวนการสถิติไร้เชิงเส้นผลของผนังอิฐก่อที่มีส่วนช่วยในการต้านทานแรงด้านข้าง จะไม่นำมาพิจารณา เนื่องจากผลการตรวจสอบกำลังต้านทานของผนังอิฐก่อ พบว่า ร้อยละ 85 และ 73 ของผนังอิฐก่อทั้งหมดมีกำลังต้านทานไม่เพียงพอเมื่อวิเคราะห์ด้วยกระบวนการสถิติเชิงเส้นและพลศาสตร์เชิง ตามลำดับ ดังนั้นเพื่อลดความยุ่งยากของแบบจำลองคณิตศาสตร์ในการวิเคราะห์แบบไร้เชิงเส้น ผนังอิฐก่อจะไม่ถูกนำมาพิจารณาในการต้านทานแรงด้านข้าง โดยค่าคาบการสั่นพื้นฐานที่เปลี่ยนแปลงไปเนื่องจากไม่ได้จำลองพฤติกรรมของผนังอิฐก่อแสดงดังตารางที่ 3.3-7

ตารางที่ 3.3-7 ค่าคาบการสั่นพื้นฐานในแต่ละทิศทางหลักของอาคารเนื่องจากไม่ได้จำลองพฤติกรรมของผนังอิฐก่อ

โหมดการเคลื่อนตัว	คาบการสั่นพื้นฐาน (วินาที)
ทิศทาง X	1.12
ทิศทาง Y	1.12
การบิดรอบแกนในแนวดิ่ง	1.16

บทที่ 4

ผลการประเมินกำลังต้านทานแผ่นดินไหว

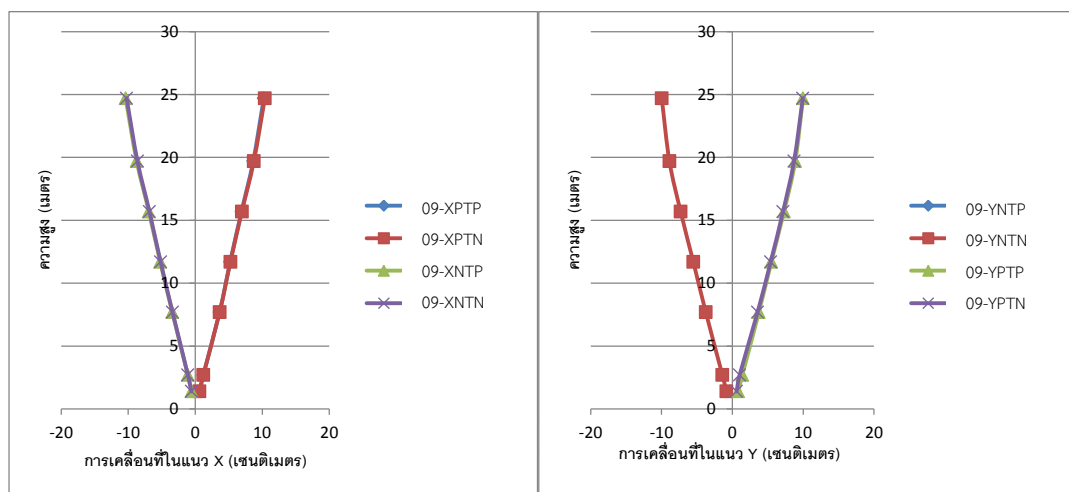
4.1 การเคลื่อนที่

4.1.1 กระบวนการสถิติเชิงเส้น

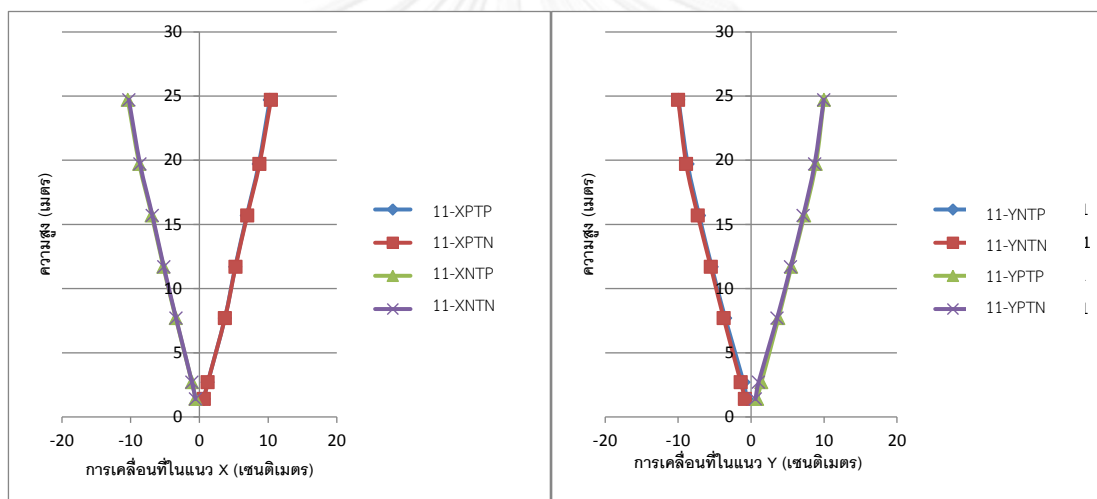
ค่าการเคลื่อนที่สูงสุดของอาคารตัวอย่างภายใต้แรงกระทำด้านข้างเทียมใน 1 และ 2 ทิศทาง แสดงดังตารางที่ 4.1-1 และรูปที่ 4.1-1 ถึงรูปที่ 4.1-3 โดยแยกตามประเภทของน้ำหนักรวมใน แนวตั้งและทิศทางของแรงกระทำด้านข้างเทียมที่กระทำต่ออาคาร

ตารางที่ 4.1-1 ค่าการเคลื่อนที่สูงสุดของอาคารตัวอย่างแยกตามประเภทของน้ำหนักรวม ในแนวตั้งและทิศทางของแรงกระทำด้านข้างเทียม

รายการน้ำหนักรวม	ค่าการเคลื่อนที่สูงสุด (ซม.)			
	X+	X-	Y+	Y-
$0.9(DL+SDL) \pm EQ_x$	10.4	-10.4	-	-
$1.1(DL+SDL+0.25LL) \pm EQ_x$	10.4	-10.4	-	-
$0.9(DL+SDL) \pm EQ_y$	-	-	9.97	-9.97
$1.1(DL+SDL+0.25LL) \pm EQ_y$	-	-	9.98	-9.98
$0.9(DL+SDL) \pm 1.0EQ_x \pm 0.3EQ_y$	10.6	-10.6	3.6	-3.6
$1.1(DL+SDL+0.25LL) \pm 1.0EQ_x \pm 0.3EQ_y$	10.6	-10.6	3.6	-3.6
$0.9(DL+SDL) \pm 1.0EQ_y \pm 0.3EQ_x$	3.9	-3.9	10.1	-10.1
$1.1(DL+SDL+0.25LL) \pm 1.0EQ_y \pm 0.3EQ_x$	3.9	-3.9	10.1	-10.1



(ก)

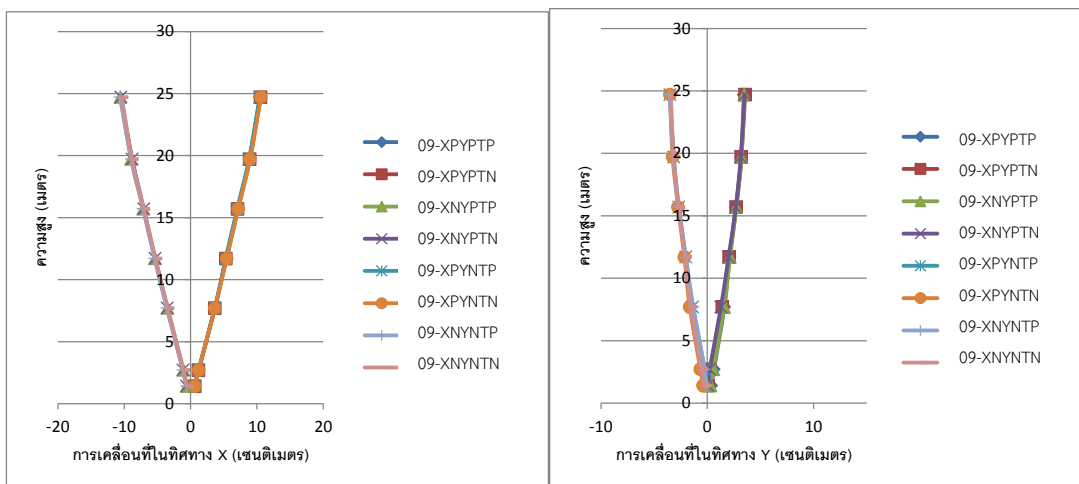


(ข)

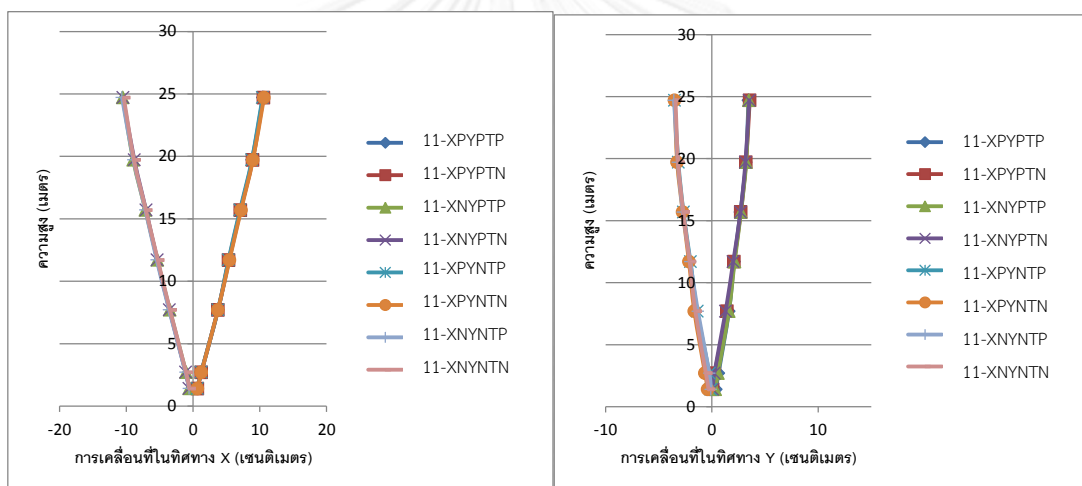
รูปที่ 4.1-1 ค่าการเคลื่อนที่ของอาคารตัวอย่างภายใต้แรงกระทำด้านข้างเทียมใน 1 ทิศทาง

(ก) สำหรับรายการรวมน้ำหนักบรรทุกทุกซึ่งแรงกระทำในแนวดิ่งมีค่าเท่ากับ $0.9(DL+SDL)$

(ข) สำหรับรายการรวมน้ำหนักบรรทุกทุกซึ่งแรงกระทำในแนวดิ่งมีค่าเท่ากับ $1.1(DL+SDL+0.25LL)$



(ก)



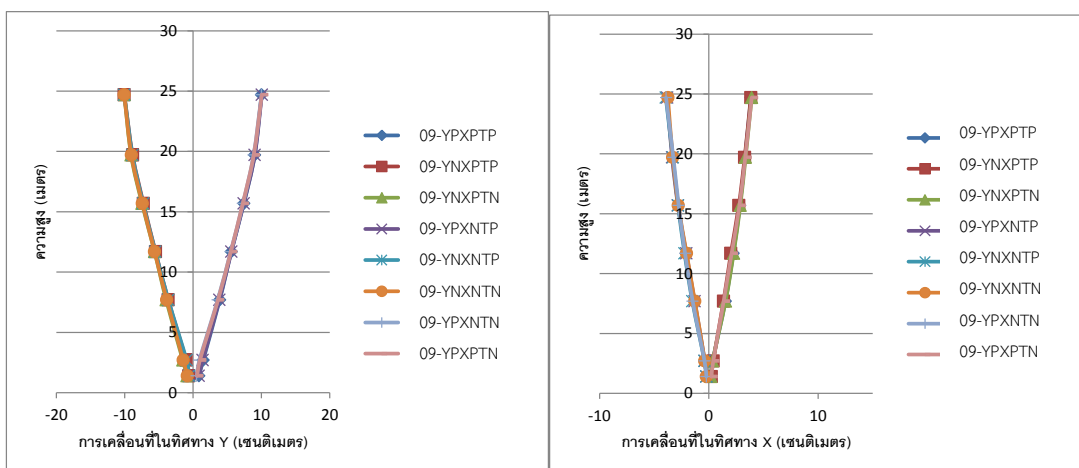
(ข)

รูปที่ 4.1-2 ค่าการเคลื่อนที่ของอาคารตัวอย่างภายใต้แรงกระทำด้านข้างเทียมใน 2 ทิศทาง

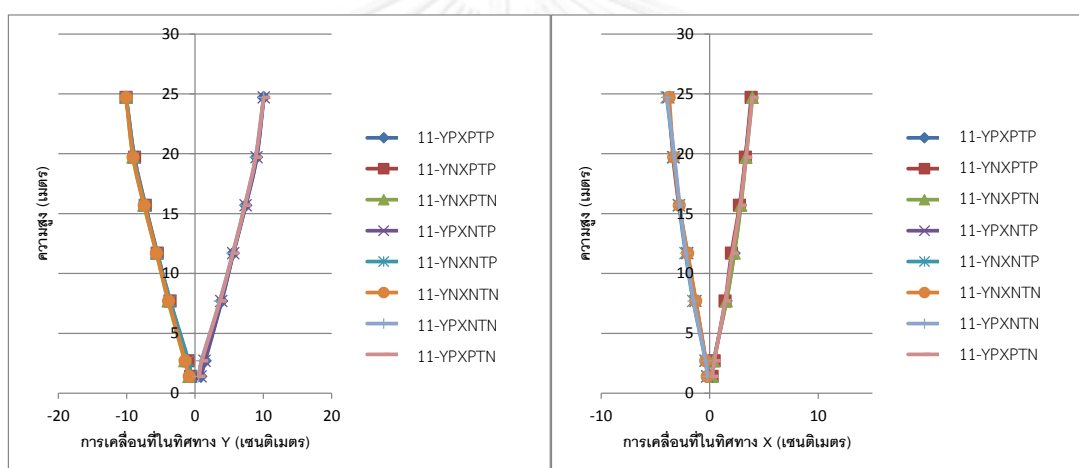
100% ของแรงกระทำในทิศทาง X ร่วมกับ 30% ของแรงกระทำในทิศทาง Y

(ก) สำหรับรายการรวมน้ำหนักบรรทุกซึ่งแรงกระทำในแนวดิ่งมีค่าเท่ากับ $0.9(DL+SDL)$

(ข) สำหรับรายการรวมน้ำหนักบรรทุกซึ่งแรงกระทำในแนวดิ่งมีค่าเท่ากับ $1.1(DL+SDL+0.25LL)$



(ก)



(ข)

รูปที่ 4.1-3 ค่าการเคลื่อนที่ของอาคารตัวอย่างภายใต้แรงกระทำด้านข้างเทียบใน 2 ทิศทาง

100% ของแรงกระทำในทิศทาง Y ร่วมกับ 30% ของแรงกระทำในทิศทาง X

(ก) สำหรับรายการรณมน้ำหนักบรรทุกซึ่งแรงกระทำในแนวดิ่งมีค่าเท่ากับ $0.9(DL+SDL)$

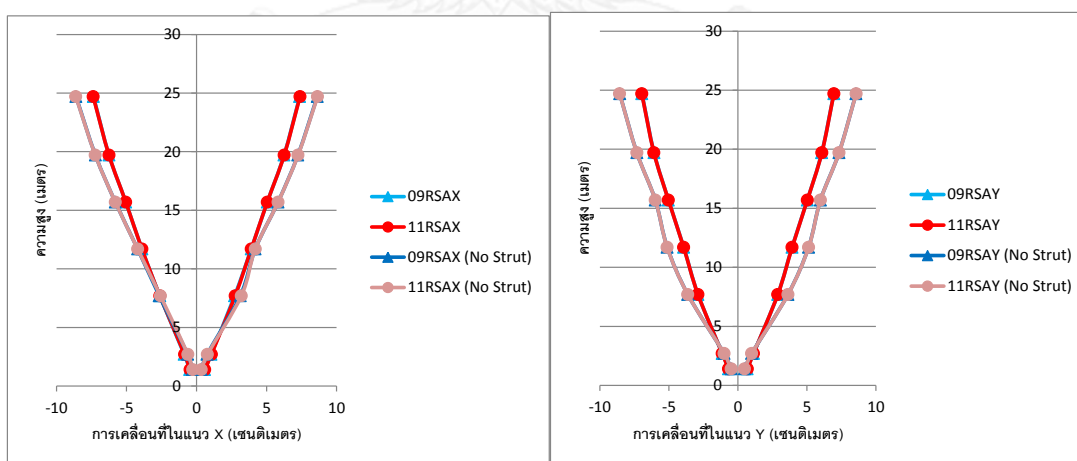
(ข) สำหรับรายการรณมน้ำหนักบรรทุกซึ่งแรงกระทำในแนวดิ่งมีค่าเท่ากับ $1.1(DL+SDL+0.25LL)$

4.1.2 กระบวนการพลศาสตร์เชิงเส้น

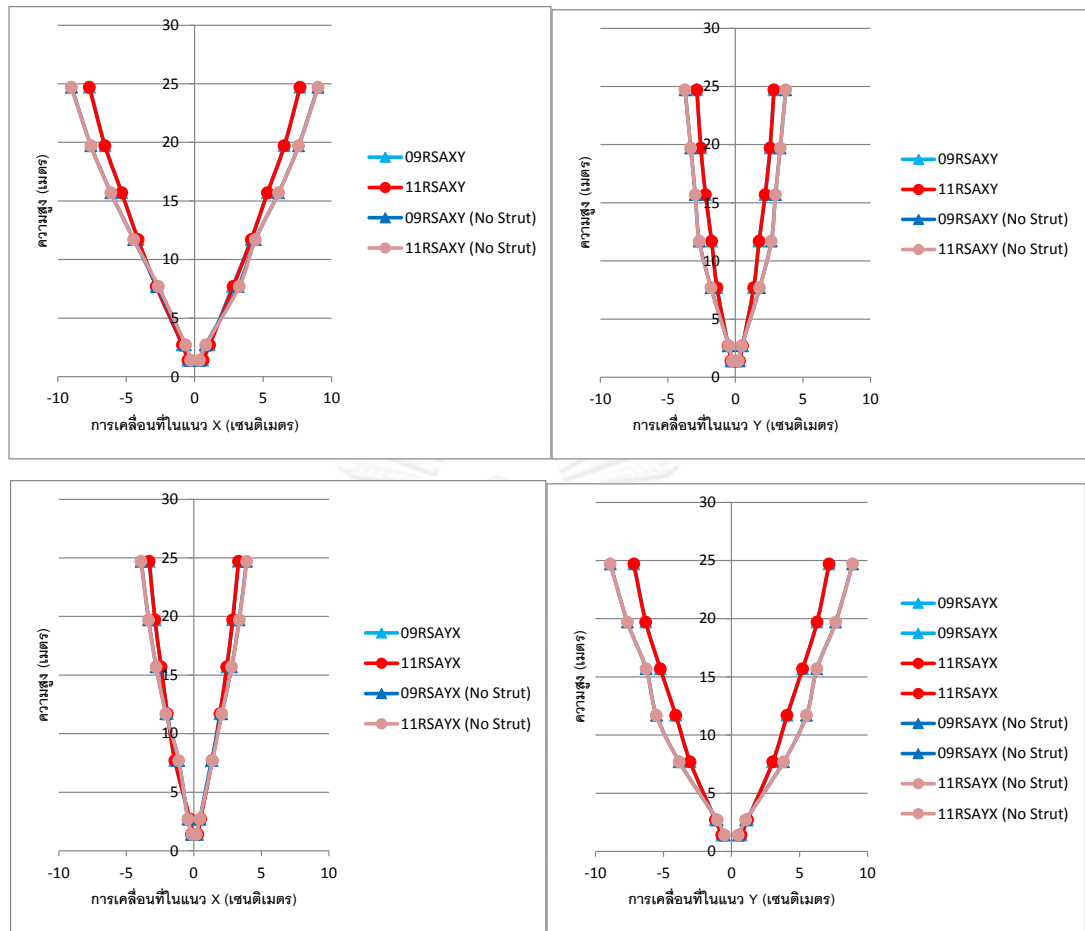
ค่าการเคลื่อนที่สูงสุดของอาคารตัวอย่างภายใต้สเปคตรัมการตอบสนองใน 1 และ 2 ทิศทาง แสดงดังตารางที่ 4.1-2, รูปที่ 4.1-4 และรูปที่ 4.1-5 โดยแยกตามประเภทของทิศทางสเปคตรัมการตอบสนองที่กระทำต่ออาคาร

ตารางที่ 4.1-2 ค่าการเคลื่อนที่สูงสุดของอาคารตัวอย่างแยกตามประเภทของน้ำหนักบรรทุก ในแนวตั้งและทิศทางของสเปคตรัมการตอบสนอง

รายการ น้ำหนัก บรรทุกรวม	ค่าการเคลื่อนที่สูงสุด (ซม.)							
	จำลองผนังอิฐก่อ				ไม่ได้จำลองผนังอิฐก่อ			
	X+	X-	Y+	Y-	X+	X-	Y+	Y-
09RSAX	7.4	-7.4	-	-	8.6	-8.6	-	-
09RSAY	-	-	6.9	-6.9	-	-	8.6	-8.6
09RSAXY	7.7	-7.7	2.8	-2.8	9.0	-9.0	3.7	-3.7
09RSAYX	3.3	-3.3	7.2	-7.2	3.9	-3.9	8.9	-8.9
11RSAX	7.4	-7.4	-	-	8.6	-8.6	-	-
11RSAY	-	-	6.9	-6.9	-	-	8.6	-8.6
11RSAXY	7.7	-7.7	2.8	-2.8	9.0	-9.0	3.7	-3.7
11RSAYX	3.3	-3.3	7.2	-7.2	3.9	-3.9	8.9	-8.9



รูปที่ 4.1-4 ค่าการเคลื่อนที่ของอาคารตัวอย่างภายใต้สเปคตรัมการตอบสนองใน 1 ทิศทาง



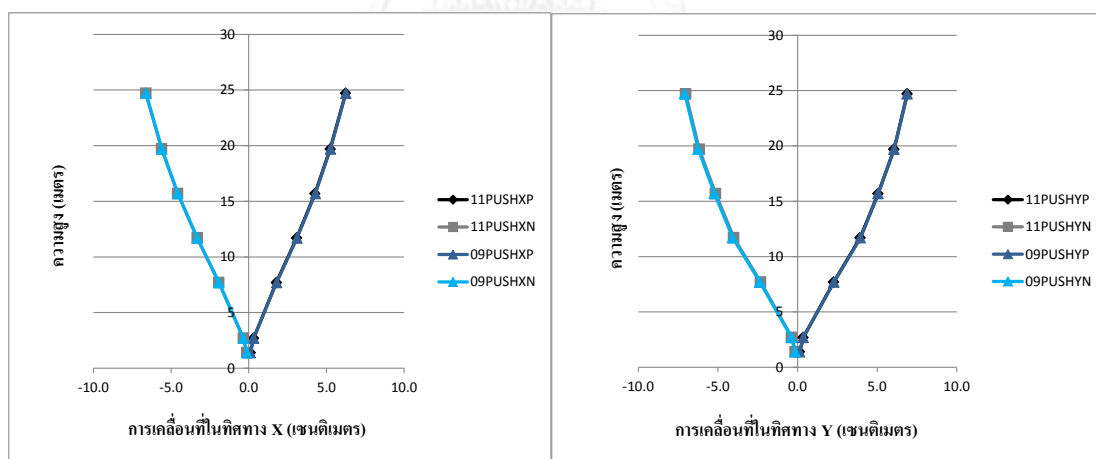
รูปที่ 4.1-5 ค่าการเคลื่อนที่ของอาคารตัวอย่างภายใต้สเปคตรัมการตอบสนองใน 2 ทิศทาง

4.1.3 กระบวนการสถิติไร้เชิงเส้น

ค่าการเคลื่อนที่ภายใต้แรงที่กระทำในทิศทางเดียว (monotonic) แสดงดังตารางที่ 4.1-3 และรูปที่ 4.1-6 โดยแยกตามทิศทางของแรงด้านข้างที่กระทำต่ออาคาร

ตารางที่ 4.1-3 ค่าการเคลื่อนที่สูงสุดของอาคารตัวอย่างแยกตามประเภทของน้ำหนักรวมทุกในแนวตั้งและทิศทางของแรงด้านข้าง

รายการน้ำหนักบรรทุกรวม	ค่าการเคลื่อนที่สูงสุด (ซม.)	
	X	Y
09PUSHXP	6.3	-
09PUSHXN	-6.6	-
09PUSHYP	-	6.9
09PUSHYN	-	-7.1
11PUSHXP	6.2	-
11PUSHXN	-6.6	-
11PUSHYP	-	6.9
11PUSHYN	-	-7.0



รูปที่ 4.1-6 ค่าการเคลื่อนที่สูงสุดภายใต้แรงกระทำในทิศทางเดียวของแกน X และ Y

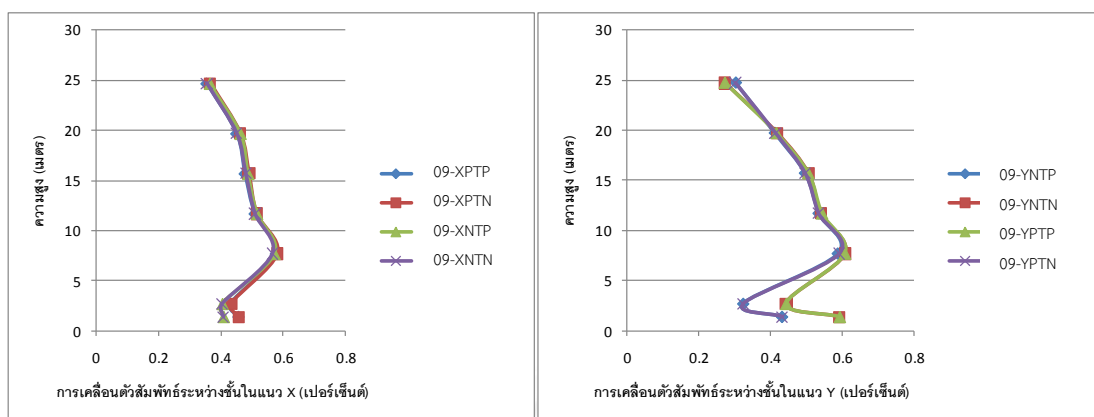
4.2 การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้น

4.2.1 กระบวนการสถิติเชิงเส้น

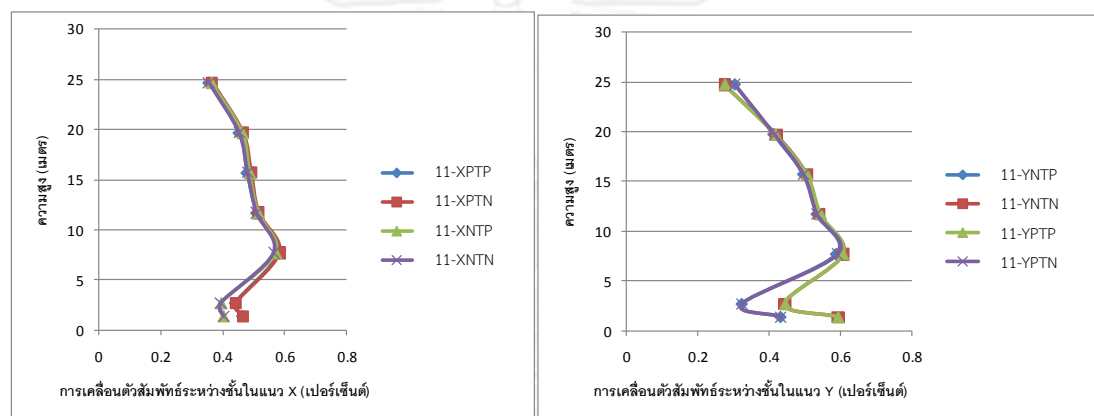
ค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นสูงสุดของอาคารตัวอย่างภายใต้แรงกระทำด้านข้างเทียมใน 1 และ 2 ทิศทางแสดงดังตารางที่ 4.2-1 และรูปที่ 4.2-1 ถึงรูปที่ 4.2-3 โดยแยกตามประเภทของน้ำหนักบรรทุกในแนวดิ่งและทิศทางของแรงกระทำด้านข้างเทียมที่กระทำต่ออาคาร จากตารางที่ 4.2-1 พบว่าค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นสูงสุดในทุกๆกรณีมีค่าไม่เกินกว่าค่าที่ยอมให้ที่ระดับปลอดภัยต่อชีวิต (LS) นั่นคือ 2 เปอร์เซ็นต์

ตารางที่ 4.2-1 ค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นสูงสุดของอาคารตัวอย่างแยกตามประเภทของน้ำหนักบรรทุกในแนวดิ่งและทิศทางของแรงกระทำด้านข้างเทียม

รายการน้ำหนักบรรทุกรวม	ค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นสูงสุด (%)	
	X	Y
$0.9(DL+SDL) \pm EQ_x$	0.58	-
$1.1(DL+SDL+0.25LL) \pm EQ_x$	0.58	-
$0.9(DL+SDL) \pm EQ_y$	-	0.61
$1.1(DL+SDL+0.25LL) \pm EQ_y$	-	0.61
$0.9(DL+SDL) \pm 1.0EQ_x \pm 0.3EQ_y$	0.61	0.27
$1.1(DL+SDL+0.25LL) \pm 1.0EQ_x \pm 0.3EQ_y$	0.61	0.27
$0.9(DL+SDL) \pm 1.0EQ_y \pm 0.3EQ_x$	0.26	0.63
$1.1(DL+SDL+0.25LL) \pm 1.0EQ_y \pm 0.3EQ_x$	0.26	0.63



(ก)

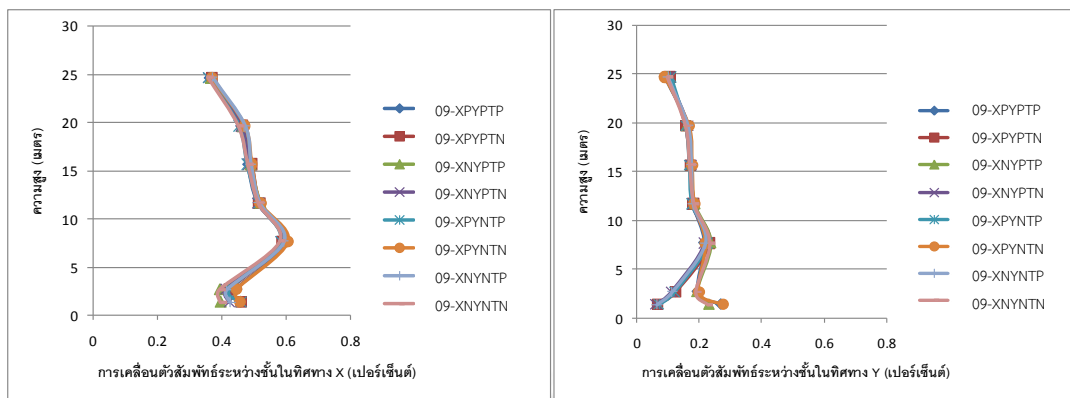


(ข)

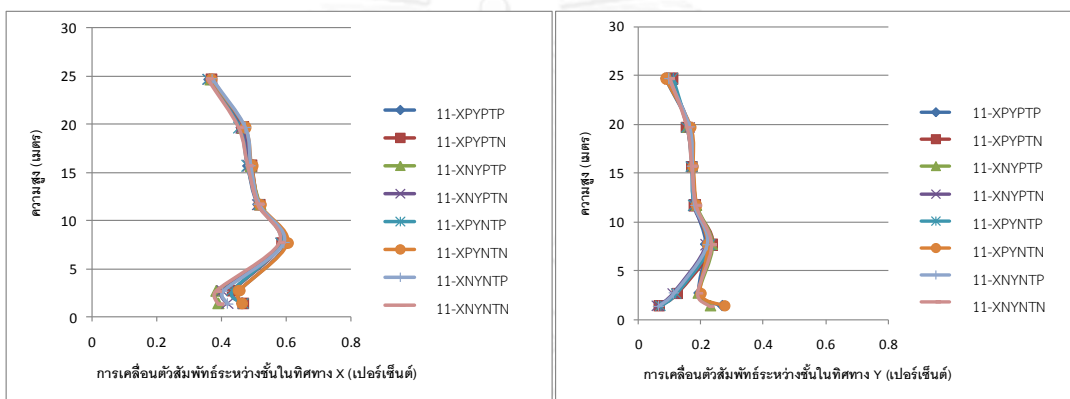
รูปที่ 4.2-1 ค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นภายใต้แรงกระทำด้านข้างเทียมใน 1 ทิศทาง

(ก) สำหรับรายการรวมน้ำหนักบรรทุกทุกซึ่งแรงกระทำในแนวดิ่งมีค่าเท่ากับ $0.9(DL+SDL)$

(ข) สำหรับรายการรวมน้ำหนักบรรทุกทุกซึ่งแรงกระทำในแนวดิ่งมีค่าเท่ากับ $1.1(DL+SDL+0.25LL)$



(ก)

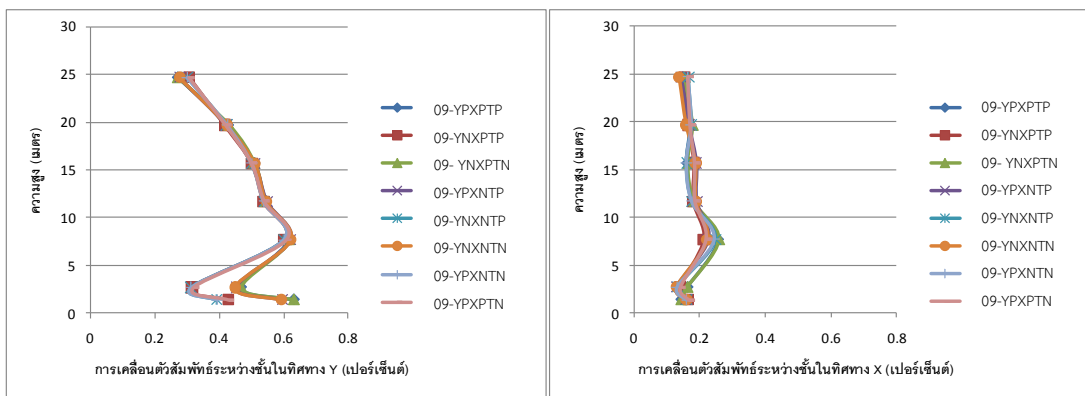


(ข)

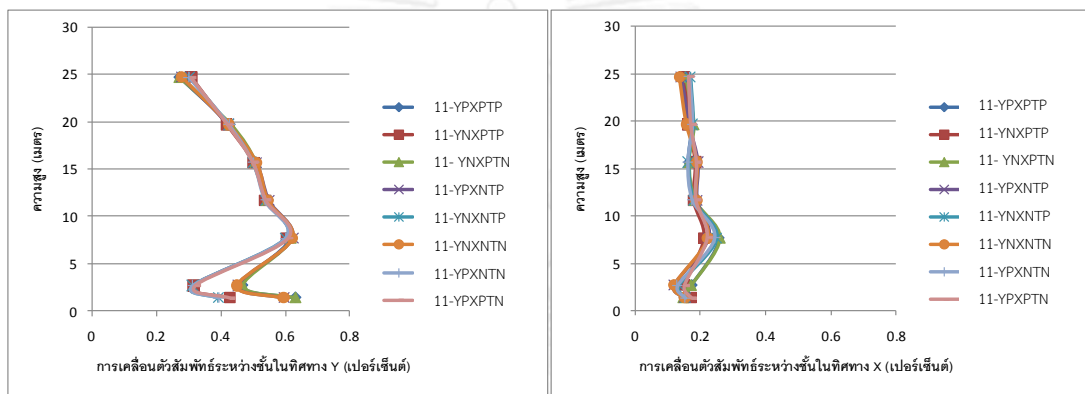
รูปที่ 4.2-2 ค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นภายใต้แรงกระทำด้านข้างเทียมใน 2 ทิศทาง 100% ของแรงกระทำในทิศทาง X ร่วมกับ 30% ของแรงกระทำในทิศทาง Y

(ก) สำหรับรายการรวมน้ำหนักบรรทุกทุกซึ่งแรงกระทำในแนวดิ่งมีค่าเท่ากับ $0.9(DL+SDL)$

(ข) สำหรับรายการรวมน้ำหนักบรรทุกทุกซึ่งแรงกระทำในแนวดิ่งมีค่าเท่ากับ $1.1(DL+SDL+0.25LL)$



(ก)



(ข)

รูปที่ 4.2-3 ค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นภายใต้แรงกระทำด้านข้างเทียมใน 2 ทิศทาง 100% ของแรงกระทำในทิศทาง Y ร่วมกับ 30% ของแรงกระทำในทิศทาง X

(ก) สำหรับรายการรวมน้ำหนักบรรทุกทุกซึ่งแรงกระทำในแนวตั้งมีค่าเท่ากับ $0.9(DL+SDL)$

(ข) สำหรับรายการรวมน้ำหนักบรรทุกทุกซึ่งแรงกระทำในแนวตั้งมีค่าเท่ากับ $1.1(DL+SDL+0.25LL)$

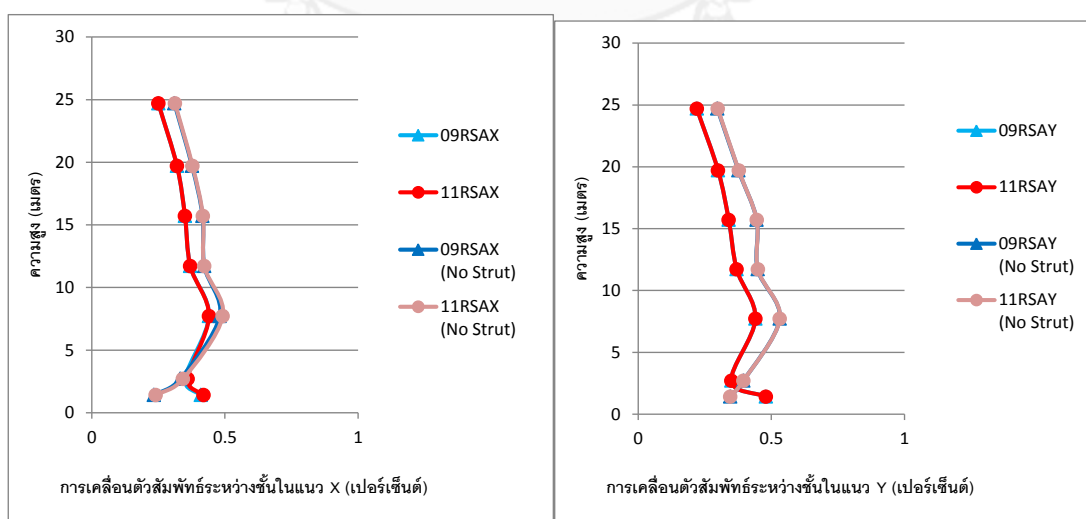
จากรูปที่ 4.2-2 (ก) และรูปที่ 4.2-2 (ข) จะสังเกตได้ว่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นในทิศทาง Y ที่ชั้นทางเดินมีค่าแตกต่างกันในบางกลุ่มของรายการน้ำหนักบรรทุกรวม (สามารถแบ่งออกเป็นสองกลุ่ม) ซึ่งสาเหตุที่ทำให้บางรายการน้ำหนักบรรทุกรวมเกิดค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นที่สูงกว่ารายการน้ำหนักบรรทุกรวมอื่น ๆ นั้นก็เนื่องมาจากบางรายการน้ำหนักบรรทุกรวมก่อให้เกิดค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นที่สูงในเสาซึ่งมีการก่อกองผนังอิฐล้อมไว้บริเวณด้านหน้าทางเข้าหลักของอาคาร ทำให้สังเกตเห็นค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นที่ค่อนข้างมากในชั้นเหล่านั้น

4.2.2 กระบวนการพลศาสตร์เชิงเส้น

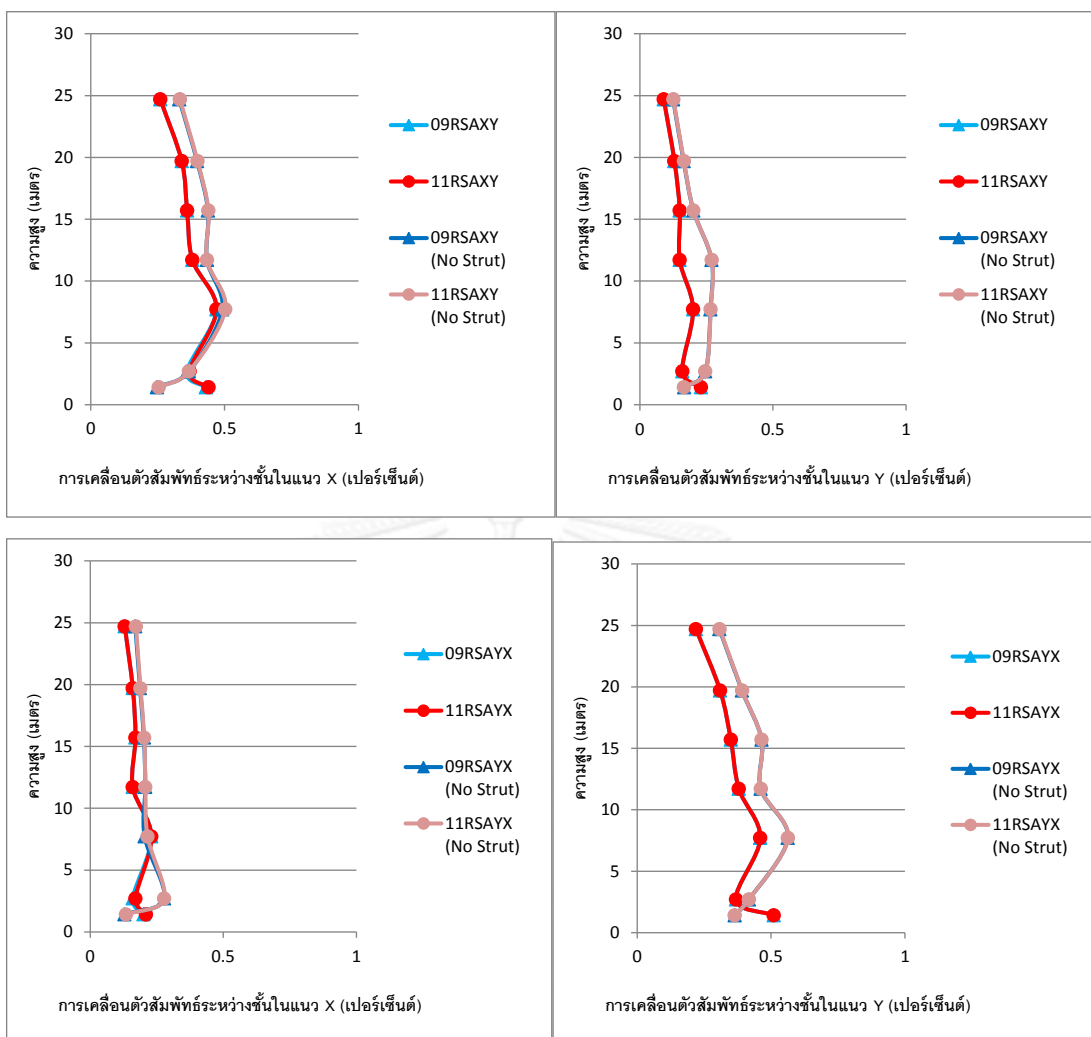
ค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นสูงสุดของอาคารตัวอย่างภายใต้สเปกตรัมการตอบสนองใน 1 และ 2 ทิศทางแสดงดังตารางที่ 4.2-2, รูปที่ 4.2-4 และรูปที่ 4.2-5 โดยแยกตามประเภททิศทางของสเปกตรัมการตอบสนองที่กระทำต่ออาคาร จากตารางที่ 4.2-2 พบว่าค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นสูงสุดในทุกๆกรณีมีค่าไม่เกินกว่าค่าที่ยอมให้ที่ระดับปลอดภัยต่อชีวิต (LS) นั่นคือ 2 เปอร์เซ็นต์

ตารางที่ 4.2-2 ค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นสูงสุดของอาคารตัวอย่างแยกตามประเภทของน้ำหนักรวมในแนวดิ่งและทิศทางของสเปกตรัมการตอบสนอง

รายการน้ำหนักบรรทุกรวม	ค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นสูงสุด (%)			
	จำลองผนังอิฐก่อ		ไม่ได้จำลองผนังอิฐก่อ	
	X	Y	X	Y
09RSAX	0.44	-	0.48	-
09RSAY	-	0.48	-	0.53
09RSAXY	0.47	0.23	0.49	0.27
09RSAYX	0.23	0.51	0.28	0.56
11RSAX	0.44	-	0.49	-
11RSAY	-	0.48	-	0.53
11RSAXY	0.47	0.23	0.50	0.27
11RSAYX	0.23	0.51	0.28	0.56



รูปที่ 4.2-4 ค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นภายใต้สเปกตรัมการตอบสนองใน 1 ทิศทาง



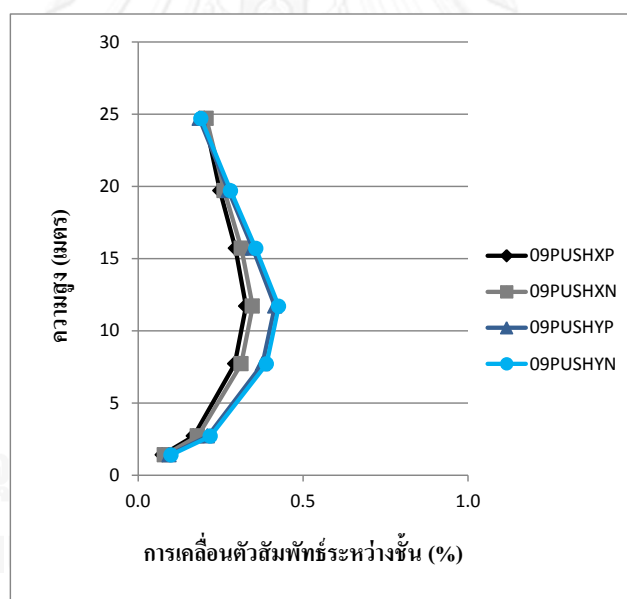
รูปที่ 4.2-5 ค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นภายใต้สเปคตรัมการตอบสนองใน 2 ทิศทาง

4.2.3 กระบวนการสถิติไร้เชิงเส้น

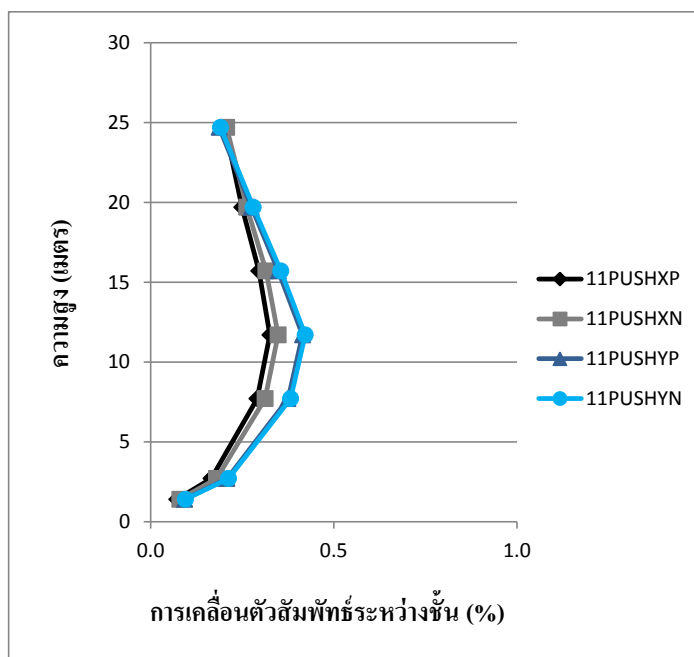
ค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นสูงสุดของอาคารตัวอย่างภายใต้แรงที่กระทำในทิศทางเดียว (monotonic) แสดงดังตารางที่ 4.2-3, รูปที่ 4.2-6 และรูปที่ 4.2-7 โดยแยกตามประเภทของน้ำหนักบรรทุกในแนวตั้งที่กระทำต่ออาคาร จากตารางที่ 4.2-3 พบว่าค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นสูงสุดในทุกๆกรณีมีค่าไม่เกินกว่าค่าที่ยอมให้ที่ระดับปลอดภัยต่อชีวิต (LS) นั่นคือ 2 เปอร์เซ็นต์

ตารางที่ 4.2-3 ค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นสูงสุดของอาคารตัวอย่างแยกตามประเภทของน้ำหนักบรรทุกในแนวดิ่งและทิศทางของแรงดันข้าง

รายการน้ำหนักบรรทุกรวม	ค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นสูงสุด (%)	
	X	Y
09PUSHXP	0.33	-
09PUSHXN	0.35	-
09PUSHYP	-	0.41
09PUSHYN	-	0.43
11PUSHXP	0.33	-
11PUSHXN	0.35	-
11PUSHYP	-	0.41
11PUSHYN	-	0.42



รูปที่ 4.2-6 ค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นภายใต้แรงที่กระทำในทิศทางเดียวสำหรับรายการรวมน้ำหนักบรรทุกซึ่งแรงกระทำในแนวดิ่งมีค่าเท่ากับ 0.9(DL+SDL)



รูปที่ 4.2-7 ค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นภายใต้แรงที่กระทำในทิศทางเดียวสำหรับรายการรวม
น้ำหนักบรรทุกซึ่งแรงกระทำในแนวดิ่งมีค่าเท่ากับ $1.1(DL+SDL+0.25LL)$

4.3 ผลการตรวจสอบเสา

4.3.1 กระบวนการสถิติเชิงเส้น

จากผลการประเมิน พบว่า ความเสียหายเนื่องจากการดัดในเสามักปรากฏในเสาที่ตั้งอยู่รอบนอกอาคารและเสาที่อยู่ใกล้กับกำแพงรับแรงเฉือน นอกจากนี้ยังพบความเสียหายในเสาบริเวณแนวกึ่งกลางของอาคารในชั้นที่ 4, 5 และดาดฟ้าและถ้าหากพิจารณาความเสียหายตลอดความสูงของอาคารจะพบว่าความเสียหายจะลดลงเมื่อความสูงเพิ่มขึ้น ในส่วนของความเสียหายเนื่องจากแรงเฉือนพบไม่มากนักทั้งนี้ก็เนื่องจาก มยพ.1303-57 เสนอแนะให้นำค่า C_1C_2J ไปลดแรงเฉือนที่เกิดจากแรงแผ่นดินไหวสำหรับองค์อาคารที่พฤติกรรมถูกควบคุมโดยแรงเป็นหลักทำให้แรงเฉือนที่เกิดขึ้นโดยรวมมีค่าลดลง ซึ่งสรุปผลการประเมินกำลังต้านทานของเสาแสดงดังในตารางที่ 4.3-1

ตารางที่ 4.3-1 ค่า DCR มากที่สุดและเปอร์เซ็นต์ของเสาที่เกิดความเสียหายเกินกว่าค่าที่ยอมรับได้ที่ระดับสมรรถนะต่างๆแยกตามรายชั้นของอาคารสำหรับกระบวนการสถิติเชิงเส้น

ชั้น	ค่า DCR มากที่สุดในเสา		จำนวนชิ้นส่วนที่เสียหาย (%)				
			แรง เฉือน	ระดับสมรรถนะ(โมเมนต์)			
	แรงเฉือน/ κ	โมเมนต์/ $m\kappa$		ผ่าน เกณฑ์ IO	IO ถึง LS	LS ถึง CP	ไม่ผ่าน เกณฑ์ CP
ห้องเครื่องลิฟต์ และคานหลังคา	0.5	2.6	0.0	5.6	0.2	0.2	0.4
ชั้นที่ 5	1.1	2.1	0.2	5.6	0.8	0.5	1.6
ชั้นที่ 4	0.9	3.3	0.0	11.0	1.0	0.0	1.6
ชั้นที่ 3	0.9	3.3	0.0	13.9	0.4	0.2	0.7
ชั้นที่ 2	0.8	1.7	0.0	15.1	0.5	0.8	2.2
ชั้นที่ 1	1.6	3.4	0.1	14.0	0.1	0.0	3.6
ทางเดิน	1.1	2.1	0.0	13.9	1.2	0.5	4.2
รวม			0.3	79.3	4.2	2.2	14.3

หมายเหตุ ค่า DCR ที่แสดงในตารางข้างต้นเป็นค่าซึ่งถูกหารด้วย κ หรือ $m\kappa$ สำหรับพฤติกรรมที่ถูกควบคุมโดยแรงเป็นหลักหรือถูกควบคุมโดยการเสียรูปเป็นหลัก ตามลำดับ ซึ่งถ้าหากองค์อาคารใด ๆ มีค่า DCR มากกว่า 1 แสดงว่าองค์อาคารดังกล่าวเกิดความเสียหาย

4.3.2 กระบวนการพลศาสตร์เชิงเส้น

จากผลการประเมิน พบว่า ในภาพรวมความเสียหายเนื่องจากการตัดและแรงเฉือนมีตำแหน่งคล้ายคลึงกับผลการประเมินโดยใช้กระบวนการสถิติเชิงเส้น เพียงแต่จำนวนเสาที่เกิดความเสียหายและระดับสมรรถนะขององค์อาคารลดลง ซึ่งสรุปผลการประเมินกำลังต้านทานของเสาแสดงดังในตารางที่ 4.3-2 และตารางที่ 4.3-3 สาเหตุที่ทำให้ความเสียหายในภาพรวมลดลงเมื่อเทียบผลการประเมินโดยใช้กระบวนการสถิติเชิงเส้น ก็เนื่องมาจากแรงกระทำด้านข้างที่ลดลง ทำให้เสาในหลายๆตำแหน่งรับแรงถอนจากผลของแผ่นดินไหวน้อยลงหรือเหลือแรงอัดตามแนวแกนเพิ่มขึ้น ทำให้เสาเหล่านั้นมีค่ากำลังต้านทานโมเมนต์เพิ่มขึ้น (ในกรณีที่ปฏิสัมพันธ์ระหว่างแรงอัดและโมเมนต์อยู่ในที่ $P < P_{balance}$) และเมื่อนำไปเทียบกับโมเมนต์ที่เกิดขึ้นซึ่งมีค่าลดลงอยู่แล้ว ส่งผลให้จำนวนเสาที่เสียหายเนื่องจากการตัดมีจำนวนลดลงไปด้วย นอกจากนี้ ผลจากการที่เสาส่วนใหญ่เกิดแรงอัดตามแนวแกนเพิ่มขึ้น (เมื่อเทียบกับเสาในตำแหน่งเดียวกันที่ได้รับแรงกระทำด้านข้างจากกระบวนการสถิติเชิงเส้น) ส่งผลให้กำลังต้านทานแรงเฉือนเพิ่มขึ้น ดังนั้นจำนวนเสาที่จะเสียหายเนื่องจากแรงเฉือนจึงลดลงไปเช่นกัน อย่างไรก็ตาม จำนวนเสาที่เสียหายจะมีจำนวนเพิ่มขึ้นหากไม่ได้จำลองผลของผนังอิฐก่อในการต้านทานแรงด้านข้าง

ตารางที่ 4.3-2 ค่า DCR มากที่สุดและเปอร์เซ็นต์ของเสาที่เกิดความเสียหายเกินกว่าค่าที่ยอมรับได้ที่ระดับสมรรถนะต่างๆแยกตามรายชั้นของอาคารสำหรับกระบวนการพลศาสตร์เชิงเส้นโดยจำลองผลของผนังอิฐก่อในการต้านทานแรงด้านข้าง

ชั้น	ค่า DCR มากสุดในเสา		จำนวนชั้นส่วนที่เสียหาย (%)				
			แรง เฉือน	ระดับสมรรถนะ(โมเมนต์)			
	แรงเฉือน/ k	โมเมนต์/ mk		ผ่าน เกณฑ์ IO	IO ถึง LS	LS ถึง CP	ไม่ผ่าน เกณฑ์ CP
ห้องเครื่องลิฟต์ และคานหลังคา	0.5	1.7	0.0	6.1	0.1	0.0	0.2
ชั้นที่ 5	0.8	1.7	0.0	6.8	0.8	0.3	0.6
ชั้นที่ 4	0.8	2.0	0.0	12.0	0.5	0.5	0.5
ชั้นที่ 3	0.7	1.9	0.0	14.9	0.1	0.0	0.2
ชั้นที่ 2	0.5	1.4	0.0	18.5	0.1	0.0	0.2
ชั้นที่ 1	1.2	2.3	0.0	15.4	0.9	1.2	0.2
ทางเดิน	0.8	1.6	0.0	16.4	0.5	0.1	2.9
รวม				90.1	2.9	2.1	4.8

หมายเหตุ ค่า DCR ที่แสดงในตารางข้างต้นเป็นค่าซึ่งถูกหารด้วย k หรือ mk สำหรับพฤติกรรมที่ถูกควบคุมโดยแรงเป็นหลักหรือถูกควบคุมโดยการเสียรูปเป็นหลัก ตามลำดับ ซึ่งถ้าหากองค์อาคารใดมีค่า DCR มากกว่า 1 แสดงว่าองค์อาคารดังกล่าวเกิดความเสียหาย

ตารางที่ 4.3-3 ค่า DCR มากที่สุดและเปอร์เซ็นต์ของเสาที่เกิดความเสียหายเกินกว่าค่าที่ยอมรับได้ที่ระดับสมรรถนะต่างๆแยกตามรายชั้นของอาคารสำหรับกระบวนการพลศาสตร์เชิงเส้นโดยไม่ได้จำลองผลของผนังอิฐก่อในการต้านทานแรงด้านข้าง

ชั้น	ค่า DCR มากสุดในเสา		จำนวนชิ้นส่วนที่เสียหาย (%)				
	แรงเฉือน/ k	โมเมนต์/ mk	แรงเฉือน	ระดับสมรรถนะ(โมเมนต์)			
				ผ่านเกณฑ์ IO	IO ถึง LS	LS ถึง CP	ไม่ผ่านเกณฑ์ CP
ห้องเครื่องลิฟต์และคานหลังคา	0.5	2.0	0.0	5.6	0.2	0.2	0.4
ชั้นที่ 5	0.8	1.8	0.0	5.8	0.8	0.5	1.4
ชั้นที่ 4	0.9	2.2	0.0	12.1	0.0	0.1	1.4
ชั้นที่ 3	0.8	2.1	0.0	14.7	0.2	0.1	0.2
ชั้นที่ 2	0.5	1.5	0.0	16.4	1.4	0.6	0.3
ชั้นที่ 1	1.3	2.6	0.0	14.7	0.3	0.4	2.4
ทางเดิน	0.9	1.7	0.0	16.5	0.2	0.1	3.0
รวม				85.8	3.1	1.9	9.2

หมายเหตุ ค่า DCR ที่แสดงในตารางข้างต้นเป็นค่าซึ่งถูกหารด้วย k หรือ mk สำหรับพฤติกรรมที่ถูกควบคุมโดยแรงเป็นหลักหรือถูกควบคุมโดยการเสีรูปเป็นหลัก ตามลำดับ ซึ่งถ้าหากองค์อาคารใดๆมีค่า DCR มากกว่า 1 แสดงว่าองค์อาคารดังกล่าวเกิดความเสียหาย

4.3.3 กระบวนการสถิติไร้เชิงเส้น

จากผลการประเมิน พบว่าเสาบางตำแหน่งในชั้นที่ 3 และ 4 บริเวณทางเข้าหลักของอาคารมีกำลังต้านทานไม่เพียงพอที่ระดับ IO ในส่วนของความเสียหายเนื่องจากแรงเฉือนพบในเสาบางตำแหน่งในชั้นทางเดินและชั้นที่ 1 ดังแสดงในตารางที่ 4.3-4 และภาคผนวก ข

ตารางที่ 4.3-4 ค่ามากที่สุดของ DCR แรงเฉือน มุมหมุนพลาสติกและเปอร์เซ็นต์ของเสาที่เกิดความเสียหายเกินกว่าค่าที่ยอมรับได้แยกตามรายชั้นของอาคารสำหรับกระบวนการสถิติไร้เชิงเส้น

ชั้น	ค่ามากที่สุด		จำนวนชิ้นส่วนที่เสียหาย (%)				
			ระดับสมรรถนะที่ยอมรับ				
	DCR ของแรงเฉือน	มุมหมุนพลาสติก (เรเดียน)	แรงเฉือน	ผ่านเกณฑ์ IO	IO ถึง LS	LS ถึง CP	ไม่ผ่านเกณฑ์ CP
ห้องเครื่องลิฟต์และคานหลังคา	0.34	0.0002	0.0	6.4	0.0	0.0	0.0
ชั้นที่ 5	0.68	0.0022	0.0	8.4	0.0	0.0	0.0
ชั้นที่ 4	0.75	0.0053	0.0	13.5	0.1	0.0	0.0
ชั้นที่ 3	0.71	0.0057	0.0	15.2	0.0	0.0	0.0
ชั้นที่ 2	0.62	0.0016	0.0	18.7	0.0	0.0	0.0
ชั้นที่ 1	1.08	0.0010	0.1	17.7	0.0	0.0	0.0
ทางเดิน	1.08	0.0005	0.1	19.9	0.0	0.0	0.0
รวม			0.2	99.9	0.1	0.0	0.0

4.4 ผลตรวจสอบคาน

4.4.1 กระบวนการสถิติเชิงเส้น

จากผลการประเมิน พบว่า ความเสียหายเนื่องจากการดัดในคานมักพบที่ปลายคานทั้งสองด้าน ถ้าหากพิจารณาถึงตำแหน่งของคานที่เสียหายมักพบในจุดที่คานเชื่อมต่อกับกำแพงรับแรงเฉือน, คานขอบ (spandrel beam) คานบริเวณช่องเปิดบันไดบางแห่งและคานที่รองรับผนังอิฐก่อในเสาที่มีการก่อผนังอิฐล้อมไว้ตรงบริเวณด้านหน้าทางเข้าหลักของอาคารในชั้นทางเดิน โดยความเสียหายเนื่องจากการดัดมักพบในคานที่มีได้ออกแบบไว้สำหรับการเสริมเหล็กรับโมเมนต์ลบบริเวณหัวเสา ในส่วนของความเสียหายเนื่องจากแรงเฉือนในคานมักเสียหายกระจุกตัวอยู่บริเวณกำแพงรับแรงเฉือนรวมทั้งพบในคานที่ทำหน้าที่รองรับพื้นกันสาดชั้นที่ 3 เช่นเดียวกับการประเมินเสา ความเสียหายเนื่องจากแรงเฉือนจะพบน้อยกว่าความเสียหายเนื่องจากการดัด ทั้งนี้ก็เนื่องมาจากการปรับลดค่าแรงเฉือนที่เกิดจากแรงแผ่นดินไหวสำหรับองค์อาคารที่พฤติกรรมถูกควบคุมโดยแรงเป็นหลักด้วยค่า C_1C_2J นั้นเอง สรุปผลการประเมินกำลังต้านทานของคานแยกตามรายชั้นแสดงดังตารางที่ 4.4-1

ตารางที่ 4.4-1 ค่า DCR มากที่สุดและเปอร์เซ็นต์ของคานที่เกิดความเสียหายเกินกว่าค่าที่ยอมรับได้ที่ระดับสมรรถนะต่างๆแยกตามรายชั้นของอาคารสำหรับกระบวนการสถิติเชิงเส้น

ชั้น	ค่า DCR มากสุดในคาน		จำนวนชั้นส่วนที่เสียหาย (%)				
			ระดับสมรรถนะ(โมเมนต์)				
	แรงเฉือน/ κ	โมเมนต์/ $m\kappa$	แรงเฉือน	ผ่านเกณฑ์ IO	IO ถึง LS	LS ถึง CP	ไม่ผ่านเกณฑ์ CP
ห้องเครื่องลิฟต์ และคานหลังคา	3.6	3.3	0.1	8.3	0.0	0.0	0.2
ชั้นที่ 5	1.5	1.7	0.3	12.0	0.6	0.1	0.0
ชั้นที่ 4	1.7	2.0	0.5	15.9	1.2	0.1	0.1
ชั้นที่ 3	2.0	2.8	1.0	19.9	1.3	0.3	0.2
ชั้นที่ 2	2.9	1.9	0.2	13.3	0.3	0.3	0.1
ชั้นที่ 1	1.7	1.4	0.2	11.6	0.3	0.0	0.0
ทางเดิน	1.5	1.9	0.3	13.3	0.2	0.2	0.1
รวม			2.5	94.3	4.0	1.0	0.7

หมายเหตุ ค่า DCR ที่แสดงในตารางข้างต้นเป็นค่าซึ่งถูกหารด้วย κ หรือ $m\kappa$ สำหรับพฤติกรรมที่ถูกควบคุมโดยแรงเป็นหลักหรือถูกควบคุมโดยการเสียรูปเป็นหลัก ตามลำดับ ซึ่งถ้าหากองค์อาคารใดๆมีค่า DCR มากกว่า 1 แสดงว่าองค์อาคารดังกล่าวเกิดความเสียหาย

4.4.2 กระบวนการพลศาสตร์เชิงเส้น

จากผลการประเมิน พบว่า ในภาพรวมความเสียหายเนื่องจากการตัดและแรงเฉือนมีตำแหน่งคล้ายคลึงกับผลการประเมินโดยใช้กระบวนการสถิติเชิงเส้น เพียงแต่จำนวนคานที่เกิดความเสียหายและระดับสมรรถนะขององค์อาคารลดลง ซึ่งสรุปผลการประเมินกำลังต้านทานของคานแยกตามรายชั้นแสดงดังตารางที่ 4.4-2 และตารางที่ 4.4-3 ผลดีที่เกิดขึ้นจากการที่แรงกระทำด้านข้างที่ลดลงสำหรับการวิเคราะห์แบบสเปกตรัมการตอบสนองแบบโหมมดนั้น ทำให้ค่า m-factor ในคานมีค่าเพิ่มขึ้น เนื่องจากอัตราส่วนแรงเฉือน ($v/b_w d \sqrt{f'_c}$) ที่ลดลงทำให้ค่า m-factor ในคานมีค่าเพิ่มขึ้น ดังนั้นคานที่จะเสียหายเนื่องจากการตัดมีจำนวนลดลง ในส่วนของความเสียหายเนื่องจากแรงเฉือนจะมีจำนวนน้อยลงอยู่แล้วตามแรงแผ่นดินไหวที่ลดลง อย่างไรก็ตาม จำนวนคานที่เสียหายจะมีจำนวนเพิ่มขึ้นหากไม่ได้จำลองผลของผนังอิฐก่อในการต้านทานแรงด้านข้าง

ตารางที่ 4.4-2 ค่า DCR มากที่สุดและเปอร์เซ็นต์ของคานที่เกิดความเสียหายเกินกว่าค่าที่ยอมรับได้ที่ระดับสมรรถนะต่างๆแยกตามรายชั้นของอาคารสำหรับกระบวนการพลศาสตร์เชิงเส้นโดยจำลองผลของผนังอิฐก่อในการต้านทานแรงด้านข้าง

ชั้น	ค่า DCR มากสุดในคาน		จำนวนชั้นส่วนที่เสียหาย (%)				
			แรง เฉือน	ระดับสมรรถนะ(โมเมนต์)			
	แรงเฉือน/ K	โมเมนต์/ mK		ผ่าน เกณฑ์ IO	IO ถึง LS	LS ถึง CP	ไม่ผ่าน เกณฑ์ CP
ห้องเครื่องลิฟต์ และคานหลังคา	2.8	2.5	0.1	8.4	0.0	0.0	0.1
ชั้นที่ 5	1.5	1.3	0.2	12.4	0.4	0.0	0.0
ชั้นที่ 4	1.6	1.5	0.4	16.7	0.6	0.1	0.0
ชั้นที่ 3	1.7	1.8	0.7	20.9	0.5	0.2	0.0
ชั้นที่ 2	1.9	1.5	0.3	13.6	0.3	0.2	0.0
ชั้นที่ 1	1.7	1.2	0.2	11.8	0.2	0.0	0.0
ทางเดิน	1.2	1.5	0.0	13.6	0.1	0.0	0.0
รวม			1.8	97.3	2.2	0.4	0.1

หมายเหตุ ค่า DCR ที่แสดงในตารางข้างต้นเป็นค่าซึ่งถูกหารด้วย K หรือ mK สำหรับพฤติกรรมที่ถูกควบคุมโดยแรงเป็นหลักหรือถูกควบคุมโดยการเสียรูปเป็นหลัก ตามลำดับ ซึ่งถ้าหากองค์อาคารใด ๆ มีค่า DCR มากกว่า 1 แสดงว่าองค์อาคารดังกล่าวเกิดความเสียหาย

ตารางที่ 4.4-3 ค่า DCR มากที่สุดและเปอร์เซ็นต์ของคานที่เกิดความเสียหายเกินกว่าค่าที่ยอมรับได้ที่ระดับสมรรถนะต่างๆแยกตามรายชั้นของอาคารสำหรับกระบวนการพลศาสตร์เชิงเส้น โดยมีได้จำลองผลของผนังอิฐก่อในการต้านทานแรงดันข้าง

ชั้น	ค่า DCR มากที่สุดในคาน		จำนวนชั้นส่วนที่เสียหาย (%)				
			แรงเฉือน	ระดับสมรรถนะ(โมเมนต์)			
	แรงเฉือน/ k	โมเมนต์/ mk		ผ่านเกณฑ์ IO	IO ถึง LS	LS ถึง CP	ไม่ผ่านเกณฑ์ CP
ห้องเครื่องลิฟต์และคานหลังคา	3.1	3.1	0.1	8.3	0.0	0.0	0.1
ชั้นที่ 5	1.5	1.5	0.3	12.3	0.5	0.0	0.0
ชั้นที่ 4	1.6	1.7	0.4	16.1	1.0	0.2	0.0
ชั้นที่ 3	1.7	2.0	0.8	20.7	0.6	0.3	0.0
ชั้นที่ 2	1.9	1.6	0.2	13.4	0.4	0.2	0.0
ชั้นที่ 1	1.7	1.3	0.2	11.7	0.2	0.0	0.0
ทางเดิน	1.2	1.6	0.0	13.6	0.1	0.0	0.0
รวม			2.0	96.1	2.9	0.8	0.2

หมายเหตุ ค่า DCR ที่แสดงในตารางข้างต้นเป็นค่าซึ่งถูกหารด้วย k หรือ mk สำหรับพฤติกรรมที่ถูกควบคุมโดยแรงเป็นหลักหรือถูกควบคุมโดยการเสียรูปเป็นหลัก ตามลำดับ ซึ่งถ้าหากองค์อาคารใดๆมีค่า DCR มากกว่า 1 แสดงว่าองค์อาคารดังกล่าวเกิดความเสียหาย

4.4.3 กระบวนการสถิติไร้เชิงเส้น

จากผลการประเมิน พบว่า ความเสียหายเนื่องจากการดัดในคานมักพบที่ปลายคานทั้งสองด้าน ถ้าหากพิจารณาถึงตำแหน่งของคานที่เสียหายมักพบในบริเวณใกล้กับกำแพงรับแรงเฉือนและคานบริเวณช่องเปิดบันไดบางแห่ง ซึ่งในบริเวณดังกล่าวก็มักจะพบความเสียหายเนื่องจากแรงเฉือนร่วมด้วย อย่างไรก็ตาม ถ้าหากพิจารณาถึงระดับของความเสียหายเนื่องจากการดัด พบว่าความเสียหายในภาพรวมลดลงเมื่อเทียบกับผลการประเมินกำลังต้านทานแผ่นดินไหวโดยใช้กระบวนการเชิงเส้น นอกจากนี้ความเสียหายเนื่องจากแรงเฉือนในคานยังพบในคานที่ทำหน้าที่รองรับพื้นกันสาดชั้นที่ 3 ด้วย สรุปผลการประเมินกำลังต้านทานของคานแยกตามรายชั้นแสดงดังตารางที่ 4.4-4 และภาคผนวก ข

ตารางที่ 4.4-4 ค่ามากที่สุดของ DCR แรงเฉือน มุมหมุนพลาสติกและเปอร์เซ็นต์ของคานที่เกิดความเสียหายเกินกว่าค่าที่ยอมรับได้แยกตามรายชั้นของอาคารสำหรับกระบวนการสถิติไร้เชิงเส้น

ชั้น	ค่ามากที่สุด		จำนวนชิ้นส่วนที่เสียหาย (%)				
			ระดับสมรรถนะที่ยอมรับ				
	DCR ของแรงเฉือน	มุมหมุนพลาสติก (เรเดียน)	แรงเฉือน	ผ่านเกณฑ์ IO	IO ถึง LS	LS ถึง CP	ไม่ผ่านเกณฑ์ CP
ห้องเครื่องลิฟต์และคานหลังคา	2.31	0.0041	0.1	8.4	0.1	0.0	0.0
ชั้นที่ 5	1.18	0.0076	0.1	12.4	0.2	0.1	0.0
ชั้นที่ 4	1.19	0.0060	0.1	16.9	0.2	0.1	0.0
ชั้นที่ 3	1.73	0.0145	0.5	21.3	0.2	0.1	0.0
ชั้นที่ 2	1.21	0.0073	0.1	13.7	0.3	0.1	0.0
ชั้นที่ 1	1.15	0.0109	0.1	11.8	0.1	0.1	0.0
ทางเดิน	1.39	0.0033	0.0	13.8	0.0	0.0	0.0
รวม			0.9	98.4	1.2	0.5	0.0

4.5 ผลตรวจสอบกำแพงรับแรงเฉือน

4.5.1 กระบวนการสถิติเชิงเส้น

จากผลการประเมิน พบว่า กำแพงรับแรงเฉือนในชั้นทางเดินถึงชั้นที่ 3 มีกำลังต้านทานไม่เพียงพอที่ระดับสมรรถนะเข้าใช้อาคารได้ทันที (Immediate occupancy level) แต่ความเสียหายตลอดความสูงจะลดลงดังแสดงในตารางที่ 4.5-1

ตารางที่ 4.5-1 ค่า DCR มากที่สุดและเปอร์เซ็นต์ของกำแพงรับแรงเฉือนที่เกิดความเสียหายเกินกว่าค่าที่ยอมรับได้ที่ระดับสมรรถนะต่างๆแยกตามรายชั้นของอาคารสำหรับกระบวนการสถิติเชิงเส้น

ชั้น	ค่า DCR มากที่สุดของ กำแพงรับแรงเฉือน		จำนวนชั้นส่วนที่เสียหาย (%)			
	แรงเฉือน/ <i>mk</i>	โมเมนต์/ <i>mk</i>	ระดับสมรรถนะ			
			ผ่าน เกณฑ์ IO	IO ถึง LS	LS ถึง CP	ไม่ผ่าน เกณฑ์ CP
ห้องเครื่องลิฟต์ และคานหลังคา	0.3	0.4	14	0	0	0
ชั้นที่ 5	0.4	0.4	14	0	0	0
ชั้นที่ 4	0.8	0.4	14	0	0	0
ชั้นที่ 3	1.3	0.5	0	0	0	14
ชั้นที่ 2	2.0	1.9	0	0	0	14
ชั้นที่ 1	1.6	2.1	0	0	0	14
ทางเดิน	1.5	2.5	0	0	0	14
รวม			42.9	0.0	0.0	57.1

หมายเหตุ ค่า DCR ที่แสดงในตารางข้างต้นเป็นค่าซึ่งถูกหารด้วย K หรือ mk สำหรับพฤติกรรมที่ถูกควบคุมโดยแรงเป็นหลักหรือถูกควบคุมโดยการเสียรูปเป็นหลัก ตามลำดับ ซึ่งถ้าหากองค์อาคารใดๆมีค่า DCR มากกว่า 1 แสดงว่าองค์อาคารดังกล่าวเกิดความเสียหาย

4.5.2 กระบวนการพลศาสตร์เชิงเส้น

จากผลการประเมิน พบว่า กำแพงรับแรงเฉือนในชั้นทางเดินถึงชั้นที่ 3 มีกำลังต้านทานไม่เพียงพอที่ระดับสมรรถนะเข้าใช้อาคารได้ทันที (Immediate occupancy level) แต่ความเสียหายตลอดความสูงจะลดลงดังแสดงในตารางที่ 4.5-2 และตารางที่ 4.5-3 อย่างไรก็ตาม กำแพงรับแรงเฉือนจะมีระดับความเสียหายเพิ่มขึ้นหากไม่ได้จำลองผลของผนังอิฐก่อในการต้านทานแรงด้านข้าง

ตารางที่ 4.5-2 ค่า DCR มากที่สุดและเปอร์เซ็นต์ของกำแพงรับแรงเฉือนที่เกิดความเสียหายเกินกว่าค่าที่ยอมรับได้ที่ระดับสมรรถนะต่างๆแยกตามรายชั้นของอาคารสำหรับกระบวนการพลศาสตร์เชิงเส้นโดยจำลองผลของผนังอิฐก่อในการต้านทานแรงด้านข้าง

ชั้น	ค่า DCR มากที่สุดของ กำแพงรับแรงเฉือน		จำนวนชั้นส่วนที่เสียหาย (%)			
	แรงเฉือน/ <i>mκ</i>	โมเมนต์/ <i>mκ</i>	ระดับสมรรถนะ			
			ผ่าน เกณฑ์ IO	IO ถึง LS	LS ถึง CP	ไม่ผ่าน เกณฑ์ CP
ห้องเครื่องลิฟต์ และคานหลังคา	0.3	0.3	14	0	0	0
ชั้นที่ 5	0.4	0.4	14	0	0	0
ชั้นที่ 4	0.5	0.4	14	0	0	0
ชั้นที่ 3	1.0	0.4	0	14	0	0
ชั้นที่ 2	1.8	1.4	0	0	0	14
ชั้นที่ 1	1.1	1.4	0	0	14	0
ทางเดิน	1.1	1.7	0	0	0	14
รวม			42.9	14.3	14.3	28.6

หมายเหตุ ค่า DCR ที่แสดงในตารางข้างต้นเป็นค่าซึ่งถูกหารด้วย κ หรือ $m\kappa$ สำหรับพฤติกรรมที่ถูกควบคุมโดยแรงเป็นหลักหรือถูกควบคุมโดยการเสียรูปเป็นหลัก ตามลำดับ ซึ่งถ้าหากองค์อาคารใด ๆ มีค่า DCR มากกว่า 1 แสดงว่าองค์อาคารดังกล่าวเกิดความเสียหาย

ตารางที่ 4.5-3 ค่า DCR มากที่สุดและเปอร์เซ็นต์ของกำแพงรับแรงเฉือนที่เกิดความเสียหายเกินกว่าค่าที่ยอมรับได้ที่ระดับสมรรถนะต่างๆแยกตามรายชั้นของอาคารสำหรับกระบวนการพลศาสตร์เชิงเส้นโดยมิได้จำลองผลของผนังอิฐก่อในการต้านทานแรงด้านข้าง

ชั้น	ค่า DCR มากที่สุดของ กำแพงรับแรงเฉือน		จำนวนชั้นส่วนที่เสียหาย (%)			
	แรงเฉือน/ <i>mκ</i>	โมเมนต์/ <i>mκ</i>	ระดับสมรรถนะ			
			ผ่าน เกณฑ์ IO	IO ถึง LS	LS ถึง CP	ไม่ผ่าน เกณฑ์ CP
ห้องเครื่องลิฟต์ และคานหลังคา	0.2	0.3	14	0	0	0
ชั้นที่ 5	0.3	0.3	14	0	0	0
ชั้นที่ 4	0.5	0.3	14	0	0	0
ชั้นที่ 3	1.0	0.4	0	7	7	0
ชั้นที่ 2	1.8	1.5	0	0	0	14
ชั้นที่ 1	1.3	1.6	0	0	0	14
ทางเดิน	1.5	1.8	0	0	0	14
รวม			42.9	7.1	7.1	42.9

หมายเหตุ ค่า DCR ที่แสดงในตารางข้างต้นเป็นค่าซึ่งถูกหารด้วย κ หรือ $m\kappa$ สำหรับพฤติกรรมที่ถูกควบคุมโดยแรงเป็นหลักหรือถูกควบคุมโดยการเสียรูปเป็นหลัก ตามลำดับ ซึ่งถ้าหากองค์อาคารใด ๆ มีค่า DCR มากกว่า 1 แสดงว่าองค์อาคารดังกล่าวเกิดความเสียหาย

4.5.3 กระบวนการสถิติไร้เชิงเส้น

จากผลการประเมิน พบว่า กำแพงรับแรงเฉือนในชั้นทางเดินถึงชั้นที่ 4 มีกำลังต้านทานไม่เพียงพอที่ระดับสมรรถนะเข้าใช้อาคารได้ทันที (Immediate occupancy level) ดังแสดงในตารางที่ 4.5-4 และภาคผนวก ข

ตารางที่ 4.5-4 ค่ามูมหมุนพลาสติกที่มากที่สุดและเปอร์เซ็นต์ของกำแพงรับแรงเฉือนที่เกิดความเสียหายเกินกว่าค่าที่ยอมรับได้ที่ระดับสมรรถนะต่างๆแยกตามรายชั้นของอาคารสำหรับกระบวนการสเถิตไร้เชิงเส้น

ชั้น	ค่ามากที่สุด ของมูมหมุน พลาสติก (เรเดียน)	จำนวนชั้นส่วนที่เสียหาย (%)			
		ระดับสมรรถนะที่ยอมรับให้			
		ผ่าน เกณฑ์ IO	IO ถึง LS	LS ถึง CP	ไม่ผ่าน เกณฑ์ CP
ห้องเครื่องลิฟต์ และคานหลังคา	0.0015	14.3	0.0	0.0	0.0
ชั้นที่ 5	0.0018	14.3	0.0	0.0	0.0
ชั้นที่ 4	0.0022	0.0	14.3	0.0	0.0
ชั้นที่ 3	0.0025	0.0	14.3	0.0	0.0
ชั้นที่ 2	0.0025	0.0	3.6	10.7	0.0
ชั้นที่ 1	0.0016	0.0	14.3	0.0	0.0
ทางเดิน	0.0014	0.0	14.3	0.0	0.0
รวม		28.6	60.7	10.7	0.0

4.6 ผลตรวจสอบผนังอิฐก่อ

การตรวจสอบผนังอิฐก่อจะตรวจสอบการวิบัติ 2 โหมดคือ การวิบัติเนื่องจากแรงอัดในแนวแกน (compression failure mode) และการวิบัติเนื่องจากแรงเฉือน (bed-joint sliding failure mode) โดยถ้าหากเกิดการวิบัติแบบใดแบบหนึ่งจะสรุปว่าผนังอิฐก่อดังกล่าวมีกำลังต้านทานไม่เพียงพอ จากการตรวจสอบ พบว่าผนังอิฐก่อส่วนใหญ่มักเกิดความเสียหายในโหมดการพังเนื่องจากแรงเฉือน โดยผนังอิฐก่อที่เกิดความเสียหายมักจะปรากฏในชั้นล่างๆ ของอาคาร ทั้งนี้ก็เนื่องมาจากการสะสมของแรงเฉือนในชั้นล่างๆ ของอาคารที่มากกว่าในชั้นบนๆนั่นเอง โดยร้อยละของผนังอิฐก่อที่เกิดการวิบัติแสดงดังตารางที่ 4.6-1

ตารางที่ 4.6-1 ร้อยละผนังอิฐก่อที่เกิดการวิบัติ

กระบวนการ	ร้อยละผนังอิฐก่อที่เกิดการวิบัติ
สเถิตเชิงเส้น	85
พลศาสตร์เชิงเส้น	73

อย่างไรก็ดี ในงานวิจัยนี้มิได้ทำการวิเคราะห์ซ้ำภายหลังจากเกิดการวิบัติของผนังอิฐก่อ หากผู้ทำการประเมินต้องการวิเคราะห์เพื่อให้ได้ผลการวิเคราะห์ที่ละเอียดยิ่งขึ้นจะต้องทำการวิเคราะห์ซ้ำ

โดยภายหลังจากการวิเคราะห์ในรอบแรกจะต้องตรวจสอบก่อนว่ามีผนังอิฐก่อในบริเวณใดบ้างที่มีกำลังต้านทานไม่เพียงพอ ถ้าหากผนังเหล่านั้นมีกำลังต้านทานไม่เพียงพอจะต้องนำเอาผนังเหล่านั้นออก หลังจากนั้นจึงทำการวิเคราะห์ซ้ำในรอบถัดๆไปจนกระทั่งเหลือแต่ผนังอิฐก่อที่มีกำลังต้านทานเพียงพอ

4.7 ผลตรวจสอบเสาเข็ม

4.7.1 กระบวนการสถิติเชิงเส้น

การตรวจสอบเสาเข็มจะทำการตรวจสอบทั้งกำลังต้านทานแรงเฉือนและกำลังต้านทานการถอนของเสาเข็ม เสาเข็มในอาคารตัวอย่างมีขนาดหน้าตัด 0.4x0.4 เมตร จากผลการตรวจสอบพบว่าฐานรากที่รองรับเสาและกำแพงรับแรงเฉือน เสาเข็มมีกำลังต้านทานแรงเฉือนและแรงถอนไม่เพียงพอ ดังแสดงในตารางที่ 4.7-1 โดยตำแหน่งของฐานรากที่มีกำลังต้านทานแรงเฉือนและกำลังต้านทานการถอนของเสาเข็มไม่เพียงพอมักพบในฐานรากที่ตั้งอยู่บริเวณรอบนอกของอาคารและพบในฐานรากที่รองรับและอยู่ใกล้กับกำแพงรับแรงเฉือน

ตารางที่ 4.7-1 ค่าแรงเฉือนและแรงถอนที่มากที่สุดต่อเสาเข็มหนึ่งต้นสำหรับกระบวนการสถิติเชิงเส้น

ฐานรากที่รองรับ	ค่ามากที่สุดต่อเสาเข็มหนึ่งต้น (ตัน)		ร้อยละฐานรากที่มีกำลังต้านทานไม่ เพียงพอ (%)	
	แรงเฉือน	แรงถอน	แรงเฉือน	แรงถอน
เสา	13.7	57	1	11
กำแพงรับแรงเฉือน	50	322	100	100

4.7.2 กระบวนการพลศาสตร์เชิงเส้น

การตรวจสอบเสาเข็มจะทำการตรวจสอบทั้งกำลังต้านทานแรงเฉือนและกำลังต้านทานการถอนของเสาเข็ม เสาเข็มในอาคารตัวอย่างมีขนาดหน้าตัด 0.4x0.4 เมตร จากผลการตรวจสอบพบว่าฐานรากที่รองรับเสา เสาเข็มมีกำลังต้านทานแรงถอนไม่เพียงพอเท่านั้น แต่ฐานรากที่รองรับกำแพงรับแรงเฉือน เสาเข็มมีกำลังต้านทานแรงเฉือนและแรงถอนไม่เพียงพอ ดังแสดงในตารางที่ 4.7-2 โดยตำแหน่งของฐานรากที่มีกำลังต้านทานแรงเฉือนและกำลังต้านทานการถอนของเสาเข็มไม่เพียงพอมักพบในฐานรากที่ตั้งอยู่บริเวณรอบนอกของอาคารและพบในฐานรากที่รองรับกำแพงรับแรงเฉือน นอกจากนี้ การไม่จำลองผนังอิฐก่อเพื่อช่วยต้านทานแรงด้านข้างจะทำให้จำนวนฐานรากที่อาจจะเสียหายเนื่องจากเสาเข็มมีกำลังต้านทานแรงถอนไม่เพียงพอมีจำนวนลดลง

ตารางที่ 4.7-2 ค่าแรงเฉือนและแรงถอนที่มากที่สุดต่อเสาเข็มหนึ่งต้นสำหรับกระบวนการพลศาสตร์เชิงเส้น

ฐานรากที่รองรับ		ค่ามากที่สุดต่อเสาเข็มหนึ่งต้น (ตัน)		ร้อยละฐานรากที่มีกำลังต้านทานไม่เพียงพอ (%)	
		แรงเฉือน	แรงถอน	แรงเฉือน	แรงถอน
จำลอง ผนังอิฐก่อ	เสา	11	42	0	10
	กำแพงรับแรงเฉือน	36	226	100	100
ไม่ได้จำลอง ผนังอิฐก่อ	เสา	8.8	23	0	0.1
	กำแพงรับแรงเฉือน	38	263	75	100

4.7.3 กระบวนการสเถียรเชิงเส้น

การตรวจสอบเสาเข็มจะทำการตรวจสอบทั้งกำลังต้านทานแรงเฉือนและกำลังต้านทานการถอนของเสาเข็ม เสาเข็มในอาคารตัวอย่างมีขนาดหน้าตัด 0.4x0.4 เมตร จากผลการตรวจสอบพบว่าฐานรากที่รองรับเสา เสาเข็มมีกำลังต้านทานแรงถอนไม่เพียงพอเท่านั้น แต่ฐานรากที่รองรับกำแพงรับแรงเฉือน เสาเข็มมีกำลังต้านทานแรงเฉือนและแรงถอนไม่เพียงพอดังแสดงในตารางที่ 4.7-3 โดยตำแหน่งของฐานรากที่มีกำลังต้านทานแรงเฉือนและกำลังต้านทานการถอนของเสาเข็มไม่เพียงพอมักพบในฐานรากที่รองรับบันไดด้านหน้าทางเข้าหลักของอาคารและฐานรากที่รองรับกำแพงรับแรงเฉือน

ตารางที่ 4.7-3 ค่าแรงเฉือนและแรงถอนที่มากที่สุดต่อเสาเข็มหนึ่งต้นสำหรับกระบวนการสเถียรเชิงเส้น

ฐานรากที่รองรับ	ค่ามากที่สุดต่อเสาเข็มหนึ่งต้น (ตัน)		ร้อยละฐานรากที่มีกำลังต้านทานไม่เพียงพอ (%)	
	แรงเฉือน	แรงถอน	แรงเฉือน	แรงถอน
เสา	8.9	31	0	0.4
กำแพงรับแรงเฉือน	30	22	50	12.5

4.8 สรุปผลการประเมินความมั่นคงแข็งแรงอาคารตัวอย่างที่ระดับเป้าหมายในการเสริมความมั่นคงแข็งแรงขั้นต่ำ

4.8.1 ค่าสัมประสิทธิ์แรงเฉือนที่ฐานของอาคาร

ค่าสัมประสิทธิ์แรงเฉือนที่ฐานของอาคารจากกระบวนการวิเคราะห์ที่แตกต่างกันแสดงดังตารางที่ 4.8-1 โดยกระบวนการวิเคราะห์แบบเชิงเส้นจะมีค่าสัมประสิทธิ์แรงเฉือนที่ฐานของอาคาร

มากกว่ากระบวนการวิเคราะห์แบบไร้เชิงเส้น โดยค่าสัมประสิทธิ์แรงเฉือนที่ฐานของอาคารจากกระบวนการวิเคราะห์สถิตเชิงเส้นมีค่ามากกว่ากระบวนการสถิตเชิงไร้เส้นประมาณ 2 เท่าเนื่องจาก

1. ค่าคาบพื้นฐานที่นำไปใช้ในการคำนวณแรงกระทำเทียบทางด้านข้างมีค่าน้อยกว่าค่าคาบพื้นฐานประสิทธิผลที่นำไปใช้ในการคำนวณหาค่าการเคลื่อนตัวเป้าหมายจึงทำให้ค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมในกระบวนการวิเคราะห์สถิตเชิงเส้นมีค่ามากกว่ากระบวนการสถิตเชิงไร้เส้น

2. จากแนวโน้มของค่า C_1C_2 ที่จะมีค่ามากหากค่าคาบพื้นฐานของโครงสร้างค่อนข้างสั้น ดังนั้น กระบวนการวิเคราะห์สถิตเชิงเส้นจึงมีค่า C_1C_2 ที่มากกว่ากระบวนการสถิตเชิงไร้เส้น

3. การจำลองผนังอิฐก่อในกระบวนการสถิตเชิงเส้นทำให้น้ำหนักของอาคารเพิ่มขึ้นเมื่อเทียบกับกระบวนการวิเคราะห์สถิตไร้เชิงเส้น ดังนั้น หากนำมวลที่มากกว่าไปคูณกับความเร่งจะทำให้เกิดแรงเฉื่อยที่สูงกว่า

จากเหตุผลข้างต้น แสดงให้เห็นว่าค่าสัมประสิทธิ์แรงเฉือนที่ฐานในกระบวนการวิเคราะห์สถิตเชิงเส้นมีค่ามากกว่ากระบวนการสถิตเชิงไร้เส้น เนื่องจากค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัม ค่า C_1C_2 และน้ำหนักของอาคารที่มากกว่า

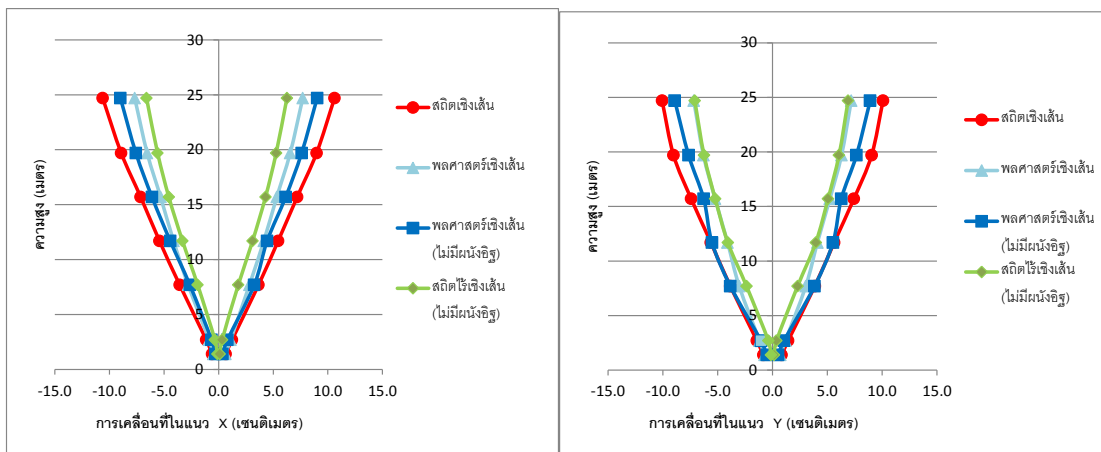
ตารางที่ 4.8-1 ค่าสัมประสิทธิ์แรงเฉือนที่ฐานของอาคารในแต่ละกระบวนการวิเคราะห์

กระบวนการวิเคราะห์	ค่าสัมประสิทธิ์แรงเฉือนที่ฐานในทิศทาง	
	X	Y
สถิตเชิงเส้น	0.16	0.18
พลศาสตร์เชิงเส้น	0.12	0.13
พลศาสตร์เชิงเส้น (ไม่มีผนังอิฐ)	0.11	0.11
สถิตเชิงไร้เส้น (ไม่มีผนังอิฐ)	0.08	0.08

หมายเหตุ ค่าสัมประสิทธิ์แรงเฉือนที่ฐานที่แสดงในตารางข้างต้นถูกปรับขยายค่าแรงกระทำด้านข้างด้วยค่า C_1C_2 แล้ว

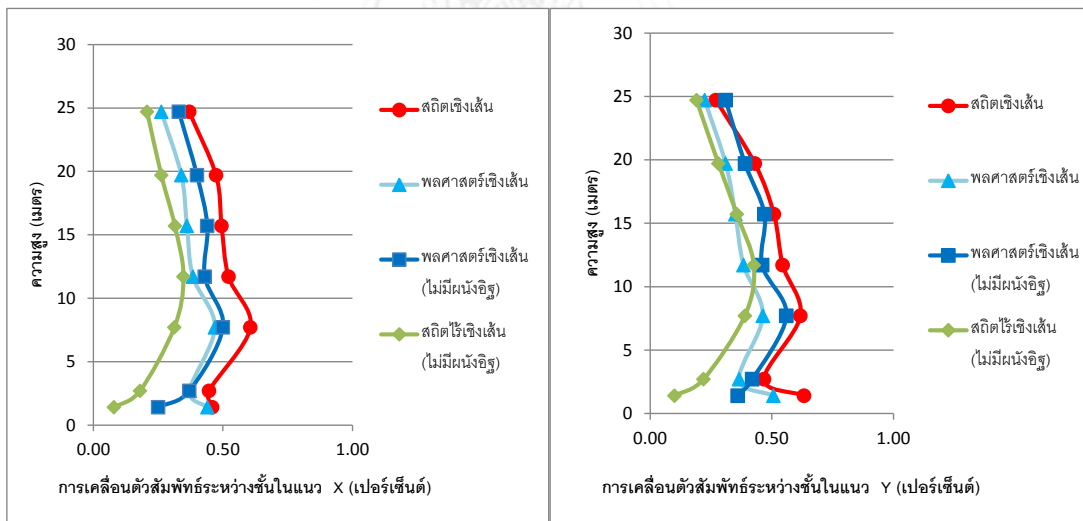
4.8.2 ค่าการเคลื่อนที่และร้อยละการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นสูงสุด

จากการประเมินกำลังต้านทานแผ่นดินไหวอาคารตัวอย่างโดยใช้กระบวนการที่แตกต่างกันข้างต้น พบว่า การตอบสนองของโครงสร้างโดยรวมจากกระบวนการวิเคราะห์ที่ทำให้เกิดแรงเฉือนรวมที่ฐานของอาคารมากกว่าจะทำให้ค่าการเคลื่อนที่ตลอดความสูงของอาคารที่สูงขึ้นดังแสดงในรูปที่ 4.8-1 ยกเว้นกระบวนการพลศาสตร์เชิงเส้นซึ่งการไม่ได้จำลองผนังอิฐก่อจะทำให้ค่าการเคลื่อนที่ตลอดความสูงของอาคารที่สูงขึ้น



รูปที่ 4.8-1 การเปรียบเทียบค่าการเคลื่อนที่ตลอดความสูงในแต่ละกระบวนการวิเคราะห์

สำหรับร้อยละการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นสูงสุดใอาคารตลอดความสูงมีค่าไม่เกินกว่าค่าที่ยอมรับได้ที่ระดับ LS นั่นคือ 2 เปอร์เซ็นต์ ไม่ว่าจะใช้กระบวนการวิเคราะห์แบบใดก็ตามดังแสดงในรูปที่ 4.8-2 ซึ่งแนวโน้มมีทิศทางเดียวกับค่าการเคลื่อนที่ของอาคาร นั่นคือ กระบวนการวิเคราะห์ที่ทำให้เกิดแรงเฉือนรวมที่ฐานของอาคารมากกว่าจะทำให้ร้อยละการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นตลอดความสูงของอาคารสูงขึ้น ยกเว้นการไม่ได้จำลองผนังอิฐก่อในกระบวนการพลาสติกเชิงเส้นที่ทำให้ร้อยละการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นตลอดความสูงของอาคารมีค่าสูงขึ้น



รูปที่ 4.8-2 การเปรียบเทียบร้อยละการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นตลอดความสูงในแต่ละกระบวนการวิเคราะห์

4.8.3 ร้อยละองค์อาคารที่มีกำลังต้านทานไม่เพียงพอที่ระดับสมรรถนะ LS

จากผลการประเมินกำลังต้านทานแผ่นดินไหวอาคารตัวอย่างโดยใช้กระบวนการที่ต่างกันข้างต้น พบว่า องค์อาคารจำนวนหนึ่งมีกำลังต้านทานแรงเฉือนและแรงดัดไม่เพียงพอที่ระดับ

สมรรถนะ LS ดังแสดงตารางที่ 4.8-2 ดังนั้น อาคารตัวอย่างดังกล่าวจึงไม่ผ่านเกณฑ์เป้าหมายในการเสริมความมั่นคงแข็งแรงขั้นต่ำด้วยระดับเป้าหมายเพื่อความปลอดภัยขั้นพื้นฐาน (Basic Safety Objective, BSO) ภายใต้ภัยแผ่นดินไหวระดับปานกลางที่มีคาบการกลับ 225 จากร้อยละขององค์อาคารที่เสียหายสามารถสรุปได้ว่า ผลการประเมินกำลังต้านทานแผ่นดินไหวโดยใช้กระบวนการแบบเชิงเส้นให้ผลการประเมินในเชิงอนุรักษ์ (conservative) เมื่อเทียบกับกระบวนการแบบไม่เชิงเส้น ดังนั้นการออกแบบเสริมกำลังให้กับอาคารตัวอย่างโดยใช้กระบวนการแบบเชิงเส้นนั้นจะเสียค่าใช้จ่ายสูง

ตารางที่ 4.8-2 ร้อยละขององค์อาคารที่มีกำลังต้านทานไม่เพียงพอ

กระบวนการ	ร้อยละขององค์อาคารที่มีกำลังต้านทานไม่เพียงพอ				
	พฤติกรรมที่ควบคุมโดยแรง		พฤติกรรมที่ควบคุมโดยการเสียรูป (ระดับ LS)		
	เสา	คาน	เสา	คาน	กำแพงรับแรงเฉือน
สถิตเชิงเส้น	0.3	2.5	16.5	1.7	57.1
พลศาสตร์เชิงเส้น	0.0	1.8	7.0	0.5	42.9
พลศาสตร์เชิงเส้น (ไม่มีผนังอิฐ)	0.0	2.0	11.1	1.0	50.0
สถิตเชิงไร้เส้น (ไม่มีผนังอิฐ)	0.2	0.9	0.0	0.5	10.7

ความเสียหายเนื่องจากการตัด

สำหรับกระบวนการเชิงเส้น

สำหรับกระบวนการประเมินกำลังต้านทานแผ่นดินไหวด้วยกระบวนการเชิงเส้น การบ่งบอกถึงระดับสมรรถนะของชิ้นส่วนนั้นจะพิจารณาจากค่า DCR ของชิ้นส่วนเทียบกับค่า m_k ที่ยอมให้ ณ ระดับสมรรถนะนั้นๆ ดังนั้นบทบาทของตัวประกอบปรับแก้ความเหนียวที่ส่งผลต่อผลการประเมินกำลังต้านทานแผ่นดินไหวของอาคารตัวอย่าง สำหรับกระบวนการวิเคราะห์เชิงเส้นมีดังต่อไปนี้

1. สำหรับเสา พบว่า ค่าตัวประกอบปรับแก้ความเหนียวของเสาส่วนใหญ่มีค่าไม่มากนักที่ระดับสมรรถนะ LS ซึ่งมาจากเหตุผลประการแรกคือเสาบางต้นมีค่า $V_p/V_o > 1$ รายละเอียดของเหล็กปลอกในลักษณะที่มี Hoop แบบปิดรวมทั้งมีการงอขอ 90 องศา ซึ่งจากเงื่อนไขดังกล่าวทำให้ค่าตัวประกอบปรับแก้ความเหนียวที่อ่านค่าได้จาก มยผ.1303-57 นั้นมีค่าเท่ากับ 1 ในทุกๆระดับสมรรถนะ ซึ่งถ้าหากนำค่าดังกล่าวไปรวมกับตัวประกอบความเชื่อมั่นของข้อมูล (κ) แล้วนั้นจะทำให้ค่า m_k มีค่าเท่ากับ 0.75 สาเหตุประการที่สองซึ่งเกิดขึ้นกับเสาส่วนใหญ่ในอาคารตัวอย่าง คือการที่เสามีค่าอัตราส่วนเหล็กปลอก ($\rho = A_s/b_w s$) น้อยซึ่งส่งผลให้ค่าตัวประกอบปรับแก้ความเหนียวมีค่าน้อยตามไปด้วยถึงแม้ว่าเสาดังกล่าวจะมีอัตราส่วนแรงอัด ($P/A_g f'_c$) และอัตราส่วนแรงเฉือน

$(V/b_w d \sqrt{f'_c})$ ที่น้อยแล้วก็ตาม ซึ่งค่าอัตราส่วนเหล็กปลอก ($\rho = A_s/b_w s$) ของเสาโดยส่วนใหญ่มีค่าประมาณ 0.001 ซึ่งทำให้ค่าตัวประกอบปรับแก้ความเหนียวที่อ่านค่าได้จากมาตรฐานนั้นมีค่าประมาณ 1.41 ที่ระดับสมรรถนะ LS (ในกรณีที่มีอัตราส่วนแรงอัดมีค่าน้อยกว่า 0.1 และอัตราส่วนแรงเฉือนมีค่าน้อยกว่า 0.25) ซึ่งถ้าหากนำค่าดังกล่าวไปรวมกับตัวประกอบความเชื่อมั่นของข้อมูล (κ) แล้วนั้นจะทำให้ค่า $m\kappa$ มีค่าเพียง 1.1

2. สำหรับกำแพงรับแรงเฉือน พบว่า ค่าตัวประกอบปรับแก้ความเหนียวของกำแพงรับแรงเฉือนก็มีค่าไม่มากเช่นเดียวกับเสา โดยกำแพงรับแรงเฉือนในอาคารตัวอย่างถูกจัดอยู่ในประเภทของกำแพงแบบชะลูด ซึ่งกำแพงดังกล่าวจะมีพฤติกรรมที่ถูกควบคุมโดยการดัดเป็นหลัก ซึ่งค่าตัวประกอบปรับแก้ความเหนียวสำหรับกำแพงรับแรงเฉือนของอาคารตัวอย่างโดยเฉลี่ยมีค่าเท่ากับ 1.9 ที่ระดับสมรรถนะ LS หากนำไปพิจารณารวมกับตัวประกอบความเชื่อมั่นของข้อมูล (κ) จะทำให้มีค่าลดลงเหลือ 1.43

3. สำหรับคาน พบว่า ค่าตัวประกอบปรับแก้ความเหนียวมีค่าอยู่ในช่วง 2.0 ถึง 3.0 ที่ระดับสมรรถนะ LS ยกเว้นในกรณีที่หน้าตัดมีพฤติกรรมถูกควบคุมโดยแรงเฉือนค่าตัวประกอบปรับแก้ความเหนียวจะมีค่าเท่ากับ 1.5 ที่ระดับสมรรถนะ LS อย่างไรก็ตามหากพิจารณาถึงค่าตัวประกอบปรับแก้ความเหนียวที่มาตรฐานกำหนดไว้ พบว่า ค่าตัวประกอบปรับแก้ความเหนียวที่มากที่สุดของชิ้นส่วนหลัก (primary component) ของคานมีค่ามากกว่าเสาถึงสองเท่า

สำหรับกระบวนการไร้เชิงเส้น

การประเมินกำลังต้านทานแผ่นดินไหวด้วยกระบวนการสถิติไร้เชิงเส้นจะพิจารณามุมหมุนพลาสติกที่เกิดขึ้นแทนการพิจารณาค่า DCR จากผลการประเมิน พบว่า ความเสียหายในองค์อาคารต่างๆ มีจำนวนน้อยกว่าผลการประเมินที่ได้จากกระบวนการแบบเชิงเส้น ทั้งนี้ก็เนื่องมาจากค่าการเคลื่อนที่เป้าหมายที่จุดควบคุมทำให้เกิดค่าแรงเฉือนรวมที่ฐานน้อยกว่าแรงเฉือนรวมที่ฐานที่เกิดขึ้นภายใต้แรงกระทำด้านข้างเทียมและสเปคตรัมการตอบสนองเชิงโหมด ถ้าหากพิจารณาถึงรูปแบบความเสียหายโดยรวมที่เกิดขึ้นจากการประเมินด้วยกระบวนการสถิติไร้เชิงเส้น พบว่าอาคารดังกล่าวมีพฤติกรรมตรงกับหลักเกณฑ์การออกแบบอาคารต้านทานแผ่นดินไหวที่ออกแบบให้เสาเชิง-คานอ่อนที่ให้การสลายพลังงานเกิดขึ้นในคานมากกว่าในเสา

ความเสียหายเนื่องจากแรงเฉือน

สำหรับกระบวนการเชิงเส้น

ความเสียหายเนื่องจากแรงเฉือนในองค์อาคารประเภทต่างๆมีจำนวนไม่มากนักทั้งนี้ก็เนื่องมาจากการที่ มยผ.1303-57 กำหนดให้ค่า $C_1 C_2 J$ ไปลดแรงเฉือนที่เกิดจากแรงแผ่นดินไหวสำหรับองค์อาคารที่พฤติกรรมถูกควบคุมโดยแรงเป็นหลักทำให้แรงเฉือนที่เกิดขึ้นโดยรวมมีค่าลดลงซึ่งค่า $C_1 C_2 J$ มีค่าประมาณ 1.6 สำหรับอาคารตัวอย่างนี้ ถ้าหากนำค่าดังกล่าวไปหารแรงเฉือนที่เกิดขึ้นอันเนื่องมาจากแรงแผ่นดินไหว (V_E) ทำให้สามารถลดแรงเฉือนที่เกิดขึ้นอันเนื่องมาจากแรงแผ่นดินไหวได้เกือบ 40% ซึ่งทำให้องค์อาคารที่อาจจะเกิดความเสียหายเนื่องจากแรงเฉือนมีจำนวน

ลดลง โดยเฉพาะเสาซึ่งแรงเฉือนส่วนใหญ่เกิดจากแรงแผ่นดินไหว (V_E) มากกว่าที่จะเกิดจากน้ำหนักบรรทุกในแนวตั้ง (V_G) ฉะนั้นการนำ C_1C_2J ไปหารแรงเฉือนที่เกิดขึ้นอันเนื่องมาจากแรงแผ่นดินไหว (V_E) จะทำให้แรงเฉือนที่เกิดขึ้นในเสาโดยรวมลดลง ทำให้องค์อาคารดังกล่าวมีแนวโน้มที่จะเสียหายลดลง

สำหรับกระบวนการไร้เชิงเส้น

จากการประเมินกำลังต้านทานแผ่นดินไหวด้วยกระบวนการสถิติไร้เชิงเส้น พบว่า จำนวนองค์อาคารที่เกิดความเสียหายเนื่องจากแรงเฉือนมีจำนวนลดลงตามแรงกระทำด้านข้างที่น้อยลง อย่างไรก็ตาม จากหลักเกณฑ์การตรวจสอบที่เปลี่ยนไปจากกระบวนการแบบเชิงเส้นที่ไม่นำ C_1C_2J ไปลดทอนแรงเฉือนที่เกิดขึ้นอันเนื่องมาจากแรงแผ่นดินไหว (V_E) และไม่นำตัวประกอบความเชื่อมั่นของข้อมูล (κ) ไปปรับลดกำลังต้านทานของหน้าตัดก็ยังคงแสดงให้เห็นว่าองค์อาคารที่เกิดความเสียหายเนื่องจากแรงเฉือนมีจำนวนลดลง

บทที่ 5

การเสริมความมั่นคงแข็งแรงให้แก่อาคารตัวอย่าง

5.1 เป้าหมายของการเสริมความมั่นคงแข็งแรงของอาคารตัวอย่าง

เนื่องจากอาคารตัวอย่างจัดอยู่ในประเภทของอาคารทั่วไป ดังนั้นเป้าหมายในการเสริมความแข็งแรงของอาคารจึงกำหนดเป็นการเสริมความมั่นคงแข็งแรงขั้นต่ำด้วยระดับเป้าหมายเพื่อความปลอดภัยขั้นพื้นฐาน (Basic Safety Objective, BSO) โดยที่อาคารอาจเกิดความเสียหายพอสมควร แต่ต้องไม่พังทลาย และอาคารมีสมรรถนะในระดับปลอดภัยต่อชีวิต (life safety performance level) ภายใต้ภัยแผ่นดินไหวระดับปานกลางที่มีคาบการกลับ 225 ปี ซึ่งแผ่นดินไหวระดับดังกล่าว นิยามว่า แผ่นดินไหวระดับความปลอดภัยขั้นพื้นฐาน (Basic Safety Earthquake, BSE) ดังนั้นการประเมินกำลังต้านทานแผ่นดินไหวขององค์อาคารต่างๆเป็นการตรวจสอบว่าองค์อาคารใดบ้างที่มีกำลังต้านทานไม่เพียงพอที่สมรรถนะในระดับปลอดภัยต่อชีวิต (LS) ซึ่งถ้าหากองค์อาคารใดมีกำลังต้านทานไม่เพียงพอที่ระดับสมรรถนะดังกล่าว จะต้องทำการเสริมกำลังเพื่อให้องค์อาคารเหล่านั้น กลับมามีกำลังต้านทานเพียงพอ อย่างไรก็ตามเป้าหมายในการเสริมความแข็งแรงของอาคารที่นำมาใช้ในงานวิจัยนี้จะเป็นเป้าหมายซึ่งทางกรมโยธาธิการและผังเมืองร่างขึ้นในมาตรฐานการประเมินและการเสริมความมั่นคงแข็งแรงของโครงสร้างอาคารในเขตที่อาจได้รับแรงสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว (มยผ.1303-57) โดยเป้าหมายในการเสริมความแข็งแรงดังกล่าวเป็นเป้าหมายซึ่งเหมาะสมที่จะใช้กับอาคารเก่าในประเทศไทย

5.2 วิธีการเสริมความมั่นคงแข็งแรงให้แก่อาคารตัวอย่าง

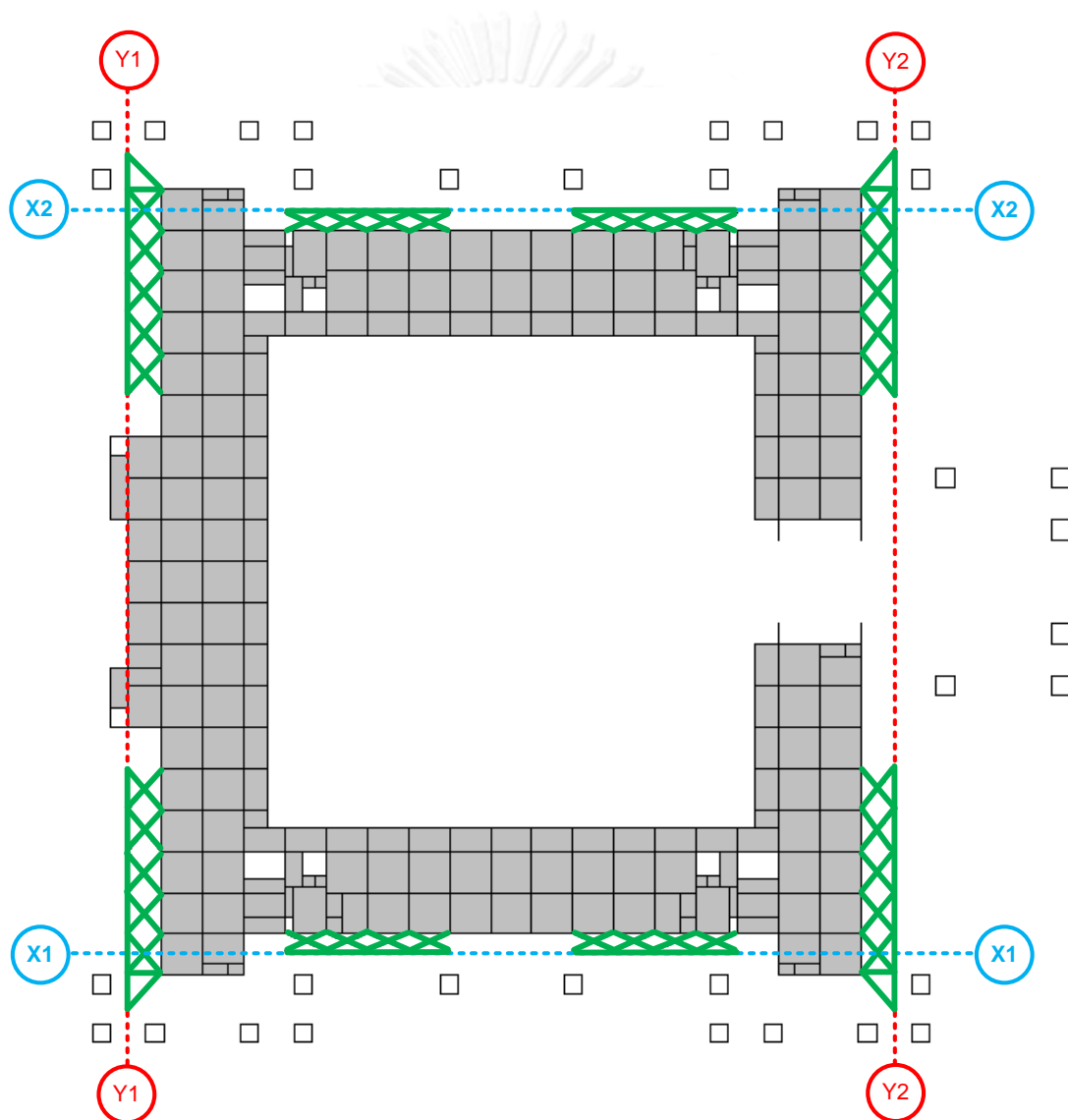
จากการผลประเมินกำลังต้านทานแผ่นดินไหวโดยใช้กระบวนการสถิติไร้เชิงเส้น พบจุดอ่อนสำคัญของอาคาร ดังนี้

- 1) ความเสียหายเนื่องจากแรงเฉือนในเสาชั้นทางเดินและชั้นที่ 1
- 2) กำแพงรับแรงเฉือนในชั้นที่ 2 มีกำลังต้านทานไม่เพียงพอที่ระดับปลอดภัยต่อชีวิต (LS)
- 3) ความเสียหายเนื่องจากแรงเฉือนและการดัดในคานหลายแห่งในโครงสร้าง โดยเฉพาะคานบริเวณช่องเปิดของบันไดและคานที่เชื่อมต่อกับกำแพงรับแรงเฉือน
- 4) กำลังต้านทานแรงเฉือนและการถอนของเสาเข็มในฐานรากหลายแห่งไม่เพียงพอ โดยเฉพาะฐานรากที่รองรับกำแพงรับแรงเฉือน

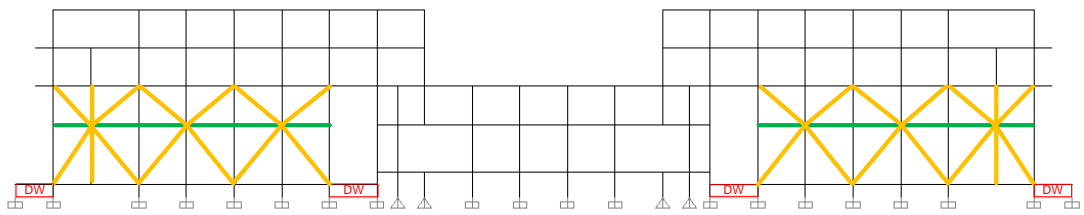
จากความเสียหายที่กล่าวมาข้างต้น แนวคิดในการความมั่นคงแข็งแรงให้แก่อาคารตัวอย่างจึงเสนอแนะทั้งการเสริมกำลังให้แก่โครงสร้างโดยรวมและการเสริมกำลังเฉพาะที่ โดยภายหลังจากการเสริมความมั่นคงแข็งแรงให้แก่โครงสร้างโดยรวมแล้วจะทำการประเมินกำลังต้านทานแผ่นดินไหวในองค์อาคารต่างๆอีกครั้งเพื่อตรวจสอบหาองค์อาคารที่มีกำลังต้านทานแผ่นดินไหวไม่เพียงพอหลังจากนั้นจึงทำการการเสริมกำลังเฉพาะที่ให้แก่องค์อาคารเหล่านั้น

5.2.1 การเสริมความมั่นคงแข็งแรงให้แก่โครงสร้างโดยรวม

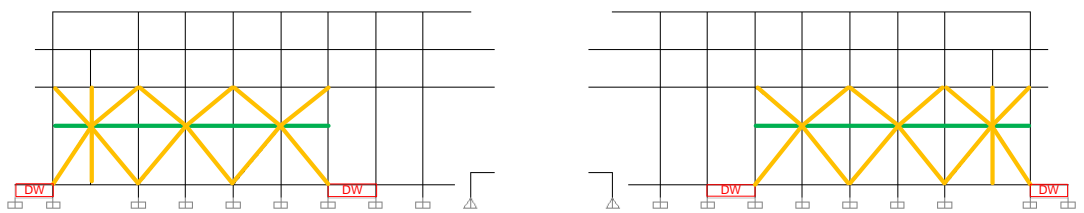
การเสริมความมั่นคงแข็งแรงให้แก่โครงสร้างโดยรวมจะใช้โครงแกนเหล็กติดตั้งในแนวราบในชั้นที่ 2 ของอาคารดังแสดงรูปที่ 5.2-1 และติดตั้งบริเวณรอบนอกอาคารในแนวตั้งดังแสดงในรูปที่ 5.2-2 และรูปที่ 5.2-3 โดยขนาดของโครงแกนเหล็กที่นำมาใช้แสดงดังตารางที่ 5.2-1



รูปที่ 5.2-1 ตำแหน่งที่ติดตั้งโครงแกนเหล็กในชั้นที่ 2 ของอาคารตัวอย่าง

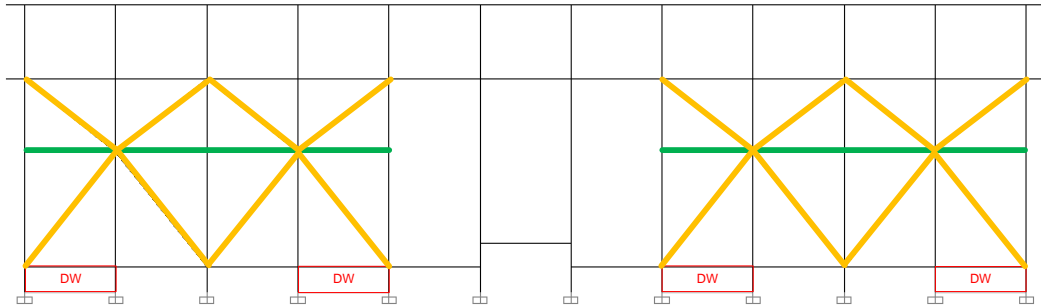


(ก) แนว Y1




(ข) แนว Y2

รูปที่ 5.2-2 การติดตั้งโครงแกงแนงเหล็กในแนว Y



รูปที่ 5.2-3 การติดตั้งโครงแกงแนงเหล็กในแนว X1 และ X2

ตารางที่ 5.2-1 ขนาดโครงแกงแนงเหล็กที่ใช้สำหรับการความแข็งแรงให้แก่อาคารตัวอย่าง

สัญลักษณ์	หน้าตัด (มม.)
	H200x200x8x12
	H300x300x11x17

หมายเหตุ: ชั้นคุณภาพของเหล็กรูปพรรณที่ใช้จะอ้างอิงจากมาตรฐาน ASTM A36

5.2.2 การเสริมความมั่นคงแข็งแรงเฉพาะที่

ภายหลังจากการเสริมความมั่นคงแข็งแรงให้แก่โครงสร้างโดยรวมแล้ว จะทำการประเมินกำลังต้านทานแผ่นดินไหวขององค์อาคารต่างๆอีกครั้ง เพื่อตรวจสอบดูว่า ยังเหลือองค์อาคารใดบ้างที่ยังมีกำลังต้านทานไม่เพียงพอ จากการตรวจสอบพบว่า



1) ความเสียหายเนื่องจากการดัด

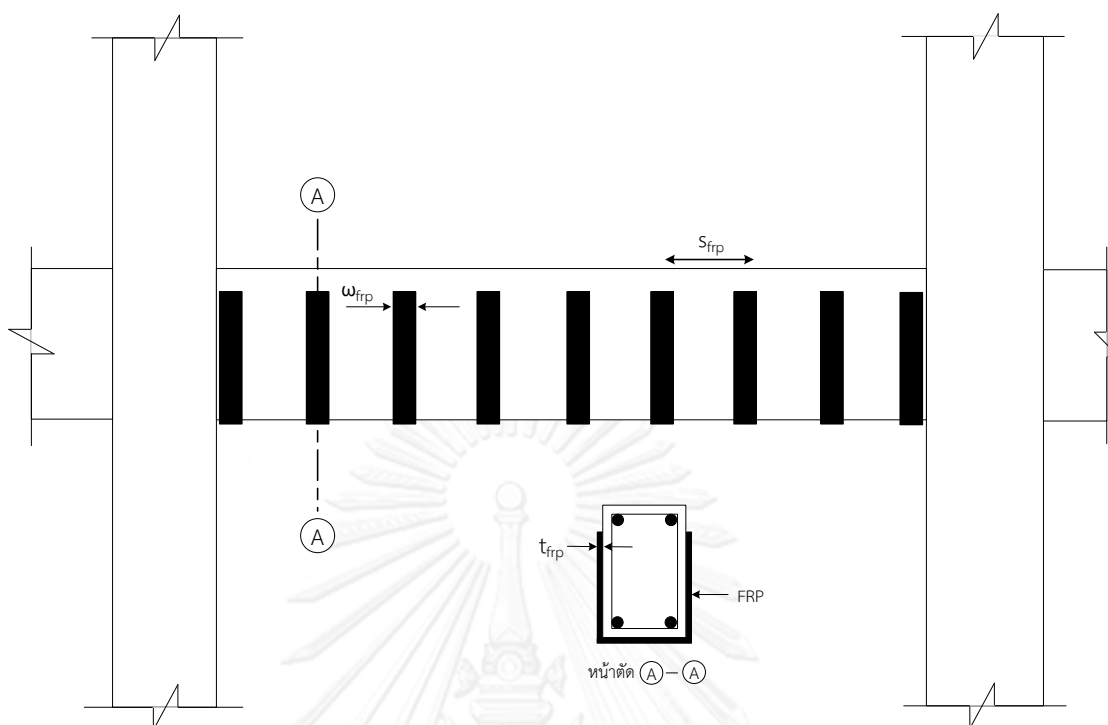
ไม่พบเสา คานและกำแพงรับแรงเฉือนที่มีกำลังต้านทานไม่เพียงพอที่ระดับปลอดภัยต่อชีวิต (LS)

2) ความเสียหายเนื่องจากแรงเฉือน

ไม่พบความเสียหายเนื่องจากแรงเฉือนในเสา แต่พบความเสียหายเนื่องจากแรงเฉือนในคานหลายแห่ง อาทิ คานบริเวณช่องบันไดและคานบริเวณกันสาดในชั้นที่ 3 จากความเสียหายที่เกิดขึ้น จึงนำการเสริมกำลังเฉพาะที่ใช้แผ่น FRP รัศคานในลักษณะตัว U (U-jacketing) มาใช้เพื่อเพิ่มกำลังต้านทานแรงเฉือนในคานดังแสดงในรูปที่ 5.2-4 ขนาดของแผ่น FRP ที่ใช้และตำแหน่งที่ติดตั้งแสดงดังตารางที่ 5.2-2 และภาคผนวก ข ตามลำดับ

ตารางที่ 5.2-2 ขนาดแผ่น FRP สำหรับการเสริมกำลังต้านทานแรงเฉือนในคาน

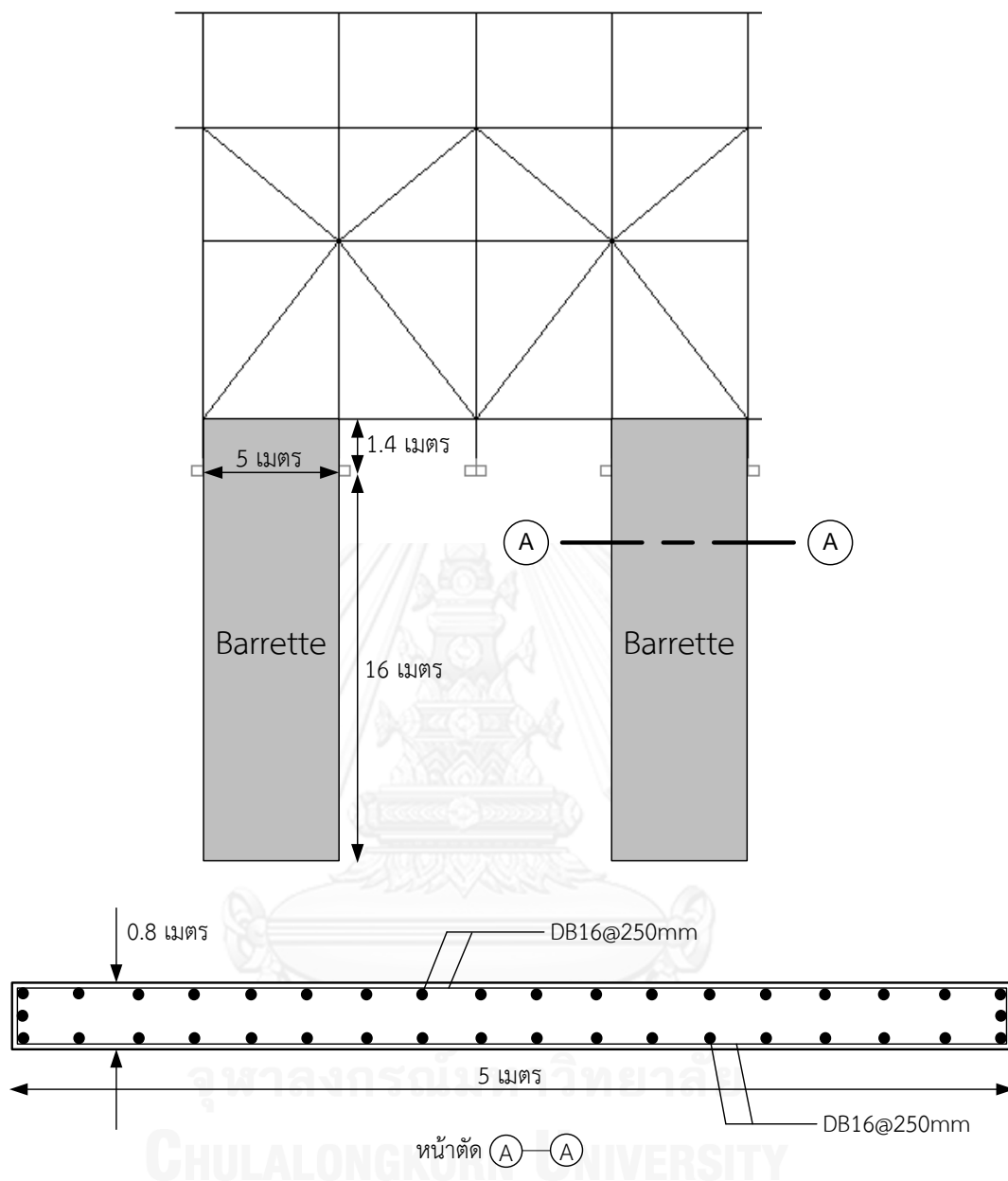
สัญลักษณ์	ค่าโมดูลัส ยืดหยุ่น (MPa)	หน่วยแรง ดัดประลัย (MPa)	ความกว้าง (ω_{frp}) (ซม.)	ควาหนา (t_{frp}) (ซม.)	ระยะห่างระหว่าง แผ่น FRP (s_{frp}) (ซม.)
	165,000	3,100	5	0.12	10
	210,000	3,200	12	0.14	10
	165,000	3,100	5	0.12	15



รูปที่ 5.2-4 รายละเอียดการเสริมกำลังต้านทานแรงเฉือนในคาน

5.2.3 การเสริมกำลังต้านทานแรงเฉือนและแรงถอนให้แก่เสาเข็ม

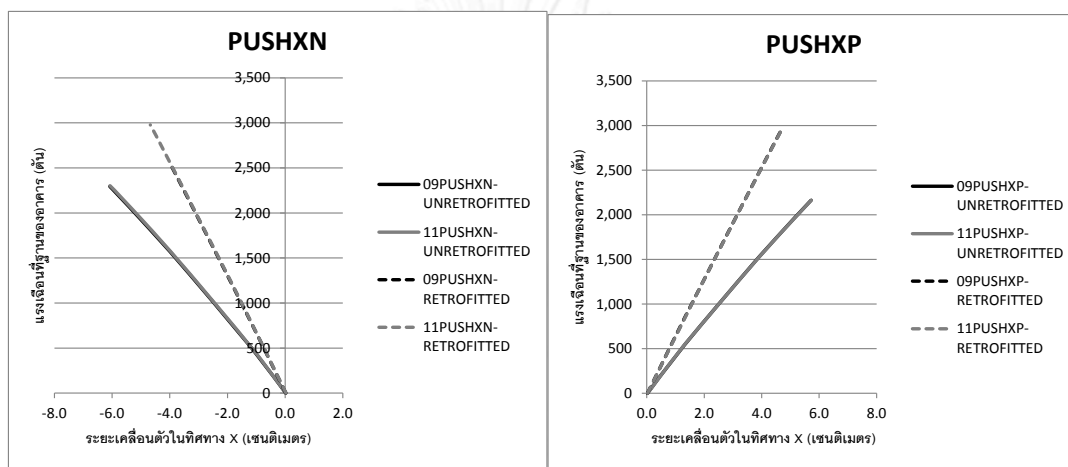
จากผลตรวจสอบกำลังต้านทานแรงเฉือนและแรงถอนของเสาเข็ม ภายหลังจากการเสริมความมั่นคงแข็งแรงให้แก่โครงสร้างโดยรวม พบว่า ฐานรากที่รองรับโครงแกงแนงเหล็กมีกำลังต้านทานแรงเฉือนและแรงถอนไม่เพียงพอ เพื่อแก้ปัญหาดังกล่าว จึงเลือกใช้เสาเข็มเจาะแบบสี่เหลี่ยมในการเสริมความมั่นคงแข็งแรง สำหรับตำแหน่งของเสาเข็มเจาะแบบสี่เหลี่ยมแสดงดังรูปที่ 5.2-2 และรูปที่ 5.2-3 รายละเอียดการเสริมกำลังต้านทานแรงเฉือนและแรงถอนโดยใช้เสาเข็มเจาะแบบสี่เหลี่ยมแสดงดังรูปที่ 5.2-5



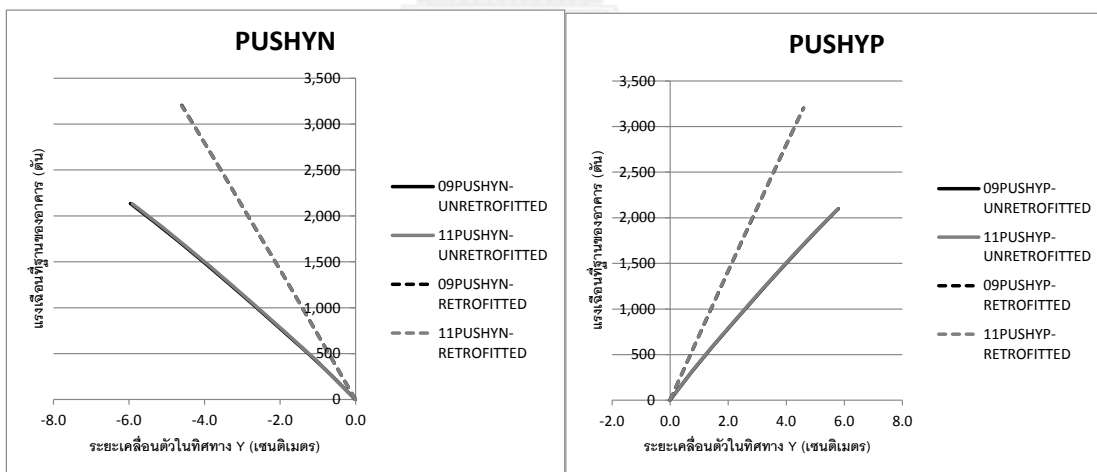
รูปที่ 5.2-5 รายละเอียดการเสริมกำลังต้านทานแรงเฉือนและแรงถอนโดยใช้เสาเข็มเจาะแบบ
 สี่เหลี่ยม

5.3 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนรวมที่ฐานและการเคลื่อนตัวของจุดควบคุมภายหลังการเสริมความมั่นคงแข็งแรง

ความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนรวมที่ฐานและการเคลื่อนตัวของจุดควบคุมก่อนและหลังการเสริมความมั่นคงแข็งแรงให้แก่อาคารตัวอย่างจากการวิเคราะห์ด้วยกระบวนการสถิติไร้เชิงเส้นแสดงดังรูปที่ 5.3-1 และตารางที่ 5.3-1 โดยภายหลังจากการเสริมกำลังจะสังเกตได้ว่า อาคารตัวอย่างมีสถิติเนสของโครงสร้างเพิ่มขึ้น ทำให้ต้องต้านทานแรงด้านข้างมากขึ้นภายใต้ค่าการเคลื่อนที่เป้าหมายที่ลดลง



(ก)



(ข)

รูปที่ 5.3-1 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนรวมที่ฐานและการเคลื่อนตัวของจุดควบคุม

ก่อนและหลังการเสริมความแข็งแรงให้แก่อาคาร

(ก) การเคลื่อนตัวเป้าหมายของจุดควบคุมในทิศทาง X

(ข) การเคลื่อนตัวเป้าหมายของจุดควบคุมในทิศทาง Y

ตารางที่ 5.3-1 ค่าแรงเฉือนรวมที่ฐาน ณ ตำแหน่งการเคลื่อนตัวเป้าหมายของจุดควบคุมก่อนและหลังการเสริมความแข็งแรงให้แก่อาคาร

ทิศ ทาง	ค่าการเคลื่อนตัว เป้าหมาย (เซนติเมตร)		แรงเฉือนรวมที่ฐาน (ตัน)		สัมประสิทธิ์แรงเฉือนที่ฐาน	
	ก่อนเสริม	หลังเสริม	ก่อนเสริม	หลังเสริม	ก่อนเสริม	หลังเสริม
X+	5.7	4.7	2,163	2,974	0.08	0.10
X-	6.1	4.7	2,302	2,978	0.08	0.10
Y+	5.8	4.5	2,099	3,204	0.08	0.11
Y-	5.9	4.6	2,135	3,205	0.08	0.11

หมายเหตุ น้ำหนักของอาคารก่อนและหลังการเสริมความแข็งแรงให้แก่อาคารมีค่าเท่ากับ 27,963 และ 28,524 ตัน ตามลำดับ

5.4 การตอบสนองของอาคารตัวอย่างภายหลังจากการเสริมความมั่นคงแข็งแรง

5.4.1 โหมดการสั่นพื้นฐาน

คาบการสั่นพื้นฐานที่เปลี่ยนแปลงไปก่อนและหลังการเสริมความมั่นคงแข็งแรงให้แก่อาคาร ตัวอย่างแสดงดังตารางที่ 5.4-1

ตารางที่ 5.4-1 ค่าคาบการสั่นพื้นฐานที่เปลี่ยนแปลงไปก่อนและหลังการเสริมความมั่นคงแข็งแรงให้แก่อาคารตัวอย่าง

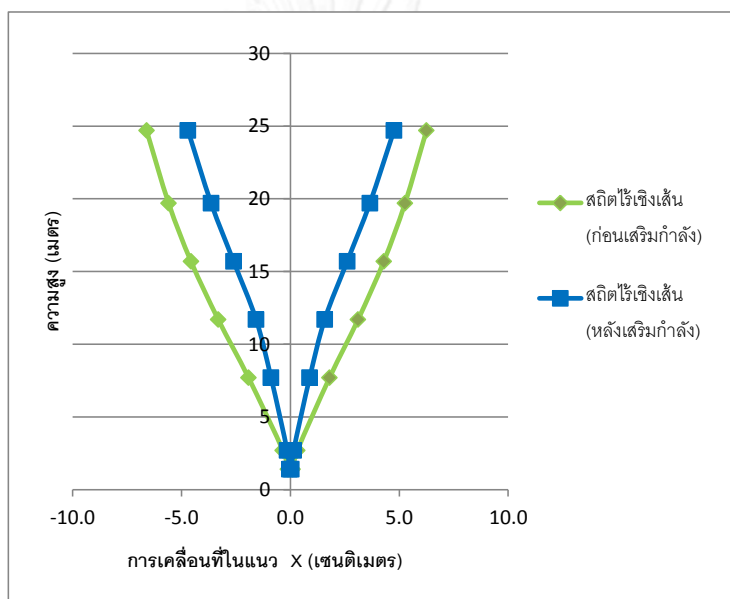
โหมดการเคลื่อนตัว	คาบการสั่นพื้นฐาน (วินาที)	
	ก่อนเสริม	หลังเสริม
ทิศทาง X	1.12	0.81
ทิศทาง Y	1.12	0.76
การบิดรอบแกนในแนวตั้ง	1.16	0.70

5.4.2 การเคลื่อนที่ (displacement)

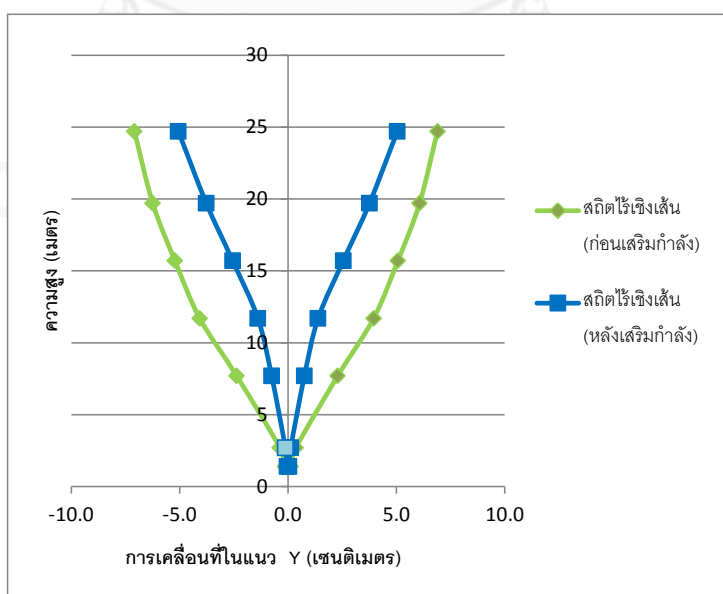
ค่าการเคลื่อนที่สูงสุดภายใต้แรงที่กระทำในทิศทางเดียว (monotonic) แสดงดังตารางที่ 5.4-2 การเปรียบเทียบค่าการเคลื่อนที่ตลอดความสูงของอาคารก่อนและหลังการเสริมความมั่นคงแข็งแรงแสดงดังรูปที่ 5.4-1 และรูปที่ 5.4-2 โดยแยกตามทิศทางของแรงกระทำทางด้านข้าง ภายหลังจากการเสริมความแข็งแรงให้แก่อาคาร พบว่า ค่าการเคลื่อนที่ตลอดความสูงของอาคารลดลง ในชั้นที่มีการเสริมโครงแกนเหล็ก นอกจากนี้ ค่าการเคลื่อนที่ตลอดความสูงมีค่าลดลงอย่างมีนัยสำคัญเมื่อเทียบกับสภาพก่อนการเสริมความแข็งแรง

ตารางที่ 5.4-2 ค่าการเคลื่อนที่สูงสุดของอาคารตัวอย่างก่อนและหลังการเสริมความมั่นคงแข็งแรง

ทิศทาง	ค่าการเคลื่อนที่สูงสุด (ซม.)			
	ก่อนเสริมกำลัง		หลังเสริมกำลัง	
X	6.3	-6.6	4.8	-4.7
Y	6.9	-7.1	5.0	-5.1



รูปที่ 5.4-1 ค่าการเคลื่อนที่สูงสุดก่อนและหลังการเสริมความแข็งแรงภายใต้แรงที่กระทำในทิศทาง X



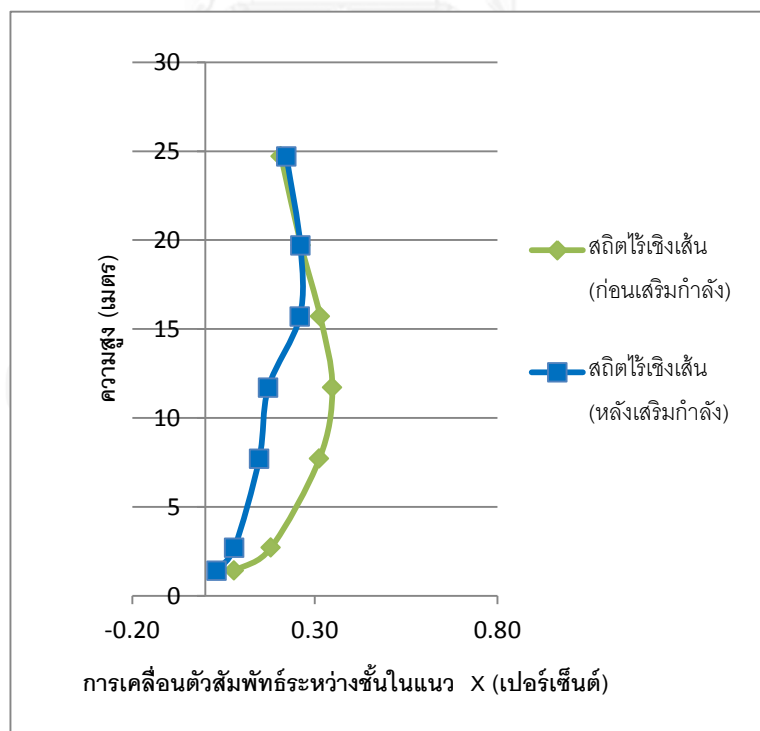
รูปที่ 5.4-2 ค่าการเคลื่อนที่สูงสุดก่อนและหลังการเสริมความแข็งแรงภายใต้แรงที่กระทำในทิศทาง Y

5.4.3 ร้อยละการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้น

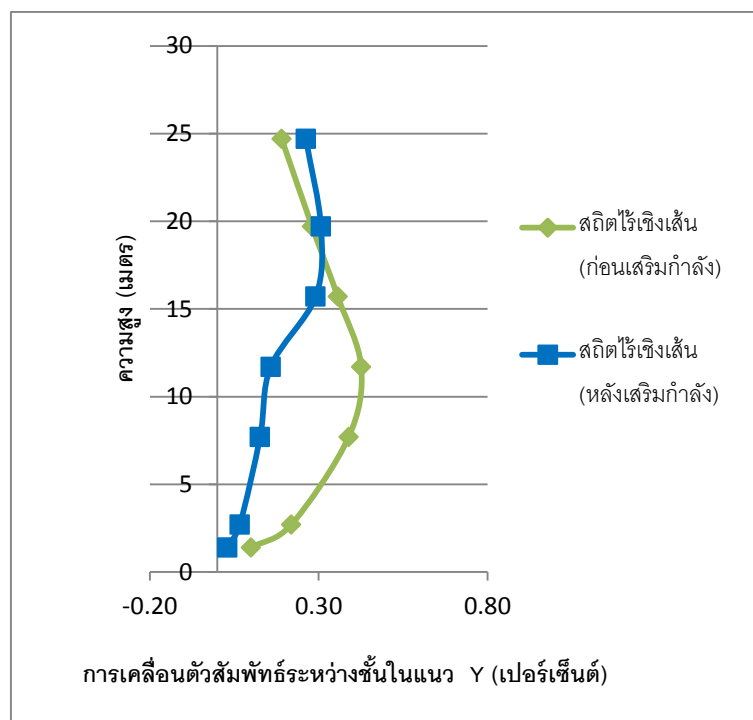
ค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นสูงสุดของอาคารตัวอย่างก่อนและหลังการเสริมความมั่นคงแข็งแรงภายใต้แรงที่กระทำในทิศทางเดียว (monotonic) แสดงดังตารางที่ 5.4-3 การเปรียบเทียบค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นตลอดความสูงของอาคารก่อนและหลังการเสริมความแข็งแรงแสดงดังรูปที่ 5.4-3 และรูปที่ 5.4-4 ภายหลังจากการเสริมความแข็งแรงให้แก่อาคารตัวอย่างพบว่า ค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นมีค่าไม่เกินกว่าค่าที่ยอมให้ที่ระดับ LS นั่นคือ 2 เปอร์เซ็นต์ โดยค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นตลอดความสูงของอาคารมีค่าลดลง ยกเว้นในชั้นที่ 5 และชั้นห้องเครื่องลิฟต์และคานหลังคาซึ่งมีค่าใกล้เคียงกับสภาพก่อนการเสริมความแข็งแรง โดยชั้นที่ติดตั้งโครงแกนเหล็ก ค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นตลอดความสูงมีค่าลดลงอย่างมีนัยสำคัญ

ตารางที่ 5.4-3 ค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นสูงสุดของอาคารตัวอย่างก่อนและหลังการเสริมความมั่นคงแข็งแรง

ทิศทาง	ค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นสูงสุด (%)	
	ก่อนเสริมกำลัง	หลังเสริมกำลัง
X	0.35	0.26
Y	0.43	0.31



รูปที่ 5.4-3 ค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นก่อนและหลังการเสริมความแข็งแรงภายใต้แรงที่กระทำในทิศทาง X



รูปที่ 5.4-4 ค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นก่อนและหลังการเสริมความแข็งแรง
ภายใต้แรงที่กระทำในทิศทาง Y

5.4.4 ผลการตรวจสอบเสาภายหลังการเสริมความมั่นคงแข็งแรง

ภายหลังการเสริมความมั่นคงแข็งแรง ไม่พบเสาที่เกิดความเสียหายเนื่องจากแรงเฉือนและมูมหมุนพลาสติกที่เกิดขึ้นมีค่าต่ำกว่ามูมหมุนพลาสติกที่ยอมให้ที่ระดับ LS ดังแสดงในตารางที่ 5.4-4 และภาคผนวก ข

ตารางที่ 5.4-4 ค่ามากที่สุดของ DCR แรงเฉือน มุมหมุนพลาสติกและเปอร์เซ็นต์ขององค์อาคารเสาที่เกิดความเสียหายเกินกว่าค่าที่ยอมรับได้แยกตามรายชั้นของอาคารภายหลังการเสริมความมั่นคงแข็งแรง

ชั้น	ค่ามากที่สุด		จำนวนชิ้นส่วนที่เสียหาย (%)				
			ระดับสมรรถนะที่ยอมรับ				
	DCR ของแรงเฉือน	มุมหมุนพลาสติก (เรเดียน)	แรงเฉือน	ผ่านเกณฑ์ IO	IO ถึง LS	LS ถึง CP	ไม่ผ่านเกณฑ์ CP
ห้องเครื่องลิฟต์และคานหลังคา	0.36	0.0005	0.0	6.4	0.0	0.0	0.0
ชั้นที่ 5	0.64	0.0026	0.0	8.4	0.0	0.0	0.0
ชั้นที่ 4	0.77	0.0017	0.0	13.6	0.0	0.0	0.0
ชั้นที่ 3	0.48	0.0000	0.0	15.3	0.0	0.0	0.0
ชั้นที่ 2	0.37	0.0000	0.0	18.7	0.0	0.0	0.0
ชั้นที่ 1	0.72	0.0000	0.0	17.7	0.0	0.0	0.0
ทางเดิน	0.63	0.0000	0.0	19.9	0.0	0.0	0.0
รวม			0.0	100.0	0.0	0.0	0.0

5.4.5 ผลการตรวจสอบคานภายหลังการเสริมความมั่นคงแข็งแรง

ภายหลังการเสริมกำลังต้านทานแรงเฉือนให้แก่คานโดยใช้แผ่น FRP ไม่พบคานเกิดความเสียหายเนื่องจากแรงเฉือนและมุมหมุนพลาสติกที่เกิดขึ้นมีค่าต่ำกว่ามุมหมุนพลาสติกที่ยอมรับที่ระดับ LS ดังตารางที่ 5.4-5 และภาคผนวก ข

ตารางที่ 5.4-5 ค่ามากที่สุดของ DCR แรงเฉือน มุมหมุนพลาสติกและเปอร์เซ็นต์ขององค์
อาคารคานที่เกิดความเสียหายเกินกว่าค่าที่ยอมรับได้แยกตามรายชั้นของอาคารภายหลังการ
เสริมความมั่นคงแข็งแรง

ชั้น	ค่ามากที่สุด		จำนวนชิ้นส่วนที่เสียหาย (%)				
			ระดับสมรรถนะที่ยอมรับ				
	DCR ของ แรงเฉือน	มุมหมุน พลาสติก (เรเดียน)	แรง เฉือน	ผ่าน เกณฑ์ IO	IO ถึง LS	LS ถึง CP	ไม่ผ่าน เกณฑ์ CP
ห้องเครื่องลิฟต์ และคานหลังคา	0.95	0.0030	0.0	8.4	0.1	0.0	0.0
ชั้นที่ 5	0.82	0.0045	0.0	12.5	0.2	0.0	0.0
ชั้นที่ 4	0.91	0.0047	0.0	17.0	0.2	0.0	0.0
ชั้นที่ 3	0.93	0.0045	0.0	21.5	0.1	0.0	0.0
ชั้นที่ 2	0.82	0.0043	0.0	14.0	0.1	0.0	0.0
ชั้นที่ 1	0.82	0.0040	0.0	11.9	0.1	0.0	0.0
ทางเดิน	0.74	0.0000	0.0	13.8	0.0	0.0	0.0
รวม			0.0	99.3	0.7	0.0	0.0

5.4.6 ผลการตรวจสอบกำแพงรับแรงเฉือนภายหลังการเสริมความมั่นคงแข็งแรง

จากผลการประเมินภายหลังการเสริมความมั่นคงแข็งแรง พบว่า กำแพงรับแรงเฉือนทุกชั้นมี
กำลังต้านทานเพียงพอที่ระดับสมรรถนะ LS ดังแสดงในตารางที่ 5.4-6 และภาคผนวก ข

ตารางที่ 5.4-6 ค่ามูมหมุนพลาสติกที่มากที่สุดและเปอร์เซ็นต์ของกำแพงรับแรงเฉือนที่เกิดความเสียหายเกินกว่าค่าที่ยอมรับได้ที่ระดับสมรรถนะต่างๆแยกตามรายชั้นของอาคารภายหลังการเสริมความมั่นคงแข็งแรง

ชั้น	ค่ามากที่สุดของมูมหมุนพลาสติก (เรเดียน)	จำนวนชั้นส่วนที่เสียหาย (%)			
		ระดับสมรรถนะที่ยอมรับให้			
		ผ่านเกณฑ์ IO	IO ถึง LS	LS ถึง CP	ไม่ผ่านเกณฑ์ CP
ห้องเครื่องลิฟต์และคานหลังคา	0.0018	14.3	0.0	0.0	0.0
ชั้นที่ 5	0.0020	7.1	7.1	0.0	0.0
ชั้นที่ 4	0.0021	0.0	14.3	0.0	0.0
ชั้นที่ 3	0.0016	0.0	14.3	0.0	0.0
ชั้นที่ 2	0.0011	14.3	0.0	0.0	0.0
ชั้นที่ 1	0.0005	14.3	0.0	0.0	0.0
ทางเดิน	0.0004	14.3	0.0	0.0	0.0
รวม		64.3	35.7	0.0	0.0

5.4.7 ผลการตรวจสอบเสาเข็มภายหลังการเสริมความมั่นคงแข็งแรง

ภายหลังการเสริมความมั่นคงแข็งแรงให้แก่ฐานรากโดยใช้เสาเข็มเจาะแบบสึ่เหลี่ยม พบว่าไม่พบฐานรากที่มีกำลังต้านทานแรงเฉือนและแรงถอนไม่เพียงพอ โดยค่าแรงเฉือนและแรงถอนในเสาเข็มที่มากที่สุดรวมถึงร้อยละฐานรากที่มีกำลังต้านทานไม่เพียงพอภายหลังการเสริมความมั่นคงแข็งแรงแสดงดังตารางที่ 5.4-7

ตารางที่ 5.4-7 ค่าแรงเฉือนและแรงถอนที่มากที่สุดต่อเสาเข็มหนึ่งต้นภายหลังการเสริมความมั่นคงแข็งแรง

ฐานรากที่รองรับ	ค่ามากที่สุดต่อเสาเข็มหนึ่งต้น (ตัน)		ร้อยละฐานรากที่มีกำลังต้านทานไม่เพียงพอ (%)	
	แรงเฉือน	แรงถอน	แรงเฉือน	แรงถอน
เสา	72	114	0	0
กำแพงรับแรงเฉือน	11	10	0	0

บทที่ 6

สรุปผลการศึกษา

จากการศึกษาการประเมินและเสริมความมั่นคงแข็งแรงให้แก่อาคารตัวอย่าง พบว่า

1. อาคารตัวอย่างมีกำลังต้านทานแผ่นดินไหวไม่ผ่านเกณฑ์เป้าหมายในการเสริมความมั่นคงแข็งแรงขั้นต่ำด้วยระดับเป้าหมายเพื่อความปลอดภัยขั้นพื้นฐาน (Basic Safety Objective, BSO) ภายใต้ภัยแผ่นดินไหวระดับปานกลางที่มีคาบการกลับ 225 ปีเนื่องจากองค์อาคารจำนวนหนึ่งมีกำลังต้านทานแผ่นดินไหวไม่เพียงพอที่ระดับปลอดภัยต่อชีวิต (life safety performance level, LS) ถึงแม้ว่าร้อยละการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นสูงสุดในอาคารจะผ่านเกณฑ์การยอมรับที่ระดับ LS ก็ตาม
2. การประเมินกำลังต้านทานแผ่นดินไหวโดยใช้กระบวนการวิเคราะห์แบบเชิงเส้นจะตรวจสอบพบร้อยละขององค์อาคารที่เสียหายมากกว่ากระบวนการวิเคราะห์แบบไร้เชิงเส้น ซึ่งการไม่พิจารณาถึงผลของผนังอิฐก่อในการต้านทานแรงกระทำทางด้านข้างในกระบวนการสลิตไร้เชิงเส้นก็ได้ทำให้ร้อยละขององค์อาคารที่มีกำลังต้านทานไม่เพียงพอมีจำนวนมากกว่ากระบวนการแบบเชิงเส้น
3. การเลือกใช้กระบวนการวิเคราะห์แบบไร้เชิงเส้นในการเสริมความมั่นคงแข็งแรงให้แก่อาคาร แม้ว่าจะมีค่าใช้จ่ายในการวิเคราะห์มากขึ้นแต่ก็ทำให้ค่าใช้จ่ายสำหรับการเสริมกำลังต้านทานแผ่นดินไหวโดยรวมลดลง
4. การเสริมความมั่นคงแข็งแรงให้แก่อาคารตัวอย่างจะเลือกใช้ทั้งการเสริมกำลังให้แก่โครงสร้างโดยรวมและการเสริมกำลังเฉพาะที่ เพื่อให้อาคารตัวอย่างมีกำลังต้านทานแผ่นดินไหวผ่านเกณฑ์เป้าหมายในการเสริมความมั่นคงแข็งแรงขั้นต่ำด้วยระดับเป้าหมายเพื่อความปลอดภัยขั้นพื้นฐาน (Basic Safety Objective, BSO) ภายใต้ภัยแผ่นดินไหวระดับปานกลางที่มีคาบการกลับ 225

รายการอ้างอิง

- ACI Committee. "Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary (ACI 318-05)." American Concrete Institute, 2005.
- Alzoubi, F. and L. Zhengliang. "Overview Shear Strengthening of RC Beams with Externally Bonded FRP Composites " *Journal of Applied Sciences* 7, no. 8 (2007): 1093-1106.
- American Society of Civil Engineers. *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings: Pre-Publication Edition for Public Comment and Final Review (ASCE/SEI 41-13)*. Reston, VA.: American Society of Civil Engineers, 2013.
- Balamuralikrishnan, R. and C.J. Antony. "Flexural Behavior of RC Beams Strengthened with Carbon Fiber Reinforced Polymer (CFRP) Fabrics." *The Open Civil Engineering Journal* 3, (2009): 102-109.
- Bousselham, A. and O. Chaallal. "Behavior of Reinforced Concrete T-Beams Strengthened in Shear with Carbon Fiber-Reinforced Polymer - an Experimental Study." *ACI Structural Journal* 103, (2006): 339-347.
- British Standard Committees. "Structural Use of Concrete " In *Part 1: Code of practice for design and construction (BS 8110-1:1997)*. London, UK: British Standards Institution, 1997.
- Bukhari, I. A., R. L. Vollum, S. Ahmad and J. Sagaseta. "Shear Strengthening of Reinforced Concrete Beams with CFRP." *Magazine of Concrete Research* 1, no. 62 (2010): 65-77.
- Burkholder, M. "Performance Based Analysis of a Steel Braced Frame Building with Buckling Restrained Braces ". Faculty of California Polytechnic State University, San Luis Obispo, 2012.
- Chopra, A.K. *Dynamics of Structures: Theory and Applications to Earthquake Engineering* Third Edition: Prentice-Hall, 2007.

- Computers and Structures Inc. *ETABs : Extended 3D Analysis and Performance Assessment for 3D Structures User's Guide*. Version 9.7.4 ed. Berkeley, CA.: Computers and Structures, Inc, 2011.
- Computers and Structures Inc. *SAP2000 : Integrated Finite Element Analysis and Design of Structures*. Version 15.0.0 ed. Berkeley, CA.: Computers and Structures, Inc, 2011.
- Duthinh, D. and M. Starnes. *Strength and Ductility of Concrete Beams Reinforced with Carbon FRP and Steel* National Institute of Standards 2001.
- El-Amoury, T. and A. Ghobarah. "Retrofit of RC frames using FRP jacketing or Steel bracing." *Journal of Sustainable Energy and Environment* 7, no. 2 (2005): 83-94.
- European Committee for Standardization. *Eurocode 8 - Design of Structures for Earthquake Resistance - Part 3: Assessment and Retrofitting of Buildings*. Brussels, Belgium, 2005.
- Faella, C., C. Lima, E. Martinelli and R. Realfonzo. "Seismic Analysis of RC Framed Structures Retrofitted with Steel Braces." *Proceeding of: OPENSEES Days*, (2012): 149-156.
- Federal Emergency Management Agency. "Techniques for the Seismic Rehabilitation of Existing Buildings (FEMA 547)." Washington, DC Federal Emergency Management Agency, 2006.
- Garrett, R.H. "Performance-Based Analysis of a Reinforced Concrete Shear Wall Building." California Polytechnic State University, 2012.
- Jumaat, M.Z. and Md.A. Alam. "Strengthening of R.C. Beams Using Externally Bonded Plates and Anchorages." *Australian Journal of Basic and Applied Sciences* 3(3), (2008): 2207-2211.
- Kadid, A. and D. Yahiaoui. "Seismic Assessment of Braced RC Frames." *Procedia Engineering* 14, (2011): 2899–2905.

- Komuro, T. and M. Hirosawa. "Analysis on Elasto-Plastic Behavior of an Existing Reinforced Concrete Building Retrofitted by Steel Framed Braces in Different Arrangements and Simplified Evaluation Method of Horizontal Bearing Capacity of the Retrofitted Building." In *13th World Conference on Earthquake Engineering*. Vancouver, Canada, 2004.
- Mander, J.B., M.J.N. Priestley and R. Park. "Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete." *ASCE Journal of Structural Engineering* 114, no. 8 (1988): 1804-1826.
- Paulay, T. and M.J.N. Priestley. *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*. New York: John Wiley and Sons, 1992.
- Priestley, M.J.N., F. Seible and M. Calvi. *Seismic Design and Retrofit of Bridges*. New York: John Wiley and Sons, 1996.
- Reddiar, M.K.M. "Stress-Strain Model of Unconfined and Confined Concrete and Stress-Block Parameters." Texas A&M University, 2009.
- Shaffu, A. "Comparison of Analysis Techniques for the Seismic Evaluation of an 88-Storey Reinforced Concrete Building." Ryerson University, 2001.
- Teng, J. G., J. F. Chen, S. T. Smith and L. Lam. *FRP: Strengthened RC Structures*. England: John Wiley&Sons,Ltd, 2002.
- Teng, J.G. and J.F. Chen. "Debonding Failures of RC Beams Strengthened with Externally Bonded FRP Reinforcement: Behaviour and Modelling " In *Asia-Pacific Conference on FRP in Structures*, edited by S.T. Smith: International Institute for FRP in Construction, 2007.
- Viswanath, K.G., K.B. Prakash and D. Anant. "Seismic Analysis of Steel Braced Reinforced Concrete Frames." *International Journal of Civil and Structural Engineering* 1, no. 1 (2010): 114-122.
- Welt, T. *Evaluation of Contemporary Design of Reinforced Concrete Lateral Resisting Systems Using Current Performance Objective Assessment Criteria*. USA: Office of the national earthquake hazards reduction program, 2010.

Youssef, M.A., H. Ghaffarzadeh and M. Nehdi. "Seismic Performance of RC Frames with Concentric Internal Steel Bracing." *Engineering Structures* 29, (2007): 1561–1568.

กมล สิงห์โตแก้วและคณะ. "น้ำหนักรบรรทุกสูงสุดเท่าที่เคຍทดสอบกับเสาเข็มในชั้นดินกรุงเทพฯ." การประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ 7, 2544.

กรมโยธาธิการและผังเมือง. "มาตรฐานการออกแบบอาคารต้านทานการสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว (มยผ. 1302-52)." กรุงเทพมหานคร: บริษัท ดิจิตอล ออฟเซต เอเชีย แปซิฟิก จำกัด, 2552.

กรมโยธาธิการและผังเมือง. "มาตรฐานการประเมินและการเสริมความมั่นคงแข็งแรงของโครงสร้างอาคารในเขตที่อาจได้รับแรงสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว (มยผ. 1303-57)." กรุงเทพมหานคร, 2557.

คณะทำงานการจัดการความรู้ในองค์กรกรมทางหลวงด้านที่ 3 งานก่อสร้างร่วมกับคณะทำงานจัดทำองค์ความรู้งานเสาเข็มในการก่อสร้างทางหลวง. งานเสาเข็มในการก่อสร้างทางหลวง. กรมทางหลวง กระทรวงคมนาคม, 2551.

ณรงค์ ทศนนิพันธ์และคณะ. "ประสบการณ์การก่อสร้างเสาเข็มเจาะแบบสี่เหลี่ยม." การประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ 5, (2542).



ภาคผนวก

จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย
CHULALONGKORN UNIVERSITY



ภาคผนวก ก.
ตัวอย่างการคำนวณ

จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย
CHULALONGKORN UNIVERSITY

ก.1 ตัวอย่างการคำนวณแรงกระทำด้านข้างเทียม

การคำนวณแรงกระทำด้านข้างเทียมในแต่ละชั้นของอาคารตัวอย่าง สำหรับกระบวนการวิเคราะห์สถิตเชิงเส้น มีลำดับขั้นตอนดังต่อไปนี้

$$T_x = 0.96 \quad \text{วินาที}$$

$$T_y = 0.88 \quad \text{วินาที}$$

$$a = 60 \quad \text{สำหรับประเภทชั้นดินชนิด D}$$

$$C_m = 0.9 \quad \text{สำหรับโครงสร้างดัดคอนกรีตที่มีจำนวนชั้นมากกว่า 3 ชั้นขึ้นไป}$$

$$W = 27,962 \quad \text{ตัน}$$

1) สร้างสเปกตรัมการตอบสนองสำหรับการประเมินกำลังต้านทานแผ่นดินไหว

สเปกตรัมการตอบสนองที่ใช้สำหรับการคำนวณหาแรงกระทำด้านข้างเทียมที่ฐานของอาคาร จะคำนวณจากสเปกตรัมการตอบสนองสำหรับการออกแบบที่ระดับแผ่นดินไหวที่คาบการเกิดซ้ำประมาณ 225 ปี โดยสเปกตรัมการตอบสนองที่คาบการเกิดซ้ำดังกล่าวจะคำนวณได้โดยการลดค่าความเร่งการตอบสนอง (S_a) จากสเปกตรัมการตอบสนองสำหรับการออกแบบลงครึ่งหนึ่ง ซึ่งสเปกตรัมการตอบสนองสำหรับการออกแบบดังกล่าวสามารถคำนวณได้โดยใช้ค่าพารามิเตอร์ต่างๆซึ่งอ้างอิงมาจากมาตรฐานการออกแบบอาคารต้านทานการสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว (มยผ. 1302-52) ซึ่งมีรายละเอียดการคำนวณดังต่อไปนี้

สำหรับอาคารที่ตั้งอยู่ในอำเภอเมือง จังหวัดเชียงใหม่ และมีชั้นดินประเภท D สามารถคำนวณค่า S_s และ S_1 ได้เท่ากับ 0.878 และ 0.248 ตามลำดับ จากค่าดังกล่าวนำไปคำนวณหาค่าสัมประสิทธิ์สำหรับชั้นดิน ณ ที่ตั้งอาคาร ซึ่งค่า F_a และ F_v มีเท่ากับ 1.149 และ 1.904 ตามลำดับ หลังจากนั้นจึงปรับแก้ค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมให้เหมาะสมกับประเภทของชั้นดิน ณ ที่ตั้งอาคาร

$$S_{MS} = F_a S_s = 1.149 * 0.878 = 1.009$$

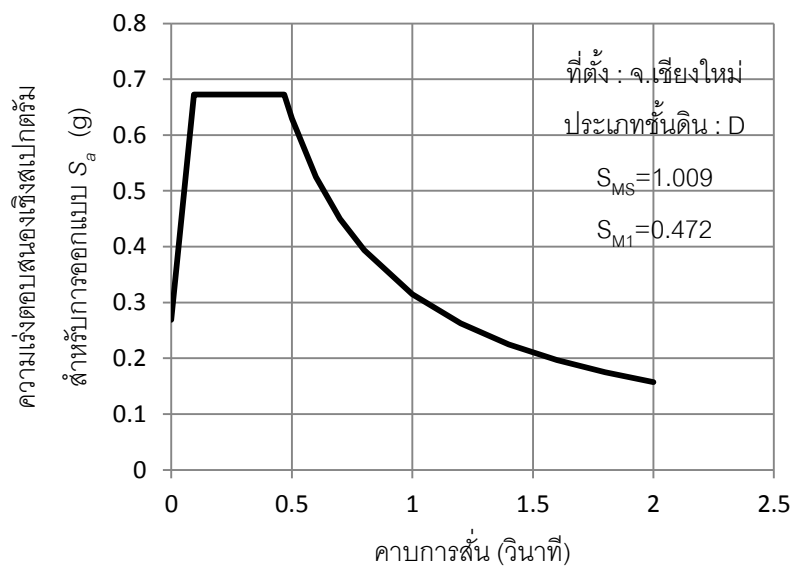
$$S_{M1} = F_v S_1 = 1.904 * 0.248 = 0.472$$

คำนวณหาค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมสำหรับการออกแบบที่คาบการสั่น 0.2 วินาที (S_{DS}) และที่คาบการสั่น 1 วินาที (S_{D1}) ได้ดังนี้

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS} = \frac{2}{3} * 1.009 = 0.672$$

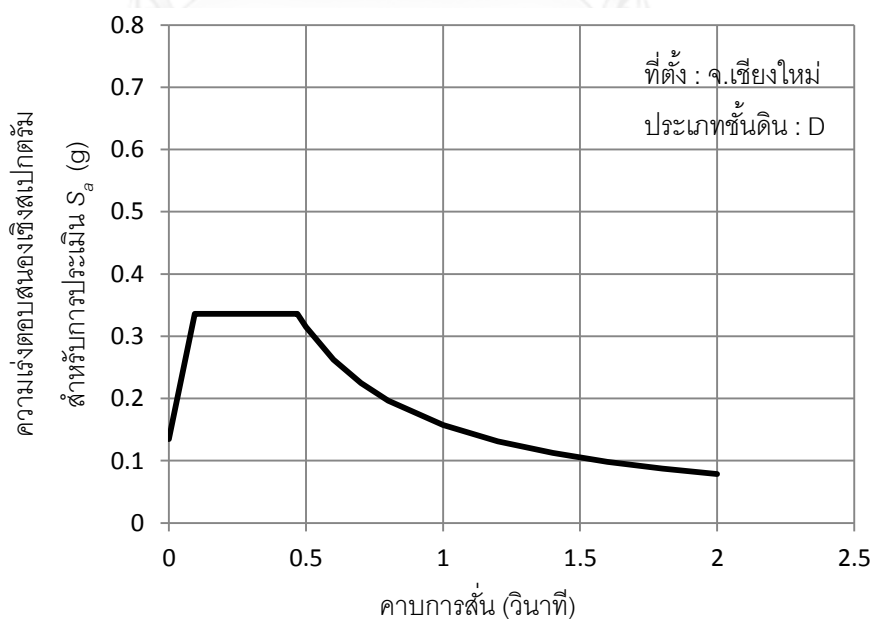
$$S_{D1} = \frac{2}{3} S_{M1} = \frac{2}{3} * 0.472 = 0.314$$

จากค่าพารามิเตอร์ต่างๆข้างต้นนำไปสร้างสเปกตรัมการตอบสนองสำหรับการออกแบบอาคารต้านทานการสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหวได้ดังแสดงในรูปที่ ก- 1



รูปที่ ก- 1 สเปกตรัมการตอบสนองสำหรับการออกแบบอาคารต้านทานการสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหวของอำเภอเมือง จังหวัดเชียงใหม่

จากสเปกตรัมการตอบสนองสำหรับการออกแบบข้างต้นนำไปคำนวณหาสเปกตรัมการตอบสนองสำหรับการออกแบบที่ระดับแผ่นดินไหวที่คาบการเกิดซ้ำประมาณ 225 ปีสำหรับการประเมินอาคารเก่า โดยลดค่าความเร่งการตอบสนอง (S_a) ลงครึ่งหนึ่งดังแสดงในรูปที่ ก- 2



รูปที่ ก- 2 สเปกตรัมการตอบสนองสำหรับการประเมินที่ระดับแผ่นดินไหวที่คาบการเกิดซ้ำประมาณ 225 ปี ของอำเภอเมือง จังหวัดเชียงใหม่

2) คำนวณหาแรงเฉือนที่ฐานของอาคารในแต่ละแนวแกนหลัก

ตัวอย่างการคำนวณแรงกระทำด้านข้างที่ฐานของอาคารในแนวแกน X

$$\mu_{strength} = \frac{DCR_{max}}{1.5} C_m = \frac{10 * 0.9}{1.5} = 6$$

$$C_1 = 1 + \frac{\mu_{strength} - 1}{aT^2}$$

$$= 1 + \frac{6 - 1}{60 * 0.96^2} = 1.09$$

เนื่องจากคาบการสั่นไหวพื้นฐานของอาคารทั้งสองทิศทางมีค่ามากกว่า 0.7 วินาที ดังนั้น $C_2 = 1$ ทั้งสองทิศทางและจากรูปที่ ก- 2 ค่า $S_{ax} = 0.164$ เมื่อ $T_x = 0.96$ วินาที

$$V_x = C_1 C_2 C_m S_{ax} W$$

$$= 1.09 * 1.0 * 0.9 * 0.164 * 27,962$$

$$= 4,492 \quad \text{ตัน}$$

สำหรับแรงกระทำด้านข้างที่ฐานของอาคารในแนวแกน Y มีหลักการคำนวณเช่นเดียวกับแรงกระทำด้านข้างที่ฐานของอาคารในแนวแกน X โดยค่าแรงกระทำด้านข้างที่ฐานของอาคารในแนวแกน Y ถูกแสดงในตารางที่ ก- 1

ตารางที่ ก- 1 การคำนวณแรงกระทำด้านข้างที่ฐานของอาคารในแต่ละทิศทางหลัก

	Ti (วินาที)	C1	C2	Sa	Vi (ตัน)
ทิศทาง X	0.96	1.09	1.0	0.16	4,492
ทิศทาง Y	0.88	1.10	1.0	0.18	4,965

3) คำนวณแรงกระทำด้านข้างที่ฐานในแต่ละชั้นของอาคาร

จากค่าแรงกระทำด้านข้างที่ฐานของอาคารที่คำนวณได้ จะต้องทำการคำนวณต่อเพื่อหาแรงกระทำด้านข้างในแต่ละชั้นตามความสูงดังแสดงในตารางที่ ก- 2 และตารางที่ ก- 3

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

$$F_x = C_{vx} V$$

k_x และ k_y มีค่าเท่ากับ 1.23 และ 1.19 ตามลำดับ เนื่องจาก T_x และ T_y มีค่าเท่ากับ 0.96 และ 0.88 วินาทีตามลำดับ

ตารางที่ ก- 2 การกระจายตัวของแรงกระทำด้านข้างเทียบในทิศทาง X แต่ละชั้นของอาคาร

ชั้นที่	น้ำหนักบรรทุกคงที่ (w_x) (ตัน)	h_x (เมตร)	$w_x h_x^k$	C_{vx}	F_x (ตัน)
ห้องเครื่องลิฟต์และ คานหลังคา	1,500	24.7	77,407	0.129	582
5	4,429	19.7	173,016	0.289	1,300
4	4,998	15.7	147,682	0.247	1,110
3	6,131	11.7	126,199	0.211	948
2	4,610	7.7	56,730	0.095	426
1	3,849	2.7	13,055	0.022	98
ทางเดิน	2,442	1.4	3,694	0.006	28
รวม	27,962		597,783		4,492

หมายเหตุ h_x วัดจากระดับบนสุดของฐานราก

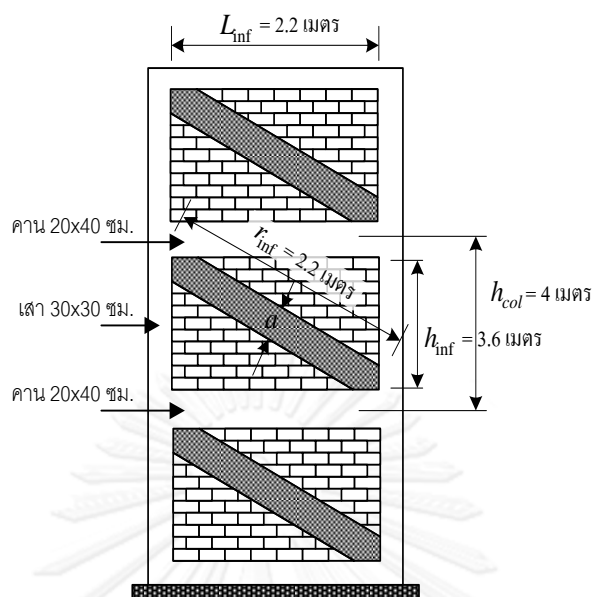
ตารางที่ ก- 3 การกระจายตัวของแรงกระทำด้านข้างเทียบในทิศทาง Y แต่ละชั้นของอาคาร

ชั้นที่	น้ำหนักบรรทุกคงที่ (w_y) (ตัน)	h_y (เมตร)	$w_y h_y^k$	C_{vy}	F_y (ตัน)
ห้องเครื่องลิฟต์และ คานหลังคา	1,500	24.7	68,303	0.127	630
5	4,429	19.7	154,022	0.286	1,421
4	4,998	15.7	132,639	0.246	1,224
3	6,131	11.7	114,652	0.213	1,058
2	4,610	7.7	52,387	0.097	483
1	3,849	2.7	12,559	0.023	116
ทางเดิน	2,442	1.4	3,646	0.007	34
รวม	27,962		538,208		4,965

หมายเหตุ h_y วัดจากระดับบนสุดของฐานราก

ก.2 ตัวอย่างการคำนวณความกว้างประสิทธิภาพของผนังอิฐก่อ

ผนังอิฐก่อที่นำมาใช้เป็นตัวอย่างในการคำนวณเป็นผนังอิฐซึ่งก่อระหว่างเสาในชั้นที่ 4 ตำแหน่งมุมอาคารบริเวณหมายเลขกริด Z-32 โดยมีรายละเอียดต่างๆดังแสดงในรูปที่ ก- 3



รูปที่ ก- 3 ลักษณะผนังอิฐก่อซึ่งก่อระหว่างเสาในชั้นที่ 4 บริเวณหมายเลขกริด Z-32

1) จากขนาด ลักษณะและคุณสมบัติของโครงเฟรมและผนังอิฐก่อ อันได้แก่

ความสูงเสาวัดจากแนวกึ่งกลางของคาน (h_{col})	= 4	เมตร
ความสูงของแผ่นผนังก่อ (h_{inf})	= 3.6	เมตร
ค่าคาดหวังของโมดูลัสความยืดหยุ่นของวัสดุโครงข้อแข็ง (E_{fe})	= 233,928	กก./ตร.ซม.
ค่าคาดหวังของโมดูลัสความยืดหยุ่นของวัสดุผนังก่อ (E_{me})	= 23,201	กก./ตร.ซม.
โมเมนต์ความเฉื่อยของพื้นที่หน้าตัดเสา (I_{col})	= 0.000675	เมตร ⁴
ความยาวของแผ่นผนังก่อ (L_{inf})	= 2.2	เมตร
ความยาวแนวทแยงของผนังอิฐก่อ (r_{inf})	= 4.22	เมตร
ความหนาของแผ่นผนังก่อและแนวค้ำยันเทียบเท่า (t_{inf})	= 0.1	เมตร

2) คำนวณความกว้างขององค์อาคารค้ำยันรับแรงอัด

จากพารามิเตอร์ที่ทราบค่าดังกล่าวข้างต้น นำไปแทนค่าเพื่อหาค่ามุมที่เป็นอัตราส่วนระหว่างความสูงของผนังก่อต่อความยาว (θ)

$$\begin{aligned}\theta &= \tan^{-1} \left(\frac{h_{inf}}{L_{inf}} \right) \\ &= \tan^{-1} \left(\frac{3.6}{2.2} \right) = 1.02 \quad \text{เรเดียน}\end{aligned}$$

คำนวณหาสัมประสิทธิ์ที่ใช้ในการหาความกว้างแนวค้ำยันเทียบเท่าของผนังก่อ (λ_1)

$$\lambda_1 = \left[\frac{E_{me} t_{inf} \sin(2\theta)}{4E_{fe} I_{col} h_{inf}} \right]^{0.25} \quad (\text{หน่วย ksi})$$

$$= \left[\frac{(23,201 * 0.0142)(0.1 * 39.37) \sin(2 * 1.02)}{4 * (233,928 * 0.0142)(0.000675 * 2,402,509)(3.6 * 39.37)} \right]^{0.25}$$

$$= 0.0248$$

แทนค่าหาความกว้างขององค์อาคารค้ำยันรับแรงอัด (a)

$$a = 0.175(\lambda_1 h_{col})^{-0.4} r_{inf}$$

$$= 0.175[0.0248 * (4 * 39.37)]^{-0.4} (4.22 * 39.37)$$

$$= 16.86 \quad \text{นิ้ว}$$

$$= 0.43 \quad \text{เมตร}$$

ก.3 ตัวอย่างการคำนวณการปรับขยายค่าแรงบิดโดยบังเอิญ

สำหรับกระบวนการเชิงเส้น การพิจารณาการปรับขยายค่าแรงบิดโดยบังเอิญจะพิจารณาในทุกๆชั้นของไดอะแฟรมและรายการน้ำหนักบรรทุกทุกรวม ซึ่งพิจารณาจากอัตราส่วนระหว่างการเคลื่อนที่สูงสุดของไดอะแฟรมพื้นและการเคลื่อนที่เฉลี่ยของไดอะแฟรมพื้น (η)

$$\eta = \frac{\delta_{max}}{\delta_{avg}}$$

โดยการตรวจสอบจะพิจารณาเฉพาะกรณีที่มีแรงแผ่นดินไหวกระทำทิศทางเดียว ซึ่งผลการตรวจสอบ แสดงดังตารางที่ ก- 4

ตารางที่ ก- 4 ค่าอัตราส่วนระหว่างการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นสูงสุดของไดอะแฟรมและการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นเฉลี่ยของไดอะแฟรมแยกตามรายชั้นและรายการน้ำหนักบรรทุกรวม

รายการน้ำหนักบรรทุกรวม	η						ชั้นห้องเครื่องลิฟต์และคานหลังคา
	ชั้นทางเดิน	ชั้น 1	ชั้น 2	ชั้น 3	ชั้น 4	ชั้น 5	
XPTP	1.16	1.14	1.13	1.14	1.14	1.14	1.13
XPTN	1.17	1.14	1.14	1.15	1.16	1.15	1.14
XNTP	1.17	1.14	1.14	1.15	1.16	1.15	1.14
XNTN	1.16	1.13	1.13	1.14	1.14	1.13	1.12
YPTP	1.12	1.16	1.16	1.17	1.17	1.15	1.13
YPTN	1.23	1.11	1.12	1.13	1.13	1.12	1.13
YNTP	1.23	1.12	1.11	1.13	1.13	1.12	1.13
YNTN	1.11	1.15	1.16	1.17	1.17	1.15	1.13

ซึ่งถ้าหากค่า η ในชั้นใดมีค่ามากกว่า 1.2 แล้วนั้นแรงภายในและค่าการเคลื่อนตัวของอาคารเนื่องจากแรงบิดโดยบังเอิญจะต้องถูกคูณขยายค่าด้วยตัวประกอบ A_x

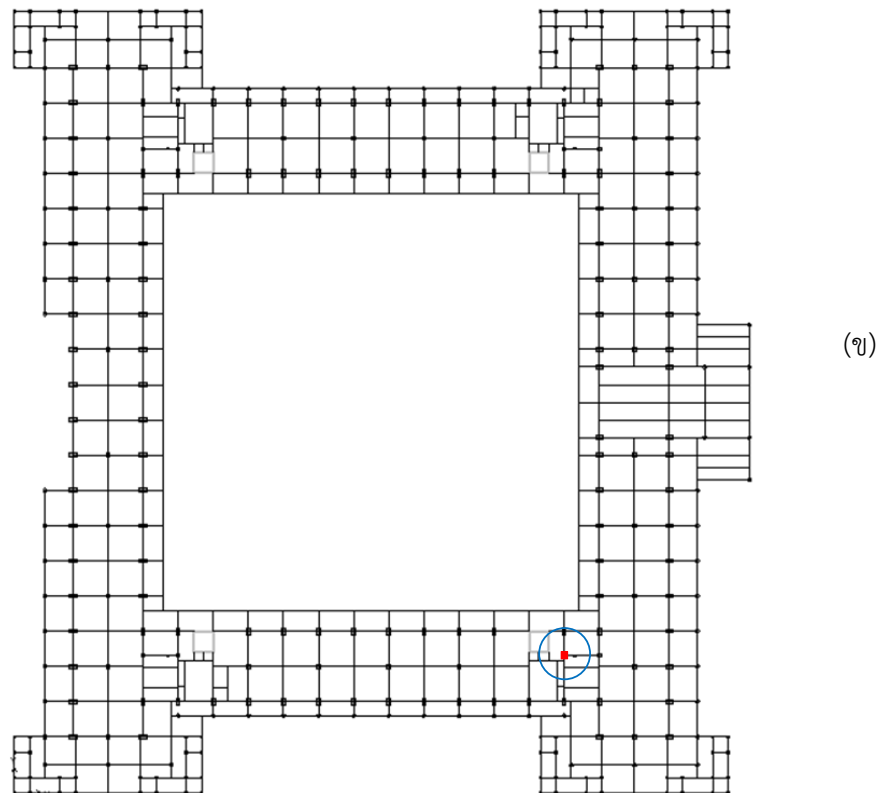
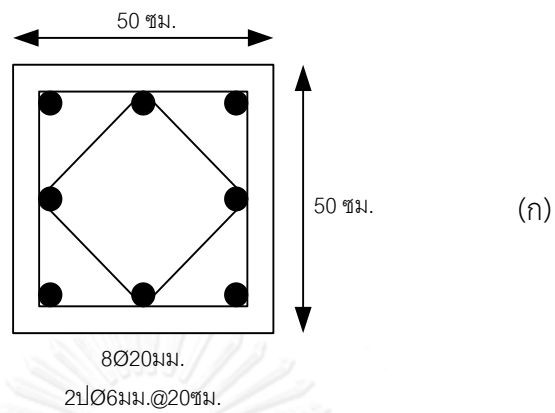
$$A_x = \left(\frac{\eta}{1.2} \right)^2 \leq 3.0$$

สำหรับรายการน้ำหนักบรรทุกรวม YPTN และ YNTP ในชั้นทางเดิน

$$A_x = \left(\frac{1.23}{1.2} \right)^2 = 1.05$$

ก.4 ตัวอย่างการคำนวณการประเมินกำลังต้านทานของเสา

เสาตัวอย่างที่นำมาใช้เป็นตัวอย่างการคำนวณเป็นเสาซึ่งตั้งอยู่ใกล้กับกำแพงรับแรงเฉือน ในชั้นที่ 4 เสดังกล่าวมีหน้าตัดขนาด 50x50 เซนติเมตรและมีรายละเอียดการเสริมดังแสดงในรูปที่ ก-



รูปที่ ก- 4 ตำแหน่งและรายละเอียดหน้าตัดเสาตัวอย่าง

(ก) รายละเอียดหน้าตัดเสาตัวอย่าง

(ข) ตำแหน่งของเสาตัวอย่างในชั้นที่ 4

1) จากผลการวิเคราะห์โครงสร้าง แรงที่เกิดขึ้นในเสามาจากการร่วมน้ำหนักบรรทุกทุกแบบ 11-YPXNTP มีค่าดังต่อไปนี้

แรงอัดตามแนวแกนเนื่องมาจากน้ำหนักบรรทุกทุกในแนวตั้ง (P_G)	= -50,106	กก. (แรงอัด)
แรงอัดตามแนวแกนเนื่องมาจากแรงเทียมทางด้านข้าง (P_E)	= 30,093	กก. (แรงดึง)
โมเมนต์ดัดรอบแกน X (M_x)	= 40,795	กก.-ม
โมเมนต์ดัดรอบแกน Y (M_y)	= 6,740	กก.-ม
แรงเฉือนในแนวแกน X เนื่องมาจากน้ำหนักบรรทุกทุกในแนวตั้ง (V_{GX})	= 1,544	กิโลกรัม
แรงเฉือนในแนวแกน X เนื่องมาจากแรงเทียมทางด้านข้าง (V_{EX})	= 1,900	กิโลกรัม
แรงเฉือนในแนวแกน Y เนื่องมาจากน้ำหนักบรรทุกทุกในแนวตั้ง (V_{GY})	= 2,154	กิโลกรัม
แรงเฉือนในแนวแกน Y เนื่องมาจากแรงเทียมทางด้านข้าง (V_{EY})	= 18,168	กิโลกรัม
ค่าตัวประกอบความเชื่อมั่นของข้อมูล (κ)	= 0.75	
ค่า C_1 สำหรับแรงกระทำในทิศทาง Y	= 1.1	
ค่า C_2 สำหรับแรงกระทำในทิศทาง Y	= 1.0	
ค่า J สำหรับบริเวณที่มีระดับความรุนแรงของแผ่นดินไหวปานกลาง	= 1.5	

2) คำนวณกำลังต้านทานโมเมนต์ของเสา

2.1) คำนวณหาค่า m-factor สำหรับพฤติกรรมที่ควบคุมโดยการเสียรูปเป็นหลัก

ก่อนจะทำการคำนวณหาค่า m-factor จะต้องมีการตรวจสอบเงื่อนไขของเหล็กปลอกเสียก่อนว่าเป็นไปตามเงื่อนไขใด โดยจะพิจารณาจากเงื่อนไขในตารางที่ 10-7 ใน ASCE41-13

$$\frac{M_x}{V_y d} = \frac{40,795}{(18,168 + 2,154) * 0.45} = 4.46$$

$$\frac{M_y}{V_x d} = \frac{6,740}{(1,544 + 1,900) * 0.45} = 4.35$$

เนื่องจากค่ามากที่สุดของ M/Vd ข้างต้นมีค่ามากกว่า 4 แต่จากข้อกำหนดของการนำสมการที่ 10-4 มาใช้ที่กล่าวว่า ถ้าค่ามากที่สุดของ M/Vd มีค่าเกินกว่า 4 ให้ใช้ค่าเท่ากับ 4 ในการคำนวณกำลังต้านทานแรงเฉือนทะเล (V_0) ดังนั้น

$$V_0 = \frac{A_v f_y d}{s} + \lambda \left[\frac{0.5 \sqrt{f'_c}}{M/Vd} \sqrt{1 + \frac{N_u}{0.5 \sqrt{f'_c} A_g}} \right] 0.8 A_g$$

$$= \frac{1.13 * 2400 * 45}{20} + (1) \left[\frac{0.5 \sqrt{240 * 0.098}}{4} \sqrt{1 + \frac{(50,106 - 30,093) * 9.81 / 10^6}{0.5 \sqrt{240 * 0.098} * 0.25}} \right] \frac{0.8 * (0.25) * 10^6}{9.81}$$

$$= 6,102 + 13,595 = 19,697 \quad \text{กิโลกรัม}$$

คำนวณหาอัตราส่วน V_p / V_0 ในทิศทาง Y เนื่องจากเป็นแนวแกนหลักที่รับแรงเฉือนวิกฤตภายใต้รายการน้ำหนักบรรทุกรวมที่กำลังพิจารณา

$$V_{py} / V_0 = (18,168 + 2,154) / 19,697 = 1.03$$

เนื่องจากเสาตัวอย่างมีเงื่อนไขของเหล็กปลอกในลักษณะของ Hoop แบบปิดที่มีการงอขอ 90 องศา (closed hoops with 90-degree hooks) และมีค่า $V_p / V_0 > 1$ ทำให้เงื่อนไขของเหล็กปลอกตรงกับเงื่อนไขที่ 3 ของตารางที่ 10-7

$$\frac{P}{A_g f'_c} = \frac{50,106 - 30,093}{(50 * 50) * 240} = 0.033$$

$$\rho = \frac{A_v}{b_w s} = \frac{4 * [\pi * (0.6^2) / 4]}{50 * 20} = 0.00113$$

$$\frac{V_y}{b_w d \sqrt{f'_c}} = \frac{(18,168 + 2,154) * 9.81 / 10^6}{0.5 * 0.45 * \sqrt{240 * 0.098}} = 0.18 \quad (\text{หน่วย MPa})$$

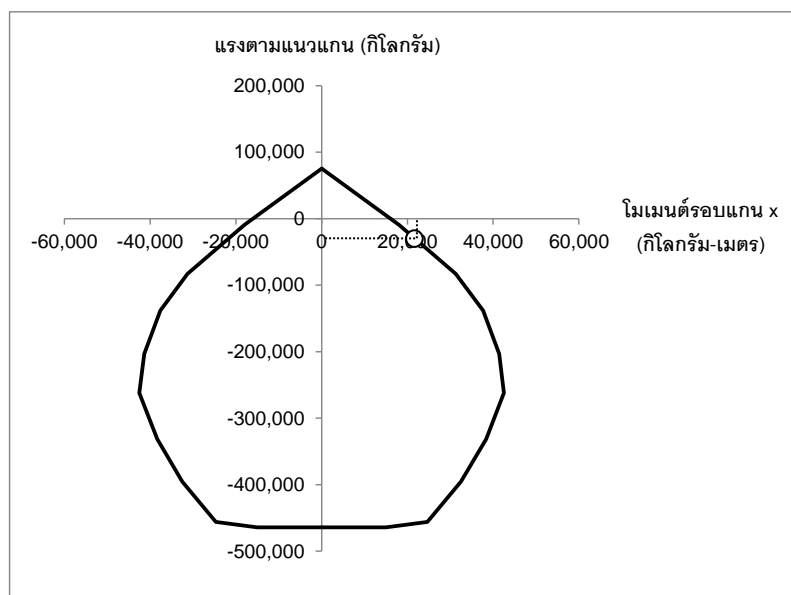
จากค่าพารามิเตอร์ต่างๆที่ถูกคำนวณข้างต้นรวมทั้งเงื่อนไขของเหล็กปลอกประเภทที่ 3 ทำให้สามารถคำนวณหาค่า m-factor จากตารางที่ 10-13 จะได้ค่าเท่ากับ 1 ในทุกระดับสมรรถนะของอาคารสำหรับชิ้นส่วนหลัก (primary component)

2.2) คำนวณหาค่ากำลังต้านทานของโมเมนต์จากปฏิสัมพันธ์ระหว่างแรงอัดในแนวแกนและโมเมนต์

$$P_{UF} = P_G + \frac{P_E}{C_1 C_2 J}$$

$$= -50,106 + \frac{30,093}{1.1 * 1.0 * 1.5} = -31,867 \quad \text{กิโลกรัม}$$

จากค่า P_{UF} ที่คำนวณได้ นำไปคำนวณหา กำลังต้านทานของโมเมนต์ของเสาตัวอย่างโดยใช้ปฏิสัมพันธ์ระหว่างแรงอัดในแนวแกนและโมเมนต์ของเสาตัวอย่างดังแสดงในรูปที่ ก- 5 เนื่องจากหน้าตัดเสามีลักษณะสมมาตร ดังนั้นกำลังต้านทานของโมเมนต์รอบแกน x และ y จึงมีค่าเท่ากับ 21,198 กิโลกรัม-เมตร



รูปที่ ก- 5 ปฏิสัมพันธ์ระหว่างแรงอัดในแนวแกนและโมเมนต์รอบแกน X ของเสา C5

3) ประเมินระดับสมรรถนะการต้านทานโมเมนต์ของเสาตัวอย่าง

จากข้อมูลทั้งหมดข้างต้น นำมาพิจารณาผลของโมเมนต์ในสองทิศทาง (biaxial bending) ดังต่อไปนี้

$$\left(\frac{M_{UDx}}{m_x \kappa M_{CEx}}\right)^2 + \left(\frac{M_{UDy}}{m_y \kappa M_{CEy}}\right)^2 = \left(\frac{40,795}{1 \cdot 0.75 \cdot 21,198}\right)^2 + \left(\frac{6,740}{1 \cdot 0.75 \cdot 21,198}\right)^2$$

$$= 6.76 > 1$$

เนื่องจากเกณฑ์การยอมรับของโมเมนต์ในสองทิศทางมีค่ามากกว่า 1 ทำให้สามารถสรุปผลการประเมินว่า เสาดังกล่าวมีค่ากำลังต้านทานโมเมนต์ไม่เพียงพอที่ระดับเข้าใช้อาคารได้ทันที (Immediate occupancy level) ระดับความปลอดภัยต่อชีวิต (Life safety level) และระดับการป้องกันการพังทลายโดยสิ้นเชิง (Collapse prevention level)

4) คำนวณกำลังต้านทานแรงเฉือนของเสา

ก่อนที่จะคำนวณกำลังต้านทานแรงเฉือนจะต้องคำนวณหาค่า k โดยจะพิจารณาจากความต้องการความเหนียว (ductility demand) สำหรับกระบวนการเชิงเส้นสามารถคำนวณได้จากค่า DCR ที่มากที่สุด

$$DCR - M_x = \frac{M_{UDx}}{M_{CEx}} = \frac{40,795}{21,198} = 1.92$$

$$DCR - M_y = \frac{M_{UDy}}{M_{CEy}} = \frac{6,740}{21,198} = 0.32$$

เนื่องจากค่า DCR มากที่สุดของโมเมนต์มีค่าเท่ากับ 1.92 ดังนั้นค่าความต้องการความเหนียว (ductility demand) มีค่าเท่ากับ 1.92 ทำให้ค่า $k = 1.0$ ดังนั้นกำลังต้านทานแรงเฉือนของเสาตัวอย่างมีค่าเท่ากับ

$$V_n = kV_o$$

$$= 1.0 * 19,625 = 19,697 \quad \text{กิโลกรัม}$$

5) ประเมินระดับสมรรถนะการต้านทานแรงเฉือนของเสาตัวอย่าง

คำนวณปรับลดค่าแรงที่เกิดขึ้นในองค์อาคารสำหรับพฤติกรรมที่ควบคุมโดยแรงเป็นหลัก

$$V_{UFx} = V_G + \frac{V_{Ex}}{C_1 C_2 J}$$

$$= 1,544 + \frac{1,900}{1.1 * 1.0 * 1.5} = 2,695 \quad \text{กิโลกรัม}$$

$$V_{UFy} = V_G + \frac{V_{Ey}}{C_1 C_2 J}$$

$$= 2,154 + \frac{18,168}{1.1 * 1.0 * 1.5} = 13,165 \quad \text{กิโลกรัม}$$

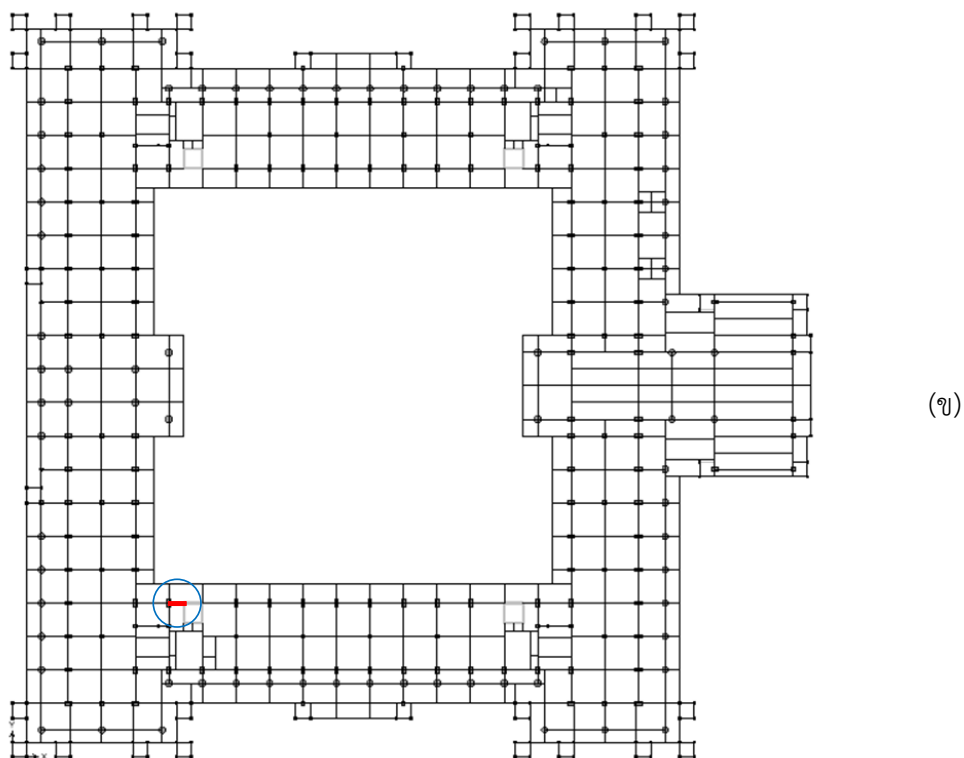
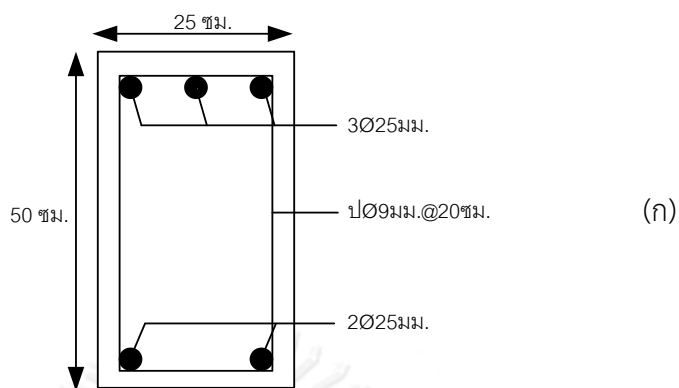
$$DCR - V_x = \frac{V_{UFx}}{V_{CL}} = \frac{2,695}{19,697} = 0.14 < \kappa$$

$$DCR - V_y = \frac{V_{UFy}}{V_{CL}} = \frac{13,165}{19,697} = 0.67 < \kappa$$

จากค่า DCR ของแรงเฉือนทั้งสองแกนหลัก พบว่ามีค่าน้อยกว่าค่าตัวประกอบความเชื่อมั่นของข้อมูล (κ) ทำให้สามารถสรุปผลการประเมินว่า เสาตัวอย่างมีกำลังต้านทานแรงเฉือนเพียงพอ

ก.5 ตัวอย่างการคำนวณการประเมินกำลังต้านทานของคาน

คานตัวอย่างที่นำมาใช้เป็นตัวอย่างการคำนวณเป็นคานซึ่งเชื่อมติดกับกำแพงรับแรงเฉือน ในชั้น 3 หน้าตัดขนาด 25x50 เซนติเมตรและมีรายละเอียดการเสริมเหล็กดังแสดงในรูปที่ ก- 6



รูปที่ ก- 6 ตำแหน่งและรายละเอียดหน้าตัดคานตัวอย่าง

(ก) รายละเอียดหน้าตัดคานตัวอย่าง

(ข) ตำแหน่งของคานตัวอย่างในชั้นที่ 3

1) จากผลการวิเคราะห์โครงสร้าง แรงที่เกิดขึ้นในคานที่ตำแหน่งปลายคาน มีค่าดังต่อไปนี้

แรงอัดตามแนวแกน (P) = -6,544 กก. (แรงอัด)

โมเมนต์ดัดรอบแกน y (M_y) = 35,100 กก.-ม

แรงเฉือนในแนวแกน Z เนื่องมาจากน้ำหนักบรรทุกทุกในแนวตั้ง (V_{GZ}) = 1,301 กิโลกรัม

แรงเฉือนในแนวแกน Z เนื่องมาจากแรงเฉือนทางด้านข้าง (V_{EZ})	= -31,236	กิโลกรัม
ค่าตัวประกอบความเชื่อมั่นของข้อมูล (κ)	= 0.75	
ค่า C_1 สำหรับแรงกระทำในทิศทาง X	= 1.09	
ค่า C_2 สำหรับแรงกระทำในทิศทาง X	= 1.0	
ค่า J สำหรับบริเวณที่มีระดับความรุนแรงของแผ่นดินไหวปานกลาง	= 1.5	

2) คำนวณกำลังต้านทานแรงเฉือนของคาน

$$V_c = 0.53\sqrt{f_c}b_wd$$

$$= 0.53 * \sqrt{240} * 25 * 44.85 = 9,206 \quad \text{กิโลกรัม}$$

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{s}$$

$$= \frac{[2 * (\pi * 0.9^2 / 4)] * 2400 * 44.85}{20} = 6,847 \quad \text{กิโลกรัม}$$

$$V_n = V_c + V_s = 9,206 + 6,847 = 16,053 \quad \text{กิโลกรัม}$$

3) ประเมินระดับสมรรถนะการต้านทานแรงเฉือนของคานตัวอย่าง

คำนวณปรับลดค่าแรงที่เกิดขึ้นในองค์อาคารสำหรับพฤติกรรมที่ควบคุมโดยแรงเป็นหลัก

$$V_{UFz} = V_G + \frac{V_{Ez}}{C_1 C_2 J}$$

$$= 1,301 - \frac{31,236}{1.09 * 1.0 * 1.5} = -17,803 \quad \text{กิโลกรัม}$$

$$DCR_{Vz} = \frac{V_{UFz}}{V_{CL}} = \frac{17,803}{16,053} = 1.1 > \kappa$$

จากค่า DCR ของแรงเฉือนข้างต้น พบว่ามีค่ามากกว่าค่าตัวประกอบความเชื่อมั่นของข้อมูล (κ) ทำให้สามารถสรุปผลการประเมินว่า คานตัวอย่างมีกำลังต้านทานแรงเฉือนไม่เพียงพอ

4) คำนวณกำลังต้านทานโมเมนต์ของคาน

4.1) คำนวณหาค่ากำลังต้านทานโมเมนต์โดยใช้รายละเอียดการเสริมเหล็กที่ตำแหน่งปลายคาน คาน กำลังต้านทานโมเมนต์ที่นำมาพิจารณาจะเป็นกำลังโมเมนต์ต่ำสุดของหน้าตัด ซึ่งเกิดขึ้นในสถานะที่เหล็กเสริมด้านบนรับแรงอัดแต่เหล็กเสริมด้านล่างรับแรงดึง

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = \frac{2 * (\pi * 2.5^2 / 4)}{25 * 44.85} = 0.0087$$

$$\rho' = \frac{A'_s}{bd} = \frac{3 * (\pi * 2.5^2 / 4)}{25 * 44.85} = 0.013$$

$$\rho - \rho' = 0.0087 - 0.013 = -0.0043$$

$$\begin{aligned}
 (\rho - \rho')_{\min} &= 0.85\beta_1 \left(\frac{f'_c}{f_y} \right) \left(\frac{d'}{d} \right) \left(\frac{6120}{6120 - f_y} \right) \\
 &= 0.85 * 0.85 \left(\frac{240}{3000} \right) \left(\frac{5.15}{44.85} \right) \left(\frac{6120}{6120 - 3000} \right) = 0.013
 \end{aligned}$$

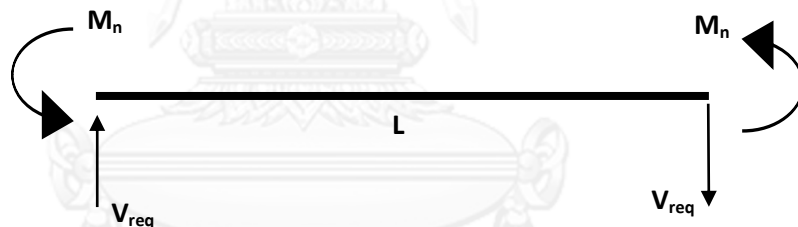
เนื่องจาก $(\rho - \rho') < (\rho - \rho')_{\min}$ แสดงว่าเหล็กเสริมรับแรงอัดมีกำลังไม่ถึงจุดคราก ดังนั้น

$$\begin{aligned}
 f'_s &= \left(\frac{c - d'}{c} \right) \epsilon_{cu} E_s = \left(\frac{5.49 - 5.15}{5.49} \right) * 0.003 * (2.04 * 10^6) \\
 &= 379 \quad \text{กิโลกรัมต่อตารางเซนติเมตร}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_n &= 0.85 f'_c ab \left(d - \frac{a}{2} \right) + A'_s f'_s (d - d') \\
 &= \left\{ 0.85 * 240 * (0.85 * 5.49) * 25 * \left(44.85 - \frac{(0.85 * 5.49)}{2} \right) + [3 * (\pi * 2.5^2 / 4)] * 379 * (44.85 - 5.15) \right\} / 100 \\
 &= 10,118 + 2,215 = 12,333 \quad \text{กิโลกรัม-เมตร}
 \end{aligned}$$

4.2) คำนวณหาค่า m-factor สำหรับพฤติกรรมที่ควบคุมโดยการเสียรูปเป็นหลัก

ก่อนที่จะคำนวณหาค่า m-factor ของคาน จะต้องจำแนกก่อนว่าพฤติกรรมของหน้าตัดดังกล่าวนี้ถูกควบคุมด้วยแรงดัดหรือแรงเฉือน จากสมมูลของแรงดัดแสดงในรูปที่ ก- 7 รูปที่ ก- 7



รูปที่ ก- 7 กำลังต้านทานแรงเฉือนมากที่สุดที่อาจเกิดขึ้นได้ (V_{req}) ภายใต้โมเมนต์ระบุจากสมมูลของแรงข้างต้น กำลังต้านทานแรงเฉือนมากที่สุดที่อาจเกิดขึ้นได้ (V_{req}) ภายใต้โมเมนต์ระบุ (nominal moment) ของหน้าตัดมีค่าเท่ากับ

$$V_{req} = \frac{2 * (1.2 * M_n)}{L} = \frac{2 * 1.2 * 12,333}{2.2} = 13,454 \quad \text{กิโลกรัม}$$

หมายเหตุ ค่า 1.2 ในสมการข้างต้นถูกนำมาใช้เพื่อพิจารณาถึงผลของ strain hardening ในเหล็กเสริม

สังเกตว่ากำลังต้านทานแรงเฉือน (V_n) มีค่ามากกว่ากำลังต้านทานแรงเฉือนมากที่สุดที่อาจเกิดขึ้นได้ (V_{req}) แสดงว่าหน้าตัดดังกล่าวมีพฤติกรรมที่ถูกควบคุมโดยแรงดัด

$$\rho_{bal} = \frac{0.85\beta_1 f'_c \left(\frac{6120}{6120 + f_y} \right)}{f_y}$$

$$= \frac{0.85 * 0.85 * 240 \left(\frac{6120}{6120 + 3000} \right)}{3000} = 0.039$$

$$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}} = \frac{0.0043}{0.039} = -0.11$$

$$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}} = \frac{(31,236 - 1301) * 9.81 / 10^6}{0.25 * 0.448 * \sqrt{240 * 0.098}} = 0.54 \quad (\text{หน่วย MPa})$$

เนื่องจากหน้าตัดถูกควบคุมโดยแรงดัดและมีเงื่อนไขของเหล็กปลอกแบบไม่สอดคล้อง (nonconforming transverse reinforcement) จากตารางที่ 10-9 ใน ASCE41 จะสามารถคำนวณค่า m-factor ของคานที่ระดับเข้าใช้อาคารได้ทันที (Immediate occupancy level) ระดับความปลอดภัยต่อชีวิต (Life safety level) และระดับการป้องกันการพังทลายโดยสิ้นเชิง (Collapse prevention level) ได้เท่ากับ 1.25, 2 และ 3 ตามลำดับ

5) ประเมินระดับสมรรถนะการต้านทานโมเมนต์ของคานตัวอย่าง

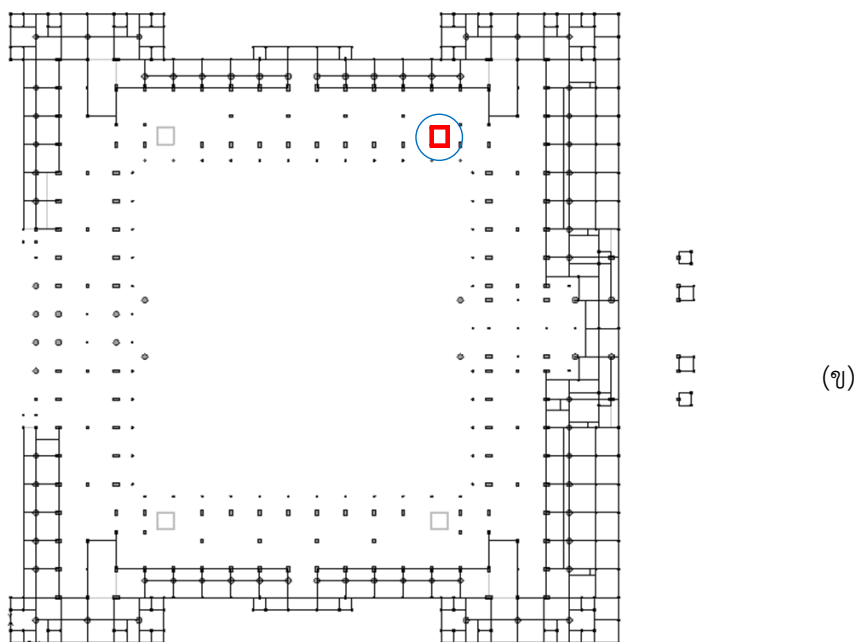
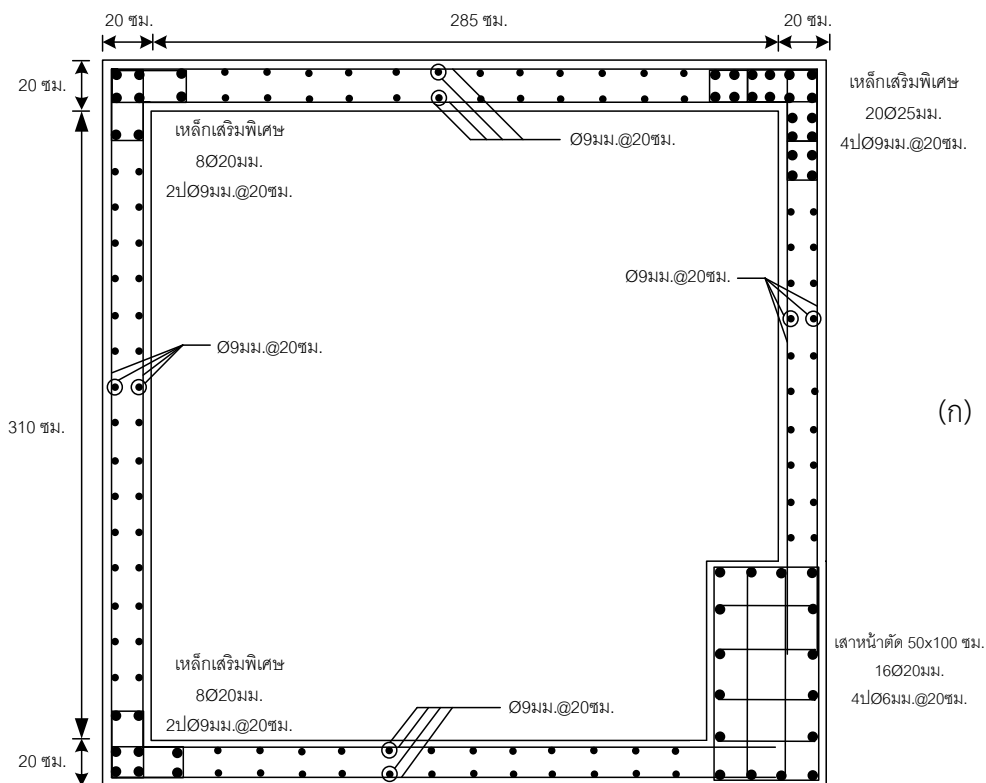
$$m k M_{CE} \geq M_{UD}$$

ที่ระดับ IO	$1.25 * 0.75 * 12,333 < 35,100$
	$11,562 < 35,100$
ที่ระดับ LS	$2.0 * 0.75 * 12,333 < 35,100$
	$18,499 < 35,100$
ที่ระดับ CP	$3.0 * 0.75 * 12,333 < 35,100$
	$27,749 < 35,100$

เนื่องจาก $M_{CE} < M_{UD}$ ในทุกระดับสมรรถนะของชิ้นส่วน ทำให้สามารถสรุปผลการประเมินได้ว่า คานดังกล่าวมีค่ากำลังต้านทานโมเมนต์ไม่เพียงพอที่ระดับเข้าใช้อาคารได้ทันที (Immediate occupancy level), ระดับความปลอดภัยต่อชีวิต (Life safety level) และระดับการป้องกันการพังทลายโดยสิ้นเชิง (Collapse prevention level)

ก.6 ตัวอย่างการคำนวณการประเมินกำลังต้านทานของกำแพงรับแรงเฉือน

กำแพงรับแรงเฉือนตัวอย่างที่นำมาใช้เป็นตัวอย่างการคำนวณเป็นหนึ่งในกำแพงรับแรงเฉือนในชั้นทางเดิน ตำแหน่งและรายละเอียดการเสริมเหล็กดังแสดงในรูปที่ ก- 8



รูปที่ ก- 8 ตำแหน่งและรายละเอียดหน้าตัดกำแพงรับแรงเฉือนตัวอย่าง

(ก) รายละเอียดหน้าตัดกำแพงรับแรงเฉือนตัวอย่าง

(ข) ตำแหน่งของกำแพงรับแรงเฉือนตัวอย่างในชั้นทางเดิน

1) จากผลการวิเคราะห์โครงสร้าง แรงในกำแพงรับแรงเฉือนมาจากการรวมน้ำหนักบรรทุกแบบ 09-YPXPTP มีค่าดังต่อไปนี้

แรงอัดตามแนวแกน (P)	= -106,095	กก. (แรงอัด)
โมเมนต์ดัดรอบแกน X (M_x)	= 3,752,138	กก.-ม
โมเมนต์ดัดรอบแกน Y (M_y)	= -718,197	กก.-ม
แรงเฉือนในแนวแกน X เนื่องมาจากน้ำหนักบรรทุกทุกในแนวตั้ง (V_{GX})	= -2,356	กิโลกรัม
แรงเฉือนในแนวแกน X เนื่องมาจากแรงเฉื่อยทางด้านข้าง (V_{EX})	= 61,440	กิโลกรัม
แรงเฉือนในแนวแกน Y เนื่องมาจากน้ำหนักบรรทุกทุกในแนวตั้ง (V_{GY})	= 1,374	กิโลกรัม
แรงเฉือนในแนวแกน Y เนื่องมาจากแรงเฉื่อยทางด้านข้าง (V_{EY})	= 370,432	กิโลกรัม
ค่าตัวประกอบความเชื่อมั่นของข้อมูล (κ)	= 0.75	
ค่า C_1 สำหรับแรงกระทำในทิศทาง Y	= 1.1	
ค่า C_2 สำหรับแรงกระทำในทิศทาง Y	= 1.0	
ค่า J สำหรับบริเวณที่มีระดับความรุนแรงของแผ่นดินไหวปานกลาง	= 1.5	

2) คำนวณกำลังต้านทานโมเมนต์ของกำแพงรับแรงเฉือน

2.1) คำนวณหาค่า m-factor ของกำแพงตัวอย่าง

ก่อนจะทำการคำนวณหาค่า m-factor จะต้องมีการตรวจสอบว่ากำแพงรับแรงเฉือนตัวอย่างนี้มีอัตราส่วนความสูงต่อความยาว (aspect ratio) เป็นอย่างไร ภายใต้แรงด้านข้างกระทำในทิศทาง Y

$$\text{อัตราส่วนความสูงต่อความยาว (aspect ratio)} = 24.7/3.5 = 7.06$$

จากค่าอัตราส่วนความสูงต่อความยาว (aspect ratio) ข้างต้น พบว่ากำแพงรับแรงเฉือนดังกล่าวมีค่าอัตราส่วนความสูงต่อความยาวมากกว่า 3.0 ซึ่งพฤติกรรมของกำแพงสั้นดังกล่าวจะถูกควบคุมโดยการดัดเป็นหลักภายใต้แรงด้านข้างกระทำในทิศทาง Y

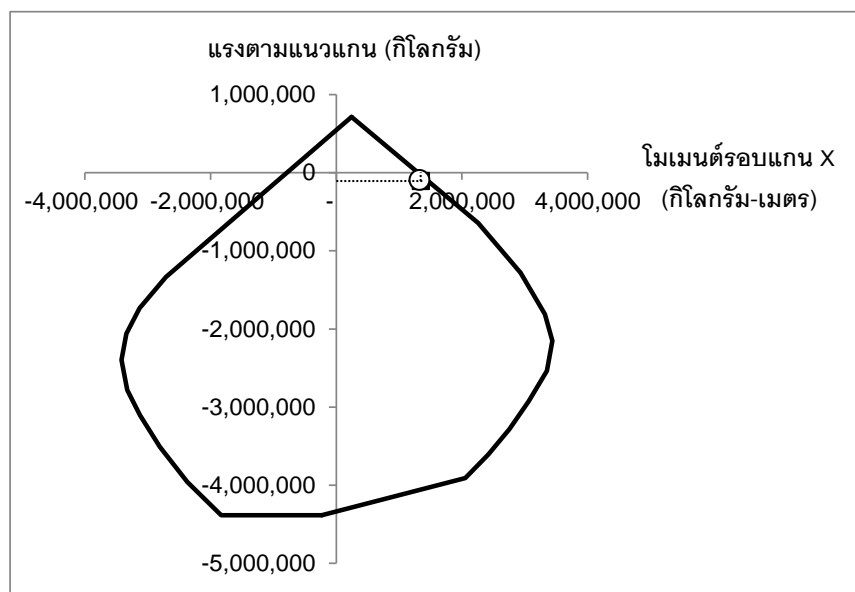
$$\frac{V}{t_w l_w \sqrt{f'_c}} = \frac{(370,432 + 1374) * 2.2}{(20 * 0.39) * (350 * 0.39) * \sqrt{240 * 14.22}} = 13.1$$

$$\frac{(A_s - A'_s) f_y + P}{t_w l_w f'_c} = \frac{(61.4 - 19.4) * 2400 + 106,095}{20 * 350 * 240} = 0.07$$

ค่า m-factor สำหรับกำแพงที่พฤติกรรมถูกควบคุมโดยการดัดจะคำนวณจากตารางที่ 10-19 ใน ASCE41 โดยอ่านค่าได้เท่ากับ 1.5, 2 และ 2.5 ที่ระดับเข้าใช้อาคารได้ทันที (Immediate occupancy level) ระดับความปลอดภัยต่อชีวิต (Life safety level) และระดับการป้องกันการพังทลายโดยสิ้นเชิง (Collapse prevention level) ตามลำดับ

2.2) คำนวณหาค่ากำลังต้านทานของโมเมนต์จากปฏิสัมพันธ์ระหว่างแรงอัดในแนวแกนและโมเมนต์

จากค่าแรงอัดตามแนวแกนออกแบบ (P) ที่ได้จากการวิเคราะห์โครงสร้าง นำไปคำนวณหาค่ากำลังต้านทานโมเมนต์ โดยใช้ปฏิสัมพันธ์ระหว่างแรงอัดในแนวแกนและโมเมนต์ดังแสดงในรูปที่ ก- 9 จากความสัมพันธ์ดังกล่าว กำลังต้านทานของโมเมนต์รอบแกน X ค่าเท่ากับ 1,350,097 กิโลกรัม-เมตร



รูปที่ ก- 9 ปฏิสัมพันธ์ระหว่างแรงอัดในแนวแกนและโมเมนต์รอบแกน X ของกำแพงรับแรงเฉือน

3) ประเมินระดับสมรรถนะการต้านทานโมเมนต์ของกำแพงตัวอย่าง

$$m\kappa M_{CE} \geq M_{UD}$$

ที่ระดับ IO $1.5 * 0.75 * 1,350,097 < 3,752,138$

$$1,518,859 < 3,752,138$$

ที่ระดับ LS $2 * 0.75 * 1,350,097 < 3,752,138$

$$2,025,145 < 3,752,138$$

ที่ระดับ CP $2.5 * 0.75 * 1,350,097 < 3,752,138$

$$2,531,432 < 3,752,138$$

เนื่องจาก $M_{CE} < M_{UD}$ ในทุกระดับสมรรถนะของชิ้นส่วน ทำให้สามารถสรุปผลการประเมินได้ว่า กำแพงรับแรงเฉือนดังกล่าวมีค่ากำลังต้านทานโมเมนต์ไม่เพียงพอที่ระดับเข้าใช้อาคารได้ทันที (Immediate occupancy level), ระดับความปลอดภัยต่อชีวิต (Life safety level) และระดับการป้องกันการพังทลายโดยสิ้นเชิง (Collapse prevention level)

4) คำนวณกำลังต้านทานแรงเฉือนของกำแพงรับแรงเฉือน

กำลังรับแรงเฉือนของคอนกรีตสามารถคำนวณได้จากค่าที่น้อยที่สุดระหว่าง V_{c1} และ V_{c2} โดยพิจารณาเฉพาะกำแพงรับแรงเฉือนที่มีส่วนช่วยต้านทานแรงด้านข้างอันเนื่องมาจากแรงกระทำในแนวแกน Y

$$V_{c1} = 0.27\sqrt{f'_c}hd + \frac{N_u d}{4l_w} \quad (\text{หน่วย MPa})$$

$$= \left[0.27 * \sqrt{240 * 0.098} * 0.2 * (0.8 * 3.1) \right] \frac{10^6}{9.81} + \frac{(106,095) * (0.8 * 3.1)}{4(3.1)}$$

$$= 66,205 + 21,219 = 87,424 \quad \text{กิโลกรัม}$$

$$V_{c2} = \left[0.05\sqrt{f'_c} + \frac{l_w(0.1\sqrt{f'_c} + \frac{0.2N_u}{l_w h})}{\frac{M_u}{V_u} - \frac{l_w}{2}} \right] hd$$

$$= \left[0.05 * \sqrt{240 * 0.098} + \frac{3.1 * \left(0.1 * \sqrt{240 * 0.098} + \frac{0.2 * (106,095 * 9.81 * 10^{-6})}{3.1 * 0.2} \right)}{\frac{3,752,138}{1,374 + 370,432} - \frac{3.1}{2}} \right] 0.2 * (0.8 * 3.1)$$

$$= \left(0.242 + 3.1 * \frac{0.82}{8.54} \right) * 0.496$$

$$= 0.27 \quad \text{เมกะนิวตัน}$$

$$= 27,285 \quad \text{กิโลกรัม}$$

ดังนั้นกำลังรับแรงเฉือนของคอนกรีต (V_c) = 27,285 กิโลกรัม

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{s}$$

$$= \frac{[2 * (\pi * 0.9^2 / 4)] * 2400 * [0.8 * (3.1 * 100)]}{20}$$

$$= 37,865 \quad \text{กิโลกรัม}$$

$$V_n = V_c + V_s = 27,285 + 37,865 = 65,150 \quad \text{กิโลกรัม}$$

แต่เนื่องจากชิ้นส่วนของกำแพงที่ช่วยในการรับแรงด้านข้างอันเนื่องมาจากแรงกระทำในทิศทาง Y มี 2 ชิ้นส่วน ดังนั้น $V_n = 130,300$ กิโลกรัม

5) ประเมินระดับสมรรถนะการต้านทานแรงเฉือนของกำแพงรับแรงเฉือน

$$mkV_{CE} \geq V_{UD}$$

ที่ระดับ IO $1.5 * 0.75 * 130,300 < 371,806$

$$146,587 < 371,806$$

ที่ระดับ LS $2 * 0.75 * 130,300 < 371,806$

$$195,450 < 371,806$$

ที่ระดับ CP $2.5 * 0.75 * 130,300 < 371,806$

$$244,312 < 371,806$$

เนื่องจาก $V_{CE} < V_{UD}$ ในทุกๆระดับสมรรถนะของชิ้นส่วน ทำให้สามารถสรุปผลการประเมินได้ว่า กำแพงรับแรงเฉือนดังกล่าวมีค่ากำลังต้านทานแรงเฉือนไม่เพียงพอที่ระดับเข้าใช้อาคารได้ทันที (Immediate occupancy level) ระดับความปลอดภัยต่อชีวิต (Life safety level) และระดับการป้องกันการพังทลายโดยสิ้นเชิง (Collapse prevention level)

ก.7 ตัวอย่างการคำนวณการประเมินกำลังต้านทานของผนังอิฐก่อ

กำแพงอิฐที่นำมาใช้เป็นตัวอย่างในการคำนวณเป็นผนังอิฐซึ่งก่อระหว่างเสาในชั้นที่ 4 ตำแหน่งมุมอาคารบริเวณหมายเลขกริด Z-32 และเป็นกำแพงขึ้นเดียวกันกับที่แสดงรายการคำนวณไว้ในหัวข้อที่ ก.1

1) จากผลการวิเคราะห์โครงสร้าง แรงที่เกิดขึ้นและคุณสมบัติของผนังอิฐก่อมีค่าดังต่อไปนี้

แรงอัดที่เกิดขึ้นในองค์อาคารค้ำยันรับแรงอัด (P)	= -12,233	กก. (แรงอัด)
ความกว้างขององค์อาคารค้ำยันรับแรงอัด (a)	= 43	เซนติเมตร
ความหนาของแผ่นผนังก่อและแนวค้ำยันเทียบเท่า (t_{inf})	= 10	เซนติเมตร
กำลังรับแรงอัดคาคดหมายสูงสุดของกำแพงอิฐก่อ (f'_m)	= 42.18	กก./ตร.ซม.
กำลังรับแรงเฉือนคาคดหมายของกำแพงอิฐก่อ (f'_{vie})	= 1.98	กก./ตร.ซม.
ความยาวของแผ่นผนังก่อ (L_{inf})	= 220	เซนติเมตร
มุมที่เป็นอัตราส่วนระหว่างความสูงของผนังก่อต่อความยาว (θ)	= 1.02 เรเดียน	(หัวข้อที่ ก.1)

2) ประเมินกำลังต้านทานของผนังอิฐก่อ

การตรวจสอบกำลังต้านทานของผนังอิฐก่อจะพิจารณาการวิบัติใน 2 โหมดคือ การวิบัติเนื่องจากแรงอัดในแนวแกน (compression failure mode) และการวิบัติเนื่องจากแรงเฉือน (bed-joint sliding failure mode)

2.1) โหมดการพังเนื่องจากแรงอัดในแนวแกน (compression failure mode)

กำลังต้านทานแรงอัดคาคดหมายขององค์อาคารค้ำยันรับแรงอัด (P_{CE}) สามารถคำนวณได้จาก

$$\begin{aligned} P_{CE} &= at_{\text{inf}} f'_m \\ &= 43 \cdot 10 \cdot 42.18 \\ &= 18,137 \quad \text{กิโลกรัม} \end{aligned}$$

เนื่องจากค่าแรงอัดที่เกิดขึ้น (P) มีค่าน้อยกว่ากำลังต้านทานแรงอัดคาคดหมายขององค์อาคารค้ำยันรับแรงอัด (P_{CE}) ดังนั้นจึงไม่เกิดการพังในโหมดการพังเนื่องจากแรงอัดในแนวแกน

2.2) โหมดการพังเนื่องจากแรงเฉือน (bed-joint sliding failure mode)

กำลังต้านทานแรงเฉือนคาคดหมายของกำแพงอิฐก่อ (V_{ine}) สามารถคำนวณได้จาก

$$\begin{aligned} V_{ine} &= A_{mi} f_{vie} \\ &= (10 \cdot 220) \cdot 1.98 \\ &= 4,356 \quad \text{กิโลกรัม} \end{aligned}$$

แรงเฉือนที่เกิดขึ้น (V) ในองค์อาคารค้ำยันรับแรงอัดคำนวณจาก

$$\begin{aligned} V &= 12,233 \cdot \cos(1.02) \quad (\text{มุม } \theta \text{ มีหน่วยเป็นเรเดียน}) \\ &= 6,402 \quad \text{กิโลกรัม} \end{aligned}$$

เนื่องจากค่าแรงเฉือนที่เกิดขึ้น (V) มีค่ามากกว่ากำลังต้านทานแรงเฉือนคาคดหมายของกำแพงอิฐก่อ (V_{ine}) ดังนั้นการวิบัติเนื่องจากแรงเฉือนจึงเกิดขึ้น

ก.8 ตัวอย่างการคำนวณกำลังต้านทานของเสาเข็มในกรณีที่เป็นดินทรายแข็งตลอดความยาวเสาเข็ม

การตรวจสอบกำลังต้านทานของเสาเข็มจะตรวจสอบการวิบัติ 2 โหมด คือการวิบัติเนื่องจากแรงเฉือนและการวิบัติเนื่องจากแรงถอนของเสาเข็ม การคำนวณกำลังต้านทานแรงเฉือนและแรงถอนของเสาเข็มคอนกรีตหน้าตัดสี่เหลี่ยมขนาด 0.4×0.4 เมตร ในกรณีที่ดินใต้ฐานรองรับเป็นดินทรายแข็งตลอดความยาวเสาเข็ม 8 เมตรมีดังต่อไปนี้

1) จากคุณสมบัติของเสาเข็ม ได้แก่

$$\text{ความกว้างเข็ม } (d) = 0.4 \quad \text{เมตร}$$

$$\text{ความยาวเข็ม } (l) = 8 \quad \text{เมตร}$$

และคุณสมบัติของดินใต้ฐานราก อาทิ

$$\text{หน่วยน้ำหนักของดินทรายแข็ง } (\gamma) = 1.8 \quad \text{ตันต่อลูกบาศก์เมตร}$$

$$\text{มุมเสียดทานของดินทรายแข็ง } (\phi) = 30 \quad \text{องศา}$$

$$\text{สัมประสิทธิ์แรงดันดินที่สภาวะอยู่นิ่ง} (K_o) = 0.5$$

2) กำลังต้านทานแรงเฉือนของเสาเข็มจะพิจารณาจากกำลังต้านทานแรงเฉือนที่น้อยที่สุด โดยพิจารณาผลของแรงดันด้านข้างของดินและคอนกรีตในเสาเข็ม

การคำนวณกำลังต้านทานแรงเฉือนเนื่องจากผลของแรงดันด้านข้างของดินที่สภาวะ passive มีดังต่อไปนี้

$$l/d = 8/0.4 = 20$$

$$e/d = 0 \quad (\text{พิจารณาเฉพาะแรงดันข้าง})$$

จากค่าพารามิเตอร์ข้างต้นนำไปอ่านค่า $\frac{H}{K_p \gamma d^3}$ จากรูปที่ ก- 10 ได้เท่ากับ 50 ดังนั้นแรงดันด้านข้างของดินประลัย (H) มีค่าเท่ากับ

$$H = 50 * K_p^2 \gamma d^3$$

โดยค่าสัมประสิทธิ์แรงดันดินแบบ passive (K_p) มีค่าเท่ากับ

$$\begin{aligned} K_p &= \tan^2 \left[45 + \frac{\phi}{2} \right] \\ &= \tan^2 \left[45 + \frac{30}{2} \right] = 3 \end{aligned}$$

$$H = 50(3^2 * 1.8 * 0.4^3)$$

$$= 52 \quad \text{ตัน}$$

ดังนั้น กำลังต้านทานแรงเฉือนของเสาเข็มที่ยอมให้ (H_a) เนื่องจากแรงดันด้านข้างของดินที่สภาวะ passive มีค่าเท่ากับ $52/2.5=20.8$ ตัน เมื่อกำหนดให้ส่วนปลอดภัย (factor of safety) มีค่าเท่ากับ 2.5

การคำนวณกำลังต้านทานแรงเฉือนของคอนกรีตในเสาเข็ม มีดังต่อไปนี้

$$V_c = 0.53(1 + 0.0071 \frac{N_u}{A_g}) \sqrt{f'_c} bd \quad (\text{หน่วย ksc})$$

$$= 0.53(1 + 0.0071 \frac{23,000}{40 * 40}) \sqrt{240} * 40 * 35$$

$$= 12,668 \quad \text{กิโลกรัม}$$

$$= 12.7 \quad \text{ตัน}$$

เนื่องจากกำลังต้านทานแรงเฉือนของคอนกรีตในเสาเข็มมีค่าน้อยกว่ากำลังต้านทานแรงเฉือนเนื่องจากแรงดันด้านข้างของดิน ดังนั้นกำลังต้านทานแรงเฉือนของเสาเข็มมีค่าเท่ากับ 127 กิโลนิวตัน

3) กำลังต้านทานแรงเฉือนของเสาเข็มมีค่าเท่ากับผลรวมระหว่างแรงต้านที่ผิวและน้ำหนักของเสาเข็ม สำหรับการคำนวณหาแรงต้านที่ผิวเสาเข็ม (F) มีดังต่อไปนี้

$$F = \sum_{i=1}^i F_i$$

$$\begin{aligned} \text{โดย} \quad F_i &= \mu N_i \\ &= \mu \sigma_{hi} A_s \\ &= \mu K_o \sigma_{vi} A_s \\ &= \mu K_o (\gamma l_i) A_s \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{โดยที่} \quad \mu &= \tan\left(\frac{2}{3} \phi\right) \\ \mu &= \tan\left[\frac{2}{3} (30)\right] = 0.36 \end{aligned}$$

พิจารณาแรงต้านที่ผิวเสาเข็มทุกๆระยะ 1 เมตร

$$\begin{aligned} \text{สำหรับ } 0 < l \leq 1 \text{ เมตร} \quad F_i &= 0.36 * 0.5 * (1.8 * 0.5) * 0.4 * 1 \\ &= 0.064 \quad \text{ตัน} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{สำหรับ } 1 < l \leq 2 \text{ เมตร} \quad F_i &= 0.36 * 0.5 * (1.8 * 1.5) * 0.4 * 1 \\ &= 0.194 \quad \text{ตัน} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{สำหรับ } 2 < l \leq 3 \text{ เมตร} \quad F_i &= 0.36 * 0.5 * (1.8 * 2.5) * 0.4 * 1 \\ &= 0.324 \quad \text{ตัน} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{สำหรับ } 3 < l \leq 4 \text{ เมตร} \quad F_i &= 0.36 * 0.5 * (1.8 * 3.5) * 0.4 * 1 \\ &= 0.454 \quad \text{ตัน} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{สำหรับ } 4 < l \leq 5 \text{ เมตร} \quad F_i &= 0.36 * 0.5 * (1.8 * 4.5) * 0.4 * 1 \\ &= 0.583 \quad \text{ตัน} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{สำหรับ } 5 < l \leq 6 \text{ เมตร} \quad F_i &= 0.36 * 0.5 * (1.8 * 5.5) * 0.4 * 1 \\ &= 0.713 \quad \text{ตัน} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{สำหรับ } 6 < l \leq 7 \text{ เมตร} \quad F_i &= 0.36 * 0.5 * (1.8 * 6.5) * 0.4 * 1 \\ &= 0.842 \quad \text{ตัน} \end{aligned}$$

$$\text{สำหรับ } 7 < l \leq 8 \text{ เมตร} \quad F_i = 0.36 * 0.5 * (1.8 * 7.5) * 0.4 * 1$$

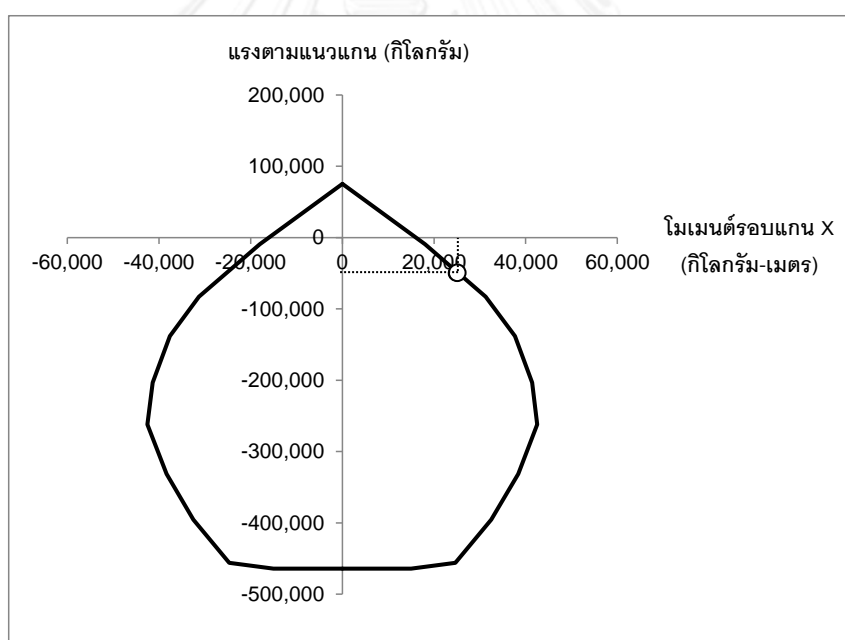
$$\frac{P}{A_g f'_c} = 0.033$$

$$\rho = 0.00113$$

$$\frac{V_y}{b_w d \sqrt{f'_c}} = 0.18 \quad (\text{หน่วย MPa})$$

2) คำนวณค่าพารามิเตอร์ต่างๆที่ใช้สำหรับการสร้างความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์และมูมหมุนพลาสติกของชิ้นส่วนเสา

นำข้อมูลในข้อที่ 1 ไปคำนวณหาค่าพารามิเตอร์ต่างๆจากตารางที่ 10-13 ใน ASCE41 ได้ค่า a,b และ c เท่ากับ 0.0143, 0.0175 และ 0.2 ตามลำดับ และสามารถหาค่ามูมหมุนพลาสติกที่ยอมให้ที่ระดับสมรรถนะ IO,LS และ CP ได้เท่ากับ 0.005, 0.0107 และ 0.0125 เรเดียน ตามลำดับ และจากปฏิสัมพันธ์ระหว่างแรงอัดในแนวแกนและโมเมนต์ของเสาตัวอย่างดังแสดงในรูปที่ ก- 11 จะสามารถหาค่ากำลังต้านทานโมเมนต์ที่จุดคราก (M_y) ได้เท่ากับ 24,815 กิโลกรัม-เมตร ภายใต้แรงอัดในแนวแกนซึ่งเกิดจากน้ำหนักบรรทุกทุกในแนวตั้ง (P_G) ที่มีค่าเท่ากับ 50,106 กิโลกรัม



รูปที่ ก- 11 ปฏิสัมพันธ์ระหว่างแรงอัดในแนวแกนและโมเมนต์รอบแกน X ของเสา C5

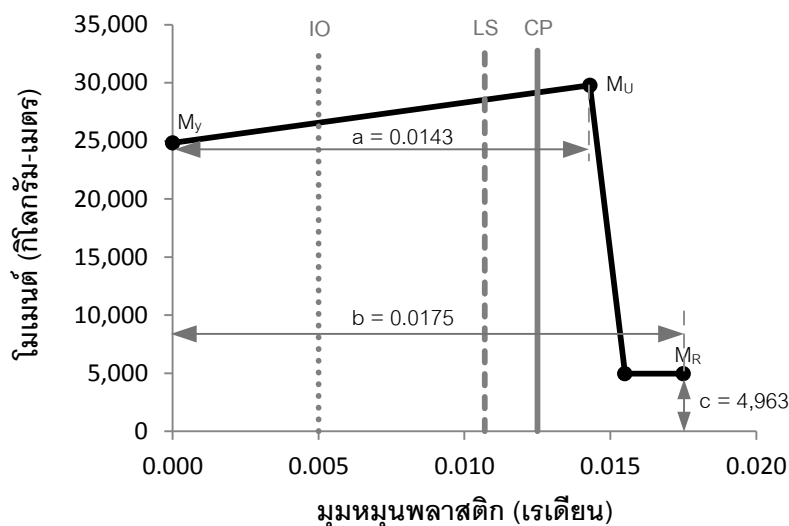
3) สร้างความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์และมูมหมุนพลาสติกของชิ้นส่วนเสา

$$\text{กำลังต้านทานโมเมนต์ที่จุดคราก } (M_y) = 24,815 \quad \text{กิโลกรัม-เมตร}$$

$$\text{กำลังต้านทานโมเมนต์ประลัย } (M_U) = 1.2 * 24,815 = 29,778 \quad \text{กิโลกรัม-เมตร}$$

$$\text{กำลังต้านทานโมเมนต์คงค้าง } (M_R) = 0.2 * 24,815 = 4,963 \quad \text{กิโลกรัม-เมตร}$$

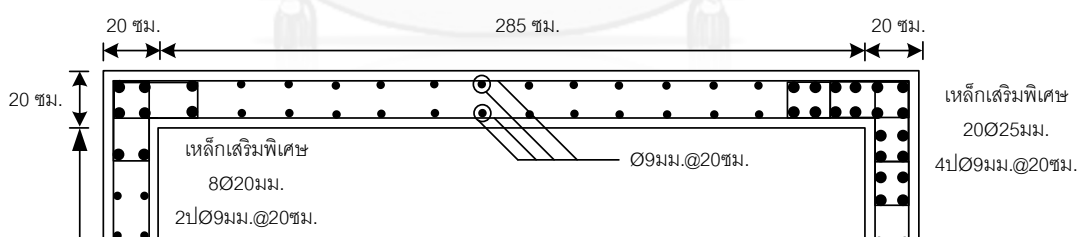
จากข้อมูลข้างต้นนำไปสร้างความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์และมูมหมุนพลาสติกสำหรับเสา C5 ได้ดังแสดงในรูปที่ ก-12



รูปที่ ก- 12 ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์และมูมหมุนพลาสติกของชิ้นส่วนเสา C5

ก.10 ตัวอย่างการคำนวณหาความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงอัดและหน่วยการหดตัวของคอนกรีตในกำแพงรับแรงเฉือน

จากรูปที่ ก- 13 แสดงรายละเอียดของกำแพงรับแรงเฉือนเพียงหนึ่งด้าน สามารถคำนวณหาความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงอัดและหน่วยการหดตัวของคอนกรีตในกำแพงรับแรงเฉือนได้ดังต่อไปนี้

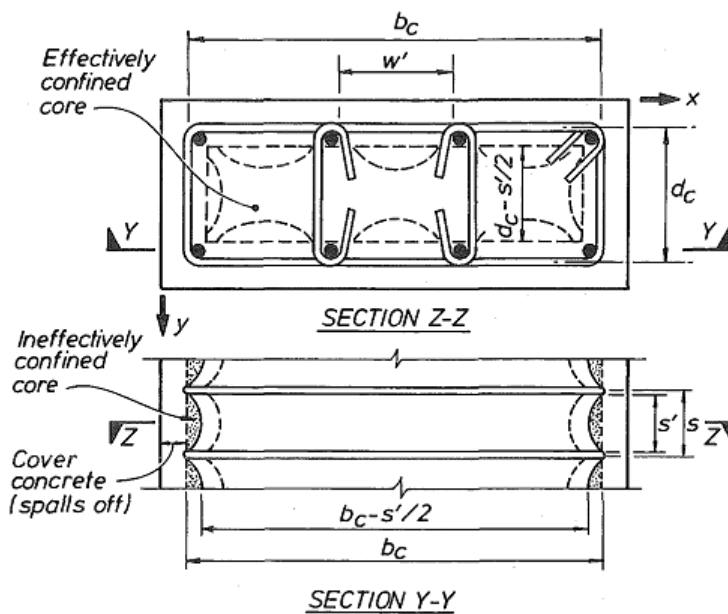


รูปที่ ก- 13 รายละเอียดส่วนของกำแพงรับแรงเฉือนในอาคารตัวอย่าง

ความกว้างของแกนคอนกรีตในแนวแกน X (b_c)	= 2.85	เมตร
ความกว้างของแกนคอนกรีตในแนวแกน Y (d_c)	= 0.15	เมตร
ระยะห่างระหว่างเหล็กปลอก (s)	= 0.2	เมตร
พื้นที่หน้าตัดทั้งหมดของเหล็กปลอกในแนวขนานแกน X	= 1.27	ตร.ซม.
พื้นที่หน้าตัดทั้งหมดของเหล็กปลอกในแนวขนานแกน Y	= 1.27	ตร.ซม.

กำลังอัดของคอนกรีตที่ไม่มีการโอบรัด (f'_{co})	= 240	กก./ตร.ซม.
	= 23.5	เมกะปาสคาล
กำลังรับแรงดึงที่จุดครากของเหล็กปลอก	= 2,400	กก./ตร.ซม.
	= 235	เมกะปาสคาล
หน่วยการหดตัวที่มากที่สุดสำหรับคอนกรีตที่ไม่มีการโอบรัด (ϵ_{co})	= 0.001	ซม./ซม.
การหดตัวของเหล็ก ณ หน่วยแรงดึงสูงสุด (ϵ_{cm})	= 0.21	มม./มม.
สัมประสิทธิ์การโอบรัดประสิทธิผลสำหรับกำแพง (k_e)	= 0.6	

การหาความกว้างของแกนคอนกรีตในแนวแกน X และ Y จะวัดจากระยะห่างระหว่างเส้นผ่านศูนย์กลางของเหล็กปลอกทั้งสองด้านดังแสดงในรูปที่ ก- 14 นอกจากนี้ค่าสัมประสิทธิ์การโอบรัดประสิทธิผลสำหรับกำแพงหน้าตัดสี่เหลี่ยมจะอ้างอิงจาก Paulay และ Priestley (1992)



รูปที่ ก- 14 การวัดความกว้างของแกนคอนกรีตในแนวราบและแนวตั้ง (Mander และคณะ, 1988)

$$\rho_x = \frac{A_{sx}}{sd_c} = \frac{1.27}{(0.2 * 100)(0.15 * 100)} = 0.0042$$

$$\rho_y = \frac{A_{sy}}{sb_c} = \frac{1.27}{(0.2 * 100)(2.85 * 100)} = 0.0002$$

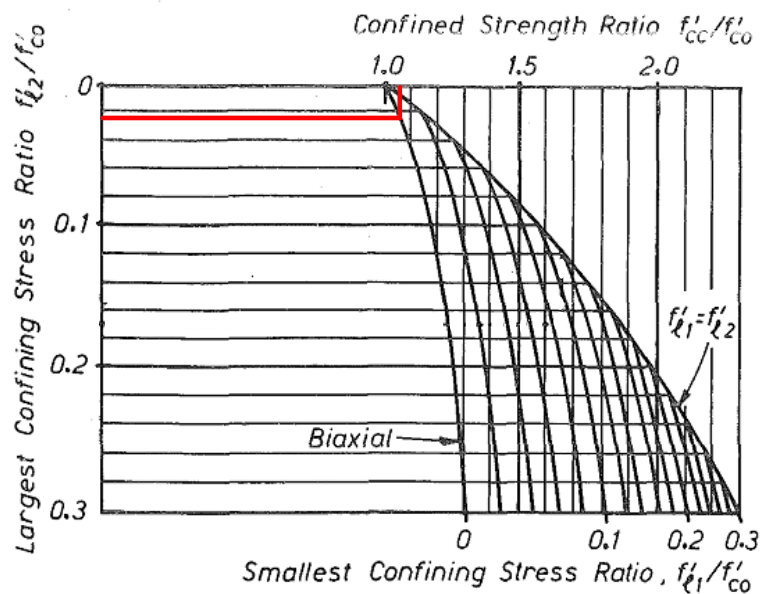
คำนวณหาหน่วยการโอบรัดด้านข้างประสิทธิผลในแนวแกน X และ Y

$$f'_{lx} = k_e \rho_x f_{yh} = 0.6 * 0.0042 * 235 = 0.59 \quad \text{เมกะปาสคาล}$$

$$f'_{ly} = k_e \rho_y f_{yh} = 0.6 * 0.0002 * 235 = 0.03 \quad \text{เมกะปาสคาล}$$

$$f'_{lx} / f'_{co} = 0.025 \text{ และ } f'_{ly} / f'_{co} = 0.001$$

จากค่าอัตราส่วนระหว่าง f'_l / f'_{co} ในแนวแกน X และ Y นำไปคำนวณหาอัตราส่วนกำลังการโอบรัด (f'_{cc} / f'_{co}) จากรูปที่ ก- 15 ได้เท่ากับ 1.05



รูปที่ ก- 15 กำลังโอบรัดซึ่งคำนวณจากหน่วยการโอบรัดทางด้านข้างสำหรับหน้าตัดสี่เหลี่ยม (Mander และคณะ, 1988)

ดังนั้นกำลังอัดของคอนกรีตที่มีการโอบรัด (f'_{cc})

$$f'_{cc} = 1.05 * f'_{co} = 1.05 * 23.5$$

$$= 24.7$$

เมกะปาสคาล

$$= 252$$

กก./ตร.ซม.

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{co} \left[1 + 5 \left(\frac{f'_{cc}}{f'_{co}} - 1 \right) \right]$$

$$= 0.001 [1 + 5(1.05 - 1)]$$

$$= 0.0013$$

มม./มม.

$$\rho_s = \rho_x + \rho_y = 0.0042 + 0.0002 = 0.0044$$

$$\varepsilon_{cu} = 0.004 + \frac{1.4 \rho_s f_{yh} \varepsilon_{sm}}{f'_{cc}}$$

$$= 0.004 + \frac{1.4 * 0.0044 * 235 * 0.21}{24.7} = 0.0164 \text{ มม./มม.}$$

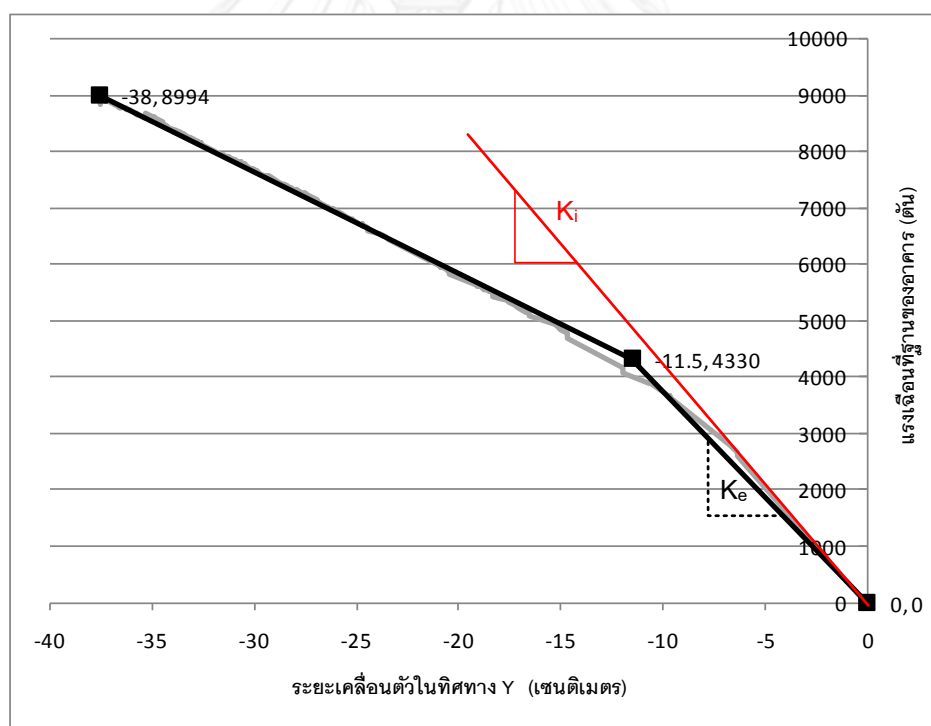
สำหรับกำลังอัดของคอนกรีตที่มีการโอบรัด (f'_{cu}) ณ ตำแหน่งความเครียดประลัย (ϵ_{cu}) จะอ้างอิงจาก Reddiar (2009)

$$\begin{aligned} f'_{cu} &= 12 + f'_{co} \left(\frac{f'_{cc}}{f'_{co}} - 1 \right) \\ &= 12 + 23.5(1.05 - 1) = 13.2 && \text{เมกะปาสคาล} \\ &= 134 && \text{กก./ตร.ซม.} \end{aligned}$$

จากข้อมูลข้างต้น นำไปหาความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงอัดและหน่วยการหดตัวของกำแพงรับแรงเฉือนของอาคารตัวอย่างดังแสดงในรูปที่ 3.2-1

ก.11 ตัวอย่างการคำนวณหาค่าการเคลื่อนตัวเป้าหมาย

ค่าการเคลื่อนตัวเป้าหมายภายใต้แรงกระทำในทิศทาง Y สามารถคำนวณได้โดยอาศัยกราฟความสัมพันธ์ในอุดมคติระหว่างแรงและการเคลื่อนตัว (Idealized Force-Displacement Curve) ดังแสดงในรูปที่ ก- 16 ซึ่งได้จากการวิเคราะห์แบบสถิตไม่เชิงเส้น



รูปที่ ก- 16 กราฟของความสัมพันธ์ในอุดมคติระหว่างแรงเฉือนรวมที่ฐานและการเคลื่อนตัวของจุดควบคุมที่ยอดอาคารภายใต้แรงกระทำในทิศทาง Y

คำนวณหาค่าคาบการสั่นพื้นฐานประสิทธิผล (T_e)

$$K_i = \frac{2,594 - 0}{6.3 - 0} = 411 \quad \text{ตันต่อเซนติเมตร}$$

$$K_e = \frac{4,330 - 0}{11.5 - 0} = 377 \quad \text{ตันต่อเซนติเมตร}$$

$$T_e = T_i \sqrt{\frac{K_i}{K_e}} = 1.12 \sqrt{\frac{411}{377}} = 1.17 \quad \text{วินาที}$$

ค่า C_o มีค่าเท่ากับ 1.3 เนื่องจากอาคารมีจำนวนชั้นเท่ากับ 5 ชั้นและมีลักษณะการกระจายแรงแบบสามเหลี่ยมสำหรับอาคารต้านทานแรงเฉือน ในส่วนของค่า C_1 และ C_2 มีค่าเท่ากับ 1.0 เนื่องจากค่าคาบการสั่นพื้นฐานประสิทธิผล (T_e) มีค่ามากกว่า 1.0 วินาที ค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัม (S_d) สามารถหาได้จากรูปที่ ก- 2 ซึ่งมีค่าเท่ากับ 0.13 ที่คาบการสั่นพื้นฐานประสิทธิผล (T_e)

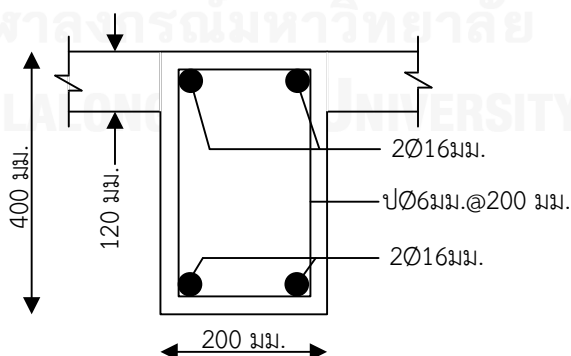
คำนวณหาค่าการเคลื่อนตัวเป้าหมายในทิศทาง Y (δ_i) ของจุดควบคุม

$$\begin{aligned} \delta_i &= C_o C_1 C_2 S_d \frac{T_e^2}{4\pi^2} g \\ &= 1.3 * 1.0 * 1.0 * 0.13 * \frac{1.17^2}{4\pi^2} * 9.81 \\ &= 0.059 \quad \text{เมตร} \end{aligned}$$

ดังนั้นค่าการเคลื่อนตัวเป้าหมายของจุดควบคุมที่ใช้สำหรับการวิเคราะห์มีค่าเท่ากับ 5.9 เซนติเมตร

ก.12 ตัวอย่างการคำนวณออกแบบเสริมกำลังต้านทานแรงเฉือนในคานด้วยแผ่น FRP โดยอาศัยการโอบรัดในลักษณะตัว U

คานหน้าตัดขนาด 0.2x0.4 เมตรดังแสดงในรูปที่ ก- 17 มีกำลังต้านทานแรงเฉือนไม่เพียงพอ ดังนั้นการเสริมกำลังต้านทานด้วยแผ่น FRP จึงถูกนำมาใช้โดยมีขั้นตอนการออกแบบดังต่อไปนี้

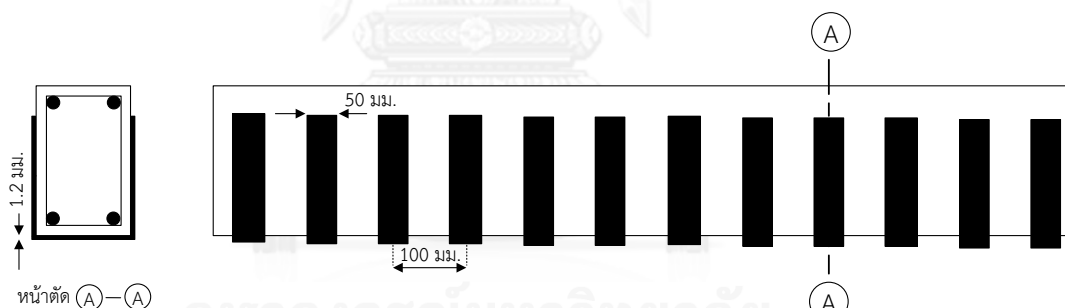


รูปที่ ก- 17 รายละเอียดคานหน้าตัดคานที่นำมาเสริมกำลัง

จากผลการวิเคราะห์โครงสร้าง คุณสมบัติของคาน คุณสมบัติของแผ่น FRP และพารามิเตอร์ สำหรับการออกแบบ อันได้แก่

แรงเฉือนสูงสุดที่เกิดขึ้น	= 9.7	ตัน-เมตร
กำลังต้านทานแรงอัดสูงสุดของคอนกรีต (f_{cu})	= 24	นิวตันต่อตร.มม.
หน่วยแรงดึงที่จุดครากของเหล็กเสริมตามยาว (f_y)	= 294	นิวตันต่อตร.มม.
กำลังรับแรงดึงประลัยของ FRP (f_{frp})	= 3,100	นิวตันต่อตร.มม.
โมดูลัสยืดหยุ่นของเหล็กเสริม (E_s)	= 200,055	นิวตันต่อตร.มม.
โมดูลัสยืดหยุ่นของ FRP (E_{frp})	= 165,000	นิวตันต่อตร.มม.
โมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีต (E_c)	= 22,940	นิวตันต่อตร.มม.
มุมระหว่างแนวเส้นใยของแผ่น FRP กับแกนตามแนวยาวของคาน (β)	= 90	องศา
ความเครียดใช้งานสูงสุดของแผ่น FRP (ϵ_{max})	= 0.0085	มม.ต่อ มม.
ตัวประกอบส่วนความปลอดภัยสำหรับคอนกรีต (γ_c)	= 1.5	
ตัวประกอบส่วนความปลอดภัยสำหรับเหล็ก (γ_s)	= 1.15	
ตัวประกอบส่วนความปลอดภัยสำหรับ FRP (γ_{frp})	= 1.25	
ตัวประกอบส่วนความปลอดภัยสำหรับการยึดระหว่างคอนกรีตกับแผ่น FRP (γ_b)	= 1.25	

เลือกใช้แผ่น FRP ขนาดกว้าง (w_{frp}) 50 มิลลิเมตรและหนา (t_{frp}) 1.2 มิลลิเมตร วางห่างกัน (s_{frp}) 100 มิลลิเมตรดังแสดงในรูปที่ ก- 18



รูปที่ ก- 18 การเสริมกำลังต้านทานแรงเฉือนด้วยแผ่น FRP โดยอาศัยการโอบรัดในลักษณะตัว U

$$z_t = d_{frp,t} = 120 \quad \text{มิลลิเมตร}$$

$$z_b = d_{frp} - h + 0.9d = 400 - 400 + 0.9 \cdot 361 = 325 \quad \text{มิลลิเมตร}$$

$$h_{frp,e} = z_b - z_t = 325 - 120 = 205 \quad \text{มิลลิเมตร}$$

$$s_{frp,max} = \frac{h_{frp,e} (\sin \beta + \cos \beta)}{2} = \frac{205 \cdot (\sin 90 + \cos 90)}{2}$$

$$= 102.5 \quad \text{มิลลิเมตร}$$

เนื่องจากระยะห่างระหว่างแผ่น FRP (s_{frp}) ที่เลือกใช้ข้างต้นมีค่าไม่มากกว่าระยะห่างระหว่างแผ่น FRP สูงสุด ดังนั้นระยะห่างระหว่างแผ่น FRP (s_{frp}) ที่เลือกใช้ถือว่าเหมาะสม

การคำนวณหากำลังต้านทานแรงเฉือนที่ได้จากการเสริมกำลังด้วย FRP (V_{frp}) จะมีค่าเท่ากับกำลังต้านทานแรงเฉือนที่น้อยที่สุดเมื่อตรวจสอบการวิบัติแบบเฉือนดังต่อไปนี้

1. การวิบัติแบบเฉือนซึ่งถูกควบคุมโดยการวิบัติของแผ่น FRP

$$D_{frp} = \frac{1 + \zeta}{2} = \frac{1 + \frac{z_t}{z_b}}{2} = \frac{1 + \frac{120}{325}}{2} = 0.68$$

$$\frac{f_{frp}}{E_{frp}} = \frac{3100}{165,000} = 0.019$$

สำหรับ $f_{frp}/E_{frp} > \varepsilon_{max}$

$$\sigma_{frp,max} = 0.8\varepsilon_{max} E_{frp} / \gamma_{frp} = 0.8 * 0.0085 * 165,000 / 1.25$$

$$= 898 \quad \text{นิวตันต่อตร.มม.}$$

$$f_{frp,e} = D_{frp} \sigma_{frp,max} = 0.68 * 898$$

$$= 611 \quad \text{นิวตันต่อตร.มม.}$$

$$V_{frp} = 2 f_{frp,e} t_{frp} \omega_{frp} \frac{h_{frp,e} (\sin \beta + \cos \beta)}{s_{frp}}$$

$$= 2 * 611 * 1.2 * 50 * \frac{205 * (\sin 90 + \cos 90)}{100}$$

$$= 1.5 * 10^5 \quad \text{นิวตัน}$$

2. การวิบัติแบบเฉือนซึ่งถูกควบคุมโดยการเลื่อนหลุดของแผ่น FRP

$$L_e = \sqrt{\frac{E_{frp} t_{frp}}{0.8 f_{cu}}} = \sqrt{\frac{165,000 * 1.2}{0.8 * 24}} = 214 \quad \text{มิลลิเมตร}$$

$$L_{max} = h_{frp,e} / \sin \beta = 205 / \sin 90 = 205 \quad \text{มิลลิเมตร}$$

$$\lambda = \frac{L_{max}}{L_e} = \frac{205}{214} = 0.96$$

$$\beta_w = \sqrt{\frac{2 - \omega_{frp} / (s_{frp} \sin \beta)}{1 + \omega_{frp} / (s_{frp} \sin \beta)}} = \sqrt{\frac{2 - 50 / (100 * \sin 90)}{1 + 50 / (100 * \sin 90)}} = 1.0$$

$$\beta_L = \sin(\pi \lambda / 2) = \sin(\pi * 0.96 / 2) = 1.0 \quad (\text{สำหรับ } \lambda < 1)$$

$$\sigma_{frp,max} = \min \left\{ \frac{0.8 f_{frp} / \gamma_{frp}}{\gamma_b} \sqrt{\frac{E_{frp}}{t_{frp}}} \sqrt{f_{cu}}, \frac{0.3 \beta_w \beta_L}{1.25} \sqrt{\frac{165,000}{1.2}} \sqrt{24} \right\}$$

$$= \min \left\{ \frac{1,984}{196} \right\} = 196 \quad \text{นิวตันต่อตร.มม.}$$

สำหรับ $\lambda < 1$

$$D_{frp} = \frac{2}{\pi\lambda} \frac{1 - \cos(\pi/2)\lambda}{\sin(\pi/2)\lambda} = \frac{2}{\pi * 0.96} \frac{1 - \cos(\pi/2) * 0.96}{\sin(\pi/2) * 0.96}$$

$$= 0.69$$

$$f_{frp,e} = D_{frp} \sigma_{frp,max} = 0.69 * 196 = 135 \quad \text{นิวตันต่อตร.มม.}$$

$$V_{frp} = 2 f_{frp,e} t_{frp} \omega_{frp} \frac{h_{frp,e} (\sin \beta + \cos \beta)}{s_{frp}}$$

$$= 2 * 135 * 1.2 * 50 * \frac{205 * (\sin 90 + \cos 90)}{100}$$

$$= 33,210 \quad \text{นิวตัน}$$

ดังนั้น กำลังต้านทานแรงเฉือนที่ได้จากการเสริมกำลังด้วย FRP (V_{frp}) ในโดยอาศัยการโอบรัดในลักษณะตัว U จึงมีค่าเท่ากับค่ากำลังต้านทานน้อยที่สุดเมื่อพิจารณาโหมดการวิบัติแบบเฉือนทั้ง 2 โหมดแล้วมีค่าเท่ากับ 33,210 นิวตันหรือ 3.3 ตัน

$$V_n = V_c + V_s + V_{frp}$$

$$= 8.3 + 3.3 = 11.6 \quad \text{ตัน}$$

เนื่องจากกำลังต้านทานแรงเฉือนทั้งหมดของคานตัวอย่างที่ถูกเสริมกำลังต้านทานแรงเฉือนด้วยแผ่น FRP แล้วมีค่าเท่ากับ 11.6 ตันซึ่งมากกว่าแรงเฉือนที่เกิดขึ้น ดังนั้น ขนาดและคุณสมบัติของแผ่น FRP ที่เลือกใช้จึงเหมาะสมสำหรับการเสริมคานมั่งคั่งแข็งแรงให้กับคานตัวอย่างที่เสียหายเนื่องจากแรงเฉือน

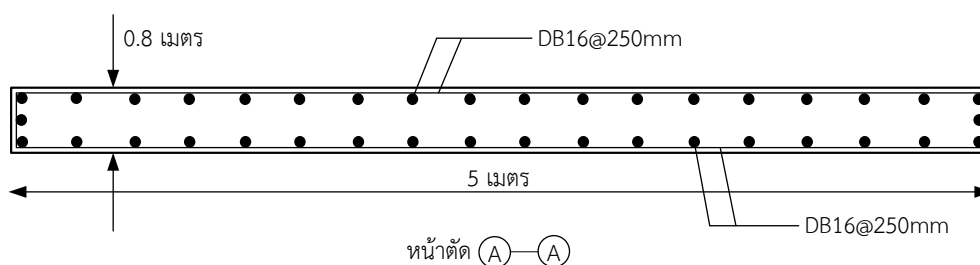
ก.13 ตัวอย่างการคำนวณออกแบบเสาเข็มเจาะแบบสี่เหลี่ยม

การออกแบบเสาเข็มเจาะแบบสี่เหลี่ยมจะใช้คุณสมบัติของดินชนิดเดียวกับที่ใช้ในหัวข้อ ก.8 โดยจะออกแบบให้กำแพงดังกล่าวมีกำลังต้านทานแรงเฉือนและแรงเฉือนเพียงพอเมื่อเทียบกับแรงที่เกิดขึ้นดังนี้

$$\text{แรงเฉือนมากที่สุดที่เกิดขึ้น} = 343 \quad \text{ตัน}$$

$$\text{แรงเฉือนมากที่สุดที่เกิดขึ้น} = 429 \quad \text{ตัน}$$

เลือกใช้กำแพงรับแรงเฉือนที่มีความกว้าง 0.8 เมตร ยาว 5 เมตรและลึก 16 เมตร รายละเอียดการเสริมเหล็กดังแสดงในรูปที่ ก- 19



รูปที่ ก- 19 ขนาดหน้าตัดและรายละเอียดการเสริมเหล็กของเสาเข็มเจาะแบบสี่เหลี่ยม

1) คำนวณหาค่ากำลังต้านทานแรงเฉือนของเสาเข็มเจาะแบบสี่เหลี่ยม

การคำนวณกำลังต้านทานแรงเฉือนเนื่องจากผลของแรงดันด้านข้างของดินที่สภาวะ passive มีดังต่อไปนี้

$$l/d = 16/0.8 = 20$$

$$e/d = 0 \quad (\text{พิจารณาเฉพาะแรงดันข้าง})$$

จากค่าพารามิเตอร์ข้างต้นนำไปอ่านค่า $\frac{H}{K_p^2 \gamma d^3}$ จากรูปที่ ก.11-1 ได้เท่ากับ 52 ดังนั้นแรงดันด้านข้างของดินประลัย (H) มีค่าเท่ากับ

$$\begin{aligned} H &= 52 * K_p^2 \gamma d^3 \\ &= 52(3^2 * 1.8 * 0.8^3) \\ &= 431 \quad \text{ตัน} \end{aligned}$$

การคำนวณหาค่ากำลังต้านทานแรงเฉือนของคอนกรีตและเหล็กเสริมของเสาเข็มเจาะแบบสี่เหลี่ยมมีดังต่อไปนี้

$$\begin{aligned} V_c &= 0.53(1 + 0.0071 \frac{N_u}{A_g}) \sqrt{f'_c} b d + \frac{A_v f_y d}{s} \quad (\text{หน่วย ksc}) \\ &= 0.53(1 + 0.0071 \frac{343,000}{80 * 500}) \sqrt{240} * 80 * (0.8 * 500) + \frac{(2 * 2.01) * 3000 * (0.8 * 500)}{25} \\ &= 278,740 + 192,960 \\ &= 471,700 \quad \text{กิโลกรัม} \\ &= 472 \quad \text{ตัน} \end{aligned}$$

เนื่องจากกำลังต้านทานแรงเฉือนของคอนกรีตและเหล็กเสริมของเสาเข็มเจาะแบบสี่เหลี่ยมมีค่ามากกว่ากำลังต้านทานแรงเฉือนเนื่องจากแรงดันด้านข้างของดิน ดังนั้นกำลังต้านทานแรงเฉือนของเสาเข็มเจาะแบบสี่เหลี่ยมมีค่าเท่ากับ 431 กิโลนิวตัน

2) กำลังต้านทานแรงเฉือนของเสาเข็มมีค่าเท่ากับผลรวมระหว่างแรงต้านที่ผิวและน้ำหนักของเสาเข็ม สำหรับการคำนวณหาแรงต้านที่ผิวเสาเข็ม (F) มีตัวอย่างการคำนวณดังต่อไปนี้

$$F = \sum_{i=1}^i F_i$$

$$\text{โดยที่} \quad F_i = \mu K_o (\gamma l_i) A_s$$

ที่ระดับความลึก $0 < l \leq 1$ เมตร

$$\begin{aligned} \text{ด้านยาวของกำแพง} \quad F_i &= 0.36 * 0.5 * (1.8 * 0.5) * (2 * 5 * 1) \\ &= 1.6 \quad \text{ตัน} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{ด้านกว้างของกำแพง} \quad F_i &= 0.36 * 0.5 * (1.8 * 0.5) * (2 * 0.8 * 1) \\ &= 0.3 \quad \text{ตัน} \end{aligned}$$


สำหรับแรงต้านที่ผิวเสาเข็มที่ความลึกต่างๆกันตลอดความยาวเสาเข็มแสดงดังตารางที่ ก- 5 ซึ่งพิจารณาที่ความลึกทุกๆ 1 เมตรจากผิวดิน จากตารางที่ ก- 5 แรงต้านที่ผิวเสาเข็มตลอดความยาวเสาเข็มเจาะแบบสึเหลี่ยม (F) มีค่าเท่ากับ $419+67=486$ ตัน

$$\begin{aligned} \text{กำลังต้านทานแรงถอนประลัย} &= \text{แรงต้านที่ผิวเสาเข็มเจาะแบบสึเหลี่ยม} + \text{น้ำหนักของ} \\ &\text{เสาเข็มเจาะแบบสึเหลี่ยม} \\ &= 486 + 2.4 * 0.8 * 5 * (1.4 + 16) \\ &= 653 \quad \text{ตัน} \end{aligned}$$

เนื่องจากกำลังต้านทานแรงถอนและแรงเฉือนของเสาเข็มเจาะแบบสึเหลี่ยมมีค่ามากกว่าแรงถอนและแรงเฉือนที่เกิดขึ้น ดังนั้น ขนาดหน้าตัด รายละเอียดการเสริมเหล็กและคุณสมบัติของเสาเข็มเจาะแบบสึเหลี่ยมที่เลือกใช้ถือว่าเหมาะสม

ตารางที่ ก- 5 แรงต้านที่ผิวเสาเข็มตลอดความลึกของเสาเข็มเจาะแบบสี่เหลี่ยมที่พิจารณา

ความลึก (เมตร)	l_i (เมตร)	ด้านยาวของกำแพง		ด้านสั้นของกำแพง	
		A_{si} (ตร.ม.)	F_i (ตัน)	A_{si} (ตร.ม.)	F_i (ตัน)
0-1	0.5	10	1.6	1.6	0.3
1-2	1.5	10	4.9	1.6	0.8
2-3	2.5	10	8.2	1.6	1.3
3-4	3.5	10	11.5	1.6	1.8
4-5	4.5	10	14.7	1.6	2.4
5-6	5.5	10	18.0	1.6	2.9
6-7	6.5	10	21.3	1.6	3.4
7-8	7.5	10	24.6	1.6	3.9
8-9	8.5	10	27.8	1.6	4.5
9-10	9.5	10	31.1	1.6	5.0
10-11	10.5	10	34.4	1.6	5.5
11-12	11.5	10	37.7	1.6	6.0
12-13	12.5	10	40.9	1.6	6.6
13-14	13.5	10	44.2	1.6	7.1
14-15	14.5	10	47.5	1.6	7.6
15-16	15.5	10	50.8	1.6	8.1
รวม			419		67



ภาคผนวก ข.

ผลการประเมินความมั่นคงแข็งแรงก่อนและหลังการเสริมความมั่นคงแข็งแรงให้แก่อาคารตัวอย่าง

จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย
CHULALONGKORN UNIVERSITY

ผลการประเมินกำลังต้านทานแผ่นดินไหวอาคารตัวอย่างก่อนและหลังการเสริมกำลัง

ผลการประเมินกำลังต้านทานแผ่นดินไหวอาคารตัวอย่างสำหรับกระบวนการสถิติไร้เชิงเส้นมีดังต่อไปนี้

1. ก่อนการเสริมความมั่นคงแข็งแรง

องค์อาคารในแนวดิ่งจะถูกแสดงแยกตามรายชั้นของอาคารดังแสดงในรูปที่ ข-2 ถึงรูปที่ ข-8 และองค์อาคารในแนวราบดังแสดงในรูปที่ ข-8 ถึงรูปที่ ข-22

2. หลังการเสริมความมั่นคงแข็งแรง

องค์อาคารในแนวดิ่งจะถูกแสดงแยกตามรายชั้นของอาคารดังแสดงในรูปที่ ข- 23 ถึงรูปที่ ข-29 และองค์อาคารในแนวราบดังแสดงในรูปที่ ข- 30 ถึงรูปที่ ข- 36

สัญลักษณ์และสีที่ใช้ในการแสดงผลการประเมินกำลังต้านทานแผ่นดินไหว

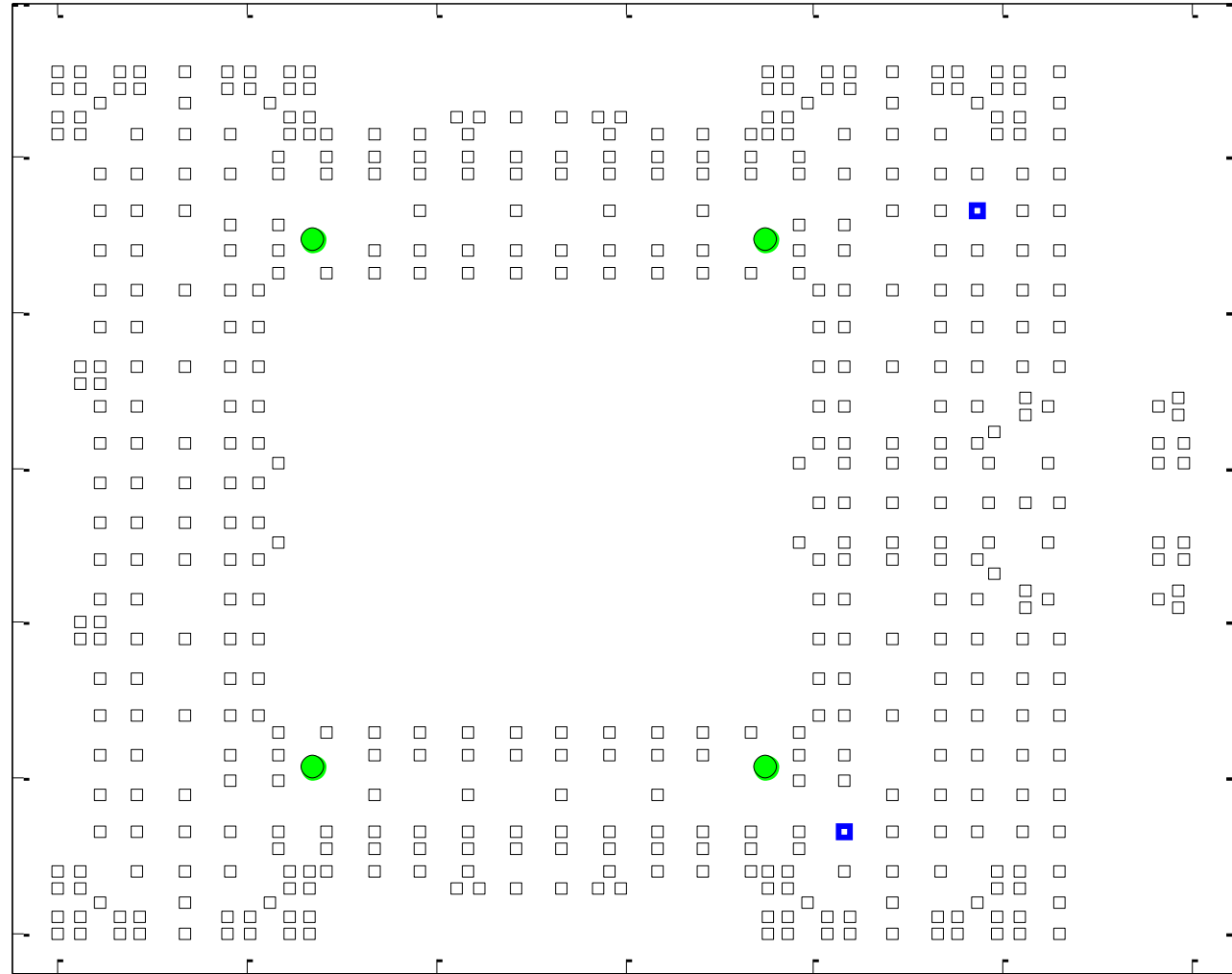
สำหรับองค์อาคารในแนวดิ่ง สัญลักษณ์สีเหลี่ยมถูกนำมาใช้เพื่อแสดงตำแหน่งของเสา และสัญลักษณ์รูปวงกลมถูกนำมาใช้เพื่อแสดงตำแหน่งของกำแพงรับแรงเฉือน ซึ่งรูปร่างและขนาดของสัญลักษณ์ที่แสดงไม่ใช่ขนาดและรูปร่างจริงขององค์อาคารนั้นๆ นอกจากนี้สำหรับพฤติกรรมที่ควบคุมโดยการเสียรูปเป็นหลัก (deformation-controlled action) สีต่างๆจะถูกนำมาใช้เพื่อแสดงถึงระดับสมรรถนะของชิ้นส่วนนั้นๆ ดังแสดงในรูปที่ ข-1 โดยแต่ละสีนั้นมีความหมายดังต่อไปนี้

- ไม่มีสี หมายถึง ชิ้นส่วนนั้นมีกำลังต้านทานเพียงพอที่ระดับ IO, LS และ CP
- สีเขียว หมายถึง ชิ้นส่วนนั้นมีกำลังต้านทานไม่เพียงพอที่ระดับ IO แต่มีกำลังต้านทานเพียงพอที่ระดับ LS และ CP
- สีเหลือง หมายถึง ชิ้นส่วนนั้นมีกำลังต้านทานไม่เพียงพอที่ระดับ IO และ LS แต่มีกำลังต้านทานเพียงพอที่ระดับ CP
- สีแดง หมายถึง ชิ้นส่วนนั้นมีกำลังต้านทานไม่เพียงพอที่ระดับ IO, LS และ CP

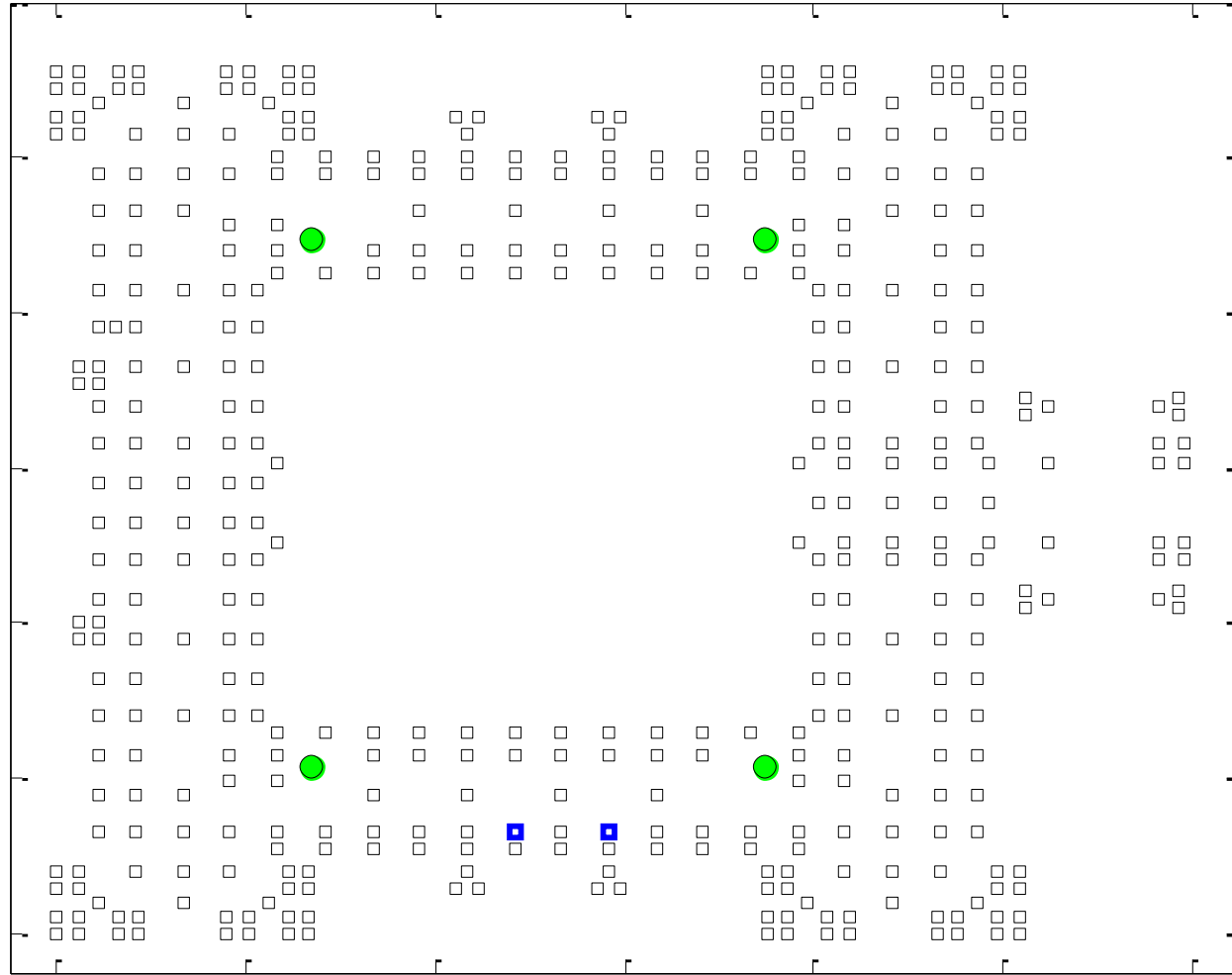
สำหรับพฤติกรรมที่ควบคุมโดยแรงเป็นหลัก (force-controlled action) ชิ้นส่วนที่เกิดค้ำเสียหายเกินกว่าค่าที่ยอมรับได้เหล่านั้นถูกแสดงไว้ด้วยกรอบสีน้ำเงิน



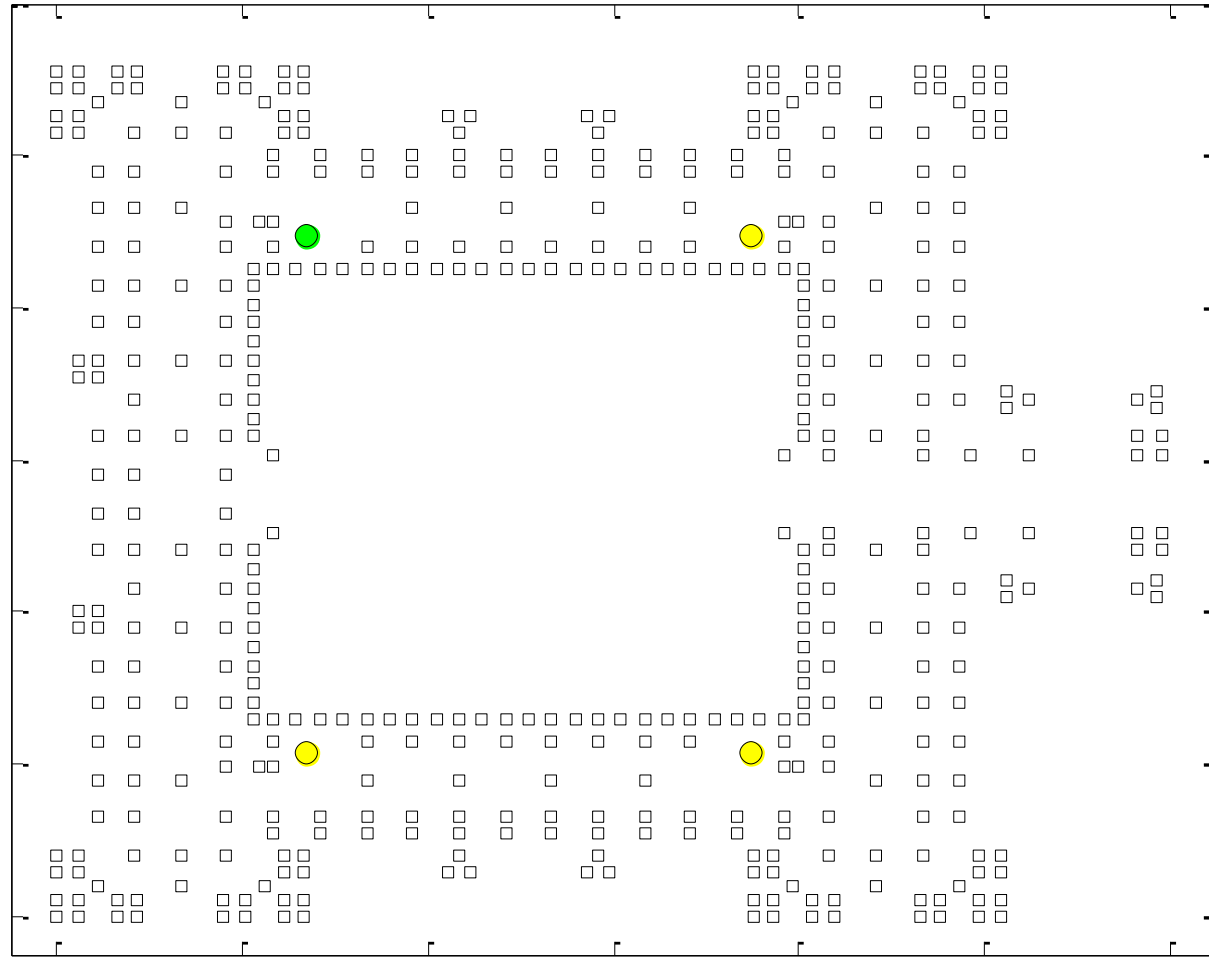
รูปที่ ข-1 สีต่างๆที่ถูกนำมาใช้แสดงระดับสมรรถนะขององค์อาคาร



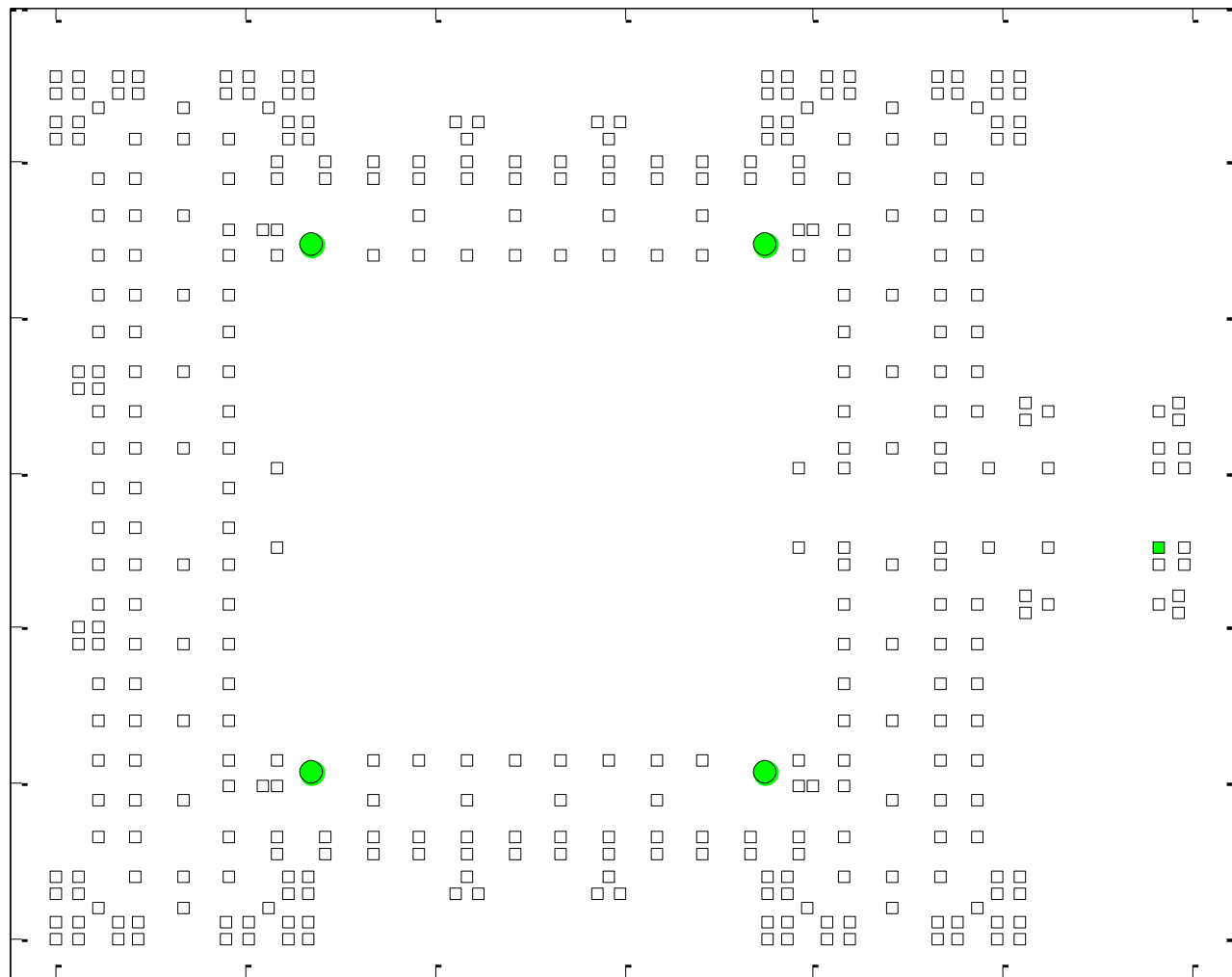
รูปที่ ข-2 ผลการประเมินกำลังต้านทานแผ่นดินไหวสำหรับองค์อาคารในแนวตั้งสำหรับกระบวนการสถิติไร้เชิงเส้น ชั้นทางเดิน



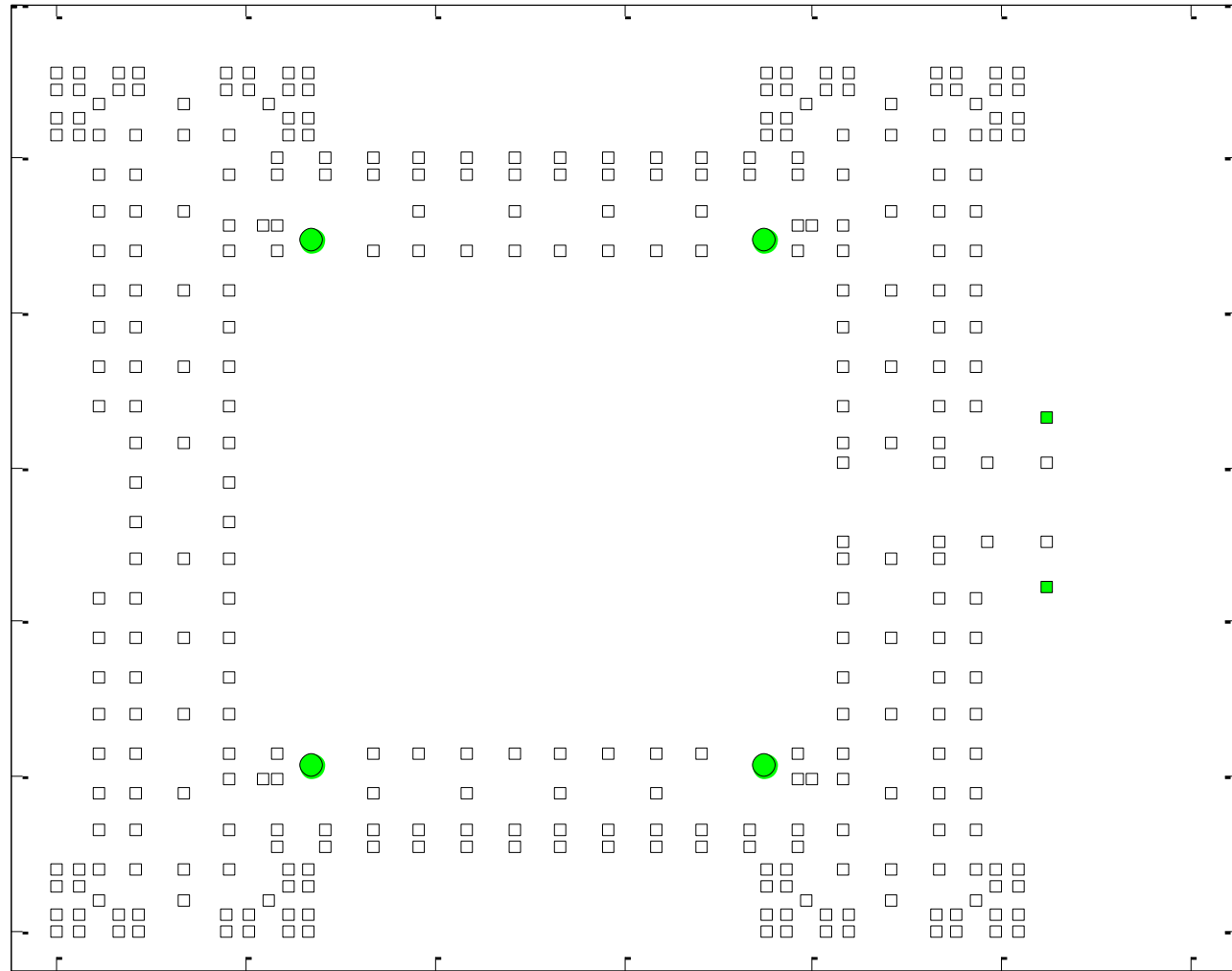
รูปที่ ข-3 ผลการประเมินกำลังต้านทานแผ่นดินไหวสำหรับองค์อาคารในแนวตั้งสำหรับกระบวนการสถิติไร้เชิงเส้น ชั้นที่ 1



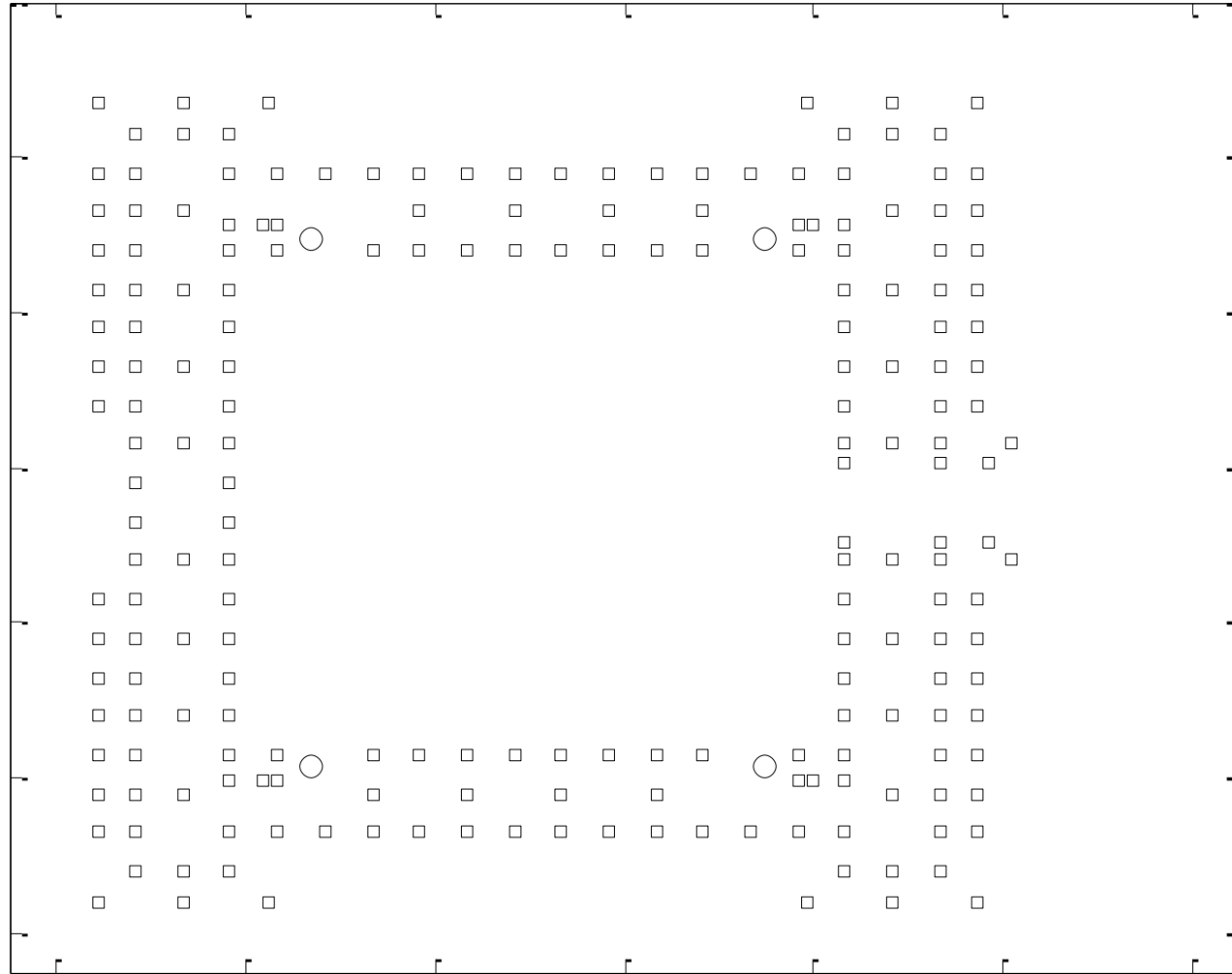
รูปที่ ข-4 ผลการประเมินกำลังต้านทานแผ่นดินไหวสำหรับองค์อาคารในแนวตั้งสำหรับกระบวนการสถิติไร้เชิงเส้น ชั้นที่ 2



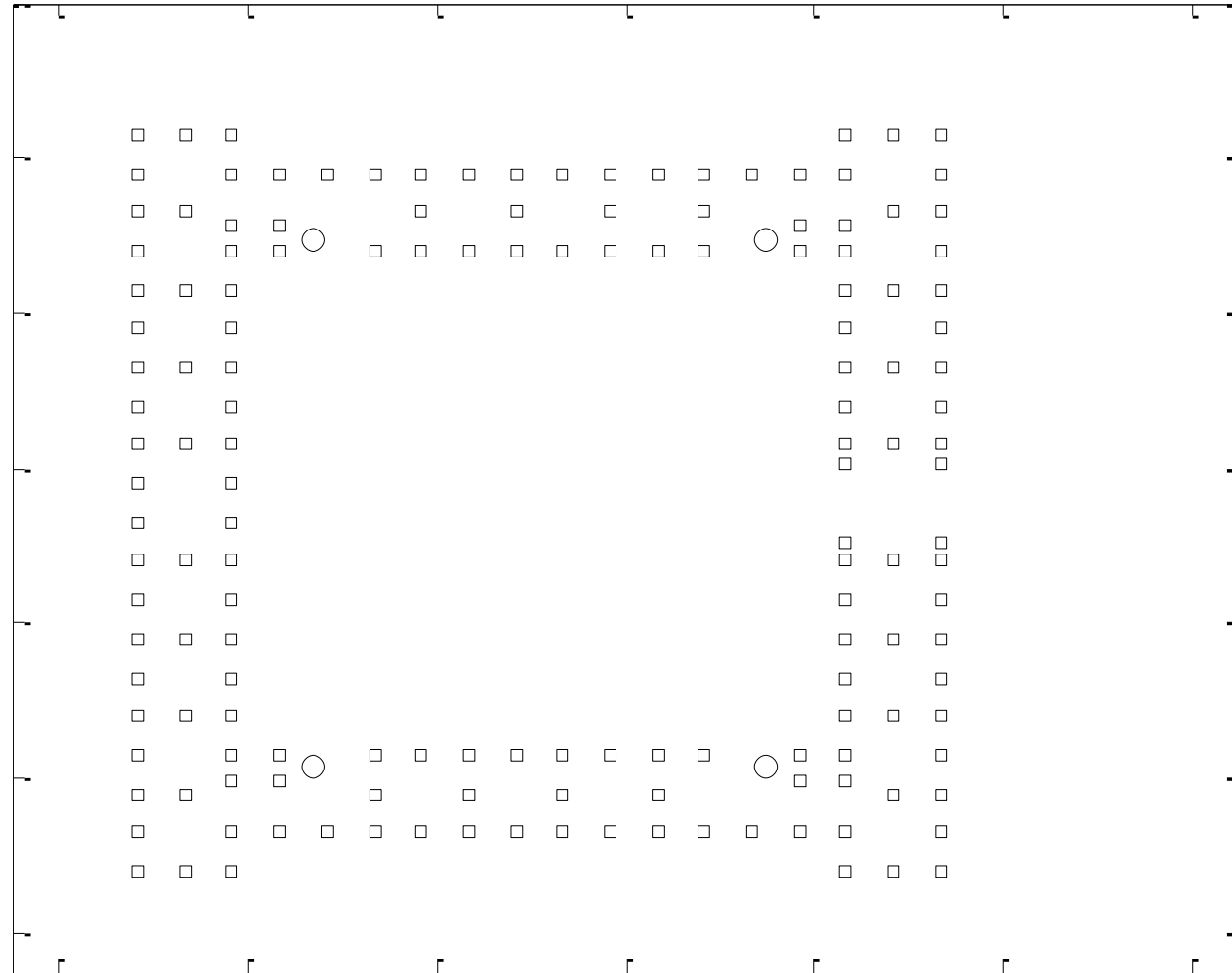
รูปที่ ข-5 ผลการประเมินกำลังต้านทานแผ่นดินไหวสำหรับองค์อาคารในแนวตั้งสำหรับกระบวนการสถิติไร้เชิงเส้น ชั้นที่ 3



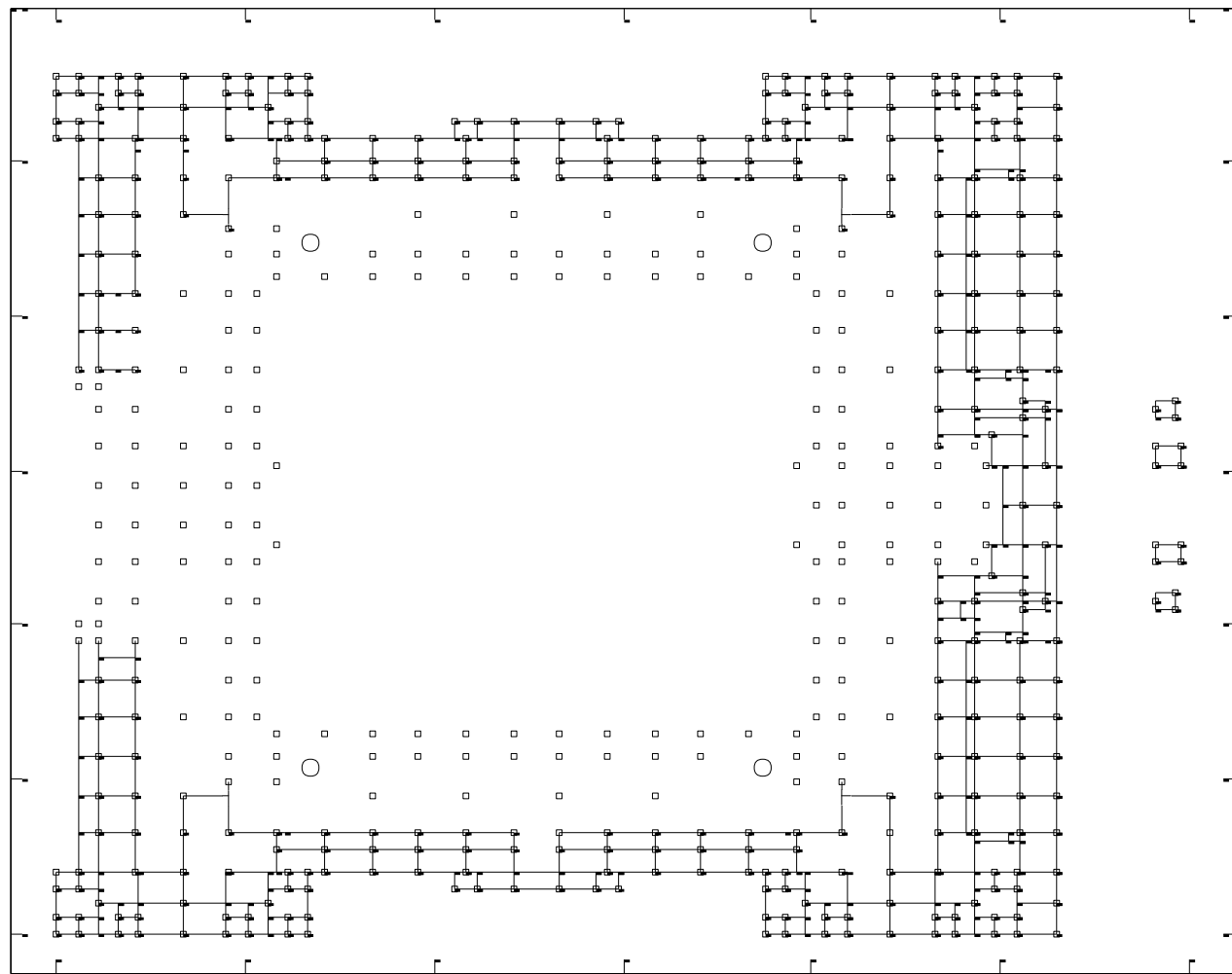
รูปที่ ข-6 ผลการประเมินกำลังต้านทานแผ่นดินไหวสำหรับองค์อาคารในแนวตั้งสำหรับกระบวนการสถิติไร้เชิงเส้น ชั้นที่ 4



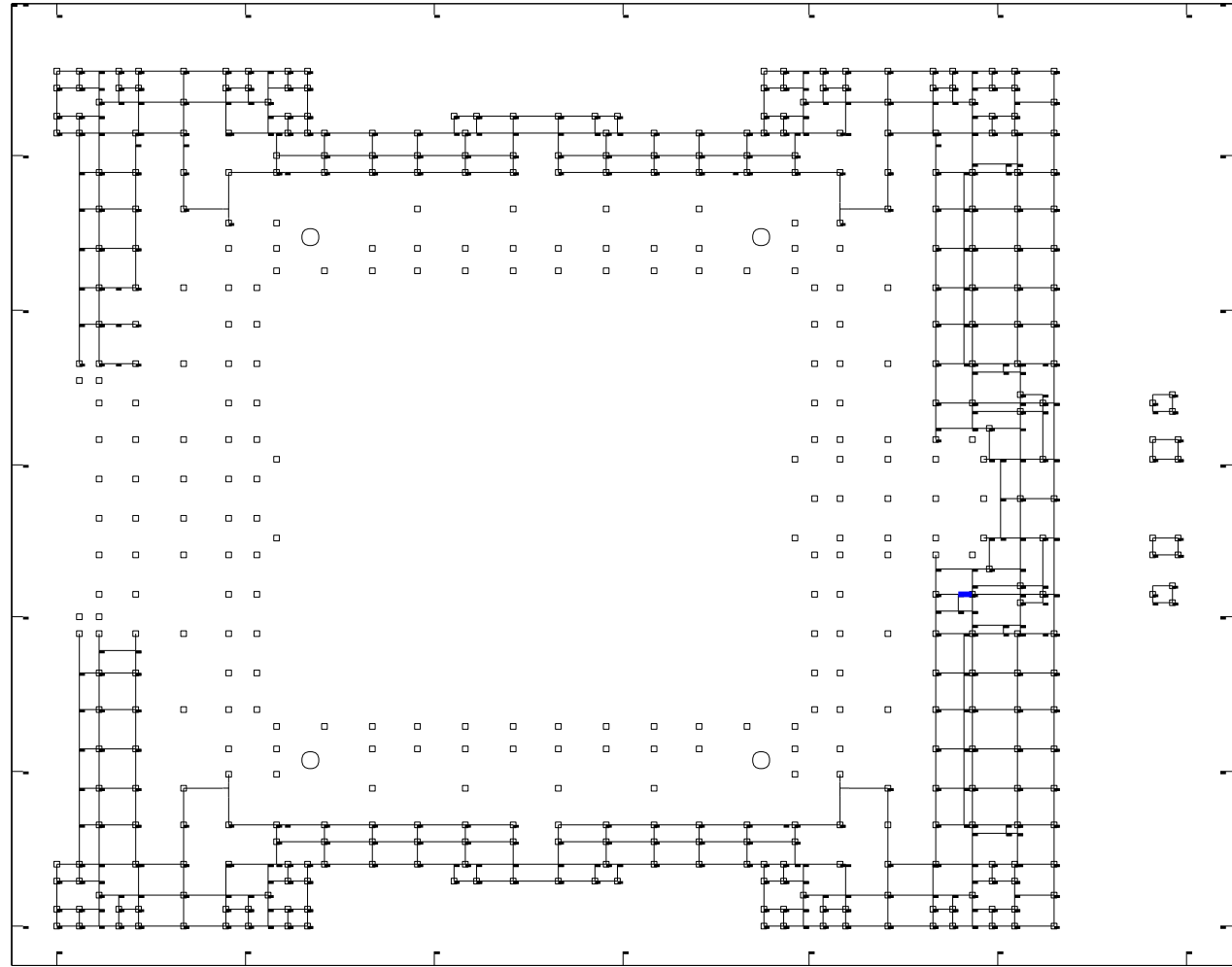
รูปที่ ข-7 ผลการประเมินกำลังด้านทานแผ่นดินไหวสำหรับองค์อาคารในแนวตั้งสำหรับกระบวนการสถิติไร้เชิงเส้น ชั้นที่ 5



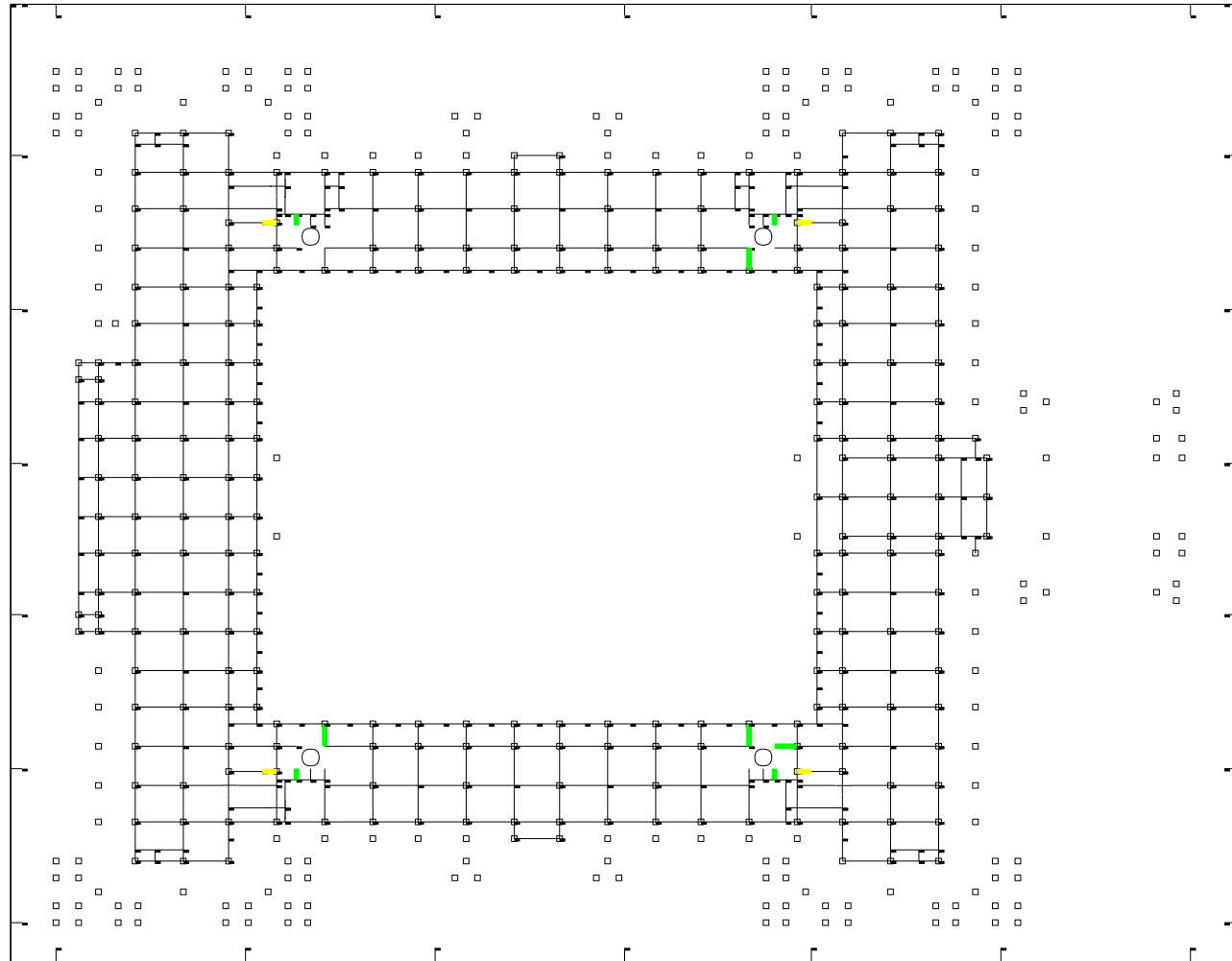
รูปที่ ข-8 ผลการประเมินกำลังต้านทานแผ่นดินไหวสำหรับองค์อาคารในแนวตั้งสำหรับกระบวนการสถิติไร้เชิงเส้น ชั้นที่ห้องเครื่องลิฟต์และคานหลังคา



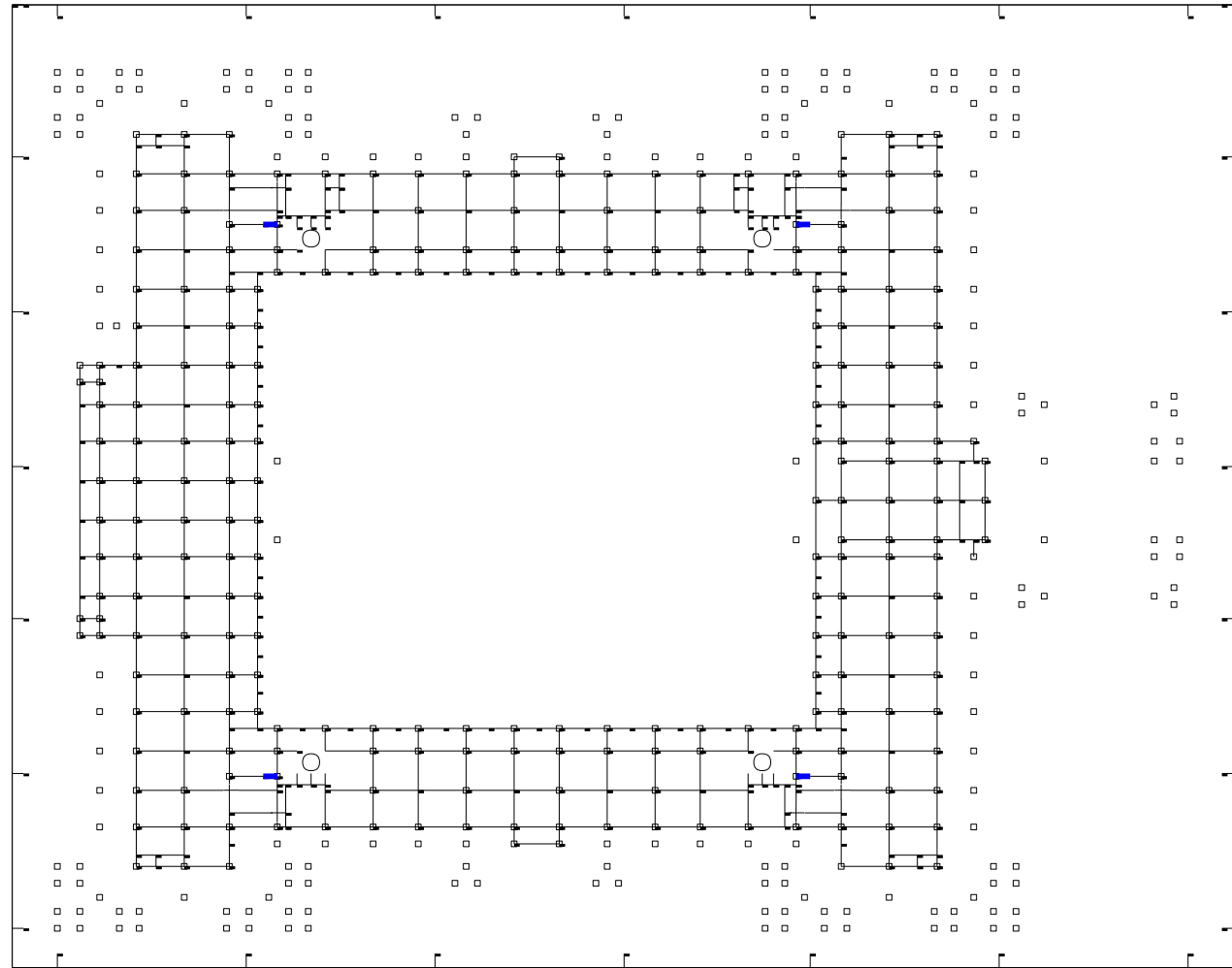
รูปที่ ข-9 ผลการประเมินกำลังต้านทานแผ่นดินไหวสำหรับอาคารในแนวราบสำหรับกระบวนการสถิติไร้เชิงเส้น ชั้นทางเดิน



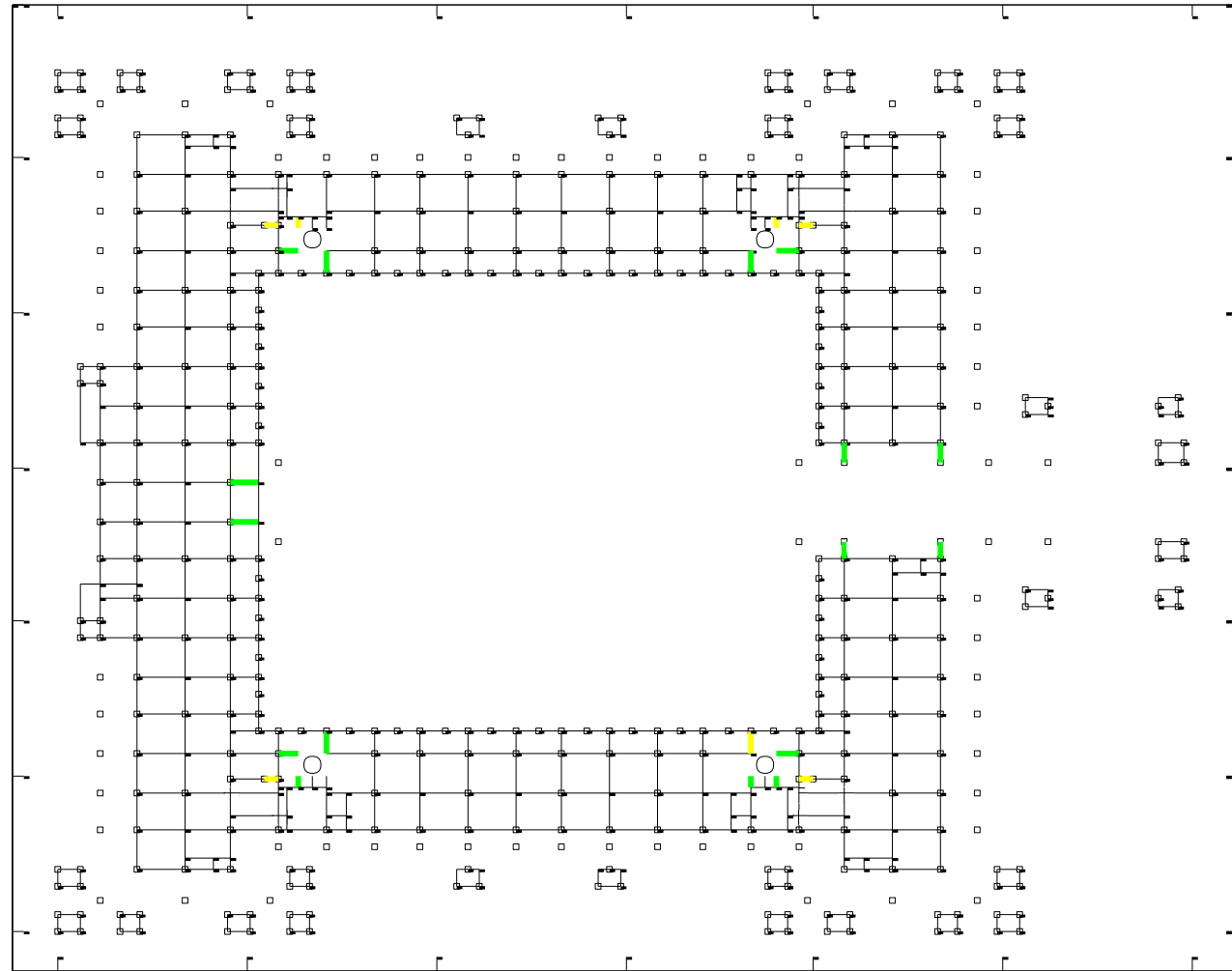
รูปที่ ข-10 ผลการประเมินกำลังต้านทานแผ่นดินไหวสำหรับองค์อาคารในแนวราบสำหรับกระบวนการสถิติไร้เชิงเส้น ชั้นทางเดิน (ต่อ)



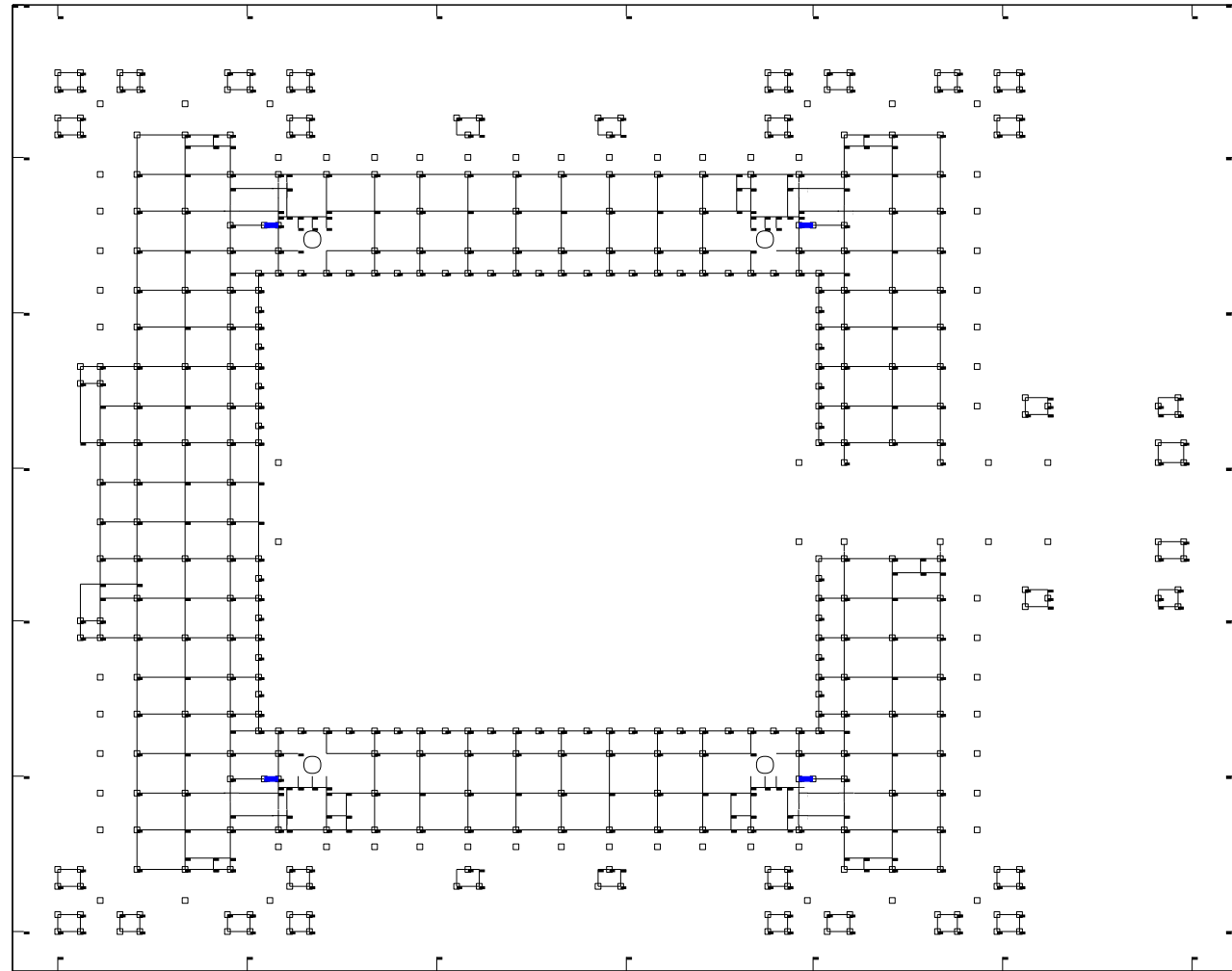
รูปที่ ข-11 ผลการประเมินกำลังต้านทานแผ่นดินไหวสำหรับองค์อาคารในแนวราบสำหรับกระบวนการสถิติไร้เชิงเส้น ชั้นที่ 1



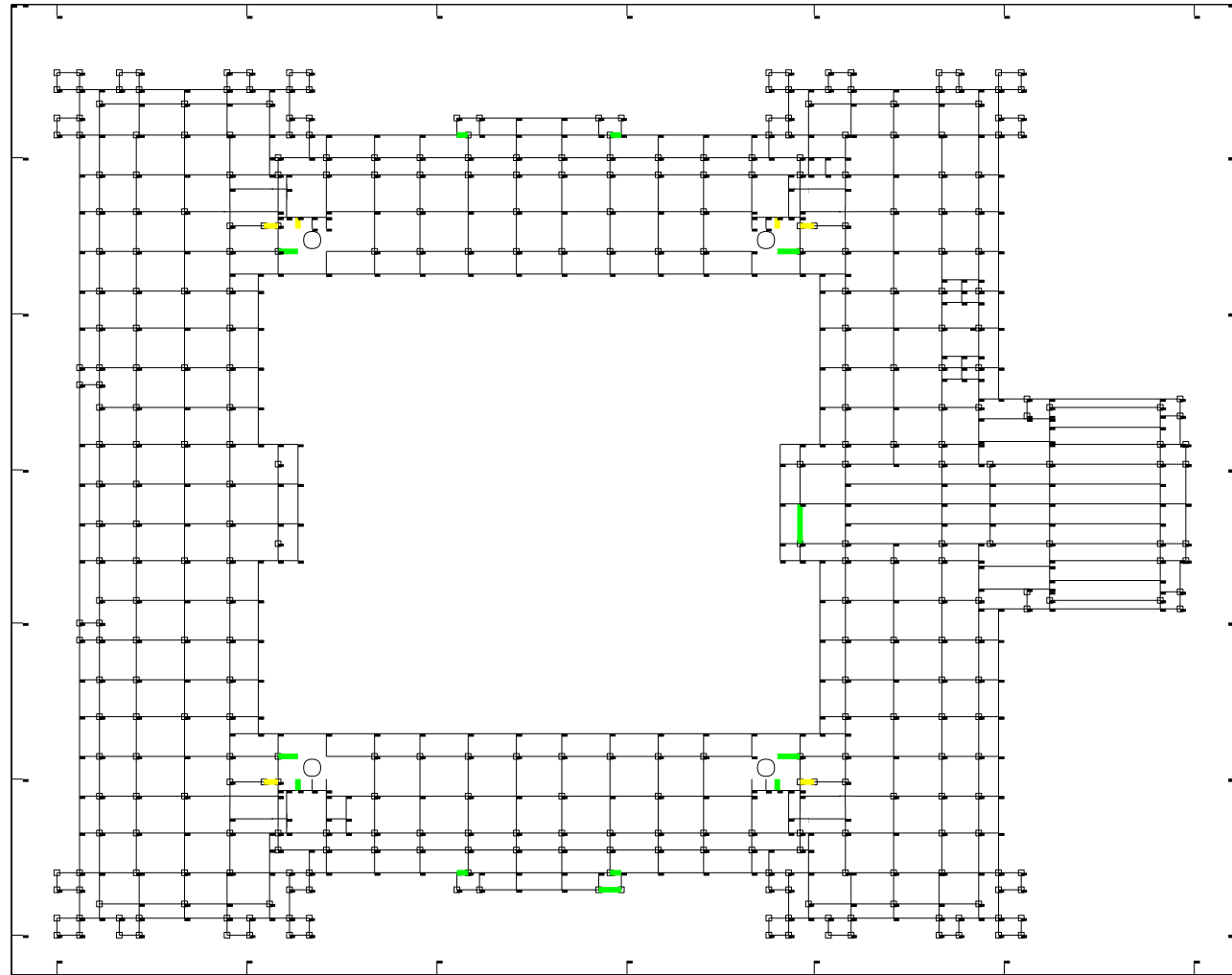
รูปที่ ข-12 ผลการประเมินกำลังต้านทานแผ่นดินไหวสำหรับองค์อาคารในแนวราบสำหรับกระบวนการสถิติไร้เชิงเส้น ชั้นที่ 1 (ต่อ)



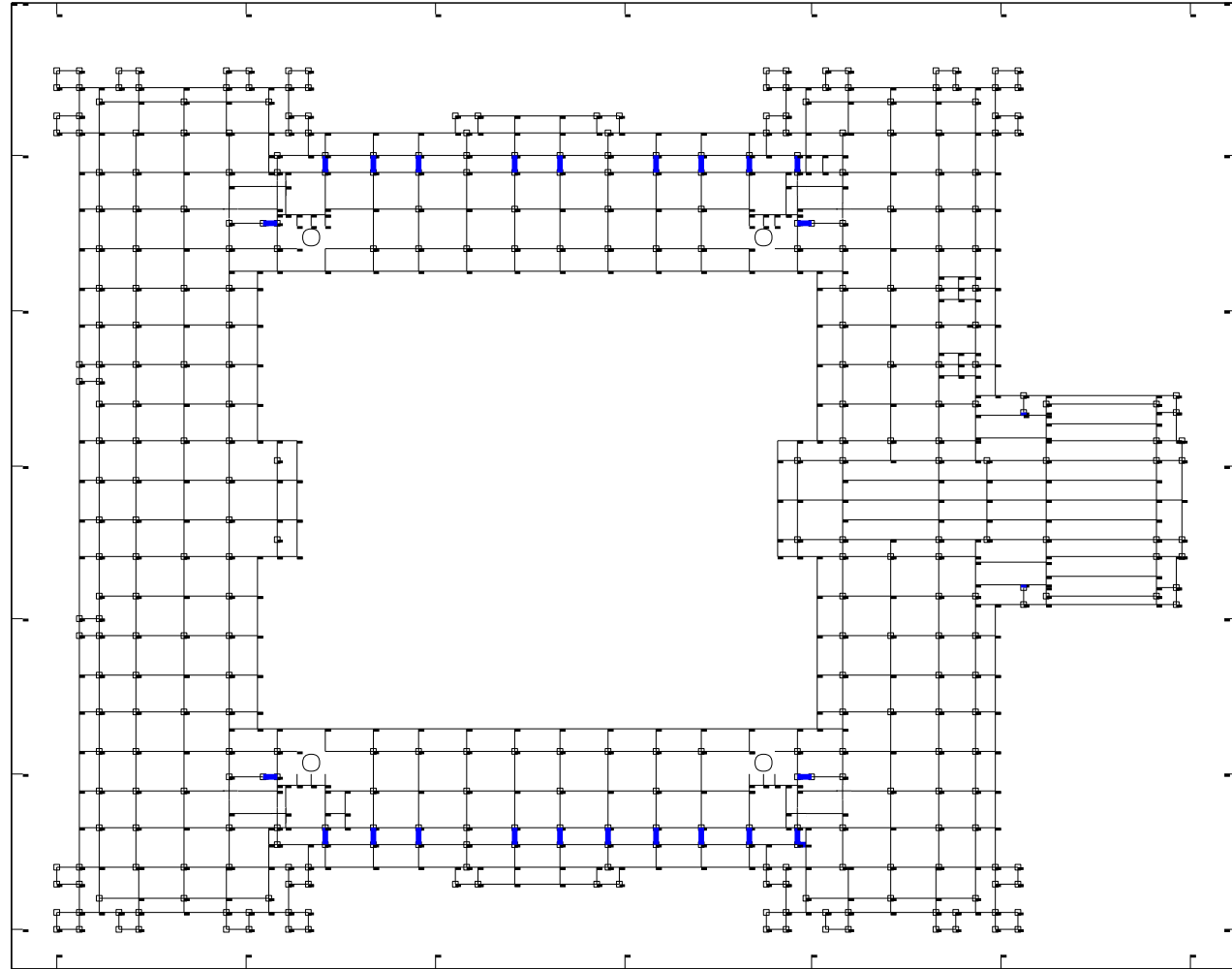
รูปที่ ข-13 ผลการประเมินกำลังต้านทานแผ่นดินไหวสำหรับองค์อาคารในแนวราบสำหรับกระบวนการสถิติไร้เชิงเส้น ชั้นที่ 2



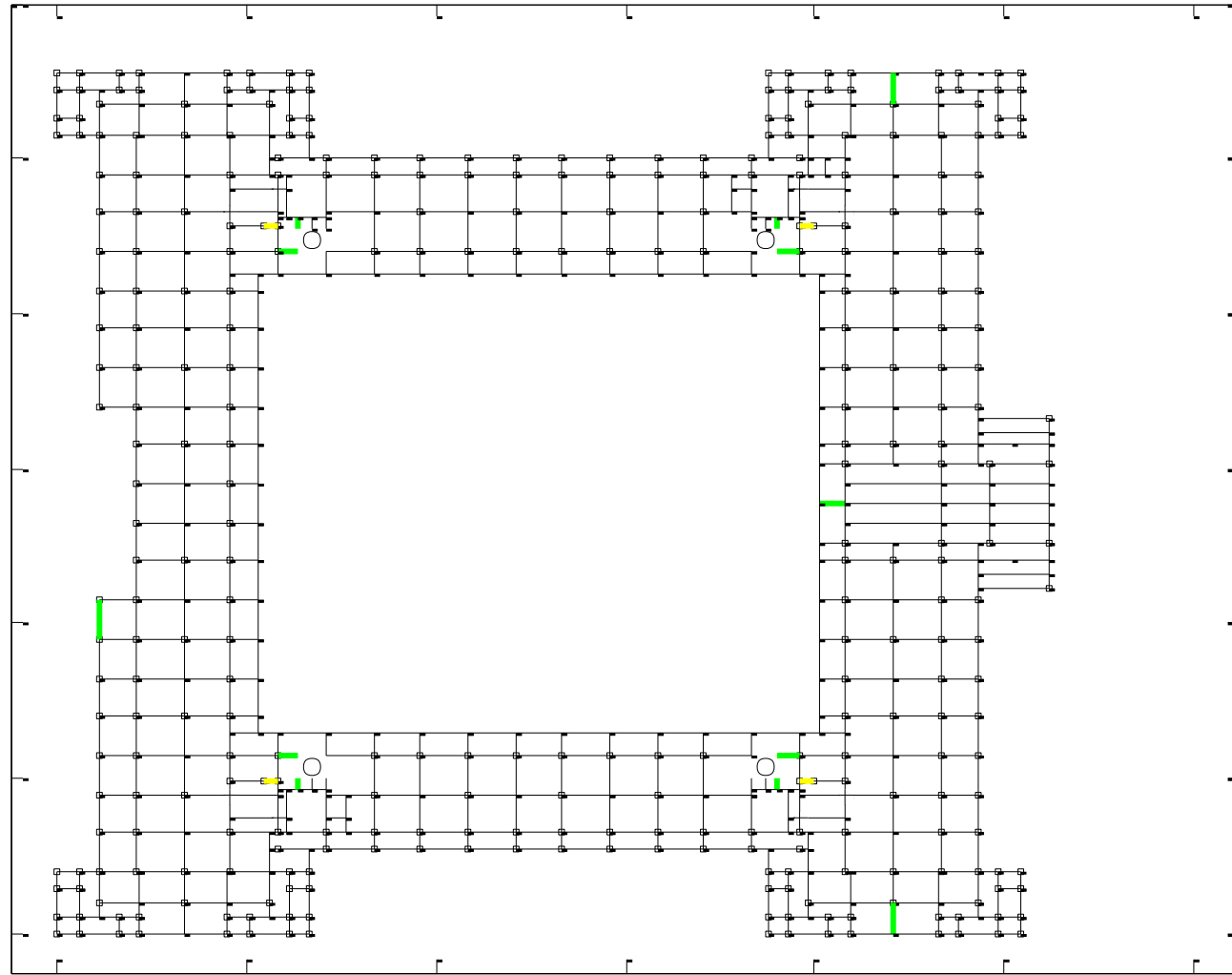
รูปที่ ข-14 ผลการประเมินกำลังต้านทานแผ่นดินไหวสำหรับองค์อาคารในแนวราบสำหรับกระบวนการสถิติไร้เชิงเส้น ชั้นที่ 2 (ต่อ)



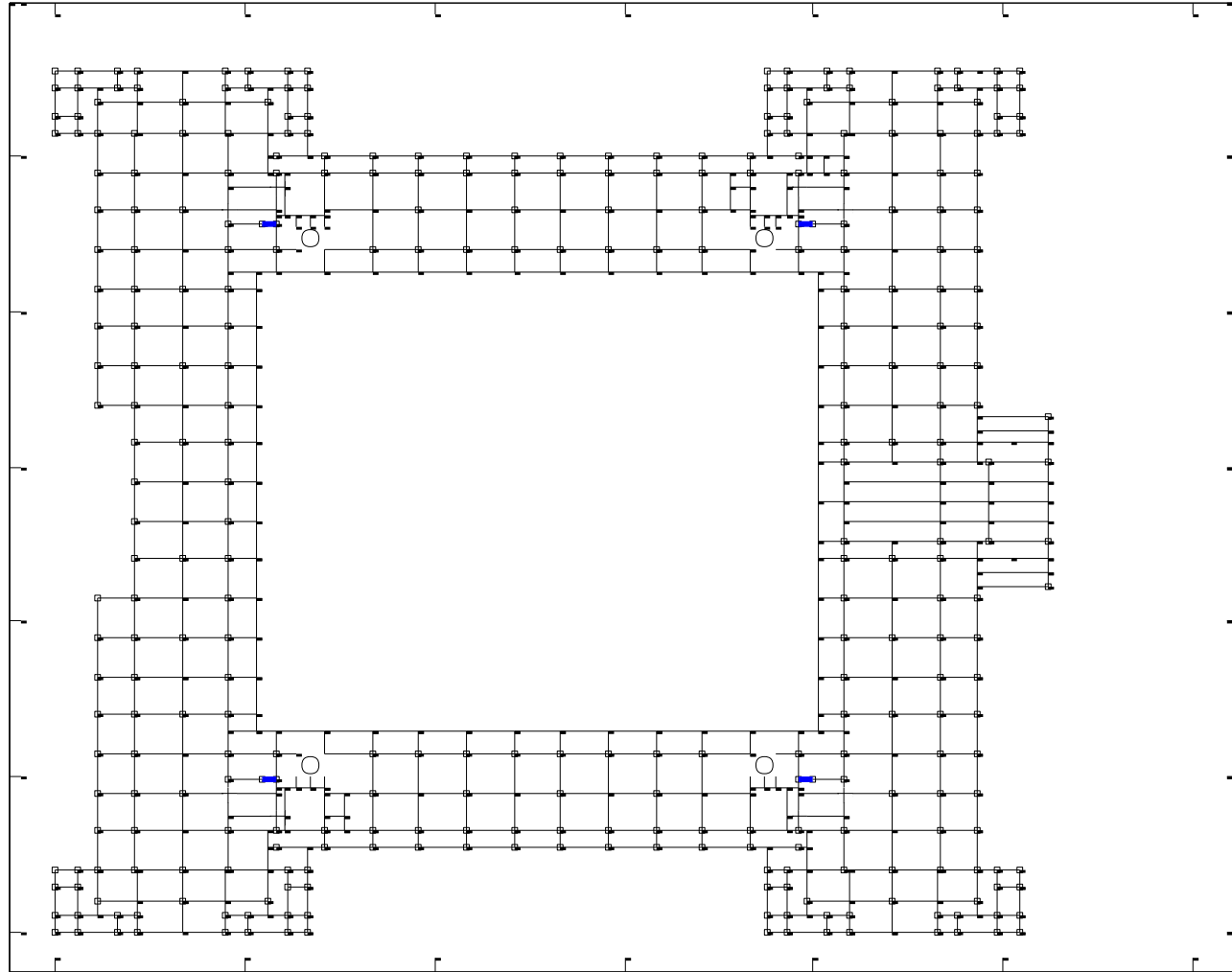
รูปที่ ข-15 ผลการประเมินกำลังต้านทานแผ่นดินไหวสำหรับองค์อาคารในแนวราบสำหรับกระบวนการสถิติไร้เชิงเส้น ชั้นที่ 3



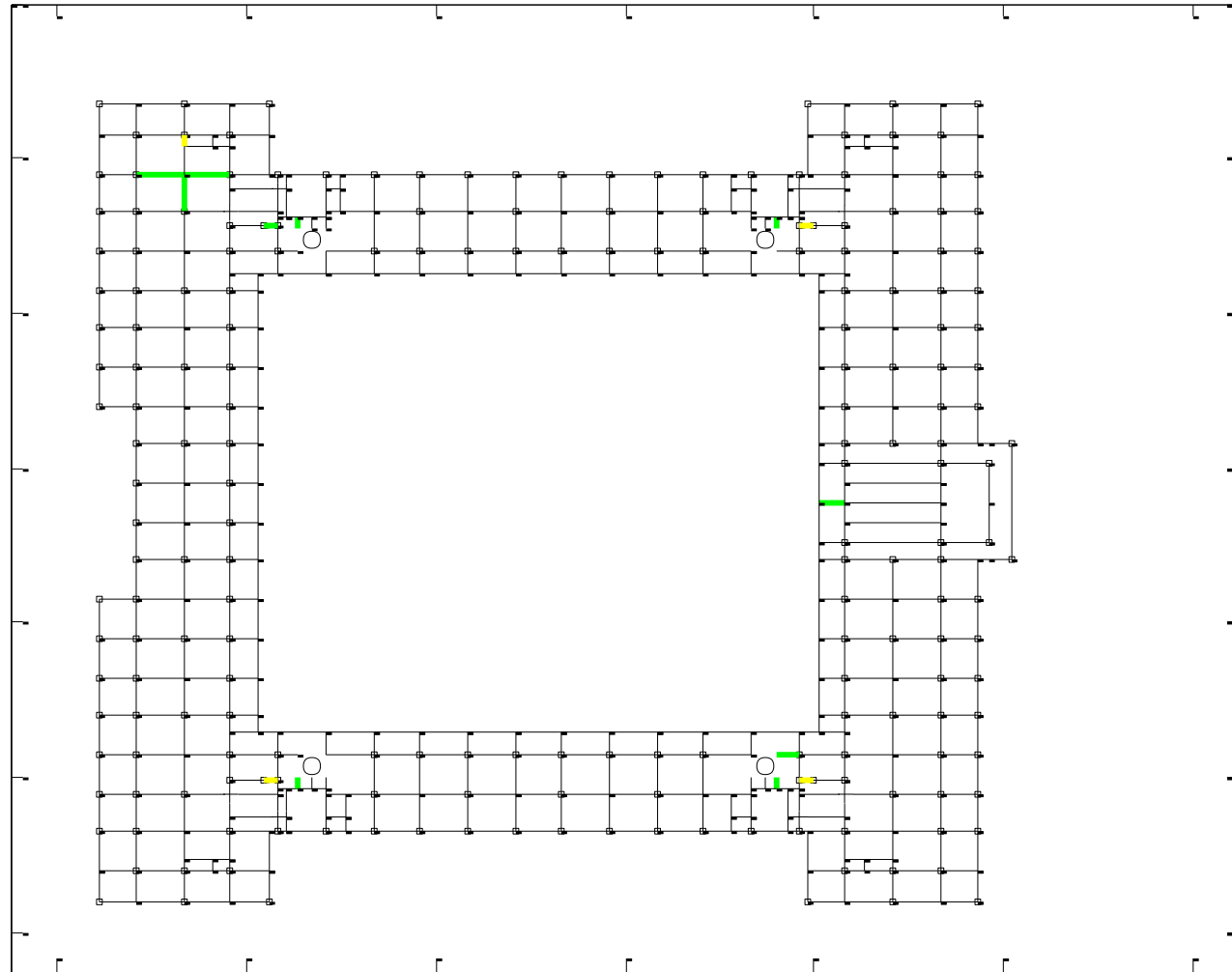
รูปที่ ข-16 ผลการประเมินกำลังต้านทานแผ่นดินไหวสำหรับองค์อาคารในแนวราบสำหรับกระบวนการสถิติไร้เชิงเส้น ชั้นที่ 3 (ต่อ)



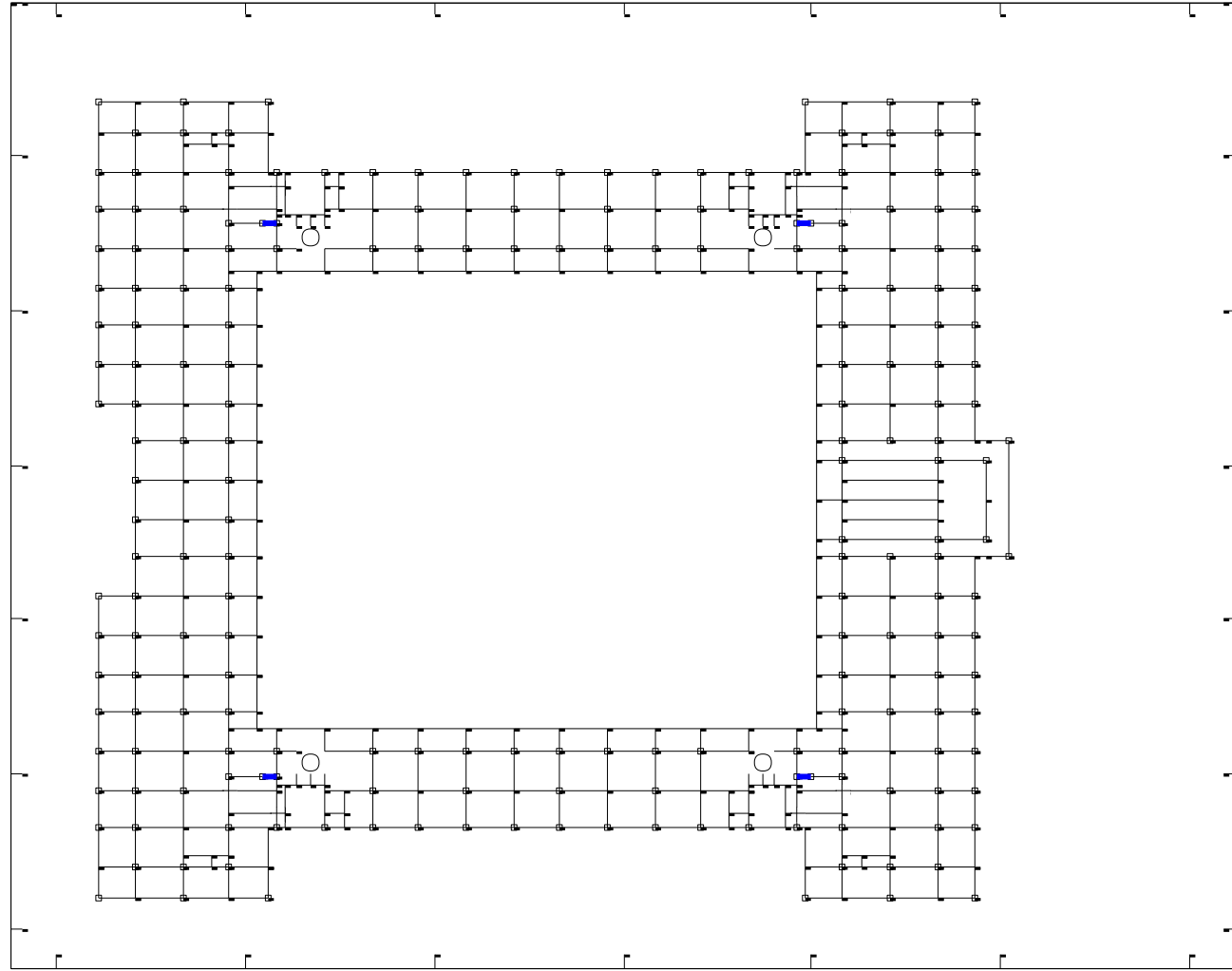
รูปที่ ข-17 ผลการประเมินกำลังต้านทานแผ่นดินไหวสำหรับองค์อาคารในแนวราบสำหรับกระบวนการสถิติไร้เชิงเส้น ชั้นที่ 4



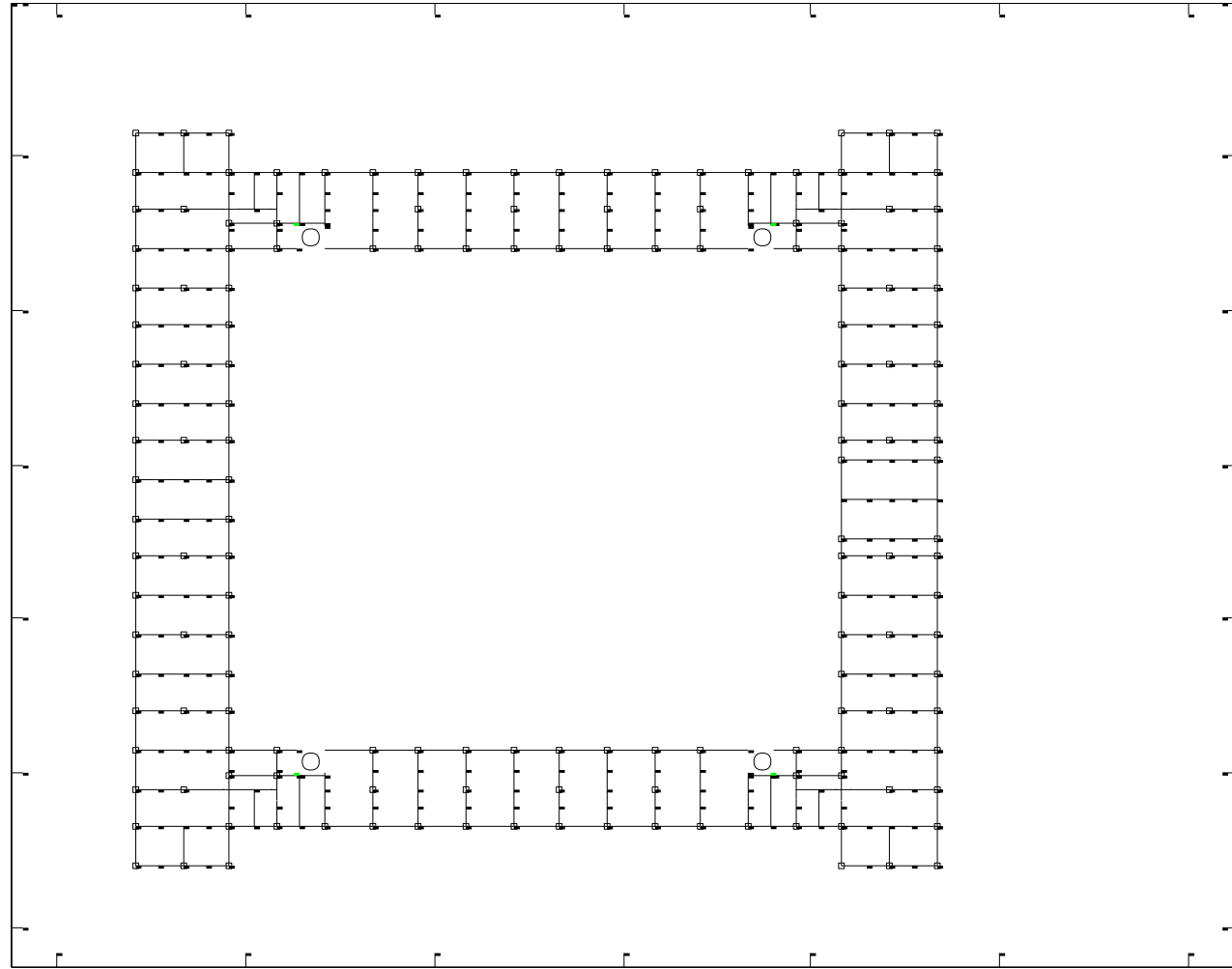
รูปที่ ข-18 ผลการประเมินกำลังต้านทานแผ่นดินไหวสำหรับองค์อาคารในแนวราบสำหรับกระบวนการสถิติไร้เชิงเส้น ชั้นที่ 4 (ต่อ)



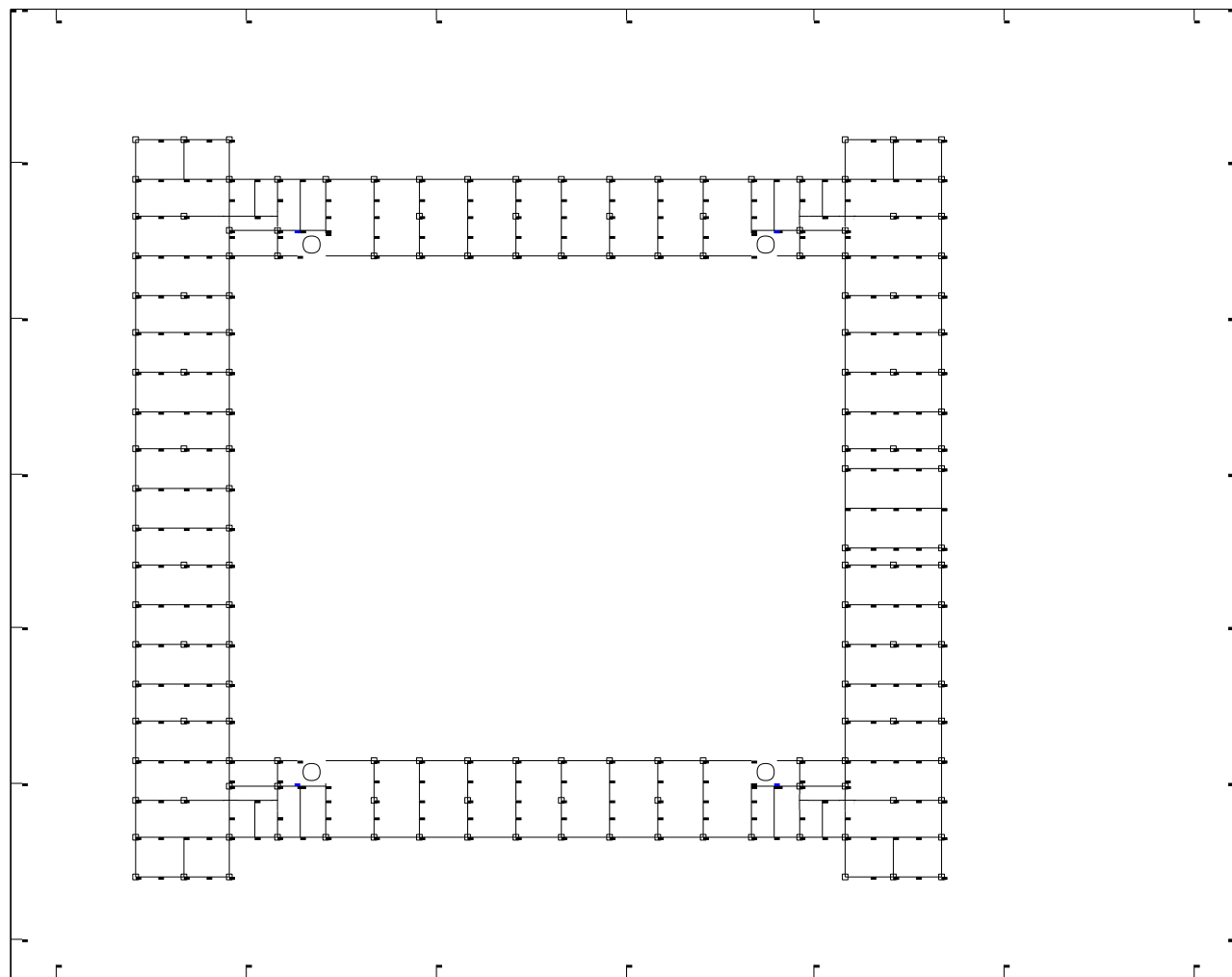
รูปที่ ข-19 ผลการประเมินกำลังต้านทานแผ่นดินไหวสำหรับองค์อาคารในแนวราบสำหรับกระบวนการสถิติไร้เชิงเส้น ชั้นที่ 5



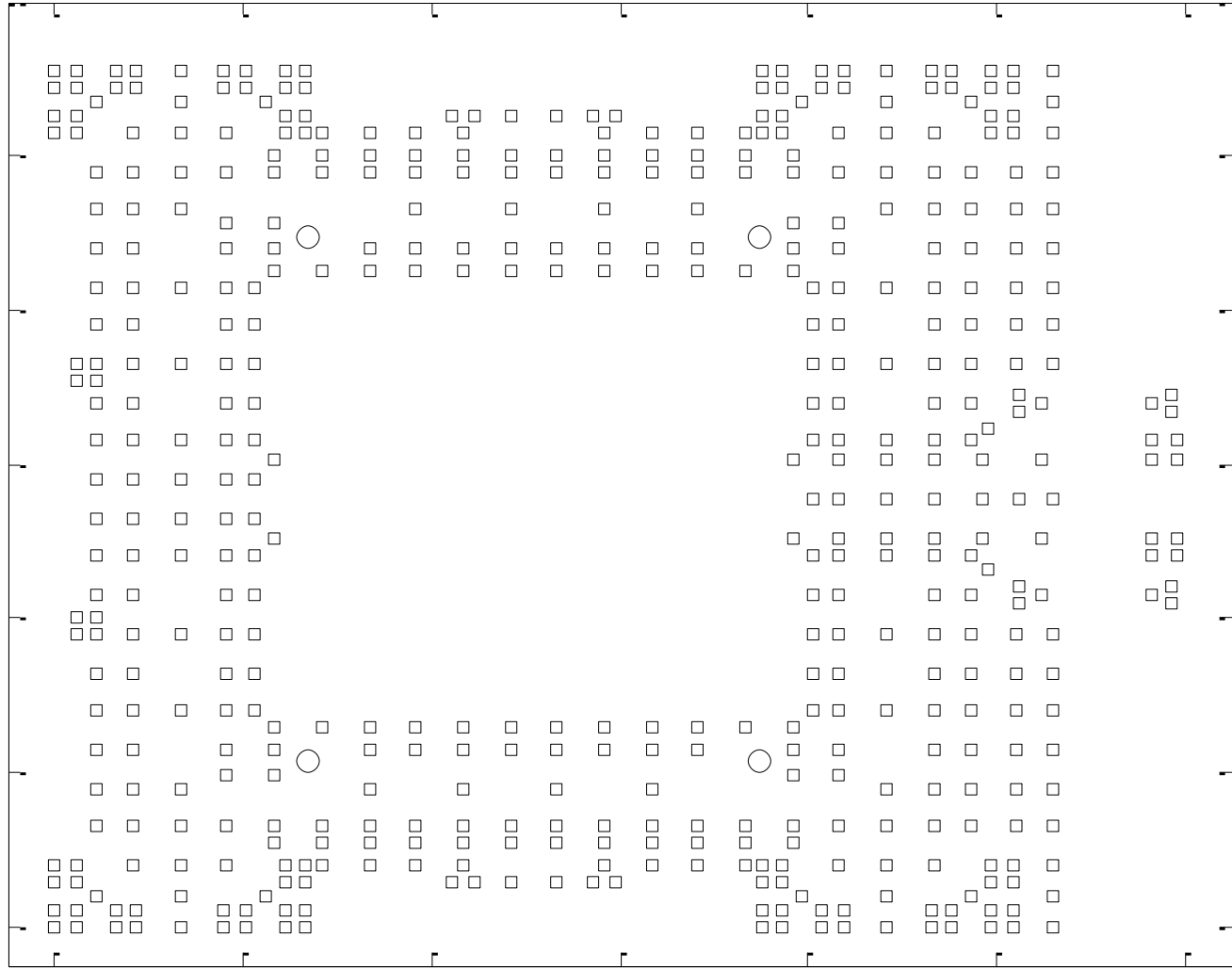
รูปที่ ข-20 ผลการประเมินกำลังต้านทานแผ่นดินไหวสำหรับองค์อาคารในแนวราบสำหรับกระบวนการสถิติไร้เชิงเส้น ชั้นที่ 5 (ต่อ)



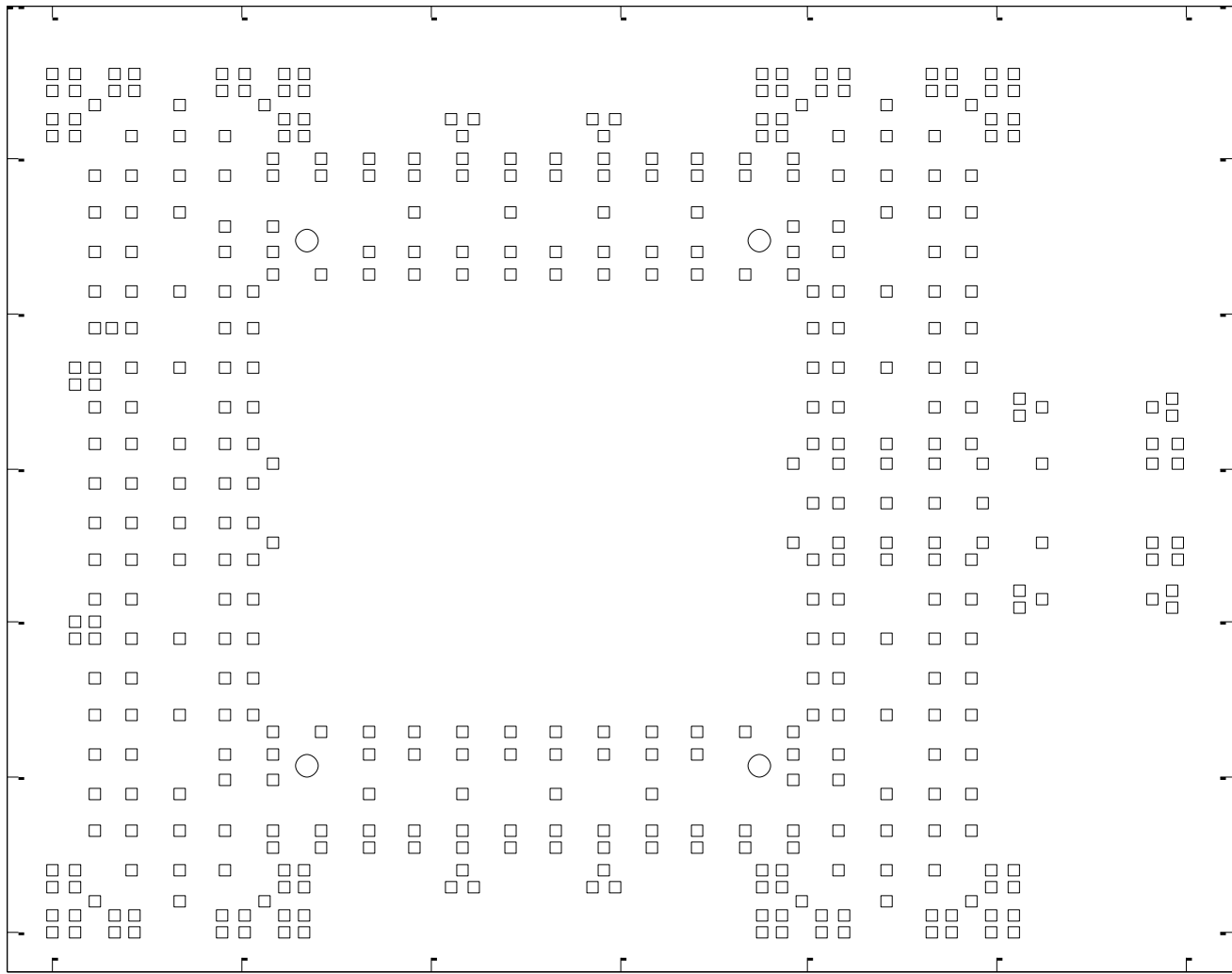
รูปที่ ข-21 ผลการประเมินกำลังต้านทานแผ่นดินไหวสำหรับองค์อาคารในแนวราบสำหรับกระบวนการสถิติไร้เชิงเส้น ชั้นที่ห้องเครื่องลิฟต์และคานหลังคา



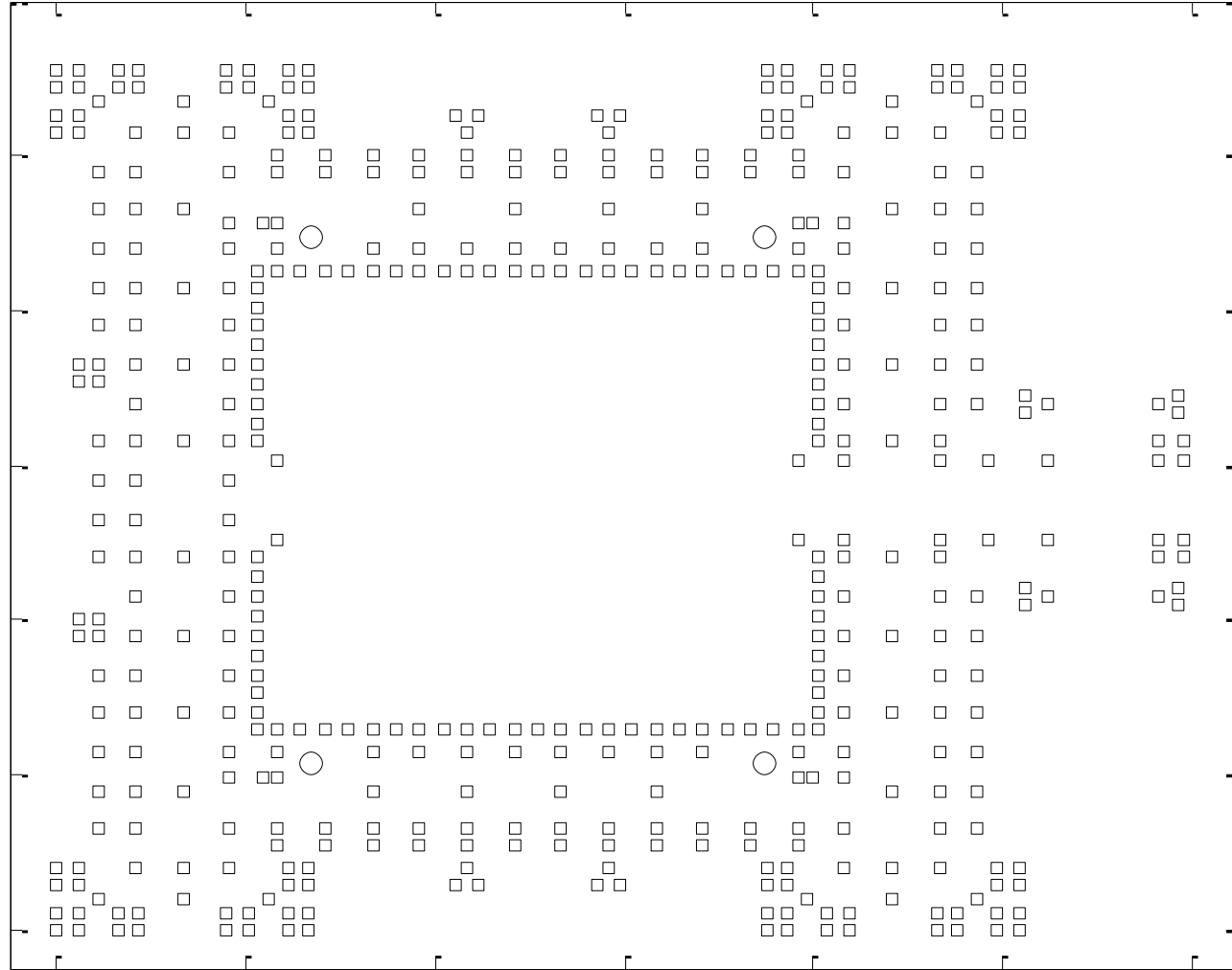
รูปที่ ข-22 ผลการประเมินกำลังต้านทานแผ่นดินไหวสำหรับองค์อาคารในแนวราบสำหรับกระบวนการสถิติไร้เชิงเส้น ชั้นที่ห้องเครื่องลิฟต์และคานหลังคา (ต่อ)



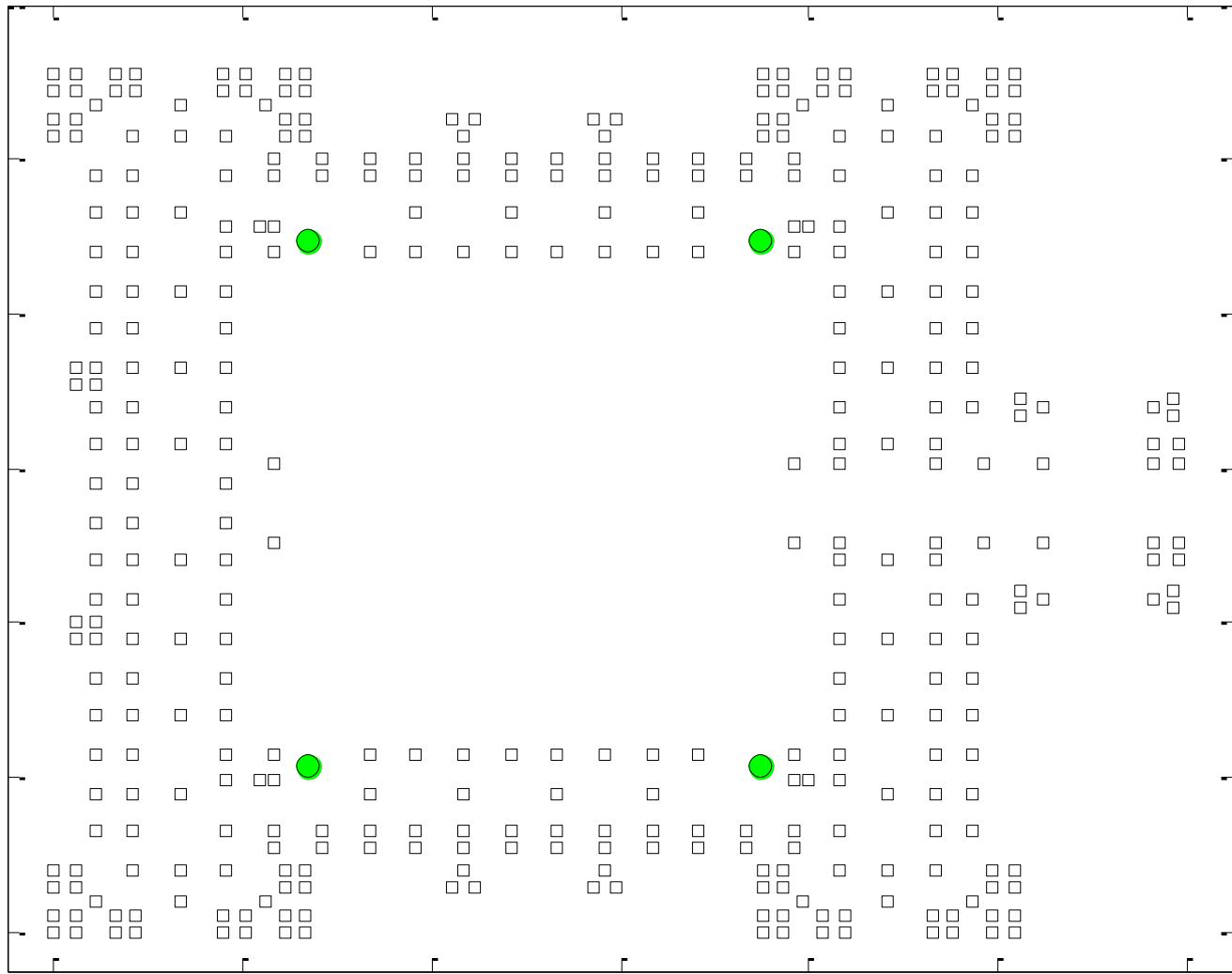
รูปที่ ข- 23 ผลการประเมินกำลังต้านทานแผ่นดินไหวสำหรับองค์อาคารในแนวตั้งภายหลังการเสริมความมั่นคงแข็งแรง ชั้นทางเดิน



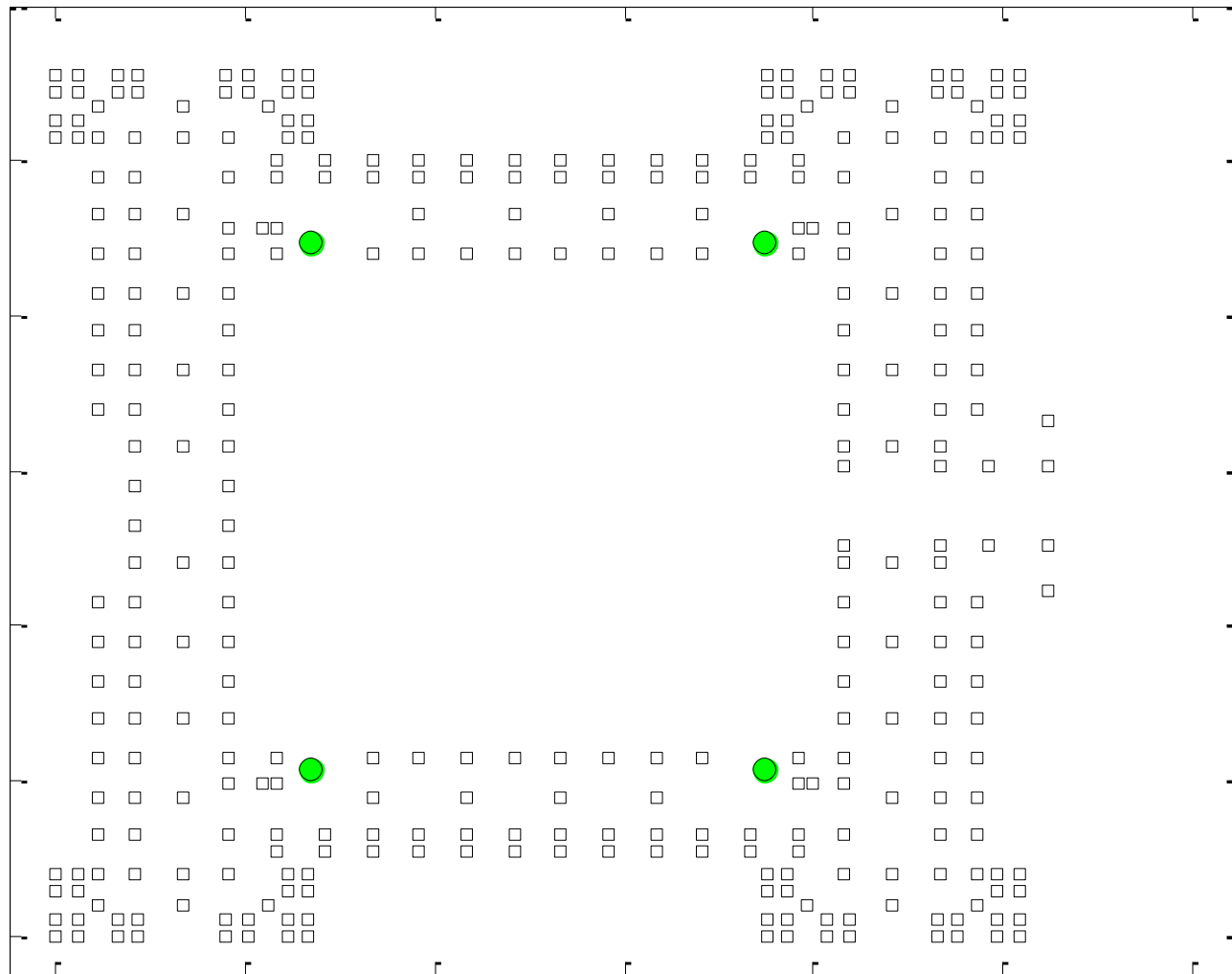
รูปที่ ข- 24 ผลการประเมินกำลังต้านทานแผ่นดินไหวสำหรับองค์อาคารในแนวตั้งภายหลังการเสริมความมั่นคงแข็งแรง ชั้นที่ 1



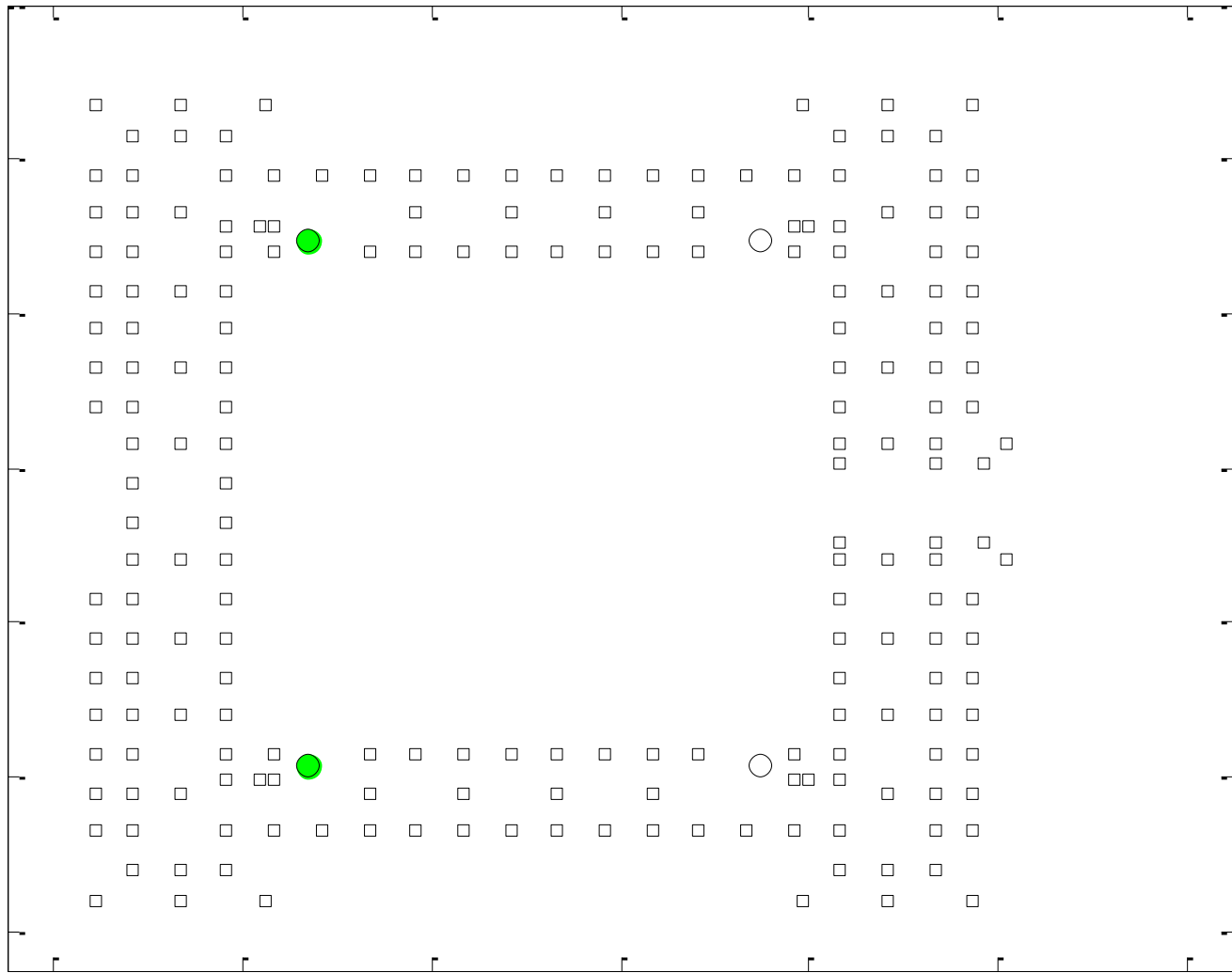
รูปที่ ข- 25 ผลการประเมินกำลังต้านทานแผ่นดินไหวสำหรับองค์อาคารในแนวตั้งภายหลังจากเสริมความมั่นคงแข็งแรง ชั้นที่ 2



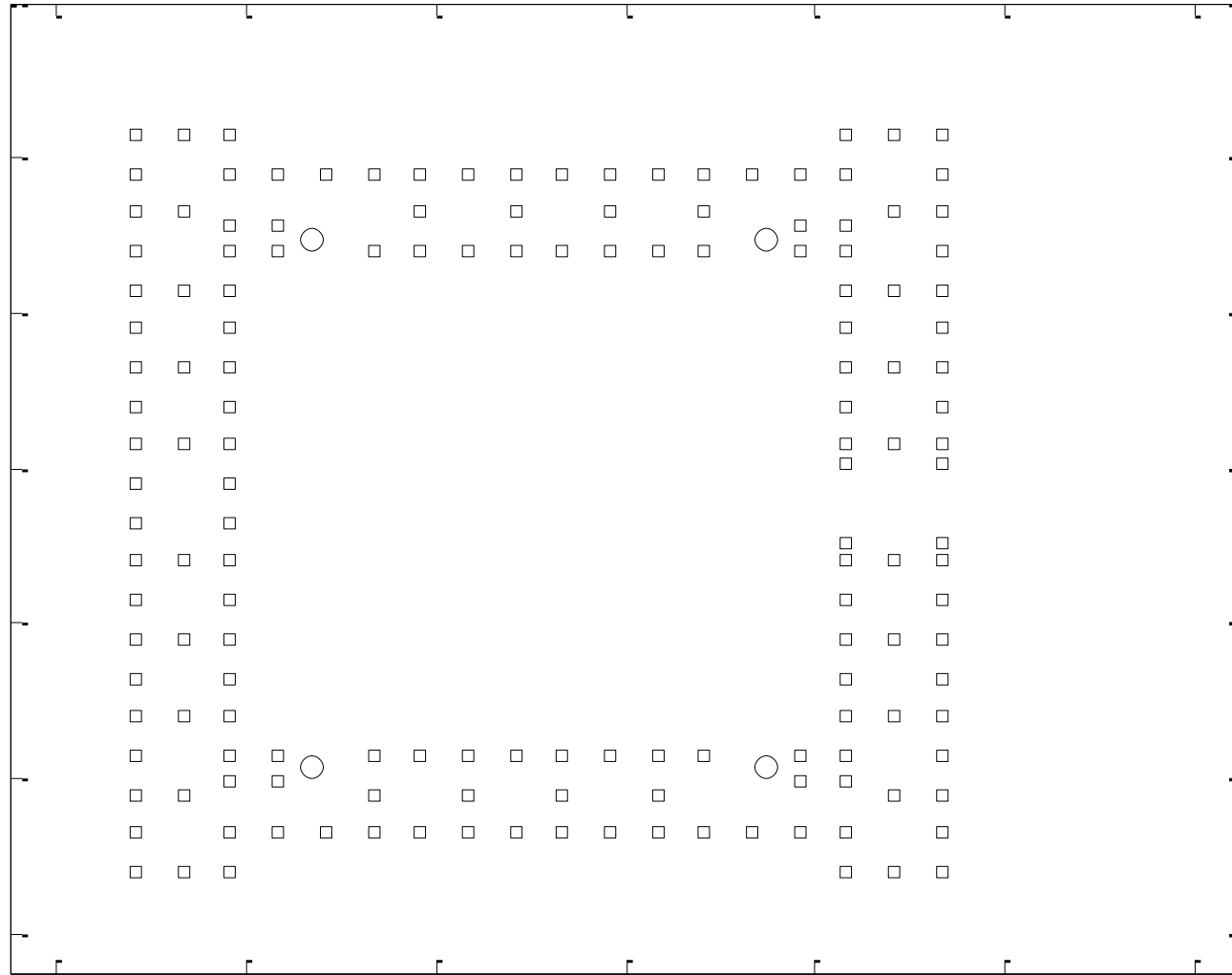
รูปที่ ข- 26 ผลการประเมินกำลังต้านทานแผ่นดินไหวสำหรับองค์อาคารในแนวตั้งภายหลังจากเสริมความมั่นคงแข็งแรง ชั้นที่ 3



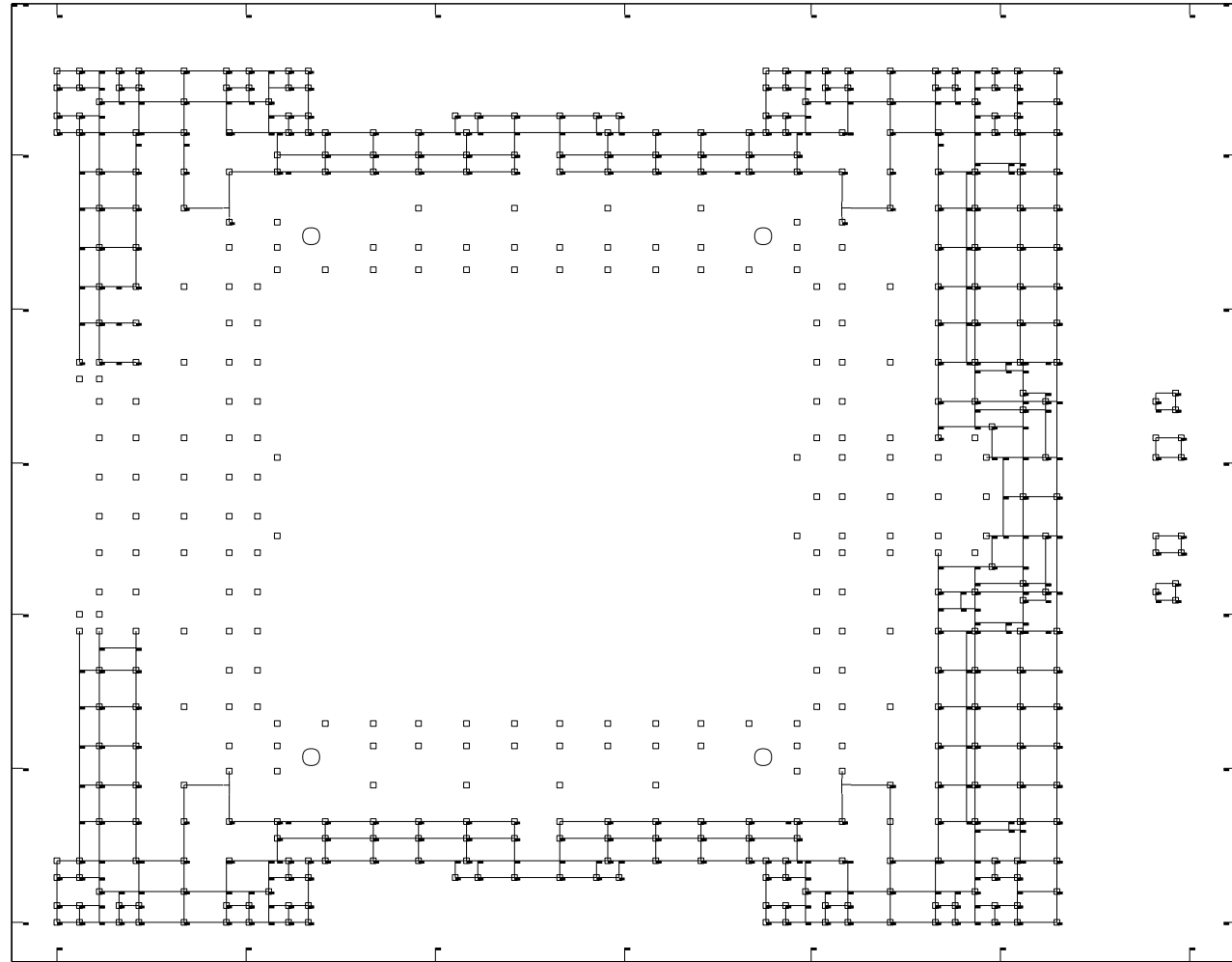
รูปที่ ข- 27 ผลการประเมินกำลังต้านทานแผ่นดินไหวสำหรับองค์อาคารในแนวตั้งภายหลังจากเสริมความมั่นคงแข็งแรง ชั้นที่ 4



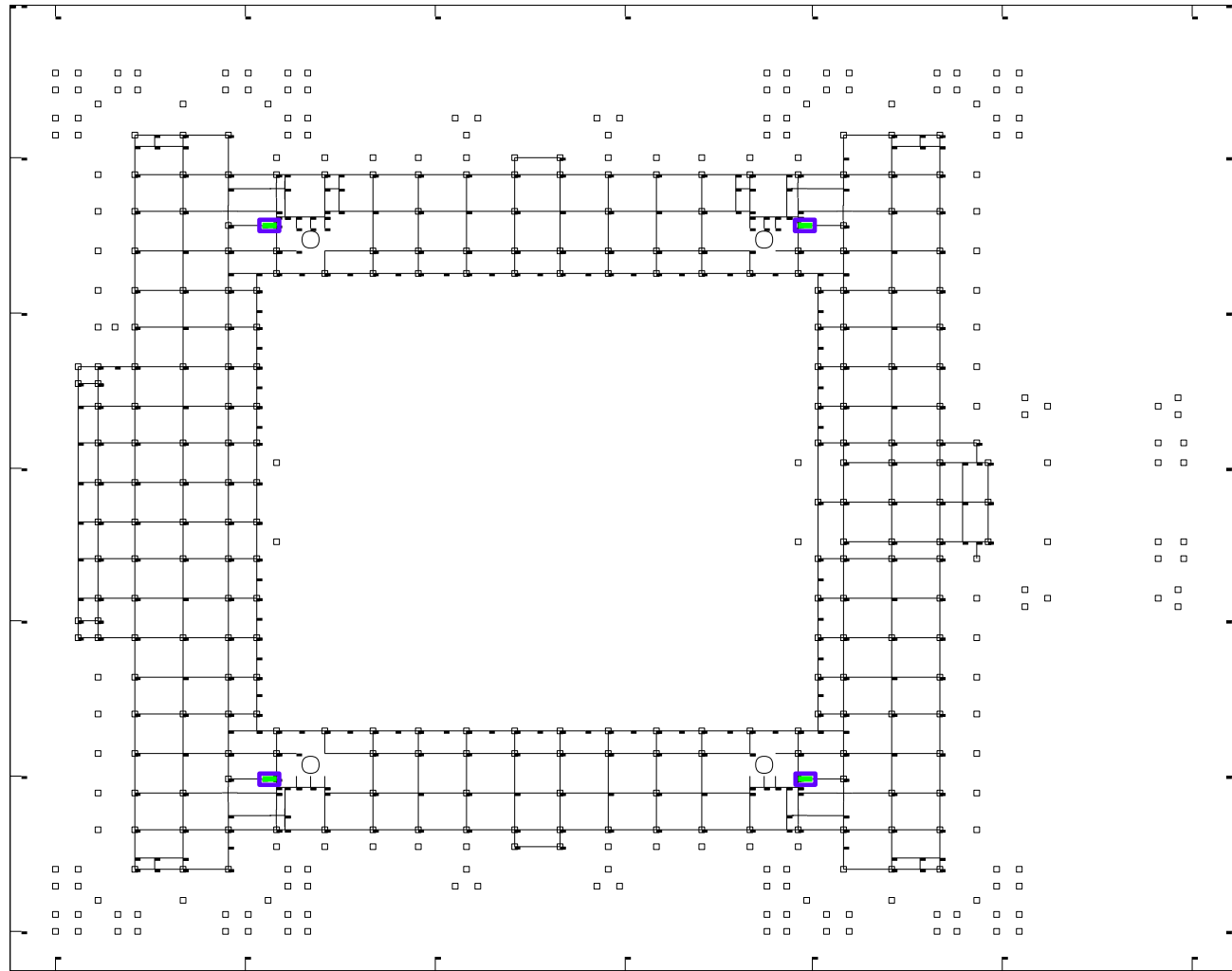
รูปที่ ข- 28 ผลการประเมินกำลังต้านทานแผ่นดินไหวสำหรับองค์อาคารในแนวตั้งภายหลังจากเสริมความมั่นคงแข็งแรง ชั้นที่ 5



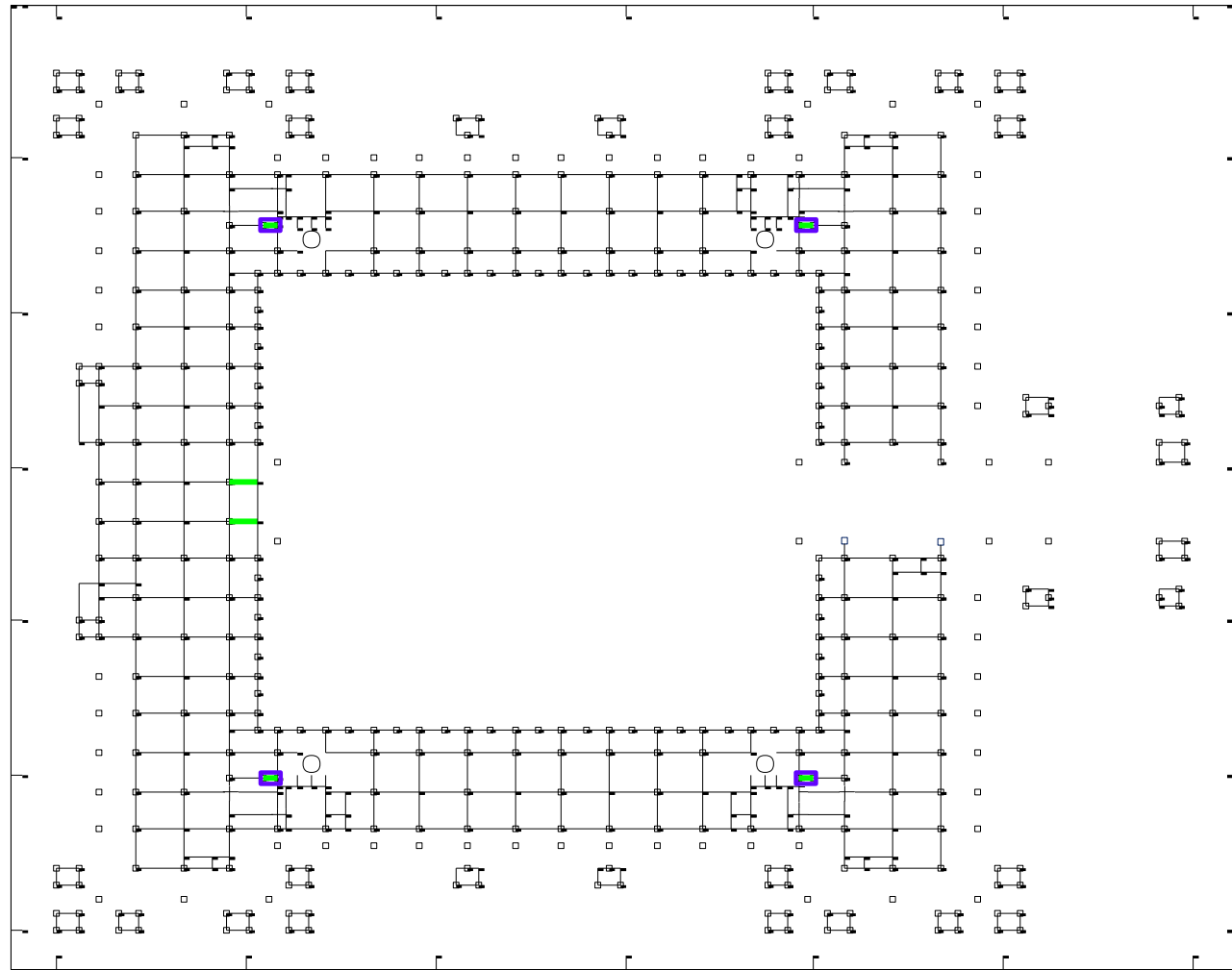
รูปที่ ข- 29 ผลการประเมินกำลังต้านทานแผ่นดินไหวสำหรับองค์อาคารในแนวตั้งภายหลังจากเสริมความมั่นคงแข็งแรง ชั้นห้องเครื่องลิฟต์และคานหลังคา



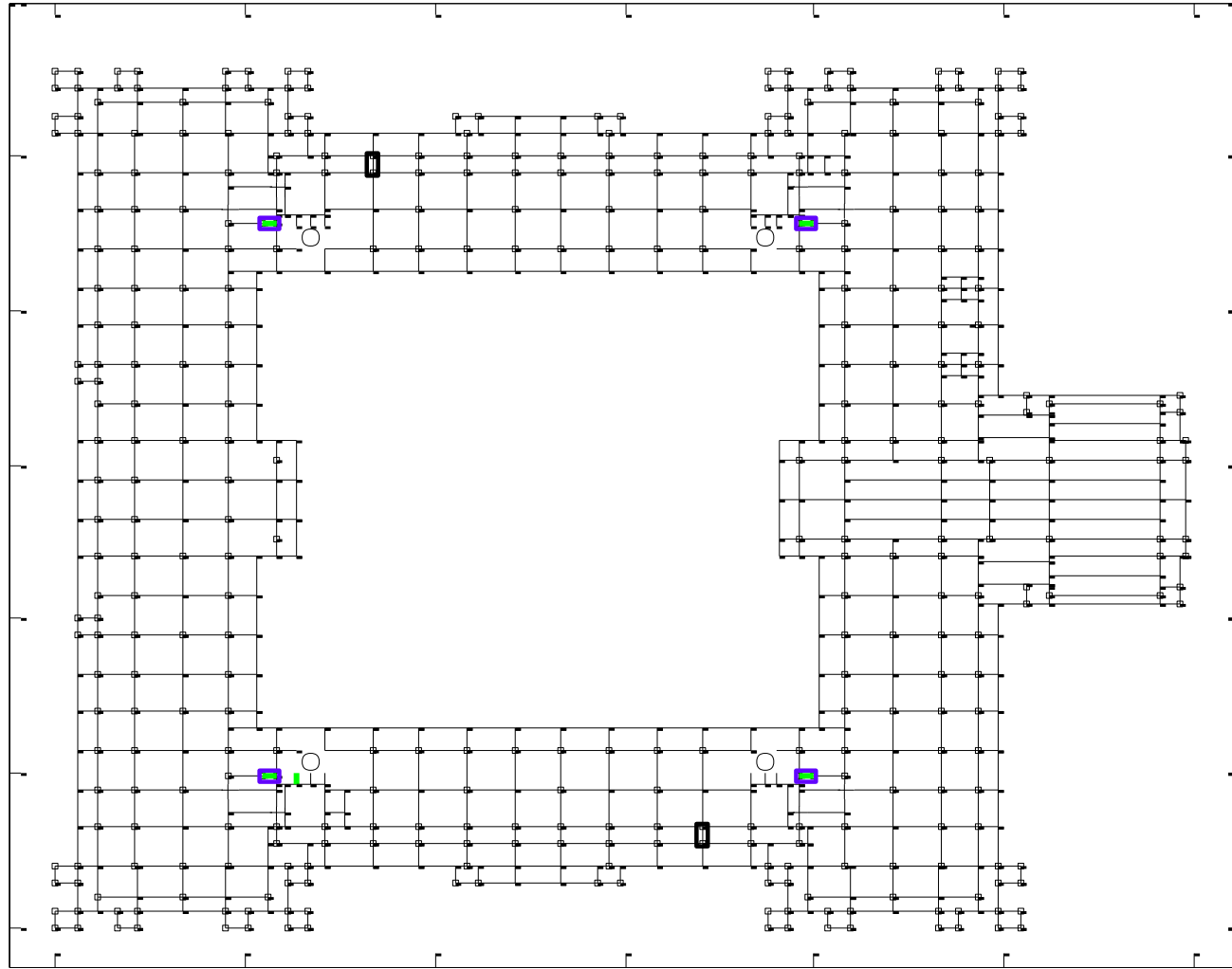
รูปที่ ข- 30 ผลการประเมินกำลังต้านทานแผ่นดินไหวสำหรับองค์อาคารในแนวราบภายหลังการเสริมความมั่นคงแข็งแรง ชั้นทางเดิน



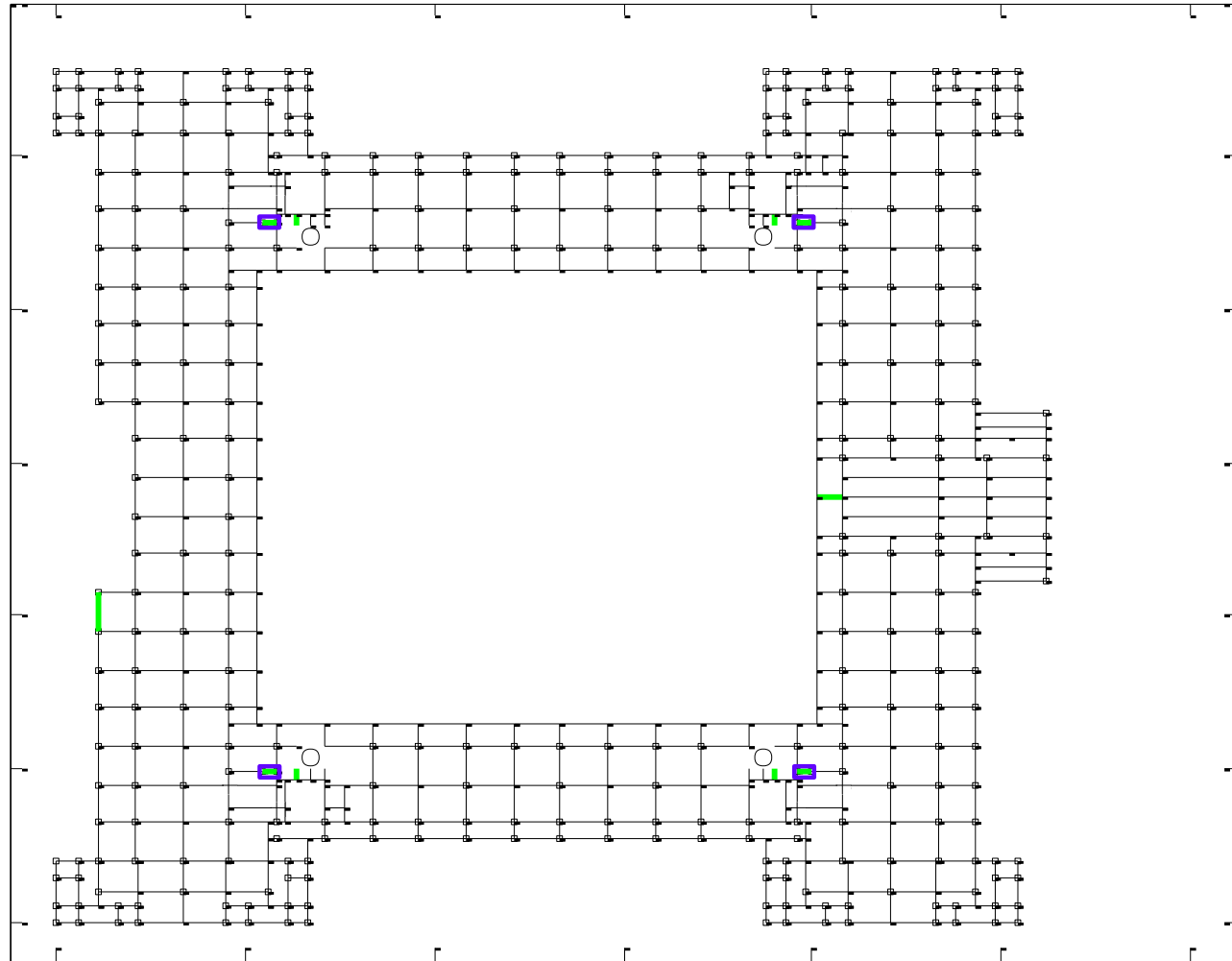
รูปที่ ข- 31 ผลการประเมินกำลังต้านทานแผ่นดินไหวสำหรับองค์อาคารในแนวราบภายหลังการเสริมความมั่นคงแข็งแรง ชั้นที่ 1



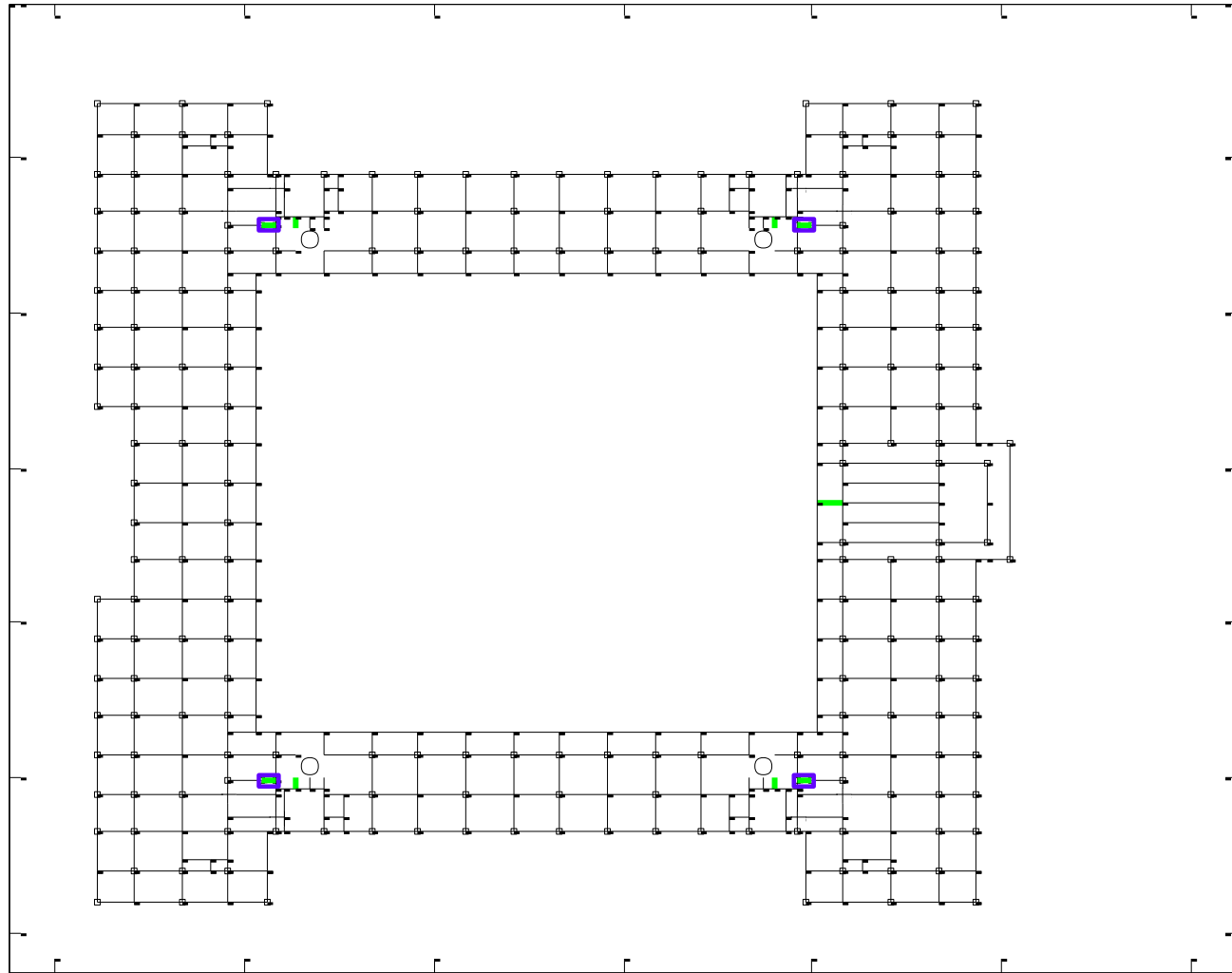
รูปที่ ข- 32 ผลการประเมินกำลังต้านทานแผ่นดินไหวสำหรับองค์อาคารในแนวราบภายหลังการเสริมความมั่นคงแข็งแรง ชั้นที่ 2



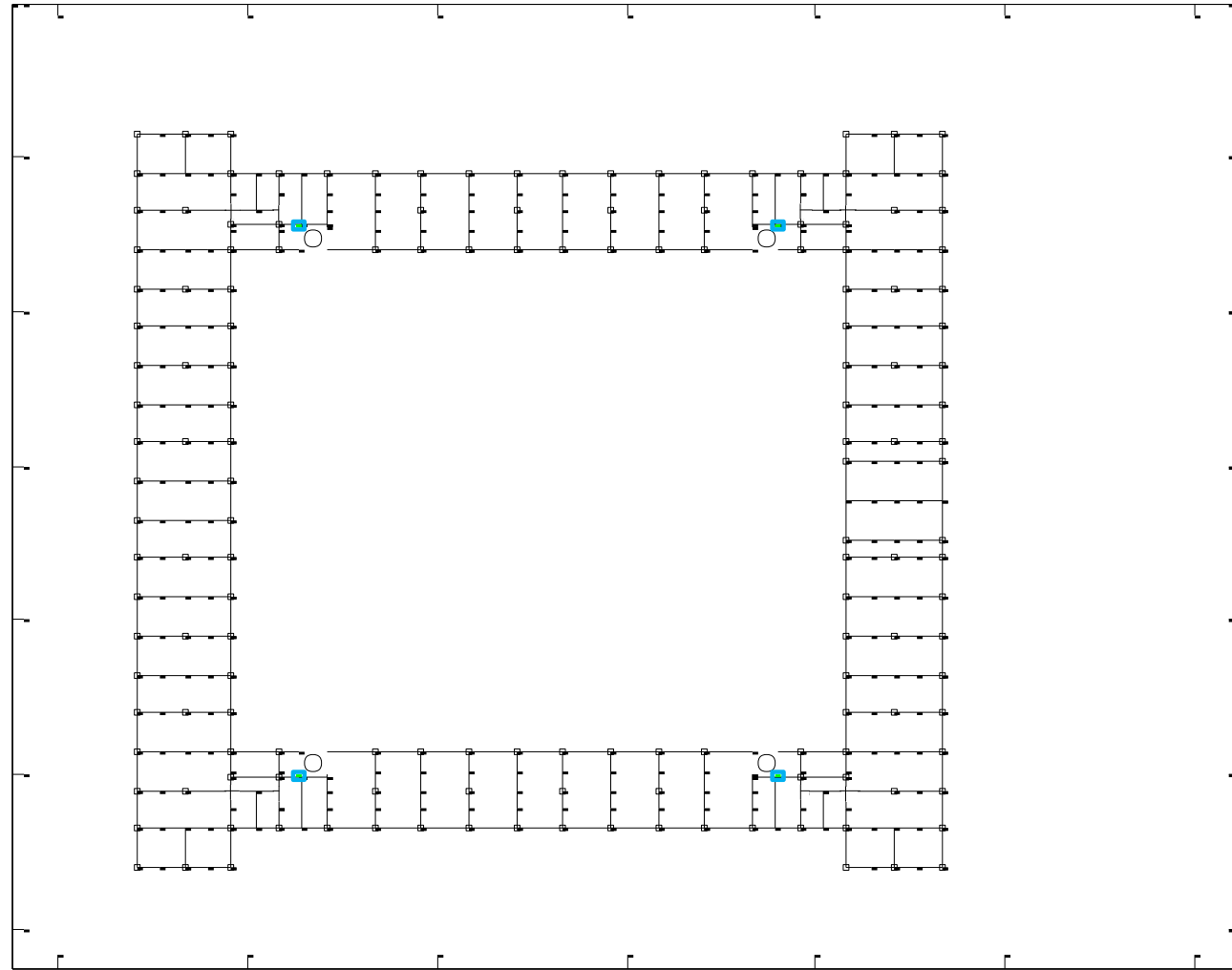
รูปที่ ข- 33 ผลการประเมินกำลังต้านทานแผ่นดินไหวสำหรับองค์อาคารในแนวราบภายหลังการเสริมความมั่นคงแข็งแรง ชั้นที่ 3



รูปที่ ข- 34 ผลการประเมินกำลังต้านทานแผ่นดินไหวสำหรับองค์อาคารในแนวราบภายหลังการเสริมความมั่นคงแข็งแรง ชั้นที่ 4



รูปที่ ข- 35 ผลการประเมินกำลังต้านทานแผ่นดินไหวสำหรับองค์อาคารในแนวราบภายหลังการเสริมความมั่นคงแข็งแรง ชั้นที่ 5



รูปที่ ข- 36 ผลการประเมินกำลังต้านทานแผ่นดินไหวสำหรับองค์อาคารในแนวราบภายหลังการเสริมความมั่นคงแข็งแรง ชั้นห้องเครื่องลิฟต์และคานหลังคา

ประวัติผู้เขียนวิทยานิพนธ์

นายจักรพันธ์ วุฒิเมืองขวัญ เกิดวันที่ 3 กุมภาพันธ์ พ.ศ.2530 ที่จังหวัดกรุงเทพมหานคร สำเร็จการศึกษาชั้นมัธยมศึกษาตอนต้น และมัธยมศึกษาตอนปลายที่โรงเรียนบางปะกอกวิทยาคม จังหวัดกรุงเทพมหานคร สำเร็จการศึกษาระดับปริญญาบัณฑิต หลักสูตรวิศวกรรมศาสตรบัณฑิต สาขาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ จังหวัดกรุงเทพมหานคร ในปี พ.ศ.2552 และเข้าศึกษาต่อในระดับปริญญาโท สาขาหลักสูตรวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต สาขาวิศวกรรมโครงสร้าง ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย เมื่อปี การศึกษา 2553



จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย
CHULALONGKORN UNIVERSITY