

การประเมินพฤติกรรมของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กภายใต้แผ่นดินไหว  
โดยพิจารณาผลของผนังอิฐก่อ



นางสาวชนิภา เนตรรัตน์

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.

EVALUATION OF REINFORCED CONCRETE BUILDINGS UNDER EARTHQUAKES  
CONSIDERING EFFECTS OF MASONRY INFILLS



Miss Chanipa Netrattana

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	การประเมินพฤติกรรมของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก ภายใต้แผ่นดินไหวโดยพิจารณาผลของผนังอิฐก่อ
โดย	นางสาวชนิภา เนตรรัตน์
สาขาวิชา	วิศวกรรมโยธา
อาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์หลัก	รองศาสตราจารย์ ดร.ทศพล ปิ่นแก้ว
อาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์ร่วม	ศาสตราจารย์ ดร.ปณิธาน ลักคุณะประสิทธิ์

---

คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย อนุมัติให้บัณฑิตวิทยาลัย  
หนึ่งของการศึกษาตามหลักสูตรปริญญาวิทยาศาสตรบัณฑิต

.....คณบดีคณะวิศวกรรมศาสตร์  
(ศาสตราจารย์ ดร.บัณฑิต เอื้ออาภรณ์)

คณะกรรมการสอบวิทยานิพนธ์

.....ประธานกรรมการ  
(ศาสตราจารย์ ดร.ทักษิณ เทพชาติ)

.....อาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์หลัก  
(รองศาสตราจารย์ ดร.ทศพล ปิ่นแก้ว)

.....อาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์ร่วม  
(ศาสตราจารย์ ดร.ปณิธาน ลักคุณะประสิทธิ์)

.....กรรมการภายนอกมหาวิทยาลัย  
(รองศาสตราจารย์ ดร.สุทัศน์ ลีลาทวิวัฒน์)

ชนิภา เนตรรัตน์ : การประเมินพฤติกรรมของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กภายใต้แผ่นดินไหวโดยพิจารณาผลของผนังอิฐก่อ. (EVALUATION OF REINFORCED CONCRETE BUILDINGS UNDER EARTHQUAKES CONSIDERING EFFECTS OF MASONRY INFILLS) อ.ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์หลัก: รศ. ดร.ทศพล ปิ่นแก้ว, อ.ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์ร่วม: ศ. ดร.ปณิธาน ลักคุณะประสิทธิ์, 129 หน้า.

ในงานวิจัยชิ้นนี้ ได้ทำการศึกษาผลกระทบของผนังอิฐก่อที่มีต่อพฤติกรรมไม่เชิงเส้นของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กภายใต้แรงแผ่นดินไหว จากผลการทดสอบในประเทศไทย พบว่าโครงสร้างข้อแข็งคอนกรีตเสริมเหล็กที่ผนังอิฐก่อของไทย ผนังอิฐก่อจะวิบัติแบบการแตกร้าวที่มุมแล้วตามด้วยการวิบัติด้วยแรงเฉือนที่หัวเสา งานวิจัยชิ้นนี้จึงได้เสนอแบบจำลองผนังอิฐก่อของไทย โดยการแทนผนังอิฐก่อด้วยค้ำยันสองตัว ผลการวิเคราะห์เปรียบเทียบกับผลทดสอบแสดงให้เห็นว่า แบบจำลองที่เสนอสามารถจำลองกำลังรับแรงต้านข้างสูงสุดและลำดับการวิบัติของผนังอิฐก่อของไทยได้

จากนั้นจึงนำแบบจำลองผนังอิฐก่อไปใช้ทำการศึกษาผลกระทบของผนังอิฐก่อที่มีต่อพฤติกรรมไม่เชิงเส้นของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก 4 ชั้น และ 10 ชั้น ด้วยวิธีการวิเคราะห์แบบสถิตศาสตร์ไม่เชิงเส้น และ วิธีพลศาสตร์ไม่เชิงเส้น ซึ่งจากผลการวิเคราะห์ด้วยวิธีสถิตศาสตร์ไม่เชิงเส้น แสดงให้เห็นว่า ผนังอิฐก่อทำให้สติเฟ่นของอาคารเพิ่มขึ้นอย่างมาก ด้วยเหตุนี้คาบของอาคารที่มีผนังอิฐก่อจึงสั้นลง ส่วนการวิเคราะห์แบบพลศาสตร์ไม่เชิงเส้น โดยใช้คลื่นแผ่นดินไหวจำนวน 7 คลื่น จากผลการวิเคราะห์อาคาร 4 ชั้น พบว่าอาคารที่ไม่มีผนังอิฐก่อวิบัติภายใต้คลื่นแผ่นดินไหวที่ความรุนแรง 2%/50 แต่อาคารที่มีผนังอิฐก่อสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวระดับนี้ได้ สำหรับอาคาร 10 ชั้นที่ไม่มีผนังอิฐก่อจะเสียหายอย่างมากภายใต้คลื่นแผ่นดินไหวที่ความรุนแรง 2%/50 แต่อาคาร 10 ชั้น ที่มีผนังอิฐก่อพบว่าเกิดความเสียหายเล็กน้อย ดังนั้นในการวิเคราะห์อาคารภายใต้แรงแผ่นดินไหวจึงจำเป็นต้องคำนึงถึงผลกระทบของผนังอิฐก่อ จึงจะทำให้ผลการวิเคราะห์พฤติกรรมอาคารถูกต้องและใกล้เคียงสภาพเป็นจริง โดยแบบจำลองผนังอิฐก่อที่ใช้ต้องมีความเหมาะสมและให้พฤติกรรมที่สอดคล้องกับรูปแบบความเสียหายของไทยด้วย

ภาควิชา วิศวกรรมโยธา

สาขาวิชา วิศวกรรมโยธา

ปีการศึกษา 2556

ลายมือชื่อนิสิต .....

ลายมือชื่อ อ.ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์หลัก .....

ลายมือชื่อ อ.ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์ร่วม .....

# # 5570157221 : MAJOR CIVIL ENGINEERING

KEYWORDS: MASONRY INFILL / NONLINEAR BEHAVIOR / CORNER CRUSHING / TWO STRUT MODEL

CHANIPA NETRATTANA: EVALUATION OF REINFORCED CONCRETE BUILDINGS UNDER EARTHQUAKES CONSIDERING EFFECTS OF MASONRY INFILLS. ADVISOR: ASSOC. PROF. TOSPOL PINKAEW, Ph.D., CO-ADVISOR: PROF. PANITAN LUKKUNAPRASIT, Ph.D., 129 pp.

In this research, the effects of masonry infills on nonlinear behavior of R/C buildings under severe earthquakes are investigated. The scaled model experiments on Thai masonry infill indicate that the failure of masonry infill is initiated by corner crushing mode before shear failure in upper part of column. So, the two-strut model is proposed to capture Thai masonry infill behavior. It is showed that peak lateral load and failure sequence of masonry infill predicted from model are similar to the experimental results.

The effects of masonry infill on nonlinear behavior of 4 and 10 story R/C buildings under earthquakes are investigated by nonlinear statics analysis and nonlinear time history analysis. From nonlinear statics analysis, the results show that including masonry infill in structured model significantly shorten the period of building due to its additional lateral stiffness. For nonlinear time history analysis, about 7 earthquake records are selected and employed as the input. It is found that the 4 story building without masonry-infilled will collapse under 2%/50 earthquake while the building with masonry-infilled can stand with minor damages. The 10 story building without masonry-infilled will get severe damages under 2%/50 earthquakes but the same buildings with masonry-infilled will have only minor damages. So it is concluded that the masonry-infilled walls need to be included in structure modeling in order to accurately predict the building responses.

Department: Civil Engineering

Student's Signature .....

Field of Study: Civil Engineering

Advisor's Signature .....

Academic Year: 2013

Co-Advisor's Signature .....

### กิตติกรรมประกาศ

ข้าพเจ้าขอกราบขอบพระคุณอาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์ รองศาสตราจารย์ ดร.ทศพล ปิ่นแก้ว ที่ให้ความกรุณาเป็นที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์ และช่วยให้คำแนะนำระหว่างการทำงานวิจัย จนกระทั่งทำงานวิจัยเสร็จ และกราบขอบพระคุณอาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์ร่วม ศาสตราจารย์ ดร.ปณิธาน ลักคุณะประสิทธิ์ ที่ให้ความกรุณาเป็นปรึกษาวิทยานิพนธ์ร่วม และให้แนวทางในการทำงานวิจัย

ข้าพเจ้าขอกราบขอบพระคุณประธานกรรมการสอบวิทยานิพนธ์ ศาสตราจารย์ ดร.ทักษิณ เทพชาตรี และ คณะกรรมการสอบวิทยานิพนธ์ ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร.สุทัศน์ ลีลาทวีวัฒน์ ที่ให้ความกรุณาเป็นกรรมการสอบวิทยานิพนธ์ และให้แนวทางในการปรับปรุงงานวิจัย

ข้าพเจ้าขอขอบคุณ นายจุลชิน เฉินบำรุง นายธนพล ถ้ำแก้ว และ นายเอกลักษณ์ แสงวงโรจน์ ที่ให้คำปรึกษาเกี่ยวกับการใช้โปรแกรมคอมพิวเตอร์มาโดยตลอด และ ขอขอบคุณ นายจรัญ ศรีชัย ที่ให้คำปรึกษาด้านทฤษฎีที่เกี่ยวข้องกับงานวิจัย

สุดท้ายข้าพเจ้าขอกราบขอบพระคุณบิดา มารดา ที่ช่วยสนับสนุนและเป็นกำลังใจให้ จนกระทั่งทำงานวิจัยเสร็จ

จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย  
CHULALONGKORN UNIVERSITY

## สารบัญ

หน้า

บทคัดย่อภาษาไทย.....	ง
บทคัดย่อภาษาอังกฤษ.....	จ
กิตติกรรมประกาศ.....	ฉ
สารบัญ.....	ช
บทที่ 1      บทนำ.....	1
1.1      ความเป็นมา .....	1
1.2      วัตถุประสงค์.....	2
1.3      ขอบเขตงานวิจัย.....	2
1.4      ประโยชน์ที่ได้รับ .....	2
1.5      ขั้นตอนการดำเนินงานวิจัย.....	2
บทที่ 2      ทบทวนงานวิจัยและทฤษฎีที่เกี่ยวข้อง.....	4
2.1      การทดสอบพฤติกรรมของโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีผนังอิฐก่อ .....	4
2.2      การจำลองผนังอิฐก่อ .....	13
2.2.1      แบบจำลองมหภาค (Macro Model).....	13
2.2.1.1      แบบจำลองค้ำยันเดี่ยว .....	13
2.2.1.2      แบบจำลองค้ำยันหลายตัว.....	18
2.2.2      แบบจำลองจุลภาค (Micro Model).....	23
2.3      รูปแบบการวิบัติของผนังอิฐก่อ .....	26
2.4      คุณสมบัติอิฐก่อของต่างประเทศและประเทศไทย.....	27
บทที่ 3      อาคารตัวอย่างและคลื่นแผ่นดินไหว .....	33
3.1      อาคารตัวอย่าง .....	33
3.2      คุณสมบัติของอิฐก่อไทย .....	35
3.3      คลื่นแผ่นดินไหว .....	38
บทที่ 4      แบบจำลองโครงสร้างข้อแข็งคอนกรีตเสริมเหล็กและผนังอิฐก่อ .....	45
4.1      แบบจำลองตามมาตรฐาน ASCE41.....	45
4.1.1      การจำลองสติฟเนส .....	45
4.1.2      กำลังของผนังอิฐก่อ .....	47

4.2	รูปแบบการวิบัติของผนังอิฐก่อในประเทศไทย .....	47
4.3	แบบจำลองผนังอิฐก่อของไทย .....	50
4.3.1	การจำลองสติฟเนส .....	51
4.3.2	ตำแหน่งของค้ำยันด้านข้าง .....	51
4.3.3	การแบ่งสติฟเนสให้ค้ำยันแต่ละตัว .....	52
4.3.4	กำลังของผนังอิฐก่อ .....	54
4.4	การจำลองโครงข้อแข็ง .....	55
4.4.1	จุดหมุนพลาสติก .....	55
4.4.2	สปริงแรงเฉือน .....	56
4.5	เปรียบเทียบผลการทดสอบกับผลการวิเคราะห์โครงข้อแข็งที่มีผนังอิฐก่อ .....	57
4.5.1	เปรียบเทียบผลการทดสอบของพรหมดวง (2553) .....	57
4.5.2	เปรียบเทียบผลการทดสอบของ Lukkunaprasit and Srechai (2012) .....	57
บทที่ 5	ผลการวิเคราะห์อาคารตัวอย่าง .....	61
5.1	คุณสมบัติของอาคารตัวอย่าง .....	61
5.2	ผลการวิเคราะห์อาคารที่มีผนังอิฐก่อและไม่มีผนังอิฐก่อแบบสถิตยศาสตร์ไม่เชิงเส้น .....	70
5.3	ผลการวิเคราะห์อาคารที่มีผนังอิฐก่อและไม่มีผนังอิฐก่อแบบพลศาสตร์ไม่เชิงเส้น .....	80
5.3.1	พฤติกรรมอาคารตัวอย่าง 4 ชั้น ภายใต้แรงแผ่นดินไหว .....	82
5.3.1.1	คลื่นแผ่นดินไหว 2%/50 .....	82
5.3.1.2	คลื่นแผ่นดินไหว 2.5x2%/50 .....	88
5.3.2	พฤติกรรมอาคารตัวอย่าง 10 ชั้น ภายใต้แรงแผ่นดินไหว .....	93
5.3.2.1	คลื่นแผ่นดินไหว 2%/50 .....	93
5.3.2.2	คลื่นแผ่นดินไหวชุด 2.5x2%/50 .....	102
บทที่ 6	สรุปผลการวิจัย .....	110
รายการอ้างอิง	.....	113
	ภาคผนวก ก รายละเอียดอาคารหอพักตัวอย่าง .....	118
	ภาคผนวก ข พิสูจน์สูตรอัตราการแบ่งสติฟเนสเข้าค้ำยันตัวกลาง .....	123
	ภาคผนวก ค ตัวอย่างการคำนวณค่าพารามิเตอร์สำหรับแบบจำลอง .....	126



ประวัติผู้เขียนวิทยานิพนธ์ ..... 129



จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย  
**CHULALONGKORN UNIVERSITY**

## สารบัญตาราง

หน้า

ตารางที่ 2.1 รูปแบบการวิบัติของตัวอย่าง (Merhrabi, Shing et al. 1996).....	6
ตารางที่ 2.2รูปแบบการวิบัติของโครงข้อแข็งที่มีผนังอิฐก่อ (Murty and Jain 2000).....	7
ตารางที่ 2.3 คุณสมบัติอิฐก่อในต่างประเทศ.....	27
ตารางที่ 2.4 คุณสมบัติอิฐก่อในประเทศไทย .....	30
ตารางที่ 3.1 รายละเอียดเสาของอาคาร 4 ชั้น .....	34
ตารางที่ 3.2 รายละเอียดเสาของอาคาร 10 ชั้น .....	34
ตารางที่ 3.3 อีลาสติกโมดูลัสจากผลการทดสอบกับอีลาสติกโมดูลัสจาก FEMA306 (1998).....	36
ตารางที่ 3.4 กำลังรับแรงอัดของปริซึมอิฐก่อกับกำลังรับแรงอัดของอิฐจาก (ACI530.1 2002) เมื่อใช้ มอร์ตาร์ประเภท N.....	36
ตารางที่ 3.5 กำลังรับแรงอัดของปริซึมอิฐก่อกับกำลังรับแรงอัดของอิฐจาก (ว.ส.ท.1005 2518) ....	37
ตารางที่ 3.6 คลื่นแผ่นดินไหวที่ใช้ในการศึกษา.....	39
ตารางที่ 3.7ความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมของอาคารตัวอย่างที่มีและไม่มีผนังอิฐก่อ .....	40
ตารางที่ 4.1รายละเอียดตัวอย่างทดสอบ.....	59
ตารางที่ 5.1 พารามิเตอร์ที่ใช้ในการจำลองผนังอิฐก่อของอาคาร 4 ชั้นที่มีผนังอิฐก่อกำลังต่ำ .....	62
ตารางที่ 5.2พารามิเตอร์ที่ใช้ในการจำลองผนังอิฐก่อของอาคาร 4 ชั้นที่มีผนังอิฐก่อกำลังสูง.....	63
ตารางที่ 5.3พารามิเตอร์ที่ใช้ในการจำลองผนังอิฐก่อของอาคาร 10 ชั้นที่มีผนังอิฐก่อกำลังต่ำ .....	64
ตารางที่ 5.4พารามิเตอร์ที่ใช้ในการจำลองผนังอิฐก่อของอาคาร 10 ชั้นที่มีผนังอิฐก่อกำลังสูง.....	65
ตารางที่ 5.5ผลการวิเคราะห์อาคารตัวอย่างด้วยวิธีสถิตยศาสตร์ไม่เชิงเส้น .....	72
ตารางที่ 5.6 คาบของอาคารที่มีผนังอิฐก่อ และ ไม่มีผนังอิฐก่อในแกนH1 .....	80
ตารางที่ 5.7 สัมประสิทธิ์แรงเฉือนที่ฐานอาคาร 4 ชั้น ภายใต้แรงแผ่นดินไหว 2%/50.....	82
ตารางที่ 5.8การเคลื่อนที่ของหลังคาอาคาร 4 ชั้นสูงสุด ภายใต้แรงแผ่นดินไหว 2%/50 (cm).....	83
ตารางที่ 5.9ความเสียหายของอาคาร 4 ชั้นที่มีผนังอิฐก่อกำลังต่ำภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว 2%/50..	86
ตารางที่ 5.10ความเสียหายของอาคาร 4 ชั้นที่มีผนังอิฐก่อกำลังสูงภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว 2%/50	87
ตารางที่ 5.11 สัมประสิทธิ์แรงเฉือนที่ฐานอาคาร 4 ชั้น ภายใต้แรงแผ่นดินไหว 2.5x2%/50 .....	88
ตารางที่ 5.12 การเคลื่อนที่ของหลังคาอาคาร 4 ชั้นสูงสุด ภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว 2.5x2%/50 (cm) .....	89
ตารางที่ 5.13 ความเสียหายของอาคาร 4 ชั้นที่มีผนังอิฐก่อกำลังต่ำภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว 2.5x2%/50.....	91

ตารางที่ 5.14 ความเสียหายของอาคาร 4 ชั้นที่มีผนังอิฐก่อกำลังสูงภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว 2.5x2%/50.....	92
ตารางที่ 5.15 สัมประสิทธิ์แรงเฉือนที่ฐานอาคาร 10 ชั้น ภายใต้แรงแผ่นดินไหว 2%/50 .....	93
ตารางที่ 5.16การเคลื่อนที่ของหลังคาอาคาร 10 ชั้นสูงสุด ภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว 2%/50 (cm) ..	94
ตารางที่ 5.17ความเสียหายของอาคาร 10 ชั้นที่มีผนังอิฐก่อกำลังต่ำภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว 2%/50 .....	98
ตารางที่ 5.18ความเสียหายของอาคาร 10 ชั้นที่มีผนังอิฐก่อกำลังสูงภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว 2%/50 .....	100
ตารางที่ 5.19 สัมประสิทธิ์แรงเฉือนที่ฐานอาคาร 10 ชั้น ภายใต้แรงแผ่นดินไหว 2.5x2%/50 .....	102
ตารางที่ 5.20 การเคลื่อนที่ของหลังคาอาคาร 10 ชั้น ภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว 2.5x2%/50 (cm).	103
ตารางที่ 5.21ความเสียหายของอาคาร 10 ชั้นที่มีผนังอิฐก่อกำลังต่ำภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว 2.5x2%/50.....	105
ตารางที่ 5.22ความเสียหายของอาคาร 10 ชั้นที่มีผนังอิฐก่อกำลังสูงภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว 2.5x2%/50.....	107
ตารางที่ ก- 1รายละเอียดเสาของอาคาร 4 ชั้น.....	120
ตารางที่ ก- 2รายละเอียดคานของอาคาร 4 ชั้น .....	120
ตารางที่ ก- 3รายละเอียดเสาของอาคาร 10 ชั้น.....	121
ตารางที่ ก- 4รายละเอียดคานของอาคาร 10 ชั้น .....	122

## สารบัญภาพ

หน้า

รูปที่ 2.1รูปแบบการวิบัติของโครงข้อแข็งคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีผนังอิฐก่อ (Merhrabi, Shing et al. 1996).....	5
รูปที่ 2.2ความสัมพันธ์ระหว่างแรงด้านข้างและการเคลื่อนที่ด้านข้าง.....	5
รูปที่ 2.3 วงรอบฮิสเทอริติก (Hysteretic Curves) และรูปแบบการวิบัติ (Karayannis, Kakaletsis et al. 2005).....	8
รูปที่ 2.4ตัวอย่างทดสอบ และ รูปแบบการวิบัติของตัวอย่าง (Hashemi and Mosalam 2007) .....	9
รูปที่ 2.5 ตัวอย่างที่ถูกทดสอบแบบกึ่งสถิต ผนังไม่มีช่องเปิด (Stavridis 2009).....	10
รูปที่ 2.6 ความเสียหายของตัวอย่างที่ถูกทดสอบด้วยโต๊ะสั่นไหว (Stavridis 2009) .....	10
รูปที่ 2.7 เปรียบเทียบผลจากการทดสอบส่วนที่หนึ่ง (เส้นสีแดง) และสอง (เส้นสีน้ำเงิน).....	11
รูปที่ 2.8 ความเสียหายของโครงสร้างหลังการทดสอบ (Pujol and Fick 2010).....	11
รูปที่ 2.9 การวิบัติด้วยแรงเฉือนที่เสาและการแตกร้าวที่มุมของผนังอิฐก่อ (พรหมดวง 2553).....	12
รูปที่ 2.10 การวิบัติด้วยแรงเฉือนที่เสาและการแตกร้าวที่มุมของผนังอิฐก่อ (Lukkunaprasit and Srechai 2012) .....	12
รูปที่ 2.11 ค้ำยันในแนวทแยง .....	13
รูปที่ 2.12 แบบจำลองอาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก (Cuiqiang, Ying et al. 2011).....	14
รูปที่ 2.13 แบบจำลองค้ำยันเดี่ยวตามมาตรฐาน (ASCE41 2006).....	15
รูปที่ 2.14 คุณสมบัติระหว่าง $\sigma$ - $\epsilon$ ของค้ำยัน และแปลนของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กที่ไม่สมมาตร 3 ชั้น.....	16
รูปที่ 2.15 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดของค้ำยัน.....	17
รูปที่ 2.16 แบบจำลองอาคารที่มีการใส่ค้ำยันในแนวทแยง (รัตนไพศาลศรี, ธิเรศรัษฎ์ et al. 2556) .....	17
รูปที่ 2.17 แบบจำลองค้ำยันสามตัว .....	18
รูปที่ 2.18 แบบจำลองค้ำยันหลายตัว ประกอบด้วยค้ำยันสองตัว และ สปริงรับแรงเฉือน.....	19
รูปที่ 2.19 แบบจำลองผนัง SAT 3D .....	20
รูปที่ 2.20 แบบจำลองผนังอิฐก่อที่ศึกษา (Kaushik, Rai et al. 2008).....	21
รูปที่ 2.21 เปรียบเทียบการเคลื่อนที่สูงสุดของโครงข้อแข็งที่มีผนังอิฐก่อระหว่างผลการทดสอบและแบบจำลองทั้งสอง.....	22

รูปที่ 2.22 แบบจำลองค้ำยันเดี่ยวในแนวทแยง แบบจำลองค้ำยันสามตัว และ แบบจำลองสปริงใน แนวนอน (EhsanDehghaniSanij and RezaAlaghebandian 2012).....	23
รูปที่ 2.23 โครงข้อแข็ง 3 ชั้น (EhsanDehghaniSanij and RezaAlaghebandian 2012).....	23
รูปที่ 2.24 เปรียบเทียบระหว่างโค้งอย่างง่าย ผลการทดสอบ และ ผลจากวิธีไฟไนท์อีลิเมนต์ .....	24
รูปที่ 2.25 แบบจำลองไฟไนท์อีลิเมนต์เป็นผนังอิฐก่อ เสาคาน (Asteris and Cotsovos 2012) .....	24
รูปที่ 2.26 แบบจำลองผนังอิฐก่อ (Moheyddin, Coldsworthy et al. 2013).....	25
รูปที่ 2.27 รูปแบบการวิบัติแตกที่มุม (Corner crushing) และ การเลื่อนแบบเฉือน (Sliding shear).....	26
รูปที่ 2.28 อิฐก่อในต่างประเทศ .....	28
รูปที่ 2.29 อิฐก่อในประเทศไทย .....	31
รูปที่ 3.1 แปลนอาคารตัวอย่าง.....	34
รูปที่ 3.2 ความสัมพันธ์ระหว่างกำลังรับแรงอัดของปริซึมอิฐก่อกับอิลาสติกโมดูลัสของปริซึมอิฐก่อ ของอิฐก่อในประเทศไทย .....	37
รูปที่ 3.3 ความสัมพันธ์ระหว่างกำลังรับแรงอัดของอิฐกับปริซึมอิฐก่อของอิฐก่อในประเทศไทย .....	38
รูปที่ 3.4 สเปกตรัมคลื่นแผ่นดินไหว Landers, LA 833.....	40
รูปที่ 3.5 สเปกตรัมคลื่นแผ่นดินไหว Landers, LA 896.....	41
รูปที่ 3.6 สเปกตรัมคลื่นแผ่นดินไหว Hector Mine, LA 1781.....	41
รูปที่ 3.7 สเปกตรัมคลื่นแผ่นดินไหว Nenana M., Alaska 2064 .....	42
รูปที่ 3.8 สเปกตรัมคลื่นแผ่นดินไหว Nenana M., Alaska 2065 .....	42
รูปที่ 3.9 สเปกตรัมคลื่นแผ่นดินไหว Nenana M., Alaska 2070 .....	43
รูปที่ 3.10 สเปกตรัมคลื่นแผ่นดินไหว Nenana M., Alaska 2081 .....	43
รูปที่ 3.11 ค่าเฉลี่ยSRSS ของคลื่นทั้งหมด .....	44
รูปที่ 4.1 ค้ำยันรับเฉพาะแรงอัดวางตัวตามแนวทแยง .....	46
รูปที่ 4.2 รูปการวิบัติของผนังที่มุมแล้วตามด้วยแรงเฉือนที่หัวเสาจากการทดสอบของ (พรหมดวง 2553) .....	48
รูปที่ 4.3 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงต้านข้างและการเคลื่อนที่ จากการทดสอบของ (พรหมดวง 2553) .....	48
รูปที่ 4.4 รูปการวิบัติของผนังที่มุมแล้วตามด้วยแรงเฉือนที่หัวเสาจากการทดสอบของ (Lukkunaprasit and Srechai 2012).....	49

รูปที่ 4.5 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงด้านข้างและการเคลื่อนที่ จากการทดสอบของ (Lukkunaprasit and Srechai 2012).....	49
รูปที่ 4.6แบบจำลองโครงข้อแข็งคอนกรีตเสริมเหล็กและผนังอิฐก่อ .....	50
รูปที่ 4.7 การเสียรูปสมมติของโครงข้อแข็งกับค้ำยัน เมื่อมีแรงกระทำด้านข้าง.....	52
รูปที่ 4.8 การกระจายแรงในเสา.....	53
รูปที่ 4.9 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเสียรูปสำหรับจุดหมุนพลาสติก .....	55
รูปที่ 4.10 เปรียบเทียบผลการทดสอบของ(พรหมดวง 2553) และแบบจำลอง .....	60
รูปที่ 4.11 เปรียบเทียบผลการทดสอบของ(Lukkunaprasit and Srechai 2012)และแบบจำลอง.....	60
รูปที่ 5.1 ความสัมพันธ์ระหว่างมุมหมุนและโมเมนต์ของจุดหมุนพลาสติกในเสา C1 ตัวริม ชั้น 1 ของอาคาร 4 ชั้น .....	62
รูปที่ 5.2ความสัมพันธ์ระหว่างระยะการเคลื่อนที่และแรงเฉือนของสปริงแรงเฉือนในเสา C1 ตัวริม ชั้น 1 ของอาคาร 4 ชั้น .....	62
รูปที่ 5.3ความสัมพันธ์ระหว่างระยะการเคลื่อนที่และกำลังรับแรงอัดในค้ำยันตัวบน ชั้น 1-2 ของอาคาร 4 ชั้นที่มีผนังอิฐก่อกำลังต่ำ .....	63
รูปที่ 5.4 ความสัมพันธ์ระหว่างระยะการเคลื่อนที่และกำลังรับแรงอัดในค้ำยันตัวบน ชั้น 1-2 ของอาคาร 4 ชั้นที่มีผนังอิฐก่อกำลังสูง .....	63
รูปที่ 5.5 ความสัมพันธ์ระหว่างมุมหมุนและโมเมนต์ของจุดหมุนพลาสติกในเสา C1 ตัวริม ชั้น 1 ของอาคาร 4 ชั้น .....	64
รูปที่ 5.6 ความสัมพันธ์ระหว่างระยะการเคลื่อนที่และแรงเฉือนของสปริงแรงเฉือนในเสา C1 ตัวริม ชั้น 1 ของอาคาร 4 ชั้น .....	64
รูปที่ 5.7 ความสัมพันธ์ระหว่างระยะการเคลื่อนที่และกำลังรับแรงอัดในค้ำยันตัวบน ชั้น 1-2 ของอาคาร 4 ชั้นที่มีผนังอิฐก่อกำลังต่ำ .....	65
รูปที่ 5.8 ความสัมพันธ์ระหว่างระยะการเคลื่อนที่และกำลังรับแรงอัดในค้ำยันตัวบน ชั้น 1-2 ของอาคาร 4 ชั้นที่มีผนังอิฐก่อกำลังสูง .....	65
รูปที่ 5.9 แรงและการเสียรูป และ วงรอบฮิสเทรีซิส .....	66
รูปที่ 5.10 ภายใต้แรงแบบวัฏจักร ไม่มีการลดลงของสติฟเนส.....	66
รูปที่ 5.11 ภายใต้แรงแบบวัฏจักร การลดลงของกำลังในทิศหนึ่งไม่มีอิทธิพลกับกำลังในอีกทิศหนึ่ง	67
รูปที่ 5.12 วงรอบฮิสเทรีซิสของค้ำยันตัวบนในอาคารที่มีผนังอิฐก่อกำลังต่ำ 10 ชั้น ภายใต้อัดขึ้นแผ่นดินไหว 1781 .....	67
รูปที่ 5.13 วงรอบฮิสเทรีซิสของสปริงแรงเฉือนในอาคารที่มีผนังอิฐก่อกำลังต่ำ 10 ชั้น ภายใต้อัดขึ้นแผ่นดินไหว 1781 .....	68

รูปที่ 5.14 วงรอบฮิสเทอรีซิสของจุดหมุนพลาสติกในอาคารที่มีผนังอิฐก่อกำลังต่ำ 10 ชั้น ภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว 1781 .....	68
รูปที่ 5.15แบบจำลองอาคารที่มีผนังอิฐก่อ 4 ชั้น ในโปรแกรม Perform-3D .....	69
รูปที่ 5.16วิธีการให้แรงกับอาคาร.....	70
รูปที่ 5.17 เปรียบเทียบผลการวิเคราะห์อาคารตัวอย่าง 4 ชั้นที่มีผนังอิฐก่อและไม่มีผนังอิฐก่อ .....	72
รูปที่ 5.18เปรียบเทียบผลการวิเคราะห์อาคารตัวอย่าง 10 ชั้นที่มีผนังอิฐก่อและไม่มีผนังอิฐก่อ .....	73
รูปที่ 5.19ค่าDCR ของชั้นส่วน ในอาคาร 4 ชั้น ที่ไม่มีผนังอิฐก่อ ที่จุด a1.....	73
รูปที่ 5.20ค่า DCR ของชั้นส่วน ในอาคาร 4 ชั้น ที่มีผนังอิฐก่อกำลังต่ำ (a) จุด b2 และ (b) จุด b3	74
รูปที่ 5.21 ค่าDCR ของชั้นส่วน ในอาคาร 4 ชั้น ที่มีผนังอิฐก่อกำลังต่ำ ที่จุด b4 .....	74
รูปที่ 5.22ค่าDCR ของชั้นส่วน ในอาคาร 4 ชั้น ที่มีผนังอิฐก่อกำลังสูง ที่จุด c4 .....	75
รูปที่ 5.23 ค่าDCR ของชั้นส่วน ในอาคาร 10 ชั้น ที่ไม่มีผนังอิฐก่อ ที่จุด a1 .....	76
รูปที่ 5.24 ค่า DCR ของชั้นส่วน ในอาคาร 10 ชั้น ที่มีผนังอิฐก่อกำลังต่ำ ที่จุด b3 และ จุด b4 .....	77
รูปที่ 5.25 ค่าDCR ของชั้นส่วน ในอาคาร 10 ชั้น ที่มีผนังอิฐก่อกำลังต่ำ ที่จุด b4 .....	78
รูปที่ 5.26 ค่าDCR ของชั้นส่วน ในอาคาร 10 ชั้น ที่มีผนังอิฐก่อกำลังสูง ที่จุด c4.....	79
รูปที่ 5.27 สเปกตรัมผลตอบสนองสำหรับพื้นที่ในแอ่งกรุงเทพฯ โซน 5 และ คาบการสั่นไหวของอาคารที่มีผนังอิฐก่อและไม่มีผนังอิฐก่อ 4 ชั้น และ 10 ชั้น.....	81
รูปที่ 5.28 การเคลื่อนที่ของหลังคาอาคาร 4 ชั้น ในแกน H1 ภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว 833 ระดับความรุนแรง2%/50.....	83
รูปที่ 5.29ค่าเฉลี่ยเปอร์เซ็นต์การเคลื่อนที่สัมพัทธ์ (drift) แต่ละชั้นของอาคาร 4 ชั้นที่มีผนังอิฐก่อและไม่มีผนังอิฐก่อภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว 2%/50 ในแกน H1.....	84
รูปที่ 5.30ค่าเฉลี่ยเปอร์เซ็นต์การเคลื่อนที่สัมพัทธ์ (drift) แต่ละชั้นของอาคาร 4 ชั้นที่มีผนังอิฐก่อและไม่มีผนังอิฐก่อภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว 2%/50 ในแกน H2.....	84
รูปที่ 5.31ความเสียหายของอาคาร 4 ชั้น ที่ไม่มีผนังอิฐก่อ.....	85
รูปที่ 5.32ความเสียหายของอาคาร 4 ชั้นที่ไม่มีผนังอิฐก่อภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว 2081 .....	85
รูปที่ 5.33 ความเสียหายสูงสุดและเฉลี่ยของอาคาร 4 ชั้นที่มีผนังอิฐก่อกำลังต่ำภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว2%/50 (a) แสดงความเสียหายสูงสุดเกิดภายใต้คลื่น 833 เฟรม F และ (b) แสดงความเสียหายเฉลี่ยสูงสุดเกิดที่ เฟรม B .....	86
รูปที่ 5.34ความเสียหายสูงสุดและเฉลี่ยของอาคาร 4ชั้นที่มีผนังอิฐก่อกำลังสูงภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว 2%/50(a) แสดงความเสียหายสูงสุดเกิดภายใต้คลื่น 2065 เฟรม A และ (b) แสดงความเสียหายเฉลี่ยสูงสุดเกิดที่ เฟรม B.....	87

รูปที่ 5.35 การเคลื่อนที่ของอาคาร 4 ชั้น ในแกน H1 ภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว 1781 ระดับความรุนแรง 2.5x2%/50 .....	89
รูปที่ 5.36 ค่าเฉลี่ยเปอร์เซ็นต์การเคลื่อนที่สัมพัทธ์ (drift) แต่ละชั้นของอาคาร 4 ชั้น ที่มีผนังอิฐก่อ ภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว 2.5x2%/50 ในแกน H1.....	90
รูปที่ 5.37 ค่าเฉลี่ยเปอร์เซ็นต์การเคลื่อนที่สัมพัทธ์ (drift) แต่ละชั้นของอาคาร 4 ชั้น ที่มีผนังอิฐก่อ ภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว 2.5x2%/50 ในแกน H2.....	90
รูปที่ 5.38 ความเสียหายสูงสุดและ เฉลี่ยของอาคาร 4 ชั้น ที่มีผนังอิฐก่อ กำลังต่ำ ภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว 2.5x2%/50 (a) แสดงความเสียหายสูงสุดเกิดภายใต้คลื่น 1781 เฟรม A และ (b) แสดงความเสียหายเฉลี่ยสูงสุดเกิดที่ เฟรม A .....	91
รูปที่ 5.39 ความเสียหายสูงสุดและ เฉลี่ยของอาคาร 4 ชั้น ที่มีผนังอิฐก่อ กำลังสูง ภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว 2.5x2%/50 (a) แสดงความเสียหายสูงสุดเกิดภายใต้คลื่น 2070 เฟรม F และ (b) แสดงความเสียหายเฉลี่ยสูงสุดเกิดที่ เฟรม F.....	92
รูปที่ 5.40 การเคลื่อนที่ของหลังคาอาคาร 10 ชั้น ในแกน H1 ภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว 1781 ระดับความรุนแรง 2%/50.....	94
รูปที่ 5.41 ค่าเฉลี่ยเปอร์เซ็นต์การเคลื่อนที่สัมพัทธ์ (drift) แต่ละชั้นของอาคาร 10 ชั้น ที่มีผนังอิฐก่อ และไม่มีผนังอิฐก่อ ภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว 2%/50 ในแกน H1 .....	95
รูปที่ 5.42 ค่าเฉลี่ยเปอร์เซ็นต์การเคลื่อนที่สัมพัทธ์ (drift) แต่ละชั้นของอาคาร 10 ชั้น ที่มีผนังอิฐก่อ และไม่มีผนังอิฐก่อ ภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว 2%/50 ในแกน H2.....	95
รูปที่ 5.43 ความเสียหายของอาคาร 10 ชั้น ที่ไม่มีผนังอิฐก่อ.....	96
รูปที่ 5.44 ความเสียหายของอาคาร 10 ชั้น ที่มีผนังอิฐก่อ ภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว 2065.....	97
รูปที่ 5.45 ความเสียหายสูงสุดและ เฉลี่ยของอาคาร 10 ชั้น ที่มีผนังอิฐก่อ กำลังต่ำ ภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว 2%/50 (a) แสดงความเสียหายสูงสุดเกิดภายใต้คลื่น 1781 เฟรม F และ (b) แสดงความเสียหายเฉลี่ยสูงสุดเกิดที่ เฟรม F.....	99
รูปที่ 5.46 ความเสียหายสูงสุดและ เฉลี่ยของอาคาร 10 ชั้น ที่มีผนังอิฐก่อ กำลังสูง ภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว 2%/50 (a) แสดงความเสียหายสูงสุดเกิดภายใต้คลื่น 1781 เฟรม A และ (b) แสดงความเสียหายเฉลี่ยสูงสุดเกิดที่ เฟรม A .....	101
รูปที่ 5.47 การเคลื่อนที่ของหลังคาอาคาร 10 ชั้น ในแกน H1 ภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว 1781 ระดับความรุนแรง 2.5x2%/50.....	103
รูปที่ 5.48 ค่าเฉลี่ยเปอร์เซ็นต์การเคลื่อนที่สัมพัทธ์ (drift) แต่ละชั้นของอาคาร 10 ชั้น ที่มีผนังอิฐก่อ ภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว 2.5x2%/50 ในแกน H1.....	104



รูปที่ 5.49 ค่าเฉลี่ยเปอร์เซ็นต์การเคลื่อนที่สัมพัทธ์ (drift) แต่ละชั้นของอาคาร 10 ชั้น ที่มีผนังอิฐก่อ ภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว $2.5 \times 2\%/50$ ในแกน H2.....	104
รูปที่ 5.50 ความเสียหายสูงสุดและเฉลี่ยของอาคาร 10 ชั้น ที่มีผนังอิฐก่อกำลังต่ำภายใต้คลื่น แผ่นดินไหว $2.5 \times 2\%/50$ (a) แสดงความเสียหายสูงสุดเกิดภายใต้คลื่น 1781 เฟรม A และ (b) แสดง ความเสียหายเฉลี่ยสูงสุดเกิดที่ เฟรม F.....	106
รูปที่ 5.51 ความเสียหายสูงสุดและเฉลี่ยของอาคาร 10 ชั้น ที่มีผนังอิฐก่อกำลังสูงภายใต้คลื่น แผ่นดินไหว $2.5 \times 2\%/50$ (a) แสดงความเสียหายสูงสุดเกิดภายใต้คลื่น 1781 เฟรม F และ (b) แสดง ความเสียหายเฉลี่ยสูงสุดเกิดที่ เฟรม F.....	108
รูปที่ ก- 1 แปลนอาคารหอพัก.....	118
รูปที่ ก- 2 ด้านข้างอาคาร 4 ชั้น และ 10 ชั้น.....	119
รูปที่ ก- 1 แปลนอาคารหอพัก.....	118
รูปที่ ก- 2 ด้านข้างอาคาร 4 ชั้น และ 10 ชั้น.....	119

# บทที่ 1

## บทนำ

### 1.1 ความเป็นมา

ประเทศไทยเป็นประเทศหนึ่งที่ได้รับผลกระทบจากภัยแผ่นดินไหว เช่นเหตุการณ์แผ่นดินไหวในวันที่ 5 พฤษภาคม 2557 เวลา 18.08 น. ซึ่งมีขนาด 6.3 ริกเตอร์ศูนย์กลางแผ่นดินไหวอยู่ที่ตำบลแม่ฮ่องสอน อำเภอกวน จังหวัดเชียงราย แรงสั่นสะเทือนรู้สึกได้ในพื้นที่จังหวัดเชียงใหม่ เชียงราย ลำพูน และอาคารสูงบางแห่งในกรุงเทพมหานคร ทำให้บ้านอาคาร โรงแรม โรงเรียน โรงพยาบาล วัด รวมไปถึงถนนในจังหวัดทางภาคเหนือ ได้รับผลกระทบและเกิดความเสียหายในวงกว้าง ในปัจจุบันการออกแบบอาคารหรือสิ่งก่อสร้างต้องคำนึงผลกระทบของแผ่นดินไหว ตามกฎกระทรวงกำหนดการรับน้ำหนักความต้านทานความคงทนของอาคารและพื้นดินที่รองรับอาคารในการต้านทานแรงสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว พ.ศ.2550 บังคับใช้เมื่อวันที่ 1 ธันวาคม 2550 นอกจากนี้ในอนาคตจะมีมาตรฐานเพื่อใช้สำหรับการวิเคราะห์ออกแบบเสริมกำลังอาคารเก่าให้มีสมรรถนะต้านทานแผ่นดินไหว ในการออกแบบอาคารใหม่ หรือ เสริมกำลังอาคารที่มีอยู่แล้ว เพื่อรับแรงแผ่นดินไหว วิศวกรส่วนใหญ่มักจะไม่จำลองผนังก่อในแบบจำลองโครงสร้างโดยพิจารณาว่าผนังไม่ใช่ส่วนของโครงสร้างที่จะรับแรง ทำให้พฤติกรรมของอาคารภายใต้แรงสั่นสะเทือนจากแผ่นดินไหว หรือ แรงทางด้านข้างผิดพลาดไป

เนื่องจากในอดีตมีงานวิจัยในต่างประเทศหลายชิ้นที่แสดงให้เห็นว่า ผนังก่อมีอิทธิพลต่อพฤติกรรมทางแผ่นดินไหวของอาคารอย่างมากในงานวิจัยนี้จึงศึกษาพฤติกรรมของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กภายใต้แผ่นดินไหว ซึ่งมีการจำลองผนังอิฐก่อ และไม่จำลองผนังอิฐก่อในอาคารตัวอย่าง 4 ชั้น และ 10 ชั้น โดยเป็นอาคารที่มีลักษณะแพร่หลายในประเทศไทย เพื่อแสดงให้เห็นถึงผลกระทบของผนังอิฐก่อที่มีต่อพฤติกรรมทางแผ่นดินไหวของอาคาร ด้วยโปรแกรม Perform3-D โดยจะทำการจำลองผนังอิฐก่อด้วยค้ำยันสองตัว ซึ่งพัฒนาต่อยอดมาจากงานวิจัยของต่างประเทศ เพื่อให้สามารถจำลองพฤติกรรมการวิบัติของผนังก่อได้ตามผลการทดสอบในห้องปฏิบัติการ และใส่สปริงแรงเฉือนที่หัวเสา เพื่อสามารถจำลองพฤติกรรมการวิบัติด้วยแรงเฉือนในหัวเสาหลังเกิดการวิบัติของผนังก่อได้

## 1.2 วัตถุประสงค์

1. เพื่อศึกษาผลกระทบของผนังอิฐก่อที่มีต่อพฤติกรรมทางแผ่นดินไหวของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก
2. เพื่อที่จะจำลองโครงสร้างข้อแข็งคอนกรีตเสริมเหล็กและผนังอิฐก่อด้วยวิธีการที่สะดวก
3. เพื่อเสนอแนะวิธีการจำลองอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีผนังอิฐก่อของไทย

## 1.3 ขอบเขตงานวิจัย

1. พิจารณาสร้างแบบจำลองพฤติกรรมของโครงสร้างข้อแข็งคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีผนังอิฐก่อ ซึ่งวิบัติแบบการแตกร้าวที่มุมของผนังอิฐก่อ แล้วตามด้วยการวิบัติด้วยแรงเฉือนที่หัวเสา หรือโมเมนต์ดัดที่โคนและหัวเสา
2. ศึกษาพฤติกรรมทางแผ่นดินไหวของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก 4 ชั้น และ 10 ชั้น
3. ไม่พิจารณาผลของแรงแผ่นดินไหวที่กระทำในแนวตั้ง
4. ทำการวิเคราะห์แบบจำลองด้วยโปรแกรม Perform3-D พิจารณาแรงกระทำแผ่นดินไหวทั้งในแนวแกนหลักและแกนรองของอาคารซึ่งอยู่ในแนวราบ
5. พิจารณาพฤติกรรมของผนังอิฐก่อเมื่อมีแรงกระทำด้านข้างเป็นค้ำยันในแนวทแยง
6. ไม่พิจารณาผลของ out-of-plane actions
7. พิจารณาจุดต่อเสาคานเป็นแบบแข็งเกร็งและไม่มีควมเสียหาย
8. ไม่พิจารณาผลของผนังอิฐก่อที่มีช่องเปิด

## 1.4 ประโยชน์ที่ได้รับ

1. ทำให้ทราบถึงพฤติกรรมของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กภายใต้แรงของแผ่นดินไหวในกรณีที่จำลองผนังอิฐก่อ และไม่จำลองผนังอิฐก่อ
2. ได้แบบจำลองอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กที่พิจารณาผนังอิฐก่อที่สอดคล้องกับพฤติกรรมผนังอิฐก่อของไทย
3. ทราบถึงของข้อดีและข้อเสียของแบบจำลองที่จำลองผนังและไม่จำลองผนังอิฐก่อ
4. ข้อเสนอแนะที่เหมาะสมในการจำลองอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีผนังอิฐก่อของไทย

## 1.5 ขั้นตอนการดำเนินงานวิจัย

1. ศึกษางานวิจัยที่เกี่ยวข้องกับการทดสอบโครงสร้างข้อแข็งคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีผนังอิฐก่อในประเทศไทยและต่างประเทศ

2. ศึกษาแบบจำลองผนังอิฐก่อที่ถูกเสนอขึ้นตั้งแต่อดีตจนถึงปัจจุบัน
3. รวบรวมลักษณะ คุณสมบัติของอิฐก่อที่ใช้ในประเทศไทย
4. พัฒนาแบบจำลองโครงสร้างข้อแข็งคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีผนังอิฐก่อให้สอดคล้องกับพฤติกรรมการทดสอบในห้องปฏิบัติการ
5. ออกแบบอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กตัวอย่างความสูง 4 ชั้น และ 10 ชั้น
6. สร้างแบบจำลองอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีผนังอิฐก่อ และ ไม่มีผนังอิฐก่อ ด้วยโปรแกรม Perform3-D
7. วิเคราะห์อาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก 4 ชั้น และ 10 ชั้นด้วยวิธีสถิตยศาสตร์ไม่เชิงเส้น และ วิธีพลศาสตร์ไม่เชิงเส้นโดยใช้คลื่นแผ่นดินไหวจำนวน 7 คลื่นที่มีโอกาสในการเกิดซ้ำ 2% ใน 50 ปี และ อีก 7 คลื่นโดยมีความรุนแรงเพิ่มเป็น 2.5 เท่าของคลื่นแผ่นดินไหวที่มีโอกาสเกิดซ้ำ 2% ใน 50 ปี
8. ศึกษาอิทธิพลของผนังอิฐก่อที่มีต่อพฤติกรรมอาคารภายใต้แรงแผ่นดินไหว และ เปรียบเทียบพฤติกรรมของอาคารที่มีผนังอิฐก่อและไม่มีผนังอิฐก่อ
9. อภิปรายผลการศึกษา

## บทที่ 2

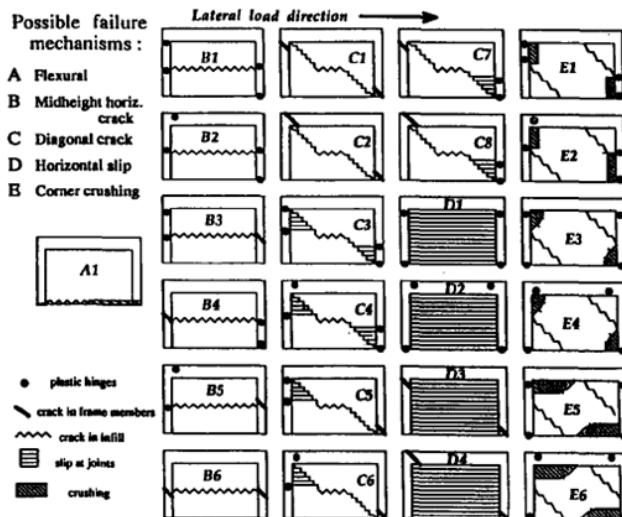
### ทบทวนงานวิจัยและทฤษฎีที่เกี่ยวข้อง

พฤติกรรมของโครงสร้างที่มีผนังอิฐก่อเป็นหัวข้อที่ถูกศึกษามาอย่างยาวนาน เพื่อที่จะเข้าใจพฤติกรรมเหล่านั้นจึงต้องทำการทดสอบผนังจำนวนมาก จนนำไปสู่ข้อสรุปของพฤติกรรมโครงสร้างที่มีผนังอิฐก่อ ซึ่งได้มีการนำเสนอแบบจำลองผนังอิฐก่อ เพื่อที่จะประเมินพฤติกรรมของโครงสร้างที่มีผนังอิฐก่อได้แม่นยำ ในบทนี้จะอธิบายถึงการทดสอบพฤติกรรมของโครงสร้างที่มีผนังอิฐก่อที่สำคัญ และ รูปแบบการจำลองโครงสร้างที่มีผนังอิฐก่อที่ถูกพัฒนาขึ้น

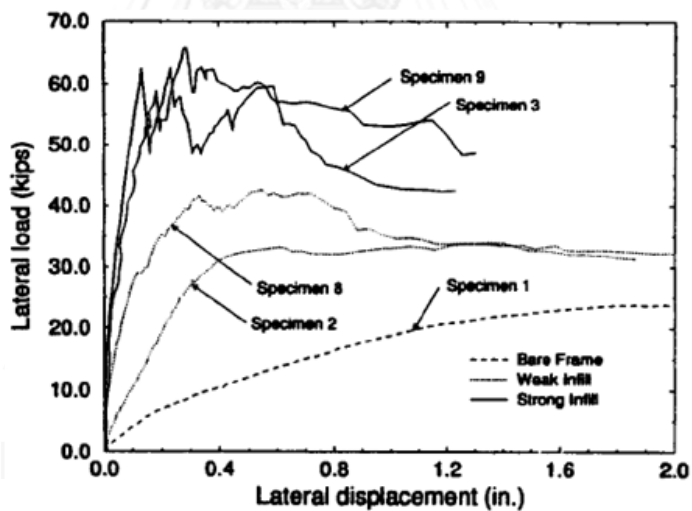
#### 2.1 การทดสอบพฤติกรรมของโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีผนังอิฐก่อ

Merhrabi, Shing et al. (1996) ได้ทำการสรุปรูปแบบการวิบัติของโครงข้อแข็งคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีผนังอิฐก่อจากงานวิจัยก่อนหน้า ดังรูปที่ 2.1 และได้ทำการทดสอบโครงข้อแข็งคอนกรีตเสริมเหล็กโดยการให้แรงแบบทิศทางเดียว (Monotonic) และแบบวัฏจักร (Cyclic) เพื่อสังเกตการเพิ่มขึ้นของกำลังและสติฟเนสเนื่องจากผนังอิฐก่อ โครงข้อแข็งคอนกรีตเสริมเหล็กที่ถูกทดสอบมีสองประเภท ประเภทแรกเป็นโครงข้อแข็งอ่อน (ออกแบบไม่ต้องรับแรงแผ่นดินไหว) ประเภทที่สองเป็นโครงข้อแข็งแข็ง (ออกแบบให้รับแรงแผ่นดินไหว) อิฐที่ใช้มีขนาด 10 ซม. X 10 ซม. X 20 ซม. เป็นอิฐกลวงสี่เหลี่ยมและอิฐตัน กำลังรับแรงอัดของอิฐกลวงและอิฐตันคือ 10.10 MPa และ 13.62 MPa ตามลำดับ อิลาสติกโมดูลัสของอิฐกลวงและอิฐตันคือ 4.20 GPa และ 8.78 GPa ตามลำดับ ผลการทดสอบตัวอย่างเมื่อถูกให้แรงแบบทิศทางเดียว เปรียบเทียบระหว่าง โครงข้อแข็งคอนกรีตเสริมเหล็กที่ไม่มีผนังอิฐก่อ โครงข้อแข็งแบบอ่อนที่ผนังอิฐก่อกลวง และโครงข้อแข็งแบบอ่อนที่ผนังอิฐก่อตัน พบว่ามีโครงข้อแข็งที่มีผนังจะมีสติฟเนสมากขึ้น และจะมีสติฟเนสมากขึ้นอีกเมื่อใช้อิฐตัน นอกจากนี้สำหรับตัวอย่างที่ไม่มีผนัง ตัวอย่างที่มีผนังอิฐก่อกลวง และตัวอย่างที่มีผนังอิฐก่อตัน แรงต้านข้างที่สามารถรับได้ก็เพิ่มขึ้นตามลำดับ แต่ในส่วนของ การเคลื่อนที่สูงสุดพบว่าตัวอย่างที่มีผนังสามารถเคลื่อนที่ด้านข้างสูงสุดได้น้อยลง แสดงดังรูปที่ 2.2 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงต้านข้างและการเคลื่อนที่ด้านข้างเมื่อรับแรงแบบทิศทางเดียวจากตารางที่ 2.1 รูปแบบการวิบัติของตัวอย่าง พบว่าผนังอิฐก่อส่งผลให้รูปแบบการวิบัติของโครงข้อแข็งเปลี่ยนไป โครงข้อแข็งที่ไม่มีผนังอิฐก่อมีรูปแบบการวิบัติแบบแรงดัด (Flexural) เมื่อโครงข้อแข็งมีผนังรูปแบบการวิบัติจึงเป็นการแตกร้าวในแนวทแยง (C7) การแยกในแนวนอนระหว่างรอยต่ออิฐ (D1) และการแตกร้าวที่มุม (E3) และเกิดการจุดหมุนพลาสติกในโครงข้อแข็งเมื่อเปรียบเทียบระหว่างโครงข้อแข็งอ่อนที่มีผนัง (ไม่ได้ออกแบบให้รับแรงแผ่นดินไหว) กับ โครง

ข้อแข็งแข็งที่มีผนัง(ออกแบบให้รับแรงแผ่นดินไหว) พบว่ารูปแบบการวิบัติของโครงสร้างข้อแข็งอ่อนที่มีผนังส่วนใหญ่เป็นการแตกร้าวในแนวทแยง (C7)



รูปที่ 2.1รูปแบบการวิบัติของโครงสร้างข้อแข็งคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีผนังอิฐก่อ Merhrabi, Shing et al. (1996)



รูปที่ 2.2ความสัมพันธ์ระหว่างแรงต้านข้างและการเคลื่อนที่ด้านข้าง

ตารางที่ 2.1 รูปแบบการวิบัติของตัวอย่าง Merhrabi, Shing et al. (1996)

Specimen	Type of frame	Type of masonry units	h/L	Lateral Load	Vertical Load Distribution(kips)		Failure Mechanism
					Columns	Beam	
1	Weak	No infill	0.67	Monotonic	66	-	Flexural
2	Weak-repaired(1)	Hollow	0.67	Monotonic	66	-	D1
3	Weak - repaired(2)	Solid	0.67	Monotonic	66	-	C7
4	Weak	Hollow	0.67	Cyclic	44	22	D1+E3
5	Weak	Solid	0.67	Cyclic	44	22	C7
6	Strong	Hollow	0.67	Cyclic	44	22	D1
7	Strong	Solid	0.67	Cyclic	44	22	E3
8	Weak - repaired(4)	Hollow	0.67	Monotonic	44	22	C7+E3
9	Weak - repaired(8)	Solid	0.67	Monotonic	44	22	C7
10	Weak	Hollow	0.48	Cyclic	44	22	D1+E3
11	Weak	Solid	0.48	Cyclic	44	22	C7
12	Weak - repaired(10)	Solid	0.48	Cyclic		33	C7

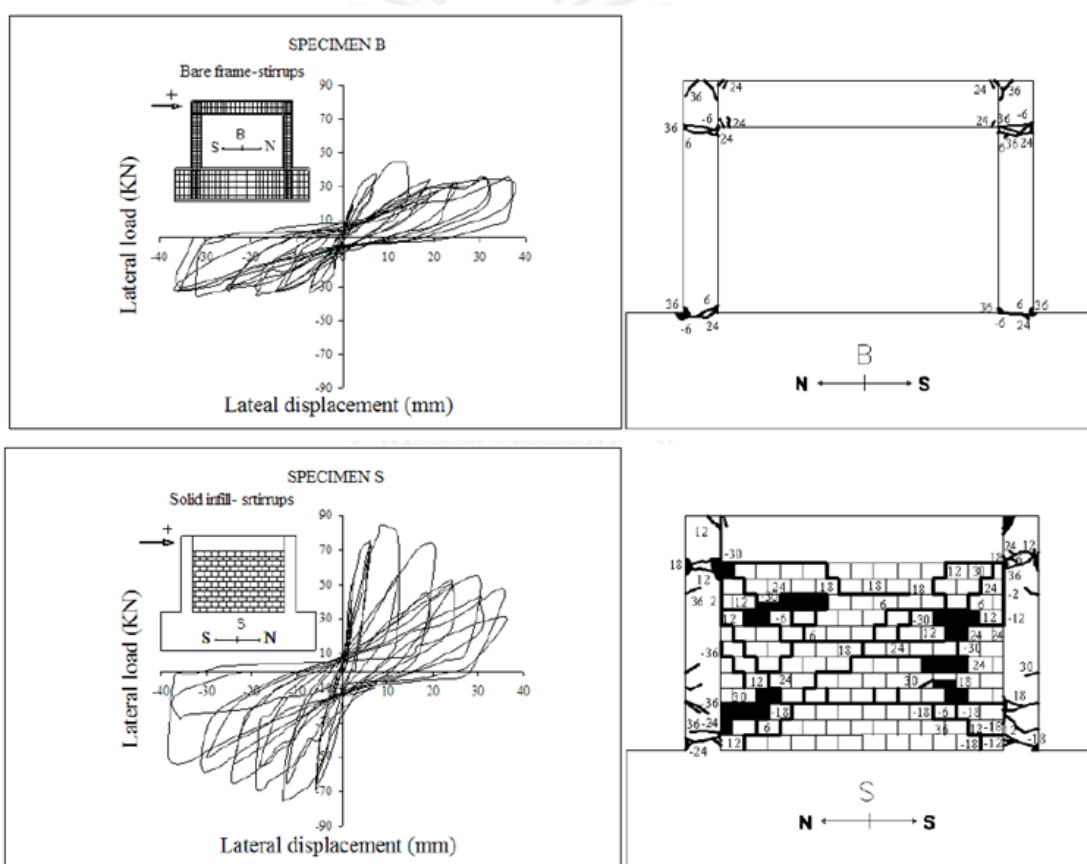
Murty and Jain (2000) ได้ศึกษาประโยชน์ของผนังอิฐก่อที่มีต่อพฤติกรรมทางแผ่นดินไหวของโครงข้อแข็งที่มีผนังอิฐก่อ 10 ตัวอย่าง แม้ผนังอิฐก่อทำให้เกิดพฤติกรรมภายใต้แผ่นดินไหวที่ไม่ต้องการบางประการ เช่น พฤติกรรมเสถียรเมื่อใส่ผนังไม่เต็มชั้น ทำให้เกิดชั้นอ่อน (Soft-storey Effect) ความเหนียวของโครงสร้างลดลงเนื่องจากผนังอิฐก่อมีความเปราะมาก อาจจะทำให้เกิดการวิบัติแบบนอกระนาบ ผนังพังออกมาจากแนวโครงข้อแข็งอาจทำให้เกิดอันตราย แต่จากการทดสอบผนังมีข้อดีในด้าน การเพิ่มสติฟเนสของโครงสร้าง การเพิ่มความสามารถในการรับแรงต้านข้าง ความสามารถในการสลายพลังงาน รูปแบบการวิบัติขึ้นอยู่กับกำลังของโครงข้อแข็งเปรียบเทียบกับกำลังของผนัง สำหรับโครงข้อแข็งอ่อนที่มีผนังอิฐก่อแข็งมีการวิบัติแบบการแตกร้าวในแนวทแยงและเกิดจุดหมุนพลาสติกในเสา (C) ส่วนโครงข้อแข็งแข็งที่มีผนังอิฐก่ออ่อนมีการวิบัติแบบการแยกในแนวนอนระหว่างรอยต่ออิฐ (D) เมื่อเปรียบเทียบระหว่างผนังอิฐก่ออ่อนและแข็งพบว่า ผนังอิฐก่ออ่อนจะมีการแตกร้าวที่มุม (E) ผนังอิฐก่อแข็งจะเกิดการแตกร้าวในแนวทแยง (C)

ตารางที่ 2.2 รูปแบบการวิบัติของโครงข้อแข็งที่มีผนังอิฐก่อ Murty and Jain (2000)

	Weak Infill	Strong Infill
Weak Frame	-	<ul style="list-style-type: none"> <li>● Diagonal cracks in infill</li> <li>● Plastic hinges in columns</li> </ul>
Frame with Weak Joints and Strong Members	<ul style="list-style-type: none"> <li>● Corner crushing of infill</li> <li>● Cracks in beam-column joints</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>● Diagonal cracks in infill</li> <li>● Cracks in beam-column joints</li> </ul>
Strong Frame	<ul style="list-style-type: none"> <li>● Horizontal sliding in infill</li> </ul>	-

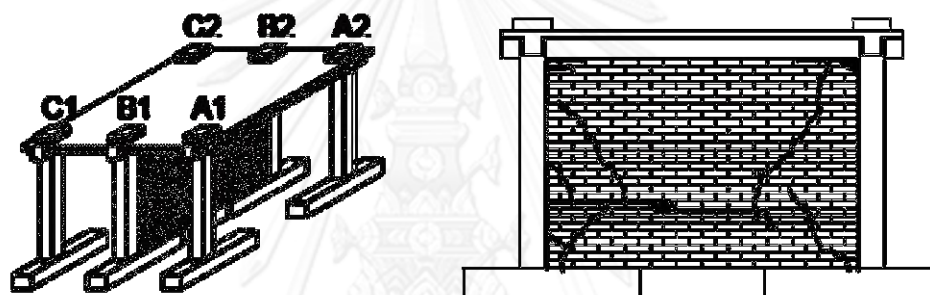


Karayannis, Kakaletsis et al. (2005) ได้ทำการทดสอบโครงข้อแข็งที่ไม่มีผนังใส่เหล็กปลอกธรรมดา โครงข้อแข็งที่ไม่มีผนังใส่เหล็กปลอกแบบเกลียว โครงข้อแข็งที่มีผนังอิฐก่อใส่เหล็กปลอกธรรมดา ภายใต้แรงกระทำแบบวัฏจักรจากวงรอบฮิสเทอริติก (Hysteretic Curves) แสดงให้เห็นว่าผนังเพิ่มกำลังรับแรงด้านข้างสูงสุด เพิ่มสติเฟเนสเริ่มต้นอย่างมาก เนื่องจากพื้นที่ใต้กราฟของโครงข้อแข็งที่มีผนังมากกว่าแสดงว่าโครงข้อแข็งที่มีผนังสามารถสลายได้มากกว่า แต่อย่างไรก็ดีผนังทำให้การเคลื่อนตัวด้านข้างลดลง โครงข้อแข็งที่มีผนังมีรูปแบบการแตกร้าวในแนวทแยง (C) เกิดการเลื่อนในแนวนอนระหว่างรอยต่ออิฐ (D) และเกิดจุดหมุนพลาสติกในโครงข้อแข็ง



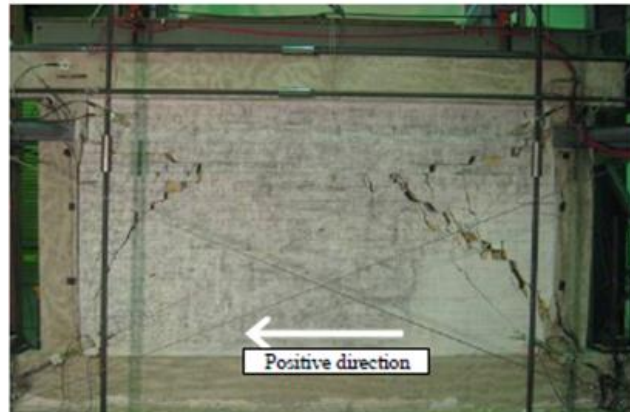
รูปที่ 2.3 วงรอบฮิสเทอริติก (Hysteretic Curves) และรูปแบบการวิบัติ Karayannis, Kakaletsis et al. (2005)

Hashemi and Mosalam (2007) ได้ทำการศึกษาการประเมินพฤติกรรมทางแผ่นดินไหวของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กโดยพิจารณาผลของผนังอิฐก่อ โดยการศึกษาที่แบ่งออกเป็น การทดสอบและการวิเคราะห์โครงสร้าง เพื่อเสนอแบบจำลองผนังอิฐก่อที่สามารถจำลองพฤติกรรมนอกระนาบของผนัง แต่ในส่วนนี้จะกล่าวถึงส่วนการทดสอบเท่านั้น โครงสร้างอาคารคอนกรีตถูกย่อขนาดเป็นโครงข้อแข็ง 1 ชั้น 3 เพรม โดยโครงข้อแข็งตรงกลางมีผนังอิฐก่อ แล้วทำการทดสอบบนโต๊ะสั่นไหว โดยสังเกตลำดับความเสียหาย รูปแบบการวิบัติ และ ปฏิสัมพันธ์ของโครงข้อแข็งคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีผนังอิฐก่อ ผลการทดสอบตัวอย่างบนโต๊ะสั่นไหวพบว่ารูปแบบการวิบัติหลักเป็นรอยแตกในแนวทแยงมุม เริ่มเกิดจากมุมด้านบนของผนังอิฐก่อเชื่อมต่อกับรอยแตกในแนวนอน และมีรอยแตกในแนวทแยงที่มุมผนังด้านล่างทั้งสองด้าน (C) ดังรูปที่ 2.4

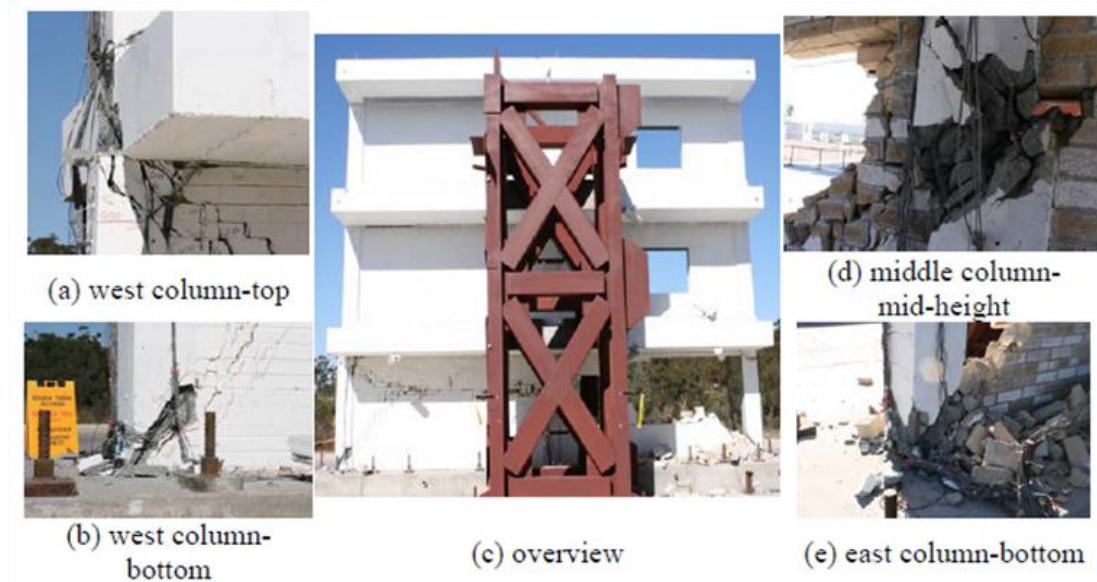


รูปที่ 2.4 ตัวอย่างทดสอบ และ รูปแบบการวิบัติของตัวอย่าง Hashemi and Mosalam (2007)

Stavridis (2009) ได้ศึกษาพฤติกรรมของโครงข้อแข็งคอนกรีตเสริมเหล็กพร้อมพิจารณาผลของผนังอิฐก่อโดยทำการวิเคราะห์และการทดลอง ในส่วนของการทดลองมีสองส่วนด้วยกันคือ การทดสอบแบบกึ่งสถิต ซึ่งมีและไม่มีช่องเปิด เพื่อศึกษาผลกระทบของช่องเปิดต่อพฤติกรรมทางแผ่นดินไหวของโครงสร้างโดยตัวอย่างที่มีช่องเปิดมีหน้าต่างธรรมดา ประตู และหน้าต่างขนาดใหญ่ ช่องเปิดส่งผลต่อกำลัง สถิตเฟนส รูปแบบการวิบัติและพฤติกรรมหลังแตกร้าว สำหรับตัวอย่างที่ไม่มีช่องเปิด เกิดการวิบัติด้วยแรงเฉือนในเสา เกิดรอยแตกในแนวทแยงและรอยแตกในแนวนอนระหว่างอิฐก่อ แสดงดังรูปที่ 2.5 การทดสอบอีกส่วนเป็นการทดสอบด้วยโต๊ะสั่นไหว (Shake-table) ซึ่งเป็นโครงข้อแข็ง 3 ชั้น 2 ช่วง ด้านหนึ่งเป็นผนังไม่มีช่องเปิด อีกด้านเป็นผนังมีช่องเปิด รูปแบบการวิบัติของผนังที่ไม่มีช่องเปิดเหมือนกับการทดสอบแบบกึ่งสถิตเมื่อเกิดการเคลื่อนที่ด้านข้าง 1% โครงสร้างเกือบพังเนื่องจากการวิบัติด้วยแรงเฉือนในเสาและชิ้นส่วนของผนังรอบช่องเปิดชั้นแรกหลุดร่วง ชั้นแรกเป็นส่วนที่เกิดความเสียหายมากที่สุด เสาด้านตะวันตกเกิดการวิบัติด้วยแรงเฉือนในเสาด้านบนและด้านล่าง เสาต้นกลางเกิดการวิบัติด้วยแรงเฉือนกลางต้น เกิดรอยแตกในผนังอิฐก่อตามแนวทแยงและรอยแตกในแนวนอนระหว่างอิฐ แสดงดังรูปที่ 2.6

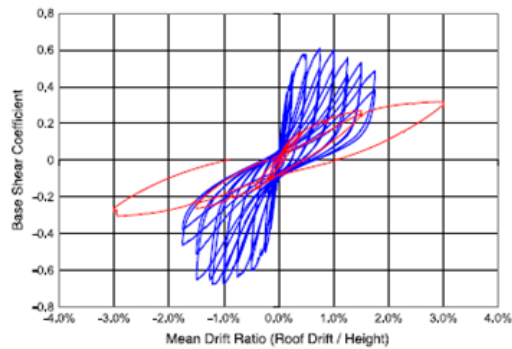


รูปที่ 2.5 ตัวอย่างที่ถูกทดสอบแบบกึ่งสถิต ผนังไม่มีช่องเปิด Stavridis (2009)

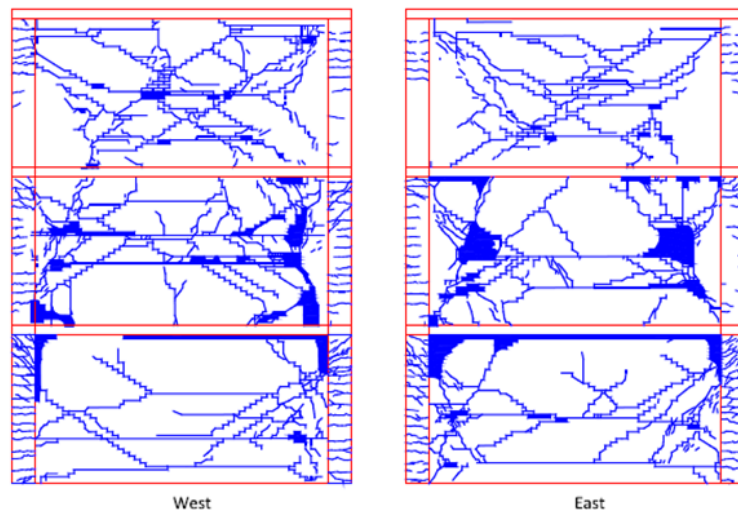


รูปที่ 2.6 ความเสียหายของตัวอย่างที่ถูกทดสอบด้วยโต๊ะสั่นไหว Stavridis (2009)

Pujol and Fick (2010) ได้ทำการทดสอบโครงสร้างข้อแข็งคอนกรีตเสริมเหล็ก 3 ชั้น 2 ช่วง ขนาดจริง ซึ่งไม่ได้ออกแบบให้รับแรงแผ่นดินไหว ในการทดสอบส่วนแรกโครงสร้างที่ไม่มีผนังถูกให้แรงแบบวัฏจักรจนเกิดการวิบัติแบบเจาะทะลุที่เสา (Punching shear) ซึ่งติดกับพื้นชั้นสาม ในการทดสอบส่วนที่สอง โครงสร้างถูกเติมด้วยผนังทั้งสามชั้น และถูกให้แรงแบบวัฏจักร พบว่าโครงสร้างที่มีผนังอิฐก่อมีค่าบั่นกว่าโครงสร้างที่ไม่มีผนัง ความเสียหายที่สำคัญเกิดขึ้นในผนังอิฐก่อซึ่งแตกตามแนวทแยงและแตกที่มุมด้านบนใกล้เสา ทำให้เสาแตกร้าวด้วยแรงเฉือน เมื่อเปรียบเทียบการเคลื่อนที่กับแรงเฉือนที่ฐานจากการทดสอบทั้งสอง แสดงให้เห็นว่าผนังนั้นเพิ่มสติฟเนสเริ่มต้นถึง 500 % และเพิ่มแรงเฉือนที่ฐาน 100% แสดงดังรูปที่ 2.7 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนที่ฐานและการเคลื่อนที่ของการทดสอบทั้งสอง

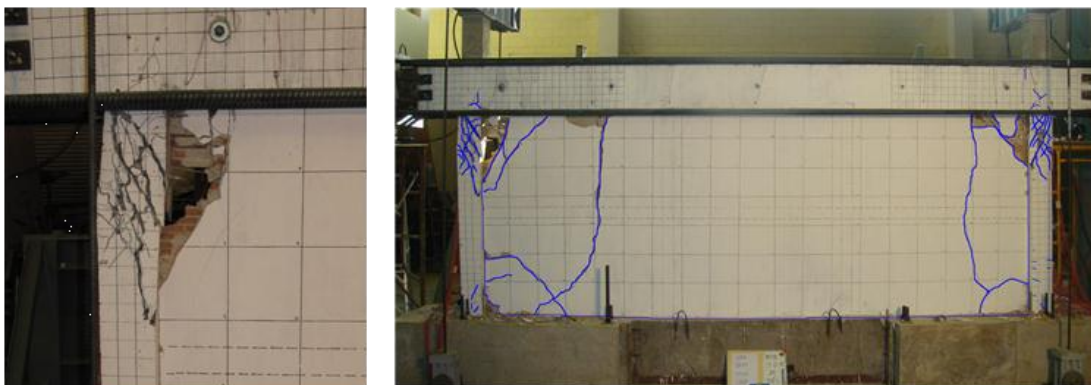


รูปที่ 2.7 เปรียบเทียบผลจากการทดสอบส่วนที่หนึ่ง (เส้นสีแดง) และสอง (เส้นสีน้ำเงิน)



รูปที่ 2.8 ความเสียหายของโครงสร้างหลังการทดสอบ Pujol and Fick (2010)

พรหมดวง (2553) ได้ทำการทดสอบโครงข้อแข็งคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีผนังอิฐก่อขนาด 1/2 ของขนาดจริง และให้แรงกระทำด้านข้างแบบกึ่งสถิตสลับทิศพร้อมกับแรงกระทำในแนวตั้ง ผลการทดสอบพบว่า โครงข้อแข็งที่มีผนังอิฐก่อสามารถรับแรงด้านข้างสูงสุดได้มากกว่าโครงข้อแข็งที่ไม่ผนังก่อ และพบว่าผนังอิฐก่อเปลี่ยนแปลงรูปแบบการวิบัติ จากการวิบัติด้วยแรงดัด กลายเป็นการวิบัติแบบการแตกร้าวที่มุมของผนัง ตามด้วยการวิบัติด้วยแรงเฉือนที่หัวเสา เนื่องมาจากเมื่อผนังเกิดการแตกร้าวที่มุม ทำให้เกิดเสาสั้น จนทำให้วิบัติด้วยแรงเฉือนในที่สุด



รูปที่ 2.9 การวิบัติด้วยแรงเฉือนที่เสาและการแตกร้าวที่มุมของผนังอิฐก่อ พรหมดวง (2553)

Lukkunaprasit and Srechai (2012) ได้ทำการทดสอบโครงข้อแข็งคอนกรีตเสริมเหล็กขนาด 3/4 ของโครงสร้างต้นแบบ ซึ่งมีผนังอิฐก่อ ภายใต้แรงในแนวราบแบบวัฏจักรและแรงแนวตั้งคงที่ การทดสอบแบ่งออกเป็นสามส่วน การทดสอบส่วนแรก เป็นการทดสอบโครงข้อแข็งคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีผนัง การทดสอบอีกสองส่วนที่เหลือเป็นการทดสอบโครงสร้างที่ถูกปรับปรุง โดยการแยกผนังด้านข้างออกจากเสาเพื่อไม่ให้แรงเฉือนถ่ายมาสู่เสา โครงข้อแข็งชั้นแรกสามารถรับแรงสูงสุดเท่ากับ 296 kN ที่การเคลื่อนที่ 0.25% และเกิดการแตกร้าวที่มุมของผนัง จากนั้นเกิดรอยแตกด้วยแรงเฉือนในเสาและรอยต่อระหว่างเสาและคาน ตามรูปที่ 2.10 ในการทดสอบส่วนที่สอง โครงสร้างที่ถูกปรับปรุง โดยการนำส่วนของผนังที่ติดกับเสาออก 10% ทั้งสองด้านของผนัง โครงข้อแข็งนี้สามารถรับแรงได้สูงสุดเท่ากับ 246 kN ที่การเคลื่อนที่ 1.25% การทดสอบส่วนสุดท้าย ส่วนของผนังด้านข้างที่ติดกับผนังถูกตัดออก 25% พบว่าความสามารถในการรับแรงลดลง แต่เกิดการเคลื่อนที่สูงสุดได้มากขึ้น อย่างไรก็ตามโครงสร้างที่ถูกปรับปรุงชั้นที่สองมีการสลายพลังงานน้อยกว่าโครงสร้างที่ถูกปรับปรุงชั้นแรก



รูปที่ 2.10 การวิบัติด้วยแรงเฉือนที่เสาและการแตกร้าวที่มุมของผนังอิฐก่อ Lukkunaprasit and Srechai (2012)

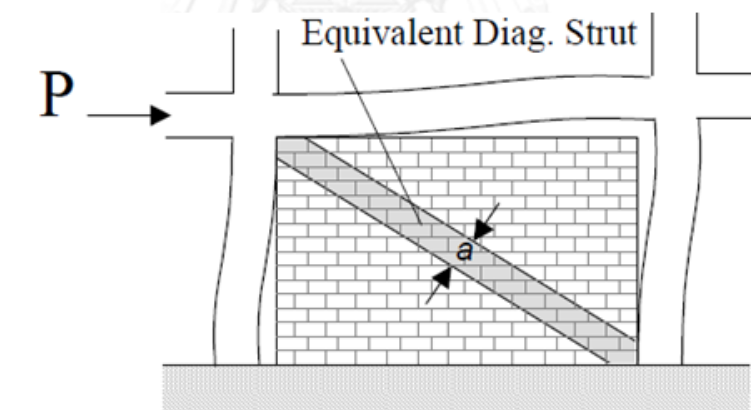
## 2.2 การจำลองผนังอิฐก่อ

แบบจำลองผนังอิฐก่อที่ถูกคิดค้นตั้งแต่อดีตจนถึงปัจจุบันสามารถแบ่งเป็น 2 ประเภท ได้แก่ แบบจำลองมหภาค (Macro model) และ แบบจำลองจุลภาค (Micro model)

### 2.2.1 แบบจำลองมหภาค (Macro Model)

#### 2.2.1.1 แบบจำลองค้ำยันเดี่ยว

Al-Chaar (2002) ได้ศึกษาแนวทางในการประเมินกำลังและสติฟเนสของผนังอิฐก่อเมื่อรับแรงทางด้านข้าง ซึ่งวิธีการประเมินกำลังและสติฟเนสได้มาจากการทดสอบการการวิเคราะห์ที่ U.S. Army Engineer Research and Development Center (ERDC) ตั้งแต่ช่วง 1950 ได้มีการศึกษาพฤติกรรมของผนังอิฐก่อภายใต้แรงแผ่นดินไหว งานวิจัยเหล่านี้ Polyakov (1960), Stafford-Smith (1962, 1966, 1969), Mainstone (1971), Klingner และ Bertero (1976, 1978) ได้พยายามทดสอบโครงสร้างที่มีผนังภายใต้แรงด้านข้างและมีแนวคิดที่จะจำลองผนังอิฐก่อเป็นค้ำยันในแนวทแยงตัวเดียวที่มีความกว้างเท่ากับ  $a$



รูปที่ 2.11 ค้ำยันในแนวทแยง

Stafford-Smith and Carter (1969) ได้เสนอความสัมพันธ์ระหว่างระหว่างสติฟเนสของผนังกับสติฟเนสของโครงข้อแข็ง ดังสมการด้านล่าง

$$\lambda_n h = h^4 \sqrt{\frac{E_w t_w \sin 2\theta}{4EIh_w}}$$

Mainstone and Weeks (1970) and Mainstone (1974) ได้ทำการทดสอบจนเสนอ สูตรการคำนวณความกว้างค้ำยัน

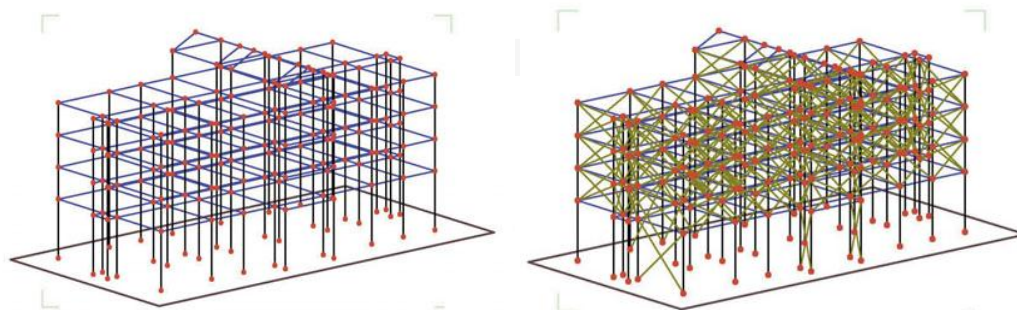
$$a = 0.175 \lambda_n^{-0.4} d$$

$d$  คือ ระยะในทแยงของผนังอิฐก่อ

โดยสูตรนี้ได้ถูกบรรจุลงใน FEMA-273 และ จนกระทั่ง ASCE41

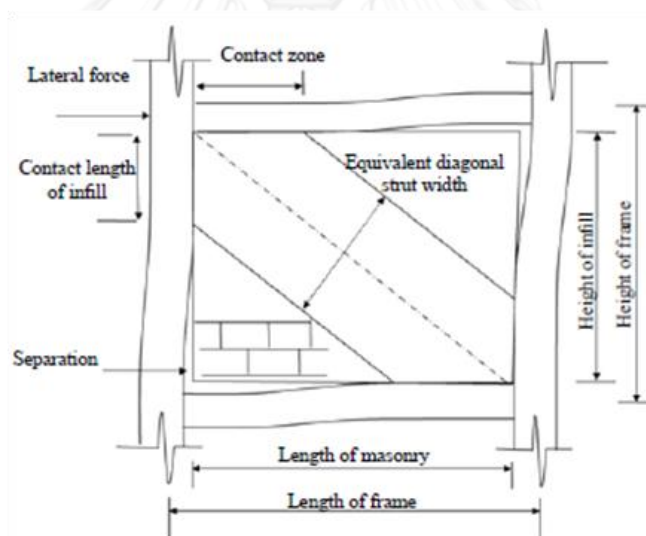
ASCE41 (2006) และ ACSE41 (2013) เป็นมาตรฐานที่เสนอวิธีการจำลองผนังอิฐก่อ ในมาตรฐานปี 2006 เสนอให้จำลองผนังอิฐก่อเป็นค้ำยันเสมือนในแนวทแยงที่มีความกว้างของค้ำยันเท่ากับ  $a$  วิธีการคำนวณจะกล่าวในบทที่ 4 เมื่อทราบความกว้างของค้ำยัน จะสามารถหาสติเฟนสของค้ำยันนี้ได้ ส่วนกำลังของค้ำยันจะพิจารณาเฉพาะกำลังจากรูปแบบการวิบัติแบบการเลื่อนแบบเฉือนเท่านั้น มาตรฐานปี 2013 ได้เสนอวิธีการจำลองสติเฟนสของผนังเปลี่ยนไป มาตรฐานปี 2013 เสนอให้มองโครงสร้างที่มีผนังอิฐก่อเป็นคานยื่น สติเฟนสของโครงสร้างเกิดจากการรวม สติเฟนสแรงดัดของคานยื่น และ สติเฟนสแรงเฉือนของคานยื่น นอกจากนี้ได้เสนอแนวทางในการจำลองผนังอิฐก่อหลากหลายขึ้น โดยเพิ่มวิธีการจำลองด้วยวิธีไฟไนท์เอลิเมนต์ขึ้นมา

Cuiqiang, Ying et al. (2011) ได้ทำการศึกษาผลกระทบของผนังอิฐก่อที่มีต่อสมรรถนะทางแผ่นดินไหวของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก โดยใช้คลื่นแผ่นดินไหว Wenchuan ในงานวิจัยนี้ทำการวิเคราะห์แบบพลศาสตร์ไม่เชิงเส้นในแบบจำลองอาคารที่มีและไม่มีผนังอิฐก่อ โดยใช้โปรแกรม CANNY แบบจำลองอาคารมี 3 แบบด้วยกัน แบบแรกเป็นอาคารที่ไม่มีผนัง แบบที่สองเป็นอาคารที่มีผนัง ผนังถูกจำลองด้วยค้ำยันเดี่ยวในแนวทแยง แบบที่สามเป็นอาคารที่มีผนัง ผนังถูกจำลองด้วยค้ำยันเดี่ยวในแนวทแยงและพิจารณาปฏิสัมพันธ์ระหว่างผนังและคาน จากการเปรียบเทียบคาบพบว่าแบบจำลองที่มีผนังมีคาบสั้นกว่าแบบจำลองที่ไม่มีผนัง ส่วนแบบจำลองที่มีผนังและพิจารณาปฏิสัมพันธ์ระหว่างคานและผนังมีคาบสั้นที่สุด จากการเปรียบโคงวัฏจักร (Hysteresis Loop) พบว่าผนังไม่เพียงเปลี่ยนแปลงสติเฟนสของโครงสร้าง แต่เปลี่ยนแปลงการกระจายแรงภายในโครงสร้างด้วย ทำให้ชั้นแรกกลายเป็นชั้นที่อ่อนแอ



รูปที่ 2.12 แบบจำลองอาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก Cuiqiang, Ying et al. (2011)

Haldar, Singh et al. (2012) ได้ทำการศึกษาผลกระทบทางแผ่นดินไหวของผนังอิฐก่อไม่เสริมเหล็กที่มีต่ออาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก โดยการจำลองอาคารตัวอย่างที่ถูกออกแบบธรรมดา (รับแรงโน้มถ่วงเท่านั้น) และอาคารที่ถูกออกแบบเป็นโครงข้อแข็งต้านโมเมนต์พิเศษ (SMRF) ทั้งที่มีผนังก่ออิฐและไม่มีผนังก่ออิฐ ผนังถูกจำลองเป็นค้ำยันในแนวทแยงตามมาตรฐาน ASCE 41 ตามรูปที่ 2.13 ส่วนระเบียบการ HAZUS ใช้ในการศึกษาเปรียบเทียบความเปราะของโครงสร้างที่มีและไม่มีผนังก่ออิฐจากการจำลองอาคารที่มีผนัง และ ไม่มีผนังพบว่า สติฟเนส และ กำลัง ของอาคารที่ถูกออกแบบทั้งสองวิธีเพิ่มขึ้นอย่างมากเนื่องจากผนังอิฐก่อ แต่ความเหนียวก็ลดลงอย่างมาก การลดลงของความเหนียวมีสาเหตุหลักมากจากการวิบัติของผนังที่การเคลื่อนที่ที่ต่ำกว่า ในอาคารที่ถูกออกแบบธรรมดา โครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีผนังนั้นมีการเคลื่อนที่ด้านข้างน้อยกว่าโครงสร้างที่ไม่มีผนัง ในส่วนของอาคารที่ถูกออกแบบ SMRF องค์อาคารยังสามารถต้านทานแรงด้านข้างได้ต่อ แม้ผนังก่ออิฐวิบัติแล้ว ในส่วนการวิเคราะห์ความเปราะบาง ความน่าเป็นของโครงข้อแข็งที่มีผนังจะเสียหาย มีมากกว่าเมื่อเทียบกับโครงข้อแข็งเปล่า

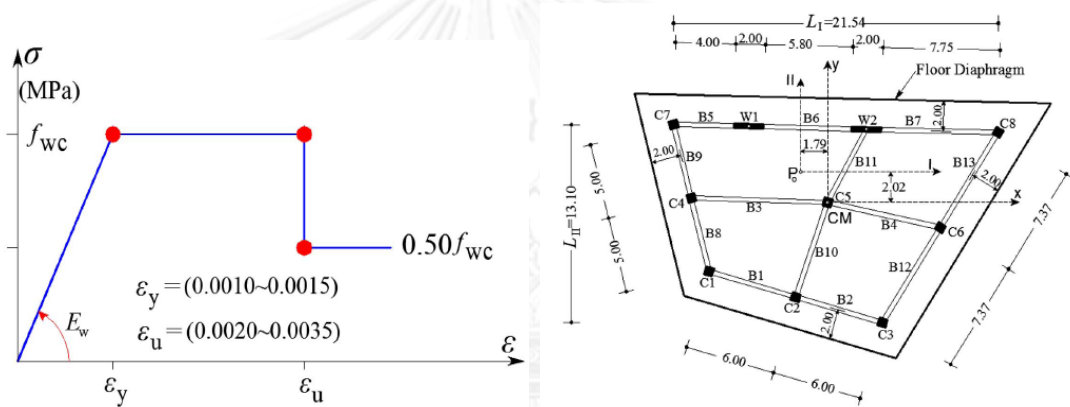


รูปที่ 2.13 แบบจำลองค้ำยันเดี่ยวตามมาตรฐาน ASCE41 (2006)

Makarios and Asteris (2012) ได้ทำการวิเคราะห์พฤติกรรมทางแผ่นดินไหวของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กไม่สมมาตรมีหลายชั้นซึ่งถูกออกแบบตาม Eurocode EN 1998-1 ที่ระดับความเหนียวสูง และพิจารณาผลกระทบของผนังอิฐก่อ โดยผนังอิฐก่อถูกจำลองเป็นค้ำยันในแนวทแยงรับเฉพาะแรงอัดไม่เชิงเส้น แผ่นดินไหว 3 ระดับถูกใส่ให้กับอาคารเพื่อใช้ในการตรวจสอบวิธีการจำลองผนังอิฐก่อที่เสนอโดย KANEP 2012 ที่ระดับความเสียหายของอาคารต่างๆ ได้แก่ ระดับความเสียหายเกือบพังทลายจะไม่มีจำลองผนังอิฐก่อ ระดับความเสียหายมากโครงสร้างจะมีพฤติกรรมไม่เชิงเส้น สติฟเนสจะถูกจำลองให้เหลือเท่ากับ  $EA_{eff} = 0.68E_w A_w$  และ ระดับความเสียหายจำกัด



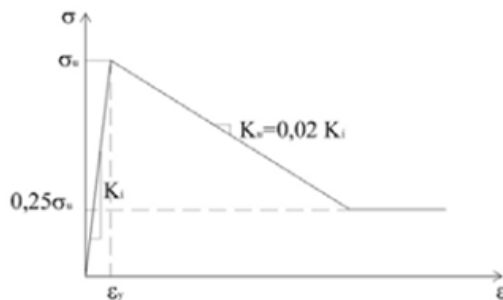
โครงสร้างจะมีพฤติกรรมอยู่ในช่วงเชิงเส้น สติฟเนสจะถูกจำลองให้เหลือเท่ากับ  $EA_{eff} = 0.5E_w A_w$  จากผลการศึกษา เมื่อใส่แรงแผ่นดินไหวที่ระดับ 0.6DBE (Design base earthquake) และจำลองสติฟเนสของผนังอิฐก่อให้เหลือครึ่งหนึ่งเพื่อตรวจสอบวิธีการจำลองที่ระดับความเสียหายจำกัด พบว่า การเคลื่อนที่ของอาคารยังอยู่ในระดับต่ำ ไม่เกิดความเสียหายในผนังอิฐก่อ เมื่อใส่แผ่นดินไหวที่ระดับ DBE เพื่อตรวจสอบการจำลองที่ระดับเสียหายมาก พบว่า พฤติกรรมขององค์อาคารอยู่ในช่วงเชิงเส้น เมื่อใส่แผ่นดินไหวที่รุนแรงขึ้นเพื่อตรวจสอบความเสียหายที่ระดับเกือบพังทลาย อาคารถูกจำลองโดยไม่มีผนังอิฐก่อ พบว่าอาคารพังทลายที่ระดับแผ่นดินไหว 1.3 DBE นอกจากนี้ยังพบว่า การวิบัติด้วยแรงเฉือนเกิดมากกว่าการวิบัติแบบการตัดถึง 15% ในองค์อาคารในแนวตั้ง สำหรับคาบเกิดการวิบัติด้วยแรงเฉือนมากกว่าการวิบัติแบบการตัดถึง 40% แม้ว่าอาคารถูกออกแบบที่ระดับความเหนียวสูง



รูปที่ 2.14 คุณสมบัติระหว่าง  $\sigma$ - $\epsilon$  ของค้ำยัน และแปลนของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กที่ไม่สมมาตร 3 ชั้น

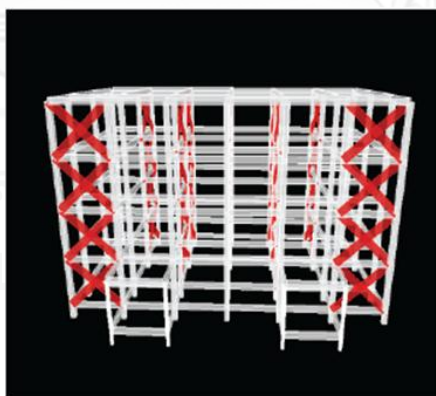
Landi, Diotallevi et al. (2012) ได้ทำการวิเคราะห์โครงสร้างที่มีผนังอิฐก่อ โดยจำลองผนังอิฐก่อด้วยค้ำยันในแนวทแยง แบบสถิติไม่เชิงเส้น และ พลศาสตร์ไม่เชิงเส้น ด้วยโปรแกรม OpenSees ในการศึกษาผนังอิฐก่อถูกแทนด้วยค้ำยันในแนวทแยงมุมทั้งสองด้าน ซึ่งกำลังและสติฟเนสของค้ำยันคำนวณตาม Al-Chaar (2002) ส่วนพฤติกรรมของผนังแบบวัฏจักร ที่พฤติกรรมช่วงแรกจะเป็นอีลาสติกเชิงเส้นจนกระทั่งผนังร้าว กำลังและสติฟเนสจะลดลงจนถึงกำลังคงค้าง ใช้แบบจำลองของ Cavalerri et al. (2005) จากการปรับค่ากำลังคงค้าง และ สติฟเนสของค้ำยันหลังผนังร้าว ที่ใช้ในการวิเคราะห์ พบว่ากำลังคงค้างเหลือเท่ากับ 25% ของกำลังสูงสุด และ สติฟเนสหลังผนังร้าวเท่ากับ 2% ของสติฟเนสเริ่มต้น ทำให้ผลการวิเคราะห์ที่ใกล้เคียงผลการทดสอบมากที่สุดเมื่อได้ทำการปรับแก้ค่าแล้วจึงนำค่าที่ปรับแก้ไปใช้การจำลองโครงสร้างที่มีผนังอิฐก่อ แบบสถิติไม่เชิงเส้น และ แบบพลศาสตร์ไม่เชิงเส้น ในการวิเคราะห์ทั้งสองแบบ พบว่า โครงสร้างที่มีผนังอิฐก่อวิบัติที่ระยะการเคลื่อนที่ด้านข้างต่ำกว่าโครงสร้างที่ไม่มีผนัง ในการวิเคราะห์แบบสถิติไม่เชิงเส้นโครงสร้างที่มีผนัง

และไม่มีผนังวิบัติที่ชั้นเดียวกัน ในขณะที่การวิเคราะห์แบบพลศาสตร์ไม่เชิงเส้นให้ผลที่แตกต่าง โครงสร้างที่มีผนังและไม่มีผนังวิบัติต่างชั้นกันนอกจากนี้ยังพบว่าช่องเปิดไม่ได้เปลี่ยนแปลงพฤติกรรมของโครงสร้างภายใต้แผ่นดินไหว เพียงแต่ทำให้กำลังรับแรงต้านข้างของโครงสร้างลดลง



รูปที่ 2.15 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดของค้ำยัน

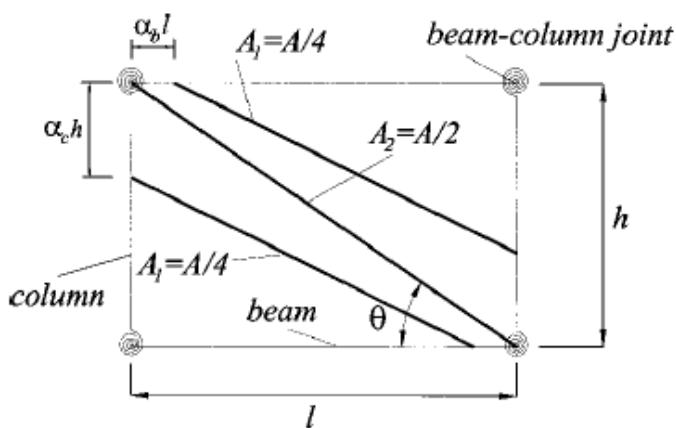
รัตนไพศาลศรี, ธิเรศรชษฐ์ et al. (2556) ได้ทำการจำลองผนังอิฐก่อมวลเบาที่ไม่มีช่องเปิดในอาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก 5 ชั้น ด้วยค้ำยันรับเฉพาะแรงอัดในแนวทแยง สำหรับรับแรงต้านข้าง ตามมาตรฐาน FEMA 274 และ FEMA 306 โดยจะใส่ค้ำยันเฉพาะผนังที่ไม่มีช่องเปิดเท่านั้นตามรูปที่ 2.16 แบบจำลองอาคารที่มีการใส่ค้ำยันในแนวทแยง และได้ทำการทดสอบหาค่ามอดูลัสของความยืดหยุ่นของผนังอิฐมวลเบา ได้ค่าเท่ากับ 35769.57 ksc เพื่อนำค่านี้มาใช้ต่อในการวิเคราะห์ ผลการวิเคราะห์พบว่าผนังสามารถลดการเคลื่อนตัวด้านข้างได้ 10-65% คาบการสั่นพื้นฐานก็ลดลงเช่นเดียวกัน



รูปที่ 2.16 แบบจำลองอาคารที่มีการใส่ค้ำยันในแนวทแยง รัตนไพศาลศรี, ธิเรศรชษฐ์ et al. (2556)

### 2.2.1.2 แบบจำลองค้ำยันหลายตัว

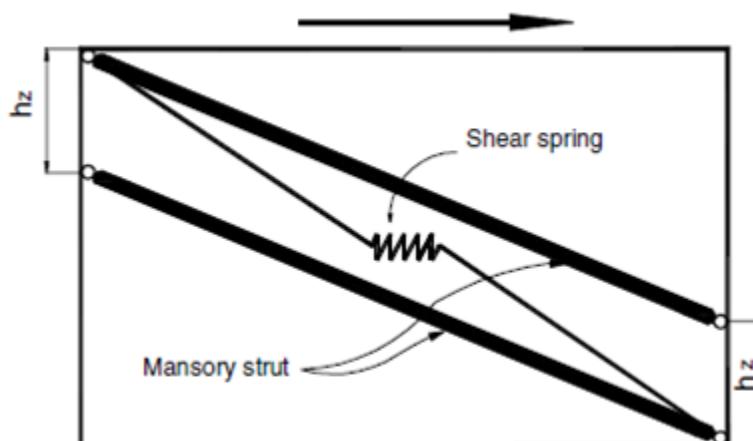
El-Dakhkhni, Elgaaly et al. (2003) ได้ทำการเสนอวิธีการจำลองผนังอิฐก่อในโครงข้อแข็ง เหล็กเป็น ค้ำยันสามตัว รูปแบบความเสียหายที่พิจารณา ได้แก่ การแตกหักที่มุม (Corner crushing) การวิบัติด้วยการเลื่อนแบบเฉือน (Sliding shear) เนื่องจากความเครียดอัดในแนวทแยงที่เกิดขึ้นจะมีระยะระหว่างผนังที่ติดกับเสาและคาน จึงต้องเพิ่มค้ำยันอีกสองตัวที่สองตำแหน่งนี้ ดังนั้นเขาจึงได้เสนอการหาความยาวช่วงที่ติดระหว่างผนังกับเสาและคาน และรวมไปถึงการหาพื้นที่หน้าตัดของค้ำยันแต่ละตัวด้วย ในส่วนของการจำลองโครงข้อแข็งเหล็ก ความสามารถในการรับโมเมนต์สูงสุดของรอยต่อระหว่างคานและเสาถูกแทนด้วยความสามารถในการรับโมเมนต์สูงสุดของสปริงขดไม่เชิงเส้น (Nonlinear rotational spring) ค้ำยันแต่ละชิ้นนั้นวางตัวทำมุมกับแนวราบต่างกัน ดังนั้นยังโมดูลัสและกำลังสูงสุดจึงต่างกันด้วย ทำให้ต้องทำการคำนวณหาค่าโมดูลัสของหน้าตัด สติฟเนส และ กำลังของค้ำยันแต่ละตัว จากนั้นเขาได้เสนอกราฟเส้นตรงสามเส้นแสดงความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียด ซึ่งนำไปสู่กราฟความสัมพันธ์ระหว่างการเสียรูปและแรงของค้ำยันแต่ละตัว สุดท้ายแบบจำลองที่เสนอขึ้นถูกนำไปจำลองตัวอย่างโครงข้อแข็งเหล็กที่มีผนังอิฐก่อ 5 ตัวอย่าง พบว่าสามารถจำลองตัวอย่างหนึ่งได้ดี แต่ตัวอย่างอื่นๆจะประเมินกำลังหรือ ความเหนียวเกิน



รูปที่ 2.17 แบบจำลองค้ำยันสามตัว

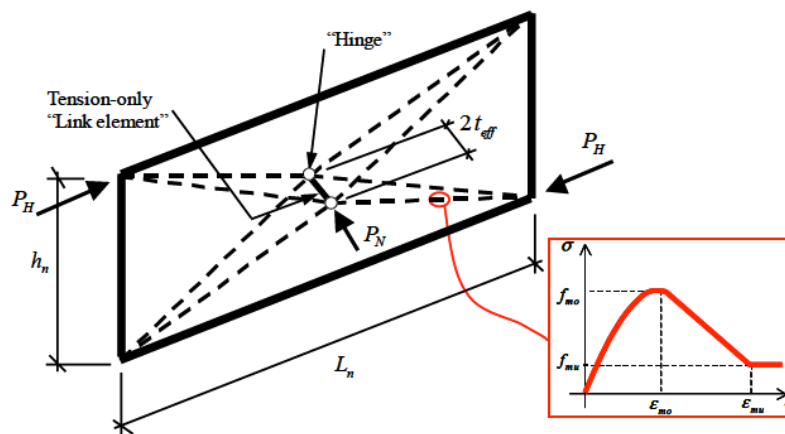
Crisafulli and Carr (2007) ได้เสนอแบบจำลองค้ำยันหลายชิ้นในการวิเคราะห์โครงสร้างที่มีผนังอิฐก่อ แบบจำลองสำหรับการรับแรงด้านข้างทิศทางเดียว ประกอบไปด้วยค้ำยันสองตัว มี 4 โหนด ซึ่งเชื่อมโครงข้อแข็งเข้ากับจุดต่อระหว่างคานกับเสา ในแบบจำลองพฤติกรรมรับแรงอัด และแรงเฉือนของผนังอิฐก่อจะถูกแยกออกจากกัน โดยค้ำยันซึ่งขนาดกันสองตัว และ สปริงรับแรงเฉือน โดยแบบจำลองทั้งสองส่วนนี้เกิดมาจากการแตกด้วยแรงอัดของผนังอิฐก่อ และ รอยแตกด้วยแรงเฉือน ข้อเสียหลักของแบบจำลองนี้คือประเมินโมเมนต์ดัดและแรงเฉือนในโครงข้อเหล็กรอบๆ ไม่

แม่นยำ นอกจากนี้ยังไม่สามารถพิจารณาผลกระทบจากการวิบัติแบบนอกระนาบได้ เมื่อเปรียบเทียบผลการวิเคราะห์และการทดสอบ พบว่าแบบจำลองสามารถแสดงผลของผนังอิฐก่อในโครงสร้างในระนาบได้ดี หากมีการตรวจสอบพารามิเตอร์อย่างระมัดระวัง



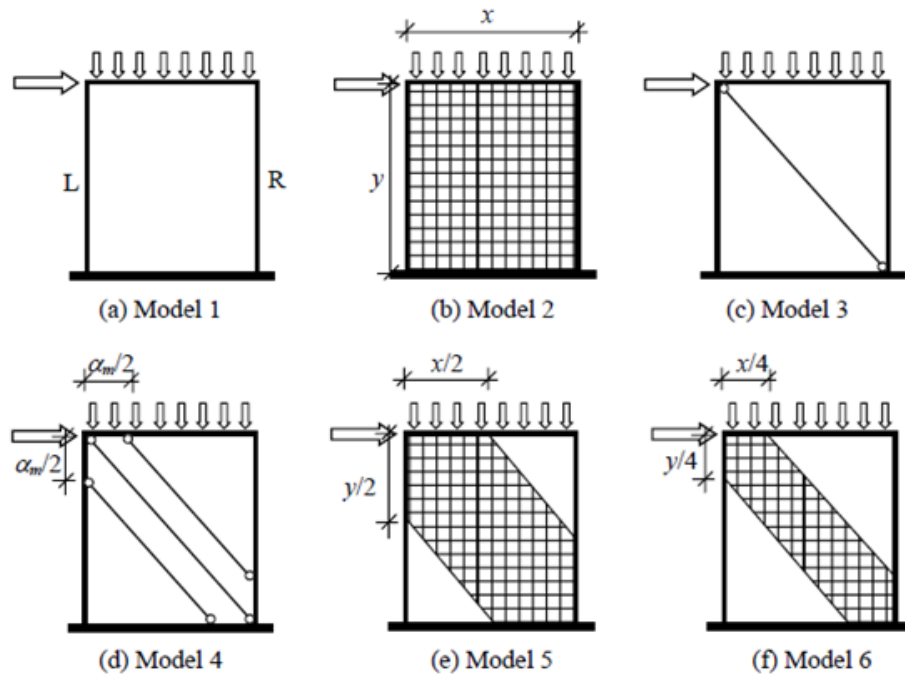
รูปที่ 2.18 แบบจำลองค้ำยันหลายตัว ประกอบด้วยค้ำยันสองตัว และ สปริงรับแรงเฉือน

Hashemi and Mosalam (2007) ได้ทำการศึกษาการประเมินสมรรถนะทางแผ่นดินไหวของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กโดยพิจารณาผลของผนังอิฐก่อ ในส่วนแรกของงานวิจัยเป็นการทดสอบโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กขนาดย่อ 5 ชั้น 3 ช่วง ด้วยโต๊ะสั่นไหว และการผลักทางด้านข้าง (Pushover test) โดยสังเกตลำดับความเสียหาย รูปแบบการวิบัติ และ ปฏิสัมพันธ์ของโครงข้อแข็งคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีผนังอิฐก่อ แล้วทำการวิเคราะห์โครงสร้างด้วยวิธีการจำลองแบบต่างๆจากนั้นนำผลการทดสอบมาพัฒนาวิธีการจำลองแบบใหม่ วิธีการจำลองแรก คือ แบบจำลองค้ำยัน พบว่าในการใช้แบบจำลองนี้สามารถจำลองได้เพียงสถิติเฟสเริ่มต้น และ แรงเฉือนที่ฐานสูงสุดที่แผ่นดินไหวระดับสูงจะประเมินได้ต่ำกว่าการทดสอบ นอกจากนี้แบบจำลองแบบนี้ไม่สามารถจำลองพฤติกรรมนอกระนาบของผนังอิฐก่อได้ จึงได้ทำการสร้างแบบจำลองไฟไนท์อีลิเมนต์เพื่อหารูปแบบการจำลองพฤติกรรมของระนาบของผนัง ได้ข้อสรุปว่าควรจะยอมให้ผนังเกิดพฤติกรรมนอกระนาบที่ทิศทางเดียวผนังช่วงตั้งแต่คานถึงฐานอิสระ จากรูปแบบการจำลองพฤติกรรมผนังนอกระนาบที่ได้นำไปหาความสัมพันธ์ระหว่างพฤติกรรมในระนาบและนอกระนาบ จากการวิเคราะห์ด้วยใช้แรงนอกระนาบคงที่หลายค่า พบว่าเมื่อแรงดันนอกระนาบมากขึ้นความสามารถรับแรงในระนาบลดลง แบบจำลอง SAT 3D ถึงถูกเสนอขึ้นในการจำลองผนังซึ่งพิจารณาผลของแรงในระนาบและแรงนอกระนาบประกอบด้วยชิ้นส่วนอีลาสติกที่รับเฉพาะแรงดึงที่กึ่งกลางของผนัง ซึ่งสามารถใส่มวลและแรงนอกระนาบได้ และองค์ประกอบไม่เชิงเส้นที่รับเฉพาะแรงอัด



รูปที่ 2.19 แบบจำลองผนัง SAT 3D

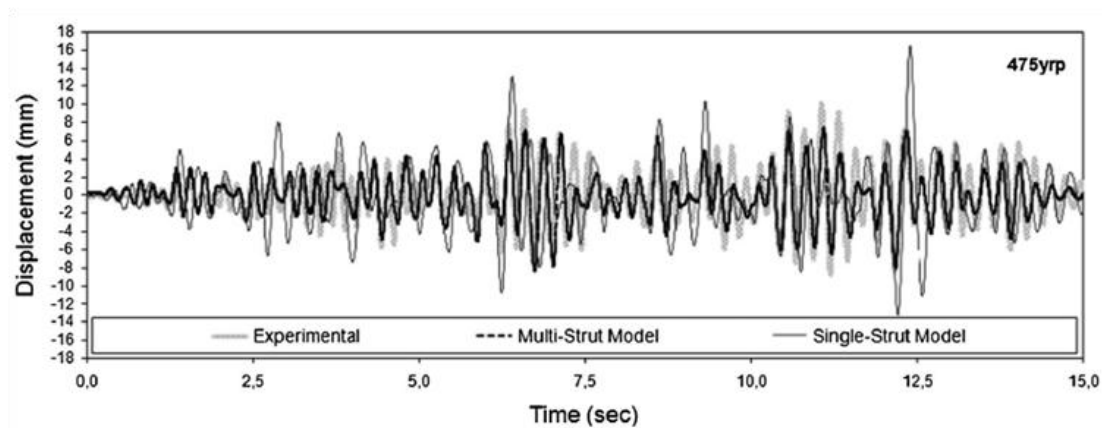
Kaushik, Rai et al. (2008) ได้ทำการวิเคราะห์โครงสร้างคานกรีตเสริมเหล็กที่มีผนังอิฐก่อด้วยวิธีแบบสทิตเชิงเส้นและแบบสทิตไม่เชิงเส้น โดยผนังนั้นถูกจำลองด้วยค้ำยันเดี่ยว ค้ำยันสามตัว และวิธีทางไฟไนต์เอลิเมนต์โดยใช้ส่วนประกอบย่อยเป็นแผ่นบาง (Shell element) การวิเคราะห์เชิงเส้นใช้โปรแกรม SAP2000 สร้างแบบจำลอง 6 แบบ ตามรูปที่ 2.20 แบบจำลอง 1 โครงสร้างคานเปล้า แบบจำลอง 2 ผนังทั้งหมดถูกจำลองด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ แบบจำลอง 3 ผนังถูกจำลองด้วยค้ำยันเดี่ยว แบบจำลอง 4 ผนังถูกจำลองด้วยค้ำยันสองตัว แบบจำลอง 5 ผนังบางส่วนถูกจำลองด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ ระยะเวลาที่ผนังสัมผัสกับโครงสร้างคานเป็นหนึ่งในระยะเวลาและความยาวเสาและ แบบจำลองที่ 6 ผนังบางส่วนถูกจำลองด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ ระยะเวลาที่ผนังสัมผัสกับโครงสร้างคานเป็นหนึ่งในระยะเวลาและความยาวเสาจากการวิเคราะห์พบว่าผนังควรจะสัมผัสกับโครงสร้างคานบางส่วนเนื่องจาก เมื่อระยะเวลาสัมผัสระหว่างผนังและโครงสร้างคานลดลงแรงในโครงสร้างคานจะเพิ่มขึ้น เมื่อโครงสร้างถูกดัน ผนังจะแยกออกจากโครงสร้างคาน แบบจำลองค้ำยันสามตัว สามารถจำลองการเกิดเสาสั้นได้ ดังนั้นแบบจำลอง 2 และ 3 ไม่เพียงพอในการจำลองพฤติกรรมจริงของผนังอิฐก่อ จากการเปรียบเทียบแรงและโมเมนต์ภายในเสา แบบจำลองค้ำยันเดี่ยวมีแรงภายในเสาน้อยกว่าแบบจำลองค้ำยันสามตัว และแรงและโมเมนต์ภายในเสาของแบบจำลองค้ำยันสามตัว และ แบบจำลองผนังบางส่วนด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ ใกล้เคียงกัน ในส่วนการวิเคราะห์สทิตไม่เชิงเส้น แบบจำลอง 1 โครงสร้างคานเปล้า แบบจำลอง 3 ค้ำยันเดี่ยว แบบจำลอง 4 ค้ำยันสามตัว แบบจำลองค้ำยันเดี่ยว ในช่วงแรกค้ำยันจะรับแรงจำนวนมากหลังจากนั้นค้ำยันพัง ทำให้แรงที่รับได้ลดลงอย่างมากพฤติกรรมหลังจากนี้เหมือนกับแบบจำลองโครงสร้างคานเปล้า ส่วนแบบจำลองค้ำยันสามตัว แรงสูงสุดที่รับได้น้อยกว่าค้ำยันเดี่ยว 10% นอกจากนี้ค้ำยันที่ค้ำด้านข้าง ทำให้แรงเฉือนภายในเสามาก หลังจากค้ำยันตัวแรกพัง แรงจึงเข้าค้ำยันที่เหลือ ทำให้แรงที่รับได้ของโครงสร้างไม่ตกลงมากเมื่อเทียบกับค้ำยันเดี่ยว



รูปที่ 2.20 แบบจำลองผนังอิฐก่อที่ศึกษา Kaushik, Rai et al. (2008)

Asteris, Antoniou et al. (2011) ได้ทำการรวบรวมและสรุปแบบจำลองผนังอิฐก่อมหภาค ที่ได้มีการเสนอและพัฒนาขึ้นมาตั้งแต่ยุค 1950 ก่อนที่สร้างแบบจำลองผนังอิฐก่อจะต้องกล่าวถึงพฤติกรรมของผนังอิฐก่อเสียก่อน จากการทดสอบและการวิเคราะห์ในงานวิจัยในช่วง 50 ปีหลังได้เสนอรูปแบบการวิบัติของผนังอิฐก่อได้ 5 แบบ 1. การแตกที่มุม (Corner crushing) 2. การเลื่อนแบบเฉือน (Sliding shear) 3. การวิบัติแบบแรงอัดในแนวทแยง (Diagonal compression) 4. การแตกร้าวในแนวทแยง (Diagonal cracking) 5. การวิบัติในโครงข้อแข็ง (Frame failure) สำหรับการจำลองผนังอิฐก่อ Polyakov(1960) ได้เสนอวิธีการจำลองผนังอิฐก่อเป็นค้ำยันในแนวทแยงจากนั้นวิธีการคำนวณหาความกว้างของค้ำยันก็ถูกพัฒนาและเสนอโดยนักวิจัยหลายคนจนกระทั่ง วิธีการของ Mainstone(1974) ได้ถูกบรรจุอยู่ในมาตรฐาน FEMA 274 แต่อย่างไรก็ดีค้ำยันตัวเดียวไม่สามารถจำลองพฤติกรรมอันซับซ้อนของผนังอิฐก่อได้อย่างแม่นยำ แบบจำลองค้ำยันหลายตัวจึงได้ถูกเสนอขึ้นซึ่งจะทำให้โมเมนต์และแรงเฉือนภายในโครงข้อแข็งใกล้เคียงของจริงมากขึ้น แบบจำลองค้ำยันหลายตัวที่สำคัญได้แก่ El-Dakhkhni, Elgaaly et al. (2003) และ Crisafulli and Carr (2007) ส่วนสุดท้ายของรายงานได้ทำการจำลองผนังอิฐก่อในโครงข้อแข็ง 4 ชั้น 3 ช่วง ที่มีช่องเปิดหลายขนาดด้วยค้ำยันเดี่ยวในแนวทแยงสองด้าน ค้ำยันแต่ละด้านมีสติฟเนสเป็นครึ่งหนึ่งของสติฟเนสของผนังอิฐก่อ และจำลองผนังด้วยค้ำยันสองตัวของ Crisafulli and Carr (2007) เปรียบเทียบกับผลทดสอบ ผลการทดสอบแสดงดังรูปที่ 2.21 ปรากฏว่าค้ำยันหลายตัวได้กราฟใกล้เคียงผลการทดสอบ แม้

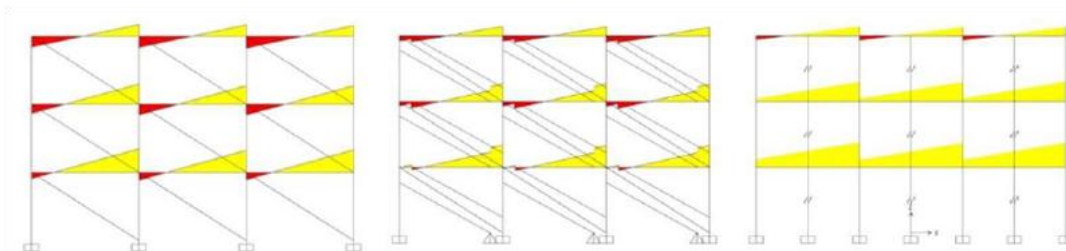
แบบจำลองค้ำยันเดี่ยวให้ผลการวิเคราะห์ที่แม่นยำน้อยลง แต่แบบจำลองนี้ก็สามารถแสดงพฤติกรรมของโครงข้อแข็งที่มีผนังอิฐก่อได้เพียงพอ



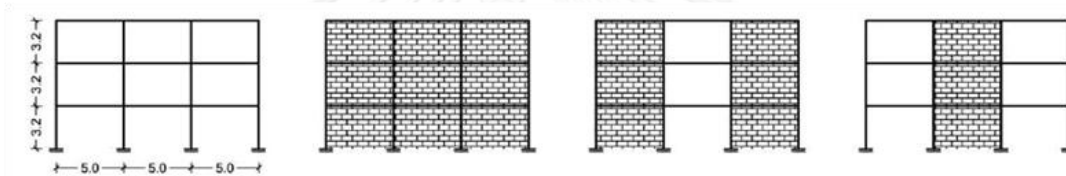
รูปที่ 2.21 เปรียบเทียบการเคลื่อนที่สูงสุดของโครงข้อแข็งที่มีผนังอิฐก่อระหว่างผลการทดสอบและแบบจำลองทั้งสอง

EhsanDehghaniSanij and RezaAlaghebandian (2012)) ได้ทำการศึกษาเปรียบเทียบแบบจำลองผนังอิฐก่อ 3 แบบ ได้แก่ แบบจำลองค้ำยันเดี่ยวในแนวทแยง (FEMA273) แบบจำลองค้ำยันสามตัว (El-Dakhkhni, Elgaaly et al. (2003)) และ แบบจำลองสปริงในแนวนอน (Mostafaei and Kabeyasawa (2004)) ซึ่งทำการวิเคราะห์แบบสถิตไม่เชิงเส้น แบบจำลองต่างๆ แสดงดังรูปที่ 2.22 โดยใช้โปรแกรม SAP2000 โครงสร้างที่จำลองเป็นโครงข้อแข็งคอนกรีตเสริมเหล็ก 3 5 และ 7 ชั้น แต่ละชั้นจะมีโครงสร้าง 4 ประเภท ได้แก่ โครงข้อแข็งที่ไม่มีผนัง โครงข้อแข็งที่มีผนัง 3 ช่วง โครงข้อแข็งที่มีผนัง 2 ช่วง และ โครงข้อแข็งที่มีผนัง 1 ช่วง แสดงดังรูปที่ 2.23 ผลการวิเคราะห์มี 4 ประเด็น ประเด็นแรก เมื่อเพิ่มช่วงที่มีผนังอิฐก่อมากขึ้น สติฟเนสและกำลังของโครงสร้างจะมากขึ้นด้วย แบบจำลองค้ำยันสามตัว จำลองสติฟเนสเริ่มต้นได้ต่ำกว่า แบบจำลองค้ำยันเดี่ยวประมาณ 3%-9% แบบจำลองสปริงจำลองสติฟเนสเริ่มต้นได้น้อยที่สุดโดยน้อยกว่าประมาณ 57% เมื่อเทียบกับแบบจำลองอื่น ประเด็นที่สอง ผนังอิฐก่อทำให้เกิดจุดหมุนพลาสติกเปลี่ยนไป ในบางกรณีทำให้ระดับสมรรถนะเปลี่ยนไป วิธีการจำลองที่ส่งผลต่อการเกิดจุดหมุนพลาสติก การเกิดจุดหมุนพลาสติกในแบบจำลองสปริงแตกต่างจากแบบจำลองอื่น ที่ไม่สามารถแสดงการเกิดชั้นอ่อน (Soft story) ในโครงสร้างได้ ประเด็นที่สามผนังอิฐก่อช่วยลดการเคลื่อนที่ของโครงสร้าง และทำให้เกิดชั้นอ่อนที่ชั้นล่างของโครงสร้าง แบบจำลองสปริงให้ระยะการเคลื่อนที่ที่ชั้นล่างน้อยกว่าแบบจำลองอื่น แต่ให้ระยะการเคลื่อนที่ที่ชั้นบนมากกว่าแบบจำลองอื่น ส่วนแบบจำลองค้ำยันทั้งสองแบบให้การเคลื่อนที่ใกล้เคียงกัน ประเด็นที่สี่ปริมาณและการกระจายแรงในโครงข้อแข็งเปลี่ยนไปเนื่องจากผนัง โมเมนต์ในคานบนเสาลดลงเมื่อมีผนัง แต่เมื่อผนังพังทลายโมเมนต์จะกระจายเข้าสู่เสาอย่างฉับพลัน เมื่อผนัง

เริ่มที่จะแยกตัวออกจากโครงข้อแข็ง แต่ผนังบางมุมยังคงติดกับโครงข้อแข็ง (Contact length) ทำให้แรงเฉือนบริเวณนั้นสูง ดังนั้นแบบจำลองค้ำยันสามตัว สามารถแสดงพฤติกรรมนี้ได้



รูปที่ 2.22 แบบจำลองค้ำยันเดี่ยวในแนวทแยง แบบจำลองค้ำยันสามตัว และ แบบจำลองสปริงในแนวนอน EhsanDehghaniSanij and RezaAlaghebandian (2012)



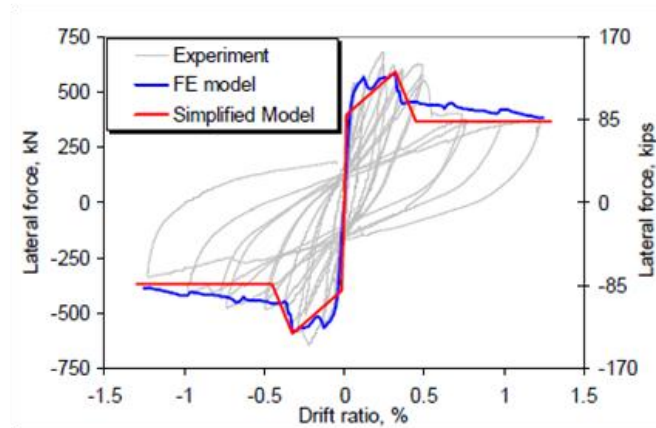
รูปที่ 2.23 โครงข้อแข็ง 3 ชั้น EhsanDehghaniSanij and RezaAlaghebandian (2012)

## 2.2.2 แบบจำลองจุลภาค (Micro Model)

Stavridis (2009) ได้ทำการทดสอบแบบกึ่งสถิติกับโครงข้อแข็งคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีอัตราส่วนการย่อขนาดต่างกัน ทั้งมีและไม่มีช่องเปิด และได้ทำการทดสอบแบบโต๊ะสั้นไหวกับโครงข้อแข็งคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีผนังอิฐก่อ 3 ชั้น 2 ช่อง และมีช่องเปิด โดยผลการทดสอบถูกนำไปเปรียบเทียบกับผลการวิเคราะห์โครงสร้างด้วยวิธีไฟไนท์เอลิเมนต์ แบบจำลองไฟไนท์เอลิเมนต์ที่ใช้ในงานชิ้นนี้ ได้รวมรูปแบบการจำลองแบบรอยแตกสเมียร์และ แบบรอยแตกไม่ต่อเนื่อง เข้าด้วยกัน เพื่อที่จะจับพฤติกรรมการวิบัติด้วยแรงเฉือนและการวิบัติแบบการตัด รวมไปถึงการแตกของอิฐก่อและความเปราะของมอร์ตาร์ที่รอยต่อ เมื่อเปรียบเทียบผลการทดสอบกับผลจากการวิเคราะห์พบว่าแบบจำลองสามารถจำลองพฤติกรรมไม่เชิงเส้นของตัวอย่างได้อย่างดี และสามารถแสดงกำลังและรูปแบบการวิบัติได้อย่างแม่นยำ ในส่วนสุดท้ายเขาได้เสนอวิธีการสร้างโค้งความสัมพันธ์ระหว่างแรงและระยะการเคลื่อนตัวอย่างง่าย โค้งถูกแบ่งออกเป็นสามช่วง โค้งช่วงแรกเกิดจากการคำนวณสติฟเนสเริ่มต้น จนถึงจุดคราก ช่วงที่สองเกิดจากการเชื่อมจุดครากกับจุดที่เกิดกำลังสูงสุด ช่วงสุดท้ายเกิดจากการคำนวณจุดที่เกิดกำลังคงค้าง เมื่อเปรียบเทียบผลการทดสอบ ผลจากการคำนวณด้วยวิธีไฟไนท์

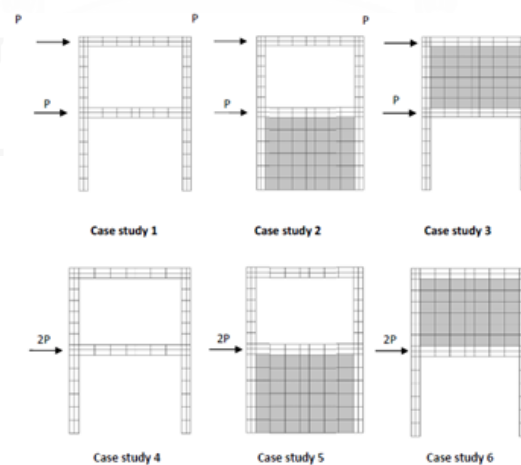


อิลิเมนต์ และ โค้งจากการวิเคราะห์ห้อย่างง่าย พบว่า โค้งอย่างง่ายที่ถูกเสนอสามารถจำลองสติเฟเนส ช่วงแรกได้ แต่อย่างไรก็ดี วิธีที่ถูกเสนอไม่สามารถจับพฤติกรรมการวิบัติได้



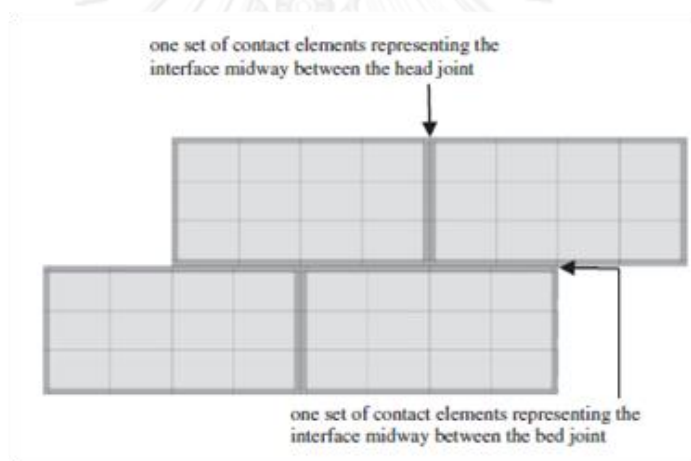
รูปที่ 2.24 เปรียบเทียบระหว่างโค้งอย่างง่าย ผลการทดสอบ และ ผลจากวิธีไฟไนท์อิลิเมนต์

Asteris and Cotsovos (2012) ได้ทำการวิเคราะห์เพื่อศึกษาผลของผนังอิฐก่อต่อโครงข้อแข็ง คอนกรีตเสริมเหล็ก 2 ชั้น 1 ช่วง ด้วยวิธีไฟไนท์อิลิเมนต์ไม่เชิงเส้น ภายใต้การใส่แรงทางเดียวแบบ สถิต และ แรงแบบพลศาสตร์ แบบจำลองไฟไนท์อิลิเมนต์ 2 มิติถูกใช้จำลองโครงข้อแข็งที่ไม่มีผนังอิฐ ก่อ และมีอิฐก่อ เสา และ คาน ถูกจำลองด้วยชิ้นส่วนอิฐ จำนวน  $2 \times 6$  และ  $2 \times 7$  ชั้น ตามลำดับ ผนัง อิฐก่อถูกจำลองด้วยชิ้นส่วนอิฐ จำนวน  $6 \times 7$  ชั้น การวิเคราะห์ในส่วนแรก ได้ทำการศึกษาอิทธิพลของ ลักษณะของโครงสร้าง 6 กรณีศึกษา โดยการใส่ผนังอิฐก่อ ที่ ชั้นล่างหรือชั้นบนและให้แรงต่างกันสอง แบบ พบว่าผนังอิฐก่อประพืดตัวเป็นค้ำยันในแนวทแยง ทำให้เกิดความเครียดในบางบริเวณอย่าง มาก



รูปที่ 2.25 แบบจำลองไฟไนท์อิลิเมนต์เป็นผนังอิฐก่อ เสา และคาน Asteris and Cotsovos (2012)

Moheyddin, Coldsworthy et al. (2013) ได้ทำการศึกษาและจำลองโครงข้อแข็งคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีผนังอิฐก่อ ภายใต้แรงกระทำในระนาบและแรงกระทำนอกระนาบ ด้วยวิธีไฟไนต์อีลิเมนต์ โดยใช้โปรแกรม ANSYS กลุ่มนักวิจัยมีแนวคิดในการจำลองอิฐก่อ คือ แบ่งความหนาของรอยต่อมอร์ตาร์ออกเป็นสองส่วน ส่วนหนึ่งจะติดกับอิฐก่อ อีกส่วนจะติดกับรอยต่อมอร์ตาร์ของอิฐอีกก้อน ตามรูปที่ 2.26 นอกจากนี้ อิฐก่อจำลองแต่ละก้อนประกอบไปด้วย อิฐก่อส่วนนอกที่มีพฤติกรรมไม่เชิงเส้นจากการจำลองเป็นมอร์ตาร์ที่มีพฤติกรรมไม่เชิงเส้น และ แถบมอร์ตาร์อิลาสติคตรงกลางอิฐ ผลการวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์อีลิเมนต์ของโครงข้อแข็งที่มีผนังอิฐก่อรับแรงนอกระนาบถูกนำมาเปรียบเทียบกับผลการทดสอบของ Angel RE. (1994) ซึ่งได้ทำการทดสอบที่ใส่แรงกระทำด้านข้างด้วยตุลุม และเปรียบเทียบผลการวิเคราะห์ภายใต้แรงกระทำในระนาบกับผลทดสอบของ Merhrabi, Shing et al. (1996) ผลการวิเคราะห์สามารถจำลองพฤติกรรมของโครงข้อแข็งทั้งในระนาบและนอกระนาบได้



รูปที่ 2.26 แบบจำลองผนังอิฐก่อ Moheyddin, Coldsworthy et al. (2013)

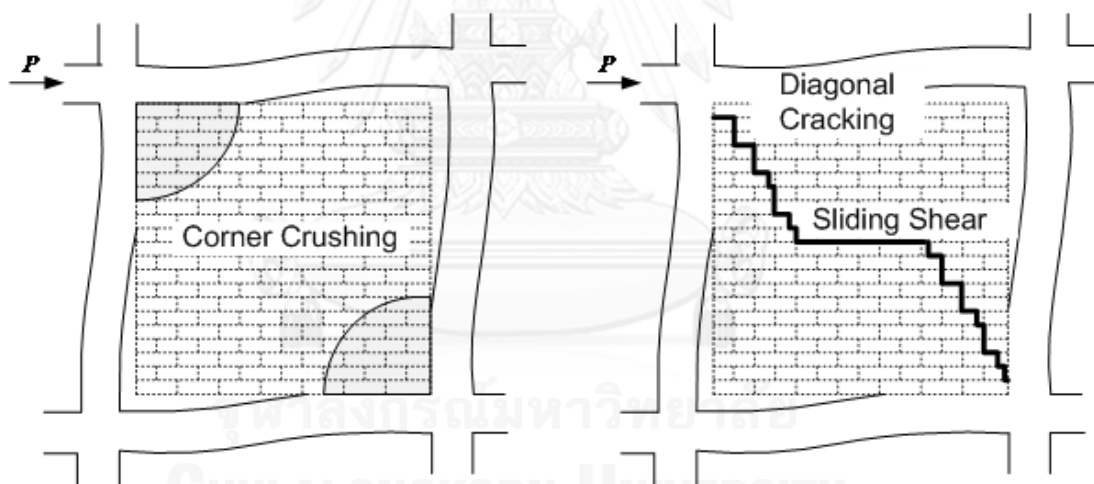
## 2.3 รูปแบบการวิบัติของผนังอิฐก่อ

รูปแบบการวิบัติของผนังอิฐก่อเป็นตัวควบคุมกำลังของผนังอิฐก่อ รูปแบบการวิบัติของผนังอิฐก่อเต็มที่สำคัญสามารถสรุปได้ 2 แบบ

1. การเลื่อนแบบเฉือน (Sliding shear) เกิดการแยกตัวในแนวนอนของมอร์ตาร์ระหว่าง อิฐก่อ โดยปกติผนังอิฐก่อของต่างประเทศวิบัติด้วยรูปแบบนี้ การเลื่อนแบบเฉือนเกิดเมื่ออัตราส่วนระหว่างความยาวกับความสูงของผนังมีค่ามาก และ กำลังรับแรงเฉือนของมอร์ตาร์ต่ำกว่ากำลังของก้อนอิฐ

2. การแตกร้าวมุม (Corner crushing) เมื่อผนังอิฐก่อรับแรงด้านข้างจะเกิดแรงอัดที่มุมอย่างมากจนทำให้เกิดการแตกร้าวมุม การวิบัติรูปแบบนี้เกิดขึ้นกับผนังอิฐก่อของไทยบ่อยครั้ง

นอกเหนือจากที่กล่าวมาข้างต้น ยังมีรูปแบบความเสียหายที่เกิดขึ้นร่วมกับการวิบัติทุกแบบ คือ การแตกร้าวนในแนวทแยง (Diagonal cracking) แต่ไม่พิจารณาเป็นรูปแบบการวิบัติ เพราะเมื่อเกิดการแตกร้าวนในแนวทแยงผนังยังสามารถรับแรงเพิ่มได้อีก อย่างไรก็ตาม รูปแบบการวิบัติจริงที่เกิดขึ้นในผนังอิฐก่อจะเกิดหลายรูปแบบผสมกัน



รูปที่ 2.27 รูปแบบการวิบัติแตกที่มุม (Corner crushing) และ การเลื่อนแบบเฉือน

(Sliding shear)

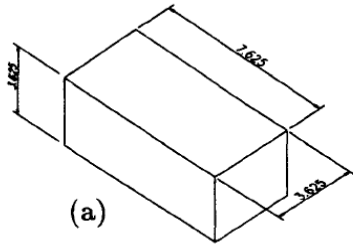
## 2.4 คุณสมบัติอิฐก่อของต่างประเทศและประเทศไทย

วัสดุที่ใช้ในการก่อผนังของแต่ละประเทศแตกต่างกัน แม้แต่ในประเทศเดียวกันก็ยังมีวัสดุก่อผนังแตกต่างกันในแต่ละพื้นที่ สำหรับงานวิจัยนี้จะสนใจเฉพาะผนังอิฐมอญเท่านั้น จึงได้รวบรวมรูปร่างลักษณะ ขนาด และ กำลังของอิฐก่อจากงานวิจัยที่เกี่ยวข้องทั้งต่างประเทศและประเทศไทย แสดงดังตารางที่ 2.3 และ รูปที่ 2.28 คุณสมบัติอิฐก่อในต่างประเทศ และ ตารางที่ 2.4 และ รูปที่ 2.29 คุณสมบัติอิฐก่อในประเทศไทย

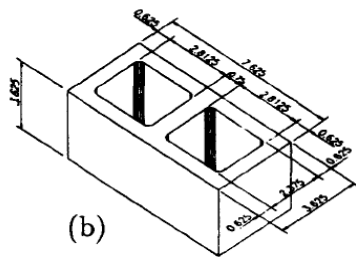
### ตารางที่ 2.3 คุณสมบัติอิฐก่อในต่างประเทศ

Source	Country	Type	Dimension (cm)	Compressive strength (MPa)	Shear strength (MPa)	Modulus of elasticity (GPa)
Merhrabi, Shing et al. (1996)	United States	Solid clay brick	10x10x20	13.62	0.90	8.78
		Hollow clay brick	10x10x20	10.10	0.89	4.20
Akin ( 2006)	Turkey	Perforated clay brick	13.5x18.5x18.5	-	0.90	1.00
Hashemi and Mosalam (2007)	United States	Perforated clay brick	6.8x10.2x20.3	17.00	1.81	6.19
Stavridis (2009)	United States	Solid clay brick	5.7x9.5x19.7	22.7	1.10	6.12
Pujol and Fick (2010)	United States	Hollow clay brick	5.5x9.0x19.5	38.00	1.85	-
Najafgholipour, Maheri et al. (2013)	Portugal	Perforated clay brick	5x10x22	8.00	-	8.00
Markulak, Radic' et al. (2013)	Croatia	Perforated clay brick	19x19x25	1.93	0.31	-

รูปที่ 2.28 อิฐก้อนในต่างประเทศ



(a)



(b)



Perforated clay brick

Akin ( 2006)

(a) Solid clay brick

(b) Hollow clay brick

Merhrabi, Shing et al. (1996)



Perforated clay brick

Hashemi and Moslam (2007)



Solid clay brick

Stavridis (2009)



Hollow clay brick  
Pujol and Fick (2010)



Perforated clay brick  
Najafgholipour, Maheri et al. (2013)

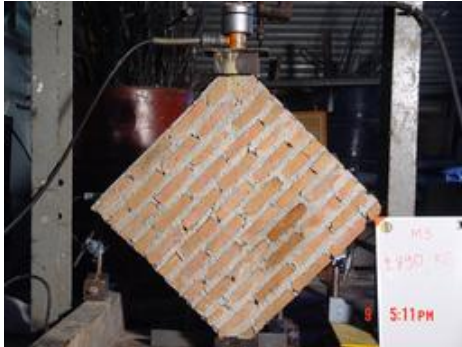


Perforated clay brick  
Markulak, Radic' et al. (2013)

ตารางที่ 2.4 คุณสมบัติอิฐก่อในประเทศไทย

Source	Type	Dimension (cm)	Compressive strength (MPa)	Shear strength (MPa)	Modulus of elasticity (GPa)
พรหมดวง (2553)	อิฐมอญ	3.0x5.7x13.2	6.30	0.98	2.5
รักษากิจ และ มงคลศรีสวัสดิ์ (2553)	อิฐมอญมอร์ตาร์ ปูนผสม	3.2x6.2x14.1	5.25	-	1.07
	อิฐมอญมอร์ตาร์ ปูนสำเร็จ		3.97	-	0.52
Lukkunaprasit and Srechai (2012)	อิฐมอญ	3.5x7.0x17.5	6.79	1.09	3.68
ฝอยทอง (2555)	อิฐมอญ	-	6.36	-	1.76

รูปที่ 2.29 อิฐก่อในประเทศไทย

อิฐมอญ  
พรหมดวง (2553)อิฐมอญ และ อิฐมวลเบา  
(รักษากิจ และ มงคลศรีสวัสดิ์ 2553)อิฐมอญ  
Lukkunaprasit and Srechai (2012)อิฐมอญ  
ฝอยทอง (2555)

จากตารางที่ 2.3 และ รูปที่ 2.28 พบว่าอิฐก่อที่ใช้ในแต่ละประเทศมีลักษณะ และ คุณสมบัติแตกต่างกันอย่างมาก แม้แต่อิฐก่อในประเทศไทยก็เหมือนกับสหรัฐอเมริกาที่มีลักษณะรูปร่างในอิฐก่อที่ต่างกัน อิฐก่อในประเทศตุรกี และ โครเอเชีย มีขนาดใหญ่ แต่มีรูกลวงมาก ส่งผลให้กำลังรับแรงอัด กำลังรับแรงเฉือน และ อิลาสติกโมดูลัสของอิฐทั้ง 2 ประเทศนี้มีค่าต่ำที่สุดกลุ่มอิฐก่อต่างประเทศ หากพิจารณาเฉพาะคุณสมบัติของอิฐก่อในสหรัฐอเมริกาพบว่า กำลังรับแรงอัดมีค่าอยู่ระหว่าง 10.10-38.00 MPa กำลังรับแรงเฉือนมีค่าอยู่ระหว่าง 0.89-1.85 MPa อิลาสติกโมดูลัสมีค่าอยู่ระหว่าง 4.20-8.78 GPa เมื่อเปรียบเทียบกับคุณสมบัติอิฐก่อในประเทศไทยพบว่าซึ่งในที่นี้พิจารณาเฉพาะอิฐมอญเนื่องจากเป็นอิฐที่นิยมใช้ในการก่อสร้างในประเทศไทย กำลังรับแรงอัดมีค่าอยู่ระหว่าง 3.97-6.79 MPa กำลังรับแรงเฉือนมีค่าอยู่ระหว่าง 0.98-1.09 MPa อิลาสติกโมดูลัสมีค่าอยู่ระหว่าง 0.52-3.68 GPa แสดงให้เห็นว่าอิฐก่อของไทยมีกำลังต้านต่าง ๆ ต่ำกว่าอิฐของ



สหรัฐอเมริกา เนื่องจากขนาด ความหนาแน่น และ กำลังของมอร์ตาร์ ทำให้พฤติกรรมของผนังอิฐก่อของไทยแตกต่างจากต่างประเทศ ดังนั้นการจำลองผนังอิฐก่อด้วยระเบียบวิธีการตามมาตรฐานของ ASCE41 นั้น อาจไม่สามารถจำลองพฤติกรรมผนังอิฐก่อของไทยได้แม่นยำนัก งานวิจัยชิ้นนี้จึงได้เสนอแบบจำลองผนังอิฐก่อที่เหมาะสมกับผนังอิฐก่อของไทย

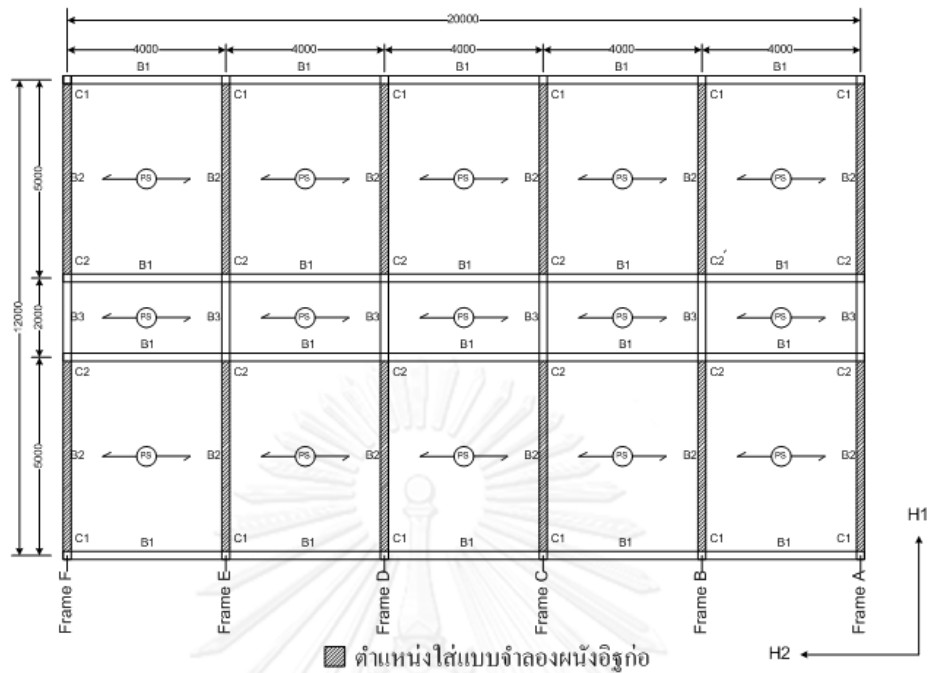
จากการทบทวนงานวิจัยในอดีต แสดงให้เห็นว่าผนังอิฐก่อมีอิทธิพลต่อพฤติกรรมทางแผ่นดินไหวของโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก โครงสร้างที่มีผนังอิฐก่อสามารถรับแรงต้านข้างได้สูงขึ้น ทำให้สติฟเนสของโครงสร้างสูงขึ้น แต่มีความเปราะจึงแตกร้าวแล้ววิบัติที่ระยะเคลื่อนตัวน้อยกว่าโครงสร้างที่ไม่มีผนังอิฐก่อ ดังนั้นเพื่อให้แบบจำลองสามารถจำลองพฤติกรรมได้ใกล้เคียงความจริงจึงควรใส่ผนังอิฐก่อในแบบจำลอง ซึ่งมีงานวิจัยหลายชิ้นเสนอแบบจำลองผนังอิฐตามทีกล่าวไว้ด้านบน แต่จากการศึกษา งานวิจัยที่เกี่ยวข้องพบว่าคุณสมบัติด้านกำลังรับแรงอัด อิลาสติกโมดูลัส และ กำลังรับแรงเฉือน รวมไปถึงขนาดของอิฐที่ใช้ในการก่อผนังในประเทศไทยแตกต่างจากอิฐที่ใช้ในต่างประเทศอย่างมีนัยสำคัญ ส่วนวิธีการจำลองผนังอิฐก่อแบ่งออกได้เป็น 2 ประเภท ได้แก่ การจำลองแบบมหภาค ซึ่งผนังถูกจำลองเป็นค้ำยัน และ แบบจำลองแบบจุลภาพ ซึ่งผนังถูกแบ่งเป็นชิ้นย่อยด้วยหลักการไฟไนท์อีลิเมนต์ แต่ในงานวิจัยชิ้นนี้จะเลือกศึกษาจำลองผนังอิฐก่อด้วยค้ำยันสองตัวในแนวทแยงซึ่งเป็นวิธีการจำลองผนังที่สะดวก และเหมาะสมกว่าสำหรับเครื่องมือที่วิศวกรไทยใช้อยู่ในปัจจุบัน

## บทที่ 3

### อาคารตัวอย่างและคลื่นแผ่นดินไหว

#### 3.1 อาคารตัวอย่าง

อาคารตัวอย่างที่ทำการศึกษาคืออาคารหอพักสมมติสูง 4 ชั้น และ 10 ชั้น โดยออกแบบตามมาตรฐาน ACI 1995 และคิดผลของแรงลมตามมาตรฐานมยผ. 1311-50 โดยไม่ได้คิดผลของแรงแผ่นดินไหว ซึ่งอาคารลักษณะดังกล่าวเป็นอาคารส่วนมากที่ก่อสร้างในพื้นที่เขตกรุงเทพมหานคร อาคาร 4 ชั้น สูงจากระดับพื้นดิน 12 เมตร อาคาร 10 ชั้น สูงจากระดับพื้นดิน 30 เมตร ตัวอาคารกว้าง 12 เมตร ยาว 20 เมตร แสดงในรูปที่ 3.1 อาคารมีทางเดินตรงกลาง ห้องแต่ละห้องมีพื้นที่ 20 ตารางเมตร ซึ่งเป็นรูปแบบอาคารหอพักทั่วไป พื้นเป็นแผ่นสำเร็จรูปรับน้ำหนักบรรทุกจรได้ไม่น้อยกว่า 200 กิโลกรัมต่อตารางเมตร กำลังอัดของคอนกรีต 240 กิโลกรัมต่อตารางเซนติเมตร เหล็กข้ออ้อยใช้เกรด SD40 เหล็กกลมใช้เกรด SR24 คานมีหน้าตัดขนาด 20x40 เซนติเมตร พื้นหนา 15 เซนติเมตร ขนาดหน้าตัดเสา และการเสริมเหล็กของอาคาร 4 ชั้น และ 10 ชั้น แสดงในตารางที่ 3.1 และ 3.2 ผนังของอาคารก่อด้วยอิฐมวลเบา แสดงตามส่วนที่แรเงาในรูปที่ 3.1 ในงานวิจัยชิ้นนี้ศึกษาผลกระทบของผนังอิฐก่อในแกนที่มีผนังอิฐก่อเต็มแผ่นเท่านั้น ดังนั้นแบบจำลองผนังอิฐก่อไม่เชิงเส้นที่เสนอขึ้นใช้เฉพาะส่วนที่แรเงา แต่ต้องใส่ค้ำยันที่มีคุณสมบัติอิลาสติกในแกนร่องระหว่างเสา C2 เพื่อป้องกันผลกระทบของผนังอิฐก่อที่มีต่ออาคารในแกนร่อง



รูปที่ 3.1 แลนอาคารตัวอย่าง

ตารางที่ 3.1 รายละเอียดเสาของอาคาร 4 ชั้น

ชั้น	เสา	หน้าตัด (cm)	เหล็กเสริมตามยาว	เหล็กปลอก
3-4	C1	25x25	8-DB20	RB9@250
	C2	25x25	8-DB16	RB9@250
ตอม่อ-2	C1	30x30	8-DB20	RB9@300
	C2	30x30	8-DB16	RB9@250

ตารางที่ 3.2 รายละเอียดเสาของอาคาร 10 ชั้น

ชั้น	เสา	หน้าตัด (cm)	เหล็กเสริมตามยาว	เหล็กปลอก
9-10	C1	25x25	8-DB20	RB9@250
	C2	25x25	8-DB16	RB9@250
6-8	C1	30x30	8-DB20	RB9@300
	C2	30x30	8-DB20	RB9@300
3-5	C1	35x35	8-DB20	RB9@300
	C2	35x35	8-DB25	RB9@350
ตอม่อ-2	C1	40x40	8-DB25	RB9@400
	C2	40x40	12-DB25	RB9@400

### 3.2 คุณสมบัติของอิฐก่อไทย

อิฐก่อของประเทศไทยมีลักษณะและคุณสมบัติที่แตกต่างจากอิฐก่อของต่างประเทศแบบจำลองผนังอิฐก่อที่ใช้ในงานวิจัยชิ้นนี้ใช้คุณสมบัติอิฐมอญซึ่งอิฐชนิดนี้ใช้อย่างแพร่หลายในประเทศไทยมีขนาดประมาณ 65x140x35 มิลลิเมตร คุณสมบัติที่จำเป็นที่จะต้องใช้ในการสร้างแบบจำลองคือ อิลาสติคโมดูลัสของผนังอิฐก่อ ( $E_{me}$ ) และ กำลังรับแรงอัดของผนังอิฐก่อ ( $f'_{me}$ ) ค่าทั้งสองได้มาจากการทดสอบปริซึมอิฐก่อ ในทดสอบปริซึมอิฐก่อนั้นจะใช้อิฐ 5 ชั้น แต่ละชั้นเชื่อมด้วยปูนก่อหรือมอร์ตาร์ แล้วทำการกดในแนวตั้งตั้งฉากกับแนวของมอร์ตาร์ ซึ่งข้อมูลการทดสอบปริซึมอิฐก่อ (Masonry Prism) ในประเทศไทยขาดแคลน โดยส่วนใหญ่การทดสอบเกี่ยวกับอิฐก่อในประเทศไทยมักเป็นการทดสอบกำลังรับแรงอัดของอิฐ (Masonry brick) ดังนั้นจึงต้องหาวิธีการประมาณคุณสมบัติที่ต้องการของปริซึมอิฐก่อ FEMA306 ได้เสนอวิธีการประมาณค่าอิลาสติคโมดูลัสของปริซึมอิฐก่อ แสดงดังสมการ 3.1

$$E_{me} = 550f'_{me} \quad 3.1$$

เมื่อนำค่าอิลาสติคโมดูลัสของปริซึมอิฐก่อและกำลังรับแรงอัดของปริซึมอิฐก่อจากผลการทดสอบของ พรหมดวง (2553), Lukkunaprasit and Srechai (2012), รักษากิจ and มงคลศรีสวัสดิ์ (2553) มาเปรียบเทียบกับค่าอิลาสติคโมดูลัสของปริซึมอิฐก่อที่ได้จากการประมาณด้วยสมการ 3.1 แสดงผลดังรูปที่ 3.2 และ ตารางที่ 3.3 รักษากิจ และ มงคลศรีสวัสดิ์ (2553)

ในกรณีที่ไม่มีข้อมูลการทดสอบกำลังรับแรงอัดของปริซึมอิฐก่อ ACI530.1 (2002).ว.ส.ท.1005 (2518)และ Kaushik, Rai et al. (2007)ต่างก็ได้เสนอวิธีการประมาณค่ากำลังรับแรงอัดของปริซึมอิฐก่อ ACI530.1 (2002)ได้เสนอการค่าประมาณกำลังรับแรงอัดของปริซึมอิฐก่อจากกำลังรับแรงอัดของอิฐเมื่อใช้มอร์ตาร์ประเภท N มอร์ตาร์ประเภทนี้ใช้ในงานก่อทั่วไปมีกำลังรับแรงอัดในระดับกลาง แสดงดังตารางที่ 3.4 ว.ส.ท.1005 (2518)ได้เสนอการค่าประมาณของกำลังรับแรงอัดของปริซึมอิฐจากกำลังรับแรงอัดของอิฐ แสดงดังตารางที่ 3.5 ส่วน Kaushik, Rai et al. (2007)ได้เสนอสูตรการประมาณค่ากำลังรับแรงอัดของปริซึมอิฐก่อจากกำลังรับแรงอัดของอิฐ ( $f_b$ ) และกำลังรับแรงอัดของมอร์ตาร์ ( $f'_i$ ) ตามสมการที่ 3.2 เมื่อนำข้อมูลการทดสอบที่มีอยู่จาก พรหมดวง (2553), Lukkunaprasit and Srechai (2012), รักษากิจ และ มงคลศรีสวัสดิ์ (2553) และ แสงอาทิตย์ (2542) มาเปรียบเทียบกับกำลังรับแรงอัดของปริซึมอิฐก่อที่ได้จากการประมาณ แสดงดังรูปที่ 3.3 จากรูปพบว่า การประมาณกำลังรับแรงอัดของปริซึมอิฐก่อจากอ้างอิงทั้ง 3 แหล่งยังไม่สามารถประมาณค่ากำลังรับแรงอัดของปริซึมอิฐก่อในประเทศไทยได้ใกล้เคียงผลทดสอบนัก เนื่องจากข้อมูลผลทดสอบมีการกระจายตัวข้อมูลการทดสอบอาจไม่เพียงพอ หรือ อาจจะมีวิธีการประมาณค่าที่ดีกว่า

นอกจากนี้ จะเห็นได้ว่าการรับแรงอัดของปรีซีมอิฐก่อของไทยมีค่ากระจายตัวมากตั้งแต่ 2-11 MPa ดังนั้นในการวิเคราะห์นี้จะใช้ค่ากำลังรับแรงอัดของปรีซีมอิฐก่อเท่ากับ 4 MPa เพื่อเป็นตัวแทนของผนังอิฐก่อที่มีกำลังต่ำ และ ใช้ค่ากำลังรับแรงอัดของปรีซีมอิฐก่อเท่ากับ 8 MPa เพื่อเป็นตัวแทนของผนังอิฐก่อที่มีกำลังสูง

$$f'_{mc} = 0.63 f_b^{0.49} f_i^{0.32} \quad 3.2$$

ตารางที่ 3.3 อีลาสติกโมดูลัสจากผลการทดสอบกับอีลาสติกโมดูลัสจาก FEMA306

	$f'_{mc}$ (MPa)	$E_{mc}$ (MPa)	$E_{mc} = 550f'_{mc}$	%error
พรหมดวง	6.92	2477.00	3806.00	54
Lukkunaprasit & Srechai	6.57	3757.13	3614.99	4
	6.57	3757.13	3614.99	4
	7.16	3691.60	3938.72	7
	6.87	3509.23	3776.85	8
รักษากิจ & มงคลศรีสวัสดิ์	5.25	1074.39	2886.59	169
	3.97	524.15	2185.18	317

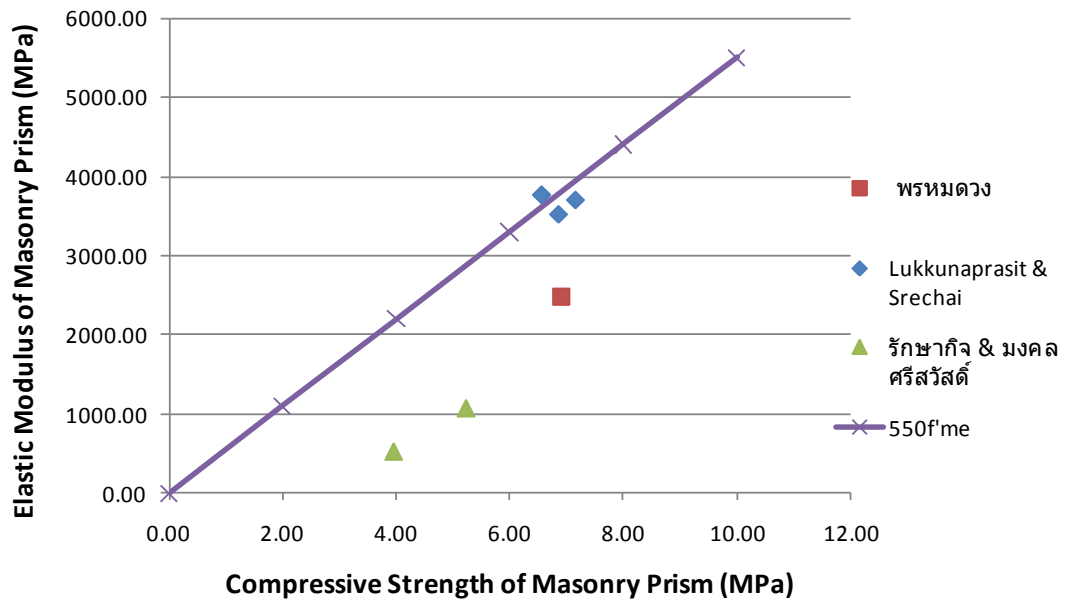
ตารางที่ 3.4 กำลังรับแรงอัดของปรีซีมอิฐก่อเทียบกับกำลังรับแรงอัดของอิฐจาก ACI530.1 (2002) เมื่อใช้

มอร์ตาร์ประเภท N

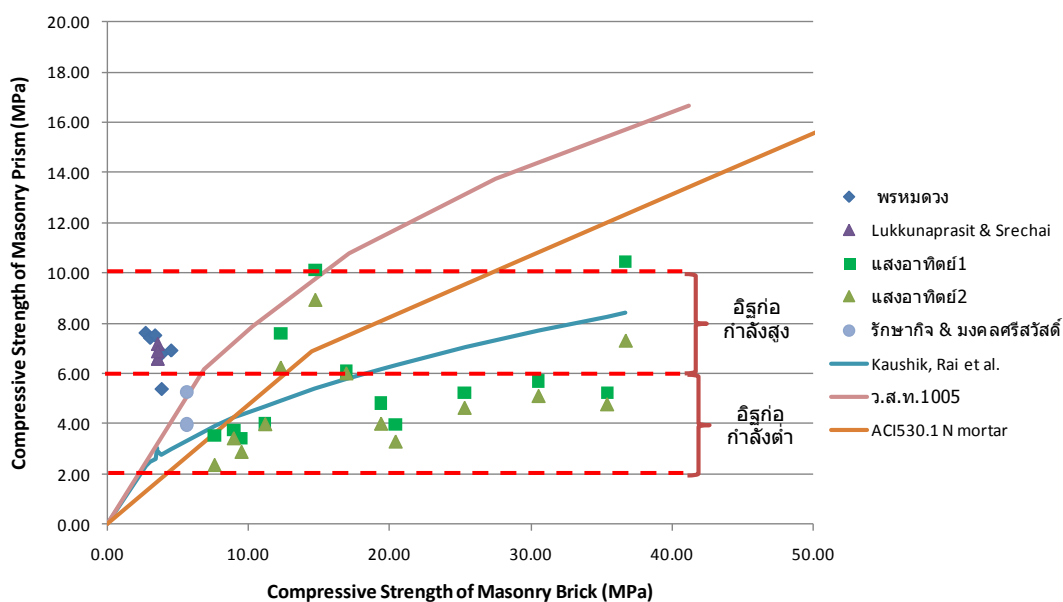
$f'_b$ (MPa)	$f'_{mc}$ (MPa)
0.00	0.00
14.48	6.90
28.61	10.34
42.75	13.79
56.88	17.24

ตารางที่ 3.5 กำลังรับแรงอัดของปริซึมอิฐก่อกับกำลังรับแรงอัดของอิฐจาก ว.ส.ท.1005 (2518)

$f_b$ (MPa)	$f'_{me}$ (MPa)
0.00	0.00
6.87	6.18
10.30	7.85
17.17	10.79
27.47	13.73
41.20	16.68



รูปที่ 3.2 ความสัมพันธ์ระหว่างกำลังรับแรงอัดของปริซึมอิฐก่อกับอิลาสติกโมดูลัสของปริซึมอิฐก่อก่อของอิฐก่อก่อในประเทศไทย



รูปที่ 3.3 ความสัมพันธ์ระหว่างกำลังรับแรงอัดของอิฐกับปริซึมอิฐก่อของอิฐก่อในประเทศไทย

### 3.3 คลื่นแผ่นดินไหว

ในงานวิจัยชิ้นนี้เลือกคลื่นแผ่นดินไหวที่บันทึกได้จากแผ่นดินไหวในอดีตจากฐานข้อมูลของ PEER (Pacific earthquake engineering research center) จำนวน 7 คลื่นซึ่งมีความสอดคล้องกับสเปกตรัมตอบสนองของอาคารในเขตกรุงเทพมหานคร ในแต่ละคลื่นประกอบไปด้วยคลื่นในแนวตั้งฉากกับรอยเลื่อน (FN) และ ขนานกับรอยเลื่อน (FP) หากคลื่นในแกนใดมีความเร่งสูงสุดของพื้นดิน (Peak ground acceleration (PGA)) มากกว่า กำหนดให้นำคลื่นนั้นมากระทำกับอาคารในแกนที่จำลองผนังอิฐก่อซึ่งเป็นแกนหลัก ส่วนคลื่นที่ความเร่งสูงสุดของพื้นดินน้อยกว่าให้นำคลื่นนั้นมากระทำกับอาคารในแกนรอง

คลื่นที่ใช้ในงานวิจัยชิ้นนี้มีระดับความรุนแรง 2 ระดับ ประกอบไปด้วย คลื่นชุดแรกมีโอกาสในการเกิด 2% ใน 50 ปี (คาบการเกิดซ้ำเท่ากับ 2500 ปี) และคลื่นอีกชุด มีความรุนแรงมากกว่าคลื่นชุดแรก 2.5 เท่าโดยการเพิ่มตัวคูณความเร่ง (Scale factor) อีก 2.5 เท่าของคลื่น 2%/50

ตารางที่ 3.6 คลื่นแผ่นดินไหวที่ใช้ในการศึกษา

Eq. No.	เหตุการณ์แผ่นดินไหว	ปี	ขนาด(Mw)	ระยะห่าง (km)	V30 (m/s)	Unscaled PGA(g)		Scale Factor	
						FN	FP	2%/50	2.5x2%/50
833	Landers, LA	1992	7.28	144.90	234.9	0.035	0.048	2.28	5.70
896	Landers, LA	1992	7.28	136.7	234.9	0.040	0.042	2.32	5.80
1781	Hector Mine, LA	1999	7.13	232.7	271.4	0.029	0.029	5.81	14.53
2064	Nenana M., LA	2002	6.70	273.7	279.4	0.009	0.009	10.5	26.25
2065	Nenana M., LA	2002	6.70	269.6	284	0.008	0.009	15.4	38.50
2070	Nenana M., LA	2002	6.70	277.4	269	0.007	0.008	13.56	33.90
2081	Nenana M., LA	2002	6.70	275.2	279.4	0.010	0.011	11.03	27.58

ในการประเมินอาคารตามมาตรฐาน ACSE41 (2013)กำหนดให้ใช้คลื่นแผ่นดินไหวอย่างน้อย 7 คลื่น โดยให้รวมการเคลื่อนที่ของพื้นดินแต่ละแกนด้วยวิธี SRSS จากนั้น นำผลรวม SRSS แต่ละคลื่นมาเฉลี่ยจะต้องเกินสเปกตรัมผลตอบสนองเป้าหมายในช่วง 0.2-1.5 เท่าของคาบการสั่นของอาคารที่พิจารณาจากรูปที่ 3.11 แสดงให้ค่าเฉลี่ย SRSS ของคลื่นที่ใช้ในงานวิจัยนี้ทั้งหมดเกินสเปกตรัมผลตอบสนองเป้าหมายในช่วง 0.2-1.5 เท่าของคาบการสั่นของอาคาร 4 ชั้น และ 10 ชั้น ทั้งที่มีผนังอิฐก่อและไม่มีผนังอิฐก่อ รูปที่ 3.4-3.10 แสดงสเปกตรัมของคลื่น กำหนดให้

$$T_4 = \text{คาบการสั่นโหมดแรกของอาคาร 4 ชั้น (1.548 s)}$$

$$T_{4w} = \text{คาบการสั่นโหมดแรกของอาคาร 4 ชั้น ที่มีผนังอิฐก่อกำลังต่ำ (0.287 s)}$$

$$T_{4s} = \text{คาบการสั่นโหมดแรกของอาคาร 4 ชั้น ที่มีผนังอิฐก่อกำลังสูง (0.233 s)}$$

$$T_{10} = \text{คาบการสั่นโหมดแรกของอาคาร 10 ชั้น (2.680 s)}$$

$$T_{10w} = \text{คาบการสั่นโหมดแรกของอาคาร 10 ชั้น ที่มีผนังอิฐก่อกำลังต่ำ (0.725 s)}$$

$$T_{10s} = \text{คาบการสั่นโหมดแรกของอาคาร 10 ชั้น ที่มีผนังอิฐก่อกำลังสูง (0.618 s)}$$

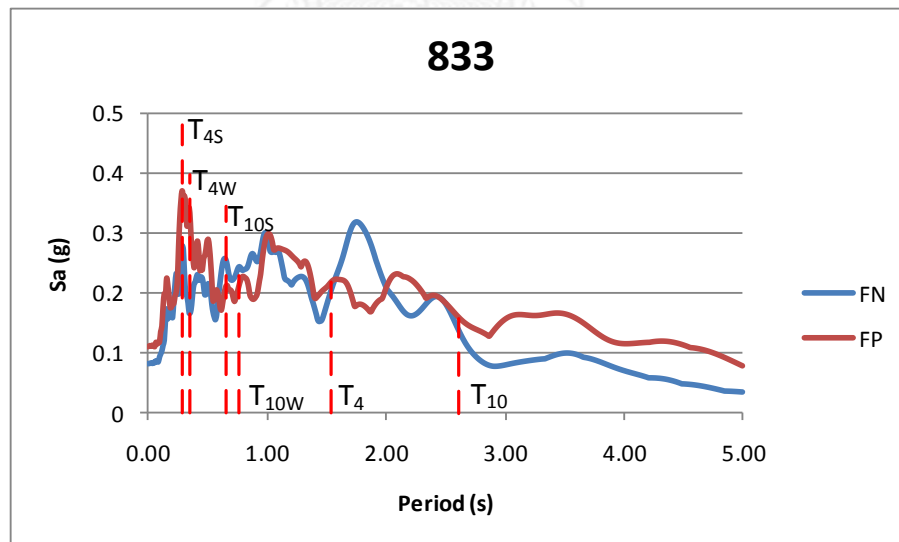


ตารางที่ 3.7 ความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมของอาคารตัวอย่างที่มีและไม่มีผนังอิฐก่อ

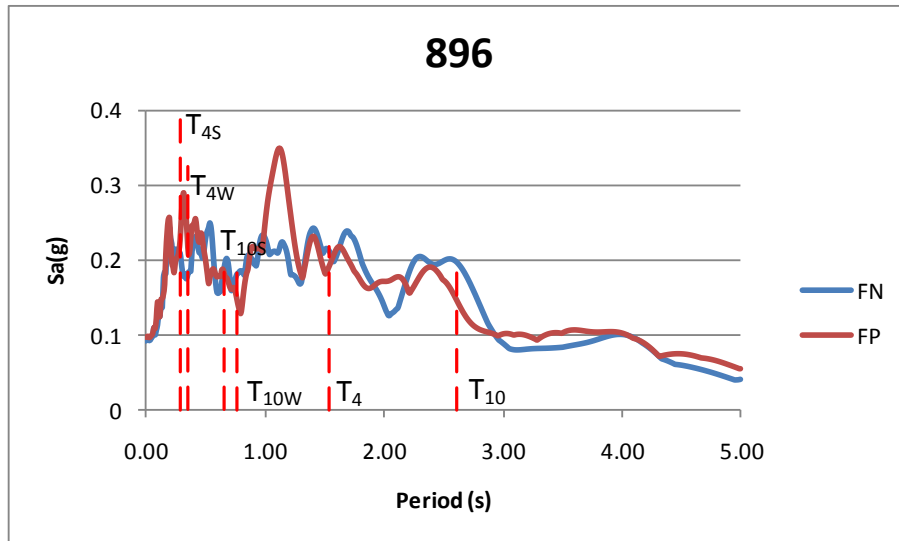
Eq. No.	Scaled $S_a(g)$											
	2%/50						2.5x2%/50					
	$T_4$	$T_{4W}$	$T_{4S}$	$T_{10}$	$T_{10W}$	$T_{10S}$	$T_4$	$T_{4W}$	$T_{4S}$	$T_{10}$	$T_{10W}$	$T_{10S}$
833	0.30	0.46	0.29	0.18	0.29	0.29	0.75	1.16	0.73	0.46	0.73	0.72
896	0.29	0.31	0.28	0.22	0.23	0.24	0.71	0.77	0.69	0.56	0.57	0.59
1781	0.43	0.52	0.31	0.28	0.67	0.62	1.08	1.29	0.79	0.70	1.68	1.54
2064	0.32	0.27	0.27	0.27	0.32	0.33	0.81	0.67	0.67	0.67	0.80	0.82
2065	0.31	0.37	0.32	0.31	0.43	0.48	0.77	0.93	0.80	0.77	1.08	1.20
2070	0.25	0.25	0.27	0.23	0.34	0.31	0.63	0.63	0.66	0.58	0.85	0.78
2081	0.40	0.30	0.28	0.23	0.42	0.42	1.00	0.74	0.70	0.57	1.06	1.06

แบบจำลองมีคาบการสั่นพื้นฐานต่างกัน ทำให้ความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมที่กระทำกับอาคารมีค่าแตกต่างกัน อย่างไรก็ตามการเปรียบเทียบระหว่างแบบจำลองอาคารที่มีผนังอิฐก่อ กับไม่มีผนังอิฐก่อ ควรใช้คลื่นตัวเดียวกันกระทำกับอาคารที่ต้องการเปรียบเทียบจึงจะยุติธรรม

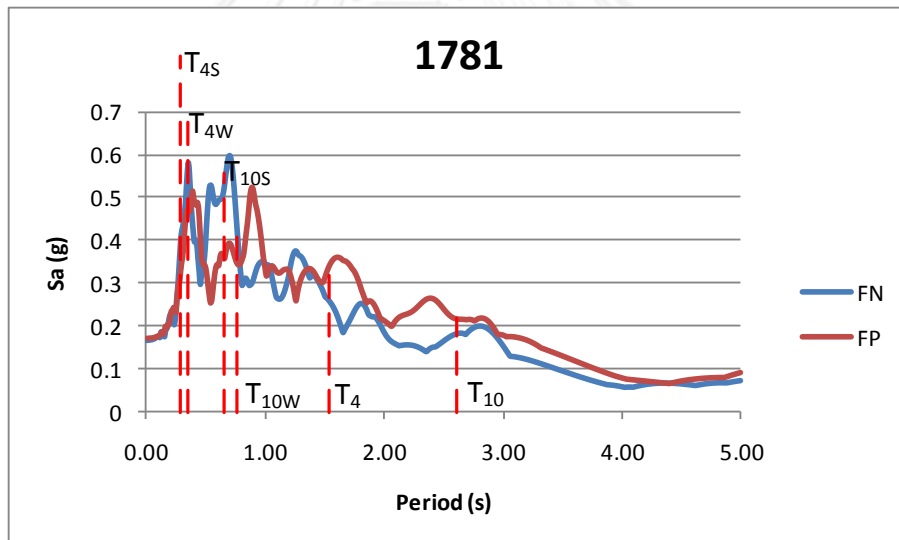
จากตารางที่ 3.7 พบว่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมที่กระทำกับอาคารที่มีผนังอิฐก่อ จะมากกว่าอาคารที่ไม่มีผนังอิฐก่อเป็นส่วนใหญ่ ดังนั้นแรงที่กระทำกับอาคารที่มีผนังอิฐก่อมีแนวโน้มที่จะสูงกว่าอาคารที่ไม่มีผนังอิฐก่อ



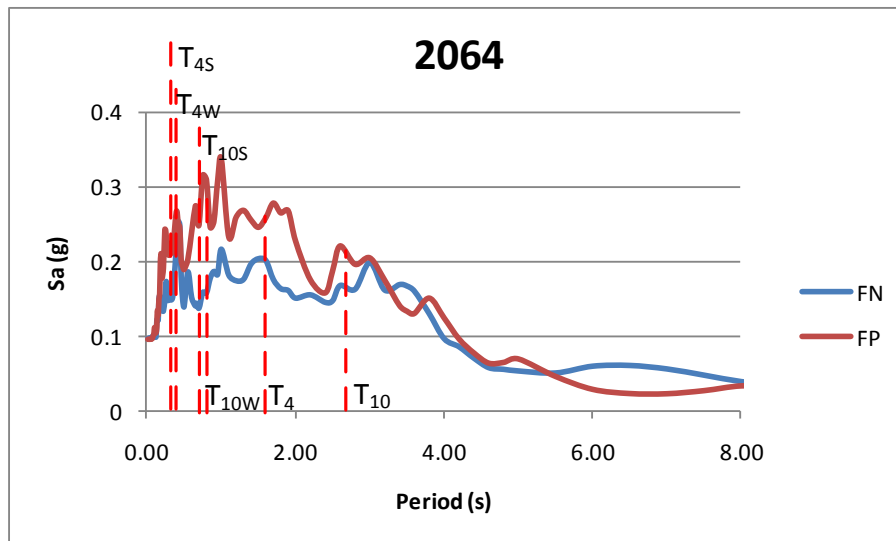
รูปที่ 3.4 สเปกตรัมคลื่นแผ่นดินไหว Landers, LA 833



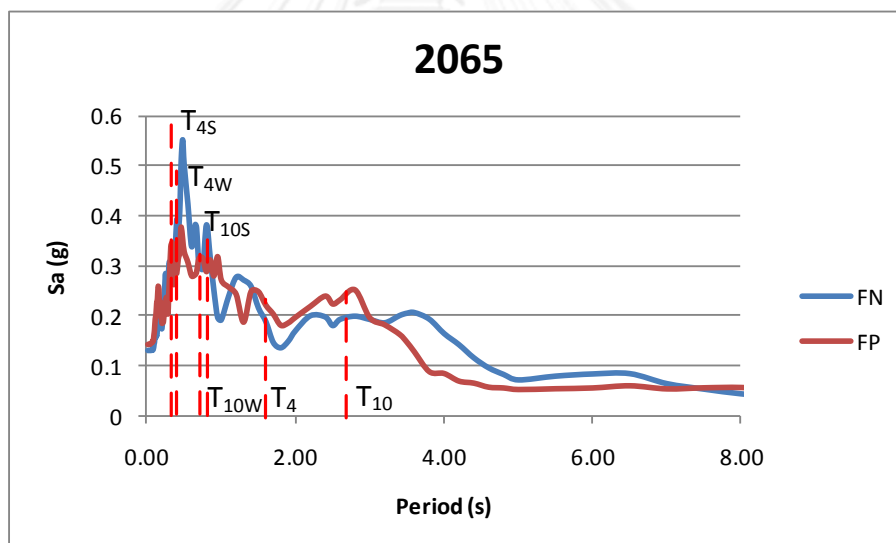
รูปที่ 3.5สเปกตรัมคลื่นแผ่นดินไหว Landers, LA 896



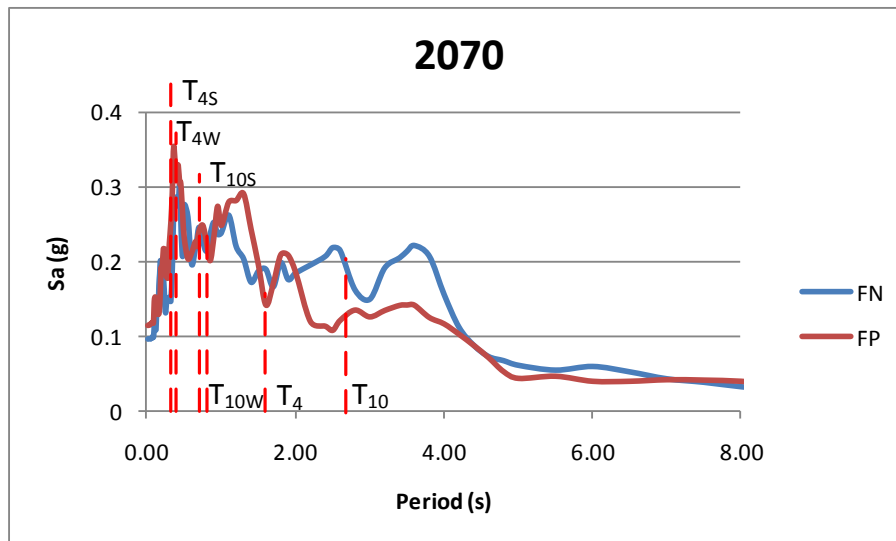
รูปที่ 3.6สเปกตรัมคลื่นแผ่นดินไหว Hector Mine, LA 1781



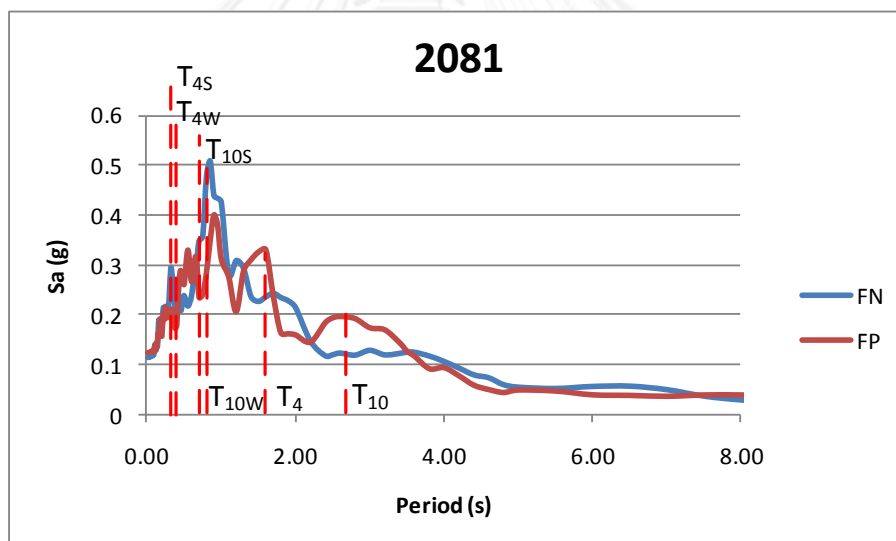
รูปที่ 3.7 สเปกตรัมคลื่นแผ่นดินไหว Nenana M., Alaska 2064



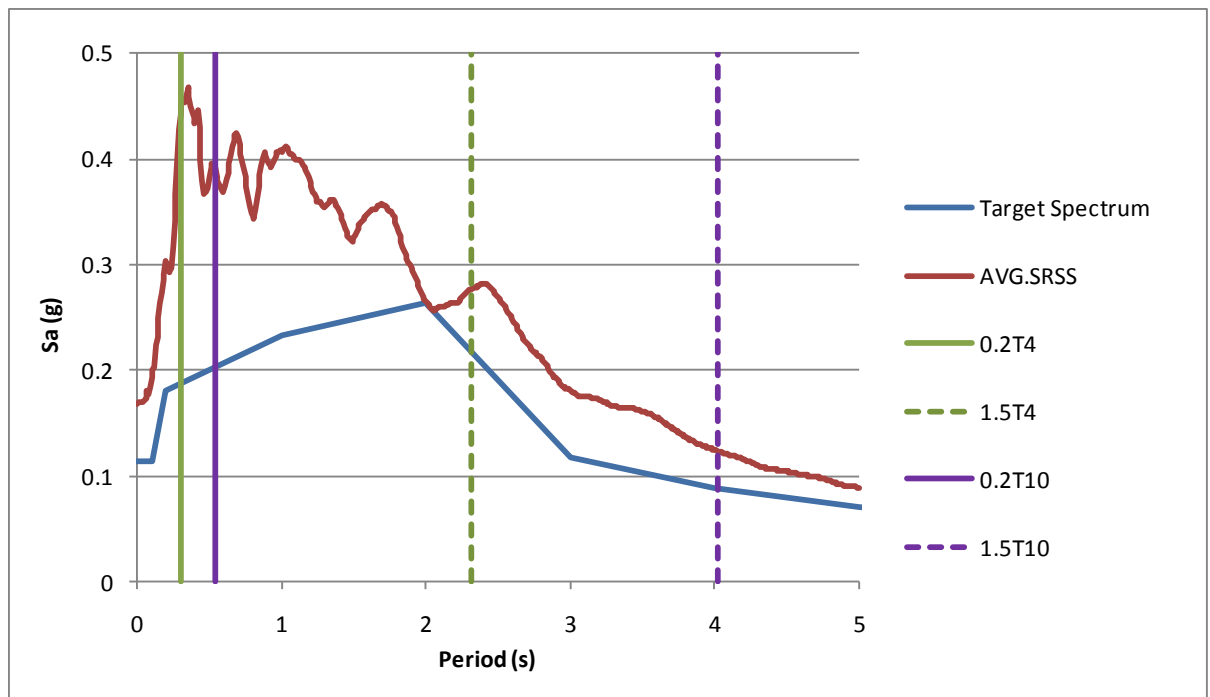
รูปที่ 3.8 สเปกตรัมคลื่นแผ่นดินไหว Nenana M., Alaska 2065



รูปที่ 3.9 สเปกตรัมคลื่นแผ่นดินไหว Nenana M., Alaska 2070



รูปที่ 3.10 สเปกตรัมคลื่นแผ่นดินไหว Nenana M., Alaska 2081



รูปที่ 3.11 ค่าเฉลี่ยSRSS ของคลื่นทั้งหมด

## บทที่ 4

### แบบจำลองโครงข้อแข็งคอนกรีตเสริมเหล็กและผนังอิฐก่อ

เนื่องจากพฤติกรรมการวิบัติของผนังอิฐก่อของไทยแตกต่างจากผนังอิฐก่อในต่างประเทศ ในบทนี้จึงกล่าวถึงแบบจำลองโครงข้อแข็งคอนกรีตเสริมเหล็กและผนังอิฐก่อที่เหมาะสมกับพฤติกรรมผนังอิฐก่อของไทย โดยใช้แบบจำลองค้ำยันสองตัว และ เปรียบเทียบผลการวิเคราะห์แบบจำลองที่เสนอขึ้นกับผลการทดสอบ ด้วยวิธีสถิตยศาสตร์ไม่เชิงเส้น (Nonlinear static pushover) แบบจำลองที่เสนอในงานวิจัยนี้ตั้งอยู่บนสมมติฐานที่ว่า โครงข้อแข็งที่มีผนังอิฐก่อจะต้องวิบัติแบบการแตกร้าวที่มุมของผนังอิฐก่อ และวิบัติด้วยแรงเฉือนที่หัวเสา

#### 4.1 แบบจำลองตามมาตรฐาน ASCE41

##### 4.1.1 การจำลองสติฟเนส

ASCE 41 ในปี 2006 ได้เสนอวิธีการจำลองสติฟเนสของผนังอิฐก่อโดยการจำลองเป็นค้ำยันรับเฉพาะแรงอัดวางตัวในแนวทแยงที่มีความกว้างเทียบเท่ากับ  $a$  และมีความหนาเท่ากับผนังจริง ดังแสดงในรูปที่ 4.1 โดยความกว้างค้ำยันเทียบเท่านี้ประมาณจากสมการที่ 4.1-4.3

$$a = 0.175(\lambda_1 h_{col})^{-0.4} r_{inf} \quad 4.1$$

$$\lambda_1 = \left[ \frac{E_{me} t_{inf} \sin 2\theta}{4E_{fe} I_{col} h_{inf}} \right]^{\frac{1}{4}} \quad 4.2$$

$$\theta = \tan^{-1}(h_{inf} / L_{inf}) \quad 4.3$$

$h_{col}$  = ความสูงของเสาวัดจากโคนเสาไปจุดกึ่งกลางคาน

$h_{inf}$  = ความสูงของผนังอิฐก่อ

$L_{inf}$  = ความยาวของผนังอิฐก่อ

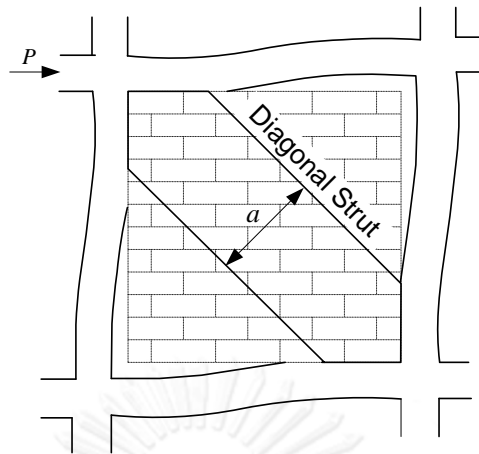
$r_{inf}$  = ความยาวในแนวทแยงของผนังอิฐก่อ

$t_{inf}$  = ความหนาของผนังอิฐก่อ

$E_{fe}$  = อีลาสติกโมดูลัสของคอนกรีตของโครงข้อแข็ง

$E_{me}$  = อีลาสติกโมดูลัสของผนังอิฐก่อ

$I_{col}$  = โมเมนต์อินเนอร์เชียร์ของเสา



รูปที่ 4.1 ค้ำยันรับเฉพาะแรงอัดวางตัวตามแนวทแยง

ปัจจุบัน ASCE 41 ในปี 2013 ได้ปรับเปลี่ยนข้อกำหนดการจำลองสติฟเนสของผนังอิฐก่อ โดยให้พิจารณาโครงข้อแข็งและผนังอิฐก่อเสมือนเป็นคานยื่น สติฟเนสรวมจึงมาจากสติฟเนสแรงดัดของคานยื่นรวมกับสติฟเนสแรงเฉือนของคานยื่น

$$K = \frac{1}{\frac{1}{K_{fl}} + \frac{1}{K_{sh}}} \quad 4.4$$

$K_{fl}$  = สติฟเนสแรงดัดของคานยื่น

$K_{sh}$  = สติฟเนสแรงเฉือนของคานยื่น

$$K_{fl} = \frac{3E_{fe} I_{ce}}{h_{col}^3} \quad 4.5$$

$I_{ce}$  = โมเมนต์อินเนอร์เซียของหน้าตัดเสาและผนังอิฐก่อแปลงเป็นคอนกรีต

$$K_{sh} = \frac{A_{inf} G_{inf}}{h_{inf}} \quad 4.6$$

$A_{inf}$  = พื้นที่หน้าตัดของผนังอิฐก่อ

$G_{inf}$  = โมดูลัสเฉือนของผนังอิฐก่อ

$$G_{inf} = 0.4E_{me} \quad 4.7$$

เมื่อได้สติฟเนสรวมของผนังอิฐก่อแล้วจึงแปลงเป็นพื้นที่หน้าตัดของค้ำยันเทียบเท่าของผนังจาก

$$A = \frac{r_{inf} K}{E_{me}} \quad 4.8$$

#### 4.1.2 กำลังของผนังอิฐก่อ

เนื่องจากผนังอิฐก่อในต่างประเทศส่วนใหญ่มีรูปแบบการวิบัติแบบการเลื่อนแบบเฉือน (Sliding shear) หมายถึงการแตกร้าวของมอร์ตาร์ระหว่างก้อนอิฐก่อ ซึ่งแตกต่างจากผลการทดสอบของไทย ดังนั้นตามมาตรฐาน ASCE 41ทั้งปี 2006 และ 2013จึงใช้ กำลังรับแรงเฉือนของผนังเป็นตัวแทนกำลังของผนังอิฐ ซึ่งคำนวณตามสมการ 4.9

$$V_{ine} = A_{ni} f_{vie} \quad 4.9$$

$$A_{ni} = \text{พื้นที่หน้าตัดของมอร์ตาร์ตลอดความยาวผนัง}$$

$$f_{vie} = \text{กำลังรับแรงเฉือนของผนัง}$$

#### 4.2 รูปแบบการวิบัติของผนังอิฐก่อในประเทศไทย

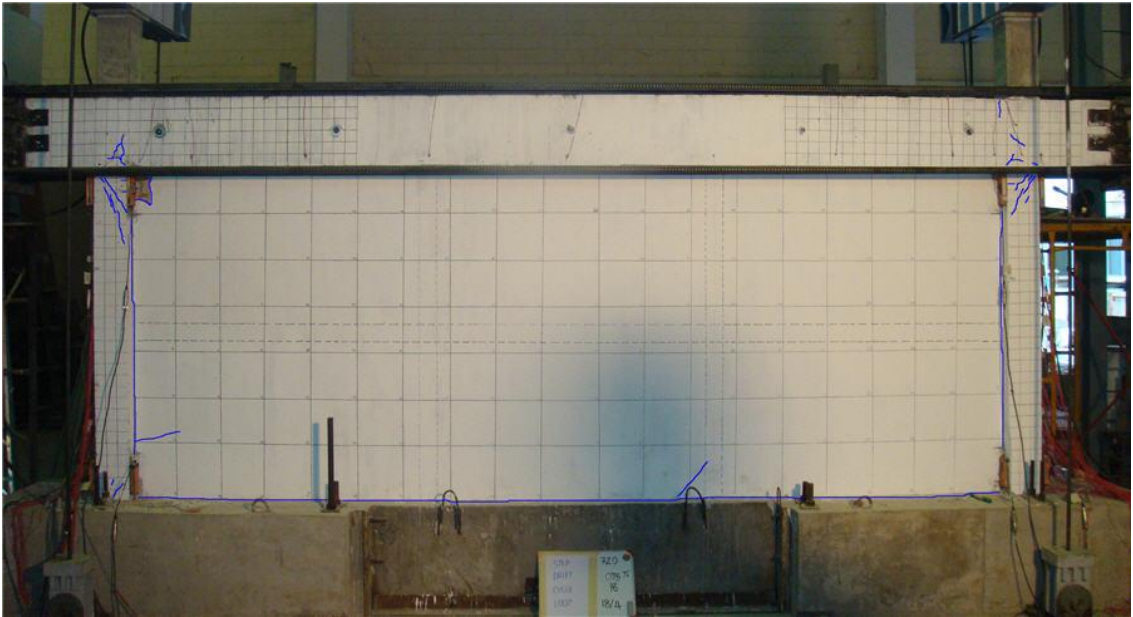
ในอดีตมีการทดสอบการให้แรงด้านข้างกับโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีผนังอิฐก่อของไทยโดย พรหมดวง (2553) และ Lukkunaprasit and Srechai (2012) ซึ่งทำการทดสอบตัวอย่างผนังอิฐมอญย่อส่วนขนาด 1/2 และ 3/4 ของขนาดจริงตามลำดับ

ผลการทดสอบทั้งสองแสดงให้เห็นอย่างชัดเจนว่าผนังอิฐมอญมีพฤติกรรมการวิบัติแบบการแตกร้าวที่มุม (Corner crushing) ตามด้วยการวิบัติด้วยแรงเฉือนที่หัวเสา โดยการทดสอบของพรหมดวง (2553) พบว่าผนังเกิดการแตกร้าวที่มุมเมื่อเกิดการเคลื่อนที่ด้านข้าง 6.9 มิลลิเมตร ตามด้วยการวิบัติด้วยแรงเฉือนที่หัวเสาเมื่อเกิดการเคลื่อนที่ด้านข้าง 9.6 มิลลิเมตร แสดงดังรูปที่ 4.3 เช่นเดียวกันกับการทดสอบของ Lukkunaprasit and Srechai (2012) ผนังอิฐก่อเกิดการแตกร้าวที่มุมเมื่อมีการเคลื่อนที่ 4.2 มิลลิเมตร ตามด้วยการวิบัติที่หัวเสาด้วยแรงเฉือนเมื่อมีการเคลื่อนที่ด้านข้าง 6.0 มิลลิเมตร แสดงดังรูปที่ 4.5

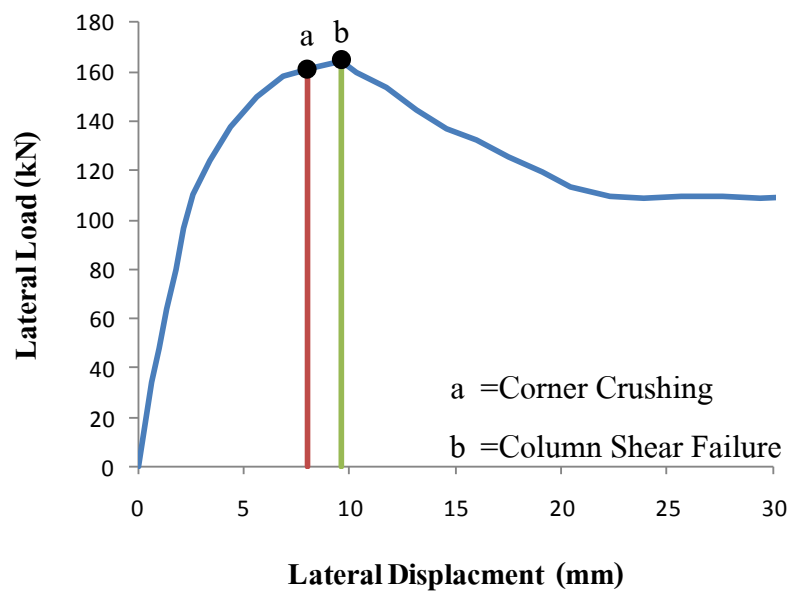
ดังนั้นในการจำลองพฤติกรรมแบบไม่เชิงเส้นของโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีผนังอิฐก่อของไทยภายใต้แรงกระทำทางข้างจึงต้องจำลองรูปแบบและลำดับการวิบัติ และการถ่ายเทแรงภายในระหว่างผนังและส่วนโครงสร้างเสาคานให้สอดคล้องกับผลการทดสอบที่ได้ อย่างไรก็ตามมาตรฐานปัจจุบันของต่างประเทศ ASCE41 กำหนดการคำนวณกำลังของผนังอิฐก่อจากรูปแบบการวิบัติการเลื่อนแบบเฉือน (Sliding shear) ซึ่งเป็นรูปแบบการวิบัติที่พบได้ทั่วไปของผนังอิฐก่อในต่างประเทศ จึงไม่สอดคล้องกับผลการทดสอบผนังอิฐก่อของไทย และไม่สามารถนำมาใช้ในการจำลองผนังอิฐก่อในอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กของไทยได้



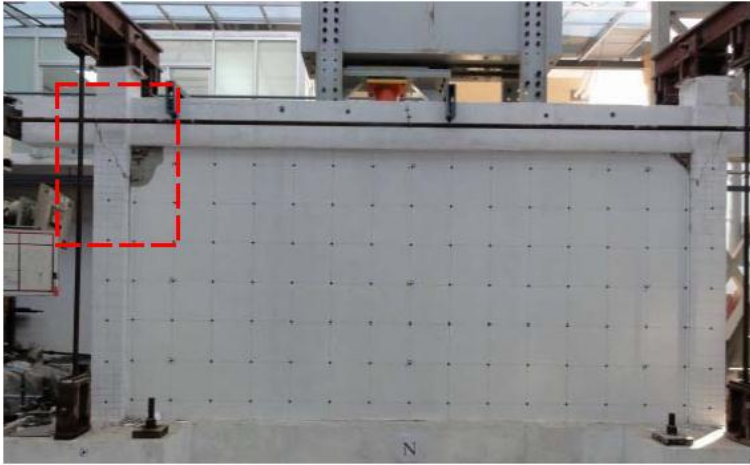
การศึกษานี้จึงต้องสร้างแบบจำลองผนังอิฐก่อขึ้นใหม่ เพื่อให้สามารถจำลองพฤติกรรมการวิบัติและการถ่ายเทแรงภายในระหว่างผนังและส่วนโครงสร้างเสาคานที่สอดคล้องกับผลการทดสอบผนังก่ออิฐของไทยข้างต้น โดยจะพัฒนาปรับปรุงจากแบบจำลองผนังก่ออิฐด้วยค้ำยันรับแรงอัดชนิดไม่เชิงเส้นเพราะถือเป็นการจำลองที่ง่ายและสะดวกกว่าแบบจำลองชนิดอื่นๆ



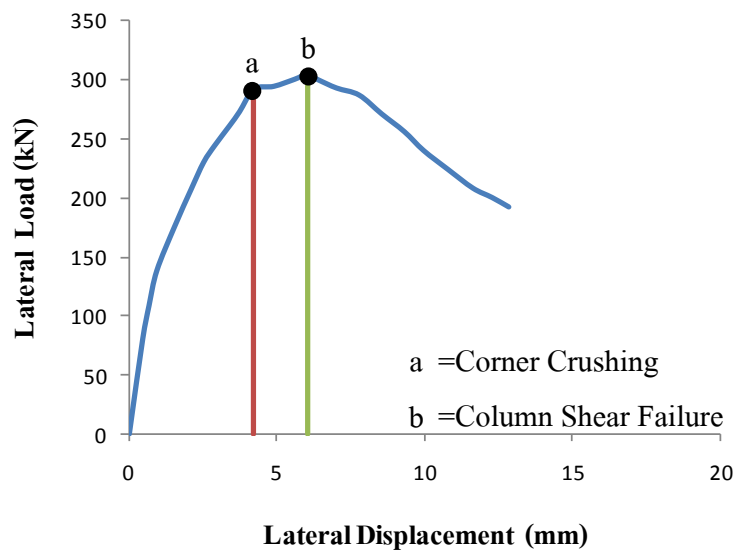
รูปที่ 4.2 รูปการวิบัติของผนังที่มุ่มแล้วตามด้วยแรงเฉือนที่หัวเสาจากการทดสอบของ พรหมดวง (2553)



รูปที่ 4.3 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงด้านข้างและการเคลื่อนที่ จากการทดสอบของ พรหมดวง (2553)



รูปที่ 4.4 รูปการวิบัติของผนังที่มูมแล้วตามด้วยแรงเฉือนที่หัวเสาจากการทดสอบของ Lukkunaprasit and Srechai (2012)

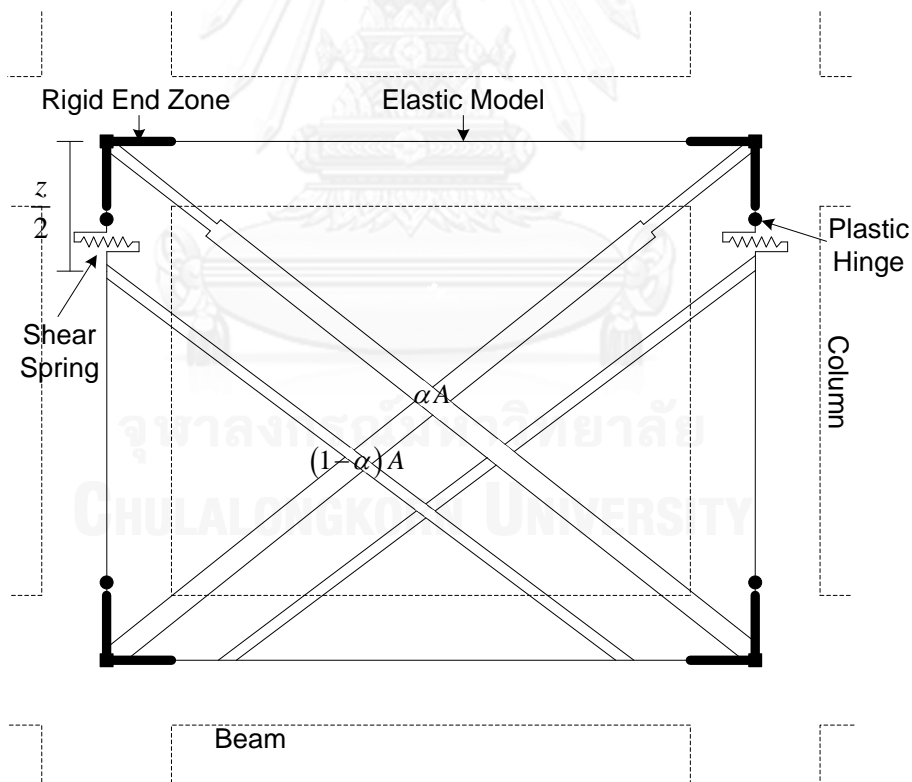


รูปที่ 4.5 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงด้านข้างและการเคลื่อนที่ จากการทดสอบของ Lukkunaprasit and Srechai (2012)

### 4.3 แบบจำลองผนังอิฐก่อของไทย

จากผลการทดสอบการให้แรงต้านข้างกับโครงข้อแข็งคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีผนังอิฐก่อ แสดงให้เห็นว่าพฤติกรรมการวิบัติของผนังอิฐก่อของไทยแตกต่างจากต่างประเทศ ดังนั้นการจำลองผนังอิฐก่อตามมาตรฐาน ASCE41 จึงไม่เหมาะสมกับผนังอิฐก่อของไทย ในงานวิจัยชิ้นนี้จึงได้เสนอการจำลองโครงข้อแข็งและผนังอิฐก่อให้เหมาะสมและสอดคล้องกับพฤติกรรมของผนังอิฐก่อของไทย

เพื่อที่จะจำลองพฤติกรรมการวิบัติแบบการแตกร้าวที่มุมตามด้วยการวิบัติด้วยแรงเฉือนที่หัวเสา การศึกษานี้จึงเสนอแบบจำลองผนังอิฐก่อที่มีค้ำยันรับแรงอัดสองตัววางตัวในแนวทแยงดังรูปที่ 4.6 A คือ พื้นหน้าตัดของค้ำยันทั้งหมด การประยุกต์ใช้แบบจำลองที่มีค้ำยันรับแรงอัดสองตัวเช่นนี้ หากกำหนดคุณสมบัติของค้ำยันแต่ละตัวได้อย่างเหมาะสมแล้ว ก็จะสามารถจำลองรูปแบบและลำดับการวิบัติที่มีพฤติกรรมแตกร้าวที่มุมของผนังอิฐก่อก่อนตามด้วยการวิบัติด้วยแรงเฉือนที่หัวเสาของผนัง พฤติกรรมการแตกร้าวที่มุมถูกจำลองเป็นการวิบัติด้วยแรงอัดของค้ำยันตัวกลาง ส่วนการวิบัติด้วยแรงเฉือนบริเวณหัวเสาจำลองด้วยการวิบัติของสปริงแรงเฉือน (Shear spring)



รูปที่ 4.6 แบบจำลองโครงข้อแข็งคอนกรีตเสริมเหล็กและผนังอิฐก่อ

#### 4.3.1 การจำลองสติฟเนส

ในการศึกษานี้จะจำลองสติฟเนสของค้ำยันรับแรงอัดทั้งสองตัวตามข้อกำหนดในมาตรฐาน ASCE41-13 ค่าสติฟเนสที่คำนวณได้เป็นค่าสติฟเนสของรวมค้ำยันรับแรงอัดทั้งสองตัว ตามสมการที่ 4.8

#### 4.3.2 ตำแหน่งของค้ำยันด้านข้าง

สำหรับค้ำยันตัวบนจะวางทแยงระหว่างมุมหัวเสาด้านบนกับมุมโคนเสาด้านล่าง ส่วนค้ำยันตัวล่างจะวางค้ำยันเข้าข้างหัวเสา โดยระยะในแนวตั้งที่เป็นตำแหน่งของค้ำยันตัวล่างมีค่าระหว่าง  $\frac{Z}{2}$  ถึง  $\frac{Z}{3}$  โดย  $Z$  คำนวณตามสมการ 4.10 ซึ่งเสนอโดย Crisafulli and Carr (2007) แต่ในกรณีศึกษานี้ใช้ระยะวางค้ำยันเท่ากับ  $\frac{Z}{2}$

$$Z = \frac{\pi}{2\lambda_1} \quad 4.10$$

$$\lambda_1 = \left[ \frac{E_{me} t_{inf} \sin 2\theta}{4E_{fe} I_{col} h_{inf}} \right]^{\frac{1}{4}} \quad 4.11$$

$$\theta = \tan^{-1}(h_{inf} / L_{inf}) \quad 4.12$$

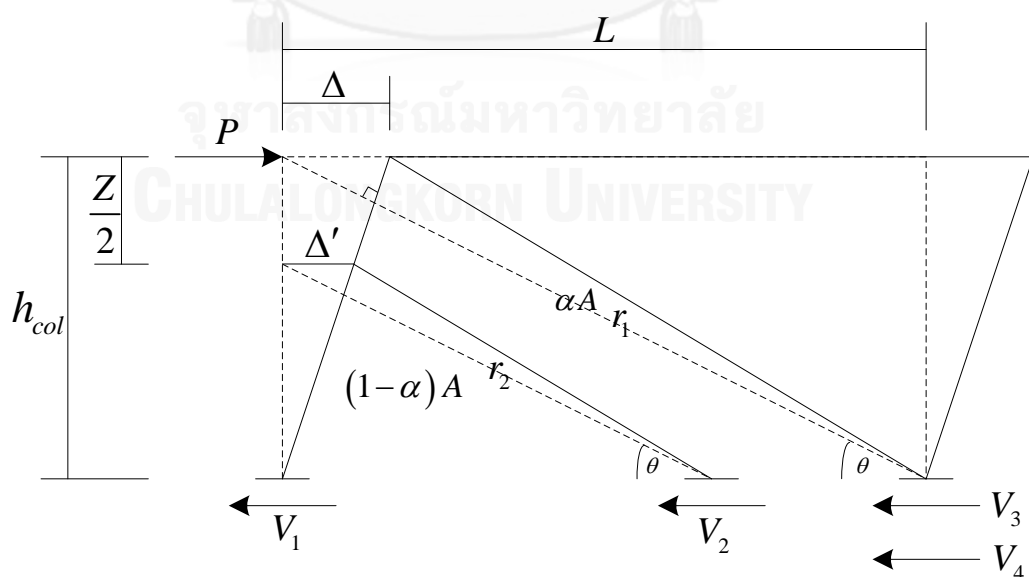
$h_{col}$	=	ความสูงของเสาวัดจากโคนเสาไปจุดกึ่งกลางคาน
$h_{inf}$	=	ความสูงของผนังอิฐก่อ
$L_{inf}$	=	ความยาวของผนังอิฐก่อ
$r_{inf}$	=	ความยาวในแนวทแยงของผนังอิฐก่อ
$t_{inf}$	=	ความหนาของผนังอิฐก่อ
$E_{fe}$	=	อีลาสติกโมดูลัสของคอนกรีตของโครงข้อแข็ง
$E_{me}$	=	อีลาสติกโมดูลัสของผนังอิฐก่อ
$I_{col}$	=	โมเมนต์อินเนอร์เชียร์ของเสา

### 4.3.3 การแบ่งสตีเฟเนสให้ค้ำยันแต่ละตัว

การแบ่งสตีเฟเนสให้ค้ำยันแต่ละตัวอย่างเหมาะสม ทำให้แบบจำลองสามารถแสดงพฤติกรรมการวิบัติด้วยแรงอัดของค้ำยันตัวบนก่อน ซึ่งเปรียบเสมือนการวิบัติด้วยการแตกร้าวที่มุม แล้วจึงตามด้วยการวิบัติของสปริงแรงเฉือนที่หัวเสา ซึ่งเปรียบเสมือนการวิบัติด้วยแรงเฉือนของหัวเสา สตีเฟเนสที่คำนวณได้จากมาตรฐาน ACSE41 (2013) จะถูกแบ่งให้กับค้ำยันตัวบนด้วยอัตราส่วนเท่ากับ  $\alpha$  และสตีเฟเนสที่เหลืออีก  $1-\alpha$  เป็นของค้ำยันตัวล่าง

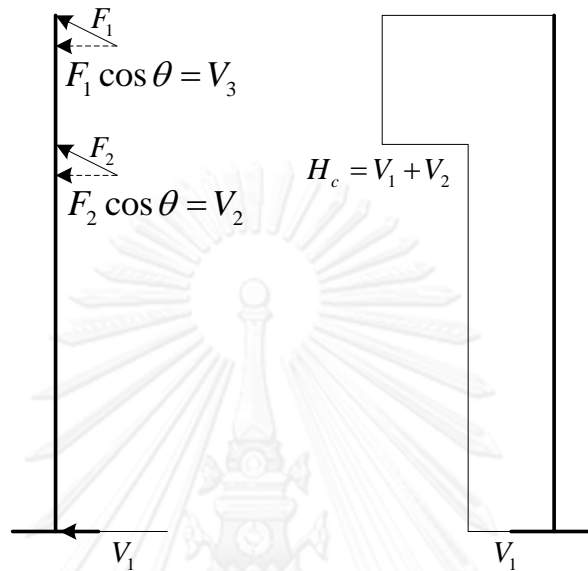
หากกำหนดให้โครงข้อแข็งที่มีผนังอิฐก่อมีแรงกระทำด้านข้างเท่ากับ  $P$  และสมมติให้โครงข้อแข็งมีการเสียรูปเป็นเส้นตรงดังรูปที่ 4.7 จนหัวเสาเกิดการเคลื่อนที่ในแนวราบเท่ากับ  $\Delta$  เสาที่ตำแหน่งวางค้ำยันตัวล่างจะเคลื่อนที่ในแนวราบเท่ากับ  $\Delta'$  เกิดแรงเฉือนที่โคนเสาด้านซ้ายและขวาเท่ากับ  $V_1$  และ  $V_4$  ตามลำดับ เกิดแรงปฏิกิริยาในแนวราบในค้ำยันตัวล่างเท่ากับ  $V_2$  และ เกิดแรงปฏิกิริยาในแนวราบในค้ำยันตัวกลางเท่ากับ  $V_3$  ไม่พิจารณาแรงที่เกิดขึ้นจากการเสียรูปของค้ำยันที่ยันคาน

- $L$  = ระยะจากหัวเสาถึงหัวเสา
- $\frac{Z}{2}$  = ระยะในแนวตั้งที่วางค้ำยันด้านข้าง
- $r_1$  = ความยาวของค้ำยันตัวกลางก่อนการเสียรูป
- $r_2$  = ความยาวของค้ำยันด้านข้างที่ยันเข้าเสาก่อนการเสียรูป



รูปที่ 4.7 การเสียรูปสมมติของโครงข้อแข็งกับค้ำยัน เมื่อมีแรงกระทำด้านข้าง

พิจารณาการกระจายแรงเฉือนที่เกิดขึ้นในเสาต้นซ้ายดังแสดงในรูป 4.8 เกิดแรงเฉือนในหัวเสาเท่ากับ  $H_c$  โดย  $F_1$  คือแรงอัดตามแนวแกนของค้ำยันตัวบน  $F_2$  คือแรงอัดตามแนวแกนของค้ำยันตัวล่าง



รูปที่ 4.8 การกระจายแรงในเสา

ค้ำยันตัวบนจะวิบัติก็ต่อเมื่อแรงภายในที่เกิดขึ้นในค้ำยันตัวบน ( $F_1$ ) มากกว่ากำลังที่ค้ำยันตัวบนสามารถรับได้ ( $V_{cn}$ ) หรือ  $F_1/V_{cn} \geq 1$  ส่วนสปริงแรงเฉือนจะวิบัติก็ต่อเมื่อแรงเฉือนที่เกิดขึ้นบริเวณหัวเสา ( $H_c$ ) มากกว่าแรงเฉือนที่เสาสามารถรับได้ ( $V_n$ ) หรือ  $H_c/V_n \geq 1$  จากเงื่อนไขพฤติกรรมการวิบัติของผนังอิฐก่อของไทย โดยผนังอิฐก่อวิบัติด้วยการแตกร้าวที่มุมก่อนแล้วตามด้วยการวิบัติด้วยแรงเฉือนที่หัวเสา เหมือนค้ำยันตัวบนต้องวิบัติก่อนสปริงแรงเฉือนในแบบจำลอง ดังนั้นสัดส่วนการแบ่งสติเฟเนสให้ค้ำยันตัวกลาง ( $\alpha$ ) ต้องอยู่ภายใต้เงื่อนไขดังกล่าว

$$\frac{F_1}{V_{cn}} \geq \frac{H_c}{V_n} \quad 4.13$$

$$F_1 = \frac{V_3}{\cos \theta}$$

$$V_{cn} = \text{กำลังของผนังอิฐก่อที่วิบัติแบบการแตกร้าวที่มุม}$$

$$H_c = V_1 + V_2$$

$$V_n = \text{กำลังรับแรงเฉือนของเสาประมาณจาก ACI 318-08}$$

จากการสมการที่ 4.11 เมื่อแทนค่าตัวแปรสามารถหาอัตราการแบ่งสติเฟนส์ให้ค้ำยันตัวบนโดยที่จะเกิดการวิบัติที่ค้ำยันตัวบนก่อนสปริงแรงเฉือนในทวิเสาดังสมการที่ 4.12

$$\alpha \geq \left( \frac{12E_{fe}I_{col}}{h_{col}^2 E_{me} A \sin \theta} + \cos \theta \right) \frac{V_{cn}}{V_n + V_{cn} \cos \theta} \quad 4.14$$

$E_{fe}$  = อีลาสติกโมดูลัสของคอนกรีตของโครงข้อแข็ง

$E_{me}$  = อีลาสติกโมดูลัสของผนังอิฐก่อ

$I_{col}$  = โมเมนต์อินเนอร์เชียร์ของเสา

$h_{col}$  = ความสูงของเสาวัดจากโคนเสาไปจุดกึ่งกลางคาน

$A$  = พื้นที่หน้าตัดของค้ำยันทั้งหมด

$V_{cn}$  = กำลังของผนังอิฐก่อที่วิบัติแบบการแตกร้าวที่มุม

$V_n$  = กำลังรับแรงเฉือนของเสาประมาณจาก ACI 318-08

#### 4.3.4 กำลังของผนังอิฐก่อ

ค้ำยันรับแรงอัดจะกำหนดให้มีพฤติกรรมแบบไม่เชิงเส้น โดยการคำนวณกำลังของผนังอิฐก่อของรูปแบบการวิบัติแบบการแตกร้าวที่มุม (Corner crushing) จะประมาณค่าจากกำลังการรับแรงของผนังอิฐก่อตามผลการศึกษาของ FEMA 306 ได้เสนอให้พิจารณากำลังของผนังอิฐก่อที่เกิดการวิบัติแบบการแตกร้าวที่มุม เป็นการวิบัติด้วยแรงอัดของค้ำยัน ซึ่งเกิดจากผลคูณของพื้นที่หน้าตัดของค้ำยันและกำลังรับแรงอัดของปริซึมอิฐก่อในแนวราบ

$$V_{cn} = at_{inf} f'_{me90} \cos \theta \quad 4.15$$

$f'_{me90}$  = กำลังรับแรงอัดของผนังอิฐก่อในแนวราบ (ในการศึกษานี้สมมติใช้เท่ากับกำลังรับแรงอัดแนวตั้งของปริซึมอิฐก่อ ( $f'_{me}$ ) จึงทำให้ผลการวิเคราะห์ที่ใกล้เคียงกับผลการทดสอบในประเทศไทย)

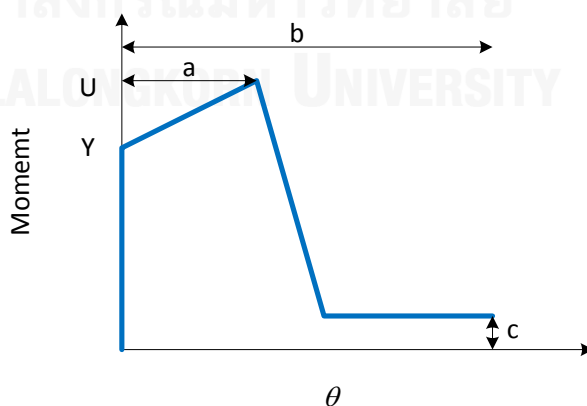
$a$  = ความกว้างของค้ำยันรับเฉพาะแรงอัดในแนวทแยง โดยต้องคำนวณค่าตาม ASCE 41-06

#### 4.4 การจำลองโครงข้อแข็ง

แบบจำลองเสาประกอบไปด้วย ช่วงแข็งเกร็ง (Rigid End Zone) ซึ่งคุณสมบัติเป็นอีลาสติก และมี สติฟเนสสูง เพื่อจำลองส่วนของเสาที่อยู่ในหน้าตัดคาน จุดหมุนพลาสติก (Plastic Hinge) มีตำแหน่งอยู่ที่ปลายเสา หรือ จุดที่สิ้นสุดช่วงแข็งเกร็ง เนื่องจากตำแหน่งปลายเสา เป็นตำแหน่งที่เกิดโมเมนต์สูงสุดหากจุดหมุนพลาสติกได้รับโมเมนต์เกินจุดครากจะเกิดการเสียรูป หากรับโมเมนต์เกินจุดวิกฤตโมเมนต์บริเวณนั้นจะตกและเกิดการเสียรูปมากขึ้น สปริงแรงเฉือน (Shear Spring) มีตำแหน่งอยู่ที่หัวเสาเพื่อจำลองการวิบัติด้วยแรงเฉือนที่หัวเสา โดยที่ตำแหน่งอื่นๆของเสากำหนดให้มีคุณสมบัติแบบอีลาสติกสำหรับคานนั้นประกอบไปด้วยช่วงแข็งเกร็ง (Rigid End Zone) และ ช่วงอีลาสติกเท่านั้น

##### 4.4.1 จุดหมุนพลาสติก

คุณสมบัติของจุดหมุนพลาสติกของเสา ใช้ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเสียรูป (Generalized load-Deformation Relation) ดังรูปที่ 4.9 แบบ Tri-Linear ซึ่งพิจารณาการเสียกำลังของวัสดุ (Strength Loss) แต่ไม่พิจารณาการเสื่อมสภาพแบบวัฏจักร (Cyclic Degradation) เมื่อจุดหมุนพลาสติกได้รับโมเมนต์จนถึงจุด Y จุดหมุนพลาสติกจะเสียกำลังรับโมเมนต์ทำให้กราฟเกิดความชัน ระหว่างนี้จุดหมุนพลาสติกยังสามารถรับโมเมนต์เพิ่มได้ จนกระทั่งถึงจุด U โมเมนต์ตกตกลงอย่างรวดเร็ว ค่ามุมหมุนพลาสติกของเสา (Plastic Rotation Angle ) ณ จุดที่เกิดโมเมนต์สูงสุด หรือ ค่า a ค่ามุมหมุนพลาสติกสูงสุด หรือ ค่า b และ อัตราส่วนกำลังคงค้าง หรือ ค่า c ใช้ตามมาตรฐาน ASCE41-13 กำลังของจุดหมุนพลาสติกของเสาพิจารณาจากแรงในแนวแกนทั้งแรงอัดและแรงดึง กำลังรับแรงดัดพิจารณาจากโมเมนต์ดัดทั้งสองแกน(P-M-M diagram) ณ แรงในแนวแกนที่เสาได้รับ



รูปที่ 4.9 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเสียรูปสำหรับจุดหมุนพลาสติก



#### 4.4.2 สปริงแรงเฉือน

แบบจำลองใส่สปริงแรงเฉือน (Shear Spring) ในเสาที่ตำแหน่งปลายหน้าตัดคาน เพื่อให้สอดคล้องกับพฤติกรรมจริงที่เสาอาจจะวิบัติด้วยแรงเฉือนภายหลังการวิบัติที่มุมของผนัง โดยกำลังสปริงแรงเฉือนจะกำหนดให้เท่ากับกำลังรับแรงเฉือนของเสา  $V_n$  ซึ่งในงานวิจัยชิ้นนี้ประมาณค่าตามมาตรฐาน ACI 318-08 กำลังรับแรงเฉือนของเสาคำนวณได้จากเหล็กปลอกในเสาและหน้าตัดคอนกรีตดังสมการที่ 4.14-4.16

$$V_n = V_c + V_s \quad 4.16$$

$$V_c = 2 \left( 1 + \frac{N_u}{2000A_g} \right) \lambda \sqrt{f'_c} b_w d \quad 4.17$$

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{s} \quad 4.18$$

$V_c$	=	กำลังรับแรงเฉือนของคอนกรีตหน่วยเป็นปอนด์
$V_s$	=	กำลังรับแรงเฉือนของเหล็กปลอกหน่วยเป็นปอนด์
$N_u$	=	แรงในแนวแกนหน่วยเป็นปอนด์
$A_g$	=	พื้นที่หน้าตัดของคอนกรีตหน่วยเป็นตารางนิ้ว
$\lambda$	=	1 สำหรับคอนกรีตน้ำหนักปกติ = 0.75 สำหรับคอนกรีตน้ำหนักเบา
$f'_c$	=	กำลังอัดประลัยของคอนกรีตหน่วยเป็นปอนด์ต่อตารางนิ้ว
$b_w$	=	ความกว้างของหน้าตัดหน่วยเป็นนิ้ว
$d$	=	ระยะจากขอบเสาถึงจุดศูนย์ถ่วงเหล็กเสริมหน่วยเป็นนิ้ว
$A_v$	=	พื้นที่หน้าตัดของเหล็กปลอกหน่วยเป็นตารางนิ้ว
$f_y$	=	กำลังจุดครากของเหล็กปลอกหน่วยเป็นปอนด์ต่อตารางนิ้ว
$s$	=	ระยะห่างระหว่างเหล็กปลอกหน่วยเป็นนิ้ว

#### 4.5 เปรียบเทียบผลการทดสอบกับผลการวิเคราะห์โครงข้อแข็งที่มีผนังอิฐก่อ

เมื่อเปรียบเทียบผลการทดสอบของ พรหมดวง (2553) และ Lukkunaprasit and Srechai (2012) กับ แบบจำลองผนังอิฐก่อของ ASCE41 และ แบบจำลองที่เสนอซึ่งได้แสดงรายละเอียดการจำลองไว้ในตารางที่ 4.1 โดยทำการวิเคราะห์ด้วยวิธีสถิตยศาสตร์ไม่เชิงเส้น หรือ Pushover ได้ผลดังรูปที่ 4.10-4.11

##### 4.5.1 เปรียบเทียบผลการทดสอบของพรหมดวง (2553)

ผลการทดสอบของพรหมดวง (2553) สติฟเนสของโครงสร้างลดลงทีละน้อยเนื่องจาก เมื่อมีแรงต้านข้างมากระทำมากขึ้น ผนังอิฐก่อจึงเกิดการแตกร้าวมากขึ้น แบบจำลองที่เสนอไม่สามารถจำลองการลดลงของสติฟเนสทีละน้อยได้ แต่สามารถจำลองสติฟเนสของโครงข้อแข็งที่มีผนังอิฐก่อ ที่ยังไม่เกิดการแตกร้าวได้ใกล้เคียงโครงสร้างจริง จึงทำให้กราฟของแบบจำลองที่เสนอมีสติฟเนสสูงกว่าผลการทดสอบ ตัวอย่างทดสอบเกิดการแตกร้าวที่มุมเมื่อเกิดการเคลื่อนที่ 6.9 มิลลิเมตร ในขณะที่แบบจำลองผนังอิฐก่อที่เสนอขึ้นเกิดการแตกร้าวที่มุมเมื่อเกิดการเคลื่อนที่ 1.9 มิลลิเมตร หลังจากนั้นเกิดการวิบัติด้วยแรงเฉือนที่หัวเสาในตัวอย่างทดสอบเมื่อเกิดการเคลื่อนที่ด้านข้าง 9.6 มิลลิเมตร มีแรงกระทำด้านข้างสูงสุดเท่ากับ 164 kN ส่วนแบบจำลองที่เสนอเกิดการวิบัติด้วยแรงเฉือนที่หัวเสาหลังจากเกิดการแตกร้าวที่มุมเช่นเดียวกับผลทดสอบ เมื่อเกิดการเคลื่อนที่ด้านข้าง 2.7 มิลลิเมตร มีแรงกระทำด้านข้างสูงสุดเท่ากับ 164 kN ส่วนแบบจำลอง ASCE41 ซึ่งสมมติให้ผนังอิฐก่อวิบัติแบบการเลื่อนแบบเฉือน มีแรงกระทำด้านข้างสูงสุดเท่ากับ 289 kN เมื่อเกิดการเคลื่อนที่เท่ากับ 4.1 มิลลิเมตรแบบจำลอง ASCE41 ไม่สามารถจำลองรูปแบบการวิบัติของโครงข้อแข็งที่มีผนังอิฐก่อของไทยทำให้ผลการวิเคราะห์จากแบบจำลอง ASCE41 ไม่ใกล้เคียงผลทดสอบ

##### 4.5.2 เปรียบเทียบผลการทดสอบของ Lukkunaprasit and Srechai (2012)

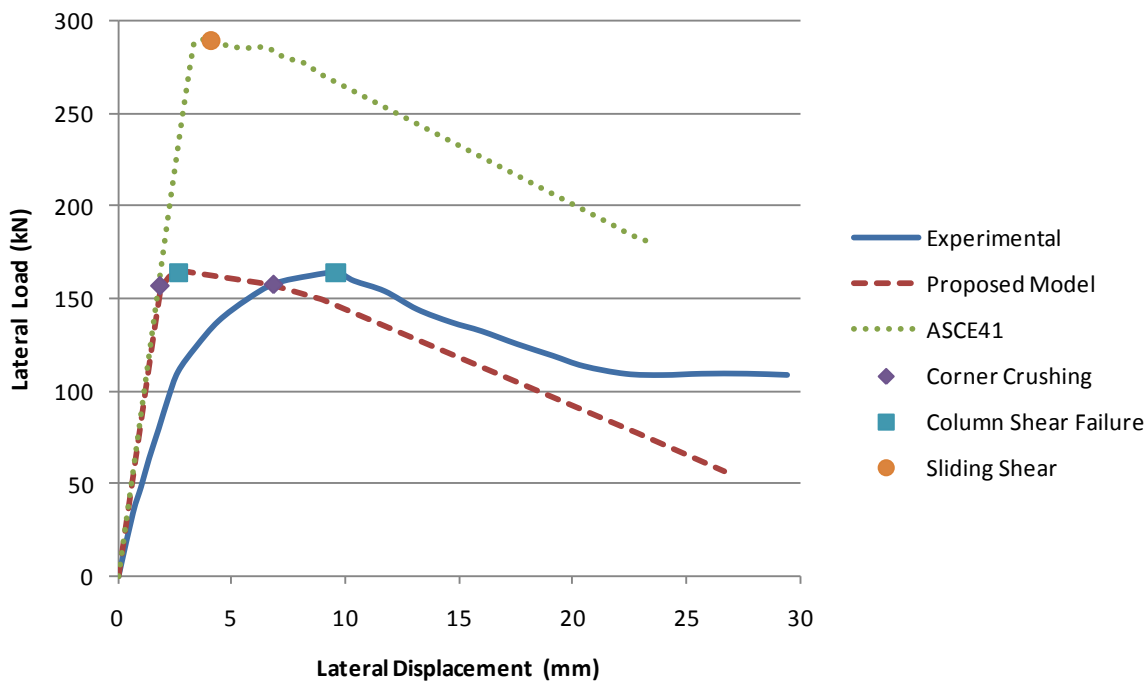
ผลการทดสอบของ Lukkunaprasit and Srechai (2012) สติฟเนสของโครงสร้างในช่วงแรกใกล้เคียงผลการวิเคราะห์จากแบบจำลองที่เสนอขึ้น แต่สติฟเนสของผลการทดสอบในช่วงหลังลดลงทีละน้อยเนื่องจากผนังอิฐก่อเกิดการแตกร้าวมากขึ้น ทำให้สติฟเนสของแบบจำลองที่เสนอขึ้นสูงกว่าผลการทดสอบเล็กน้อย ผลการทดสอบเกิดการแตกร้าวที่มุมเมื่อเกิดการเคลื่อนที่ 4.2 มิลลิเมตร ในขณะที่แบบจำลองผนังอิฐก่อที่เสนอขึ้นเกิดการแตกร้าวที่มุมเมื่อเกิดการเคลื่อนที่ 2.9 มิลลิเมตร หลังจากนั้นเกิดการวิบัติด้วยแรงเฉือนที่หัวเสาในตัวอย่างทดสอบเมื่อเกิดการเคลื่อนที่ด้านข้าง 6.0 มิลลิเมตร มีแรงกระทำด้านข้างสูงสุดเท่ากับ 300 kN แบบจำลองที่เสนอเกิดการวิบัติด้วยแรงเฉือนที่หัวเสาหลังจากเกิดการแตกร้าวที่มุมเช่นเดียวกับผลทดสอบ เมื่อเกิดการเคลื่อนที่ด้านข้าง 3.7 มิลลิเมตร มี

แรงกระทำด้านข้างสูงสุดเท่ากับ 292 kN โดยรวมแล้วแบบจำลองที่เสนอขึ้นสามารถจำลองพฤติกรรมของโครงข้อแข็งที่มีผนังอิฐก่อได้ใกล้เคียงผลการทดสอบ ส่วนแบบจำลองASCE41 มีแรงกระทำด้านข้างสูงสุดเท่ากับ 315 kN เมื่อเกิดการเคลื่อนที่เท่ากับ 2.8 มิลลิเมตรแบบจำลองนี้ไม่สามารถจำลองรูปแบบการวิบัติแบบการแตกร้าวที่มุมของผนังอิฐก่อได้ ทำให้ผลการวิเคราะห์ไม่ใกล้เคียงผลการทดสอบ

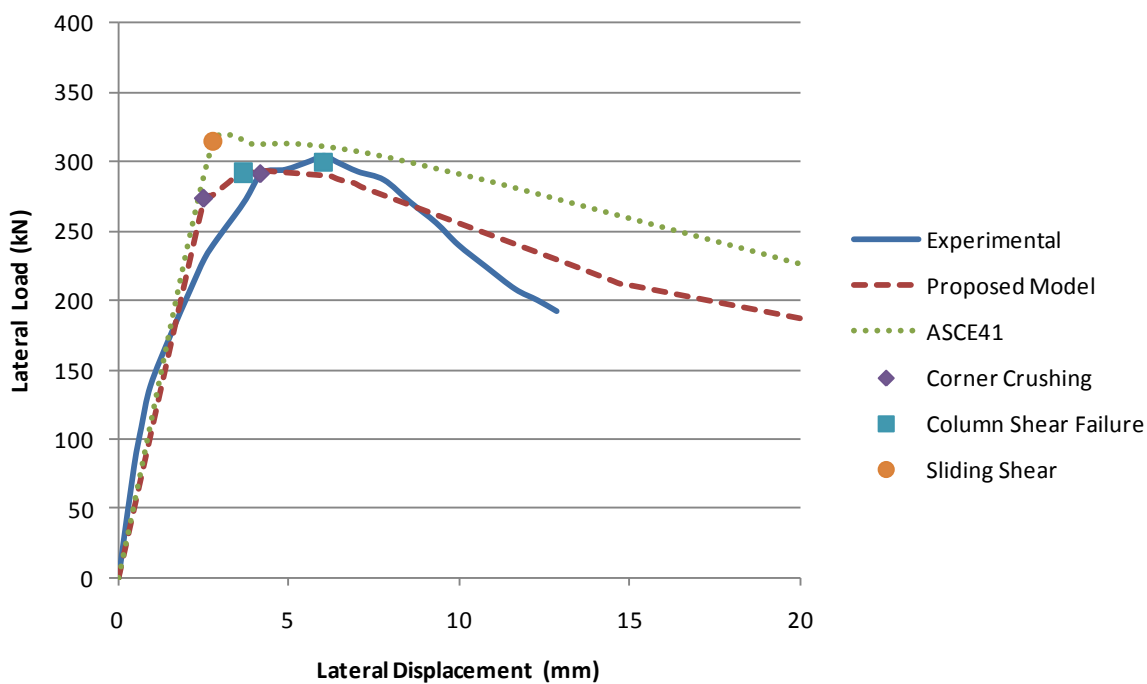
แบบจำลองโครงข้อแข็งและผนังอิฐก่อที่เสนอสามารถจำลองรูปแบบและลำดับการวิบัติได้เหมือนกับผลการทดสอบผนังอิฐก่อของไทย กล่าวคือ แบบจำลองผนังอิฐก่อมีรูปแบบการวิบัติแบบการแตกร้าวที่มุม และตามด้วยการวิบัติด้วยแรงเฉือนที่หัวเสา ซึ่งไม่สามารถจำลองได้หากใช้แบบจำลองผนังตามมาตรฐานต่างประเทศ สติฟเนสของแบบจำลองที่เสนอนั้นมากกว่าผลการทดสอบของพรหมดวง (2553)อย่างมาก แต่ใกล้เคียงกับผลการทดสอบของLukkunaprasit and Srechai (2012) เนื่องจากแบบจำลองที่เสนอไม่สามารถจำลองการลดลงของสติฟเนสที่เล็กน้อย ที่เกิดจากการแตกร้าวเพิ่มขึ้นของผนังอิฐก่อเมื่อมีแรงกระทำด้านข้างมากขึ้น แบบจำลองที่เสนอแม้สามารถแสดงกำลังรับแรงด้านข้างสูงสุด และ กำลังรับแรงด้านข้างที่เกิดการแตกร้าวที่มุมได้ใกล้เคียงผลทดสอบ แต่ตำแหน่งที่เกิดจุดสูงสุด และ การแตกร้าวที่มุม ของแบบจำลองยังแตกต่างผลการทดสอบพอสมควร

ตารางที่ 4.1รายละเอียดตัวอย่างทดสอบ

	พรหมดวง (2553)	Lukkunaprasit and Srechai (2012)
ขนาดตัวอย่างทดสอบ	1600 x 4000 mm	2250 x 4500 mm
ขนาดเสา	150 x150 mm	225 x 225 mm
เหล็กเสริมตามยาว	6-DB16	8-DB12
เหล็กปลอก	2RB3@75 mm	RB4@150 mm
ขนาดคาน	150 x 300 mm	250 x 340 mm
เหล็กเสริมบน	4-DB16	5-DB12
เหล็กเสริมล่าง	4-DB16	3-DB12
เหล็กปลอก	RB6@75 mm	RB6@100 mm
$t_{inf}$	50 mm	70 mm
$f'_c$	24 MPa	21 MPa
$E_{fe}$	23025 MPa	21538 MPa
$f'_{me}$	6.3 MPa	6.6 MPa
$E_{me}$	2477 MPa	3757 MPa
$A$	0.167 m <sup>2</sup>	0.184 m <sup>2</sup>
$\frac{Z}{2}$	0.40 m	0.51 m
$V_{cn}$	136 kN	211 kN
$V_n$	29 kN	51 kN
$\alpha$	0.84	0.82



รูปที่ 4.10 เปรียบเทียบผลการทดสอบของพรหมดวง (2553) และแบบจำลอง



รูปที่ 4.11 เปรียบเทียบผลการทดสอบของLukkunaprasit and Srechai (2012)และแบบจำลอง

## บทที่ 5

### ผลการวิเคราะห์อาคารตัวอย่าง

ในบทนี้อาคารตัวอย่างถูกวิเคราะห์ด้วยโปรแกรม Perform-3D โดยวิธีการวิเคราะห์แบบสถิตยศาสตร์ไม่เชิงเส้น (Nonlinear statics procedure) และ พลศาสตร์ไม่เชิงเส้น (Nonlinear dynamics procedure) ภายใต้คลื่นแผ่นดินไหวจำนวน 7 คลื่น ซึ่งได้จากฐานข้อมูลของ PEER แสดงดังตารางที่ 3.6 คลื่นแผ่นดินไหวที่ใช้ในการวิเคราะห์มีความรุนแรง 2 ระดับ ได้แก่ คลื่นที่มีโอกาสเกิดซ้ำ 2% ใน 50 ปี และคลื่นที่มีความรุนแรงเป็น 2.5 เท่าของคลื่น 2% ใน 50 ปี (ซึ่งพบว่าจะทำให้อาคารที่มีผนังอิฐก่อเกิดการวิบัติ) ในการวิเคราะห์นี้ใช้ความละเอียดของช่วงเวลา ( $\Delta t$ ) ในการวิเคราะห์ทางพลศาสตร์ตอบสนองของโครงสร้าง เท่ากับ 0.000025 วินาที

#### 5.1 คุณสมบัติของอาคารตัวอย่าง

อาคารตัวอย่างที่ทำกรวิเคราะห์เป็นอาคารหอพักสมมติสูง 4 ชั้น และ 10 ชั้น ออกแบบโดยไม่พิจารณาผลของแผ่นดินไหว ผนังก่อด้วยอิฐมวลเบา สำหรับอิฐที่มีกำลังต่ำ ใช้ค่ากำลังรับแรงอัดของปริซึมอิฐก่อเท่ากับ 4 MPa เพื่อเป็นตัวแทนของผนังอิฐก่อที่มีกำลังต่ำ ส่วนอิฐก่อกำลังสูงใช้ค่ากำลังรับแรงอัดของปริซึมอิฐก่อเท่ากับ 8 MPa แปลนของอาคารตัวอย่างแสดงในรูปที่ 3.1 คานมีขนาด 20x40 เซนติเมตร ขนาดเสาแสดงในตารางที่ 3.1 และ 3.2 อาคารที่ทำกรวิเคราะห์ใช้คุณสมบัติบางประการเหมือนกันทุกอาคารได้แก่

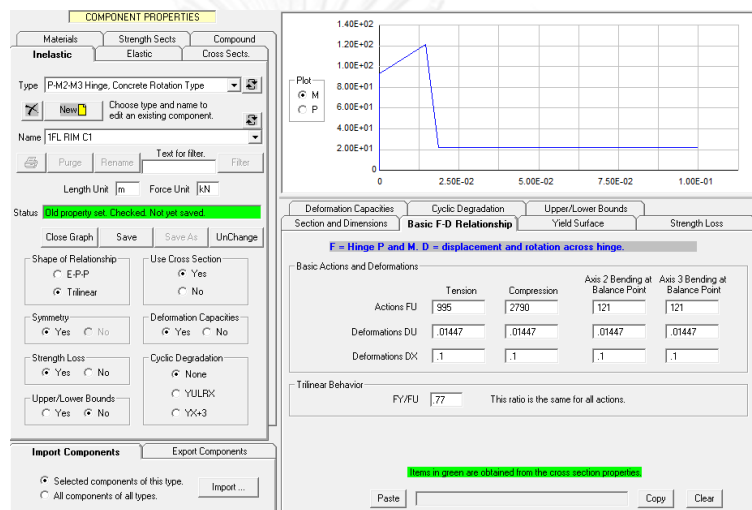
$$\begin{aligned}t_{inf} &= 0.065 \text{ m} \\f'_c &= 24 \text{ MPa} \\E_{fe} &= 22979 \text{ MPa}\end{aligned}$$

ค่าพารามิเตอร์ที่ใช้ในการจำลองโครงสร้างซึ่งที่มีผนังอิฐก่อ ได้แก่ กำลังรับแรงอัดของผนังอิฐก่ออิลาสติกโมดูลัสของผนังอิฐก่อ พื้นที่หน้าตัดของค้ำยันทั้งหมด ระยะวางค้ำยันตัวล่าง กำลังของผนังอิฐก่อที่วิบัติแบบการแตกร้าวที่มุม กำลังรับแรงเฉือนของเสา และ อัตราส่วนการแบ่งสติเฟเนสส์เข้าค้ำยันตัวบน ของอาคารที่ผนังอิฐก่อทั้ง 4 แบบ แสดงดังตาราง 5.1-5.4 อาคาร 4 ชั้น มีคุณสมบัติของจุดหมุนพลาสติกในเสา และ สปริงแรงเฉือน เหมือนกัน แสดงดังรูป 5.1-5.2 กำลังของผนังอิฐก่อที่แตกต่างกัน ทำให้ กำลังของค้ำยัน และ อัตราส่วนการแบ่งสติเฟเนสส์เข้าค้ำยันตัวบน แตกต่างกัน ดังนั้น คุณสมบัติของค้ำยันตัวบนของ อาคาร 4 ชั้น ที่มีผนังอิฐก่อกำลังต่ำและสูงแสดงในรูปที่ 5.3-

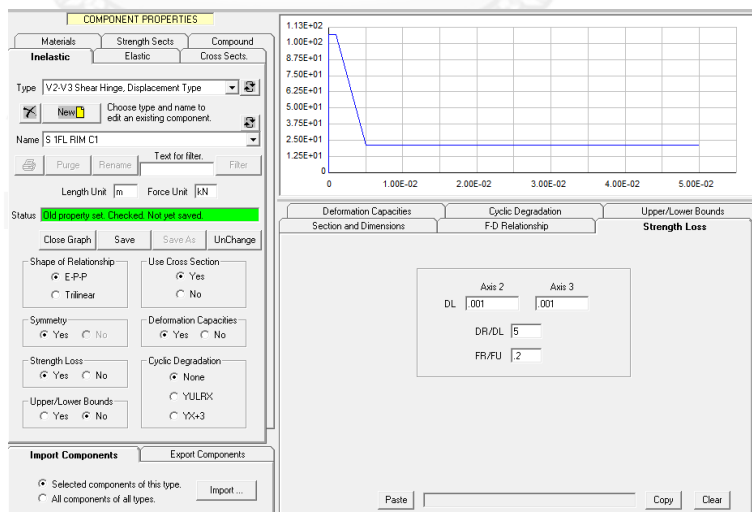
5.4 เช่นเดียวกับอาคาร 10 ชั้น ซึ่งมีคุณสมบัติของจุดหมุนพลาสติกในเสา และ สปริงแรงเฉือน เหมือนกัน แสดงดังรูป 5.5-5.6 ส่วนคุณสมบัติของค้ำยันตัวบนของ อาคาร 10 ชั้น ที่มีผนังอิฐก่อ กำลั้งต่ำและสูงแสดงในรูปที่ 5.7-5.8

ตารางที่ 5.1 พารามิเตอร์ที่ใช้ในการจำลองผนังอิฐก่อของอาคาร 4 ชั้นที่มีผนังอิฐก่อกำลั้งต่ำ

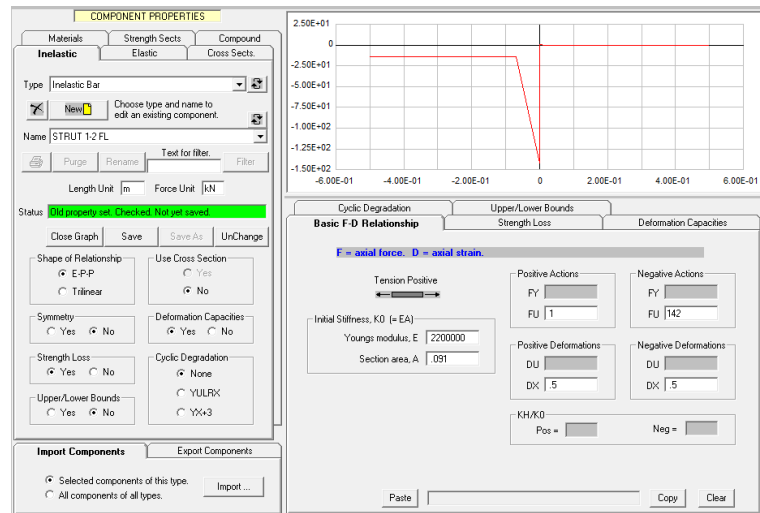
ชั้น	ขนาดเสา(m)	$f'_{me}$ (MPa)	$E_{me}$ (MPa)	$A$ (m <sup>2</sup> )	$Z/2$ (m)	$V_{cr}$ (kN)	$V_n$ (kN)	$\alpha$
3-4	0.25x0.25	4	2200	0.144	0.70	132	68	0.67
1-2	0.30x0.30	4	2200	0.144	0.84	142	100	0.63



รูปที่ 5.1 ความสัมพันธ์ระหว่างมูมหมุนและโมเมนต์ของจุดหมุนพลาสติกในเสา C1 ตัวริม ชั้น 1 ของอาคาร 4 ชั้น



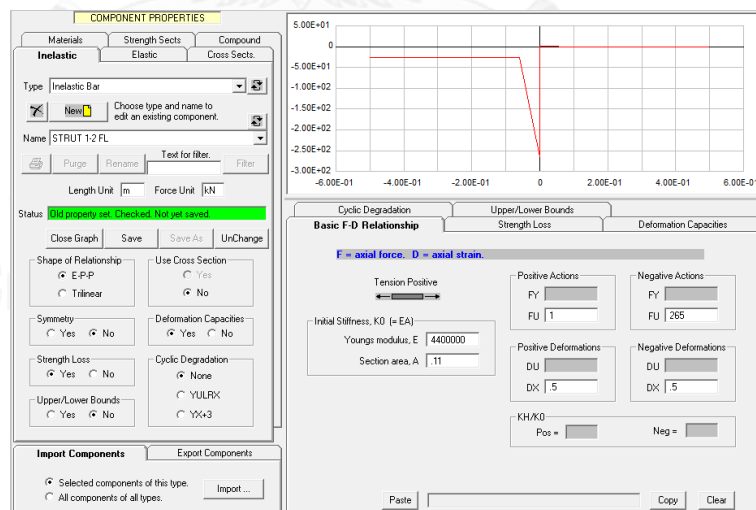
รูปที่ 5.2 ความสัมพันธ์ระหว่างระยะการเคลื่อนที่และแรงเฉือนของสปริงแรงเฉือนในเสา C1 ตัวริม ชั้น 1 ของอาคาร 4 ชั้น



รูปที่ 5.3 ความสัมพันธ์ระหว่างระยะการเคลื่อนที่และกำลังรับแรงอัดในค้ำยันตัวบน ชั้น 1-2 ของอาคาร 4 ชั้นที่มีผนังอิฐก่อกำลังต่ำ

ตารางที่ 5.2 พารามิเตอร์ที่ใช้ในการจำลองผนังอิฐก่อของอาคาร 4 ชั้นที่มีผนังอิฐก่อกำลังสูง

ชั้น	ขนาดเสา (m)	$f'_{ms}$ (MPa)	$E_{ms}$ (MPa)	$A$ ( $m^2$ )	$Z/2$ (m)	$V_{cs}$ (kN)	$V_n$ (kN)	$\alpha$
3-4	0.25x0.25	8	4400	0.144	0.59	246	68	0.78
1-2	0.30x0.30	8	4400	0.144	0.71	265	100	0.75

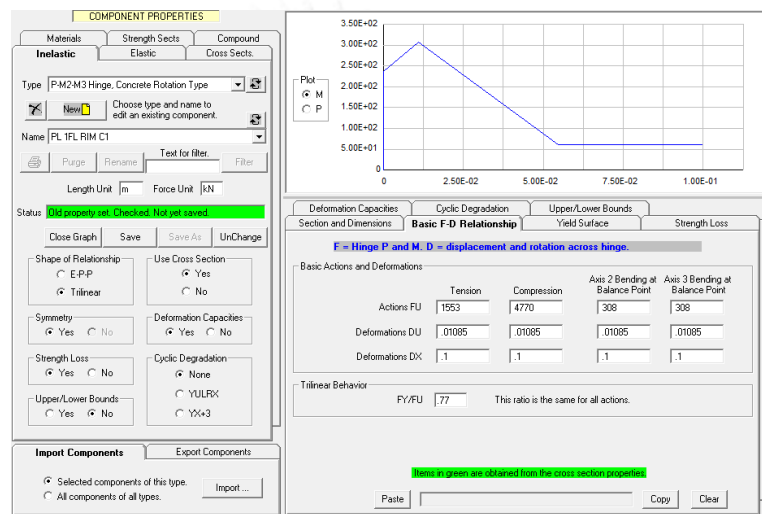


รูปที่ 5.4 ความสัมพันธ์ระหว่างระยะการเคลื่อนที่และกำลังรับแรงอัดในค้ำยันตัวบน ชั้น 1-2 ของอาคาร 4 ชั้นที่มีผนังอิฐก่อกำลังสูง

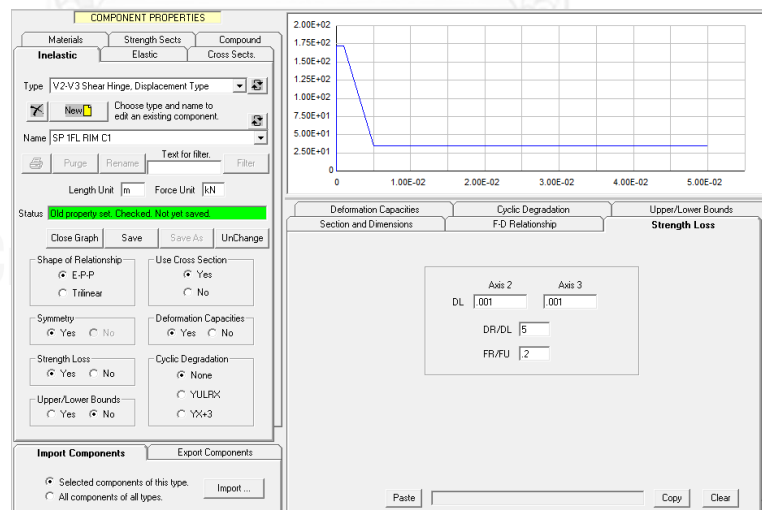


ตารางที่ 5.3 พารามิเตอร์ที่ใช้ในการจำลองผนังอิฐก่อของอาคาร 10 ชั้นที่มีผนังอิฐก่อกำลังต่ำ

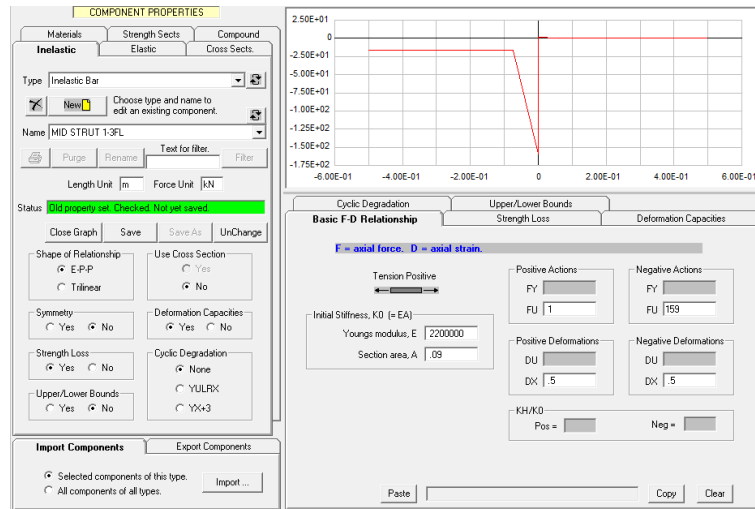
ชั้น	ขนาดเสา (m)	$f'_{ms}$ (MPa)	$E_{ms}$ (MPa)	$A$ (m <sup>2</sup> )	$Z/2$ (m)	$V_{cn}$ (kN)	$V_n$ (kN)	$\alpha$
9-10	0.25x0.25	4	2200	0.144	1.12	132	68	0.67
6-8	0.30x0.30	4	2200	0.144	0.98	142	99	0.63
3-5	0.35x0.35	4	2200	0.144	0.84	151	148	0.59
1-2	0.40x0.40	4	2200	0.144	0.70	159	196	0.60



รูปที่ 5.5 ความสัมพันธ์ระหว่างมูเมนต์และโมเมนต์ของจุดหมุนพลาสติกในเสา C1 ตัวริม ชั้น 1 ของอาคาร 4 ชั้น



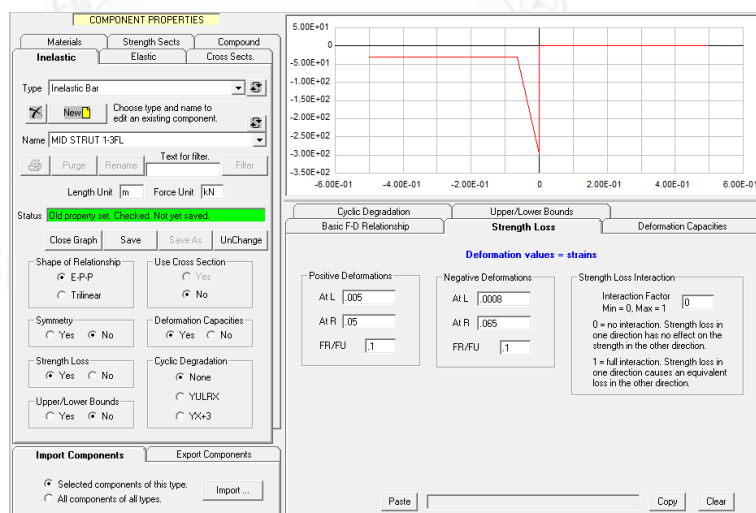
รูปที่ 5.6 ความสัมพันธ์ระหว่างระยะการเคลื่อนที่และแรงเฉือนของสปริงแรงเฉือนในเสา C1 ตัวริม ชั้น 1 ของอาคาร 4 ชั้น



รูปที่ 5.7 ความสัมพันธ์ระหว่างระยะการเคลื่อนที่และกำลังรับแรงอัดในค้ำยันตัวบน ชั้น 1-2 ของอาคาร 4 ชั้นที่มีผนังอิฐก่อกำลังต่ำ

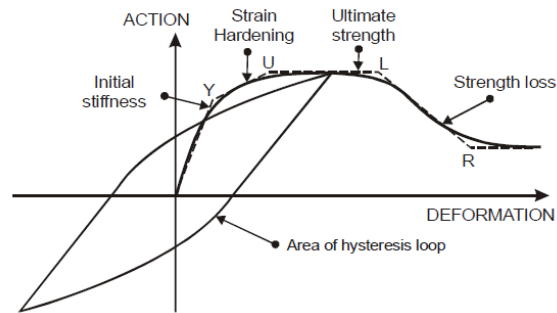
ตารางที่ 5.4 พารามิเตอร์ที่ใช้ในการจำลองผนังอิฐก่อของอาคาร 10 ชั้นที่มีผนังอิฐก่อกำลังสูง

ชั้น	ขนาดเสา (ม)	$f'_{ms}$ (MPa)	$E_{ms}$ (MPa)	$A$ (m <sup>2</sup> )	$Z/2$ (ม)	$V_{cn}$ (kN)	$V_n$ (kN)	$\alpha$
9-10	0.25x0.25	8	4400	0.144	0.59	246	68	0.78
6-8	0.30x0.30	8	4400	0.144	0.71	265	99	0.75
3-5	0.35x0.35	8	4400	0.144	0.83	281	148	0.70
1-2	0.40x0.40	8	4400	0.144	1.89	297	196	0.70



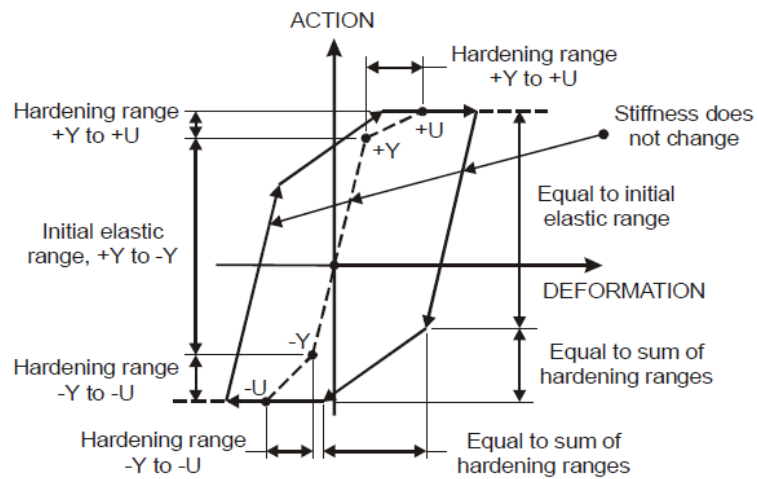
รูปที่ 5.8 ความสัมพันธ์ระหว่างระยะการเคลื่อนที่และกำลังรับแรงอัดในค้ำยันตัวบน ชั้น 1-2 ของอาคาร 4 ชั้นที่มีผนังอิฐก่อกำลังสูง

การจำลองโครงสร้างแบบไม่เชิงเส้น ในโปรแกรม Perform-3D ใช้ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเสียรูป เพื่อจำลอง สติฟเนสเริ่มต้นของโครงสร้าง การเพิ่มกำลังด้วยความเครียด (Strain hardening) กำลังสูงสุด และการสูญเสียกำลัง สำหรับการใช้อีลาสโตพลาสติซิตีสมิ่วัตถุประสงค์เพื่อจำลองการสลายพลังงานของโครงสร้าง ซึ่งขึ้นอยู่กับ การลดลงของสติฟเนสภายใต้การให้แรงแบบวัฏจักร

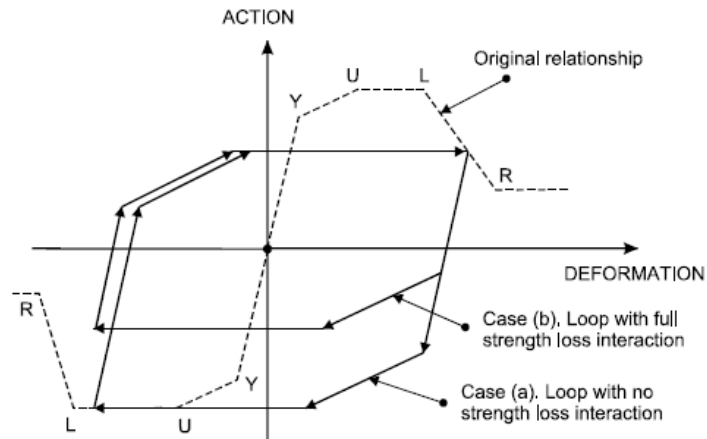


รูปที่ 5.9 แรงและการเสียรูป และ วงรอบฮิสเทรีซิส

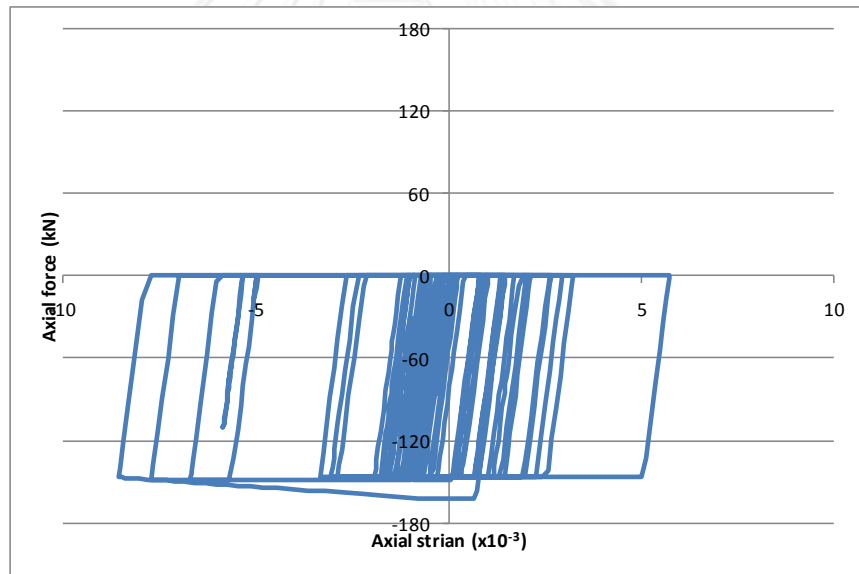
ในงานวิจัยชิ้นนี้ กำหนดให้ไม่มีการลดลงของสติฟเนสภายใต้การแรงแผ่นดินไหวและการลดลงของกำลังในทิศทางหนึ่งไม่มีอิทธิพลกับกำลังในอีกทิศทางหนึ่ง (ดังรูปที่ 5.10 และ 5.11)



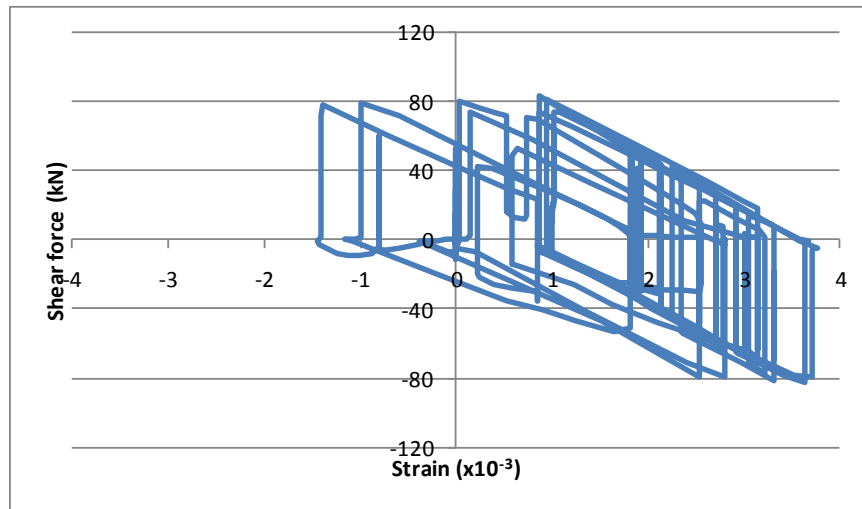
รูปที่ 5.10 ภายใต้แรงแบบวัฏจักร ไม่มีการลดลงของสติฟเนส



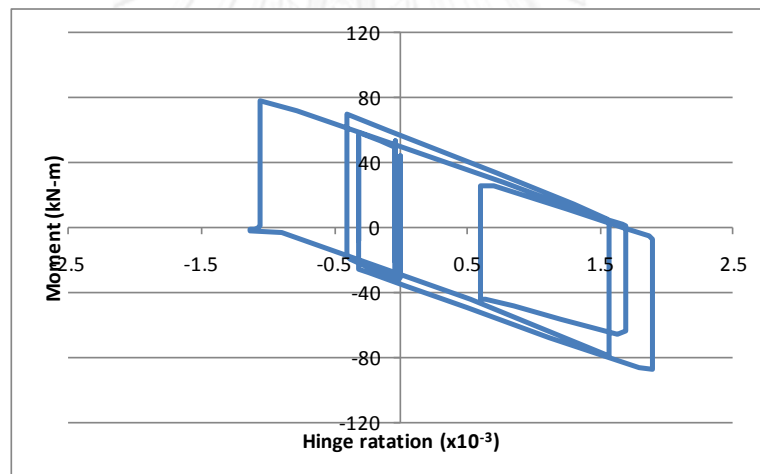
รูปที่ 5.11 ภายใต้งแรงแบบวัฏจักร การลดลงของกำลังในทิศทางหนึ่งไม่มีอิทธิพลกับกำลังในอีกทิศทางหนึ่ง



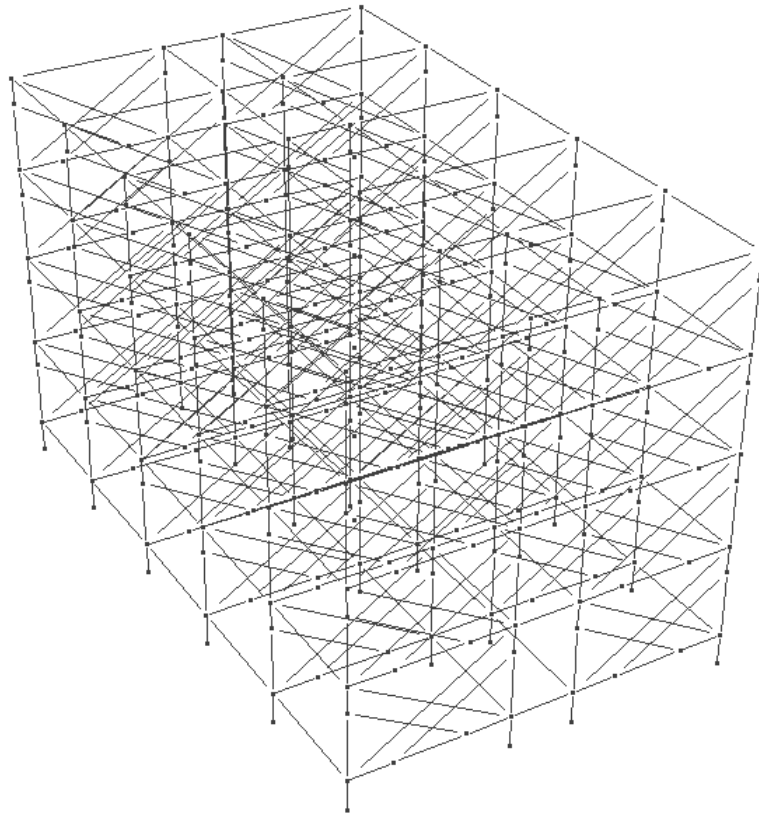
รูปที่ 5.12 วงรอบฮิสเทอรีซิสของค้ำยันตัวบนในอาคารที่มีผนังอิฐก่อกำลังต่ำ 10 ชั้น ภายใต้อาคารแผ่นดินไหว 1781



รูปที่ 5.13 วงรอบฮิสเทอริซิสของสปริงแรงเฉือนในอาคารที่มีผนังอิฐก่อกำลังต่ำ 10 ชั้น ภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว 1781

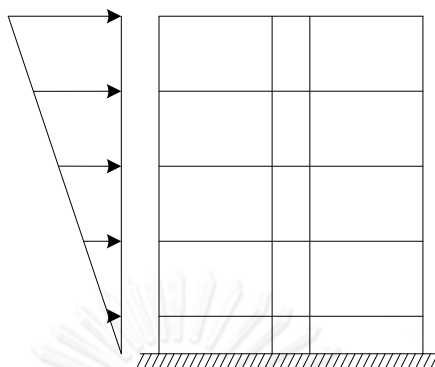


รูปที่ 5.14 วงรอบฮิสเทอริซิสของจุดหมุนพลาสติกในอาคารที่มีผนังอิฐก่อกำลังต่ำ 10 ชั้น ภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว 1781



รูปที่ 5.15แบบจำลองอาคารที่มีผนังอิฐก่อ 4 ชั้น ในโปรแกรม Perform-3D

## 5.2 ผลการวิเคราะห์อาคารที่มีผนังอิฐก่อและไม่มีผนังอิฐก่อแบบสถิตยศาสตร์ไม่เชิงเส้น



รูปที่ 5.16 วิธีการให้แรงกับอาคาร

ในการวิเคราะห์แบบสถิตยศาสตร์ไม่เชิงเส้น หรือ Pushover ในงานวิจัยชิ้นนี้ได้ทำการให้แรงกับโครงสร้างแบบสามเหลี่ยมกระจายแรงตามความสูง Perform 3D มีวิธีการคำนวณผลลัพธ์ จากเหตุการณ์หนึ่งไปอีกเหตุการณ์หนึ่ง โดยในแต่ละชั้นโครงสร้างจะเกิดเหตุการณ์ไม่เชิงเส้น หรือ การเปลี่ยนแปลงของสติฟเนสการคำนวณหาผลลัพธ์ในแต่ละชั้นจะถูกแบ่งเป็นชั้นย่อยโดยอัตโนมัติ หากจำนวนชั้นย่อยมีมากเกินไปกำหนดโปรแกรมจะหยุดคำนวณ เนื่องจากโครงสร้างไม่มีเสถียรภาพ

การเปรียบเทียบผลการวิเคราะห์อาคาร แสดงดังรูปที่ 5.11-5.12 ซึ่งเป็นความสัมพันธ์ระหว่างเปอร์เซ็นต์การเคลื่อนที่ด้านข้าง และ สัมประสิทธิ์แรงเฉือนที่ฐาน (Normalized base shear) โดยสัมประสิทธิ์แรงเฉือนที่ฐานคำนวณจาก การนำแรงเฉือนที่ฐานหารด้วยน้ำหนักของอาคาร

จากรูปที่ 5.11 เปรียบเทียบผลการวิเคราะห์อาคารตัวอย่าง 4 ชั้นที่มีผนังอิฐก่อและไม่มีผนังอิฐก่อพบว่าอาคารที่ไม่มีผนังอิฐก่อสามารถรับแรงด้านข้างสูงสุดได้เท่ากับ 0.21 ที่การเคลื่อนที่ด้านข้าง 1.03% (จุด a1) โดยเกิดการวิบัติที่จุดหมุนพลาสติกในเสา ในขณะที่อาคารที่มีผนังอิฐก่อกำลังต่ำและอาคารที่มีผนังอิฐก่อกำลังสูงยังไม่เกิดการวิบัติของผนังอิฐก่อ และเกิดการเคลื่อนที่ด้านข้างเพียง 0.09% (จุด b1) และ 0.06% (จุด c1) ตามลำดับ กราฟของอาคารที่มีผนังอิฐก่อมีความชันมากกว่าอาคารที่ไม่มีผนังอิฐก่อ แสดงว่าสติฟเนสของอาคารที่มีผนังอิฐก่อมากกว่าอาคารที่ไม่มีผนังอิฐก่อ เนื่องจากผนังอิฐก่อช่วยเพิ่มสติฟเนสให้กับอาคารอย่างมาก เมื่อเปรียบเทียบความชันระหว่างอาคารที่มีผนังอิฐก่อกำลังต่ำและกำลังสูง พบว่าอาคารที่มีผนังอิฐก่อกำลังสูง กราฟมีความชันมากกว่าผนังอิฐก่อกำลังต่ำ เพราะอัตราการการแบ่งสติฟเนสเข้าค้ำยันตัวของผนังอิฐก่อกำลังสูง มีค่ามากกว่าผนังอิฐก่อกำลังต่ำ ที่เป็นเช่นนี้เนื่องจากอัตราส่วนการแบ่งสติฟเนสแปรผันตรงกับกำลังของผนังอิฐก่อ สำหรับอาคารที่มีผนังอิฐก่อกำลังต่ำรับแรงด้านข้างสูงสุดเท่ากับ 0.44 เมื่อเกิดการเคลื่อนที่ด้านข้างเท่ากับ 0.29% (จุด b4) ส่วนอาคารที่มีผนังอิฐก่อกำลังสูงรับแรงด้านข้างสูงสุดเท่ากับ 0.59 เมื่อเกิด

การเคลื่อนที่ด้านข้างเท่ากับ 0.23% (จุด c4) เมื่อเปรียบกำลังรับแรงด้านสูงสุดระหว่างอาคารที่มีผนังอิฐก่อและไม่มีผนังอิฐก่อพบว่า ผนังอิฐเพิ่มกำลังรับแรงด้านข้างให้กับอาคารอย่างมาก แต่ก็ทำให้ระยะเคลื่อนที่ด้านข้างสูงสุดของอาคารลดลง เนื่องจากผนังอิฐก่อเปราะ เมื่อผนังอิฐก่อรับแรงจนถึงความสามารถในการรับแรงด้านข้างสูงสุดผนังอิฐก่อจะวิบัติทันที กำลังของโครงสร้างจึงตกลงอย่างมาก

เปรียบเทียบผลการวิเคราะห์หอคอยตัวอย่าง 10 ชั้นที่มีผนังอิฐก่อและไม่มีผนังอิฐก่อแสดงดังรูปที่ 5.12พบว่าอาคารที่ไม่มีผนังอิฐก่อสามารถรับแรงด้านข้างสูงสุดได้เท่ากับ 0.13 ที่การเคลื่อนที่ด้านข้าง 0.99% (จุด a1) โดยเกิดการวิบัติที่จุดหมุนพลาสติกในเสา ในขณะที่อาคารที่มีผนังอิฐก่อกำลังต่ำและ อาคารที่มีผนังอิฐก่อกำลังสูงยังไม่เกิดการวิบัติของผนังอิฐก่อ และเกิดการเคลื่อนที่ด้านข้างเพียง 0.15% (จุด b1)และ 0.1% (จุด c1) ตามลำดับ จากกราฟแสดงให้เห็นว่าอาคารที่มีผนังอิฐก่อมีความชัน หรือ สติฟเนส มากกว่า เนื่องจากผนังอิฐก่อเพิ่มสติฟเนสให้กับอาคารอย่างมาก เมื่อเปรียบเทียบความชันระหว่างอาคารที่มีผนังอิฐก่อกำลังต่ำและสูง พบว่าอาคารที่มีผนังอิฐก่อกำลังสูงมีความชัน หรือ สติฟเนส มากกว่าอาคารที่ผนังอิฐก่อกำลังต่ำ เพราะค้ำยันตัวบนของผนังอิฐก่อกำลังสูงมีสติฟเนส มากกว่าผนังอิฐก่อกำลังต่ำ เนื่องมาจากอัตราการแบ่งสติฟเนสเข้าค้ำยันตัวบนของผนังอิฐก่อกำลังสูง มากกว่าผนังอิฐก่อกำลังต่ำ สำหรับอาคารที่มีผนังอิฐก่อกำลังต่ำรับแรงด้านข้างสูงสุดเท่ากับ 0.22 เมื่อเกิดการเคลื่อนที่ด้านข้างเท่ากับ 0.47% (จุด b4) ส่วนอาคารที่ผนังอิฐก่อกำลังสูงรับแรงด้านข้างสูงสุดเท่ากับ 0.29เมื่อเกิดการเคลื่อนที่ด้านข้างเท่ากับ 0.36% (จุด c4)กำลังรับแรงด้านข้างสูงสุดของอาคารที่มีผนังอิฐก่อ มากกว่าอาคารที่ไม่มีผนังอิฐก่อ เพราะผนังอิฐก่อเพิ่มความสามารถในการรับแรงด้านข้างอย่างมาก แต่ก็ทำให้อาคารมีการเคลื่อนที่ด้านข้างลดลง เนื่องจากความเปราะของผนังอิฐก่อ ผนังอิฐก่อมีความสามารถในการเคลื่อนที่ด้านข้างน้อย จึงทำให้อาคารมีการเคลื่อนที่ด้านข้างน้อยด้วย

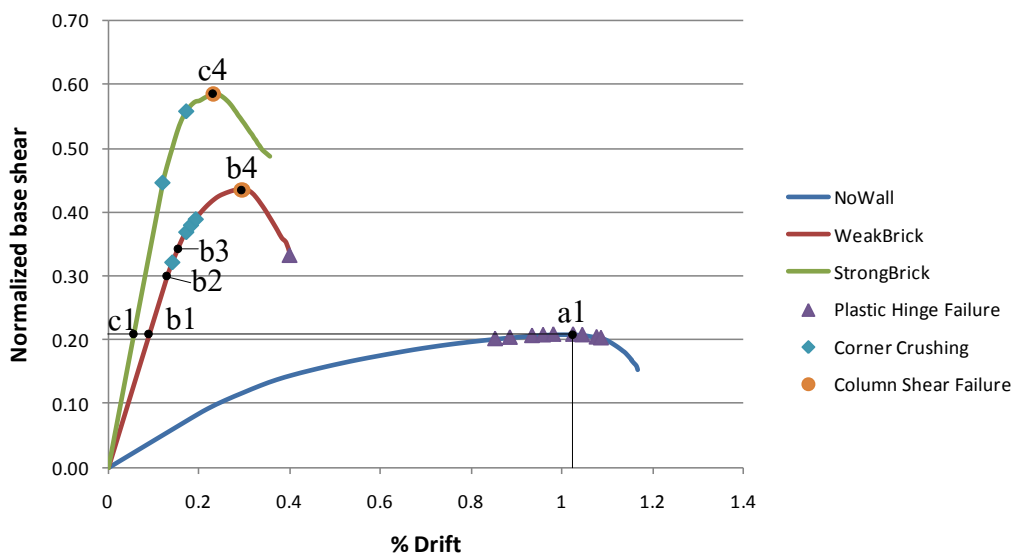
จากการวิเคราะห์แบบสถิตไม่เชิงเส้น แสดงให้เห็นว่า อาคารที่มีผนังอิฐก่อมีสติฟเนสมากกว่าอาคารที่ไม่มีผนังอิฐก่ออย่างมาก เนื่องผนังอิฐก่อช่วยเพิ่มสติฟเนสให้กับอาคาร เมื่อเปรียบเทียบสติฟเนส ระหว่างอาคารที่มีผนังอิฐก่อกำลังสูงและต่ำ พบว่าอาคารที่มีผนังอิฐก่อกำลังสูงมีสติฟเนสมากกว่าอาคารที่มีผนังอิฐก่อกำลังต่ำ เนื่องจากค้ำยันตัวบนของผนังอิฐก่อกำลังสูงมีสติฟเนสมากกว่าผนังอิฐก่อกำลังต่ำ เพราะอัตราการแบ่งสติฟเนสเข้าค้ำยันตัวบนแปรผันตรงกับกำลังของผนังอิฐก่อ เมื่อเปรียบเทียบแรงด้านข้าง พบว่าอาคารที่มีผนังอิฐก่อสามารถรับแรงด้านข้างได้มากกว่า อาคารที่ไม่มีผนังอิฐก่อ เนื่องจากผนังอิฐก่อเพิ่มความสามารถในการรับแรงด้านข้างให้กับอาคาร แต่ก็ทำให้การเคลื่อนที่สูงสุดของอาคารลดลงด้วย เนื่องจากผนังอิฐก่อเปราะ เมื่อผนังอิฐก่อรับแรงจนถึงความสามารถในการรับแรงสูงสุดผนังอิฐก่อจะวิบัติ กำลังจะตกลงอย่างรวดเร็ว



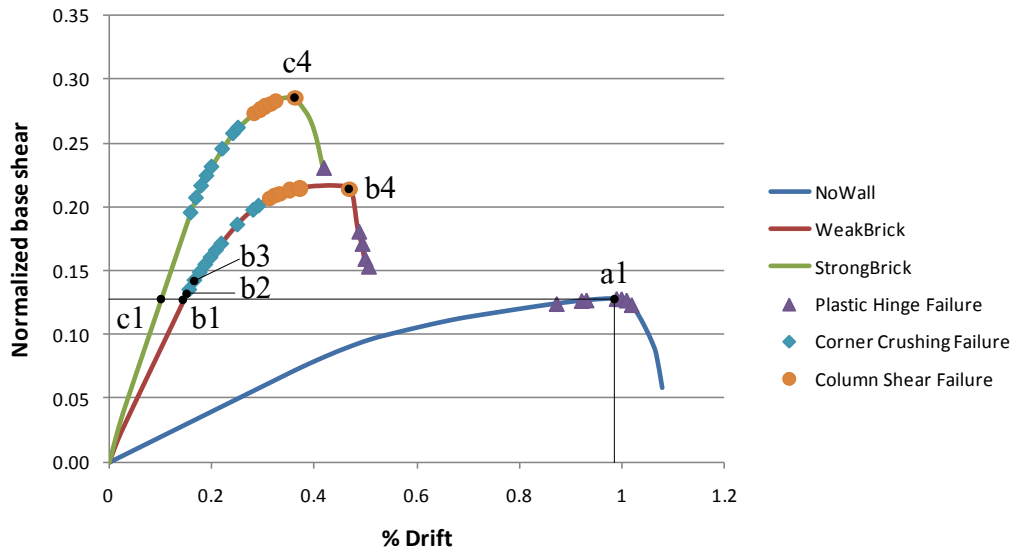
ลักษณะการวิบัติของอาคารที่มีผนังอิฐก่อจากการวิเคราะห์วิธีสถิตศาสตร์ไม่เชิงเส้น หรือ Push Over แสดงดังรูปที่ 5.14 และ 5.18 ในอาคาร 4 ชั้นที่มีผนังอิฐก่อ ผนังอิฐก่อวิบัติที่ชั้น 1 ก่อนแล้วจึงวิบัติไล่ขึ้นไปจนถึงชั้น 3 จากนั้น เสาในชั้น 1 จึงวิบัติด้วยแรงเฉือน ในอาคาร 10 ชั้น ผนังอิฐก่อจะวิบัติที่ชั้นล่างก่อนแล้วจึงเกิดการวิบัติของผนังอิฐก่อชั้นไล่ขึ้นไป จากนั้นจึงเกิดการวิบัติในเสาดด้วยแรงเฉือนในชั้น 3 ก่อน หลังจากนั้นเสาวิบัติด้วยแรงเฉือนในเสาตัวอื่น จนอาคารมาไม่สามารถต้านทานแรงด้านข้างได้อีก

ตารางที่ 5.5 ผลการวิเคราะห์อาคารตัวอย่างด้วยวิธีสถิตศาสตร์ไม่เชิงเส้น

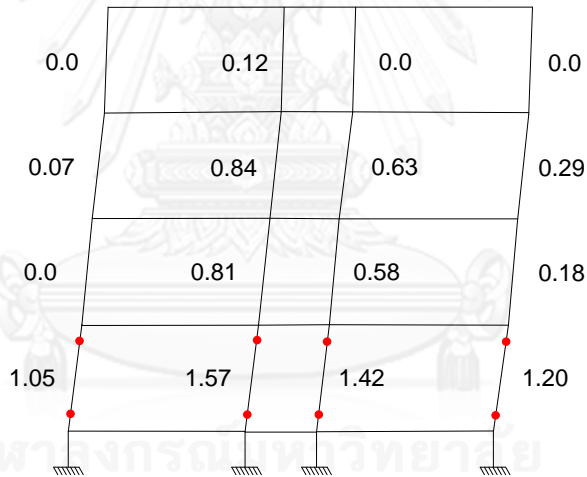
	ซีเมนต์สตีเฟนส (MPa)	สัมประสิทธิ์แรงเฉือนที่ฐานเมื่อเกิดการวิบัติครั้งแรก	การเคลื่อนที่เมื่อเกิดการวิบัติครั้งแรก	สัมประสิทธิ์แรงเฉือนที่ฐานสูงสุด	การเคลื่อนที่เมื่อเกิดสัมประสิทธิ์แรงเฉือนที่ฐานสูงสุด
อาคาร 4 ชั้น					
ไม่มีผนังอิฐก่อ	30	0.20	0.85%	0.21	1.03%
อิฐก่อกำลังต่ำ	165	0.32	0.14%	0.44	0.29%
อิฐก่อกำลังสูง	266	0.45	0.12%	0.59	0.23%
อาคาร 10 ชั้น					
ไม่มีผนังอิฐก่อ	14	0.12	0.87%	0.13	0.99%
อิฐก่อกำลังต่ำ	64	0.14	0.16%	0.22	0.47%
อิฐก่อกำลังสูง	88	0.20	0.16%	0.29	0.36%



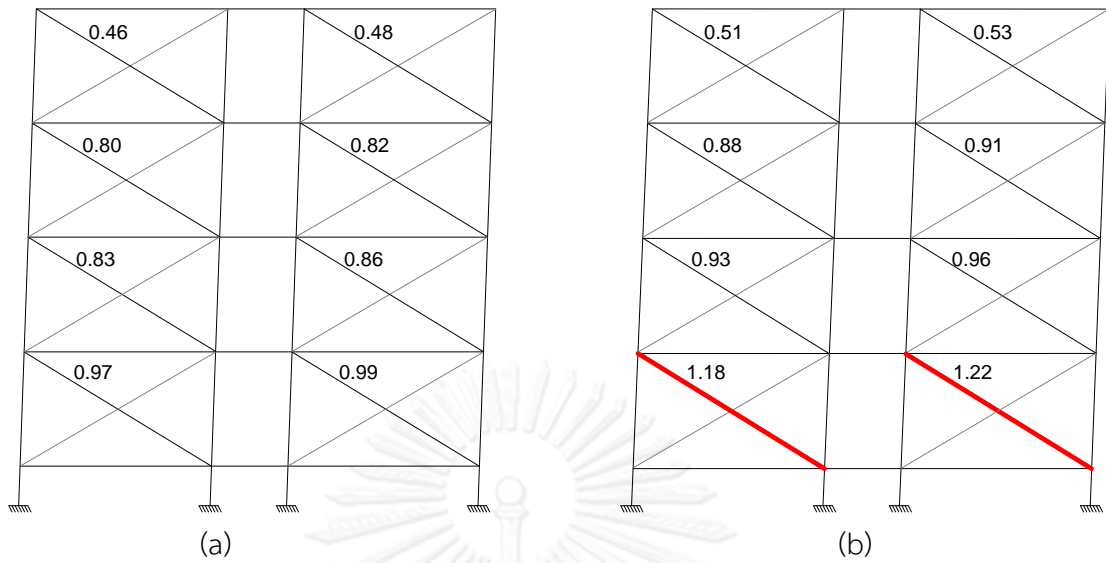
รูปที่ 5.17 เปรียบเทียบผลการวิเคราะห์อาคารตัวอย่าง 4 ชั้นที่มีผนังอิฐก่อและไม่มีผนังอิฐก่อ



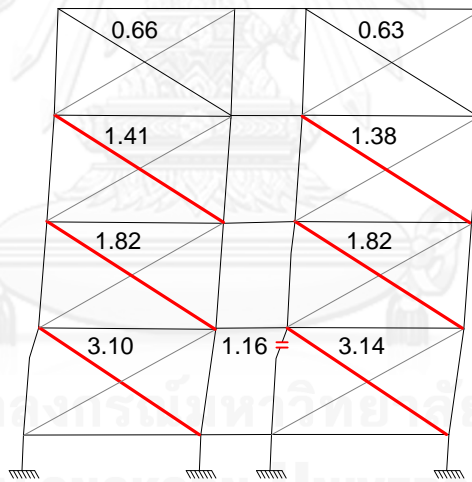
รูปที่ 5.18เปรียบเทียบผลการวิเคราะห์อาคารตัวอย่าง 10 ชั้นที่มีผนังอิฐก่อและไม่มีผนังอิฐก่อ



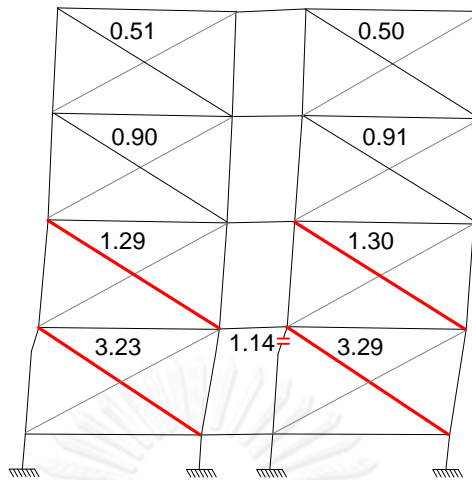
รูปที่ 5.19ค่าDCR ของชิ้นส่วน ในอาคาร 4 ชั้น ที่ไม่มีผนังอิฐก่อ ที่จุด a1



รูปที่ 5.20 ค่า DCR ของชิ้นส่วน ในอาคาร 4 ชั้น ที่มีผนังอิฐก่อกำลังต่ำ (a) จุด b2 และ (b) จุด b3



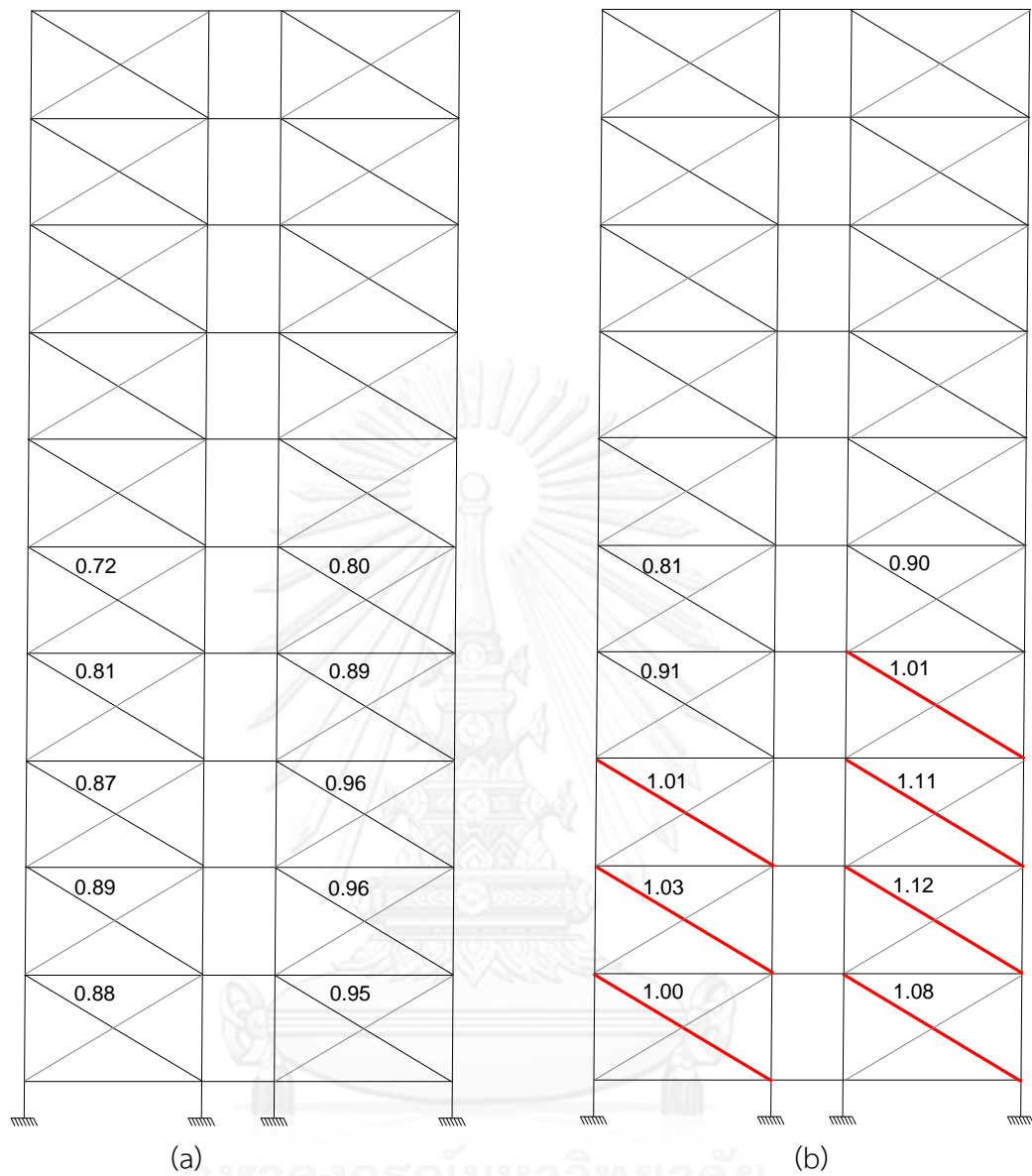
รูปที่ 5.21 ค่า DCR ของชิ้นส่วน ในอาคาร 4 ชั้น ที่มีผนังอิฐก่อกำลังต่ำ ที่จุด b4



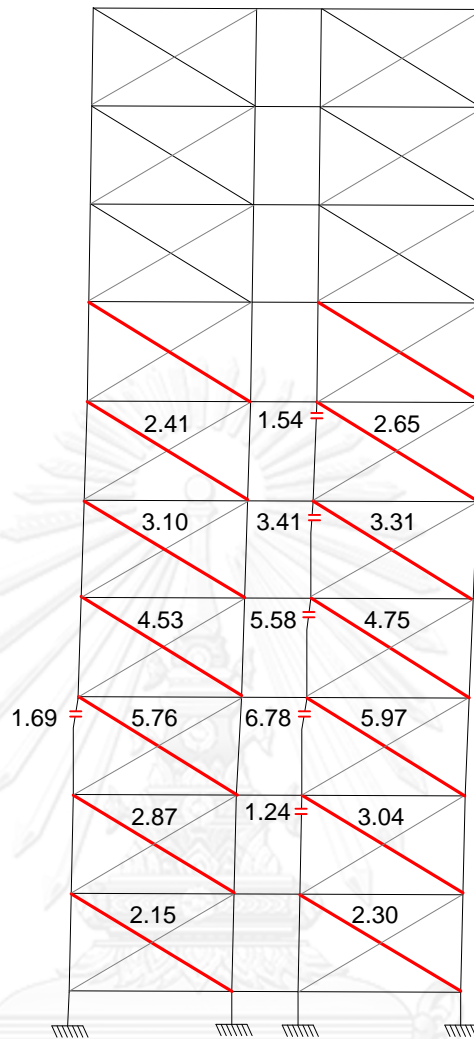
รูปที่ 5.22 ค่า DCR ของชิ้นส่วน ในอาคาร 4 ชั้น ที่มีผนังอิฐก่อกำลังสูง ที่จุด c4

	0.55	0.38	
	0.67	0.50	
0.77	1.59	1.40	1.05
0.02	0.70	0.52	0.10
	0.46	0.30	

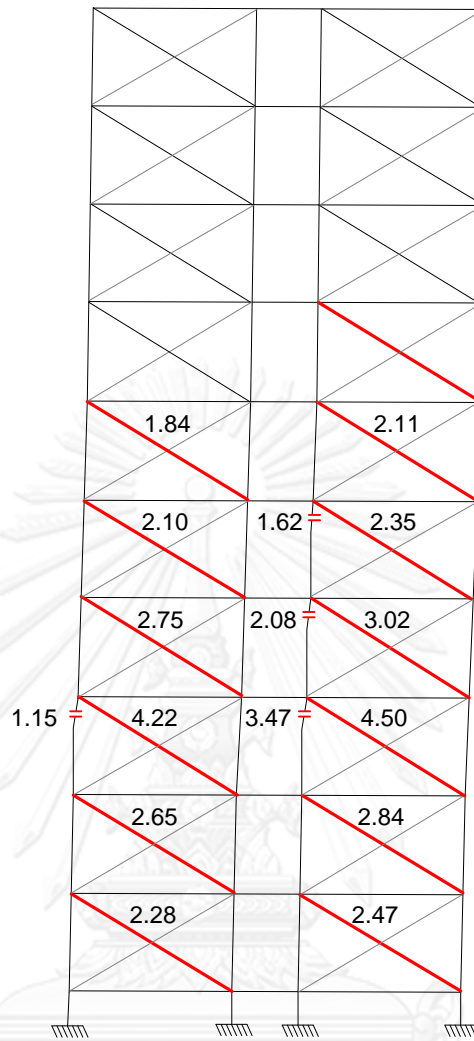
รูปที่ 5.23 ค่าDCR ของชั้นส่วน ในอาคาร 10 ชั้น ที่ไม่มีผนังอิฐก่อ ที่จุด a1



รูปที่ 5.24 ค่า DCR ของชิ้นส่วน ในอาคาร 10 ชั้น ที่มีผนังอิฐก่อกำลังต่ำ ที่จุด b3 และ จุด b4



รูปที่ 5.25 ค่าDCR ของชิ้นส่วน ในอาคาร 10 ชั้น ที่มีผนังอิฐก่อกำลังต่ำ ที่จุด b4



รูปที่ 5.26 ค่าDCR ของชั้นส่วน ในอาคาร 10 ชั้น ที่มีผนังอิฐก่อกำลังสูง ที่จุด c4



### 5.3 ผลการวิเคราะห์อาคารที่มีผนังอิฐก่อและไม่มีผนังอิฐก่อแบบพลศาสตร์ไม่เชิงเส้น

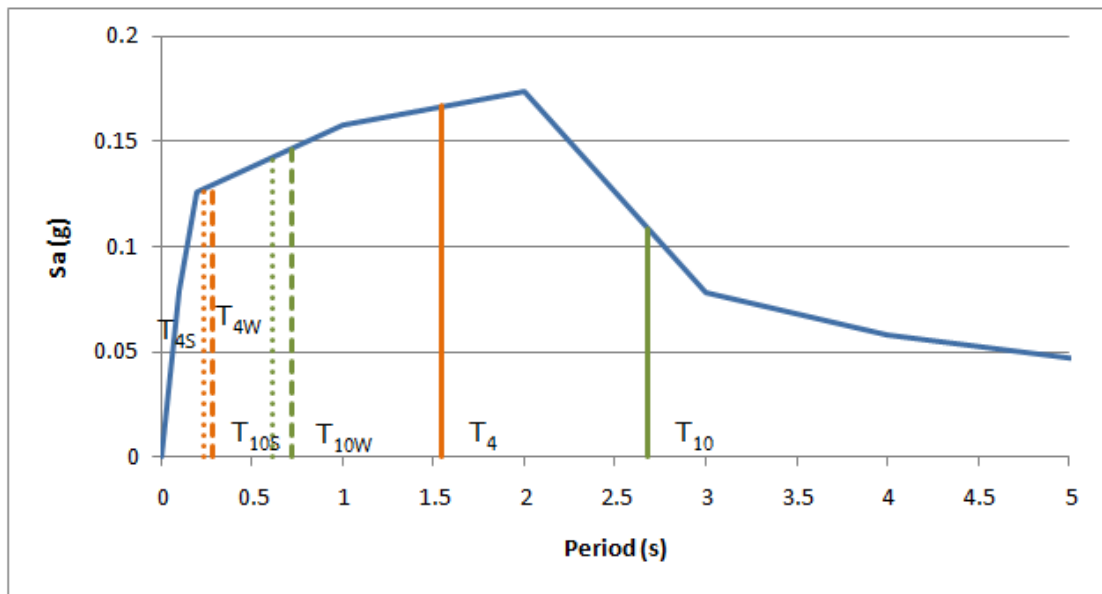
การประเมินพฤติกรรมอาคารภายใต้แรงแผ่นดินไหวด้วยวิธีพลศาสตร์ไม่เชิงเส้นในงานวิจัยชิ้นนี้ได้ใช้ข้อมูลการสั่นไหวของพื้นดินที่เป็นประวัติเวลาของความเร่งจากที่บันทึกได้จากแผ่นดินไหวในอดีต ซึ่งได้จากฐานข้อมูลของ PEER จำนวน 7 คลื่น ดังแสดงรายละเอียดในหัวข้อ 3.3 โดยพิจารณาให้คลื่นแผ่นดินไหวกระทำต่ออาคารทั้งสองทิศทางในแนวราบพร้อมกัน

พฤติกรรมที่สำคัญอย่างหนึ่งของอาคารเมื่อต้องพิจารณาผลกระทบของแผ่นดินไหวก็คือ คาบธรรมชาติของอาคาร ตารางที่ 5.6 แสดงให้เห็นผลกระทบของผนังอิฐก่อที่มีต่อคาบของอาคาร จากการวิเคราะห์ด้วยโปรแกรมคอมพิวเตอร์พบว่าผนังอิฐก่อทำให้คาบของอาคารสั้นลงอย่างมาก ในอาคาร 4 ชั้นที่มีผนังอิฐก่อกำลังต่ำและสูงมีคาบสั้นกว่าอาคารที่ไม่มีผนังอิฐก่อถึง 5.4 และ 6.6 เท่าตามลำดับ ในอาคาร 10 ชั้น เป็น 3.7 และ 4.3 เท่า เมื่ออิฐก่อมีกำลังสูงขึ้นทำให้คาบสั้นลงเนื่องจาก อัตราส่วนการแบ่งสติเฟนส์ให้ค้ำยันตัวกลางของอาคารที่มีผนังอิฐก่อกำลังสูงมีค่ามากกว่า ค้ำยันตัวกลางของอาคารที่มีผนังอิฐก่อกำลังสูงจึงมีพื้นที่หน้าตัดมากกว่า

ตารางที่ 5.6 คาบของอาคารที่มีผนังอิฐก่อ และ ไม่มีผนังอิฐก่อในแกน H1

คุณสมบัติ	อาคาร 4 ชั้น			อาคาร 10 ชั้น		
	ไม่มีผนังอิฐก่อ	มีผนังอิฐก่อกำลังต่ำ	มีผนังอิฐก่อกำลังสูง	ไม่มีผนังอิฐก่อ	มีผนังอิฐก่อกำลังต่ำ	มีผนังอิฐก่อกำลังสูง
คาบ (วินาที)	1.548	0.287	0.233	2.680	0.725	0.618
Sa(g)	0.167	0.129	0.127	0.109	0.147	0.143

การวิเคราะห์อาคารโดยไม่พิจารณาผลกระทบของผนังอิฐก่อส่งผลให้คาบของอาคารผิดไปจากอาคารจริง คาบของอาคารที่มีผนังอิฐก่อสั้นกว่าคาบของอาคารที่ไม่มีผนังอิฐก่อมาก ทำให้แรงที่กระทำกับอาคารเปลี่ยนไป จากรูปที่ 5.21 สเปกตรัมผลตอบสนองสำหรับพื้นที่แห่งกรุงเทพ โซน 5 และ คาบการสั่นไหวของอาคารที่มีผนังอิฐก่อและไม่มีผนังอิฐก่อ 4 ชั้น และ 10 ชั้น เมื่อพิจารณาความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมของอาคาร 4 ชั้น อาคารที่มีผนังอิฐก่อมีความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมน้อยกว่าอาคารที่ไม่มีผนังอิฐก่อ แต่ในอาคาร 10 ชั้น อาคารที่มีผนังอิฐก่อมีความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมมากกว่าอาคารที่ไม่มีผนังอิฐก่อ ดังนั้นการวิเคราะห์ออกแบบโครงสร้างโดยไม่พิจารณาผลของผนังอิฐก่อทำให้แรงที่กระทำกับอาคารผิดเพี้ยนไป โดยอาจจะน้อยกว่า หรือ มากกว่า แรงจริงที่จะทำกับอาคาร



รูปที่ 5.27 สเปกตรัมผลตอบสนองสำหรับพื้นที่ในแอ่งกรุงเทพฯ โซน 5 และ คาบการสั่นไหวของอาคารที่มีผนังอิฐก่อและไม่มีผนังอิฐก่อ 4 ชั้น และ 10 ชั้น

ในหัวข้อถัดไปแสดงให้เห็นถึงพฤติกรรมของอาคารตัวอย่าง 4 และ 10 ชั้นที่มีผนังอิฐก่อและไม่มีผนังอิฐก่อภายใต้แรงแผ่นดินไหวด้วยการวิเคราะห์แบบพลศาสตร์ไม่เชิงเส้น อันประกอบไปด้วยสัมประสิทธิ์แรงเฉือนที่ฐานอาคาร (Normalized base shear) การเคลื่อนที่ของหลังคาอาคารสูงสุด ค่าเฉลี่ยเปอร์เซ็นต์การเคลื่อนที่สัมพัทธ์แต่ละชั้น ความเสียหายของอาคารซึ่งนำเสนอผ่าน อัตราส่วนระหว่างระยะการเคลื่อนที่ที่เกิดขึ้นและความสามารถในการเคลื่อนที่สูงสุดของชิ้นส่วน (Demand Capacity Ratio (DCR)) หากมีค่าเกิน 1 หมายถึง ชิ้นส่วนนั้นวิบัติ ความเสียหายของผนังอิฐก่อ และเสา ในเฟรมที่มีค่า DCR สูงสุด และ เฟรมที่มีค่า DCR เฉลี่ยทั้ง 7 ชั้น สูงสุด ถูกนำเสนอในตารางเพื่อเป็นตัวแทนเพื่อแสดงความเสียหายของอาคาร

### 5.3.1 พฤติกรรมอาคารตัวอย่าง 4 ชั้น ภายใต้แรงแผ่นดินไหว

#### 5.3.1.1 คลื่นแผ่นดินไหว 2%/50

สัมประสิทธิ์แรงเฉือนที่ฐานอาคารที่ไม่มีผนังอิฐก่อต่ำกว่าอาคารที่มีผนังอิฐก่อ แสดงให้เห็นว่าการไม่พิจารณาผนังอิฐก่อทำให้แรงที่เข้าอาคารเปลี่ยนไป เนื่องจากผนังอิฐก่อทำให้คาบธรรมชาติของอาคารสั้นลง สำหรับคลื่น 7 ตัวที่ใช้ในงานวิจัยชิ้นนี้ แรงที่เข้าอาคารที่ไม่มีผนังอิฐก่อมีค่าน้อยกว่าอาคารที่มีผนังอิฐก่อ เมื่อเปรียบเทียบสัมประสิทธิ์แรงเฉือนที่ฐาน ระหว่างอาคารที่มีผนังอิฐก่อกำลังสูงและกำลังต่ำ พบว่าสัมประสิทธิ์แรงเฉือนที่ฐานของอาคารที่มีผนังอิฐก่อกำลังสูง ต่ำกว่าอาคารที่มีผนังอิฐก่อกำลังต่ำ เนื่องจาก กำลังของผนังอิฐก่อทำให้อาคารมีสติฟเนสมากขึ้น คาบจึงสั้นลง ส่งผลให้แรงที่เข้าอาคารเปลี่ยนไป

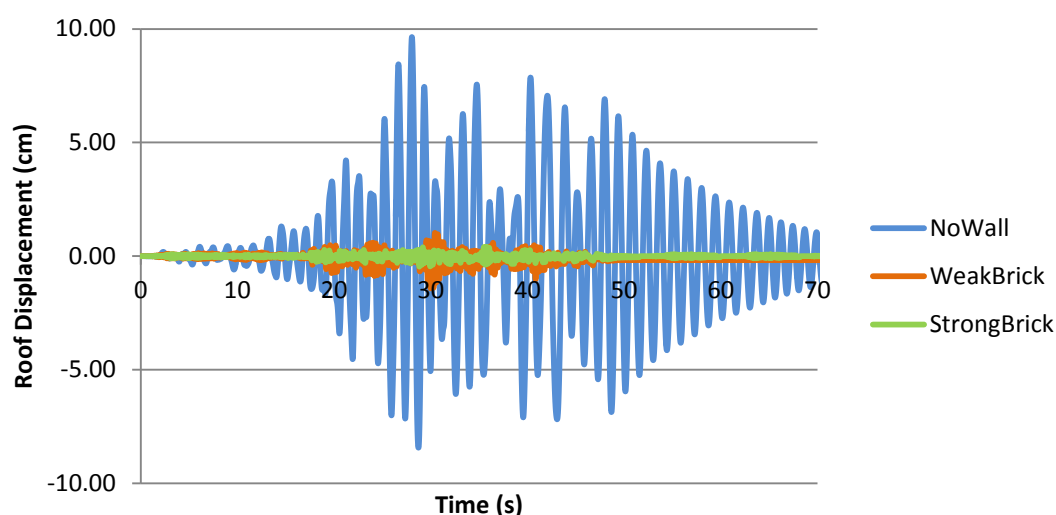
จากตารางที่ 5.8 การเคลื่อนที่ของหลังคาสูงสุดของอาคารที่ไม่มีผนังอิฐก่อ อาคารที่มีผนังอิฐก่อกำลังต่ำ และ อาคารที่มีผนังอิฐก่อกำลังสูง และได้แสดงการเคลื่อนที่ของหลังคาอาคาร ภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว 833 ในรูปที่ 5.22 พบว่าอาคารที่ไม่มีผนังอิฐก่อมีการเคลื่อนที่ของหลังคาอาคาร สูงกว่าอาคารที่มีผนังอิฐก่ออย่างมาก เพราะผนังอิฐก่อทำให้อาคารมีสติฟเนสมากขึ้น จึงทำให้คาบสั้นลง การเคลื่อนที่ของหลังคาอาคารที่มีผนังอิฐก่อจึงน้อยลง

ตารางที่ 5.7 สัมประสิทธิ์แรงเฉือนที่ฐานอาคาร 4 ชั้น ภายใต้แรงแผ่นดินไหว 2%/50

Eq. No.	NoWall	WeakBrick	StrongBrick
833	0.10	0.38	0.22
896	0.12	0.28	0.19
1781	0.11	0.35	0.23
2064	0.11	0.18	0.14
2065	0.12	0.23	0.21
2070	0.12	0.20	0.24
2081	0.11	0.22	0.23

ตารางที่ 5.8 การเคลื่อนที่ของหลังคาอาคาร 4 ชั้นสูงสุด ภายใต้แรงแผ่นดินไหว 2%/50 (cm)

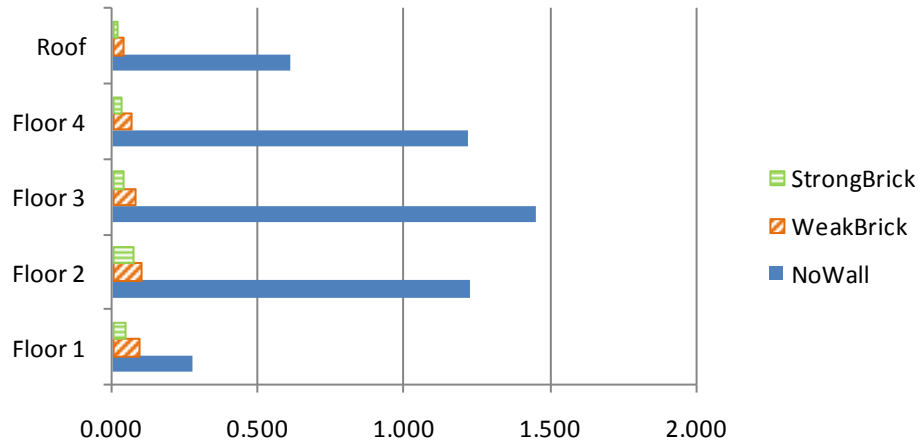
Eq. No.	H1-direction			H2-direction		
	NoWall	WeakBrick	StrongBrick	NoWall	WeakBrick	StrongBrick
833	9.64	1.42	0.46	9.64	0.93	0.28
896	13.19	0.92	0.47	13.19	0.68	0.53
1781	12.16	1.18	0.49	12.16	0.84	0.40
2064	11.96	0.56	0.28	11.96	0.66	0.48
2065	15.73	0.80	0.48	15.73	0.94	0.34
2070	11.74	0.75	0.50	11.74	0.40	0.38
2081	12.81	0.68	0.45	12.81	0.27	0.12



รูปที่ 5.28 การเคลื่อนที่ของหลังคาอาคาร 4 ชั้น ในแกน H1 ภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว 833 ระดับ ความรุนแรง 2%/50

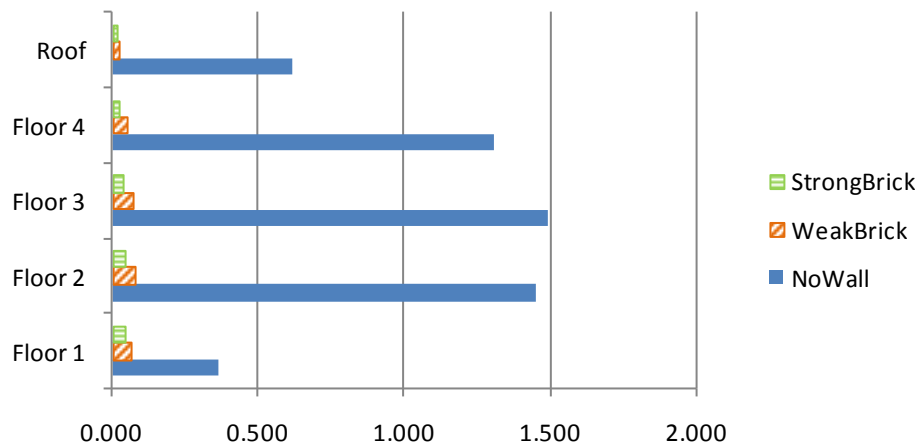
เมื่อเปรียบเทียบค่าเฉลี่ยเปอร์เซ็นต์การเคลื่อนที่สัมพัทธ์ (drift) แต่ละชั้นระหว่างอาคาร 4 ชั้น ที่มีผนังอิฐก่อและไม่มีผนังอิฐก่อพบว่าการเคลื่อนที่แต่ละชั้นของอาคารที่มีผนังอิฐก่อน้อยกว่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์แต่ละชั้นของอาคารที่ไม่มีผนังอิฐก่ออย่างมากทั้งสองแกน เมื่ออาคารมีผนังอิฐก่อที่มีกำลังสูงขึ้นเปอร์เซ็นต์การเคลื่อนที่ของแต่ละชั้นก็ลดลงด้วย สำหรับอาคารที่ไม่มีผนังอิฐก่อ ชั้น 2 3 และ 4 เคลื่อนที่ในแกน H1 และ H2 เกิน 1% ชั้น 3 เป็นชั้นที่มีเปอร์เซ็นต์การเคลื่อนที่สูงสุดสำหรับอาคารที่ผนังอิฐก่อกำลังต่ำและสูง ชั้น 2 เป็นชั้นที่มีการเคลื่อนที่ในแกน H1 และ H2 สูงสุด

### H1-Direction



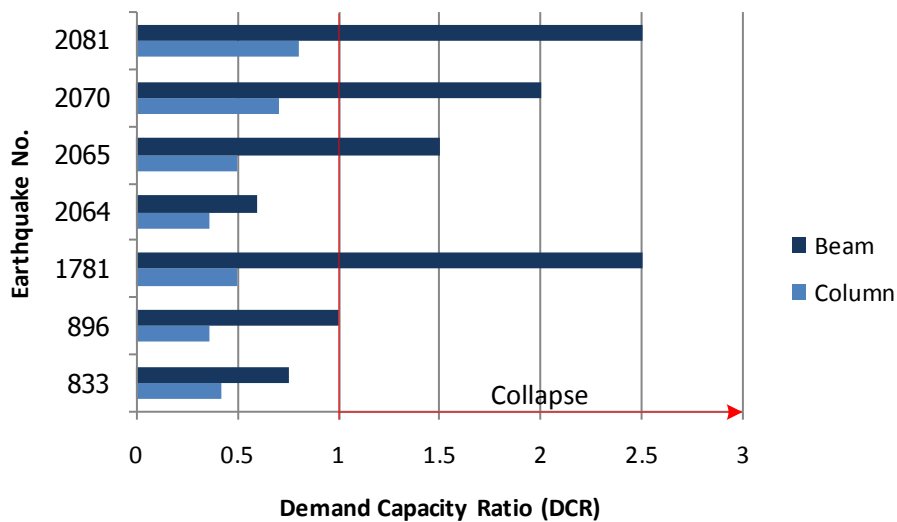
รูปที่ 5.29 ค่าเฉลี่ยเปอร์เซ็นต์การเคลื่อนที่สัมพัทธ์ (drift) แต่ละชั้นของอาคาร 4 ชั้นที่มีผนังอิฐก่อและไม่มีผนังอิฐก่อภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว 2%/50 ในแกน H1

### H2-Direction

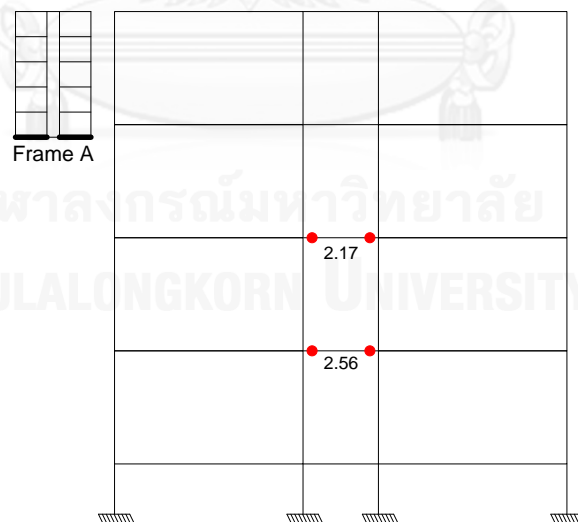


รูปที่ 5.30 ค่าเฉลี่ยเปอร์เซ็นต์การเคลื่อนที่สัมพัทธ์ (drift) แต่ละชั้นของอาคาร 4 ชั้นที่มีผนังอิฐก่อและไม่มีผนังอิฐก่อภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว 2%/50 ในแกน H2

ความเสียหายของอาคารที่ไม่มีผนังอิฐก่อภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว 2%/50 (คาบการเกิดซ้ำ 2500 ปี) อาคารเกิดการวิบัติที่คาน แต่ภายใต้คลื่นแผ่นดินไหวระดับเดียวกันนี้ อาคารที่มีผนังอิฐก่อยังไม่เกิดการวิบัติ ผนังอิฐก่อชั้น 1 มีค่า DCR สูงสุด จึงเห็นได้ว่าอาคารที่จำลองผนังอิฐก่อสามารถต้านทานแผ่นดินไหวที่ดีกว่าอาคารที่ไม่จำลองผนังอิฐก่อ เนื่องจากผนังอิฐก่อช่วยรับแรงด้านข้าง และยังเพิ่มสติเฟเนสให้กับอาคารทำให้อาคารเกิดการเคลื่อนที่น้อย อาคารที่จำลองผนังอิฐก่อจึงยังไม่เกิดการวิบัติ



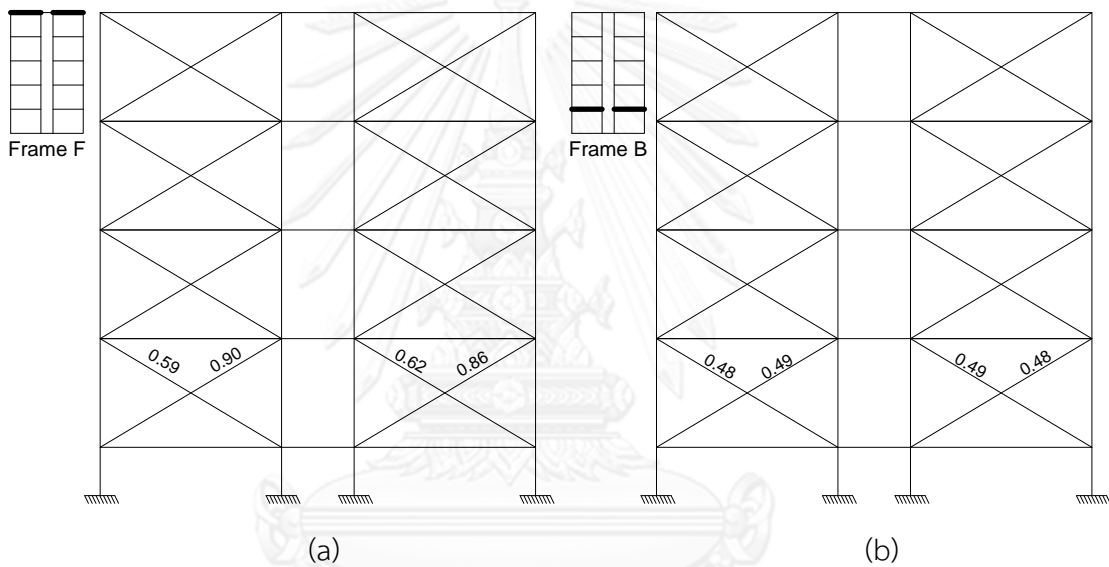
รูปที่ 5.31 ความเสียหายของอาคาร 4 ชั้น ที่ไม่มีผนังอิฐก่อ



รูปที่ 5.32 ความเสียหายของอาคาร 4 ชั้นที่ไม่มีผนังอิฐก่อภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว 2081

ตารางที่ 5.9 ความเสียหายของอาคาร 4 ชั้นที่มีผนังอิฐก่อกำลังต่ำภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว 2%/50

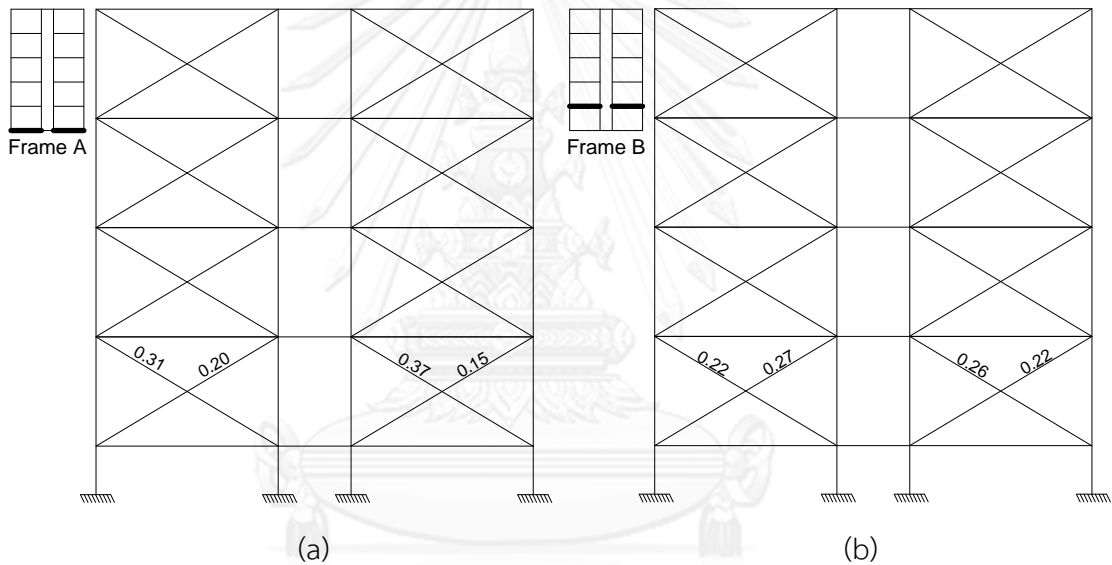
ชั้น	เสา						ผนัง		
	สปริงแรงเฉือน			จุดหมุนพลาสติก			ค้ำยันเสมือนรับแรงอัด		
	จำนวนที่ วิบัติ	DCR		จำนวนที่ วิบัติ	DCR		จำนวนที่ วิบัติ	DCR	
		AVG	MAX		AVG	MAX		AVG	MAX
4	0	0	0	0	0	0	0.14	0.29	
3	0	0	0	0	0	0	0.31	0.61	
2	0	0	0	0	0	0	0.36	0.66	
1	0	0	0	0	0	0	0.48	0.90	



รูปที่ 5.33 ความเสียหายสูงสุดและเฉื่อยของอาคาร 4 ชั้นที่มีผนังอิฐก่อกำลังต่ำภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว 2%/50 (a) แสดงความเสียหายสูงสุดเกิดภายใต้คลื่น 833 เฟรม F และ (b) แสดงความเสียหายเฉื่อยสูงสุดเกิดที่ เฟรม B

ตารางที่ 5.10 ความเสียหายของอาคาร 4 ชั้นที่มีผนังอิฐก่อกำลังสูงภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว 2%/50

ชั้น	เสา						ผนัง		
	สปริงแรงเฉือน			จุดหมุนพลาสติก			ค้ำยันเสมือนรับแรงอัด		
	จำนวนที่ วิบัติ	DCR		จำนวนที่ วิบัติ	DCR		จำนวนที่ วิบัติ	DCR	
		AVG	MAX		AVG	MAX		AVG	MAX
4	0	0	0	0	0	0	0.07	0.15	
3	0	0	0	0	0	0	0.16	0.26	
2	0	0	0	0	0	0	0.20	0.30	
1	0	0	0	0	0	0	0.25	0.37	



รูปที่ 5.34 ความเสียหายสูงสุดและเฉลี่ยของอาคาร 4 ชั้นที่มีผนังอิฐก่อกำลังสูงภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว 2%/50 (a) แสดงความเสียหายสูงสุดเกิดภายใต้คลื่น 2065 เฟรม A และ (b) แสดงความเสียหายเฉลี่ยสูงสุดเกิดที่ เฟรม B



### 5.3.1.2 คลื่นแผ่นดินไหว 2.5x2%/50

เนื่องจากอาคารที่มีผนังอิฐก่อสามารถต้านทานแผ่นดินไหว 2%/50 จึงได้นำคลื่นชุดเดิม มาเพิ่มตัวคูณความเร่งอีก 2.5 เท่าผนังอิฐก่อและเสาจึงจะเกิดการวิบัติ สัมประสิทธิ์แรงเฉือนที่ฐานอาคารที่มีผนังอิฐก่อภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว 2.5x2%/50 ไม่ได้เพิ่มขึ้นจากสัมประสิทธิ์แรงเฉือนที่ฐานอาคารที่มีผนังอิฐก่อภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว 2%/50 2.5 เท่า เนื่องจากชิ้นส่วนในอาคารเกิดการวิบัติระหว่างที่แรงแผ่นดินไหวกระทำกับอาคาร จึงทำให้การกระจายแรงเข้าสู่ชิ้นส่วนต่างๆเปลี่ยนไป เมื่อพิจารณาการเพิ่มขึ้นของสัมประสิทธิ์แรงเฉือนที่ฐานอาคารรายคลื่น พบว่าแต่ละคลื่นการเพิ่มขึ้นของสัมประสิทธิ์แรงเฉือนที่ฐานไม่เท่ากัน เนื่องจากแต่ละคลื่นมีความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมที่เวลาใดๆ ไม่เท่ากัน ลักษณะการสั่นของคลื่นไม่เหมือนกัน ทำให้อาคารภายใต้คลื่นแผ่นดินไหวแต่ละคลื่นมีรูปร่างการเคลื่อนที่ หรือ รูปร่างการเสียรูปแตกต่างกัน

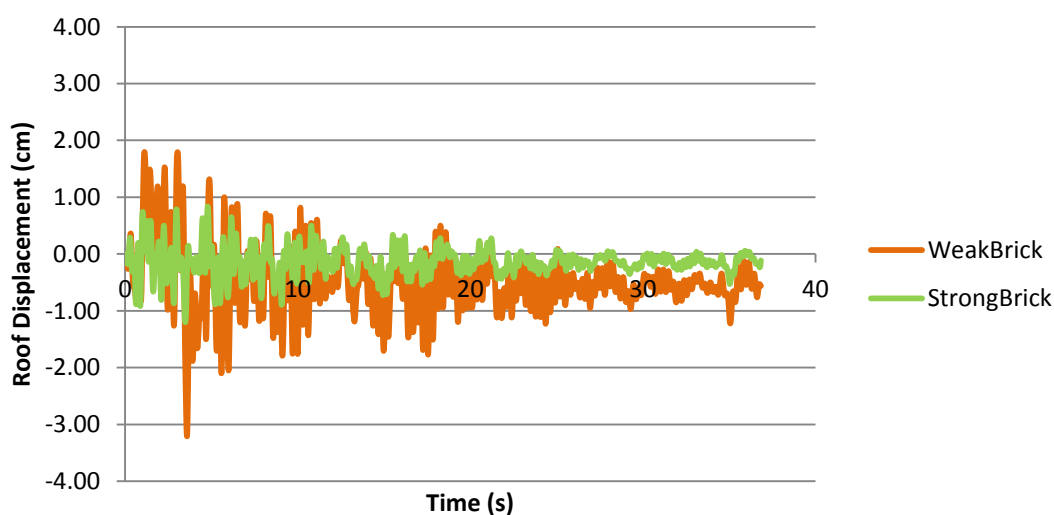
การเคลื่อนที่ของหลังคาอาคารที่มีผนังอิฐก่อ พบว่า ภายใต้แรงแผ่นดินไหว 2.5x2%/50 หลังคาอาคารมีการเคลื่อนที่มากกว่า ภายใต้แรงแผ่นดินไหว 2%/50 แต่การเคลื่อนที่ของหลังคาไม่ได้เพิ่มขึ้น 2.5 เท่า เนื่องจากชิ้นส่วนในอาคารเกิดการวิบัติระหว่างที่แรงแผ่นดินไหวกระทำกับอาคาร เมื่อพิจารณาระหว่างอาคารที่มีผนังอิฐก่อกำลังต่ำและสูง พบว่า การเคลื่อนที่ของหลังคาอาคารที่มีผนังอิฐก่อกำลังต่ำมากกว่าอาคารที่มีผนังอิฐก่อกำลังสูง เพราะกำลังของผนังอิฐก่อส่งผลให้สติเฟนของอาคารสูงขึ้น การเคลื่อนที่จึงน้อยลง

ตารางที่ 5.11 สัมประสิทธิ์แรงเฉือนที่ฐานอาคาร 4 ชั้น ภายใต้แรงแผ่นดินไหว 2.5x2%/50

Eq. No.	WeakBrick	StrongBrick
833	0.47	0.53
896	0.43	0.47
1781	0.51	0.56
2064	0.41	0.34
2065	0.46	0.52
2070	0.43	0.56
2081	0.42	0.52

ตารางที่ 5.12 การเคลื่อนที่ของหลังคาอาคาร 4 ชั้นสูงสุด ภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว 2.5x2%/50 (cm)

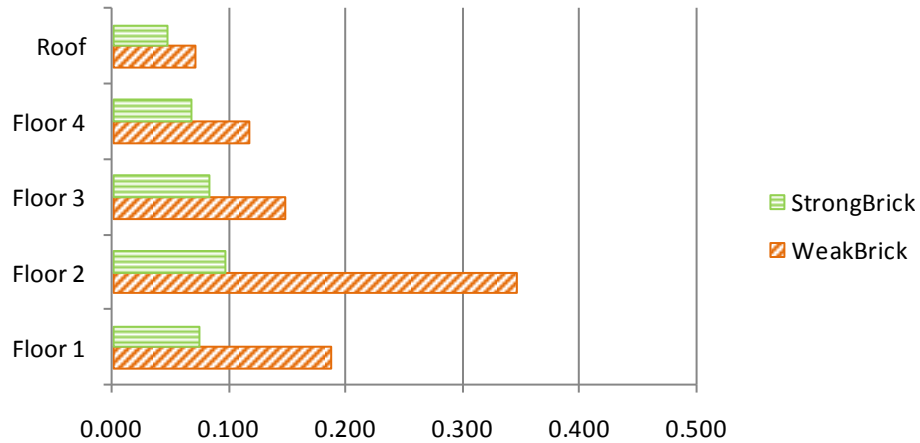
Eq. No.	H1-direction		H2-direction	
	WeakBrick	StrongBrick	WeakBrick	StrongBrick
833	3.14	1.16	2.31	0.69
896	1.70	1.09	1.69	1.31
1781	3.19	1.21	2.13	0.99
2064	1.27	0.70	1.62	1.20
2065	1.79	1.20	2.32	0.85
2070	1.77	1.25	1.03	0.96
2081	1.57	1.03	2.03	0.85



รูปที่ 5.35 การเคลื่อนที่ของอาคาร 4 ชั้น ในแกน H1 ภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว 1781 ระดับความรุนแรง 2.5x2%/50

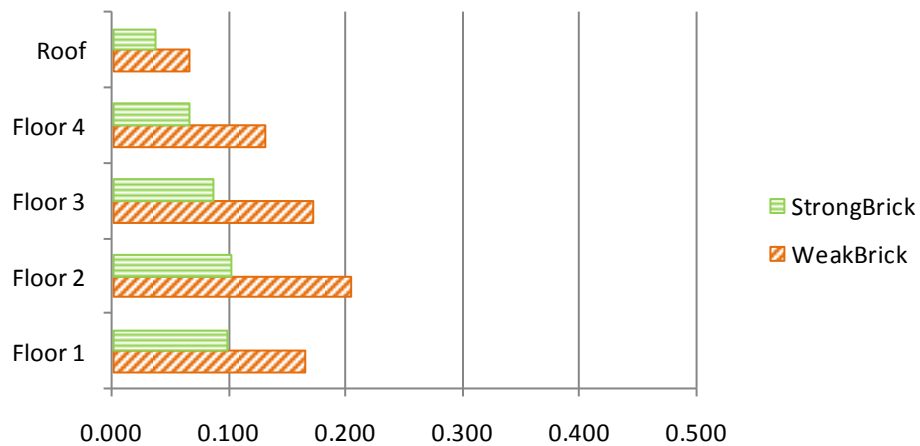
เมื่อเปรียบเทียบค่าเฉลี่ยเปอร์เซ็นต์การเคลื่อนที่สัมพัทธ์แต่ละชั้นในแกน H1 ของอาคารที่มีผนังอิฐก่อกำลังต่ำและสูง พบว่า ชั้น 2 มีการเคลื่อนที่สูงสุด ซึ่งมีค่าเท่ากับ 0.347% และ 0.096% ตามลำดับ สำหรับการเคลื่อนที่ในแกน H2 การเคลื่อนที่สูงสุดเกิดที่ชั้น 2 ทั้งอาคารที่มีผนังอิฐก่อกำลังต่ำและสูง ซึ่งมีค่าเท่ากับ 0.205% และ 0.102% ตามลำดับ

## H1-Direction



รูปที่ 5.36 ค่าเฉลี่ยเปอร์เซ็นต์การเคลื่อนที่สัมพัทธ์ (drift) แต่ละชั้นของอาคาร 4 ชั้นที่มีผนังอิฐก่อ ภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว  $2.5 \times 2\%/50$  ในแกน H1

## H2-Direction



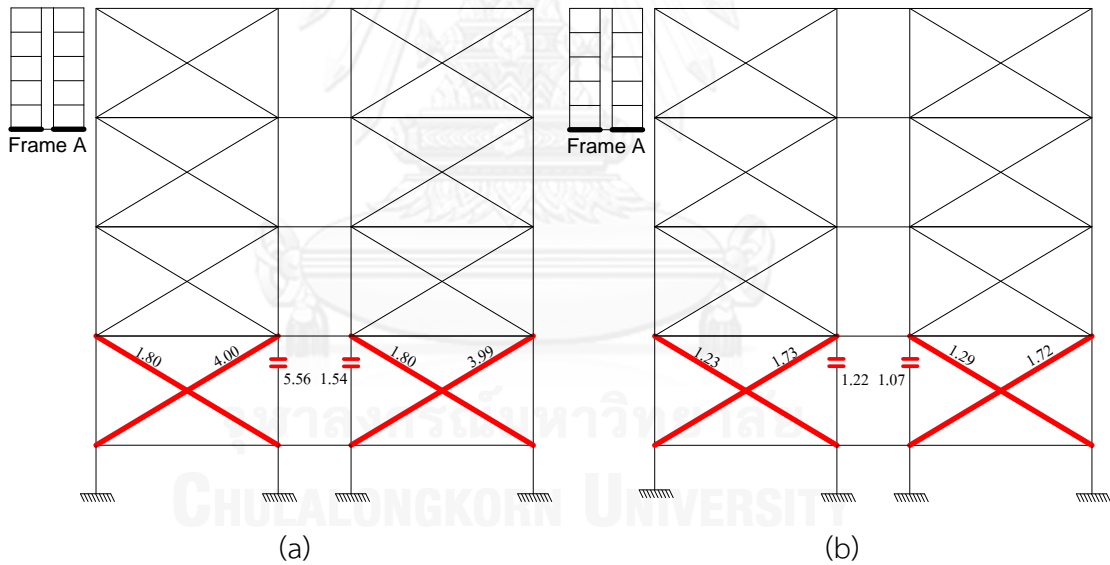
รูปที่ 5.37 ค่าเฉลี่ยเปอร์เซ็นต์การเคลื่อนที่สัมพัทธ์ (drift) แต่ละชั้นของอาคาร 4 ชั้นที่มีผนังอิฐก่อ ภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว  $2.5 \times 2\%/50$  ในแกน H2

พฤติกรรมอาคารที่มีผนังอิฐก่อกำลังต่ำเกิดการวิบัติและเสียหายมากที่สุดภายใต้คลื่น 833 มนังอิฐก่อชั้น 1 วิบัติทั้งหมด แล้วจึงตามด้วยการวิบัติด้วยแรงเฉือนที่หัวเสาต้นใน ค้ำยันและสปริงแรงเฉือน มี DCR สูงสุดเท่ากับ 4.00 และ 5.56 ตามลำดับ เมื่อเฉลี่ยค่า DCR แต่ละชั้นทั้ง 7 ชั้น พบว่าผนังอิฐก่อชั้น 1 วิบัติ แต่เสายังไม่เกิดการวิบัติ ผนังอิฐก่อวิบัติก่อนเสาภายใต้คลื่นแผ่นดินไหวทุกคลื่น ผนังอิฐก่อและเสาในชั้น 1 เกิดการวิบัติ เนื่องจากอาคารภายใต้แรงแผ่นดินไหวเกิดการเคลื่อนที่แบบ

โหมดหนึ่ง ทำให้เกิดแรงในชั้น 1 มากที่สุด เสาต้นในวิบัติในขณะที่เสาด้านนอกยังไม่วิบัติ เพราะผนังอิฐก่อที่ติดกับเสาด้านในวิบัติที่มุมก่อน เสาต้นในจึงวิบัติด้วยแรงเฉือนตาม สำหรับอาคารที่มีผนังอิฐก่อกำลังสูงยังไม่เกิดการวิบัติ ภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว 2.5x2%/50

ตารางที่ 5.13 ความเสียหายของอาคาร 4 ชั้นที่มีผนังอิฐก่อกำลังต่ำภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว 2.5x2%/50

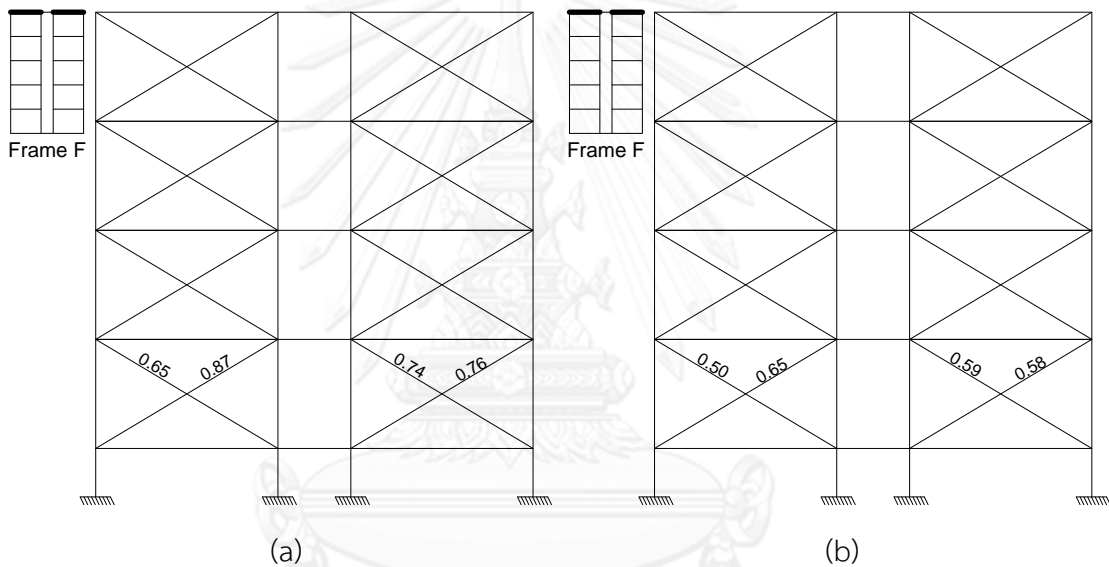
ชั้น	เสา						ผนัง		
	สปริงแรงเฉือน			จุดหมุนพลาสติก			ค้ำยันเสมือนรับแรงอัด		
	จำนวนที่วิบัติ	DCR		จำนวนที่วิบัติ	DCR		จำนวนที่วิบัติ	DCR	
		AVG	MAX		AVG	MAX		AVG	MAX
4	0	0.00	0.00	0	0.00	0.00	0	0.28	0.56
3	0	0.01	0.00	0	0.00	0.00	0	0.55	0.74
2	0	0.08	0.36	0	0.03	0.07	0	0.65	0.88
1	12	0.82	5.65	0	0.20	0.92	24	1.50	4.00



รูปที่ 5.38 ความเสียหายสูงสุดและ เฉลี่ยของอาคาร 4 ชั้นที่มีผนังอิฐก่อกำลังต่ำภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว 2.5x2%/50 (a) แสดงความเสียหายสูงสุดเกิดภายใต้คลื่น 1781 เฟรม A และ (b) แสดงความเสียหายเฉลี่ยสูงสุดเกิดที่ เฟรม A

ตารางที่ 5.14 ความเสียหายของอาคาร 4 ชั้นที่มีผนังอิฐก่อกำลังสูงภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว  
2.5x2%/50

ชั้น	เสา						ผนัง		
	สปริงแรงเฉือน			จุดหมุนพลาสติก			ค้ำยันเสมือนรับแรงอัด		
	จำนวนที่ วิบัติ	DCR		จำนวนที่ วิบัติ	DCR		จำนวนที่ วิบัติ	DCR	
		AVG	MAX		AVG	MAX		AVG	MAX
4	0	0	0	0	0	0	0.16	0.30	
3	0	0	0	0	0	0	0.34	0.54	
2	0	0	0	0	0	0	0.42	0.64	
1	0	0	0	0	0	0	0.58	0.87	



รูปที่ 5.39 ความเสียหายสูงสุดและ เฉลี่ยของอาคาร 4 ชั้นที่มีผนังอิฐก่อกำลังสูงภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว 2.5x2%/50 (a) แสดงความเสียหายสูงสุดเกิดภายใต้คลื่น 2070 เฟรม F และ (b) แสดงความเสียหายเฉลี่ยสูงสุดเกิดที่ เฟรม F

### 5.3.2 พฤติกรรมอาคารตัวอย่าง 10 ชั้น ภายใต้แรงแผ่นดินไหว

#### 5.3.2.1 คลื่นแผ่นดินไหว 2%/50

สัมประสิทธิ์แรงเฉือนที่ฐานอาคาร ภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว 2%/50 ของอาคารที่มีผนังอิฐก่อ มีค่ามากกว่าอาคารที่ไม่มีผนังอิฐก่อ เนื่องจากการจำลองผนังอิฐก่อทำให้คาบของอาคารสั้นลง แรงที่เข้าอาคารจึงเปลี่ยนไป เฉพาะในงานวิจัยชิ้นนี้ สำหรับคลื่น 7 ตัว ที่ใช้ทำให้แรงที่เข้าอาคารที่มีผนังอิฐก่อมีค่ามากกว่า เมื่อเปรียบเทียบสัมประสิทธิ์แรงเฉือนที่ฐานอาคารที่มีผนังอิฐก่อกำลังสูงและต่ำ พบว่า อาคารที่มีผนังอิฐก่อกำลังสูงมีสัมประสิทธิ์แรงเฉือนที่ฐานมากกว่า อาคารที่มีผนังอิฐก่อกำลังต่ำ ซึ่งแตกต่างจากกรณีอาคาร 4 ชั้น อาคารที่มีผนังอิฐก่อกำลังสูงมีสัมประสิทธิ์แรงเฉือนที่ฐานต่ำกว่า อาคารที่มีผนังอิฐก่อกำลังต่ำ เนื่องจากกำลังของผนังอิฐก่อมากขึ้น ทำให้สติฟเนสมากขึ้น คาบสั้นลง ทำให้แรงที่เข้าอาคารเปลี่ยนไป แต่ไม่สามารถกล่าวได้อย่างแน่ชัดว่าแรงที่เข้าอาคารจะมากขึ้นหรือลดลง ทั้งนี้ขึ้นอยู่กับคลื่นที่กระทำกับอาคาร แต่ละคลื่นจะมีความสัมพันธ์ระหว่างคาบและความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมที่แตกต่างกัน

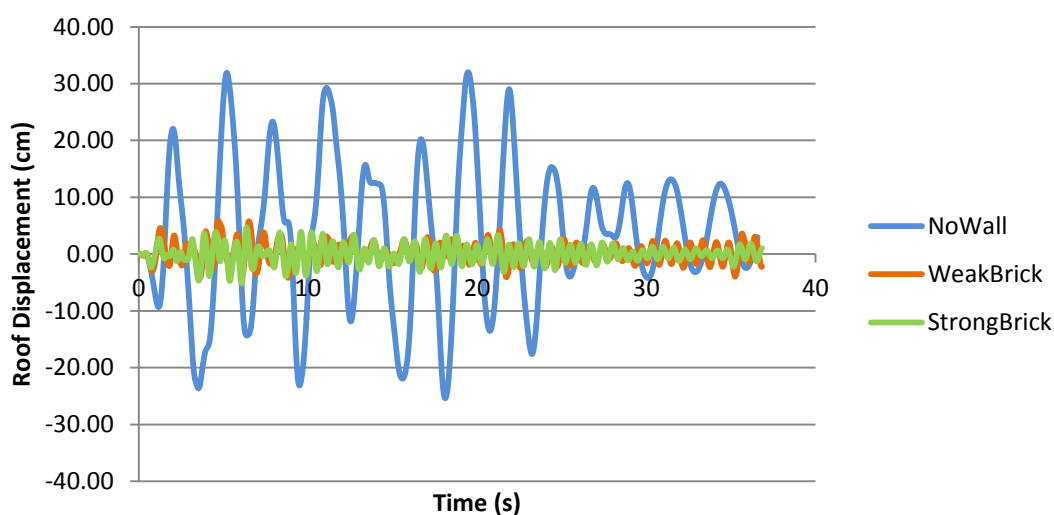
ตารางที่ 5.16 แสดงการเคลื่อนที่ของหลังคาสูงสุดของ อาคารที่ไม่มีผนังอิฐก่อ มีผนังอิฐก่อ กำลังต่ำ และมีผนังอิฐก่อกำลังสูง และได้แสดงการเคลื่อนที่ของหลังคาอาคารภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว 1781 พบว่า อาคารที่มีผนังอิฐก่อมีการเคลื่อนที่ของหลังคาอาคารต่ำกว่า อาคารที่ไม่มีผนังอิฐก่ออย่างมาก เนื่องจากผนังอิฐก่อทำให้สติฟเนสของอาคารมากขึ้น คาบสั้นลง การเคลื่อนที่ของหลังคาจึงน้อยลง

ตารางที่ 5.15 สัมประสิทธิ์แรงเฉือนที่ฐานอาคาร 10 ชั้น ภายใต้แรงแผ่นดินไหว 2%/50

Eq. No.	NoWall	WeakBrick	StrongBrick
833	0.05	0.18	0.23
896	0.04	0.15	0.20
1781	0.06	0.21	0.27
2064	0.06	0.16	0.18
2065	0.20	0.20	0.26
2070	0.20	0.20	0.19
2081	0.06	0.18	0.25

ตารางที่ 5.16 การเคลื่อนที่ของหลังคาอาคาร 10 ชั้นสูงสุด ภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว 2%/50 (cm)

Eq. No.	H1-direction			H2-direction		
	NoWall	WeakBrick	StrongBrick	NoWall	WeakBrick	StrongBrick
833	17.40	4.76	4.68	27.07	3.71	2.22
896	25.44	3.88	3.06	26.00	4.39	3.88
1781	26.51	5.83	5.18	32.03	9.53	5.53
2064	278.39	3.73	3.36	34.99	5.05	2.90
2065	360.95	5.13	5.07	41.35	6.44	7.65
2070	306.16	5.58	1.66	30.22	4.76	0.88
2081	29.57	5.57	4.12	41.49	5.31	2.92

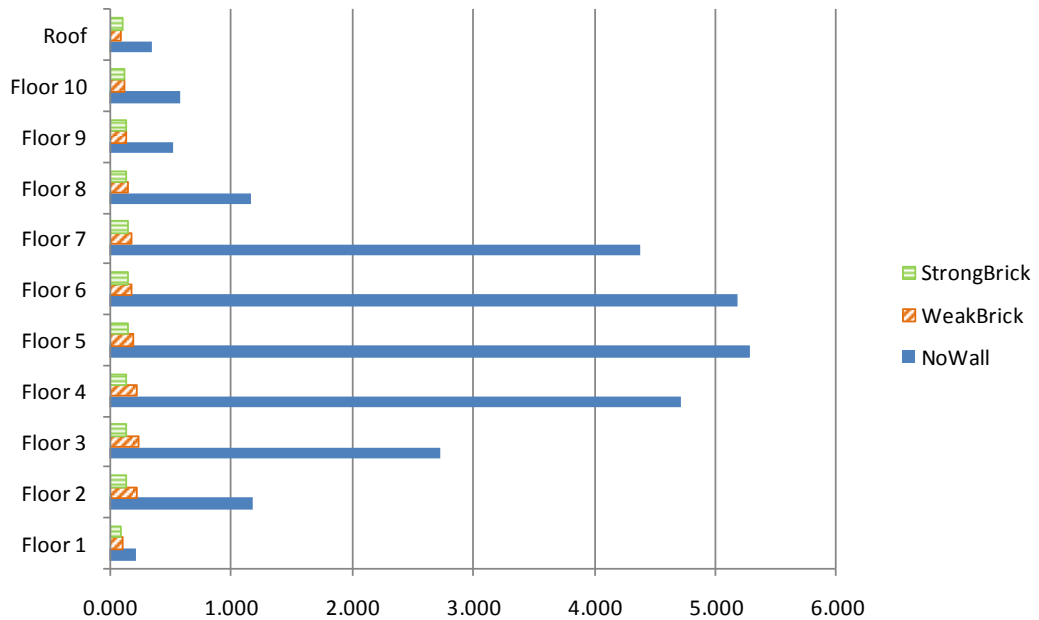


รูปที่ 5.40 การเคลื่อนที่ของหลังคาอาคาร 10 ชั้น ในแกน H1 ภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว 1781 ระดับ

ความรุนแรง 2%/50

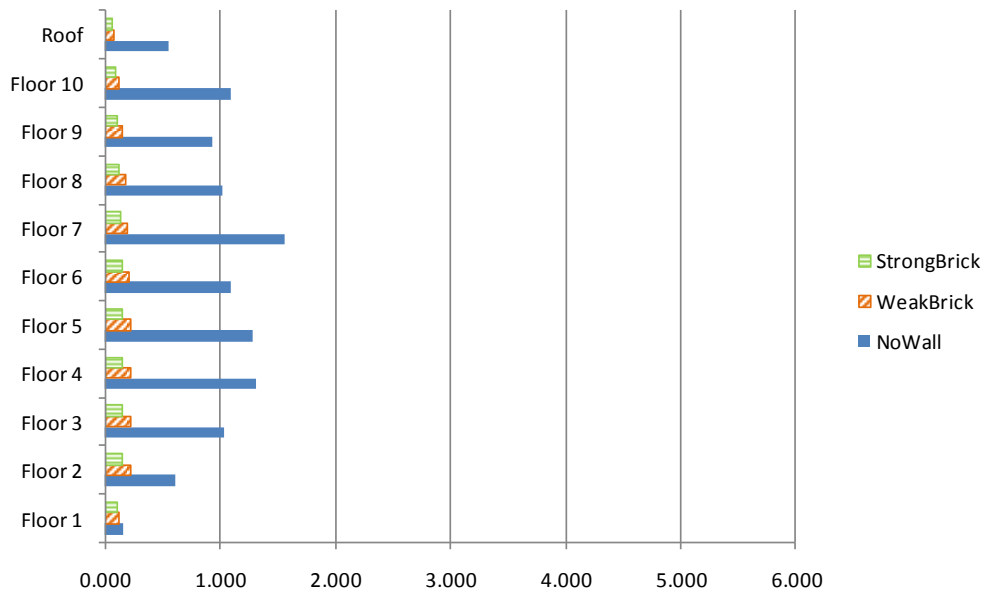
เปรียบเทียบค่าเฉลี่ยเปอร์เซ็นต์การเคลื่อนที่สัมพัทธ์แต่ละชั้นระหว่างอาคาร 10 ชั้น ที่มีผนังอิฐก่อและไม่มีผนังอิฐก่ออาคารที่ไม่มีผนังอิฐก่อมีการเคลื่อนที่แต่ละชั้นมากกว่าอาคารที่มีผนังอิฐก่ออย่างเห็นได้ชัด และเกิดการเคลื่อนที่ในแกน H1 สูงสุดที่ชั้น 5 มีการเคลื่อนที่ถึง 5.29% ในขณะที่อาคารที่มีผนังอิฐก่อกำลังต่ำมีการเคลื่อนที่สูงสุดที่ชั้น 3 เท่ากับ 0.24% ส่วนอาคารที่มีผนังอิฐก่อกำลังสูงมีการเคลื่อนที่สูงสุดที่ชั้น 7 เท่ากับ 0.15% สำหรับการเคลื่อนที่ในแกน H2 ของอาคารที่ไม่มีผนังอิฐก่อ ชั้น 3 เกิดการเคลื่อนที่สูงสุดเท่ากับ 1.32% ส่วนอาคารที่มีผนังอิฐก่อกำลังต่ำและสูง ชั้น 4 เกิดการเคลื่อนที่สูงสุดเท่ากับ 0.23% และ 0.16% ตามลำดับ

### H1-Direction



รูปที่ 5.41 ค่าเฉลี่ยเปอร์เซ็นต์การเคลื่อนที่สัมพัทธ์ (drift) แต่ละชั้นของอาคาร 10 ชั้นที่มีผนังอิฐก่อ และไม่มีผนังอิฐก่อภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว 2%/50 ในแกน H1

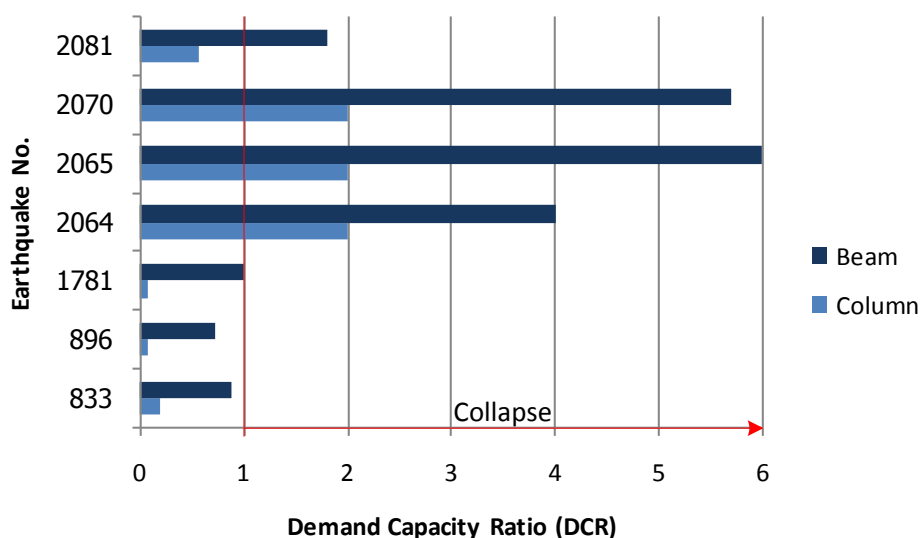
### H2-Direction



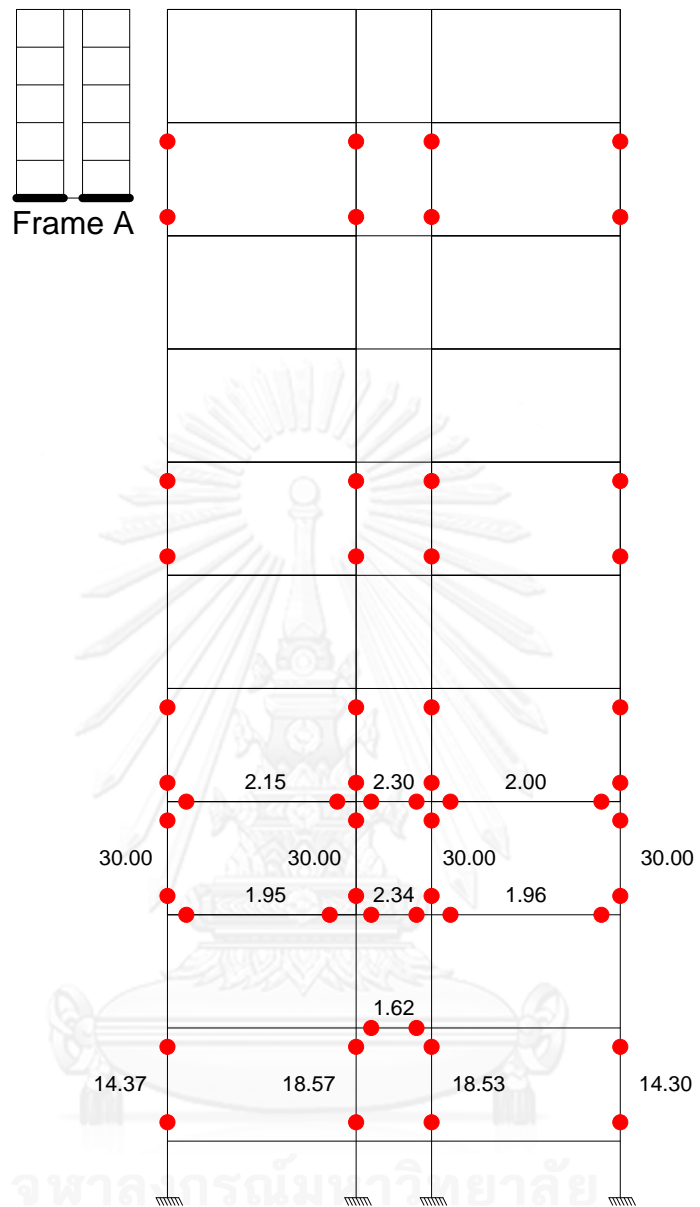
รูปที่ 5.42 ค่าเฉลี่ยเปอร์เซ็นต์การเคลื่อนที่สัมพัทธ์ (drift) แต่ละชั้นของอาคาร 10 ชั้นที่มีผนังอิฐก่อ และไม่มีผนังอิฐก่อภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว 2%/50 ในแกน H2



อาคารที่ไม่มีผนังอิฐก่อเกิดการวิบัติในเสาและคานภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว 2064 2065 และ 2070 รูปที่ 5.38 แสดงความเสียหายของอาคารที่ไม่มีผนังอิฐก่อภายใต้คลื่น 2065 พบว่าเสาชั้น 3 เกิดความเสียหายอย่างมากเนื่องจากเป็นชั้นที่เสาเริ่มเปลี่ยนหน้าตัดให้เล็กลง และลดเหล็กเสริม สำหรับอาคาร 10 ชั้น ที่มีผนังอิฐก่อกำลังต่ำภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว 2%/50 ผนังอิฐก่อเกิดการวิบัติที่ชั้น 1 และ 2 เป็นจำนวนมาก อาคารเกิดการวิบัติสูงสุดภายใต้คลื่น 1781 มี DCR สูงสุดเท่ากับ 2.03 แต่เสายังไม่เกิดการวิบัติ เมื่อเฉลี่ยค่า DCR แต่ละชั้นทั้ง 7 ชั้น พบว่าอาคารที่มีผนังอิฐก่อกำลังต่ำเกิดการวิบัติที่ผนังอิฐก่อที่ชั้น 1 และ 2 ส่วนอาคาร 10 ชั้น ที่มีผนังอิฐก่อกำลังสูงเกิดการวิบัติสูงสุดภายใต้คลื่น 1781 ผนังอิฐก่อวิบัติที่ชั้น 1 และ 2 จำนวนมาก มี DCR สูงสุดเท่ากับ 1.38 เมื่อเฉลี่ยความเสียหายแต่ละชั้นรวมทั้ง 7 ชั้น พบว่าอาคารยังไม่เกิดการวิบัติ เมื่อเปรียบเทียบความเสียหายระหว่างอาคารที่มีผนังอิฐก่อกับอาคารที่ไม่มีผนังอิฐก่อ พบว่า อาคารที่มีผนังอิฐก่อเกิดการเสียหายที่ผนังอิฐก่ออย่างมาก แต่ยังไม่เกิดความเสียหายในเสา ในขณะที่อาคารที่ไม่มีผนังอิฐก่อเกิดความเสียหายอย่างมากภายใต้คลื่นแผ่นดินไหวระดับนี้ เนื่องจากผนังอิฐก่อช่วยรับแรงด้านข้าง และทำให้อาคารมีสติเฟ่นสมมากขึ้น



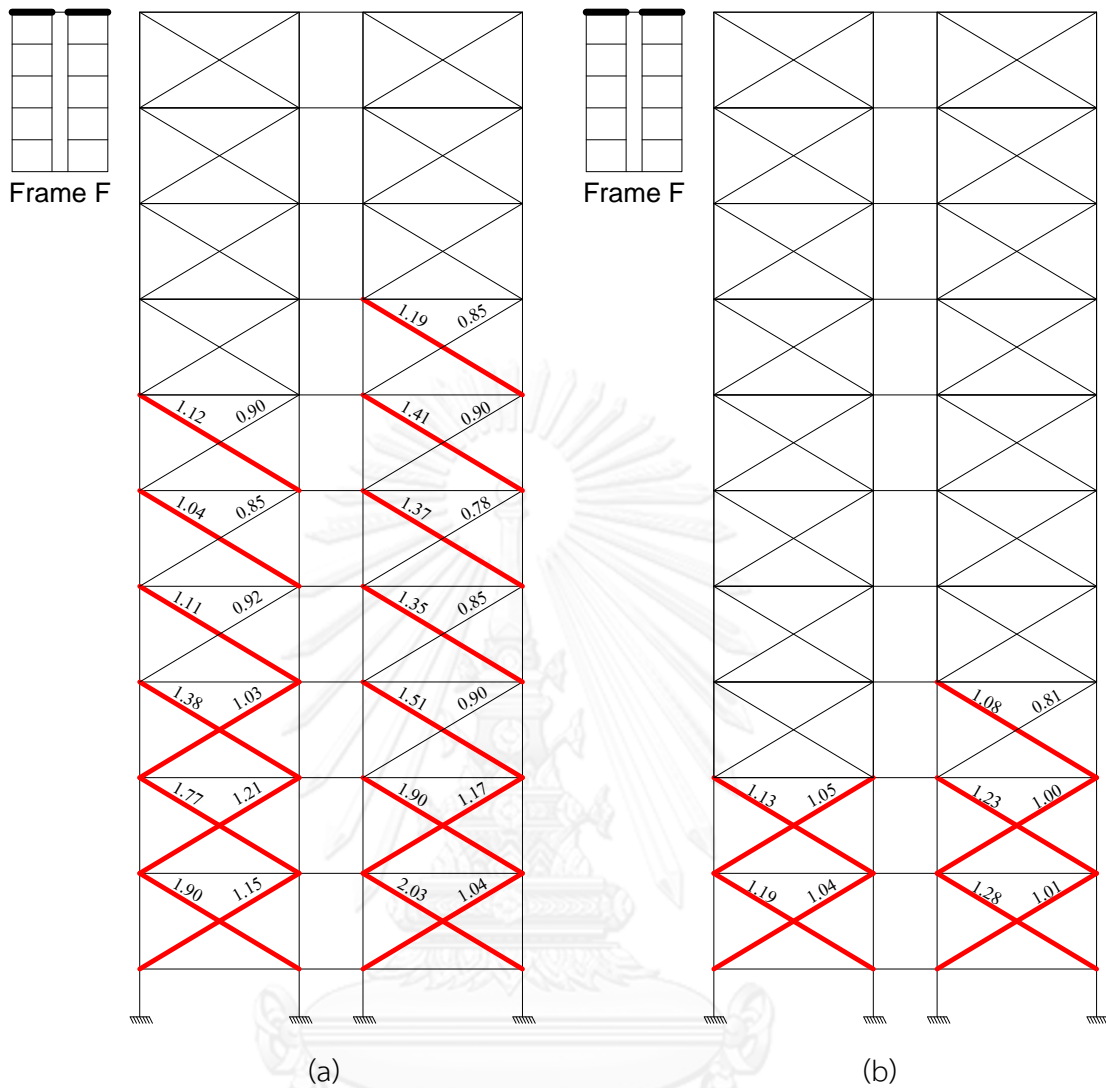
รูปที่ 5.43 ความเสียหายของอาคาร 10 ชั้น ที่ไม่มีผนังอิฐก่อ



รูปที่ 5.44 ความเสียหายของอาคาร 10 ชั้นที่ไม่ผนังอิฐก่อภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว 2065

ตารางที่ 5.17 ความเสียหายของอาคาร 10 ชั้นที่มีผนังอิฐก่อกำลังต่ำภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว 2%/50

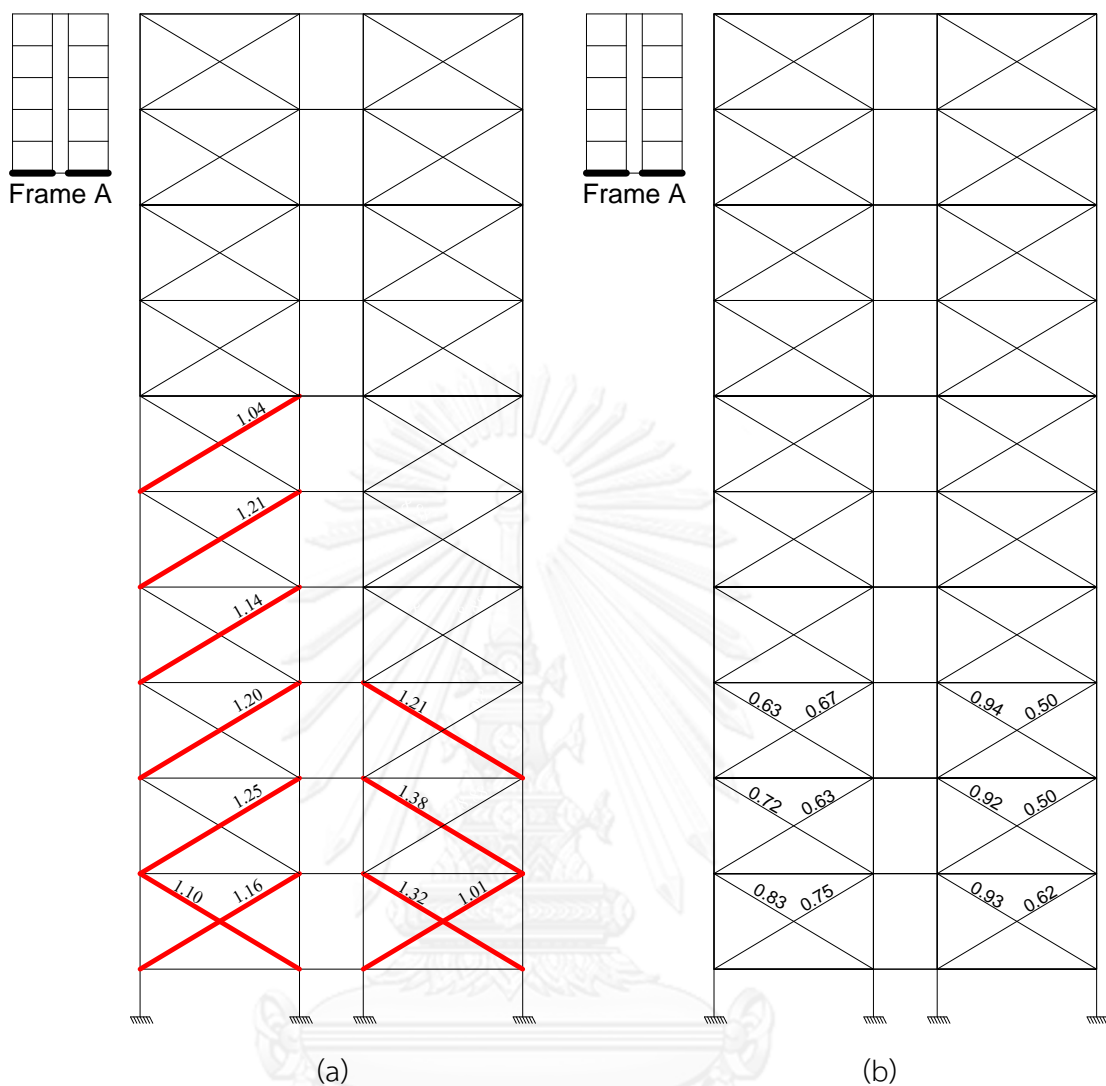
ชั้น	เสา						ผนัง		
	สปริงแรงเฉือน			จุดหมุนพลาสติก			ค้ำยันเสมือนรับแรงอัด		
	จำนวนที่ วิบัติ	DCR		จำนวนที่ วิบัติ	DCR		จำนวนที่ วิบัติ	DCR	
		AVG	MAX		AVG	MAX		AVG	MAX
10	0	0.00	0.00	0	0.00	0.00	0	0.19	0.95
9	0	0.00	0.35	0	0.00	0.00	1	0.35	1.18
8	0	0.00	0.35	0	0.00	0.00	1	0.42	1.14
7	0	0.01	0.68	0	0.00	0.00	3	0.53	1.19
6	0	0.03	0.83	0	0.00	0.02	13	0.67	1.46
5	0	0.03	0.58	0	0.00	0.12	11	0.64	1.37
4	0	0.01	0.20	0	0.01	0.26	13	0.77	1.35
3	0	0.02	0.38	0	0.01	0.29	15	0.97	1.53
2	0	0.00	0.42	0	0.01	0.17	24	1.08	1.90
1	0	0.01	0.31	0	0.01	0.17	23	1.11	2.03



รูปที่ 5.45 ความเสียหายสูงสุดและเฉลี่ยของอาคาร 10 ชั้นที่มีผนังอิฐก่อกำลังต่ำภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว 2%/50 (a) แสดงความเสียหายสูงสุดเกิดภายใต้คลื่น 1781 เฟรม F และ (b) แสดงความเสียหายเฉลี่ยสูงสุดเกิดที่ เฟรม F

ตารางที่ 5.18 ความเสียหายของอาคาร 10 ชั้นที่มีผนังอิฐก่อกำลังสูงภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว 2%/50

ชั้น	เสา						ผนัง		
	สปริงแรงเฉือน			จุดหมุนพลาสติก			ค้ำยันเสมือนรับแรงอัด		
	จำนวนที่ วิบัติ	DCR		จำนวนที่ วิบัติ	DCR		จำนวนที่ วิบัติ	DCR	
		AVG	MAX		AVG	MAX		AVG	MAX
10	0	0.00	0.00	0	0.00	0.00	0	0.16	0.55
9	0	0.00	0.00	0	0.00	0.00	0	0.28	0.72
8	0	0.00	0.05	0	0.00	0.00	0	0.33	0.81
7	0	0.01	0.19	0	0.00	0.00	1	0.43	1.04
6	0	0.02	0.36	0	0.00	0.00	2	0.52	1.21
5	0	0.02	0.22	0	0.00	0.08	2	0.50	1.14
4	0	0.01	0.43	0	0.01	0.21	4	0.58	1.21
3	0	0.02	0.59	0	0.02	0.26	5	0.66	1.38
2	0	0.00	0.16	0	0.01	0.19	19	0.69	1.34
1	0	0.00	0.17	0	0.01	0.15	24	0.79	1.37



รูปที่ 5.46 ความเสียหายสูงสุดและเฉลี่ยของอาคาร 10 ชั้นที่มีผนังอิฐก่อกำลังสูงภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว 2%/50 (a) แสดงความเสียหายสูงสุดเกิดภายใต้คลื่น 1781 เฟรม A และ (b) แสดงความเสียหายเฉลี่ยสูงสุดเกิดที่ เฟรม A

### 5.3.2.2 คลื่นแผ่นดินไหวชุด 2.5x2%/50

เมื่อเพิ่มระดับความรุนแรงแผ่นดินไหว 2.5 เท่า พบว่าสัมประสิทธิ์แรงเฉือนที่ฐานอาคารเพิ่มขึ้นไม่ถึง 2.5 เท่า เนื่องมาจากอาคารที่มีผนังอิฐก่อภายใต้แรงแผ่นดินไหวระดับ 2.5x2%/50 ขึ้นส่วนหลายชั้นในอาคารเกิดการวิบัติระหว่างที่คลื่นแผ่นดินไหวกระทำกับอาคาร ทำให้การกระจายแรงในชั้นส่วนอาคารเปลี่ยนไป และพฤติกรรมอาคารอยู่ในช่วงไม่เชิงเส้น การเพิ่มของสัมประสิทธิ์แรงเฉือนที่ฐานจึงไม่เท่ากับ 2.5 เมื่อเปรียบเทียบระหว่างสัมประสิทธิ์แรงเฉือนที่ฐานอาคารที่มีผนังอิฐก่อกำลังต่ำและสูง พบว่า อาคารที่มีผนังอิฐก่อกำลังสูงมีสัมประสิทธิ์แรงเฉือนที่ฐานมากกว่า เนื่องจากกำลังของผนังอิฐก่อทำให้ สติฟเนสของอาคารมากขึ้น คาบธรรมชาติของอาคารสั้นลง แรงที่เข้าอาคารจึงเปลี่ยนไป

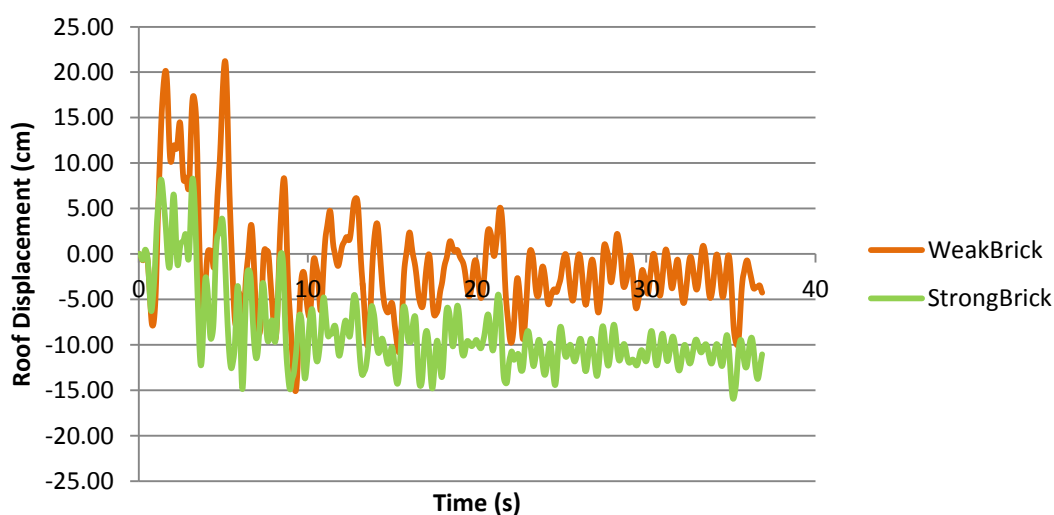
การเคลื่อนที่ของหลังคาสูงสุดของอาคารแสดงในตารางที่ 5.20 และการเคลื่อนที่ของหลังคาอาคารที่มีผนังอิฐก่อกำลังต่ำและสูงภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว 1781 แสดงในรูปที่ 5.41 อาคารที่มีผนังอิฐก่อกำลังสูงมีการเคลื่อนที่ของหลังคา น้อยกว่าอาคารที่มีผนังอิฐก่อกำลังต่ำ เนื่องจากกำลังของผนังอิฐก่อที่เพิ่มขึ้นทำให้สติฟเนสของอาคารเพิ่มขึ้น คาบสั้นลง การเคลื่อนที่จึงน้อยลง

ตารางที่ 5.19 สัมประสิทธิ์แรงเฉือนที่ฐานอาคาร 10 ชั้น ภายใต้แรงแผ่นดินไหว 2.5x2%/50

Eq. No.	WeakBrick	StrongBrick
833	0.28	0.31
896	0.25	0.33
1781	0.30	0.38
2064	0.26	0.29
2065	0.31	0.35
2070	0.36	0.36
2081	0.36	0.36

ตารางที่ 5.20 การเคลื่อนที่ของหลังคาอาคาร 10 ชั้น ภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว 2.5x2%/50 (cm)

Eq. No.	H1-direction		H2-direction	
	WeakBrick	StrongBrick	WeakBrick	StrongBrick
833	10.38	8.52	9.45	5.40
896	7.49	6.84	10.21	7.92
1781	21.15	15.92	21.22	13.52
2064	7.75	5.60	11.99	7.12
2065	19.24	8.90	14.49	12.26
2070	16.34	7.78	11.63	7.04
2081	14.45	8.90	12.87	7.60

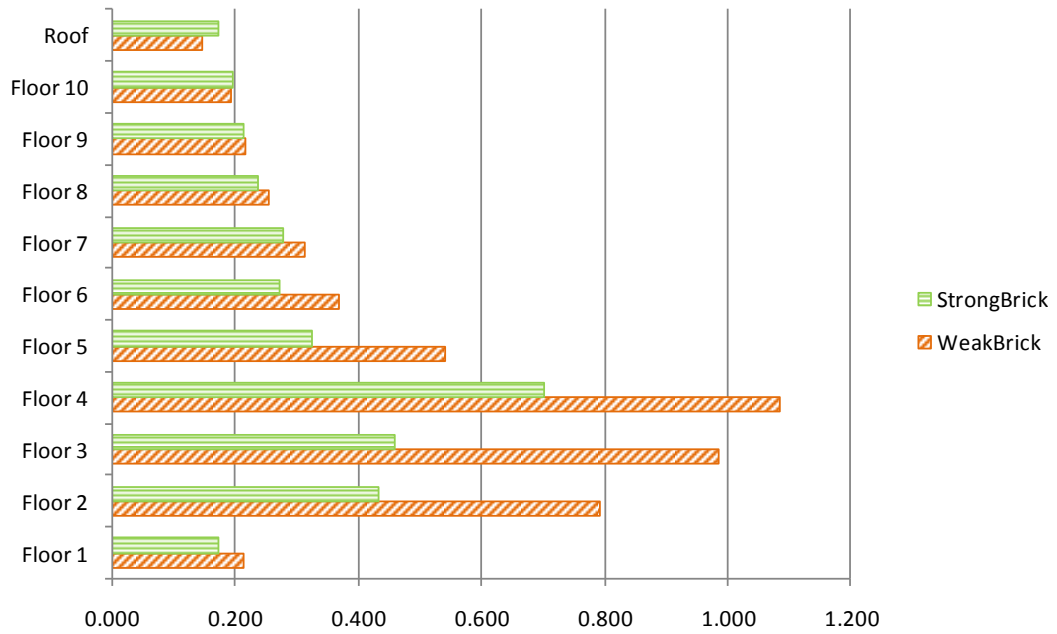


รูปที่ 5.47 การเคลื่อนที่ของหลังคาอาคาร 10 ชั้น ในแกน H1 ภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว 1781 ระดับความรุนแรง 2.5x2%/50

เปรียบเทียบค่าเฉลี่ยเปอร์เซ็นต์การเคลื่อนที่สัมพัทธ์แต่ละชั้นระหว่างอาคารที่มีผนังอิฐก่อกำลังต่ำและสูง เมื่ออาคารมีผนังอิฐก่อที่กำลังสูงขึ้น การเคลื่อนที่แต่ละชั้นจะลดลง ในแกน H1 อาคารที่มีผนังอิฐก่อกำลังต่ำและสูงมีการเคลื่อนที่สูงสุดที่ชั้น 4 เท่ากับ 1.085% และ 0.704% ตามลำดับ ในแกน H2 อาคารที่มีผนังอิฐก่อกำลังต่ำมีการเคลื่อนที่สูงสุดที่ชั้น 4 เท่ากับ 0.546% อาคารที่มีผนังอิฐก่อกำลังสูงมีการเคลื่อนที่สูงสุดที่ชั้น 5 เท่ากับ 0.329% ตามลำดับ

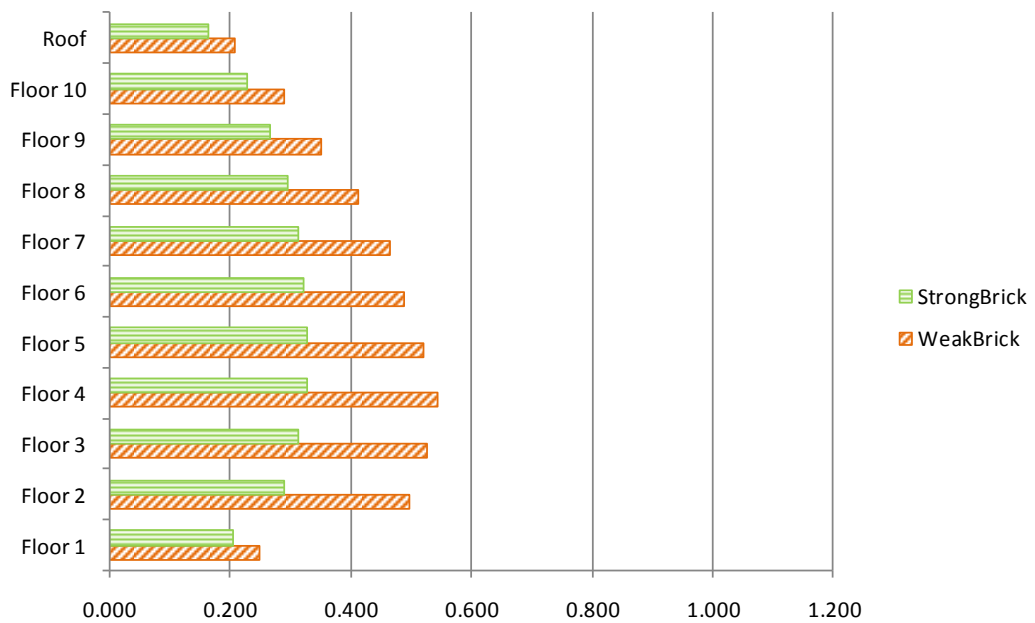


### H1-Direction



รูปที่ 5.48 ค่าเฉลี่ยเปอร์เซ็นต์การเคลื่อนที่สัมพัทธ์ (drift) แต่ละชั้นของอาคาร 10 ชั้นที่มีผนังอิฐก่อ ภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว 2.5x2%/50 ในแกน H1

### H2-Direction

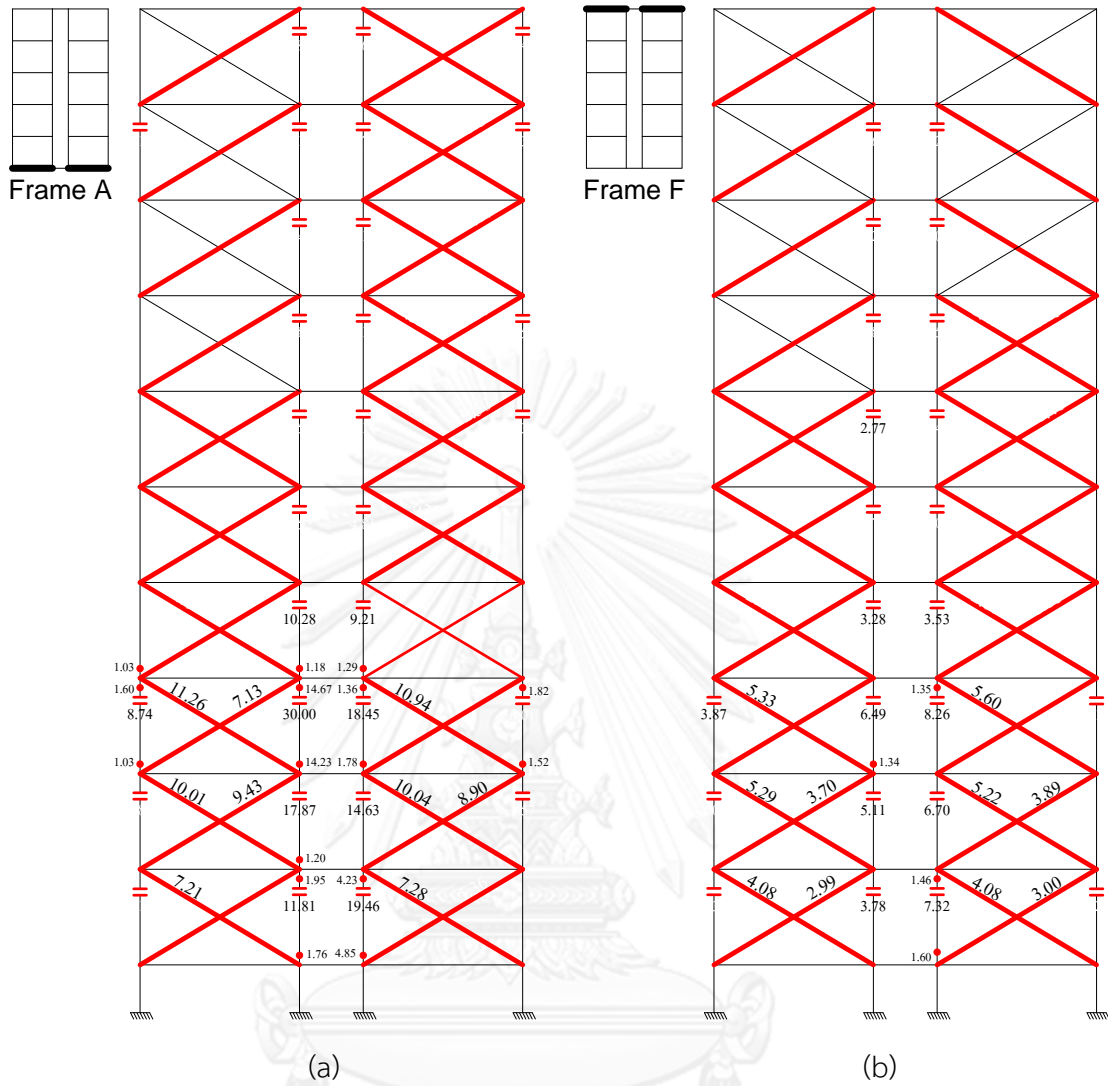


รูปที่ 5.49 ค่าเฉลี่ยเปอร์เซ็นต์การเคลื่อนที่สัมพัทธ์ (drift) แต่ละชั้นของอาคาร 10 ชั้นที่มีผนังอิฐก่อ ภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว 2.5x2%/50 ในแกน H2

ภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว $2.5 \times 2\%/50$ อาคารที่มีผนังอิฐก่อกำลังต่ำ เกิดการวิบัติสูงสุดภายใต้คลื่น 1781 โดยผนังอิฐก่อชั้น 1-7 วิบัติทั้งหมด เสาวิบัติด้วยแรงเฉือนที่ชั้น 1-3 เกือบทั้งหมด นอกจากนี้ เสายังวิบัติด้วยโมเมนต์ ที่ชั้น 1 และ 3 จำนวนมาก ผนังอิฐก่อ สปริงแรงเฉือน และ จุดหมุนพลาสติก มี DCR สูงสุดเท่ากับ 11.33 30.00 14.67 ตามลำดับ เมื่อเฉลี่ยความเสียหายแต่ละชั้นทั้ง 7 ชั้น พบว่าผนังอิฐก่อวิบัติตั้งแต่ชั้น 1-7 เสาวิบัติด้วยแรงเฉือนตั้งแต่ชั้น 1-4 สำหรับอาคารที่มีผนังอิฐก่อกำลังสูง เกิดการวิบัติสูงสุดภายใต้คลื่น 1781 โดยผนังอิฐก่อชั้น 1-6 วิบัติทั้งหมด เสาวิบัติด้วยแรงเฉือนที่ชั้น 1-3 เป็นจำนวนมาก นอกจากนี้ เสายังวิบัติด้วยโมเมนต์ ที่ชั้น 1 และ 3 จำนวนมาก ผนังอิฐก่อ สปริงแรงเฉือน และ จุดหมุนพลาสติกมี DCR สูงสุดเท่ากับ 7.08 30.00 6.24 ตามลำดับ เมื่อเฉลี่ยความเสียหายแต่ละชั้นทั้ง 7 ชั้น พบว่าผนังอิฐก่อวิบัติตั้งแต่ชั้น 1-7 เสาวิบัติด้วยแรงเฉือนที่ชั้น 1 2 3 4 และ 6 ในการวิเคราะห์ทั้ง 7 ชั้น พบว่า ผนังอิฐก่อจะวิบัติก่อนเสาเสมอ อาคารเสียหายที่ชั้น 1-3 อย่างมากเนื่องจาก อาคารมีการเคลื่อนที่ภายใต้แรงแผ่นดินไหวแบบโหมดหนึ่ง แรงที่ชั้นล่างจะสูง และการที่เสาที่ชั้น 3 มีความเสียหายมากกว่าชั้นอื่นๆเนื่องจากเป็นชั้นที่เริ่มการเปลี่ยนหน้าตัดเสา ให้เล็กลง และเหล็กเสริมตามยาวน้อยลง จากผลการวิเคราะห์อาคารที่มีผนังอิฐก่อกำลังต่ำและสูง พบว่า เสาต้นในเสียหายมากกว่าเสาต้นนอกเนื่องจากผนังอิฐก่อที่ติดกับเสาต้นในวิบัติที่มุมก่อน เสาต้นในจึงวิบัติด้วยแรงเฉือนตาม

ตารางที่ 5.21 ความเสียหายของอาคาร 10 ชั้นที่มีผนังอิฐก่อกำลังต่ำภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว  $2.5 \times 2\%/50$

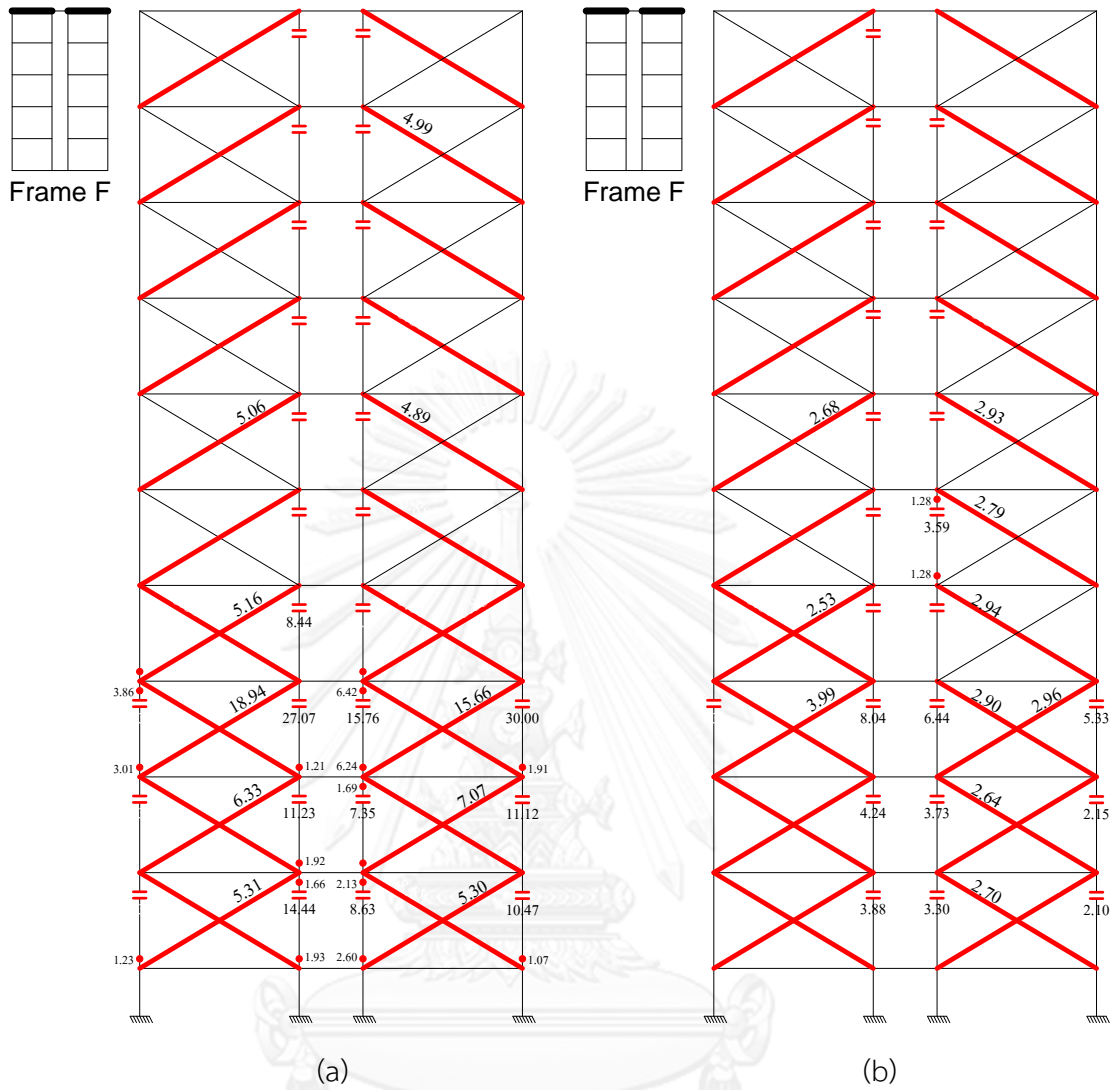
ชั้น	เสา						ผนัง		
	สปริงแรงเฉือน			จุดหมุนพลาสติก			ค้ำยันเสมือนรับแรงอัด		
	จำนวนที่ วิบัติ	DCR		จำนวนที่ วิบัติ	DCR		จำนวนที่ วิบัติ	DCR	
		AVG	MAX		AVG	MAX		AVG	MAX
10	8	0.19	3.96	0	0.02	0.33	10	0.56	4.72
9	12	0.37	6.18	0	0.03	0.35	13	0.78	5.44
8	9	0.30	4.47	0	0.03	0.42	13	0.84	5.26
7	15	0.56	5.20	0	0.07	0.66	17	1.09	5.85
6	16	0.98	7.16	0	0.15	0.95	24	1.46	6.35
5	12	0.98	7.16	0	0.13	0.78	24	1.50	5.47
4	16	1.64	10.28	9	0.30	1.29	24	2.27	5.60
3	24	4.40	30.00	19	0.73	14.67	24	4.33	11.33
2	24	3.28	17.87	5	0.22	1.93	24	4.56	11.10
1	23	2.59	27.75	11	0.43	6.40	24	3.67	7.81



รูปที่ 5.50 ความเสียหายสูงสุดและเฉลี่ยของอาคาร 10 ชั้นที่มีผนังอิฐก่อกำลังต่ำภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว 2.5x2%/50 (a) แสดงความเสียหายสูงสุดเกิดภายใต้คลื่น 1781 เฟรม A และ (b) แสดงความเสียหายเฉลี่ยสูงสุดเกิดที่ เฟรม F

ตารางที่ 5.22 ความเสียหายของอาคาร 10 ชั้นที่มีผนังอิฐก่อกำลังสูงภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว  
2.5x2%/50

ชั้น	เสา						ผนัง		
	สปริงแรงเฉือน			จุดหมุนพลาสติก			ค้ำยันเสมือนรับแรงอัด		
	จำนวนที่ วิบัติ	DCR		จำนวนที่ วิบัติ	DCR		จำนวนที่ วิบัติ	DCR	
		AVG	MAX		AVG	MAX		AVG	MAX
10	4	0.19	2.81	0	0.03	0.32	8	0.58	4.68
9	6	0.29	3.55	0	0.03	0.23	8	0.76	4.99
8	6	0.34	3.83	0	0.04	0.30	9	0.82	4.71
7	8	0.54	5.00	0	0.06	0.45	13	1.00	5.08
6	12	1.06	7.35	0	0.12	0.54	15	1.29	5.22
5	12	0.95	6.35	0	0.12	0.72	15	1.24	4.78
4	16	1.50	9.32	4	0.29	1.21	24	1.52	5.16
3	24	4.25	30.00	20	0.64	6.24	24	1.52	5.16
2	21	2.01	12.01	5	0.27	2.15	24	2.27	7.08
1	24	1.81	14.48	10	0.30	2.60	24	2.30	6.18



รูปที่ 5.51 ความเสียหายสูงสุดและเฉลี่ยของอาคาร 10 ชั้นที่มีผนังอิฐก่อกำลังสูงภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว 2.5x2%/50 (a) แสดงความเสียหายสูงสุดเกิดภายใต้คลื่น 1781 เฟรม F และ (b) แสดงความเสียหายเฉลี่ยสูงสุดเกิดที่ เฟรม F

จากผลการวิเคราะห์อาคารด้วยวิธีสถิตยศาสตร์ไม่เชิงเส้น และ พลศาสตร์ไม่เชิงเส้น แสดงให้เห็นว่า ผนังอิฐก่อส่งผลกระทบต่อคุณสมบัติที่สำคัญของอาคาร ได้แก่ คาบการสั่นไหว โดยอาคารที่มีผนังอิฐก่อทำให้คาบมูลฐานสั้นลง 3 -6 เท่า และ ทำให้สติฟเนสของอาคารเพิ่มขึ้น 4-8 เท่า ซึ่งส่งผลให้พฤติกรรมของอาคารภายใต้แรงแผ่นดินไหวเปลี่ยนไปอย่างมาก ดังนั้นการไม่คำนึงถึงผลกระทบของผนังอิฐก่อในการวิเคราะห์อาคารภายใต้แรงแผ่นดินไหวทำให้พฤติกรรมอาคารไม่สมจริง คาบของอาคารผิดจากความเป็นจริง ภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว 2%/50 อาคาร 4 ชั้นที่มีผนังอิฐก่อสามารถทนแรงแผ่นดินไหวได้โดยไม่มีวิบัติ ในขณะที่อาคารที่ไม่มีผนังอิฐก่อเกิดการวิบัติที่คาน อาคาร 10 ชั้นที่มีผนังอิฐก่อ เกิดการวิบัติของผนังอิฐก่อบริเวณชั้น 1-3 เกือบทั้งหมด ในขณะที่อาคารที่ไม่มีผนังอิฐก่อเกิดการวิบัติที่เสาและคานจนอาคารเสียหายอย่างมาก เมื่อเพิ่มระดับความรุนแรงของคลื่นแผ่นดินไหวถึง 2.5 เท่าของคลื่น 2%/50 ให้กับอาคารที่มีผนังอิฐก่อ อาคาร 4 ชั้นที่มีผนังอิฐก่อกำลังต่ำ เกิดการวิบัติที่ผนังชั้น 1 ทั้งหมด แล้วตามด้วยการวิบัติของหัวเสาเนื่องจากแรงเฉือนที่ เสาต้นในชั้น 1 ทั้งหมด แต่อาคาร 4 ชั้นที่มีผนังอิฐก่อกำลังสูงสามารถทนแรงแผ่นดินไหวที่ระดับนี้ได้ สำหรับอาคาร 10 ชั้นที่มีผนังอิฐก่อเกิดการวิบัติที่ผนังอย่างมากตั้งแต่ชั้น 1-7 เสาชั้น 1-3 เกิดการวิบัติเนื่องจากแรงเฉือนและโมเมนต์เกือบทั้งหมดแม้ผลของกำลังของผนังอิฐก่อจะช่วยลดทอนความรุนแรงของความเสียหายลงได้บ้างก็ตาม

## บทที่ 6

### สรุปผลการวิจัย

งานวิจัยชิ้นนี้ได้ทำการศึกษาพฤติกรรมอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กที่ไม่ได้ออกแบบเพื่อต้านทานแผ่นดินไหว ซึ่งมีความสูง 4 ชั้น และ 7 ชั้น โดยพิจารณาผลของผนังอิฐก่อต่อพฤติกรรมการรับแรงและความเสียหายของโครงสร้าง ในงานวิจัยชิ้นนี้เลือกคลื่นแผ่นดินไหวที่บันทึกได้จากแผ่นดินไหวในอดีตจากฐานข้อมูลของ PEER จำนวน 7 คลื่น จากผลการทดสอบโครงสร้างข้อแข็งคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีผนังอิฐก่อในประเทศไทยด้วยอิฐมอญภายใต้แรงกระทำด้านข้างพร้อมแรงกระทำในแนวตั้ง ของ พรหมดวง (2553) และ Lukkunaprasit and Srechai (2012) พบว่ารูปแบบการวิบัติของผนังอิฐก่อของไทยแตกต่างจากรูปแบบการวิบัติของผนังอิฐก่อในต่างประเทศ โดยผนังอิฐก่อของพรหมดวง (2553) และ Lukkunaprasit และ Srechai (2012) วิบัติแบบการแตกร้าวที่มุม (Corner crushing) ก่อนแล้วจึงตามด้วยการวิบัติด้วยแรงเฉือนในหัวเสาซึ่งสอดคล้องกับภาพความเสียหายของอาคารจริงของไทย ซึ่งแตกต่างจากผลการทดสอบในต่างประเทศ ที่ส่วนใหญ่ผนังอิฐก่อวิบัติด้วยรูปแบบการเลื่อนแบบเฉือน (Sliding shear)

ดังนั้นแบบจำลองผนังอิฐก่อที่มาตรฐาน ASCE41 นำเสนอ จึงไม่เหมาะสมกับการจำลองผนังอิฐก่อของไทย เนื่องจากมาตรฐาน ASCE41 เสนอให้แทนผนังอิฐก่อด้วยค้ำยันเสมือนรับเฉพาะแรงอัดวางตัวตามแนวทแยง และกำหนดให้พิจารณากำลังของค้ำยันจากรูปแบบการวิบัติแบบการเลื่อนแบบเฉือน งานวิจัยชิ้นนี้จึงได้เสนอแบบจำลองผนังอิฐก่อค้ำยันสองตัว สถิตินะสของผนังอิฐก่อคำนวณตามมาตรฐาน ACSE41 (2013) แล้วแบ่งสถิตินะสให้กับค้ำยันตัวกลางด้วยอัตราส่วนที่เหมาะสมทำให้ผนังอิฐก่อแตกร้าวที่มุมก่อน หลังจากนั้นแรงเฉือนในผนังจึงถูกถ่ายเข้าสู่เสา หัวเสาจึงวิบัติด้วยแรงเฉือนสถิตินะสส่วนที่เหลือเป็นของค้ำยันด้านข้าง กำลังของค้ำยันพิจารณาจากรูปแบบการวิบัติแบบการแตกร้าวที่มุมตามมาตรฐาน FEMA 306

เมื่อเปรียบเทียบผลการวิเคราะห์ตัวอย่างทดสอบของ พรหมดวง (2553) และ Lukkunaprasit and Srechai (2012) ด้วยแบบจำลองที่เสนอพบว่า แบบจำลองผนังอิฐก่อที่เสนอสามารถจำลองรูปแบบการวิบัติและลำดับการวิบัติของไทยได้ผลค่อนข้างดี ผลการวิเคราะห์ผนังอิฐก่อวิบัติแบบการแตกร้าวที่มุม แล้วตามด้วยการวิบัติด้วยแรงเฉือนที่หัวเสา สถิตินะสของแบบจำลองที่เสนอนั้นมากกว่าผลการทดสอบของพรหมดวง (2553) อย่างมาก แต่ใกล้เคียงกับผลการทดสอบของ Lukkunaprasit and Srechai (2012) แบบจำลองที่เสนอมีกำลังรับแรงด้านข้างสูงสุดใกล้เคียงกับผลการทดสอบทั้งสอง แต่ระยะการเคลื่อนที่ด้านข้างเมื่อเกิดแรงกระทำด้านข้างสูงสุดมีความแตกต่างอยู่พอสมควร

เมื่อนำหลักการจำลองผนังอิฐก่อที่นำเสนอมาจำลองอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีผนังอิฐก่อแล้วทำการวิเคราะห์ด้วยวิธี Pushover เปรียบเทียบกับอาคารที่ไม่มีผนังอิฐก่อ พบว่า อาคาร 4 ชั้นที่มีผนังอิฐก่อกำลังต่ำ และ สูง สามารถรับแรงด้านข้างได้มากกว่าอาคารที่ไม่มีผนังอิฐก่อถึง 2.1 และ 2.8 เท่าตามลำดับ แต่เกิดการเคลื่อนที่ด้านข้างเมื่อมีแรงกระทำด้านข้างสูงสุด น้อยกว่าอาคารที่ไม่มีผนังอิฐก่อถึง 3.6 และ 4.5 เท่าตามลำดับ เนื่องจากผนังอิฐก่อทำให้สติฟเนสของอาคารเพิ่มอย่างมาก โดยอาคาร 4 ชั้นที่มีผนังอิฐก่อกำลังต่ำและกำลังสูง มีสติฟเนสเพิ่มขึ้นเป็น 5.5 เท่า และ 8.7 เท่าของอาคารที่ไม่มีผนังอิฐก่อ การที่อาคารที่มีผนังอิฐก่อกำลังสูงมีสติฟเนสมากกว่าอาคารที่มีผนังอิฐก่อกำลังต่ำ เป็นเพราะพื้นที่หน้าตัดค้ำยันตัวกลางมากกว่า เนื่องจากกำลังอิฐก่อทำให้อัตราส่วนการแบ่งสติฟเนสเข้าค้ำยันตัวกลางสูงขึ้นตามหลักการที่นำเสนอ สำหรับอาคาร 10 ชั้นที่มีผนังอิฐก่อกำลังต่ำ และ สูง สามารถรับแรงด้านข้างได้มากกว่าอาคารที่ไม่มีผนังอิฐก่อถึง 1.7 และ 2.2 เท่าตามลำดับ แต่การเคลื่อนที่ด้านข้างเมื่อมีแรงด้านข้างสูงสุดน้อยกว่าอาคารที่ไม่มีผนังอิฐก่อ 2.1 และ 2.8 เท่าตามลำดับ ทั้งมีสติฟเนสมากกว่าอาคารที่ไม่มีผนังอิฐก่อ 4.6 และ 6.3 เท่าตามลำดับ ซึ่งเมื่อเปรียบเทียบผลทดสอบของอาคาร 4 ชั้น กับ 10 ชั้น แล้วพบว่าอิทธิพลของผนังอิฐก่อจะลดลงอย่างมีนัยสำคัญเมื่ออาคารมีความสูงเพิ่มมากขึ้น

ผลการวิเคราะห์อาคารด้วยวิธีพลศาสตร์ไม่เชิงเส้น ภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว 7 คลื่น แสดงให้เห็นว่า ผนังอิฐก่อส่งผลกระทบต่อคาบมูลฐานของอาคาร โดยผนังอิฐก่อทำให้คาบของอาคารสั้นลงอย่างมาก อาคาร 4 ชั้นที่ไม่มีผนังอิฐก่อ มีผนังอิฐก่อกำลังต่ำ และ มีผนังอิฐก่อกำลังสูง มีคาบ 1.548, 0.287 และ 0.233 วินาทีตามลำดับ อาคาร 10 ชั้นที่ไม่มีผนังอิฐก่อ มีผนังอิฐก่อกำลังต่ำ และ มีผนังอิฐก่อกำลังสูง มีคาบ 2.680, 0.725 และ 0.618 วินาทีตามลำดับ ซึ่งส่งผลให้ระดับของแรงของแผ่นดินไหวที่กระทำกับอาคารเปลี่ยนไป ภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว 2%/50 อาคาร 4 ชั้นที่มีผนังอิฐก่อกำลังต่ำและสูง สามารถต้านทานแผ่นดินไหวที่ระดับความรุนแรงนี้ได้โดยไม่เกิดการวิบัติ แต่ อาคาร 4 ชั้นที่ไม่มีผนังอิฐก่อเกิดการวิบัติที่คานจำนวนมาก อาคาร 10 ชั้นที่มีผนังอิฐก่อกำลังต่ำ เกิดการวิบัติของผนังอิฐก่อบริเวณชั้น 1-3 เกือบทั้งหมด อาคาร 10 ชั้นที่มีผนังอิฐก่อกำลังสูงเมื่อเฉลี่ยความเสียหาย 7 คลื่น พบว่า ผนังอิฐก่อยังไม่วิบัติ แต่ ภายใต้คลื่น 1781 ผนังอิฐก่อชั้น 1 วิบัติทั้งหมด ส่วนอาคารที่ไม่มีผนังอิฐก่อ เสาและคานวิบัติจนอาคารเสียหายอย่างมาก เมื่อเพิ่มระดับความรุนแรงของคลื่นแผ่นดินไหวถึง 2.5 เท่าของคลื่น 2%/50 ให้กับอาคารที่มีผนังอิฐก่อ อาคาร 4 ชั้นที่มีผนังอิฐก่อกำลังต่ำ ผนังชั้น 1 วิบัติทั้งหมด แล้วตามด้วยการวิบัติของหัวเสาเนื่องจากแรงเฉือนที่ เสาต้นในชั้น 1 ทั้งหมด แต่อาคาร 4 ชั้นที่มีผนังอิฐก่อกำลังสูงสามารถทนแรงแผ่นดินไหวที่ระดับนี้ได้โดยไม่เกิดการวิบัติแม้ในผนังชั้น 1 สำหรับอาคาร 10 ชั้นที่มีผนังอิฐก่อเกิดการวิบัติที่ผนังอย่างมากตั้งแต่ชั้น 1-7 เสาชั้น 1-3 เกิดการวิบัติเนื่องจากแรงเฉือนและโมเมนต์เกือบทั้งหมด



ผลการศึกษาชี้แสดงให้เห็นว่า การวิเคราะห์อาคารภายใต้แรงแผ่นดินไหว โดยไม่คำนึงถึงผลกระทบของผนังอิฐก่อทำให้ได้พฤติกรรมอาคารผิดไปจากความจริง คาบของอาคารยาวกว่าที่ควรจะเป็น ส่งผลให้แรงแผ่นดินไหวที่กระทำกับอาคารไม่สมจริงซึ่งอาจไม่ปลอดภัย ดังนั้นในการวิเคราะห์อาคารภายใต้แผ่นดินไหวจึงแนะนำให้วิศวกรพิจารณาผลของผนังอิฐก่อ ถึงจะทำให้การวิเคราะห์พฤติกรรมของอาคารถูกต้องและใกล้เคียงสภาพความเป็นจริง ทั้งนี้แบบจำลองผนังอิฐก่อที่ใช้ก็ต้องมีความสอดคล้องเหมาะสมกับคุณสมบัติของอิฐก่อที่ใช้ ซึ่งสำหรับผนังอิฐก่อของไทยนั้นเสนอแนะให้ใช้แบบจำลองที่สามารถจำลองพฤติกรรมการเสียหายของผนังแบบการแตกร้าวที่มุม แล้วจึงตรวจสอบการวิบัติด้วยแรงเฉือนในหัวเสา ดังตัวอย่างการใช้แบบจำลองค้ำยันรับแรงอัดสองตัววางในแนวทแยงตามที่เสนอในงานวิจัยนี้เป็นต้น

แบบจำลองที่เสนอในงานวิจัยนี้มีข้อจำกัด คือ ไม่สามารถจำลองรูปแบบการวิบัติของโครงข้อแข็งที่มีผนังอิฐก่อแบบอื่นได้ จำลองได้เฉพาะการวิบัติแบบการแตกร้าวที่มุมของผนังอิฐก่อ และการวิบัติด้วยแรงเฉือนที่หัวเสา ผนังอิฐก่อของไทยอาจจะเกิดรูปแบบการวิบัติแบบอื่น และ ในอาคารสูงเมื่อผนังอิฐก่อวิบัติแบบการแตกร้าวที่มุมแล้ว แต่เสาอาจจะไม่วิบัติด้วยแรงเฉือน เนื่องจากเสาในอาคารสูงมีขนาดใหญ่ นอกจากนั้นอัตราส่วนการแบ่งสติฟเนสอาจจะคลาดเคลื่อน เนื่องจากสมมติฐานที่ให้โครงข้อแข็งที่มีผนังอิฐก่อมีการเสียรูปแบบเส้นตรง และการกำหนดให้ค้ำยันตัวล่างมีคุณสมบัติแบบเชิงเส้น ทำให้ค้ำยันตัวล่างสามารถรับแรงได้เพิ่มขึ้นเรื่อยๆ โดยไม่เกิดการวิบัติ

## รายการอ้างอิง

ACI530.1 (2002). Specification for Masonry Structures.

ACSE41 (2013). Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings, American Society of Civil Engineers.

Akin, L. A. (2006). Behaviour of Reinforced Concrete Frames with Masonry Infills in Seismic Regions. Graduate School of Engineering, Purdue University. **Doctor**

Al-Chaar, G. (2002). Evaluating Strength and Stiffness of Unreinforced Masonry Infill Structures, U.S. Army Corps of Engineers.

ASCE41 (2006). Seismic Rehabilitation of Existing Buildings. 1801 Alexander Ben Drive Reston, Virginia 20191, American Society of Civil Engineers.

Asteris, P. G., et al. (2011). "Mathematical Macromodeling of Infilled Frames: State of the Art." *Journal of Structural Engineering* **137**(12): 1508-1517.

Asteris, P. G. and D. M. Cotsovos (2012). "Numerical Investigation of the Effect of Infill Walls on the Structural Response of RC Frames." *The Open Construction and Building Technology* **6**: 164-181.

Crisafulli, F. J. and A. J. Carr (2007). "Proposed Macro-Model for the Analysis of Infilled Frames Structures " *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering* **40**(2): 69-77.

Cuiqiang, Z., et al. (2011). "Study on the effect of the infill walls on the seismic performance of a reinforced concrete frame." *Earthquake Engineering and Engineering Vibration* **10**(4): 507-517.

EhsanDehghaniSanij and RezaAlaghebandian (2012). "Nonlinear Earthquake Response Analysis of RC Frames with Masonry Infills." *15th World Conference on Earthquake Engineering*, Lisboa, Portugal.

El-Dakhkhni, W. W., et al. (2003). "Three-Strut Model for Concrete Masonry-Infilled Steel Frames." *Journal of Structural Engineering* **129**(2): 177-185.

FEMA306 (1998). Evaluation of Earthquake Damaged concrete and Masonry Wall Buildings.

Haldar, P., et al. (2012). "Effect of URM infills on seismic vulnerability of Indian code designed RC frame buildings." *Earthquake Engineering and Engineering Vibration* **11**(2): 233-241.

Hashemi, A. and K. M. Mosalam (2007). Seismic Evaluation of Reinforced Concrete Buildings Including Effects of Masonry Infill Walls, Pacific Earthquake Engineering Research Center

Karayannis, C. G., et al. (2005). "Behavior of Bare and Masonry Infilled RC Frames under Cyclic Loading: Experimental and Analysis." *WIT Press Journals* **81**: 429-438.

Kaushik, H. B., et al. (2007). "Stress-strain characteristics of clay brick masonry under uniaxial compression." *Journal of Materials in Civil Engineering* **19**(9): 728-739.

Kaushik, H. B., et al. (2008). "A Rational Approach to Analytical Modeling of Masonry Infills in Reinforced Concrete Frame Buildings." *14th World Conference on Earthquake Engineering*, Beijing, China.

Landi, L., et al. (2012). "Calibration of an Equivalent Strut Model for the Nonlinear Seismic Analysis of Infilled RC Frames." *15th World Conference on Earthquake Engineering*, Lisboa, Portugal.

Lukkunaprasit, P. and J. Srechai (2012). "A Low Cost Retrofit Scheme for Masonry-Infilled Non-Ductile Reinforced Concrete Frames." *15th World Conference on Earthquake Engineering*, Lisboa, Portugal.

Makarios, T. and P. G. Asteris (2012). "Numerical Investigation of Seismic Behavior of Spatial Asymmetric Multi- Storey Reinforced Concrete Buildings with Masonry Infill Walls." *The Open Construction and Building Technology* **6**: 113-125.

Markulak, D., et al. (2013). "Cyclic Testing of Single Bay Steel Frames with Various Types of Masonry Infill." *Engineering Structures* **51**(13): 267-277.

Merhrabi, A. B., et al. (1996). "Experimental Evaluation of Masonry-Infilled RC Frames." *Journal of Structural Engineering* **122**(3): 288-237.

Moheyddin, A., et al. (2013). "FE Modelling of RC Frames with Masonry Infill Panels under In-plane and Out-of-plane Loading." *Engineering Structures* **51**(13): 73-87.

Mostafaei, H. and T. Kabeyasawa (2004). "Effect of Infill Masonry Walls on the Seismic Response of Reinforced Concrete Buildings Subjected to the 2003 Bam Earthquake Strong Motion: A Case Study of Bam Telephone Center." *Bulletin of the hquake Research Institute* **79**: 133-156.

Murty, C. V. R. and S. K. Jain (2000). "Benficial Influence of Masonry Infill Walls on Seismic Performance of RC Frame Buildings ". *12th World Conference on Earthquake Engineering*, Auckland, New Zeland.

Najafgholipour, M. A., et al. (2013). "Capacity Interaction in Brick Masonry under Simultaneous In-plane and Out-of-plane Loads." *Construction and Building Materials* **38**(13): 619–626.

Pujol, S. and D. Fick (2010). "The test of a full-scale three-story RC structure with masonry infill walls." *Engineering Structures* **32**(10): 3112-3121.

Stavridis, A. (2009). Analytical and Experimental Study of Seismic Performance of Reinforced Concrete Frames Infilled with Masonry Walls. Structural Engineering, University of California, San Diego. **Doctor**.

ฝอยทอง, ป. (2555). เส้นโค้งความบอบบางของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กภายใต้แรงสั่นไหว. สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย. **คู่มือบัณฑิต: 153.**

พรหมดวง, น. (2553). การทดสอบโครงสร้างอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีผนังอิฐก่อภายใต้แรงสลับทิศ. สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์, มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าธนบุรี. **ปริญาวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต**

รักษากิจ, ก. and ว. มงคลศรีสวัสดิ์ (2553). การศึกษาพฤติกรรมผนังก่ออิฐรับแรงแนวระนาบ.

รัตนไพศาลศรี, ส., et al. (2556). การใช้ค้ำยันแนวทแยงมุมจำลองกำแพงเติมช่องสำหรับรับแรงด้านข้าง. การประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ 18. โรงแรมดิเอ็มเพรส เชียงใหม่: 165-170.

ว.ส.ท.1005 (2518). มาตรฐานสำหรับอาคารวัสดุก่อ. โรงพิมพ์มหาวิทยาลัยธรรมศาสตร์ ท่าพระจันทร์ กรุงเทพฯ, วิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทย ในพระบรมราชูปถัมภ์.

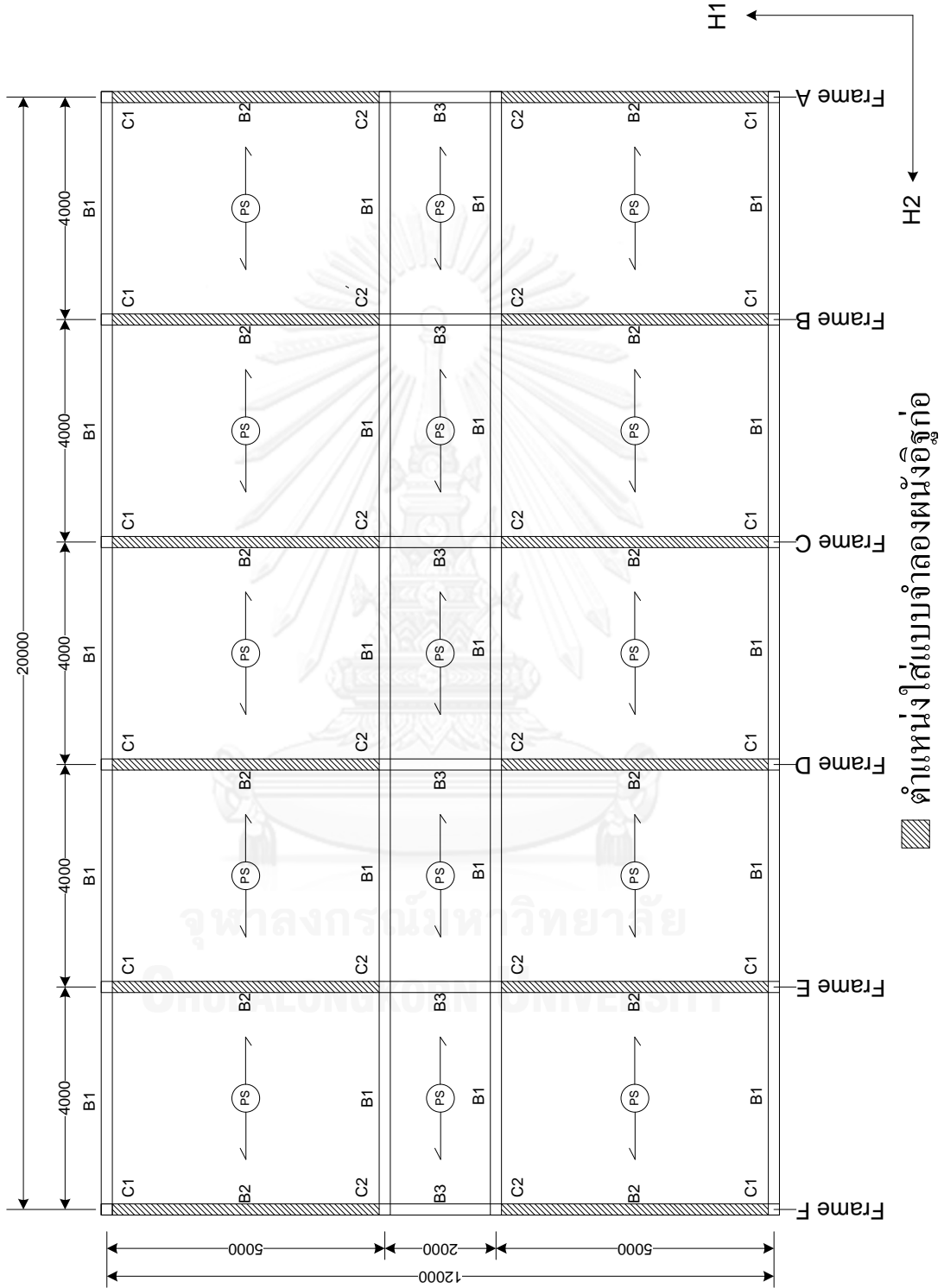
แสงอาทิตย์, ส. (2542). การทดสอบและพัฒนาโครงสร้างอิฐก่อ, มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี.



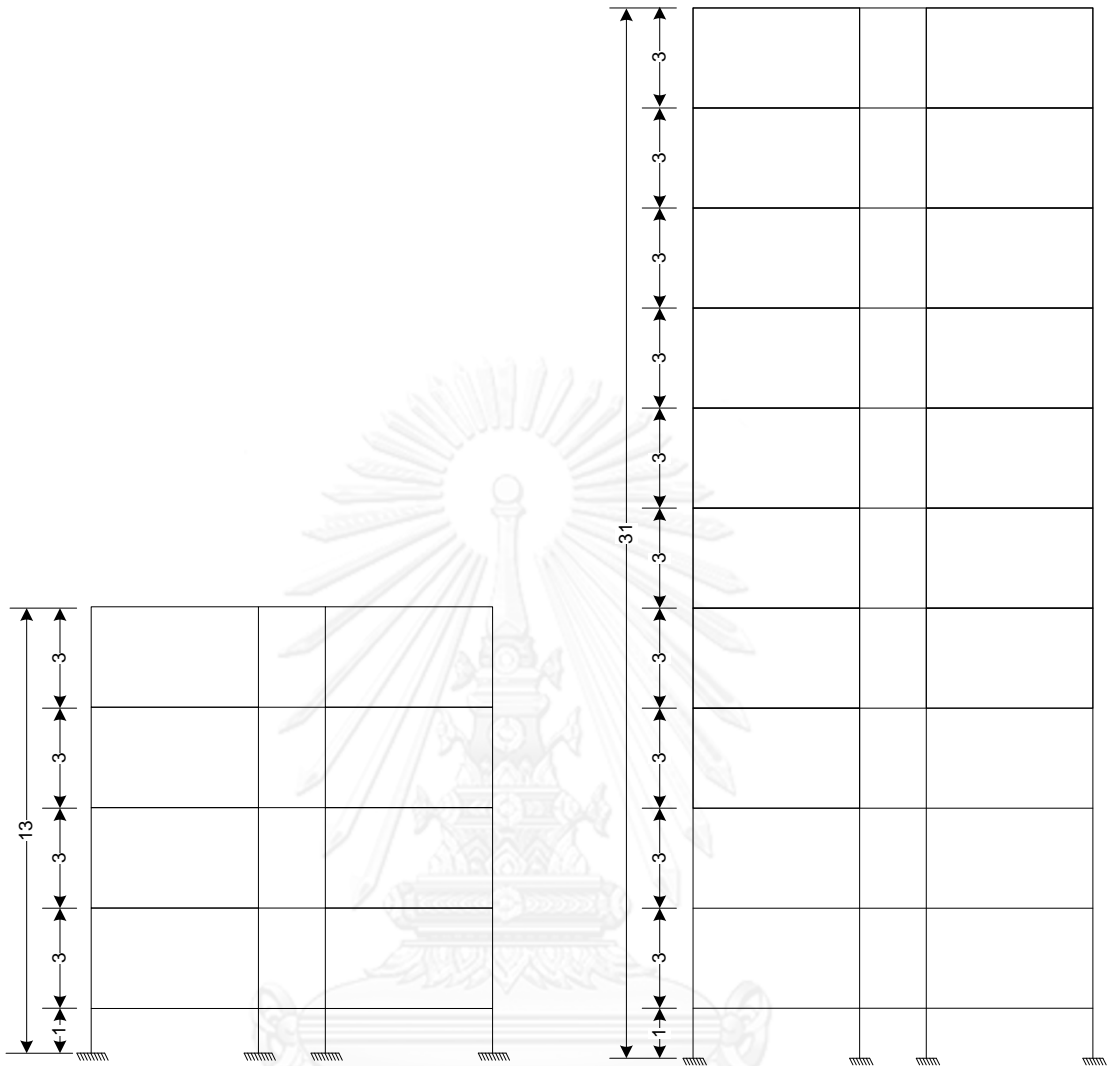
ภาคผนวก

จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย  
**CHULALONGKORN UNIVERSITY**

ภาคผนวก ก  
รายละเอียดอาคารหอพักตัวอย่าง



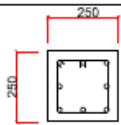
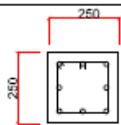
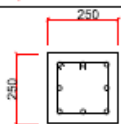
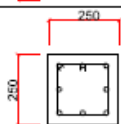
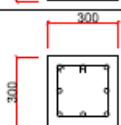
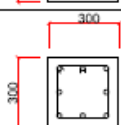
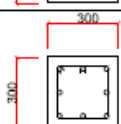
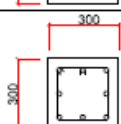
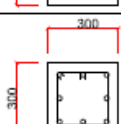
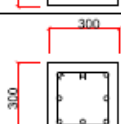
รูปที่ ก-1 แปลนอาคารหอพัก





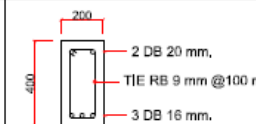
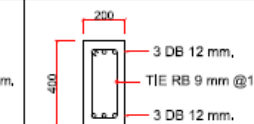
รูปที่ ก- 2ด้านข้างอาคาร 4 ชั้น และ 10 ชั้น



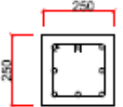
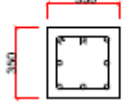
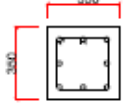
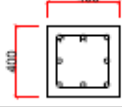
ตารางที่ ก- 1รายละเอียดเสาของอาคาร 4 ชั้น

Floor	C1	C2
4 th	 <p>8 DB 20 mm. TIE RB 9 mm @ 250 mm.</p>	 <p>8 DB 16 mm. TIE RB 9 mm @ 250 mm.</p>
3 rd	 <p>8 DB 20 mm. TIE RB 9 mm @ 250 mm.</p>	 <p>8 DB 16 mm. TIE RB 9 mm @ 250 mm.</p>
2 nd	 <p>8 DB 20 mm. TIE RB 9 mm @ 300 mm.</p>	 <p>8 DB 16 mm. TIE RB 9 mm @ 250 mm.</p>
1 st	 <p>8 DB 20 mm. TIE RB 9 mm @ 300 mm.</p>	 <p>8 DB 16 mm. TIE RB 9 mm @ 250 mm.</p>
Pler	 <p>8 DB 20 mm. TIE RB 9 mm @ 300 mm.</p>	 <p>8 DB 16 mm. TIE RB 9 mm @ 250 mm.</p>

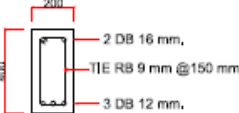

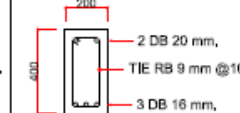
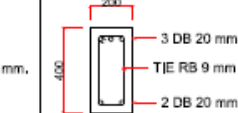
ตารางที่ ก- 2รายละเอียดคานของอาคาร 4 ชั้น

B1	B2 : End Section	B2 : Mid Section	B3
 <p>3 DB 12 mm, TIE RB 9 mm @ 150 mm, 3 DB 12 mm.</p>	 <p>3 DB 20 mm, TIE RB 9 mm @ 100 mm, 2 DB 16 mm.</p>	 <p>2 DB 20 mm, TIE RB 9 mm @ 100 mm, 3 DB 16 mm.</p>	 <p>3 DB 12 mm, TIE RB 9 mm @ 150 mm, 3 DB 12 mm.</p>

ตารางที่ ก- 3รายละเอียดเสาของอาคาร 10 ชั้น

Floor	C1	C2
10 th	 <p>8 DB 20 mm, TIE RB 9 mm @ 250 mm.</p>	 <p>8 DB 16 mm. TIE RB 9 mm @ 250 mm.</p>
9 th	 <p>8 DB 20 mm. TIE RB 9 mm @ 250 mm.</p>	 <p>8 DB 16 mm. TIE RB 9 mm @ 250 mm.</p>
8 th	 <p>8 DB 20 mm. TIE RB 9 mm @ 300 mm.</p>	 <p>8 DB 20 mm. TIE RB 9 mm @ 300 mm.</p>
7 th	 <p>8 DB 20 mm. TIE RB 9 mm @ 300 mm.</p>	 <p>8 DB 20 mm. TIE RB 9 mm @ 300 mm.</p>
6 th	 <p>8 DB 20 mm. TIE RB 9 mm @ 300 mm.</p>	 <p>8 DB 20 mm. TIE RB 9 mm @ 300 mm.</p>
5 th	 <p>8 DB 20 mm. TIE RB 9 mm @ 300 mm.</p>	 <p>8 DB 25 mm. TIE RB 9 mm @ 350 mm.</p>
4 th	 <p>8 DB 20 mm. TIE RB 9 mm @ 300 mm.</p>	 <p>8 DB 25 mm. TIE RB 9 mm @ 350 mm.</p>
3 rd	 <p>8 DB 20 mm. TIE RB 9 mm @ 300 mm.</p>	 <p>8 DB 25 mm. TIE RB 9 mm @ 350 mm.</p>
2 nd	 <p>8 DB 25 mm. TIE RB 9 mm @ 400 mm.</p>	 <p>12 DB 25 mm. TIE RB 9 mm @ 400 mm.</p>
1 st	 <p>8 DB 25 mm. TIE RB 9 mm @ 400 mm.</p>	 <p>12 DB 25 mm, TIE RB 9 mm @ 400 mm.</p>
Pler	 <p>8 DB 25 mm. TIE RB 9 mm @ 400 mm.</p>	 <p>12 DB 25 mm, TIE RB 9 mm @ 400 mm.</p>

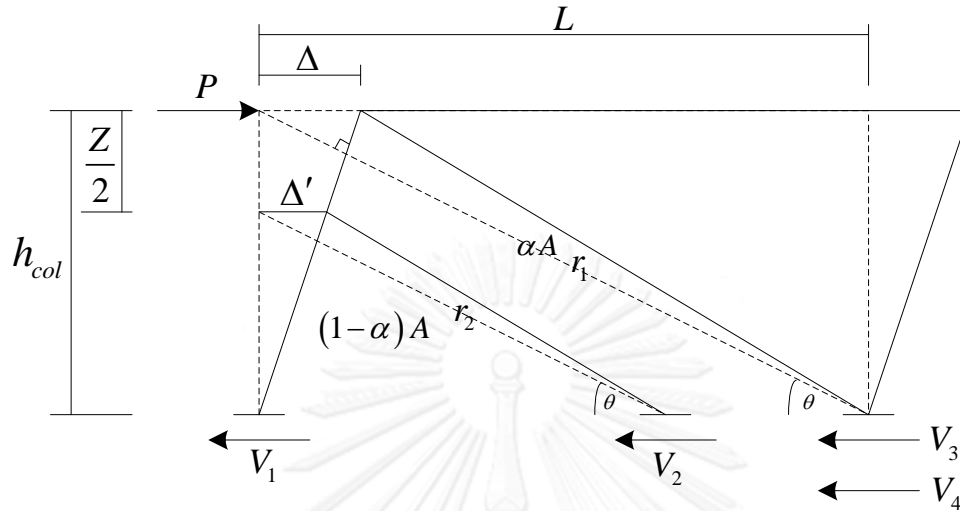
ตารางที่ ก- 4รายละเอียดคานของอาคาร 10 ชั้น

B1	B2 : End Section	B2 : Mid Section	B3
 <p>200 400 2 DB 16 mm, TIE RB 9 mm @ 150 mm, 3 DB 12 mm.</p>	 <p>200 400 2 DB 20 mm, 2 DB 20 mm, TIE RB 9 mm @ 100 mm, 2 DB 16 mm.</p>	 <p>200 400 2 DB 20 mm, TIE RB 9 mm @ 100 mm, 3 DB 16 mm.</p>	 <p>200 400 3 DB 20 mm, TIE RB 9 mm @ 100 mm, 2 DB 20 mm.</p>



## ภาคผนวก ข

## พิสูจน์สูตรอัตราการแบ่งสตีเฟนสเข้าค้ำยันตัวกลาง



กำหนด

 $E_{fe}$  = อีลาสติกโมดูลัสของโครงข้อแข็ง $E_{me}$  = อีลาสติกโมดูลัสของผนังอิฐก่อ

$$r_1 = \frac{h_{col}}{\sin \theta}$$

$$r_2 = \frac{h_{col} - Z/2}{\sin \theta}$$

$$\frac{\Delta'}{h_{col} - Z/2} = \frac{\Delta}{h_{col}}$$

$$\Delta' = \Delta \left( \frac{h_{col} - Z/2}{h_{col}} \right)$$

พิจารณาแรงปฏิกิริยาที่ฐาน

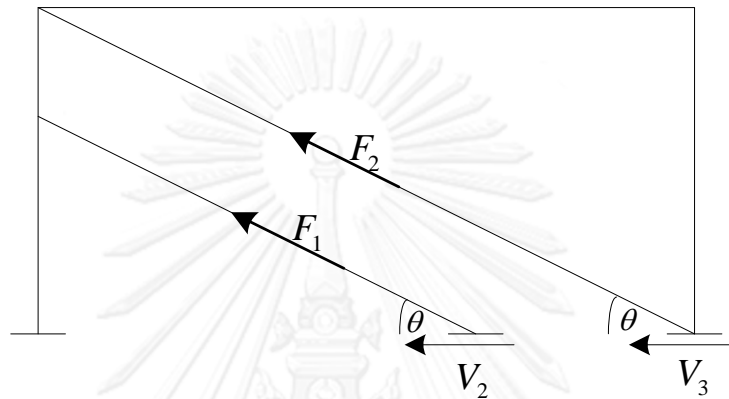
$$V_1 = \frac{12E_{fe}I_{col}}{h_{col}^3} \Delta$$

$$V_4 = \frac{12E_{fe}I_{col}}{h_{col}^3} \Delta$$

$$\begin{aligned} V_2 &= (1-\alpha) \frac{E_{me}A}{r_2} \Delta \left( \frac{h_{col} - Z/2}{h_{col}} \right) \cos \theta \\ &= (1-\alpha) E_{me}A \left( \frac{\sin \theta}{h_{col} - Z/2} \right) \left( \frac{h_{col} - Z/2}{h_{col}} \right) \cos \theta \\ &= \frac{(1-\alpha) E_{me}A \Delta \sin \theta \cos \theta}{h_{col}} \end{aligned}$$

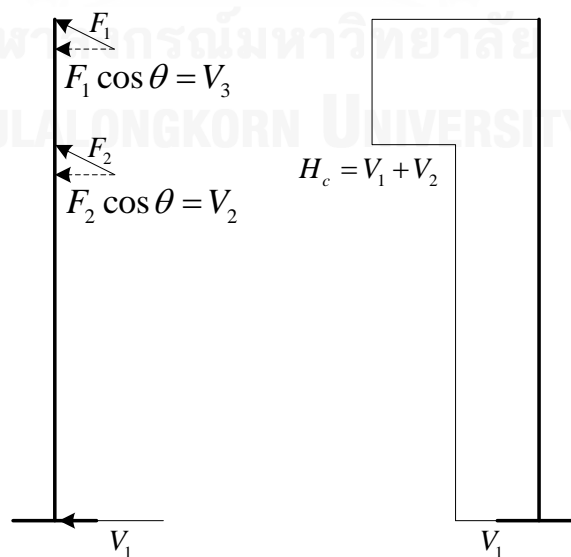
$$\begin{aligned}
 V_3 &= \alpha \frac{E_{me} A}{r_1} \Delta \cos \theta \\
 &= \alpha E_{me} A \Delta \left( \frac{\sin \theta}{h_{col}} \right) \cos \theta \\
 &= \frac{\alpha E_{me} A \Delta \sin \theta \cos \theta}{h_{col}}
 \end{aligned}$$

พิจารณาแรงภายในค้ำยัน



$$\begin{aligned}
 F_1 &= \text{แรงอัดตามแนวแกนของค้ำยันตัวบน} \\
 F_2 &= \text{แรงอัดตามแนวแกนของค้ำยันตัวล่าง} \\
 F_1 &= \frac{V_3}{\cos \theta} \\
 F_2 &= \frac{V_2}{\cos \theta}
 \end{aligned}$$

พิจารณาแรงเฉือนในเสา



$$\begin{aligned}
 H_c &= V_1 + V_2 \\
 &= \frac{12E_{fe}I_{col}}{h_{col}^3} \Delta + \frac{(1-\alpha)E_{me}A\Delta \sin \theta \cos \theta}{h_{col}}
 \end{aligned}$$

กำหนดเงื่อนไขให้ค้ำยันวิบัติพร้อมสปริง

ให้โครงข้อแข็งมีการเคลื่อนที่ด้านข้าง เท่ากับ 1 หน่วย ( $\Delta = 1$ )

$$\begin{aligned}
 F_1 &= \text{แรงอัดตามแนวแกนของค้ำยันตัวบน} \\
 H_c &= \text{แรงเฉือนที่เกิดขึ้นในหัวเสา} \\
 V_{cn} &= \text{กำลังของผนังอิฐก่อที่วิบัติแบบการแตกร้าวที่มุม} \\
 V_n &= \text{กำลังรับแรงเฉือนของเสา}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \frac{F_1}{V_{cn}} &= \frac{H_c}{V_n} \\
 \alpha \frac{E_{me}A}{r_1 V_{cn}} &= \frac{12E_{fe}I}{h_{col}^3 V_n} + \frac{(1-\alpha)E_{me}A \sin \theta \cos \theta}{h_{col} V_n} \\
 \alpha \frac{E_{me}A \sin \theta}{h_{col} V_{cn}} + \alpha \frac{E_{me}A \sin \theta \cos \theta}{h_{col} V_n} &= \frac{12E_{fe}I}{h_{col}^3 V_n} + \frac{E_{me}A \sin \theta \cos \theta}{h_{col} V_n} \\
 \alpha E_{me}A \sin \theta \left( \frac{1}{V_{cn}} + \frac{\cos \theta}{V_n} \right) &= \frac{12E_{fe}I}{h_{col}^2 V_n} + \frac{E_{me}A \sin \theta \cos \theta}{V_n} \\
 \alpha \left( \frac{1}{V_{cn}} + \frac{\cos \theta}{V_n} \right) &= \frac{12E_{fe}I}{E_{me}A h_{col}^2 V_n \sin \theta} + \frac{\cos \theta}{V_n} \\
 \alpha \left( \frac{V_n + V_{cn} \cos \theta}{V_{cn} V_n} \right) &= \frac{12E_{fe}I}{E_{me}A h_{col}^2 V_n \sin \theta} + \frac{\cos \theta}{V_n} \\
 \alpha &= \left( \frac{12E_{fe}I}{E_{me}A h_{col}^2 V_n \sin \theta} + \frac{\cos \theta}{V_n} \right) \left( \frac{V_{cn} V_n}{V_n + V_{cn} \cos \theta} \right) \\
 &= \left( \frac{12E_{fe}I}{E_{me}A h_{col}^2 \sin \theta} + \cos \theta \right) \left( \frac{V_{cn}}{V_n + V_{cn} \cos \theta} \right)
 \end{aligned}$$

## ภาคผนวก ค

## ตัวอย่างการคำนวณค่าพารามิเตอร์สำหรับแบบจำลอง

การคำนวณความกว้างค้ำยันตาม ASCE41 (2006)

$$a = 0.175(\lambda_1 h_{col})^{-0.4} r_{inf} \quad 6.1$$

$$\lambda_1 = \left[ \frac{E_{me} t_{inf} \sin 2\theta}{4E_{fe} I_{col} h_{inf}} \right]^{\frac{1}{4}} \quad 6.2$$

$$\theta = \tan^{-1}(h_{inf} / L_{inf}) \quad 6.3$$

$h_{col}$	3 m
$h_{inf}$	2.6 m
$L_{inf}$	5 m
$h_{col}/L_{inf}$	0.6
$L_{inf}$	4.7 m
$r_{inf}$	5.37 m
$t_{inf}$	0.065 m
$f'_c$	24 Mpa
$E_{fe}$	22979 Mpa
$f'_{me}$	4 MPa
$E_{me}$	2200 MPa
$\theta$	0.505 radains
	28.951 degrees
$\lambda_1$	0.931
$a$	0.623 m
$A$	0.041 m <sup>2</sup>

การคำนวณความกว้างค้ำยันตาม ASCE41 (2013)

$$K = \frac{1}{\frac{1}{K_{fl}} + \frac{1}{K_{sh}}} \quad 6.4$$

$$K_{fl} = \frac{3E_{fe} I_{ce}}{h_{col}^3} \quad 6.5$$

$$K_{sh} = \frac{A_{inf} G_{inf}}{h_{inf}} \quad 6.6$$

$$G_{inf} = 0.4E_{me} \quad 6.7$$

$$A = \frac{r_{inf} K}{E_{me}} \quad 6.8$$

โมเมนต์อินเนอร์เชียร์ของเสา

b	0.3 m
h	0.3 m
$I_{col}$	0.000675 m <sup>4</sup>

สติฟเนสแรงเฉือน

$G_w$	880 Mpa
$A_w$	0.3055 m <sup>2</sup>
$K_{sh}$	103400 kN/m

สติฟเนสแรงดัดของหน้าตัดผนังแปลง

$t_{inf} \times \frac{E_{me}}{E_{fe}}$	0.006223 m
$I_{ce}$	0.053842 m <sup>4</sup>
$K_{fl}$	137469.3 kN/m

สติฟเนสรวม

K	59012.62 kN/m
a	2.22 m
A	0.14408 m <sup>2</sup>

ตำแหน่งค้ำยันด้านข้าง

$$Z = \frac{\pi}{2\lambda_1} \quad 6.9$$

Z	1.69 m
Z/2	0.84 m

กำลังของผนังอิฐก่อ

$$V_{cn} = at_{inf} f'_{me90} \cos \theta \quad 6.10$$

$f'_{m90}$	4 Mpa
$V_{cn}$	142 kN



อัตราส่วนการแบ่งสติฟเนสให้ค้ำยันตัวกลาง

$$\alpha \geq \left( \frac{12E_{fe}I_{col}}{h_{col}^2 E_{me} A \sin \theta} + \cos \theta \right) \frac{V_{cn}}{V_n + V_{cn} \cos \theta} \quad 6.11$$

Vn            100 kN

$\alpha$             0.63



จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย  
CHULALONGKORN UNIVERSITY

### ประวัติผู้เขียนวิทยานิพนธ์

นางสาวชนิภา เนตรรัตน์ เกิดเมื่อ 29 กันยายน 2532 ได้รับวุฒิมหาบัณฑิต สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย พ.ศ. 2554 ผลงานที่ได้รับการตีพิมพ์ ได้แก่ จิตติชัย รุจนกนกนาฏ, พงศกร ลาภวัฒนะมงคล, ชนิภา เนตรรัตน์, 2555, ความหมายของคะแนนความปลอดภัยทางถนนจากหน่วยงานในมุมมองผู้ขับขี่ไทย โครงการจัดประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติครั้งที่ 17 และ ชนิภา เนตรรัตน์ และทศพล ปิ่นแก้ว, 2557, การจำลองผนังอิฐก่อชนิดไม่เชิงเส้น โครงการจัดประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติครั้งที่ 19



จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย  
CHULALONGKORN UNIVERSITY



จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย  
**CHULALONGKORN UNIVERSITY**