



การพัฒนาแบบจำลองผนังก่ออิฐสำหรับการวิเคราะห์โดยวิธีผลัดทางด้านข้างของอาคารคอนกรีต
เสริมเหล็ก: กรณีศึกษาการจำลองค้ำยันรับแรงอัดของตึกแถว 4 ชั้น

DEVELOPMENT OF THE MASONRY INFILL WALL MODEL FOR PUSHOVER ANALYSIS
OF REINFORCED CONCRETE BUILDING: A CASE STUDY OF 4-STORY ROWHOUSE
WITH STRUT MODEL

ณัฐฤกษ์ อักษรณรงค์

บัณฑิตวิทยาลัย มหาวิทยาลัยศรีนครินทรวิโรฒ

2564

การพัฒนาแบบจำลองผนังก่ออิฐสำหรับการวิเคราะห์โดยวิธีผลักทางด้านข้างของอาคารคอนกรีต

เสริมเหล็ก: กรณีศึกษาการจำลองค้ำยันรับแรงอัดของตึกแถว 4 ชั้น



ปริญญานิพนธ์นี้เป็นส่วนหนึ่งของการศึกษาตามหลักสูตร
วิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา
คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยศรีนครินทรวิโรฒ

ปีการศึกษา 2564

ลิขสิทธิ์ของมหาวิทยาลัยศรีนครินทรวิโรฒ

DEVELOPMENT OF THE MASONRY INFILL WALL MODEL FOR PUSHOVER ANALYSIS
OF REINFORCED CONCRETE BUILDING: A CASE STUDY OF 4-STORY ROWHOUSE
WITH STRUT MODEL



A Thesis Submitted in Partial Fulfillment of the Requirements
for the Degree of MASTER OF ENGINEERING
(Civil Engineering)

Faculty of Engineering, Srinakharinwirot University

2021

Copyright of Srinakharinwirot University

ปริญญานิพนธ์

เรื่อง

การพัฒนาแบบจำลองผนังก่ออิฐสำหรับการวิเคราะห์โดยวิธีผลกทางด้านข้างของอาคารคอนกรีต

เสริมเหล็ก: กรณีศึกษาการจำลองค้ำยันรับแรงอัดของตึกแถว 4 ชั้น

ของ

ณัฐฤกษ์ อักษรณรงค์

ได้รับอนุมัติจากบัณฑิตวิทยาลัยให้นับเป็นส่วนหนึ่งของการศึกษาตามหลักสูตร

ปริญญาวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา

ของมหาวิทยาลัยศรีนครินทรวิโรฒ

(รองศาสตราจารย์ นายแพทย์ฉัตรชัย เอกปัญญาสกุล)

คณบดีบัณฑิตวิทยาลัย

คณะกรรมการสอบปากเปล่าปริญญานิพนธ์

..... ที่ปรึกษาหลัก ประธาน
(รองศาสตราจารย์ ว่าที่ร้อยตรี ดร.ศุภชัย สິนถาวร) (รองศาสตราจารย์ ดร.วสันต์ ธีระเจตกุล)

..... กรรมการ
(รองศาสตราจารย์ ดร.สุนิติ สุภาพ)

ชื่อเรื่อง	การพัฒนาแบบจำลองผนังก่ออิฐสำหรับการวิเคราะห์โดยวิธีผลักทางด้านข้างของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก: กรณีศึกษาการจำลองค้ำยันรับแรงอัดของตึกแถว 4 ชั้น
ผู้วิจัย	ณัฐฤกษ์ อักษรณรงค์
ปริญญา	วิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต
ปีการศึกษา	2564
อาจารย์ที่ปรึกษา	รองศาสตราจารย์ ว่าที่ร้อยตรี ดร. ศุภชัย สีนถาวร

ผนังก่ออิฐในประเทศไทยมีการใช้เสาเอ็น คานทับหลัง รวมถึงเหล็กเสริมยึดรั้ง โดยผนังก่ออิฐไม่ได้เป็นส่วนหนึ่งของโครงสร้างในการรับแรง อย่างไรก็ตามผนังก่ออิฐส่งผลให้มีกำลังต้านทานแรงด้านข้างเพิ่มขึ้น ปรากฏการณ์นี้จึงพัฒนาแบบจำลองผนังก่ออิฐเป็นค้ำยันแนวทแยงสำหรับผนังก่ออิฐในไทย เพื่อใช้ในการวิเคราะห์ด้วยวิธีผลักทางด้านข้าง จากการศึกษาพบว่าแบบจำลอง 3 ค้ำยันเทียบเท่าที่ปรับแก้ค่าสัมประสิทธิ์ความเสียดทานระหว่างผนังกับโครงข้อแข็ง และค่าหน่วยแรงอัดที่กระทำตั้งฉากกับชิ้นส่วนโครงข้อแข็งเหมาะสมสำหรับผนังที่มีความสูงและความยาวไม่ต่างกัน สามารถจำลองพฤติกรรมของผนังที่ก่อด้วยอิฐมอดูได้ใกล้เคียงผลการทดสอบโดยมีค่า R^2 ที่ 0.773 ในขณะที่ผนังที่ก่อด้วยอิฐบล็อกเมื่อลดกำลังต้านทานสูงสุดลงเหลือร้อยละ 60 ให้ผลลัพธ์ที่ดีที่สุด และสำหรับผนังที่มีลักษณะคล้ายรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้าหรือมีจำนวนเสาเอ็นมากกว่าคานทับหลัง ไม่สามารถใช้แบบจำลอง 3 ค้ำยันเทียบเท่าได้ การศึกษาครั้งนี้จึงเสนอแบบจำลองที่มีค้ำยันเทียบเท่าและองค์ประกอบของเสาเอ็น สามารถจำลองพฤติกรรมโดยรวมได้ค่อนข้างใกล้เคียงโดยมีค่า R^2 ที่ 0.625 ในส่วนของการวิเคราะห์อาคารคอนกรีตเสริมเหล็กโครงข้อแข็งตัวอย่าง การเพิ่มแบบจำลองตาม มยผ. 1301/1302-61 และแบบจำลอง 3 ค้ำยันเทียบเท่าที่ปรับปรุงพบว่าอาคารมีกำลังต้านทานแรงด้านข้างเพิ่มขึ้น ทั้งนี้แบบจำลองตาม มยผ. 1301/1302-61 ส่งผลให้โครงสร้างมีสติเฟ่นสูงมากและไม่สามารถทำนายความเสียหายในผนังก่ออิฐได้ และผลการวิเคราะห์อาคารตัวอย่างแสดงให้เห็นว่าผนังก่ออิฐส่งผลกระทบต่อพฤติกรรมของโครงสร้างทั้งในด้านสติเฟ่นสทางด้านข้าง กำลังต้านทานแรงด้านข้าง ความสามารถในการเสีรูป รวมไปถึงลักษณะการวิบัติของอาคาร โดยสติเฟ่นสทางด้านข้าง กำลังต้านทานแรงด้านข้าง และความสามารถในการเสีรูปเพิ่มขึ้น 3.2 เท่า 4.8 เท่า และ 1.5 เท่า ตามลำดับ เมื่อเทียบกับอาคารโครงข้อแข็งเปล่า

คำสำคัญ : อาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก, วิธีผลักทางด้านข้าง, แบบจำลองผนังก่ออิฐ, ค้ำยันแนวทแยงเทียบเท่า

Title	DEVELOPMENT OF THE MASONRY INFILL WALL MODEL FOR PUSHOVER ANALYSIS OF REINFORCED CONCRETE BUILDING: A CASE STUDY OF 4-STORY ROWHOUSE WITH STRUT MODEL
Author	NATTARERK AUGSORNNARONG
Degree	MASTER OF ENGINEERING
Academic Year	2021
Thesis Advisor	Associate Professor Acting Sub Lieutenant Suppachai Sinthaworn , D.Eng.

Masonry infill walls in Thailand consist of tie columns, tie beams, and dowel bars. The masonry infill wall is a nonstructural part of the structure under the load. However, masonry infill walls increase lateral strength. Therefore, the development of the masonry infill wall model as the diagonal strut for masonry infill walls in Thailand is presented in this thesis for nonlinear pushover analysis. The results showed that the multiple strut model modified the coefficient of friction between the frame-infill interface and contact stress on the frame face, suitable for walls of similar heights and lengths. This model was able to predict similarly to the behavior of the experimental result of brick wall with an R^2 of 0.773, while the concrete block wall when the maximum resistance was reduced to 60% showed the best results. For walls that resemble rectangles or have more tie columns than tie beams, the modified multiple strut model cannot be used. Thus, this study proposed the model with the diagonal strut and tie column component that can predict the overall behavior with an R^2 of 0.625. In the analysis of the reinforced concrete buildings, the addition of strut model according to DPT. 1301/1302-61 and the modified multiple strut model showed that the lateral strength of the building was increased. The DPT. 1301/1302-61 model provides immoderate stiffness to the structure and damage in the walls cannot be predicted. The analysis results revealed that masonry infill walls affected the structural behavior in terms of lateral stiffness, lateral strength, deformation capability, and the failure of the building. The lateral stiffness, lateral strength, and deformation capability of the building increased 3.2 times, 4.8 times, and 1.5 times, respectively, compared to the bare frame building.

Keyword : Reinforced concrete building, Pushover analysis, Masonry infill wall model, Equivalent diagonal strut

กิตติกรรมประกาศ

ข้าพเจ้าขอขอบพระคุณ รองศาสตราจารย์ ว่าที่ร้อยตรี ดร.ศุภชัย สีนถาวร อาจารย์ที่ปรึกษาปริญญาโทเป็นอย่างสูง ที่ช่วยให้คำปรึกษา คำแนะนำแนวทาง อบรม และสั่งสอนตลอดจนช่วยตรวจสอบแก้ไขปริญญาโทให้มีความถูกต้องสมบูรณ์และสำเร็จลุล่วงไปด้วยดี รวมถึงให้การสนับสนุนทุนในการนำเสนอผลงานวิจัย

ข้าพเจ้าขอขอบพระคุณมหาวิทยาลัยศรีนครินทรวิโรฒที่ให้การสนับสนุนทุนการศึกษาในโครงการ “70 ปี 70 ทุน มศว คืบสู้สังคม” ซึ่งทำให้มีโอกาสในการเรียนและทำปริญญาโทในครั้งนี้

ข้าพเจ้าขอขอบพระคุณประธานกรรมการสอบปริญญาโท รองศาสตราจารย์ ดร.วสันต์ ธีระเจตกุล และคณะกรรมการสอบ รองศาสตราจารย์ ดร.สุนิติ สุภาพ ที่ให้ความกรุณาเป็นกรรมการสอบปริญญาโท และให้แนวทางการปรับปรุงเล่มปริญญาโท

ข้าพเจ้าขอขอบพระคุณอาจารย์ภาควิชาวิศวกรรมโยธาและสิ่งแวดล้อม และบุคลากรที่เกี่ยวข้องทุกท่านภายในคณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยศรีนครินทรวิโรฒ ที่ได้ให้คำแนะนำ ความช่วยเหลือ และติดต่อประสานงานให้เป็นไปด้วยดี

สุดท้ายนี้ข้าพเจ้าขอขอบพระคุณบิดา มารดา น้องชาย และทุก ๆ คนที่ช่วยสนับสนุนและเป็นกำลังใจให้ในการเรียนและทำปริญญาโทจนกระทั่งสำเร็จลุล่วงไปด้วยดี

ณัฐฤกษ์ อักษรณรงค์

สารบัญ

	หน้า
บทคัดย่อภาษาไทย	ง
บทคัดย่อภาษาอังกฤษ	จ
กิตติกรรมประกาศ.....	ฉ
สารบัญ	ช
สารบัญตาราง.....	ฅ
สารบัญรูปภาพ	ฉ
บทที่ 1 บทนำ.....	1
ที่มาและความสำคัญของปัญหา.....	1
วัตถุประสงค์ของการวิจัย.....	3
ขอบเขตการวิจัย	3
ประโยชน์ที่คาดว่าจะได้รับการวิจัย	4
บทที่ 2 การทบทวนวรรณกรรม.....	5
พฤติกรรมของโครงข้อแข็งที่มีผนังท่อออสู	5
การจำลองผนังท่อออสู.....	6
การจำลองแบบจุลภาค (Micro-modelling)	6
การจำลองแบบมหภาค (Macro-modelling).....	7
ระดับสมรรถนะของค้ำยันแนวทแยงเทียบเท่า	14
รูปแบบการวิบัติของผนังท่อออสู	15
การวิเคราะห์โครงสร้างภายใต้แรงแผ่นดินไหว	16
การวิเคราะห์ด้วยวิธีสถิตไม่เชิงเส้น (Nonlinear static procedure)	18
ปัจจัยที่ส่งผลต่อการวิเคราะห์ด้วยวิธีสถิตไม่เชิงเส้น	20

การวิเคราะห์ด้วยโครงสร้างอาคารที่มีผนังก่ออิฐในประเทศไทย	22
พฤติกรรมที่ถูกรควบคุมโดยการเสีรูปและพฤติกรรมที่ถูกรควบคุมโดยแรง	22
การจำลองจุดหมุนพลาสติก	23
รูปแบบการสั่นไหวของอาคาร	24
บทที่ 3 วิธีการดำเนินการวิจัย	25
ขั้นตอนการดำเนินการวิจัย	25
การพัฒนาแบบจำลองผนังก่ออิฐ	26
การทดสอบค่าพารามิเตอร์ในแบบจำลองผนังก่ออิฐ	26
ตัวอย่างทดสอบโครงข้อแข็งที่มีผนังก่ออิฐที่ใช้ในการศึกษา	27
การจำลองผนังก่ออิฐ	32
การสอบเทียบกับตัวอย่างทดสอบ	33
ระดับสมรรถนะของค้ำยันเทียบเท่าแนวทแยง	34
การศึกษาปัจจัยที่มีผลกระทบต่อพฤติกรรมการตอบสนองของอาคาร	35
การทดสอบพารามิเตอร์ในแบบจำลองอาคาร	35
ลักษณะอาคารที่ใช้ในการศึกษา	38
การจำลองอาคาร	38
คุณสมบัติวัสดุ	38
น้ำหนักบรรทุกที่ใช้สำหรับการวิเคราะห์	41
ชิ้นส่วนโครงสร้างเสาและคาน	42
การวิเคราะห์แบบจำลองอาคารที่มีการจำลองค้ำยันแนวทแยงเทียบเท่า	42
การทดสอบแบบจำลองผนังก่ออิฐ	42
สมมุติฐานแบบจำลองอาคาร	43
บทที่ 4 ผลการดำเนินงานวิจัย	45

ผลการพัฒนาแบบจำลองผนังก่ออิฐ.....	45
ผลการทดสอบการเปลี่ยนแปลงค่าพารามิเตอร์.....	45
ผลการสอบเทียบกับตัวอย่างทดสอบโครงข้อแข็งที่มีผนังก่ออิฐ.....	50
ตัวอย่างทดสอบโครงข้อแข็งที่มีผนังก่ออิฐที่ 1	50
ตัวอย่างทดสอบโครงข้อแข็งที่มีผนังก่ออิฐที่ 2	51
ตัวอย่างทดสอบโครงข้อแข็งที่มีผนังก่ออิฐที่ 3	53
ผลการศึกษาปัจจัยที่มีผลกระทบต่อพฤติกรรมการตอบสนองของอาคาร	55
ประเภทจุดรองรับของฐานราก.....	55
เสาตอม่อในชั้นดิน.....	56
การกระจายน้ำหนักของพื้นสำเร็จรูป.....	56
การกระจายแรงกระทำทางด้านข้าง	56
ผลการวิเคราะห์แบบจำลองอาคารที่มีการจำลองค้ำยันแนวทแยงเทียบเท่า.....	61
ผลการตอบสนองของแบบจำลองอาคารโครงข้อแข็งเปล่า.....	61
ผลการตอบสนองของแบบจำลองอาคารที่จำลองค้ำยันแนวทแยงตามข้อกำหนด มยผ. 1301/1302-61	64
ผลการตอบสนองของแบบจำลองอาคารที่จำลองค้ำยันแนวทแยงแบบ 3 ค้ำยันแนวทแยง เทียบเท่า	67
บทที่ 5 สรุปผลการวิจัย.....	75
สรุปผลการวิจัย.....	75
ข้อเสนอแนะ	76
บรรณานุกรม	78
ภาคผนวก ก รายละเอียดของโครงสร้างอาคารตัวอย่าง	83
ภาคผนวก ข ตัวอย่างการคำนวณค่าพารามิเตอร์สำหรับแบบจำลองผนังก่ออิฐ	93
การคำนวณความกว้างของค้ำยันแนวทแยงอัดเทียบเท่าตาม มยผ. 1301/1302-61.....	94

การคำนวณสร้างแบบจำลองผนังก่ออิฐแบบ 3 ค้ำยันเทียบเท่า	95
การคำนวณสร้างแบบจำลองผนังก่ออิฐที่นำเสนอขึ้นในการศึกษานี้.....	98
ประวัติผู้เขียน.....	99



สารบัญตาราง

	หน้า
ตาราง 1 งานวิจัยแบบจำลองผนังก่ออิฐ.....	8
ตาราง 2 คุณสมบัติของชิ้นส่วนโครงข้อแข็งในตัวอย่างทดสอบ	31
ตาราง 3 คุณสมบัติของผนังก่ออิฐในตัวอย่างทดสอบ	32
ตาราง 4 รูปแบบการวิบัติและความสามารถรับแรงกระทำด้านข้างสูงสุดของตัวอย่างทดสอบ....	32
ตาราง 5 รายละเอียดของชิ้นส่วนโครงสร้างเสา	39
ตาราง 6 รายละเอียดของชิ้นส่วนโครงสร้างคาน	40
ตาราง 7 หน้าที่ประสิทธิภาพของอาคารในแต่ละชั้น.....	42
ตาราง 8 ผลการวิเคราะห์การศึกษาค่าสัมประสิทธิ์ความเสียหายระหว่างผนังและชิ้นส่วนโครงข้อ แข็ง	46
ตาราง 9 ผลการวิเคราะห์การศึกษาค่าหน่วยแรงอัดกระทำตั้งฉากกับชิ้นส่วนโครงข้อแข็งบริเวณ ระยะสัมพันธ์	47
ตาราง 10 ผลการปรับลดกำลังต้านทานสูงสุดในแนวแกนของค้ำยันเทียบเท่าสำหรับผนังก่ออิฐ บล็อก.....	48

สารบัญรูปภาพ

	หน้า
ภาพประกอบ 1 แบบจำลองค้ำยันรับแรงอัดเทียบเท่า	9
ภาพประกอบ 2 ระบบสมดุลของโครงข้อแข็ง	9
ภาพประกอบ 3 แบบจำลอง 3 ค้ำยันแนวทแยงเทียบเท่า	11
ภาพประกอบ 4 แบบจำลองค้ำยันรับแรงอัดเทียบเท่าโดย Crisafulli & Carr (2007)	14
ภาพประกอบ 5 แบบจำลองค้ำยันรับแรงอัดเทียบเท่าโดย ชนิภา เนตรรัตน์ (2556)	14
ภาพประกอบ 6 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกับการเสียรูปโดยการประมาณแบบเชิงเส้น	15
ภาพประกอบ 7 รูปแบบการวิบัติของผนังก่ออิฐภายใต้แรงกระทำทางด้านข้าง	16
ภาพประกอบ 8 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนที่ฐานของอาคารและการเคลื่อนตัวด้านข้างของ ยอดอาคาร	20
ภาพประกอบ 9 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเสียรูปของชิ้นส่วน	23
ภาพประกอบ 10 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเสียรูปเนื่องจากการเกิดมุมหมุนพลาสติก ...	24
ภาพประกอบ 11 แบบโครงสร้างของตัวอย่างทดสอบที่ 1	28
ภาพประกอบ 12 การวิบัติของตัวอย่างทดสอบที่ 1	28
ภาพประกอบ 13 แบบโครงสร้างของตัวอย่างทดสอบที่ 2	29
ภาพประกอบ 14 การวิบัติของตัวอย่างทดสอบที่ 2	29
ภาพประกอบ 15 แบบโครงสร้างของตัวอย่างทดสอบที่ 3	30
ภาพประกอบ 16 การวิบัติของตัวอย่างทดสอบที่ 3	30
ภาพประกอบ 17 โครงข้อแข็งที่มีผนังก่ออิฐ	33
ภาพประกอบ 18 แบบจำลองผนังก่ออิฐที่นำเสนอนี้	33
ภาพประกอบ 19 ความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงอัดและความเครียดอัดตามแนวแกน	35
ภาพประกอบ 20 แบบจำลองอาคารที่มีจุดรองรับแบบยึดแน่นทั้งหมด	36

ภาพประกอบ 21 แบบจำลองอาคารที่มีจุดรองรับแบบจุดหมุนทั้งหมด.....	37
ภาพประกอบ 22 แบบจำลองอาคารที่มีจุดรองรับตามแบบก่อสร้างจริง	37
ภาพประกอบ 23 แบบจำลองที่ไม่คำนึงถึงเสาคอม่อในชั้นดิน.....	37
ภาพประกอบ 24 แปลนเสาของอาคารตัวอย่าง	40
ภาพประกอบ 25 แบบจำลองอาคารตัวอย่าง	44
ภาพประกอบ 26 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำทางด้านข้างและอัตราการเคลื่อนที่ด้านข้างของแบบจำลองที่เปลี่ยนแปลงค่าสัมประสิทธิ์ความเสียดทานระหว่างผนังและชิ้นส่วนโครงข้อแข็ง...	46
ภาพประกอบ 27 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำทางด้านข้างและอัตราการเคลื่อนที่ด้านข้างของแบบจำลองที่เปลี่ยนแปลงค่าหน่วยแรงอัดกระทำตั้งฉากกับชิ้นส่วนโครงข้อแข็งบริเวณระยะสัมผัส.....	47
ภาพประกอบ 28 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำทางด้านข้างและอัตราการเคลื่อนที่ด้านข้างของแบบจำลองที่ปรับลดค่ากำลังต้านทานสูงสุดในแนวแกนของค้ำยันเทียบเท่า	49
ภาพประกอบ 29 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำทางด้านข้างและอัตราการเคลื่อนที่ด้านข้างของแบบจำลองที่เปรียบเทียบค่าโมดูลัสยืดหยุ่นของปรีซึ่มอิฐก่อ	49
ภาพประกอบ 30 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำทางด้านข้างและอัตราการเคลื่อนที่ด้านข้างของแบบจำลองที่เปลี่ยนแปลงการลดลงของสติเฟนสของค้ำยันเทียบเท่าภายหลังการวิบัติ	50
ภาพประกอบ 31 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำทางด้านข้างและอัตราการเคลื่อนที่ด้านข้างของแบบจำลองและตัวอย่างผลทดสอบโครงข้อแข็งที่มีผนังก่ออิฐที่ 1	51
ภาพประกอบ 32 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำทางด้านข้างและอัตราการเคลื่อนที่ด้านข้างของแบบจำลองและตัวอย่างผลทดสอบโครงข้อแข็งที่มีผนังก่ออิฐที่ 2	52
ภาพประกอบ 33 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำทางด้านข้างและอัตราการเคลื่อนที่ด้านข้างของแบบจำลองและตัวอย่างผลทดสอบโครงข้อแข็งที่มีผนังก่ออิฐที่ 3	54
ภาพประกอบ 34 ผลการเปรียบเทียบความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนที่ฐานและการเคลื่อนที่ด้านข้างยอดอาคาร	57
ภาพประกอบ 35 ผลการเปรียบเทียบความสัมพันธ์ระหว่างสัมประสิทธิ์แรงเฉือนที่ฐานและอัตราการเคลื่อนที่ด้านข้างของยอดอาคาร	57

ภาพประกอบ 36 รูปแบบการสั้นไหวในโหมดแรกของแบบจำลองอาคารตัวอย่าง.....	58
ภาพประกอบ 37 รูปแบบการวิบัติในกรณี ก ของอาคารตัวอย่าง (แบบจำลองที่ 1 2 3 และแบบจำลองควบคุม)	59
ภาพประกอบ 38 รูปแบบการวิบัติในกรณี ข ของอาคารตัวอย่าง (แบบจำลองที่ 4 และ 5)	60
ภาพประกอบ 39 ความสัมพันธ์ระหว่างสัมประสิทธิ์แรงเฉือนที่ฐานและอัตราการเคลื่อนที่ด้านข้างของแบบจำลองอาคารแบบจำลองอาคารโครงข้อแข็งเปล่า	62
ภาพประกอบ 40 ระดับความเสียหายของอาคารโครงข้อแข็งเปล่าในสภาวะเริ่มต้น	63
ภาพประกอบ 41 ระดับความเสียหายของอาคารโครงข้อแข็งเปล่าในสภาวะคราก	63
ภาพประกอบ 42 ระดับความเสียหายของอาคารโครงข้อแข็งเปล่าในสภาวะวิบัติ.....	64
ภาพประกอบ 43 ความสัมพันธ์ระหว่างสัมประสิทธิ์แรงเฉือนที่ฐานของอาคารและอัตราการเคลื่อนที่ด้านข้างของยอดอาคารของแบบจำลองอาคารที่จำลองค้ำยันแนวทแยงตาม มยผ.	65
ภาพประกอบ 44 ระดับความเสียหายของอาคารที่จำลองค้ำยันแนวทแยงตาม มยผ. ในสภาวะเริ่มต้น	66
ภาพประกอบ 45 ระดับความเสียหายของอาคารที่จำลองค้ำยันแนวทแยงตาม มยผ. ในสภาวะคราก.....	66
ภาพประกอบ 46 ระดับความเสียหายของอาคารที่จำลองค้ำยันแนวทแยงตาม มยผ. ในสภาวะวิบัติ	67
ภาพประกอบ 47 ความสัมพันธ์ระหว่างสัมประสิทธิ์แรงเฉือนที่ฐานและอัตราการเคลื่อนที่ด้านข้างของแบบจำลองอาคารที่จำลองค้ำยันแนวทแยงแบบ 3 ค้ำยันเทียบเท่า.....	68
ภาพประกอบ 48 ระดับความเสียหายของอาคารที่จำลองค้ำยันแนวทแยงแบบ 3 ค้ำยันเทียบเท่าในสภาวะเริ่มต้น.....	69
ภาพประกอบ 49 ระดับความเสียหายของอาคารที่จำลองค้ำยันแนวทแยงแบบ 3 ค้ำยันเทียบเท่าในสภาวะคราก	69
ภาพประกอบ 50 ระดับความเสียหายของอาคารที่จำลองค้ำยันแนวทแยงแบบ 3 ค้ำยันเทียบเท่าในสภาวะประลัย	70

ภาพประกอบ 51 เส้นโค้งกำลังระหว่างแบบจำลองอาคารที่จำลองค้ำยันแนวทแยงตามข้อกำหนด มยผ. 1301/1302-61 และแบบ 3 ค้ำยันเทียบเท่าในแนวแกนตามขวาง (X).....	71
ภาพประกอบ 52 เส้นโค้งกำลังระหว่างแบบจำลองอาคารที่จำลองค้ำยันแนวทแยงตามข้อกำหนด มยผ. 1301/1302-61 และแบบ 3 ค้ำยันเทียบเท่าในแนวแกนตามยาว (Y).....	71
ภาพประกอบ 53 เส้นโค้งกำลังระหว่างแบบจำลองอาคารทั้งสามรูปแบบ ในแนวแกนตามขวาง (X).....	72
ภาพประกอบ 54 เส้นโค้งกำลังระหว่างแบบจำลองอาคารทั้งสามรูปแบบ ในแนวแกนตามยาว (Y).....	72
ภาพประกอบ 55 เปรียบเทียบสถิติเฟสด้านข้างระหว่างแบบจำลองอาคารตัวอย่าง ในแนวแกน ตามขวาง (X) ทั้งสามรูปแบบ	73
ภาพประกอบ 56 เปรียบเทียบสถิติเฟสด้านข้างระหว่างแบบจำลองอาคารตัวอย่าง ในแนวแกน ตามขวาง (Y) ทั้งสามรูปแบบ	74
ภาพประกอบ 57 แปลนฐานราก.....	84
ภาพประกอบ 58 แปลนอาคารชั้นที่ 1 ดัดแปลงจากกรมโยธาธิการและผังเมือง (2546)	85
ภาพประกอบ 59 แปลนอาคารชั้นลอย ดัดแปลงจากกรมโยธาธิการและผังเมือง (2546)	86
ภาพประกอบ 60 แปลนอาคารชั้นที่ 2 ดัดแปลงจากกรมโยธาธิการและผังเมือง (2546)	87
ภาพประกอบ 61 แปลนอาคารชั้นที่ 3 ดัดแปลงจากกรมโยธาธิการและผังเมือง (2546)	88
ภาพประกอบ 62 แปลนอาคารชั้นที่ 4 ดัดแปลงจากกรมโยธาธิการและผังเมือง (2546)	89
ภาพประกอบ 63 แปลนอาคารชั้นหลังคา ดัดแปลงจากกรมโยธาธิการและผังเมือง (2546)	90
ภาพประกอบ 64 รายละเอียดชั้นส่วนคาน	91
ภาพประกอบ 65 รายละเอียดชั้นส่วนเสา.....	92
ภาพประกอบ 66 ตัวอย่างโครงข้อแข็งที่มีผนังก่ออิฐ	94
ภาพประกอบ 67 แบบจำลองผนังก่ออิฐตัวอย่างแบบ 3 ค้ำยันเทียบเท่า.....	97
ภาพประกอบ 68 แบบจำลองผนังก่ออิฐตัวอย่างแบบที่นำเสนอขึ้น	98

บทที่ 1

บทนำ

ที่มาและความสำคัญของปัญหา

แผ่นดินไหวเป็นปรากฏการณ์ทางธรรมชาติที่เกิดจากการสั่นสะเทือนของพื้นดิน สาเหตุหลักเกิดจากการเคลื่อนที่ของแผ่นเปลือกโลก ซึ่งเป็นภัยพิบัติทางธรรมชาติที่ปัจจุบันยังไม่สามารถทำนายหรือพยากรณ์ล่วงหน้าได้อย่างแม่นยำ แผ่นดินไหวที่มีขนาดรุนแรงอาจส่งผลให้อาคารเกิดความเสียหายและพังทลายลงในที่สุด อีกทั้งความเสียหายที่เกิดขึ้นอาจก่อให้เกิดการสูญเสียชีวิตของผู้นับ จากเหตุการณ์การเกิดแผ่นดินไหวครั้งใหญ่ในอดีต อาทิเช่น ประเทศไทยในปี พ.ศ. 2557 เกิดแผ่นดินไหวขนาด 6.3 ความลึก 7 กิโลเมตร ณ จังหวัดเชียงราย ผู้คนต่างรับรู้ได้ถึงการสั่นสะเทือนในหลายพื้นที่ทั้งภาคเหนือ ภาคตะวันออกเฉียงเหนือ แม้กระทั่งอาคารสูงในกรุงเทพฯ เนื่องจากเป็นบริเวณที่เป็นชั้นดินอ่อน ในเหตุการณ์ครั้งนี้มีจำนวนผู้เสียชีวิต 1 คน และบาดเจ็บอีกเป็นจำนวนมากกว่า 100 คน อีกทั้งยังสร้างความเสียหายแก่สิ่งปลูกสร้างต่าง ๆ เป็นจำนวนมากไม่ว่าจะเป็น บ้านเรือน อาคารตึกแถว โรงเรียน รวมถึงสถานที่สำคัญทางศาสนา (กรมอุตุนิยมวิทยา และ กองเฝ้าระวังแผ่นดินไหว, 2557) โดยเหตุการณ์ในอดีตเป็นสิ่งที่ทำให้ประเทศไทยได้ตระหนักถึงอันตรายที่เกิดจากแผ่นดินไหว เพื่อความปลอดภัยที่เพิ่มขึ้นกฎกระทรวงฉบับที่ 49 พ.ศ. 2540 ได้กำหนดให้อาคารในเขตที่อาจได้รับแรงสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหวต้องได้รับการออกแบบให้มีความสามารถต้านทานแผ่นดินไหวในระดับที่เหมาะสมสำหรับพื้นที่ภาคเหนือ 9 จังหวัด และภาคตะวันตก 1 จังหวัด (กฎกระทรวง ฉบับที่ 49, 2540) ต่อมาปี พ.ศ. 2550 ได้ขยายพื้นที่การควบคุมอาคารในเขตที่อาจได้รับแรงสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหวให้ครอบคลุมมากยิ่งขึ้น โดยแบ่งเป็นบริเวณเฝ้าระวัง บริเวณที่ 1 และบริเวณที่ 2 (กฎกระทรวง พ.ศ. 2550, 2550) ซึ่งในปี พ.ศ. 2552 ทางกรมโยธาธิการและผังเมืองได้จัดทำมาตรฐานการออกแบบอาคารต้านทานการสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว (กรมโยธาธิการและผังเมือง, 2552) และในปี พ.ศ. 2554 ได้จัดทำมาตรฐานประกอบกรออกแบบอาคารเพื่อต้านทานการสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว (กรมโยธาธิการและผังเมือง, 2554) โดยกำหนดวิธีการวิเคราะห์และการออกแบบอาคารเพื่อต้านทานแรงแผ่นดินไหวภายหลังจากนั้นปี พ.ศ. 2561 ทางกรมโยธาธิการและผังเมืองได้ปรับปรุงมาตรฐานออกแบบอาคารเพื่อต้านทานการสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหวเพื่อให้ความทันสมัยมากยิ่งขึ้น (กรมโยธาธิการและผังเมือง, 2561) และต่อมาในปี พ.ศ. 2564 ได้แบ่งพื้นที่การควบคุมตามผลกระทบที่อาจได้รับทางด้านความมั่นคงแข็งแรงและเสถียรภาพเมื่อมีแรงสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว ได้แก่ บริเวณที่ 1 บริเวณที่ 2 และบริเวณที่ 3 (กฎกระทรวง พ.ศ. 2564, 2564)

อย่างไรก็ตามมีอาคารจำนวนมากที่ไม่ได้คำนึงถึงการต้านทานแผ่นดินไหว โดยเฉพาะอาคารที่มีขนาดเล็ก เช่น บ้านเรือน ตึกแถว โรงเรียนขนาดเล็ก ที่ถูกก่อสร้างขึ้นก่อนปี พ.ศ. 2540 ส่วนใหญ่อาคารขนาดเล็กไม่ว่าจะเป็นอาคารที่ได้รับการออกแบบในระบบเสาอ่อนคานแข็ง หรือชั้นล่างสุดเป็นชั้นที่เปิดโล่งจะมีความอ่อนแอเมื่อรับแรงสั่นสะเทือนจากแผ่นดินไหว ดังนั้นอาคารเหล่านี้จึงมีความเสี่ยงที่จะได้รับความเสียหายเป็นอย่างมาก โดยการบรรเทาผลกระทบจากแผ่นดินไหวมีวิธีที่มีประสิทธิภาพหลัก ๆ อย่างเช่น อาคารที่จะก่อสร้างขึ้นใหม่ต้องได้รับการออกแบบตามข้อกำหนดตามกฎกระทรวงหรือมาตรฐานที่ได้รับการยอมรับเพื่อให้สามารถต้านทานแผ่นดินไหวได้อย่างเหมาะสม และวิธีการตรวจสอบความมั่นคงแข็งแรงของโครงสร้างอาคารในปัจจุบันว่ามีความสามารถที่เพียงพอต่อความเสียหายที่จะเกิดขึ้น รวมทั้งการปรับปรุงโครงสร้างมีความแข็งแรงมากยิ่งขึ้นเพื่อหลีกเลี่ยงความเสียหายที่รุนแรง ดังนั้นเพื่อตรวจสอบความมั่นคงแข็งแรงของอาคารทางกรมโยธาธิการและผังเมืองจึงจัดทำมาตรฐานการประเมินและการเสริมความมั่นคงแข็งแรงของโครงสร้างอาคารในเขตที่อาจได้รับแรงสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว (กรมโยธาธิการและผังเมือง, 2557) เพื่อเป็นแนวทางในการประเมินระดับสมรรถนะของอาคารโดยทั่วไปอาคารในประเทศไทยเป็นระบบโครงต้านแรงดัดคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีผนังก่ออิฐสามารถพบได้ในอาคารที่มีความสูงไม่มาก ที่ผ่านมาผนังก่ออิฐจะถูกจัดเป็นเพียงส่วนประกอบของอาคาร (Non-structural components) ที่ไม่สามารถส่งถ่ายหรือต้านทานแรง ซึ่งผลการศึกษาที่ผ่านพบว่าภายใต้แรงแผ่นดินไหวผนังก่ออิฐมีส่วนช่วยให้กำลังต้านทานและสติฟเนสทางด้านข้างโครงสร้างทั้งระบบเพิ่มมากขึ้นกล่าวได้คือผนังก่ออิฐเป็นปัจจัยสำคัญอย่างหนึ่งที่มีผลต่อความสามารถต้านทานแผ่นดินไหว แต่ด้วยความซับซ้อนในการการออกแบบและขาดทฤษฎีที่เหมาะสมทำให้การรวมผลของผนังเข้าไปเป็นองค์ประกอบโครงสร้างยังเป็นสิ่งที่ทำได้ค่อนข้างยากในอดีตที่ผ่านมา ในปัจจุบันด้วยข้อมูลที่หลากหลายมากขึ้นจึงมีงานวิจัยที่เกี่ยวกับการจำลองผนังให้อยู่ในรูปแบบค้ำยันรับแรงอัดเทียบเท่า (Equivalent compression strut) ซึ่งหนึ่งในนั้นคือ มยผ.1301/1302-61 (กรมโยธาธิการและผังเมือง, 2561) ที่มีข้อกำหนดสำหรับการพิจารณาผลของผนังก่ออิฐในการออกแบบโครงสร้างในเขตพื้นที่เสี่ยงภัยแผ่นดินไหว ซึ่งเป็นวิธีการประมาณจากคุณสมบัติของผนังก่ออิฐเพียงอย่างเดียว และถึงแม้ว่าวิธีการประมาณกำลังของผนังก่ออิฐในงานวิจัยของต่างประเทศให้ผลลัพธ์ที่ใกล้เคียงกับผลทดสอบแต่อาจมีความคลาดเคลื่อนเมื่อนำมาประยุกต์ใช้กับโครงสร้างในประเทศไทยเนื่องจากการเสริมความแข็งแรงด้วยเสาเอ็นหรือคานทับหลัง เหล็กเสริมยึด (เหล็กหนวดกุ้ง) รวมถึงคุณสมบัติของก้อนอิฐ ทั้งนี้การศึกษาที่ผ่านมา

พบว่าสามารถจำลองได้เพียงกำลังต้านทานแรงด้านข้างสูงสุดเท่านั้น ในขณะที่พฤติกรรมการตอบสนองโดยรวมยังมีความสามารถจำลองได้โดยเฉพาะพฤติกรรมการตอบสนองในช่วงอินีลาสติก

ด้วยสาเหตุนี้ปริญญาานิพนธ์นี้จึงมุ่งเน้นศึกษาพฤติกรรมการตอบสนองของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กที่ไม่ได้รับการออกแบบสำหรับต้านทานแรงแผ่นดินไหวโดยมีวัตถุประสงค์เพื่อศึกษาผลกระทบของผนังก่ออิฐต่อความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวของอาคาร และพัฒนาแบบจำลองผนังก่ออิฐในรูปแบบค้ำยันแนวทแยงเทียบเท่า (Equivalent diagonal strut) ให้มีประสิทธิภาพในการจำลองพฤติกรรมของผนังก่ออิฐทั้งในด้านสติเฟนส กำลังรับแรง รวมไปถึงพฤติกรรมในช่วงอินีลาสติกโดยการสอบเทียบกับการทดสอบโครงสร้างข้อแข็งที่มีผนังก่ออิฐในประเทศไทย และสำหรับอาคารที่ใช้ในการศึกษาคือ อาคารตึกแถวไทยอนุรักษ์ไทย (กรมโยธาธิการและผังเมือง, 2546) อาคารดังกล่าวได้รับการศึกษาก่อนหน้านี้โดย ยูพิน พรหมหล่อ (2560) ซึ่งแบบจำลองอาคารไม่ได้คำนึงถึงผลของผนังก่ออิฐ ดังนั้นการศึกษาคั้งนี้จะศึกษาถึงพฤติกรรมทั้งในช่วงพิกัดยืดหยุ่นและเกินพิกัดของอาคารที่มีผนังก่ออิฐโดยการจำลองให้อยู่ในรูปแบบของค้ำยันรับแรงอัดเทียบเท่า (Equivalent compression strut) ซึ่งวิธีผลัทางด้านข้าง (Pushover analysis) เป็นวิธีหนึ่งตามมาตรฐานการประเมินและการเสริมความมั่นคงแข็งแรงของโครงสร้างอาคารในเขตที่อาจได้รับแรงสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว (กรมโยธาธิการและผังเมือง, 2557)

วัตถุประสงค์ของการวิจัย

1. ศึกษาและพัฒนาแบบจำลองผนังก่ออิฐเพื่อใช้ในการวิเคราะห์ด้วยวิธีผลัทางด้านข้าง (Pushover analysis)
2. ศึกษาปัจจัยที่มีผลกระทบต่อพฤติกรรมการตอบสนองของอาคารโดยวิธีผลัทางด้านข้าง (Pushover analysis)
3. เปรียบเทียบผลการตอบสนองของอาคารด้วยวิธีผลัทางด้านข้าง (Pushover analysis) ของอาคารโครงข้อแข็งเปล่า (Bare frame) และอาคารโครงข้อแข็งที่มีการจำลองผนังก่ออิฐ (Masonry infill frame)

ขอบเขตการวิจัย

1. การจำลองผนังก่ออิฐ
 - 1.1 ศึกษาตัวอย่างผลการทดสอบโครงสร้างข้อแข็งที่มีผนังก่ออิฐในไทยทั้งหมด 3 ตัวอย่าง
 - 1.2 คุณสมบัติของผนังก่ออิฐที่ใช้ในแบบจำลองเป็นค่าจากผลการทดสอบ โดยเป็นผลการทดสอบโครงสร้างข้อแข็งคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีผนังก่ออิฐในประเทศไทย

1.3 ผนังก่ออิฐ (Masonry infill wall) จะถูกจำลองอยู่ในรูปของค้ำยันรับแรงอัดเทียบเท่า (Equivalent compression strut)

1.4 แบบจำลองผนังก่ออิฐพิจารณาความสัมพันธ์ระหว่างกำลังต้านทานและการเคลื่อนที่ด้านข้างของชิ้นส่วนโครงข้อแข็งร่วมกับผนังก่ออิฐ โดยไม่คำนึงถึงรูปแบบการวิบัติ

2. การจำลองอาคาร

2.1 อาคารที่นำมาศึกษาเป็นอาคารประเภทคอนกรีตเสริมเหล็กสูง 4 ชั้น จำนวน 1 หลัง ซึ่งจะได้รับการจำลองอยู่ในรูปแบบสามมิติและวิเคราะห์ด้วยวิธีสถิตไม่เชิงเส้นผ่านโปรแกรมวิเคราะห์โครงสร้าง SAP2000

2.2 สำหรับการวิเคราะห์แบบจำลองอาคารใช้กำลังวัสดุออกแบบที่ระบุในแบบก่อสร้าง

2.3 ไม่ได้พิจารณาผลของผนังก่ออิฐที่มีช่องเปิด

2.4 ไม่ได้คำนึงถึงการวิบัติด้วยแรงเฉือนของชิ้นส่วนโครงสร้าง

2.5 ไม่ได้พิจารณาสติฟเนสของจุดต่อเสาและคาน

2.6 การจำลองชิ้นส่วนเสาและคาน รวมถึงการจำลองการเกิดจุดหมุนพลาสติก (Plastic hinge) ให้เป็นไปตามข้อกำหนด มยผ. 1303-57

ประโยชน์ที่คาดว่าจะได้รับการวิจัย

1. สามารถใช้เป็นแนวทางในพัฒนาแบบจำลองผนังก่ออิฐที่มีส่วนประกอบของเสาเอ็นและคานทับหลังหรือในรูปทรงสี่เหลี่ยมผืนผ้าต่อไปได้

2. สามารถเสนอแนะแนวทางการจำลองพฤติกรรมอาคารที่พิจารณาผลของผนังก่ออิฐ (Masonry infill wall) ที่ก่อสร้างในประเทศไทย

3. สามารถใช้เป็นแนวทางในการลดปริมาณวัสดุก่อสร้างสำหรับการออกแบบโครงสร้างเนื่องจากผนังก่ออิฐมีส่วนในการเพิ่มกำลังต้านทานแรงทางด้านข้างให้กับอาคาร

บทที่ 2

การทบทวนวรรณกรรม

ในบทนี้จะกล่าวถึงงานวิจัยที่ผ่านมาในอดีตที่ศึกษาเกี่ยวกับพฤติกรรมของโครงข้อแข็งที่มีผนังกออิฐภายใต้แรงด้านข้าง ซึ่งเป็นประเด็นที่ได้รับการศึกษาและพัฒนามาหลายทศวรรษเพื่อสร้างเป็นแนวคิดหรือทฤษฎีที่เหมาะสมสำหรับการจำลองผนังกออิฐในการวิเคราะห์โครงสร้างและนำไปสู่ผลการวิเคราะห์ที่ถูกต้องและแม่นยำมากขึ้น รวมถึงวิธีการวิเคราะห์ความสามารถของอาคารภายใต้แรงสั่นสะเทือนจากแผ่นดินไหว

พฤติกรรมของโครงข้อแข็งที่มีผนังกออิฐ

พฤติกรรมของโครงข้อแข็งที่มีผนังกออิฐภายใต้แรงกระทำทางด้านข้างได้รับการศึกษาเป็นอย่างมาก Mehrabi, Shing, Schuller, & Noland (1996), Murty & Jain (2000) ได้ศึกษาตัวแปรที่มีผลต่อพฤติกรรมของโครงข้อแข็งที่มีผนังกออิฐ โดยแต่ละตัวอย่างจะมีความแข็งแรงของชิ้นส่วนเฟรมและผนังแตกต่างกันขึ้นอยู่กับตัวแปรที่ศึกษา อย่างเช่น ชนิดของก้อนอิฐ ขนาดของก้อนอิฐ อัตราส่วนกรอบผนัง (Aspect ratio of panel) หรือกำลังของชิ้นส่วนเฟรม เป็นต้น ผลลัพธ์พบว่ารูปแบบการวิบัติของผนังกออิฐก็จะมีลักษณะที่แตกต่างกันออกไปเช่นเดียวกัน อย่างไรก็ตามผนังกออิฐคือส่วนสำคัญที่ส่งผลโดยตรงต่อโครงสร้างในด้านกำลังและสติเฟนสทางด้านข้างอย่างมีนัยสำคัญเมื่อเทียบกับโครงข้อแข็งที่ไม่มีผนังกออิฐ ความเหนียวโดยรวม รวมไปถึงการสลายพลังงานซึ่งผนังกออิฐส่งผลให้โครงสร้างเกิดการสลายพลังงานอย่างรวดเร็ว สอดคล้องกับผลการทดสอบของ Karayannis, Kakaletsis, & Favvata (2005) แต่การมีอยู่ของผนังกออิฐในโครงสร้างอาจก่อให้เกิดพฤติกรรมที่ไม่พึงประสงค์บางประการได้ เช่น พฤติกรรมเสาสั้น (Short-column) เมื่อก่อผนังไม่เต็มชั้น การเกิดชั้นอ่อน (Soft-story) หากในบางชั้นมีผนังกออิฐน้อยกว่าอีกชั้นที่อยู่ติดกัน การบิดตัวในระนาบ (Plan-torsion) หรือความเปราะของผนังกออิฐส่งผลให้ความเหนียวของโครงสร้างโดยรวมลดลง พฤติกรรมเหล่านี้แสดงให้เห็นว่าได้รับผลจากผนังกออิฐ

อิฐของไทยมีกำลังที่ต่ำกว่าเนื่องด้วยขนาด ความหนาแน่น และกำลังของมอร์ตาร์ อาจทำให้ผนังกออิฐมีพฤติกรรมแตกต่างจากต่างประเทศ (ชนิภา เนตรรัตน์, 2556) รวมถึงโครงข้อแข็งที่มีผนังกออิฐในประเทศไทยมีส่วนประกอบของเสาเอ็นหรือคานทับหลัง และเหล็กเสริมยึดรั้ง (เหล็กหนวดกุ้ง) โดยผลการศึกษาของ เกริกฤทธิ พรหมดวง (2553) และ อนุชาติ ลีอนันต์ศักดิ์ศิริ (2561) ทำการทดสอบโครงข้อแข็งที่มีผนังกออิฐโดยใช้อิฐมอญภายใต้แรงกระทำด้านข้างแบบสถิตย์ พบว่าผลการทดสอบไปในทิศทางเดียวกันในด้านกำลังรับแรงด้านข้าง สติเฟนส และการ

สลายพลังงานที่เพิ่มสูงขึ้นหากเทียบกับโครงข้อแข็งเปล่า ซึ่งตัวผนังก่ออิฐเกิดการแตกร้าวอย่างรวดเร็วเนื่องจากมีความเปราะบางของวัสดุส่งผลให้โครงสร้างมีความสามารถในการสลายพลังงาน เช่นเดียวกับผลการทดสอบของ Lukkunaprasit & Srechai (2012) และผลการทดสอบโครงข้อแข็งที่มีผนังก่ออิฐโดยใช้อิฐบล็อกของ ไตรรัตน์ สังขมงคล, วงศา วรารักษ์สังจะ, จริญญา ศรีชัย, และ สุทัศน์ ลีลาทวิวัฒน์ (2564) ผนวกกับข้อกำหนดในการก่อผนังของประเทศไทยที่มีการใช้เหล็กเดือย (Dowel) ในการยึดรั้งระหว่างผนังกับโครงข้อแข็งเพื่อให้ผนังมีเสถียรภาพจึงอาจส่งผลให้ผนังก่ออิฐเกิดการแตกร้าวได้อย่างรวดเร็ว ซึ่งได้รับการพิสูจน์โดยผลการศึกษาของ Lukkunaprasit & Srechai (2012) และ จริญญา ศรีชัย และ สุทัศน์ ลีลาทวิวัฒน์ (2563a) ว่าจุดต่อระหว่างผนังและโครงข้อแข็งมีผลต่อความสามารถในการส่งถ่ายแรงของโครงสร้างเข้าสู่ผนัง นอกจากนี้โครงสร้างทั่วไปมีช่องเปิดในผนังก่ออิฐ ซึ่งช่องเปิดนี้มีผลต่อพฤติกรรมของโครงสร้างจากการศึกษาของ จริญญา ศรีชัย และ สุทัศน์ ลีลาทวิวัฒน์ (2563b) โดยการรวบรวมลักษณะของช่องเปิดที่พบได้ทั่วไปในโครงสร้างอาคารประเทศไทย พบว่าขนาดของช่องเปิดส่งผลให้กำลังต้านทานและสติฟเนสโดยรวมลดลง อีกทั้งรูปแบบการกระจายตัวของแรงเฉือนที่เกิดขึ้นในชั้นส่วนเสาเปลี่ยนแปลงไป ซึ่งสอดคล้องกับผลการศึกษาของ Ozturkoglu, Ucar, & Yesilce (2017)

ดังนั้นผนังก่ออิฐมีส่วนสำคัญในการต้านทานแรงทางด้านข้างเนื่องจากมีส่วนช่วยให้กำลังและสติฟเนสด้านข้างของโครงสร้างโดยรวมเพิ่มสูงขึ้น รวมถึงความสามารถในการสลายพลังงานของโครงสร้าง แต่เนื่องด้วยอิฐเป็นวัสดุที่มีความเปราะสูงซึ่งเกิดความเสียหายได้อย่างรวดเร็วจึงส่งผลในด้านของความเหนียวโดยรวมลดน้อยลง ถึงแม้ว่าการมีอยู่ของผนังก่ออิฐจะส่งผลในด้านดี แต่ก็อาจก่อให้เกิดพฤติกรรมที่ไม่พึงประสงค์บางประการได้เช่นเดียวกัน ทั้งนี้พฤติกรรมของผนังก่ออิฐในไทยและต่างประเทศมีความคล้ายคลึงกันแต่ด้วยคุณสมบัติทางกลที่แตกต่างกันเล็กน้อย รวมถึงลักษณะการก่อในส่วนนี้ก็อาจส่งผลให้พฤติกรรมแตกต่างกันได้

การจำลองผนังก่ออิฐ

ในปัจจุบันแบบจำลองผนังก่ออิฐสามารถจำแนกได้เป็น 2 ประเภทหลัก ได้แก่ การจำลองแบบจุลภาค (Micro-modelling) และการจำลองแบบมหภาค (Macro-modelling)

การจำลองแบบจุลภาค (Micro-modelling)

เป็นที่ทราบกันดีว่าแบบจำลองจุลภาคเป็นวิธีที่ค่อนข้างละเอียดและซับซ้อน ซึ่งโครงสร้างจะถูกแบ่งย่อยเป็นหลายองค์ประกอบเพื่อพิจารณาผลกระทบในเฉพาะจุดอย่างละเอียดโดย Mehrabi & Shing (1997) ได้นำเสนอการจำลองผนังก่ออิฐด้วยวิธีไฟไนต์อีลิเมนต์พบว่าสามารถให้ผลลัพธ์ค่อนข้างเป็นที่น่าพอใจเมื่อเทียบกับพฤติกรรมไร้เชิงเส้นจากผลการ

ทดสอบทั้งในด้านกำลังรับแรงด้านข้างและรูปแบบการวิบัติ Asteris & Cotsvos (2012) ศึกษาผลของผนังก่ออิฐด้วยการจำลองวิธีไฟไนต์อีลิเมนต์ภายใต้แรงกระทำคงที่แบบทิศทางเดียวและแรงกระทำแบบพลศาสตร์ พบว่าพฤติกรรมของผนังก่ออิฐคล้ายกับค้ำยันรับแรงอัดแนวทแยงและส่งผลให้สติฟเนสและกำลังโดยรวมของโครงสร้างเพิ่มขึ้น

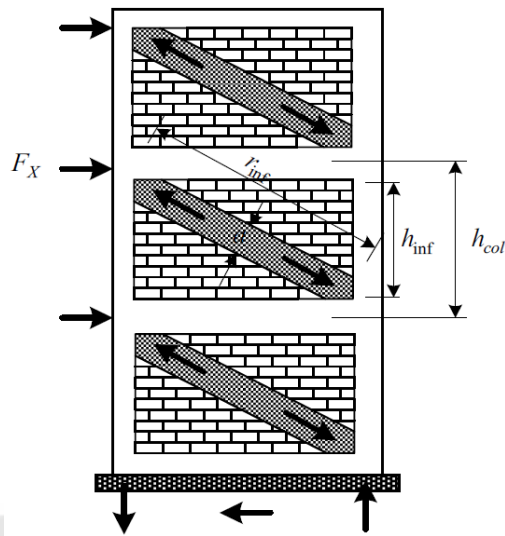
การจำลองแบบมหภาค (Macro-modelling)

แบบจำลองมหภาคนั้นจะมองผนังก่ออิฐให้มีลักษณะคล้ายกับค้ำยันรับแรงอัดในแนวทแยง (Diagonal compression strut) ดังภาพประกอบ 1 ซึ่งเป็นวิธีที่สะดวกและสามารถจำลองพฤติกรรมได้ใกล้เคียงกับพฤติกรรมของผนังก่ออิฐ วิธีนี้จึงได้รับการพัฒนาตั้งแต่อดีตจนถึงปัจจุบัน โดย Holmes (1961) นำเสนอวิธีอย่างง่ายด้วยการจำลองให้ค้ำยันเทียบเท่าที่มีคุณสมบัติเหมือนผนังก่ออิฐโดยค้ำยันมีความกว้าง (a) เท่ากับ 1 ใน 3 ของความยาวค้ำยันเทียบเท่าทั้งหมดและปลายทั้งสองด้านของค้ำยันมีลักษณะแบบจุดหมุน (Pin-jointed) แต่ด้วยวิธีอิลาสติกอาจไม่สามารถแสดงพฤติกรรมจริงของผนังก่ออิฐได้อย่างชัดเจน การวิเคราะห์ด้วยวิธีไม่เชิงเส้นโดยกำลังต้านทานแรงด้านข้างสูงสุดขึ้นอยู่กับรูปแบบการยึดต่อระหว่างโครงข้อแข็งและผนังก่ออิฐ และลักษณะวิบัติ ได้แก่ การบดอัดที่มุม (Corner crushing) และการแตกร้าวในแนวทแยง (Diagonal compression) นำเสนอโดย Liauw & Kwan (1985) ต่อมา Saneinejad & Hobbs (1995) ได้นำเสนอแบบจำลองค้ำยันเทียบเท่าตัวเดียว (Single strut) ดังภาพประกอบ 2 โดยกำลังต้านทานขึ้นอยู่กับลักษณะการวิบัติของผนังก่ออิฐเพิ่มขึ้นเป็น 3 รูปแบบ และได้นำเสนอสมการสำหรับกำลังต้านทานของค้ำยันเทียบเท่าดังสมการ (2.1) ถึง (2.5) El-Dakhkhani, Elgaaly, & Hamid (2003) ได้เสนอการจำลองผนังก่ออิฐด้วยค้ำยันแนวทแยงเทียบเท่า 3 ตัว (Multiple strut) เพื่อปรับปรุงพฤติกรรมการวิบัติโดยการบดอัดที่มุม (Corner crushing) ให้ละเอียดยิ่งขึ้นโดยคำนึงถึงโมเมนต์ดัดที่เพิ่มขึ้นในชิ้นส่วนโครงข้อแข็งดังภาพประกอบ 3 ถึงแม้ว่าแบบจำลองนี้สามารถให้ผลลัพธ์ที่แม่นยำทั้งสติฟเนสและกำลังรับแรงด้านข้างสูงสุด แต่วิธีจำลองนี้มีพื้นฐานจากรูปแบบการวิบัติบดอัดที่มุม (Corner crushing mode) เท่านั้นเนื่องจากเป็นรูปแบบการวิบัติที่พบได้มากที่สุด ดังนั้นจึงไม่อาจทำนายรูปแบบการวิบัติของผนังก่ออิฐได้ Crisafulli & Carr (2007) นำเสนอแบบจำลองผนังก่ออิฐโดยการคำนึงถึงกำลังรับแรงเฉือนของมอร์ตาร์ที่ได้รับการพัฒนามาจากแบบจำลองที่ได้นำเสนอไว้ก่อนหน้านี้โดยแบบจำลองประกอบไปด้วยโหนด 4 โหนด ซึ่งเป็นจุดต่อระหว่างโครงข้อแข็งและจุดต่อเสา-คาน ค้ำยันเทียบเท่าขนานกันสองตัว และสปริงรับแรงเฉือนดังภาพประกอบ 4 สามารถจำลองพฤติกรรมการแตกร้าวที่เกิดจากการอัดและการเฉือนของผนังก่ออิฐ อีกทั้งให้ผลลัพธ์ที่แม่นยำโดยเฉพาะการวิเคราะห์แบบพลศาสตร์ แต่ทั้งนี้ยังไม่สามารถประเมินโมเมนต์ดัด

และแรงเฉือนในโครงข้อแข็งได้ถูกต้องมากนัก ชนิภา เนตรรัตน์ (2556) ได้พัฒนาแบบจำลอง ค้ำยันเทียบเท่าสำหรับการวิเคราะห์โครงข้อแข็งที่มีผนังท่อออสโตรในประเทศไทย ซึ่งคำนึงถึงการวิบัติ ด้วยแรงเฉือนที่บริเวณหัวเสา แบบจำลองประกอบด้วยค้ำยันเทียบเท่าสองตัวโดยค้ำยันแต่ละตัว จะมีสติฟเนสที่แตกต่างกันดังภาพประกอบ 5 แบบจำลองสามารถทำนายกำลังต้านทานสูงสุดได้ รวมถึงรูปแบบและลำดับการวิบัติได้ถูกต้อง แต่ยังไม่สามารถจำลองสติฟเนสและการเคลื่อนที่ใน ตำแหน่งที่เกิดการวิบัติได้ กรมโยธาธิการและผังเมือง (2561) ได้แนะนำการจำลองผนังท่อออสโตรอย่าง ง่ายด้วยวิธีลศาสตร์ดั่งสมการ (2.13) ถึง (2.14) ซึ่งเป็นวิธีที่คล้ายกับมาตรฐานของต่างประเทศจึง อาจให้พฤติกรรมที่ยังแตกต่างจากพฤติกรรมจริง โดยงานวิจัยที่พัฒนาแบบจำลองผนังท่อออสโตรรูป ไข่ดังตาราง 1 และสำหรับการศึกษานี้จะนำเสนอวิธีการจำลองแบบมหภาค (Macro-modelling) โดยมีพื้นฐานจากงานวิจัยที่ผ่านมา

ตาราง 1 งานวิจัยแบบจำลองผนังท่อออสโตร

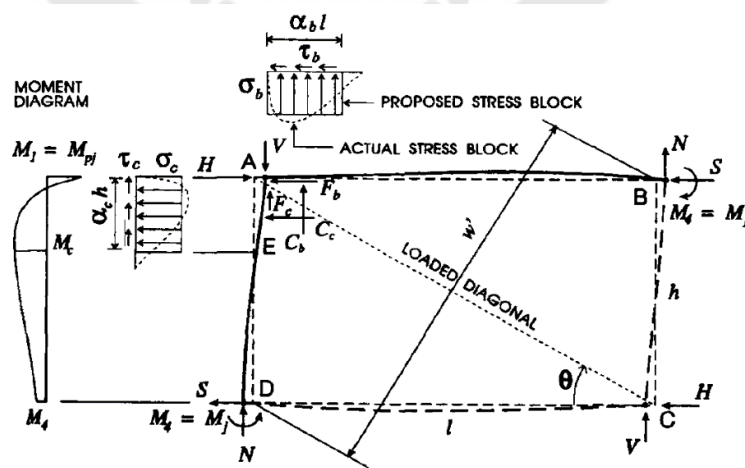
นำเสนอโดย	แบบจำลองผนังท่อออสโตร	จุดที่ควรได้รับการพัฒนาต่อ
Holmes. (1961).	ค้ำยันมีความกว้างเท่ากับ 1 ใน 3 ของ ความยาวค้ำยันเทียบเท่าทั้งหมด	เป็นวิธีลศาสตร์ดั่งสมการไม่สามารถ แสดงพฤติกรรมจริงของผนังท่อออสโตร
Liau & Kwan. (1985).	นำเสนอวิธีลศาสตร์ดั่งสมการ โดยการกระจาย ความเค้นขึ้นอยู่กับการยึดรั้ง	ระยะสัมผัสระหว่างโครงข้อแข็ง และผนังท่อออสโตร (Contact length)
Saneinejad & Hobbs. (1995).	ค้ำยันเทียบเท่าตัวเดียวโดยกำลัง ต้านทานขึ้นอยู่กับการยึดรั้ง	ค้ำยันเทียบเท่าตัวเดียวไม่ได้ คำนึงถึงโมเมนต์ที่เพิ่มขึ้นในเฟรม
El-Dakhkhni et al. (2003).	นำเสนอค้ำยันเทียบเท่าสามตัวที่ คำนึงถึงโมเมนต์ที่เพิ่มขึ้นในเฟรม	ยังไม่สามารถทำนายรูปแบบการ วิบัติของผนังท่อออสโตร
Crisafulli & Carr. (2007).	นำเสนอสปริงรับแรงเฉือนของผนังซึ่ง คำนึงกำลังรับแรงเฉือนของมอร์ตาร์	ยังไม่สามารถประเมินโมเมนต์ดัด และแรงเฉือนในเฟรมได้แม่นยำ
Adukadukam & Sengupta. (2013).	นำเสนอแบบจำลองอย่างง่ายสำหรับ ระดับความเสียหายของผนังท่อออสโตร	แบบจำลองอย่างง่ายยังไม่ พิจารณาถึงการมีอยู่ของช่องเปิด
ชนิภา เนตรรัตน์. (2556).	ค้ำยันเทียบเท่าสองตัวที่มีสติฟเนส แตกต่างกันสำหรับผนังท่อออสโตรในไทย	ระยะการเคลื่อนที่ทางด้านข้างที่ แรงต้านข้างสูงสุดยังไม่แม่นยำ
กรมโยธาธิการและผังเมือง. (2561.)	ค้ำยันรับแรงอัดเทียบเท่าตัวเดียวโดย จำลองจากคุณสมบัติของผนังท่อออสโตร	เป็นวิธีลศาสตร์ดั่งสมการไม่สามารถ แสดงพฤติกรรมจริงของผนังท่อออสโตร



ภาพประกอบ 1 แบบจำลองค้ำยันรับแรงอัดเทียบเท่า

ที่มา: กรมโยธาธิการและผังเมือง (2561)

Saneinejad & Hobbs (1995) ได้เสนอแนวทางการคำนวณกำลังต้านทานของค้ำยันแนวทแยงเทียบเท่าตามรูปแบบความเสียหายไว้ ได้แก่ กำลังต้านทานบดอัดที่มุม (Corner crushing resistance, R_{cc}) กำลังต้านทานแรงอัดในแนวทแยง (Diagonal compression resistance, R_{dc}) และ กำลังต้านทานแรงเฉือนตามรอยต่อของผนัง (Shear resistance, R_s) โดยสมการที่นำเสนอแสดงไว้ตามลำดับ ดังนี้



ภาพประกอบ 2 ระบบสมดุลของโครงข้อแข็ง

ที่มา: Saneinejad & Hobbs (1995)

$$R_{cc} = \frac{(1-\alpha_c)\alpha_c th\sigma_c + \alpha_b l\tau_b}{\cos\theta} \quad (2.1)$$

เมื่อ

$$\alpha_c h = \sqrt{\frac{2(M_{pj} + \beta_c M_{pc})}{\sigma_c t}} \leq 0.4h' \quad (2.2)$$

$$\alpha_b l = \sqrt{\frac{2(M_{pj} + \beta_b M_{pb})}{\sigma_b t}} \leq 0.4l' \quad (2.3)$$

- โดย
- M_{pb} คือ ค่าโมเมนต์พลาสติกของคาน
 - M_{pc} คือ ค่าโมเมนต์พลาสติกของเสา
 - M_{pj} คือ ค่าโมเมนต์พลาสติกน้อยสุดระหว่างเสาและคาน
 - t คือ ความหนาของผนังก่ออิฐ
 - h คือ ความสูงของเสาวัดจากกึ่งกลางของคาน
 - h' คือ ความสูงของผนังก่ออิฐ
 - l คือ ความกว้างวัดจากกึ่งกลางของเสา
 - l' คือ ความยาวของผนังก่ออิฐ
 - f_c คือ กำลังรับแรงอัดของผนังก่ออิฐที่ปรับลด
 - α_b, α_c คือ ค่าสัมประสิทธิ์การวัดความยาวของผนังก่ออิฐที่สัมพันธ์กับคาน และเสา ตามลำดับ
 - σ_b, σ_c คือ หน่วยแรงอัดที่สัมพันธ์กับคาน และเสา ตามลำดับ
 - τ_b คือ หน่วยแรงเฉือนที่สัมพันธ์กับคาน
 - θ คือ มุมเอียงแนวทแยงของผนังเทียบกับแนวราบ (เรเดียน)
 - μ คือ สัมประสิทธิ์ความเสียดทานระหว่างโครงข้อแข็งกับหน้าสัมผัสของผนังก่ออิฐ
 - r คือ อัตราส่วนโครงข้อแข็ง (h/l)
 - β_b, β_c คือ ตัวคูณลดกำลังของคาน และเสา ตามลำดับ (มีค่าเท่ากับ 0.2 แนะนำโดย Saneinejad & Hobbs (1995))

$$R_{dc} = \frac{0.5h'f_a}{\cos \theta} \quad (2.4)$$

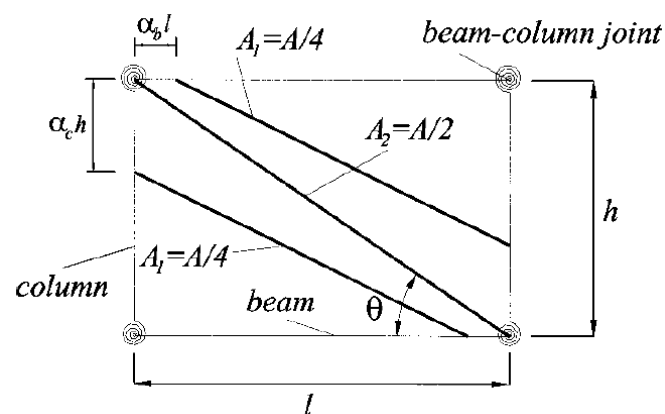
โดย f_a คือ กำลังรับแรงอัดที่ยอมให้ตามแนวทแยงของผนังก่ออิฐ

$$R_s = \frac{\gamma v l'}{(1 - 0.45 \tan \theta') \cos \theta} \quad (2.5)$$

โดย γ คือ สัมประสิทธิ์ตัวคูณสำหรับกำลังรับแรงเฉือนประลัย

v คือ กำลังรับแรงเฉือนของผนังก่ออิฐ

θ' คือ มุมเอียงของค้ำยันแนวทแยงที่วิบัติโดยการเฉือน



ภาพประกอบ 3 แบบจำลอง 3 ค้ำยันแนวทแยงเทียบเท่า

ที่มา: El-Dakhkhni et al. (2003)

การจำลองผนังก่ออิฐด้วยแบบจำลอง 3 ค้ำยันเทียบเท่า (Multiple strut) ที่นำเสนอโดย El-Dakhkhni et al. (2003) ประกอบไปด้วยค้ำยันตัวกลาง (Middle strut) มีขนาดพื้นที่หน้าตัดเท่ากับครึ่งหนึ่งของพื้นที่หน้าตัดเทียบเท่าทั้งหมด และค้ำยันตัวล่าง (Lower strut) ทั้ง 2 ตัว มีขนาดพื้นที่หน้าตัดเพียง 1 ใน 4 ของพื้นที่หน้าตัดเทียบเท่าทั้งหมด หากรวมขนาดพื้นที่หน้าตัดของค้ำยันเทียบเท่าทุกตัวจะเท่ากับพื้นที่หน้าตัดเทียบเท่ารวมทั้งหมด โดยพื้นที่หน้าตัดเทียบเท่าสามารถคำนวณจากสมการที่เสนอโดย Saneinejad & Hobbs (1995) ดังนี้

$$A_d = \frac{(1-\alpha_c)\alpha_c th \frac{\sigma_c}{f_c} + \alpha_b tl \frac{\tau_b}{f_c}}{\cos \theta} \quad (2.6)$$

เนื่องจากการศึกษาข้างอิงจากพฤติกรรมการวิบัติของผลการทดสอบจึงไม่พิจารณาตัวคูณลดกำลัง El-Dakhkhni et al. (2003) ได้กำหนดให้ (f_c) มีค่าเท่ากับหน่วยแรงอัดสูงสุดในแนวแกนตั้งฉากของปริซึมอิฐก่อ (f'_m) สามารถเขียนสมการใหม่ได้ดังนี้

$$A_d = \frac{(1-\alpha_c)\alpha_c th \frac{\sigma_c}{f'_m} + \alpha_b tl \frac{\tau_b}{f'_m}}{\cos \theta} \quad (2.7)$$

ดังนั้นกำลังต้านทานในแนวแกนสูงสุดของค้ำยันคำนวณจากการคูณกันระหว่างพื้นที่หน้าตัดเทียบเท่ากับหน่วยแรงอัดสูงสุดในแนวแกนตั้งฉากของปริซึมอิฐก่อ (f'_m) ดังสมการนี้

$$R_u = A_d f'_m \quad (2.8)$$

El-Dakhkhni et al. (2003) กำหนดให้ σ_c และ σ_b สามารถใช้ที่กรณีใกล้จุดที่เกิดการวิบัติคือ σ_{c0} และ σ_{b0} โดยสามารถคำนวณดังสมการต่อไปนี้

$$\sigma_c = \sigma_{c0} = \frac{f'_m}{\sqrt{1+3\mu^2 r^4}} \quad (2.9)$$

$$\sigma_b = \sigma_{b0} = \frac{f'_m}{\sqrt{1+3\mu^2}} \quad (2.10)$$

El-Dakhkhni et al. (2003) พิจารณาค่า $\mu=0$ และ $r<1$ ในสมการ (2.9) และ (2.10) ดังนั้นสมการใหม่สำหรับหน่วยแรงอัดกระทำตั้งฉากกับชิ้นส่วนโครงข้อแข็ง (σ) จะได้ดังนี้

$$\sigma_c = f'_m \quad (2.11)$$

$$\sigma_b = f'_m \quad (2.12)$$

ถึงแม้ว่า El-Dakhkhni et al. (2003) แนะนำว่าหน่วยแรงอัดสัมพัทธ์ที่กระทำต่อผนัง ก่ออิฐควรพิจารณาทั้งในทิศทางขนานและตั้งฉาก ดังนั้นหน่วยแรงอัดสูงสุดของปริซึมอิฐก่อ (f'_m) ควรถูกแทนที่ด้วย (f'_{m-0}) และ (f'_{m-90}) ตามลำดับ แต่ผลการศึกษาของ (สมบุญธรรม เที่ยงฉิน, ปรีดา ไชยมหาวัน, และ วิชัยรัตน์ แก้วเจือ, 2562) พบว่าค่าดังกล่าวมีค่าที่ใกล้เคียงกันจึงพิจารณาเพียง หน่วยแรงอัดสูงสุดของปริซึมอิฐก่อในทิศทางตั้งฉากเท่านั้น

แบบจำลอง ค้ำยันรับแรงอัดเทียบเท่า (Equivalent compression strut) ตาม ข้อกำหนดของ มยผ. 1301/1302-61 (กรมโยธาธิการและผังเมือง, 2561) ซึ่งคุณสมบัติของผนังก่อ อิฐเป็นตัวกำหนดความกว้างของค้ำยันรับแรงอัด (a) สามารถคำนวณได้ตามสมการดังนี้

$$a = 0.175(\lambda_1 h_{col})^{-0.4} r_{inf} \quad (2.13)$$

$$\lambda_1 = \left[\frac{E_{me} t_{inf} \sin(2\theta)}{4E_{fe} I_{col} h_{inf}} \right]^{0.25} \quad (2.14)$$

โดย h_{col} คือ ความสูงเสาวัดจากแนวกึ่งกลางของคาน (มิลลิเมตร)

h_{inf} คือ ความสูงของผนังก่ออิฐ (มิลลิเมตร)

E_{fe} คือ โมดูลัสยืดหยุ่นของวัสดุโครงข้อแข็งที่คาดหวัง (เมกะปาสกาล)

E_{me} คือ โมดูลัสยืดหยุ่นของวัสดุผนังก่ออิฐที่คาดหวัง (เมกะปาสกาล)

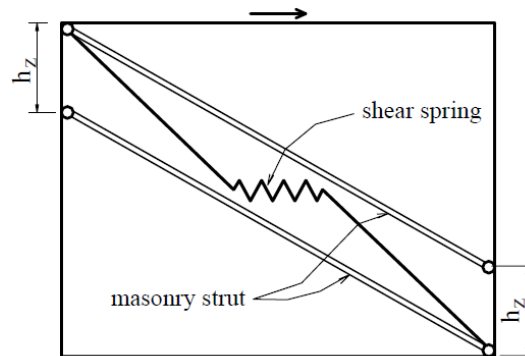
I_{col} คือ โมเมนต์เฉื่อยของพื้นที่หน้าตัดเสา (มิลลิเมตร)

L_{inf} คือ ความยาวของผนังก่ออิฐ (มิลลิเมตร)

r_{inf} คือ ความยาวแนวทแยงของผนังก่ออิฐ (มิลลิเมตร)

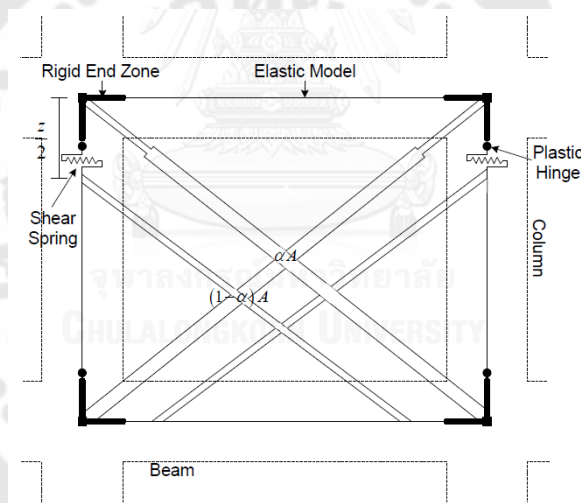
t_{inf} คือ ความหนาของผนังก่ออิฐ (มิลลิเมตร)

λ_1 คือ สัมประสิทธิ์ที่ใช้ในการหาความกว้างแนวค้ำยันเทียบเท่า



ภาพประกอบ 4 แบบจำลองค้ำยันรับแรงอัดเทียบเท่าโดย Crisafulli & Carr (2007)

ที่มา: Crisafulli & Carr (2007)



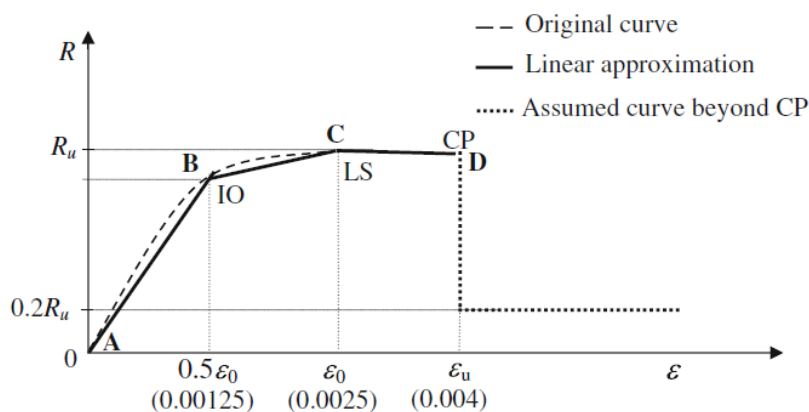
ภาพประกอบ 5 แบบจำลองค้ำยันรับแรงอัดเทียบเท่าโดย ชนิภา เนตรรัตน์ (2556)

ที่มา: ชนิภา เนตรรัตน์ (2556)

ระดับสมรรถนะของค้ำยันแนวทแยงเทียบเท่า

สำหรับการวิเคราะห์ด้วยวิธีหลักทางด้านข้าง สามารถกำหนดระดับสมรรถนะของค้ำยันเทียบเท่า (Hinge property) ในรูปแบบความสัมพันธ์ระหว่างแรงตามแนวแกนและการเสียรูปแบบจำลองความสัมพันธ์เชิงเส้นสำหรับจำลองระดับสมรรถนะของค้ำยันเทียบเท่าที่นำเสนอโดย Adukadukam & Sengupta (2013) แบ่งเป็นระดับสมรรถนะ (Performance level) ตามข้อแนะนำของ FEMA 356 (FEMA-356, 2000) โดยระดับเข้าใช้อาคารได้ทันที (IO) เกิดการเสียรูปอยู่ที่ร้อยละ 0.125 ในระดับปลอดภัยต่อชีวิต (LS) เกิดการเสียรูปอยู่ที่ร้อยละ 0.25 ซึ่งเป็นจุดที่ค้ำยันรับแรง

สูงสุด ระดับป้องกันการพังทลาย (CP) เกิดการเสียรูปอยู่ที่ร้อยละ 0.4 หลังจากนั้นค่า Yield จะสูญเสียกำลังรับแรงลงเหลือร้อยละ 20 ของกำลังรับแรงสูงสุด ดังภาพประกอบ 6



ภาพประกอบ 6 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกับการเสียรูปโดยการประมาณแบบเชิงเส้น

ที่มา: Adukadukam & Sengupta (2013)

รูปแบบการวิบัติของผนังก่ออิฐ

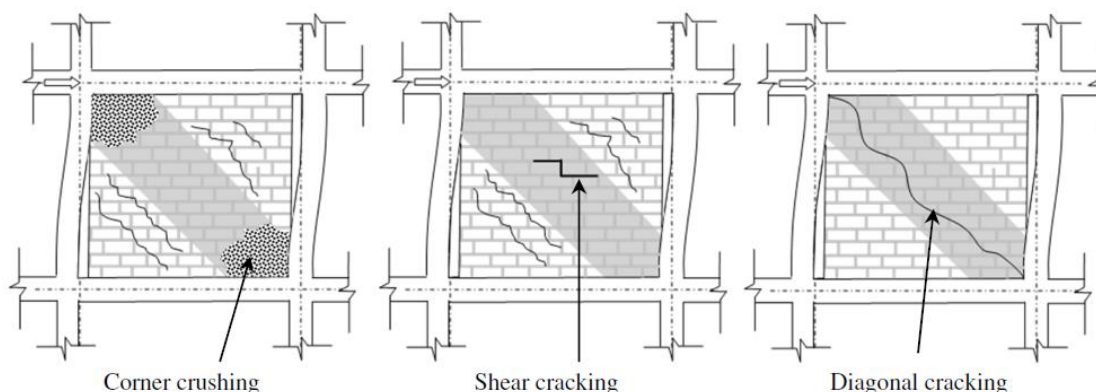
กำลังต้านทานของผนังก่ออิฐขึ้นอยู่กับรูปแบบการวิบัติของผนังก่ออิฐ โดยแบบจำลองที่ได้นำเสนอจากหลากหลายงานวิจัยมีพื้นฐานมาจากรูปแบบการวิบัติ ซึ่งมีรูปแบบการวิบัติดังนี้

1. รูปแบบการบดอัดที่มุม (Corner crushing mode) เมื่อเกิดความเค้นอัดที่มุมผนังอย่างมากจะก่อให้เกิดการแตกร้าวที่มุมใดมุมหนึ่งของผนัง ซึ่งรูปแบบการวิบัติในลักษณะนี้พบได้ทั่วไปในผนังก่ออิฐในประเทศไทย (ชนิภา เนตรรัตน์, 2556)

2. รูปแบบการแตกร้าวในแนวทแยง (Diagonal compression mode) ซึ่งการแตกร้าวจะเกิดขึ้นที่บริเวณตรงกลางของผนังก่ออิฐ

3. รูปแบบการเลื่อนไถลแบบเฉือน (Sliding shear mode) ซึ่งจะเกิดรูปแบบการเฉือนในแนวขนานช่วงรอยต่อของผนังก่ออิฐ หากอัตราส่วนระหว่างความยาวต่อความสูงของผนังมีค่าสูง (Aspect ratio) และกำลังรับแรงเฉือนของมอร์ตาร์ต่ำกว่ากำลังของก้อนอิฐ อาจเกิดการวิบัติในรูปแบบนี้ได้

โดยรูปแบบการวิบัติที่กล่าวมานั้นเป็นผลการศึกษาจากงานวิจัยทั้งในประเทศไทยและต่างประเทศ ซึ่งเป็นรูปแบบหลักที่พบได้ในการวิบัติของผนังก่ออิฐ แสดงดังภาพประกอบ 7



ภาพประกอบ 7 รูปแบบการวิบัติของผนังก่ออิฐภายใต้แรงกระทำทางด้านข้าง

ที่มา: Bhosale, Zade, Davis, & Sarkar (2019)

การวิเคราะห์โครงสร้างภายใต้แรงแผ่นดินไหว

การวิเคราะห์โครงสร้างอาคารภายใต้แรงแผ่นดินไหวสามารถทำได้ทั้งวิธีเชิงเส้น (Linear procedure) และวิธีไม่เชิงเส้น (Nonlinear procedure) ซึ่งทั้งสองแบบจะแสดงผลการตอบสนองที่ต่างกัน โดยวิธีเชิงเส้น (Linear procedure) จะตั้งอยู่บนสมมุติฐานว่าพฤติกรรมการตอบสนองของอาคารอยู่ในช่วงพิกัดยืดหยุ่น (Elastic limit) เท่านั้น โดยมีความสัมพันธ์ระหว่างแรงภายในชิ้นส่วนโครงสร้าง (Internal force) และการเปลี่ยนรูปของชิ้นส่วนโครงสร้าง (Deformation) เป็นลักษณะแบบเชิงเส้น กล่าวคือวิธีนี้มีข้อจำกัดไม่สามารถจำลองพฤติกรรมของอาคารในกรณีที่ชิ้นส่วนโครงสร้างเกิดการเปลี่ยนรูปเกินช่วงพิกัดยืดหยุ่นจนแตกร้าว เหล็กเสริมคราก เกิดความเสียหายหรือวิบัติ ส่วนวิธีไม่เชิงเส้น (Nonlinear procedure) นั้นไม่มีข้อจำกัดดังกล่าวเนื่องจากได้พิจารณาถึงผลของการเสื่อมถอยของสติเฟนและกำลังของชิ้นส่วนโครงสร้างเมื่อได้รับความเสียหายจากแรงแผ่นดินไหว พฤติกรรมของอาคารจะให้ผลการตอบสนองทั้งที่อยู่ภายในช่วงพิกัดยืดหยุ่นและช่วงที่เกินพิกัดยืดหยุ่น กล่าวอีกนัยหนึ่งก็คือในการวิเคราะห์ด้วยวิธีเชิงเส้น (Linear procedure) คุณสมบัติของวัสดุจะถูกสมมุติให้อยู่ในช่วงพิกัดยืดหยุ่นเท่านั้น และไม่มีการเปลี่ยนแปลงตลอดการวิเคราะห์ คุณสมบัติของวัสดุ รวมทั้งการเสียรูปของโครงสร้างจะถูกสมมุติให้มีขนาดเล็กมากจนเกือบไม่ส่งผลต่อเสถียรภาพของโครงสร้าง ซึ่งต่างจากการวิเคราะห์ด้วยวิธีไม่เชิงเส้น (Nonlinear procedure) ที่สามารถแบ่งออกได้เป็น 3 กรณี ดังนี้ (นรเทพ ชูพูล, 2548)

1. ความไม่เชิงเส้นของวัสดุ (Material nonlinearity) พิจารณาผลของการเปลี่ยนแปลงคุณสมบัติของวัสดุให้อยู่ในรูปแบบไม่เชิงเส้น

2. ความไม่เชิงเส้นทางเรขาคณิต (Geometric nonlinearity) สมดุลจะพิจารณาการเสียรูปของโครงสร้าง ทำให้โครงสร้างสูญเสียเสถียรภาพ

3. พิจารณาผลของความไม่เชิงเส้นของวัสดุ (Material nonlinearity) ร่วมกับความไม่เชิงเส้นทางเรขาคณิต (Geometric nonlinearity)

โดยการวิเคราะห์ยังสามารถแบ่งได้เป็น 2 แบบ คือ วิธีสถิต (Static procedure) และวิธีพลศาสตร์ (Dynamic procedure) ซึ่งการวิเคราะห์ด้วยวิธีพลศาสตร์เชิงเส้น (Linear dynamic procedure) เป็นวิธีที่ให้ผลลัพธ์ได้ถูกต้องหากว่าพฤติกรรมของโครงสร้างภายใต้แรงแผ่นดินไหวนั้นยังอยู่ในช่วงพิกัดยืดหยุ่น แต่ถ้าพิจารณาแผ่นดินไหวในระดับที่รุนแรงขึ้นจนส่งผลให้พฤติกรรมของโครงสร้างเกินพิกัดยืดหยุ่น อาจจำเป็นต้องใช้วิธีพลศาสตร์ไม่เชิงเส้น (Nonlinear dynamic procedure) ในการวิเคราะห์ โดยวิธีนี้ได้ถูกยอมรับว่าเป็นวิธีที่ให้ผลลัพธ์ได้ถูกต้องที่สุด อย่างไรก็ตามวิธีหนึ่งที่ได้รับความนิยมในการวิเคราะห์คือ วิธีสถิตไม่เชิงเส้น (Nonlinear static procedure) หรือวิธีผลักทางด้านข้าง (Pushover analysis) เนื่องจากเป็นวิธีที่มีความซับซ้อนน้อยกว่าวิธีพลศาสตร์ไม่เชิงเส้น แต่กลับให้ผลลัพธ์ที่ใกล้เคียงกันและมีความถูกต้องในระดับที่ยอมรับได้

การวิเคราะห์ด้วยวิธีโครงสร้างภายใต้แรงแผ่นดินไหวสามารถวิเคราะห์ได้หลากหลายวิธีขึ้นอยู่กับความเหมาะสมในการเลือกใช้ โดยผลการศึกษาระบบจำลองอาคารตึกแถวสูง 4 ชั้น ของยุพิน พรหมหล่อ (2560) พบว่าการวิเคราะห์โครงสร้างภายใต้แผ่นดินไหวด้วยวิธีสถิตไม่เชิงเส้นหรือวิธีแบบแรงกระทำด้านข้างให้ค่าการเคลื่อนตัวทางด้านข้าง การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้น และระดับความเสียหายมากกว่าวิธีพลศาสตร์ไม่เชิงเส้นหรือวิธีประวัติเวลาไม่เชิงเส้น ซึ่งเป็นไปในทิศทางเดียวกันกับผลการศึกษาของวัชระ จันทร์อนันต์ (2549) และ วินัย แซ่วัน (2550) โดยยังกล่าวอีกว่าแผ่นดินไหวที่ระดับไม่รุนแรงการวิเคราะห์ด้วยวิธีแรงกระทำด้านข้างที่พิจารณาเพียงแค่โหมดแรกโหมดเดียวสามารถให้ค่าการเคลื่อนตัวได้ใกล้เคียงกับวิธีพลศาสตร์ไม่เชิงเส้น แต่ในกรณีแผ่นดินไหวที่มีความรุนแรงมาก งานวิจัยนี้ได้นำเสนอตัวเลือกในการวิเคราะห์ทั้งวิธี Displacement coefficient วิธี Capacity spectrum วิธี Modal pushover analysis และวิธี Energy-based analysis ซึ่งวิธีสุดท้ายก็เป็นอีกตัวเลือกหนึ่งที่ให้คำตอบได้ใกล้เคียงที่สุด นอกจากนี้ยังพบว่ากรณีอาคารสูง การวิเคราะห์ด้วยวิธีแรงกระทำด้านข้างแบบรวมโหมดที่พิจารณาในโหมดที่สูงขึ้นไปจะให้ผลลัพธ์ที่ใกล้เคียงกับวิธีพลศาสตร์ไม่เชิงเส้นมากยิ่งขึ้น ซึ่งสอดคล้องกับผลการศึกษาระบบจำลองอาคารสูง 9 ชั้น โดย เป็นหนึ่ง วานิชชัย (2554) ว่าด้วยการวิเคราะห์ด้วยวิธีสถิตไม่เชิงเส้นให้ค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นของชั้นบน ๆ มีค่าสูงกว่าวิธีพลศาสตร์ไม่เชิงเส้นเพียงเล็กน้อย แต่ในชั้นล่าง ๆ มีค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นที่ใกล้เคียง

กัน อีกทั้งการเลือกรูปร่างของแรงที่มากระทำต่อโครงสร้างด้านข้างตามรูปร่างของโหมดการสั่นไหว มีผลต่อการตอบสนองของโครงสร้างสำหรับการวิเคราะห์ด้วยวิธีสถิตไม่เชิงเส้น ทั้งนี้วิธีการผลักอาคารแบบวิภูจักรที่นำเสนอโดย ไพบูลย์ ปัญญาคะโป (2554) ได้ผลลัพธ์ที่ถูกต้องและแม่นยำมากกว่าวิธีการผลักแบบรวมโหมดหากเทียบกับวิธีพลศาสตร์ไม่เชิงเส้น อย่างไรก็ตามการวิจัยของ นิติกร แสงสว่าง, อาทิตย์ เพชรศศิธร, สุวัฒน์ ธิรเศรษฐ์, และ ณัฐฐภัทร วงศ์ภักดี (2564) ซึ่งได้ทำการวิเคราะห์อาคารคอนกรีตเสริมเหล็กสูง 32 ชั้น ภายใต้แรงแผ่นดินไหวระดับรุนแรง เพื่อเปรียบเทียบผลการวิเคราะห์ทั้ง 3 วิธี ได้แก่ วิธีแรงสถิตเทียบเท่า วิธีสเปกตรัมตอบสนองแบบโหมด และวิธีวิเคราะห์การตอบสนองเชิงเส้นแบบประวัติเวลาตามมาตรฐานของกรมโยธาธิการและผังเมือง มยผ. 1301/1302-61 (กรมโยธาธิการและผังเมือง, 2561) พบว่าแรงเฉือนที่ฐานที่ได้จากวิธีสเปกตรัมตอบสนองแบบโหมดมีค่าสูงกว่าอีกสองวิธีอย่างมีนัยสำคัญ เนื่องจากใช้ตัวคูณประกอบกับการสั่นในโหมดแรก ส่วนผลการเคลื่อนตัวในแต่ละชั้นและการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นมีแนวโน้มที่คล้ายกัน แต่วิธีสถิตเทียบเท่าให้ผลการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นที่เกินเกณฑ์ที่ยอมรับให้ ผลการศึกษายังกล่าวอีกว่าการวิเคราะห์ด้วยวิธีสถิตเทียบเท่าเป็นวิธีที่อาจจะไม่เหมาะสมกับอาคารที่มีความสม่ำเสมอของมวล หรือสติเฟนส ส่วนอีกสองวิธีที่เป็นวิธีพลศาสตร์ที่เหมาะสมและให้ผลลัพธ์ในทิศทางเดียวกัน

อย่างไรก็ดีงานวิจัยเหล่านี้ได้นำเสนอแล้วว่า การวิเคราะห์โครงสร้างภายใต้แรงแผ่นดินไหวด้วยวิธีสถิตไม่เชิงเส้นมีประสิทธิภาพเพียงพอและให้คำตอบได้ใกล้เคียงกับวิธีพลศาสตร์ไม่เชิงเส้นที่มีกระบวนการขั้นตอนที่ซับซ้อนมากกว่า ซึ่งวิธีสถิตไม่เชิงเส้นหรือวิธีแรงกระทำด้านข้างสามารถแบ่งออกได้เป็นอีกหลายวิธีโดยผลลัพธ์ก็ค่อนข้างใกล้เคียงกัน ในกรณีอาคารมีความสูงไม่มากการพิจารณาเพียงโหมดแรกก็อาจจะเพียงพอต่อการวิเคราะห์ แต่ถ้าอาคารที่มีความสูงมากอาจจำเป็นต้องพิจารณารวมหลายโหมดเพื่อให้ได้คำตอบที่ดีที่สุด

สำหรับการวิเคราะห์โครงสร้างภายใต้แรงแผ่นดินไหวจะขอกกล่าวถึงวิธีสถิตไม่เชิงเส้นเพียงวิธีเดียวเนื่องจากเป็นวิธีที่ใช้ในการวิเคราะห์ในการศึกษาครั้งนี้

การวิเคราะห์ด้วยวิธีสถิตไม่เชิงเส้น (Nonlinear static procedure)

การวิเคราะห์ด้วยวิธีสถิตไม่เชิงเส้น (Nonlinear static procedure) เป็นวิธีที่สามารถจำลองพฤติกรรมของวัสดุให้อยู่ในความสัมพันธ์แบบไม่เชิงเส้นหลังจากโครงสร้างได้รับความเสียหายเกินขอบเขตพิกัดยืดหยุ่น สามารถให้ผลการวิเคราะห์ที่ถูกต้องใกล้เคียงกับสภาพความเป็นจริง โดยเฉพาะโครงสร้างที่มีการตอบสนองอยู่ในโหมดพื้นฐาน (Fundamental vibration mode) ซึ่งวิธีนี้ได้รับการศึกษาและพัฒนาโดย Chopra & Goel (2002) ให้มีประสิทธิภาพในการ

วิเคราะห์โดยการพิจารณาการตอบสนองแบบรวมโหมด (Modal pushover analysis) ซึ่งวิธีที่ได้รับ การปรับปรุงนี้สามารถใช้ได้กับโครงสร้างที่มีส่วนร่วมในการตอบสนองในโหมดที่สูงกว่าโหมด พื้นฐานได้ อีกทั้งสามารถให้ผลลัพธ์ที่ใกล้เคียงกับวิธีพลศาสตร์ไม่เชิงเส้นโดยเฉพาะโครงสร้าง อาคารสูง

สำหรับการวิเคราะห์ด้วยวิธีสถิตไม่เชิงเส้น (Nonlinear static procedure) หรือวิธี ผลักทางด้านข้าง (Pushover analysis) ความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวจะแสดงอยู่ใน รูปแบบความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนที่ฐานของอาคารและการเคลื่อนตัวด้านข้างของยอดอาคาร หรือที่เรียกว่า เส้นโค้งแรงกระทำด้านข้าง (Pushover curve) ดังภาพประกอบ 8 เป็นผลจากการ สมมุติแรงด้านข้างกระทำแบบกระจายตามความสูงของอาคารซึ่งเป็นตัวแทนของแรงแผ่นดินไหว โดยค่อย ๆ เพิ่มแรงกระทำต่อโครงสร้างแบบคงที่ และสามารถวิเคราะห์หาค่าการเคลื่อนตัว ด้านข้างของโครงสร้าง แรงภายใน และความเสียหายที่เกิดขึ้นในแต่ละชั้นส่วน โดยผลการ ตอบสนองของอาคารจะบ่งบอกถึงชั้นส่วนที่อ่อนแอที่สุดของโครงสร้าง

ซึ่งวิธีผลักทางด้านข้าง (Pushover analysis) ด้วยแรงกระทำด้านข้าง สามารถเขียน อยู่ในสมการการเคลื่อนที่ดังนี้

$$[K]\{\Delta u\} = \{\Delta F\} - [C]\{\Delta \dot{u}\} \quad (2.15)$$

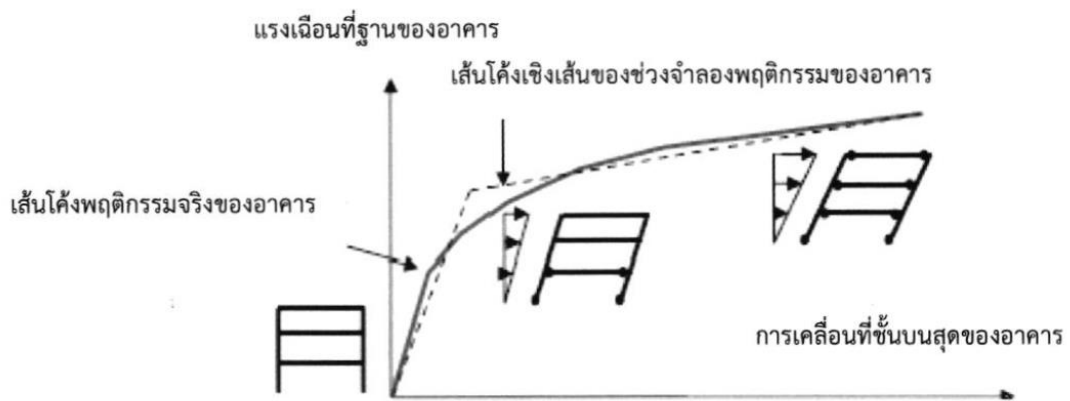
โดย $[K]$ คือ สติเฟเนสของโครงสร้าง
 $\{\Delta u\}$ คือ เวกเตอร์ของการเพิ่มค่าการเคลื่อนที่ด้านข้าง
 $\{\Delta F\}$ คือ เวกเตอร์ของการเพิ่มแรงกระทำทางด้านข้าง
 $[C]$ คือ ความหน่วงของโครงสร้าง
 $\{\Delta \dot{u}\}$ คือ เวกเตอร์ของการเพิ่มค่าความเร็วในการเคลื่อนที่
 สมการการเคลื่อนที่นี้ไม่มีเทอมของแรงเฉื่อยเนื่องจากแรงกระทำซ้ำมาก

สำหรับการศึกษานี้ได้กำหนดรูปแบบการกระจายแรงด้านข้างที่กระทำต่อโครงสร้าง อาคารตามมาตรฐานกรมโยธาธิการและผังเมือง (กรมโยธาธิการและผังเมือง, 2561) ซึ่งเป็นการใช้ แรงกระทำด้านข้างกระทำต่ออาคารโดยกระจายแรงตามแนวดิ่งดังสมการต่อไปนี้

$$F_x = \frac{w_x h_x^k}{\sum_i w_i h_i^k} V \quad (2.16)$$

โดย w_i, w_x คือ น้ำหนักโครงสร้างประสิทธิผลของชั้น i และ x ตามลำดับ
 h_i, h_x คือ ความสูงที่ระดับชั้น i และ x ตามลำดับ
 k คือ ค่าสัมประสิทธิ์ที่กำหนดรูปแบบการกระจายแรง ซึ่งมีค่าดังนี้

$k = 1.0$	เมื่อ	$T \leq 0.5$ วินาที
$k = 1.0 + \frac{T - 0.5}{2}$	เมื่อ	$0.5 < T < 2.5$ วินาที
$k = 2.0$	เมื่อ	$T \geq 2.5$ วินาที



ภาพประกอบ 8 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนที่ฐานของอาคารและการเคลื่อนที่ตัวด้านข้างของยอดอาคาร

ที่มา: ยูพิน พรหมหล่อ (2560)

ปัจจัยที่ส่งผลต่อการวิเคราะห์ห้ด้วยวิธีสถิตไม่เชิงเส้น

งานวิจัยที่ผ่านมาในอดีตได้แสดงให้เห็นว่าการวิเคราะห์ห้ด้วยวิธีสถิตไม่เชิงเส้นหรือวิธีแรงกระทำทางด้านข้างเป็นวิธีที่ได้รับความนิยม เนื่องจากเป็นวิธีที่ค่อนข้างสะดวกต่อการใช้งาน อีกทั้งยังได้ผลการตอบสนองของอาคารอยู่ในเกณฑ์ที่พอรับได้ ซึ่งพฤติกรรมการตอบสนองดังกล่าวขึ้นอยู่กับการพิจารณาหลายปัจจัย ได้แก่

1. ผลของผนังก่ออิฐ (Masonry infill wall) ซึ่งผนังก่ออิฐมีส่วนช่วยให้อาคารมีกำลังและสติเฟนสทางด้านข้างเพิ่มสูงขึ้น แต่เนื่องด้วยเป็นวัสดุที่มีความเปราะผนังจึงมีค่าเคลื่อน

ตัวที่จุดคราก (Yield deformation) ค่อนข้างต่ำส่งผลให้ผนังเหล่านี้มักจะเกิดการแตกร้าวเสียหายเป็นอันดับแรก ดังนั้นอาคารที่พิจารณาผนังก่ออิฐจะความสามารถรับแรงกระทำด้านข้างได้สูงกว่าระบบโครงข้อแข็งเสาคาน (Bare frame) แต่อาคารก็เกิดการวิบัติก่อนเช่นเดียวกัน (เจนศักดิ์ คชนิล, 2560; เป็นหนึ่ง วานิชชัย และ สืบพงศ์ เกียรติวิศาลชัย, 2544; นรเทพ ชูพูล, 2548; นฤเทพ เพียงสุวรรณ, 2557)

2. ผลของ $P-\Delta$ ซึ่งคือ Geometric nonlinearity ส่งผลให้กำลังต้านทานสูงสุดของอาคารลดลงเนื่องด้วยผลจากโมเมนต์ลำดับสอง (Secondary moment) ทำให้อาคารสูญเสียเสถียรภาพในการแบกรับน้ำหนักบรรทุกในแนวดิ่ง(เป็นหนึ่ง วานิชชัย และ สืบพงศ์ เกียรติวิศาลชัย, 2544; พิพัฒน์ อิมอาบ, 2545)

3. รูปแบบของแรงทางด้านข้างที่กระทำต่ออาคาร จากการเปรียบเทียบความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเสียรูปของอาคารที่ถูกกระทำทั้งในรูปแบบแรงกระทำด้านข้างรูปแบบสามเหลี่ยมหัวกลับ (Inverted triangular load) กับรูปแบบที่พิจารณาผลของการสั่นไหวลำดับที่หนึ่งของโครงสร้าง (Modal load pattern) พบว่าในกรณีอาคารสูงปานกลางความสัมพันธ์ทั้งสองรูปแบบมีลักษณะคล้ายคลึงกัน (พิพัฒน์ อิมอาบ, 2545)

4. รูปแบบของฐานราก แบบจำลองที่พิจารณาฐานรากที่มีการเปลี่ยนรูป (Flexible foundation) ส่งผลต่อความต้านทานของอาคารน้อยมากเมื่อเทียบกับกับฐานรากที่ไม่มีการเปลี่ยนรูป (Rigid foundation) ในความสูงของอาคารระดับสูงปานกลาง(เป็นหนึ่ง วานิชชัย และ สืบพงศ์ เกียรติวิศาลชัย, 2544; นรเทพ ชูพูล, 2548) และผลการศึกษาของ สิริกร นาคพันธุ์ (2551) พบว่าฐานรากที่มีความยืดหยุ่นอาคารจะเกิดการเสียรูปด้านข้างได้มากกว่าฐานรากแบบยึดแน่น

5. จุดต่อเสาและคาน การพิจารณากำลังของจุดต่อเสาและคานจะส่งผลให้กำลังต้านทานแผ่นดินไหวของอาคารเพิ่มขึ้น (นรเทพ ชูพูล, 2548)

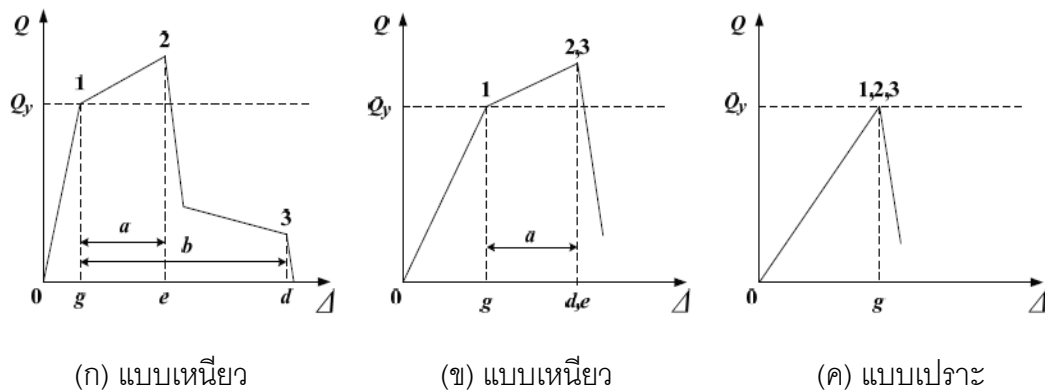
หากแบบจำลองได้รับการพิจารณาในหลาย ๆ ปัจจัยจะส่งผลให้การวิเคราะห์มีความใกล้เคียงกับสภาพจริงมากขึ้น อย่างไรก็ตามวิธีสถิตไม่เชิงเส้นเป็นวิธีการวิเคราะห์ที่สามารถวิเคราะห์พฤติกรรมการตอบสนองของอาคารทั้งที่อยู่ในช่วงพิกัดยืดหยุ่น (Elastic limit) และเกินช่วงพิกัดยืดหยุ่น (Inelastic limit) ได้อย่างถูกต้องและใกล้เคียงความเป็นจริง โดยบางปัจจัยก็อาจส่งผลเฉพาะในช่วงพิกัดยืดหยุ่นหรือทั้งช่วงพิกัดยืดหยุ่นและช่วงเกินพิกัดยืดหยุ่น สำหรับการพิจารณาถึงปัจจัยต่าง ๆ ในการศึกษาครั้งนี้จะขอกล่าวในบทถัดไป

การวิเคราะห์ด้วยโครงสร้างอาคารที่มีผนังก่ออิฐในประเทศไทย

สำหรับการวิเคราะห์โครงสร้างอาคารในประเทศไทยได้รับการศึกษามาอย่างยาวนาน ซึ่งจะขอกล่าวถึงงานวิจัยในช่วงหลายสิบปีที่ผ่านมาที่เกี่ยวข้องกับการวิเคราะห์อาคารที่ไม่พิจารณาผนังก่ออิฐ อาคารที่พิจารณาผนังก่ออิฐ โดยเฉพาะอาคารตึกแถว โดยผลการศึกษาของ เป็นหนึ่ง วานิชชัย และ สืบพงศ์ เกียรติวิศาลชัย (2544) เปรียบเทียบระหว่างแบบจำลองอาคารที่มีผนังก่ออิฐและไม่มีผนังก่ออิฐ พบว่าแบบจำลองทั้งสองมีพฤติกรรมที่แตกต่างกันอย่างชัดเจนทั้งด้านกำลังและสติฟเนสเนื่องจากผลของผนังก่ออิฐ แต่ทั้งนี้ผนังก่ออิฐถูกจำลองให้อยู่ในรูปค้ำยันรับแรงอัดเทียบเท่าตัวเดียว (Single strut) ตามข้อเสนอแนะของงานวิจัยต่างประเทศ เช่นเดียวกับการศึกษาของ พิพัฒน์ อิมออบ (2545) และ นรเทพ ชูพูล (2548) โดยผนังก่ออิฐจะเกิดความเสียหายเป็นอันดับแรกเนื่องจากการแตกร้าวอย่างรวดเร็วส่งผลให้มีความสามารถในการเสียรูปต่ำ ซึ่งสอดคล้องกับผลการศึกษาของ นฤเทพ เพียงสุวรรณ (2557) การวิเคราะห์แบบจำลองอาคารตึกแถวที่พิจารณาผนังก่ออิฐ ต่อมา วัชร จันทร์อนันต์ และ สำเนียง องสุพันธ์กุล (2559) ได้วิเคราะห์อาคารโดยใช้ค้ำยันเทียบเท่าหลายตัว (Multiple strut) ในการจำลองผนังก่ออิฐตามงานวิจัยของต่างประเทศ และงานวิจัยของ เจนศักดิ์ คชนิล (2560) วิเคราะห์โครงสร้างอาคารโดยการจำลองผนังก่ออิฐตามข้อกำหนด มยผ.1303-57

พฤติกรรมที่ถูกควบคุมโดยการเสียรูปและพฤติกรรมที่ถูกควบคุมโดยแรง

การประเมินโครงสร้างจะคำนึงถึงพฤติกรรมของชิ้นส่วนโครงสร้างสามารถจำแนกได้สองแบบคือ พฤติกรรมที่ถูกควบคุมโดยการเสียรูป (Deformation-controlled) หรือพฤติกรรมที่ถูกควบคุมโดยแรง (Force-controlled) ซึ่งพิจารณาจากความสัมพันธ์ระหว่างแรงกับการเสียรูปของชิ้นส่วนแสดงดังภาพประกอบ 9(ก) เมื่อชิ้นส่วนเกิดการครากในจุดที่ 1 ชิ้นส่วนยังคงมีกำลังต้านทานคงเหลืออยู่ (Residual Strength) และสามารถรับน้ำหนักบรรทุกในแนวตั้งไว้ได้ในจุดที่ 3 ซึ่งเป็นชิ้นส่วนที่มีลักษณะของพฤติกรรมแบบเหนียว โดยการเสียรูปที่จุด 2 มากกว่าหรือเท่ากับ 2 เท่าของการเสียรูปที่จุดที่ 1 จะถือว่าชิ้นส่วนนี้มีพฤติกรรมที่ถูกควบคุมโดยการเสียรูป จากภาพประกอบ 9(ข) มีลักษณะเหมือนกับภาพประกอบ 9(ก) แต่มีความแตกต่างคือ เมื่อเกิดการเสียรูปในจุดที่ 2 ชิ้นส่วนจะสูญเสียกำลังต้านทานและไม่สามารถรับน้ำหนักบรรทุกในแนวตั้งได้อีกต่อไป ส่วนภาพประกอบ 9(ค) ชิ้นส่วนจะแสดงถึงพฤติกรรมแบบเปราะ เนื่องจากการเสียรูปจากการครากในจุดที่ 1 ชิ้นส่วนจะสูญเสียทั้งกำลังต้านทานและความสามารถในการแบกรับน้ำหนักในแนวตั้งหลังจากจุดที่ 2

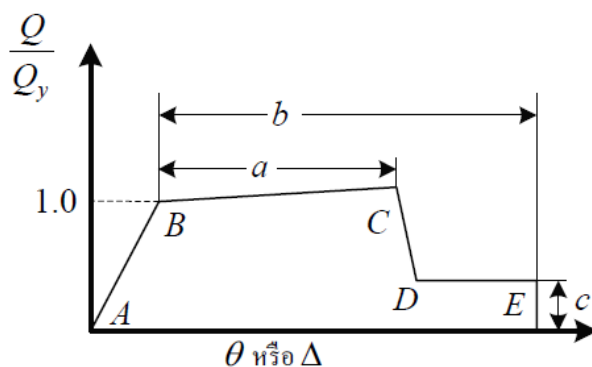


ภาพประกอบ 9 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเสียรูปของชิ้นส่วน

ที่มา: กรมโยธาธิการและผังเมือง (2557)

การจำลองจุดหมุนพลาสติก

สำหรับจุดหมุนพลาสติก (Plastic hinge) ในชิ้นโครงสร้างเสาและคานจะถูกจำลองด้วยความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเสียรูปแบบไม่เชิงเส้นที่แสดงพฤติกรรมภายใต้การเสียรูปที่เพิ่มขึ้นในทิศทางเดียว (Monotonically increasing deformation) ดังภาพประกอบ 10 เมื่อโครงสร้างเริ่มรับแรงกระทำทั้งในแนวตั้งและแรงกระทำด้านข้าง ชิ้นส่วนโครงสร้างจะเริ่มเกิดมุมหมุนพลาสติกขึ้น หลังจากชิ้นส่วนโครงสร้างรับโมเมนต์ตัดจนถึงจุด B จะสูญเสียกำลังรับโมเมนต์ลง โดยลักษณะความชันของเส้นกราฟจะมีการเปลี่ยนแปลงในช่วงนี้แต่ยังคงสามารถรับโมเมนต์ตัดได้ต่อเนื่องจนถึงจุด C ซึ่งเป็นจุดที่เกิดมุมหมุนในขณะที่ชิ้นส่วนสามารถต้านทานโมเมนต์ตัดสูงสุด (Plastic rotation angle) มีค่าเท่ากับ a หลังจากนั้นจะสูญเสียกำลังรับโมเมนต์อย่างรวดเร็วจนถึงจุด D ซึ่งชิ้นส่วนโครงสร้างอาจจะมีความสามารถต้านคงค้างเหลืออยู่ และสุดท้ายจุด E คือจุดที่สูญเสียกำลังอย่างสิ้นเชิงซึ่งมุมหมุนในจุดนี้จะมีค่าเท่ากับ b



ภาพประกอบ 10 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเสียรูปเนื่องจากการเกิดมูมหมุนพลาสติก

ที่มา: กรมโยธาธิการและผังเมือง (2557)

รูปแบบการสั่นไหวของอาคาร

รูปแบบการสั่นไหว (Mode shape) คือการเสียรูปที่ขึ้นส่วนจะแสดงเมื่อเกิดการสั่นที่ความถี่ธรรมชาติ (Natural frequency) รูปแบบการสั่นไหวใช้ในพลศาสตร์โครงสร้าง ซึ่งเป็นสิ่งสำคัญในการคำนวณรูปแบบการเคลื่อนตัวของอาคารและค่าสถิติเฟนสูงสุดภายในโครงสร้างภายใต้การสั่นสะเทือนจากแรงแผ่นดินไหว โดยสามารถเกิดการเคลื่อนตัวได้ในสองทิศทางตั้งฉากกันกับระนาบของอาคาร การบิดตัวรอบแกนในแนวตั้ง การเคลื่อนตัวในแต่ละรูปแบบอาคารร่วมกันได้ขึ้นอยู่กับลักษณะของโครงสร้างซึ่งมีความสัมพันธ์กับจำนวนชั้นและความสูงของอาคาร

บทที่ 3

วิธีการดำเนินการวิจัย

สำหรับบทนี้จะกล่าวถึงวิธีการศึกษาพฤติกรรมการตอบสนองของโครงข้อแข็งคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีผนังก่ออิฐภายใต้แรงกระทำทางด้านข้างในประเทศไทย โดยการจำลองตัวอย่างทดสอบในรูปแบบสองมิติและวิเคราะห์ด้วยวิธีสถิตไม่เชิงเส้น (Nonlinear static procedure) เพื่อพัฒนาแบบจำลองผนังก่ออิฐในรูปแบบค้ำยันแนวทแยงเทียบเท่าที่เหมาะสมสำหรับผนังก่ออิฐในไทย และประยุกต์ใช้ในการจำลองผนังก่ออิฐสำหรับการวิเคราะห์กรณีศึกษาโครงสร้างอาคารที่มีผนังก่ออิฐในครั้งนี้

ขั้นตอนการดำเนินการวิจัย

1. พัฒนาแบบจำลองผนังก่ออิฐในรูปแบบค้ำยันแนวทแยงเทียบเท่าโดยการทดสอบค่าพารามิเตอร์ต่าง ๆ และเปรียบเทียบผลการวิเคราะห์กับตัวอย่างทดสอบในประเทศไทย โดยการทดสอบค่าพารามิเตอร์มีดังนี้

1.1 สัมประสิทธิ์ความเสียหายระหว่างผนังและชิ้นส่วนโครงข้อแข็ง (μ) กำหนดให้มีค่าระหว่าง 0.5 ถึง 1.0 (British Standards Institution, 2004)

1.2 หน่วยแรงอัดกระทำตั้งฉากกับชิ้นส่วนโครงข้อแข็ง (σ) พิจารณาค่ากล่าวในกรณีที่ปรับแก้ตั้งสมการ (2.11) และ (2.12) เทียบกับค่าพารามิเตอร์เดิมในสมการ (2.9) และ (2.10)

1.3 ปรับลดกำลังต้านทานสูงสุดในแนวแกนของค้ำยันเทียบเท่า (R_u) สำหรับผนังที่ก่อด้วยอิฐบล็อก กำหนดให้ปรับลดเหลือร้อยละ 100 ถึงร้อยละ 50 ของกำลังต้านทานสูงสุดในแนวแกนของค้ำยัน

1.4 โมดูลัสยืดหยุ่นของปริซึมอิฐก่อ (E_m) เปรียบเทียบระหว่างค่าที่แนะนำตาม มยผ. 1303-57 (กรมโยธาธิการและผังเมือง, 2557) เท่ากับ $550f_m'$ และค่าที่ได้จากการทดสอบ

1.5 การลดลงของสติฟเนสของค้ำยันเทียบเท่าภายหลังการวิบัติ (Final compression slope) โดยกำหนดให้สติฟเนสของค้ำยันเทียบเท่าลดลงร้อยละ 10 ถึงร้อยละ 100 ของสติฟเนสเริ่มต้น (Initial stiffness)

2. ศึกษาปัจจัยที่ส่งผลกระทบต่อพฤติกรรมการตอบสนองของแบบจำลองตัวอย่างอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กโดยวิธีผลักทางด้านข้าง (Pushover analysis) เพื่อกำหนดสมมุติฐานของแบบจำลองอาคารโครงข้อแข็งเปล่า (Bare frame) ให้ใกล้เคียงสภาพจริง โดยมีปัจจัยดังนี้

- 2.1 การกำหนดประเภทจุดรองรับของฐานราก (Type of support)
 - 2.1.1 จุดรองรับแบบยึดแน่นทั้งหมด (Fixed support)
 - 2.1.2 จุดรองรับแบบจุดหมุนทั้งหมด (Pinned support)
 - 2.1.3 จุดรองรับมีลักษณะตามแบบก่อสร้างจริง
- 2.2 การพิจารณาเสาดอม่อในชั้นดิน
- 2.3 การกระจายน้ำหนักของพื้นสำเร็จรูป
 - 2.3.1 พื้นทางเดียว (One-way slab)
 - 2.3.2 พื้นสองทาง (Two-way slab)
- 2.4 รูปแบบการกระจายแรงด้านข้าง (Lateral load pattern)
 - 2.4.1 รูปแบบการกระจายอย่างสม่ำเสมอ (FEMA-356, 2000)
 - 2.4.2 รูปแบบการกระจายตามข้อกำหนด มยผ.1301/1302-61 (กรมโยธาธิการและผังเมือง, 2561)
3. วิเคราะห์อาคารตัวอย่างที่มีการจำลองผนังก่ออิฐในรูปแบบค้ำยันแนวทแยงเทียบเท่าโดยวิธีหลักทางด้านข้าง (Pushover analysis) โดยเปรียบเทียบ 3 แบบจำลองดังนี้
 - 3.1 แบบจำลองอาคารโครงข้อแข็งเปล่า ซึ่งคือแบบจำลองอาคารในลักษณะที่มีองค์ประกอบเฉพาะชิ้นส่วนเสาและคานเท่านั้น (Bare frame)
 - 3.2 แบบจำลองอาคารที่พิจารณาผนังก่ออิฐ โดยจำลองให้อยู่ในรูปแบบค้ำยันเทียบเท่าแนวทแยงตามข้อกำหนด มยผ.1301/1302-61
 - 3.3 แบบจำลองอาคารที่พิจารณาผนังก่ออิฐ โดยจำลองให้อยู่ในรูปแบบค้ำยันเทียบเท่าแนวทแยงแบบ 3 ค้ำยันเทียบเท่า

การพัฒนาแบบจำลองผนังก่ออิฐ

พัฒนาแบบจำลองผนังก่ออิฐในรูปแบบค้ำยันแนวทแยงเทียบเท่าโดยการทดสอบค่าพารามิเตอร์ต่าง ๆ เพื่อให้ผลการวิเคราะห์ที่ใกล้เคียงกับตัวอย่างทดสอบทั้งในด้านกำลังต้านทานด้านข้างสูงสุด การเคลื่อนที่ในตำแหน่งที่เกิดการวิบัติ และสติฟเนสโดยรวม โดยสอบเทียบกับตัวอย่างทดสอบโครงข้อแข็งที่มีผนังก่ออิฐในประเทศไทยเพื่อนำไปจำลองผนังในอาคารตัวอย่าง

การทดสอบค่าพารามิเตอร์ในแบบจำลองผนังก่ออิฐ

เพื่อให้แบบจำลองได้ผลการวิเคราะห์ที่ใกล้เคียงกับตัวอย่างผลการทดสอบดังนั้นในงานวิจัยนี้จึงศึกษาการปรับแก้ค่าพารามิเตอร์ต่าง ๆ ในแบบจำลองดังนี้

1. สัมประสิทธิ์ความเสียหายระหว่างผนังและชิ้นส่วนโครงข้อแข็ง (μ) กำหนดให้มีค่าระหว่าง 0.5 ถึง 1.0 (British Standards Institution, 2004) เนื่องจากด้วยผนังก่ออิฐในประเทศไทยมีการเสริมเหล็กยึดรั้งระหว่างผนังและชิ้นส่วนโครงข้อแข็ง

2. หน่วยแรงอัดกระทำตั้งฉากกับชิ้นส่วนโครงข้อแข็ง (σ) พิจารณาค่ากล่าวในกรณีที่ปรับแก้ดังสมการ (2.12) และ (2.11) เทียบกับค่าพารามิเตอร์เดิมในสมการ (2.10) และ (2.9)

โดยทั้ง 2 ค่าพารามิเตอร์ที่ศึกษานี้จะสอบเทียบกับตัวอย่างทดสอบโครงข้อแข็งที่มีผนังก่ออิฐของอนุชาติ ลีอนันต์ศักดิ์ศิริ (2561)

3. ปรับลดกำลังต้านทานสูงสุดในแนวแกนของค้ำยันเทียบเท่า (R_u) สำหรับผนังที่ก่อด้วยอิฐบล็อกในตัวอย่างทดสอบที่ 2 โดย ไตรรัตน์ สังขมงคล และคนอื่น ๆ (2564) เนื่องจากอิฐบล็อกเป็นวัสดุที่มีความเปราะบางเมื่อนำมาก่อสร้างเป็นผนังขนาดใหญ่ กำหนดให้ปรับลดเหลือร้อยละ 100 ถึงร้อยละ 50 ของกำลังต้านทานสูงสุดในแนวแกนของค้ำยัน

4. โมดูลัสยืดหยุ่นของปริซึมอิฐก่อ (E_m) เปรียบเทียบระหว่างค่าที่แนะนำตาม มยผ. 1303-57 (กรมโยธาธิการและผังเมือง, 2557) เท่ากับ $550f'_c$ และค่าที่ได้จากการทดสอบ

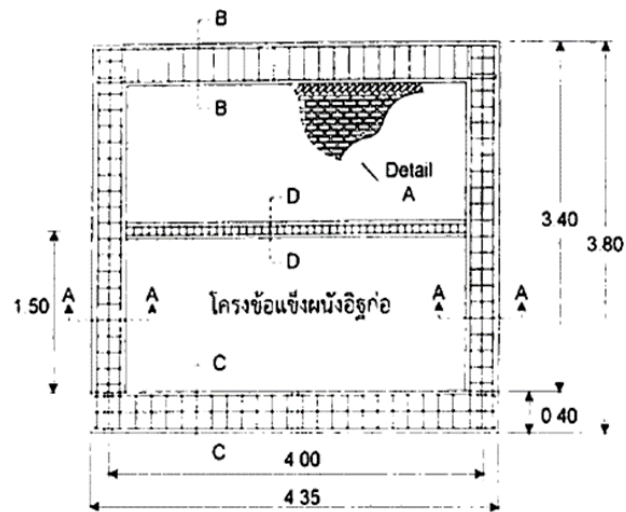
5. การลดลงของสติฟเนสของค้ำยันเทียบเท่าภายหลังการวิบัติ (Final compression slope) โดยกำหนดให้สติฟเนสของค้ำยันเทียบเท่าลดลงร้อยละ 10 ถึงร้อยละ 100 ของสติฟเนสเริ่มต้น (Initial stiffness) ในโปรแกรม SAP2000

โดยค่าพารามิเตอร์ในข้อ 4 และ 5 จะสอบเทียบกับตัวอย่างทดสอบของเกริกฤทธิ์ พรหมดวง (2553) เนื่องจากตัวอย่างทดสอบที่ 1 ของอนุชาติ ลีอนันต์ศักดิ์ศิริ (2561) ไม่ปรากฏค่าโมดูลัสยืดหยุ่นของปริซึมอิฐก่อที่ทดสอบได้

และใช้การคลาดเคลื่อนไม่เกินร้อยละ 10 เมื่อเทียบกับตัวอย่างทดสอบทั้งกำลังต้านทานแรงด้านข้างและการเคลื่อนที่ในตำแหน่งที่เกิดการวิบัติ เป็นเกณฑ์ในการกำหนดค่าพารามิเตอร์ที่ใช้ในแบบจำลองค้ำยันแนวทแยงเทียบเท่า

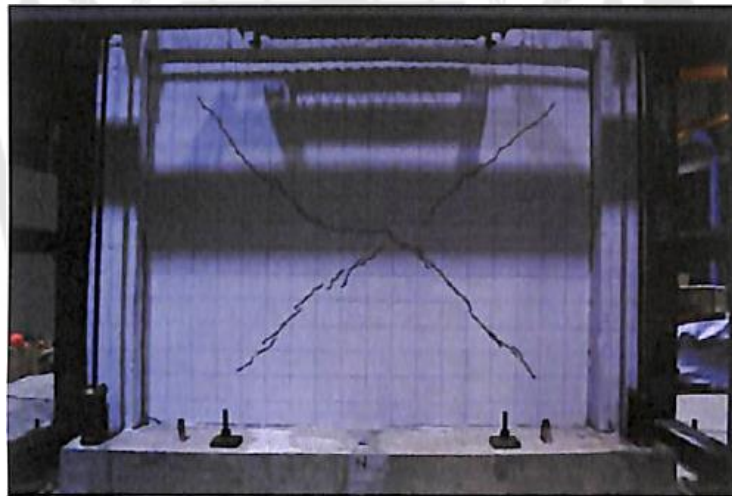
ตัวอย่างทดสอบโครงข้อแข็งที่มีผนังก่ออิฐที่ใช้ในการศึกษา

โครงข้อแข็งที่มีผนังก่ออิฐตัวอย่างที่ 1 โดย อนุชาติ ลีอนันต์ศักดิ์ศิริ (2561) มีความยาวเท่ากับ 4 เมตร และสูง 3.2 เมตร ประกอบไปด้วยอิฐมอญ คานทับหลัง และเหล็กเสริมยึดผนัง ดังภาพประกอบ 11 และมีรูปแบบการวิบัติโดยการแตกร้าวในแนวทแยง (Diagonal compression) หลังจากนั้นเกิดการวิบัติด้วยแรงเฉือนแบบเลื่อนไถล (Sliding shear) ดังภาพประกอบ 12



ภาพประกอบ 11 แบบโครงสร้างของตัวอย่างทดสอบที่ 1

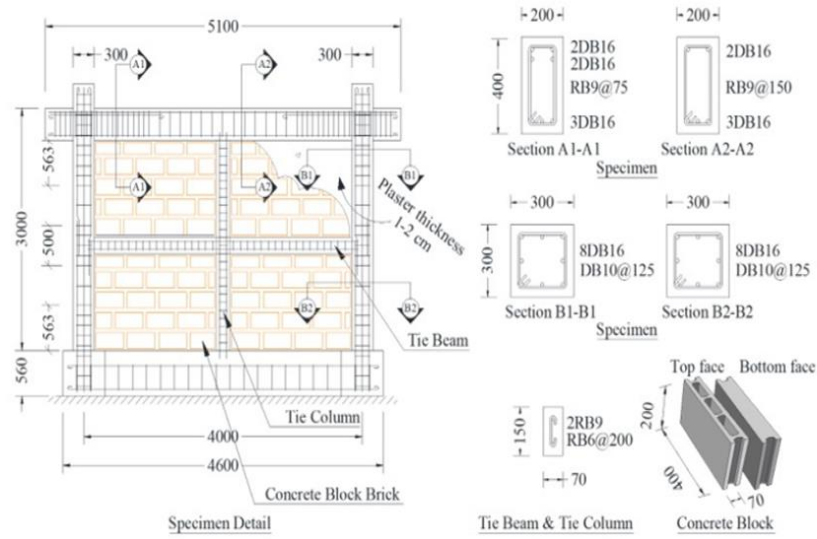
ที่มา: อนุชาติ ลื่อนันต์ศักดิ์ศิริ (2561)



ภาพประกอบ 12 การวิบัติของตัวอย่างทดสอบที่ 1

ที่มา: อนุชาติ ลื่อนันต์ศักดิ์ศิริ (2561)

โครงข้อแข็งที่มีผนังก่ออิฐตัวอย่างที่ 2 โดย ไตรรัตน์ สังขมงคล และคนอื่น ๆ (2564) มีความยาวเท่ากับ 4 เมตร และสูง 2.8 เมตร ประกอบไปด้วยอิฐบล็อก เสาคอนกรีต คานทับหลัง และเหล็กเสริมยึดผนัง ดังภาพประกอบ 13 โดยมีรูปแบบการวิบัติเนื่องจากการบดอัดที่มุมผนัง (Corner crushing) ดังภาพประกอบ 14



ภาพประกอบ 13 แบบโครงสร้างของตัวอย่างทดสอบที่ 2

ที่มา: ไตรรัตน์ สังขมงคล และคนอื่น ๆ (2564)

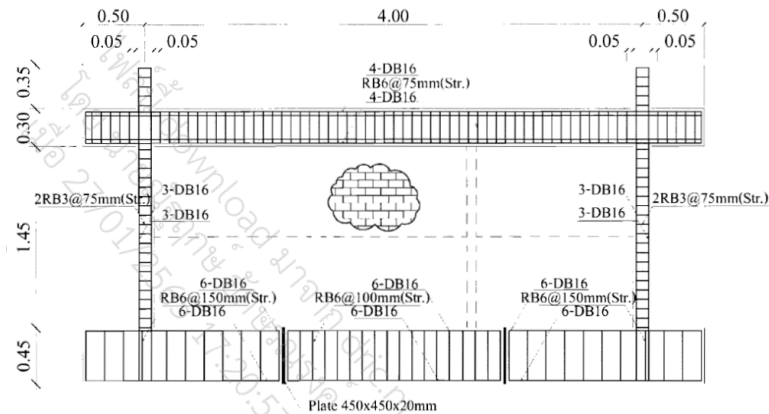


ภาพประกอบ 14 การวิบัติของตัวอย่างทดสอบที่ 2

ที่มา: ไตรรัตน์ สังขมงคล และคนอื่น ๆ (2564)

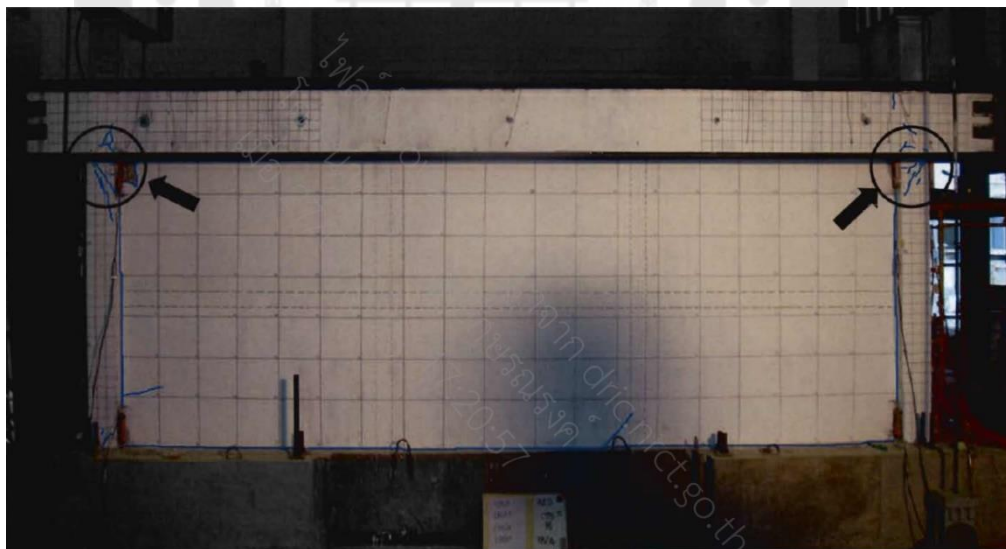
โครงข้อแข็งที่มีผนังก่ออิฐตัวอย่างที่ 3 โดย เกริกฤทธิ พรหมดวง (2553) มีความยาวเท่ากับ 4 เมตร และสูง 1.60 เมตร ประกอบไปด้วยอิฐมอญ เส้าเอ็น คานทับหลัง และเหล็กเสริม

ยึดผนัง ดังภาพประกอบ 15 ซึ่งตัวอย่างโครงสร้างรวมถึงอิฐมวลเบาที่มีขนาด 1 ใน 2 เท่าของขนาดโครงสร้างจริง ภาพประกอบ 16 แสดงถึงการวิบัติของตัวอย่างทดสอบโดยการบดอัดที่มุมผนัง (Corner crushing) หลังจากนั้นตามด้วยการวิบัติด้วยแรงเฉือนที่บริเวณปลายเสา



ภาพประกอบ 15 แบบโครงสร้างของตัวอย่างทดสอบที่ 3

ที่มา: เกริกฤทธิ์ พรหมดวง (2553)



ภาพประกอบ 16 การวิบัติของตัวอย่างทดสอบที่ 3

ที่มา: เกริกฤทธิ์ พรหมดวง (2553)

จากตัวอย่างทดสอบโครงข้อแข็งที่มีผนังก่ออิฐทั้งหมดนี้มีรายละเอียดแสดงดังตาราง 2 และ 3 โดยค่าคุณสมบัติที่ได้จากการทดสอบวัสดุจะนำมาใช้ในการวิเคราะห์แบบจำลอง และรูปแบบการวิบัติและความสามารถรับแรงกระทำด้านข้างสูงสุดของตัวอย่างทดสอบโครงข้อแข็งที่มีผนังก่ออิฐ แสดงดังตาราง 4

ตาราง 2 คุณสมบัติของชิ้นส่วนโครงข้อแข็งในตัวอย่างทดสอบ

ผลทดสอบ	ยาว, l (ซม.)	สูง, h (ซม.)	อัตราส่วน ความสูงต่อ ความยาว (h/l)	ขนาดหน้าตัด (ซม. X ซม.)		กำลังอัด คอนกรีต ทรงกระบอก f'_c (กก./ซม. ²)		
				คาน บน	เสา	คาน	เสา	
อนุชาติ (2561)	400	320	0.80	20 X 40	140 X 40	35 X 45	210	210
ไตรรัตน์ และ คนอื่น ๆ (2564)	400	280	0.70	20 X 40	30 X 56	30 X 30	294	301
เกริกฤทธิ์ (2553)	400	160	0.40	15 X 30	30 X 45	15 X 15	260	240

ตาราง 3 คุณสมบัติของผนังก่ออิฐในตัวอย่างทดสอบ

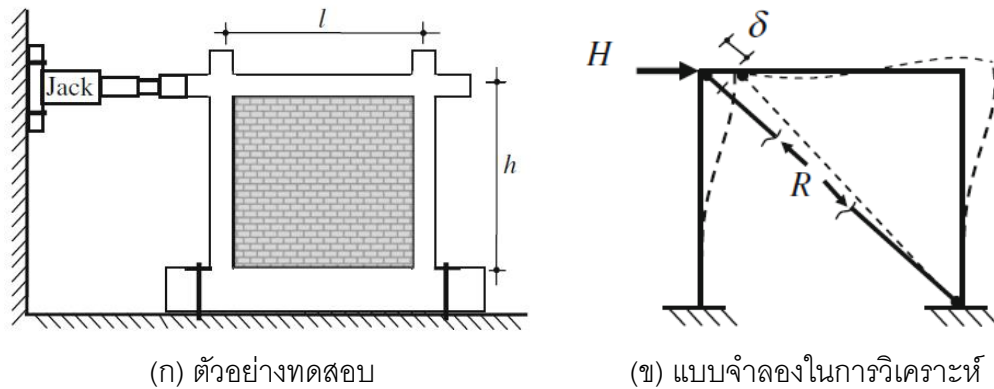
ผลทดสอบ	ความหนา, t (ซม.)	ยาว, l' (ซม.)	สูง, h' (ซม.)	หน่วยแรงอัดของ ปริซึมอิฐก่อ, f_m' (กก./ซม. ²)	โมดูลัสยืดหยุ่น ของปริซึมอิฐ ก่อ, E_m (กก./ซม. ²)
อนุชาติ (2561)	7.5	365	300	74.13	40773
ไตรรัตน์ และคนอื่นๆ (2564)	10	370	260	57.82	52036
เกริกฤทธิ (2553)	5	390	145	64.68	25258

ตาราง 4 รูปแบบการวิบัติและความสามารถรับแรงกระทำด้านข้างสูงสุดของตัวอย่างทดสอบ

ผลทดสอบ	แรงกระทำด้านข้างสูงสุด (กิโลนิวตัน)	ร้อยละการ เคลื่อนที่ด้านข้าง , Δ / h'	รูปแบบการวิบัติของ ผนังก่ออิฐ
อนุชาติ (2561)	407	0.56	Diagonal compression
ไตรรัตน์ และคนอื่นๆ (2564)	410	0.50	Corner crushing
เกริกฤทธิ (2553)	168	0.75	Corner crushing

การจำลองผนังก่ออิฐ

ตัวอย่างทดสอบจะถูกจำลองและวิเคราะห์ด้วยวิธีผลัดทางด้านข้าง (Pushover analysis) ด้วยโปรแกรม SAP2000 ซึ่งแบบจำลองพิจารณาให้ชิ้นส่วนที่ติดกับพื้นมีลักษณะยึดแน่นตลอดทั้งช่วง (Fully restrained) คุณสมบัติของวัสดุที่ใช้ในแบบจำลองเป็นค่าที่ได้จากการทดสอบ สำหรับเสาและคานจะถูกจำลองเป็นชิ้นส่วนโครงข้อแข็งโดยกำหนดให้มีจุดหมุนพลาสติกในจุดที่มีแนวโน้มที่จะเกิดการวิบัติเนื่องจากแรงดัดบริเวณปลายเสาและปลายคานทั้งสองด้าน และผนังก่ออิฐถูกจำลองในรูปแบบค้ำยันแนวทแยงเท่าที่เทียบดังภาพประกอบ 17



ภาพประกอบ 17 โครงข้อแข็งที่มีผนังก่ออิฐ

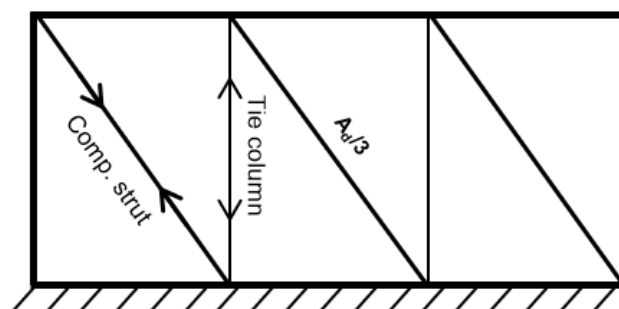
ที่มา: Adukadukam & Sengupta (2013)

การสอบเทียบกับตัวอย่างทดสอบ

แบบจำลอง 3 ค้ำยันเทียบเท่าที่ปรับแก้ค่าจะได้รับการสอบเทียบกับตัวอย่างทดสอบ โครงข้อแข็งที่มีผนังก่ออิฐทั้ง 3 ตัวอย่าง

สำหรับตัวอย่างทดสอบที่ 3 ของเกริกฤทธิ พรหมดวง (2553) มีจำนวนเสาเอ็นมากกว่าคาบหลังหรือมีรูปทรงคล้ายสี่เหลี่ยมผืนผ้าอาจจัดเป็นผนังยาว การศึกษานี้จึงนำเสนอแบบจำลองผนังก่ออิฐขึ้น (Proposed model) เพื่อให้สามารถจำลองผนังที่มีลักษณะดังกล่าวได้แม่นยำมากขึ้นโดยแบบจำลองประกอบด้วยเสาเอ็นในตำแหน่งแบบก่อสร้างและปลายทั้งสองด้านไม่สามารถถ่ายโมเมนต์ตัด (Pin-joint) และค้ำยันแนวทแยงมีตัวเดียวแบ่งตามช่องที่มีเสาเอ็นกัน และในแต่ละค้ำยันจะมีขนาดพื้นที่หน้าตัดเท่ากันโดยพื้นที่หน้าตัดเทียบเท่าคำนวณตามสมการ (2.7) แล้วหารด้วยจำนวนค้ำยันเทียบเท่าทั้งหมด แสดงดังภาพประกอบ 18

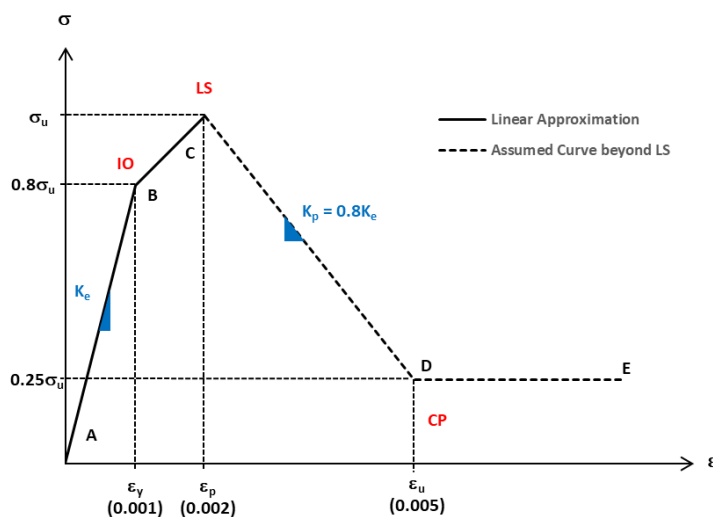
และใช้ค่าสัมประสิทธิ์การตัดสินใจ (R^2) ในการสอบเทียบตัวอย่างทดสอบ



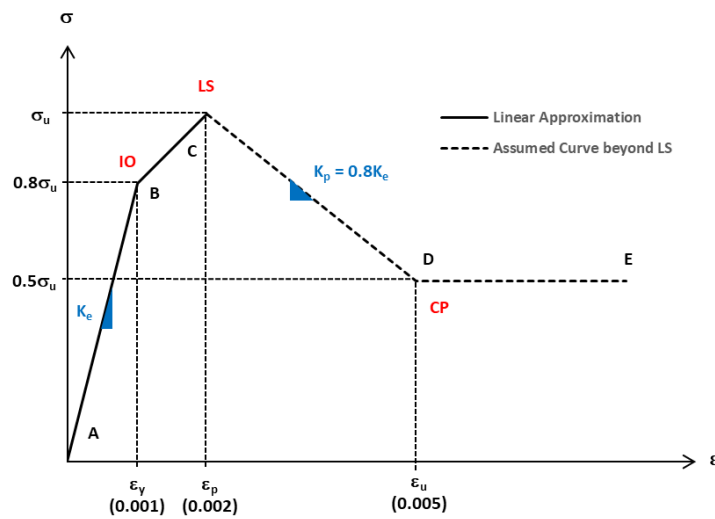
ภาพประกอบ 18 แบบจำลองผนังก่ออิฐที่นำเสนอขึ้น

ระดับสมรรถนะของค้ำยันเทียบเท่าแนวทแยง

สำหรับจุดหมุนพลาสติกตามแนวแกน (Axial plastic hinge) กำหนดให้อยู่บริเวณกึ่งกลางของค้ำยันเทียบเท่าโดยมีระดับสมรรถนะอยู่ในรูปแบบความสัมพันธ์อย่างง่ายระหว่างหน่วยแรงอัดและความเครียดอัดตามแนวแกน (Axial stress-strain relationship) ดังภาพประกอบ 19ก และ 19ข สำหรับแบบจำลอง 3 ค้ำยันเทียบเท่า และแบบจำลองที่นำเสนอขึ้น ตามลำดับพิจารณาจากตัวอย่างทดสอบโดยหน่วยแรงอัดตามแนวแกนเกิดจากแรงที่ถูกถ่ายจากโครงสร้างเมื่อรับแรงทางด้านข้าง และความเครียดอัดตามแนวแกนเกิดจากการการเสียรูปตามแนวแกนของค้ำยันแล้วหารด้วยความยาวทั้งหมดของค้ำยันเทียบเท่าแนวทแยง ($\epsilon = \delta / L_d$) โดยจุดที่เกิดการครากหรือจุด B มีกำลังรับแรงอยู่ที่ร้อยละ 80 ของกำลังรับแรงอัดสูงสุด ณ ความเครียดอัดที่ 0.001 ต่อมาที่จุด C คือจุดที่ค้ำยันเทียบเท่ารับแรงอัดสูงสุดซึ่งเกิดความเครียดอัดประมาณ 0.002 หลังจากนั้นสตีเฟนจะค่อยลดลงที่ละนิดประมาณร้อยละ 20 จนถึงระดับที่กำลังคงเหลืออยู่ของค้ำยันเทียบเท่าที่ร้อยละ 25 ของกำลังรับแรงอัดสูงสุด ณ จุด D ที่ความเครียดอัดประมาณ 0.005 และจะยังคงรับแรงอัดไปจนเกิดการวิบัติที่จุด E สำหรับใช้ในแบบจำลอง 3 ค้ำยันแนวทแยงเทียบเท่า และสำหรับใช้ในแบบจำลองที่นำเสนอขึ้นแตกต่างกันเพียง ณ จุด D ค้ำยันเทียบเท่าจะมีกำลังคงเหลืออยู่ประมาณร้อยละ 50 ของกำลังรับแรงอัดสูงสุด



(ก) ที่ใช้ในแบบจำลอง 3 ค้ำยันเทียบเท่า



(ข) ที่ใช้ในแบบจำลองที่นำเสนอขึ้น

ภาพประกอบ 19 ความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงอัดและความเครียดอัดตามแนวแกน

ที่มา: Adukadukam & Sengupta (2013)

การศึกษาปัจจัยที่มีผลกระทบต่อพฤติกรรมการตอบสนองของอาคาร

ศึกษาปัจจัยที่ส่งผลกระทบต่อพฤติกรรมการตอบสนองทั้งในด้านกำลังต้านทานแรงด้านข้างสูงสุดและการเคลื่อนที่ด้านข้างของยอดอาคารที่จุดสูงสุดของแบบจำลองตัวอย่างอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กโดยวิธีหลักทางด้านข้าง (Pushover analysis) ด้วยโปรแกรม SAP2000 เพื่อกำหนดสมมติฐานของแบบจำลองอาคารโครงข้อแข็งเปล่า (Bare frame) ให้ใกล้เคียงสภาพจริงก่อนที่จะมีการจำลองส่วนประกอบของค้ำยันแนวทแยงเทียบเท่าในแบบจำลองอาคารตัวอย่าง

การทดสอบพารามิเตอร์ในแบบจำลองอาคาร

แบบจำลองกำหนดให้มีสมมติฐานแตกต่างกันดังนี้

1. ประเภทจุดรองรับของฐานราก (Type of support)

1.1 จุดรองรับแบบยึดแน่นทั้งหมด (Fixed support) ดังภาพประกอบ 20

1.2 จุดรองรับแบบจุดหมุนทั้งหมด (Pinned support) ดังภาพประกอบ 21

1.3 จุดรองรับมีลักษณะตามแบบก่อสร้างจริง ดังภาพประกอบ 22

2. ค้ำยันถึงเสาตอม่อในชั้นดิน โดยแบบจำลองที่ไม่ค้ำยันถึงเสาตอม่อได้ทำการ

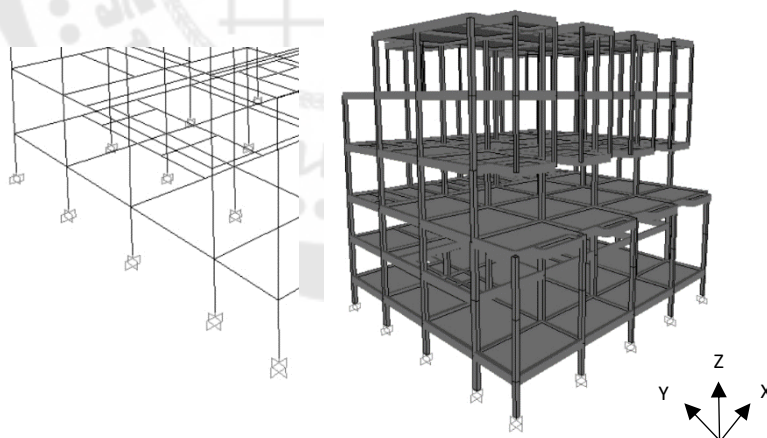
พิจารณาจุดรองรับให้อยู่ระดับชั้นที่ 1 ดังภาพประกอบ 23

3. รูปแบบการกระจายน้ำหนักของแผ่นพื้นสำเร็จรูป
 - 3.1 พื้นทางเดียว (One-way slab)
 - 3.2 พื้นสองทาง (Two-way slab)
4. รูปแบบการกระจายแรงด้านข้าง (Lateral load pattern)
 - 4.1 รูปแบบการกระจายอย่างสม่ำเสมอ (FEMA-356, 2000)
 - 4.2 รูปแบบการกระจายตามข้อกำหนด มยผ.1301/1302-61 (กรมโยธาธิการและผังเมือง, 2561)

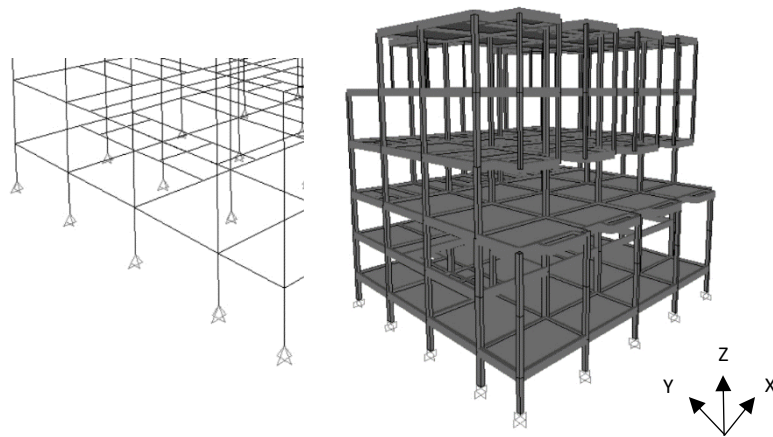
แบบจำลองควบคุมที่จะนำมาเปรียบเทียบมีสมมุติฐานดังนี้ พิจารณาจุดรองรับตามแบบก่อสร้างจริง เสาตอม่อ พื้นสำเร็จรูปกระจายทางเดียว และกระจายแรงด้านข้างตามข้อกำหนด มยผ. 1301/1302-61

โดยอาคารถูกจำลองในระบบสแกนและคาน (Bare frame) คำนึงถึงการลดลงของสติเฟเนสหน้าตัดเสาและคานเมื่อเกิดการแตกร้าวตามข้อกำหนด มยผ. 1301/1302-61 (กรมโยธาธิการและผังเมือง, 2561) และคำนึงถึงโมเมนต์ลำดับสอง ($P-\Delta$)

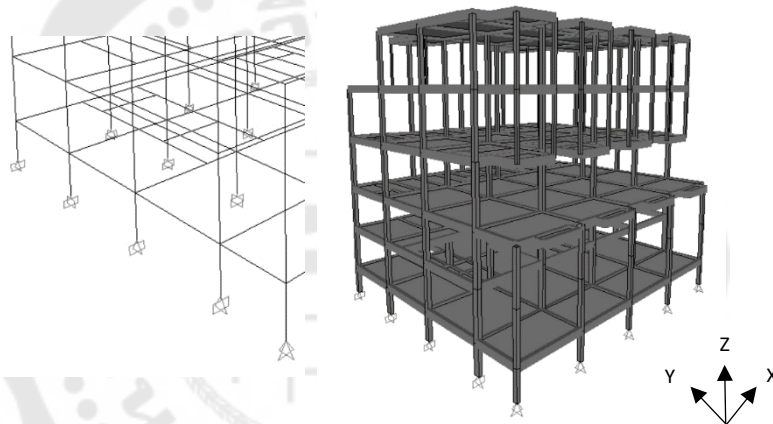
และพิจารณาการเลือกใช้พารามิเตอร์จากความรู้สึกไว (Sensitivity) กล่าวคือหากการพิจารณาในปัจจุบันได้แล้วให้ผลลัพธ์ไม่ต่างจากเดิมก็สามารถเลือกพิจารณาเป็นบางปัจจัยได้



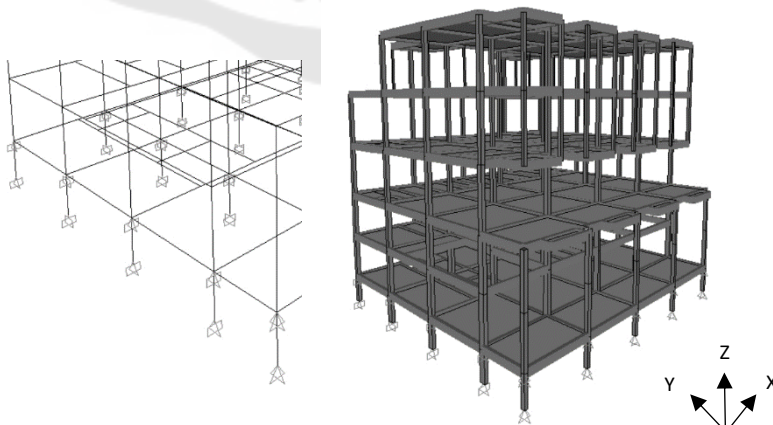
ภาพประกอบ 20 แบบจำลองอาคารที่มีจุดรองรับแบบยึดแน่นทั้งหมด



ภาพประกอบ 21 แบบจำลองอาคารที่มีจุดรองรับแบบจุดหมุนทั้งหมด



ภาพประกอบ 22 แบบจำลองอาคารที่มีจุดรองรับตามแบบก่อสร้างจริง



ภาพประกอบ 23 แบบจำลองที่ไม่คำนึงถึงเสาค่อม่อในชั้นดิน

ลักษณะอาคารที่ใช้ในการศึกษา

อาคารตัวอย่างที่นำมาใช้ในการศึกษานี้เป็นอาคารประเภทคอนกรีตเสริมเหล็ก โครงสร้างแบบบ้านเพื่อประชาชนตึกแถวไทยอนุรักษ์ไทย ซึ่งเป็นแบบก่อสร้างของกรมโยธาธิการ และผังเมือง โดยการในการศึกษานี้ได้เลือกใช้แบบก่อสร้างตึกแถวอนุรักษ์ ภาคเหนือ 4 ชั้น (กรมโยธาธิการและผังเมือง, 2546) เพื่อให้สอดคล้องกับบริเวณพื้นที่เสี่ยงภัยในภาคเหนือ โดยอาคารตัวอย่างมีความกว้าง 19.20 เมตร ความยาว 19.45 เมตร ความสูง 14 เมตร จำนวน 4 ห้อง แถว ซึ่งแต่ละห้องแถวจะมีขนาดกว้าง 4 เมตร ลึก 14.5 เมตร ชั้นที่ 1 เป็นห้องโถงโล่ง และมีชั้นลอย มีความสูงชั้นละ 2.5 เมตร และชั้นที่ 2 ถึงชั้นที่ 4 มีความสูงชั้นละ 3 เมตร ส่วนชั้นหลังคามีความสูง 2.75 เมตร โดยรวมอาคารมีความสูงทั้งหมด 16.75 เมตร

โครงสร้างอาคารได้รับการออกแบบอยู่ในระบบเสา-คาน (Beam-column frame system) พื้นชั้นล่างสุดเป็นพื้นคอนกรีตเสริมเหล็กหล่อในที่ สำหรับชั้นที่เหนือขึ้นไปส่วนใหญ่เป็นพื้นสำเร็จรูปหนา 5 ซม. เทคอนกรีตทับหน้าหนา 5 ซม. โดยอาคารตัวอย่างมีความไม่สม่ำเสมอในแนวตั้ง (Vertical structural irregularities) เนื่องจากชั้น 1 มีความสูงมากกว่าชั้นอื่น ๆ จึงทำให้เข้าข่ายมีความไม่สม่ำเสมอของสติฟเนสหรือชั้นอ่อน (Stiffness-soft story irregularity) นอกจากนี้ยังมีความไม่สม่ำเสมอของมวล (Mass irregularity) ในกรณีที่ว่ามวลประสิทธิผล (Effective mass) ของชั้นที่ 2 มีค่ามากกว่า 1.5 เท่าของมวลประสิทธิผลของชั้นที่อยู่ก่อนหน้า

การจำลองอาคาร

คุณสมบัติวัสดุ

รายละเอียดของคุณสมบัติวัสดุที่ใช้ประกอบการวิเคราะห์ มีดังต่อไปนี้

- กำลังรับแรงอัดประลัยของคอนกรีตที่อายุ 28 วัน มีค่าไม่น้อยกว่า 200 กิโลกรัมต่อตารางเซนติเมตร ($f'_c = 200 \text{ ksc}$)
- เหล็กเสริมในคอนกรีตในกรณีเหล็กเส้นกลมสามารถรับแรงดึงที่จุดครากไม่น้อยกว่า 2,400 กิโลกรัมต่อตารางเซนติเมตร ($f_y = 2,400 \text{ ksc}$) และสำหรับเหล็กข้ออ้อยสามารถรับแรงดึงที่จุดครากไม่น้อยกว่า 3,000 กิโลกรัมต่อตารางเซนติเมตร ($f_y = 3,000 \text{ ksc}$)
- โมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีตมีค่าประมาณ 213,500 กิโลกรัมต่อตารางเซนติเมตร ($E_c = 15,100\sqrt{f'_c}$)

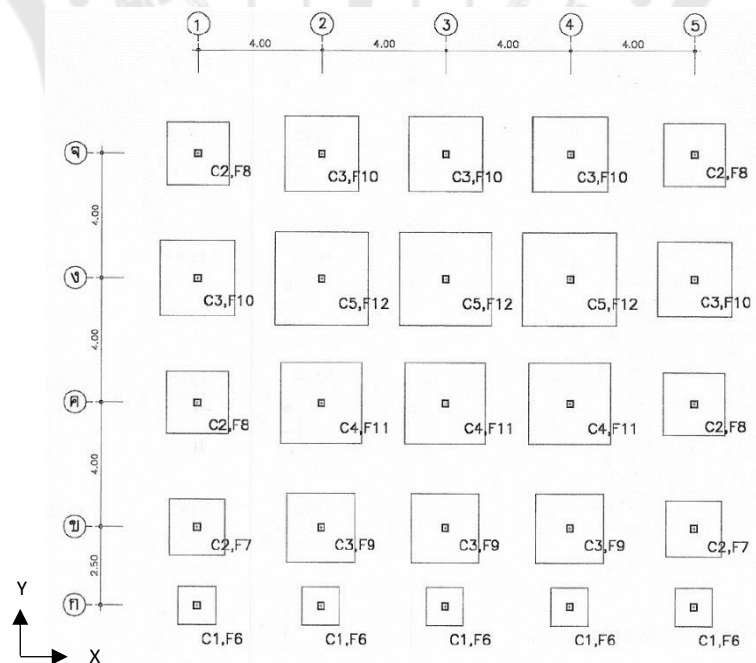
โดยรายละเอียดของชิ้นส่วนโครงสร้างเสาและคานสำหรับอาคารตัวอย่างมีขนาดและปริมาณเหล็กเสริมแสดงดังตาราง 5 และ 6 ตามลำดับ และตำแหน่งของเสาจะแสดงดังภาพประกอบ 24

ตาราง 5 รายละเอียดของชั้นส่วนโครงสร้างเสา

ลำดับ ชั้น	เสา	ขนาดหน้า ตัด (ม.ขม.)	เหล็กเสริม ตามยาว	เหล็กเสริม ตามขวาง	ปริมาณเหล็ก เสริมตามยาว (%)
4	C1	0.20x0.20	4-DB16	RB6@0.20	2.01
	C2	0.20x0.20	4-DB16	RB6@0.20	2.01
	C3, C4, C5	0.20x0.20	4-DB20	RB6@0.20	3.14
	C6	0.15x0.15	4-DB12	RB6@0.15	2.01
3	C1	0.20x0.20	4-DB16	RB6@0.20	2.01
	C2	0.20x0.20	4-DB16	RB6@0.20	2.01
	C3, C4, C5	0.20x0.20	4-DB20	RB6@0.20	3.14
	C6	0.15x0.15	4-DB12	RB6@0.15	2.01
2	C1	0.20x0.20	4-DB16	RB6@0.20	2.01
	C2	0.20x0.25	4-DB16	RB6@0.20	1.61
	C3, C4	0.20x0.25	4-DB20	RB6@0.20	2.51
	C5	0.20x0.25	6-DB20	2RB6@0.20	3.77
ชั้นลอย	C1	0.20x0.20	4-DB16	RB6@0.20	2.01
	C2	0.20x0.30	8-DB16	2-RB6@0.20	2.68
	C3, C4	0.20x0.30	6-DB20	2-RB6@0.20	3.14
	C5	0.20x0.35	8-DB20	2-RB6@0.20	3.59
1	C1	0.20x0.20	4-DB16	RB6@0.20	2.01
	C2	0.20x0.30	8-DB16	2-RB6@0.20	2.68
	C3, C4	0.20x0.30	6-DB20	2-RB6@0.20	3.14
	C5	0.20x0.45	10-DB20	2-RB6@0.20	3.49

ตาราง 6 รายละเอียดของชิ้นส่วนโครงสร้างคาน

คาน	ขนาดหน้าตัด (ม.ขม.)	เหล็กเสริม ตามยาว	เหล็กเสริมตาม ขวาง	ปริมาณเหล็กเสริม ตามยาว (%)
B1	0.20x0.40	6-DB16	RB6@0.15	1.63
B1A	0.20x0.40	5-DB15	RB6@0.15	1.36
B2	0.20x0.40	5-DB16	RB6@0.15	1.36
B3	0.20x0.40	4-DB16	RB6@0.10	1.09
B4	0.20x0.40	6-DB16	RB6@0.20	1.63
B5	0.20x0.40	5-DB20	RB6@0.15	2.12
B5A	0.20x0.40	4-DB20	RB6@0.15	1.70
B6	0.20x0.40	6-DB20	RB6@0.10	2.55
B6A	0.20x0.40	5-DB20	RB6@0.10	2.12
B7	0.20x0.50	6-DB20	RB9@0.15	2.55
BR	0.20x0.40	4-DB16	RB6@0.15	1.09



ภาพประกอบ 24 แปลนเสาชของอาคารตัวอย่าง

ที่มา: กรมโยธาธิการและผังเมือง (2546)

น้ำหนักบรรทุกที่ใช้สำหรับการวิเคราะห์

น้ำหนักบรรทุกคงที่ (Dead load, DL)

1. คอนกรีตเสริมเหล็กเท่ากับ 2,400 กิโลกรัมต่อลูกบาศก์เซนติเมตร
2. ผนังทั่วไปก่ออิฐมวลฉนวนเรียงซ้อนด้านหน้า 10 เซนติเมตร เท่ากับ 180 กิโลกรัมต่อตารางเซนติเมตร
3. วัสดุตกแต่งพื้นผิว
 - 3.1 กระเบื้องหินขัดสำเร็จรูป 12 นิ้ว x 12 นิ้ว เท่ากับ 64.38 กิโลกรัมต่อตารางเซนติเมตร
 - 3.2 กระเบื้องเซรามิค 12 นิ้ว x 12 นิ้ว เท่ากับ 15.7 กิโลกรัมต่อตารางเซนติเมตร
 - 3.3 กระเบื้องเซรามิค 8 นิ้ว x 8 นิ้ว เท่ากับ 11 กิโลกรัมต่อตารางเซนติเมตร
 - 3.4 กระเบื้องดินเผา 6 นิ้ว x 6 นิ้ว เท่ากับ 31.5 กิโลกรัมต่อตารางเซนติเมตร
4. ฝ้าเพดานยิปซัมบอร์ดขนาด 1.20x2.40 เมตร หนา 9 มิลลิเมตร โครงโครงเหล็กชุบสังกะสี โดยมีระยะห่าง 0.40x1.00 เมตร หรือ 1.20 เมตร เท่ากับ 16 กิโลกรัมต่อตารางเซนติเมตร
5. วัสดุผนังหลังคากระเบื้องว่าวซีเมนต์ 13 นิ้ว x 13 นิ้ว เท่ากับ 32.5 กิโลกรัมต่อตารางเซนติเมตร

น้ำหนักบรรทุกจร (Live load, LL)

1. น้ำหนักบรรทุกจรชั้นต่ำตามข้อกำหนดของพระราชบัญญัติควบคุมอาคาร พ.ศ. 2522 สำหรับอาคารชุด ตึกแถว เท่ากับ 200 กิโลกรัมต่อตารางเซนติเมตร
2. น้ำหนักบรรทุกจรชั้นต่ำตามข้อกำหนดของพระราชบัญญัติควบคุมอาคาร พ.ศ. 2522 สำหรับหลังคา เท่ากับ 30 กิโลกรัมต่อตารางเซนติเมตร

สำหรับการศึกษานี้ได้รวมน้ำหนักบรรทุกที่กระทำต่อแบบจำลองในแนวตั้ง โดยคิดเป็นน้ำหนักบรรทุกคงที่ร้อยละ 100 ร่วมกับน้ำหนักบรรทุกจรร้อยละ 30 ดังนั้นจากข้อมูลข้างต้นสามารถคำนวณน้ำหนักประสิทธิผลของอาคารในแต่ละชั้นได้ดังตาราง 7

ตาราง 7 น้ำหนักประสิทธิผลของอาคารในแต่ละชั้น

ชั้นที่	ความสูง (ม.)	ระดับ (ม.)	น้ำหนักบรรทุก (กก.)
หลังคา	2.75	+14.00	48,310
4	3.00	+11.00	151,408
3	3.00	+8.00	175,738
2	3.00	+5.00	188,179
ชั้นลอย	2.50	+2.50	92,850
1	2.50	±0.00	159,357
รวม	16.75		815,842

ชิ้นส่วนโครงสร้างเสาและคาน

พิจารณาให้ชิ้นส่วนโครงสร้างหลักเหล่านี้รับแรงกระทำในแนวแกนตามขวางและตามยาว โดยกำหนดให้รับแรงกระทำที่ละแนวแกนร่วมกับน้ำหนักบรรทุกคงที่และน้ำหนักบรรทุกจรบางส่วน สำหรับการศึกษานี้จะกำหนดให้ชิ้นส่วนโครงสร้างหลักมีความไม่เชิงเส้นของวัสดุ (Material nonlinearity) เมื่อแบบจำลองได้รับแรงกระทำในแนวตั้งและแรงกระทำด้านข้างจะเกิดจุดหมุนพลาสติก (Plastic hinge) ขึ้นที่บริเวณปลายชิ้นส่วนโครงสร้างเสาและคานทั้งสองด้าน ตามข้อกำหนดของ มยผ. 1303-57

การวิเคราะห์แบบจำลองอาคารที่มีการจำลองค้ำยันแนวทแยงเทียบเท่า

หลังจากทำการพัฒนาแบบจำลองผนังก่ออิฐภายใต้พารามิเตอร์ที่ศึกษา และศึกษาปัจจัยที่ส่งผลกระทบต่อพฤติกรรมการตอบสนองของแบบจำลองตัวอย่างอาคารที่มีโครงข้อแข็งเปล่า ดังนั้นจะทำการจำลองผนังก่ออิฐในรูปแบบค้ำยันแนวทแยงเทียบเท่าในแบบจำลองตัวอย่างอาคารเพื่อวิเคราะห์พฤติกรรมการตอบสนองของอาคารตัวอย่างโดยวิธีผลัดทางด้านข้าง

การทดสอบแบบจำลองผนังก่ออิฐ

ผนังก่ออิฐในแบบจำลองอาคารแบ่งออกเป็น 3 รูปแบบ ดังนี้

1. แบบจำลองอาคารโครงข้อแข็งเปล่า ซึ่งคือแบบจำลองอาคารในลักษณะที่มีองค์ประกอบเฉพาะชิ้นส่วนเสาและคานเท่านั้น (Bare frame)

2. แบบจำลองอาคารที่พิจารณาผนังก่ออิฐ โดยจำลองให้อยู่ในรูปแบบค้ำยันเทียบเท่าแนวทแยงตามข้อกำหนด มยผ.1301/1302-61

3. แบบจำลองอาคารที่พิจารณาผนังก่ออิฐ โดยจำลองให้อยู่ในรูปแบบค้ำยัน เทียบเท่าแนวทแยงตามวิธีค้ำยันเทียบเท่า 3 ตัวที่รับแก็ค่า เนื่องจากผนังคล้ายรูปสี่เหลี่ยมจัตุรัส

โดยกำลังรับแรงอัดสูงสุดของปริซึมอิฐก่อ (อิฐมอญ) มีค่าเท่ากับ 74 กิโลกรัมต่อ ตารางเซนติเมตร ($f'_m = 74 \text{ ksc}$) จากการทดสอบปริซึมอิฐก่อตามมาตรฐาน ASTM C1314-07 โดยงานวิจัยของ (เกริกฤทธิ พรหมดวง, 2553) และ (อนุชาติ ลีอนันต์ศักดิ์ศิริ, 2561)

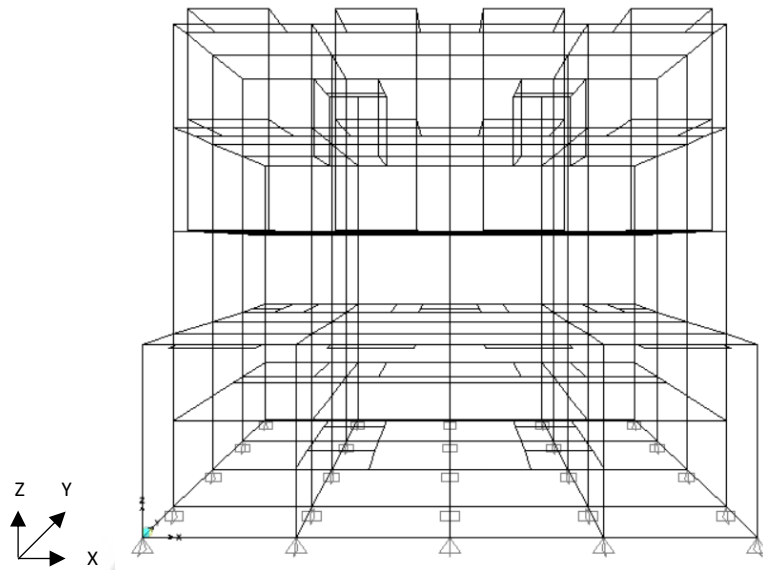
และโมดูลัสยืดหยุ่นของปริซึมอิฐก่อมีค่าประมาณ 40,700 กิโลกรัมต่อตาราง เซนติเมตร ($E_m = 550f'_m$)

สมมุติฐานแบบจำลองอาคาร

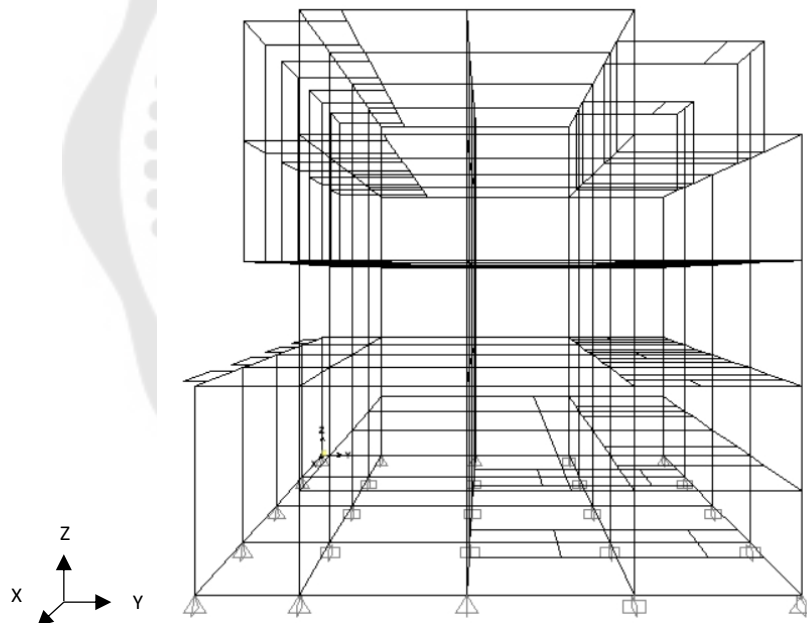
กำหนดสมมุติฐานของแบบจำลองอาคารตัวอย่างไว้ดังนี้

1. กำหนดให้จุดรองรับของฐานรากมีลักษณะตามแบบก่อสร้าง
2. ไม่พิจารณาเสาคอม่อในชั้นดิน
3. กำหนดให้แผ่นพื้นสำเร็จรูปเป็นประเภทพื้นทางเดียว (One-way slab)
4. กำหนดให้แต่ละชั้นเป็นพื้นแบบแข็งเกร็ง (Rigid diaphragm) ให้พื้นและคาน ติดกันเพื่อให้มีการเคลื่อนตัวที่เท่า ๆ กันในระนาบเดียวกัน
5. กำหนดให้เกิดจุดหมุนพลาสติก (Plastic hinge) ที่บริเวณปลายชิ้นส่วนเสา และคานทั้งสองด้านตามข้อกำหนด มยผ. 1303-57
6. พิจารณาความเกร็งประสิทธิผลของหน้าตัดเสาและคานเมื่อเกิดการแตกร้าว ตาม มยผ. 1301/1302-61
7. คำนึงผลของโมเมนต์ลำดับสอง ($P - \Delta$)

กำหนดให้อาคารในแนวแกนตามขวางแทนด้วยแกน X และอาคารในแนวแกน ตามยาวแทนด้วยแกน Y และอาคารในแนวตั้งแทนด้วยแกน Z โดยแบบจำลองอาคารตัวอย่าง แสดงดังภาพประกอบ 25



(ก) ด้านหน้า



(ข) ด้านข้าง

ภาพประกอบ 25 แบบจำลองอาคารตัวอย่าง

สำหรับบทนี้ได้นำเสนอถึงแนวคิดในการศึกษา วิธีการดำเนินการวิจัยที่ประกอบไปด้วย การพัฒนาแบบจำลองผนังก่ออิฐ การศึกษาปัจจัยที่ส่งผลกระทบต่อพฤติกรรมการตอบสนองของ โครงสร้าง และการจำลองผนังในแบบจำลองอาคาร ซึ่งจะขอแนะนำผลการวิเคราะห์ในบทถัดไป

บทที่ 4

ผลการดำเนินงานวิจัย

ในบทนี้จะกล่าวถึงผลการพัฒนาแบบจำลองผนังก่ออิฐโดยการทดสอบค่าพารามิเตอร์ต่าง ๆ และผลการสอบเทียบกับตัวอย่างทดสอบโครงข้อแข็งที่มีผนังก่ออิฐ ผลการศึกษาปัจจัยที่ส่งผลกระทบต่อพฤติกรรมการตอบสนองของอาคารที่มีโครงข้อแข็งเปล้า และผลการวิเคราะห์แบบจำลองตัวอย่างอาคารที่มีการจำลองผนังก่ออิฐด้วยค้ำยันแนวทแยงเทียบเท่าโดยวิธีผลึกอาคารทางด้านข้าง ผลการตอบสนองของอาคารตัวอย่างแสดงอยู่ในรูปแบบความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนที่ฐานอาคารและการเคลื่อนที่ทางด้านข้างของยอดอาคาร

ผลการพัฒนาแบบจำลองผนังก่ออิฐ

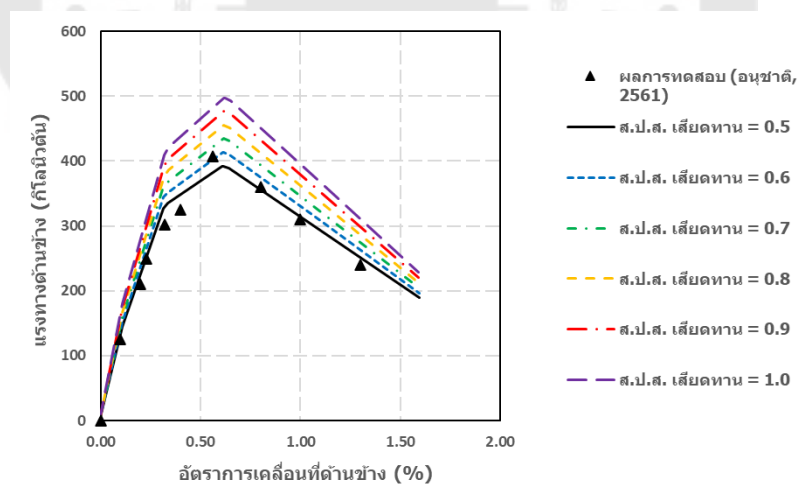
ผลการทดสอบการเปลี่ยนแปลงค่าพารามิเตอร์

1. ค่าสัมประสิทธิ์ความเสียดทานระหว่างผนังและชิ้นส่วนโครงข้อแข็ง (μ)

ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำทางด้านข้างและอัตราการเคลื่อนที่ด้านข้างของแบบจำลองเปรียบเทียบกับผลการทดสอบของอนุชาติ ลีอนันต์ศักดิ์ศิริ (2561) แสดงดังภาพประกอบ 26 และผลการวิเคราะห์จากการศึกษาการเปลี่ยนแปลงของค่าสัมประสิทธิ์ความเสียดทานระหว่างผนังและชิ้นส่วนโครงข้อแข็งดังตาราง 8 จากตารางพบว่าค่าสัมประสิทธิ์ความเสียดทานส่งผลต่อกำลังต้านทานสูงสุดและการเคลื่อนที่ด้านข้างของโครงสร้างทั้งนี้ค่าที่เหมาะสมสำหรับตัวอย่างทดสอบคือ 0.6 สามารถจำลองพฤติกรรมได้ใกล้เคียงมากที่สุดซึ่งมีค่ามากกว่าค่าที่ต่ำสุดที่ British Standards Institution (2004) ได้แนะนำไว้ที่ 0.5 อาจเกิดจากผลของเหล็กเสริมยัดรั้งทำให้ผนังและชิ้นส่วนโครงข้อแข็งมีการยึดรั้งที่เพิ่มสูงขึ้น โดยกำลังต้านทานสูงสุดและอัตราการเคลื่อนที่ด้านข้างคลาดเคลื่อนประมาณร้อยละ 1.5 และ 10 ตามลำดับ เมื่อเทียบกับตัวอย่างทดสอบ

ตาราง 8 ผลการวิเคราะห์การศึกษาความสัมพันธ์ความเสียหายระหว่างผนังและชิ้นส่วนโครงข้อแข็ง

μ	พื้นที่หน้าตัด เทียบเท่า, A_d (ซม ²)	แรงกระทำ ด้านข้างสูงสุด (กิโลนิวตัน)	ร้อยละความ คลาดเคลื่อน	ร้อยละการเคลื่อนที่ ด้านข้าง, Δ / h'	ร้อยละความ คลาดเคลื่อน
0.5	618	392	3.75	0.615	9.89
0.6	659	413	1.49	0.616	9.97
0.7	700	430	5.69	0.617	9.82
0.8	741	455	11.83	0.617	10.12
0.9	782	476	16.97	0.617	10.20
1.0	823	497	22.07	0.618	10.27



ภาพประกอบ 26 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำทางด้านข้างและอัตราการเคลื่อนที่ด้านข้างของแบบจำลองที่เปลี่ยนแปลงค่าสัมประสิทธิ์ความเสียหายระหว่างผนังและชิ้นส่วนโครงข้อแข็ง

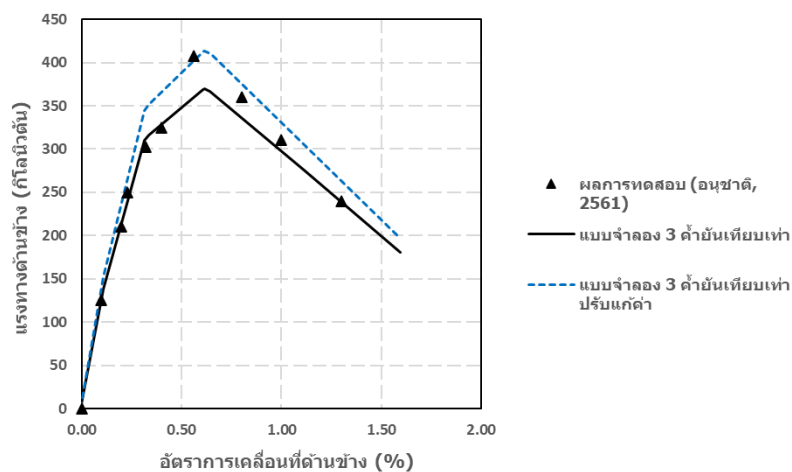
2. ค่าหน่วยแรงอัดกระทำตั้งฉากกับชิ้นส่วนโครงข้อแข็งบริเวณระยะสัมพันธ์ (σ)

ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำทางด้านข้างและอัตราการเคลื่อนที่ด้านข้างของแบบจำลองเปรียบเทียบกับผลการทดสอบของอนุชาติ ลีอนันต์ศักดิ์ศิริ (2561) แสดงดังภาพประกอบ 27 และผลการวิเคราะห์จากการศึกษาการเปลี่ยนแปลงของค่าหน่วยแรงอัดกระทำ

ตั้งฉากกับชิ้นส่วนโครงข้อแข็งบริเวณระยะสัมผัสแสดงดังตาราง 9 โดยมีค่าสัมประสิทธิ์ความเสียดทานระหว่างผนังและชิ้นส่วนโครงข้อแข็งเท่ากับ 0.6 เป็นตัวแปรควบคุม จากตารางพบว่าเมื่อทำการปรับแก้ให้ค่าหน่วยแรงอัดที่กระทำตั้งฉากบริเวณระยะสัมผัสสูงสุดที่เกิดขึ้นให้มีค่าเท่ากับหน่วยรับแรงอัดสูงสุดของปรีซีมอิฐก่อนสามารถจำลองพฤติกรรมการตอบสนองได้ใกล้เคียงมากกว่าเดิม โดยที่กำลังต้านทานสูงสุดและอัตราการเคลื่อนที่ด้านข้างคลาดเคลื่อนเท่ากับร้อยละ 1.5 และ 10 ตามลำดับ ในขณะที่แบบจำลอง 3 ค้ำยันเทียบเท่าที่ไม่ปรับแก้ค่ามีกำลังต้านทานสูงสุดและอัตราการเคลื่อนที่ด้านข้างคลาดเคลื่อนเท่ากับร้อยละ 9.2 และ 9.8 ตามลำดับ

ตาราง 9 ผลการวิเคราะห์การศึกษาค่าหน่วยแรงอัดกระทำตั้งฉากกับชิ้นส่วนโครงข้อแข็งบริเวณระยะสัมผัส

แบบจำลอง	σ_{c0}, σ_{b0} , (กก./ ซม. ²)	พื้นที่หน้าตัดเทียบเท่า, A_d (ซม. ²)	แรงกระทำด้านข้างสูงสุด (กิโลนิวตัน)	ร้อยละความคลาดเคลื่อน	ร้อยละการเคลื่อนที่ด้านข้าง, Δ / h'	ร้อยละความคลาดเคลื่อน
ดั้งเดิม	61.72, 51.40	575	370	9.18	0.615	9.82
ปรับแก้	74.13, 74.13	659	413	1.49	0.617	9.97



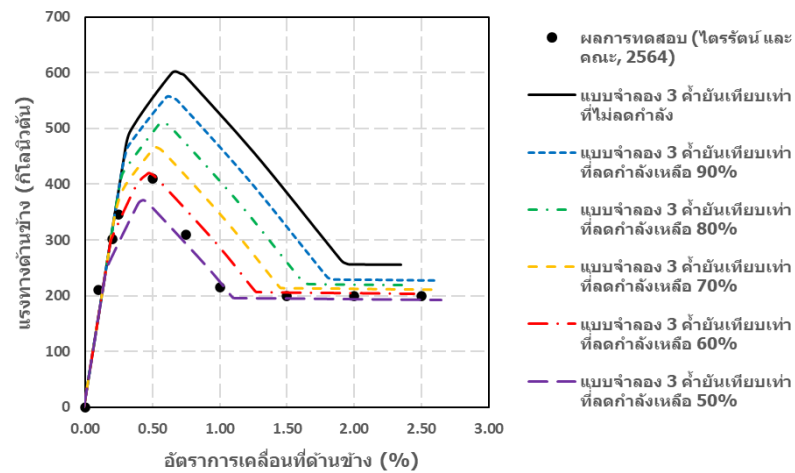
ภาพประกอบ 27 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำทางด้านข้างและอัตราการเคลื่อนที่ด้านข้างของแบบจำลองที่เปลี่ยนแปลงค่าหน่วยแรงอัดกระทำตั้งฉากกับชิ้นส่วนโครงข้อแข็งบริเวณระยะสัมผัส

3 ผลการปรับลดกำลังต้านทานสูงสุดในแนวแกนของค้ำยันเทียบเท่าสำหรับผนังก่ออิฐบล็อก

สำหรับตัวอย่างทดสอบผนังที่ก่อด้วยอิฐบล็อกของ ไตรรัตน์ สังขมงคล และคนอื่น ๆ (2564) มีกำลังต้านทานแรงด้านข้างสูงสุดและอัตราการเคลื่อนที่ด้านข้างเท่ากับ 410 กิโลนิวตัน และร้อยละ 0.50 ตามลำดับผลการวิเคราะห์ด้วยแบบจำลอง 3 ค้ำยันเทียบเท่าที่ปรับลดกำลังต้านทานสูงสุดในแนวแกนของค้ำยันเทียบเท่า (R_u) ลงเหลือร้อยละ 100 ถึง 50 ดังตาราง 10 จากตารางพบว่าค่าที่ปรับลดลงเหลือประมาณร้อยละ 60 ของกำลังต้านทานสูงสุดในแนวแกนของค้ำยันเทียบเท่า (R_u) สามารถจำลองพฤติกรรมการตอบสนองได้ใกล้เคียงมากที่สุด โดยมีกำลังต้านทานสูงสุดและอัตราการเคลื่อนที่ด้านข้างคลาดเคลื่อนเท่ากับร้อยละ 2.4 และ 4.9 ตามลำดับ เมื่อเทียบกับตัวอย่างทดสอบ โดยความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำทางด้านข้างและอัตราการเคลื่อนที่ด้านข้างของแบบจำลองเปรียบเทียบกับผลทดสอบของไตรรัตน์ สังขมงคล และคนอื่น ๆ (2564) ดังภาพประกอบ 28

ตาราง 10 ผลการปรับลดกำลังต้านทานสูงสุดในแนวแกนของค้ำยันเทียบเท่าสำหรับผนังก่ออิฐบล็อก

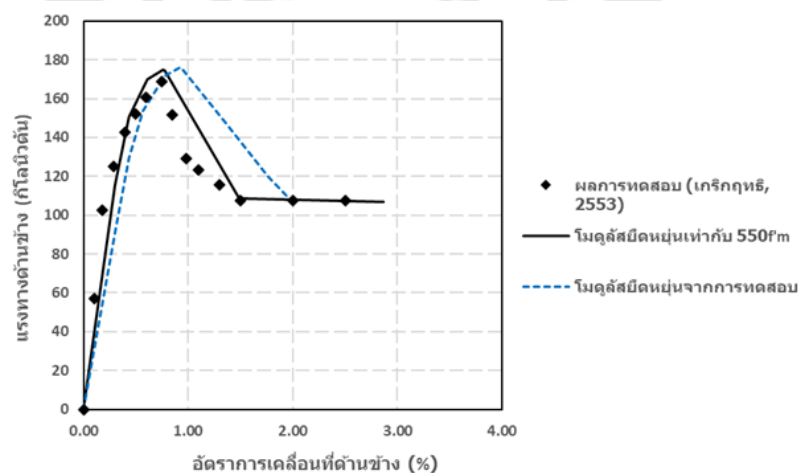
กำลังต้านทานสูงสุดในแนวแกนของค้ำยัน	แรงกระทำด้านข้างสูงสุด (กิโลนิวตัน)	ร้อยละความคลาดเคลื่อน	ร้อยละการเคลื่อนที่ด้านข้าง, Δ / h'	ร้อยละความคลาดเคลื่อน
$1.0 \times (A_d \times f'_m)$	600	46.32	0.646	29.23
$0.9 \times (A_d \times f'_m)$	555	35.48	0.603	20.68
$0.8 \times (A_d \times f'_m)$	511	24.62	0.561	12.15
$0.7 \times (A_d \times f'_m)$	466	13.77	0.518	3.61
$0.6 \times (A_d \times f'_m)$	420	2.36	0.475	4.93
$0.5 \times (A_d \times f'_m)$	372	9.28	0.433	13.49



ภาพประกอบ 28 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำทางด้านข้างและอัตราการเคลื่อนที่ด้านข้างของแบบจำลองที่ปรับลดค่ากำลังต้านทานสูงสุดในแนวแกนของค้ำยันเทียบเท่า

4. โมดูลัสยืดหยุ่นของปริซึมอิฐก่อ (E_m)

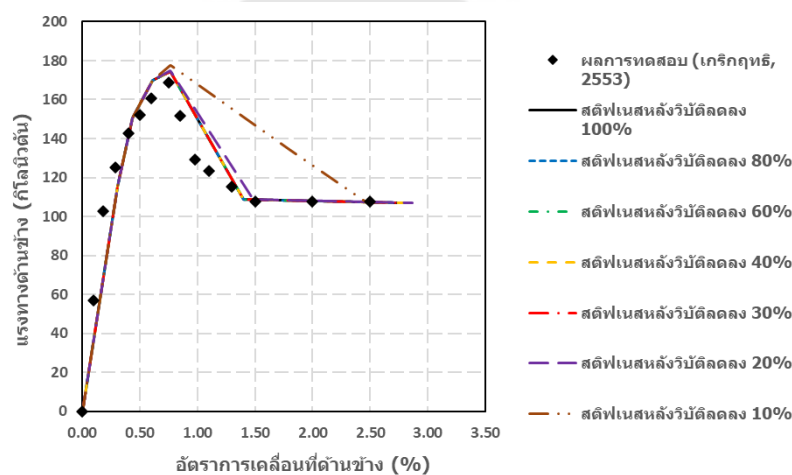
ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำทางด้านข้างและอัตราการเคลื่อนที่ด้านข้างของแบบจำลองเปรียบเทียบกับผลการทดสอบของเกริกฤทธิ พรหมดวง (2553) ดังภาพประกอบ 29 จากรูปพบว่าผลการวิเคราะห์แบบจำลองที่ใช้ค่าโมดูลัสยืดหยุ่นของปริซึมอิฐก่อที่แนะนำตาม มยผ. 1303-57 สามารถจำลองพฤติกรรมการตอบสนองของผนังก่ออิฐได้ใกล้เคียงมากกว่าค่าที่ได้จากการทดสอบของเกริกฤทธิ พรหมดวง (2553)



ภาพประกอบ 29 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำทางด้านข้างและอัตราการเคลื่อนที่ด้านข้างของแบบจำลองที่เปรียบเทียบค่าโมดูลัสยืดหยุ่นของปริซึมอิฐก่อ

5. การลดลงของสติฟเนสของค้ำยันเทียบเท่าภายหลังจากการวิบัติ (Final compression slope)

ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำทางด้านข้างและอัตราการเคลื่อนที่ด้านข้างของแบบจำลองเปรียบเทียบกับผลการทดสอบของ(เกริกฤทธิ์ พรหมดวง, 2553) ดังภาพประกอบ 30 จากรูปพบว่าการลดลงของสติฟเนสภายหลังจากเกิดการวิบัติมีผลต่อพฤติกรรมโดยรวมในช่วงอินีเลียสติก โดยในกรณีที่ลดลงตั้งแต่ร้อยละ 40 ขึ้นไปแทบจะไม่ส่งผลกระทบต่อพฤติกรรมการตอบสนองสำหรับตัวอย่างทดสอบการลดลงของสติฟเนสร้อยละ 20 ของสติฟเนสเริ่มต้น (Initial stiffness) มีความใกล้เคียงกับผลการทดสอบมากที่สุดเมื่อเทียบจุดที่อัตราการเคลื่อนที่ด้านข้างร้อยละ 1.5



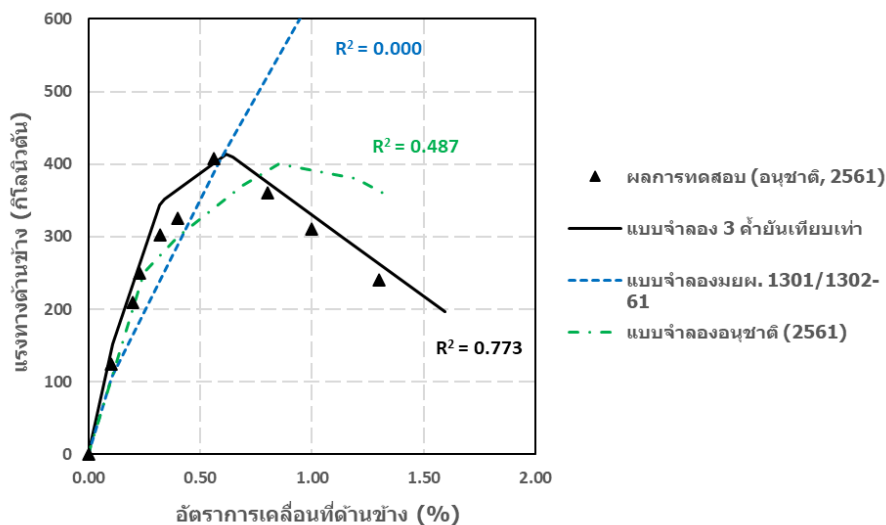
ภาพประกอบ 30 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำทางด้านข้างและอัตราการเคลื่อนที่ด้านข้างของแบบจำลองที่เปลี่ยนแปลงการลดลงของสติฟเนสของค้ำยันเทียบเท่าภายหลังจากการวิบัติ

ผลการสอบเทียบกับตัวอย่างทดสอบโครงข้อแข็งที่มีผนังกออิฐ

ตัวอย่างทดสอบโครงข้อแข็งที่มีผนังกออิฐที่ 1

ตัวอย่างทดสอบเป็นผนังที่ก่อด้วยอิฐมอญ ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำทางด้านข้างและอัตราการเคลื่อนที่ด้านข้างของแบบจำลองและตัวอย่างผลทดสอบของอนุชาติ ลีอนันต์ศักดิ์ศิริ (2561) แสดงดังภาพประกอบ 31 จากรูปพบว่าผลการทดสอบของตัวอย่างมีสติฟเนสของโครงสร้างทั้งระบบค่อนข้างสูงสังเกตจากเส้นโค้งช่วงอีเลียสติกที่มีความชันมาก และเส้นโค้งจะค่อย ๆ ชันลงตามกำลังและสติฟเนสที่สูญเสียหลังจากการวิบัติของผนังกออิฐ ซึ่งผลการทดสอบมีแรงกระทำด้านข้างสูงสุดเท่ากับ 407 กิโลนิวตัน ที่อัตราการเคลื่อนที่ด้านข้างร้อยละ 0.56 โดยอนุชาติ ลีอนันต์ศักดิ์ศิริ (2561) ได้ทำการจำลองผนังกออิฐที่ก่อด้วยอิฐมอญด้วยค้ำยันตัวเดียว (Single strut) มีแรงกระทำด้านข้างสูงสุดเท่ากับ 400 กิโลนิวตัน ที่อัตราการ

เคลื่อนที่ด้านข้างร้อยละ 0.85 หากเปรียบเทียบกับผลการทดสอบเกิดความคลาดเคลื่อนประมาณ ร้อยละ 1.6 และร้อยละ 51 ตามลำดับ สำหรับแบบจำลองตามข้อกำหนด มยผ. 1301/1302-61 สามารถแสดงผลการตอบสนองได้เพียงก่อนการวิบัติเท่านั้นและมีแนวโน้มที่เส้นตรงจะชันขึ้นไปเรื่อย ๆ และแบบจำลองค้ำยันเทียบเท่า 3 ตัว (Multiple strut) ที่ปรับแก้ค่ามีแรงกระทำด้านข้าง สูงสุดอยู่ที่ 413 กิโลนิวตัน ที่อัตราการเคลื่อนที่ด้านข้างประมาณร้อยละ 0.62 มีความคลาดเคลื่อน เท่ากับร้อยละ 1.5 และร้อยละ 10 ตามลำดับ เมื่อเทียบกับผลการทดสอบ ในช่วงแรกของ พฤติกรรมเมื่อโครงสร้างรับแรงกระทำด้านข้างแบบจำลองค้ำยันตัวเดียว (Single strut) ค่อนข้าง แม่นยำมากกว่า แต่หากเทียบพฤติกรรมโดยรวมแล้วแบบจำลอง 3 ค้ำยันเทียบเท่าที่ปรับแก้ค่า สามารถจำลองผลการตอบสนองได้ค่อนข้างใกล้เคียงมากกว่า โดยค่าสัมประสิทธิ์การตัดสินใจ (R^2) สำหรับแบบจำลองตามข้อกำหนด มยผ. 1301/1302-61 แบบจำลองของอนุชาติ ลีอนันต์ศักดิ์ศิริ (2561) และแบบจำลอง 3 ค้ำยันเทียบเท่าที่ปรับแก้ค่า อยู่ที่ 0.000 0.487 และ 0.773 ตามลำดับ

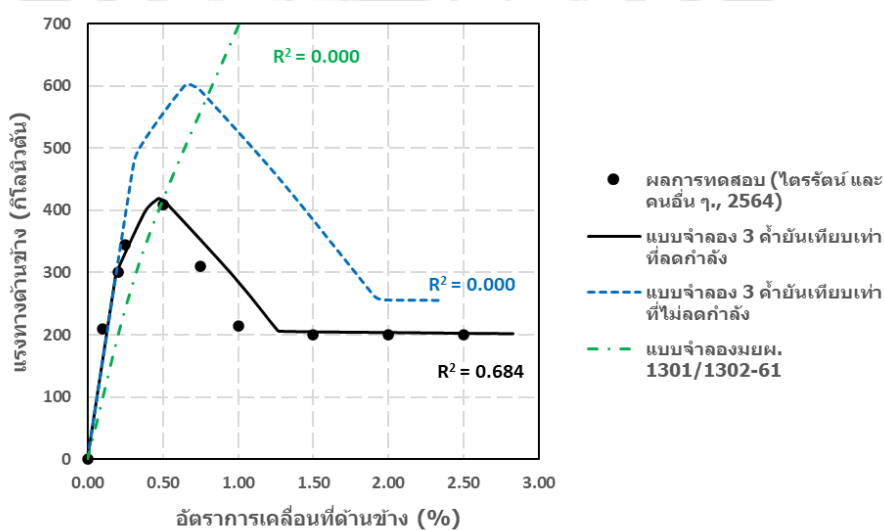


ภาพประกอบ 31 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำทางด้านข้างและอัตราการเคลื่อนที่ด้านข้าง ของแบบจำลองและตัวอย่างผลทดสอบโครงข้อแข็งที่มีผนังก่ออิฐที่ 1

ตัวอย่างทดสอบโครงข้อแข็งที่มีผนังก่ออิฐที่ 2

ตัวอย่างทดสอบเป็นผนังที่ก่อด้วยอิฐบุบล็อก ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำทาง ด้านข้างและอัตราการเคลื่อนที่ด้านข้างของแบบจำลองและตัวอย่างผลทดสอบของ ไตรรัตน์ สังขมงคล และคนอื่น ๆ (2564) แสดงดังภาพประกอบ 32 จากรูปพบว่าพฤติกรรมคล้ายคลึงกับ ตัวอย่างทดสอบก่อนหน้าแต่โครงสร้างนี้ยังมีกำลังรับแรงคงเหลือ (Residual strength) ในช่วงที่

เกิดอัตราการเคลื่อนที่ด้านข้างเกินกว่าร้อยละ 1.0 โดยผลการทดสอบนี้มีแรงกระทำด้านข้างสูงสุดเท่ากับ 410 กิโลนิวตัน ที่อัตราการเคลื่อนที่ด้านข้างร้อยละ 0.50 การศึกษานี้พบว่าในกรณีผนังที่ก่อด้วยอิฐบล็อกจำเป็นต้องลดกำลังต้านทานสูงสุดในแนวแกนของค้ำยันเทียบเท่า (R_u) ลงเหลือประมาณร้อยละ 60 ก่อนจะนำไปประยุกต์ใช้สำหรับการจำลองผนังก่ออิฐ แบบจำลอง 3 ค้ำยันเทียบเท่ากรณีไม่ลดกำลังมีแรงกระทำด้านข้างสูงสุดเท่ากับ 590 กิโลนิวตัน ที่อัตราการเคลื่อนที่ด้านข้างประมาณร้อยละ 0.69 และสำหรับกรณีที่ลดกำลังเกิดแรงกระทำด้านข้างสูงสุดประมาณ 420 กิโลนิวตัน ที่อัตราการเคลื่อนที่ด้านข้างร้อยละ 0.48 ซึ่งคิดเป็นความคลาดเคลื่อนเท่ากับร้อยละ 2.4 และร้อยละ 4.9 ตามลำดับ เมื่อเทียบกับผลการทดสอบ และสำหรับแบบจำลองตามข้อกำหนด มยผ.1301/1302-61 ให้ผลลัพธ์เช่นเดียวกับตัวอย่างทดสอบก่อนหน้า โดยมีค่าสัมประสิทธิ์การตัดสินใจ (R^2) อยู่ที่ 0.000 และ 0.684 สำหรับแบบจำลองตามข้อกำหนด มยผ.1301/1302-61 และแบบจำลอง 3 ค้ำยันเทียบเท่าที่ปรับลดกำลัง ตามลำดับ นอกจากนี้พบว่ากำลังคงเหลือหลังจากเกิดการวิบัติของค้ำยันเทียบเท่าที่มีค่าประมาณร้อยละ 25 ของกำลังต้านทานสูงสุดในแนวแกน

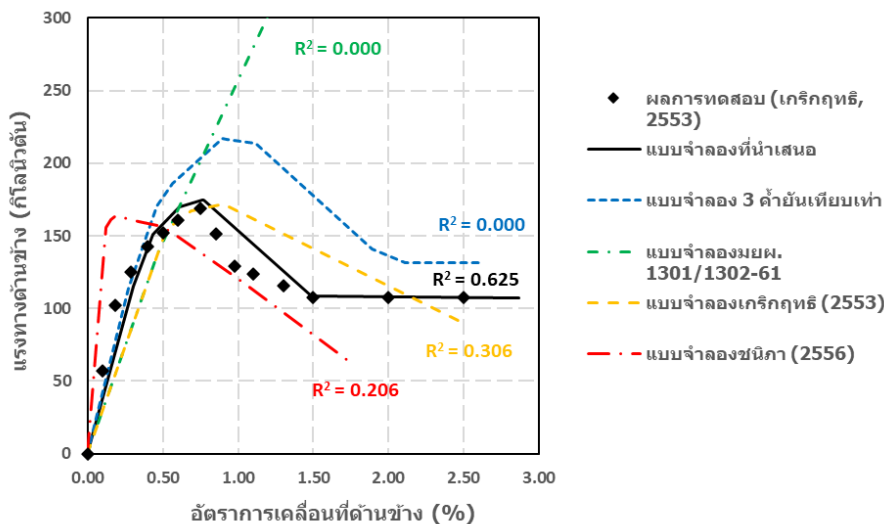


ภาพประกอบ 32 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำทางด้านข้างและอัตราการเคลื่อนที่ด้านข้างของแบบจำลองและตัวอย่างผลทดสอบโครงข้อแข็งที่มีผนังก่ออิฐที่ 2

ตัวอย่างทดสอบโครงข้อแข็งที่มีผนังกออิฐที่ 3

สำหรับตัวอย่างผนังกอด้วยอิฐมอญของเกริกฤทธิ พรหมดวง (2553) แบบจำลอง 3 ค้ำยันเทียบเท่าที่ปรับแก้ค่าสามารถจำลองพฤติกรรมการตอบสนองได้ใน 2 ตัวอย่างทดสอบก่อนหน้า แต่สำหรับตัวอย่างทดสอบนี้ที่ผนังมีจำนวนเสาเอ็นที่มากกว่าคานทับหลังหรือมีรูปทรงคล้ายสี่เหลี่ยมผืนผ้ายังสามารถจำลองพฤติกรรมการตอบสนองได้ ดังนั้นจึงได้จำลองผนังกออิฐด้วยแบบจำลองที่นำเสนอขึ้น (Proposed model) ในการศึกษาครั้งนี้ ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำทางด้านข้างและอัตราการเคลื่อนที่ด้านข้างของแบบจำลองและตัวอย่างผลทดสอบของเกริกฤทธิ พรหมดวง (2553) แสดงดังภาพประกอบ 33 จากสรุปพบว่าผลการทดสอบมีพฤติกรรมในลักษณะเช่นเดียวกับตัวอย่างทดสอบก่อนหน้าโดยมีแรงกระทำด้านข้างสูงสุดประมาณ 168 กิโลนิวตัน ที่อัตราการเคลื่อนที่ด้านข้างเท่ากับร้อยละ 0.75 ซึ่งเกริกฤทธิ พรหมดวง (2553) ได้ทำการจำลองผนังกออิฐด้วยแบบจำลอง 3 ค้ำยันเทียบเท่า (Multiple Sturt) แต่มีความแตกต่างจากแบบจำลอง 3 ค้ำยันเทียบเท่าที่ใช้สำหรับการศึกษานี้ในด้านการคำนวณพื้นที่หน้าตัดเทียบเท่าและระยะสัมผัสระหว่างผนังและชิ้นส่วนโครงข้อแข็ง (Contact length) โดยมีแรงกระทำด้านข้างสูงสุดเท่ากับ 172 กิโลนิวตัน ที่อัตราการเคลื่อนที่เท่ากับร้อยละ 0.90 มีความคลาดเคลื่อนประมาณร้อยละ 2.0 และร้อยละ 20 ตามลำดับ เมื่อเทียบกับผลการทดสอบ สำหรับแบบจำลองผนังกออิฐที่นำเสนอโดยชนิกา (2556) มีแรงกระทำด้านข้างอยู่ที่ 164 กิโลนิวตัน ที่อัตราการเคลื่อนที่ด้านข้างประมาณร้อยละ 0.19 คลาดเคลื่อนเท่ากับร้อยละ 2.7 และร้อยละ 75 ตามลำดับ ส่วนแบบจำลองตามข้อกำหนด มยผ. 1301/1302-61 มีผลลัพธ์เช่นเดียวกับตัวอย่างก่อนหน้า และสำหรับแบบจำลองที่นำเสนอขึ้น (Proposed model) ในศึกษานี้มีแรงกระทำด้านข้างเท่ากับ 174 กิโลนิวตัน ที่อัตราการเคลื่อนที่ด้านข้างเท่ากับร้อยละ 0.76 เมื่อเทียบกับผลการทดสอบมีความคลาดเคลื่อนประมาณร้อยละ 3.6 และร้อยละ 1.5 ตามลำดับ เนื่องด้วยตัวอย่างทดสอบมีผนังที่ค่อนข้างยาวอาจส่งผลให้การจำลองด้วย 3 ค้ำยันเทียบเท่าทำให้ค้ำยันมีขนาดที่ยาวมากเกินไปจึงอาจส่งผลในด้านสติเฟนของค้ำยันเทียบเท่า รวมไปถึงการถ่ายแรงของโครงสร้างทั้งระบบ ดังนั้นแบบจำลองที่นำเสนอขึ้น (Proposed model) นี้สามารถจำลองการถ่ายแรงของโครงสร้างทั้งระบบได้ดีขึ้นเนื่องจากการแบ่งค้ำยันเทียบเท่าให้สั้นลงตามช่องที่มีเสาเอ็นกัน กล่าวคือแบบจำลองผนังกออิฐที่นำเสนอขึ้นในการศึกษานี้สามารถจำลองตัวอย่างทดสอบนี้ได้แม่นยำมากที่สุดเมื่อเทียบกับทุกแบบจำลองที่ได้กล่าวมา โดยมีค่าสัมประสิทธิ์การตัดสินใจ (R^2) เท่ากับ 0.000 0.000 0.206 0.306 และ 0.625 สำหรับแบบจำลองตามข้อกำหนด มยผ.

1301/1302-61 แบบจำลอง 3 ค้ำยันเทียบเท่าที่ปรับแก้ค่า แบบจำลองเกริกฤทธิ (2553) แบบจำลองชนิภา (2556) และแบบจำลองที่นำเสนอขึ้น ตามลำดับ



ภาพประกอบ 33 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำทางด้านข้างและอัตราการเคลื่อนที่ด้านข้างของแบบจำลองและตัวอย่างผลทดสอบโครงข้อแข็งที่มีผนังก่ออิฐที่ 3

จากผลการวิเคราะห์พบว่า การปรับแก้ค่าสัมประสิทธิ์ความเสียหายระหว่างผนังและชิ้นส่วนโครงข้อแข็งในแบบจำลอง 3 ค้ำยันเทียบเท่าส่งผลต่อการจำลองพฤติกรรมการตอบสนองโดยค่าพารามิเตอร์ดังกล่าวขึ้นอยู่กับลักษณะการยึดรั้งของผนังก่ออิฐซึ่งค่าที่เหมาะสมกับตัวอย่างทดสอบของอนุชาติ ลีอนันต์ศักดิ์ศิริ (2561) และของไตรรัตน์ สังฆมงคล และคนอื่น ๆ (2564) เท่ากับ 0.6 ซึ่งมีค่าสูงกว่าค่าต่ำสุดที่แนะนำโดย British Standards Institution (2004) ที่ 0.5 อาจเกิดจากผลของเหล็กเสริมยึดรั้งในตัวอย่างทดสอบ สำหรับตัวอย่างทดสอบของเกริกฤทธิ พรหมดวง (2553) ค่าที่เหมาะสมอยู่ที่ 1.0 เป็นค่าสูงสุดใน British Standards Institution (2004) ซึ่งสอดคล้องกับตัวอย่างทดสอบเนื่องจากการเสริมเหล็กยึดรั้งค่อนข้างถี่ ส่วนของการปรับแก้ค่าหน่วยแรงอัดกระทำตั้งฉากสูงสุดที่เกิดขึ้นที่บริเวณระยะสัมพันธ์ (σ) มีค่าเท่ากับหน่วยรับแรงอัดสูงสุดของปริซึมอิฐก่อ (f'_m) สามารถจำลองพฤติกรรมการตอบสนองได้ใกล้เคียงกับตัวอย่างทดสอบมากขึ้นกว่าเดิม ดังนั้นแบบจำลอง 3 ค้ำยันเทียบเท่าเมื่อปรับแก้ค่าพารามิเตอร์ตามที่ได้กล่าวมาสามารถจำลองพฤติกรรมของโครงข้อแข็งที่มีผนังก่ออิฐในประเทศไทยได้ใกล้เคียงมากขึ้นโดยการสอบเทียบแบบจำลอง 3 ค้ำยันเทียบเท่าที่ปรับแก้ค่ากับตัวอย่างทดสอบทั้งสามตัวอย่างพบว่าสามารถจำลองพฤติกรรมการตอบสนองของสองตัวอย่างแรกได้ซึ่งเป็นผนังที่มีรูปทรงสี่เหลี่ยมจัตุรัส ในกรณีผนังที่ก่อด้วยอิฐบล็อกจำเป็นต้องลดกำลังต้านทานสูงสุดในแนวแกนของ

ค้ำยันเทียบเท่า (R_u) เหลือร้อยละ 60 เนื่องด้วยอิฐบล็อกเป็นวัสดุที่มีความเปราะบาง สำหรับตัวอย่างทดสอบที่ 3 ของเกริกฤทธิ พรหมดวง (2553) แบบจำลอง 3 ค้ำยันเทียบที่ปรับแก้ค่าไม่สามารถจำลองพฤติกรรมการตอบสนองได้เนื่องด้วยผนังมีจำนวนเสาเอ็นมากกว่าคานทับหลังหรือมีรูปทรงสี่เหลี่ยมผืนผ้า ดังนั้นจึงจำลองผนังก่ออิฐด้วยแบบจำลองที่นำเสนอขึ้นพบว่าสามารถจำลองพฤติกรรมการตอบสนองได้แม่นยำมากกว่าแบบจำลอง 3 ค้ำยันเทียบเท่าที่ปรับแก้ค่า ดังนั้นกล่าวได้ว่าแบบจำลอง 3 ค้ำยันเทียบเท่าที่ปรับแก้ค่าเหมาะสำหรับผนังที่มีรูปทรงสี่เหลี่ยมจัตุรัสโดยในกรณีผนังที่ก่อด้วยอิฐบล็อกจำเป็นต้องลดกำลังต้านทานสูงสุดในแนวแกนของค้ำยันเทียบเท่าลงเหลือร้อยละ 60 และแบบจำลองที่นำเสนอขึ้นเหมาะสำหรับผนังที่มีจำนวนเสาเอ็นมากกว่าคานทับหลังหรือผนังมีรูปทรงคล้ายสี่เหลี่ยมผืนผ้า

ผลการศึกษาปัจจัยที่มีผลกระทบต่อพฤติกรรมการตอบสนองของอาคาร

ผลการวิเคราะห์แสดงความสามารถต้านทานของอาคารในแนวแกนตามขวาง (X) ของอาคารเพียงแกนเดียวเนื่องจากเป็นแนวแกนที่มีความสามารถต้านทานน้อยกว่าแนวแกนตามยาว (Y) โดยขอจำแนกตามแบบจำลองเป็นดังนี้ (ณัฐฤกษ์ อักษรณรงค์ และ ศุภชัย สีนถาวร, 2564)

1. แบบจำลองควบคุม พิจารณาจุดรองรับตามแบบก่อสร้างจริง พิจารณาเสาต่อม่อพื้นสำเร็จรูปกระจายทางเดียว และกระจายแรงด้านข้างตามข้อกำหนด มยผ.1301/1302-61
2. แบบจำลองที่ 1 พิจารณาจุดรองรับเป็นแบบยึดแน่นทั้งหมด
3. แบบจำลองที่ 2 พิจารณาจุดรองรับเป็นแบบจุดหมุนทั้งหมด
4. แบบจำลองที่ 3 ไม่พิจารณาเสาต่อม่อ
5. แบบจำลองที่ 4 พิจารณาการกระจายน้ำหนักของแผ่นพื้นสำเร็จรูปแบบสองทาง
6. แบบจำลองที่ 5 พิจารณารูปแบบการกระจายแรงด้านข้างแบบสม่าเสมอ

โดยผลการวิเคราะห์จะเปรียบเทียบแบบจำลองอาคารอยู่ในรูปแบบความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนที่ฐานและการเคลื่อนที่ด้านข้างของยอดอาคารดังภาพประกอบ 34 และความสัมพันธ์ระหว่างสัมประสิทธิ์แรงเฉือนที่ฐานและอัตราการเคลื่อนที่ด้านข้างของยอดอาคารดังภาพประกอบ 35 โดยสัมประสิทธิ์แรงเฉือนที่ฐานของอาคารคำนวณจากแรงเฉือนที่ฐานหารด้วยน้ำหนักบรรทุกทุกประสิทธิผลของอาคาร (V_b / W_{eff}) และสำหรับอัตราการเคลื่อนที่ด้านข้างคำนวณจากการเคลื่อนที่ด้านข้างของยอดอาคารหารด้วยความสูงของอาคารทั้งหมด (Δ_{roof} / H)

ประเภทจุดรองรับของฐานราก

จากภาพประกอบ 34 พบว่าแบบจำลองที่ 1 เทียบกับแบบจำลองควบคุมมีผลการตอบสนองใกล้เคียงกัน โดยแรงเฉือนที่ฐานของอาคารและการเคลื่อนที่ทางด้านข้างของยอด

อาคารมีค่าเท่ากับคือ 493 กิโลนิวตัน และ 15.47 ซม. ตามลำดับ และคาบการสั่นในโหมดแรกมีค่าเท่ากับคือ 1.39 วินาที ส่วนแบบจำลองที่ 2 เมื่อเทียบกับแบบจำลองควบคุมโดยแรงเฉือนที่ฐานมีค่าไม่ต่างกัน แต่การเคลื่อนที่ด้านข้างของยอดอาคารมีค่าเท่ากับ 16.07 ซม. เนื่องจากฐานรากมีความอ่อนกว่าจึงเกิดการเคลื่อนที่ด้านข้างได้มากกว่าร้อยละ 3.9 ในจุดที่เกิดแรงเฉือนที่ฐานสูงสุด ซึ่งสอดคล้องกับผลการวิเคราะห์ที่ว่าฐานรากที่มีความยืดหยุ่นจะเกิดการเคลื่อนที่ทางด้านข้างมากกว่าฐานรากแบบยึดแน่น (สิริกร นาคพันธุ์, 2551) และคาบการสั่นในโหมดแรกเท่ากับ 1.47 วินาที เพิ่มขึ้นร้อยละ 5.6 เนื่องด้วยฐานรากตามแบบก่อสร้างจริงส่วนใหญ่มีลักษณะแบบยึดแน่นมากถึง 20 ฐานราก จากทั้งหมด 25 ฐานราก ส่วนที่เหลือมีลักษณะแบบจุดหมุน 5 ฐานราก ดังนั้นพฤติกรรมการตอบสนองของระหว่างแบบจำลองที่ 1 ซึ่งมีจุดรองรับของฐานรากแบบยึดแน่นทั้งหมด และแบบจำลองควบคุมที่มีจุดรองรับของฐานรากตามแบบก่อสร้างคล้ายคลึงกัน

เสาทอม่อในชั้นดิน

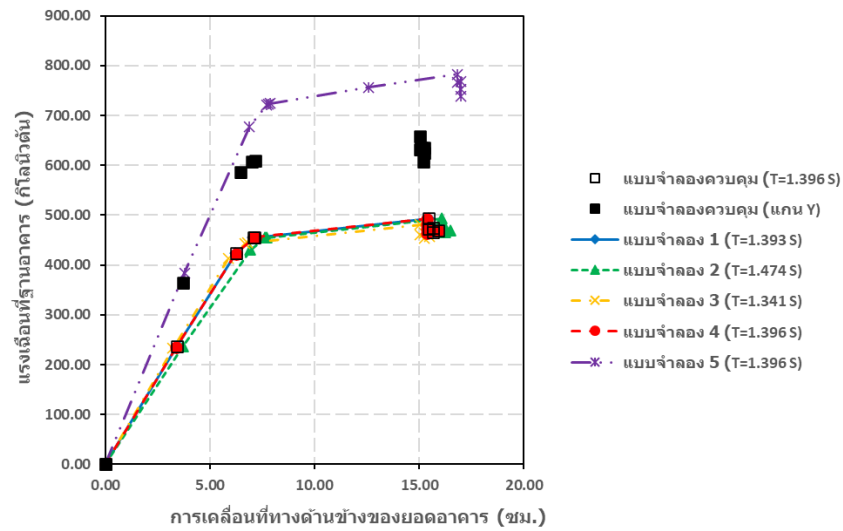
สำหรับแบบจำลองที่ 3 พบว่าแรงเฉือนที่ฐานของอาคารเท่ากับ 480 กิโลนิวตัน และการเคลื่อนที่ด้านข้างเท่ากับ 15.05 ซม. เมื่อเทียบกับแบบจำลองควบคุมแรงเฉือนที่ฐานของอาคารลดลงประมาณร้อยละ 2.5 และการเคลื่อนที่ทางด้านข้างลดลงร้อยละ 2.7 อาจเป็นผลจากสถิติเนสของอาคารที่เพิ่มสูงขึ้นเนื่องจากฐานรากมีความแข็งแรงมากกว่าเสาทอม่อ และมีผลต่อคาบการสั่นในโหมดแรกมีค่าเท่ากับ 1.34 วินาที ลดลงร้อยละ 3.9 ดังภาพประกอบ 34

การกระจายน้ำหนักของพื้นสำเร็จรูป

สำหรับแบบจำลองที่ 4 มีพฤติกรรมการตอบสนองของอาคารที่ใกล้เคียงกันเมื่อเทียบกับแบบจำลองควบคุม โดยพื้นสองทางเกิดแรงเฉือนที่ฐานมีค่าเท่ากับ 493 กิโลนิวตัน แต่การเคลื่อนที่ทางด้านข้างไม่มีความเปลี่ยนแปลง เช่นเดียวกับคาบการสั่นในโหมดแรก ดังภาพประกอบ 34 ซึ่งการพิจารณาการกระจายน้ำหนักของแผ่นพื้นสำเร็จรูปแทบจะไม่ส่งผลต่อพฤติกรรมของอาคาร

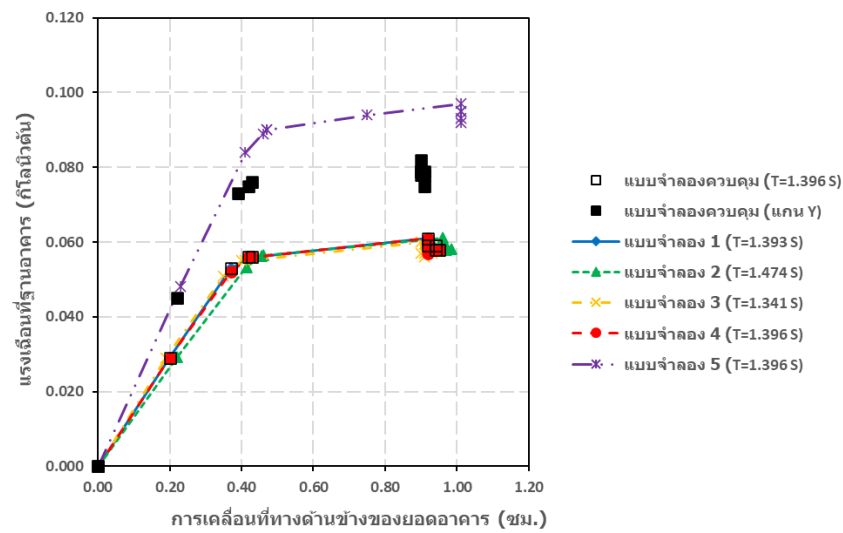
การกระจายแรงกระทำทางด้านข้าง

จากภาพประกอบ 34 พบว่าแบบจำลองที่ 5 ซึ่งกระจายแรงด้านข้างแบบสม่ำเสมอเกิดแรงเฉือนที่ฐานของอาคารมีค่าเท่ากับ 782 กิโลนิวตัน การเคลื่อนที่ทางด้านข้างเท่ากับ 16.84 ซม. มีค่าสูงกว่าเมื่อเทียบกับแบบจำลองควบคุมที่กระจายแรงตามข้อกำหนด มยผ. 1301/1302-61 คิดเป็นร้อยละ 58 และ 8.9 ตามลำดับ สำหรับการวิเคราะห์และออกแบบการกระจายแรงด้านข้างแบบสม่ำเสมอจะให้ความสามารถของอาคารที่สูงกว่าการกระจายตามข้อกำหนดของ มยผ. 1301/1302-61 อย่างมากในรูปแบบการสั่นไหวในโหมดแรก



ภาพประกอบ 34 ผลการเปรียบเทียบความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉื่อยพื้นฐานและการเคลื่อนที่
ด้านข้างของอากาศยาน

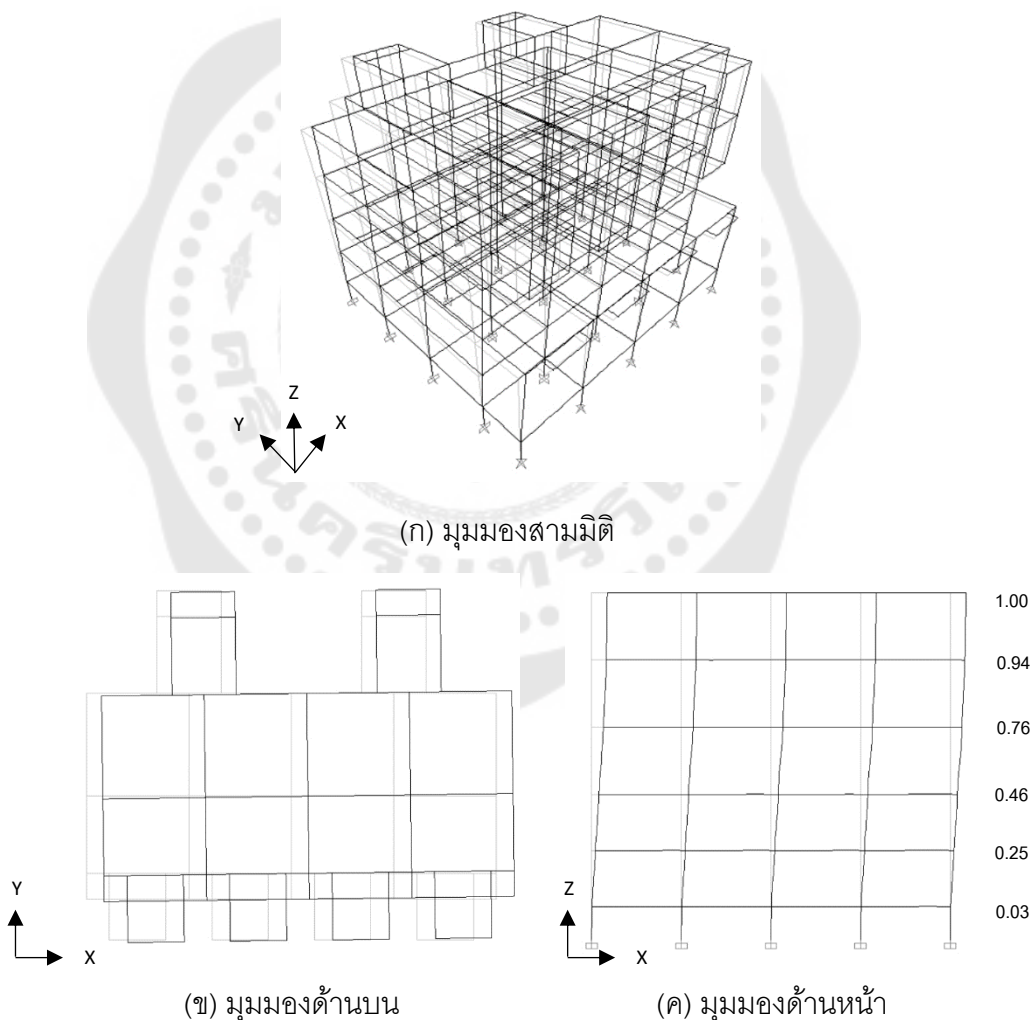
ที่มา: ญัฐฤกษ์ อักษรณรงค์ และ ศุภชัย สິนถาวร (2564)



ภาพประกอบ 35 ผลการเปรียบเทียบความสัมพันธ์ระหว่างสัมประสิทธิ์แรงเฉื่อยพื้นฐานและอัตรา
การเคลื่อนที่ด้านข้างของอากาศยาน

ที่มา: ญัฐฤกษ์ อักษรณรงค์ และ ศุภชัย สິนถาวร (2564)

อย่างไรก็ตามรูปแบบการสั่นไหวในโหมดแรกของทุกแบบจำลองไม่มีความแตกต่างกัน แสดงดังภาพประกอบ 36 สำหรับคาบการสั่นที่ปรากฏเป็นผลการวิเคราะห์ด้วยวิธีทางพลศาสตร์ จากโปรแกรมซึ่งมีค่าสูงกว่าวิธีการประมาณคาบการสั่น ($T = 0.02H$) ในมาตรฐานกรมโยธาธิการและผังเมือง (กรมโยธาธิการและผังเมือง, 2561) เนื่องด้วยอาคารถูกจำลองในระบบเสาคาน (Bare frame) ไม่ได้พิจารณาผลของผนังหรือบันไดส่งผลให้แบบจำลองอาคารมีสติฟเนสที่น้อยกว่าความเป็นจริง อีกทั้งการประมาณคาบการสั่นจากมาตรฐานเป็นข้อมูลจากการสำรวจอาคารที่มีความสูงตั้งแต่ 10 ชั้นขึ้นไป (นคร ภู่วโรดม, มานะ จันทะสด, และ เป็นหนึ่ง วาณิชชัย, 2548) เนื่องจากอาคารตัวอย่างที่นำมาศึกษาเป็นอาคารเดี่ยวอาจต้องมีการทดสอบวิจัยต่อไป

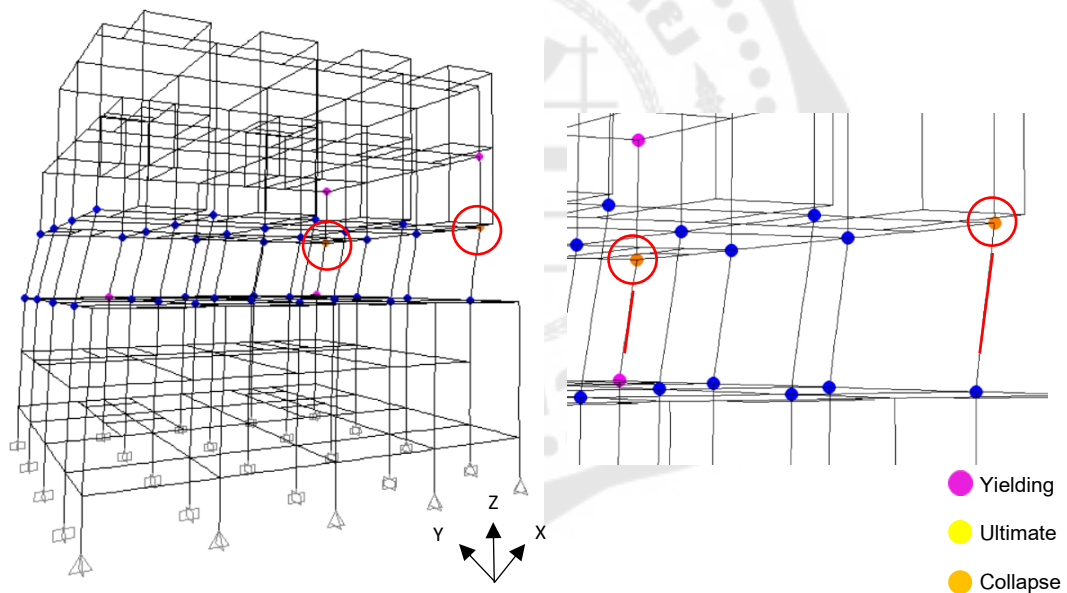


ภาพประกอบ 36 รูปแบบการสั่นไหวในโหมดแรกของแบบจำลองอาคารตัวอย่าง

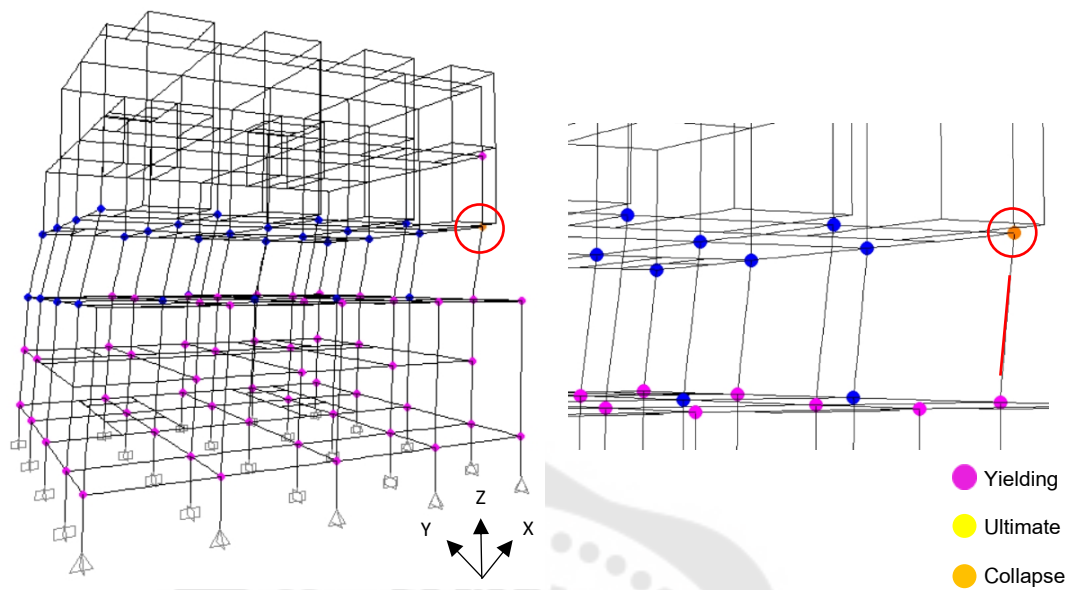
นอกจากนี้ผลการวิเคราะห์ยังพบว่ารูปแบบการวิบัติของอาคารสามารถจำแนกได้เป็น 2 รูปแบบ แบ่งเป็นกรณี ก และกรณี ข ดังนี้

1. กรณี ก อาคารเกิดความเสียหายบริเวณเสาในชั้นที่ 2 เป็นอันดับแรก ซึ่งมีจุดที่เกิดการวิบัติทั้งหมด 2 จุด ดังภาพประกอบ 37 โดยรูปแบบนี้พบในแบบจำลองที่ 1 2 3 และแบบจำลองควบคุม อาจเกิดจากผลการตอบสนองของปัจจัยเหล่านี้ที่ไม่แตกต่างกันมาก

2. กรณี ข อาคารเกิดความเสียหายในชั้นที่ 2 เป็นอันดับแรกเช่นเดียวกัน แต่จุดที่เกิดการวิบัติเกิดเพียงจุดเดียวดังภาพประกอบ 38 โดยรูปแบบนี้พบในแบบจำลองที่ 4 และ 5 ซึ่งการพิจารณาปัจจัยพื้นสำเร็จรูปกระจายน้ำหนักสองทางอาจส่งผลในด้านการถ่ายเทน้ำหนัก ดังนั้นจุดที่เกิดการวิบัติอันดับแรกจึงแตกต่างออกไป เช่นเดียวกับการพิจารณาปัจจัยการกระจายแรงกระทำทางด้านข้างต่ออาคาร



ภาพประกอบ 37 รูปแบบการวิบัติในกรณี ก ของอาคารตัวอย่าง (แบบจำลองที่ 1 2 3 และแบบจำลองควบคุม)



ภาพประกอบ 38 รูปแบบการวิบัติในกรณี ข ของอาคารตัวอย่าง (แบบจำลองที่ 4 และ 5)

จากผลการศึกษาพบว่า การพิจารณาจุดรองรับของฐานรากแบบยึดแน่นทั้งหมดแทบจะไม่ส่งผลกระทบต่อพฤติกรรมการตอบสนองของอาคารเมื่อเทียบกับแบบจำลองควบคุมอาจเกิดจากฐานรากส่วนใหญ่มีลักษณะแบบยึดแน่น ในขณะที่เดียวกันการพิจารณาจุดรองรับของฐานรากแบบจุดหมุนทั้งหมดส่งผลให้การเคลื่อนที่ด้านข้างและคาบการสั่นของอาคารเพิ่มสูงขึ้นเนื่องจากอาคารมีความอ่อนเป็นเหตุให้มีความสามารถในการเสียรูปเพิ่มขึ้น สำหรับการไม่คำนึงถึงเสาคอม่อในชั้นดินส่งผลในด้านกำลังต้านทาน การเคลื่อนที่ด้านข้าง และคาบการสั่นลดลงเนื่องจากอาคารมีสติเฟ้นส์ที่มากขึ้น ทั้งนี้การพิจารณาเสาคอม่อในชั้นดินขึ้นอยู่กับลักษณะทางกายภาพของคานดินและเสาคอม่อของอาคาร สำหรับการพิจารณาการกระจายน้ำหนักของแผ่นพื้นสำเร็จรูปส่งผลให้ลักษณะการวิบัติของอาคารที่มีการกระจายน้ำหนักแบบพื้นทางเดียวและสองทางมีความแตกต่างกัน และสำหรับการกระจายแรงด้านข้างแบบสม่ำเสมอทำให้อาคารมีกำลังต้านทานและการเคลื่อนที่ด้านข้างสูงกว่าการกระจายแรงตามข้อกำหนด มยผ. 1301/1302-61 ในรูปแบบการสั่นไหวในโหมดแรกอย่างมาก

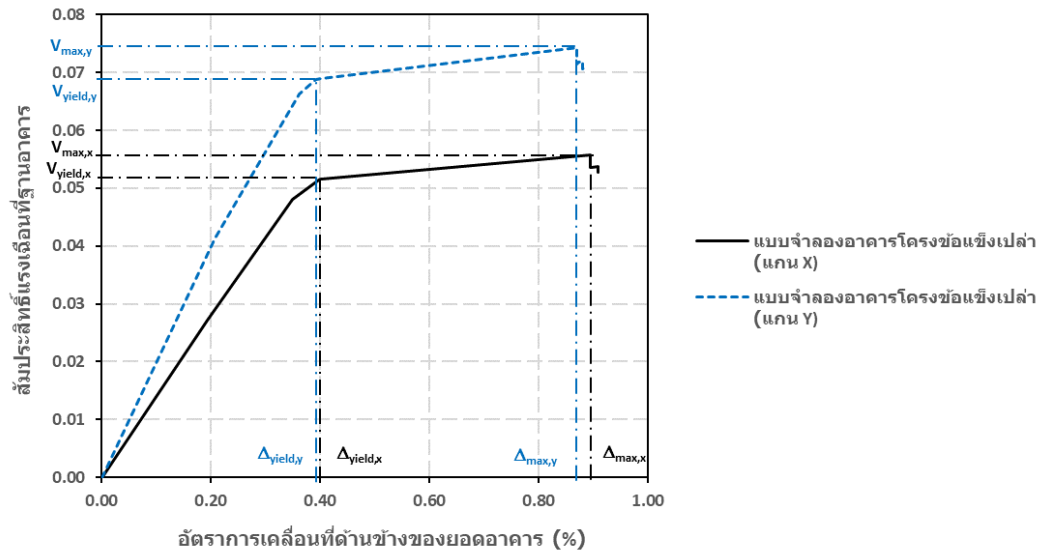
อย่างไรก็ตามผลการศึกษาปัจจัยต่าง ๆ ที่ส่งผลกระทบต่อพฤติกรรมการตอบสนองของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีโครงข้อแข็งเปล่าได้แสดงในส่วนนี้เพื่อกำหนดเป็นปัจจัยควบคุมของแบบจำลองอาคารในการจำลองค้ำยันแนวทแยงเพิ่มเติมในภายหลัง โดยผลการวิเคราะห์การจำลองค้ำยันแนวทแยงในแบบจำลองอาคารตัวอย่างจะขอล่าไว้ในหัวข้อถัดไป

ผลการวิเคราะห์แบบจำลองอาคารที่มีการจำลองค้ำยันแนวทแยงเทียบเท่า

การวิเคราะห์โครงสร้างอาคารด้วยวิธีสถิตไม่เชิงเส้น หรือวิธีผลัดทางด้านข้าง โดยการกระจายแรงกระทำด้านข้างแบบสถิตในแนวตั้งตามความสูงของอาคาร ซึ่งแรงกระทำจะขึ้นอยู่กับมวลและสติฟเนสในแต่ละชั้นของอาคาร ผลการตอบสนองของอาคารตัวอย่างจะถูกแสดงอยู่ในรูปแบบความสัมพันธ์ระหว่างสัมประสิทธิ์แรงเฉือนที่ฐานของอาคารและอัตราการเคลื่อนที่ด้านข้างของยอดอาคาร โดยสัมประสิทธิ์แรงเฉือนที่ฐานของอาคารคำนวณจากแรงเฉือนที่ฐานหารด้วยน้ำหนักบรรทุกทุกประสิทธิผลของอาคาร (V_b / W_{eff}) และสำหรับอัตราการเคลื่อนที่ด้านข้างคำนวณจากการเคลื่อนที่ด้านข้างของยอดอาคารหารด้วยความสูงของอาคารทั้งหมด (Δ_{roof} / H)

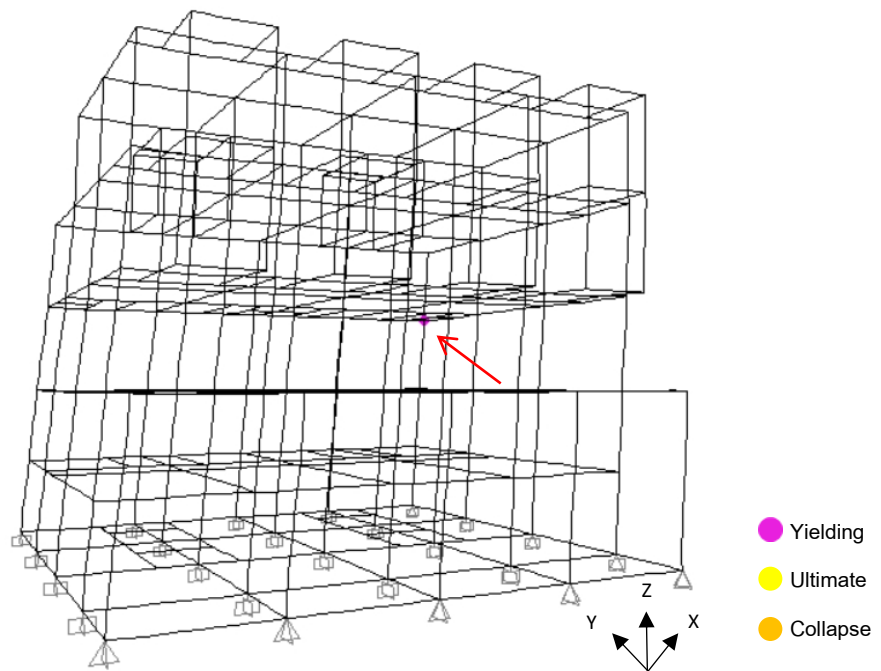
ผลการตอบสนองของแบบจำลองอาคารโครงข้อแข็งเปล่า

ภาพประกอบ 39 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างสัมประสิทธิ์แรงเฉือนที่ฐานของอาคารและอัตราการเคลื่อนที่ด้านข้างของยอดอาคารของแบบจำลองอาคารโครงข้อแข็งเปล่า จากภาพพบว่าเมื่ออาคารรับแรงกระทำทางด้านข้างพฤติกรรมของอาคารตอบสนองเป็นลักษณะเส้นตรงในช่วงอิลาสติก หลังจากนั้นก็มีลักษณะไร้เชิงเส้นเมื่อเกิดการครากและเข้าสู่ช่วงอินอิลาสติก แต่ยังสามารถต้านทานแรงด้านข้างได้อีกจากกำลังที่รวมผลของ Strain-Hardening ในทำนองที่อาคารเข้าสู่สภาวะวิบัติส่งผลให้โครงสร้างสูญเสียกำลังอย่างรวดเร็วไม่สามารถต้านทานแรงด้านข้างและแบกรับน้ำหนักบรรทุกในแนวตั้งได้อีกต่อไป สำหรับอาคารในแนวแกนตามขวาง (X) สามารถต้านทานแรงด้านข้างสูงสุดได้เท่ากับ 0.056 ที่อัตราการเคลื่อนที่ด้านข้างประมาณร้อยละ 0.90 โดยเกิดการวิบัติในบริเวณเสาชั้นที่ 2 ในขณะที่เดียวกันอาคารในแนวแกนตามยาว (Y) สามารถต้านทานแรงด้านข้างสูงสุดได้เท่ากับ 0.074 ที่อัตราการเคลื่อนที่ด้านข้างเท่ากับร้อยละ 0.87 โดยเกิดความเสียหายในบริเวณเสาชั้นที่ 2 มากที่สุดเช่นเดียวกัน นอกจากนี้แบบจำลองอาคารในแนวแกนตามยาว (Y) สามารถต้านทานแรงด้านข้างสูงสุดได้มากกว่าในแนวแกนตามขวาง (X) ประมาณ 1.3 เท่า เนื่องจากอาคารในแนวแกนตามยาว (Y) นั้นมีสติฟเนสโดยรวมสูงกว่าในแนวแกนตามขวาง (X) ในขณะเดียวกันสติฟเนสที่สูงก็ส่งผลด้านความสามารถในการเสียรูป ดังนั้นอาคารในแนวแกนตามยาว (Y) จะมีความสามารถในการเสียรูปที่ต่ำกว่าในแนวแกนตามขวาง (X)

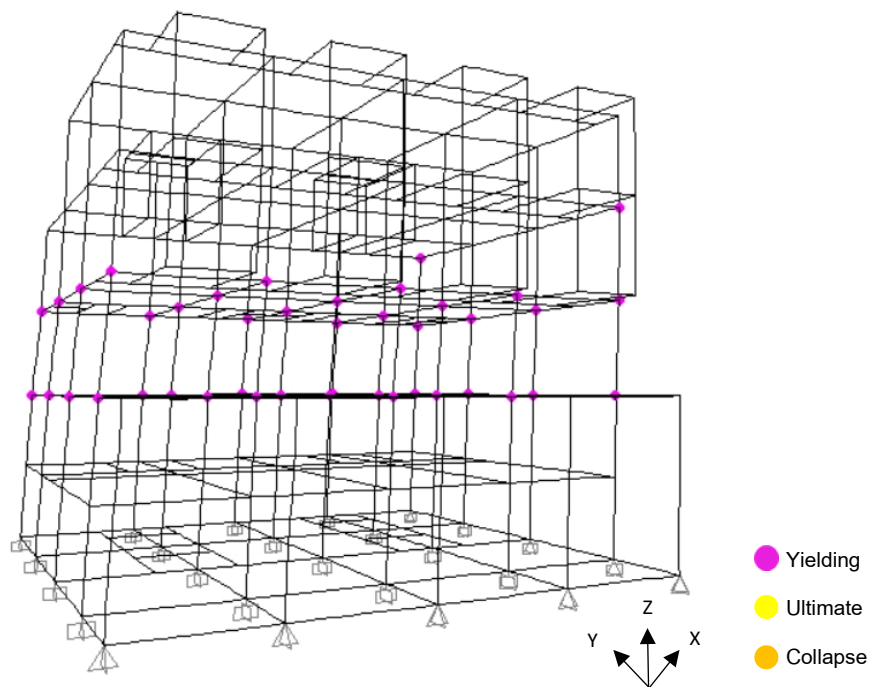


ภาพประกอบ 39 ความสัมพันธ์ระหว่างสัมประสิทธิ์แรงเฉือนที่ฐานและอัตราการเคลื่อนที่ด้านข้างของแบบจำลองอาคารแบบจำลองอาคารโครงข้อแข็งเปล่า

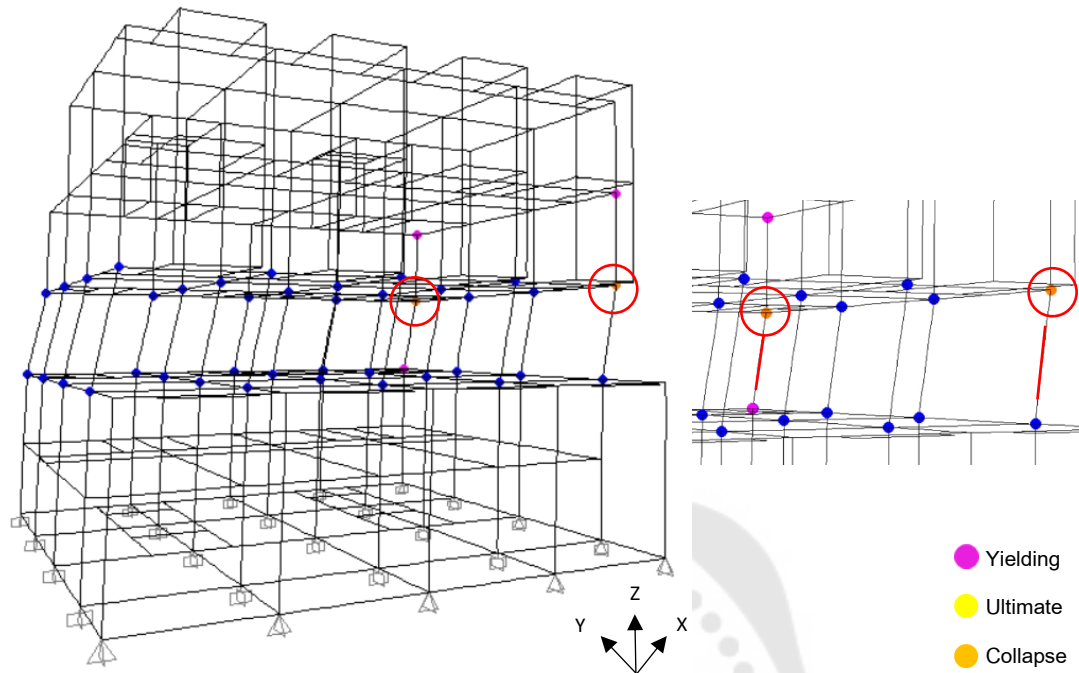
กล่าวคือเมื่ออาคารตัวอย่างได้รับแรงกระทำทางด้านข้างอาคารในแนวแกนตามขวาง (X) จะเกิดการวิบัติก่อนดังนั้นจึงจะขอเสนอระดับความเสียหายเฉพาะแนวแกนตามขวาง (X) ของอาคารเท่านั้น โดยระดับความเสียหายของอาคารจะแสดงในรูปแบบของการเกิดจุดหมุนพลาสติกในชิ้นส่วนของโครงสร้าง ภาพประกอบ 40 แสดงการเสียรูปทางด้านข้างในสภาวะเริ่มต้น (Initial state) ของอาคารที่ไม่มีผนังกออิฐ จากภาพพบว่าอาคารเริ่มเกิดจุดหมุนพลาสติกขึ้นในชิ้นส่วนเสาบริเวณเสาชั้นที่ 2 ซึ่งเป็นเพียงระดับที่ชิ้นส่วนเกิดการครากเมื่อเริ่มรับแรงทางด้านข้าง ลำดับต่อมาในสภาวะคราก (Yielding state) เมื่อเกิดอัตราการเคลื่อนที่ด้านข้างร้อยละ 0.40 ชิ้นส่วนเสาส่วนใหญ่ในบริเวณชั้นที่ 2 ของอาคารเกิดการครากแสดงดังภาพประกอบ 41 และเมื่ออาคารยังรับแรงทางด้านข้างต่อไปจนกระทั่งเข้าสู่สภาวะประลัย (Ultimate state) ที่อัตราการเคลื่อนที่ทางด้านข้างร้อยละ 0.90 ส่งผลให้อาคารไม่สามารถต้านทานแรงทางด้านข้างได้อีกจึงเกิดการวิบัติของชิ้นส่วนเสาในบริเวณชั้นที่ 2 เป็นอันดับแรกแสดงดังภาพประกอบ 42 สาเหตุอาจเกิดจากในชั้นที่ 2 มีการเปลี่ยนแปลงขนาดหน้าตัดของเสาให้เล็กลงจากชั้นล่างส่งผลด้านของสติฟเนส รวมถึงความไม่สม่ำเสมอของมวลโดยในชั้นลอยมีมวลเพียงครึ่งหนึ่งของมวลในชั้นที่ 2 ด้วยเหตุนี้ชิ้นส่วนเสาในบริเวณชั้นดังกล่าวจึงเกิดความเสียหายมากที่สุดและเกิดการวิบัติเป็นอันดับแรกเมื่ออาคารได้รับแรงกระทำทางด้านข้างสูงสุด



ภาพประกอบ 40 ระดับความเสียหายของอาคารโครงข้อแข็งเปล่าในสภาวะเริ่มต้น



ภาพประกอบ 41 ระดับความเสียหายของอาคารโครงข้อแข็งเปล่าในสภาวะคราก



ภาพประกอบ 42 ระดับความเสียหายของอาคารโครงข้อแข็งเปล้าในสภาวะวิบัติ

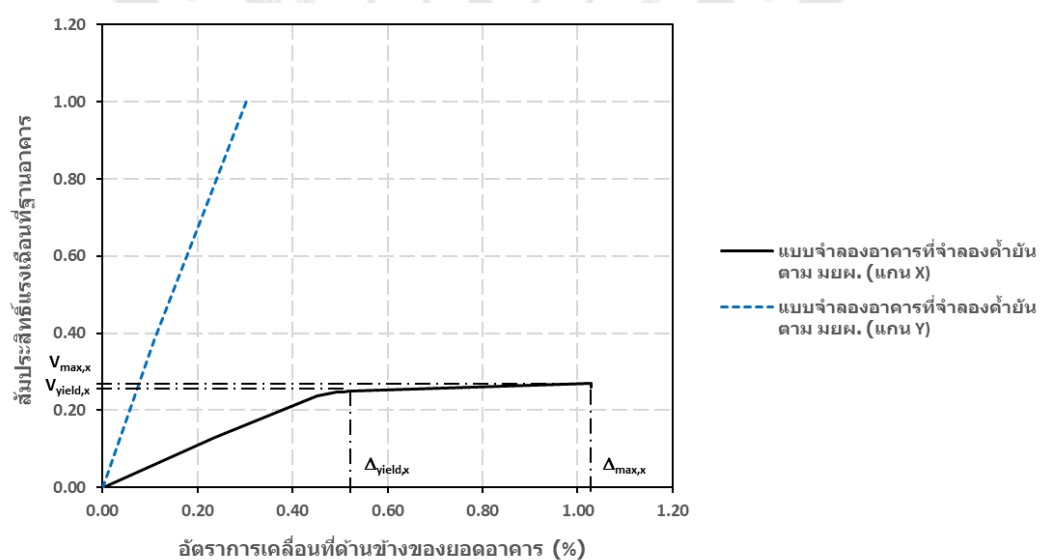
ผลการตอบสนองของแบบจำลองอาคารที่จำลองค้ำยันแนวทแยงตามข้อกำหนด

มยผ. 1301/1302-61

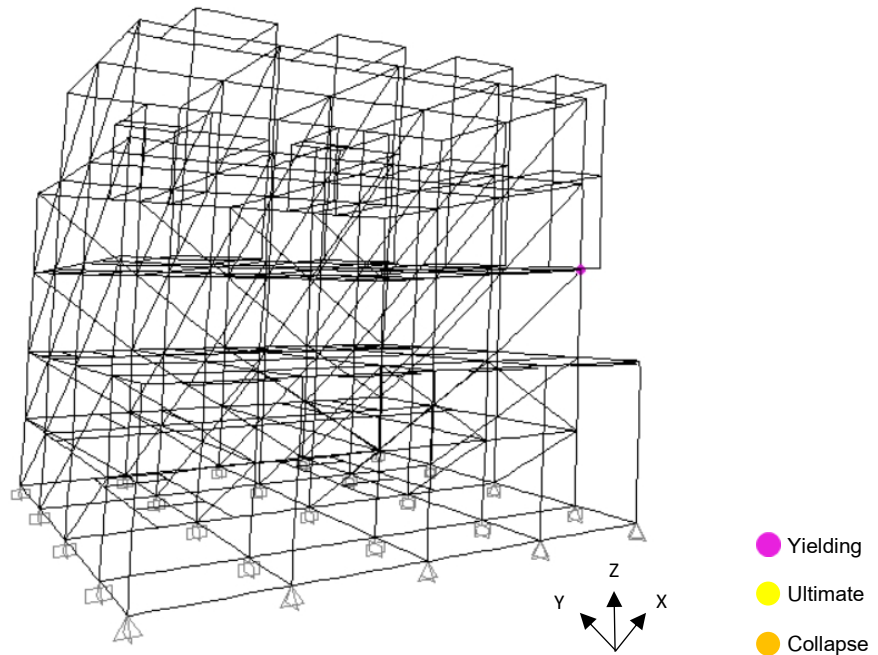
ภาพประกอบ 43 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างสัมประสิทธิ์แรงเฉือนที่ฐานของอาคารและอัตราการเคลื่อนที่ด้านข้างของยอดอาคารของแบบจำลองอาคารที่จำลองค้ำยันแนวทแยงตามข้อกำหนด มยผ. 1301/1302-61 จากภาพพบว่าทั้งสองแนวแกนแสดงผลการตอบสนองที่แตกต่างกัน โดยอาคารในแนวแกนตามขวาง (X) เมื่อเริ่มรับแรงกระทำด้านข้างผลตอบสนองมีลักษณะเป็นเชิงเส้นในช่วงแรกแล้วจึงมีพฤติกรรมลักษณะไร้เชิงเส้นเมื่อเข้าสู่ช่วงอินอีลาสติก หลังจากเกิดการครากของชิ้นส่วน และสุดท้ายอาคารเข้าสู่สภาวะวิบัติไม่สามารถต้านทานแรงด้านข้างต่อไปได้ โดยมีความสามารถต้านทานแรงด้านข้างสูงสุดได้เท่ากับ 0.269 ที่อัตราการเคลื่อนที่ด้านข้างประมาณร้อยละ 1.03 ทั้งนี้ลักษณะการเกิดความเสียหายจะมีความแตกต่างจากอาคารที่ไม่มีผนังก่ออิฐ ภาพประกอบ 44 แสดงการเสียรูปทางด้านข้างในสภาวะเริ่มต้น (Initial state) ของอาคารที่จำลองค้ำยันแนวทแยงตามข้อกำหนด มยผ. 1301/1302-61 พบว่าบริเวณเสาชั้นที่ 2 เกิดการครากต่อมาในสภาวะคราก (Yielding state) ที่อัตราการเคลื่อนที่ด้านข้างร้อยละ 0.49 เกิดการครากในชิ้นส่วนเสาที่ชั้นบน ๆ ของอาคารเป็นส่วนใหญ่ดังภาพประกอบ 45 และเมื่ออาคารเข้าสู่สภาวะประลัย (Ultimate state) ที่อัตราการเคลื่อนที่ด้านข้าง

ร้อยละ 1.03 เนื่องจากค้ำยันเทียบเท่าไม่สามารถเกิดความเสียหายได้ดังนั้นการวิบัติจึงเกิดขึ้นที่ขึ้นส่วนเสาในบริเวณชั้นที่ 4 เป็นอันดับแรกดังภาพประกอบ 46 โดยความเสียหายส่วนใหญ่ที่บริเวณเสาชั้นบนสุดหรือชั้นที่ 4 เนื่องด้วยชั้นดังกล่าวไม่มีส่วนประกอบของผนังที่เป็นส่วนช่วยในการต้านทานแรงด้านข้างในแนวแกนตามขวาง (X) และสำหรับอาคารในแนวแกนตามยาว (Y) มีพฤติกรรมการตอบสนองที่แตกต่างออกไปโดยแนวแกนดังกล่าวมีผนังก่ออิฐเเยะกว่ามากจึงส่งผลให้มีสติเฟ่นสโดยรวมที่สูงทำให้อาคารสามารถต้านทานแรงด้านข้างได้สูงมากเช่นกัน ดังนั้นผลการตอบสนองของอาคารจึงมีลักษณะเป็นเส้นตรงตลอดทั้งช่วงโดยที่เส้นตรงมีแนวโน้มที่จะชันสูงขึ้นเรื่อยๆ

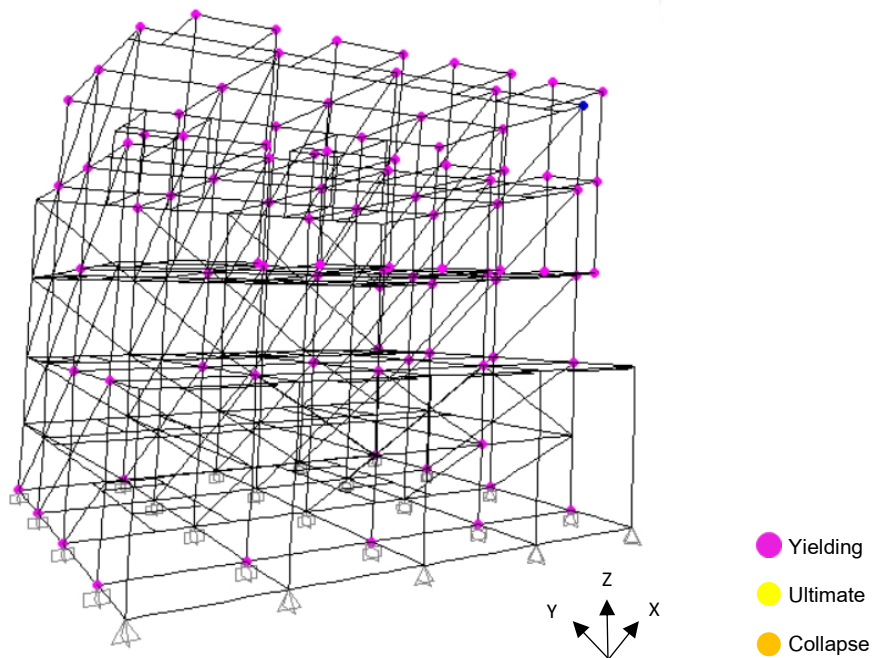
อย่างไรก็ตามแบบจำลองผนังก่ออิฐตาม มยผ. 1301/1302-61 เป็นวิธีทางอิลาสติกส่งผลให้ผนังก่ออิฐไม่สามารถเกิดการวิบัติได้ ซึ่งในความเป็นจริงแล้วผนังก่ออิฐอาจเกิดความเสียหายได้เมื่อมีการถ่ายแรงจากชิ้นส่วนโครงสร้างเข้าสู่ผนัง ทั้งนี้วิธีการจำลองตาม มยผ. 1301/1302-61 ใช้สำหรับการวิเคราะห์ด้วยวิธีสถิตเชิงเส้น แต่การศึกษานี้นำมาจำลองในการวิเคราะห์ด้วยวิธีผลึกทางด้านข้างดังนั้นในแนวแกนตามยาว (Y) ของอาคารที่มีส่วนประกอบของผนังก่ออิฐอยู่จำนวนมากผลการตอบสนองจึงมีลักษณะเป็นเส้นตรงชัน กล่าวคือวิธีนี้ใช้สำหรับการวิเคราะห์ด้วยวิธีสถิตเชิงเส้นยังไม่สามารถนำมาใช้ในการวิเคราะห์ด้วยวิธีสถิตไม่เชิงเส้นได้



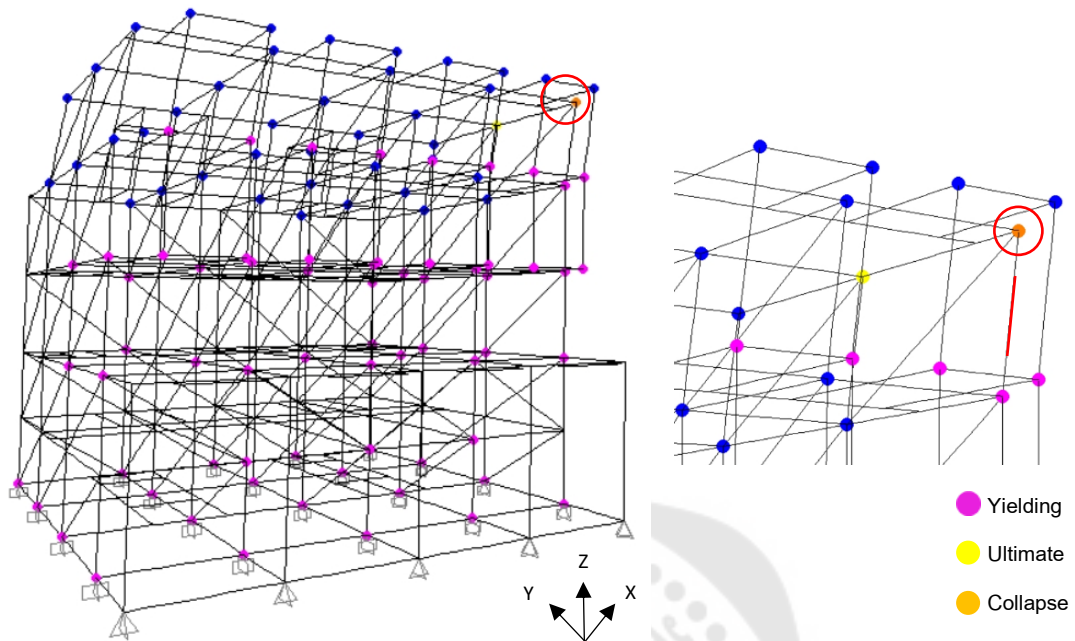
ภาพประกอบ 43 ความสัมพันธ์ระหว่างสัมประสิทธิ์แรงเฉือนที่ฐานของอาคารและอัตราการเคลื่อนที่ด้านข้างของยอดอาคารของแบบจำลองอาคารที่จำลองค้ำยันแนวทแยงตาม มยผ.



ภาพประกอบ 44 ระดับความเสียหายของอาคารที่จำลองค้ำยันแนวทแยงตาม มยผ.
ในสภาวะเริ่มต้น



ภาพประกอบ 45 ระดับความเสียหายของอาคารที่จำลองค้ำยันแนวทแยงตาม มยผ.
ในสภาวะคราก

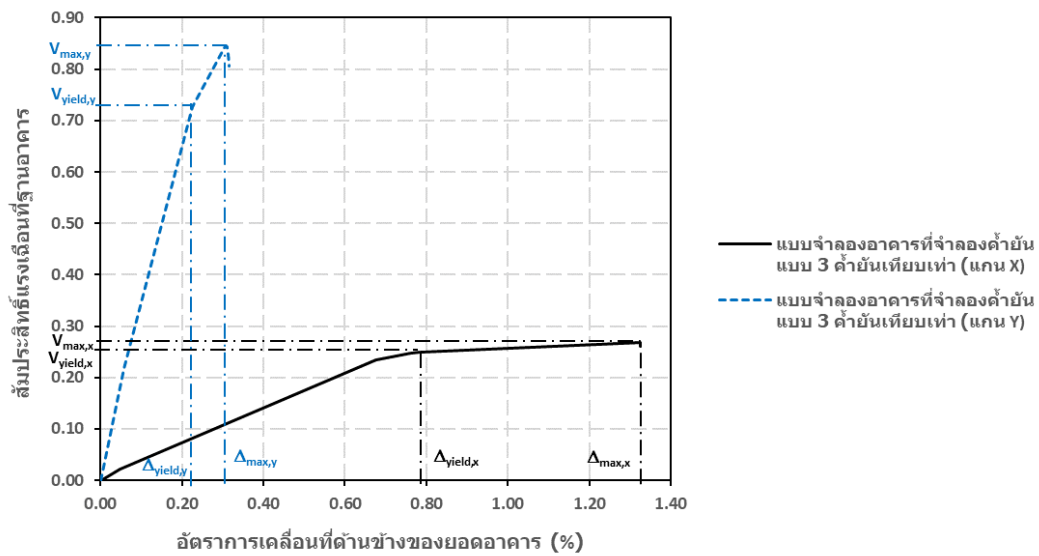


ภาพประกอบ 46 ระดับความเสียหายของอาคารที่จำลองค้ำยันแนวทแยงตาม มยผ.
ในสภาวะวิบัติ

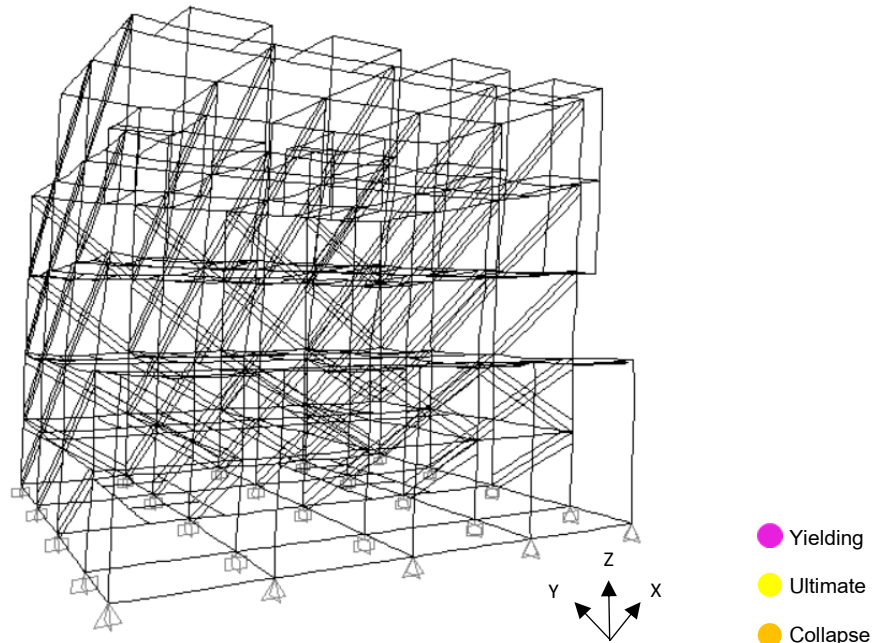
ผลการตอบสนองของแบบจำลองอาคารที่จำลองค้ำยันแนวทแยงแบบ 3 ค้ำยัน แนวทแยงเทียบเท่า

ภาพประกอบ 47 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างสัมประสิทธิ์แรงเฉือนที่ฐานของอาคารและอัตราการเคลื่อนที่ด้านข้างของยอดอาคารของแบบจำลองอาคารที่จำลองค้ำยันแนวทแยงแบบ 3 ค้ำยันเทียบเท่า จากภาพพบว่าอาคารในแนวแกนตามขวาง (X) มีพฤติกรรมการตอบสนองค่อนข้างคล้ายกับแบบจำลองที่มีผนังก่ออิฐตามข้อกำหนด มยผ. 1301/1302-61 โดยมีกำลังต้านทานแรงด้านข้างสูงสุดประมาณ 0.269 ที่อัตราการเคลื่อนที่ด้านข้างร้อยละ 1.33 ซึ่งลักษณะการเกิดความเสียหายจะมีความแตกต่างจากแบบจำลองอาคารก่อนหน้านี้เนื่องจากผนังก่ออิฐสามารถเกิดการแตกร้าวและวิบัติได้ เมื่ออาคารเริ่มรับแรงกระทำด้านข้างเกิดการเสียรูปทางด้านข้างเล็กน้อยและยังไม่ขึ้นส่วนที่ได้รับความเสียหายดังภาพประกอบ 48 ต่อมาในสภาวะครากของอาคาร (Yielding state) ที่อัตราการเคลื่อนที่ด้านข้างร้อยละ 0.76 เกิดการครากในชั้นส่วนเสาหลายบริเวณ รวมไปถึงเริ่มเกิดการแตกร้าวของผนังก่ออิฐที่บริเวณชั้นที่ 1 ถึง 2 ดังภาพประกอบ 49 หลังจากนั้นอาคารเข้าสู่สภาวะประลัย (Ultimate state) ที่อัตราการเคลื่อนที่ทางด้านข้างประมาณร้อยละ 1.33 อาคารสูญเสียกำลังต้านทานและเกิดการวิบัติของชั้นส่วนเสาในบริเวณชั้นที่ 4 เป็นอันดับแรกคล้ายกับแบบจำลองก่อนหน้านี้ดังภาพประกอบ 50 โดยความ

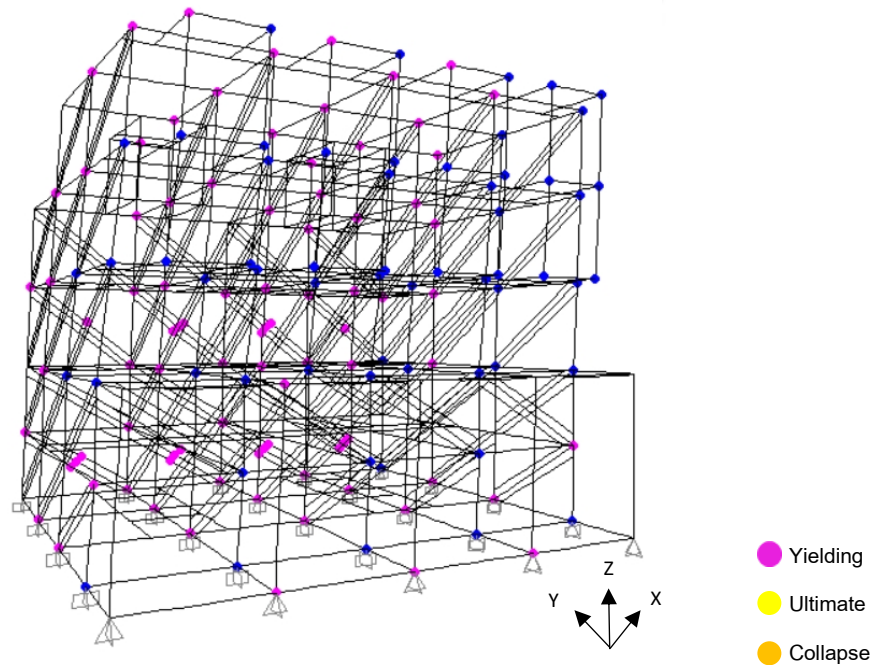
เสียหายเกิดที่บริเวณเสาทุกชั้นโดยเฉพาะชั้นด้านบน อีกทั้งผนังก่ออิฐเกิดการแตกร้าวเพียงเล็กน้อยที่บริเวณชั้นที่ 1 ถึง 2 และสำหรับอาคารในแนวแกนตามยาว (Y) มีพฤติกรรมการตอบสนองแตกต่างจากแบบจำลองก่อนหน้านี้โดยผลการตอบสนองมีลักษณะไร้เชิงเส้นเมื่ออาคารเข้าสู่ช่วงอินอีลาสติก ซึ่งอาคารสามารถต้านทานแรงด้านข้างได้สูงสุดถึง 0.845 เนื่องจากแนวแกนตามยาว (Y) มีผนังก่ออิฐเยอะกว่ามากจึงส่งผลให้มีสติฟเนสโดยรวมที่สูงทำให้อาคารสามารถต้านทานแรงด้านข้างได้สูงมาก แต่ในทางกลับกันอาคารก็มีความสามารถในการเสียรูปที่ต่ำซึ่งมีอัตราการเคลื่อนที่ด้านข้างเพียงร้อยละ 0.31 โดยความเสียหายเกิดขึ้นที่ผนังก่ออิฐบริเวณชั้นที่ 1 ของอาคารเป็นอันดับแรก



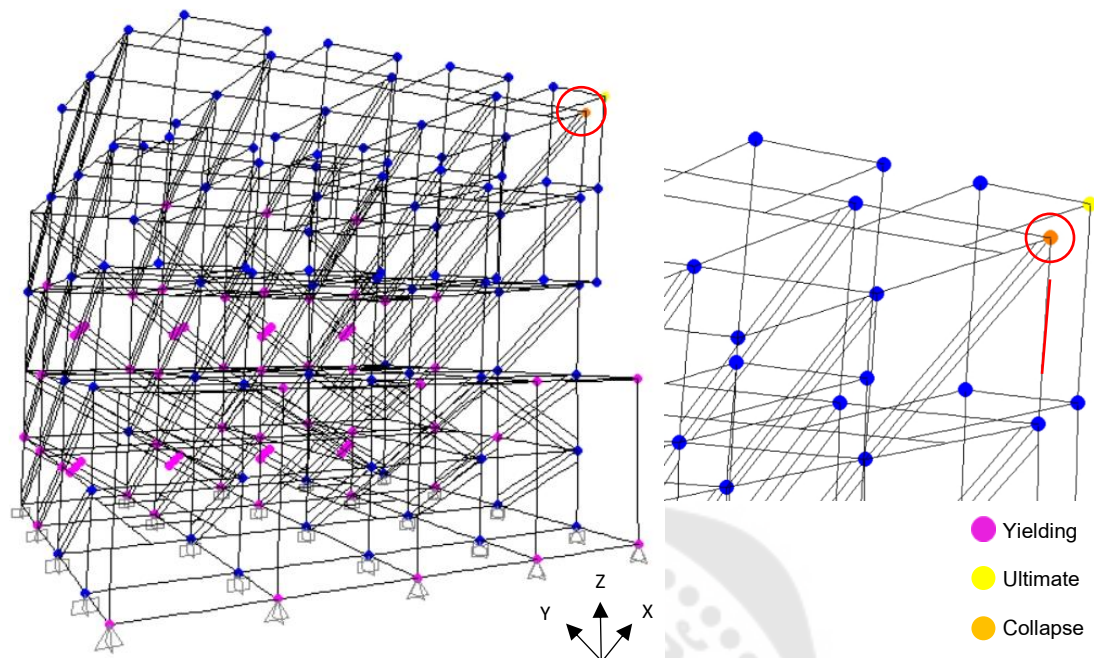
ภาพประกอบ 47 ความสัมพันธ์ระหว่างสัมประสิทธิ์แรงเฉือนที่ฐานและอัตราการเคลื่อนที่ด้านข้างของแบบจำลองอาคารที่จำลองค้ำยันแนวทแยงแบบ 3 ค้ำยันเทียบเท่า



ภาพประกอบ 48 ระดับความเสียหายของอาคารที่จำลองค้ำยันแนวทแยงแบบ 3 ค้ำยันเทียบเท่า
ในสภาวะเริ่มต้น



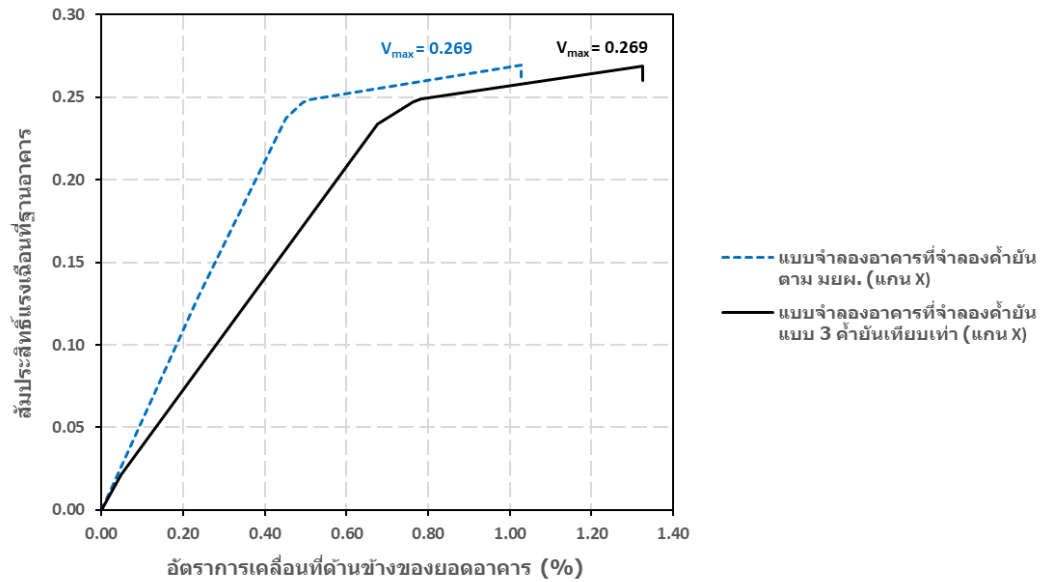
ภาพประกอบ 49 ระดับความเสียหายของอาคารที่จำลองค้ำยันแนวทแยงแบบ 3 ค้ำยันเทียบเท่า
ในสภาวะคราก



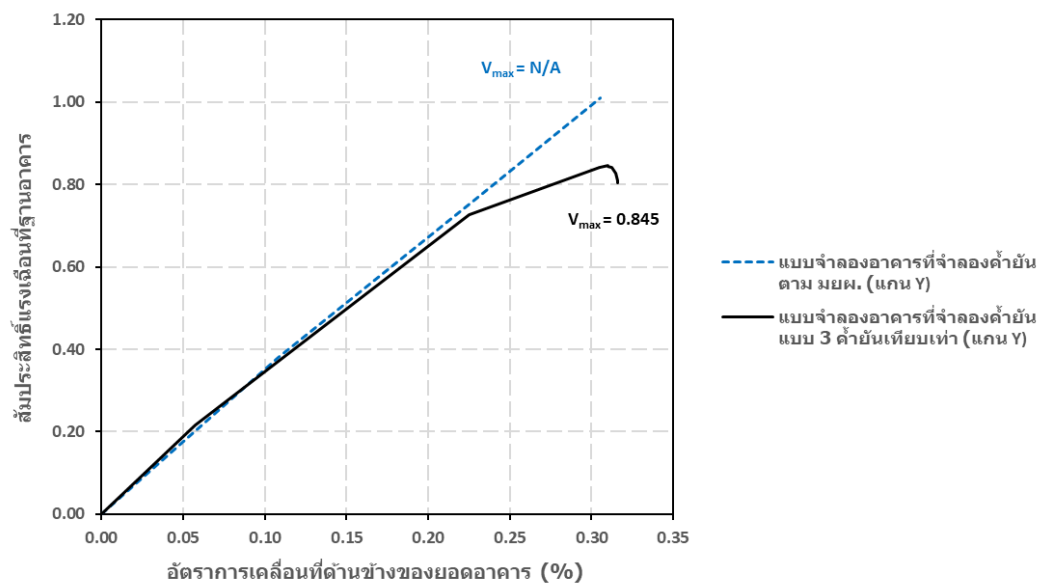
ภาพประกอบ 50 ระดับความเสียหายของอาคารที่จำลองค้ำยันแนวทแยงแบบ 3 ค้ำยันเทียบเท่า ในสถานะประลัย

อย่างไรก็ตามหากเปรียบเทียบแบบจำลองผนังก่ออิฐของทั้ง 2 รูปแบบ จะพบว่าวิธีการจำลองทางอิลาสติกจะส่งผลให้แบบจำลองอาคารมีสติฟเนสด้านข้างโดยรวมที่สูงมากโดยที่ผนังก่ออิฐไม่สามารถเกิดการแตกร้าวหรือวิบัติได้ ภาพประกอบ 51 เปรียบเทียบผลการตอบสนองระหว่างของแบบจำลองอาคารที่จำลองค้ำยันแนวทแยงตามข้อกำหนด มยผ. 1301/1302-61 และแบบ 3 ค้ำยันเทียบเท่า ในแนวแกนตามขวาง (X) ของอาคาร จากภาพเห็นว่าพฤติกรรมการตอบสนองของอาคารในช่วงอิลาสติกของอาคารที่จำลองค้ำยันแนวทแยงตาม มยผ. 1301/1302-61 เส้นตรงจะมีความชันค่อนข้างสูงกว่าเส้นตรงของอาคารที่จำลองค้ำยันแนวทแยงแบบ 3 ค้ำยันเทียบเท่า และความสามารถในการเสียรูปทางด้านข้างของอาคารที่ต่ำกว่า สำหรับพฤติกรรมการตอบสนองของอาคารในแนวแกนตามยาว (Y) แสดงถึงความแตกต่างได้อย่างชัดเจนระหว่างสองแบบจำลองดังกล่าว โดยที่อาคารที่จำลองค้ำยันแนวทแยงตาม มยผ. 1301/1302-61 มีลักษณะเป็นเชิงเส้นตลอดทั้งช่วงและมีแนวโน้มที่จะสูงขึ้นขึ้นไปเรื่อย ๆ ในขณะที่อาคารที่จำลองค้ำยันแนวทแยงแบบ 3 ค้ำยันเทียบเท่าเป็นการจำลองด้วยวิธีไม่เชิงเส้นทำให้พฤติกรรมการตอบสนองมีลักษณะไม่เชิงเส้นและเมื่อรับแรงทางด้านข้างในระดับหนึ่งผนังก่ออิฐจะเกิดการแตกร้าวส่งผลให้อาคารสูญเสียกำลังต้านทานดังภาพประกอบ 52 ทั้งนี้วิธีการจำลองตาม มยผ. 1301/1302-61 ใช้สำหรับการวิเคราะห์ด้วยวิธีสถิตเชิงเส้น แต่การศึกษานี้นำมาจำลองในการ

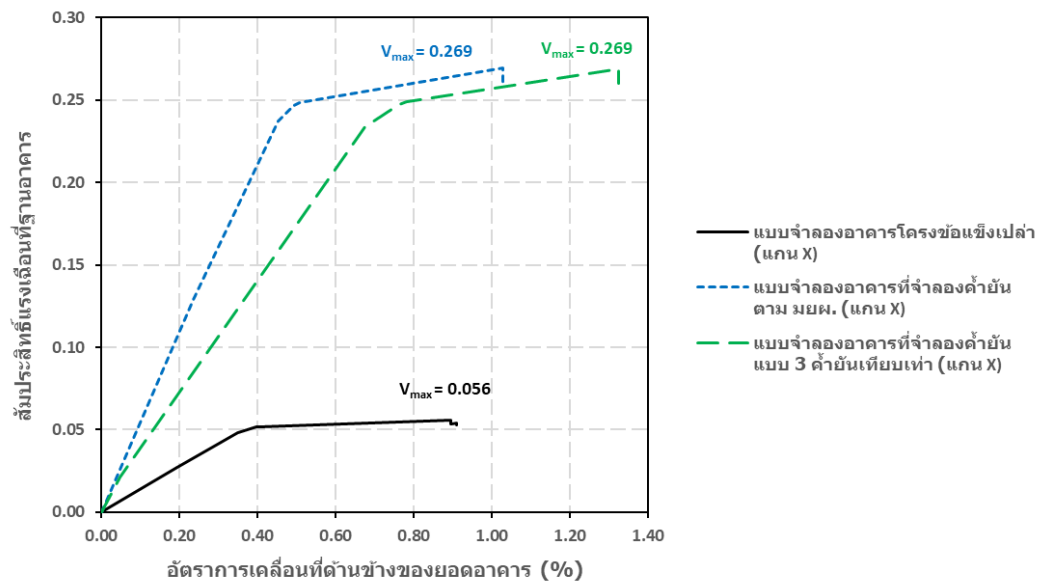
วิเคราะห์ด้วยวิธีผลึกทางด้านข้างตั้งนั้นในแนวแกนตามยาว (Y) ของอาคารที่มีส่วนประกอบของผนังก่ออิฐอยู่จำนวนมากผลการตอบสนองจึงมีลักษณะเป็นเส้นตรงชัน กล่าวคือวิธีนี้ไม่สามารถนำมาใช้ในการวิเคราะห์ห้ด้วยวิธีสถิตไม่เชิงเส้นได้



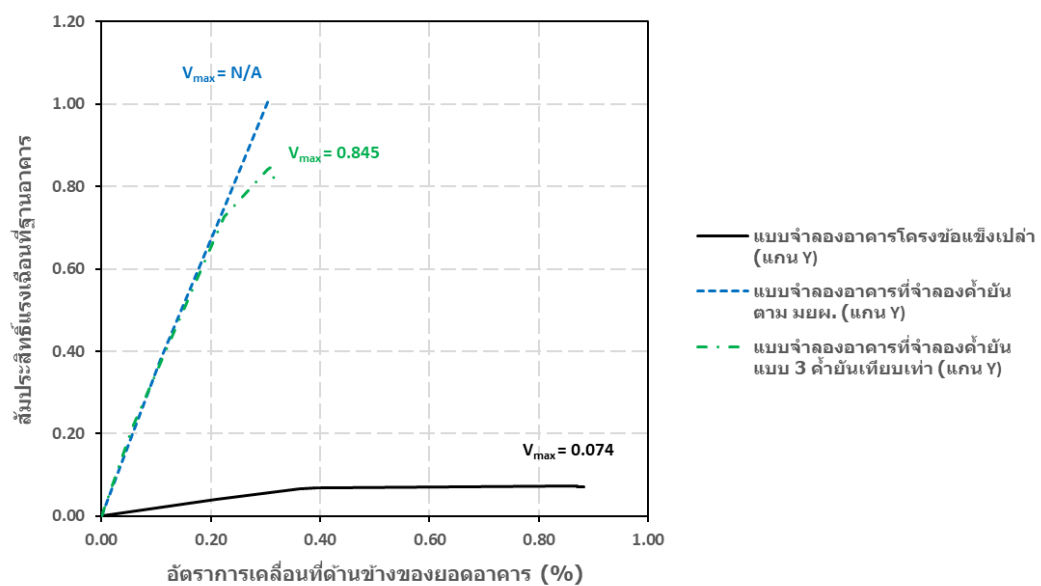
ภาพประกอบ 51 เส้นโค้งกำลังระหว่างแบบจำลองอาคารที่จำลองค้ำยันแนวทแยงตามข้อกำหนด มยผ. 1301/1302-61 และแบบ 3 ค้ำยันเทียบเท่าในแนวแกนตามขวาง (X)



ภาพประกอบ 52 เส้นโค้งกำลังระหว่างแบบจำลองอาคารที่จำลองค้ำยันแนวทแยงตามข้อกำหนด มยผ. 1301/1302-61 และแบบ 3 ค้ำยันเทียบเท่าในแนวแกนตามยาว (Y)



ภาพประกอบ 53 เส้นโค้งกำลังระหว่างแบบจำลองอาคารทั้งสามรูปแบบ
 ในแนวแกนตามขวาง (X)

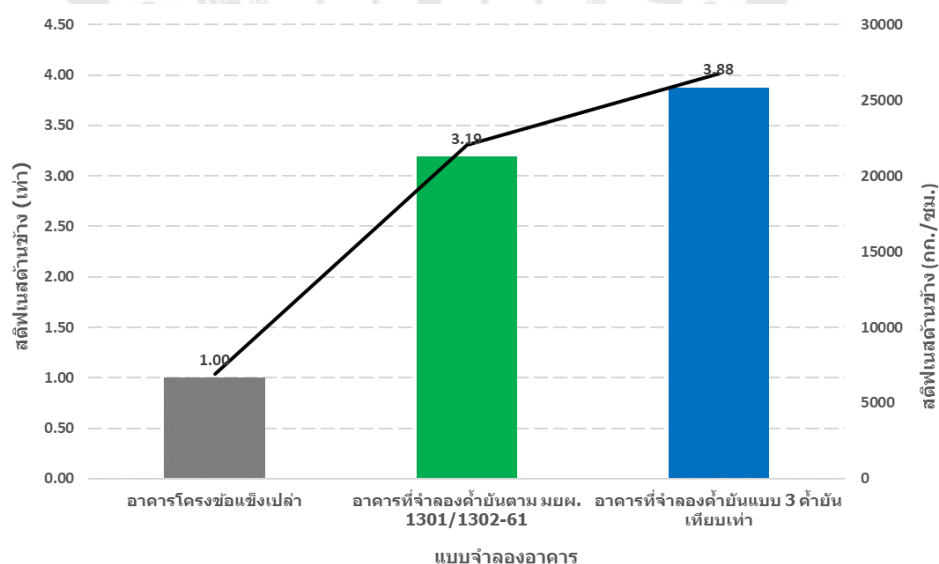


ภาพประกอบ 54 เส้นโค้งกำลังระหว่างแบบจำลองอาคารทั้งสามรูปแบบ
 ในแนวแกนตามยาว (Y)

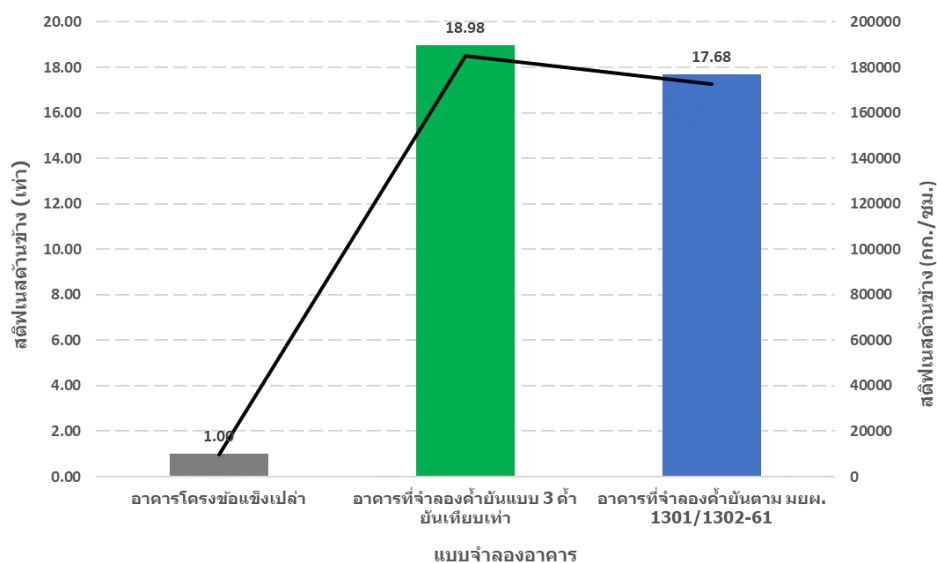
ภาพประกอบ 53 แสดงการเปรียบเทียบความสามารถในการต้านทานแรงด้านข้างของแบบจำลองอาคารตัวอย่างทั้งสามรูปแบบในแนวแกนตามขวาง จากภาพพบว่าแบบจำลองที่

จำลองค้ำยันแนวทแยงจะมีกำลังต้านทานสูงสุดเพิ่มขึ้นสูงถึง 4.8 เท่า และความสามารถในการเสถียรภาพเพิ่มขึ้นอาจเกิดจากผนังก่ออิฐมีส่วนช่วยในการสลายพลังงานโดยเพิ่มขึ้นประมาณ 1.2 เท่า สำหรับการจำลองค้ำยันแนวทแยงตาม มยผ. 1301/1302-61 และเพิ่มขึ้นประมาณ 1.5 เท่าสำหรับการจำลองค้ำยันแนวทแยงแบบ 3 ค้ำยันเทียบเท่า ในขณะที่เดียวกันแบบจำลองในแนวแกนตามยาว (Y) ของอาคารที่การจำลองค้ำยันแนวทแยงมีสติเฟเนสที่สูงมากทำให้มีความสามารถในการเสถียรภาพต่ำแต่มีกำลังต้านทานสูงกว่ามากเมื่อเทียบกับอาคารโครงข้อแข็งเปล่า ดังภาพประกอบ 54

ภาพประกอบ 55 แสดงเปรียบเทียบสติเฟเนสด้านข้างระหว่างแบบจำลองอาคารตัวอย่างในแนวแกนตามขวาง (X) ทั้งสามรูปแบบ จากภาพพบว่าผนังก่ออิฐส่งผลให้สติเฟเนสด้านข้างของอาคารเพิ่มสูงขึ้น โดยเพิ่มขึ้นประมาณ 3.2 เท่าสำหรับการจำลองค้ำยันแบบ 3 ค้ำยันเทียบเท่า และเพิ่มขึ้นประมาณ 3.9 เท่าสำหรับการจำลองค้ำยันตาม มยผ. 1301/1302-61 ในแนวแกนตามขวาง (X) สำหรับอาคารในแนวแกนตามยาว (Y) ที่มีผนังก่ออิฐประกอบอยู่จำนวนมากพบว่าสติเฟเนสด้านข้างของอาคารเพิ่มขึ้นประมาณ 19 เท่า และ 18 เท่า สำหรับการจำลองค้ำยันแบบ 3 ค้ำยันเทียบเท่า และสำหรับการจำลองค้ำยันตาม มยผ. 1301/1302-61 ตามลำดับ ดังภาพประกอบ 56



ภาพประกอบ 55 เปรียบเทียบสติเฟเนสด้านข้างระหว่างแบบจำลองอาคารตัวอย่างในแนวแกนตามขวาง (X) ทั้งสามรูปแบบ



ภาพประกอบ 56 เปรียบเทียบสติฟเนสด้านข้างระหว่างแบบจำลองอาคารตัวอย่าง
ในแนวแกนตามขวาง (Y) ทั้งสามรูปแบบ

จากการศึกษาพฤติกรรมการตอบสนองของอาคารตัวอย่างภายใต้การวิเคราะห์ที่โดยวิธี ผลักทางด้านข้างพบว่า อาคารในแนวแกนตามยาว (Y) สามารถต้านทานแรงด้านข้างได้มากกว่า อาคารในแนวแกนตามขวาง (X) กล่าวคือเมื่ออาคารรับแรงแนวแกนตามขวาง (X) จะเกิดการ วิบัติได้ก่อน หากพิจารณาแบบจำลองอาคารแนวแกนตามขวาง (X) จะพบว่าในกรณีอาคารโครง ข้อแข็งเปล่า (Bare frame) จะมีกำลังต้านทานแรงด้านข้างสูงสุดอยู่ที่ 0.056 หรือประมาณร้อยละ 5.6 ของน้ำหนักบรรทุกทุกประสิทธิผลของอาคาร ที่อัตราการเคลื่อนที่ด้านข้างเท่ากับ ร้อยละ 0.90 สำหรับกรณีอาคารที่จำลองค้ำยันแนวทแยงตามข้อกำหนด มยพ.1301/1302-61 จะมีกำลังต้านทานแรงด้านข้างสูงสุดเท่ากับ 0.269 หรือร้อยละ 26.9 ของน้ำหนักบรรทุก ประสิทธิผลของอาคาร ที่อัตราการเคลื่อนที่ด้านข้างเท่ากับร้อยละ 1.03 และกรณีอาคารที่จำลอง ค้ำยันแนวทแยงแบบ 3 ค้ำยันเทียบเท่า มีกำลังต้านทานแรงด้านข้างสูงสุดอยู่ที่ 0.269 หรือร้อยละ 26.9 ของน้ำหนักบรรทุกทุกประสิทธิผลของอาคาร ที่อัตราการเคลื่อนที่ด้านข้างเท่ากับร้อยละ 1.33

ดังนั้นผนังก่ออิฐสูงผลกระทบต่อพฤติกรรมตอบสนองของโครงสร้างภายใต้แรง กระทำทางด้านข้างทั้งในด้านสติฟเนสทางด้านข้าง กำลังต้านทานแรงด้านข้าง ความสามารถในการ เสียรูป รวมไปถึงลักษณะการวิบัติของอาคาร โดยสติฟเนสทางด้านข้าง กำลังต้านทานแรง ด้านข้าง และความสามารถในการเสียรูปเพิ่มขึ้น 3.2 เท่า 4.8 เท่า และ 1.5 เท่า ตามลำดับ เมื่อ เทียบกับอาคารโครงข้อแข็งเปล่า (Bare frame)

บทที่ 5

สรุปผลการวิจัย

สรุปผลการวิจัย

จากผลการศึกษาค้นคว้าครั้งนี้สามารถสรุปได้ดังนี้

1. จากการศึกษาและพัฒนาแบบจำลองผนังก่ออิฐที่เหมาะสมสำหรับผนังก่ออิฐในประเทศไทย พบว่า แบบจำลอง 3 ค้ำยันเทียบเท่าเมื่อปรับแก้ค่าพารามิเตอร์สัมประสิทธิ์ความเสียดทานระหว่างผนังกับชั้นส่วนโครงข้อแข็ง และหน่วยแรงอัดที่กระทำตั้งฉากกับชั้นส่วนโครงข้อแข็งเหมาะสมสำหรับผนังที่มีความสูงและความยาวไม่ต่างกัน โดยสามารถจำลองพฤติกรรมของผนังที่ก่อด้วยอิฐมอญได้ใกล้เคียงผลการทดสอบโดยมีค่า R^2 ที่ 0.773 ในขณะที่เดียวกันผนังที่ก่อด้วยอิฐบล็อกเมื่อลดกำลังต้านทานสูงสุดในแนวแกนของค้ำยันเทียบเท่าลงเหลือร้อยละ 60 จะให้ผลลัพธ์ที่ดีที่สุด และสำหรับผนังที่มีลักษณะคล้ายรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้าหรือมีจำนวนเสาเอ็นมากกว่า คานทับหลัง ไม่สามารถใช้แบบจำลอง 3 ค้ำยันเทียบเท่าได้ การศึกษาค้นคว้าครั้งนี้จึงเสนอแบบจำลองที่มีค้ำยันเทียบเท่าและองค์ประกอบของเสาเอ็น สามารถจำลองพฤติกรรมโดยรวมของผนังที่มีลักษณะดังกล่าวได้ค่อนข้างใกล้เคียงโดยมีค่า R^2 ที่ 0.625 และสำหรับแบบจำลองตามข้อกำหนด มยผ. 1301/1302-61 ไม่สามารถทำนายความเสียหายที่เกิดขึ้นในผนังก่ออิฐได้และโครงสร้างจะมีสถิติเฟสที่สูงมากเนื่องจากการจำลองเป็นวิธีทางอิลาสติก

2. จากการศึกษาปัจจัยที่ส่งผลกระทบต่อพฤติกรรมการตอบสนองของอาคารภายใต้แรงกระทำทางด้านข้างพบว่า การพิจารณาจุดรองรับของฐานรากแบบยึดแน่นทั้งหมด (Fixed support) แทบจะไม่ส่งผลกระทบต่อพฤติกรรมการตอบสนองของอาคารทั้งในด้านกำลังต้านทานสูงสุด การเคลื่อนที่ด้านข้าง และคาบการสั่น เมื่อเทียบกับแบบจำลองควบคุมเนื่องด้วยฐานรากส่วนใหญ่ของอาคารตัวอย่างมีลักษณะเป็นแบบยึดแน่น ในขณะที่การพิจารณาจุดรองรับของฐานรากแบบจุดหมุนทั้งหมด (Pinned support) ส่งผลให้การเคลื่อนที่ด้านข้างและคาบการสั่นของอาคารเพิ่มสูงขึ้นคิดเป็นร้อยละ 3.9 และร้อยละ 5.6 ตามลำดับ เนื่องจากอาคารมีความอ่อนเป็นเหตุให้มีความสามารถในการเสียรูปเพิ่มขึ้น ดังนั้นอาคารตัวอย่างสามารถพิจารณาจุดรองรับของฐานรากเป็นแบบยึดแน่นทั้งหมดหรือตามแบบก่อสร้างจริงได้ สำหรับการไม่คำนึงถึงเสาตอม่อในชั้นดินส่งผลในด้านกำลังต้านทาน การเคลื่อนที่ด้านข้าง และคาบการสั่นลดลงร้อยละ 2.5 ร้อยละ 2.7 และร้อยละ 3.9 ตามลำดับ เนื่องด้วยอาคารมีสถิติเฟสที่สูงขึ้น ทั้งนี้การพิจารณาเสาตอม่อในชั้นดินขึ้นอยู่กับลักษณะทางกายภาพของคานดินและเสาตอม่อของอาคาร สำหรับการพิจารณาการกระจายน้ำหนักของแผ่นพื้นสำเร็จรูปส่งผลให้ลักษณะการวิบัติของอาคารที่มีการ

กระจายน้ำหนักแบบพื้นทางเดียวและสองทางมีความแตกต่างกัน และสำหรับการกระจายแรงด้านข้างแบบสมมาตรทำให้อาคารมีกำลังต้านทานและการเคลื่อนที่ด้านข้างสูงกว่าการกระจายแรงตามข้อกำหนด มยผ. 1301/1302-61 ในรูปแบบการสั่นไหวในโหมดแรกอย่างมาก โดยเพิ่มขึ้นร้อยละ 58 และร้อยละ 8.9 สำหรับกำลังต้านทานสูงสุดและการเคลื่อนที่ด้านข้าง ตามลำดับ

3. จากการศึกษาพฤติกรรมการตอบสนองของอาคารตัวอย่างภายใต้การวิเคราะห์โดยวิธีผลทางด้านข้างพบว่า อาคารในแนวแกนตามยาว (Y) สามารถต้านทานแรงด้านข้างได้มากกว่าอาคารในแนวแกนตามขวาง (X) กล่าวคือเมื่ออาคารรับแรงแนวแกนตามขวาง (X) จะเกิดการวิบัติได้ก่อน หากพิจารณาแบบจำลองอาคารแนวแกนตามขวาง (X) จะพบว่าในกรณีอาคารโครงข้อแข็งเปล่า (Bare frame) จะมีกำลังต้านทานแรงด้านข้างสูงสุดอยู่ที่ 0.056 หรือประมาณร้อยละ 5.6 ของน้ำหนักบรรทุกทุกประสิทธิผลของอาคาร ที่อัตราการเคลื่อนที่ด้านข้างเท่ากับร้อยละ 0.90 สำหรับกรณีอาคารที่จำลองค้ำยันแนวทแยงตามข้อกำหนด มยผ.1301/1302-61 จะมีกำลังต้านทานแรงด้านข้างสูงสุดเท่ากับ 0.269 หรือร้อยละ 26.9 ของน้ำหนักบรรทุกทุกประสิทธิผลของอาคาร ที่อัตราการเคลื่อนที่ด้านข้างเท่ากับร้อยละ 1.03 และกรณีอาคารที่จำลองค้ำยันแนวทแยงแบบ 3 ค้ำยันเทียบเท่า มีกำลังต้านทานแรงด้านข้างสูงสุดอยู่ที่ 0.269 หรือร้อยละ 26.9 ของน้ำหนักบรรทุกทุกประสิทธิผลของอาคาร ที่อัตราการเคลื่อนที่ด้านข้างเท่ากับร้อยละ 1.33 ดังนั้นผนังก่ออิฐส่งผลกระทบต่อพฤติกรรมการตอบสนองของโครงสร้างภายใต้แรงกระทำทางด้านข้างทั้งในด้านสติฟเนสทางด้านข้าง กำลังต้านทานแรงด้านข้าง ความสามารถในการเสียรูป รวมไปถึงลักษณะการวิบัติของอาคาร โดยสติฟเนสทางด้านข้าง กำลังต้านทานแรงด้านข้าง และความสามารถในการเสียรูปเพิ่มขึ้น 3.2 เท่า 4.8 เท่า และ 1.5 เท่า ตามลำดับ เมื่อเทียบกับอาคารโครงข้อแข็งเปล่า (Bare frame)

ข้อเสนอแนะ

สำหรับการวิจัยในครั้งต่อไปควรคำนึงถึงประเด็นดังต่อไปนี้

1. การศึกษาและพัฒนาแบบจำลองผนังก่ออิฐอาจต้องคำนึงถึงการมีอยู่ของช่องเปิดในผนังก่ออิฐ การพิจารณาการวิบัติด้วยแรงเฉือนของชิ้นส่วนโครงข้อแข็ง (สปริงรับแรงเฉือน) การพิจารณากำลังของผนังก่ออิฐในส่วนที่ติดกับเสาหรือคานที่ทำมุมในทิศทางขนานและตั้งฉาก และการพิจารณากำลังผนังก่ออิฐที่รวมผลของกำลังจากมอร์ต้าหรือปูนก่อเนื่องจากการศึกษานี้ใช้เพียงผลการทดสอบปริซึมอิฐก่อเท่านั้น โดยผลกระทบของช่องเปิดมีการศึกษาได้นำเสนอสมการสำหรับการประเมินกำลังต้านทานโดย จรัญ ศรีชัย และ สุทัศน์ ลีลาทวีวัฒน์ (2563b) สามารถนำมาประยุกต์ใช้กับแบบจำลองผนังก่ออิฐได้

2. จากการจำลองผนังก่ออิฐด้วยค้ำยันแนวทแยงเทียบเท่าตามข้อกำหนดของ มยผ. 1301/1302-61 เป็นส่วนประกอบของอาคารพบว่า ผนังมีความแข็งแรงมากส่งผลให้การวิบัติเกิดขึ้นที่บริเวณอื่น จึงแนะนำว่าแบบจำลองค้ำยันแนวทแยงของ มยผ. 1301/1302-61 ซึ่งใช้สำหรับวิธีสถิติเชิงเส้นยังไม่สามารถนำมาใช้ในการวิเคราะห์ด้วยวิธีสถิติไม่เชิงเส้นได้

3. การศึกษานี้วิเคราะห์อาคารตัวอย่างด้วยวิธีสถิติไม่เชิงเส้นเท่านั้นสามารถใช้การวิเคราะห์ด้วยวิธีทางพลศาสตร์ควบคู่เพื่อเปรียบเทียบผลการวิเคราะห์ของทั้งสองวิธี

4. สามารถนำผลการศึกษาในครั้งนี้ใช้เป็นข้อมูลสำหรับการออกแบบชิ้นส่วนโครงสร้างของอาคาร อาจจะสามารถลดปริมาณวัสดุในการก่อสร้างเนื่องจากผนังก่ออิฐมีส่วนช่วยให้สตีฟเนสและกำลังต้านทานของอาคารเพิ่มสูงขึ้น



บรรณานุกรม

- Adukadukam, A., & Sengupta, A. K. (2013). Equivalent Strut Method for the Modelling of Masonry Infill Walls in the Nonlinear Static Analysis of Buildings. *Journal of The Institution of Engineers (India): Series A*, 94(2), p. 99-108.
- Asteris, P. G., & Cotsovos, D. M. (2012). Numerical Investigation of the Effect of Infill Walls on the Structural Response of RC Frames. *The Open Construction and Building Technology Journal*, 6(Suppl 1-M11), p. 164-181.
- Bhosale, A., Zade, N. P., Davis, R., & Sarkar, P. (2019). Experimental Investigation of Autoclaved Aerated Concrete Masonry. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 31(7).
- British Standards Institution. (2004). BS EN 12812:2004 Falsework. Performance requirements and general design. In. London W4 4AL, United Kingdom: BSI.
- Chopra, A. K., & Goel, R. K. (2002). A modal pushover analysis procedure for estimating seismic demands for buildings. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 31(3), p. 561-582.
- Crisafulli, F. J., & Carr, A. J. (2007). Proposed Marco-Model for the Analysis of Infilled Frame Structures. *BULLETIN OF THE NEW ZEALAND SOCIETY FOR EARTHQUAKE ENGINEERING*, 40(2), p. 69-77.
- El-Dakhkhni, W. W., Elgaaly, M., & Hamid, A. A. (2003). Three-Strut Model for Concrete Masonry-Infilled Steel Frames. *Journal of Structural Engineering*, 129(2), p. 177-185.
- FEMA-356. (2000). *Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings*. Washington, D.C.:
- Holmes, M. (1961). Steel Frames with Brickwork and Concrete Infilling. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, 19(4), p. 473-478.

- Karayannis, C. G., Kakaletsis, D. J., & Favvata, M. J. (2005). Behavior of bare and masonry infilled R/C frames under cyclic loading: experiments and analysis. *Earthquake Resistant Engineering Structures V*, 81, p. 429-438.
- Liau, T. C., & Kwan, K. H. (1985). Unified Plastic Analysis for Infilled Frames. *Journal of Structural Engineering*, 111(7), p. 1427-1448.
- Lukkunaprasit, P., & Srechai, J. (2012). *A Low Cost Retrofit Scheme for Masonry-Infilled Non-Ductile Reinforced Concrete Frames*. In 15th World Conference on Earthquake Engineering, Lisbon, Portugal.
- Mehrabi, A. B., & Shing, P. B. (1997). Finite Element Modeling of Masonry-Infilled RC Frames. *Journal of Structural Engineering*, 123(5), p. 604-613.
- Mehrabi, A. B., Shing, P. B., Schuller, M. P., & Noland, J. L. (1996). Experimental Evaluation of Masonry-Infilled RC Frames. *Journal of Structural Engineering*, 122(3), p. 228-237.
- Murty, C. V. R., & Jain, S. K. (2000). *beneficial influence of masonry infill walls on seismic performance of rc frame buildings*. In 12th World Conference on Earthquake Engineering, Auckland, New Zealand.
- Ozturkoglu, O., Ucar, T., & Yesilce, Y. (2017). Effect of masonry infill walls with openings on nonlinear response of reinforced concrete frames. *Earthquakes and Structures*, 12(3), p. 333-347.
- Saneinejad, A., & Hobbs, B. (1995). Inelastic Design of Infilled Frames. *Journal of Structural Engineering*, 121(4), p. 634-650.
- เกริกฤทธิ พรหมดวง. (2553). *การทดสอบโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีผนังอิฐก่อภายในได้แรงสลับทิศ*. (วิทยานิพนธ์ปริญญาโทมหาบัณฑิต). มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าธนบุรี, กรุงเทพฯ.
- เจนศักดิ์ คชนิล. (2560). *การประเมินการต้านทานแรงแผ่นดินไหวตามมาตรฐานกรมโยธาธิการและผังเมือง (มยผ-1303-57) ของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กในเขตภาคเหนือของประเทศไทย*. ใน รายงานสืบเนื่องจากการประชุมวิชาการระดับชาติ ครั้งที่ 4, กำแพงเพชร.

- เป็นหนึ่งใน วานิชชัย. (2554). การประเมินระดับความต้านทานแผ่นดินไหวของอาคารในประเทศไทย และการปรับปรุงอาคารให้สามารถต้านทานแผ่นดินไหวในระดับที่เหมาะสม. สืบค้นจาก http://elibrary.trf.or.th/project_content.asp?PJID=RDG5130021
- เป็นหนึ่งใน วานิชชัย, และ สืบพงศ์ เกียรติวิศาลชัย. (2544). การประเมินความสามารถต้านทานแผ่นดินไหวของอาคารคอนกรีต. ใน การประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ 7, กรุงเทพฯ.
- ไตรรัตน์ สังฆมงคล, วงศา วรารักษ์ส์จจะ, จรัญ ศรีชัย, และ สุทัศน์ ลีลาทวิวัฒน์. (2564). การทดสอบโครงอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กที่ออกแบบรับแรงแผ่นดินไหวร่วมกับผนังอิฐก่อ. ใน การประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ 26.
- ไพบุลย์ ปัญญาคะโป. (2554). การประเมินกำลังต้านทานแผ่นดินไหวของอาคารโดยวิธีการหลักแบบวิวกัจกร. สืบค้นจาก https://doi.nrct.go.th/ListDoi/listDetail?Resolve_Doi=10.14458/SPU.res.2011.3
- กฎกระทรวง ฉบับที่ 49. (2540, 11 พฤศจิกายน). ราชกิจจานุเบกษา (เล่ม 114 ตอนที่ 67ก, น. 51-56). สืบค้นจาก <https://www.dpt.go.th/wan/lawdpt/data/02/no49.pdf>
- กฎกระทรวง พ.ศ. 2550. (2550, 30 พฤศจิกายน). ราชกิจจานุเบกษา (เล่ม 124 ตอนที่ 86ก, น. 17-25). สืบค้นจาก https://www.dpt.go.th/wan/lawdpt/data/02/124_86_301150_36.pdf
- กฎกระทรวง พ.ศ. 2564. (2564, 4 มีนาคม). ราชกิจจานุเบกษา (เล่ม 138 ตอนที่ 16ก, น. 13-18). สืบค้นจาก https://www.dpt.go.th/wan/lawdpt/data/02/124_86_301150_36.pdf
- กรมโยธาธิการและผังเมือง. (2546). แบบที่ 26 ตึกแถวไทยอนุรักษ์ไทย ภาคเหนือ 3 (สูง 4 ชั้น 4 ห้องแถว พื้นที่ใช้สอย : 1015.20 ตร.ม.). สืบค้นจาก <http://subsites.dpt.go.th/construction/index.php/2018-04-18-02-40-14>
- กรมโยธาธิการและผังเมือง. (2552). มาตรฐานการออกแบบอาคารต้านทานการสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว มยผ.1302. กรุงเทพฯ: บริษัท ดิจิตอล ออฟเซท เอเชีย แปซิฟิก จำกัด.
- กรมโยธาธิการและผังเมือง. (2554). มาตรฐานประกอบการออกแบบอาคารเพื่อต้านทานการสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว มยผ.1301-54. กรุงเทพฯ: บริษัท สหมิตรพรินติ้งแอนด์พับลิชชิ่ง จำกัด.
- กรมโยธาธิการและผังเมือง. (2557). มาตรฐานการประเมินและการเสริมความมั่นคงแข็งแรงของโครงสร้างอาคารในเขตที่อาจได้รับแรงสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว มยผ. 1303-57. นนทบุรี: บริษัท สหมิตรพรินติ้งแอนด์พับลิชชิ่ง จำกัด.

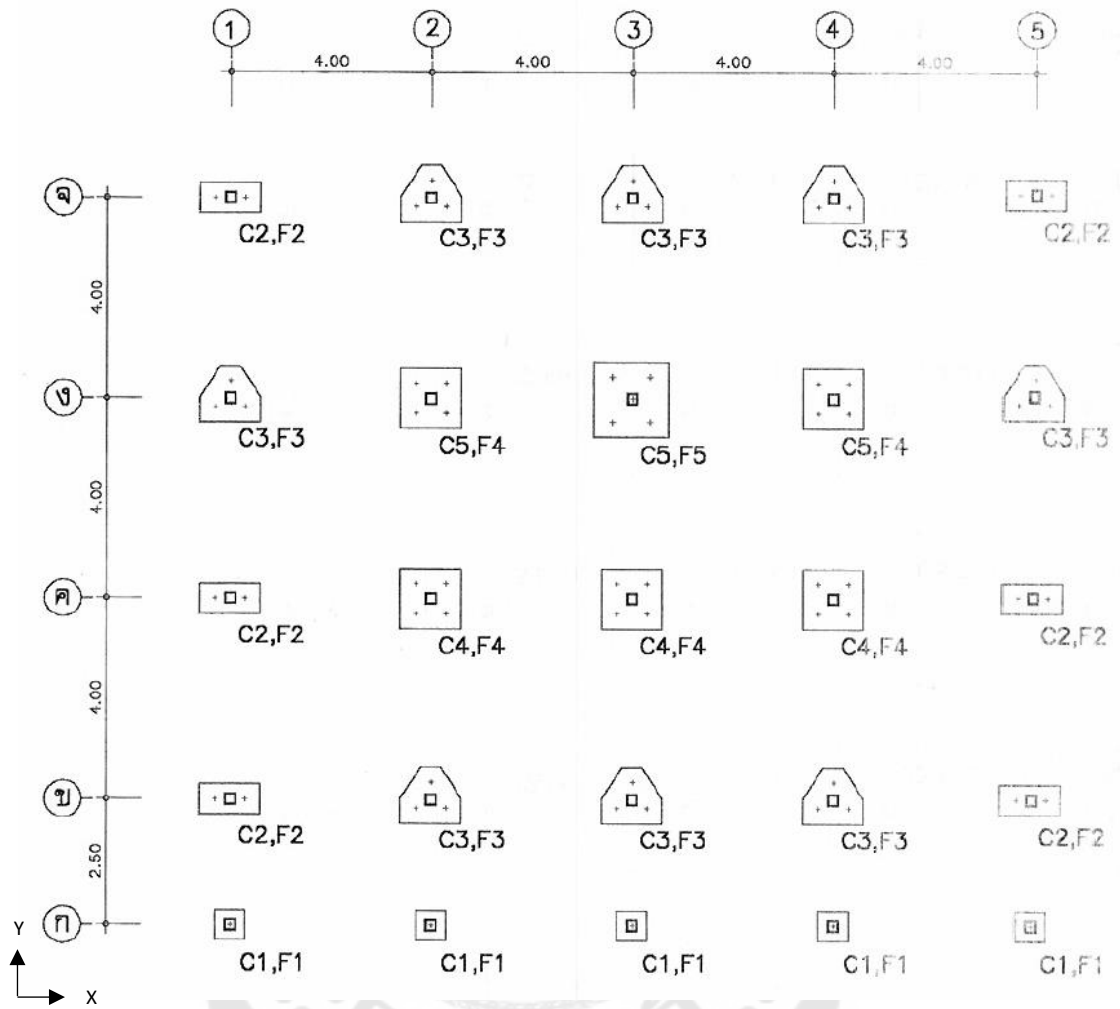
- กรมโยธาธิการและผังเมือง. (2561). *มาตรฐานการออกแบบอาคารต้านทานการสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว มยผ. 1301/1302-61*. กรุงเทพฯ: บริษัท เอส.พี.เอ็ม. การพิมพ์ จำกัด.
- กรมอุตุนิยมวิทยา, และ กองเฝ้าระวังแผ่นดินไหว. (2557). *แผ่นดินไหวจังหวัดเชียงราย*. สืบค้นจาก <https://earthquake.tmd.go.th/documents/file/seismo-doc-1422078516.pdf>
- จรัญ ศรีชัย, และ สุทัศน์ ลีลาทวิวัฒน์. (2563). ผลกระทบของจุดต่อระหว่างผนังและโครงต้านแรงดัดคอนกรีตเสริมเหล็กต่อสมรรถนะในการต้านทานแรงด้านข้างของโครงสร้างที่มีผนังอิฐ. *วิศวกรรมสาร มก.*, 33(110), น. 63-78.
- จรัญ ศรีชัย, และ สุทัศน์ ลีลาทวิวัฒน์. (2563). *ผลกระทบของช่องเปิดต่อพฤติกรรมเชิงโครงสร้างของโครงต้านแรงดัดคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีผนังอิฐก่อ*. ใน การประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ 25, ชลบุรี.
- ชนิภา เนตรรัตน์. (2556). *การประเมินพฤติกรรมของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กภายใต้แผ่นดินไหวโดยพิจารณาผลของผนังก่ออิฐ*. (วิทยานิพนธ์ปริญญาโทบริหารบัณฑิต). จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย, กรุงเทพฯ.
- ณัฐฤกษ์ อักษรณรงค์, และ ศุภชัย สนิถาวร. (2564). *การศึกษาปัจจัยที่มีผลกระทบต่อความสามารถต้านทานแผ่นดินไหวของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กโดยวิธีผลักทางด้านข้าง*. ใน การประชุมวิชาการระดับชาติ ครั้งที่ 18 มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ วิทยาเขตกำแพงแสน, นครปฐม.
- นคร ภู่วโรดม, มานะ จันทะสด, และ เป็นหนึ่ง วานิชชัย. (2548). คุณสมบัติเชิงพลศาสตร์ของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กในกรุงเทพมหานคร. *วิศวกรรมสาร ฉบับวิจัยและพัฒนา*, 16(2), 21-32.
- นรเทพ ชูพูล. (2548). *การประเมินการต้านทานแรงแผ่นดินไหวของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กโดยคำนึงถึงรายละเอียดจุดต่อเสา-คาน*. (วิทยานิพนธ์ปริญญาโทบริหารบัณฑิต). มหาวิทยาลัยธรรมศาสตร์, กรุงเทพฯ.
- นฤเทพ เพียงสุวรรณ. (2557). *การประเมินระดับความต้านทานแผ่นดินไหวของอาคารตึกแถวในประเทศไทย*. (วิทยานิพนธ์ปริญญาโทบริหารบัณฑิต). มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าธนบุรี, กรุงเทพฯ.
- นิติกร แสงสว่าง, อาทิตย์ เพชรศศิธร, สุวัฒน์ ธีรเศรษฐ์, และ ญัฐภูมิทร วงศ์ภักดี. (2564). *วิเคราะห์โครงสร้างอาคารตึกข้างต้านทานแรงแผ่นดินไหวตามมาตรฐาน มยผ.1301/1302-61*. ใน การประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติครั้งที่ 26.
- พิพัฒน์ อิมออบ. (2545). *การประเมินความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก*. (วิทยานิพนธ์ปริญญาโทบริหารบัณฑิต). มหาวิทยาลัยธรรมศาสตร์, กรุงเทพฯ.

- ยุพิน พรหมหล่อ. (2560). การประเมินความมั่นคงแข็งแรงของอาคารชุด ตึกแถวอนุรักษ์ไทยจากการ สั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว. (วิทยานิพนธ์ปริญญาโทบริหารธุรกิจ). มหาวิทยาลัยอุบลราชธานี, อุบลราชธานี.
- วัชร จันทร์อนันต์. (2549). การเปรียบเทียบวิธีวิเคราะห์การประเมินความเสียหายของอาคาร คอนกรีตเสริมเหล็กจากแรงแผ่นดินไหว. (วิทยานิพนธ์ปริญญาโทบริหารธุรกิจ). สถาบัน เทคโนโลยีพระจอมเกล้าพระนครเหนือ, กรุงเทพฯ.
- วัชร จันทร์อนันต์, และ สำเนียง อองสุพันธ์กุล. (2559). ผลกระทบจากกำลังของผนังก่ออิฐมวลต่อ การตอบสนองของโครงสร้างอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กภายใต้แผ่นดินไหว. ใน การประชุม วิชาการระดับชาติ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลรัตนโกสินทร์ ครั้งที่ 1, นครปฐม.
- วินัย แซ่วัน. (2550). การเปรียบเทียบผลการวิเคราะห์ด้วยวิธีสถิตไม่เชิงเส้นเพื่อประเมิน พฤติกรรมของโครงสร้างภายใต้แรงแผ่นดินไหว. (วิทยานิพนธ์ปริญญาโทบริหารธุรกิจ). มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าธนบุรี, กรุงเทพฯ.
- สมบุญรณ เชียงฉิน, ปรีดา ไชยมหาวัน, และ วิชัยรัตน์ แก้วเจือ. (2562). ความสัมพันธ์ระหว่างความ เค้นและความเครียดของผนังอิฐมวลภายใต้แรงอัดแกนเดียวที่ทำมุมกับแนวการก่ออิฐ. *วิศวกรรมสารฉบับวิจัยและพัฒนา*, 30(3), น. 45-56.
- สิริกร นาคพันธุ์. (2551). การวิเคราะห์หากำลังต้านทานแผ่นดินไหวสำหรับอาคารสูงใน กรุงเทพมหานครที่คำนึงถึงผลของปฏิสัมพันธ์ระหว่างดินและโครงสร้าง. (วิทยานิพนธ์ ปริญญาโทบริหารธุรกิจ). มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าพระนครเหนือ, กรุงเทพฯ. (วิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต).
- อนุชาติ ลีอนันต์ศักดิ์ศิริ. (2561). กำลังต้านทานแผ่นดินไหวของโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กโดยใช้ ตะแกรงเหล็กฉีกเสริมกำลังผนังอิฐก่อ. (วิทยานิพนธ์ปริญญาโทบริหารธุรกิจ). มหาวิทยาลัย ศรีปทุม, กรุงเทพฯ.



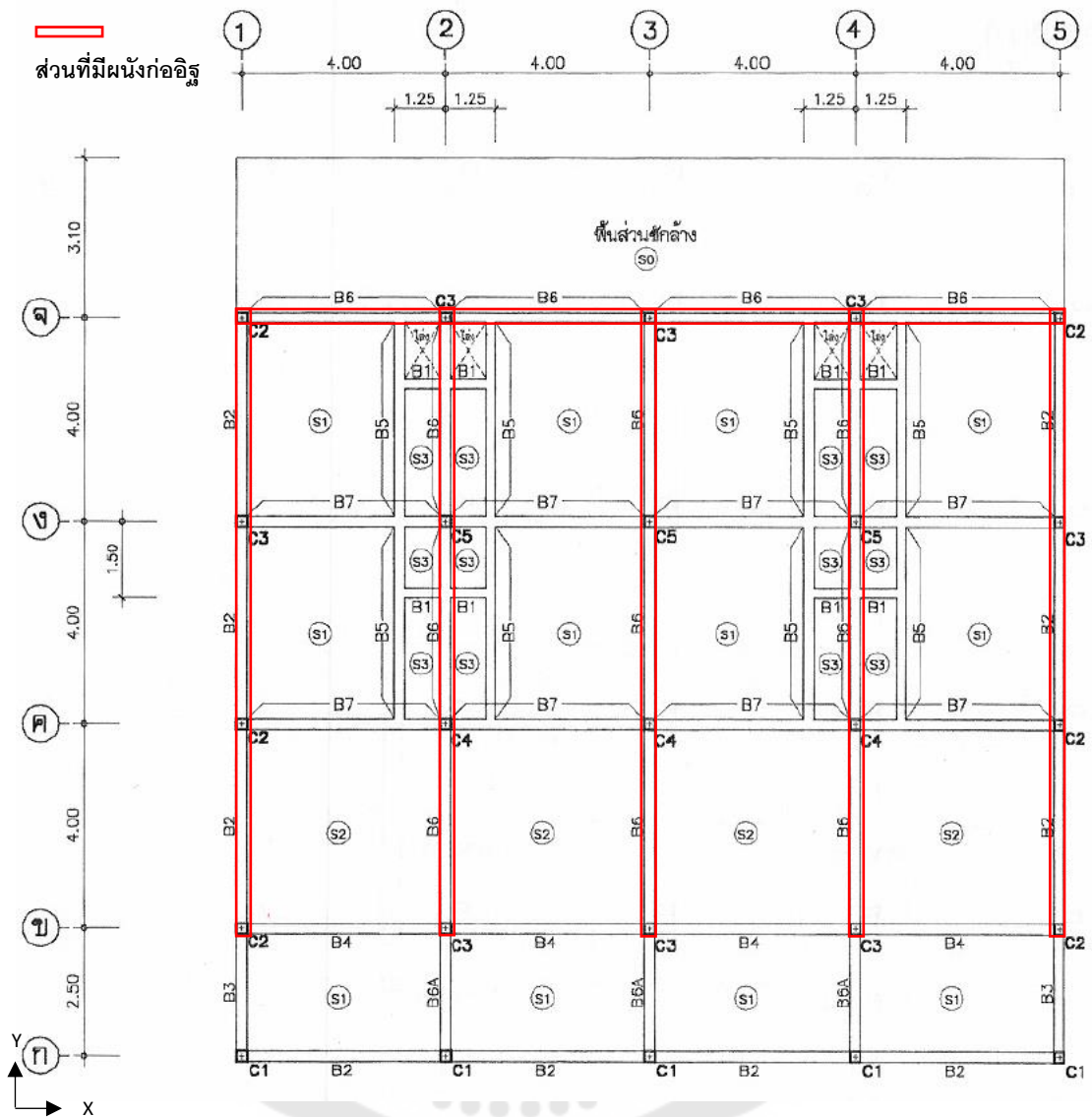
ภาคผนวก ก

รายละเอียดของโครงสร้างอาคารตัวอย่าง



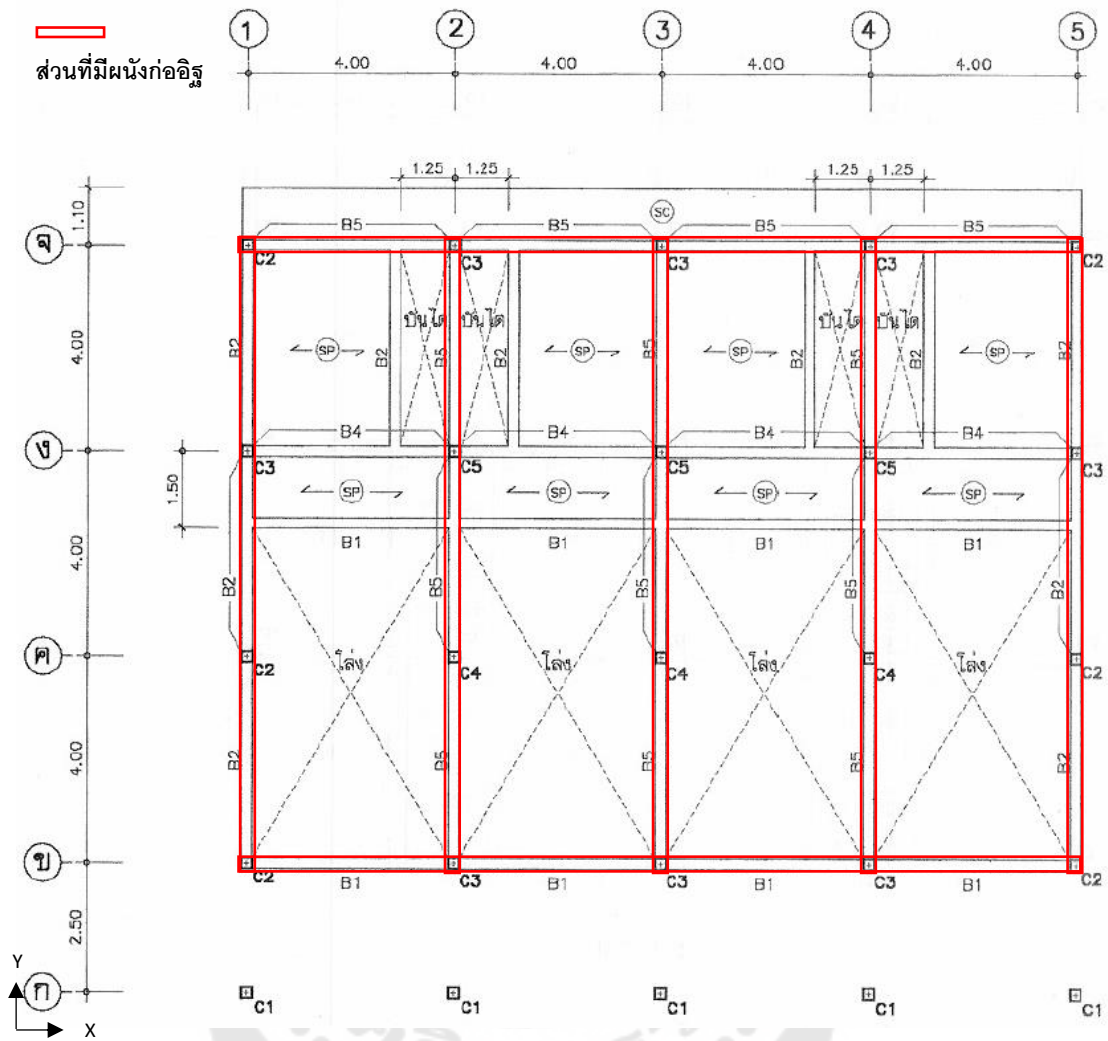
ภาพประกอบ 57 แปลนฐานราก

ที่มา: กรมโยธาธิการและผังเมือง (2546)



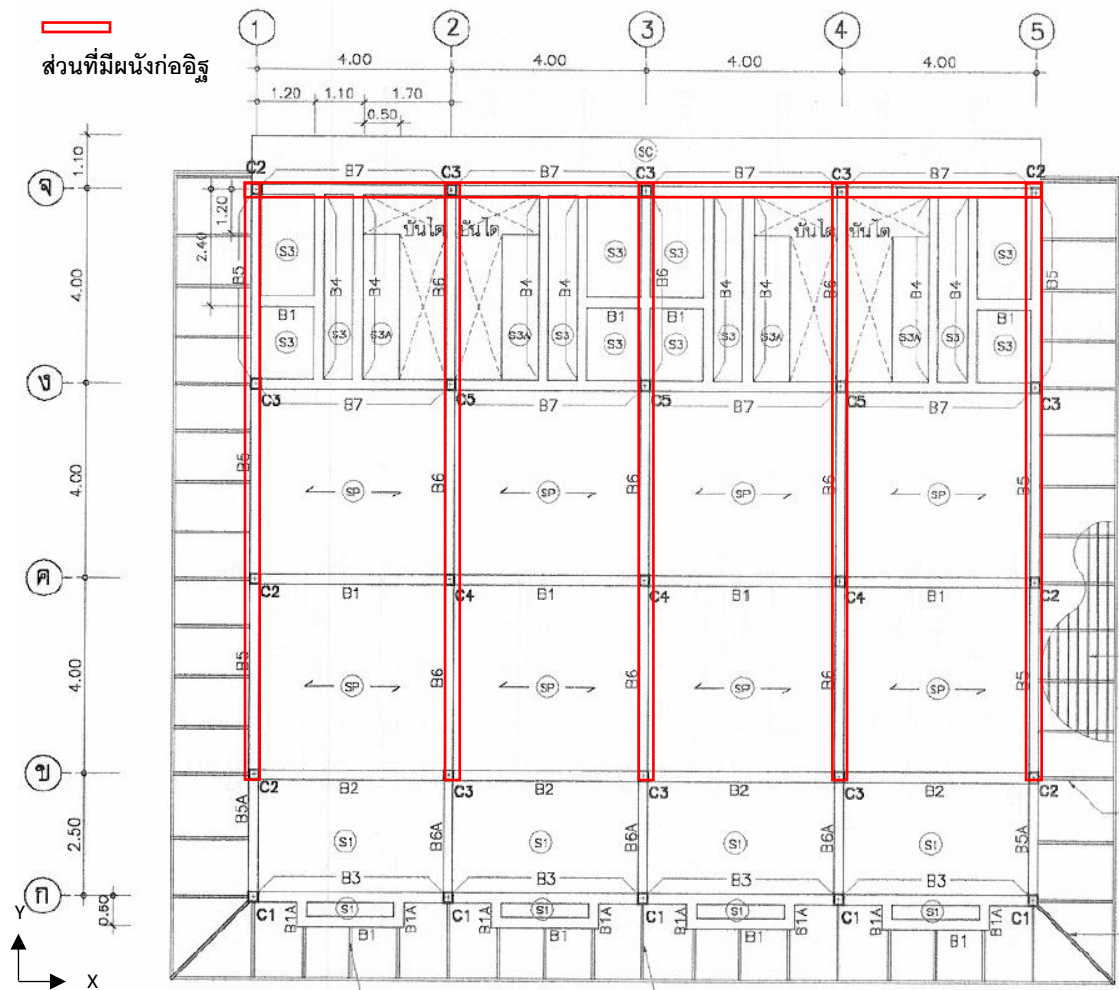
ภาพประกอบ 58 แปลนอาคารชั้นที่ 1 ดัดแปลงจากกรมโยธาธิการและผังเมือง (2546)

ที่มา: กรมโยธาธิการและผังเมือง (2546)



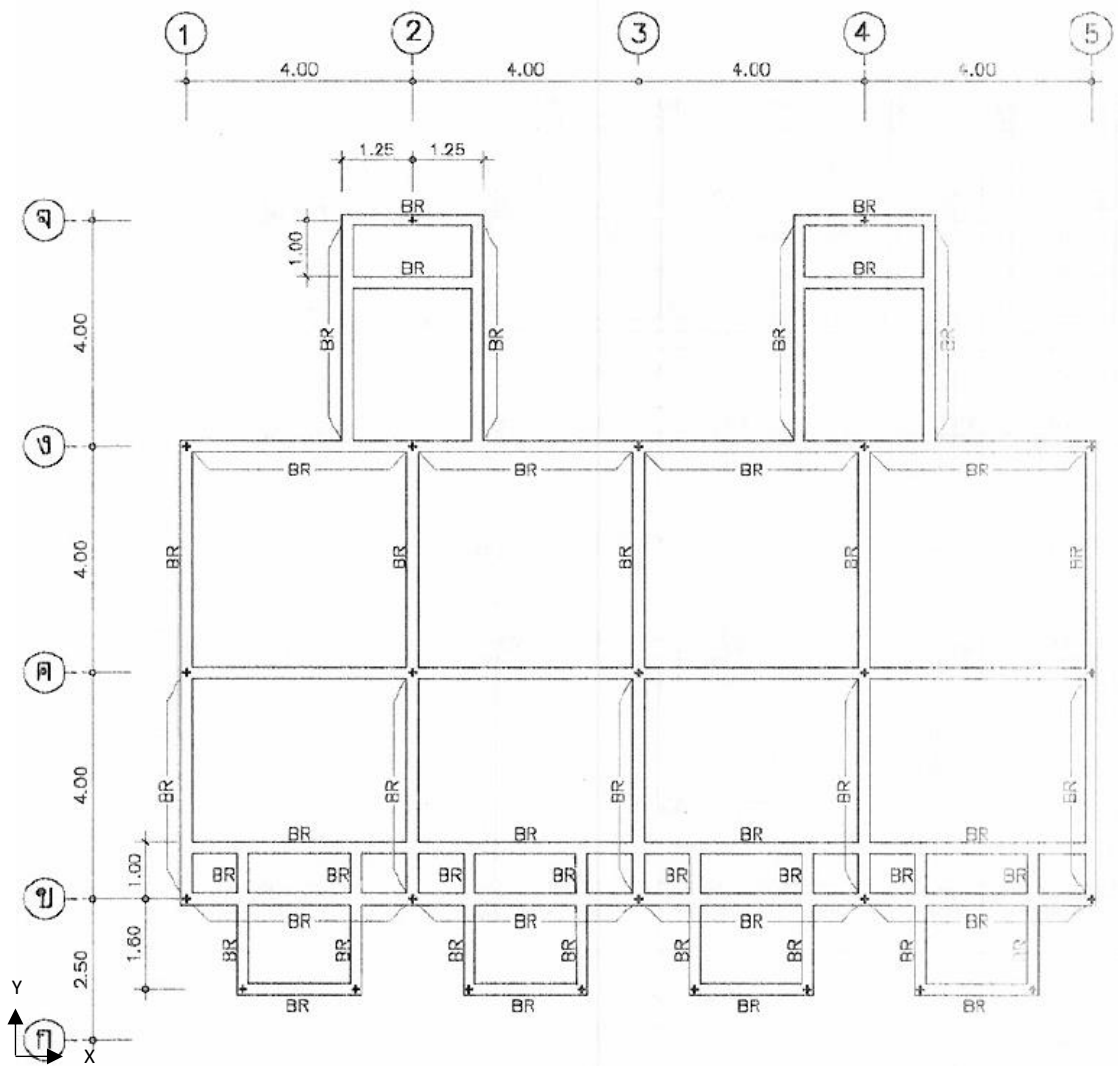
ภาพประกอบ 59 แปลนอาคารชั้นลอย ดัดแปลงจากกรมโยธาธิการและผังเมือง (2546)

ที่มา: กรมโยธาธิการและผังเมือง (2546)



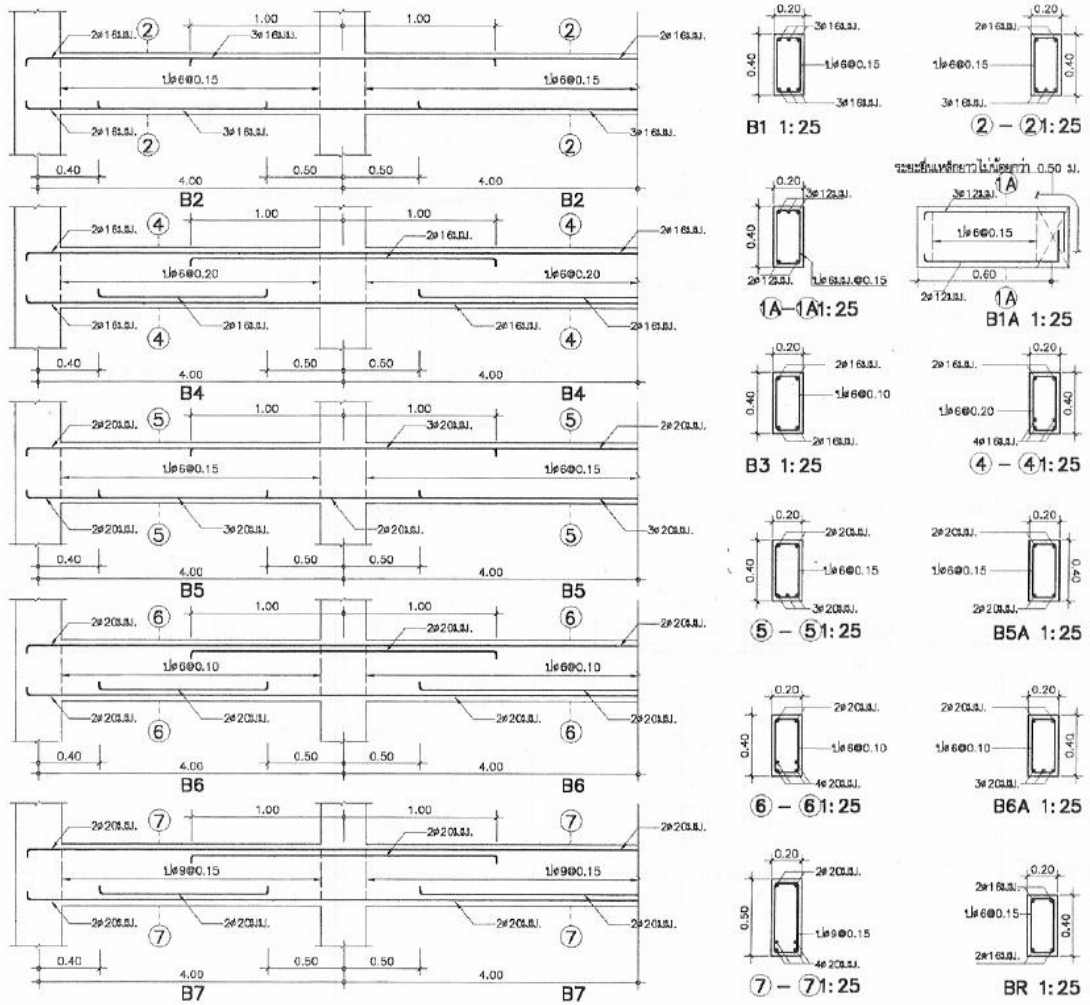
ภาพประกอบ 60 แปลนอาคารชั้นที่ 2 ดัดแปลงจากกรมโยธาธิการและผังเมือง (2546)

ที่มา: กรมโยธาธิการและผังเมือง (2546)



ภาพประกอบ 63 แปลนอาคารชั้นหลังคา ตัดแปลงจากกรมโยธาธิการและผังเมือง (2546)

ที่มา: กรมโยธาธิการและผังเมือง (2546)



ภาพประกอบ 64 รายละเอียดขึ้นส่วนคาน

ที่มา: กรมโยธาธิการและผังเมือง (2546)

เสา ชั้น	C1	C2	C3	C4	C5	C6
ชั้น 4						
ชั้น 3						
ชั้น 2						
ชั้นลอย						
ชั้น 1						
คาน						

ภาพประกอบ 65 รายละเอียดชิ้นส่วนเสา

ที่มา: กรมโยธาธิการและผังเมือง (2546)



ตัวอย่างการคำนวณค่าพารามิเตอร์สำหรับแบบจำลองผนังก่ออิฐ

การคำนวณความกว้างของค้ำยันแนวทแยงอัดเทียบเท่าตาม มยผ. 1301/1302-61

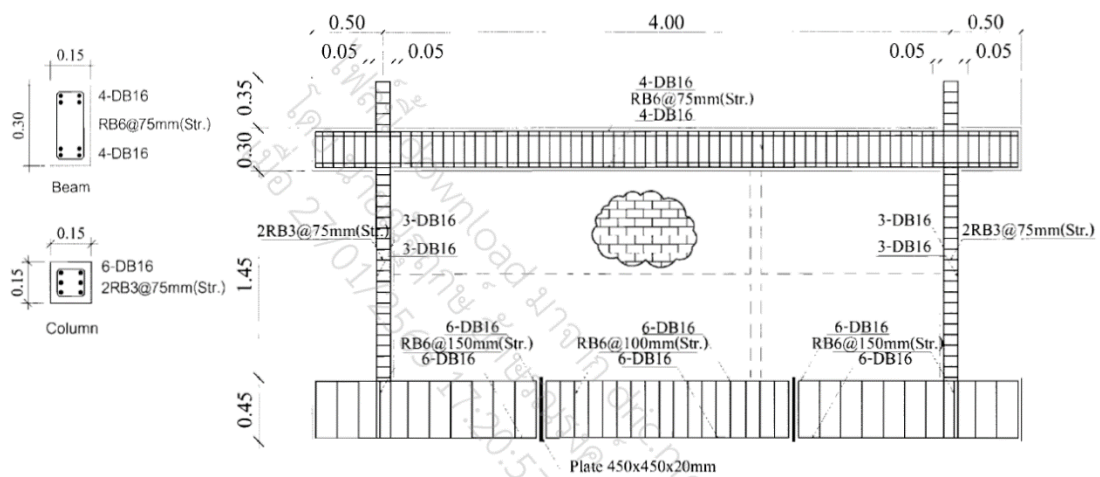
ความกว้างของค้ำยันรับแรงอัดเทียบเท่า (a)

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

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

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

ตัวอย่างผลการทดสอบโครงข้อแข็งที่มีผนังก่ออิฐของเกริกฤทธิ พรหมดวง (2553)



ภาพประกอบ 66 ตัวอย่างโครงข้อแข็งที่มีผนังก่ออิฐ

ที่มา: เกริกฤทธิ พรหมดวง (2553)

จากรายละเอียดของตัวอย่างสามารถแสดงค่าพารามิเตอร์ได้ดังนี้

ความสูงของเสา

$$h_{col} = 160 \text{ cm}$$

ความสูงของผนังก่ออิฐ

$$h_{inf} = 145 \text{ cm}$$

โมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีต

$$E_{fe} = 15,100 \sqrt{240} = 233,928 \text{ ksc}$$

โมดูลัสยืดหยุ่นของผนังก่ออิฐ

$$E_{me} = 550 f'_m = 35,574 \text{ ksc}$$

โมเมนต์เฉื่อยของเสา	$I_{col} = 4,219 \text{ cm}^4$
ความยาวของผนังก่ออิฐ	$L_{inf} = 385 \text{ cm}$
ความยาวแนวทแยงของผนังก่ออิฐ	$r_{inf} = 411 \text{ cm}$
ความหนาของผนังก่ออิฐ	$t_{inf} = 5 \text{ cm}$

สามารถคำนวณความกว้างของค้ำยันแนวทแยงเทียบเท่า (a)

$$\theta = \tan^{-1}(145 / 385) = 0.360 \text{ rad}$$

$$\lambda_1 = \left[\frac{(233,928)(5.0)\sin(2 \times 0.360)}{4(35,574)(4,219)(145)} \right]^{0.25} = 0.02126$$

$$a = 0.175(0.02126 \times 160)^{-0.4} \times 411 = 44.12 \text{ cm}$$

ดังนั้นค้ำยันแนวทแยงเทียบเท่าจะมีขนาดความกว้างประมาณ 44 ซม. หนาขนาด 5 ซม. หรือมีพื้นที่หน้าตัดเท่ากับ 220 ตร.ซม.

การคำนวณสร้างแบบจำลองผนังก่ออิฐแบบ 3 ค้ำยันเทียบเท่า

ใช้ตัวอย่างผลทดสอบโครงข้อแข็งที่มีผนังก่ออิฐเดียวกันกับตัวอย่างก่อนหน้า กำลังต้านทานโมเมนต์ดัดพลาสติกของชิ้นส่วน

ชิ้นส่วนเสา	$M_{pc} = 146,329 \text{ kg.cm}$
ชิ้นส่วนคาน	$M_{pb} = 605,067 \text{ kg.cm}$
ดังนั้น	$M_{pj} = M_{pc} = 146,329 \text{ kg.cm}$

คุณสมบัติของตัวอย่างทดสอบ

ความสูงของเสา	$h = 160 \text{ cm}$
ความสูงของผนังก่ออิฐ	$h' = 145 \text{ cm}$
ความยาวของโครงสร้าง	$l = 400 \text{ cm}$
ความยาวของผนังก่ออิฐ	$l' = 385 \text{ cm}$
อัตราส่วนกรอบโครงสร้าง	$r = h / l = 0.40$
มุมเอียงแนวทแยงของผนัง	$\theta = \tan^{-1}(r) = 0.380 \text{ rad}$

ความหนาของผนังก่ออิฐ	$t = 5 \text{ cm}$
กำลังรับแรงอัดสูงสุดของปริซึมอิฐก่อ	$f'_m = 64.68 \text{ ksc}$
ค่าสัมประสิทธิ์ β_c, β_b	$\beta_c = \beta_b = 0.2$
ค่าสัมประสิทธิ์แรงเฉื่อย	$\mu = 1.0$
หน่วยแรงอัดที่สัมพันธ์กับเสาและคาน	$\sigma_c = \sigma_b = f'_m = 64.68 \text{ ksc}$
หน่วยแรงเฉือนที่สัมพันธ์กับคาน	$\tau_b = \mu \sigma_b = 64.68 \text{ ksc}$
ค่าสัมประสิทธิ์การวัดความยาวสำหรับเสา	

$$\alpha_c h = \sqrt{\frac{2(M_{pj} + \beta_c M_{pc})}{\sigma_c t}} \leq 0.4h'$$

$$\alpha_c = \sqrt{\frac{2(146,329 + (0.2)(146,329))}{(64.68)(5.0)}} = 0.206$$

$$\alpha_c h = 32.95 \text{ cm} \leq 0.4h' = 0.4 \times 145 = 58 \text{ cm} \quad \text{ok}$$

ค่าสัมประสิทธิ์การวัดความยาวสำหรับคาน

$$\alpha_b l = \sqrt{\frac{2(M_{pj} + \beta_b M_{pb})}{\sigma_b t}} \leq 0.4l'$$

$$\alpha_b = \sqrt{\frac{2(146,329 + (0.2)(605,067))}{(64.68)(5.0)}} = 0.102$$

$$\alpha_b l = 40.66 \text{ cm} \leq 0.4l' = 0.4 \times 385 = 154 \text{ cm} \quad \text{ok}$$

ดังนั้นพื้นที่หน้าตัดของค้ำยันรับแรงอัดเทียบเท่า

$$A_d = \frac{(1 - \alpha_c) \alpha_c t h \frac{\sigma_c}{f_m'} + \alpha_b t l \frac{\tau_v}{f_m'}}{\cos \theta}$$

$$A_d = \frac{(1 - 0.206)(0.206)(0.5)(160) + (0.102)(0.5)(400)}{\cos(0.38)} = 360 \text{ cm}^2$$

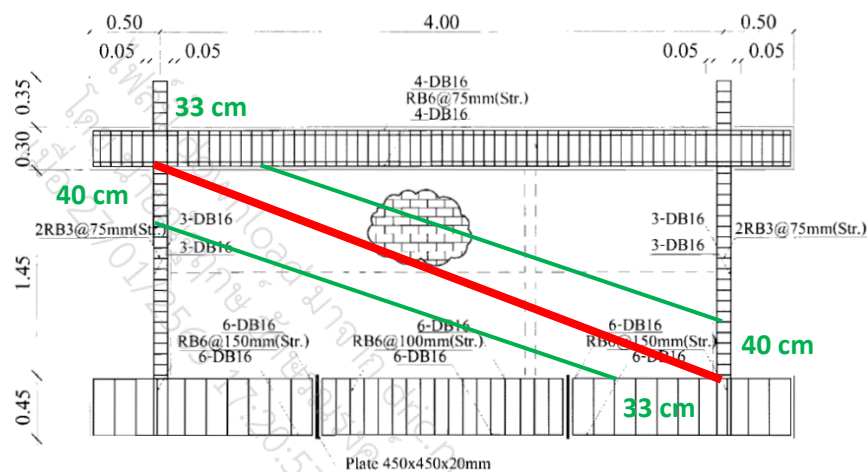
ค้ำยันเทียบเท่าตัวกลาง (Middle strut) เท้ากับครึ่งหนึ่ง คือ 180 ตร.ซม.

และค้ำยันเทียบเท่าตัวล่าง (Lower strut) เท้ากับ 1 ใน 4 คือ 90 ตร.ซม.

กำลังต้านทานในแนวแกนสูงสุดของค้ำยันรับแรงอัดเทียบเท่า

$$F_u = A_d f_m' = (360)(64.68) = 23,277 \text{ kg}$$

โดยจะแสดงเป็นแบบจำลองดังภาพประกอบ 67



ภาพประกอบ 67 แบบจำลองผนังก่ออิฐตัวอย่างแบบ 3 ค้ำยันเทียบเท่า

ที่มา: เกริกฤทธิ พรหมดวง (2553)

การคำนวณสร้างแบบจำลองผนังก่ออิฐที่นำเสนอขึ้นในการศึกษานี้

ใช้ตัวอย่างผลทดสอบโครงข้อแข็งที่มีผนังก่ออิฐเดียวกันกับตัวอย่างก่อนหน้า โดยทำการคำนวณพื้นที่หน้าตัดเทียบเท่าของค้ำยันเทียบเท่าเช่นเดียวกันกรณี 3 ค้ำยันเทียบเท่า แต่จะแบ่งค้ำยันเทียบเท่าเป็นจำนวนเท่ากับช่องที่มีเสาเอ็นกัน ซึ่งตัวอย่างนี้มีเสาเอ็นประกอบอยู่ 2 ต้น ดังนั้นจะมีค้ำยันเทียบเท่าทั้งหมด 3 ตัวด้วยกันโดยแต่ละตัวจะมีพื้นที่หน้าตัดเท่า

ดังนั้นพื้นที่หน้าตัดของค้ำยันรับแรงอัดเทียบเท่า

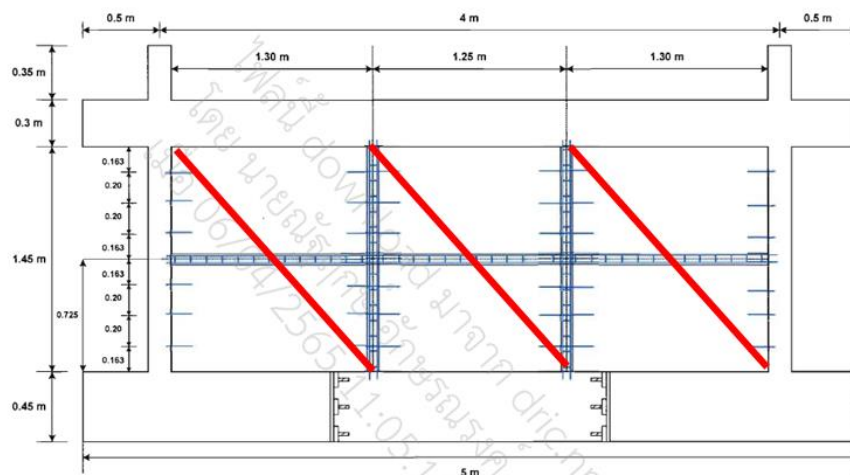
$$A_d / n = A_d / 3 = 120 \text{ cm}^2$$

ค้ำยันเทียบเท่าแต่ละตัวจะมีพื้นที่หน้าตัดเท่ากับ 120 ตร.ซม.

กำลังต้านทานในแนวแกนสูงสุดของค้ำยันรับแรงอัดเทียบเท่า

$$R_u = A_d f'_m = (120)(64.68) = 7,759 \text{ kg}$$

โดยจะแสดงเป็นแบบจำลองดังภาพประกอบ 68



ภาพประกอบ 68 แบบจำลองผนังก่ออิฐตัวอย่างแบบที่นำเสนอขึ้น

ที่มา: เกริกฤทธิ พรหมดวง (2553)

ประวัติผู้เขียน

ชื่อ-สกุล	ณัฐฤกษ์ อักษรณรงค์
วัน เดือน ปี เกิด	12 พฤษภาคม 2540
สถานที่เกิด	อุบลราชธานี
วุฒิการศึกษา	พ.ศ. 2562 วิศวกรรมศาสตรบัณฑิต สาขาวิศวกรรมโยธา จาก มหาวิทยาลัยศรีนครินทรวิโรฒ
ที่อยู่ปัจจุบัน	267 หมู่ที่ 10 ตำบลบ้านบัว อำเภอเมืองบุรีรัมย์ จังหวัดบุรีรัมย์ 31000
ผลงานตีพิมพ์	1. การศึกษาปัจจัยที่มีผลกระทบต่อความสามารถต้านทานแผ่นดินไหวของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กโดยวิธีผลักทางด้านข้าง ในการประชุมวิชาการระดับชาติ ครั้งที่ 18 มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ วิทยาเขตกำแพงแสน 2. ผลกระทบของจำนวนคูหาในอาคารตึกแถวอนุรักษ์ภาคเหนือคอนกรีตเสริมเหล็กสูงสี่ชั้นโดยวิธีผลักทางด้านข้าง ในการประชุมวิชาการระดับชาติ "มศว วิจัย" ครั้งที่ 14 มหาวิทยาลัยศรีนครินทรวิโรฒ 3. การประเมินโครงสร้างต้านทานแรงแผ่นดินไหวด้วยวิธีสถิตไม่เชิงเส้น: กรณีศึกษาอาคารเรียน 4 ชั้น ในการประชุมวิชาการระดับชาติ "มศว วิจัย" ครั้งที่ 13 มหาวิทยาลัยศรีนครินทรวิโรฒ