

การประเมินระดับสมรรถนะและพฤติกรรมของโครงสร้างอาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก
ภายใต้แรงแผ่นดินไหวเมื่อพิจารณาผลของผนังก่ออิฐและบันไดคอนกรีตเสริมเหล็ก

EVALUATION OF PERFORMANCE LEVEL AND STRUCTURAL BEHAVIOR OF
REINFORCED CONCRETE BUILDING UNDER EARTHQUAKE BY CONSIDERING THE
EFFECT OF MASONRY WALLS AND REINFORCED CONCRETE STAIRS



วิทยานิพนธ์นี้เป็นส่วนหนึ่งของการศึกษาตามหลักสูตรปริญญาวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต

สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา

คณะวิศวกรรมศาสตร์

สถาบันเทคโนโลยีพระจอมเกล้าเจ้าคุณทหารลาดกระบัง

พ.ศ. 2559

KMITL-2016-EN-M-093-011

การประเมินระดับสมรรถนะและพฤติกรรมของโครงสร้างอาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก
ภายใต้แรงแผ่นดินไหวเมื่อพิจารณาผลของผนังก่ออิฐและบันไดคอนกรีตเสริมเหล็ก

EVALUATION OF PERFORMANCE LEVEL AND STRUCTURAL BEHAVIOR OF
REINFORCED CONCRETE BUILDING UNDER EARTHQUAKE BY CONSIDERING THE
EFFECT OF MASONRY WALLS AND REINFORCED CONCRETE STAIRS



วิทยานิพนธ์นี้เป็นส่วนหนึ่งของการศึกษาตามหลักสูตรปริญญาวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต

สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา

คณะวิศวกรรมศาสตร์

สถาบันเทคโนโลยีพระจอมเกล้าเจ้าคุณทหารลาดกระบัง

พ.ศ.2559

KMITL-2016-EN-M-093-011

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

EVALUATION OF PERFORMANCE LEVEL AND STRUCTURAL BEHAVIOR OF
REINFORCED CONCRETE BUILDING UNDER EARTHQUAKE BY CONSIDERING THE
EFFECT OF MASONRY WALLS AND REINFORCED CONCRETE STAIRS



A THESIS SUBMITTED IN PARTIAL FULFILLMENT
OF THE REQUIREMENT FOR THE DEGREE OF
MASTER OF ENGINEERING CIVIL ENGINEERING
FACULTY OF ENGINEERING
KING MONGKUT'S INSTITUTE OF TECHNOLOGY LADKRABANG

2016

KMITL-2016-EN-M-093-011

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



COPYRIGHT 2016

FACULTY OF ENGINEERING

KING MONGKUT'S INSTITUTE OF TECHNOLOGY LADKRABANG

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

คณะวิศวกรรมศาสตร์
สถาบันเทคโนโลยีพระจอมเกล้าเจ้าคุณทหารลาดกระบัง
ใบรับรองวิทยานิพนธ์

หัวข้อวิทยานิพนธ์ การประเมินระดับสมรรถนะและพฤติกรรมของโครงสร้างอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กภายใต้แรงแผ่นดินไหวเมื่อพิจารณาผลของผนังก่ออิฐและบันไดคอนกรีตเสริมเหล็ก

Thesis Title Evaluation of Performance Level and Structural Behavior of Reinforced Concrete Building Under Earthquake by Considering the Effect of Masonry Walls and Reinforced Concreted Stairs

นักศึกษา นายสถาพร ลือรุ่งรัตน์วุฒิ

รหัสประจำตัว 55613224

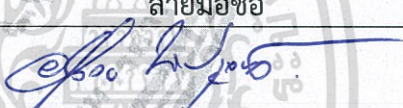
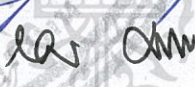


ปริญญา วิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต

สาขาวิชา วิศวกรรมโยธา

อาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์ รศ.สุวัฒน์ ธีรเศรษฐ์

อาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์ (ร่วม) ดร.อาทิตย์ เพชรศศิธร

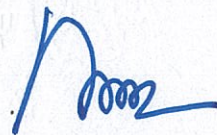
หมายเลขวิทยานิพนธ์ KMITL-2016-EN-M-093-011

คณะกรรมการสอบวิทยานิพนธ์		ลายมือชื่อ
รศ.อำนาจ	พานิชกุลพงศ์	
รศ.เอนก	ศิริพานิชกร	
ดร.อาทิตย์	เพชรศศิธร	
รศ.สุวัฒน์	ธีรเศรษฐ์	

วัน / เดือน / ปี ที่สอบ วันอังคารที่ 16 กุมภาพันธ์ พ.ศ. 2559 เวลา 14.30-16.30 น.
สถานที่สอบ ณ อาคาร A ชั้น 5 ห้องประชุม 3

สถาบันเทคโนโลยีพระจอมเกล้าเจ้าคุณทหารลาดกระบัง
KING MONGKUT'S INSTITUTE OF TECHNOLOGY LADKRABANG

คณะวิศวกรรมศาสตร์ รับรองแล้ว



(รองศาสตราจารย์ ดร. คมสัน มาลีสี)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น คณะวิศวกรรมศาสตร์ ขอสงวนสิทธิ์ในกรณีที่มีการนำเอกสารนี้ไปใช้
ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างวันที่ 16 กุมภาพันธ์ พ.ศ. 2559 นำไปใช้

หัวข้อวิทยานิพนธ์

การประเมินระดับสมรรถนะและพฤติกรรมของโครงสร้าง
อาคารคอนกรีตเสริมเหล็กภายใต้แรงแผ่นดินไหวเมื่อ
พิจารณาผลของผนังก่ออิฐและบันไดคอนกรีตเสริมเหล็ก

นักศึกษา

นายสถาพร ลือรุ่งรัตน์วุฒิ

รหัสประจำตัว

55613224

ปริญญา

วิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต

สาขาวิชา

วิศวกรรมโยธา

พ.ศ.

2559

อาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์

รศ.สุวัฒน์ ธีรเศรษฐ์

อาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์ (ร่วม)

ดร.อาทิตย์ เพชรศศิธร

บทคัดย่อ

งานวิจัยนี้ เป็นการประเมินระดับสมรรถนะความเสียหายและศึกษาถึงพฤติกรรมของอาคาร
คอนกรีตเสริมเหล็กซึ่งเป็นอาคารหอพักอาศัยในกรุงเทพมหานครที่มีได้ออกแบบให้ต้านทาน
แผ่นดินไหว และเป็นระบบโครงสร้างข้อแข็งคาน-เสา ภายใต้แผ่นดินไหว โดยพิจารณาถึงผลของผนังก่อ
อิฐและบันได ด้วยโปรแกรมทางไฟไนต์เอลิเมนต์ โดยวิธีวิเคราะห์แบบสถิตย์เชิงเส้นโดยใช้วิธีแรง
สถิตย์เทียบเท่า และ วิธีวิเคราะห์แบบสถิตย์ไร้เชิงเส้นโดยใช้วิธี Pushover Analysis ตาม
ข้อแนะนำของ ASCE41-2013 และ มยผ.1303-57 ผลของการศึกษาพบว่า ผนังอิฐก่อและบันได
ทำให้สติเฟนสของอาคารเพิ่มขึ้น เป็นผลทำให้คาบการสั่นของอาคารสั้นลง และทำให้การเคลื่อนตัว
ลดลง ดังนั้นในการวิเคราะห์และประเมินอาคารภายใต้แผ่นดินไหว ควรพิจารณาถึงผลกระทบของ
ผนังอิฐก่อและบันได เพื่อให้ผลการวิเคราะห์พฤติกรรมของอาคารใกล้เคียงกับสภาพตามความเป็นจริง

Thesis Title	Evaluation of Performance Level and Structural Behavior of Reinforced Concrete Building Under Earthquake by Considering the Effect of Masonry Walls and Reinforced Concrete Stairs
Student	Mr. Sathaporn Luerungratwut
Student ID.	55613224
Degree	Master of Engineering
Program	Civil Engineering
Year	2016
Thesis Advisor	Assoc. Prof. Suwat Dhirasedh
Thesis Co-Advisor	Dr. Arthit Petchsasithon

ABSTRACT

The aim of this research was to evaluate the performance damage levels and study on the behavior of reinforced concrete building under seismic forces by considering the effect of masonry infill walls and staircase by using finite element program. The studied building was a dormitory building in Bangkok. Using typical beam-column frame and was not designed for seismic forces. This study applied a finite element technique employing both linear and nonlinear static analysis. The linear analysis utilized equivalent static force while the nonlinear analysis engaged with the pushover analysis method based on the guideline of ASCE 41-2013 and DPT 1303-57. The result shows that the effect on the use of masonry infill walls and stairs caused the additional stiffness of the building and consequently the building exhibited the shorter period of vibration and the reduction of lateral drift. Therefore, the analysis and assessment of building under earthquake should consider the effects of the masonry infill walls and stairs to facilitate the more accurate result of analysis representing the actual building responses.

กิตติกรรมประกาศ

วิทยานิพนธ์เล่มนี้สำเร็จได้ด้วยความกรุณาจากอาจารย์ที่ปรึกษา รศ.สุวัฒน์ ธีรเศรษฐ์ ที่ให้ความช่วยเหลือ ให้คำชี้แนะ ช่วยแก้ปัญหาตลอดจนให้ความรู้ในการจัดทำวิทยานิพนธ์ และประสบการณ์ที่ดีแก่ข้าพเจ้า

ผู้วิจัยขอขอบพระคุณบิดา มารดา ที่ให้การสนับสนุนและเป็นกำลังใจให้แก่ผู้วิจัย และขอขอบพระคุณ รศ.สุวัฒน์ ธีรเศรษฐ์ และ ดร.อาทิตย์ เพชรศศิธร ที่สละเวลาเวลาอันมีค่าและยินดีที่ให้คำปรึกษา ชี้แนะแก่ผู้วิจัย

สำหรับคุณงามความดีอันใดที่เกิดจากวิทยานิพนธ์ฉบับนี้ ข้าพเจ้าขอมอบให้กับบิดามารดา ซึ่งเป็นที่รักและเคารพยิ่ง ตลอดจนครูอาจารย์ที่เคารพทุกท่านที่ได้ประสิทธิ์ประสาทวิชาความรู้และถ่านทอดประสบการณ์ที่ดีให้แก่ข้าพเจ้า



สถาพร ลือรุ่งรัตน์วุฒิ

สารบัญ

	หน้า
บทคัดย่อภาษาไทย.....	I
บทคัดย่อภาษาอังกฤษ.....	II
กิตติกรรมประกาศ.....	III
สารบัญ.....	IV
สารบัญตาราง.....	VIII
สารบัญรูป.....	XVI
บทที่ 1 บทนำ.....	1
1.1 ความสำคัญและที่มาของปัญหา.....	1
1.2 วัตถุประสงค์ของการวิจัย.....	2
1.3 ขอบเขตของการวิจัย.....	2
1.4 ประโยชน์ที่จะได้รับจากงานวิจัย.....	3
บทที่ 2 วรรณกรรมปริทัศน์ และ ทฤษฎีที่เกี่ยวข้อง.....	4
2.1 วรรณกรรมปริทัศน์.....	4
2.1.1 วรรณกรรมที่เกี่ยวข้องกับปัจจัยที่มีผลต่อความสามารถด้านทานแรง.....	4
2.1.2 วรรณกรรมที่เกี่ยวข้องกับผลกระทบของกำแพงอิฐก่อที่มีผลต่อความสามารถด้านทานแรงแผ่นดินไหว.....	8
2.1.3 วรรณกรรมที่เกี่ยวข้องกับผลกระทบของบันไดที่มีผลต่อความสามารถด้านทานแผ่นดินไหว.....	12
2.2 ทฤษฎีที่เกี่ยวข้อง.....	20
2.2.1 วิธีวิเคราะห์แบบสถิตเชิงเส้น (Linear Static Procedure : LSP).....	21
2.2.2 วิธีวิเคราะห์แบบสถิตไม่เชิงเส้น (Non-linear Static Procedure : NSP).....	26
บทที่ 3 วิธีดำเนินการวิจัย.....	33
3.1 ระเบียบวิธีการวิจัย.....	33
3.2 อาคารตัวอย่างที่ใช้ในการศึกษา.....	34
3.3 แบบจำลองอาคารที่ใช้ในการศึกษา.....	40
3.3.1 สมมติฐานของแบบจำลอง.....	40
3.3.2 คุณสมบัติของวัสดุของอาคารตัวอย่าง.....	40

สารบัญ (ต่อ)

	หน้า
3.3.3 ความแข็งแรงเริ่มต้นขององค์อาคาร.....	42
3.3.4 แบบจำลองอาคาร และ องค์อาคาร.....	42
3.4 ระดับสมรรถนะของอาคารและโครงสร้าง.....	56
3.5 เกณฑ์การประเมินโครงสร้างต้านทานแผ่นดินไหว.....	58
3.5.1 ความเสียหายและเกณฑ์การยอมรับ สำหรับการประเมินด้วยวิธีเชิงเส้น.....	59
3.5.2 ความเสียหายและเกณฑ์การยอมรับ สำหรับการประเมินด้วยวิธีไม่เชิงเส้น.....	64
3.6 สเปกตรัมการตอบสนองที่ใช้ในการวิเคราะห์โครงสร้าง.....	67
บทที่ 4 การวิเคราะห์ และ อภิปรายผล.....	69
4.1 การวิเคราะห์พฤติกรรมการสั่นไหว.....	69
4.1.1 การวิเคราะห์พฤติกรรมการสั่นไหวของโครงสร้างโดยไม่ได้พิจารณาผลของ กำแพงอิฐก่อและบันได (แบบจำลองที่ M1).....	70
4.1.2 การวิเคราะห์พฤติกรรมการสั่นไหวของโครงสร้างโดยพิจารณาผลของกำแพง อิฐก่อ แต่ มีได้พิจารณาผลของบันได (แบบจำลองที่ M2).....	71
4.1.3 การวิเคราะห์พฤติกรรมการสั่นไหวของโครงสร้างโดยพิจารณาผลของบันได แต่ มีได้พิจารณาผลของกำแพงอิฐก่อ (อาคารตัวอย่างรูปแบบที่ 1) (แบบจำลองที่ M3A).....	72
4.1.4 การวิเคราะห์พฤติกรรมการสั่นไหวของโครงสร้างโดยพิจารณาผลของกำแพง อิฐก่อและบันได (อาคารตัวอย่างรูปแบบที่ 1) (แบบจำลองที่ M4A).....	73
4.1.5 การวิเคราะห์พฤติกรรมการสั่นไหวของโครงสร้างโดยพิจารณาผลของบันได แต่มีได้พิจารณาผลของกำแพงอิฐก่อ (อาคารตัวอย่างรูปแบบที่ 2) (แบบจำลองที่ M3B).....	74
4.1.6 การวิเคราะห์พฤติกรรมการสั่นไหวของโครงสร้างโดยพิจารณาผลของกำแพง อิฐก่อและบันได (อาคารตัวอย่างรูปแบบที่ 2) (แบบจำลองที่ M4B).....	75
4.1.7 การเปรียบเทียบพฤติกรรมการสั่นไหวของโครงสร้าง.....	76
4.2 การวิเคราะห์และประเมินโครงสร้างด้วยวิธีสถิตย์เชิงเส้น.....	79
4.2.1 การวิเคราะห์และประเมินระดับสมรรถนะของโครงสร้างภายใต้แรงแผ่นดิน ไหวโดยไม่ได้พิจารณาผลของกำแพงอิฐก่อและบันได (แบบจำลองที่ M1).....	81

สารบัญ (ต่อ)

หน้า

4.2.2 การวิเคราะห์และประเมินระดับสมรรถนะของโครงสร้างภายใต้แรงแผ่นดินไหวโดยพิจารณาผลของกำแพงอิฐก่อ แต่ มิได้พิจารณาผลของบันได (แบบจำลองที่ M2).....	89
4.2.3 การวิเคราะห์และประเมินระดับสมรรถนะของโครงสร้างภายใต้แรงแผ่นดินไหวโดยพิจารณาผลของบันได แต่ มิได้พิจารณาผลของกำแพงอิฐก่อ (อาคารตัวอย่างรูปแบบที่ 1) (แบบจำลองที่ M3A).....	97
4.2.4 การวิเคราะห์และประเมินระดับสมรรถนะของโครงสร้างภายใต้แรงแผ่นดินไหวโดยพิจารณาผลของกำแพงอิฐก่อและบันได (อาคารตัวอย่างรูปแบบที่ 1) (แบบจำลองที่ M4A).....	112
4.2.5 การวิเคราะห์และประเมินระดับสมรรถนะของโครงสร้างภายใต้แรงแผ่นดินไหวโดยพิจารณาผลของบันได แต่ มิได้พิจารณาผลของกำแพงอิฐก่อ (อาคารตัวอย่างรูปแบบที่ 2) (แบบจำลองที่ M3B).....	125
4.2.6 การวิเคราะห์และประเมินระดับสมรรถนะของโครงสร้างภายใต้แรงแผ่นดินไหวโดยพิจารณาผลของกำแพงอิฐก่อและบันได (อาคารตัวอย่างรูปแบบที่ 2) (แบบจำลองที่ M4B).....	141
4.2.7 การเปรียบเทียบการวิเคราะห์ด้วยวิธีสถิตย์เชิงเส้น	154
4.3 การวิเคราะห์และประเมินโครงสร้างด้วยวิธีสถิตย์ไม่เชิงเส้น.....	169
4.3.1 ความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวและผลการประเมินของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กเมื่อไม่ได้พิจารณาผลของกำแพงอิฐก่อและบันได (แบบจำลองที่ M1).....	171
4.3.2 ความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวและผลการประเมินของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กเมื่อพิจารณาผลของกำแพงอิฐก่อ แต่ไม่ได้พิจารณาผลของบันได (แบบจำลองที่ M2).....	181
4.3.3 ความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวและผลการประเมินของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กเมื่อพิจารณาผลของบันได แต่ไม่ได้พิจารณาผลของกำแพงอิฐก่อของอาคารหอพักอาศัยตัวอย่างแบบที่ 1 (แบบจำลองที่ M3A) .	191
4.3.4 ความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวและผลการประเมินของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กเมื่อพิจารณาผลของบันได และ กำแพงอิฐก่อของอาคารหอพักอาศัยตัวอย่างแบบที่ 1 (แบบจำลองที่ M4A)	207

สารบัญ (ต่อ)

	หน้า
4.3.5 ความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวและผลการประเมินของอาคาร คอนกรีตเสริมเหล็ก เมื่อพิจารณาผลของบันได แต่ไม่ได้พิจารณาผล ของกำแพงอิฐก่อของอาคารหอพักอาศัยตัวอย่างแบบที่ 2 (แบบจำลองที่ M3B).....	221
4.3.6 ความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวและผลการประเมินของอาคาร คอนกรีตเสริมเหล็กเมื่อพิจารณาผลของบันได และ กำแพงอิฐก่อของ อาคารหอพักอาศัยตัวอย่างแบบที่ 2 (แบบจำลองที่ M4B).....	238
4.3.7 การเปรียบเทียบการวิเคราะห์ด้วยวิธีสถิตย์ไม่เชิงเส้น.....	254
บทที่ 5 สรุปผลการศึกษา.....	261
5.1 พฤติกรรมการสั่นไหว และ คุณสมบัติทางพลศาสตร์.....	261
5.2 การประเมินระดับสมรรถนะของโครงสร้างด้วยวิธีสถิตย์แบบเชิงเส้น.....	262
5.3 การประเมินระดับสมรรถนะของโครงสร้างด้วยวิธีสถิตย์แบบไม่เชิงเส้น.....	263
5.4 ข้อเสนอแนะ.....	267
เอกสารอ้างอิง.....	268
ภาคผนวก.....	271
ภาคผนวก ก. บทความงานวิจัยที่ได้รับตีพิมพ์เผยแพร่.....	272
ประวัติผู้เขียน.....	285

สารบัญตาราง

ตารางที่	หน้า
2.1	ค่าตัวประกอบของมวลประสิทธิผล (C_m).....24
2.2	ค่าตัวประกอบ C_030
3.1	กำลัง ณ จุดครากที่แท้จริงของเหล็กเสริมที่ผลิตภายในประเทศไทย (Kiattivisanchai, 2001) [26].....41
3.2	แสดงค่ากำลังขั้นต่ำของผนังอิฐก่อที่ระบุในมาตรฐาน มยผ. 1303-57 [1].....42
3.3	ตัวแปรในการสร้างแบบจำลองสำหรับวิธีแบบไม่เชิงเส้นของคานคอนกรีตเสริมเหล็ก.....45
3.4	ตัวแปรในการสร้างแบบจำลองสำหรับวิธีแบบไม่เชิงเส้นของเสาคอนกรีตเสริมเหล็ก.....48
3.5	ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเสียรูปของกำแพงอิฐก่อ.....53
3.6	เกณฑ์การยอมรับเชิงตัวเลขสำหรับวิธีเชิงเส้นของคานคอนกรีตเสริมเหล็ก.....62
3.7	เกณฑ์การยอมรับเชิงตัวเลขสำหรับวิธีเชิงเส้นของเสาคอนกรีตเสริมเหล็ก.....63
3.8	เกณฑ์การยอมรับเชิงตัวเลขสำหรับวิธีไม่เชิงเส้นของคานคอนกรีตเสริมเหล็ก.....65
3.9	เกณฑ์การยอมรับเชิงตัวเลขสำหรับวิธีไม่เชิงเส้นของเสาคอนกรีตเสริมเหล็ก.....66
3.10	เกณฑ์การยอมรับเชิงตัวเลขสำหรับวิธีไม่เชิงเส้นของโครงสร้างสำหรับกำแพงอิฐก่อ.....67
4.1	ค่าคาบธรรมชาติของการสั่นไหวในทิศทาง X และทิศทาง Y.....76
4.2	ค่าคาบการสั่นไหวที่ลดลง (%) และสถิติเฟสที่เพิ่มขึ้นในการพิจารณากำแพงอิฐก่อ.....76
4.3	ค่าคาบการสั่นไหวที่ลดลง (%) และสถิติเฟสที่เพิ่มขึ้นในการพิจารณาผลของบันได แต่ไม่ได้พิจารณาผลของกำแพงอิฐก่อ ของอาคารตัวอย่างแบบที่ 1.....77
4.4	ค่าคาบการสั่นไหวที่ลดลง (%) ในการพิจารณาผลของกำแพงอิฐก่อและบันได ของอาคารตัวอย่างแบบที่ 1.....77
4.5	ค่าคาบการสั่นไหวที่ลดลง (%) และสถิติเฟสที่เพิ่มขึ้นในการพิจารณาผลของบันได แต่ไม่ได้พิจารณาผลของกำแพงอิฐก่อ ของอาคารตัวอย่างแบบที่ 2.....78
4.6	ค่าคาบการสั่นไหวที่ลดลง (%) ในการพิจารณากำแพงอิฐก่อและบันไดของ อาคารตัวอย่างแบบที่ 2.....79
4.7	ค่าตัวแปรสำหรับการคำนวณหาแรงเฉือนที่ฐานอาคาร $V = C_1 C_2 C_m S_a W$80
4.8	แรงกระทำทางข้างในแต่ละระดับชั้นที่ใช้ในการประเมินระดับสตรณะของโครงสร้าง.....80
4.9	การเคลื่อนที่ของโครงสร้าง และ ค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ในทิศทางแกน X และ Y (แบบจำลองที่ M1)81
4.10	ผลการประเมินความเสียหายของคานที่มีค่า m (m-factor) สูงสุดในแต่ละชั้น (สำหรับวิธีสถิตย์เชิงเส้น) ของโครงข้อแข็งที่ 1 และ 4 (แบบจำลองที่ M1).....82

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และ VIII อังถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

สารบัญตาราง (ต่อ)

ตารางที่	หน้า
4.11 ผลการประเมินความเสียหายของคานที่มีค่า m (m -factor) สูงสุดในแต่ละชั้น (สำหรับวิธีสถิติเชิงเส้น) ของโครงข้อแข็งที่ 2 และ 3 (แบบจำลองที่ M1).....	82
4.12 ผลการประเมินความเสียหายของคานที่มีค่า m (m -factor) สูงสุดในแต่ละชั้น (สำหรับวิธีสถิติเชิงเส้น) ของโครงข้อแข็งที่ A และ F (แบบจำลองที่ M1).....	83
4.13 ผลการประเมินความเสียหายของคานที่มีค่า m (m -factor) สูงสุดในแต่ละชั้น (สำหรับวิธีสถิติเชิงเส้น) ของโครงข้อแข็งที่ B, C, D และ E (แบบจำลองที่ M1).....	83
4.14 ผลการประเมินความเสียหายของเสาที่มีค่า m (m -factor) สูงสุดในแต่ละชั้น (สำหรับวิธีสถิติเชิงเส้น) ของโครงข้อแข็งที่ 1 และ 4 (แบบจำลองที่ M1).....	85
4.15 ผลการประเมินความเสียหายของเสาที่มีค่า m (m -factor) สูงสุดในแต่ละชั้น (สำหรับวิธีสถิติเชิงเส้น) ของโครงข้อแข็งที่ 2 และ 3 (แบบจำลองที่ M1).....	85
4.16 จำนวนเปอร์เซ็นต์ของคานที่เกิดความเสียหายเกินกว่าค่าที่ยอมรับได้ที่ระดับ สรรณะต่างๆ (สำหรับวิธีสถิติเชิงเส้น) (แบบจำลองที่ M1).....	88
4.17 จำนวนเปอร์เซ็นต์ของเสาที่เกิดความเสียหายเกินกว่าค่าที่ยอมรับได้ที่ระดับ สรรณะต่างๆ (สำหรับวิธีสถิติเชิงเส้น) (แบบจำลองที่ M1).....	88
4.18 การเคลื่อนที่ของโครงสร้าง และ ค่าการเคลื่อนที่สัมพันธ์ในทิศทางแกน X และ Y (แบบจำลองที่ M2).....	89
4.19 ผลการประเมินความเสียหายของคานที่มีค่า m (m -factor) สูงสุดในแต่ละชั้น (สำหรับวิธีสถิติเชิงเส้น) ของโครงข้อแข็งที่ 1 และ 4 (แบบจำลองที่ M2).....	90
4.20 ผลการประเมินความเสียหายของคานที่มีค่า m (m -factor) สูงสุดในแต่ละชั้น (สำหรับวิธีสถิติเชิงเส้น) ของโครงข้อแข็งที่ 2 และ 3 (แบบจำลองที่ M2).....	90
4.21 ผลการประเมินความเสียหายของคานที่มีค่า m (m -factor) สูงสุดในแต่ละชั้น (สำหรับวิธีสถิติเชิงเส้น) ของโครงข้อแข็งที่ A และ F (แบบจำลองที่ M2).....	90
4.22 ผลการประเมินความเสียหายของคานที่มีค่า m (m -factor) สูงสุดในแต่ละชั้น (สำหรับวิธีสถิติเชิงเส้น) ของโครงข้อแข็งที่ B, C, D และ E (แบบจำลองที่ M2).....	91
4.23 ผลการประเมินความเสียหายของเสาที่มีค่า m (m -factor) สูงสุดในแต่ละชั้น (สำหรับวิธีสถิติเชิงเส้น) ของโครงข้อแข็งที่ 1 และ 4 (แบบจำลองที่ M2).....	92
4.24 ผลการประเมินความเสียหายของเสาที่มีค่า m (m -factor) สูงสุดในแต่ละชั้น (สำหรับวิธีสถิติเชิงเส้น) ของโครงข้อแข็งที่ 2 และ 3 (แบบจำลองที่ M2).....	92
4.25 ค่าแรงภายในที่เกิดขึ้นในชิ้นส่วนค้ำยันรับแรงอัด (แบบจำลองที่ M2).....	94

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และตัดอย่างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

สารบัญตาราง (ต่อ)

ตารางที่	หน้า
4.26 จำนวนเปอร์เซ็นต์ของคานที่เกิดความเสียหายเกินกว่าค่าที่ยอมรับได้ที่ระดับ สัณฐานต่างๆ (สำหรับวิธีสถิติเชิงเส้น) (แบบจำลองที่ M2).....	96
4.27 จำนวนเปอร์เซ็นต์ของเสาที่เกิดความเสียหายเกินกว่าค่าที่ยอมรับได้ที่ระดับ สัณฐานต่างๆ (สำหรับวิธีสถิติเชิงเส้น) (แบบจำลองที่ M2).....	97
4.28 การเคลื่อนที่ของโครงสร้าง และ ค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ในทิศทางแกน X และ Y (แบบจำลองที่ M3A).....	98
4.29 ผลการประเมินความเสียหายของคานที่มีค่า m (m-factor) สูงสุดในแต่ละชั้น (สำหรับวิธีสถิติเชิงเส้น) ของโครงข้อแข็งที่ 1 และ 4 (แบบจำลองที่ M3A).....	99
4.30 ผลการประเมินความเสียหายของคานที่มีค่า m (m-factor) สูงสุดในแต่ละชั้น (สำหรับวิธีสถิติเชิงเส้น) ของโครงข้อแข็งที่ 2 และ 3 (แบบจำลองที่ M3A).....	99
4.31 ผลการประเมินความเสียหายของคานที่มีค่า m (m-factor) สูงสุดในแต่ละชั้น (สำหรับวิธีสถิติเชิงเส้น) ของโครงข้อแข็งที่ A และ F (แบบจำลองที่ M3A).....	99
4.32 ผลการประเมินความเสียหายของคานที่มีค่า m (m-factor) สูงสุดในแต่ละชั้น (สำหรับวิธีสถิติเชิงเส้น) ของโครงข้อแข็งที่ B และ E (แบบจำลองที่ M3A).....	100
4.33 ผลการประเมินความเสียหายของคานที่มีค่า m (m-factor) สูงสุดในแต่ละชั้น (สำหรับวิธีสถิติเชิงเส้น) ของโครงข้อแข็งที่ C และ D (แบบจำลองที่ M3A).....	100
4.34 ผลการประเมินความเสียหายของเสาที่มีค่า m (m-factor) สูงสุดในแต่ละชั้น (สำหรับวิธีสถิติเชิงเส้น) ของโครงข้อแข็งที่ 1 และ 4 (แบบจำลองที่ M3A).....	102
4.35 ผลการประเมินความเสียหายของเสาที่มีค่า m (m-factor) สูงสุดในแต่ละชั้น (สำหรับวิธีสถิติเชิงเส้น) ของโครงข้อแข็งที่ 2 และ 3 (เฉพาะ line B + E) (แบบจำลองที่ M3A).....	102
4.36 ผลการประเมินความเสียหายของเสาที่มีค่า m (m-factor) สูงสุดในแต่ละชั้น (สำหรับวิธีสถิติเชิงเส้น) ของโครงข้อแข็งที่ 2 และ 3 (เฉพาะ line C + D) (แบบจำลองที่ M3A).....	102
4.37 ผลการประเมินความเสียหายของเสาที่มีค่า m (m-factor) สูงสุดในแต่ละชั้น (สำหรับวิธีสถิติเชิงเส้น) ของโครงข้อแข็งที่ 2 (เฉพาะ line A + F) (แบบจำลองที่ M3A).....	104

สารบัญตาราง (ต่อ)

ตารางที่	หน้า
4.38 ผลการประเมินความเสียหายของเสาที่มีค่า m (m -factor) สูงสุดในแต่ละชั้น (สำหรับวิธีสถิติเชิงเส้น) ของโครงข้อแข็งที่ 3 (เฉพาะ line A + F) (แบบจำลองที่ M3A).....	104
4.39 ผลการประเมินความเสียหายของบันไดที่มีค่า m (m -factor) สูงสุดในชั้นส่วน staircase slab (แบบจำลองที่ M3A).....	106
4.40 ผลการประเมินความเสียหายของบันไดที่มีค่า m (m -factor) สูงสุดในชั้นส่วน landing slab (แบบจำลองที่ M3A).....	107
4.41 จำนวนเปอร์เซ็นต์ของคานที่เกิดความเสียหายเกินกว่าค่าที่ยอมรับได้ที่ระดับ สรรณะต่างๆ (สำหรับวิธีสถิติเชิงเส้น) (แบบจำลองที่ M3A).....	111
4.42 จำนวนเปอร์เซ็นต์ของเสาที่เกิดความเสียหายเกินกว่าค่าที่ยอมรับได้ที่ระดับ สรรณะต่างๆ (สำหรับวิธีสถิติเชิงเส้น) (แบบจำลองที่ M3A).....	112
4.43 การเคลื่อนที่ของโครงสร้าง และ ค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ในทิศทางแกน X และ Y (แบบจำลองที่ M4A).....	113
4.44 ผลการประเมินความเสียหายของคานที่มีค่า m (m -factor) สูงสุดในแต่ละชั้น (สำหรับวิธีสถิติเชิงเส้น) ของโครงข้อแข็งที่ 1 และ 4 (แบบจำลองที่ M4A).....	113
4.45 ผลการประเมินความเสียหายของคานที่มีค่า m (m -factor) สูงสุดในแต่ละชั้น (สำหรับวิธีสถิติเชิงเส้น) ของโครงข้อแข็งที่ 2 และ 3 (แบบจำลองที่ M4A).....	114
4.46 ผลการประเมินความเสียหายของคานที่มีค่า m (m -factor) สูงสุดในแต่ละชั้น (สำหรับวิธีสถิติเชิงเส้น) ของโครงข้อแข็งที่ A และ F (แบบจำลองที่ M4A).....	114
4.47 ผลการประเมินความเสียหายของคานที่มีค่า m (m -factor) สูงสุดในแต่ละชั้น (สำหรับวิธีสถิติเชิงเส้น) ของโครงข้อแข็งที่ B , C , D และ E (แบบจำลองที่ M4A).....	114
4.48 ผลการประเมินความเสียหายของเสาที่มีค่า m (m -factor) สูงสุดในแต่ละชั้น (สำหรับวิธีสถิติเชิงเส้น) ของโครงข้อแข็งที่ 1 และ 4 (แบบจำลองที่ M4A).....	116
4.49 ผลการประเมินความเสียหายของเสาที่มีค่า m (m -factor) สูงสุดในแต่ละชั้น (สำหรับวิธีสถิติเชิงเส้น) ของโครงข้อแข็งที่ 2 และ 3 (เฉพาะ line B , C , D และ E) (แบบจำลองที่ M4A).....	116
4.50 ผลการประเมินความเสียหายของเสาที่มีค่า m (m -factor) สูงสุดในแต่ละชั้น (สำหรับวิธีสถิติเชิงเส้น) ของโครงข้อแข็งที่ 2 (เฉพาะ line A และ F) (แบบจำลองที่ M4A).....	117

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และตัดทอนอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

สารบัญตาราง (ต่อ)

ตารางที่	หน้า
4.51 ผลการประเมินความเสียหายของเสาที่มีค่า m (m -factor) สูงสุดในแต่ละชั้น (สำหรับวิธีสถิติเชิงเส้น) ของโครงข้อแข็งที่ 3 (เฉพาะ line A และ F) (แบบจำลองที่ M4A).....	117
4.52 ผลการประเมินความเสียหายของบันไดที่มีค่า m (m -factor) สูงสุด ในชั้นส่วน staircase slab (แบบจำลองที่ M4A).....	121
4.53 ผลการประเมินความเสียหายของบันไดที่มีค่า m (m -factor) สูงสุด ในชั้นส่วน landing slab (แบบจำลองที่ M4A).....	121
4.54 จำนวนเปอร์เซ็นต์ของคานที่เกิดความเสียหายเกินกว่าค่าที่ยอมรับได้ที่ระดับ สรรณะต่างๆ (สำหรับวิธีสถิติเชิงเส้น) (แบบจำลองที่ M4A).....	124
4.55 จำนวนเปอร์เซ็นต์ของเสาที่เกิดความเสียหายเกินกว่าค่าที่ยอมรับได้ที่ระดับ สรรณะต่างๆ (สำหรับวิธีสถิติเชิงเส้น) (แบบจำลองที่ M4A).....	125
4.56 การเคลื่อนที่ของโครงสร้าง และ ค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ในทิศทางแกน X และ Y (แบบจำลองที่ M3B).....	126
4.57 ผลการประเมินความเสียหายของคานที่มีค่า m (m -factor) สูงสุดในแต่ละชั้น (สำหรับวิธีสถิติเชิงเส้น) ของโครงข้อแข็งที่ 1 (แบบจำลองที่ M3B).....	127
4.58 ผลการประเมินความเสียหายของคานที่มีค่า m (m -factor) สูงสุดในแต่ละชั้น (สำหรับวิธีสถิติเชิงเส้น) ของโครงข้อแข็งที่ 2 (แบบจำลองที่ M3B).....	127
4.59 ผลการประเมินความเสียหายของคานที่มีค่า m (m -factor) สูงสุดในแต่ละชั้น (สำหรับวิธีสถิติเชิงเส้น) ของโครงข้อแข็งที่ 3 (แบบจำลองที่ M3B).....	127
4.60 ผลการประเมินความเสียหายของคานที่มีค่า m (m -factor) สูงสุดในแต่ละชั้น (สำหรับวิธีสถิติเชิงเส้น) ของโครงข้อแข็งที่ 4 (แบบจำลองที่ M3B).....	128
4.61 ผลการประเมินความเสียหายของคานที่มีค่า m (m -factor) สูงสุดในแต่ละชั้น (สำหรับวิธีสถิติเชิงเส้น) ของโครงข้อแข็งที่ A และ F (แบบจำลองที่ M3B).....	128
4.62 ผลการประเมินความเสียหายของคานที่มีค่า m (m -factor) สูงสุดในแต่ละชั้น (สำหรับวิธีสถิติเชิงเส้น) ของโครงข้อแข็งที่ B และ E (แบบจำลองที่ M3B).....	128
4.63 ผลการประเมินความเสียหายของคานที่มีค่า m (m -factor) สูงสุดในแต่ละชั้น (สำหรับวิธีสถิติเชิงเส้น) ของโครงข้อแข็งที่ C และ D (แบบจำลองที่ M3B).....	129
4.64 ผลการประเมินความเสียหายของเสาที่มีค่า m (m -factor) สูงสุดในแต่ละชั้น (สำหรับวิธีสถิติเชิงเส้น) ของโครงข้อแข็งที่ 1 (แบบจำลองที่ M3B).....	130

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และตั้งข้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

สารบัญตาราง (ต่อ)

ตารางที่	หน้า
4.65 ผลการประเมินความเสียหายของเสาที่มีค่า m (m-factor) สูงสุดในแต่ละชั้น (สำหรับวิธีสถิติเชิงเส้น) ของโครงข้อแข็งที่ 2 (แบบจำลองที่ M3B).....	130
4.66 ผลการประเมินความเสียหายของเสาที่มีค่า m (m-factor) สูงสุดในแต่ละชั้น (สำหรับวิธีสถิติเชิงเส้น) ของโครงข้อแข็งที่ 3 (แบบจำลองที่ M3B).....	130
4.67 ผลการประเมินความเสียหายของเสาที่มีค่า m (m-factor) สูงสุดในแต่ละชั้น (สำหรับวิธีสถิติเชิงเส้น) ของโครงข้อแข็งที่ 4 (เฉพาะ line A , B, E และ F) (แบบจำลองที่ M3B).....	131
4.68 ผลการประเมินความเสียหายของเสาที่มีค่า m (m-factor) สูงสุดในแต่ละชั้น (สำหรับวิธีสถิติเชิงเส้น) ของโครงข้อแข็งที่ 4 (เฉพาะ line C) (แบบจำลองที่ M3B).....	133
4.69 ผลการประเมินความเสียหายของเสาที่มีค่า m (m-factor) สูงสุดในแต่ละชั้น (สำหรับวิธีสถิติเชิงเส้น) ของโครงข้อแข็งที่ 4 (เฉพาะ line D) (แบบจำลองที่ M3B).....	133
4.70 ผลการประเมินความเสียหายของบันไดที่มีค่า m (m-factor) สูงสุด ในชั้นส่วน staircase slab (แบบจำลองที่ M3B).....	135
4.71 ผลการประเมินความเสียหายของบันไดที่มีค่า m (m-factor) สูงสุด ในชั้นส่วน landing slab (แบบจำลองที่ M3B).....	135
4.72 จำนวนเปอร์เซ็นต์ของคานที่เกิดความเสียหายเกินกว่าค่าที่ยอมรับได้ที่ระดับ สรรณะต่างๆ (สำหรับวิธีสถิติเชิงเส้น) (แบบจำลองที่ M3B).....	140
4.73 จำนวนเปอร์เซ็นต์ของเสาที่เกิดความเสียหายเกินกว่าค่าที่ยอมรับได้ที่ระดับ สรรณะต่างๆ (สำหรับวิธีสถิติเชิงเส้น) (แบบจำลองที่ M3B).....	141
4.74 การเคลื่อนที่ของโครงสร้าง และ ค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ในทิศทางแกน X และ Y (แบบจำลองที่ M4B).....	142
4.75 ผลการประเมินความเสียหายของคานที่มีค่า m (m-factor) สูงสุดในแต่ละชั้น (สำหรับวิธีสถิติเชิงเส้น) ของโครงข้อแข็งที่ 1 , 2 , 3 และ 4 (แบบจำลองที่ M4B).....	142
4.76 ผลการประเมินความเสียหายของคานที่มีค่า m (m-factor) สูงสุดในแต่ละชั้น (สำหรับวิธีสถิติเชิงเส้น) ของโครงข้อแข็งที่ A , B , E และ F (แบบจำลองที่ M4B).....	143
4.77 ผลการประเมินความเสียหายของคานที่มีค่า m (m-factor) สูงสุดในแต่ละชั้น (สำหรับวิธีสถิติเชิงเส้น) ของโครงข้อแข็งที่ C และ D (แบบจำลองที่ M4B).....	143
4.78 ผลการประเมินความเสียหายของเสาที่มีค่า m (m-factor) สูงสุดในแต่ละชั้น (สำหรับวิธีสถิติเชิงเส้น) ของโครงข้อแข็งที่ 1 (แบบจำลองที่ M4B).....	145

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และ xiii ำงอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

สารบัญตาราง (ต่อ)

ตารางที่	หน้า
4.79 ผลการประเมินความเสียหายของเสาที่มีค่า m (m-factor) สูงสุดในแต่ละชั้น (สำหรับวิธีสถิติเชิงเส้น) ของโครงข้อแข็งที่ 2 (แบบจำลองที่ M4B).....	145
4.80 ผลการประเมินความเสียหายของเสาที่มีค่า m (m-factor) สูงสุดในแต่ละชั้น (สำหรับวิธีสถิติเชิงเส้น) ของโครงข้อแข็งที่ 3 (แบบจำลองที่ M4B).....	145
4.81 ผลการประเมินความเสียหายของเสาที่มีค่า m (m-factor) สูงสุดในแต่ละชั้น (สำหรับวิธีสถิติเชิงเส้น) ของโครงข้อแข็งที่ 4 (เฉพาะ line A + B+ E+ F) (แบบจำลองที่ M4B).....	146
4.82 ผลการประเมินความเสียหายของเสาที่มีค่า m (m-factor) สูงสุดในแต่ละชั้น (สำหรับวิธีสถิติเชิงเส้น) ของโครงข้อแข็งที่ 4 (เฉพาะ line C) (แบบจำลองที่ M4B)	147
4.83 ผลการประเมินความเสียหายของเสาที่มีค่า m (m-factor) สูงสุดในแต่ละชั้น (สำหรับวิธีสถิติเชิงเส้น) ของโครงข้อแข็งที่ 4 (เฉพาะ line D) (แบบจำลองที่ M4B)	148
4.84 ผลการประเมินความเสียหายของบันไดที่มีค่า m (m-factor) สูงสุด ในชั้นส่วน staircase slab (แบบจำลองที่ M4B).....	150
4.85 ผลการประเมินความเสียหายของบันไดที่มีค่า m (m-factor) สูงสุด ในชั้นส่วน landing slab (แบบจำลองที่ M4B).....	150
4.86 จำนวนเปอร์เซ็นต์ของคานที่เกิดความเสียหายเกินกว่าค่าที่ยอมรับได้ที่ระดับ สรรณณะต่างๆ (สำหรับวิธีสถิติเชิงเส้น) (แบบจำลองที่ M4B).....	154
4.87 จำนวนเปอร์เซ็นต์ของเสาที่เกิดความเสียหายเกินกว่าค่าที่ยอมรับได้ที่ระดับ สรรณณะต่างๆ (สำหรับวิธีสถิติเชิงเส้น) (แบบจำลองที่ M4B).....	154
4.88 ค่าตัวแปรสำหรับการคำนวณหาค่าการเคลื่อนตัวเป้าหมายของจุดควบคุม (แบบจำลองที่ M1)	178
4.89 Force – Displacement และ ผลประเมินความเสียหายขององค์อาคารจาก วิธีสถิติไม่เชิงเส้นในทิศทาง x (แบบจำลองที่ M1).....	179
4.90 Force – Displacement และ ผลประเมินความเสียหายขององค์อาคารจาก วิธีสถิติไม่เชิงเส้นในทิศทาง y (แบบจำลองที่ M1).....	179
4.91 ค่าตัวแปรสำหรับการคำนวณหาค่าการเคลื่อนตัวเป้าหมายของจุดควบคุม (แบบจำลองที่ M2)	188
4.92 Force – Displacement และ ผลประเมินความเสียหายขององค์อาคารจาก วิธีสถิติไม่เชิงเส้นในทิศทาง x (แบบจำลองที่ M2).....	189

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และ XIV ำงอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

สารบัญตาราง (ต่อ)

ตารางที่	หน้า
4.93 Force – Displacement และ ผลประเมินความเสียหายขององค์อาคารจากวิธีสถิตยไม่เชิงเส้นในทิศทาง y (แบบจำลองที่ M2).....	189
4.94 ค่าตัวแปรสำหรับการคำนวณหาค่าการเคลื่อนตัวเป้าหมายของจุดควบคุม (แบบจำลองที่ M3A)	204
4.95 Force – Displacement และ ผลประเมินความเสียหายขององค์อาคารจากวิธีสถิตยไม่เชิงเส้นในทิศทาง x (แบบจำลองที่ M3A).....	205
4.96 Force – Displacement และ ผลประเมินความเสียหายขององค์อาคารจากวิธีสถิตยไม่เชิงเส้นในทิศทาง y (แบบจำลองที่ M3A)	205
4.97 ค่าตัวแปรสำหรับการคำนวณหาค่าการเคลื่อนตัวเป้าหมายของจุดควบคุม (แบบจำลองที่ M4A)	218
4.98 Force – Displacement และ ผลประเมินความเสียหายขององค์อาคารจากวิธีสถิตยไม่เชิงเส้นในทิศทาง x (แบบจำลองที่ M4A).....	219
4.99 Force – Displacement และ ผลประเมินความเสียหายขององค์อาคารจากวิธีสถิตยไม่เชิงเส้นในทิศทาง y (แบบจำลองที่ M4A).....	220
4.100 ค่าตัวแปรสำหรับการคำนวณหาค่าการเคลื่อนตัวเป้าหมายของจุดควบคุม (แบบจำลองที่ M3B)	234
4.101 Force – Displacement และ ผลประเมินความเสียหายขององค์อาคารจากวิธีสถิตยไม่เชิงเส้นในทิศทาง x (แบบจำลองที่ M3B).....	236
4.102 Force – Displacement และ ผลประเมินความเสียหายขององค์อาคารจากวิธีสถิตยไม่เชิงเส้นในทิศทาง y (แบบจำลองที่ M3B).....	236
4.103 ค่าตัวแปรสำหรับการคำนวณหาค่าการเคลื่อนตัวเป้าหมายของจุดควบคุม (แบบจำลองที่ M4B)	251
4.104 Force – Displacement และ ผลประเมินความเสียหายขององค์อาคารจากวิธีสถิตยไม่เชิงเส้นในทิศทาง x (แบบจำลองที่ M4B).....	252
4.105 Force – Displacement และ ผลประเมินความเสียหายขององค์อาคารจากวิธีสถิตยไม่เชิงเส้นในทิศทาง y (แบบจำลองที่ M4B).....	253

สารบัญรูป

รูปที่	หน้า
2.1 แบบจำลองโครงสร้างอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กแบบ Flexible Support (ซ้าย) และ Fixed Support (ขวา) ; นรเทพ ชูพล [4].....	5
2.2 Capacity Curve (เมื่อพิจารณาผลของกำแพงอิฐก่อ) ; นรเทพ ชูพล [4].....	6
2.3 Capacity Curve (เมื่อพิจารณาผลของ Rigid Zone และ Rigid Beam-Column Joint) ; นรเทพ ชูพล [4].....	7
2.4 Capacity Curve (เมื่อพิจารณาผลของฐานราก) ; นรเทพ ชูพล [4].....	7
2.5 ลักษณะพฤติกรรมโครงสร้างอาคารที่มีผนังอิฐก่อ [5 , 6].....	8
2.6 การเปรียบเทียบกำลังรับแรงและรูปแบบการวิบัติโครงสร้างอาคารที่มีและไม่มีผนังอิฐก่อ [5 , 6]...9	
2.7 แบบจำลองอาคารที่มีการใส่ค้ำยันในแนวทแยง ; รัตนไพศาลศรี , ธิเรศวรรษ์ [8].....	10
2.8 แบบจำลองโครงสร้างข้อแข็งคอนกรีตเสริมเหล็กและผนังอิฐก่อ ; ชนิภา เนตรรัตน์ [9].....	11
2.9 ความเสียหายที่เกิดขึ้นของบันไดในเหตุการณ์แผ่นดินไหว Wenchuan Earthquake [14 , 15].....	13
2.10 การเป็นเสาสั้นที่เกิดขึ้นจากบันได.....	14
2.11 ผนังอาคารที่ใช้ในการวิเคราะห์ ; Cuifang Xu และ Tiejing Li [24].....	15
2.12 แบบจำลองที่ใช้ในการศึกษา ; Anjan B.K , C.N. Yadunandan และ Keerthi Gowda B.S [10].....	16
2.13 แบบจำลอง 3 มิติ ที่ใช้ในการศึกษา ; S.Fallahi และ M. Alirezaei [12].....	17
2.14 แรงภายในที่เกิดขึ้นในเสาดำเนิน line 3-D ; Huanjun Jiang , Haiyan Gao และ Bin Wang [15].....	18
2.15 แพลนอาคารที่ใช้ในการศึกษาเกี่ยวกับการวิบัติของอาคาร ; Huanjun Jiang , Haiyan Gao และ Bin Wang [15].....	19
2.16 ความเสียหายที่เกิดขึ้นในการวิเคราะห์โดยไม่พิจารณาผลของบันได; Huanjun Jiang , Haiyan Gao และ Bin Wang [15].....	19
2.17 ความเสียหายที่เกิดขึ้นในการวิเคราะห์โดยพิจารณาผลของบันได ; Huanjun Jiang , Haiyan Gao และ Bin Wang [15].....	20
2.18 สมมุติฐานของวิธีสถิตเชิงเส้น.....	22
2.19 การกระจายแรงกระทำทางข้างโดยวิธีแรงสถิตเทียบเท่า.....	22
2.20 แรงภายในและการเสียรูปของชิ้นส่วนเนื่องจากแรงกระทำด้านข้างเทียบ.....	26

สารบัญญรูป (ต่อ)

รูปที่	หน้า
2.21 การวิเคราะห์โดยวิธี Non-linear Static Pushover	27
2.22 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนที่ฐานกับการเคลื่อนที่ที่ยอดอาคาร (pushover curve).....	29
2.23 ความสัมพันธ์ในอุดมคติระหว่างแรงเฉือนรวมที่ฐานและการเคลื่อนที่ของจุด ควบคุมที่ยอดอาคาร (Idealized Force-Displacement curve)	29
3.1 รูปแปลนชั้นที่ 1 ของอาคารหอพักอาศัยตัวอย่างแบบที่ 1.....	35
3.2 รูปแปลนชั้นที่ 2-5 ของอาคารหอพักอาศัยตัวอย่างแบบที่ 1	35
3.3 รูปแปลนชั้นที่ 1 ของอาคารหอพักอาศัยตัวอย่างแบบที่ 2.....	36
3.4 รูปแปลนชั้นที่ 2-5 ของอาคารหอพักอาศัยตัวอย่างแบบที่ 2	36
3.5 รูปแปลนชั้นหลังคา ของอาคารหอพักอาศัยตัวอย่างแบบที่ 1 และ 2	37
3.6 รูปตัดตามยาวของอาคารหอพักอาศัยตัวอย่างแบบที่ 1	37
3.7 รูปตัดตามขวางของอาคารหอพักอาศัยตัวอย่างแบบที่ 2	38
3.8 รายละเอียดของโครงสร้างคานของอาคารหอพักอาศัยตัวอย่างแบบที่ 1 และ 2.....	38
3.9 รายละเอียดของโครงสร้างเสาของอาคารหอพักอาศัยตัวอย่างแบบที่ 1 และ 2	39
3.10 รายละเอียดของโครงสร้างบันไดของอาคารหอพักอาศัยตัวอย่างแบบที่ 1 และ 2.....	39
3.11 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเสีรูปขององค์อาคาร (การเสีรูป).....	43
3.12 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเสีรูปขององค์อาคาร (อัตราส่วนการเสีรูป).....	44
3.13 ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์และความสามารถในการหมุนของจุดหมุนพลาสติกเนื่อง จากโมเมนต์ดัด	44
3.14 การกำหนด plastic hinge ของคานในโปรแกรมไฟไนต์เอลิเมนต์.....	46
3.15 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงตามแนวแกนและโมเมนต์ของเสา	47
3.16 การกำหนด plastic hinge ของเสาในโปรแกรมไฟไนต์เอลิเมนต์.....	50
3.17 แบบจำลองกำแพงก่ออิฐ แบบ ค้ำยันแนวทแยงเทียบเท่า.....	51
3.18 ความสัมพันธ์ระหว่าง story drift ratio และ normalized force ของกำแพงอิฐก่อ.....	52
3.19 การกำหนด plastic hinge ของกำแพงอิฐก่อในโปรแกรมไฟไนต์เอลิเมนต์	53
3.20 รูปตัดขวางของบันไดในอาคารตัวอย่าง	54
3.21 แบบจำลองของบันไดที่ใช้ในการวิเคราะห์แบบเชิงเส้น และไม่เชิงเส้นของบันไดคอนกรีต เสริมเหล็ก.....	54
3.22 ลักษณะจุดต่อของโครงสร้างจริง	55
3.23 แบบจำลองคานที่พิจารณาผลของ Rigid Zone	55

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และผู้จัดทำจึงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

สารบัญรูป (ต่อ)

รูปที่	หน้า
3.24	การกำหนด rigid zone ในโปรแกรมไฟไนต์เอลิเมนต์.....56
3.25	ระดับสมรรถนะของโครงสร้างและอาคาร57
3.26	เกณฑ์การยอมรับสำหรับระดับสมรรถนะต่างๆ59
3.27	สเปกตรัมการตอบสนองในบริเวณกรุงเทพมหานครที่จะนำมาศึกษาและ ประเมินความต้านทานแผ่นดินไหว.....68
4.1	พฤติกรรมการสั่นไหวของโครงสร้างโดยไม่ได้พิจารณาผลของกำแพงอิฐก่อ และบันได (แบบจำลองที่ M1)70
4.2	พฤติกรรมการสั่นไหวของโครงสร้างโดยพิจารณาผลของกำแพงอิฐก่อ แต่ มิได้พิจารณาผลของบันได (แบบจำลองที่ M2).....71
4.3	พฤติกรรมการสั่นไหวของโครงสร้างโดยพิจารณาผลของบันได แต่ มิได้พิจารณา ผลของกำแพงอิฐก่อ (อาคารตัวอย่างรูปแบบที่ 1) (แบบจำลองที่ M3A).....72
4.4	พฤติกรรมการสั่นไหวของโครงสร้างโดยพิจารณาผลของกำแพงอิฐก่อและบันได (อาคารตัวอย่างรูปแบบที่ 1) (แบบจำลองที่ M4A) 73
4.5	พฤติกรรมการสั่นไหวของโครงสร้างโดยพิจารณาผลของบันได แต่ มิได้พิจารณา ผลของกำแพงอิฐก่อ (อาคารตัวอย่างรูปแบบที่ 2) (แบบจำลองที่ M3B).....74
4.6	พฤติกรรมการสั่นไหวของโครงสร้างโดยพิจารณาผลของกำแพงอิฐก่อและบันได (อาคารตัวอย่างรูปแบบที่ 2) (แบบจำลองที่ M4B).....75
4.7	ความเสียหายของคานที่มีค่า m (m-factor) สูงสุดในแต่ละชั้น (สำหรับวิธีสถิตยเชิงเส้น) (แบบจำลองที่ M1).....84
4.8	ความเสียหายของเสาที่มีค่า m (m-factor) สูงสุดในแต่ละชั้น (สำหรับวิธีสถิตยเชิงเส้น) (แบบจำลองที่ M1).....86
4.9	ระดับสมรรถนะของโครงสร้างคานและเสา ในโครงข้อแข็งที่ 1 และ 4 (แบบจำลองที่ M1)86
4.10	ระดับสมรรถนะของโครงสร้างคานและเสา ในโครงข้อแข็งที่ 2 และ 3 (แบบจำลองที่ M1)87
4.11	ระดับสมรรถนะของโครงสร้างคานและเสา ในโครงข้อแข็งที่ A และ F (ซ้าย) และ โครงข้อแข็งที่ B , C , D และ E (ขวา) (แบบจำลองที่ M1).....87
4.12	ความเสียหายของคานที่มีค่า m (m-factor) สูงสุดในแต่ละชั้น (สำหรับวิธีสถิตยเชิงเส้น) (แบบจำลองที่ M2)91

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องแจ้งถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

สารบัญรูป (ต่อ)

รูปที่	หน้า
4.13 ความเสียหายของเสาที่มีค่า m (m -factor) สูงสุดในแต่ละชั้น (สำหรับวิธีสถิตยฺเชิงเส้น) (แบบจำลองที่ M2).....	93
4.14 ค่า DCR (Demand Capacity Ratio) ของชิ้นส่วนค้ำยันรับแรงอัดเนื่องจากผลของ แรงอัดในแนวแกน (ซ้าย) และ ผลของแรงเฉือน (ขวา) (แบบจำลองที่ M2).....	94
4.15 ระดับสมรรถนะของโครงสร้างคานและเสาในโครงข้อแข็งที่ 1 และ 4 (แบบจำลองที่ M2)....	95
4.16 ระดับสมรรถนะของโครงสร้างคานและเสาในโครงข้อแข็งที่ 2 และ 3 (แบบจำลองที่ M2)....	95
4.17 ระดับสมรรถนะของโครงสร้างคานและเสา ในโครงข้อแข็งที่ A และ F (ซ้าย) และโครงข้อแข็งที่ B , C , D และ E (ขวา) (แบบจำลองที่ M2).....	96
4.18 ความเสียหายของคานที่มีค่า m (m -factor) สูงสุดในแต่ละชั้น (สำหรับวิธีสถิตยฺเชิงเส้น) (แบบจำลองที่ M3A).....	101
4.19 ความเสียหายของเสาที่มีค่า m (m -factor) สูงสุดในแต่ละชั้น (สำหรับวิธีสถิตยฺเชิงเส้น) (แบบจำลองที่ M3A).....	103
4.20 ความเสียหายของเสาที่แสดงโดยค่า m (m -factor) สำหรับเสาของโครงข้อแข็งที่ 2 และ 3 (line A และ F) ที่มีพฤติกรรมเป็นแบบเสาสั้น (แบบจำลองที่ M3A).....	105
4.21 ชิ้นส่วนของแบบจำลองบันได (แบบจำลองที่ M3A).....	106
4.22 ความเสียหายของบันไดที่มีค่า m (m -factor) สูงสุดในแต่ละชั้น (สำหรับวิธีสถิตยฺเชิงเส้น) (แบบจำลองที่ M3A).....	107
4.23 ระดับสมรรถนะของโครงสร้างคานและเสาในโครงข้อแข็งที่ 1 และ 4 (แบบจำลองที่ M3A).....	108
4.24 ระดับสมรรถนะของโครงสร้างคานและเสา ในโครงข้อแข็งที่ 2 (แบบจำลองที่ M3A).....	109
4.25 ระดับสมรรถนะของโครงสร้างคานและเสา ในโครงข้อแข็งที่ 3 (แบบจำลองที่ M3A).....	109
4.26 ระดับสมรรถนะของโครงสร้างคานและเสา ในโครงข้อแข็งที่ A และ F (แบบจำลองที่ M3A).....	110
4.27 ระดับสมรรถนะของโครงสร้างคานและเสา ในโครงข้อแข็งที่ B และ E (ซ้าย) และ โครงข้อแข็งที่ C และ D (ขวา) (แบบจำลองที่ M3A).....	110
4.28 ระดับสมรรถนะของโครงสร้างบันได ($K = 1.00$) (ซ้าย) และ ($K = 0.75$) (ขวา) (แบบจำลองที่ M3A).....	111
4.29 ความเสียหายของคานที่มีค่า m (m -factor) สูงสุดในแต่ละชั้น (สำหรับวิธีสถิตยฺเชิงเส้น) (แบบจำลองที่ M4A).....	115

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรรมใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

สารบัญรูป (ต่อ)

รูปที่	หน้า
4.30 ความเสียหายของเสาที่มีค่า m (m -factor) สูงสุดในแต่ละชั้น (สำหรับวิธีสถิตยฺเชิงเส้น) (แบบจำลองที่ M4A)	118
4.31 ความเสียหายของเสาที่แสดงโดยค่า m (m -factor) สำหรับเสาของโครงข้อแข็งที่ 2 และ 3 (line A และ F) ที่มีพฤติกรรมเป็นแบบเสาสั้น (แบบจำลองที่ M4A).....	118
4.32 ค่า DCR (Demand Capacity Ratio) ของชิ้นส่วนค้ำยันรับแรงอัดเนื่องจากผลของ แรงอัดในแนวแกน (ซ้าย) และ ผลของแรงเฉือน (ขวา) (แบบจำลองที่ M4A).....	120
4.33 ความเสียหายของบันไดที่มีค่า m (m -factor) สูงสุดในแต่ละชั้น (สำหรับวิธีสถิตยฺเชิงเส้น) (แบบจำลองที่ M4A).....	121
4.34 ระดับสมรรถนะของโครงสร้างคานและเสา ในโครงข้อแข็งที่ 1 และ 4 (แบบจำลองที่ M4A).....	122
4.35 ระดับสมรรถนะของโครงสร้างคานและเสา ในโครงข้อแข็งที่ 2 (แบบจำลองที่ M4A).....	122
4.36 ระดับสมรรถนะของโครงสร้างคานและเสา ในโครงข้อแข็งที่ 3 (แบบจำลองที่ M4A).....	123
4.37 ระดับสมรรถนะของโครงสร้างคานและเสา ในโครงข้อแข็งที่ A และ F (ซ้าย) และ โครงข้อแข็งที่ B, C, D และ E (ขวา) (แบบจำลองที่ M4A).....	123
4.38 ระดับสมรรถนะของโครงสร้างบันได ($K = 1.00$) (ซ้าย) และ ($K = 0.75$) (ขวา) (แบบจำลองที่ M4A).....	124
4.39 ความเสียหายของคานที่มีค่า m (m -factor) สูงสุดในแต่ละชั้น (สำหรับวิธีสถิตยฺเชิงเส้น) (แบบจำลองที่ M3B)	129
4.40 ความเสียหายของเสาที่มีค่า m (m -factor) สูงสุดในแต่ละชั้น (สำหรับวิธีสถิตยฺเชิงเส้น) (แบบจำลองที่ M3B)	131
4.41 ความเสียหายของเสาที่แสดงโดยค่า m (m -factor) สำหรับเสาของโครงข้อแข็งที่ 4 (line C และ D) ที่มีพฤติกรรมเป็นแบบเสาสั้น (แบบจำลองที่ M3B).....	134
4.42 ความเสียหายของบันไดที่มีค่า m (m -factor) สูงสุดในแต่ละชั้น (สำหรับวิธีสถิตยฺเชิงเส้น) (แบบจำลองที่ M3B).....	136
4.43 ระดับสมรรถนะของโครงสร้างคานและเสา ในโครงข้อแข็งที่ 1 (แบบจำลองที่ M3B).....	137
4.44 ระดับสมรรถนะของโครงสร้างคานและเสา ในโครงข้อแข็งที่ 2 (แบบจำลองที่ M3B).....	137
4.45 ระดับสมรรถนะของโครงสร้างคานและเสา ในโครงข้อแข็งที่ 3 (แบบจำลองที่ M3B).....	138
4.46 ระดับสมรรถนะของโครงสร้างคานและเสา ในโครงข้อแข็งที่ 4 (แบบจำลองที่ M3B).....	138

สารบัญรูป (ต่อ)

รูปที่	หน้า
4.47 ระดับสมรรถนะของโครงสร้างคานและเสา ในโครงข้อแข็งที่ A และ F (ซ้าย) และ โครงข้อแข็งที่ B และ E (ขวา) (แบบจำลองที่ M3B).....	139
4.48 ระดับสมรรถนะของโครงสร้างคานและเสา ในโครงข้อแข็งที่ C (ซ้าย) และ โครงข้อแข็งที่ D (ขวา) (แบบจำลองที่ M3B).....	139
4.49 ระดับสมรรถนะของโครงสร้างบันได ($K = 1.00$) (ซ้าย) และ ($K = 0.75$) (ขวา) (แบบจำลองที่ M3B).....	140
4.50 ความเสียหายของคานที่มีค่า m (m -factor) สูงสุดในแต่ละชั้น (สำหรับวิธีสถิติเชิงเส้น) (แบบจำลองที่ M4B).....	144
4.51 ความเสียหายของเสาที่มีค่า m (m -factor) สูงสุดในแต่ละชั้น (สำหรับวิธีสถิติเชิงเส้น) (แบบจำลองที่ M4B).....	146
4.52 ความเสียหายของเสาที่แสดงโดยค่า m (m -factor) สำหรับเสาของโครงข้อแข็งที่ 4 (line C และ D) ที่มีพฤติกรรมเป็นแบบเสาสั้น (แบบจำลองที่ M4B).....	148
4.53 ค่า DCR (Demand Capacity Ratio) ของชิ้นส่วนค้ำยันรับแรงอัดเนื่องจากผลของ แรงอัดในแนวแกน (ซ้าย) และ ผลของแรงเฉือน (ขวา) (แบบจำลองที่ M4B).....	149
4.54 ความเสียหายของบันไดที่มีค่า m (m -factor) สูงสุดในแต่ละชั้น (สำหรับวิธีสถิติเชิงเส้น) (แบบจำลองที่ M4B).....	151
4.55 ระดับสมรรถนะของโครงสร้างคานและเสา ในโครงข้อแข็งที่ 1, 2 และ 3 (แบบจำลองที่ M4B).....	151
4.56 ระดับสมรรถนะของโครงสร้างคานและเสา ในโครงข้อแข็งที่ 4 (แบบจำลองที่ M4B).....	152
4.57 ระดับสมรรถนะของโครงสร้างคานและเสาในโครงข้อแข็งที่ A, B, E และ F (แบบจำลองที่ M4B).....	152
4.58 ระดับสมรรถนะของโครงสร้างคานและเสา ในโครงข้อแข็งที่ C (ซ้าย) และ โครงข้อแข็งที่ D (ขวา) (แบบจำลองที่ M4B).....	153
4.59 ระดับสมรรถนะของโครงสร้างบันได ($K = 1.00$ และ 0.75) (แบบจำลองที่ M4B).....	153
4.60 การเคลื่อนที่ทางข้างของอาคารในทิศทางแกน X เมื่อพิจารณาผลของกำแพงอิฐก่อ.....	155
4.61 การเคลื่อนที่ทางข้างของอาคารในทิศทางแกน Y เมื่อพิจารณาผลของกำแพงอิฐก่อ.....	155
4.62 การเคลื่อนที่ทางข้างของอาคารในทิศทางแกน X เมื่อพิจารณาผลของกำแพงอิฐก่อ และบันได ของอาคารตัวอย่างแบบที่ 1	156

สารบัญรูป (ต่อ)

รูปที่	หน้า
4.63 การเคลื่อนที่ทางข้างของอาคารในทิศทางแกน Y เมื่อพิจารณาผลของกำแพงอิฐก่อ และบันได ของอาคารตัวอย่างแบบที่ 1	156
4.64 การเคลื่อนที่ทางข้างของอาคารในทิศทางแกน X เมื่อพิจารณาผลของกำแพงอิฐก่อ และบันได ของอาคารตัวอย่างแบบที่ 2	157
4.65 การเคลื่อนที่ทางข้างของอาคารในทิศทางแกน Y เมื่อพิจารณาผลของกำแพงอิฐก่อ และบันได ของอาคารตัวอย่างแบบที่ 2	158
4.66 การเคลื่อนที่สัมพัทธ์ของอาคารในทิศทางแกน X เมื่อพิจารณาผลของกำแพงอิฐก่อ.....	159
4.67 การเคลื่อนที่สัมพัทธ์ของอาคารในทิศทางแกน Y เมื่อพิจารณาผลของกำแพงอิฐก่อ.....	159
4.68 การเคลื่อนที่สัมพัทธ์ของอาคารในทิศทางแกน x เมื่อพิจารณาผลของกำแพงอิฐก่อ และบันได ของอาคารตัวอย่างแบบที่ 1	160
4.69 การเคลื่อนที่สัมพัทธ์ของอาคารในทิศทางแกน Y เมื่อพิจารณาผลของกำแพงอิฐก่อ และบันได ของอาคารตัวอย่างแบบที่ 1	160
4.70 การเคลื่อนที่สัมพัทธ์ของอาคารในทิศทางแกน X เมื่อพิจารณาผลของกำแพงอิฐก่อ และบันได ของอาคารตัวอย่างแบบที่ 2	161
4.71 การเคลื่อนที่สัมพัทธ์ของอาคารในทิศทางแกน Y เมื่อพิจารณาผลของกำแพงอิฐก่อ และบันได ของอาคารตัวอย่างแบบที่ 2	161
4.72 ค่า DCR ที่เกิดขึ้นในเสา โดยไม่พิจารณา (ซ้าย) และ พิจารณา (ขวา) ผลของกำแพงอิฐ (แผ่นดินไหวในทิศทางแกน y).....	162
4.73 ค่า DCR ที่เกิดขึ้นในเสา โดยไม่พิจารณา (ซ้าย) และ พิจารณา (ขวา) ผลของบันได (แผ่นดินไหวในทิศทางแกน x) - โครงข้อแข็งชุดนอก	163
4.74 ค่า DCR ที่เกิดขึ้นในเสา โดยไม่พิจารณา (ซ้าย) และ พิจารณา (ขวา) ผลของบันได (แผ่นดินไหวในทิศทางแกน x) - โครงข้อแข็งชุดใน.....	163
4.75 ค่า DCR ที่เกิดขึ้นในเสา โดยไม่พิจารณา (ซ้าย) และ พิจารณา (ขวา) ผลของบันได (แผ่นดินไหวในทิศทางแกน y) - โครงข้อแข็งชุดนอก	164
4.76 ค่า DCR ที่เกิดขึ้นในเสา โดยไม่พิจารณา (ซ้าย) และ พิจารณา (ขวา) ผลของบันได (แผ่นดินไหวในทิศทางแกน y) - โครงข้อแข็งชุดใน.....	164
4.77 ค่า DCR ที่เกิดขึ้นในเสา โดยไม่พิจารณา (ซ้าย) และ พิจารณา (ขวา) ผลของบันได และกำแพงอิฐก่อ (แผ่นดินไหวในทิศทางแกน y)	165

สารบัญรูป (ต่อ)

รูปที่	หน้า
4.78 ค่า DCR ที่เกิดขึ้นในเสา โดยไม่พิจารณา (ซ้าย) และ พิจารณา (ขวา) ผลของบันได (แผ่นดินไหวในทิศทางแกน x) โครงสร้างในแนวแกนที่ A , B , E และ F.....	166
4.79 ค่า DCR ที่เกิดขึ้นในเสา โดยไม่พิจารณา (ซ้าย) และ พิจารณา (ขวา) ผลของบันได (แผ่นดินไหวในทิศทางแกน x) โครงสร้างในแนวแกนที่ C – D.....	166
4.80 ค่า DCR ที่เกิดขึ้นในเสา โดยไม่พิจารณา (ซ้าย) และ พิจารณา (ขวา) ผลของบันได (แผ่นดินไหวในทิศทางแกน y) โครงสร้างในแนวแกนที่ A , B , E และ F.....	167
4.81 ค่า DCR ที่เกิดขึ้นในเสา โดยไม่พิจารณา (ซ้าย) และ พิจารณา (ขวา) ผลของบันได (แผ่นดินไหวในทิศทางแกน y) โครงสร้างในแนวแกนที่ C.....	167
4.82 ค่า DCR ที่เกิดขึ้นในเสา โดยไม่พิจารณา (ซ้าย) และ พิจารณา (ขวา) ผลของบันได (แผ่นดินไหวในทิศทางแกน y) โครงสร้างในแนวแกนที่ D.....	168
4.83 ค่า DCR ที่เกิดขึ้นในเสา โดยไม่พิจารณา (ซ้าย) และ พิจารณา (ขวา) ผลของบันไดและ กำแพงอิฐก่อ (แผ่นดินไหวในทิศทางแกน y).....	168
4.84 แถบสีของความเสียหาย.....	169
4.85 กราฟ pushover curve ในทิศทางแกน x ของแบบจำลองที่ M1.....	171
4.86 ความเสียหายของโครงสร้างจากการวิเคราะห์ pushover – x (แบบจำลองที่ M1).....	172
4.87 กราฟ pushover curve ในทิศทางแกน y ของแบบจำลองที่ M1.....	174
4.88 ความเสียหายของโครงสร้างจากการวิเคราะห์ pushover – y (แบบจำลองที่ M1).....	175
4.89 กราฟของความสัมพันธ์ในอุดมคติระหว่างแรงเฉือนรวมที่ฐานและค่าการเคลื่อนตัวของ จุดควบคุมที่ยอดอาคารภายใต้แรงกระทำในทิศทาง x (แบบจำลองที่ M1).....	177
4.90 กราฟของความสัมพันธ์ในอุดมคติระหว่างแรงเฉือนรวมที่ฐานและค่าการเคลื่อนตัวของ จุดควบคุมที่ยอดอาคารภายใต้แรงกระทำในทิศทาง y (แบบจำลองที่ M1).....	177
4.91 การเคลื่อนที่สัมพันธ์ระหว่างชั้นภายใต้แรงกระทำทางข้างแบบ monotonic ในทิศทางแกน x (ซ้าย) และ y (ขวา) (แบบจำลองที่ M1).....	178
4.92 ระดับสมรรถนะของโครงสร้างคานและเสา (แบบจำลองที่ M1).....	180
4.93 กราฟ pushover curve ในทิศทางแกน x ของแบบจำลองที่ M2.....	181
4.94 ความเสียหายของโครงสร้างจากการวิเคราะห์ pushover – x (แบบจำลองที่ M2).....	182
4.95 กราฟ pushover curve ในทิศทางแกน y ของแบบจำลองที่ M2.....	184
4.96 ความเสียหายของโครงสร้างจากการวิเคราะห์ pushover – y (แบบจำลองที่ M2).....	185

สารบัญรูป (ต่อ)

รูปที่	หน้า
4.97 กราฟของความสัมพันธ์ในอุดมคติระหว่างแรงเฉือนรวมที่ฐานและค่าการเคลื่อนตัวของจุดควบคุมที่ยอดอาคารภายใต้แรงกระทำในทิศทาง x (แบบจำลองที่ M2).....	187
4.98 กราฟของความสัมพันธ์ในอุดมคติระหว่างแรงเฉือนรวมที่ฐานและค่าการเคลื่อนตัวของจุดควบคุมที่ยอดอาคารภายใต้แรงกระทำในทิศทาง y (แบบจำลองที่ M2)	187
4.99 การเคลื่อนที่สัมพันธ์ระหว่างชั้นภายใต้แรงกระทำทางข้างแบบ monotonic ในทิศทางแกน x (ซ้าย) และ y (ขวา) (แบบจำลองที่ M2).....	188
4.100 ระดับสมรรถนะของโครงสร้างคานและเสา (แบบจำลองที่ M2)	190
4.101 กราฟ pushover curve ในทิศทางแกน x ของแบบจำลองที่ M3A.....	191
4.102 ความเสียหายของโครงสร้างจากการวิเคราะห์ pushover – x (แบบจำลองที่ M3A).....	193
4.103 กราฟ pushover curve ในทิศทางแกน y ของแบบจำลองที่ M3A.....	199
4.104 ความเสียหายของโครงสร้างจากการวิเคราะห์ pushover – y (แบบจำลองที่ M3A).....	200
4.105 กราฟของความสัมพันธ์ในอุดมคติระหว่างแรงเฉือนรวมที่ฐานและค่าการเคลื่อนตัวของจุดควบคุมที่ยอดอาคารภายใต้แรงกระทำในทิศทาง x (แบบจำลองที่ M3A).....	203
4.106 กราฟของความสัมพันธ์ในอุดมคติระหว่างแรงเฉือนรวมที่ฐานและค่าการเคลื่อนตัวของจุดควบคุมที่ยอดอาคารภายใต้แรงกระทำในทิศทาง y (แบบจำลองที่ M3A).....	203
4.107 การเคลื่อนที่สัมพันธ์ระหว่างชั้นภายใต้แรงกระทำทางข้างแบบ monotonic ในทิศทางแกน x (ซ้าย) และ y (ขวา) (แบบจำลองที่ M3A).....	204
4.108 ระดับสมรรถนะของโครงสร้างคานและเสา (แบบจำลองที่ M3A)	206
4.109 กราฟ pushover curve ในทิศทางแกน x ของแบบจำลองที่ M4A.....	207
4.110 ความเสียหายของโครงสร้างจากการวิเคราะห์ pushover – x (แบบจำลองที่ M4A).....	209
4.111 กราฟ pushover curve ในทิศทางแกน y ของแบบจำลองที่ M4A.....	214
4.112 ความเสียหายของโครงสร้างจากการวิเคราะห์ pushover – y (แบบจำลองที่ M4A).....	215
4.113 กราฟของความสัมพันธ์ในอุดมคติระหว่างแรงเฉือนรวมที่ฐานและค่าการเคลื่อนตัวของจุดควบคุมที่ยอดอาคารภายใต้แรงกระทำในทิศทาง x (แบบจำลองที่ M4A).....	217
4.114 กราฟของความสัมพันธ์ในอุดมคติระหว่างแรงเฉือนรวมที่ฐานและค่าการเคลื่อนตัวของจุดควบคุมที่ยอดอาคารภายใต้แรงกระทำในทิศทาง y (แบบจำลองที่ M4A).....	218
4.115 การเคลื่อนที่สัมพันธ์ระหว่างชั้นภายใต้แรงกระทำทางข้างแบบ monotonic ในทิศทางแกน x (ซ้าย) และ y (ขวา) (แบบจำลองที่ M4A).....	219
4.116 ระดับสมรรถนะของโครงสร้างคานและเสา (แบบจำลองที่ M4A).....	220

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และข้อมูลอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

สารบัญรูป (ต่อ)

รูปที่	หน้า
4.117 กราฟ pushover curve ในทิศทางแกน x ของแบบจำลองที่ M3B	221
4.118 ความเสียหายของโครงสร้างจากการวิเคราะห์ pushover – x (แบบจำลองที่ M3B).....	223
4.119 กราฟ pushover curve ในทิศทางแกน y ของแบบจำลองที่ M3B	227
4.120 ความเสียหายของโครงสร้างจากการวิเคราะห์ pushover – y (แบบจำลองที่ M3B).....	228
4.121 กราฟของความสัมพันธ์ในอุดมคติระหว่างแรงเฉือนรวมที่ฐานและค่าการเคลื่อนตัวของจุดควบคุมที่ยอดอาคารภายใต้แรงกระทำในทิศทาง x (แบบจำลองที่ M3B).....	234
4.122 กราฟของความสัมพันธ์ในอุดมคติระหว่างแรงเฉือนรวมที่ฐานและค่าการเคลื่อนตัวของจุดควบคุมที่ยอดอาคารภายใต้แรงกระทำในทิศทาง y (แบบจำลองที่ M3B).....	234
4.123 การเคลื่อนที่สัมพันธ์ระหว่างชั้นภายใต้แรงกระทำทางข้างแบบ monotonic ในทิศทางแกน x (ซ้าย) และ y (ขวา) (แบบจำลองที่ M3B).....	235
4.124 ระดับสมรรถนะของโครงสร้างคานและเสา (แบบจำลองที่ M3B)	237
4.125 กราฟ pushover curve ในทิศทางแกน x ของแบบจำลองที่ M4B	238
4.126 ความเสียหายของโครงสร้างจากการวิเคราะห์ pushover – x (แบบจำลองที่ M4B).....	240
4.127 กราฟ pushover curve ในทิศทางแกน y ของแบบจำลองที่ M4B	244
4.128 ความเสียหายของโครงสร้างจากการวิเคราะห์ pushover – y (แบบจำลองที่ M4B).....	245
4.129 กราฟของความสัมพันธ์ในอุดมคติระหว่างแรงเฉือนรวมที่ฐานและค่าการเคลื่อนตัวของจุดควบคุมที่ยอดอาคารภายใต้แรงกระทำในทิศทาง x (แบบจำลองที่ M4B).....	250
4.130 กราฟของความสัมพันธ์ในอุดมคติระหว่างแรงเฉือนรวมที่ฐานและค่าการเคลื่อนตัวของจุดควบคุมที่ยอดอาคารภายใต้แรงกระทำในทิศทาง y (แบบจำลองที่ M4B)	251
4.131 การเคลื่อนที่สัมพันธ์ระหว่างชั้นภายใต้แรงกระทำทางข้างแบบ monotonic ในทิศทางแกน x (ซ้าย) และ y (ขวา) (แบบจำลองที่ M4B).....	252
4.132 ระดับสมรรถนะของโครงสร้างคานและเสา (แบบจำลองที่ M4B).....	253
4.133 เปรียบเทียบผลการวิเคราะห์อาคารตัวอย่างที่มีกำแพงอิฐก่อและไม่มีกำแพงอิฐก่อ ในทิศทางแกน x.....	254
4.134 เปรียบเทียบผลการวิเคราะห์อาคารตัวอย่างที่มีกำแพงอิฐก่อและไม่มีกำแพงอิฐก่อ ในทิศทางแกน y.....	255
4.135 เปรียบเทียบผลการวิเคราะห์อาคารตัวอย่างที่ 1 ที่มีบันได (ร่วมกับกำแพงอิฐก่อ) และ ไม่มีบันได (ร่วมกับกำแพงอิฐก่อ) ในทิศทางแกน x.....	256

สารบัญรูป (ต่อ)

รูปที่	หน้า	
4.136	เปรียบเทียบผลการวิเคราะห์หอคานตัวอย่างที่ 1 ที่มีบันได (ร่วมกับกำแพงอิฐก่อ) และ ไม่มีบันได (ร่วมกับกำแพงอิฐก่อ) ในทิศทางแกน y	257
4.137	เปรียบเทียบผลการวิเคราะห์หอคานตัวอย่างที่ 2 ที่มีบันได (ร่วมกับกำแพงอิฐก่อ) และไม่มีบันได (ร่วมกับกำแพงอิฐก่อ) ในทิศทางแกน x	258
4.138	เปรียบเทียบผลการวิเคราะห์หอคานตัวอย่างที่ 2 ที่มีบันได (ร่วมกับกำแพงอิฐก่อ) และ ไม่มีบันได (ร่วมกับกำแพงอิฐก่อ) ในทิศทางแกน y	259



บทที่ 1

บทนำ

1.1 ความสำคัญและที่มาของปัญหา

กรุงเทพมหานครและปริมณฑล จัดเป็นพื้นที่ที่อยู่นอกบริเวณแหล่งกำเนิดแผ่นดินไหว ดังนั้น ความเสี่ยงภัยต่อแรงแผ่นดินไหวจึงมิได้เกิดจากแผ่นดินไหวในระยะใกล้ แต่จะเป็นผลมาจากแผ่นดินไหวขนาดใหญ่ในระยะไกล เช่น ประเทศพม่า จังหวัดในภาคตะวันตกเฉียงเหนือ และจังหวัดในภาคเหนือ ซึ่งแหล่งกำเนิดแผ่นดินไหวนั้นห่างจากกรุงเทพมหานครเป็นระยะทางหลายร้อยกิโลเมตร โดยปกติแล้วการสั่นสะเทือนจากแผ่นดินไหวในระยะไกลเช่นนี้จะมีระดับความรุนแรงต่ำ ไม่เป็นภัยอันตราย แต่ในกรณีของกรุงเทพมหานคร และ ปริมณฑล ไม่เป็นเช่นนั้น เนื่องจาก ชั้นดินที่รองรับกรุงเทพมหานคร และ ปริมณฑล เป็นชั้นดินอ่อนซึ่งมีลักษณะพิเศษ ที่สามารถขยายระดับการสั่นสะเทือนของพื้นดินได้ เนื่องจากการกำทอนของคลื่นแผ่นดินไหวภายในโครงสร้างชั้นดิน ด้วยเหตุการณ์เช่นนี้ อาจส่งผลให้อาคารที่มีค่าความถี่ธรรมชาติที่ใกล้เคียงกับความถี่ของการสั่นของพื้นดินเกิดการกำทอน และ สั่นรุนแรงอีกครั้งหนึ่ง ซึ่งจะก่อให้เกิดความเสียหายต่ออาคารที่ไม่ได้รับการออกแบบให้ต้านทานแรงแผ่นดินไหว

เป็นที่ทราบกันดีว่า การออกแบบและการก่อสร้างอาคารนี้ สิ่งที่สำคัญที่สุด และ ต้องให้ความสำคัญมาก คือ อาคารต้องมีความปลอดภัยต่อชีวิต และ ทรัพย์สิน โดยที่อาคารต้องต้านทานแรงกระทำได้ทั้งหมด ไม่ว่าจะเป็นแรงกระทำโน้มถ่วง ซึ่งคือน้ำหนักของอาคารเอง น้ำหนักบรรทุกจร น้ำหนักจากการสั่นสะเทือนของเครื่องจักร และ แรงกระทำทางข้างที่เกิดจากเหตุการณ์ทางธรรมชาติ เช่น แรงลม แรงแผ่นดินไหว แรงดันดิน แรงดันน้ำ สำหรับในประเทศไทย ในอดีตที่ผ่านมา วิศวกรออกแบบโครงสร้างมักละเลย และ ไม่ค่อยได้ให้ความสำคัญต่อแรงแผ่นดินไหวมากนัก เนื่องจากแผ่นดินไหวที่เกิดขึ้นในประเทศไทยนั้น เป็นเพียงแผ่นดินไหวขนาดเล็ก ที่ไม่เป็นอันตราย และ ไม่เกิดความเสียหายรุนแรง อีกทั้งข้อมูลในการเกิดแผ่นดินไหวก็ไม่มีเพียงพอ เหตุที่กล่าวมานี้ทำให้วิศวกรออกแบบโครงสร้าง ละเลยการพิจารณาแรงแผ่นดินไหวไป แต่ในปัจจุบัน แรงแผ่นดินไหวจัดเป็นแรงกระทำทางข้างที่ค่อนข้างมีอิทธิพลต่อการออกแบบอาคารมากขึ้น ทำให้กรมโยธาธิการและผังเมือง ได้ออกมาตรฐานในการออกแบบอาคารต้านทานแรงแผ่นดินไหวขึ้นมา เพื่อให้วิศวกรออกแบบได้คำนึงถึง และ คำนวณแรงแผ่นดินไหวตามพื้นที่ต่างๆ

ถึงแม้ว่าในปัจจุบัน การวิเคราะห์และออกแบบโครงสร้างอาคาร ถูกอาศัยการวิเคราะห์และการออกแบบด้วยโปรแกรมคอมพิวเตอร์ วิศวกรออกแบบส่วนใหญ่ มักจะจำลองโครงสร้างอาคารด้วยองค์อาคารหลัก คือ พื้น คาน เสา กำแพงรับแรงเฉือน ขณะที่ฐานราก ถูกพิจารณาเป็นจุดรองรับ (support) แบบยึดแน่น (Fixed support) หรือ แบบยึดหมุน (Hinge support) ขณะที่องค์อาคารเอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่นิยมนำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

รอง เช่น กำแพงอิฐก่อ และ บันได ไม่ได้ถูกพิจารณาลงในแบบจำลองด้วย และการที่มีได้พิจารณาและจำลอง กำแพงอิฐก่อและบันไดลงในแบบจำลองนั้น จะทำให้ได้พฤติกรรมการสั่นไหวรวมทั้งคุณสมบัติทางพลศาสตร์ของโครงสร้าง และ ผลของแรงภายในที่เกิดขึ้นในแต่ละองค์อาคารผิดเพี้ยนไป โดยเฉพาะอย่างยิ่งในการวิเคราะห์โครงสร้างอาคารภายใต้แรงแผ่นดินไหว

รายงานการวิจัยนี้ ได้มุ่งเน้นที่จะศึกษาพฤติกรรม และ ความสามารถในการต้านทานแรงแผ่นดินไหวของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กที่ไม่ได้จัดเป็นอาคารสูง ที่เป็นระบบโครงสร้างข้อแข็งคาน-เสา ในเขตกรุงเทพมหานคร ซึ่งถูกออกแบบให้ต้านทานด้วยแรงโน้มถ่วงและแรงลม แต่ไม่ได้ออกแบบให้ต้านทานแรงแผ่นดินไหว และมุ่งเน้นที่จะประเมินระดับสมรรถนะขององค์อาคาร ว่า องค์อาคารอยู่ในเกณฑ์ระดับไหน โดยได้พิจารณาและไม่ได้พิจารณาถึงผลของบันได และ กำแพงอิฐก่อภายใต้แรงแผ่นดินไหว

1.2 วัตถุประสงค์ของการวิจัย

- 1) วิเคราะห์ความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหว และ ศึกษาพฤติกรรมขององค์อาคารของโครงสร้างอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กที่ไม่ได้รับการออกแบบเพื่อต้านทานแรงแผ่นดินไหว
- 2) ประเมินระดับสมรรถนะขององค์อาคาร เมื่อโครงสร้างอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กถูกแรงแผ่นดินไหวกระทำ ว่าองค์อาคารแต่ละองค์อาคารอยู่ในระดับสมรรถนะใด
- 3) เปรียบเทียบผลการวิเคราะห์ของโครงสร้างที่ได้และไม่ได้พิจารณาผลของบันได และ กำแพงอิฐก่อ พร้อมชี้ให้เห็นถึงความสำคัญและปัญหาที่เกิดขึ้นในการวิเคราะห์โครงสร้าง

1.3 ขอบเขตของการวิจัย

- 1) อาคารที่ใช้ในการศึกษานั้น เป็นอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กที่ไม่ได้จัดเป็นอาคารสูง และให้เป็นอาคารหอพักอาศัยตัวอย่าง (อาคารสมมติ) ที่มีความสูง 5 ชั้น ที่ถูกออกแบบให้ต้านทานด้วยน้ำหนักบรรทุกทุกโน้มถ่วงและแรงลมตามกฎกระทรวงฉบับที่ 6 แต่ไม่ได้ออกแบบให้ต้านทานแรงแผ่นดินไหว จำนวน 2 รูปแบบ
- 2) สำหรับการวิเคราะห์ และ ศึกษาพฤติกรรมของโครงสร้างจะถูกพิจารณาในระบบ 3 มิติ โดยเลือกวิธีการวิเคราะห์แบบสถิตย์เชิงเส้น (Linear Static) และ การวิเคราะห์แบบสถิตย์ไร้เชิงเส้น (Non-Linear Static) โดยโปรแกรมไฟไนต์เอลิเมนต์
- 3) ในการศึกษานี้ได้พิจารณาถึงผลของบันไดคอนกรีตเสริมเหล็ก (staircase) และ กำแพงอิฐก่อ (masonry infill walls) รวมทั้งผลของ Rigid Zone Effect ที่มีผลต่อความสามารถในการต้านทานแรงแผ่นดินไหว
- 4) สำหรับในการประเมินระดับสมรรถนะของโครงสร้างแต่ละองค์อาคารว่าอยู่ในระดับใดนั้น จะอาศัยมาตรฐานการประเมินและการเสริมความมั่นคงแข็งแรงของโครงสร้างอาคารในเขตที่อาจ

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ได้รับแรงสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว (มยผ. 1303-57) [1] ร่วมกับข้อแนะนำของมาตรฐาน ASCE 41-2013 [2]

5) สำหรับการวิเคราะห์ด้วยวิธีสถิตยศาสตร์และวิธีสถิตยศาสตร์ไม่เชิงเส้น จะใช้สเปกตรัมการตอบสนองสำหรับการออกแบบในบริเวณกรุงเทพมหานคร (ZONE 5) ที่มีอยู่ใน มยผ.1302-52 [25] ซึ่งเป็นสเปกตรัมการตอบสนองสำหรับการออกแบบ (DBE) มีค่าประมาณเทียบเท่าแผ่นดินไหว 1000 ปี

1.4 ประโยชน์ที่จะได้รับจากงานวิจัย

- 1) สามารถประเมินระดับสมรรถนะขององค์อาคารและเข้าใจถึงพฤติกรรมของโครงสร้างอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กประเภทโครงข้อแข็ง คาน-เสา ภายใต้แรงแผ่นดินไหว
- 2) สามารถรู้ถึงความแตกต่างของการจำลองแบบจำลองเพื่อการวิเคราะห์โครงสร้างระหว่างแบบจำลองที่ไม่ได้พิจารณาผลของบันไดและกำแพงอิฐก่อ กับ แบบจำลองที่ได้พิจารณาผลของบันไดและกำแพงอิฐก่อ
- 3) สามารถใช้ผลการศึกษาและผลการวิเคราะห์อาคารทั้ง 2 วิธี เพื่อเป็นข้อมูลที่ใช้ในการออกแบบอาคารให้ต้านทานแรงแผ่นดินไหวต่อไป

วรรณกรรมปริทัศน์ และ ทฤษฎีที่เกี่ยวข้อง

2.1 วรรณกรรมปริทัศน์

2.1.1 วรรณกรรมที่เกี่ยวข้องกับปัจจัยที่มีผลต่อความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหว

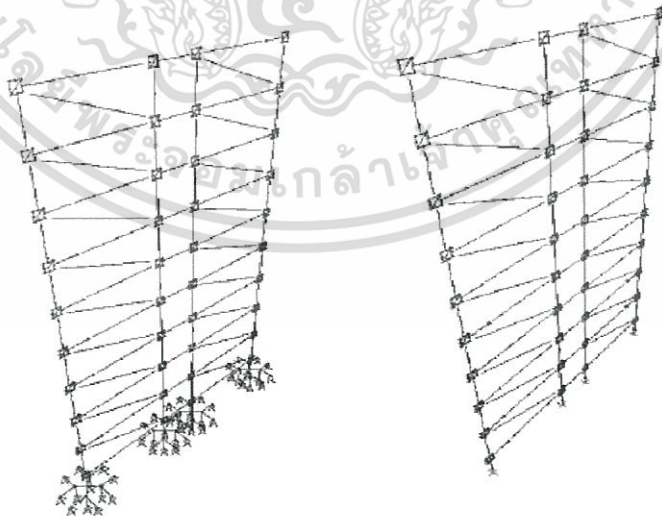
ในอดีตที่ผ่านมาจนถึงปัจจุบัน ได้มีนักวิจัยได้ทำการวิจัยเกี่ยวกับผลกระทบของแผ่นดินไหว การประเมินความสามารถ และ การตอบสนองของอาคารภายใต้แผ่นดินไหวที่เกิดขึ้น และ คาดว่าจะเกิดขึ้นในระดับต่างๆ และยังได้มีการศึกษาถึงปัจจัยที่มีผลต่อความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหว ของโครงสร้างอาคาร อาทิเช่น พิจารณาถึงผลของ Rigid Zone , Rigid Beam-Column Joint , P-Delta , ผลของฐานราก และผลของกำแพงอิฐ

พิพัฒน์ อิมออบ [3] ได้ทำการศึกษาวิธีที่มีประสิทธิภาพในการวิเคราะห์ประเมิน และ ปรับปรุงความสามารถในการต้านทานแรงแผ่นดินไหวของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กประเภทคาน-เสา ที่ไม่ได้รับการออกแบบให้ต้านทานแรงแผ่นดินไหวซึ่งสูง 9 ชั้น และเป็นอาคารพักอาศัย ในกรุงเทพมหานคร โดยการจัดทำแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ แบบ 2 มิติ ที่สามารถจำลองพฤติกรรมการรับแรงด้านข้างของอาคารได้อย่างถูกต้อง โดยได้พิจารณาผลปัจจัยต่างๆ ที่มีผลต่อความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวของอาคาร คือ ผลของ P-Delta Rigid Zone และกำแพงอิฐ แต่ทั้งนี้มิได้พิจารณาถึงผลของบันได พฤติกรรมของจุดต่อเสาคาน Lap Splices Anchorage of Reinforcement ผลของพื้นคอนกรีตเสริมเหล็กหล่อในที่ที่มีผลต่อการเพิ่มกำลังต้านทานโมเมนต์ดัดของคาน และได้ทำการวิเคราะห์ด้วยวิธี Non-Linear Static Pushover ด้วยโปรแกรม SAP 2000 และแสดงผลในรูปแบบของความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนที่ฐานของอาคารกับการเคลื่อนตัวด้านข้างของยอดอาคาร หรือที่เรียกว่า Capacity Curve และท้ายสุดของการศึกษา ได้เสนอการประเมินอาคารโดยวิธี Capacity Spectrum ที่อัตราส่วนความเหนียว 1 2 3 และ 4 ภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว El Centro ที่แปลงขนาดของการสั่นไหวให้เหมาะสมกับขนาดการสั่นไหวของพื้นที่กรุงเทพมหานคร ที่คาบการเกิดซ้ำประมาณ 100 500 1000 และ 2500 ปี พร้อมทั้งเสนอแนวทางปรับปรุงอาคารให้มีความสามารถในการต้านทานแรงแผ่นดินไหว ผลการศึกษาพบว่า ผลของ P-Delta จะลดกำลังต้านทานแรงด้านข้างสูงสุดของอาคารลงร้อยละ 15 สำหรับผลของ Rigid Zone จะเพิ่มกำลังต้านทานแรงด้านข้างของอาคารขึ้นร้อยละ 14 และยังพบว่า กำแพงอิฐกอไม่ช่วยเพิ่มกำลังต้านทานแรงด้านข้างสูงสุด แต่ก็เพิ่มความแข็งแรงให้กับอาคารในช่วงก่อนเกิดการวิบัติของกำแพงอิฐกอ ในด้านการประเมินอาคาร พบว่า อาคารมีความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวได้ดี สำหรับการ

ปรับปรุงอาคาร ในงานวิจัยนี้ได้ใช้วิธีคำนวณทางด้านข้างด้วยเหล็กยึดทแยง ด้วยผนังกำแพงรับแรง เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่นิยมนำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

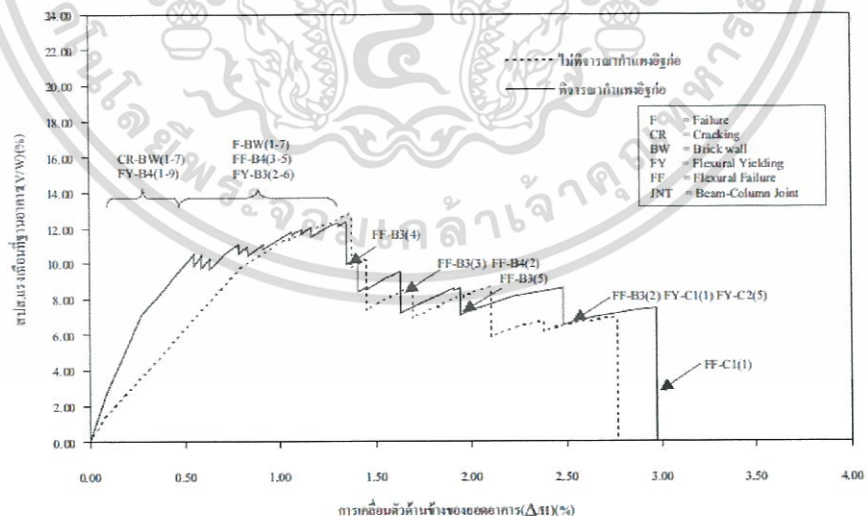
เฉือน ด้วยการขยายหน้าตัดเสา และเพิ่มความสามารถในการเสีรูปขององค์อาคาร ซึ่งจะให้อาคารเพิ่มความสามารถในการต้านทานแรงด้านข้างสูงสุดถึงร้อยละ 22 31 5 และ 22 ตามลำดับ

นรเทพ ชูพล [4] ได้เสนอการวิเคราะห์ความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก ที่ไม่ได้ถูกออกแบบให้รับแรงกระทำเนื่องจากแผ่นดินไหวซึ่งเป็นอาคารหอพักอาศัยแห่งหนึ่งในกรุงเทพมหานคร โดยวิธีเพิ่มแรงสถิตด้านข้าง และทำการวิเคราะห์แบบไร้เชิงเส้น (Nonlinear Static Pushover Analysis) ตามข้อแนะนำของ ATC-40 โดยใช้โปรแกรม SAP2000 และ ประเมินโดยวิธี Capacity Demand Diagram ซึ่งเป็นวิธีที่ใช้หาประสิทธิภาพของโครงสร้างภายใต้แรงกระทำจากแผ่นดินไหว ในการศึกษาได้พิจารณาผลของปัจจัยต่างๆ ที่มีผลต่อความสามารถในการต้านทานแรงแผ่นดินไหวของอาคาร คือ ผลของกำแพงอิฐก่อ Rigid Zone Rigid Beam-Column Joint และผลของฐานราก ทั้งนี้ได้พิจารณาถึงผลของบันได ผลของพื้นคอนกรีตเสริมเหล็กหล่อในที่ที่มีผลต่อการเพิ่มกำลังต้านทานโมเมนต์ดัดของคาน โดยในแบบจำลองเป็นโครงข้อแข็ง 2 มิติ ที่ได้จากรวมรวมโครงข้อแข็งเป็นชุด (Lump model) กำแพงอิฐก่อจำลองเป็นค้ำยันแนวทแยงเทียบเท่า (Equivalent Diagonal Compressive Strut) ในบริเวณที่เป็นส่วนตัดกันของเสาและคานใช้แบบจำลองจุดต่อเสา-คานแบบ Beam-Column Joint ซึ่งเป็นตัวกำหนดความสามารถในการเสีรูปหรือการเคลื่อนตัวขององค์อาคาร และฐานรากจำลองเป็นแบบ Flexible Support และ Fixed Support แบบจำลองถูกแสดงดังรูปที่ 2.1 ผลของการวิเคราะห์ถูกแสดงด้วยความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนที่ฐานของอาคารกับการเคลื่อนตัวด้านข้างของยอดอาคาร หรือที่เรียกว่า Capacity Curve ซึ่งแสดงในรูปที่ 2.2 - 2.4



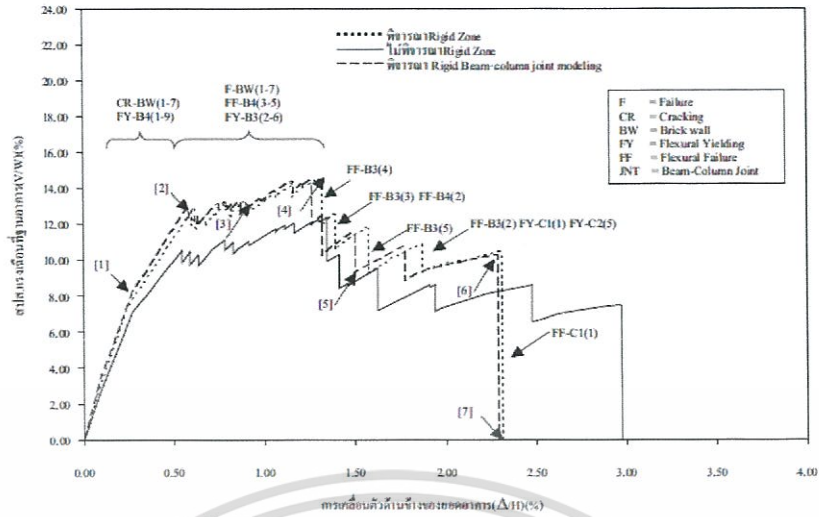
รูปที่ 2.1 แบบจำลองโครงสร้างอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กแบบ Flexible Support (ซ้าย) และ Fixed Support (ขวา); นรเทพ ชูพล [4]

ในการศึกษาพบว่า ความสามารถต้านทานแรงกระทำทางข้างของโครงสร้างจากการพิจารณาผลของ กำแพงอิฐก่อจะมีลักษณะแตกต่างจากกรณีที่ไม่พิจารณาผลของกำแพงอิฐก่อ โดยกำแพงอิฐก่อที่มี ลักษณะเป็นค้ำยันจะช่วยเพิ่มค่าความแข็งแรงให้กับโครงสร้างในช่วงก่อนเกิดการวิบัติของคาน แต่ กำแพงอิฐก่อมิได้ช่วยเพิ่มกำลังให้กับโครงสร้าง เนื่องจากกำแพงอิฐก่อเป็นองค์อาคารที่มีความ แข็งแรงไม่มากนักเมื่อเทียบกับองค์อาคารอื่นๆ ของโครงสร้าง ดังนั้นจะเกิดการแตกร้าและวิบัติก่อน องค์อาคารอื่น เป็นผลให้ความสามารถต้านทานแรงด้านข้างของโครงสร้างลดลงเป็นลักษณะพื้นเลี้ยว ในช่วงแรก และเมื่อกำแพงอิฐก่อบางส่วนวิบัติไปแล้วก็จะมีผลให้ความสามารถต้านทานแรงกระทำ ด้านข้างและรูปแบบการวิบัติของโครงสร้างมีลักษณะเดียวกันกับกรณีที่ไม่พิจารณาผลของกำแพงอิฐก่อ รวมทั้งความสามารถต้านทานแรงด้านข้างสูงสุดจะมีค่าเท่ากับกรณีที่ไม่พิจารณาผลของกำแพงอิฐก่อ ด้วย ผลของ Rigid Zone ให้ความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวสูงสุดมีค่าเพิ่มขึ้นประมาณ ร้อยละ 19.80 ของกรณีที่ไม่พิจารณาผลของ Rigid Zone เนื่องจาก Rigid Zone ช่วยเพิ่มทั้งความ แข็งแรง และ กำลังต้านทานแรงด้านข้างของโครงสร้าง ทั้งนี้เมื่อพิจารณา จุดต่อเสา-คาน เป็นแบบ Rigid Beam-Column Joint ในบริเวณส่วนตัดกันของเสาและคาน พบว่า ผลของ Rigid Beam- Column Joint ที่มีต่อความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวของโครงสร้างนั้นมีค่าใกล้เคียงกันกับ ผลของ Rigid Zone และเมื่อพิจารณาผลของฐานราก พบว่า ความสามารถต้านทานแรง แผ่นดินไหวสูงสุดสำหรับอาคารตัวอย่างที่มีแบบจำลองฐานรากเป็นแบบยึดแน่น (Fixed Support) และ แบบยึดหยุ่น (Flexible Support) มีค่าใกล้เคียงกัน แสดงว่า ฐานรากของอาคารตัวอย่าง มีความเป็นเสถียรภาพ

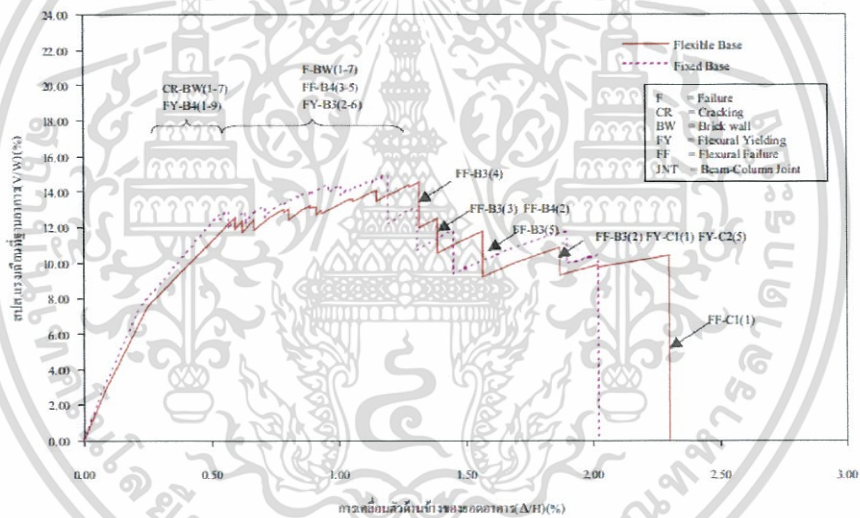


รูปที่ 2.2 Capacity Curve (เมื่อพิจารณาผลของกำแพงอิฐก่อ) ; นรเทพ ชูพล [4]

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 2.3 Capacity Curve (เมื่อพิจารณาผลของ Rigid Zone และ Rigid Beam-Column Joint) ; นรเทพ ชูพล [4]



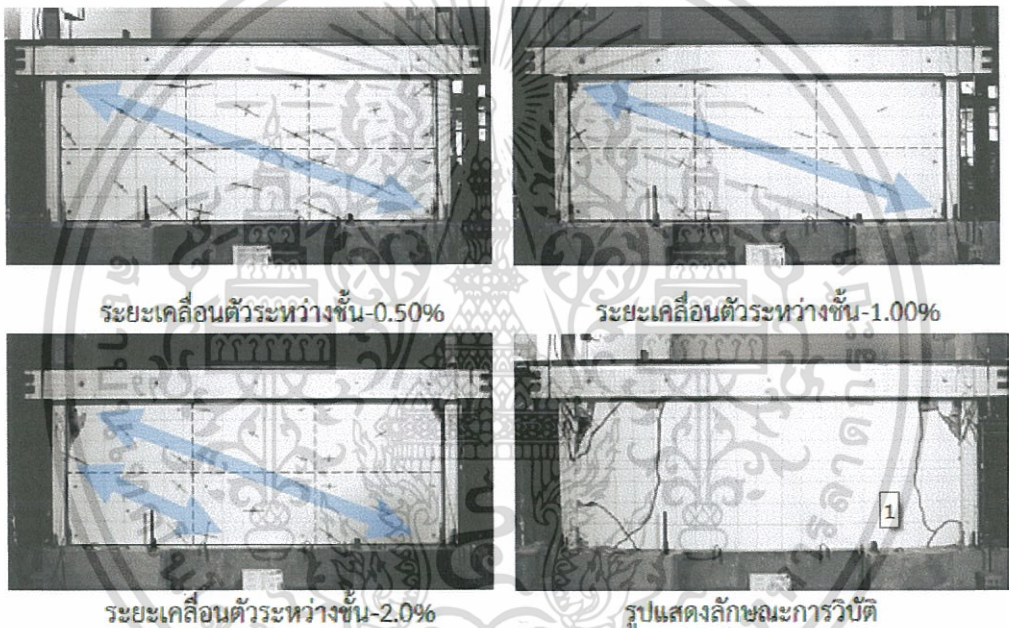
รูปที่ 2.4 Capacity Curve (เมื่อพิจารณาผลของฐานราก) ; นรเทพ ชูพล [4]

จากการทบทวนวรรณกรรมที่เกี่ยวข้องกับปัจจัยที่มีผลต่อความสามารถในการต้านทานแรงแผ่นดินไหวของโครงสร้าง พบว่า ผลของ Rigid Zone , Rigid Beam-Column Joint , P-Delta และ ฐานราก มีผลต่อความสามารถในการต้านทานแรงแผ่นดินไหวของโครงสร้าง ดังนั้น ในงานวิจัยนี้จึงได้พิจารณาถึงผลของ Rigid Zone และ P-Delta ขณะที่ผลของ Rigid Beam-Column Joint และ ฐานราก จะไม่ถูกนำมาพิจารณาเนื่องจากมีความยุ่งยากและซับซ้อน

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

2.1.2 วรรณกรรมที่เกี่ยวข้องกับผลกระทบของกำแพงอิฐก่อที่มีผลต่อความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหว

ในอดีตที่ผ่านมาได้มีงานวิจัยที่แสดงให้เห็นว่า กำแพงอิฐก่อมีอิทธิพลต่อพฤติกรรมภายใต้แรงทางข้าง (แรงแผ่นดินไหว) อย่างมาก และเป็นที่ยอมรับกันทั่วไปว่า กำแพงเดิมอิฐก่อนั้นสามารถเพิ่มความแข็งแรงให้กับอาคารในการรับแรงทางข้าง และ ช่วยลดผลการเคลื่อนที่ทางข้างให้กับอาคาร ดังจะเห็นได้จากผลงานการวิจัยการทดสอบของโครงอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีผนังอิฐก่อ [5 , 6] ตามรูปที่ 2.5 ซึ่งจะเห็นได้ว่า ภายใต้แรงกระทำด้านข้าง ผนังจะเกิดรูปแบบการรับแรงแบบ Compression Strut อย่างชัดเจน โดยที่ในช่วงแรก Compression Strut จะมีลักษณะวิ่งจากมุมหนึ่งไปยังอีกมุมหนึ่ง

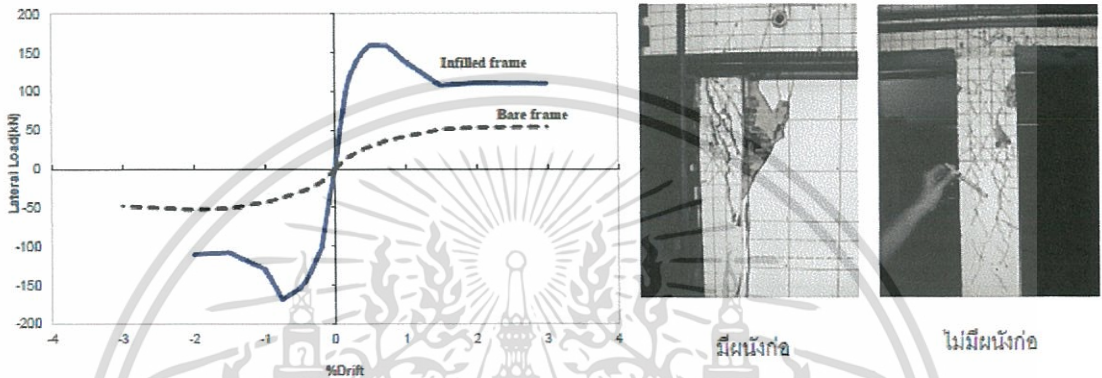


รูปที่ 2.5 ลักษณะพฤติกรรมโครงอาคารที่มีผนังอิฐก่อ [5 , 6]

ผลการทดสอบแสดงว่า ปฏิสัมพันธ์ระหว่างผนังอิฐก่อและโครงอาคารอาจส่งผลให้โครงอาคารมีกำลังสูงขึ้น แต่เป็นเฉพาะในช่วงการเคลื่อนขนาดต่ำๆ เท่านั้น ทันทันที่ผนังรับแรงเกินกำลังของผนัง ผนังก็จะแตกออกอย่างฉับพลันและเกิดความเสียหายขึ้น และที่สำคัญปฏิสัมพันธ์ระหว่างโครงอาคารกับผนังนั้น อาจทำให้เกิดรูปแบบความเสียหายที่ไม่คาดคิดในการออกแบบ (เช่นการวิบัติจากแรงเฉือนในลักษณะเสาสั้น) ดังที่พบเห็นในการทดสอบ และ เมื่อเปรียบเทียบผลการทดสอบระหว่างโครงอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีผนังอิฐก่อและไม่มีผนังอิฐก่อ ดังแสดงในรูปที่ 2.6 พบว่า กำลังต้านทานแรงทางด้านข้างโดยรวมของโครงอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีผนังอิฐก่อมีค่าสูงกว่าที่ไม่ผนังอิฐก่อมาก โดยเฉพาะค่าสติฟเนสที่สูงขึ้นกว่าเท่าตัว ค่าสติฟเนสที่สูงขึ้นนี้จะทำให้โครงอาคารในแนวบริเวณที่มีผนังก่อ ต้องรับแรงแผ่นดินไหวที่เพิ่มมากขึ้นด้วย ถึงแม้ว่าโครงอาคารคอนกรีตเสริม

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

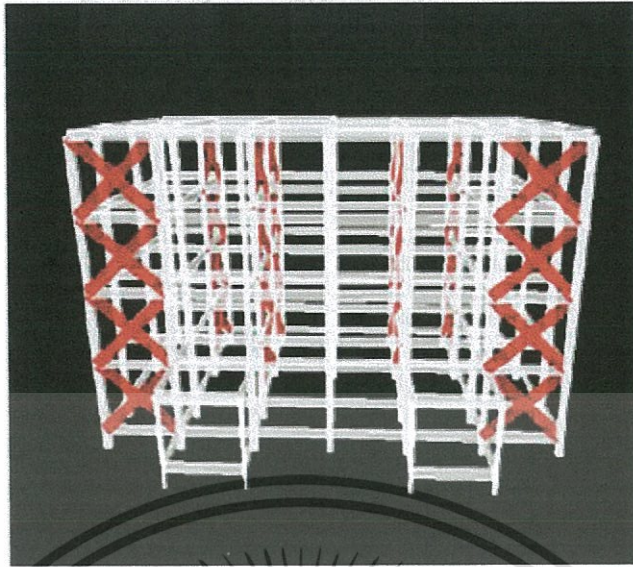
เหล็กที่มีผนังอิฐก่อจะมีกำลังการต้านทานแรงด้านข้างสูงกว่าโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กที่ไม่มีผนังอิฐก่อ แต่จะอาจเกิดการเปลี่ยนรูปแบบการวิบัติเป็นการวิบัติแบบเปราะเนื่องจากแรงเฉือน ซึ่งเป็นรูปแบบการวิบัติที่เป็นอันตราย การที่ผนังอิฐก่อมีส่วนในการรับแรงด้านข้างถือเป็นองค์ประกอบที่มีความสำคัญซึ่งวิศวกรจำเป็นที่จะต้องคำนึงถึงในการออกแบบและในการจัดวางรูปร่างรูปทรงอาคารให้เหมาะสม และอาจจะต้องทำการเสริมเหล็กเพื่อความเหนียวเป็นพิเศษในเสาบริเวณที่อยู่รอบผนังอิฐก่อ



รูปที่ 2.6 การเปรียบเทียบกำลังรับแรงและรูปแบบการวิบัติโครงสร้างที่มีและไม่มีผนังอิฐก่อ [5 , 6]

นอกจากนี้ผนังอิฐก่อซึ่งเป็นส่วนที่วิศวกรไม่ได้ตั้งใจออกแบบไว้รับแรง มีส่วนช่วยในการต้านทานแผ่นดินไหวเป็นอย่างมาก แต่ทันทีที่แรงแผ่นดินไหวเกินกว่ากำลังผนังที่จะรับได้ จะมีการเกิดการวิบัติอย่างรวดเร็วและอาจทำให้เกิดการรวมความเสียหายไว้ที่ชั้นใดชั้นหนึ่ง หรือไปต้นเสาทำให้เกิดการวิบัติในเสาขึ้น ดังนั้นผนังอิฐก่อ จึงมีทั้งข้อดีและข้อเสีย ข้อดีคือสามารถช่วยต้านทานแรงสำหรับแผ่นดินไหวที่ไม่รุนแรงมาก แต่ข้อเสียคือ การประเมินกำลังและการประเมินพฤติกรรมอาคารที่มีผนังอิฐก่อเป็นเรื่องที่ยาก โดยเฉพาะปฏิสัมพันธ์ระหว่างโครงสร้างกับผนังอิฐก่อ ยังเป็นเรื่องที่ยากที่จะนำมาพิจารณาสำหรับการออกแบบต่างๆ ไป [6 , 7]

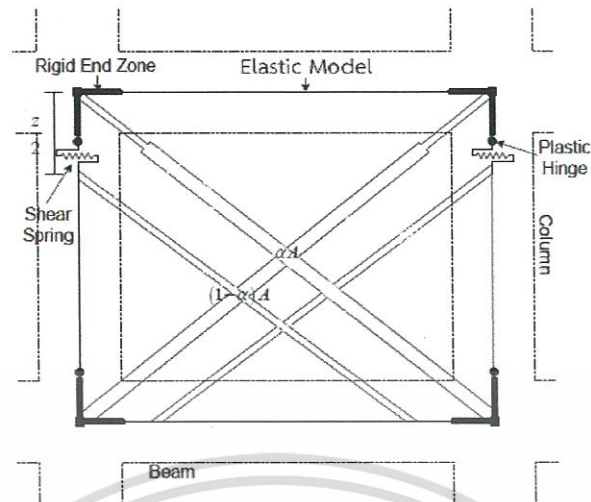
รัตนไพศาลศรี , ธิเรศษุ์ [8] ได้ทำการจำลองผนังอิฐก่อมวลเบาที่ไม่มีช่องเปิดในอาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก 5 ชั้น ด้วยค้ำยันรับเฉพาะแรงอัดในแนวทแยง สำหรับรับแรงด้านข้าง ตามมาตรฐาน FEMA 274 และ FEMA 306 โดยจะพิจารณาการใส่ค้ำยันเฉพาะผนังที่ไม่มีช่องเปิดเท่านั้น รูปที่ 2.7 แสดงแบบจำลองอาคารที่มีการใส่ค้ำยันในแนวทแยง นอกจากนี้ได้ทำการทดลองทดสอบหาค่ามอดูลัสของความยืดหยุ่นของผนังอิฐมวลเบา ได้เท่ากับ 35769.57 ksc และเมื่อนำค่ามอดูลัสของความยืดหยุ่นของผนังอิฐมวลเบาขึ้นมาใช้ต่อในการวิเคราะห์ ผลการวิเคราะห์พบว่า ผนังก่ออิฐสามารถลดการเคลื่อนตัวด้านข้างได้ 10-65 % ขณะที่ คาบการสั่นพื้นฐานก็ลดลงเช่นเดียวกัน



รูปที่ 2.7 แบบจำลองอาคารที่มีการใส่ค้ำยันในแนวทแยง ; รัตนไพศาลศรี , ธีรเศรษฐ์ [8]

ชนิภา เนตรรัตน์ [9] ได้ทำการประเมินพฤติกรรมของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กภายใต้แรงแผ่นดินไหวโดยพิจารณาผลของผนังก่ออิฐ โดยใช้อาคารตัวอย่างซึ่งเป็นอาคารหอพักสมมติสูง 4 ชั้น และ 10 ชั้น มาทำการวิเคราะห์ อาคารดังกล่าวออกแบบโดยไม่พิจารณาผลของแผ่นดินไหว ผนังก่อด้วยอิฐมอญ สำหรับอิฐที่มีกำลังต่ำ ใช้ค่ากำลังรับแรงอัดของปริซึมอิฐก่อเท่ากับ 4 MPa ส่วนอิฐก่อกำลังสูงใช้ค่ากำลังรับแรงอัดของปริซึมอิฐก่อเท่ากับ 8 MPa ในการวิเคราะห์ ใช้โปรแกรม Perform - 3D โดยวิธีการวิเคราะห์แบบสถิตยศาสตร์ไม่เชิงเส้น (Nonlinear Statics Procedure) และ วิธีพลศาสตร์ไม่เชิงเส้น (Nonlinear Dynamics Procedure) ภายใต้คลื่นแผ่นดินไหวจำนวน 7 คลื่น ซึ่งได้จากฐานข้อมูลของ PEER คลื่นแผ่นดินไหวที่ใช้ในการวิเคราะห์มีความรุนแรง 2 ระดับ ได้แก่ คลื่นที่มีโอกาสเกิดซ้ำ 2% ใน 50 ปี และ คลื่นที่มีความรุนแรงเป็น 2.5 เท่าของคลื่น 2% ใน 50 ปี (ซึ่งพบว่าจะทำให้อาคารที่มีผนังอิฐก่อเกิดการวิบัติ) โดยในการศึกษาได้เสนอการจำลองโครงข้อแข็งและผนังอิฐก่อให้เหมาะสมและสอดคล้องกับพฤติกรรมของผนังอิฐก่อของไทย โดยได้เสนอแบบจำลองผนังอิฐก่อที่มีค้ำยันรับแรงอัดสองตัววางตัวในแนวทแยง ดังรูปที่ 2.8 แบบจำลองดังกล่าวสามารถจำลองรูปแบบและลำดับการวิบัติที่มีพฤติกรรมการแตกร้าวที่มุมของผนังอิฐก่อก่อนตามด้วยการวิบัติด้วยแรงเฉือนที่หัวเสาของผนัง พฤติกรรมการแตกร้าวที่มุมถูกจำลองเป็นการวิบัติด้วยแรงอัดของค้ำยันตัวกลาง ส่วนการวิบัติด้วยแรงเฉือนบริเวณหัวเสาจำลองด้วยการวิบัติของสปริงแรงเฉือน ค่าพารามิเตอร์ที่ใช้ในการจำลองโครงข้อแข็งที่มีผนังอิฐก่อ ได้แก่ กำลังรับแรงอัดของผนังอิฐก่อ อิลาสติคโมดูลัสของผนังอิฐก่อ พื้นที่หน้าตัดของค้ำยันทั้งหมด ระยะวางค้ำยันตัวกลาง กำลังของผนังอิฐก่อที่วิบัติแบบการแตกร้าวที่มุม กำลังรับแรงเฉือนของเสา และ อัตราส่วนการแบ่งสติเฟเนสเข้าค้ำยันตัวบน

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 2.8 แบบจำลองโครงข้อแข็งคอนกรีตเสริมเหล็กและผนังอิฐก่อ ; ชนิภา เนตรรัตน์ [9]

ในการวิเคราะห์แบบสถิตย์ศาสตร์ไม่เชิงเส้น หรือ Pushover โดยได้ทำการให้แรงกับ โครงสร้างแบบสามเหลี่ยมกระจายแรงตามความสูง ซึ่งพบว่า อาคารที่มีผนังอิฐก่อสามารถรับแรง ด้านข้างได้มากกว่าอาคารที่ไม่มีผนังอิฐก่อ เนื่องจากผนังอิฐก่อเพิ่มความสามารถในการรับแรง ด้านข้างให้กับอาคาร แต่ก็ทำให้การเคลื่อนที่สูงสุดของอาคารลดลงด้วย ในอาคาร 4 ชั้นที่มีผนังอิฐ ก่อกำลังต่ำ และ สูง สามารถรับแรงด้านข้างได้มากกว่าอาคารที่ไม่มีผนังอิฐก่อถึง 2.1 และ 2.8 เท่า ตามลำดับ แต่เกิดการเคลื่อนที่ด้านข้างเมื่อมีแรงกระทำด้านข้างสูงสุดน้อยกว่าอาคารที่ไม่มีผนังอิฐก่อ ถึง 3.4 และ 4.5 เท่าตามลำดับ เนื่องจากผนังอิฐก่อทำให้สติเฟนของอาคารเพิ่มอย่างมากโดย อาคาร 4 ชั้นที่มีผนังอิฐก่อกำลังต่ำและกำลังสูง มีสติเฟนเพิ่มขึ้นเป็น 5.5 เท่า และ 8.7 เท่าของ อาคารที่ไม่มีผนังอิฐก่อ และในอาคาร 10 ชั้นที่มีผนังอิฐก่อกำลังต่ำ และ สูง สามารถรับแรงด้านข้าง ได้มากกว่าอาคารที่ไม่มีผนังอิฐก่อถึง 1.7 และ 2.2 เท่าตามลำดับ แต่เกิดการเคลื่อนที่ด้านข้างเมื่อมี แรงกระทำด้านข้างสูงสุดน้อยกว่าอาคารที่ไม่มีผนังอิฐก่อถึง 2.1 และ 2.8 เท่าตามลำดับ เนื่องจาก ผนังอิฐก่อทำให้สติเฟนของอาคารเพิ่มอย่างมากโดยอาคาร 10 ชั้นที่มีผนังอิฐก่อกำลังต่ำและกำลังสูง มีสติเฟนเพิ่มขึ้นเป็น 4.6 เท่า และ 6.3 เท่าของอาคารที่ไม่มีผนังอิฐก่อ ซึ่งเมื่อเปรียบเทียบกับ ผลทดสอบของอาคาร 4 ชั้น และ 10 ชั้น แล้ว พบว่า อิทธิพลของผนังอิฐก่อจะลดลงอย่างมีนัยสำคัญ เมื่ออาคารมีความสูงเพิ่มมากขึ้น

ในการวิเคราะห์ด้วยวิธีพลศาสตร์ไม่เชิงเส้น ภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว 7 คลื่น แสดงให้เห็นว่า ผนังอิฐก่อส่งผลกระทบต่อคาบการสั่นพื้นฐานของอาคาร โดยผนังอิฐก่อทำให้คาบการสั่นของอาคาร สั่นลงอย่างมาก โดยในอาคารสูง 4 ชั้น ที่ไม่มีผนังอิฐก่อ มีผนังอิฐก่อกำลังต่ำ และ มีผนังอิฐก่อกำลัง สูง มีคาบ 1.548 , 0.287 และ 0.233 วินาทีตามลำดับ ขณะที่ ในอาคารสูง 10 ชั้น ที่ไม่มีผนังอิฐ ก่อ มีผนังอิฐก่อกำลังต่ำ และ มีผนังอิฐก่อกำลังสูง มีคาบ 2.680 , 0.725 และ 0.618 วินาที ตามลำดับ ด้วยเหตุนี้ส่งผลให้ระดับของแรงแผ่นดินไหวที่กระทำกับอาคารเปลี่ยนไป ภายใต้ความ

รุนแรงของแผ่นดินไหว 2.5 เท่าของคลื่น 2%/50 อาคาร 4 ชั้นที่มีผนังอิฐก่อกำลังต่ำ ผนังชั้น 1 วิตติทั้งหมด แล้วตามด้วยการวิตติของหัวเสาเนื่องจากแรงเฉือนที่เสาต้นในชั้น 1 ทั้งหมด แต่อาคาร 4 ชั้นที่มีผนังอิฐก่อกำลังสูงสามารถทนแรงแผ่นดินไหวที่ระดับนี้ได้โดยไม่เกิดการวิตติแต่อย่างใด สำหรับอาคารสูง 10 ชั้นที่มีผนังอิฐก่อเกิดการวิตติที่ผนังอย่างมากตั้งแต่ชั้น 1-7 เสาชั้น 1-3 เกิดการวิตติเนื่องจากแรงเฉือนและโมเมนต์เกือบทั้งหมด

จากการทบทวนวรรณกรรมที่เกี่ยวข้องกับปัจจัยของกำแพงอิฐก่อที่มีผลต่อการวิเคราะห์โครงสร้างภายใต้แรงแผ่นดินไหว พบว่า กำแพงอิฐก่อมีความสำคัญ และมีอิทธิพลต่อการวิเคราะห์โครงสร้างภายใต้แรงแผ่นดินไหว เพื่อให้โครงสร้างมีพฤติกรรมที่ใกล้เคียงและสอดคล้องกับสภาพความเป็นจริง งานวิจัยนี้จึงพิจารณาถึงผลของกำแพงอิฐก่อ

2.1.3 วรรณกรรมที่เกี่ยวข้องกับผลกระทบของบันไดที่มีผลต่อความสามารถด้านทานแผ่นดินไหว

บันได (staircase , stairway) เป็นส่วนประกอบของโครงสร้างอาคารที่สำคัญอย่างหนึ่งที่ใช้ทำหน้าที่ขึ้น-ลงระหว่างชั้น และ เข้า-ออก อพยพและหนีภัยในยามฉุกเฉินเมื่อเกิดแผ่นดินไหวหรือไฟไหม้ บันไดอาจส่งผลกระทบอย่างสำคัญต่อการตอบสนองของระบบโครงสร้างภายใต้แรงแผ่นดินไหว เนื่องจากบันไดมีปฏิสัมพันธ์กับโครงสร้างหลัก (primary structure) หากบันได (หรือทางเดินบันได) ได้รับความเสียหายจากเหตุการณ์แผ่นดินไหวจะส่งผลในทางด้านลบ และ เป็นอันตรายต่อการอพยพและลี้ภัย รวมทั้งจะกีดขวางการกักภัย การดับเพลิง การซ่อมแซมและการฟื้นฟูให้เหมือนเดิม และเมื่อเหตุการณ์แผ่นดินไหวสงบลง ทำให้ผู้อาศัยในอาคารต้องช่วยเหลือตนเอง เนื่องจากลิฟต์ก็อาจจะไม่สามารถใช้งานได้ ยิ่งส่งผลให้ การช่วยเหลือผู้คนอย่างเร่งด่วนมีความสำคัญและยากขึ้นไปอีก [10 , 11 , 12]

ในอดีตที่ผ่านมา อิทธิพลของบันไดมักจะถูกมองข้ามสำหรับการวิเคราะห์และออกแบบอาคารด้านทานแผ่นดินไหว แต่อย่างไรก็ตาม ในเหตุการณ์แผ่นดินไหว Bhuj Earthquake ในปี 2001 พบว่า ความเสียหายหรือการวิตติของบันได เป็นสาเหตุหลักของความเสียหายในโครงสร้างอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กหลายชั้น เนื่องจากการวิตติของบันไดทำให้ชิ้นส่วนต่างๆ ของโครงสร้างบริเวณรอบบันได (เชื่อมต่อกับบันได) เกิดการวิตติและพังทลายลงด้วย จึงเป็นเหตุให้ทางอพยพหนีภัยที่สำคัญถูกทำลายลงไปด้วย [13] และในเหตุการณ์แผ่นดินไหว Wenchuan Earthquake ในเดือน เมษายน ปี 2008 พบว่า บันไดบางตำแหน่งของโครงสร้างอาคารเกิดการวิตติและพังทลายลงจนทำให้ทางขึ้น-ลงระหว่างชั้นของอาคารนั้นถูกตัดขาด และ ผลของการที่วิตติของบันไดนี้ส่งผลทำให้ชิ้นส่วนของโครงสร้างที่เชื่อมต่อกันกับบันได (บริเวณรอบบันได) เกิดความเสียหายร่วมด้วย ภายหลังจากเหตุการณ์แผ่นดินไหว Wenchuan Earthquake ยุติลงแล้ว ได้มีการตรวจสอบความเสียหายของอาคาร และได้พบความเสียหายของบันไดด้วยกัน 3 รูปแบบ นั่นคือ รูปแบบที่ 1 เกิดการเอกสทรันเป็นเอกสทรันที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่นิยมนำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

แตกร้าวที่ทางขึ้น-ลงระหว่างชั้น รูปแบบที่ 2 คือ เกิดความเสียหายของคานที่ชันพักของบันได (landing beam) และ รูปแบบที่ 3 คือ เกิดความเสียหายของเสาที่อยู่ใกล้บริเวณบันได (รองรับชันพักของบันได) (frame column , stair column) รูปแบบทั้ง 3 ของความเสียหายที่เกิดขึ้นในบันได แสดงด้วยรูปที่ 2.9 [14 , 15] และหลังจากการเกิดเหตุการณ์แผ่นดินไหวดังกล่าวแล้ว ได้มีการปรับปรุงมาตรฐานการออกแบบอาคารต้านทานแผ่นดินไหว “Code for Seismic design of building (GB5001-2012)” บางส่วน โดยหน่วยงานวิจัยของ China Academy of Building Research และหน่วยงานต่างๆ ที่เกี่ยวข้อง โดยในส่วนของ section 3.6.6 ของมาตรฐาน ได้กำหนดเกี่ยวกับการวิเคราะห์และการออกแบบอาคารภายใต้แรงแผ่นดินไหวว่า ในการวิเคราะห์และออกแบบโครงสร้างโดยคอมพิวเตอร์ (computation model) หรือ ในวิธีการคิดอย่างง่ายนั้น (simplified calculation) ควรพิจารณาให้ อาคารมีสภาพและมีความสอดคล้องกับความเป็นจริงมากที่สุด และ ควรพิจารณาอิทธิพลของโครงสร้างบันไดด้วยในการวิเคราะห์และออกแบบโครงสร้าง [16 , 17 , 18] และในเหตุการณ์แผ่นดินไหว Yushu Earthquake ระหว่างปี 2010 ความเสียหายของบันไดก็มีลักษณะคล้ายกันกับในเหตุการณ์แผ่นดินไหว Wenchuan Earthquake [19] และในเหตุการณ์แผ่นดินไหว Italian Earthquake เมื่อวันที่ 6 พฤษภาคม ปี 2009 ได้พบความเสียหายแบบเฉือน (shear failure) ในเสาที่รองรับชันพักบันได (landing slab) ทั้งนี้เนื่องจากการฉีกขาดของชันพักและการแตกร้าวตรงรอยต่อของทางขึ้น-ลง และ ชันพักของบันได [20]



(a) Fractures of staircase slabs (b) Damages of landing beams (c) Damages of frame columns

รูปที่ 2.9 ความเสียหายที่เกิดขึ้นของบันไดในเหตุการณ์แผ่นดินไหว Wenchuan Earthquake [14 , 15]

จากการศึกษาในอดีตที่ผ่านมาบ่งชี้ให้เห็นว่า การตอบสนองต่อแผ่นดินไหวของอาคาร มีความสัมพันธ์กับทิศทางของอาคาร เมื่อเทียบกับทิศทางของแผ่นดินไหว เมื่ออาคารเผชิญกับแรงแผ่นดินไหวในทิศที่ขนานกับความลึกของบันได (ขนานกับทางขึ้น-ลง ; flight of stair) บันไดนั้นจะประพฤติตัวเป็นเหมือนค้ำยันในแนวทแยง (diagonal braces) และ มีส่วนช่วยในการต้านทานการเคลื่อนที่ทางข้าง แต่ในทางตรงกันข้าม เมื่ออาคารเผชิญกับแรงแผ่นดินไหวในทิศที่ตั้งฉากกับความลึกของบันได (ตั้งฉากกับทางขึ้น-ลง ; flight of stair) จุดเชื่อมต่อของเสาและคานที่รองรับชันพัก

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

จะมีแนวโน้มที่จะประสบกับความเสียหาย เนื่องจากเสา (stair column) จะมีลักษณะเป็นเสาสั้น ทำให้เกิดแรงเฉือนขึ้นมากซึ่งนำไปสู่การวิบัติแบบเฉือน (shear failure) หรือ อาจเกิดการวิบัติแบบเปราะ (brittle failure) ซึ่งนำไปสู่การพังทลายก่อนกำหนด และในบริเวณรอบของบันไดจะมีสติฟเนสสูง เป็นเหตุให้ดึงดูดแรงแผ่นดินไหวขนาดใหญ่เข้าสู่ชั้นส่วนรอบข้างของโครงสร้างบันได ขณะเกิดแผ่นดินไหว [12 , 21] ผลงานการวิจัยของ Qiwan Su [22] แสดงให้เห็นถึงลักษณะของการสั่นไหวของอาคาร (mode shape) เมื่อพิจารณาผลของบันได โดยบันไดนั้นจะมีผลต่อโหมดการบิดตัวของโครงสร้าง (torsional mode) ซึ่งจะทำให้โหมดการบิดตัวเป็นโหมดแรก (โหมดพื้นฐานของการสั่นสะเทือน) ในผลงานการวิจัยของ Huanjun Jiang et และ คณะ [15] ได้แสดงให้เห็นว่า บันไดเป็นสิ่งแรกที่จะป้องกันภัยจากแรงแผ่นดินไหว และ เป็นสิ่งแรกที่จะเกิดการครากและเกิดการวิบัติ และ ในงานวิจัยของ E Cosenza et al [23] ได้ชี้ให้เห็นว่า บันไดในโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กมีส่วนช่วยในการเพิ่มกำลัง (strength) และ ความแข็งแรง (stiffness) ให้กับโครงสร้าง และยังส่งผลให้คาบการสั่น (fundamental time period) มีค่าลดลง นอกจากนี้ ผลของสติฟเนสของบันไดทำให้เกิดการดึงดูดของแรงแผ่นดินไหวเข้าสู่ชั้นส่วนของโครงสร้างโดยรอบของบันได จึงเป็นเหตุทำให้เสาเกิดการวิบัติแบบเฉือน (shear failure) ซึ่งเป็นสิ่งที่อันตรายสำหรับเสาที่มีพฤติกรรมเป็นแบบเสาสั้น (short column , squat column) รูปที่ 2.10 แสดงให้เห็นถึงผลของบันไดที่ทำให้เสามีพฤติกรรมเป็นแบบเสาสั้น

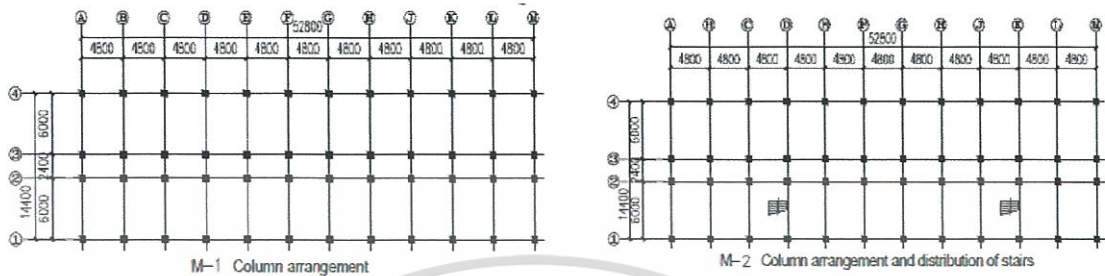


Short column created by a stairway landing.

รูปที่ 2.10 การเป็นเสาสั้นที่เกิดจากบันได

Cuifang Xu และ Tieying Li [24] ได้ทำการศึกษาถึงผลกระทบของบันไดที่มีต่อการต้านทานแผ่นดินไหวของโครงข้อแข็งคอนกรีตเสริมเหล็กสูง 6 ชั้น ภายใต้การวิเคราะห์โดยวิธี สเปกตรัมการตอบสนอง (Response Spectrum Method) ด้วยโปรแกรม SAP 2000 ในการวิเคราะห์นั้นได้จัดทำแบบจำลอง (model) 2 แบบจำลอง โดยในแบบจำลองแรก (model 1 : M-1) ไม่ได้พิจารณาผลของบันได และ ในแบบจำลองที่ 2 (model2 : M-2) ได้พิจารณาผลของบันได รูปที่ 2.11 แสดงผังอาคารที่ใช้ในการวิเคราะห์ แบบจำลองที่ใช้ในการศึกษานั้นเป็นโครงข้อแข็ง 3 มิติ ประกอบด้วยเอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่นิยมนำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

พื้น คาน เสา และ บันได โดยที่บันไดถูกจำลองด้วย shell element และในการศึกษานี้ Cuifang Xu และ Tiejing Li ได้พิจารณาเพียงแค่ ผลการสั่นไหวของโครงสร้าง (Vibration mode analysis) และ ผลของแรงภายในที่เกิดขึ้นในคานและเสาเท่านั้น

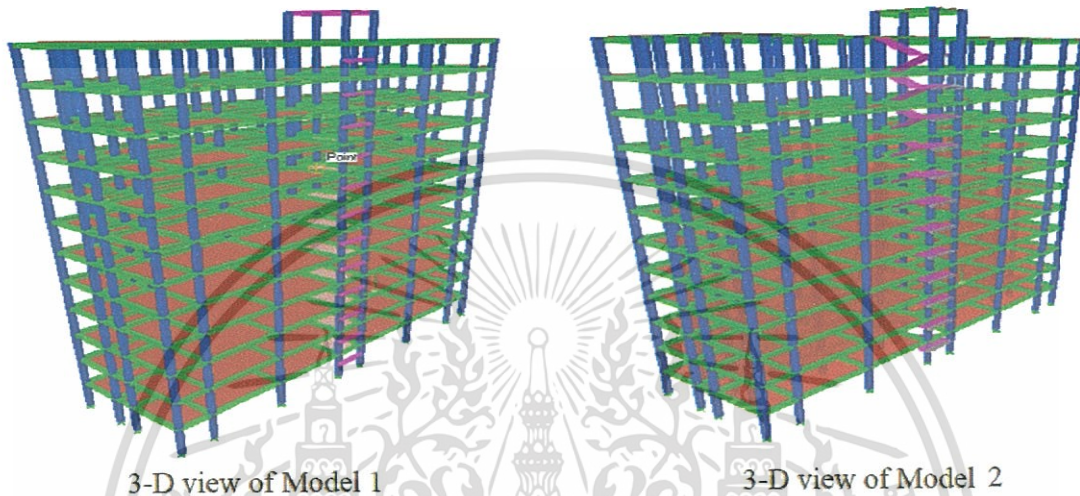


รูปที่ 2.11 ผังอาคารที่ใช้ในการวิเคราะห์ ; Cuifang Xu และ Tiejing Li [24]

จากการศึกษาพบว่า การสั่นไหวของแบบจำลองที่ 1 ที่ไม่ได้พิจารณาผลของบันไดนั้น เกิดการสั่นไหวในทิศทางแกน y , แกน x และ การหมุนรอบแกน z ในโหมดที่ 1 , 2 และ 3 ตามลำดับ และในแบบจำลองที่ 2 ที่ได้พิจารณาผลของบันไดนั้น เกิดการสั่นไหวในทิศทางแกน x , แกน y , และ แกน x ในโหมดที่ 1 , 2 และ 3 ตามลำดับ และยังพบว่า ในโหมดที่ 3 ยังเกิดการหมุนรอบแกน Z ร่วมด้วย ผลของบันไดทำให้ค่าการสั่นในทิศทางแกน x ลดลงไป 5.13% และ แกน y ลดลงไป 7.12% เป็นอันบ่งบอกได้ว่า บันไดมีส่วนช่วยให้ความแข็งแรง (stiffness) ของโครงสร้างในทิศทางแกน y เพิ่มขึ้น และแรงภายในที่เกิดขึ้นในเสาต้นมุม (corner column ; line 1xA) และ เสาที่เชื่อมติดกับบันได (column connected with the stair ; line 1xC) ซึ่งจะเห็นได้ว่า แรงภายใน (นั่นคือ แรงตามแนวแกน , แรงเฉือน และโมเมนต์ดัด) ที่เกิดขึ้นในเสาต้นมุมจากการที่ได้พิจารณาผลของบันไดมีค่าน้อยกว่าแรงภายในในเสาของการที่ไม่ได้พิจารณาผลของบันได นอกจากนี้หากพิจารณาแรงภายในที่เกิดขึ้นในเสาที่เชื่อมติดกับบันได จะพบว่า แรงในแนวแกนจากการที่พิจารณาผลของบันไดมีค่ามากกว่าแรงในแนวแกนจากการที่ไม่ได้พิจารณาผลของบันไดถึง 58 เท่า ขณะที่แรงเฉือนและโมเมนต์ดัดมีค่าลดลงจากการที่ไม่ได้พิจารณาผลของบันได ขณะที่แรงภายใน (แรงเฉือน , โมเมนต์ดัด และ โมเมนต์บิด) ที่เกิดขึ้นในคานของ line A และ C ; 1-2 พบว่า แรงภายในที่เกิดขึ้นจากการที่พิจารณาผลของบันได มีค่ามากกว่า จากการที่ไม่ได้พิจารณาผลของบันไดและจะเห็นได้อย่างชัดเจนของคานที่เชื่อมติดกับบันได

Anjan B.K , C.N. Yadunandan และ Keerthi Gowda B.S [10] ได้ทำการศึกษาเกี่ยวกับความต้านทานของแผ่นดินไหวของโครงข้อแข็งคอนกรีตเสริมเหล็กโดยพิจารณาและไม่พิจารณาผลของบันได ที่มีความสูง 12 ชั้น และ เป็นแบบ Soft Story RC Moment Resisting Frame ภายใต้การวิเคราะห์ด้วยวิธี สเปกตรัมการตอบสนอง (Response Spectrum Method) ด้วยโปรแกรม ETABS 9.7.4 โดยแบบจำลองที่ใช้ศึกษานั้นเป็นแบบจำลอง 3 มิติ ประกอบด้วยชั้นส่วน คาน , เสา , เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่นิยมนำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

พื้น ถูกพิจารณาให้เป็นแบบแข็งเกร็ง (Rigid Diaphragms) และ บันได ถูกพิจารณาเป็น shell element ขณะที่ฐานรองรับเป็นแบบยึดแน่น (Fixed Support) แบบจำลองที่สร้างขึ้น มี 2 แบบจำลอง คือ แบบจำลองที่ 1 (model 1) คือ แบบจำลองที่ไม่ได้พิจารณาผลของบันได และแบบจำลองที่ 2 (model 2) คือ แบบจำลองที่พิจารณาผลของบันได แบบจำลองทั้ง 2 แสดงในรูปแบบที่ 2.12

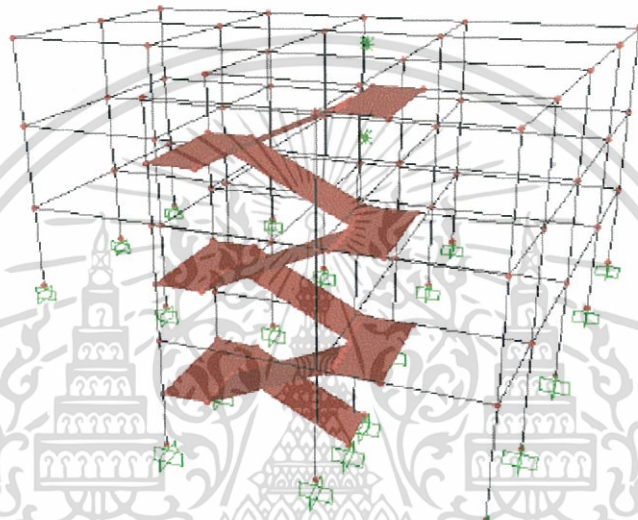


รูปที่ 2.12 แบบจำลองที่ใช้ในการศึกษา ; Anjan B.K, C.N.Yadunandan และ Keerthi Gowda B.S [10]

จากการศึกษา พบว่า ผลของบันไดลดคาบการสั่นไหวของโครงสร้างถึง 12.83% ทั้งยังช่วยเพิ่มความแข็งแรงทางข้าง (lateral stiffness) ให้กับอาคารอีกด้วย นอกจากนี้ บันไดยังช่วยลดการเคลื่อนที่ทางข้างเนื่องจากแรงแผ่นดินไหวในทิศทาง x ถึง 10.5% และ ในทิศทางแกน y ถึง 15.6% ทั้งนี้การเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้น (Inter Story Drift) ในทิศทาง x ลดลงถึง 15.4% และในทิศทาง y ลดลงถึง 19.60% นอกจากนี้พบว่า บันไดยังช่วยลดผลของโมเมนต์ดัดที่เกิดขึ้นในเสาที่เชื่อมติดกับบันได (stair column) ในชั้นที่ 1 และ 2 แต่บันไดทำให้แรงเฉือนมีค่าเพิ่มมากขึ้นจากการที่ไม่ได้คำนึงถึงบันได ถึง 25% , 27% , 29% และ 30% สำหรับแผ่นดินไหว zone 2 , 3 , 4 และ 5 ตามลำดับ (ในชั้นที่ 1) และ แรงในแนวแกนมีค่าเพิ่มขึ้น 1.4% และ 6.5% (ในชั้นที่ 1) สำหรับแผ่นดินไหว zone 4 และ 5 ตามลำดับ

S.Fallahi และ M. Alirezaei [12] ได้ทำการประเมินการตอบสนองของบันไดในโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กภายใต้แรงแผ่นดินไหว ด้วยวิธีการวิเคราะห์แบบสถิตไม่เชิงเส้น หรือ ที่รู้จักกันในชื่อว่า Pushover Analysis ด้วยโปรแกรม SAP 2000 ตามคำแนะนำของ ASCE 7-10 ที่แสดงด้วย pushover curve อาคารที่ S.Fallahi และ M. Alirezaei ใช้ในการศึกษานั้นเป็นอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กที่ไม่สมมาตรในแนวราบและไม่สมมาตรในแนวตั้งที่มีความสูง 3 ชั้น , 7 ชั้น และ 15 ชั้น เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่นิยมนำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

โดยที่อาคารถูกออกแบบให้ต้านทานต่อแรงในแนวดิ่ง และ แรงทางข้างที่เป็นแรงลมและแรงแผ่นดินไหว โดยมาตรฐาน Iranian Code of Practice for Seismic Resistant Design of Building และได้จัดทำแบบจำลองที่ใช้ในการวิเคราะห์เป็นแบบ 3 มิติ ให้คานและเสาอยู่ในช่วงพฤติกรรมแบบไม่เชิงเส้น โดยกำหนดจุดหมุนพลาสติก (plastic hinge) ไว้ที่ปลายชิ้นส่วน พื้นเป็นแบบแข็งเกร็ง (rigid diaphragm) บันไดถูกจำลองแบบ 3 มิติ เพื่อให้มีพฤติกรรมที่ถูกต้องโดยใช้ shell element (plate finite element analysis) ขณะที่ฐานรากให้เป็นแบบยึดแน่น (Fixed Support) แบบจำลอง 3 มิติ แสดงไว้ในรูปที่ 2.13



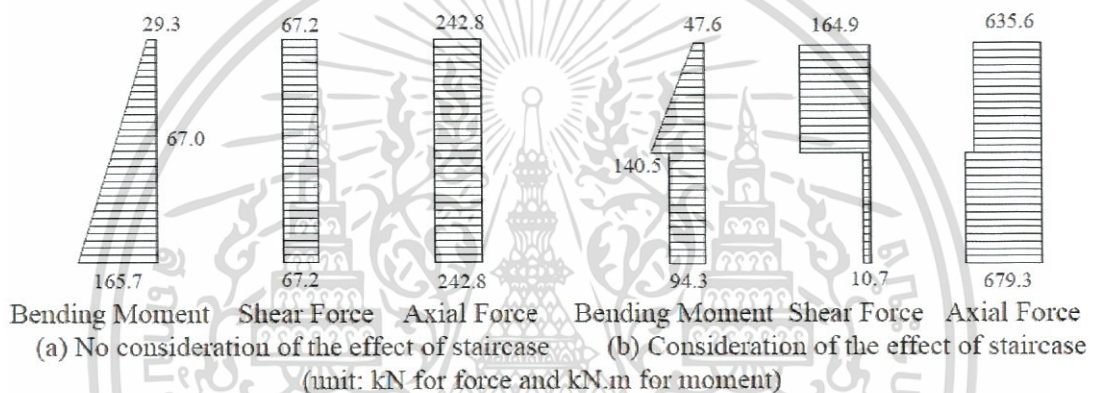
รูปที่ 2.13 แบบจำลอง 3 มิติ ที่ใช้ในการศึกษา ; S.Fallahi และ M. Alirezai [12]

ผลการวิเคราะห์ถูกแสดงด้วย pushover curve ที่อยู่ในรูปของความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนที่ฐานของอาคาร และการเคลื่อนที่ของยอดอาคาร (Story Shear – Roof Displacement) ซึ่งเห็นได้ว่า บันไดทำให้อาคารมีความสามารถในการต้านทานแรงแผ่นดินไหวได้มากขึ้น โดยเฉพาะอย่างยิ่งกับอาคารที่มีความสูงไม่มากนัก (อาคารเตี้ย ; อาคารสูง 3 ชั้น) ทั้งนี้ เพราะ ในอาคารเตี้ยนั้น เสาและ คานมีขนาดไม่ใหญ่นัก เมื่อเทียบกับอาคารสูง จึงทำให้มีสติฟเนสในการต้านทานแรงทางข้างได้น้อยกว่า ซึ่งตรงกันข้ามกับในอาคารที่มีความสูงขนาดปานกลางขึ้นไป (อาคารสูง 7 และ 15 ชั้น) เพราะ ในอาคารดังกล่าว ขนาดคานและเสา มีขนาดใหญ่กว่า จึงทำให้อาคารมีสติฟเนสในการต้านทานแรงทางข้างได้ดีกว่า บันไดจึงไม่มีผลต่อการต้านทานการเคลื่อนที่ของโครงสร้าง

Huanjun Jiang , Haiyan Gao และ Bin Wang [15] ได้ทำการศึกษาเกี่ยวกับความเสียหายของบันไดที่เกิดขึ้นในโครงข้อแข็งคอนกรีตเสริมเหล็ก พร้อมกับศึกษาพฤติกรรมการวิบัติของโครงสร้างที่เกิดขึ้นภายใต้การวิเคราะห์ด้วยแรงแผ่นดินไหว โดยในเบื้องต้นได้ทำการวิเคราะห์โครงสร้างโดยใช้โปรแกรม ETABS เพื่อพิจารณาผลของแรงภายในที่เกิดขึ้นในเสาอันประกอบด้วย

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนลิขสิทธิ์เพื่อการเรียนการสอนเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่นับผูกพันไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

โมเมนต์ดัด (Bending Moment) , แรงเฉือน (Shear Force) และ แรงในแนวแกน (Axial Force) ด้วยการสร้างแบบจำลอง 2 แบบจำลอง โดยในแบบจำลองแรกไม่ได้พิจารณาผลของบันได และในแบบจำลองที่สองได้พิจารณาผลของบันไดคอนกรีตเสริมเหล็กด้วยการจำลองบันไดเป็น Shell element ภายใต้วิธี Response Spectrum ผลของแรงภายในที่เกิดขึ้นในเสาที่รองรับบันได (stair column) ถูกแสดงด้วยรูปที่ 2.14 ซึ่งจะเห็นได้ชัดว่า ผลของบันไดทำให้เสาส่วนบน (top column) มีค่าโมเมนต์ดัด แรงเฉือน และ แรงในแนวแกน เพิ่มขึ้นอย่างเห็นได้ชัดจากการที่ไม่ได้พิจารณาผลของบันได และความแตกต่างของแรงภายในที่เกิดขึ้นใน 2 กรณี (พิจารณาและไม่พิจารณาผลของบันได) ถือเป็นนัยที่สำคัญและเป็นสิ่งที่อันตรายรวมทั้งความไม่ปลอดภัยของโครงสร้างต่อแรงแผ่นดินไหว

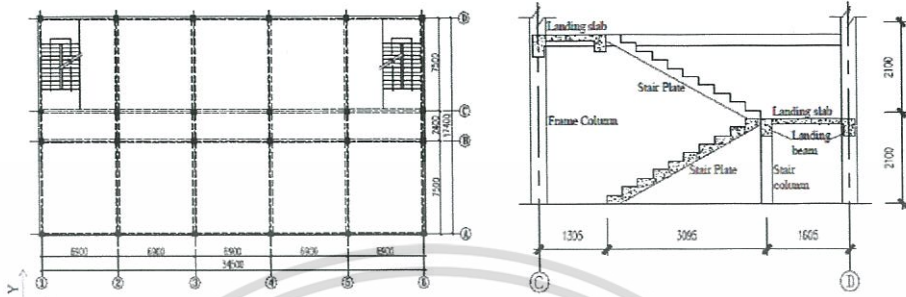


รูปที่ 2.14 แรงภายในที่เกิดขึ้นในเสาดำแหน่ง line 3-D ; Huanjun Jiang , Haiyan Gao และ Bin Wang [15]

ในส่วนต่อมาของการศึกษา Huanjun Jiang และ คณะ ได้ทำการศึกษาถึงพฤติกรรมและกลไกการวิบัติของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก โดยพิจารณาและไม่พิจารณาผลของบันได โดยใช้อาคารคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีความสมมาตรตามยาว สูง 4 ชั้น ชั้นละ 3.6 เมตร ยกเว้นชั้นล่างสูง 4.2 เมตร ดังแสดงในรูปที่ 2.15 โดยในการวิเคราะห์ที่ใช้แบบจำลอง 3 มิติ วิเคราะห์โดยวิธีสถิตยไม่เชิงเส้น หรือ ที่เรียกกันว่า Pushover Analysis ด้วยโปรแกรม SAP 2000 แบบจำลองที่ใช้อยู่ในช่วงอินอีลาสติก (ไม่เชิงเส้น) นั่นคือ ชั้นส่วนโครงสร้างคาน รวมทั้งคานที่ขานพัก (landing beam) กำหนดให้จุดหมุนพลาสติกเนื่องจากโมเมนต์ดัดของคานคอนกรีตเสริมเหล็ก (moment hinges) อยู่ที่ปลายชั้นส่วน ชั้นส่วนของเสา (Frame Column) รวมทั้งเสาที่เชื่อมต่อกับขานพักของบันได (stair column) กำหนดให้จุดหมุนพลาสติกเนื่องจากแรงในแนวแกนและโมเมนต์ดัดของเสาคอนกรีตเสริมเหล็ก (PMM hinges) ไว้ที่ปลายบนและส่วนล่างของเสา และ ชั้นส่วนของบันไดนั้น Huanjun Jiang และ คณะ ได้ทำการจำลองบันไดด้วยการใช้แบบจำลองของคานที่มีลักษณะขนาดหน้าตัด

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

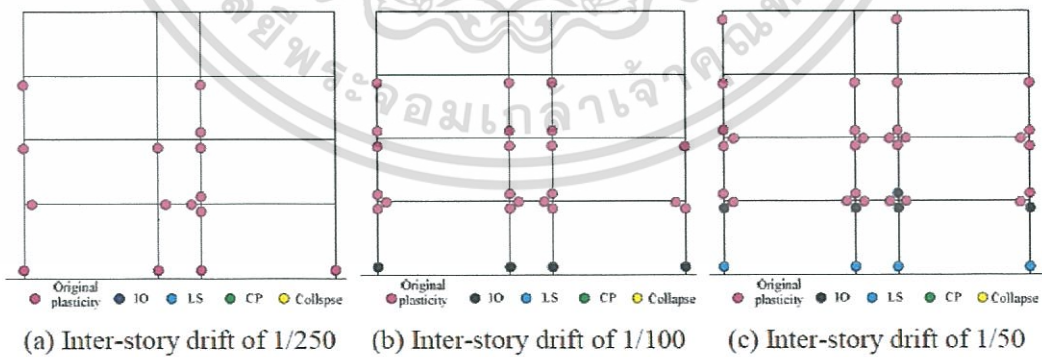
เทียบเท่ากับบันได (equivalent beam element) และกำหนดให้มีจุดหมุนพลาสติกเนื่องจากแรงในแนวแกน (axial force hinges) ไว้ที่ตำแหน่งตรงกลางของบันได (stair plate) ทั้งนี้ระดับความเสียหายของโครงสร้างอ้างอิงตามมาตรฐาน FEMA 356



(a) Structural plan layout of typical floor (b) Sectional elevation of the staircase in the first story

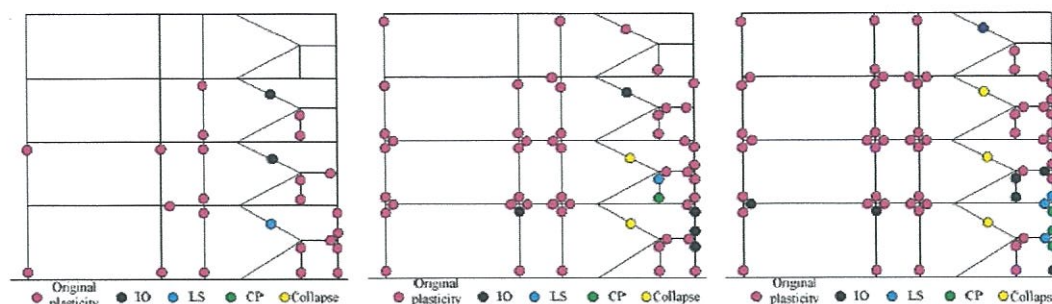
รูปที่ 2.15 แพลนอาคารที่ใช้ในการศึกษาเกี่ยวกับการวิบัติของอาคาร ; Huanjun Jiang , Haiyan Gao และ Bin Wang [15]

ความเสียหายที่เกิดขึ้นในการวิเคราะห์โดยไม่พิจารณาผลของบันไดแสดงในรูปที่ 2.16 และ ความเสียหายที่เกิดขึ้นในการวิเคราะห์โดยพิจารณาผลของบันไดแสดงในรูปที่ 2.17 โดยในภาพรวม กระบวนการวิบัติจะเริ่มที่บันไดก่อน โดยบันได (staircase slab) และ คานที่ชันพัก (landing beam) จะเกิดการวิบัติที่ชั้น 1 ก่อน และ วิบัติในชั้นไล่ขึ้นไป สำหรับ เสาที่รับบันได (stair column) เสาที่ติดกับรอยต่อของชันพัก (frame column) จะวิบัติที่ชั้น 1 และ 2 ก่อน แล้วค่อยวิบัติในชั้นไล่ขึ้นไป เมื่อบันไดเกิดการวิบัติแล้ว เสา และ คาน ในบางตำแหน่งถึงจะวิบัติ



รูปที่ 2.16 ความเสียหายที่เกิดขึ้นในการวิเคราะห์โดยไม่พิจารณาผลของบันได; Huanjun Jiang , Haiyan Gao และ Bin Wang [15]

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 2.17 ความเสียหายที่เกิดขึ้นในการวิเคราะห์โดยพิจารณาผลของบันได ; Huanjun Jiang , Haiyan Gao และ Bin Wang [15]

จากการทบทวนวรรณกรรมที่เกี่ยวข้องกับปัจจัยของบันไดที่มีผลต่อการวิเคราะห์โครงสร้างภายใต้แรงแผ่นดินไหว ยังไม่พบวรรณกรรมที่เกี่ยวข้องกับการประเมินระดับสมรรถนะ และความเสียหายของโครงสร้างภายใต้แรงแผ่นดินไหว โดยวรรณกรรมที่ได้ทำการทบทวนมานั้น ส่วนใหญ่จะมุ่งเน้นที่ผลของคาบการสั่นของอาคาร และ แรงภายในที่เกิดขึ้นขององค์อาคาร ดังนั้นในงานวิจัยนี้จึงมุ่งเน้นที่จะประเมินระดับสมรรถนะ และ ศึกษาถึงพฤติกรรมของโครงสร้างภายใต้แรงแผ่นดินไหวเมื่อพิจารณาผลของบันได

2.2 ทฤษฎีที่เกี่ยวข้อง

ในการศึกษาพฤติกรรมของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กภายใต้แรงแผ่นดินไหว จำเป็นต้องศึกษาพฤติกรรมทั้งช่วงอีลาสติก (elastic) และ ช่วงอินอีลาสติก (inelastic) เพราะหลักการในการออกแบบโครงสร้างเมื่อรับแรงแผ่นดินไหวนั้น คือ สำหรับแผ่นดินไหวขนาดเล็กจะต้องไม่เกิดความเสียหายแก่ส่วนหนึ่งส่วนใดของโครงสร้างโดยที่โครงสร้างต้องสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวได้ในช่วงอีลาสติก ขณะที่แผ่นดินไหวขนาดกลางจะต้องไม่ก่อให้เกิดความเสียหายแก่ส่วนโครงสร้างที่รับแรง และสำหรับแผ่นดินไหวขนาดใหญ่จะยินยอมให้มีการเสียหายของส่วนของโครงสร้างที่รับแรงได้ แต่ทั้งนี้โครงสร้างต้องไม่พังทลายลงทันที

วิธีการที่ใช้ในการวิเคราะห์และประเมินพฤติกรรมของโครงสร้างภายใต้แรงแผ่นดินไหว ซึ่งสามารถแบ่งออกได้เป็น 4 วิธี คือ

- 1) วิธีวิเคราะห์แบบสถิตเชิงเส้น (Linear Static Procedure : LSP)
- 2) วิธีวิเคราะห์แบบสถิตไม่เชิงเส้น (Non-linear Static Procedure : NSP)
- 3) วิธีวิเคราะห์แบบพลศาสตร์เชิงเส้น (Linear Dynamic Procedure : LDP)
- 4) วิธีวิเคราะห์แบบพลศาสตร์ไม่เชิงเส้น (Non-linear Dynamic Procedure : NDP)

เพื่อความง่ายในการวิเคราะห์ส่วนใหญ่จะใช้วิธี Linear Static และ Linear Dynamic ซึ่ง

วิธีการดังกล่าวนี้จะให้ค่าตอบสนองที่ถูกต้องภายใต้ขอบเขตพฤติกรรมของโครงสร้างที่อยู่ในช่วงเอ็กสตรีนเป็นเอ็กสตรีนที่สวนงไวสำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่นิยามให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

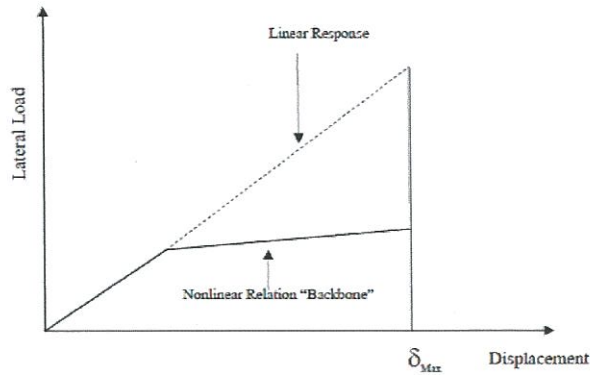
อิลาสติก และใช้ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกับความเครียดเป็นแบบเชิงเส้น ทั้งนี้เนื่องจากค่าความแข็งแรง และ กำลังของโครงสร้างมีค่าคงที่ตลอดการวิเคราะห์ แต่ถ้าเป็นการวิเคราะห์โครงสร้างในช่วงอินอิลาสติกจำเป็นต้องใช้วิธี Non-linear static และ Non-linear Dynamic เนื่องจากวิธีทั้งสองนี้ได้คำนึงถึงผลของการลดลงของค่าความแข็งแรง และ กำลังของโครงสร้างเมื่อเกิดความเสียหายในบางส่วนของโครงสร้าง

วิธีแบบสถิต (Static) จะสมมติให้แรงเนื่องจากแผ่นดินไหวเป็นแรงแบบสถิต แต่ขณะที่วิธีแบบพลศาสตร์ (Dynamic) จะพิจารณาแรงแผ่นดินไหว และการตอบสนองของโครงสร้างที่เปลี่ยนแปลงตามเวลา และคำนึงถึงแรงเฉื่อยเนื่องจากมวลด้วย ซึ่งจะทำให้มีความถูกต้องและสมจริงมากกว่า ในความเป็นจริงเมื่อแผ่นดินไหวมีความรุนแรง โครงสร้างจะมีพฤติกรรมแบบไม่ยืดหยุ่นเชิงเส้น วิธีการวิเคราะห์ที่ให้ผลการตอบสนองที่สอดคล้องใกล้เคียงกับพฤติกรรมการตอบสนองของอาคารจริง นั่นคือ การวิเคราะห์แบบ Non-linear Dynamic แต่เนื่องจากมีปัญหาในทางปฏิบัติอยู่หลายประการ เนื่องจากความซับซ้อนของการวิเคราะห์จึงทำให้การวิเคราะห์วิธีนี้เป็นไปได้ยากในทางปฏิบัติ ด้วยเหตุนี้วิธีการวิเคราะห์แบบ Non-linear Static หรือที่เรียกกันว่า วิธีแบบแรงกระทำด้านข้าง (Static Pushover Analysis) จึงเป็นวิธีที่นิยมใช้มากกว่าในการประเมินโครงสร้าง เพราะ สามารถทำได้ไม่ยากนัก และสามารถให้ผลการวิเคราะห์ที่ถูกต้องสมจริงโดยเฉพาะในกรณีที่อาคารมีการตอบสนองอยู่ในโหมดพื้นฐานเป็นหลัก (Fundamental Vibration Mode) อีกทั้งวิธีดังกล่าวยังได้รับการยอมรับอย่างกว้างขวางในปัจจุบันสำหรับการออกแบบและประเมินโครงสร้างเพื่อต้านทานแรงแผ่นดินไหว

ในการศึกษานี้จะใช้วิธีการวิเคราะห์สองแบบ คือ วิธีสถิตยเชิงเส้น (Linear Static) และวิธีสถิตยไม่เชิงเส้น (Non-linear Static) ตามที่มีกำหนดใน มยพ. 1303-57 [1] ร่วมกันกับมาตรฐาน ASCE 41-2013 [2]

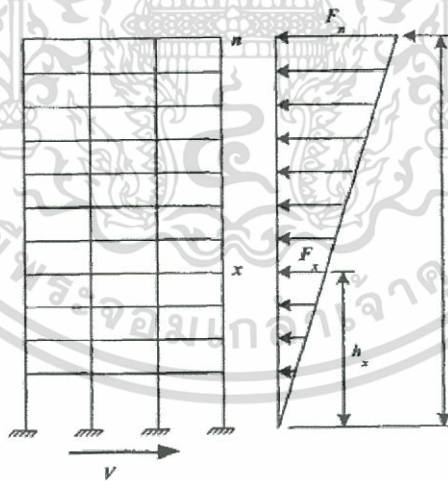
2.2.1 วิธีวิเคราะห์แบบสถิตเชิงเส้น (Linear Static Procedure : LSP)

การวิเคราะห์แบบสถิตเชิงเส้นเป็นการวิเคราะห์ที่มีสมมุติฐานว่า แรงที่กระทำต่อโครงสร้างเนื่องจากแผ่นดินไหวนั้นเปรียบเสมือนกับมีแรงเทียบเท่ากระทำทางด้านข้างของอาคาร (Pseudo Lateral Load) โดยที่โครงสร้างอาคารที่วิเคราะห์จะสมมุติให้มีพฤติกรรมที่อยู่ในช่วงเชิงเส้น (Linear) ถึงแม้ว่าพฤติกรรมจริงของโครงสร้างอาจจะอยู่ในช่วงไม่เชิงเส้นก็ตาม โดยมีสมมุติฐานว่าค่าการเคลื่อนที่ของโครงสร้างแบบ Non-linear จะมีค่าเท่ากับการเคลื่อนที่แบบ Linear ซึ่งสมมุติฐานนี้มักจะถูกเรียกว่า Equal-Displacement Assumption ที่แสดงในรูปที่ 2.18 โดยการวิเคราะห์จะอาศัยแรงสถิตเทียบเท่ากระทำแก่กระจายทางด้านข้างของโครงสร้างที่จะทำให้เกิดการเคลื่อนที่เท่ากับการเคลื่อนที่จากแรงแผ่นดินไหว



รูปที่ 2.18 สมมติฐานของวิธีสถิตเชิงเส้น

วิธีการวิเคราะห์แบบสถิตเชิงเส้น จะอยู่ในรูปของวิธีแรงสถิตเทียบเท่า (Equivalent Static Force Method) สำหรับการวิเคราะห์ด้วยวิธีนี้เหมาะสำหรับอาคารที่มีรูปร่างสม่ำเสมอ นั่นหมายถึง การกระจายน้ำหนักและสติฟเนส (stiffness) ของอาคารเป็นไปอย่างสม่ำเสมอตลอดความสูง โดยในวิธีนี้สิ่งสำคัญที่สุด คือ การคำนวณแรงเฉือนที่ฐานอาคาร (Seismic Base shear, V) ที่เกิดจากแผ่นดินไหวที่กำหนดไว้ในมาตรฐานในการออกแบบ จากนั้นจึงกระจายแรงไปยังชั้นต่างๆ ของอาคารซึ่งถือเป็นแรงสถิตเทียบเท่า เมื่อหาแรงสถิตเทียบเท่าได้แล้วก็นำแรงนั้นไปวิเคราะห์โครงสร้างแบบ Linear Elastic และนำผลการวิเคราะห์ไปประเมินระดับความเสียหายต่อไป



รูปที่ 2.19 การกระจายแรงกระทำทางข้างโดยวิธีแรงสถิตเทียบเท่า

ในมาตรฐานการประเมินและการเสริมความมั่นคงแข็งแรงของโครงสร้างอาคารในเขตที่อาจได้รับแรงสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว (มยพ. 1303-57) [1] ได้ระบุการหาค่าการตอบสนองของโครงสร้างซึ่งได้แก่ แรงภายใน และการเสียรูปที่ใกล้เคียงกับที่เกิดขึ้นจริง โดยใช้แรงกระทำด้านข้างเทียม (Pseudo-Lateral Force) กระทำแบบสถิตต่อแบบจำลองทางคณิตศาสตร์ แล้วทำ

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

การวิเคราะห์แบบสถิตเชิงเส้น แรงกระทำด้านข้างเทียม เป็นแรงที่ใช้กระทำต่อโครงสร้างเพื่อให้โครงสร้างมีการเคลื่อนที่ใกล้เคียงกับที่คาดว่าจะเกิดขึ้นจริง คำนวณได้จากสมการที่ (2.1)

$$V = C_1 C_2 C_m S_a W \quad (2.1)$$

โดยที่ V คือ แรงกระทำด้านข้างเทียม (pseudo-lateral force)

C_1 คือ ตัวประกอบที่เชื่อมโยงระหว่างค่าการเคลื่อนที่สูงสุดของระบบพลาสติก (อินอีลาสติก) กับค่าการเคลื่อนที่สูงสุดของระบบแบบอีลาสติกเชิงเส้น

C_2 คือ ค่าตัวประกอบปรับแก้ผลจากการเสื่อมถอยของสติเฟเนส เมื่อขึ้นส่วนเริ่มต้นรับแรงกลับทิศทาง (pinched hysteresis shape) การเสื่อมถอยของสติเฟเนสแบบวัฏจักร และการเสื่อมถอยด้านกำลังต่อการเคลื่อนที่สูงสุดของอาคาร

C_m คือ ค่าตัวประกอบของมวลประสิทธิผล เพื่อคำนึงถึงการมีส่วนร่วมของมวลประสิทธิผล

S_a คือ ความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมที่คาบการสั่นพื้นฐาน และ อัตราส่วนความหน่วงของอาคารในทิศทางที่กำลังพิจารณา (g) ให้พิจารณาจากสเปกตรัมผลตอบสนองสำหรับการออกแบบด้วยวิธีเชิงพลศาสตร์ ในมาตรฐาน มยผ.1302-52 [25]

W คือ น้ำหนักประสิทธิผลของอาคาร (นิวตัน) ซึ่งคือ น้ำหนักบรรทุกทุกแนวตั้งของอาคารที่ต้องนำมาพิจารณาในการวิเคราะห์ออกแบบโครงสร้างต้านทานแผ่นดินไหว โดยที่จะต้องรวมน้ำหนักบรรทุกคงที่ทั้งหมดของอาคาร และ น้ำหนักบรรทุกประเภทอื่นๆ ดังต่อไปนี้

- 1) ร้อยละ 25 ของน้ำหนักบรรทุกจร (Floor Live Load) ในกรณีของอาคารที่ใช้เก็บพัสดุ อนึ่งอาคารจอดรถยนต์ไม่จำเป็นต้องคำนึงถึงน้ำหนักในข้อนี้
- 2) น้ำหนักของผนังอาคาร และผนังกันห้องต่างๆ หรือ น้ำหนักบรรทุกเทียบเท่าจากน้ำหนักของผนังอาคารที่กระจายลงพื้นที่ทั่วทั้งชั้นอย่างน้อย 480 นิวตันต่อตารางเมตร โดยให้เลือกใช้ค่าที่มากกว่า
- 3) น้ำหนักของเครื่องมือ เครื่องจักร และ อุปกรณ์ซึ่งติดตั้งถาวรในอาคาร

สำหรับค่าตัวประกอบ C_1 คำนวณได้จากสมการที่ (2.2)

$$C_1 = 1 + \frac{R-1}{aT^2} \quad (2.2)$$

สำหรับคาบการสั่นพื้นฐานที่น้อยกว่า 0.2 วินาที ต้องมีค่าไม่มากกว่าค่า C_1 ที่คำนวณจากค่า

$T = 0.2$ วินาที และให้ $C_1 = 1.0$ เมื่อคาบการสั่นพื้นฐานมากกว่า 1 วินาที

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนลิขสิทธิ์ไว้เพื่อใช้ในการศึกษาเท่านั้น เมื่อผู้จัดทำเห็นว่าไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

สำหรับค่าตัวประกอบ C_2 คำนวณได้จากสมการที่ (2.3)

$$\begin{aligned} C_2 &= 1 + \frac{1}{800} \left(\frac{R-1}{T}\right)^2 && \text{เมื่อ } T < 0.7 \text{ วินาที} \\ C_2 &= 1.0 && \text{เมื่อ } T > 0.7 \text{ วินาที} \end{aligned} \quad (2.3)$$

สำหรับค่าตัวประกอบ C_m ให้ใช้ค่าตามตารางที่ 2.1 ทั้งนี้ ถ้าคาบการสั่นพื้นฐานมีค่ามากกว่า 1.0 วินาที ให้ใช้ค่า $C_m = 1.0$

ตารางที่ 2.1 ค่าตัวประกอบของมวลประสิทธิผล (C_m)

ระบบโครงสร้าง	1 ถึง 2 ชั้น	3 ชั้น หรือสูงกว่า
โครงต้านแรงดัดคอนกรีตเสริมเหล็ก	1.0	0.9
กำแพงรับแรงเฉือนคอนกรีตเสริมเหล็ก	1.0	0.8
เสาตอม่อและคานขอบ (concrete pier & spandrel)	1.0	0.8
โครงสร้างอื่น	1.0	1.0

โดยที่ ค่าพารามิเตอร์ต่างๆ ในสมการ เป็นไปดังนี้

a คือ สัมประสิทธิ์สำหรับชั้นดิน ณ ที่ตั้งอาคาร มีค่าดังนี้

$a = 130$ สำหรับชั้นดินประเภท A (หินแข็ง) และ ประเภท B (หิน)

$a = 90$ สำหรับชั้นดินประเภท C (ดินแข็ง)

$a = 60$ สำหรับชั้นดินประเภท D (ดินปกติ) E (ดินอ่อน) และ F (ดินที่มีลักษณะพิเศษ)

R คือ อัตราส่วนของแรงที่ต้องต้านทาน เป็นอัตราส่วนระหว่างแรงเฉือนที่ฐานที่ต้องต้านทานหากโครงสร้างเป็นแบบอีลาสติกเชิงเส้น กับ กำลังต้านทานแรงเฉือนรวมที่ฐานที่จุดครากประสิทธิผล คำนวณได้จากสมการที่ (2.4)

$$R = \frac{S_a}{V_y/W} C_m \quad (2.4)$$

โดยที่ V_y คือ กำลังรับแรงเฉือนรวมที่ฐานที่จุดครากประสิทธิผล (effective yield strength) ซึ่งจะต้องทำการวิเคราะห์โครงสร้างแบบสถิตไม่เชิงเส้นก่อน จึงไม่สามารถดำเนินการได้ในทางปฏิบัติ เพราะ เป็นขั้นตอนที่ซับซ้อนไม่สามารถทำได้ในเบื้องต้น จึงอนุโลมให้ใช้ค่ากำลังรับแรงเฉือนที่ฐานแบบอีลาสติก (elastic base shear capacity) ซึ่งได้แก่ ผลรวมกำลังรับแรงเฉือนของชิ้นส่วนโครงสร้างแนวตั้งที่ชั้นล่างสุดของอาคาร

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

T คือ คาบการสั่นพื้นฐานของอาคารในทิศทางที่กำลังพิจารณา (Fundamental Period) ซึ่งอาจรวมผลของปฏิสัมพันธ์ระหว่างดิน และโครงสร้างด้วย สามารถคำนวณได้โดย

วิธี ก.

คาบการสั่นพื้นฐาน สามารถคำนวณได้จากสูตรการประมาณ ดังสมการที่ (2.5)

$$\begin{aligned} \text{อาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก} \quad T &= 0.02 H && (\text{หน่วย วินาที}) \\ \text{อาคารโครงสร้างเหล็ก} \quad T &= 0.03 H && (\text{หน่วย วินาที}) \end{aligned} \quad (2.5)$$

โดยที่ H คือ ความสูงของอาคารวัดจากพื้นดิน (หน่วยเมตร)

วิธี ข.

คาบการสั่นพื้นฐาน สามารถคำนวณจากลักษณะการกระจายมวล (หรือน้ำหนัก) ภายในอาคาร และ สติฟเนส ของระบบโครงสร้างต้านแรงด้านข้างของอาคาร และคาบการสั่นพื้นฐานที่คำนวณได้จากวิธี ข. นี้จะต้องไม่เกิน 1.5 เท่าของค่าที่ได้จากวิธี ก. ค่าคาบการสั่นพื้นฐาน สามารถคำนวณได้จากสมการที่ (2.6)

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (w_i \delta_i^2)}{g \sum_{i=1}^n F_i \delta_i}} \quad (2.6)$$

โดยที่ F_i คือ แรงสถิตเทียบเท่าที่กระทำต่อชั้นที่ i (นิวตัน)

δ_i คือ การเคลื่อนตัวในแนวราบของอาคารที่ชั้นที่ i ไม่รวมผลของการบิด ณ ตำแหน่งศูนย์กลางมวลของชั้นที่เกิดจากแรงสถิตเทียบเท่า (เมตร)

g คือ ความเร่งเนื่องจากแรงโน้มถ่วงโลก (เมตร/วินาที²)

n คือ จำนวนชั้นของอาคาร

W_i คือ น้ำหนักโครงสร้างประสิทธิผลของชั้นที่ i (นิวตัน)

เมื่อได้แรงกระทำด้านข้างเทียบเท่าที่กระทำต่ออาคารแล้ว ให้กระจายแรงตามแนวตั้งเป็นแรงกระทำด้านข้าง (F_x) ที่กระทำที่ระดับชั้นที่ X โดยคำนวณได้จากสมการที่ (2.7)

$$F_x = C_{vx} V \quad (\text{หน่วยนิวตัน}) \quad (2.7)$$

$$\text{และ} \quad C_{vx} = \frac{W_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k} \quad (2.8)$$

โดยที่ C_{vx} คือ ตัวประกอบการกระจายในแนวตั้ง

W_x คือ น้ำหนักโครงสร้างประสิทธิผลของชั้นที่ x

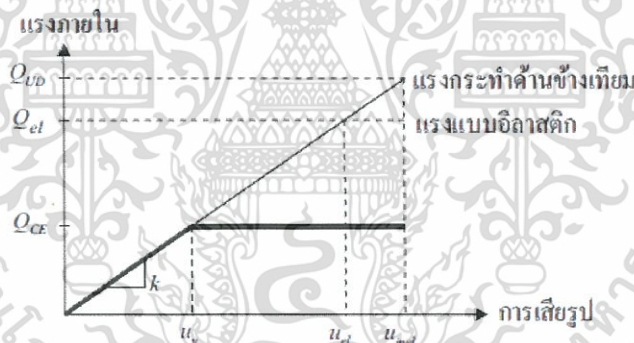
h_i และ h_x คือ ความสูงที่ระดับชั้นที่ i และ x ตามลำดับ

k คือ ค่าสัมประสิทธิ์ที่กำหนดรูปแบบการกระจายแรง ซึ่งมีค่าดังนี้

$$\begin{aligned} k &= 1.0 && \text{เมื่อ } T \leq 0.5 \text{ วินาที} \\ k &= 1 + \frac{T-0.5}{2} && \text{เมื่อ } 0.5 \text{ วินาที} < T < 2.5 \text{ วินาที} \\ k &= 2.0 && \text{เมื่อ } T \geq 2.5 \text{ วินาที} \end{aligned} \quad (2.9)$$

จะสังเกตได้ว่า แรงต้านข้างเทียม ($V = C_1 C_2 C_m S_a W$) สำหรับการประเมินโครงสร้างตาม มยพ.1303-57 [1] มีค่ามากกว่าแรงเฉือนที่ฐานอาคารสำหรับการออกแบบ ($C_v = (I/R) S_a W$) ด้วยวิธี แรงสถิตเทียบเท่าตามมยพ.1302-52 [25] ค่อนข้างมาก เพราะ แรงเฉือนที่ฐานอาคารตาม มยพ. 1302-52 ได้จากแรงแบบอิลาสติกที่ลดทอนด้วยค่าตัวประกอบปรับผลตอบแทน (R) ทำให้มีค่าต่ำกว่าแรงต้านข้างเทียมที่เป็นแรงแบบอินอิลาสติก

แรงที่ใช้ในการออกแบบเป็นแรงที่ใช้กำหนดค่ากำลังต้านทานที่จุดครากของชิ้นส่วนต่างๆ ซึ่งปกติมีค่าต่ำกว่าแรงแบบอิลาสติก ($S_a W$) ในขณะที่แรงต้านข้างเทียมสำหรับการประเมินอาคารเป็นแรงที่ทำให้ได้ค่าการเสียรูปของโครงสร้างเท่ากับ (หรือใกล้เคียง) ค่าที่มีการตอบสนองแบบอินอิลาสติก ดังรูปที่ 2.20



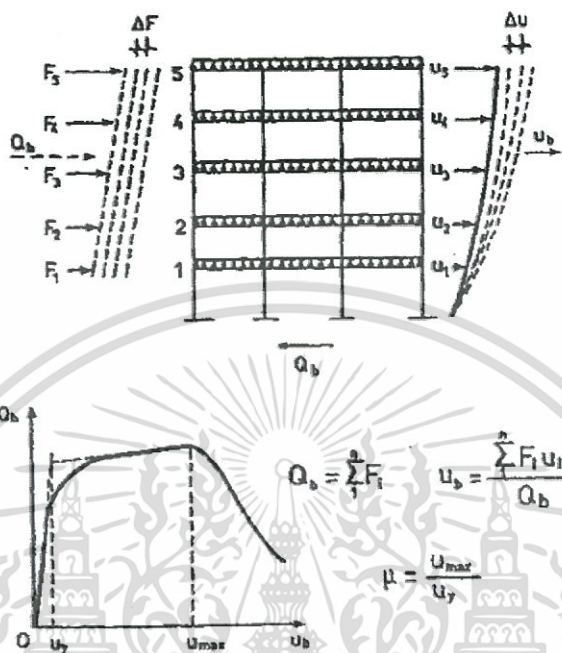
รูปที่ 2.20 แรงภายในและการเสียรูปของชิ้นส่วนเนื่องจากแรงกระทำด้านข้างเทียม

2.2.2 วิธีวิเคราะห์แบบสถิตไม่เชิงเส้น (Non-linear Static Procedure : NSP)

การวิเคราะห์โครงสร้างโดยวิธีสถิตไม่เชิงเส้น หรือ ที่รู้จักกันในชื่อของ Pushover analysis หรือ Overload analysis ซึ่งเป็นวิธีวิเคราะห์ที่ถูกใช้มาตั้งแต่ปี ค.ศ. 1600 เป็นวิธีที่ใช้สำหรับหาคุณสมบัติของโครงสร้างในช่วงที่พฤติกรรมไม่เป็นเส้นตรง (non-linear) และใช้หาค่ากำลังต้านทานการสั่นไหวสูงสุดที่เกิดเนื่องจากแรงแผ่นดินไหวของโครงสร้างที่ไม่มีการค้ำยัน การวิเคราะห์โครงสร้างด้วยวิธีนี้ โครงสร้างจะถูกพิจารณาให้รับแรงกระทำในแนวตั้ง (gravity load) ร่วมกับแรงทางข้าง (lateral force) ที่กระจายตลอดความสูงของโครงสร้าง โดยขนาดของแรงทางข้างนี้จะถูกประมาณให้เท่ากับแรงที่เกิดจากแผ่นดินไหว จากนั้นค่อยทำการเพิ่มขนาดของแรงทางข้างนี้ในสัดส่วนที่คงที่ ซึ่งผลตอบสนองของโครงสร้างบ่งบอกถึงสภาวะการวิบัติของโครงสร้าง และ การเขียนกราฟที่แสดง

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ความสัมพันธ์ระหว่างผลรวมของแรงเฉือนทั้งหมดที่ฐานของอาคารกับการเคลื่อนที่ของยอดอาคาร (หรือการเคลื่อนที่ของอาคาร ณ ตำแหน่งที่เป็นผลลัพธ์ของแรงกระทำทางข้าง) หรือที่เรียกว่า Pushover Curve จะแสดงให้เห็นถึงการวิบัติ หรือ ความอ่อนแอต่างๆ ของโครงสร้าง ดังรูป 2.21



รูปที่ 2.21 การวิเคราะห์โดยวิธี Non-linear Static Pushover

สำหรับวิธีการของ Pushover analysis นี้มีอยู่ 2 วิธีที่นิยมในการปฏิบัติกัน คือ

1. วิธี Force Control

วิธีการนี้เป็นวิธีที่จำเป็นต้องทราบขนาดของแรงที่คาดว่าจะเกิดขึ้น เพื่อให้แรงนั้นกระทำกับโครงสร้างซึ่งจะได้ผลการวิเคราะห์ต่างๆ เช่น แรงภายใน และการเสียรูป (การเคลื่อนที่ทางข้าง)

2. วิธี Displacement Control

วิธีการนี้เป็นวิธีวิเคราะห์โครงสร้างอาคารที่นิยมใช้กับอาคารที่ถูกกระทำด้วยแผ่นดินไหว ซึ่งการวิเคราะห์จะกำหนดการเคลื่อนที่ทางด้านข้างของอาคาร แล้วเพิ่มแรงกระทำทางด้านข้างจนกระทั่งการเคลื่อนที่ทางด้านข้างของอาคารมีค่าเท่ากับที่กำหนดไว้

และในวิธีที่ 2 (Displacement Control) เป็นวิธีที่นิยมมากกว่าวิธี Force Control ที่ใช้สำหรับการวิเคราะห์อาคาร ณ ที่นี้ จะขออธิบายถึงการวิเคราะห์ด้วยวิธีที่ 2 ซึ่งคือ วิธี Displacement Control

สำหรับในวิธีของ Displacement Control นั้น ตัวแปรที่สำคัญที่กำหนดระดับการตอบสนองของอาคาร คือ ค่าการเคลื่อนที่เป้าหมายของยอดอาคาร (จุดควบคุม) (target roof

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

displacement หรือ δ_t) ซึ่งประมาณค่าจากการเคลื่อนที่สูงสุดของระบบ SDOF เทียบเท่าได้จากสมการที่ (2.10) [1, 2]

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g \quad (2.10)$$

โดยที่ δ_t คือ ค่าการเคลื่อนที่เป้าหมายของยอดอาคาร (จุดควบคุม) (target roof displacement)

C_0 คือ ค่าตัวประกอบที่เชื่อมโยงระหว่างการเคลื่อนที่เชิงสเปกตรัม (spectral displacement) กับการเคลื่อนที่ของยอดอาคาร (จุดควบคุม)

C_1 คือ ค่าตัวประกอบที่เชื่อมโยงระหว่างค่าการเคลื่อนที่สูงสุดของระบบพลาสติก กับการเคลื่อนที่สูงสุดของระบบอีลาสติกเชิงเส้น

C_2 คือ ค่าตัวประกอบปรับแก้ผลจากการเสื่อมถอยของสติฟเนสเริ่มต้นเมื่อขึ้นส่วนรับแรงกลับทิศทาง การเสื่อมถอยของสติฟเนสแบบวัฏจักร และการเสื่อมถอยด้านกำลังต่อการเคลื่อนที่สูงสุดของอาคาร

S_a คือ ความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมที่คาบการสั่นพื้นฐานประสิทธิภาพ และอัตราส่วนความหน่วงของอาคารในทิศทางที่กำลังพิจารณา

T_e คือ คาบการสั่นพื้นฐานประสิทธิภาพของอาคารในทิศทางที่กำลังพิจารณา (วินาที)

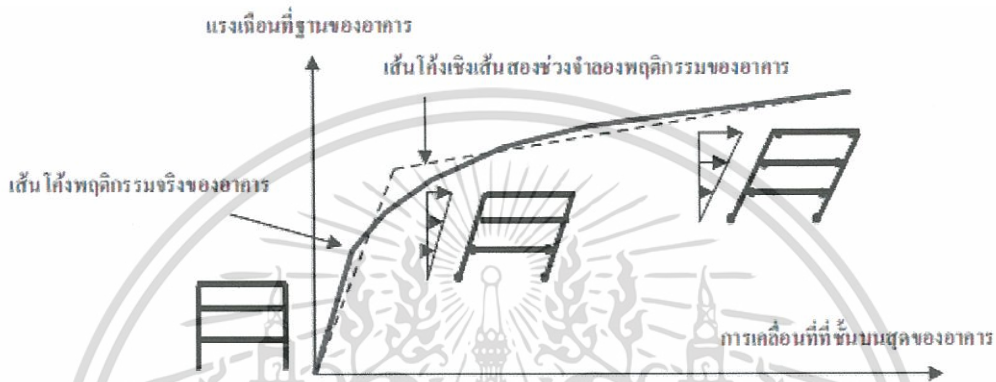
g คือ ความเร่งเนื่องจากแรงโน้มถ่วงโลก (เมตร/วินาที²)

การเคลื่อนที่สูงสุดของระบบ SDOF แบบอีลาสติก ($S_d = S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g$) ซึ่งจะขึ้นอยู่กับคาบการสั่น และ อัตราส่วนความหน่วง ให้ทำการคูณด้วยตัวประกอบ $C_1 C_2$ เพื่อขยายค่าเนื่องจากการตอบสนองแบบอินอีลาสติก และ การเสื่อมถอยของวัสดุ และ ให้คูณด้วยตัวประกอบ C_0 ซึ่งเป็นตัวประกอบของการมีส่วนร่วม (participation factor) เพื่อแปลงการเคลื่อนที่ของระบบ SDOF ให้เป็นการเคลื่อนที่ที่ยอดอาคารของระบบ MDOF

สำหรับตัวประกอบ C_1 นั้นจะขึ้นอยู่กับอัตราส่วนกำลัง (R) ซึ่งจะเกี่ยวข้องกับอัตราส่วนระหว่าง แรงเฉือนที่ต้องต้านทาน หากโครงสร้างตอบสนองแบบอีลาสติกเชิงเส้น (S_W) กับกำลังต้านทานแรงเฉือนที่จุดครากของอาคาร (V_y) เพราะฉะนั้นแล้ว ต้องทำการวิเคราะห์โครงสร้างแบบสถิตไม่เชิงเส้นก่อนเพื่อหา กำลังต้านทานแรงเฉือนที่จุดครากของอาคาร (V_y) โดยใช้แรงกระทำด้านข้างที่มีรูปแบบการกระจายแรงคงที่กระทำต่ออาคาร โดยค่อยๆ เพิ่มแรงให้มากขึ้น จากนั้นจึงวาดกราฟแสดง ความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนที่ฐาน (base shear force) ซึ่งมีค่าเท่ากับผลรวม

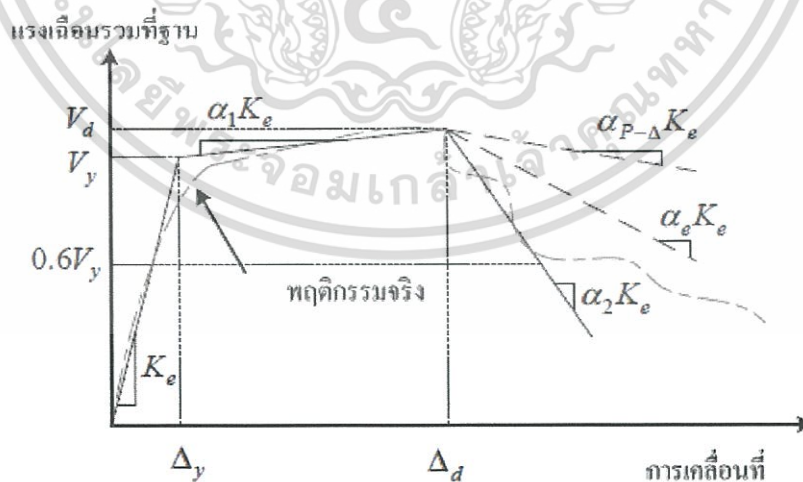
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ของแรงต้านข้างทั้งหมดที่กระทำ และการเคลื่อนที่ที่ชั้นบนสุดของอาคาร (roof displacement) ทั้งนี้แบบจำลองทางไฟไนต์เอลิเมนต์ของโครงสร้างที่ใช้ในการวิเคราะห์นั้นต้องคำนึงถึงพฤติกรรมแบบไม่เชิงเส้น เนื่องจากการครากที่เกิดขึ้นเมื่อแรงภายในมากกว่ากำลังครากของวัสดุ สำหรับเส้นกราฟที่ได้นั้นมีชื่อเรียกว่า เส้นโค้งแรงกระทำด้านข้าง (pushover curve) ดังแสดงในรูปที่ 2.22 ซึ่งแสดงให้เห็นถึงจุดครากของอาคารในภาพรวมเพื่อใช้หาค่ากำลังต้านทานแรงเฉือนที่จุดครากของอาคาร (V_y)



รูปที่ 2.22 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนที่ฐานกับการเคลื่อนที่ที่ยอดอาคาร (pushover curve)

เส้นโค้งแรงกระทำด้านข้าง (pushover curve) สามารถแปลงให้เป็น กราฟความสัมพันธ์ในอุดมคติ (idealized curve) ระหว่างแรงและการเคลื่อนที่ ที่นำไปใช้ได้ง่ายขึ้น นั่นคือ กราฟที่เป็นเส้นตรงเป็นช่วงๆ ดังรูปที่ 2.23



รูปที่ 2.23 ความสัมพันธ์ในอุดมคติระหว่างแรงเฉือนรวมที่ฐานและการเคลื่อนที่ของจุดควบคุมที่ยอดอาคาร (Idealized Force-Displacement curve)

ช่วงแรกของกราฟ มีลักษณะเป็นเส้นตรงเริ่มต้นที่จุดเริ่มต้น ตัดผ่านเส้นโค้งแรงกระทำด้านข้าง ตำแหน่งที่แรงเท่ากับร้อยละ 60 ของแรงที่จุดครากประสิทธิผล (effective yield strength , V_y) ความชันของเส้นตรงเป็นสติฟเนสด้านข้างประสิทธิผล (effective lateral stiffness , K_e) เป็นซีแคนท์สติฟเนสที่ร้อยละ 60 ของแรงที่จุดครากประสิทธิผล โดยที่จุดครากประสิทธิผลนี้ต้องไม่สูงกว่าค่าสูงสุดของแรงเฉือนรวมที่ฐาน

ช่วงที่สองของกราฟ เป็นเส้นตรงที่มีความชันเป็นบวกที่เชื่อมต่อระหว่างจุดครากประสิทธิผล (Δ_y, V_y) กับจุดสูงสุดที่พิจารณา (Δ_d, V_d) ซึ่งอาจเป็นจุดสูงสุดของเส้นโค้งแรงกระทำด้านข้าง หรือจุดบนเส้นโค้งแรงกระทำด้านข้างที่ค่าการเคลื่อนที่เป้าหมาย โดยใช้จุดที่ต่ำกว่า ความชันของเส้นตรงช่วงนี้เรียกว่า สติฟเนส บวกหลังการคราก (positive post-yield stiffness , $\alpha_1 K_e$) และจุดครากประสิทธิผลต้องกำหนดโดยทำให้พื้นที่ใต้กราฟในอุดมคติตลอดช่วงที่หนึ่งและสอง เท่ากับพื้นที่ใต้เส้นโค้งแรงกระทำด้านข้าง

ช่วงที่สามของกราฟ เป็นเส้นตรงที่มีความชันเป็นลบที่เชื่อมต่อระหว่างจุดสูงสุดที่พิจารณา (Δ_d, V_d) กับจุดบนเส้นโค้งแรงกระทำด้านข้างที่ค่าแรงเฉือนรวมที่ฐานลดเหลือร้อยละ 60 ของแรงที่จุดครากประสิทธิผล ความชันของเส้นตรงช่วงที่สามนี้เรียกว่า สติฟเนสลบหลังการคราก (Negative post-yield stiffness , $\alpha_2 K_e$)

สำหรับค่าตัวประกอบ C_0 สามารถคำนวณได้วิธีใดวิธีหนึ่ง ดังต่อไปนี้

- 1) ค่าตัวประกอบการมีส่วนร่วมของมวลในโหมดที่ 1 (Γ_1) คูณกับการเคลื่อนที่ของจุดควบคุมในรูปร่างโหมดที่ 1 (ϕ_{1r})
- 2) ค่าโดยประมาณจากตารางที่ 2.2 โดยที่อาคารด้านทานแรงเฉือน (shear building) คืออาคารที่แต่ละชั้นมีการเคลื่อนที่สัมพันธ์ระหว่างชั้นลดลงที่ชั้นบนๆ ของอาคาร

ตารางที่ 2.2 ค่าตัวประกอบ C_0

จำนวนชั้นของอาคาร	อาคารด้านทานแรงเฉือน		อาคารประเภทอื่น
	การกระจายแรงแบบสามเหลี่ยม	การกระจายแรงแบบสม่ำเสมอ	การกระจายแรงแบบใดๆ
1 ชั้น	1.0	1.0	1.0
2 ชั้น	1.2	1.15	1.2
3 ชั้น	1.2	1.2	1.3
5 ชั้น	1.3	1.2	1.4
10 ชั้นขึ้นไป	1.3	1.2	1.5

สำหรับค่าการสั่นพื้นฐานประสิทธิผล (T_e) สามารถหาค่าได้จากกราฟความสัมพันธ์ในอุดมคติ ระหว่างแรงกับการเคลื่อนที่ ดังกล่าวข้างต้น โดยการคำนวณ ค่าการสั่นพื้นฐานประสิทธิผล ให้เป็นไปตามสมการที่ (2.11)

$$T_e = T_i \sqrt{\frac{K_i}{K_e}} \quad (2.11)$$

โดยที่ T_e คือ ค่าการสั่นพื้นฐานประสิทธิผล

T_i คือ ค่าการสั่นพื้นฐานในช่วงอีลาสติกในทิศทางที่พิจารณา โดยวิเคราะห์จากการวิเคราะห์ทางพลศาสตร์แบบอีลาสติก

K_i คือ สติฟเนสทางด้านข้างในช่วงอีลาสติกเริ่มต้นของโครงสร้างอาคารในทิศทางที่พิจารณา

K_e คือ สติฟเนสทางด้านข้างประสิทธิผลของโครงสร้างอาคารในทิศทางที่พิจารณา

สำหรับค่าตัวประกอบ C_1 และ C_2 พิจารณาได้จากการวิเคราะห์แบบสถิตย์เชิงเส้น

ขั้นตอนของการวิเคราะห์ด้วยวิธีแบบสถิตย์ไม่เชิงเส้นแบบ Pushover Analysis สรุปได้ดังนี้ [1]

1. สร้างแบบจำลองทางคณิตศาสตร์ของโครงสร้าง โดยใช้ชิ้นส่วนที่จำลองพฤติกรรมไม่เชิงเส้นของวัสดุ เช่น จุดหมุนแบบพลาสติกที่ปลายเสาหรือคาน
2. วิเคราะห์โครงสร้างเพื่อหาค่าคุณสมบัติประจำโหมดต่างๆ เช่น คาบธรรมชาติ รูปร่างโหมดมวลขประสิทธิผล
3. ประมาณค่าการเคลื่อนที่เป้าหมายของยอดอาคาร (δ_p) ทั้งนี้ให้สมมุติค่า ค่าการสั่นพื้นฐานประสิทธิผล (T_e) เท่ากับ ค่าการสั่นพื้นฐานแบบอีลาสติกไปก่อน
4. ให้แรงกระทำในแนวตั้งจากน้ำหนักบรรทุกคงที่และน้ำหนักบรรทุกจรบางส่วนค้างไว้ แล้วให้แรงกระทำด้านข้าง ซึ่งมีการกระจายแรงตามแนวตั้งที่เป็นสัดส่วนกับรูปร่างโหมดพื้นฐาน
5. เพิ่มแรงกระทำด้านข้างโดยมีรูปแบบการกระจายแรงตามแนวตั้งคงเดิม จนทำให้การเคลื่อนที่ของยอดอาคารไปถึงร้อยละ 150 ของการเคลื่อนที่เป้าหมายของยอดอาคาร
6. วาดกราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนรวมที่ฐานและค่าการเคลื่อนที่ที่ยอดอาคาร ซึ่งจะได้เป็นกราฟเส้นโค้งแรงกระทำทางด้านข้าง (pushover curve) แล้วลากเส้นกราฟความสัมพันธ์ในอุดมคติ (idealized curve) เพื่อหาค่าแรงที่จุดครากประสิทธิผล (V_y) และ สติฟเนสด้านข้างประสิทธิผล (K_e)
7. คำนวณค่าการสั่นพื้นฐานประสิทธิผล (T_e) และค่าการเคลื่อนที่เป้าหมายของยอดอาคารอีกครั้ง โดยใช้ค่าการสั่นพื้นฐานประสิทธิผลที่ได้ และใช้ค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัม (S_a) ที่สอดคล้องกับค่าการสั่นพื้นฐานประสิทธิผล

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

8. หากค่าการเคลื่อนที่เป้าหมายของยอดอาคาร (δ_p) ที่ได้ในขั้นตอนที่ 7 มากกว่าค่าเดิมจากขั้นตอนที่ 3 เกินร้อยละ 50 ให้ทำในขั้นตอนที่ 5 ถึง 7 ซ้ำอีกครั้ง
9. ทำการให้แรงกระทำต่อโครงสร้างดังขั้นตอนที่ 4 และ 5 จนกระทั่งการเคลื่อนที่ที่ยอดอาคารเท่ากับค่าการเคลื่อนที่เป้าหมายของยอดอาคาร (δ_p) แรงภายใน และการเสียรูปที่สถานะนี้ เป็นค่าตัวแทนของการตอบสนองสูงสุดของอาคารที่โครงสร้างต้องต้านทาน
10. ในการประเมินภาพรวมให้นำค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นไปเปรียบเทียบกับค่าที่ยอมให้ตามระดับสมรรถนะที่ต้องการ
11. สำหรับการประเมินชิ้นส่วนย่อยให้นำค่าการหมุนของจุดหมุนพลาสติกไปเปรียบเทียบกับค่าที่ยอมให้ตามระดับสมรรถนะที่ต้องการ
12. ตรวจสอบแรงภายใน ในชิ้นส่วนที่มีพฤติกรรมที่ควบคุมโดยแรงตามเกณฑ์การยอมรับ



เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

วิธีดำเนินการวิจัย

3.1 ระเบียบวิธีการวิจัย

งานวิจัยนี้เป็นการศึกษาถึงพฤติกรรม และ วิเคราะห์ – ประเมินระดับสมรรถนะของ โครงสร้างอาคารภายใต้แรงแผ่นดินไหวโดยพิจารณาผลของกำแพงอิฐก่อ และ บันไดคอนกรีตเสริม เหล็ก ด้วยวิธีสถิตยแบบเชิงเส้น และ วิธีสถิตยแบบไม่เชิงเส้น

ในการศึกษานี้ เลือกอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กสูง 5 ชั้น (ไม่รวมชั้นดาดฟ้า) ซึ่งเป็นอาคาร หอพักอาศัยตัวอย่าง 2 รูปแบบ และมีการออกแบบรับน้ำหนักบรรทุกทุกปกติ โดยไม่ได้มีการออกแบบ ด้านทานแผ่นดินไหว โดยทำการคำนวณด้วยโปรแกรมวิเคราะห์โครงสร้างทางไฟไนต์เอลิเมนต์ ใน เบื้องต้นต้องมีการจำลองพฤติกรรมของโครงสร้างให้มีสภาพใกล้เคียงกับความเป็นจริง ผลตอบสนอง ของอาคารที่ได้จากการวิเคราะห์ ได้แก่ ค่าคาบธรรมชาติ ค่าการเคลื่อนที่ของชั้นอาคาร ค่าการ เคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้น แรงภายในที่เกิดขึ้นในแต่ละองค์อาคาร การเกิดข้อหมุนพลาสติก และ ระดับความเสียหาย

ในการวิจัยนี้แบ่งขั้นตอนการทำงานเป็นดังนี้

1. เลือกอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กสูง 5 ชั้น (ไม่รวมชั้นดาดฟ้า) ซึ่งเป็นอาคารหอพักอาศัย ตัวอย่าง 2 รูปแบบ โดยมีการออกแบบรับน้ำหนักบรรทุกทุกปกติตามกฎกระทรวงฉบับที่ 6 ซึ่ง ไม่ได้มีการออกแบบด้านทานแผ่นดินไหว
2. วิเคราะห์หาค่าคาบธรรมชาติโดยโปรแกรมคอมพิวเตอร์
3. พิจารณาแรงแผ่นดินไหวด้วยวิธีสถิตยแบบเชิงเส้น และ ทำการวิเคราะห์ และ ประเมิน ระดับสมรรถนะของอาคาร ผลตอบสนองที่ใช้ ได้แก่ ค่าคาบธรรมชาติ ค่าการเคลื่อนที่ ของชั้นอาคาร ค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้น และ แรงภายในที่เกิดขึ้นในแต่ละองค์ อาคาร
4. วิเคราะห์ และ ประเมินระดับสมรรถนะของอาคารด้วยวิธีสถิตยแบบไม่เชิงเส้น ผลตอบสนองที่ใช้ ได้แก่ ค่าคาบธรรมชาติ ค่าการเคลื่อนที่ของชั้นอาคาร ค่าการเคลื่อนที่ สัมพัทธ์ระหว่างชั้น และ การเกิดข้อหมุนพลาสติกรวมทั้งระดับความเสียหาย
5. เปรียบเทียบผลการวิเคราะห์พฤติกรรมการสั่นไหว การวิเคราะห์ด้วยวิธีสถิตยแบบเชิงเส้น และ การวิเคราะห์ด้วยวิธีสถิตยแบบไม่เชิงเส้น โดยพิจารณาถึงผลของกำแพงอิฐก่อ และ บันได

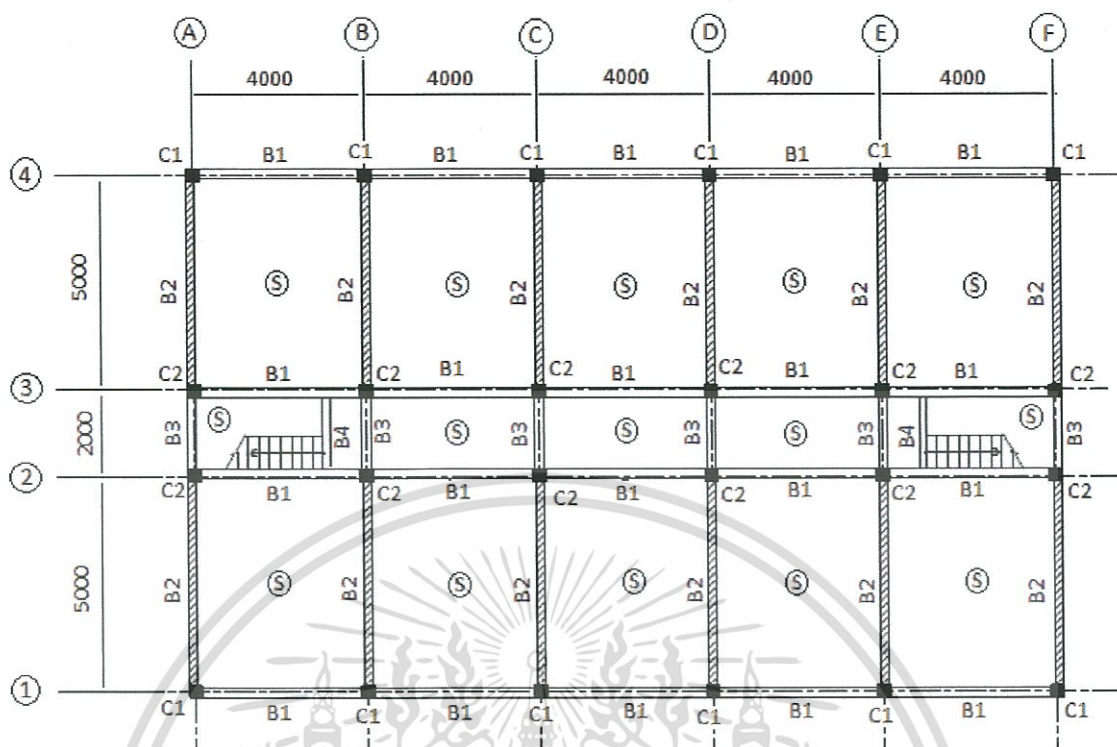
ในบทนี้จะกล่าวถึง อาคารตัวอย่าง แบบจำลองที่ใช้ในการศึกษา ระดับสมรรถนะของ โครงสร้าง เกณฑ์ที่ใช้ในการประเมิน และ สเปกตรัมการตอบสนองที่ใช้ในการวิเคราะห์โครงสร้าง

3.2 อาคารตัวอย่างที่ใช้ในการศึกษา

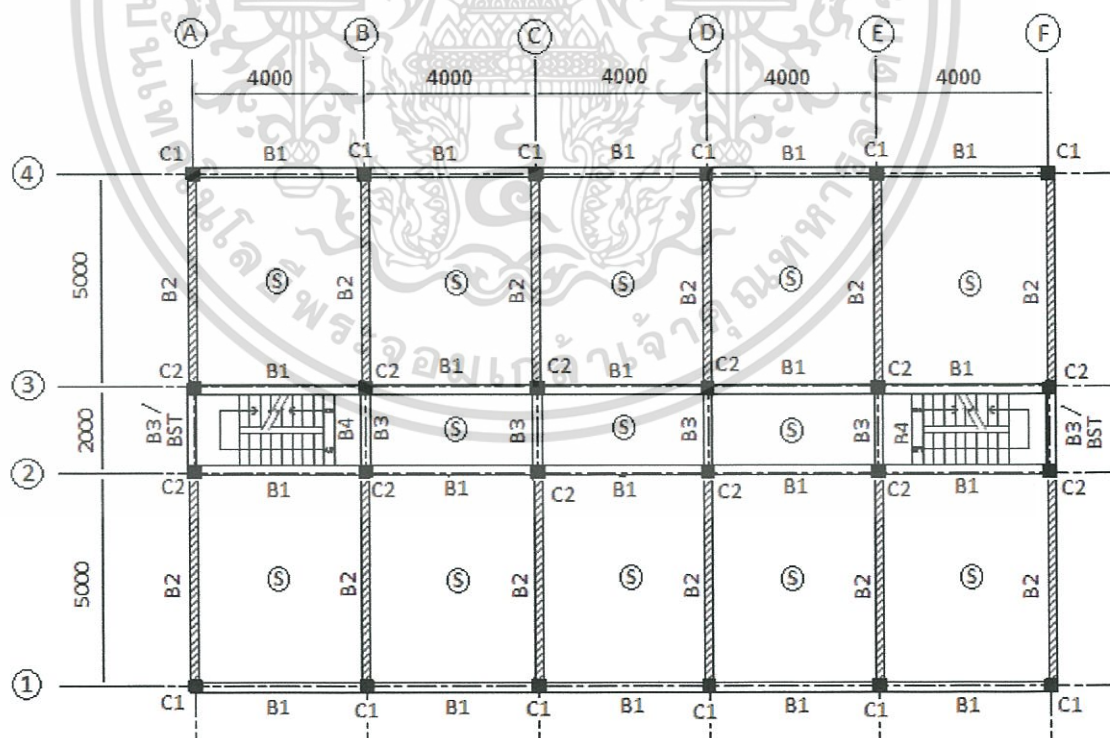
อาคารตัวอย่างที่ใช้ในการศึกษานี้เป็นอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กประเภทโครงข้อแข็ง คาน-เสา (Moment Resisting Frame) สูง 5 ชั้น (ไม่รวมชั้นดาดฟ้า) ให้เป็นอาคารหอพักอาศัยที่ตั้งอยู่ในกรุงเทพมหานคร โดยที่อาคารถูกออกแบบให้รับน้ำหนักบรรทุกทุกในแนวดิ่งและแรงลมเท่านั้น มิได้คำนึงถึงแรงแผ่นดินไหว

ในการออกแบบอาคารได้ใช้มาตรฐาน ACI 318 และใช้น้ำหนักบรรทุกประลัยตามกฎกระทรวงฉบับที่ 6 พ.ศ. 2527 [16] ได้แก่ $U_1 = 1.7 DL + 2.0 LL$, $U_2 = 0.75 (1.7 DL + 2.0 LL + 2.0 WL)$ และ $U_3 = 0.9 DL + 1.3 WL$ โดยที่ DL คือ น้ำหนักบรรทุกคงที่, LL คือ น้ำหนักบรรทุกจร และ WL คือ แรงลม ทั้งนี้ใช้น้ำหนักบรรทุกคงที่เพิ่มเติม 120 กิโลกรัมต่อตารางเมตร (สำหรับทุกชั้น) น้ำหนักของผนังก่ออิฐ 180 กิโลกรัมต่อตารางเมตร น้ำหนักบรรทุกจร 200 กิโลกรัมต่อตารางเมตร (สำหรับชั้นที่ 1-5) และ 100 กิโลกรัมต่อตารางเมตร (สำหรับชั้นหลังคา) และ น้ำหนักบรรทุกจร 300 กิโลกรัมต่อตารางเมตร (สำหรับบันไดคอนกรีตเสริมเหล็ก) และ ใช้หน่วยแรงลมตามพระราชบัญญัติควบคุมอาคารตามกฎหมายกระทรวง คือ หน่วยแรงลม 50 กิโลกรัมต่อตารางเมตร สำหรับความสูงไม่เกิน 10 เมตร หน่วยแรงลม 80 กิโลกรัมต่อตารางเมตร สำหรับความสูงระหว่าง 10 เมตรถึง 20 เมตร คอนกรีตที่ใช้ในการออกแบบมีกำลังอัด 240 กิโลกรัมต่อตารางเซนติเมตร เหล็กเสริมที่ใช้ในการออกแบบมีกำลังครากเท่ากับ 4000 กิโลกรัมต่อตารางเซนติเมตร (SD40) และ เหล็กปลอกมีกำลังครากเท่ากับ 2400 กิโลกรัมต่อตารางเซนติเมตร (SR24)

อาคารหอพักอาศัยที่นำมาศึกษาเป็นอาคารตัวอย่าง ได้ทำการศึกษาทั้งสิ้น 2 รูปแบบ โดยแบ่งตามการวางตัวของบันได คือ รูปแบบที่ 1 (อาคารตัวอย่างที่ 1) ให้บันไดวางตัวอยู่ที่ส่วนของทางเดิน และ รูปแบบที่ 2 (อาคารตัวอย่างที่ 2) ให้บันไดวางตัวอยู่ระหว่างห้องพัก อาคารตัวอย่างทั้ง 2 รูปแบบมีขนาด 20 x 12 เมตร แต่ละชั้นสูง 3 เมตร รวมความสูง 15 เมตร พื้นอาคารใช้พื้นคอนกรีตเสริมเหล็กหล่อในที่หนา 12.5 เซนติเมตร บันไดเป็นบันไดคอนกรีตเสริมเหล็กหนา 15 เซนติเมตร (มีคานรองรับที่ชานพัก) คานมีขนาด 20x50 เซนติเมตร และเสามีขนาด 30x30 เซนติเมตร ส่วนผนังกันห้องเป็นอิฐก่อหนา 7 เซนติเมตร รวมฉาบเป็น 10 เซนติเมตร อาคารหอพักอาศัยทั้ง 2 รูปแบบ ถูกแสดงไว้ในรูปที่ 3.1 – 3.10

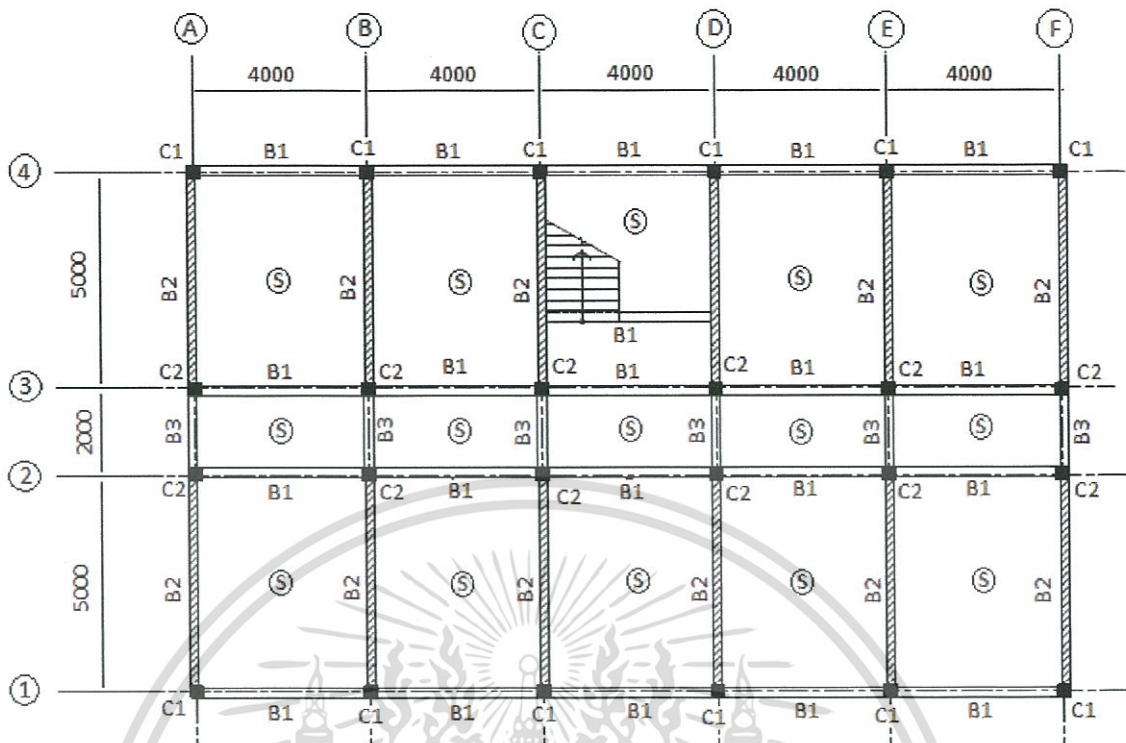


รูปที่ 3.1 รูปแปลนชั้นที่ 1 ของอาคารหอพักอาศัยตัวอย่างแบบที่ 1

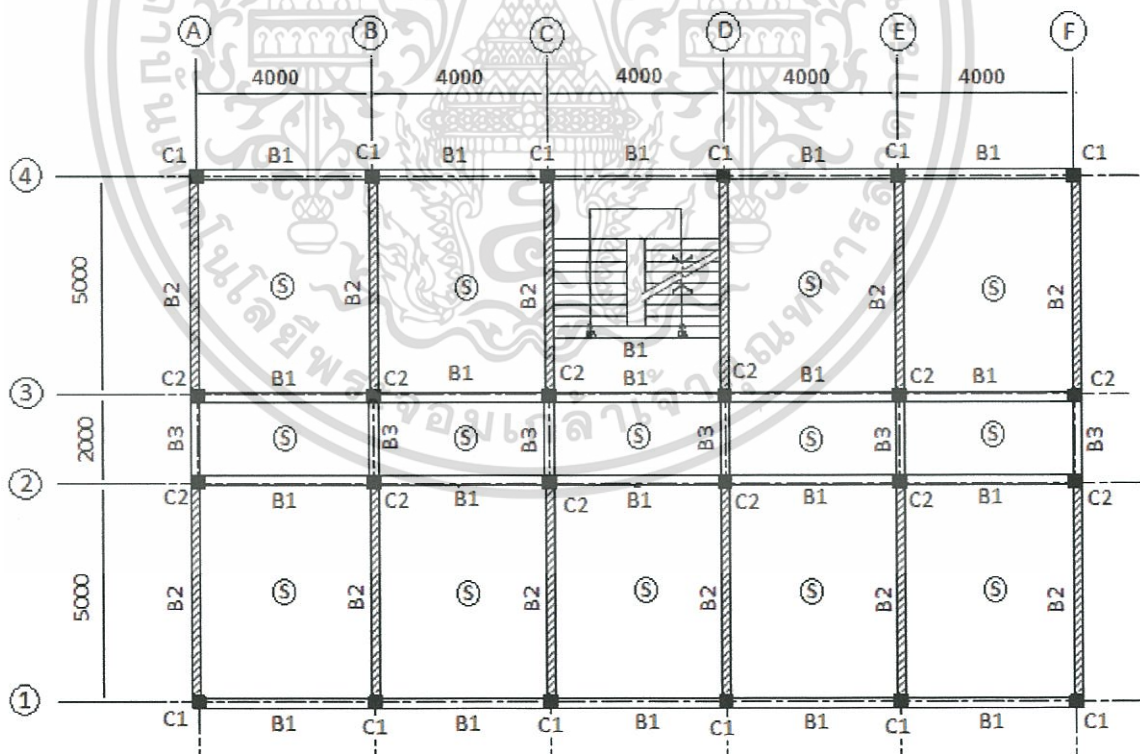


รูปที่ 3.2 รูปแปลนชั้นที่ 2-5 ของอาคารหอพักอาศัยตัวอย่างแบบที่ 1

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

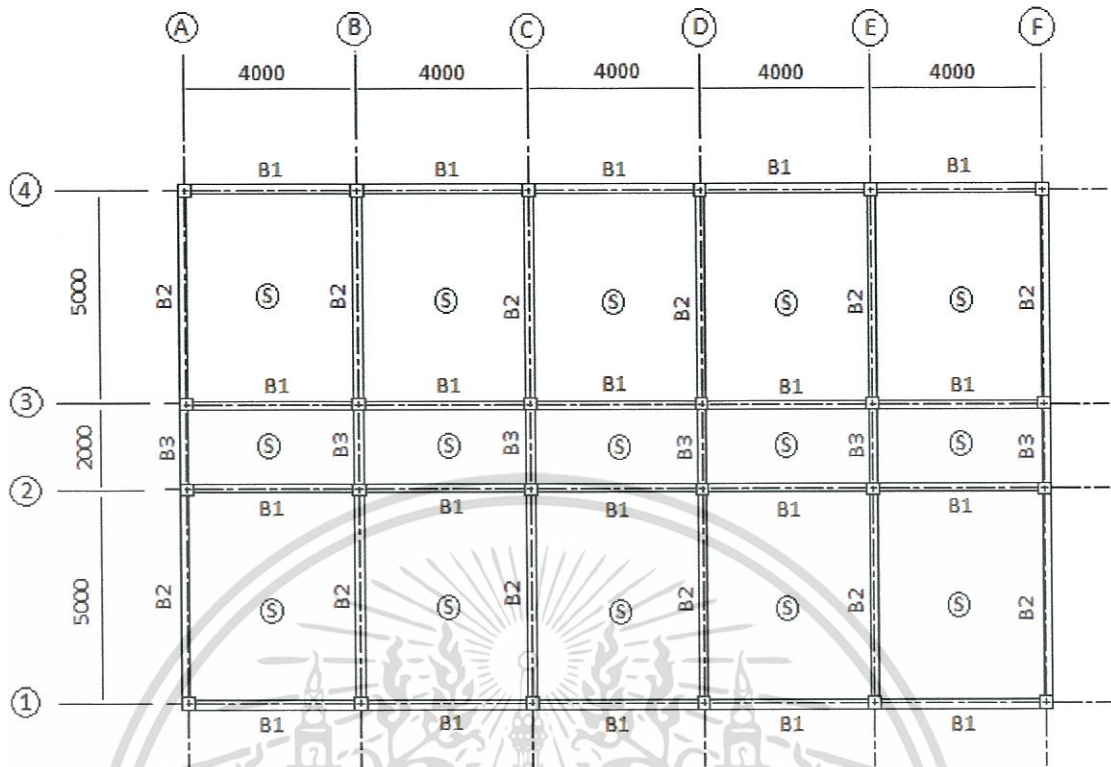


รูปที่ 3.3 รูปแปลนชั้นที่ 1 ของอาคารหอพักอาศัยตัวอย่างแบบที่ 2

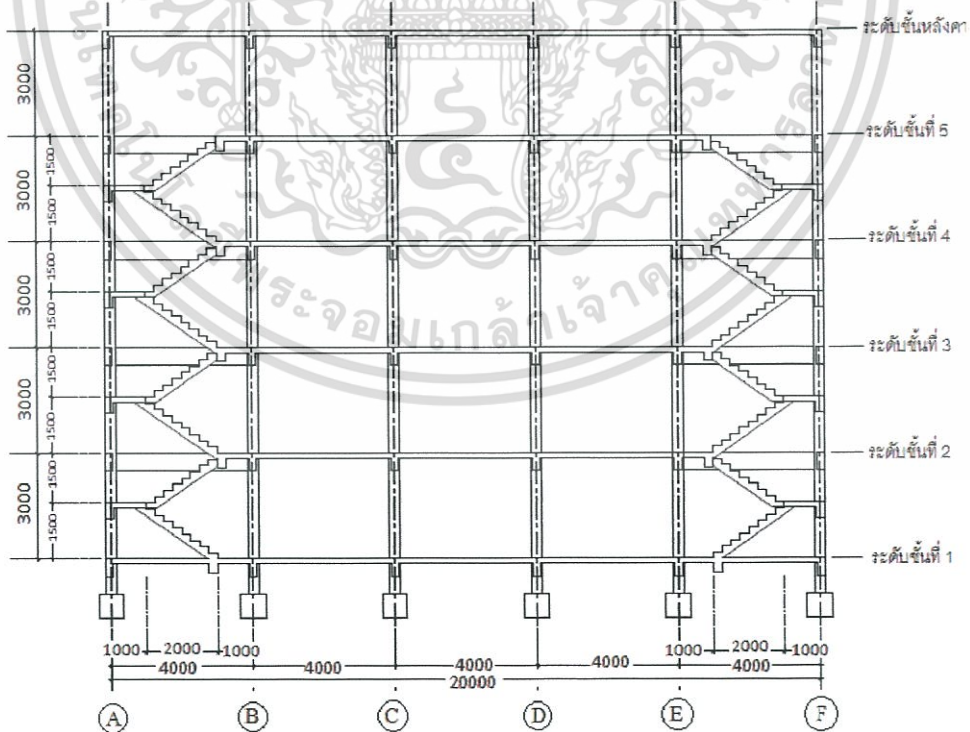


รูปที่ 3.4 รูปแปลนชั้นที่ 2-5 ของอาคารหอพักอาศัยตัวอย่างแบบที่ 2

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

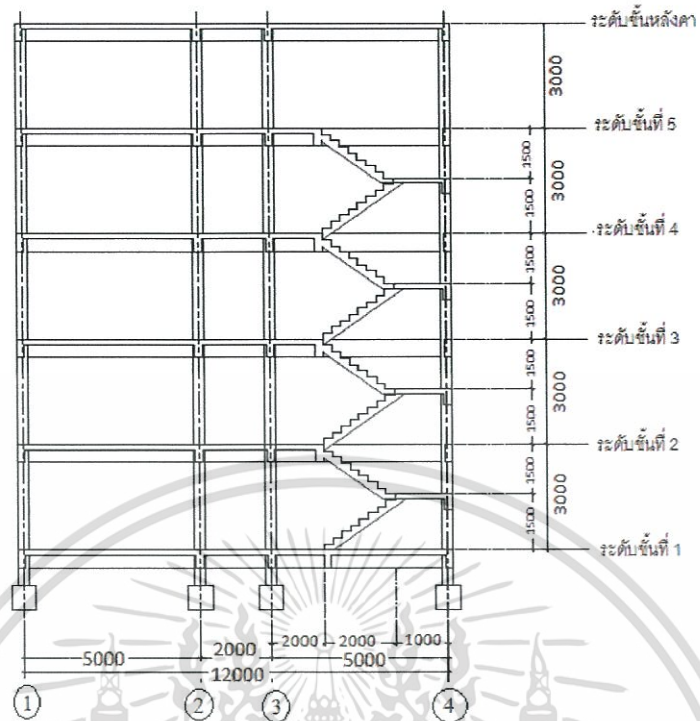


รูปที่ 3.5 รูปแปลนชั้นหลังคา ของอาคารหอพักอาศัยตัวอย่างแบบที่ 1 และ 2

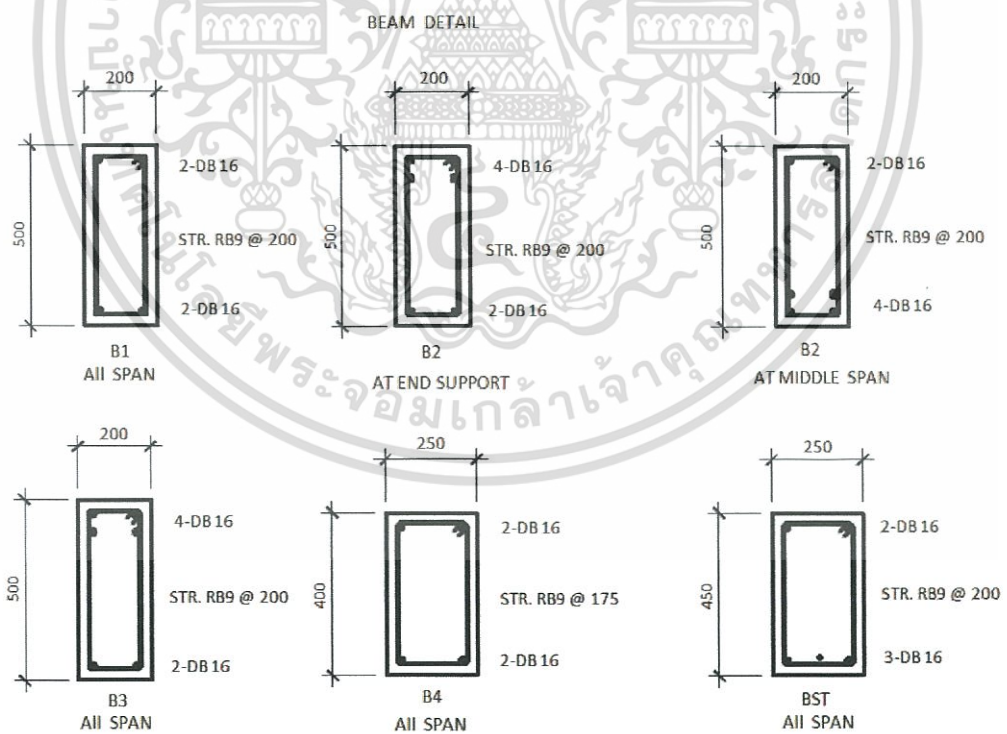


รูปที่ 3.6 รูปตัดตามยาวของอาคารหอพักอาศัยตัวอย่างแบบที่ 1

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

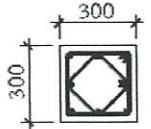
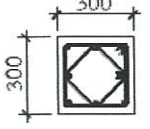
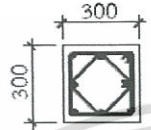
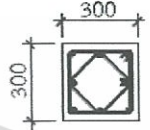
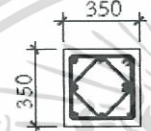
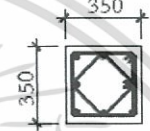


รูปที่ 3.7 รูปตัดตามขวางของอาคารหอพักอาศัยตัวอย่างแบบที่ 2

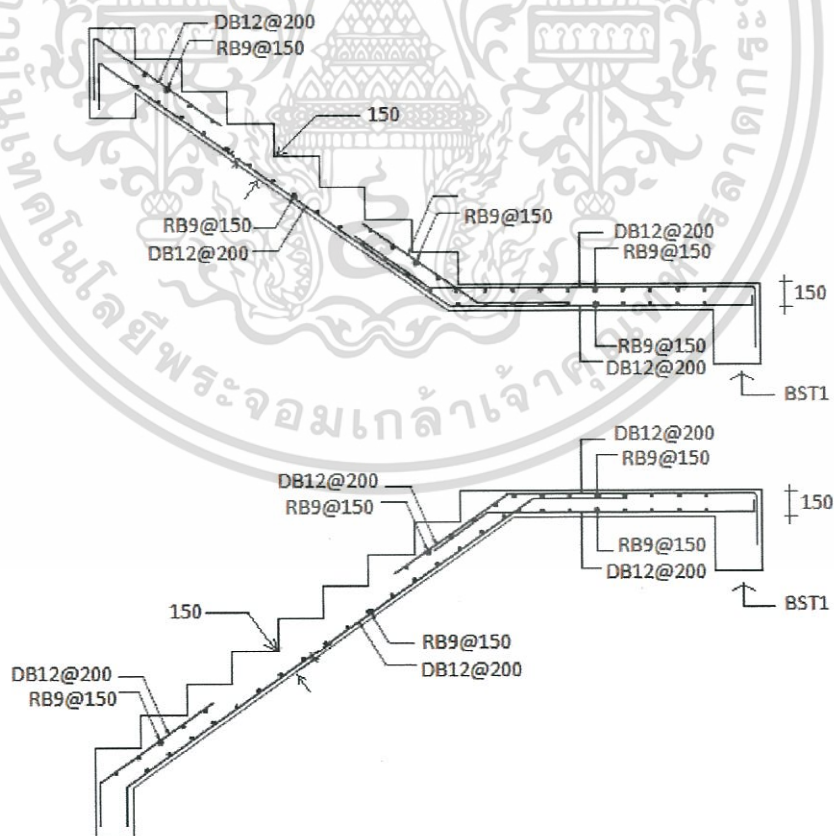


รูปที่ 3.8 รายละเอียดของโครงสร้างคานของอาคารหอพักอาศัยตัวอย่างแบบที่ 1 และ 2

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

COLUMN DETAIL		
	C1	C2
ชั้นที่3-หลังคา	 8 DB 16 2-STR.RB9@250	 8 DB 16 2-STR.RB9@250
ชั้นที่1-ชั้นที่3	 8 DB 16 2-STR.RB9@250	 8 DB 20 2-STR.RB9@250
ค่อม-ชั้นที่1	 8 DB 16 2-STR.RB9@250	 8 DB 20 2-STR.RB9@250

รูปที่ 3.9 รายละเอียดของโครงสร้างเสาของอาคารหอพักอาศัยตัวอย่างแบบที่ 1 และ 2



รูปที่ 3.10 รายละเอียดของโครงสร้างบันไดของอาคารหอพักอาศัยตัวอย่างแบบที่ 1 และ 2

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

3.3 แบบจำลองอาคารที่ใช้ในการศึกษา

ในการประเมินความสามารถและระดับสมรรถนะของอาคารในการต้านทานแรงแผ่นดินไหว นั้น จำเป็นที่จะต้องสร้างแบบจำลองทางไฟไนต์เอลิเมนต์ที่สามารถแสดงถึงพฤติกรรมการรับแรงทางข้างได้อย่างถูกต้อง แบบจำลองที่ใช้ในการศึกษาเป็นแบบจำลอง 3 มิติ

3.3.1 สมมุติฐานของแบบจำลอง

ในการจำลองแบบโครงสร้างและองค์อาคาร จำเป็นต้องมีข้อสมมุติฐานในการจำลองเพื่อไม่พิจารณาถึงผลกระทบบางกรณีที่เกิดจากความสัมพันธ์ระหว่างกันขององค์อาคารที่อยู่ต่อเนื่องกันหรือความสัมพันธ์ขององค์อาคารที่มีต่อโครงสร้าง ซึ่งข้อสมมุติฐานที่ใช้ในการศึกษานี้ มีดังนี้

- 1) พิจารณาให้แผ่นพื้นเป็นแผ่นพื้นแข็งเกร็ง (rigid diaphragm) ในระนาบของพื้น กล่าวคือ การเคลื่อนตัวด้านข้างของโครงสร้างที่ระดับเดียวกันมีค่าเท่ากัน
- 2) พิจารณาให้แรงกระทำทางด้านข้างต่อโครงสร้างกระทำที่ระดับพื้น เนื่องจากแรงเฉื่อยเกิดจากมวลของพื้นเป็นหลัก
- 3) จุดต่อระหว่างองค์อาคารให้พิจารณาเป็นจุดต่อแข็งเกร็ง (rigid joint)
- 4) พิจารณาแรงยึดเหนี่ยวระหว่างคอนกรีต และ เหล็กเสริม และ ระยะต่อทาบ เป็นแบบสมบูรณ์
- 5) พิจารณาให้จุดรองรับของอาคารเป็นแบบยึดแน่น (Fixed Support)

3.3.2 คุณสมบัติของวัสดุของอาคารตัวอย่าง

ในการจัดทำแบบจำลองเพื่อศึกษาพฤติกรรมและเพื่อการประเมินความสามารถของโครงสร้างในการต้านทานแผ่นดินไหว จำเป็นต้องมีการกำหนดคุณสมบัติของวัสดุที่ใช้ให้เหมาะสมกับค่าที่แท้จริง โดยในการศึกษานี้ คุณสมบัติของวัสดุที่ต้องคำนึงถึง ได้แก่ คอนกรีต เหล็กเสริม และ อิฐก่อ ซึ่งรายละเอียดมีดังนี้

1. คอนกรีต

คุณสมบัติที่สำคัญของคอนกรีตที่มีผลต่อการศึกษา ได้แก่ ค่าโมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีต (E_c) ซึ่งเป็นตัวแสดงถึงความต้านทานต่อการเสียรูปของคอนกรีตเมื่อมีน้ำหนัก หรือ แรงกดอัดกระทำ โดยจะมีค่าแปรเปลี่ยนตามกำลังและหน่วยน้ำหนักของคอนกรีต

สำหรับคอนกรีตมวลธรรมดา โมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีตมีค่าเท่ากับ

$$E_c = 4730\sqrt{f'_c} \quad (\text{MPa}) \quad (3.1)$$

ในการศึกษานี้ได้ใช้คุณสมบัติของคอนกรีตมีค่ากำลังรับแรงอัดเท่ากับ 240 kg/cm^2 มีค่าโมดูลัสยืดหยุ่นเท่ากับ $233928.1941 \text{ kg/cm}^2$

2. เหล็กเสริม

สำหรับเหล็กเสริมทุกชั้นคุณภาพมีค่าโมดูลัสยืดหยุ่น (E_s) ค่อนข้างจะคงที่ ซึ่งมีค่าเท่ากับ $2.04 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$ ขณะที่ กำลังรับแรงดึงที่จุดคราก (f_y) และกำลังรับแรงดึงสูงสุด จะแปรผันตามชั้นคุณภาพ คุณสมบัติทางกลของเหล็กเสริมแสดงในตารางที่ 3.1

ตารางที่ 3.1 กำลัง ณ จุดครากที่แท้จริงของเหล็กเสริมที่ผลิตภายในประเทศไทย (Kiattivisanchai, 2001) [26]

ชนิดของเหล็กเสริม	กำลังจุดครากระบุ	กำลัง ณ จุดครากที่แท้จริงของเหล็กเสริม							
		AIT		Limpsuwon		Suriyawong		Kiattivisanchai	
		ค่าเฉลี่ย	%สูง กว่า	ค่าเฉลี่ย	%สูง กว่า	ค่าเฉลี่ย	%สูง กว่า	ค่าเฉลี่ย	%สูง กว่า
SR 24	2,400	3,600	50	3,456	44	3,616	51	3,480	45
SD 30	3,000	3,870	29	3,930	31	3,806	27	3,900	30
SD 40	4,000	4,800	20	4,600	15	4,851	21	4,600	15

สำหรับในการศึกษานี้ ได้ใช้คุณสมบัติของเหล็กเสริมตามผลการทดสอบของ AIT ซึ่งสำหรับเหล็กเสริมที่เป็นเหล็กข้ออ้อยในองค์อาคารชั้นคุณภาพ SD40 (มีค่ากำลังจุดครากระบุเท่ากับ 4000 kg/cm^2) มีกำลัง ณ จุดครากที่แท้จริงของเหล็กเสริมเท่ากับ 4800 kg/cm^2 และเหล็กเสริมที่เป็นเหล็กเส้นกลมในองค์อาคารชั้นคุณภาพ SR24 (มีค่ากำลังจุดครากระบุเท่ากับ 2400 kg/cm^2) มีกำลัง ณ จุดครากที่แท้จริงของเหล็กเสริมเท่ากับ 3600 kg/cm^2

3. กำแพงอิฐก่อ

อิฐก่อที่ใช้ในการก่อสร้างของประเทศไทยส่วนใหญ่เป็นอิฐมอญ ซึ่งคุณสมบัติที่สำคัญของอิฐมอญที่ต้องใช้ในการสร้างแบบจำลองของกำแพงอิฐ ได้แก่ โมดูลัสยืดหยุ่น กำลังต้านทานแรงอัด และกำลังต้านทานแรงเฉือน โดยในมาตรฐานการประเมินและการเสริมความมั่นคงแข็งแรงของโครงสร้างอาคารในเขตที่อาจได้รับแรงสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว มยพ.1303-57 [1] ได้เสนอค่ากำลังขั้นต่ำของผนังอิฐก่อ มีค่าดังตารางที่ 3.2

สำหรับในการศึกษานี้ ได้พิจารณาเลือกใช้คุณสมบัติตามมาตรฐาน มยพ.1303-57 [1] โดยให้เป็นผนังอิฐก่อคุณภาพดี ซึ่งเป็นผนังอิฐก่อที่ปูนก่อและอิฐก่ออยู่ในสภาพสมบูรณ์ แต่มีรอยร้าวขนาดเล็กปรากฏให้เห็นบ้าง โดยมีค่าคุณสมบัติดังนี้

$$\text{โมดูลัสยืดหยุ่น } (E_{me}) = 2255 \text{ MPa}$$

$$\text{กำลังต้านทานแรงอัดของกำแพงอิฐก่อ } (f'_m) = 4.1 \text{ MPa}$$

$$\text{กำลังต้านทานแรงดัดของกำแพงอิฐก่อ} = 0.06 \text{ MPa}$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารกำลังต้านทานแรงเฉือนของกำแพงอิฐก่อค่าเท่ากับ 0.13 MPa ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ตารางที่ 3.2 แสดงค่ากำลังขั้นต่ำของผนังอิฐก่อที่ระบุในมาตรฐาน มยผ. 1303-57 [1]

คุณสมบัติของผนังอิฐก่อ	คุณภาพของผนังอิฐก่อ (เมกะปาสคาล)		
	คุณภาพดีมาก	คุณภาพดี	คุณภาพไม่ดี
กำลังต้านทานแรงอัด (f'_m)	6.2	4.1	2
โมดูลัสยืดหยุ่นต้านแรงอัด	3,410	2,255	1,100
กำลังต้านทานแรงดัด	0.13	0.06	0
กำลังต้านทานแรงเฉือน			
ผนังอิฐก่อที่ไม่มีรูกลวง	0.18	0.13	0.08
ผนังอิฐก่อด้วยอิฐกลวงซึ่งไม่มีการอุดรูด้วยปูนก่อ	0.07	0.05	0.03

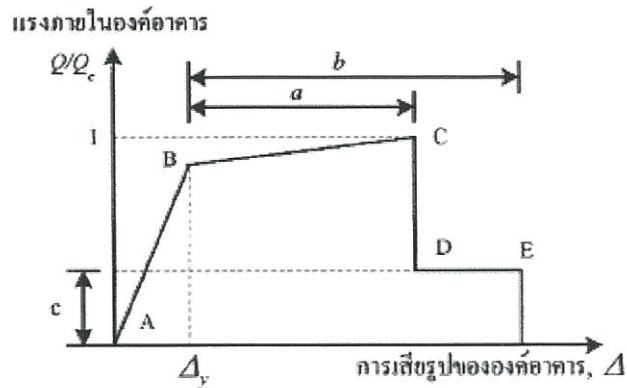
3.3.3 ความแข็งแรงเริ่มต้นขององค์อาคาร

ในการประเมินความต้านทานแรงกระทำด้านข้างอันเนื่องมาจากแรงแผ่นดินไหวของโครงสร้าง จำเป็นต้องกระจายแรงกระทำทางข้างเข้าสู่องค์อาคารต่างๆ ตามสัดส่วนความแข็งแรงขององค์อาคารนั้นๆ ตามพฤติกรรมจริงขององค์อาคารซึ่งเป็นไปได้ยากในทางปฏิบัติ ทั้งนี้เนื่องจากค่าความแข็งแรงขององค์อาคารแปรเปลี่ยนไปตามคุณสมบัติของหน้าตัด เช่น โมเมนต์ความเฉื่อยที่หน้าตัดใดๆ จะเปลี่ยนไปตามขนาดและทิศทางของโมเมนต์ จำนวนเหล็กเสริมรับโมเมนต์ดัด และผลของหน้าตัดที่อยู่ระหว่างรอยร้าว เป็นต้น ดังนั้น ค่าความแข็งแรงขององค์อาคารที่ใช้จะเป็นค่าเฉลี่ยตลอดความยาวขององค์อาคารซึ่งเป็นค่าความแข็งแรงประสิทธิผล

ในการศึกษานี้ได้ใช้ค่าความแข็งแรงเริ่มต้นประสิทธิผลขององค์อาคารคอนกรีตเสริมเหล็กตามข้อแนะนำของ มาตรฐานการประเมินและการเสริมความมั่นคงแข็งแรงของโครงสร้างอาคารในเขตที่อาจได้รับแรงสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว มยผ.1303-57 [1] (ซึ่งเป็นค่าเดียวกันกับมาตรฐาน ASCE 41-2013 [2]) โดยให้ชิ้นส่วนคานและเสากำหนดให้มีค่าสติฟเนสประสิทธิผลในการรับแรงดัดเป็น 30 เปอร์เซ็นต์ของหน้าตัดก่อนเกิดการแตกร้าว ($E_{eff}=0.3E_{lg}$) และ 70 เปอร์เซ็นต์ ($E_{eff}=0.7E_{lg}$) ตามลำดับ

3.3.4 แบบจำลองอาคาร และ องค์อาคาร

สำหรับในการวิเคราะห์โครงสร้างด้วยวิธีไม่เชิงเส้น (non-linear) ต้องจำลองพฤติกรรมขององค์อาคารด้วยความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการสูญเสียรูป (Load-Deformation) ในลักษณะไร้เชิงเส้น (non-linear) ดังแสดงในรูปที่ 3.11 โดยที่ Q_c คือ กำลังต้านทานแรงกระทำด้านข้างขององค์อาคาร และ Q คือ แรงกระทำด้านข้างอันเนื่องมาจากแผ่นดินไหว

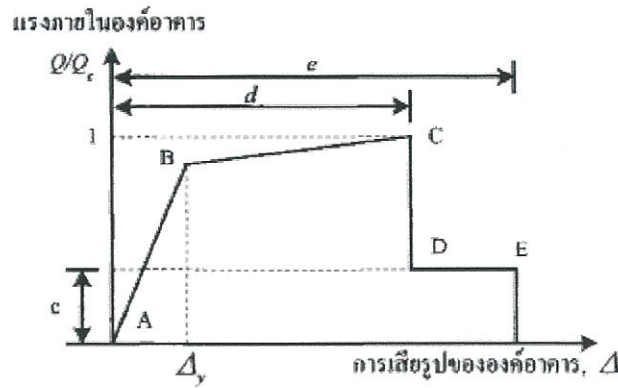


รูปที่ 3.11 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเสียรูปของค้ำอาคาร (การเสียรูป)

จากรูปที่ 3.11 อธิบายได้ว่า ค้ำอาคารจะอยู่ในสภาวะไร้แรงกระทำที่จุด A และมีพฤติกรรมแบบเชิงเส้นจนถึงจุดครากของค้ำอาคาร (yield point) ที่จุด B เมื่อค้ำอาคารยังคงรับแรงกระทำอย่างต่อเนื่องก็จะแสดงพฤติกรรมแบบไร้เชิงเส้น (non-linear) รวมทั้งผลของ strain hardening ของค้ำอาคารจนถึงจุด C จากนั้นกำลังของค้ำอาคารจะลดลงจากจุด C ไปสู่จุด D ซึ่งเป็นจุดเริ่มของการวิบัติของค้ำอาคาร (อันอาจเกิดเนื่องจาก การวิบัติของเหล็กเสริมหลัก คอนกรีตถูกอัดแตก หรือ การวิบัติเนื่องจากแรงเฉือน) กำลังของค้ำอาคารที่เหลืออยู่จากจุด D ไปสู่จุด E จะแสดงถึงพฤติกรรมของค้ำอาคารที่ไม่สามารถต้านทานแรงกระทำด้านข้างได้อีก แต่ยังคงสามารถต้านทานแรงกระทำในแนวตั้ง (gravity load) ได้ จุด E คือตำแหน่งของการเสียรูปด้านข้างมากที่สุดของค้ำอาคารที่สามารถเกิดขึ้นได้ และเป็นขอบเขตที่ค้ำอาคารไม่สามารถต้านทานแรงในแนวตั้งได้อีก

ความสัมพันธ์ระหว่างจุด A และ B (จุด A หรือ จุดเริ่มต้น คือ จุดที่ไม่มีแรงกระทำ ส่วนจุด B คือ จุดครากประสิทธิผล) ซึ่งถือเป็นค่าสถิติประสิทธิภาพของชิ้นส่วนโครงสร้าง ความชันระหว่างจุด B และ C ที่ไม่ได้คำนึงถึงผลของแรงแนวตั้งภายใต้การเคลื่อนที่ทางข้าง (P-Delta Effect) กำหนดให้มีค่าระหว่างร้อยละ 0 ถึง ร้อยละ 10 ของค่าความชันเริ่มต้น และที่จุด C ค่าพิกัดทางแกน y มีค่าเท่ากับกำลังต้านทานสูงสุดของชิ้นส่วน และ พิกัดทางแกน x มีค่าเท่ากับค่าการเสียรูปที่จุดเริ่มต้นของการสูญเสียกำลังต้านทาน

พฤติกรรมของค้ำอาคารที่ถูกจำลองด้วยความสัมพันธ์ของ Load-Deformation ดังแสดงในรูปที่ 3.11 นั้น เหมาะสมกับกรณีที่มีการเสียรูปของค้ำอาคารถูกวัดในรูปแบบ strain rotation และ elongation เป็นต้น แต่หากกรณีที่มีการเสียรูปของค้ำอาคารถูกวัดในรูปแบบของ shear angle tangential , drift ratio, sliding shear , displacement และ beam-column joint rotation แล้ว พฤติกรรมของค้ำอาคารอาจถูกจำลองด้วยความสัมพันธ์ดังแสดงในรูปที่ 3.12 โดยที่ตำแหน่งต่างๆ ของความสัมพันธ์ ยังคงแสดงพฤติกรรมเดียวกัน

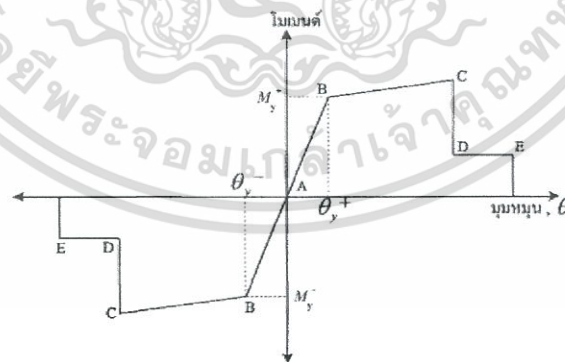


รูปที่ 3.12 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเสียรูปขององค์อาคาร (อัตราส่วนการเสียรูป)

1. คาน (Beam)

ในการสร้างแบบจำลองของคานคอนกรีตเสริมเหล็กจำเป็นต้องคำนึงถึงพฤติกรรมจริงของคานภายใต้แรงกระทำในแนวตั้ง และ แรงกระทำด้านข้าง ที่โครงสร้างต้องรับ เช่น ลักษณะของการวิบัติเนื่องจากโมเมนต์ดัดหรือแรงเฉือน การลดลงของความแข็งแรงและกำลังของคาน และการกระจายซ้ำ (redistribution) ของแรงและโมเมนต์ในช่วงอินอีลาสติก

คานที่จำลองโดยใช้โปรแกรมไฟไนต์เอลิเมนต์ มีลักษณะเป็นเส้นที่มีคุณสมบัติเชิงเส้น (linear) ตลอดความยาวของคาน และ ประกอบด้วยจุดหมุนพลาสติก เนื่องจากโมเมนต์ดัดในตำแหน่งที่มีแนวโน้มจะเกิดการวิบัติเนื่องจากโมเมนต์ดัด ในการศึกษานี้ได้กำหนดตำแหน่งของการเกิดจุดหมุนพลาสติกเนื่องจากโมเมนต์ดัดที่ปลายทั้งสองข้างของคานเพื่อแสดงพฤติกรรมดังกล่าว จุดหมุนพลาสติกดังกล่าวจะแสดงพฤติกรรมของโมเมนต์ดัดของคานโดยความสัมพันธ์ของ Moment-Rotation ดังแสดงในรูปที่ 3.13



รูปที่ 3.13 ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์และความสามารถในการหมุนของจุดหมุนพลาสติกเนื่องจากโมเมนต์ดัด

จากรูปที่ 3.13 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์และความสามารถในการหมุนของจุดหมุนพลาสติกเนื่องจากโมเมนต์ดัด จุด B คือ จุดครากที่สัมพันธ์กับ θ_y และ M_y ซึ่งเหล็กเสริมรับโมเมนต์ดัดเริ่มเกิดการคราก จุด C ระบุถึงกำลังรับโมเมนต์ดัดสูงสุดของคาน ความสามารถในการเอกสารเป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น เมื่อนักผู้ขาดเห็นไปไซประเยชนดานการค่า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

หมุนของจุดหมุนพลาสติกเนื่องจากโมเมนต์ดัดที่สภาวะ C และ E ได้จากผลการทดลองซึ่งคำนึงถึงผลของโมเมนต์ดัดและแรงเฉือนที่มีต่อคานร่วมกัน

สำหรับค่าความสามารถในการหมุนของจุดหมุนพลาสติกเนื่องจากโมเมนต์ดัดของคานคอนกรีตเสริมเหล็ก ตามมาตรฐาน มยผ.1303-57 [1] (มีค่าเดียวกันกับ ASCE 41-2013 [2]) ถูกแสดงในตารางที่ 3.3 ซึ่งค่าความสามารถในการหมุนของคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่ควบคุมการวิบัติโดยโมเมนต์ดัดจะแปรผันกับอัตราส่วนเหล็กเสริมตามยาว ($\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$) เหล็กเสริมตามขวาง (Conforming และ Non-Conforming) และแรงเฉือนออกแบบของคาน แต่ทั้งนี้เนื่องจากแรงเฉือนที่เกิดขึ้นตลอดการวิเคราะห์โดยวิธี Non-Linear Static Pushover ไม่คงที่ ดังนั้นในการเลือกค่าจากตารางที่ 3.3 สำหรับในการศึกษานี้จะแปรผันกับตัวแปร 2 ตัวแปร คือ อัตราส่วนเหล็กเสริมตามยาว และ เหล็กเสริมตามขวาง

ตารางที่ 3.3 ตัวแปรในการสร้างแบบจำลองสำหรับวิธีแบบไม่เชิงเส้นของคานคอนกรีตเสริมเหล็ก

			ตัวแปรสำหรับสร้างแบบจำลอง		
			มุมหมุนพลาสติก (เรเดียน)	อัตราส่วน กำลังค้ำ	
			a	b	c
การวิบัติที่ควบคุมโดยการดัด					
$\frac{\rho - \rho'}{\rho_b}$	ประเภทเหล็กปลอก	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$			
≤ 0.0	C	≤ 0.25	0.025	0.05	0.2
≤ 0.0	C	≥ 0.5	0.02	0.04	0.2
≥ 0.5	C	≤ 0.25	0.02	0.03	0.2
≥ 0.5	C	≥ 0.5	0.015	0.02	0.2
≤ 0.0	NC	≤ 0.25	0.02	0.03	0.2
≤ 0.0	NC	≥ 0.5	0.01	0.015	0.2
≥ 0.5	NC	≤ 0.25	0.01	0.015	0.2
≥ 0.5	NC	≥ 0.5	0.005	0.01	0.2
การวิบัติที่ควบคุมโดยการเฉือน					
ระยะเรียงเหล็กปลอก $\leq 0.5d$			0.0030	0.02	0.2
ระยะเรียงเหล็กปลอก $> 0.5d$			0.0030	0.01	0.2

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

การวิบัติของคานคองกรีตเสริมเหล็กได้พิจารณาทั้งการวิบัติเนื่องจากโมเมนต์ดัดและแรงเฉือน โดยกำลังต้านทานแรงเฉือนของคานคองกรีตเสริมเหล็ก เกิดจากความต้านทานแรงเฉือนของคานคองกรีต (V_c) และ เหล็กเสริมทางขวางหรือเหล็กปลอก (V_s)

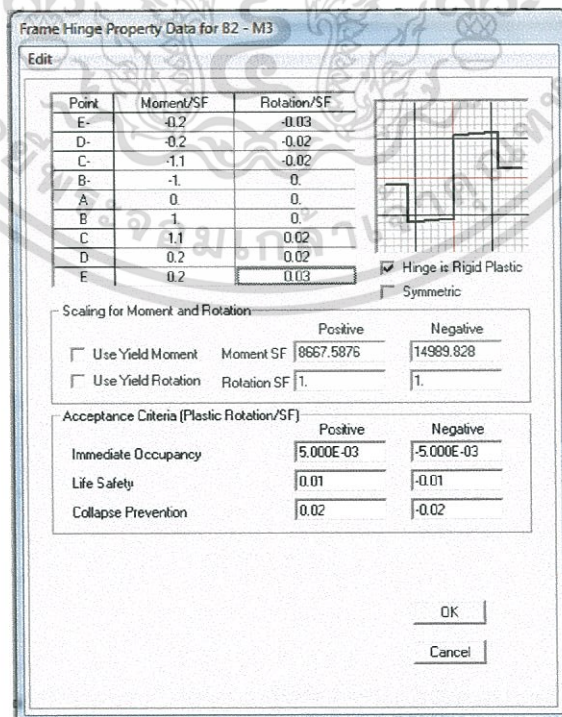
ตามข้อกำหนดของ ACI (1995) [27] ระบุกำลังต้านทานแรงเฉือนของคานคองกรีตเท่ากับ

$$v_c = 0.17\sqrt{f'_c}b_wd \quad (\text{MPa}) \quad (\text{หน่วย SI Unit}) \quad (3.2)$$

สำหรับกำลังต้านทานแรงเฉือนของเหล็กเสริมตามขวางหรือเหล็กปลอกนั้น เพื่อเป็นการป้องกันการวิบัติของคาน เนื่องจากแรงเฉือนซึ่งเป็นผลจากแรงดิ่งแนวทแยงโดยที่เหล็กปลอกทำมุม 90 องศา กับแกนตามยาวของคาน สามารถแสดงได้ดังนี้

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{s} \quad (3.3)$$

สำหรับในการศึกษานี้ การวิเคราะห์แบบไม่เชิงเส้น (non-linear) จะสร้างจุดหมุนพลาสติกสำหรับแบบจำลองคานคองกรีตเสริมเหล็กที่แสดงค่าความสามารถในการหมุนพลาสติกเนื่องจากโมเมนต์ดัดของคานคองกรีตเสริมเหล็ก แต่สำหรับจุดหมุนพลาสติกที่แสดงพฤติกรรมการวิบัติเนื่องจากแรงเฉือนของแบบจำลองจะไม่ได้รับการกำหนดลงในแบบจำลอง แต่จะใช้ในการตรวจสอบแรงเฉือนที่เกิดขึ้นบนหน้าตัดคานกับกำลังต้านทานแรงเฉือนที่คานสามารถรับได้แทน ขณะที่การวิเคราะห์แบบเชิงเส้น (linear) จะไม่มีการสร้างจุดหมุนพลาสติก แต่จะคำนึงถึงผลของค่าความแข็งแรงเริ่มต้นของคานเท่านั้น



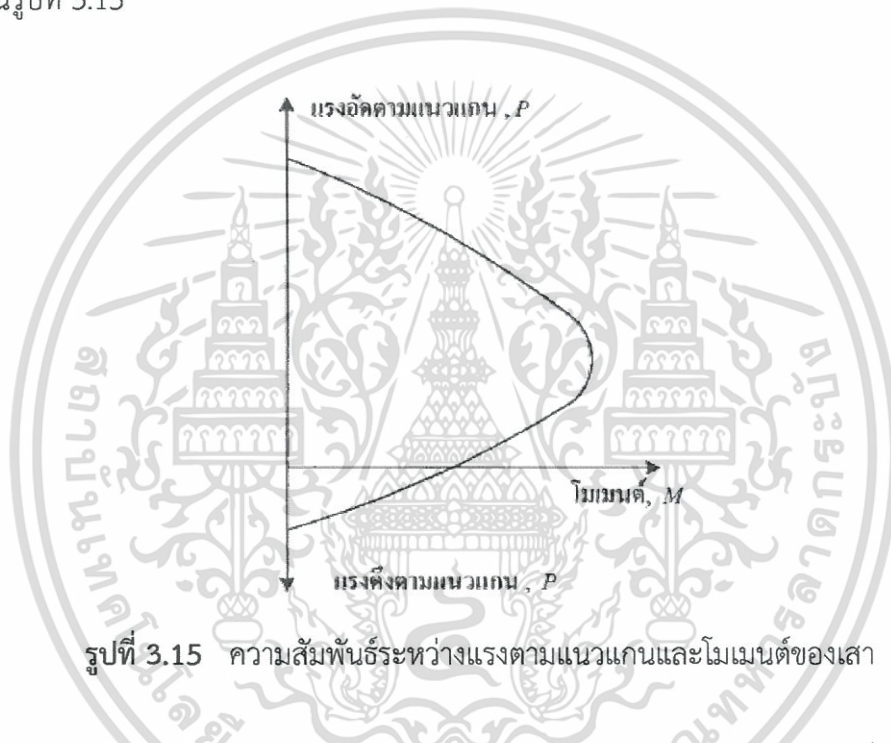
รูปที่ 3.14 การกำหนด plastic hinge ของคานในโปรแกรมไฟไนต์เอลิเมนต์

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น มิใช่เพื่อเผยแพร่หรือใช้เพื่อการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

2. เสา (Column)

ในการสร้างแบบจำลองของเสาภายใต้แรงกระทำตามแนวแกนและแรงกระทำด้านข้าง นอกจากจะต้องคำนึงถึงลักษณะการวิบัติเนื่องจากโมเมนต์ดัดและแรงเฉือนแล้ว ยังต้องคำนึงถึงผลของแรงตามแนวแกนที่มีต่อความสามารถต้านทานโมเมนต์ดัดของเสาด้วย

เสาที่จำลองโดยใช้โปรแกรมไฟไนต์เอลิเมนต์ มีลักษณะเป็นเส้นที่มีคุณสมบัติเชิงเส้น (linear) ตลอดความยาวของเสา และ ประกอบด้วยจุดหมุนพลาสติก เนื่องจากแรงตามแนวแกนและโมเมนต์ดัดในตำแหน่งที่มีแนวโน้มจะเกิดการวิบัติของเสา จุดหมุนพลาสติกดังกล่าวจะแสดงพฤติกรรมความสัมพันธ์ระหว่างแรงตามแนวแกนและความสามารถต้านทานโมเมนต์ดัดของเสา ดังแสดงในรูปที่ 3.15



รูปที่ 3.15 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงตามแนวแกนและโมเมนต์ของเสา

ค่าความสามารถในการหมุนและขอบเขตของการหมุนของจุดหมุนพลาสติกเนื่องจากแรงตามแนวแกนและโมเมนต์ดัดของเสาคอนกรีตเสริมเหล็ก ตามข้อเสนอแนะของมาตรฐาน มยผ. 1303-57 [1] (เหมือนกับ ASCE41-2013 [2]) ถูกแสดงไว้ในตารางที่ 3.4

ในการศึกษานี้เสาถูกจำลองให้มีลักษณะเป็นเส้นโดยมีจุดหมุนพลาสติกเนื่องจากโมเมนต์ดัดที่ปลายเสาทั้งสองด้าน ซึ่งค่าโมเมนต์ที่จุดครากของเสา สามารถคำนวณได้จากความสัมพันธ์ของแรงกระทำตามแนวแกนกับโมเมนต์ดัด โดยแรงกระทำตามแนวแกนมีค่าเริ่มต้นเท่ากับแรงกระทำในแนวตั้งทั้งหมด และทำการปรับแก้ค่าแรงตามแนวแกนและโมเมนต์ที่จุดครากในแต่ละรอบของการคำนวณ

ตารางที่ 3.4 ตัวแปรในการสร้างแบบจำลองสำหรับวิธีแบบไม่เชิงเส้นของเสาคอนกรีตเสริมเหล็ก

กรณี	ตัวแปรสำหรับสร้างแบบจำลอง		
	มุมหมุนพลาสติก (เรเดียน)		อัตราส่วน กำลังค้ำ
	a	b	c

การวิบัติที่ควบคุมโดยการตัด

$\frac{P}{A_g f'_c}$	$\rho = \frac{A_v}{b_w s}$			
≤ 0.1	≥ 0.006	0.035	0.060	0.2
≥ 0.6	≥ 0.006	0.010	0.010	0.0
≤ 0.1	$= 0.002$	0.027	0.034	0.2
≥ 0.6	$= 0.002$	0.005	0.005	0.0

การวิบัติที่ควบคุมโดยการตัดรวมกับการเฉือน

$\frac{\rho - \rho'}{\rho_b}$	$\rho = \frac{A_v}{b_w s}$	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$			
≤ 0.1	≥ 0.006	≤ 0.25	0.032	0.060	0.2
≤ 0.1	≥ 0.006	≥ 0.5	0.025	0.060	0.2
≥ 0.6	≥ 0.006	≤ 0.25	0.010	0.010	0.0
≥ 0.6	≥ 0.006	≥ 0.5	0.008	0.008	0.0
≤ 0.1	≤ 0.0005	≤ 0.25	0.012	0.012	0.0
≤ 0.1	≤ 0.0005	≥ 0.5	0.006	0.006	0.0
≥ 0.6	≤ 0.0005	≤ 0.25	0.004	0.004	0.0
≥ 0.6	≤ 0.0005	≥ 0.5	0.0	0.0	0.0

การวิบัติที่ควบคุมโดยการเฉือน

$\frac{P}{A_g f'_c}$	$\rho = \frac{A_v}{b_w s}$			
≤ 0.1	≥ 0.006	0.0	0.060	0.0
≥ 0.6	≥ 0.006	0.0	0.008	0.0
≤ 0.1	≤ 0.0005	0.0	0.006	0.0
≥ 0.6	≤ 0.0005	0.0	0.0	0.0

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ในตารางที่ 3.4 จะเห็นได้ว่าตัวแปรที่ใช้ในการเลือกค่าจากตารางดังกล่าวแปรผันกับแรงตามแนวแกนและเหล็กเสริมตามขวางหรือเหล็กปลอก แต่เนื่องจากแรงตามแนวแกนของเสาแปรเปลี่ยนตลอดการวิเคราะห์โดยวิธี Non-Linear Static Pushover ดังนั้นแรงตามแนวแกนที่ใช้เพื่อเลือกค่าในตารางได้พิจารณาใช้แรงกระทำในแนวตั้งทั้งหมดที่กระทำต่อโครงสร้างก่อนการรับแรงกระทำด้านข้างของโครงสร้าง

กำลังต้านทานแรงเฉือนของเสาคอนกรีตเสริมเหล็กจะเกิดจากความต้านทานแรงเฉือนของคอนกรีต (V_c) และเหล็กเสริมตามขวางหรือเหล็กปลอก (V_s) เช่นเดียวกับคาน แต่แตกต่างกันที่แรงตามแนวแกนของเสาจะมีผลต่อความสามารถรับแรงเฉือนของเสา กำลังต้านทานแรงเฉือนของคอนกรีต สามารถแสดงด้วยความสัมพันธ์

$$v_c = \lambda k \left(\frac{0.5\sqrt{f'_c}}{\frac{M}{Vd}} \sqrt{1 + \frac{N_u}{0.5\sqrt{f'_c}A_g}} \right) 0.8A_g \quad (\text{หน่วย SI unit}) \quad (3.4)$$

โดยที่ $k = 1.00$ เมื่อความเหนียวเชิงการเคลื่อนที่น้อยกว่าหรือเท่ากับ 2
 $= 0.70$ เมื่อความเหนียวเชิงการเคลื่อนที่มากกว่าหรือเท่ากับ 6 และมีการแปรผันแบบเชิงเส้นสำหรับค่าความเหนียวเชิงการเคลื่อนที่ ที่มีค่าระหว่าง 2 ถึง 6

$\lambda = 0.75$ กรณีของคอนกรีตมวลเบา
 $= 1.00$ กรณีของคอนกรีตทั่วไป

$N_u =$ แรงอัดตามแนวแกนในหน่วย นิวตัน (ให้ใช้ค่าเท่ากับ 0 สำหรับแรงดึง)

$M/Vd =$ อัตราส่วนระหว่างค่าโมเมนต์ออกแบบต่อผลคูณของแรงเฉือนออกแบบและความลึกประสิทธิภาพ แต่ต้องมีค่าไม่เกิน 4 และไม่น้อยกว่า 2

$d =$ ความลึกประสิทธิภาพ (มิลลิเมตร)

$A_g =$ พื้นที่หน้าตัดของเสา (ตารางมิลลิเมตร)

ในการคำนวณกำลังต้านทานแรงเฉือนของคอนกรีตนั้น อนุญาตให้ใช้ค่า $d = 0.8h$ เมื่อค่า h คือขนาดของเสาในทิศทางที่รับแรงเฉือน และ ในกรณีที่แรงตามแนวแกนคำนวณด้วยวิธีเชิงเส้น ค่าแรงอัดตามแนวแกนสูงสุด ให้คำนวณจากน้ำหนักบรรทุกทุกในแนวตั้งเท่านั้น และค่าแรงอัดตามแนวแกนต่ำสุด ให้คำนวณด้วยผลของน้ำหนักบรรทุกทุกเนื่องจากน้ำหนักบรรทุกทุกในแนวตั้งกับผลของแรงแผ่นดินไหว

กำลังต้านทานแรงเฉือนของเหล็กรับแรงเฉือน (เหล็กตามขวางหรือเหล็กปลอก) สามารถแสดงด้วยความสัมพันธ์ ดังนี้

$$V_s = k \frac{A_v f_y d}{s} \tag{3.5}$$

โดยที่ $\lambda = 0.75$ กรณีของคอนกรีตมวลเบา
= 1.00 กรณีของคอนกรีตทั่วไป

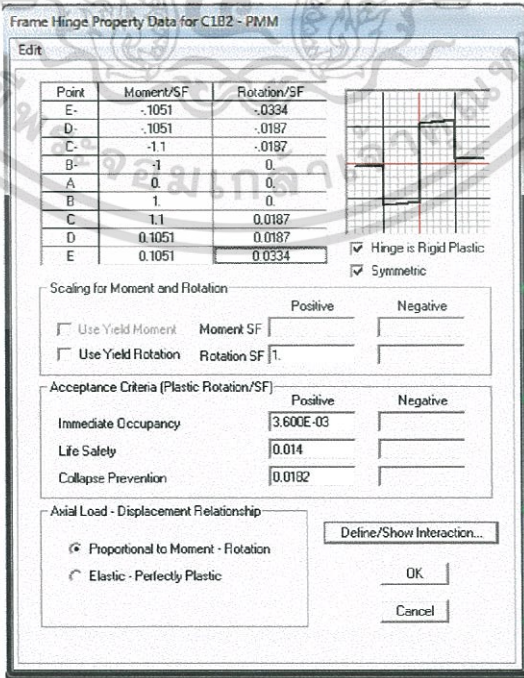
f_y คือ กำลังครากของเหล็กเสริมที่ใช้เป็นเหล็กตามขวางหรือเหล็กปลอก

A_v คือ พื้นที่หน้าตัดของเหล็กรับแรงเฉือน

D คือ ความลึกประสิทธิภาพ

S คือ ระยะห่างของเหล็กตามขวางหรือเหล็กปลอก

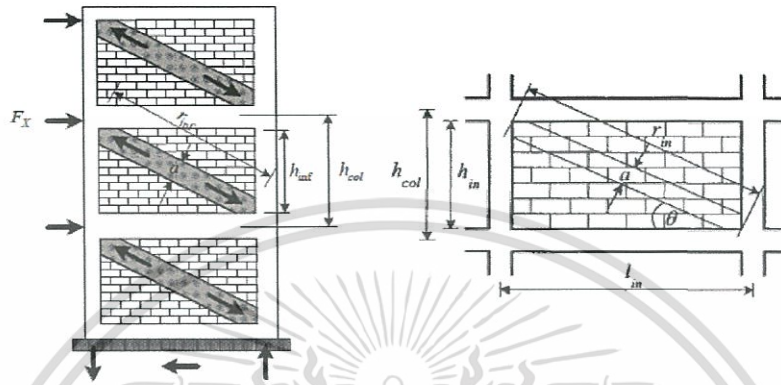
สำหรับในการศึกษานี้ การวิเคราะห์แบบไม่เชิงเส้น (non-linear) จะสร้างจุดหมุนพลาสติกสำหรับแบบจำลองเสาคอนกรีตเสริมเหล็กที่แสดงค่าความสามารถในการหมุนพลาสติกเนื่องจากแรงตามแนวแกนและโมเมนต์ดัดของเสาคอนกรีตเสริมเหล็ก แต่สำหรับจุดหมุนพลาสติกที่แสดงพฤติกรรมการวิบัติเนื่องจากแรงเฉือนของแบบจำลองจะไม่ได้รับการกำหนดลงในแบบจำลอง แต่จะใช้ในการตรวจสอบแรงเฉือนที่เกิดขึ้นบนหน้าตัดเสากับกำลังต้านทานแรงเฉือนที่เสาสามารถรับได้แทน ขณะที่การวิเคราะห์แบบเชิงเส้น (linear) จะไม่มีการสร้างจุดหมุนพลาสติก แต่จะคำนึงถึงผลของค่าความแข็งแรงเริ่มต้นของเสาเท่านั้น



เอกสารนี้เป็นเอกสารรูปที่ 3.16 การกำหนด plastic hinge ของเสาในโปรแกรมไฟไนต์เอลิเมนต์ ซึ่งด้านการคำนวณว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

3. กำแพงอิฐก่อ (Masonry Infill Wall)

ในการศึกษานี้ จะทำการสร้างแบบจำลองของกำแพงอิฐก่อเป็นแบบ ค้ำยันแนวทแยงเทียบเท่า (equivalent diagonal compressive strut) ดังในรูปที่ 3.17 ตามข้อแนะนำของ FEMA 273 [28]



รูปที่ 3.17 แบบจำลองกำแพงอิฐก่อ แบบ ค้ำยันแนวทแยงเทียบเท่า

โดยความหนาของค้ำยันมีค่าเท่ากับความหนาของผนัง และ ความกว้างเทียบเท่าของค้ำยันรับแรงอัดเท่ากับ a สามารถหาได้จากความสัมพันธ์ ดังนี้

$$a = 0.175 (\lambda_1 h_{col})^{-0.4} r_{inf} \quad (3.6)$$

เมื่อ

$$\lambda_1 = \left(\frac{E_{me} t_{inf} \sin(2\theta)}{4 E_{fe} l_{col} h_{inf}} \right)^{0.25} \quad (3.7)$$

โดยที่	λ_1	คือ สัมประสิทธิ์ที่ใช้ในการหาความกว้างแนวค้ำยันเทียบเท่าของผนังก่อ
	h_{col}	คือ ความสูงเสา відจากแนวกึ่งกลางของคาน (มิลลิเมตร)
	h_{inf}	คือ ความสูงของแผ่นผนังก่อ (มิลลิเมตร)
	E_{fe}	คือ โมดูลัสความยืดหยุ่นของวัสดุโครงข้อแข็งที่คาดหวัง (เมกะปาสคาล)
	E_{me}	คือ โมดูลัสความยืดหยุ่นของวัสดุผนังก่อที่คาดหวัง (เมกะปาสคาล)
	l_{col}	คือ โมเมนต์ความเฉื่อยของพื้นที่หน้าตัดเสา (มิลลิเมตร ⁴)
	L_{inf}	คือ ความยาวของแผ่นผนังก่อ (มิลลิเมตร)
	r_{inf}	คือ ความยาวแนวทแยงของแผ่นผนังก่อ (มิลลิเมตร)
	t_{inf}	คือ ความหนาของแผ่นผนังก่อ และ แนวค้ำยันเทียบเท่า (มิลลิเมตร)
	θ	คือ มุมเอียงของค้ำยันรับแรงอัดเทียบเท่าเทียบกับแนวราบ (เรเดียน)

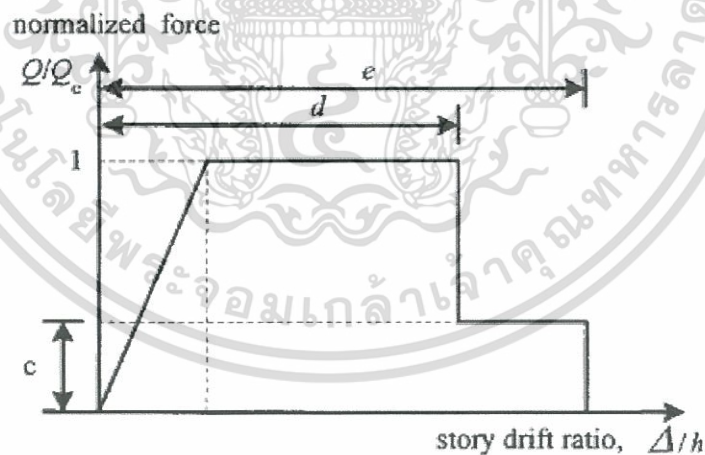
ในมาตรฐาน มยผ. 1303-57 [1] ได้แนะนำค่ากำลังรับแรงเฉือนที่คานห้วงของผนังกำแพงก่ออิฐไว้ ดังนี้

$$v_{ine} = A_{ni}f_{vie} \quad (3.8)$$

โดยที่ A_{ni} คือ พื้นที่หน้าตัดสุทธิของแผ่นผนังก่อรวมปูนก่อหรือปูนฉาบ
 f_{vie} คือ กำลังรับแรงเฉือนที่คานห้วงของผนังก่อ

ค้ำยันแนวทแยงเทียบเท่าที่จำลองโดยโปรแกรมไฟไนต์เอลิเมนต์ มีลักษณะเป็นเส้นและต้านทานเฉพาะแรงอัดตามแนวแกนเท่านั้น ดังนั้นที่ปลายทั้งสองด้านของค้ำยันจึงไม่ต้านทานการหมุน หรือ เป็นจุดยึดหมุนนั่นเอง (hinge support) ส่วนจุดหมุนพลาสติกเนื่องจากแรงตามแนวแกน ถูกกำหนดที่กึ่งกลางของแบบจำลอง

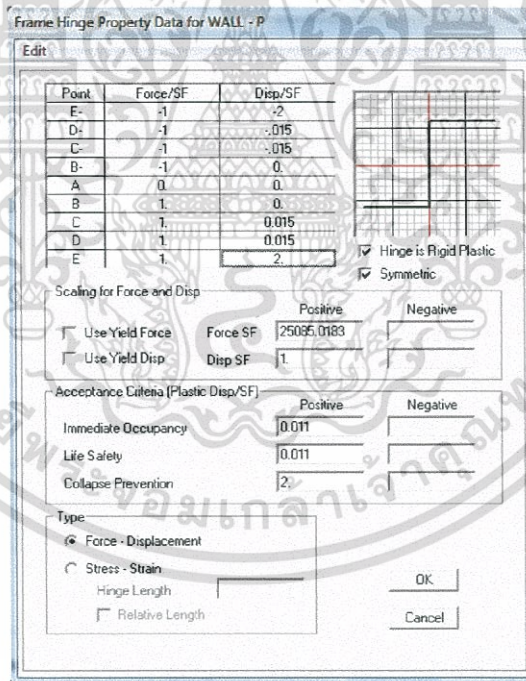
การเสีรูปร่างตามแนวแกน ณ สภาวะครากของค้ำยันสามารถหาได้จากค่าความแข็งแรงตามแนวแกนกับแรงอัดตามแนวแกนของค้ำยันแนวทแยงเทียบเท่า โดยความสัมพันธ์ระหว่างแรง (normalized force , Q/Q_c) กับอัตราส่วนการเคลื่อนตัวของกำแพงอิฐก่อ (story drift ratio , Δ/h) แสดงในรูปที่ 3.18 และค่าความสามารถและขอบเขตการเสีรูปร่างของกำแพงอิฐก่อแบบไร้เชิงเส้นแสดงในตารางที่ 3.5 ถูกเปลี่ยนเป็นการเสีรูปร่างตามแนวแกนเพื่อแสดงพฤติกรรมการวิบัติของกำแพงอิฐก่อ



รูปที่ 3.18 ความสัมพันธ์ระหว่าง story drift ratio และ normalized force ของกำแพงอิฐก่อ

ตารางที่ 3.5 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเสียรูปของกำแพงอิฐก่อ

$\beta = \frac{V_{fre}}{V_{ine}}$	$\frac{l_{in}}{h_{in}}$	c	d %	e %
$0.3 \leq \beta \leq 0.7$	0.5	n.a.	0.5	n.a.
	1.0	n.a.	0.4	n.a.
	2.0	n.a.	0.3	n.a.
$0.7 \leq \beta \leq 1.3$	0.5	n.a.	1.0	n.a.
	1.0	n.a.	0.8	n.a.
	2.0	n.a.	0.6	n.a.
$\beta \geq 1.3$	0.5	n.a.	1.5	n.a.
	1.0	n.a.	1.2	n.a.
	2.0	n.a.	0.9	n.a.

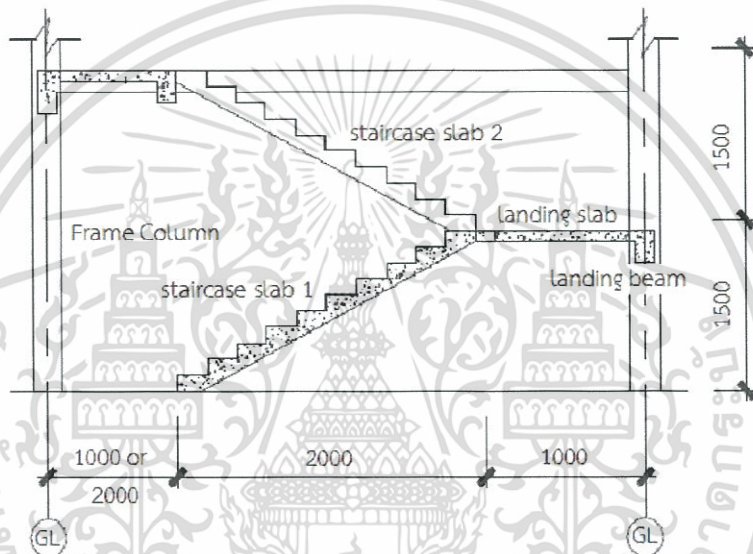


รูปที่ 3.19 การกำหนด plastic hinge ของกำแพงอิฐก่อในโปรแกรมไฟไนต์เอลิเมนต์

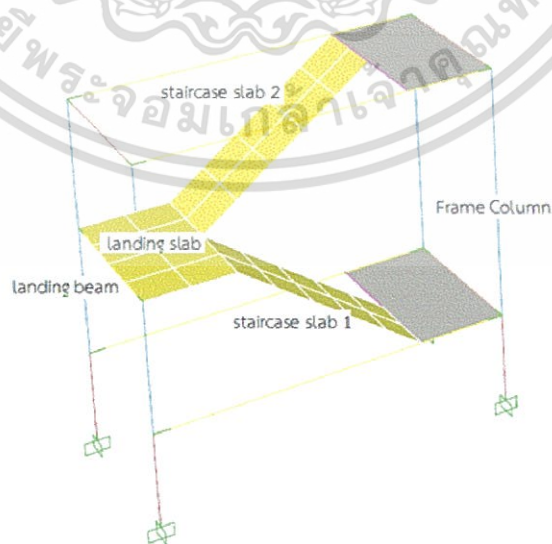
4. บันไดคอนกรีตเสริมเหล็ก (Stair)

ในการสร้างแบบจำลองบันได โดยโปรแกรมไฟไนต์เอลิเมนต์ สามารถทำได้โดยใช้แบบจำลอง Shell Element ในการวิเคราะห์แบบเชิงเส้น (linear) สามารถทำได้โดยจำลองบันไดเป็น shell element ที่มีหน้าตัดตามแบบโครงสร้างบันได แต่ทั้งนี้ในการวิเคราะห์ในช่วงอินทิลาสติก เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

นั้น (วิเคราะห์แบบไม่เชิงเส้น : non-linear) ไม่สามารถทำได้โดยตรง เนื่องจากข้อจำกัดของโปรแกรมที่กำหนดให้ plastic hinge ซึ่งเป็นตัวกำหนดและแสดงพฤติกรรมในช่วงอินอีลาสติกขององค์อาคารนั้น สามารถใช้ได้กับเฉพาะองค์อาคารที่เป็นเส้น (line element) เท่านั้น แต่อย่างไรก็ตาม งานวิจัยของ S.Fallahi และ M. Alirezaei [12] ได้กำหนดบันไดด้วย shell element และมุ่งเน้นที่จะประเมินความเสียหายของคานและเสาโดยตรง ดังนั้น ในการศึกษานี้จะจำลองบันไดด้วย shell element รูปที่ 3.20 แสดงรูปตัด (cross section) ของบันไดในอาคารตัวอย่าง และ รูปที่ 3.21 แสดงแบบจำลองของบันไดที่ใช้ในการวิเคราะห์แบบเชิงเส้นและไม่เชิงเส้นของบันไดคอนกรีตเสริมเหล็ก



รูปที่ 3.20 รูปตัดขวางของบันไดในอาคารตัวอย่าง

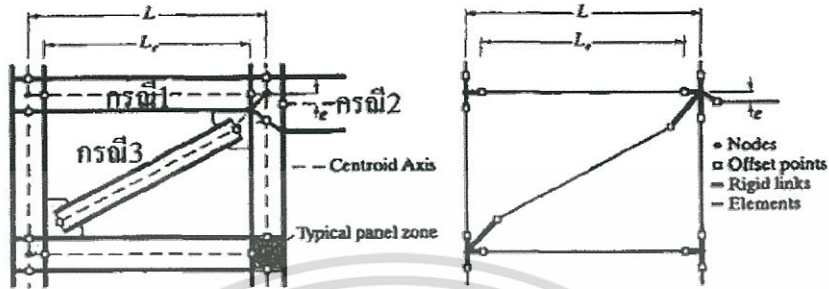


รูปที่ 3.21 แบบจำลองของบันไดที่ใช้ในการวิเคราะห์แบบเชิงเส้น และไม่เชิงเส้นของบันไดคอนกรีตเสริมเหล็ก

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนลิขสิทธิ์สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

5. Rigid Zone Effect

จุดต่อที่พิจารณาในแบบจำลองมีลักษณะเป็นจุด ซึ่งไม่ถูกต้องตามพฤติกรรมจริงของโครงสร้าง จุดต่อในโครงสร้างจริงแสดงได้ดังรูปที่ 3.22 ซึ่งมีลักษณะดังนี้



รูปที่ 3.22 ลักษณะจุดต่อของโครงสร้างจริง

- กรณีที่ 1 : บริเวณจุดต่อในโครงสร้างจริงมีลักษณะเป็นบริเวณแข็งเกร็ง ซึ่งมีค่าความแข็งแรง (stiffness) สูงกว่าองค์อาคารอย่างมาก
- กรณีที่ 2 : บริเวณจุดต่อที่องค์อาคารมีขนาดหน้าตัดไม่เท่ากัน ระดับของแกนศูนย์ถ่วงจะไม่เท่ากันด้วย
- กรณีที่ 3 : สำหรับโครงสร้างที่มีค้ำยันในแนวทแยง แกนศูนย์ถ่วงของตัวค้ำยันจะไม่อยู่ในแนวเดียวกับจุดต่อที่ปลายทั้งสองด้าน

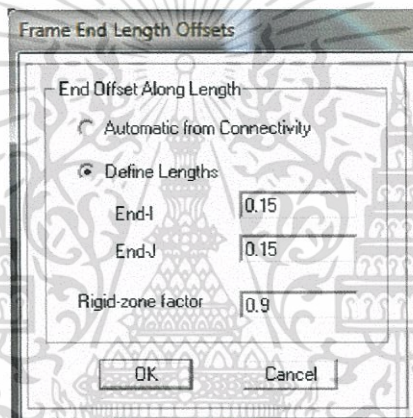


รูปที่ 3.23 แบบจำลองคานที่พิจารณาผลของ Rigid Zone

การพิจารณาผลของ Rigid Zone ทำให้สามารถจำลองพฤติกรรมของโครงสร้างได้ใกล้เคียงกับพฤติกรรมจริงมากยิ่งขึ้น การทำแบบจำลอง Rigid Zone โดยโปรแกรมไฟไนต์เอลิเมนต์สามารถทำได้โดยใช้คำสั่ง End Offset ร่วมกับ Rigid Zone Factor คำสั่ง End Offset เป็นตัวระบุถึงความยาวของช่วง Rigid Zone ซึ่งในการศึกษานี้ใช้ End Offset เท่ากับกึ่งหนึ่งของความกว้างเสาในทิศทางที่รับแรงกระทำด้านข้าง สำหรับค่า Rigid Zone Factor จะเป็นค่าที่แสดงถึงคุณสมบัติของความสามารถในการเสีรูปร่าง หรือ การเคลื่อนตัวเนื่องจากโมเมนต์ดัดขององค์อาคารบริเวณ rigid zone โดยหาก Rigid Zone Factor เท่ากับศูนย์ แสดงว่า บริเวณดังกล่าวสามารถเคลื่อนตัวได้โดยอิสระ แต่หากมีค่าเท่ากับหนึ่งแล้ว แสดงว่า บริเวณดังกล่าวไม่สามารถเคลื่อนตัวได้เลย

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

จากผลงานการวิจัยของ พัทธน์ อิ่มอาบ [3] ได้ทำการหาค่าที่เหมาะสมของ Rigid Zone Factor ที่จะใช้ในการทำแบบจำลองอาคาร โดยทำการศึกษาเปรียบเทียบผลของ rigid zone โดยใช้แบบจำลอง rigid arm เทียบกับคำสั่ง end offset ร่วมกับ rigid zone factor โดยโปรแกรม SAP 2000 จากการศึกษาของ พัทธน์ อิ่มอาบ [3] พบว่า ค่าที่ได้โดยใช้โปรแกรม SAP 2000 ซึ่งให้ค่า rigid zone factor เท่ากับ 0.9 ให้ผลตอบสนองของโครงสร้างมีค่าเท่ากับ rigid zone ที่ใช้แบบจำลอง rigid arm ที่มีคุณสมบัติ (โมดูลัสยืดหยุ่น) เป็น 10 เท่าขององค์อาคารที่ต่อเนื่อง (คานและเสา) และเมื่อใช้ค่า rigid zone factor เท่ากับ 1.0 ผลตอบสนองของโครงสร้างที่ได้มีค่าเท่ากับผลตอบสนองที่ใช้แบบจำลอง rigid arm ที่มีคุณสมบัติเป็น 100 และ 1000 เท่าขององค์อาคารที่ต่อเนื่องกัน จากผลการทดลองดังกล่าว พัทธน์ อิ่มอาบ [3] ได้ใช้ค่า rigid zone factor เท่ากับ 0.9 เนื่องจากในโครงสร้างจริงบริเวณดังกล่าวจะแข็งแรงมากแต่ก็อาจเกิดการเสียรูปได้บ้างเล็กน้อย



รูปที่ 3.24 การกำหนด rigid zone ในโปรแกรมไฟไนต์เอลิเมนต์

3.4 ระดับสมรรถนะของอาคารและโครงสร้าง

ระดับสมรรถนะของอาคารและโครงสร้าง หมายถึง ค่าที่แสดงให้เห็นถึงพฤติกรรมของโครงสร้างในขณะที่รับแรงแผ่นดินไหว และความเสียหายที่เกิดขึ้นในโครงสร้างเนื่องจากแรงแผ่นดินไหว ตามมาตรฐานการประเมินและการเสริมความมั่นคงแข็งแรงของโครงสร้างอาคารในเขตที่อาจได้รับแรงสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว (มยผ.1303-57) [1] และตามมาตรฐาน ASCE2013 [2] ได้แบ่งระดับสมรรถนะออกเป็น 4 ระดับ คือ

1. ระดับใช้อาคารได้ตามปกติ (Operational Level : OP)

ในระดับใช้อาคารได้ตามปกติ จะเกิดความเสียหายโดยรวมน้อยมาก โครงสร้างไม่เกิดการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ค้ำค้ำ ไม่สูญเสียเสตพเนสและกำลัง อาจเกิดรอยร้าวขนาดเล็กในโครงสร้าง ฝ้าเพดาน ผนังชั่วคราว แต่ระบบที่สำคัญในอาคารทั้งหมด เช่น ระบบไฟฟ้า ระบบลิฟต์ ระบบป้องกันไฟไหม้ ยังคงทำงานได้เป็นปกติ ความเสียหายโดยรวมน้อยมาก

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

2. ระดับเข้าใช้อาคารได้ทันที (Immediate Occupancy Level : IO)

ในระดับเข้าใช้อาคารได้ทันที จะเกิดความเสียหายโดยรวมน้อย โครงสร้างไม่เกิดการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์คงค้าง ไม่สูญเสียสติเฟนสและกำลัง อาจเกิดรอยร้าวขนาดเล็กในโครงสร้าง ฝ้าเพดานผนังชั่วคราว ระบบที่สำคัญในอาคารทั้งหมด เช่น ระบบไฟฟ้า ระบบลิฟต์ ระบบป้องกันไฟไหม้ อาจหยุดทำงานแต่สามารถเริ่มทำงานใหม่ได้หลังเหตุการณ์แผ่นดินไหว ความเสียหายโดยรวมน้อย

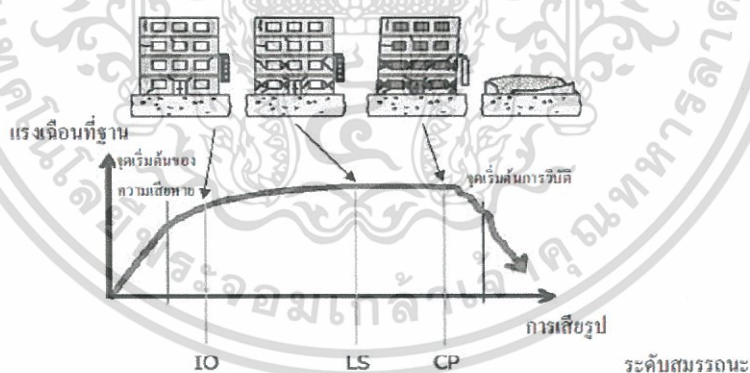
3. ระดับความปลอดภัยต่อชีวิต (Life Safety Level : LS)

ในระดับความปลอดภัยต่อชีวิต จะเกิดความเสียหายโดยรวมระดับปานกลาง โครงสร้างเกิดการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์คงค้างเล็กน้อย สูญเสียกำลังและสติเฟนสแต่ยังสามารถรับน้ำหนักทั้งหมดได้ ต้องทำการซ่อมแซมอาคารก่อนเข้าใช้งานอีกครั้ง

4. ระดับป้องกันการพังทลาย (Collapse Prevention Level : CP)

ในระดับป้องกันการพังทลาย จะเกิดความเสียหายโดยรวมระดับรุนแรง แต่โครงสร้างยังไม่พังทลายและยังคงความสามารถแบกทานน้ำหนักบรรทุกทุกจากแรงโน้มถ่วงได้ เกิดการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์คงค้างมาก คงเหลือกำลังและสติเฟนสเล็กน้อย ผนังชั่วคราวและกระจกในอาคารอาจเกิดการร่วงหล่น

ทั้งนี้เพื่อให้เห็นภาพรวมของระดับสมรรถนะ จะขออธิบายด้วยรูปที่ 3.25



รูปที่ 3.25 ระดับสมรรถนะของโครงสร้างและอาคาร

จากรูปที่ 3.25 สามารถอธิบายได้ว่า ภายใต้แผ่นดินไหวรุนแรงน้อยมาก หากอาคารแทบไม่เสียหาย สามารถใช้งานได้ตามปกติแต่อาจไม่ได้เต็มที่ โดยที่อาจต้องพึ่งระบบฉุกเฉิน ลักษณะนี้เรียกว่าเป็นระดับอาคารปฏิบัติงานได้ (Operational Level : OP) เมื่อแผ่นดินไหวรุนแรงขึ้น ส่งผลให้อาคารเกิดความเสียหายมากขึ้น หากโครงสร้างเกิดความเสียหายเล็กน้อย โดยคงมีกำลังและสติเฟนสดั้งเดิมเกือบทั้งหมด และ อาคารมีสภาพสามารถกลับเข้าใช้งานต่อได้ทันที แม้ว่าระบบสาธารณูปโภคต่างๆ อาจใช้งานไม่ได้ อาคารถือว่ามีสมรรถนะระดับเข้าใช้อาคารได้ทันที เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

(Immediate Occupancy Level : IO) ถ้าแผ่นดินไหวรุนแรงจนทำให้อาคารเกิดความเสียหายในระดับที่กำลังด้านทานแรงด้านข้างและสตีเฟนส่วนใหญ่ยังคงอยู่ โดยอาคารไม่พังทลาย แต่จำเป็นต้องทำการซ่อมแซมอาคารค่อนข้างมากก่อนกลับเข้าใช้งานตามปกติได้ อย่างไรก็ตาม ค่าซ่อมแซมอาจสูงมากจนไม่คุ้มแก่การซ่อมแซม สรรณะเช่นนี้จัดว่าอยู่ในระดับปลอดภัยต่อชีวิต (Life Safety Level : LS) แต่ถ้าแผ่นดินไหวรุนแรงมากขึ้นจนทำให้อาคารสูญเสียความสามารถด้านทานแรงด้านข้างเกือบหมด แต่ชิ้นส่วนเสาและกำแพงคอนกรีต (ถ้ามี) ยังคงกำลังความสามารถแบกรับน้ำหนักบรรทุกจากแรงโน้มถ่วงของโลกได้ อาคารจัดว่ามีระดับสมรรถนะในระดับป้องกันการพังทลาย (Collapse Prevention Level : CP)

3.5 เกณฑ์การประเมินโครงสร้างด้านทานแผ่นดินไหว

การประเมินอาคารในการด้านทานแผ่นดินไหว หมายถึง การตรวจสอบความสามารถในการด้านทานแผ่นดินไหวของชิ้นส่วนโครงสร้าง และ บังคับข้อบกพร่องของอาคารตามเป้าหมายในการเสริมความมั่นคงแข็งแรงที่กำหนดโดยมาตรฐาน

การประเมินโครงสร้างในภาพรวม ทำได้โดยนำค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นไปคำนวณอัตราส่วนการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้น (inter-story drift ratio) ซึ่งเป็นอัตราส่วนระหว่างการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นกับความสูงระหว่างพื้นช่วงชั้นที่กำลังพิจารณา โดยทั่วไปคิดเป็นค่าร้อยละ แล้วนำไปเปรียบเทียบกับค่าที่ยอมให้ หรือที่เรียกว่า เกณฑ์การยอมรับ (acceptance criteria) โดยที่ค่าของเกณฑ์การยอมรับขึ้นอยู่กับระดับสมรรถนะ (performance level) ที่ต้องการ ระบบโครงสร้างของอาคาร วัสดุที่ใช้เป็นโครงสร้างหลัก และ ประเภทของชิ้นส่วนโครงสร้างที่กำลังพิจารณา

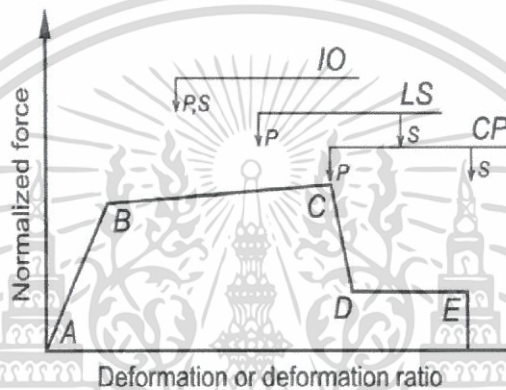
สำหรับระดับสมรรถนะของโครงสร้างอาคารทั้งระบบจะวัดจากค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้น โดยในมาตรฐาน มยผ.1303-57 [1] และ ASCE 2013 [2] ได้กำหนดไว้ว่า ค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นจะต้องไม่เกิน 1% สำหรับระดับสมรรถนะเข้าใช้สอยได้ทันที (IO) , ค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นจะต้องไม่เกิน 2% สำหรับระดับสมรรถนะปลอดภัยต่อชีวิต (LS) และ ค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นจะต้องไม่เกิน 4% สำหรับระดับสมรรถนะป้องกันการพังทลาย (CP) โดยที่ค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นของอาคารได้จากการตรวจวัดที่ตำแหน่งเสาในบริเวณริมตึกในแต่ละชั้น และตำแหน่งจุดศูนย์กลางของอาคารในแต่ละชั้น

นอกจากการประเมินโครงสร้างในภาพรวมแล้ว ยังต้องประเมินโครงสร้างระดับชิ้นส่วนย่อย (components) ด้วย ซึ่งการวิบัติของชิ้นส่วนย่อยต่างๆ ในโครงสร้างแบ่งได้เป็นการวิบัติแบบเหนียว (ductile) และแบบเปราะ (brittle) ซึ่งการตรวจสอบการวิบัติแบบเหนียว ให้ใช้ค่าการเสียรูปในการตรวจสอบ เรียกว่า พฤติกรรมที่ถูกควบคุมโดยการเสียรูป (deformation-controlled action) เช่น การดัดที่ปลายคาน ซึ่งใช้ค่าการเสียรูป เช่น การหมุนของจุดหมุนพลาสติก (plastic-hinge rotation)

ในการเปรียบเทียบกับเกณฑ์การยอมรับ ส่วนลักษณะการวิบัติที่เป็นแบบเปราะซึ่งวิบัติทันทีทันใดที่

แรงที่เกิดขึ้นมีค่าเกินกำลังต้านทานของวัสดุ ให้ใช้ค่าแรงในการตรวจสอบ เรียกว่า พฤติกรรมที่ถูกควบคุมโดยแรง (force-controlled action) เช่น แรงเฉือนในเสา

ทั้งนี้ หากนำค่าจากเกณฑ์การยอมรับที่ระดับสมรรถนะต่างๆ เช่น IO LS และ CP ของชิ้นส่วนโครงสร้างที่มีความเหนียว มาบ่งชี้ในกราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงต้านทานและการเสียรูป ดังแสดงในรูปที่ 3.26 ซึ่งจะเห็นได้ว่า ทั้ง 3 ระดับสมรรถนะยอมให้เกิดการครากได้ แต่อย่างน้อยแตกต่างกันไปตามระดับสมรรถนะ ซึ่งจากรูปจะเห็นได้ว่า สมรรถนะระดับเข้าใช้อาคารได้ทันที (IO) ยอมให้มีการครากค่อนข้างน้อย ส่วนระดับป้องกันการพังทลาย (CP) ยอมให้มีการเสียรูปเกินจุดครากไปมากแต่ต้องยังไม่ถึงจุดประลัย



รูปที่ 3.26 เกณฑ์การยอมรับสำหรับระดับสมรรถนะต่างๆ

จากรูปกำหนดให้ P คือ ส่วนประกอบโครงสร้างที่ทำหน้าที่ต้านแรงแผ่นดินไหว และ S คือ ส่วนประกอบโครงสร้างที่ไม่ต้านแรงแผ่นดินไหว

3.5.1 ความเสียหายและเกณฑ์การยอมรับ สำหรับการประเมินด้วยวิธีเชิงเส้น

ความเสียหายเนื่องจาก Deformation-Controlled Actions ถ้าชิ้นส่วนของโครงสร้างมีความเหนียวยอมให้เกิดการครากได้จากโมเมนต์ดัด ความเสียหายเนื่องจาก Deformation-Controlled Actions ที่เกิดขึ้นในชิ้นส่วน สามารถประเมินได้จากผลการวิเคราะห์โครงสร้างที่อยู่ในช่วงเชิงเส้น โดยตัวแปร ตัวประกอบปรับแก้ความเหนียว (m-factor หรือ Component Demand, (m)) เพื่อนำมาเปรียบเทียบกับค่าระดับความเสียหายของชิ้นส่วนในมาตรฐาน ตามตารางที่ 3.6 – 3.7 โดยที่ค่า m-factor สามารถหาได้ดังนี้

$$mkQ_{CE} \geq Q_{UD} \quad (3.9)$$

โดยที่ m คือ ตัวประกอบปรับแก้ความเหนียวของชิ้นส่วนโครงสร้าง ซึ่งสอดคล้องกับระดับสมรรถนะของโครงสร้างที่กำลังพิจารณา

Q_{CE} คือ ค่าคาดหวังของกำลังต้านทานของชิ้นส่วนโครงสร้างที่สภาวะการเสีรูปที่กำลังพิจารณาโดยต้องคำนึงถึงพฤติกรรมอื่นๆ ภายใต้สภาวะแรงกระทำที่ใช้ในการออกแบบที่กำลังกระทำต่อชิ้นส่วนโครงสร้างนั้นด้วย

Q_{UD} คือ พฤติกรรมที่ถูกควบคุมโดยการเสีรูปที่ใช้ในการออกแบบจากผลของน้ำหนักบรรทุกแนวตั้งรวมกับผลของแรงแผ่นดินไหว
โดยที่ $Q_{UD} = Q_G \pm Q_E$

k คือ ตัวประกอบความเชื่อมั่นของข้อมูล

ความเสียหายเนื่องจาก Force-Controlled Actions เป็นความเสียหายที่มีผลมาจากองค์อาคารที่ไม่มีความเหนียว เนื่องจากองค์อาคารนั้นเกิดการวิบัติด้วยแรงเฉือนหรือแรงอัดในแนวแกน โดยที่องค์อาคารมีความต้านทานต่อแรงดังกล่าวน้อยกว่าแรงที่เกิดขึ้นภายในองค์อาคารนั้นๆ ซึ่งทำให้องค์อาคารนั้นเกิดการวิบัติโดยทันที องค์อาคารจะเกิดการวิบัติเมื่อ

$$kQ_{CL} \geq Q_{UF} \quad (3.10)$$

โดยที่ Q_{CL} คือ ค่าขอบเขตล่างของกำลังต้านทานของชิ้นส่วนโครงสร้างที่สภาวะการเสีรูปที่กำลังพิจารณา โดยต้องคำนึงถึงพฤติกรรมอื่นๆ ภายใต้สภาวะแรงกระทำที่ใช้ในการออกแบบที่กำลังกระทำต่อชิ้นส่วนโครงสร้างนั้นด้วย

Q_{UF} คือ พฤติกรรมที่ถูกควบคุมโดยแรงที่ใช้ในการออกแบบจากผลของน้ำหนักบรรทุกแนวตั้งรวมกับผลของแรงแผ่นดินไหว

$$\text{โดยที่ } Q_{UF} = Q_G \pm \frac{Q_E}{C_1 C_2 J}$$

เมื่อ C_1 คือ ตัวประกอบที่เชื่อมโยงระหว่างค่าการเคลื่อนที่สูงสุด ของระบบพลาสติก (อินอีลาสติก) กับค่าการเคลื่อนที่สูงสุดของระบบแบบอีลาสติกเชิงเส้น

C_2 คือ ค่าตัวประกอบปรับแก้ผลจากการเสื่อมถอยของสติฟเนสเมื่อชิ้นส่วนเริ่มต้นรับแรงกลับทิศทาง (pinched hysteresis shape) การเสื่อมถอยของสติฟเนสแบบวัฏจักร และการเสื่อมถอยด้านกำลัง ต่อการเคลื่อนที่สูงสุดของอาคาร

J คือ ตัวประกอบลดการส่งผ่านแรง (มีค่ามากกว่า หรือเท่ากับ

1)

k คือ ตัวประกอบความเชื่อมั่นของข้อมูล

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ตัวประกอบความเชื่อมั่นของข้อมูล (k)

สำหรับตัวประกอบความเชื่อมั่นของข้อมูล (k) เป็นตัวประกอบที่ใช้คำนึงถึงความไม่แน่นอนของข้อมูลในกระบวนการรวบรวมข้อมูลอาคารตามการก่อสร้างจริง

ในกรณีที่ทำการประเมินสภาพโดยการตรวจสอบด้วยสายตาเท่านั้น ให้ใช้ $k = 0.75$

ในกรณีที่ทำการประเมินสภาพแบบละเอียด และ คุณสมบัติเชิงกลของชิ้นส่วนโครงสร้างมีค่าสัมประสิทธิ์ของการแปรผัน (coefficient of variation) ไม่เกินร้อยละ 25 ให้ใช้ค่า $k = 1.0$ แต่ถ้าสัมประสิทธิ์ของการแปรผันเกินร้อยละ 25 หรือมีความไม่มั่นใจในข้อมูล ให้ใช้ $k = 0.75$

ตัวประกอบการลดการส่งผ่านแรง (J)

สำหรับตัวประกอบการลดการส่งผ่านแรง (J) ให้ใช้ค่าอัตราส่วนแรงที่ต้องต้านทานต่อกำลัง (demand capacity ratio, DCR) ที่น้อยที่สุดของชิ้นส่วนโครงสร้างที่อยู่บนเส้นทางการถ่ายแรงมาสู่ชิ้นส่วนโครงสร้างที่กำลังพิจารณา หรืออีกทางเลือกหนึ่ง ในกรณีที่ไม่สามารถคำนวณค่า DCR ได้ ให้ใช้ค่า J ดังนี้

$J = 2.0$ สำหรับที่ตั้งอาคารที่มีระดับความรุนแรงของการสั่นสะเทือนจากแผ่นดินไหวสูง

$J = 1.5$ สำหรับที่ตั้งอาคารที่มีระดับความรุนแรงของการสั่นสะเทือนจากแผ่นดินไหวปานกลาง

$J = 1.0$ สำหรับที่ตั้งอาคารที่มีระดับความรุนแรงของการสั่นสะเทือนจากแผ่นดินไหวต่ำ สำหรับการประเมินที่ระดับสมรรถนะเข้าใช้อาคารได้ทันที (immediate occupancy performance level) และเมื่อชิ้นส่วนที่ถ่ายแรงมาสู่ชิ้นส่วนที่กำลังพิจารณายังคงอยู่ในภาวะอิลาสติกให้ใช้ $J = 1.0$

ผลของน้ำหนักบรรทุกในแนวตั้ง (Q_G)

สำหรับผลของน้ำหนักบรรทุกในแนวตั้ง ต้องนำไปพิจารณารวมกับผลของแรงแผ่นดินไหว โดยที่เมื่อผลของน้ำหนักบรรทุกแนวตั้งและแรงแผ่นดินไหวต่อแรงในชิ้นส่วนโครงสร้างมีการเสริมกัน ให้พิจารณาน้ำหนักบรรทุกแนวตั้งจาก

$$Q_G = 1.1(Q_D + Q_L) \quad (3.11)$$

หากผลของน้ำหนักบรรทุกแนวตั้งและแรงแผ่นดินไหวมีการหักล้างกัน ให้พิจารณาผลของน้ำหนักบรรทุกแนวตั้งจาก

$$Q_G = 0.9Q_D \quad (3.12)$$

โดยที่ Q_G คือ พหุคูณจากน้ำหนักบรรทุกแนวตั้งที่ใช้ในการออกแบบ

Q_D คือ ผลของน้ำหนักบรรทุกคงที่เพื่อการออกแบบ

Q_L คือ ผลของน้ำหนักบรรทุกจรเพื่อการออกแบบ

ตารางที่ 3.6 เกณฑ์การยอมรับเชิงตัวเลขสำหรับวิธีเชิงเส้นของคานคอนกรีตเสริมเหล็ก

กรณี	ตัวประกอบปรับแก้ความเหนียวของ ชิ้นส่วนโครงสร้าง (m)				
	ระดับสมรรถนะ				
	IO	LS	CP		
การวิบัติที่ควบคุมโดยการตัด					
$\frac{\rho - \rho'}{\rho_b}$	ประเภทเหล็กปลอก	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$			
≤ 0.0	C	≤ 0.25	3	6	7
≤ 0.0	C	≥ 0.5	2	3	4
≥ 0.5	C	≤ 0.25	2	3	4
≥ 0.5	C	≥ 0.5	2	2	3
≤ 0.0	NC	≤ 0.25	2	3	4
≤ 0.0	NC	≥ 0.5	1.25	2	3
≥ 0.5	NC	≤ 0.25	2	3	3
≥ 0.5	NC	≥ 0.5	1.25	2	2
การวิบัติที่ควบคุมโดยการเฉือน					
ระยะเรียงเหล็กปลอก $\leq 0.5d$			1.25	1.5	1.75
ระยะเรียงเหล็กปลอก $> 0.5d$			1.25	1.5	1.75

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ตารางที่ 3.7 เกณฑ์การยอมรับเชิงตัวเลขสำหรับวิธีเชิงเส้นของเสาคอนกรีตเสริมเหล็ก

กรณี	ตัวประกอบปรับแก้ความเหนียวของ ชิ้นส่วนโครงสร้าง (m)				
	ระดับสมรรถนะ				
	IO	LS	CP		
การวิบัติที่ควบคุมโดยการตัด					
$\frac{P}{A_g f'_c}$	$\rho = \frac{A_v}{b_w s}$				
≤ 0.1	≥ 0.006	2	2.5	3	
≥ 0.6	≥ 0.006	1.25	1.8	1.9	
≤ 0.1	≤ 0.002	2	2	2.6	
≥ 0.6	≤ 0.002	1.1	1.1	1.2	
การวิบัติที่ควบคุมโดยการตัดร่วมกับการเฉือน					
$\frac{\rho - \rho'}{\rho_b}$	$\rho = \frac{A_v}{b_w s}$	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$			
≤ 0.1	≥ 0.006	≤ 0.25	2	2.5	3
≤ 0.1	≥ 0.006	≥ 0.5	2	2	2.5
≥ 0.6	≥ 0.006	≤ 0.25	1.25	1.8	1.9
≥ 0.6	≥ 0.006	≥ 0.5	1.25	1.5	1.6
≤ 0.1	≤ 0.0005	≤ 0.25	1.2	1.3	1.4
≤ 0.1	≤ 0.0005	≥ 0.5	1	1	1.1
≥ 0.6	≤ 0.0005	≤ 0.25	1	1	1.1
≥ 0.6	≤ 0.0005	≥ 0.5	1	1	1
การวิบัติที่ควบคุมโดยการเฉือน					
$\frac{P}{A_g f'_c}$	$\rho = \frac{A_v}{b_w s}$				
≤ 0.1	≥ 0.006	1	1	1	
≥ 0.6	≥ 0.006	1	1	1	
≤ 0.1	≤ 0.002	1	1	1	
≥ 0.6	≤ 0.002	1	1	1	

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

3.5.2 ความเสียหายและเกณฑ์การยอมรับ สำหรับการประเมินด้วยวิธีไม่เชิงเส้น

ความเสียหายเนื่องจาก Deformation-Controlled Actions ที่เกิดขึ้นในชิ้นส่วนโครงสร้าง โดยอยู่ในช่วงไม่เชิงเส้นจะใช้ Plastic Rotation ที่เกิดขึ้นในตำแหน่งที่องค์อาคารมีหน่วยแรงอยู่ในช่วง Inelastic เพื่อแสดงค่าความเสียหายของชิ้นส่วน

ความเสียหายเนื่องจาก Force-Controlled Actions ที่วิเคราะห์ด้วยวิธีไม่เชิงเส้นในชิ้นส่วนโครงสร้าง มีรายละเอียดเช่นเดียวกับ การประเมินความเสียหายโดยวิธีเชิงเส้น

ในการสร้างแบบจำลองทางคณิตศาสตร์ของโครงสร้างที่สามารถพิจารณาพฤติกรรมแบบไม่เชิงเส้นของวัสดุ จำเป็นต้องกำหนดความสัมพันธ์ระหว่างแรงต้านทานและการเสียรูปเกินช่วงยืดหยุ่นเชิงเส้น และโปรแกรมคอมพิวเตอร์ที่ใช้ ต้องมีความสามารถในการวิเคราะห์แบบไม่เชิงเส้นได้ด้วย ซึ่งมีอยู่หลายโปรแกรม เช่น ETABS SAP2000 Perform3D ซึ่งสามารถทำการวิเคราะห์แบบแรงกระทำด้านข้าง (pushover analysis) ได้ และสามารถให้ผู้ใช้กำหนดเกณฑ์การยอมรับของการเสียรูปได้ด้วย โดยใช้สัญลักษณ์ IO LS และ CP ซึ่งโปรแกรมสามารถแสดงระดับสมรรถนะได้ด้วยสีที่แตกต่างกันเมื่อมีการเสียรูปอยู่ในแต่ละช่วง เกณฑ์การยอมรับของการเสียรูปของชิ้นส่วนที่มีพฤติกรรมควบคุมโดยการเสียรูป ตามตารางที่ 3.8 – 3.10

ตารางที่ 3.8 เกณฑ์การยอมรับเชิงตัวเลขสำหรับวิธีไม่เชิงเส้นของคานคอนกรีตเสริมเหล็ก

กรณี	เกณฑ์การยอมรับ				
	มุมหมุนพลาสติก (เรเดียน)				
	ระดับสมรรถนะ				
	IO	LS	CP		
การวิบัติที่ควบคุมโดยการตัด					
$\frac{\rho - \rho'}{\rho_b}$	ประเภทเหล็กปลอก	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f_c'}}$			
≤ 0.0	C	≤ 0.25	0.010	0.02	0.025
≤ 0.0	C	≥ 0.5	0.005	0.01	0.02
≥ 0.5	C	≤ 0.25	0.005	0.01	0.02
≥ 0.5	C	≥ 0.5	0.005	0.005	0.015
≤ 0.0	NC	≤ 0.25	0.005	0.01	0.02
≤ 0.0	NC	≥ 0.5	0.0015	0.005	0.01
≥ 0.5	NC	≤ 0.25	0.005	0.01	0.01
≥ 0.5	NC	≥ 0.5	0.0015	0.005	0.005
การวิบัติที่ควบคุมโดยการเฉือน					
	ระยะเรียงเหล็กปลอก $\leq 0.5d$		0.0015	0.0020	0.0030
	ระยะเรียงเหล็กปลอก $> 0.5d$		0.0015	0.0020	0.0030

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ตารางที่ 3.9 เกณฑ์การยอมรับเชิงตัวเลขสำหรับวิธีไม่เชิงเส้นของเสาคอนกรีตเสริมเหล็ก

กรณี		เกณฑ์การยอมรับ			
		มุ่มหมุนพลาสติก (เรเดียน)			
		ระดับสมรรถนะ			
		IO	LS	CP	
การวิบัติที่ควบคุมโดยการตัด					
$\frac{P}{A_g f'_c}$	$\rho = \frac{A_v}{b_w s}$				
≤ 0.1	≥ 0.006	0.005	0.026	0.035	
≥ 0.6	≥ 0.006	0.003	0.008	0.009	
≤ 0.1	$= 0.002$	0.005	0.020	0.027	
≥ 0.6	$= 0.002$	0.002	0.003	0.004	
การวิบัติที่ควบคุมโดยการตัดรวมกับการเฉือน					
$\frac{\rho - \rho'}{\rho_b}$	$\rho = \frac{A_v}{b_w s}$	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$			
≤ 0.1	≥ 0.006	≤ 0.25	0.005	0.024	0.032
≤ 0.1	≥ 0.006	≥ 0.5	0.005	0.019	0.025
≥ 0.6	≥ 0.006	≤ 0.25	0.003	0.008	0.009
≥ 0.6	≥ 0.006	≥ 0.5	0.003	0.006	0.007
≤ 0.1	≤ 0.0005	≤ 0.25	0.005	0.009	0.010
≤ 0.1	≤ 0.0005	≥ 0.5	0.004	0.005	0.005
≥ 0.6	≤ 0.0005	≤ 0.25	0.002	0.003	0.003
≥ 0.6	≤ 0.0005	≥ 0.5	0.0	0.0	0.0
การวิบัติที่ควบคุมโดยการเฉือน					
$\frac{P}{A_g f'_c}$	$\rho = \frac{A_v}{b_w s}$				
≤ 0.1	≥ 0.006	0.0	0.0	0.0	
≥ 0.6	≥ 0.006	0.0	0.0	0.0	
≤ 0.1	≤ 0.0005	0.0	0.0	0.0	
≥ 0.6	≤ 0.0005	0.0	0.0	0.0	

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ตารางที่ 3.10 เกณฑ์การยอมรับเชิงตัวเลขสำหรับวิธีไม่เชิงเส้นของโครงสร้างสำหรับกำแพงอิฐก่อ

$\beta = \frac{V_{fre}}{V_{ine}}$	$\frac{l_{in}}{h_{in}}$	เกณฑ์การยอมรับ	
		LS %	CP %
$0.3 \leq \beta \leq 0.7$	0.5	0.4	n.a.
	1.0	0.3	n.a.
	2.0	0.2	n.a.
$0.7 \leq \beta \leq 1.3$	0.5	0.8	n.a.
	1.0	0.6	n.a.
	2.0	0.4	n.a.
$\beta \geq 1.3$	0.5	1.1	n.a.
	1.0	0.9	n.a.
	2.0	0.7	n.a.

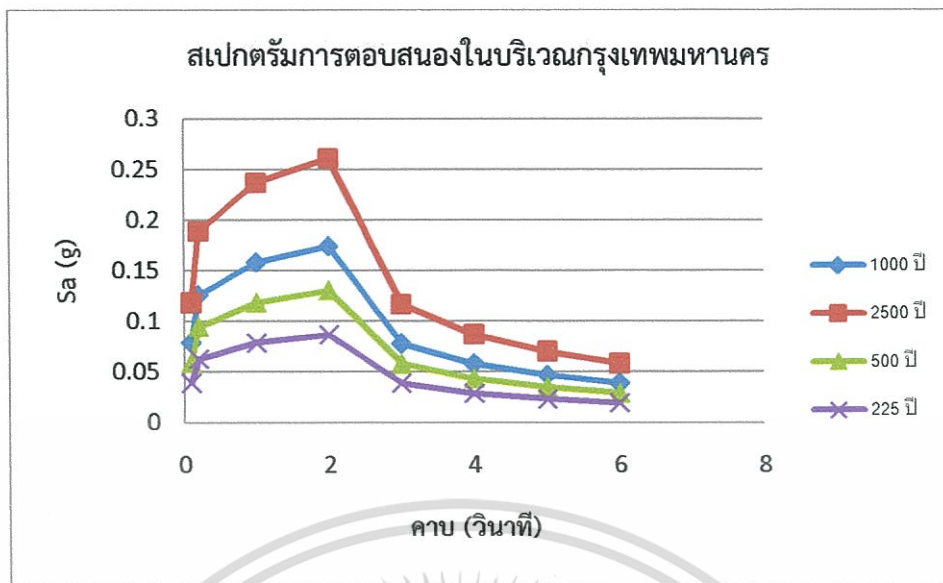
3.6 สเปกตรัมการตอบสนองที่ใช้ในการวิเคราะห์โครงสร้าง

ความรุนแรงของแผ่นดินไหวที่มักนำมาใช้ในการพิจารณาในการประเมินความต้านทานและระดับสมรรถนะของอาคาร มีดังนี้

1. ระดับความรุนแรงที่มีคาบการกลับประมาณ 2500 ปี (แผ่นดินไหว 2500 ปี) ซึ่งโอกาสเกิดแผ่นดินไหวรุนแรงกว่าระดับนี้ มีเพียงร้อยละ 2 ในช่วงเวลา 50 ปี
2. ระดับความรุนแรงที่มีคาบการกลับประมาณ 1000 ปี (แผ่นดินไหว 10000 ปี) ซึ่งโอกาสเกิดแผ่นดินไหวรุนแรงกว่าระดับนี้ มีเพียงร้อยละ 5 ในช่วงเวลา 50 ปี
3. ระดับความรุนแรงที่มีคาบการกลับประมาณ 500 ปี (แผ่นดินไหว 500 ปี) ซึ่งโอกาสเกิดแผ่นดินไหวรุนแรงกว่าระดับนี้ มีเพียงร้อยละ 10 ในช่วงเวลา 50 ปี
4. ระดับความรุนแรงที่มีคาบการกลับประมาณ 225 ปี (แผ่นดินไหว 225 ปี) ซึ่งโอกาสเกิดแผ่นดินไหวรุนแรงกว่าระดับนี้ มีเพียงร้อยละ 20 ในช่วงเวลา 50 ปี

ในการศึกษานี้ได้ทำการเลือกใช้สเปกตรัมการตอบสนองสำหรับการออกแบบในบริเวณกรุงเทพมหานครพื้นที่ ZONE 5 ที่มีอยู่ใน มยพ.1302-52 [25] โดยในมาตรฐานดังกล่าวนี้ ได้ให้ข้อมูลเกี่ยวกับแผ่นดินไหวรุนแรงสูงสุดที่พิจารณา (Maximum Considered Earthquake หรือ MCE) และได้กำหนดให้แผ่นดินไหวสำหรับการออกแบบ (Design Basis Earthquake หรือ DBE) มีค่าเท่ากับสองในสามของ MCE โดยนิยามแล้ว MCE คือ แผ่นดินไหว 2500 ปี และ DBE มีค่าโดยประมาณเทียบเท่าแผ่นดินไหว 1000 ปี สเปกตรัมการตอบสนองในบริเวณกรุงเทพมหานคร และระดับความรุนแรงของแผ่นดินไหว ถูกแสดงไว้ในรูปที่ 3.27

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 3.27 สเปกตรัมการตอบสนองในบริเวณกรุงเทพมหานครที่จะนำมาศึกษาและประเมินความต้านทานแผ่นดินไหว

จากรูปที่ 3.27 แสดงถึงสเปกตรัมการตอบสนองในบริเวณกรุงเทพมหานครโดยวิธีเชิงพลศาสตร์ สเปกตรัมการตอบสนองดังกล่าวมีกำหนดในมาตรฐาน มยผ.1302-52 [25] ซึ่งเป็นสเปกตรัมการตอบสนองสำหรับการออกแบบ (DBE) มีค่าประมาณเทียบเท่าแผ่นดินไหว 1000 ปี และทำการปรับความรุนแรงของแผ่นดินไหวตามข้อเสนอแนะของมาตรฐาน มยผ.1303-57 [1] ให้ได้เป็นแผ่นดินไหว 2500 ปี แผ่นดินไหว 500 ปี และ แผ่นดินไหว 225 ปี ค่าปรับความรุนแรงดังกล่าวมีค่า ดังนี้

- 1) แผ่นดินไหว 1000 ปี มีระดับความรุนแรงประมาณสองในสามของแผ่นดินไหว 2500 ปี (แผ่นดินไหว 2500 ปีมีค่า 1.5 เท่าของ แผ่นดินไหว 1000 ปี : scale factor 1.5)
- 2) แผ่นดินไหว 500 ปี มีระดับความรุนแรงประมาณหนึ่งในสองของแผ่นดินไหว 2500 ปี (แผ่นดินไหว 500 ปีมีค่า 0.75 เท่าของ แผ่นดินไหว 1000 ปี : scale factor 0.75)
- 3) แผ่นดินไหว 225 ปี มีระดับความรุนแรงประมาณหนึ่งในสามของแผ่นดินไหว 2500 ปี (แผ่นดินไหว 225 ปีมีค่า 0.5 เท่าของ แผ่นดินไหว 1000 ปี : scale factor 0.50)

ในการศึกษานี้ ได้เลือกใช้สเปกตรัมการตอบสนอง แผ่นดินไหว 1000 ปี สำหรับใช้ในการประเมินความต้านทานแผ่นดินไหวและระดับสมรรถนะของอาคาร

การวิเคราะห์ และ อภิปรายผล

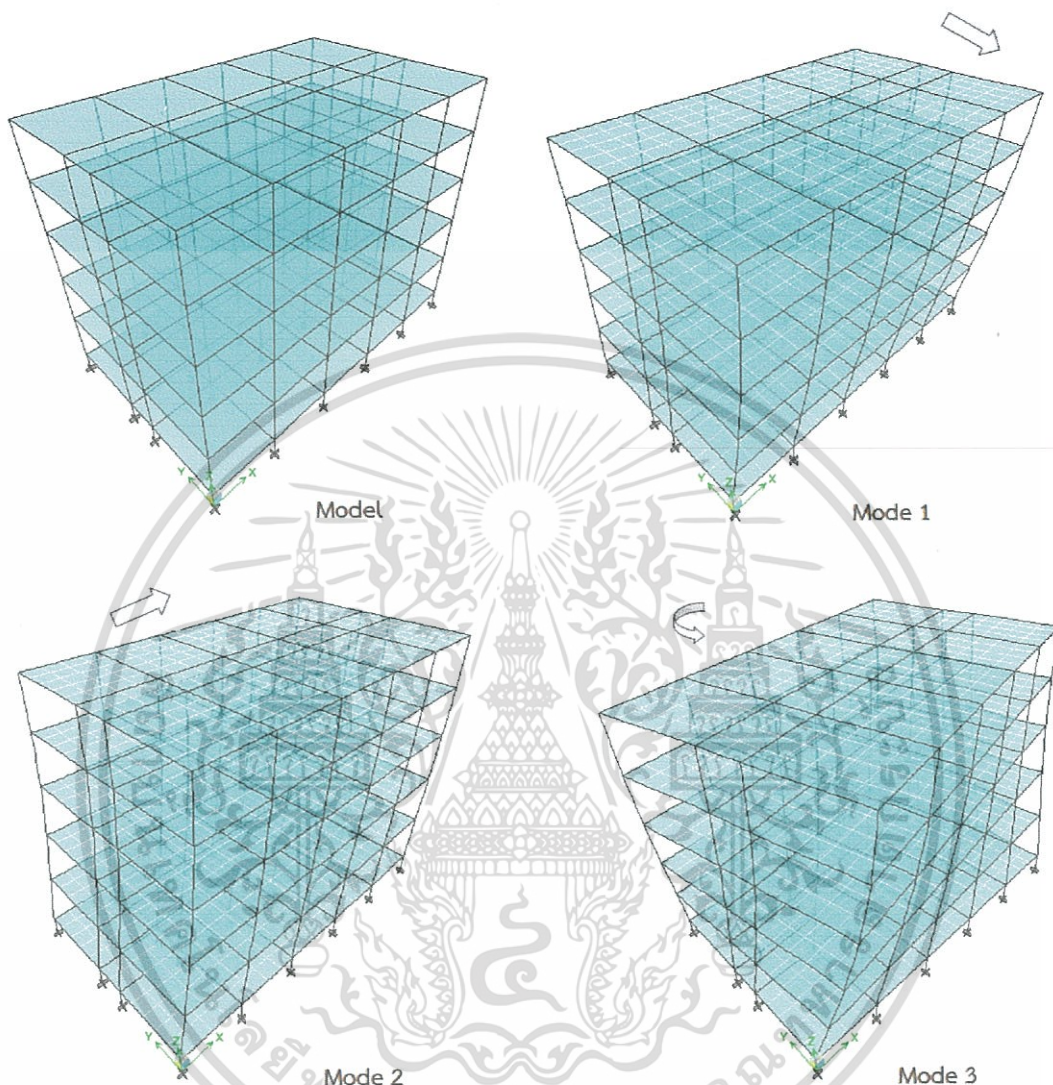
4.1 การวิเคราะห์พฤติกรรมการสั่นไหว

ในการศึกษานี้ได้พิจารณาถึงพฤติกรรมการสั่นไหวของโครงสร้าง โดยในเบื้องต้นได้ทำการสร้างแบบจำลองทางไฟไนต์เอลิเมนต์ด้วยโปรแกรมไฟไนต์เอลิเมนต์ที่สามารถแสดงถึงพฤติกรรมการรับแรงทางข้างได้อย่างถูกต้อง ทั้งนี้ได้คำนึงถึง คุณสมบัติของวัสดุ ความแข็งแรงเริ่มต้นขององค์อาคาร แบบจำลองกำแพงก่ออิฐและบันได รวมทั้งผลของ Rigid Zone Effect แบบจำลองที่ได้ทำการศึกษานั้น ประกอบไปด้วยกันทั้งสิ้น 6 แบบจำลอง ดังนี้

1. แบบจำลองที่ M1 : แบบจำลองโครงข้อแข็ง ที่มีได้พิจารณาผลของกำแพงอิฐก่อและบันได
2. แบบจำลองที่ M2 : แบบจำลองโครงข้อแข็ง ที่พิจารณาผลของกำแพงอิฐก่อ แต่ไม่ได้พิจารณาผลของบันได
3. แบบจำลองที่ M3A : แบบจำลองโครงข้อแข็ง ที่พิจารณาผลของบันได แต่ไม่ได้พิจารณาผลของกำแพงอิฐก่อ (อาคารหอพักอาศัยตัวอย่างรูปแบบที่ 1)
4. แบบจำลองที่ M4A : แบบจำลองโครงข้อแข็ง ที่พิจารณาผลของบันไดและผลของกำแพงอิฐก่อ (อาคารหอพักอาศัยตัวอย่างรูปแบบที่ 1)
5. แบบจำลองที่ M3B : แบบจำลองโครงข้อแข็ง ที่พิจารณาผลของบันได แต่ไม่ได้พิจารณาผลของกำแพงอิฐก่อ (อาคารหอพักอาศัยตัวอย่างรูปแบบที่ 2)
6. แบบจำลองที่ M4B : แบบจำลองโครงข้อแข็ง ที่พิจารณาผลของบันไดและผลของกำแพงอิฐก่อ (อาคารหอพักอาศัยตัวอย่างรูปแบบที่ 2)

โดยที่ แบบจำลองทั้ง 6 แบบนี้เป็นระบบโครงสร้างแบบโครงข้อแข็ง คาน-เสา ประกอบด้วยชิ้นส่วนคาน และ เสา ที่จำลองเป็น line element พื้นเป็นพื้นคอนกรีตเสริมเหล็กหล่อในที่โดยพิจารณาให้มีส่วนช่วยในการรับโมเมนต์ดัดของคานเล็กน้อย ซึ่งถูกจำลองเป็น shell element ส่วนบันไดเป็นบันไดคอนกรีตเสริมเหล็ก ซึ่งจำลองเป็น shell element สำหรับกำแพงอิฐก่อใช้แบบจำลอง equivalent diagonal compressive strut โดยให้เป็น line element และคิดถึงผลของกำแพงอิฐก่อแบบเต็มแผงเท่านั้นซึ่งเป็นผนังกำแพงที่ใช้กันห้อง ส่วนผนังอิฐก่อแบบไม่เต็มแผงจะไม่นำมาพิจารณา ขณะที่ฐานรองรับให้เป็นแบบยึดแน่น (Fixed Support) และ กำหนดให้โครงสร้างในแต่ละแบบจำลองวางตัวอยู่ในระบบแกน 3 มิติ คือ ในทิศทางแกน X เป็นด้านยาวของอาคาร , ในทิศทางแกน Y เป็นด้านสั้น (ด้านกว้าง) ของอาคาร และ แกน Z เป็นความสูงของอาคาร

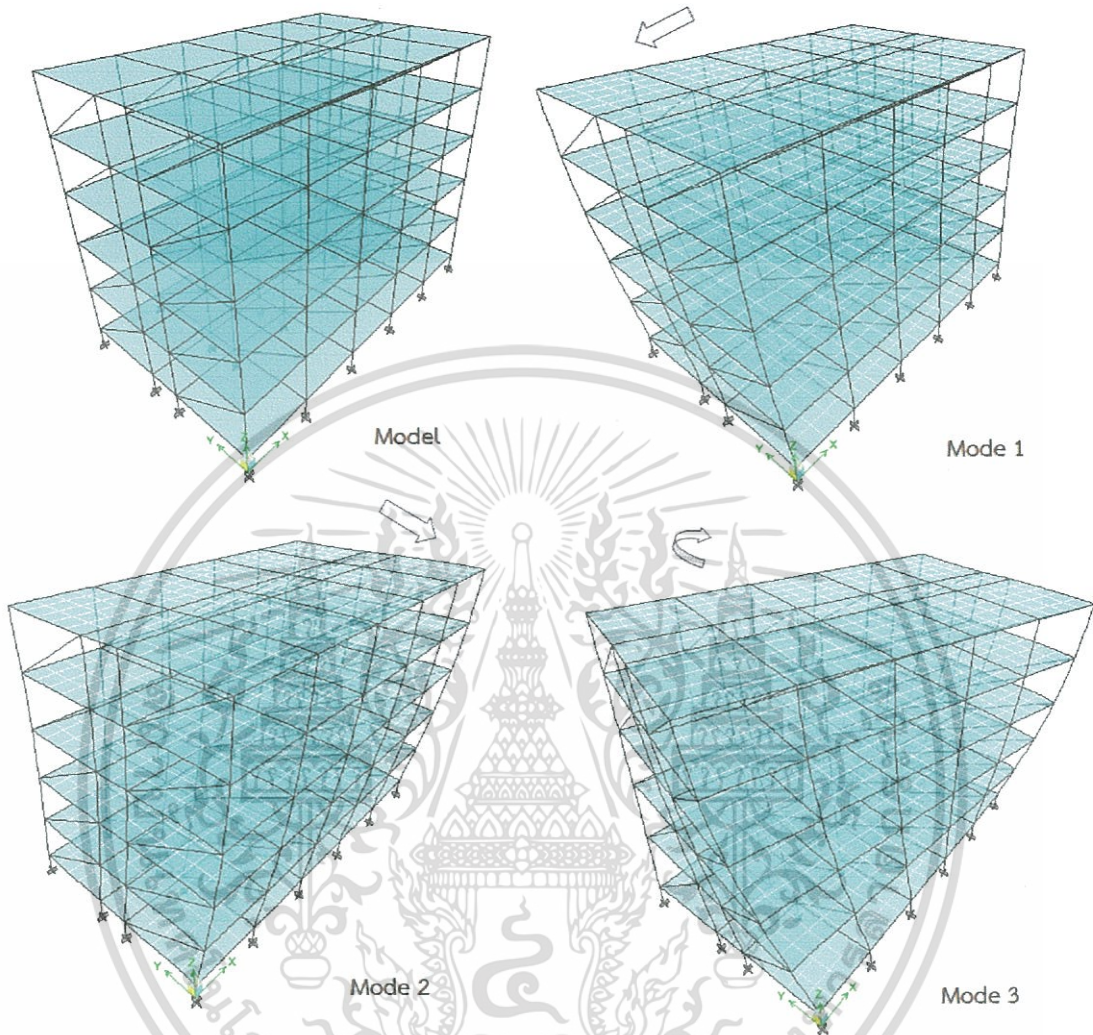
4.1.1 การวิเคราะห์พฤติกรรมการสั่นไหวของโครงสร้างโดยไม่ได้พิจารณาผลของกำแพงอิฐก่อและบันได (แบบจำลองที่ M1)



รูปที่ 4.1 พฤติกรรมการสั่นไหวของโครงสร้างโดยไม่ได้พิจารณาผลของกำแพงอิฐก่อและบันได (แบบจำลองที่ M1)

จากการวิเคราะห์พฤติกรรมการสั่นไหวของโครงสร้าง พบว่า โครงสร้างเกิดการสั่นไหวในทิศทาง Y เป็นหลักซึ่งแสดงด้วยโหมดที่ 1 เนื่องจากเป็นแกนที่โครงสร้างมีสติเฟนส์ที่น้อย ด้วยคาบการสั่น 1.192 วินาที จากนั้นเกิดการสั่นไหวในทิศทาง X ที่แสดงในโหมดที่ 2 ด้วยคาบการสั่น 1.159 วินาที และ เกิดการบิดตัวของโครงสร้างที่แสดงในโหมดที่ 3 ด้วยคาบการสั่น 1.043 วินาที รูปร่างการสั่นไหวของโครงสร้างสำหรับแบบจำลองที่ M1 แสดงดังในรูป 4.1

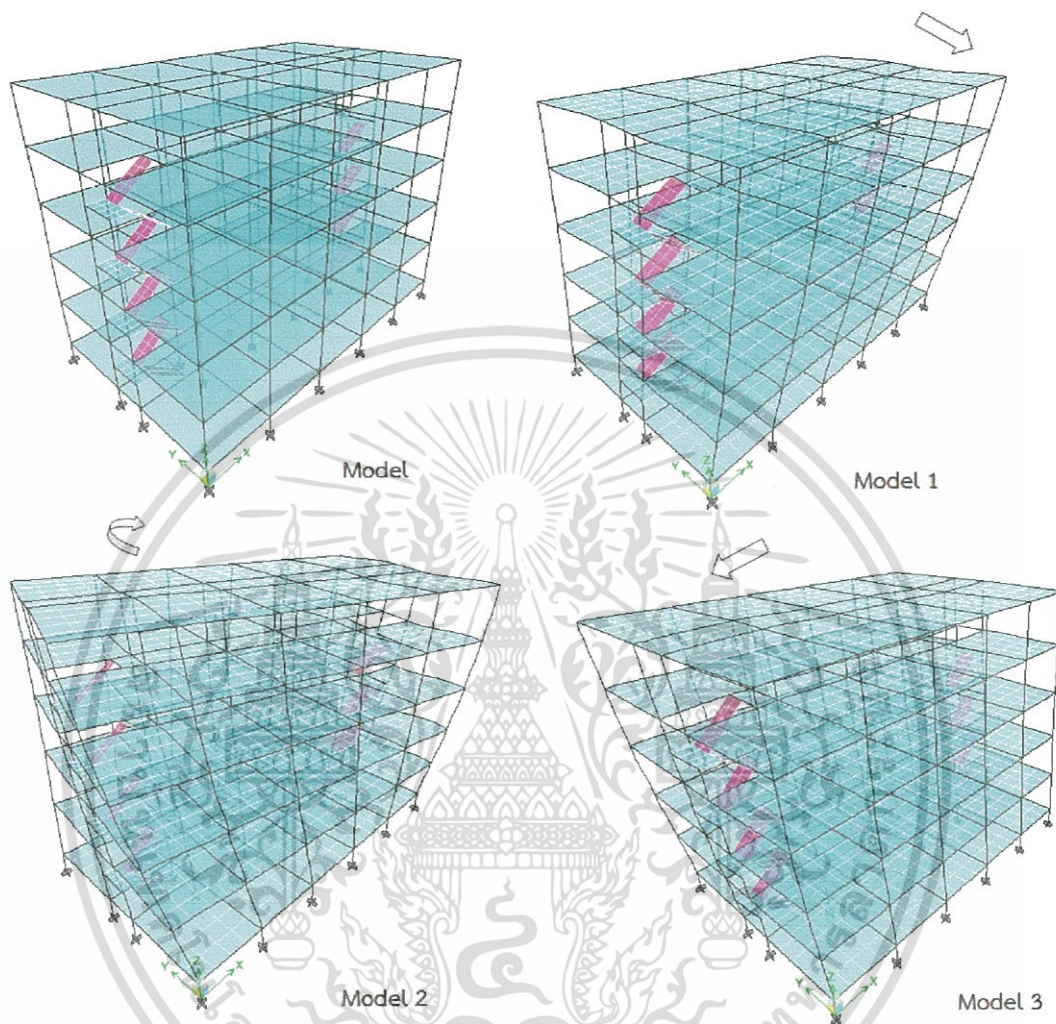
4.1.2 การวิเคราะห์พฤติกรรมการสั่นไหวของโครงสร้างโดยพิจารณาผลของกำแพงอิฐก่อ แต่ มิได้พิจารณาผลของบันได (แบบจำลองที่ M2)



รูปที่ 4.2 พฤติกรรมการสั่นไหวของโครงสร้างโดยพิจารณาผลของกำแพงอิฐก่อ แต่ มิได้พิจารณาผลของบันได (แบบจำลองที่ M2)

จากการวิเคราะห์พฤติกรรมการสั่นไหวของโครงสร้าง พบว่า โครงสร้างเกิดการสั่นไหวในทิศทาง X เป็นหลักซึ่งแสดงด้วยโหมดที่ 1 เนื่องจากเป็นแกนที่โครงสร้างมีสติเฟนสที่น้อย ด้วยคาบการสั่น 1.119 วินาที จากนั้นเกิดการสั่นไหวในทิศทาง Y ที่แสดงในโหมดที่ 2 ด้วยคาบการสั่น 0.565 วินาที และ เกิดการบิดตัวของโครงสร้างที่แสดงในโหมดที่ 3 ด้วยคาบการสั่น 0.557 วินาที รูปร่างการสั่นไหวของโครงสร้างสำหรับแบบจำลองที่ M2 แสดงดังในรูป 4.2

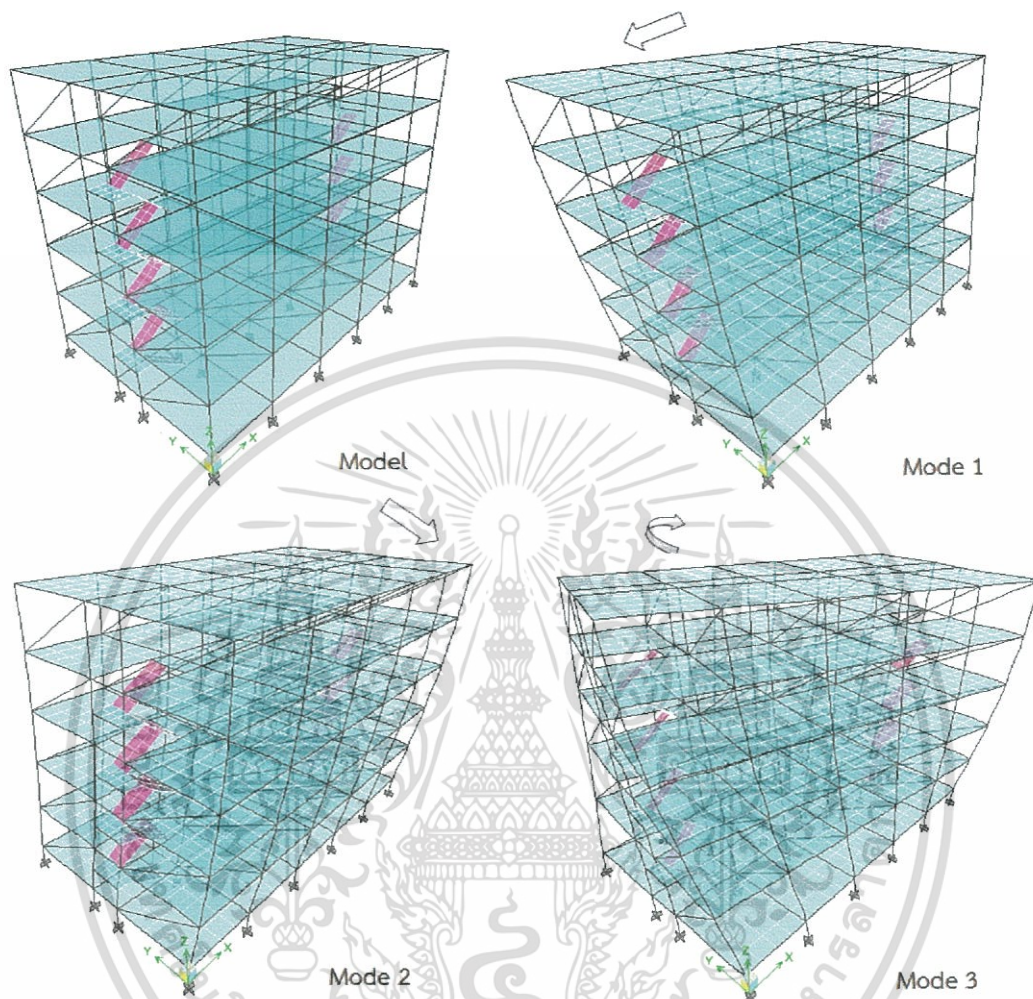
4.1.3 การวิเคราะห์พฤติกรรมการสั่นไหวของโครงสร้างโดยพิจารณาผลของบันได แต่ มิได้พิจารณาผลของกำแพงอิฐก่อ (อาคารตัวอย่างรูปแบบที่ 1) (แบบจำลองที่ M3A)



รูปที่ 4.3 พฤติกรรมการสั่นไหวของโครงสร้างโดยพิจารณาผลของบันได แต่ มิได้พิจารณาผล
ของกำแพงอิฐก่อ (อาคารตัวอย่างรูปแบบที่ 1) (แบบจำลองที่ M3A)

จากการวิเคราะห์พฤติกรรมการสั่นไหวของโครงสร้าง พบว่า โครงสร้างเกิดการสั่นไหวในทิศทาง Y เป็นหลักซึ่งแสดงด้วยโหมดที่ 1 เนื่องจากเป็นแกนที่โครงสร้างมีสติเฟนส์ที่น้อย ด้วยคาบการสั่น 1.041 วินาที จากนั้นเกิดการบิดตัวของโครงสร้างที่แสดงในโหมดที่ 2 ด้วยคาบการสั่น 0.896 วินาที และ เกิดการสั่นไหวในทิศทาง X ที่แสดงในโหมดที่ 3 ด้วยคาบการสั่น 0.845 วินาที รูปร่างการสั่นไหวของโครงสร้างสำหรับแบบจำลองที่ M3A แสดงดังในรูป 4.3

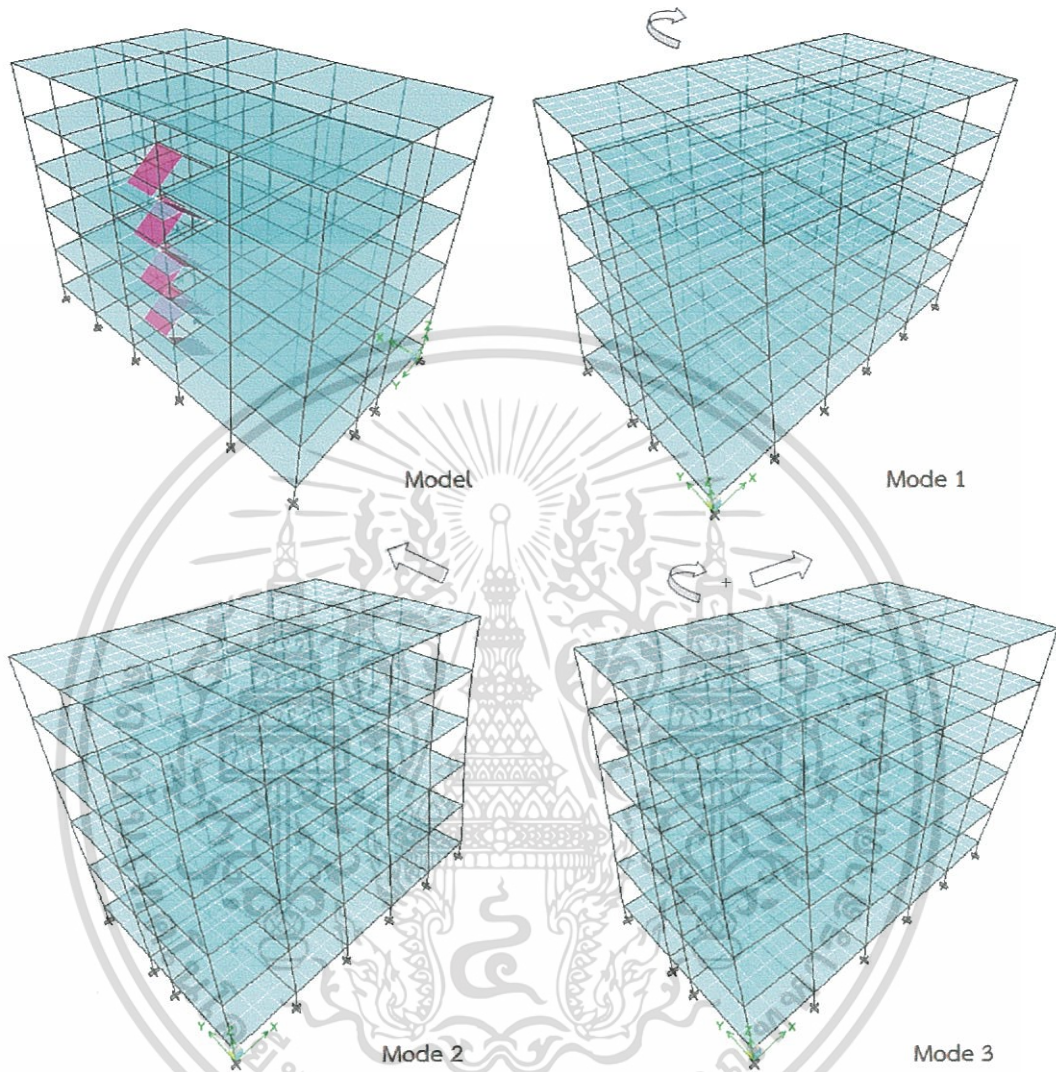
4.1.4 การวิเคราะห์พฤติกรรมการสั่นไหวของโครงสร้างโดยพิจารณาผลของกำแพงอิฐก่อและบันได (อาคารตัวอย่างรูปแบบที่ 1) (แบบจำลองที่ M4A)



รูปที่ 4.4 พฤติกรรมการสั่นไหวของโครงสร้างโดยพิจารณาผลของกำแพงอิฐก่อและบันได (อาคารตัวอย่างรูปแบบที่ 1) (แบบจำลองที่ M4A)

จากการวิเคราะห์พฤติกรรมการสั่นไหวของโครงสร้าง พบว่า โครงสร้างเกิดการสั่นไหวในทิศทาง X เป็นหลักซึ่งแสดงด้วยโหมดที่ 1 เนื่องจากเป็นแกนที่โครงสร้างมีสติเฟนส์ที่น้อย ด้วยคาบการสั่น 0.817 วินาที จากนั้นเกิดการสั่นไหวในทิศทาง Y ที่แสดงในโหมดที่ 2 ด้วยคาบการสั่น 0.542 วินาที และ เกิดการบิดตัวของโครงสร้างที่แสดงในโหมดที่ 3 ด้วยคาบการสั่น 0.526 วินาที รูปร่างการสั่นไหวของโครงสร้างสำหรับแบบจำลองที่ M4A แสดงดังในรูป 4.4

4.1.5 การวิเคราะห์พฤติกรรมการสั่นไหวของโครงสร้างโดยพิจารณาผลของบันได แต่ มิได้พิจารณาผลของกำแพงอิฐก่อ (อาคารตัวอย่างรูปแบบที่ 2) (แบบจำลองที่ M3B)

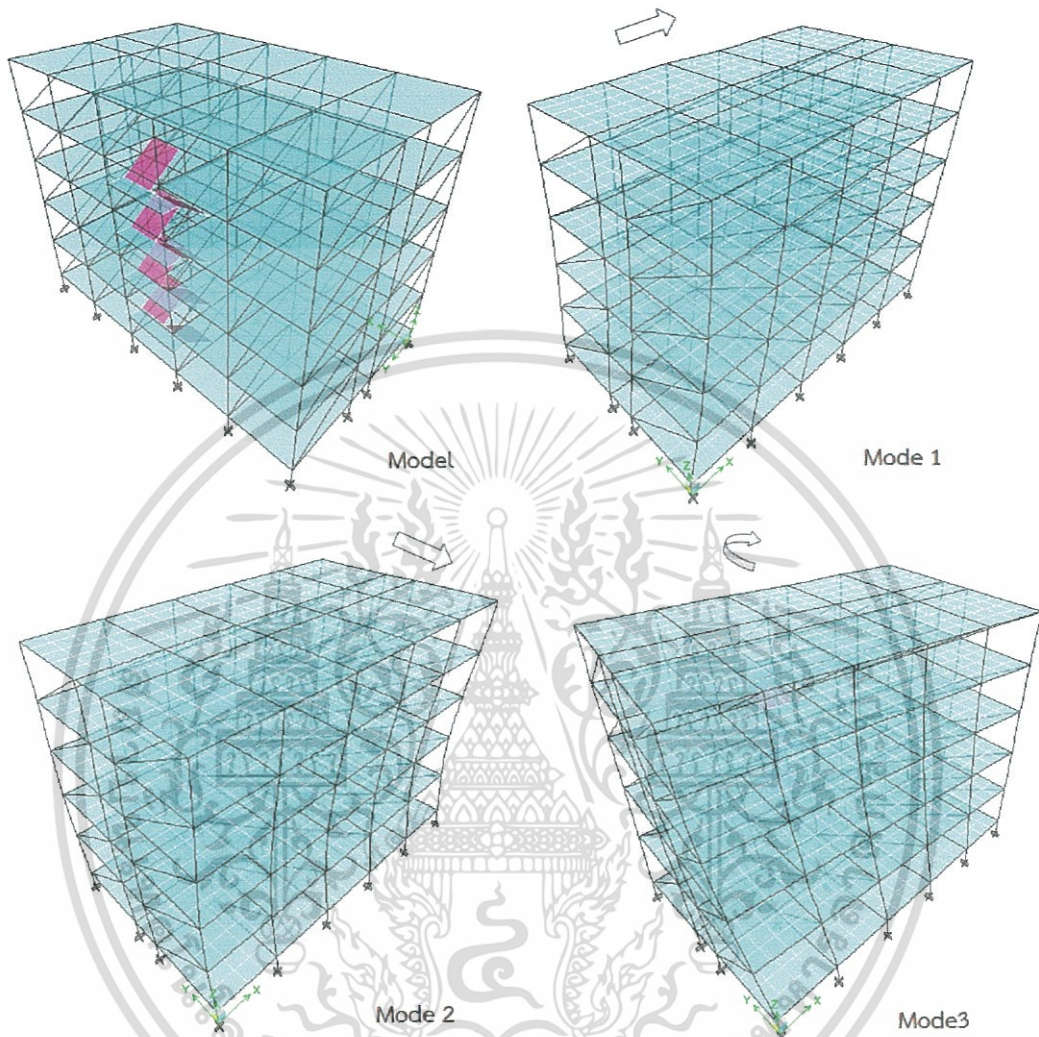


รูปที่ 4.5 พฤติกรรมการสั่นไหวของโครงสร้างโดยพิจารณาผลของบันได แต่ มิได้พิจารณาผลของกำแพงอิฐก่อ (อาคารตัวอย่างรูปแบบที่ 2) (แบบจำลองที่ M3B)

จากการวิเคราะห์พฤติกรรมการสั่นไหวของโครงสร้าง พบว่า โครงสร้างเกิดการบิดตัวซึ่งแสดงด้วยโหมดที่ 1 ด้วยคาบการสั่น 1.072 วินาที จากนั้นเกิดการสั่นไหวในทิศทาง Y ที่แสดงในโหมดที่ 2 ด้วยคาบการสั่น 1.045 วินาที และ เกิดการบิดตัวของโครงสร้างอีกครั้ง ที่แสดงในโหมดที่ 3 ด้วยคาบการสั่น 0.923 วินาที รูปร่างการสั่นไหวของโครงสร้างสำหรับแบบจำลองที่ M3B แสดงดังในรูป 4.5 ทั้งนี้ เมื่อไม่พิจารณาถึงการบิดตัวของโครงสร้าง ทำให้ได้รูปร่างการสั่นไหวในทิศทาง X โดยมีค่าคาบธรรมชาติเป็น 0.981 วินาที

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

4.1.6 การวิเคราะห์พฤติกรรมการสั่นไหวของโครงสร้างโดยพิจารณาผลของกำแพงอิฐก่อและบันได (อาคารตัวอย่างรูปแบบที่ 2) (แบบจำลองที่ M4B)



รูปที่ 4.6 พฤติกรรมการสั่นไหวของโครงสร้างโดยพิจารณาผลของกำแพงอิฐก่อและบันได (อาคารตัวอย่างรูปแบบที่ 2) (แบบจำลองที่ M4B)

จากการวิเคราะห์พฤติกรรมการสั่นไหวของโครงสร้าง พบว่า โครงสร้างเกิดการสั่นไหวในทิศทาง X เป็นหลักซึ่งแสดงด้วยโหมดที่ 1 เนื่องจากเป็นแกนที่โครงสร้างมีสติฟเนสที่น้อย ด้วยคาบการสั่น 0.950 วินาที จากนั้นเกิดการสั่นไหวในทิศทาง Y ที่แสดงในโหมดที่ 2 ด้วยคาบการสั่น 0.552 วินาที และ เกิดการบิดตัวของโครงสร้างที่แสดงในโหมดที่ 3 ด้วยคาบการสั่น 0.548 วินาที รูปร่างการสั่นไหวของโครงสร้างสำหรับแบบจำลองที่ M4B แสดงดังในรูป 4.6

ในตารางที่ 4.1 แสดงถึงการสรุปค่าคาบธรรมชาติของการสั่นไหวของแต่ละแบบจำลองในทิศทาง X และ Y โดยแสดงค่าเฉพาะในโหมดแรกซึ่งถือเป็นโหมดพื้นฐานของการสั่นไหว (Fundamental Mode) ที่ได้จากการวิเคราะห์แบบค่าลักษณะเฉพาะ (eigenvalue analysis) ด้วยโปรแกรมไฟไนต์เอลิเมนต์

ตารางที่ 4.1 ค่าคาบธรรมชาติของการสั่นไหวในทิศทาง X และทิศทาง Y

แบบจำลองที่	คาบธรรมชาติในทิศทาง X (วินาที)	คาบธรรมชาติในทิศทาง Y (วินาที)
M1	1.159	1.192
M2	1.119	0.565
M3A	0.845	1.041
M3B	0.981	1.045
M4A	0.817	0.542
M4B	0.950	0.552

4.1.7 การเปรียบเทียบพฤติกรรมสั่นไหวของโครงสร้าง

1. ผลของกำแพงอิฐก่อ

จากการวิเคราะห์การสั่นไหวของโครงสร้างโดยไม่ได้พิจารณาผลของกำแพงอิฐก่อ (แบบจำลองที่ M1) และ พิจารณาผลของกำแพงอิฐก่อ (แบบจำลองที่ M2) ถูกแสดงไว้ในตารางที่ 4.2

ตารางที่ 4.2 ค่าคาบการสั่นไหวที่ลดลง (%) และสติฟเนสที่เพิ่มขึ้นในการพิจารณากำแพงอิฐก่อ

แบบจำลอง	คาบการสั่นทิศทาง X (วินาที)	คาบการสั่นทิศทาง Y (วินาที)
M1	1.159	1.192
M2	1.119	0.565
ค่าคาบที่ลด (%)	3.45	52.6

จากตารางที่ 4.2 พบว่า กำแพงอิฐก่อทำให้คาบการสั่นในทิศทางแกน Y ลดไปถึง 52.6 % นอกจากนี้ ผลของกำแพงอิฐก่อมีส่วนช่วยในการเพิ่มสติฟเนสให้กับระบบโครงสร้างในทิศทางแกน Y ซึ่งถือเป็นแกนอ่อนของโครงสร้าง ทำให้ระบบโครงสร้างในทิศทางแกน Y มีความแข็งแรงขึ้น

2. ผลของบันได (และกำแพงอิฐก่อ) ของอาคารตัวอย่างแบบที่ 1

จากการวิเคราะห์การสั่นไหวของโครงสร้างโดยไม่ได้พิจารณาผลของกำแพงอิฐก่อ และ บันได (แบบจำลองที่ M1) และ พิจารณาผลของบันได แต่ไม่ได้พิจารณาผลของกำแพงอิฐก่อ (แบบจำลองที่ M3A) ถูกแสดงไว้ในตารางที่ 4.3

ตารางที่ 4.3 ค่าคาบการสั่นไหวที่ลดลง (%) และสติฟเนสที่เพิ่มขึ้นในการพิจารณาผลของบันได แต่ไม่ได้พิจารณาผลของกำแพงอิฐก่อ ของอาคารตัวอย่างแบบที่ 1

แบบจำลอง	คาบการสั่นทิศทาง X (วินาที)	คาบการสั่นทิศทาง Y (วินาที)
M1	1.159	1.192
M3A	0.845	1.041
ค่าคาบที่ลด (%)	27.09	12.67

จากตารางที่ 4.3 พบว่า บันไดที่วางตัวอยู่ในส่วนของทางเดินนั้นทำให้คาบการสั่นไหวในทิศทางแกน X และ Y ลดไป 27.09 % และ 12.67 % ตามลำดับ นอกจากนี้ ผลของบันไดดังกล่าวจะช่วยเพิ่มสติฟเนสให้กับระบบโครงสร้างในทิศทางแกน X ทั้งนี้เป็นเพราะว่า บันไดที่วางตัวอยู่ในส่วนของทางเดินนั้นเปรียบเสมือนค้ำยัน (bracing) ให้กับโครงสร้างในทิศทางแกน X จึงทำให้โครงสร้างมีความแข็งแรงขึ้น

ทั้งนี้ เมื่อพิจารณาผลของกำแพงอิฐก่อร่วมด้วย (แบบจำลองที่ M4A) ผลการวิเคราะห์ถูกแสดงในตารางที่ 4.4

ตารางที่ 4.4 ค่าคาบการสั่นไหวที่ลดลง (%) ในการพิจารณาผลของกำแพงอิฐก่อและบันไดของอาคารตัวอย่างแบบที่ 1

แบบจำลอง	คาบการสั่นทิศทาง X (วินาที)	คาบการสั่นทิศทาง Y (วินาที)
M1	1.159	1.192
M4A	0.817	0.542
ค่าคาบที่ลด (%)	29.51	54.53

จากตารางที่ 4.4 พบว่า ผลของการวิเคราะห์โดยพิจารณาผลของกำแพงอิฐก่อและบันไดทำให้ค่าคาบการสั่นไหวในทิศทางแกน X และ Y ลดลงไป 29.51 % และ 54.53 % จากการที่มีได้พิจารณาผลของกำแพงอิฐก่อและบันได ตามลำดับ

3. ผลของบันได (และกำแพงอิฐก่อ) ของอาคารตัวอย่างแบบที่ 2

จากการวิเคราะห์การสั่นไหวของโครงสร้างโดยไม่ได้พิจารณาผลของกำแพงอิฐก่อ และ บันได (แบบจำลองที่ M1) และ พิจารณาผลของบันได แต่ไม่ได้พิจารณาผลของกำแพงอิฐก่อ (แบบจำลองที่ M3B) ถูกแสดงไว้ในตารางที่ 4.5

ตารางที่ 4.5 ค่าคาบการสั่นไหวที่ลดลง (%) และสถิติเฟสที่เพิ่มขึ้นในการพิจารณาผลของบันได แต่ไม่ได้พิจารณาผลของกำแพงอิฐก่อ ของอาคารตัวอย่างแบบที่ 2

แบบจำลอง	คาบการสั่นทิศทาง X (วินาที)	คาบการสั่นทิศทาง Y (วินาที)
M1	1.159	1.192
M3B	0.981	1.045
ค่าคาบที่ลด (%)	15.36	12.33

จากตารางที่ 4.5 พบว่า บันไดที่วางตัวอยู่ระหว่างห้องพักส่งผลกระทบต่อการวิเคราะห์การสั่นไหวในทิศทางแกน X หรือในทิศทางแกน Y เนื่องจากการลดลงด้วยค่าคาบการสั่นไหวที่ไม่ได้พิจารณาผลของบันไดลดลง 15.36 % และ 12.33% ในทิศทางแกน X และ Y ตามลำดับ

นอกจากนี้ บันไดที่วางตัวอยู่ระหว่างห้องพักจะทำให้โครงสร้างเกิดความไม่สมมาตร ส่งผลให้โครงสร้างเกิดการบิดตัวเป็นหลัก โดยในแบบจำลองที่ M3B โครงสร้างจะเกิดการบิดตัวในโหมดที่ 1 ($T = 1.072$ วินาที) และในโหมดที่ 3 ($T = 0.923$ วินาที) ซึ่งจะเห็นได้ชัดว่า ในการวิเคราะห์การสั่นไหวของโครงสร้างที่พิจารณาถึงผลของบันไดจะพบความอ่อนแอของโครงสร้างในแง่ของการบิดตัวเป็นหลัก ซึ่งถือเป็นจุดแรกของการพังทลาย และมีผลมากกว่าการที่ไม่พิจารณาผลของบันได (แบบจำลองที่ M1) เพราะโครงสร้างที่ไม่ได้พิจารณาผลของบันได จะเกิดการพังทลายในด้านที่อ่อนของโครงสร้าง นั่นคือ ระบบโครงสร้างในทิศทางแกน Y มีใช้การบิดตัว

ทั้งนี้ เมื่อพิจารณาผลของกำแพงอิฐก่อร่วมด้วย (แบบจำลองที่ M4A) ผลการวิเคราะห์ถูกแสดงในตารางที่ 4.6

ตารางที่ 4.6 ค่าคาบการสั่นไหวที่ลดลง (%) ในการพิจารณากำแพงอิฐก่อและบันไดของอาคาร ตัวอย่างแบบที่ 2

แบบจำลอง	คาบการสั่นทิศทาง X (วินาที)	คาบการสั่นทิศทาง Y (วินาที)
M1	1.159	1.192
M4B	0.950	0.552
ค่าคาบที่ลด (%)	18.03	53.69

จากตารางที่ 4.6 พบว่า ผลของการวิเคราะห์โดยพิจารณาผลของกำแพงอิฐก่อและบันไดทำให้ค่าคาบการสั่นไหวในทิศทางแกน X และ Y ลดลงไป 18.03 % และ 53.69 % จากการที่มีได้พิจารณาผลของกำแพงอิฐก่อและบันได ตามลำดับ

4.2 การวิเคราะห์และประเมินโครงสร้างด้วยวิธีสถิตย์เชิงเส้น

ในการวิเคราะห์และประเมินโครงสร้างด้านทานแรงแผ่นดินไหวแบบวิธีแรงสถิตย์เชิงเส้นได้เลือกใช้วิธีแรงสถิตย์เทียบเท่า (Equivalent Statics Force Method) โดยที่สิ่งสำคัญที่สุดของวิธีนี้คือการคำนวณหาแรงเฉือนที่ฐานอาคาร (Seismic Base Shear) ที่เกิดจากแผ่นดินไหวที่กำหนดไว้ในมาตรฐาน จากนั้นจึงกระจายแรงไปยังชั้นต่างๆ ของอาคารซึ่งถือเป็นแรงสถิตย์เทียบเท่า

ในการศึกษานี้ได้เลือกใช้ค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมในบริเวณกรุงเทพมหานคร (Zone 5) ที่มีอยู่ในมาตรฐาน มยพ.1302-52 [25] ซึ่งสเปกตรัมการตอบสนองดังกล่าวมีระดับความรุนแรงที่มีคาบการกลับประมาณ 1000 ปี (แผ่นดินไหว 1000 ปี) ซึ่งโอกาสเกิดแผ่นดินไหวรุนแรงกว่าระดับนี้มีเพียงร้อยละ 5 ในช่วงเวลา 50 ปี ทั้งนี้ ค่าคาบธรรมชาติการสั่นไหวของโครงสร้างเลือกใช้ค่าคาบธรรมชาติที่คำนวณได้จากวิธีการหาค่าลักษณะเฉพาะ (eigenvalue analysis) โดยโปรแกรมคอมพิวเตอร์ โดยเลือกใช้ค่าคาบธรรมชาติจากแบบจำลองที่ M1 ซึ่งถือเป็นแบบจำลองพื้นฐาน (Fundamental Structure) ที่ไม่ได้คำนึงถึงผลของกำแพงอิฐก่อและบันไดคอนกรีตเสริมเหล็ก และใช้ค่าคาบธรรมชาติดังกล่าวนี้เป็นตัวแทนในการหาค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัม (S_d) เพื่อคำนวณหาแรงเฉือนที่ฐานอาคาร และกระจายแรงเฉือนที่ฐานอาคารเป็นแรงกระทำทางข้างที่ใช้ในการประเมินระดับสมรรถนะของโครงสร้าง ในทุกๆ แบบจำลองต่อไป

ค่าตัวแปรสำหรับการคำนวณแรงเฉือนที่ฐานอาคาร และ แรงกระทำทางข้างในแต่ละระดับชั้นของอาคารที่ใช้ในการประเมินระดับสมรรถนะของโครงสร้างถูกแสดงไว้ในตารางที่ 4.7 และ 4.8 ตามลำดับ

ตารางที่ 4.7 ค่าตัวแปรสำหรับการคำนวณหาแรงเฉือนที่ฐานอาคาร $V = C_1 C_2 C_m S_a W$

ทิศทาง	T (วินาที)	C_1	C_2	C_m	S_a (g)	V (KN)
X	1.159	1.00	1.00	1.00	0.160	1648
Y	1.192	1.00	1.00	1.00	0.161	1648

หมายเหตุ : ค่าตัวแปร $C_1 = 1$, $C_2 = 1$ และ $C_m = 1$ เพราะค่าคาบการสั่นไหวมีค่ามากกว่า 1.00 วินาที , 0.70 วินาที และ 1.00 วินาที ตามลำดับ

ตารางที่ 4.8 แรงกระทำทางข้างในแต่ละระดับชั้นที่ใช้ในการประเมินระดับสมรรถนะของโครงสร้าง

ระดับชั้น	น้ำหนักประสิทธิผล (W) (kN)	แรงกระทำทางข้างเทียบ (kN)		แรงแผ่นดินไหวออกแบบ (R = 5) (kN)
		ทิศทาง X	ทิศทาง Y	
roof	1,423	507.94	511.05	90.53
5	1,764	477.77	479.05	91.18
4	1,764	337.08	336.52	70.14
3	1,764	209.79	208.22	49.10
2	1,764	99.69	98.04	28.06
1	1,757	15.72	15.11	6.99
SUM	10,236	1,648	1,648	336

จากตารางที่ 4.8 จะเห็นได้ว่า แรงแผ่นดินไหวที่ใช้ในการประเมินระดับสมรรถนะของโครงสร้าง ($V = C_1 C_2 C_m S_a W$) จะมีค่ามากกว่าแรงแผ่นดินไหวที่ใช้ออกแบบ ($V = \left(\frac{S_a I}{R}\right) W$) ค่อนข้างมากอย่างเห็นได้ชัด เพราะว่า แรงเฉือนที่ฐานอาคารสำหรับการออกแบบได้จากแรงแบบอีลาสติกที่ลดทอนด้วยค่าตัวประกอบปรับผลตอบสนอง (R) ทำให้มีค่าต่ำกว่าแรงแบบอีลาสติก ($S_a W$) ขณะที่แรงเฉือนที่ฐานอาคารสำหรับการประเมินอาคารนั้นเป็นแรงที่ทำให้ได้ค่าการเสียรูปของโครงสร้างเท่ากับ (หรือใกล้เคียงกับ) ค่าที่มีการตอบสนองแบบอินอีลาสติก

ในการวิเคราะห์ได้ทำการวิเคราะห์โครงสร้างภายใต้น้ำหนักบรรทุกเนื่องจากแรงในแนวดิ่ง (น้ำหนักบรรทุกคงที่ (DL) , น้ำหนักบรรทุกคงที่เพิ่มเติม (SDL) และน้ำหนักบรรทุกจรประสิทธิผล (0.45LL)) และแรงกระทำทางข้างเนื่องจากแรงแผ่นดินไหว โดยให้กระทำที่ละทิศทางไม่พร้อมกัน (แผ่นดินไหวทิศทาง $\pm x : \pm EX$, แผ่นดินไหวทิศทาง $\pm y : \pm Ey$) และให้แรงกระทำที่ตำแหน่งศูนย์กลางมวล (center of mass) ไม่คิดผลของการเยื้องศูนย์แต่อย่างใด

เมื่อทำการวิเคราะห์โครงสร้างแล้ว ทำให้เกิดการเสียรูปของอาคารและแรงภายในในแต่ละชั้นส่วน นำการเสียรูปของอาคารไปคำนวณเปอร์เซ็นต์ของการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้น และนำไปเปรียบเทียบกับค่าเปอร์เซ็นต์ของการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นที่กำหนดไว้ในมาตรฐาน

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ASCE-41-2013 นำแรงภายในในแต่ละชั้นส่วนของอาคารไปทำการวิเคราะห์หาค่า component demand หรือ m-factor และนำไปเปรียบเทียบกับระดับความเสียหายที่ยอมให้ที่กำหนดไว้ในมาตรฐาน ASCE-41-2013 โดยที่ค่า m-factor หาได้จาก $mkQ_{CE} \geq Q_{UD}$ และทำการตรวจสอบความเสียหายเนื่องจาก Force-Controlled actions ซึ่งพิจารณาจาก $kQ_{CL} \geq Q_{UF}$ โดยในการประเมินระดับสมรรถนะใช้ค่าตัวประกอบความเชื่อมั่นของข้อมูล (k) = 0.75

4.2.1 การวิเคราะห์และประเมินระดับสมรรถนะของโครงสร้างภายใต้แรงแผ่นดินไหว โดยไม่ได้พิจารณาผลของกำแพงอิฐก่อและบันได (แบบจำลองที่ M1)

การเคลื่อนที่ของโครงสร้างและค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ในแต่ละระดับชั้น

เมื่อทำการวิเคราะห์โครงสร้างภายใต้น้ำหนักบรรทุกทุกในแนวดิ่งและแรงทางข้างแล้ว พบว่าการเคลื่อนที่ของโครงสร้างในทิศทางแกน X สูงสุดมีค่า 10.12 cm. และค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ในทิศทางแกน X มีค่า 0.875 % ซึ่งเกิดขึ้นที่ชั้น 3 ขณะที่การเคลื่อนที่ของโครงสร้างในทิศทางแกน Y สูงสุดมีค่า 10.84 cm. และค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ในทิศทางแกน Y มีค่า 0.930% ซึ่งเกิดขึ้นที่ชั้น 3 เช่นเดียวกัน ค่าการเคลื่อนที่ของโครงสร้าง และ การเคลื่อนที่สัมพัทธ์ในทิศทางแกน X และ Y ถูกแสดงไว้ในตารางที่ 4.9

ตารางที่ 4.9 การเคลื่อนที่ของโครงสร้าง และ ค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ในทิศทางแกน X และ Y (แบบจำลองที่ M1)

ชั้น	ระดับความสูง (m.)	ทิศทางแกน X		ทิศทางแกน Y	
		Displacement (cm.)	% story drift	Displacement (cm.)	% story drift
Roof	15	10.12	0.307	10.84	0.315
Story 5	12	9.20	0.568	9.79	0.622
Story 4	9	7.50	0.761	7.92	0.819
Story 3	6	5.22	0.875	5.47	0.930
Story 2	3	2.59	0.813	2.68	0.841
Story 1	0	0.15	0.152	0.15	0.154
หลังฐานราก	-1	0.00	0.000	0.00	0.000

จากตารางที่ 4.9 พบว่าค่าเปอร์เซ็นต์การเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นสูงสุด มีค่าไม่เกินกว่าค่าที่ยอมให้ที่ระดับสมรรถนะเข้าใช้สอยได้ทันที (IO) ระดับสมรรถนะปลอดภัยต่อชีวิต (LS) และระดับสมรรถนะป้องกันการพังทลาย (CP) นั่นคือ 1% 2% และ 4% ตามลำดับ

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

การประเมินชิ้นส่วนคาน

จากผลการวิเคราะห์แรงภายในที่เกิดขึ้นในคาน ได้นำมาใช้ในการประเมินระดับความเสียหาย ซึ่งผลของการประเมินระดับความเสียหายของคาน ถูกแสดงไว้ในตารางที่ 4.10 – 4.13 และรูปที่ 4.7

ในตารางที่ 4.10 – 4.11 เป็นการประเมินความเสียหายของคานสำหรับโครงข้อแข็งที่ 1 , 2 , 3 และ 4 พบว่า คานมีกำลังต้านทานการดัดที่เพียงพอต่อระดับสมรรถนะเข้าใช้สอยได้ทันที (ผ่านเกณฑ์ IO) ในชั้นที่ 1 และ ชั้นที่ 3 ถึงหลังคา ขณะที่ชั้น 2 พบว่า คานมีความเสียหายในระดับ IO-LS สำหรับในตารางที่ 4.12 – 4.13 เป็นการประเมินความเสียหายของคานสำหรับโครงข้อแข็งที่ A , B , C , D , E และ F พบว่า คานมีกำลังต้านทานการดัดที่เพียงพอต่อระดับสมรรถนะเข้าใช้สอยได้ทันที (ผ่านเกณฑ์ IO) ในทุกๆ ระดับชั้น

ตารางที่ 4.10 ผลการประเมินความเสียหายของคานที่มีค่า m (m-factor) สูงสุดในแต่ละชั้น (สำหรับวิธีสถิติเชิงเส้น) ของโครงข้อแข็งที่ 1 และ 4 (แบบจำลองที่ M1)

ชั้น	V (kN)	M (kN.m)	Mn (kN.m)		$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$	$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$	m-factor	Damage Level		
			Mn (+)	Mn (-)				IO	LS	CP
Roof	25	28	80	80	0.0562	0.00	0.47	2	3	4
5	44	64	80	80	0.1017	0.00	1.06	2	3	4
4	61	94	80	80	0.1401	0.00	1.56	2	3	4
3	72	114	80	80	0.1659	0.00	1.90	2	3	4
2	78	123	80	80	0.1787	0.00	2.05	2	3	4
1	48	64	80	80	0.1093	0.00	1.07	2	3	4

ตารางที่ 4.11 ผลการประเมินความเสียหายของคานที่มีค่า m (m-factor) สูงสุดในแต่ละชั้น (สำหรับวิธีสถิติเชิงเส้น) ของโครงข้อแข็งที่ 2 และ 3 (แบบจำลองที่ M1)

ชั้น	V (kN)	M (kN.m)	Mn (kN.m)		$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$	$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$	m-factor	Damage Level		
			Mn (+)	Mn (-)				IO	LS	CP
Roof	31	33	80	80	0.0710	0.00	0.55	2	3	4
5	52	67	80	80	0.1181	0.00	1.12	2	3	4
4	69	97	80	80	0.1574	0.00	1.61	2	3	4
3	80	117	80	80	0.1840	0.00	1.95	2	3	4
2	86	125	80	80	0.1976	0.00	2.09	2	3	4
1	56	69	80	80	0.1282	0.00	1.15	2	3	4

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้วยประการใดๆ

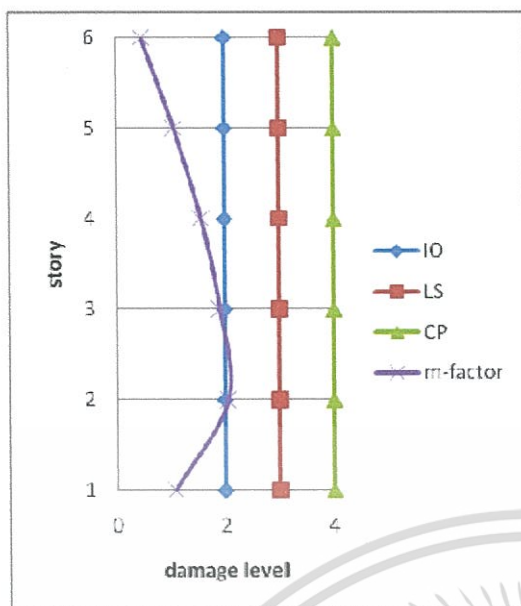
ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ตารางที่ 4.12 ผลการประเมินความเสียหายของคานที่มีค่า m (m-factor) สูงสุดในแต่ละชั้น
(สำหรับวิธีสถิติเชิงเส้น) ของโครงข้อแข็งที่ A และ F (แบบจำลองที่ M1)

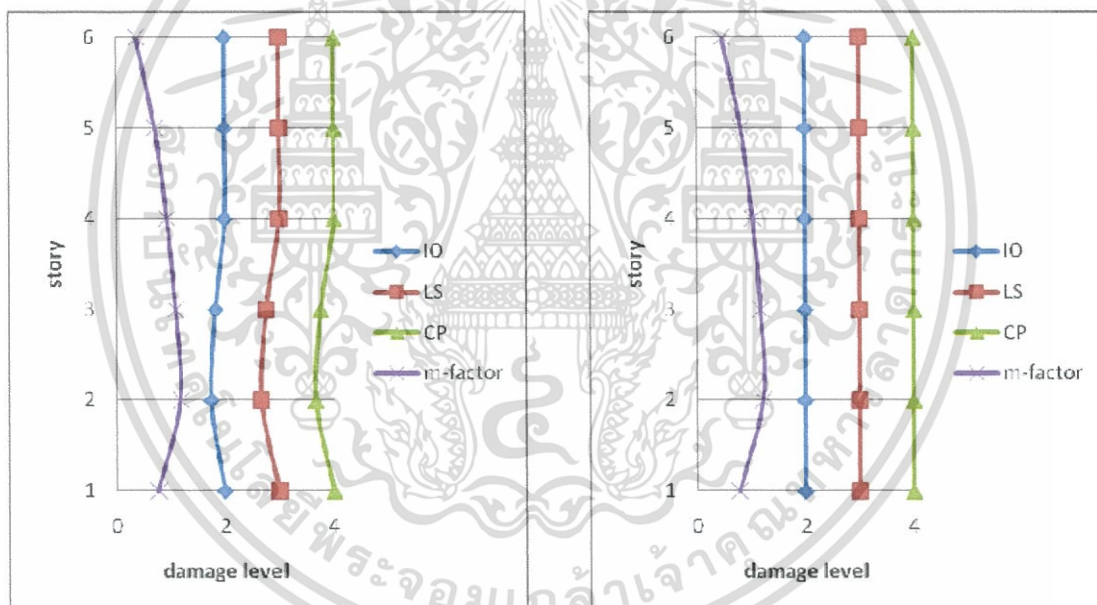
ชั้น	V (kN)	M (kN.m)	Mn (kN.m)		$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$	$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$	m-factor	Damage Level		
			Mn (+)	Mn (-)				IO	LS	CP
Roof	33	42	85	147	0.0757	-0.22	0.38	2	3	4
5	56	79	85	147	0.1291	-0.22	0.72	2	3	4
4	67	104	85	147	0.1533	-0.22	0.94	2	3	4
3	135	121	85	147	0.3088	-0.22	1.10	1.83	2.76	3.76
2	145	131	85	147	0.3333	-0.22	1.19	1.75	2.67	3.67
1	98	85	85	147	0.2253	-0.22	0.77	2	3	4

ตารางที่ 4.13 ผลการประเมินความเสียหายของคานที่มีค่า m (m-factor) สูงสุดในแต่ละชั้น
(สำหรับวิธีสถิติเชิงเส้น) ของโครงข้อแข็งที่ B, C, D และ E (แบบจำลองที่ M1)

ชั้น	V (kN)	M (kN.m)	Mn (kN.m)		$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$	$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$	m-factor	Damage Level		
			Mn (+)	Mn (-)				IO	LS	CP
Roof	47	52	85	147	0.1079	-0.22	0.47	2	3	4
5	72	89	85	147	0.1642	-0.22	0.81	2	3	4
4	83	113	85	147	0.1899	-0.22	1.03	2	3	4
3	90	129	85	147	0.2056	-0.22	1.17	2	3	4
2	92	134	85	147	0.2112	-0.22	1.21	2	3	4
1	97	86	85	147	0.2224	-0.22	0.78	2	3	4



โครงข้อแข็งที่ 1, 2, 3 และ 4



โครงข้อแข็งที่ A และ F

โครงข้อแข็งที่ B, C, D และ E

รูปที่ 4.7 ความเสียหายของคานที่มีค่า m (m-factor) สูงสุดในแต่ละชั้น (สำหรับวิธีสถิตย์เชิงเส้น) (แบบจำลองที่ M1)

การประเมินชิ้นส่วนเสา

จากผลการวิเคราะห์แรงภายในที่เกิดขึ้นในเสา ได้นำมาใช้ในการประเมินระดับความเสียหาย ซึ่งผลของการประเมินระดับความเสียหายของเสา ถูกแสดงไว้ในตารางที่ 4.14 – 4.15 และรูปที่ 4.8 ซึ่งพบว่า ความเสียหายของเสาส่วนใหญ่่นั้นเป็นผลมาจากการดัดเป็นส่วนใหญ่

ในตารางที่ 4.14 เป็นการประเมินความเสียหายของเสาในโครงข้อแข็งที่ 1 และ 4 พบว่า เสาเกิดความเสียหายขึ้นตั้งแต่ชั้นแรก ถึง ชั้นที่ 2 โดยที่มีความเสียหายรุนแรงมาก โดยเกิดความเสียหายเกินระดับสมรรถนะป้องกันการพังทลาย (Collapse Prevention :CP) และความเสียหายลดลงในระดับชั้นที่ 3 ซึ่งเป็นความเสียหายในระดับ LS-CP จากนั้นความเสียหายก็ลดลงอีกที่ระดับชั้น 4 ถึงชั้นที่ 5 โดยเสามีกำลังต้านทานการดัดที่เพียงพอต่อระดับสมรรถนะเข้าใช้สอยได้ทันที (ผ่านเกณฑ์ IO)

ในตารางที่ 4.15 เป็นการประเมินความเสียหายของเสาในโครงข้อแข็งที่ 2 และ 3 พบว่า เสาเกิดความเสียหายขึ้นตั้งแต่ชั้นแรก ถึง ชั้นที่ 3 โดยที่มีความเสียหายรุนแรงมาก โดยเกิดความเสียหายเกินระดับสมรรถนะป้องกันการพังทลาย (Collapse Prevention :CP) และความเสียหายลดลงในระดับชั้นที่ 4 ถึงชั้นที่ 5 โดยเสามีกำลังต้านทานการดัดที่เพียงพอต่อระดับสมรรถนะเข้าใช้สอยได้ทันที (ผ่านเกณฑ์ IO)

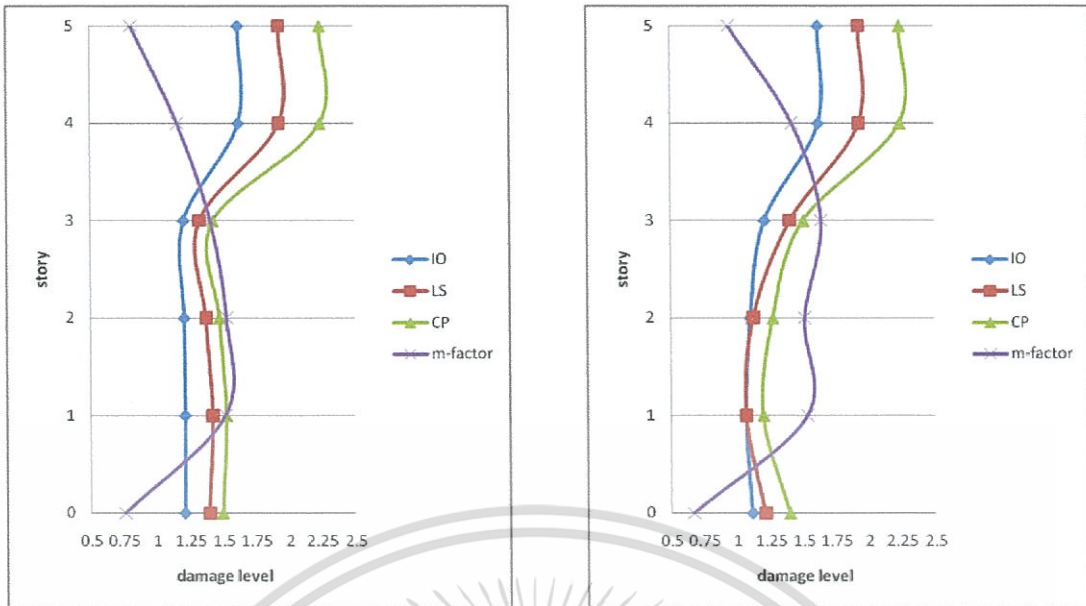
ตารางที่ 4.14 ผลการประเมินความเสียหายของเสาที่มีค่า m (m-factor) สูงสุดในแต่ละชั้น (สำหรับวิธีสถิตยเชิงเส้น) ของโครงข้อแข็งที่ 1 และ 4 (แบบจำลองที่ M1)

ชั้น	P (kN)	V (kN)	M (kN.m)		M (kN.m) (Mx=My)	$\frac{P}{A_g f'_c}$	$\frac{A_v}{b_w s}$	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$	m - factor	Damage Level		
			Mx	My						IO	LS	CP
5	75	25	30	41	84	0.035	0.0034	0.0710	0.81	1.62	1.93	2.24
4	168	47	25	74	90	0.079	0.0034	0.1350	1.16	1.62	1.93	2.24
3	266	63	25	97	95	0.126	0.0034	0.1811	1.41	1.20	1.33	1.43
2	367	74	26	111	100	0.173	0.0034	0.2118	1.53	1.21	1.37	1.47
1	471	75	23	118	105	0.222	0.0034	0.2145	1.52	1.21	1.42	1.52
ต่อม่อ	562	82	38	80	155	0.195	0.0029	0.1726	0.76	1.21	1.39	1.49

ตารางที่ 4.15 ผลการประเมินความเสียหายของเสาที่มีค่า m (m-factor) สูงสุดในแต่ละชั้น (สำหรับวิธีสถิตยเชิงเส้น) ของโครงข้อแข็งที่ 2 และ 3 (แบบจำลองที่ M1)

ชั้น	P (kN)	V (kN)	M (kN.m)		M (kN.m) (Mx=My)	$\frac{P}{A_g f'_c}$	$\frac{A_v}{b_w s}$	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$	m - factor	Damage Level		
			Mx	My						IO	LS	CP
5	102	37	60	0.12	85	0.048	0.0034	0.1068	0.94	1.62	1.93	2.24
4	247	64	99	0.16	93	0.116	0.0034	0.1842	1.42	1.62	1.93	2.24
3	432	84	128	0.06	104	0.204	0.0034	0.2411	1.64	1.21	1.40	1.50
2	645	98	148	0.07	130	0.304	0.0034	0.2805	1.51	1.10	1.12	1.27
1	868	93	144	0.09	125	0.410	0.0034	0.2674	1.53	1.07	1.07	1.20
ต่อม่อ	1062	144	95	0.05	190	0.368	0.0029	0.3028	0.67	1.11	1.21	1.40

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



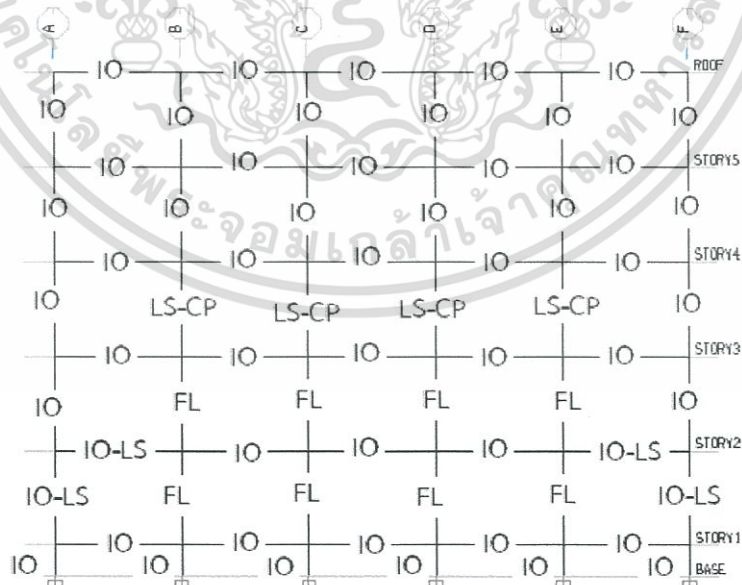
โครงสร้างแข็งที่ 1 และ 4

โครงสร้างแข็งที่ 2 และ 3

รูปที่ 4.8 ความเสียหายของเสาที่มีค่า m (m -factor) สูงสุดในแต่ละชั้น (สำหรับวิธีสถิติเชิงเส้น) (แบบจำลองที่ M1)

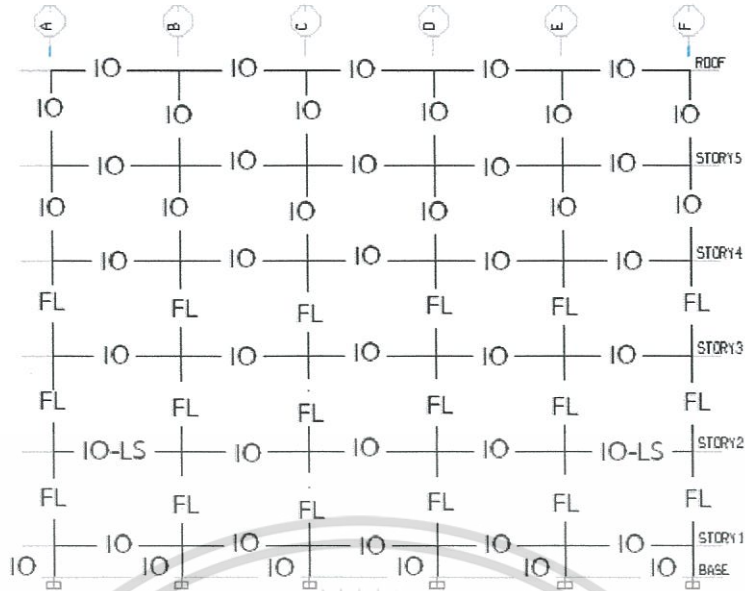
ระดับสมรรถนะของชิ้นส่วน

ในรูปที่ 4.9 – 4.11 แสดงระดับสมรรถนะของคานและเสา และ ในตารางที่ 4.16 – 4.17 แสดงจำนวนเปอร์เซ็นต์ของคานและเสา ที่เกิดความเสียหายในระดับสมรรถนะต่างๆ ตามลำดับ

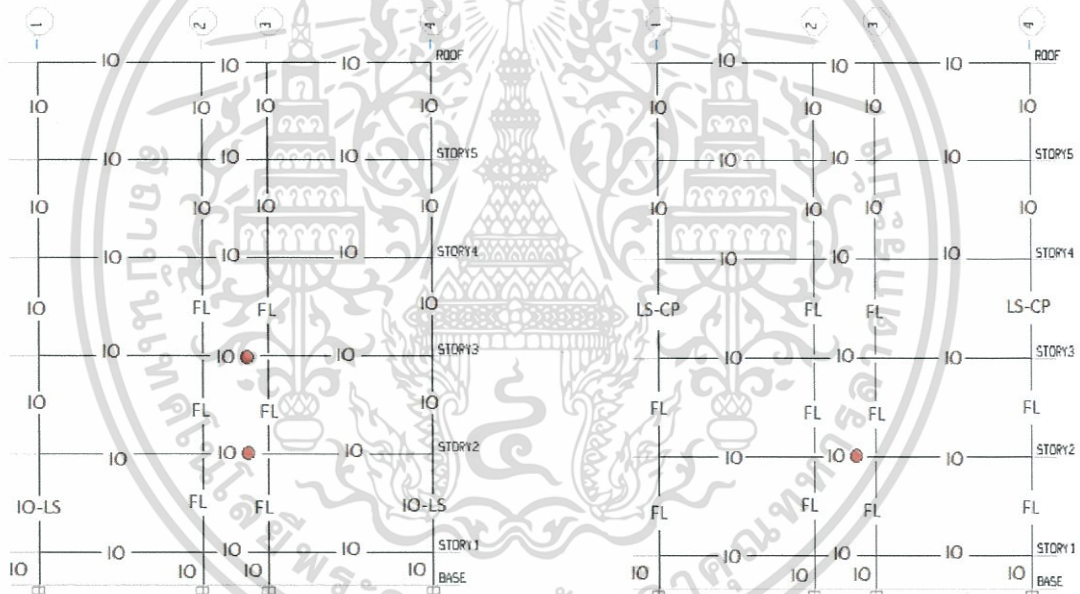


รูปที่ 4.9 ระดับสมรรถนะของโครงสร้างคานและเสา ในโครงสร้างแข็งที่ 1 และ 4 (แบบจำลองที่ M1)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 4.10 ระดับสมรรถนะของโครงสร้างคานและเสา ในโครงข้อแข็งที่ 2 และ 3 (แบบจำลองที่ M1)



รูปที่ 4.11 ระดับสมรรถนะของโครงสร้างคานและเสา ในโครงข้อแข็งที่ A และ F (ซ้าย) และโครงข้อแข็งที่ B, C, D และ E (ขวา) (แบบจำลองที่ M1)

หมายเหตุ

1. IO หมายถึง ชั้นส่วนที่ผ่านเกณฑ์ระดับสมรรถนะเข้าใช้สอยได้ทันที
2. IO-LS หมายถึง ชั้นส่วนที่มีความเสียหายในระดับสมรรถนะเข้าใช้สอยได้ทันทีถึงความเสียหายในระดับสมรรถนะปลอดภัยต่อชีวิต
3. LS-CP หมายถึง ชั้นส่วนที่มีความเสียหายในระดับสมรรถนะปลอดภัยต่อชีวิตถึงความเสียหายในระดับสมรรถนะป้องกันการพังทลาย
4. FL หมายถึง ชั้นส่วนที่มีความเสียหายรุนแรงเกินระดับสมรรถนะป้องกันการพังทลาย (ไม่ผ่านเกณฑ์ CP)
5. ● หมายถึง ชั้นส่วนที่มีความเสียหายเนื่องจากกำลังต้านทานแรงเฉือนไม่เพียงพอ

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ตารางที่ 4.16 จำนวนเปอร์เซ็นต์ของคานที่เกิดความเสียหายเกินกว่าค่าที่ยอมรับได้ที่ระดับสัณฐานต่างๆ (สำหรับวิธีสถิติเชิงเส้น) (แบบจำลองที่ M1)

ชั้น	จำนวนชิ้นส่วนของคานที่เกิดความเสียหาย (%)				
	แรงเฉือน	ระดับสัณฐาน			
		ผ่านเกณฑ์ IO	ระดับ IO - LS	ระดับ LS - CP	ไม่ผ่านเกณฑ์ CP (FL)
Roof	0.00	16.67	0.00	0.00	0.00
5	0.00	16.67	0.00	0.00	0.00
4	0.00	16.67	0.00	0.00	0.00
3	0.88	16.67	0.00	0.00	0.00
2	2.63	13.16	3.51	0.00	0.00
1	0.00	16.67	0.00	0.00	0.00
รวม	3.51	96.51	3.51	0.00	0.00

ตารางที่ 4.17 จำนวนเปอร์เซ็นต์ของเสาที่เกิดความเสียหายเกินกว่าค่าที่ยอมรับได้ที่ระดับสัณฐานต่างๆ (สำหรับวิธีสถิติเชิงเส้น) (แบบจำลองที่ M1)

ชั้น	จำนวนชิ้นส่วนของเสาที่เกิดความเสียหาย (%)				
	แรงเฉือน	ระดับสัณฐาน			
		ผ่านเกณฑ์ IO	ระดับ IO - LS	ระดับ LS - CP	ไม่ผ่านเกณฑ์ CP (FL)
5	0.00	16.67	0.00	0.00	0.00
4	0.00	16.67	0.00	0.00	0.00
3	0.00	2.78	0.00	5.55	8.33
2	0.00	2.78	0.00	0.00	13.89
1	0.00	0.00	2.78	0.00	13.89
ตอม่อ	0.00	16.67	0.00	0.00	0.00
รวม	0.00	55.57	2.78	5.55	36.11

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

4.2.2 การวิเคราะห์และประเมินระดับสมรรถนะของโครงสร้างภายใต้แรงแผ่นดินไหว โดยพิจารณาผลของกำแพงอิฐก่อ แต่ มิได้พิจารณาผลของบันได (แบบจำลองที่ M2)

การเคลื่อนที่ของโครงสร้างและค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ในแต่ละระดับชั้น

เมื่อทำการวิเคราะห์โครงสร้างภายใต้น้ำหนักบรรทุกทุกในแนวดิ่งและแรงทางข้างแล้ว พบว่าการเคลื่อนที่ของโครงสร้างในทิศทางแกน X สูงสุดมีค่า 10.12 cm. และค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ในทิศทางแกน X มีค่า 0.875 % ซึ่งเกิดขึ้นที่ชั้น 3 ขณะที่การเคลื่อนที่ของโครงสร้างในทิศทางแกน Y สูงสุดมีค่า 2.49 cm. และค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ในทิศทางแกน Y มีค่า 0.203% ซึ่งเกิดขึ้นที่ชั้น 2 ค่าการเคลื่อนที่ของโครงสร้าง และการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ในทิศทางแกน X และ Y ถูกแสดงไว้ในตารางที่ 4.18

ตารางที่ 4.18 การเคลื่อนที่ของโครงสร้าง และ ค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ในทิศทางแกน X และ Y (แบบจำลองที่ M2)

ชั้น	ระดับความสูง (m.)	ทิศทางแกน X		ทิศทางแกน Y	
		Displacement (cm.)	% story drift	Displacement (cm.)	% story drift
Roof	15	10.12	0.307	2.49	0.081
Story 5	12	9.20	0.568	2.25	0.139
Story 4	9	7.50	0.761	1.83	0.179
Story 3	6	5.22	0.875	1.30	0.200
Story 2	3	2.59	0.813	0.70	0.203
Story 1	0	0.15	0.152	0.09	0.088
หลังฐานราก	-1	0.00	0.000	0.00	0.000

จากตารางที่ 4.18 พบว่าค่าเปอร์เซ็นต์การเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นสูงสุด มีค่าไม่เกินกว่าค่าที่ยอมให้ที่ระดับสมรรถนะเข้าใช้สอยได้ทันที (IO) ระดับสมรรถนะปลอดภัยต่อชีวิต (LS) และระดับสมรรถนะป้องกันการพังทลาย (CP) นั่นคือ 1% 2% และ 4% ตามลำดับ

การประเมินชิ้นส่วนคาน

จากผลการวิเคราะห์แรงภายในที่เกิดขึ้นในคาน ได้นำมาใช้ในการประเมินระดับความเสียหาย ซึ่งผลของการประเมินระดับความเสียหายของคาน ถูกแสดงไว้ในตารางที่ 4.19 – 4.22 และรูปที่ 4.12

ตารางที่ 4.19 ผลการประเมินความเสียหายของคานที่มีค่า m (m-factor) สูงสุดในแต่ละชั้น (สำหรับวิธีสถิติเชิงเส้น) ของโครงข้อแข็งที่ 1 และ 4 (แบบจำลองที่ M2)

ชั้น	V (kN)	M (kN.m)	Mn (kN.m)		$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$	$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$	m-factor	Damage Level		
			Mn (+)	Mn (-)				IO	LS	CP
roof	25	28	80	80	0.0562	0.00	0.47	2	3	4
5	44	63	80	80	0.1007	0.00	1.05	2	3	4
4	61	94	80	80	0.1392	0.00	1.56	2	3	4
3	72	114	80	80	0.1651	0.00	1.90	2	3	4
2	78	123	80	80	0.1780	0.00	2.05	2	3	4
1	47	64	80	80	0.1086	0.00	1.06	2	3	4

ตารางที่ 4.20 ผลการประเมินความเสียหายของคานที่มีค่า m (m-factor) สูงสุดในแต่ละชั้น (สำหรับวิธีสถิติเชิงเส้น) ของโครงข้อแข็งที่ 2 และ 3 (แบบจำลองที่ M2)

ชั้น	V (kN)	M (kN.m)	Mn (kN.m)		$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$	$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$	m-factor	Damage Level		
			Mn (+)	Mn (-)				IO	LS	CP
roof	31	33	80	80	0.0711	0.00	0.55	2	3	4
5	51	67	80	80	0.1175	0.00	1.12	2	3	4
4	68	97	80	80	0.1568	0.00	1.61	2	3	4
3	80	116	80	80	0.1833	0.00	1.94	2	3	4
2	86	125	80	80	0.1968	0.00	2.09	2	3	4
1	56	69	80	80	0.1278	0.00	1.14	2	3	4

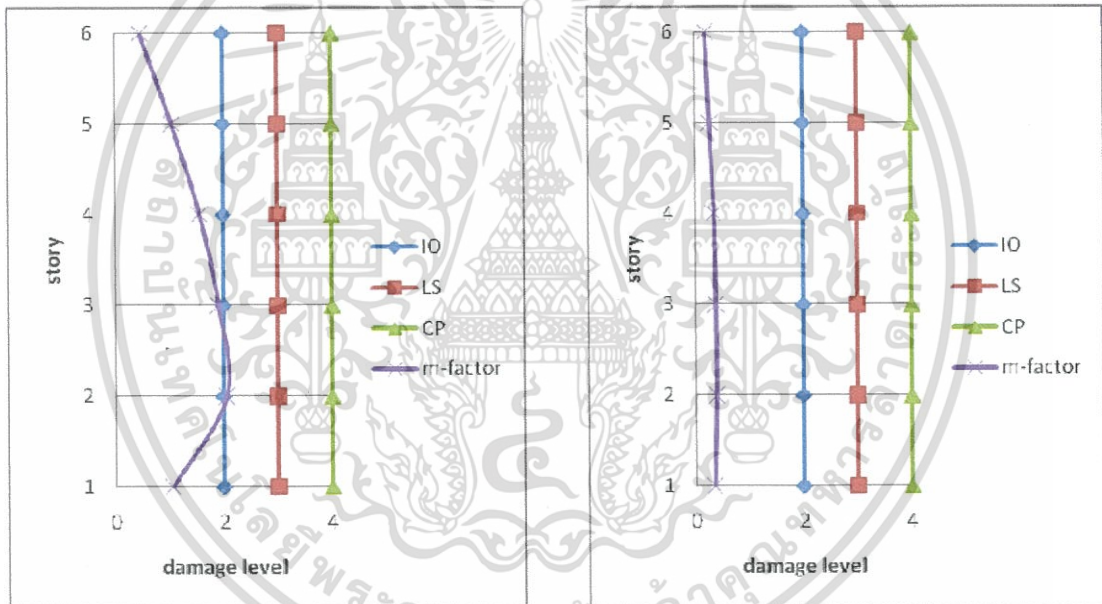
ตารางที่ 4.21 ผลการประเมินความเสียหายของคานที่มีค่า m (m-factor) สูงสุดในแต่ละชั้น (สำหรับวิธีสถิติเชิงเส้น) ของโครงข้อแข็งที่ A และ F (แบบจำลองที่ M2)

ชั้น	V (kN)	M (kN.m)	Mn (kN.m)		$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$	$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$	m-factor	Damage Level		
			Mn (+)	Mn (-)				IO	LS	CP
roof	17	22	85	147	0.0385	-0.22	0.20	2	3	4
5	31	29	85	147	0.0709	-0.22	0.27	2	3	4
4	40	37	85	147	0.0912	-0.22	0.34	2	3	4
3	45	41	85	147	0.1034	-0.22	0.37	2	3	4
2	46	41	85	147	0.1048	-0.22	0.38	2	3	4
1	45	37	85	147	0.1031	-0.22	0.34	2	3	4

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ตารางที่ 4.22 ผลการประเมินความเสียหายของคานที่มีค่า m (m-factor) สูงสุดในแต่ละชั้น (สำหรับวิธีสถิติเชิงเส้น) ของโครงข้อแข็งที่ B, C, D และ E (แบบจำลองที่ M2)

ชั้น	V (kN)	M (kN.m)	Mn (kN.m)		$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$	$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$	m-factor	Damage Level		
			Mn (+)	Mn (-)				IO	LS	CP
roof	19	29	85	147	0.0428	-0.22	0.26	2	3	4
5	40	35	85	147	0.0913	-0.22	0.32	2	3	4
4	40	41	85	147	0.0917	-0.22	0.37	2	3	4
3	45	45	85	147	0.1033	-0.22	0.41	2	3	4
2	46	46	85	147	0.1048	-0.22	0.41	2	3	4
1	45	46	85	147	0.1035	-0.22	0.41	2	3	4



โครงข้อแข็งที่ 1, 2, 3 และ 4

โครงข้อแข็งที่ A, B, C, D, E และ F

รูปที่ 4.12 ความเสียหายของคานที่มีค่า m (m-factor) สูงสุดในแต่ละชั้น (สำหรับวิธีสถิติเชิงเส้น) (แบบจำลองที่ M2)

ในตารางที่ 4.19 – 4.20 เป็นการประเมินความเสียหายของคานสำหรับโครงข้อแข็งที่ 1, 2, 3 และ 4 พบว่า คานมีกำลังต้านทานการดัดที่เพียงพอต่อระดับสมรรถนะเข้าใช้สอยได้ทันที (ผ่านเกณฑ์ IO) ในชั้นที่ 1 และ ชั้นที่ 3 ถึงหลังคา ขณะที่ชั้น 2 พบว่า คานมีความเสียหายในระดับ IO-LS สำหรับในตารางที่ 4.21 – 4.22 เป็นการประเมินความเสียหายของคานสำหรับโครงข้อแข็งที่ A, B, C, D, E และ F พบว่า คานมีกำลังต้านทานการดัดที่เพียงพอต่อระดับสมรรถนะเข้าใช้สอยได้ทันที (ผ่านเกณฑ์ IO) ในทุกๆ ระดับชั้น

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

การประเมินชิ้นส่วนเสา

จากผลการวิเคราะห์แรงภายในที่เกิดขึ้นในเสา ได้นำมาใช้ในการประเมินระดับความเสียหาย ซึ่งผลของการประเมินระดับความเสียหายของเสา ถูกแสดงไว้ในตารางที่ 4.23 – 4.24 และรูปที่ 4.13 ซึ่งพบว่า ความเสียหายของเสาส่วนใหญ่เป็นผลมาจากการตัดเป็นส่วนใหญ่

ในตารางที่ 4.23 เป็นการประเมินความเสียหายของเสาในโครงข้อแข็งที่ 1 และ 4 พบว่า เสาเกิดความเสียหายขึ้นตั้งแต่ชั้นแรก ถึง ชั้นที่ 2 โดยที่มีความเสียหายรุนแรงมาก โดยเกิดความเสียหายเกินระดับสมรรถนะป้องกันการพังทลาย (Collapse Prevention :CP) และความเสียหายลดลงในระดับชั้นที่ 3 ซึ่งเป็นความเสียหายในระดับ LS-CP จากนั้นความเสียหายก็ลดลงอีกที่ระดับชั้น 4 ถึงชั้นที่ 5 โดยเสามีกำลังต้านทานการดัดที่เพียงพอต่อระดับสมรรถนะเข้าใช้สอยได้ทันที

ในตารางที่ 4.24 เป็นการประเมินความเสียหายของเสาในโครงข้อแข็งที่ 2 และ 3 พบว่า เสาเกิดความเสียหายในระดับ IO-LS ในชั้นที่ 1 และ ความเสียหายในระดับ LS-CP ในชั้นที่ 3 ขณะที่เสาชั้นที่ 2, 4 และ 5 มีกำลังต้านทานการดัดที่เพียงพอต่อระดับสมรรถนะเข้าใช้สอยได้ทันที

ตารางที่ 4.23 ผลการประเมินความเสียหายของเสาที่มีค่า m (m-factor) สูงสุดในแต่ละชั้น (สำหรับวิธีสถิติเชิงเส้น) ของโครงข้อแข็งที่ 1 และ 4 (แบบจำลองที่ M2)

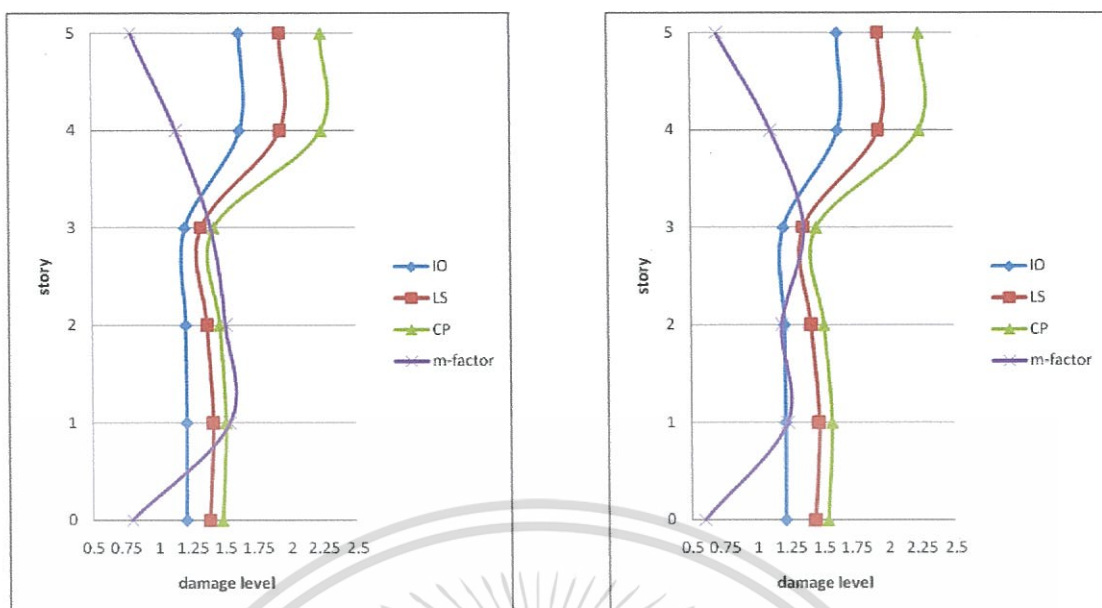
ชั้น	P (kN)	V (kN)	M (kN.m)		M (kN.m) (Mx=My)	$\frac{P}{A_g f'_c}$	$\frac{A_v}{b_w s}$	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$	m - factor	Damage Level		
			Mx	My						IO	LS	CP
5	81	25	30	41	85	0.038	0.0034	0.0712	0.8	1.62	1.93	2.24
4	169	47	20	74	90	0.080	0.0034	0.1351	1.14	1.62	1.93	2.24
3	260	63	22	97	95	0.123	0.0034	0.1810	1.4	1.20	1.32	1.42
2	353	74	22	111	100	0.167	0.0034	0.2117	1.51	1.21	1.37	1.47
1	447	75	20	118	103	0.211	0.0034	0.2142	1.54	1.21	1.41	1.51
ต่อม่อ	527	82	31	80	142	0.183	0.0029	0.1729	0.8	1.21	1.38	1.48

ตารางที่ 4.24 ผลการประเมินความเสียหายของเสาที่มีค่า m (m-factor) สูงสุดในแต่ละชั้น (สำหรับวิธีสถิติเชิงเส้น) ของโครงข้อแข็งที่ 2 และ 3 (แบบจำลองที่ M2)

ชั้น	P (kN)	V (kN)	M (kN.m)		M (kN.m) (Mx=My)	$\frac{P}{A_g f'_c}$	$\frac{A_v}{b_w s}$	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$	m - factor	Damage Level		
			Mx	My						IO	LS	CP
5	103	25	17	42	86	0.048	0.0034	0.0724	0.7	1.62	1.93	2.24
4	211	48	13	76	92	0.099	0.0034	0.1379	1.11	1.62	1.93	2.24
3	325	65	13	99	98	0.153	0.0034	0.1847	1.36	1.21	1.35	1.45
2	444	76	13	114	128	0.210	0.0034	0.2162	1.19	1.21	1.41	1.51
1	569	76	12	119	130	0.268	0.0034	0.2177	1.23	1.22	1.47	1.57
ต่อม่อ	680	85	23	81	187	0.236	0.0029	0.1797	0.6	1.21	1.44	1.54

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานที่สถานีทางรถไฟเท่านั้น ไม่อนุญาตให้ไปใช้ประโยชน์ที่อื่นใด

ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



โครงสร้างแข่งที่ 1 และ 4

โครงสร้างแข่งที่ 2 และ 3

รูปที่ 4.13 ความเสียหายของเสาที่มีค่า m (m-factor) สูงสุดในแต่ละชั้น (สำหรับวิธีสถิติเชิงเส้น) (แบบจำลองที่ M2)

การประเมินกำแพงอิฐก่อ

ในการประเมินกำแพงอิฐก่อจะตรวจสอบการวิบัติ 2 โหมด คือ การวิบัติเนื่องจากแรงอัดในแนวแกน (compression failure mode) และการวิบัติเนื่องจากแรงเฉือน (bed-joint sliding failure mode) โดยถ้าหากเกิดการวิบัติแบบใดแบบหนึ่งจะสรุปว่า กำแพงอิฐก่อดังกล่าวมีกำลังต้านทานไม่เพียงพอ ในตารางที่ 4.25 แสดง ค่าแรงภายในที่เกิดขึ้นในชั้นส่วนค้ำยันรับแรงอัดซึ่งถือเป็นตัวแทน (แบบจำลอง) ของกำแพงอิฐก่อ

คุณสมบัติของผนังก่ออิฐ

1. ความกว้างของชั้นส่วนค้ำยันรับแรงอัด (a) = 0.6 m.
2. ความหนาของแผ่นผนังก่อและแนวค้ำยันเทียบเท่า (t_{inf}) = 0.1 m.
3. กำลังรับแรงอัดคาคดหมายสูงสุดของกำแพงอิฐก่อ (f_m) = 4.1 Mpa
4. กำลังรับแรงเฉือนคาคดหมายของกำแพงอิฐก่อ (f'_{vie}) = 0.13 Mpa
5. ความยาวของแผ่นผนังก่อ (L_{inf}) = 4.7 m.
6. มุมที่เป็นอัตราส่วนระหว่างความสูงของผนังต่อความยาว θ = 0.49 rad.

กำลังต้านทานแรงอัดคาคดหมายของชั้นส่วนค้ำยันรับแรงอัด $P_{ce} = a t_{inf} f_m = 246 \text{ KN}$

กำลังต้านทานแรงเฉือนคาคดหมายของผนังอิฐก่อ $V_{ime} = A_{ni} f'_{vie} = 61.1 \text{ KN}$

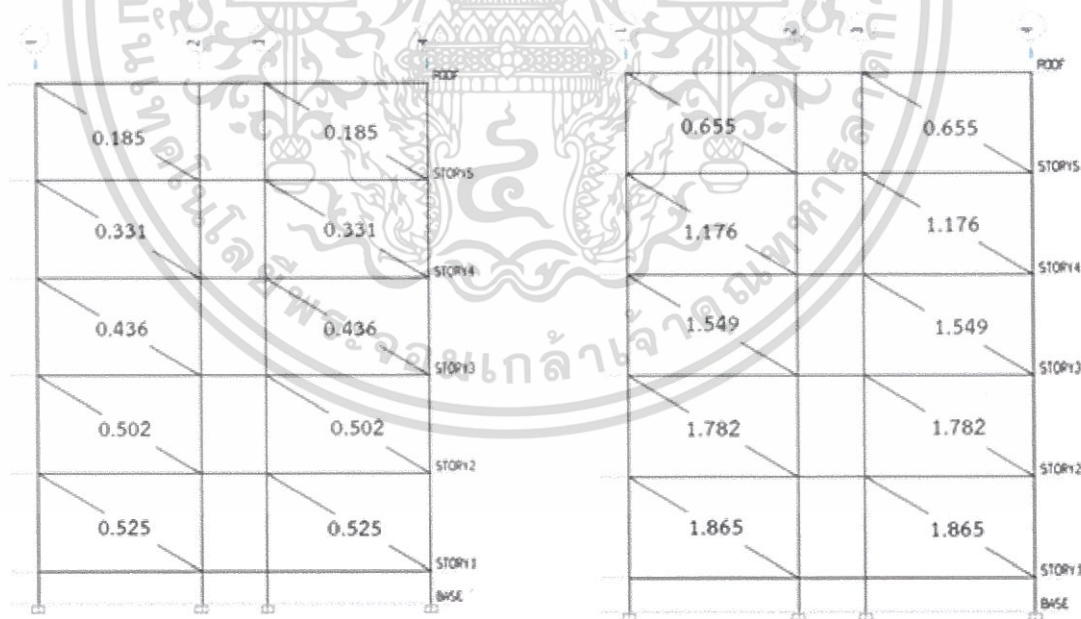
แรงเฉือนที่เกิดขึ้นในชั้นส่วนค้ำยัน $V = P_{ce} \cos \theta$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ตารางที่ 4.25 ค่าแรงภายในที่เกิดขึ้นในชั้นส่วนค้ำยันรับแรงอัด (แบบจำลองที่ M2)

ระดับชั้น	แรงอัดตามแนวแกนที่เกิดขึ้น (KN)	แรงเฉือนที่เกิดขึ้น (KN)
5	45.39	40.05
4	81.43	71.85
3	107.30	94.64
2	123.40	108.90
1	129.20	114.00

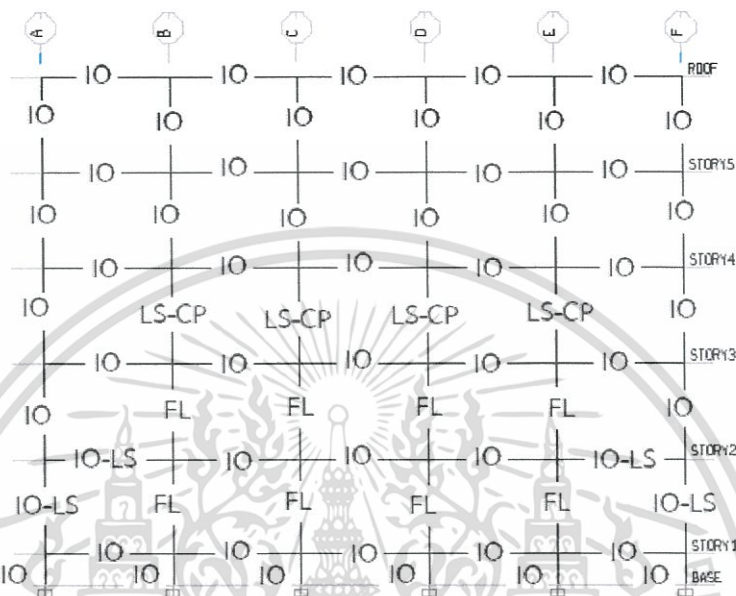
ในรูปที่ 4.14 แสดงค่า DCR (Demand Capacity Ratio) ที่เกิดขึ้นในชั้นส่วนค้ำยันรับแรงอัดที่ใช้เป็นแบบจำลองของกำแพงอิฐก่อเนื่องจากแรงอัดในแนวแกน และ แรงเฉือน หากพบค่าของ DCR ที่มีค่ามากกว่า 1 แสดงว่าชั้นส่วนนั้นมีกำลังต้านทานไม่เพียงพอ จากการตรวจสอบพบว่า กำแพงอิฐก่อส่วนใหญ่มักเกิดความเสียหายในโหมดการพังเนื่องจากแรงเฉือน โดยพบความเสียหายในชั้นที่ 1 ถึงชั้นที่ 4 การวิบัติมักจะมีความรุนแรงตั้งแต่ชั้นบนจนถึงชั้นล่างๆ (ดูจากค่า DCR) ทั้งนี้ก็เนื่องมาจากการสะสมของแรงเฉือนในชั้นล่างๆ ของอาคารที่มีมากกว่าในชั้นบนๆ นั้นเอง



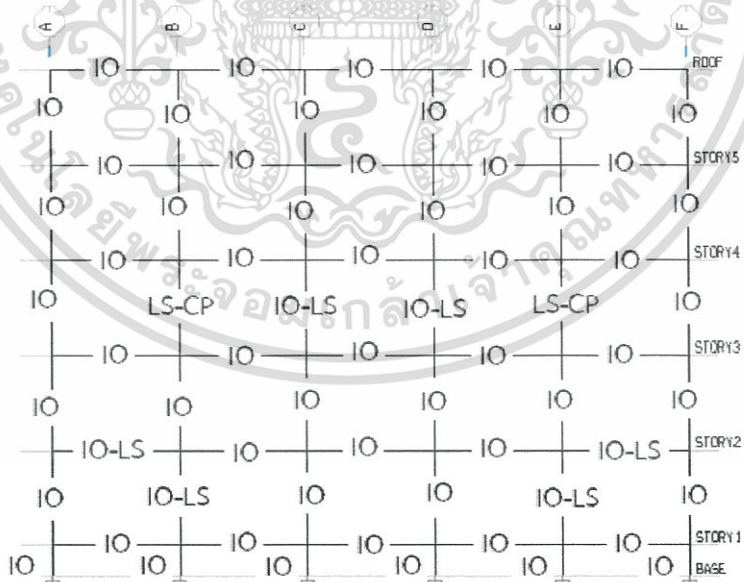
รูปที่ 4.14 ค่า DCR (Demand Capacity Ratio) ของชั้นส่วนค้ำยันรับแรงอัดเนื่องจากผลของแรงอัดในแนวแกน (ซ้าย) และ ผลของแรงเฉือน (ขวา) (แบบจำลองที่ M2)

ระดับสมรรถนะของชิ้นส่วน

ในรูปที่ 4.15 – 4.17 แสดงระดับสมรรถนะของคาน เสา และ กำแพงอิฐก่อ และ ในตารางที่ 4.26 – 4.27 แสดงจำนวนเปอร์เซ็นต์ของคานและเสา ที่เกิดความเสียหายในระดับสมรรถนะต่างๆ ตามลำดับ

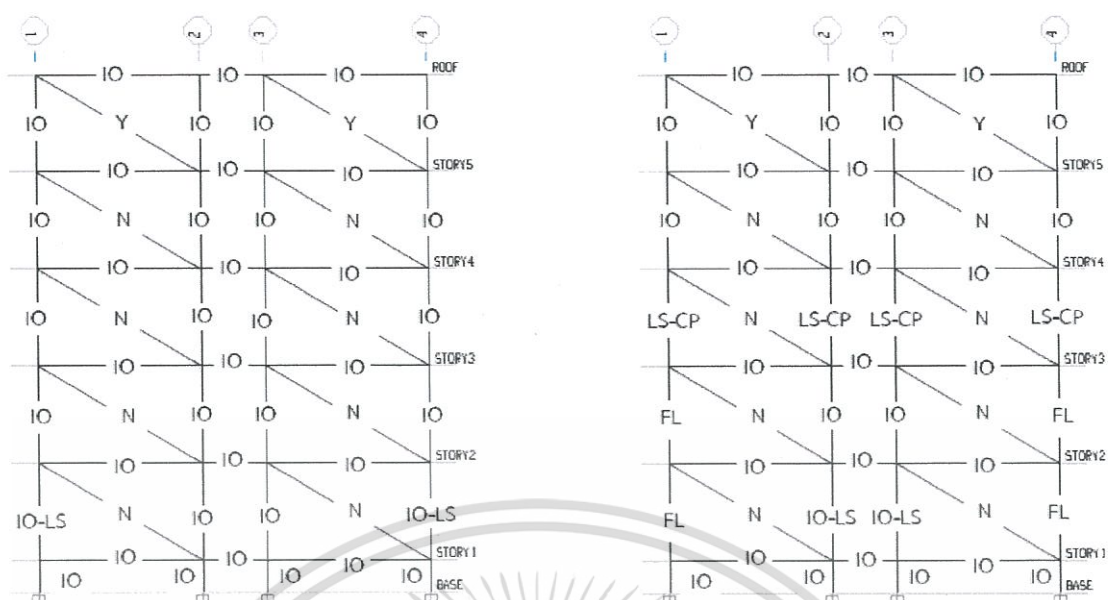


รูปที่ 4.15 ระดับสมรรถนะของโครงสร้างคานและเสาในโครงข้อแข็งที่ 1 และ 4 (แบบจำลองที่ M2)



รูปที่ 4.16 ระดับสมรรถนะของโครงสร้างคานและเสาในโครงข้อแข็งที่ 2 และ 3 (แบบจำลองที่ M2)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 4.17 ระดับสมรรถนะของโครงสร้างคานและเสา ในโครงข้อแข็งที่ A และ F (ซ้าย) และ โครงข้อแข็งที่ B, C, D และ E (ขวา) (แบบจำลองที่ M2)

หมายเหตุ

1. N หมายถึง เกิดการวิบัติของชิ้นส่วนค้ำยันรับแรงอัด (กำแพงอิฐก่อ)
2. Y หมายถึง ไม่เกิดการวิบัติของชิ้นส่วนค้ำยันรับแรงอัด (กำแพงอิฐก่อ)

ตารางที่ 4.26 จำนวนเปอร์เซ็นต์ของคานที่เกิดความเสียหายเกินกว่าค่าที่ยอมรับได้ที่ระดับสมรรถนะต่างๆ (สำหรับวิธีสถิติเชิงเส้น) (แบบจำลองที่ M2)

ชั้น	จำนวนชิ้นส่วนของคานที่เกิดความเสียหาย (%)				
	แรงเฉือน	ระดับสมรรถนะ			
		ผ่านเกณฑ์ IO	ระดับ IO - LS	ระดับ LS - CP	ไม่ผ่านเกณฑ์ CP (FL)
Roof	0.00	16.67	0.00	0.00	0.00
5	0.00	16.67	0.00	0.00	0.00
4	0.00	16.67	0.00	0.00	0.00
3	0.00	16.67	0.00	0.00	0.00
2	0.00	13.16	3.51	0.00	0.00
1	0.00	16.67	0.00	0.00	0.00
รวม	0.00	96.51	3.51	0.00	0.00

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ตารางที่ 4.27 จำนวนเปอร์เซ็นต์ของเสาที่เกิดความเสียหายเกินกว่าค่าที่ยอมรับได้ที่ระดับสมรรถนะต่างๆ (สำหรับวิธีสถิติเชิงเส้น) (แบบจำลองที่ M2)

ชั้น	จำนวนชิ้นส่วนของเสาที่เกิดความเสียหาย (%)				
	แรงเฉือน	ระดับสมรรถนะ			
		ผ่านเกณฑ์ IO	ระดับ IO - LS	ระดับ LS - CP	ไม่ผ่านเกณฑ์ CP (FL)
5	0.00	16.67	0.00	0.00	0.00
4	0.00	16.67	0.00	0.00	0.00
3	0.00	5.56	2.78	8.33	0.00
2	0.00	11.11	0.00	0.00	5.56
1	0.00	5.56	5.56	0.00	5.56
ตอม่อ	0.00	16.67	0.00	0.00	0.00
รวม	0.00	72.24	8.34	8.33	11.12

4.2.3 การวิเคราะห์และประเมินระดับสมรรถนะของโครงสร้างภายใต้แรงแผ่นดินไหว โดยพิจารณาผลของบันได แต่ มิได้พิจารณาผลของกำแพงอิฐก่อ (อาคารตัวอย่างรูปแบบที่ 1) (แบบจำลองที่ M3A)

การเคลื่อนที่ของโครงสร้างและค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ในแต่ละระดับชั้น

เมื่อทำการวิเคราะห์โครงสร้างภายใต้น้ำหนักบรรทุกทุกในแนวตั้งและแรงทางข้างแล้ว พบว่าการเคลื่อนที่ของโครงสร้างในทิศทางแกน X สูงสุดมีค่า 5.52 cm. และค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ในทิศทางแกน X มีค่า 0.426 % ซึ่งเกิดขึ้นที่ชั้น 3 ขณะที่การเคลื่อนที่ของโครงสร้างในทิศทางแกน Y สูงสุดมีค่า 8.36 cm. และค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ในทิศทางแกน Y มีค่า 0.676% ซึ่งเกิดขึ้นที่ชั้น 3 เช่นเดียวกัน ค่าการเคลื่อนที่ของโครงสร้าง และการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ในทิศทางแกน X และ Y ถูกแสดงไว้ในตารางที่ 4.28

จากตารางที่ 4.28 พบว่าค่าเปอร์เซ็นต์การเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นสูงสุด มีค่าไม่เกินกว่าค่าที่ยอมให้ที่ระดับสมรรถนะเข้าใช้สอยได้ทันที (IO) ระดับสมรรถนะปลอดภัยต่อชีวิต (LS) และระดับสมรรถนะป้องกันการพังทลาย (CP) นั่นคือ 1% 2% และ 4% ตามลำดับ

ตารางที่ 4.28 การเคลื่อนที่ของโครงสร้าง และ ค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ในทิศทางแกน X และ Y (แบบจำลองที่ M3A)

ชั้น	ระดับความสูง (m.)	ทิศทางแกน X		ทิศทางแกน Y	
		Displacement (cm.)	% story drift	Displacement (cm.)	% story drift
Roof	15	5.52	0.277	8.36	0.343
Story 5	12	4.69	0.312	7.33	0.495
Story 4	9	3.75	0.384	5.84	0.613
Story 3	6	2.60	0.426	4.00	0.676
Story 2	3	1.32	0.404	1.98	0.615
Story 1	0	0.11	0.110	0.13	0.133
หลังฐานราก	-1	0.00	0.000	0.00	0.000

การประเมินชิ้นส่วนคาน

จากผลการวิเคราะห์แรงภายในที่เกิดขึ้นในคาน ได้นำมาใช้ในการประเมินระดับความเสียหาย ซึ่งผลของการประเมินระดับความเสียหายของคาน ถูกแสดงไว้ในตารางที่ 4.29 – 4.33 และรูปที่ 4.18

ในตารางที่ 4.29 และ 4.31 – 4.33 เป็นการประเมินความเสียหายของคานสำหรับโครงข้อแข็งที่ 1 และ 4 และ โครงข้อแข็งที่ A B C D E และ F พบว่า คานมีกำลังต้านทานการดัดที่เพียงพอต่อระดับสมรรถนะเข้าใช้สอยได้ทันที (ผ่านเกณฑ์ IO) สำหรับทุกๆ ชั้น

ในตารางที่ 4.30 เป็นการประเมินความเสียหายของคานสำหรับโครงข้อแข็งที่ 2 และ 3 พบว่า คานมีความเสียหายในระดับ IO-LS ตั้งแต่ชั้นแรกจนถึงชั้นที่ 3 จากนั้นความเสียหายของคานก็เริ่มลดลงที่ระดับชั้นที่ 4 ถึงหลังคา โดยพบว่า คานมีกำลังต้านทานการดัดที่เพียงพอต่อระดับสมรรถนะเข้าใช้สอยได้ทันที (ผ่านเกณฑ์ IO) นอกจากนี้ยังพบว่าคานในระดับชั้นที่ 1 ถึงชั้นที่ 4 มีความเสียหายเนื่องจากแรงเฉือนด้วย (กำลังต้านทานแรงเฉือนไม่เพียงพอ) ทั้งนี้อาจมาจากการสะสมของแรงเฉือนตั้งแต่ชั้นบนๆ จนถึงชั้นล่างๆ

ตารางที่ 4.29 ผลการประเมินความเสียหายของคานที่มีค่า m (m-factor) สูงสุดในแต่ละชั้น (สำหรับวิธีสถิติเชิงเส้น) ของโครงข้อแข็งที่ 1 และ 4 (แบบจำลองที่ M3A)

ชั้น	V (kN)	M (kN.m)	Mn (kN.m)		$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$	$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$	m-factor	Damage Level		
			Mn (+)	Mn (-)				IO	LS	CP
roof	28	28	80	80	0.0632	0.00	0.47	2	3	4
5	36	47	80	80	0.0824	0.00	0.79	2	3	4
4	36	47	80	80	0.0822	0.00	0.89	2	3	4
3	45	61	80	80	0.1026	0.00	1.01	2	3	4
2	47	63	80	80	0.1077	0.00	1.05	2	3	4
1	35	43	80	80	0.0811	0.00	0.72	2	3	4

ตารางที่ 4.30 ผลการประเมินความเสียหายของคานที่มีค่า m (m-factor) สูงสุดในแต่ละชั้น (สำหรับวิธีสถิติเชิงเส้น) ของโครงข้อแข็งที่ 2 และ 3 (แบบจำลองที่ M3A)

ชั้น	V (kN)	M (kN.m)	Mn (kN.m)		$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$	$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$	m-factor	Damage Level		
			Mn (+)	Mn (-)				IO	LS	CP
roof	36	42	80	80	0.0821	0.00	0.7	2	3	4
5	101	54	80	80	0.2317	0.00	0.91	2	3	4
4	142	74	80	80	0.3247	0.00	1.23	1.78	2.70	3.70
3	175	93	80	80	0.4006	0.00	1.56	1.55	2.40	3.40
2	199	106	80	80	0.4572	0.00	1.77	1.38	2.17	3.17
1	179	98	80	80	0.4099	0.00	1.63	1.52	2.36	3.36

ตารางที่ 4.31 ผลการประเมินความเสียหายของคานที่มีค่า m (m-factor) สูงสุดในแต่ละชั้น (สำหรับวิธีสถิติเชิงเส้น) ของโครงข้อแข็งที่ A และ F (แบบจำลองที่ M3A)

ชั้น	V (kN)	M (kN.m)	Mn (kN.m)		$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$	$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$	m-factor	Damage Level		
			Mn (+)	Mn (-)				IO	LS	CP
roof	34	46	85	147	0.0790	-0.22	0.42	2	3	4
5	56	76	85	147	0.1274	-0.22	0.69	2	3	4
4	61	89	85	147	0.1400	-0.22	0.81	2	3	4
3	65	99	85	147	0.1484	-0.22	0.89	2	3	4
2	66	100	85	147	0.1505	-0.22	0.91	2	3	4
1	76	65	85	147	0.1732	-0.22	0.59	2	3	4

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่นิยมนำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

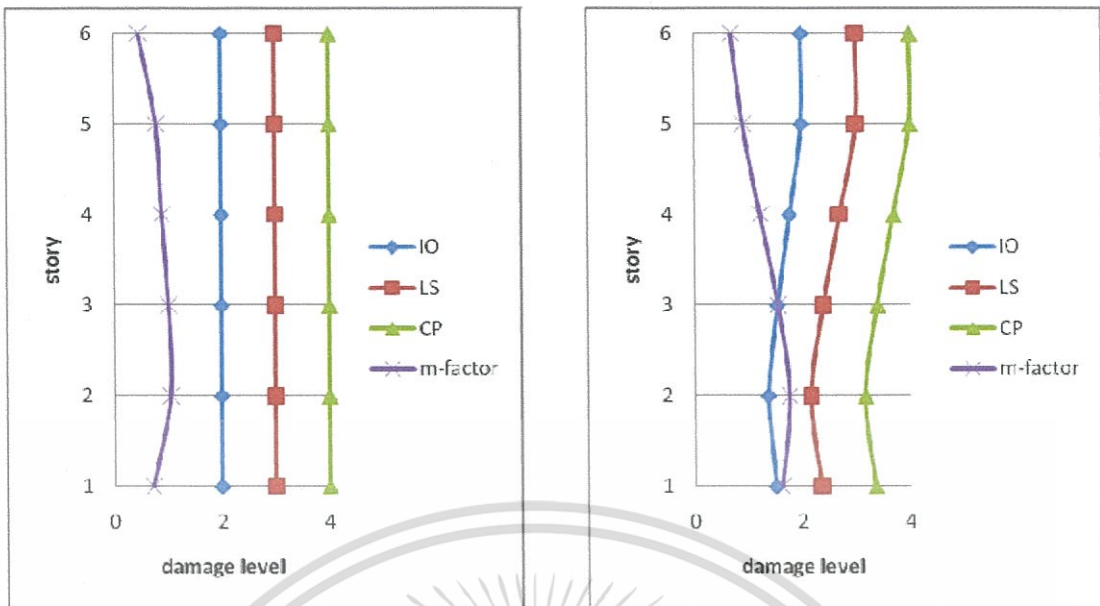
ตารางที่ 4.32 ผลการประเมินความเสียหายของคานที่มีค่า m (m-factor) สูงสุดในแต่ละชั้น (สำหรับวิธีสถิติเชิงเส้น) ของโครงข้อแข็งที่ B และ E (แบบจำลองที่ M3A)

ชั้น	V (kN)	M (kN.m)	Mn (kN.m)		$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$	$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$	m-factor	Damage Level		
			Mn (+)	Mn (-)				IO	LS	CP
roof	51	62	85	147	0.1180	-0.22	0.57	2	3	4
5	73	89	85	147	0.1671	-0.22	0.80	2	3	4
4	79	101	85	147	0.1809	-0.22	0.92	2	3	4
3	83	110	85	147	0.1897	-0.22	1.00	2	3	4
2	83	110	85	147	0.1906	-0.22	1.00	2	3	4
1	65	72	85	147	0.1500	-0.22	0.65	2	3	4

ตารางที่ 4.33 ผลการประเมินความเสียหายของคานที่มีค่า m (m-factor) สูงสุดในแต่ละชั้น (สำหรับวิธีสถิติเชิงเส้น) ของโครงข้อแข็งที่ C และ D (แบบจำลองที่ M3A)

ชั้น	V (kN)	M (kN.m)	Mn (kN.m)		$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$	$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$	m-factor	Damage Level		
			Mn (+)	Mn (-)				IO	LS	CP
roof	47	50	85	147	0.1078	-0.22	0.46	2	3	4
5	55	56	85	147	0.1256	-0.22	0.74	2	3	4
4	74	94	85	147	0.1707	-0.22	0.85	2	3	4
3	78	103	85	147	0.1798	-0.22	0.94	2	3	4
2	80	105	85	147	0.1832	-0.22	0.95	2	3	4
1	64	71	85	147	0.1469	-0.22	0.64	2	3	4

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



โครงข้อแข็งที่ 1, 4, A, B, C, D, E และ F

โครงข้อแข็งที่ 2 และ 3

รูปที่ 4.18 ความเสียหายของคานที่มีค่า m (m-factor) สูงสุดในแต่ละชั้น (สำหรับวิธีสถิติเชิงเส้น) (แบบจำลองที่ M3A)

การประเมินชิ้นส่วนเสา

จากผลการวิเคราะห์แรงภายในที่เกิดขึ้นในเสา ได้นำมาใช้ในการประเมินระดับความเสียหาย ซึ่งผลของการประเมินระดับความเสียหายของเสา ถูกแสดงไว้ในตารางที่ 4.34 – 4.38 และรูปที่ 4.19 – 4.20 ซึ่งพบว่า ความเสียหายของเสาส่วนใหญ่เป็นผลมาจากการดัดเป็นส่วนใหญ่

ในตารางที่ 4.34 เป็นการประเมินความเสียหายของเสาในโครงข้อแข็งที่ 1 และ 4 พบว่า เสาทุกระดับชั้นมีกำลังต้านทานการดัดที่เพียงพอต่อระดับสมรรถนะเข้าใช้สอยได้ทันที (ผ่านเกณฑ์ IO) สำหรับในตารางที่ 4.35 – 4.36 เป็นการประเมินความเสียหายของเสาในโครงข้อแข็งที่ 2 และ 3 พบว่า เสาเกิดความเสียหายในระดับ IO-LS ในชั้นที่ 1 และ ชั้นที่ 3 ขณะที่เสาชั้นที่ 2, 4 และ 5 พบว่า เสามีกำลังต้านทานการดัดที่เพียงพอต่อระดับสมรรถนะเข้าใช้สอยได้ทันที (ผ่านเกณฑ์ IO)

ตารางที่ 4.34 ผลการประเมินความเสียหายของเสาที่มีค่า m (m-factor) สูงสุดในแต่ละชั้น (สำหรับวิธีสถิติเชิงเส้น) ของโครงข้อแข็งที่ 1 และ 4 (แบบจำลองที่ M3A)

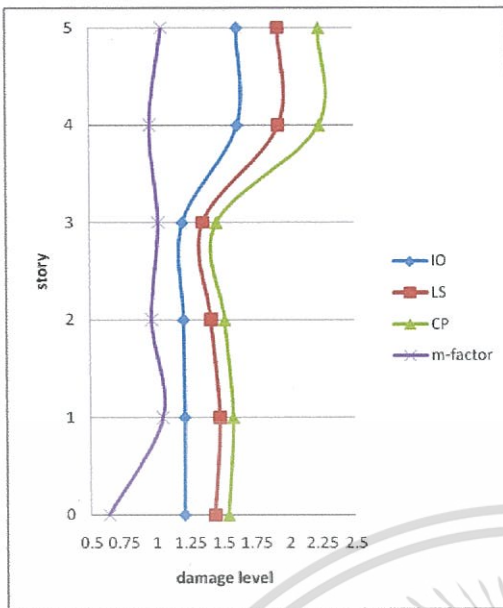
ชั้น	P (kN)	V (kN)	M (kN.m)		M (kN.m) (Mx=My)	$\frac{P}{A_g f'_c}$	$\frac{A_v}{b_w s}$	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$	m - factor	Damage Level		
			Mx	My						IO	LS	CP
5	95	40	68	0.60	86	0.045	0.0034	0.1159	1.05	1.62	1.93	2.24
4	208	42	66	0.74	92	0.098	0.0034	0.1207	0.96	1.62	1.93	2.24
3	332	48	75	1.26	98	0.157	0.0034	0.1382	1.02	1.21	1.36	1.46
2	461	50	70	1.88	105	0.217	0.0034	0.1438	0.97	1.21	1.42	1.52
1	589	52	85	1.57	108	0.278	0.0034	0.1497	1.05	1.22	1.48	1.58
ตอม่อ	694	89	74	1.13	153	0.240	0.0029	0.1881	0.64	1.21	1.44	1.54

ตารางที่ 4.35 ผลการประเมินความเสียหายของเสาที่มีค่า m (m-factor) สูงสุดในแต่ละชั้น (สำหรับวิธีสถิติเชิงเส้น) ของโครงข้อแข็งที่ 2 และ 3 (เฉพาะ line B + E) (แบบจำลองที่ M3A)

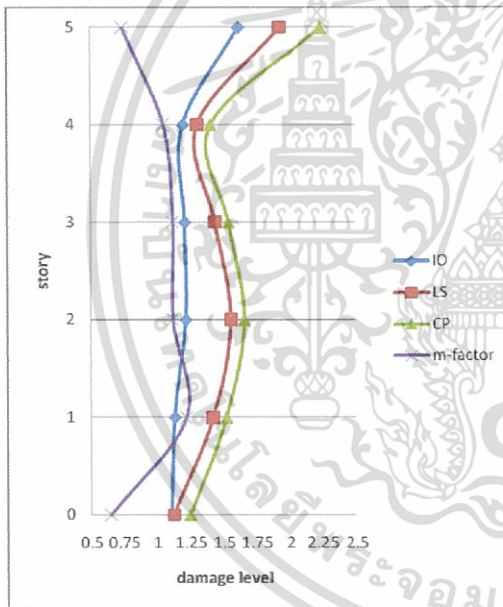
ชั้น	P (kN)	V (kN)	M (kN.m)		M (kN.m) (Mx=My)	$\frac{P}{A_g f'_c}$	$\frac{A_v}{b_w s}$	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$	m - factor	Damage Level		
			Mx	My						IO	LS	CP
5	143	29	48	9	88	0.067	0.0034	0.0838	0.74	1.62	1.93	2.24
4	228	42	69	22	92	0.108	0.0034	0.1191	1.05	1.20	1.31	1.41
3	512	54	84	32	107	0.241	0.0034	0.1555	1.12	1.21	1.44	1.54
2	874	64	98	39	125	0.412	0.0034	0.1832	1.12	1.22	1.56	1.66
1	1281	66	99	30	113	0.605	0.0034	0.1884	1.22	1.13	1.42	1.52
ตอม่อ	1550	140	80	24	172	0.537	0.0029	0.2952	0.65	1.11	1.13	1.25

ตารางที่ 4.36 ผลการประเมินความเสียหายของเสาที่มีค่า m (m-factor) สูงสุดในแต่ละชั้น (สำหรับวิธีสถิติเชิงเส้น) ของโครงข้อแข็งที่ 2 และ 3 (เฉพาะ line C + D) (แบบจำลองที่ M3A)

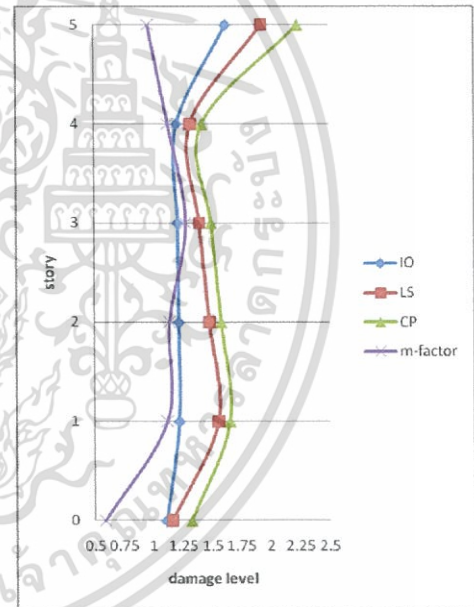
ชั้น	P (kN)	V (kN)	M (kN.m)		M (kN.m) (Mx=My)	$\frac{P}{A_g f'_c}$	$\frac{A_v}{b_w s}$	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$	m - factor	Damage Level		
			Mx	My						IO	LS	CP
5	106	39	62	2.44	86	0.050	0.0034	0.1126	0.96	1.62	1.93	2.24
4	256	53	81	0.62	95	0.121	0.0034	0.1507	1.13	1.20	1.32	1.42
3	423	65	99	1.72	103	0.200	0.0034	0.1867	1.28	1.21	1.40	1.50
2	605	74	112	2.29	130	0.285	0.0034	0.2106	1.14	1.22	1.49	1.59
1	791	70	107	1.96	128	0.373	0.0034	0.2001	1.12	1.22	1.56	1.66
ตอม่อ	966	138	85	1.03	192	0.335	0.0029	0.2911	0.59	1.11	1.16	1.33



โครงข้อแข็งที่ 1 และ 4



โครงข้อแข็งที่ 2+3 (เฉพาะ line B + E)



โครงข้อแข็งที่ 2+3 (เฉพาะ line C + D)

รูปที่ 4.19 ความเสียหายของเสาที่มีค่า m (m-factor) สูงสุดในแต่ละชั้น (สำหรับวิธีสถิตย์เชิงเส้น) (แบบจำลองที่ M3A)

สำหรับเสาในโครงข้อแข็งที่ 2 และ 3 ใน line A และ F จะมีคานที่ขานพักของบันได (BST1 : landing beam) มาฝากเอาไว้ ซึ่งจะทำให้พฤติกรรมของเสานั้นเป็นพฤติกรรมแบบเสาสั้น ซึ่งเป็นสิ่งที่น่ากลัวสำหรับการประเมินความสามารถในการต้านทานต่อแรงแผ่นดินไหว ผลของการประเมินความเสียหายของเสาถูกแสดงไว้ในตารางที่ 4.37 – 4.38 และรูปที่ 4.20

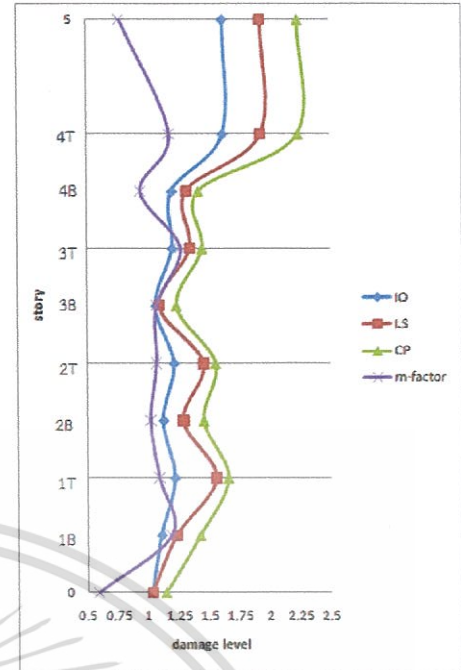
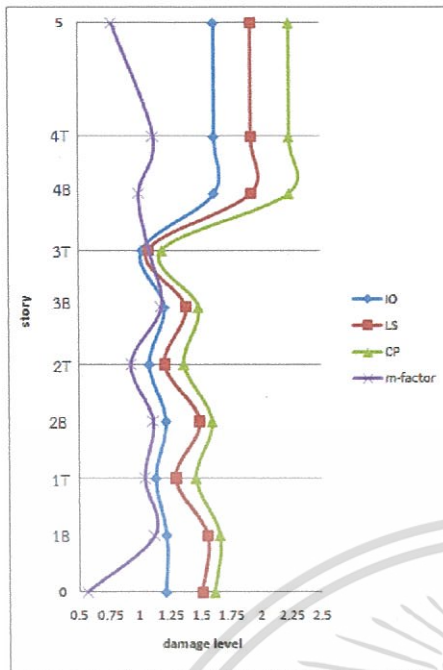
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ตารางที่ 4.37 ผลการประเมินความเสียหายของเสาที่มีค่า m (m-factor) สูงสุดในแต่ละชั้น (สำหรับวิธีสถิติเชิงเส้น) ของโครงข้อแข็งที่ 2 (เฉพาะ line A + F) (แบบจำลองที่ M3A)

ชั้น	P (kN)	V (kN)	M (kN.m)		M (kN.m) (Mx=My)	$\frac{P}{A_g f'_c}$	$\frac{A_v}{b_w s}$	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$	m - factor	Damage Level		
			Mx	My						IO	LS	CP
5	67	30	46	17	84	0.031	0.0034	0.0847	0.78	1.62	1.93	2.24
4T	119	48	71	14	86	0.056	0.0034	0.1383	1.12	1.62	1.93	2.24
4B	192	40	62	30	91	0.091	0.0034	0.1157	1.00	1.62	1.93	2.24
3T	327	94	24	76	98	0.154	0.0034	0.2691	1.08	1.03	1.08	1.19
3B	394	54	81	39	102	0.186	0.0034	0.1543	1.18	1.21	1.39	1.49
2T	566	106	28	87	131	0.267	0.0034	0.3027	0.93	1.08	1.21	1.37
2B	629	64	96	51	131	0.297	0.0034	0.1829	1.11	1.22	1.50	1.60
1T	833	113	31	94	127	0.393	0.0034	0.3247	1.04	1.13	1.30	1.46
1B	864	61	95	46	126	0.408	0.0034	0.1752	1.12	1.22	1.56	1.66
ต่อม่อ	1022	117	80	19	192	0.354	0.0029	0.2456	0.57	1.22	1.51	1.61

ตารางที่ 4.38 ผลการประเมินความเสียหายของเสาที่มีค่า m (m-factor) สูงสุดในแต่ละชั้น (สำหรับวิธีสถิติเชิงเส้น) ของโครงข้อแข็งที่ 3 (เฉพาะ line A + F) (แบบจำลองที่ M3A)

ชั้น	P (kN)	V (kN)	M (kN.m)		M (kN.m) (Mx=My)	$\frac{P}{A_g f'_c}$	$\frac{A_v}{b_w s}$	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$	m - factor	Damage Level		
			Mx	My						IO	LS	CP
5	67	29	46	17	85	0.031	0.0034	0.0840	0.77	1.62	1.93	2.24
4T	130	44	71	28	86	0.062	0.0034	0.1257	1.18	1.62	1.93	2.24
4B	255	75	25	62	95	0.120	0.0034	0.2137	0.94	1.20	1.32	1.42
3T	313	58	87	35	98	0.148	0.0034	0.1649	1.27	1.21	1.35	1.45
3B	488	96	28	79	105	0.230	0.0034	0.2743	1.07	1.07	1.10	1.24
2T	542	67	97	39	130	0.256	0.0034	0.1906	1.07	1.22	1.46	1.56
2B	749	113	30	93	128	0.354	0.0034	0.3227	1.02	1.13	1.29	1.46
1T	801	71	95	42	128	0.378	0.0034	0.2040	1.09	1.22	1.56	1.66
1B	1024	137	17	106	120	0.483	0.0034	0.3913	1.19	1.11	1.23	1.43
ต่อม่อ	1042	123	80	28	192	0.361	0.0029	0.2581	0.59	1.03	1.03	1.15



โครงสร้างแข็งที่ 2 (เฉพาะ line A + F)

โครงสร้างแข็งที่ 3 (เฉพาะ line A + F)

รูปที่ 4.20 ความเสียหายของเสาที่แสดงโดยค่า m (m-factor) สำหรับเสาของโครงสร้างแข็งที่ 2 และ 3 (line A และ F) ที่มีพฤติกรรมเป็นแบบเสาสั้น (แบบจำลองที่ M3A)

จากตารางที่ 4.37 และรูปที่ 4.20 (ซ้าย) เป็นการประเมินความเสียหายของเสาในโครงสร้างแข็งที่ 2 (line A และ F) พบว่า เสาที่กำลังดำเนินการตัดที่เพียงพอต่อระดับสมรรถนะเข้าใช้สอยได้ทันที (ผ่านเกณฑ์ IO) ในทุกระดับชั้น ยกเว้นเพียงแต่ในเสาชั้นที่ 3 ส่วนบน (3T) เสามีความเสียหายในระดับ LS-CP และเนื่องจากเสามีพฤติกรรมเป็นเสาสั้นทำให้เกิดแรงเฉือนเนื่องจากแรงแผ่นดินไหวมากขึ้น จึงเป็นเหตุให้เสาเกิดการวิบัติเนื่องจากแรงเฉือน (กำลังต้านทานแรงเฉือนไม่เพียงพอ) ซึ่งจะพบได้ในเสาชั้นที่ 1 และ 2 ในส่วนบน (1T และ 2T)

สำหรับในตารางที่ 4.38 และรูปที่ 4.20 (ขวา) เป็นการประเมินความเสียหายของเสาในโครงสร้างแข็งที่ 3 (line A และ F) พบว่า เสาที่กำลังดำเนินการตัดที่เพียงพอต่อระดับสมรรถนะเข้าใช้สอยได้ทันที (ผ่านเกณฑ์ IO) ในทุกระดับชั้น ยกเว้นในเสาชั้นที่ 1 ส่วนล่าง (1B) และเสาชั้นที่ 3 ส่วนบนและส่วนล่าง (3T และ 3B) พบว่า เสามีความเสียหายในระดับ IO-LS และเนื่องจากเสามีพฤติกรรมเป็นเสาสั้นทำให้พบการวิบัติเนื่องจากแรงเฉือนเนื่องจากแรงแผ่นดินไหว ในเสาชั้นที่ 1, 2 และ 3 ในส่วนล่าง (1B, 2B, และ 3B)

การประเมินบันได

ในการประเมินระดับสมรรถนะของบันไดภายใต้แรงแผ่นดินไหวนั้น จะทำการประเมินชิ้นส่วนของบันได คือ staircase slab และ landing slab ดังรูปที่ 4.21 ในการวิเคราะห์โครงสร้างบันไดจะทำการสร้างแบบจำลองบันไดโดยใช้ shell element สำหรับแรงภายในที่ใช้ในการพิจารณา ได้แก่ โมเมนต์ดัดและแรงเฉือนเนื่องจากแรงในแนวตั้งและแรงทางข้างซึ่งเป็นแรงแผ่นดินไหว และทำการประเมินโดยอาศัยวิธีเช่นเดียวกับการประเมินชิ้นส่วนคาน และจะพิจารณาค่าตัวประกอบความเชื่อมั่นของข้อมูล $k=1$ และ $k=0.75$ ทั้งนี้ ค่าโมเมนต์และแรงเฉือนจะทำการวัดที่ตำแหน่ง 0.5 ม. จากเสา (กึ่งกลางของบันได) ผลของการประเมินความเสียหายถูกแสดงไว้ในตารางที่ 4.39 – 4.40 และรูปที่ 4.22



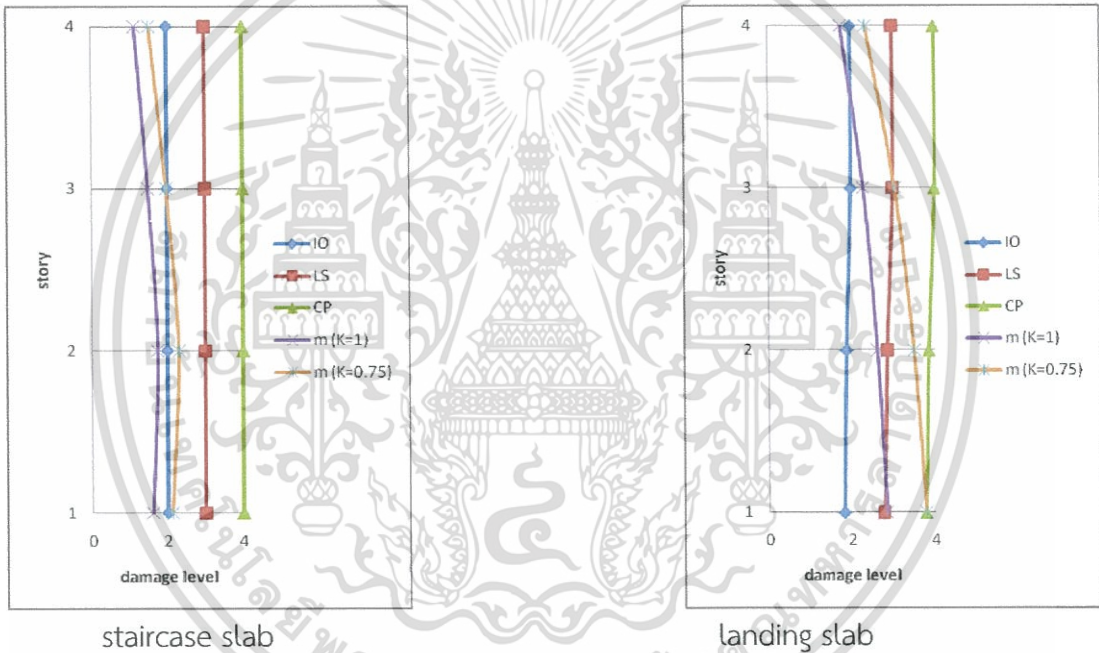
รูปที่ 4.21 ชิ้นส่วนของแบบจำลองบันได (แบบจำลองที่ M3A)

ตารางที่ 4.39 ผลการประเมินความเสียหายของบันไดที่มีค่า m (m-factor) สูงสุดในชิ้นส่วน staircase slab (แบบจำลองที่ M3A)

ชั้น	V (kN)	M (kN.m)	Mn (kN.m)	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$	$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$	M - factor		Damage Level		
						K=1	K=0.75	IO	LS	CP
ชั้น 4 ถึง ชั้น 5	44	42	37	0.0729	0.00	1.14	1.52	2	3	4
ชั้น 3 ถึง ชั้น 4	56	55	37	0.0916	0.00	1.48	1.98	2	3	4
ชั้น 2 ถึง ชั้น 3	64	64	37	0.1050	0.00	1.73	2.31	2	3	4
ชั้น 1 ถึง ชั้น 2	60	59	37	0.0996	0.00	1.60	2.13	2	3	4

ตารางที่ 4.40 ผลการประเมินความเสียหายของบันไดที่มีค่า m (m-factor) สูงสุดในชั้นส่วน landing slab (แบบจำลองที่ M3A)

ชั้น	V (kN)	M (kN.m)	Mn (kN.m)	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$	$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$	M - factor		Damage Level		
						K=1	K=0.75	IO	LS	CP
ชั้น 4 ถึง ชั้น 5	116	65	37	0.1918	0.00	1.77	2.36	2	3	4
ชั้น 3 ถึง ชั้น 4	151	85	37	0.2485	0.00	2.29	3.05	2	3	4
ชั้น 2 ถึง ชั้น 3	173	97	37	0.2861	0.00	2.62	3.50	1.89	2.86	3.86
ชั้น 1 ถึง ชั้น 2	185	105	37	0.3049	0.00	2.84	3.79	1.84	2.78	3.78



รูปที่ 4.22 ความเสียหายของบันไดที่มีค่า m (m-factor) สูงสุดในแต่ละชั้น (สำหรับวิธีสถิติเชิงเส้น) (แบบจำลองที่ M3A)

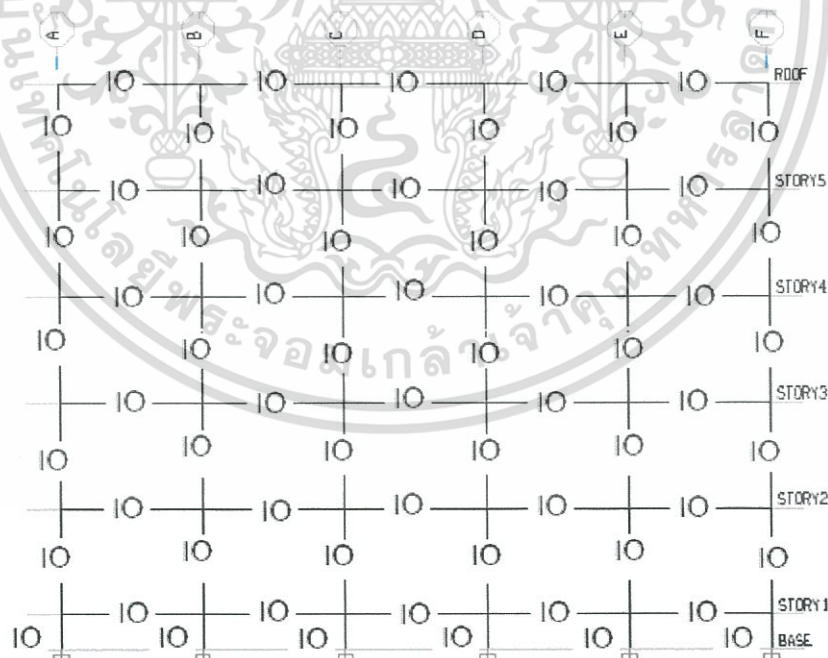
จากตารางที่ 4.39 – 4.40 และรูปที่ 4.22 เป็นการประเมินความเสียหายของบันไดพบว่า เมื่อพิจารณาค่าตัวประกอบความเชื่อมั่นของข้อมูล k=1 จะพบว่าใน staircase slab 1 และ staircase slab 2 ในทุกๆ ชั้นไม่เกิดความเสียหายแต่อย่างใด (ผ่านเกณฑ์ IO) และใน landing slab พบความเสียหายในระดับ LS-CP ในชั้นแรก และ ความเสียหายลดลงในระดับ IO-LS ในชั้นที่ 2 และ 3 จากนั้นความเสียหายลดลงในระดับผ่านเกณฑ์ IO ในชั้นที่ 4 และสำหรับใน landing slab ในทุกๆ ชั้นเกิดความเสียหายเนื่องจากมีกำลังต้านทานแรงเฉือนไม่เพียงพอ

ทั้งนี้ เมื่อพิจารณาค่าตัวประกอบความเชื่อมั่นของข้อมูล $k=0.75$ แล้ว จะพบความเสียหายใน staircase slab 1 และ staircase slab 2 ในระดับ IO-LS ในชั้นที่ 1 และ 2 จากนั้นความเสียหายลดลงในระดับผ่านเกณฑ์ IO ในชั้นที่ 3 และ 4 สำหรับ landing slab นั้น พบความเสียหายที่รุนแรง ความเสียหายเกินระดับสมรรถนะป้องกันการพังทลาย (ไม่ผ่านเกณฑ์ CP : FL) ในชั้นที่ 1 จากนั้นความเสียหายลดลงในระดับ LS-CP ในชั้นที่ 2 และ 3 และความเสียหายลดลงในระดับ IO-LS ในชั้นที่ 4 นอกจากนี้ยังพบว่า landing slab ในทุกๆ ชั้นเกิดความเสียหายเนื่องจากมีกำลังต้านทานแรงเฉือนไม่เพียงพอ

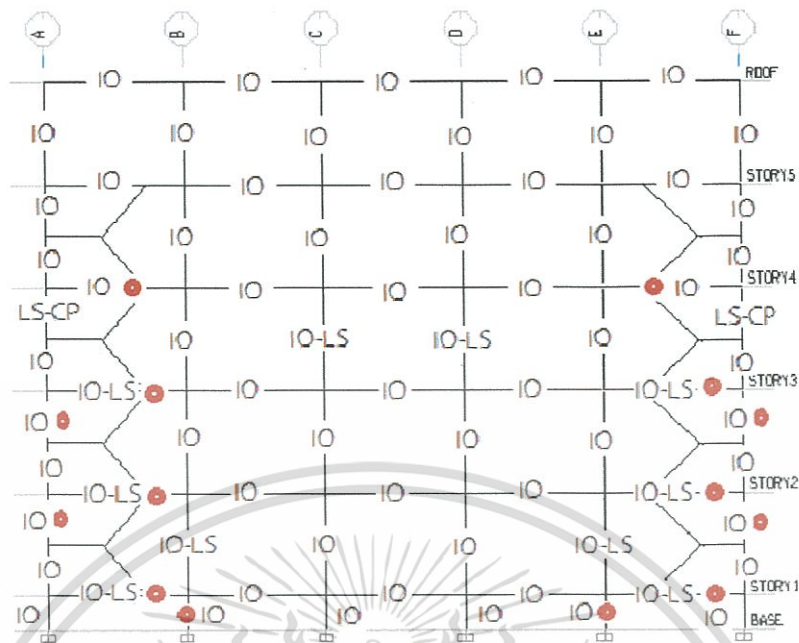
ขณะที่ คานที่รับบันได (B4) พบว่าไม่เกิดความเสียหายแต่อย่างใด (ผ่านเกณฑ์ IO) และคานที่ชานพัก (BST1) นั้นมีกำลังต้านทานการดัดในระดับสมรรถนะเข้าใช้สอยได้ทันทีที่เพียงพอ (ผ่านเกณฑ์ IO) แต่พบความเสียหายเนื่องจากแรงเฉือนในชั้นที่ 1 และ 2 ทั้งนี้ น่าจะมาจาก การสะสมของแรงเฉือนใน landing slab ที่มาจากชั้นบนถ่ายแรงเข้าสู่คาน BST1

ระดับสมรรถนะของชิ้นส่วน

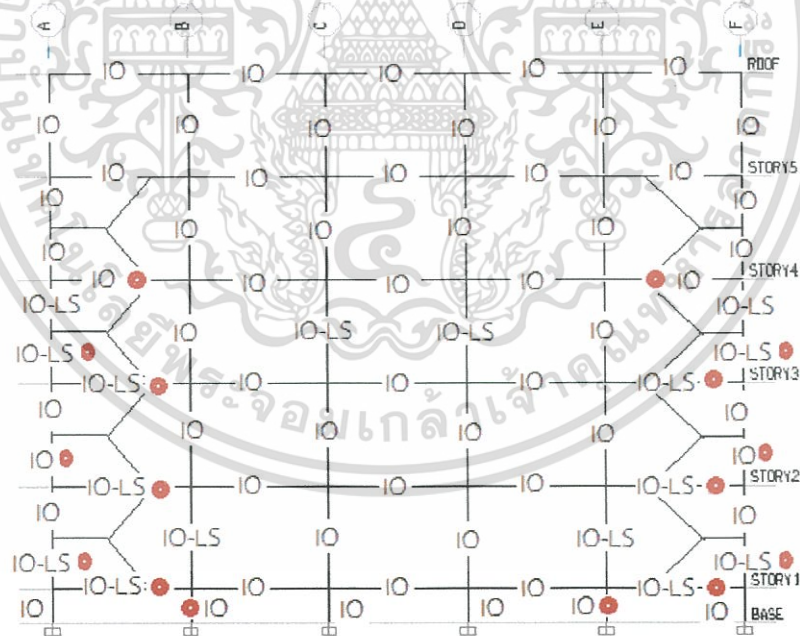
ในรูปที่ 4.23 – 4.27 แสดงระดับสมรรถนะของคาน และ เสา และรูปที่ 4.28 แสดงระดับสมรรถนะของบันได และ ในตารางที่ 4.41 – 4.42 แสดงจำนวนเปอร์เซ็นต์ของคานและเสาที่เกิดความเสียหายในระดับสมรรถนะต่างๆ ตามลำดับ



รูปที่ 4.23 ระดับสมรรถนะของโครงสร้างคานและเสาในโครงข้อแข็งที่ 1 และ 4 (แบบจำลองที่ M3A)

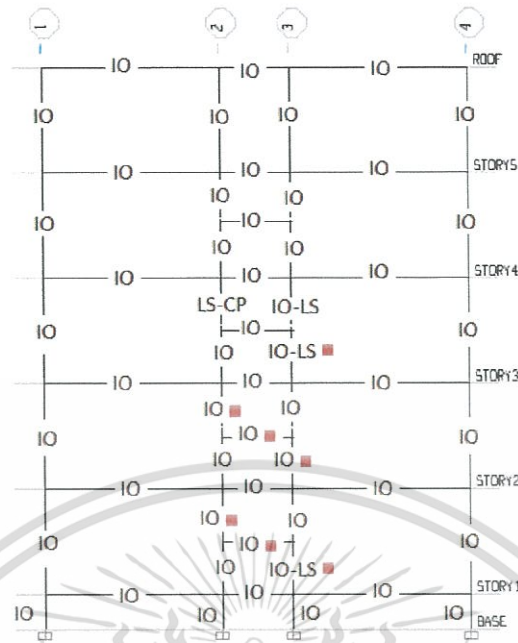


รูปที่ 4.24 ระดับสมรรถนะของโครงสร้างคานและเสา ในโครงข้อแข็งที่ 2 (แบบจำลองที่ M3A)

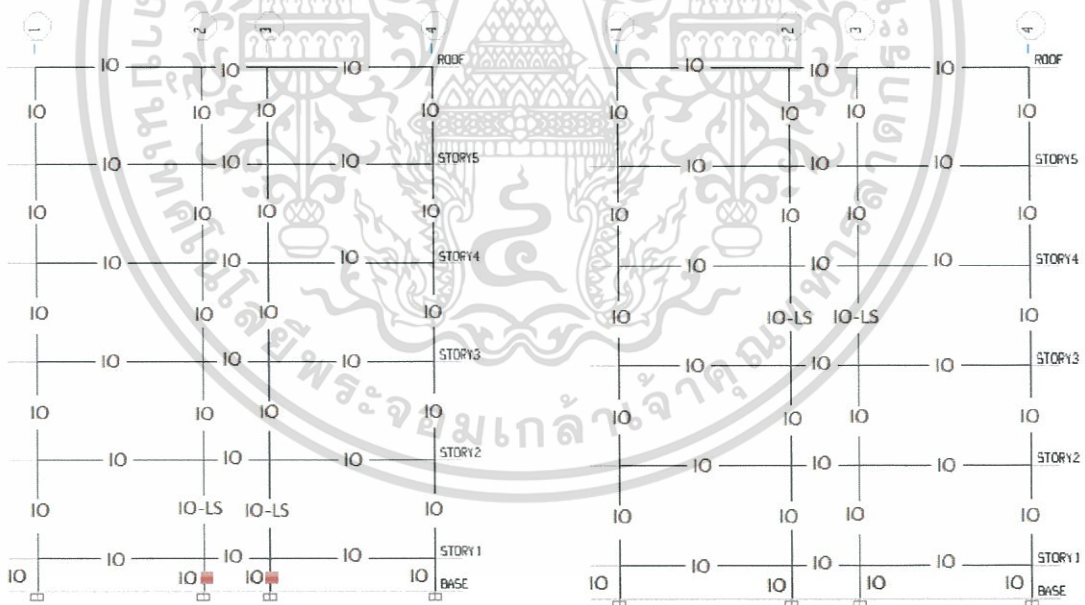


รูปที่ 4.25 ระดับสมรรถนะของโครงสร้างคานและเสา ในโครงข้อแข็งที่ 3 (แบบจำลองที่ M3A)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

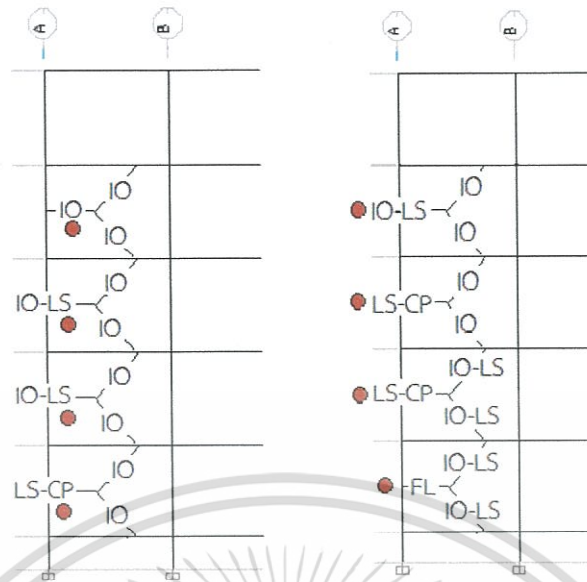


รูปที่ 4.26 ระดับสมรรถนะของโครงสร้างคานและเสา ในโครงข้อแข็งที่ A และ F (แบบจำลองที่ M3A)



รูปที่ 4.27 ระดับสมรรถนะของโครงสร้างคานและเสา ในโครงข้อแข็งที่ B และ E (ซ้าย) และ โครงข้อแข็งที่ C และ D (ขวา) (แบบจำลองที่ M3A)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 4.28 ระดับสมรรถนะของโครงสร้างบันได ($K = 1.00$) (ซ้าย) และ ($K = 0.75$) (ขวา)
(แบบจำลองที่ M3A)

ตารางที่ 4.41 จำนวนเปอร์เซ็นต์ของคานที่เกิดความเสียหายเกินกว่าค่าที่ยอมรับได้ที่ระดับสมรรถนะต่างๆ (สำหรับวิธีสถิติเชิงเส้น) (แบบจำลองที่ M3A)

ชั้น	จำนวนชิ้นส่วนของคานที่เกิดความเสียหาย (%)				
	แรงเฉือน	ระดับสมรรถนะ			
		ผ่านเกณฑ์ IO	ระดับ IO - LS	ระดับ LS - CP	ไม่ผ่านเกณฑ์ CP (FL)
Roof	0.00	15.45	0.00	0.00	0.00
5	0.00	16.26	0.00	0.00	0.00
4	1.63	17.07	0.00	0.00	0.00
3	1.63	15.45	1.63	0.00	0.00
2	2.44	15.45	1.63	0.00	0.00
1	2.44	15.45	1.63	0.00	0.00
รวม	8.14	95.13	4.89	0.00	0.00

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ตารางที่ 4.42 จำนวนเปอร์เซ็นต์ของเสาที่เกิดความเสียหายเกินกว่าค่าที่ยอมรับได้ที่ระดับสมรรถนะต่างๆ (สำหรับวิธีสถิติเชิงเส้น) (แบบจำลองที่ M3A)

ชั้น	จำนวนชิ้นส่วนของเสาที่เกิดความเสียหาย (%)				
	แรงเฉือน	ระดับสมรรถนะ			
		ผ่านเกณฑ์ IO	ระดับ IO - LS	ระดับ LS - CP	ไม่ผ่านเกณฑ์ CP (FL)
5	0.00	15.00	0.00	0.00	0.00
4	0.00	17.50	0.00	0.00	0.00
3	1.25	11.25	5.00	1.25	0.00
2	2.50	17.50	0.00	0.00	0.00
1	2.50	13.75	3.75	0.00	0.00
ตอม่อ	2.50	15.00	0.00	0.00	0.00
รวม	8.75	90.00	8.75	1.25	0.00

4.2.4 การวิเคราะห์และประเมินระดับสมรรถนะของโครงสร้างภายใต้แรงแผ่นดินไหวโดยพิจารณาผลของกำแพงอิฐก่อและบันได (อาคารตัวอย่างรูปแบบที่ 1) (แบบจำลองที่ M4A)

การเคลื่อนที่ของโครงสร้างและค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ในแต่ละระดับชั้น

เมื่อทำการวิเคราะห์โครงสร้างภายใต้น้ำหนักบรรทุกทุกในแนวดิ่งและแรงทางข้างแล้ว พบว่าการเคลื่อนที่ของโครงสร้างในทิศทางแกน X สูงสุดมีค่า 5.49 cm. และค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ในทิศทางแกน X มีค่า 0.424 % ซึ่งเกิดขึ้นที่ชั้น 3 ขณะที่การเคลื่อนที่ของโครงสร้างในทิศทางแกน Y สูงสุดมีค่า 2.27 cm. และค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ในทิศทางแกน Y มีค่า 0.184% ซึ่งเกิดขึ้นที่ชั้น 2 ค่าการเคลื่อนที่ของโครงสร้าง และการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ในทิศทางแกน X และ Y ถูกแสดงไว้ในตารางที่ 4.43

จากตารางที่ 4.43 พบว่าค่าเปอร์เซ็นต์การเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นสูงสุด มีค่าไม่เกินกว่าค่าที่ยอมให้ที่ระดับสมรรถนะเข้าใช้สอยได้ทันที (IO) ระดับสมรรถนะปลอดภัยต่อชีวิต (LS) และระดับสมรรถนะป้องกันการพังทลาย (CP) นั่นคือ 1% 2% และ 4% ตามลำดับ

ตารางที่ 4.43 การเคลื่อนที่ของโครงสร้าง และ ค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ในทิศทางแกน X และ Y (แบบจำลองที่ M4A)

ชั้น	ระดับความสูง (m.)	ทิศทางแกน X		ทิศทางแกน Y	
		Displacement (cm.)	% story drift	Displacement (cm.)	% story drift
Roof	15	5.49	0.277	2.27	0.078
Story 5	12	4.66	0.309	2.04	0.125
Story 4	9	3.73	0.382	1.66	0.161
Story 3	6	2.59	0.424	1.18	0.180
Story 2	3	1.32	0.403	0.64	0.184
Story 1	0	0.11	0.110	0.09	0.087
หลังฐานราก	-1	0.00	0.000	0.00	0.000

การประเมินชิ้นส่วนคาน

จากผลการวิเคราะห์แรงภายในที่เกิดขึ้นในคาน ได้นำมาใช้ในการประเมินระดับความเสียหาย ซึ่งผลของการประเมินระดับความเสียหายของคาน ถูกแสดงไว้ในตารางที่ 4.44 – 4.47 และรูปที่ 4.29

ตารางที่ 4.44 ผลการประเมินความเสียหายของคานที่มีค่า m (m-factor) สูงสุดในแต่ละชั้น (สำหรับวิธีสถิตยเชิงเส้น) ของโครงข้อแข็งที่ 1 และ 4 (แบบจำลองที่ M4A)

ชั้น	V (kN)	M (kN.m)	Mn (kN.m)		V $\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$	$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$	m-factor	Damage Level		
			Mn (+)	Mn (-)				IO	LS	CP
roof	24	27	80	80	0.0554	0.00	0.46	2	3	4
5	35	46	80	80	0.0796	0.00	0.76	2	3	4
4	39	51	80	80	0.0890	0.00	0.86	2	3	4
3	44	59	80	80	0.1001	0.00	0.99	2	3	4
2	46	63	80	80	0.1063	0.00	1.04	2	3	4
1	35	43	80	80	0.0804	0.00	0.71	2	3	4

ตารางที่ 4.45 ผลการประเมินความเสียหายของคานที่มีค่า m (m-factor) สูงสุดในแต่ละชั้น (สำหรับวิธีสถิติเชิงเส้น) ของโครงข้อแข็งที่ 2 และ 3 (แบบจำลองที่ M4A)

ชั้น	V (kN)	M (kN.m)	Mn (kN.m)		$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$	$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$	m-factor	Damage Level		
			Mn (+)	Mn (-)				IO	LS	CP
roof	35	42	80	80	0.0812	0.00	0.69	2	3	4
5	101	55	80	80	0.2319	0.00	0.92	2	3	4
4	140	74	80	80	0.3216	0.00	1.23	1.79	2.71	3.71
3	173	93	80	80	0.3966	0.00	1.55	1.56	2.41	3.41
2	198	106	80	80	0.4546	0.00	1.76	1.39	2.18	3.18
1	179	98	80	80	0.4112	0.00	1.63	1.52	2.36	3.36

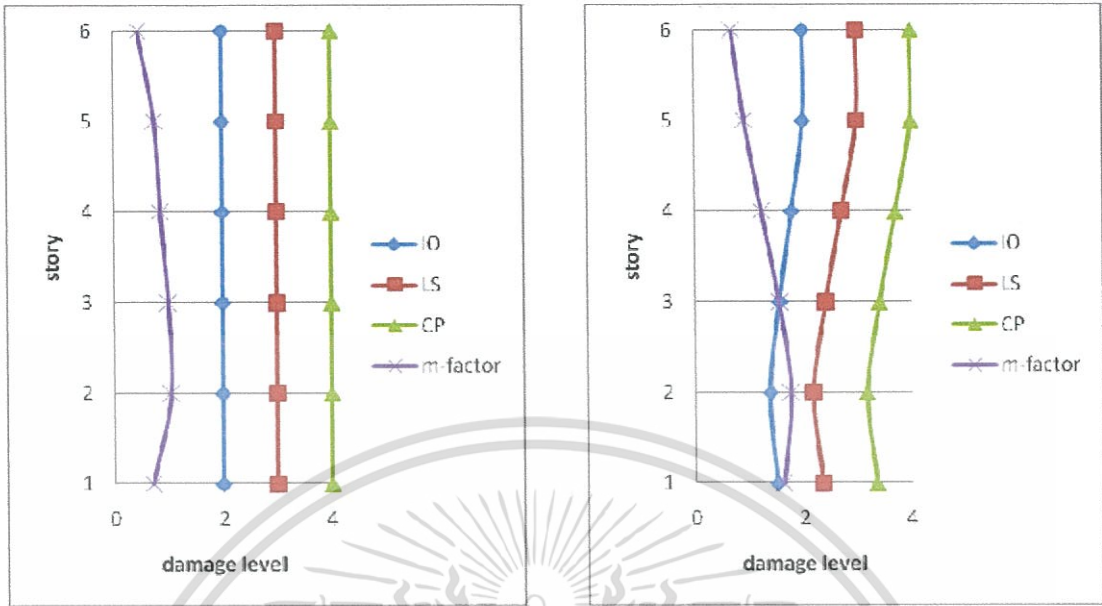
ตารางที่ 4.46 ผลการประเมินความเสียหายของคานที่มีค่า m (m-factor) สูงสุดในแต่ละชั้น (สำหรับวิธีสถิติเชิงเส้น) ของโครงข้อแข็งที่ A และ F (แบบจำลองที่ M4A)

ชั้น	V (kN)	M (kN.m)	Mn (kN.m)		$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$	$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$	m-factor	Damage Level		
			Mn (+)	Mn (-)				IO	LS	CP
roof	23	18	85	147	0.0516	-0.22	0.16	2	3	4
5	25	26	85	147	0.0580	-0.22	0.23	2	3	4
4	30	30	85	147	0.0684	-0.22	0.27	2	3	4
3	35	34	85	147	0.0811	-0.22	0.31	2	3	4
2	38	36	85	147	0.0880	-0.22	0.33	2	3	4
1	42	35	85	147	0.0959	-0.22	0.32	2	3	4

ตารางที่ 4.47 ผลการประเมินความเสียหายของคานที่มีค่า m (m-factor) สูงสุดในแต่ละชั้น (สำหรับวิธีสถิติเชิงเส้น) ของโครงข้อแข็งที่ B, C, D และ E (แบบจำลองที่ M4A)

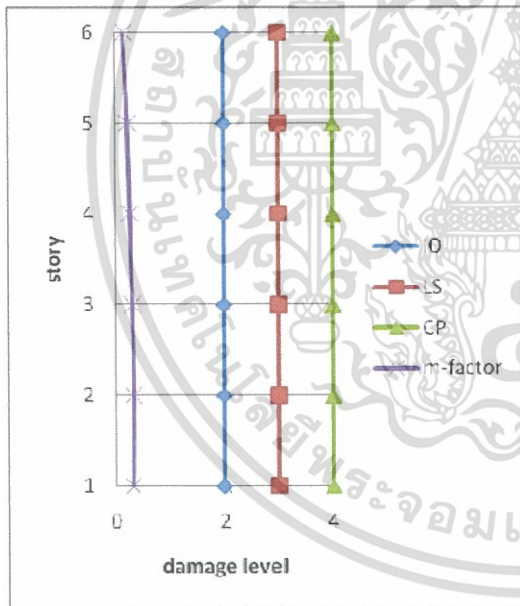
ชั้น	V (kN)	M (kN.m)	Mn (kN.m)		$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$	$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$	m-factor	Damage Level		
			Mn (+)	Mn (-)				IO	LS	CP
roof	37	31	85	147	0.0856	-0.22	0.28	2	3	4
5	41	37	85	147	0.0933	-0.22	0.34	2	3	4
4	43	41	85	147	0.0994	-0.22	0.37	2	3	4
3	45	44	85	147	0.1031	-0.22	0.39	2	3	4
2	46	45	85	147	0.1061	-0.22	0.41	2	3	4
1	45	45	85	147	0.1039	-0.22	0.41	2	3	4

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้ผู้ใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



โครงสร้างแข็งที่ 1+4

โครงสร้างแข็งที่ 2+3



โครงสร้างแข็งที่ A, B, C, D, E และ F

รูปที่ 4.29 ความเสียหายของคานที่มีค่า m (m-factor) สูงสุดในแต่ละชั้น (สำหรับวิธีสถิตยเชิงเส้น) (แบบจำลองที่ M4A)

ในตารางที่ 4.44 และ 4.46 – 4.47 เป็นการประเมินความเสียหายของคานสำหรับโครงสร้างแข็งที่ 1 และ 4 และ โครงสร้างแข็งที่ A B C D E และ F พบว่า คานมีกำลังต้านทานการดัดที่เพียงพอต่อระดับสมรรถนะเข้าใช้สอยได้ทันที (ผ่านเกณฑ์ IO) สำหรับทุกๆ ชั้น

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ในตารางที่ 4.45 เป็นการประเมินความเสียหายของคานสำหรับโครงข้อแข็งที่ 2 และ 3 พบว่า คานมีความเสียหายในระดับ IO-LS ในชั้นแรกและชั้นที่ 2 จากนั้นความเสียหายของคานก็เริ่มลดลงที่ระดับชั้นที่ 3 ถึงหลังคา โดยพบว่า คานมีกำลังต้านทานการดัดที่เพียงพอต่อระดับสมรรถนะเข้าใช้สอยได้ทันที (ผ่านเกณฑ์ IO) นอกจากนี้ยังพบว่าคานในระดับชั้นที่ 1 ถึงชั้นที่ 4 มีความเสียหายเนื่องจากแรงเฉือนด้วย (กำลังต้านทานแรงเฉือนไม่เพียงพอ) ทั้งนี้มาจากจากการสะสมของแรงเฉือนตั้งแต่ชั้นบนๆ จนถึงชั้นล่างๆ

การประเมินชิ้นส่วนเสา

จากผลการวิเคราะห์แรงภายในที่เกิดขึ้นในเสา ได้นำมาใช้ในการประเมินระดับความเสียหาย ซึ่งผลของการประเมินระดับความเสียหายของเสา ถูกแสดงไว้ในตารางที่ 4.48 – 4.51 และรูปที่ 4.30 – 4.31 ซึ่งพบว่า ความเสียหายของเสาส่วนใหญ่เป็นผลมาจากการดัดเป็นส่วนใหญ่

ตารางที่ 4.48 ผลการประเมินความเสียหายของเสาที่มีค่า m (m-factor) สูงสุดในแต่ละชั้น (สำหรับวิธีสถิติเชิงเส้น) ของโครงข้อแข็งที่ 1 และ 4 (แบบจำลองที่ M4A)

ชั้น	P (kN)	V (kN)	M (kN.m)		M (kN.m) (Mx=My)	$\frac{P}{A_g f'_c}$	$\frac{A_v}{b_w s}$	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$	m - factor	Damage Level		
			Mx	My						IO	LS	CP
5	76	25	31	40	85	0.036	0.0034	0.0714	0.79	1.62	1.93	2.24
4	172	25	22	38	90	0.081	0.0034	0.0715	0.65	1.62	1.93	2.24
3	271	32	22	49	94	0.128	0.0034	0.0917	0.76	1.20	1.33	1.43
2	370	36	23	54	100	0.175	0.0034	0.1039	0.79	1.21	1.38	1.48
1	469	36	18	56	105	0.222	0.0034	0.1039	0.75	1.21	1.42	1.52
ต่อม่อ	558	80	33	63	146	0.194	0.0029	0.1678	0.65	1.21	1.39	1.49

ตารางที่ 4.49 ผลการประเมินความเสียหายของเสาที่มีค่า m (m-factor) สูงสุดในแต่ละชั้น (สำหรับวิธีสถิติเชิงเส้น) ของโครงข้อแข็งที่ 2 และ 3 (เฉพาะ line B , C , D และ E) (แบบจำลองที่ M4A)

ชั้น	P (kN)	V (kN)	M (kN.m)		M (kN.m) (Mx=My)	$\frac{P}{A_g f'_c}$	$\frac{A_v}{b_w s}$	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$	m - factor	Damage Level		
			Mx	My						IO	LS	CP
5	108	25	20	39	86	0.051	0.0034	0.0707	0.67	1.62	1.93	2.24
4	206	31	15	49	92	0.097	0.0034	0.0893	0.74	1.62	1.93	2.24
3	414	46	15	68	102	0.195	0.0034	0.1305	0.92	1.21	1.40	1.50
2	668	53	15	81	130	0.315	0.0034	0.1528	0.85	1.22	1.52	1.62
1	957	52	13	78	122	0.452	0.0034	0.1476	0.86	1.22	1.45	1.66
ต่อม่อ	1226	136	22	75	186	0.425	0.0029	0.2859	0.56	1.11	1.14	1.30

เอกสารนี้เป็นเอกสารลิขสิทธิ์สงวนไว้สำหรับรับใช้ของกองบัญชาการป้องกันและบรรเทาสาธารณภัยแห่งชาติ ไม่ควรเผยแพร่โดยไม่ได้รับอนุญาต
ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

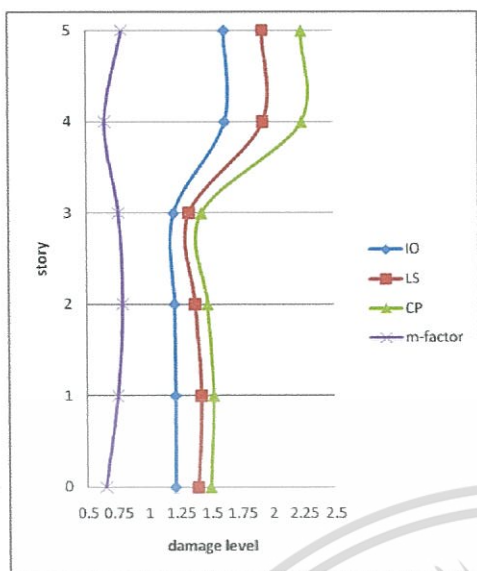
ตารางที่ 4.50 ผลการประเมินความเสียหายของเสาที่มีค่า m (m-factor) สูงสุดในแต่ละชั้น (สำหรับวิธีสถิติเชิงเส้น) ของโครงข้อแข็งที่ 2 (เฉพาะ line A และ F) (แบบจำลองที่ M4A)

ชั้น	P (kN)	V (kN)	M (kN.m)		M (kN.m) (Mx=My)	$\frac{P}{A_g f'_c}$	$\frac{A_v}{b_w s}$	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$	m - factor	Damage Level		
			Mx	My						IO	LS	CP
5	59	16	12	31	84	0.028	0.0034	0.0472	0.53	1.62	1.93	2.24
4T	110	72	15	59	86	0.052	0.0034	0.2068	0.94	1.62	1.93	2.24
4B	241	24	21	26	94	0.114	0.0034	0.0689	0.47	1.20	1.31	1.41
3T	291	95	21	77	96	0.137	0.0034	0.2722	1.10	1.02	1.06	1.16
3B	458	32	26	25	105	0.216	0.0034	0.0910	0.46	1.21	1.42	1.52
2T	514	107	24	88	130	0.242	0.0034	0.3060	0.93	1.07	1.22	1.33
2B	706	37	30	26	124	0.333	0.0034	0.1069	0.42	1.20	1.33	1.43
1T	770	114	26	94	128	0.363	0.0034	0.3255	1.02	1.13	1.30	1.46
1B	967	39	31	38	122	0.456	0.0034	0.1110	0.53	1.22	1.43	1.65
ต่อม่อ	1041	69	22	60	191	0.361	0.0029	0.1456	0.44	1.22	1.51	1.61

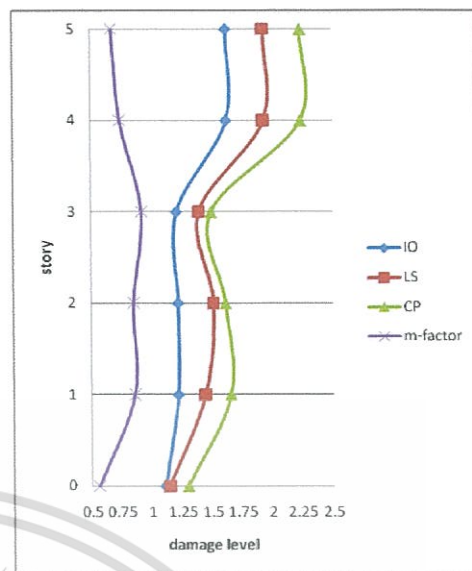
ตารางที่ 4.51 ผลการประเมินความเสียหายของเสาที่มีค่า m (m-factor) สูงสุดในแต่ละชั้น (สำหรับวิธีสถิติเชิงเส้น) ของโครงข้อแข็งที่ 3 (เฉพาะ line A และ F) (แบบจำลองที่ M4A)

ชั้น	P (kN)	V (kN)	M (kN.m)		M (kN.m) (Mx=My)	$\frac{P}{A_g f'_c}$	$\frac{A_v}{b_w s}$	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$	m - factor	Damage Level		
			Mx	My						IO	LS	CP
5	58	20	12	34	84	0.028	0.0034	0.0566	0.57	1.62	1.93	2.24
4T	104	23	20	13	86	0.049	0.0034	0.0649	0.37	1.62	1.93	2.24
4B	234	75	21	63	92	0.111	0.0034	0.2157	0.96	1.20	1.31	1.41
3T	286	32	26	15	96	0.135	0.0034	0.0921	0.41	1.20	1.34	1.44
3B	451	96	25	80	104	0.213	0.0034	0.2754	1.07	1.06	1.10	1.24
2T	506	38	30	15	130	0.239	0.0034	0.1098	0.35	1.21	1.44	1.54
2B	696	113	28	93	130	0.329	0.0034	0.3230	1.00	1.11	1.29	1.46
1T	752	40	31	14	128	0.355	0.0034	0.1149	0.36	1.22	1.56	1.66
1B	952	137	18	106	122	0.449	0.0034	0.3920	1.18	1.11	1.30	1.45
ต่อม่อ	1024	25	16	53	192	0.355	0.0029	0.0526	0.39	1.22	1.51	1.61

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

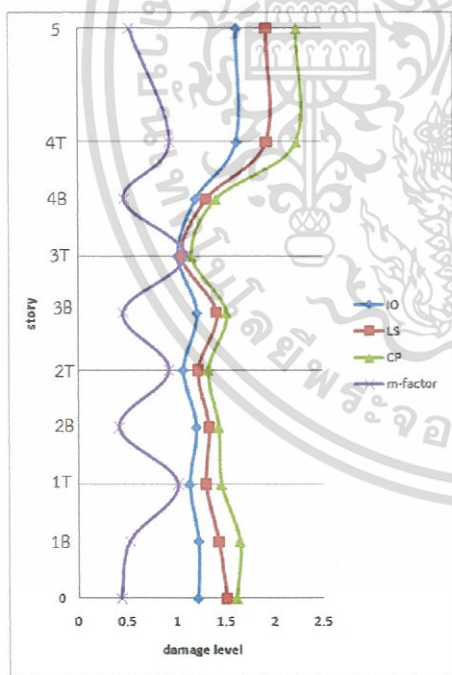


โครงข้อแข็งที่ 1 และ 4

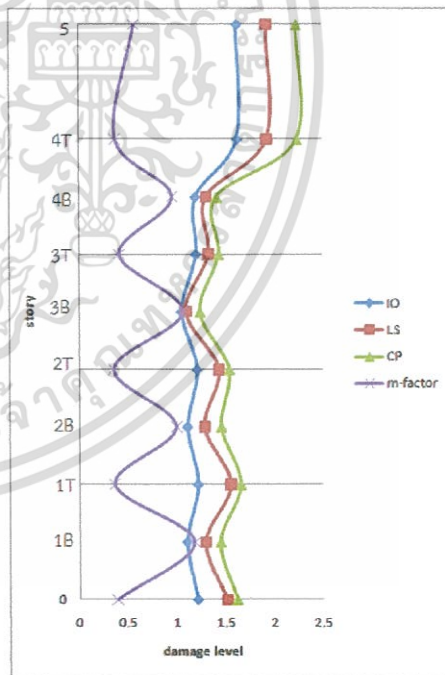


โครงข้อแข็งที่ 2 และ 3 (เฉพาะ line B - E)

รูปที่ 4.30 ความเสียหายของเสาที่มีค่า m (m-factor) สูงสุดในแต่ละชั้น (สำหรับวิธีสถิติเชิงเส้น) (แบบจำลองที่ M4A)



โครงข้อแข็งที่ 2 (เฉพาะ line A และ F)



โครงข้อแข็งที่ 3 (เฉพาะ line A และ F)

รูปที่ 4.31 ความเสียหายของเสาที่แสดงโดยค่า m (m-factor) สำหรับเสาของโครงข้อแข็งที่ 2 และ 3 (line A และ F) ที่มีพฤติกรรมเป็นแบบเสาสั้น (แบบจำลองที่ M4A)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

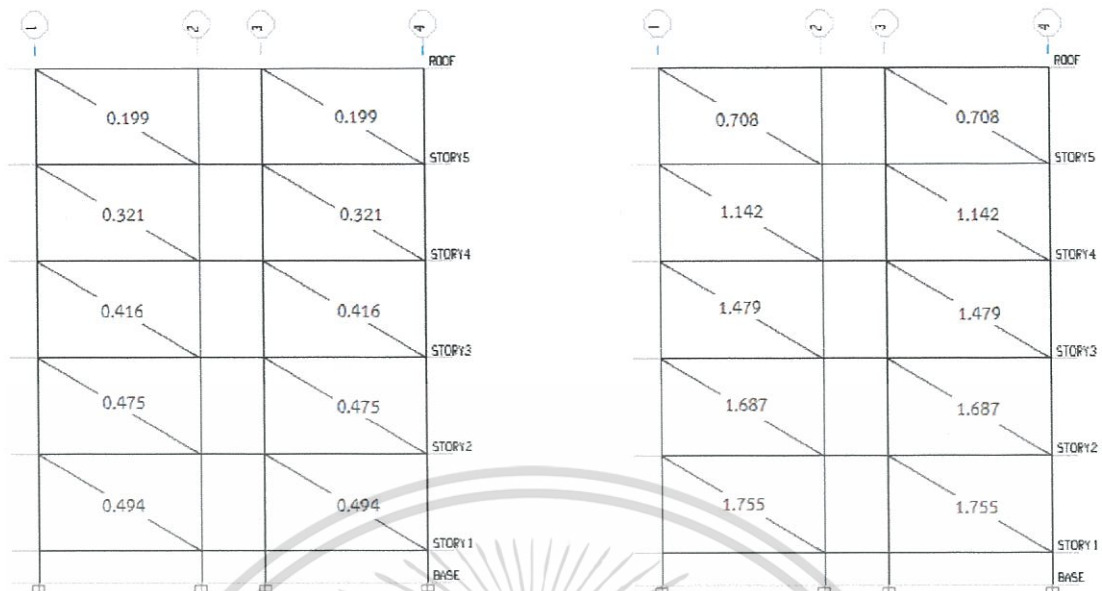
ในตารางที่ 4.48 – 4.49 เป็นการประเมินความเสียหายของเสาในโครงข้อแข็งที่ 1 , 2 , 3 และ 4 พบว่า เสาทุกระดับชั้นมีกำลังต้านทานการดัดที่เพียงพอต่อระดับสมรรถนะเข้าใช้สอยได้ทันที (ผ่านเกณฑ์ IO)

ผลของการประเมินความเสียหายของเสาในโครงข้อแข็งที่ 2 และ 3 ใน line A และ F ซึ่งจัดเป็นเสาที่มีพฤติกรรมเป็นแบบเสาสั้น ถูกแสดงไว้ในตารางที่ 4.50 – 4.51 และในรูปที่ 4.31 จากตารางที่ 4.50 และรูปที่ 4.31 (ซ้าย) เป็นการประเมินความเสียหายของเสาในโครงข้อแข็งที่ 2 (line A และ F) พบว่า เสามีกำลังต้านทานการดัดที่เพียงพอต่อระดับสมรรถนะเข้าใช้สอยได้ทันที (ผ่านเกณฑ์ IO) ในทุกระดับชั้น ยกเว้นเพียงแต่ในเสาชั้นที่ 3 ส่วนบน (3T) เสามีความเสียหายในระดับ LS-CP และเนื่องจากเสาที่มีพฤติกรรมเป็นเสาสั้นทำให้เกิดแรงเฉือนเนื่องจากแรงแผ่นดินไหวมากขึ้น จึงเป็นเหตุให้เสาเกิดการวิบัติเนื่องจากแรงเฉือน (กำลังต้านทานแรงเฉือนไม่เพียงพอ) ซึ่งจะพบได้ในเสาชั้นที่ 1 และ 2 ในส่วนบน (1T และ 2T)

สำหรับในตารางที่ 4.51 และรูปที่ 4.31 (ขวา) เป็นการประเมินความเสียหายของเสาในโครงข้อแข็งที่ 3 (line A และ F) พบว่า เสามีกำลังต้านทานการดัดที่เพียงพอต่อระดับสมรรถนะเข้าใช้สอยได้ทันที (ผ่านเกณฑ์ IO) ในทุกระดับชั้น ยกเว้นในเสาชั้นที่ 1 ส่วนล่าง (1B) และเสาชั้นที่ 3 ส่วนล่าง (3B) พบว่า เสามีความเสียหายในระดับ IO-LS และเนื่องจากเสาที่มีพฤติกรรมเป็นเสาสั้นทำให้พบการวิบัติเนื่องจากแรงเฉือนเนื่องจากแรงแผ่นดินไหว ในเสาชั้นที่ 1 , 2 และ 3 ในส่วนล่าง (1B , 2B , และ 3B)

การประเมินกำแพงอิฐก่อ

ในรูปที่ 4.32 แสดงค่า DCR (Demand Capacity Ratio) ที่เกิดขึ้นในชิ้นส่วนค้ำยันรับแรงอัดที่ใช้เป็นแบบจำลองของกำแพงอิฐก่อเนื่องจากแรงอัดในแนวแกน และ แรงเฉือน หากพบค่าของ DCR ที่มีค่ามากกว่า 1 แสดงว่าชิ้นส่วนนั้นมีกำลังต้านทานไม่เพียงพอ จากการตรวจสอบพบว่า กำแพงอิฐก่อส่วนใหญ่มักเกิดความเสียหายในโหมดการพังเนื่องจากแรงเฉือน โดยพบความเสียหายในชั้นที่ 1 ถึงชั้นที่ 4 การวิบัติมักจะมีความรุนแรงตั้งแต่ชั้นบนจนถึงชั้นล่างๆ (ดูจากค่า DCR) ทั้งนี้ก็เนื่องมาจากการสะสมของแรงเฉือนในชั้นล่างๆ ของอาคารที่มีมากกว่าในชั้นบนๆ นั่นเอง



รูปที่ 4.32 ค่า DCR (Demand Capacity Ratio) ของชั้นส่วนค้ำยันรับแรงอัดเนื่องจากผลของแรงอัดในแนวแกน (ซ้าย) และ ผลของแรงเฉือน (ขวา) (แบบจำลองที่ M4A)

การประเมินบันได

ผลของการประเมินความเสียหายถูกแสดงไว้ในตารางที่ 4.52 – 4.53 และรูปที่ 4.33

จากตารางที่ 4.52 – 4.53 และรูปที่ 4.33 เป็นการประเมินความเสียหายของบันได พบว่า เมื่อพิจารณาค่าตัวประกอบความเชื่อมั่นของข้อมูล $k=1$ จะพบว่าใน staircase slab ในทุกๆ ชั้นไม่เกิดความเสียหายแต่อย่างใด (ผ่านเกณฑ์ IO) และใน landing slab พบความเสียหายในระดับ LS-CP ในชั้นแรก และ ความเสียหายลดลงในระดับ IO-LS ในชั้นที่ 2 และ 3 ขณะที่ในชั้นที่ 4 ไม่เกิดความเสียหาย และสำหรับใน landing slab ในทุกๆ ชั้นเกิดความเสียหายเนื่องจากมีกำลังต้านทานแรงเฉือนไม่เพียงพอ

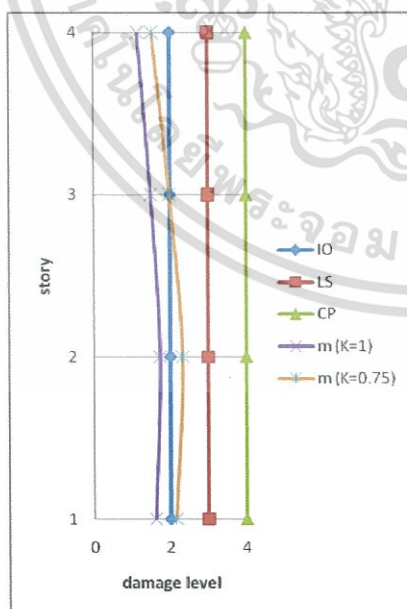
ทั้งนี้ เมื่อพิจารณาค่าตัวประกอบความเชื่อมั่นของข้อมูล $k=0.75$ แล้ว จะพบความเสียหายใน staircase slab ในระดับ IO-LS ในชั้นที่ 1 และ 2 จากนั้นความเสียหายลดลงในระดับผ่านเกณฑ์ IO ในชั้นที่ 3 และ 4 สำหรับ landing slab นั้น พบความเสียหายรุนแรงในระดับ LS-CP ในชั้นที่ 1 ถึง 3 และ ความเสียหายลดลงในระดับ IO-LS ในชั้นที่ 4 นอกจากนี้ยังพบว่า landing slab ในทุกๆ ชั้นเกิดความเสียหายเนื่องจากมีกำลังต้านทานแรงเฉือนไม่เพียงพอ

ตารางที่ 4.52 ผลการประเมินความเสียหายของบันไดที่มีค่า m (m-factor) สูงสุด ในชั้นส่วน staircase slab (แบบจำลองที่ M4A)

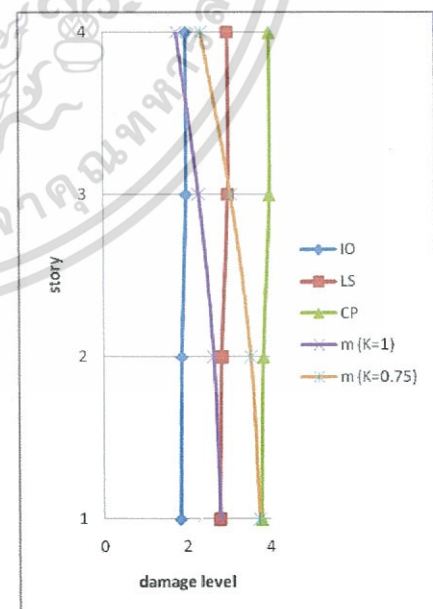
ชั้น	V (kN)	M (kN.m)	Mn (kN.m)	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$	$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$	M - factor		Damage Level		
						K=1	K=0.75	IO	LS	CP
ชั้น 4 ถึง ชั้น 5	44	43	37	0.0733	0.00	1.15	1.53	2	3	4
ชั้น 3 ถึง ชั้น 4	56	55	37	0.0920	0.00	1.49	1.98	2	3	4
ชั้น 2 ถึง ชั้น 3	64	64	37	0.1054	0.00	1.73	2.31	2	3	4
ชั้น 1 ถึง ชั้น 2	61	59	37	0.1003	0.00	1.61	2.14	2	3	4

ตารางที่ 4.53 ผลการประเมินความเสียหายของบันไดที่มีค่า m (m-factor) สูงสุด ในชั้นส่วน landing slab (แบบจำลองที่ M4A)

ชั้น	V (kN)	M (kN.m)	Mn (kN.m)	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$	$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$	M - factor		Damage Level		
						K=1	K=0.75	IO	LS	CP
ชั้น 4 ถึง ชั้น 5	117	66	37	0.1930	0.00	1.78	2.37	2	3	4
ชั้น 3 ถึง ชั้น 4	152	85	37	0.2502	0.00	2.30	3.07	2	3	4
ชั้น 2 ถึง ชั้น 3	175	98	37	0.2888	0.00	2.65	3.54	1.88	2.85	3.85
ชั้น 1 ถึง ชั้น 2	183	104	37	0.3016	0.00	2.80	3.74	1.85	2.79	3.79



staircase slab



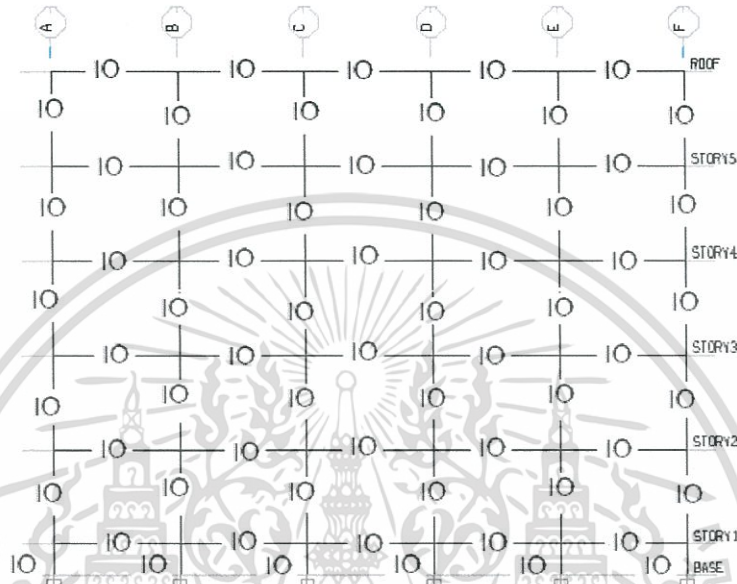
landing slab

รูปที่ 4.33 ความเสียหายของบันไดที่มีค่า m (m-factor) สูงสุดในแต่ละชั้น (สำหรับวิธีสถิติเชิงเส้น) (แบบจำลองที่ M4A)

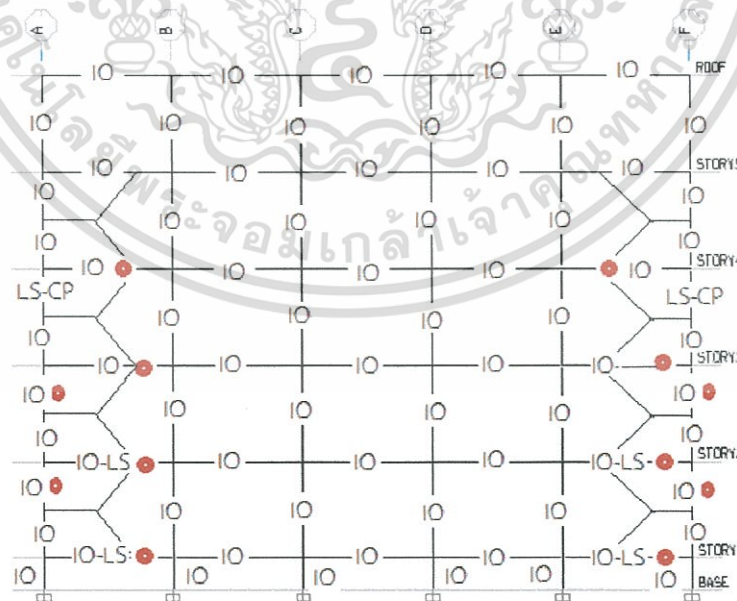
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับใช้เพื่อการเรียนการสอนเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ระดับสมรรถนะของชิ้นส่วน

ในรูปที่ 4.34 – 4.37 แสดงระดับสมรรถนะของคาน และ เสา และรูปที่ 4.38 แสดงระดับสมรรถนะของบันได และ ในตารางที่ 4.54 – 4.55 แสดงจำนวนเปอร์เซ็นต์ของคานและเสา ที่เกิดความเสียหายในระดับสมรรถนะต่างๆ ตามลำดับ

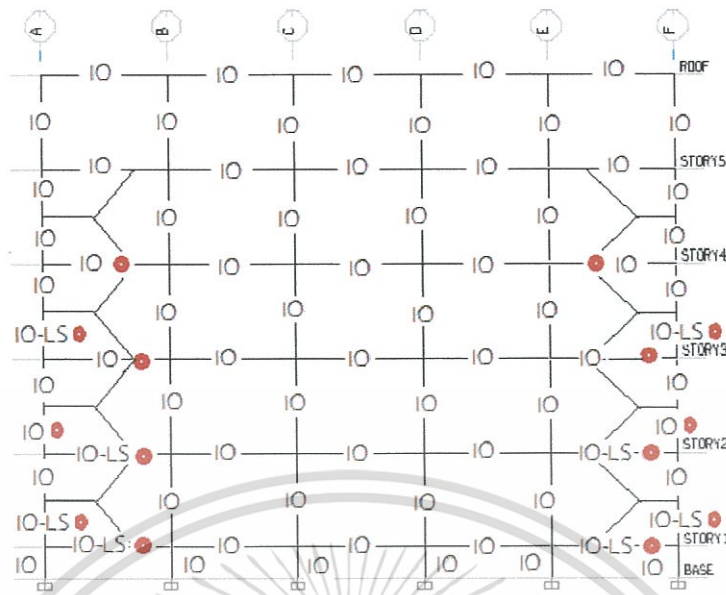


รูปที่ 4.34 ระดับสมรรถนะของโครงสร้างคานและเสา ในโครงข้อแข็งที่ 1 และ 4 (แบบจำลองที่ M4A)

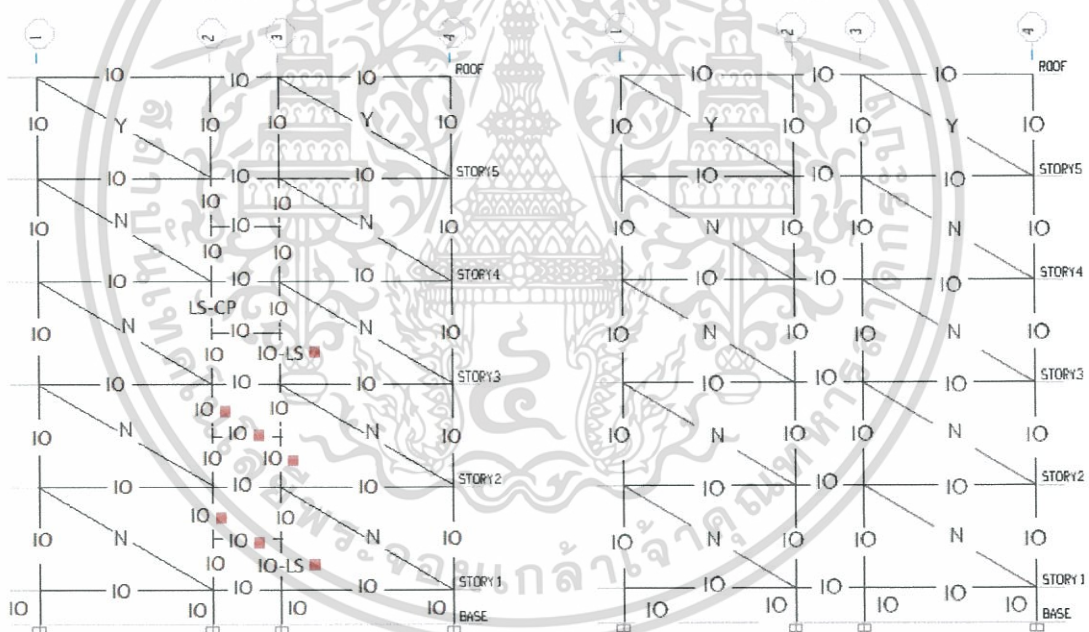


รูปที่ 4.35 ระดับสมรรถนะของโครงสร้างคานและเสา ในโครงข้อแข็งที่ 2 (แบบจำลองที่ M4A)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

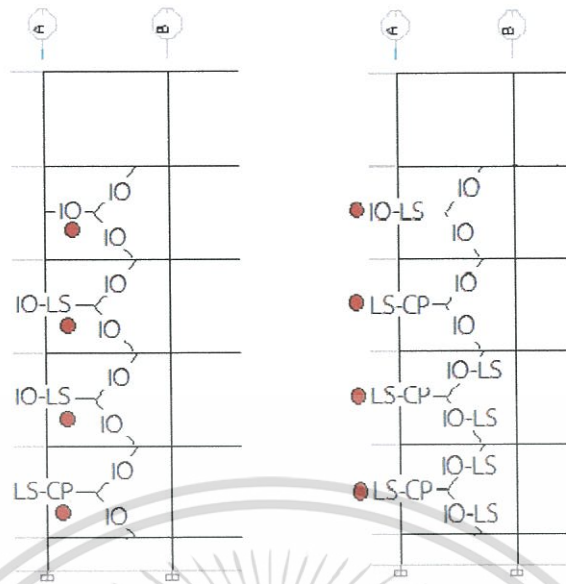


รูปที่ 4.36 ระดับสมรรถนะของโครงสร้างคานและเสา ในโครงข้อแข็งที่ 3 (แบบจำลองที่ M4A)



รูปที่ 4.37 ระดับสมรรถนะของโครงสร้างคานและเสา ในโครงข้อแข็งที่ A และ F (ซ้าย) และ โครงข้อแข็งที่ B, C, D และ E (ขวา) (แบบจำลองที่ M4A)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 4.38 ระดับสมรรถนะของโครงสร้างบันได ($K = 1.00$) (ซ้าย) และ ($K = 0.75$) (ขวา)
(แบบจำลองที่ M4A)

ตารางที่ 4.54 จำนวนเปอร์เซ็นต์ของคานที่เกิดความเสียหายเกินกว่าค่าที่ยอมรับได้ที่ระดับสมรรถนะต่างๆ (สำหรับวิธีสถิติเชิงเส้น) (แบบจำลองที่ M4A)

ชั้น	จำนวนชิ้นส่วนของคานที่เกิดความเสียหาย (%)				
	แรงเฉือน	ระดับสมรรถนะ			
		ผ่านเกณฑ์ IO	ระดับ IO - LS	ระดับ LS - CP	ไม่ผ่านเกณฑ์ CP (FL)
Roof	0.00	15.44	0.00	0.00	0.00
5	0.00	16.26	0.00	0.00	0.00
4	1.63	17.07	0.00	0.00	0.00
3	1.63	17.07	0.00	0.00	0.00
2	1.63	15.45	1.63	0.00	0.00
1	1.63	15.45	1.63	0.00	0.00
รวม	6.52	96.74	3.26	0.00	0.00

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ตารางที่ 4.55 จำนวนเปอร์เซ็นต์ของเสาที่เกิดความเสียหายเกินกว่าค่าที่ยอมรับได้ที่ระดับสมรรถนะต่างๆ (สำหรับวิธีสถิติเชิงเส้น) (แบบจำลองที่ M4A)

ชั้น	จำนวนชิ้นส่วนของเสาที่เกิดความเสียหาย (%)				
	แรงเฉือน	ระดับสมรรถนะ			
		ผ่านเกณฑ์ IO	ระดับ IO - LS	ระดับ LS - CP	ไม่ผ่านเกณฑ์ CP (FL)
5	0.00	15.00	0.00	0.00	0.00
4	0.00	17.50	0.00	0.00	0.00
3	1.25	15.00	1.25	1.25	0.00
2	2.50	17.50	0.00	0.00	0.00
1	2.50	16.25	1.25	0.00	0.00
ตอม่อ	0.00	15.00	0.00	0.00	0.00
รวม	6.25	96.25	2.50	1.25	0.00

4.2.5 การวิเคราะห์และประเมินระดับสมรรถนะของโครงสร้างภายใต้แรงแผ่นดินไหวโดยพิจารณาผลของบันได แต่ มิได้พิจารณาผลของกำแพงอิฐก่อ (อาคารตัวอย่างรูปแบบที่ 2) (แบบจำลองที่ M3B)

การเคลื่อนที่ของโครงสร้างและค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ในแต่ละระดับชั้น

เมื่อทำการวิเคราะห์โครงสร้างภายใต้น้ำหนักบรรทุกในแนวดิ่งและแรงทางข้างแล้ว พบว่าการเคลื่อนที่ของโครงสร้างในทิศทางแกน X สูงสุดมีค่า 7.51 cm. และค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ในทิศทางแกน X มีค่า 0.621 % ซึ่งเกิดขึ้นที่ชั้น 3 ขณะที่การเคลื่อนที่ของโครงสร้างในทิศทางแกน Y สูงสุดมีค่า 8.01 cm. และค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ในทิศทางแกน Y มีค่า 0.664 % ซึ่งเกิดขึ้นที่ชั้น 3 เช่นเดียวกัน ค่าการเคลื่อนที่ของโครงสร้าง และการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ในทิศทางแกน X และ Y ถูกแสดงไว้ในตารางที่ 4.56

จากตารางที่ 4.56 พบว่าค่าเปอร์เซ็นต์การเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นสูงสุด มีค่าไม่เกินกว่าค่าที่ยอมให้ที่ระดับสมรรถนะเข้าใช้สอยได้ทันที (IO) ระดับสมรรถนะปลอดภัยต่อชีวิต (LS) และระดับสมรรถนะป้องกันการพังทลาย (CP) นั่นคือ 1% 2% และ 4% ตามลำดับ

ตารางที่ 4.56 การเคลื่อนที่ของโครงสร้าง และ ค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ในทิศทางแกน X และ Y (แบบจำลองที่ M3B)

ชั้น	ระดับความสูง (m.)	ทิศทางแกน X		ทิศทางแกน Y	
		Displacement (cm.)	% story drift	Displacement (cm.)	% story drift
Roof	15	7.51	0.280	8.01	0.317
Story 5	12	6.67	0.423	7.05	0.448
Story 4	9	5.40	0.544	5.71	0.581
Story 3	6	3.77	0.621	3.97	0.664
Story 2	3	1.91	0.592	1.98	0.615
Story 1	0	0.13	0.130	0.13	0.132
หลังฐานราก	-1	0.00	0.000	0.00	0.000

การประเมินชิ้นส่วนคาน

จากผลการวิเคราะห์แรงภายในที่เกิดขึ้นในคาน ได้นำมาใช้ในการประเมินระดับความเสียหาย ซึ่งผลของการประเมินระดับความเสียหายของคาน ถูกแสดงไว้ในตารางที่ 4.57 – 4.63 และรูปที่ 4.39

ในตารางที่ 4.57 – 4.60 และ 4.61 – 4.62 เป็นการประเมินความเสียหายของคานสำหรับโครงข้อแข็งที่ 1, 2, 3, 4, A, B, E และ F พบว่า คานมีกำลังต้านทานการดัดที่เพียงพอต่อระดับสมรรถนะเข้าใช้สอยได้ทันที (ผ่านเกณฑ์ IO) ในทุกๆ ระดับชั้น

สำหรับในตารางที่ 4.63 เป็นการประเมินความเสียหายของคานสำหรับโครงข้อแข็งที่ C และ D พบว่า คานมีความเสียหายในระดับ IO-LS ในชั้นที่ 2 และ 3 ส่วนในชั้นที่ 1 และ ชั้นที่ 4 ถึงชั้นหลังคา พบว่า คานมีกำลังต้านทานการดัดที่เพียงพอต่อระดับสมรรถนะเข้าใช้สอยได้ทันที (ผ่านเกณฑ์ IO) นอกจากนั้นยังพบว่าคานในระดับชั้นที่ 1 ถึงชั้นที่ 4 มีความเสียหายเนื่องจากแรงเฉือนด้วย (กำลังต้านทานแรงเฉือนไม่เพียงพอ) ทั้งนี้อาจมาจากการสะสมของแรงเฉือนตั้งแต่ชั้นบนๆ จนถึงชั้นล่างๆ

ตารางที่ 4.57 ผลการประเมินความเสียหายของคานที่มีค่า m (m-factor) สูงสุดในแต่ละชั้น (สำหรับวิธีสถิติเชิงเส้น) ของโครงข้อแข็งที่ 1 (แบบจำลองที่ M3B)

ชั้น	V (kN)	M (kN.m)	Mn (kN.m)		$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$	$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$	m-factor	Damage Level		
			Mn (+)	Mn (-)				IO	LS	CP
roof	27	28	80	80	0.0625	0.00	0.46	2	3	4
5	41	58	80	80	0.0950	0.00	0.96	2	3	4
4	54	79	80	80	0.1228	0.00	1.32	2	3	4
3	62	95	80	80	0.1431	0.00	1.58	2	3	4
2	67	102	80	80	0.1540	0.00	1.70	2	3	4
1	44	57	80	80	0.0997	0.00	0.95	2	3	4

ตารางที่ 4.58 ผลการประเมินความเสียหายของคานที่มีค่า m (m-factor) สูงสุดในแต่ละชั้น (สำหรับวิธีสถิติเชิงเส้น) ของโครงข้อแข็งที่ 2 (แบบจำลองที่ M3B)

ชั้น	V (kN)	M (kN.m)	Mn (kN.m)		$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$	$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$	m-factor	Damage Level		
			Mn (+)	Mn (-)				IO	LS	CP
roof	34	31	80	80	0.0774	0.00	0.52	2	3	4
5	47	58	80	80	0.1073	0.00	0.97	2	3	4
4	57	75	80	80	0.1314	0.00	1.24	2	3	4
3	66	88	80	80	0.1502	0.00	1.46	2	3	4
2	70	94	80	80	0.1611	0.00	1.57	2	3	4
1	50	59	80	80	0.1147	0.00	0.98	2	3	4

ตารางที่ 4.59 ผลการประเมินความเสียหายของคานที่มีค่า m (m-factor) สูงสุดในแต่ละชั้น (สำหรับวิธีสถิติเชิงเส้น) ของโครงข้อแข็งที่ 3 (แบบจำลองที่ M3B)

ชั้น	V (kN)	M (kN.m)	Mn (kN.m)		$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$	$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$	m-factor	Damage Level		
			Mn (+)	Mn (-)				IO	LS	CP
roof	34	39	80	80	0.0780	0.00	0.64	2	3	4
5	48	57	80	80	0.1100	0.00	0.95	2	3	4
4	55	71	80	80	0.1257	0.00	1.19	2	3	4
3	63	84	80	80	0.1434	0.00	1.40	2	3	4
2	67	90	80	80	0.1540	0.00	1.50	2	3	4
1	49	56	80	80	0.1120	0.00	0.94	2	3	4

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาค้นคว้าเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ตารางที่ 4.60 ผลการประเมินความเสียหายของคานที่มีค่า m (m-factor) สูงสุดในแต่ละชั้น (สำหรับวิธีสถิติเชิงเส้น) ของโครงข้อแข็งที่ 4 (แบบจำลองที่ M3B)

ชั้น	V (kN)	M (kN.m)	Mn (kN.m)		$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$	$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$	m-factor	Damage Level		
			Mn (+)	Mn (-)				IO	LS	CP
roof	29	37	80	80	0.0661	0.00	0.62	2	3	4
5	43	55	80	80	0.0996	0.00	0.92	2	3	4
4	47	63	80	80	0.1082	0.00	1.06	2	3	4
3	51	71	80	80	0.1176	0.00	1.18	2	3	4
2	54	77	80	80	0.1230	0.00	1.28	2	3	4
1	38	48	80	80	0.0882	0.00	0.8	2	3	4

ตารางที่ 4.61 ผลการประเมินความเสียหายของคานที่มีค่า m (m-factor) สูงสุดในแต่ละชั้น (สำหรับวิธีสถิติเชิงเส้น) ของโครงข้อแข็งที่ A และ F (แบบจำลองที่ M3B)

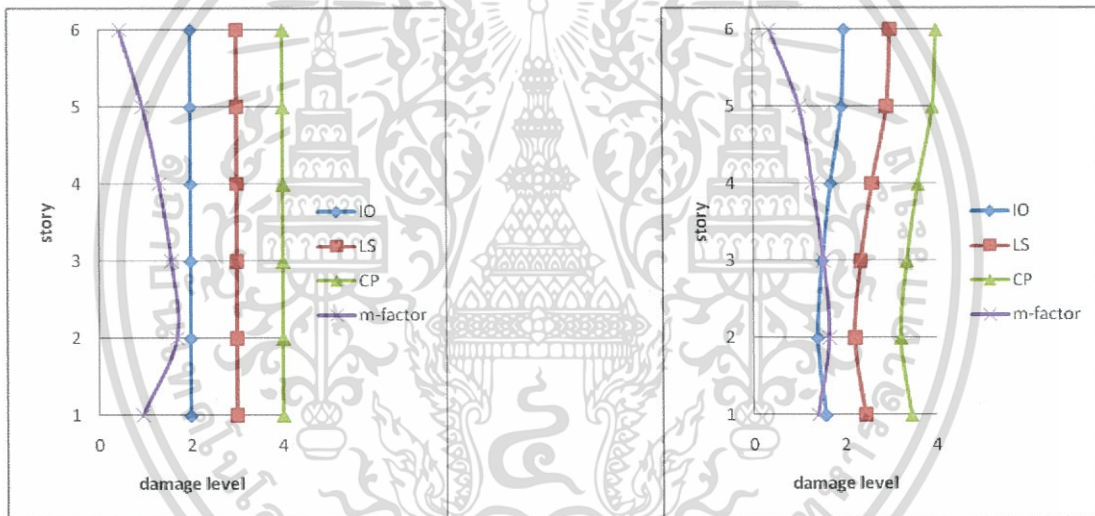
ชั้น	V (kN)	M (kN.m)	Mn (kN.m)		$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$	$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$	m-factor	Damage Level		
			Mn (+)	Mn (-)				IO	LS	CP
roof	31	39	85	147	0.0729	-0.22	0.35	2	3	4
5	52	69	85	147	0.1190	-0.22	0.62	2	3	4
4	58	84	85	147	0.1337	-0.22	0.76	2	3	4
3	63	95	85	147	0.1444	-0.22	0.86	2	3	4
2	111	102	85	147	0.2543	-0.22	0.92	2	3	4
1	80	70	85	147	0.1841	-0.22	0.63	2	3	4

ตารางที่ 4.62 ผลการประเมินความเสียหายของคานที่มีค่า m (m-factor) สูงสุดในแต่ละชั้น (สำหรับวิธีสถิติเชิงเส้น) ของโครงข้อแข็งที่ B และ E (แบบจำลองที่ M3B)

ชั้น	V (kN)	M (kN.m)	Mn (kN.m)		$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$	$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$	m-factor	Damage Level		
			Mn (+)	Mn (-)				IO	LS	CP
roof	46	49	85	147	0.1056	-0.22	0.44	2	3	4
5	67	79	85	147	0.1542	-0.22	0.71	2	3	4
4	75	93	85	147	0.1723	-0.22	0.84	2	3	4
3	80	105	85	147	0.1843	-0.22	0.95	2	3	4
2	83	109	85	147	0.1896	-0.22	0.99	2	3	4
1	65	72	85	147	0.1501	-0.22	0.66	2	3	4

ตารางที่ 4.63 ผลการประเมินความเสียหายของคานที่มีค่า m (m-factor) สูงสุดในแต่ละชั้น (สำหรับวิธีสถิติเชิงเส้น) ของโครงข้อแข็งที่ C และ D (แบบจำลองที่ M3B)

ชั้น	V (kN)	M (kN.m)	Mn (kN.m)		V $\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$	$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$	m-factor	Damage Level		
			Mn (+)	Mn (-)				IO	LS	CP
roof	45	41	85	147	0.1027	-0.22	0.37	2	3	4
5	118	111	85	147	0.2702	-0.22	1.01	1.94	2.92	3.92
4	153	143	85	147	0.3516	-0.22	1.30	1.70	2.59	3.59
3	180	170	85	147	0.4122	-0.22	1.54	1.51	2.35	3.35
2	194	183	85	147	0.4455	-0.22	1.66	1.41	2.22	3.22
1	169	156	85	147	0.3884	-0.22	1.41	1.59	2.45	3.45



โครงข้อแข็งที่ 1, 2, 3 และ 4

โครงข้อแข็งที่ C และ D

และ โครงข้อแข็งที่ A, B, E และ F

รูปที่ 4.39 ความเสียหายของคานที่มีค่า m (m-factor) สูงสุดในแต่ละชั้น (สำหรับวิธีสถิติเชิงเส้น) (แบบจำลองที่ M3B)

การประเมินชิ้นส่วนเสา

จากผลการวิเคราะห์แรงภายในที่เกิดขึ้นในเสา ได้นำมาใช้ในการประเมินระดับความเสียหาย ซึ่งผลของการประเมินระดับความเสียหายของเสา ถูกแสดงไว้ในตารางที่ 4.64 – 4.69 และรูปที่ 4.40 – 4.41 ซึ่งพบว่า ความเสียหายของเสาส่วนใหญ่่นั้นเป็นผลมาจากการดัดเป็นส่วนใหญ่

ตารางที่ 4.64 ผลการประเมินความเสียหายของเสาที่มีค่า m (m-factor) สูงสุดในแต่ละชั้น (สำหรับวิธีสถิติเชิงเส้น) ของโครงข้อแข็งที่ 1 (แบบจำลองที่ M3B)

ชั้น	P (kN)	V (kN)	M (kN.m)		M (kN.m) (Mx=My)	$\frac{P}{A_g f'_c}$	$\frac{A_v}{b_w s}$	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$	m - factor	Damage Level		
			Mx	My						IO	LS	CP
5	76	25	31	41	84	0.036	0.0034	0.0717	0.82	1.62	1.93	2.24
4	172	39	31	62	90	0.081	0.0034	0.1130	1.02	1.62	1.93	2.24
3	273	52	33	80	96	0.129	0.0034	0.1489	1.20	1.20	1.33	1.43
2	377	60	33	91	100	0.178	0.0034	0.1730	1.29	1.21	1.38	1.48
1	484	62	31	97	106	0.228	0.0034	0.1769	1.28	1.21	1.43	1.53
ต่อม่อ	577	82	40	75	148	0.200	0.0029	0.1722	0.76	1.21	1.40	1.50

ตารางที่ 4.65 ผลการประเมินความเสียหายของเสาที่มีค่า m (m-factor) สูงสุดในแต่ละชั้น (สำหรับวิธีสถิติเชิงเส้น) ของโครงข้อแข็งที่ 2 (แบบจำลองที่ M3B)

ชั้น	P (kN)	V (kN)	M (kN.m)		M (kN.m) (Mx=My)	$\frac{P}{A_g f'_c}$	$\frac{A_v}{b_w s}$	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$	m - factor	Damage Level		
			Mx	My						IO	LS	CP
5	122	42	67	0.49	86	0.058	0.0034	0.1210	1.04	1.62	1.93	2.24
4	280	51	78	1.39	96	0.132	0.0034	0.1453	1.08	1.20	1.33	1.43
3	438	64	97	0.82	104	0.207	0.0034	0.1827	1.24	1.21	1.41	1.51
2	609	72	108	0.68	130	0.288	0.0034	0.2061	1.11	1.22	1.49	1.59
1	778	69	106	0.72	128	0.367	0.0034	0.1989	1.11	1.22	1.56	1.66
ต่อม่อ	955	141	85	0.14	192	0.331	0.0029	0.2974	0.59	1.11	1.19	1.37

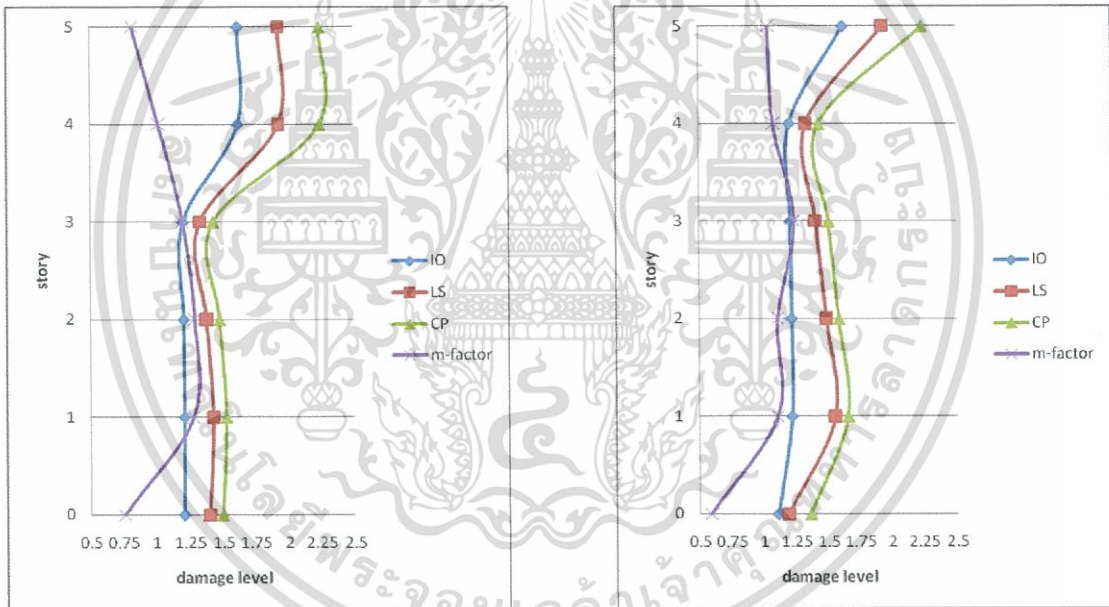
ตารางที่ 4.66 ผลการประเมินความเสียหายของเสาที่มีค่า m (m-factor) สูงสุดในแต่ละชั้น (สำหรับวิธีสถิติเชิงเส้น) ของโครงข้อแข็งที่ 3 (แบบจำลองที่ M3B)

ชั้น	P (kN)	V (kN)	M (kN.m)		M (kN.m) (Mx=My)	$\frac{P}{A_g f'_c}$	$\frac{A_v}{b_w s}$	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$	m - factor	Damage Level		
			Mx	My						IO	LS	CP
5	131	46	70	4.78	86	0.062	0.0034	0.1318	1.08	1.62	1.93	2.24
4	271	69	104	5.99	95	0.128	0.0034	0.1981	1.46	1.20	1.33	1.43
3	390	88	132	6.42	101	0.184	0.0034	0.2513	1.74	1.21	1.38	1.48
2	577	101	152	6.35	131	0.272	0.0034	0.2883	1.55	1.09	1.15	1.31
1	783	92	140	5.59	128	0.369	0.0034	0.2647	1.46	1.06	1.06	1.18
ต่อม่อ	909	208	107	5.69	192	0.315	0.0029	0.4383	0.74	1.06	1.20	1.30

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ตารางที่ 4.67 ผลการประเมินความเสียหายของเสาที่มีค่า m (m-factor) สูงสุดในแต่ละชั้น (สำหรับวิธีสถิติเชิงเส้น) ของโครงข้อแข็งที่ 4 (เฉพาะ line A , B, E และ F) (แบบจำลองที่ M3B)

ชั้น	P (kN)	V (kN)	M (kN.m)		M (kN.m) (Mx=My)	$\frac{P}{A_g f'_c}$	$\frac{A_v}{b_w s}$	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$	m - factor	Damage Level		
			Mx	My						IO	LS	CP
5	89	36	60	3	84	0.042	0.0034	0.1017	0.95	1.62	1.93	2.24
4	180	33	30	51	90	0.085	0.0034	0.0957	0.89	1.62	1.93	2.24
3	281	42	32	64	96	0.132	0.0034	0.1193	0.99	1.20	1.33	1.43
2	380	47	34	71	101	0.179	0.0034	0.1341	1.04	1.21	1.38	1.48
1	585	51	84	2	108	0.276	0.0034	0.1449	1.03	1.22	1.48	1.58
ตอม่อ	563	83	43	68	145	0.195	0.0029	0.1748	0.74	1.21	1.40	1.50

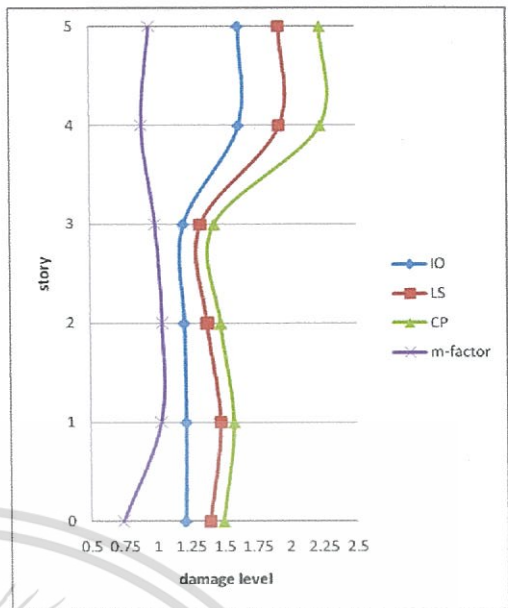
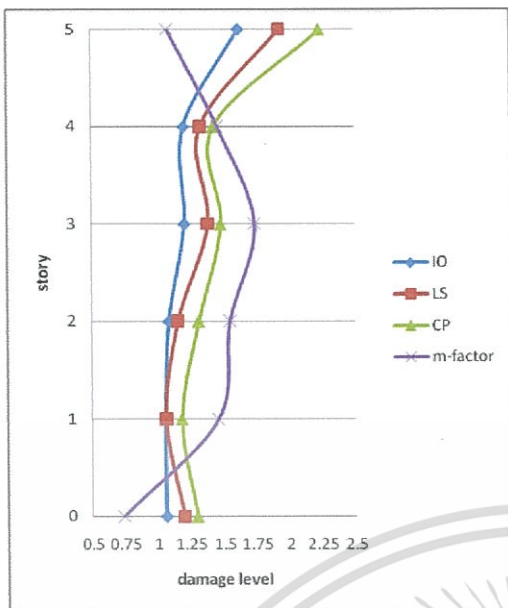


โครงข้อแข็งที่ 1

โครงข้อแข็งที่ 2

รูปที่ 4.40 ความเสียหายของเสาที่มีค่า m (m-factor) สูงสุดในแต่ละชั้น (สำหรับวิธีสถิติเชิงเส้น) (แบบจำลองที่ M3B)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



โครงข้อแข็งที่ 3

โครงข้อแข็งที่ 4 (A+B+E+F)

รูปที่ 4.40 ความเสียหายของเสาที่มีค่า m (m-factor) สูงสุดในแต่ละชั้น (สำหรับวิธีสถิติเชิงเส้น) (แบบจำลองที่ M3B) (ต่อ)

ในตารางที่ 4.64 เป็นการประเมินความเสียหายของเสาในโครงข้อแข็งที่ 1 พบว่า เสาในระดับชั้นที่ 1 และ 2 เกิดความเสียหายในระดับ IO-LS จากนั้นความเสียหายลดลงในระดับชั้นที่ 3, 4 และ 5 โดยที่เสามีกำลังต้านทานการดัดที่เพียงพอต่อระดับสมรรถนะเข้าใช้สอยได้ทันที (ผ่านเกณฑ์ IO)

ในตารางที่ 4.65 เป็นการประเมินความเสียหายของเสาในโครงข้อแข็งที่ 2 พบว่า เสาในระดับชั้นที่ 1, 2, 4 และ 5 เสามีกำลังต้านทานการดัดที่เพียงพอต่อระดับสมรรถนะเข้าใช้สอยได้ทันที (ผ่านเกณฑ์ IO) ยกเว้นในชั้นที่ 3 เสามีความเสียหายในระดับ IO-LS

ในตารางที่ 4.66 เป็นการประเมินความเสียหายของเสาในโครงข้อแข็งที่ 3 พบว่า เสาเกิดความเสียหายขึ้นตั้งแต่ชั้นแรกถึงชั้นที่ 4 โดยที่เสามีความเสียหายรุนแรงมาก โดยเกิดความเสียหายเกินระดับสมรรถนะป้องกันการพังทลาย (Collapse Prevention : CP) ขณะที่เสาในชั้นที่ 5 มีกำลังต้านทานการดัดที่เพียงพอต่อระดับสมรรถนะเข้าใช้สอยได้ทันที (ผ่านเกณฑ์ IO)

ในตารางที่ 4.67 เป็นการประเมินความเสียหายของเสาในโครงข้อแข็งที่ 4 (เฉพาะ line A+B+E+F) พบว่า เสาในทุกๆ ระดับชั้นมีกำลังต้านทานการดัดที่เพียงพอต่อระดับสมรรถนะเข้าใช้สอยได้ทันที (ผ่านเกณฑ์ IO)

สำหรับเสาในโครงข้อแข็งที่ 4 ใน line C และ D จะมีคานที่ชันพักของบันได (BST1 : landing beam) มาฝากเอาไว้ ซึ่งจะทำให้พฤติกรรมของเสานั้นเป็นพฤติกรรมแบบเสาสั้น ซึ่งเป็นสิ่งที่น่ากลัวสำหรับการประเมินความสามารถในการต้านทานต่อแรงแผ่นดินไหว ผลของการประเมินความเสียหายของเสาถูกแสดงไว้ในตารางที่ 4.68 – 4.69 และรูปที่ 4.41

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่นิยมนำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

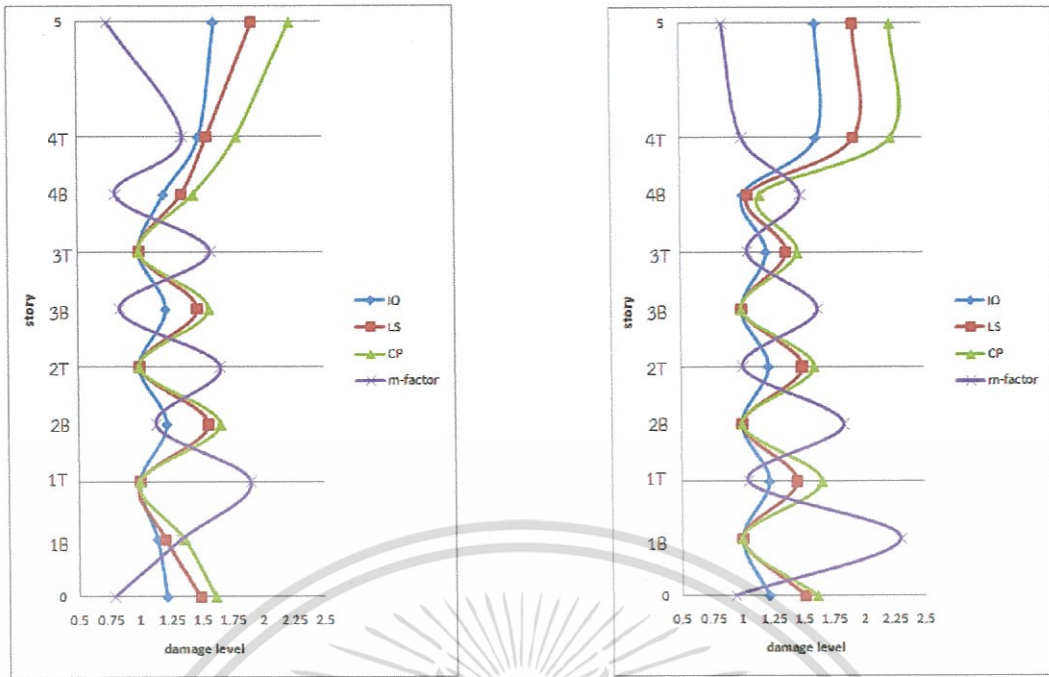
ตารางที่ 4.68 ผลการประเมินความเสียหายของเสาที่มีค่า m (m-factor) สูงสุดในแต่ละชั้น (สำหรับวิธีสถิติเชิงเส้น) ของโครงข้อแข็งที่ 4 (เฉพาะ line C) (แบบจำลองที่ M3B)

ชั้น	P (kN)	V (kN)	M (kN.m)		M (kN.m) (Mx=My)	$\frac{P}{A_g f'_c}$	$\frac{A_v}{b_w s}$	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$	m - factor	Damage Level		
			Mx	My						IO	LS	CP
5	74	22	47	7	84	0.035	0.0034	0.0644	0.75	1.62	1.93	2.24
4T	152	119	91	15	90	0.072	0.0034	0.3410	1.36	1.49	1.56	1.80
4B	313	48	53	27	98	0.148	0.0034	0.1379	0.81	1.21	1.35	1.45
3T	377	155	117	19	100	0.178	0.0034	0.4449	1.58	1.00	1.00	1.00
3B	575	59	60	32	108	0.271	0.0034	0.1680	0.84	1.22	1.47	1.57
2T	640	175	134	22	109	0.302	0.0034	0.5022	1.66	1.00	1.00	1.00
2B	829	58	51	74	106	0.391	0.0034	0.1668	1.13	1.22	1.56	1.66
1T	927	189	147	22	104	0.437	0.0034	0.5396	1.90	1.00	1.00	1.00
1B	1126	73	57	82	100	0.531	0.0034	0.2079	1.33	1.14	1.21	1.36
ตอม่อ	1266	91	69	63	158	0.439	0.0029	0.1911	0.79	1.22	1.48	1.61

ตารางที่ 4.69 ผลการประเมินความเสียหายของเสาที่มีค่า m (m-factor) สูงสุดในแต่ละชั้น (สำหรับวิธีสถิติเชิงเส้น) ของโครงข้อแข็งที่ 4 (เฉพาะ line D) (แบบจำลองที่ M3B)

ชั้น	P (kN)	V (kN)	M (kN.m)		M (kN.m) (Mx=My)	$\frac{P}{A_g f'_c}$	$\frac{A_v}{b_w s}$	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$	m - factor	Damage Level		
			Mx	My						IO	LS	CP
5	77	31	53	2	84	0.036	0.0034	0.0897	0.85	1.62	1.93	2.24
4T	136	47	41	54	90	0.064	0.0034	0.1345	1.01	1.62	1.93	2.24
4B	286	138	106	17	96	0.135	0.0034	0.3937	1.49	1.02	1.06	1.16
3T	355	54	40	68	100	0.168	0.0034	0.1556	1.05	1.21	1.37	1.47
3B	541	167	130	21	108	0.255	0.0034	0.4793	1.63	1.00	1.00	1.00
2T	635	56	39	73	109	0.300	0.0034	0.1606	1.01	1.22	1.50	1.60
2B	821	188	146	23	107	0.388	0.0034	0.5373	1.84	1.00	1.00	1.00
1T	956	56	39	71	103	0.451	0.0034	0.1610	1.05	1.22	1.45	1.66
1B	1115	208	172	19	100	0.526	0.0034	0.5956	2.30	1.00	1.00	1.00
ตอม่อ	1223	74	111	9	159	0.424	0.0029	0.1566	0.94	1.22	1.51	1.61

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



โครงข้อแข็งที่ 4 (เฉพาะ line C)

โครงข้อแข็งที่ 4 (เฉพาะ line D)

รูปที่ 4.41 ความเสียหายของเสาที่แสดงโดยค่า m (m-factor) สำหรับเสาของโครงข้อแข็งที่ 4 (line C และ D) ที่มีพฤติกรรมเป็นแบบเสาสั้น (แบบจำลองที่ M3B)

จากตารางที่ 4.68 และรูปที่ 4.41 (ซ้าย) เป็นการประเมินความเสียหายของเสาในโครงข้อแข็งที่ 4 (line C) พบว่า เสามีความเสียหายในระดับที่รุนแรง โดยความเสียหายของเสาเกินระดับสมรรถนะป้องกันการพังทลาย (Collapse Prevention : CP) ซึ่งเกิดขึ้นในชั้นที่ 1 ส่วนบน (1T) , ชั้นที่ 2 ส่วนบน (2T) และในชั้นที่ 3 ส่วนบน (3T) โดยล้วนเป็นผลมาจากเสามีกำลังต้านทานการดัดที่ไม่เพียงพอ และเนื่องจากเสามีพฤติกรรมเป็นเสาสั้น จึงทำให้เกิดแรงเฉือนเนื่องจากแรงแผ่นดินไหวมากขึ้น จึงเป็นเหตุให้เสาดังกล่าวเกิดการวิบัติเนื่องจากแรงเฉือนร่วมกับ ชนงที่เสาในชั้นที่ 1 ส่วนล่าง (1B) เกิดความเสียหายในระดับ LS-CP และเสาในระดับชั้นอื่นๆ (ที่มีได้กล่าวถึง) มีกำลังต้านทานการดัดที่เพียงพอต่อระดับสมรรถนะเข้าใช้สอยได้ทันที (ผ่านเกณฑ์ IO)

สำหรับในตารางที่ 4.69 และรูปที่ 4.41 (ขวา) เป็นการประเมินความเสียหายของเสาในโครงข้อแข็งที่ 4 (line D) พบว่า เสามีความเสียหายในระดับที่รุนแรง โดยความเสียหายของเสาเกินระดับสมรรถนะป้องกันการพังทลาย (Collapse Prevention : CP) ซึ่งเกิดขึ้นในชั้นที่ 1 ส่วนล่าง (1B) , ชั้นที่ 2 ส่วนล่าง (2B) , ชั้นที่ 3 ส่วนล่าง (3B) และในชั้นที่ 4 ส่วนล่าง (4B) โดยล้วนเป็นผลมาจากเสามีกำลังต้านทานการดัดที่ไม่เพียงพอ และเนื่องจากเสามีพฤติกรรมเป็นเสาสั้น จึงทำให้เกิดแรงเฉือนเนื่องจากแรงแผ่นดินไหวมากขึ้น จึงเป็นเหตุให้เสาดังกล่าวเกิดการวิบัติเนื่องจากแรงเฉือนร่วมกับ ชนงที่เสาในระดับชั้นอื่นๆ (ที่มีได้กล่าวถึง) มีกำลังต้านทานการดัดที่เพียงพอต่อระดับสมรรถนะเข้าใช้สอยได้ทันที (ผ่านเกณฑ์ IO)

การประเมินบันได

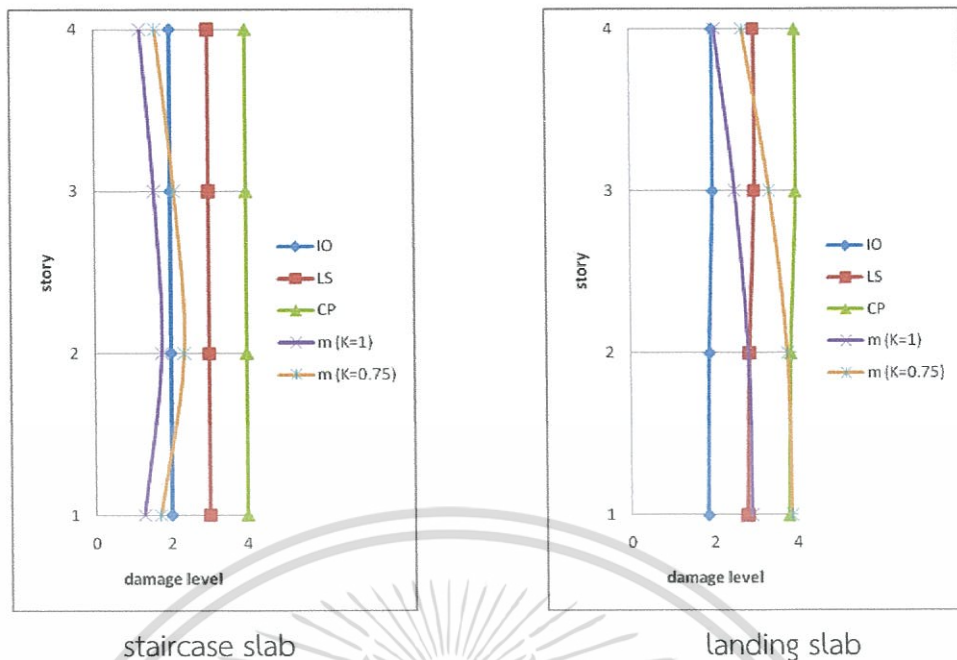
ในการประเมินระดับสมรรถนะของบันไดภายใต้แรงแผ่นดินไหวนั้น จะทำการประเมินชิ้นส่วนของบันได คือ staircase slab และ landing slab ในการวิเคราะห์โครงสร้างบันไดจะทำการสร้างแบบจำลองบันไดโดยใช้ shell element จากนั้นทำการวิเคราะห์โครงสร้าง และประเมินระดับสมรรถนะ เช่นเดียวกันกับวิธีในแบบจำลองที่ M3A สำหรับค่าโมเมนต์และแรงเฉือนจะทำการวัดที่ตำแหน่ง 0.5 ม. จากเสา (1 ใน 4 ของความกว้างบันได) ผลของการประเมินความเสียหายถูกแสดงไว้ในตารางที่ 4.70 – 4.71 และรูปที่ 4.42

ตารางที่ 4.70 ผลการประเมินความเสียหายของบันไดที่มีค่า m (m-factor) สูงสุด ในชิ้นส่วน staircase slab (แบบจำลองที่ M3B)

ชั้น	V (kN)	M (kN.m)	Mn (kN.m)	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$	$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$	M - factor		Damage Level		
						K=1	K=0.75	IO	LS	CP
ชั้น 4 ถึง ชั้น 5	45	45	37	0.0744	0.00	1.21	1.61	2	3	4
ชั้น 3 ถึง ชั้น 4	56	58	37	0.0923	0.00	1.57	2.09	2	3	4
ชั้น 2 ถึง ชั้น 3	62	65	37	0.1019	0.00	1.76	2.35	2	3	4
ชั้น 1 ถึง ชั้น 2	49	47	37	0.0805	0.00	1.28	1.71	2	3	4

ตารางที่ 4.71 ผลการประเมินความเสียหายของบันไดที่มีค่า m (m-factor) สูงสุด ในชิ้นส่วน landing slab (แบบจำลองที่ M3B)

ชั้น	V (kN)	M (kN.m)	Mn (kN.m)	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$	$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$	M - factor		Damage Level		
						K=1	K=0.75	IO	LS	CP
ชั้น 4 ถึง ชั้น 5	119	76	37	0.1961	0.00	2.05	2.73	2	3	4
ชั้น 3 ถึง ชั้น 4	151	94	37	0.2494	0.00	2.53	3.37	2	3	4
ชั้น 2 ถึง ชั้น 3	172	105	37	0.2835	0.00	2.84	3.78	1.90	2.87	3.87
ชั้น 1 ถึง ชั้น 2	180	107	37	0.2973	0.00	2.91	3.87	1.86	2.81	3.81



รูปที่ 4.42 ความเสียหายของบันไดที่มีค่า m (m -factor) สูงสุดในแต่ละชั้น (สำหรับวิธีสถิติเชิงเส้น) (แบบจำลองที่ M3B)

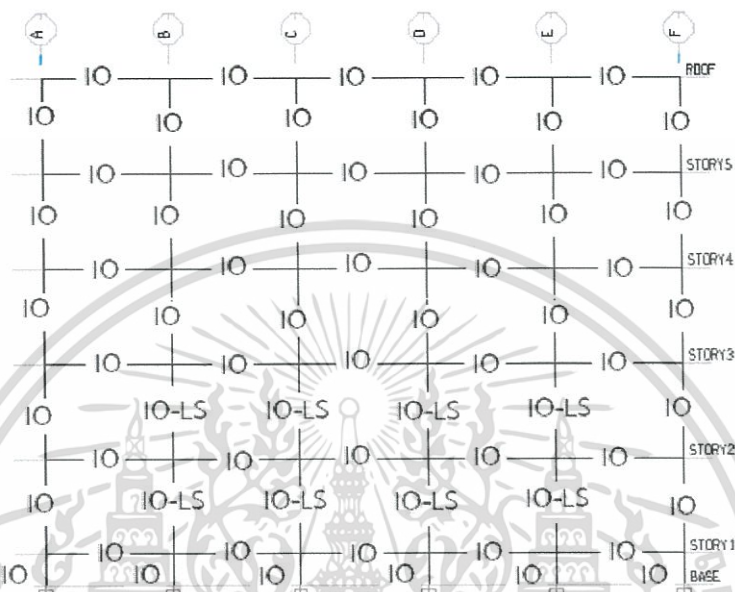
จากตารางที่ 4.70 – 4.71 และรูปที่ 4.42 เป็นการประเมินความเสียหายของบันได พบว่าเมื่อพิจารณาค่าตัวประกอบความเชื่อมั่นของข้อมูล $k=1$ จะพบว่าใน staircase slab ในทุกๆ ชั้นไม่เกิดความเสียหายแต่อย่างใด (ผ่านเกณฑ์ IO) และใน landing slab พบความเสียหายในระดับ LS-CP ในชั้นแรก และ ความเสียหายลดลงในระดับ IO-LS ในชั้นที่ 2 ถึงชั้นที่ 4 และสำหรับใน landing slab ในทุกๆ ชั้นเกิดความเสียหายเนื่องจากมีกำลังต้านทานแรงเฉือนไม่เพียงพอ

ทั้งนี้ เมื่อพิจารณาค่าตัวประกอบความเชื่อมั่นของข้อมูล $k=0.75$ แล้ว จะพบความเสียหายใน staircase slab ในระดับ IO-LS ในชั้นที่ 2 และ 3 ขณะที่ชั้นที่ 1 และ 4 ไม่พบความเสียหาย (ผ่านเกณฑ์ IO) สำหรับ landing slab นั้น พบความเสียหายที่รุนแรง ความเสียหายเกินระดับสมรรถนะป้องกันการพังทลาย (ไม่ผ่านเกณฑ์ CP : FL) ในชั้นที่ 1 จากนั้นความเสียหายลดลงในระดับ LS-CP ในชั้นที่ 2 และ 3 และความเสียหายลดลงในระดับ IO-LS ในชั้นที่ 4 นอกจากนี้ยังพบว่า landing slab ในทุกๆ ชั้นเกิดความเสียหายเนื่องจากมีกำลังต้านทานแรงเฉือนไม่เพียงพอ

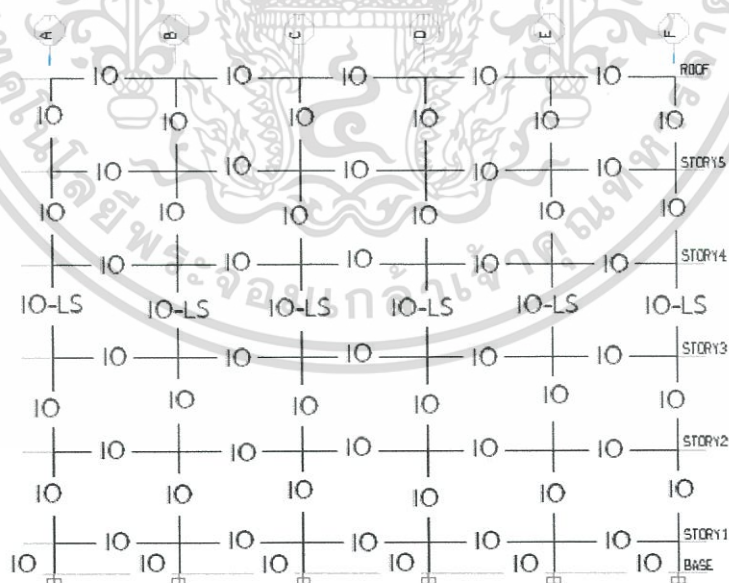
ขณะที่ คานที่รับบันได (B1) พบว่าไม่เกิดความเสียหายแต่อย่างใด (ผ่านเกณฑ์ IO) และคานที่ชานพัก (BST1) นั้นมีกำลังต้านทานการดัดในระดับสมรรถนะเข้าใช้สอยได้ทันทีที่เพียงพอ (ผ่านเกณฑ์ IO) แต่พบความเสียหายเนื่องจากแรงเฉือนในชั้นที่ 1 ถึงชั้นที่ 3 ทั้งนี้จะมาจากการสะสมของแรงเฉือนใน landing slab ที่มาจากชั้นบนถ่ายแรงเข้าสู่คาน BST1

ระดับสมรรถนะของชิ้นส่วน

ในรูปที่ 4.43 – 4.48 แสดงระดับสมรรถนะของคาน และ เสา และรูปที่ 4.49 แสดงระดับสมรรถนะของบันได และ ในตารางที่ 4.72 – 4.73 แสดงจำนวนเปอร์เซ็นต์ของคานและเสา ที่เกิดความเสียหายในระดับสมรรถนะต่างๆ ตามลำดับ

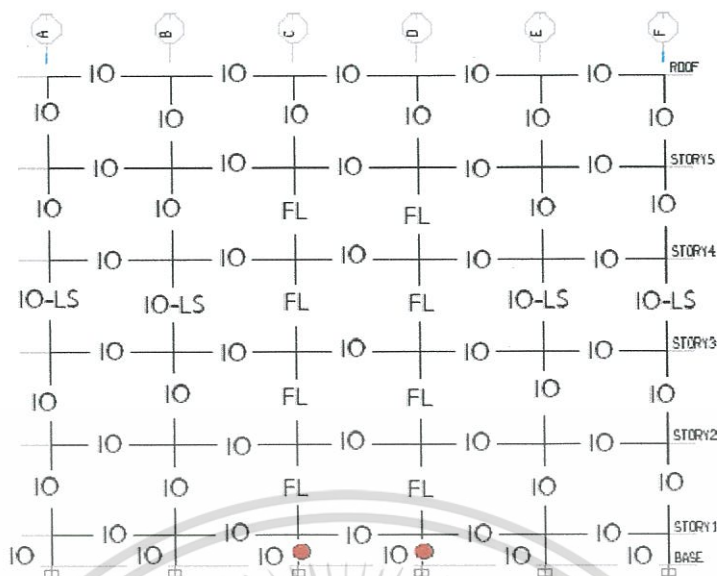


รูปที่ 4.43 ระดับสมรรถนะของโครงสร้างคานและเสา ในโครงข้อแข็งที่ 1 (แบบจำลองที่ M3B)

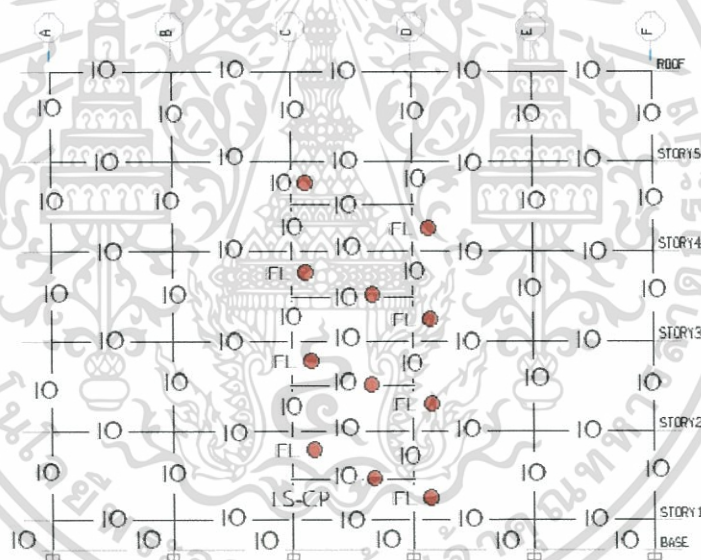


รูปที่ 4.44 ระดับสมรรถนะของโครงสร้างคานและเสา ในโครงข้อแข็งที่ 2 (แบบจำลองที่ M3B)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

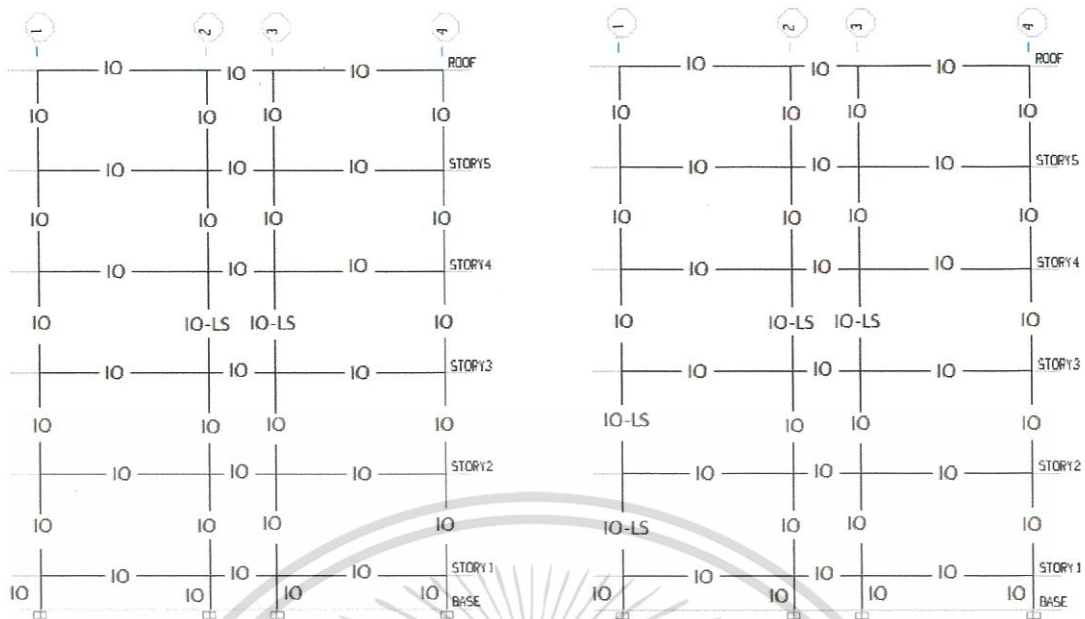


รูปที่ 4.45 ระดับสมรรถนะของโครงสร้างคานและเสา ในโครงข้อแข็งที่ 3 (แบบจำลองที่ M3B)

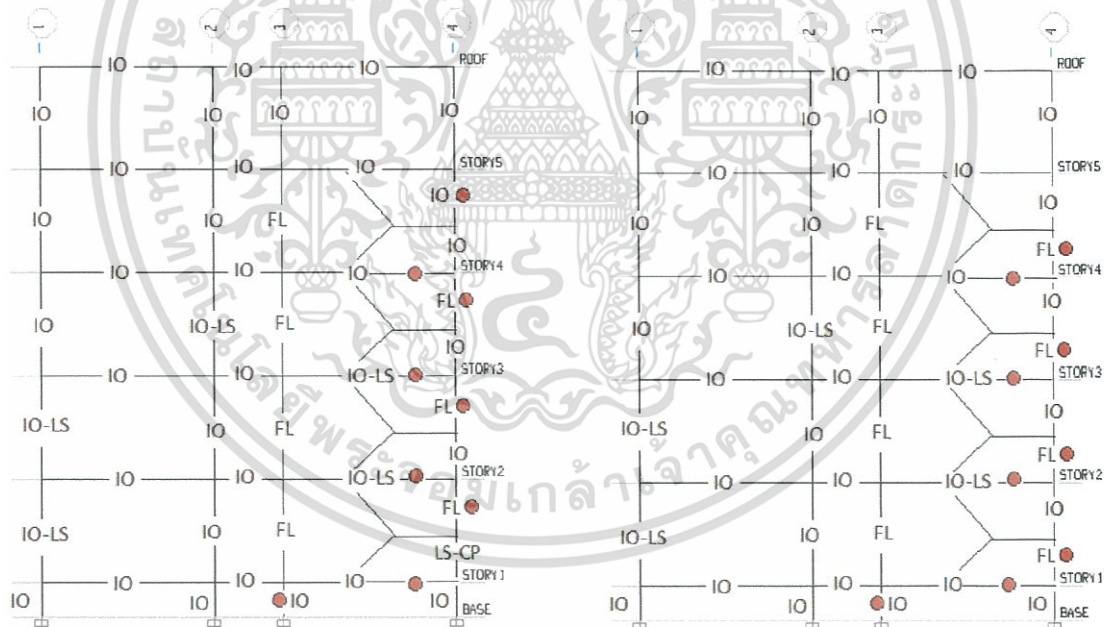


รูปที่ 4.46 ระดับสมรรถนะของโครงสร้างคานและเสา ในโครงข้อแข็งที่ 4 (แบบจำลองที่ M3B)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

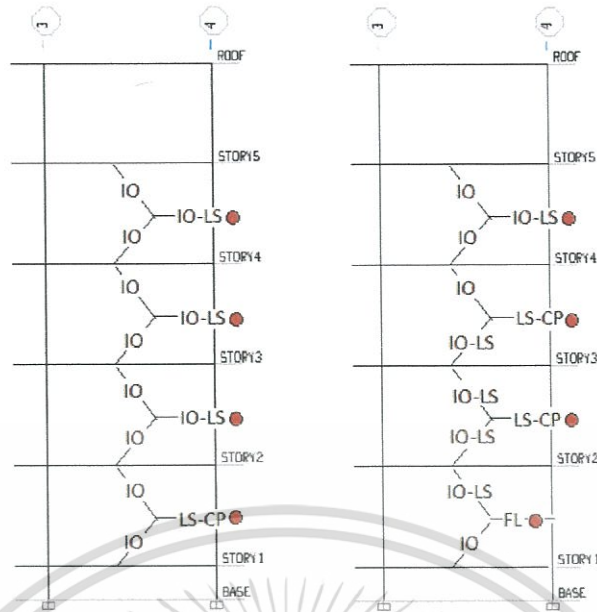


รูปที่ 4.47 ระดับสมรรถนะของโครงสร้างคานและเสา ในโครงข้อแข็งที่ A และ F (ซ้าย) และ โครงข้อแข็งที่ B และ E (ขวา) (แบบจำลองที่ M3B)



รูปที่ 4.48 ระดับสมรรถนะของโครงสร้างคานและเสา ในโครงข้อแข็งที่ C (ซ้าย) และ โครงข้อแข็งที่ D (ขวา) (แบบจำลองที่ M3B)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 4.49 ระดับสมรรถนะของโครงสร้างบันได ($K = 1.00$) (ซ้าย) และ ($K = 0.75$) (ขวา)
(แบบจำลองที่ M3B)

ตารางที่ 4.72 จำนวนเปอร์เซ็นต์ของคนที่เกิดความเสียหายเกินกว่าค่าที่ยอมรับได้ที่ระดับสมรรถนะ
ต่างๆ (สำหรับวิธีสถิติเชิงเส้น) (แบบจำลองที่ M3B)

ชั้น	จำนวนชิ้นส่วนของคนที่เกิดความเสียหาย (%)				
	แรงเฉือน	ระดับสมรรถนะ			
		ผ่านเกณฑ์ IO	ระดับ IO - LS	ระดับ LS - CP	ไม่ผ่านเกณฑ์ CP (FL)
Roof	0.00	16.03	0.00	0.00	0.00
5	0.00	16.46	0.00	0.00	0.00
4	0.84	16.88	0.00	0.00	0.00
3	1.26	16.03	0.84	0.00	0.00
2	1.26	16.03	0.84	0.00	0.00
1	1.26	16.88	0.00	0.00	0.00
รวม	4.62	98.31	1.68	0.00	0.00

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ตารางที่ 4.73 จำนวนเปอร์เซ็นต์ของเสาที่เกิดความเสียหายเกินกว่าค่าที่ยอมรับได้ที่ระดับสภรณ์ต่างๆ (สำหรับวิธีสถิติเชิงเส้น) (แบบจำลองที่ M3B)

ชั้น	จำนวนชิ้นส่วนของเสาที่เกิดความเสียหาย (%)				
	แรงเฉือน	ระดับสภรณ์			
		ผ่านเกณฑ์ IO	ระดับ IO - LS	ระดับ LS - CP	ไม่ผ่านเกณฑ์ CP (FL)
5	0.00	15.79	0.00	0.00	0.00
4	1.32	15.13	0.00	0.00	1.97
3	1.32	7.89	6.58	0.00	2.63
2	1.32	11.84	2.63	0.00	2.63
1	1.32	11.18	2.63	0.66	2.63
ตอม่อ	1.32	15.79	0.00	0.00	0.00
รวม	6.60	77.62	11.84	0.66	9.86

4.2.6 การวิเคราะห์และประเมินระดับสมรรถนะของโครงสร้างภายใต้แรงแผ่นดินไหว โดยพิจารณาผลของกำแพงอิฐก่อและบันได (อาคารตัวอย่างรูปแบบที่ 2) (แบบจำลองที่ M4B)

การเคลื่อนที่ของโครงสร้างและค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ในแต่ละระดับชั้น

เมื่อทำการวิเคราะห์โครงสร้างภายใต้น้ำหนักบรรทุกในแนวตั้งและแรงทางข้างแล้ว พบว่าการเคลื่อนที่ของโครงสร้างในทิศทางแกน X สูงสุดมีค่า 7.30 cm. และค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ในทิศทางแกน X มีค่า 0.598 % ซึ่งเกิดขึ้นที่ชั้น 3 ขณะที่การเคลื่อนที่ของโครงสร้างในทิศทางแกน Y สูงสุดมีค่า 2.32 cm. และค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ในทิศทางแกน Y มีค่า 0.185 % ซึ่งเกิดขึ้นที่ชั้น 2 ค่าการเคลื่อนที่ของโครงสร้าง และการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ในทิศทางแกน X และ Y ถูกแสดงไว้ในตารางที่ 4.74

จากตารางที่ 4.74 พบว่าค่าเปอร์เซ็นต์การเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นสูงสุด มีค่าไม่เกินกว่าค่าที่ยอมให้ที่ระดับสมรรถนะเข้าใช้สอยได้ทันที (IO) ระดับสมรรถนะปลอดภัยต่อชีวิต (LS) และระดับสมรรถนะป้องกันการพังทลาย (CP) นั่นคือ 1% 2% และ 4% ตามลำดับ

ตารางที่ 4.74 การเคลื่อนที่ของโครงสร้าง และ ค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ในทิศทางแกน X และ Y (แบบจำลองที่ M4B)

ชั้น	ระดับความสูง (m.)	ทิศทางแกน X		ทิศทางแกน Y	
		Displacement (cm.)	% story drift	Displacement (cm.)	% story drift
Roof	15	7.30	0.282	2.32	0.082
Story 5	12	6.45	0.411	2.08	0.129
Story 4	9	5.22	0.525	1.69	0.165
Story 3	6	3.64	0.598	1.19	0.184
Story 2	3	1.85	0.573	0.64	0.185
Story 1	0	0.13	0.128	0.09	0.086
หลังฐานราก	-1	0.00	0.000	0.00	0.000

การประเมินชิ้นส่วนคาน

จากผลการวิเคราะห์แรงภายในที่เกิดขึ้นในคาน ได้นำมาใช้ในการประเมินระดับความเสียหาย ซึ่งผลของการประเมินระดับความเสียหายของคาน ถูกแสดงไว้ในตารางที่ 4.75 – 4.77 และรูปที่ 4.50

ในตารางที่ 4.75 – 4.77 เป็นการประเมินความเสียหายของคานสำหรับโครงข้อแข็งที่ 1, 2, 3, 4, A, B, C, D, E และ F พบว่า คานมีกำลังต้านทานการดัดที่เพียงพอต่อระดับสมรรถนะเข้าใช้สอยได้ทันที (ผ่านเกณฑ์ IO) ในทุกๆ ระดับชั้น นอกจากนี้ยังพบว่า คานในทุกๆ ระดับชั้นไม่เกิดความเสียหายเนื่องจากแรงเฉือน

ตารางที่ 4.75 ผลการประเมินความเสียหายของคานที่มีค่า m (m-factor) สูงสุดในแต่ละชั้น (สำหรับวิธีสถิติเชิงเส้น) ของโครงข้อแข็งที่ 1, 2, 3 และ 4 (แบบจำลองที่ M4B)

ชั้น	V (kN)	M (kN.m)	Mn (kN.m)		$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$	$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$	m-factor	Damage Level		
			Mn (+)	Mn (-)				IO	LS	CP
roof	27	28	80	80	0.0625	0.00	0.46	2	3	4
5	39	55	80	80	0.0901	0.00	0.91	2	3	4
4	49	71	80	80	0.1124	0.00	1.18	2	3	4
3	57	84	80	80	0.1295	0.00	1.40	2	3	4
2	61	91	80	80	0.1398	0.00	1.52	2	3	4
1	41	53	80	80	0.0943	0.00	0.88	2	3	4

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

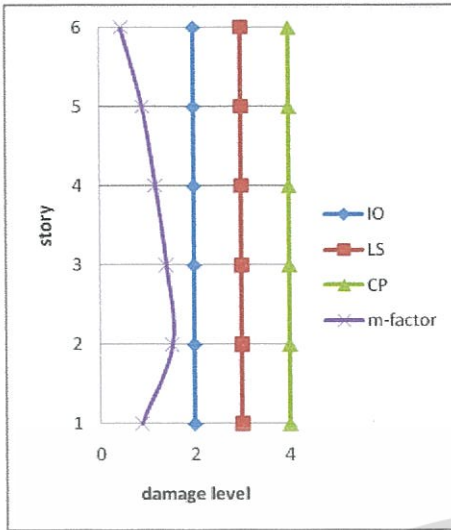
ตารางที่ 4.76 ผลการประเมินความเสียหายของคานที่มีค่า m (m-factor) สูงสุดในแต่ละชั้น (สำหรับวิธีสถิติเชิงเส้น) ของโครงข้อแข็งที่ A , B , E และ F (แบบจำลองที่ M4B)

ชั้น	V (kN)	M (kN.m)	Mn (kN.m)		$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$	$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$	m-factor	Damage Level		
			Mn (+)	Mn (-)				IO	LS	CP
roof	19	29	85	147	0.0431	-0.22	0.26	2	3	4
5	40	35	85	147	0.0912	-0.22	0.32	2	3	4
4	43	39	85	147	0.0982	-0.22	0.35	2	3	4
3	45	42	85	147	0.1022	-0.22	0.38	2	3	4
2	46	43	85	147	0.1061	-0.22	0.39	2	3	4
1	45	45	85	147	0.1041	-0.22	0.41	2	3	4

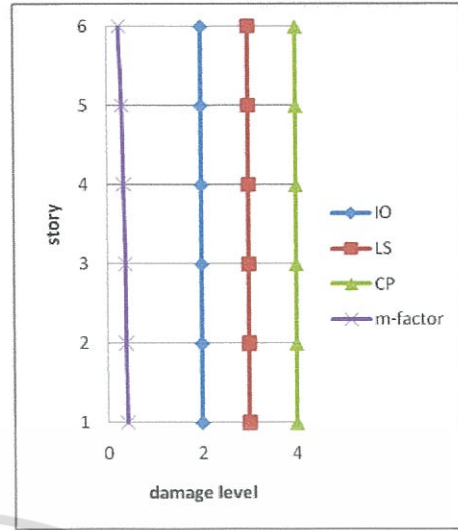
ตารางที่ 4.77 ผลการประเมินความเสียหายของคานที่มีค่า m (m-factor) สูงสุดในแต่ละชั้น (สำหรับวิธีสถิติเชิงเส้น) ของโครงข้อแข็งที่ C และ D (แบบจำลองที่ M4B)

ชั้น	V (kN)	M (kN.m)	Mn (kN.m)		$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$	$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$	m-factor	Damage Level		
			Mn (+)	Mn (-)				IO	LS	CP
roof	22	32	85	147	0.0498	-0.22	0.29	2	3	4
5	38	36	85	147	0.0860	-0.22	0.33	1.94	2.92	3.92
4	63	53	85	147	0.1449	-0.22	0.48	1.70	2.59	3.59
3	71	61	85	147	0.1616	-0.22	0.56	1.51	2.35	3.35
2	77	68	85	147	0.1759	-0.22	0.61	1.41	2.22	3.22
1	84	78	85	147	0.1929	-0.22	0.71	1.59	2.45	3.45

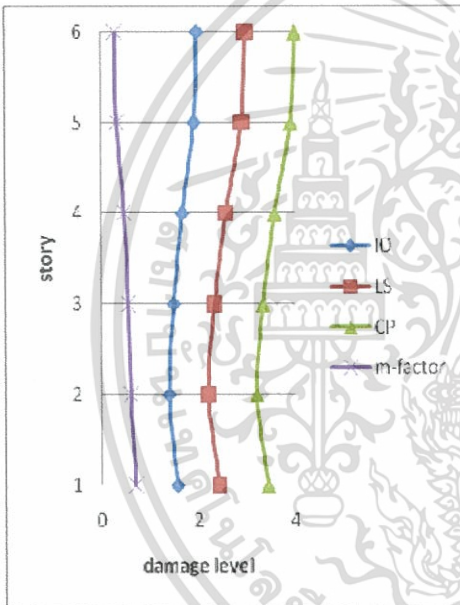
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



โครงข้อแข็งที่ 1, 2, 3 และ 4



โครงข้อแข็งที่ A, B, E และ F



โครงข้อแข็งที่ C และ D

รูปที่ 4.50 ความเสียหายของคานที่มีค่า m (m -factor) สูงสุดในแต่ละชั้น (สำหรับวิธีสถิตยเชิงเส้น) (แบบจำลองที่ M4B)

การประเมินชิ้นส่วนเสา

จากผลการวิเคราะห์แรงภายในที่เกิดขึ้นในเสา ได้นำมาใช้ในการประเมินระดับความเสียหาย ซึ่งผลของการประเมินระดับความเสียหายของเสา ถูกแสดงไว้ในตารางที่ 4.78 – 4.83 และรูปที่ 4.51 – 4.52 ซึ่งพบว่า ความเสียหายของเสาส่วนใหญ่นั้นเป็นผลมาจากการตัดเป็นส่วนใหญ่

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ตารางที่ 4.78 ผลการประเมินความเสียหายของเสาที่มีค่า m (m-factor) สูงสุดในแต่ละชั้น (สำหรับวิธีสถิติเชิงเส้น) ของโครงข้อแข็งที่ 1 (แบบจำลองที่ M4B)

ชั้น	P (kN)	V (kN)	M (kN.m)		M (kN.m) (Mx=My)	$\frac{P}{A_g f'_c}$	$\frac{A_v}{b_w s}$	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$	m - factor	Damage Level		
			Mx	My						IO	LS	CP
5	82	25	30	40	84	0.038	0.0034	0.0710	0.79	1.62	1.93	2.24
4	176	35	22	55	90	0.083	0.0034	0.1014	0.88	1.62	1.93	2.24
3	275	46	24	70	94	0.130	0.0034	0.1313	1.05	1.20	1.33	1.43
2	376	53	24	80	100	0.177	0.0034	0.1517	1.11	1.21	1.38	1.48
1	478	55	22	86	106	0.226	0.0034	0.1577	1.12	1.21	1.43	1.53
ตอม่อ	558	81	31	71	146	0.193	0.0029	0.1709	0.71	1.21	1.39	1.49

ตารางที่ 4.79 ผลการประเมินความเสียหายของเสาที่มีค่า m (m-factor) สูงสุดในแต่ละชั้น (สำหรับวิธีสถิติเชิงเส้น) ของโครงข้อแข็งที่ 2 (แบบจำลองที่ M4B)

ชั้น	P (kN)	V (kN)	M (kN.m)		M (kN.m) (Mx=My)	$\frac{P}{A_g f'_c}$	$\frac{A_v}{b_w s}$	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$	m - factor	Damage Level		
			Mx	My						IO	LS	CP
5	103	25	17	41	86	0.049	0.0034	0.0723	0.69	1.62	1.93	2.24
4	213	35	15	54	92	0.101	0.0034	0.0997	0.81	1.62	1.93	2.24
3	325	45	16	69	98	0.153	0.0034	0.1284	0.96	1.21	1.35	1.45
2	440	52	17	78	130	0.208	0.0034	0.1485	0.82	1.21	1.41	1.51
1	559	54	14	84	132	0.264	0.0034	0.1538	0.86	1.22	1.46	1.56
ตอม่อ	664	83	24	71	187	0.230	0.0029	0.1754	0.53	1.21	1.43	1.53

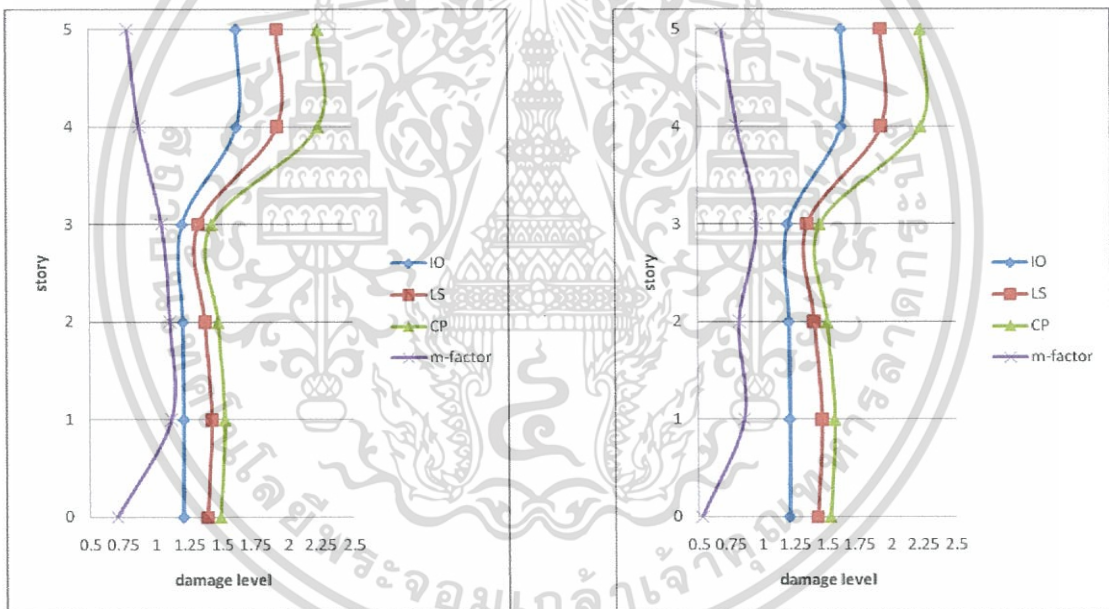
ตารางที่ 4.80 ผลการประเมินความเสียหายของเสาที่มีค่า m (m-factor) สูงสุดในแต่ละชั้น (สำหรับวิธีสถิติเชิงเส้น) ของโครงข้อแข็งที่ 3 (แบบจำลองที่ M4B)

ชั้น	P (kN)	V (kN)	M (kN.m)		M (kN.m) (Mx=My)	$\frac{P}{A_g f'_c}$	$\frac{A_v}{b_w s}$	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$	m - factor	Damage Level		
			Mx	My						IO	LS	CP
5	126	24	31	37	88	0.060	0.0034	0.0677	0.73	1.62	1.93	2.24
4	216	33	42	52	92	0.102	0.0034	0.0934	0.97	1.62	1.93	2.24
3	421	41	52	62	103	0.199	0.0034	0.1162	1.05	1.21	1.40	1.50
2	671	46	57	70	130	0.317	0.0034	0.1328	0.93	1.22	1.52	1.62
1	949	51	46	80	122	0.448	0.0034	0.1453	1.01	1.22	1.46	1.66
ตอม่อ	1122	91	41	72	189	0.389	0.0029	0.1916	0.58	1.22	1.51	1.61

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ตารางที่ 4.81 ผลการประเมินความเสียหายของเสาที่มีค่า m (m-factor) สูงสุดในแต่ละชั้น (สำหรับวิธีสถิติเชิงเส้น) ของโครงข้อแข็งที่ 4 (เฉพาะ line A + B+ E+ F) (แบบจำลองที่ M4B)

ชั้น	P (kN)	V (kN)	M (kN.m)		M (kN.m) (Mx=My)	$\frac{P}{A_g f'_c}$	$\frac{A_v}{b_w s}$	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$	m - factor	Damage Level		
			Mx	My						IO	LS	CP
5	79	28	30	45	84	0.037	0.0034	0.0800	0.85	1.62	1.93	2.24
4	175	36	23	55	90	0.082	0.0034	0.1024	0.89	1.62	1.93	2.24
3	273	45	25	69	95	0.129	0.0034	0.1288	1.03	1.20	1.33	1.43
2	371	51	26	77	100	0.175	0.0034	0.1451	1.08	1.21	1.38	1.48
1	466	51	21	79	105	0.220	0.0034	0.1460	1.04	1.21	1.42	1.52
ตอม่อ	553	84	33	69	146	0.192	0.0029	0.1759	0.7	1.21	1.39	1.49

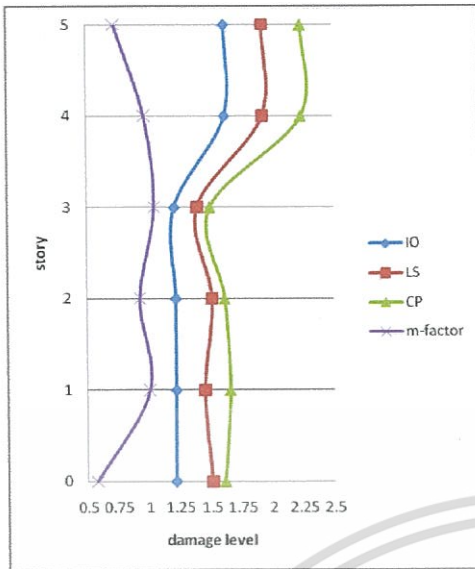


โครงข้อแข็งที่ 1

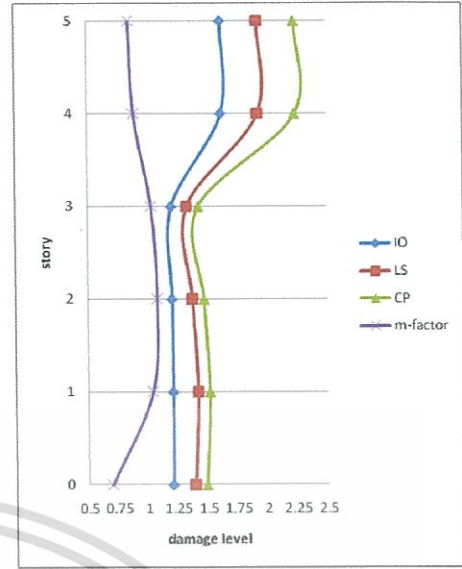
โครงข้อแข็งที่ 2

รูปที่ 4.51 ความเสียหายของเสาที่มีค่า m (m-factor) สูงสุดในแต่ละชั้น (สำหรับวิธีสถิติเชิงเส้น) (แบบจำลองที่ M4B)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



โครงข้อแข็งที่ 3



โครงข้อแข็งที่ 4 (A+B+E+F)

รูปที่ 4.51 ความเสียหายของเสาที่มีค่า m (m-factor) สูงสุดในแต่ละชั้น (สำหรับวิธีสถิติเชิงเส้น) (แบบจำลองที่ M4B) (ต่อ)

ในตารางที่ 4.78 – 4.81 เป็นการประเมินความเสียหายของเสาในโครงข้อแข็งที่ 1 , 2 , 3 และ 4 (เฉพาะ line A+B+E+F) พบว่า เสาในทุกๆ ระดับชั้นมีกำลังต้านทานการดัดที่เพียงพอต่อระดับสมรรถนะเข้าใช้สอยได้ทันที (ผ่านเกณฑ์ IO)

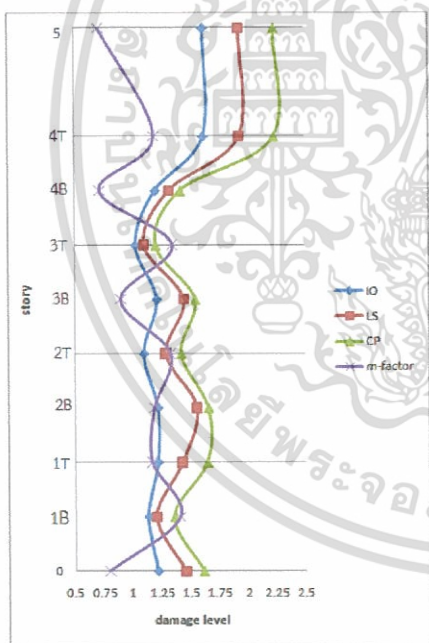
ผลของการประเมินความเสียหายของเสาในโครงข้อแข็งที่ 4 line C และ D ซึ่งจัดเป็นเสาที่มีพฤติกรรมเป็นแบบเสาสั้น ถูกแสดงไว้ในตารางที่ 4.82 – 4.83 และในรูปที่ 4.52

ตารางที่ 4.82 ผลการประเมินความเสียหายของเสาที่มีค่า m (m-factor) สูงสุดในแต่ละชั้น (สำหรับวิธีสถิติเชิงเส้น) ของโครงข้อแข็งที่ 4 (เฉพาะ line C) (แบบจำลองที่M4B)

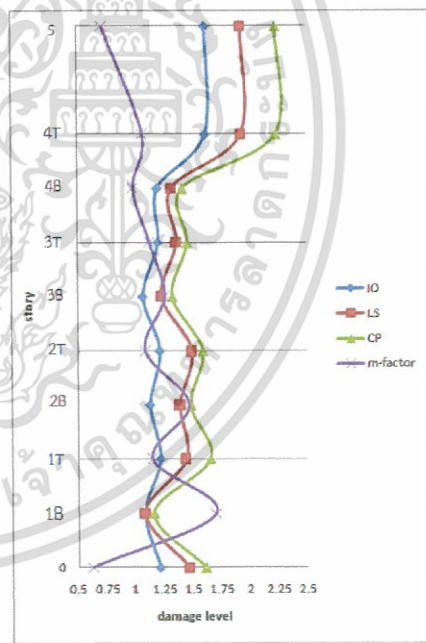
ชั้น	P (kN)	V (kN)	M (kN.m)		M (kN.m) (M _x =M _y)	P / A _g f' _c	A _v / b _w s	V / b _w d√f' _c	m - factor	Damage Level		
			M _x	M _y						IO	LS	CP
5	86	22	29	34	84	0.040	0.0034	0.0627	0.71	1.62	1.93	2.24
4T	152	73	63	51	90	0.072	0.0034	0.2078	1.19	1.62	1.93	2.24
4B	254	33	26	43	94	0.120	0.0034	0.0943	0.72	1.20	1.32	1.42
3T	349	106	81	60	100	0.165	0.0034	0.3026	1.35	1.03	1.10	1.20
3B	523	47	37	62	107	0.247	0.0034	0.1358	0.90	1.22	1.45	1.55
2T	642	113	88	63	109	0.303	0.0034	0.3227	1.33	1.10	1.29	1.43
2B	828	64	56	78	107	0.391	0.0034	0.1829	1.19	1.22	1.56	1.66
1T	965	79	69	59	103	0.455	0.0034	0.2273	1.17	1.22	1.43	1.65
1B	1127	81	61	86	100	0.532	0.0034	0.2308	1.41	1.14	1.21	1.36
ตอม่อ	1293	90	70	64	158	0.448	0.0029	0.1902	0.80	1.22	1.46	1.61

ตารางที่ 4.83 ผลการประเมินความเสียหายของเสาที่มีค่า m (m-factor) สูงสุดในแต่ละชั้น (สำหรับวิธีสถิติเชิงเส้น) ของโครงข้อแข็งที่ 4 (เฉพาะ line D) (แบบจำลองที่ M4B)

ชั้น	P (kN)	V (kN)	M (kN.m)		M (kN.m) (Mx=My)	$\frac{P}{A_g f'_c}$	$\frac{A_v}{b_w s}$	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$	m - factor	Damage Level		
			Mx	My						IO	LS	CP
5	94	20	31	33	84	0.044	0.0034	0.0580	0.72	1.62	1.93	2.24
4T	134	50	42	57	88	0.063	0.0034	0.1430	1.07	1.62	1.93	2.24
4B	254	71	63	31	94	0.120	0.0034	0.2040	0.99	1.20	1.32	1.42
3T	346	58	43	73	100	0.163	0.0034	0.1659	1.13	1.21	1.36	1.46
3B	520	109	88	49	107	0.245	0.0034	0.3113	1.26	1.07	1.23	1.33
2T	629	60	43	77	109	0.297	0.0034	0.1727	1.09	1.22	1.50	1.60
2B	837	127	99	64	107	0.395	0.0034	0.3628	1.47	1.13	1.39	1.49
1T	958	60	47	75	103	0.452	0.0034	0.1720	1.15	1.22	1.44	1.66
1B	1184	109	91	85	98	0.559	0.0034	0.3121	1.70	1.08	1.08	1.17
ตอม่อ	1283	83	30	69	158	0.445	0.0029	0.1746	0.63	1.22	1.47	1.61



โครงข้อแข็งที่ 4 (เฉพาะ line C)



โครงข้อแข็งที่ 4 (เฉพาะ line D)

รูปที่ 4.52 ความเสียหายของเสาที่แสดงโดยค่า m (m-factor) สำหรับเสาของโครงข้อแข็งที่ 4 (line C และ D) ที่มีพฤติกรรมเป็นแบบเสาสั้น (แบบจำลองที่ M4B)

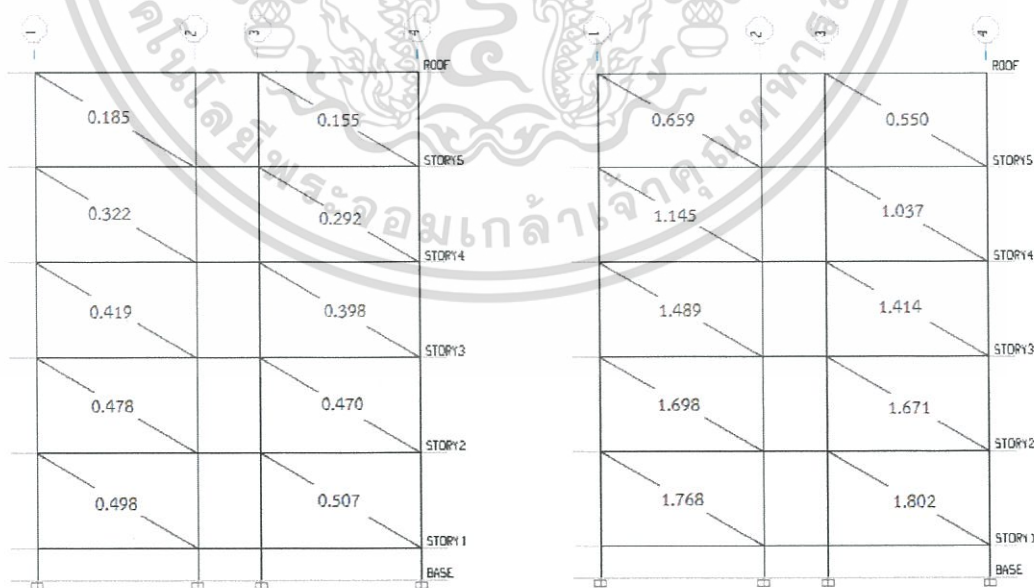
จากตารางที่ 4.82 และรูปที่ 4.52 (ซ้าย) เป็นการประเมินความเสียหายของเสาในโครงข้อแข็งที่ 4 (line C) พบว่า เสามีความเสียหายในระดับที่รุนแรง โดยความเสียหายของเสาเกินระดับสมรรถนะป้องกันการพังทลาย (Collapse Prevention ; CP) ซึ่งเกิดขึ้นในชั้นที่ 1 ส่วนล่าง (1B) เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น เมื่อนุญาตเห็นไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

และในชั้นที่ 3 ส่วนบน (3T) โดยล้วนเป็นผลมาจากเสามีกำลังต้านทานการดัดที่ไม่เพียงพอ ขณะที่เสาในชั้นที่ 2 ส่วนบน (2T) เกิดความเสียหายในระดับ LS-CP และเกิดความเสียหายเนื่องจากแรงเฉือนด้วย และเสาในระดับชั้นอื่นๆ (ที่มีได้กล่าวถึง) มีกำลังต้านทานการดัดที่เพียงพอต่อระดับสมรรถนะเข้าใช้สอยได้ทันที (ผ่านเกณฑ์ IO)

สำหรับในตารางที่ 4.83 และรูปที่ 4.52 (ขวา) เป็นการประเมินความเสียหายของเสาในโครงข้อแข็งที่ 4 (line D) พบว่า เสามีความเสียหายในระดับที่รุนแรง โดยความเสียหายของเสาเกินระดับสมรรถนะป้องกันการพังทลาย (Collapse Prevention : CP) ซึ่งเกิดขึ้นในชั้นที่ 1 ส่วนล่าง (1B) ขณะที่เสาในชั้นที่ 2 ส่วนล่าง (2B) และ เสาในชั้นที่ 3 ส่วนล่าง (3B) เกิดความเสียหายในระดับ LS-CP ทั้งนี้เสามีพฤติกรรมเป็นเสาสั้น จึงทำให้เกิดแรงเฉือนเนื่องจากแรงแผ่นดินไหวมากขึ้น จึงเป็นเหตุให้เสาดังกล่าวเกิดการวิบัติเนื่องจากแรงเฉือนร่วมด้วย ขณะที่เสาในระดับชั้นอื่นๆ (ที่มีได้กล่าวถึง) มีกำลังต้านทานการดัดที่เพียงพอต่อระดับสมรรถนะเข้าใช้สอยได้ทันที (ผ่านเกณฑ์ IO)

การประเมินกำแพงอิฐก่อ

ในรูปที่ 4.53 แสดงค่า DCR (Demand Capacity Ratio) ที่เกิดขึ้นในชั้นส่วนค้ำยันรับแรงอัดที่ใช้เป็นแบบจำลองของกำแพงอิฐก่อเนื่องจากแรงอัดในแนวแกน และ แรงเฉือน หากพบค่าของ DCR ที่มีค่ามากกว่า 1 แสดงว่าชั้นส่วนนั้นมีกำลังต้านทานไม่เพียงพอ จากการตรวจสอบพบว่า กำแพงอิฐก่อส่วนใหญ่มักเกิดความเสียหายในโหมดการพังเนื่องจากแรงเฉือน โดยพบความเสียหายในชั้นที่ 1 ถึงชั้นที่ 4 การวิบัติมักจะมีค่ารุนแรงตั้งแต่ชั้นบนจนถึงชั้นล่างๆ (ดูจากค่า DCR) ทั้งนี้ก็เนื่องมาจากการสะสมของแรงเฉือนในชั้นล่างๆ ของอาคารที่มีมากกว่าในชั้นบนๆ นั่นเอง



รูปที่ 4.53 ค่า DCR (Demand Capacity Ratio) ของชั้นส่วนค้ำยันรับแรงอัดเนื่องจากผลของแรงอัดในแนวแกน (ซ้าย) และ ผลของแรงเฉือน (ขวา) (แบบจำลองที่ M4B)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

การประเมินบันได

ผลของการประเมินความเสียหายถูกแสดงไว้ในตารางที่ 4.84 – 4.85 และรูปที่ 4.54

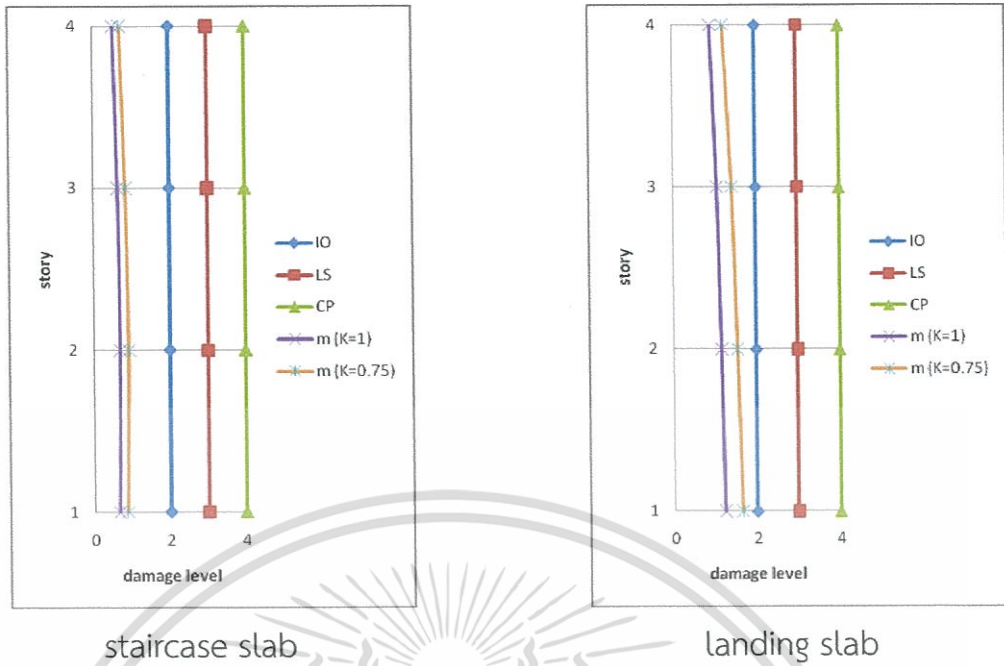
จากตารางที่ 4.84 – 4.85 และรูปที่ 4.54 เป็นการประเมินความเสียหายของบันได พบว่า เมื่อพิจารณาค่าตัวประกอบความเชื่อมั่นของข้อมูล $k=1$ และ $k=0.75$ จะพบว่าใน staircase slab และใน landing slab ในทุกๆ ชั้นไม่เกิดความเสียหายแต่อย่างใด (ผ่านเกณฑ์ IO) และไม่พบความเสียหายเนื่องจากแรงเฉือนด้วย

ตารางที่ 4.84 ผลการประเมินความเสียหายของบันไดที่มีค่า m (m-factor) สูงสุด ในชั้นส่วน staircase slab (แบบจำลองที่ M4B)

ชั้น	V (kN)	M (kN.m)	Mn (kN.m)	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$	$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$	M - factor		Damage Level		
						K=1	K=0.75	IO	LS	CP
ชั้น 4 ถึง ชั้น 5	20	20	37	0.0328	0.00	0.53	0.71	2	3	4
ชั้น 3 ถึง ชั้น 4	23	24	37	0.0376	0.00	0.64	0.85	2	3	4
ชั้น 2 ถึง ชั้น 3	24	25	37	0.0388	0.00	0.69	0.92	2	3	4
ชั้น 1 ถึง ชั้น 2	23	24	37	0.0382	0.00	0.65	0.87	2	3	4

ตารางที่ 4.85 ผลการประเมินความเสียหายของบันไดที่มีค่า m (m-factor) สูงสุด ในชั้นส่วน landing slab (แบบจำลองที่ M4B)

ชั้น	V (kN)	M (kN.m)	Mn (kN.m)	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$	$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$	M - factor		Damage Level		
						K=1	K=0.75	IO	LS	CP
ชั้น 4 ถึง ชั้น 5	51	34	37	0.0835	0.00	0.92	1.22	2	3	4
ชั้น 3 ถึง ชั้น 4	60	39	37	0.0996	0.00	1.07	1.42	2	3	4
ชั้น 2 ถึง ชั้น 3	66	43	37	0.1094	0.00	1.16	1.54	2	3	4
ชั้น 1 ถึง ชั้น 2	72	46	37	0.1191	0.00	1.23	1.65	2	3	4



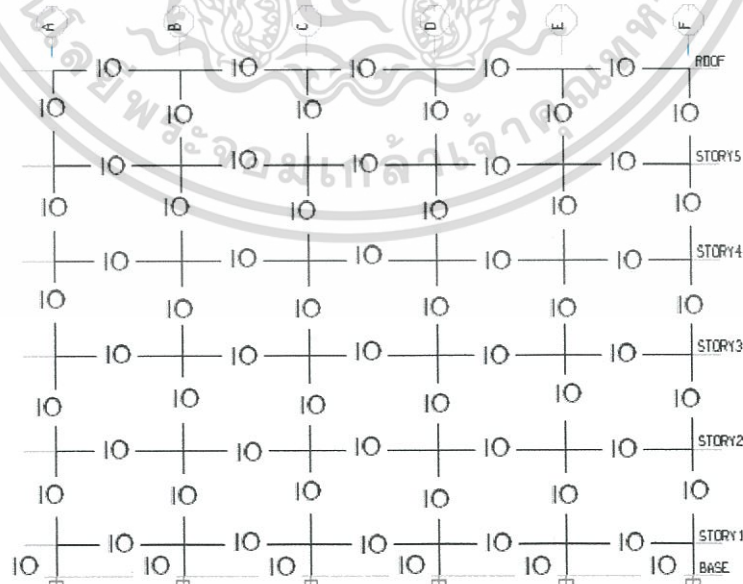
staircase slab

landing slab

รูปที่ 4.54 ความเสียหายของบันไดที่มีค่า m (m -factor) สูงสุดในแต่ละชั้น (สำหรับวิธีสถิติเชิงเส้น) (แบบจำลองที่ M4B)

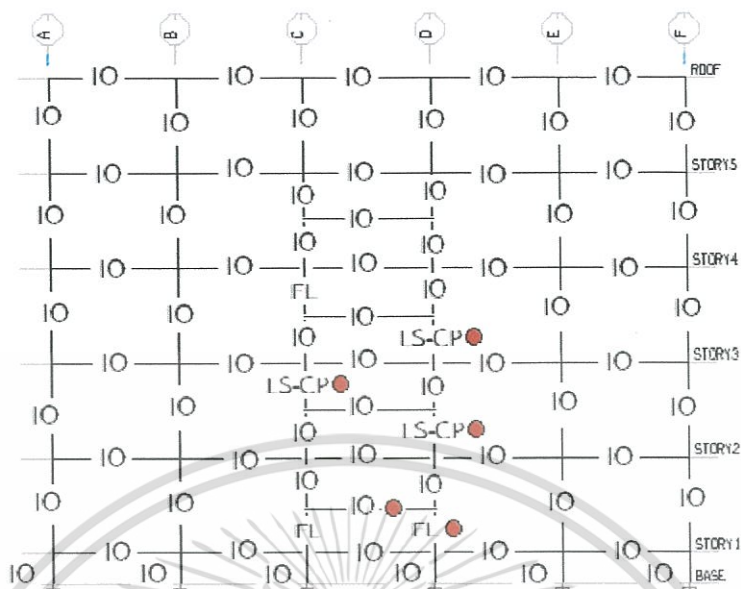
ระดับสมรรถนะของชิ้นส่วน

ในรูปที่ 4.55 – 4.58 แสดงระดับสมรรถนะของคาน และ เสา และรูปที่ 4.59 แสดงระดับสมรรถนะของบันได และ ในตารางที่ 4.86 – 4.87 แสดงจำนวนเปอร์เซ็นต์ของคานและเสา ที่เกิดความเสียหายในระดับสมรรถนะต่างๆ ตามลำดับ

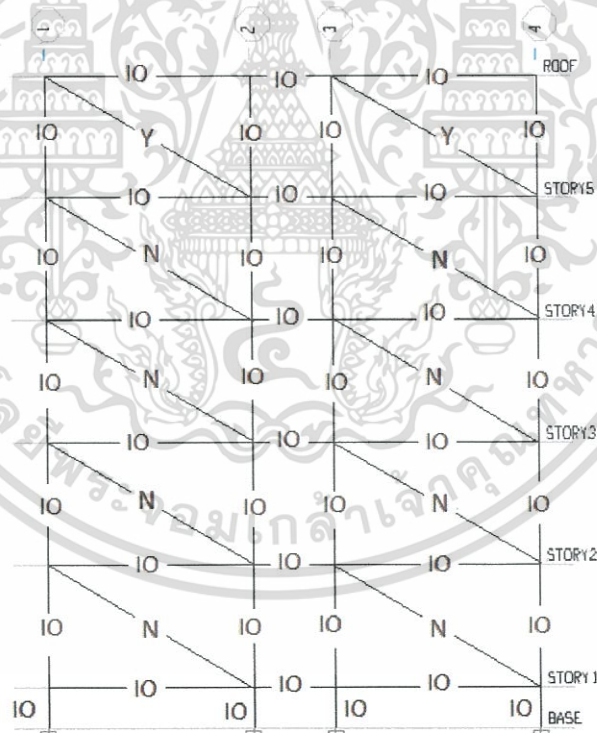


รูปที่ 4.55 ระดับสมรรถนะของโครงสร้างคานและเสา ในโครงข้อแข็งที่ 1, 2 และ 3 (แบบจำลองที่ M4B)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

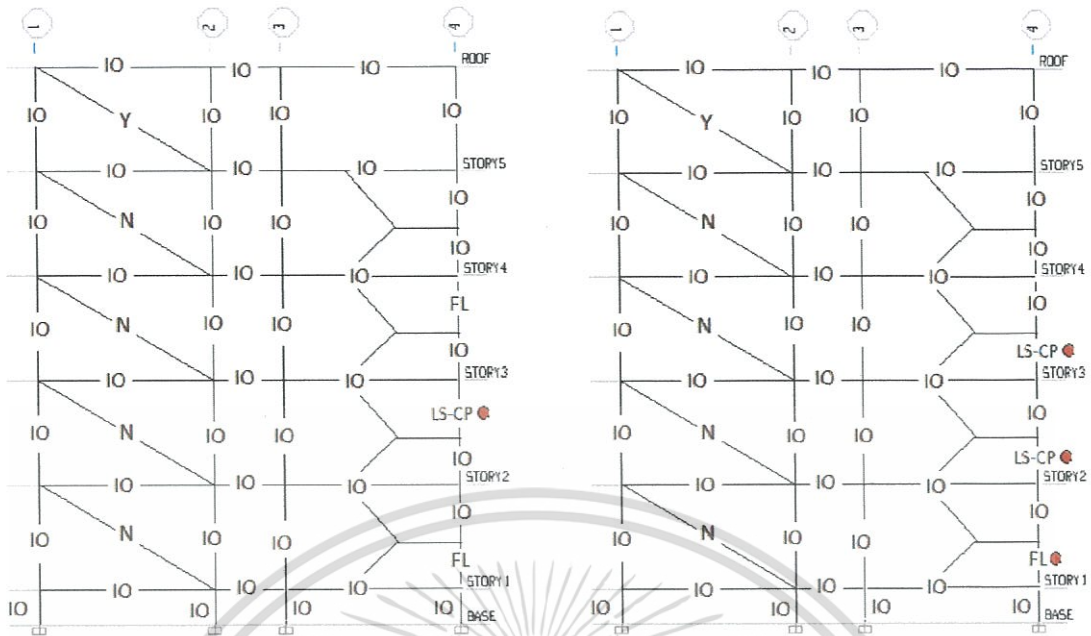


รูปที่ 4.56 ระดับสมรรถนะของโครงสร้างคานและเสา ในโครงข้อแข็งที่ 4 (แบบจำลองที่ M4B)

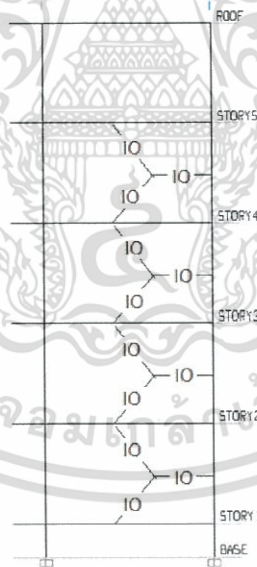


รูปที่ 4.57 ระดับสมรรถนะของโครงสร้างคานและเสาในโครงข้อแข็งที่ A , B , E และ F (แบบจำลองที่ M4B)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 4.58 ระดับสมรรถนะของโครงสร้างคานและเสา ในโครงข้อแข็งที่ C (ซ้าย) และ โครงข้อแข็งที่ D (ขวา) (แบบจำลองที่ M4B)



รูปที่ 4.59 ระดับสมรรถนะของโครงสร้างบันได ($K = 1.00$ และ 0.75) (แบบจำลองที่ M4B)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้ .

ตารางที่ 4.86 จำนวนเปอร์เซ็นต์ของคานที่เกิดความเสียหายเกินกว่าค่าที่ยอมรับได้ที่ระดับสภรณะต่างๆ (สำหรับวิธีสถิติเชิงเส้น) (แบบจำลองที่ M4B)

ชั้น	จำนวนชิ้นส่วนของคานที่เกิดความเสียหาย (%)				
	แรงเฉือน	ระดับสภรณะ			
		ผ่านเกณฑ์ IO	ระดับ IO - LS	ระดับ LS - CP	ไม่ผ่านเกณฑ์ CP (FL)
Roof	0.00	16.03	0.00	0.00	0.00
5	0.00	16.46	0.00	0.00	0.00
4	0.00	16.68	0.00	0.00	0.00
3	0.00	16.68	0.00	0.00	0.00
2	0.00	16.68	0.00	0.00	0.00
1	0.42	16.68	0.00	0.00	0.00
รวม	0.42	100.00	0.00	0.00	0.00

ตารางที่ 4.87 จำนวนเปอร์เซ็นต์ของเสาที่เกิดความเสียหายเกินกว่าค่าที่ยอมรับได้ที่ระดับสภรณะต่างๆ (สำหรับวิธีสถิติเชิงเส้น) (แบบจำลองที่ M4B)

ชั้น	จำนวนชิ้นส่วนของเสาที่เกิดความเสียหาย (%)				
	แรงเฉือน	ระดับสภรณะ			
		ผ่านเกณฑ์ IO	ระดับ IO - LS	ระดับ LS - CP	ไม่ผ่านเกณฑ์ CP (FL)
5	0.00	15.79	0.00	0.00	0.00
4	0.00	17.10	0.00	0.00	0.00
3	0.66	15.79	0.00	0.66	0.66
2	1.32	15.79	0.00	1.32	0.00
1	0.66	15.79	0.00	0.00	1.32
ตอม่อ	0.00	15.79	0.00	0.00	0.00
รวม	2.64	96.05	0.00	1.98	1.98

4.2.7 การเปรียบเทียบการวิเคราะห์ด้วยวิธีสถิติเชิงเส้น

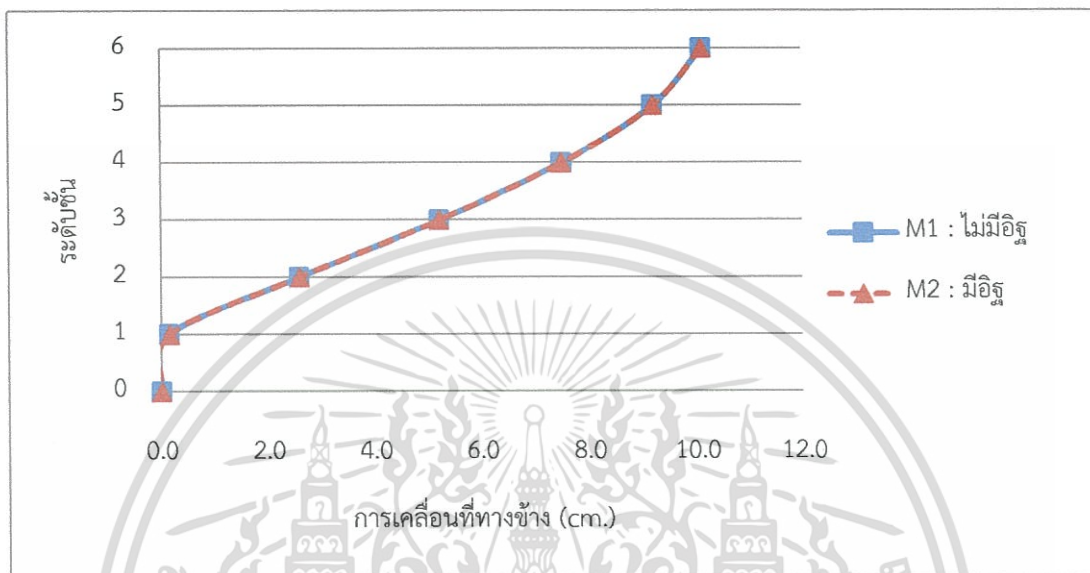
ในการเปรียบเทียบการวิเคราะห์ด้วยวิธีสถิติเชิงเส้นจะพิจารณาถึง ผลการเคลื่อนที่สูงสุด , ผลการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้น และ ระดับสมรณะ (ระดับความเสียหาย) ของอาคาร ซึ่งรายละเอียดต่างๆ เป็นดังนี้

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

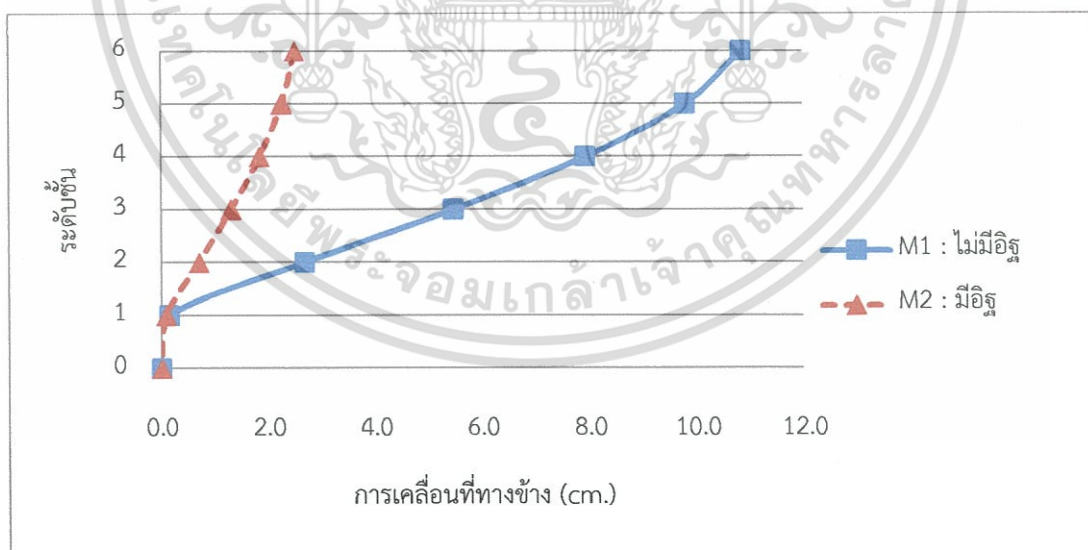
1. การเปรียบเทียบผลการเคลื่อนที่สูงสุด

เมื่อให้แรงกระทำทางข้างกับอาคารแล้วจะทำให้เกิดการเสียรูปของอาคารขึ้น ผลการเปรียบเทียบการเคลื่อนที่ทางข้างของอาคารแสดงในรูปที่ 4.60 – 6.65

ผลของกำแพงอิฐก่อ



รูปที่ 4.60 การเคลื่อนที่ทางข้างของอาคารในทิศทางแกน X เมื่อพิจารณาผลของกำแพงอิฐก่อ

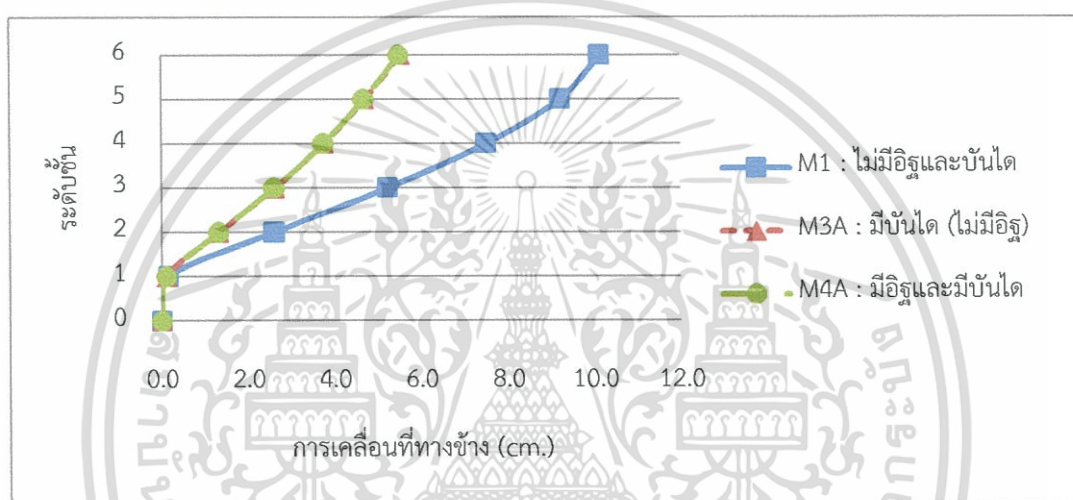


รูปที่ 4.61 การเคลื่อนที่ทางข้างของอาคารในทิศทางแกน Y เมื่อพิจารณาผลของกำแพงอิฐก่อ

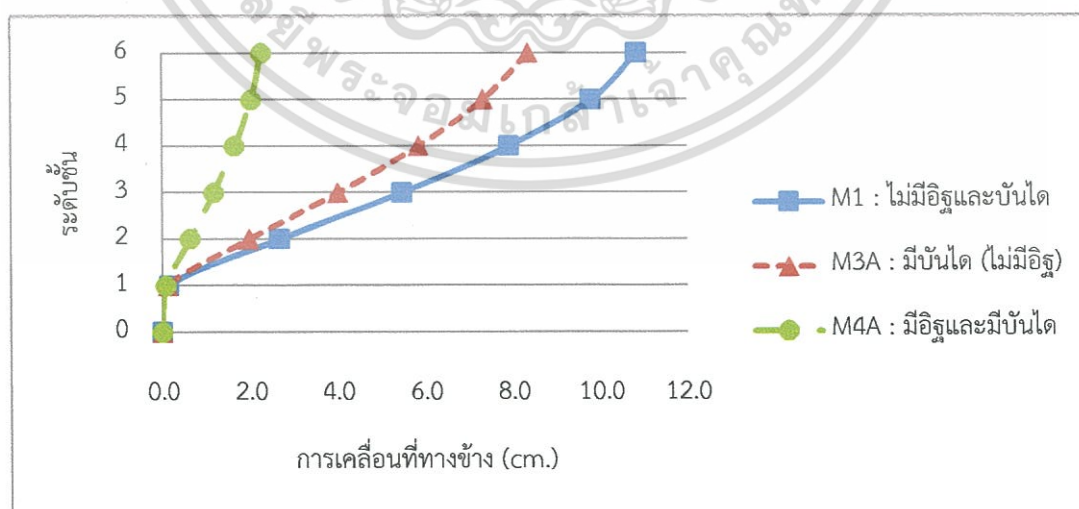
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

จากรูปที่ 4.60 และ รูปที่ 4.61 ภายใต้แรงแผ่นดินไหวกระทำในทิศทางแกน X และแกน Y จะทำให้อาคารที่ไม่ได้พิจารณาผลของกำแพงอิฐก่อและบันได (แบบจำลองที่ M1) เกิดการเคลื่อนที่ทางข้างสูงสุด 10.12 ซม. และ 10.84 ซม. ในทิศทางแกน X และแกน Y ตามลำดับ และเมื่อพิจารณาผลของกำแพงอิฐ (แบบจำลองที่ M2) จะพบว่าเกิดการเคลื่อนที่ทางข้างสูงสุดในแกน X 10.12 ซม. และ การเคลื่อนที่ทางข้างสูงสุดในแกน Y 2.49 ซม. ตามลำดับ ซึ่งแสดงให้เห็นว่า กำแพงอิฐก่อมีส่วนช่วยในการต้านทานการเคลื่อนที่ทางข้าง

ผลของบันได (และกำแพงอิฐก่อ) ของอาคารตัวอย่างแบบที่ 1



รูปที่ 4.62 การเคลื่อนที่ทางข้างของอาคารในทิศทางแกน X เมื่อพิจารณาผลของกำแพงอิฐก่อและบันได ของอาคารตัวอย่างแบบที่ 1



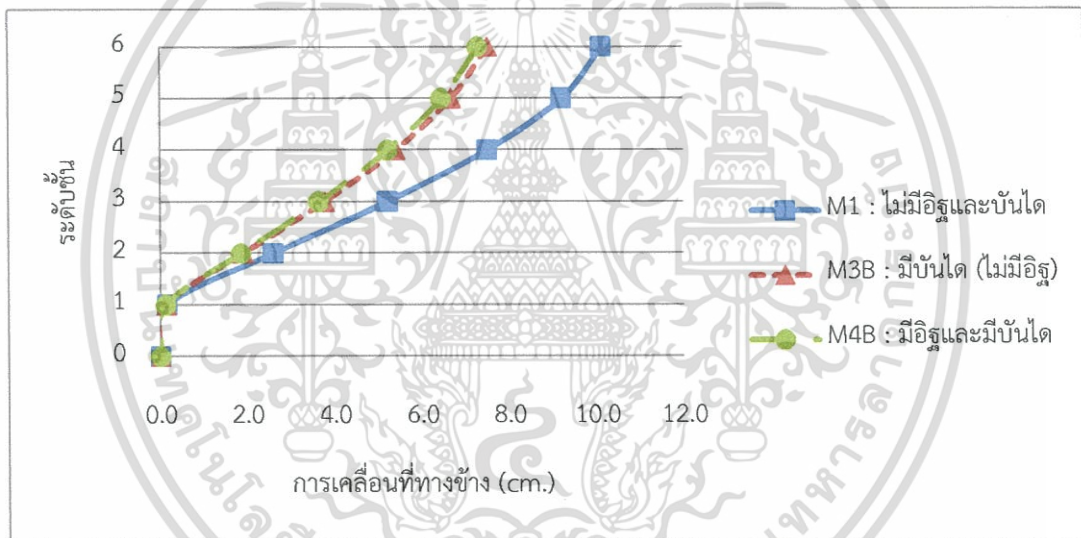
รูปที่ 4.63 การเคลื่อนที่ทางข้างของอาคารในทิศทางแกน Y เมื่อพิจารณาผลของกำแพงอิฐก่อและบันได ของอาคารตัวอย่างแบบที่ 1 (อาคาร A)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับใช้เพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

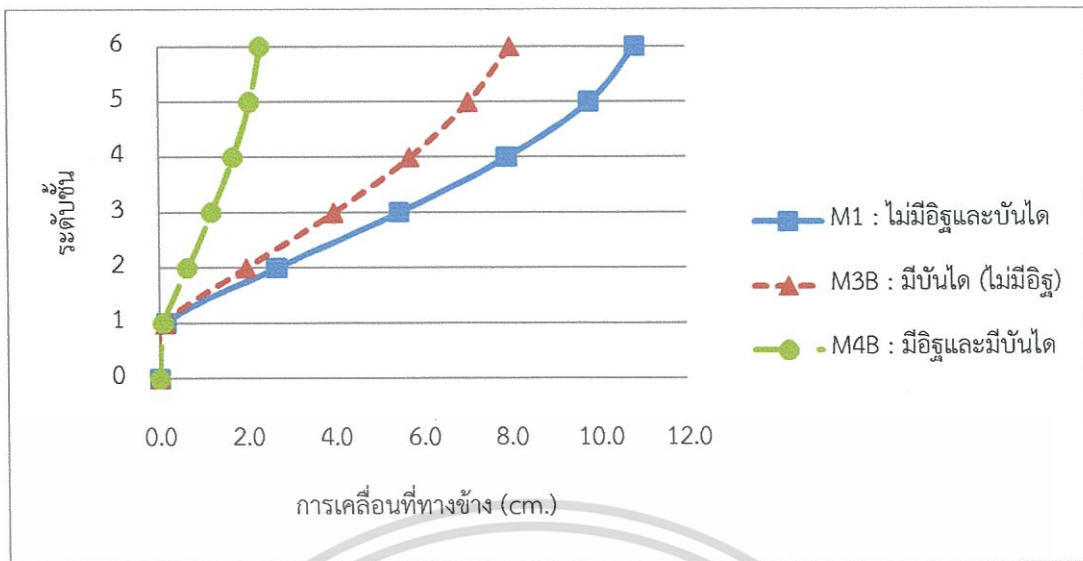
จากรูปที่ 4.62 และ รูปที่ 4.63 ภายใต้แรงแผ่นดินไหวกระทำในทิศทางแกน X และแกน Y จะทำให้อาคารที่ได้พิจารณาถึงผลของบันได (แบบจำลองที่ M3A) เกิดการเคลื่อนที่ทางข้างสูงสุด 5.52 ซม. และ 8.36 ซม. ในทิศทางแกน X และแกน Y ตามลำดับ ซึ่งแสดงให้เห็นว่า บันไดช่วยต้านทานการเคลื่อนที่ทางข้างถึง 45.45% และ 28.88% ในทิศทางแกน X และ แกน Y ตามลำดับจากการที่ไม่ได้พิจารณาผลของบันได

เมื่อพิจารณาผลของบันไดร่วมกับกำแพงอิฐก่อ (แบบจำลองที่ M4A) จะเกิดการเคลื่อนที่ทางข้างสูงสุดในทิศทางแกน X 5.49 ซม. และ การเคลื่อนที่ทางข้างสูงสุดในทิศทางแกน Y 2.27 ซม. ภายใต้แรงแผ่นดินไหวในทิศทางแกน X และแกน Y ตามลำดับ ซึ่งแสดงให้เห็นว่า บันไดและกำแพงอิฐก่อนั้นช่วยต้านทานการเคลื่อนที่ทางข้างถึง 45.75% และ 79.05% ในทิศทางแกน X และแกน Y ตามลำดับจากการที่ไม่ได้พิจารณาผลของบันไดและกำแพงอิฐก่อ

ผลของบันได (และกำแพงอิฐก่อ) ของอาคารตัวอย่างแบบที่ 2



รูปที่ 4.64 การเคลื่อนที่ทางข้างของอาคารในทิศทางแกน X เมื่อพิจารณาผลของกำแพงอิฐก่อและบันได ของอาคารตัวอย่างแบบที่ 2



รูปที่ 4.65 การเคลื่อนที่ทางข้างของอาคารในทิศทางแกน Y เมื่อพิจารณาผลของกำแพงอิฐก่อและบันได ของอาคารตัวอย่างแบบที่ 2

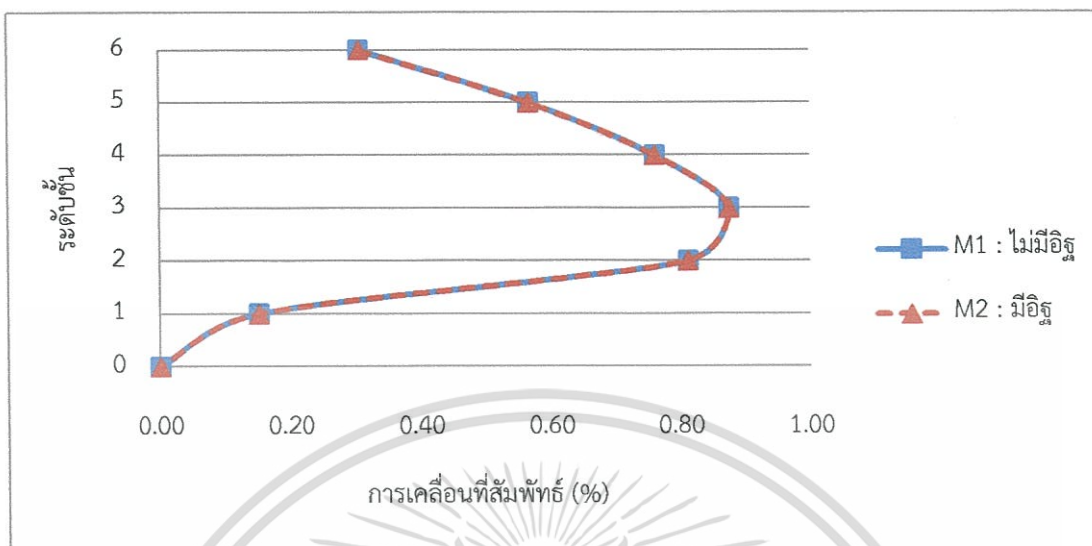
จากรูปที่ 4.64 และ รูปที่ 4.65 ภายใต้แรงแผ่นดินไหวกระทำในทิศทางแกน X และแกน Y จะทำให้อาคารที่ได้พิจารณาถึงผลของบันได (แบบจำลองที่ M3B) เกิดการเคลื่อนที่ทางข้างสูงสุด 7.51 ซม. และ 8.01 ซม. ในทิศทางแกน X และแกน Y ตามลำดับ ซึ่งแสดงให้เห็นว่า บันไดช่วยต้านทานการเคลื่อนที่ทางข้างถึง 25.79% และ 26.11% ในทิศทางแกน X และ แกน Y ตามลำดับจากการที่ไม่ได้พิจารณาผลของบันได

เมื่อพิจารณาผลของบันไดร่วมกับกำแพงอิฐก่อ (แบบจำลองที่ M4B) จะเกิดการเคลื่อนที่ทางข้างสูงสุดในทิศทางแกน X 7.30 ซม. และ การเคลื่อนที่ทางข้างสูงสุดในทิศทางแกน Y 2.32 ซม. ภายใต้แรงแผ่นดินไหวในทิศทางแกน X และแกน Y ตามลำดับ ซึ่งแสดงให้เห็นว่า บันไดและกำแพงอิฐก่อช่วยต้านทานการเคลื่อนที่ทางข้างถึง 27.86% และ 78.60% ในทิศทางแกน X และแกน Y ตามลำดับจากการที่ไม่ได้พิจารณาผลของบันไดและกำแพงอิฐก่อ

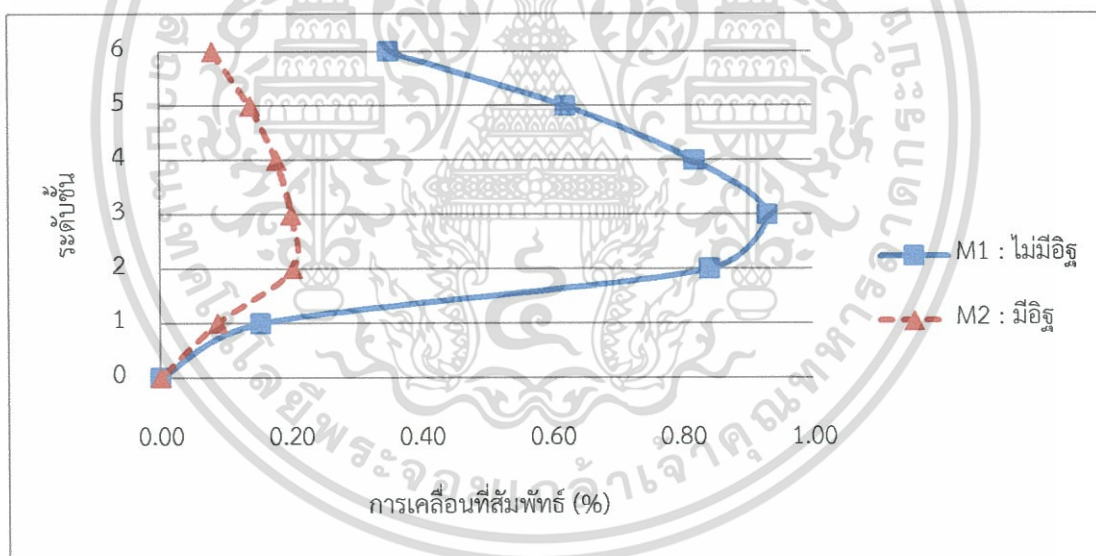
2. การเปรียบเทียบผลการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้น

เมื่อนำการเสียรูปของอาคารไปคำนวณเปอร์เซ็นต์ของการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้น ซึ่งแสดงไว้ในรูปที่ 4.66 – 4.71 และนำไปเปรียบเทียบกับค่าเปอร์เซ็นต์ของการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นที่กำหนดไว้ในมาตรฐาน มยผ.1303-57 [1] (ASCE 41-2013 [2]) จะพบว่า การเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นในทิศทางแกน X และ แกน Y ของทั้ง 2 อาคาร (จากการพิจารณาและไม่พิจารณาผลของกำแพงอิฐก่อและบันได) มีค่าไม่เกิน 1% ซึ่งแสดงได้ว่า อาคารตัวอย่างที่ใช้ในการศึกษานั้นมีความเสียหายไม่เกินระดับสมรรถนะเข้าใช้สอยได้ทันที (IO)

ผลของกำแพงอิฐก่อ



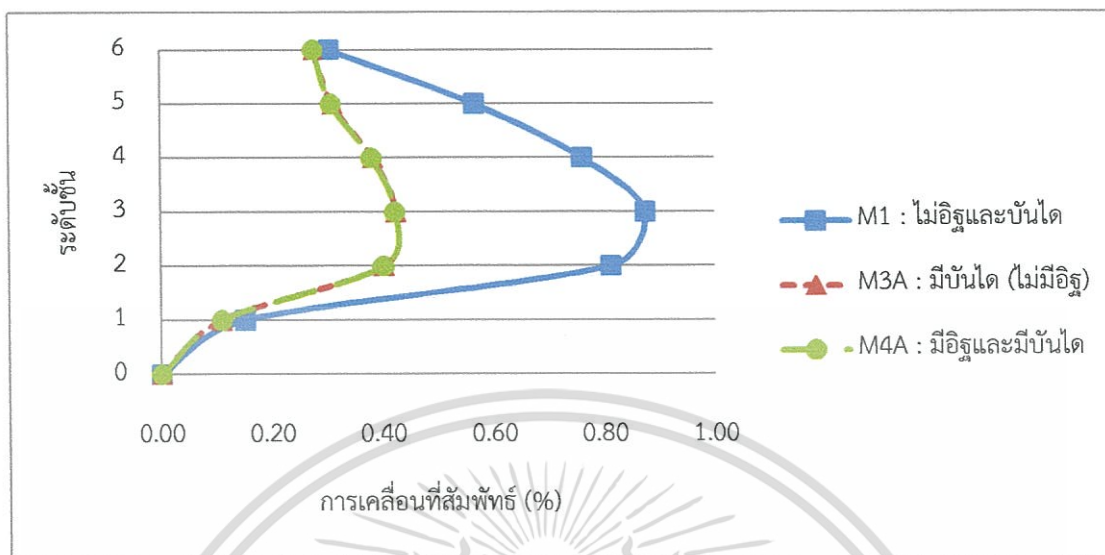
รูปที่ 4.66 การเคลื่อนที่สัมพัทธ์ของอาคารในทิศทางแกน X เมื่อพิจารณาผลของกำแพงอิฐก่อ



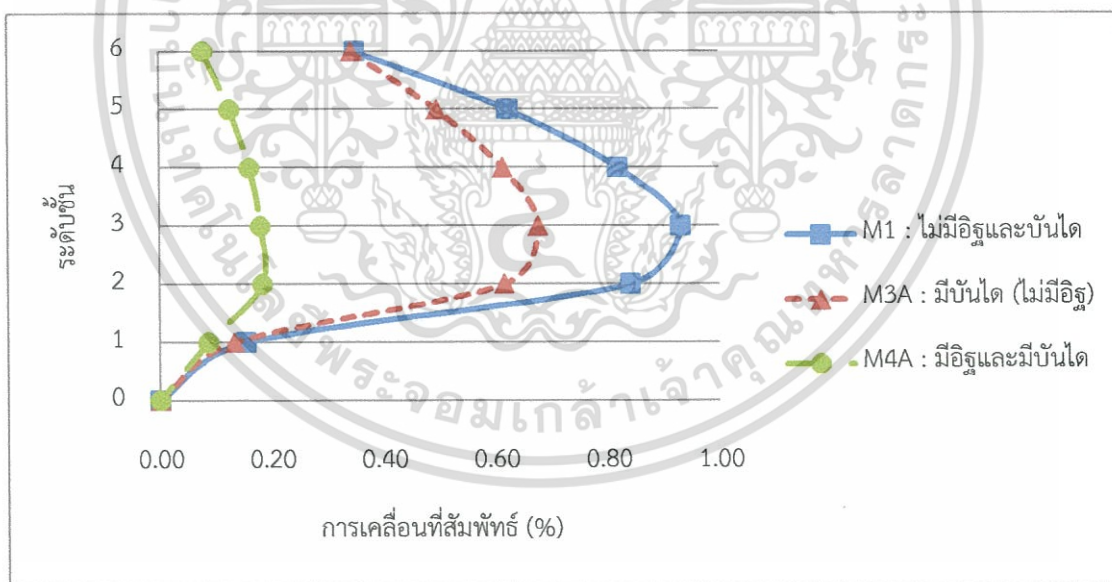
รูปที่ 4.67 การเคลื่อนที่สัมพัทธ์ของอาคารในทิศทางแกน Y เมื่อพิจารณาผลของกำแพงอิฐก่อ

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ผลของบันได (และกำแพงอิฐก่อ) ของอาคารตัวอย่างแบบที่ 1



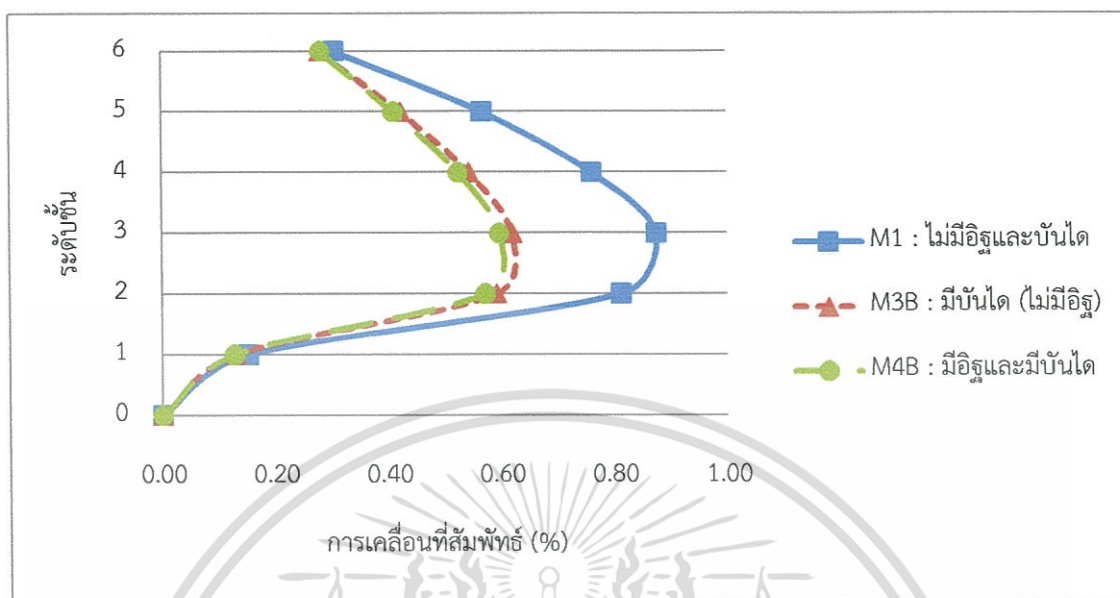
รูปที่ 4.68 การเคลื่อนที่สัมพัทธ์ของอาคารในทิศทางแกน X เมื่อพิจารณาผลของกำแพงอิฐก่อและบันได ของอาคารตัวอย่างแบบที่ 1



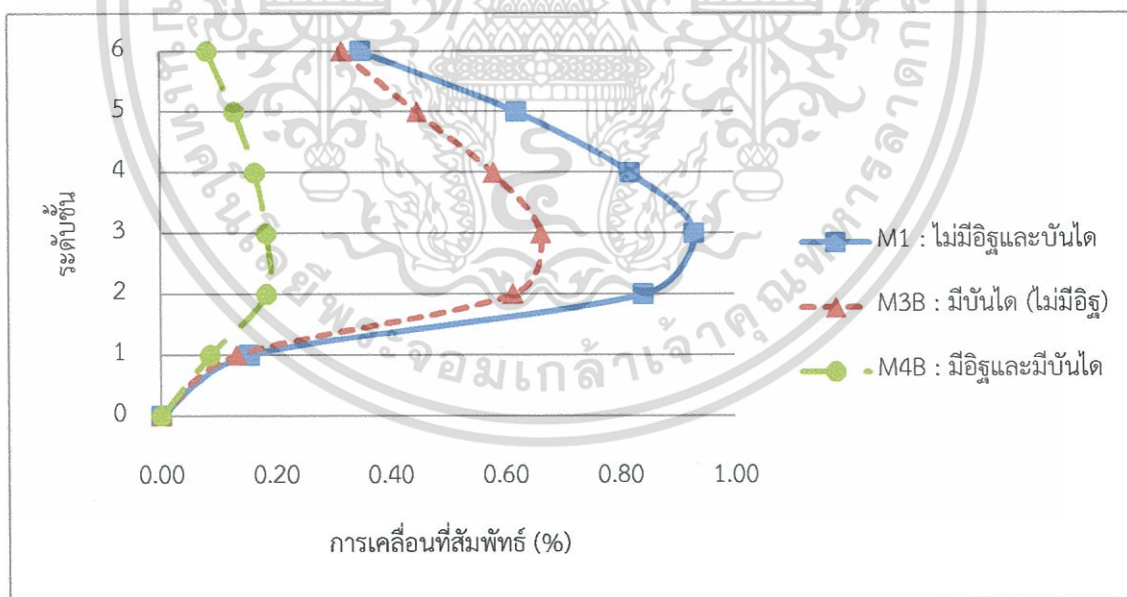
รูปที่ 4.69 การเคลื่อนที่สัมพัทธ์ของอาคารในทิศทางแกน Y เมื่อพิจารณาผลของกำแพงอิฐก่อและบันได ของอาคารตัวอย่างแบบที่ 1

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ผลของบันได (และกำแพงอิฐก่อ) ของอาคารตัวอย่างแบบที่ 2



รูปที่ 4.70 การเคลื่อนที่สัมพัทธ์ของอาคารในทิศทางแกน X เมื่อพิจารณาผลของกำแพงอิฐก่อและบันได ของอาคารตัวอย่างแบบที่ 2



รูปที่ 4.71 การเคลื่อนที่สัมพัทธ์ของอาคารในทิศทางแกน Y เมื่อพิจารณาผลของกำแพงอิฐก่อและบันได ของอาคารตัวอย่างแบบที่ 2

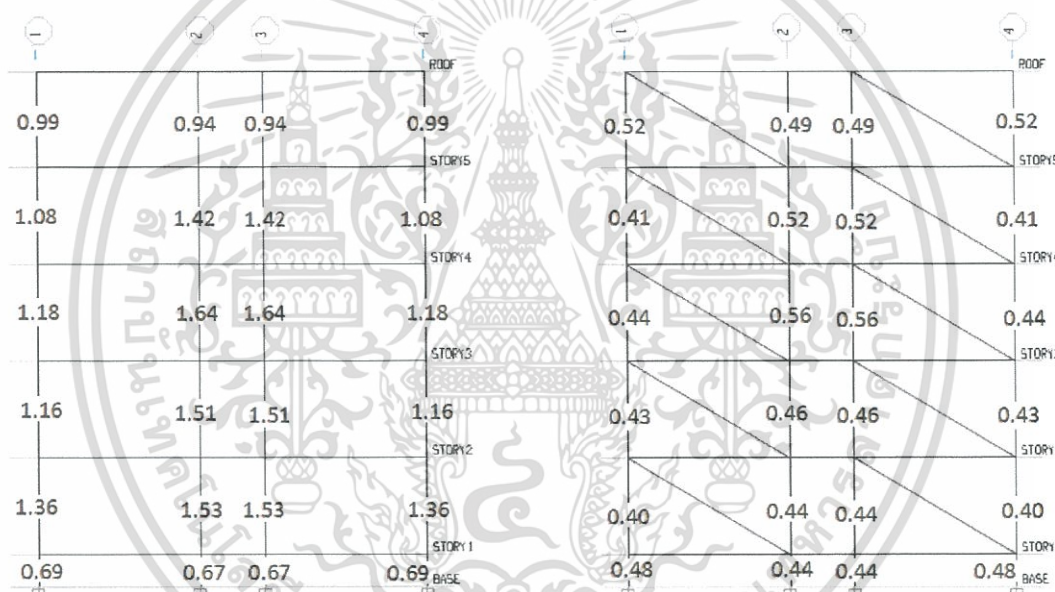
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

3. การเปรียบเทียบระดับสมรรถนะ (ระดับความเสียหาย) ของอาคาร

ในการเปรียบเทียบระดับสมรรถนะของชิ้นส่วนองค์อาคารของโครงสร้างนั้น จะพิจารณาถึงระดับความเสียหายที่เกิดขึ้นในชิ้นส่วนโครงสร้างเสาเท่านั้น ทั้งนี้เนื่องจากชิ้นส่วนโครงสร้างคานโดยส่วนใหญ่ไม่พบความเสียหาย โดยแสดงถึงค่าของอัตราส่วนระหว่างแรงที่ต้องต้านทาน (Demand) และ กำลังต้านทาน (Capacity) หรือที่เรียกว่า Demand Capacity Ratio (DCR) ซึ่งถ้าหากมีค่าเกินกว่า 1 แสดงว่าชิ้นส่วนของโครงสร้างนั้นเกิดความเสียหาย หรือ เกิดการวิบัติ

ระดับสมรรถนะของอาคารโดยพิจารณาถึงผลของกำแพงอิฐก่อ

ระดับความเสียหายของโครงสร้างที่แสดงด้วยค่า Demand Capacity Ratio (DCR) เมื่อพิจารณาผลของกำแพงอิฐก่อถูกแสดงไว้ในรูปที่ 4.72 สำหรับโครงสร้างถูกแรงแผ่นดินไหวในทิศทางแกน y กระทำ



รูปที่ 4.72 ค่า DCR ที่เกิดขึ้นในเสา โดยไม่พิจารณา (ซ้าย) และ พิจารณา (ขวา) ผลของกำแพงอิฐก่อ (แผ่นดินไหวในทิศทางแกน y)

จากรูปที่ 4.72 แสดงความเสียหายด้วยค่า DCR ของโครงสร้างเสาที่ถูกแรงแผ่นดินไหวกระทำในทิศทางแกน y เมื่อไม่ได้พิจารณาผลของกำแพงอิฐก่อ จะพบว่า เกิดความเสียหายในเสา ชั้นที่ 1, 2, 3 และ 4 โดยที่ค่า DCR สูงสุดเป็น 1.53, 1.51, 1.64 และ 1.42 ตามลำดับ ซึ่งจะเกิดขึ้นที่เสาด้านในของอาคาร และเมื่อพิจารณาผลของกำแพงอิฐก่อแล้วจะไม่พบความเสียหายของเสาเลย โดยที่ค่า DCR สูงสุดในชั้นที่ 1 – 5 มีค่าเป็น 0.44, 0.46, 0.56, 0.52 และ 0.49 ตามลำดับ จากค่าความเสียหายที่เกิดขึ้นจะเห็นได้ว่า อาคารที่จำลองกำแพงอิฐก่อนั้นจะสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหว (ในทิศทางเดียวกันกับกำแพงอิฐก่อ) ได้ดีกว่าอาคารที่ไม่จำลองกำแพงอิฐก่อ

เนื่องจากกำแพงอิฐก่อช่วยรับแรงด้านข้าง และยังเพิ่มสติเฟนส์ให้กับอาคารทำให้เกิดการเคลื่อนที่น้อย เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่นิยมนำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

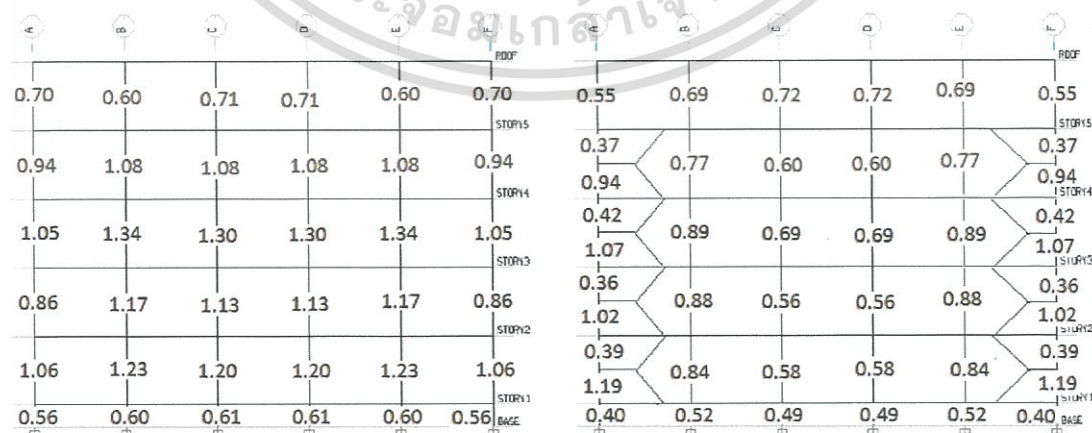
อาคารที่มีการจำลองกำแพงอิฐก่อจึงยังไม่เกิดการวิบัติ ผลของกำแพงอิฐก่อทำให้ลดความเสียหายให้กับโครงสร้างเสาถึง 47 - 71 % ขณะที่กำแพงอิฐก่อมิได้ส่งผลต่อระดับความเสียหายเมื่อต้องเผชิญกับแรงแผ่นดินไหวในทิศทางแกน X ทั้งนี้เนื่องจาก กำแพงอิฐก่อมิได้อยู่ในแนวเดียวกันกับทิศทางของแรงแผ่นดินไหวที่กระทำ จึงทำให้กำแพงอิฐก่อมิได้ช่วยต้านทานกำลังให้กับโครงสร้าง

ระดับสมรรถนะของอาคารโดยพิจารณาผลของบันได (และกำแพงอิฐก่อ) ของอาคารรูปแบบที่ 1

เป็นที่ทราบแล้วว่าโครงสร้างบันไดของอาคารหอพักอาศัยตัวอย่าง รูปแบบที่ 1 นั้นเปรียบเสมือนกับค้ำยัน (bracing) ในแนวแกน x เนื่องจากโครงสร้างบันไดช่วยรับแรงด้านข้าง และยังเพิ่มสติเฟนส์ให้กับอาคารทำให้อาคารเกิดการเคลื่อนที่น้อย ดังนั้น อาคาร (รูปแบบที่ 1) ที่มีการจำลองโครงสร้างบันไดจึงยังไม่เกิดการวิบัติ (DCR มีค่าน้อยกว่า 1) (เมื่ออาคารถูกแรงแผ่นดินไหวทิศทางแกน x กระทำ) ค่า DCR ของโครงสร้างเสาเมื่อถูกแรงแผ่นดินไหวกระทำในทิศทางแกน x ถูกแสดงไว้ในรูปที่ 4.73 – 4.74 ผลของบันไดทำให้ลดความเสียหายให้กับโครงสร้างเสาถึง 32 - 52%



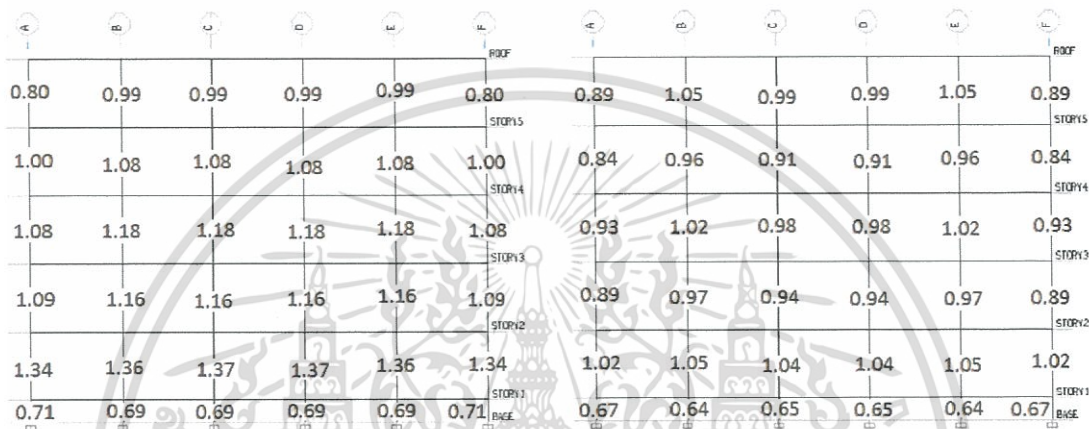
รูปที่ 4.73 ค่า DCR ที่เกิดขึ้นในเสา โดยไม่พิจารณา (ซ้าย) และ พิจารณา (ขวา) ผลของบันได (แผ่นดินไหวในทิศทางแกน x) - โครงข้อแข็งชุดนอก



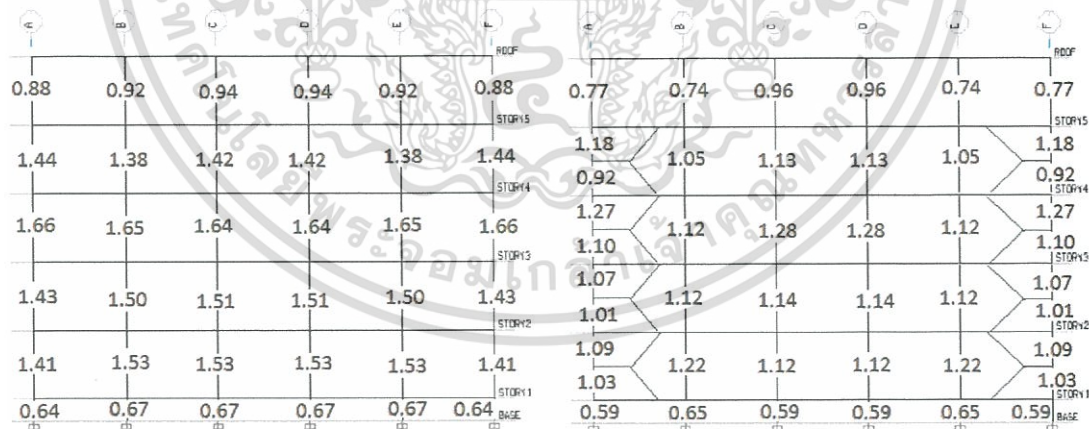
รูปที่ 4.74 ค่า DCR ที่เกิดขึ้นในเสา โดยไม่พิจารณา (ซ้าย) และ พิจารณา (ขวา) ผลของบันได (แผ่นดินไหวในทิศทางแกน x) - โครงข้อแข็งชุดใน

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่นิยมนำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ถึงแม้ว่า โครงสร้างบันไดของอาคารหอพักอาศัยตัวอย่างรูปแบบที่ 1 จะช่วยทำให้สตีเฟนส ในทิศทางแกน y ซึ่งถือเป็นแกนอ่อนของอาคารมีค่าเพิ่มขึ้น แต่ก็มิได้ช่วยในเรื่องของการต้านทาน กำลังของโครงสร้าง เมื่อต้องเผชิญกับแผ่นดินไหวในทิศทางแกน y เมื่อโครงสร้างถูกแรงแผ่นดินไหว กระทำในทิศทางแกน y อาคารที่มีการจำลองโครงสร้างบันไดยังพบความเสียหายของเสาอยู่ (เนื่องจากค่า DCR มีค่ามากกว่า 1) โดยความเสียหายที่เกิดขึ้นมีค่าน้อยลงกว่าการที่ไม่ได้จำลอง โครงสร้างบันไดถึง 11 - 26 % ค่า DCR ของโครงสร้างเสาเมื่อถูกแรงแผ่นดินไหวกระทำในทิศทาง แกน y ถูกแสดงไว้ในรูปที่ 4.75 - 4.76



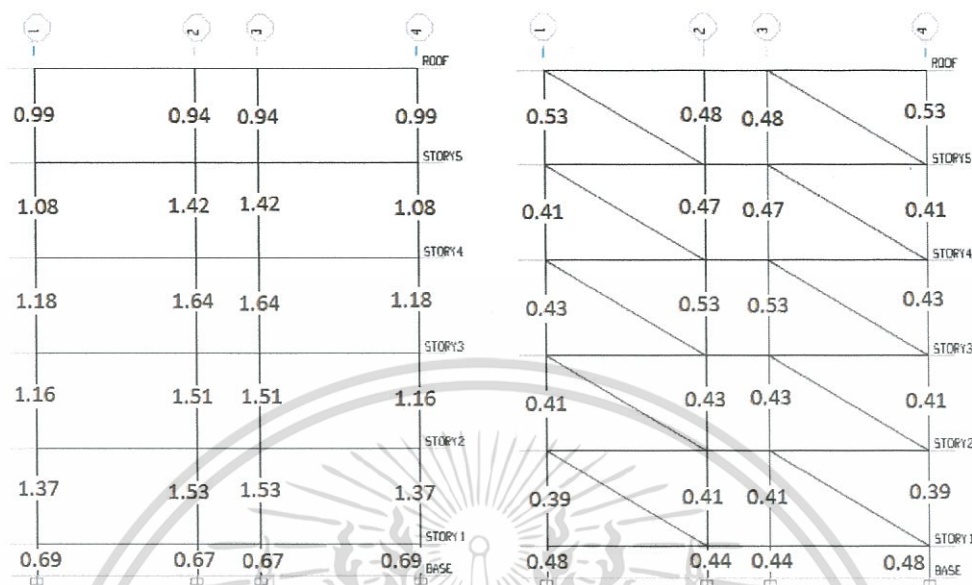
รูปที่ 4.75 ค่า DCR ที่เกิดขึ้นในเสา โดยไม่พิจารณา (ซ้าย) และ พิจารณา (ขวา) ผลของบันได (แผ่นดินไหวในทิศทางแกน y) - โครงข้อแข็งชุดนอก



รูปที่ 4.76 ค่า DCR ที่เกิดขึ้นในเสา โดยไม่พิจารณา (ซ้าย) และ พิจารณา (ขวา) ผลของบันได (แผ่นดินไหวในทิศทางแกน y) - โครงข้อแข็งชุดใน

ทั้งนี้ เมื่อพิจารณาผลของกำแพงอิฐก่อร่วมด้วยจะไม่พบความเสียหายของโครงสร้างเสา เนื่องจาก กำแพงอิฐก่อช่วยต้านทานแรงทางข้าง และ เพิ่มกำลังต้านทานแรงให้กับโครงสร้าง ค่า

DCR ของโครงสร้างเสาเมื่อถูกแรงแผ่นดินไหวกระทำในทิศทางแกน y เมื่อพิจารณากำแพงอิฐก่อร่วมด้วย ถูกแสดงไว้ในรูปที่ 4.77

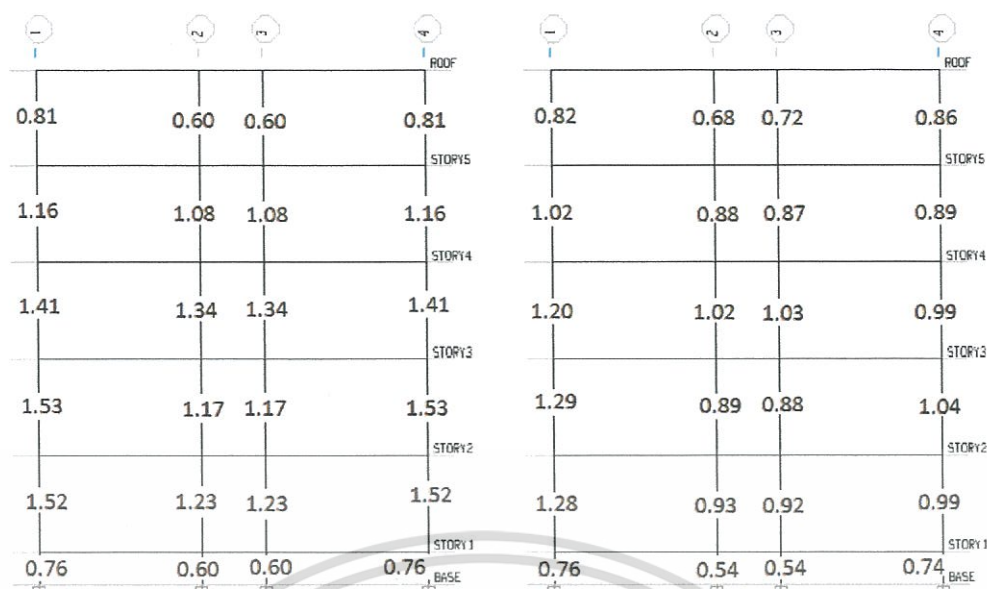


รูปที่ 4.77 ค่า DCR ที่เกิดขึ้นในเสา โดยไม่พิจารณา (ซ้าย) และ พิจารณา (ขวา) ผลของบันไดและ กำแพงอิฐก่อ (แผ่นดินไหวในทิศทางแกน y)

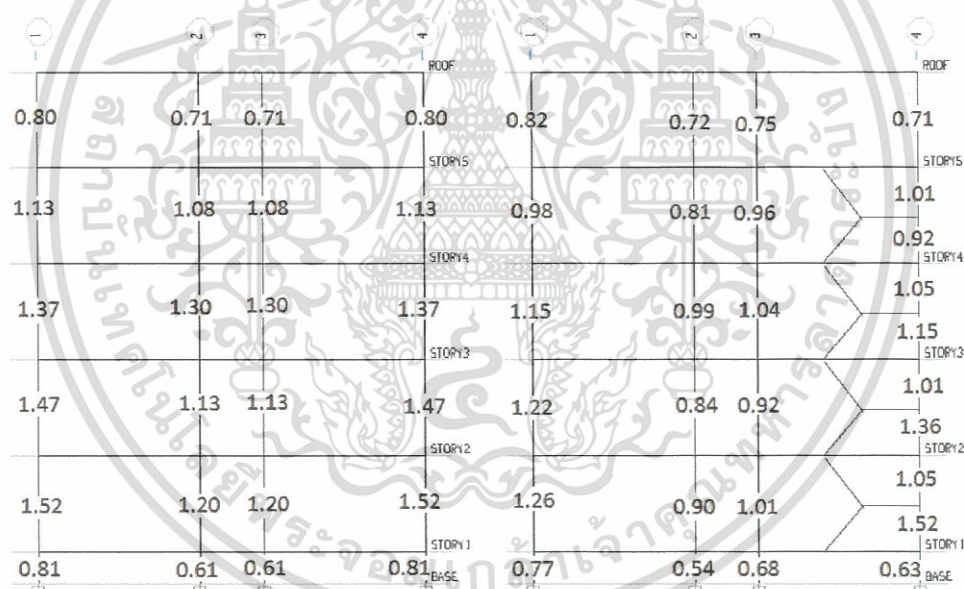
ระดับสมรรถนะของอาคารโดยพิจารณาผลของบันได (และกำแพงอิฐก่อ) ของอาคารรูปแบบที่ 2

โครงสร้างบันไดของอาคารหอพักอาศัยตัวอย่างรูปแบบที่ 2 เปรียบเสมือนกับค้ำยันที่อยู่ในแนวทแยง (diagonal bracing) ทั้งแกน x และ แกน y เนื่องจากโครงสร้างบันไดช่วยต้านทานแรงด้านข้าง ทั้งยังลดผลการเคลื่อนที่ให้กับอาคาร ขณะเดียวกันโครงสร้างบันไดก็ส่งผลเสียให้กับอาคาร โดยทำให้อาคารเกิดการบิดตัวเนื่องจากอาคารมีความไม่สมมาตร และ สติฟเนสของโครงสร้างบันได จะทำให้เกิดการดึงดูดแรงแผ่นดินไหวเข้าสู่ชิ้นส่วนโครงสร้างที่อยู่โดยรอบกับบันได โดยเฉพาะเสา อาจทำให้เสาที่อยู่โดยรอบของบันไดเกิดความเสียหายได้ง่าย และเสาที่เชื่อมกับคานที่ชันพักจะเกิดการวิบัติในลักษณะของเสาสั้นในรูปของการวิบัติแบบเฉือน (shear failure)

ความเสียหายของเสาที่แสดงด้วยค่า DCR นั้น สำหรับแรงแผ่นดินไหวกระทำในทิศทางแกน x ถูกแสดงไว้ในรูปที่ 4.78 – 4.79 จากค่า DCR จะพบว่า เมื่อพิจารณาผลของบันได ยังคงพบความเสียหายของเสาอยู่บ้างในปริมาณที่น้อยกว่าการที่ไม่ได้พิจารณาผลของบันได ผลของบันไดจะลดความเสียหายของเสาได้ถึง 12 – 34 % ซึ่งจะเห็นได้ชัดในเสาต้นใน ขณะที่เสาที่เชื่อมติดกับคานที่ชันพักจะเกิดความเสียหายในลักษณะแบบเปราะ (brattle failure) และแบบเฉือน (shear failure) เนื่องจากเสามีพฤติกรรมแบบเสาสั้น (short column)



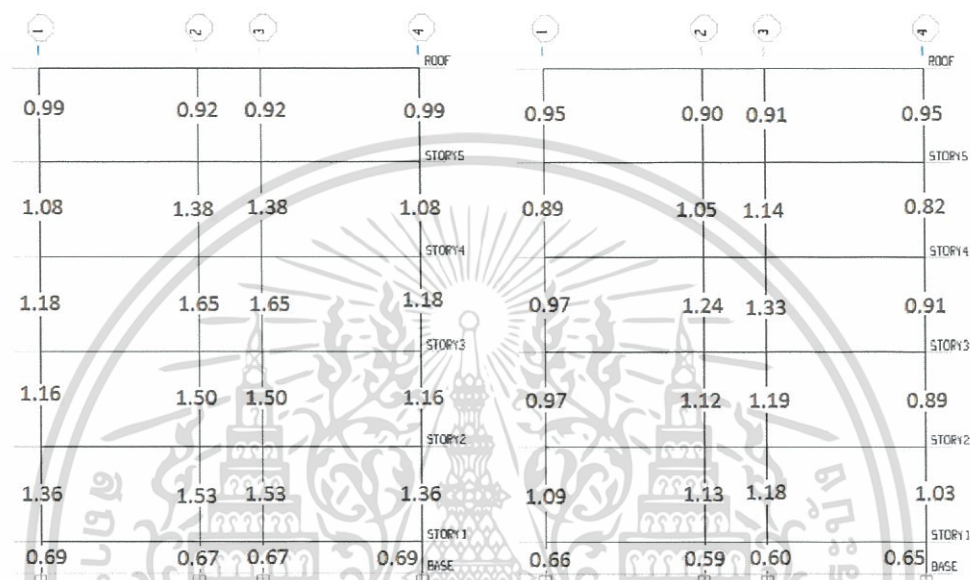
รูปที่ 4.78 ค่า DCR ที่เกิดขึ้นในเสา โดยไม่พิจารณา (ซ้าย) และ พิจารณา (ขวา) ผลของบันได (แผ่นดินไหวในทิศทางแกน x) โครงสร้างในแนวแกนที่ A , B , E และ F



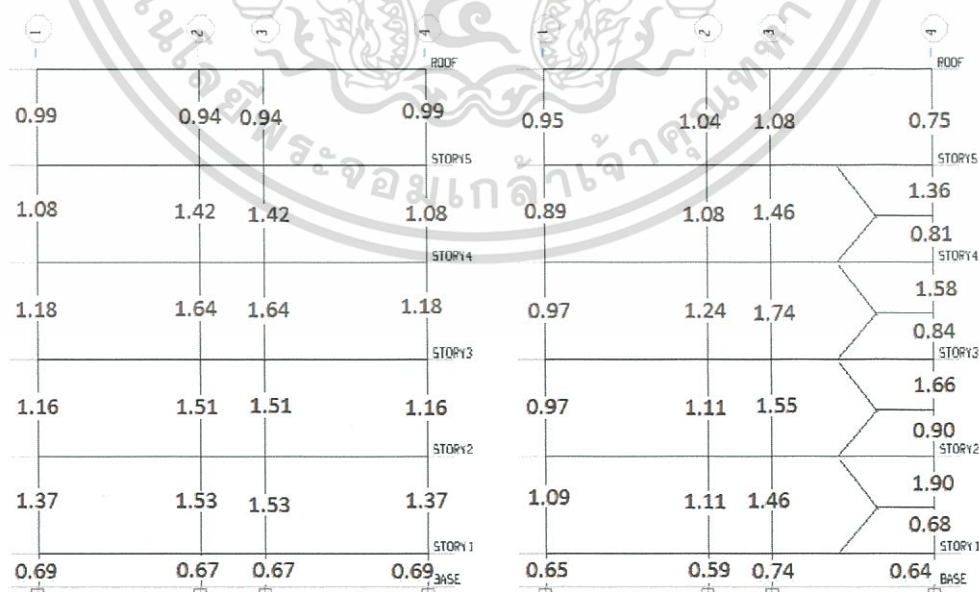
รูปที่ 4.79 ค่า DCR ที่เกิดขึ้นในเสา โดยไม่พิจารณา (ซ้าย) และ พิจารณา (ขวา) ผลของบันได (แผ่นดินไหวในทิศทางแกน x) โครงสร้างในแนวแกนที่ C - D

ความเสียหายของเสาที่แสดงด้วยค่า DCR นั้น สำหรับแรงแผ่นดินไหวกระทำในทิศทางแกน y ถูกแสดงไว้ในรูปที่ 4.80 - 4.82 จากค่า DCR จะพบว่า เมื่อพิจารณาผลของบันได จะเห็นได้ว่า ความเสียหายของเสาในบางตำแหน่งมีค่าลดลง และบางตำแหน่งมีค่าความเสียหายเพิ่มขึ้น ตำแหน่งของเสาที่มีความเสียหายลดลงจะอยู่ที่เสาด้านนอก (ที่ไม่ได้อยู่รอบบริเวณบันได) ในโครงข้อแข็งแกนที่ 1 และ 2 และ แกนที่ 4 (ยกเว้น โครงข้อแข็ง แกนที่ 4-C และ 4-D) ผลของบันไดทำให้ความ

เสียหายของเสาลดลงถึง 17 – 27 % ขณะที่ตำแหน่งของเสาที่มีความเสียหายเพิ่มขึ้น คือ ตำแหน่งเสาที่อยู่รอบบริเวณบันได (โครงข้อแข็งแกนที่ 3-C และ 3-D) ผลของบันไดทำให้เสามีความเสียหายเพิ่มขึ้น 2 – 6 % ทั้งนี้เป็นผลมาจากสติฟเนสของบันไดดึงดูดแรงแผ่นดินไหวเข้าสู่ชั้นส่วนเสา ทำให้เสาเกิดแรงภายในเพิ่มมากขึ้น เป็นผลให้เสาเกิดความเสียหายก่อนอันควร ขณะที่เสาที่เชื่อมติดกับคานที่ขานพักของบันไดจะเกิดการวิบัติแบบลักษณะของ shear failure และ แบบ brattle failure ซึ่งเป็นความเสียหายในลักษณะของเสาสั้น

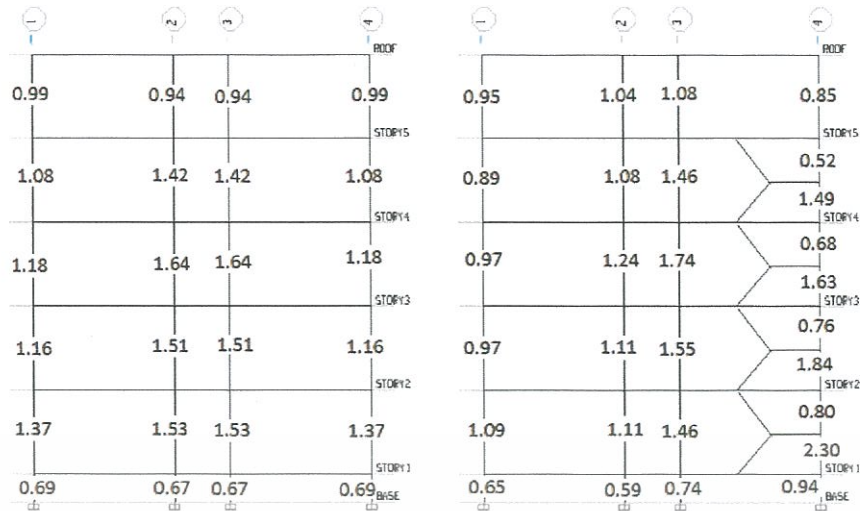


รูปที่ 4.80 ค่า DCR ที่เกิดขึ้นในเสา โดยไม่พิจารณา (ซ้าย) และ พิจารณา (ขวา) ผลของบันได (แผ่นดินไหวในทิศทางแกน y) โครงสร้างในแนวแกนที่ A , B , E และ F



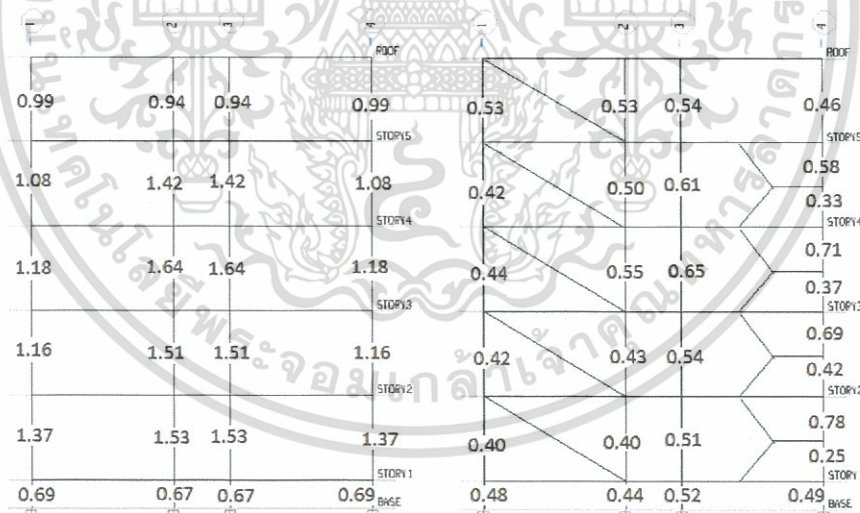
รูปที่ 4.81 ค่า DCR ที่เกิดขึ้นในเสา โดยไม่พิจารณา (ซ้าย) และ พิจารณา (ขวา) ผลของบันได (แผ่นดินไหวในทิศทางแกน y) โครงสร้างในแนวแกนที่ C

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่นิยมนำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 4.82 ค่า DCR ที่เกิดขึ้นในเสา โดยไม่พิจารณา (ซ้าย) และ พิจารณา (ขวา) ผลของบันได (แผ่นดินไหวในทิศทางแกน y) โครงสร้างในแนวแกนที่ D

ทั้งนี้ เมื่อพิจารณาผลของกำแพงอิฐก่อร่วมด้วยแล้ว กำแพงอิฐก่อจะช่วยเพิ่มกำลังให้กับ โครงสร้างในการต้านทานแรงด้านข้างได้มากขึ้น ทำให้ความเสียหายของเสาลดลงอย่างมาก จนกระทั่งไม่เกิดความเสียหาย ความเสียหายของเสาที่แสดงด้วยค่า DCR จากการพิจารณาผลของ กำแพงอิฐก่อร่วมด้วย ภายใต้แรงแผ่นดินไหวกระทำในทิศทางแกน y ถูกแสดงไว้ในรูปที่ 4.83



รูปที่ 4.83 ค่า DCR ที่เกิดขึ้นในเสา โดยไม่พิจารณา (ซ้าย) และ พิจารณา (ขวา) ผลของบันไดและ กำแพงอิฐก่อ (แผ่นดินไหวในทิศทางแกน y)

ขณะที่ ภายใต้แรงแผ่นดินไหวกระทำในทิศทางแกน x โครงสร้างเสาของอาคารมีความเสียหายไม่แตกต่างกันมากจากการที่ไม่ได้พิจารณาผลของกำแพงอิฐก่อ ทั้งนี้เนื่องมาจากกำแพงอิฐก่อมีได้อยู่ในแนวเดียวกันกับทิศทางของแรงแผ่นดินไหว

4.3 การวิเคราะห์และประเมินโครงสร้างด้วยวิธีสถิตยไม่เชิงเส้น

ในการวิเคราะห์ด้วยวิธีสถิตยแบบไม่เชิงเส้น หรือที่รู้จักกันในชื่อของ Pushover Analysis นี้ โครงสร้างจะถูกพิจารณาให้รับแรงกระทำในแนวตั้งร่วมกับแรงกระทำทางด้านข้างซึ่งเป็นแรงสถิต (static lateral force) โดยในการศึกษานี้ได้ทำการให้แรงกระทำทางข้างเป็นแบบสามเหลี่ยมกระจายแรงตามความสูง ระดับของแรงสถิตจะค่อยๆ ถูกปรับเพิ่มขึ้นเป็นขั้นๆ จากน้อยไปมาก การวิเคราะห์โครงสร้างด้วยวิธี Pushover Analysis นี้ จะถูกอาศัยการวิเคราะห์ด้วยโปรแกรมคอมพิวเตอร์โดยวิธีทางไฟไนต์เอลิเมนต์ ซึ่งโปรแกรมคอมพิวเตอร์จะมีวิธีการคำนวณผลลัพธ์จากเหตุการณ์หนึ่งไปอีกเหตุการณ์หนึ่ง การคำนวณหาผลลัพธ์ในแต่ละขั้นจะถูกแบ่งเป็นขั้นย่อยโดยอัตโนมัติ หากจำนวนขั้นย่อยมีมากเกินไปที่กำหนดโปรแกรมจะหยุดการคำนวณ เนื่องจากโครงสร้างไม่มีเสถียรภาพ โดยในแต่ละขั้นจะทำการวิเคราะห์หาการเปลี่ยนรูปด้านข้าง (Lateral Deformation) และความเสียหาย (Damage) ที่เกิดขึ้นภายในอาคาร การวิเคราะห์จะดำเนินไปเรื่อยๆ จนกว่าแรงสถิตนี้จะสามารถผลักอาคารให้อาคารเกิดการวิบัติ (collapse)

ในส่วนของการวิเคราะห์ด้วยวิธีนี้ จะแสดงให้เห็นถึงความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหว และ ผลการประเมินของโครงสร้าง โดยที่ผลการวิเคราะห์จะแสดงในรูปของเส้นกราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนที่ฐานอาคาร (Base Shear) กับการเคลื่อนตำแหน่งด้านข้างที่ยอดอาคาร (Roof Lateral Displacement) ซึ่งเส้นกราฟนี้ (pushover curve) ถือเป็น Capacity Curve ของอาคาร เพราะแสดงให้เห็นถึง กำลังต้านทานแรงด้านข้าง (Lateral Strength) และ ความเหนียว (Ductility) – ความเปราะ (Brittle) ของอาคาร ซึ่งเป็นปัจจัยสำคัญที่กำหนดความสามารถในการต้านทานต่อแรงแผ่นดินไหวของอาคาร นอกจากนี้เส้นกราฟดังกล่าวยังแสดงให้เห็นถึง ลักษณะการวิบัติของอาคาร โดยอยู่ในรูปของการเกิดจุดข้อหมุนพลาสติก (Plastic Hinges Formation) ซึ่งเมื่อระบบโครงสร้างอาคารเกิดการเคลื่อนที่ทางข้างจะมีผลต่อระดับความเสียหายของชั้นอาคาร คือ การเกิดข้อหมุนพลาสติกที่บริเวณปลายเสาทั้งส่วนบนและส่วนล่างที่เชื่อมต่อระหว่างเสาและ คาน หรือ พื้นรวมทั้งเกิดข้อหมุนพลาสติกที่บริเวณปลายคาน

ความเสียหายที่เกิดขึ้นในแต่ละขั้นส่วนของโครงสร้างจะถูกแสดงด้วยสีต่างๆ ซึ่งแสดงถึงระดับสมรรถนะ (ระดับความเสียหาย) ของชิ้นส่วนนั้นๆ โดยในแต่ละสีมีความหมายดังต่อไปนี้



รูปที่ 4.84 แถบสีของความเสียหาย

- สีชมพู : ชิ้นส่วนของโครงสร้างนั้นๆ เกิดการคราก
- สีนํ้าเงิน : ชิ้นส่วนของโครงสร้างนั้นๆ มีกำลังต้านทานไม่เพียงพอที่ระดับ IO แต่มีกำลังต้านทานเพียงพอที่ระดับ LS และ CP (ชิ้นส่วนมีความเสียหายในระดับเข้าใช้สอยได้ทันที : IO)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

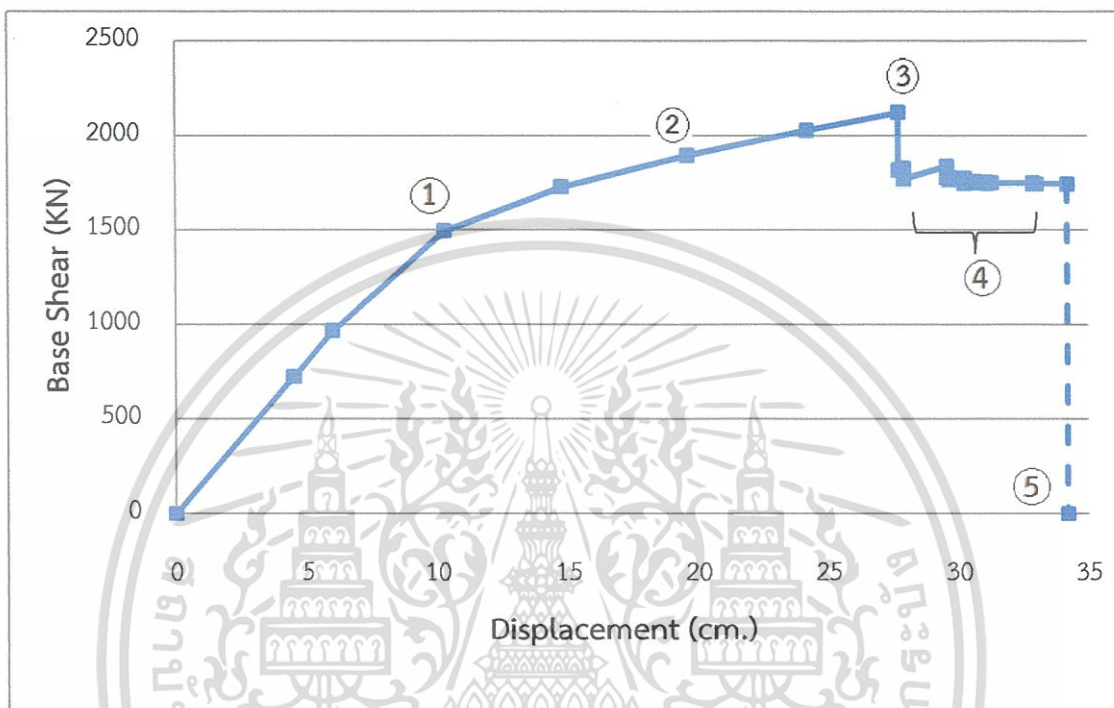
- สีฟ้า : ชั้นส่วนของโครงสร้างนั้นๆ มีกำลังต้านทานไม่เพียงพอที่ระดับ IO และ LS แต่มีกำลังต้านทานเพียงพอที่ระดับ CP (ชั้นส่วนมีความเสียหายในระดับปลอดภัยต่อชีวิต : LS)
- สีเขียว : ชั้นส่วนของโครงสร้างนั้นๆ มีกำลังต้านทานไม่เพียงพอที่ระดับ IO , LS และ CP (ชั้นส่วนมีความเสียหายในระดับป้องกันการพังทลาย : CP)
- สีเหลือง , สีส้ม และ สีแดง : : ชั้นส่วนของโครงสร้างนั้นๆ มีกำลังต้านทานจนถึงขีดจำกัดสูงสุด แต่ยังคงสามารถรับแรงกระทำได้อยู่ (ชั้นส่วนเริ่มเกิดการวิบัติ และ เกิดการวิบัติในที่สุด)

โดยที่ความสามารถในการต้านทานต่อแรงแผ่นดินไหวของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กพิจารณาได้จาก Pushover Curve (Capacity Curve) และ กลไกการวิบัติของอาคารพิจารณาได้จากการพัฒนาการเกิดจุดข้อหมุนพลาสติกในแต่ละองค์อาคาร ซึ่งได้จากการวิเคราะห์โดยวิธีสถิตยศาสตร์เชิงเส้นด้วยโปรแกรมคอมพิวเตอร์ จากการศึกษาความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวของโครงสร้าง พบว่า ทุกองค์อาคารจะเกิดการวิบัติเนื่องจากแรงดัด (flexural mode) เนื่องจากอัตราส่วนความลึกต่อความยาวขององค์อาคารมีค่าน้อย และมีลักษณะการวิบัติเนื่องจากแรงเฉือน (shear failure mode) ร่วมด้วย โดยลักษณะการวิบัติหรือการพังทลายของโครงสร้างนั้นจะเริ่มจากการเคลื่อนตัวด้านข้างในช่วงอิลาสติก โดยความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนที่ฐานของอาคาร (base shear) กับการเคลื่อนตัวด้านข้างของยอดอาคาร (Roof – Displacement) เป็นเส้นตรง และเมื่อโครงสร้างได้รับแรงกระทำด้านข้างเนื่องจากแรงแผ่นดินไหวอย่างต่อเนื่องจนเกินช่วงอิลาสติก มีผลทำให้โครงสร้างเกิดความเสียหายในระดับขั้นความรุนแรงที่เพิ่มขึ้น และเริ่มเกิดการวิบัติ และวิบัติในที่สุด

สำหรับในส่วนของการประเมินนั้น จะพิจารณาระดับสมรรถนะ (ความเสียหาย) ที่เกิดขึ้นในคานและเสาเท่านั้น ทั้งนี้เนื่องจากคาน - เสาเป็นโครงสร้างหลักของระบบโครงสร้าง ขณะที่กำแพงอิฐก่อและบันไดคอนกรีตเสริมเหล็ก จะไม่ถูกนำมาคำนวณหาค่าระดับสมรรถนะ เนื่องจากมีความยุ่งยากและซับซ้อน โดยเฉพาะบันได เพราะในการวิเคราะห์แบบไม่เชิงเส้น (non-linear) ไม่สามารถทำได้โดยตรง เนื่องจากข้อจำกัดของโปรแกรมที่กำหนดให้ plastic hinge ซึ่งเป็นตัวกำหนดและแสดงพฤติกรรมในช่วงอิลาสติกขององค์อาคารนั้น สามารถใช้ได้กับเฉพาะองค์อาคารที่เป็นเส้น (line element) เท่านั้น และทำได้โดยให้แรงสถิตย์กระทำทางข้างกับอาคารในลักษณะแบบสามเหลี่ยมกระจายแรงตามความสูงจนอาคารเคลื่อนตัวไปจนถึงค่าการเคลื่อนตัวเป้าหมาย (Target Displacement) ซึ่งสามารถคำนวณได้จากกราฟความสัมพันธ์ในอุดมคติระหว่างแรงเฉือนที่ฐานของอาคารกับค่าการเคลื่อนตัวของยอดอาคาร (Idealized Force-Displacement Curve) และ เมื่ออาคารมีการเคลื่อนตัวไปถึง target displacement ในแต่ละทิศทางในแกน x และแกน y (คนละทิศทาง) แล้ว นำค่าการหมุนพลาสติกที่เกิดขึ้นในคานและเสาซึ่งได้จากโปรแกรมคอมพิวเตอร์มาเปรียบเทียบกับค่าที่ยอมให้ในมาตรฐานเพื่อคำนวณหาระดับสมรรถนะ

4.3.1 ความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวและผลการประเมินของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก เมื่อไม่ได้พิจารณาผลของกำแพงอิฐก่อและบันได (แบบจำลองที่ M1)

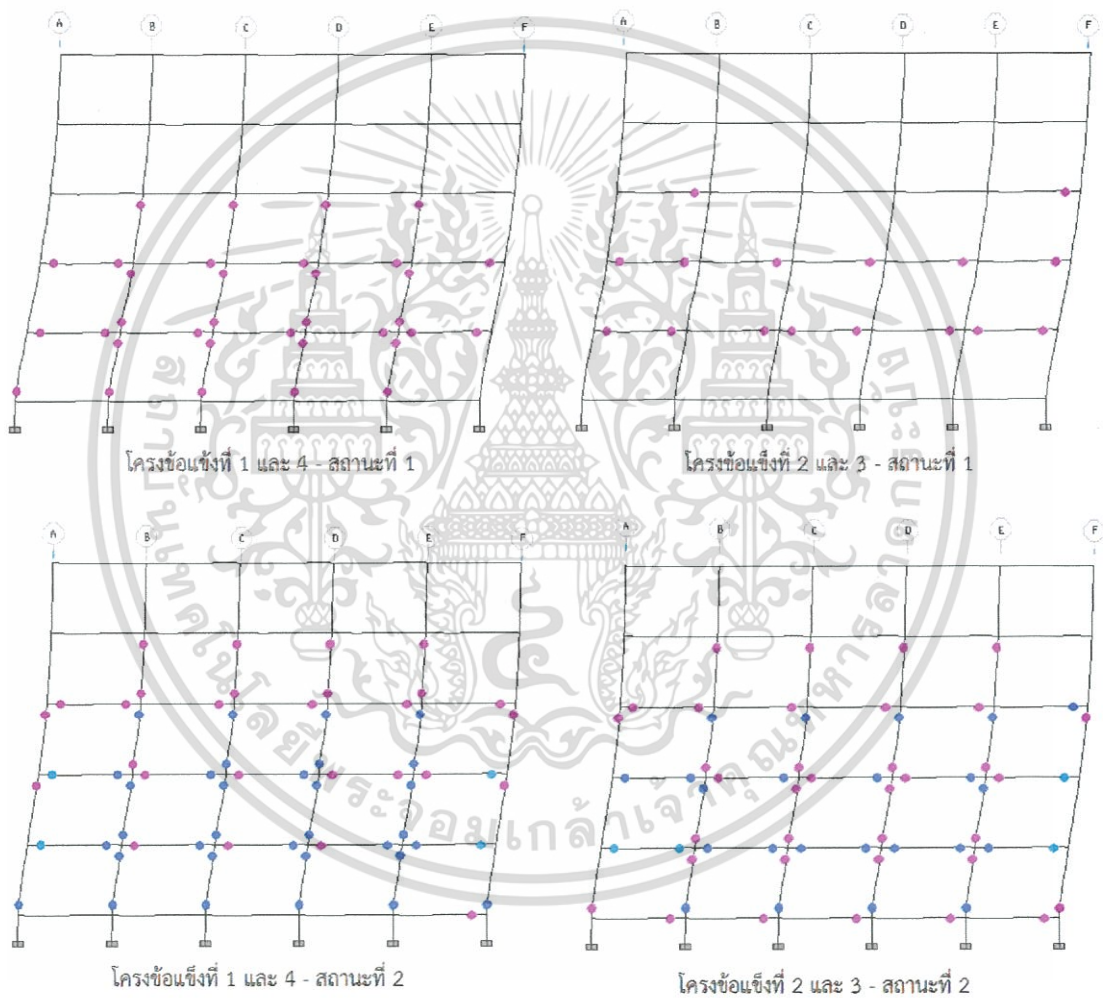
ในการผลักอาคารในทิศทางแกน x (pushover - x) ผลของการวิเคราะห์ และ พฤติกรรมของโครงสร้าง ถูกแสดงด้วยกราฟ pushover curve ดังแสดงในรูปที่ 4.85



รูปที่ 4.85 กราฟ pushover curve ในทิศทางแกน x ของแบบจำลองที่ M1

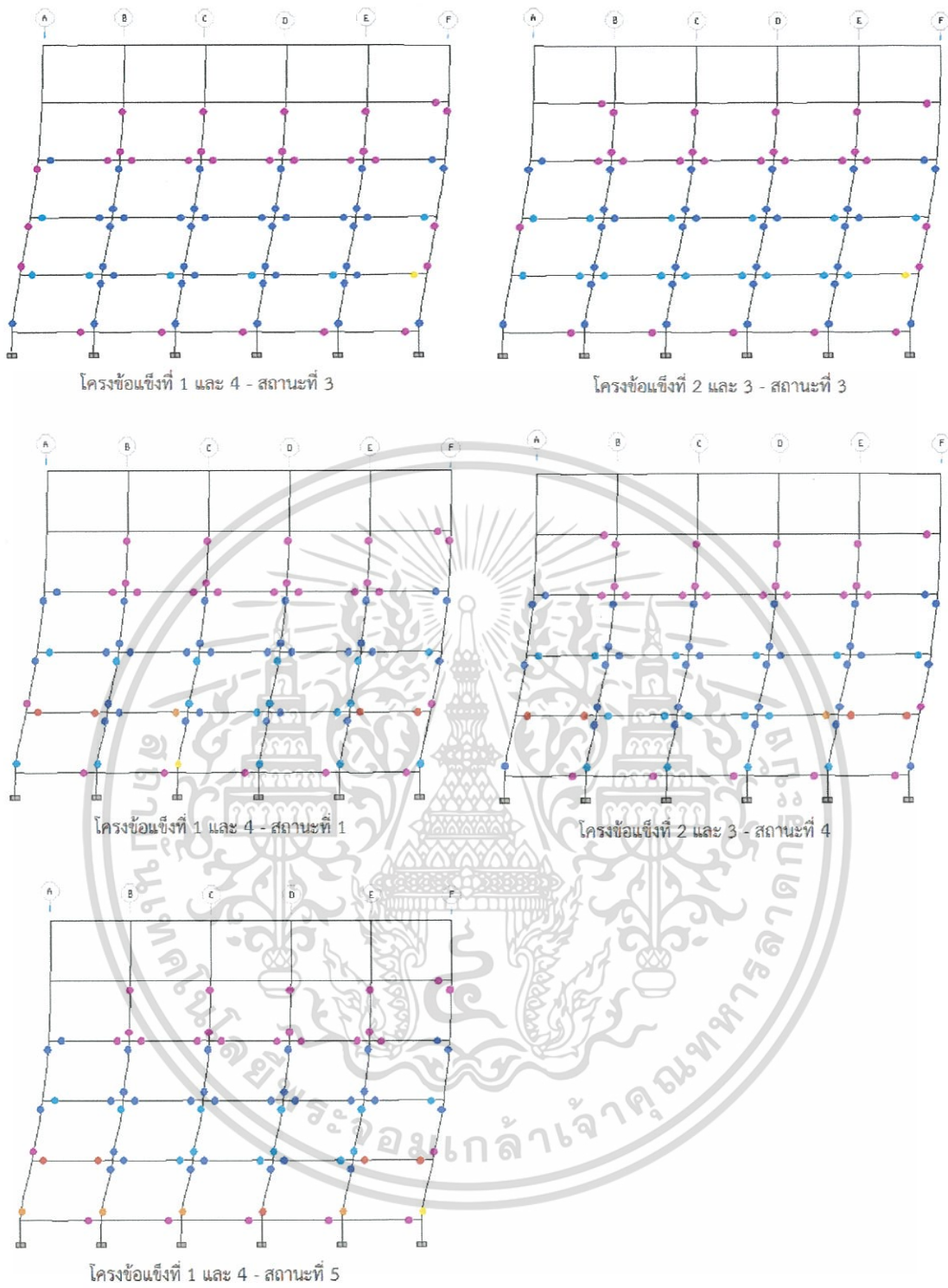
ในภาพรวมโครงสร้างเริ่มเกิดการวิบัติ เมื่อรับแรงแผ่นดินไหวจนเกินช่วงอิลาสติก โดยเริ่มจาก คาน B1 ในชั้นที่ 2-3 เกิดการคราก และเสา C1 ในชั้นที่ 1-3 เกิดการคราก (สถานะที่ 1) ที่แรงกระทำทางข้าง 1494.41 kN (ส.ป.ส. แรงเฉือนที่ฐาน 0.146) การเคลื่อนตัวด้านข้าง 10.28 cm. (0.64 % เทียบกับความสูง) และเมื่อโครงสร้างรับแรงกระทำทางข้างเพิ่มขึ้นทำให้ คาน B1 ในชั้นที่ 1 และ 4 ในบางตำแหน่งเกิดการคราก ขณะที่ในชั้น 2-3 เกิดความเสียหายในระดับเข้าใช้สอยได้ทันที (IO) และ ระดับปลอดภัยต่อชีวิต (LS) เสา C1 ในชั้นที่ 1-3 เกิดความเสียหายในระดับเข้าใช้สอยได้ทันที (IO) ในชั้นที่ 4 เกิดการคราก ขณะที่ เสา C2 ในชั้นที่ 1-4 เกิดการครากร่วมกับเกิดความเสียหายในระดับเข้าใช้สอยได้ทันที (IO) (สถานะที่ 2) ที่แรงกระทำทางข้าง 1896.36 kN (ส.ป.ส. แรงเฉือนที่ฐาน 0.185) การเคลื่อนตัวด้านข้าง 19.63 cm. (1.227% เทียบกับความสูง) จากนั้นเมื่อโครงสร้างรับแรงกระทำทางข้างอย่างต่อเนื่องจนถึงแรงกระทำทางข้างสูงสุด เป็นผลให้ คาน B1 ในชั้นที่ 2-3 เกิดความเสียหายในระดับปลอดภัยต่อชีวิต (LS) และ เริ่มจะเกิดการวิบัติในชั้นที่ 2 บริเวณปลายด้านขวาของคานช่วงริม ขณะที่ในชั้นที่ 5 คาน B1 เริ่มเกิดการครากขึ้น เสา C2 ในชั้น

ที่ 1-3 เกิดความเสียหายในระดับเข้าใช้สอยได้ทันที (IO) (สถานะที่ 3) ที่แรงกระทำทางข้าง 2122.23 kN (ส.ป.ส. แรงเฉือนที่ฐาน 0.207) การเคลื่อนตัวด้านข้าง 27.27 cm. (1.730% เทียบกับ ความสูง) เมื่อโครงสร้างรับแรงกระทำทางข้างจนถึงแรงกระทำสูงสุดแล้ว กำลังในการรับแรงทาง ข้างของโครงสร้างตกลง โดยที่โครงสร้างยังคงไม่เกิดการวิบัติ แต่ยังสามารถรับแรงทางข้างได้อยู่ โดยที่ คาน B1 ในชั้นที่ 2 เกิดการวิบัติที่คานช่วงริม เสา C1 ในชั้นที่ 1-2 และ เสา C2 ในชั้นที่ 1 เกิดความเสียหายในระดับปลอดภัยต่อชีวิต (LS) (สถานะที่ 4) และหลังจากนั้นโครงสร้างจึงจะเกิด การวิบัติ โดยที่การพังทลายของโครงสร้างเกิดเมื่อเสา C1 ในชั้นที่ 1 เกิดการวิบัติ (สถานะที่ 5) ลักษณะความเสียหายและรูปแบบการพังทลายของโครงสร้างแสดงในรูปที่ 4.86



รูปที่ 4.86 ความเสียหายของโครงสร้างจากการวิเคราะห์ pushover – x (แบบจำลองที่ M1)

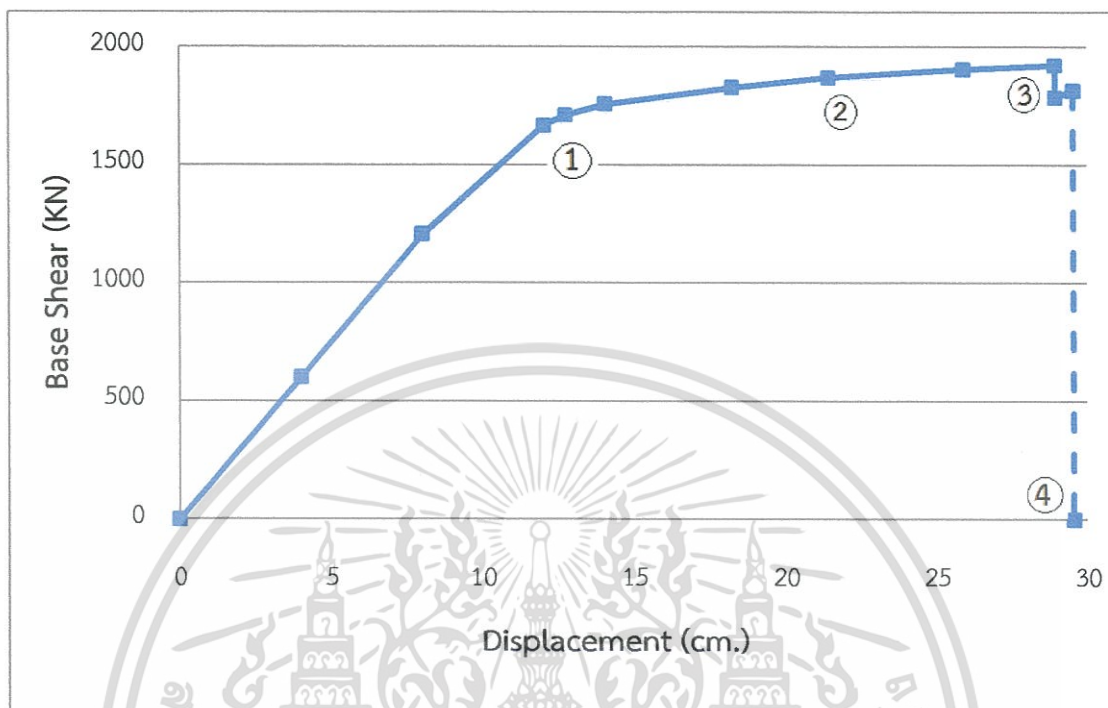
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 4.86 ความเสียหายของโครงสร้างจากการวิเคราะห์ pushover - x (แบบจำลองที่ M1) (ต่อ)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ในการผลักอาคารในทิศทางแกน y (pushover – y) ผลการวิเคราะห์ และ พฤติกรรมของโครงสร้าง ถูกแสดงด้วยกราฟ pushover curve ดังแสดงในรูปที่ 4.87

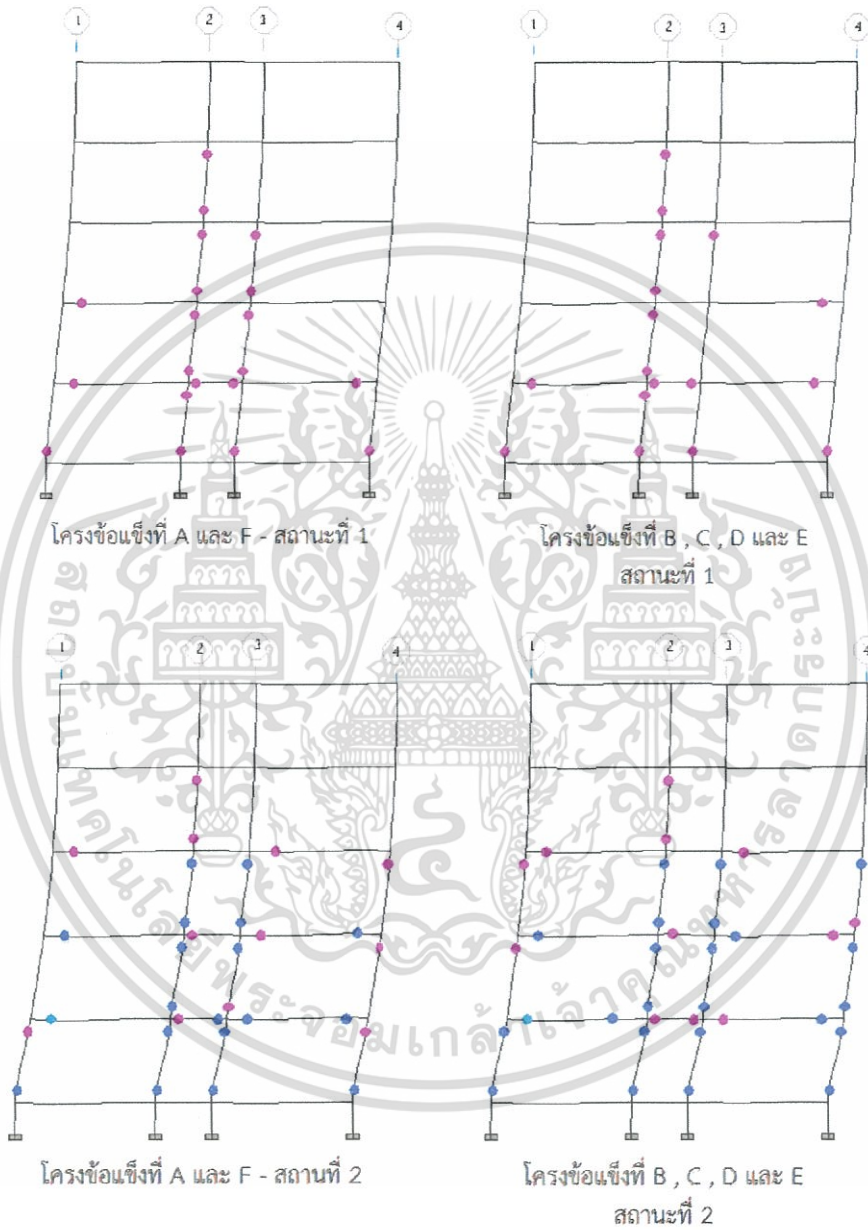


รูปที่ 4.87 กราฟ pushover curve ในทิศทางแกน y ของแบบจำลองที่ M1

ในภาพรวมโครงสร้างเริ่มเกิดการวิบัติ เมื่อรับแรงแผ่นดินไหวจนเกินช่วงอีลาสติก โดยเริ่มจากการร้าวของคาน B2 ในชั้นที่ 2-3 และ คาน B3 ในชั้นที่ 2 เสา C1 ในชั้นที่ 1 เกิดการร้าว และ เสา C2 ในชั้นที่ 1-4 เกิดการร้าว (สถานะที่ 1) ที่แรงกระทำทางข้าง 1710.85 kN (ส.ป.ส. แรงเฉือนที่ฐาน 0.167) การเคลื่อนตัวด้านข้าง 12.75 cm. (0.79% เทียบกับความสูง) และเมื่อโครงสร้างรับแรงกระทำทางข้างต่อไป ทำให้คาน B2 ในชั้นที่ 2-3 เกิดความเสียหายในระดับเข้าใช้สอยได้ทันที (IO) และในชั้นที่ 4 เกิดการร้าว ขณะที่คาน B3 ในชั้นที่ 3 เกิดการร้าว เสา C1 ในชั้นที่ 1 เกิดความเสียหายในระดับเข้าใช้สอยได้ทันที (IO) และในชั้นที่ 2-3 เกิดการร้าว ร่วมกับ เกิดความเสียหายในระดับเข้าใช้สอยได้ทันที (IO) ในบางส่วน ขณะที่ เสา C2 ในชั้นที่ 1-3 เกิดความเสียหายในระดับเข้าใช้สอยได้ทันที (IO) (สถานะที่ 2) ที่แรงกระทำทางข้าง 1870.42 kN (ส.ป.ส. แรงเฉือนที่ฐาน 0.182) การเคลื่อนตัวด้านข้าง 21.44 cm. (1.34% เทียบกับความสูง) เมื่อโครงสร้างรับแรงกระทำทางข้างอย่างต่อเนื่องจนถึงแรงกระทำทางข้างสูงสุด เป็นผลให้คาน B2 และ B3 ในชั้นที่ 2 เกิดความเสียหายในระดับปลอดภัยต่อชีวิต (LS) เสา C1 ในชั้นที่ 1 เกิดความเสียหายในระดับปลอดภัยต่อชีวิต (LS) เสา C2 ในชั้นที่ 1 เกิดความเสียหายในระดับปลอดภัยต่อชีวิต (LS) และ เริ่มเกิดการวิบัติ เป็นผลให้กำลังในการต้านทานแรงทางข้างของโครงสร้างตกลง (สถานะที่ 3) ที่แรงกระทำทางข้าง 1922.52 kN (ส.ป.ส. แรงเฉือนที่ฐาน 0.187) การเคลื่อนตัวด้านข้าง 28.94

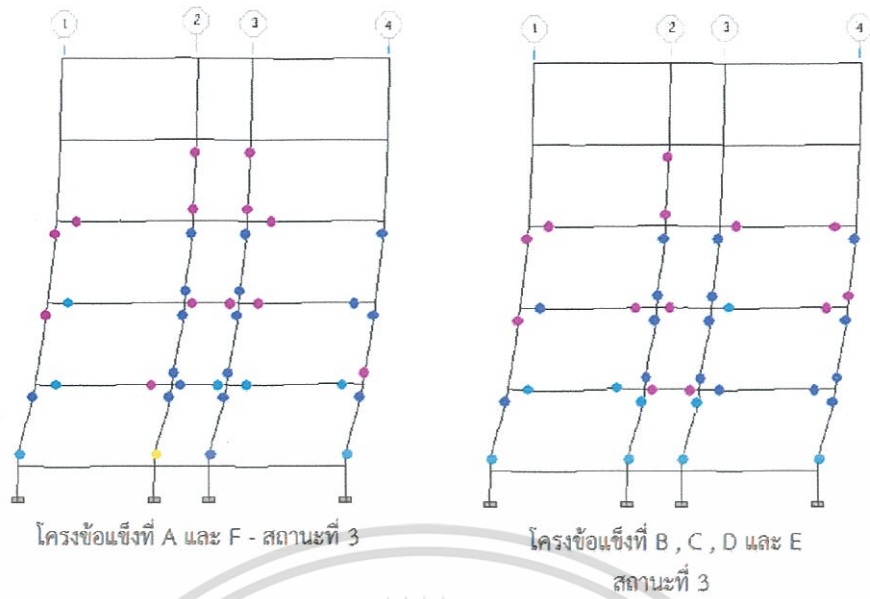
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

cm. (1.81% เทียบกับความสูง) และเมื่อกำลังของโครงสร้างตกลง โครงสร้างยังคงรับแรงได้อีกชั่วขณะ จากนั้นจึงเกิดการวิบัติ (สถานะที่ 4) โดยการพังทลายของโครงสร้างเกิดขึ้นที่ เสา C1 และ C2 ในชั้นที่ 1 ของโครงข้อแข็ง A และ F เกิดการวิบัติ ลักษณะความเสียหาย และรูปแบบการพังทลายของโครงสร้าง แสดงในรูปที่ 4.88



รูปที่ 4.88 ความเสียหายของโครงสร้างจากการวิเคราะห์ pushover - y (แบบจำลองที่ M1)

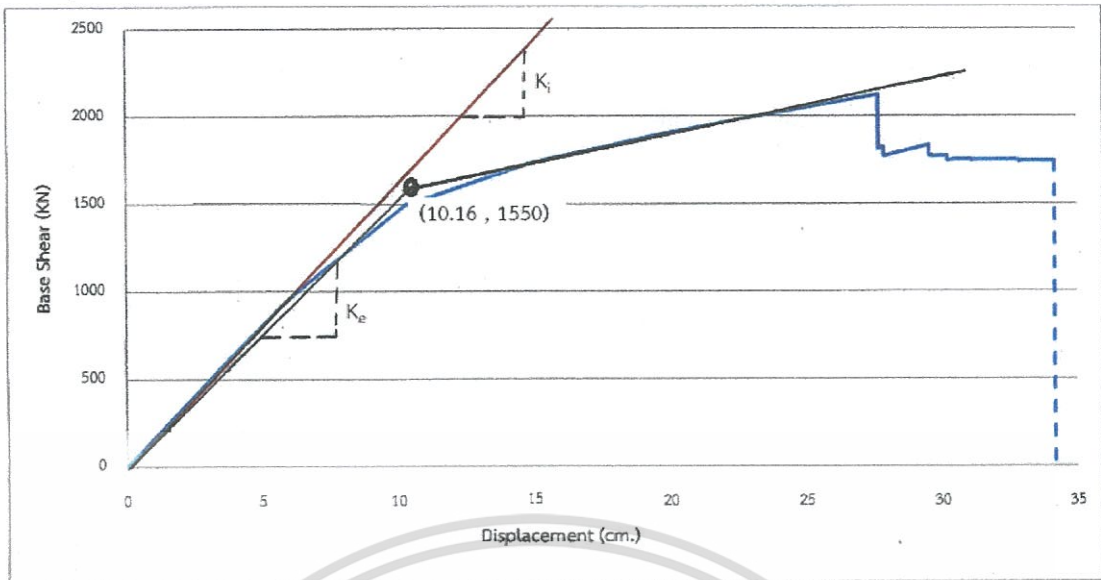
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



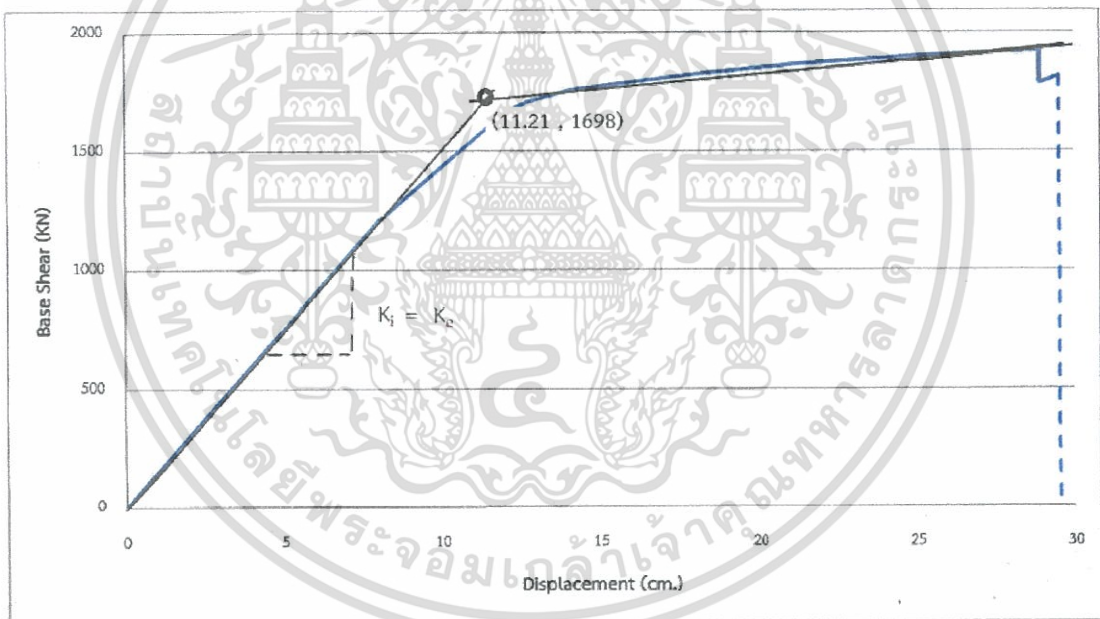
รูปที่ 4.88 ความเสียหายของโครงสร้างจากการวิเคราะห์ pushover - y (แบบจำลองที่ M1) (ต่อ)

การประเมินระดับสมรรถนะของโครงสร้าง

ค่าการเคลื่อนตัวเป้าหมายภายใต้แรงกระทำในทิศทาง x และ y สามารถคำนวณได้โดยอาศัยกราฟความสัมพันธ์ในอุดมคติระหว่างแรงเฉือนที่ฐานของอาคารกับค่าการเคลื่อนตัวของยอดอาคาร (Idealized Force-Displacement Curve) ดังแสดงในรูปที่ 4.89 – 4.90 ตามลำดับ และ ตารางที่ 4.88



รูปที่ 4.89 กราฟของความสัมพันธ์ในอุดมคติระหว่างแรงเฉือนรวมที่ฐานและค่าการเคลื่อนตัวของจุดควบคุมที่ยอดอาคารภายใต้แรงกระทำในทิศทาง x (แบบจำลองที่ M1)



รูปที่ 4.90 กราฟของความสัมพันธ์ในอุดมคติระหว่างแรงเฉือนรวมที่ฐานและค่าการเคลื่อนตัวของจุดควบคุมที่ยอดอาคารภายใต้แรงกระทำในทิศทาง y (แบบจำลองที่ M1)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ตารางที่ 4.88 ค่าตัวแปรสำหรับการคำนวณหาค่าการเคลื่อนตัวเป้าหมายของจุดควบคุม (แบบจำลองที่ M1)

ทิศทาง	C_0	C_1	C_2	S_a	T_e	δ_t (cm.)	แรงเฉือนรวมที่ฐาน (KN) (สปส.)
X	1.3	1	1	0.161	1.211	7.64	1212 (0.118)
y	1.3	1	1	0.161	1.192	7.39	1112 (0.109)

จากตารางที่ 4.88 ค่าการเคลื่อนตัวเป้าหมายของจุดควบคุมที่ใช้สำหรับการวิเคราะห์หามีค่าเท่ากับ 7.64 เซนติเมตร และ 7.39 เซนติเมตร ในทิศทางแกน x และ y ตามลำดับ

ค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นของอาคารตัวอย่างภายใต้แรงกระทำแบบ monotonic สำหรับทิศทางแกน x และ y แสดงในรูปที่ 4.91



รูปที่ 4.91 การเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นภายใต้แรงกระทำทางข้างแบบ monotonic ในทิศทางแกน x (ซ้าย) และ y (ขวา) (แบบจำลองที่ M1)

จากรูปที่ 4.91 พบว่าค่าเปอร์เซ็นต์การเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นสูงสุด มีค่าไม่เกินกว่าค่าที่ยอมให้ที่ระดับสมรรถนะเข้าใช้สอยได้ทันที (IO) ระดับสมรรถนะปลอดภัยต่อชีวิต (LS) และระดับสมรรถนะป้องกันการพังทลาย (CP) นั่นคือ 1% 2% และ 4% ตามลำดับ

ผลของการประเมิน เมื่อทำการผลักอาคารไปจนถึงค่า target displacement ในทิศทางแกน x และ y แล้วแสดงในตารางที่ 4.89 - 4.90

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

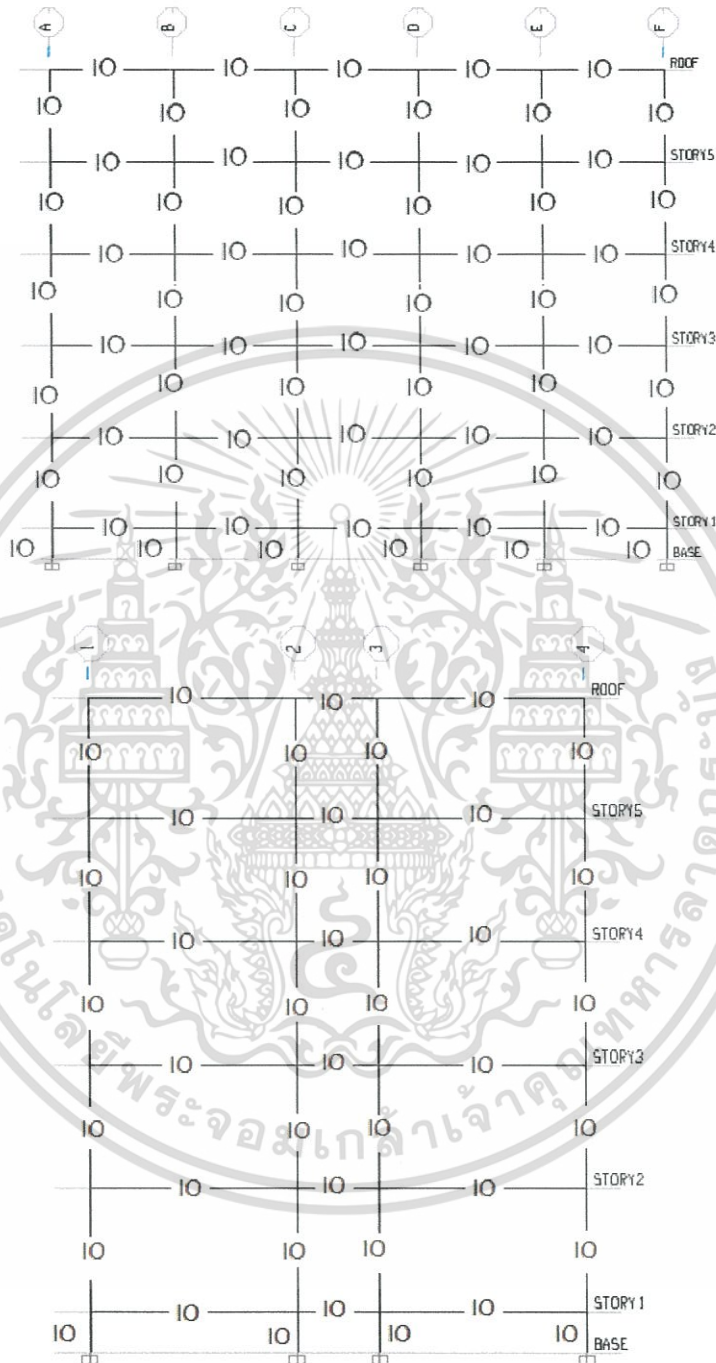
ตารางที่ 4.89 Force – Displacement และ ผลประเมินความเสียหายขององค์อาคารจากวิธี
สถิตย์ไม่เชิงเส้นในทิศทาง x (แบบจำลองที่ M1)

step	Displacement (cm)	Base Force (kN)	ปริมาณความเสียหาย			
			B - IO	IO - LS	LS - CP	>CP
0	0.000	0.000	0	0	0	0
1	0.764	123.101	0	0	0	0
2	1.528	246.202	0	0	0	0
3	2.292	369.303	0	0	0	0
4	3.056	492.404	0	0	0	0
5	3.820	615.505	0	0	0	0
6	4.584	738.606	0	0	0	0
7	5.348	861.707	0	0	0	0
8	5.998	966.490	2	0	0	0
9	6.797	1090.799	10	0	0	0
10	7.606	1208.338	24	0	0	0
11	7.640	1212.945	26	0	0	0

ตารางที่ 4.90 Force – Displacement และ ผลประเมินความเสียหายขององค์อาคารจากวิธี
สถิตย์ไม่เชิงเส้นในทิศทาง y (แบบจำลองที่ M1)

step	Displacement (cm)	Base Force (kN)	ปริมาณความเสียหาย			
			B - IO	IO - LS	LS - CP	>CP
0	0.000	0.000	0	0	0	0
1	0.739	111.222	0	0	0	0
2	1.478	222.445	0	0	0	0
3	2.217	333.668	0	0	0	0
4	2.956	444.891	0	0	0	0
5	3.695	556.114	0	0	0	0
6	4.434	667.337	0	0	0	0
7	5.173	778.559	0	0	0	0
8	5.912	889.783	0	0	0	0
9	6.651	1001.005	0	0	0	0
10	7.390	1112.228	0	0	0	0

จากผลการวิเคราะห์และประเมิน พบว่า องค์กรอาคารทุกองค์กรมีกำลังต้านทานแรงที่เพียงพอต่อระดับสมรรถนะเข้าใช้สอยได้ทันที (IO) แสดงในรูปที่ 4.92

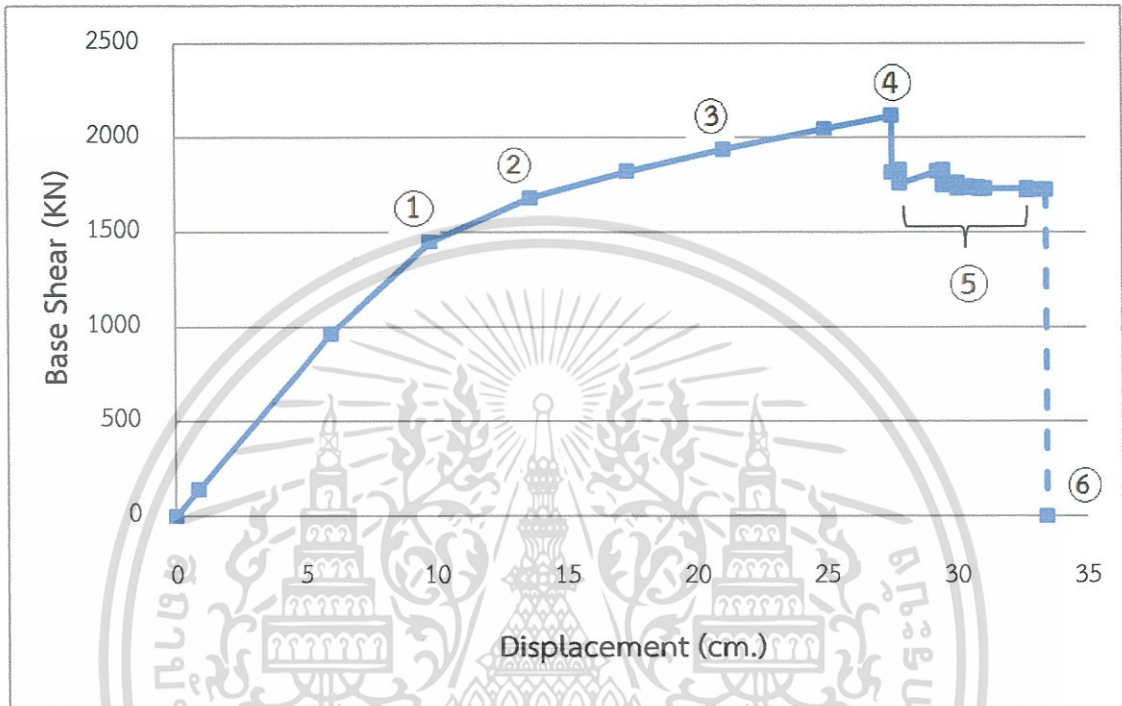


รูปที่ 4.92 ระดับสมรรถนะของโครงสร้างคานและเสา (แบบจำลองที่ M1)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

4.3.2 ความสามารถด้านทานแรงแผ่นดินไหวและผลการประเมินของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก เมื่อพิจารณาผลของกำแพงอิฐก่อ แต่ไม่ได้พิจารณาผลของบันได (แบบจำลองที่ M2)

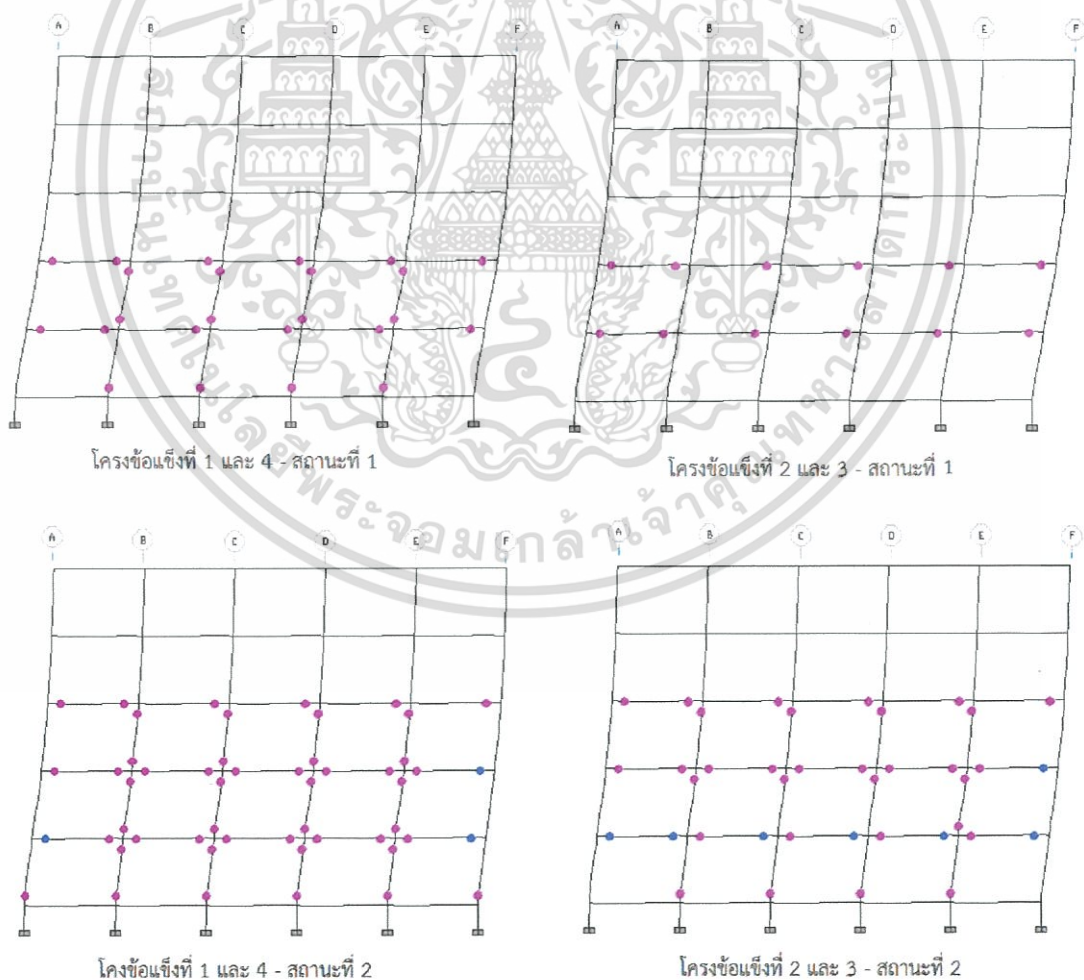
ในการผลักอาคารในทิศทางแกน x (pushover - x) ผลการวิเคราะห์ และ พฤติกรรมของโครงสร้าง ถูกแสดงด้วยกราฟ pushover curve ดังแสดงในรูปที่ 4.93



รูปที่ 4.93 กราฟ pushover curve ในทิศทางแกน x ของแบบจำลองที่ M2

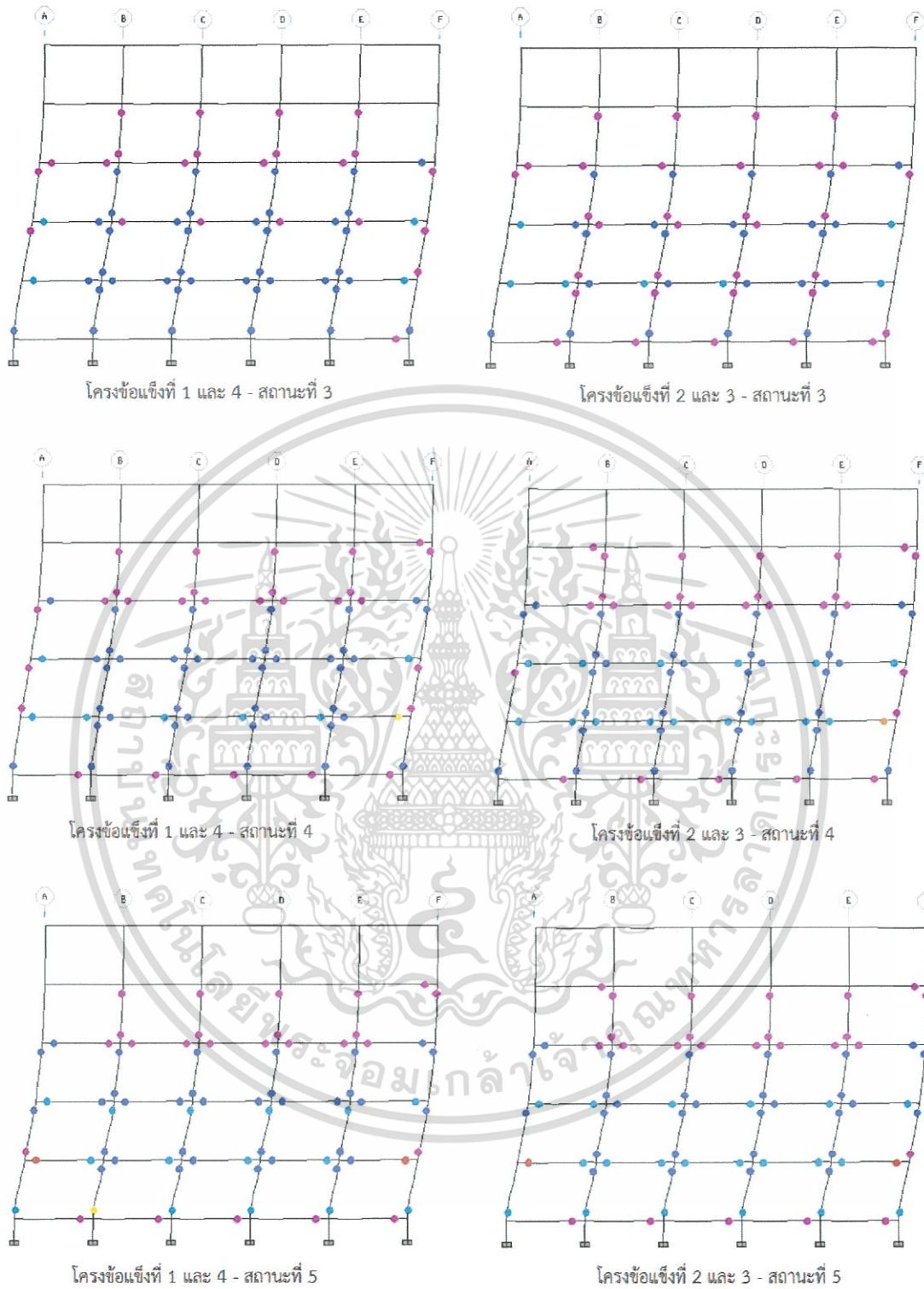
ในภาพรวมโครงสร้างเริ่มเกิดการวิบัติ เมื่อรับแรงแผ่นดินไหวจนเกินช่วงอีลาสติก โดยเริ่มจาก คาน B1 ในชั้นที่ 2-3 เกิดการคราก เสา C1 ในชั้นที่ 1-2 เกิดการคราก (สถานะที่ 1) ที่แรงกระทำทางข้าง 1449.20 kN (ส.ป.ส. แรงเฉือนที่ฐาน 0.141) การเคลื่อนตัวด้านข้าง 9.78 cm. (0.61% เทียบกับความสูง) เมื่อโครงสร้างรับแรงกระทำทางข้างเพิ่มมากขึ้น ส่งผลให้คาน B1 ในชั้นที่ 4 เกิดการคราก ในชั้นที่ 2 เกิดความเสียหายในระดับเข้าใช้สอยได้ทันที (IO) เพียงบางส่วน เสา C1 ในชั้นที่ 3 เกิดการคราก และ เสา C2 ในชั้นที่ 1-3 เกิดการคราก (สถานะที่ 2) ที่แรงกระทำทางข้าง 1681.08 kN (ส.ป.ส. แรงเฉือนที่ฐาน 0.164) การเคลื่อนตัวด้านข้าง 13.64 cm. (0.85% เทียบกับความสูง) จากนั้นเมื่อโครงสร้างรับแรงกระทำอย่างต่อเนื่อง เป็นผลให้คาน B1 ในชั้นที่ 1 เกิดการครากเพียงบางส่วน ขณะที่ในชั้นที่ 2-3 เกิดความเสียหายในระดับเข้าใช้สอยได้ทันที (IO) ร่วมกับเกิดความเสียหายในระดับปลอดภัยต่อชีวิต (LS) เสา C1 ในชั้นที่ 1-3 เกิดความเสียหายในระดับเข้าใช้สอยได้ทันที (IO) และเกิดการครากในชั้นที่ 4 เสา C2 ในชั้นที่ 1-4 เกิดการครากร่วมกับ เกิดความเสียหายในระดับเข้าใช้สอยได้ทันที (IO) ซึ่งเกิดขึ้นที่ปลายบนของเสา (สถานะที่ 3) ที่แรงกระทำ

ทางข้าง 1938.87 kN (ส.ป.ส. แรงเฉือนที่ฐาน 0.189) การเคลื่อนตัวด้านข้าง 21.06 cm. (0.85% เทียบกับความสูง) และเมื่อโครงสร้างรับแรงกระทำทางข้างถึงแรงกระทำสูงสุด เป็นผลให้คาน B1 ในชั้นที่ 2 เริ่มเกิดการวิบัติ ซึ่งเกิดขึ้นที่คานช่วงริม (สถานะที่ 4) ที่แรงกระทำทางข้าง 2117.35 kN (ส.ป.ส. แรงเฉือนที่ฐาน 0.206) การเคลื่อนตัวด้านข้าง 27.54 cm. (1.72% เทียบกับความสูง) เมื่อโครงสร้างรับแรงกระทำทางข้างถึงแรงกระทำสูงสุดแล้ว ความสามารถในการต้านทานแรงทางข้างของโครงสร้างตกลง และถึงแม้ว่ากำลังในการรับแรงของโครงสร้างตกลง โครงสร้างยังคงไม่เกิดการวิบัติ แต่ยังสามารถรับแรงทางข้างได้อยู่ โดยที่ คาน B1 ในชั้นที่ 2 เกิดการวิบัติ ซึ่งเกิดขึ้นที่คานช่วงริม เสา C1 ในชั้นที่ 1-2 เกิดความเสียหายในระดับปลอดภัยต่อชีวิต (LS) และเริ่มเกิดการวิบัติในชั้นที่ 1 เสา C2 ในชั้นที่ 1 เกิดความเสียหายในระดับปลอดภัยต่อชีวิต (LS) (สถานะที่ 5) และหลังจากนั้น โครงสร้างจึงจะเกิดการวิบัติ โดยที่การพังทลายของโครงสร้างเกิดเมื่อเสา C1 ในชั้นที่ 1 เกิดการวิบัติ (สถานะที่ 6) ลักษณะความเสียหายและรูปแบบการพังทลายของโครงสร้าง แสดงในรูปที่ 4.94 ซึ่งจะเห็นได้ว่า ลักษณะการวิบัติและความเสียหายที่เกิดขึ้นจะคล้ายกันกับโครงสร้างเมื่อไม่ได้พิจารณาผลของกำแพงอิฐก่อและบันได (แบบจำลองที่ M1) สำหรับ pushover - x



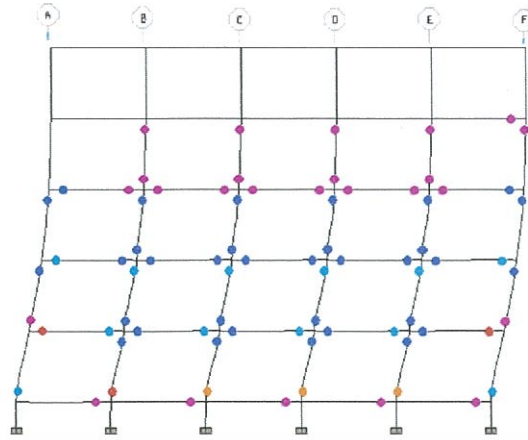
รูปที่ 4.94 ความเสียหายของโครงสร้างจากการวิเคราะห์ pushover - x (แบบจำลองที่ M2)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 4.94 ความเสียหายของโครงสร้างจากการวิเคราะห์ pushover - x (แบบจำลองที่ M2) (ต่อ)

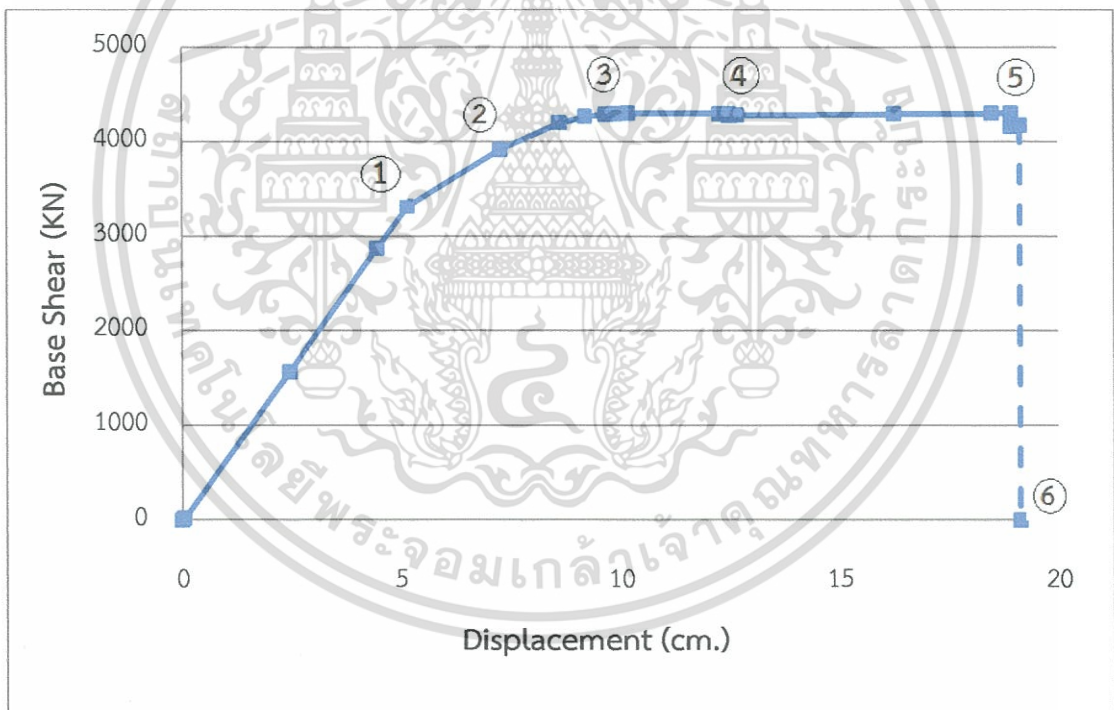
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



โครงสร้างชั้นที่ 1 และ 4 - สถานะที่ 6

รูปที่ 4.94 ความเสียหายของโครงสร้างจากการวิเคราะห์ pushover - x (แบบจำลองที่ M2) (ต่อ)

ในการผลักอาคารในทิศทางแกน y (pushover - y) ผลการวิเคราะห์ และ พฤติกรรมของโครงสร้าง ถูกแสดงด้วยกราฟ pushover curve ดังแสดงในรูปที่ 4.95

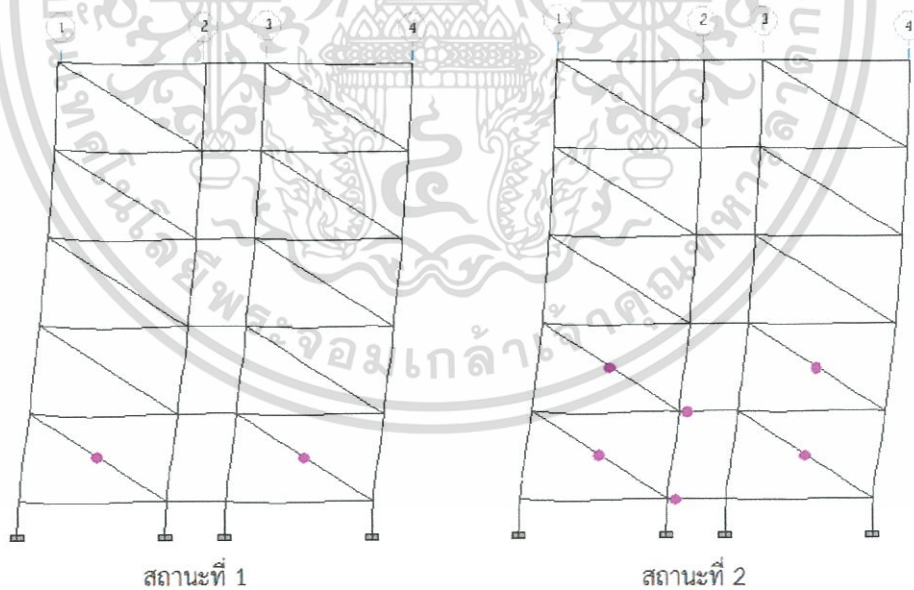


รูปที่ 4.95 กราฟ pushover curve ในทิศทางแกน y ของแบบจำลองที่ M2

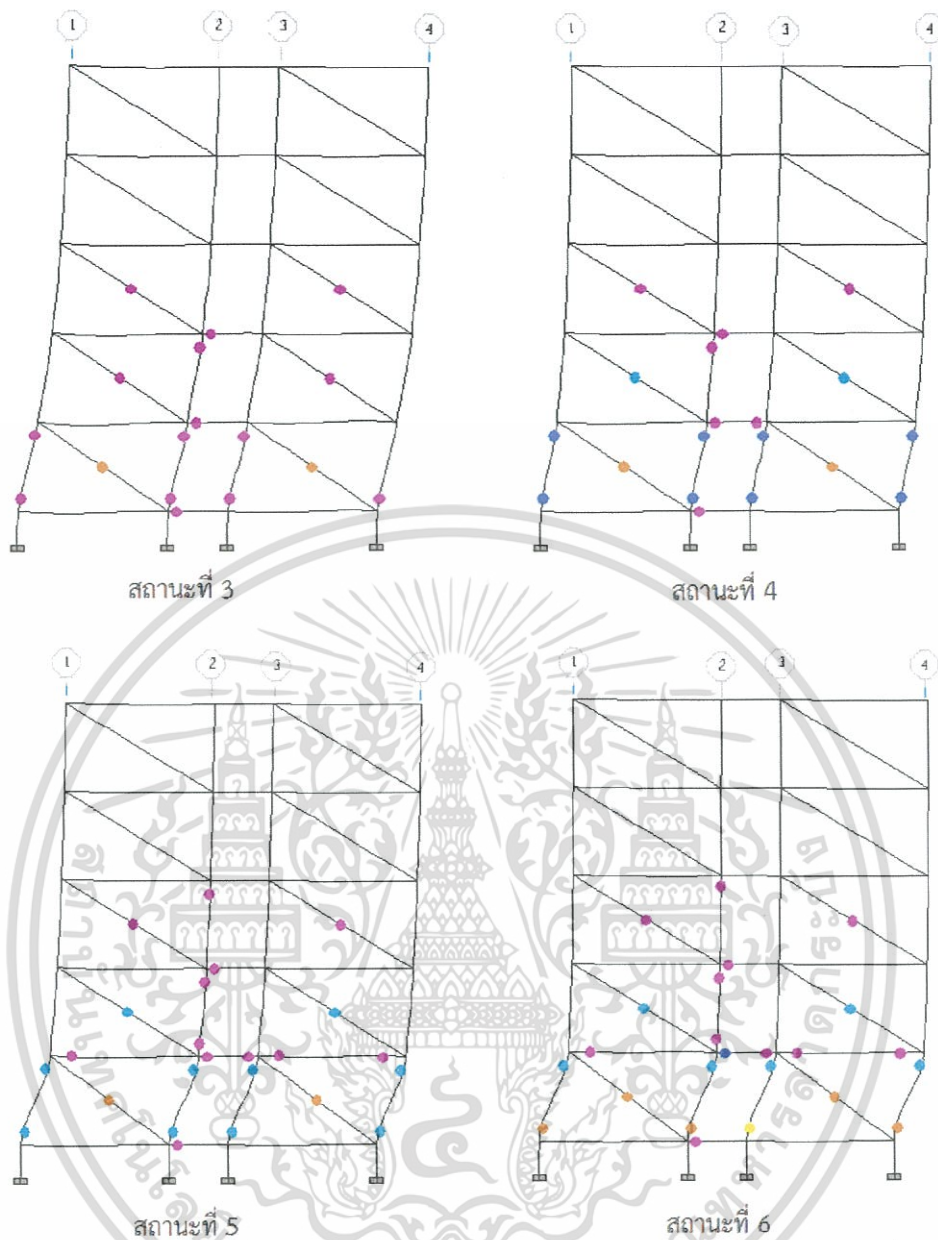
ในภาพรวมโครงสร้างเริ่มเกิดการวิบัติ เมื่อรับแรงแผ่นดินไหวจนเกินช่วงอิลาสติก โดยเริ่มจากการแตกร้าวของกำแพงอิฐก่อในชั้นที่ 1 (สถานะที่ 1) ที่แรงกระทำทางข้าง 3316.79 kN (ส.ป.ส. แรงเฉือนที่ฐาน 0.324) การเคลื่อนตัวด้านข้าง 5.15 cm. (0.32% เทียบกับความสูง) และเมื่อโครงสร้างรับแรงกระทำทางข้างเพิ่มขึ้นอีก เป็นผลให้กำแพงอิฐก่อในชั้นที่ 2 เกิดการแตกร้าว ร่วมกับ

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

การครากของคาน B3 ในชั้นที่ 1-2 (สถานะที่ 2) ที่แรงกระทำทางข้าง 3916.94 kN (ส.ป.ส. แรงเฉือนที่ฐาน 0.383) การเคลื่อนตัวด้านข้าง 7.26 cm. (0.45% เทียบกับความสูง) เมื่อโครงสร้างต้องรับแรงกระทำทางข้างต่อไปนั้น เป็นผลให้กำแพงอิฐก่อในชั้นที่ 1 เกิดการวิบัติ ขณะที่ในชั้นที่ 3 เกิดการแตกร้าว ร่วมกับคาน B3 ในชั้นที่ 3 เกิดการคราก เสา C1 ในชั้นที่ 1 เกิดการคราก ขณะที่เสา C2 ในชั้นที่ 1-2 เกิดการคราก (สถานะที่ 3) ที่แรงกระทำทางข้าง 4291.35 kN (ส.ป.ส. แรงเฉือนที่ฐาน 0.419) การเคลื่อนตัวด้านข้าง 9.67 cm. (0.60% เทียบกับความสูง) และเมื่อโครงสร้างรับแรงกระทำเพิ่มขึ้น เป็นผลให้กำแพงอิฐก่อในชั้นที่ 2 เกิดการวิบัติ เสา C1 และ C2 ในชั้นที่ 1 เกิดความเสียหายในระดับเข้าใช้สอยได้ทันที (IO) (สถานะที่ 4) ที่แรงกระทำทางข้าง 4297.42 kN (ส.ป.ส. แรงเฉือนที่ฐาน 0.419) การเคลื่อนตัวด้านข้าง 12.27 cm. (0.77% เทียบกับความสูง) ถึงแม้ว่ากำแพงอิฐก่อจะเพิ่มความสามารถในการรับแรงด้านข้างให้กับอาคาร แต่เนื่องจากกำแพงอิฐก่อนั้นมีความเปราะจึงเป็นผลให้กำแพงอิฐก่อรับแรงจนถึงความสามารถในการรับแรงสูงสุด กำแพงอิฐก่อจึงวิบัติ ซึ่งวิบัติในชั้นที่ 1 และ 2 และการวิบัติของกำแพงอิฐก่อเป็นเหตุให้ กำลังของโครงสร้างตกลงอย่างรวดเร็ว ทำให้เสา C1 และ C2 ในชั้นที่ 1 เกิดความเสียหายในระดับปลอดภัยต่อชีวิต (LS) เสา C2 ในชั้นที่ 3 เกิดการคราก คาน B2 ในชั้นที่ 2 เกิดการคราก (สถานะที่ 5) และโครงสร้างจะเกิดการวิบัติในที่สุด เมื่อเสา C1 และ C2 เกิดการวิบัติในชั้นที่ 1 (สถานะที่ 6) ลักษณะความเสียหายและรูปแบบการพังทลายของโครงสร้าง แสดงในรูปที่ 4.96



รูปที่ 4.96 ความเสียหายของโครงสร้างจากการวิเคราะห์ pushover – y (แบบจำลองที่ M2)



รูปที่ 4.96 ความเสียหายของโครงสร้างจากการวิเคราะห์ pushover - y (แบบจำลองที่ M2) (ต่อ)

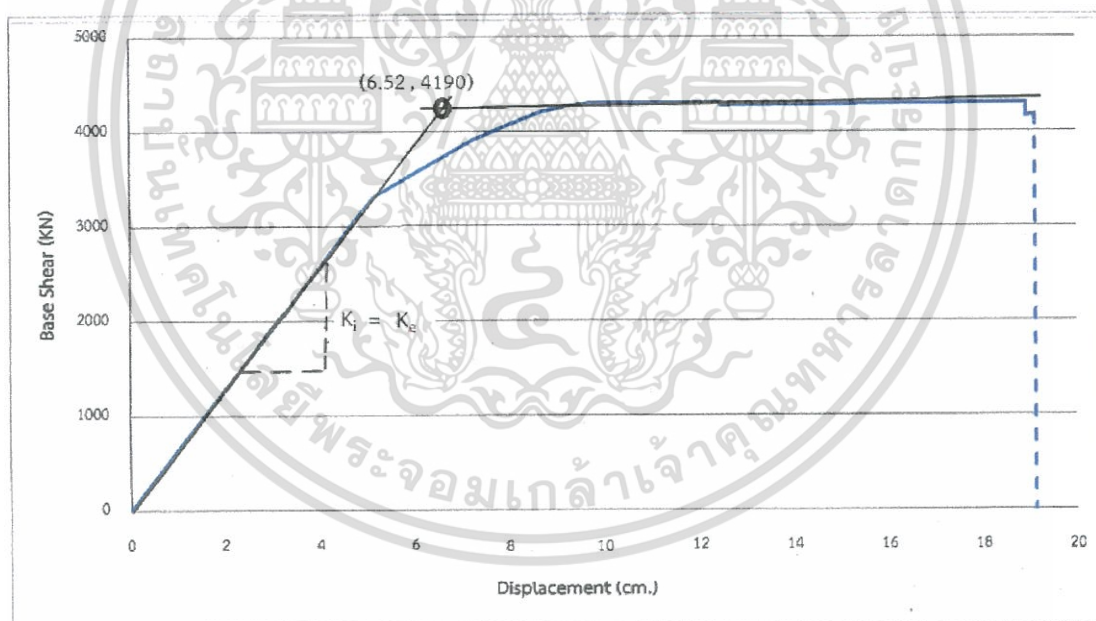
การประเมินระดับสมรรถนะของโครงสร้าง

ค่าการเคลื่อนตัวเป้าหมายภายใต้แรงกระทำในทิศทาง x และ y สามารถคำนวณได้โดยอาศัยกราฟความสัมพันธ์ในอุดมคติระหว่างแรงเฉือนที่ฐานของอาคารกับค่าการเคลื่อนตัวของยอดอาคาร (Idealized Force-Displacement Curve) ดังแสดงในรูปที่ 4.97 - 4.98 ตามลำดับ และ ตารางที่ 4.91

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 4.97 กราฟของความสัมพันธ์ในอุดมคติระหว่างแรงเฉือนรวมที่ฐานและค่าการเคลื่อนตัวของจุดควบคุมที่ยอดอาคารภายใต้แรงกระทำในทิศทาง x (แบบจำลองที่ M2)



รูปที่ 4.98 กราฟของความสัมพันธ์ในอุดมคติระหว่างแรงเฉือนรวมที่ฐานและค่าการเคลื่อนตัวของจุดควบคุมที่ยอดอาคารภายใต้แรงกระทำในทิศทาง y (แบบจำลองที่ M2)

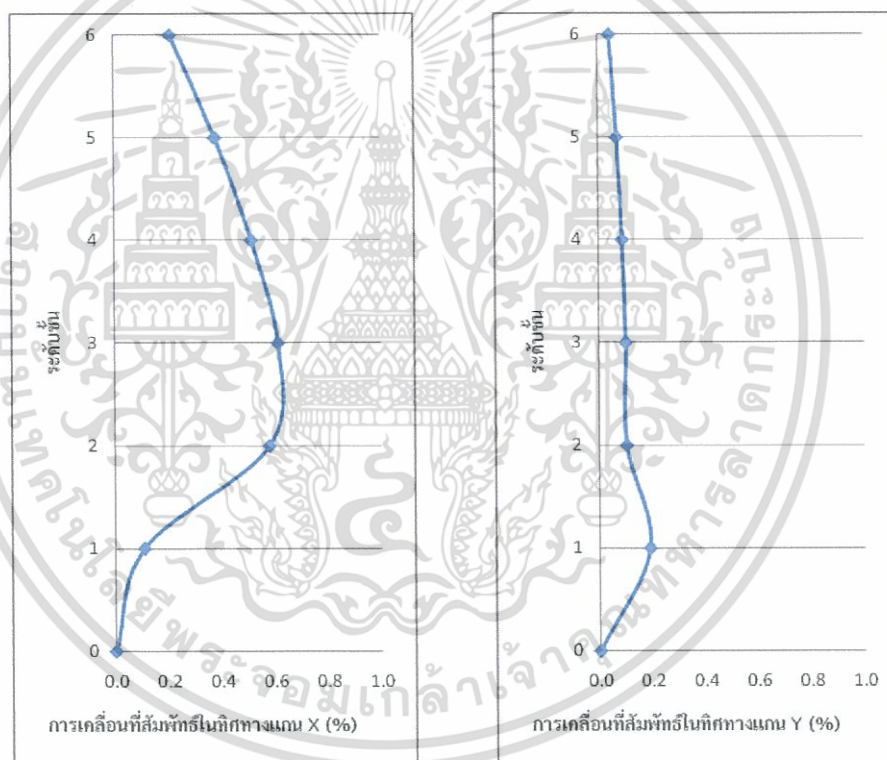
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ตารางที่ 4.91 ค่าตัวแปรสำหรับการคำนวณหาค่าการเคลื่อนตัวเป้าหมายของจุดควบคุม
(แบบจำลองที่ M2)

ทิศทาง	C_0	C_1	C_2	S_a	T_e	δ_t (cm.)	แรงเฉือนรวมที่ฐาน (KN) (สปส.)
X	1.3	1	1	0.161	1.160	6.99	1119 (0.109)
y	1.3	0.964	1.002	0.141	0.565	1.40	879 (0.086)

จากตารางที่ 4.91 ค่าการเคลื่อนตัวเป้าหมายของจุดควบคุมที่ใช้สำหรับการวิเคราะห์มีค่าเท่ากับ 6.99 เซนติเมตร และ 1.40 เซนติเมตร ในทิศทางแกน x และ y ตามลำดับ

ค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นของอาคารตัวอย่างภายใต้แรงกระทำแบบ monotonic สำหรับทิศทางแกน x และ y แสดงในรูปที่ 4.99



รูปที่ 4.99 การเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นภายใต้แรงกระทำทางข้างแบบ monotonic ในทิศทางแกน x (ซ้าย) และ y (ขวา) (แบบจำลองที่ M2)

จากรูปที่ 4.99 พบว่าค่าเปอร์เซ็นต์การเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นสูงสุด มีค่าไม่เกินกว่าค่าที่ยอมให้ที่ระดับสมรรถนะเข้าใช้สอยได้ทันที (IO) ระดับสมรรถนะปลอดภัยต่อชีวิต (LS) และระดับสมรรถนะป้องกันการพังทลาย (CP) นั่นคือ 1% 2% และ 4% ตามลำดับ

ผลของการประเมิน เมื่อทำการผลักอาคารไปจนถึงค่า target displacement ในทิศทางแกน x และ y แล้วแสดงในตารางที่ 4.92 – 4.93

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ตารางที่ 4.92 Force – Displacement และ ผลประเมินความเสียหายขององค์อาคารจากวิธี
สถิตย์ไม่เชิงเส้นในทิศทาง x (แบบจำลองที่ M2)

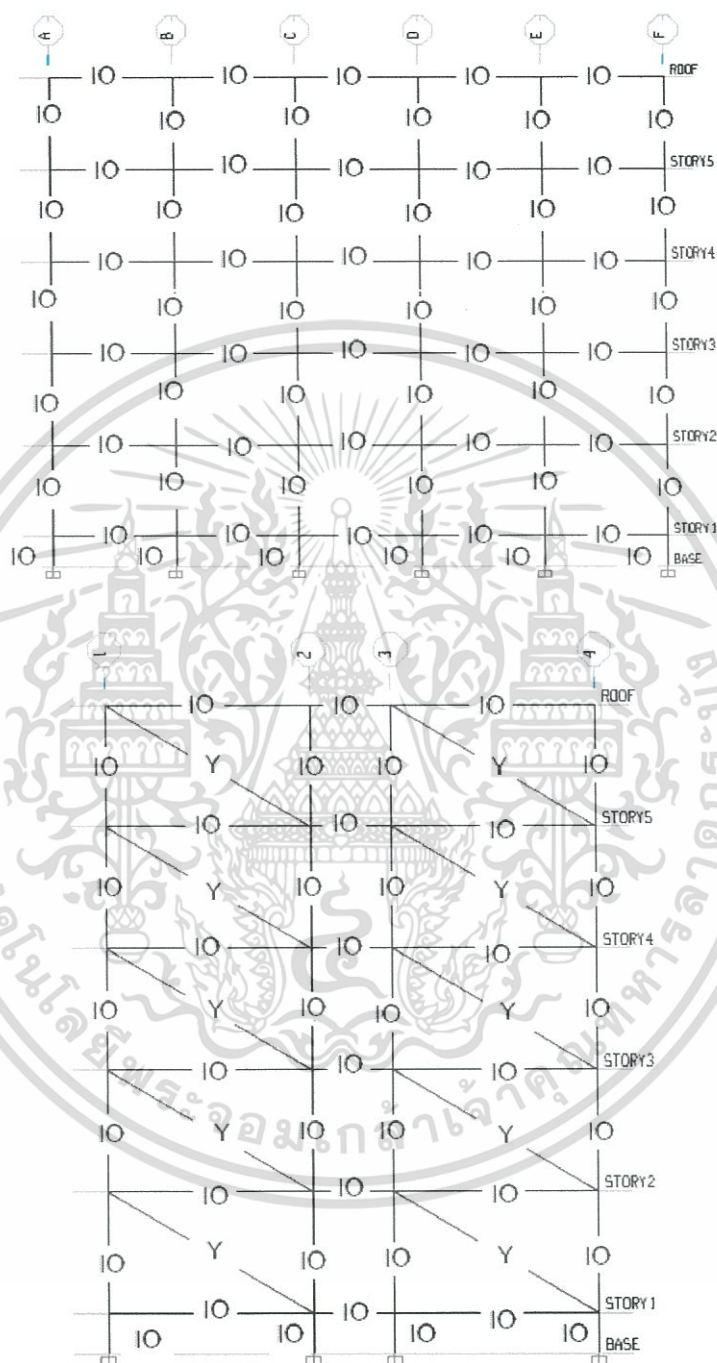
step	Displacement (cm)	Base Force (kN)	ปริมาณความเสียหาย			
			B - IO	IO - LS	LS - CP	>CP
0	0.000	0.000	0	0	0	0
1	0.699	112.510	0	0	0	0
2	0.877	141.286	0	0	0	0
3	2.032	327.326	0	0	0	0
4	2.731	439.918	0	0	0	0
5	3.430	552.510	0	0	0	0
6	4.430	713.596	0	0	0	0
7	5.129	826.180	0	0	0	0
8	5.828	938.763	0	0	0	0
9	6.641	1066.400	7	0	0	0
10	6.990	1119.014	12	0	0	0

ตารางที่ 4.93 Force – Displacement และ ผลประเมินความเสียหายขององค์อาคารจากวิธี
สถิตย์ไม่เชิงเส้นในทิศทาง y (แบบจำลองที่ M2)

step	Displacement (cm)	Base Force (kN)	ปริมาณความเสียหาย			
			B - IO	IO - LS	LS - CP	>CP
0	0.000	0.000	0	0	0	0
1	0.041	18.059	0	0	0	0
2	0.181	91.479	0	0	0	0
3	0.321	177.579	0	0	0	0
4	0.589	350.717	0	0	0	0
5	0.729	442.147	0	0	0	0
6	0.869	533.581	0	0	0	0
7	1.009	625.016	0	0	0	0
8	1.150	716.474	0	0	0	0
9	1.290	807.914	0	0	0	0
10	1.400	879.725	0	0	0	0

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

จากผลการวิเคราะห์และประเมิน พบว่า องค์อาคารทุกองค์อาคารมีกำลังต้านทานแรงที่เพียงพอต่อระดับสมรรถนะเข้าใช้สอยได้ทันที (IO) แสดงในรูปที่ 4.100

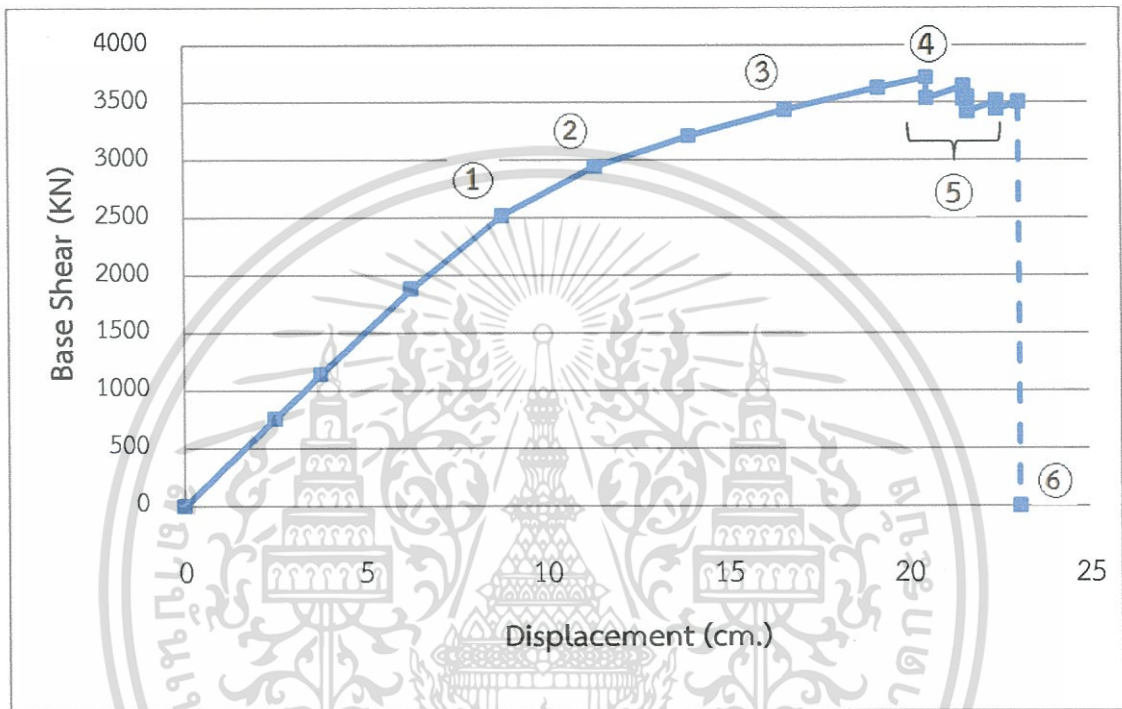


รูปที่ 4.100 ระดับสมรรถนะของโครงสร้างคานและเสา (แบบจำลองที่ M2)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

4.3.3 ความสามารถด้านทานแรงแผ่นดินไหวและผลการประเมินของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก เมื่อพิจารณาผลของบันได แต่ไม่ได้พิจารณาผลของกำแพงอิฐก่อ ของอาคารหอพักอาศัยตัวอย่างแบบที่ 1 (แบบจำลองที่ M3A)

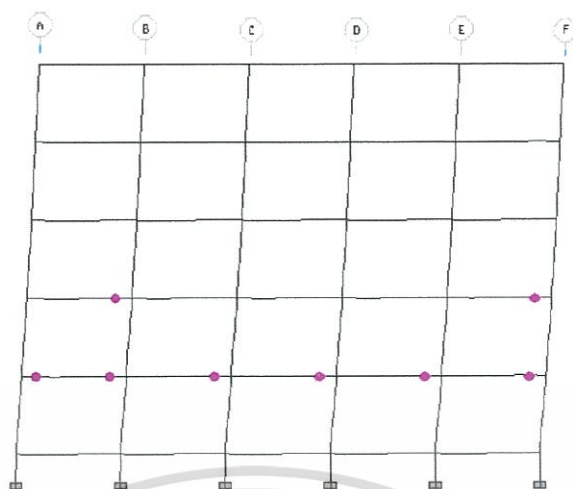
ในการผลักอาคารในทิศทางแกน x (pushover - x) ผลการวิเคราะห์ และ พฤติกรรมของโครงสร้าง ถูกแสดงด้วยกราฟ pushover curve ดังแสดงในรูปที่ 4.101



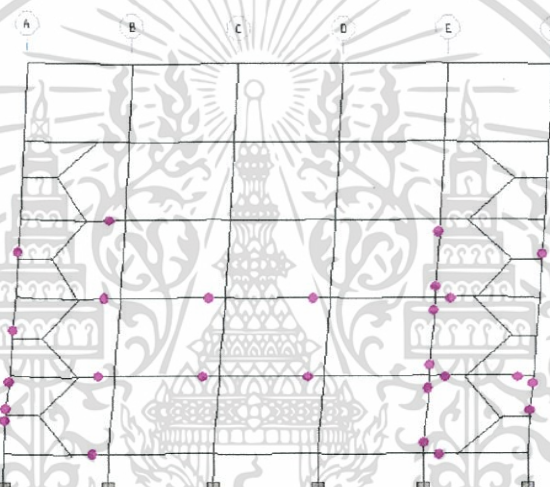
รูปที่ 4.101 กราฟ pushover curve ในทิศทางแกน x ของแบบจำลองที่ M3A

ในภาพรวมโครงสร้างเริ่มเกิดการวิบัติ เมื่อรับแรงแผ่นดินไหวจนเกินช่วงอิลาสติก โดยเริ่มจากคาน B1 ในชั้นที่ 2-3 เกิดการคราก เสา C2 - line A ,F (โครงสร้างเสาที่เชื่อมติดกับบันได) และ เสา C2 - line E (โครงสร้างเสาบริเวณรอบบันได) เกิดการครากในชั้นที่ 1-3 (สถานะที่ 1) ที่แรงกระทำทางข้าง 2520.96 kN (ส.ป.ส. แรงเฉือนที่ฐาน 0.246) การเคลื่อนตัวด้านข้าง 8.795 cm. (0.55% เทียบกับความสูง) เมื่อโครงสร้างรับแรงกระทำทางข้างเพิ่มขึ้นทำให้คาน B1 ในชั้นที่ 4 เกิดการคราก คาน B1 ในชั้นที่ 2-3 ที่เป็นคานช่วงริมทางซ้ายเกิดความเสียหายในระดับเข้าใช้สอยได้ทันที (IO) เสา C1 ในชั้นที่ 1-3 เกิดการคราก เสา C2 - line A ,F ในชั้นที่ 1 เกิดความเสียหายในระดับเข้าใช้สอยได้ทันที (IO) เสา C2 - line B (โครงสร้างเสาบริเวณรอบบันได) ในชั้นที่ 1 และ 3 เกิดการคราก และ เสา C2 - line E ในชั้นที่ 4 เกิดการคราก (สถานะที่ 2) ที่แรงกระทำทางข้าง 2946.04 kN (ส.ป.ส. แรงเฉือนที่ฐาน 0.287) การเคลื่อนตัวด้านข้าง 11.36 cm. (0.71% เทียบกับความสูง) และเมื่อโครงสร้างรับแรงกระทำทางข้างต่อไปอีก พบว่า คาน B1 ในชั้นที่ 1 และ 5 เกิด

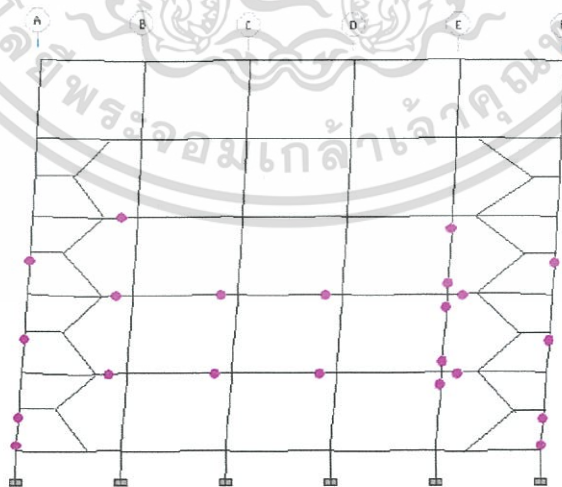
การคราก ในชั้นที่ 2-3 เกิดความเสียหายในระดับเข้าใช้สอยได้ทันที (IO) เป็นบางส่วน เสา C1 ในชั้นที่ 1 เกิดความเสียหายในระดับเข้าใช้สอยได้ทันที (IO) ในชั้นที่ 4-5 เกิดการคราก เสา C2 ในชั้นที่ 1-5 เกิดการครากเป็นบางส่วน เสา C2 - line A ,F เกิดความเสียหายในระดับเข้าใช้สอยได้ทันที (IO) ในชั้นที่ 2-3 ในชั้นที่ 4 เกิดการคราก เสา C2 - line B เกิดความเสียหายในระดับเข้าใช้สอยได้ทันที (IO) ในชั้นที่ 1 และเกิดการครากในชั้นที่ 2 ขณะที่ เสา C2 - line E เกิดความเสียหายในระดับเข้าใช้สอยได้ทันที (IO) ในชั้นที่ 1-3 (สถานะที่ 3) ที่แรงกระทำทางข้าง 3438.75 kN (ส.ป.ส. แรงเฉือนที่ฐาน 0.33) การเคลื่อนตัวด้านข้าง 16.62 cm. (1.04% เทียบกับความสูง) และเมื่อโครงสร้างรับแรงกระทำทางข้างจนถึงแรงกระทำสูงสุด ส่งผลให้คาน B1 ในชั้นที่ 2-3 เกิดความเสียหายในระดับเข้าใช้สอยได้ทันที (IO) เพิ่มเติมมากขึ้น เสา C1 ในชั้นที่ 2-3 เกิดความเสียหายในระดับเข้าใช้สอยได้ทันที (IO) เสา C2 ในชั้นที่ 1 และ 3 เกิดความเสียหายในระดับเข้าใช้สอยได้ทันที (IO) เป็นบางส่วน เสา C2 - line A ,F ในชั้นที่ 1 เกิดความเสียหายในระดับปลอดภัยต่อชีวิต (LS) และ เสา C2 - line B ในชั้นที่ 2-3 เกิดความเสียหายในระดับเข้าใช้สอยได้ทันที (IO) (สถานะที่ 4) ที่แรงกระทำทางข้าง 3719.19 kN (ส.ป.ส. แรงเฉือนที่ฐาน 0.36) การเคลื่อนตัวด้านข้าง 20.54 cm. (1.28% เทียบกับความสูง) และเมื่อโครงสร้างรับแรงกระทำต่อไป ส่งผลให้ เสา C2 - line A ,F ซึ่งเป็นโครงสร้างเสาที่เชื่อมติดกับบันไดในชั้นที่ 1 เริ่มเกิดการวิบัติ ร่วมกับเกิดความเสียหายในระดับปลอดภัยต่อชีวิต (LS) เป็นผลให้ความสามารถในการต้านทานแรงทางข้างของโครงสร้างลดลงเล็กน้อยเป็นลักษณะพื้นเฉื่อย (สถานะที่ 5) และเกิดการวิบัติในที่สุด โดยที่โครงสร้างจะเกิดการวิบัติเมื่อ เสา C2 - line A ,F ในชั้นที่ 1 เกิดการวิบัติ (สถานะที่ 6) ลักษณะความเสียหายและรูปแบบการพังทลายของโครงสร้างแสดงในรูปที่ 4.102



โครงข้อแข็งที่ 1 และ 4 - สถานะที่ 1



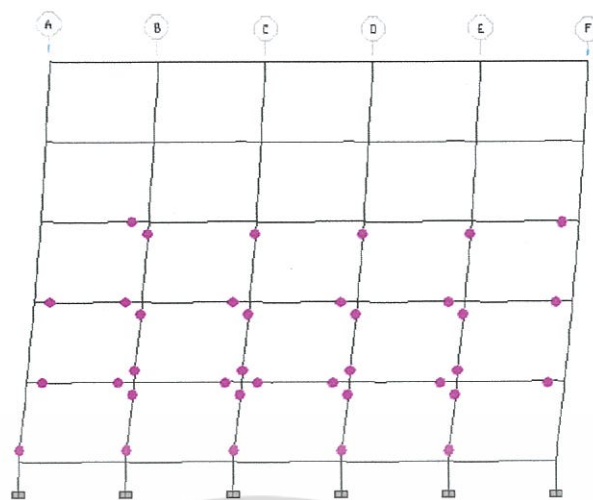
โครงข้อแข็งที่ 2 - สถานะที่ 1



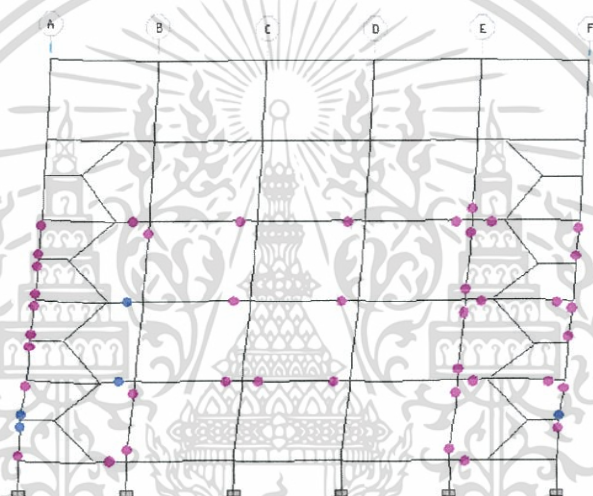
โครงข้อแข็งที่ 3 - สถานะที่ 1

รูปที่ 4.102 ความเสียหายของโครงสร้างจากการวิเคราะห์ pushover - x (แบบจำลองที่ M3A)

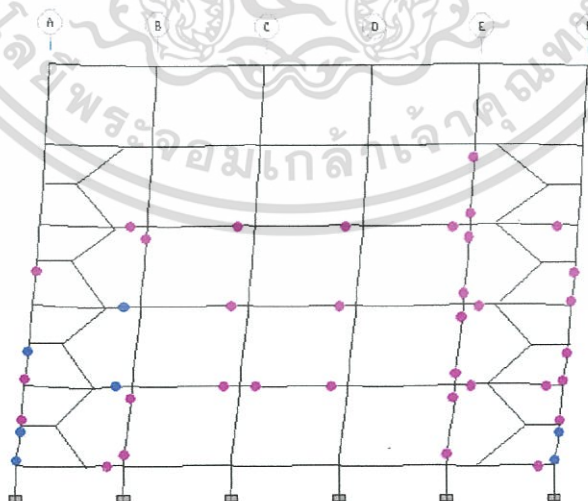
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



โครงข้อแข็งที่ 1 และ 4 - สถานะที่ 2



โครงข้อแข็งที่ 2 - สถานะที่ 2

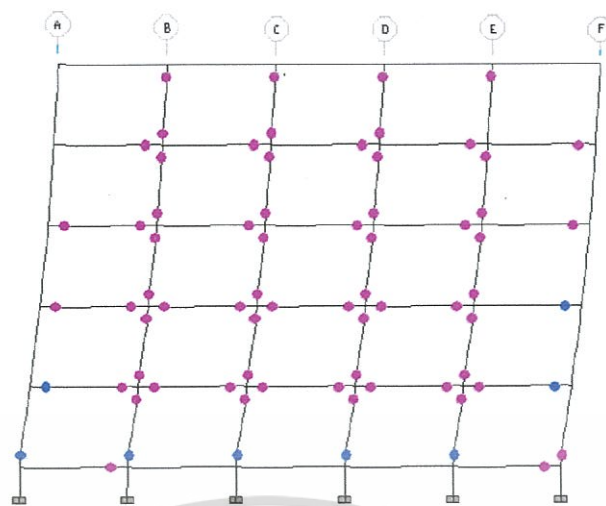


โครงข้อแข็งที่ 3 - สถานะที่ 2

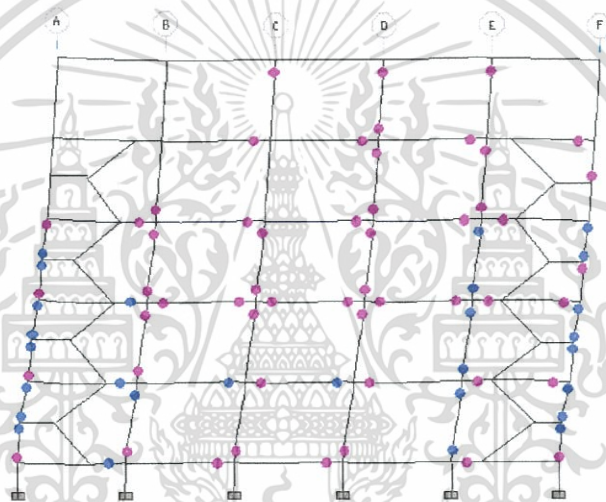
รูปที่ 4.102 ความเสียหายของโครงสร้างจากการวิเคราะห์ pushover - x (แบบจำลองที่ M3A)

(ต่อ)

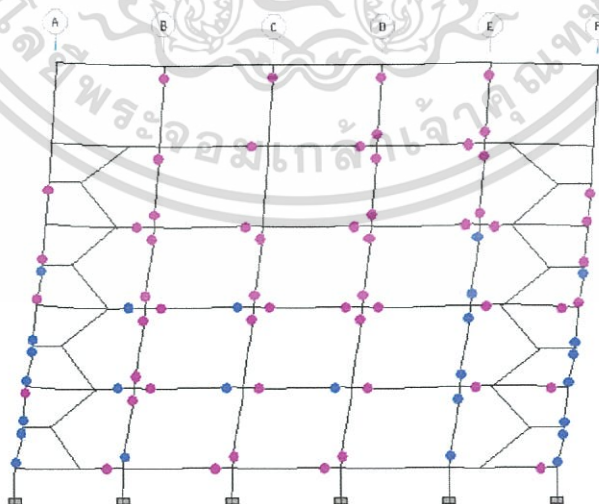
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



โครงสร้างแข็งที่ 1 และ 4 - สถานะที่ 3



โครงสร้างแข็งที่ 2 - สถานะที่ 3

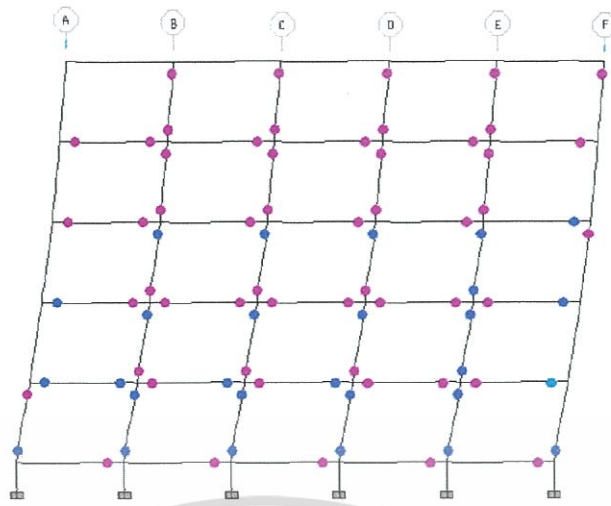


โครงสร้างแข็งที่ 3 - สถานะที่ 3

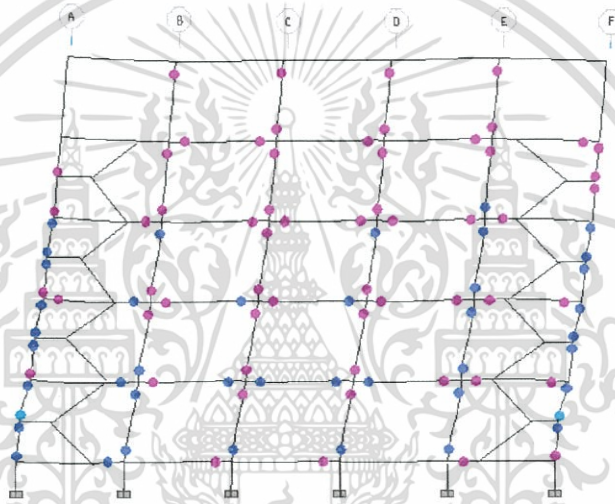
รูปที่ 4.102 ความเสียหายของโครงสร้างจากการวิเคราะห์ pushover - x (แบบจำลองที่ M3A)

(ต่อ)

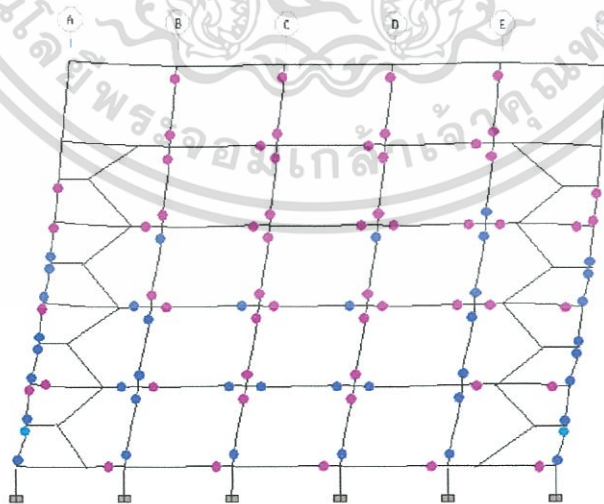
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



โครงสร้างชั้นที่ 1 และ 4 - สถานะที่ 4



โครงสร้างชั้นที่ 2 - สถานะที่ 4

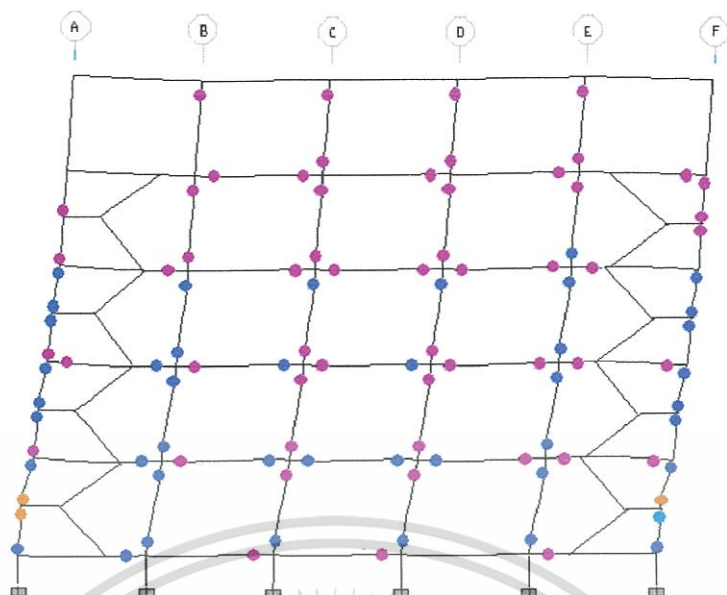


โครงสร้างชั้นที่ 3 - สถานะที่ 4

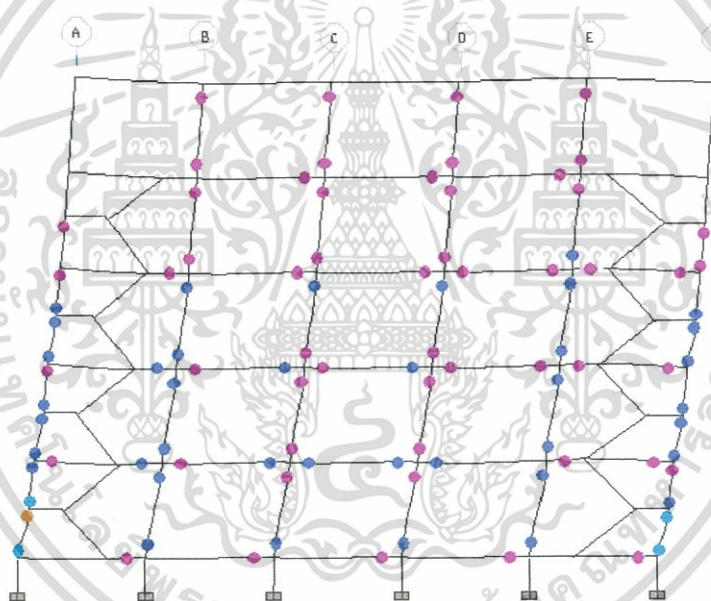
รูปที่ 4.102 ความเสียหายของโครงสร้างจากการวิเคราะห์ pushover - x (แบบจำลองที่ M3A)

(ต่อ)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



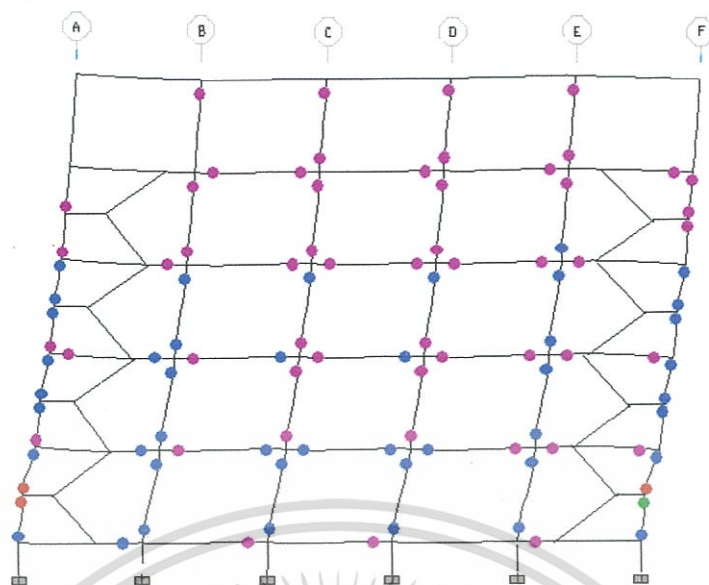
โครงข้อแข็งที่ 2 - สถานะที่ 5



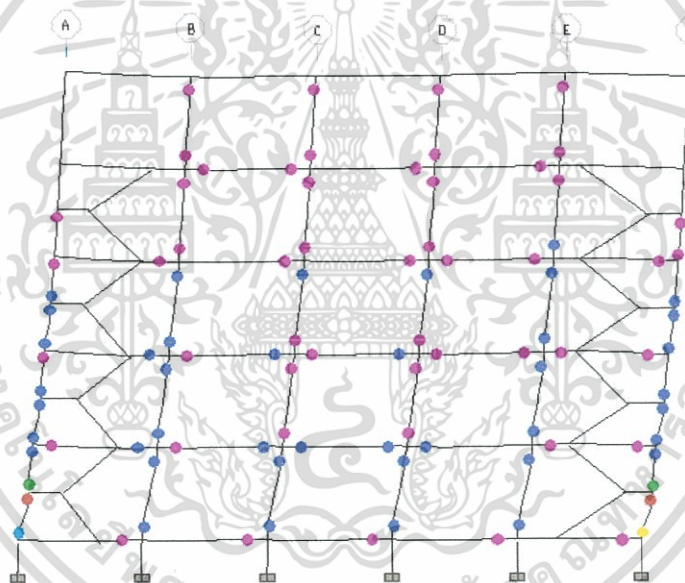
โครงข้อแข็งที่ 3 - สถานะที่ 5

รูปที่ 4.102 ความเสียหายของโครงสร้างจากการวิเคราะห์ pushover - x (แบบจำลองที่ M3A)
(ต่อ)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



โครงข้อแข็งที่ 2 - สถานะที่ 6

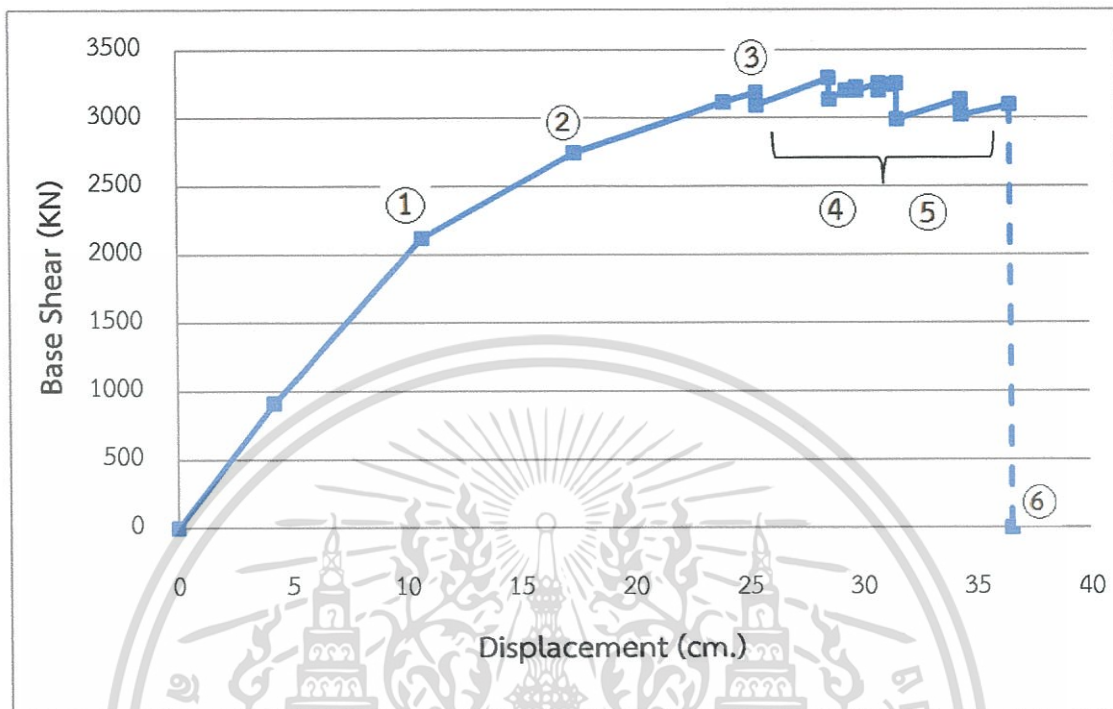


โครงข้อแข็งที่ 3 - สถานะที่ 6

รูปที่ 4.102 ความเสียหายของโครงสร้างจากการวิเคราะห์ pushover - x (แบบจำลองที่ M3A)
(ต่อ)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

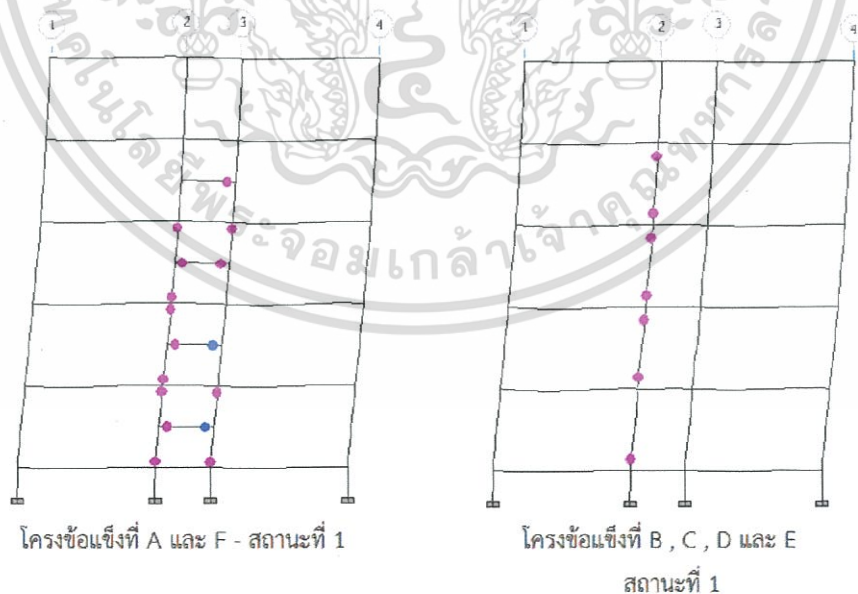
ในการผลักอาคารในทิศทางแกน y (pushover - y) ผลการวิเคราะห์ และ พฤติกรรมของโครงสร้าง ถูกแสดงด้วยกราฟ pushover curve ดังแสดงในรูปที่ 4.103



รูปที่ 4.103 กราฟ pushover curve ในทิศทางแกน y ของแบบจำลองที่ M3A

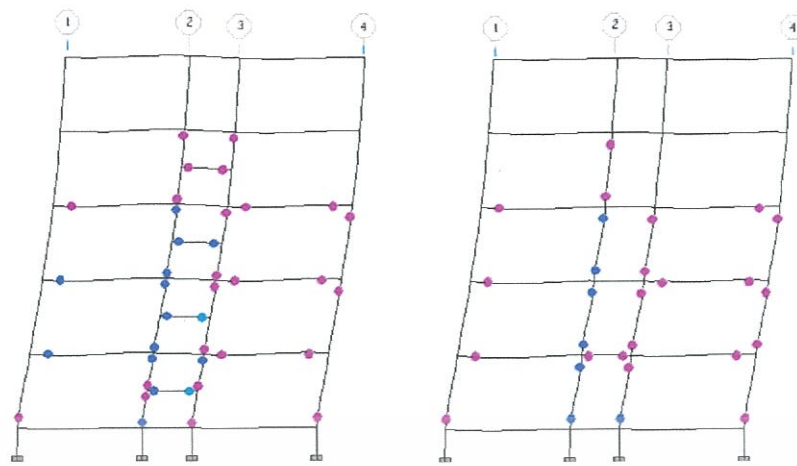
ในภาพรวมโครงสร้างเริ่มเกิดการวิบัติ เมื่อรับแรงแผ่นดินไหวจนเกินช่วงอีลาสติก โดยเริ่มจากการร้าวของคานที่ชันพักของบันได (BST1) ในชั้นที่ 1-4 ร่วมกับเกิดความเสียหายในระดับเข้าใช้สอยได้ทันที (IO) ในชั้นที่ 1-2 เสา C2 เกิดการร้าวในชั้นที่ 1-4 เป็นบางส่วน (สถานะที่ 1) ที่แรงกระทำทางข้าง 2123.84 kN (ส.ป.ส. แรงเฉือนที่ฐาน 0.207) การเคลื่อนตัวด้านข้าง 10.73 cm. (0.67% เทียบกับความสูง) เมื่อโครงสร้างรับแรงกระทำทางข้างต่อไป เป็นผลให้คาน BST1 เกิดความเสียหายในระดับเข้าใช้สอยได้ทันที (IO) ร่วมกับเกิดความเสียหายในระดับปลอดภัยต่อชีวิต (LS) ในชั้นที่ 1-2 และ ในชั้นที่ 3 เกิดความเสียหายในระดับเข้าใช้สอยได้ทันที (IO) คาน B2 ในชั้นที่ 2-4 เกิดการร้าว คาน B3 ในชั้นที่ 2 เกิดการร้าว เสา C1 เกิดการร้าวเป็นบางส่วนในชั้นที่ 1-3 เสา C2 ในชั้นที่ 1-3 เกิดความเสียหายในระดับเข้าใช้สอยได้ทันที (IO) (สถานะที่ 2) ที่แรงกระทำทางข้าง 2747.31 kN (ส.ป.ส. แรงเฉือนที่ฐาน 0.268) การเคลื่อนตัวด้านข้าง 17.45 cm. (1.09% เทียบกับความสูง) เมื่อโครงสร้างรับแรงกระทำทางข้างถึงแรงกระทำสูงสุด เป็นผลให้ คาน BST1 ในชั้นที่ 1 เริ่มเกิดการวิบัติ คาน B2 ในชั้นที่ 2-3 เกิดความเสียหายในระดับเข้าใช้สอยได้ทันที (IO) ร่วมกับเกิดความเสียหายในระดับปลอดภัยต่อชีวิต (LS) ในชั้นที่ 5 เกิดการร้าว เสา C1 ในชั้นที่ 1-3 เกิดความเสียหายในระดับเข้าใช้สอยได้ทันที (IO) เป็นบางส่วน ในชั้นที่ 4-5 เกิดการร้าวเป็นบางส่วน และ เสา C2 ในชั้นที่ 1-4 เกิดความเสียหายในระดับเข้าใช้สอยได้ทันที (IO) เพิ่มเติมจากเดิมมากขึ้น เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่นิยมนำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

(สถานะที่ 3) ที่แรงกระทำทางข้าง 3188.52 kN (ส.ป.ส. แรงเฉือนที่ฐาน 0.312) การเคลื่อนตัวด้านข้าง 25.42 cm. (1.59% เทียบกับความสูง) และเมื่อโครงสร้างรับแรงกระทำทางข้างต่อไปเป็นผลให้คาน BST1 ในชั้นที่ 1-2 เกิดการวิบัติ ในชั้นที่ 3 เกิดความเสียหายในระดับปลอดภัยต่อชีวิต (LS) คาน B2 ในชั้นที่ 2-4 เกิดความเสียหายในระดับปลอดภัยต่อชีวิต (LS) ร่วมกับ ความเสียหายในระดับเข้าใช้สอยได้ทันที (IO) เพิ่มจากเดิมมากขึ้น เสา C1 ในชั้นที่ 1 เกิดความเสียหายในระดับปลอดภัยต่อชีวิต (LS) ในชั้นที่ 4-5 เกิดความเสียหายในระดับเข้าใช้สอยได้ทันที (IO) เสา C2 - line A ,F ซึ่งเป็นโครงสร้างเสาที่เชื่อมติดกับโครงสร้างบันได และมีพฤติกรรมเป็นแบบเสาสั้น เกิดความเสียหายในระดับปลอดภัยต่อชีวิต (LS) ร่วมกับเกิดการวิบัติที่ชั้นที่ 1 ขณะที่ชั้น 2 เกิดความเสียหายในระดับป้องกันการพังทลาย (CP) (บางตำแหน่ง) ซึ่งความเสียหายที่เกิดขึ้นนี้ เกิดขึ้นที่ปลายบนและล่างของเสาที่เป็นลักษณะเสาสั้น ขณะที่เสา C2 - line B , E ซึ่งเป็นโครงสร้างเสาที่อยู่บริเวณรอบบันได เกิดความเสียหายในระดับปลอดภัยต่อชีวิต (LS) ร่วมกับ ความเสียหายในระดับป้องกันการพังทลาย (CP) และเกิดการวิบัติในชั้นที่ 1 อนึ่ง ในการที่คาน BST1 เริ่มเกิดการวิบัติ คาน B2 เกิดความเสียหายเพิ่มเติมมากขึ้น รวมทั้งในการเริ่มเกิดการวิบัติของเสาที่เชื่อมติดกับบันได (C2 - line A ,F) และ เสาบริเวณรอบบันได (C2 - line B , E) นั้นเป็นเหตุให้ ความสามารถในการต้านทานแรงด้านข้างของโครงสร้างลดลงเล็กน้อยเป็นลักษณะฟันเลื่อย (สถานะที่ 4-5) โดยที่โครงสร้างจะเกิดการวิบัติเมื่อ เสา C2 - line A ,F และ เสา C2 - line B , E เกิดการวิบัติในชั้นที่ 1 และ 2 (สถานะที่ 6) ลักษณะความเสียหาย และ รูปแบบการพังทลายของโครงสร้างแสดงในรูปที่ 4.104



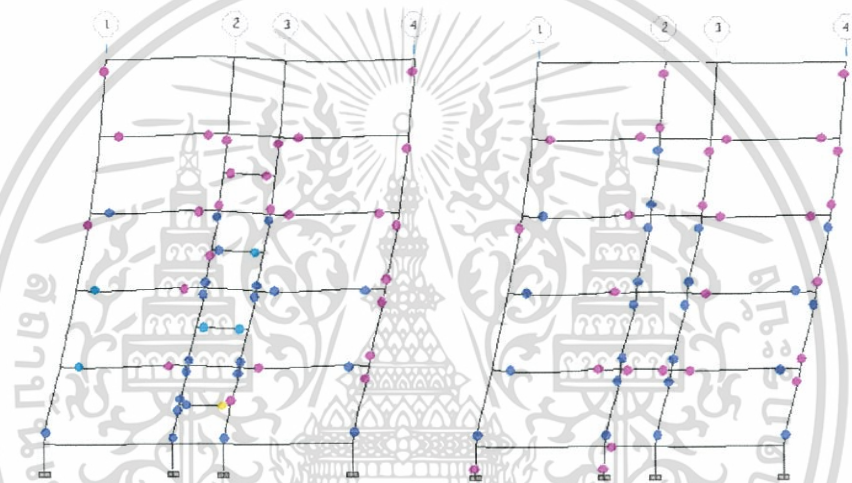
รูปที่ 4.104 ความเสียหายของโครงสร้างจากการวิเคราะห์ pushover - y (แบบจำลองที่ M3A)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



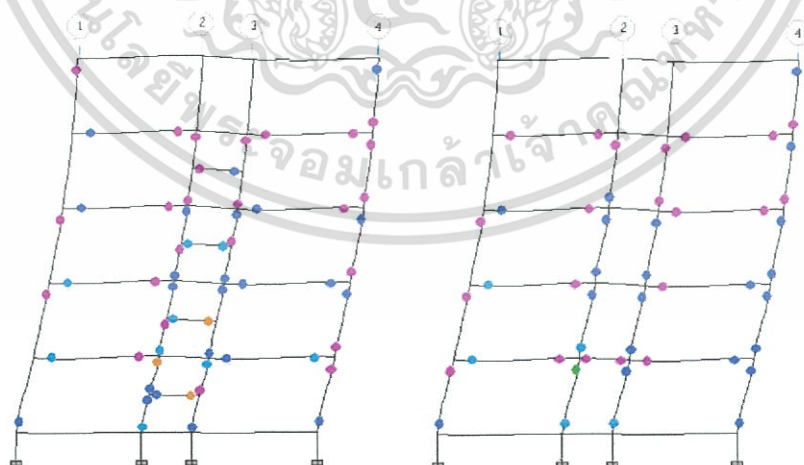
โครงข้อแข็งที่ A และ F - สถานะที่ 2

โครงข้อแข็งที่ B, C, D และ E
สถานะที่ 2



โครงข้อแข็งที่ A และ F - สถานะที่ 3

โครงข้อแข็งที่ B, C, D และ E
สถานะที่ 3

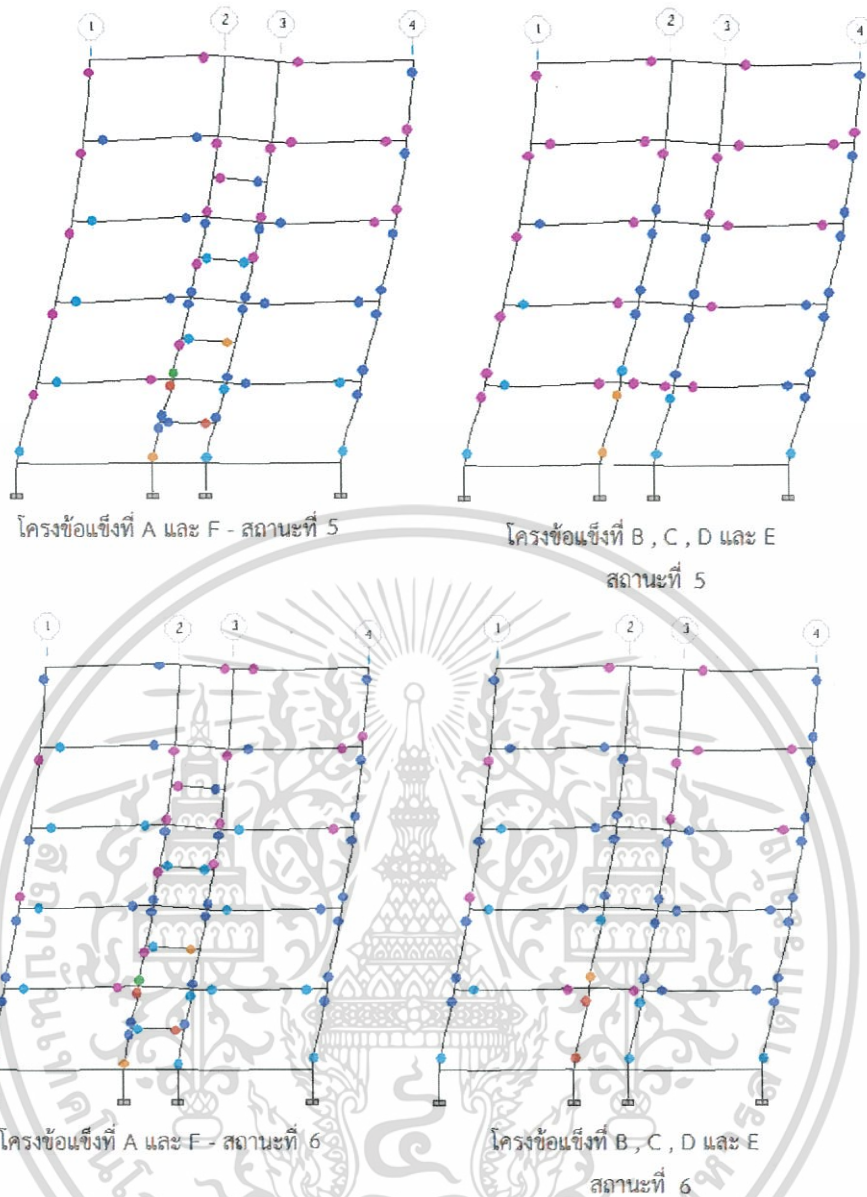


โครงข้อแข็งที่ A และ F - สถานะที่ 4

โครงข้อแข็งที่ B, C, D และ E
สถานะที่ 4

รูปที่ 4.104 ความเสียหายของโครงสร้างจากการวิเคราะห์ pushover - y (แบบจำลองที่ M3A)
(ต่อ)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 4.104 ความเสียหายของโครงสร้างจากการวิเคราะห์ pushover – y (แบบจำลองที่ M3A) (ต่อ)

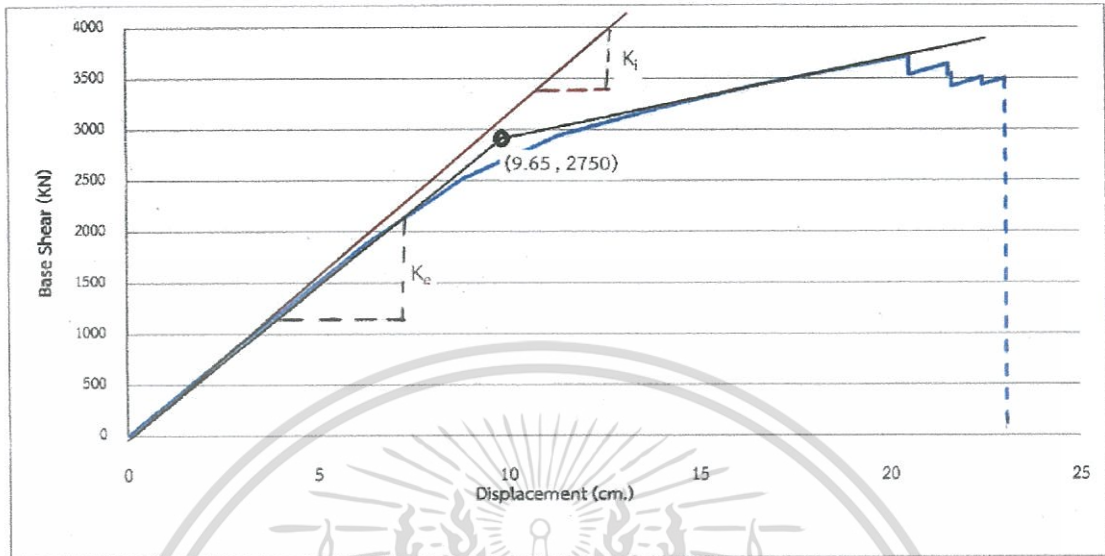
นอกจากนี้จะเห็นได้ว่า ความเสียหายของเสาที่เกิดขึ้นนั้น โดยเฉพาะเสา C2 - line A ,F และ เสา C2 – line B , E จะเกิดความเสียหายรุนแรงกว่า เสาในตำแหน่งอื่นๆ เนื่องจากผลของสติเฟนสของโครงสร้างบันไดจะดึงจุดแรงแผ่นดินไหวเข้าสู่ชั้นส่วนของโครงสร้างโดยรอบบันไดเป็นเหตุให้เกิดแรงภายในเยอะขึ้น

การประเมินระดับสมรรถนะของโครงสร้าง

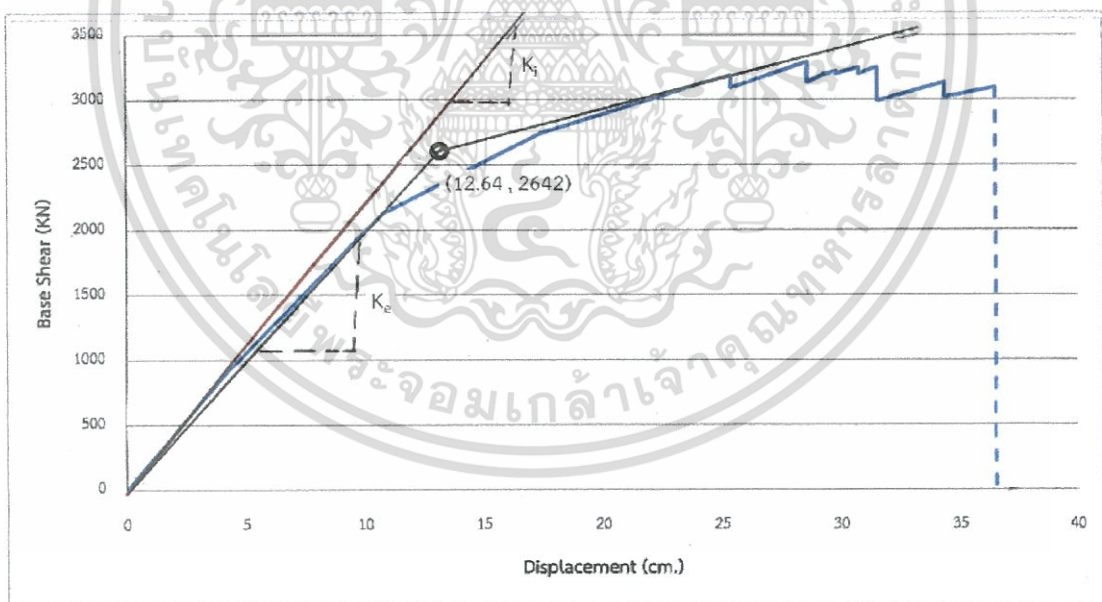
ค่าการเคลื่อนตัวเป้าหมายภายใต้แรงกระทำในทิศทาง x และ y สามารถคำนวณได้โดยอาศัยกราฟความสัมพันธ์ในอุดมคติระหว่างแรงเฉือนที่ฐานของอาคารกับค่าการเคลื่อนตัวของยอดอาคาร

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

(Idealized Force-Displacement Curve) ดังแสดงในรูปที่ 4.105 – 4.106 ตามลำดับ และ ตารางที่ 4.94



รูปที่ 4.105 กราฟของความสัมพันธ์ในอุดมคติระหว่างแรงเฉือนรวมที่ฐานและค่าการเคลื่อนตัวของจุดควบคุมที่ยอดอาคารภายใต้แรงกระทำในทิศทาง x (แบบจำลองที่ M3A)



รูปที่ 4.106 กราฟของความสัมพันธ์ในอุดมคติระหว่างแรงเฉือนรวมที่ฐานและค่าการเคลื่อนตัวของจุดควบคุมที่ยอดอาคารภายใต้แรงกระทำในทิศทาง y (แบบจำลองที่ M3A)

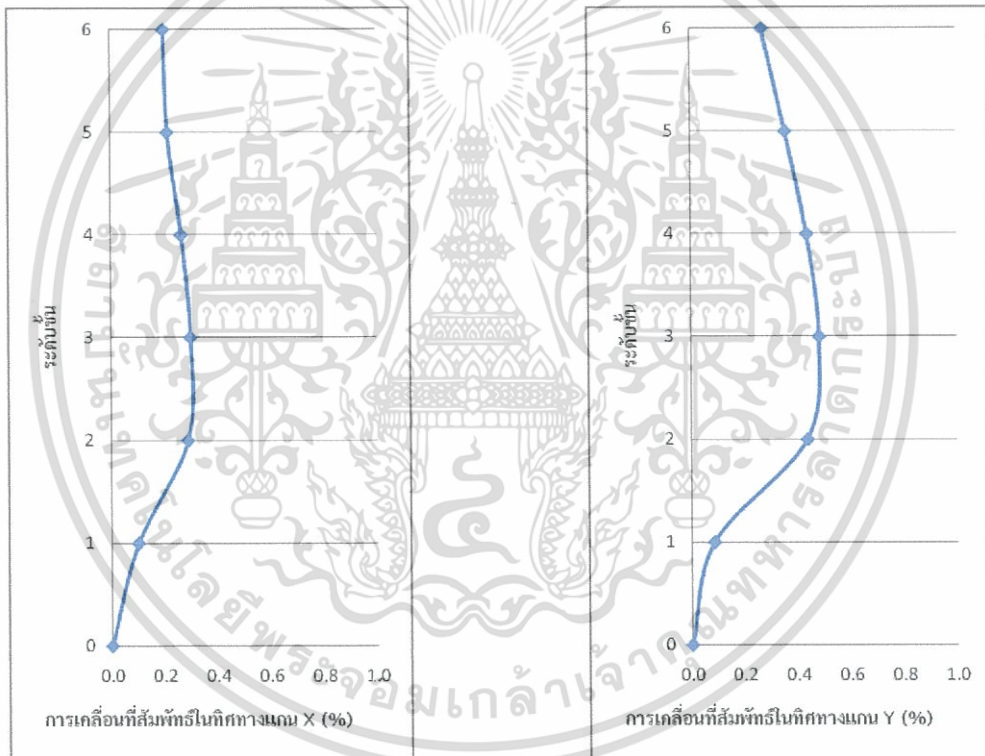
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ตารางที่ 4.94 ค่าตัวแปรสำหรับการคำนวณหาค่าการเคลื่อนตัวเป้าหมายของจุดควบคุม
(แบบจำลองที่ M3A)

ทิศทาง	C_0	C_1	C_2	S_a	T_e	δ_t (cm.)	แรงเฉือนรวมที่ฐาน (KN) (สปส.)
X	1.3	0.989	1	0.154	0.892	3.91	1183 (0.116)
y	1.3	1	1	0.159	1.085	6.04	1291 (0.126)

จากตารางที่ 4.94 ค่าการเคลื่อนตัวเป้าหมายของจุดควบคุมที่ใช้สำหรับการวิเคราะห์มีค่าเท่ากับ 3.91 เซนติเมตร และ 6.04 เซนติเมตร ในทิศทางแกน x และ y ตามลำดับ

ค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นของอาคารตัวอย่างภายใต้แรงกระทำแบบ monotonic สำหรับทิศทางแกน x และ y แสดงในรูปที่ 4.107



รูปที่ 4.107 การเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นภายใต้แรงกระทำทางข้างแบบ monotonic ในทิศทางแกน x (ซ้าย) และ y (ขวา) (แบบจำลองที่ M3A)

จากรูปที่ 4.107 พบว่าค่าเปอร์เซ็นต์การเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นสูงสุด มีค่าไม่เกินกว่าค่าที่ยอมให้ที่ระดับสมรรถนะเข้าใช้สอยได้ทันที (IO) ระดับสมรรถนะปลอดภัยต่อชีวิต (LS) และระดับสมรรถนะป้องกันการพังทลาย (CP) นั่นคือ 1% 2% และ 4% ตามลำดับ

ผลของการประเมิน เมื่อทำการผลึกอาคารไปจนถึงค่า target displacement ในทิศทางแกน x และ y แล้วแสดงในตารางที่ 4.95 – 4.96

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ตารางที่ 4.95 Force – Displacement และ ผลประเมินความเสียหายขององค์อาคารจากวิธี
สถิตย์ไม่เชิงเส้นในทิศทาง x (แบบจำลองที่ M3A)

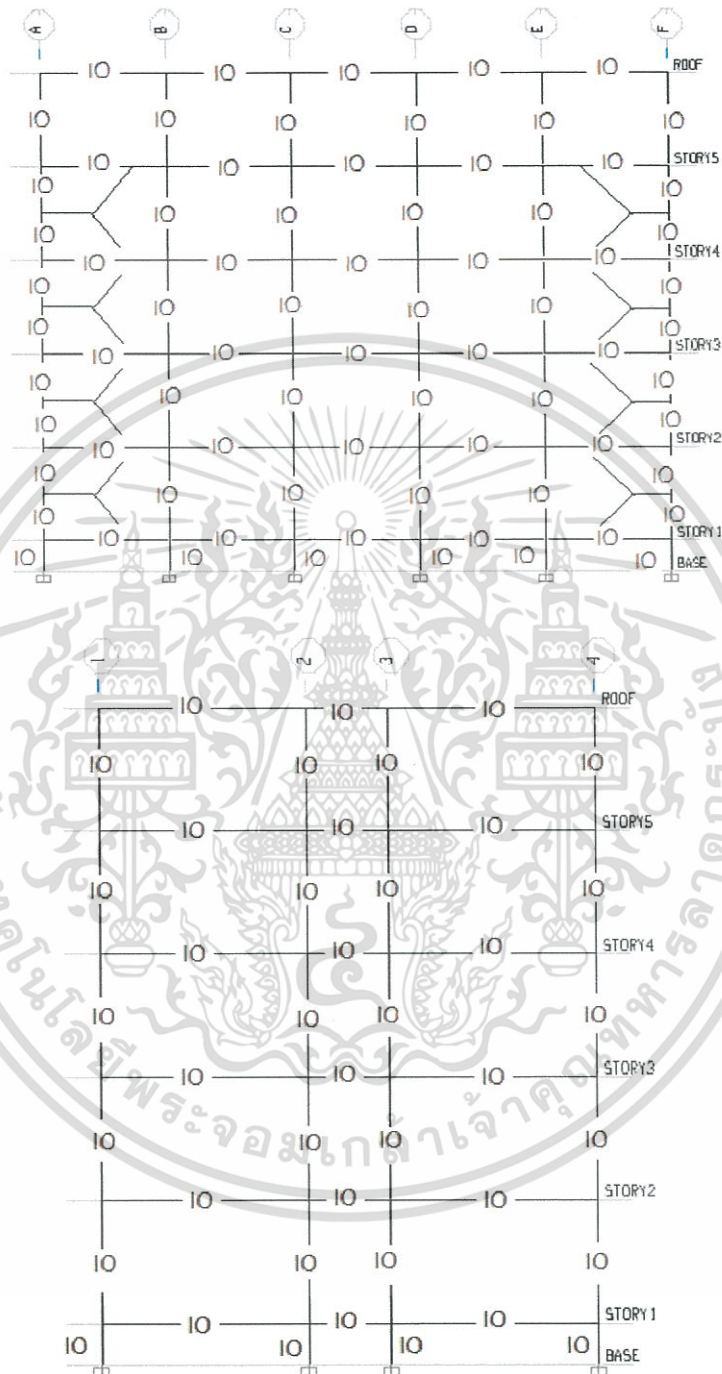
step	Displacement (cm)	Base Force (kN)	ปริมาณความเสียหาย			
			B - IO	IO - LS	LS - CP	>CP
0	0.000	0.000	0	0	0	0
1	0.391	118.364	0	0	0	0
2	0.782	236.728	0	0	0	0
3	1.173	355.092	0	0	0	0
4	1.564	473.456	0	0	0	0
5	1.955	591.819	0	0	0	0
6	2.346	710.183	0	0	0	0
7	2.737	828.546	0	0	0	0
8	3.128	946.909	0	0	0	0
9	3.519	1065.272	0	0	0	0
10	3.777	1143.753	4	0	0	0
11	3.909	1183.139	4	0	0	0

ตารางที่ 4.96 Force – Displacement และ ผลประเมินความเสียหายขององค์อาคารจากวิธี
สถิตย์ไม่เชิงเส้นในทิศทาง y (แบบจำลองที่ M3A)

step	Displacement (cm)	Base Force (kN)	ปริมาณความเสียหาย			
			B - IO	IO - LS	LS - CP	>CP
0	0.000	0.000	0	0	0	0
1	0.604	130.470	0	0	0	0
2	1.208	260.947	0	0	0	0
3	1.812	391.430	0	0	0	0
4	2.416	521.920	0	0	0	0
5	3.020	652.416	0	0	0	0
6	3.624	782.919	0	0	0	0
7	4.228	913.428	2	0	0	0
8	4.617	995.918	4	0	0	0
9	5.221	1121.653	4	0	0	0
10	6.040	1291.394	6	0	0	0

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

จากผลการวิเคราะห์และประเมิน พบว่า องค์อาคารทุกองค์อาคารมีกำลังต้านทานแรงที่เพียงพอต่อระดับสมรรถนะเข้าใช้สอยได้ทันที (IO) แสดงในรูปที่ 4.108

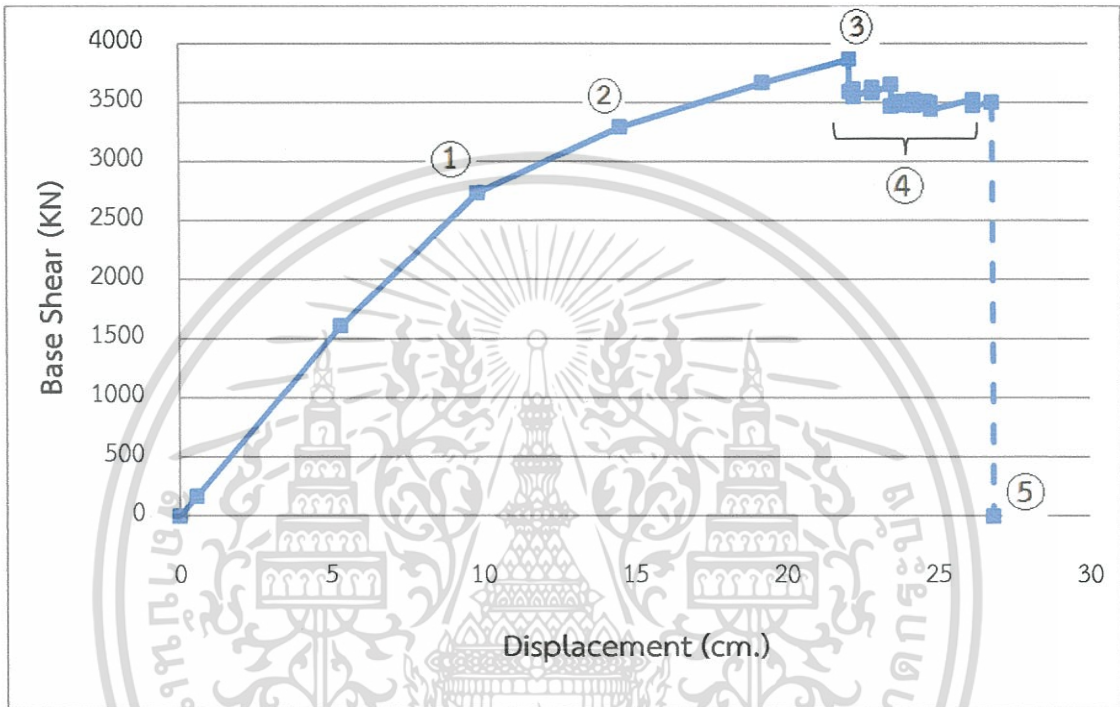


รูปที่ 4.108 ระดับสมรรถนะของโครงสร้างคานและเสา (แบบจำลองที่ M3A)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

4.3.4 ความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวและผลการประเมินของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก เมื่อพิจารณาผลของบันได และ กำแพงอิฐก่อของอาคารหอพักอาศัยตัวอย่างแบบที่ 1 (แบบจำลองที่ M4A)

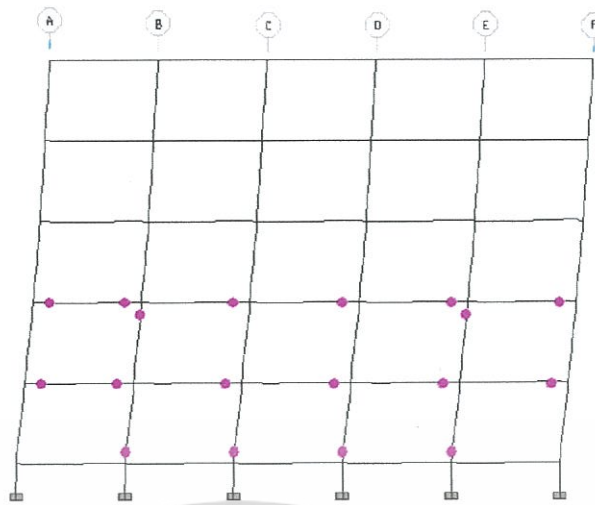
ในการผลักอาคารในทิศทางแกน x (pushover - x) ผลการวิเคราะห์ และ พฤติกรรมของโครงสร้าง ถูกแสดงด้วยกราฟ pushover curve ดังแสดงในรูปที่ 4.109



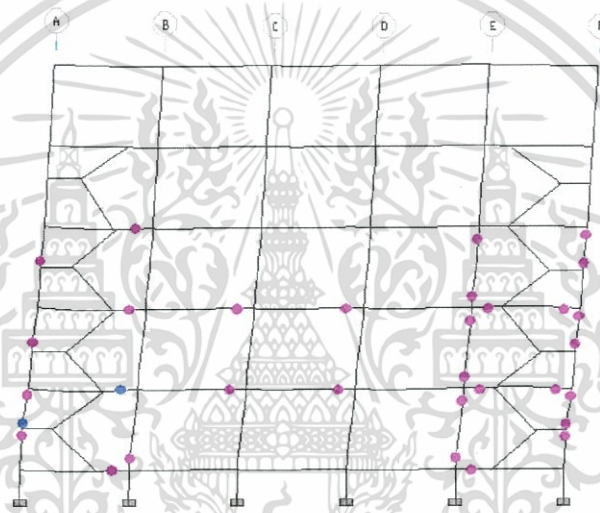
รูปที่ 4.109 กราฟ pushover curve ในทิศทางแกน x ของแบบจำลองที่ M4A

ในภาพรวมโครงสร้างเริ่มเกิดการวิบัติ เมื่อรับแรงแผ่นดินไหวจนเกินช่วงอิลาสติก โดยเริ่มจาก คาน B1 ในชั้นที่ 2-3 เกิดการร้าว เสาค 1 ในชั้นที่ 1-2 เกิดการร้าวเพียงบางส่วน เสาค 2 - line A ,F (โครงสร้างเสาที่เชื่อมติดกับบันได) และเสาค 2 - line E (โครงสร้างเสาบริเวณรอบบันได) เกิดการร้าวที่ชั้น 1-3 (สถานะที่ 1) ที่แรงกระทำทางข้าง 2737.26 kN (ส.ป.ส. แรงเฉือนที่ฐาน 0.268) การเคลื่อนตัวด้านข้าง 9.85 cm. (0.615% เทียบกับความสูง) เมื่อโครงสร้างรับแรงกระทำทางข้างเพิ่มขึ้นทำให้ คาน B1 ในชั้นที่ 1 และ 4-5 เกิดการร้าวเป็นบางส่วน และ คาน B1 ในชั้นที่ 2-3 เกิดความเสียหายในระดับเข้าใช้สอยได้ทันที (IO) เป็นบางส่วน เสาค 1 ในชั้นที่ 1-5 เกิดการร้าว เสาค 2 - line A ,F และ เสาค 2 - line E เกิดความเสียหายในระดับเข้าใช้สอยได้ทันที (IO) ในชั้นที่ 1-3 และเสาค 2 - line B (โครงสร้างเสาบริเวณรอบบันได) เกิดการร้าวในชั้นที่ 1-3 นอกจากนี้ยังพบว่าเสาค 2 ที่ตำแหน่งอื่นๆ ในชั้นที่ 1-5 เกิดการร้าวเป็นบางส่วนเช่นกัน (สถานะที่ 2) ที่แรงกระทำทางข้าง 3294.06 kN (ส.ป.ส. แรงเฉือนที่ฐาน 0.321) การเคลื่อนตัวด้านข้าง 14.53

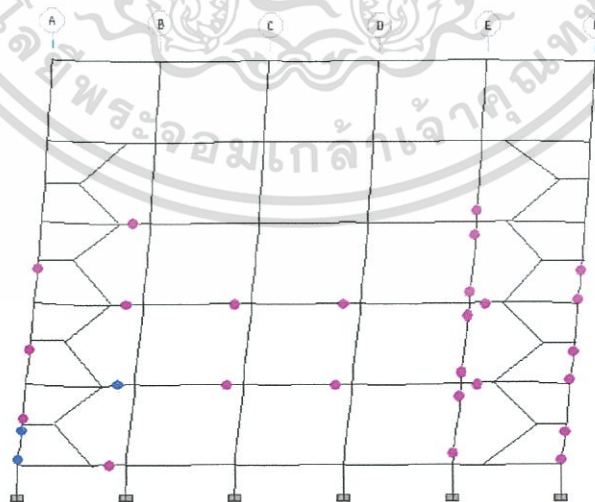
cm. (0.908% เทียบกับความสูง) และเมื่อโครงสร้างรับแรงกระทำทางข้างจนถึงแรงกระทำสูงสุด ส่งผลให้คาน B1 ในชั้นที่ 2-3 เกิดความเสียหายในระดับเข้าใช้สอยได้ทันที (IO) เพิ่มเติมจากเดิมมากขึ้น ขณะที่ ในชั้นที่ 4-5 เกิดการครากจากเดิมมากขึ้นเช่นกัน เสา C1 ในชั้นที่ 1-3 และ 5 เกิดความเสียหายในระดับเข้าใช้สอยได้ทันที (IO) เสา C2 ในชั้นที่ 1 และ 3 เกิดความเสียหายในระดับเข้าใช้สอยได้ทันที (IO) เป็นบางส่วน ในชั้นที่ 2-5 เกิดการครากจากเดิมเพิ่มมากขึ้น เสา C2 – line B เกิดความเสียหายในระดับเข้าใช้สอยได้ทันที (IO) ในชั้นที่ 1-3 และ เสา C2 - line A ,F ในชั้นที่ 1 เกิดความเสียหายในระดับปลอดภัยต่อชีวิต (LS) (สถานะที่ 3) ที่แรงกระทำทางข้าง 3868.66 kN (ส.ป.ส. แรงเฉือนที่ฐาน 0.378) การเคลื่อนตัวด้านข้าง 22.13 cm. (1.38% เทียบกับความสูง) และเมื่อโครงสร้างรับแรงกระทำต่อไป ส่งผลให้ เสา C2 - line A ,F ซึ่งเป็นโครงสร้างเสาที่เชื่อมติดกับบันไดในชั้นที่ 1 เริ่มเกิดการวิบัติ ร่วมกับ เกิดความเสียหายในระดับปลอดภัยต่อชีวิต (LS) เป็นผลให้ความสามารถในการต้านทานแรงทางข้างของโครงสร้างลดลงเล็กน้อยเป็นลักษณะฟันเลื่อย (สถานะที่ 4) และเกิดการวิบัติในที่สุด โดยที่ โครงสร้างจะเกิดการวิบัติเมื่อ เสา C2 - line A ,F ในชั้นที่ 1 เกิดการวิบัติ (สถานะที่ 5) ลักษณะความเสียหายและรูปแบบการพังทลายของโครงสร้างแสดงในรูปที่ 4.110 ซึ่งจะเห็นได้ว่า ลักษณะการวิบัติและความเสียหายที่เกิดขึ้น จะคล้ายกันกับโครงสร้างเมื่อพิจารณาผลของบันไดแต่ไม่ได้พิจารณาผลของกำแพงอิฐก่อ (แบบจำลองที่ M3A) สำหรับ pushover- x



โครงข้อแข็งที่ 1 และ 4 - สถานะที่ 1



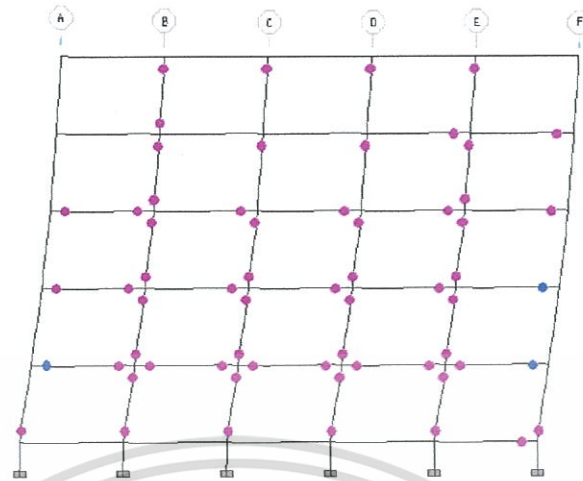
โครงข้อแข็งที่ 2 - สถานะที่ 1



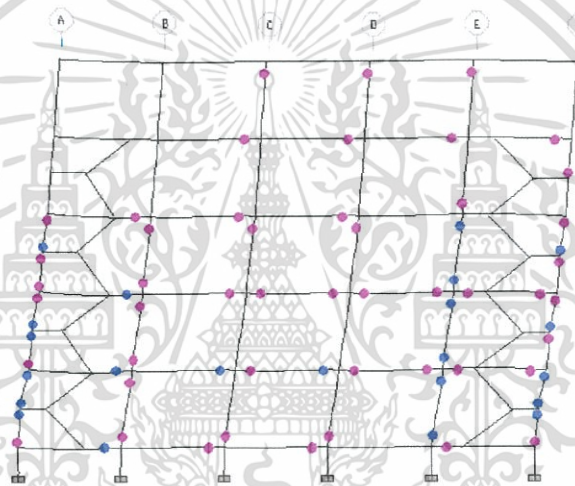
โครงข้อแข็งที่ 3 - สถานะที่ 1

รูปที่ 4.110 ความเสียหายของโครงสร้างจากการวิเคราะห์ pushover - x (แบบจำลองที่ M4A)

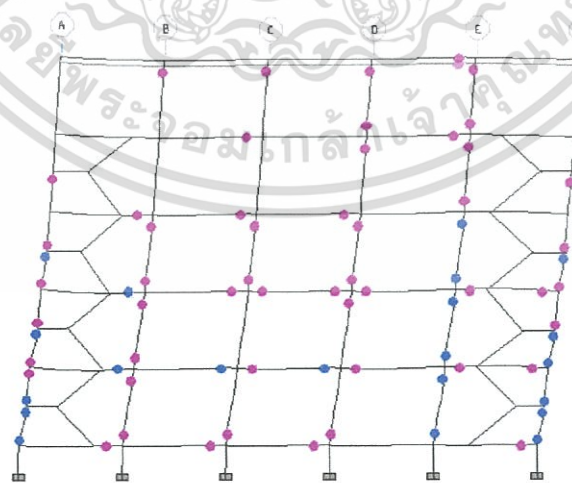
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



โครงข้อแข็งที่ 1 และ 4 - สถานะที่ 2



โครงข้อแข็งที่ 2 - สถานะที่ 2

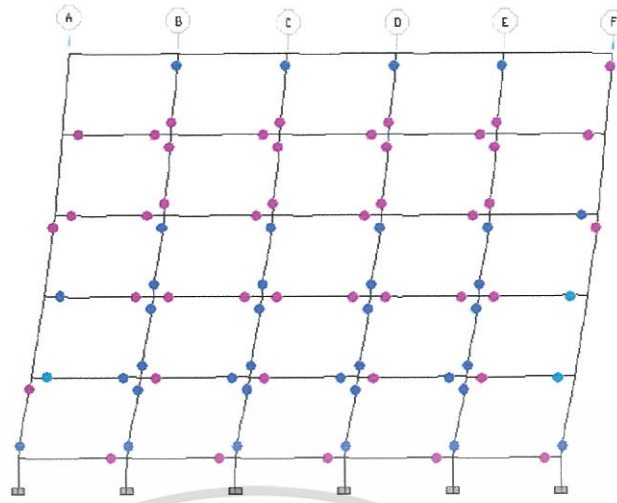


โครงข้อแข็งที่ 3 - สถานะที่ 2

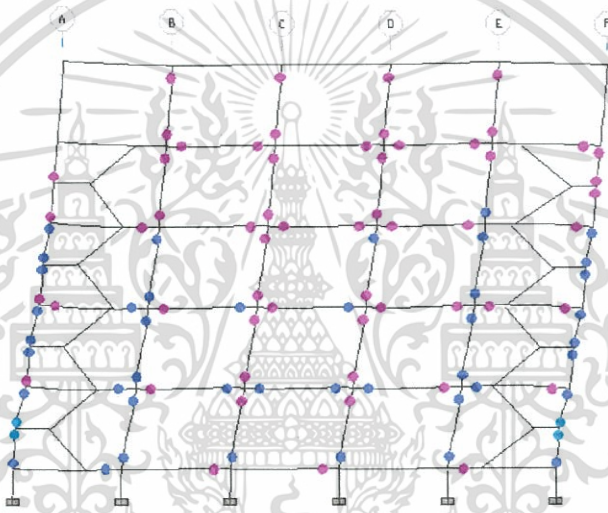
รูปที่ 4.110 ความเสียหายของโครงสร้างจากการวิเคราะห์ pushover – x (แบบจำลองที่ M4A)

(ต่อ)

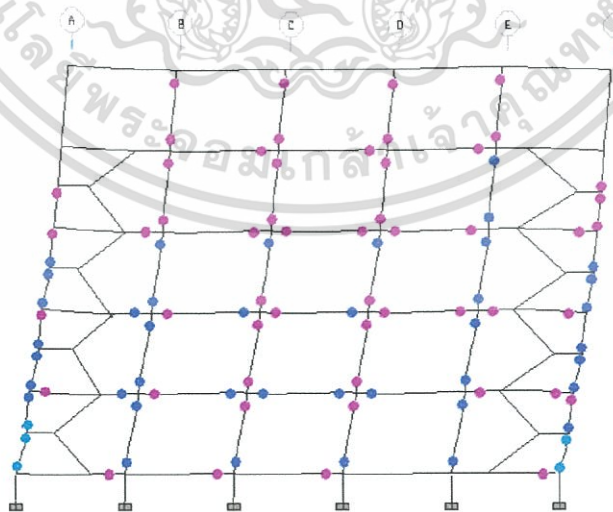
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



โครงข้อแข็งที่ 1 และ 4 - สถานะที่ 3



โครงข้อแข็งที่ 2 - สถานะที่ 3

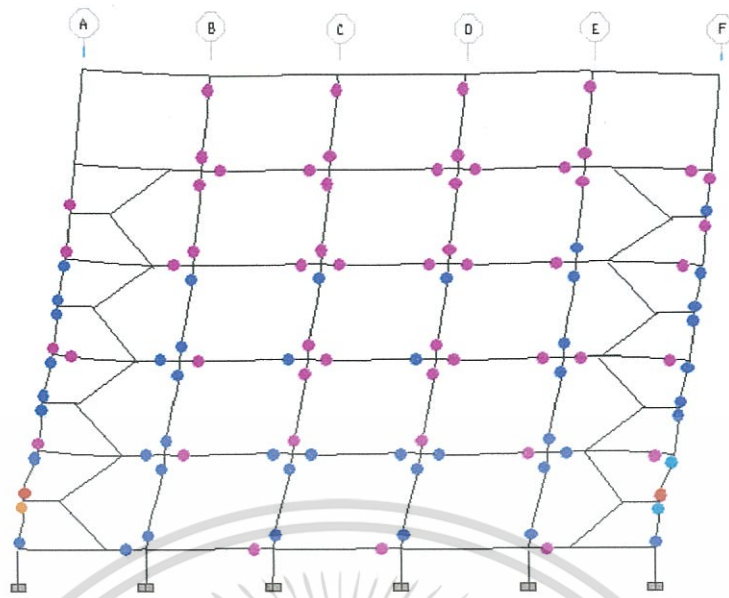


โครงข้อแข็งที่ 3 - สถานะที่ 3

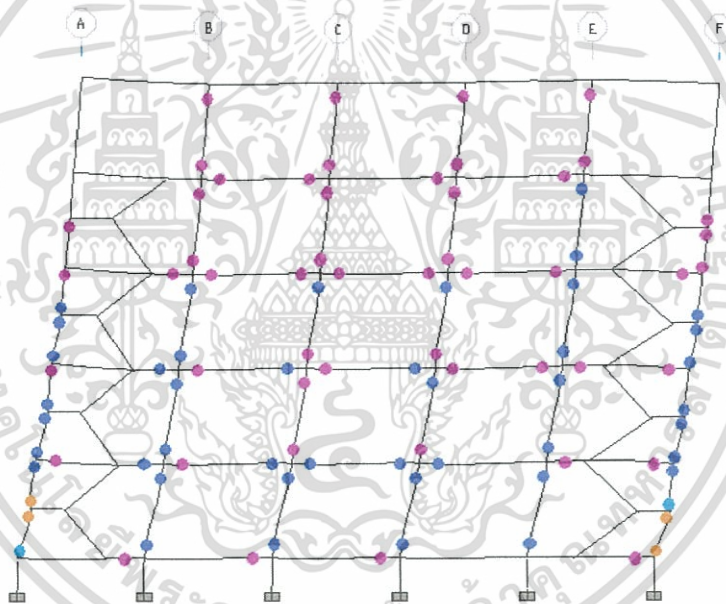
รูปที่ 4.110 ความเสียหายของโครงสร้างจากการวิเคราะห์ pushover - x (แบบจำลองที่ M4A)

(ต่อ)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



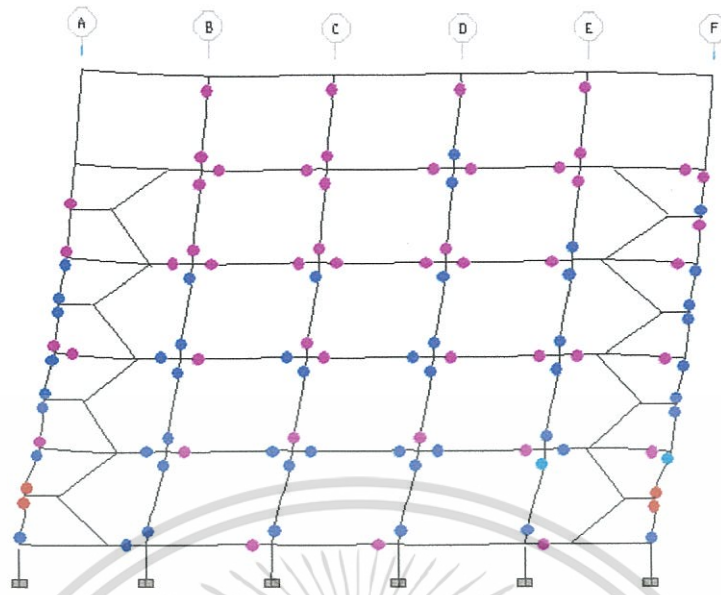
โครงข้อแข็งที่ 2 - สถานะที่ 4



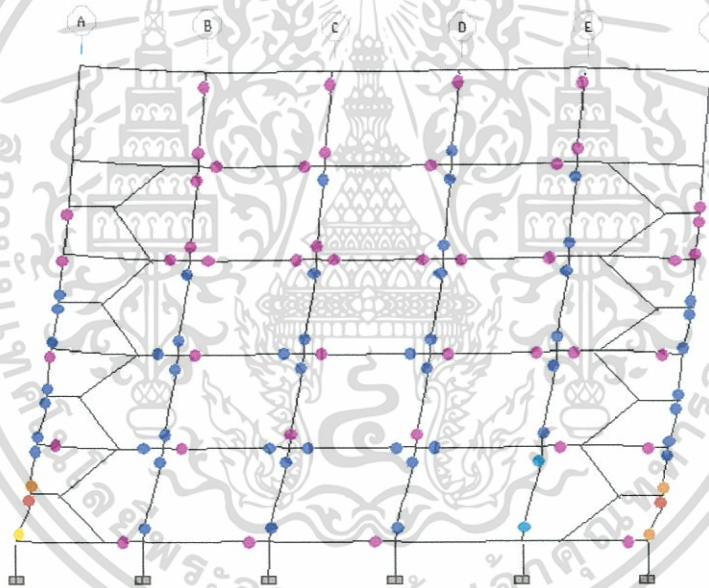
โครงข้อแข็งที่ 3 - สถานะที่ 4

รูปที่ 4.110 ความเสียหายของโครงสร้างจากการวิเคราะห์ pushover - x (แบบจำลองที่ M4A)
(ต่อ)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



โครงข้อแข็งที่ 2 - สถานะที่ 5

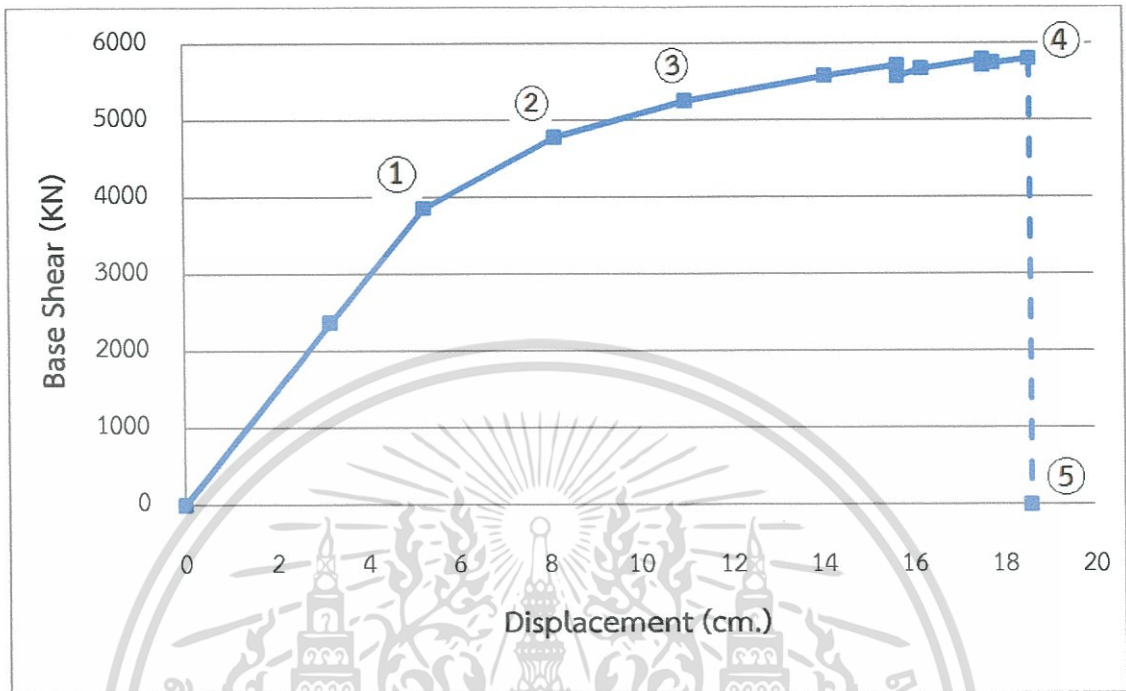


โครงข้อแข็งที่ 3 - สถานะที่ 5

รูปที่ 4.110 ความเสียหายของโครงสร้างจากการวิเคราะห์ pushover - x (แบบจำลองที่ M4A)
(ต่อ)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ในการผลักรูปอาคารในทิศทางแกน y (pushover - y) ผลการวิเคราะห์ และ พฤติกรรมของโครงสร้าง ถูกแสดงด้วยกราฟ pushover curve ดังแสดงในรูปที่ 4.111

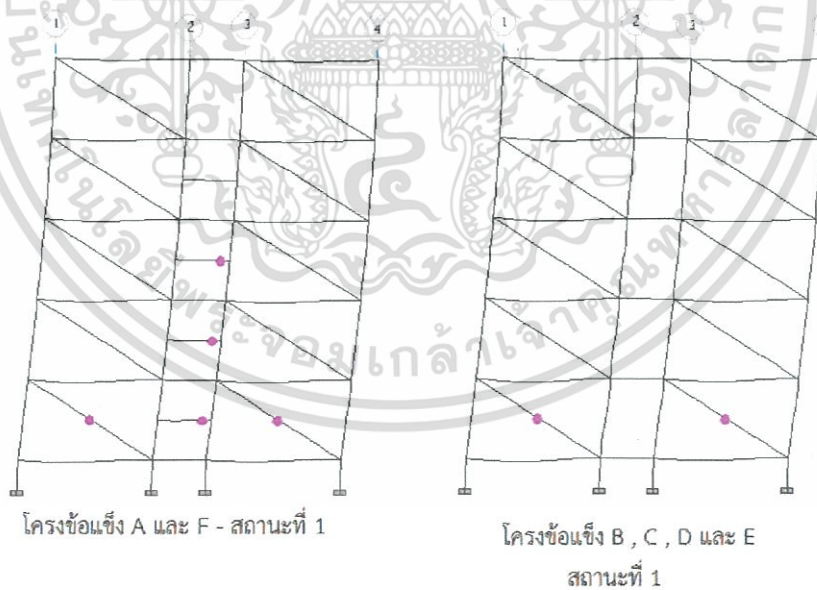


รูปที่ 4.111 กราฟ pushover curve ในทิศทางแกน y ของแบบจำลองที่ M4A

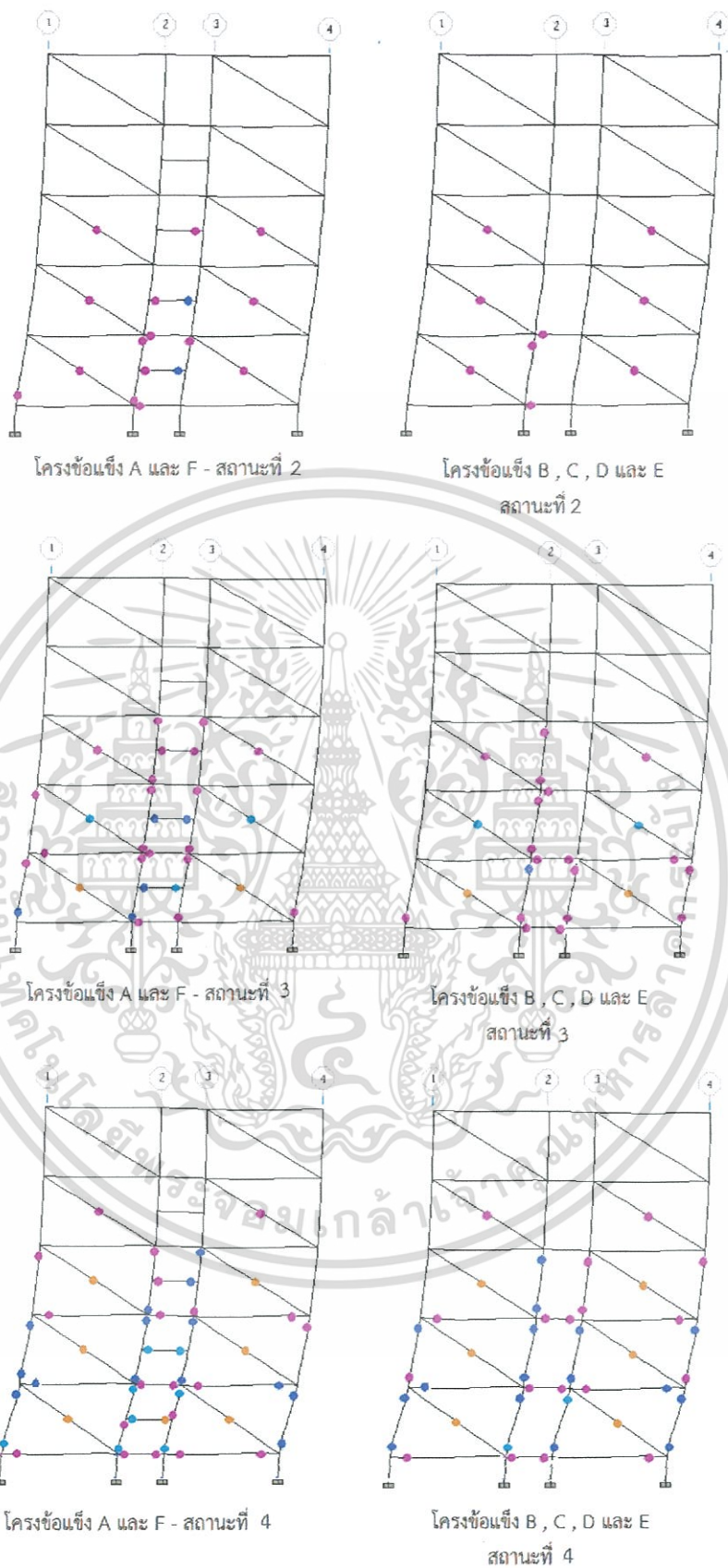
ในภาพรวมโครงสร้างเริ่มเกิดการวิบัติ เมื่อรับแรงแผ่นดินไหวจนเกินช่วงอิลาสติก โดยเริ่มจากการแตกร้าวของกำแพงอิฐก่อในชั้นที่ 1 ร่วมกับการครากของคานที่ขานพักบันได BST1 ในชั้นที่ 1-3 (สถานะที่ 1) ที่แรงกระทำทางข้าง 3859.64 kN (ส.ป.ส. แรงเฉือนที่ฐาน 0.377) การเคลื่อนตัวด้านข้าง 5.26 cm. (0.328% เทียบกับความสูง) และเมื่อโครงสร้างรับแรงกระทำทางข้างเพิ่มขึ้นไปอีก เป็นผลให้กำแพงอิฐก่อในชั้นที่ 2-3 เกิดการแตกร้าวร่วมกับการครากของคาน B3 ในชั้นที่ 1-2 คาน BST1 ในชั้นที่ 1-2 เกิดความเสียหายในระดับเข้าใช้สอยได้ทันที (IO) เสา C1 และ C2 ในชั้นที่ 1 เกิดการครากบางส่วน (สถานะที่ 2) ที่แรงกระทำทางข้าง 4781.39 kN (ส.ป.ส. แรงเฉือนที่ฐาน 0.467) การเคลื่อนตัวด้านข้าง 8.151 cm. (0.51% เทียบกับความสูง) เมื่อโครงสร้างต้องรับแรงกระทำทางข้างต่อไป เป็นผลให้กำแพงอิฐก่อในชั้นที่ 1-2 เกิดการวิบัติ คาน B2 ในชั้นที่ 2 เกิดการคราก เสา C1 ในชั้นที่ 1 เกิดการครากร่วมกับเกิดความเสียหายในระดับเข้าใช้สอยได้ทันที (IO) เสา C2 ในชั้นที่ 1-3 เกิดการคราก และพบความเสียหายในชั้นที่ 1 ในระดับเข้าใช้สอยได้ทันที (IO) (สถานะที่ 3) ที่แรงกระทำทางข้าง 5254.81 kN (ส.ป.ส. แรงเฉือนที่ฐาน 0.513) การเคลื่อนตัวด้านข้าง 11.02 cm. (0.689% เทียบกับความสูง) และเมื่อโครงสร้างต้องรับแรงกระทำทางข้างเพิ่มขึ้นไปอีกจนถึงแรงกระทำทางข้างสูงสุด เป็นผลให้กำแพงอิฐก่อในชั้นที่ 3 เกิดการวิบัติ และในชั้นที่ 4 เกิดการแตกร้าว คาน BST1 ในชั้นที่ 1 เกิดการวิบัติ ในชั้นที่ 2 เกิดความเสียหายในระดับ

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ปลอดภัยต่อชีวิต (LS) และในชั้นที่ 3 เกิดความเสียหายในระดับเข้าใช้สอยได้ทันที (IO) คาน B2 ในชั้นที่ 1 และ 3 เกิดการคราก ในชั้นที่ 2 เกิดความเสียหายในระดับเข้าใช้สอยได้ทันที (IO) คาน B3 ในชั้นที่ 3 เกิดการคราก เสา C1 ในชั้นที่ 1-2 เกิดความเสียหายในระดับเข้าใช้สอยได้ทันที (IO) เสา C2 ในชั้นที่ 1 เกิดความเสียหายในระดับปลอดภัยต่อชีวิต (LS) ในชั้นที่ 2 เกิดความเสียหายในระดับเข้าใช้สอยได้ทันที (IO) และในชั้นที่ 3 เกิดการครากร่วมกับเกิดความเสียหายในระดับเข้าใช้สอยได้ทันที (IO) (สถานะที่ 4) ที่แรงกระทำทางข้าง 5801.16 kN (ส.ป.ส. แรงเฉือนที่ฐาน 0.566) การเคลื่อนตัวด้านข้าง 18.58 cm. (1.16% เทียบกับความสูง) ถึงแม้ว่า ผลของกำแพงอิฐก่อ และ สติฟเนสของโครงสร้างบันไดบางส่วน จะเพิ่มความสามารถในการรับแรงด้านข้างให้กับอาคาร แต่เนื่องจากกำแพงอิฐก่อนั้นมีความเปราะจึงเป็นผลให้กำแพงอิฐก่อรับแรงจนถึงความสามารถในการรับแรงสูงสุด กำแพงอิฐก่อจึงวิบัติ ซึ่งวิบัติในชั้นที่ 1-2 และ 3 (ตามลำดับ) และการวิบัติของกำแพงอิฐก่อเป็นเหตุให้ กำลังของโครงสร้างตกลงอย่างรวดเร็ว ประกอบกับ ผลของสติฟเนสของโครงสร้างบันไดดึงจุดแรงแผ่นดินไหวเข้าสู่ชั้นส่วนของโครงสร้างโดยรอบบันได (โครงสร้างเสา C2 – line A , F และ C2 – line B , D) เป็นเหตุให้เกิดแรงภายในเยอะขึ้น ดังนั้น จึงส่งผลให้เสา C2 เกิดการวิบัติ และ เกิดความเสียหายในระดับรุนแรงขึ้น โดยที่โครงสร้างจะเกิดการวิบัติ เมื่อเสา C2 – line A , F (โครงสร้างเสาที่เชื่อมติดกับบันได) และ เสา C1 ในชั้นที่ 1 เกิดการวิบัติ (สถานะที่ 5) ลักษณะความเสียหาย และ รูปแบบการพังทลายของโครงสร้างแสดงในรูปที่ 4.112

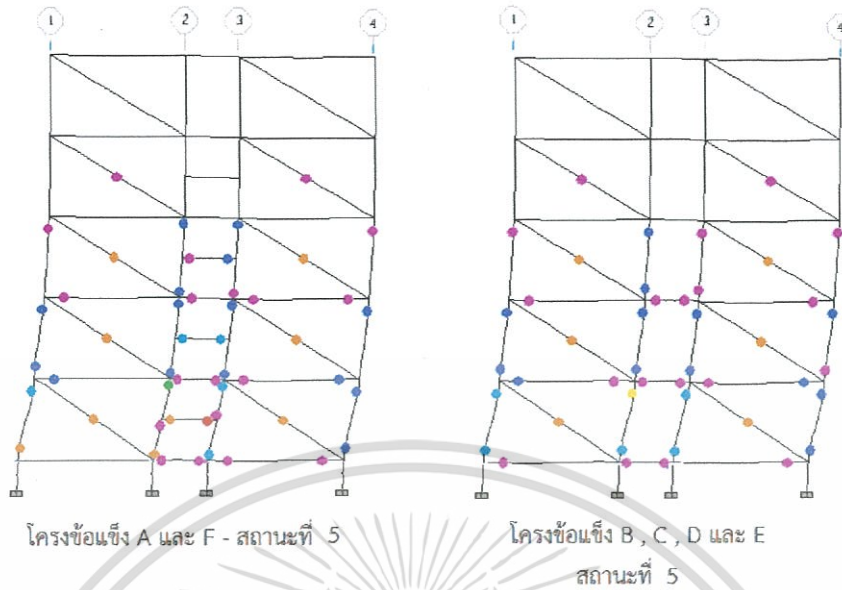


รูปที่ 4.112 ความเสียหายของโครงสร้างจากการวิเคราะห์ pushover – y (แบบจำลองที่ M4A)



รูปที่ 4.112 ความเสียหายของโครงสร้างจากการวิเคราะห์ pushover - y (แบบจำลองที่ M4A) (ต่อ)

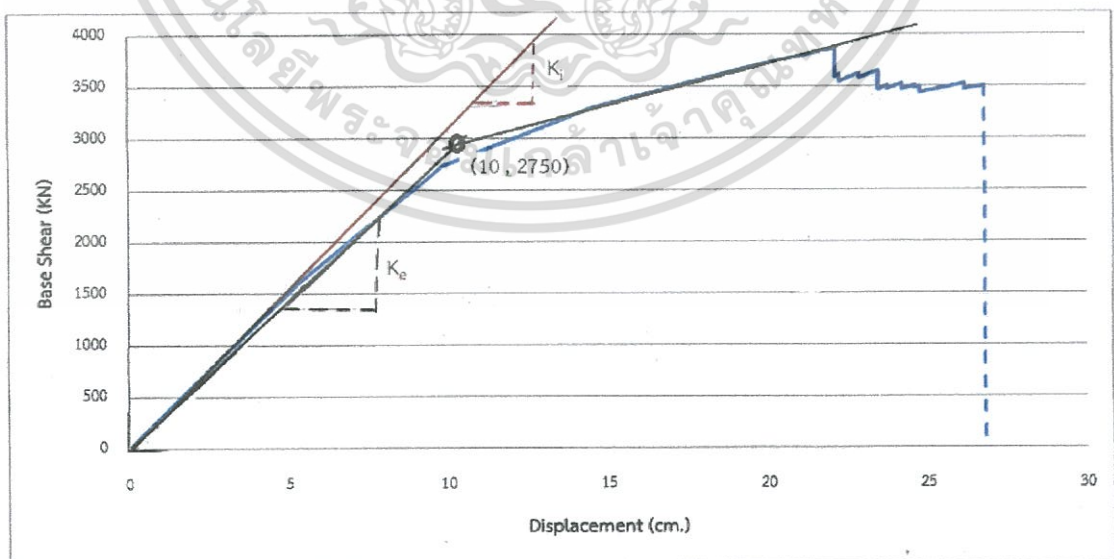
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 4.112 ความเสียหายของโครงสร้างจากการวิเคราะห์ pushover - y (แบบจำลองที่ M4A) (ต่อ)

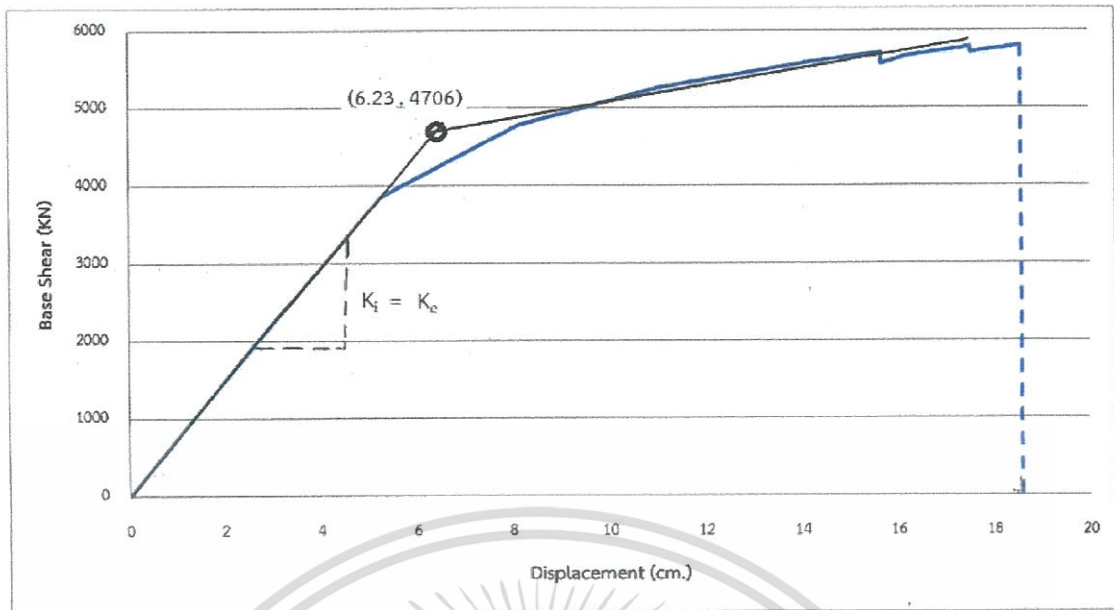
การประเมินระดับสมรรถนะของโครงสร้าง

ค่าการเคลื่อนตัวเป้าหมายภายใต้แรงกระทำในทิศทาง x และ y สามารถคำนวณได้โดยอาศัยกราฟความสัมพันธ์ในอุดมคติระหว่างแรงเฉือนที่ฐานของอาคารกับค่าการเคลื่อนตัวของยอดอาคาร (Idealized Force-Displacement Curve) ดังแสดงในรูปที่ 4.113 - 4.114 ตามลำดับ และ ตารางที่ 4.97



รูปที่ 4.113 กราฟของความสัมพันธ์ในอุดมคติระหว่างแรงเฉือนรวมที่ฐานและค่าการเคลื่อนตัวของจุดควบคุมที่ยอดอาคารภายใต้แรงกระทำในทิศทาง x (แบบจำลองที่ M4A)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 4.114 กราฟของความสัมพันธ์ในอุดมคติระหว่างแรงเฉือนรวมที่ฐานและค่าการเคลื่อนตัวของจุดควบคุมที่ยอดอาคารภายใต้แรงกระทำในทิศทาง y (แบบจำลองที่ M4A)

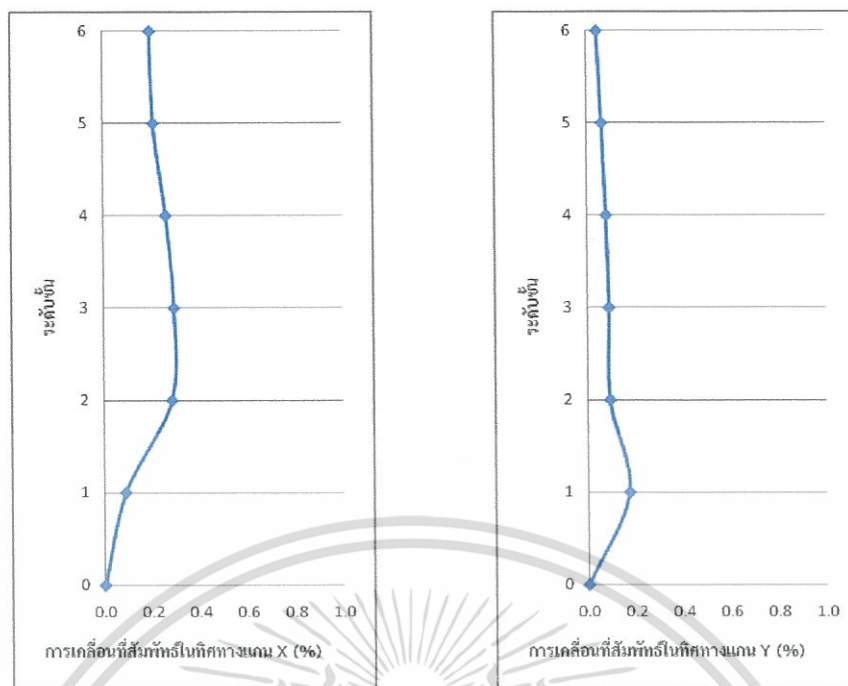
ตารางที่ 4.97 ค่าตัวแปรสำหรับการคำนวณหาค่าการเคลื่อนตัวเป้าหมายของจุดควบคุม (แบบจำลองที่ M4A)

ทิศทาง	C_0	C_1	C_2	S_a	T_e	δ_t (cm.)	แรงเฉือนรวมที่ฐาน (KN) (สปส.)
X	1.3	0.989	1	0.153	0.881	3.79	1151 (0.112)
y	1.3	0.959	1.002	0.140	0.542	1.27	919 (0.090)

จากตารางที่ 4.97 ค่าการเคลื่อนตัวเป้าหมายของจุดควบคุมที่ใช้สำหรับการวิเคราะห์มีค่าเท่ากับ 3.79 เซนติเมตร และ 1.27 เซนติเมตร ในทิศทางแกน x และ y ตามลำดับ

ค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นของอาคารตัวอย่างภายใต้แรงกระทำแบบ monotonic สำหรับทิศทางแกน x และ y แสดงในรูปที่ 4.115

จากรูปที่ 4.115 พบว่าค่าเปอร์เซ็นต์การเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นสูงสุด มีค่าไม่เกินกว่า ค่าที่ยอมให้ที่ระดับสมรรถนะเข้าใช้สอยได้ทันที (IO) ระดับสมรรถนะปลอดภัยต่อชีวิต (LS) และระดับสมรรถนะป้องกันการพังทลาย (CP) นั่นคือ 1% 2% และ 4% ตามลำดับ



รูปที่ 4.115 การเคลื่อนที่สัมพันธ์ระหว่างชั้นภายใต้แรงกระทำทางข้างแบบ monotonic ในทิศทางแกน x (ซ้าย) และ y (ขวา) (แบบจำลองที่ M4A)

ผลของการประเมิน เมื่อทำการผลักอาคารไปจนถึงค่า target displacement ในทิศทางแกน x และ y แล้วแสดงในตารางที่ 4.98 – 4.99

ตารางที่ 4.98 Force – Displacement และ ผลประเมินความเสียหายขององค์อาคารจากวิธีสถิติไม่เชิงเส้นในทิศทาง x (แบบจำลองที่ M4A)

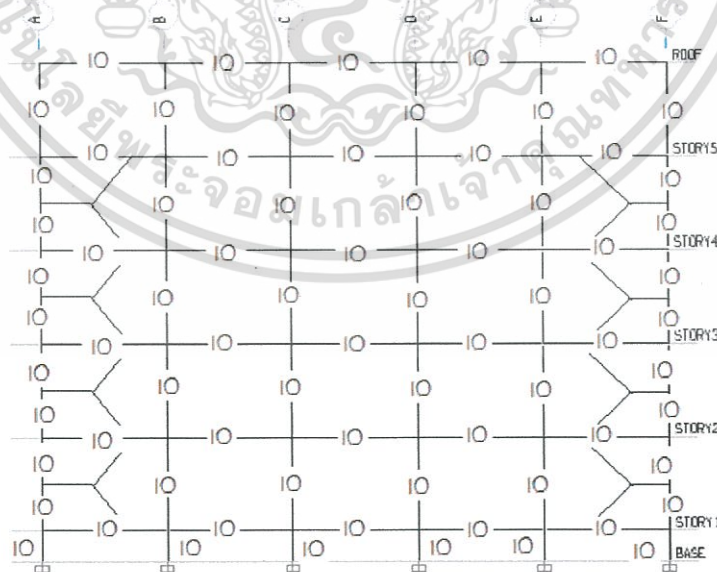
step	Displacement (cm)	Base Force (kN)	ปริมาณความเสียหาย			
			B - IO	IO - LS	LS - CP	>CP
0	0.000	0.000	0	0	0	0
1	0.379	114.864	0	0	0	0
2	0.554	168.062	0	0	0	0
3	0.933	283.132	0	0	0	0
4	1.403	426.169	0	0	0	0
5	1.819	552.652	0	0	0	0
6	2.304	699.813	0	0	0	0
7	2.958	898.792	0	0	0	0
8	3.632	1103.794	2	0	0	0
9	3.789	1151.517	4	0	0	0

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่นิยมนำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ตารางที่ 4.99 Force – Displacement และ ผลประเมินความเสียหายขององค์อาคารจากวิธี
สถิติไม่เชิงเส้นในทิศทาง y (แบบจำลองที่ M4A)

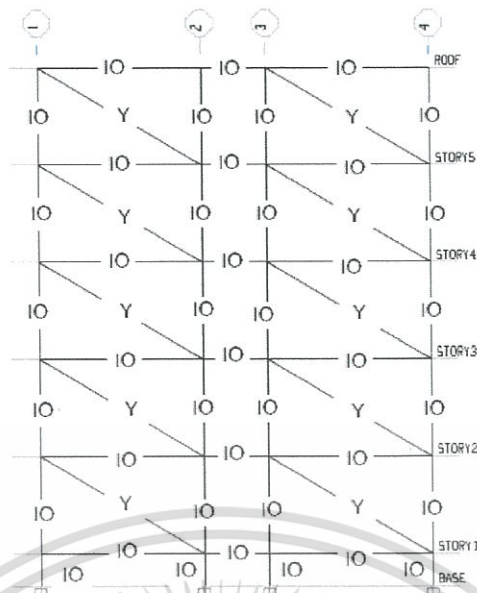
step	Displacement (cm)	Base Force (kN)	ปริมาณความเสียหาย			
			B - IO	IO - LS	LS - CP	>CP
0	0.000	0.000	0	0	0	0
1	0.016	8.299	0	0	0	0
2	0.201	121.479	0	0	0	0
3	0.329	212.054	0	0	0	0
4	0.525	358.198	0	0	0	0
5	0.652	453.840	0	0	0	0
6	0.779	549.493	0	0	0	0
7	0.906	645.138	0	0	0	0
8	1.033	740.796	0	0	0	0
9	1.160	836.446	0	0	0	0
10	1.270	919.218	0	0	0	0

จากผลการวิเคราะห์และประเมิน พบว่า องค์อาคารทุกองค์อาคารมีกำลังต้านทานแรงที่
เพียงพอต่อระดับสมรรถนะเข้าใช้สอยได้ทันที (IO) แสดงในรูปที่ 4.116



รูปที่ 4.116 ระดับสมรรถนะของโครงสร้างคานและเสา (แบบจำลองที่ M4A)

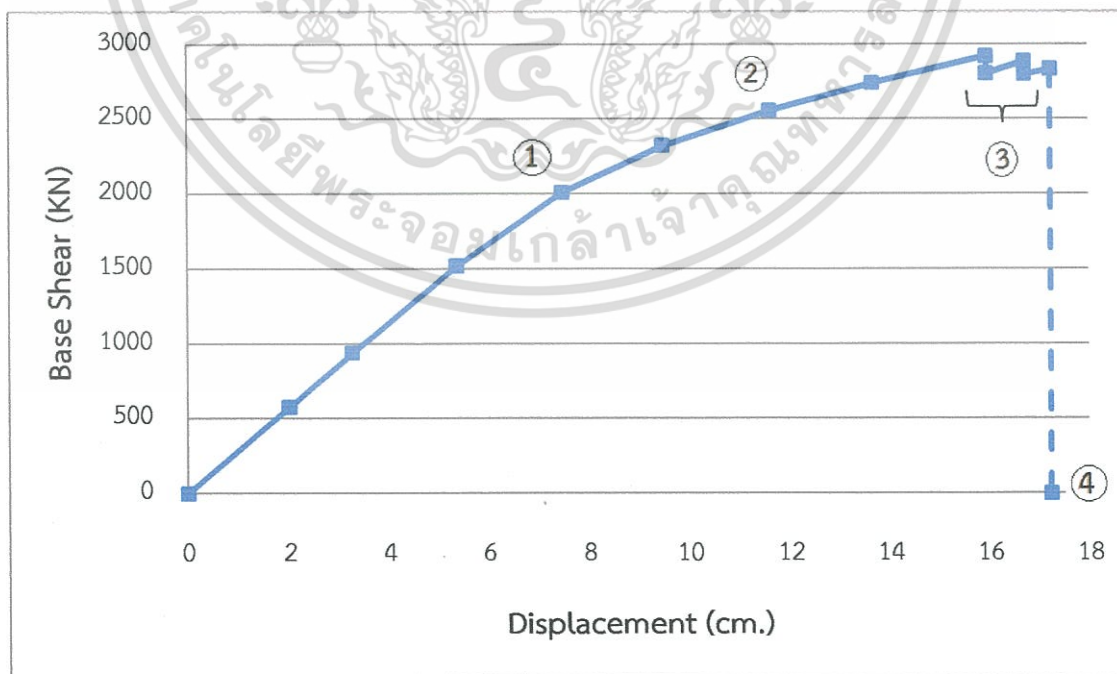
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 4.116 ระดับสมรรถนะของโครงสร้างคานและเสา (แบบจำลองที่ M4A) (ต่อ)

4.3.5 ความสามารถด้านทานแรงแผ่นดินไหวและผลการประเมินของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก เมื่อพิจารณาผลของบันได แต่ไม่ได้พิจารณาผลของกำแพงอิฐก่อ ของอาคารหอพักอาศัยตัวอย่างแบบที่ 2 (แบบจำลองที่ M3B)

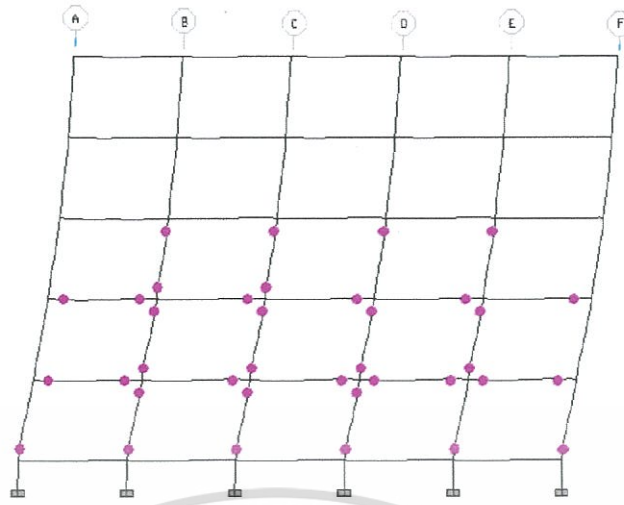
ในการผลักอาคารในทิศทางแกน x (pushover - x) ผลการวิเคราะห์ และ พฤติกรรมของโครงสร้าง ถูกแสดงด้วยกราฟ pushover curve ดังแสดงในรูปที่ 4.117



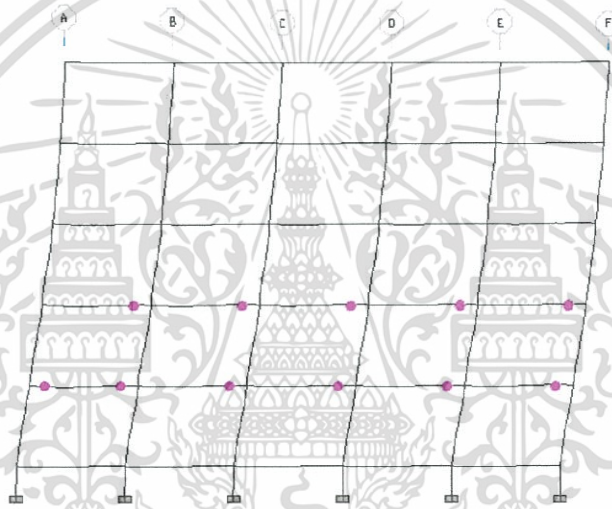
รูปที่ 4.117 กราฟ pushover curve ในทิศทางแกน x ของแบบจำลองที่ M3B

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่นิยมนำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

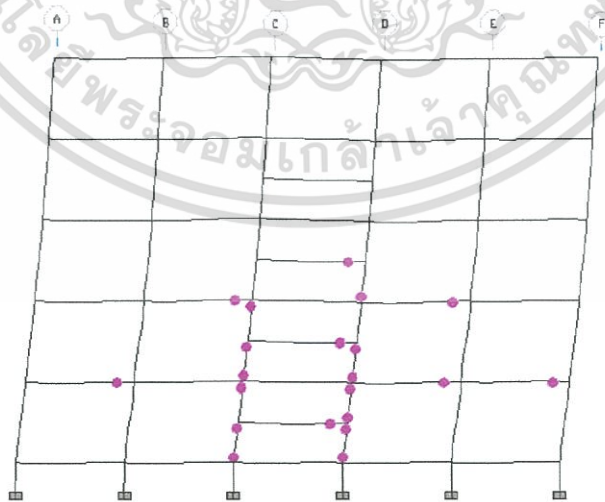
ในภาพรวมโครงสร้างเริ่มเกิดการวิบัติ เมื่อรับแรงแผ่นดินไหวจนเกินช่วงอิลาสติก โดยเริ่มจาก คาน B1 ในชั้นที่ 2-3 เกิดการคราก คานที่ชันพักของบันได BST1 เกิดการครากที่ชั้น 1-3 เสา C1 – line 1 เกิดการครากที่ชั้น 1-3 และเสา C1- line 4C , 4D (โครงสร้างเสาที่เชื่อมติดกับบันได) เกิดการครากที่ชั้น 1-2 (สถานะที่ 1) ที่แรงกระทำทางข้าง 2009.07 kN (ส.ป.ส. แรงเฉือนที่ฐาน 0.196) การเคลื่อนตัวด้านข้าง 7.469 cm. (0.466% เทียบกับความสูง) เมื่อโครงสร้างต้องรับแรงกระทำทางข้างต่อไป เป็นผลให้คาน B1 ในชั้นที่ 1 เกิดการครากเพียงบางส่วน ในชั้นที่ 2 เกิดการคราก และ เกิดความเสียหายในระดับเข้าใช้สอยได้ทันที (IO) ร่วมกับความเสียหายในระดับปลอดภัยต่อชีวิต (LS) และในชั้นที่ 3-4 เกิดการครากเพิ่มเติมมากขึ้น เสา C1 – line 1 เกิดความเสียหายในระดับเข้าใช้สอยได้ทันที (IO) ในชั้นที่ 1-3 และเกิดการครากในชั้นที่ 4 เสา C1 – line 4 (ยกเว้น line 4C , 4D) เกิดการครากในชั้นที่ 1-3 ขณะที่ เสา C1- line 4C , 4D เกิดความเสียหายในระดับเข้าใช้สอยได้ทันที (IO) ในชั้นที่ 1-2 และ ในชั้นที่ 3 เกิดการคราก เสา C2 ในชั้นที่ 1 เกิดความเสียหายในระดับเข้าใช้สอยได้ทันที (IO) ในชั้นที่ 2-3 เกิดการคราก (สถานะที่ 2) ที่แรงกระทำทางข้าง 2555.47 kN (ส.ป.ส. แรงเฉือนที่ฐาน 0.249) การเคลื่อนตัวด้านข้าง 11.615 cm. (0.725% เทียบกับความสูง) เมื่อโครงสร้างรับแรงกระทำทางข้างถึงแรงกระทำสูงสุด ที่แรงกระทำ 2920.37 kN (ส.ป.ส. แรงเฉือนที่ฐาน 0.285) การเคลื่อนตัวด้านข้าง 15.95 cm. (0.996% เทียบกับความสูง) กำลังในการต้านทานแรงทางข้างของโครงสร้างตกลงเล็กน้อยเป็นลักษณะฟันเลื่อย โดยที่ คาน B1 ในชั้นที่ 2 เกิดความเสียหายในระดับเข้าใช้สอยได้ทันที (IO) ร่วมกับความเสียหายในระดับปลอดภัยต่อชีวิต (LS) และเกิดการวิบัติที่คานช่วงริม (เฉพาะ line 1) ในชั้นที่ 3 เกิดความเสียหายในระดับเข้าใช้สอยได้ทันที (IO) และในชั้นที่ 4-5 เกิดการครากเพิ่มเติมจากเดิมมากขึ้น ขณะที่ คาน BST1 เกิดการครากในชั้นที่ 4 เสา C1 (line 1) ในชั้นที่ 1 เกิดความเสียหายในระดับปลอดภัยต่อชีวิต (LS) และในชั้นที่ 1-3 เกิดความเสียหายในระดับเข้าใช้สอยได้ทันที (IO) เพิ่มเติมจากเดิมมากขึ้น และเกิดการครากในชั้นที่ 4-5 ขณะที่เสา C2 ในชั้นที่ 1-3 เกิดความเสียหายในระดับเข้าใช้สอยได้ทันที (IO) และในชั้นที่ 4 เกิดการคราก (สถานะที่ 3) ผลของโครงสร้างบันไดทำให้อาคารเกิดความไม่สมมาตร และ เกิดการบิดตัวอย่างไม่ได้คาดถึงและไม่พึงประสงค์ เป็นเหตุให้โครงสร้างเสา C1 – line 1 และเสา C1- line 4C , 4D เกิดการดัดมากขึ้น (โมเมนต์มากขึ้น) จนทำให้กำลังของโครงสร้างตกลงอย่างรวดเร็ว และในที่สุดเกิดการวิบัติ โครงสร้างเกิดการวิบัติเมื่อ เสา C1 – line 1 ในชั้นที่ 1 เกิดการวิบัติ ขณะที่ เสา C1- line 4C , 4D ในชั้นที่ 1 เกิดความเสียหายในระดับปลอดภัยต่อชีวิต (LS) (สถานะที่ 4) ลักษณะความเสียหายและรูปแบบการพังทลายของโครงสร้างแสดงในรูปที่ 4.118



โครงข้อแข็งที่ 1 - สถานะที่ 1



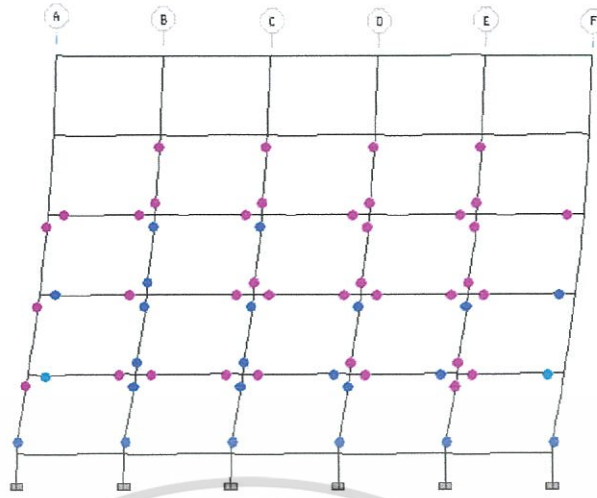
โครงข้อแข็งที่ 2 และ 3 - สถานะที่ 1



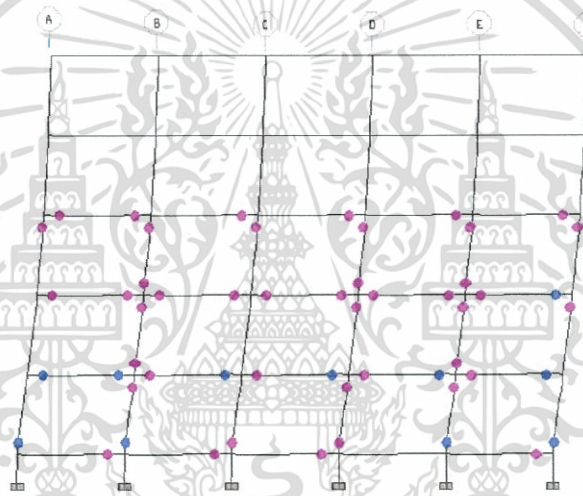
โครงข้อแข็งที่ 4 - สถานะที่ 1

รูปที่ 4.118 ความเสียหายของโครงสร้างจากการวิเคราะห์ pushover - x (แบบจำลองที่ M3B)

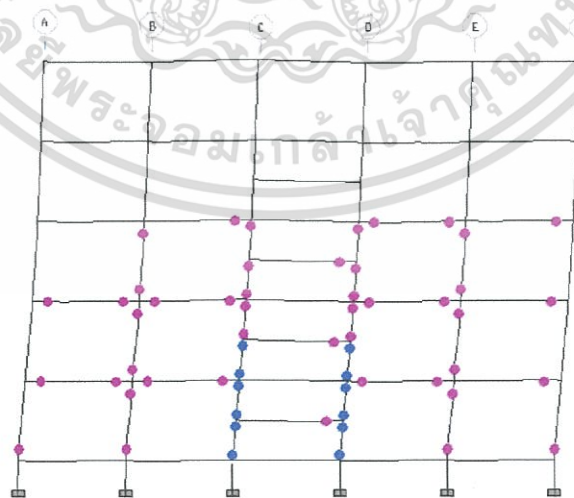
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



โครงข้อแข็งที่ 1 - สถานะที่ 2



โครงข้อแข็งที่ 2 และ 3 - สถานะที่ 2

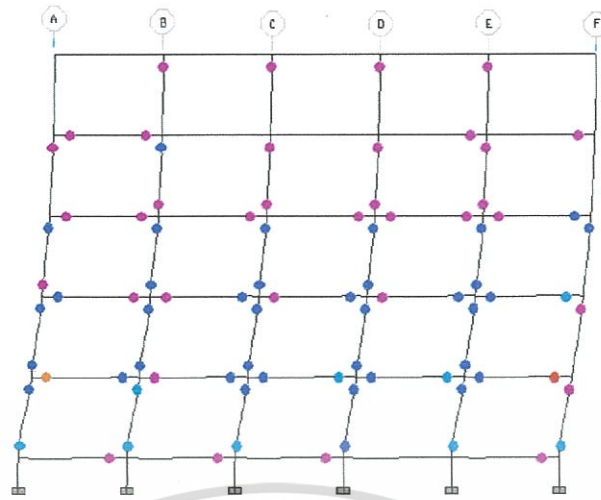


โครงข้อแข็งที่ 4 - สถานะที่ 2

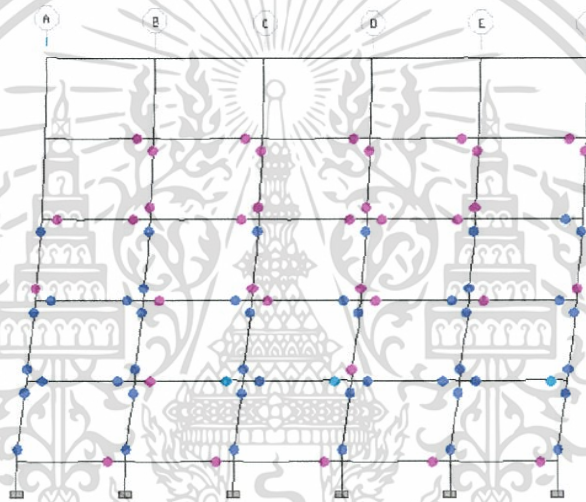
รูปที่ 4.118 ความเสียหายของโครงสร้างจากการวิเคราะห์ pushover - x (แบบจำลองที่ M3B)

(ต่อ)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



โครงข้อแข็งที่ 1 - สถานะที่ 3



โครงข้อแข็งที่ 2 และ 3 - สถานะที่ 3

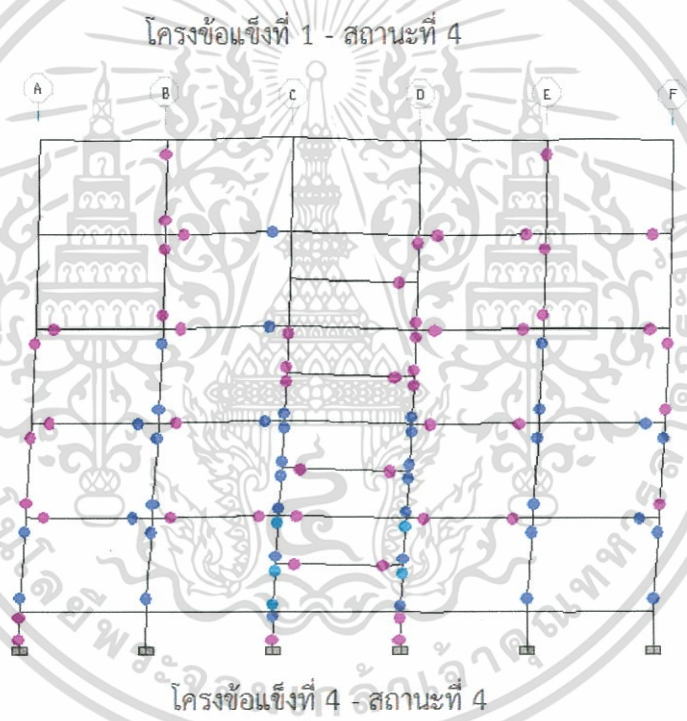
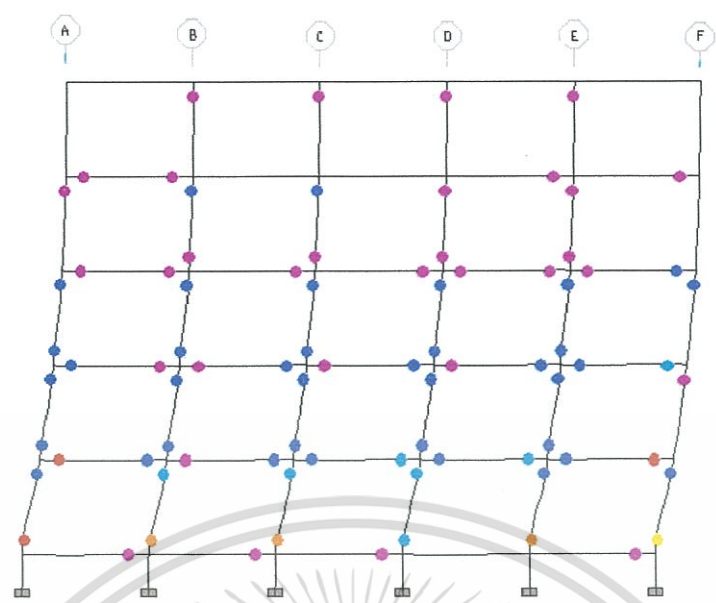


โครงข้อแข็งที่ 4 - สถานะที่ 3

รูปที่ 4.118 ความเสียหายของโครงสร้างจากการวิเคราะห์ pushover - x (แบบจำลองที่ M3B)

(ต่อ)

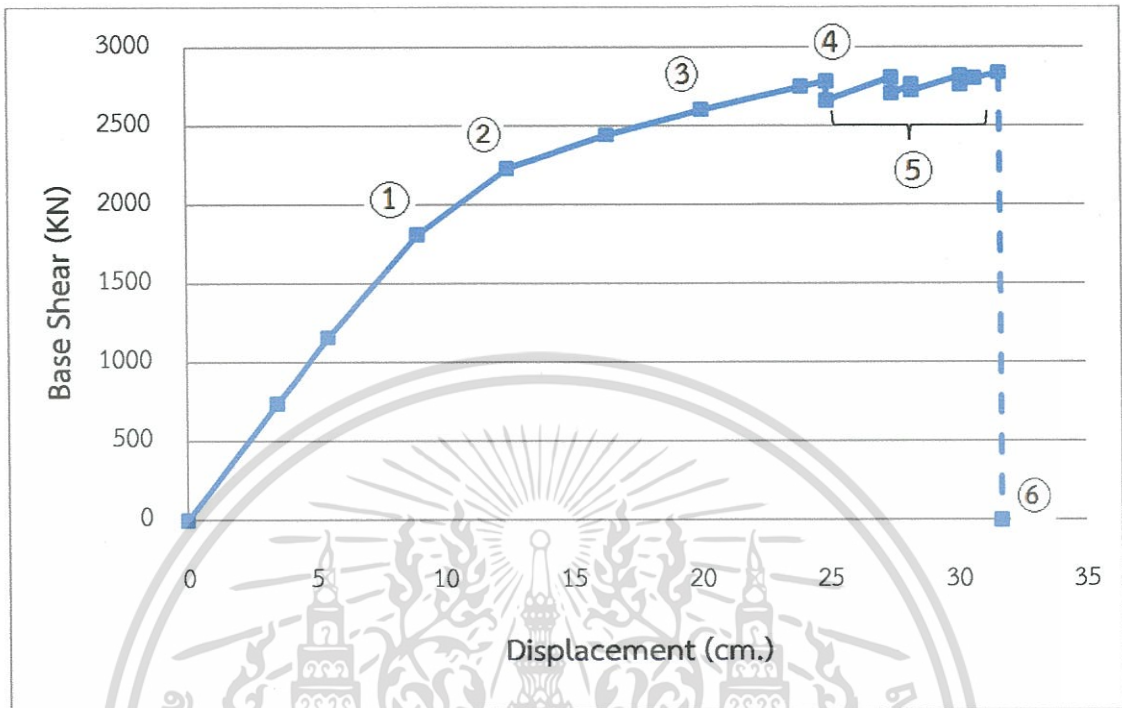
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 4.118 ความเสียหายของโครงสร้างจากการวิเคราะห์ pushover – x (แบบจำลองที่ M3B)
(ต่อ)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

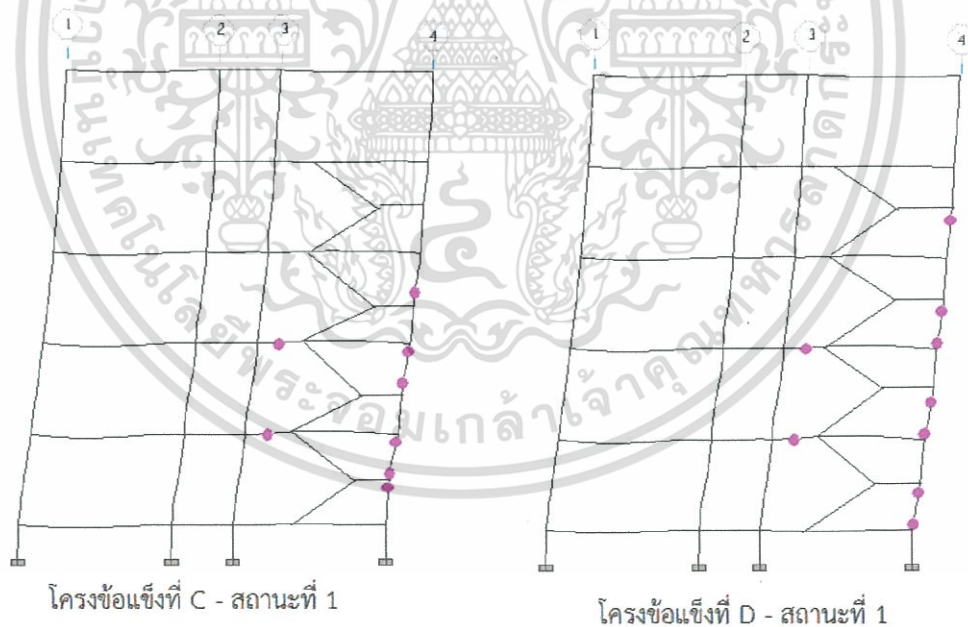
ในการผลักอาคารในทิศทางแกน y (pushover – y) ผลการวิเคราะห์ และ พฤติกรรมของโครงสร้าง ถูกแสดงด้วยกราฟ pushover curve ดังแสดงในรูปที่ 4.119



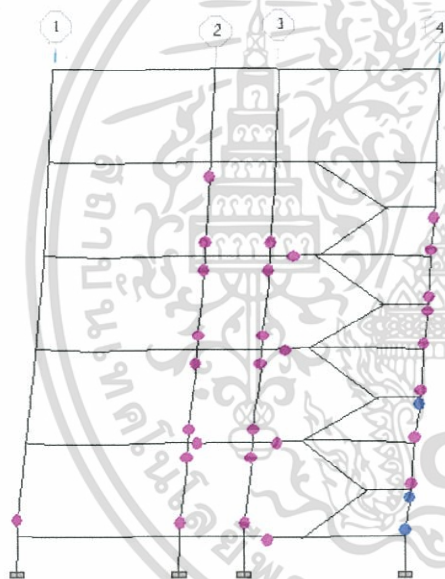
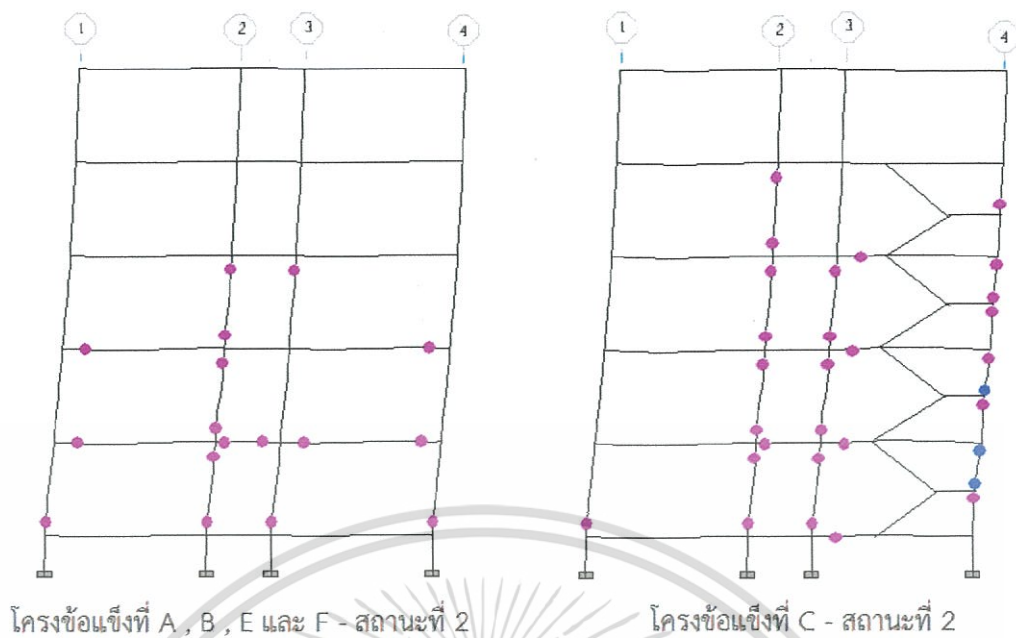
รูปที่ 4.119 กราฟ pushover curve ในทิศทางแกน y ของแบบจำลองที่ M3B

ในภาพรวมโครงสร้างเริ่มเกิดการวิบัติ เมื่อรับแรงแผ่นดินไหวจนเกินช่วงอิลาสติก โดยเริ่มจากการครากของคาน B2 ด้านขวา line C , D (โครงสร้างคานบริเวณรอบบันได) ในชั้นที่ 2-3 เสา C1 – line 4C , 4D (โครงสร้างเสาที่เชื่อมติดกับบันได) เกิดการครากในชั้นที่ 1-3 (สถานะที่ 1) ที่แรงกระทำทางข้าง 1811.08 kN (ส.ป.ส. แรงเฉือนที่ฐาน 0.177) การเคลื่อนตัวด้านข้าง 8.99 cm. (0.562% เทียบกับความสูง) เมื่อโครงสร้างรับแรงกระทำทางข้างเพิ่มขึ้น ทำให้คาน B2 ในชั้นที่ 2-3 เกิดการคราก คาน B2 ด้านขวา line C , D ในชั้นที่ 1 และ 4 เกิดการคราก คาน B3 ในชั้นที่ 2 เกิดการคราก เสา C1 ในชั้นที่ 1 เกิดการคราก เสา C1 – line 4C , 4D เกิดความเสียหายในระดับเข้าใช้สอยได้ทันที (IO) ในชั้นที่ 1-2 และ เกิดการครากในชั้นที่ 3-4 เสา C2 เกิดการครากในชั้นที่ 1-4 (สถานะที่ 2) ที่แรงกระทำทางข้าง 2228.98 kN (ส.ป.ส. แรงเฉือนที่ฐาน 0.217) การเคลื่อนตัวด้านข้าง 12.51 cm. (0.78% เทียบกับความสูง) จากนั้นโครงสร้างรับแรงกระทำทางข้างเพิ่มขึ้นเป็นผลให้ คาน B2 เกิดความเสียหายในระดับเข้าใช้สอยได้ทันที (IO) ในชั้นที่ 2-3 คาน B3 เกิดการครากในชั้นที่ 1 และ 3 (บางตำแหน่ง) เสา C1 ในชั้นที่ 1 เกิดความเสียหายในระดับเข้าใช้สอยได้ทันที (IO) และเกิดการครากในชั้นที่ 2-3 เสา C1 – line 4C , 4D เกิดความเสียหายในระดับเข้าใช้สอยได้ทันที (IO) ในชั้นที่ 1-3 เสา C2 เกิดความเสียหายในระดับเข้าใช้สอยได้ทันที (IO) ในชั้นที่ 1-3 และ เกิดการครากในชั้นที่ 4-5 เป็นบางตำแหน่ง (สถานะที่ 3) ที่แรงกระทำทางข้าง 2601.58 kN เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่นิยมนำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

(ส.ป.ส. แรงเฉือนที่ฐาน 0.254) การเคลื่อนตัวด้านข้าง 20.064 cm. (1.254% เทียบกับความสูง) และเมื่อโครงสร้างรับแรงกระทำทางข้างจนถึงแรงกระทำสูงสุด ส่งผลให้ คาน B2 ด้านขวา line C , D เกิดความเสียหายในระดับเข้าใช้สอยได้ทันที (IO) ในชั้นที่ 1 และ เกิดความเสียหายในระดับปลอดภัยต่อชีวิต (LS) ในชั้นที่ 2 คาน B2 ในชั้นที่ 4 เกิดการคราก เสา C1 – line 4C , 4D เกิดความเสียหายในระดับปลอดภัยต่อชีวิต (LS) และ เริ่มเกิดการวิบัติในชั้นที่ 1 เสา C2 เกิดความเสียหายในระดับเข้าใช้สอยได้ทันที (IO) และเกิดการครากเพิ่มเติมมากขึ้นในชั้นที่ 4 (สถานะที่ 4) ที่แรงกระทำทางข้าง 2783.02 kN (ส.ป.ส. แรงเฉือนที่ฐาน 0.271) การเคลื่อนตัวด้านข้าง 24.96 cm. (1.56% เทียบกับความสูง) ผลของความเสียหายที่เกิดขึ้นในเสา C1 – line 4C , 4D ซึ่งเป็นโครงสร้างเสาที่เชื่อมติดกับบันไดนั้น ทำให้ความสามารถในการต้านทานแรงด้านข้างของโครงสร้างลดลงเล็กน้อยเป็นลักษณะฟันเลื่อย โดยที่โครงสร้างนั้นยังคงรับแรงกระทำต่อไปเป็นผลให้ คาน B2 ในชั้นที่ 2-3 เกิดความเสียหายในระดับปลอดภัยต่อชีวิต (LS) เสา C1 และ C2 ในชั้นที่ 1 เกิดความเสียหายในระดับปลอดภัยต่อชีวิต (LS) เสา C1 – line 4C , 4D เกิดการวิบัติในชั้นที่ 1 และ เกิดความเสียหายในระดับปลอดภัยต่อชีวิต (LS) ในชั้นที่ 2 (สถานะที่ 5) โครงสร้างจะเกิดการวิบัติเมื่อเสา C1 – line 4C , 4D นั้นเกิดการวิบัติในชั้นที่ 1 (สถานะที่ 6) ลักษณะความเสียหาย และรูปแบบการพังทลายของโครงสร้างแสดงในรูปที่ 4.120

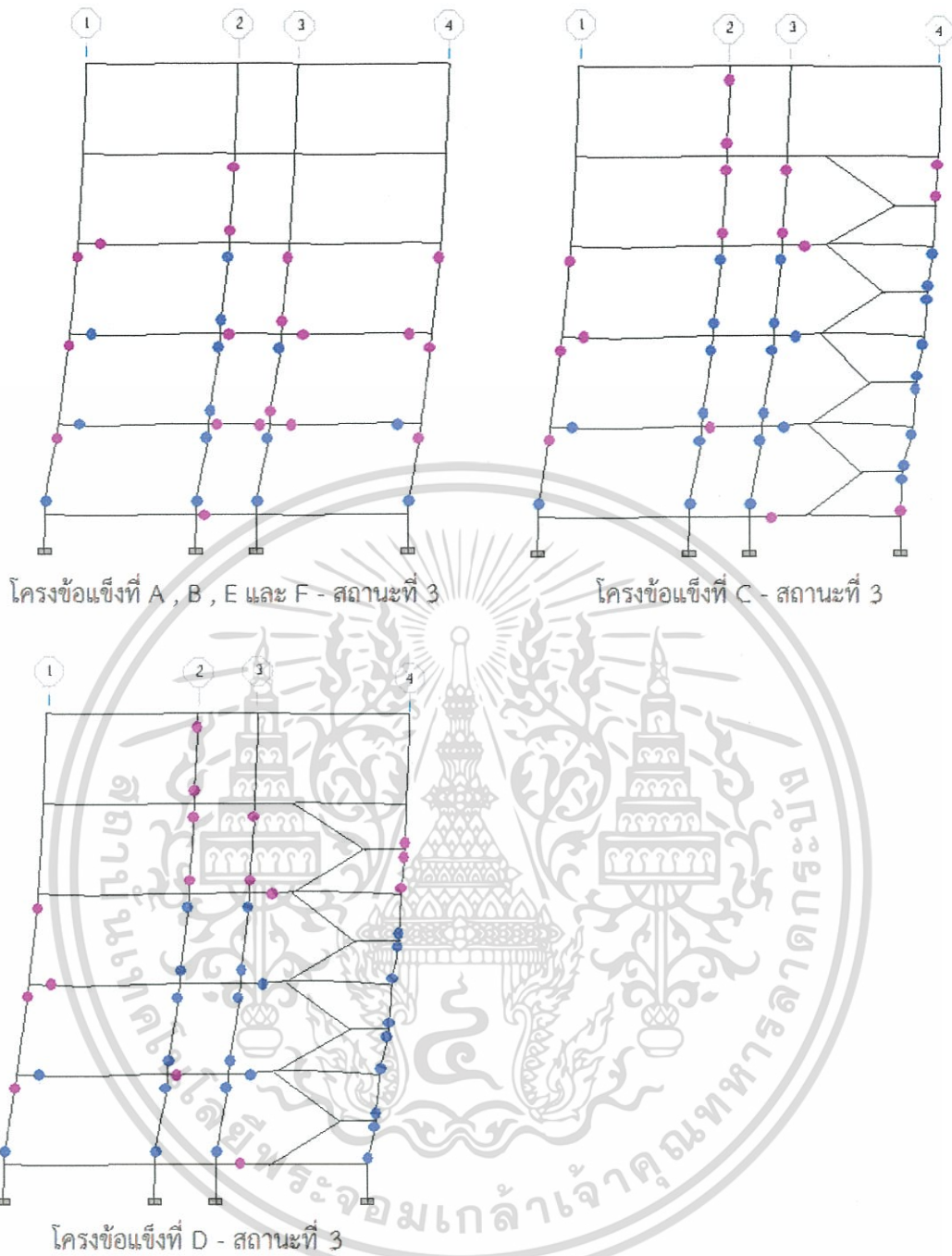


รูปที่ 4.120 ความเสียหายของโครงสร้างจากการวิเคราะห์ pushover – y (แบบจำลองที่ M3B)



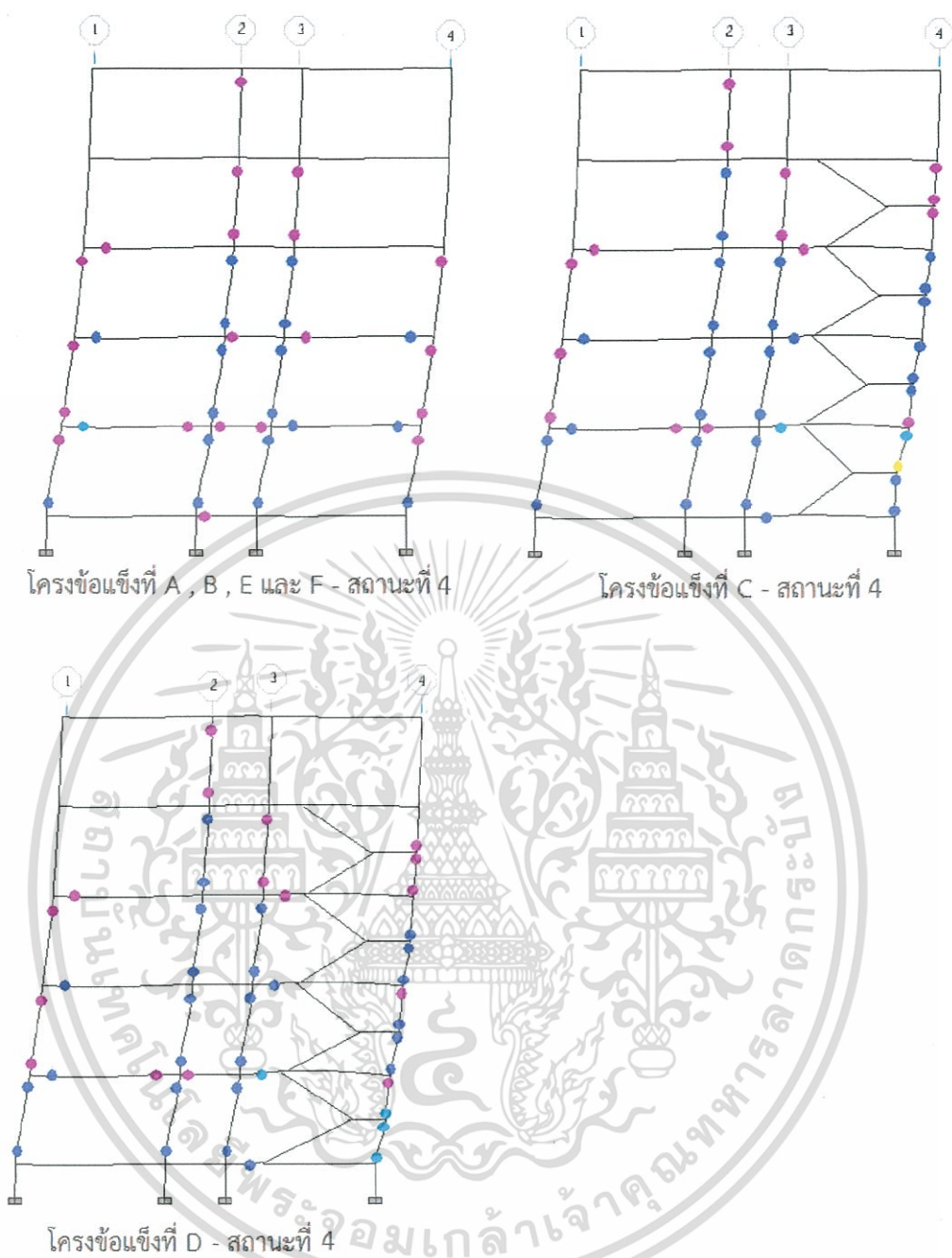
รูปที่ 4.120 ความเสียหายของโครงสร้างจากการวิเคราะห์ pushover - y (แบบจำลองที่ M3B)
(ต่อ)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



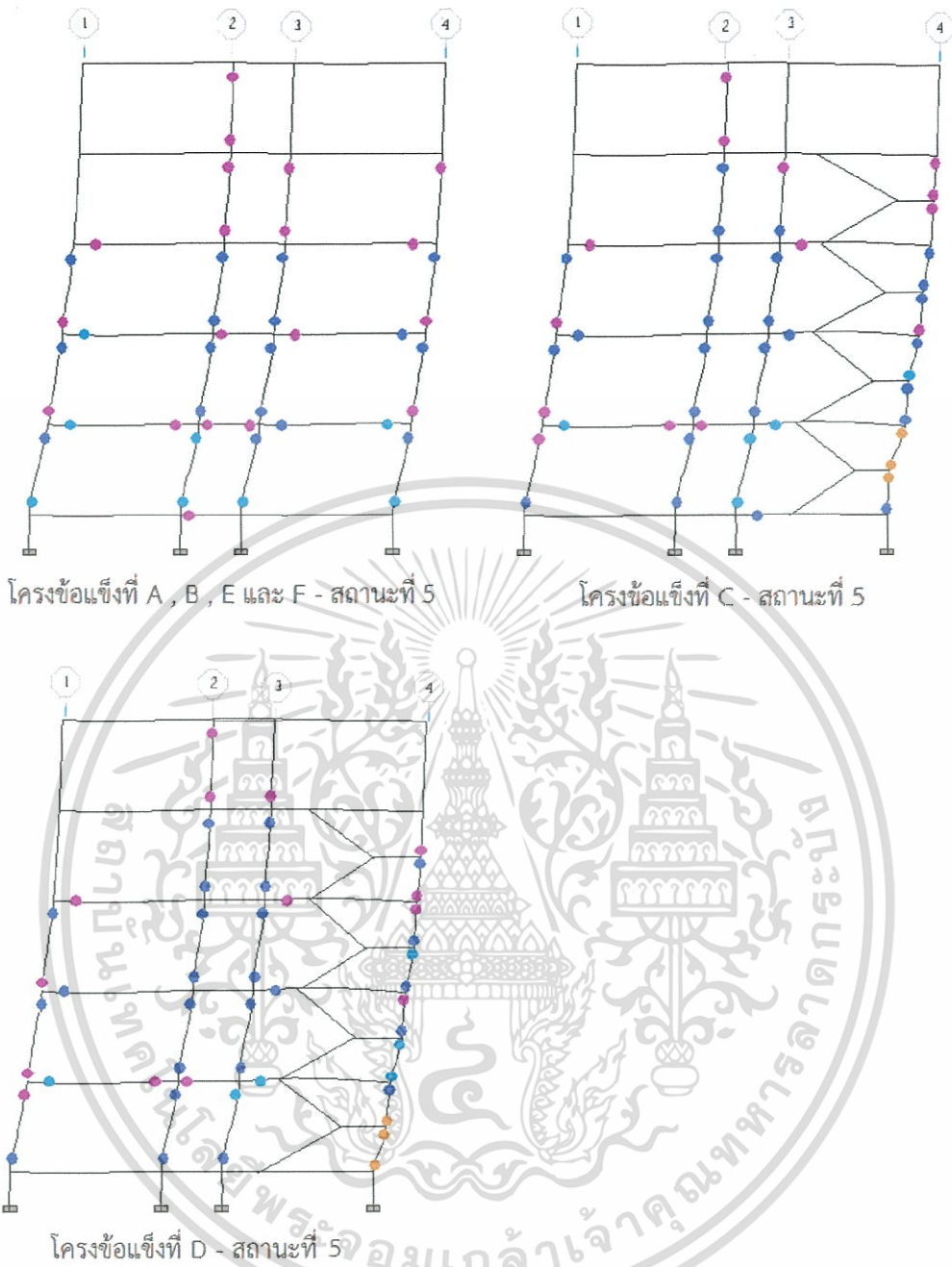
รูปที่ 4.120 ความเสียหายของโครงสร้างจากการวิเคราะห์ pushover - y (แบบจำลองที่ M3B)
(ต่อ)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



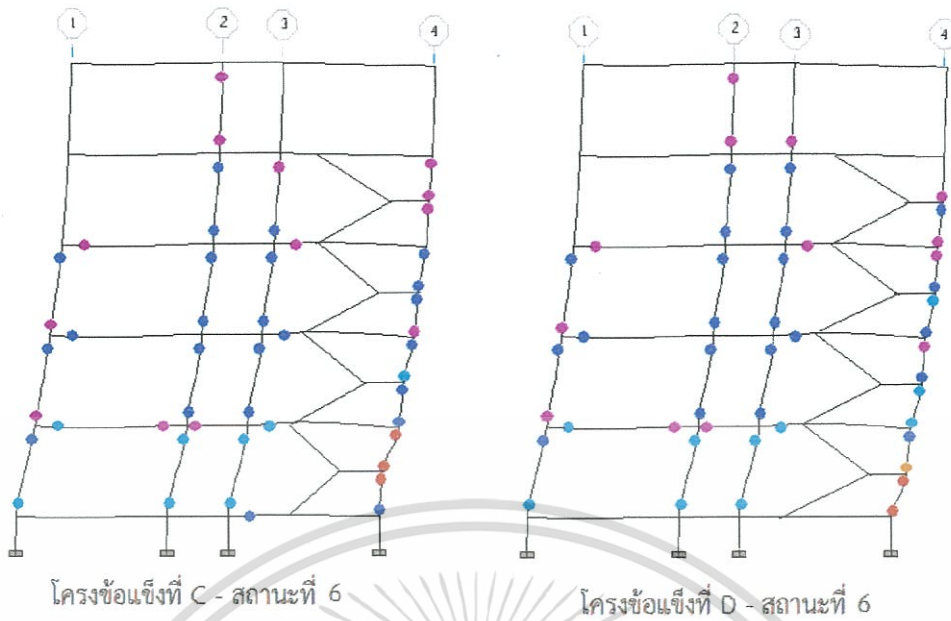
รูปที่ 4.120 ความเสียหายของโครงสร้างจากการวิเคราะห์ pushover - y (แบบจำลองที่ M3B)
(ต่อ)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 4.120 ความเสียหายของโครงสร้างจากการวิเคราะห์ pushover - y (แบบจำลองที่ M3B)
(ต่อ)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

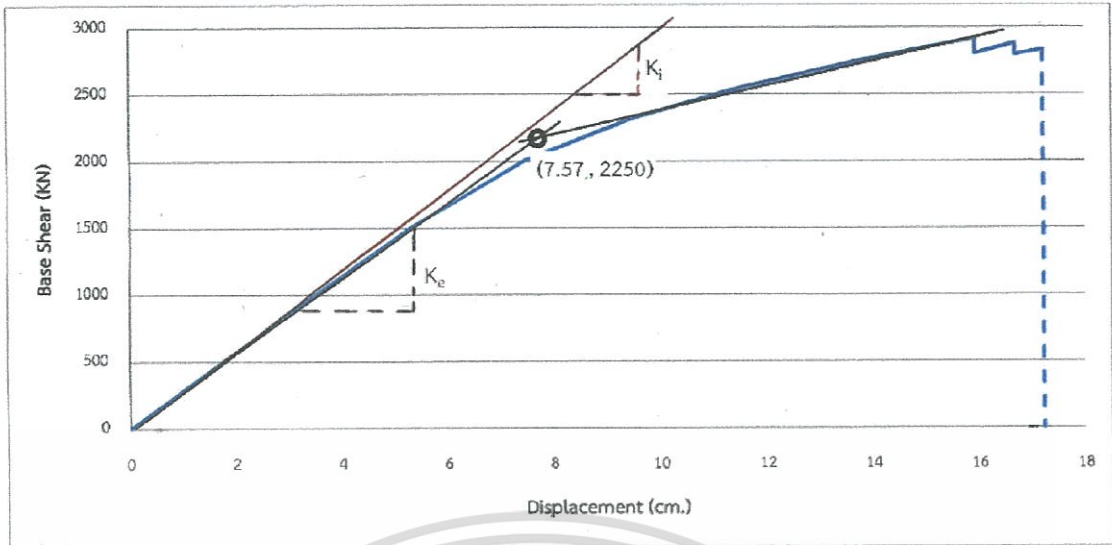


รูปที่ 4.120 ความเสียหายของโครงสร้างจากการวิเคราะห์ pushover - y (แบบจำลองที่ M3B) (ต่อ)

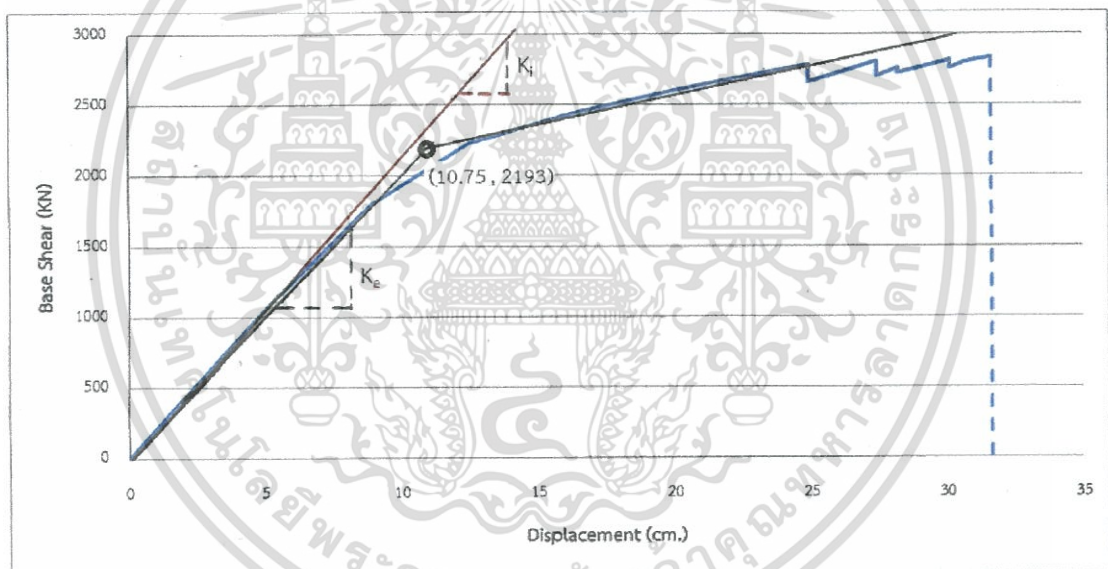
นอกจากนี้ จะเห็นได้ว่า ความเสียหายของเสาที่เกิดขึ้นนั้น โดยเฉพาะเสา C1 - line 4C , 4D และ C1 - line 3C , 3D จะเกิดความเสียหายในระดับรุนแรงกว่าเสาในตำแหน่งอื่นๆ (โดยเฉพาะชั้นที่ 1) เนื่องจากผลของสติเฟนสของโครงสร้างบันไดจะดึงดูดแรงแผ่นดินไหวเข้าสู่ชั้นส่วนของโครงสร้างโดยรอบบันได เป็นเหตุให้เกิดแรงภายในเยอะขึ้น

การประเมินระดับสมรรถนะของโครงสร้าง

ค่าการเคลื่อนตัวเป้าหมายภายใต้แรงกระทำในทิศทาง x และ y สามารถคำนวณได้โดยอาศัยกราฟความสัมพันธ์ในอุดมคติระหว่างแรงเฉือนที่ฐานของอาคารกับค่าการเคลื่อนตัวของยอดอาคาร (Idealized Force-Displacement Curve) ดังแสดงในรูปที่ 4.121 - 4.122 ตามลำดับ และ ตารางที่ 4.100



รูปที่ 4.121 กราฟของความสัมพันธ์ในอุดมคติระหว่างแรงเฉือนรวมที่ฐานและค่าการเคลื่อนตัวของจุดควบคุมที่ยึดอาคารภายใต้แรงกระทำในทิศทาง x (แบบจำลองที่ M3B)



รูปที่ 4.122 กราฟของความสัมพันธ์ในอุดมคติระหว่างแรงเฉือนรวมที่ฐานและค่าการเคลื่อนตัวของจุดควบคุมที่ยึดอาคารภายใต้แรงกระทำในทิศทาง y (แบบจำลองที่ M3B)

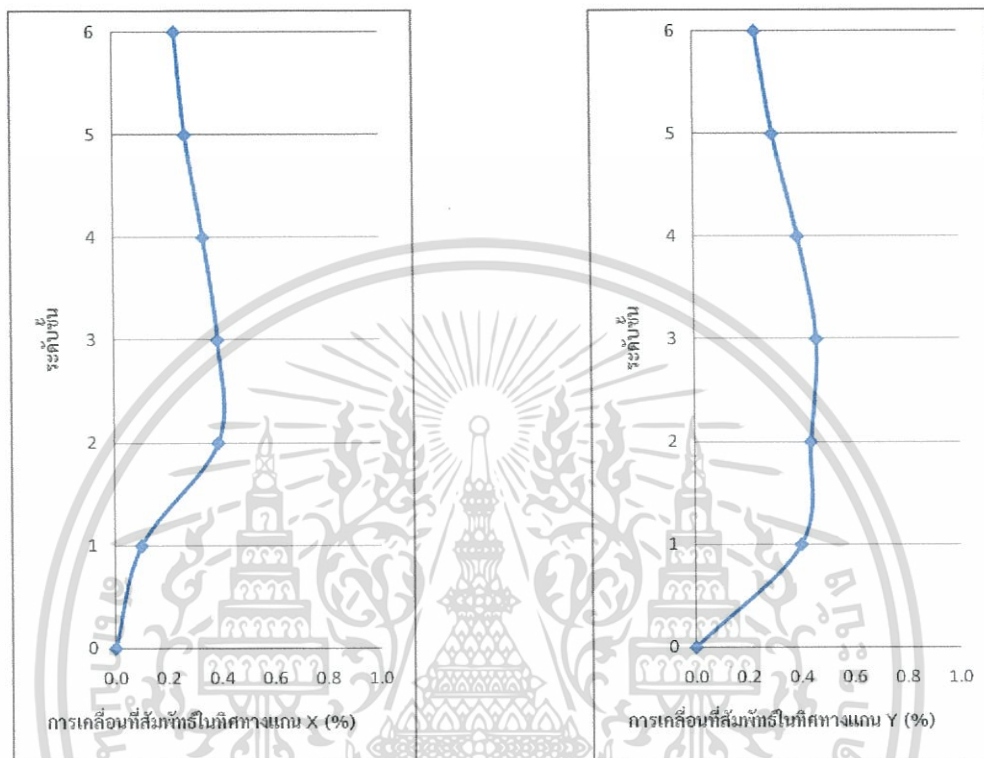
ตารางที่ 4.100 ค่าตัวแปรสำหรับการคำนวณหาค่าการเคลื่อนตัวเป้าหมายของจุดควบคุม (แบบจำลองที่ M3B)

ทิศทาง	C_0	C_1	C_2	S_a	T_e	δ_t (cm.)	แรงเฉือนรวมที่ฐาน (KN) (สปส.)
X	1.3	0.994	1	0.158	0.989	4.96	1415 (0.138)
y	1.3	1	1	0.159	1.071	5.89	1239 (0.121)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

จากตารางที่ 4.100 ค่าการเคลื่อนตัวเป้าหมายของจุดควบคุมที่ใช้สำหรับการวิเคราะห์หมีค่าเท่ากับ 4.96 เซนติเมตร และ 5.89 เซนติเมตร ในทิศทางแกน x และ y ตามลำดับ

ค่าการเคลื่อนตัวสัมพันธ์ระหว่างชั้นของอาคารตัวอย่างภายใต้แรงกระทำแบบ monotonic สำหรับทิศทางแกน x และ y แสดงในรูปที่ 4.123



รูปที่ 4.123 การเคลื่อนที่สัมพันธ์ระหว่างชั้นภายใต้แรงกระทำทางข้างแบบ monotonic ในทิศทางแกน x (ซ้าย) และ y (ขวา) (แบบจำลองที่ M3B)

จากรูปที่ 4.123 พบว่าค่าเปอร์เซ็นต์การเคลื่อนที่สัมพันธ์ระหว่างชั้นสูงสุด มีค่าไม่เกินกว่าค่าที่ยอมให้ที่ระดับสมรรถนะเข้าใช้สอยได้ทันที (IO) ระดับสมรรถนะปลอดภัยต่อชีวิต (LS) และระดับสมรรถนะป้องกันการพังทลาย (CP) นั่นคือ 1% 2% และ 4% ตามลำดับ

ผลของการประเมิน เมื่อทำการผลึกอาคารไปจนถึงค่า target displacement ในทิศทางแกน x และ y แล้วแสดงในตารางที่ 4.101 – 4.102

ตารางที่ 4.101 Force – Displacement และ ผลประเมินความเสียหายขององค์อาคารจากวิธี
สถิตย์ไม่เชิงเส้นในทิศทาง x (แบบจำลองที่ M3B)

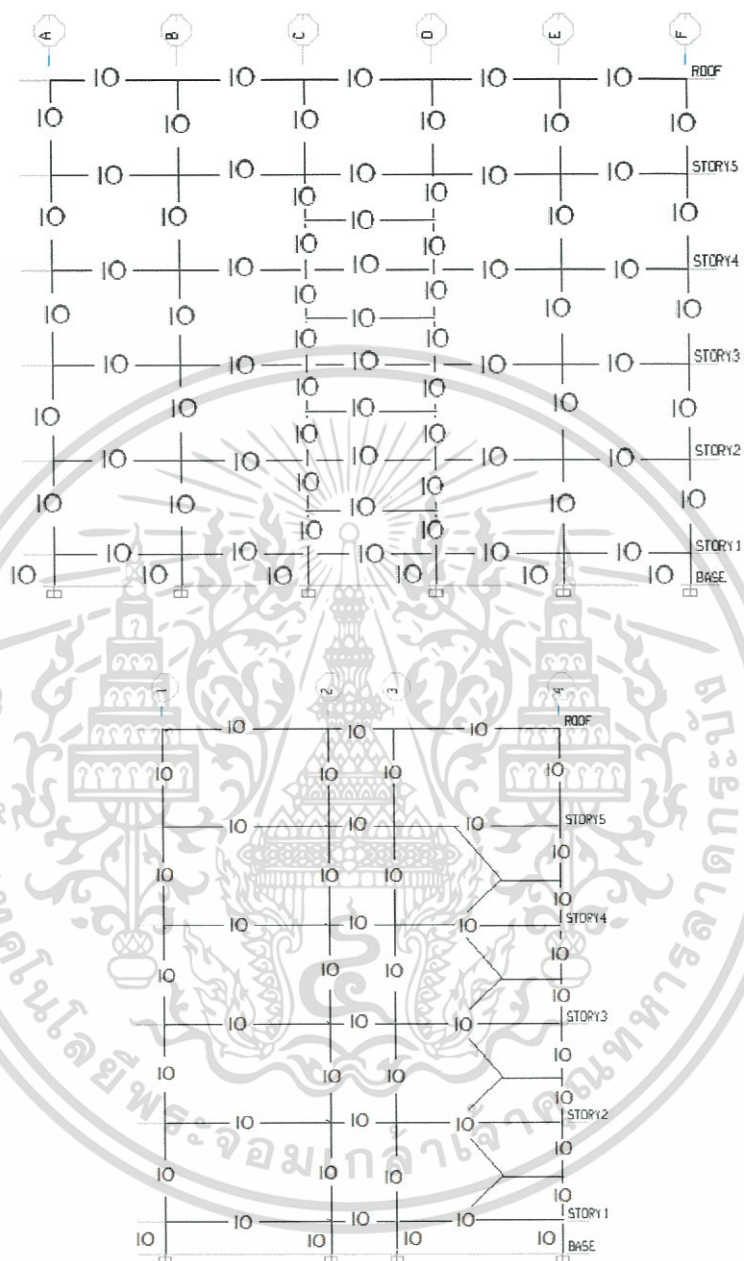
step	Displacement (cm)	Base Force (kN)	ปริมาณความเสียหาย			
			B - IO	IO - LS	LS - CP	>CP
0	0.000	0.000	0	0	0	0
1	0.496	142.696	0	0	0	0
2	0.992	285.389	0	0	0	0
3	1.488	428.080	0	0	0	0
4	1.984	570.768	0	0	0	0
5	2.480	713.453	0	0	0	0
6	2.976	856.135	0	0	0	0
7	3.264	938.942	1	0	0	0
8	3.760	1079.909	1	0	0	0
9	4.330	1241.103	3	0	0	0
10	4.864	1389.517	7	0	0	0
11	4.961	1415.522	8	0	0	0

ตารางที่ 4.102 Force – Displacement และ ผลประเมินความเสียหายขององค์อาคารจากวิธี
สถิตย์ไม่เชิงเส้นในทิศทาง y (แบบจำลองที่ M3B)

step	Displacement (cm)	Base Force (kN)	ปริมาณความเสียหาย			
			B - IO	IO - LS	LS - CP	>CP
0	0.000	0.000	0	0	0	0
1	0.589	124.303	0	0	0	0
2	1.178	248.607	0	0	0	0
3	1.767	372.910	0	0	0	0
4	2.356	497.214	0	0	0	0
5	2.945	621.518	0	0	0	0
6	3.534	745.821	0	0	0	0
7	4.123	870.124	0	0	0	0
8	4.712	994.428	0	0	0	0
9	5.099	1076.142	2	0	0	0
10	5.731	1206.658	4	0	0	0
11	5.890	1239.057	4	0	0	0

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

จากผลการวิเคราะห์และประเมิน พบว่า องค์อาคารทุกองค์อาคารมีกำลังต้านทานแรงที่เพียงพอต่อระดับสมรรถนะเข้าใช้สอยได้ทันที (IO) แสดงในรูปที่ 4.124

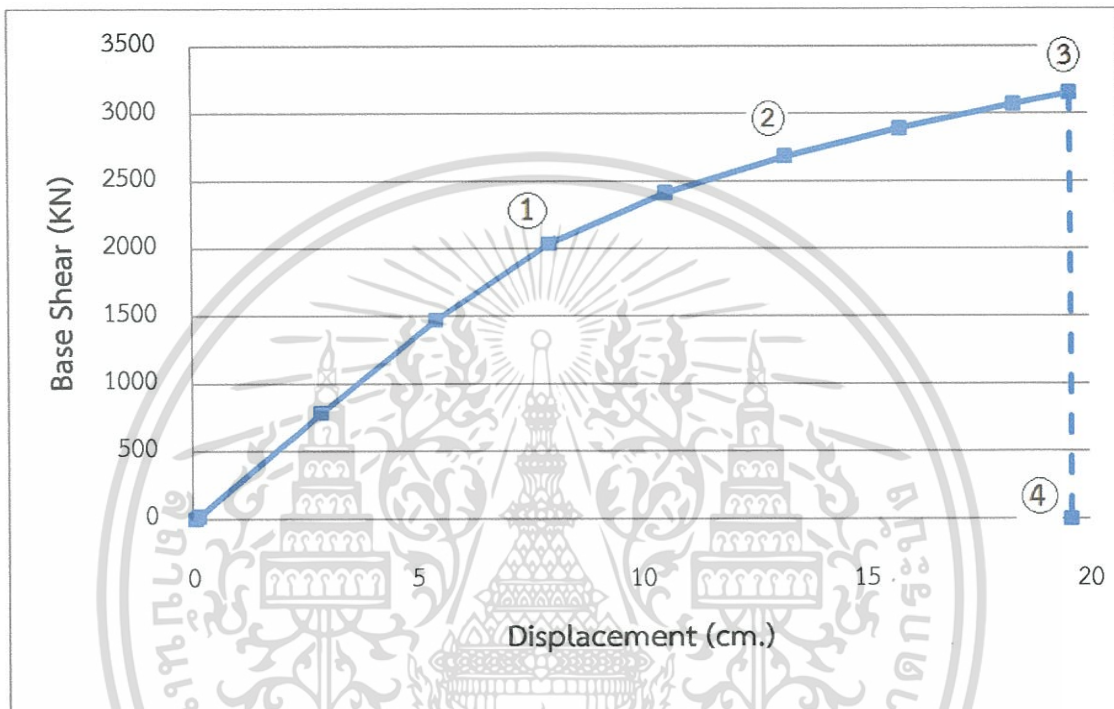


รูปที่ 4.124 ระดับสมรรถนะของโครงสร้างคานและเสา (แบบจำลองที่ M3B)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

4.3.6 ความสามารถด้านทานแรงแผ่นดินไหวและผลการประเมินของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก เมื่อพิจารณาผลของบันได และ กำแพงอิฐก่อของอาคารหอพักอาศัยตัวอย่างแบบที่ 2 (แบบจำลองที่ M4B)

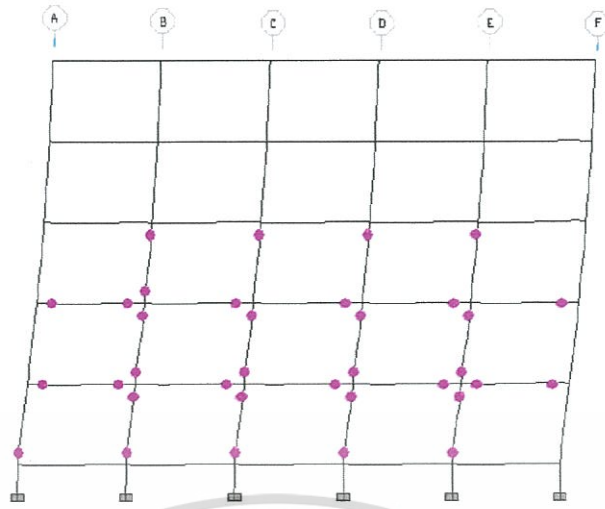
ในการผลักอาคารในทิศทางแกน x (pushover - x) ผลการวิเคราะห์ และ พฤติกรรมของโครงสร้าง ถูกแสดงด้วยกราฟ pushover curve ดังแสดงในรูปที่ 4.125



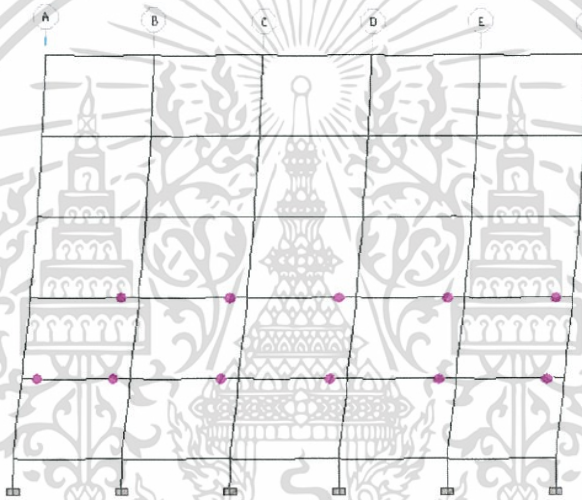
รูปที่ 4.125 กราฟ pushover curve ในทิศทางแกน x ของแบบจำลองที่ M4B

ในภาพรวมโครงสร้างเริ่มเกิดการวิบัติ เมื่อรับแรงแผ่นดินไหวจนเกินช่วงอิลาสติก โดยเริ่มจาก คาน B1 ในชั้นที่ 2-3 เกิดการคราก คานที่ขานพักของบันได BST1 เกิดการครากที่ชั้น 1-3 เสา C1 - line 1 เกิดการครากในชั้นที่ 1-3 และ เสา C1 - line 4C , 4D (โครงสร้างเสาที่เชื่อมติดกับบันได) เกิดการครากร่วมกับความเสียหายในระดับเข้าใช้สอยได้ทันที (IO) เป็นบางตำแหน่งในชั้นที่ 1-2 (สถานะที่ 1) ที่แรงกระทำทางข้าง 2040.09 kN (ส.ป.ส. แรงเฉือนที่ฐาน 0.199) การเคลื่อนตัวด้านข้าง 7.96 cm. (0.498% เทียบกับความสูง) เมื่อโครงสร้างต้องรับแรงกระทำทางข้างต่อไปเป็นผลให้คาน B1 ในชั้นที่ 1 เกิดการครากเพียงบางตำแหน่ง และ ในชั้นที่ 2-3 เกิดการครากร่วมกับความเสียหายในระดับเข้าใช้สอยได้ทันที (IO) และ ในชั้นที่ 4 เกิดการคราก เสา C1 - line 1 เกิดความเสียหายในระดับเข้าใช้สอยได้ทันที (IO) ในชั้นที่ 1-3 และเกิดการครากในชั้นที่ 4 เสา C1 - line 4 (ยกเว้น line 4C , 4D) เกิดการครากในชั้นที่ 1-3 ขณะที่เสา C1 - line 4C , 4D เกิดความเสียหายในระดับเข้าใช้สอยได้ทันที (IO) ในชั้นที่ 1-2 และ ในชั้นที่ 3 เกิดการคราก เสา C2 ในชั้นที่

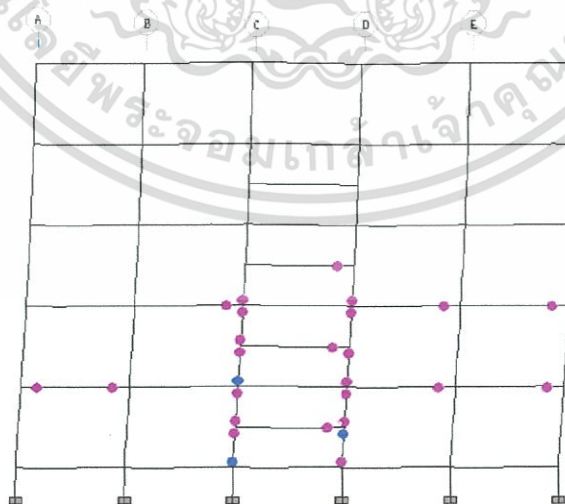
1 เกิดการครากร่วมกับเกิดความเสียหายในระดับเข้าใช้สอยได้ทันที (IO) และ ในชั้นที่ 2-4 เกิดการคราก (สถานะที่ 2) ที่แรงกระทำทางข้าง 2683.21 kN (ส.ป.ส. แรงเฉือนที่ฐาน 0.262) การเคลื่อนตัวด้านข้าง 13.22 cm. (0.826% เทียบกับความสูง) เมื่อโครงสร้างรับแรงกระทำทางข้างถึงแรงกระทำสูงสุด เป็นผลให้คาน B1 ในชั้นที่ 1 เกิดการครากเพิ่มเติมจากเดิมมากขึ้น ในชั้นที่ 2-3 เกิดความเสียหายในระดับเข้าใช้สอยได้ทันที (IO) ร่วมกับความเสียหายในระดับปลอดภัยต่อชีวิต (LS) และในชั้นที่ 4-5 เกิดการครากเพิ่มเติมจากเดิมมากขึ้น คาน BST1 ในชั้นที่ 4 เกิดการคราก เสา C1 – line 1 ในชั้นที่ 1 เกิดความเสียหายในระดับปลอดภัยต่อชีวิต (LS) ในชั้นที่ 4 เกิดความเสียหายในระดับเข้าใช้สอยได้ทันที (IO) และในชั้นที่ 5 เกิดการคราก เสา C1 – line 4 (ยกเว้น line 4C , 4D) เกิดความเสียหายในระดับเข้าใช้สอยได้ทันที (IO) ในชั้นที่ 1-3 และ เกิดการครากในชั้นที่ 4-5 ขณะที่ เสา C1 – line 4C , 4D เกิดความเสียหายในระดับปลอดภัยต่อชีวิต (LS) ร่วมกับความเสียหายในระดับป้องกันการพังทลาย (CP) และ เริ่มเกิดการวิบัติ ในชั้นที่ 1 ขณะที่ในชั้นที่ 3 เกิดความเสียหายในระดับเข้าใช้สอยได้ทันที (IO) เสา C2 เกิดความเสียหายในระดับเข้าใช้สอยได้ทันที (IO) ในชั้นที่ 1-3 และ เกิดการครากในชั้นที่ 4-5 (สถานะที่ 3) ที่แรงกระทำทางข้าง 3152.46 kN (ส.ป.ส. แรงเฉือนที่ฐาน 0.308) การเคลื่อนตัวด้านข้าง 19.57 cm. (1.22% เทียบกับความสูง) ถึงแม้ว่า สติพเนสของกำแพงอิฐก่อจะช่วยลดผลในการบิดตัวที่ไม่พึงประสงค์ของโครงสร้างอาคารจากเดิม (เมื่อไม่ได้พิจารณากำแพงอิฐก่อ : แบบจำลองที่ M3B) แต่การที่เสา C1 – line 4C , 4D เกิดความเสียหายในระดับที่รุนแรง และเริ่มเกิดการวิบัติในชั้นที่ 1 นั้น ประกอบกับความเสียหายของเสา C1 – line 1 ในชั้นที่ 1 ทำให้กำลังและความสามารถในการต้านทานแรงแผ่นดินไหวตกลงอย่างรวดเร็ว เป็นเหตุให้โครงสร้างเกิดการวิบัติ โดยที่โครงสร้างจะเกิดการวิบัติเมื่อ เสา C1 – line 4C , 4D ในชั้นที่ 1 เกิดการวิบัติ ขณะที่ เสา C1 – line 1 ในชั้นที่ 1 เกิดความเสียหายในระดับป้องกันการพังทลาย (CP) และ เริ่มเกิดการวิบัติ (สถานะที่ 4) ลักษณะความเสียหายและรูปแบบการพังทลายของโครงสร้างแสดงในรูปที่ 4.126



โครงข้อแข็งที่ 1 - สถานะที่ 1



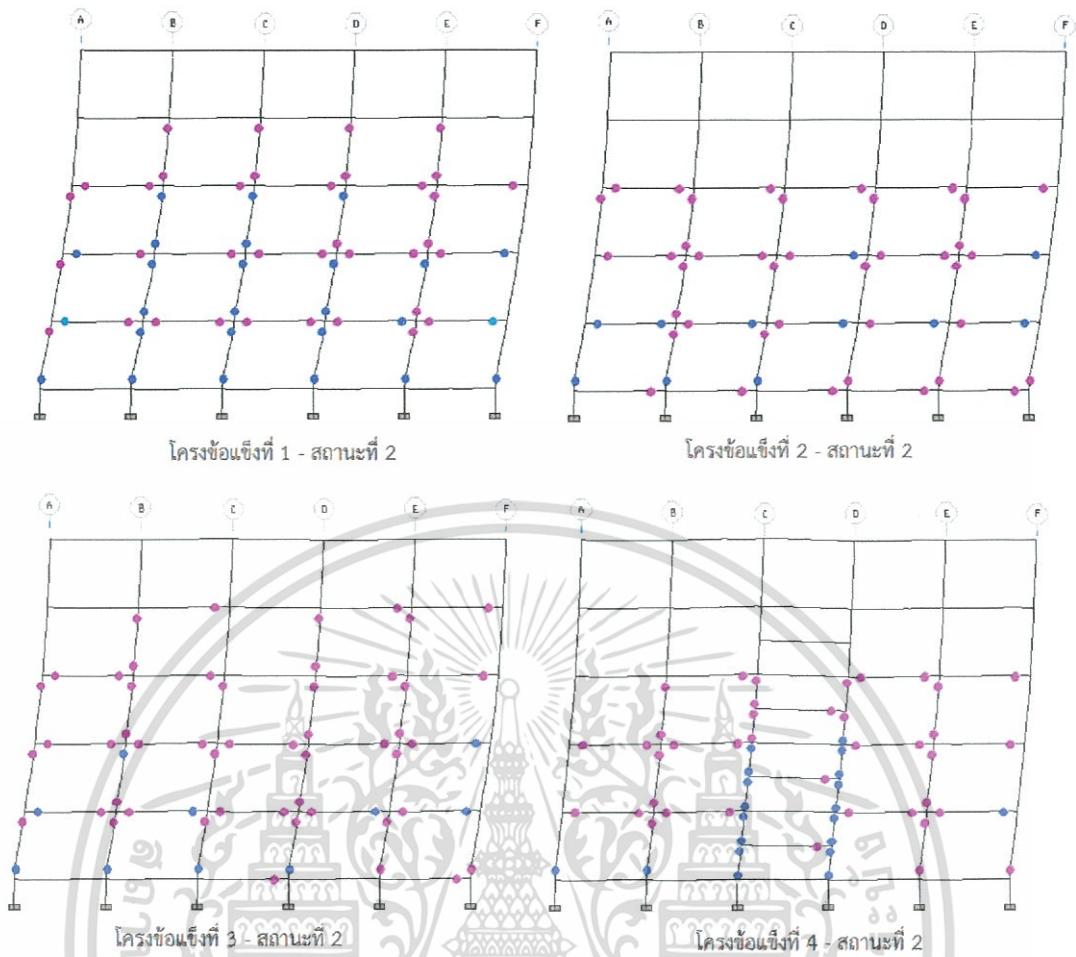
โครงข้อแข็งที่ 2 และ 3 - สถานะที่ 1



โครงข้อแข็งที่ 4 - สถานะที่ 1

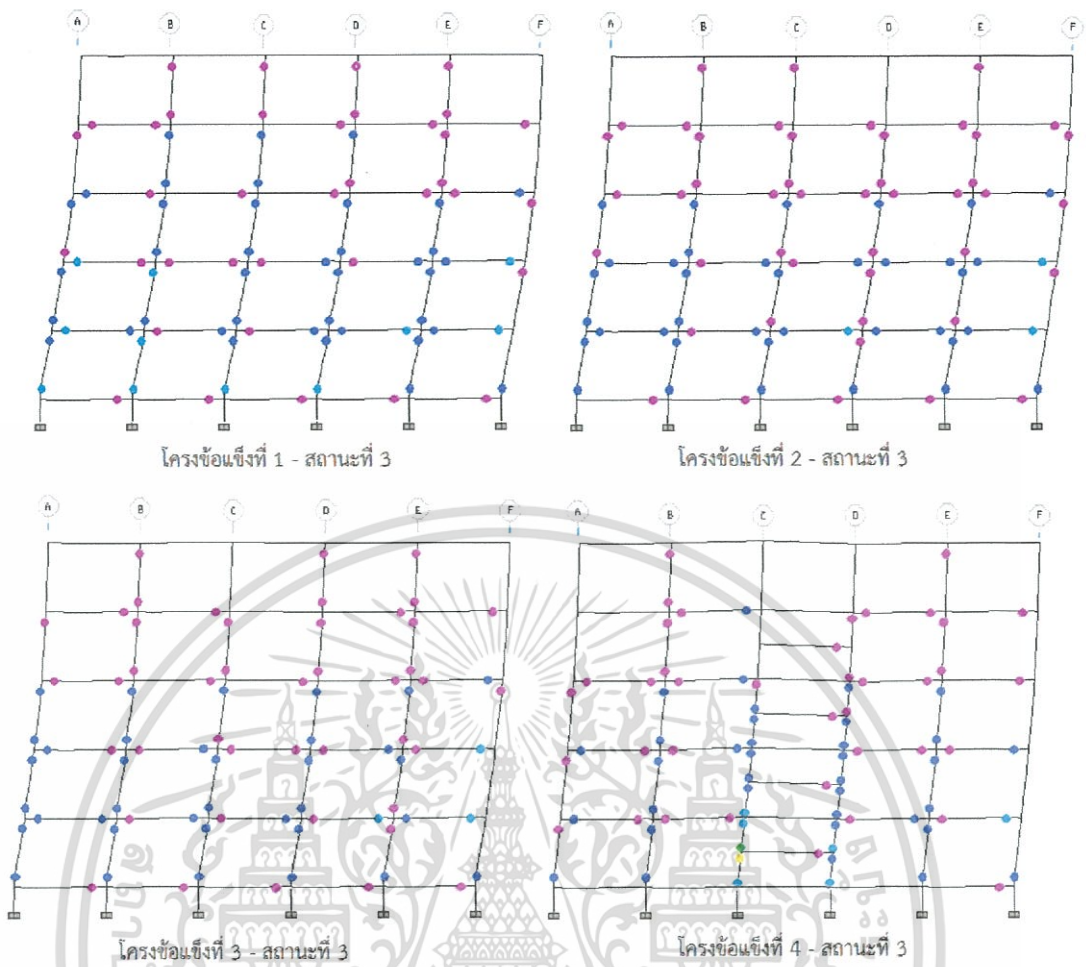
รูปที่ 4.126 ความเสียหายของโครงสร้างจากการวิเคราะห์ pushover - x (แบบจำลองที่ M4B)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



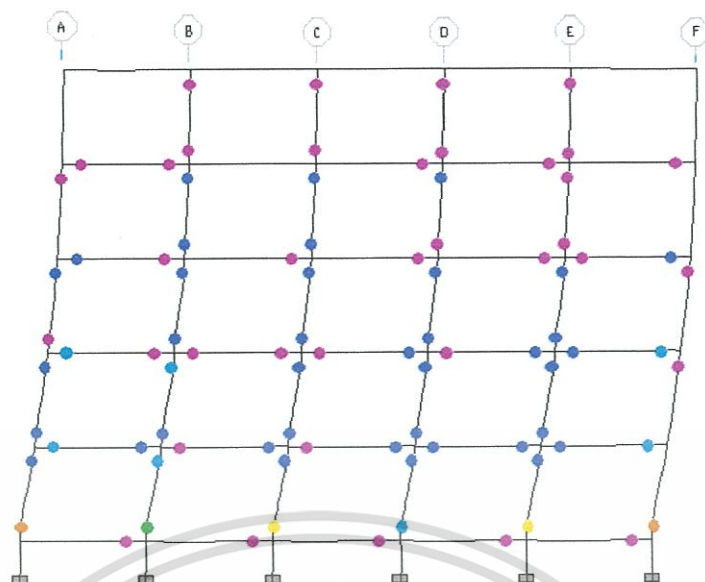
รูปที่ 4.126 ความเสียหายของโครงสร้างจากการวิเคราะห์ pushover - x (แบบจำลองที่ M4B)
(ต่อ)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 4.126 ความเสียหายของโครงสร้างจากการวิเคราะห์ pushover - x (แบบจำลองที่ M4B)
(ต่อ)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



โครงข้อแข็งที่ 1 - สถานะที่ 4

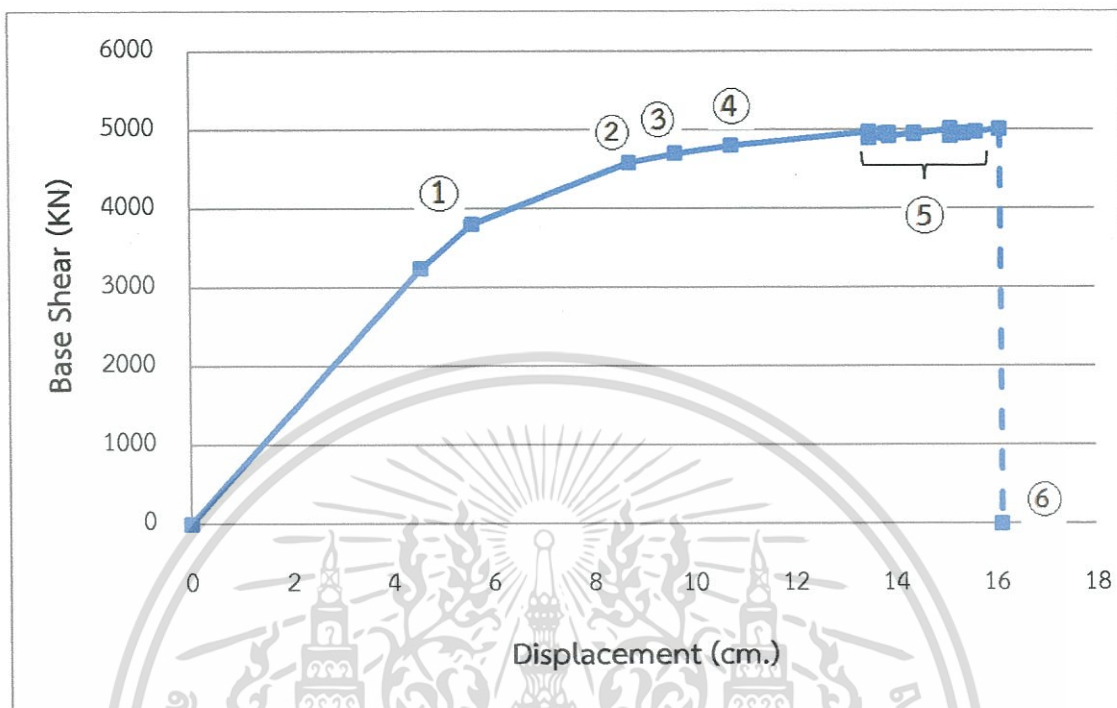


โครงข้อแข็งที่ 4 - สถานะที่ 4

รูปที่ 4.126 ความเสียหายของโครงสร้างจากการวิเคราะห์ pushover - x (แบบจำลองที่ M4B)
(ต่อ)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

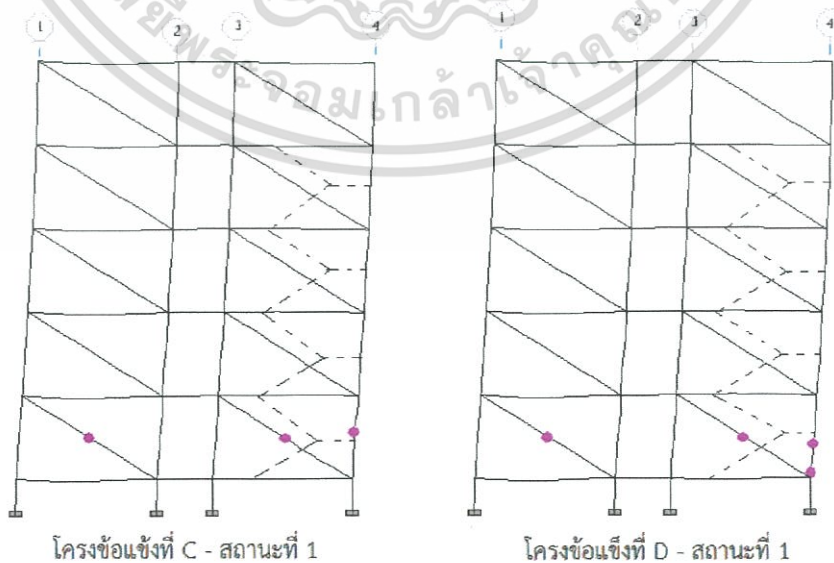
ในการผลักอาคารในทิศทางแกน y (pushover – y) ผลการวิเคราะห์ และ พฤติกรรมของโครงสร้าง ถูกแสดงด้วยกราฟ pushover curve ดังแสดงในรูปที่ 4.127



รูปที่ 4.127 กราฟ pushover curve ในทิศทางแกน y ของแบบจำลองที่ M4B

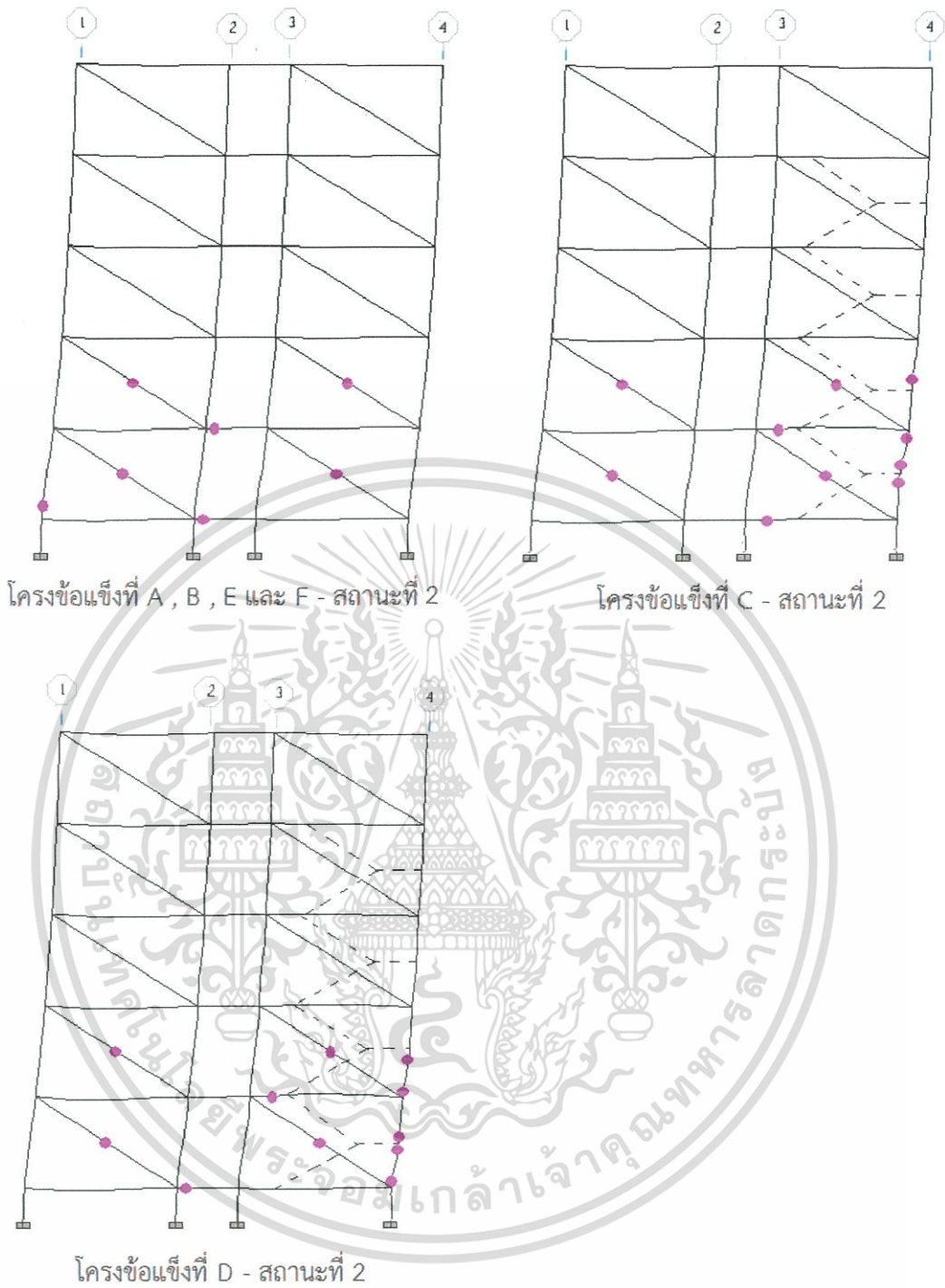
ในภาพรวมโครงสร้างเริ่มเกิดการวิบัติ เมื่อรับแรงแผ่นดินไหวจนเกินช่วงอิลาสติก โดยเริ่มจากการแตกร้าวของกำแพงอิฐก่อในชั้นที่ 1 ร่วมกับการครากของเสา C1 – line 4C , 4D (โครงสร้างเสาที่เชื่อมติดกับบันได) ในชั้นที่ 1 (สถานะที่ 1) ที่แรงกระทำทางข้าง 3799.85 kN (ส.ป.ส. แรงเฉือนที่ฐาน 0.371) การเคลื่อนตัวด้านข้าง 5.61 cm. (0.351% เทียบกับความสูง) เมื่อโครงสร้างรับแรงกระทำทางข้างต่อไป กำแพงอิฐก่อในชั้นที่ 2 เกิดการแตกร้าว ร่วมกับการครากของคาน B3 ในชั้นที่ 1-2 เป็นบางส่วน คาน B2 ด้านขวา line C , D (โครงสร้างคานบริเวณรอบบันได) เกิดการครากที่ชั้น 1-2 เสา C1 – line 4C , 4D เกิดการครากที่ชั้น 1-2 (สถานะที่ 2) ที่แรงกระทำทางข้าง 4579.83 kN (ส.ป.ส. แรงเฉือนที่ฐาน 0.447) การเคลื่อนตัวด้านข้าง 8.73 cm. (0.546% เทียบกับความสูง) จากนั้นเมื่อโครงสร้างรับแรงกระทำต่อไป กำแพงอิฐก่อในชั้นที่ 1 เกิดการวิบัติ ในชั้นที่ 3 เกิดการแตกร้าว คาน B3 ในชั้นที่ 1-3 เกิดการคราก คาน B2 ด้านขวา line C , D เกิดการครากที่ชั้น 3 เสา C1 – line 1 เกิดการครากในชั้นที่ 1 เสา C1 – line 4C , 4D เกิดความเสียหายในระดับเข้าใช้สอยได้ทันที (IO) ในชั้นที่ 1 ขณะที่เสา C2 – line 3C , 3D (โครงสร้างเสาบริเวณรอบบันได) เกิดการครากในชั้นที่ 1-2 และเสา C2 นอกเหนือจากนั้นเกิดการครากในชั้นที่ 1 (สถานะที่ 3) ที่แรงกระทำทางข้าง 4698.68 kN (ส.ป.ส. แรงเฉือนที่ฐาน 0.459) การเคลื่อนตัวด้านข้าง 9.66 cm. (0.603% เทียบกับความสูง) และเมื่อโครงสร้างต้องรับแรงกระทำทางข้างอย่างเอกสตรีนี่เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ต่อเนื่องเป็นผลให้ กำแพงอิฐก่อในชั้นที่ 2 เกิดการวิบัติ เสา C1 – line 4C , 4D ในชั้นที่ 1 เกิดความเสียหายในระดับเข้าใช้สอยได้ทันที (IO) เพิ่มเติมจากเดิมมากขึ้น เสา C2 – line 3C , 3D เกิดการครากในชั้นที่ 3 และ เริ่มเกิดความเสียหายในระดับเข้าใช้สอยได้ทันที (IO) ในชั้นที่ 1 เสา C2 ณ จุดอื่นเกิดการครากในชั้นที่ 2-3 เป็นบางส่วน (สถานะที่ 4) ที่แรงกระทำทางข้าง 4794.91 kN (ส.ป.ส. แรงเฉือนที่ฐาน 0.468) การเคลื่อนตัวด้านข้าง 10.769 cm. (0.673% เทียบกับความสูง) ถึงแม้ว่า ผลของกำแพงอิฐก่อ และ สติพเนสของโครงสร้างบันได จะเพิ่มความสามารถในการรับแรงด้านข้างให้กับอาคาร แต่เนื่องจากกำแพงอิฐก่อนั้นมีความเปราะจึงเป็นผลให้กำแพงอิฐก่อรับแรงจนถึงความสามารถในการรับแรงสูงสุด กำแพงอิฐก่อจึงวิบัติ ซึ่งวิบัติในชั้นที่ 1 และ 2 (ตามลำดับ) และการวิบัติของกำแพงอิฐก่อส่งผลให้เสา C1 และ C2 ในชั้นที่ 1 เกิดความเสียหายในระดับเข้าใช้สอยได้ทันที (IO) และ เสา C2 เกิดการครากเพิ่มเติมจากเดิมในชั้นที่ 2-3 (สถานะที่ 5) ขณะที่ ผลของสติพเนสของโครงสร้างบันไดดึงจุดแรงแผ่นดินไหวเข้าสู่ชั้นส่วนของโครงสร้างโดยรอบบันได เป็นเหตุให้เกิดแรงภายในเยื้องชั้น ส่งผลให้เสา C1 – line 4C , 4D เกิดความเสียหายในระดับปลอดภัยต่อชีวิต (LS) ร่วมกับความเสียหายในระดับป้องกันการพังทลาย (CP) และ เริ่มเกิดการวิบัติ ขณะที่ เสา C2 – line 3C , 3D เกิดความเสียหายในระดับเข้าใช้สอยได้ทันที (IO) ในชั้นที่ 1-2 คาน B2 ด้านขวา line C , D เกิดความเสียหายในระดับเข้าใช้สอยได้ทันที (IO) ในชั้นที่ 1-2 (สถานะที่ 5) ที่สถานะความเสียหายดังกล่าวมานั้น โครงสร้างสามารถรับแรงกระทำทางข้างได้ถึงแรงกระทำสูงสุด 5004.91 kN (ส.ป.ส. แรงเฉือนที่ฐาน 0.488) การเคลื่อนตัวด้านข้าง 16.12 cm. (1.01% เทียบกับความสูง) ความเสียหายที่เกิดขึ้นในเสา C1 – line 4C , 4D ในชั้นที่ 1 นั้น เป็นความเสียหายที่รุนแรง ส่งผลให้กำลังในการรับแรงทางข้างของโครงสร้างตกลงอย่างรวดเร็วเป็นผลให้โครงสร้างเกิดการวิบัติ โดยที่โครงสร้างจะเกิดการวิบัติเมื่อ เสา C1 – line 4C , 4D เกิดการวิบัติในชั้นที่ 1 (สถานะที่ 6) ลักษณะความเสียหาย และ รูปแบบการพังทลายของโครงสร้างแสดงในรูปที่ 4.128



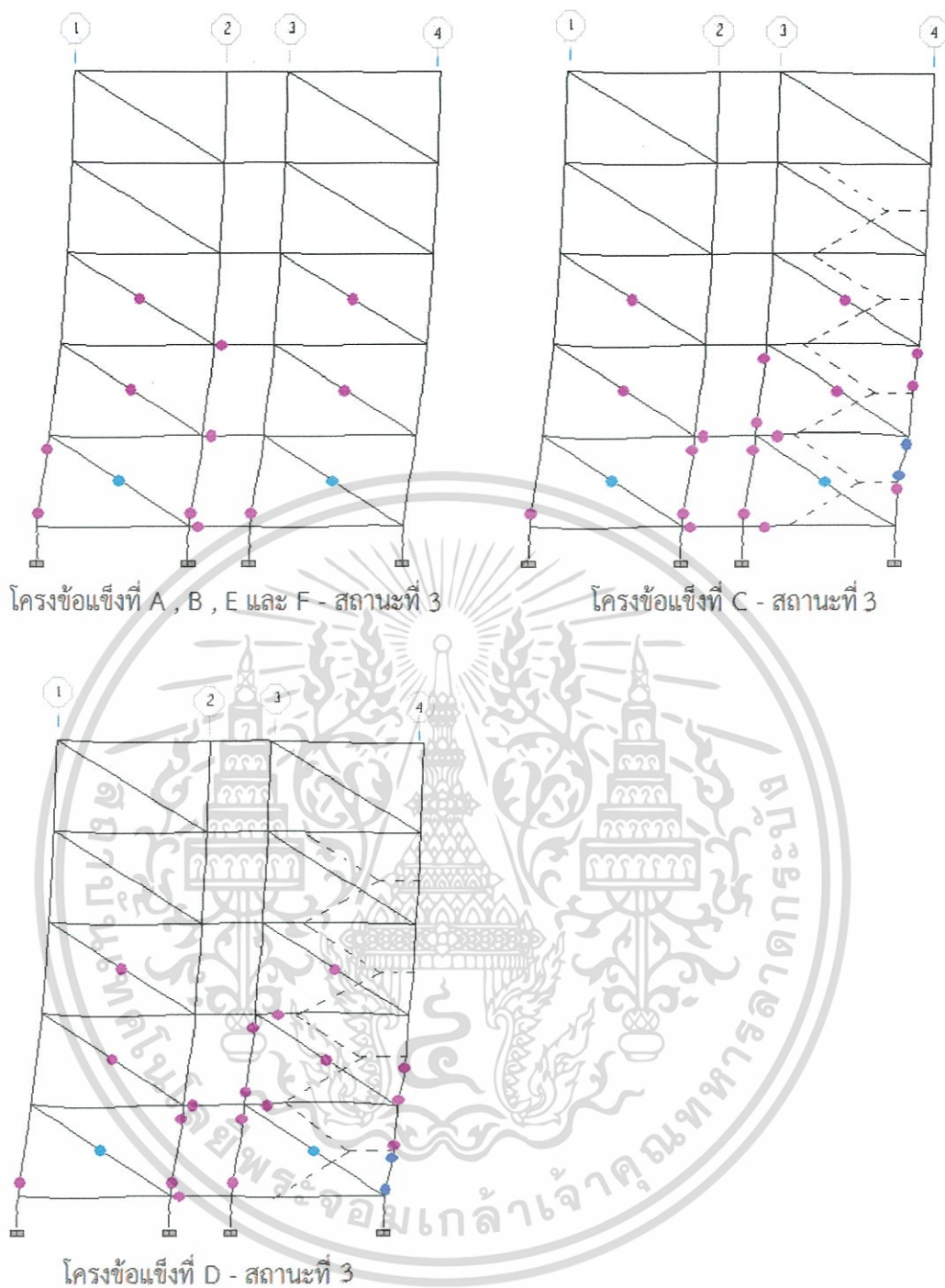
รูปที่ 4.128 ความเสียหายของโครงสร้างจากการวิเคราะห์ pushover – y (แบบจำลองที่ M4B)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



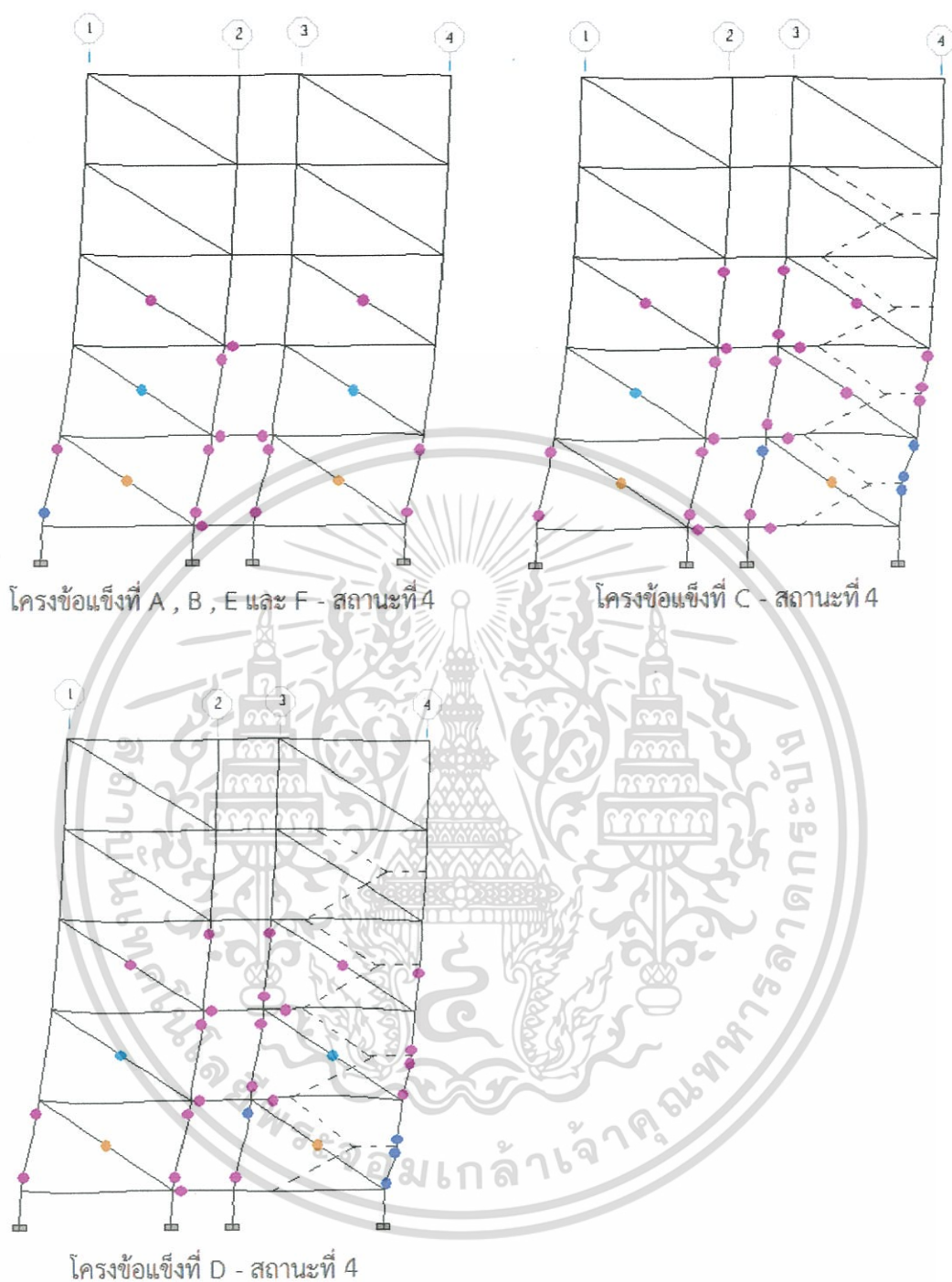
รูปที่ 4.128 ความเสียหายของโครงสร้างจากการวิเคราะห์ pushover - y (แบบจำลองที่ M4B)
(ต่อ)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



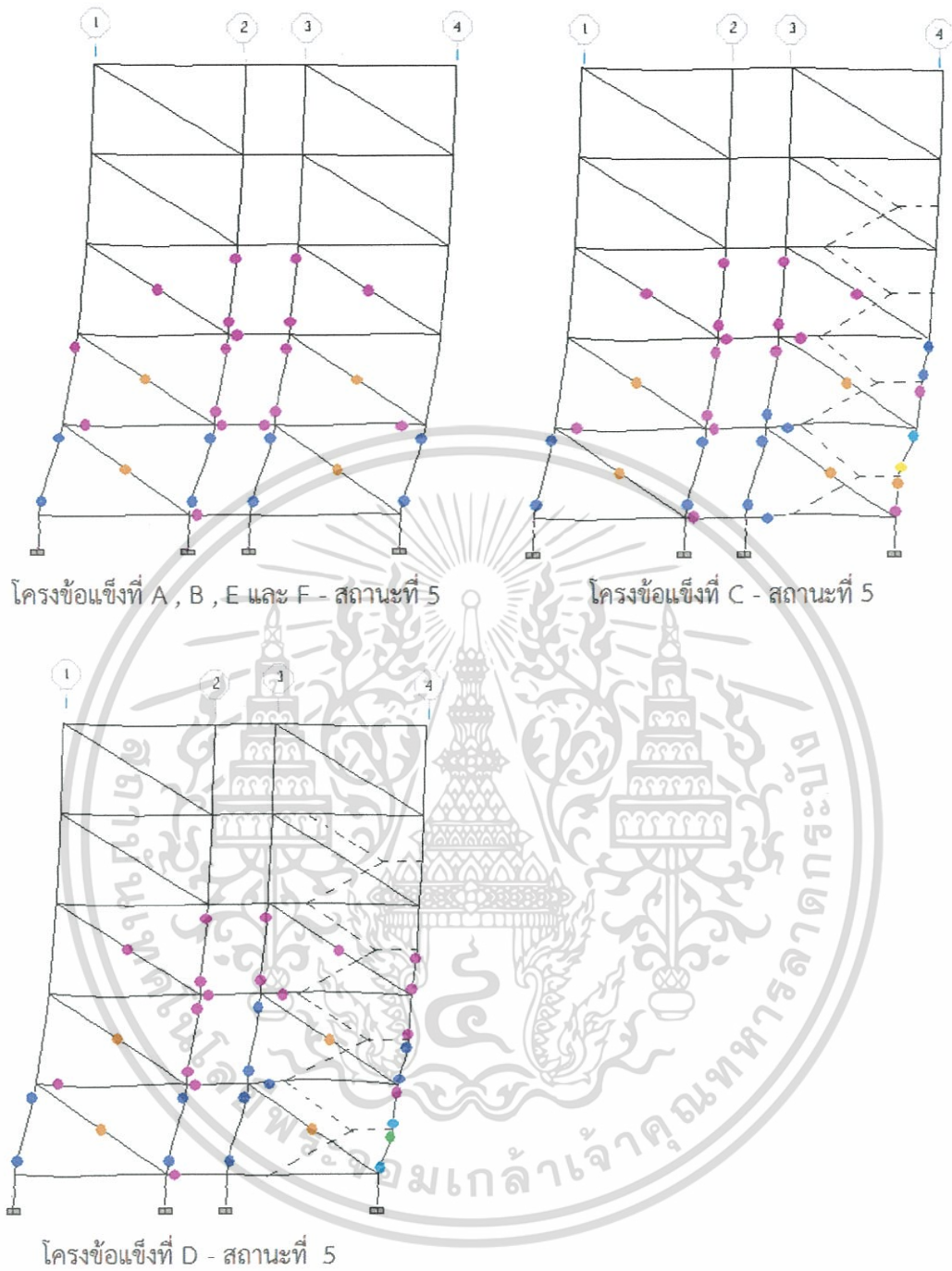
รูปที่ 4.128 ความเสียหายของโครงสร้างจากการวิเคราะห์ pushover - y (แบบจำลองที่ M4B)
(ต่อ)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



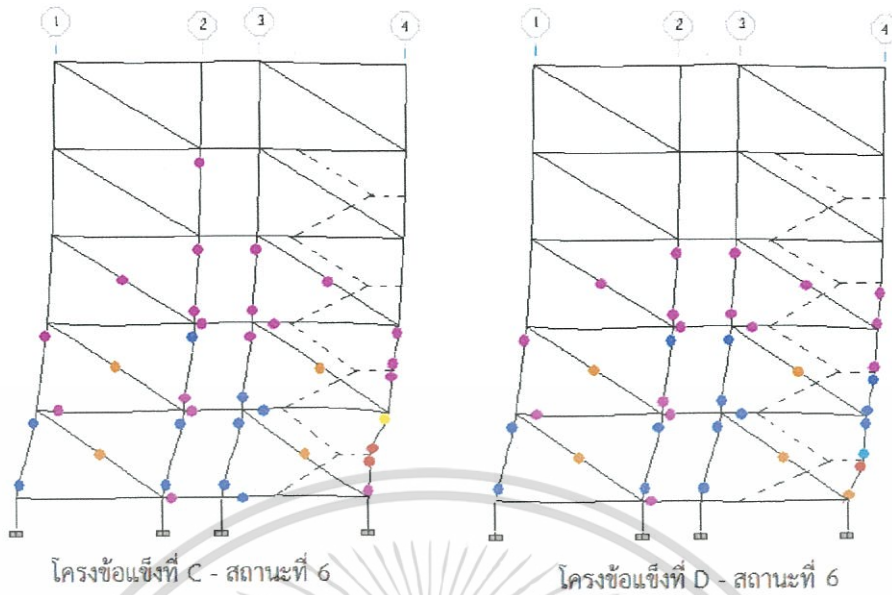
รูปที่ 4.128 ความเสียหายของโครงสร้างจากการวิเคราะห์ pushover - y (แบบจำลองที่ M4B)
(ต่อ)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 4.128 ความเสียหายของโครงสร้างจากการวิเคราะห์ pushover - y (แบบจำลองที่ M4B)
(ต่อ)

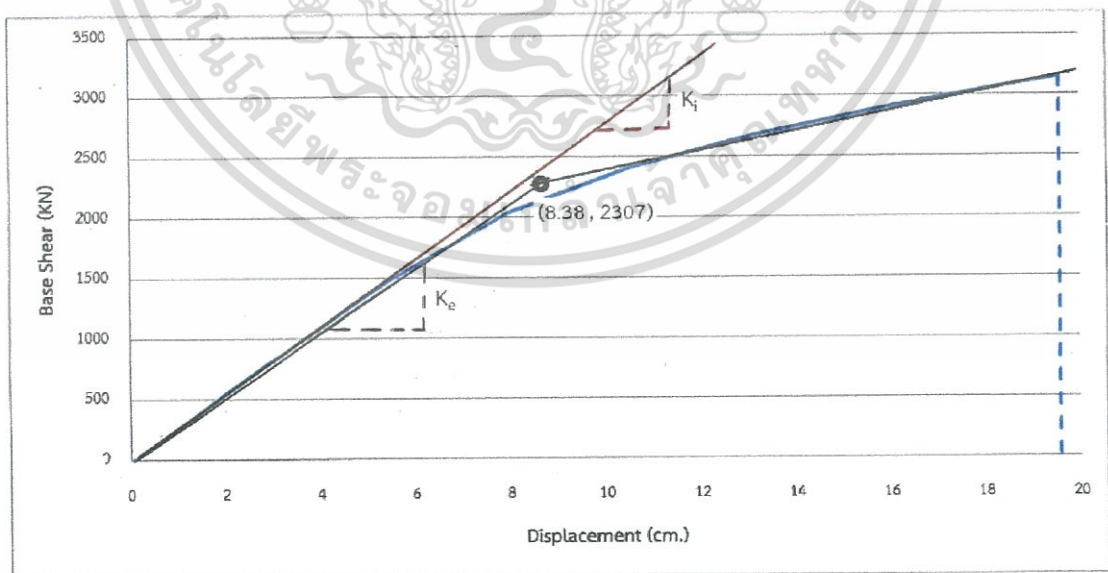
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 4.128 ความเสียหายของโครงสร้างจากการวิเคราะห์ pushover - y (แบบจำลองที่ M4B)
(ต่อ)

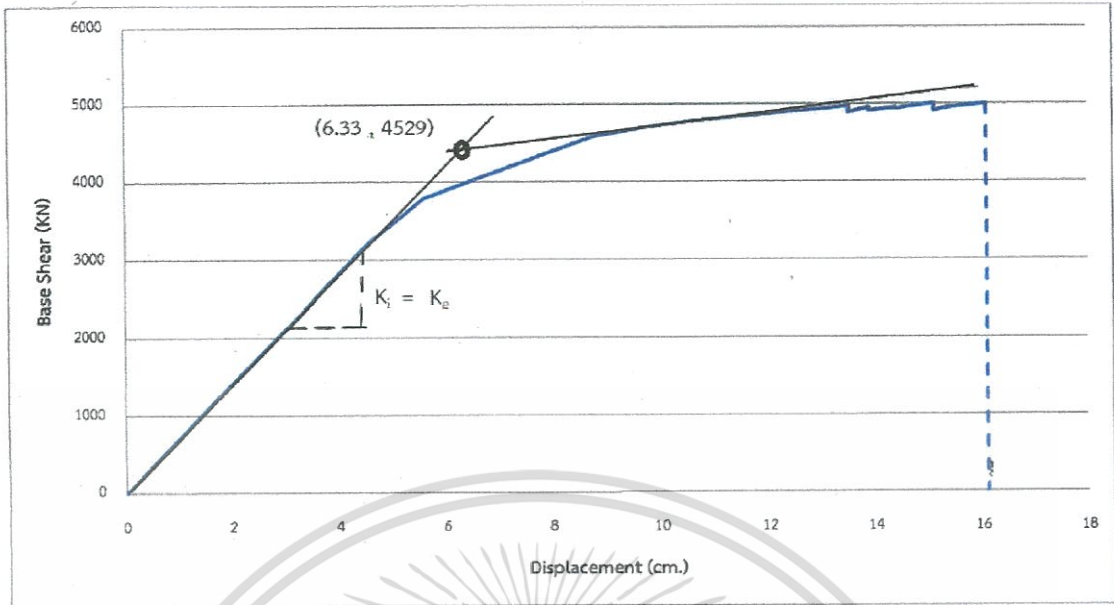
การประเมินระดับสมรรถนะของโครงสร้าง

ค่าการเคลื่อนตัวเป้าหมายภายใต้แรงกระทำในทิศทาง x และ y สามารถคำนวณได้โดยอาศัยกราฟความสัมพันธ์ในอุดมคติระหว่างแรงเฉือนที่ฐานของอาคารกับค่าการเคลื่อนตัวของยอดอาคาร (Idealized Force-Displacement Curve) ดังแสดงในรูปที่ 4.129 - 4.130 ตามลำดับ และ ตารางที่ 4.103



รูปที่ 4.129 กราฟของความสัมพันธ์ในอุดมคติระหว่างแรงเฉือนรวมที่ฐานและค่าการเคลื่อนตัวของจุดควบคุมที่ยอดอาคารภายใต้แรงกระทำในทิศทาง x (แบบจำลองที่ M4B)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 4.130 กราฟของความสัมพันธ์ในอุดมคติระหว่างแรงเฉือนรวมที่ฐานและค่าการเคลื่อนตัวของจุดควบคุมที่ยอดอาคารภายใต้แรงกระทำในทิศทาง y (แบบจำลองที่ M4B)

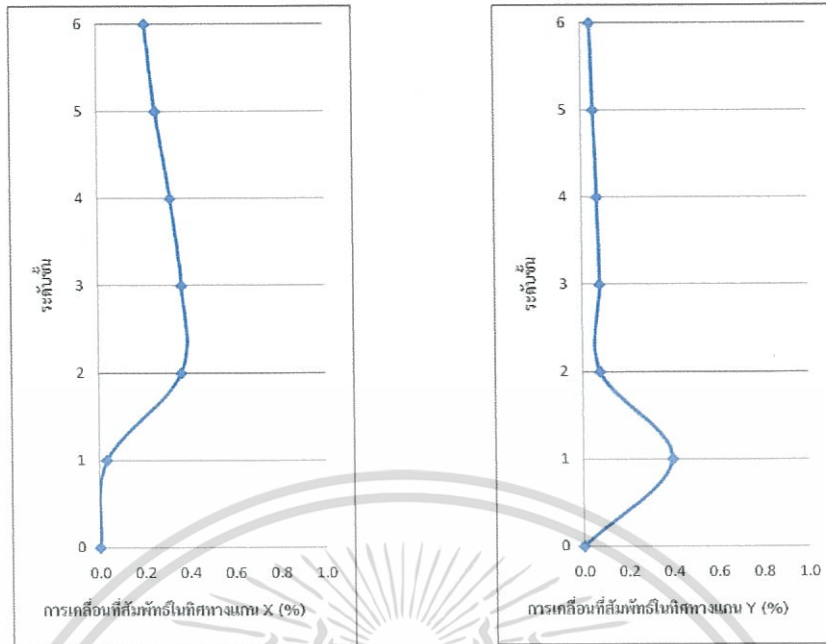
ตารางที่ 4.103 ค่าตัวแปรสำหรับการคำนวณหาค่าการเคลื่อนตัวเป้าหมายของจุดควบคุม (แบบจำลองที่ M4B)

ทิศทาง	C_0	C_1	C_2	S_a	T_e	δ_t (cm.)	แรงเฉือนรวมที่ฐาน (KN) (สปส.)
X	1.3	0.993	1	0.156	0.960	4.61	1275 (0.125)
y	1.3	0.961	1.002	0.140	0.552	1.33	785 (0.077)

จากตารางที่ 4.103 ค่าการเคลื่อนตัวเป้าหมายของจุดควบคุมที่ใช้สำหรับการวิเคราะห์มีค่าเท่ากับ 4.61 เซนติเมตร และ 1.33 เซนติเมตร ในทิศทางแกน x และ y ตามลำดับ

ค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นของอาคารตัวอย่างภายใต้แรงกระทำแบบ monotonic สำหรับทิศทางแกน x และ y แสดงในรูปที่ 4.131

จากรูปที่ 4.131 พบว่าค่าเปอร์เซ็นต์การเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นสูงสุด มีค่าไม่เกินกว่าค่าที่ยอมให้ที่ระดับสมรรถนะเข้าใช้สอยได้ทันที (IO) ระดับสมรรถนะปลอดภัยต่อชีวิต (LS) และระดับสมรรถนะป้องกันการพังทลาย (CP) นั่นคือ 1% 2% และ 4% ตามลำดับ



รูปที่ 4.131 การเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นภายใต้แรงกระทำทางข้างแบบ monotonic ในทิศทางแกน x (ซ้าย) และ y (ขวา) (แบบจำลองที่ M4B)

ผลของการประเมิน เมื่อทำการผลักอาคารไปจนถึงค่า target displacement ในทิศทางแกน x และ y แล้วแสดงในตารางที่ 4.104 – 4.105

ตารางที่ 4.104 Force – Displacement และ ผลประเมินความเสียหายขององค์อาคารจากวิธีสถิติไม่เชิงเส้นในทิศทาง x (แบบจำลองที่ M4B)

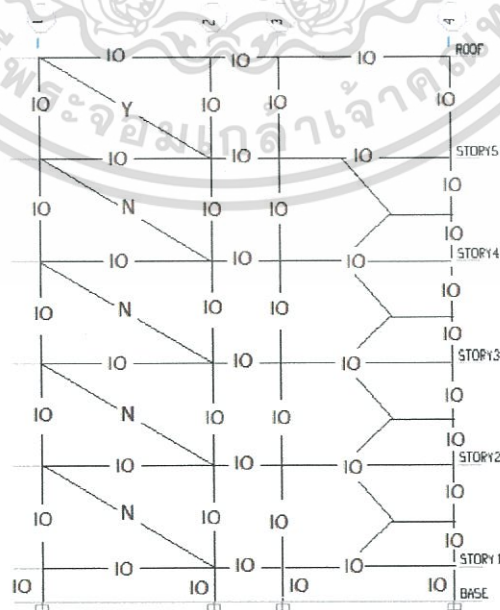
step	Displacement (cm)	Base Force (kN)	ปริมาณความเสียหาย			
			B - IO	IO - LS	LS - CP	>CP
0	0.000	0.000	0	0	0	0
1	0.066	19.289	0	0	0	0
2	0.538	157.941	0	0	0	0
3	1.140	326.945	0	0	0	0
4	1.602	455.008	0	0	0	0
5	2.224	627.596	0	0	0	0
6	2.801	786.146	0	0	0	0
7	3.262	911.942	1	0	0	0
8	3.923	1090.019	1	0	0	0
9	4.588	1269.656	3	0	0	0
10	4.610	1275.574	3	0	0	0

เอกสารนี้ 10 เอกสารที่สงวน 4.610 ทรัพยากรใช้งานที่ 1275.574 เท่านั้น ไม่ 3 อนุญาตให้ 0 ไปใช้ ประ 0 ชนด้ 0 0 ค่า
ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ตารางที่ 4.105 Force - Displacement และ ผลประเมินความเสียหายขององค์อาคารจากวิธี
สถิตย์ไม่เชิงเส้นในทิศทาง y (แบบจำลองที่ M4B)

step	Displacement (cm)	Base Force (kN)	ปริมาณความเสียหาย			
			B - IO	IO - LS	LS - CP	>CP
0	0.000	0.000	0	0	0	0
1	0.026	5.830	0	0	0	0
2	0.161	39.316	0	0	0	0
3	0.305	98.839	0	0	0	0
4	0.446	178.009	0	0	0	0
5	0.629	298.106	0	0	0	0
6	0.762	390.084	0	0	0	0
7	0.895	483.489	0	0	0	0
8	1.028	576.519	0	0	0	0
9	1.160	669.551	0	0	0	0
10	1.293	762.585	0	0	0	0
11	1.326	785.914	0	0	0	0

จากผลการวิเคราะห์และประเมิน พบว่า องค์อาคารทุกองค์อาคารมีกำลังต้านทานแรงที่
เพียงพอต่อระดับสมรรถนะเข้าใช้สอยได้ทันที (IO) แสดงในรูปที่ 4.132



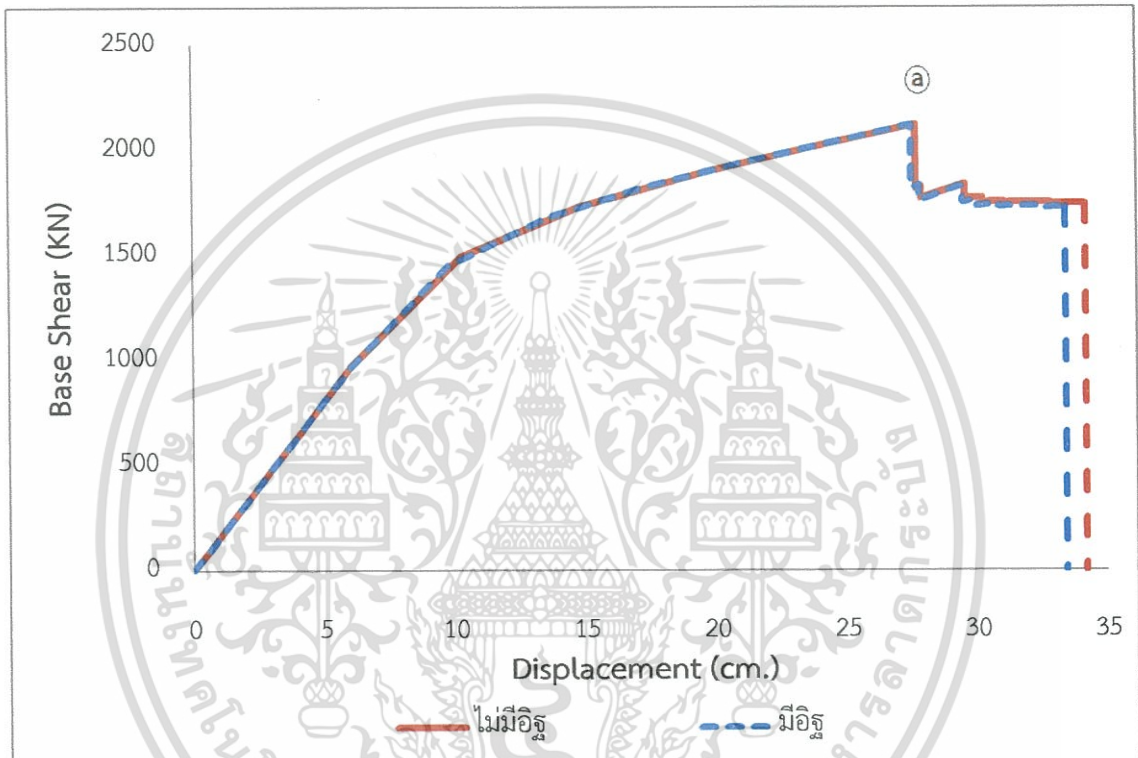
รูปที่ 4.132 ระดับสมรรถนะของโครงสร้างคานและเสา (แบบจำลองที่ M4B)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่นิยมนำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

4.3.7 การเปรียบเทียบการวิเคราะห์ด้วยวิธีสถิตย์ไม่เชิงเส้น

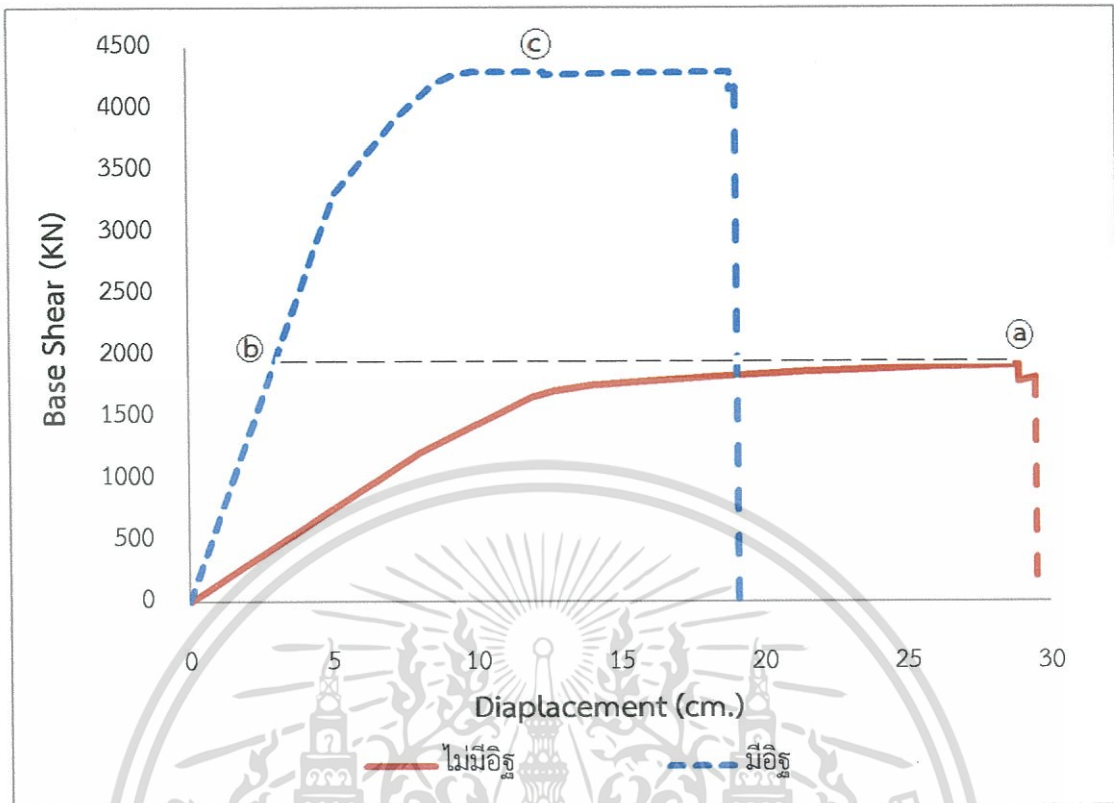
การเปรียบเทียบผลการวิเคราะห์ของโครงสร้างจะถูกแสดงการเปรียบเทียบด้วยกราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนที่ฐานอาคารและการเคลื่อนที่ทางข้าง ซึ่งผลการเปรียบเทียบมีรายละเอียด ดังนี้

1. ผลการเปรียบเทียบโดยพิจารณาผลของกำแพงอิฐก่อ



รูปที่ 4.133 เปรียบเทียบผลการวิเคราะห์อาคารตัวอย่างที่มีกำแพงอิฐก่อและไม่มีกำแพงอิฐก่อในทิศทางแกน x

จากรูปที่ 4.133 เปรียบเทียบผลการวิเคราะห์ความสามารถต้านทานแผ่นดินไหวของอาคารตัวอย่าง โดยพิจารณา - ไม่พิจารณาผลของกำแพงอิฐก่อในทิศทางแกน x พบว่า ความสามารถในการต้านทานแรงแผ่นดินไหวของโครงสร้างไม่แตกต่างกันมากนักและเป็นไปในทิศทางเดียวกัน กล่าวคือ อาคารที่ไม่มีกำแพงอิฐก่อสามารถรับแรงด้านข้างสูงสุดได้ 2122.23 kN (0.207) ที่การเคลื่อนตัวด้านข้าง 27.27 cm (1.73%) (จุด a) ในขณะที่อาคารที่มีกำแพงอิฐก่อสามารถรับแรงด้านข้างสูงสุดได้ 2117.35 kN (0.206) ที่การเคลื่อนตัวด้านข้าง 27.54 cm (1.72%) (จุด a) เมื่อเปรียบเทียบกำลังรับแรงด้านข้างสูงสุดระหว่างอาคารที่มีกำแพงอิฐก่อและไม่มีกำแพงอิฐก่อ พบว่า กำแพงอิฐก่อมิได้มีผลต่อความสามารถในการต้านทานแรงแผ่นดินไหวในทิศทางแกน x เนื่องจาก กำแพงอิฐก่อมิได้วางตัวอยู่ในทิศทางแกน x

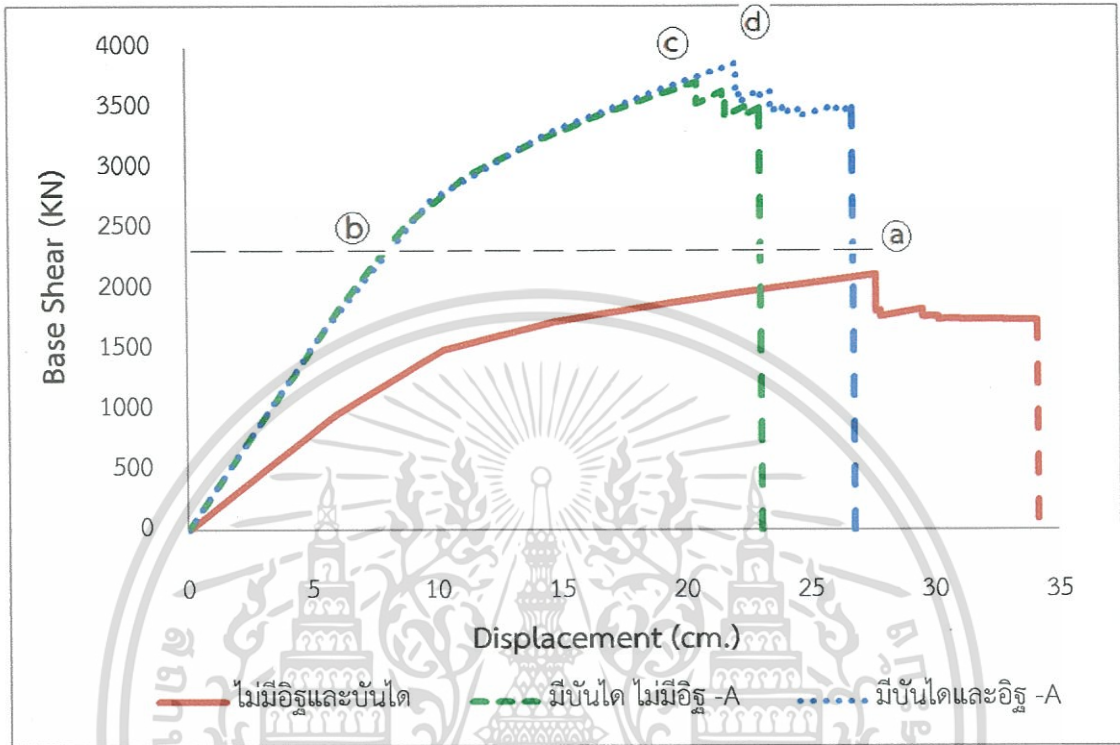


รูปที่ 4.134 เปรียบเทียบผลการวิเคราะห์อาคารตัวอย่างที่มีกำแพงอิฐก่อและไม่มีกำแพงอิฐก่อในทิศทางแกน y

จากรูปที่ 4.134 เปรียบเทียบผลการวิเคราะห์ความสามารถต้านทานแผ่นดินไหวของอาคารตัวอย่าง โดยพิจารณา - ไม่พิจารณาผลของกำแพงอิฐก่อในทิศทางแกน y พบว่า อาคารที่ไม่มีกำแพงอิฐก่อสามารถรับแรงด้านข้างสูงสุดได้ 1922.52 kN (0.187) ที่การเคลื่อนตัวด้านข้าง 28.94 cm (1.81%) (จุด a) ในขณะที่อาคารที่มีกำแพงอิฐก่อเกิดการเคลื่อนที่ด้านข้างเพียง 2.89 cm (0.18%) (จุด b)

กราฟ pushover curve ของอาคารที่มีกำแพงอิฐก่อจะมีความชันมากกว่าอาคารที่ไม่มีกำแพงอิฐก่อ แสดงให้เห็นว่า สติพเนสของอาคารที่มีกำแพงอิฐก่อนั้นมีมากกว่าอาคารที่ไม่มีกำแพงอิฐก่อ เนื่องจากกำแพงอิฐก่อช่วยเพิ่มสติพเนสให้กับอาคารอย่างมาก อาคารที่มีกำแพงอิฐก่อสามารถรับแรงด้านข้างสูงสุดได้ 4297.42 kN (0.419) เมื่อเกิดการเคลื่อนตัวด้านข้าง 12.27 cm (0.23%) (จุด c) เมื่อเปรียบเทียบกำลังรับแรงด้านข้างสูงสุดระหว่างอาคารที่มีกำแพงอิฐก่อและไม่มีกำแพงอิฐก่อ พบว่า กำแพงอิฐก่อจะเพิ่มกำลังรับแรงทางข้างให้กับอาคารเป็นอย่างมาก แต่อย่างไรก็ตามผลของกำแพงอิฐก่อจะทำให้การเคลื่อนที่ของอาคารลดลง เนื่องจากกำแพงอิฐก่อมีความเปราะ และเมื่อกำแพงอิฐก่อรับแรงจนถึงจุดวิบัติแล้ว กำลังของโครงสร้างจะตกลงอย่างทันที การพิจารณาผลของกำแพงอิฐก่อจะเพิ่มความสามารถในการรับแรงด้านข้างสูงสุดได้ถึง 2.23 เท่า

2. ผลการเปรียบเทียบโดยพิจารณาผลของบันได (ร่วมกับกำแพงอิฐก่อ) ของอาคารหอพักอาศัย ตัวอย่างที่ 1

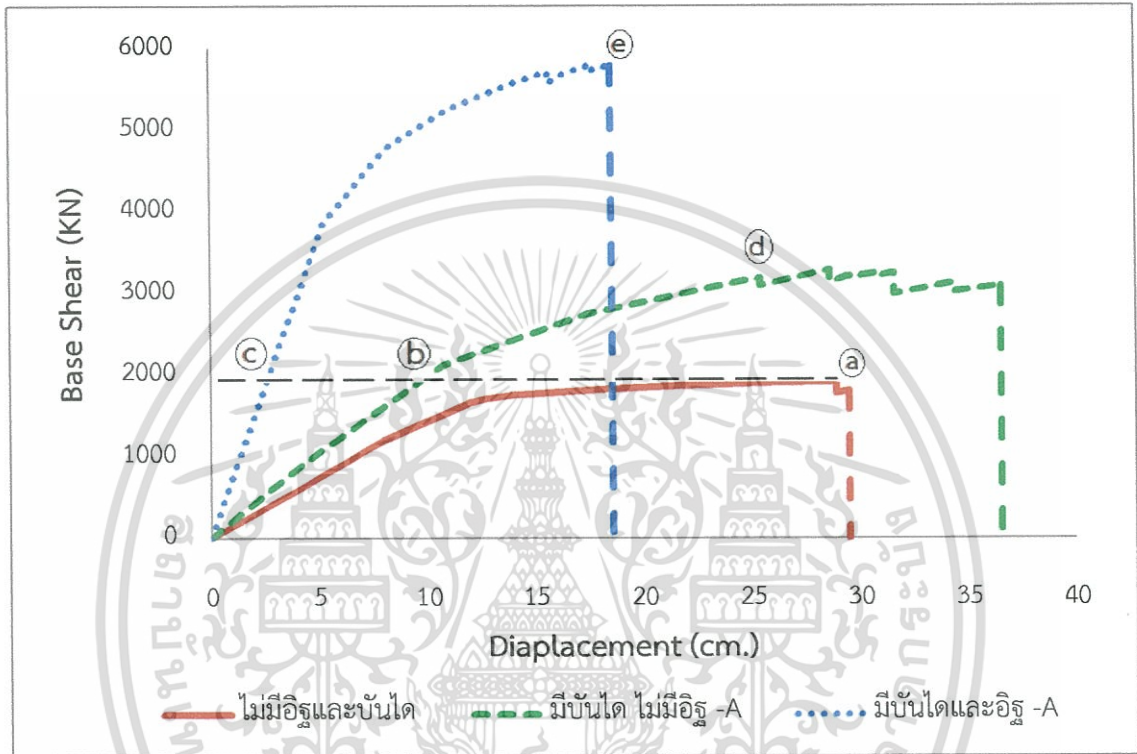


รูปที่ 4.135 เปรียบเทียบผลการวิเคราะห์อาคารตัวอย่างที่ 1 ที่มีบันได (ร่วมกับกำแพงอิฐก่อ) และ ไม่มีบันได (ร่วมกับกำแพงอิฐก่อ) ในทิศทางแกน x

จากรูปที่ 4.135 เปรียบเทียบผลการวิเคราะห์ความสามารถต้านทานแผ่นดินไหวของอาคารตัวอย่างที่ 1 โดยพิจารณา - ไม่พิจารณาผลของบันได (ร่วมกับกำแพงอิฐก่อ) ในทิศทางแกน x พบว่า อาคารที่ไม่มีมีบันไดและกำแพงอิฐก่อสามารถรับแรงด้านข้างสูงสุดได้ 2122.23 kN (0.207) ที่การเคลื่อนตัวด้านข้าง 27.27 cm (1.73%) (จุด a) ในขณะที่อาคารที่มีบันได (และกำแพงอิฐก่อ) เกิดการเคลื่อนที่ด้านข้างเพียง 6.99 cm (0.44%) (จุด b)

กราฟ pushover curve ของอาคารที่พิจารณาผลของบันไดนั้นจะมีความชันมากกว่าอาคารที่ไม่มีพิจารณาผลของบันได แสดงให้เห็นว่า บันไดมีส่วนช่วยในการเพิ่มความแข็งแรง (stiffness) ให้กับโครงสร้าง เนื่องจากบันไดนั้นเปรียบเสมือนค้ำยันในแนวทแยง (diagonal brace) หรือ กล่าวได้ว่า บันไดนั้นจะเพิ่มกำลังรับแรงทางข้างให้กับอาคาร ขณะเดียวกันบันไดยังลดผลการเคลื่อนที่ให้กับโครงสร้างอีกด้วย ซึ่งแสดงให้เห็นถึงพฤติกรรมของความแข็งแรงเชิงเปราะ อาคารที่มีบันไดจะรับแรงด้านข้างสูงสุดได้ 3719.19 kN (0.36) เมื่อเกิดการเคลื่อนตัวด้านข้าง 20.54 cm (1.28%) (จุด c) ขณะที่อาคารที่มีบันไดและกำแพงอิฐก่อจะรับแรงด้านข้างสูงสุดได้ 3868.66 kN (0.378) เมื่อเกิดการเคลื่อนตัวด้านข้าง 22.13 cm (1.38%) (จุด d) เมื่อเปรียบเทียบกำลังรับแรง

ด้านข้างสูงสุดระหว่างอาคารที่มีบันได และ อาคารที่ไม่มีบันได – กำแพงอิฐก่อ พบว่า ความสามารถในการต้านทานแรงแผ่นดินไหวของโครงสร้างไม่แตกต่างกันมากและเป็นไปในทิศทางเดียวกัน การพิจารณาผลของบันไดจะเพิ่มความสามารถในการรับแรงด้านข้างสูงสุดได้ถึง 1.75 เท่า และการที่พิจารณากำแพงอิฐก่อร่วมด้วยจะเพิ่มความสามารถในการรับแรงด้านข้างสูงสุดได้ถึง 1.82 เท่า



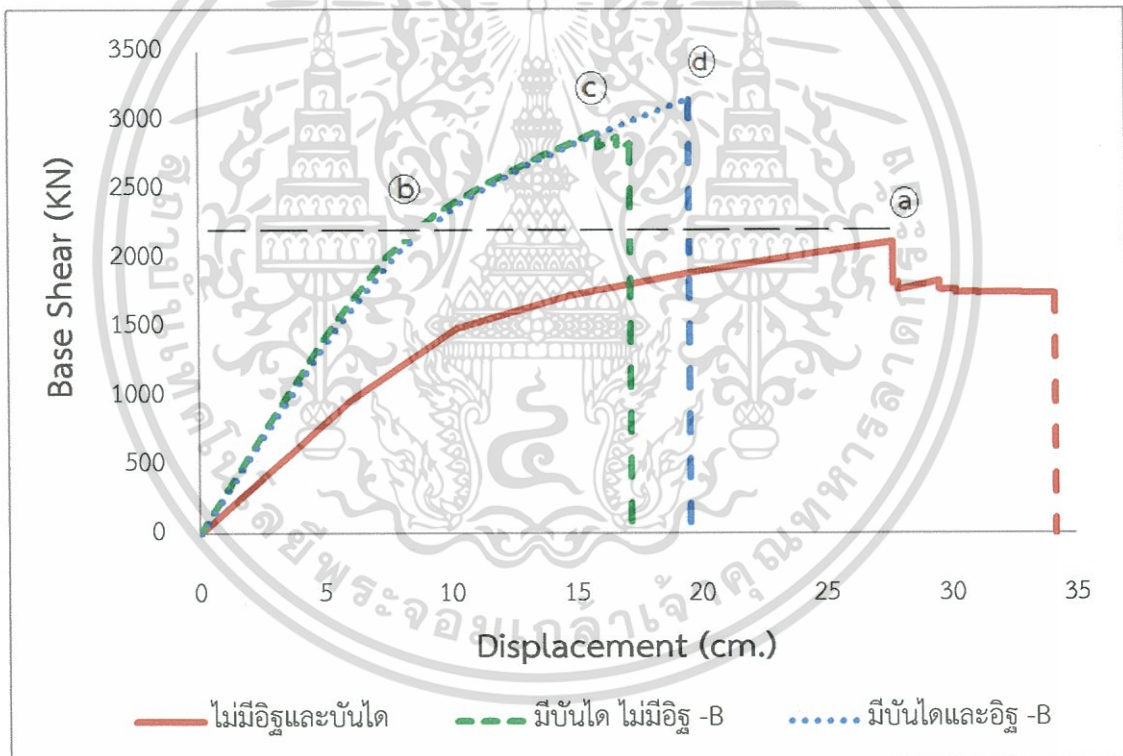
รูปที่ 4.136 เปรียบเทียบผลการวิเคราะห์อาคารตัวอย่างที่ 1 ที่มีบันได (ร่วมกับกำแพงอิฐก่อ) และ ไม่มีบันได (ร่วมกับกำแพงอิฐก่อ) ในทิศทางแกน y

จากรูปที่ 4.136 เปรียบเทียบผลการวิเคราะห์ความสามารถต้านทานแผ่นดินไหวของอาคารตัวอย่างที่ 1 โดยพิจารณา - ไม่พิจารณาผลของบันได (ร่วมกับกำแพงอิฐก่อ) ในทิศทางแกน y พบว่า อาคารที่ไม่มีบันไดและกำแพงอิฐก่อสามารถรับแรงด้านข้างสูงสุดได้ 1922.52 kN (0.187) ที่ การเคลื่อนตัวด้านข้าง 28.94 cm (1.81%) (จุด a) ในขณะที่อาคารที่มีบันไดเกิดการเคลื่อนที่ด้านข้าง 9.31 cm (0.582%) (จุด b) และ สำหรับอาคารที่มีกำแพงอิฐก่อร่วมด้วยเกิดการเคลื่อนที่ด้านข้างเพียง 2.41 cm (0.15%) (จุด c)

กราฟ pushover curve ของอาคารที่พิจารณาผลของบันได และ ที่พิจารณาผลของบันไดร่วมกับกำแพงอิฐก่อ นั้น จะมีความชันมากกว่าอาคารที่ไม่มีการพิจารณาผลของบันไดและกำแพงอิฐก่อ แสดงให้เห็นว่า สติพเนสบางส่วนของโครงสร้างบันไดนั้นมีส่วนช่วยในการเพิ่มความแข็งแรงให้กับโครงสร้าง นั่นคือ บันไดนั้นจะเพิ่มกำลังรับแรงทางข้างให้กับอาคาร ขณะเดียวกันบันไดจะทำให้อาคารมีการเคลื่อนตัวสูงขึ้นขณะที่โครงสร้างมีการรับแรงสูงขึ้น ซึ่งแสดงให้เห็นถึงพฤติกรรมของไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ความแข็งเชิงเหนียว อาคารที่มีบันไดจะรับแรงด้านข้างสูงสุดได้ 3188.52 kN (0.312) เมื่อเกิดการเคลื่อนที่ด้านข้าง 25.42 cm (1.59%) (จุด d) ขณะที่สติฟเนสของอาคารที่มีกำแพงอิฐก่อร่วมด้วยนั้นจะมีมากกว่าอาคารที่ไม่มีกำแพงอิฐก่อ เนื่องจากกำแพงอิฐก่อช่วยเพิ่มสติฟเนสให้อาคารอย่างมาก อาคารที่มีกำแพงอิฐก่อร่วมกับบันไดจะสามารถรับแรงด้านข้างสูงสุดได้ 5801.16 kN (0.566) เมื่อเกิดการเคลื่อนที่ทางข้าง 18.58 cm (1.16%) (จุด e) เมื่อเปรียบเทียบกำลังรับแรงด้านข้างสูงสุด การพิจารณาผลของบันไดจะเพิ่มความสามารถในการรับแรงด้านข้างสูงสุดได้ถึง 1.66 เท่า และ การที่พิจารณากำแพงอิฐก่อร่วมด้วยจะเพิ่มความสามารถในการรับแรงด้านข้างสูงสุดได้ถึง 3.02 เท่า

3. ผลการเปรียบเทียบโดยพิจารณาผลของบันได (ร่วมกับกำแพงอิฐก่อ) ของอาคารหอพักอาศัย ตัวอย่างที่ 2

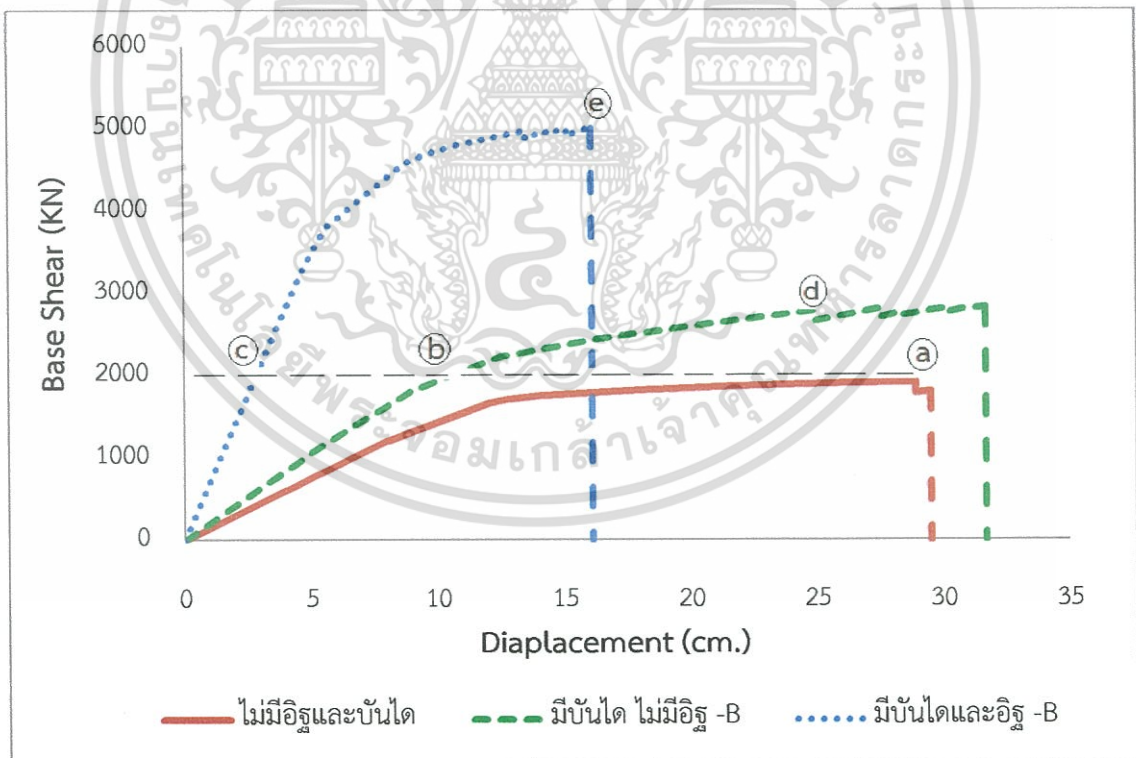


รูปที่ 4.137 เปรียบเทียบผลการวิเคราะห์อาคารตัวอย่างที่ 2 ที่มีบันได (ร่วมกับกำแพงอิฐก่อ) และไม่มีบันได (ร่วมกับกำแพงอิฐก่อ) ในทิศทางแกน x

จากรูปที่ 4.137 เปรียบเทียบผลการวิเคราะห์ความสามารถต้านทานแผ่นดินไหวของอาคารตัวอย่างที่ 2 โดยพิจารณา - ไม่พิจารณาผลของบันได (ร่วมกับกำแพงอิฐก่อ) ในทิศทางแกน x พบว่า อาคารที่ไม่มีบันไดและกำแพงอิฐก่อสามารถรับแรงด้านข้างสูงสุดได้ 2122.23 kN (0.207) ที่

การเคลื่อนตัวด้านข้าง 27.27 cm (1.73%) (จุด a ในขณะที่อาคารที่มีบันได (และกำแพงอิฐก่อ) เกิดการเคลื่อนที่ด้านข้างเพียง 7.88 cm (0.49%) (จุด b)

กราฟ pushover curve ของอาคารที่พิจารณาผลของบันไดนั้นจะมีความชันมากกว่าอาคารที่ไม่มีผลการพิจารณาผลของบันได แสดงให้เห็นว่า บันไดมีส่วนช่วยในการเพิ่มความแข็งแรง (stiffness) ให้กับโครงสร้าง ซึ่งกล่าวได้ว่า บันไดจะเพิ่มกำลังรับแรงทางข้างให้กับอาคาร ขณะเดียวกันบันไดยังลดผลการเคลื่อนที่ให้กับโครงสร้างอีกด้วย ซึ่งแสดงให้เห็นถึงพฤติกรรมของความแข็งแรงเปราะ อาคารที่มีบันไดจะรับแรงด้านข้างสูงสุดได้ 2920.37 kN (0.285) เมื่อเกิดการเคลื่อนที่ด้านข้าง 15.95 cm (0.996%) (จุด c) ขณะที่อาคารที่มีบันไดและกำแพงอิฐก่อจะรับแรงด้านข้างสูงสุดได้ 3152.46 kN (0.308) เมื่อเกิดการเคลื่อนที่ด้านข้าง 19.57 cm (1.22%) (จุด d) เมื่อเปรียบเทียบกำลังรับแรงด้านข้างสูงสุดระหว่างอาคารที่มีบันได และ อาคารที่มีบันได – กำแพงอิฐก่อ พบว่า ความสามารถในการต้านทานแรงแผ่นดินไหวของโครงสร้างไม่แตกต่างกันมากและเป็นไปในทิศทางเดียวกัน การพิจารณาผลของบันไดจะเพิ่มความสามารถในการรับแรงด้านข้างสูงสุดได้ถึง 1.37 เท่า และ การที่พิจารณากำแพงอิฐก่อร่วมด้วยจะเพิ่มความสามารถในการรับแรงด้านข้างสูงสุดได้ถึง 1.48 เท่า



รูปที่ 4.138 เปรียบเทียบผลการวิเคราะห์อาคารตัวอย่างที่ 2 ที่มีบันได (ร่วมกับกำแพงอิฐก่อ) และ ไม่มีบันได (ร่วมกับกำแพงอิฐก่อ) ในทิศทางแกน y

จากรูปที่ 4.138 เปรียบเทียบผลการวิเคราะห์ความสามารถต้านทานแผ่นดินไหวของอาคาร ตัวอย่างที่ 2 โดยพิจารณา – ไม่พิจารณาผลของบันได (ร่วมกับกำแพงอิฐก่อ) ในทิศทางแกน y พบว่า อาคารที่ไม่มีบันไดและกำแพงอิฐก่อสามารถรับแรงด้านข้างสูงสุดได้ 1922.52 kN (0.187) ที่ การเคลื่อนตัวด้านข้าง 28.94 cm (1.81%) (จุด a) ในขณะที่อาคารที่มีบันไดเกิดการเคลื่อนที่ทาง ข้าง 10 cm (0.625%) (จุด b) และ สำหรับอาคารที่มีกำแพงอิฐก่อร่วมด้วยเกิดการเคลื่อนที่ ด้านข้างเพียง 2.41 cm (0.15%) (จุด c)

กราฟ pushover curve ของอาคารที่พิจารณาผลของบันได และ ที่พิจารณาผลของบันได ร่วมกับกำแพงอิฐก่อ นั้น จะมีความชันมากกว่าอาคารที่ไม่มีการพิจารณาผลของบันไดและกำแพงอิฐ ก่อ แสดงให้เห็นว่า สติฟเนสของโครงสร้างบันไดนั้นมีส่วนช่วยในการเพิ่มความแข็งแรงให้กับ โครงสร้าง นั่นคือ บันไดนั้นจะเพิ่มกำลังรับแรงทางข้างให้กับอาคาร ขณะเดียวกันบันไดจะทำให้ อาคารมีการเคลื่อนตัวสูงขึ้นขณะที่โครงสร้างมีการรับแรงสูงขึ้น ซึ่งแสดงให้เห็นถึงพฤติกรรมของ ความแข็งแรงเหนียว อาคารที่มีบันไดจะรับแรงด้านข้างสูงสุดได้ 2783.02 kN (0.271) เมื่อเกิดการ เคลื่อนที่ด้านข้าง 24.96 cm (1.56%) (จุด d) ขณะที่สติฟเนสของอาคารที่มีกำแพงอิฐก่อร่วมด้วย นั้นจะมีมากกว่าอาคารที่ไม่มีกำแพงอิฐก่อ เนื่องจากกำแพงอิฐก่อช่วยเพิ่มสติฟเนสให้อาคารอย่าง มาก อาคารที่มีกำแพงอิฐก่อร่วมกับบันไดจะสามารถรับแรงด้านข้างสูงสุดได้ 5004.91 kN (0.488) เมื่อเกิดการเคลื่อนที่ทางข้าง 16.12 cm (1.01%) (จุด e) เมื่อเปรียบเทียบกำลังรับแรงด้านข้าง สูงสุด การพิจารณาผลของบันไดจะเพิ่มความสามารถในการรับแรงด้านข้างสูงสุดได้ถึง 1.45 เท่า และ การที่พิจารณากำแพงอิฐก่อร่วมด้วยจะเพิ่มความสามารถในการรับแรงด้านข้างสูงสุดได้ถึง 2.60 เท่า

สรุปผลการศึกษา

ในงานวิจัยนี้เป็นการศึกษาพฤติกรรมของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก และ ประเมินระดับสมรรถนะ – ความเสียหาย ภายใต้แรงแผ่นดินไหวด้วยวิธีวิเคราะห์แบบสถิตย์เชิงเส้น และ วิธีสถิตย์ไม่เชิงเส้น (pushover analysis) ตามข้อแนะนำของ ASCE 41 – 2013 ร่วมกับ มยผ. 1303-57 โดยพิจารณาผลของกำแพงอิฐก่อและบันไดคอนกรีตเสริมเหล็ก

อาคารตัวอย่างที่ใช้ในการศึกษาเป็นอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กตั้งอยู่ในกรุงเทพมหานคร สูง 5 ชั้น (ไม่รวมชั้นดาดฟ้า) ประเภทโครงข้อแข็งคาน – เสาค มีด้วยกัน 2 รูปแบบ คือ รูปแบบที่ 1 กำหนดให้บันไดวางตัวอยู่ที่ส่วนของทางเดิน และ รูปแบบที่ 2 กำหนดให้บันไดวางตัวอยู่ระหว่างห้องพัก ในการวิเคราะห์และประเมินระดับสมรรถนะของอาคารตัวอย่าง จะใช้สเปกตรัมการตอบสนองสำหรับการออกแบบในบริเวณกรุงเทพมหานครที่มีอยู่ใน มยผ. 1302-52 (พื้นที่ ZONE 5) ซึ่งเป็นสเปกตรัมการตอบสนองสำหรับการออกแบบ (DEB) มีค่าประมาณเทียบเท่าแผ่นดินไหว 1000 ปี จากการศึกษาสามารถสรุปได้ ดังนี้

5.1 พฤติกรรมการสั่นไหว และ คุณสมบัติทางพลศาสตร์

ในการศึกษาถึงพฤติกรรมการสั่นไหวและคุณสมบัติทางพลศาสตร์ เริ่มต้นด้วยการสร้างแบบจำลองทางไฟไนต์เอลิเมนต์ด้วยโปรแกรมไฟไนต์เอลิเมนต์ ที่สามารถแสดงถึงพฤติกรรมการรับแรงทางข้างได้อย่างถูกต้อง ทั้งนี้ได้คำนึงถึง คุณสมบัติของวัสดุ ความแข็งแรงเริ่มต้นขององค์อาคารแบบจำลองกำแพงอิฐก่อและบันได รวมทั้งผลของ Rigid Zone Effect จากการวิเคราะห์แบบจำลองโครงสร้างด้วยโปรแกรมไฟไนต์เอลิเมนต์ จะได้รูปร่างการสั่นไหวและค่าคาบธรรมชาติซึ่งสามารถสรุปได้ ดังนี้

1) พฤติกรรมการสั่นไหวโดยพิจารณาผลของกำแพงอิฐก่อ

จากการศึกษาสรุปได้ว่า กำแพงอิฐก่อมีส่วนช่วยในการเพิ่มสติฟเนสให้กับระบบโครงสร้างในทิศทางแกน Y ซึ่งถือเป็นแกนอ่อนของโครงสร้าง และยังส่งผลให้คาบการสั่นในทิศทางแกน Y ลดไปถึง 52.6 % ขณะที่ในทิศทางแกน X กำแพงอิฐก่อมิได้ส่งผลต่อการสั่นไหว

2) พฤติกรรมการสั่นไหวโดยพิจารณาผลของบันไดคอนกรีตเสริมเหล็ก (ร่วมกับกำแพงอิฐก่อ) ของอาคารตัวอย่างที่ 1

จากการศึกษาสรุปได้ว่า บันไดที่วางตัวอยู่ในส่วนของทางเดินนั้นเปรียบเสมือนค้ำยัน (bracing) ในแนวทแยงให้กับโครงสร้างในทิศทางแกน X ผลของบันไดจึงเพิ่มสติฟเนสให้กับระบบ
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น เมื่อนำไปเผยแพร่โดยไม่ได้รับอนุญาตจะถือว่าผิดกฎหมาย
ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

โครงสร้างในทิศทางแกน X และทำให้คาบการสั่นลดลง 27.09% ขณะที่สติฟเนสบางส่วนของบันไดทำให้คาบการสั่นในทิศทางแกน Y ลดลง 12.67 % และเมื่อพิจารณากำแพงอิฐก่อร่วมด้วยแล้วจะพบว่า คาบการสั่นในทิศทางแกน Y ลดลง 54.53 %

3) พฤติกรรมการสั่นไหวโดยพิจารณาผลของบันไดคอนกรีตเสริมเหล็ก (ร่วมกับกำแพงอิฐก่อ) ของอาคารตัวอย่างที่ 2

จากการศึกษาสรุปได้ว่า บันไดที่วางตัวอยู่ระหว่างห้องพักส่งผลต่อการสั่นไหวในทิศทางแกน X และ Y โดยที่ผลของบันไดทำให้คาบการสั่นในทิศทางแกน X และ Y ลดลง 15.36 % และ 12.33% จากการที่ไม่ได้พิจารณาผลของบันไดตามลำดับ ทั้งนี้เมื่อพิจารณาผลของกำแพงอิฐก่อร่วมด้วยจะส่งผลให้คาบการสั่นในทิศทางแกน Y ลดลง 53.69 % นอกจากนี้ ผลของโครงสร้างบันไดที่วางตัวอยู่ระหว่างห้องพักจะทำให้อาคารเกิดการบิดตัวอย่างไม่พึงประสงค์ ซึ่งจะเป็นเหตุให้โครงสร้างเกิดการพังทลายเป็นจุดแรก และมีผลมากกว่าการที่ไม่พิจารณาผลของบันได เพราะโครงสร้างที่ไม่ได้พิจารณาผลของบันไดจะเกิดการพังทลายในด้านที่อ่อน นั่นคือ ระบบโครงสร้างในทิศทางแกน y (ด้านกว้างของอาคาร) มิใช่การบิดตัว

5.2 การประเมินระดับสมรรถนะของโครงสร้างด้วยวิธีสถิตยแบบเชิงเส้น

ในการวิเคราะห์และประเมินระดับสมรรถนะของอาคารภายใต้แรงแผ่นดินไหวด้วยวิธีสถิตยแบบเชิงเส้นได้เลือกใช้วิธีแรงสถิตเทียบเท่า โดยให้แรงกระทำทางข้างเทียม (Pseudo Lateral Load) ในแต่ละระดับชั้น จากการวิเคราะห์และประเมินสรุปได้ว่า เมื่อพิจารณาภาพรวมของอาคารด้วยเกณฑ์การเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นสูงสุด อาคารทั้ง 2 อาคารจากการที่ไม่พิจารณา - พิจารณาผลของบันไดและกำแพงอิฐก่อนั้นผ่านเกณฑ์การยอมรับที่ระดับความเสียหาย IO แต่เมื่อพิจารณาถึงชิ้นส่วนขององค์อาคารแล้วจะพบว่า คานส่วนใหญ่มีความเสียหายผ่านเกณฑ์ในระดับ IO ขณะที่เสานั้นเกิดความเสียหายในแต่ละระดับแตกต่างกันไป โดยความเสียหายมีตั้งแต่ระดับ IO ถึงระดับ FL (> CP) ส่วนกำแพงอิฐก่อนั้นเกิดความเสียหายในโหมดการพังเนื่องจากแรงเฉือนโดยพบในชั้นที่ 1-4 และ บันไดจะพบความเสียหายในชั้นบันไดในระดับ IO-LS ในชั้นที่ 1-2 และ ในระดับ IO ในชั้นที่ 3-4 ในส่วนของชานพักจะพบความเสียหายในระดับ LS-CP ในชั้นที่ 1-2 , ในระดับ IO-LS ในชั้นที่ 3 และในระดับ IO ในชั้นที่ 4 จากการที่พิจารณาถึงปัจจัยของกำแพงอิฐก่อและบันไดคอนกรีตเสริมเหล็ก สามารถสรุปได้ว่า

1) ปัจจัยของกำแพงอิฐก่อ

กำแพงอิฐก่อจะช่วยลดผลการเคลื่อนที่ทางข้างให้กับอาคารในทิศทางแกน Y ถึง 77.03% และลดความเสียหายให้กับโครงสร้างเสาถึง 47 - 71% ภายใต้แผ่นดินไหวในทิศทางแกน Y ขณะที่ ในทิศทางแกน X กำแพงอิฐก่อมิได้ส่งผลต่ออาคาร

2) ปัจจัยของบันได (ร่วมกับกำแพงอิฐก่อ) ของอาคารตัวอย่างที่ 1

บันไดในอาคารตัวอย่างที่ 1 จะช่วยลดผลการเคลื่อนที่ทางข้างให้กับอาคารในทิศทางแกน X 45.45% และ ทิศทางแกน Y 28.88% และลดความเสียหายให้กับโครงสร้างเสาถึง 32 - 52 % และ 11 - 26 % ภายใต้แผ่นดินไหวในทิศทางแกน X และแกน Y ตามลำดับ ทั้งนี้เมื่อพิจารณาผลของกำแพงอิฐก่อร่วมด้วยแล้วจะไม่พบความเสียหายของเสาภายใต้แผ่นดินไหวในทิศทางแกน Y ขณะที่ภายใต้แผ่นดินไหวในทิศทางแกน X กำแพงอิฐก่อมิได้ส่งผล

3) ปัจจัยของบันได (ร่วมกับกำแพงอิฐก่อ) ของอาคารตัวอย่างที่ 2

บันไดในอาคารตัวอย่างที่ 2 จะช่วยลดผลการเคลื่อนที่ทางข้างให้กับอาคารในทิศทางแกน X 25.79% และ ทิศทางแกน Y 26.11% และลดความเสียหายให้กับโครงสร้างเสาถึง 12-34 % และ 17-27 % ภายใต้แผ่นดินไหวในทิศทางแกน X และแกน Y ตามลำดับ ทั้งนี้เมื่อพิจารณาผลของกำแพงอิฐก่อร่วมด้วยแล้วจะไม่พบความเสียหายของเสาภายใต้แผ่นดินไหวในทิศทางแกน Y ขณะที่ภายใต้แผ่นดินไหวในทิศทางแกน X กำแพงอิฐก่อมิได้ส่งผล

5.3 การประเมินระดับสมรรถนะของโครงสร้างด้วยวิธีสถิตย์แบบไม่เชิงเส้น

ในการวิเคราะห์และประเมินระดับสมรรถนะของอาคารภายใต้แรงแผ่นดินไหวด้วยวิธีสถิตย์แบบไม่เชิงเส้นได้เลือกใช้วิธี Pushover Analysis โดยวิธีนี้โครงสร้างจะถูกพิจารณาให้รับแรงกระทำในแนวตั้งร่วมกับแรงกระทำทางข้างซึ่งเป็นแรงสถิต โดยกำหนดให้แรงกระทำทางข้างเป็นแบบสามเหลี่ยมกระจายแรงตามความสูง แรงสถิตจะค่อยๆ ถูกปรับเพิ่มขึ้นเป็นขั้นๆ จากน้อยไปหามาก โดยในแต่ละขั้นจะทำการวิเคราะห์การเปลี่ยนรูปด้านข้าง และความเสียหายที่เกิดขึ้น การวิเคราะห์จะดำเนินไปเรื่อยๆ จนกว่าแรงสถิตจะสามารถผลักอาคารจนกระทั่งเกิดการวิบัติ ผลการวิเคราะห์จะแสดงด้วยกราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนที่ฐานอาคาร (Base Shear) กับการเคลื่อนที่ของยอดอาคาร (Roof Lateral Displacement) เส้นกราฟนี้ เรียกว่า pushover curve ซึ่งถือเป็น Capacity Curve ของอาคาร ที่แสดงให้เห็นถึง ความเปราะ (Brittle) และ ความเหนียว (Ductility) ของอาคาร

จากผลการวิเคราะห์และการประเมินสรุปได้ว่า เมื่อพิจารณาภาพรวมของอาคารด้วยเกณฑ์การเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นสูงสุด อาคารทั้ง 2 อาคารจากการที่ไม่พิจารณา – พิจารณาผลของบันไดและกำแพงอิฐก่อผ่านเกณฑ์การยอมรับที่ระดับความเสียหาย IO และเมื่อพิจารณาถึงชั้นส่วนขององค์อาคารแล้วจะพบว่า ความเสียหายที่เกิดขึ้นในคานและเสา ณ ตำแหน่งค่าการเคลื่อนที่เป้าหมาย (target displacement) อยู่ในเกณฑ์การยอมรับที่ระดับ IO ทั้งนี้เนื่องจากค่าการเคลื่อนที่เป้าหมายที่จุดควบคุมทำให้เกิดค่าแรงเฉือนรวมที่ฐานน้อยกว่าแรงเฉือนรวมที่ฐานที่เกิดขึ้นภายใต้แรงกระทำด้านข้างเทียบที่ได้จากวิธีสถิตย์แบบเชิงเส้น และด้วย ณ ตำแหน่งที่ target

displacement โครงสร้างยังคงมีพฤติกรรมแบบ elastic ซึ่งส่งผลให้โครงสร้างเกิดการครากเท่านั้น จากการที่พิจารณาถึงปัจจัยของกำแพงอิฐก่อและบันไดคอนกรีตเสริมเหล็ก สามารถสรุปได้ว่า

1) ปัจจัยของกำแพงอิฐก่อ

ในการวิเคราะห์อาคารด้วยวิธี pushover analysis จะพบว่า ผลของกำแพงอิฐก่อทำให้อาคารมีความสามารถในการรับแรงกระทำทางข้างสูงสุดในทิศทางแกน Y ได้ถึง 2.23 เท่า แต่เกิดการเคลื่อนที่ด้านข้างเมื่อมีแรงกระทำทางข้างสูงสุดน้อยกว่าจากการที่ไม่ได้พิจารณาผลของกำแพงอิฐก่อ 2.35 เท่า เนื่องจากกำแพงอิฐก่อทำให้สติฟเนสของอาคารเพิ่มขึ้น ขณะเดียวกันกำแพงอิฐก่อมีความเปราะ จึงส่งผลให้เมื่อกำแพงอิฐก่อรับแรงจนถึงจุดวิบัติแล้วกำลังของโครงสร้างจึงตกลงอย่างทันทีที่เป็นผลให้เกิดการเคลื่อนที่ด้านข้างน้อยลง ขณะที่กำแพงอิฐก่อมิได้ส่งผลต่อโครงสร้างในการรับแรงทางข้างในทิศทางแกน X

2) ปัจจัยของบันได (ร่วมกับกำแพงอิฐก่อ) ของอาคารตัวอย่างที่ 1

ในการวิเคราะห์อาคารด้วยวิธี pushover analysis จะพบว่า ผลของบันไดทำให้อาคารมีความสามารถในการรับแรงกระทำทางข้างสูงสุดในทิศทางแกน X ได้ถึง 1.75 เท่า แต่เกิดการเคลื่อนที่ด้านข้างเมื่อมีแรงกระทำทางข้างสูงสุดน้อยกว่าจากการที่ไม่ได้พิจารณาผลของบันได 1.33 เท่า เนื่องจากบันไดเปรียบเสมือนค้ำยันในแนวทแยงซึ่งจะช่วยในการเพิ่มสติฟเนสให้กับโครงสร้าง ขณะเดียวกันบันไดยังลดผลการเคลื่อนที่เมื่อรับแรงกระทำสูงสุด ซึ่งแสดงให้เห็นถึงพฤติกรรมของความแข็งแรงเปราะ และเมื่อพิจารณากำแพงอิฐก่อร่วมด้วยแล้วจะพบว่า ความสามารถในการรับแรงกระทำทางข้างใกล้เคียงกันกับการที่พิจารณาผลของบันไดอย่างเดียวยกเว้นได้แรงกระทำทางข้างในทิศทางแกน X

ขณะที่บันไดทำให้อาคารมีความสามารถในการรับแรงกระทำทางข้างสูงสุดในทิศทางแกน Y ได้ถึง 1.66 เท่าจากการที่ไม่ได้พิจารณาผลของบันได และจะเห็นได้ว่า เมื่ออาคารมีการรับแรงกระทำทางข้างเพิ่มมากขึ้น อาคารมีการเคลื่อนตัวมากขึ้น ซึ่งแสดงให้เห็นถึงพฤติกรรมของความแข็งแรงเหนียว และ เมื่อพิจารณากำแพงอิฐก่อร่วมด้วยแล้วจะทำให้อาคารมีความสามารถในการรับแรงกระทำทางข้างสูงสุดในทิศทางแกน Y ได้ถึง 3.02 เท่า และเกิดการเคลื่อนที่ด้านข้างเมื่อมีแรงกระทำทางข้างสูงสุดน้อยกว่าจากการที่ไม่ได้พิจารณาผลของกำแพงอิฐก่อ - บันได 1.56 เท่า

3) ปัจจัยของบันได (ร่วมกับกำแพงอิฐก่อ) ของอาคารตัวอย่างที่ 2

ในการวิเคราะห์อาคารด้วยวิธี pushover analysis จะพบว่า ผลของบันไดทำให้อาคารมีความสามารถในการรับแรงกระทำทางข้างสูงสุดในทิศทางแกน X ได้ถึง 1.37 เท่า แต่เกิดการเคลื่อนที่ด้านข้างเมื่อมีแรงกระทำทางข้างสูงสุดน้อยกว่าจากการที่ไม่ได้พิจารณาผลของบันได 1.71 เท่า และจะเห็นได้ว่า เมื่ออาคารต้องรับแรงกระทำทางข้างเพิ่มขึ้น อาคารมีการเคลื่อนตัวลดลง ซึ่งแสดงให้เห็นถึงพฤติกรรมของความแข็งแรงเปราะ และเมื่อพิจารณากำแพงอิฐก่อร่วมด้วยแล้วจะ

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่นิยมนำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

พบว่า ความสามารถในการรับแรงกระทำทางข้างใกล้เคียงกันกับการที่พิจารณาผลของบันไดอย่าง เดียวภายใต้แรงกระทำทางข้างในทิศทางแกน X

ขณะที่บันไดทำให้อาคารมีความสามารถในการรับแรงกระทำทางข้างสูงสุดในทิศทางแกน Y ได้ถึง 1.45 เท่าจากการที่ไม่ได้พิจารณาผลของบันได และจะเห็นได้ว่า เมื่ออาคารมีการรับแรง กระทำทางข้างเพิ่มมากขึ้น อาคารมีการเคลื่อนตัวมากขึ้น ซึ่งแสดงให้เห็นถึงพฤติกรรมของความแข็ง เหนียว และ เมื่อพิจารณากำแพงอิฐก่อร่วมด้วยแล้วจะทำให้อาคารมีความสามารถในการรับแรง กระทำทางข้างสูงสุดในทิศทางแกน Y ได้ถึง 2.60 เท่า และเกิดการเคลื่อนที่ด้านข้างเมื่อมีแรงกระทำ ทางข้างสูงสุดน้อยกว่าจากการที่ไม่ได้พิจารณาผลของกำแพงอิฐก่อ - บันได 1.79 เท่า

จากผลการประเมินความเสียหายของอาคารทั้ง 2 วิธี จะพบว่า ในการประเมินความเสียหายของอาคารนั้นในสองวิธีจะให้ความเสียหายของชิ้นส่วนไม่เหมือนกัน โดยที่ในการวิเคราะห์ แบบสถิตย์เชิงเส้นจะให้ความเสียหายที่มากกว่าการวิเคราะห์แบบสถิตย์ไม่เชิงเส้น ทั้งนี้มีสาเหตุมา จากว่า ในการวิเคราะห์ด้วยวิธีสถิตย์ไม่เชิงเส้นนั้นคานเกิด plastic hinge ขึ้นแล้ว จะทำให้แรงที่ถูก ส่งไปยังเสาและจุดต่อมีค่าค่อนข้างคงที่ แต่ในขณะที่การวิเคราะห์ด้วยวิธีสถิตย์แบบเชิงเส้นนั้น คาน ไม่สามารถที่จะเกิด plastic hinge ได้ จึงทำให้เสาต้องรับแรงเพิ่มขึ้น จึงทำให้ผลการประเมินความเสียหายมีความแตกต่างกันมาก ดังนั้นในการประเมินความเสียหายของโครงสร้างภายใต้แรง แผ่นดินไหวรุนแรงควรเลือกใช้วิธีสถิตย์ไม่เชิงเส้นมากกว่าวิธีสถิตย์เชิงเส้น ทั้งนี้เพราะพฤติกรรมของ โครงสร้างนั้นอยู่ในช่วงอินเลาสติก (ไม่เชิงเส้น)

จากผลการศึกษาทั้งหมด ในการวิเคราะห์ และ ประเมินระดับสมรรถนะของโครงสร้าง อาคารภายใต้แรงแผ่นดินไหว โดยไม่คำนึงถึงผลของกำแพงอิฐก่อและบันไดคอนกรีตเสริมเหล็กจะทำให้ ได้พฤติกรรมของอาคารผิดไปจากความจริง คาบของอาคารยาวกว่าที่ควรจะเป็น ซึ่งจะส่งผลให้ แรงแผ่นดินไหวที่กระทำกับอาคารไม่สมจริง

ภายใต้การวิเคราะห์และประเมินระดับสมรรถนะของโครงสร้าง โดยใช้คลื่นแผ่นดินไหวเชิง สเปกตรัมการตอบสนองสำหรับการออกแบบในบริเวณกรุงเทพมหานครที่มีอยู่ใน มยผ.1302-52 (พื้นที่แอ่งกรุงเทพ โชน 5) จะพบได้ว่า ผลของกำแพงอิฐก่อและบันไดคอนกรีตเสริมเหล็กลดผลความเสียหายให้กับโครงสร้างเสาของอาคารอย่างเห็นได้ชัดจากกรณีที่ไม่ได้พิจารณาผลของกำแพงอิฐก่อ และบันได ทั้งนี้เพราะ โครงสร้างอาคารที่มีกำแพงอิฐก่อและบันไดจะเพิ่มสติเฟนส์ให้กับโครงสร้าง ทำให้โครงสร้างมีความแข็งแรงขึ้นจึงทำให้โครงสร้างอาคารมีความสามารถในการต้านทานต่อแรง แผ่นดินไหวได้มากขึ้น และยังลดผลของการเคลื่อนที่อีกด้วย ประกอบกับการที่สติเฟนส์ของ โครงสร้างมีค่ามากขึ้น ส่งผลให้คาบการสั่นของอาคารสั้นลง และเมื่อพิจารณาค่าความเร่งเชิง สเปกตรัมการตอบสนอง (S_a) ของพื้นที่แอ่งกรุงเทพ โชน 5 จะทำให้ได้ค่าความเร่งตอบสนองเชิง

เอกสารนี้เป็นลิขสิทธิ์ของสถาบันวิจัยและพัฒนาโครงสร้างเหล็กและคอนกรีตเสริมเหล็ก มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าเจ้าคุณทหารลาดกระบัง ใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ผลของกำแพงอิฐก่อจะทำให้โครงสร้างอาคารมีค่าการสั่นที่สั้นลง และทำให้สตีฟเนสของอาคารเพิ่มขึ้น ซึ่งส่งผลให้โครงสร้างอาคารมีความสามารถในการรับแรงด้านข้างได้สูงขึ้น และในการที่ค่าการสั่นของอาคารมีค่าการสั่นสั้น ทำให้ค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมที่กระทำกับอาคารมีค่าแตกต่างกันในแต่ละพื้นที่ อาทิเช่น ในบริเวณพื้นที่กรุงเทพมหานคร โซน 5 จะพบว่าในอาคารสูงจะมีค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมที่กระทำกับอาคารที่มีกำแพงอิฐก่อนั้นจะมีค่ามากกว่าอาคารที่ไม่มีกำแพงอิฐก่อ แต่สำหรับในอาคารที่ไม่ได้จัดเป็นอาคารสูง (ดังตัวอย่างอาคารที่ใช้ในการศึกษา) จะมีค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมที่กระทำกับอาคารที่มีกำแพงอิฐก่อนั้นจะมีค่าน้อยกว่าอาคารที่ไม่มีกำแพงอิฐก่อ และถ้าหากพิจารณาถึงพื้นที่ที่มีผลกระทบต่อแรงแผ่นดินไหวที่รุนแรง เช่น บริเวณจังหวัดเชียงใหม่ เชียงราย พะเยา เป็นต้น จะพบว่า มีค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมที่กระทำกับอาคารที่มีกำแพงอิฐก่อนั้นจะมีค่ามากกว่าอาคารที่ไม่มีกำแพงอิฐก่อ ดังนั้น ในการวิเคราะห์โครงสร้างภายใต้แรงแผ่นดินไหวโดยไม่พิจารณาผลของกำแพงอิฐก่อจะทำให้แรงที่กระทำกับอาคารผิดเพี้ยนไป โดยอาจจะน้อยหรือมากกว่าแรงจริงที่กระทำกับอาคารถึงแม้ว่า ในการคำนวณออกแบบของวิศวกรทั่วไปนั้น จะไม่ได้มีการพิจารณาถึงพฤติกรรมของกำแพงอิฐก่อ โดยจะถือว่าเป็นส่วนหนึ่งของงานสถาปัตยกรรม อย่างไรก็ตามผลการศึกษาของปฏิสัมพันธ์ระหว่างกำแพงอิฐก่อกับโครงสร้าง พบว่า กำแพงอิฐก่อมีกำลังในการรับแรง และ สตีฟเนสที่สูงค่อนข้างมาก ซึ่งในหลายๆ กรณีอาจจะเป็นผลดีกับอาคาร แต่ในบางกรณีก็อาจส่งผลทำให้เกิดรูปแบบการวิบัติที่ไม่พึงประสงค์ได้ โดยเฉพาะเมื่อน้ำกำแพงไปรับแรงจากอาคารบางส่วนทำให้อาคารเหล่านั้นไม่สามารถเสียรูปแบบอิสระได้ น้ำกำแพงอาจจะทำให้เกิดแรงภายในเสาที่มากขึ้นและนำไปสู่การวิบัติได้ และ ต้องมีการเสริมเหล็กให้มีกำลังรับแรงเฉือนมากขึ้นและมีการใส่เหล็กปลอกเป็นพิเศษที่บริเวณโคนเสา ปลายเสา และ บริเวณเหนือกำแพงอิฐก่อ ดังนั้น จึงขอแนะนำว่าในการวิเคราะห์โครงสร้างภายใต้แรงแผ่นดินไหวควรพิจารณาผลของกำแพงอิฐก่อ เนื่องจากกำแพงอิฐก่อมีผลต่อสตีฟเนสของโครงสร้างโดยรวม หรือ มีผลต่อการเหนียวรั้งเสา ทำให้เสากลายเป็นเสาสั้นส่งผลให้วิบัติโดยการเฉือนได้ง่ายขึ้น และควรพิจารณาแรงปฏิสัมพันธ์(interactive force) ระหว่างโครงข้อแข็งคอนกรีตเสริมเหล็ก และ กำแพงอิฐก่อเพื่อตรวจสอบว่าแรงที่ถ่ายจากผนังกำแพงสู่โครงข้อแข็งนั้น เสา และ คานจะสามารถรับได้โดยปลอดภัยหรือไม่

ผลของบันไดจะทำให้อาคารมีพฤติกรรมเป็นแบบความแข็งเชิงเปราะ และ ความแข็งเชิงเหนียว นอกจากนี้บันไดจะส่งผลในเรื่องของการบิดตัว (torsion effect) ให้กับอาคาร และพบว่าจุดที่เป็นอันตรายของอาคารอยู่ที่เสารับบันได (stair column) ซึ่งจะมีพฤติกรรมเป็นแบบเสาสั้น ทำให้เกิดการวิบัติแบบเฉือน (shear failure) เป็นหลัก ดังนั้นแล้วจึงแนะนำให้วิศวกรให้ความสำคัญโดยการใส่เหล็กปลอกเพิ่มขึ้นเป็นพิเศษที่บริเวณโคนเสา - ปลายเสาบริเวณเหนือขานพักของบันได เพื่อให้เสามีความเหนียวในการต้านทานต่อแรงเฉือน รวมทั้งในการออกแบบอาคารต้านทาน

แผ่นดินไหวควรพิจารณาให้บันไดเป็นส่วนหนึ่งของโครงสร้างในการต้านทานแรงด้านข้างด้วย
 เอกสารนี้จัดทำขึ้นเพื่อเป็นเอกสารอ้างอิงเท่านั้น ไม่สามารถนำข้อมูลไปใช้
 ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ดังนั้น ในการวิเคราะห์และออกแบบอาคารต้านทานแผ่นดินไหวควรพิจารณาถึงผลของกำแพงอิฐก่อและบันไดด้วย เพื่อให้อาคารมีสภาพสอดคล้องกับความเป็นจริง

5.4 ข้อเสนอแนะ

1) แบบจำลองของบันไดที่เสนอในงานวิจัยนี้เป็นแบบจำลองที่เป็นแบบ shell element ทั้งนี้ยังมีอีกหลายรูปแบบที่มีผลต่อการวิเคราะห์ เช่น แบบจำลองแบบ line element , solid element

2) ในการศึกษาเน้นที่อาคารที่มีความสูงไม่มากนัก และเป็นอาคารที่มีระบบโครงสร้างแบบโครงข้อแข็งคาน – เสา ทั้งนี้ยังมีอาคารอีกหลายอาคารที่ควรพิจารณา เช่น อาคารสูง และอาคารที่มีระบบโครงสร้างแบบพื้นไร้คาน อาคารที่มีกำแพงรับแรงเฉือนร่วมด้วย

3) อาคารที่ใช้ในงานวิจัยนี้เป็นเพียงแค่อาคารตัวอย่างสมมติ ทั้งนี้ควรพิจารณาถึงอาคารที่มีการก่อสร้างแล้ว



เอกสารอ้างอิง

- [1] กรมโยธาธิการและผังเมือง. มาตรฐานการประเมินและการเสริมความมั่นคงแข็งแรงของโครงสร้างอาคารในเขตที่อาจได้รับแรงสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว (มยพ. 1303-57). กรุงเทพมหานคร. 2557
- [2] American Society of Civil Engineerings. **Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Building (ASCE 41-2013)**. Reston , VA. : American Society of Civil Engineers. 2013
- [3] พิพัฒน์ อิ่มอาบ. “การประเมินความสามารถต้านทานแผ่นดินไหวของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก.” วิทยานิพนธ์มหาบัณฑิต คณะวิศวกรรมศาสตร์ ภาควิชาวิศวกรรมโยธา มหาวิทยาลัยธรรมศาสตร์. 2545
- [4] นรเทพ ชูพล. “การประเมินความสามารถต้านทานแผ่นดินไหวของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก โดยคำนึงถึงรายละเอียดจุดต่อคาน-เสา.” วิทยานิพนธ์มหาบัณฑิต คณะวิศวกรรมศาสตร์ ภาควิชาวิศวกรรมโยธา มหาวิทยาลัยธรรมศาสตร์. 2545
- [5] เกริกฤทธิ พรหมดวง. “การทดสอบโครงสร้างอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีผนังอิฐก่อภายใต้แรงสลับทิศ” วิทยานิพนธ์ปริญญาวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต สาขาวิศวกรรมโยธา มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าธนบุรี. 2554
- [6] รศ.ดร.สุทัศน์ ลีลาทวีวัฒน์. “พฤติกรรมอาคารขนาดเล็กและขนาดกลางในประเทศไทยภายใต้แรงแผ่นดินไหว” เอกสารประกอบการสัมมนา “ลดภัยพิบัติจากแผ่นดินไหวในประเทศไทย” , มิถุนายน 2557. หน้า 1-8
- [7] นฤเทพ เพียงสุวรรณ, อภิชาติ รักษา, สุทัศน์ ลีลาทวีวัฒน์. “การประเมินระดับความต้านทานแผ่นดินไหวของอาคารตึกแถวในประเทศไทย” การประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ 19 จ. ขอนแก่น , 2557
- [8] รัตน์ไพศาลศรี, ส., et a. “การใช้ค้ำยันแนวทแยงมุมจำลองกำแพงเติมช่องสำหรับรับแรงด้านข้าง” การประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ 18. หน้า 165-170
- [9] ชนิภา เนตรรัตน์. “การประเมินพฤติกรรมของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กภายใต้แผ่นดินไหวโดยพิจารณาผลของผนังอิฐก่อ.” วิทยานิพนธ์มหาบัณฑิต สาขาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย. พ.ศ.2556
- [10] Anjan B.K, C.N. Yadunandan, Keerthi Gowda B.S. “Study on Earthquake Resistance of Reinforced Concrete Frame Structures with and without Staircase” **International Journal of Emerging Trends in Engineering and Development Issue 4, Vol.3, 2014. Pp.830-837**

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้าไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

- [11] Bixiong Li, Zhe Wang, Khalid M.Mosalam, Xuan Wang, Zhou Wei. “Analysis of stairwells performance and damage during Wenchuan earthquake” **The 14th World Conference on Earthquake Engineering**, Beijing, China, 2008.
- [12] S.Fallahi, M. Alirezaei. “Response Evaluation of Stairways in RC Frames Under Earthquake Ground Motions” **INTERNATIONAL JOURNAL OF ENGINEERING SCIENCES & RESEARCH TECHNOLOGY**, ISSN: 2277-9655, Pp.6077-6082
- [13] PankajAgarwal, S.K Thakkar, R.N Dubey. “Seismic performance of reinforced concrete buildings during bhuj earthquake of January 26, 2011” **ISET Journal of Earthquake technology**, Vol. 39, 2002. Pp. 195-217.
- [14] Tsinghua University, Southwest Jiaotong University,Chongqing University et al. **The analysis of the damages in Wenchuan Earthquake and the corresponding measurements**. Beijing : China Architecture and Building Press. 2009
- [15] Huanjun Jiang, HaiyanGao and Bin Wang. “Seismic damage analyses of staircases in RC frame structures” **Advanced Materials Research**, Vols. 446-449, 2012. Pp 2326-2330.
- [16] Editorial Committee of Analytical Reports About Disaster Investigation and Reconstruction of Architecture Subjected to Wenchuan Earthquake. **Analytical Reports About Disaster Investigation and Reconstruction of Architecture Subjected to Wenchuan Earthquake[M]**. Beijing : China Architecture and Building Press. 2008
- [17] Yingxiong Wu, Ying Huang. **Wenchuan Earthquake Disaster Initiation Construction Structural Design Ponder[J]**. Fujian Architecture & Construction. 2008
- [18] GB 50011-2010 Code for seismic design of buildings [S]. Beijing : China Architecture & Building Press. 2010
- [19] Baojiang Yin, Kaihai Luo, Yantao Xue et al. **Civil Construction and Environmental Engineering**, Vol.32, 2010, Pp. 8.
- [20] Paolo Ricci, Flavia De Luca, Gerardo Mario Verderame. “6th April 2009 L’Aquila earthquake, Italy : reinforced concrete building performance” **Bulletin of Earthquake Engineering**, Vol.9, 2011. Pp. 285.
- [21] E Cosenza, G. Monti. **The state of Earthquake Engineering Research in Italy**. Napoli : the ReLUIS-DPC 2005-2008 Project. 2009.

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

- [22] Qiwan Su. “Finite Element Analysis of Staircase under Earthquake Action” **Advanced Materials Research**, 2010. Pp 2964-2968.
- [23] Edoardo Cosenza, Gerardo Mario Verderame, Alessandra Zambrano. “Seismic performance of stairs in the existing reinforced concrete building” **The 14th World Conference on Earthquake Engineering**, October 2008. Pp 12-17.
- [24] Cuifang Xu , Tieying Li. “The impact of the stairs to the earthquake resistance of reinforced concrete frame structure” **2nd International Conference on Electronic & Mechanical Engineering and Information Technology (EMEIT-2012)**, Pp. 0449-0453.
- [25] กรมโยธาธิการและผังเมือง กระทรวงมหาดไทย. **มาตรฐานการออกแบบอาคารต้านทานการสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว (มยผ. 1302-52)**. 2552
- [26] Kiattivisanchai S. “Evaluation of Seismic capacity of reinforced concrete buildings.” Master Thesis. Asian Institute of Technology. 2001.
- [27] American Concrete Institute. ACI Committee 318. **ACI Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-95) and Commentary (ACI 318 R -95)**. Farmington Hills , Michigan. 1995.
- [28] FEMA 273. “**NEHRP Guidelines for The Seismic Rehabilitation of Building**” Washington D.C : Federal Emergency Management Agency. 1997.



ภาคผนวก

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



การประเมินระดับสมรรถนะและพฤติกรรมของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กภายใต้แรง
แผ่นดินไหวโดยพิจารณาผลของผนังก่ออิฐและบันไดคอนกรีตเสริมเหล็ก

Evaluation of performance level and behavior of reinforced concrete
building under earthquake by considering the effect of masonry infill walls and reinforced
concrete stairs

สถาพร ลีรุ่งรัตน์วุฒิ¹, สุวัฒน์ ธีรเศรษฐ์¹ และ อาทิตย์ เพชรศิริ¹

¹ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ สถาบันเทคโนโลยีพระจอมเกล้าเจ้าคุณทหารลาดกระบัง จ.กรุงเทพฯ

บทคัดย่อ

งานวิจัยนี้ เป็นการประเมินระดับสมรรถนะความเสียหายและศึกษาถึงพฤติกรรมของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กซึ่งเป็นอาคารหอพักอาศัยในกรุงเทพมหานครที่มีได้ออกแบบให้ต้านทานแผ่นดินไหว และเป็นระบบโครงสร้างข้อแข็งคาน-เสา ภายใต้แผ่นดินไหว โดยพิจารณาถึงผลของผนังก่ออิฐและบันได ด้วยโปรแกรมทางไฟไนต์เอลิเมนต์ โดยวิธีวิเคราะห์แบบสถิตย์เชิงเส้นโดยใช้วิธีแรงสถิตย์เทียบเท่า และ วิธีวิเคราะห์แบบสถิตย์ไร้เชิงเส้นโดยใช้วิธี Pushover Analysis ตามคำแนะนำของ ASCE41-2013 และ มยผ. 1303-57 ผลของการศึกษาพบว่า ผลของผนังก่ออิฐและบันไดทำให้สลิปเนสของอาคารเพิ่มขึ้น เป็นผลทำให้คาบการสั่นของอาคารสั้นลง และทำให้การเคลื่อนตัวลดลง ดังนั้นในการวิเคราะห์และประเมินอาคารภายใต้แผ่นดินไหว ควรพิจารณาถึงผลกระทบของผนังก่ออิฐและบันได เพื่อให้ผลการวิเคราะห์พฤติกรรมของอาคารใกล้เคียงกับสภาพตามความเป็นจริง

คำสำคัญ: การประเมินอาคาร, ระดับสมรรถนะต้านแผ่นดินไหวของอาคาร, แผ่นดินไหว, ผนังก่ออิฐ, บันได

Abstract

This research is to evaluate performance damage levels and study behavior of reinforced concrete building under seismic forces by considering the effect of masonry infill walls and staircase by using program finite element. The studied building is a dormitory building in Bangkok. The building represents typical beam-column frame and is not designed for seismic forces. This study applied a finite element technique

* ผู้เขียนผู้รับผิดชอบบทความ (Corresponding author)

E-mail address: benz_eg_kmitl@hotmail.com

employing both linear and nonlinear static analysis. While the linear analysis utilized equivalent static force, the nonlinear analysis engaged the pushover analysis method based on the guideline of ASCE 41-2013 and DPT 1303-57. The result shows that effect of masonry infill walls and stairs cause additional stiffness of the building and consequently the building has shorter period of vibration and the reduced lateral displacement. Therefore, the analysis and assessment of building under earthquake should consider the effects of the masonry infill walls and stairs to facilitate the result of analysis representing the actual building responses.

Keywords: Evaluation of Buildings, Seismic Performance of Building, Earthquake, Masonry infill walls, Staircase

1. บทนำ

เป็นที่ทราบกันดีว่า การออกแบบและการก่อสร้างอาคารนี้ สิ่งที่สำคัญที่สุด และ ต้องให้ความสำคัญมาก คือ อาคารต้องมีความปลอดภัยต่อชีวิตและทรัพย์สิน โดยที่อาคารต้องต้านทานแรงกระทำได้ทั้งหมด ไม่ว่าจะเป็แรงกระทำโน้มถ่วง และ แรงกระทำทางข้าง เช่น แรงลม หรือ แรงแผ่นดินไหว สำหรับในอดีตที่ผ่านมา การศึกษาถึงผลกระทบของแผ่นดินไหวที่มีต่อโครงสร้างอาคารภายในประเทศไทยมีค่อนข้างน้อย และ วิศวกรออกแบบโครงสร้างมักละเลย และ ไม่ค่อยได้ให้ความสำคัญต่อแรงแผ่นดินไหวมากนัก โดยเฉพาะในอาคารที่มีความสูงไม่มากนัก เนื่องจากแผ่นดินไหวที่เกิดขึ้นในประเทศไทยนั้น เป็นเพียงแผ่นดินไหวขนาดเล็ก ที่ไม่เป็นอันตราย และ ไม่เกิดความเสียหายรุนแรง อีกทั้งข้อมูลในการเกิดแผ่นดินไหวก็ไม่มีเพียงพอ แต่ในปัจจุบัน แรงแผ่นดินไหวจัดเป็นแรงกระทำ

ทางข้างที่ค่อนข้างมีอิทธิพลต่อการออกแบบอาคารมากขึ้น ทำให้กรมโยธาธิการและผังเมือง ได้ออกมาตรฐานในการออกแบบอาคารด้านทานแรงแผ่นดินไหวขึ้นมา เพื่อให้วิศวกรออกแบบได้คำนึงถึง และ คำนวณแรงแผ่นดินไหวตามพื้นที่ต่างๆ และ หากมีแผ่นดินไหวรุนแรงเกิดขึ้นจึงมีความจำเป็นอย่างยิ่งที่จะต้องตรวจสอบและประเมินระดับสมรรถนะของอาคารภายใต้แรงแผ่นดินไหว

ถึงแม้ว่าในปัจจุบัน การวิเคราะห์และออกแบบโครงสร้างอาคาร ถูกอาศัยการวิเคราะห์และการออกแบบด้วยโปรแกรมคอมพิวเตอร์ วิศวกรออกแบบส่วนใหญ่มักจะละเลยและไม่จำลองผนังกำแพงอิฐก่อและบันไดลงในแบบจำลองเพื่อใช้ในการวิเคราะห์โครงสร้างนั้น โดยพิจารณาเพียงว่า กำแพงอิฐก่อและบันไดนั้นไม่ใช่ส่วนของโครงสร้างที่จะรับแรงหรือด้านทานแรงทางข้าง เหตุนี้ จึงทำให้ได้พฤติกรรมการสั่นไหวรวมทั้งคุณสมบัติทางพลศาสตร์ของโครงสร้าง และ ผลของแรงภายในที่เกิดขึ้นในแต่ละองค์อาคารผิดเพี้ยนไป โดยเฉพาะอย่างยิ่งในการวิเคราะห์โครงสร้างอาคารภายใต้แรงแผ่นดินไหว

ได้มีงานวิจัยที่แสดงให้เห็นว่า กำแพงอิฐก่อมีอิทธิพลต่อพฤติกรรมภายใต้แรงทางข้าง (แรงแผ่นดินไหว) อย่างมาก และเป็นที่ยอมรับกันทั่วไปว่า กำแพงอิฐก่อนั้นสามารถเพิ่มความแข็งแรงให้กับอาคารในการรับแรงทางข้าง และ ช่วยลดผลการเคลื่อนที่ทางข้างให้กับอาคาร และ ปฏิสัมพันธ์ระหว่างโครงสร้างกับผนังนั้น อาจทำให้เกิดรูปแบบความเสียหายที่ไม่คาดคิดในการออกแบบ เช่น การวิบัติจากแรงเฉือนในลักษณะเสาสั้น นอกจากนี้กำลังต้านทานแรงทางด้านข้างโดยรวมของโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีผนังอิฐก่อมีค่าสูงกว่าที่ไม่มีผนังอิฐก่อมาก โดยเฉพาะค่าสติฟเนสที่สูงขึ้นกว่าเท่าตัว [1,2]

ขณะที่ บันได (staircase, stairway) จัดเป็นส่วนประกอบของโครงสร้างอาคารที่สำคัญอย่างหนึ่งที่ใช้ทำหน้าที่ ขึ้น-ลงระหว่างชั้นและเข้า-ออก อพยพและหนีภัยในยามฉุกเฉินเมื่อเกิดแผ่นดินไหวหรือไฟไหม้ หากบันได (หรือทางเดินบันได) ได้รับความเสียหายจากเหตุการณ์แผ่นดินไหวจะส่งผลในทางด้านลบ และเป็นอันตรายต่อการอพยพและลี้ภัยรวมทั้งจะกีดขวางการกู้ภัย การดับเพลิง การซ่อมแซมและการฟื้นฟูให้เหมือนเดิม และเมื่อเหตุการณ์แผ่นดินไหวสงบลง ทำให้ผู้อาศัยในอาคารต้องช่วยเหลือตนเอง เนื่องจากลิฟต์ก็อาจจะไม่สามารถใช้งานได้ ยิ่งส่งผลให้ การช่วยเหลือผู้คนที่อย่างเร่งด่วนมีความสำคัญและยากขึ้นไปอีก [3,4] และ ในอดีตที่ผ่านมา อิทธิพลของบันไดมักจะถูกมองข้ามสำหรับการวิเคราะห์และออกแบบอาคารด้านทานแผ่นดินไหว แต่อย่างไรก็ตาม ในเหตุการณ์แผ่นดินไหว Wenchuan Earthquake ในเดือน เมษายน ปี 2008 พบว่า บันไดบางตำแหน่งของโครงสร้างอาคารเกิดการวิบัติและพังทลายลง จนทำให้ทางขึ้น-ลงระหว่างชั้นของอาคารนั้นถูกตัดขาด และ ผลของการวิบัติของบันไดนี้ส่งผลทำให้ชิ้นส่วนของโครงสร้างที่เชื่อมต่อกับบันได (บริเวณรอบบันได) เกิดความเสียหายร่วมด้วย ภายหลังจากเหตุการณ์แผ่นดินไหว Wenchuan Earthquake ยุติลงแล้ว ได้มีการตรวจสอบความเสียหายของอาคาร และได้พบความเสียหายของบันไดด้วยกัน 3 รูปแบบ นั่นคือ รูปแบบที่ 1 เกิดการแตกร้าวที่ทางขึ้น-ลงระหว่างชั้น รูปแบบที่ 2 เกิดความเสียหายของคานที่ชันพักของบันได (landing beam) และ รูปแบบที่ 3 เกิดความเสียหายของเสาที่อยู่ใกล้

บริเวณบันได (รองรับชานพักของบันได) (frame column, stair column) ความเสียหายที่เกิดขึ้นในบันไดทั้ง 3 รูปแบบแสดงด้วยรูปที่ 1 [5,6] และในเหตุการณ์แผ่นดินไหว Italian Earthquake เมื่อวันที่ 6 เมษายน ปี 2009 ได้พบความเสียหายแบบเฉือน (shear failure) ในเสาที่รองรับชานพักบันได (landing slab) ทั้งนี้เนื่องจากการมีขนาดของชานพักและการแตกร้าวตรงรอยต่อของทางขึ้น-ลง และ ชานพักของบันได [7]

จากการศึกษาในอดีตที่ผ่านมา Qiwang Su [8] แสดงให้เห็นถึงลักษณะของการสั่นไหวของอาคาร (mode shape) เมื่อพิจารณาผลของบันได โดยบันไดนั้นจะมีผลต่อโหมดการบิดตัวของโครงสร้าง (torsional mode) ซึ่งจะทำให้โหมดการบิดตัวเป็นโหมดแรก (โหมดพื้นฐานของการสั่นสะเทือน) ในผลงานการวิจัยของ Huanjun Jiang et al และ คณะ [6] ได้แสดงให้เห็นว่า บันไดเป็นสิ่งแรกที่ป้องกันภัยจากแรงแผ่นดินไหว และเป็นสิ่งแรกที่จะเกิดการครากและเกิดการวิบัติ และ ในงานวิจัยของ E Cosenza et al [9] ได้ชี้ให้เห็นว่า บันไดในโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กมีส่วนช่วยในการเพิ่มกำลัง (strength) และ ความแข็งแรง (stiffness) ให้กับโครงสร้าง และยังส่งผลให้การสั่นมีคาลดลง นอกจากนี้ ผลของสติฟเนสของบันไดทำให้เกิดการดึงดูดของแรงแผ่นดินไหวเข้าสู่ชิ้นส่วนของโครงสร้างโดยรอบของบันได จึงเป็นเหตุทำให้เกิดการวิบัติแบบเฉือน (shear failure) ซึ่งเป็นสิ่งที่อันตรายสำหรับเสาที่มีพฤติกรรมเป็นแบบเสาสั้น (short column, squat column)



(a) Fractures of staircase slabs



(b) Damages of landing beams



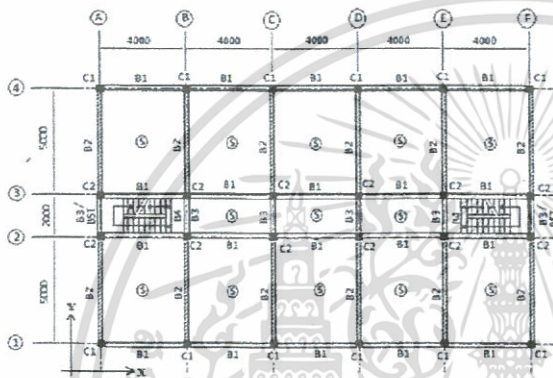
(c) Damages of frame columns

รูปที่ 1. ความเสียหายที่เกิดขึ้นของบันไดในเหตุการณ์แผ่นดินไหว Wenchuan Earthquake [5,6]

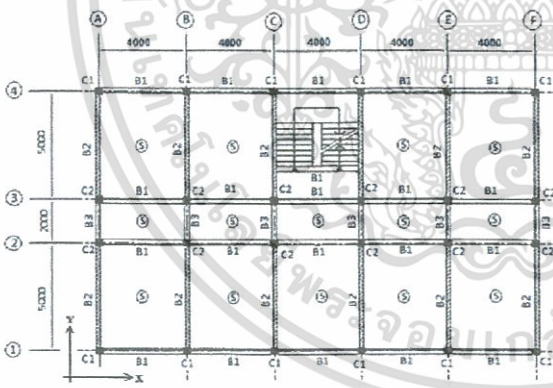
ดังนั้น บทความนี้ จึงได้มุ่งเน้นที่จะศึกษาพฤติกรรม และ ความสามารถในการต้านทานแรงแผ่นดินไหวของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กที่ไม่ได้จัดเป็นอาคารสูง ที่เป็นระบบโครงสร้างข้อแข็ง คาน-เสา ในเขตกรุงเทพมหานคร ที่ถูกออกแบบให้ต้านทานด้วยแรงโน้มถ่วงและแรงลม แต่มีได้ออกแบบให้ต้านทานแรงแผ่นดินไหว และมุ่งเน้นที่จะประเมินระดับสมรรถนะขององค์อาคาร ว่า องค์อาคารอยู่ในเกณฑ์ระดับไหน โดยได้พิจารณาและไม่ได้พิจารณาถึงผลของบันได และ กำแพงอิฐก่อ ด้วยกระบวนการทางวิถีสถิติเชิงเส้น และ กระบวนการทางวิถีสถิติเชิงไม่เชิงเส้น

2. อาคารตัวอย่างที่ใช้ในการศึกษา

อาคารตัวอย่างที่ใช้ในการศึกษานี้เป็นอาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก ประเภทโครงข้อแข็ง คาน-เสา สูง 5 ชั้น (ไม่รวมชั้นดาดฟ้า) ทั้งสิ้น 2 รูปแบบ คือ รูปแบบที่ 1 (อาคาร A) ให้บันไดวางตัวอยู่ระหว่างห้องพัก และเป็นอาคารหอพักอาศัยที่ตั้งอยู่ในกรุงเทพมหานคร โดยที่อาคารถูกออกแบบให้รับน้ำหนักบรรทุกในแนวตั้งและแรงลมเท่านั้น มิได้คำนึงถึงแรงแผ่นดินไหว อาคารตัวอย่างทั้ง 2 รูปแบบมีขนาด 20x12 ม. แต่ละชั้นสูง 3 ม. รวมความสูง 15 ม. พื้นอาคารใช้พื้นคอนกรีตเสริมเหล็กหล่อในที่หนา 12.5 ซม. บันไดเป็นบันไดคอนกรีตเสริมเหล็กหนา 15 ซม. (มีคานรองรับที่ชันพัก) คานมีขนาด 20x50 ซม. และ เสามีขนาด 30x30 ซม. ส่วนผนังกันห้องเป็นอิฐก่อหนา 7 ซม. รวมฉาบเป็น 10 ซม.อาคารหอพักอาศัยทั้ง 2 รูปแบบ ถูกแสดงไว้ในรูปที่ 2-4



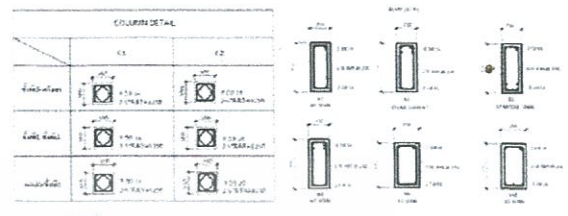
รูปที่ 2 แผนผังอาคารหอพักอาศัยตัวอย่างแบบที่ 1 (อาคาร A)



รูปที่ 3 แผนผังอาคารหอพักอาศัยตัวอย่างแบบที่ 2 (อาคาร B)

ในการออกแบบอาคารได้ใช้มาตรฐาน ACI 318 [10] และใช้น้ำหนักบรรทุกประลัยตามกฎกระทรวงฉบับที่ 6 พ.ศ. 2527 [11] ได้แก่ 1.7DL+2.0LL , 0.75(1.7DL+2.0LL+2.0WL) และ 0.9DL+1.3WL โดยที่ DL คือ น้ำหนักบรรทุกคงที่, LL คือ น้ำหนักบรรทุกจร และ WL คือ แรงลม ทั้งนี้ใช้น้ำหนักบรรทุกคงที่เพิ่มเติม 120 กก./ม.² (สำหรับทุกชั้น) น้ำหนักของผนังก่ออิฐ 180 กก./ม.² น้ำหนักบรรทุกจร 200 กก./ม.² (สำหรับชั้นที่ 1-5) และ 100 กก./ม.² (สำหรับชั้นหลังคา) และ น้ำหนักบรรทุกจร 300

กก./ม.² (สำหรับบันไดคอนกรีตเสริมเหล็ก) และ ใช้หน่วยแรงลมตามพระราชบัญญัติควบคุมอาคารตามกฎกระทรวง คือ หน่วยแรงลม 50 กก./ม.² สำหรับความสูงไม่เกิน 10 เมตร หน่วยแรงลม 80 กก./ม.² สำหรับความสูงระหว่าง 10 เมตรถึง 20 เมตร คอนกรีตที่ใช้ในการออกแบบมีกำลังอัด 240 กก./ซม.² เหล็กเสริมที่ใช้ในการออกแบบมีกำลังครากเท่ากับ 4000 กก./ซม.² (SD40) และ เหล็กปลอกมีกำลังครากเท่ากับ 2400 กก./ซม.² (SR24)



รูปที่ 4 รายละเอียดคาน-เสา และ บันได (ทั้ง 2 อาคาร)

3. กระบวนการวิเคราะห์

ในการศึกษานี้จะใช้วิธีการวิเคราะห์สองแบบ คือ วิธีสถิตย์เชิงเส้น (Linear Static) และ วิธีสถิตย์ไม่เชิงเส้น (Non-linear Static) ตามที่มีกำหนดใน มยพ. 1303-57 [12] ร่วมกับ มาตรฐาน ASCE 41-2013 [13] โดยจะอาศัยอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กตัวอย่างเป็นกรณีศึกษา โดยมีรายละเอียด ดังนี้

3.1 วิเคราะห์แบบสถิตย์เชิงเส้น (Linear Static Procedure)

การวิเคราะห์แบบสถิตย์เชิงเส้นจะอยู่ในรูปของวิธีแรงสถิตย์เทียบเท่า (Equivalent Static Force Method) และมีสมมุติฐานว่า แรงที่กระทำต่อโครงสร้างเนื่องจากแผ่นดินไหวนั้นเปรียบเสมือนกับมีแรงเทียบเท่ากระทำทางด้านข้างของอาคาร (Pseudo Lateral Load) โดยที่โครงสร้างอาคารที่วิเคราะห์จะสมมุติให้มีพฤติกรรมที่อยู่ในช่วงเชิงเส้น (Linear) ถึงแม้ว่าพฤติกรรมจริงของโครงสร้างอาจจะอยู่ในช่วงไม่เชิงเส้นก็ตาม โดยมีสมมุติฐานว่า ค่าการเคลื่อนที่ของโครงสร้างแบบ Non-Linear จะมีค่าเท่ากับการเคลื่อนที่แบบ Linear โดยการวิเคราะห์จะอาศัยแรงกระทำด้านข้างเทียบ กระทำแผ่กระจายทางด้านข้างของโครงสร้างที่จะทำให้เกิดการเคลื่อนที่เท่ากับการเคลื่อนที่จากแรงแผ่นดินไหว

แรงกระทำด้านข้างเทียบ เป็นแรงที่ใช้กระทำต่อโครงสร้างเพื่อให้โครงสร้างมีการเคลื่อนที่ใกล้เคียงกับที่คาดว่าจะเกิดขึ้นจริง คำนวณได้จากสมการที่ (1)

$$V = C_1 C_2 C_m S_d W \quad (1)$$

โดยที่

V คือ แรงกระทำด้านข้างเทียม (pseudo-lateral force)

C_1 คือ ตัวประกอบที่เชื่อมโยงระหว่างค่าการเคลื่อนที่สูงสุดของระบบพลาสติก (อินอีลาสติก) กับ ค่าการเคลื่อนที่สูงสุดของระบบแบบอีลาสติกเชิงเส้น

C_2 คือ ค่าตัวประกอบปรับแก้ผลจากการเสื่อมถอยของสติฟเนสเมื่อชิ้นส่วนเริ่มต้นรับแรงกลับทิศทาง (pinched hysteresis shape) การเสื่อมถอยของสติฟเนสแบบวัฏจักร และการเสื่อมถอยด้านกำลัง ต่อการเคลื่อนที่สูงสุดของอาคาร

C_m คือ ค่าตัวประกอบของมวลประสิทธิผล เพื่อคำนึงถึงการมีส่วนร่วมของมวลประสิทธิผล

S_d คือ ความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมที่คาบการสั่นพื้นฐาน และอัตราส่วนความหน่วงของอาคารในทิศทางที่กำลังพิจารณา

W คือ น้ำหนักประสิทธิผลของอาคาร

3.2 วิธีวิเคราะห์แบบสถิตยไม่เชิงเส้น (Non-linear Static Procedure)

การวิเคราะห์โครงสร้างโดยวิธีสถิตยไม่เชิงเส้น หรือ ที่รู้จักกันในชื่อของ Pushover analysis เป็นวิธีที่ใช้กันอย่างแพร่หลายเนื่องจากเป็นวิธีที่ง่ายและมีประสิทธิภาพในการประเมินผลตอบสนองของโครงสร้างภายใต้แรงแผ่นดินไหว การวิเคราะห์โครงสร้างด้วยวิธีนี้ โครงสร้างจะถูกพิจารณาให้รับแรงกระทำในแนวดิ่ง ร่วมกับแรงทางข้างที่กระจายตลอดความสูงของโครงสร้าง โดยขนาดของแรงทางข้างนี้จะถูกประมาณให้เท่ากับแรงที่เกิดจากแผ่นดินไหว จากนั้นค่อยทำการเพิ่มขนาดของแรงทางข้างนี้ในสัดส่วนที่คงที่ จนกระทั่งการเคลื่อนตัวด้านข้างมีค่าถึงค่าการเคลื่อนที่เป้าหมายของยอดอาคาร (target roof displacement) ซึ่งผลตอบสนองของโครงสร้างจะบ่งบอกถึงระดับความเสียหายที่เกิดขึ้นของโครงสร้างภายใต้แรงแผ่นดินไหว และ กราฟที่แสดงความสัมพันธ์ระหว่างผลรวมของแรงเฉือนทั้งหมดที่ฐานของอาคารกับการเคลื่อนที่ของยอดอาคาร (Pushover curve) จะแสดงให้เห็นถึงการวิบัติ หรือ ความอ่อนแอต่างๆ ของโครงสร้าง

สำหรับ ค่าการเคลื่อนที่เป้าหมายของยอดอาคาร (target roof displacement) คำนวณได้จากสมการที่ (2)

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

โดยที่

δ_T คือ ค่าการเคลื่อนที่เป้าหมายของยอดอาคาร

C_0 คือ ค่าตัวประกอบที่เชื่อมโยงระหว่างการเคลื่อนที่เชิงสเปกตรัมกับการเคลื่อนที่ของยอดอาคาร

g คือ ความเร่งเนื่องจากแรงโน้มถ่วงโลก (เมตร/วินาที²)

T_e คือ คาบการสั่นพื้นฐานประสิทธิผลของอาคารในทิศทางที่กำลังพิจารณา (วินาที) ซึ่งคำนวณได้จากสมการที่ (3)

$$T_e = \sqrt{\frac{K_i}{K_e}} \quad (3)$$

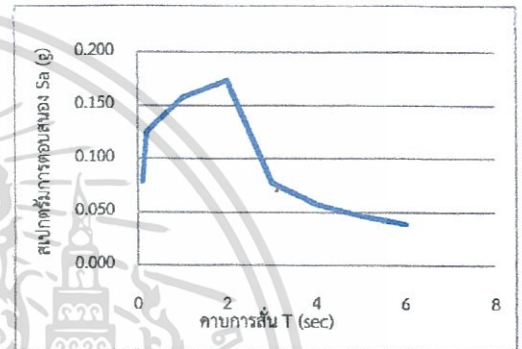
โดยที่

T_i คือ คาบการสั่นพื้นฐานในช่วงอีลาสติกในทิศทางที่พิจารณา โดยวิเคราะห์จากการวิเคราะห์ทางพลศาสตร์แบบอีลาสติก

K_i คือ สติฟเนสทางด้านข้างในช่วงอีลาสติกเริ่มต้นของโครงสร้างอาคารในทิศทางที่พิจารณา

K_e คือ สติฟเนสทางด้านข้างประสิทธิผลของโครงสร้างอาคารในทิศทางที่พิจารณา

ทั้งนี้ แรงกระทำด้านข้างเทียม สำหรับวิธีสถิตยไม่เชิงเส้น และ ค่าการเคลื่อนที่เป้าหมายของยอดอาคาร สำหรับวิธีสถิตยไม่เชิงเส้น จะหาจากสเปกตรัมการตอบสนองสำหรับการออกแบบในบริเวณกรุงเทพมหานครที่มีอยู่ใน มยผ.1302-52 [14] ดังรูปที่ 5 ซึ่งเป็นสเปกตรัมการตอบสนองสำหรับการออกแบบ (DBE) มีค่าประมาณเทียบเท่าแผ่นดินไหว 1000 ปี [12]



รูปที่ 5 สเปกตรัมการตอบสนองในบริเวณกรุงเทพฯ

4. แบบจำลองทางคณิตศาสตร์ของโครงสร้าง

ในการประเมินความสามารถและระดับสมรรถนะของอาคารในการต้านทานแรงแผ่นดินไหวนั้น จำเป็นที่จะต้องสร้างแบบจำลองทางไฟนิตเอลิเมนต์ที่สามารถแสดงถึงพฤติกรรมการรับแรงทางข้างได้อย่างถูกต้องแบบจำลองที่ใช้ศึกษาเป็นแบบจำลอง 3 มิติ

4.1 คุณสมบัติของวัสดุ

ในการจัดทำแบบจำลองเพื่อศึกษาพฤติกรรมและเพื่อการประเมินความสามารถของโครงสร้างในการต้านทานแผ่นดินไหว จำเป็นต้องมีการกำหนดคุณสมบัติของวัสดุที่ใช้ให้เหมาะสมกับค่าที่แท้จริง ซึ่งรายละเอียดมีดังนี้

คอนกรีตมีค่ากำลังรับแรงอัดเท่ากับ 240 กก./ซม.² มีค่าโมดูลัสยืดหยุ่นเท่ากับ 233,928.19 กก./ซม.²

เหล็กเสริมที่เป็นเหล็กข้ออ้อยในองค์อาคารชั้นคุณภาพ SD40 มีกำลัง ณ จุดครากที่แท้จริงของเหล็กเสริมเท่ากับ 4,800 กก./ซม.² และเหล็กเสริมที่เป็นเหล็กเส้นกลมในองค์อาคารชั้นคุณภาพ SR24 มีกำลัง ณ จุดครากที่แท้จริงของเหล็กเสริมเท่ากับ 3,600 กก./ซม.² (ตามผลการทดสอบ AIT [15])

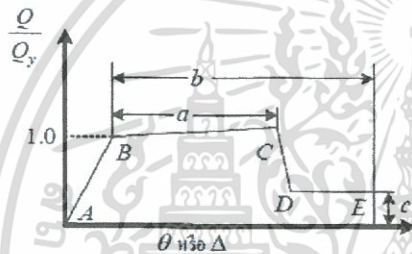
กำแพงอิฐก่อที่ใช้เป็นผนังกันห้องแบบเต็มแผงหนาประมาณ 7 ซม. รวมฉาบ 10 ซม. จัดให้เป็นผนังอิฐก่อคุณภาพดี [12] มีค่าโมดูลัสยืดหยุ่น (E_m)

2,255 MPa กำลังต้านทานแรงอัดของกำแพงอิฐก่อ (f'_m) 4.1 MPa และกำลังต้านทานแรงเฉือนของกำแพงอิฐก่อ 0.13 MPa

4.2 แบบจำลอง ความ-เสถียร

ชิ้นส่วนคานและเสากำหนดให้มีค่าสลิปพอสประสิทธิภาพในการรับแรงดัดเป็น 30 เปอร์เซ็นต์ของหน้าตัดก่อนเกิดการแตกร้าว ($E_{eff}=0.3E_L$) และ 70 เปอร์เซ็นต์ ($E_{eff}=0.7E_L$) ตามลำดับ [12,13] ในการสร้างแบบจำลองไร้เชิงเส้นของคานและเสากำหนดจุดหมุนพลาสติก (plastic hinge) ไว้ที่ปลายทั้งสองข้างของคานและเสา และในบริเวณส่วนปลายที่ทับซ้อนกันจะพิจารณาบริเวณนั้นเป็นบริเวณ Rigid Zone โดยที่มีค่า Rigid Zone Factor เป็น 0.9 [16]

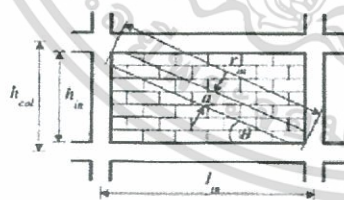
จุดหมุนพลาสติกของคานจะระบุกำลังต้านทานโมเมนต์ดัด (M_3 Hinge) และจุดหมุนพลาสติกของเสากจะคิดผลของแรงในแนวแกนและโมเมนต์ดัด 2 ทิศทาง (P-M₂-M₃ Hinge) เมื่อจุดหมุนเกิดการครากแล้ว จะเกิดการเปลี่ยนรูปทั้งการยึดหดในแนวแกนและการหมุน และในการสร้างกราฟความสัมพันธ์ระหว่างกำลังต้านทานการดัดและการเสียวรูปจะใช้ค่าตัวแปรที่ระบุไว้ในมาตรฐาน มยผ.1303-57 [12] ดังแสดงในรูปที่ 6



รูปที่ 6 กราฟความสัมพันธ์ระหว่างการดัดและการเสียวรูป (มยผ.1303-57 [12])

4.3 แบบจำลองกำแพงอิฐก่อ

ในการศึกษาี้ จะทำการสร้างแบบจำลองของกำแพงอิฐก่อเป็นแบบค้ำยันแนวทแยงเทียบเท่า (equivalent diagonal compressive strut) ดังในรูปที่ 7 ตามข้อแนะนำของ FEMA 273 [17]



รูปที่ 7 แบบจำลองกำแพงอิฐก่อแบบค้ำยันแนวทแยงเทียบเท่า

โดยความหนาของค้ำยันมีค่าเท่ากับความหนาของผนัง และความกว้างเทียบเท่าของค้ำยันรับแรงอัด เท่ากับ a สามารถหาได้จากความสัมพันธ์ ดังนี้

$$a = 0.175(\lambda q h_{col})^{-0.4} r_{inf} \tag{4}$$

$$\lambda_1 = \left(\frac{E_{me} t_{inf} \sin(2\theta)}{4 E_f e I_{col} h_{inf}} \right) 0.25 \tag{5}$$

โดยที่

- λ_1 คือ สัมประสิทธิ์ที่ใช้ในการหาความกว้างแนวค้ำยันเทียบเท่า
- h_{col} คือ ความสูงเสาวัดจากแนวกึ่งกลางของคาน
- h_{inf} คือ ความสูงของแผ่นผนังก่อ
- E_{fe} คือ โมดูลัสความยืดหยุ่นของวัสดุโครงข้อแข็งที่คานหัว
- E_{me} คือ โมดูลัสความยืดหยุ่นของวัสดุผนังก่อที่คานหัว
- I_{col} คือ โมเมนต์ความเฉื่อยของพื้นที่หน้าตัดเสา
- L_{inf} คือ ความยาวของแผ่นผนังก่อ
- r_{inf} คือ ความยาวแนวทแยงของแผ่นผนังก่อ
- t_{inf} คือ ความหนาของแผ่นผนังก่อ และ แนวค้ำยันเทียบเท่า
- θ คือ มุมเอียงของค้ำยันรับแรงอัดเทียบเท่าเทียบกับแนวราบ

เนื่องจากในการก่อสร้างนั้นจะเว้นช่องว่างระหว่างท้องคานและอิฐก่อกำลังรับแรงเฉือนของกำแพงอิฐก่อจึงแปรผันเฉพาะกับพื้นที่สัมผัสในแนวตั้งของกำแพงกับเสา ดังนั้นในสภาวะที่กำแพงเริ่มเกิดการวิบัติแบบเฉือนขาดของมอร์ตาร์ในแนวระนาบ องค์ประกอบในแนวตั้งของแรงอัดตามแนวแกนของค้ำยันแนวทแยงเทียบเท่า (R_s) เท่านั้นที่มีผลต่อแรงเฉือนสูงสุดของกำแพงอิฐก่อ (V_{me}) ซึ่งจะมีค่าเท่ากับ

$$V_{me} = \tau_0 L_{inf} t_{inf} + \mu_f R_s \sin\theta \tag{6}$$

เนื่องจาก $V_{me} = R_s \cos\theta = (L_{inf}/r_{inf}) R_s$ (7)

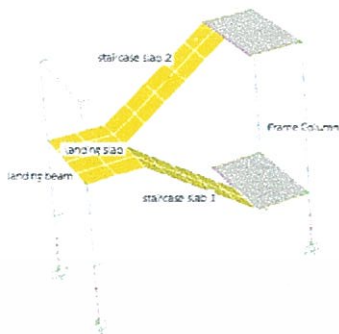
ดังนั้น $R_s = \frac{\tau_0}{1 - \mu_f (h_{inf}/L_{inf})} r_{inf} t_{inf}$ (8)

ค้ำยันแนวทแยงเทียบเท่าที่จำลองโดยโปรแกรมคอมพิวเตอร์นั้น มีลักษณะเป็นเส้นและต้านทานเฉพาะแรงอัดตามแนวแกนเท่านั้น ดังนั้นที่ปลายทั้งสองด้านของค้ำยันจึงไม่ต้านทานการหมุน หรือ เป็นจุดยึดหมุนนั่นเอง (hinge support) ส่วนจุดหมุนพลาสติกเนื่องจากแรงตามแนวแกน ถูกกำหนดที่กึ่งกลางของแบบจำลอง การเสียวรูปตามแนวแกน ณ สภาวะครากของค้ำยันสามารถหาได้จากค่าความแข็งแรงตามแนวแกนกับแรงอัดตามแนวแกนของค้ำยันแนวทแยงเทียบเท่า และค่าความสามารถและขอบเขตการเสียวรูปของกำแพงอิฐก่อที่ระบุไว้ในมาตรฐาน FEMA 273 [17] จะถูกเปลี่ยนเป็นการเสียวรูปตามแนวแกนเพื่อแสดงพฤติกรรมการวิบัติของกำแพงอิฐก่อ

4.4 แบบจำลองบันได

ในการสร้างแบบจำลองบันได โดยโปรแกรมคอมพิวเตอร์นั้น เพื่อการวิเคราะห์แบบเชิงเส้น (linear) สามารถทำได้โดยจำลองบันไดเป็น shell element ที่มีหน้าตัดตามแบบโครงสร้างบันได แต่ทั้งนี้ในการวิเคราะห์แบบไม่เชิงเส้น (non-linear) ไม่สามารถทำได้โดยตรง เนื่องจากข้อจำกัดของโปรแกรมที่กำหนดให้ plastic hinge ซึ่งเป็นตัวกำหนดและแสดงพฤติกรรมในช่วงอินelasติกขององค์อาคารนั้น สามารถใช้ได้กับเฉพาะองค์

อาคารที่เป็นเส้น (line element) เท่านั้น แต่อย่างไรก็ตาม งานวิจัยของ S.Fallahi และ M. Alirezaei [18] ได้กำหนดบันไดด้วย shell element และมุ่งเน้นที่จะประเมินความเสียหายของคานและเสาโดยตรง ดังนั้น ในการศึกษานี้จะจำลองบันไดด้วย shell element ดังรูปที่ 8



รูปที่ 8 แบบจำลองของบันได

5. เกณฑ์ในการประเมินระดับสมรรถนะของโครงสร้าง

ระดับสมรรถนะของอาคารและโครงสร้าง หมายถึง ค่าที่แสดงให้เห็นถึงพฤติกรรมของโครงสร้างในขณะรับแรงแผ่นดินไหว และความเสียหายที่เกิดขึ้นในโครงสร้างเนื่องจากแรงแผ่นดินไหว ตามมาตรฐาน มยผ.1303-57 [12] และตามมาตรฐาน ASCE2013 [13] ได้แบ่งระดับสมรรถนะออกเป็น 4 ระดับ คือ ระดับใช้อาคารได้ตามปกติ (Operational Level : OP) , ระดับเข้าใช้อาคารได้ทันที (Immediate Occupancy Level : IO) , ระดับความปลอดภัยต่อชีวิต (Life Safety Level : LS) และ ระดับป้องกันการพังทลาย (Collapse Prevention Level : CP)

สำหรับการประเมินระดับสมรรถนะของโครงสร้างอาคารทั้งระบบจะวัดจากค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้น นั่นคือ ค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นจะต้องไม่เกิน 1% สำหรับระดับสมรรถนะเข้าใช้สอยได้ทันที (IO), ค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นจะต้องไม่เกิน 2% สำหรับระดับสมรรถนะปลอดภัยต่อชีวิต (LS) , ค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นจะต้องไม่เกิน 4% สำหรับระดับสมรรถนะป้องกันการพังทลาย (CP) โดยที่ค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นของอาคารได้จากตรวจวัดที่ตำแหน่งเสาในบริเวณริมตึกในแต่ละชั้น และตำแหน่งจุดศูนย์กลางของอาคารในแต่ละชั้น

ในการประเมินระดับสมรรถนะของโครงสร้างในแต่ละชั้นส่วนโครงสร้าง (เช่น คาน เสา) โดยวิธีสถิติเชิงเส้นนั้น จะใช้อัตราส่วนของแรงกระทำทางด้านข้างเทียบที่กระทำกับโครงสร้างเทียบกับค่ากำลังขององค์อาคารเป็นตัวกำหนดระดับความเสียหายที่จะเกิดขึ้น โดยใช้ค่าตัวประกอบปรับแก้ความเหนียว (m-factor หรือ Component Demand, (m)) เพื่อนำมาเปรียบเทียบกับค่าระดับความเสียหายของชั้นส่วนในมาตรฐาน [12] โดยที่ค่า m-factor สามารถหาได้ดังนี้

$$mkQ_{CE} \geq Q_{UD} \tag{9}$$

โดยที่

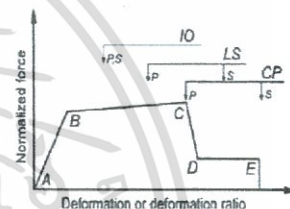
m คือ ตัวประกอบปรับแก้ความเหนียว (m-factor)

Q_{CE} คือ ค่าคาดหวังของกำลังต้านทานของชิ้นส่วนโครงสร้างที่สภาวะการเสียรูปที่กำลังพิจารณา โดยต้องคำนึงถึงพฤติกรรมอื่นๆ ภายใต้สภาวะแรงกระทำที่ใช้ในการออกแบบที่กำลังกระทำต่อชิ้นส่วนโครงสร้างนั้นด้วย

Q_{UD} คือ พฤติกรรมที่ถูกควบคุมโดยการเสียรูปที่ใช้ในการออกแบบจากผลของน้ำหนักบรรทุกทุกแนวตั้งรวมกับผลของแรงแผ่นดินไหว

k คือ ตัวประกอบความเชื่อมั่นของข้อมูล

ในการประเมินระดับสมรรถนะของโครงสร้างในแต่ละชั้นส่วนโครงสร้าง (เช่น คาน เสา) โดยวิธีสถิติแบบไม่เชิงเส้นนั้นจะวัดจากค่าการหมุนที่จุดหมุนพลาสติกเทียบกับค่าการหมุนที่ระดับสมรรถนะต่างๆ ที่ระบุไว้ในมาตรฐาน [12] โดยแสดงกราฟความสัมพันธ์ระหว่าง แรง-การเสียรูปของชิ้นส่วน พร้อมทั้งระบุตำแหน่งของแต่ละระดับสมรรถนะไว้บนกราฟ ดังรูปที่ 9 โดย P คือ ส่วนประกอบโครงสร้างที่ทำหน้าที่ต้านแรงแผ่นดินไหว และ S คือ ส่วนประกอบโครงสร้างที่ไม่ต้านแรงแผ่นดินไหว จากกราฟจะเห็นได้ว่า ทั้ง 3 ระดับสมรรถนะยอมให้เกิดการครากได้ โดยใน สมรรถนะระดับเข้าใช้อาคารได้ทันที (IO) ยอมให้มีการครากค่อนข้างน้อย ส่วนระดับป้องกันการพังทลาย (CP) ยอมให้มีการเสียรูปเกินจุดครากไปมากแต่ต้องยังไม่ถึงจุดประลัย



รูปที่ 9 เกณฑ์การยอมรับสำหรับระดับสมรรถนะต่างๆ มยผ.1303-57 [12]

6. ผลการศึกษา

6.1 คาบการสั่นพื้นฐานของอาคาร

ในเบื้องต้นของการศึกษานั้น จะพิจารณาคาบการสั่นไหวของโครงสร้างโดยโปรแกรมคอมพิวเตอร์ ด้วยวิธีการหาค่าลักษณะเฉพาะ (eigen value analysis) ค่าคาบการสั่นของโครงสร้างแสดงในตารางที่ 1

ตารางที่ 1 คาบการสั่นไหวในทิศทางแกน x และแกน y ของโครงสร้าง

แบบจำลองที่	คาบการสั่นในทิศทาง X (วินาที)	คาบการสั่นในทิศทาง Y (วินาที)
M1 : ไม่คำนึงถึงกำแพงอิฐและบันได	1.159	1.192
M2 : คำนึงถึงกำแพงอิฐและบันได	1.119	0.565
M3A : ไม่คำนึงถึงกำแพงอิฐและคานถึงบันได (อาคาร1)	0.845	1.041
M3B : ไม่คำนึงถึงกำแพงอิฐและคานถึงบันได (อาคาร2)	0.981	1.045
M4A : คำนึงถึงกำแพงอิฐและคานถึงบันได (อาคาร1)	0.817	0.542
M4B : คำนึงถึงกำแพงอิฐและคานถึงบันได (อาคาร2)	0.950	0.552

จากตารางที่ 1 เห็นได้ชัดว่า กำแพงอิฐก่อทำให้คาบการสั่นไหวในทิศทางแกน y ลดลงอย่างมากถึง 52.6% ขณะที่บันไดในอาคารแบบที่ 1 (M3A) ทำให้คาบการสั่นไหวในทิศทางแกน x ลดลง 27.09% และ แกน y ลดลง 12.67% ในส่วนของอาคารแบบที่ 2 (M3B) บันไดทำให้คาบการสั่นไหวในทิศทางแกน x ลดลง 15.36% และแกน y ลดลง 12.33%

นอกจากนี้ บันไดที่วางตัวอยู่ระหว่างห้องพัก (M3B) จะทำให้โครงสร้างเกิดความไม่สมมาตร ส่งผลให้โครงสร้างเกิดการบิดตัวเป็นหลัก โดยในแบบจำลองที่ M3B โครงสร้างจะเกิดการบิดตัวในโหมดที่ 1 (T=1.072 วินาที) และในโหมดที่ 3 (T=1.043 วินาที) ซึ่งเห็นได้ชัดว่า ในการวิเคราะห์การสั่นไหวของโครงสร้างที่พิจารณาถึงผลของบันไดจะพบความอ่อนแอของโครงสร้างในแง่ของการบิดตัวเป็นหลัก ซึ่งถือเป็นจุดแรกของการพังทลาย และมีผลมากกว่าการที่ไม่พิจารณาผลของบันได (M1) เพราะโครงสร้างที่ไม่ได้พิจารณาผลของบันได จะเกิดการพังทลายในด้านที่อ่อนแอของโครงสร้าง นั่นคือ ระบบโครงสร้างในทิศทางแกน Y มิใช่การบิดตัว

6.2 ผลการวิเคราะห์โดยวิธีสถิตย์เชิงเส้น

ในการวิเคราะห์โดยวิธีสถิตย์เชิงเส้นได้เลือกใช้วิธีแรงสถิตย์เทียบเท่า (Equivalent Statics Force Method) สิ่งสำคัญที่สุดของวิธีนี้ คือ การคำนวณหาแรงเฉือนที่ฐานอาคาร (Seismic Base Shear) ที่เกิดจากแผ่นดินไหวที่กำหนดไว้ในมาตรฐาน จากนั้นจึงกระจายแรงไปยังชั้นต่างๆ ของอาคารซึ่งถือเป็นแรงสถิตย์เทียบเท่า แรงกระทำทางข้างเทียมในแต่ละระดับชั้น (ที่คำนวณจากคาบการสั่นในแบบจำลอง M1) แสดงในตารางที่ 2

ตารางที่ 2 แรงกระทำทางข้างเทียมสำหรับกรณีวิเคราะห์แบบสถิตย์เชิงเส้น ($V=C_1C_2C_mS_aW$)

ระดับชั้น	น้ำหนัก : W (KN)	แรงกระทำทางข้างเทียม (KN)	
		ทิศทาง X	ทิศทาง Y
หลังคา	1423	507.94	511.05
5	1764	477.77	479.05
4	1764	337.08	336.52
3	1764	209.79	208.22
2	1764	99.69	98.04
1	1757	15.72	15.11

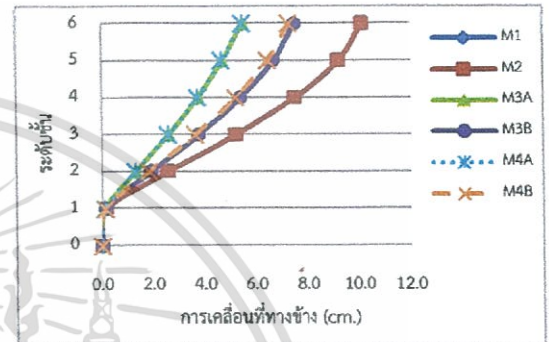
6.2.1 การเคลื่อนที่ (displacement) และ การเคลื่อนที่สัมพัทธ์ (inter story drift)

เมื่อให้แรงกระทำทางข้างกับอาคารแล้ว จะทำให้เกิดการเสียรูปของอาคารขึ้น การเคลื่อนที่ทางของอาคารแสดงในรูปที่ 10-11

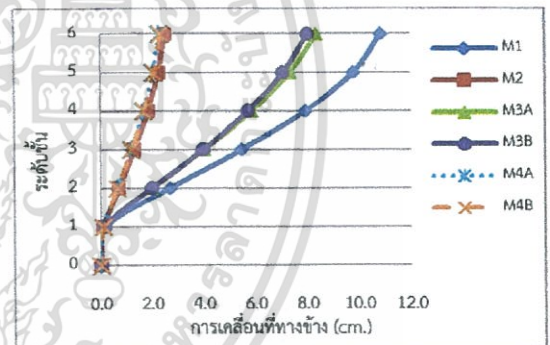
จากรูปที่ 10-11 ภายใต้อาคารที่แรงแผ่นดินไหวกระทำในทิศทางแกน x และ แกน y จะทำให้อาคารที่ไม่ได้พิจารณาผลของกำแพงอิฐก่อและบันได (M1) เกิดการเคลื่อนที่สูงสุด 10.12 ซม. และ 10.84 ซม. ในทิศทางแกน x และ แกน y ตามลำดับ

เมื่อพิจารณาผลของกำแพงอิฐ (ร่วมกับบันได) (M2, M4A และ M4B) จะพบว่า เกิดการเคลื่อนที่ทางข้างสูงสุดแกน y 2.49 ซม. ซึ่งแสดงให้เห็นว่า กำแพงอิฐก่อช่วยลดการเคลื่อนที่ทางข้างถึง 77.03%

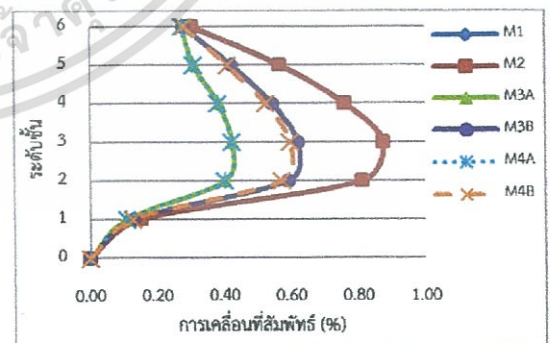
เมื่อพิจารณาดังผลของบันได ในอาคาร A จะเกิดการเคลื่อนที่ทางข้างสูงสุด 5.52 ซม. และ 8.36 ซม. ในทิศทางแกน x และแกน y ตามลำดับ ซึ่งแสดงให้เห็นว่า บันไดนั้นช่วยลดการเคลื่อนที่ทางข้างถึง 45.45% และ 22.88% ในทิศทางแกน x และ แกน y ตามลำดับ และในอาคาร B นั้น จะเกิดการเคลื่อนที่ทางข้างสูงสุด 7.51 ซม. และ 8.01 ซม. ในทิศทางแกน x และแกน y ตามลำดับ ซึ่งแสดงให้เห็นว่า บันไดนั้นช่วยลดการเคลื่อนที่ทางข้างถึง 25.79% และ 26.11% ในทิศทางแกน x และ แกน y ตามลำดับ



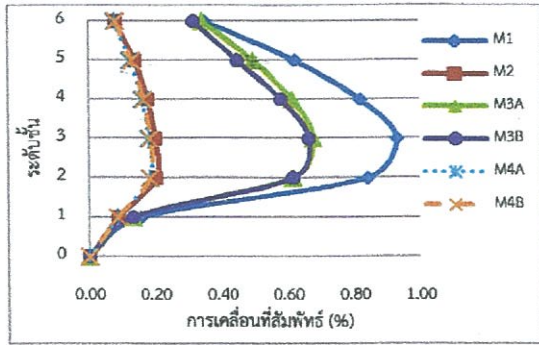
รูปที่ 10 การเคลื่อนที่ทางข้างแกน x



รูปที่ 11 การเคลื่อนที่ทางข้างแกน y



รูปที่ 12 การเคลื่อนที่สัมพัทธ์ แกน x

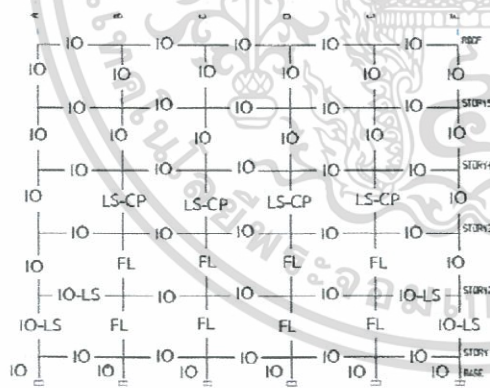


รูปที่ 13 การเคลื่อนที่สัมพัทธ์ แกน y

เมื่อนำการเสียรูปของอาคารไปคำนวณเปอร์เซ็นต์ของการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้น ซึ่งแสดงในรูปที่ 12-13 และนำไปเปรียบเทียบกับค่าเปอร์เซ็นต์ของการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นที่กำหนดไว้ในมาตรฐาน มยม.1303-57 [12] (ASCE 41-2013 [13]) จะพบว่า การเคลื่อนที่สัมพัทธ์ในทิศทางแกน x และ แกน Y ของทั้ง 2 อาคาร (จากการพิจารณาและไม่พิจารณาผลของกำแพงอิฐและบันได) มีค่าไม่เกิน 1% ดังนั้นจึงสรุปได้ว่าภายใต้แรงแผ่นดินไหวที่พิจารณานี้ มีความเสียหายไม่เกินระดับสมรรถนะเข้าใช้สอยได้ทันที (IO)

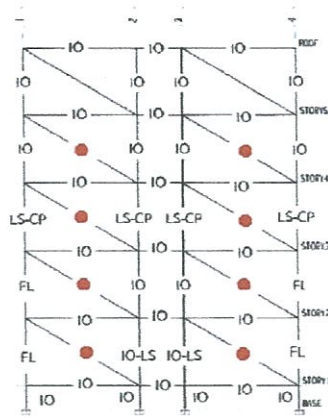
6.2.2 ระดับสมรรถนะของชิ้นส่วนโครงสร้าง

ในงานวิจัยนี้ ยังมีการประเมินระดับสมรรถนะของอาคาร โดยพิจารณาผลการตอบสนองของชิ้นส่วนคานและเสา นำแรงภายในในแต่ละชิ้นส่วนของอาคารไปทำการวิเคราะห์หาค่า component demand หรือ m-factor และนำไปเปรียบเทียบกับระดับความเสียหายที่ยอมรับที่กำหนดไว้ในมาตรฐาน ระดับสมรรถนะของอาคารแสดงในรูปที่ 14-17

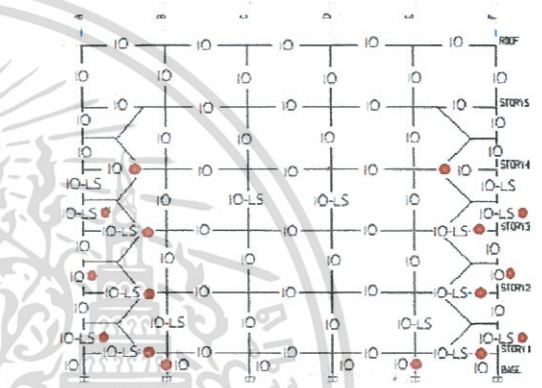


รูปที่ 14 ระดับสมรรถนะความเสียหายของแบบจำลองที่ M1

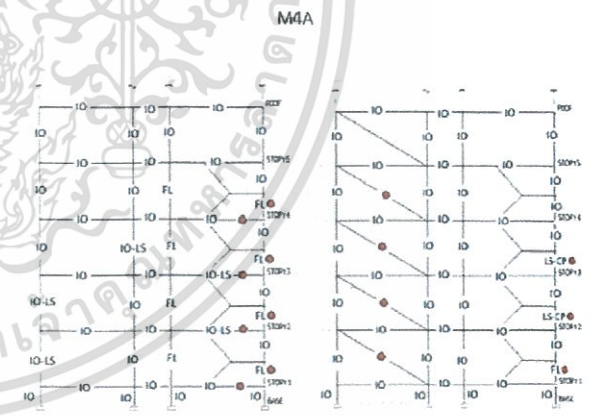
โดยภาพรวมของความเสียหายของอาคารที่ไม่ได้พิจารณาผลของกำแพงอิฐก่อและบันไดนั้น (M1) คานส่วนใหญ่จะไม่เกิดความเสียหายใดเลย (ผ่านเกณฑ์ IO) แต่ก็มีบางส่วนเท่านั้น ที่เกิดความเสียหายในระดับ IO-LS ในชั้นที่ 1 ขณะที่เสาเกิดความเสียหายรุนแรงเกินระดับสมรรถนะป้องกันการพังทลาย (FL) ในชั้นที่ 1-2 จากนั้นความเสียหายของเสาลดลงในระดับ LS-CP ในชั้นที่ 3 ขณะที่เสาชั้นที่ 4-5 ความเสียหายของเสาผ่านเกณฑ์ IO



รูปที่ 15 ระดับสมรรถนะความเสียหายของแบบจำลองที่ M2



รูปที่ 16 ระดับสมรรถนะความเสียหายของแบบจำลองที่เป็นตัวแทนของ M3A และ



รูปที่ 17 ระดับสมรรถนะความเสียหายของแบบจำลองที่ M3B (ซ้าย) และ M4B (ขวา)

เมื่อพิจารณาผลของกำแพงอิฐก่อนั้น (M2) ความเสียหายของเสาจะลดลงในโครงข้อแข็งชุดใน (line 2 และ 3) ขณะที่โครงข้อแข็งชุดนอก (line 1และ 4) พบว่า เสามีความเสียหายรุนแรงเกินระดับสมรรถนะป้องกันการพังทลายในชั้นที่ 1-2 ขณะที่เสาในชั้นที่ 3 มีความเสียหายในระดับ LS-CP ผลของความเสียหายนี้มาจากแรงแผ่นดินไหวกระทำในทิศทาง x ความ

เสียหายที่เกิดขึ้นในกำแพงอิฐก้อนนั้นจะเกิดเนื่องจากกำลังต้านทานแรงเฉือนไม่เพียงพอ ซึ่งจะวิบัติในชั้นที่ 1-4

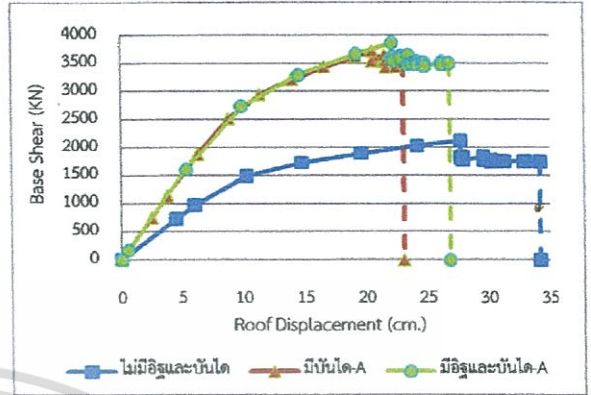
เมื่อพิจารณาผลของบันได ในอาคาร A นั้น (M3A) ความเสียหายของเสาจะลดลงอย่างมากอย่างเห็นได้ชัดจากการที่ไม่ได้พิจารณาบันได เสาส่วนมากผ่านเกณฑ์ในระดับ IO แต่ก็มีเพียงบางส่วนในชั้นที่ 1 และ 3 เท่านั้นที่มีความเสียหายในระดับ IO-LS และที่สำคัญ จะพบความเสียหายของเสาที่รองรับบันได (stair column) เนื่องจากความต้านทานโมเมนต์คัต (ความเสียหายในระดับ IO-LS) และแรงเฉือน เพราะเสามีพฤติกรรมเป็นแบบเสาสั้น โดยเฉพาะแรงเฉือนนั้น ซึ่งจะทำให้เกิดการวิบัติแบบ shear failure และถ้าพิจารณาผลของกำแพงอิฐร่วมกับ (M4A) ความเสียหายที่เกิดขึ้นจะไม่แตกต่างกับมากนักจากการที่ไม่ได้พิจารณา

สำหรับในอาคาร B นั้น (M3B) เสาส่วนใหญ่มีความเสียหายในระดับผ่านเกณฑ์ IO แต่ยังพบความเสียหายของเสาบริเวณรอบบันได (line 3C,3D) และเสาที่รองรับบันได (stair column) ที่มีความเสียหายเกินระดับสมรรถนะป้องกันการพังทลาย และเมื่อพิจารณาผลของกำแพงอิฐร่วมกับ (M4B) แล้ว จะพบว่า ความเสียหายของเสาบริเวณรอบบันไดนั้นจะลดลงอย่างมาก (ผ่านเกณฑ์ IO) แต่ทั้งนี้ยังพบความเสียหายของเสาที่รองรับบันไดอยู่ เนื่องจากเสามีพฤติกรรมเป็นเสาสั้น

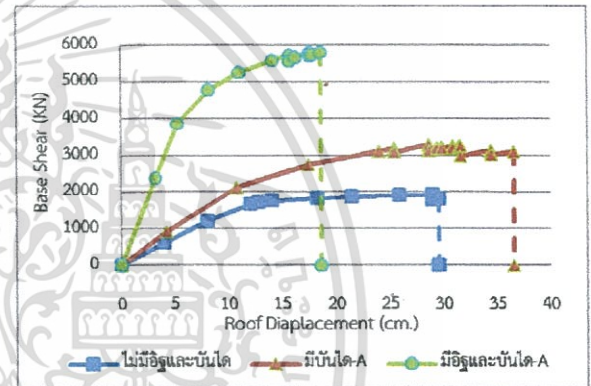
6.3 ผลการวิเคราะห์ด้วยวิธีสถิตยไม่เชิงเส้น

ในการวิเคราะห์ด้วยวิธีสถิตยไม่เชิงเส้น หรือ pushover analysis จะให้แรงสถิตกรกระทำทางข้างกับอาคารในลักษณะแบบสามเหลี่ยมกระจายแรงตามความสูง จนอาคารเคลื่อนตัวไปจนถึงค่า target displacement เพื่อนำค่าการหมุนของจุดหมุนพลาสติกไปเปรียบเทียบกับค่าที่ยอมได้ในมาตรฐาน ผลการวิเคราะห์แสดงด้วยความสัมพันธ์ระหว่างการเคลื่อนที่ของยอดอาคาร (Roof Displacement) กับ แรงเฉือนที่ฐานของอาคาร หรือที่เรียกว่า pushover curve ซึ่งแสดงในรูปที่ 18-22

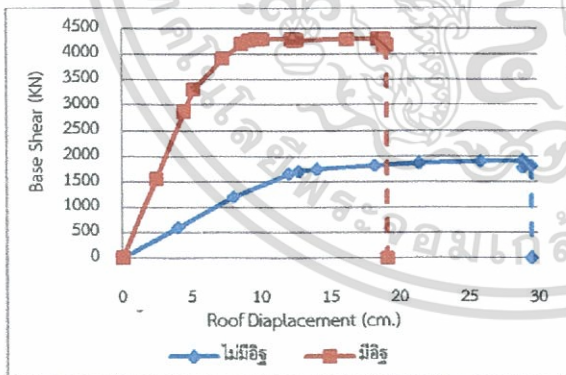
กำแพงอิฐจะทำให้การเคลื่อนที่ของอาคารลดลง เนื่องจากกำแพงอิฐมีความเปราะ และเมื่อกำแพงอิฐรับแรงจนถึงจุดวิบัติแล้ว กำลังของโครงสร้างจะตกลงอย่างทันที



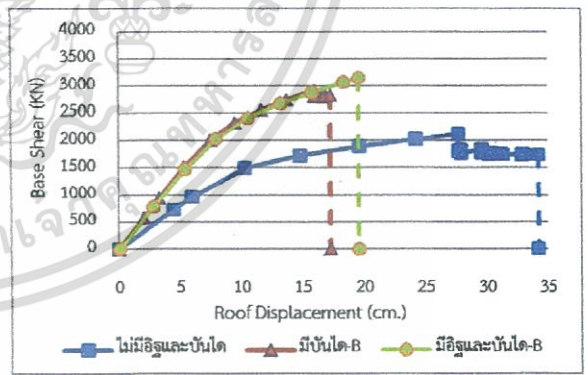
รูปที่ 19 pushover curve ในทิศทางแกน x ของอาคาร A



รูปที่ 20 pushover curve ในทิศทางแกน y ของอาคาร A

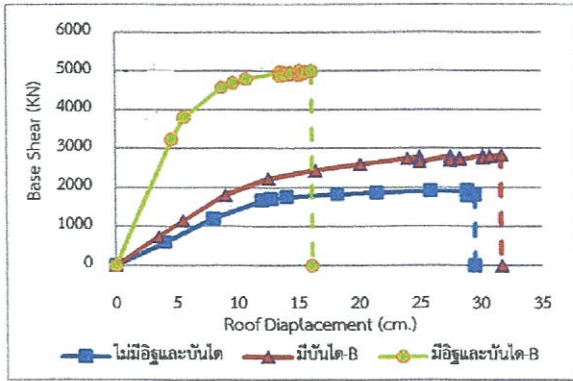


รูปที่ 18 pushover curve จากการที่พิจารณาไม่พิจารณากำแพงอิฐ



รูปที่ 21 pushover curve ในทิศทางแกน x ของอาคาร B

จาก pushover curve ของอาคารที่มีกำแพงอิฐก่อนจะมีความชันมากกว่า อาคารที่ไม่มีกำแพงอิฐก่อน แสดงให้เห็นว่า สติเฟนสของอาคารที่มีกำแพงอิฐก่อนนั้นมีมากกว่าอาคารที่ไม่มีกำแพงอิฐก่อน กำแพงอิฐก่อนนั้นจะเพิ่มกำลังรับแรงทางข้างให้กับอาคารเป็นอย่างมาก แต่อย่างไรก็ตามผลของ

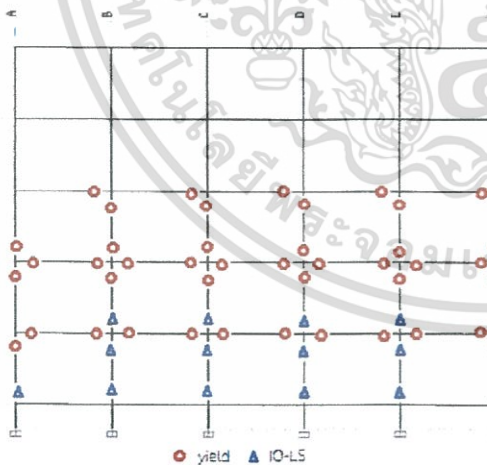


รูปที่ 22 pushover curve ในทิศทางแกน y ของอาคาร B

จาก pushover curve ของอาคารที่มีการพิจารณาผลของบันไดนั้นจะมีความชันมากกว่า pushover curve ของอาคารที่ไม่มีการพิจารณาผลของบันได แสดงให้เห็นได้ว่า บันไดมีส่วนช่วยในการเพิ่มความแข็งแรง (stiffness) ให้กับโครงสร้าง เนื่องจากบันไดนั้นเปรียบเสมือนค้ำยันในแนวทแยง (diagonal brace) หรือกล่าวได้ว่า บันไดนั้นจะเพิ่มกำลังรับแรงทางข้างให้กับอาคาร ขณะเดียวกัน บันไดยังลดผลการเคลื่อนที่ให้กับโครงสร้างอีกด้วย ซึ่งแสดงให้เห็นถึงพฤติกรรมของความแข็งแรงเชิงเปราะ แต่อย่างไรก็ตาม บันไดจะทำให้อาคารมีการเคลื่อนที่สูงสุดในขณะโครงสร้างมีการรับแรงสูงขึ้น ซึ่งแสดงให้เห็นถึงพฤติกรรมของความแข็งแรงเชิงเหนียว

6.3.1 ระดับสมรรถนะของชิ้นส่วนโครงสร้าง

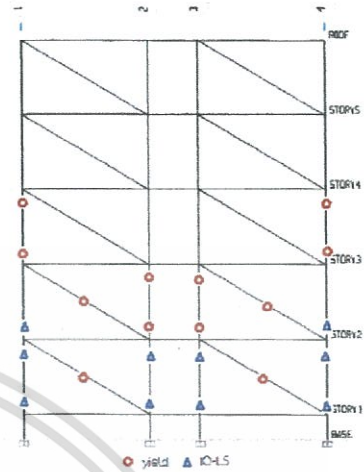
เมื่อทำการให้แรงกระทำทางข้างจนกระทั่งอาคารเคลื่อนที่ไปถึง target displacement ในแต่ละทิศทางในแกน x และ y (คนละทิศทาง) จากนั้นนำค่าการหมุนพลาสติกในคานและเสามาเปรียบเทียบกับค่าที่ยอมให้ในมาตรฐาน เพื่อคำนวณหาระดับสมรรถนะ ระดับสมรรถนะแสดงในรูปที่ 23-26



รูปที่ 23 ระดับสมรรถนะความเสียหายของแบบจำลองที่ M1

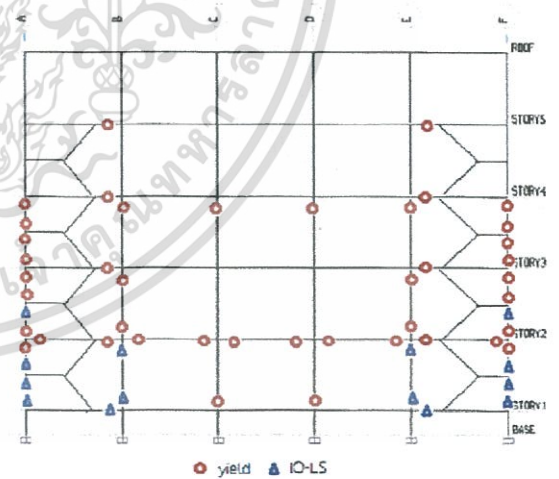
โดยภาพรวมของความเสียหายของอาคารที่ไม่ได้พิจารณาผลของกำแพงอิฐก่อและบันไดนั้น (M1) คานส่วนใหญ่ (คานB1) จะเกิดการครากที่ชั้น 2 และ 3 และมีบางส่วนเกิดการครากในชั้นที่ 4 ความเสียหายของเสาเกิดใน

ระดับ IO-LS ในชั้นที่ 1 และบางส่วนในชั้นที่ 2 ขณะที่เสาในชั้นที่ 3 เกิดการคราก และในชั้นที่ 4-5 ไม่เกิดความเสียหาย เมื่อทำการผลักอาคารจนกระทั่งวิบัติ จะพบว่า คานจะเกิดการวิบัติในชั้นที่ 2 เพียงบางส่วน และเสาในชั้นที่ 1 จะวิบัติเกือบทั้งหมด



รูปที่ 24 ระดับสมรรถนะความเสียหายของแบบจำลองที่ M2

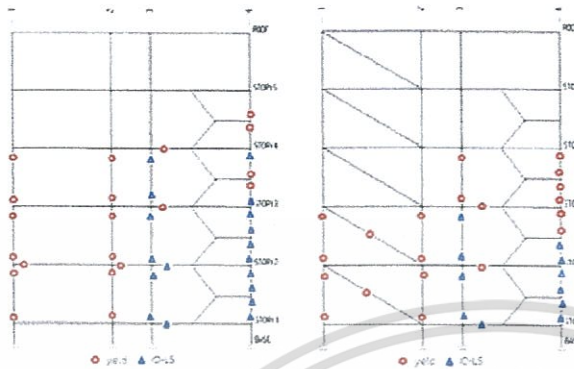
เมื่อพิจารณาผลของกำแพงอิฐก่อนั้น (M2) ความเสียหายของเสาจะลดลงในโครงข้อแข็งชุดใน (line 2 และ 3) ซึ่งเกิดการครากเพียงบางส่วน ขณะที่เสาในชั้นที่ 1 พบความเสียหายในระดับ IO-LS ความเสียหายที่เกิดขึ้นในกำแพงอิฐก่อนั้นจะเกิดการแตกร้าวในชั้นที่ 1 และ 2 และเมื่อทำการผลักอาคาร (ในทิศทางแกน y) จนกระทั่งอาคารวิบัติ จะพบว่า กำแพงอิฐก่อจะวิบัติชั้นในชั้นที่ 1 ก่อนแล้วจึงไล่ขึ้นไปจนถึงชั้นที่ 3 จากนั้นในเสาชั้นที่ 1 ถึงวิบัติ



รูปที่ 25 ระดับสมรรถนะความเสียหายของแบบจำลองที่เป็นตัวแทนของ M3A และ M4A

เมื่อพิจารณาผลของบันได ในอาคาร A นั้น (M3A) ความเสียหายของเสาจะลดลงอย่างมากอย่างเห็นได้ชัดจากการที่ไม่ได้พิจารณาบันได และพบว่าคานและเสาบริเวณรอบบันไดเกิดการครากในชั้นที่ 2 และ 3 ขณะที่

เสาที่รองรับบันได (stair column) และบริเวณรอบบันไดในชั้นที่ 1 นั้นจะเกิดความเสียหายในระดับ IO-LS และถ้าพิจารณาผลของกำแพงอิฐร่วมด้วย (M4A) ความเสียหายที่เกิดขึ้นจะไม่แตกต่างกันมากนักจากการที่ไม่ได้พิจารณา เมื่อทำการผลึกอาคารจนกระทั่งวิบัติ จะพบว่า เสาที่รับบันไดจะวิบัติในชั้นที่ 1 และ 2 กำแพงอิฐจะวิบัติในชั้นที่ 1-3



รูปที่ 26 ระดับสภาวะความเสียหายของแบบจำลองที่ M3B (ซ้าย) และ M4B (ขวา)

สำหรับในอาคาร B (M3B) นั้น เสาส่วนใหญ่เกิดการครากในชั้นที่ 1 ถึงชั้นที่ 3 ยกเว้นเพียงแต่เสาบริเวณรอบบันได (line 3C,3D) และเสาที่รองรับบันได (stair column) มีความเสียหายในระดับ IO-LS ทั้งนี้ยังพบว่า คานรอบบริเวณบันไดเกิดความเสียหายในระดับ IO-LS ในชั้นที่ 1 และ 2 และเกิดการครากในชั้นที่ 3 และ 4 และเมื่อพิจารณาผลของกำแพงอิฐร่วมด้วยแล้ว (M4B) จะพบความเสียหายของเสาบริเวณรอบบันได และเสาที่รองรับบันได (stair column) จะลดลงในชั้นที่ 3 (มีความเสียหายในชั้นที่ 1-2) เมื่อทำการผลึกอาคารจนกระทั่งวิบัติ จะพบว่า เสาที่รับบันไดจะวิบัติในชั้นที่ 1 และ 2 กำแพงอิฐจะวิบัติในชั้นที่ 1-3

สรุปในภาพรวมของการประเมินระดับสมรรถนะด้วยวิธีสถิตย์แบบไม่เชิงเส้น จะพบว่า ความเสียหายที่เกิดขึ้นนั้นมีค่าไม่เกินระดับสมรรถนะความปลอดภัยต่อชีวิต

6.4 เปรียบเทียบผลการวิเคราะห์

ในการประเมินความเสียหายของอาคารนั้นในสองวิธีจะให้ความเสียหายของชิ้นส่วนไม่เหมือนกัน โดยที่ในการวิเคราะห์แบบสถิตย์เชิงเส้นจะให้ความเสียหายที่มากกว่าการวิเคราะห์แบบสถิตย์ไม่เชิงเส้น ทั้งนี้สาเหตุมาจากว่า ในการวิเคราะห์ด้วยวิธีสถิตย์ไม่เชิงเส้นนั้นสามารถเกิด plastic hinge ขึ้นแล้ว จะทำให้แรงที่ถูกส่งไปยังเสาและจุดต่อมีค่าค่อนข้างคงที่ แต่ในขณะที่การวิเคราะห์ด้วยวิธีสถิตย์แบบเชิงเส้นนั้น คานไม่สามารถที่จะเกิด plastic hinge ได้ จึงทำให้เสาต้องรับแรงเพิ่มขึ้น จึงทำให้ผลการประเมินความเสียหายมีความแตกต่างกันมาก ดังนั้นในการประเมินความเสียหายของโครงสร้างภายใต้แรงแผ่นดินไหวรุนแรงควรเลือกใช้วิธีสถิตย์ไม่เชิงเส้นมากกว่าวิธีสถิตย์เชิงเส้น ทั้งนี้เพราะพฤติกรรมของโครงสร้างนั้นอยู่ในช่วงอินelasติก (ไม่เชิงเส้น)

7. สรุปผลการศึกษา

จากการศึกษาความต้านทานแผ่นดินไหวของอาคารโดยพิจารณาถึงผลของกำแพงอิฐก่อและผลของบันไดนั้น จะพบว่า ผลของกำแพงอิฐก่อและบันไดจะเพิ่มความแข็งแรง (stiffness) และความต้านทานแรงกระทำทางข้างของอาคารเพิ่มขึ้น เป็นผลทำให้ค่าการสั่นของอาคารลดลง และทำให้การเคลื่อนตัวลดลง ทั้งนี้ในการพิจารณาผลของบันไดจะพบว่า บันไดจะส่งผลในเรื่องของการบิดตัว (torsion effect) ให้กับอาคาร และพบว่าจุดที่เป็นอันตรายของอาคารอยู่ที่เสารับบันได (stair column) ซึ่งจะมีพฤติกรรมเป็นแบบเสาสั้น ทำให้เกิดการวิบัติแบบเฉือน (shear failure) เป็นหลัก ดังนั้นแล้ว ในการออกแบบอาคารควรให้ความสำคัญโดยการใส่เหล็กปลอกเพิ่มขึ้นเพื่อให้เสามีความเหนียวในการต้านทานต่อแรงเฉือน รวมทั้งในการออกแบบอาคารต้านทานแผ่นดินไหวควรพิจารณาบันไดเป็นส่วนหนึ่งของโครงสร้างในการต้านทานแรงด้านข้างด้วย และ ในการวิเคราะห์และออกแบบอาคารต้านทานแผ่นดินไหวควรพิจารณาถึงผลของกำแพงอิฐก่อและบันไดด้วย เพื่อให้อาคารมีสภาพสอดคล้องกับความเป็นจริง

กิตติกรรมประกาศ

ผู้วิจัยขอขอบพระคุณบิดา มารดา ที่ให้การสนับสนุนและเป็นกำลังใจให้แก่ผู้วิจัย และขอขอบพระคุณ รศ.สุวัฒน์ ภิรตเศรษฐ์ และ ดร.อาทิตย์ เพชรศรีธร ที่สละเวลาเวลาอันมีค่าและยินดีที่ให้คำปรึกษา ชี้แนะแก่ผู้วิจัย

เอกสารอ้างอิง

- [1] เกริกฤทธิ พรหมดวง "การทดสอบโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีผนังอิฐก่อภายใต้แรงสลับทิศ" วิทยานิพนธ์ปริญญาวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต สาขาวิศวกรรมโยธา มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าธนบุรี, 2554
- [2] ชนิกา เนตรรัตน์, การประเมินพฤติกรรมของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กภายใต้แผ่นดินไหวโดยพิจารณาผลของผนังอิฐก่อ, วิทยานิพนธ์มหาบัณฑิต สาขาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย, พ.ศ.2556
- [3] Anjan B.K, C.N. Yadunandan, Keerthi Gowda B.S, "Study on Earthquake Resistance of Reinforced Concrete Frame Structures with and without Staircase", International Journal of Emerging Trends in Engineering and Development Issue 4, Vol.3 (May 2014), ISSN 2249-6149, p.830-837
- [4] Bixiong Li, Zhe Wang, Khalid M.Mosalam, Xuan Wang, Zhou Wei, "Analysis of stairwells performance and damage during Wenchuan earthquake", The 14th World Conference on Earthquake Engineering, Beijing, China, 2008.
- [5] Tsinghua University, Southwest Jiaotong University, Chongqing University et al. "The analysis of the damages

- in Wenchuan Earthquake and the corresponding measurements". Beijing. China Architecture and Building Press (2009). (In Chinese)
- [6] Huanjun Jiang, Haiyan Gao and Bin Wang, "Seismic damage analyses of staircases in RC frame structures", *Advanced Materials Research*, Vols. 446-449, pp 2326-2330, 2012.
- [7] Paolo Ricci, Flavia De Luca, Gerardo Mario Verderame. "6th April 2009 L'Aquila earthquake, Italy : reinforced concrete building performance", *Bulletin of Earthquake Engineering* Vol.9 (2011), p. 285-305.
- [8] Qi Wang Su (2010), Finite Element Analysis of Staircase under Earthquake Action, *Advanced Materials Research*, 163-167 (2011), pp 2964-2968.
- [9] Edoardo Cosenza, Gerardo Mario Verderame, Alessandra Zambrano, "Seismic performance of stairs in the existing reinforced concrete building, The 14th World Conference on Earthquake Engineering", Beijing, China, October 12-17, 2008.
- [10] ACI Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-95) and Commentary (ACI 318 R -95) , ACI Committee 318 , American Concrete Institute , Farmington Hills , Michigan , 1995.
- [11] กฎกระทรวงฉบับที่ 6 (พ.ศ.2527) ออกตามความในพระราชบัญญัติควบคุมอาคาร พ.ศ. 2522
- [12] กรมโยธาธิการและผังเมือง "มาตรฐานการประเมินและการเสริมความมั่นคงแข็งแรงของโครงสร้างอาคารในเขตที่อาจได้รับแรงสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว (มยผ. 1303-57)" กรุงเทพมหานคร, 2557
- [13] American Society of Civil Engineerings. Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Building : Pre-Publication Edition for Public Comment and Final Review (ASCE / SEI 41-13). Reston , VA. : American Society of Civil Engineers , 2013
- [14] กรมโยธาธิการและผังเมือง กระทรวงมหาดไทย , "มาตรฐานการออกแบบอาคารต้านทานการสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว (มยผ. 1302-52)" , 2552
- [15] เป็นหนึ่ง วานิชชัย และสิบบงศ์ เกียรติวิศาลชัย. "การประเมินความสามารถต้านทานแผ่นดินไหวของอาคารคอนกรีต". เอกสารประกอบการประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ 7. กรุงเทพมหานคร, 2544, พฤษภาคม
- [16] ทิพนันท์ อิ่มอาบ (2545) , "การประเมินความสามารถต้านทานแผ่นดินไหวของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก" , วิทยานิพนธ์มหาบัณฑิต คณะวิศวกรรมศาสตร์ ภาควิชาวิศวกรรมโยธา มหาวิทยาลัยธรรมศาสตร์
- [17] FEMA 273,1997, "NEHRP Guidelines for The Seismic Rehabilitation of Building" , Federal Emergency Management Agency, Washington D.C.
- [18] S.Fallahi , M. Alirezaei , "Response Evaluation of Stairways in RC Frames Under Earthquake Ground Motions" , *INTERNATIONAL JOURNAL OF ENGINEERING SCIENCES & RESEARCH TECHNOLOGY* , ISSN: 2277-9655 , p.6077-6082

ประวัติผู้เขียน

ชื่อ-นามสกุล นายสถาพร ลือรุ่งรัตน์วุฒิ
 วัน เดือน ปีเกิด 4 ธันวาคม 2533 ที่กรุงเทพมหานคร
 ที่อยู่ 13 ซ. อีสรภาพ 23 (วัดราชสิทธิาราม) ถ. อีสรภาพ
 เขตบางกอกใหญ่ แขวงวัดท่าพระ กรุงเทพฯ 10600 โทร.0-2465-0799
 ประวัติการศึกษา 2554 วิศวกรรมศาสตรบัณฑิต สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา (เกียรตินิยมอันดับ
 2) สถาบันเทคโนโลยีพระจอมเกล้าเจ้าคุณทหารลาดกระบัง
 ความชำนาญเฉพาะด้าน 1.) วิศวกรรมโครงสร้าง
 2.) โปรแกรมทางไฟไนต์เอลิเมนต์เกี่ยวกับงานวิศวกรรมโครงสร้าง
 ประสบการณ์การทำงานและผลงานวิจัย
 พ.ศ.2556 – ปัจจุบัน วิศวกรโครงสร้าง บริษัท Wor – Consultant



เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
 ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้