



มหาวิทยาลัยศรีปทุม

รายงานการวิจัย

เรื่อง

การประเมินกำลังต้านทานแผ่นดินไหวของอาคารโดย
วิธีการผลักแบบวัฏจักร

SEISMIC EVALUATION OF BUILDING BY
CYCLIC PUSHOVER ANALYSIS

มหาวิทยาลัยศรีปทุม
SRIPATUM UNIVERSITY

ไพบุลย์ ปัญญาคะโป

งานวิจัยนี้ได้รับทุนอุดหนุนการวิจัยจากมหาวิทยาลัยศรีปทุม
ประจำปีการศึกษา 2553

กิตติกรรมประกาศ

งานวิจัยนี้ได้รับการสนับสนุนโดยทุนอุดหนุนการวิจัยจากมหาวิทยาลัยศรีปทุม ประจำปีการศึกษา 2553 ในการสนับสนุนโปรแกรมคอมพิวเตอร์ที่ใช้สำหรับการประมวลผลข้อมูลการวิเคราะห์โครงสร้าง ตลอดจนการสนับสนุนเวลาและสิ่งอำนวยความสะดวกต่างๆจนทำให้งานวิจัยนี้สำเร็จผลไปด้วยดี ผู้เขียนขอขอบคุณคณะกรรมการพัฒนางานวิจัยที่ได้อนุมัติทุนอุดหนุนสำหรับงานวิจัยนี้

รองศาสตราจารย์ ดร. ไพบุลย์ ปัญญาคะโป

เมษายน 2554

มหาวิทยาลัยศรีปทุม
SRIPATUM UNIVERSITY

หัวข้อวิจัย : การประเมินกำลังต้านทานแผ่นดินไหวของอาคารโดยวิธีการผลักแบบวัฏจักร
ผู้วิจัย : รองศาสตราจารย์ ดร. ไพบุลย์ ปัญญาคะโป
หน่วยงาน : คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยศรีปทุม
ปีที่พิมพ์ : พ.ศ. 2554

บทคัดย่อ

งานวิจัยนี้เป็นการวิเคราะห์หาความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวของอาคารโดยวิธีการผลักแบบวัฏจักร ซึ่งเป็นการจำลองพฤติกรรมแรงกระทำให้ใกล้เคียงกับสภาพเหตุการณ์แผ่นดินไหวให้มากที่สุด ในการศึกษาี้เลือกอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กสูง 5 ชั้น ซึ่งเป็นอาคารที่พักอาศัยตามแบบมาตรฐานของการเคหะแห่งชาติมาเป็นกรณีศึกษา ในการพัฒนาวิธีการนี้ได้ทำการวิเคราะห์หาค่าการเคลื่อนที่สูงสุด ซึ่งใช้ในการผลักอาคารแบบวัฏจักร พร้อมทั้งกำหนดรูปแบบการกระจายของแรงผลักตลอดความสูงอาคาร และรูปแบบประวัติการเคลื่อนที่ เพื่อหาผลตอบสนองของอาคารที่ได้จากการผลักอาคารแบบวัฏจักร และนำไปเปรียบเทียบกับ วิธีพลศาสตร์ไม่เชิงเส้น ซึ่งถือว่าเป็นวิธีการที่น่าเชื่อถือ ข้อมูลคลื่นแผ่นดินไหวมีจำนวน 10 คู่ เป็นตัวแทนสำหรับพื้นที่ภาคเหนือของประเทศไทย และเปรียบเทียบกับวิธีการผลักแบบรวมโหมด ผลการศึกษาพบว่า ค่าการเคลื่อนที่ทางด้านข้างสูงสุดบนยอดอาคาร ค่าการเคลื่อนที่สูงสุดของแต่ละชั้นอาคาร การเกิดข้อหมุนพลาสติกและค่าดัชนีความเสียหายซึ่งได้จากวิธีการผลักแบบวัฏจักร ให้ผลที่ใกล้เคียงกับค่าที่ถูกต้องมากกว่าวิธีการผลักแบบรวมโหมด เนื่องจากวิธีการผลักแบบวัฏจักรมีการพิจารณาถึงโครงสร้างมีค่าสตีเฟนส์ที่ลดลงเนื่องจากการเสื่อมถอยภายใต้แรงกระทำแบบวัฏจักร ทำให้ความสามารถในการต้านทานการเคลื่อนที่ลดลง ซึ่งเป็นพฤติกรรมที่สอดคล้องกับพฤติกรรมโครงสร้างภายใต้แรงแผ่นดินไหว เป็นผลทำให้ ค่าการเคลื่อนที่เข้าใกล้กับค่าที่ถูกต้องยิ่งขึ้น

คำสำคัญ : การผลักแบบวัฏจักร การผลักแบบรวมโหมด วิธีพลศาสตร์ไม่เชิงเส้น
ค่าการเคลื่อนที่สูงสุดบนยอดอาคาร ค่าดัชนีความเสียหาย

Research Title : Seismic Evaluation of Building by Cyclic Pushover Analysis

Name of Researcher : Associate Professor Dr. Phaiboon Panyakapo

Name of Institution : Faculty of Engineering, Sripatum University

Year of Publication : B.E. 2554

ABSTRACT

This research presents the seismic evaluation of building by cyclic pushover analysis. The objective is to develop a pushover method that is close to earthquake loading. A 5-storey reinforced concrete building that was designed according to the standard of National Housing Authority was selected. In this analysis, the peak roof displacement was determined for target Cyclic Pushover under the prescribed lateral force distribution and the cyclic displacement history. The responses were compared with Nonlinear Dynamic Analysis and Modal Pushover Analysis. For Nonlinear Dynamic Analysis, ten pairs of ground motions that match the acceleration response spectra for the northern part of Thailand were used. It was found that the peak roof displacement, the peak floor displacement, the plastic hinge formation, and the damage indices resulting from Cyclic Pushover Analysis were more reliable than those of Modal Pushover Analysis. This is due to the fact that degradation of stiffness under cyclic loading lead to a decrease in deformation capacity. This is conforms to the structural behavior under earthquake loading, and this leads to the more reliable displacement than the conventional pushover method.

Keywords : Cyclic Pushover, Modal Pushover, Nonlinear Dynamic Analysis,
Peak Roof Displacement, Damage Index.

สารบัญ

บทที่		หน้า
1	บทนำ.....	1
	1.1 ความสำคัญของปัญหา.....	1
	1.2 วัตถุประสงค์.....	2
	1.3 คำถามการวิจัย.....	2
	1.4 สมมุติฐานการวิจัย.....	2
	1.5 ขอบตกลงเบื้องต้นของงานวิจัย.....	3
	1.6 ขอบเขตของงานวิจัย.....	3
	1.7 ข้อจำกัดของงานวิจัย.....	4
	1.8 นิยามศัพท์.....	4
2	วรรณกรรมที่เกี่ยวข้อง.....	5
	2.1 การวิเคราะห์ด้วยวิธีแรงสถิติไม่เชิงเส้นหรือการพลักอาคารแบบ ไม่เชิงเส้น.....	5
	2.2 การวิเคราะห์ด้วยวิธีการพลักอาคารแบบวิวกักร.....	8
	2.3 แบบจำลองโครงสร้าง.....	11
	2.4 การวิเคราะห์พลศาสตร์ไม่เชิงเส้น.....	26
	2.5 ความคิดพื้นฐานของสเปกตรัมการออกแบบสำหรับ ความเสียหายคงที่.....	28
	2.6 ความคิดพื้นฐานของตัวประกอบลดกำลังสำหรับ ความเสียหายคงที่.....	29
	2.7 ความคิดพื้นฐานของแผนผังความต้องการกำลังสำหรับค่า ความเสียหายคงที่.....	31
	2.8 ความคิดพื้นฐานของวิธีการสเปกตรัมของความสามารถ.....	34
	2.9 การตรวจสอบสมรรถนะของโครงสร้างอาคารโดยหลักการ	

บทที่

หน้า

	ความเสียหายคงที่.....	38
	2.10 การประเมินความเสียหายของโครงสร้างเนื่องจากแรงแผ่นดินไหว.....	39
	2.11 ผลงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง.....	40
	2.12 สรุป.....	47
3	ระเบียบวิธีการวิจัย.....	48
	3.1 รูปแบบการวิจัย.....	48
	3.2 ขั้นตอนการดำเนินงานวิจัย.....	48
	3.3 เครื่องมือการวิจัย.....	49
	3.4 คลื่นแผ่นดินไหวสำหรับการวิเคราะห์โครงสร้าง.....	49
	3.5 การวิเคราะห์หาค่าการเคลื่อนที่สูงสุดในการผลักแบบวัฏจักร.....	53
	3.6 การวิเคราะห์กำลังต้านทานแรงแผ่นดินไหวด้วยวิธีการผลักแบบวัฏจักร.....	54
	3.7 วิธีการตรวจสอบสมรรถนะของอาคาร.....	57
4	ผลการวิเคราะห์.....	59
	4.1 อาคารตัวอย่างในการศึกษา.....	59
	4.1.1 ผลการวิเคราะห์ด้วยวิธี Modal Pushover Analysis.....	64
	4.1.2 ผลการวิเคราะห์ด้วยวิธี Cyclic Pushover Analysis.....	66
	4.2 ผลการวิเคราะห์ค่าการเคลื่อนที่สูงสุดของยอดอาคาร.....	68
	4.3 ผลการวิเคราะห์ค่าการเคลื่อนที่สูงสุดของแต่ละชั้นอาคาร.....	74
	4.4 ผลการวิเคราะห์ค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์สูงสุดของแต่ละชั้นอาคาร.....	78
	4.5 ผลกระทบของความรุนแรงของคลื่นแผ่นดินไหว.....	82

บทที่		หน้า
5	สรุป อภิปราย และข้อเสนอแนะ.....	87
	5.1 สรุปการดำเนินงานวิจัย.....	87
	5.2 สรุปผลการวิจัย.....	87
	5.3 อภิปรายผล.....	89
	5.4 ข้อเสนอแนะเพื่อการทำวิจัยครั้งต่อไป.....	90
	บรรณานุกรม.....	91
	ภาคผนวก.....	101
	ประวัติย่อของผู้วิจัย.....	112

สารบัญตาราง

ตาราง		หน้า
1	ค่าเฉลี่ยของกำลังยึดเกาะ	20
2	แบบจำลองของค่าตัวประกอบการลดกำลัง	33
3	คลื่นแผ่นดินไหวที่ใช้ในการวิเคราะห์พลศาสตร์ไม่เชิงเส้นสำหรับพื้นที่ภาคเหนือของประเทศไทย.....	50
4	คลื่นแผ่นดินไหวที่ปรับค่าเทียบเท่ากับมาตรฐาน มยผ.1302.....	53
5	รูปแบบประวัติการเคลื่อนที่แปรตามความเหนียว.....	54
6	รูปแบบประวัติการเคลื่อนที่เป็นจำนวนเท่าของ u_{max}	56
7ก	การวิเคราะห์แรงสำหรับการเคลื่อนที่ในโหมดที่ 1	62
7ข	การวิเคราะห์แรงสำหรับการเคลื่อนที่ในโหมดที่ 2.....	63
7ค	การวิเคราะห์แรงสำหรับการเคลื่อนที่ในโหมดที่ 3.....	63
8	ค่าพารามิเตอร์ที่ใช้ในการคำนวณด้วยโปรแกรม Bispec	68
9	ค่าการเคลื่อนที่สูงสุดที่ยอดอาคาร.....	69
10	ค่าเปอร์เซ็นต์ความแตกต่างจากวิธี NTHA สำหรับค่าการเคลื่อนที่สูงสุดที่ยอดอาคาร.....	73
11	ค่าเฉลี่ยของเปอร์เซ็นต์ความแตกต่างจากวิธี NTHA สำหรับค่าการเคลื่อนที่สูงสุดที่ยอดอาคาร.....	73
12	ค่าเปอร์เซ็นต์ความแตกต่างจากวิธี NTHA สำหรับค่าการเคลื่อนที่สูงสุดของแต่ละชั้นอาคาร.....	76
13	ค่าเฉลี่ยของเปอร์เซ็นต์ความแตกต่างจากวิธี NTHA สำหรับค่าการเคลื่อนที่สูงสุดของแต่ละชั้นอาคาร.....	77
14	ค่าเปอร์เซ็นต์ความแตกต่างจากวิธี NTHA สำหรับค่าอัตราส่วนการเคลื่อนที่สัมพัทธ์สูงสุดของแต่ละชั้นอาคาร.....	80

ตาราง

หน้า

15	ค่าเฉลี่ยของเปอร์เซ็นต์ความแตกต่างจากวิธี NTHA สำหรับค่าอัตราส่วน การเคลื่อนที่สัมพัทธ์สูงสุดของแต่ละชั้นอาคาร.....	81
16	ผลกระทบของค่า Scale Factors ต่อค่าการเคลื่อนที่บนยอดอาคาร สำหรับคลื่นแผ่นดินไหว LOMA-6.....	82

มหาวิทยาลัยศรีปทุม
SRIPATUM UNIVERSITY

สารบัญภาพประกอบ

ภาพประกอบ	หน้า
1 แรงกระทำลัทธิอาคารแบบวัฏจักร.....	10
2 การเปลี่ยนจากกราฟการลัทธิอาคารแบบวัฏจักรเป็นกราฟค่าอัตราเร่งเสมือน และค่าการเคลื่อนที่เสมือน	10
3 โมเดลไฟเบอร์สำหรับคานและเสา.....	13
4 รูปตัดไฟเบอร์	13
5 แบบจำลองชิ้นส่วนโครงสร้างของ Giberson.....	14
6 แบบจำลองพฤติกรรมโครงสร้างแบบ Modified TAKEDA Hysteresis	14
7 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการยืดตัวของเหล็กเสริมแบบ Clough Model	15
8 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการหดตัวของคอนกรีตสปริงแบบ Monotonic envelope	16
9 พฤติกรรมการรับแรงแบบวัฏจักรของคอนกรีตสปริงโดย Taylor Model	17
10 การยืดหยุ่นสำหรับเหล็กต่อทาบ	18
11 แผนภาพการคำนวณความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเคลื่อนตัวของเหล็กทาบสปริง	20
12 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเคลื่อนตัวของเหล็กทาบสปริงแบบ Monotonic envelope	21
13 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนและการเสียรูปของสปริงรับแรงเฉือนแบบ Monotonic envelope	21
14 สัมประสิทธิ์การลดกำลังแรงเฉือน.....	22
15 Hysteretic model สำหรับสปริงรับแรงเฉือน.....	23
16 โมเดลสำหรับรอยต่อคานเสา	25

ภาพประกอบ

หน้า

17	ความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงยึดเกาะและการเลื่อนตัวของเหล็กเสริมสปริง แบบ Monotonic envelope	25
18	ความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงเฉือนและหน่วยการยึดหดตัวจากแรงเฉือน สำหรับสปริงรับแรงเฉือนในข้อต่อแบบ Monotonic envelope.....	26
19	สเปกตรัมผลตอบสนองที่ใช้ออกแบบและผลจากคลื่นแผ่นดินไหวจริง.....	27
20	สเปกตรัมผลตอบสนองที่ใช้ออกแบบและผลจากคลื่นแผ่นดินไหวจำลอง.....	28
21	ค่าความต้องการกำลังระบบบิลาสติกและระบบความเสียหายคงที่.....	31
22ก	Strength Demand Spectrum	31
22ข	Strength Demand Diagram.....	31
23	แผนผังความต้องการกำลังสำหรับความเสียหายคงที่สำหรับชั้นดินอ่อน $\mu = 4$	34
24	การคำนวณหาแผนผังความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวของอาคาร.....	35
25	วิธีการสเปกตรัมของความสามารถ	36
26	วิธีการสเปกตรัมของความสามารถปรับปรุงใหม่	37
27	การหาจุดสมรรถนะของวิธีการสเปกตรัมของความสามารถปรับปรุงใหม่ โดย FEMA-440	37
28	การหาสมรรถนะของโครงสร้างโดยหลักการความเสียหายคงที่	38
29	ความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมสำหรับพื้นที่ภาคเหนือของประเทศไทย.....	51
30	ค่าเฉลี่ยของความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมและกราฟการออกแบบ ตาม มยผ.1302-52.....	52
31	กราฟปรับค่าของความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมและกราฟการออกแบบ ตาม มยผ.1302-52.....	52

ภาพประกอบ

หน้า

32	กราฟประวัติการเคลื่อนที่	54
33	ผังอาคารที่พักอาศัยสูง 5 ชั้น สำหรับชั้นล่าง.....	60
34	รูปตัดของอาคารเรียนสูง 5 ชั้น	61
35	รายละเอียดการเสริมเหล็กในหน้าตัดเสาและคานของอาคาร.....	61
36	รูปร่างการสั่นในแต่ละรูปแบบ (mode shape) ทั้ง 3 รูปแบบ.....	62
37	กราฟการผลักอาคาร (Pushover Curve) Mode 1.....	64
38	กราฟความสามารถต้านทานแผ่นดินไหวสำหรับการผลัก Mode 1.....	65
39	กราฟความสามารถต้านทานแผ่นดินไหวสำหรับการผลัก Mode 2.....	65
40	กราฟความสามารถต้านทานแผ่นดินไหวสำหรับการผลัก Mode 3.....	66
41	กราฟการผลักอาคารแบบวิถัจกร.....	67
42	กราฟความสามารถต้านทานแผ่นดินไหวจากการผลักอาคารแบบวิถัจกร.....	68
43	กราฟค่าการเคลื่อนที่บนยอดอาคารภายใต้แรงกระทำแบบต่างๆ.....	70
44	กราฟความสัมพันธ์ระหว่างค่าการเคลื่อนที่สูงสุดและค่าความเร็ว เทียบเท่า $V_I (\mu = 4)$	71
45	กราฟความแตกต่างของค่าการเคลื่อนที่สูงสุดจากวิธี NTHA สำหรับ การผลัก Pushover Mode 1.....	71
46	กราฟความแตกต่างของค่าการเคลื่อนที่สูงสุดจากวิธี NTHA สำหรับ การผลัก Pushover Mode 1+ Mode 2.....	72
47	กราฟความแตกต่างของค่าการเคลื่อนที่สูงสุดจากวิธี NTHA สำหรับ การผลัก Pushover Mode 1+ Mode 2+ Mode 3.....	72
48	ค่าเฉลี่ยการเคลื่อนที่สูงสุดของชั้นภายใต้คลื่นแผ่นดินไหวทั้ง 10 ชุด สำหรับ การผลัก Pushover Mode 1.....	75
49	ค่าเฉลี่ยการเคลื่อนที่สูงสุดของชั้นภายใต้คลื่นแผ่นดินไหวทั้ง 10 ชุด สำหรับ การผลัก Pushover Mode 1+ Mode 2.....	75
50	ค่าเฉลี่ยการเคลื่อนที่สูงสุดของชั้นภายใต้คลื่นแผ่นดินไหวทั้ง 10 ชุด สำหรับ การผลัก Pushover Mode 1+ Mode 2+ Mode 3.....	76

ภาพประกอบ

หน้า

51	ค่าเฉลี่ยอัตราส่วนการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นภายใต้คลื่นแผ่นดินไหวทั้ง 10 ชุด สำหรับการผลัก Pushover Mode 1.....	79
52	ค่าเฉลี่ยอัตราส่วนการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นภายใต้คลื่นแผ่นดินไหวทั้ง 10 ชุด สำหรับการผลัก Pushover Mode 1+ Mode 2.....	79
53	ค่าเฉลี่ยอัตราส่วนการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นภายใต้คลื่นแผ่นดินไหวทั้ง 10 ชุด สำหรับการผลัก Pushover Mode 1+ Mode 2+ Mode 3.....	80
54	ผลกระทบของระดับความรุนแรงของคลื่นแผ่นดินไหว LOMA-6 ต่อค่าการเคลื่อนที่บนยอดอาคาร.....	83
55	การเคลื่อนที่ของชั้นอาคารจากการผลักแบบวิจักร และ วิธี Nonlinear Time History Analysis.....	84
56	การเคลื่อนที่ของชั้นอาคารจากการผลักแบบวิจักร และ วิธี Nonlinear Time History Analysis.....	84
57	การเกิดข้อหมุนพลาสติกและค่าดัชนีความเสียหายสำหรับการผลักแบบวิจักร ผลักไปที่ 10.48 ซม.....	85
58	การเกิดข้อหมุนพลาสติกและค่าดัชนีความเสียหายสำหรับวิธี NTHA (LOMA-6, Scale Factor =0.95)	85
59	การเกิดข้อหมุนพลาสติกและค่าดัชนีความเสียหายสำหรับการผลักแบบรวมโหมด (Mode 1=2+3) ผลักไปที่ 7.52 ซม.....	86

รายการสัญลักษณ์

A_n	ขนาดอัตราเร่งของคลื่นแผ่นดินไหว
$a_{\max}$	ค่าอัตราเร่งตอบสนองสูงสุดที่จุดสมรรถนะของโครงสร้าง
a_{eff}	ค่าอัตราเร่งตอบสนองประสิทธิภาพที่สอดคล้องกับ T_{eff}
C	ความหน่วงของโครงสร้าง
C_{xm}	ค่าสัมประสิทธิ์แรงแผ่นดินไหวของแต่ละระดับชั้น x และแต่ละรูปแบบการเคลื่อนที่ m
D	การเคลื่อนที่สูงสุดของโครงสร้างอาคาร
DI	ดัชนีความเสียหาย (Damage index)
$\overline{DI}$	ค่าระดับความเสียหายเป้าหมาย
DI_{capacity}	ค่าระดับความเสียหายของ Strength Capacity Diagram
DI_{demand}	ค่าระดับความเสียหายของ Strength Demand Diagram
E	พารามิเตอร์ซึ่งขึ้นอยู่กับสภาพดินและพฤติกรรมของโครงสร้างแต่ละประเภท
E'_h	พลังงานที่ดูดซับภายใน (hysteretic energy) ของกราฟแรง-การเคลื่อนที่ครบ 4 รอบ
E_{hn}	พลังงานที่ดูดซับภายใน (normalized hysteretic energy) ของกราฟแรง-การเคลื่อนที่ครบ 4 รอบ
E_h, E_i	พลังงานที่ดูดซับและกระจายไปขององค์อาคารแต่ละชั้นภายใต้พฤติกรรมแบบวิภูจักร
E_s	ค่าโมดูลัสของความยืดหยุ่นของชั้นดิน
E_p	ค่าโมดูลัสของความยืดหยุ่นของเสาเข็ม
$f_s(u, \dot{u})$	แรงภายในสำหรับระบบอินอีลาสติก
$\bar{f}_s(u, \dot{u})$	แรงภายใน (normalized) สำหรับระบบอินอีลาสติก
F_y	กำลังที่จุดครากของโครงสร้าง
$\tilde{F}_y$	ความต้องการกำลังที่จุดครากของโครงสร้าง
F_{xm}	ค่าแรงกระทำทางด้านข้างของแต่ละระดับชั้น x และแต่ละรูปแบบการเคลื่อนที่ m
ΔF_i	แรงกระทำที่เพิ่มขึ้นของแต่ละระดับชั้น i
g	อัตราเร่งของแรงโน้มถ่วงโลก

Hys	พฤติกรรมการรับแรงในลักษณะกลับไปมา
h_i	ความสูงของอาคารของแต่ละระดับชั้น i
$I(t)$	ฟังก์ชันของความเข้มแผ่นดินไหว
k, K	สติฟเนสของระบบโครงสร้าง
K_h	ค่าสติฟเนสทางด้านข้างของเสาเข็มเนื่องจากแรงดันดินต่อเสาเข็ม
K_e	ค่าสติฟเนสทางแนวตั้งของเสาเข็มเนื่องจากแรงต้านทานปลายเสาเข็ม
K_f	ค่าสติฟเนสตามความยาวของเสาเข็มเนื่องจากแรงเสียดทานของดินและเสาเข็ม
m	มวลของระบบโครงสร้าง
M_{yi}	โมเมนต์ที่จุดครากขององค์อาคารแต่ละชั้น
N	จำนวนชั้นของอาคาร
n	พารามิเตอร์ที่ควบคุมรูปแบบของการกระจายแรงกระทำ
PF_1	Participation Factor สำหรับรูปแบบการสั่นตอบสนองแบบแรก (1^{st} mode)
PGA	ค่าอัตราเร่งสูงสุดของพื้นดิน
R_D	ตัวประกอบของการลดกำลังสำหรับความเสียหายคงที่
S_a	อัตราเร่งของโครงสร้างเมื่อถูกแรงกระทำจากแผ่นดินไหว
S_{am}	อัตราเร่งตอบสนองของแต่ละรูปแบบการเคลื่อนที่ (modal spectral acceleration)
S_d	การเคลื่อนตัวของโครงสร้างเมื่อถูกแรงกระทำจากแผ่นดินไหว
SC	สภาพพื้นดิน
SSI	ปฏิสัมพันธ์ระหว่างดินและโครงสร้าง
s	วินาที
T	คาบเวลาการสั่นตามธรรมชาติของโครงสร้าง
T_d	ระยะเวลาการสั่นรุนแรงของพื้นดิน
T_g	คาบเวลาการสั่นสำคัญของพื้นดิน
T_{eff}	คาบการสั่นธรรมชาติประสิทธิผล
T_{sec}	คาบการสั่นธรรมชาติที่คำนวณจากสติฟเนสแบบ secant
T_o	คาบการสั่นธรรมชาติที่คำนวณจากสติฟเนสเริ่มต้น

$u(t), \dot{u}(t), \ddot{u}(t)$	การตอบสนองของการเคลื่อนที่, ความเร็ว และ อัตราเร่งสัมพัทธ์ของมวลของระบบโครงสร้างเมื่อเทียบกับพื้นดิน
u_g	การเคลื่อนที่ของพื้นดิน
$\ddot{u}_g(t)$	อัตราเร่งของพื้นดิน
$\ddot{u}_t$	อัตราเร่งสมบูรณ์ของมวลของระบบโครงสร้าง
u_y	การเคลื่อนที่ทางด้านข้างที่จุดครากของระบบโครงสร้าง
Δu	เวกเตอร์ของการเพิ่มค่าการเคลื่อนที่ด้านข้าง
$\frac{V_b}{W}$	กำลังการรับแรงทางด้านข้างในรูปของสัมประสิทธิ์แรงเฉือนที่ฐานอาคารสำหรับพฤติกรรมโครงสร้างแบบไม่เชิงเส้นเทียบต่อน้ำหนักอาคาร
$\left(\frac{V_b}{W}\right)_{\mu=1}$	สัมประสิทธิ์แรงเฉือนที่ฐานของอาคาร เมื่อโครงสร้างเป็นระบบอีลาสติกเทียบเท่ากับกำลังของโครงสร้างอาคาร
$(V_b / W)_{envelop}$	คือ ค่าขอบนอกของแรงเฉือนที่ฐาน
ΔV_b	แรงเฉือนที่ฐานอาคารที่เพิ่มขึ้น
V_m	ค่าแรงเฉือนที่ฐานของแต่ละรูปแบบการเคลื่อนที่ m
W_m	ค่าน้ำหนักประสิทธิผลของแต่ละรูปแบบการเคลื่อนที่ m
W_x, W_i	น้ำหนักของอาคารของแต่ละระดับชั้น x, i
Z	ตัวประกอบซึ่งเป็นฟังก์ชันกับ DI และ T
$Z(t)$	คลื่นแผ่นดินไหวจำลองแสดงอยู่ในรูปแบบความสัมพันธ์ระหว่างอัตราเร่งและเวลา
α_1	สัมประสิทธิ์ของ modal mass สำหรับรูปแบบการตอบสนองแบบแรก
α	ค่าคงที่ซึ่งมีลักษณะของการลดสตีเฟนส์
β	ค่าคงที่ซึ่งมีลักษณะของความสำคัญของการตอบสนองกลับไปมาต่อความเสียหายและเป็นตัวชี้วัดการลดกำลังของโครงสร้าง
δ_m	ค่าการเคลื่อนที่สูงสุดของระบบโครงสร้างภายใต้แรงแผ่นดินไหว
δ_u	ค่าการเคลื่อนที่สูงสุดของระบบโครงสร้างภายใต้แรงกระทำ monotonic loading
δ_y	การเคลื่อนที่ ณ จุดคราก (global) ของโครงสร้าง

Δ_{roof}	การเคลื่อนตัวที่ระดับชั้นหลังคาของโครงสร้างเมื่อถูกแรงกระทำจากแผ่นดินไหว
$\phi_{1,roof}$	ค่าระดับการเคลื่อนตัวที่ระดับชั้นหลังคาของโครงสร้างสำหรับรูปแบบการสั่นตอบสนองแบบแรก (1 st mode)
ϕ_{xm}, ϕ_{im}	ค่าการเคลื่อนที่ของแต่ละระดับชั้น x, i และแต่ละรูปแบบการเคลื่อนที่ m
ϕ_n	มุมเฟส (phase angle) ของคลื่นแผ่นดินไหว
Φ_{i1}	ค่ารูปแบบการสั่นในโหมดแรกสำหรับระดับชั้นที่ i
γ	ค่าคงที่ซึ่งขึ้นลักษณะของ pinching
η	ค่าความต้องการกำลัง (normalized strength demand)
λ	ค่าคงที่สำหรับพลังงานที่ดูดซับภายใน (hysteretic energy)
λ_i	ตัวคูณตามน้ำหนักของค่าพลังงาน (energy weighting factor) ขององค์อาคาร
μ	อัตราส่วนความอ่อนเหนียว
$\tilde{\mu}$	อัตราส่วนความอ่อนเหนียวเป้าหมายของโครงสร้างทั้งระบบ
μ_u	ค่ากำลังความอ่อนเหนียวของโครงสร้าง
θ_i	ค่า rotation สูงสุดขององค์อาคารแต่ละชั้น
θ_m	ค่า rotation สูงสุดขององค์อาคารแต่ละชั้น
θ_r	ค่าการหมุนคืนกลับ (recoverable rotation) ขององค์อาคารแต่ละชั้นเมื่อปล่อยแรงกระทำ
θ_u	ค่า rotation capacity ขององค์อาคารแต่ละชั้น
θ_{yi}	ค่า rotation ที่จุดครากขององค์อาคารแต่ละชั้น
ω	ความถี่เชิงมุมธรรมชาติของโครงสร้าง
ξ	อัตราส่วนของค่าความหน่วง (damping ratio) ของโครงสร้าง
ν_s	ค่าอัตราส่วนปัวซอง (Poisson's ratio) ของชั้นดิน
Γ_1	ตัวประกอบการมีส่วนร่วมของโหมดที่หนึ่ง

บทที่ 1

บทนำ

1.1 ความสำคัญของปัญหา

ในปัจจุบันนี้ วิธีการประเมินระดับความต้านทานแผ่นดินไหวของอาคาร นิยมใช้วิธีการวิเคราะห์แรงกระทำแบบสถิตสำหรับพฤติกรรมไม่เชิงเส้น (Nonlinear Static Analysis) ซึ่งใช้การผลักอาคาร (Pushover Analysis) เป็นพื้นฐานการประเมิน เนื่องจากวิธีการนี้เป็นวิธีที่ง่ายกว่าวิธีการวิเคราะห์พลศาสตร์ไม่เชิงเส้น (Nonlinear Dynamic Procedure) ซึ่งเป็นวิธีการที่ละเอียดซับซ้อน ในขั้นตอนวิธีการผลักอาคาร (Pushover Analysis) นี้ จะใช้แรงกระทำกระจายทางด้านข้างตลอดความสูงของอาคารและค่อยๆเพิ่มแรงกระทำผลักอาคารให้เคลื่อนที่ไปทางด้านข้าง จนกระทั่งโครงสร้างวิบัติ รูปแบบของการกระจายแรงกระทำนี้มีทั้งแรงกระทำแบบโหมดเดียว (single-mode) และแรงกระทำแบบหลายโหมด(multi-modes) สำหรับแรงกระทำแบบโหมดเดียว ประกอบด้วย แรงกระทำด้านข้างเป็นจุด แรงกระจายสม่ำเสมอ แรงกระจายสามเหลี่ยม แรงกระจายตามข้อกำหนดการออกแบบ แรงกระจายตามโหมดการสั่นพื้นฐาน และแรงกระจายแบบรวมโหมดด้วย SRSS วิธีการผลักอาคารแบบนี้ได้มีการปรับปรุงใหม่เรียกว่า Adaptive Pushover โดย Antoniou and Pinho (2004) และ Papanikolaou และคณะ(2006) เพื่อให้สอดคล้องกับการเปลี่ยนค่าสตีเฟนสของโครงสร้าง ซึ่งมีการปรับการกระจายแรงกระทำด้านข้างตามพฤติกรรมไม่เชิงเส้นที่เปลี่ยนไปในแต่ละขั้นตอนของการวิเคราะห์ แม้ว่า วิธีการนี้จะให้ผลการประเมินค่าการเคลื่อนตัวของโครงสร้างที่ดี อย่างไรก็ตาม วิธีการนี้ไม่ได้มีการพิจารณาผลกระทบของการสั่นในโหมดที่สูงขึ้นไป สำหรับการผลักอาคารแบบหลายโหมด ได้มีการเสนอวิธีการผลักแบบรวมโหมด (Modal Pushover Analysis) โดย Chopra and Goel (2002, 2004, 2005) เพื่อรวมผลกระทบของโหมดที่สูงขึ้นไป วิธีการนี้ใช้แรงกระทำกระจายตามแต่ละโหมดเพื่อผลักอาคารสำหรับแต่ละโหมด ผลลัพธ์ที่ได้เป็นการรวมผลในแต่ละโหมดด้วยวิธี SRSS ซึ่งมีสมมติฐานพฤติกรรมแบบอิลาสติก แม้ว่าวิธีการนี้เป็นที่ใช้กันอย่างแพร่หลาย อย่างไรก็ตาม ยังมีข้อจำกัดอีกบางประการ (Chopra and Goel, 2005) เกี่ยวกับกราฟการพลักที่มีลักษณะกลับทิศภายใต้แรงกระทำในโหมดที่สูงขึ้นไป นอกจากนี้ ตำแหน่งของข้อหมุนพลาสติกยังไม่อาจทำนายได้อย่างถูกต้อง

สิ่งที่สำคัญประการหนึ่ง ในการประเมินพฤติกรรมต้านทานแผ่นดินไหวของอาคาร คือ ระดับความต้านทานแรงแผ่นดินไหวภายใต้พฤติกรรมของแรงกระทำแบบไปกลับ เนื่องจากวิธีการที่กล่าวมานี้ไม่ได้พิจารณาผลของความเสียหายสะสมจากแรงแผ่นดินไหวที่กระทำแบบไปกลับ เพราะว่าแรงกระทำที่ใช้เป็นแบบพลักทางด้านเดียว โดยเฉพาะอย่างยิ่ง ในกรณีของโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กซึ่ง

มีพฤติกรรมของการลดค่าสติฟเนส (Stiffness degradation) และการเสื่อมถอยกำลัง (Strength deterioration) ภายใต้แรงกระทำแบบวัฏจักร ผลการศึกษาที่ผ่านมา โดย Panyakapo P. (2010) พบว่า กำลังต้านทานแรงแผ่นดินไหวของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กสูง 14 ชั้น ซึ่งวิเคราะห์ด้วยวิธีการผลัดแบบวัฏจักร ให้ค่ากำลังลดลงเมื่อเทียบกับการผลัดอาคารแบบปกติ เนื่องจากผลของความเสียหายสะสมในบริเวณข้อหมุนพลาสติกของคานและเสา อย่างไรก็ตาม ผลการศึกษา ขึ้นอยู่กับการจำลองพฤติกรรมการรับแรงแบบวัฏจักร (hysteretic behavior) ว่ามีความถูกต้องใกล้เคียงกับผลการทดสอบในห้องปฏิบัติการเพียงใด ดังนั้น ในการศึกษาครั้งนี้จะใช้วิธีการผลัดอาคารแบบวัฏจักร เพื่อศึกษาพฤติกรรมของอาคารทั้งหมดภายใต้แรงกระทำแบบไปกลับ ซึ่งสะท้อนถึงพฤติกรรมภายใต้แรงแผ่นดินไหวจริง

1.2 วัตถุประสงค์ของการวิจัย

เพื่อพัฒนาวิธีการประเมินกำลังต้านทานแรงแผ่นดินไหวของอาคารด้วยวิธีการผลัดแบบวัฏจักร เพื่อให้ได้ผลการวิเคราะห์ที่ใกล้เคียงกับพฤติกรรมโครงสร้างภายใต้แรงกระทำแผ่นดินไหว

1.3 คำถามการวิจัย

- ก. การประเมินกำลังต้านทานแรงแผ่นดินไหวของอาคารจะวัดด้วยค่าอะไรบ้าง
- ข. การประเมินกำลังต้านทานแผ่นดินไหวของโครงสร้างภายใต้แรงกระทำจากแผ่นดินไหวจะใช้วิธีการอย่างไร
- ค. วิธีการผลัดอาคารแบบวัฏจักร จะตรวจสอบความถูกต้องของผลลัพธ์ได้อย่างไร

1.4 สมมุติฐานการวิจัย

- ก. กำลังต้านทานแรงแผ่นดินไหวของอาคารอาจจะวัดด้วยค่าการเคลื่อนที่สูงสุดบนยอดอาคาร ค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้น การหมุนตัวของข้อหมุนพลาสติกสำหรับเสาและคาน ค่าดัชนีความเสียหายของเสาและคาน
- ข. การประเมินกำลังต้านทานแผ่นดินไหวของโครงสร้างอาจจะใช้วิธีการผลัดอาคารแบบวัฏจักร เพื่อพิจารณาผลของความเสียหายสะสมภายใต้แรงกระทำแบบไปกลับ
- ค. ผลลัพธ์ที่ได้จากวิธีการผลัดแบบวัฏจักรอาจนำไปเทียบความถูกต้องกับวิธีพลศาสตร์ไม่เชิงเส้นด้วยคลื่นแผ่นดินไหวจริงจำนวนหนึ่ง

1.5 ข้อตกลงเบื้องต้นของงานวิจัย

ก. การคำนวณค่าระดับความเสียหายของโครงสร้าง สามารถคำนวณได้จากแบบจำลองความเสียหาย (Damage Model) ซึ่งมีผู้พัฒนาไว้หลายแบบด้วยกัน แต่ในการวิจัยนี้เลือกแบบจำลอง Park-Ang Damage Model เนื่องจาก แบบจำลองนี้ได้พัฒนาจากผลการทดลองของชิ้นส่วนทดสอบคอนกรีตเสริมเหล็กและโครงสร้างเหล็กจำนวนมาก และได้มีการสอบเทียบกับความเสียหายของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กหลายหลังที่เกิดขึ้นจริง จากเหตุการณ์แผ่นดินไหว ดังนั้นจึงมีผู้ยอมรับและนำไปใช้อย่างแพร่หลายโดยนักวิจัยที่มีชื่อเสียง ทั้งงานโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กและโครงสร้างเหล็ก การเลือก Park-Ang Damage Model จึงคาดว่าจะให้ผลเป็นที่น่าเชื่อถือได้

ข. ในการคำนวณหากำลังต้านทานแรงแผ่นดินไหวของอาคาร จะใช้อาคารที่พักอาศัยซึ่งเป็นตัวแทนของอาคารจำนวนมาก มาทำการวิเคราะห์โดยวิธีการผลักแบบวัฏจักร (Cyclic Pushover Analysis) ทั้งนี้เพื่อจะจำลองลักษณะแรงกระทำให้ใกล้เคียงกันกับแรงแผ่นดินไหวให้มากที่สุด เพื่อนำมาสร้างแผนผังความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวของอาคาร

1.6 ขอบเขตของการวิจัย

ก. อาคารที่วิเคราะห์เป็นอาคารที่พักอาศัยโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก ความสูง 5 ชั้น ตามแบบมาตรฐานของการเคหะแห่งชาติ ซึ่งไม่ได้มีการออกแบบต้านทานแผ่นดินไหว และตั้งอยู่ในเขตพื้นที่ภาคเหนือของประเทศไทย ซึ่งเป็นบริเวณที่ 2 ตามกฎกระทรวง พ.ศ. 2550

ข. วิเคราะห์หาค่าการเคลื่อนที่สูงสุดบนยอดอาคารเพื่อใช้สำหรับวิธีการผลักแบบวัฏจักร คำนวณหาค่าการเคลื่อนที่สูงสุดของแต่ละชั้นอาคาร ค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นอาคาร การเกิดข้อหมุนพลาสติกและค่าดัชนีความเสียหาย

ค. เปรียบเทียบผลการคำนวณกับวิธีพลศาสตร์ไม่เชิงเส้นด้วยคลื่นแผ่นดินไหวจำนวน 10 คู่ ซึ่งสอดคล้องกันกับกราฟการออกแบบสำหรับพื้นที่ภาคเหนือของประเทศไทย ตามมาตรฐาน มยผ.1302-52 และเปรียบเทียบกับวิธีการผลักแบบรวมโหมด

ง. ระยะเวลาทำการวิจัย 1 ปี

1.7 ข้อจำกัดของงานวิจัย

การวิเคราะห์โครงสร้างอาคารนี้จะจำกัดเฉพาะโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กเท่านั้น เนื่องจากเป็นประเภทโครงสร้างที่มีจำนวนมาก สำหรับอาคารที่เป็นโครงสร้างหลักในประเทศไทยมีจำนวนน้อยกว่ามาก

1.8 นิยามศัพท์

เขตพื้นที่เสี่ยงภัยแผ่นดินไหว

พื้นที่ซึ่งกำหนดในแผนที่ของประเทศ โดยจัดแบ่งตามระดับความรุนแรงของแผ่นดินไหวด้วยค่าอัตราเร่งสูงสุดของพื้นดินเทียบกับค่าอัตราเร่งของแรงโน้มถ่วงโลก

พฤติกรรมการรับแรงแบบวิถุจักร

พฤติกรรมของโครงสร้างเมื่อถูกกระทำจากแรงแผ่นดินไหวโดยแสดงในรูปความสัมพันธ์ของแรงและการโก่งตัว โดยพิจารณาพฤติกรรมของโครงสร้างเมื่อรับแรงเกินจุดยืดหยุ่น

ระดับความเสียหาย

ค่าความเสียหายขององค์อาคารต่างๆของโครงสร้างอาคาร เนื่องจากแรงกระทำของแผ่นดินไหวแบบวิถุจักร ที่คำนวณได้ด้วยแบบจำลองทางคณิตศาสตร์

วิธีการผลักแบบวิถุจักร

วิธีการวิเคราะห์ความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวของอาคาร โดยใช้แรงกระทำทางด้านข้างต่ออาคารค่อยๆผลักอาคารให้เคลื่อนตัวไปจนถึงค่าการเคลื่อนตัวเป้าหมายที่ต้องการ โดยมีค่าการเคลื่อนที่แบบไปกลับ ตามรูปแบบที่กำหนด

วิธีการผลักแบบรวมโหมด

วิธีการวิเคราะห์ความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวของอาคาร โดยใช้แรงกระทำทางด้านข้างสอดคล้องกับรูปแบบการเคลื่อนที่ในแต่ละโหมด และมีการรวมผลตอบสนองของแต่ละโหมดเข้าด้วยกัน

บทที่ 2

วรรณกรรมที่เกี่ยวข้อง

2.1 การวิเคราะห์ด้วยวิธีแรงสถิตไม่เชิงเส้นหรือการผลักอาคารแบบไม่เชิงเส้น

(Nonlinear Static Analysis or Nonlinear Pushover Analysis)

การวิเคราะห์หาค่ากำลังต้านทานแผ่นดินไหวด้วยวิธีแรงสถิตไม่เชิงเส้น (ATC-40, FEMA-440) เป็นที่ใช้กันอย่างแพร่หลาย เนื่องจากเป็นวิธีการที่ง่ายและมีประสิทธิภาพในการประเมิน ผลตอบสนองของโครงสร้างต่อแรงแผ่นดินไหว วิธีการนี้นิยมเรียกว่าการผลักอาคารแบบไม่เชิงเส้น (Nonlinear Pushover) โดยเป็นการผลักอาคารด้วยแรงกระทำทางด้านข้างอย่างช้าๆ และค่อยๆ เพิ่มแรงกระทำจนกระทั่งโครงสร้างถึงจุดวิบัติ ด้วยสมการการเคลื่อนที่ดังนี้

$$[K]\{\Delta u\} = \{\Delta F\} - [C]\{\Delta \dot{u}\} \quad (2.1)$$

โดยที่ $[K]$ คือ สติฟเนสของโครงสร้าง

$\{\Delta u\}$ คือ เวกเตอร์ของการเพิ่มค่าการเคลื่อนที่ด้านข้าง

$\{\Delta F\}$ คือ เวกเตอร์ของการเพิ่มแรงกระทำทางด้านข้าง

$[C]$ คือ ความหน่วงของโครงสร้าง

$\{\Delta \dot{u}\}$ คือ เวกเตอร์ของการเพิ่มค่าความเร็วในการเคลื่อนที่

สมการการเคลื่อนที่นี้ ไม่มีเทอมของแรงอินเนอร์เซียเนื่องจากแรงกระทำช้ามาก

การผลักอาคารนี้อาจกระทำด้วยการควบคุมแรงกระทำ (Force control) หรือควบคุมการเคลื่อนที่ (Displacement control) อย่างใดอย่างหนึ่ง ในวิธีการแรก โครงสร้างจะถูกผลักให้เคลื่อนที่ไปด้วยการค่อยๆ เพิ่มแรงกระทำด้านข้างที่มีการกระจายรูปแบบหนึ่ง และคำนวณการเคลื่อนที่ซึ่งเพิ่มขึ้นตามมา สำหรับวิธีการหลัง จะต้องกำหนดรูปแบบการโก่งตัวของโครงสร้างเสียก่อน และจะถูกผลักให้เคลื่อนที่ไปตามรูปแบบการโก่งตัวที่กำหนด โดยทั่วไป เนื่องจากรูปแบบการโก่งตัวของโครงสร้างยังไม่ทราบในเบื้องต้น ดังนั้น การใช้วิธีควบคุมแรงกระทำจึงเป็นที่นิยมใช้มากกว่า ลักษณะการกระจายแรงกระทำ แบ่งออกเป็น 2 ประเภท คือ

ก) การกระจายแรงผลักแบบโหมดเดียว (Single-Mode Load Distribution) ประกอบด้วย

- น้ำหนักกระทำแบบจุด (Concentrated Load) เป็นรูปแบบแรงกระทำอย่างง่ายที่สุด โดยมีแรงกระทำแบบจุดเพียงแรงเดียวกระทำบนยอดอาคาร
- น้ำหนักกระจายแบบสม่ำเสมอ (Uniform Load)

แรงกระทำแบบนี้มีสมมุติฐานว่าอัตราเร่งของระบบโครงสร้างมีค่าคงที่ตลอดความสูงของอาคาร โดยมีการกระจายแรงกระทำ ดังนี้

$$\Delta F_i = \frac{\Delta V_b}{N} \quad (2.2)$$

เมื่อ ΔF_i คือ การเพิ่มแรงกระทำสำหรับระดับชั้นที่ i

ΔV_b คือ การเพิ่มแรงเฉือนที่ฐานอาคาร

N คือ จำนวนชั้นอาคารทั้งหมด

- น้ำหนักกระจายแบบสามเหลี่ยม (Triangular Load)

แรงกระทำแบบนี้มีสมมุติฐานว่าอัตราเร่งของระบบโครงสร้างมีการเพิ่มเป็นเชิงเส้นจากค่าศูนย์ที่ฐานอาคารไปจนถึงค่าสูงสุดที่ยอดอาคาร โดยมีการกระจายแรงกระทำ ดังนี้

$$\Delta F_i = \frac{W_i h_i}{\sum_{i=1}^N W_i h_i} \Delta V_b \quad (2.3)$$

เมื่อ W_i คือ น้ำหนักอาคารสำหรับระดับชั้นที่ i

h_i คือ ความสูงอาคารที่ระดับชั้นที่ i

- น้ำหนักกระจายตามข้อบังคับการออกแบบ (Code Distribution Load) มีการกระจายแรงกระทำ ดังนี้

$$\Delta F_i = \frac{W_i h_i^k}{\sum_{i=1}^N W_i h_i^k} \Delta V_b \quad (2.4)$$

เมื่อ k คือ สัมประสิทธิ์ที่กำหนดรูปแบบการกระจายแรง และ

$$k = 1.0, \quad T \leq 0.5 \text{ sec}$$

$$k = 2.0, \quad T \geq 2.5 \text{ sec}$$

$$k = 1 + \frac{T - 0.5}{2}, \quad 0.5 < T < 2.5 \text{ sec}$$

- น้ำหนักกระจายแบบโหมดแรก (First Mode Load)

แรงกระทำแบบนี้มีสมมุติฐานว่าอัตราเร่งของระบบโครงสร้างเป็นสัดส่วนกับรูปแบบการสั่นของโครงสร้างในโหมดแรก โดยมีการกระจายแรงกระทำ ดังนี้

$$\Delta F_i = \frac{W_i \Phi_{i1}}{\sum_{i=1}^N W_i \Phi_{i1}} V_b - F_i^{old} \quad (2.5)$$

เมื่อ Φ_{i1} คือ ค่ารูปแบบการสั่นในโหมดแรกสำหรับระดับชั้นที่ i

F_i^{old} คือ แรงกระทำในระดับชั้นที่ i ของการคำนวณขั้นตอนก่อน

- น้ำหนักกระจายแบบโหมดแรกซึ่งปรับแก้ได้ (Adaptive First Mode Load)

วิธีการนี้ พิจารณาว่าเมื่อโครงสร้างถูกแรงกระทำมากขึ้นจะทำให้ค่าสติเฟนสลดลงส่งผลให้การโก่งตัวในแต่ละรูปแบบการสั่นเปลี่ยนแปลงไปด้วย ดังนั้นจึงมีการปรับแรงกระทำเพื่อให้สอดคล้องกับรูปร่างการโก่งตัวที่เปลี่ยนไป โดยเฉพาะในโหมดแรก ในขั้นตอนการปรับแรงกระทำ เวคเตอร์ของแรงจะถูกปรับที่ค่าการเลื่อนตัวทุกๆ 0.5% ของความสูงอาคาร

- น้ำหนักกระจายแบบรวมโหมดด้วยวิธี SRSS (SRSS Load)

วิธีการนี้ เป็นการคำนวณหาการกระจายแรงกระทำจากแรงเฉือนในแต่ละชั้นที่ได้จากการรวมแรงเฉือนที่คำนวณจากแรงกระทำที่เป็นสัดส่วนกับรูปแบบการสั่นในแต่ละโหมด การรวมแรงเฉือนใช้วิธี Square Root of the Sum of the Square (SRSS) ซึ่งเป็นหลักการรวมผลตอบสนองสำหรับพฤติกรรมแบบยืดหยุ่น (elastic modal response) แม้ว่าพฤติกรรมของโครงสร้างในความเป็นจริงจะเป็นแบบไม่เชิงเส้น (nonlinear response) การคำนวณแรงเฉือนใช้สูตรดังนี้

$$V_i = \sqrt{\sum_{m=1}^n V_{im}^2} \quad (2.6)$$

โดยที่ V_i คือ แรงเฉือนรวมในแต่ละระดับชั้น i

V_{im} คือ แรงเฉือนในแต่ละระดับชั้น i สำหรับรูปแบบการสั่นที่ m

การรวมจำนวนของรูปแบบการสั่น (Number of modes) จะใช้ข้อกำหนดว่า หากค่าผลรวมของ Modal weight เท่ากับหรือมากกว่า 90% ของ Seismic weight จะถือว่าเป็นจำนวนของรูปแบบที่เพียงพอ

ข) การผลักแบบหลายโหมด (Multi-Mode Pushover Procedure)

วิธีการผลักอาคารแบบนี้เป็นวิธีหนึ่งซึ่งพิจารณาผลตอบสนองของรูปแบบการสั่นในแต่ละโหมด จึงเรียกอีกอย่างหนึ่งว่า การวิเคราะห์แบบการผลักตามรูปแบบการสั่นของโครงสร้าง (Modal Pushover Analysis, MPA) Chopra และ Goel (2002) ได้เสนอวิธีการ MPA เพื่อปรับปรุงแรงกระทำให้น่าเชื่อถือยิ่งขึ้นกว่าแรงกระทำเพียงโหมดเดียว ในวิธีการนี้เป็นการใช้แรงผลักกระทำกระจายตามแต่ละรูปแบบการสั่นของโครงสร้าง โดยใช้รูปแบบการสั่นจำนวน 3 โหมดแรก และแสดงกราฟการผลักในแต่ละโหมดสำหรับการรวมผลตอบสนองของแรงเฉือนที่ฐานและการเคลื่อนตัว ใช้วิธี Square Root of the Sum of the Square (SRSS) แม้ว่าจะเป็นที่ทราบกันว่าผลตอบสนองของโครงสร้างในความเป็นจริงมีลักษณะไม่เชิงเส้น แต่วิธีการนี้สมมุติว่า ค่าที่ได้จากการรวมผลตอบสนองแบบนี้ไม่แตกต่างจากพฤติกรรมจริงมากนัก

2.2 การวิเคราะห์ด้วยวิธีการผลักอาคารแบบวัฏจักร

(Cyclic Pushover Analysis)

เนื่องจากวิธีการผลักอาคารแบบไม่เชิงเส้น (Nonlinear Pushover) ทั่วไป เป็นการใช้แรงกระทำผลักอาคารให้เคลื่อนที่ไปเพียงทางเดียว (monotonic loading) ซึ่งแตกต่างจากพฤติกรรมของโครงสร้างอาคารภายใต้แรงแผ่นดินไหว อันเป็นลักษณะที่เคลื่อนที่ไป-กลับหลายรอบ (cyclic loading) วิธีการผลักอาคารแบบวัฏจักร มีหลักการ ดังนี้

2.2.1 หลักการพื้นฐาน (Basic Concept)

พิจารณาจากสมการการเคลื่อนที่สำหรับระบบโครงสร้างที่ระดับความอิสระหลายระดับ (Multi-Degree-Of-Freedom, MDOF) ซึ่งมีแรงกระทำจากคลื่นแผ่นดินไหว

$$[m]\{\ddot{u}\} + [c]\{\dot{u}\} + \{f_s\}(\{u\}, \text{sign}\{\dot{u}\}) = P_{eff}(t) \quad (2.7)$$

เมื่อ $[m], [c]$ คือเมทริกซ์ของมวลและความหน่วงของโครงสร้าง

$\{f_s\}$ คือเวกเตอร์ของแรงต้านทานภายในของโครงสร้าง

$\{u\}, \{\dot{u}\}$ คือเวกเตอร์ของการเคลื่อนที่สัมพัทธ์และความเร็วสัมพัทธ์ของโครงสร้าง

ตามลำดับ

ค่าแรงแผ่นดินไหวประสิทธิผล $P_{eff}(t)$ สามารถคำนวณจาก

$$P_{eff}(t) = -[m]\{i\}\ddot{u}_g(t) \quad (2.8)$$

เมื่อ $\{i\}$ คือ เวกเตอร์หนึ่งหน่วย

$\ddot{u}_g(t)$ คือ อัตราเร่งของพื้นดิน

สำหรับเทอม $[m]\{i\}$ เป็นการแสดงค่าการกระจายแรงแผ่นดินไหวประสิทธิผลตลอดความสูงของอาคาร และอาจเขียนในรูปของเวกเตอร์ $\{s\}$ ซึ่งขยายเป็นผลรวมของการกระจายแรงอินเนอร์เซียในแต่ละโหมด ดังนี้

$$[m]\{i\} = \{s\} = \sum_{n=1}^N s_n = \sum_{n=1}^N \Gamma_n [m]\{\phi_n\} \quad (2.9)$$

เมื่อ Γ_n คือ ค่าตัวประกอบการมีส่วนร่วมของโหมดที่ n (Modal participation factor) ซึ่งคำนวณได้จาก

$$\Gamma_n = \frac{L_n}{M_n} = \frac{\{\phi_n\}^T [m]\{i\}}{\{\phi_n\}^T [m]\{\phi_n\}} \quad (2.10)$$

โดยที่ $\{\phi_n\}$ คือ รูปแบบการสั่นโหมดที่ n

สมการการเคลื่อนที่ของโครงสร้างจึงเขียนใหม่ได้ ดังนี้

$$[m]\{\ddot{u}\} + [c]\{\dot{u}\} + \{f_s\}(\{u\}, \text{sign}\{\dot{u}\}) = -\sum_{n=1}^N \{s_n\} \ddot{u}_g(t) \quad (2.11)$$

สมการที่ 2.11 สามารถแยกการคำนวณออกเป็นสมการการเคลื่อนที่ที่เทียบเท่าสำหรับระบบการเคลื่อนที่แบบอิสระที่มีระดับความอิสระเพียงหนึ่ง (SDOF system) โดยการใช้ค่าเวกเตอร์การเคลื่อนที่ทางด้านข้าง $\{u\}$ ในรูปแบบดังนี้

$$\{u\} = \sum_{n=1}^N \{u_n\} = \sum_{n=1}^N \{\phi_n\} q_n \quad (2.12)$$

เมื่อ q_n คือขนาดการเคลื่อนที่ของโหมดที่ n

แทนค่า $\{u\}$ จากสมการ 2.12 และค่าอนุพันธ์ของ $\{u\}$ ลงในสมการ 2.11 และใช้หลักการออร์โธรอกอนอลลิตี้ของมวลและความหน่วงสำหรับแต่ละโหมด จะได้สมการการเคลื่อนที่ใหม่ ดังนี้

$$\ddot{D}_n + 2\xi_n \omega_n \dot{D}_n + \frac{F_{sn}}{L_n} = -\ddot{u}_g(t) \quad (2.13)$$

เมื่อ $F_{sn} = \{\phi_n\}^T \{f_s(D_n, \text{sign } \dot{D}_n)\}$ คือแรงภายในสำหรับแต่ละโหมด

$D_n, \dot{D}_n, \ddot{D}_n$ คือ การเคลื่อนที่ ความเร็วและอัตราเร่งสำหรับแต่ละโหมด ตามลำดับ

ξ_n และ ω_n คือ ความหน่วงและความถี่สำหรับแต่ละโหมด ตามลำดับ

สมการ 2.13 สามารถแก้ได้โดยวิธีการวิเคราะห์พลศาสตร์ไม่เชิงเส้นตามประวัติเวลาสำหรับระบบการเคลื่อนที่ระดับความอิสระเพียงหนึ่ง หรืออาจคำนวณโดยวิธีการเคลื่อนที่ตอบสนองเชิงสเปกตรัมแบบไม่เชิงเส้น ในการแก้สมการ 2.13 ความสัมพันธ์ระหว่าง F_{sn} และ D_n จำเป็นต้องพิจารณาโดยใช้การวิเคราะห์การผลักอาคาร (pushover analysis)

ในการวิเคราะห์การผลักอาคารแบบวัฏจักร (Cyclic Pushover Analysis) นำเอาสมการ 2.9 มาประยุกต์ใช้ ดังนั้น การกระจายแรงในแต่ละโหมดจะคำนวณได้ ดังนี้

$$f_n = \Gamma_n [m] \{\phi_n\} A_n \quad (2.14)$$

เมื่อ f_n คือ การกระจายแรงกระทำทางด้านข้างในแต่ละโหมด และ $A_n = \omega_n^2 D_n$.

ในกรณีนี้ D_n คือ การเคลื่อนที่สูงสุดในแต่ละรอบสำหรับแต่ละโหมด สำหรับประวัติการเคลื่อนที่ซึ่งกำหนดไว้

สำหรับโครงสร้างซึ่งมีผลตอบสนองในโหมดที่หนึ่งเป็นหลัก สมการ 2.14 จะแสดงในรูปแบบดังนี้

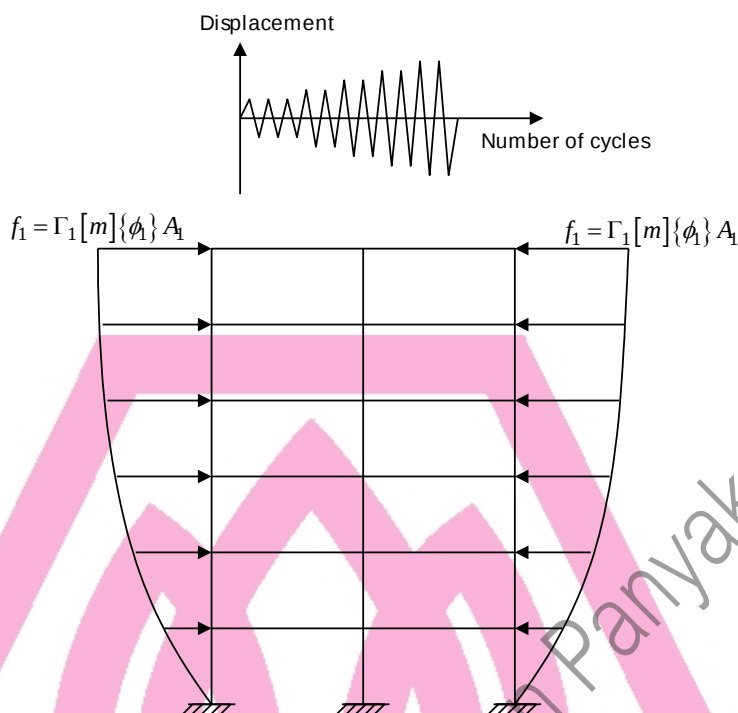
$$f_1 = \Gamma_1 [m] \{\phi_1\} A_1 \quad (2.15)$$

เมื่อ Γ_1 คือ ตัวประกอบการมีส่วนร่วมของโหมดที่หนึ่ง

A_1 คือ ค่าอัตราเร่งในโหมดที่หนึ่ง $= \omega_1^2 D_1$,

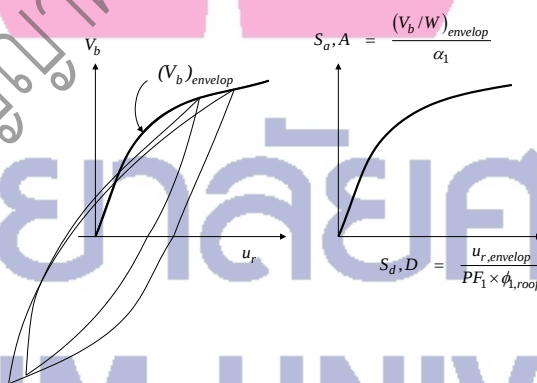
ω_1 คือ ค่าความถี่เชิงมุมในโหมดที่หนึ่ง

D_1 คือ ค่าการเคลื่อนที่สูงสุดในแต่ละรอบสำหรับประวัติการเคลื่อนที่ซึ่งกำหนดไว้ในโหมดแรก



ภาพประกอบ 1 แรงกระทำหลักอาคารแบบวิภูจักร

ค่าความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนที่ฐานอาคารและการเคลื่อนที่ที่ยอดอาคารซึ่งได้จากผลการวิเคราะห์การผลักอาคารแบบวิภูจักร จะเปลี่ยนให้อยู่ในรูปแบบของค่าอัตราเร่งเสมือนและค่าการเคลื่อนที่เสมือนโดยสมการ 2.16-2.17 ดังแสดงในภาพที่ 2



a) กราฟการผลักอาคารแบบวิภูจักร

b) ค่าอัตราเร่งเสมือนและค่าการเคลื่อนที่เสมือน

ภาพประกอบ 2 การเปลี่ยนจากกราฟการผลักอาคารแบบวิภูจักรเป็นกราฟค่าอัตราเร่งเสมือนและค่าการเคลื่อนที่เสมือน (Capacity spectrum)

แรงเฉือนที่ฐานอาคาร V_b จะเปลี่ยนเป็นค่าอัตราเร่งเสมือน (SDOF pseudo-acceleration, S_d) หรือค่า A โดยใช้ค่าความสัมพันธ์ ดังนี้

$$S_{d,A} = \frac{(V_b / W)_{envelop}}{\alpha_1} \quad (2.16)$$

ค่าการเคลื่อนที่เสมือน (pseudo-displacement, S_d) หรือค่า D ใช้ค่าความสัมพันธ์ ดังนี้

$$S_{d,D} = \frac{u_{r,envelop}}{\Gamma_1 \times \phi_{1,roof}} \quad (2.17)$$

เมื่อ α_1 คือ สัมประสิทธิ์มีผลของโหมดที่หนึ่ง

$(V_b / W)_{envelop}$ คือ ค่าขอบนอกของแรงเฉือนที่ฐาน

$u_{r,envelop}$ คือ ค่าขอบนอกของการเคลื่อนที่ที่ยอดอาคาร

W คือ น้ำหนักอาคาร

$\phi_{1,roof}$ คือ ค่าการเคลื่อนที่ที่ยอดอาคารสำหรับรูปแบบการสั่นโหมดที่ 1

2.3 แบบจำลองโครงสร้าง

พฤติกรรมของโครงสร้างเมื่อมีแรงแผ่นดินไหวมากระทำ โครงสร้างอาคารจะเกิดการเคลื่อนตัวทางด้านข้างสลับทิศทางไปมา การเคลื่อนตัวดังกล่าวนี้จะทำให้องค์อาคารของโครงสร้าง ได้แก่ คาน เสา ฐานราก และองค์อาคารอื่นๆ เกิดความเสียหาย นอกจากนั้นแล้ว ส่วนที่ไม่ใช่โครงสร้างหลัก อาทิ เช่น ผนังก่ออิฐ ก็จะทำให้เกิดความเสียหายเช่นกัน องค์อาคารต่างๆ ที่เกิดความเสียหายเหล่านี้จะเกิดการตอบสนองต่อแรงทางด้านข้างในระดับที่เกินพิกัดยืดหยุ่น หรือที่เรียกว่าพฤติกรรมแบบอินอีลาสติก (Inelastic)

พฤติกรรมภายใต้แรงกระทำแบบกลับป้อนกลับมาในช่วงอินอีลาสติกขององค์อาคารคอนกรีตเสริมเหล็กมีความซับซ้อนค่อนข้างมาก โดยเฉพาะอย่างยิ่งในกรณีขององค์อาคารที่ไม่ได้ถูกออกแบบให้ต้านทานแรงแผ่นดินไหว ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำและการเสียรูปขององค์อาคารจำพวกนี้จะปรากฏคุณลักษณะต่างๆ ที่เป็นอันตรายต่อโครงสร้างได้แก่ การเสื่อมถอยของกำลัง (Strength Degradation) การเสื่อมถอยของสติฟเนส (Stiffness Degradation) และการเกิด Pinching ความรุนแรงของคุณลักษณะต่างๆ ข้างต้นขึ้นอยู่กับลักษณะการวิบัติที่เกิดขึ้นกับตัวองค์อาคาร ลักษณะการวิบัติที่กล่าวถึงนี้ได้แก่ การวิบัติเนื่องจากแรงดัด ทำให้เกิดการโก่งตัวของข้อหมุนพลาสติก และการครากของเหล็กเสริม การแตกร้าวของคอนกรีต การวิบัติของรอยต่อทาบ การวิบัติเนื่องจากแรงเฉือน และการวิบัติในบริเวณจุดต่อคานเสา

ดังนั้น ในบทนี้จะกล่าวถึง รายละเอียดในการจัดทำแบบจำลองชิ้นส่วนโครงสร้างต่างๆ ในองค์อาคารหลัก ตลอดจนการวิเคราะห์ความเสียหายของโครงสร้างอาคารต่อแรงแผ่นดินไหว

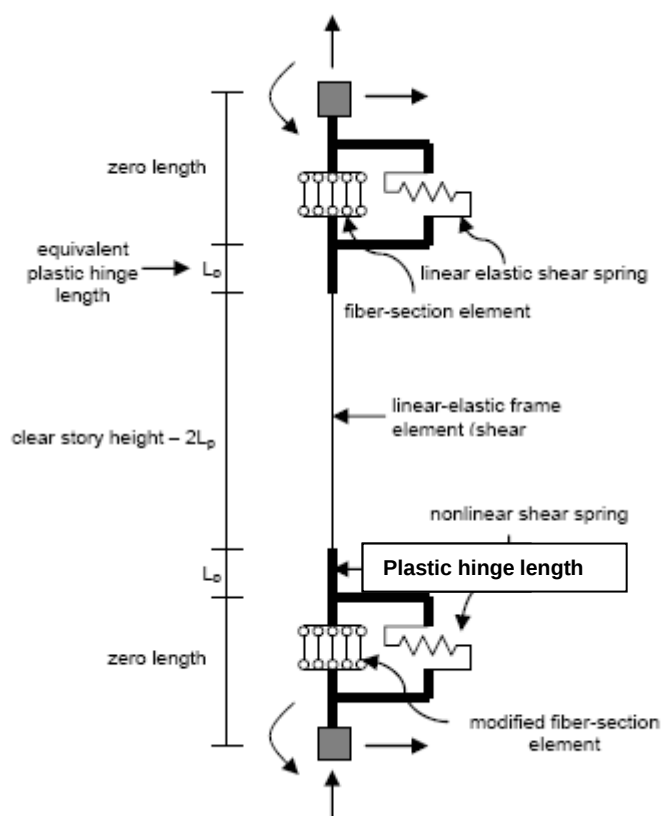
2.3.1 การจัดทำแบบจำลองชิ้นส่วนโครงสร้าง

ในการวิเคราะห์โครงสร้างภายใต้แรงแผ่นดินไหว จึงต้องมีการจัดทำแบบจำลองของชิ้นส่วนโครงสร้างอาคาร เพื่อให้สามารถประเมินประสิทธิภาพในการต้านทานแรงแผ่นดินไหวของอาคารได้อย่างสมจริง รายละเอียดที่เกี่ยวข้องกับแบบจำลองขององค์อาคารชนิดต่างๆ มีดังต่อไปนี้

2.3.1.1 แบบจำลองสำหรับคานและเสา (Beam and Column Models)

ลักษณะการวิบัติที่สามารถเกิดขึ้นได้กับคานและเสาที่เสริมเหล็กแบบทั่วไปในประเทศไทย ได้แก่ การวิบัติเนื่องจากแรงดัด (Flexural Failure) การวิบัติเนื่องจากแรงเฉือน (Shear Failure) และการวิบัติของรอยต่อทาบ (Lap-Splice Failure) เพื่อให้สามารถจำลองลักษณะการวิบัติต่างๆ เหล่านี้ได้ทั้งหมด รวมถึงความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำและการเสียรูปที่จะเปลี่ยนแปลงไปตามลักษณะการวิบัตินั้นๆ แบบจำลองสำหรับคาน/เสา (ภาพที่ 3) มีส่วนประกอบหลักดังต่อไปนี้

- อีลาสติกเฟรมอีเลเมนต์ (Elastic Frame Element) : ความเสียหายที่จะเกิดขึ้นกับคานและเสาเนื่องจากแรงแผ่นดินไหว มักเกิดขึ้นที่บริเวณปลายทั้งสองข้างขององค์อาคาร พฤติกรรมการดัดและเฉือนที่บริเวณกลางขององค์อาคาร จึงถูกจำลองโดยอาศัยอีลาสติกเฟรมอีเลเมนต์ อย่างไรก็ตาม เพื่อคำนึงถึงผลกระทบจากการแตกร้าวของหน้าตัดคอนกรีตเสริมเหล็ก จึงใช้ค่าสตีเฟนสประสิทธิภาพที่แนะนำโดย ATC-40 (1997) ในการกำหนดคุณสมบัติของอีลาสติกเฟรมอีเลเมนต์
- รูปตัดไฟเบอร์ (Zero-Length Fiber Section) : ส่วนประกอบนี้ใช้ในการจำลองพฤติกรรมอนีลาสติก ภายใต้การวิบัติเนื่องจากแรงดัด และการวิบัติที่รอยต่อทาบของเหล็กเสริม หลักการสำคัญของส่วนประกอบส่วนนี้คือการแบ่งหน้าตัดของคานหรือเสาเสริมเหล็กที่บริเวณปลายของคานหรือเสาออกเป็นหลายๆ (ไฟเบอร์) ตามที่แสดงในภาพที่ 3 ไฟเบอร์แต่ละตัวจะถูกจำลองโดยอาศัยสปริง สปริงเหล่านี้จะถูกยึดรั้งเข้าด้วยกันโดยอาศัยข้อต่อแข็งเกร็ง (Rigid Link) เพื่อบังคับให้รูปตัดไฟเบอร์มีพฤติกรรมเป็นไปตามสมมติฐาน หน้าตัดจะ نابยัง คงรักษาระนาบได้ โดยรูปตัดไฟเบอร์จะจำแนกได้เป็น 3 ประเภทคือ (1) คอนกรีตหุ้มเหล็ก (2) แกนคอนกรีต และ (3) เหล็กเสริม ไฟเบอร์แต่ละประเภทจะมีความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเสียรูปที่แตกต่างกัน
- สปริงรับแรงเฉือน (Shear Spring) : ส่วนประกอบนี้ใช้ในการจำลองพฤติกรรมอนีลาสติกภายใต้ลักษณะการวิบัติเนื่องจากแรงเฉือน โดยสปริงรับแรงเฉือนและรูปตัดไฟเบอร์ถูกต่อกันแบบขนาน ดังนั้นเมื่อส่วนใดส่วนหนึ่งเกิดการวิบัติก่อน อีกส่วนหนึ่งก็จะไม่ทำหน้าที่ในการรับแรง ส่งผลให้พฤติกรรมภายใต้แรงกระทำแบบกลับปัดกลับมา มีคุณสมบัติเป็นไปตามลักษณะการวิบัติที่เกิดขึ้น



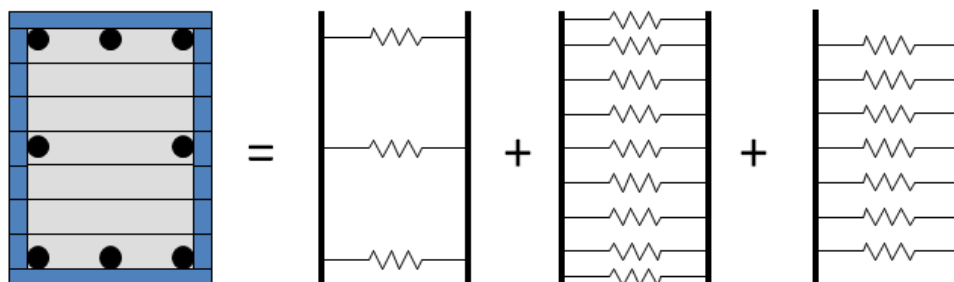
ภาพประกอบ 3 โมเดลไฟเบอร์สำหรับคานและเสา

หน้าตัดคอนกรีตเสริมเหล็กที่
ถูกแบ่งออกเป็นไฟเบอร์

ไฟเบอร์สำหรับ
เหล็กเสริม

ไฟเบอร์สำหรับ
แกนคอนกรีต

ไฟเบอร์สำหรับ
คอนกรีตหุ้มเหล็ก

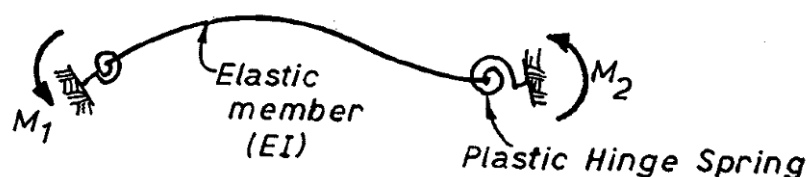


ภาพประกอบ 4 รูปตัดไฟเบอร์ (Fiber Section)

2.3.1.2 แบบจำลองข้อหมุนพลาสติก (Plastic Hinge)

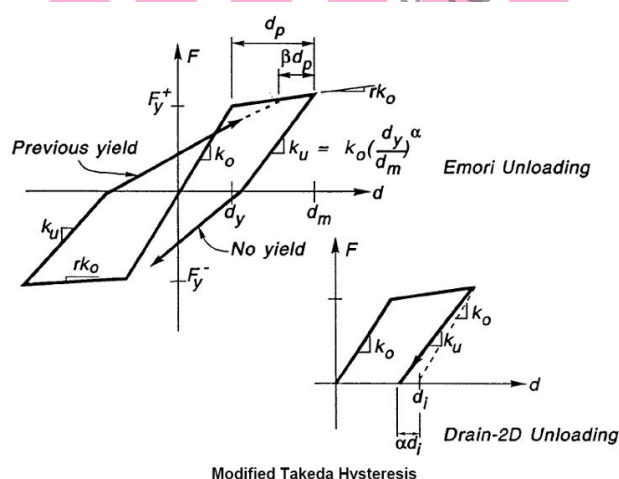
ชิ้นส่วนของคานและเสา เป็นองค์อาคารที่รับแรงดัดภายใต้แรงกระทำแบบไป-กลับ (cyclic loading) ซึ่งโครงสร้างจะมีพฤติกรรมการรับแรงอยู่ในช่วงอินอีลาสติก ในการศึกษาได้ใช้แบบจำลองชิ้นส่วนโครงสร้างของ Giberson (1969) เพื่อจำลองพฤติกรรมการรับแรงของคานและเสา ซึ่งประกอบด้วยชิ้นส่วนที่สำคัญ 2 ส่วน คือ ชิ้นส่วนช่วงกลางองค์อาคารที่มีพฤติกรรมการรับแรงแบบ

ยืดหยุ่น (elastic) และชิ้นส่วนบริเวณปลายของค้ำอาคารที่มีพฤติกรรมการรับแรงแบบไม่ยืดหยุ่น (inelastic) ซึ่งจำลองได้ด้วยสปริงข้อหมุนพลาสติก (Plastic hinge spring) ดังแสดงในภาพที่ 5



ภาพประกอบ 5 แบบจำลองชิ้นส่วนโครงสร้างของ Giberson (1969)

การรับแรงบริเวณข้อหมุนพลาสติกภายใต้แรงกระทำแบบไป-กลับ (Hysteretic behavior) ใช้แบบจำลองพฤติกรรมรับแรงของโครงสร้างที่ได้จากผลการทดสอบในห้องปฏิบัติการ ซึ่งสามารถแสดงผลของการเสื่อมถอยของสติฟเนส (stiffness degradation) การเสื่อมถอยของกำลัง (strength deterioration) ซึ่งอาจแสดงได้ด้วยแบบจำลอง Modified TAKEDA (Takeda, et. al., 1970) ในภาพที่ 6



ภาพประกอบ 6 แบบจำลองพฤติกรรมโครงสร้างแบบ Modified TAKEDA Hysteresis

2.3.1.3 พฤติกรรมการครากของเหล็กเสริม (Reinforcement Yielding)

ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการยืดตัวของเหล็กเสริมภายใต้แรงกระทำแบบวัฏจักร (Hysteretic behavior) แสดงในรูปที่ 7 จากรูปนี้ ค่าสติฟเนสของเหล็กเสริมแบ่งออกเป็น 2 ช่วง ดังนี้

$$K_e = E_s \sum A_s / L_p \quad (2.18)$$

และ
$$K_p = E_p \sum A_s / L_p \quad (2.19)$$

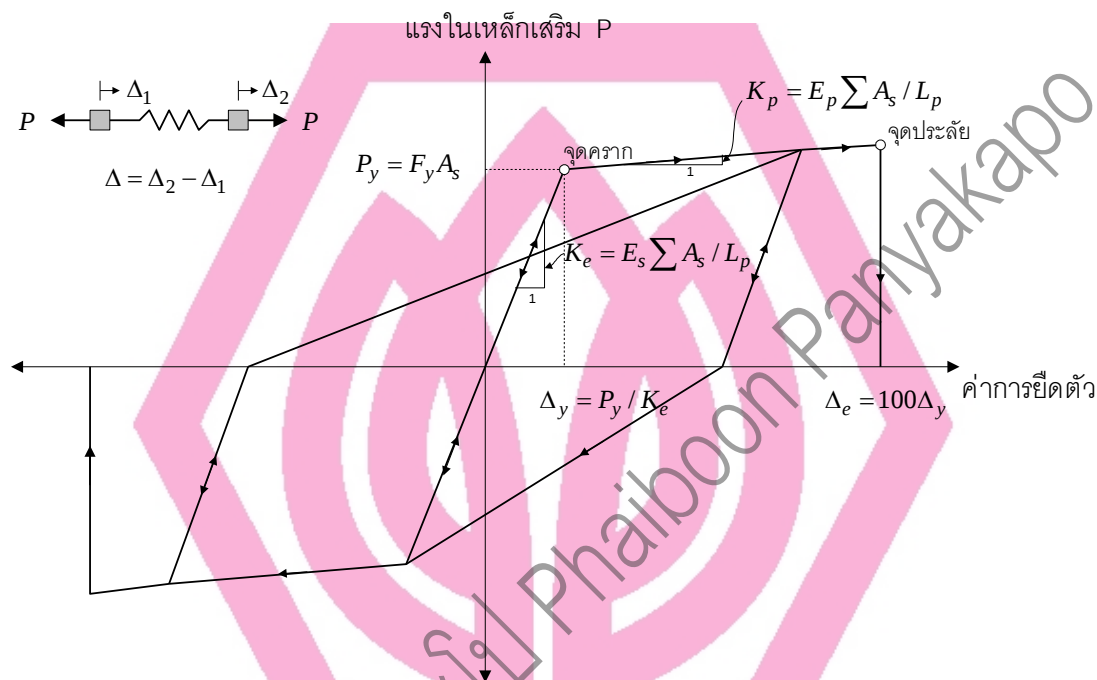
เมื่อ K_e, K_p คือ อีลาสติกสตีเฟนและพลาสติกสตีเฟน ตามลำดับ

E_s, E_p คือ อีลาสติกโมดูลัสและพลาสติกโมดูลัส ตามลำดับ มีค่าเท่ากับ

2.0×10^6 ksc และ 2.0×10^4 ksc (1% ของ E_s) ตามลำดับ

$\sum A_s$ คือ ผลรวมของพื้นที่หน้าตัดเหล็กเสริมรับแรงดึงในหน้าตัดองค์อาคาร

L_p คือ ความยาวของข้อหมุนพลาสติก



ภาพประกอบ 7 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการยืตัวของเหล็กเสริมแบบ Clough Model

ในงานวิจัยนี้ ใช้แบบจำลอง Clough Model สำหรับพฤติกรรมการรับแรงแบบวัฏจักรของเหล็กเสริม ในโครงสร้างอาคาร เนื่องจากแบบจำลองนี้ให้ผลการวิเคราะห์พฤติกรรมการรับแรงที่ใกล้เคียงกันกับผลการทดสอบในห้องปฏิบัติการ

2.3.1.4 พฤติกรรมการแตกร้าวของคอนกรีตเนื่องจากแรงกด (Concrete Crushing)

กำลังรับแรงกดอัดในหน้าตัดคอนกรีตมีความสัมพันธ์กับปริมาณเหล็กปลอกที่รัดรอบหน้าตัด เนื่องจากผลของเหล็กที่โอบรัดหน้าตัดทำให้เพิ่มกำลังและความเหนียวขององค์อาคาร ในการศึกษาได้นำผลงานวิจัยของ Mander และคณะ (Mander et.al., 1989) มาใช้ในการประเมินค่ากำลังรับแรงอัดของหน้าตัดคอนกรีตภายใต้เหล็กปลอกโอบรัด ดังนี้

$$f'_{cc} = K f'_{co} \quad (2.20)$$

เมื่อ f'_{cc} คือ กำลังอัดประลัยของหน้าตัดคอนกรีตภายใต้เหล็กปลอกโอบรัด

f'_{co} คือ กำลังอัดประลัยของหน้าตัดคอนกรีตเมื่อไม่มีเหล็กปลอก

K คือ ค่าอัตราส่วนกำลังภายใต้การโอบรัดของเหล็กปลอก ซึ่งเป็นฟังก์ชันกับรูปแบบการ

เสริมเหล็กปลอก กำลังและปริมาณของเหล็กปลอก กำลังและปริมาณของเหล็กเสริม

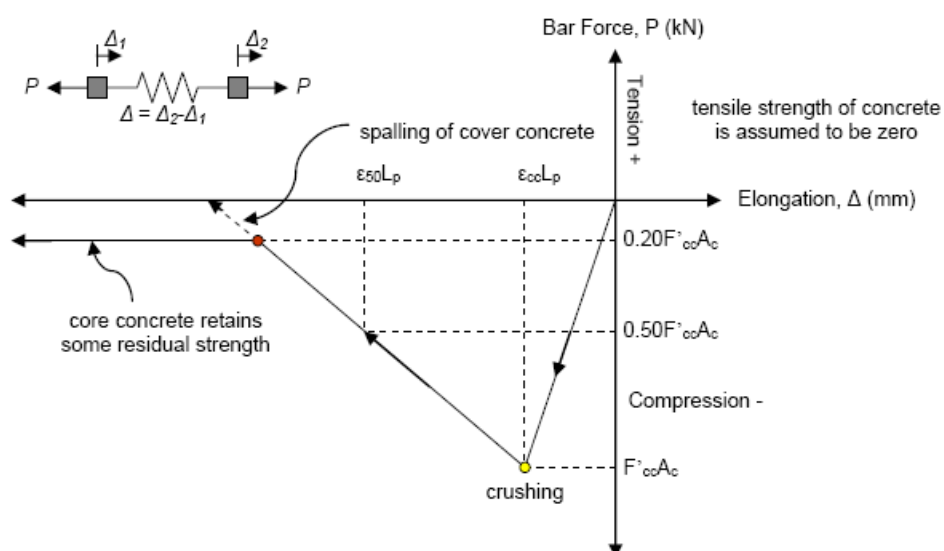
ตามยาว และขนาดของหน้าตัดองค์อาคาร

ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการหดตัวของคอนกรีตสปริงแบบ Monotonic envelope แสดงในภาพที่ 8 สำหรับค่าหน่วยการหดตัวของคอนกรีตที่สอดคล้องกันกับกำลังอัดประลัย คำนวณจาก

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{co} \left[1 + 5 \left(\frac{f'_{cc}}{f'_{co}} - 1 \right) \right] \quad (2.21)$$

เมื่อ ε_{cc} คือ หน่วยการหดตัวที่สอดคล้องกับกำลังอัดประลัยของหน้าตัดคอนกรีตภายใต้เหล็กปลอก โอบรัด (MPa)

ε_{co} คือหน่วยการหดตัวที่สอดคล้องกับกำลังอัดประลัยของหน้าตัดคอนกรีตเมื่อไม่มีเหล็กปลอก (MPa) ซึ่งจากผลการทดสอบค่าเฉลี่ยของ $\varepsilon_{co} = 0.002$ เป็นค่าที่นำมาใช้ในการศึกษา



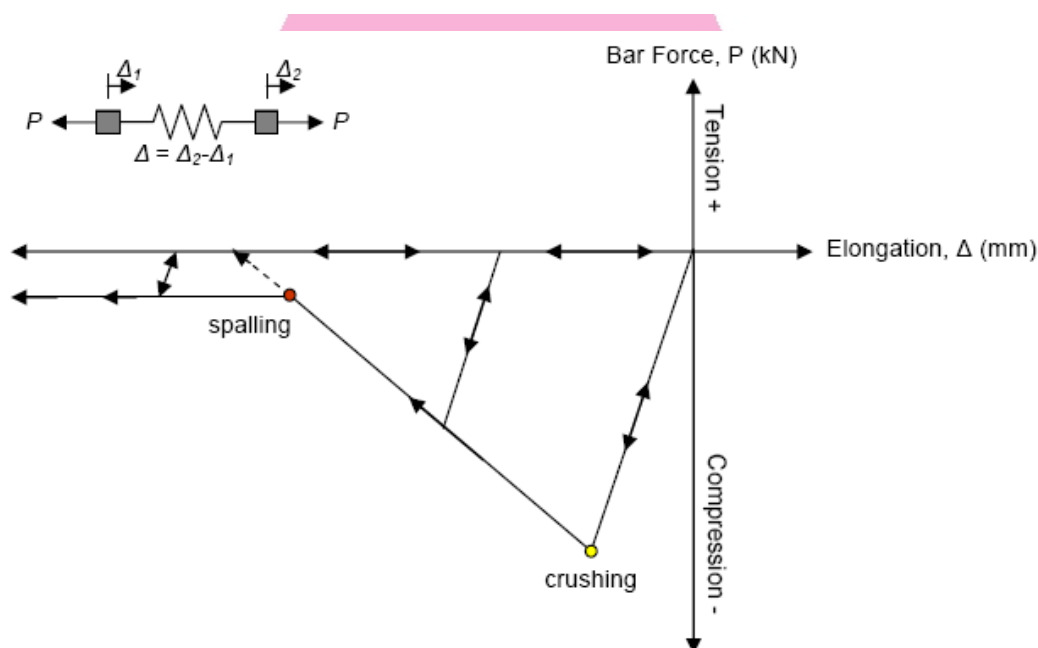
ภาพประกอบ 8 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการหดตัวของคอนกรีตสปริงแบบ Monotonic envelope (Mander et al., 1989)

จากภาพที่ 8 นี้ ค่ากำลังอัดประลัยแปรเปลี่ยนแบบเชิงเส้นจนกระทั่งถึงจุดแตกหัก หลังจากนั้น กำลังจะค่อยๆ ลดลงแบบเชิงเส้น ในการศึกษานี้ ได้นำผลงานวิจัยของ Roy และ Sozen (1964) มาใช้ในการกำหนด เส้นความชันที่ลดลงในช่วงหลังจากจุดแตกหักนี้ เนื่องจากแบบจำลองของ Roy และ Sozen นี้ให้ผลการวิเคราะห์หาความชันที่ลดลงได้ดีกว่าแบบอื่น โดยการคำนวณหาหน่วยการหดตัวที่สอดคล้องกับค่า 50% ของกำลังอัดประลัยสูงสุด ดังนี้

$$\varepsilon_{50} = \frac{3 + 0.002 f'_{co}}{f'_{co} - 1000} \quad (\text{psi}) \quad (2.22)$$

ค่าความชันที่ลดลงหลังจุดแตกหัก จึงคำนวณได้จากค่ากำลังอัดประลัยและหน่วยการหดตัวจากจุดแตกหักไปยังจุดที่มีค่า 50% ของกำลังอัดประลัยสูงสุด สำหรับค่ากำลังที่เหลืออยู่ของแกนคอนกรีตสมมติให้มีค่าเท่ากับ 20% ของกำลังอัดประลัย

สำหรับพฤติกรรมการรับแรงแบบวัฏจักรของคอนกรีตสปริง ในการศึกษานี้ใช้แบบจำลองที่เสนอโดย Taylor (1977) ดังแสดงในภาพที่ 9



ภาพประกอบ 9 พฤติกรรมการรับแรงแบบวัฏจักรของคอนกรีตสปริงโดย Taylor Model (1977)

2.3.1.5 พฤติกรรมการวิบัติของรอยต่อทาบ (Lap Splice Failure)

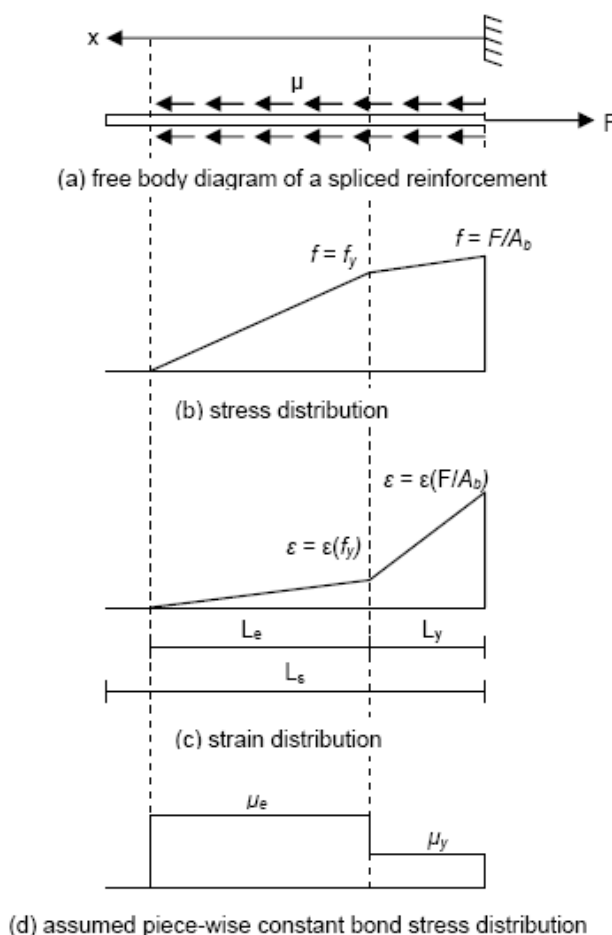
การยึดเกาะระหว่างคอนกรีตและเหล็กเสริมในช่วงระยะของรอยต่อทาบเหล็กเสริม (Lap splice length, L_s) ประกอบด้วยกำลังการยึดเกาะอิลาสติกและกำลังการยึดเกาะพลาสติก ดังแสดงในภาพที่ 10 ดังนั้น ระยะของรอยต่อทาบเหล็กเสริม คำนวณได้จาก

$$L_s = L_e + L_y \quad (2.23)$$

เมื่อ L_e, L_y คือ ระยะการยึดเกาะอิลาสติกและพลาสติกระหว่างคอนกรีตและเหล็กเสริม

$$L_e = \frac{f_e d_b}{4u_e} \quad (2.24)$$

$$L_y = \frac{(f_s - f_e) d_b}{4u_y} \quad (2.25)$$



ภาพประกอบ 10 การยึดหน่วงสำหรับเหล็กต่อทาบ

(Alsiwat and Saatcioglu, 1992, Lowes et. al., 2003)

เมื่อ f_e, f_s คือ หน่วยแรงดึงสูงสุดของเหล็กเสริมในช่วงอีลาสติกและช่วงพลาสติกตามลำดับ (MPa)

u_e, u_y คือ หน่วยแรงยึดเกาะในช่วงอีลาสติกและในช่วงพลาสติกเฉลี่ย (MPa)

d_b คือ ขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางกลางของเหล็กเสริมที่ต่อทาบ (mm)

ค่าระยะการเลื่อนตัวของเหล็กเสริมภายในระยะทาบ คำนวณจาก

$$\Delta_s = 0.5 \{ L_e \varepsilon(f_e) + L_y [\varepsilon(f_e) + \varepsilon(f_s)] \} \quad (2.26)$$

สำหรับระยะฝังยึดของเหล็กเสริมที่ต้องการในการพัฒนากำลังที่จุดคราก (Development length, L_d)

คำนวณได้จากค่าที่เสนอแนะโดย ACI318-08 ดังนี้

สำหรับ Tension splice

$$L_d = \left\{ \frac{f_y / 1.25}{1.1 \sqrt{f'_c}} \frac{\psi_t \psi_e \psi_s \lambda}{\left(\frac{c_b + K_{tr}}{d_b} \right)} \right\} d_b \quad (2.27)$$

สำหรับ Compression splice

$$L_d = \max \left\{ \frac{0.24 f_y}{1.25 \sqrt{f'_c}} d_b, \frac{0.043 f_y}{1.25} d_b \right\} \quad (2.28)$$

เมื่อ

L_d คือ ระยะฝังยึดของเหล็กเสริมที่ต้องการในการพัฒนากำลังที่จุดคราก (mm)

f_y คือ กำลังครากของเหล็กเสริม (MPa)

f'_c คือ กำลังอัดประลัยของคอนกรีต (MPa)

ψ_t คือ ค่าตัวประกอบสำหรับตำแหน่งของเหล็กเสริม ใช้เท่ากับ 1

ψ_e คือ ค่าตัวประกอบสำหรับการเคลือบผิวของเหล็กเสริม ใช้เท่ากับ 1

ψ_s คือ ค่าตัวประกอบสำหรับขนาดเหล็กเสริม (ใช้เท่ากับ 0.8 สำหรับขนาด ϕ 19 มม. และเล็กกว่า ใช้เท่ากับ 1.0 สำหรับ ขนาด ϕ 22 มม. และใหญ่กว่า)

λ คือ ค่าตัวประกอบสำหรับคอนกรีตมวลเบา (ใช้เท่ากับ 1 สำหรับคอนกรีตทั่วไป)

c_b คือ ค่าที่เล็กกว่าระหว่าง (1) ระยะห่างระหว่างศูนย์กลางเหล็กเสริมถึงผิวคอนกรีต และ (2) ระยะครึ่งหนึ่งของระยะห่างระหว่างศูนย์กลางของเหล็กเสริม

K_{tr} คือ ค่าดัชนีของเหล็กปลอก

$$K_{tr} = \frac{A_{tr} f_{yt}}{1500 s n} \quad (2.29)$$

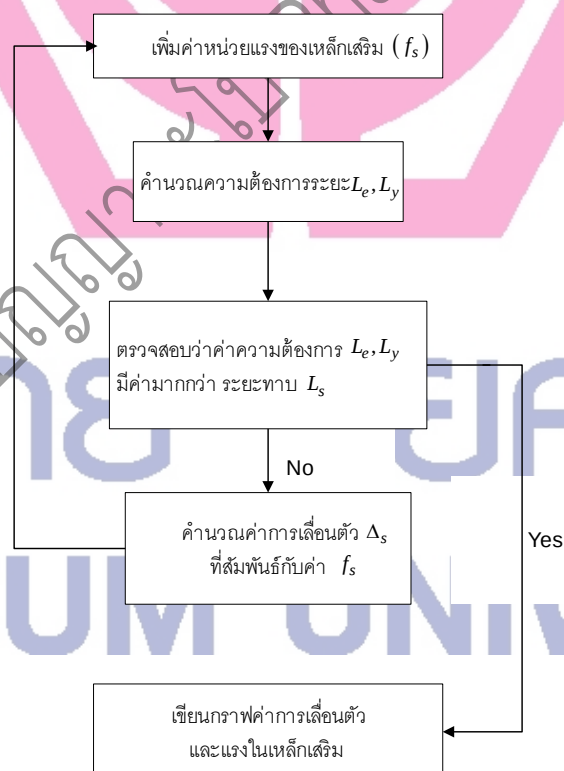
A_{tr} คือ ผลรวมของพื้นที่หน้าตัดเหล็กปลอกในช่วงระยะห่าง s

n คือ จำนวนเหล็กปลอกเสริมในระยะห่าง s

ตารางที่ 1 ค่าเฉลี่ยของกำลังยึดเกาะ (Lowes et. al., 2003)

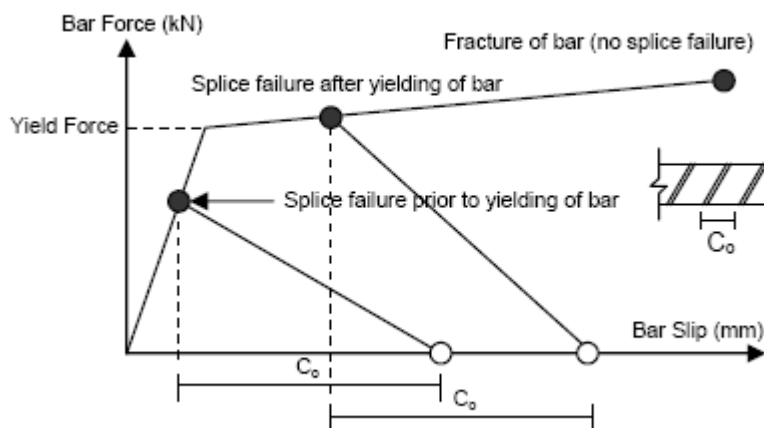
หน่วยแรงใน เหล็กเสริม	สถานะของแรง	ค่ากำลังยึดเกาะ (MPa)	อ้างอิง
แรงดึง	อิลาสติก (u_e)	$u_e = \frac{f_e d_b}{4L_d}$ L_d ใช้สมการ 2.27	ACI318-08
แรงดึง	พลาสติก (u_y)	$0.4\sqrt{f'_c}$	Shima et.al. (1987)
แรงอัด	อิลาสติก (u_e)	$u_e = \frac{f_e d_b}{4L_d}$ L_d ใช้สมการ 2.27	ACI318-08
แรงอัด	พลาสติก (u_y)	$3.6\sqrt{f'_c}$	Elgehausen et.al. (1983)

การคำนวณความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเคลื่อนตัวของเหล็กทาบสปริง แสดงใน Flowchart ภาพที่ 11



ภาพประกอบ 11 แผนภาพการคำนวณความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเคลื่อนตัวของเหล็กทาบสปริง (Harajli, 2004)

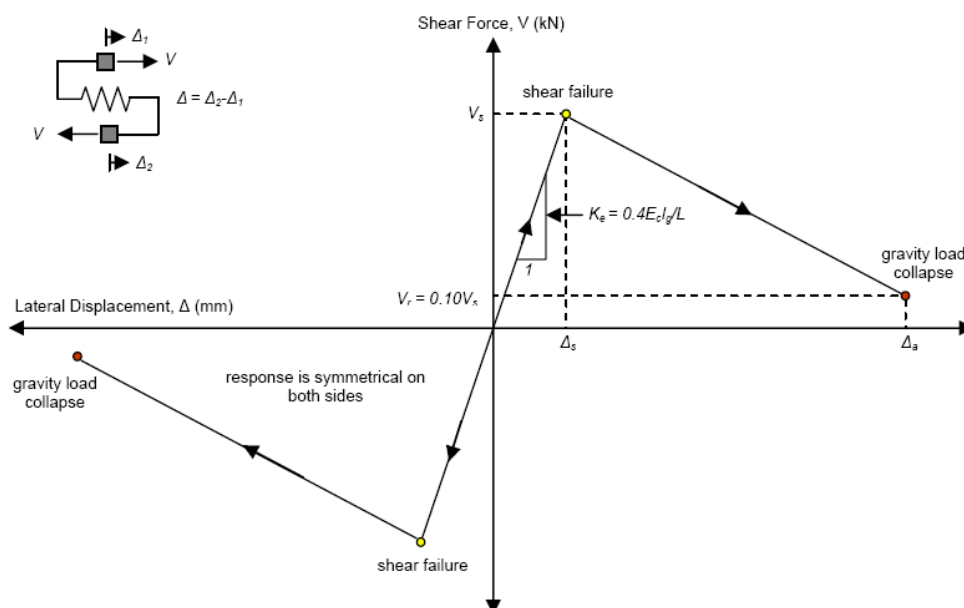
พิจารณาค่าความเสียหายจากการวิบัติของรอยต่อทาบของเหล็กเสริม เมื่อแรงในเหล็กเสริมมีการลดกำลังตกลงจากจุดสูงสุด เมื่อพิจารณาจากกราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเลื่อนตัวของเหล็กทาบดังแสดงในภาพที่ 12



ภาพประกอบ 12 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเลื่อนตัวของเหล็กทาบสปริงแบบ
Monotonic envelope (Harajli, 2004)

2.3.1.6 พฤติกรรมการวิบัติเนื่องจากแรงเฉือน (Shear Failure)

ความเสียหายของเสาเนื่องจากแรงเฉือน พิจารณาจากความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนและการเสียรูปเนื่องจากแรงเฉือนของสปริงรับแรงเฉือนแบบ Monotonic envelope แสดงในภาพที่ 13 ในการศึกษาได้นำแบบจำลองกำลังรับแรงเฉือนของ Sezen (2000) มาใช้



ภาพประกอบ 13 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนและการเสียรูปของสปริงรับแรงเฉือนแบบ
Monotonic envelope (Sezen, 2000)

กำลังรับแรงเฉือน (V_s) ตามแบบจำลองของ Sezen (2000) เป็นฟังก์ชันกับน้ำหนักบรรทุกกระทำต่อเสา ความยาวของช่วงเสา และค่าความต้องการของระดับความเหนียวเชิงดัด ดังนี้

$$V_s = k \left\{ \frac{6\sqrt{f'_c}}{a/d} \sqrt{1 + \frac{P}{6\sqrt{f'_c}A_g}} 0.8A_g + \frac{A_v f_y d}{s} \right\} \quad (2.30)$$

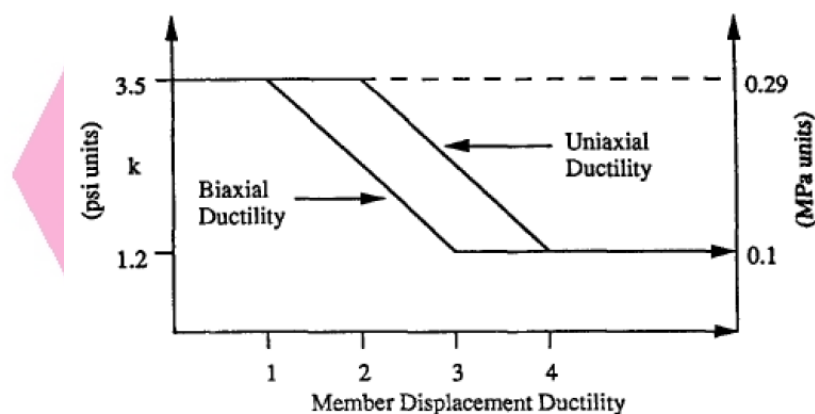
เมื่อ

a คือ ความยาวของช่วงเสา (mm)

d คือ ความลึกประสิทธิภาพ (mm)

s คือ ระยะห่างของเหล็กปลอก (mm)

k คือ สัมประสิทธิ์การลดกำลัง แสดงในภาพที่ 14



ภาพประกอบ 14 สัมประสิทธิ์การลดกำลังแรงเฉือน k (Priestley et. al., 1994)

f'_c คือ กำลังอัดประลัยของคอนกรีตรูปทรงกระบอกที่อายุ 28 วัน (MPa)

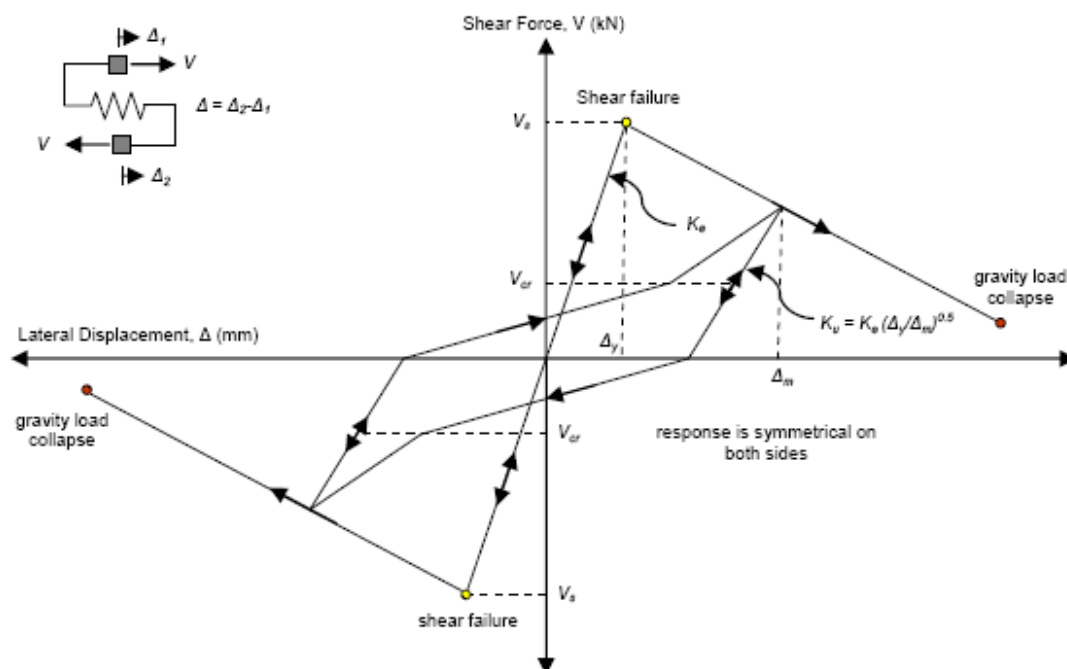
f_y คือ กำลังครากของเหล็กปลอก (MPa)

P คือ แรงตามแนวแกนขององค์อาคาร (N)

A_g คือ พื้นที่หน้าตัดขององค์อาคาร (sq.mm.)

A_v คือ พื้นที่หน้าตัดของเหล็กปลอก (sq.mm.)

สำหรับความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนและการเสียรูปเนื่องจากแรงเฉือนของสปริงรับแรงเฉือนแบบ Cyclic Loading แสดงในภาพที่ 15 ในการศึกษาได้นำแบบจำลอง Shear-friction model ของ Moehle (1999) มาใช้ในการคำนวณหาความชันที่ลดลงภายหลังการวิบัติเนื่องจากแรงเฉือนของเสา



ภาพประกอบ 15 Hysteretic model สำหรับสปริงรับแรงเฉือน (Moehle, 1999)

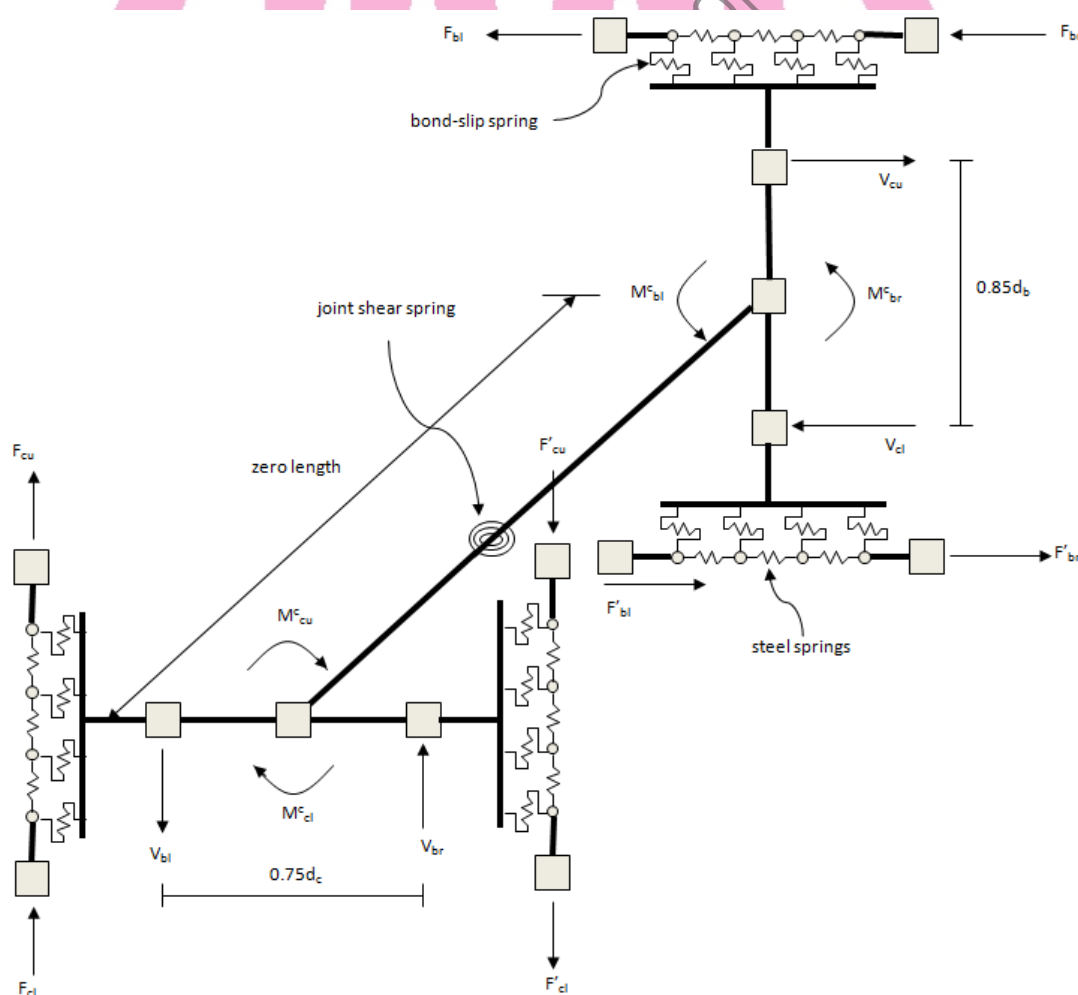
ความชันที่ลดลงภายหลังการวิบัตินี้ คำนวณจากเส้นตรงที่เชื่อมต่อกับจุดวิบัติเนื่องจากแรงเฉือนไปยังจุดที่เสาพังทลายเนื่องจากน้ำหนักบรรทุก ซึ่งจุดสุดท้ายนี้ เป็นกำลังเฉือนที่เหลืออยู่ (Residual shear strength, V_r) ซึ่งสมมติให้มีค่าเท่ากับ 10% ของค่า V_s

สำหรับการพิจารณาความเสียหายของคานเนื่องจากแรงเฉือน ใช้หลักเกณฑ์เดียวกันกับของเสา แต่กำลังรับแรงเฉือนของคานใช้สมการที่เสนอแนะโดย ACI318-08 เนื่องจากผลของแรงตามแนวแกนของคานมีน้อยมากเมื่อเทียบกับกรณีของเสา

2.3.1.7 แบบจำลองพฤติกรรมการวิบัติในจุดต่อคานและเสา (Joint Failure)

แบบจำลองพฤติกรรมความเสียหายในจุดต่อคานและเสาแบ่งออกได้เป็น 2 ลักษณะใหญ่ คือ ก) การครากของเหล็กเสริมสปริง (yielding) และการเลื่อนหลุดของเหล็กเสริม (bond slip) และ ข) การวิบัติของกำลังรับแรงเฉือนของสปริงรับแรงเฉือนของข้อต่อ (joint shear spring) สำหรับแบบจำลองพฤติกรรมการครากของเหล็กเสริมสปริงใช้การพิจารณาเช่นเดียวกันกับที่กล่าวแล้วในหัวข้อแบบจำลองการครากของเหล็กเสริม แบบจำลองดังกล่าวมีรายละเอียดดังต่อไปนี้

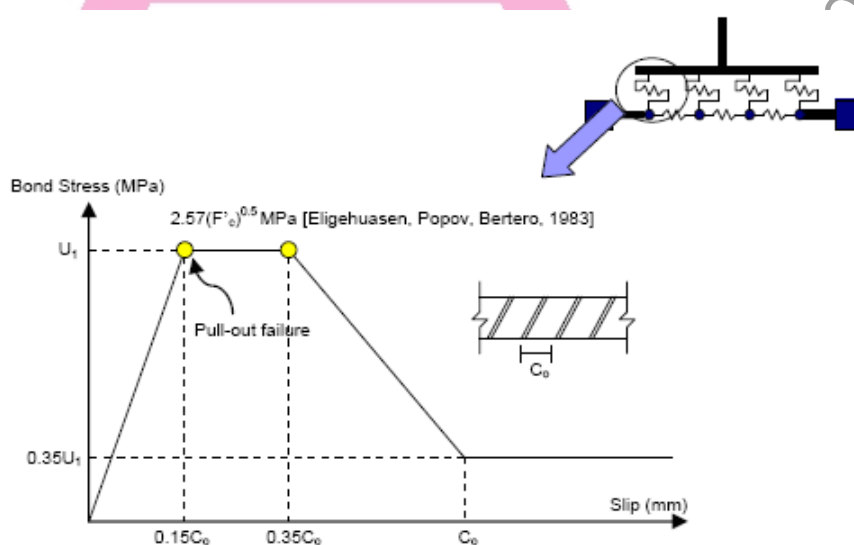
- ก) สปริงแรงยึดหน่วงและสปริงเหล็กเสริม (Bond Slip Spring and Steel Spring) : ส่วนประกอบนี้ใช้ในการจำลองพฤติกรรมการถ่ายแรงระหว่างเหล็กเสริมและคอนกรีตในบริเวณรอยต่อคานเสา โดยเหล็กเสริมจะถูกแบ่งออกเป็นท่อนสั้นๆ ที่จุดต่อระหว่างท่อนจะมีสปริงแรงยึดหน่วงต่ออยู่เพื่อจำลองพฤติกรรมการถ่ายแรงจากเหล็กเสริมไปยังคอนกรีต จากนั้นแรงในสปริงแรงยึดหน่วงจะถูกส่งต่อไปยังสปริงแรงเฉือนจุดต่อ (Joint Shear Spring) ผ่านทางข้อต่อแข็งเกร็ง (Rigid Link)
- ข) สปริงแรงเฉือนจุดต่อ (Joint Shear Spring) : ส่วนประกอบนี้ใช้ในการจำลองพฤติกรรมการรับแรงบริเวณรอยต่อคานและเสา ซึ่งจะต้องรับแรงเฉือนที่มีค่าสูง แรงดังกล่าวนี้จะทำให้รอยต่อเกิดการเสียรูป (Shear Deformation) หรือถ้าแรงเฉือนมีค่ามากถึงระดับหนึ่ง ก็จะทำให้จุดต่อเกิดความเสียหายหรือที่เรียกว่า Joint Shear Failure สปริงแรงเฉือนจุดต่อจะทำหน้าที่ในการจำลองพฤติกรรมที่กล่าวถึงข้างต้น



ภาพประกอบ 16 โมเดลสำหรับรอยต่อคานเสา (Matrin, 2007)

2.3.1.7.1 การเลื่อนหลุดของเหล็กเสริม (bond slip)

ความสามารถในการยึดเกาะระหว่างคอนกรีตและเหล็กเสริมในบริเวณข้อต่อเสาและคาน แสดงได้ด้วยความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงยึดเกาะและการเลื่อนตัวของเหล็กเสริมแบบ Monotonic envelope ดังในภาพที่ 17 ส่วนแบบจำลอง Hysteretic behavior ในการศึกษานี้ได้นำแบบจำลอง Modified Takeda มาใช้เนื่องจากแบบจำลองนี้มีลักษณะใกล้เคียงกับพฤติกรรมการรับแรงแบบวัฏจักรของ bond-slip spring



ภาพประกอบ 17 ความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงยึดเกาะและการเลื่อนตัวของเหล็กเสริมสปริงแบบ Monotonic envelope (Matrin, 2007)

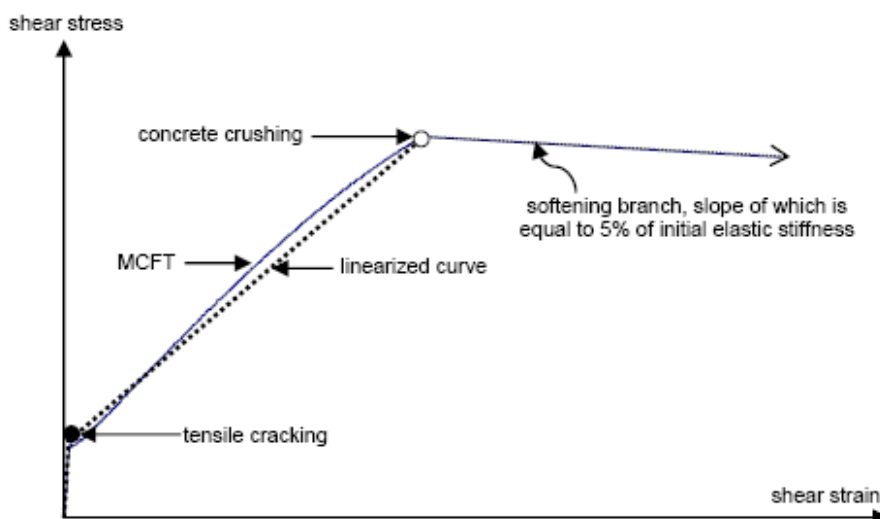
เกณฑ์การพิจารณาความเสียหายจากการเลื่อนหลุดของเหล็กเสริม เมื่อหน่วยแรงยึดเกาะระหว่างคอนกรีตและเหล็กเสริมสปริงมีค่าเท่ากับกำลังยึดเกาะ

$$U_1 = 2.57\sqrt{f'_c} \text{ MPa} \quad (2.31)$$

2.3.1.7.2 การวิบัติของกำลังรับแรงเฉือนของสปริงรับแรงเฉือนของข้อต่อ (joint shear spring)

ความสัมพันธ์ระหว่าง แรงเฉือนและการเสียรูปเนื่องจากแรงเฉือนในสปริงหมุนของข้อต่อรับแรงเฉือน (joint shear rotational spring) สามารถหาได้ด้วยวิธีทฤษฎีสันนามหน่วยแรงอัด Modified Compression Field Theory, MCFT (Vecchio and Collins, 1986) ทฤษฎี MCFT สามารถทำนายผลตอบสนองของแรงกระทำและการเสียรูปของแผ่นคอนกรีตเสริมเหล็กภายใต้แรงเฉือนในระนาบและหน่วยแรงตั้งฉากกับระนาบ ในแบบจำลองนี้ คอนกรีตที่แตกร้าวจะมีลักษณะเสมือนเป็นวัสดุใหม่ซึ่งมีลักษณะของหน่วยแรงและหน่วยการยึดหดตัวโดยเฉพาะ

ความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงเฉือนและหน่วยการยืดหดตัวจากแรงเฉือนสำหรับสปริงรับแรงเฉือนในข้อต่อ (joint shear spring or nonlinear rotational spring) แบบ Monotonic envelope แสดงในภาพที่ 18 สำหรับแบบจำลองของข้อต่อรับแรงเฉือนพฤติกรรมภายใต้แรงกระทำแบบวัฏจักรใช้แบบจำลองเช่นเดียวกันกับการจำลองพฤติกรรมของการเสียรูปจากแรงเฉือนในเสา



ภาพประกอบ 18 ความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงเฉือนและหน่วยการยืดหดตัวจากแรงเฉือนสำหรับสปริงรับแรงเฉือนในข้อต่อแบบ Monotonic envelope (Matrin, 2007)

2.4 การวิเคราะห์พลศาสตร์ไม่เชิงเส้นหรือการวิเคราะห์ด้วยคลื่นแผ่นดินไหว

แบบไม่เชิงเส้น (Nonlinear Dynamic Analysis or Nonlinear Time History Analysis)

การวิเคราะห์วิธีนี้เป็นกรคำนวณโครงสร้างสำหรับพฤติกรรมไม่ยืดหยุ่นด้วยการใช้คลื่นแผ่นดินไหวกระทำที่ฐานอาคาร ซึ่งถือว่าเป็นวิธีที่ให้ผลตอบแทนถูกต้องที่สุด รูปแบบทั่วไปของสมการการเคลื่อนที่คำนวณจาก

$$[M]\{\Delta\ddot{u}\} + [C]\{\Delta\dot{u}\} + [K]\{\Delta u\} = -[M]\{\Delta\ddot{u}_g\} \quad (2.32)$$

โดยที่ $[M]$ คือ มวลของโครงสร้าง

$\{\Delta\ddot{u}\}$ คือ เวกเตอร์ของการเปลี่ยนอัตราเร่งตอบสนองของโครงสร้าง

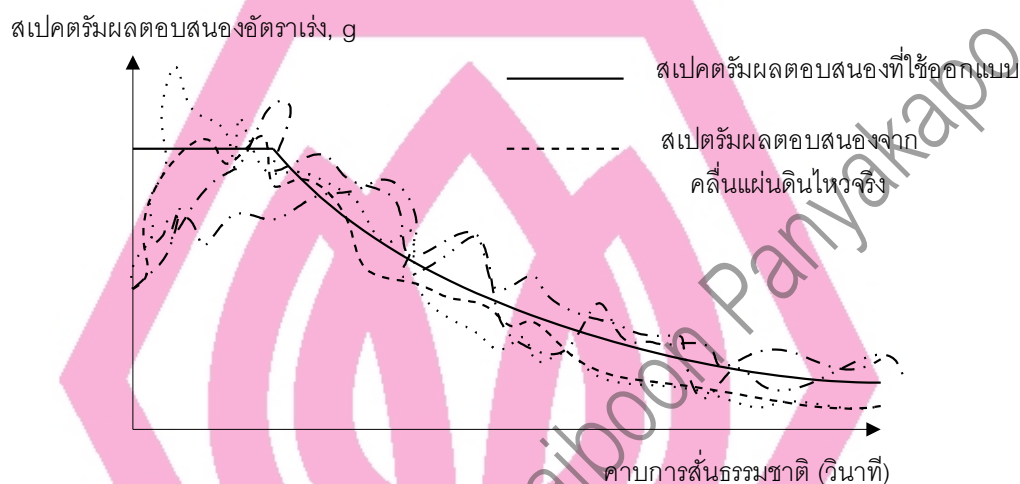
$\{\Delta\dot{u}\}$ คือ เวกเตอร์ของการเปลี่ยนความเร็วตอบสนองของโครงสร้าง

$\{\Delta\ddot{u}_g\}$ คือ เวกเตอร์ของการเปลี่ยนอัตราเร่งของพื้นดินจากคลื่นแผ่นดินไหว

การคำนวณผลตอบแทนของการเคลื่อนที่นิยมใช้วิธีอินทิเกรตที่ละขั้นด้วย Newmark Constant Average Acceleration Method หรือ Linear Acceleration Method

สำหรับคลื่นแผ่นดินไหวซึ่งนำมาใช้ในการวิเคราะห์ อาจกระทำได้ 2 วิธี คือ

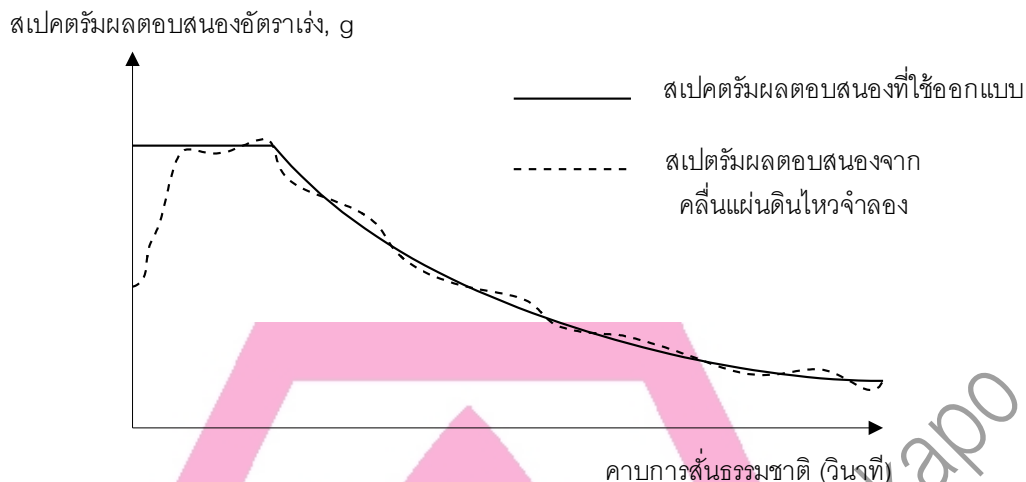
- ก) คลื่นแผ่นดินไหวจริง (Original Ground Motion) วิธีนี้เป็นการคัดเลือกคลื่นแผ่นดินไหวที่บันทึกได้จากเหตุการณ์ที่เกิดขึ้นจริงจำนวนหลายคลื่น โดยมีการปรับค่าอัตราเร่งด้วยค่าคงที่เพื่อให้ผลการคำนวณสเปกตรัมผลตอบสนองของคลื่นแผ่นดินไหวเหล่านี้สอดคล้องกันกับสเปกตรัมผลตอบสนองอัตราเร่งที่ใช้ออกแบบ (design acceleration response spectra) ตามข้อกำหนดประมวลข้อบังคับอาคาร



ภาพประกอบ 19 สเปกตรัมผลตอบสนองที่ใช้ออกแบบและผลจากคลื่นแผ่นดินไหวจริง

วิธีนี้มีข้อดีที่เป็นการใช้คลื่นแผ่นดินไหวที่ตรงกับเหตุการณ์จริง แต่จำเป็นต้องใช้คลื่นแผ่นดินไหวหลายคลื่น เพื่อให้ได้ผลการคำนวณที่ใกล้เคียงกันกับสเปกตรัมผลตอบสนองอัตราเร่งที่ใช้ออกแบบ

- ข) คลื่นแผ่นดินไหวจำลอง (Artificial Ground Motion) วิธีนี้เป็นการปรับแก้คลื่นแผ่นดินไหวจริงด้วยฟังก์ชันความเข้มแผ่นดินไหว (Intensity Envelope Function) โดยใช้โปรแกรมคอมพิวเตอร์ที่จำลองคลื่นแผ่นดินไหวได้ เช่น SIMQKE เป็นต้น เพื่อให้ผลการคำนวณสเปกตรัมผลตอบสนองของคลื่นแผ่นดินไหวจำลองนี้สอดคล้องใกล้เคียงกันกับสเปกตรัมผลตอบสนองอัตราเร่งที่ใช้ออกแบบมากที่สุด



ภาพประกอบ 20 สเปกตรัมผลตอบสนองที่ใช้ออกแบบและผลจากคลื่นแผ่นดินไหวจำลอง

วิธีนี้มีข้อดีที่เป็นการใช้คลื่นแผ่นดินไหวเพียงคลื่นเดียวที่ทำให้ผลการคำนวณที่ใกล้เคียงกันกับสเปกตรัมผลตอบสนองของอัตราเร่งที่ใช้ออกแบบ แต่อาจไม่สอดคล้องกับเหตุการณ์จริง เนื่องจากคลื่นแผ่นดินไหวจริงให้ผลแรงกระทำมากที่สุดเพียงช่วงคาบการสั่นธรรมชาติช่วงใดช่วงหนึ่งเท่านั้น ดังนั้นจึงคาดว่ามีความเสี่ยงที่ส่งผลต่อการสั่นในโหมดที่สูงขึ้นไปเพิ่มขึ้นมา อย่างไรก็ตาม วิธีนี้ก็มีประโยชน์ ที่ช่วยให้ผลการคำนวณค่อนข้างสม่ำเสมอมากขึ้น เนื่องจากคลื่นแผ่นดินไหวแบบนี้ให้กราฟสเปกตรัมที่เรียบ โดยที่การลดความขรุขระของกราฟสเปกตรัมช่วยให้ผลการคำนวณไม่กระจัดกระจายมากเกินไป

การวิเคราะห์พลศาสตร์ไม่เชิงเส้นหรือการวิเคราะห์ด้วยคลื่นแผ่นดินไหวเหล่านี้ ข้อกำหนด FEMA-273 เสนอแนะว่าหากใช้คลื่นแผ่นดินไหวจำนวน 3 คู่ ให้ใช้ค่าผลตอบสนองสูงสุดในการออกแบบ ถ้าหากใช้คลื่นแผ่นดินไหวจำนวนตั้งแต่ 7 คู่ขึ้นไป ให้ใช้ค่าเฉลี่ยของผลตอบสนองสูงสุดที่ได้จากการคำนวณแต่ละครั้งเพื่อใช้ในการออกแบบ

2.5 ความคิดพื้นฐานของสเปกตรัมการออกแบบสำหรับความเสียหายคงที่

ความคิดในการนำสเปกตรัมการออกแบบสำหรับความเสียหายคงที่มานั้นมาจากพื้นฐานการออกแบบแนวตั้งเดิมที่ใช้หลักการของ "ความอ่อนเหนียวคงที่" ในการคำนวณความต้องการกำลัง (Strength Demand) โดยที่ หลักการของความอ่อนเหนียวคงที่ เป็นการคำนวณหาความต้องการกำลังของระบบโครงสร้าง ที่ตรงกับค่าความอ่อนเหนียวเป้าหมายที่คงที่สำหรับค่าๆหนึ่ง P. Warnitchai และ P. Panyakapo (1999) และ Phaiboon Panyakapo (2004) ได้ตรวจสอบความน่าเชื่อถือของวิธีการเดิมนี้นี้ ผลการวิจัยชี้ว่าแนวทางการออกแบบเดิมไม่สามารถใช้ได้กับกรณีของ

โครงสร้างที่ตั้งอยู่บนชั้นดินอ่อน เพราะว่าค่าความเสียหายอันเกิดจากความเสียหายที่สะสมจากโครงสร้างถูกแรงกระทำกลับไปมามีค่าสูงมาก จึงได้เสนอความคิดพื้นฐานของการออกแบบใหม่ เป็นการเปลี่ยนจาก “ความอ่อนเหนียวคงที่” เป็นความคิดของการออกแบบใหม่คือ “ความเสียหายคงที่” นั่นคือ การออกแบบจะต้องมุ่งที่จะจำกัดค่าความเสียหายทั้งหมดของโครงสร้างเพื่อให้อยู่ในระดับที่ยอมรับได้ ซึ่งระดับความเสียหายนี้จะกำหนดให้มีเป้าหมายคือมีค่าคงที่ตลอดทุกๆ โครงสร้างอาคาร โดยที่โครงสร้างแต่ละอาคารจะถูกสมมุติให้แทนที่ด้วยคาบเวลาของการสั่นตามธรรมชาติของโครงสร้างเมื่อพิจารณาแบบโครงสร้างเป็น Single-Degree-Of-Freedom (SDOF) วิธีการออกแบบแนวใหม่ที่ตั้งอยู่บนพื้นฐานของความต้องการกำลังสำหรับค่าความเสียหายคงที่ (*Constant-Damage Strength Demand Spectra, CDASDS*) โดยที่ CDASDS เป็นการเขียนค่ากำลังครากของระบบโครงสร้าง SDOF เทียบกับคาบเวลาของการสั่นตามธรรมชาติของโครงสร้าง ซึ่งต้องการที่จะจำกัดค่าความเสียหาย $\overline{DI}$ ที่ค่าเป้าหมายค่าหนึ่ง ซึ่งมีค่าคงที่ตลอดทุกๆ คาบเวลาของการสั่นตามธรรมชาติของโครงสร้าง

แนวทางการออกแบบโดยวิธีการนี้ จะให้ประโยชน์มากกว่าวิธีการเดิม นั่นคือ ในการออกแบบแนวทางเดิมนั้น ค่าความปลอดภัยของโครงสร้างยังไม่ทราบชัดเจน โดยทั่วไป วิศวกรผู้ออกแบบจะสมมุติว่า หากโครงสร้างได้รับการออกแบบให้มีค่ากำลังที่จุดครากเท่ากับความต้องการกำลังสำหรับค่าความอ่อนเหนียวเป้าหมายค่าหนึ่ง และออกแบบให้มีค่ากำลังความอ่อนเหนียว (Ductility Capacity) เหมาะสมกับพฤติกรรมความอ่อนเหนียว (Ductility Performance) โครงสร้างนั้นจะมีความปลอดภัยภายใต้แรงแผ่นดินไหว ซึ่งความคิดนี้ใช้ไม่ได้สำหรับทุกๆ คลื่นแผ่นดินไหว

โดยการออกแบบแนวทางใหม่ ค่าระดับความเสียหายเป้าหมายภายใต้แรงแผ่นดินไหวสามารถที่จะเลือกได้ตั้งแต่เริ่มต้นของการออกแบบ นั่นคือ วิศวกรผู้ออกแบบสามารถจำกัดระดับค่าความเสียหายที่ระดับที่ต้องการได้ ดังนั้น โครงสร้างที่ออกแบบโดยหลักการนี้ คือ มีค่ากำลังที่จุดคราก (Yield Strength) เท่ากับหรือมากกว่าค่าความต้องการกำลัง (Strength Demand) สำหรับระดับความเสียหายเป้าหมาย $\overline{DI}$ จะมีค่าระดับความเสียหายจำกัดอยู่ในระดับที่ยอมรับได้ ยิ่งไปกว่านั้น ค่าความเสียหายสะสมที่ปรากฏว่า มีผลมากในกรณีของสภาพดินอ่อน ก็ยังได้รับการนำไปคำนวณอย่างเหมาะสมด้วย โดยการใช้แบบจำลองความเสียหาย Park-Ang Damage Model (1985) ในการคำนวณค่าความต้องการกำลัง

2.6 ความคิดพื้นฐานของตัวประกอบของการลดกำลังสำหรับความเสียหายคงที่

โดยที่การคำนวณหา Constant-Damage Design Spectra จำเป็นต้องมีการคำนวณโดยวิธี Nonlinear Response Analysis สำหรับ CDASDS โดยใช้คลื่นแผ่นดินไหวที่บันทึกได้บนชั้นดินแต่ละ

สภาพเป็นจำนวนมาก และเนื่องจากขนาดและรูปร่างของ Constant-Damage Design Spectra ขึ้นอยู่กับระดับความเสียหายเป้าหมาย ระดับค่าความอ่อนเหนียวเป้าหมาย รูปแบบของพฤติกรรมการรับแรงแบบวิวิจกร คาบการสั่นตามธรรมชาติของโครงสร้าง และสภาพชั้นดินของแต่ละแห่ง ดังนั้นการคำนวณหา Constant-Damage Design Spectra เป็นขบวนการ คำนวณสำหรับแต่ละระดับค่าความเสียหายเป้าหมาย แต่ละระดับค่าความอ่อนเหนียวเป้าหมาย แต่ละรูปแบบของพฤติกรรมการรับแรงแบบวิวิจกร แต่ละคาบการสั่นตามธรรมชาติของโครงสร้าง และแต่ละประเภทของสภาพชั้นดินของแต่ละแห่ง ซึ่งเป็นขบวนการที่ต้องใช้เวลาในการคำนวณมาก ซึ่งขบวนการคำนวณเหล่านี้ วิศวกรผู้ออกแบบโครงสร้างอาคารทั่วไปไม่สามารถที่จะกระทำได้อย่างง่าย

แต่เนื่องจากค่ากำลังทางด้นข้างที่ใช้ในการออกแบบโครงสร้างอาคารต้านทานแรงแผ่นดินไหวอันมีพฤติกรรมเป็น Inelastic behavior จะน้อยกว่าค่ากำลังทางด้นข้างของโครงสร้างที่มีพฤติกรรมอยู่ในช่วงยืดหยุ่น ดังนั้น Inelastic Design Spectra จึงสามารถสร้างขึ้นมาจาก Elastic Design Spectra ได้ โดยการลดค่าขนาดของ Elastic Design Spectra ด้วยค่าตัวประกอบของการลดกำลัง (Strength Reduction Factors) โดยที่ค่า Strength Reduction Factors คำนวณจาก

$$R_D = \frac{F_y (\mu = 1)}{F_y (DI = \overline{DI}, \mu = \mu_i)} \quad (2.33)$$

เมื่อ R_D

คือ ตัวประกอบของการลดกำลัง (Strength Reduction Factor)

$F_y (\mu = 1)$

คือ ค่ากำลังครากสำหรับระบบอีลาสติค (Elastic System)

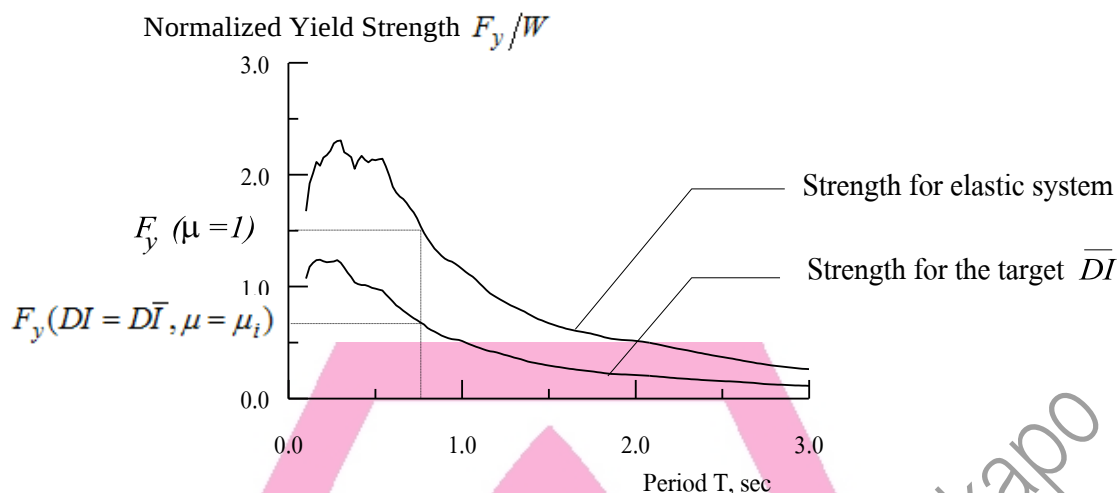
$F_y (DI = \overline{DI}, \mu = \mu_i)$ คือ ค่ากำลังครากสำหรับโครงสร้างมีค่าความเสียหายน้อยกว่าหรือ

เท่ากับค่า $\overline{DI}$ ที่กำหนดไว้ และมีค่าความเหนียว μ เท่ากับค่า μ ที่กำหนด

โดยที่ ค่า $F_y (\mu = 1)$ และ $F_y (DI = \overline{DI}, \mu = \mu_i)$ คำนวณได้จากภาพที่ 21 เมื่อกำหนดคาบการสั่นธรรมชาติ T ของโครงสร้าง

การที่จะคำนวณหา Inelastic Design Spectra ได้อย่างถูกต้องแม่นยำนั้นขึ้นอยู่กับการประเมินค่าตัวประกอบของการลดกำลังมาอย่างดี ทั้งนี้ต้องอาศัยการวิเคราะห์หาความสัมพันธ์ระหว่าง

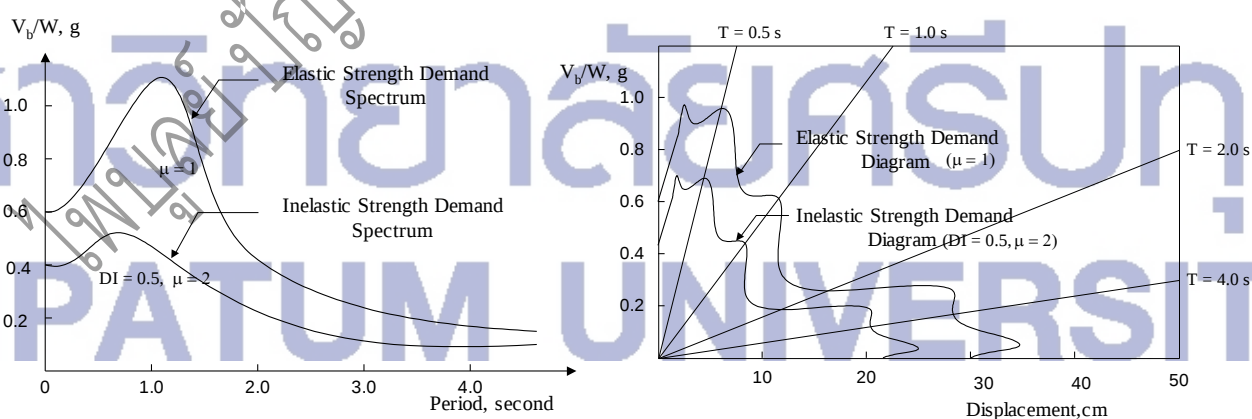
Inelastic Design Spectra และ Elastic Design Spectra อย่างเหมาะสม



ภาพประกอบ 21 ค่าความต้องการกำลังระบบอีลาสติกและระบบความเสียหายคงที่
(ไพบูลย์ ปัญญาคะโป 2548, Panyakapo, P. 2002)

2.7 ความคิดพื้นฐานของแผนผังความต้องการกำลังสำหรับค่าความเสียหายคงที่

แผนผังความต้องการกำลังของโครงสร้างอาคารเพื่อต้านทานแรงแผ่นดินไหว มีการสร้างขึ้นเพื่อตรวจสอบสมรรถนะของอาคารว่ามีค่ากำลังต้านทานต่อแรงแผ่นดินไหวเพียงใด โดยพัฒนามาจากกราฟ Strength Demand Spectrum ซึ่งเป็นการเขียนกราฟความสัมพันธ์ระหว่างความต้องการกำลังและคาบการสั่นธรรมชาติของโครงสร้าง ดังแสดงในภาพที่ 22ก ให้แสดงอยู่ในรูปของ Strength Demand Diagram ซึ่งเปลี่ยนมาเป็นความสัมพันธ์ระหว่างความต้องการกำลังและการเคลื่อนที่ของโครงสร้าง ดังแสดงในภาพที่ 22ข แทน



ภาพประกอบ 22ก Strength Demand Spectrum

ภาพประกอบ 22ข Strength Demand Diagram

(ไพบูลย์ ปัญญาคะโป 2547)

แผนผังความต้องการกำลังนี้เป็นแนวทางใหม่จากเดิมกล่าวคือ เป็นความต้องการกำลังที่แสดงค่าระดับความเสียหายเป้าหมายอยู่ด้วย สำหรับวิธีการเปลี่ยนค่าจาก Strength Demand Spectrum มาเป็น Strength Demand Diagram สามารถทำได้ดังนี้

ค่ากำลังของโครงสร้าง

$$\frac{V_b}{W} = \frac{\left(\frac{V_b}{W}\right)_{\mu=1}}{R_D} \quad (2.34)$$

ค่าการเคลื่อนที่สูงสุดของโครงสร้าง

$$D = \mu \frac{1}{R_D} \left(\frac{T}{2\pi}\right)^2 \left(\frac{V_b}{W}\right)_{\mu=1} \quad (2.35)$$

โดยที่ D คือ การเคลื่อนที่สูงสุดของโครงสร้างอาคาร

$\left(\frac{V_b}{W}\right)_{\mu=1}$ คือ สัมประสิทธิ์แรงเฉือนที่ฐานของอาคาร เมื่อโครงสร้างเป็นระบบอิลาสติก

เทียบเท่ากับกำลังของโครงสร้างอาคาร

μ คือ ค่าความเหนียวของโครงสร้าง

R_D คือ ค่าตัวประกอบของการลดกำลังจากระบบอิลาสติกเป็นระบบอินอิลาสติก

สำหรับค่าระดับความเสียหายที่กำหนด

T คือ ค่าคาบการสั่นธรรมชาติของโครงสร้าง

ผลงานวิจัยของ Phaiboon Panyakapo (2006) ได้เสนอผลการวิเคราะห์หา ค่าตัวประกอบของการลดกำลังสำหรับความเสียหายคงที่และค่าการเคลื่อนที่สูงสุดของโครงสร้างเพื่อใช้สร้าง แผนผังความต้องการกำลังสำหรับค่าความเสียหายคงที่ Constant Damage Strength Demand Diagram (CDSDD) ดังแสดงในตารางที่ 2 ซึ่งใช้สำหรับโครงสร้างที่ตั้งอยู่บนชั้นดินอ่อน

ตารางที่ 2 แบบจำลองทางคณิตศาสตร์ของค่าตัวประกอบของการลดกำลังสำหรับความเสียหายคงที่
และค่าการเคลื่อนที่สูงสุดของโครงสร้าง (Phaiboon Panyakapo, 2006)

พฤติกรรม การรับแรง	ค่าตัวประกอบของการลดกำลัง	ค่าการเคลื่อนที่สูงสุดของโครงสร้าง
Elastic Perfectly Plastic, EPP	$R_D = \frac{(9.0DI^{1.45})(0.25\mu)^{1.1}}{Z} + 1$	$D = \frac{Z\mu \left(\frac{T}{2\pi}\right)^2}{(9.0DI^{1.45})(0.25\mu)^{1.1} + Z} \left(\frac{V_b}{W}\right)_{\mu=1}$
Bilinear, BI	$R_D = \frac{(9.5DI^{1.48})(0.25\mu)^{1.1}}{Z} + 1$	$D = \frac{Z\mu \left(\frac{T}{2\pi}\right)^2}{(9.5DI^{1.48})(0.25\mu)^{1.1} + Z} \left(\frac{V_b}{W}\right)_{\mu=1}$
Clough, CL	$R_D = \frac{(9.0DI^{1.82})(0.25\mu)^{1.3}}{Z} + 1$	$D = \frac{Z\mu \left(\frac{T}{2\pi}\right)^2}{(9.0DI^{1.82})(0.25\mu)^{1.3} + Z} \left(\frac{V_b}{W}\right)_{\mu=1}$
Modified Takeda, MT	$R_D = \frac{(8.0DI^{1.84})(0.25\mu)^{1.3}}{Z} + 1$	$D = \frac{Z\mu \left(\frac{T}{2\pi}\right)^2}{(8.0DI^{1.84})(0.25\mu)^{1.3} + Z} \left(\frac{V_b}{W}\right)_{\mu=1}$
Park's general three parameter, PA	$R_D = \frac{(7.0DI^{2.05})(0.25\mu)^{1.3}}{Z} + 1$	$D = \frac{Z\mu \left(\frac{T}{2\pi}\right)^2}{(7.0DI^{2.05})(0.25\mu)^{1.3} + Z} \left(\frac{V_b}{W}\right)_{\mu=1}$

สำหรับชั้นดินอ่อน

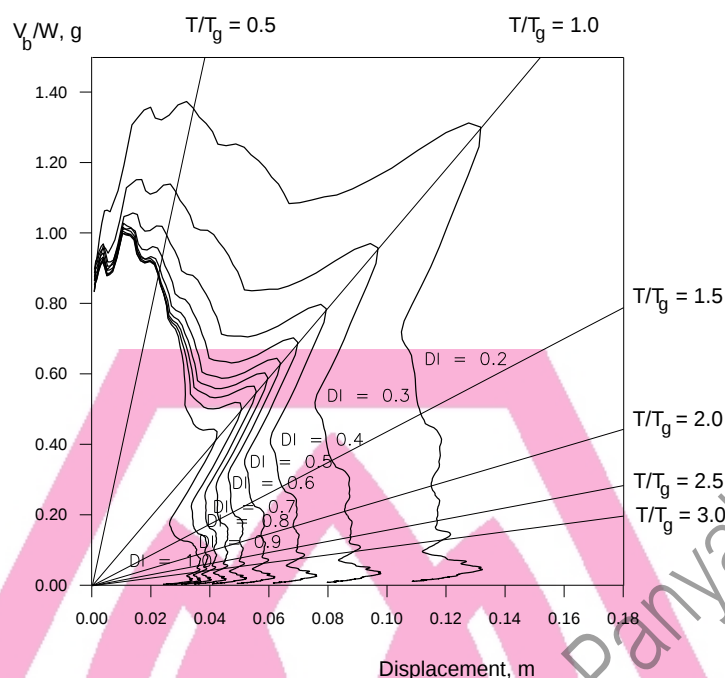
$$Z = 1 + \frac{1}{0.44(DI)^{(-1.92)} T/T_g} - \frac{1}{(2.08 - 1.63DI) T/T_g} \text{EXP} \left[-4.0 (\ln(T/T_g) - 0.20)^2 \right] \quad (2.36)$$

เมื่อ DI คือ ค่าระดับความเสียหายเป้าหมาย

T_g คือ คาบการสั่นสำคัญของพื้นดิน

กราฟแผนผังความต้องการกำลังสำหรับความเสียหายคงที่ ซึ่งคำนวณสำหรับพฤติกรรมการรับแรง

แบบ Elastic Perfectly Plastic (EPP) ตามแบบจำลองทางคณิตศาสตร์ในตาราง 2 สำหรับค่าความเสียหายเป้าหมาย $DI = 0.2 - 1.0$ แสดงในภาพที่ 23



ภาพประกอบ 23 แผนผังความต้องการกำลังสำหรับความเสียหายคงที่
สำหรับชั้นดินอ่อน $\mu = 4$ (Phaiboon Panyakapo, 2006)

2.8 ความคิดพื้นฐานของวิธีการสเปกตรัมของความสามารถ

การคำนวณหาความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวของอาคาร ตามที่เสนอแนะโดย ATC-40 ใช้วิธีการ Nonlinear Static Analysis หรือ Nonlinear Pushover Analysis โดยการคำนวณหาความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนพื้นฐานของอาคารและค่าการเคลื่อนที่ของยอดอาคาร ดังแสดงในภาพประกอบ 24a ขั้นตอนการคำนวณนี้จะต้องใช้โปรแกรมคอมพิวเตอร์ซึ่งสามารถจำลองพฤติกรรมของโครงสร้างในลักษณะไม่เชิงเส้นได้เช่น โปรแกรม SAP2000, DRAIN2D, IDARC, RUAUMOKO, PERFORM3D เป็นต้น จากผลการวิเคราะห์นี้ จะสามารถเขียนเป็นกราฟการผลักอาคารได้ดังแสดงในภาพประกอบ 24b ซึ่งแสดงความสัมพันธ์จนถึงการวิบัติของอาคาร

จากนั้นจึงเปลี่ยนกราฟการผลักอาคารมาเป็นแผนผังความสามารถ (Capacity Diagram) ดังแสดงในภาพประกอบ 24c ได้โดยการคำนวณดังนี้

$$S_a = \frac{V_b / W}{\alpha_1} \quad (2.37)$$

$$S_d = \frac{\Delta_{roof}}{PF_1 \times \phi_{1,roof}} \quad (2.38)$$

โดยที่ S_a คือ อัตราแรงของโครงสร้างเมื่อถูกแรงกระทำจากแผ่นดินไหว

S_d คือ การเคลื่อนตัวของโครงสร้างเมื่อถูกแรงกระทำจากแผ่นดินไหว

α_1 คือ สัมประสิทธิ์ของ modal mass สำหรับรูปแบบการสั่นตอบสนองแบบแรก

(1st mode) คำนวณได้จาก

$$\alpha_1 = \frac{\left[\sum_{i=1}^n (w_i \phi_{1i}) / g \right]^2}{\left[\sum_{i=1}^n w_i / g \right] \left[\sum_{i=1}^n (w_i \phi_{1i}^2) / g \right]} \quad (2.39)$$

w_i คือ น้ำหนักอาคารที่ระดับชั้น i

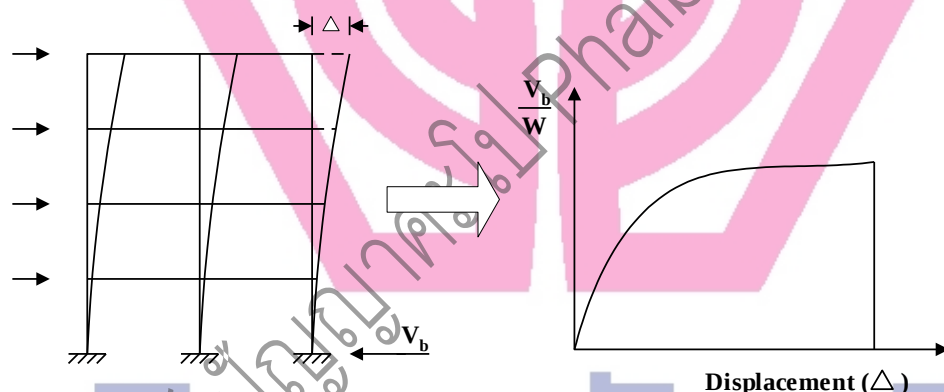
ϕ_{1i} คือ ค่าระดับการเคลื่อนตัวที่ระดับชั้น i สำหรับรูปแบบการสั่นตอบสนองแบบแรก

Δ_{roof} คือ การเคลื่อนตัวที่ระดับชั้นหลังคาของโครงสร้างเมื่อถูกแรงกระทำจากแผ่นดินไหว

PF_1 คือ Participation Factor สำหรับรูปแบบการสั่นตอบสนองแบบแรก คำนวณได้จาก

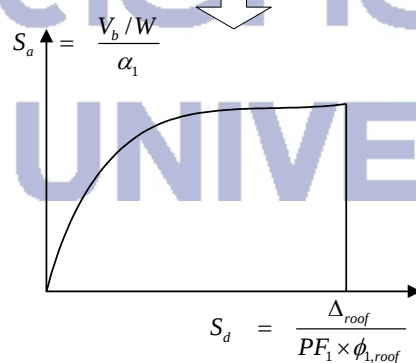
$$PF_1 = \frac{\left[\sum_{i=1}^n (w_i \phi_{1i}) / g \right]}{\left[\sum_{i=1}^n (w_i \phi_{1i}^2) / g \right]} \quad (2.40)$$

$\phi_{1,roof}$ คือ ค่าระดับการเคลื่อนตัวที่ระดับชั้นหลังคาของโครงสร้างสำหรับรูปแบบการสั่นตอบสนองแบบแรก



a) Nonlinear Static Analysis Pushover Method

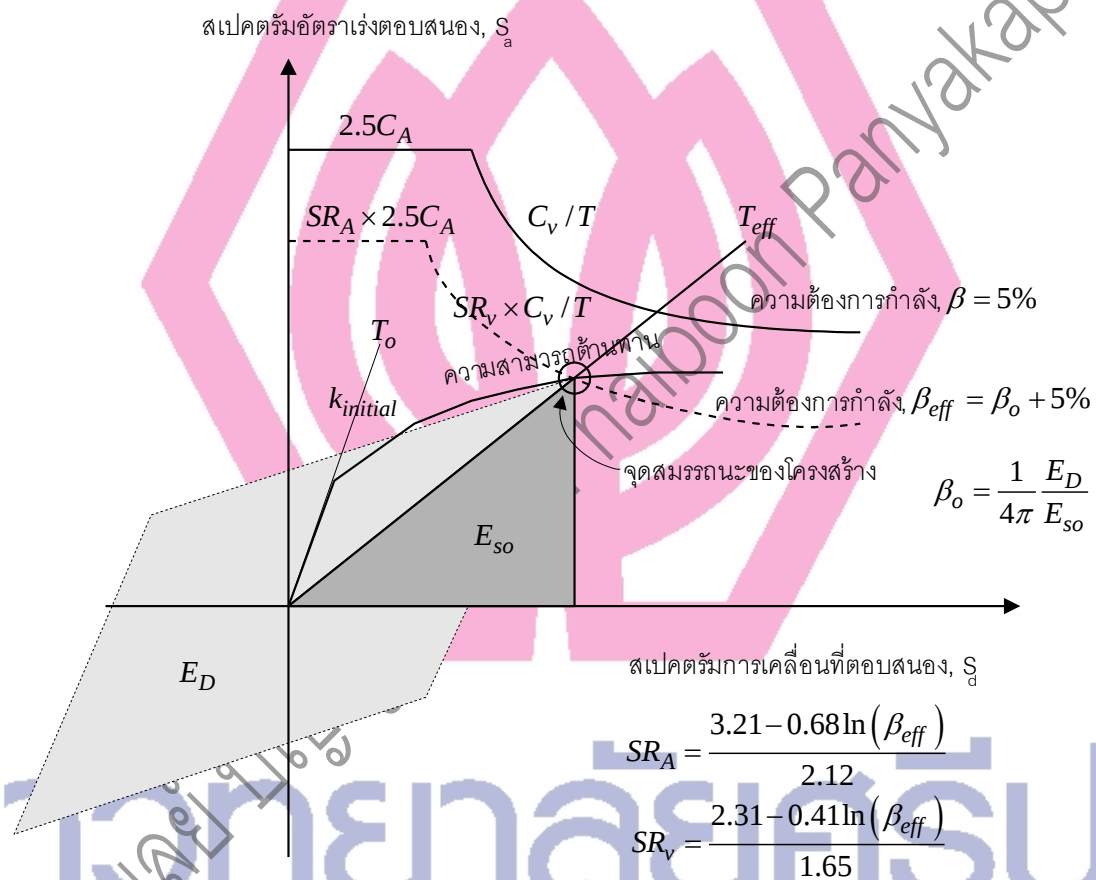
b) Pushover Curve



c) Capacity Diagram

ภาพประกอบ 24 การคำนวณหาแผนผังความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวของอาคาร (ATC-40)

ในวิธีการสเปกตรัมของความสามารถ (Capacity Spectrum Method, CSM) ตามที่เสนอโดย ATC-40 เป็นการพัฒนาเพื่อหาสมรรถนะของโครงสร้างอาคาร ด้วยการหาจุดตัดกันระหว่าง แผนผังความต้องการกำลังและความสามารถต้านทานแผ่นดินไหว (Demand-Capacity Diagram or Acceleration-Displacement Response Spectrum, ADRS) ดังแสดงในภาพประกอบ 25 วิธีนี้เรียกได้อีกอย่างหนึ่งว่า ขั้นตอนการใช้เชิงเส้นเทียบเท่า (Equivalent Linearization Procedure) เนื่องจากเป็นการคำนวณหาการเคลื่อนที่ตอบสนองของระบบไม่เชิงเส้นด้วยระบบเชิงเส้นเทียบเท่า โดยการใช้ค่าคาบการสั่นธรรมชาติประสิทธิผล T_{eff} และค่าความหน่วงประสิทธิผล β_{eff}



ภาพประกอบ 25 วิธีการสเปกตรัมของความสามารถ (Capacity Spectrum Method) โดย ATC-40

การหาจุดสมรรถนะของโครงสร้างนี้ ได้มีการปรับปรุงวิธีการใหม่เพื่อให้ถูกต้องมากยิ่งขึ้น โดย FEMA-440 ซึ่งเสนอค่าตัวคูณปรับแก้สำหรับความต้องการกำลัง ดังนี้

$$M = \frac{a_{\max}}{a_{eff}} = \left(\frac{T_{eff}}{T_{sec}} \right)^2 = \left(\frac{T_{eff}}{T_o} \right)^2 \left(\frac{T_o}{T_{sec}} \right)^2 \quad (2.41)$$

โดยที่ $a_{\max}$ คือ ค่าอัตราเร่งตอบสนองสูงสุดที่จุดสมรรถนะของโครงสร้าง

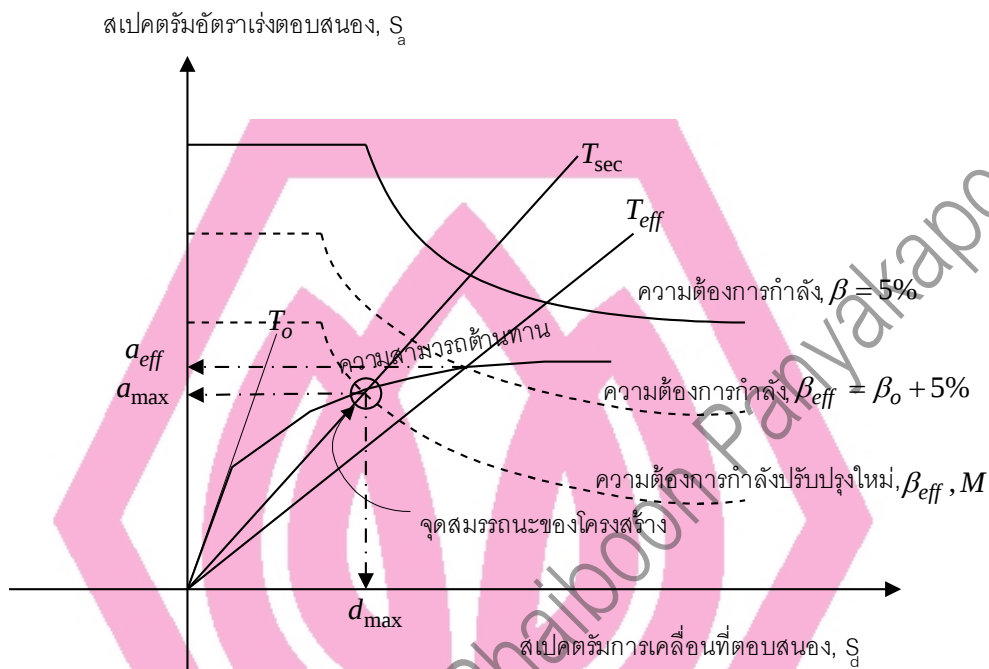
a_{eff} คือ ค่าอัตราเร่งตอบสนองประสิทธิผลที่สอดคล้องกับ T_{eff}

T_{eff} คือ คาบการสั่นธรรมชาติประสิทธิผล

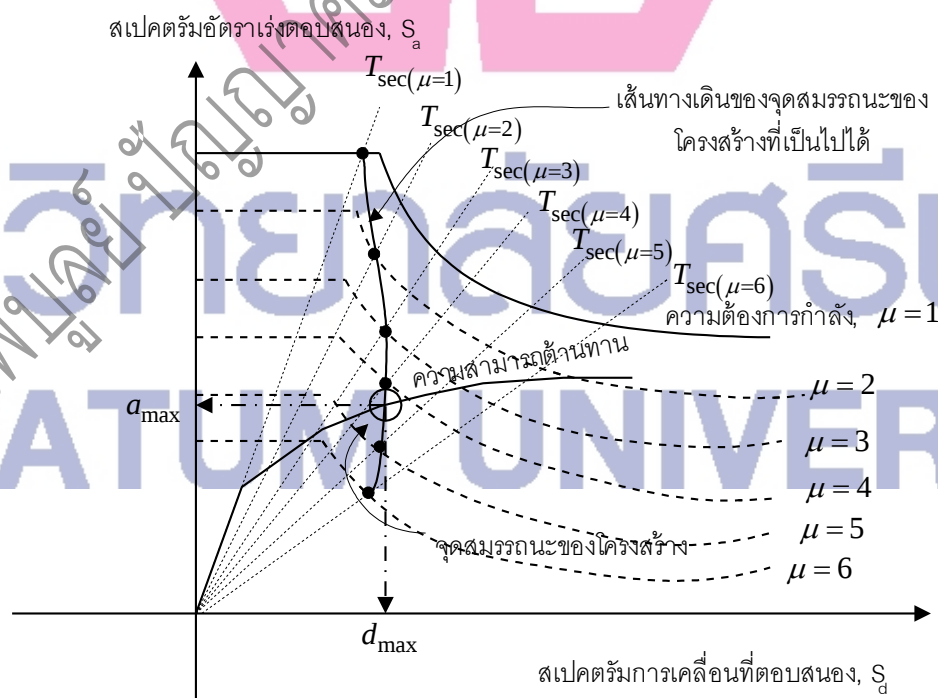
T_{sec} คือ คาบการสั่นธรรมชาติที่คำนวณจากสถิติแบบ secant

T_0 คือ คาบการสั่นธรรมชาติที่คำนวณจากสถิติเริ่มต้น

สำหรับวิธีการวิเคราะห์หาจุดสมรรถนะของโครงสร้าง อาจใช้วิธีการที่แสดงในภาพประกอบ 26 - 27



ภาพประกอบ 26 วิธีการสเปกตรัมของความสามารถปรับปรุงใหม่
(Modified Capacity Spectrum Method) โดย FEMA-440



ภาพประกอบ 27 การหาจุดสมรรถนะของวิธีการสเปกตรัมของความสามารถปรับปรุงใหม่
โดย FEMA-440

2.9 การตรวจสอบสมรรถนะของโครงสร้างอาคารโดยหลักการความเสียหายคงที่

ในการหาสมรรถนะของโครงสร้างอาคารโดยหลักการความเสียหายคงที่ จะใช้หลักการว่า ค่าความเสียหาย (DI) ของ Demand diagram เท่ากันกับ ค่าความเสียหาย (DI) ของ Capacity diagram หรือค่าความเสียหายเป้าหมาย ที่ทำให้กราฟของ Demand ทับกันกับกราฟของ Capacity นั่นคือ

$$DI_{demand} = DI_{capacity} \quad (2.42)$$

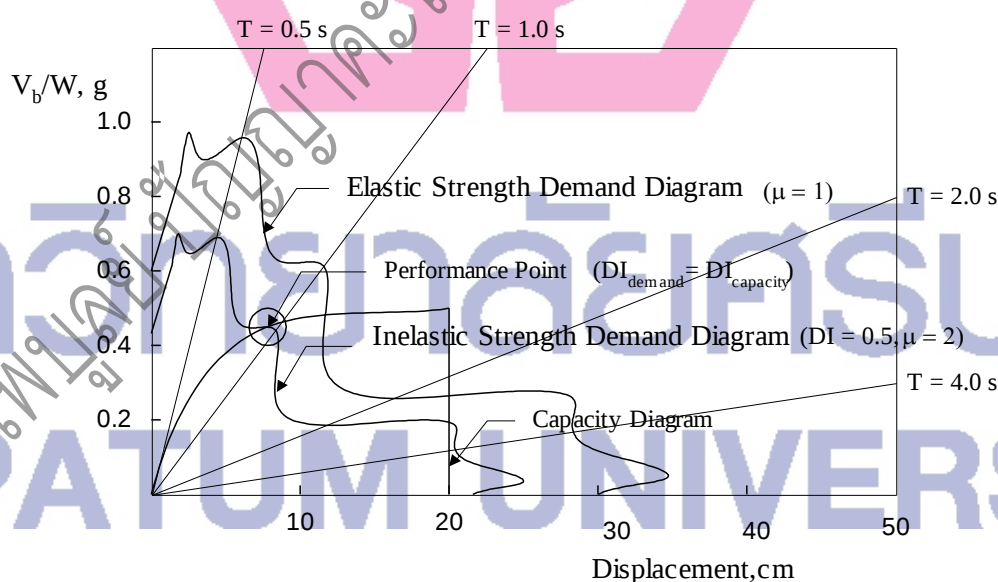
โดยที่ DI_{demand} คือ ค่าระดับความเสียหายของ Strength Demand Diagram

$DI_{capacity}$ คือ ค่าระดับความเสียหายของ Strength Capacity Diagram

ทั้งนี้โดยวิธีการคำนวณหาจุดตัดกันของกราฟ Capacity กับ Demand สำหรับค่าความเสียหายเป้าหมาย ต่างๆกัน ที่เป็นไปได้ทั้งหมด จากแผนผัง Demand – Capacity Diagram และบันทึกค่าที่ได้บนกราฟของ Demand Diagram เป็นค่าของ S_a และ S_d สำหรับค่า DI_{demand} ต่างๆกัน

สำหรับการคำนวณค่าระดับความเสียหาย (damage index) รวมของโครงสร้าง จะต้องใช้โปรแกรมวิเคราะห์โครงสร้างซึ่งสามารถคำนวณความเสียหายของแต่ละองค์อาคารได้ เช่น โปรแกรม RUAUMOKO, IDARC เป็นต้น

เมื่อทำการเปรียบเทียบกันระหว่างค่า DI_{demand} และ $DI_{capacity}$ จุดที่ทำให้ค่าทั้งสองนี้ใกล้เคียงกันมากที่สุดจะเป็นค่าสมรรถนะของโครงสร้าง (Performance Point) ดังแสดงในภาพประกอบ 28



ภาพประกอบ 28 การหาสมรรถนะของโครงสร้างโดยหลักการความเสียหายคงที่
(ไพบูลย์ ปัญญาคะโป 2547)

2.10 การประเมินความเสียหายของโครงสร้างเนื่องจากแรงแผ่นดินไหว

ในการศึกษาครั้งนี้ได้นำแบบจำลองความเสียหาย Park-Ang damage model (1985) มาใช้ในการประเมินความเสียหาย โดยความเสียหายได้แสดงอยู่ในรูปของผลรวมของความเสียหายที่เกิดจากค่าการโก่งตัวแบบไม่ยืดหยุ่นและความเสียหายสะสม อันเป็นผลมาจากผลตอบสนองกลับไปมา ความเสียหายนี้แสดงอยู่ในรูปของดัชนีความเสียหาย (Damage Index) ดังนี้:

$$DI = \frac{\delta_m}{\delta_u} + \beta \frac{E_h}{F_y \delta_u} \quad (2.43)$$

โดยที่ δ_m เป็นค่าการโก่งตัวสูงสุดของระบบอันเกิดจากแผ่นดินไหว; δ_u เป็นค่าการโก่งตัวสูงสุด ซึ่งเกิดขึ้นในกรณี Monotonic Loading; F_y เป็นค่ากำลัง ณ จุดครากของระบบโครงสร้าง; E_h เป็นค่าการดูดซับพลังงาน (hysteretic energy) ของระบบโครงสร้าง; และ β เป็นค่าคงที่ซึ่งไม่มีหน่วย โดยบ่งบอกถึงความสำคัญของความเสียหายเนื่องจากผลตอบสนองกลับไปมา

ดัชนีความเสียหาย DI ซึ่งน้อยกว่า 0.4 พิจารณาว่าเป็นระดับความเสียหายที่อาจซ่อมแซมได้ในขณะที่ DI มากกว่า 0.4 พิจารณาว่าเป็นระดับความเสียหายที่เกินกว่าจะซ่อมแซมได้ และค่า DI มากกว่า 1.0 พิจารณาว่าเป็นระดับการพังทลายของโครงสร้าง ในการประเมินค่าความเสียหาย ค่ากำลัง ณ จุดคราก (yield strength, F_y) ถูกสมมติให้เท่ากับค่าความต้องการกำลัง (yield strength demand, $\tilde{F}_y$) สำหรับค่าความอ่อนเหนียวเป้าหมาย $\tilde{\mu}$ ค่าพารามิเตอร์ δ_m และ E_h จะคำนวณจาก Inelastic Displacement และ Force Time Histories ของโครงสร้าง ซึ่งคำนวณได้จากเทคนิคการอินทิเกรตที่ละขั้นของสมการ การเคลื่อนที่ของระบบ

ค่าพารามิเตอร์ δ_u ซึ่งบ่งบอกถึงค่ากำลังการโก่งตัวเมื่อมีแรงกระทำแบบค่อยๆกระทำเพียงด้านเดียวของโครงสร้าง มีความสัมพันธ์กับค่าความอ่อนเหนียวเป้าหมาย $\tilde{\mu}$ ความสัมพันธ์นี้สามารถวิเคราะห์หาได้ หากค่าพฤติกรรมความเหนียวที่ต้องการสำหรับค่าความอ่อนเหนียวเป้าหมาย $\tilde{\mu}$ ได้มีการนิยามไว้อย่างชัดเจน ใน New Zealand code (SANZ, 1992) และ Eurocode 8 (CEN, 1994) ได้มีการนิยามไว้ ในขณะที่มาตรฐานอื่นๆไม่ได้มีการกำหนด สำหรับการศึกษาครั้งนี้ได้นำ New Zealand code มาใช้ โดยกำหนดว่า โครงสร้างที่ได้มีการออกแบบให้มีค่าความอ่อนเหนียวเป้าหมาย $\tilde{\mu}$ ควรจะสามารถต้านทานแรงกระทำโดยมีค่าการเคลื่อนที่ในแนวราบถึง $\pm \tilde{\mu} \delta_y$ โดยไม่ทำให้ค่ากำลังด้านทานลดลงเกินกว่า 20% ในการศึกษาครั้งนี้ สมมุติว่า ค่าดัชนีความเสียหายของโครงสร้างที่ได้ออกแบบสำหรับค่าความอ่อนเหนียวเป้าหมาย $\tilde{\mu}$ จะมีค่าถึง 1.0 (การพังทลายทั้งหมด, $DI = 1.0$) ถ้าหากโครงสร้างถูกกระทำให้มีการเคลื่อนที่ในแนวราบไปถึง $\pm \tilde{\mu} \delta_y$ จำนวนครบ 4 รอบ ดังนั้นจึงอาจประยุกต์ใช้สมมุติฐานนี้กับแบบจำลอง Park-Ang model ในสมการที่ 2.43 ได้ นั่นคือ หลังจากที่โครงสร้างถูก

กระทำให้มีการเคลื่อนที่ไปสูงสุดถึง $\tilde{\mu}\delta_y$ จนครบจำนวน 4 รอบ ค่าดัชนีความเสียหาย DI จะมีค่าถึง 1.0 โดยการแทนค่า $\delta_m = \tilde{\mu}\delta_y$ และ DI = 1.0 เข้าในสมการ 2.43 จะได้ว่า

$$\frac{\delta_u}{\delta_y} = (\tilde{\mu} + \beta E_{hn}) \quad (2.44)$$

โดยที่ $E_{hn} = E'_h/F_y\delta_y$; E'_h แทนพลังงาน hysteretic energy ภายใต้ force-deformation loops จำนวน 4 รอบ และ $\delta_y = F_y/\omega^2m$ ควรทราบว่าเทอม δ_u/δ_y จะหมายถึง monotonic ductility capacity, μ_u ของโครงสร้าง เทอมนี้จะขึ้นอยู่กับค่าความอ่อนเหนียวเป้าหมาย $\tilde{\mu}$, ค่าพารามิเตอร์ β , และค่า normalized hysteretic energy E_{hn} สำหรับแต่ละแบบจำลองของระบบ

ด้วยวิธีการนี้ จึงสามารถประเมินความเสียหายของโครงสร้างได้ด้วยสมการที่ 2.43

2.11 ผลงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

การพัฒนาการออกแบบอาคารต้านทานแรงแผ่นดินไหวโดยวิธีการทำแผนผังของ Demand-Capacity Diagram เป็นการแสดงแผนผังการออกแบบของ ความต้องการกำลัง (Strength Demand Diagram) และกำลังต้านทานของโครงสร้าง (Capacity Diagram) โดยจะมีการสร้างแผนผังทั้งสองนี้ลงในรูปเดียวกันเพื่อเป็นการตรวจสอบพฤติกรรมของอาคารว่ามีค่ากำลังต้านทานต่อแรงแผ่นดินไหวเพียงพอ วิธีการนี้เรียกอีกอย่างว่าวิธีสเปกตรัมของความสามารถ (Capacity Spectrum Technique) ได้มีการนำเสนอครั้งแรกโดย Freeman และคณะ (1975) ในรูปของ Elastic Strength Demand-Capacity Spectrum ต่อมาได้มีการพัฒนาให้แสดงอยู่ในรูปของ Acceleration-Displacement Response Spectrum (ADRS) โดย Mahaney และคณะ (1993) และมีวิธีแสดงขั้นตอนการสร้างกราฟ ADRS ในเอกสาร 2 ชิ้น ซึ่งเรียกชื่อต่างกันไปคือ Capacity Spectrum Method ใช้ในเอกสาร ATC-40 สำหรับวิธีการใน FEMA-273/274 เรียกว่า Displacement Coefficient Method โดยที่ ADRS เป็นการเขียนกราฟความสัมพันธ์ของอัตราเร่งกับการเคลื่อนที่ (Spectral Acceleration – Displacement) ของความต้องการกำลังและความต้านทานของโครงสร้าง จุดตัดกันของกราฟทั้งสองนี้จะเป็นค่าประมาณของกำลัง และการเคลื่อนที่ของโครงสร้างที่เหมาะสมในการออกแบบ เนื่องจากคำว่า Response Spectrum เป็นการเขียนกราฟของค่าสูงสุดของปริมาณผลตอบสนองใดๆกับคาบการสั่นธรรมชาติของโครงสร้าง วิธีการเขียนกราฟในรูปของ ADRS นี้จึงเรียกใหม่ว่า Demand-Capacity Diagram Method โดย Chopra และ Goel (1999) เนื่องจากชื่อหลังนี้มีความเหมาะสมกว่า จึงได้นำมาใช้ในงานวิจัยนี้

2.11.1 ผลงานวิจัยการพัฒนาความต้องการกำลัง (strength demand)

จากแบบจำลองความเสียหาย

สำหรับการคำนวณค่าความต้องการกำลังจากแบบจำลองความเสียหายโดยตรง ได้มีการนำเสนอครั้งแรกโดย Cosenza et al. (1993) แบบจำลองความเสียหายที่ใช้ประกอบด้วย Banon-Veneziano (1982) model, Park-Ang (1985) model และ Krawinkler-Zohrei (1983) model ในการศึกษาครั้งนี้ ได้มีการคำนวณค่าความต้องการกำลังที่ตำแหน่งพังทลายโดยเรียกว่า “collapse spectra” ซึ่งคำนวณมาจากคลื่นแผ่นดินไหวจำนวน 4 คลื่น แต่การใช้ collapse spectra ซึ่งกำหนดให้ $DI = 1.0$ อาจจะไม่สามารถใช้งานได้จริงในทางปฏิบัติ เพราะว่าโครงสร้างอาจจะไม่มีค่าความปลอดภัยเพียงพอภายใต้แรงแผ่นดินไหว

Hirao et al. (1995) ได้ศึกษาลักษณะของ Inelastic Strength Demand Spectra โดยคำนวณค่าความต้องการกำลังโดยตรงจากแบบจำลองความเสียหาย ด้วยการใช้ Park-Ang damage model ซึ่งได้คำนวณค่าความต้องการกำลังสำหรับระดับความเสียหาย $DI = 0.5, 0.75$ และ 1.0 ซึ่งคำนวณมาจากคลื่นแผ่นดินไหวจำนวน 30 คลื่น ผลการศึกษารูปว่า ค่าความต้องการกำลังจะลดลงเมื่อกำหนดค่าระดับความเสียหายสูงขึ้น

Rajaram และ Usami (1996) ได้ศึกษาค่าความต้องการกำลังสำหรับเสาตอม่อเหล็ก แบบผนังกล่องบาง ค่าความต้องการกำลังได้พิจารณาจากแบบจำลอง Modified Park-Ang Damage Model โดยกำหนดค่าระดับความเสียหาย $DI = 0.5, 0.7$ และ 1.0 ผลการศึกษาพบว่า ค่า Ultimate Monotonic Ductility, μ_u ซึ่งเป็นพารามิเตอร์ที่สำคัญในแบบจำลองนี้ แปรเปลี่ยนจาก 10 จนถึง 70 ทั้งนี้ขึ้นอยู่กับรูปร่างของเสาเหล็ก

การพัฒนาการออกแบบโครงสร้างรับแรงแผ่นดินไหวโดยใช้หลักการให้โครงสร้างมีความเสียหายคงที่มีการนำเสนอครั้งแรกในรูปของ Strength Demand Spectra โดย Panyakapo, P. และ Warnitchai, P. (1997) ซึ่งใช้ข้อมูลคลื่นแผ่นดินไหว 2 ชุด คือคลื่นที่บันทึกได้บนชั้นดินแข็งและชั้นดินอ่อนในการคำนวณหา Strength Demand Spectra สำหรับความเสียหายคงที่ ต่อมาได้มีการพัฒนา Strength Demand Spectra โดยใช้หลักการนี้ ขึ้นเป็น Design Spectra โดย Warnitchai, P. และ Panyakapo, P. (1998, 1999) โดยใช้ข้อมูลคลื่นแผ่นดินไหวจากเหตุการณ์แผ่นดินไหวหลายแห่งที่บันทึกบนชั้นดินแข็ง ชั้นดินร่วนและชั้นดินอ่อน โดยพิจารณาโครงสร้างเป็น SDOF Lumped Mass Systems ซึ่งมีฐานยึดแน่น และใช้รูปแบบพฤติกรรมของโครงสร้างแบบ Bilinear Model ซึ่งใกล้เคียงกับพฤติกรรมของโครงสร้างเหล็ก

ต่อมา Panyakapo, P. (2002) ได้เสนอวิธีการคำนวณ Strength Demand Spectra สำหรับความเสียหายคงที่ โดยใช้แบบจำลองทางคณิตศาสตร์ ซึ่งคำนวณจากคลื่นแผ่นดินไหวจำนวน 134

คลื่น บันทึกบนสภาพธรณีวิทยา 3 ประเภท คือ ก) สภาพชั้นหิน ข) สภาพชั้นดินตะกอน และ ค) สภาพชั้นดินอ่อน แบบจำลองที่เสนอแยกเป็นแต่ละสภาพธรณีวิทยา และมีความสัมพันธ์กับค่าความเสียหายเป้าหมาย ค่าความอ่อนเหนียว และค่าคาบการสั่นตามธรรมชาติของโครงสร้าง โดยใช้รูปแบบพฤติกรรมของโครงสร้างแบบ Modified Takeda Model แบบจำลองดังกล่าวช่วยให้วิศวกรคำนวณหา Strength Demand Spectra สำหรับความเสียหายคงที่ได้โดยสะดวก

สำหรับกรณีพฤติกรรมของโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก ผลงานวิจัยของ Panyakapo, P. (2004) ซึ่งใช้รูปแบบพฤติกรรมของโครงสร้างแบบ Clough, Modified Takeda และ Park's general three parameter models ได้ชี้ว่า Strength Demand Spectra สำหรับความเสียหายคงที่มีความเหมาะสมกว่าวิธีการเดิมซึ่งใช้หลักการความอ่อนเหนียวคงที่ ทั้งนี้เนื่องจากความเสียหายสะสมมีค่าสูงมาก อันเป็นผลมาจากการเชื่อมลดค่าสติฟเนสของโครงสร้างแบบนี้

Panyakapo P. (2006) ได้เสนอแผนผังความต้องการกำลังโดยหลักการความเสียหายคงที่เพื่อใช้สำหรับการออกแบบเชิงพฤติกรรม (Performance Based Design) โดยเสนอความต้องการกำลังสำหรับค่าความเสียหายเป้าหมายต่างๆในรูปแบบจำลองทางคณิตศาสตร์ สำหรับอาคารที่ตั้งอยู่บนชั้นหินและชั้นดินอ่อน โดยเป็นความสัมพันธ์ของ ความต้องการกำลัง การเคลื่อนที่ สัมประสิทธิ์แรงเฉือนพื้นฐาน ตัวประกอบการลดกำลังสำหรับความเสียหายเป้าหมาย ค่าความเหนียว และคาบการสั่นธรรมชาติของโครงสร้าง ผลการวิเคราะห์การประยุกต์ใช้แผนผังความต้องการกำลังนี้พบว่าค่าระดับความเสียหายของโครงสร้างมีค่าคงที่ตลอดคาบการสั่นธรรมชาติ

2.11.2 ผลงานวิจัยการพัฒนาแผนผังของความสามารถต้านทานแผ่นดินไหว

ของอาคาร

วิธีสเปกตรัมของความสามารถ (Capacity Spectrum Technique) ได้มีการนำเสนอครั้งแรกโดย Freeman และคณะ (1975) ในรูปของ Elastic Strength Demand-Capacity Spectrum โดยเขียนอยู่ในรูปของกราฟ Spectral Acceleration Spectrum (ความสัมพันธ์ระหว่างอัตราเร่งและคาบการสั่นธรรมชาติของโครงสร้าง) และมีสมมุติฐานว่า ขณะที่กำลังของโครงสร้างถึงจุดคราก ค่าระดับความเสียหายเป็นศูนย์ และเมื่อกำลังของโครงสร้างถึงจุดประลัย ค่าระดับความเสียหายเท่ากับ 100% สำหรับวิธีการแปลผลนั้น พิจารณาว่าจุดตัดกันของกราฟ Demand และ Capacity เป็นจุดที่แสดงสมรรถนะของโครงสร้าง

ต่อมารูปแบบของกราฟดังกล่าวได้มีการพัฒนาขึ้นใหม่ให้อยู่ในรูปของ Acceleration-Displacement Response Spectrum (ADRS) โดย Mahaney และคณะ (1993) ซึ่งเขียนอยู่ในรูปของกราฟความสัมพันธ์ระหว่างอัตราเร่ง(ในแกนตั้ง)และการเคลื่อนที่ของโครงสร้าง (ในแกนนอน) โดยที่ค่า

คาบการสั่นธรรมชาติของโครงสร้างอยู่ในแกนรัศมี ส่วนวิธีการแปลผลนั้น ถือว่าจุดตัดกันของกราฟ Demand และ Capacity เป็นจุดที่แสดงการประมาณค่ากำลังของโครงสร้างและการเคลื่อนที่ของโครงสร้างเมื่อถูกกระทำด้วยแรงแผ่นดินไหว

รูปแบบของกราฟ ADRS นี้ได้ถูกดัดแปลงมาใช้ในขั้นตอนการวิเคราะห์แรงสถิติไม่เชิงเส้น ในรายงาน ATC-40 (Applied Technology Council, 1996) และ FEMA-274 (FEMA, 1997) ซึ่งเป็นวิธีการที่นิยมใช้ในการประเมินหาสมรรถนะของโครงสร้างอาคารภายใต้แรงแผ่นดินไหว แต่ปัญหาในการออกแบบก็ยังมีอยู่คือ ความต้องการกำลังที่ใช้กันยังเป็นพฤติกรรมของโครงสร้างแบบอีลาสติกอยู่ ซึ่งยังไม่ครอบคลุมถึงหลักการออกแบบตามมาตรฐานการออกแบบอาคารในปัจจุบันซึ่งคำนึงถึงพฤติกรรมของโครงสร้างในช่วงอินอีลาสติก

ดังนั้น จึงได้มีการพัฒนารูปแบบของกราฟ ADRS ขึ้นใหม่โดย Chopra และ Goel (1999); Fajfar (1999) ให้อยู่บนพื้นฐานของความต้องการกำลังในช่วงอินอีลาสติก (Inelastic Strength Demand Spectra) โดยที่ความต้องการกำลังในช่วงอินอีลาสติกนี้คำนวณได้จาก Elastic Design Spectrum หารด้วยค่าตัวประกอบของการลดกำลัง (Strength Reduction Factors) แต่เนื่องจากค่าตัวประกอบของการลดกำลังนี้ โดยส่วนใหญ่คำนวณบนพื้นฐานของหลักการความเหนียวคงที่ ดังนั้น วิธีการนี้จึงยังไม่ได้คำนึงถึงผลกระทบจากความเสียหายสะสมเช่นกัน

ต่อมา Chopra และ Goel (2002) ได้เสนอวิธีวิเคราะห์การผลักอาคารใหม่ เรียกว่าการวิเคราะห์แบบการผลักตามรูปแบบการสั่นของโครงสร้าง (Modal Pushover Analysis, MPA) เพื่อปรับปรุงแรงกระทำให้น่าเชื่อถือยิ่งขึ้นกว่าแรงกระทำเพียงด้านเดียว ในวิธีการนี้เป็นการใช้แรงผลักกระทำแบบกระจายตามแต่ละรูปแบบการสั่นของโครงสร้าง และรวมผลตอบสนองเข้าด้วยกันด้วยวิธี Square Root of the Sum of the Square (SRSS) เมื่อเปรียบเทียบกับกรณีวิเคราะห์ด้วยวิธีผลตอบสนองแบบไม่เชิงเส้นตามกาลเวลา (Nonlinear response time-history analysis, NRHA) พบว่า วิธีการผลักอาคารดังกล่าว อาจประเมินค่าการเคลื่อนที่ของพื้นอาคาร การโยกตัวระหว่างชั้น และการจำแนกตำแหน่งของข้อหมุนพลาสติกได้ใกล้เคียงกันกับวิธีการ NRHA แต่วิธีการนี้ยังพบปัญหาว่า กราฟการเคลื่อนที่มีการกลับในบางโหมดที่สูงขึ้นไป ทำให้อาจได้ข้อมูลที่ไม่น่าเชื่อถือได้

Yu และคณะ (2002) ประยุกต์ใช้วิธี MPA และ ปรับปรุงวิธี MPA อีกสองแบบในการประเมินหาค่าการเลื่อนตัวระหว่างชั้น และค่าการหมุนตัวของข้อหมุนพลาสติก สำหรับโครงสร้างอาคารเหล็กสูง 13 ชั้น งานวิจัยนี้ ใช้ค่าการเคลื่อนที่เป้าหมายซึ่งคำนวณจากวิธีสัมประสิทธิ์การเคลื่อนที่ (Displacement coefficient method) ผลการวิจัย พบว่า วิธี MPA ให้ผลการประเมินค่าการเลื่อนตัวระหว่างชั้นที่ต่ำ สำหรับชั้นช่วงบน และให้ผลการประเมินค่าการเลื่อนตัวระหว่างชั้นที่สูง สำหรับชั้นช่วงล่าง รวมทั้งค่าการหมุนตัวของข้อหมุนพลาสติกในคานและเสา ก็ให้ผลที่สูงด้วย

Chintanapakdee and Chopra (2003) ประยุกต์ใช้วิธี MPA ในการประเมินค่าการเลื่อนตัวระหว่างชั้น สำหรับโครงอาคารแบบจำลองสูง 3, 6, 9, 12, 15 และ 18 ชั้น ผลการวิจัยพบว่า ค่าความถูกต้องของการประเมินขึ้นอยู่กับระดับความสูงและระดับความไม่ยืดหยุ่นของอาคาร ผลที่ได้ให้ค่าความถูกต้องที่ดีที่สุด สำหรับอาคารขนาดเตี้ย และสำหรับระดับชั้นช่วงล่างและช่วงกลางของอาคารสูง ส่วนในระดับชั้นช่วงบนของอาคารสูง วิธี MPA ให้ผลการประเมินค่าการเลื่อนตัวระหว่างชั้นที่น่าเชื่อถือ

Chopra และคณะ (2004) ได้ปรับปรุงวิธี MPA ใหม่ เพื่อแก้ปัญหาว่า กราฟการเคลื่อนที่มีการกลับทิศในบางโหมดที่สูงขึ้นไป และคำนวณเปรียบเทียบระหว่างวิธี MPA เดิมและวิธีปรับปรุงใหม่ โดยใช้อาคารชุดเดิมและอาคารโครงสร้างเหล็ก ผลการวิจัยพบว่าวิธี MPA ปรับปรุงใหม่ให้ผลที่น่าสนใจมากกว่าวิธีเดิม เพราะว่า วิธีใหม่นี้ให้ผลการคำนวณค่าการเคลื่อนตัวที่สูงกว่า ทำให้เป็นการปรับปรุงค่าความถูกต้องจากผลการวิจัยเดิมได้

Goel และ Chopra (2004) ศึกษาการปรับปรุงวิธี MPA โดยพิจารณาผลกระทบของ $P-\Delta$ ในทุกโหมด ซึ่งเป็นการเพิ่มขึ้นตอนพิเศษในการประเมินค่าการหมุนตัวของข้อหมุนพลาสติก แม้ว่าวิธีการปรับปรุง MPA นี้จะดีกว่าการประเมินโดยคิดจากโหมดเดียว แต่ก็พบว่า การประเมินค่าการหมุนตัวของข้อหมุนพลาสติกก็ยังให้ผลที่ไม่ถูกต้องนัก เนื่องจาก ค่าการหมุนตัวในระดับชั้นล่างให้ค่าที่สูงเกินไป และในระดับชั้นบนให้ค่าที่ต่ำเกินไป โดยคำนวณจากอาคารโครงต้านทานแรงดัดสูง 9 และ 20 ชั้น

Jan และคณะ (2004) เสนอเทคนิคที่เป็นทางเลือกใหม่โดยรวมผลของการเคลื่อนตัวในช่วงไม่ยืดหยุ่นจากสองโหมดแรกเข้าด้วยกัน ในวิธีการหลักแบบ MPA โดยการคำนวณค่าการเคลื่อนที่ ค่าการเลื่อนตัวระหว่างชั้น และค่าการหมุนตัวของข้อหมุนพลาสติก จากแรงกระทำทางด้านข้างที่กระจายแบบสามเหลี่ยม และเปรียบเทียบกับวิธีการ MPA เดิม สำหรับการคำนวณอาคารโครงต้านทานแรงดัดสูง 2, 5, 10, 20, 30 ชั้น ผลการคำนวณพบว่า การกระจายแรงแบบสามเหลี่ยม และวิธี MPA เดิม ให้ผลการประเมินที่ดีในการคำนวณค่าการเลื่อนตัวระหว่างชั้น สำหรับอาคารสูง 2 และ 5 ชั้น และให้ผลที่ดียิ่งขึ้น สำหรับการคำนวณค่าการเลื่อนตัวระหว่างชั้น สำหรับอาคารสูง 20 และ 30 ชั้น

Hernandez-Montes และคณะ (2004) เสนอวิธีการหลักโดยหลักการพลังงาน ซึ่งสามารถใช้แก้ปัญหาที่พบว่ากราฟการเคลื่อนที่มีการย้อนกลับทิศในการใช้วิธีการ MPA เดิม วิธีการนี้เป็นการหลักอาคารด้วยแรงกระทำในแต่ละโหมด และรวมผลตอบสนองเข้าด้วยกันด้วยวิธี Square Root of the Sum of the Square (SRSS)

ในวิธีการวิเคราะห์การผลักอาคาร (Pushover analysis) นั้น ค่าการเคลื่อนที่จากการผลักอาคารไม่ได้มีการกำหนดค่าแน่นอน Kim และ Kurama (2008) เสนอวิธีคำนวณหาค่าการเคลื่อนที่สูงสุดในการผลักอาคารด้วยวิธีการผลักอาคาร ซึ่งแรงกระทำในแต่ละชั้นมีค่าเป็นสัดส่วนกับมวลของ

แต่ละชั้นอาคาร เรียกว่า Mass Proportional Pushover (MPP) ผลการวิเคราะห์พบว่า วิธีการนี้ ให้ค่าการประเมินค่าการเคลื่อนที่สูงสุดได้ดีกว่าวิธี MPA สำหรับโครงต้านแรงดัดที่มีความสูง 3, 9 และ 20 ชั้น

2.11.3 ผลงานวิจัยในประเทศไทย

ได้มีการศึกษากำลังต้านทานของอาคารคอนกรีตต่อแรงแผ่นดินไหวของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กสูง 9 ชั้น ในเขตกรุงเทพมหานคร โดย เป็นหนึ่งและสืบพงศ์ (2544) การศึกษานี้ใช้วิธีการหากลึงต้านทานและความเหนียวของอาคารด้วยวิธี Pushover Method กับ การเคลื่อนตัวด้านข้างที่ยอดอาคาร และนำไปเปรียบเทียบกับ Inelastic Demand Diagram จากข้อมูลคลื่นแผ่นดินไหวที่เป็นตัวแทน ซึ่งคาดว่าอาจจะเกิดรุนแรงที่สุดในกรุงเทพมหานคร และพบว่า อาคารตัวอย่างแม้จะไม่ได้ถูกออกแบบให้ต้านทานแผ่นดินไหวแต่มีระดับความต้านทานที่สูง จนเกือบจะสามารถทนต่อแผ่นดินไหวรุนแรงที่สุดที่คาดว่าจะเกิดขึ้นที่กรุงเทพมหานครได้ โดยคำนึงถึงผลกระทบของผนังกำแพง ความยืดหยุ่นของฐานราก และ ผลของ $P-\Delta$

การศึกษากำลังต้านทานของอาคารในลักษณะนี้โดย ธาณินทร์และทศพล (2544) สำหรับอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กสูง 4 ชั้น โดยการใช้โปรแกรม IDARC ในการคำนวณแบบ Pushover Method ซึ่งใช้ทั้งวิธีแรงดันด้านข้างแบบสถิตย์และการวิเคราะห์แบบพลศาสตร์ ผลการศึกษาพบว่าอาคารที่มีการออกแบบให้รับน้ำหนักบรรทุกจากแรงโน้มถ่วงเพียงอย่างเดียว จะมีพฤติกรรมแบบเสาอ่อน-คานแข็ง ทำให้เกิดการครากที่เสาคือเป็นส่วนใหญ่ ซึ่งเป็นจุดอ่อนในการรับแรงแผ่นดินไหว

นคร และอาทิตย์ (2548) ได้เสนอการวิเคราะห์คุณสมบัติเชิงพลศาสตร์ของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กที่พิจารณาผลความยืดหยุ่นของฐานรากหรือผลของชั้นดินอ่อนสำหรับแบบจำลองของอาคารในกรุงเทพฯ ด้วยวิธีการวิเคราะห์แบบจำลองทางคณิตศาสตร์ โดยแบบจำลองที่สร้างขึ้นกำหนดให้มีพฤติกรรมในช่วงยืดหยุ่นเชิงเส้นและมีค่าหน่วยแรงในระดับต่ำ หรือพิจารณาหน้าตัดที่ไม่แตกร้าว ส่วนแบบจำลองของฐานรากใช้สมมุติฐานตาม Winkler model โดยพิจารณาความสามารถในการต้านทานเคลื่อนที่ทางด้านข้างของดินแต่ละชั้นเป็นสปริง และยึดติดกับเสาเข็มใน 2 ทิศทางที่ตั้งฉากกันในระนาบ เสาเข็มยึดติดกับเสาของอาคารโดยมีจุดรองรับที่ปลายล่างเป็นแบบล้อเลื่อน พบว่าสำหรับอาคารที่มีความสูงเท่ากัน ขนาดของอาคารมีผลต่อสถิติแรงทางด้านข้างที่เกิดจากจำนวนเสาและขนาดหน้าตัดของระนาบ โดยค่าคาบธรรมชาติ จะมีค่าลดลงเมื่ออาคารมีขนาดใหญ่ขึ้น

ในกรณีของอาคารเดี่ยวและอาคารขนาดใหญ่ ค่าคาบธรรมชาติจะเพิ่มขึ้น และเมื่ออาคารมีความสูงมากขึ้น ค่าคาบธรรมชาติของแบบจำลองแบบฐานรากยืดหยุ่นมีค่ามากกว่าแบบยึดแน่นเล็กน้อย ความรุนแรงของผลกระทบของดินกับโครงสร้าง (Soil-structure interaction) ของอาคารที่

ตั้งอยู่บนชั้นดินอ่อนจะขึ้นอยู่กับอัตราส่วนของค่าสทิพเนสของอาคารต่อฐานราก K_s/K_b ที่ลดลงตามความสูง ผลกระทบของดินกับโครงสร้างจะมากขึ้นตามอัตราส่วนของค่าสทิพเนสของอาคารต่อฐานราก

อย่างไรก็ตามงานวิจัยนี้ได้จำลองฐานรากอาคารทั้งแบบฐานรากยึดแน่น และฐานรากเข็มแบบยึดหยุ่น โดยใช้พฤติกรรมดินอีลาสติก Winkler model และพิจารณาความสามารถในการเคลื่อนที่ทางด้านข้างของดินที่เสาเข็มแต่ละชั้นเป็นสปริงในแนวระนาบเท่านั้น โดยไม่มีการพิจารณา ค่าความหน่วงของดินทางด้านข้าง (Lateral soil damping) ส่วนจุดรองรับที่ปลายล่างเป็นแบบล้อเลื่อน (Roller support) ซึ่งไม่ได้มีการพิจารณาเกี่ยวกับการหลุดตัวของฐานราก อีกทั้งไม่มีการวิเคราะห์หาความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวของแบบจำลองอาคารด้วยเช่นกัน

ผลงานวิจัยในระยะหลังโดยวิโรจน์และคณะ (2549) ซึ่งศึกษาอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กประเภทคาน-เสา สำหรับอาคารตัวอย่างสูง 9 ชั้นและ 20 ชั้น โดยวิธีเพิ่มแรงสถิตด้านข้างและวิเคราะห์แบบไม่เชิงเส้นตามข้อกำหนดโดย ATC-40 พบว่า โครงสร้างมีโอกาสที่จะวิบัติแบบเปราะที่จุดต่อเสา-คานได้ เนื่องจากไม่มีการเสริมเหล็กปลอกในจุดต่อเสา-คาน ส่วนอาคารประเภทคาน-เสา-ผนังรับแรงเฉือน มีความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวได้ดีกว่าอาคารประเภทคาน-เสา เนื่องจากโครงสร้างผนังมีความแข็งแรงกว่าโครงสร้างคาน-เสา

วัชรพล และมงคล (2549) ได้เสนอการวิเคราะห์แบบจำลองโครงสร้างอาคารสูง 10 ชั้น เป็นโครงข้อแข็ง 2 มิติ แบบเสาอ่อน-คานแข็ง ในกรุงเทพฯ ที่มีการตอบสนองของโครงสร้างทางด้านข้างเท่านั้น โดยพิจารณาแรงแผ่นดินไหวแบบเพาเวอร์สเปกตรัม (Power response spectrum analysis) ซึ่งตั้งบนพื้นฐานของการวิเคราะห์แบบสถิตศาสตร์ และประมาณการตอบสนองของโครงสร้างที่มีค่าสูงสุด ซึ่งไม่ขึ้นกับตัวแปรของเวลา โดยใช้แบบจำลองดินเป็นสปริงแบบยึดหยุ่นเชิงเส้น และสมมติให้ฐานรากของโครงสร้างมีคุณสมบัติเป็นวัตถุแข็งเกร็ง มีรูปร่างโครงสร้างเป็นแบบฐานรากแบบวงกลม ซึ่งวางบนผิวของดินที่เป็นเนื้อเดียวกัน และมีพฤติกรรมแบบยึดหยุ่นโดยพิจารณารูปทรงแบบครึ่งทรงกลม (Half space) โดยดินและฐานรากสามารถเคลื่อนที่ได้ในแนวราบเมื่อมีแรงแผ่นดินไหวมากระทำ จากการศึกษาพบว่า การพิจารณาโครงสร้างอาคารที่รวมผลของปฏิสัมพันธ์ระหว่างดินกับโครงสร้างให้ผลการเคลื่อนที่โดยเฉลี่ยในแต่ละชั้นและแรงที่เกิดขึ้นในอาคารมีค่ามากกว่าการพิจารณาแบบให้โครงสร้างมีฐานรากแบบยึดแน่น ทำให้อาคารมีประสิทธิภาพในการต้านทานแรงแผ่นดินไหวลดลงจากที่ได้ออกแบบไว้ และจากผลการวิเคราะห์โดยใช้วิธีรวมผลปฏิสัมพันธ์ระหว่างดินและโครงสร้างของแต่ละโหมดแบบ SRSS พบว่า โครงสร้างอาคารสูงที่พิจารณาแบบรวมผลของปฏิสัมพันธ์ระหว่างดินและโครงสร้าง มีแรงเฉือนและโมเมนต์เกิดขึ้นที่ฐานของโครงสร้างมากกว่าการพิจารณาโครงสร้างที่มีจุดรองรับแบบยึดแน่น ทำให้อาคารที่พิจารณาผลปฏิสัมพันธ์ระหว่างดินและโครงสร้างจะ

มีการโยกตัวมากกว่าที่วิเคราะห์แบบให้ฐานรากอาคารถูกยึดแน่น ซึ่งส่งผลให้อาคารมีประสิทธิภาพในการต้านทานแรงแผ่นดินไหวลดลงจากที่ได้ออกแบบไว้

อย่างไรก็ตามงานวิจัยนี้ได้จำลองฐานรากอาคารทั้งแบบฐานรากยึดแน่น และฐานรากแบบยืดหยุ่น โดยพิจารณาให้มีการต้านทานการเคลื่อนที่ทางด้านข้างของฐานรากเป็นสปริง (Lateral soil spring element) และความหน่วง (Lateral soil damping element) ในแนวระนาบเพียงเท่านั้น โดยไม่มีการพิจารณาในรายละเอียดส่วนของเสาเข็มและการทอดตัวของฐานราก อีกทั้งไม่มีการวิเคราะห์หาความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวของแบบจำลองอาคารด้วยเช่นกัน

การวิเคราะห์หากล้างต้านทานแผ่นดินไหวของอาคารด้วยวิธีการผลักแบบวัฏจักร (Cyclic Pushover, CP) ได้มีการนำเสนอโดย ไพบูลย์ (2552) เพื่อใช้ในการสร้างกราฟกำลังต้านทานแผ่นดินไหวบนพื้นฐานความเสียหายของโครงสร้างเป็นหลัก วิธีการนี้ใช้แรงกระทำแบบสถิตผลักอาคารด้วยการควบคุมค่าการเคลื่อนที่ของอาคาร แบบไป-กลับเป็นรอบๆ จนถึงค่าการเคลื่อนที่สูงสุด เพื่อแสดงความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนที่ฐานและการเคลื่อนที่ของยอดอาคาร พร้อมทั้งค่าระดับความเสียหายของอาคารตามเส้นทางการเคลื่อนที่ของโครงสร้าง ซึ่งวัดด้วยค่าดัชนีความเสียหายของโครงสร้าง ผลการวิเคราะห์สำหรับอาคารสูง 15 ชั้นพบว่า ค่าระดับความเสียหายโดยเฉลี่ยของโครงสร้างซึ่งได้จากวิธีการผลักแบบวัฏจักร มีค่าสูงกว่าวิธีการผลักแบบสถิต (Pushover Analysis) เนื่องจากผลของค่าความเสียหายสะสมของโครงสร้างอาคารจากพลังงานที่ดูดซับในโครงสร้างอันเป็นผลมาจากวิธีการผลักแบบวัฏจักรให้ค่าที่สูงกว่าวิธีการผลักแบบสถิตที่ใช้โดยทั่วไป อย่างไรก็ตาม การศึกษานี้ ยังขาดการวิเคราะห์หาค่าการเคลื่อนที่สูงสุดของอาคารเพื่อใช้เป็นตัวควบคุมการผลักอาคาร และผลลัพธ์ยังไม่ถูกต้องนัก เมื่อเปรียบเทียบกับวิธีพลศาสตร์ไม่เชิงเส้นด้วยคลื่นแผ่นดินไหว

2.12 สรุป

จากผลการวิจัยที่ผ่านมา ยังไม่มีการศึกษาการใช้การวิเคราะห์การผลักอาคารแบบวัฏจักร (Cyclic Pushover Method) เพื่อใช้สร้างแผนผังกำลังต้านทานแผ่นดินไหว (Capacity Diagram) ยังไม่มีการศึกษาเพื่อปรับปรุงวิธีการผลักอาคารเพื่อจำลองสถานการณ์ให้ใกล้เคียงกับเหตุการณ์แผ่นดินไหวจริง ซึ่งจะมีผลของความเสียหายสะสมจากแรงกระทำแบบกลับป้อนมาด้วย รวมทั้งยังไม่มี การใช้พฤติกรรมการรับแรงที่ได้จากผลทดสอบในห้องปฏิบัติการ มาใช้ในแบบจำลองพฤติกรรมโครงสร้างเพื่อการวิเคราะห์การผลักอาคารแบบวัฏจักร ดังนั้น เพื่อให้การวิเคราะห์นี้มีความน่าเชื่อถือยิ่งขึ้น จึงควรพิจารณาวิธีการผลักอาคารให้ใกล้เคียงกับพฤติกรรมของโครงสร้างอาคารในเหตุการณ์แผ่นดินไหวจริงด้วย

บทที่ 3

ระเบียบวิธีการวิจัย

3.1 รูปแบบการวิจัย

งานวิจัยนี้เป็นการวิเคราะห์กำลังต้านทานแรงแผ่นดินไหวของอาคารโดยวิธีการผลักแบบวัฏจักร (Cyclic Pushover Analysis) ซึ่งเป็นการจำลองพฤติกรรมแรงกระทำให้ใกล้เคียงกับสภาพเหตุการณ์แผ่นดินไหวให้มากที่สุด ในการพัฒนาวิธีการนี้ จำเป็นจะต้องมีการวิเคราะห์หาค่าการเคลื่อนที่สูงสุด ซึ่งใช้ในการผลักอาคารแบบวัฏจักร พร้อมทั้งการกำหนดรูปแบบการกระจายของแรงผลักตลอดความสูงอาคาร (Lateral force distribution) และรูปแบบประวัติการเคลื่อนที่ (Displacement History) ผลตอบสนองของอาคารที่ได้จากการผลักอาคารแบบวัฏจักร ได้แก่ ค่าการเคลื่อนที่ของชั้นอาคาร ค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้น การเกิดข้อหมุนพลาสติก เป็นต้น จะนำไปเปรียบเทียบกับ วิถีพลศาสตร์ไม่เชิงเส้น (Nonlinear Dynamic Analysis) ซึ่งถือว่าเป็นวิธีการที่น่าเชื่อถือ ข้อมูลคลื่นแผ่นดินไหวมีจำนวน 10 คู่ เป็นตัวแทนสำหรับพื้นที่ภาคเหนือของประเทศไทย

ในการศึกษานี้ เลือกอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กสูง 5 ชั้น ซึ่งเป็นอาคารที่พักอาศัยตามแบบมาตรฐานของการเคหะแห่งชาติมาเป็นกรณีศึกษา และมีการออกแบบรับน้ำหนักบรรทุกทุกปกติ โดยไม่ได้มีการออกแบบต้านทานแผ่นดินไหว โดยทำการคำนวณด้วยโปรแกรมวิเคราะห์โครงสร้าง RUAUMOKO ผลของวิเคราะห์แสดงในรูปแบบของค่าการเคลื่อนที่สูงสุดบนยอดอาคาร ค่าการเคลื่อนที่สูงสุดของแต่ละชั้นอาคาร ค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้น การเกิดข้อหมุนพลาสติกและระดับความเสียหาย และนำไปเปรียบเทียบกับ วิถีพลศาสตร์ไม่เชิงเส้น (Nonlinear Dynamic Analysis) ซึ่งถือว่าเป็นวิธีการที่น่าเชื่อถือ ข้อมูลคลื่นแผ่นดินไหวมีจำนวน 10 คู่ เป็นตัวแทนสำหรับพื้นที่ภาคเหนือของประเทศไทย และเปรียบเทียบกับวิธีการผลักแบบรวมโหมด (Modal Pushover Analysis) ซึ่งเป็นที่นิยมใช้กันอย่างแพร่หลาย

3.2 ขั้นตอนการดำเนินงานวิจัย

ในการวิจัยนี้แบ่งขั้นตอนการทำงานเป็นดังนี้

ก. เลือกอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กสูง 5 ชั้น ซึ่งเป็นอาคารที่พักอาศัยตามแบบมาตรฐานของการเคหะแห่งชาติมาเป็นกรณีศึกษา โดยมีการออกแบบรับน้ำหนักบรรทุกทุกปกติตามกฎหมายกระทรวงฉบับที่ 6 ซึ่งไม่ได้มีการออกแบบต้านทานแผ่นดินไหว

ข. การวิเคราะห์หาค่าการเคลื่อนที่สูงสุด ซึ่งใช้ในการผลักอาคารแบบวิภูจักร พร้อมทั้งการกำหนดรูปแบบการกระจายของแรงผลักตลอดความสูงอาคาร (Lateral force distribution) และรูปแบบประวัติการเคลื่อนที่ (Displacement History)

ค. ดำเนินการผลักอาคารแบบวิภูจักร โดยข้อมูลจากข้อ ข. และเปรียบเทียบผลการวิเคราะห์กับวิธีพลศาสตร์ไม่เชิงเส้น (Nonlinear Dynamic Analysis) โดยใช้คลื่นแผ่นดินไหวจำนวน 10 คู่ ซึ่งเป็นตัวแทนสำหรับพื้นที่ภาคเหนือของประเทศไทย ผลตอบสนองที่ใช้ ได้แก่ ค่าการเคลื่อนที่ของชั้นอาคาร ค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้น การเกิดข้อหมุนพลาสติก เป็นต้น

ง. เปรียบเทียบผลการวิเคราะห์กับวิธีการผลักแบบรวมโหมด (Modal Pushover Analysis)

3.3 เครื่องมือการวิจัย

เครื่องมือที่ใช้ในการทำวิจัยมีดังนี้คือ

ก. เครื่องคอมพิวเตอร์ รุ่น Pentium IV 2.4 Ghz ใช้ในการประมวลผลด้วยโปรแกรมวิเคราะห์โครงสร้างด้วยวิธี Nonlinear Pushover Analysis และ Nonlinear Dynamic Analysis

ข. โปรแกรมการวิเคราะห์โครงสร้างที่สามารถวิเคราะห์ Nonlinear Response Analysis ได้แก่ โปรแกรม RUAUMOKO (Carr, 2006)

3.4 คลื่นแผ่นดินไหวสำหรับการวิเคราะห์โครงสร้าง

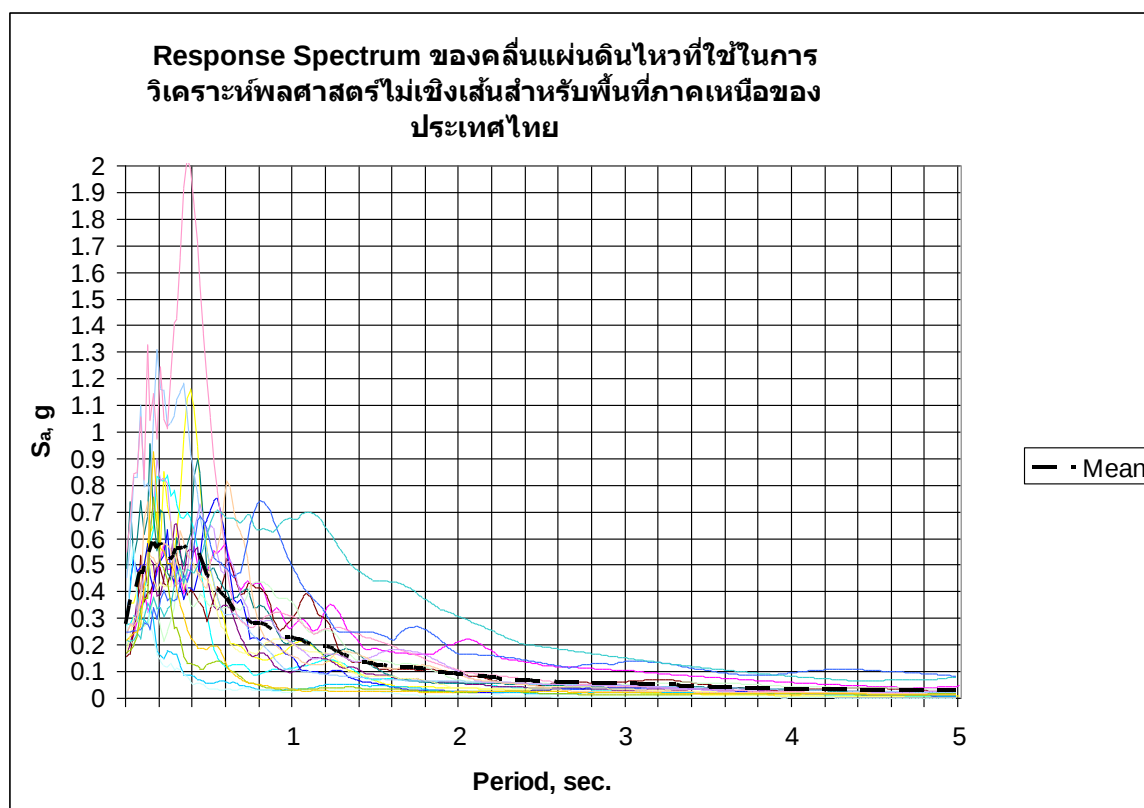
ในการวิเคราะห์โครงสร้างด้วยวิธีพลศาสตร์ไม่เชิงเส้น จะต้องใช้คลื่นแผ่นดินไหวแต่ละคลื่นกระทำทางด้านข้างอาคาร คลื่นแผ่นดินไหวที่คัดเลือกมาใช้ในการศึกษานี้เป็นข้อมูลที่บันทึกได้จากเหตุการณ์จริง ข้อมูลคลื่นแผ่นดินไหวมีจำนวน 10 คู่ แต่ละคู่ประกอบด้วยความเร่งของพื้นดินในแนวราบสองทิศทาง รวมเป็น 20 คลื่นโดยมีขนาดความรุนแรงประมาณ 6-7 ริกเตอร์ และมีระยะห่างจากศูนย์กลางแผ่นดินไหวถึงสถานที่ตรวจวัด ไม่เกิน 30 กิโลเมตร ซึ่งเป็นเหตุการณ์ที่อาจเกิดขึ้นได้ในพื้นที่ภาคเหนือของประเทศไทย ข้อมูลคลื่นแผ่นดินไหวที่คัดเลือกมาทั้งหมดนี้ แสดงในตารางที่ 3

ตารางที่ 3 คลื่นแผ่นดินไหวที่ใช้ในการวิเคราะห์พลศาสตร์ไม่เชิงเส้นสำหรับพื้นที่ภาคเหนือของประเทศไทย

No	Record	Earthquake	Magnitude	Station	Geology	Ep. Distance (km.)	Comp.	PGA (g)
1	IMP-1	Imperial	6.3 (M _L)	El Centro	Alluvium soil	8	N-S	0.348
2	IMP-2	Valley 1940					E-W	0.214
3	PARK-1	Parkfield	6.1 (M _L)	Temblor	Rock	9.9	E-W	0.357
4	PARK-2	1966					N-S	0.272
5	IMP-3	Imperial	6.6 (M _L)	Cerro Prieto	Very dense soil	26.5	E-W	0.169
6	IMP-4	Valley 1979					N-S	0.157
7	MAM-1	Mammoth	6.1 (M _L)	Long Valley Dam	Rock	15.5	E-W	0.430
8	MAM-2	Lake 1980					N-S	0.271
9	NAHAN-1	Nahanni, Canada	6.9 (M _S)	6099 Site 3	Rock	16	N-S	0.148
10	NAHAN-2	1985					E-W	0.139
11	SPI-1	Spitak, Armenia	7.0 (M _S)	Gukasian	Rock	30	E-W	0.199
12	SPI-2	1988					N-S	0.175
13	LOMA-1	Loma Prieta	7.1 (M _S)	Gilroy Array 1	Hard Rock	11.2	E-W	0.411
14	LOMA-2	1989					N-S	0.473
15	LOMA-3	Loma Prieta	7.1 (M _S)	Anderson Dam	Very dense soil	21.4	N-S	0.244
16	LOMA-4	1989					E-W	0.240
17	LOMA-5	Loma Prieta	7.1 (M _S)	Hollister City Hall	Soft soil	28.2	N-S	0.247
18	LOMA-6	1989					E-W	0.215
19	NORTH-1	Northridge	6.7 (M _S)	Lake Hughes #9	Hard Rock	26.8	E-W	0.165
20	NORTH-2	1994					N-S	0.217

คลื่นแผ่นดินไหวเหล่านี้ มีการปรับระดับความรุนแรงเพื่อให้เทียบเท่ากับสเปกตรัมการตอบสนองที่ใช้ในการออกแบบตามร่างมาตรฐานการออกแบบอาคารต้านทานแรงแผ่นดินไหวปี 2552 ในการคูณปรับค่าจะต้องทำให้ค่าเฉลี่ยของสเปกตรัม SRSS ของแต่ละชุดข้อมูลการสั่นไหวของพื้นดินมีค่าไม่น้อยกว่าสเปกตรัมสำหรับออกแบบที่ทุกคาบการสั่นระหว่าง 0.2T ถึง 1.5T โดยที่ T คือ ค่าคาบการสั่นพื้นฐานของโครงสร้างในทิศทางที่ทำการวิเคราะห์

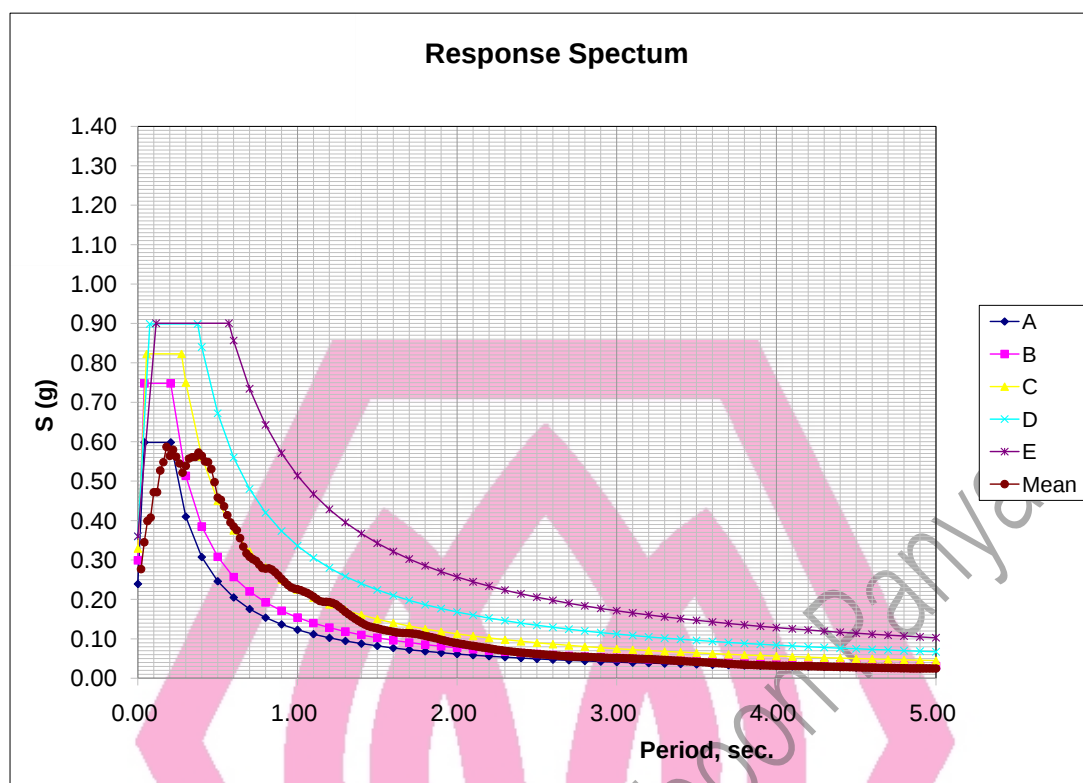
ผลการวิเคราะห์ ความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมของคลื่นแผ่นดินไหวจำนวน 20 คลื่น และค่าเฉลี่ยของความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัม แสดงในภาพที่ 29



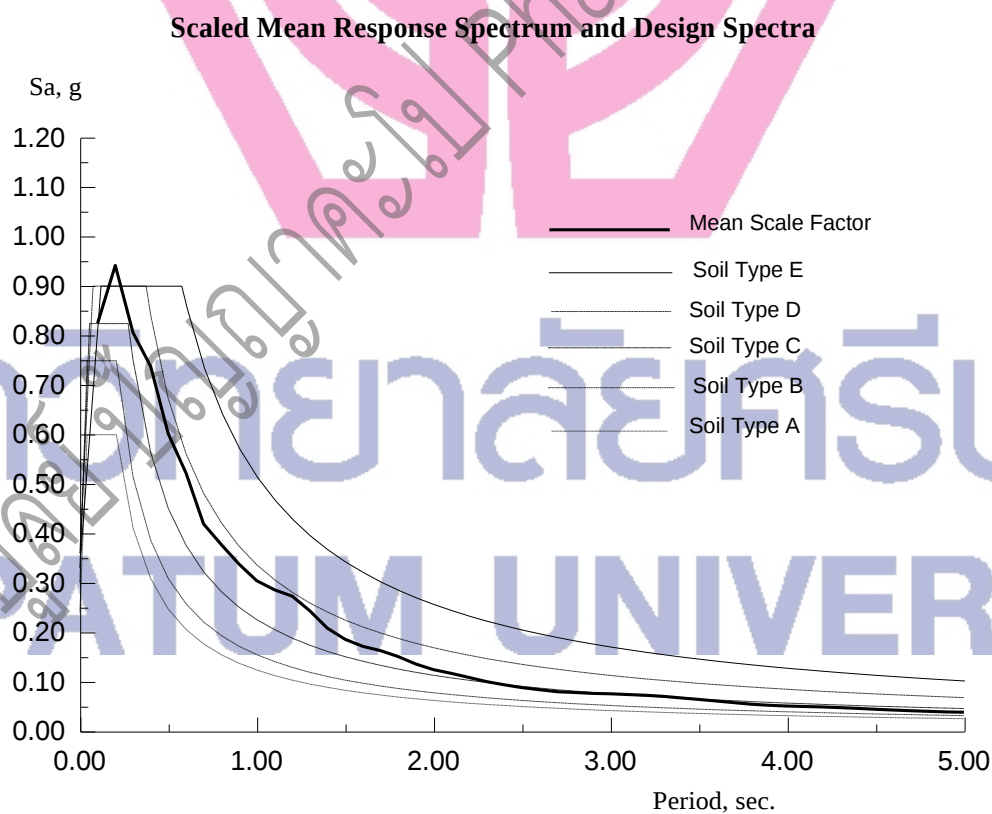
ภาพที่ 29 ความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมสำหรับพื้นที่ภาคเหนือของประเทศไทย

เมื่อนำค่าเฉลี่ยของความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมมาเปรียบเทียบกับสเปกตรัมการตอบสนองที่ใช้ในการออกแบบตามร่างมาตรฐานการออกแบบอาคารต้านทานแรงแผ่นดินไหวปี 2552 มยพ.1302-52 สำหรับสภาพชั้นดิน 6 ประเภท คือ A (หินแข็ง), B (หิน), C (ดินแข็ง), D (ดินปกติ), E (ดินอ่อน) โดยใช้แผ่นดินไหวที่มีระดับความรุนแรงสูงสุด ซึ่งมีความน่าจะเป็นที่จะเกิดแผ่นดินไหวรุนแรงกว่าระดับที่พิจารณา (Probability of Exceedance) เท่ากับร้อยละ 2 ในช่วงเวลา 50 ปี เทียบเท่ากับ return period 2,500 ปี ดังแสดงในภาพที่ 30 จะสังเกตได้ว่า ค่าเฉลี่ยของความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมของคลื่นแผ่นดินไหวที่คัดเลือกมานี้ มีค่าใกล้เคียงกับสเปกตรัมการตอบสนองที่ใช้ในการออกแบบสำหรับสภาพชั้นดินประเภท A (หินแข็ง)

เมื่อใช้ตัวคูณปรับสำหรับแต่ละคลื่นแผ่นดินไหว ตามตารางที่ 4 ทำให้ค่าเฉลี่ยของสเปกตรัมของแต่ละชุดข้อมูลการสั่นไหวของพื้นดินมีค่าไม่น้อยกว่าค่าสเปกตรัมสำหรับออกแบบ สำหรับสภาพชั้นดินประเภท C (ดินแข็ง) ดังแสดงในภาพที่ 31



ภาพที่ 30 ค่าเฉลี่ยของความเร่งตอบสนองเชิงสเปคตรัมและกราฟการออกแบบตาม มยพ.1302-52



ภาพที่ 31 กราฟปรับค่าของความเร่งตอบสนองเชิงสเปคตรัมและกราฟการออกแบบตาม มยพ.1302-52

ตารางที่ 4 คลื่นแผ่นดินไหวที่ปรับค่าเทียบเท่ากับมาตรฐาน มยผ.1302

No	Record	Earthquake	Magnitude	Epicentral Distance (km.)	PGA (g)	Scale Factor
1	IMP-1	Imperial Valley 1940	6.3 (M _L)	8	0.348	0.85
2	IMP-2				0.214	1.25
3	PARK-1	Parkfield 1966	6.1 (M _L)	9.9	0.357	1.22
4	PARK-2				0.272	1.79
5	IMP-3	Imperial Valley 1979	6.6 (M _L)	26.5	0.169	1.49
6	IMP-4				0.157	1.44
7	MAM-1	Mammoth Lake 1980	6.1 (M _L)	15.5	0.430	1.08
8	MAM-2				0.271	1.26
9	NAHAN-1	Nahanni, Canada 1985	6.9 (M _S)	16	0.148	6.78
10	NAHAN-2				0.139	9.17
11	SPI-1	Spitak, Armenia 1988	7.0 (M _S)	30	0.199	1.69
12	SPI-2				0.175	1.50
13	LOMA-1	Loma Prieta 1989	7.1 (M _S)	11.2	0.411	1.00
14	LOMA-2				0.473	0.63
15	LOMA-3	Loma Prieta 1989	7.1 (M _S)	21.4	0.244	1.07
16	LOMA-4				0.240	1.17
17	LOMA-5	Loma Prieta 1989	7.1 (M _S)	28.2	0.247	1.33
18	LOMA-6				0.215	1.27
19	NORTH-1	Northridge 1994	6.7 (M _S)	26.8	0.165	3.91
20	NORTH-2				0.217	2.96

การวิเคราะห์พลศาสตร์ไม่เชิงเส้นหรือการวิเคราะห์ด้วยคลื่นแผ่นดินไหวเหล่านี้ ข้อกำหนด FEMA-273 เสนอแนะว่าหากใช้คลื่นแผ่นดินไหวจำนวน 3 คู่ ให้ใช้ค่าผลตอบสนองสูงสุดในการออกแบบ ถ้าหากใช้คลื่นแผ่นดินไหวจำนวนตั้งแต่ 7 คู่ขึ้นไป ให้ใช้ค่าเฉลี่ยของผลตอบสนองสูงสุดที่ได้จากการคำนวณแต่ละครั้งเพื่อใช้ในการออกแบบ

3.5 การวิเคราะห์หาค่าการเคลื่อนที่สูงสุดในการผลักแบบวัฏจักร

ในการศึกษานี้ จะวิเคราะห์หาค่าการเคลื่อนที่สูงสุดที่ใช้ในการผลักอาคารแบบวัฏจักร โดยมีขั้นตอน ดังนี้

ก) ทำการผลักอาคารให้เคลื่อนที่ไปในช่วงอินอีลาสติก ด้วยวิธีการผลักแบบวัฏจักรไม่เชิงเส้น (Nonlinear Cyclic Pushover Analysis) โดยใช้แรงกระทำกระจายตามแบบโหมดแรก ดังนี้

$$s = m\phi \quad (3.1)$$

และใช้รูปแบบประวัติการเคลื่อนที่ (Displacement History Pattern) แปลตามค่าความเหนียวดังนี้

ตารางที่ 5 รูปแบบประวัติการเคลื่อนที่ (Displacement History Pattern)
แปรตามค่าความเหนียว (μ)

รอบที่	1	2	3	4	5	6	7	8
การเคลื่อนที่	0.5μ	μ	1.5μ	2μ	2.5μ	3μ	3.5μ	4μ



ภาพที่ 32 กราฟประวัติการเคลื่อนที่ (Displacement History)

ข) เขียนกราฟความสัมพันธ์ระหว่าง แรงเฉือนที่ฐานอาคารและค่าการเคลื่อนที่ที่ยอดอาคาร ($V_b - u_r$)

จากการผลักราการแบบวิถจักรสำหรับระบบ MDOF

ค) คำนวณหาความสัมพันธ์ระหว่าง ค่าอัตราเร่งเสมือนและค่าการเคลื่อนที่ ($A - D$) สำหรับระบบ เทียบเท่า SDOF

ง) คำนวณหาค่าการเคลื่อนที่สูงสุด ($D_{\max}$) ในระบบ SDOF ด้วยการแก้สมการการเคลื่อนที่ (2.13)

$$\ddot{D}_n + 2\xi_n \omega_n \dot{D}_n + \frac{F_{sn}}{L_n} = -\ddot{u}_g(t) \text{ โดยให้ค่า } F_s / L = A$$

จ) คำนวณหาค่าการเคลื่อนที่สูงสุด ($u_{\max}$) ของหลังคาอาคารในระบบ MDOF ด้วยสมการ

$$u_{\max} = D_{\max} \Gamma \phi_{\text{roof}} \quad (3.2)$$

3.6 การวิเคราะห์กำลังต้านทานแรงแผ่นดินไหวด้วยวิธีการผลักราการแบบวิถจักร

(Analysis of Seismic Capacity by Cyclic Pushover Method)

ในงานวิจัยนี้ จะคำนวณหากราฟกำลังต้านทานแรงแผ่นดินไหวด้วยวิธีการผลักราการแบบวิถจักร โดยการผลักราการที่ค่าการเคลื่อนที่สูงสุดตามที่ได้แสดงในหัวข้อ 3.5 และใช้โปรแกรม RUAUMOKO ซึ่งสามารถวิเคราะห์ Inelastic Dynamic Analysis ได้ และเปรียบเทียบกับวิธีพลศาสตร์ไม่เชิงเส้น

(Nonlinear Dynamic Analysis) ด้วยคลื่นแผ่นดินไหวสำหรับพื้นที่ภาคเหนือของประเทศไทย ขั้นตอนรายละเอียดที่สำคัญ มีดังนี้

ก. จัดทำแบบจำลอง Finite element ของอาคาร ที่สามารถนำไปใช้วิเคราะห์หาพฤติกรรม การตอบสนองของอาคาร เมื่อถูกแรงกระทำด้านข้างในช่วงการเปลี่ยนรูปแบบยืดหยุ่นและเกินพิกัดยืดหยุ่น

ข. นำแรงสถิติกระทำด้านข้างอาคาร โดยมีแรงกระทำแปรเปลี่ยนตามการเคลื่อนตัวของโครงสร้างในโหมดพื้นฐานหรือโหมดที่หนึ่ง (Fundamental Mode or First Mode) เนื่องจากอาคารที่ใช้ในการศึกษามีความสูง 5 ชั้น จึงใช้สมมุติฐานว่า การสั่นในโหมดพื้นฐานเป็นผลตอบสนองที่สำคัญของโครงสร้าง ซึ่งสมมุติฐานนี้ใช้ได้ดีสำหรับโครงสร้างที่มีคาบการสั่นไม่เกิน 1 วินาที แรงกระทำที่แต่ละระดับชั้นอาคารคำนวณจาก

$$F_i = \frac{\phi_i W_i}{\sum_{i=1}^N \phi_i W_i} V \quad (3.3)$$

โดยที่ F_i คือ ค่าแรงกระทำทางด้านข้างของแต่ละระดับชั้น i

ϕ_i คือ ค่าการเคลื่อนที่ของแต่ละระดับชั้น i

W_i คือ น้ำหนักของอาคารของแต่ละระดับชั้น i

N คือ จำนวนชั้นของอาคาร

V คือ ค่าแรงเฉือนที่ฐาน

ค. แบบจำลองพฤติกรรมการรับแรงของโครงสร้างแบบวัฏจักร (hysteretic model) ขององค์อาคารคานและเสาจะใช้แบบ Wayne Steward Degrading Stiffness Hysteresis (Stewart, 1987) ซึ่งมีรูปแบบที่ใกล้เคียงกับผลการทดสอบพฤติกรรมการรับแรงแบบวัฏจักรมากที่สุด

ง. วิเคราะห์หาการเปลี่ยนรูป (lateral deformation) ของอาคารที่เกิดจากแรงกระทำนี้ โดยค่อยๆ ปรับระดับของแรงเพิ่มขึ้นเป็นขั้นๆ ในแต่ละขั้น ค่ากำลังและสถิติเฟส ของแต่ละองค์อาคารจะถูกปรับให้เป็นไปตามสภาพภายหลังการรับแรงในแต่ละขั้น ทำการวิเคราะห์ในลักษณะนี้อย่างต่อเนื่อง เพื่อผลักให้อาคารมีการเปลี่ยนรูปเพิ่มขึ้นเรื่อยๆ ตามค่าประวัติการเคลื่อนที่ (Displacement History) ที่กำหนด

จ. การผลักแบบ Cyclic Pushover การเคลื่อนที่ของอาคารจะมีการกำหนดให้มี

ลักษณะเคลื่อนที่ไป-กลับแบบวัฏจักร ตามระยะการเคลื่อนที่ซึ่งกำหนดไว้ เมื่ออาคารถูกผลักให้เคลื่อนที่ไปจนระยะที่กำหนด ก็จะถูกผลักให้เคลื่อนที่กลับในทิศทางตรงกันข้าม เป็นไปตามการกำหนดค่าการเคลื่อนที่ของยอดอาคาร (displacement history) รูปแบบค่าการเคลื่อนที่ ดังนี้

ตารางที่ 6 รูปแบบประวัติการเคลื่อนที่ (Displacement History Pattern)
เป็นจำนวนเท่าของ $u_{\max}$

จำนวนรอบ	2	2	2	2	2	2	2	2
การเคลื่อนที่	0.125	0.25	0.375	0.50	0.625	0.75	0.875	1.0

หมายเหตุ ค่าการเคลื่อนที่คูณด้วยค่าการเคลื่อนที่สูงสุด $u_{\max}$

- จ. คำนวณค่าระดับความเสียหายของโครงสร้างด้วยแบบจำลองความเสียหาย Park-Ang Damage Model (Park and Ang, 1985) โดยจะคำนวณตามลำดับดังนี้
สำหรับความเสียหายของชิ้นส่วนขององค์อาคาร (component) คำนวณจาก

$$DI_{\text{component}} = \frac{\theta_m - \theta_r}{\theta_u - \theta_r} + \frac{\beta}{M_y \theta_u} E_h \quad (3.4)$$

สำหรับความเสียหายของแต่ละระดับชั้นอาคาร (story) คำนวณจาก

$$DI_{\text{story}} = \sum [(\lambda_i)(DI)]_{\text{component}}; (\lambda_i)_{\text{component}} = \left(\frac{E_i}{\sum E_i} \right)_{\text{component}} \quad (3.5)$$

สำหรับความเสียหายของโครงสร้างอาคารรวมทั้งหมด (overall) คำนวณจาก

$$DI_{\text{overall}} = \sum [(\lambda_i)(DI)]_{\text{story}}; (\lambda_i)_{\text{story}} = \left(\frac{E_i}{\sum E_i} \right)_{\text{story}} \quad (3.6)$$

DI คือ ค่าดัชนีความเสียหาย (damage index) ของโครงสร้าง

M_y คือ โมเมนต์ที่จุดครากขององค์อาคารแต่ละชั้น

θ_m คือ ค่า rotation สูงสุดขององค์อาคารแต่ละชั้น

θ_u คือ ค่า rotation capacity ขององค์อาคารแต่ละชั้น

θ_r คือ ค่าการหมุนคืนกลับ (recoverable rotation) ขององค์อาคารแต่ละชั้นเมื่อปล่อยแรง

กระทำ

E_h, E_i คือ พลังงานที่ดูดซับและกระจายไปขององค์อาคารแต่ละชั้นภายใต้พฤติกรรมแบบ
วัฏจักร

λ_i คือ ตัวคูณตามน้ำหนักของค่าพลังงาน (energy weighting factor) ขององค์อาคาร

ข. นำผลการวิเคราะห์มาแสดงในรูปของความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนที่ฐานอาคารกับการเคลื่อนที่ทางด้านข้างที่ยอดอาคาร ซึ่งเป็นกราฟการผลักราชแบบวัฏจักร (Cyclic Pushover curve) มาแสดงเฉพาะเส้นขอบนอก Envelop Curve และเปลี่ยนเป็นแผนผังกำลังต้านทานของอาคาร Capacity Diagram ตามสมการ (2.16-2.17) วิธีการที่กล่าวไว้ในบทที่ 2 นั้นคือแสดงในรูปของความสัมพันธ์ระหว่าง Pseudo-acceleration, (S_a or A) และ Pseudo-displacement, (S_d or D)

3.7 วิธีการตรวจสอบสมรรถนะของอาคาร (Building Performance Check)

3.7.1 การตรวจสอบโดยวิธีเชิงเส้นเทียบเท่า

(Equivalent Linearization Method, FEMA-440)

ขั้นตอนการตรวจสอบพฤติกรรมการรับแรงของอาคาร เพื่อหาจุดสมรรถนะของโครงสร้างอาคาร โดยหลักการความเหนียวคงที่ ใช้วิธีการที่ปรับปรุงใหม่ตามเอกสาร FEMA-440 (ดูภาพประกอบ 27) ดังนี้

- ก. สร้างแผนผังความต้องการกำลัง (Demand diagram) สำหรับค่าระดับความเหนียวต่างๆ ($\mu = 1, 2, 3, 4, 5, 6$)
- ข. สร้างแผนผังความต้านทานกำลัง (Capacity diagram) จากวิธีการ Nonlinear Pushover Analysis
- ค. นำเอาแผนผังความต้องการกำลังและแผนผังความต้านทานกำลังมาเขียนลงในรูปเดียวกัน โดยมีแกนตั้งแสดงค่าสัมประสิทธิ์แรงเฉือนที่ฐานอาคาร (Base shear coefficient, V_b/W) ส่วนแกนนอนเป็นค่าการเคลื่อนที่ของโครงสร้าง (Deformation, D) เรียกว่า Demand - Capacity Diagram
- ง. คำนวณค่าคาบการสั่นรวมชาติของโครงสร้างแบบ secant stiffness, T_{sec}
- จ. กำหนดจุดตัดกันระหว่างเส้นกราฟ Capacity diagram สำหรับค่าความเหนียวต่างๆ กับเส้นคาบการสั่นรวมชาติของโครงสร้างแบบ secant stiffness, T_{sec} ลากเชื่อมเส้นที่ผ่านจุดตัดเหล่านี้ เรียกว่า เส้นทางเดินของจุดสมรรถนะที่เป็นไปได้
- ฉ. กำหนดจุดตัดระหว่างเส้นทางเดินของจุดสมรรถนะที่เป็นไปได้และกราฟกำลังต้านทานแผ่นดินไหว ซึ่งจะเป็นจุดสมรรถนะของโครงสร้าง

3.7.2 การตรวจสอบโดยหลักการความเสียหายคงที่ (Constant-Damage Concept)

ขั้นตอนการตรวจสอบพฤติกรรมการรับแรงของอาคาร เพื่อหาจุดสมรรถนะของโครงสร้างอาคาร โดยหลักการความเสียหายคงที่ (ดูภาพประกอบ 28) ดังนี้

- ก. สร้างแผนผังความต้องการกำลัง (Demand diagram) สำหรับค่าระดับความเสียหายต่างๆ

($DI = 0.1-1.0$) จากสมการที่ 2.34 - 2.35

- ข. สร้างแผนผังความต้านทานกำลัง (Capacity diagram) จากวิธีการ Cyclic Pushover Analysis
- ค. นำเอาแผนผังความต้องการกำลังและแผนผังความต้านทานกำลังมาเขียนลงในรูปเดียวกัน โดยมีแกนตั้งแสดงค่าสัมประสิทธิ์แรงเฉือนที่ฐานอาคาร (Base shear coefficient, V_b/W) ส่วนแกนนอนเป็นค่าการเคลื่อนที่ของโครงสร้าง (Deformation, D) และมีแกนรัศมีแสดงค่าคาบการสั่นธรรมชาติของโครงสร้าง (Natural period, T) แผนผังที่ได้ใหม่นี้เรียกว่า Demand-Capacity Diagram
- ง. กำหนดจุดตัดกันระหว่างเส้นกราฟ Capacity diagram กับ Demand diagram นำค่าความสัมพันธ์ระหว่าง V_b/W และ D ที่จุดตัดเหล่านี้มาเขียนลงในตารางพร้อมกับค่าดัชนีความเสียหายของแต่ละกราฟ ($DI_{capacity}$ และ DI_{demand}) ณ จุดตัดเหล่านี้
- จ. ตรวจสอบหาจุดที่ให้ค่า $DI_{demand} = DI_{capacity}$ บันทึกค่า V_b/W และ D ที่ ณ ตำแหน่งนั้นซึ่งจะเป็นจุดสมรรถนะของโครงสร้าง

บทที่ 4

ผลการวิเคราะห์

4.1 อาคารตัวอย่างในการศึกษา

ในงานวิจัยนี้ได้คัดเลือกแบบอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กสูง 5 ชั้น ซึ่งเป็นอาคารที่พักอาศัยตามแบบมาตรฐานของการเคหะแห่งชาติมาเป็นกรณีศึกษา ผังอาคารมีลักษณะสมมาตร โดยมีผังอาคารและรูปตัดด้านขวางของโครงสร้างแสดงในภาพประกอบที่ 33 และ 34 ตามลำดับ และมีรายละเอียดที่สำคัญ ดังนี้

ก. โครงสร้างอาคารเป็นระบบคาน-เสา เสาชั้นล่างสูง 3.1 เมตร และเสาชั้นถัดขึ้นไปสูง 2.8 เมตร ความสูงทั้งหมด 14.30 เมตร ภายในอาคารแต่ละชั้นมีการกันด้วยผนังคอนกรีตหล่อสำเร็จ

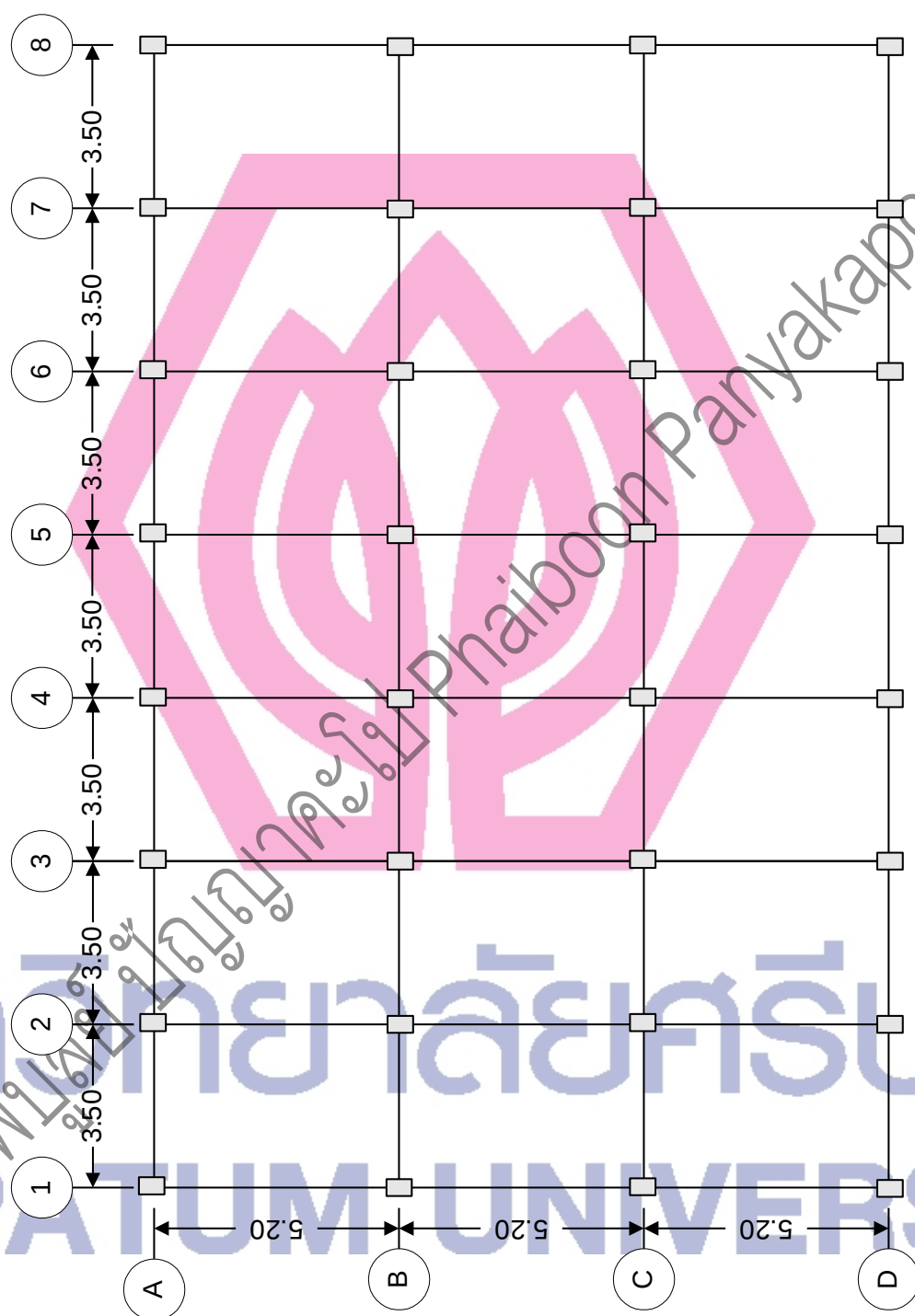
ข. ระบบพื้นและคานตั้งแต่ชั้นที่ 1-5 เป็นแผ่นพื้นและคานคอนกรีตหล่อสำเร็จ โดยมีเหล็กเสริมเดือยเชื่อมต่อระหว่างจุดต่อของปลายคาน แสดงในภาพประกอบที่ 35

ค. เสามีขนาด 0.3×0.40 ม. มีรายละเอียดการเสริมเหล็กแสดงในภาพประกอบที่ 35

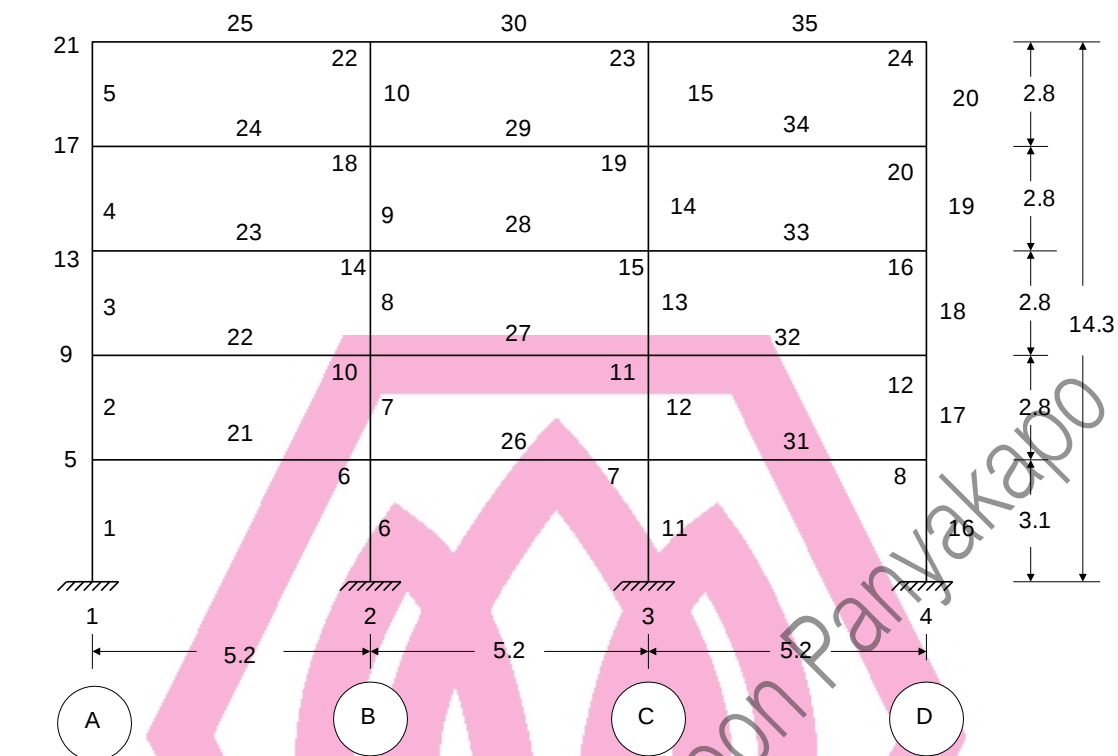
ง. คอนกรีตมีค่ากำลังอัดประลัย 240 กก./ซม.^2 เหล็กข้ออ้อยใช้เกรด SD40 เหล็กกลมใช้เกรด SR24

จ. การวิเคราะห์โครงสร้างใช้แบบจำลองโครงสร้างดังแสดงในรูปตัดขวาง จำลองพฤติกรรมการรับแรงของคานและเสาภายใต้แรงกระทำแบบวัฏจักรด้วยแบบจำลอง Wayne Steward Degrading Stiffness Hysteresis

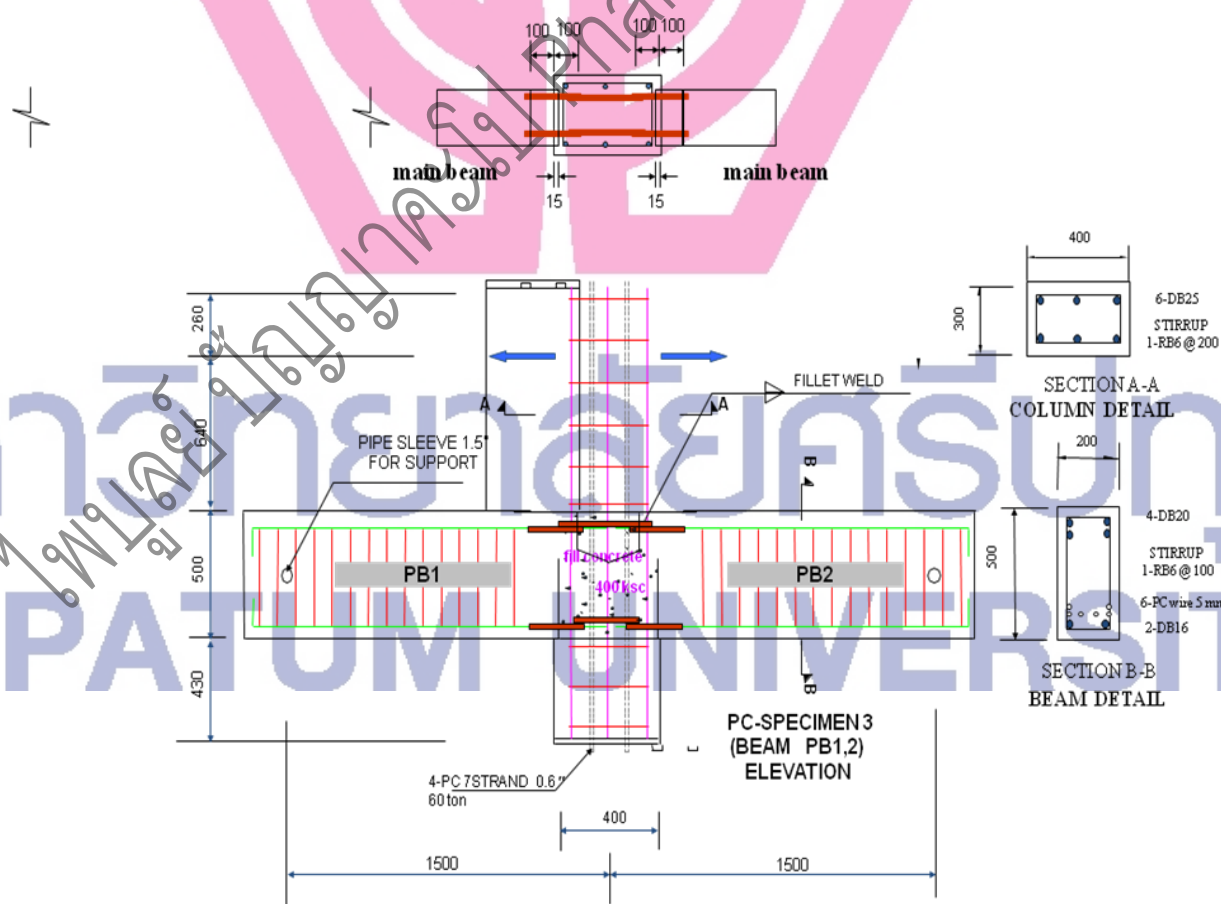
ฉ. โครงสร้างอาคารออกแบบตามข้อกำหนดมาตรฐานการออกแบบอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กโดยวิธีหน่วยแรงใช้งาน สมาคมวิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทย ไม่ได้มีการออกแบบให้ต้านทานแรงแผ่นดินไหว



ภาพประกอบ 33 ผังอาคารที่พักอาศัยสูง 5 ชั้น สำหรับชั้นล่าง

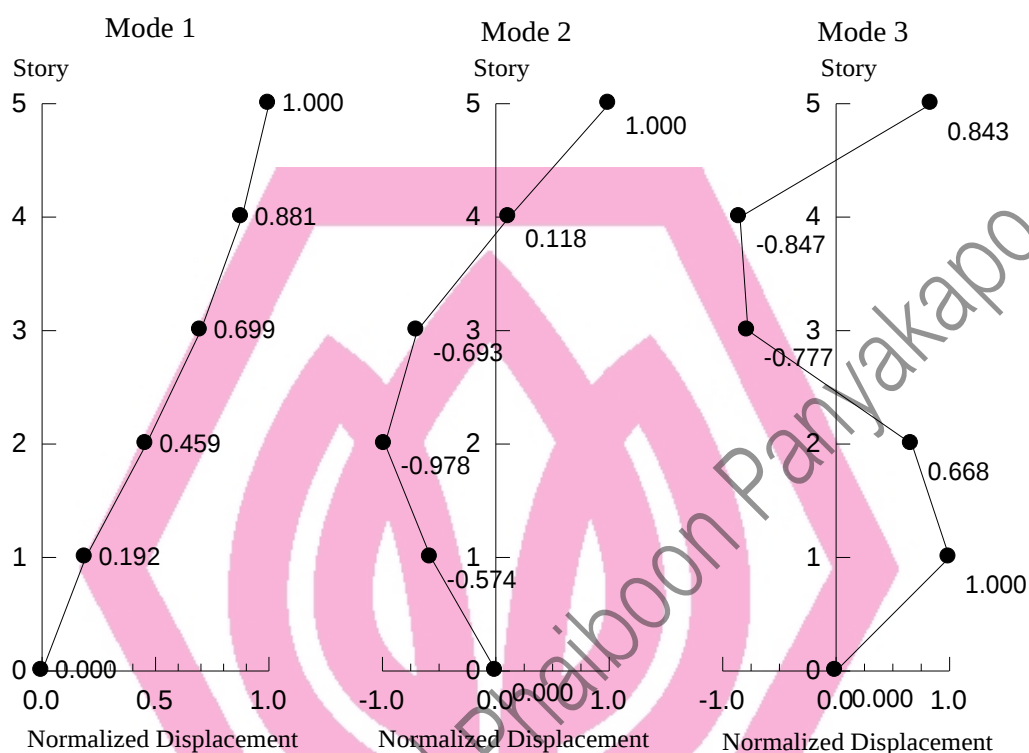


ภาพประกอบ 34 รูปตัดของอาคารเรียนสูง 5 ชั้น



ภาพประกอบ 35 รายละเอียดการเสริมเหล็กในหน้าตัดเสาและคานของอาคาร

จากการวิเคราะห์โครงสร้างด้วยโปรแกรมRUAUMOKOจะได้รูปร่างการสั่นในแต่ละรูปแบบ (mode shape) ทั้ง 3 รูปแบบ แสดงในภาพประกอบ 36



ภาพประกอบ 36 รูปร่างการสั่นในแต่ละรูปแบบ (mode shape) ทั้ง 3 รูปแบบ

ตารางที่ 7ก การวิเคราะห์แรงสำหรับการเคลื่อนที่ในโหมดที่ 1 (Modal Analysis)

Level	W_i (kg)	Mode 1 $T_1 = 0.628 \text{ sec.}$			Mode 1
		ϕ_1	$\phi_1 W_i$	$\phi_1^2 W_i$	F_i
Roof	22800	1.000	22800	22800	5788
4	24300	0.881	21384	18818	5428
3	24200	0.699	16916	11824	4294
2	24200	0.459	11108	5098	2820
1	24400	0.192	4685	899	1189
Σ	119900		76892	59440	19520
PF		1.294			
α_m		0.83			
V_m		19,520 kg			19,520
W_m	99,469 kg				

ตารางที่ 7ข การวิเคราะห์แรงสำหรับการเคลื่อนที่ในโหมดที่ 2

Level	W_i (kg)	Mode 2 $T_2=0.196$ sec.			Mode 2
		ϕ_2	$\phi_2 W_i$	$\phi_2^2 W_i$	F_i
Roof	22800	1	22800	22800	-2953
4	24300	0.117	2843	333	-368
3	24200	-0.693	-16771	11622	2172
2	24200	-0.978	-23667	23147	3065
1	24400	-0.574	14006	8039	1814
Σ	119900		-28800	65940	3730
PF		-0.437			
α_m		0.105			
V_m		3,730 kg			3,730
W_m		12,579 kg			

ตารางที่ 7ค การวิเคราะห์แรงสำหรับการเคลื่อนที่ในโหมดที่ 3

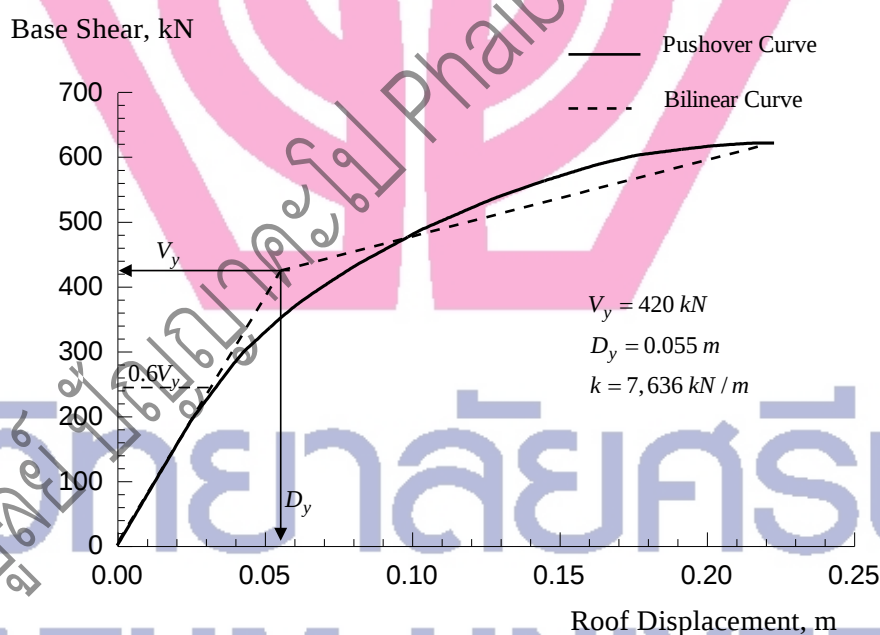
Level	W_i (kg)	Mode 3 $T_3=0.104$ sec.			Mode 3
		ϕ_3	$\phi_3 W_i$	$\phi_3^2 W_i$	F_i
Roof	22800	0.842	19197	16164	1391
4	24300	-0.846	-20558	17392	-1490
3	24200	-0.776	-18779	14573	-1361
2	24200	0.668	16165	10799	1171
1	24400	1	24400	24400	1768
Σ	119900		20426	83327	1480
PF		0.245			
α_m		0.0418			
V_m		1,480 kg			1,480
W_m		5007 kg			

4.1.1 ผลการวิเคราะห์ด้วยวิธี Modal Pushover Analysis

จากการวิเคราะห์การผลักราการ (Pushover Analysis) ด้วยโปรแกรม RUAUMOKO (Carr, 2006) จะได้กราฟการผลักราการ (Pushover Curve) ดังแสดงในภาพประกอบที่ 37 จากกราฟนี้ ดำเนินการสร้างกราฟ Bilinear Curve โดยใช้สมมุติฐานตามเอกสาร FEMA 440 ดังนี้

- ก) เส้นตรงที่ลากจากจุดกำเนิดจะตัดกราฟ Pushover Curve ที่ระยะ $0.6V_y$ โดยที่ V_y คือแรงเฉือนที่ฐานอาคารเมื่อโครงสร้างเกิดการคราก
- ข) เส้นตรงที่ลากเชื่อมระหว่างจุดครากและจุดประลัยจะแบ่งพื้นที่ใต้กราฟระหว่าง Pushover Curve และเส้นตรงนี้ เป็นพื้นที่เท่าๆกัน

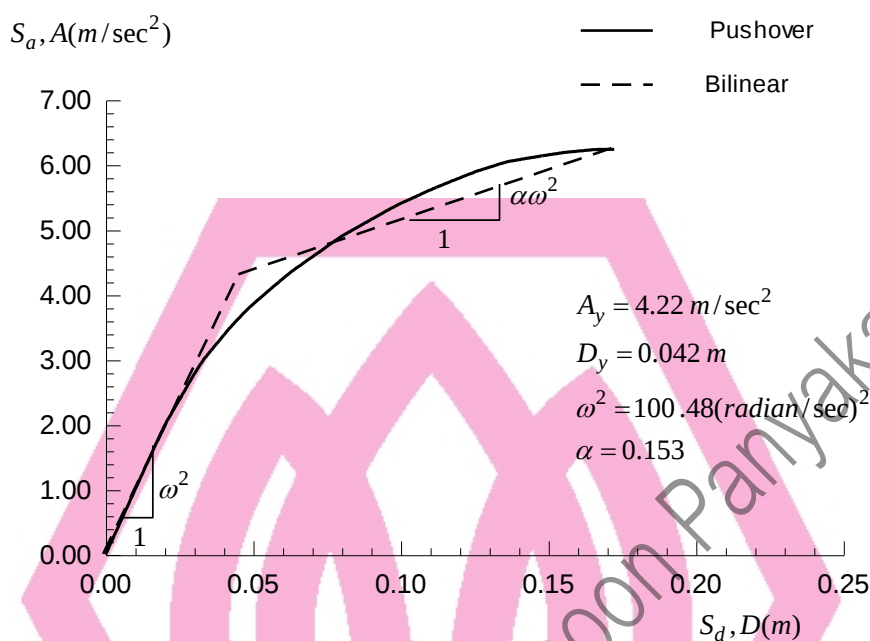
ผลการวิเคราะห์การผลักราการด้วยแรงผลักราการกระจายตาม Mode 1 จะได้กราฟ Pushover Curve และ Bilinear Curve ดังแสดงในภาพประกอบที่ 37 นี้ ได้ค่าแรงเฉือนและการเคลื่อนที่ ณ จุดคราก เท่ากับ 420 กิโลนิวตันและ 0.055 เมตร ตามลำดับ และได้ค่าสตีเฟนส์ ของโครงสร้างเท่ากับ 7,636 กิโลนิวตันต่อเมตร



ภาพประกอบ 37 กราฟการผลักราการ (Pushover Curve) Mode 1

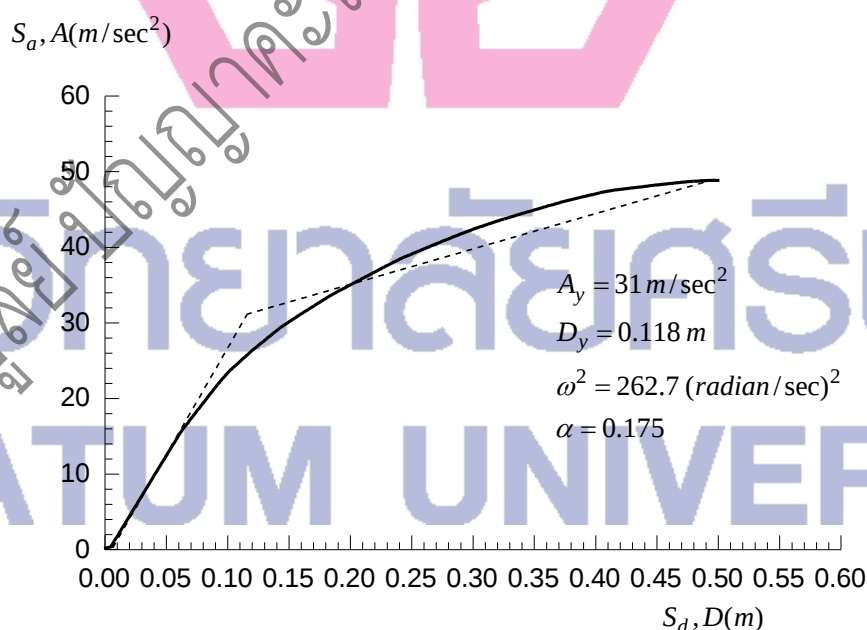
เมื่อดำเนินการสร้างกราฟความสามารถต้านทานแผ่นดินไหว (Capacity Spectrum) จะได้กราฟความสัมพันธ์ระหว่างสเปกตรัมของความเร่ง S_d และสเปกตรัมของการเคลื่อนที่ S_d สำหรับการผลักราการใน Mode 1 ดังแสดงในภาพประกอบที่ 38 และเมื่อสร้างกราฟ Bilinear Curve โดยใช้สมมุติฐานตามเอกสาร FEMA 440 ดังกล่าวข้างต้น จะได้ค่าความเร่งและค่าการเคลื่อนที่เท่ากับ 4.22 m/sec^2

และ 0.042 เมตร ตามลำดับ และจะได้ค่า สติฟเนสในรูปของ ω^2 และสัมประสิทธิ์ α ซึ่งเป็นการลดลงของสติฟเนสหลังจากเลยจุดครากเท่ากับ $100.48 \text{ (radian/sec)}^2$ และ 0.153 ตามลำดับ



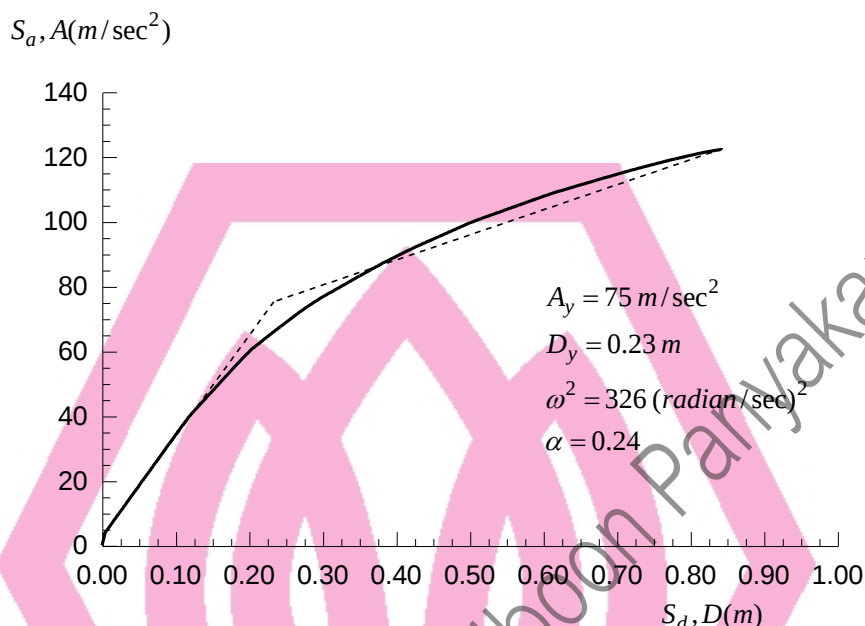
ภาพประกอบ 38 กราฟความสามารถต้านทานแผ่นดินไหว (Capacity Spectrum)
สำหรับการผลัก Mode 1

สำหรับการผลักใน Mode 2 ได้กราฟความสัมพันธ์ระหว่างสเปคตรัมของความเร่ง S_d และสเปคตรัมของการเคลื่อนที่ S_d สำหรับการผลักใน Mode 2 ดังแสดงในภาพประกอบที่ 39



ภาพประกอบ 39 กราฟความสามารถต้านทานแผ่นดินไหว (Capacity Spectrum)
สำหรับการผลัก Mode 2

สำหรับการผลักใน Mode 3 ได้กราฟความสัมพันธ์ระหว่างสเปกตรัมของความเร่ง S_a และสเปกตรัมของการเคลื่อนที่ S_d สำหรับการผลักใน Mode 3 ดังแสดงในภาพประกอบที่ 40



ภาพประกอบ 40 กราฟความสามารถต้านทานแผ่นดินไหว (Capacity Spectrum) สำหรับการผลัก Mode 3

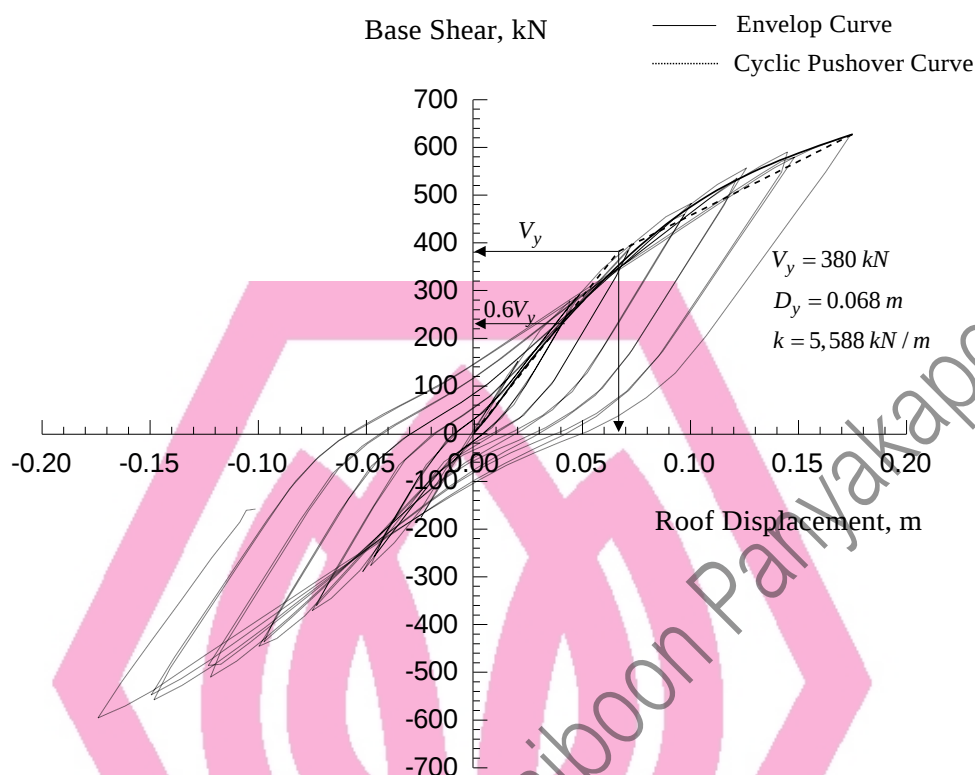
ในการคำนวณค่าสเปกตรัมของความเร่ง $S_{am} = \frac{V_m}{W\alpha_m}$ และสเปกตรัมของการ

เคลื่อนที่ $S_{dm} = \frac{\Delta_{roof}}{PF_m \phi_{m,roof}}$ ใช้ค่า $W = 119,900 \text{ kg}$ และค่าที่แสดงในตารางที่ 6 สำหรับ

ค่าพารามิเตอร์ที่ใช้ในการคำนวณด้วยโปรแกรม Bispec แสดงในตารางที่ 7

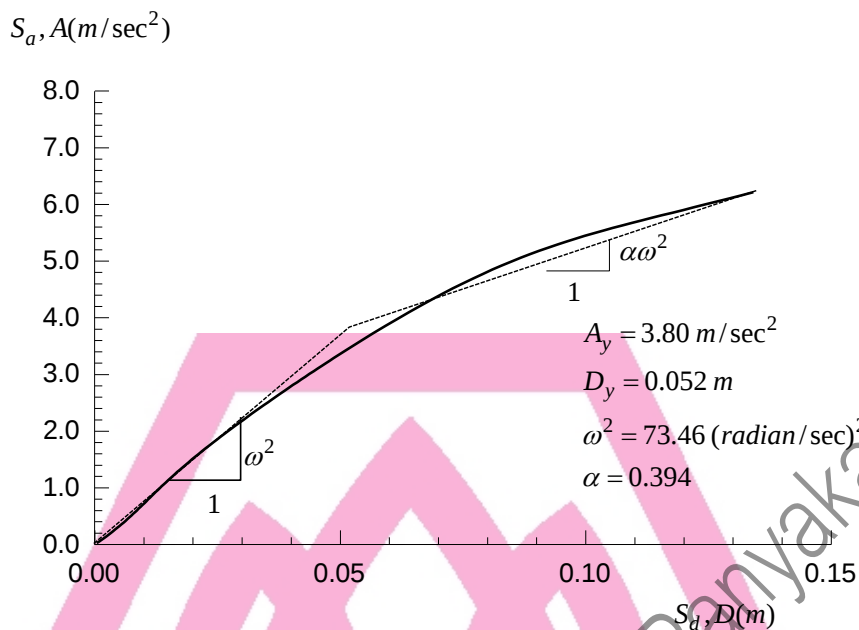
4.1.2 ผลการวิเคราะห์ด้วยวิธี Cyclic Pushover Analysis

จากการวิเคราะห์การผลักอาคารแบบวัฏจักร (Cyclic Pushover Analysis) ด้วยโปรแกรม RUAUMOKO (Carr, 2006) จะได้กราฟการผลักอาคารแบบวัฏจักร (Cyclic Pushover Curve) ดังแสดงในภาพประกอบที่ 41 เมื่อสร้างเส้นโค้งขอบนอก (Envelop Curve) สำหรับกราฟการผลักอาคารแบบวัฏจักรนี้ และสร้างกราฟ Bilinear Curve สำหรับเส้นโค้งขอบนอก (Envelop Curve) โดยใช้สมมติฐานตามเอกสาร FEMA 440 ดังกล่าวข้างต้น จะได้ค่าแรงเฉือนและการเคลื่อนที่ ณ จุดครากเท่ากับ 380 กิโลนิวตันและ 0.068 เมตร ตามลำดับ และได้ค่าสติฟเนสของโครงสร้างเท่ากับ 5,588 กิโลนิวตันต่อเมตร เมื่อเปรียบเทียบกับกราฟการผลักแบบเดิม (Pushover Curve) โครงสร้างมีค่าสติฟเนสที่ลดลงเนื่องจากการเสื่อมถอยภายใต้แรงกระทำแบบวัฏจักร



ภาพประกอบ 41 กราฟการผลักรูปแบบวัฏจักร (Cyclic Pushover Curve)

เมื่อดำเนินการสร้างกราฟความสามารถต้านทานแผ่นดินไหว (Capacity Spectrum) จะได้กราฟความสัมพันธ์ระหว่างสเปกตรัมของความเร่ง S_d และสเปกตรัมของการเคลื่อนที่ S_d ดังแสดงในภาพประกอบที่ 42 และเมื่อสร้างกราฟ Bilinear Curve โดยใช้สมมติฐานตามเอกสาร FEMA 440 ดังกล่าวข้างต้น จะได้กราฟมีลักษณะแบบ Tri-linear Curve โดยค่าความเร่งและค่าการเคลื่อนที่เท่ากับ 3.80 m/sec^2 และ 0.052 เมตร ตามลำดับ และจะได้ค่า สติฟเนสในรูปของ ω^2 และสัมประสิทธิ์ α ซึ่งเป็นการลดลงของสติฟเนสหลังจากเลยจุดครากเท่ากับ $73.46 \text{ (radian/sec)}^2$ และ 0.394 ตามลำดับ เมื่อเปรียบเทียบกับกราฟ Bilinear Curve ที่ได้จากการผลักรูปแบบเดิม (Pushover Curve) โครงสร้างมีค่าสติฟเนสที่ลดลงเนื่องจากการเสื่อมถอยภายใต้แรงกระทำแบบวัฏจักร



ภาพประกอบ 42 กราฟความสามารถต้านทานแผ่นดินไหว (Capacity Spectrum) จากการผลักอาคารแบบวิภูจักร (Cyclic Pushover)

4.2 ผลการวิเคราะห์ค่าการเคลื่อนที่สูงสุดของยอดอาคาร

จากกราฟความสามารถต้านทานแผ่นดินไหว (Capacity Spectrum) โดยวิธีการผลักอาคารแบบต่างๆ จะได้ค่าพารามิเตอร์ ที่ใช้ในการคำนวณด้วยโปรแกรม Bispec ดังแสดงใน ตารางที่ 8 เพื่อหาค่าการเคลื่อนที่สูงสุดของยอดอาคารในการผลักอาคาร

ตารางที่ 8 ค่าพารามิเตอร์ที่ใช้ในการคำนวณด้วยโปรแกรม Bispec

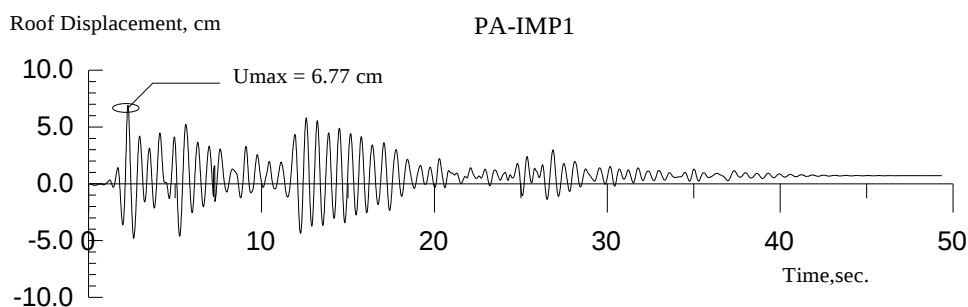
Parameters	Mode 1	Mode 2	Mode 3	Cyclic Pushover
ω^2 ($radian/sec^2$)	100.48	262.7	326	73.46
m ($kip \cdot sec^2/in.$)	0.568	0.0718	0.0286	0.568
k (kip/in.)	57.07	18.86	9.32	41.73
F_y (kip)	94.37	87.6	84.4	85.42
Post-elastic stiffness α_e	0.153	0.175	0.24	0.394

จากการคำนวณค่าการเคลื่อนที่สูงสุด ด้วยวิธี Cyclic Pushover Analysis และคำนวณเปรียบเทียบกับวิธี Modal Pushover Analysis และ วิธี Nonlinear Time History Analysis นำค่าที่ได้สำหรับแต่ละดินแผ่นดินไหวมาแสดงในตารางที่ 9

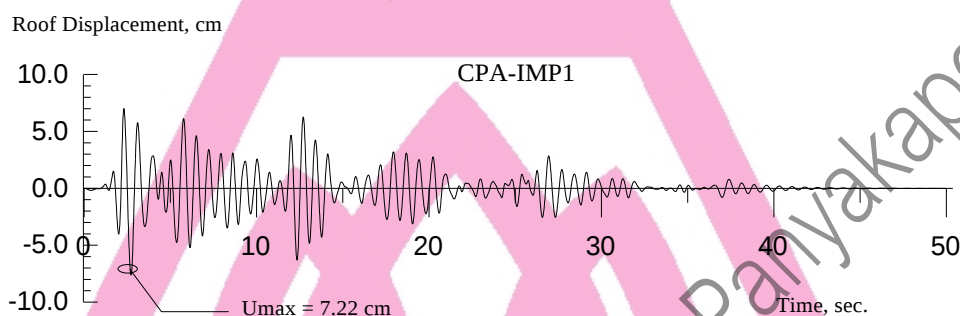
ตารางที่ 9 ค่าการเคลื่อนที่สูงสุดที่ยอดอาคาร

EQ	Umax from Pushover Analysis			Cyclic Pushover Umax (cm)	Nonlinear Time History Analysis	
	Mode 1 (cm)	Mode 1+2 (cm)	Mode 1+2+3 (cm)		Umax (cm)	Scale Factor
IMP-1	6.770726	6.829286	6.836639	7.221012	6.28	0.85
IMP-2	7.286747	7.365053	7.372076	8.325363	8.06	1.25
IMP-3	6.540652	6.684817	6.701541	4.834824	4.58	1.49
IMP-4	7.38535	7.439875	7.450441	8.57187	5.9	1.44
LOMA-1	3.947399	4.273458	4.336673	4.657339	4.17	1.00
LOMA-2	3.654877	4.207546	4.264441	3.04354	2.96	0.63
LOMA-3	6.211977	6.280411	6.287659	6.405895	4.49	1.07
LOMA-4	8.446973	8.508476	8.520263	8.966281	6.15	1.17
LOMA-5	8.151165	8.20687	8.215657	13.26208	16.08	1.33
LOMA-6	8.453547	8.514206	8.522239	13.36068	15.56	1.27
MAM-1	5.39686	5.490775	5.501328	7.230872	5.44	1.08
MAM-2	6.862755	6.913063	6.920691	6.566947	4.28	1.26
NAHAN-1	5.166787	5.251626	5.269819	5.40672	4.77	6.78
NAHAN-2	3.973693	4.120478	4.16147	6.182395	5.1	9.17
NORTH-1	5.709102	5.778946	5.796981	4.325376	4.46	3.91
NORTH-2	4.381251	4.533334	4.574668	3.16515	4.3	2.96
PARK-1	3.168437	3.900212	3.980911	3.457671	3.22	1.22
PARK-2	2.639268	3.327724	3.410923	3.733759	3.55	1.79
SPI-1	7.431365	7.508004	7.525723	10.37959	9.71	1.69
SPI-2	4.216913	4.391356	4.411317	4.400971	4.47	1.50

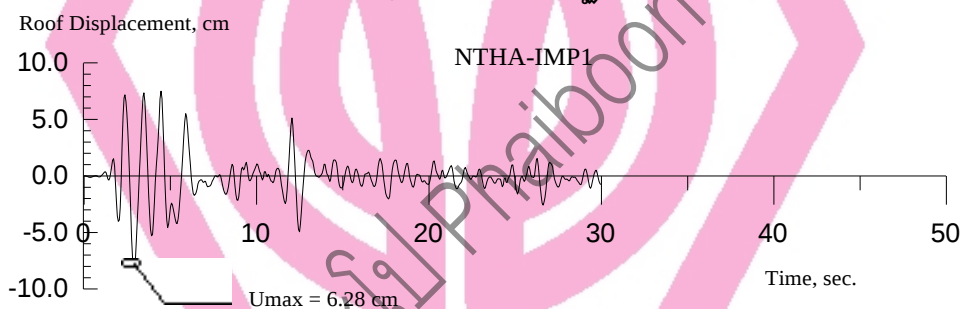
สำหรับค่าประวัติการเคลื่อนที่บนยอดอาคารตามเวลา โดยคลื่นแผ่นดินไหว IMP-1 ที่คำนวณด้วยวิธีต่างๆ แสดงในภาพประกอบที่ 43ก สำหรับ การผลักในโหมดที่ 1 และภาพประกอบที่ 43ข สำหรับการผลักแบบวิภูจักร และภาพประกอบที่ 43ค สำหรับวิธีพลศาสตร์ไม่เชิงเส้น



ก) การผลักในโหมดที่ 1



ข) การผลักแบบวัฏจักร



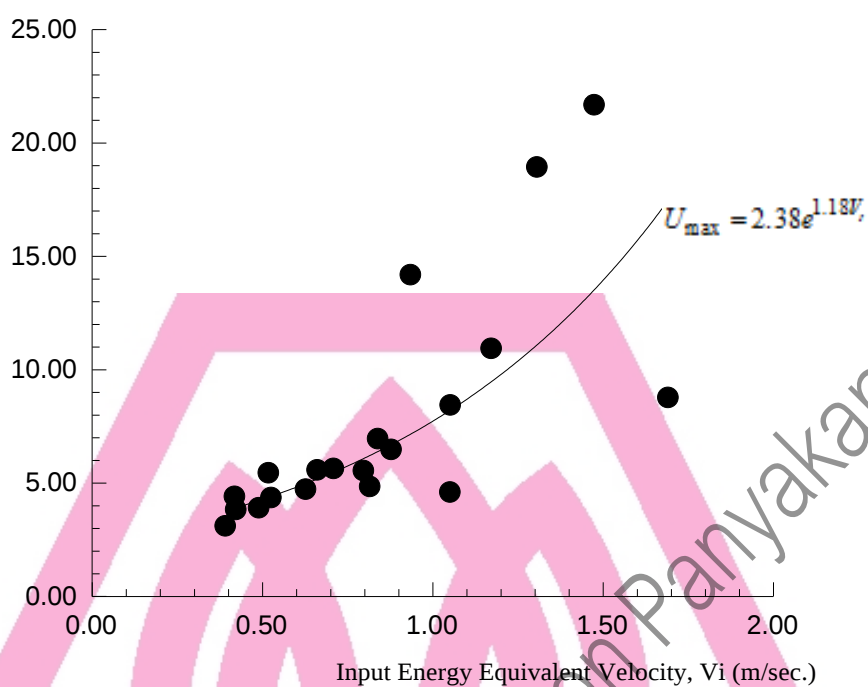
ค) วิถีพลศาสตร์ไม่เชิงเส้น

ภาพประกอบ 43 กราฟค่าการเคลื่อนที่บนยอดอาคารภายใต้แรงกระทำแบบต่างๆ

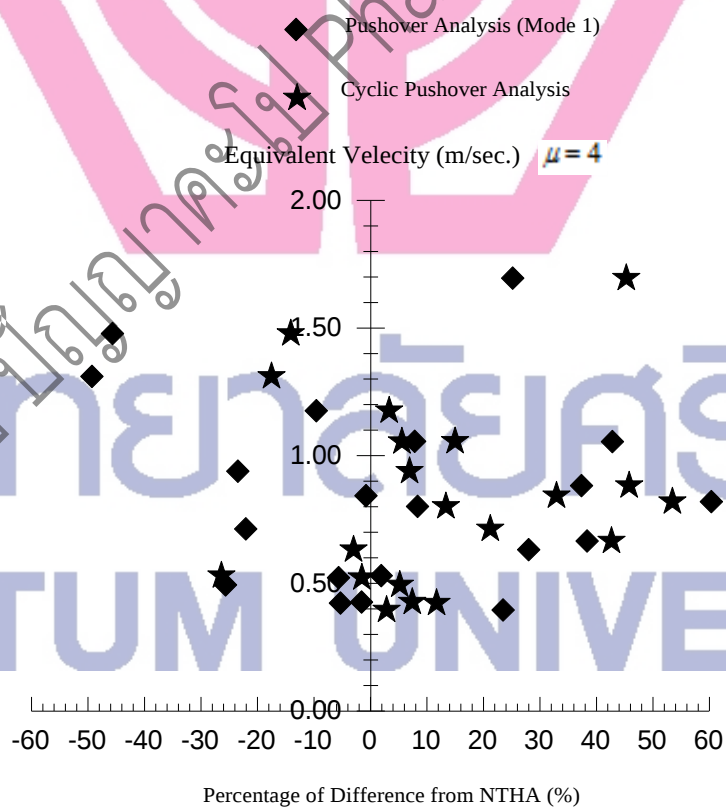
ความสัมพันธ์ระหว่างค่าการเคลื่อนที่สูงสุดภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว 10 ชุด และค่าความเร็วเทียบเท่า $V_I(\mu = 4)$ แสดงในภาพประกอบ 44 ซึ่งแสดงว่าค่าการเคลื่อนที่สูงสุดมีการเพิ่มค่าเป็นสัดส่วนแบบเอ็กโพเนนเชียลกับพลังงานจากคลื่นแผ่นดินไหวในรูปแบบของความเร็วเทียบเท่า ดังนั้น จึงพิจารณาใช้ค่าความเร็วเทียบเท่า $V_I(\mu = 4)$ ซึ่งคำนวณสำหรับค่าความเหนียวของโครงสร้างเท่ากับ 4 เป็นตัวประกอบเพื่อเปรียบเทียบกับค่าการเคลื่อนที่สูงสุดเมื่อคำนวณโดยวิธีต่างๆกัน

ผลการเปรียบเทียบค่าความแตกต่างของค่าการเคลื่อนที่สูงสุดระหว่างวิธี Cyclic Pushover Analysis (CPA), Modal Pushover Analysis Mode 1 (MPA-M1), Mode 1+2 (MPA-M12), Mode 1+2+3 (MPA-M123) และวิธี Nonlinear Time History Analysis (NTHA) แสดงในภาพประกอบ 45-47 จากภาพเหล่านี้ แสดงว่า ผลการคำนวณจากวิธี CPA ให้ค่าที่ใกล้เคียงกับค่าจากวิธี NTHA หลายจุด และผลจาก CPA มีค่ากระจายตัวในด้านที่มากกว่าค่าจาก NTHA

Maximum Displacement, U_{max} (cm)



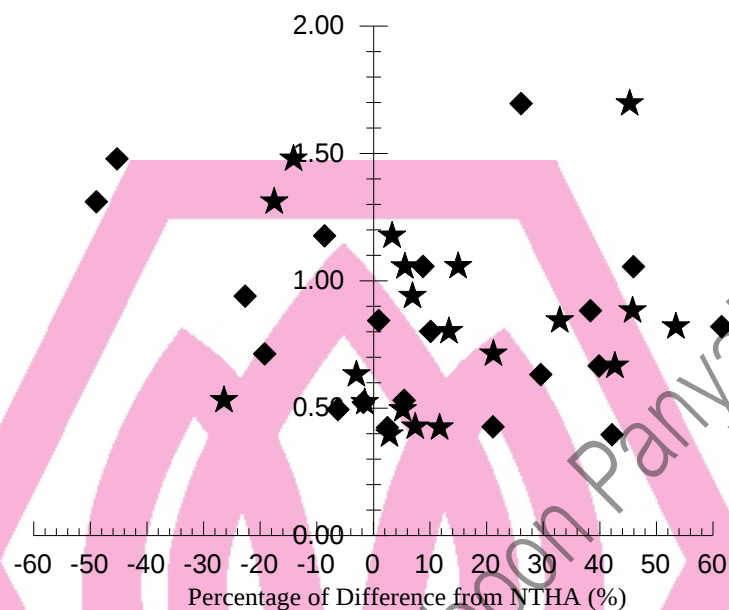
ภาพประกอบ 44 กราฟความสัมพันธ์ระหว่างค่าการเคลื่อนที่สูงสุดและค่าความเร็วเทียบเท่า $V_I (\mu = 4)$



ภาพประกอบ 45 กราฟความแตกต่างของค่าการเคลื่อนที่สูงสุดจากวิธี NTHA
สำหรับ การผลัก Pushover Mode 1

◆ Pushover Analysis (Mode 1+2)

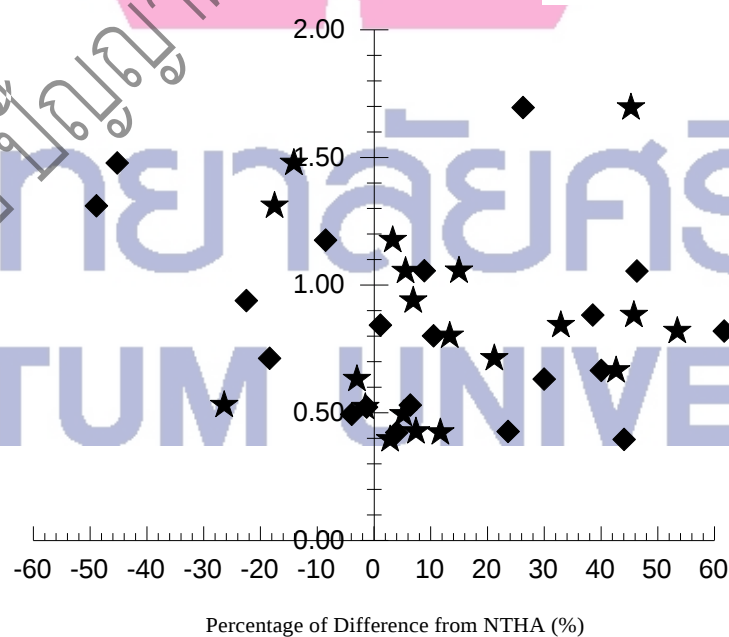
★ Cyclic Pushover Analysis

Input Energy Equivalent Velocity $\mu=4$ (m/sec.)

ภาพประกอบ 46 กราฟความแตกต่างของค่าการเคลื่อนที่สูงสุดจากวิธี NTHA
สำหรับการผลัก Pushover Mode 1+ Mode 2

◆ Pushover Analysis (Mode 1+2+3)

★ Cyclic Pushover Analysis

Equivalent Velocity (m/sec.) $\mu=4$ 

ภาพประกอบ 47 กราฟความแตกต่างของค่าการเคลื่อนที่สูงสุดจากวิธี NTHA
สำหรับการผลัก Pushover Mode 1+ Mode 2+ Mode 3

ตารางที่ 10 ค่าเปอร์เซ็นต์ความแตกต่างจากวิธี NTHA สำหรับค่าการเคลื่อนที่สูงสุดที่ยอดอาคาร

Earthquakes	Cyclic Pushover	Modal Pushover		
	% Difference	One mode % Difference	Two modes % Difference	Three modes % Difference
IMP-1	14.98	7.81	8.74	8.86
IMP-2	3.29	-9.59	-8.62	-8.53
IMP-3	5.56	42.81	45.96	46.32
IMP-4	45.29	25.18	26.10	26.28
LOMA-1	11.69	-5.33	2.48	3.99
LOMA-2	2.82	23.48	42.15	44.07
LOMA-3	42.67	38.35	39.88	40.04
LOMA-4	45.79	37.35	38.35	38.54
LOMA-5	-17.52	-49.31	-48.96	-48.91
LOMA-6	-14.13	-45.67	-45.28	-45.23
MAM-1	32.92	-0.79	0.93	1.12
MAM-2	53.43	60.34	61.52	61.7
NAHAN-1	13.35	8.31	10.10	10.48
NAHAN-2	21.22	-22.08	-19.21	-18.40
NORTH-1	-3.02	28.01	29.57	29.98
NORTH-2	-26.39	1.89	5.42	6.388
PARK-1	7.38	-1.60	21.12	23.63
PARK-2	5.17	-25.65	-6.26	-3.91
SPI-1	6.89	-23.47	-22.68	-22.50
SPI-2	-1.54	-5.66	-1.759	-1.31

ตารางที่ 11 ค่าเฉลี่ยของเปอร์เซ็นต์ความแตกต่างจากวิธี NTHA สำหรับค่าการเคลื่อนที่สูงสุดที่ยอดอาคาร

Mean	Cyclic Pushover (CP)	Modal Pushover (MP)		
		One mode	Two modes	Three modes
Mean % difference over NTHA	20.83	27.35	25.56	26.26
Mean % difference under NTHA	-12.52	-18.92	-21.82	-21.26
Mean Absolute % difference from NTHA	18.75	23.14	24.26	24.51

จากผลการคำนวณค่าความแตกต่างของค่าการเคลื่อนที่สูงสุดที่ยอดอาคารเปรียบเทียบกับวิธี NTHA ดังแสดงในภาพประกอบ 45-47 และตารางที่ 10-11 จะพบว่า ผลการคำนวณโดยวิธีการผลักแบบวิญจักร (CP) ให้ค่าความแตกต่างที่น้อยกว่าวิธีการผลักแบบรวมโหมด (MP) ทั้งในด้านที่สูงกว่า

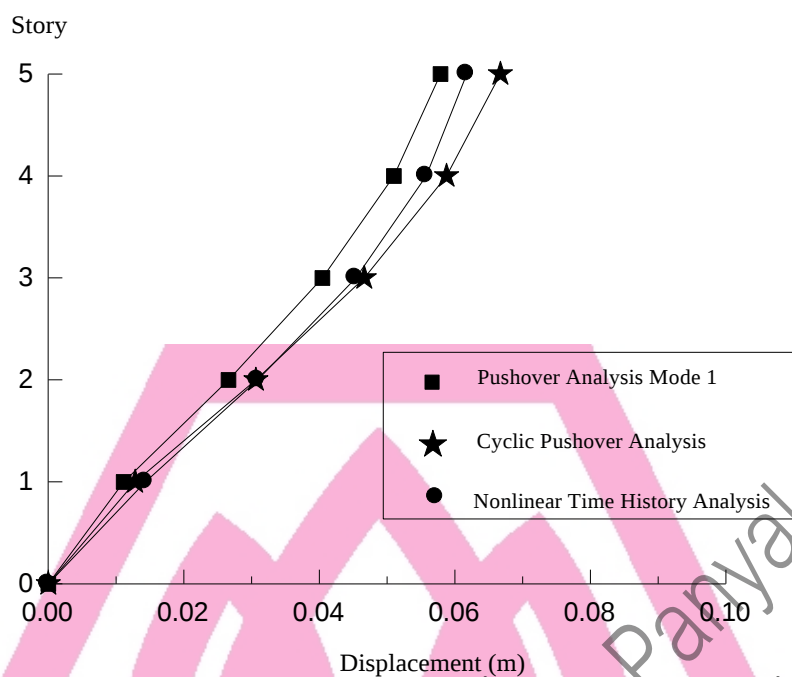
(20.83%) และด้านที่ต่ำกว่า (-12.52%) ค่าที่ได้จากวิธี NTHA โดยมีค่าเฉลี่ยสัมบูรณ์ของความแตกต่างเท่ากับ 18.75%

ในขณะที่ค่าที่คำนวณโดยวิธี MP ให้ผลที่แตกต่างมากกว่า ทั้งในด้านที่สูงกว่า (การผลักแบบ 1 โหมด = 27.35% แบบรวม 2 โหมด = 25.56% แบบรวม 3 โหมด = 26.26%) และด้านที่ต่ำกว่า (การผลักแบบ 1 โหมด = -18.92%, แบบรวม 1 โหมด = -21.82%, แบบรวม 3 โหมด = -21.26%) โดยมีค่าเฉลี่ยสัมบูรณ์ของความแตกต่าง ในการผลักแบบ 1 โหมด เท่ากับ 23.14% แบบรวม 2 โหมด = 24.26% แบบรวม 3 โหมด = 24.51% ในกรณีการผลักแบบรวมโหมด จะสังเกตได้ว่า ให้ค่าความแตกต่างเพิ่มมากขึ้นเมื่อพิจารณาโหมดที่สูงขึ้น ทั้งนี้เนื่องจากค่าการเคลื่อนที่สูงสุดที่คำนวณด้วยวิธี MP ให้ผลที่สูงกว่าค่าที่ถูกต้อง (NTHA) เป็นจำนวนมาก เมื่อรวมผลจากโหมดที่สูงขึ้น ทำให้มีค่าเพิ่มมากขึ้นเกินจากค่าที่ถูกต้องยิ่งขึ้นไปอีก ผลการวิเคราะห์เหล่านี้ แสดงว่า ในกรณีที่ผลที่ได้สูงกว่าค่าที่ถูกต้อง ค่าที่คำนวณด้วยวิธี MP ให้ผลที่มากเกินไป (Over-estimate) และในกรณีที่ผลที่ได้ต่ำกว่าค่าที่ถูกต้อง ค่าที่คำนวณด้วยวิธี MP ให้ผลที่น้อยกว่าค่าที่ถูกต้องไป (Under-estimate)

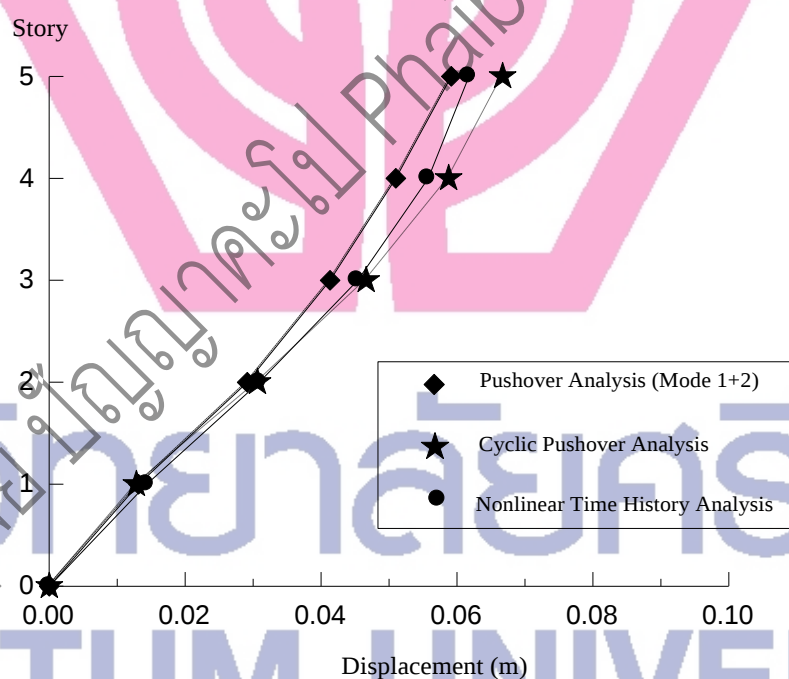
ในขณะที่ผลการคำนวณโดยวิธีการผลักแบบวัฏจักรให้ผลที่ใกล้เคียงกับค่าที่ถูกต้องมากกว่า เนื่องจากโครงสร้างมีค่าสตีเฟนส์ที่ลดลงเนื่องจาก การเสื่อมถอยภายใต้แรงกระทำแบบวัฏจักร ทำให้ความสามารถในการต้านทานการเคลื่อนที่ลดลง ซึ่งเป็นพฤติกรรมที่สอดคล้องกับพฤติกรรมโครงสร้างภายใต้แรงแผ่นดินไหว เป็นผลทำให้ ค่าการเคลื่อนที่เข้าใกล้กับค่าที่ถูกต้องยิ่งขึ้น

4.3 ผลการวิเคราะห์ค่าการเคลื่อนที่สูงสุดของแต่ละชั้นอาคาร

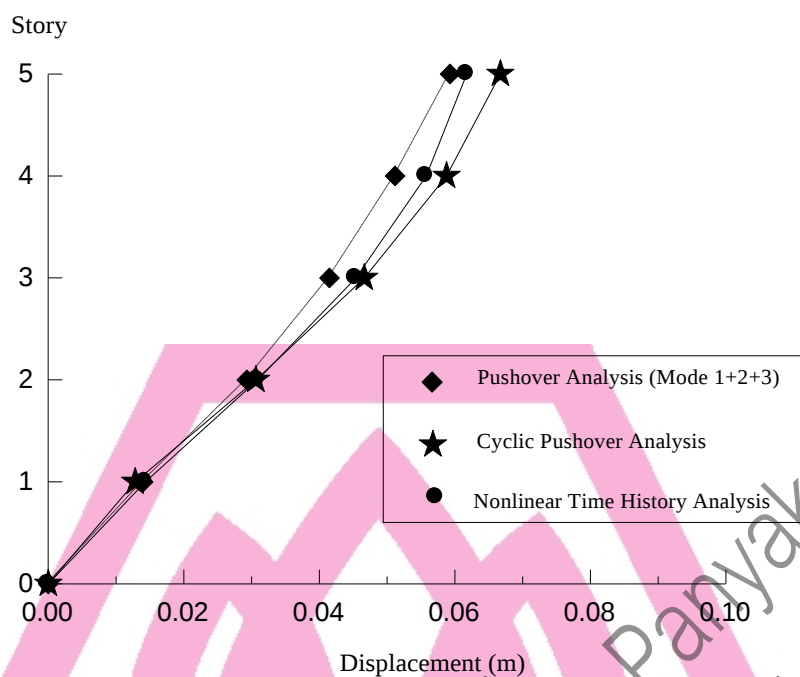
ผลการวิเคราะห์ค่าการเคลื่อนที่สูงสุดของแต่ละชั้นอาคารสำหรับวิธีการผลักแบบวัฏจักร เปรียบเทียบกับวิธีการผลักแบบรวมโหมด และวิธีที่ถูกต้อง NTHA แสดงในภาพประกอบ 48-50



ภาพประกอบ 48 ค่าเฉลี่ยการเคลื่อนที่สูงสุดของชั้นภายใต้คลื่นแผ่นดินไหวทั้ง 10 ชุด
สำหรับการผลัก Pushover Mode 1



ภาพประกอบ 49 ค่าเฉลี่ยการเคลื่อนที่สูงสุดของชั้นภายใต้คลื่นแผ่นดินไหวทั้ง 10 ชุด
สำหรับการผลัก Pushover Mode 1+ Mode 2



ภาพประกอบ 50 ค่าเฉลี่ยการเคลื่อนที่สูงสุดของชั้นภายใต้คลื่นแผ่นดินไหวทั้ง 10 ชุด
สำหรับ การผลัก Pushover Mode 1+ Mode 2+ Mode 3

ตารางที่ 12 ค่าเปอร์เซ็นต์ความแตกต่างจากวิธี NTHA
สำหรับค่าการเคลื่อนที่สูงสุดของแต่ละชั้นอาคาร

Story Level	Cyclic Pushover % difference	Modal Pushover		
		One mode % difference	Two modes % difference	Three modes % difference
Roof	8.03	-6.29	-4.24	-4.01
4	5.42	-8.56	-8.52	-8.23
3	2.75	-10.88	-8.96	-8.58
2	-0.79	-13.94	-5.68	-5.10
1	-10.53	-22.40	-8.29	-2.28

ตารางที่ 13 ค่าเฉลี่ยของเปอร์เซ็นต์ความแตกต่างจากวิธี NTHA
สำหรับค่าการเคลื่อนที่สูงสุดของแต่ละชั้นอาคาร

Mean	Cyclic Pushover	Modal Pushover		
		One mode	Two modes	Three modes
Mean % difference over NTHA	5.40	-	-	-
Mean % difference under NTHA	-5.66	-12.41	-7.14	-5.64
Mean Absolute % difference from NTHA	5.50	12.41	7.14	5.64

จากภาพประกอบ 48-50 และตารางที่ 12-13 พบว่า การผลักแบบวัฏจักรประเมินค่าการเคลื่อนที่สูงสุดของแต่ละชั้นอาคารได้ใกล้เคียงกับวิธีที่ถูกต้อง NTHA โดยเฉพาะในส่วนชั้นที่ 2-4 แต่มีค่าที่เบี่ยงเบนไปจากค่าที่ถูกต้องที่ชั้นหลังคาและชั้นล่าง ทั้งนี้อาจเนื่องมาจากผลกระทบของโหมดที่สูงขึ้นไป ทำให้ผลค่าการเคลื่อนที่จากวิธี NTHA เพิ่มในชั้นที่ 1 และชั้นบนยอดอาคารมากกว่าชั้นที่ 2-4

เมื่อพิจารณาจากผลการผลักแบบรวมโหมด เมื่อรวมโหมดที่สูงขึ้นไป ทำให้ค่าความแตกต่างลดลง ตามลำดับ เนื่องจากผลการรวมโหมดที่สูงขึ้นทำให้เพิ่มค่าการเคลื่อนที่มากยิ่งขึ้น และเนื่องจากค่าเฉลี่ยของการเคลื่อนที่โดยวิธี MP นี้ ต่ำกว่าค่าที่ถูกต้อง ทำให้การเพิ่มค่าการเคลื่อนที่ในส่วนของโหมดที่สูงขึ้น จึงเป็นผลให้ลดค่าความแตกต่างได้ตามลำดับ

เป็นที่น่าสังเกตว่า การผลักแบบรวมโหมดตามวิธีที่เสนอโดย Chopra and Goel (2002) สำหรับโครงสร้างนี้ ให้ผลค่าเฉลี่ยของการเคลื่อนที่น้อยกว่าค่าที่ถูกต้อง NTHA ดังนั้น เมื่อรวมผลการรวมโหมดที่สูงขึ้น ทำให้ค่าการเคลื่อนที่เข้าใกล้ค่าที่ถูกต้องยิ่งขึ้น แต่ในกรณีที่การผลักแบบรวมโหมดให้ผลในโหมดแรกมากกว่าค่าที่ถูกต้อง การรวมในแต่ละโหมดที่สูงยิ่งขึ้นไป จะทำให้ค่าความแตกต่างเพิ่มมากขึ้นได้ ซึ่งผลการวิจัยของ Kim and Kurama (2008) ได้ศึกษาเรื่องนี้ในการผลักอาคารแบบโหมดเดียว โดยแรงกระทำเป็นสัดส่วนกับมวลของโครงสร้างในแต่ละชั้น และใช้มวลของอาคารทั้งหมดเป็นเกณฑ์

ผลการคำนวณโดยวิธีการผลักแบบวัฏจักรให้ค่าใกล้เคียงกับวิธีที่ถูกต้องมากกว่าวิธีการผลักแบบรวมโหมด โดยให้ค่าความแตกต่างเพียง 5.5% เมื่อเทียบกับค่าความแตกต่างจากการผลักแบบโหมดที่ 1 = 12.41% แบบรวม 2 โหมด = 7.14% แบบรวม 3 โหมด = 5.64%

สาเหตุที่ การผลักแบบวัฏจักรนี้สำหรับโครงสร้างนี้ให้ผลการเคลื่อนที่ใกล้เคียงกับวิธีที่ถูกต้อง เนื่องจาก การผลักแบบวัฏจักรให้ผลค่าเฉลี่ยของการเคลื่อนที่มากกว่าการผลักแบบรวมโหมด อันเป็น

ผลมาจากค่าสตีเฟนส์ที่ลดลงตามรอบการผลึกที่มากขึ้นจากการเชื่อมลัดกำลังต้านทานของโครงสร้างคอนกรีต และการผลึกแบบรวมไหมดสำหรับโครงสร้างนี้ให้ค่าเฉลี่ยที่ต่ำกว่าค่าที่ถูกต้อง

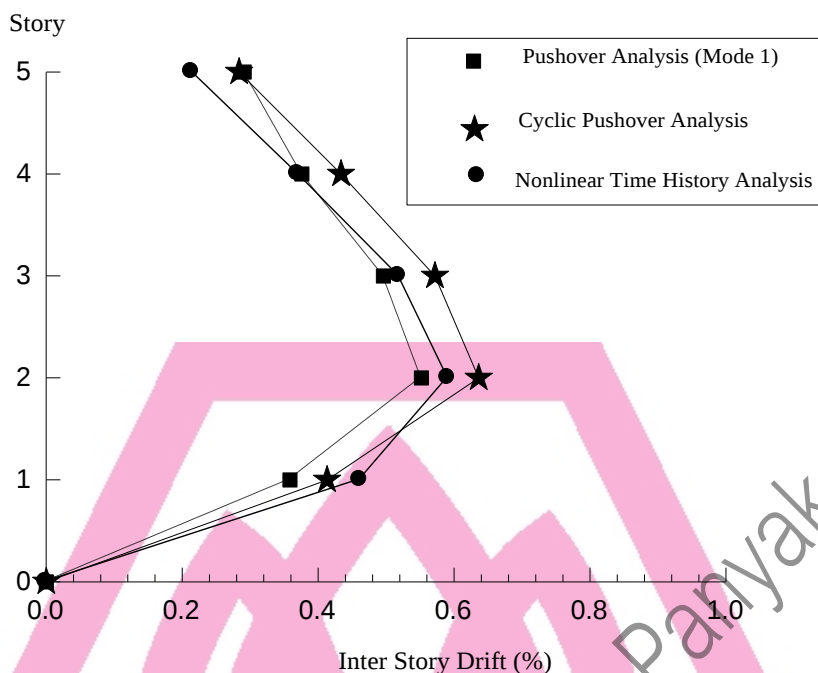
เป็นที่น่าสังเกตว่า การผลึกแบบวัฏจักรไม่ได้ให้ผลการเคลื่อนที่มากกว่าการผลึกแบบรวมไหมดสำหรับทุกๆคลื่นแผ่นดินไหว บางคลื่นแผ่นดินไหว ได้แก่ IMP-3, LOMA-2, MAM-2, NORTH-1, NORTH-2 กลับให้ผลการผลึกแบบวัฏจักรที่น้อยกว่าการผลึกแบบรวมไหมด ทั้งนี้เนื่องจาก คลื่นแผ่นดินไหว มีค่าความถี่ที่สอดคล้องกันกับค่าความถี่ธรรมชาติของโครงสร้าง ที่มาจากค่าสตีเฟนส์ของโครงสร้างสำหรับการผลึกแบบรวมไหมดมากกว่า

อย่างไรก็ตาม การใช้เส้นโค้งขอบนอกในการพิจารณาหาค่าสตีเฟนส์ของโครงสร้าง ควรคำนึงพฤติกรรมภายใต้แรงกระทำแบบวัฏจักรมากกว่า เนื่องจากเป็นพฤติกรรมที่ใกล้เคียงกับแรงแผ่นดินไหว ซึ่งเป็นผลทำให้เกิดการเชื่อมลัดกำลังและค่าสตีเฟนส์ของโครงสร้าง ซึ่งเป็นผลให้ค่าความสามารถในการต้านทานการเคลื่อนที่ด้านข้างลดลง พฤติกรรมนี้จะเห็นได้ชัดเจนในกรณีคลื่นแผ่นดินไหวที่มีความถี่ในช่วงแบบแคบ (Narrowband ground motion) และมีระยะเวลาการสั่นยาวนาน ได้แก่ คลื่นแผ่นดินไหว LOMA-5, LOMA-6 ทำให้เกิดการสั่นในช่วงอินฟราเรดหลายรอบ และมีค่าการเคลื่อนที่สูงเป็นผลให้ค่าการเคลื่อนที่สำหรับการผลึกแบบวัฏจักร มีค่าสูงกว่าผลของการผลึกแบบรวมไหมดมาก

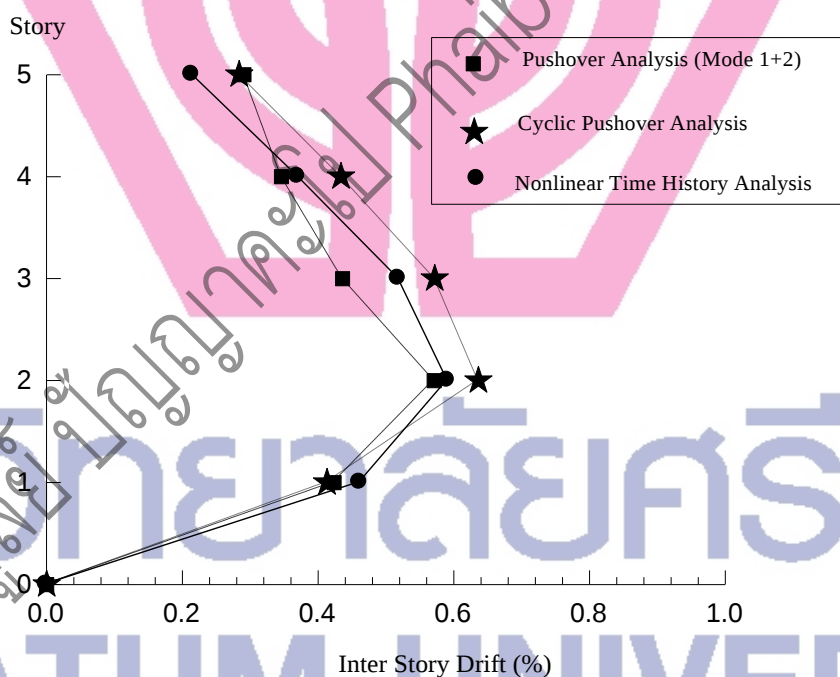
สำหรับในกรณีที่ การศึกษาในโครงสร้างอื่น อาจพบว่าการผลึกแบบรวมไหมดให้ผลค่าเฉลี่ยการเคลื่อนที่มากกว่าค่าเฉลี่ยที่ถูกต้องจากวิธี NTHA จะทำให้ผลที่ได้จากการผลึกแบบวัฏจักรมีแนวโน้มมากกว่าค่าเฉลี่ยที่ถูกต้องจากวิธี NTHA ด้วย

4.4 ผลการวิเคราะห์ค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์สูงสุดของแต่ละชั้นอาคาร

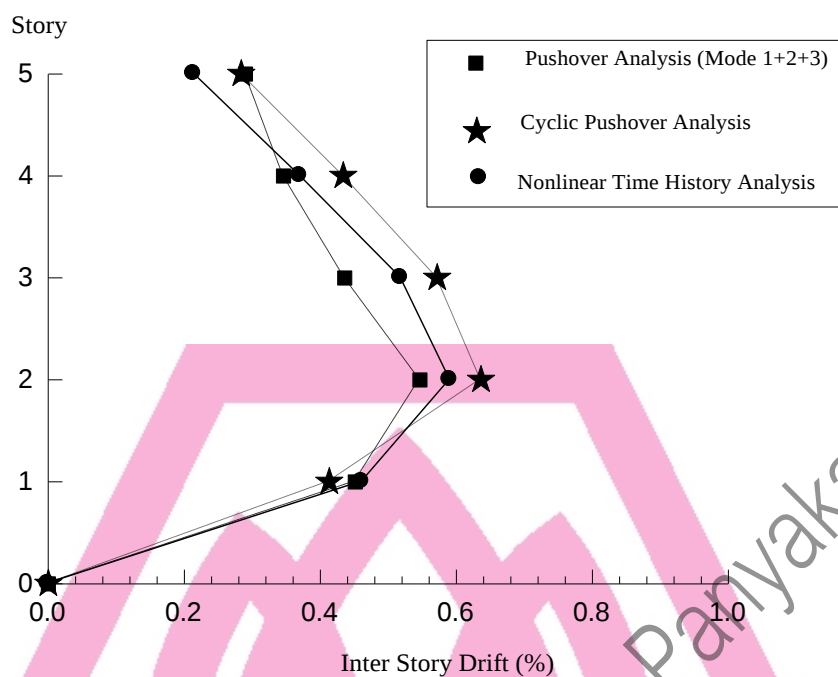
ผลการวิเคราะห์ค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์สูงสุดของแต่ละชั้นอาคารสำหรับวิธีการผลึกแบบวัฏจักรเปรียบเทียบกับวิธีการผลึกแบบรวมไหมด และวิธีที่ถูกต้อง NTHA แสดงในภาพประกอบ 51-53



ภาพประกอบ 51 ค่าเฉลี่ยอัตราส่วนการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นภายใต้คลื่นแผ่นดินไหวทั้ง 10 ชุด
สำหรับการผลัก Pushover Mode 1



ภาพประกอบ 52 ค่าเฉลี่ยอัตราส่วนการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นภายใต้คลื่นแผ่นดินไหวทั้ง 10 ชุด
สำหรับการผลัก Pushover Mode 1+ Mode 2



ภาพประกอบ 53 ค่าเฉลี่ยอัตราส่วนการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นภายใต้คลื่นแผ่นดินไหวทั้ง 10 ชุด
สำหรับการผลัก Pushover Mode 1+ Mode 2+ Mode 3

ตารางที่ 14 ค่าเปอร์เซ็นต์ความแตกต่างจากวิธี NTHA
สำหรับค่าอัตราส่วนการเคลื่อนที่สัมพัทธ์สูงสุดของแต่ละชั้นอาคาร

Story Level	Cyclic Pushover % difference	Modal Pushover		
		One mode % difference	Two modes % difference	Three modes % difference
Roof	32.35	35.80	35.64	35.24
4	17.11	1.58	-6.64	-6.70
3	10.26	-4.36	-15.93	-15.99
2	7.64	-6.63	-3.41	-7.54
1	-10.53	-22.40	-8.29	-2.28

ตารางที่ 15 ค่าเฉลี่ยของเปอร์เซ็นต์ความแตกต่างจากวิธี NTHA
สำหรับค่าอัตราส่วนการเคลื่อนที่สูงสุดของแต่ละชั้นอาคาร

Mean	Cyclic Pushover	Modal Pushover		
		One mode	Two modes	Three modes
Mean % difference over NTHA	16.84	18.69	35.64	35.24
Mean % difference under NTHA	-10.53	-11.13	-8.57	-8.12
Mean Absolute % difference from NTHA	15.58	14.15	13.98	13.55

จากภาพประกอบ 51-53 และตารางที่ 14-15 พบว่า การผลัดแบบวิจัการประเมินค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์สูงสุดของแต่ละชั้นอาคารได้แตกต่างจากวิธีที่ถูกต้อง NTHA (15.58%) ในขณะที่การผลัดแบบรวมโหมด ให้ค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์สูงสุดของแต่ละชั้นอาคารได้ใกล้เคียงกว่าวิธีที่ถูกต้อง NTHA (การผลัดแบบ 1 โหมด = 14.15% การผลัดแบบ 2 โหมด = 13.98% การผลัดแบบ 3 โหมด = 13.55%) ทั้งนี้เนื่องมาจาก การผลัดแบบวิจัการใช้รูปแบบการเคลื่อนที่เพียงโหมดเดียวในการประเมินค่าการเคลื่อนที่ ในขณะที่การผลัดแบบรวมโหมดใช้ ผลการเคลื่อนที่จากรูปแบบ 3 โหมดมารวมกัน จึงให้ผลได้ใกล้เคียงกว่า

4.5 ผลกระทบของความรุนแรงของคลื่นแผ่นดินไหว

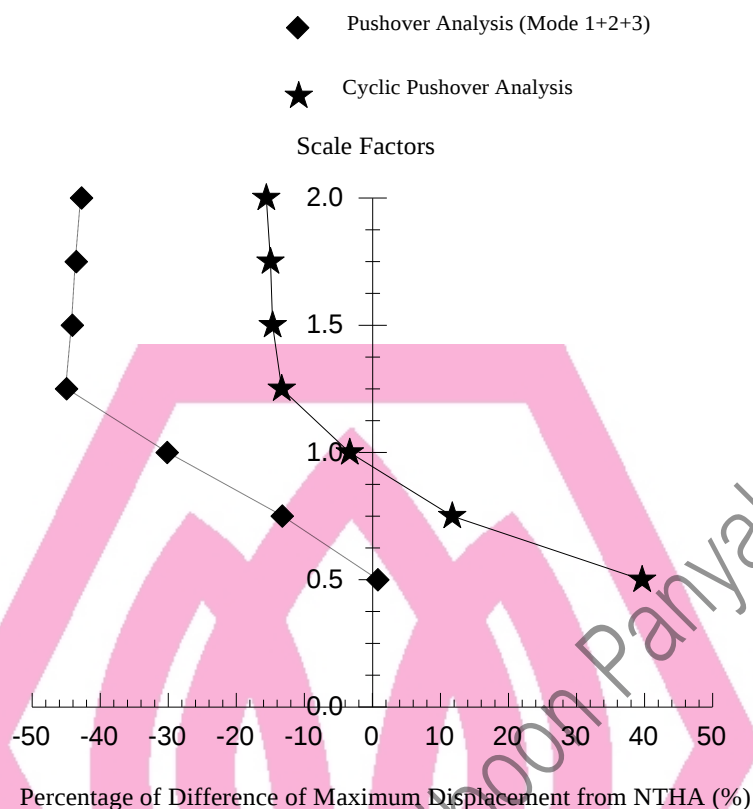
ผลกระทบของความรุนแรงของคลื่นแผ่นดินไหวต่อค่าการเคลื่อนที่บนยอดอาคาร โดยการปรับค่าตัวคูณปรับความรุนแรง Scale Factor ระหว่าง 0.5, 1.0, 1.25, 1.50, 1.75, 2.0 สำหรับคลื่นแผ่นดินไหว LOMA-6 แสดงในตารางที่ 16 และภาพประกอบ 54

ตารางที่ 16 ผลกระทบของค่า Scale Factors ต่อค่าการเคลื่อนที่บนยอดอาคารสำหรับคลื่นแผ่นดินไหว LOMA-6

Scale Factors	NTHA (cm)	PA Mode 1 (cm)	% Diff.	PA Mode 1+2(cm)	% Diff.	PA Mode 1+2+3 (cm)	% Diff.	CPA (cm)	% Diff.
0.5	4.26	4.27	0.30	4.29	0.73	4.29	0.79	5.94	39.64
0.75	7.5	6.47	-13.66	6.50	-13.29	6.50	-13.24	8.38	11.74
1.00	11.22	7.78	-30.57	7.83	-30.20	7.83	-30.16	10.84	-3.33
1.25	15.17	8.28	-45.40	8.34	-45.00	8.35	-44.95	13.14	-13.33
1.50	18.95	10.51	-44.49	10.58	-44.13	10.59	-44.09	16.17	-14.66
1.75	23.2	13.01	-43.89	13.09	-43.57	13.10	-43.53	19.72	-14.99
2.00	27.26	15.51	-43.09	15.59	-42.78	15.60	-42.74	23.00	-15.60

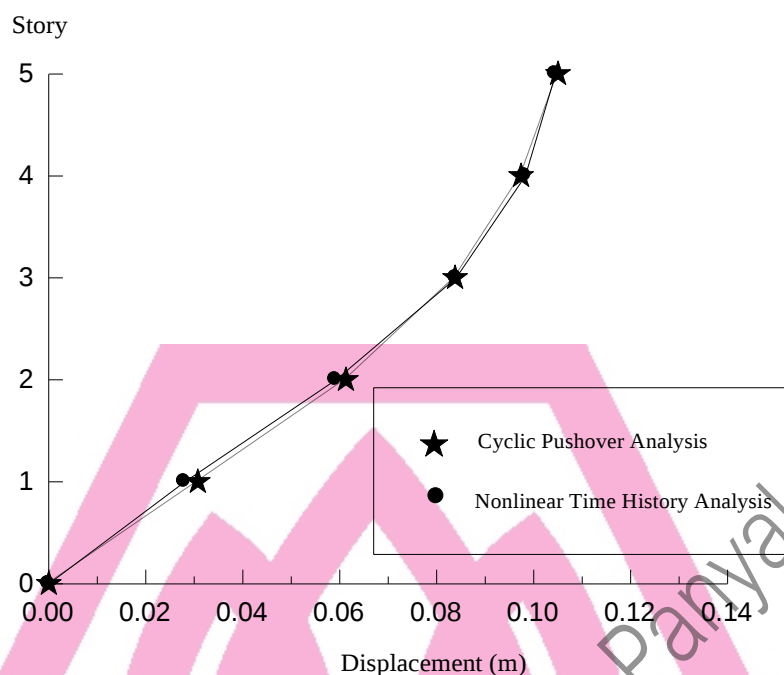
จากตารางที่ 10 และภาพประกอบ 54 ผลการคำนวณด้วยวิธี CPA ให้ค่าที่มากกว่าวิธี NTHA ในกรณีที่ค่า Scale Factors น้อยกว่า 1.0 แต่เมื่อค่า Scale Factors มากกว่า 1.0 ขึ้นไป ผลการคำนวณด้วยวิธี CPA ให้ค่าที่น้อยกว่าวิธี NTHA และผลการคำนวณจากวิธี CPA ให้ค่าที่ใกล้เคียงกับวิธี NTHA เมื่อค่า Scale Factor ประมาณ 0.95 เมื่อเปรียบเทียบกับผลการคำนวณด้วยวิธี MPA จะเห็นได้ว่า MPA ให้ผลที่ใกล้เคียงกับวิธี NTHA เมื่อค่า Scale Factor น้อยกว่า 0.75 แต่เมื่อจะให้ผลที่น้อยกว่าค่าจากวิธี NTHA มากเมื่อค่า Scale Factors มากกว่า 0.75 ขึ้นไป

ผลการคำนวณแสดงว่า วิธี CPA ให้ผลที่ใกล้เคียงกับค่าที่ถูกต้องมากกว่าวิธี MPA เมื่อระดับความรุนแรงของคลื่นแผ่นดินไหวมากขึ้น โดยมีความแตกต่างจากวิธีที่ถูกต้องประมาณ 15% ในขณะที่วิธี MPA ให้ค่าความแตกต่างมากกว่าจากวิธีที่ถูกต้องประมาณ 45%

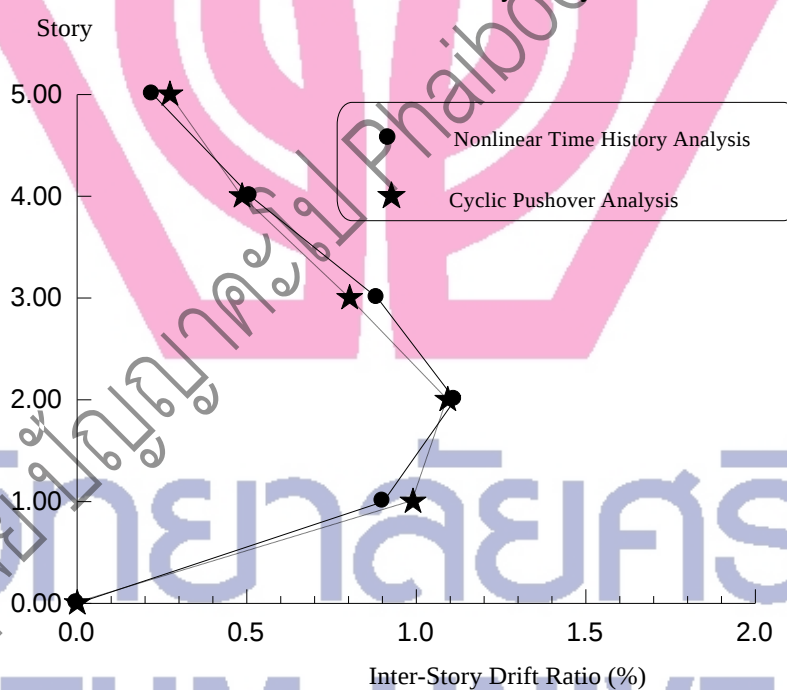


ภาพประกอบ 54 ผลกระทบของระดับความรุนแรงของคลื่นแผ่นดินไหว LOMA-6
ต่อค่าการเคลื่อนที่บนยอดอาคาร

เมื่อใช้ค่า Scale Factor เท่ากับ 0.95 ปรับใช้กับคลื่นแผ่นดินไหว LOMA-6 ซึ่งเป็นผลจากภาพประกอบ 54 เพื่อให้ค่าการเคลื่อนที่สำหรับวิธี CPA เท่ากับวิธี NTHA และคำนวณค่าการเคลื่อนที่ของชั้นอาคาร และค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้น โดยวิธีการผลักอาคารแบบวิถัจกร ต่อแบบจำลองโครงสร้างอาคารด้วยโปรแกรม RUAUMOKO และใช้รูปแบบการผลักอาคารเป็นวงรอบ ระหว่าง $0.125u_{max}$, $0.25u_{max}$, $0.375u_{max}$, $0.50u_{max}$, $0.625u_{max}$, $0.75u_{max}$, $0.875u_{max}$, $1.0u_{max}$ โดยใช้การผลัก 2 รอบต่อค่าการเคลื่อนที่หนึ่งจุด จะได้ผลค่าการเคลื่อนที่ของชั้นอาคารและค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นเปรียบเทียบระหว่าง CPA และ NTHA ดังแสดงในภาพประกอบ 55-56

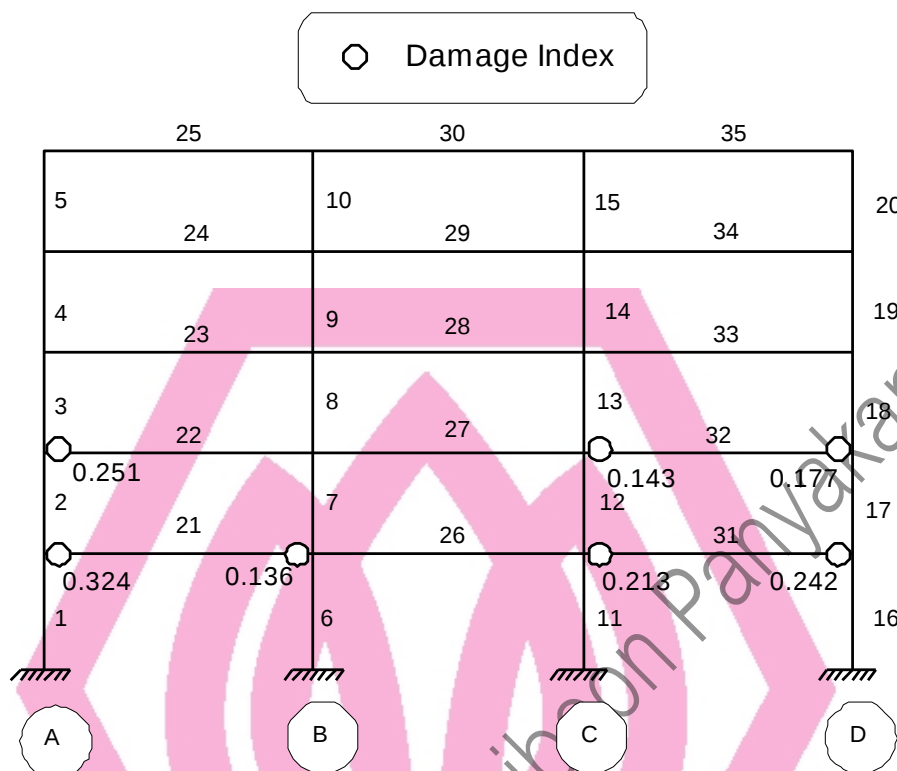


ภาพประกอบ 55 การเคลื่อนที่ของชั้นอาคารจากการผลักแบบวัฏจักร และวิธี Nonlinear Time History Analysis

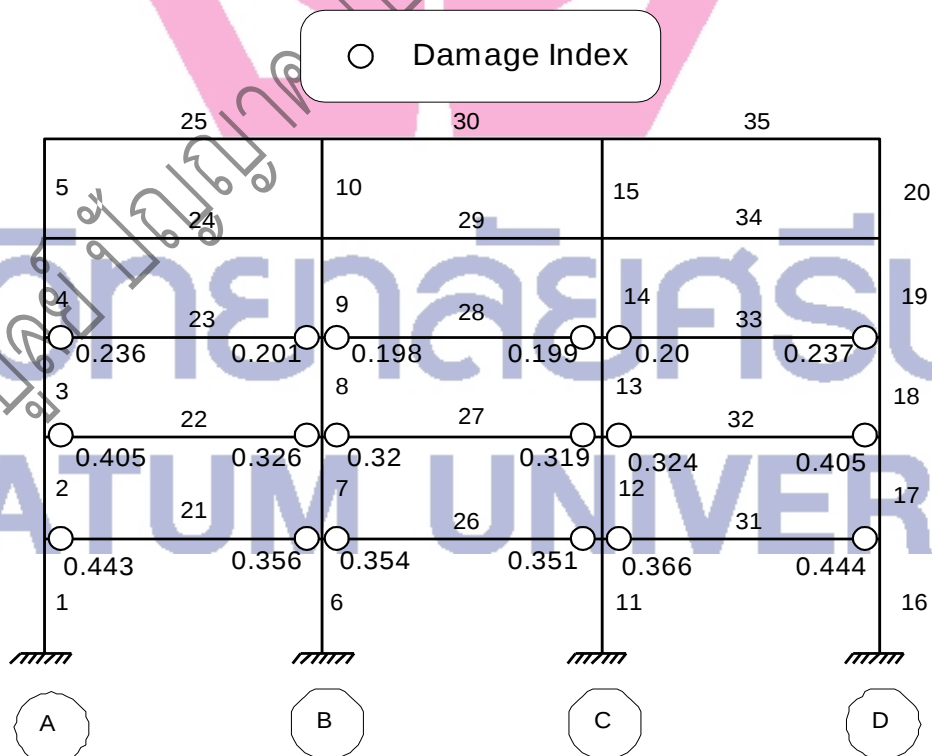


ภาพประกอบ 56 การเคลื่อนที่ของชั้นอาคารจากการผลักแบบวัฏจักร และวิธี Nonlinear Time History Analysis

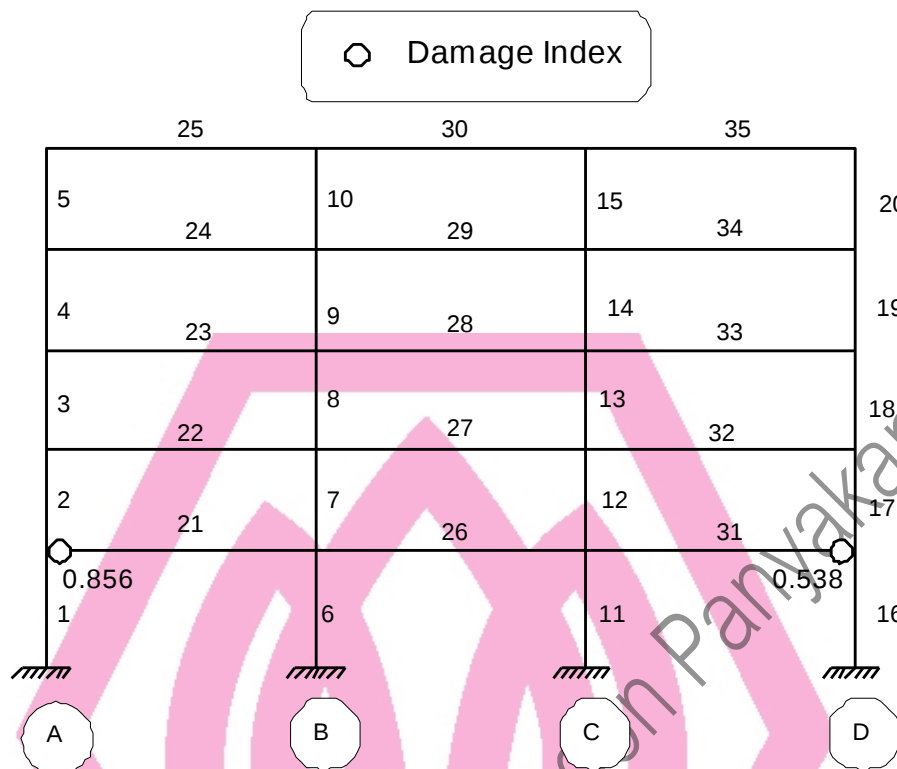
จากผลการคำนวณในภาพประกอบ 55-56 แสดงว่า ในกรณีที่กำหนดค่าการเคลื่อนที่บนยอดอาคารให้เท่ากับผลจากวิธี NTHA และใช้วิธีการผลักอาคารแบบวัฏจักรให้เคลื่อนที่ไปเท่ากับการเคลื่อนที่ที่กำหนด จะให้ผลค่าการเคลื่อนที่ของชั้นอาคารและค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นใกล้เคียงกับความเป็นจริงมาก



ภาพประกอบ 57 การเกิดข้อหมุนพลาสติกและค่าดัชนีความเสียหายสำหรับการผลักแบบวัฏจักร
ผลักดันที่ 10.48 ซม.



ภาพประกอบ 58 การเกิดข้อหมุนพลาสติกและค่าดัชนีความเสียหายสำหรับวิธี NTHA
(LOMA-6, Scale Factor = 0.95)



ภาพประกอบ 59 การเกิดข้อหมุนพลาสติกและค่าดัชนีความเสียหายสำหรับการผลักแบบรวมโหมด
(Mode 1=2+3) ผลักไปที่ 7.52 ซม.

จากภาพประกอบ 57-58 แสดงเกิดข้อหมุนพลาสติกและค่าดัชนีความเสียหายสำหรับการผลักแบบวัฏจักรผลักไปที่ 10.48 ซม. เปรียบเทียบกับวิธี NTHA เมื่อใช้ค่า Scale Factor เท่ากับ 0.95 พบว่าตำแหน่งการเกิดข้อหมุนพลาสติกและค่าดัชนีความเสียหายสำหรับการผลักแบบวัฏจักรน้อยกว่าผลจากวิธี NTHA

แต่เมื่อเปรียบเทียบกับผลการผลักแบบรวมโหมด 3 โหมด โดยผลักไปให้เท่ากับค่าที่คำนวณได้สำหรับการผลักแบบรวมโหมด สำหรับคลื่น LOMA-6 ใช้ค่า Scale Factor เท่ากับ 0.95 จะได้ค่าการเคลื่อนที่ เท่ากับ 7.52 ซม. จากภาพประกอบ 59 แสดงการเกิดข้อหมุนพลาสติกและค่าดัชนีความเสียหายสำหรับการผลักแบบรวมโหมด ผลักไปที่ 7.52 ซม. พบว่า เกิดข้อหมุนพลาสติกเพียง 2 จุด น้อยกว่าทั้งสองวิธีแรกมาก

แสดงว่า การผลักอาคารแบบวัฏจักรสามารถทำนายการเกิดข้อหมุนพลาสติกและค่าดัชนีความเสียหายได้ดีกว่าการผลักแบบรวมโหมด

บทที่ 5

สรุป อภิปราย และข้อเสนอแนะ

5.1 สรุปการดำเนินงานวิจัย

งานวิจัยนี้เป็นการวิเคราะห์หาความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวของอาคารโดยวิธีการผลักแบบวัฏจักร (Cyclic Pushover Analysis) ซึ่งเป็นการจำลองพฤติกรรมแรงกระทำให้ใกล้เคียงกับสภาพเหตุการณ์แผ่นดินไหวให้มากที่สุด ในการพัฒนาวิธีการนี้ ได้ทำการวิเคราะห์หาค่าการเคลื่อนที่สูงสุด ซึ่งใช้ในการผลักอาคารแบบวัฏจักร พร้อมทั้งกำหนดรูปแบบการกระจายของแรงผลักลดลงความสูงอาคาร (Lateral force distribution) และรูปแบบประวัติการเคลื่อนที่ (Displacement History)

ในการศึกษานี้ เลือกอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กสูง 5 ชั้น ซึ่งเป็นอาคารที่พักอาศัยตามแบบมาตรฐานของการเคหะแห่งชาติมาเป็นกรณีศึกษา และมีการออกแบบรับน้ำหนักบรรทุกทุกปกติ โดยไม่ได้มีการออกแบบต้านทานแผ่นดินไหว โดยทำการจำลองโครงสร้างและคำนวณด้วยโปรแกรมวิเคราะห์โครงสร้าง RUAUMOKO ผลตอบสนองของอาคารที่ได้จากการผลักอาคารแบบวัฏจักร ได้แก่ ค่าการเคลื่อนที่สูงสุดบนยอดอาคาร ค่าการเคลื่อนที่สูงสุดของแต่ละชั้นอาคาร ค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้น การเกิดข้อหมุนพลาสติกและระดับความเสียหาย และนำไปเปรียบเทียบกับ วิถีพลศาสตร์ไม่เชิงเส้น (Nonlinear Dynamic Analysis) ซึ่งถือว่าเป็นวิธีการที่น่าเชื่อถือ ข้อมูลคลื่นแผ่นดินไหวมีจำนวน 10 คู่ เป็นตัวแทนสำหรับพื้นที่ภาคเหนือของประเทศไทย และเปรียบเทียบกับวิธีการผลักแบบรวมโหมด (Modal Pushover Analysis) ซึ่งเป็นที่นิยมใช้กันอย่างแพร่หลาย

5.2 สรุปผลการวิจัย

จากผลการวิเคราะห์ผลตอบสนองของโครงสร้างด้วยวิธีการผลักแบบวัฏจักร สรุปได้ ดังนี้

ก) ค่าการเคลื่อนที่ทางด้านข้างสูงสุดบนยอดอาคาร (Peak Roof Displacement) ผลการคำนวณโดยวิธีการผลักแบบวัฏจักรประเมินค่าการเคลื่อนที่ทางด้านข้างสูงสุดบนยอด

อาคาร ได้ใกล้เคียงกับวิธีที่ถูกต้องโดยมีค่าเฉลี่ยสัมบูรณ์ของความแตกต่างจากวิธีที่ถูกต้องเท่ากับ 18.75% ซึ่งประเมินได้ดีกว่าวิธีการหลักแบบรวมโหมด ในขณะที่ค่าที่คำนวณโดยวิธีการหลักแบบรวมโหมดให้ผลที่แตกต่างจากวิธีที่ถูกต้องเท่ากับ 24.51% ค่าความแตกต่างเพิ่มมากขึ้นเมื่อพิจารณารวมโหมดที่สูงขึ้น ทั้งนี้เนื่องจากค่าการเคลื่อนที่สูงสุดที่คำนวณด้วยวิธีการหลักแบบรวมโหมดให้ผลที่สูงกว่าค่าที่ถูกต้อง เป็นจำนวนมาก เมื่อรวมผลจากโหมดที่สูงขึ้น ทำให้มีค่าเพิ่มมากขึ้นเกินจากค่าที่ถูกต้องยิ่งขึ้นไปอีก ผลการวิเคราะห์เหล่านี้ แสดงว่า ในกรณีที่ได้สูงกว่าค่าที่ถูกต้อง ค่าที่คำนวณด้วยวิธีการหลักแบบรวมโหมดให้ผลที่มากเกินไป (Over-estimate) ในขณะที่ผลการคำนวณโดยวิธีการหลักแบบวิจักรให้ผลที่ใกล้เคียงกับค่าที่ถูกต้องมากกว่า เนื่องจากโครงสร้างมีค่าสติเฟนส์ที่ลดลงเนื่องจาก การเชื่อมตอยภายใต้แรงกระทำแบบวิจักร ทำให้ความสามารถในการต้านทานการเคลื่อนที่ลดลง ซึ่งเป็นพฤติกรรมที่สอดคล้องกับพฤติกรรมโครงสร้างภายใต้แรงแผ่นดินไหว เป็นผลทำให้ ค่าการเคลื่อนที่เข้าใกล้กับค่าที่ถูกต้องยิ่งขึ้น

ข) ค่าการเคลื่อนที่สูงสุดของแต่ละชั้นอาคาร (Peak Floor Displacement) ผลการคำนวณโดยวิธีการหลักแบบวิจักรให้ค่าใกล้เคียงกับวิธีที่ถูกต้องมากกว่าวิธีการหลักแบบรวมโหมด โดยให้ค่าความแตกต่างเพียง 5.5% เมื่อเทียบกับค่าความแตกต่างจากการหลักแบบโหมดที่ 1 = 12.41% แบบรวม 2 โหมด = 7.14% แบบรวม 3 โหมด = 5.64%

สาเหตุที่ การหลักแบบวิจักรนี้สำหรับโครงสร้างนี้ให้ผลการเคลื่อนที่ใกล้เคียงกับวิธีที่ถูกต้องมากกว่า ประการแรก เป็นเหตุผลจากข้างต้น สืบเนื่องจากโครงสร้างมีพฤติกรรมที่สอดคล้องกับพฤติกรรมโครงสร้างภายใต้แรงแผ่นดินไหว เป็นผลทำให้ ค่าการเคลื่อนที่เข้าใกล้กับค่าที่ถูกต้องยิ่งขึ้น

ประการที่สอง เนื่องจาก การหลักแบบวิจักรให้ผลค่าเฉลี่ยของการเคลื่อนที่มากกว่าการหลักแบบรวมโหมด อันเป็นผลมาจากค่าสติเฟนส์ที่ลดลงตามรอบการหลักที่มากขึ้นจากการเชื่อมลดกำลังต้านทานของโครงสร้างคอนกรีต และการหลักแบบรวมโหมดสำหรับโครงสร้างนี้ให้ค่าเฉลี่ยที่ต่ำกว่าค่าที่ถูกต้อง เป็นผลทำให้ ค่าการเคลื่อนที่เพิ่มมากขึ้นและเข้าใกล้กับค่าที่ถูกต้องยิ่งขึ้น

ค) ค่าอัตราส่วนระยะการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้น (Inter-storey Drift Ratio) การหลักแบบวิจักรประเมินค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์สูงสุดของแต่ละชั้นอาคารได้แตกต่างจากวิธีที่

ถูกต้อง 15.58% ในขณะที่การผลักแบบรวมโหมด ให้ค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์สูงสุดของแต่ละชั้นอาคารได้ใกล้เคียงกว่าวิธีที่ถูกต้อง (การผลักแบบ 1 โหมด = 14.15% การผลักแบบ 2 โหมด = 13.98% การผลักแบบ 3 โหมด = 13.55%) ทั้งนี้เนื่องมาจาก การผลักแบบวิภูจักรใช้รูปแบบการเคลื่อนที่เพียงโหมดเดียวในการประเมินค่าการเคลื่อนที่ ในขณะที่การผลักแบบรวมโหมดใช้ผลการเคลื่อนที่จากรูปแบบ 3 โหมดมารวมกัน จึงให้ผลได้ใกล้เคียงกว่า

ง) การเกิดข้อหมุนพลาสติกและค่าดัชนีความเสียหาย (Plastic Hinge Formation and Damage Index) ผลการศึกษาสำหรับคลื่นแผ่นดินไหวที่ให้ผลรุนแรงที่สุด พบว่า ตำแหน่งการเกิดข้อหมุนพลาสติกและค่าดัชนีความเสียหายสำหรับการผลักแบบวิภูจักรน้อยกว่าผลจากวิธีที่ถูกต้อง

แต่เมื่อเปรียบเทียบกับผลการผลักแบบรวมโหมด 3 โหมด โดยผลักไปให้เท่ากับค่าที่คำนวณได้สำหรับการผลักแบบรวมโหมด สำหรับคลื่นแผ่นดินไหวที่ใช้ค่า Scale Factor เท่ากัน พบว่า เกิดข้อหมุนพลาสติคน้อยกว่าทั้งวิธีการผลักแบบวิภูจักรและวิธีที่ถูกต้องมาก

แสดงว่า การผลักอาคารแบบวิภูจักรสามารถทำนายการเกิดข้อหมุนพลาสติกและค่าดัชนีความเสียหายได้ดีกว่าการผลักแบบรวมโหมด

5.3 อภิปรายผล

การวิเคราะห์ด้วยวิธีการผลักอาคาร (Pushover Analysis) เป็นการจำลองแรงกระทำในการศึกษาพฤติกรรมโครงสร้างอาคาร จึงควรพิจารณาการใช้รูปแบบของแรงกระทำสำหรับการผลักอาคารให้ใกล้เคียงกับพฤติกรรมโครงสร้างภายใต้แรงแผ่นดินไหว ผลการวิเคราะห์พบว่า วิธี Cyclic Pushover ให้ผลการตอบสนองของโครงสร้าง ได้แก่ ค่าการเคลื่อนที่สูงสุดบนยอดอาคาร ค่าการเคลื่อนที่สูงสุดของแต่ละชั้นอาคาร การเกิดข้อหมุนพลาสติกและระดับความเสียหาย ที่ใกล้เคียงกับวิธีที่ถูกต้องมากกว่า วิธีการผลักแบบรวมโหมด Modal Pushover

ผลการศึกษา ยังพบว่า ความรุนแรงของคลื่นแผ่นดินไหวมีผลกระทบของต่อค่าการเคลื่อนที่บนยอดอาคาร โดยการพิจารณาปรับค่าตัวคูณปรับความรุนแรง Scale Factor ระหว่าง 0.5, 1.0, 1.25, 1.50, 1.75, 2.0 สำหรับคลื่นแผ่นดินไหวรุนแรงที่สุด 1 คลื่น ผลการคำนวณด้วยวิธีการผลักแบบวิภูจักรให้ค่าที่มากกว่าวิธีที่ถูกต้องเมื่อค่า Scale Factors น้อยกว่า 1.0

แต่เมื่อค่า Scale Factors มากกว่า 1.0 ขึ้นไป ผลการคำนวณด้วยวิธีการผลักแบบวิภูจักรให้ค่าที่น้อยกว่าวิธีที่ถูกต้อง และผลการคำนวณจากวิธีการผลักแบบวิภูจักรให้ค่าที่ใกล้เคียงกับวิธีที่ถูกต้องเมื่อค่า Scale Factor ประมาณ 0.95

ผลการคำนวณแสดงว่า วิธีการผลักแบบวัฏจักรให้ผลที่ใกล้เคียงกับค่าที่ถูกต้องมากกว่าวิธีการผลักแบบรวมไหมด เมื่อระดับความรุนแรงของคลื่นแผ่นดินไหวมากขึ้น โดยมีความแตกต่างจากวิธีที่ถูกต้องประมาณ 15% ในขณะที่วิธีการผลักแบบรวมไหมดให้ค่าความแตกต่างมากกว่าจากวิธีที่ถูกต้องประมาณ 45%

5.4 ข้อเสนอแนะเพื่อการทำวิจัยครั้งต่อไป

ปัจจุบันนี้ อาคารที่ได้มีการออกแบบและก่อสร้างแล้วเป็นจำนวนมาก มิได้มีการออกแบบให้สามารถต้านทานแผ่นดินไหวได้ ดังนั้นจึงควรมีการศึกษาถึงค่าความปลอดภัยจากแผ่นดินไหวของอาคารเหล่านี้ในหลายรูปแบบ คือ โครงสร้างแบบกำแพงรับแรงเฉือน โครงสร้างผสมโครงข้อแข็ง-กำแพง เป็นต้น ซึ่งควรมีการนำวิธีการตรวจสอบสมรรถนะของอาคารโดยใช้ Demand-Capacity Diagrams โดยหลักการของความเสียหายคงที่มาเป็นเครื่องมือในการตรวจสอบ เพื่อเป็นการควบคุมความปลอดภัยของโครงสร้าง

นอกจากนี้ในการศึกษาพฤติกรรมต้านทานแผ่นดินไหวของอาคาร ควรมีการจำลองพฤติกรรมโครงสร้างให้ใกล้เคียงกับสภาพความเป็นจริงให้มากที่สุด ได้แก่ การจำลองโครงสร้างแบบ 3 มิติ การจำลองพฤติกรรมการรับแรงแบบวัฏจักรแบบต่างๆ การพิจารณาผลกระทบของแผ่นผนังกำแพงในโครงสร้าง

สำหรับคลื่นแผ่นดินไหวที่ใช้ในการวิเคราะห์ก็มีส่วนสำคัญ ควรมีการคัดเลือกและวิเคราะห์หาคคลื่นแผ่นดินไหวที่เหมาะสม สำหรับพื้นที่ภาคเหนือ และกรุงเทพมหานครทั้งปริมณฑล ซึ่งควรมีการทำวิจัยขยายผลต่อไป อันจะเป็นประโยชน์ในการออกแบบและหาแนวทางป้องกันภัยพิบัติที่อาจเกิดจากแรงแผ่นดินไหวในอนาคต



บรรณานุกรม

มหาวิทยาลัยศรีปทุม
SRIPATUM UNIVERSITY

บรรณานุกรม

- Antoniou, S. Pinho, R. 2004. "Development and verification of a displacement-based adaptive pushover procedure." **Journal of Earthquake Engineering**, 8(5): 643-661.
- Applied Technology Council. 1996. **Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings** (Report No. ATC-40). California: Seismic Safety Commission.
- Banon, H. and Veneziano, D. 1982. "Seismic safety of reinforced concrete members and structures." **Earthquake Engineering and Structural Dynamics**. 10: 179-193.
- Carr, A.J. 2006. **Ruamoko User Manual**, University of Canterbury, New Zealand.
- Castiglioni, C. A. and Di Palma, N. 1988. "Steel members under cyclic loads: numerical modeling and experimental verifications." **Costruzioni Metalliche**. N.6.
- CEN, Technical Committee. 1994. **Eurocode 8: Design Provision for Earthquake Resistance of Structures**, Part 2: Prestandard.
- Chintanapakdee, C., and Chopra, A.K. 2003. "Evaluation of modal pushover analysis using generic frames, **Earthquake Engineering and Structural Dynamics**. 32: 417-442.
- Chopra, A. K. and Goel, R. K. 1999. "Capacity-Demand-Diagram Methods for Estimating Seismic Deformation of Inelastic Structures: SDF Systems." **PEER-1999/02**, Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.
- Chopra, A. K. and Goel, R. K. 2002. "A modal pushover analysis procedure for estimating seismic demands for buildings." **Earthquake Engineering and Structural Dynamics**. 31: 561-582.
- Chopra, A. K. and Goel, R. K. 2005. "Role of higher mode pushover analysis in seismic analysis of buildings." **Earthquake Spectra**, 21(4): 1027-1041.
- Chopra, A. K., Goel, R. K. and Chintanapakdee, C. 2004. "Evaluation of a Modified MPA procedure assuming higher modes as elastic to estimate seismic demands." **Earthquake Spectra**. 20(3): 757-778.
- Clough, R. W. and Johnston, S. B. 1967. "Effect of stiffness degradation on earthquake ductility requirements." **Proceedings of the Japan Earthquake Engineering Symposium**. 227-232.

- Cosenza, E., Manfredi, G. and Ramasco, R. 1993. "The use of damage functionals in earthquake engineering: a comparison between different methods". **Earthquake Engineering and Structural Dynamics**. 22: 855-868.
- Decanini, L. and Gavarini, C. 1992. "Some relevant aspects of the seismic design codes: Lessons learned from earthquakes and impact on practice and research." **Proceedings of the 10th World Conference on Earthquake Engineering**. July 19-24, Madrid, Spain, (11), 6715-6724.
- Elghadamsi, F. E., and Moraz, B. 1987. "Inelastic Earthquake Spectra." **Earthquake Engineering and Structural Dynamics**. 15: 91-104.
- Elgehausen, R., Popov, E. P., and Bertero, V.V. 1983. "Local bond stress slip relationships of deformed bars under general excitations." **EERC Report 83/23**, University of California, Berkeley.
- Fajfar, P., Vidic, T., Fischinger, M. 1990. "A measure of earthquake motion capacity to damage medium-period structures." **Soil Dynamics and Earthquake Engineering**. 9(5): 236-242.
- Fajfar, P. and Gaspersic, P. 1996. "The N2 method for the seismic damage analysis of RC buildings." **Earthquake Engineering and Structural Dynamics**. 25:31-46.
- Fajfar, P. 1999. "Capacity spectrum method based on inelastic demand spectra." **Earthquake Engineering and Structural Dynamics**. 28: 979-993.
- FEMA. 2005. *NEHRP Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures (FEMA 440)*. Federal Emergency Management Agency, Washington D.C.
- Freeman, S. A., Nicoletti, J. P. and Tyrel. 1975. "Evaluations of existing buildings for seismic risk – A case study of Puget Sound Naval Shipyard, Bremerton, Washington." **Proc. 1st U.S. National Conference on Earthquake Engineering**. EERI, Berkeley.
- Giberson, M.F. 1969. "Two Nonlinear Beams with Definitions of Ductility." **Journal of Structural Division, ASCE**, 95(2), 137-157.
- Goel R. K. and Chopra, A.K. 2004. "Evaluation of modal and FEMA pushover analysis; SAC buildings," **Earthquake Spectra**, 20(1); 225-254.

- Hernandez-Montes, E., Kwon, O-S, and Aschheim, M. 2004. "An energy based formulation for first and multiple-mode nonlinear static analysis," **Journal of Earthquake Engineering**, 8(1); 69-88.
- Hirao, K., Sasada, S., Nariyuki, Y., Sawada, T., and Kawabata, S. 1995. "Required yield strength ratio spectrum and its application for verification of seismic safety of a structure excited by severe earthquake motions." **Proceedings of JSCE**. 525(I-33): 213-225.
- ICBO International Conference of Building Officials. 1994, 1997. **Uniform Building Code**, Whittier, California.
- Kim, S.P., and Kurama, Y.C. 2008. "An alternative pushover analysis procedure to estimate seismic displacement demands." **Engineering Structures**, 30; 3793-3807.
- Krawinkler, H., Bertero, V. V., and Popov, E. P. 1971. "Inelastic behavior of steel beam to column subassemblages." **Report No. EERC 71-7**. University of California, Berkeley, California.
- Krawinkler, H. and Zohrei, M. 1983. "Cumulative damage in steel structures subjected to earthquake ground motions." **Computers & Structures**, 16(1-4): 531-541.
- Jan, T.S., Liu, M.W., and Kao, Y.C. 2004. "An upper bond pushover analysis procedure for estimating seismic demand of high rise buildings" **Engineering Structures**, 26;117-128.
- Lai, S. P. and Biggs, J. M. 1980. "Inelastic response spectra for aseismic building design." **Journal of the Structural Division, ASCE**, 106(ST6): 1295-1310.
- Lee, L. H., Han, S. W., Oh, Y. H. 1999. "Determination of Ductility Factor Considering Different Hysteretic Models", **Earthquake Engineering and Structural Dynamics**, 28: 957-977.
- Lowes, L. N., N. Mitra. 2003. "A Beam-Column Joint Model for Simulating the Earthquake Response of Reinforced Concrete Frames." **Pacific Earthquake Engineering Research Center, PEER 2003/10**.

- Mahaney, J. A., Freeman, S. A., Paret, T. F. and Kehoe, B. E. 1993. "The capacity spectrum method for evaluating structural response during the Loma Prieta earthquake." **Proc. National Earthquake Conference**, Memphis.
- Mander J. B., Priestley M. J. N., and Park R. 1989. "Observed Stress-Strain Behavior of Confined Concrete", **Journal of Structural Engineering**, ASCE, 114: 1827-849.
- Matrin, S. 2007. "Nonlinear modeling of gravity load designed reinforced concrete buildings for seismic performance evaluation." M.Eng. Thesis. **Asian Institute of Technology**. Bangkok, Thailand.
- Miranda, E. and Bertero, V.V. 1989. "The Mexico earthquake of September 19, 1985-performance of low-rise buildings in Mexico City," **Earthquake Spectra** 5(1): 121-143 .
- Nasssar and Krawinkler. 1991. "Seismic demands for SDOF and MDOF systems." **Report no. 95**, The John A. Blume Earthquake Engineering Center. Department of Civil Engineering, Stanford University.
- Newmark, N. M. and Hall, W. J. 1973. "Seismic design criteria for nuclear reactor facilities." **Report No. 46**, Building Practices for Disaster Mitigation, National Bureau of Standards, U.S. Department of commerce, 209-236.
- Ngo, T., Kusuma, G., Mendis, P. and Lam, N. 2002. "Seismic performance of high-strength concrete frames in Australia," **Proceedings of the 17th Australian Conference on the Mechanics of Structures and Materials**, Gold Coast, Australia.
- Papanikolaou, V.K., Elnasshai, A.S., Pareja, J.F. 2006. "Evaluation of conventional and adaptive pushover analysis II: Comparative results." **Journal of Earthquake Engineering**, 10(1): 127-151.
- Panyakapo, P. and Warnitchai, P. 1997. "Constant-Damage Inelastic Response Spectra for Seismic Resistant Design of Buildings on Soft Soils", **Proc. of the 3rd National Conference on Civil Engineering**, Songkhla, Thailand.
- Panyakapo, P. and Warnitchai, P. 2000. "Inelastic Design Spectra Based on Constant-Damage Concept For Reinforced Concrete Structures", **Proceedings of the 3rd Regional Symposium on Infrastructure Development in Civil Engineering**, Tokyo Institute of Technology, Japan.

- Panyakapo, P. 2002. "Evaluation of Site-Dependent Constant-Damage Design Spectra", **Proceedings of the 17th Australian Conference on the Mechanics of Structures and Materials**, Gold Coast, Australia.
- Panyakapo, P. 2004. "Strength Reduction Factor based on Constant-Damage Concept", **Proceedings of the 18th Australian Conference on the Mechanics of Structures and Materials**, Perth, Australia.
- Panyakapo, P. 2004. "Evaluation of Site-Dependent Constant-Damage Design Spectra for Reinforced Concrete Structures", **Earthquake Engineering and Structural Dynamics**. Vol.33, No.12: 1211-1231.
- Panyakapo, P. 2006. "Strength Demand Diagram based on Constant-Damage Concept", **Proceedings of the 1st European Conference on Earthquake Engineering and Seismology**, Geneva, Switzerland.
- Panyakapo, P. 2010. "Seismic Performance of RC Building by Cyclic Pushover Analysis," **The 7th International Conference on Urban Earthquake Engineering (7CUEE) and The 5th International Conference on Earthquake Engineering (5ICEE)**, Tokyo, Japan.
- Park, Y. J. and Ang, A. H. 1985. "Mechanistic seismic damage model for reinforced concrete." **Journal of Structural Engineering, ASCE**, 111(4): 722-739.
- Park, Y. J., Reinhorn, A. M. and Kunnath, S. K. 1987a. "IDARC: Inelastic damage analysis of reinforced concrete frame-shear-wall structures." **NCEER report-87-0008**, State University of New York at Buffalo, Red Jacket Quadrangle, Buffalo, NY 14261.
- Park, Y. J., Ang, A. H.-S., and Wen, Y. K. 1987b. "Damage-Limiting Aseismic Design of Buildings", **Earthquake Spectra**, 3(1): 1-26.
- Paulay, T. and Priestley, M. J. N. 1992. **Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings**, New York, John Wiley & Sons, Inc.
- Poursha, M., Khoshnoudian, F., and Moghadam, A.S. 2009. "A consecutive modal pushover procedure for estimating the seismic demands of tall buildings." **Engineering Structures**, 31; 591-599.

- Priestley, M. J. N., Verma, R., and Xiao, Y. 1994. "Seismic Shear Strength of Reinforced Concrete Columns", **Journal of Structural Engineering, ASCE**, 120(8), 2310-2329 .
- Rahnama and Krawinkler. 1993. "Effect of soft soil and hysteresis model on seismic demands." **Report no. 108, The John A. Blume Earthquake Engineering Center**, Department of Civil Engineering, Stanford University.
- Rajaram, S. K. and Usami, T. 1996. "Inelastic seismic response analysis of thin-walled steel bridge piers", **Report no. 9602**, Department of civil engineering, Nagoya University.
- Riddell, R., and Newmark, N. M. 1979. "Statistical analysis of the response of nonlinear systems subjected to earthquakes." **Structural Research Series No. 468**, Department of Civil Engineering, University of Illinois, Urbana.
- Riddell, R., Hidalgo, P. and Cruz, E. 1989. "Response modification factors for earthquake resistant design of short period buildings." **Earthquake Spectra**, 5(3): 571-580.
- Riddell, R. 1995. "Inelastic Design Spectra Accounting for Soil Conditions." **Earthquake Engineering and Structural Dynamics**, 24: 1491-1510.
- Roy, H. and M. A. Sozen. 1964. "Ductility of Concrete." **American Concrete Institute**, 12: 213-235.
- SANZ, Standards Association of New Zealand. 1992. **Commentary on code of practice for general structural design and design loading for buildings (NZS 4203-Part 2)**, Wellington.
- Sezen, H. 2000. "Evaluation and Testing of Existing Reinforced Concrete Columns." CE-299 Report, Department of Civil and Environmental Engineering, **University of California, Berkeley**.
- Shahrooz, B.M. and Moehle, J.P. 1990. "Evaluation of seismic performance of reinforced concrete frames," **Journal of Structural Engineering, ASCE**, 116(5): 1403-1422.
- Shima, H., L. L. Choul. 1987. "Bond Characteristics in Post-Yield Range of Deformed Bars." **Concrete Library of JSCE**, 10: 113-124.
- Stewart, W.G. 1987. **The Seismic Design of Plywood Sheathed Shear Walls**. Ph.D. Thesis, Department of Civil Engineering, University of Canterbury.

- Takeda, T., Sozen, M. A., and Nielsen, N. N. 1970. "Reinforced concrete response to simulated earthquakes." **Journal of the Structural Division**, ASCE, 96(ST12): 2557-2573.
- Taylor, R.G. 1977. "The Nonlinear Seismic Response of Tall Shear Wall Structures", Ph.D. Thesis, Department of Civil Engineering, **University of Canterbury**.
- Valless, R.E., Reinhorn, A.M., Kunnath, S.K., C. Li and Madan, A. 1996. "IDARC2D Version 4.0 : A computer program for the inelastic damage analysis of buildings" NCEER-96-0010, State University of New York at Buffalo.
- Veletsos, A. S. and Newmark, N. M. 1960. "Effect of inelastic behavior on the response of simple system to earthquake motions." **Proceedings of the 2nd World Conference on Earthquake Engineering**, Japan, 2: 395-912.
- Warnitchai, P. and Panyakapo, P. 1998. "Constant-Damage Design Spectra", **Proc. of the 2nd Regional Symposium on Infrastructure Planning in Civil Engineering**, Manila, Philippines.
- Warnitchai, P. and Panyakapo, P. 1999. "Constant-Damage Design Spectra", **Journal of Earthquake Engineering**, 3(3): 329-347.
- Warnitchai, P., Sangarayakul, G. and Ashford, S. A. 2000. "Seismic hazard in Bangkok due to long-distance earthquakes." **Proceedings of the 12th World Conference on Earthquake Engineering**, Auckland, New Zealand.
- Yu, K., Heintz, J., and Poland, C. 2001. "Assessment of nonlinear static analysis procedures for seismic evaluation of building structures" **Proceedings U.S.-Japan joint workshop and third grantees meeting, U.S.-Japan cooperative research on urban earthquake disaster mitigation**, Washington, 431-450.
- Zhu, T.J., Tso, W.K. and Heidebrecht, A.C. 1992. "Seismic performance of reinforced concrete ductile moment resisting frame buildings located in different seismic regions," **Canada Journal of Civil Engineering**, 19(4): 688-710.
- ธานินทร์ เจียวกัษฐวรรณ และทศพล ปิ่นแก้ว. 2544. "พฤติกรรมอาคารเรียนคอนกรีตเสริมเหล็ก ภายใต้แรงแผ่นดินไหว," **เอกสารการประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ 7**. จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย: STR85-STR90.

นคร ภู่วโรดม และอาทิตย์ บุญศรีสุวรรณ. 2548. “การวิเคราะห์คุณสมบัติเชิงพลศาสตร์สำหรับอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กบนฐานรากยืดหยุ่น” **วิศวกรรมสารฉบับวิจัยและพัฒนา** 16(3): 8-15.

ไพบูลย์ ปัญญาคะโป. 2547. “แผนผังความต้องการกำลังเพื่อการออกแบบอาคารต้านทานแผ่นดินไหวโดยหลักการความเสียหายคงที่และวิธีการสเปคตรัมของความสามารถ” **ศรีปทุมปริทัศน์** 4(2), กรกฎาคม – ธันวาคม.

ไพบูลย์ ปัญญาคะโป. 2547. “การคำนวณกราฟสเปคตรากการออกแบบอาคารต้านทานแผ่นดินไหวโดยหลักการความเสียหายคงที่สำหรับแต่ละสภาพที่ตั้งอาคาร” **เอกสารการประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ 9** โรงแรมริเจนท์ ซะอำ เพชรบุรี STR 31.

ไพบูลย์ ปัญญาคะโป. 2548. “กราฟการลดกำลังเพื่อการคำนวณแรงเฉือนพื้นฐานสำหรับการออกแบบอาคารต้านทานแรงแผ่นดินไหว” **เอกสารการประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ 10** โรงแรมแอมบาสซาเดอร์ ซิตี้ จอมเทียน พัทยา ชลบุรี STR 24.

ไพบูลย์ ปัญญาคะโป. 2549. “แผนผังความต้องการกำลังเพื่อการออกแบบอาคารต้านทานแผ่นดินไหวบนชั้นดินอ่อน” **เอกสารการประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ 11**. เมอร์ลิน บีช รีสอร์ท ปาตอง ภูเก็ต STR-005.

ไพบูลย์ ปัญญาคะโป. 2552. “กำลังต้านทานแผ่นดินไหวของอาคารโดยวิธีการผลัดแบบวัฏจักร” **เอกสารการประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ 14**. มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี STR-50053.

ปณิธาน ลักคุณะประสิทธิ์ และนพดล คูหาทัสนะดีกุล. 2536. “เขตแผ่นดินไหวและสัมประสิทธิ์แผ่นดินไหวสำหรับประเทศไทย,” **เอกสารการประชุมใหญ่วิชาการทางวิศวกรรมประจำปี 2536**. วิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทยฯ: หน้า 268-287.

เป็นหนึ่งใน วานิชชัย และ อาเด ลีซานโตโน. 2537. “การวิเคราะห์ความเสี่ยงภัยจากแผ่นดินไหวสำหรับประเทศไทย,” **เอกสารการประชุมใหญ่วิชาการทางวิศวกรรม**. วิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทย.

เป็นหนึ่งใน วานิชชัย และ สืบพงศ์ เกียรติวิศาลชัย. 2544. “การประเมินความสามารถต้านทานแผ่นดินไหวของอาคารคอนกรีต,” **เอกสารการประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ 7**. จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย: หน้า INV245-INV266.

วิโรจน์ บุญญภิโณ นรเทพ ชูพูล และเป็นหนึ่งใน วานิชชัย. 2549. “การประเมินและการปรับปรุงความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กโดยวิธี Capacity Demand Diagram,” **เอกสารการประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ 11**. เมอร์ลิน บีช รีสอร์ท จ. ภูเก็ต: STR-031.

วัชรพล เบ้าเจริญ และมงคล จิรวัชรเดช. 2549. “ผลของปฏิสัมพันธ์ระหว่างดินและโครงสร้าง
สำหรับการออกแบบอาคารสูงในกรุงเทพมหานคร” เอกสารการประชุมวิชาการ
วิศวกรรมโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ 11 : STR-012.



มหาวิทยาลัยศรีปทุม
SRIPATUM UNIVERSITY



ภาคผนวก

มหาวิทยาลัยศรีปทุม
SRIPATUM UNIVERSITY



ภาคผนวก ก
การคำนวณหาแรงกระทำสำหรับวิธี
Modal Pushover Analysis

มหาวิทยาลัยศรีปทุม
SRIPATUM UNIVERSITY

ขั้นตอนการคำนวณหาแรงกระทำสำหรับวิธี Modal Pushover Analysis

ขั้นตอนที่ 1 คำนวณหาค่าความเร่งตอบสนองของโครงสร้าง (S_{DS}, S_{D1}) และสัมประสิทธิ์แรงเฉือนที่ฐานอาคาร C_s

จาก มาตรฐาน มยผ.1302 กำหนดใช้พื้นที่จังหวัดเชียงใหม่

ค่าความเร่งตอบสนอง $S_s = 0.878g$, $S_1 = 0.248g$ และชั้นดินแข็งจัดเป็นประเภท C

ค่าสัมประสิทธิ์ปรับแก้เนื่องจากผลของชั้นดิน $F_a = 1.05$ และ $F_v = 1.55$

คำนวณค่าความเร่งตอบสนองสำหรับการออกแบบ S_{DS} และ S_{D1} จาก

$$S_{DS} = \frac{2}{3}(F_a S_s) = \frac{2}{3}(1.05 \times 0.878) = 0.615g$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3}(F_v S_1) = \frac{2}{3}(1.55 \times 0.248) = 0.256g$$

จะสามารถคำนวณหาค่า C_s ได้จาก

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I}\right)} \quad (A.1a)$$

$$\text{และ} \quad C_s = \frac{S_{D1}}{T\left(\frac{R}{I}\right)} \quad (A.1b)$$

$$\text{สำหรับ } T_1 = 0.628 \text{ sec.} \quad C_{s1} = \frac{0.256 \times 1.5}{5(0.628)} = 0.122 g,$$

$$\text{สำหรับ } T_2 = 0.196 \text{ sec.} \quad C_{s2} = \frac{0.615 \times 1.5}{5} = 0.1845 g,$$

$$\text{สำหรับ } T_3 = 0.104 \text{ sec.} \quad C_{s3} = \frac{0.615 \times 1.5}{5} = 0.1845 g$$

ขั้นตอนที่ 2 คำนวณหาน้ำหนักประสิทธิผลและแรงเฉือนที่ฐานของแต่ละรูปแบบการสั่น

$$W_m = \frac{\left[\sum_{i=1}^N \phi_{im} W_i \right]^2}{\sum_{i=1}^N \phi_{im}^2 W_i} \quad (A.2)$$

$$V_m = C_{sm} W_m \quad (A.3)$$

ตารางที่ A1 น้ำหนักประสิทธิผลและแรงเฉือนที่ฐานของแต่ละรูปแบบการสั่น (W_m, V_m)

รูปแบบที่	$\left[\sum_{i=1}^N \phi_{im} W_i \right]^2$	$\sum_{i=1}^N \phi_{im}^2 W_i$	น้ำหนักประสิทธิผลของแต่ละรูปแบบการสั่น		V_m (Tons)
			W_m (Tons)	(%)	
1	5912.44	59.44	99.47	82.89	12.14
2	829.48	65.94	12.58	10.48	2.32
3	417.23	83.33	5.00	4.17	0.92
			$\Sigma = 117.05$	$\Sigma = 97.54$	

แรงเฉือนที่ฐานทั้งหมดคำนวณโดยเทคนิค SRSS

$$V = \sqrt{(12.14)^2 + (2.32)^2 + (0.92)^2} = 12.39 \text{ ตัน}$$

ขั้นตอนที่ 3 การปรับค่าน้ำหนักประสิทธิผลและแรงเฉือนที่ฐานของแต่ละรูปแบบการสั่น

คำนวณแรงเฉือนที่ฐานอาคารจากวิธีแรงสถิตเทียบเท่า

$$V_{Static} = \frac{S_{Ds} I}{R} W \quad (A.4)$$

$$T = 0.02H = 0.286 \text{ วินาที}$$

$$V_{Static} = \frac{0.615(1.5)}{5} 120 = 22.14 \text{ ตัน}$$

$$\begin{aligned} V_{Static} &\leq \frac{S_{D1}}{T \left(\frac{R}{I} \right)} W \\ &\leq \frac{0.256(1.5)}{(0.286)5} 120 = 32.22 \text{ ตัน} \end{aligned}$$

ในที่นี้เลือกใช้ค่าแรงเฉือนมากที่สุดเนื่องจากต้องการวิเคราะห์ถึงกำลังประลัยของโครงสร้าง

และเนื่องจากแรงเฉือนที่ฐานอาคารตามที่ได้คำนวณได้จากวิธีพลศาสตร์มีค่าน้อยกว่าแรงเฉือนที่ได้จากวิธีแรงสถิตเทียบเท่า สำหรับอาคารรูปทรงสม่ำเสมอ จะต้องปรับเพิ่มค่าให้เท่ากับ 90% ของค่าแรงเฉือนที่ได้จากวิธีแรงสถิตเทียบเท่า ดังนั้นจึงปรับด้วยค่า r ดังนี้

$$r = \frac{0.9V_{static}}{V_{dynamic}} = \frac{0.9 \times 22.14}{12.39} = 1.608$$

ดังนั้นจึงนำค่า r มาคูณกับค่า V_m เป็นค่าใหม่ ดังแสดงในตาราง A2

ตารางที่ A2 การปรับค่าแรงเฉือนพื้นฐานของแต่ละรูปแบบการสั่น (V_m)

รูปแบบที่	$V_m \cdot r$	V_m
1	12.14x1.608	19.52
2	2.32 x1.608	3.73
3	0.92x1.608	1.48

แรงเฉือนพื้นฐานทั้งหมดคำนวณโดยเทคนิค SRSS

$$V = \sqrt{(19.52)^2 + (3.73)^2 + (1.48)^2} = 19.93 \text{ ตัน}$$

ขั้นตอนที่ 4 แรงกระทำทางด้านข้างของแต่ละรูปแบบสั่น

$$F_{im} = C_{im} V_m \quad (\text{A.5})$$

โดยที่ $C_{im} = \frac{\phi_{im} W_i}{\sum_{i=1}^N \phi_{im} W_i} \quad (\text{A.6})$

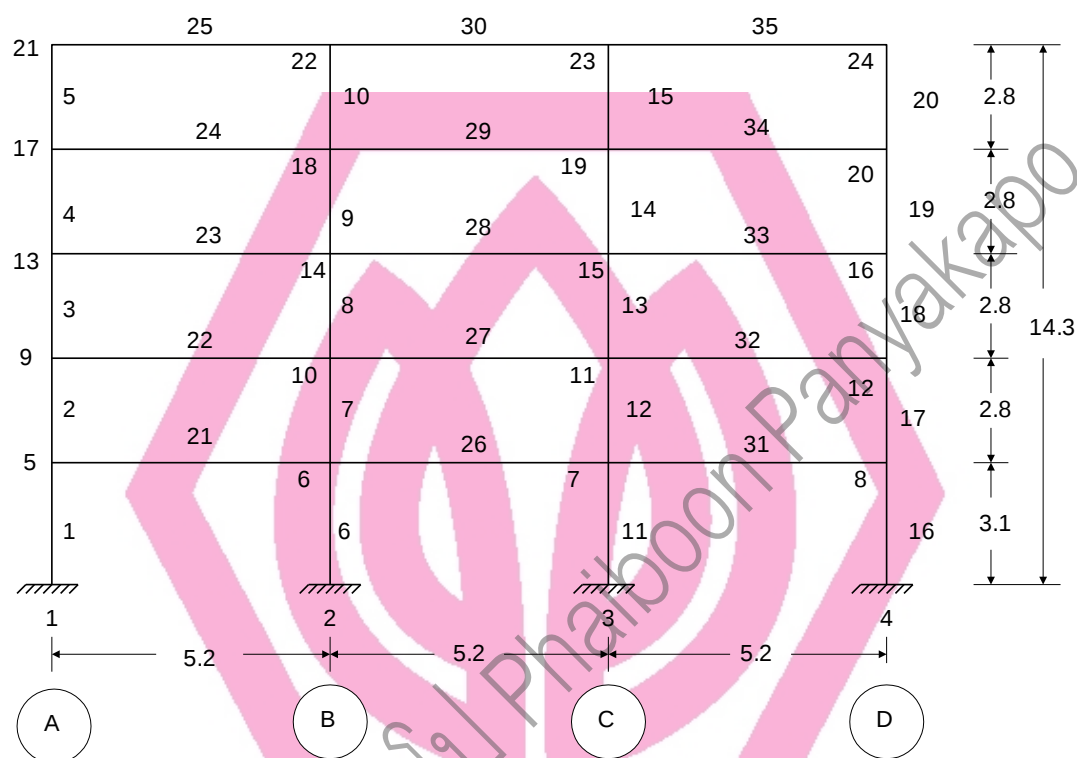
นั่นคือ แรงกระทำทางด้านข้างสำหรับ Mode 1

$$F_{i1} = \frac{\phi_{i1} W_i}{\sum_{i=1}^n \phi_{i1} W_i} V_{b1} \quad (\text{A.7})$$



ภาคผนวก ข
ข้อมูล Input Data
สำหรับโปรแกรม RUAUMOKO

มหาวิทยาลัยศรีปทุม
SRIPATUM UNIVERSITY



ภาพประกอบภาคผนวก แบบจำลองโครงสร้างแสดงหมายเลขจุดต่อและหมายเลขของค้ำอาคาร

Cyclic Pushover Analysis

7 0 1 0 0 0 0 0

24 35 3 1 1 2 9.81 5.0 5.0 0.01 90 10

1 10 10 0 1 10 0.8 0.1

0 0 0.05

! Control parameters

! Structure parameters

! Output parameters

! Iteration parameters

NODES

1	0.0	0.0	1	1	1	0	0	0	1
2	5.2	0.0	1	1	1	0	0	0	1
3	10.4	0.0	1	1	1	0	0	0	1
4	15.6	0.0	1	1	1	0	0	0	1
5	0.0	3.1	0	0	0	6	0	0	1
6	5.2	3.1	0	0	0	0	0	0	1
7	10.4	3.1	0	0	0	0	0	0	1
8	15.6	3.1	0	0	0	7	0	0	1
9	0.0	5.9	0	0	0	10	0	0	1
10	5.2	5.9	0	0	0	0	0	0	1
11	10.4	5.9	0	0	0	0	0	0	1
12	15.6	5.9	0	0	0	11	0	0	1
13	0.0	8.7	0	0	0	14	0	0	1
14	5.2	8.7	0	0	0	0	0	0	1
15	10.4	8.7	0	0	0	0	0	0	1
16	15.6	8.7	0	0	0	15	0	0	1
17	0.0	11.5	0	0	0	18	0	0	1
18	5.2	11.5	0	0	0	0	0	0	1
19	10.4	11.5	0	0	0	0	0	0	1
20	15.6	11.5	0	0	0	19	0	0	1
21	0.0	14.5	0	0	0	22	0	0	1
22	5.2	14.5	0	0	0	0	0	0	1
23	10.4	14.5	0	0	0	0	0	0	1
24	15.6	14.5	0	0	0	23	0	0	1

DRIFT

2 6 10 14 18 22

ELEMENTS

1	1	1	5	0	0	1
2	1	5	9	0	0	1
3	1	9	13	0	0	1
4	1	13	17	0	0	1
5	1	17	21	0	0	1
6	2	2	6	0	0	1
7	2	6	10	0	0	1
8	2	10	14	0	0	1
9	2	14	18	0	0	1
10	2	18	22	0	0	1
11	2	3	7	0	0	1
12	2	7	11	0	0	1
13	2	11	15	0	0	1
14	2	15	19	0	0	1
15	2	19	23	0	0	1
16	1	4	8	0	0	1
17	1	8	12	0	0	1
18	1	12	16	0	0	1
19	1	16	20	0	0	1
20	1	20	24	0	0	1
21	3	5	6	0	0	1
22	3	9	10	0	0	1
23	3	13	14	0	0	1
24	3	17	18	0	0	1
25	3	21	22	0	0	1

26	3	6	7	0	0	1
27	3	10	11	0	0	1
28	3	14	15	0	0	1
29	3	18	19	0	0	1
30	3	22	23	0	0	1
31	3	7	8	0	0	1
32	3	11	12	0	0	1
33	3	15	16	0	0	1
34	3	19	20	0	0	1
35	3	23	24	0	0	1

PROPS

1	FRAME External Column									
2	0	0	9	1	1					
	2.32E+09	9.69E+08		0.12	0.11	1.60E-03	276.00	0.30	0.30	
	0.03	0.03	0.497635856	0.497635856						
-	2.93E+05	-	2.38E+05	1.57E+04	2.08E+04		2.37E+04		3.20E+05	
	1.08E+05	0								
	2.0	8.0	0.3	10						
	9800	1500	0.15	1.45	0	0	1.09	0.75	1	
	1.7	1.7	8	8	8	8	0.15	0.15		
2	FRAME Internal Column									
2	0	0	9	1	1					
	2.51E+09	9.69E+08		0.12	0.11	1.60E-03	276.00	0.30	0.30	
	0.03	0.03	0.497635856	0.497635856						
-	2.93E+05	-	2.38E+05	1.57E+04	2.08E+04		2.37E+04		3.20E+05	
	1.08E+05	0								
	2.0	8.0	0.3	10						
	6000	1200	0.15	1.45	0	0	1.09	0.75	1	
	1.7	1.7	8	8	8	8	0.15	0.15		
3	FRAME Beam									
1	0	0	25	1	1					
	2.51E+09	1.05E+09		0.080	0.074	1.07E-03	1.84E+02		0.2	0.2
	0.03	0.03	0.46	0.46						
	0	0	1.79E+04	-	2.89E+04	1.79E+04	-	2.89E+04		
	2.0	8.0	0.3	10						
	0.8	1.2	0.8	2500	0.009					
	1.7	1.7	8	8	8	8	0.15	0.15		

WEIGHTS

1	432	0.0	0.0
2	432	0.0	0.0
3	432	0.0	0.0
4	432	0.0	0.0
5	3044	0.0	0.0
6	6088	0.0	0.0
7	6088	0.0	0.0
8	3044	0.0	0.0
9	3044	0.0	0.0
10	6088	0.0	0.0
11	6088	0.0	0.0
12	3044	0.0	0.0
13	3044	0.0	0.0
14	6088	0.0	0.0
15	6088	0.0	0.0
16	3044	0.0	0.0
17	3044	0.0	0.0
18	6088	0.0	0.0
19	6088	0.0	0.0
20	3044	0.0	0.0

21	3044	0.0	0.0
22	6088	0.0	0.0
23	6088	0.0	0.0
24	3044	0.0	0.0

LOADS

1	0.0 -	2735	0.0
2	0.0 -	2473	0.0
3	0.0 -	2473	0.0
4	0.0 -	2735	0.0
5	0.0 -	2471	0.0
6	0.0 -	2233	0.0
7	0.0 -	2233	0.0
8	0.0 -	2471	0.0
9	0.0 -	2471	0.0
10	0.0 -	2233	0.0
11	0.0 -	2233	0.0
12	0.0 -	2471	0.0
13	0.0 -	2471	0.0
14	0.0 -	2233	0.0
15	0.0 -	2233	0.0
16	0.0 -	2471	0.0
17	0.0 -	2647	0.0
18	0.0 -	2393	0.0
19	0.0 -	2393	0.0
20	0.0 -	2647	0.0
21	0.0 -	2647	0.0
22	0.0 -	2647	0.0
23	0.0 -	2647	0.0
24	0.0 -	2647	0.0

SHAPE

1	0	0.0	0.0
2	0	0.0	0.0
3	0	0.0	0.0
4	0	0.0	0.0
5	1189	0.0	0.0
6	0	0.0	0.0
7	0	0.0	0.0
8	0	0.0	0.0
9	2820	0.0	0.0
10	0	0.0	0.0
11	0	0.0	0.0
12	0	0.0	0.0
13	4294	0.0	0.0
14	0	0.0	0.0
15	0	0.0	0.0
16	0	0.0	0.0
17	5428	0.0	0.0
18	0	0.0	0.0
19	0	0.0	0.0
20	0	0.0	0.0
21	5788	0.0	0.0
22	0	0.0	0.0
23	0	0.0	0.0
24	0	0.0	0.0

EQUAKE

32 24 1 1 1

START

0.025 - 0.025
0.050 - 0.050
0.050 - 0.050
0.050 - 0.050
0.075 - 0.075
0.075 - 0.075
0.100 - 0.100
0.100 - 0.100
0.125 - 0.125
0.125 - 0.125
0.150 - 0.150
0.150 - 0.150
0.175 - 0.175
0.175 - 0.175
0.200 - 0.200
0.200 - 0.200



มหาวิทยาลัยศรีปทุม
SRIPATUM UNIVERSITY

ประวัติย่อของผู้วิจัย

ชื่อ	นายไพบูลย์ ปัญญาคะโป
เกิด	11 มีนาคม 2504
สถานที่เกิด	อำเภอ ห้วยหิน จังหวัด ประจวบคีรีขันธ์
สถานที่อยู่ปัจจุบัน	115/3 ซอยสามเสน 13 ถนนสามเสน แขวงวชิระ เขตดุสิต กรุงเทพมหานคร 10300
ตำแหน่งหน้าที่การงานปัจจุบัน	รองศาสตราจารย์ หัวหน้าศูนย์วิจัยและปฏิบัติการทดลอง
สถานที่ทำงานปัจจุบัน	คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยศรีปทุม 61 ถนนพหลโยธิน จตุจักร กรุงเทพมหานคร 10900
ประวัติการศึกษา	
พ.ศ. 2525	วศ.บ. (วิศวกรรมโยธา) (เกียรตินิยม) มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์
พ.ศ. 2527	M. Eng. (Structural Engineering) Asian Institute of Technology
พ.ศ. 2542	D. Eng. (Structural Engineering) Asian Institute of Technology