

บทที่ 3

ระเบียบวิธีการวิจัย

3.1 รูปแบบการวิจัย

งานวิจัยนี้เป็นการวิเคราะห์หาค่าการเคลื่อนที่สูงสุดและค่าระดับความเสียหายของอาคารสูงเนื่องจากแรงแผ่นดินไหวโดยวิธีการผลัดแบบวัฏจักร (Cyclic Pushover Analysis) ซึ่งเป็นการจำลองพฤติกรรมแรงกระทำให้ใกล้เคียงกับสภาพเหตุการณ์แผ่นดินไหวให้มากที่สุด ในการพัฒนาวิธีการนี้ จำเป็นจะต้องมีการวิเคราะห์หาค่าการเคลื่อนที่สูงสุด ซึ่งใช้ในการผลัดอาคารแบบวัฏจักร พร้อมทั้งการกำหนดรูปแบบการกระจายของแรงผลัดตลอดความสูงอาคาร (Lateral force distribution) และรูปแบบประวัติการเคลื่อนที่ (Displacement History) สำหรับแรงกระทำแบบวัฏจักร ซึ่งในงานวิจัยนี้ ใช้รูปแบบของประวัติเวลาของแรงกระทำ (Loading history protocol) จำนวน 4 แบบ เพื่อศึกษาผลของรูปแบบแรงกระทำต่อการเคลื่อนที่ของโครงสร้าง ผลตอบสนองของอาคารที่ได้จากการผลัดอาคารแบบวัฏจักร ได้แก่ ค่าการเคลื่อนที่ของชั้นอาคาร ค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้น การเกิดข้อหมุนพลาสติก ค่าระดับความเสียหายที่ประเมินด้วยดัชนีความเสียหาย เป็นต้น

ในการศึกษานี้ เลือกอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กสูง 9 ชั้น ซึ่งเป็นอาคารที่พักอาศัยประเภทหอพักมาเป็นกรณีศึกษา และมีการออกแบบรับน้ำหนักบรรทุกปกติ โดยไม่ได้มีการออกแบบต้านทานแผ่นดินไหว โดยทำการคำนวณด้วยโปรแกรมวิเคราะห์โครงสร้าง RUAUMOKO ผลการวิเคราะห์แสดงในรูปแบบของค่าการเคลื่อนที่สูงสุดบนยอดอาคาร ค่าการเคลื่อนที่สูงสุดของแต่ละชั้นอาคาร ค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้น การเกิดข้อหมุนพลาสติกและระดับความเสียหาย และนำไปเปรียบเทียบกับวิธีพลศาสตร์ไม่เชิงเส้น (Nonlinear Dynamic Analysis) ซึ่งถือว่าเป็นวิธีการที่น่าเชื่อถือ ข้อมูลคลื่นแผ่นดินไหวมีจำนวน 10 คู่ เป็นตัวแทนสำหรับพื้นที่ภาคเหนือของประเทศไทย และเปรียบเทียบกับวิธีการผลัดแบบรวมโหมด (Modal Pushover Analysis) ซึ่งเป็นที่นิยมใช้กันอย่างแพร่หลาย

3.2 ขั้นตอนการดำเนินงานวิจัย

ในการวิจัยนี้แบ่งขั้นตอนการทำงานเป็นดังนี้

ก. เลือกอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กสูง 9 ชั้น ซึ่งเป็นอาคารที่พักอาศัย โครงสร้างระบบคาน-เสา มาเป็นกรณีศึกษา โดยมีการออกแบบรับน้ำหนักบรรทุกปกติตามกฎกระทรวงฉบับที่ 6 ซึ่งไม่ได้มีการออกแบบต้านทานแผ่นดินไหว

ข. การวิเคราะห์หาค่าการเคลื่อนที่สูงสุด ซึ่งใช้ในการผลักอาคารแบบวิฎจักร พร้อมทั้งการกำหนดรูปแบบการกระจายของแรงผลักตลอดความสูงอาคาร (Lateral force distribution) และรูปแบบของประวัติเวลาของแรงกระทำ (Loading history protocol) จำนวน 4 แบบ ได้แก่

- แบบการทดสอบในห้องปฏิบัติการ (Laboratory type protocol)
- แบบ ATC – 24 (ATC-24 Protocol)
- แบบ ISO (ISO Protocol)
- แบบ SPD (Sequential Phased Displacement, SPD Protocol)

ค. ดำเนินการผลักอาคารแบบวิฎจักร 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

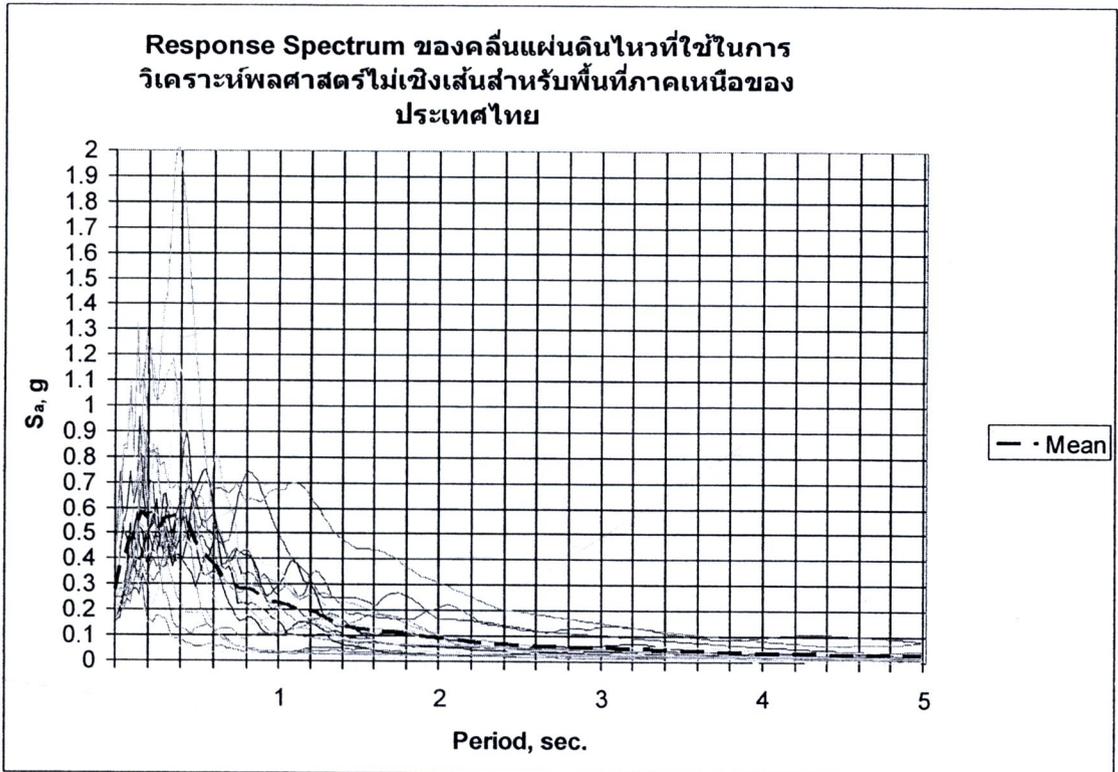
ในการวิเคราะห์โครงสร้างด้วยวิธีพลศาสตร์ไม่เชิงเส้น จะต้องใช้คลื่นแผ่นดินไหวแต่ละคลื่นกระทำทางด้านข้างอาคาร คลื่นแผ่นดินไหวที่คัดเลือกมาใช้ในการศึกษานี้เป็นข้อมูลที่บันทึกได้จากเหตุการณ์จริง ข้อมูลคลื่นแผ่นดินไหวมีจำนวน 10 คู่ แต่ละคู่ประกอบด้วยความเร่งของพื้นดินในแนวราบสองทิศทาง รวมเป็น 20 คลื่นโดยมีขนาดความรุนแรงประมาณ 6-7 ริกเตอร์ และมีระยะห่างจากศูนย์กลางแผ่นดินไหวถึงสถานที่ตรวจวัด ไม่เกิน 30 กิโลเมตร ซึ่งเป็นเหตุการณ์ที่อาจเกิดขึ้นได้ในพื้นที่ภาคเหนือของประเทศไทย ข้อมูลคลื่นแผ่นดินไหวที่คัดเลือกมาทั้งหมดนี้ แสดงในตารางที่ 2

ตารางที่ 2 คลื่นแผ่นดินไหวที่ใช้ในการวิเคราะห์พลศาสตร์ไม่เชิงเส้นสำหรับพื้นที่ภาคเหนือของประเทศไทย

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

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

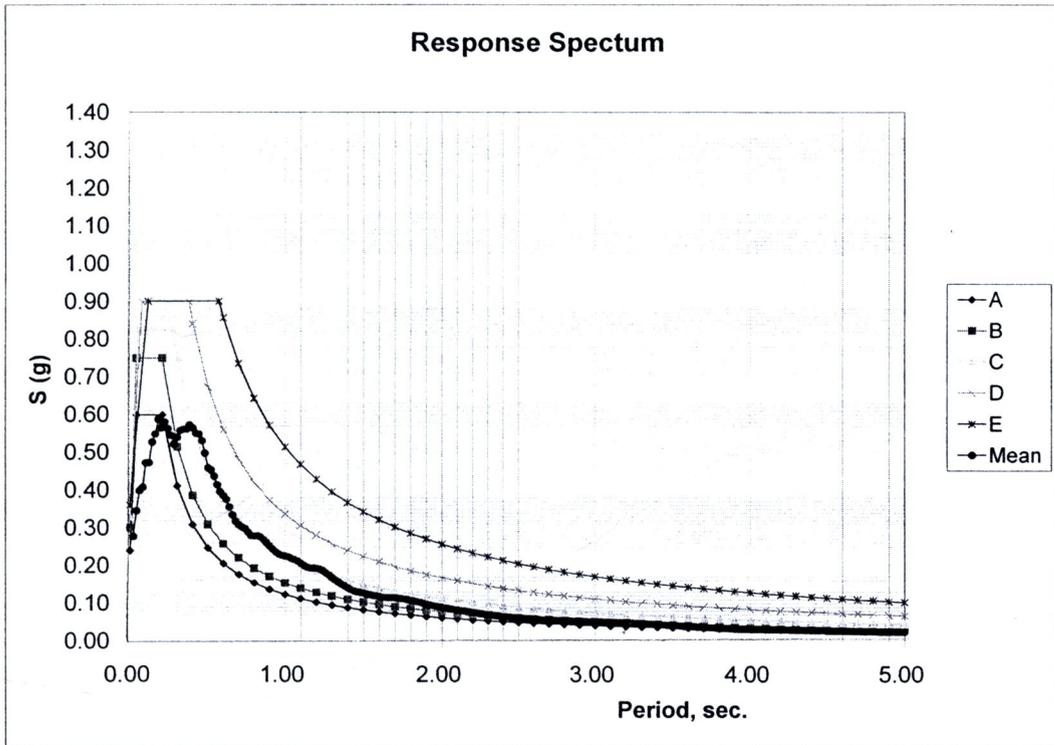
ผลการวิเคราะห์ ความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมของคลื่นแผ่นดินไหวจำนวน 20 คลื่น และค่าเฉลี่ยของความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัม แสดงในภาพที่ 13



ภาพประกอบ 13 ความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมสำหรับพื้นที่ภาคเหนือของประเทศไทย

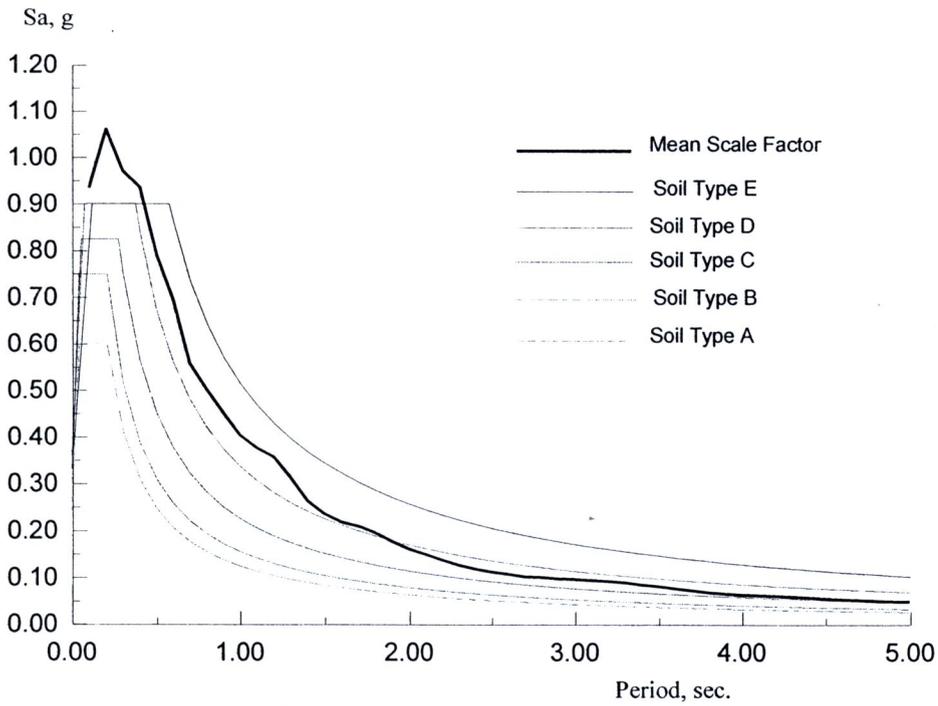
เมื่อนำค่าเฉลี่ยของความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมมาเปรียบเทียบกับสเปกตรัมการตอบสนองที่ใช้ในการออกแบบตามร่างมาตรฐานการออกแบบอาคารต้านทานแรงแผ่นดินไหวปี 2552 มยพ.1302-52 สำหรับสภาพชั้นดิน 6 ประเภท คือ A (หินแข็ง), B (หิน), C (ดินแข็ง), D (ดินปกติ), E (ดินอ่อน) โดยใช้แผ่นดินไหวที่มีระดับความรุนแรงสูงสุด ซึ่งมีความน่าจะเป็นที่จะเกิดแผ่นดินไหวรุนแรงกว่าระดับที่พิจารณา (Probability of Exceedance) เท่ากับร้อยละ 2 ในช่วงเวลา 50 ปี เทียบเท่ากับ return period 2,500 ปี ดังแสดงในภาพที่ 13 จะสังเกตได้ว่า ค่าเฉลี่ยของความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมของคลื่นแผ่นดินไหวที่คัดเลือกมานี้ มีค่าใกล้เคียงกับสเปกตรัมการตอบสนองที่ใช้ในการออกแบบสำหรับสภาพชั้นดินประเภท A (หินแข็ง)

เมื่อใช้ตัวคูณปรับสำหรับแต่ละคลื่นแผ่นดินไหว ตามตารางที่ 3 ทำให้ค่าเฉลี่ยของสเปกตรัมของแต่ละชุดข้อมูลการสั่นไหวของพื้นดินมีค่าไม่น้อยกว่าค่าสเปกตรัมสำหรับออกแบบ สำหรับสภาพชั้นดินประเภท D (ดินปกติ) ดังแสดงในภาพที่ 14



ภาพประกอบ 14 ค่าเฉลี่ยของความเร่งตอบสนองเชิงสเปคตรัมและกราฟการออกแบบตาม มยผ.1302-52

Scaled Mean Response Spectrum and Design Spectra



ภาพประกอบ 15 กราฟปรับค่าของความเร่งตอบสนองเชิงสเปคตรัมและกราฟการออกแบบตาม

มยผ.1302-52

ตารางที่ 3 คลื่นแผ่นดินไหวที่ปรับค่าเทียบกับมาตรฐาน 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	1.27
2	IMP-2				0.214	1.81
3	PARK-1	Parkfield 1966	6.1 (M _L)	9.9	0.357	1.42
4	PARK-2				0.272	1.95
5	IMP-3	Imperial Valley 1979	6.6 (M _L)	26.5	0.169	2.64
6	IMP-4				0.157	2.00
7	MAM-1	Mammoth Lake 1980	6.1 (M _L)	15.5	0.430	1.72
8	MAM-2				0.271	2.05
9	NAHAN-1	Nahanni, Canada 1985	6.9 (M _S)	16	0.148	5.87
10	NAHAN-2				0.139	7.15
11	SPI-1	Spitak, Armenia 1988	7.0 (M _S)	30	0.199	2.31
12	SPI-2				0.175	2.68
13	LOMA-1	Loma Prieta 1989	7.1 (M _S)	11.2	0.411	0.89
14	LOMA-2				0.473	0.72
15	LOMA-3	Loma Prieta 1989	7.1 (M _S)	21.4	0.244	1.72
16	LOMA-4				0.240	1.77
17	LOMA-5	Loma Prieta 1989	7.1 (M _S)	28.2	0.247	1.74
18	LOMA-6				0.215	1.62
19	NORTH-1	Northridge 1994	6.7 (M _S)	26.8	0.165	3.16
20	NORTH-2				0.217	2.08

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

3.5 การใช้รูปแบบประวัติเวลาของแรงกระทำหรือการเคลื่อนที่สำหรับการผลักแบบวัฏจักร

เนื่องจากค่ากำลังความสามารถด้านทานแรงแผ่นดินไหวของโครงสร้าง ในเทอมของกำลังและค่าการเคลื่อนที่ (Strength and deformation capacities) ขึ้นอยู่กับค่าความเสียหายสะสม จากแรงกระทำแบบไป-กลับ ค่าระดับความเสียหายนี้เป็นผลมาจากความเสียหายจากประวัติการรับแรงแบบวัฏจักรในรอบก่อนๆ ดังนั้นรูปแบบของประวัติเวลาของแรงกระทำ (Loading history protocol) หรือการเคลื่อนที่ ในขณะที่โครงสร้างถูกกระทำจึงมีส่วนสำคัญต่อระดับความเสียหายของชิ้นส่วนโครงสร้าง ในการศึกษาครั้งนี้ จึงได้ใช้รูปแบบของประวัติเวลาของแรงกระทำ ดังนี้

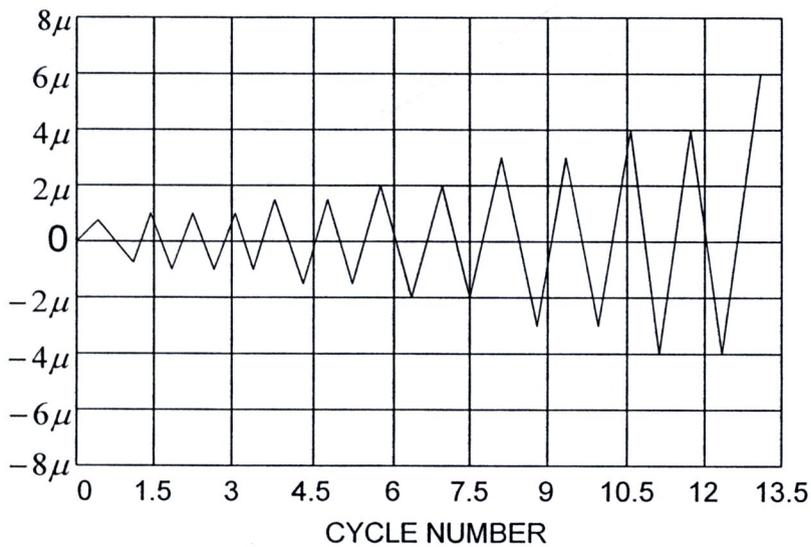
ก) แบบการทดสอบในห้องปฏิบัติการ (Laboratory type protocol)

แรงกระทำแบบนี้มีรูปแบบการผลักดังแสดงในตาราง ดังนี้

ตารางที่ 4 รูปแบบการทดสอบในห้องปฏิบัติการ (Laboratory type protocol)

จำนวนรอบ	1	3	2	2	2	2	ผลักไปถึง
การเคลื่อนที่	0.75μ	μ	1.5μ	2μ	3μ	4μ	6μ

DISPLACEMENT



ภาพประกอบ 16 กราฟประวัติการเคลื่อนที่แบบการทดสอบในห้องปฏิบัติการ
(Laboratory type protocol)

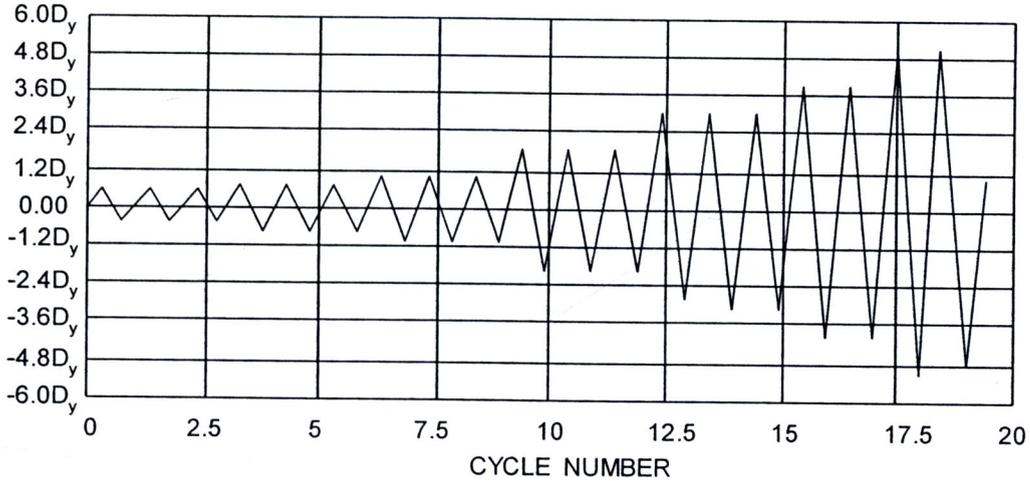
ข) แบบ ATC – 24 (ATC-24 Protocol)

สำหรับรูปแบบนี้ได้มีการพัฒนาเพื่อใช้ในการทดสอบชิ้นส่วนโครงสร้างเหล็ก แสดงในเอกสาร ATC-24 (1992) ซึ่งได้มีการใช้งานในโครงการ SAC Phase 1 โดยใช้ค่าการเคลื่อนที่ ณ จุดคราก เป็นพารามิเตอร์ควบคุม สำหรับการทดสอบโครงสร้างเหล็ก และได้มีการนำไปใช้กันอย่างแพร่หลายสำหรับโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก และโครงสร้างไม้ แรงกระทำแบบนี้มีรูปแบบการผลักดังแสดงในตาราง ดังนี้

ตารางที่ 5 ค่าการผลักให้อาคารเคลื่อนที่ไปในแต่ละรอบรูปแบบ ATC-24

จำนวนรอบ	3	3	3	3	3	2	2
การเคลื่อนที่	$0.48D_y$	$0.72D_y$	$0.96D_y$	$1.92D_y$	$3.0D_y$	$4.08D_y$	$5.04D_y$

DISPLACEMENT



ภาพประกอบ 17 กราฟประวัติการเคลื่อนที่ แบบ ATC-24

โดยที่ D_y คือค่าการเคลื่อนที่ที่ ณ จุดตรวจ

ค) แบบ ISO (ISO Protocol)

สำหรับรูปแบบนี้ได้มีการพัฒนาเพื่อใช้ในการทดสอบชิ้นส่วนโครงสร้างไม้ แสดงในเอกสาร ISO (1998) และได้มีการนำไปใช้กันอย่างแพร่หลายสำหรับโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก แรงกระทำแบบนี้มีรูปแบบการผลักดังแสดงในตาราง ดังนี้

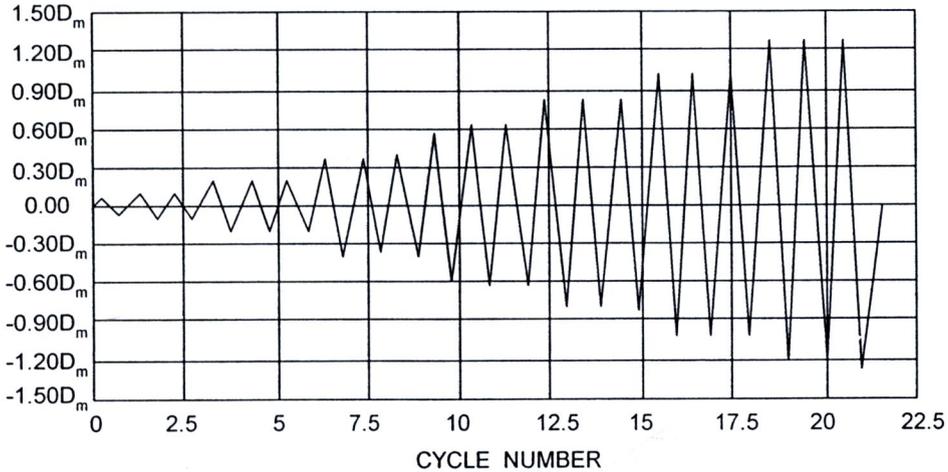
ตารางที่ 6 ค่าการผลักให้อาคารเคลื่อนที่ไปในแต่ละรอบแบบ ISO (ISO Protocol)

จำนวนรอบ	1	2	3	3	3	3	3	3
การเคลื่อนที่	$0.06D_m$	$0.09D_m$	$0.18D_m$	$0.42D_m$	$0.60D_m$	$0.78D_m$	$1.02D_m$	$1.26D_m$

โดยที่ D_m คือค่าการเคลื่อนที่สูงสุดที่ยอดอาคาร



DISPLACEMENT



ภาพประกอบ 18 กราฟประวัติการเคลื่อนที่ แบบ ISO

ง) แบบ SPD (Sequential Phased Displacement, SPD Protocol)

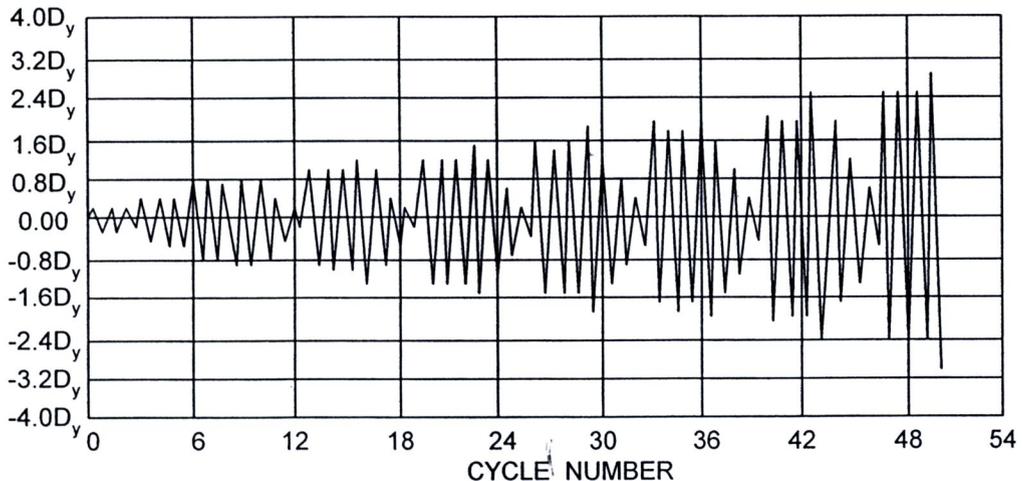
สำหรับรูปแบบนี้ได้มีการพัฒนาขึ้นในโครงการทดสอบโครงสร้างผนังก่อ ซึ่งเน้นสำหรับโครงสร้างแบบแข็งเกร็งและมีคาบการสั่นในช่วงสั้น เสนอโดย Porter (1987) รูปแบบนี้ใช้หลักการพื้นฐานของ First Major Event (FME) ซึ่งพิจารณาค่าการเคลื่อนที่ ณ จุดคราก เป็นพารามิเตอร์ควบคุม

ตารางที่ 7 ค่าการผลักให้อาคารเคลื่อนที่ไปในแต่ละรอบรูปแบบ SPD (SPD Protocol)

จำนวนรอบ	3	3	3	1	1	1	1	3
การเคลื่อนที่	$0.25D_y$	$0.50D_y$	$0.80D_y$	$1.00D_y$	$0.80D_y$	$0.50D_y$	$0.25D_y$	D_y

โดยที่ D_y คือค่าการเคลื่อนที่ตัวที่ ณ จุดคราก

DISPLACEMENT



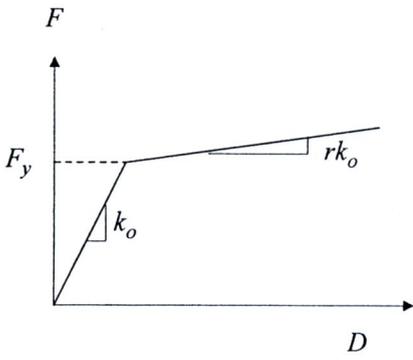
ภาพประกอบ 19 กราฟประวัติการเคลื่อนที่ แบบ SPD

3.6 แบบจำลองพฤติกรรมโครงสร้าง

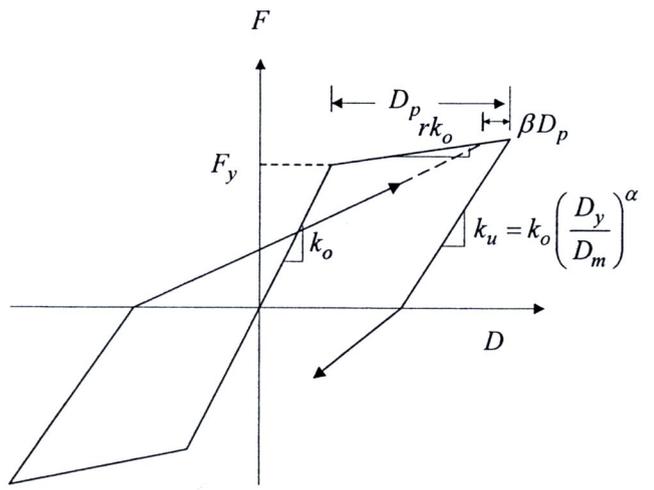
ในการวิเคราะห์นี้ สำหรับการผลักรูปแบบ Pushover Analysis (PA) ใช้แบบจำลอง Bilinear ตามข้อเสนอแนะในเอกสาร ASCE-SEI41-06 เนื่องจากค่าอัตราส่วนความขรุขระของเสา $l/h < 5$ เสาจึงไม่วิบัติแบบการคด แต่จะมีโอกาสวิบัติแบบแรงเฉือนเป็นหลัก (Shear dominate) ดังนั้นจึงใช้ค่าสตีฟเนสเริ่มต้น k_o ที่คำนวณจากโมเมนต์อินเนอร์เซียของหน้าตัดเต็ม I_{gross} ตามข้อเสนอแนะในเอกสาร ATC-40 และใช้ค่าสตีฟเนสหลังจุดคราก rk_o เท่ากับ 0.03 เท่าของค่าสตีฟเนสเริ่มต้น ดังแสดงในภาพประกอบ 20a

สำหรับการผลักรูปแบบวัฏจักร (Cyclic Pushover Analysis, CPA) ใช้แบบจำลอง Modified Takeda ซึ่งมีค่าสตีฟเนสเริ่มต้น k_o และค่าสตีฟเนสหลังจุดคราก rk_o เหมือนกันกับที่กล่าวข้างต้น และมีการเสื่อมลดของค่าสตีฟเนส (Stiffness degradation) สำหรับการคลายแรงกระทำ (Unloading) $\alpha = 0.4$ และค่าสตีฟเนสสำหรับการให้แรงกระทำใหม่ (Reloading) $\beta = 0.1$ ตามผลงานวิจัยของ Sezen and Chowdhury (2009) สำหรับการลดทอนกำลัง (Strength deterioration) ใช้การลดทอนตามค่าการเคลื่อนที่สูงสุดและตามจำนวนรอบของการเคลื่อนที่แบบไม่ยืดหยุ่น (Inelastic cycle) ดังแสดงในภาพประกอบ 20b

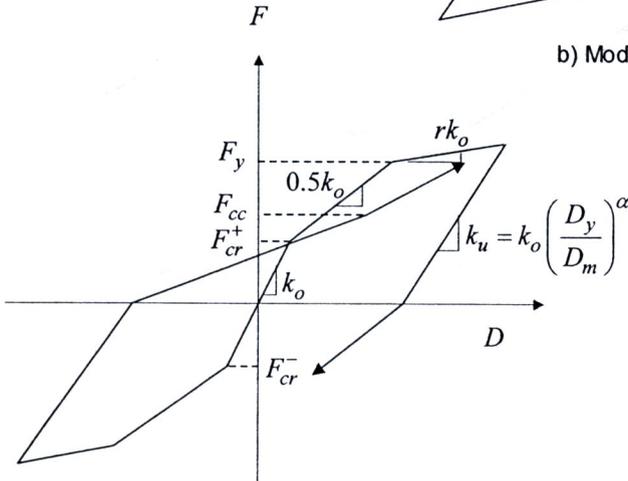
สำหรับการวิเคราะห์พลศาสตร์ไม่เชิงเส้นตามประวัติเวลา (Nonlinear Time History Analysis, NTHA) ในการศึกษาี้ มีเป้าหมายเพื่อเปรียบเทียบผลการวิเคราะห์จากวิธีประเมินแบบวัฏจักรกับค่าที่ถูกต้อง ดังนั้นในการวิเคราะห์ NTHA จึงใช้แบบจำลองโครงสร้างที่ใกล้เคียงกับพฤติกรรมของคอนกรีตเสริมเหล็ก ดังนั้นจึงใช้ผลการทดสอบเสาในห้องปฏิบัติการมาจัดทำแบบจำลองและเปรียบเทียบพารามิเตอร์ด้วยโปรแกรม Hysteres ผลการสอบเทียบใกล้เคียงกับแบบจำลอง SINA Degrading Tri-linear Hysteresis (Saiidi, 1979) ดังแสดงในภาพประกอบ 20c ซึ่งเป็นแบบจำลองที่ใกล้เคียงกับพฤติกรรมของคอนกรีตเสริมเหล็กที่ไม่ได้มีการออกแบบต้านทานแรงแผ่นดินไหว แบบจำลองนี้มีค่าสตีฟเนสแบบสามช่วง โดยช่วงแรก มีค่าสตีฟเนสเริ่มต้น k_o เหมือนกันกับที่กล่าวข้างต้น และพิจารณาการแตกร้าวของคอนกรีตที่ระยะ 0.5 เท่าของกำลังคราก และมีค่าสตีฟเนสหลังการแตกร้าวที่ลดลง 0.5 เท่าของสตีฟเนสเริ่มต้น ($0.5k_o$) และใช้ค่าสตีฟเนสหลังจุดคราก rk_o เท่ากับ 0.05 เท่าของค่าสตีฟเนสเริ่มต้น ผลการสอบเทียบแบบจำลองด้วยโปรแกรม Hysteres กับผลการทดสอบเสาในห้องปฏิบัติการ แสดงในภาพประกอบ 20d



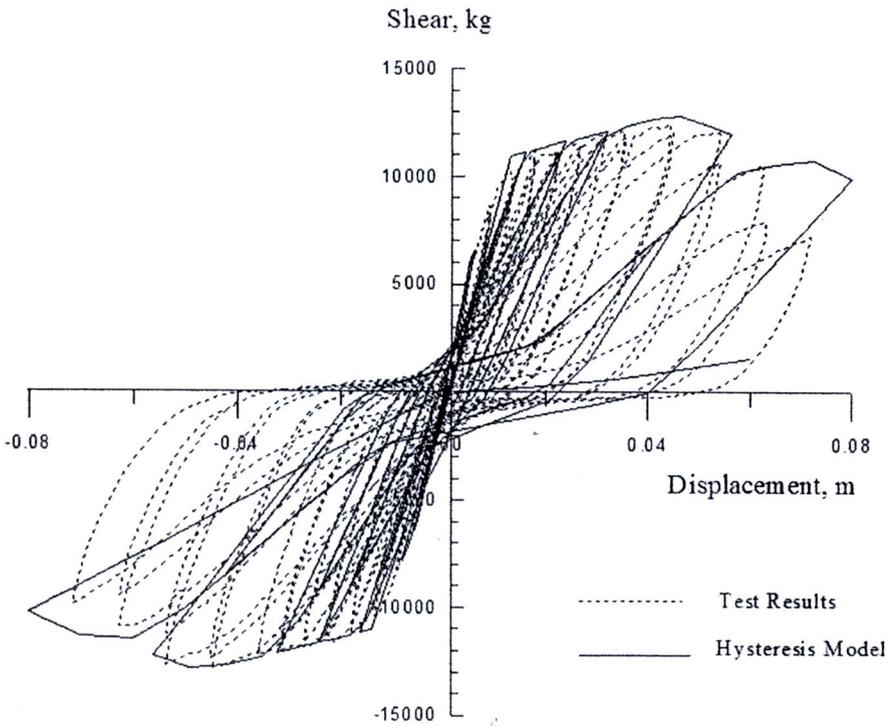
a) Bilinear Hysteresis for PA



b) Modified Takeda Hysteresis for CPA



c) SINA Degrading Tri-linear Hysteresis for NTHA



d) Test results and hysteresis model

ภาพประกอบ 20 แบบจำลองพฤติกรรมโครงสร้าง

3.7 การวิเคราะห์หาค่าการเคลื่อนที่สูงสุดในการผลักแบบวัฏจักร

ในการศึกษานี้ จะวิเคราะห์หาค่าการเคลื่อนที่สูงสุดที่ใช้ในการผลักอาคารแบบวัฏจักร โดยมีขั้นตอน ดังนี้

ก) ทำการผลักอาคารให้เคลื่อนที่ไปในช่วงอินอีลาสติก ด้วยวิธีการผลักแบบวัฏจักรไม่เชิงเส้น

(Nonlinear Cyclic Pushover Analysis) โดยใช้แรงกระทำกระจายตามแบบโหมดแรก ดังนี้

$$s = m\phi_1 \quad (3.1)$$

และใช้รูปแบบประวัติการเคลื่อนที่ตามที่กล่าวแล้วในหัวข้อก่อน

ข) เขียนกราฟความสัมพันธ์ระหว่าง แรงเฉือนที่ฐานอาคารและค่าการเคลื่อนที่ที่ยอดอาคาร ($V_b - u_r$) จากการผลักอาคารแบบวัฏจักรสำหรับระบบ MDOF

ค) คำนวณหาความสัมพันธ์ระหว่าง ค่าอัตราเร่งเสมือนและค่าการเคลื่อนที่ ($A - D$) สำหรับระบบ เทียบเท่า SDOF ด้วยสมการ 2.16 และ 2.17

ง) คำนวณหาค่าการเคลื่อนที่สูงสุด ($D_{1,max}$) ในระบบ SDOF ด้วยการแก้สมการการเคลื่อนที่ (2.13)

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

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

$$u_{1,max} = D_{1,max}\Gamma_1\phi_{1,roof} \quad (3.2)$$

ฉ) สำหรับการวิเคราะห์แบบ Modal Cyclic Pushover

การผลักแบบวัฏจักรในโหมดที่ n

$$s_n = m\phi_n \quad (3.3)$$

ทำตามขั้นตอน ข) ถึง ง) ซ้ำอีกครั้งหนึ่ง และคำนวณหาค่าการเคลื่อนที่สูงสุด (u_{max}) ของหลังคาอาคารในระบบ MDOF ด้วยสมการ

$$u_{n,max} = D_{n,max}\Gamma_n\phi_{n,roof} \quad (3.4)$$

ค่าการเคลื่อนที่สูงสุดสำหรับการผลัก n โหมด

$$u_{max} = SRSS(u_{n,max}) \quad (3.5)$$

3.8 การวิเคราะห์ความเสียหายจากแรงแผ่นดินไหวด้วยวิธีการผลักแบบวัฏจักร

(Analysis of Seismic Damage by Cyclic Pushover Method)

ในงานวิจัยนี้ จะคำนวณหาความเสียหายของโครงสร้างเนื่องจากแรงแผ่นดินไหวด้วยวิธีการผลักอาคารแบบวัฏจักร โดยการผลักไปที่ค่าการเคลื่อนที่สูงสุดตามที่ได้แสดงในหัวข้อ 3.6 และใช้

โปรแกรม RUAUMOKO ซึ่งสามารถวิเคราะห์ Inelastic Dynamic Analysis ได้ และเปรียบเทียบกับวิธีพลศาสตร์ไม่เชิงเส้น (Nonlinear Dynamic Analysis) ด้วยคลื่นแผ่นดินไหวสำหรับพื้นที่ภาคเหนือของประเทศไทย ขั้นตอนรายละเอียดที่สำคัญ มีดังนี้

- ก. จัดทำแบบจำลอง Finite element ของอาคาร ที่สามารถนำไปใช้วิเคราะห์หาพฤติกรรม การตอบสนองของอาคาร เมื่อถูกแรงกระทำด้านข้างในช่วงการเปลี่ยนรูปแบบยืดหยุ่นและเกินพิสัยยืดหยุ่น
- ข. นำแรงสถิติกระทำด้านข้างอาคาร โดยมีแรงกระทำแปรเปลี่ยนตามการเคลื่อนตัวของโครงสร้างในโหมดพื้นฐานหรือโหมดที่หนึ่ง (Fundamental Mode or First Mode) 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 ค่าแรงเฉือนพื้นฐาน

- ค. แบบจำลองพฤติกรรมการรับแรงของโครงสร้างแบบวิฎจักร (hysteretic model) ขององค์อาคารคานและเสาจะใช้แบบ Takeda Hysteresis ซึ่งมีรูปแบบที่ใกล้เคียงกับผลการทดสอบพฤติกรรมการรับแรงแบบวิฎจักรมากที่สุด
- ง. วิเคราะห์หาการเปลี่ยนรูป (lateral deformation) ของอาคารที่เกิดจากแรงกระทำนี้ โดยค่อยๆ ปรับระดับของแรงเพิ่มขึ้นเป็นขั้นๆ ในแต่ละชั้น ค่ากำลังและสติเฟนส ของแต่ละองค์อาคารจะถูกปรับให้เป็นไปตามสภาพภายหลังการรับแรงในแต่ละชั้น ทำการวิเคราะห์ในลักษณะนี้อย่างต่อเนื่อง เพื่อผลักให้อาคารมีการเปลี่ยนรูปเพิ่มขึ้นเรื่อยๆตามค่าประวัติการเคลื่อนที่ (Displacement History) ที่กำหนด
- จ. การผลักแบบ Cyclic Pushover การเคลื่อนที่ของอาคารจะมีการกำหนดให้มีลักษณะเคลื่อนที่ไป-กลับแบบวิฎจักร ตามระยะการเคลื่อนที่ซึ่งกำหนดไว้ เมื่ออาคารถูกผลักให้เคลื่อนที่ไปจนระยะที่กำหนด ก็จะถูกผลักให้เคลื่อนที่กลับในทิศทางตรงกันข้าม เป็นไปตามการกำหนดค่าการเคลื่อนที่ของยอดอาคาร (displacement history) รูปแบบค่าการเคลื่อนที่ตามที่กล่าวข้างต้น 4 แบบ สำหรับ ISO แสดงดังนี้

ตารางที่ 8 ค่าการผลักรอบอาคารแบบวิภูจักรสำหรับรูปแบบ ISO (ISO Protocol)

จำนวนรอบ	1	2	3	3	3	3	3
การเคลื่อนที่	$0.06u_{\max}$	$0.09u_{\max}$	$0.18u_{\max}$	$0.42u_{\max}$	$0.60u_{\max}$	$0.78u_{\max}$	$1.0u_{\max}$

หมายเหตุ ค่าการเคลื่อนที่คูณด้วยค่าการเคลื่อนที่สูงสุด u_{\max} ซึ่งได้คำนวณไว้ก่อน
ตามหัวข้อ 3.7 ข้างต้น

- 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) ขององค์อาคารแต่ละชั้นเมื่อปล่อยแรงกระทำ

E_h, E_i คือ พลังงานที่ดูดซับและกระจายไปขององค์อาคารแต่ละชั้นภายใต้พฤติกรรมแบบวิภูจักร

λ_i คือ ตัวคูณตามน้ำหนักของค่าพลังงาน (energy weighting factor) ขององค์อาคาร

- ข. นำผลการวิเคราะห์ความเสียหายมา เปรียบเทียบกับวิธีที่ถูกต้อง Nonlinear Time History Analysis