# บทที่ 3

# ระเบียบวิธีการวิจัย

### 3.1 รูปแบบการวิจัย

งานวิจัยนี้เป็นการวิเคราะห์หาค่าการเคลื่อนที่สูงสุดและค่าระดับความเสียหายของอาคารสูง เนื่องจากแรงแผ่นดินไหวโดยวิธีการผลักแบบวัฏจักร (Cyclic Pushover Analysis) ซึ่งเป็นการจำลอง พฤติกรรมแรงกระทำให้ใกล้เคียงกับสภาพเหตุการณ์แผ่นดินไหวให้มากที่สุด ในการพัฒนาวิธีการนี้ จำเป็นจะต้องมีการวิเคราะห์หาค่าการเคลื่อนที่สูงสุด ซึ่งใช้ในการผลักอาคารแบบวัฏจักร พร้อมทั้งการ กำหนดรูปแบบการกระจายของแรงผลักตลอดความสูงอาคาร (Lateral force distribution) และรูปแบบ ประวัติการเคลื่อนที่ (Displacement History)สำหรับแรงกระทำแบบวัฏจักร ซึ่งในงานวิจัยนี้ ใช้รูปแบบ ของประวัติเวลาของแรงกระทำ (Loading history protocol) จำนวน 4 แบบ เพื่อศึกษาผลของรูปแบบ แรงกระทำต่อการเคลื่อนที่ของโครงสร้าง ผลตอบสนองของอาคารที่ได้จากการผลักอาคารแบบวัฏจักร ได้แก่ ค่าการเคลื่อนที่ของขั้นอาคาร ค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างขั้น การเกิดข้อหมุนพลาสติก ค่า ระดับความเสียหายที่ประเมินด้วยดัชนีความเสียหาย เป็นต้น

ในการศึกษานี้ เลือกอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กสูง 9 ชั้น ซึ่งเป็นอาคารที่พักอาศัยประเภทหอพัก มาเป็นกรณีศึกษา และมีการออกแบบรับน้ำหนักบรรทุกปกติ โดยไม่ได้มีการออกแบบต้านทาน แผ่นดินไหว โดยทำการคำนวณด้วยโปรแกรมวิเคราะห์โครงสร้าง RUAUMOKO ผลการวิเคราะห์แสดง ในรูปแบบของค่าการเคลื่อนที่สูงสุดบนยอดอาคาร ค่าการเคลื่อนที่สูงสุดของแต่ละชั้นอาคาร ค่าการ เคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้น กาณกิดข้อหมุนพลาสติกและระดับความเสียหาย และนำไปเปรียบเทียบกับ วิธีพลศาสตร์ไม่เชิงเส้น (Nonlinear Dynamic Analysis) ซึ่งถือว่าเป็นวิธีการที่น่าเชื่อถือ ข้อมูลคลื่น แผ่นดินไหวมีจำนวน 10 คู่ เป็นตัวแทนสำหรับพื้นที่ภาคเหนือของประเทศไทย และเปรียบเทียบกับ วิธีการผลักแบบรวมโหมด (Modal Pushover Analysis) ซึ่งเป็นที่นิยมใช้กันอย่างแพร่หลาย

# 3.2 ขั้นตอนการดำเนินงานวิจัย

ในการวิจัยนี้แบ่งขั้นตอนการทำงานเป็นดังนี้

ก. เลือกอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กสูง 9 ชั้น ซึ่งเป็นอาคารที่พักอาศัย โครงสร้างระบบคาน เสา มาเป็นกรณีศึกษา โดยมีการออกแบบรับน้ำหนักบรรทุกปกติตามกฎกระทรวงฉบับที่ 6 ซึ่งไม่ได้มี
 การออกแบบต้านทานแผ่นดินไหว

 การวิเคราะห์หาค่าการเคลื่อนที่สูงสุด ซึ่งใช้ในการผลักอาอาคารแบบวัฏจักร พร้อมทั้งการ กำหนดรูปแบบการกระจายของแรงผลักตลอดความสูงอาคาร (Lateral force distribution) และ รูปแบบของประวัติเวลาของแรงกระทำ (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. ดำเนินการผลักอาอาคารแบบวัฏจักร โดยข้อมูลจากข้อ ข. และเปรียบเทียบผลการวิเคราะห์ กับวิธีพลศาสตร์ไม่เชิงเส้น (Nonlinear Dynamic Analysis) โดยใช้คลื่นแผ่นดินไหวจำนวน 10 คู่ ซึ่งเป็น ตัวแทนสำหรับพื้นที่ภาคเหนือของประเทศไทย ผลตอบสนองที่ใช้ ได้แก่ ค่าการเคลื่อนที่ของชั้นอาคาร ค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้น การเกิดข้อหมุนพลาสติก เป็นต้น

ง. เปรียบเทียบผลการวิเคราะห์กับวิธีการผลักแบบรวมโหมด (Modal Pushover Analysis)

Sille

### 3.3 เครื่องมือการวิจัย

เครื่องมือที่ใช้ในการทำวิจัยมีดังนี้คือ

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

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

# 3.4 คลื่นแผ่นดินไหวสำหรับการวิเคราะห์โครงสร้าง

ในการวิเคราะห์โครงสร้างด้วยวิธีพลศาตร์ไม่เชิงเส้น จะต้องใช้คลื่นแผ่นดินไหวแต่ละคลื่น กระทำทางด้านข้างอาคาร คลื่นแผ่นดินไหวที่คัดเลือกมาใช้ในการศึกษานี้เป็นข้อมูลที่บันทึกได้จาก เหตุการณ์จริง ข้อมูลคลื่นแผ่นดินไหวมีจำนวน 10 คู่ แต่ละคู่ประกอบด้วยความเร่งของพื้นดินใน แนวราบสองทิศทาง รวมเป็น 20 คลื่นโดยมีขนาดความรุนแรงประมาณ 6-7 ริคเตอร์ และมีระยะห่าง จากศูนย์กลางแผ่นดินไหวถึงสถานที่ตรวจวัด ไม่เกิน 30 กิโลเมตร ซึ่งเป็นเหตุการณ์ที่อาจเกิดขึ้นได้ใน พื้นที่ภาคเหนือของประเทศไทย ข้อมูลคลื่นแผ่นดินไหวที่คัดเลือกมาทั้งหมดนี้ แสดงในตารางที่ 2

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

#### ตารางที่ 2 คลื่นแผ่นดินไหวที่ใช้ในการวิเคราะห์พลศาสตร์ไม่เชิงเส้นสำหรับพื้นที่ภาคเหนือของ ประเทศไทย

คลื่นแผ่นดินไหวเหล่านี้ มีการปรับระดับความรุนแรงเพื่อให้เทียบเท่ากับสเปกตรัมการ ตอบสนองที่ใช้ในการออกแบบตามร่างมาตรฐานการออกแบบอาคารต้านทานแรงแผ่นดินไหวปี 2552 ในการคูณปรับค่าจะต้องทำให้ค่าเฉลี่ยของสเปกตรัม SRSS ของแต่ละชุดข้อมูลการสั่นไหวของพื้นดิน มีค่าไม่น้อยกว่าสเปกตรัมสำหรับออกแบบที่ทุกคาบการสั่นระหว่าง 0.2T ถึง 1.5T โดยที่ T คือ ค่าคาบ การสั่นพื้นฐานของโครงสร้างในทิศทางที่ทำการวิเคราะห์

ผลการวิเคราะห์ ความเร่งตอบสนองเชิงสเปคตรัมของคลื่นแผ่นดินไหวจำนวน 20 คลื่น และ ค่าเฉลี่ยของความเร่งตอบสนองเชิงสเปคตรัม แสดงในภาพที่ 13



ภาพประกอบ 13 ความเร่งตอบสนองเชิงสเปคตรัมสำหรับพื้นที่ภาคเหนือของประเทศไทย

เมื่อนำค่าเฉลี่ยของความเร่งตอบสนองเชิงสเปคตรัมมาเปรียบเทียบกับสเปกตรัมการตอบสนอง ที่ใช้ในการออกแบบตามร่างมาตรฐานการออกแบบอาคารต้านทานแรงแผ่นดินไหวปี 2552 มยผ.1302-52 สำหรับสภาพชั้นดิน 6 ประเภท คือ A (หินแข็ง), B (หิน), C (ดินแข็ง), D (ดินปกติ), E (ดินอ่อน) โดยใช้แผ่นดินไหวที่มีระดับความรุนแรงสูงสุด ซึ่งมีความน่าจะเป็นที่จะเกิดแผ่นดินไหว รุนแรงกว่าระดับที่พิจารณา (Probability of Exceedance) เท่ากับร้อยละ 2 ในช่วงเวลา 50 ปี เทียบเท่ากับ return period 2,500 ปี ดังแสดงในภาพที่ 13 จะสังเกตได้ว่า ค่าเฉลี่ยของความเร่ง ตอบสนองเชิงสเปคตรัมของคลื่นแผ่นดินไหวที่คัดเลือกมานี้ มีค่าใกล้เคียงกับสเปกตรัมการตอบสนอง ที่ใช้ในการออกแบบสำหรับสภาพชั้นดินประเภท A (หินแข็ง)

เมื่อใช้ตัวคูณปรับสำหรับแต่ละคลื่นแผ่นดินไหว ตามตารางที่ 3 ทำให้ค่าเฉลี่ยของสเปกตรัม ของแต่ละชุดข้อมูลการสั่นไหวของพื้นดินมีค่าไม่น้อยกว่าค่าสเปกตรัมสำหรับออกแบบ สำหรับสภาพ ขั้นดินประเภท D (ดินปกติ) ดังแสดงในภาพที่ 14



ภาพประกอบ 14 ค่าเฉลี่ยของความเร่งตอบสนองเชิงสเปคตรัมและกราฟการออกแบบตาม มยผ.1302-52



Scaled Mean Response Spectrum and Design Spectra



มยผ.1302-52

				843			_
No	Record	Earthquake	Magnitude	Epicantral	PGA (g)	Scale	
				Distance		Factor	
				(km.)			
1	IMP-1	Imperial	6.3 (M <sub>L</sub> )	8	0.348	1.27	
2	IMP-2	Valley 1940			0.214	1.81	
3	PARK-1	Parkfield	6.1 (M <sub>L</sub> )	9.9	0.357	1.42	
4	PARK-2	1966			0.272	1.95	
5	IMP-3	Imperial	6.6 (M <sub>L</sub> )	26.5	0.169	2.64	
6	IMP-4	Valley 1979			0.157	2.00	
7	MAM-1	Mammoth	6.1 (M <sub>L</sub> )	15.5	0.430	1.72	
8	MAM-2	Lake 1980			0.271	2.05	
9	NAHAN-1	Nahanni,	6.9 (M <sub>s</sub> )	16	0.148	5.87	$\cap$
10	NAHAN-2	Canada			0.139	7.15	
		1985					$\sim$
11	SPI-1	Spitak,	7.0 (M <sub>s</sub> )	30	0.199	2.31	$\bigcirc$
12	SPI-2	Armenia			0.175	2.68	
		1988					
13	LOMA-1	Loma Prieta	7.1 (M <sub>s</sub> )	11.2	0.411	0.89	
14	LOMA-2	1989			0.473	0.72	
15	LOMA-3	Loma Prieta	7.1 (M <sub>s</sub> )	21.4	0.244	1.72	
16	LOMA-4	1989			0.240	1.77	
17	LOMA-5	Loma Prieta	7.1 (M <sub>s</sub> )	28.2	0.247	1.74	
18	LOMA-6	1989			0.215	1.62	
19	NORTH-1	Northridge	6.7 (M <sub>s</sub> )	26.8	0.165	3.16	
20	NORTH-2	1994			0.217	2.08	

ตารางที่ 3 คลื่นแผ่นดินไหวที่ปรับค่าเทียบเท่ากับมาตรฐาน มยผ.1302

การวิเคราะห์พลศาสตร์ไม่เชิงเส้นหรือการวิเคราะห์ด้วยคลื่นแผ่นดินไหวเหล่านี้ ข้อกำหนด FEMA-273 เสนอแนะว่าหากใช้คลื่นแผ่นดินไหวจำนวน 3 คู่ ให้ใช้ค่าผลตอบสนองสูงสุดในการออกแบบ ถ้าหากใช้ คลื่นแผ่นดินไหวจำนวนตั้งแต่ 7 คู่ขึ้นไป ให้ใช้ค่าเฉลี่ยของผลตอบสนองสูงสุดที่ได้จากการคำนวณแต่ ละครั้งเพื่อใช้ในการออกแบบ

# 3.5 การใช้รูปแบบประวัติเวลาของแรงกระทำหรือการเคลื่อนที่สำหรับการผลักแบบวัฏจักร

เนื่องจากค่ากำลังความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวของโครงสร้าง ในเทอมของกำลังและ ค่าการเคลื่อนที่ (Strength and deformation capacities) ขึ้นอยู่กับค่าความเสียหายสะสม จากแรง กระทำแบบไป-กลับ ค่าระดับความเสียหายนี้เป็นผลมาจากความเสียหายจากประวัติการรับแรง แบบวัฏจักรในรอบก่อนๆ ดังนั้นรูปแบบของประวัติเวลาของแรงกระทำ (Loading history protocol) หรือการเคลื่อนที่ ในขณะที่โครงสร้างถูกกระทำจึงมีส่วนสำคัญต่อระดับความเสียหายของชิ้นส่วน โครงสร้าง ในการศึกษานี้ จึงได้ใช้รูปแบบของประวัติเวลาของแรงกระทำ ดังนี้

#### ก) แบบการทดสอบในห้องปฏิบัติการ (Laboratory type protocol)

แรงกระทำแบบนี้มีรูปแบบการผลักดังแสดงในตาราง ดังนี้

ตารางที่ 4 ฐปแบบการทดสอบในห้องปฏิบัติการ (Laboratory type protocol)

จำนวนรอบ	1	3	2	2	2	2	ผลักไปถึง
การเคลื่อนที่	0.75 <i>µ</i>	μ	1.5 <i>µ</i>	2μ	3μ	$4\mu$	6μ



ข) แบบ ATC – 24 (ATC-24 Protocol)

สำหรับรูปแบบนี้ได้มีการพัฒนาเพื่อใช้ในการทดสอบชิ้นส่วนโครงสร้างเหล็ก แสดงในเอกสาร ATC-24 (1992) ซึ่งได้มีการใช้งานในโครงการ SAC Phase 1 โดยใช้ค่าการเคลื่อนที่ ณ จุดคราก เป็น พารามิเตอร์ควบคุม สำหรับการทดสอบโครงสร้างเหล็ก และได้มีการนำไปใช้กันอย่างแพร่หลาย สำหรับโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก และโครงสร้างไม้ แรงกระทำแบบนี้มีรูปแบบการผลักดังแสดงใน ตาราง ดังนี้

จำนวนรอบ	3	3	3	3	3	2	2
การเคลื่อนที่	0.48D <sub>y</sub>	0.72D <sub>y</sub>	0.96D <sub>y</sub>	1.92D <sub>y</sub>	3.0D <sub>Y</sub>	4.08D <sub>Y</sub>	5.04D <sub>y</sub>

### ตารางที่ 5 ค่าการผลักให้อาคารเคลื่อนที่ไปในแต่ละรอบรูปแบบ ATC-24

DISPLACEMENT



ภาพประกอบ 17 กราฟประวัติการเคลื่อนที่ แบบ ATC-24

പ

สำหรับรูปแบบนี้ได้มีการพัฒนาเพื่อใช้ในการทดสอบชิ้นส่วนโครงสร้างไม้ แสดงในเอกสาร ISO (1998) และได้มีการนำไปใช้กันอย่างแพร่หลายสำหรับโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก แรงกระทำ แบบนี้มีรูปแบบการผลักดังแสดงในตาราง ดังนี้

ตารางที่ 6 ค่าการผลักให้อาคารเคลื่อนที่ไปในแต่ละรอบแบบ ISO (ISO Protocol)

จำนวนรอบ 1	2	3	3	3	3	3	3
การเคลื่อนที่ 0.06D <sub>m</sub>	0.09D <sub>m</sub>	0.18D <sub>m</sub>	0.42D <sub>m</sub>	0.60D <sub>m</sub>	0.78D <sub>m</sub>	1.02D <sub>m</sub>	1.26D <sub>m</sub>

โดยที่ D<sub>m</sub> คือค่าการเคลื่อนตัวสูงสุดที่ยอดอาคาร

โดยที่ D<sub>y</sub> คือค่าการเคลื่อนตัวที่ ณ จุดคราก

ค) แบบ ISO (ISO Protocol)



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

สำหรับรูปแบบนี้ได้มีการพัฒนาขึ้นในโครงการทดลอบโครงสร้างผนังก่อ ซึ่งเน้นสำหรับ โครงสร้างแบบแข็งเกร็งและมีคาบการสั่นในช่วงสั้น เสนอโดย Porter (1987) รูปแบบนี้ใช้หลักการ พื้นฐานของ First Major Event (FME) ซึ่งพิจารณาค่าการเคลื่อนที่ ณ จุดคราก เป็นพารามิเตอร์ ควบคุม

ตารางที่ 7 ค่าการผลักให้อาคารเคลื่อนที่ไปในแต่ละรอบรูปแบบ SPD (SPD Protocol)



#### 3.6 แบบจำลองพฤติกรรมโครงสร้าง

ในการวิเคราะห์นี้ สำหรับการผลักอาคารแบบ Pushover Analysis (PA) ใช้แบบจำลอง Bilinear ตามข้อเสนอแนะในเอกสาร ASCE-SEI41-06 เนื่องจากค่าอัตราส่วนความซลูดของเสา l/h < 5 เสา จึงไม่วิบัติแบบการดัด แต่จะมีโอกาสวิบัติแบบแรงเฉือนเป็นหลัก (Shear dominate) ดังนั้นจึงใช้ค่า สติฟเนสเริ่มต้น  $k_o$ ที่คำนวณจากโมเมนต์อินเนอร์เซียของหน้าตัดเต็ม  $I_{gross}$  ตามข้อเสนอแนะใน เอกสาร ATC-40 และใช้ค่าสติฟเนสหลังจุดคราก  $rk_o$  เท่ากับ 0.03 เท่าของค่าสติฟเนสเริ่มต้น ดังแสดงในภาพประกอบ 20a

สำหรับการผลักอาคารแบบวัฏจักร (Cyclic Pushover Analysis, CPA) ใช้แบบจำลอง Modified Takeda ซึ่งมีค่าสติฟเนสเริ่มต้น  $k_o$  และค่าสติฟเนสหลังจุดคราก  $rk_o$  เหมือนกันกับที่กล่าวข้างต้น และมีการเสื่อมลดของค่าสติฟเนส(Stiffness degradation) สำหรับการคลายแรงกระทำ (Unloading)  $\alpha = 0.4$  และค่าสติฟเนสสำหรับการให้แรงกระทำใหม่ (Reloading)  $\beta = 0.1$ ตามผลงานวิจัยของ Sezen and Chowdhury (2009) สำหรับการลดทอนกำลัง (Strength deterioration) ใช้การลดทอน ตามค่าการเคลื่อนที่สูงสุดและตามจำนวนรอบของการเคลื่อนที่แบบไม่ยืดหยุ่น (Inelastic cycle) ดัง แสดงในภาพประกอบ 20b

สำหรับการวิเคราะห์พลศาสตร์ไม่เชิงเส้นตามประวัติเวลา (Nonlinear Time History Analysis, NTHA) ในการศึกษานี้ มีเป้าหมายเพื่อเปรียบเทียบผลการวิเคราะห์จากวิธีประเมินแบบวัฏจักรกับค่าที่ ถูกต้อง ดังนั้นในการวิเคราะห์ NTHA จึงใช้แบบจำลองโครงสร้างที่ใกล้เคียงกับพฤติกรรมของคอนกรีต เสริมเหล็ก ดังนั้นจึงใช้ผลการพดสอบเสาในห้องปฏิบัติการมาจัดทำแบบจำลองและปรับเทียบ พารามิเตอร์ด้วยโปรแกรม Hysteres ผลการสอบเทียบใกล้เคียงกับแบบจำลอง SINA Degrading Trilinear Hysteresis (Salidi, 1979) ดังแสดงในภาพประกอบ 20c ซึ่งเป็นแบบจำลองที่ใกล้เคียงกับ พฤติกรรมของคอนกรีตเสริมเหล็กที่ไม่ได้มีการออกแบบต้านทานแรงแผ่นดินไหว แบบจำลองนี้มีค่า สติฟเนสแบบสามช่วง โดยช่วงแรก มีค่าสติฟเนสเริ่มต้น  $k_o$  เหมือนกันกับที่กล่าวช้างต้น และพิจารณา การแต่กร้าวของคอนกรีตที่ระยะ 0.5 เท่าของกำลังคราก และมีค่าสติฟเนสหลังการแต่กร้าวที่ลดลง 0.5 เท่าของสติฟเนสเริ่มต้น ( $0.5k_o$ ) และใช้ค่าสติฟเนสหลังจุดคราก  $rk_o$  เท่ากับ 0.05 เท่าของค่าสติฟ เนสเริ่มต้น ผลการสอบเทียบแบบจำลองด้วยโปรแกรม Hysteres กับผลการทดสอบเสาใน ห้องปฏิบัติการ แสดงในภาพประกอบ 20d



ภาพประกอบ 20 แบบจำลองพฤติกรรมโครงสร้าง

### 3.7 การวิเคราะห์หาค่าการเคลื่อนที่สูงสุดในการผลักแบบวัฏจักร

ในการศึกษานี้ จะวิเคราะห์หาค่าการเคลื่อนที่สูงสุดที่ใช้ในการผลักอาคารแบบวัฏจักร โดยมี ขั้นตอน ดังนี้

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

$$s = m\phi_1 \tag{3.1}$$

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 ( $D_{
  m l,max}$ ) ในระบบ SDOF ด้วยการแก้สมการการเคลื่อนที่ (2.13)

$$\ddot{D}_{n} + 2\xi_{n}\omega_{n}\dot{D}_{n} + \frac{F_{sn}}{L_{n}} = -\ddot{u}_{g}(t)$$
 โดยใช้ค่า  $F_{s}/L = A$ 

- จ) คำนวณหาค่าการเคลื่อนที่สูงสุด ( $u_{
  m max}$ ) ของหลังคาอาคารในระบบ MDOF ด้วยสมการ
- $u_{1,\max} = D_{1,\max}\Gamma_1\phi_{1,roof}$ (3.2) ลำหรับการวิเคราะห์แบบ Modal Cyclic Pushover การผลักแบบวัฏจักรในโหมดที่ n

 $s_n = m\phi_n$ (3.3)ทำตามขั้นตอน ข) ถึง ง) ซ้ำอีกครั้งหนึ่ง และคำนวณหาค่าการเคลื่อนที่สูงสุด (u<sub>max</sub>) ของหลังคา อาคารในระบบ MDOF ด้วยสมการ

$$u_{n,\max} = D_{n,\max} \Gamma_n \phi_{n,roof}$$
 (3.4)  
ค่าการเคลื่อนที่สูงสุดสำหรับการผลัก *n* โหมด  
 $u_{\max} = SRSS(u_{n,\max})$  (3.5)

$$u_{\max} = SRSS\left(u_{n,\max}\right) \tag{3.5}$$

#### 3.8 การวิเคราะห์ความเสียหายจากแรงแผ่นดินไหวด้วยวิธีการผลักแบบวัฏจักร (Analysis of Seismic Damage by Cyclic Pushover Method)

ในงานวิจัยนี้ จะคำนวณหาค่าระดับความเสียหายของโครงสร้างเนื่องจากแรงแผ่นดินไหวด้วย ้วิธีการผลักอาคารแบบวัฏจักร โดยการผลักไปที่ค่าการเคลื่อนที่สูงสุดตามที่ได้แสดงในหัวข้อ 3.6 และใช้ ์ โปรแกรม RUAUMOKO ซึ่งสามารถวิเคราะห์ Inelastic Dynamic Analysis ได้ และเปรียบเทียบกับวิธี พลศาสตร์ไม่เชิงเส้น (Nonlinear Dynamic Analysis) ด้วยคลื่นแผ่นดินไหวสำหรับพื้นที่ภาคเหนือของ ประเทศไทย ขั้นตอนรายละเอียดที่สำคัญ มีดังนี้

ึก. จัดทำแบบจำลอง Finite element ของอาคาร ที่สามารถนำไปใช้วิเคราะห์หาพฤติกรรม การ ตอบสนองของอาคาร เมื่อถูกแรงกระทำด้านข้างในช่วงการเปลี่ยนรูปแบบยืดหยุ่นและเกินพิกัด ยืดหยุ่น

ข. นำแรงสถิตกระทำด้านข้างอาคาร โดยมีแรงกระทำแปรเปลี่ยนตามการเคลื่อนตัวของ ้โครงสร้างในโหมดพื้นฐานหรือโหมดที่หนึ่ง (Fundamental Mode or First Mode) แรงกระทำที่แต่ ละระดับขั้นคาคารคำนวณจาก

(3.3)

 $\frac{\phi_i W_i}{\sum\limits_{i=1}^N \phi_i \, W_i} V$ โดยที่ F<sub>i</sub> คือ ค่าแรงกระทำทางด้านข้างของแต่ละระดับชั้น i

- W; คือ น้ำหนักของอาคารของแต่ละระดับชั้น
- N คือ จำนวนชั้นของอาคาร
- V คือ ค่าแรงเฉือนที่ฐาน
- ค. แบบจำลองพฤติกรรมการรับแรงของโครงสร้างแบบวัฏจักร (hysteretic model) ขององค์ อาคารคานและเสาจะใช้แบบ Takeda Hysteresis ซึ่งมีรูปแบบที่ใกล้เคียงกับผลการทดสอบ พฤติกรรมการรับแรงแบบวัฏจักรมากที่สุด
  - ง. วิเคราะห์หาการเปลี่ยนรูป (lateral deformation) ของอาคารที่เกิดจากแรงกระทำนี้ โดยค่อยๆ ปรับระดับของแรงเพิ่มขึ้นเป็นขั้นๆ ในแต่ละขั้น ค่ากำลังและสติฟเนส ของแต่ละองค์อาคารจะ ถูกปรับให้เป็นไปตามสภาพภายหลังการรับแรงในแต่ละขั้น ทำการวิเคราะห์ในลักษณะนี้อย่าง ต่อเนื่อง เพื่อผลักให้อาคารมีการเปลี่ยนรูปเพิ่มขึ้นเรื่อยๆตามค่าประวัติการเคลื่อนที่ (Displacement History) ที่กำหนด
  - จ. การผลักแบบ Cyclic Pushover การเคลื่อนที่ของอาคารจะมีการกำหนดให้มี ้ลักษณะเคลื่อนที่ไป-กลับแบบวัฏจักร ตามระยะการเคลื่อนที่ซึ่งกำหนดไว้ เมื่ออาคารถูกผลักให้ เคลื่อนที่ไปจนระยะที่กำหนด ก็จะถูกผลักให้เคลื่อนที่กลับในทิศทางตรงกันข้าม เป็นไปตาม การกำหนดค่าการเคลื่อนที่ของยอดอาคาร (displacement history) รูปแบบค่าการ ้เคลื่อนที่ตามที่กล่าวข้างต้น 4 แบบ สำหรับ ISO แสดงดังนี้

จำนวนรอบ	1	2	3	3	3	3	3
การเคลื่อนที่	$0.06 u_{\rm max}$	$0.09 u_{\rm max}$	0.18 u <sub>max</sub>	$0.42 u_{\rm max}$	$0.60 u_{\rm max}$	$0.78 u_{\rm max}$	1.0 <i>u</i> <sub>max</sub>

#### ตารางที่ 8 ค่าการผลักอาคารแบบวัฏจักรสำหรับรูปแบบ ISO (ISO Protocol)

**หมายเหตุ** ค่าการเคลื่อนที่คูณด้วยค่าการเคลื่อนที่สูงสุด  $u_{
m max}$  ซึ่งได้คำนวณไว้ก่อน

ตามหัวข้อ 3.7 ข้างต้น

 คำนวณค่าระดับความเสียหายของโครงสร้างด้วยแบบจำลองความเสียหาย Park-Ang Damage Model (Park and Ang, 1985) โดยจะคำนวณตามลำดับดังนี้ สำหรับความเสียหายของขึ้นส่วนขององค์อาคาร (component) คำนวณจาก

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

สำหรับความเสียหายของแต่ละระดับชั้นอาคาร (story) คำนวณจาก

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

้สำหรับความเสียหายของโครงสร้างอาคารรวมทั้งหมด (overall) คำนวณจาก

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

- DI คือ ค่าดัชนีความเสียหาย (damage index) ของโครงสร้าง
- $M_{_V}$ คือ โมเมนต์ที่จุดครากขององค์อาคารแต่ละชิ้น
- $heta_m$  คือ ค่า rotation สูงสุดขององค์อาคารแต่ละชิ้น
- $heta_{\!\scriptscriptstyle \! u}$  คือ ค่า rotation capacity ขององค์อาคารแต่ละชิ้น

E<sub>h</sub>, E, คือ พลังงานที่ดูดซับและกระจายไปขององค์อาคารแต่ละชิ้นภายใต้พฤติกรรมแบบ วัฏจักร

- น คือ ตัวคูณตามน้ำหนักของค่าพลังงาน (energy weighting factor) ขององค์อาคาร
- ช. นำผลการวิเคราะห์ความเสียหายมา เปรียบเทียบกับวิธีที่ถูกต้อง Nonlinear Time History Analysis