



รายงานวิจัยฉบับสมบูรณ์

โครงการวิจัย

การเคลื่อนที่เป้าหมายที่จุดยอดของโครงข้อแข็งปราศจากความเหนียว
(Target roof displacement of non-ductile RC. frame)

คณะผู้วิจัย

นายอมรชัย ใจยงต์

ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยบูรพา

กันยายน พ.ศ. 2561

สนับสนุนโดยทุนอุดหนุนการวิจัยงบประมาณแผ่นดิน ประจำปีงบประมาณ 2556

สำนักงานคณะกรรมการวิจัยแห่งชาติ

ทุนอุดหนุนการวิจัยงบประมาณเงินรายได้ (เงินอุดหนุนจากรัฐบาล) ประจำปีงบประมาณ พ.ศ. 2556
รายงานวิจัยฉบับสมบูรณ์

ตามที่ นายอมรชัย ใจยงค์ พนักงานมหาวิทยาลัย ตำแหน่งอาจารย์ สังกัดภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยบูรพา ได้รับทุนอุดหนุนการวิจัย เรื่อง “การเคลื่อนที่เป้าหมายที่จุดยอดของโครงข้อแข็งปราศจากความเหนียว” จากทุนอุดหนุนการวิจัยงบประมาณเงินรายได้ (เงินอุดหนุนจากรัฐบาล) ประจำปีงบประมาณ พ.ศ. 2556 มีงบประมาณทั้งโครงการ 229,300 บาท ขณะนี้ผลการดำเนินการวิจัยเสร็จสิ้นเรียบร้อยแล้ว

รายละเอียดของโครงการวิจัย

ผู้เสนอ	:	นายอมรชัย ใจยงค์
หน่วยงาน	:	ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยบูรพา
ระยะเวลาดำเนินการ	:	12 เดือน
งบประมาณ	:	229,300 บาท

บทคัดย่อ

ในอดีตงานวิจัยต่างๆ ได้มีการศึกษาผลตอบสนองของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กเนื่องจากแรงแผ่นดินไหวไว้มากมาย โดยส่วนใหญ่จะใช้วิธีวิเคราะห์แรงสถิตไม่เชิงเส้น ซึ่งวิธีนี้เป็นวิธีที่นิยมใช้กันอย่างแพร่หลาย เนื่องจากเป็นวิธีที่ง่ายกว่าวิธีประวัติเวลาไม่เชิงเส้น และงานวิจัยเหล่านี้ได้มีการศึกษาแบบจำลองชิ้นส่วนของโครงสร้างโดยพิจารณาความเสียหายเนื่องจากแรงคัต เป็นส่วนใหญ่ แต่ในความเป็นจริงแล้วอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กเมื่อถูกแรงแผ่นดินไหวมากกระทำกับชิ้นส่วนของอาคารอาจเกิดความเสียหายเนื่องจากแรงเฉือนด้วย ดังนั้นเพื่อให้ผลตอบสนองของอาคารที่เกิดจากแรงแผ่นดินไหวมีความถูกต้องมากยิ่งขึ้น งานวิจัยนี้จึงได้ทำการศึกษาการเคลื่อนที่เป้าหมายที่จุดยอดสำหรับ โครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กที่ปราศจากความเหนียว โดยพิจารณาความเสียหายเนื่องจากแรงคัตและแรงเฉือนเป็นหลัก อีกทั้งเพื่อให้พฤติกรรมของโครงสร้างอาคารสอดคล้องกับพฤติกรรมของโครงสร้างภายใต้แรงแผ่นดินไหว จึงได้คำนึงถึงผลการเสื่อมถอยของสตีเฟนส และการเสื่อมถอยของกำลัง ด้วย งานวิจัยนี้ได้ใช้วิธีวิเคราะห์แรงสถิตไม่เชิงเส้นในรูปแบบแรงกระทำด้านข้างแบบแยกโหมดด้วยวิธีการผลักอาคารแบบวัฏจักร โดยใช้ระบบชั้นเสรีเดี่ยวเทียบเท่า ที่คำนึงถึงผลการเสื่อมถอย จากนั้นทำการเปรียบเทียบผลตอบสนองในรูปแบบของอัตราส่วนที่ได้จากวิธีที่นำเสนอเปรียบเทียบกับวิธีประวัติเวลาไม่เชิงเส้น อาคารที่ใช้ในการศึกษานี้เป็น โครงข้อแข็งที่มีความสูง 3 6 9 และ 12 ชั้นที่ใช้คลื่นแผ่นดินไหวจำนวน 20 คลื่น มากระทำกับ โครงสร้างอาคาร จากผลการศึกษาพบว่าวิธีที่นำเสนอสามารถทำนายผลตอบสนองในรูปแบบของค่าการเคลื่อนที่เป้าหมายที่จุดยอด ได้ใกล้เคียงกับผลตอบสนองที่วิเคราะห์ได้จากวิธีประวัติเวลาไม่เชิงเส้น เมื่อพิจารณาความเสียหายเนื่องจากแรงคัตและแรงเฉือนเข้าไปแล้ว

คำสำคัญ : การเคลื่อนเป้าหมายที่จุดยอด, โครงข้อแข็งปราศจากความเหนียว, คอนกรีตเสริมเหล็ก, การวิเคราะห์แบบสถิตไม่เชิงเส้น

Abstract

In the past years, the researches related to earthquake response analysis, Nonlinear Static Analysis (NSA) is extensively used, more suitable than Nonlinear Response History Analysis (NL-RHA). The most significantly studied the flexure failure mode when applied to structural models. In fact, the reinforced-concrete buildings could be damaged by shear failure mode. This research aims to study target roof displacement for non-ductile reinforced-concrete (RC) structure. The objective is to evaluate the accuracy that means to the seismic response of building. Both flexure and shear failure mode are considered. Conformity between the behavior of building structure and the behavior of building under earthquake is derived by the Stiffness and Strength Degradation. This research used NSA with Cyclic Modal Pushover Analysis (CMPA) by utilizing the degrading equivalent SDF systems that developed to obtain both degradations. The next step is to evaluate the accuracy of proposed procedure by comparing the floor displacement and the story drift demands estimated by proposed procedure to those computed by NL-RHA, which is regarded as the reference value. The bias is shown by the ratio of floor displacement and story drifts computed by proposed procedure, and dispersion of the story drift ratios were also examined. A 3, 6, 9 and 12-stories generic frame that was not designed for resisting the earthquake load was selected. The structures were subjected to ground motions: 20 large-magnitude small-distance (LMSR). The following results have been found the proposed procedure can predict the peak roof displacement that are quite similar to NL-RHA's results considering flexure failure mode and shear failure mode.

Keywords: target displacement, non-ductile frame, reinforced concrete, nonlinear static analysis

กิตติกรรมประกาศ

ผู้วิจัยขอขอบคุณ ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยบูรพาที่ให้ความสะดวกด้านเครื่องมือและสถานที่ทำวิจัย และขอขอบคุณเจ้าหน้าที่ธุรการที่ช่วยประสานงานและช่วยเหลือเป็นอย่างดี

สุดท้ายนี้ผู้วิจัยหวังเป็นอย่างยิ่งว่าผลงานวิจัยชิ้นนี้จะเป็นแนวทางในการใช้วิเคราะห์หาผลตอบสนองของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีได้ถูกออกแบบให้มีความเหนียว โดยครอบคลุมพฤติกรรมความเสียหายที่เกิดจากแรงเฉือนและโมเมนต์ดัดอย่างมีประสิทธิภาพต่อไป

สารบัญ

	หน้า
บทคัดย่อ.....	ข
Abstract.....	ค
กิตติกรรมประกาศ.....	ง
สารบัญ.....	จ
สารบัญรูปภาพ.....	ช
สารบัญตาราง.....	ญ
บทที่ 1 บทนำ.....	1
1.1 ที่มาและความสำคัญของปัญหา.....	1
1.2 วัตถุประสงค์ของงานวิจัย.....	2
1.3 ขอบเขตของงานวิจัย.....	2
บทที่ 2 ทฤษฎีและงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง.....	4
2.1 งานวิจัยที่เกี่ยวข้อง.....	4
2.1.1 งานวิจัยเกี่ยวกับการทำนายค่าการเคลื่อนที่เป้าหมายที่จุดยอด.....	4
โดยใช้วิธีแรงกระทำด้านข้าง.....	4
2.1.2 งานวิจัยเกี่ยวกับการทำนายค่าการเคลื่อนที่เป้าหมายที่จุดยอด.....	6
โดยใช้วิธีแรงกระทำด้านข้างแบบแยกโหมด.....	6
2.1.3 งานวิจัยเกี่ยวกับการวิเคราะห์โครงสร้างภายใต้แรงเนื่องจาก.....	8
แผ่นดินไหวโดยใช้ระบบขั้นเสรีเดี่ยวที่คำนึงถึงผลของการเสื่อมถอย.....	8
2.1.4 งานวิจัยเกี่ยวกับการวิเคราะห์โครงสร้างภายใต้แรงเนื่องจาก.....	9
แผ่นดินไหวโดยใช้วิธีแรงกระทำแบบวัฏจักร.....	9
2.2 ทฤษฎีที่เกี่ยวข้อง.....	13
2.2.1 การวิเคราะห์หาผลตอบสนองเชิงเวลา.....	13
2.2.2 การวิเคราะห์โดยใช้แรงกระทำด้านข้างแบบแยกโหมด.....	17
2.2.3 การวิเคราะห์โดยใช้แรงกระทำด้านข้างแบบแยกโหมดที่ถูกรับปรุง.....	22
2.2.4 การนำเสนอขั้นตอนเพิ่มเติมจากการวิเคราะห์แรงกระทำด้านข้าง.....	23
แบบแยกโหมดสำหรับโครงสร้างที่คำนึงถึงผลการเสื่อมถอย.....	23

สารบัญ (ต่อ)

	หน้า
บทที่ 3 แบบจำลองอาคารตัวอย่าง คลื่นแผ่นดินไหวที่ใช้ในการศึกษา.....	
กรณีศึกษาและการประมวลผลเชิงสถิติ.....	29
3.1 บทนำ.....	29
3.2 ตัวอย่างอาคารที่ใช้ในการศึกษา.....	29
3.3 แบบจำลองของโครงสร้าง.....	32
3.3.1 แบบจำลองความเสียหายเนื่องจากแรงคัต.....	32
3.3.2 แบบจำลองความเสียหายเนื่องจากแรงเฉือน	39
3.4 การสร้างแบบจำลองเสา	41
3.5 คลื่นแผ่นดินไหวที่ใช้ในการศึกษา.....	44
3.6 การประมวลผลเชิงสถิติ.....	48
3.6.1 ความเหมาะสมของจำนวนโหมดที่นำมาพิจารณา.....	
ผลตอบสนองเชิงสถิติ.....	49
บทที่ 4 ผลการวิเคราะห์ค่าการเคลื่อนที่เป้าหมายที่จุดยอดสำหรับโครงสร้าง.....	
คอนกรีตเสริมเหล็กที่ปราศจากความเหนียว.....	50
4.1 ค่าประมาณการเคลื่อนที่เป้าหมายที่จุดยอดโดยใช้วิธีวิเคราะห์เพื่อ.....	
หาผลตอบสนองของระบบระดับชั้นความเสรีเดี่ยวที่ค้ำึงถึง.....	
ผลของการเสื่อมถอย.....	50
4.1.1 การวิเคราะห์ด้วยวิธีการผลักอาคารให้เคลื่อนที่ไปทางเดียว.....	51
4.1.2 การวิเคราะห์ด้วยวิธีการผลักอาคารแบบวัฏจักร.....	52
4.2 ค่าความถูกต้องของการเคลื่อนที่เป้าหมายที่จุดยอดสำหรับโครงสร้าง.....	55
4.3 ความสามารถในการต้านทานแรงด้านข้างของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก.....	
ที่มีได้ออกแบบให้ต้านทานแรงแผ่นดินไหว.....	57
บทที่ 5 สรุปผล.....	65
บรรณานุกรม.....	66
ภาคผนวก ก	69

สารบัญรูปภาพ

	หน้า
รูปที่ 2.1 กราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงด้านข้าง กับ การเคลื่อนที่ ของชิ้นส่วน..... ตัวอย่างเสาที่ปราศจากความเหนียว.....	9
รูปที่ 2.2 รูปร่างโหมคการสั้นไหว 3 โหมคแรก ของอาคารตัวอย่าง 6 ชั้น.....	16
รูปที่ 2.3 การกระจายรูปร่างโหมคของแรงแผ่นดินไหวประสิทธิผลสำหรับอาคาร..... ตัวอย่าง 6 ชั้น	17
รูปที่ 2.4 (ก) เส้นความสัมพันธ์แรงกระทำด้านข้าง และ (ข) เส้นความสัมพันธ์..... ระหว่างแรงกับการเคลื่อนที่ของระบบชั้นความเสริเดียวที่มีพฤติกรรม..... อยู่ในช่วงยืดหยุ่น.....	21
รูปที่ 2.5 รูปแบบประวัติการเคลื่อนที่ตามวิธี modified-ISO.....	24
รูปที่ 2.6 กราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนที่ฐาน และการเคลื่อนตัวที่ยอดอาคาร..... ระหว่างการผลักอาคารให้เคลื่อนที่ไปทางเดียวกับการผลักอาคารแบบวัฏจักร..... สำหรับโหมคที่ 1 ของตัวอย่างอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กสูง 4 ชั้น	25
รูปที่ 2.7 คุณสมบัติในโหมคที่ n จากเส้นความสัมพันธ์ระหว่างแรงกับการเคลื่อนที่..... ของระบบชั้นความเสริเดียวที่มีพฤติกรรมอยู่ในช่วงไม่ยืดหยุ่นที่ค้ำึงถึงผล..... ของการเสื่อมถอย.....	27
รูปที่ 3.1 โครงข้อแข็งความสูง 3, 6, 9 และ 12 ชั้น 1 ช่วงเสาที่ใช้ในการศึกษา.....	30
รูปที่ 3.2 แบบจำลองจุดหมุนพลาสติก (Plastic hinges) ของโครงข้อแข็งความสูง 3 ชั้น....	31
รูปที่ 3.3 ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์ กับ มุมหมุนของจุดหมุนพลาสติกที่ค้ำึง..... ถึงค่าการเสื่อมถอย.....	32
รูปที่ 3.4 กราฟความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์ กับ มุมหมุน.....	34
รูปที่ 3.5 แสดงการเสื่อมถอยของสติฟเนสเมื่อมีการลดแรงกระทำ.....	35
รูปที่ 3.6 แสดงการเสื่อมถอยของสติฟเนสเมื่อมีการใส่แรงกระทำ.....	36
รูปที่ 3.7 แสดงการเสื่อมถอยของกำลัง.....	36
รูปที่ 3.8 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนและการเสียรูปของ..... สปริงรับแรงเฉือนแบบ Monotonic envelope.....	39

สารบัญรูปภาพ (ต่อ)

	หน้า
รูปที่ 3.9 แสดงภาพแบบจำลองเสา 2 มิติ.....	42
รูปที่ 3.10 แสดงหมายเลขจุดต่อ และ หมายเลขชิ้นส่วนของแบบจำลองเสา.....	42
รูปที่ 3.11 ผลเปรียบเทียบระหว่างการวิเคราะห์โดยใช้โปรแกรม Opensees..... กับผลการทดลองของ Sezen 2008 ภายใต้แรงกระทำทางดัดข้างและ..... การเคลื่อนที่ที่ได้ทำการปรับแก้ค่าพารามิเตอร์ทั้ง 13 ตัวแปรแล้ว.....	43
รูปที่ 3.12 ความเร่งที่ผิวดินของคลื่นแผ่นดินไหวกรณีคลื่นที่มีความรุนแรงขนาดใหญ่..... แต่ไม่ใกล้รอยเลื่อนจำนวน 20 คลื่น.....	45
รูปที่ 3.13 สเปกตรัมความเร่งเสมือนของคลื่นแผ่นดินไหวกรณีคลื่นที่มีความรุนแรง..... ขนาดใหญ่แต่ไม่ใกล้รอยเลื่อนจำนวน 20 คลื่น ที่ใช้ในการวิเคราะห์โครง..... ข้อแข็งที่มีความสูง 3, 6, 9 และ 12 ชั้น ที่มีอัตราส่วนความหน่วง $\zeta = 5\%$	47
รูปที่ 4.1 เส้นความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนที่ฐานกับการเคลื่อนที่ที่ยอดอาคารของโครง ข้อแข็งความสูง 3 ชั้น.....	51
รูปที่ 4.2 แผนภาพการผลักอาคารแบบวัฏจักร สำหรับโหมดที่ 1 ของโครงข้อแข็ง..... ความสูง 3 ชั้น เนื่องจากรูปแบบการกระจายแรงดัดข้าง $s_1^* = m\phi$	52
รูปที่ 4.3 เปรียบเทียบแผนภาพการผลักอาคารแบบวัฏจักรของระบบหลายระดับชั้นความ เสถียรกับการผลักอาคารแบบวัฏจักรของระบบชั้นความเสถียรเดียวเทียบเท่าโดยใช้ รูปแบบประวัติการเคลื่อนที่ตามวิธี modified-ISO.....	53
รูปที่ 4.4 การเคลื่อนที่สูงสุดที่ยอดอาคารที่วิเคราะห์ด้วยวิธีระบบชั้นเสถียรเดียวเทียบเท่า ค่าการเคลื่อนที่สูงสุดที่แท้จริงที่วิเคราะห์ด้วยวิธี NL-RHA ของระบบ MDF สำหรับอาคารความสูง 3 6 9 และ 12 ชั้น.....	56
รูปที่ 4.5 ผลตอบสนองค่าการเคลื่อนที่เป้าหมายที่จุดยอดที่ได้จากการวิเคราะห์ด้วยวิธีแรง กระทำดัดข้างแบบแยกโหมดด้วยวิธีการผลักอาคารให้เคลื่อนที่ไปทิศทางเดียว สำหรับโครงข้อแข็งความสูง 3 ชั้น.....	58
รูปที่ 4.6 พฤติกรรมการเกิดจุดหมุนพลาสติกสำหรับโครงข้อแข็งความสูง 3 ชั้น	59

สารบัญรูปภาพ (ต่อ)

	หน้า
รูปที่ 4.7 ผลตอบสนองค่าการเคลื่อนที่เป้าหมายที่จุดยอดที่ได้จากการวิเคราะห์ด้วยวิธีแรงกระทำด้านข้างแบบแยกโหนดด้วยวิธีการผลักอาคารให้เคลื่อนที่ไปทิศทางเดียว สำหรับ โครงข้อแข็งความสูง 6 ชั้น.....	59
รูปที่ 4.8 พฤติกรรมการเกิดจุดหมุนพลาสติกสำหรับ โครงข้อแข็งความสูง 6 ชั้น	60
รูปที่ 4.9 ผลตอบสนองค่าการเคลื่อนที่เป้าหมายที่จุดยอดที่ได้จากการวิเคราะห์ด้วยวิธีแรงกระทำด้านข้างแบบแยกโหนดด้วยวิธีการผลักอาคารให้เคลื่อนที่ไปทิศทางเดียว สำหรับ โครงข้อแข็งความสูง 9 ชั้น.....	61
รูปที่ 4.10 พฤติกรรมการเกิดจุดหมุนพลาสติกสำหรับ โครงข้อแข็งความสูง 9 ชั้น	62
รูปที่ 4.11 ผลตอบสนองค่าการเคลื่อนที่เป้าหมายที่จุดยอดที่ได้จากการวิเคราะห์ด้วยวิธีแรงกระทำด้านข้างแบบแยกโหนดด้วยวิธีการผลักอาคารให้เคลื่อนที่ไปทิศทางเดียว สำหรับ โครงข้อแข็งความสูง 12 ชั้น.....	63
รูปที่ 4.12 พฤติกรรมการเกิดจุดหมุนพลาสติกสำหรับ โครงข้อแข็งความสูง 12 ชั้น	64

สารบัญตาราง

	หน้า
ตารางที่ 2.1 ค่าการผลึกให้อาคารเคลื่อนที่ไปในแต่ละรอบของรูปแบบประวัติ.....	24
การเคลื่อนที่ตามวิธี modified-ISO.....	
ตารางที่ 3.1 คาบการสั่นไหวธรรมชาติของโครงข้อแข็งประจำโหมดต่างๆ.....	31
ตารางที่ 3.2 ค่าการปรับแก้พารามิเตอร์ทั้ง 13 ตัวแปรที่ได้จากโปรแกรม Opensees.....	44
ตารางที่ 3.3 ข้อมูลคลื่นแผ่นดินไหวกรณีคลื่นที่มีความรุนแรงขนาดใหญ่แต่ไม่.....	
ใกล้รอยเลื่อน จำนวน 20 คลื่น.....	46
ตารางที่ 4.1 ค่าพารามิเตอร์การเสื่อมถอยของสติฟเนส และการเสื่อมถอยของกำลัง.....	
สำหรับโครงข้อแข็งสูง 3 ชั้นที่ได้จากกราฟผลึกอาคารแบบวิภูจักร.....	54

บทที่ 1

บทนำ

1.1 ที่มาและความสำคัญของปัญหา

จากเหตุการณ์คลื่นยักษ์สึนามิพัดถล่มบริเวณชายฝั่งภาคใต้ด้านทะเลอันดามันของประเทศไทยเมื่อ พ.ศ. 2547 ก่อให้เกิดความเสียหายทั้งชีวิตและทรัพย์สิน รวมถึงเหตุการณ์แผ่นดินไหวในประเทศเพื่อนบ้านและในประเทศไทย โดยมีจุดศูนย์กลางอยู่ทางฝั่งภาคเหนือและภาคตะวันตก ส่งผลให้ผู้ที่อยู่อาศัยในเขตกรุงเทพมหานครและปริมณฑลรับรู้ได้ถึงแรงสั่นสะเทือน บางเหตุการณ์ก่อให้เกิดความเสียหายแก่อาคารบ้านเรือนของประชาชน เหตุการณ์ต่างๆเหล่านี้ได้สะท้อนถึงภัยธรรมชาติจากแผ่นดินไหวที่มีชื่อเสียงเรื่องไกลตัวอีกต่อไป ในส่วนของงานโยชานั้นกระทรวงมหาดไทย โดยกรมโยธาธิการและผังเมืองได้ดำเนินการแก้ไขกฎกระทรวงฉบับที่ 49 โดยออกเป็นกฎกระทรวงกำหนดการรับน้ำหนัก ความต้านทานความคงทนของอาคารและพื้นดินที่รองรับอาคารในการต้านทานแรงสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว พ.ศ. 2550 ออกตามความในพระราชบัญญัติควบคุมอาคาร พ.ศ. 2522 ซึ่งมีผลบังคับใช้ตั้งแต่วันที่ 30 พฤศจิกายน พ.ศ. 2550 ที่ผ่านมา โดยมีเนื้อหาหลักที่สำคัญคือ การเพิ่มเติมพื้นที่ควบคุมและจัดแบ่งเขตพื้นที่เสี่ยงภัยใหม่ และการจัดกลุ่มประเภทอาคารควบคุม โดยการคำนวณแรงสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหวสำหรับอาคารที่มีลักษณะเป็น ตึก บ้าน เรือน โรง ที่มีรูปทรงที่สม่ำเสมอสามารถใช้วิธีแรงสถิตเทียบเท่าได้ ซึ่งวิธีแรงสถิตเทียบเท่านี้เป็นวิธีที่วิศวกรโยธาทั่วไปสามารถทำความเข้าใจได้ง่ายและสะดวกต่อการนำไปใช้งาน เนื่องจากวิธีการนี้จะพิจารณาแรงเฉื่อยของอาคารเนื่องจากแผ่นดินไหวที่เป็นแรงพลศาสตร์ (Dynamics) ไปเป็นแรงด้านข้าง (Lateral force) แบบแรงสถิต (Statics) หลังจากนั้นจึงทำการวิเคราะห์หาแรงภายในต่างๆ เช่น แรงดัด (Bending) แรงเฉือน (Shear) และแรงในแนวแกน (Axial force) ด้วยทฤษฎีวิเคราะห์โครงสร้างแบบสถิตยศาสตร์

ในส่วนของวิธีแรงสถิตเทียบเท่าดังที่กล่าวมานี้ นอกจากจะใช้ในการวิเคราะห์หาแรงภายในเพื่อนำไปออกแบบชิ้นส่วนโครงสร้างแล้ว ยังสามารถนำไปใช้ในการประเมินความสามารถในการต้านทานแรงแผ่นดินไหวของอาคารในรูปของความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนที่ฐาน (Base Shear) กับค่าการเคลื่อนที่ที่ยอดอาคาร (Roof Displacement) รวมถึงการประมาณค่าผลตอบสนองต่างๆ อาทิเช่น ค่าการเคลื่อนที่ที่พื้น (Floor Displacement) และค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ด้านข้าง (Story drift) อีกด้วย

ในปัจจุบัน การออกแบบและประเมินกำลังของอาคารที่ใช้ต้านทานแรงแผ่นดินไหวนั้น ได้พิจารณาถึงระดับที่อาคารเกิดความเสียหาย ซึ่งมีพฤติกรรมอยู่ในช่วงไม่ยืดหยุ่น (Nonlinear) แบบจำลองพฤติกรรมความเสียหายในรูปของแรงคัต (Flexure failure mode) ในรูปของ rotational spring ได้ถูกนำมาใช้ในแบบจำลองเพื่อให้มีความสอดคล้องกับอาคารที่ได้มีการออกแบบให้ต้านทานแผ่นดินไหวอยู่ก่อนแล้ว สำหรับประเทศไทยเอง อาคารคอนกรีตเสริมเหล็กมิได้ถูกออกแบบให้มีการต้านทานแรงแผ่นดินไหว โดยเฉพาะอย่างยิ่งอาคารที่ก่อสร้างมานาน ซึ่งอาคารเหล่านี้จะถูกออกแบบให้มีอัตราเหล็กเสริมรับแรงเฉือนหรือเหล็กปลอกค่อนข้างน้อย ส่งผลให้มีความสามารถในการต้านทานแรงด้านข้างต่ำ ซึ่งการจำลองพฤติกรรมความเสียหายของอาคารประเภทนั้นนอกจากจะต้องพิจารณาพฤติกรรมความเสียหายที่เกิดจากแรงคัตแล้วยังต้องพิจารณาถึงพฤติกรรมความเสียหายที่เกิดจากแรงเฉือน (Shear failure mode) ด้วย ซึ่งการสร้างแบบจำลองของอาคารที่ครอบคลุมพฤติกรรมความเสียหายที่เกิดขึ้นจริงจะช่วยให้สามารถประเมินกำลังต้านทานแผ่นดินไหวของอาคารได้อย่างถูกต้อง

1.2 วัตถุประสงค์ของงานวิจัย

ในงานวิจัยนี้ ได้ทำการพัฒนาแบบจำลองของอาคารให้ครอบคลุมพฤติกรรมความเสียหายที่เกิดจากแรงคัตและแรงเฉือน ซึ่งเป็นพฤติกรรมความเสียหายที่สอดคล้องกับลักษณะอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กที่ก่อสร้างในประเทศไทย โดยมีวัตถุประสงค์เพื่อ

1. พัฒนาแบบจำลองที่ใช้ในการวิเคราะห์หาผลตอบสนองของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กที่มิได้ออกแบบให้ต้านทานแผ่นดินไหว
2. ประเมินความสามารถในการต้านทานแรงด้านข้างของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กที่มิได้ออกแบบให้ต้านทานแผ่นดินไหว
3. เปรียบเทียบกำลังต้านทานแผ่นดินไหวของอาคารกรณีที่พิจารณาเฉพาะพฤติกรรมความเสียหายเนื่องจากแรงคัตกับแบบจำลองอาคารที่พิจารณาพฤติกรรมความเสียหายทั้งจากแรงคัตและแรงเฉือนควบคู่กัน

1.3 ขอบเขตของงานวิจัย

ทำการศึกษากับอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กที่มิได้มีการออกแบบให้ต้านทานแรงแผ่นดินไหว อาทิ เช่น อาคารพาณิชย์ ซึ่งเป็นประเภทอาคารที่มีอยู่ทั่วไปและมีความเสี่ยงที่จะเกิดความเสียหายได้ง่ายเมื่อเกิดเหตุการณ์แผ่นดินไหว โดยพิจารณาระบบปัญหาเป็นแบบสองมิติที่

สะท้อนถึงพฤติกรรมของอาคารในขณะเกิดความเสียหายทั้งในรูปของความเสียหายที่เกิดจากแรง
ดัด (Flexure failure mode) และความเสียหายที่เกิดจากแรงเฉือน (Shear failure mode)

บทที่ 2

ทฤษฎีและงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

2.1 งานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

การวิเคราะห์หาการเคลื่อนที่เป้าหมายที่จุดยอดสำหรับอาคารที่ปราศจากความเหนียวนั้นจะใช้หลักการวิเคราะห์เชิงสถิต ซึ่งหลักการวิเคราะห์เชิงสถิตนั้นได้มีการศึกษาในต่างประเทศมานานแล้วซึ่งมีค่าความถูกต้องและแม่นยำสูงโดยสามารถใช้รูปแบบการกระจายแรงด้านข้างของ FEMA ซึ่งเป็นรูปแบบการกระจายแรงกระทำที่มีทั้งแรงกระทำแบบโหมดเดียว (single-mode) และแรงกระทำแบบหลายโหมด (multi-mode) และรูปแบบการกระจายแรงด้านข้างแบบแยกโหมด (Modal pushover analysis, MPA) เพื่อรวมผลกระทบบของโหมดที่สูงขึ้นไป ทำให้การวิเคราะห์หาการเคลื่อนที่เป้าหมายที่จุดยอดสำหรับอาคารมีความถูกต้องและแม่นยำมากขึ้น โดยผลงานวิจัยต่างๆที่เกี่ยวข้องกับการประเมินวิธีวิเคราะห์เชิงสถิตทั้งการใช้รูปแบบแรงด้านข้างของ FEMA , การวิเคราะห์โครงสร้างภายใต้แรงเนื่องจากแผ่นดินไหวโดยใช้วิธี MPA, การวิเคราะห์โครงสร้างภายใต้แรงเนื่องจากแผ่นดินไหวโดยใช้ระบบชั้นเสรีเดียวที่คำนึงถึงผลของการเสื่อมถอย และการวิเคราะห์โครงสร้างภายใต้แรงเนื่องจากแผ่นดินไหวโดยใช้วิธีแรงกระทำแบบวัฏจักร (Cyclic pushover analysis, CPA) ซึ่งจะได้นำเสนอดังต่อไปนี้

2.1.1 งานวิจัยเกี่ยวกับการทำนายค่าการเคลื่อนที่เป้าหมายที่จุดยอดโดยใช้วิธีแรงกระทำด้านข้าง (Pushover Analysis)

Krawinkler and Seneviratna (1998) ได้ทำการศึกษาพฤติกรรมของโครงข้อแข็งเหล็กความสูง 2, 5, 10, 20, 30 และ 40 ชั้น ภายใต้แรงแผ่นดินไหว โดยมีค่าความเหนียวตั้งแต่ 2 ถึง 8 และทำการศึกษาโครงข้อแข็งเหล็กความสูง 4 ชั้น (ที่ได้รับความเสียหายจากการเกิดแผ่นดินไหว Northridge) โดยนำมากระทำด้วยคลื่นแผ่นดินไหวจำนวน 9 คลื่น จากผลการศึกษาพบว่า การวิเคราะห์ด้วยวิธีแรงกระทำด้านข้างโดยใช้รูปแบบการกระจายแรงตามข้อกำหนดของ FEMA-273 จะให้ค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นที่มีความถูกต้องสูงในกรณีที่อาคารมีความสูงไม่เกิน 5 ชั้น และสำหรับอาคารที่มีความสูงตั้งแต่ 5 ชั้นขึ้นไปจะพบว่าผลตอบสนองที่ได้มีความคลาดเคลื่อนมากขึ้น ซึ่งเป็นผลมาจากการตอบสนองในโหมดที่สูงที่เด่นชัดในอาคารที่มีความสูงมากกว่า 5 ชั้น

Kim and Kurama (2008) ได้เสนอวิธีการวิเคราะห์แรงกระทำทางด้านข้าง (Pushover Analysis) ที่เรียกว่าวิธี (Mass Proportional Pushover, MPP) โดยมีหลักการคือ แรงกระทำในแต่ละ

ชั้นมีค่าเป็นสัดส่วนกับมวลของแต่ละชั้นอาคาร ในการศึกษานี้ได้ใช้โครงข้อแข็งด้านทานแรงคัตที่มีความสูง 3, 9 และ 20 ชั้นที่ ถูกกระทำด้วยคลื่นแผ่นดินไหวจำนวน 40 คลื่น มาทำการศึกษาเพื่อทำการประเมินค่าการเคลื่อนที่สูงสุดบนยอดอาคาร และนำผลตอบสนองที่ได้จากวิธี MPP และ MPA มาเปรียบเทียบกับวิธี NL-RHA ซึ่งถือว่าเป็นวิธีที่ถูกต้องที่สุด จากการศึกษาพบว่า วิธี MPP ให้ผลตอบสนองในรูปของค่าการเคลื่อนที่สูงสุดที่ยอดอาคารและการเคลื่อนที่ที่พื้นได้ดีกว่าวิธี MPA แต่อย่างไรก็ตามวิธี MPA ที่พิจารณาถึง 3 โหมดแรกกลับให้ค่าผลตอบสนองในรูปของค่าระยะการโยกไหวระหว่างชั้นสูงสุด (inter-story drift) ได้ดีกว่าวิธี MPP ในช่วงชั้นที่มีความสูงมากขึ้น เหตุผลเนื่องจากวิธี MPP ไม่ได้รวมผลกระทบของโหมดที่สูงขึ้นไปทำให้ผลการประเมินที่ได้มีค่าความคลาดเคลื่อนของค่าระยะการโยกไหวระหว่างชั้นสูงสุด (inter-story drift) สูงกว่าวิธี MPA นั่นเอง

Manoukas and Goel (2011) เสนอวิธีการใช้พลังงานหน่วยการเคลื่อนที่ (Strain Energy) คำนวณจากผลคูณของแรงผลัดและค่าการเคลื่อนที่ในแต่ละชั้นของอาคาร เพื่อนำไปหาค่าแรงเฉือนและกราฟความสัมพันธ์ระหว่างค่าการเคลื่อนที่บนยอดอาคารและแรงเฉือนที่ฐาน จากนั้นจึงนำไปประเมินค่าการเคลื่อนที่สูงสุดของอาคารได้

เป็นหนึ่งใน และ สิบพงศ์ (2544) ได้มีการศึกษากำลังด้านทานของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กสูง 9 ชั้น ต่อแรงแผ่นดินไหว ในเขตกรุงเทพมหานคร ในการศึกษาใช้วิธีการหากลังด้านทานและความเหนียวของอาคารด้วยวิธี Pushover Method กับเคลื่อนตัวด้านข้างที่ยอดอาคาร และนำไปเปรียบเทียบกับ Inelastic Demand Diagram จากข้อมูลคลื่นแผ่นดินไหวที่เป็นตัวแทน ซึ่งคาดว่าอาจจะเกิดความรุนแรงที่สุดในกรุงเทพมหานคร และพบว่าอาคารตัวอย่างแม้จะไม่ได้ถูกออกแบบให้ด้านทานแรงแผ่นดินไหว แต่อาคารมีระดับความสามารถด้านทานแรงแผ่นดินไหวที่สูง จนเกือบสามารถทนต่อแรงแผ่นดินไหวที่รุนแรงที่สุดที่คาดว่าจะเกิดขึ้น ในกรุงเทพมหานครได้ โดยคำนึงถึงผลกระทบของผนังกำแพง ความยืดหยุ่นของฐานราก และผลของ P- Δ

ธานีรินทร์ และ ทศพล (2544) ได้ทำการศึกษากำลังด้านทานของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กสูง 4 ชั้น โดยการใช้โปรแกรม IDARC ในการคำนวณแบบ Pushover Method ซึ่งใช้ทั้งวิธีแรงผลัดด้านข้างแบบสถิตและการวิเคราะห์แบบพลศาสตร์ ผลการศึกษาพบว่าอาคารที่มีการออกแบบให้รับน้ำหนักบรรทุกทุกจากแรงโน้มถ่วงเพียงอย่างเดียว จะมีพฤติกรรมแบบเสาอ่อน-คานแข็ง ทำให้เกิดการครากที่เสาเป็นส่วนใหญ่ซึ่งเป็นจุดอ่อนในการรับแรงแผ่นดินไหว

2.1.2 งานวิจัยเกี่ยวกับการทำนายค่าการเคลื่อนที่เป้าหมายที่จุดยอดโดยใช้วิธีแรงกระทำด้านข้างแบบแยกโหนด (Modal Pushover Analysis)

Yu and Goel (2002) ประยุกต์ใช้วิธี MPA และปรับปรุงประเมินค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นและค่าการเคลื่อนที่ของจุดหมุนพลาสติก สำหรับโครงอาคารเหล็กสูง 13 ชั้น งานวิจัยนี้ใช้ค่าการเคลื่อนที่ที่ยอดอาคาร ซึ่งคำนวณจากวิธีสัมประสิทธิ์การเคลื่อนที่ (Displacement coefficient method) ผลการวิจัยพบว่าวิธี MPA ให้ผลการประเมินค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นที่ต่ำสำหรับชั้นช่วงบน และให้ผลค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นที่สูงสำหรับชั้นช่วงล่าง รวมทั้งค่าการเคลื่อนที่ของจุดหมุนพลาสติกในคานและเสาทำให้ผลที่สูงด้วย

Chintanapakdee and Chopra (2003) ได้ทำการศึกษาค่าการเคลื่อนที่ที่พื้นและค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นของโครงข้อแข็งที่มีความสูง 3, 6, 9, 12, 15 และ 18 ชั้น โดยออกแบบให้มีความเหนียวเท่ากับ 1, 1.5, 2, 4 และ 6 เพื่อต้านทานแผ่นดินไหวระยะไกลจำนวน 20 คลื่น โดยทำการวิเคราะห์ด้วยวิธี MPA แล้วนำผลการวิเคราะห์ที่ได้มาเปรียบเทียบกับผลการวิเคราะห์ที่ได้จากวิธี NL-RHA ซึ่งถือเป็นค่าแท้จริงโดยแสดงอยู่ในรูปของมัชฌิมของอัตราส่วนของผลการวิเคราะห์ด้วยวิธี MPA กับผลการวิเคราะห์ด้วยวิธี NL-RHA จากการศึกษาพบว่าถ้าพิจารณาผลตอบแทนของโครงสร้างที่รวมผลของ 2 หรือ 3 โหมดแรกจะได้ผลการวิเคราะห์ใกล้เคียงกับผลการวิเคราะห์ที่ได้จากวิธี NL-RHA ซึ่งความคลาดเคลื่อนและการกระจายความคลาดเคลื่อนที่เกิดขึ้นจะมีแนวโน้มเพิ่มขึ้นตามคาบการสั่นไหวในโหมดพื้นฐานและความเหนียวของโครงสร้างที่เพิ่มขึ้น รวมถึงคาบการสั่นไหวในโหมดพื้นฐานเพิ่มขึ้น ซึ่งเป็นผลมาจากการตอบสนองของโหมดที่สูงกว่าโหมดพื้นฐานซึ่งมีส่วนร่วมเพิ่มขึ้น เมื่อโครงข้อแข็งมีความสูงเพิ่มขึ้น โดยความเหมาะสมของวิธี MPA จะประเมินจากการกระจายผลตอบแทนซึ่งมีค่าไม่เกิน 30 เปอร์เซ็นต์และมีความคลาดเคลื่อนน้อยๆ นอกจากนี้ยังพบว่าการวิเคราะห์ด้วยวิธีสเปกตรัมผลตอบแทน (Response Spectrum Analysis, RSA) สำหรับโครงข้อแข็งที่มีพฤติกรรมยืดหยุ่น (Elastic) มักจะให้ผลการวิเคราะห์ที่น้อยกว่าค่าแท้จริง (Underestimate) และความคลาดเคลื่อนยังมีแนวโน้มเพิ่มขึ้นตามคาบการสั่นไหวในโหมดพื้นฐาน(หรือความสูง) ที่เพิ่มขึ้นในขณะที่ความคลาดเคลื่อนและการกระจายความคลาดเคลื่อนที่วิเคราะห์ด้วยวิธีแรงกระทำด้านข้างแบบแยกโหนดของระบบโครงสร้างที่มีพฤติกรรมในช่วงไม่ยืดหยุ่นจะมีค่ามากกว่าระบบโครงสร้างที่มีพฤติกรรมยืดหยุ่น

Williams and Albermani (2003) ได้ทำการศึกษาผลตอบแทนของโครงข้อแข็งต้านทานแรงคดที่มีการติดตั้งอุปกรณ์สลายพลังงานและไม่ติดตั้งอุปกรณ์สลายพลังงาน โดยโครงข้อแข็งที่ใช้ศึกษามีความสูง 3, 6 และ 10 ชั้น มาทำการวิเคราะห์โครงสร้างโดยคำนึงถึงพฤติกรรมแบบไม่

ยึดหยุ่น โดยทำการวิเคราะห์ทั้งวิธีวิเคราะห์เชิงสถิตแบบไม่เป็นเส้นตรง (Nonlinear Static Procedure, NSP) ซึ่งใช้รูปแบบการกระจายแรงด้านข้างของ FEMA-356 และรูปแบบการกระจายแรงด้านข้างตามโหมดรูปร่าง (Modal Pushover Analysis, MPA) เพื่อเปรียบเทียบกับผลการวิเคราะห์ที่ได้จากวิธี NL-RHA ซึ่งถือว่าเป็นวิธีที่ให้ผลตอบสนองที่แท้จริง โดยมีวัตถุประสงค์เพื่อเปรียบเทียบผลตอบสนองที่เกิดขึ้นระหว่างโครงสร้างอาคารที่มีการติดตั้งอุปกรณ์สลายพลังงานกับอาคารที่ไม่มีการติดตั้งอุปกรณ์การสลายพลังงานโดยวิธีหาผลตอบสนองโดยการประมาณ จากการศึกษาพบว่าค่าการเคลื่อนที่ในแต่ละชั้นและข้อมูลของจุดหมุนพลาสติกที่เกิดขึ้นซึ่งได้จากการวิเคราะห์ด้วยแรงกระทำด้านข้างแบบ FEMA-356 และวิธี MPA ต่างให้ผลตอบสนองที่มีความถูกต้องสูงเมื่อทำการวิเคราะห์กับอาคารทั่วไปที่ไม่มีการติดตั้งอุปกรณ์สลายพลังงานและมีความสูงไม่มาก โดยวิธี MPA จะให้ผลการวิเคราะห์ที่มีความถูกต้องสูงกว่าวิธีวิเคราะห์ที่ใช้แรงกระทำด้านข้างตามรูปแบบของ FEMA-356 แต่สำหรับอาคารที่มีการติดตั้งอุปกรณ์สลายพลังงานกลับพบว่า ผลการวิเคราะห์ค่าการเคลื่อนที่ในแต่ละชั้นที่ได้มีความคลาดเคลื่อนเพิ่มมากขึ้น โดยให้ผลการวิเคราะห์ในลักษณะให้ค่าน้อยกว่าผลตอบสนองที่แท้จริงเมื่อเทียบกับผลการวิเคราะห์ที่ได้จากวิธี NL-RHA

Chopra and Goel (2003) ได้ทำการศึกษาผลตอบสนองของอาคาร SAC (Gupta และ Krawinkler, 1999) ซึ่งประกอบด้วยโครงข้อแข็งเหล็กที่มีความสูง 9 ชั้นและ 20 ชั้นออกแบบตามเทศบัญญัติของเมือง ลอสแอนเจลิส ซีแอตเติล และบอสตัน ประเทศสหรัฐอเมริกา โดยอาคารได้รับคลื่นแผ่นดินไหวจากแหล่งต่างๆ จำนวน 20 คลื่น ซึ่งมีโอกาสการเกิดคลื่นไม่เกิน 2 และ 10 เปอร์เซนต์ในรอบ 50 ปี หรือมีคาบย้อนกลับ 2475 และ 475 ปี ตามลำดับ (Somerville et al., 1977) ซึ่งการศึกษานี้มีวัตถุประสงค์เพื่อประเมินความถูกต้องและความเหมาะสมของวิธี MPA โดยเปรียบเทียบผลการวิเคราะห์ที่ได้กับวิธี NL-RHA และกับผลการวิเคราะห์ด้วยวิธีแรงกระทำด้านข้างโดยใช้รูปแบบการกระจายแรงของ FEMA-356 จากการศึกษาพบว่าค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นที่วิเคราะห์ด้วยวิธี MPA โดยพิจารณาเฉพาะ 3 โหมดแรกพบว่าผลการวิเคราะห์ที่ได้มีความถูกต้องสูง และเมื่อเปรียบเทียบกับผลการวิเคราะห์ที่ได้จากวิธีแรงกระทำด้านข้างตามรูปแบบการกระจายแรงของ FEMA-356 แล้วพบว่าวิธี MPA ให้ผลการวิเคราะห์ที่มีความถูกต้องสูงกว่าวิธีของ FEMA-356

Goel and Chopra (2004) ได้ทำการศึกษาการปรับปรุงวิธี MPA ของอาคาร โครงข้อแข็งด้านทานแรงคดสูง 9 และ 20 ชั้น โดยจะพิจารณาผลกระทบของ $P-\Delta$ ในทุกโหมด ซึ่งเป็นการเพิ่มขึ้นตอนพิเศษในการประเมินค่าการเคลื่อนที่ของจุดหมุนพลาสติก แม้ว่าวิธีการปรับปรุง MPA นี้จะดีกว่าการประเมินโดยคิดจากโหมดเดียว แต่ก็พบว่า การประเมินค่าการเคลื่อนที่ของจุดหมุน

พลาสติกก็ยังไม่ถูกต้องมากนัก เนื่องจากค่าการเคลื่อนที่ของจุดหมุนพลาสติกในระดับชั้นล่างให้ค่าที่สูงเกินไป และในระดับชั้นบนให้ค่าที่ต่ำเกินไป

Jan and Goel (2004) ได้ทำการเสนอเทคนิคที่เป็นของการเคลื่อนตัวในช่วงไม่ยืดหยุ่นจากสองโหนดแรกเข้าด้วยกัน ในวิธีการผลัดแบบ MPA โดยทำการคำนวณค่าการเคลื่อนที่ ค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้น และค่าการเคลื่อนที่ของจุดหมุนพลาสติก จากแรงกระทำทางด้านข้างที่กระจายแบบสามเหลี่ยม และเปรียบเทียบกับวิธีการ MPA เดิม สำหรับการคำนวณอาคารโครงข้อแข็งด้านทานแรงคดสูง 2, 5, 10, 20, 30 ชั้น ผลการคำนวณพบว่า การกระจายแรงแบบสามเหลี่ยมและวิธี MPA เดิม ให้ผลการประเมินที่ดีในการคำนวณค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้น สำหรับอาคารสูง 2 และ 5 ชั้น และให้ผลที่ดียิ่งขึ้น สำหรับการคำนวณค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นสำหรับอาคารสูง 20 และ 30 ชั้น

Hernandez-Montes and Goel (2004) เสนอวิธีการผลัดโดยหลักการพลังงาน ซึ่งสามารถใช้แก้ปัญหาที่พบว่ากราฟการเคลื่อนที่มีการย้อนกลับทิศในการใช้วิธีการวิเคราะห์แบบ MPA เดิม วิธีการนี้เป็นการผลัดอาคารด้วยแรงกระทำในแต่ละโหนด โดยการใช้พลังงานที่คำนวณจากผลคูณของแรงผลัดและค่าการเคลื่อนที่ของโครงสร้าง ในการคำนวณหาค่าการเคลื่อนที่ที่ยอดสำหรับอาคาร ในขั้นตอนการผลัดนี้พลังงานจากการผลัดในแต่ละโหนด จะคำนวณในรูปแบบการเพิ่มขึ้นของพลังงาน และค่าการเคลื่อนที่ที่เพิ่มขึ้นในแต่ละชั้นของโครงสร้างสามารถคำนวณจากการหารค่าพลังงานด้วยค่าแรงเฉือนที่ฐานอาคาร ดังนั้นกราฟความสามารถในการต้านทานแรงแผ่นดินไหว (Capacity curve) จึงสร้างมาได้ในแต่ละโหนด ซึ่งเป็นการปรับปรุงการใช้รูปแบบการผลัดในโหนดแรก และแก้ไขการผลัดที่กลับทิศในโหนดที่สูงได้

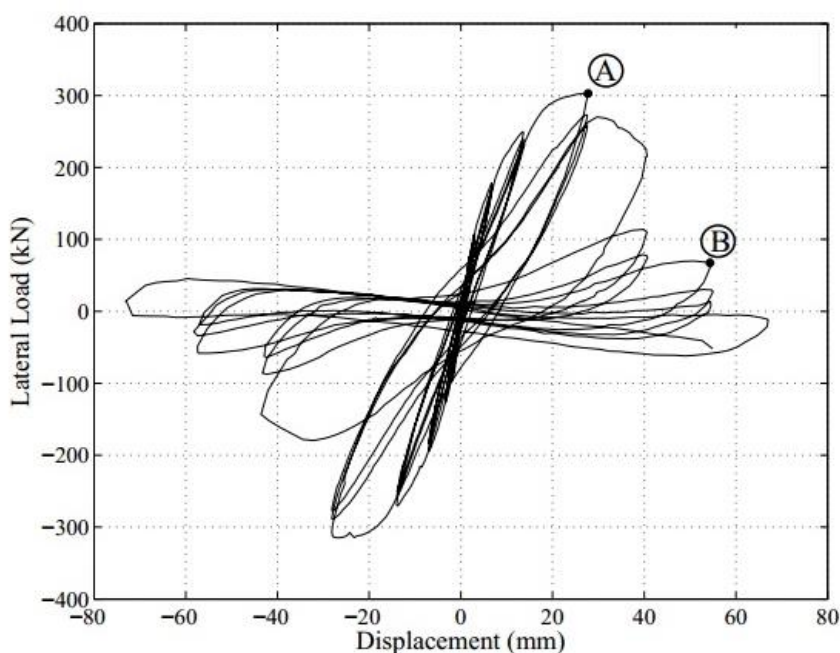
2.1.3 งานวิจัยเกี่ยวกับการวิเคราะห์โครงสร้างภายใต้แรงเนื่องจากแผ่นดินไหวโดยใช้ระบบชั้นเสรีเดี่ยวที่คำนึงถึงผลของการเสื่อมถอย (Effect of Degradation on SDF System)

Chintanapakdee and Jaiyong (2012) ได้ทำการศึกษาการปรับปรุงและพัฒนาวิธีแรงกระทำด้านข้างแยกโหนดให้สามารถใช้ทำนายผลตอบสนองของอาคารที่มีการเสื่อมถอยได้แม่นยำมากขึ้น ซึ่งขั้นตอนแรกได้ทำการหาค่าการเคลื่อนที่เป้าหมาย (Target Roof Displacement) โดยใช้ระบบชั้นเสรีเดี่ยว (Single Degree of Freedom, SDF) ที่คำนึงถึงผลของการเสื่อมถอย จากนั้นจึงทำการประเมินผลตอบสนองที่คำนวณได้จากวิธีที่นำเสนอในรูปแบบของอัตราส่วนของผลตอบสนองที่วิเคราะห์ได้จากวิธีที่นำเสนอกับผลตอบสนองที่ได้จากวิธีประวัติเวลาไม่เชิงเส้น อาคารที่ใช้ในการศึกษานี้ประกอบด้วย อาคารคอนกรีตเสริมเหล็กความสูง 8 ชั้น และ โครงข้อแข็งที่มีความสูง 3, 6, 9, 12, 15, และ 18 ชั้น มากระทำด้วยคลื่นแผ่นดินไหว 20 คลื่น โดยมีระดับความรุนแรงของคลื่นที่แตกต่างกัน จากผลการศึกษาพบว่า (1) การใช้ระบบชั้นเสรีเดี่ยวที่คำนึงถึงผลของการเสื่อมถอย

สามารถทำนายค่าการเคลื่อนที่สูงสุดบริเวณยอดอาคารได้ถูกต้องแม่นยำกว่าการใช้ระบบชั้นเสรีเดี่ยวที่มีได้คำนึงถึงผลของการเสื่อมถอย (2) วิธีที่นำเสนอสามารถประมาณผลตอบสนองของอาคารได้ถูกต้องแม่นยำกว่าวิธีที่ยังมิได้มีการปรับปรุง (3) วิธีที่นำเสนอสามารถประมาณค่าการเคลื่อนที่ที่พื้นได้ใกล้เคียงกับผลตอบสนองที่วิเคราะห์ได้จากวิธีประวัติเวลาไม่เชิงเส้น ในขณะที่การประมาณค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นมีแนวโน้มให้ผลวิเคราะห์สูงกว่าผลตอบสนองของวิธีประวัติเวลาไม่เชิงเส้นในช่วงครึ่งล่างและให้ผลวิเคราะห์ที่ต่ำกว่าในช่วงครึ่งบนของอาคาร (4) ความคลาดเคลื่อนของผลตอบสนองที่วิเคราะห์ด้วยวิธีที่นำเสนอมีค่าสูงขึ้นเมื่ออาคารถูกกระตุ้นด้วยคลื่นแผ่นดินไหวที่มีความรุนแรงมากขึ้นหรือในกรณีที่อาคารถูกออกแบบให้มีกำลังต้านทานต่อแผ่นดินไหวลดลง (5) ความคลาดเคลื่อนในการทำนายผลตอบสนองด้วยวิธีที่นำเสนอมีแนวโน้มลดลงเมื่ออาคารมีการออกแบบให้มีการเสื่อมถอยของสติเฟนสและกำลังในระดับต่ำ

2.1.4 งานวิจัยเกี่ยวกับการวิเคราะห์โครงสร้างภายใต้แรงเนื่องจากแผ่นดินไหวโดยใช้วิธีแรงกระทำแบบวัฏจักร (Cyclic Pushover Analysis, CPA)

Sezen (2000) ได้ทำการศึกษาพฤติกรรมของชิ้นส่วนโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กภายใต้แรงกระทำแบบวัฏจักร (Cyclic load) ที่คำนึงถึงผลของการเสื่อมถอย โดยได้ทำการทดสอบชิ้นส่วนตัวอย่างเสาที่ปราศจากความเหนียว (Non-Ductile Column) เพื่อนำค่าที่ได้ไปสร้างกราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงกับการเคลื่อนที่ ดังแสดงในรูปที่ 2.1



รูปที่ 2.1 กราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงด้านข้าง (Lateral Load) กับ การเคลื่อนที่ (Displacement) ของชิ้นส่วนตัวอย่างเสาที่ปราศจากความเหนียว (Non-Ductile Column) (Sezen, 2000)

จากกราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงกับการเคลื่อนที่ในรูปที่ 2.1 สามารถบ่งบอกพฤติกรรมของชิ้นส่วนเสาได้ดังต่อไปนี้

2.1.4.1 การเสื่อมถอยของกำลัง (Strength Degradation)

เมื่อการเสียรูปของชิ้นส่วน โครงสร้างมีค่าเพิ่มมากขึ้นจนถึงช่วงอินอีลาสติก (inelastic) แรงต้านการเคลื่อนที่ของชิ้นส่วน โครงสร้างที่จุดครากมีแนวโน้มลดลง เนื่องจาก การบีบตัวของคอนกรีต ถูกอัดแตก (concrete crushing), การบิดเนื่องจากเหล็กเสริมเกิดการ โกงเดาะ และการบิดเนื่องจากการครากของเหล็กเสริมตามยาว ซึ่งกำลังต้านทานที่ลดลงนี้เรียกว่าการเสื่อมถอยของกำลัง จากภาพที่ 1 ค่าการเสื่อมถอยของกำลัง สามารถสังเกตได้จากกราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงกับการเคลื่อนที่ โดยรอบการเคลื่อนที่ A มีแรงต้านทานการเคลื่อนที่สูงสุดเท่ากับ 304 kN ส่วนโดยรอบการเคลื่อนที่ B มีแรงต้านทานการเคลื่อนที่เท่ากับ 78 kN ก่อนที่โครงสร้างจะเกิดการบิด

2.1.4.2 การเสื่อมถอยของสติฟเนส (Stiffness Degradation)

จากผลการทดสอบชิ้นส่วนเสาที่ปราศจากความเหนียวในห้องปฏิบัติการบ่งชี้ว่าค่าสติฟเนสมีลักษณะการเปลี่ยนแปลงอยู่ 2 ชนิดคือ การลดแรงกระทำ กับ เพิ่มแรงกระทำ เนื่องจากโมเมนต์ดัดของคอนกรีตเกิดการแตกร้าว และ หน่วยแรงดึงของเหล็กเสริมเกิดการคราก ซึ่งค่าสติฟเนสที่ลดลงนี้เรียกว่า การเสื่อมถอยของสติฟเนส (Stiffness Degradation) โดยที่ การเสื่อมถอยของสติฟเนสเมื่อมีการลดแรงกระทำ (Unloading stiffness degradation) และ การเสื่อมถอยของสติฟเนสเมื่อมีการเพิ่มแรงกระทำ (Reloading stiffness degradation) สามารถหาได้จากความชันของกราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงกับการเคลื่อนที่ (Force-Deformation) เป็นต้น

นัทธสม (2546) ได้ศึกษาผลตอบสนองแผ่นดินไหวของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กโดยวิธีผลัดด้านข้างแบบวัฏจักร ซึ่งเป็นการวิเคราะห์ที่พิจารณาผลของการเคลื่อนที่กระทำสลับกลับไปมา และมีการสลายพลังงานภายในองค์อาคาร ในการศึกษาได้ทำการเปรียบเทียบประสิทธิภาพของการวิเคราะห์ผลัดด้านข้างแบบวัฏจักร กับ การวิเคราะห์เชิงพลศาสตร์ และการวิเคราะห์ผลัดด้านข้าง โดยให้แรงในทิศทางเดียว อาคารตัวอย่างที่ใช้ในการศึกษาเป็นอาคารพักอาศัย สูง 5 ชั้น ซึ่งเป็นโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก ในการวิเคราะห์ได้พิจารณาเป็น โครงข้อแข็ง 2 มิติ และใช้แบบจำลองไฟเบอร์ (Fiber model) ในการจำลองพฤติกรรมไม่เชิงเส้นขององค์อาคาร เนื่องจากสามารถอธิบายความเสียหายที่เกิดขึ้นในระดับวัสดุขององค์อาคาร และ พิจารณาผลของแรงตาม

แนวแกนที่แปรเปลี่ยนโดยไม่มีความซับซ้อนในการคำนวณมากนัก ในการศึกษาได้ทำการเปรียบเทียบกับผลจากการวิเคราะห์ที่เสนอกับผลจากการวิเคราะห์เชิงพลศาสตร์ โดยใช้คลื่นแผ่นดินไหวที่วัดได้ที่ฐานอาคารใบหยก 1 กรุงเทพมหานคร ปี ค.ศ. 1995, คลื่นแผ่นดินไหว EI Centro ที่วัดได้ที่สถานี Imperial Valley Irrigation District ปี ค.ศ. 1940 และ คลื่นแผ่นดินไหวที่วัดได้ที่กรุงเม็กซิโก ปี ค.ศ. 1985 ในการวิเคราะห์ได้พิจารณาความเสียหายจากค่าความเหนียวเชิงดัดโค้ง (Curvature ductility) ที่เกิดขึ้นในองค์อาคาร จากการวิเคราะห์พบว่าความเสียหายที่เกิดขึ้นในอาคารจะเป็นแบบเสาอ่อน-คานแข็ง โดยพบความเสียหายในเสามากกว่าคาน เสาชั้นบนจะเกิดความเสียหายมากกว่าเสาชั้นล่างเนื่องจากการลดขนาดหน้าตัดเสา และการเสริมเหล็กให้น้อยลง เมื่อเปรียบเทียบประสิทธิภาพของการวิเคราะห์การผลัดด้านข้างแบบวัฏจักร กับ การวิเคราะห์เชิงพลศาสตร์ และการวิเคราะห์การผลัดด้านข้างโดยให้แรงไปในทิศทางเดียว พบว่า การวิเคราะห์ผลัดด้านข้างแบบวัฏจักรสามารถทำนายผลตอบสนองของอาคารได้ใกล้เคียงกับการวิเคราะห์เชิงพลศาสตร์ โดยมีค่าเปอร์เซ็นต์ความแตกต่างของการเปลี่ยนตำแหน่งที่ขึ้นต่างๆ, อัตราส่วนการเปลี่ยนตำแหน่งระหว่างชั้น และ แรงภายใน ประมาณ 5% - 26% ส่วนการวิเคราะห์ผลัดด้านข้างโดยให้แรงไปในทิศทางเดียวจะมีค่าเปอร์เซ็นต์ความแตกต่างของการเปลี่ยนตำแหน่งที่ขึ้นต่างๆ, อัตราส่วนการเปลี่ยนตำแหน่งระหว่างชั้น และ แรงภายใน เมื่อเปรียบเทียบกับการวิเคราะห์เชิงพลศาสตร์ประมาณ 3% - 30% โดยทั้งการวิเคราะห์ผลัดด้านข้างแบบเป็นวัฏจักร และการวิเคราะห์ผลัดด้านข้างโดยให้แรงในทิศทางเดียวจะสามารถทำนายรูปแบบความเสียหายของอาคารได้ใกล้เคียงกับการวิเคราะห์เชิงพลศาสตร์ แต่อย่างไรก็ตามจะมีความแตกต่างกันบ้างในเรื่องของลำดับการเกิดการคราก เนื่องจากมีการกระจายของแรงในอาคารที่แตกต่างกัน สำหรับการเปรียบเทียบพฤติกรรมขององค์อาคารพบว่า การวิเคราะห์ผลัดด้านข้างแบบเป็นวัฏจักรให้ผลการตอบสนองที่แตกต่างการวิเคราะห์ผลัดด้านข้างโดยให้แรงในทิศทางเดียว โดยสามารถอธิบายให้เห็นถึงพฤติกรรมขององค์อาคารซึ่งปรากฏการตกลงของกำลัง เมื่อเกิดการเคลื่อนที่สลับไปมา และมีเส้นโค้งโอบคลุม (envelope curve) ในเสาซึ่งใกล้เคียงกับผลจากการวิเคราะห์เชิงพลศาสตร์

ไพบูลย์ (2552) ได้ศึกษาการวิเคราะห์หาค่ากำลังต้านทานแผ่นดินไหวของอาคารด้วยวิธีการผลัดอาคารแบบวัฏจักร (Cyclic Pushover Analysis, CPA) เพื่อใช้ในการสร้างกราฟกำลังต้านทานแผ่นดินไหวบนพื้นฐานความเสียหายของโครงสร้างเป็นหลัก วิธีการนี้ใช้แรงกระทำแบบสถิตผลัดอาคารด้วยการควบคุมค่าการเคลื่อนที่ของอาคาร แบบไป-กลับเป็นรอบๆจนถึงค่าการเคลื่อนที่สูงสุด เพื่อแสดงความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนที่ฐานและการเคลื่อนตัวที่ยอดอาคาร พร้อมทั้งค่าระดับความเสียหายของอาคารตามเส้นทางการเคลื่อนที่ของโครงสร้าง ซึ่งวัดด้วยค่าดัชนีความเสียหายของโครงสร้าง ผลการวิเคราะห์สำหรับอาคารสูง 15 ชั้น พบว่าค่าระดับความเสียหายโดย

เฉลี่ยของโครงสร้างซึ่งได้จากวิธีการผลักแบบวัฏจักร มีค่าสูงกว่าวิธีการผลักแบบสถิต (Pushover Analysis) เนื่องจากผลของค่าความเสียหายสะสมของโครงสร้างอาคารจากพลังงานที่ดูดซับในโครงสร้างอันเป็นผลมาจากวิธีการผลักแบบวัฏจักรให้ค่าที่สูงกว่าวิธีการผลักแบบสถิตที่ใช้โดยทั่วไป

เทพฤทธิ์ และไพบูลย์ (2552) ได้ศึกษาผลกระทบของรูปแบบของการเคลื่อนที่ทางด้านข้างต่อกำลังต้านทานแผ่นดินไหวของอาคาร โดยการวิเคราะห์ด้วยวิธีการผลักแบบวัฏจักร (Cyclic Pushover Analysis, CPA) ซึ่งอาคารที่ใช้ในงานวิจัยนี้ เป็นโครงสร้างอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กสูง 14 ชั้น ระบบพื้น-เสา ซึ่งเป็นอาคารสูงตั้งอยู่ในเขตกรุงเทพมหานครและไม่ได้ออกแบบเพื่อต้านทานแรงแผ่นดินไหว การวิเคราะห์นี้ใช้รูปแบบแรงกระทำผลักอาคารมีลักษณะไป-กลับแบบวัฏจักรต่างๆ และเปรียบเทียบกับวิธี MPA จากผลการทดสอบพบว่า ค่าระดับความเสียหายของโครงสร้าง ซึ่งคำนวณด้วยวิธีการผลักอาคารแบบวัฏจักรมีค่าสูงกว่าวิธี MPA อย่างไรก็ตาม ผลการวิเคราะห์แสดงว่ารูปแบบของการเคลื่อนที่ทางด้านข้างมีผลต่อกำลังต้านทานแผ่นดินไหวของอาคาร

ไพบูลย์ (2554) ได้ศึกษาการประเมินความเสียหายภายใต้แรงแผ่นดินไหวของอาคารสูง โดยวิธีการผลักแบบวัฏจักร (Cyclic Pushover Analysis, CPA) ซึ่งงานวิจัยนี้เป็นการวิเคราะห์หาค่าการเคลื่อนที่สูงสุดและค่าระดับความเสียหายของอาคารสูง เนื่องจากแรงแผ่นดินไหวโดยวิธีการผลักแบบวัฏจักร ซึ่งเป็นการจำลองพฤติกรรมแรงกระทำให้ใกล้เคียงกับสภาพเหตุการณ์แผ่นดินไหวให้มากที่สุด ในการศึกษานี้เลือกอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กสูง 9 ชั้น ซึ่งเป็นอาคารที่พักอาศัยประเภทหอพักมาเป็นกรณีศึกษา ในการพัฒนาวิธีการนี้ได้ทำการวิเคราะห์หาค่าการเคลื่อนที่สูงสุด ซึ่งใช้ในการผลักอาคารแบบวัฏจักรพร้อมทั้งกำหนดรูปแบบการกระจายของแรงผลักตลอดความสูงอาคาร และรูปแบบประวัติการเคลื่อนที่และรูปแบบประวัติการเคลื่อนที่สำหรับแรงกระทำแบบวัฏจักร ซึ่งในงานวิจัยนี้ใช้รูปแบบของประวัติเวลาของแรงกระทำจำนวน 4 แบบ เพื่อศึกษาผลของรูปแบบแรงกระทำต่อการเคลื่อนที่ของโครงสร้าง และนำผลตอบสนองไปเปรียบเทียบกับวิธีพลศาสตร์ไม่เชิงเส้น ซึ่งถือว่าเป็นวิธีการที่น่าเชื่อถือ โดยใช้ข้อมูลคลื่นแผ่นดินไหวจำนวน 10 คู่เป็นตัวแทนสำหรับพื้นที่ภาคเหนือของประเทศไทย และเปรียบเทียบกับวิธีการผลักแบบรวมโหมด ผลการศึกษาพบว่าค่าการเคลื่อนที่ทางด้านข้างสูงสุดบนยอดอาคาร ค่าการเคลื่อนที่สูงสุดของแต่ละชั้นอาคาร ค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ของชั้นอาคาร การเกิดข้อหมุนพลาสติกและค่าดัชนีความเสียหายซึ่งได้จากวิธีการผลักแบบวัฏจักร ให้ผลที่ใกล้เคียงกับค่าที่ถูกต้องมากกว่าวิธีการผลักแบบรวมโหมด เนื่องจากวิธีการผลักแบบวัฏจักรทำให้เกิดข้อหมุนพลาสติกที่โคนเสาชั้นล่าง และปลายคานในบริเวณชั้นล่าง ส่งผลให้โครงสร้างมีค่าสติเฟนสที่ลดลง ทำให้ความสามารถในการต้านทานการ

เคลื่อนที่ลดลง ซึ่งเป็นพฤติกรรมที่สอดคล้องกับพฤติกรรมโครงสร้างภายใต้แรงแผ่นดินไหว เป็นผลทำให้ค่าผลตอบสนองเหล่านี้เข้าใกล้กับค่าที่ถูกต้องยิ่งขึ้น

2.2 ทฤษฎีที่เกี่ยวข้อง

การประเมินผลตอบสนองของอาคารที่มีพฤติกรรมอยู่ในช่วงยืดหยุ่น (Elastic) และไม่ยืดหยุ่น (Inelastic) สามารถหาได้จากการวิเคราะห์ด้วยวิธีประวัติเวลาไม่เชิงเส้น ซึ่งเป็นวิธีที่ถือว่ามีความถูกต้องมากที่สุด แต่อย่างไรก็ตามการวิเคราะห์ด้วยวิธีดังกล่าวนี้มีความยุ่งยากเป็นอย่างมาก เพื่อให้การวิเคราะห์หาผลตอบสนองของอาคารมีความง่ายและสะดวกรวดเร็วมากขึ้น ดังนั้นจึงได้มีการศึกษาและพัฒนาวิธีวิเคราะห์แรงสถิตไม่เชิงเส้น โดยพิจารณาให้แรงที่มากระทำกับโครงสร้างเป็นแรงสถิต ซึ่งในปัจจุบันวิธีการวิเคราะห์ดังกล่าวนิยมใช้กันอย่างแพร่หลายได้แก่ วิธีแรงกระทำด้านข้างแบบแยกโหนด โดยเมื่อไม่นานมานี้ได้มีการศึกษาวิธีการวิเคราะห์เชิงสถิตรูปแบบใหม่คือวิธีแรงกระทำด้านข้างแบบแยกโหนดปรับปรุง และสุดท้ายวิธีการวิเคราะห์แรงกระทำด้านข้างแบบแยกโหนดด้วยวิธีการผลกอาคารแบบวัฏจักร วิธีนี้เป็นวิธีที่ถูกพัฒนามาจากวิธีแรงกระทำด้านข้างแบบแยกโหนด ซึ่งในบทนี้จะกล่าวถึงทฤษฎีต่างๆ ที่เกี่ยวข้องโดยมีเนื้อหาดังต่อไปนี้

2.2.1 การวิเคราะห์หาผลตอบสนองเชิงเวลา (Response History Analysis, RHA)

สมการการเคลื่อนที่เชิงอนุพันธ์สำหรับอาคารหลายชั้น โดยมีความเร่งที่พื้น ($\ddot{u}_g(t)$) ดังสมการต่อไปนี้

- ระบบที่มีพฤติกรรมอยู่ในช่วงยืดหยุ่น (Elastic system):

$$\mathbf{m}\ddot{\mathbf{u}} + \mathbf{c}\dot{\mathbf{u}} + \mathbf{k}\mathbf{u} = -\mathbf{m}\ddot{u}_g(t) \quad (2.1a)$$

- ระบบที่มีพฤติกรรมอยู่ในช่วงไม่ยืดหยุ่น (Inelastic system):

$$\mathbf{m}\ddot{\mathbf{u}} + \mathbf{c}\dot{\mathbf{u}} + \mathbf{f}_s(\mathbf{u}, \text{sign } \dot{\mathbf{u}}) = -\mathbf{m}\ddot{u}_g(t) \quad (2.1b)$$

โดยที่ \mathbf{m} , \mathbf{c} , \mathbf{k} , \mathbf{f}_s , และ \mathbf{u} เป็นเมทริกซ์มวล, เมทริกซ์ตัวหน่วงแบบคลาสสิก, สติฟเนสเมทริกซ์, แรงด้านข้างที่ N ชั้น เทียบกับประวัติการเคลื่อนที่ซึ่งเป็นฟังก์ชันไม่เชิงเส้นของการเคลื่อนที่ (\mathbf{u}) ทิศทางของความเร็ว ($\text{sign } \dot{\mathbf{u}}$) และอินฟลูเอนซ์เวกเตอร์ตามลำดับคำตอบที่ได้จากสมการ (2.1a) และ (2.1b) คือค่าการเคลื่อนที่ที่พื้นอาคารแต่ละชั้น โดยคำตอบที่ได้จากวิธีดังกล่าวถือว่าเป็นผลตอบสนองที่แท้จริง

ด้านขวาของสมการที่ (2.1a) และ (2.1b) เป็นแรงแผ่นดินไหวประสิทธิผลที่มากระทำกับระบบโครงสร้าง ซึ่งสามารถเขียนให้อยู่ในรูปของแรงภายนอกได้ดังนี้

$$\mathbf{p}_{\text{eff}}(t) = -\mathbf{m}\ddot{\mathbf{u}}_g(t) \quad (2.2)$$

ขนาดของแรงแผ่นดินไหวในแต่ละชั้นมีค่าเท่ากับเวกเตอร์มวลชั้น $\mathbf{s} = \mathbf{m}\mathbf{u}$ คูณกับความเร่งที่พื้นดิน $\ddot{\mathbf{u}}_g(t)$ ซึ่งกระจายอยู่ในรูปผลรวมของแรงเฉื่อย \mathbf{s}_n ตามโหมดต่างๆดังนี้

$$\mathbf{s} = \sum_{n=1}^N \mathbf{s}_n = \sum_{n=1}^N \Gamma_n \mathbf{m} \phi_n \quad (2.3)$$

โดยที่ ϕ_n เป็นโหมดรูปร่างของคาบการสั่นไหวที่ n (รูปที่ 2.2 และ รูปที่ 2.3) และ

$$\Gamma_n = \frac{L_n}{M_n} \quad L_n = \phi_n^T \mathbf{m} \mathbf{u} \quad M_n = \phi_n^T \mathbf{m} \phi_n \quad (2.4)$$

แทนที่สมการ (2.3) ลงในสมการ (2.2) ดังนั้น แรงแผ่นดินไหวประสิทธิผลสามารถเขียนให้อยู่ในรูปสมการได้ดังต่อไปนี้

$$\mathbf{p}_{\text{eff}}(t) = \sum_{n=1}^N \mathbf{p}_{\text{eff},n}(t) = \sum_{n=1}^N -\mathbf{s}_n \ddot{\mathbf{u}}_g(t) \quad (2.5)$$

สำหรับระบบเชิงเส้นการเคลื่อนที่ด้านข้าง $u(t)$ สามารถแสดงให้อยู่ในรูปของการเคลื่อนที่ด้านข้างที่ชั้นในโหมดที่ n , $u_n(t)$ เนื่องจากแรงแผ่นดินไหวประสิทธิผลในโหมดที่ n , $\mathbf{p}_{\text{eff},n}(t)$ ที่มากระทำกับระบบของโครงสร้าง โดยการเคลื่อนที่ด้านข้างที่ชั้นในโหมดที่ n , $u_n(t)$ มีความสัมพันธ์เชิงเส้นกับโหมดรูปร่างของคาบการสั่นไหวที่ n , ϕ_n ดังสมการต่อไปนี้

$$\mathbf{u}_n(t) = \phi_n q_n(t) \quad (2.6)$$

โดยที่ $q_n(t)$ คือ พิกัดโหมดของโหมดที่ n

ดังนั้นการเคลื่อนที่ด้านข้างทั้งหมด $u(t)$ เนื่องจากแรง $\mathbf{p}_{\text{eff}}(t)$ สามารถแสดงให้อยู่ในรูปของพิกัดโหมดและโหมดรูปร่างได้ดังนี้

$$\mathbf{u}(t) = \sum_{r=1}^n \phi_r q_r(t) \quad (2.7)$$

แทนค่าสมการที่ (2.7) ลงในสมการที่ (2.1a) แล้วคูณเข้าทั้งสองข้างด้วย ϕ_n^T และอาศัยคุณสมบัติของออร์โทโกเนลลิตี โดยที่ $\phi_n^T \mathbf{m} \phi_r \equiv 0$, $\phi_n^T \mathbf{c} \phi_r \equiv 0$ และ $\phi_n^T \mathbf{k} \phi_r \equiv 0$ เมื่อ $r \neq n$ ดังนั้นจะได้พิกัดโหมด (Modal coordinate, $q_n(t)$) อยู่ในรูปสมการ

$$\ddot{q}_n + 2\zeta_n \omega_n \dot{q}_n + \omega_n^2 q_n = -\Gamma_n \ddot{u}_g(t), \quad n = 1, 2, \dots, N \quad (2.8)$$

โดยที่ ω_n เป็นความถี่ธรรมชาติ (Natural vibration period) และ ζ_n เป็นอัตราส่วนความหน่วงในโหมดที่ n จากสมการที่ (2.8) สามารถอธิบายได้ว่า สมการการเคลื่อนที่ของระบบที่มีระดับชั้นความเสริเดี่ยว (SDF) เป็นระบบที่มีพฤติกรรมอยู่ในช่วงยืดหยุ่น (Elastic)

ในกรณีของระบบที่มีพฤติกรรมอยู่ในช่วงไม่ยืดหยุ่น (Inelastic) การเคลื่อนที่ด้านข้างที่ขึ้นในโหมดที่ n เนื่องจากแรง $\mathbf{p}_{\text{eff},n}(t)$ ไม่สามารถเขียนให้อยู่ในรูปสมการที่ (2.6) ได้ เหตุผลเนื่องมาจากความเกี่ยวโยงกัน (coupling) ของพิกัดโหมด ดังนั้นเมื่อมีแรงกระทำด้านข้างมากระทำกับโครงสร้างอาคาร เส้นกราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่างแรงด้านข้างกับการเคลื่อนที่ในช่วงเริ่มต้นจะมีลักษณะเป็นเส้นตรงซึ่งจะมีการตอบสนองอยู่ในช่วงยืดหยุ่นแต่หลังจากมีการเพิ่มแรงผลักดันกระทั่งระบบโครงสร้างอาคารเกิดการคราก ความสัมพันธ์ระหว่างแรงด้านข้างกับการเคลื่อนที่จะมีลักษณะไม่เป็นเส้นตรงและมีผลตอบสนองอยู่ในช่วงพฤติกรรมแบบไม่ยืดหยุ่น (Inelastic) ทำให้ไม่สามารถใช้สมการที่ (2.6) แก่สมการได้โดยตรง แต่สามารถใช้เป็นแนวทางในการจัดรูปสมการที่ (2.1b) ให้อยู่ในรูปพิกัดโหมดเช่นเดียวกับระบบโครงสร้างที่มีพฤติกรรมแบบยืดหยุ่นได้ โดยกำหนดให้

$$\mathbf{u}_n(t) = \sum_{r=1}^N \phi_r q_r(t) \quad (2.9)$$

เช่นเดียวกันแรง $\mathbf{p}_{\text{eff},n}(t)$ สามารถจัดรูปใหม่ได้จากสมการที่ (2.1b) ดังนั้นจะได้

$$\mathbf{m}\ddot{\mathbf{u}} + \mathbf{c}\dot{\mathbf{u}} + \mathbf{f}_s(\mathbf{u}, \text{sign } \dot{\mathbf{u}}) = \mathbf{p}_{\text{eff},n}(t) \quad (2.10)$$

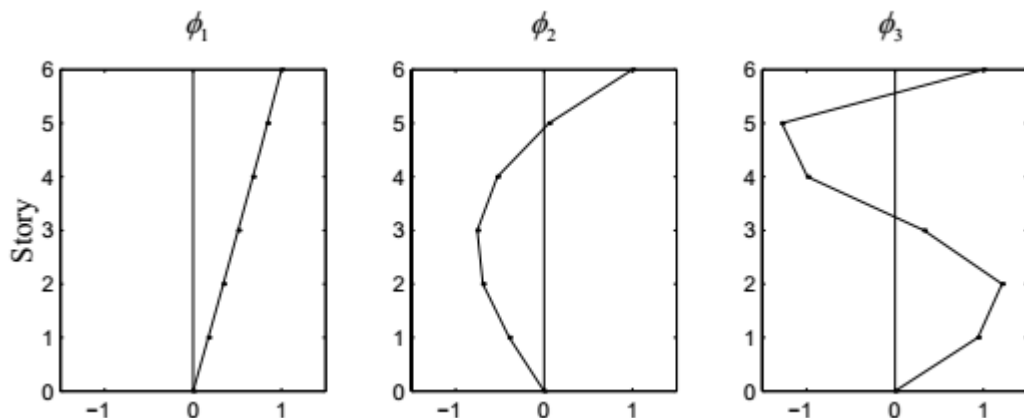
แทนค่าสมการที่ (2.9) ลงไปในสมการที่ (2.10) แล้วคูณตลอดด้วย ϕ_n^T พร้อมทั้งจัดรูปใหม่โดยอาศัยคุณสมบัติของออร์โทโกเนลิตีโดยที่ $\phi_n^T \mathbf{m} \phi_r = 0$, $\phi_n^T \mathbf{c} \phi_r = 0$ ดังนั้นจะได้พิกัดโหมด (Modal coordinate, $q_n(t)$) อยู่ในรูปสมการ

$$\ddot{q}_n + 2\zeta_n \omega_n \dot{q}_n + \frac{F_{sn}(\mathbf{q}, \text{sign } \dot{\mathbf{q}})}{M_n} = -\Gamma_n \ddot{u}_g(t) \quad (2.11)$$

เมื่อ ω_n เป็นความถี่ธรรมชาติ (Natural vibration period) และ ζ_n เป็นอัตราส่วนความหน่วงในโหมดที่ n

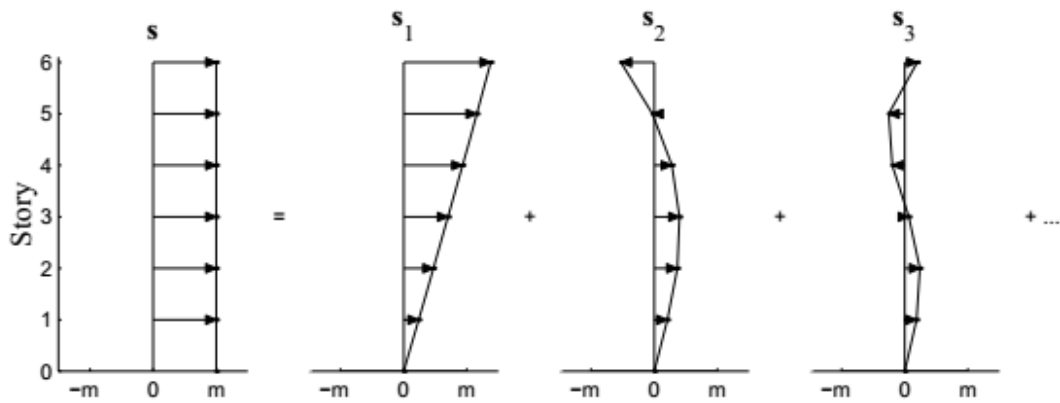
$$F_{sn}(\mathbf{q}, \text{sign } \dot{\mathbf{q}}) = \phi_n^T \mathbf{f}_s(\mathbf{u}, \text{sign } \dot{\mathbf{u}}) \quad (2.12)$$

ถึงแม้ว่าการใช้คุณสมบัติของออร์โทโกเนลิตี (Orthogonality) สามารถอธิบายระดับชั้นความเสริของแรงเฉื่อยและแรงหน่วงเพื่อนำไปสู่การหาแรงเฉื่อยและแรงหน่วงในโหมดที่ n ตามลำดับ โดยสมการที่ (2.1a) นั้นเป็นสมการการเคลื่อนที่ในรูปของพิกัดโหมดที่ n ของโครงสร้างที่มีพฤติกรรมในช่วงไม่ยืดหยุ่นซึ่งยังคงประกอบไปด้วยตัวแปรในรูปของพิกัดโหมดจำนวน N ตัวแปร เนื่องจากยังคงมีความเกี่ยวโยงกัน ในส่วนของแรงต้านทานดังนั้นการหาค่า $u(t)$ โดยการแก้สมการที่ (2.11) เพื่อหาค่า $q_n(t)$ แล้วแทนค่า $q_n(t)$ นี้ลงในสมการที่ (2.9) จะยังคงได้ผลตอบสนองของ $u(t)$ เหมือนกับค่า $u(t)$ ที่ได้จากการแก้สมการที่ (2.1b) โดยตรง



รูปที่ 2.2 รูปร่างโหมดการสั่นไหว 3 โหมดแรก ของอาคารตัวอย่าง 6 ชั้น

(Chintanapakdee and Chopra, 2003b)



รูปที่ 2.3 การกระจายรูปร่างโหมดของแรงแผ่นดินไหวประสิทธิผลสำหรับอาคารตัวอย่าง 6 ชั้น
(m = มวลชั้น) (Chintanapakdee and Chopra, 2003b)

2.2.2 การวิเคราะห์โดยใช้แรงกระทำด้านข้างแบบแยกโหมด (Modal Pushover Analysis, MPA)

ถึงแม้ว่าวิธีวิเคราะห์แบบ NSA จะไม่สามารถใช้กับระบบโครงสร้างที่มีพฤติกรรมไม่เชิงเส้น แต่ภายใต้การตอบสนองของอาคารที่มีพฤติกรรมไม่เชิงเส้นต่อแรงสั่นสะเทือนที่มีขนาดไม่ใหญ่นัก มักพบว่าความเกี่ยวโยงของผลตอบสนองในโหมดหลักกับโหมดอื่น จะมีค่าไม่มาก ดังนั้นภายใต้สมมติฐานของการตอบสนองของโครงสร้างที่เกิดความเสียหายแต่ไม่รุนแรงอาจประมาณค่าผลตอบสนองของการเคลื่อนที่ที่พื้นอาคารได้จากสมการที่ 2.13 โดยอยู่บนพื้นฐานสมมติฐานที่สำคัญว่า ผลของความเกี่ยวโยงกันระหว่างโหมดมีค่าน้อยมากสามารถตัดทิ้งได้

$$\mathbf{u}(t) \approx \sum_{n=1}^n \phi_n q_n(t) \quad (2.13)$$

แทนค่าสมการที่ (2.13) ลงในสมการที่ (2.10) แล้วคูณตลอดด้วย ϕ_n^T พร้อมทั้งจัดรูปใหม่โดยอาศัยคุณสมบัติของออร์โทโกเนลิตี (Orthogonality) จะได้

$$\ddot{q}_n + 2\zeta_n \omega_n \dot{q}_n + \frac{F_{sn}(q_n, \text{sign } \dot{q}_n)}{M_n} = -\Gamma_n \ddot{u}_g(t) \quad (2.14)$$

ซึ่งสมการที่ (2.14) เป็นสมการการเคลื่อนที่ในรูปของพิกัดโหมดที่ n ของโครงสร้างที่มีพฤติกรรมอยู่ในช่วงไม่ยืดหยุ่นซึ่งยังคงประกอบไปด้วยตัวแปรในรูปของพิกัดโหมดจำนวน N ตัวแปร

เนื่องจากยังคงมีความเกี่ยวข้องกัน ในส่วนของแรงต้านทานโดยผลลัพธ์ที่ได้จากสมการที่ (2.14) สามารถแปลงให้อยู่ในรูปของสมการการเคลื่อนที่ของระบบ SDF ได้โดยใช้ความสัมพันธ์ดังต่อไปนี้

$$q_n(t) = \Gamma_n D_n(t) \quad (2.15)$$

แปลงสมการที่ (2.14) ให้อยู่ในรูปพจน์ $D_n(t)$ ด้วยสมการที่ (2.15) จะได้

$$\ddot{D}_n + 2\zeta_n \omega_n \dot{D}_n + \frac{F_{sn}}{L_n} = -\ddot{u}_g(t) \quad (2.16)$$

และ
$$F_{sn} = F_{sn}(D_n, \text{sign } \dot{D}_n) = \phi_n^T \mathbf{f}_s(D_n, \text{sign } \dot{D}_n) \quad (2.17)$$

สมการที่ (2.16) เป็นสมการของการเคลื่อนที่ในโหมดใดๆของระบบที่มีระดับชั้นความถี่เดียวที่มีพฤติกรรมอยู่ในช่วงไม่ยืดหยุ่นซึ่งประกอบด้วย (1) ความถี่ตามธรรมชาติ (ω_n) และอัตราส่วนความหน่วง (ζ_n) ที่โหมดใดๆ (2) ระบบมวลประจำโหมด และ (3) ความสัมพันธ์ระหว่างแรงต้านทาน (F_{sn} / L_n) กับพิกัดโหมครูปร่าง (D_n) ซึ่งหาได้จากสมการที่ (2.17) ในขั้นตอนของการวิเคราะห์ที่ใช้แรงกระทำด้านข้างแบบแยกโหมด (MPA) นั้นค่าการเคลื่อนที่สูงสุดที่ขึ้นบนสุดของอาคารในระบบหลายระดับชั้นความถี่ (MDF system) สามารถประมาณค่าได้จากผลตอบสนองสูงสุดของค่า D_n ของระบบชั้นความถี่เดียวเทียบเท่า ซึ่งสามารถหาได้โดยตรงจากสมการที่ (2.16) ส่วนค่าการเคลื่อนที่สูงสุดที่ขึ้นบนสุดของอาคาร u_{mo} ในระบบหลายระดับชั้นความถี่นั้นสามารถแปลงจากค่าการเคลื่อนที่สูงสุดที่ขึ้นบนสุดของอาคารในโหมดที่ n จากระบบที่มีระดับชั้นความถี่เดียวเทียบเท่าโดยใช้ความสัมพันธ์ดังต่อไปนี้

$$u_{mo} = \Gamma_n \phi_n D_n \quad (2.18)$$

ในสมการที่ (2.16) ความสัมพันธ์ระหว่างแรงต้านทานกับพิกัดโหมครูปร่าง ($F_{sn} / L_n - D_n$) ของระบบชั้นความถี่เดียวที่มีพฤติกรรมอยู่ในช่วงไม่ยืดหยุ่น สามารถหาได้จากเส้นโค้งแรงกระทำด้านข้าง (Pushover curve) ในโหมดที่ n ด้วยรูปแบบการกระจายแรงด้านข้าง (s_n^*) ตามสมการดังต่อไปนี้

$$\mathbf{s}_n^* = \mathbf{m} \phi_n \quad (2.19)$$

การวิเคราะห์โครงสร้างด้วยวิธีแรงกระทำด้านข้างแบบแยกโหมดเป็นวิธีวิเคราะห์หาผลตอบสนองสูงสุด (r_{no}) ของโครงสร้างโดยวิธีประมาณจากระบบไม่ยืดหยุ่นดัดริความอิสระหลายชั้นเมื่อได้รับแรงแผ่นดินไหว $\mathbf{p}_{eff,n}(t)$ โดยให้แรงด้านข้าง (s_n^*) จากสมการที่ (2.19) กระทำกับโครงสร้าง โดยผลทำให้โครงสร้างมีค่าการเคลื่อนที่ที่ชั้นบนสุดมีค่าเท่ากับค่าการเคลื่อนที่สูงสุดที่ชั้นบนสุดของอาคารในโหมดที่ n (u_{mo}) ซึ่งสามารถคำนวณได้จากสมการที่ (2.18) เมื่อเพิ่มแรง (s_n^*) ผลทำให้โครงสร้างไปจนถึง (u_{mo}) แล้วก็สามารถหาผลตอบสนองอื่นๆได้ เช่น การเคลื่อนที่สัมพัทธ์ (story drift), โมเมนต์ดัด (Bending moment), และแรงเฉือนภายในชิ้นส่วนโครงสร้างได้ (Shear force) เป็นต้น ดังนั้น ผลตอบสนองรวมสูงสุด (r_o) สามารถคำนวณได้จากการรวมผลตอบสนองของทุกโหมดด้วยวิธีรากที่สองของผลรวมของกำลังสอง (Square-Root-of-Sum-of Squares, SRSS) ซึ่งเป็นวิธีที่ให้ผลตอบสนองรวมมีค่าใกล้เคียงผลตอบสนองที่แท้จริงและไม่ยุ่งยากซับซ้อน โดยมีรูปสมการดังนี้

$$r_o \approx \left(\sum_{n=1}^N r_{no}^2 \right)^{1/2} \quad (2.20)$$

คุณสมบัติของระบบไม่ยืดหยุ่นที่มีระดับชั้นความเสรีเดียว (Inelastic SDF system)

การหาค่า ($F_{sn} / L_n - D_n$) ในสมการที่ 2.16 ซึ่งเป็นความสัมพันธ์ระหว่างแรงด้านข้าง (f_s) และ D_n ในสมการที่ 2.17 หาได้โดยการวิเคราะห์โครงสร้างที่มีพฤติกรรมแบบไม่เชิงเส้นภายใต้แรงกระทำแบบสถิต เสมือนว่าโครงสร้างเกิดการเคลื่อนที่ภายใต้ค่า $u = D_n \phi_n$ ด้วยการเพิ่มค่า D_n แต่ถึงอย่างไรก็ตามโปรแกรมที่ใช้วิเคราะห์โครงสร้างตามท้องตลาดโดยส่วนใหญ่ไม่สามารถหาค่าแรงจากการกำหนดการเคลื่อนที่ (Displacement controlled) ดังนั้นอีกวิธีหนึ่งที่สามารถวิเคราะห์ได้คือ วิธีกำหนดด้วยแรง (Force controlled) โดยให้แรงด้านข้างกระจายตลอดความสูงของอาคารตามสมการที่ 2.19 แล้วทำการวิเคราะห์โครงสร้างเพื่อหาความสัมพันธ์ระหว่างค่าแรงเฉือนที่ฐานกับการเคลื่อนที่ที่ชั้นบนสุด เพื่อนำมาสร้างรูปความสัมพันธ์เชิงเส้นตรง (Bilinear idealization) ที่พิกัดโหมด n ดังแสดงในรูปที่ 2.4 (ก) โดย V_{bn} เป็นค่าแรงเฉือนที่ฐานและ u_m เป็นค่าการเคลื่อนที่ที่ชั้นบนสุด

$$F_{sn} = \frac{V_{bn}}{\Gamma_n} \quad , \quad D_n = \frac{u_m}{\Gamma_n \phi_m} \quad (2.21)$$

และที่สภาวะคราก

$$\frac{F_{sny}}{L_n} = \frac{V_{bny}}{M_n^*} \quad , \quad D_{ny} = \frac{u_{my}}{\Gamma_n \phi_m} \quad (2.22)$$

โดยที่ $M_n^* = L_n \Gamma_n$ เป็นมวลประสิทธิผลประจำโหมด (Effective modal mass) และจากสมการที่ 2.22 จะได้ความสัมพันธ์ระหว่าง $(F_{sn} / L_n - D_n)$ ดังนี้

$$\frac{F_{sny}}{L_n} = \omega_n^2 D_{ny} \quad (2.23)$$

จากสมการที่ 2.22 และ 2.23 นำมาแสดงเป็นความสัมพันธ์ตามรูปที่ 2.4 (ข) จะได้ว่า ความชันช่วงเริ่มต้นคือ ω_n^2 และคาบการสั่นไหวธรรมชาติ (T_n) ในแต่ละโหมดหาได้จาก

$$T_n = 2\pi \left(\frac{L_n D_{ny}}{F_{sny}} \right)^{1/2} \quad (2.24)$$

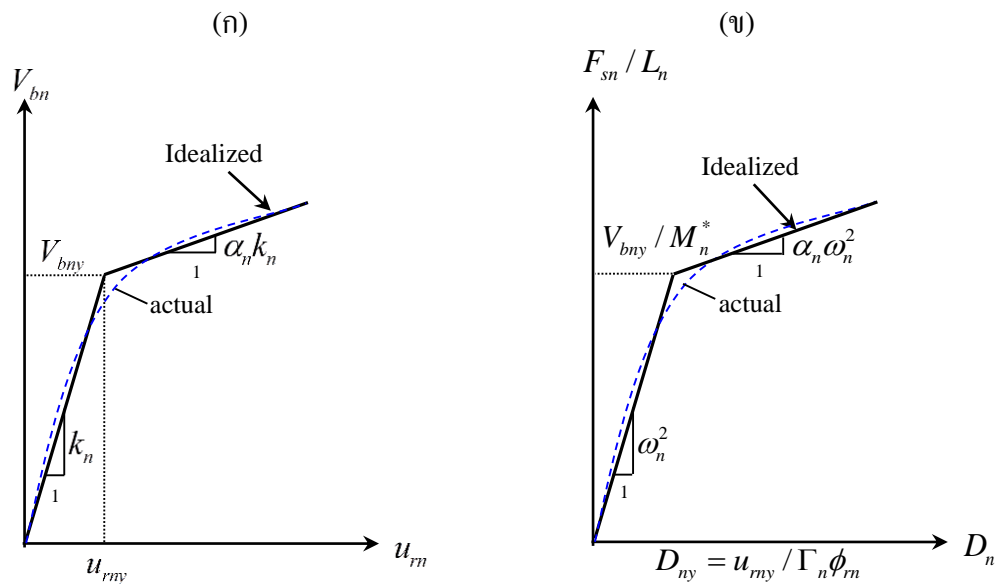
โดยที่ (T_n) ที่ได้จากสมการที่ 2.24 จะมีค่าต่างจากคาบการสั่นไหวธรรมชาติในระบบยึดหยุ่น ซึ่งโดยทั่วไปจะใช้ค่า T_n ที่ได้จากสมการที่ 2.16 และคุณสมบัติต่างๆของระบบชั้นความถี่เดียว เทียบเท่าที่มีพฤติกรรมอยู่ในช่วงไม่ยึดหยุ่นสามารถคำนวณได้จากเส้นโค้งแรงกระทำด้านข้าง (Pushover curve) ประจำโหมด

ขั้นตอนการวิเคราะห์โดยใช้แรงกระทำด้านข้างแบบแยกโหมด (Modal Pushover Analysis, MPA)

การวิเคราะห์โครงสร้างด้วยวิธีแรงกระทำด้านข้างแบบแยกโหมดเป็นวิธีวิเคราะห์หาผลตอบสนองสูงสุด (r_{no}) ของโครงสร้างโดยวิธีประมาณจากระบบไม่ยึดหยุ่นดัดริความอิสระหลายชั้นเมื่อได้รับแรงแผ่นดินไหว $\mathbf{p}_{eff,n}(t)$ โดยให้แรงด้านข้าง (s_n^*) จากสมการที่ (2.19) กระทำกับโครงสร้าง โดยผลักให้โครงสร้างมีค่าการเคลื่อนที่ที่ชั้นสูงสุดเท่ากับ (u_{mo}) ซึ่งค่า (u_{mo}) คำนวณได้จากสมการที่ (2.18) โดยที่ D_n เป็นค่าการเคลื่อนที่สูงสุดของ $D_n(t)$ หรือจากสเปกตรัมผลตอบสนองของระบบไม่ยึดหยุ่น (Inelastic response spectrum) เมื่อเพิ่มแรง (s_n^*) ผลักโครงสร้าง

ไปจนถึง (u_{mo}) แล้วก็สามารถหาผลตอบสนองอื่นๆ ได้ เช่น การเคลื่อนที่สัมพัทธ์ (Story drift) การหมุนของจุดต่อ และการหมุนของจุดหมุนที่สภาวะพลาสติก โดยมีขั้นตอนการวิเคราะห์ดังต่อไปนี้

1. คำนวณค่าความถี่ธรรมชาติ (ω_n) และโมเมนต์ครูปราง (ϕ_n) สำหรับระบบการสั่นไหวของอาคารในช่วงยืดหยุ่น
2. สร้างเส้นความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนที่ฐาน (V_{bn}) กับการเคลื่อนที่ที่ชั้นบนสุด (u_m) ที่โหมดที่ n สำหรับรูปแบบการกระจายแรงด้านข้าง s_n^* ดังสมการที่ (2.19)
3. แปลงเส้นความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนที่ฐานกับการเคลื่อนที่ที่ชั้นบนสุดในข้อ 2 เป็นเส้นความสัมพันธ์เชิงเส้นตรง (Bilinear idealization) ซึ่งมีอัตราส่วนของค่าสติเฟนสหลังเกิดการครากคือ α_n (ดังรูปที่ 2.4(ก)) โดยมีข้อกำหนดคือพื้นที่ใต้เส้นความสัมพันธ์เชิงเส้นตรงต้องเท่ากับพื้นที่ใต้เส้นความสัมพันธ์ที่ได้ในข้อ 2 และแนวเส้นตรงในช่วงเริ่มต้นต้องตัดกับเส้นความสัมพันธ์ในข้อ 2 ที่พิคัก 60 เปอร์เซ็นต์ของค่าแรงเฉือนที่ฐานที่ทำให้โครงสร้างเกิดการคราก (Chintanapakdee and Chopra, 2003)



รูปที่ 2.4 (ก) เส้นความสัมพันธ์แรงกระทำด้านข้าง (Pushover curve) และ (ข) เส้นความสัมพันธ์ระหว่างแรงกับการเคลื่อนที่ของระบบชั้นความเสียดียวที่มีพฤติกรรมอยู่ในช่วงยืดหยุ่น (Chintanapakdee and Jaiyong, 2012)

4. คำนวณหาค่าแรงเฉือนที่ฐานที่ทำให้โครงสร้างเกิดการคราก (V_{bny}), การเคลื่อนที่ที่ชั้นบนสุดที่ทำให้โครงสร้างเกิดการคราก (u_{my}) และอัตราส่วนของค่าสติเฟนสหลังเกิดการคราก

(α_n) จากเส้นความสัมพันธ์เชิงเส้นตรง (Bilinear idealization) ของระบบหลายระดับชั้นความเสรี (MDF system) ในขั้นตอนที่ 3, จากนั้นแปลงเส้นความสัมพันธ์เชิงเส้นตรงของ ($F_{sn} / L_n - D_n$) ในโหมดที่ n ด้วยสมการ $F_{sny} / L_n = V_{bny} / M_n^*$, และ $D_{ny} = u_{my} / \Gamma_n \phi_m$ โดยที่ ϕ_m คือ ค่าโหมดรูปร่างที่ชั้นบนสุด

5. กำหนดค่าการเคลื่อนที่สูงสุด (D_n) ของระบบชั้นความเสรีเดียวในโหมดที่ n เนื่องจากแรงแผ่นดินไหว โดยใช้ขั้นตอนการวิเคราะห์ด้วยวิธี NL-RHA

6. กำหนดค่าการเคลื่อนที่สูงสุดที่ชั้นบนสุดของอาคาร (u_{mo}) ในโหมดที่ n ด้วยสมการ (2.18)

7. กำหนดผลตอบแทนต่างๆของอาคารโดยเพิ่มแรงกระทำด้านข้าง s_n^* ผลักอาคารจนกระทั่งการเคลื่อนที่ที่ชั้นบนสุดของอาคารมีค่าเท่ากับ (u_{mo})

8. ทำซ้ำขั้นตอนที่ 2 ถึง 7 สำหรับโหมดต่างๆที่มีส่วนร่วมอย่างมีนัยสำคัญในการตอบสนองรวม

9. กำหนดผลตอบแทนรวมโดยการรวมผลตอบแทนในแต่ละโหมดด้วยวิธี SRSS ตามสมการที่ (2.20) สำหรับการหมุนของจุดหมุนพลาสติกสามารถคำนวณได้จากผลตอบแทนรวมของการหมุนของจุดหมุนพลาสติกด้วยวิธี SRSS ลบด้วยค่าการหมุนของจุดหมุน ณ สภาวะจุดคราก

2.2.3 การวิเคราะห์โดยใช้แรงกระทำด้านข้างแบบแยกโหมดที่ถูกปรับปรุง (Modified Modal Pushover Analysis, MMPA)

การวิเคราะห์โครงสร้างด้วยวิธีแรงกระทำด้านข้างแบบแยกโหมดที่ถูกปรับปรุง (MMPA) มีหลักการเช่นเดียวกับวิธี MPA จะแตกต่างกันที่วิธี MMPA สมมติให้โครงสร้างมีพฤติกรรมอยู่ในช่วงยืดหยุ่นเมื่อมีการตอบสนองของโหมดที่สูงกว่าโหมดที่หนึ่ง ทั้งนี้เพื่อให้การวิเคราะห์กระทำได้ง่ายขึ้น โดยมีขั้นตอนการวิเคราะห์ดังต่อไปนี้

1. กำหนดค่าความถี่ธรรมชาติ (ω_n) และ โหมดรูปร่าง (ϕ_n) สำหรับระบบการสั่นไหวของอาคารในช่วงยืดหยุ่น

2. สำหรับโหมดที่หนึ่ง กำหนดค่าผลตอบแทนสูงสุดของโหมดที่หนึ่ง (r_{1o}) ตามที่อธิบายไว้ใน การวิเคราะห์ด้วยวิธี MPA ตามขั้นตอนที่ 2 ถึง 7

3. สร้างเส้นความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนที่ฐาน (V_{bn}) กับการเคลื่อนที่ที่ชั้นบนสุด (u_m) โดยสมมติให้โครงสร้างมีพฤติกรรมอยู่ในช่วงยืดหยุ่น

4. แปลงเส้นความสัมพันธ์ ($V_{bn} - u_m$) จากขั้นตอนที่ 3 ให้เป็นเส้นความสัมพันธ์เชิงเส้นตรง (Bilinear idealization) โดยอยู่ในรูป ($F_{sn} / L_n - D_n$) ซึ่งเป็นความสัมพันธ์ระหว่างแรงกับการเคลื่อนที่ของระบบชั้นความเสรีเดียวที่มีพฤติกรรมอยู่ในช่วงยืดหยุ่น

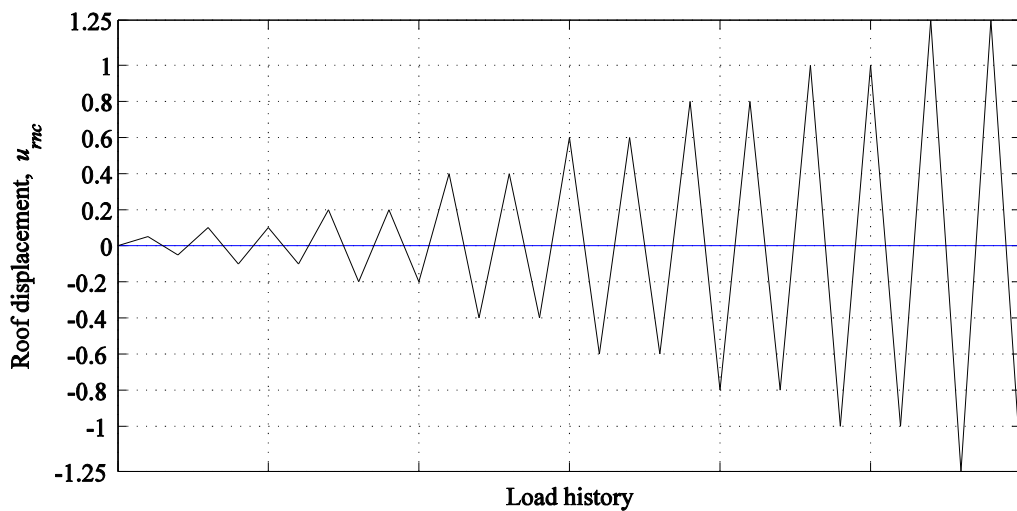
5. คำนวณค่าการเคลื่อนที่สูงสุด (D_n) ในโหมดที่ n ของระบบชั้นความเสรีเดียวที่มีพฤติกรรมอยู่ในช่วงยืดหยุ่นโดยใช้การวิเคราะห์ด้วยวิธี RHA
6. คำนวณค่าการเคลื่อนที่สูงสุดที่ชั้นบนสุดของอาคาร (u_{mo}) ในโหมดที่ n ด้วยสมการ (2.18)
7. คำนวณผลตอบสนองต่างๆของอาคารโดยเพิ่มแรงกระทำด้านข้าง s_n^* ผลักอาคารจนกระทั่งการเคลื่อนที่ที่ชั้นบนสุดของอาคารมีค่าเท่ากับ (u_{mo})
8. ทำซ้ำขั้นตอนที่ 2 ถึง 7 สำหรับ โหมดต่างๆที่มีส่วนร่วมอย่างมีนัยสำคัญในการตอบสนองรวม
9. คำนวณผลตอบสนองรวมโดยการรวมผลตอบสนองในแต่ละโหมดด้วยวิธี SRSS ตามสมการที่ (2.20) สำหรับการหมุนของจุดหมุนพลาสติกสามารถคำนวณได้จากผลตอบสนองรวมของการหมุนของจุดหมุนพลาสติกด้วยวิธี SRSS ลบด้วยค่าการหมุนของจุดหมุน ณ สภาวะจุดคราก

2.2.4 การนำเสนอขั้นตอนเพิ่มเติมจากการวิเคราะห์แรงกระทำด้านข้างแบบแยกโหมดสำหรับโครงสร้างที่คำนึงถึงผลการเสื่อมถอย (Proposed Extension of MPA Procedure for Degrading Structures)

ในหัวข้อนี้กล่าวถึงการประยุกต์ใช้วิธี MPA เพื่อประเมินความสามารถในการต้านทานแรงแผ่นดินไหวขององค์อาคารเนื่องจากการสั่นไหวของพื้นดิน ดังนั้นค่าการเคลื่อนที่เป้าหมายที่จุดยอดของอาคาร (Target Roof Displacement) จึงมีความจำเป็นอย่างมากที่จะใช้ในการประเมินความสามารถในการต้านทานแรงแผ่นดินไหวที่เกิดขึ้นทั่วโลก โดยส่วนใหญ่การประเมินความสามารถในการต้านทานแรงแผ่นดินไหวขององค์อาคารจะมีหลักการพื้นฐานมาจากการใช้วิธีวิเคราะห์เพื่อหาผลตอบสนองของระบบชั้นความเสรีเดียว (SDF system) แต่ไม่ได้พิจารณาถึงผลของการเสื่อมถอยที่เกิดขึ้นในโครงสร้างเลย ดังนั้นขั้นตอนการวิเคราะห์หาผลตอบสนองของระบบชั้นความเสรีเดียว (SDF system) ที่ไม่ได้คำนึงถึงผลของการเสื่อมถอยสำหรับโครงสร้างอาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก (Reinforced Concrete Building) นั้น อาจเป็นวิธีวิเคราะห์ที่ให้ค่าไม่ถูกต้องหรือไม่ใกล้เคียงกับความเป็นจริง ดังนั้นขั้นตอนการวิเคราะห์หาผลตอบสนองของระบบชั้นความเสรีเดียว (SDF system) ที่ได้กล่าวไปแล้วก่อนหน้านี้ ควรจะมีการออกแบบให้คำนึงถึงผลของการเสื่อมถอยในโครงสร้างด้วย ซึ่งคุณสมบัติของการเสื่อมถอยนี้สามารถหาได้จากการวิเคราะห์ด้วยวิธีการผลักอาคารแบบวัฏจักร (Cyclic Pushover Analysis, CPA) เพราะฉะนั้นเราจะสามารถสร้างเส้นความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนที่ฐาน (V_{bn}) กับการเคลื่อนที่ที่ชั้นบนสุด (u_{rn}) ของโครงสร้างได้จากเส้นโค้งแรงกระทำด้านข้างแบบวัฏจักร (Cyclic pushover curve) ได้อีกด้วย

2.2.4.1 การวิเคราะห์แรงกระทำด้านข้างแบบแยกโหมดด้วยวิธีการผลักอาคารแบบวัฏจักร (Cyclic Modal Pushover Analysis, CMPA)

วัตถุประสงค์หลักในการใช้แรงแบบวัฏจักรเพื่อนำมาสร้างเส้นความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนที่ฐาน (V_{bn}) กับการเคลื่อนที่ที่ชั้นบนสุด (u_m) ของโครงสร้าง และศึกษาคุณสมบัติของการเสื่อมถอยที่มีผลต่อพฤติกรรมของโครงสร้างทั้งระบบโดยรูปแบบการกระจายของแรงผลัดตลอดความสูงอาคาร s_n^* จะถูกนำเสนอในรูปแบบประวัติการเคลื่อนที่ (Displacement history) ดังแสดงในรูปที่ 2.5 ส่วนข้อมูลและรายละเอียดของประวัติการเคลื่อนที่จะถูกแสดงในตารางที่ 2.1

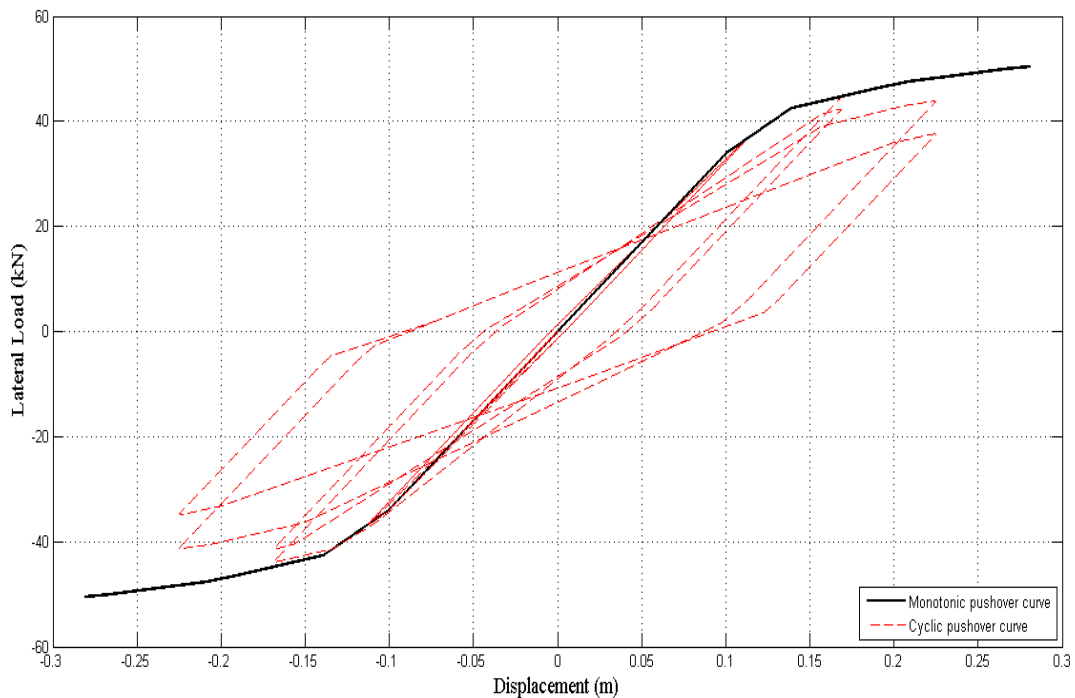


รูปที่ 2.5 รูปแบบประวัติการเคลื่อนที่ (Displacement history) ตามวิธี modified-ISO
(Chintanapakdee and Jaiyong, 2012)

ตารางที่ 2.1 ค่าการผลักให้อาคารเคลื่อนที่ไปในแต่ละรอบของรูปแบบประวัติการเคลื่อนที่ (Displacement history) ตามวิธี modified-ISO (Source: Chintanapakdee and Jaiyong, 2012)

No. of cycles	1	2	2	2	2	2	2	2
Displacement	$0.05 u_{mc}$	$0.1 u_{mc}$	$0.2 u_{mc}$	$0.4 u_{mc}$	$0.6 u_{mc}$	$0.8 u_{mc}$	u_{mc}	$1.25 u_{mc}$

โดยรูปแบบประวัติการเคลื่อนที่นี้ถูกพัฒนามาจากการเคลื่อนที่แบบ ISO Displacement ซึ่งเคยถูกนำมาใช้ในงานวิจัยของ Krawinkler (2009)



รูปที่ 2.6 กราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนที่ฐาน (Base Shear) และการเคลื่อนตัวที่ยอดอาคาร (Roof Displacement) ระหว่างการผลักอาคารให้เคลื่อนที่ไปทางเดียว (Monotonic Pushover Curve) กับ การผลักอาคารแบบวัฏจักร (Cyclic Pushover Curve) สำหรับโมดที่ 1 ของตัวอย่าง อาคารคอนกรีตเสริมเหล็กสูง 4 ชั้น เนื่องจากรูปแบบการกระจายแรงด้านข้าง s_1^*

จากรูปที่ 2.6 ได้แสดงกราฟการผลักอาคารแบบวัฏจักร (Cyclic Pushover Curve) ที่คำนึงถึงผลการเสื่อมถอยของสติฟเนส และ ค่าการเสื่อมถอยของกำลัง ในส่วนของกราฟการผลักอาคารให้เคลื่อนที่ไปทางเดียว (Monotonic Pushover Curve) สามารถอธิบายได้จากเส้นโค้งขอบนอก จากกราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนที่ฐาน (Base Shear) และการเคลื่อนตัวที่ยอดอาคาร (Roof Displacement) ส่วนกราฟการผลักอาคารแบบวัฏจักร จะถูกนำเสนอในรูปของค่าพารามิเตอร์การเสื่อมถอยของสติฟเนส และ ค่าการเสื่อมถอยของกำลัง ดังนั้นความสัมพันธ์ระหว่างแรงกับการเคลื่อนที่ของระบบชั้นความเร็วเดียวเทียบเท่า ที่คำนึงถึงการเสื่อมถอย (Equivalent-degrading SDF system) น่าจะสามารถแสดงถึงพฤติกรรมการเสื่อมถอยของระบบหลายระดับชั้นความเร็ว (MDF system) ที่คำนึงถึงผลการเสื่อมถอยได้เช่นกัน คุณสมบัติของระบบชั้นความเร็วเดียว ที่คำนึงถึงการเสื่อมถอยสามารถคำนวณได้จากการวิเคราะห์การผลักของอาคารที่มีพฤติกรรมไม่เป็นเส้นตรงเชิงสถิต (Nonlinear static pushover analysis) ของระบบหลายระดับชั้นความเร็ว (MDF system) ที่คำนึงถึงผลการเสื่อมถอย โดยมีขั้นตอนการวิเคราะห์ที่อยู่ 2 ขั้นตอนดังนี้ 1) กราฟการผลักอาคารให้

เคลื่อนที่ไปทางเดียว (Monotonic Pushover Curve) สามารถอธิบายได้จากเส้นโค้งขอบนอก (Envelop Curve) และ 2) กราฟการผลักอาคารแบบวัฏจักร (Cyclic Pushover Curve) สามารถหาได้จากค่าพารามิเตอร์การเสื่อมถอย

ขั้นตอนการนำเสนอวิธีการคำนวณ

ขั้นตอนที่ 1: การวิเคราะห์ด้วยวิธีการผลักอาคารให้เคลื่อนที่ไปทางเดียว (Monotonic pushover analysis)

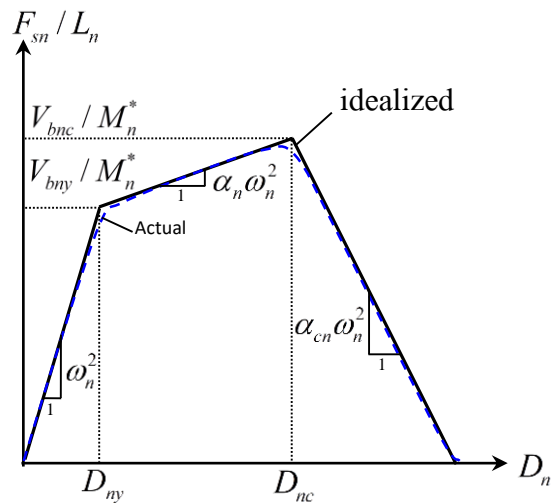
1. คำนวณค่าความถี่ธรรมชาติ (ω_n) และ โหมดรูปร่าง (ϕ_n) สำหรับระบบการสั่นไหวของอาคารในช่วงยืดหยุ่น

2. สร้างเส้นความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนที่ฐาน (V_{bn}) กับการเคลื่อนที่ที่ชั้นบนสุด (u_m) ที่โหมดที่ n สำหรับรูปแบบการกระจายแรงด้านข้าง r_n^* ดังสมการที่ (2.19)

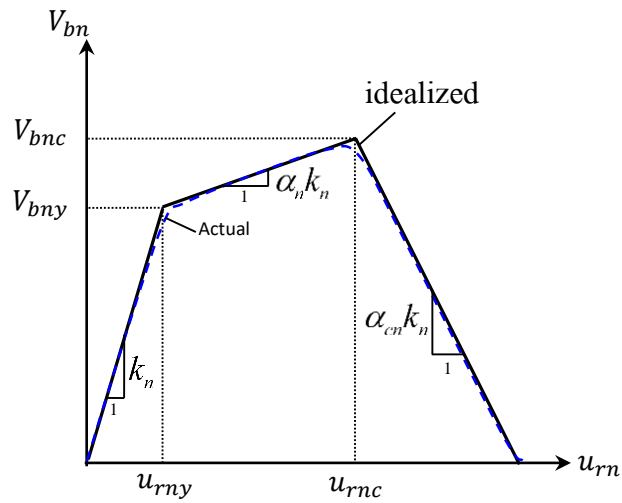
3. แปลงเส้นความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนที่ฐานกับการเคลื่อนที่ที่ชั้นบนสุดในข้อ 2 เป็นเส้นที่มีลักษณะเป็น Trilinear Curve ซึ่งมีอัตราส่วนของค่าสติเฟนสหลังเกิดการครากคือ (α) อัตราส่วนของค่าสติเฟนสสูงสุดคือ (α_{cap}) (ดังรูปที่ 2.7 (ก)) โดยมีข้อกำหนดคือพื้นที่ใต้เส้นความสัมพันธ์เชิงเส้นตรงต้องเท่ากับพื้นที่ใต้เส้นความสัมพันธ์ที่ได้ในข้อ 2 และแนวเส้นตรงในช่วงเริ่มต้นต้องตัดกับเส้นความสัมพันธ์ในข้อ 2 ที่พิคัด 60 เปอร์เซ็นต์ของค่าแรงเฉือนที่ฐานที่ทำให้โครงสร้างเกิดการครากและแรงเฉือนที่ฐานสูงสุด (V_{bnc}) ในเส้นความสัมพันธ์เชิงเส้นตรงจะมีค่าเท่ากับค่าแรงเฉือนที่ฐานสูงสุดที่ได้จากเส้นความสัมพันธ์ของการผลักอาคาร (Pushover curve)

4. แปลงเส้นความสัมพันธ์เชิงเส้นตรงของ ($F_{sn} / L_n - D_n$) ในโหมดที่ n ซึ่งเป็นความสัมพันธ์ระหว่างแรงกับการเคลื่อนที่ของระบบขึ้นความเสริเดียวที่มีพฤติกรรมแบบไม่ยืดหยุ่น (ดังรูปที่ 2.7 (ข)) ด้วยสมการ $F_{sny} / L_n = V_{bny} / M_n^*$ และ $D_{ny} = u_{mny} / \Gamma_n \phi_m$ โดยที่ ϕ_m คือ ค่าโหมดรูปร่างที่ชั้นบนสุด

(ก) เส้นความสัมพันธ์แรงกระทำด้านข้าง (Pushover curve)



(ข) เส้นความสัมพันธ์ระหว่างแรงกับการเคลื่อนที่ $F_{sn} / L_n - D_n$



รูปที่ 2.7 คุณสมบัติในโหมดที่ n จากเส้นความสัมพันธ์ระหว่างแรงกับการเคลื่อนที่ของระบบชั้น ความเสรีเดียว ที่มีพฤติกรรมอยู่ในช่วงไม่ฮีดหยุ่นที่คำนึงถึงผลของการเสื่อมถอย (Chintanapakdee and Jaiyong, 2012)

ขั้นตอนที่ 2: การวิเคราะห์ด้วยวิธีการผลักอาคารแบบวัฏจักร (Cyclic pushover analysis)

หลังจากสร้างเส้นความสัมพันธ์ของแรงกระทำด้านข้างด้วยวิธีการผลักอาคารให้เคลื่อนที่ไปทางเดียวแล้ว (Monotonic pushover analysis) ในขั้นตอนที่ 2 จะคำนวณค่าพารามิเตอร์การเสื่อมถอยและประเมินค่าการเคลื่อนที่เป้าหมาย (Target Roof Displacement) ของระบบหลายระดับชั้นความเสถียร (MDF system)

ขั้นตอนการวิเคราะห์ด้วยวิธีการผลักอาคารแบบวัฏจักร (Cyclic pushover analysis) สำหรับคำนวณหาค่าผลตอบสนองสูงสุด (D_n) ของระบบชั้นความเสถียรเดียวที่มีพฤติกรรมอยู่ในช่วงไม่ยืดหยุ่นที่คำนึงถึงผลของการเสื่อมถอย สรุปได้ดังนี้

5. สร้างเส้นความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนที่ฐาน (V_{bn}) กับการเคลื่อนที่ที่ชั้นบนสุด (u_m) ที่โหมดที่ n สำหรับรูปแบบการกระจายแรงด้านข้าง ดังสมการที่ (2.19) โดยใช้รูปแบบของประวัติเวลาของแรงกระทำ (Loading history protocol) ดังแสดงในตารางที่ 2.1

6. ที่โหมดเดียวกัน คำนวณค่าพารามิเตอร์การเสื่อมถอยของระบบชั้นเสถียรเดียวเทียบเท่าที่คำนึงถึงผลของการเสื่อมถอย โดยทำการ trial and error ค่าของพารามิเตอร์การเสื่อมถอยจนกระทั่งเส้นความสัมพันธ์ระหว่างแรงกับการเคลื่อนที่ ($F_{sn} / L_n - D_n$) แบบวัฏจักรของโหมดนั้นๆ จะสอดคล้องกับเส้นความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนที่ฐาน (V_{bn}) และการเคลื่อนที่ที่ชั้นบนสุด (u_{mo}) ในขั้นตอนที่ 5

7. คำนวณค่าการเคลื่อนที่สูงสุด (D_n) ของระบบชั้นความเสถียรเดียวที่มีพฤติกรรมอยู่ในช่วงไม่ยืดหยุ่นที่คำนึงถึงผลของการเสื่อมถอยในโหมดที่ n โดยใช้ขั้นตอนการวิเคราะห์ด้วยวิธี NL-RHA

8. คำนวณค่าการเคลื่อนที่สูงสุดที่ชั้นบนสุดของอาคาร (u_{mo}) ของระบบชั้นความเสถียรเดียวที่มีพฤติกรรมอยู่ในช่วงไม่ยืดหยุ่นที่คำนึงถึงผลของการเสื่อมถอยในโหมดที่ n ด้วยสมการ (2.18)

9. แยกผลตอบสนองต่างๆของอาคารที่ต้องการ (r_{no}) จากข้อมูลการผลักอาคารเมื่อการเคลื่อนที่ที่ชั้นบนสุดของอาคารมีค่าเท่ากับ (u_{mo})

10. ทำซ้ำขั้นตอนที่ 2 ถึง 9 สำหรับโหมดต่างๆที่มีส่วนร่วมอย่างมีนัยสำคัญในการตอบสนองรวม

11. หาผลตอบสนองรวมของระบบโครงสร้างโดยใช้สมการที่ (2.20)

บทที่ 3

แบบจำลองอาคารตัวอย่าง คลื่นแผ่นดินไหวที่ใช้ในการศึกษา กรณีศึกษาและการ ประมวลผลเชิงสถิติ

3.1 บทนำ

ระบบอาคารที่คำนึงถึงผลของการเชื่อมตอที่ใช้ในการศึกษานี้ประกอบด้วยโครงข้อแข็ง 1 ช่วงเสา มีความสูงแตกต่างกัน 4 รูปแบบความสูงได้แก่ โครงข้อแข็งความสูง 3, 6, 9 และ 12 ชั้นซึ่งไม่ได้มีการออกแบบต้านทานแผ่นดินไหว ซึ่งจะทำให้การวิเคราะห์ด้วยแรงกระทำด้านข้างแบบแยกโหมตตามวิธีการปลัดอาคารแบบวัฏจักร (Cyclic modal pushover analysis, CMPA) ผลของการวิเคราะห์จะแสดงในรูปแบบของค่าการเคลื่อนที่สูงสุดบนยอดอาคาร ค่าการเคลื่อนที่สูงสุดของแต่ละชั้นอาคาร ค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้น การเกิดข้อหมุนพลาสติกและระดับความเสียหาย เพื่อนำไปเปรียบเทียบกับ วิธีประวัติเวลาไม่เชิงเส้น (Nonlinear Response History Analysis, NL-RHA) ซึ่งในงานวิจัยนี้ถือว่าเป็นวิธีการที่ให้ผลการวิเคราะห์ที่ถูกต้องที่สุด โดยโครงสร้างทั้งหมดจะถูกกระตุ้นด้วยคลื่นแผ่นดินไหวระยะไกล LMSR จำนวนทั้งสิ้น 20 คลื่น โดยมีระดับความรุนแรงที่ต่างกัน

3.2 ตัวอย่างอาคารที่ใช้ในการศึกษา

3.2.1 แบบจำลองโครงข้อแข็ง

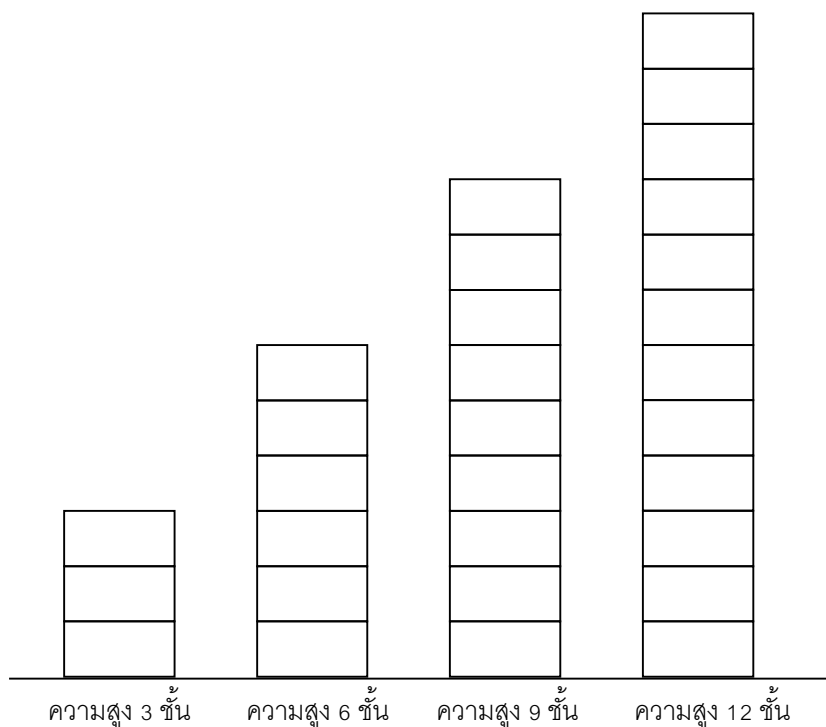
ระบบ โครงข้อแข็งสมมติที่ใช้ในการศึกษานี้ประกอบด้วยโครงข้อแข็ง 1 ช่วงเสา มีความสูงแตกต่างกัน 4 รูปแบบความสูงได้แก่ โครงข้อแข็งความสูง 3, 6, 9 และ 12 ชั้น ดังแสดงในรูปที่ 3.1 โครงข้อแข็งที่ใช้ในการศึกษานี้กำหนดให้มีน้ำหนักบรรทุกดังต่อไปนี้

ก. สำหรับโครงข้อแข็งที่มีความสูง 3 ชั้น กำหนดให้มีน้ำหนักบรรทุกทุกชั้นในชั้นที่ 1 = 8000 กิโลกรัม, ชั้นที่ 2 = 8000 กิโลกรัม และชั้นที่ 3 = 8000 กิโลกรัม โดยมีความสูงระหว่างชั้นเท่ากับ 3 เมตร และมีช่วงยาวของคานเท่ากับ 4 เมตร

ข. สำหรับโครงข้อแข็งที่มีความสูง 6 ชั้น กำหนดให้มีน้ำหนักบรรทุกทุกชั้นในชั้นที่ 1 = 8000 กิโลกรัม, ชั้นที่ 2 = 8000 กิโลกรัม, ชั้นที่ 3 = 8000 กิโลกรัม, ชั้นที่ 4 = 8000 กิโลกรัม, ชั้นที่ 5 = 8000 กิโลกรัม และชั้นที่ 6 = 8000 กิโลกรัม โดยมีความสูงระหว่างชั้นเท่ากับ 3 เมตร และคานมีช่วงความยาวทุกชั้นเท่ากับ 4 เมตร

ค. สำหรับโครงข้อแข็งที่มีความสูง 9 ชั้น กำหนดให้มีน้ำหนักบรรทุกทุกชั้นในชั้นที่ 1 = 8000 กิโลกรัม, ชั้นที่ 2 = 8000 กิโลกรัม, ชั้นที่ 3 = 8000 กิโลกรัม, ชั้นที่ 4 = 5000 กิโลกรัม, ชั้นที่ 5 = 8000 กิโลกรัม, ชั้นที่ 6 = 8000 กิโลกรัม, ชั้นที่ 7 = 8000 กิโลกรัม, ชั้นที่ 8 = 8000 กิโลกรัม และชั้นที่ 9 = 8000 กิโลกรัม โดยมีความสูงระหว่างชั้นเท่ากับ 3 เมตร และคานมีช่วงความยาวทุกชั้นเท่ากับ 4 เมตร

ง. สำหรับโครงข้อแข็งที่มีความสูง 12 ชั้น กำหนดให้มีน้ำหนักบรรทุกทุกชั้นในชั้นที่ 1 = 8000 กิโลกรัม, ชั้นที่ 2 = 8000 กิโลกรัม, ชั้นที่ 3 = 8000 กิโลกรัม, ชั้นที่ 4 = 8000 กิโลกรัม, ชั้นที่ 5 = 8000 กิโลกรัม, ชั้นที่ 6 = 8000 กิโลกรัม, ชั้นที่ 7 = 8000 กิโลกรัม, ชั้นที่ 8 = 8000 กิโลกรัม, ชั้นที่ 9 = 8000 กิโลกรัม, ชั้นที่ 10 = 8000 กิโลกรัม, ชั้นที่ 11 = 8000 กิโลกรัม และชั้นที่ 12 = 8000 กิโลกรัม โดยมีความสูงระหว่างชั้นเท่ากับ 3 เมตร และคานมีช่วงความยาวทุกชั้นเท่ากับ 4 เมตร โดยคาบการสั่นไหวของโครงข้อแข็งในโหมดต่างๆแสดงไว้ในตารางที่ 3.1

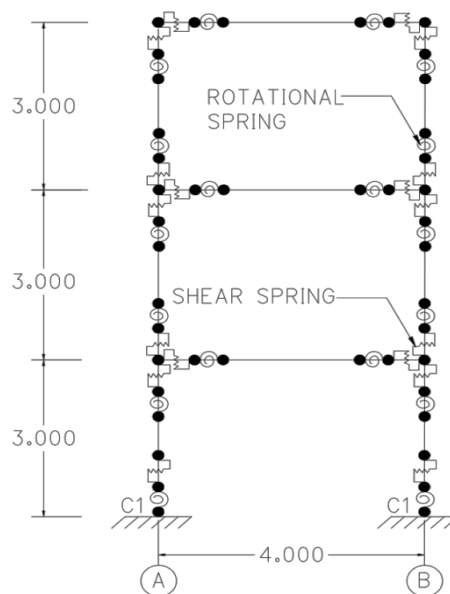


รูปที่ 3.1 โครงข้อแข็งความสูง 3, 6, 9 และ 12 ชั้น 1 ช่วงเสาที่ใช้ในการศึกษา

ตาราง 3.1 คาบการสั่นไหวธรรมชาติของโครงข้อแข็งประจำโหมดต่างๆ

โหมด	คาบการสั่นไหวประจำโหมด, T_n (วินาที)			
	จำนวนชั้น			
	3	6	9	12
1	0.53	0.75	1.15	1.58
2	-	-	0.45	0.63

จุดหมุนพลาสติก (Plastic hinge) คือแบบจำลองที่สะท้อนถึงความเสียหายเฉพาะจุดบนโครงสร้าง จะถูกนำมาใช้เป็นแบบจำลองที่แสดงพฤติกรรมไม่เชิงเส้นของชิ้นส่วนโครงสร้างที่เกิดความเสียหายเนื่องจากแรงคัตและความเสียหายเนื่องจากแรงเฉือน โดยจุดหมุนพลาสติกที่เกิดขึ้นกับองค์อาคารถูกกำหนดให้เกิดบริเวณตำแหน่งปลายทั้งสองข้างของคานและเสา เนื่องจากเป็นบริเวณที่เกิดโมเมนต์คัตสูงสุดในส่วนอาคารภายใต้แรงกระทำด้านข้าง ซึ่งค่าโมเมนต์และแรงเฉือนที่จุดครากของแต่ละจุดหมุนพลาสติกจะถูกออกแบบให้เกิดการครากพร้อมกันทั้งโครงสร้าง ดังแสดงไว้ในรูปที่ 3.2



รูปที่ 3.2 แบบจำลองจุดหมุนพลาสติก (Plastic hinge) ของโครงข้อแข็งความสูง 3 ชั้น

3.3 แบบจำลองของโครงสร้าง

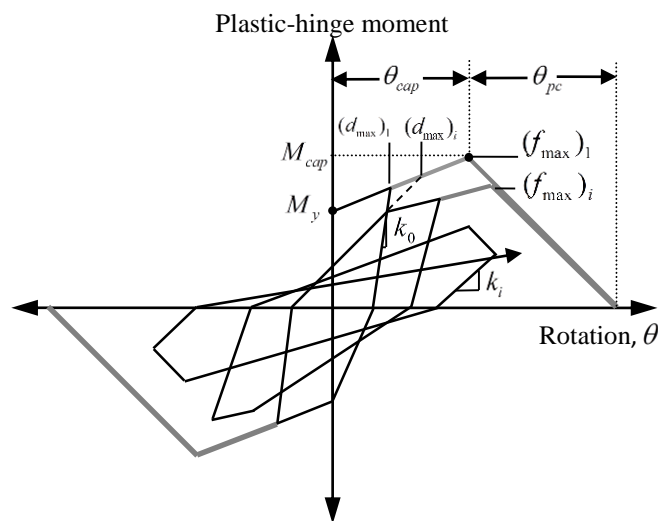
แบบจำลองพฤติกรรมความเสียหายของชิ้นส่วน โครงสร้างจะคำนึงถึงผลของค่าการเสื่อมถอยของสตีพเนสและ ค่าการเสื่อมถอยของกำลังซึ่งประกอบด้วย ความเสียหายเนื่องจากแรงดัดและความเสียหายเนื่องจากแรงเฉือน ในการศึกษาพฤติกรรมไม่เชิงเส้นของชิ้นส่วน โครงสร้างจะถูกแสดงด้วยแบบจำลองสปริงโดยแบ่งตามลักษณะดังต่อไปนี้

3.3.1 แบบจำลองความเสียหายเนื่องจากแรงดัด (Flexural failure)

3.3.1.1 จุดหมุนพลาสติก (Plastic hinge model)

ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์ดัดกับมุมหมุนของจุดหมุนพลาสติกภายใต้แรงกระทำแบบวิถุจักร จะเป็นแบบจำลองที่แสดงพฤติกรรมไม่เชิงเส้นของชิ้นส่วน โครงสร้างที่เกิดความเสียหายเนื่องจากแรงดัด ซึ่งคำนึงถึงผลการเสื่อมถอยทั้งด้านกำลังและสตีพเนส ดังแสดงไว้ในรูปที่

3.3



รูปที่ 3.3 ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์ (Moment) กับมุมหมุน (Rotation) ของจุดหมุน - พลาสติกที่คำนึงถึงค่าการเสื่อมถอย (Chintanapakdee and Jaiyong, 2012)

เส้น Envelope curve ที่ได้จากความสัมพันธ์ระหว่าง โมเมนต์ (moment) กับมุมหมุน (rotation) จะขึ้นอยู่กับพารามิเตอร์ 4 ตัวแปร หลัก ๆ ดังนี้: โมเมนต์ดัดที่จุดคราก (M_y), โมเมนต์ดัดที่จุดสูงสุด (M_{cap}), มุมหมุนที่จุดสูงสุด (θ_{cap}) และมุมหมุนที่จุดสุดท้ายจากจุดสูงสุดจนถึงจุดที่กำลังรับโมเมนต์ดัดเป็นศูนย์ (θ_{pc}) ซึ่งการกำหนดค่าพารามิเตอร์ทั้ง 4 ตัวแปรจะกล่าวในหัวข้อถัดไป

3.3.1.2 สมการความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์ กับมุมหมุน ที่ใช้ในการวิเคราะห์

แบบจำลอง

จากรูปที่ 3.4 ซึ่งได้แสดงความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์กับมุมหมุนซึ่งมีค่าพารามิเตอร์ที่ต้องนำไปใช้ในการวิเคราะห์สร้างแบบจำลองต่างๆดังต่อไปนี้

-โมเมนต์ดัดที่จุดคราก (M_y) คำนวณได้จากโมเมนต์ดัดเมื่อเหล็กเสริมเริ่มครากโดยทำการวิเคราะห์หาโมเมนต์ดัดที่จุดครากของ เสา-คานคอนกรีตเสริมเหล็ก ตามมาตรฐานสำหรับอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กของ ACI 318-89 ดังสมการต่อไปนี้

$$M_y = A_s f_y j d \quad (3.1)$$

-โมเมนต์ดัดที่จุดสูงสุด (M_c) สามารถคำนวณได้จากสมการตามงานวิจัยของ Haselton et al, (2006) ดังสมการต่อไปนี้

$$M_c/M_y = (1.25)(0.89)^v (0.91)^{0.01 C_{units} f_c} \quad (3.2)$$

-มุมหมุนที่จุดคราก (θ_y) มีค่าน้อยมากซึ่งจะประมาณให้มีค่าเข้าใกล้ศูนย์ อ้างอิงจากงานวิจัยของ Haselton et al (2006)

-มุมหมุนพลาสติกจากจุดครากถึงจุดสูงสุด ($\theta_{cap,pl}$) สามารถคำนวณได้จากสมการตามงานวิจัยของ Haselton et al (2006) ดังสมการต่อไปนี้

$$\theta_{cap,pl} = 0.13(1 + 0.55 a_{sl})(0.13)^v (0.02 + 40 \rho_{sh})^{0.65} (0.57)^{0.01 C_{units} f_c} \quad (3.3)$$

-มุมหมุนรวมที่จุดสูงสุด ($\theta_{cap,tot}$) สามารถคำนวณได้จากสมการตามงานวิจัยของ Haselton et al (2006) ดังสมการต่อไปนี้

$$\theta_{cap,tot} = 0.14(1 + 0.4 a_{sl})(0.19)^v (0.02 + 40 \rho_{sh})^{0.54} (0.62)^{0.01 C_{units} f_c} \quad (3.4)$$

-มุมหมุนที่จุดสุดท้ายจากจุดสูงสุดจนถึงจุดที่กำลังเป็นศูนย์ (θ_{pc}) สามารถคำนวณได้จากสมการตามงานวิจัยของ Haselton et al, (2006) ดังสมการต่อไปนี้

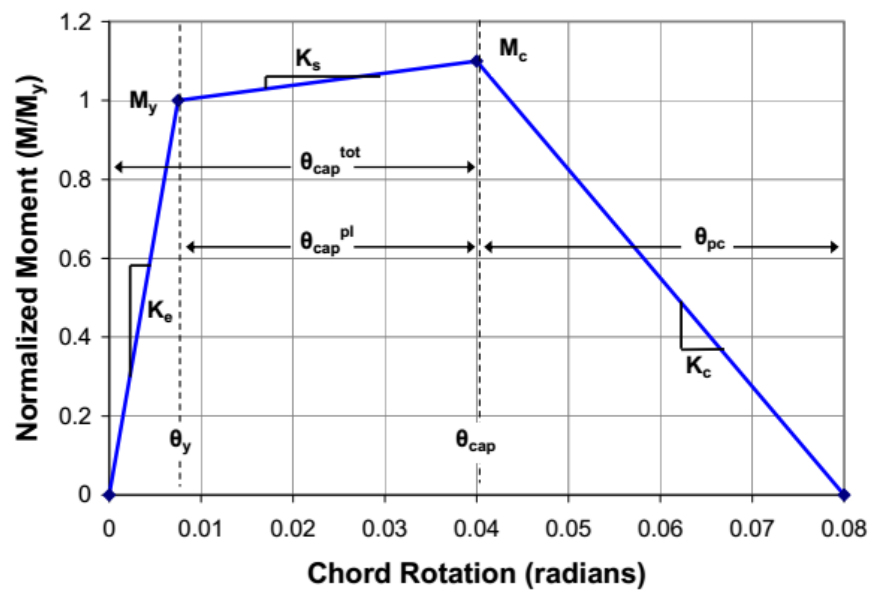
$$\theta_{pc} = 0.76(0.031)^v (0.02 + 40 \rho_{sh})^{1.02} \leq 0.10 \quad (3.5)$$

เมื่อ v คือ อัตราส่วนระหว่างแรงในแนวแกนกับพื้นที่หน้าตัดทั้งหมดคูณด้วย

$$\text{กำลังอัดของคอนกรีต} = \frac{P}{A_g f_c}$$

C_{units} คือ ค่าตัวแปรการเปลี่ยนหน่วย มีค่าเท่ากับ 1 เมื่อ f_c และ f_y มีหน่วยเป็น Mpa และมีค่าเท่ากับ 6.9 เมื่อ f_c และ f_y มีหน่วยเป็น ksi

- a_{sl} คือ คำนวณแปรผกผันในการทดสอบแบบเกิดการรูดในเหล็กเสริม มีค่าเท่ากับ 1 และ
 คำนวณแปรผกผันในการทดสอบแบบไม่เกิดการรูด มีค่าเท่ากับ 0
- ρ_{sh} คือ อัตราส่วนพื้นที่ของเหล็กเสริมตามขวาง ($\frac{A_{sh}}{sb}$)
- A_{sh} คือ พื้นที่หน้าตัดเหล็กปลอก (ตารางเมตร)
- s คือ ระยะห่างระหว่างผิวของเหล็กปลอก (เมตร)
- b คือ ความกว้างของผิวด้านรับแรงอัดขององค์อาคาร (เมตร)



รูปที่ 3.4 กราฟความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์ (Moment) กับมุมหมุน (Rotation)

(Ibarra et al.2003 and 2005; Haselton et al, 2006)

3.3.1.3 ลักษณะของพฤติกรรมการเสื่อมถอย (Types of degradation behaviors)

ในการศึกษานี้ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์ (Moment) กับมุมหมุน (Rotation) ของจุดหมุนพลาสติกจะแสดงลักษณะความเสียหาย ทั้งหมด 3 รูปแบบด้วยกันได้แก่ (1) การเสื่อมถอยของสติฟเนสเมื่อมีการลดแรงกระทำ (Unloading stiffness degradation), (2) การเสื่อมถอยของสติฟเนสเมื่อมีการใส่แรงกระทำ (Reloading stiffness degradation) และ (3) การเสื่อมถอยของกำลัง (Strength degradation) โดยอ้างอิงตามแบบจำลองจากงานวิจัยของ Lowes et al. (2004) ซึ่งรายละเอียดลักษณะความเสียหายของจุดหมุนพลาสติกทั้ง 3 แบบ มีดังนี้

- การเสื่อมถอยของสตีฟเนสเมื่อมีการลดแรงกระทำ (Unloading stiffness degradation)

โดยจะแสดงอยู่ในรูปความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเสียรูป ดังแสดงในรูปที่ 3.5

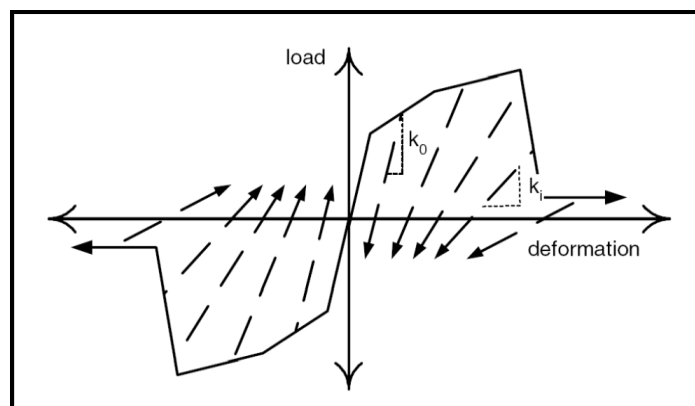
$$k_i = k_o \cdot (1 - \delta k_i) \quad (3.6)$$

เมื่อ k_i คือ ค่าสตีฟเนสเมื่อมีการลดแรงกระทำที่เวลาหรือรอบใดๆ t_i (Unloading stiffness at time, t_i)

k_o คือ ค่าสตีฟเนสเมื่อมีการลดแรงกระทำในช่วงเริ่มต้น (Initial Unloading stiffness)

δk_i คือ ค่าดัชนีความเสียหายของสตีฟเนสเมื่อมีการลดแรงกระทำที่เวลาหรือรอบใดๆ

(Unload stiffness damage index at time, t_i)



รูปที่ 3.5 แสดงการเสื่อมถอยของสตีฟเนสเมื่อมีการลดแรงกระทำ (Lowes at el., 2004)

- การเสื่อมถอยของสตีฟเนสเมื่อมีการใส่แรงกระทำ (Reloading stiffness degradation)

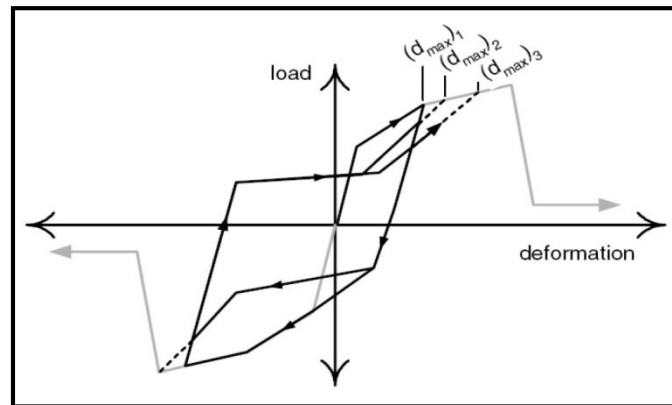
โดยจะแสดงอยู่ในความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเสียรูป ดังแสดงในรูปที่ 3.6 (Lowes at el., 2004)

$$(d_{\max})_i = (d_{\max})_o \cdot (1 + \delta d_i) \quad (3.7)$$

เมื่อ $(d_{\max})_i$ คือ ค่าการเสียรูปสูงสุดเมื่อสิ้นสุดการใส่แรงกระทำที่เวลาหรือรอบใดๆ

$(d_{\max})_o$ คือ ค่าการเสียรูปสูงสุดเมื่อมีการใส่แรงกระทำที่เวลาเริ่มต้น

δd_i คือ ค่าดัชนีความเสียหายของสตีฟเนสเมื่อมีการใส่แรงกระทำที่เวลาหรือรอบใดๆ



รูปที่ 3.6 แสดงการเสื่อมถอยของสตีพเนสเมื่อมีการใส่แรงกระทำ (Lowes et al., 2004)

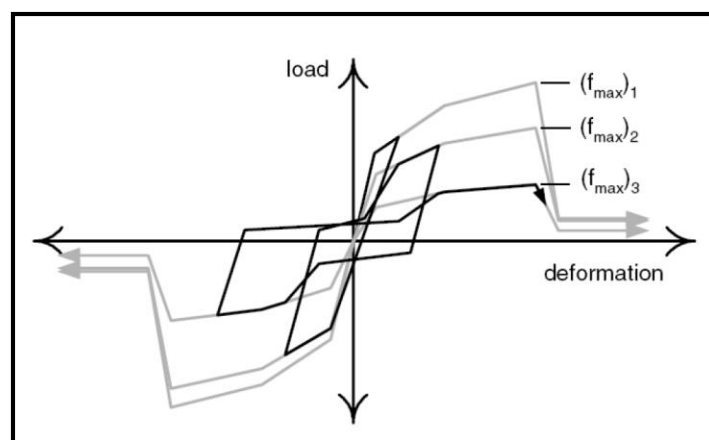
- การเสื่อมถอยของกำลัง (Strength degradation) โดยจะแสดงอยู่ในความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเสียรูป ดังแสดงในรูปที่ 3.7 (Lowes et al., 2004)

$$(f_{\max})_i = (f_{\max})_0 \cdot (1 - \delta f_i) \quad (3.8)$$

เมื่อ $(f_{\max})_i$ คือ ค่ากำลังสูงสุดที่เวลาหรือรอบใดๆ t_i (Current envelope maximum strength at time t_i)

$(f_{\max})_0$ คือ ค่ากำลังสูงสุดในช่วงเริ่มต้น (Initial envelope maximum strength)

δf_i คือ ค่าดัชนีความเสียหายของกำลังที่เวลาหรือรอบใดๆ t_i (Strength damage index at time t_i)



รูปที่ 3.7 แสดงการเสื่อมถอยของกำลัง (Lowes et al., 2004)

ในการสร้างแบบจำลองจุดหมุนพลาสติก สำหรับโครงข้อแข็งคอนกรีตเสริมเหล็ก จำเป็นต้องกำหนดค่าพารามิเตอร์ที่มีหน้าที่เป็นตัวควบคุมความสัมพันธ์ระหว่างแรงกับการเคลื่อนที่ ซึ่งประกอบไปด้วย $\gamma K1, \gamma K2, \gamma K3, \gamma K4, \gamma D1, \gamma D2, \gamma D3, \gamma D4, \gamma F1, \gamma F2, \gamma F3, \gamma F4$ และ E_i โดยค่าพารามิเตอร์เหล่านี้ จะถูกปรับแก้ค่า เพื่อให้ได้ค่าพารามิเตอร์ของการเสื่อมถอยของแบบจำลองจุดหมุนพลาสติกที่สอดคล้องกับพฤติกรรมการเกิดความเสียหายของชิ้นส่วนโครงสร้างเสาคอนกรีตเสริมเหล็กที่ได้จากการทดสอบในห้องปฏิบัติการ แล้วจึงนำค่าพารามิเตอร์เหล่านี้มาใช้ในแบบจำลองจุดหมุนพลาสติกของโครงข้อแข็งความสูง 3, 6, 9 และ 12 ชั้น ต่อไป โดยค่าพารามิเตอร์เหล่านี้จะเป็นตัวควบคุมดัชนีความเสียหายของจุดหมุนพลาสติก ดังแสดงในสมการต่อไปนี้

- การเสื่อมถอยของสติฟเนสเมื่อมีการลดแรงกระทำ (Unload Stiffness Degradation) ซึ่ง จะแสดงสมการดังต่อไปนี้

$$\delta k_i = \left(\gamma K1 \cdot (\tilde{d}_{max})^{\gamma K3} + \gamma K2 \cdot \left(\frac{E_i}{E_{monotonic}} \right)^{\gamma K4} \right) \quad (3.9)$$

เมื่อ δk_i คือ ค่าดัชนีความเสียหายของสติฟเนสเมื่อมีการปลดแรงกระทำที่เวลาหรือรอบใดๆ t_i (Unload stiffness damage index at time t_i)

$\gamma K1 - \gamma K4$ คือ ค่าพารามิเตอร์ที่ใช้คำนวณหาค่าดัชนีความเสียหายของสติฟเนสเมื่อมีการปลดแรงกระทำ

$$\tilde{d}_{max} = \max \left[\frac{d_{max i}}{def_{max}}, \frac{d_{min i}}{def_{min}} \right] \quad (3.10)$$

$d_{max i}$ คือ ค่าการเสียรูปสูงสุดเมื่อสิ้นสุดการใส่แรงกระทำ

$d_{min i}$ คือ ค่าการเสียรูปน้อยสุดเมื่อสิ้นสุดการใส่แรงกระทำ

def_{max} คือ ค่าการเสียรูปทางด้านแกนบวก

def_{min} คือ ค่าการเสียรูปทางด้านแกนลบ

E_i คือ พารามิเตอร์พลังงานที่ดูดซับและกระจายไปขององค์อาคารแต่ละชิ้น ภายใต้พฤติกรรมแบบวัฏจักร

$E_{monotonic}$ คือ พลังงานที่ดูดซับภายใต้แรงกระทำ monotonic loading

- การเสื่อมถอยของสติฟเนสเมื่อมีการใส่แรงกระทำ (Reload Stiffness Degradation) ซึ่ง
จะแสดงสมการดังต่อไปนี้

$$\delta d_i = (\gamma D1 \cdot (\tilde{d}_{max})^{\gamma D3} + \gamma D2 \cdot \left(\frac{E_i}{E_{monotonic}}\right)^{\gamma D4}) \quad (3.11)$$

เมื่อ δd_i คือ ค่าดัชนีความเสียหายของสติฟเนสเมื่อมีการใส่แรงกระทำที่เวลาหรือ
รอบใดๆ t_i (Reload stiffness damage index at time t_i)

$\gamma D1 - \gamma D4$ คือ ค่าพารามิเตอร์ที่ใช้คำนวณหาค่าดัชนีความเสียหายของสติฟเนสเมื่อมี
แรงกระทำกลับ

$$\tilde{d}_{max} = \max \left[\frac{d_{max i}}{def_{max}}, \frac{d_{min i}}{def_{min}} \right]$$

$d_{max i}$ คือ ค่าการเสียรูปสูงสุดเมื่อสิ้นสุดการใส่แรงกระทำ

$d_{min i}$ คือ ค่าการเสียรูปน้อยสุดเมื่อสิ้นสุดการใส่แรงกระทำ

def_{max} คือ ค่าการเสียรูปทางด้านแกนบวก

def_{min} คือ ค่าการเสียรูปทางด้านแกนลบ

- การเสื่อมถอยของกำลัง (Strength Degradation) ซึ่งจะแสดงสมการดังต่อไปนี้

$$\delta f_i = (\gamma F1 \cdot (\tilde{d}_{max})^{\gamma F3} + \gamma F2 \cdot \left(\frac{E_i}{E_{monotonic}}\right)^{\gamma F4}) \quad (3.12)$$

เมื่อ δf_i คือ ค่าดัชนีความเสียหายของกำลังที่เวลาหรือรอบใดๆ t_i
(Reload stiffness damage index at time t_i)

$\gamma F1 - \gamma F4$ คือ ค่าพารามิเตอร์ที่ใช้คำนวณหาค่าดัชนีความเสียหายของกำลังเมื่อมีแรง
กระทำแบบวัฏจักร

$$\tilde{d}_{max} = \max \left[\frac{d_{max i}}{def_{max}}, \frac{d_{min i}}{def_{min}} \right]$$

$d_{max i}$ คือ ค่าการเสียรูปสูงสุดเมื่อสิ้นสุดการใส่แรงกระทำ

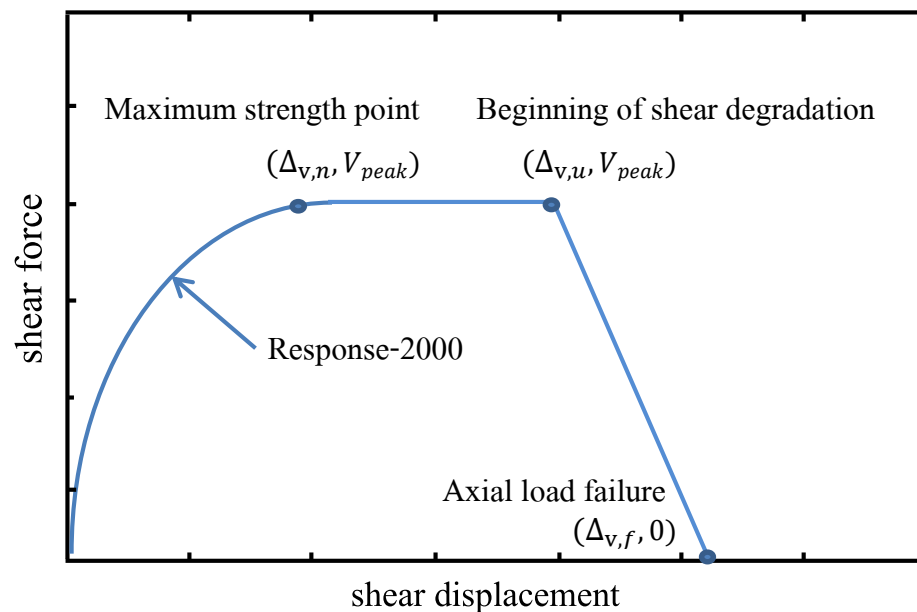
$d_{min i}$ คือ ค่าการเสียรูปน้อยสุดเมื่อสิ้นสุดการใส่แรงกระทำ

def_{max} คือ ค่าการเสียรูปทางด้านแกนบวก

def_{min} คือ ค่าการเสียรูปทางด้านแกนลบ

3.3.2 แบบจำลองความเสียหายเนื่องจากแรงเฉือน

ความเสียหายของชิ้นส่วนคอนกรีตเสริมเหล็กเนื่องจากแรงเฉือน จะพิจารณาจากความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนกับการเสียรูป ของสปริงในสภาวะการรับแรงเฉือนแบบค่อยๆเพิ่มแรงในทิศทางเดียว (Monotonic) ดังแสดงในรูปที่ 3.8 โดยในการศึกษานี้ได้นำแบบจำลองกำลังรับแรงเฉือนจากงานวิจัยของ Sezen (2008) มาใช้ ซึ่งมีค่าพารามิเตอร์ที่สำคัญที่ต้องนำไปใช้ในการกำหนดพฤติกรรมของสปริงรับแรงเฉือนของโครงข้อแข็ง ดังต่อไปนี้



รูปที่ 3.8 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนและการเสียรูปของสปริงรับแรงเฉือน (Sezen, 2008)

- แรงเฉือนที่จุดคราก (V_y) ถูกกำหนดโดยค่าแรงเฉือนที่ได้จากการวิเคราะห์โครงสร้างที่มีพฤติกรรมยืดหยุ่น (elastic) จากนั้นจึงคูณด้วยตัวปรับแก้ค่า k เพื่อลดทอนแรงเฉือนลง ซึ่งจะส่งผลให้โครงสร้างถูกกระตุ้นให้เกิดความเสียหายด้วยแรงเฉือน

- แรงเฉือนที่จุดสูงสุด (V_{peak}) เนื่องจากแบบจำลองของ Sezen (2008) กำหนดว่าค่าแรงเฉือนที่จุดครากกับที่จุดสูงสุดมีค่าเท่ากันดังนั้นค่าแรงเฉือนสูงสุดมีค่าตามสมการดังต่อไปนี้

$$V_{peak} = V_y \quad (3.13)$$

- การเคลื่อนที่ของแรงเฉือนที่จุดคราก ($\Delta_{v,n}$) สามารถคำนวณได้จากสมการดังต่อไปนี้

$$\Delta_{v,n} = \left[\frac{3}{0.2 + 0.4P_r} \right] \frac{V_y L}{E_c A_g} \quad (3.14)$$

เมื่อ	$\Delta_{v,n}$	คือ การเคลื่อนที่ของแรงเฉือนที่จุดคราก (m)
	V_y	คือ แรงเฉือนที่จุดคราก (kN)
	A_g	คือ พื้นที่หน้าตัดขององค์อาคาร (m ²)
	L	คือ ความยาวของเสาและคาน (m)
	E_c	คือ โมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีต (kN/m ²)
	P_r	คือ อัตราส่วนของแรงในแนวแกนต่อกำลังต้านทานแรงอัดตามแกนของเสา
	$P_r = \frac{P}{P_o}$	
	P	คือ แรงในแนวแกน (kN)
	P_o	คือ กำลังต้านทานแรงอัดตามแกนของเสา (kN)
	$P_o = 0.85f'_c A_g(1-\rho_l) + f_y A_{sl}$	
	ρ_l	คือ อัตราส่วนของพื้นที่หน้าตัดทั้งหมดของเหล็กยื่นในเสาคู่ต่อพื้นที่หน้าตัดทั้งหมดของรูปตัด
	$\rho_l = \frac{A_{sl}}{A_g}$	
	A_{sl}	คือ พื้นที่หน้าตัดทั้งหมดของเหล็กยื่นในเสา (m ²)

- การเคลื่อนที่ของแรงเฉือนที่จุดสูงสุด ($\Delta_{v,u}$) สามารถคำนวณได้จากสมการดังต่อไปนี้

$$\Delta_{v,u} = \left[4 - 12 \frac{v_n}{f'_c} \right] \Delta_{v,n} \quad (3.15)$$

เมื่อ	$\Delta_{v,u}$	คือ การเคลื่อนที่ของแรงเฉือนที่จุดสูงสุด (m)
	$v_n = \frac{V_{peak}}{bd}$	คือ ความเค้นเฉือนที่จุดสูงสุด (kN/m ²)
	V_{peak}	คือ แรงเฉือนที่จุดสูงสุด (kN)
	b	คือ ความกว้างของช่วงเสา (m)

d คือ ความลึกประสิทธิภาพ (m)

f'_c คือ กำลังอัดประลัยของคอนกรีตรูปทรงกระบอกที่
อายุ 28 วัน (kN/m^2)

$\Delta_{v,n}$ คือ การเคลื่อนที่ของแรงเฉือนที่จุดคราก (m)

- การเคลื่อนที่ของแรงเฉือนที่จุดสุดท้าย ($\Delta_{v,f}$) สามารถคำนวณได้จากสมการดังต่อไปนี้

$$\Delta_{v,f} = \Delta_{ALF} - \Delta_{flex,n} - \Delta_{slip,n} \geq \Delta_{v,u} \quad (3.16)$$

เมื่อ

$\Delta_{v,f}$ คือ การเคลื่อนที่ของแรงเฉือนที่จุดท้าย (m)

Δ_{ALF} คือ การเคลื่อนที่ทั้งหมดที่จุดท้ายของเสาเมื่อมีการสูญเสีย
ความสามารถในการต้านแรงตามแนวแกน (m)

$$\Delta_{ALF} = \frac{0.04L(1 + \tan^2\theta)}{\left[\tan\theta + P \left[\frac{S_h}{A_{sv}f_{yv}d_c \tan\theta} \right] \right]} \quad (3.17)$$

L คือ ความยาวของเสาและคาน (m)

P คือ แรงในแนวแกน (kN)

θ คือ มุมของรอยร้าวแรงเฉือน (shear crack) กำหนดให้ใช้ 65 องศา

S_h คือ ระยะห่างของเหล็กปลอก (m)

A_{sv} คือ พื้นที่หน้าตัดของเหล็กปลอก (m^2)

f_{yv} คือ กำลังครากของเหล็กปลอก (kN/m^2)

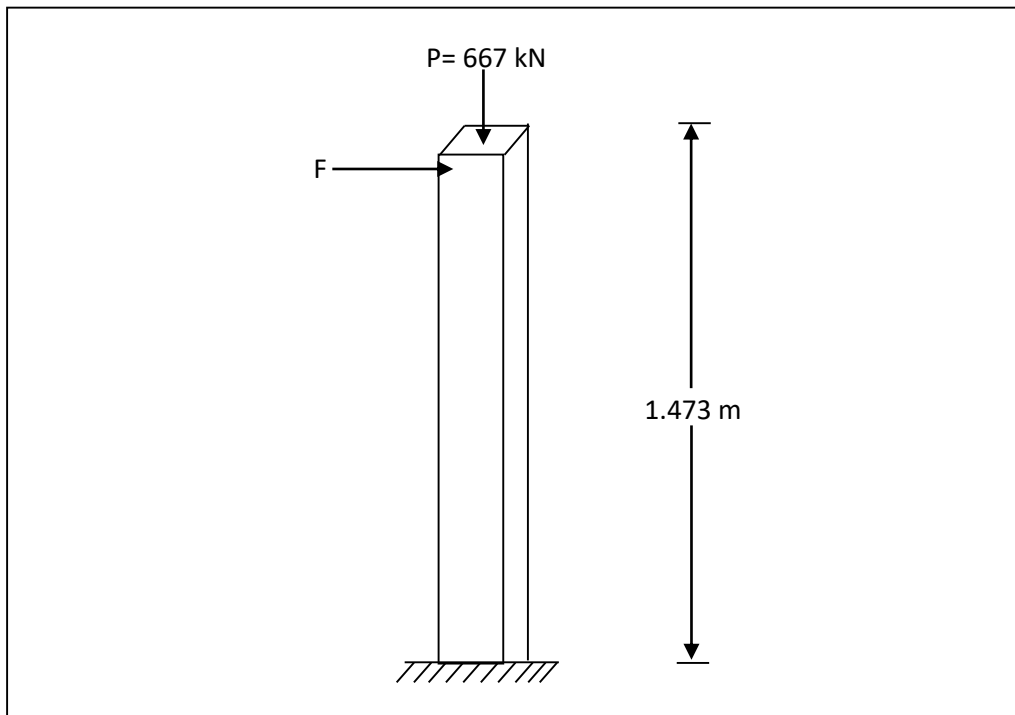
$\Delta_{flex,n}$ คือ การเคลื่อนที่ของแรงดัดที่จุดสูงสุด (m)

$$\Delta_{flex,n} = \frac{V_n L^3}{3E_c I}$$

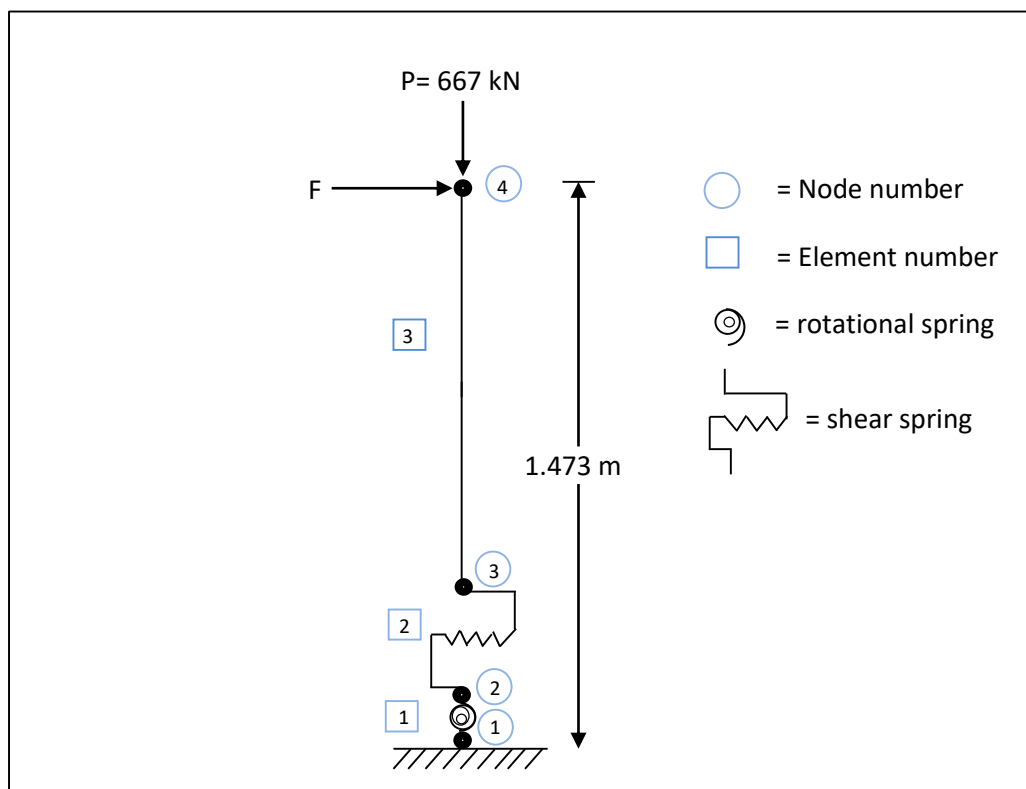
$\Delta_{slip,n}$ คือ การเคลื่อนหลุดของเหล็กเสริม (m)

3.4 การสร้างแบบจำลองเสา

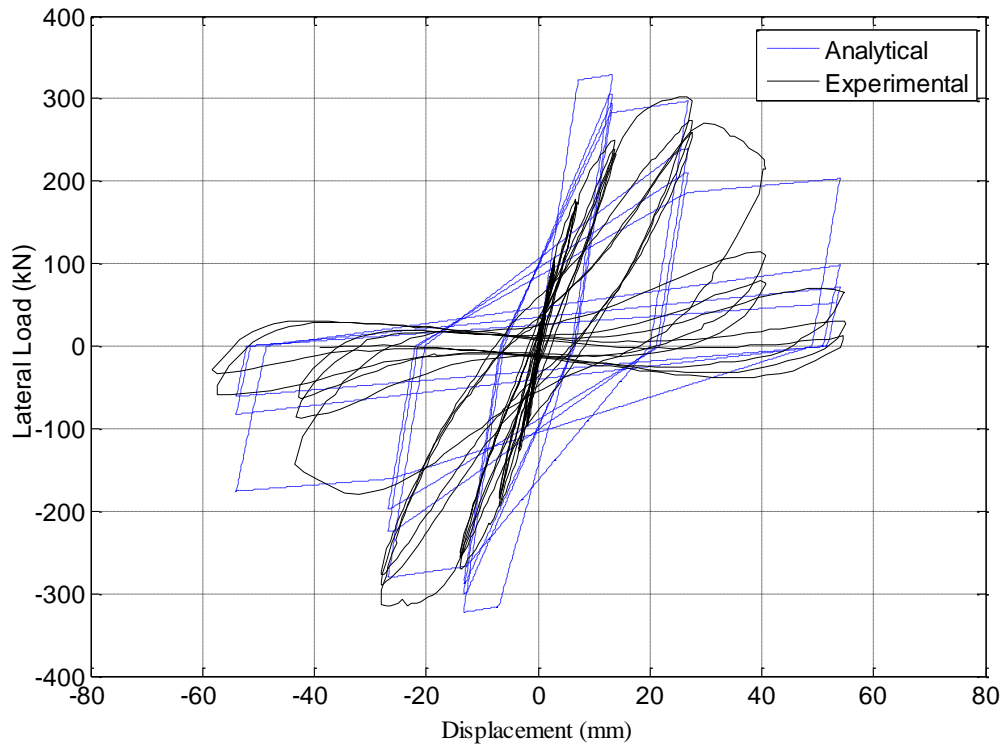
สำหรับการสร้างแบบจำลองเสานั้นจะพิจารณาถึงความเสียหายเนื่องจากแรงดัด (flexure failure mode) และความเสียหายเนื่องจากแรงเฉือน (shear failure mode) เป็นหลัก ซึ่งจากรูปที่ 3.9 จะแสดงแบบจำลองของเสา 2 มิติ และหลังจากนั้นก็ทำการกำหนดจุดต่อ (Node) และชิ้นส่วน (Element) ให้กับเสา โดยในแบบจำลองได้ทำการใส่สปริงรับแรงดัด (rotation spring) และสปริงรับแรงเฉือน (shear spring) เข้าไปด้วยดังแสดงในรูปที่ 3.10



รูปที่ 3.9 แสดงภาพแบบจำลองเสา 2 มิติ



รูปที่ 3.10 แสดงหมายเลขจุดต่อ (Node) และหมายเลขชิ้นส่วน (Element) ของแบบจำลองเสา



รูปที่ 3.11 ผลเปรียบเทียบระหว่างการวิเคราะห์โดยใช้โปรแกรม Opensees กับผลการทดลองของ (Sezen, 2008) ภายใต้แรงกระทำทางด้านข้าง (Lateral Force) และการเคลื่อนที่ (Displacement) ที่ได้ทำการปรับแก้ค่าพารามิเตอร์ทั้ง 13 ตัวแปรแล้ว

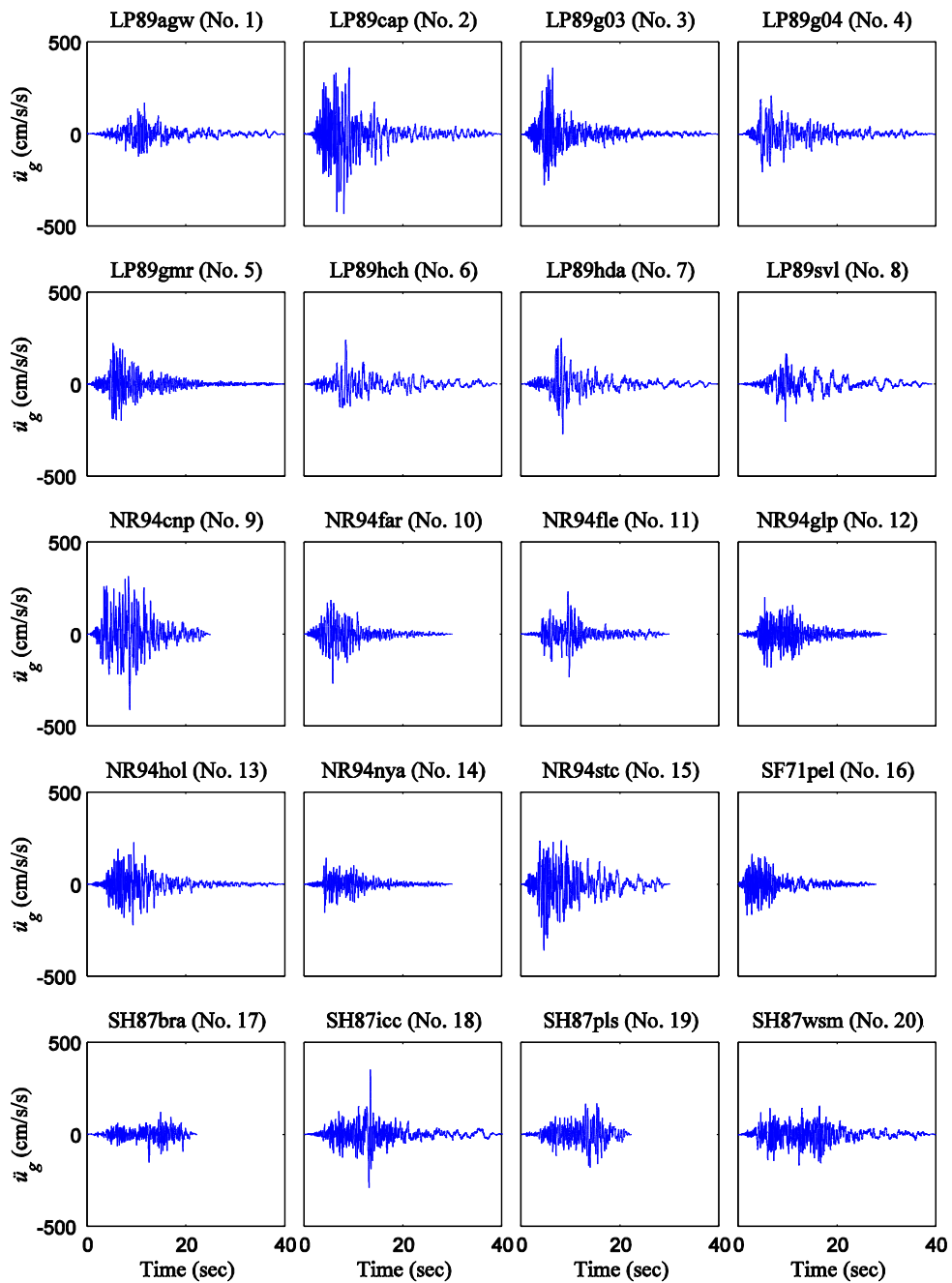
จากรูปที่ 3.11 เป็นกราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำทางด้านข้างกับการเคลื่อนที่ที่ได้จากผลการทดสอบในห้องปฏิบัติการของ Sezen (2000) ซึ่งแสดงในกราฟเส้นสีดำ และจากการปรับแก้ค่าพารามิเตอร์ทั้ง 13 ตัวแปรที่คำนึงถึงการเสื่อมถอยของสตีเฟนส และการเสื่อมถอยของกำลังโดยใช้โปรแกรม Open System for Earthquake Engineering Simulation (Opensees) ซึ่งแสดงในเส้นประสีน้ำเงิน ค่าพารามิเตอร์ทั้ง 13 ตัวแปรจากรายที่ 3.2 ที่ได้ปรับแก้ค่าแล้วและจะนำค่าเหล่านี้มาทำการวิเคราะห์สำหรับ โครงข้อแข็งที่มีความสูง 3, 6, 9 และ 12 ชั้น ต่อไป

ตารางที่ 3.2 ค่าการปรับแก้ (Calibration) พารามิเตอร์ทั้ง 13 ตัวแปรที่ได้จากโปรแกรม Opensees

Degrading Parameters for a plastic hinge		
Unloading Stiffness Degradation	$\gamma K1$	1.50
	$\gamma K2$	1.00
	$\gamma K3$	1.00
	$\gamma K4$	1.00
Reloading Stiffness Degradation	$\gamma D1$	0.20
	$\gamma D2$	0.00
	$\gamma D3$	1.50
	$\gamma D4$	0.50
Strength Degradation	$\gamma F1$	0.60
	$\gamma F2$	1.50
	$\gamma F3$	0.30
	$\gamma F4$	0.90
Energy Dissipation	γE	4.50

3.5 คลื่นแผ่นดินไหวที่ใช้ในการศึกษา

ในการศึกษานี้ใช้คลื่นแผ่นดินไหว กรณีคลื่นที่มีความรุนแรงขนาดใหญ่แต่ไม่ไกลสร้อยเลื่อน (Large magnitude small distance record, LMSR) ซึ่งมีขนาดความรุนแรงระหว่าง 6.6 ถึง 6.9 และเป็นการตรวจวัดมีระยะห่างจากแหล่งกำเนิดคลื่นระหว่าง 13 ถึง 30 กิโลเมตร จำนวน 20 คลื่น ซึ่งเป็นข้อมูลคลื่นแผ่นดินไหวที่ใช้ในการศึกษาของ Chopra และ คณะ (2004) ทั้งนี้เพื่อเป็นการเปรียบเทียบความคลาดเคลื่อนและการกระจายความคลาดเคลื่อนของคลื่นจากผลการวิเคราะห์ด้วยวิธี CMPA เมื่อ โครงสร้างอาคารได้รับแรงแผ่นดินไหวของคลื่นที่แตกต่างกัน สำหรับข้อมูลความเร่งที่ผิวดินของคลื่นแผ่นดินไหว กรณีคลื่นที่มีความรุนแรงขนาดใหญ่แต่ไม่ไกลสร้อยเลื่อน (Large magnitude small distance record, LMSR) ได้แสดงไว้ดังรูปที่ 3.12 และตารางที่ 3.3



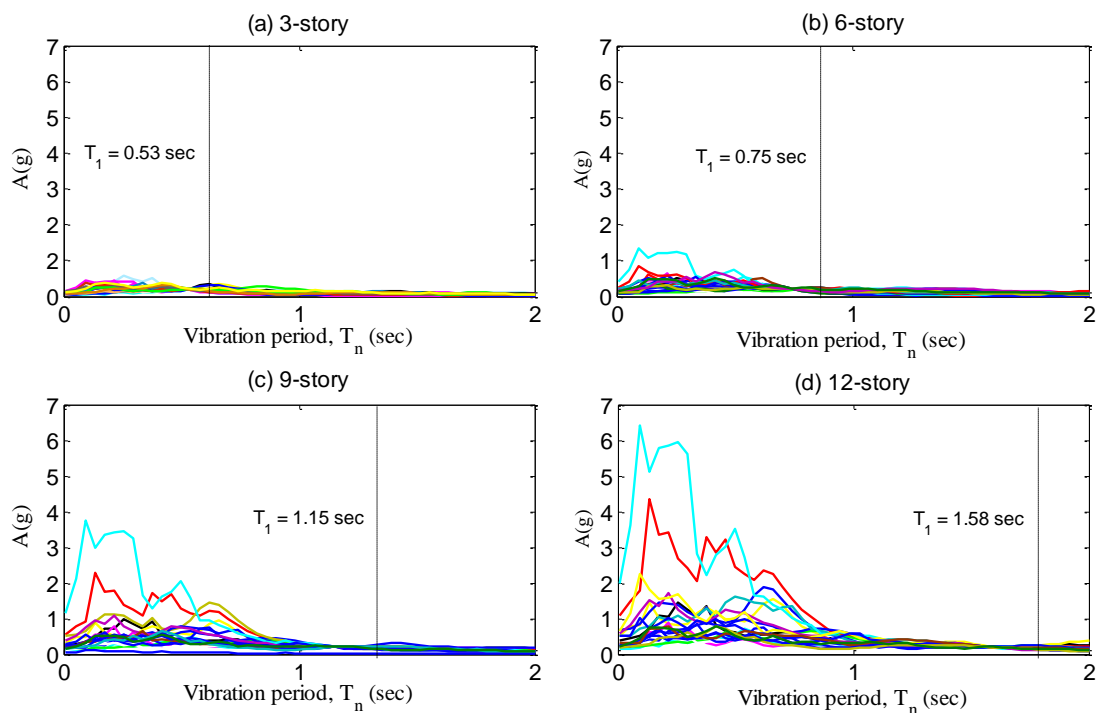
รูปที่ 3.12 ความเร่งที่ผิวดินของคลื่นแผ่นดินไหวกรณีคลื่นที่มีความรุนแรงขนาดใหญ่แต่ไม่ไกลรอยเลื่อน (Large magnitude small distance record, LMSR) จำนวน 20 คลื่น (Chintanapakdee and Chopra, 2003)

ตารางที่ 3.3 ข้อมูลคลื่นแผ่นดินไหวกรณีคลื่นที่มีความรุนแรงขนาดใหญ่แต่ไม่ใกล้รอยเลื่อน (Large magnitude small distance record, LMSR) จำนวน 20 คลื่น

No.	Earthquake Name	Recording station	Magnitude	Distance to fault rupture (km)	PGA (cm/s ²)
1	1989 Loma Prieta	Agnews State Hospital	6.9	28.2	169
2	1989 Loma Prieta	Capitola	6.9	14.5	435
3	1989 Loma Prieta	Gilroy Array #3	6.9	14.4	360
4	1989 Loma Prieta	Gilroy Array #4	6.9	16.1	208
5	1989 Loma Prieta	Gilroy Array #7	6.9	24.2	221
6	1989 Loma Prieta	Hollister City Hall	6.9	28.2	242
7	1989 Loma Prieta	Hollister Diff Array	6.9	25.8	274
8	1989 Loma Prieta	Sunnyvale-Colton Ave.	6.9	28.8	203
9	1994 Northridge	Canoga Park-Topanga Canyon	6.7	15.8	412
10	1994 Northridge	LA-N Faring Rd	6.7	23.9	268
11	1994 Northridge	LA-Fletcher Dr	6.7	29.5	236
12	1994 Northridge	Flendale-Las Palmas	6.7	25.4	202
13	1994 Northridge	LA-Hollywood Stor FF	6.7	25.5	227
14	1994 Northridge	La Crescenta-New York	6.7	22.3	156
15	1994 Northridge	Northridge-Saticoy St	6.7	13.3	361
16	1971 San Fernando	LA-Hollywood Stor Lot	6.6	21.2	171
17	1987 Supersition Hills	Brawley	6.7	18.2	153
18	1987 Supersition Hills	El Centro Imp. Co. Center	6.7	13.9	351
19	1987 Supersition Hills	Plaster City	6.7	21.0	182
20	1987 Supersition Hills	Westmorland Fire Station	6.7	13.3	169

อย่างไรก็ตามการวิเคราะห์ตัวอย่างโครงข้อแข็งความสูง 3, 6, 9 และ 12 ชั้นนี้ได้ทำการเลือกค่าสเปกตรัมผลตอบสนองอัตราเร่งที่คาบพื้นฐานของอาคารนี้ $A(T_1)$ จากมาตรฐานการออกแบบอาคารต้านทานการสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหวตามมาตรฐานกรมโยธาธิการและผังเมือง (มยพ 1302) ที่บังคับให้อาคารจะต้องออกแบบให้ต้านทานแผ่นดินไหวได้โดยพิจารณาที่ บริเวณเฝ้าระวัง และได้ทำการเลือกค่าความเร่งตอบสนองที่มากที่สุดของโซนเฝ้าระวังมาทำการวิเคราะห์หาค่าสเปกตรัมผลตอบสนองอัตราเร่งที่คาบพื้นฐานของอาคารนี้ $A(T_1)$ ซึ่งค่าที่ได้จากการวิเคราะห์หาค่า

1.บริเวณเฝ้าระวังได้เลือกใช้ อ.ถลาง จ.ภูเก็ต มาเป็นตัวแทนโดยวิเคราะห์ค่าสเปกตรัมผลตอบสนองอัตราเร่งที่คาบพื้นฐานของอาคารนี้ $A(T_1)$ ได้เท่ากับ 0.21g ดังแสดงในรูปที่ 3.13



รูปที่ 3.13 สเปกตรัมความเร่งเสมือน (Pseudo acceleration) ของคลื่นแผ่นดินไหวกรณีคลื่นที่มีความรุนแรงขนาดใหญ่แต่ไม่ไกลร่องเลื่อน (Large magnitude small distance record, LMSR) จำนวน 20 คลื่น ที่ใช้ในการวิเคราะห์โครงข้อแข็งที่มีความสูง 3, 6, 9 และ 12 ชั้น ที่มีอัตราส่วนความหน่วง $\zeta = 5\%$

3.6 การประมวลผลเชิงสถิติ

ในงานวิจัยนี้จะเน้นศึกษาผลตอบสนองของโครงสร้างอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กที่ปราศจากความเหนียวในรูปของค่าการเคลื่อนเป้าหมายที่จุดยอด ซึ่งความสามารถในการรองรับคลื่นแผ่นดินไหวของระบบโครงสร้างนี้ได้ถูกกำหนดให้ใช้คลื่นแผ่นดินไหวจำนวน 20 คลื่น โดยจะทำการวิเคราะห์หาค่าการเคลื่อนที่เป้าหมายที่จุดยอดด้วยวิธีผลตอบสนองเชิงเวลาแบบไม่เชิงเส้น (Nonlinear response time history analysis, NL-RHA) ซึ่งถือเป็นผลตอบสนองที่แท้จริง แทนด้วยสัญลักษณ์ $u_{r,MDF}$ และวิธีผลตอบสนองไม่เชิงเส้นในรูปของแรงสถิต (Nonlinear static procedure, NSP) ได้แก่ วิธีแรงกระทำด้านข้างแบบแยกโหมดด้วยวิธีการผลักอาคารแบบวัฏจักร (Cyclic modal pushover analysis, CMPA) แทนด้วยสัญลักษณ์ $u_{r,SDF}$ ซึ่งการวิเคราะห์ด้วยวิธีทั้งหมดดังที่กล่าวมานี้จะใช้โปรแกรม Opensees มาช่วยในการวิเคราะห์โดยไม่คำนึงถึงผลของ $P - \Delta$ ของโครงสร้าง จากผลการวิเคราะห์ที่ได้จากวิธีเชิงสถิตินี้ จะนำมาคำนวณหาอัตราส่วนของค่าการเคลื่อนที่เป้าหมายที่จุดยอดเพื่อทำการศึกษาความคลาดเคลื่อนที่เกิดขึ้นในแต่ละวิธีการวิเคราะห์โดยมีค่าเท่ากับ, $u_{r,SDF}^* = u_{r,SDF} \div u_{r,MDF}$ สำหรับการวิเคราะห์ด้วยวิธี CMPA ซึ่งเมื่ออัตราส่วนของค่าการเคลื่อนที่เป้าหมายที่จุดยอดมีค่าน้อยกว่าหนึ่งแสดงว่าผลการวิเคราะห์ที่ได้จากวิธีเชิงสถิตินั้นมีค่าน้อยกว่าค่าผลการวิเคราะห์ที่แท้จริง (Underestimate) ที่คำนวณได้จากวิธี NL-RHA ในทำนองเดียวกันเมื่ออัตราส่วนของค่าการเคลื่อนที่เป้าหมายที่จุดยอดมีค่ามากกว่าหนึ่งแสดงว่าผลการวิเคราะห์ที่ได้มีค่ามากกว่าผลการวิเคราะห์ที่แท้จริง (Overestimate)

นอกจากจะได้ทำการศึกษาความคลาดเคลื่อนของผลการวิเคราะห์แล้วในงานวิจัยนี้ยังได้ทำการศึกษาการกระจายของอัตราส่วนการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้น โดยประมวลผลการวิเคราะห์ที่ได้เชิงสถิติซึ่งอ้างอิงจากการศึกษาของ Benjamin และ Cornell (1970) เพื่อศึกษาความแม่นยำของความคลาดเคลื่อนที่เกิดขึ้น โดยค่าความคลาดเคลื่อนและการกระจายของความคลาดเคลื่อน จำนวน 20 กลุ่มคลื่น จะนำเสนอในรูปของค่ามัธยฐาน (Median, \hat{x}) ซึ่งเป็นค่าโดยเฉลี่ยจากการวิเคราะห์คลื่นแผ่นดินไหวในแต่ละกลุ่มและค่าการกระจาย (Dispersion, δ) ในแต่ละวิธีการวิเคราะห์ ซึ่งแทนด้วยสัญลักษณ์ δ สำหรับการวิเคราะห์ด้วยวิธี CMPA โดยค่ามัธยฐานและการกระจายสามารถคำนวณได้ดังนี้คือ

$$\hat{x} = \exp \left[\frac{\sum_{i=1}^n \ln x_i}{n} \right] \quad (3.17)$$

$$\delta = \left[\frac{\sum_{i=1}^n (\ln x_i - \ln \hat{x})^2}{n-1} \right]^{1/2} \quad (3.18)$$

โดยสมการ 3.17 และ 3.18 เรียกว่าสมการค่าเฉลี่ยเชิงรูปทรง (Geometric mean) ซึ่งเป็นการหาค่ามัธยฐานและการกระจายโดยประมาณ เมื่อข้อมูลมีการกระจายแบบล็อกทั่วไป (Lognormal distribution) ซึ่งเหมาะกับการประมวลผลของการตอบสนองสูงสุดของโครงสร้างที่ถูกกระตุ้นด้วยคลื่นแผ่นดินไหว

ข้อดีของการใช้ค่าเฉลี่ยเชิงรูปทรงเป็นตัวประมาณค่ามัธยฐานคือ อัตราส่วนระหว่างค่ามัธยฐานของผลการวิเคราะห์ที่ได้จากวิธีแรงกระทำด้านข้างด้วยการปลักแบบวัฏจักรกับค่ามัธยฐานของผลการวิเคราะห์ที่ได้จากวิธี NL-RHA จะมีค่าเท่ากับค่ามัธยฐานของความคลาดเคลื่อนผลตอบสนองในแต่ละคลื่นแผ่นดินไหว

3.6.1 ความเหมาะสมของจำนวนโหมดที่นำมาพิจารณาหาผลตอบสนองเชิงสถิต

การหาผลตอบสนองของวิธีการวิเคราะห์ที่ได้จากวิธีแรงกระทำด้านข้างด้วยการปลักแบบวัฏจักร (Cyclic modal pushover analysis, CMPA) จำเป็นที่จะต้องพิจารณาถึงความเหมาะสมของจำนวนโหมดที่จะทำการวิเคราะห์เพื่อให้ได้คำตอบที่มีความถูกต้องและไม่ทำให้การวิเคราะห์ใช้ระยะเวลานานและซับซ้อนจนเกินไปจึงพิจารณาจำนวนโหมดที่ให้ผลรวมของตัวประกอบของการมีส่วนร่วม (Modal contribution factors) ของการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ที่ชั้นบนสุดในกรณีที่โครงสร้างมีพฤติกรรมแบบยืดหยุ่น มีค่าไม่น้อยกว่า 95 เปอร์เซ็นต์ (Chopra, 2001)

บทที่ 4

ผลการวิเคราะห์ค่าการเคลื่อนที่เป้าหมายที่จุดยอดสำหรับโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก ที่ปราศจากความเหนียว

4.1 ค่าประมาณการเคลื่อนที่เป้าหมายที่จุดยอดโดยใช้วิธีวิเคราะห์เพื่อหาผลตอบสนองของระบบ ระดับชั้นความเสริเดียว (SDF) ที่คำนึงถึงผลของการเสื่อมถอย

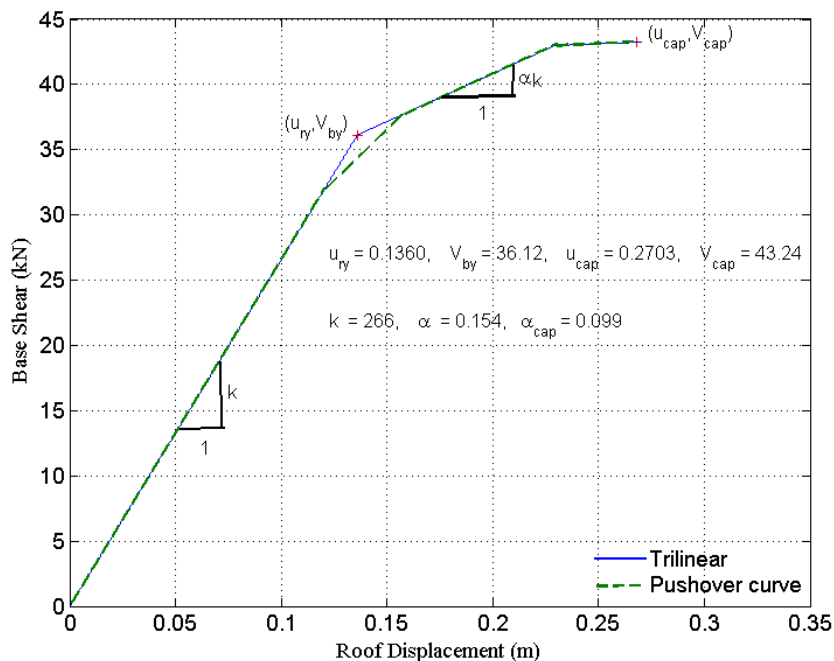
ตามขั้นตอนที่ได้นำเสนอไว้ในบทที่ 2 นั้น ค่าการเคลื่อนที่เป้าหมายที่จุดยอดของระบบหลายระดับชั้นความเสริ (MDF system) ที่คำนึงถึงผลการเสื่อมถอย สามารถแปลงให้อยู่ในรูปความสัมพันธ์ระหว่างแรงกับการเคลื่อนที่ของระบบชั้นความเสริเดียวเทียบเท่า (Equivalent SDF system) ที่คำนึงถึงการเสื่อมถอยได้ โดยใช้เส้นความสัมพันธ์การผลักอากาศแบบวัฏจักร ที่คำนึงถึงผลการเสื่อมถอยของสตีเฟเนส และค่าการเสื่อมถอยของกำลัง ในการวิเคราะห์หาค่าการเคลื่อนที่เป้าหมายที่จุดยอด ซึ่งวิธีการวิเคราะห์ดังกล่าวได้แสดงไว้ในบทที่ 2 แล้ว

ในบทที่ 4 นี้จะทำการศึกษาเกี่ยวกับ ค่าการเคลื่อนที่ที่ยอดอาคาร (Roof displacement) กำลังต้านทานแรงต้านข้าง และความเหนียว (Ductility) ของโครงสร้างอาคารที่คำนึงถึงผลการเสื่อมถอย ซึ่งสามารถหาได้จากการใช้ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกับการเคลื่อนที่ ของระบบชั้นความเสริเดียวเทียบเท่าที่คำนึงถึงการเสื่อมถอยโดยพิจารณาจากระบบชั้นความเสริเดียวเทียบเท่าที่คาบการสั่นพื้นฐาน (Fundamental period) เท่านั้น จากนั้นนำค่าการเคลื่อนที่เป้าหมายที่จุดยอดของโครงข้อแข็งที่ความสูง 3, 6, 9 และ 12 ชั้น ที่ได้จากวิธีดังกล่าวไปเปรียบเทียบกับค่าการเคลื่อนที่เป้าหมายที่จุดยอดที่ได้จากวิธีประวัติเวลาไม่เชิงเส้น (Nonlinear response history analysis, NL-RHA) ซึ่งถือเป็นวิธีการวิเคราะห์ที่ให้ค่าผลตอบสนองที่แท้จริง การประมวลเชิงสถิติดังที่อธิบายไว้ในบทที่ 3 จะถูกนำมาใช้ในการประเมินค่าความถูกต้องของขั้นตอนนี้ต่อไป

4.1.1 การวิเคราะห์ด้วยวิธีการผลักอาคารให้เคลื่อนที่ไปทางเดียว (Monotonic pushover analysis)

ในบทนี้จะพิจารณาค่าคาบการสั่นในโหมดพื้นฐานเท่านั้น ดังนั้น การกระจายแรงทางด้านข้างเนื่องจากแรงประสิทธิผลในโหมดที่ 1 (effective modal force) ($\mathbf{s}_n^* = \mathbf{m}\phi_n$; $n=1$) จะถูกนำมาใช้ในการวิเคราะห์ผลตอบสนองจากการผลักอาคารด้วย

จากบทที่ 2.4 ได้นำเสนอวิธีการวิเคราะห์แรงกระทำด้านข้างแบบแยกโหมดสำหรับโครงสร้างที่คำนึงถึงผลการเสื่อมถอย โดยเส้นโค้งขอบนอกของระบบหลายระดับชั้นความเสถียร (MDF system) ที่คำนึงถึงผลการเสื่อมถอย สามารถหาได้โดยใช้การวิเคราะห์ด้วยวิธีการผลักอาคารให้เคลื่อนที่ไปทางเดียว ในรูปที่ 4.1 เส้นโค้งขอบนอกของตัวอย่าง โครงสร้างชั้นสูง 3 ชั้นที่ได้จากการวิเคราะห์ด้วยโปรแกรม opensees ดังแสดงในเส้นประสีเขียว หลังจากนั้นจึงแปลงเส้น Pushover Curve ให้อยู่ในรูปเส้นความสัมพันธ์เชิงเส้นตรง (Trilinear idealization) ดังแสดงในเส้นทึบสีน้ำเงิน กราฟเส้นความสัมพันธ์นี้จะสามารถหา ค่าแรงเฉือนที่ฐานที่สถานะคราก (V_{b1y}), ค่าการเคลื่อนตัวที่ยอดอาคารที่สถานะคราก (u_{r1y}), อัตราส่วนของค่าสติเฟนสหลังเกิดการคราก (α), ค่าแรงเฉือนที่ฐานสูงสุด (V_{cap}), ค่าการเคลื่อนตัวที่ยอดอาคารสูงสุด (u_{cap}) และอัตราส่วนค่าสติเฟนสสูงสุด (α_{cap}).



รูปที่ 4.1 เส้นความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนที่ฐานกับการเคลื่อนที่ที่ยอดอาคารของ โครงสร้างชั้นสูง 3 ชั้น

เส้นโค้งขอบนอกของระบบหลายระดับชั้นความเสถียร (MDF system) ที่คำนึงถึงผลการเสื่อมถอยจากเส้นกราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนที่ฐาน และการเคลื่อนตัวที่ยอดอาคาร สามารถ

แปลงให้อยู่ในรูปเส้นความสัมพันธ์ระหว่างแรงกับการเคลื่อนที่ของระบบชั้นความเสรีเดียว เทียบเท่าที่คำนึงถึงการเสื่อมถอยได้ โดยใช้ความสัมพันธ์ดังต่อไปนี้

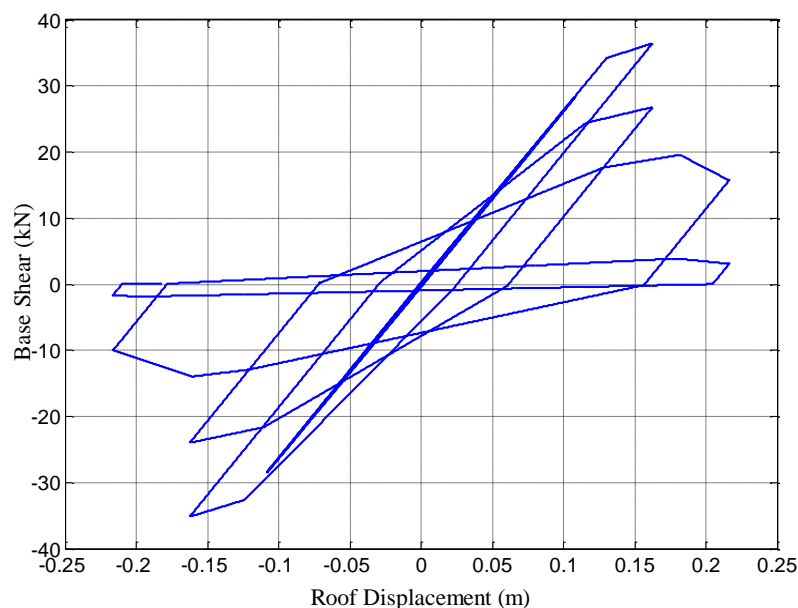
$$F_y / L_1 = V_{by} / M_1^* \text{ และ } D_y = u_{ry} / \Gamma_1 \phi_{r1} \quad (4.1)$$

$$F_{cap} / L_1 = V_{cap} / M_1^* \text{ และ } D_{cap} = u_{cap} / \Gamma_1 \phi_{r1} \quad (4.2)$$

โดยที่ M_1^* คือ มวลประสิทธิผลประจำโหมด (Chopra and Goel 2002).

4.1.2 การวิเคราะห์ด้วยวิธีการผลักอาคารแบบวัฏจักร (Cyclic pushover analysis)

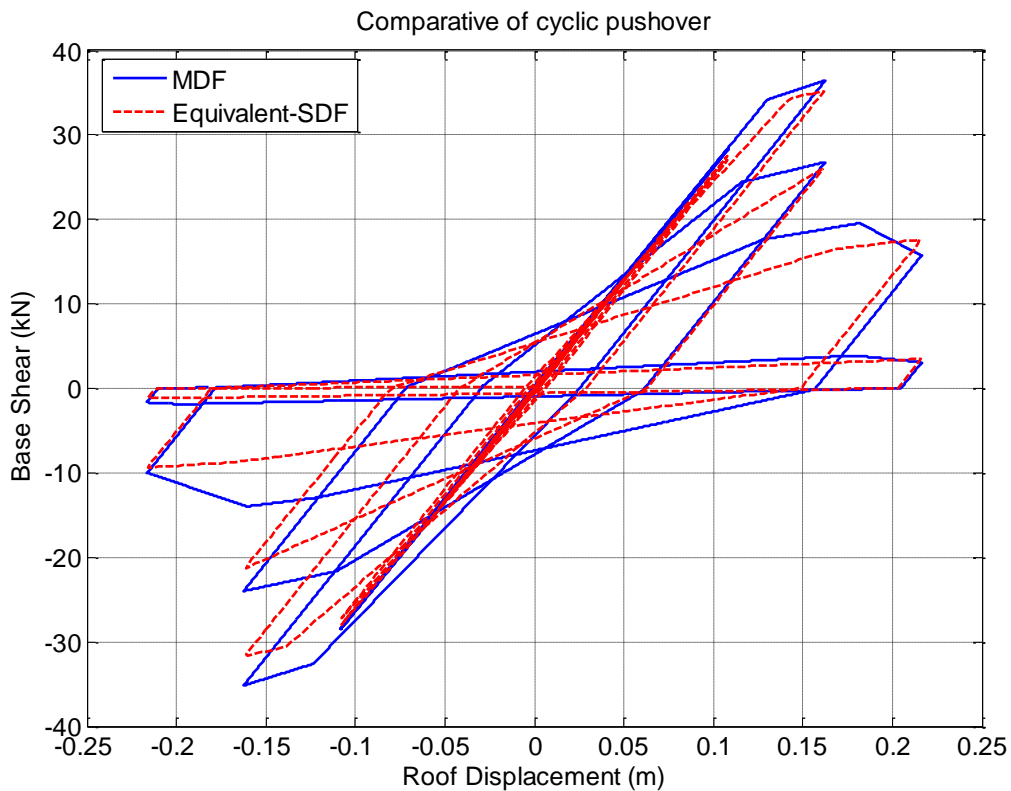
ในขั้นตอนต่อมาจะทำการวิเคราะห์หาค่าพารามิเตอร์การเสื่อมถอยของระบบชั้นความเสรีเดียวเทียบเท่า ซึ่งการผลักอาคารแบบวัฏจักร ถูกพัฒนาจากการประยุกต์ใช้รูปแบบการกระจายแรงด้านข้าง s_n^* ผลักตลอดความสูงของอาคาร โดยผลักให้ยอดอาคารเคลื่อนที่ไปตามรูปแบบประวัติการเคลื่อนที่ (Displacement history) ตามวิธี modified-ISO ซึ่งแผนภาพการผลักอาคารแบบวัฏจักรสำหรับโหมดที่ 1 ของโครงข้อแข็งความสูง 3 ชั้น เนื่องจากรูปแบบการกระจายแรงด้านข้าง s_1^* ได้แสดงไว้ดังรูปที่ 4.2



รูปที่ 4.2 แผนภาพการผลักอาคารแบบวัฏจักร สำหรับโหมดที่ 1 ของโครงข้อแข็งความสูง 3 ชั้น เนื่องจากรูปแบบการกระจายแรงด้านข้าง $s_1^* = \mathbf{m}\phi_1$

เมื่อสร้างความสัมพันธ์ของการเคลื่อนที่แบบวัฏจักรของระบบ MDOF แล้ว ก็จะทำ การวิเคราะห์หาค่าพารามิเตอร์การเสื่อมถอยของระบบชั้นความเสรีเดียวเทียบเท่า (equivalent-SDF) โดยการปรับแก้ค่าพารามิเตอร์การเสื่อมถอย และสร้างเส้นความสัมพันธ์ระหว่างแรงกับการ

เคลื่อนที่ ด้วยวิธีการผลัดแบบวัฏจักร จนกระทั่งเส้นความสัมพันธ์ระหว่างแรง กับ การเคลื่อนที่ของระบบชั้นความเสรีเดียวเทียบเท่า (ดังแสดงด้วยเส้นประสีแดง) สอดคล้องกับเส้นความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนที่ฐาน กับ การเคลื่อนที่ที่ขอดอาคารของระบบ MDOF ในรูปที่ 4.3 ซึ่งจะทำได้ค่าพารามิเตอร์การเสื่อมถอยของระบบชั้นความเสรีเดียวที่สอดคล้องกับพฤติกรรมการเสื่อมถอยของอาคารดังแสดงไว้ในตารางที่ 4.1 และจะนำไปใช้วิเคราะห์การค่าการเคลื่อนที่เป้าหมายที่จุดขอดของอาคารด้วยการใช้ระบบชั้นเสรีเดียวที่มีพฤติกรรมการเสื่อมถอยต่อไป



รูปที่ 4.3 เปรียบเทียบแผนภาพการผลัดอาคารแบบวัฏจักรของระบบหลายระดับชั้นความเสรีกับการผลัดอาคารแบบวัฏจักร ของระบบชั้นความเสรีเดียวเทียบเท่า โดยใช้รูปแบบประวัติการเคลื่อนที่ ตามวิธี modified-ISO

ตารางที่ 4.1 ค่าพารามิเตอร์การเสื่อมถอยของสตีพเนส และการเสื่อมถอยของกำลัง สำหรับโครงข้อแข็งสูง 3 ชั้นที่ได้จากกราฟผลักอากาศแบบวัฏจักร

Degrading parameters		Modified-ISO
γK	$\gamma K1$	0.00
	$\gamma K2$	0.10
	$\gamma K3$	0.00
	$\gamma K4$	0.90
γD	$\gamma D1$	0.10
	$\gamma D2$	0.00
	$\gamma D3$	0.80
	$\gamma D4$	0.00
γF	$\gamma F1$	0.00
	$\gamma F2$	3.60
	$\gamma F3$	0.00
	$\gamma F4$	0.90
γE		2.00

ดังนั้น ค่าพารามิเตอร์ซึ่งได้จากกราฟเส้นโค้งขอบนอก ประกอบด้วย D_{1y} , F_{1y} , $D_{1,cap}$ และ $F_{1,cap}$ และค่าพารามิเตอร์การเสื่อมถอยทั้ง 13 ตัวแปรที่ได้จากการปรับแก้ค่านี้จะถูกนำไปใช้เป็นตัวแทนความสัมพันธ์ระหว่างแรงกับการเคลื่อนที่ของระบบชั้นเสรีเดียวเทียบเท่า และระบบชั้นเสรีเดียวเทียบเท่านี้จะถูกกระตุ้นด้วยคลื่นแผ่นดินไหวทั้งหมด 20 คลื่น เพื่อทำการคำนวณค่าการเคลื่อนที่สูงสุด (D_{max}) ของระบบชั้นความเสรีเดียวเทียบเท่าและประเมินความถูกต้องของการวิเคราะห์ต่อไป

เมื่อได้ค่าการเคลื่อนที่สูงสุด (D_{max}) จากระบบชั้นความเสรีเดียวเทียบเท่าแล้ว ก็สามารถแปลงค่าการเคลื่อนที่สูงสุด (D_{max}) จากระบบชั้นความเสรีเดียวเทียบเท่านี้ด้วยสมการที่ 2.18 ให้อยู่ในรูปของค่าการเคลื่อนที่ยอดอากาศของระบบ MDOF ได้ แล้วจึงนำผลการวิเคราะห์ค่าการ

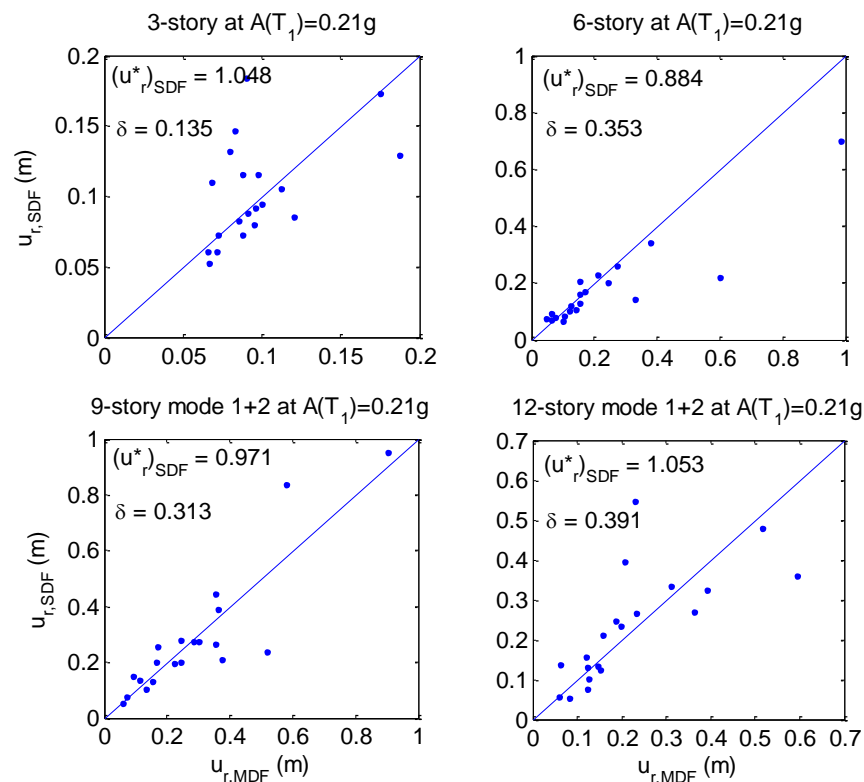
เคลื่อนที่ที่ยอดอาคารดังกล่าว มาเปรียบเทียบกับผลการวิเคราะห์ที่ได้จากวิธี NL-RHA โดยได้ผลการวิเคราะห์ดังต่อไปนี้

4.2 ค่าความถูกต้องของการเคลื่อนที่เป้าหมายที่จุดยอดสำหรับโครงสร้าง

หลังจากได้ค่าการเคลื่อนที่สูงสุด (D_{max}) ของระบบชั้นความเสียดทานเทียบเท่าที่แปลงไปเป็นค่าการเคลื่อนที่เป้าหมายที่จุดยอด ของระบบ MDOF จากสมการ 2.18 แล้ว ค่าความถูกต้องของการเคลื่อนที่เป้าหมายที่จุดยอด โดยใช้ระบบชั้นความเสียดทานที่คำนึงถึงผลของการเสื่อมถอย นั้น จะถูกนำมาประเมินความถูกต้องของผลตอบสนองกับผลตอบสนองที่แท้จริงที่ได้จากวิเคราะห์ค่าการเคลื่อนที่ที่จุดยอดของอาคารด้วยวิธี NL-RHA โดยอาคารที่ใช้ในการศึกษานี้ประกอบด้วย โครงข้อแข็งที่ความสูง 3, 6, 9 และ 12 ชั้น ที่ถูกกระทำด้วยคลื่นแผ่นดินไหวจำนวนทั้งสิ้น 20 คลื่น

4.2.1 โครงข้อแข็ง

ระบบโครงข้อแข็งสมมติที่ใช้ในการศึกษานี้ประกอบด้วย โครงข้อแข็ง 1 ช่วงเสา มีความสูงแตกต่างกัน 4 รูปแบบความสูงได้แก่ โครงข้อแข็งความสูง 3, 6, 9 และ 12 ชั้น มากระทำด้วยคลื่นแผ่นดินไหว 20 คลื่น โดยได้ทำการเลือกค่าความเร่งตอบสนองบริเวณพื้นที่เสี่ยงภัยการเกิดแผ่นดินไหวในประเทศไทย ณ อำเภอถลาง จังหวัดภูเก็ต มาเป็นตัวแทนโดยวิเคราะห์ค่าสเปกตรัมผลตอบสนองอัตราเร่งที่คาบพื้นฐานของอาคารนี้ $A(T_1)$ ได้เท่ากับ 0.21g เพื่อจะทำการประเมินค่าความถูกต้องในแต่ละความสูงของอาคาร ดังแสดงในรูปที่ 4.4



รูปที่ 4.4 การเคลื่อนที่สูงสุดที่ขอดอาคารที่วิเคราะห์ด้วยวิธีระบบชั้นเสรีเดี่ยวเทียบกับค่าการเคลื่อนที่สูงสุดที่แท้จริงที่วิเคราะห์ด้วยวิธี NL-RHA ของระบบ MDF สำหรับอาคารความสูง 3 6 9 และ 12 ชั้น

จากรูปที่ 4.4 แสดง ค่าการเคลื่อนที่สูงสุดที่ขอดอาคาร จากความสัมพันธ์ระหว่างโครงข้อแข็งที่มีความสูง 3, 6, 9 และ 12 ชั้น ซึ่งคำนวณจากวิธี NL-RHA ของระบบ MDF ในแนวแกนนอน ($u_{r,MDF}$) เปรียบเทียบกับระบบชั้นความเสรีเดี่ยวเทียบเท่า ที่คำนึงถึงผลของการเสื่อมถอย ในแนวแกนตั้ง ($u_{r,SDF}$) ซึ่งค่าการกระจายตัว (Dispersion, δ) และค่ามัธยฐาน (Median, $\hat{\mu}$) จะแทนด้วยสัญลักษณ์ $(u_r^*)_{SDF}$ ซึ่งเป็นค่าโดยเฉลี่ยจากการวิเคราะห์เคลื่อนที่แผ่นดินไหวทั้ง 20 กลุ่มเคลื่อน จะถูกแสดงไว้ในกราฟด้วย จากผลการวิเคราะห์พบว่า การวิเคราะห์ค่าการเคลื่อนที่ที่ขอดโครงข้อแข็ง ที่ความสูง 3, 6, 9 และ 12 ชั้น ด้วยวิธี CPGA ให้ค่าความถูกต้องสูง โดยมีค่าความคลาดเคลื่อน $(u_r^*)_{SDF}$ อยู่ในช่วง 5 - 12 เปอร์เซ็นต์ ในเชิงแสดงผลการวิเคราะห์เกินกว่าค่าที่แท้จริง (overestimate) ในขณะที่ค่าการกระจายตัว (δ) ของผลตอบสนองมีแนวโน้มมีการกระจายตัวมากขึ้นเมื่อโครงข้อแข็งที่ทำการวิเคราะห์มีความสูงเพิ่มขึ้น

4.3 ความสามารถในการต้านทานแรงต้านข้างของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีได้ออกแบบให้ต้านทานแรงแผ่นดินไหว

4.3.1 พฤติกรรมการเกิดหน้าตัดพลาสติก (Plastic hinges mechanism)

ความเสียหายที่ระดับเริ่มต้นจนเกิดการวิบัติของหน้าตัดพลาสติกขึ้นจะให้ค่านิยามเป็นลำดับดังต่อไปนี้

- Yield (Y) หมายถึง หน้าตัดเกิดการครากของเหล็กเสริม
- Immediate Occupancy (IO) หมายถึง ระดับความเสียหายเพิ่มขึ้นจากจุดคราก เพียงเล็กน้อยถือว่ายังอยู่ในระดับที่ปลอดภัย
- Life Safety (LS) หมายถึง ระดับความเสียหายเพิ่มขึ้นเป็น 75% ของความสามารถในการเคลื่อนตัวของหน้าตัดพลาสติก
- Collapse Prevention (CP) หมายถึง ระดับความเสียหายของหน้าตัดพลาสติกถึงระดับ 90% ของความเสียหายทั้งหมด
- Failure (F) หมายถึง ระดับความเสียหายนั้นเกิดจุดสูงสุดของความสามารถของหน้าตัดพลาสติกที่จะรับได้ หรือเกิดการวิบัติของหน้าตัดพลาสติก

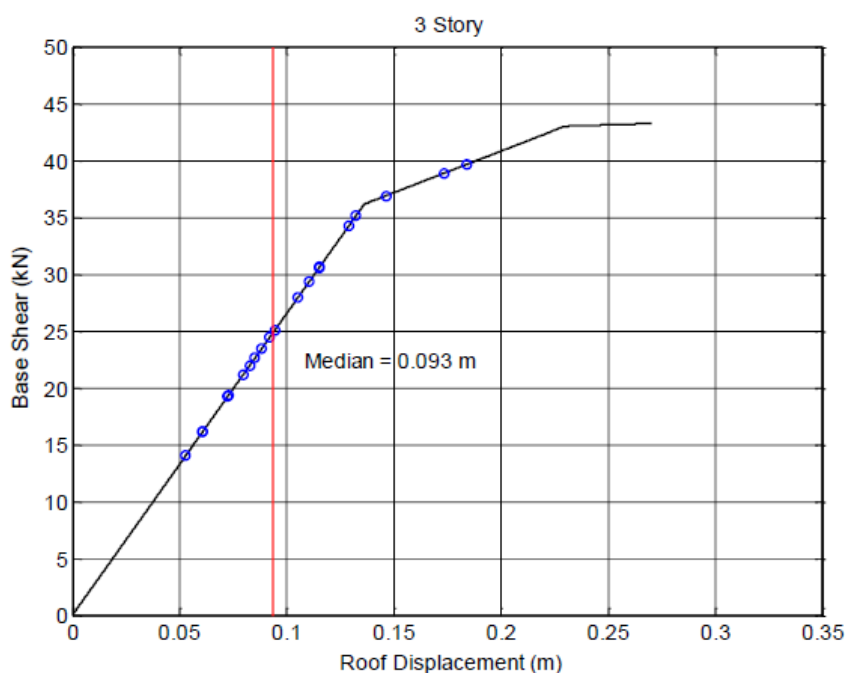
จากรูปที่ 4.5 และ 4.6 สำหรับพฤติกรรมของการเกิดหน้าตัดพลาสติกสำหรับโครงข้อแข็ง 1 ช่วงเสา ที่มีความสูง 3 ชั้น พบว่าเมื่อเริ่มทำการผลักที่ยอดอาคารให้เคลื่อนที่ไป 0.136 m ที่จุด (ก) จุดคราก พบว่าเกิดความเสียหายเนื่องจากแรงเฉือนเป็นส่วนใหญ่โดยจะเกิดบริเวณ โคนเสาชั้นบน และชั้นล่าง ส่วนคานจะเกิดบริเวณชั้นบนสุด และเมื่อทำการผลักที่ยอดอาคารให้เคลื่อนที่ไป 0.2703 m ที่จุด (ข) จุดวิบัติ พบว่าเกิดความเสียหายเนื่องจากแรงเฉือน (Shear Failure mode) และความเสียหายเนื่องจากแรงดัด (Flexure Failure mode) ทุกจุดของทั้ง โครงสร้างอาคาร

จากรูปที่ 4.7 และ 4.8 สำหรับพฤติกรรมของการเกิดหน้าตัดพลาสติกสำหรับโครงข้อแข็ง 1 ช่วงเสา ที่มีความสูง 6 ชั้น พบว่าเมื่อเริ่มทำการผลักที่ยอดอาคารให้เคลื่อนที่ไป 0.147 m ที่จุด (ก) จุดคราก พบว่าเกิดความเสียหายเนื่องจากแรงเฉือน โดยจะเกิดบริเวณ โคนเสาชั้นบนและชั้นล่างของเสาฝั่งซ้าย ของชั้นที่ 1,3,4 และ 5 และเมื่อทำการผลักที่ยอดอาคารให้เคลื่อนที่ไป 0.2985 m ที่จุด (ข) จุดวิบัติ พบว่าเกิดความเสียหายเนื่องจากแรงเฉือน (Shear Failure mode) และความเสียหายเนื่องจากแรงดัด (Flexure Failure mode) ทุกจุดของทั้ง โครงสร้างอาคาร

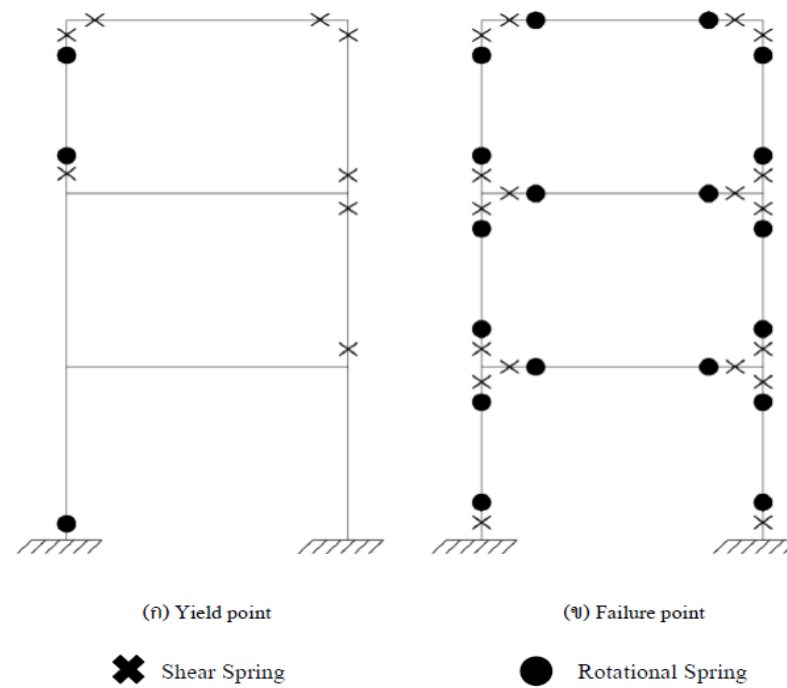
จากรูปที่ 4.9 และ 4.10 สำหรับพฤติกรรมของการเกิดหน้าตัดพลาสติกสำหรับโครงข้อแข็ง 1 ช่วงเสา ที่มีความสูง 9 ชั้น โหมดที่ 1 พบว่าเมื่อเริ่มทำการผลักที่ยอดอาคารให้เคลื่อนที่ไป 0.148 m ที่จุด (ก) จุดคราก พบว่าเกิดความเสียหายเนื่องจากแรงเฉือน โดยจะเกิดบริเวณ โคนเสาชั้นบนและ

ชั้นล่างของเสาฝั่งซ้าย ของชั้นที่ 1,4,5,7 และ 9 และเมื่อทำการผลักที่ยอดอาคารให้เคลื่อนที่ไป 0.315 m ที่ จุด (ข) จุดวิบัติ พบว่าเกิดความเสียหายเนื่องจากแรงเฉือน (Shear Failure mode) และความเสียหายเนื่องจากแรงดัด (Flexure Failure mode) ทุกจุดของทั้ง โครงสร้างของอาคารยกเว้น บริเวณ โคนเสาชั้นล่างและคานของชั้นที่ 9 ที่เกิดเฉพาะความเสียหายเนื่องจากแรงเฉือน (Shear Failure mode)

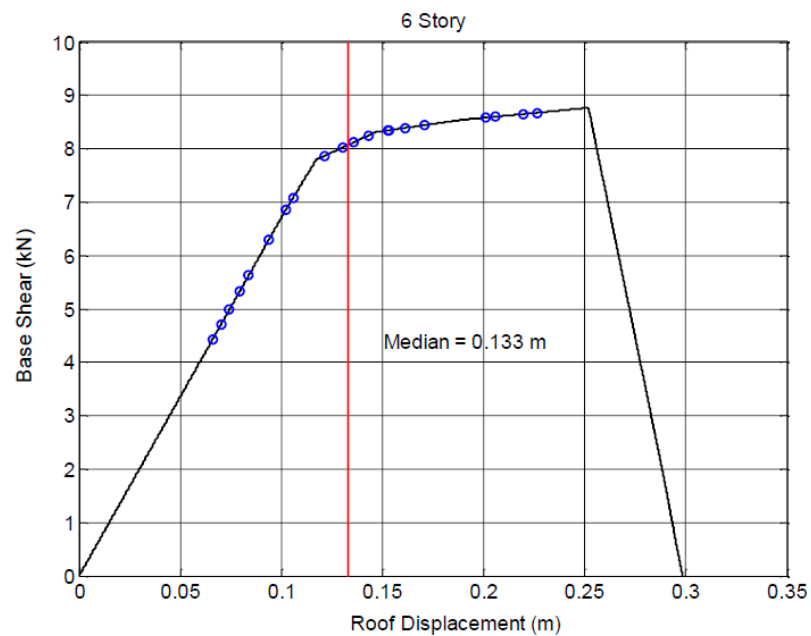
จากรูปที่ 4.11 และ 4.12 สำหรับพฤติกรรมของการเกิดหน้าตัดพลาสติกสำหรับโครงข้อแข็ง 1 ช่วงเสา ที่มีความสูง 12 ชั้น โหมดที่ 1 พบว่าเมื่อเริ่มทำการผลักที่ยอดอาคารให้เคลื่อนที่ไป 0.168 m ที่จุด (ก) จุดคราก พบว่าเกิดความเสียหายเนื่องจากแรงเฉือน โดยจะเกิดบริเวณ โคนเสาชั้นบนและล่างทางฝั่งซ้ายของเสา บริเวณชั้นที่ 1,2,3,5,6 และ 8-11 และเมื่อทำการผลักที่ยอดอาคารให้เคลื่อนที่ไป 0.33 m ที่จุด (ข) จุดวิบัติ พบว่าเกิดความเสียหายเนื่องจากแรงเฉือน (Shear Failure mode) และความเสียหายเนื่องจากแรงดัด (Flexure Failure mode) ทุกจุดของทั้ง โครงสร้างของอาคารยกเว้นบริเวณ โคนเสาชั้นบนและล่างทางของเสาฝั่งขวาตั้งแต่ชั้น 2-4 และคานชั้น 12 ที่เกิดเฉพาะความเสียหายเนื่องจากเนื่องจากแรงเฉือน (Shear Failure mode) เพียงอย่างเดียว



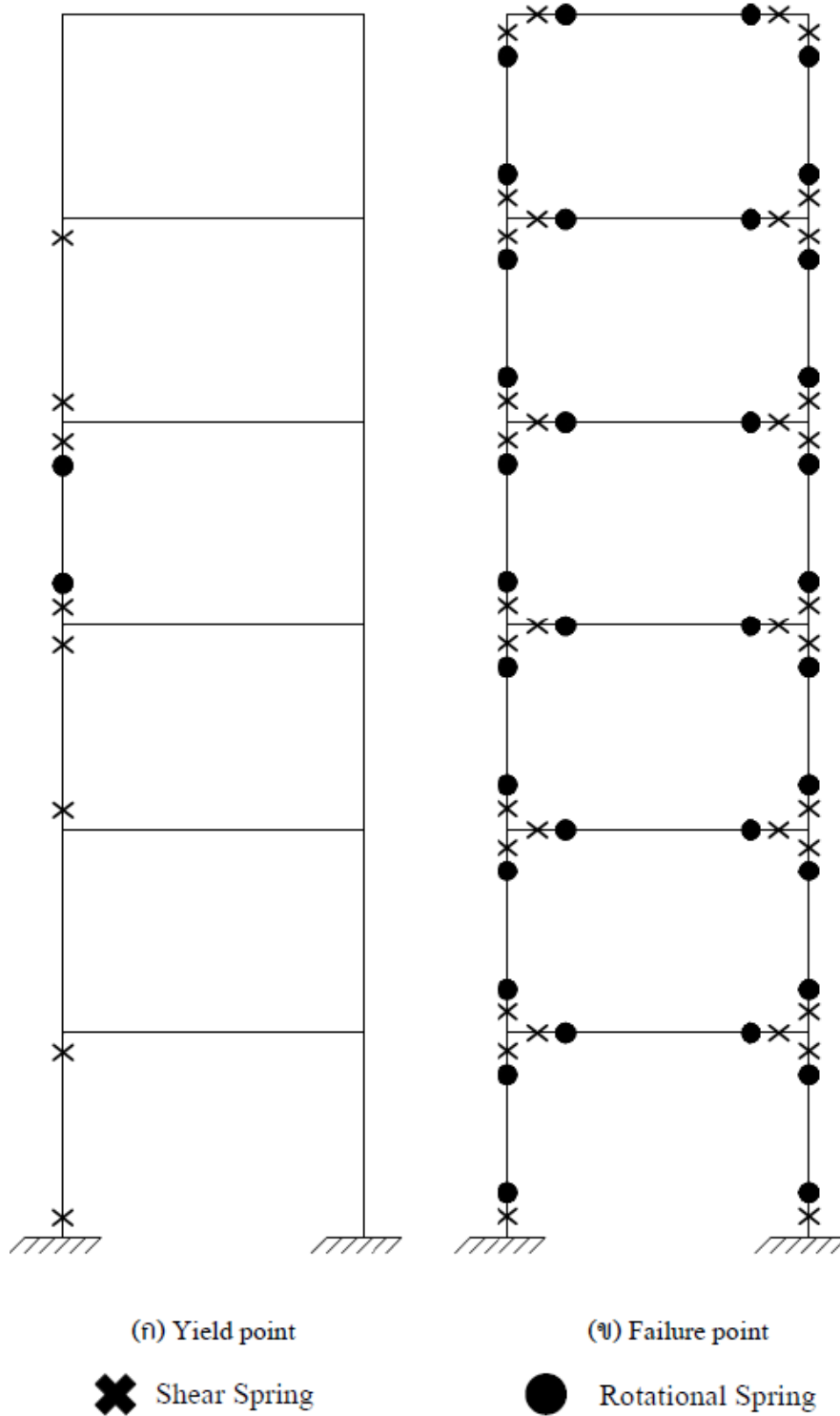
รูปที่ 4.5 ผลตอบสนองค่าการเคลื่อนที่เป้าหมายที่จุดยอด ที่ได้จากการวิเคราะห์ด้วยวิธีแรงกระทำด้านข้างแบบแยกโหมดด้วยวิธีการผลักอาคารให้เคลื่อนที่ไปทิศทางเดียว สำหรับโครงข้อแข็งความสูง 3 ชั้น



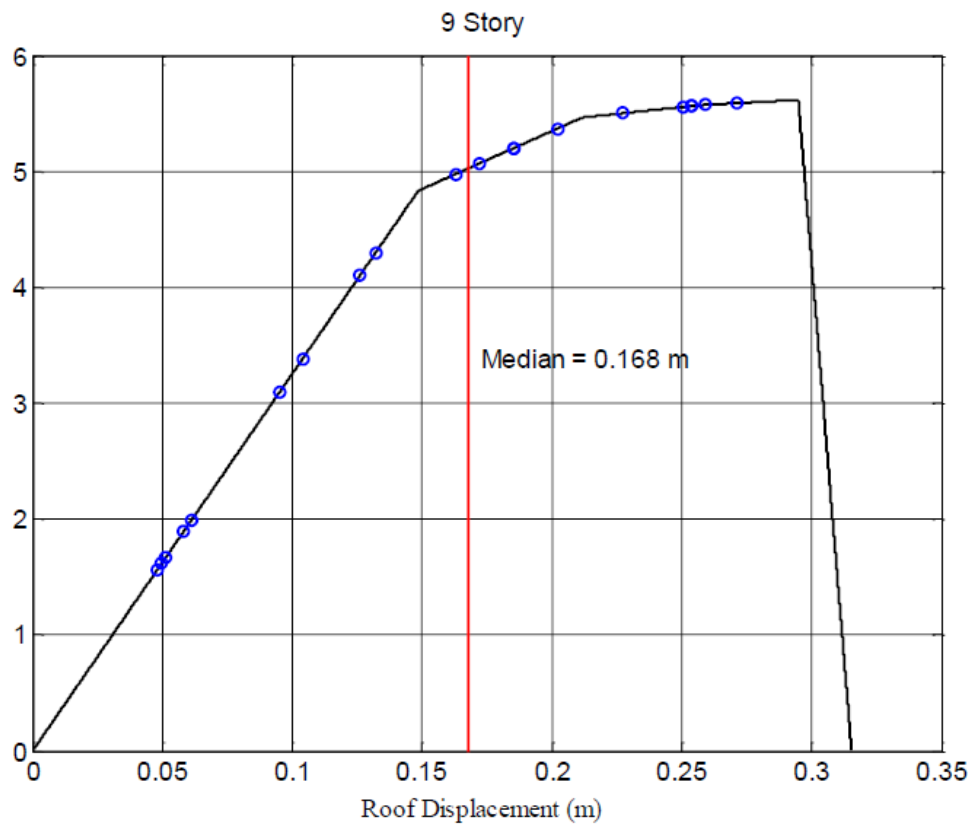
รูปที่ 4.6 พฤติกรรมการเกิดจุดหมุนพลาสติกสำหรับ โครงข้อแข็งความสูง 3 ชั้นที่สถานะ (ก) จุดคราก (Yielding) และ (ข) จุดพังทลาย (Failure)



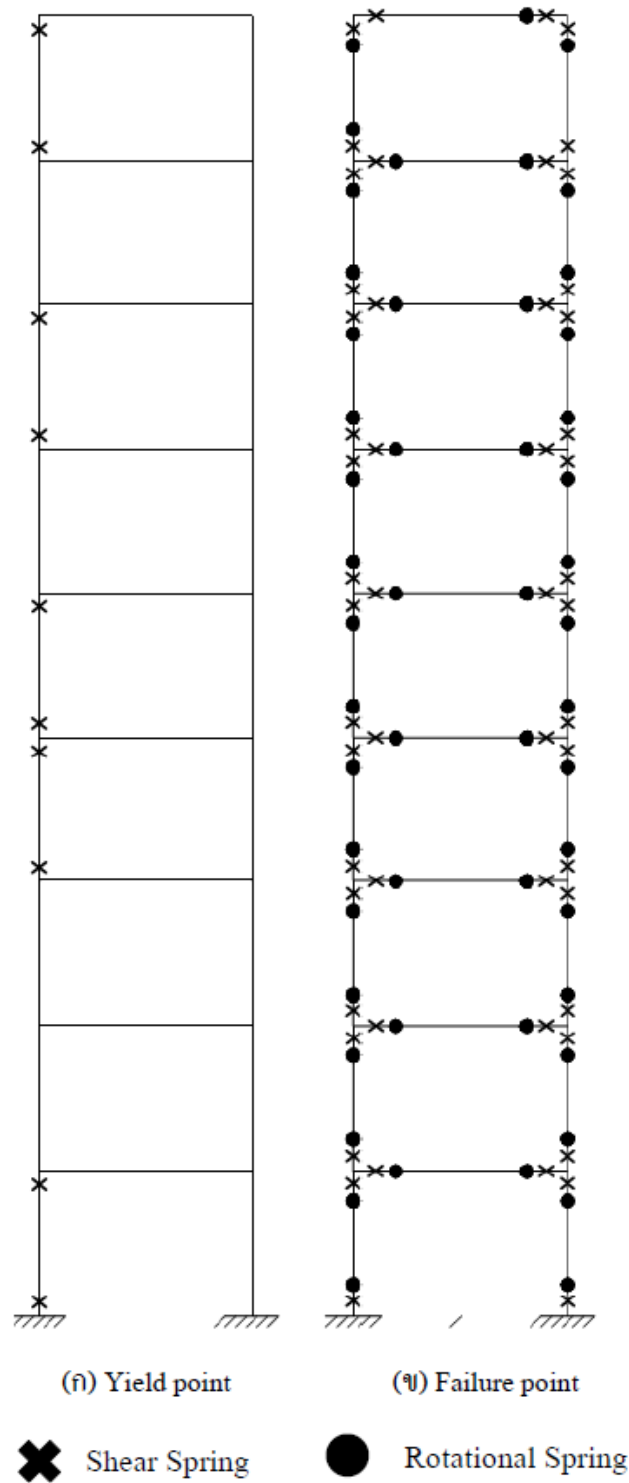
รูปที่ 4.7 ผลตอบสนองค่าการเคลื่อนที่เป้าหมายที่จุดยอด ที่ได้จากการวิเคราะห์ด้วยวิธีแรงกระทำด้านข้างแบบแยกโหมดด้วยวิธีการผลักอากาศให้เคลื่อนที่ไปทิศทางเดียว สำหรับ โครงข้อแข็งความสูง 6 ชั้น



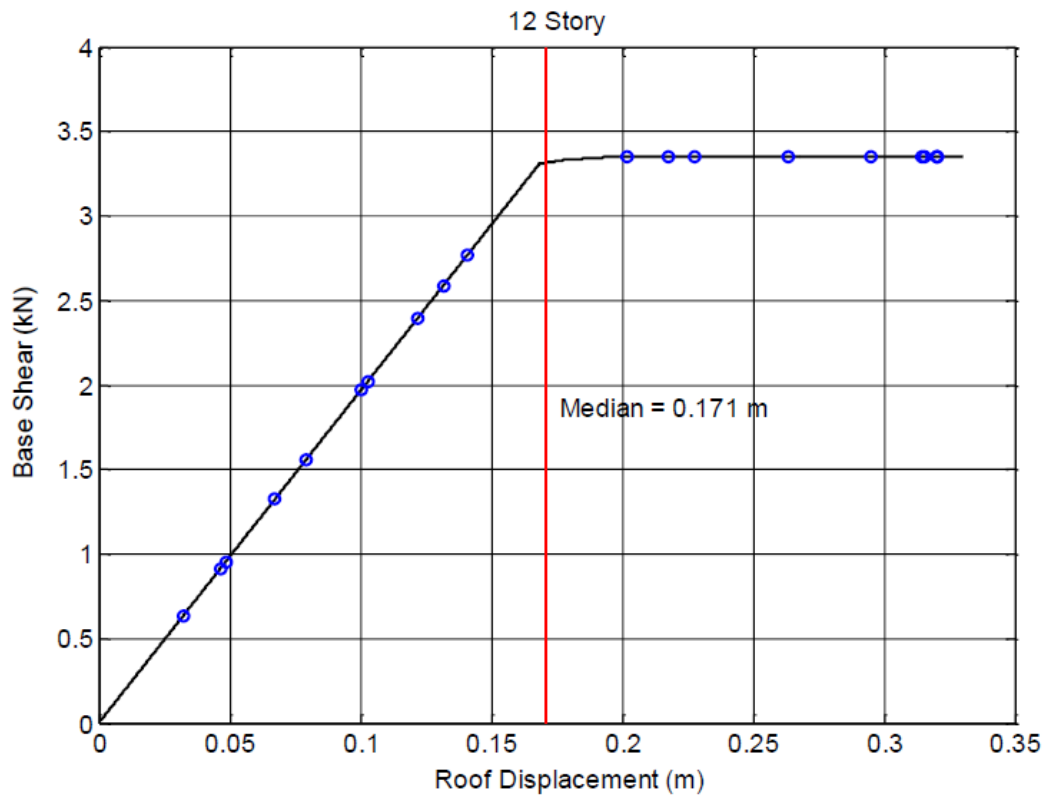
รูปที่ 4.8 พฤติกรรมการเกิดจุดหมุนพลาสติกสำหรับ โครงข้อแข็งความสูง 6 ชั้นที่สภาวะ (ก) จุดคราก (Yielding) และ (ข) จุดพังทลาย (Failure)



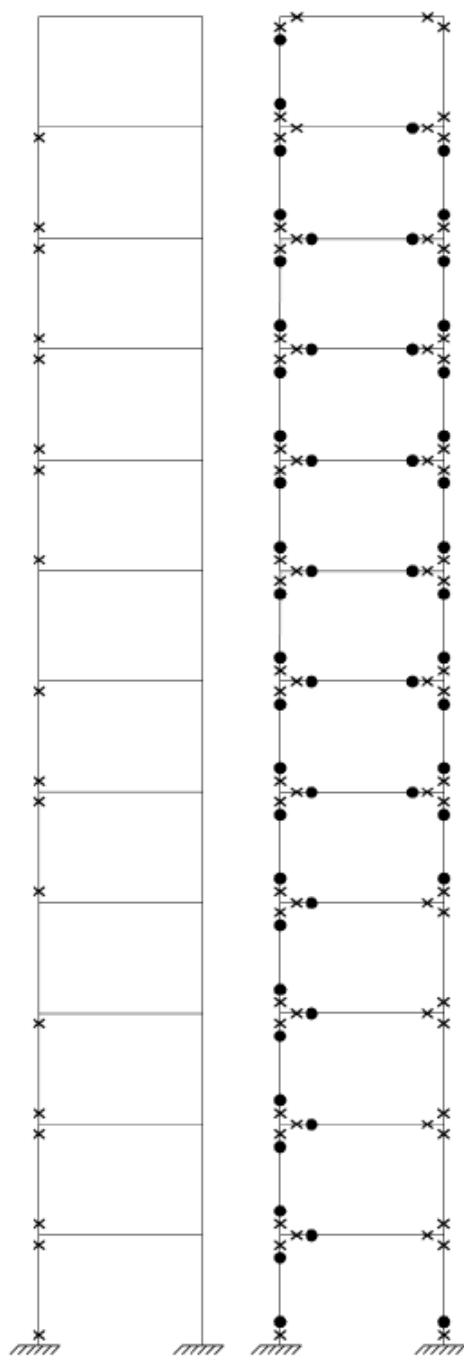
รูปที่ 4.9 ผลตอบสนองค่าการเคลื่อนที่เป้าหมายที่จุดยอด ที่ได้จากการวิเคราะห์ด้วยวิธีแรงกระทำด้านข้างแบบแยกโหนดด้วยวิธีการผลักอากาศรให้เคลื่อนที่ไปทิศทางเดียว สำหรับโครงข้อแข็งความสูง 9 ชั้น



รูปที่ 4.10 พฤติกรรมการเกิดจุดหมุนพลาสติกสำหรับ โครงข้อแข็งความสูง 9 ชั้นที่สภาวะ (ก) จุดคราก (Yielding) และ (ข) จุดพังทลาย (Failure)



รูปที่ 4.11 ผลตอบสนองค่าการเคลื่อนที่เป้าหมายที่จุดยอด ที่ได้จากการวิเคราะห์ด้วยวิธี
แรงกระทำด้านข้างแบบแยกโหนดด้วยวิธีการผลักอาคารให้เคลื่อนที่ไปทิศทางเดียว สำหรับโครง
ข้อแข็งความสูง 12 ชั้น



(ก) Yield point

(ข) Failure point

✕ Shear Spring ● Rotational Spring

รูปที่ 4.12 พฤติกรรมการเกิดจุดหมุนพลาสติกสำหรับ โครงข้อแข็งความสูง 12 ชั้นที่สภาวะ (ก) จุดคราก (Yielding) และ (ข) จุดพังทลาย (Failure)

บทที่ 5

สรุปผลการวิจัยและข้อเสนอแนะ

5.1 สรุปผล

จากผลการศึกษาสามารถสรุปผลได้ดังนี้

5.1.1 การใช้ระบบชั้นเสริเดี่ยวเทียบเท่าที่คำนึงถึงผลของการเสื่อมถอยนั้น เมื่อพิจารณาพฤติกรรมความเสียหายของชิ้นส่วนอาคารเนื่องจากแรงคัดและแรงเฉือนเข้าไปแล้ว ยังสามารถทำนายค่าการเคลื่อนที่สูงสุดบริเวณยอดอาคารได้ถูกต้องแม่นยำ เมื่อเปรียบเทียบกับผลการพิจารณาพฤติกรรมความเสียหายของชิ้นส่วนอาคารเนื่องจากแรงคัดเพียงอย่างเดียว

5.1.2 วิธีแรงกระทำด้านข้างแบบแยกโหมดจากวิธีการปลักอาคารแบบวัฏจักร โดยการใช้ระบบชั้นเสริเดี่ยวเทียบเท่าที่คำนึงถึงผลของการเสื่อมถอยสามารถประมาณค่าการเคลื่อนที่เป้าหมายที่จุดยอดสำหรับโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กที่ปราศจากความเหนียว ได้ใกล้เคียงกับผลตอบสนองที่วิเคราะห์ได้จากวิธีประวัติเวลาไม่เชิงเส้นซึ่งถือว่าผลตอบสนองที่ได้มีค่าความถูกต้องสูงสำหรับในกรณีที่เป็นอาคารเดี่ยวหรืออาคาร 3 ชั้น แต่เมื่ออาคารมีความสูงเพิ่มขึ้นดังเช่นอาคารที่มีความสูง 6, 9 และ 12 ชั้น กลับพบว่าค่าความคลาดเคลื่อนและค่าการกระจายตัวมีแนวโน้มเพิ่มสูงขึ้น ทั้งนี้เป็นผลจากอาคารยังมีความสูงการกระตุ้นจาก Higher mode ย่อมมีสัดส่วนส่วนเพิ่มมากขึ้น ส่งผลให้การวิเคราะห์ด้วยวิธีแรงกระทำด้านข้างแบบแยกโหมด โดยการใช้วิธีการปลักอาคารแบบวัฏจักร (Cyclic Modal Pushover Analysis, CMPA) นั้นจึงมีความคลาดเคลื่อนสะสมตามลำดับ

5.2 ข้อเสนอแนะ

5.2.1 ควรมีการศึกษารวบรวมค่าการเคลื่อนที่เป้าหมายที่จุดยอดสำหรับโครงข้อแข็งที่มีความสูงเพิ่มขึ้นเพื่อให้ทราบถึงขอบเขตหรือข้อจำกัดของความคลาดเคลื่อนที่ยอมรับได้เพื่อนำไปใช้ในการวิเคราะห์อาคารสูงที่มีได้ออกแบบให้มีความเหนียวเพียงพอในการต้านทานแรงแผ่นดินไหวซึ่งมีอยู่มากในประเทศไทย

5.2.2 ควรมีการศึกษารวบรวมเกี่ยวกับอาคารที่มีความสม่ำเสมอทางด้านสติฟเนสและกำลัง เพื่อให้ทราบข้อจำกัดของการนำวิธี CMPA ไปใช้

บรรณานุกรม

- [1] ACI 318R-05, (2005). *Building Code Requirements for Structural Concrete, ACI 318-05 and Commentary*, American Concrete Institute, Farmington Hills.
- [2] ATC, (1996). *Seismic Evolution and Retrofit of Concrete Buildings*. Volume 1, ATC-40 Report, Applied Technology Council, Redwood City, California.
- [3] Chintanapakdee, C. and Chopra, A.K., (2003a). “Evaluation of modal pushover analysis using generic frames”. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*. 32:3, pp. 417-442.
- [4] Chintanapakdee, C. and Chopra, A.K., (2003b). “Evaluation of modal pushover analysis using vertically “regular” and irregular generic frames”. Report No UCB/EERC-2003/03. Berkeley: *Earthquake Engineering Research Center, University of California*.
- [5] Chopra, A.K., (2007). *Dynamics of structures: theory and applications to earthquake engineering*, 3rd Edition, Upper-Saddle River, NJ: Pearson Prentice Hall.
- [6] Chopra, A.K. and Goel, R.K., (2002). “A modal pushover analysis procedure to estimate seismic demands for buildings”. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*. 31:3, pp. 561-582.
- [7] Chopra, A.K. and Goel, R.K., and Chintanapakdee, C., (2003). “Statistics of single-degree-of-freedom estimate of displacement for pushover analysis of buildings”. *Journal of Structural Engineering*, 129(4), pp. 459-469.
- [8] Chintanapakdee, C. and Jaiyong, A., (2012). “Estimation of Peak Roof Displacement of Degrading Structures”. The 15th World Conference on Earthquake Engineering (15WCEE) : Lisbon Congress Center, Lisbon, Portugal. ,
- [9] Gupta, B and Krawinkler, H., (1998). “Effect of stiffness degradation on deformation demands of SDOF and MDOF structures”, 6th U.S. *National Conference on Earthquake Engineering*.
- [10] Haselton, C.B. and Deierlein, G.G., (2007). “Assessing seismic collapse safety of modern reinforced concrete moment-frame buildings”, Report No. 152. California: John A. Blume Earthquake Engineering Center, Stanford University.

- [11] Haselton, C.B., A.B. Liel, S. Taylor Lange and G.G. Deierlein (2007b). "Beam-Column Element Model Calibrated for Predicting Flexural Response Leading to Global Collapse of RC Frame Buildings", American Concrete Institute Structural Journal, (in preparation). An early version of this paper is included as Chapter 4 of this thesis.
- [12] Ibarra, L.F., Medina, R.A., and Krawinkler, H. (2005). "Hysteretic models that incorporate strength and stiffness deterioration," Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol.34, pp. 1489-1511.
- [13] International Code Council. *2000 International Building Code*, Falls Church, Virginia, 2000.
- [14] Krawinkler, H. (2009) "Loading histories for cyclic tests in support of performance assessment of structural components [online]". Available from:
http://peer.berkeley.edu/events/2009/icaese3/cd/files/pdf/KRAWINKLER_24.pdf
- [15] MATLAB: The Language of Technical Computing (1997). Student Version 5.0, The Mathworks Inc., Natick, Massachusetts.
- [16] McKenna, F. and Fenves, G. (2001). "The OpenSees Command Language Manual: version 1.2," Pacific Earthquake Engineering Center, Univ. of Calif., Berkeley.
(<http://opensees.berkeley.edu> (<http://opensees.berkeley.edu/>)).
- [17] Opensees. (2008). Open System for Earthquake Engineering Simulation Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley. Available from:
<http://opensees.berkeley.edu/>
- [18] Otani, S.(1981). "Hysteresis models of of reinforced concrete for earthquake response analysis", *Journal of Faculty of Engineering*, University of Tokyo, **XXXVI:2**, pp 407-441.
- [19] Park, Y. and Ang, A., (1985). "Mechanistic seismic damage model for reinforced concrete", *Journal of Structural Engineering*. **111:4**, pp 722-739.
- [20] Sezen, H. (2002). "Seismic behavior and Modeling of Reinforced Concrete Building Columns". *Ph.D. Thesis*, University of California, Berkeley.
- [21] Sezen, H., (2008). Shear deformation model for reinforced concrete columns. *Structural Engineering and Mechanics*, Vol. 28, No. 1, pp. 39-52

- [22] ชานินทร์ เจียรักสุวรรณ และ ทศพล ปิ่นแก้ว. (2544). “พฤติกรรมอาคารเรียนคอนกรีตเสริมเหล็กภายใต้แรงแผ่นดินไหว,” เอกสารการประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ 7. จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย: STR85-STR90.
- [23] เป็นหนึ่ง วานิชชัย และ อาเด ลิวาน โดโน. (2537). การวิเคราะห์ความเสี่ยงภัยจากแผ่นดินไหวสำหรับประเทศไทย. เอกสารการประชุมใหญ่วิชาการทางวิศวกรรม. วิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทย.
- [24] เป็นหนึ่ง วานิชชัย และ สืบพงศ์ เกียรติวิศาลชัย. (2544, พฤษภาคม). การประเมินความสามารถต้านทานแผ่นดินไหวของอาคารคอนกรีต. เอกสารประกอบการประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ 7. กรุงเทพมหานคร.
- [25] เป็นหนึ่ง วานิชชัย. (2548). ภัยพิบัติแผ่นดินไหวที่มีโอกาสเกิดขึ้นได้ในประเทศไทย. โยธาสารฉบับที่ 1 ปีที่ 17 กรุงเทพมหานคร (หน้า 45-51).
- [26] ปณิธาน ลักคุณะประสิทธิ์. (2548, มีนาคม-เมษายน). “แผ่นดินไหวในประเทศไทย สภาพการณ์และมาตรการเพื่อการพัฒนาที่ยั่งยืน (ตอนแรก).” โยธาสาร, 37-45.
- [27] ไพบุลย์ ปัญญาอะโป. (2552). “กำลังต้านทานแผ่นดินไหวของอาคารโดยวิธีการปลักแบบวัฏจักร” เอกสารการประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ 14. มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี STR-50053.
- [28] ไพบุลย์ ปัญญาอะโป. 2554. “การประเมินกำลังต้านทานแผ่นดินไหวของอาคารโดยวิธีการปลักแบบวัฏจักร” รายงานการวิจัย. มหาวิทยาลัยศรีปทุม.
- [29] คณะกรรมการวิชาการวิศวกรรมโยธา ประจำปี 2537-2538. มาตรฐานสำหรับอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กโดยวิธีกำลัง ว.ส.ท. 1008-38. กทม : วิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทย.

ภาคผนวก ก

ผลผลิต (Output)

บทความวิจัยที่ตีพิมพ์ในวารสารวิชาการระดับชาติ

- 1) ชานนท์ กวางเจริญ และ อมรชัย ใจยงค์, 2558, “การเคลื่อนที่เป้าหมายที่จุดยอดสำหรับโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กที่ปราศจากความเหนียว” การประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ 20, 8-10 กรกฎาคม 2558 จังหวัดชลบุรี หน้า STR-220.