

การบรรเทาภัยแผ่นดินไหวของอาคารสูงคอนกรีตเสริมเหล็กด้วยมวลหน่วงปรับค่าแบบอินอีลาสติก



บทคัดย่อและแฟ้มข้อมูลฉบับเต็มของวิทยานิพนธ์ตั้งแต่ปีการศึกษา 2554 ที่ให้บริการในคลังปัญญาจุฬาฯ (CUIR)  
เป็นแฟ้มข้อมูลของนิสิตเจ้าของวิทยานิพนธ์ ที่ส่งผ่านทางบัณฑิตวิทยาลัย

The abstract and full text of theses from the academic year 2011 in Chulalongkorn University Intellectual Repository (CUIR)  
are the thesis authors' files submitted through the University Graduate School.

วิทยานิพนธ์นี้เป็นส่วนหนึ่งของการศึกษาตามหลักสูตรปริญญาวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต  
สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา ภาควิชาวิศวกรรมโยธา  
คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย  
ปีการศึกษา 2557  
ลิขสิทธิ์ของจุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

SEISMIC MITIGATION OF TALL R/C BUILDINGS USING INELASTIC TUNED MASS DAMPERS

Mr. Chayut Ngamkhanong



A Thesis Submitted in Partial Fulfillment of the Requirements  
for the Degree of Master of Engineering Program in Civil Engineering

Department of Civil Engineering

Faculty of Engineering

Chulalongkorn University

Academic Year 2014

Copyright of Chulalongkorn University

หัวข้อวิทยานิพนธ์	การบรรเทาภัยแผ่นดินไหวของอาคารสูงคอนกรีตเสริมเหล็กด้วยมวลหน่วงปรับค่าแบบอินเริลัสติก
โดย	นายชยุตม์ งามโชนง
สาขาวิชา	วิศวกรรมโยธา
อาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์หลัก	รองศาสตราจารย์ ดร.ทศพล ปิ่นแก้ว

---

คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย อนุมัติให้บัณฑิตวิทยานิพนธ์ฉบับนี้เป็นส่วน  
หนึ่งของการศึกษาตามหลักสูตรปริญญาวิทยาศาสตรบัณฑิต

.....คณบดีคณะวิศวกรรมศาสตร์  
(ศาสตราจารย์ ดร.บัณฑิต เอื้ออาภรณ์)

คณะกรรมการสอบวิทยานิพนธ์

.....ประธานกรรมการ  
(ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร.อาณัติ เรืองรัมย์)

.....อาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์หลัก  
(รองศาสตราจารย์ ดร.ทศพล ปิ่นแก้ว)

.....กรรมการภายนอกมหาวิทยาลัย  
(อาจารย์ ดร.ณัฐวุฒิ ธนศรีสถิตย์)

ชยุตม์ งามโชนง : การบรรเทาภัยแผ่นดินไหวของอาคารสูงคอนกรีตเสริมเหล็กด้วยมวล  
 หน่วงปรับค่าแบบอินอีลาสติก (SEISMIC MITIGATION OF TALL R/C BUILDINGS  
 USING INELASTIC TUNED MASS DAMPERS) อ.ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์หลัก: รศ. ดร.ทศ  
 พล ปิ่นแก้ว, 192 หน้า.

การลดความเสียหายของอาคารสูงที่มีอยู่เดิมภายใต้แรงแผ่นดินไหว ได้มีการศึกษากันมา  
 อย่างกว้างขวางในอดีต ไม่ว่าจะเป็นการติดตั้ง Base Isolations การเสริมกำลังของระบบโครงสร้าง  
 หรือการติดตั้งอุปกรณ์เพิ่มความหน่วง โดยวิธีการต่างๆ เหล่านี้ แม้สามารถลดผลจากแรงแผ่นดินไหว  
 เพิ่มประสิทธิภาพในด้านกำลัง และเพิ่มการสลายพลังงานได้ แต่ก็มีข้อจำกัดในด้านของต้นทุนซึ่ง  
 ค่อนข้างสูง การติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าเป็นอีกทางเลือกหนึ่งที่ประหยัดมากกว่าในการลดความ  
 เสียหายของอาคารสูงจากแผ่นดินไหวระยะไกล งานวิจัยในอดีตพบว่ามวลหน่วงปรับค่ามี  
 ประสิทธิภาพในการลดการสั่นไหวของโครงสร้างลงได้ภายใต้แผ่นดินไหวรุนแรงปานกลาง แต่  
 ประสิทธิภาพของมวลหน่วงปรับค่าจะลดลงเมื่อแผ่นดินไหวมีความรุนแรงขึ้น เพราะโครงสร้างมี  
 พฤติกรรมอยู่ในช่วงอินอีลาสติกทำให้สูญเสียการปรับค่าที่เหมาะสมไว้ การศึกษาที่พิจารณาอาคาร  
 ตัวอย่างคอนกรีตเสริมเหล็กสูง 20 ชั้น ในเขตกรุงเทพมหานคร ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าที่ชั้นหลังคา  
 ด้วยอัตราส่วนมวล 5% แล้วทำการวิเคราะห์โครงสร้างด้วยวิธีพลศาสตร์ไม่เชิงเส้น (Inelastic  
 Dynamic Analysis) ภายใต้แรงฮาร์โมนิกและแผ่นดินไหวสมมติระยะไกลที่ปรับขนาดความเร่ง จาก  
 น้อยไปมากจนโครงสร้างวิบัติ ผลการวิเคราะห์โครงสร้างอาคารที่ติดตั้งและไม่ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่า  
 จะถูกนำมาเปรียบเทียบ เพื่ออธิบายพฤติกรรมโครงสร้างเมื่อติดตั้งมวลหน่วงปรับค่า ซึ่งจากการศึกษา  
 พบว่ามวลหน่วงปรับค่ามีประสิทธิภาพในการป้องกันและลดความเสียหายของอาคารจากแผ่นดินไหว  
 ขนาดรุนแรงได้ อีกทั้งยังมีความสามารถในการป้องกันการวิบัติของอาคารได้อย่างมี  
 นัยสำคัญ นอกจากนี้ได้ศึกษาถึงการติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าแบบอินอีลาสติกเพื่อเพิ่มประสิทธิภาพ  
 ของอาคารในการลดความเสียหายและป้องกันการวิบัติของอาคาร ซึ่งผลการศึกษาเบื้องต้นพบความ  
 เป็นไปได้ที่จะเพิ่มประสิทธิภาพให้กับมวลหน่วงปรับค่าในการลดความเสียหายและป้องกันการวิบัติ  
 ของอาคารได้อย่างมีนัยสำคัญหากออกแบบให้มวลหน่วงปรับค่าถึงจุดครากพร้อมกับชิ้นส่วนแรกที  
 ครากในอาคาร

ภาควิชา วิศวกรรมโยธา

ลายมือชื่อนิสิต .....

สาขาวิชา วิศวกรรมโยธา

ลายมือชื่อ อ.ที่ปรึกษาหลัก .....

ปีการศึกษา 2557



# # 5670155021 : MAJOR CIVIL ENGINEERING

KEYWORDS: SEISMIC MITIGATION / TUNED MASS DAMPERS / TALL BUILDING / INELASTIC STRUCTURES

CHAYUT NGAMKHANONG: SEISMIC MITIGATION OF TALL R/C BUILDINGS USING INELASTIC TUNED MASS DAMPERS. ADVISOR: ASST. PROF. TOSPOL PINKAEW, Ph.D., 192 pp.

Damage reduction of existing tall buildings subjected to earthquakes has been studied in recent decades. Seismic base isolations, strengthening of structural system and installation of damping devices have been introduced to either reduces the seismic demand, improves the building's strength or suppresses the building's motion so that the earthquake-induced damages can be reduced. However, their applications are very limited since their investment costs seem to be prohibited. A cost effective alternative for tall buildings under far-field earthquake is the installation of the Tuned Mass Damper (TMD). This study considers a 20 story R/C building in Bangkok installed the tuned mass damper (TMD) on the top roof with 5% mass ratio in order to reduce damage under strong earthquakes. Employing time-history inelastic dynamic analysis, the building responses under harmonic excitations and far-field ground motions with varying amplitudes until the collapse of the building are simulated. Based on the obtained results, it is clearly found that TMD can protect or reduce the building damages induced by the strong ground motions. The damage protection and reduction are significant. In addition, it is also observed that TMD can prevent the building from collapse with significant enhancement of critical ground excitation level. Besides, the feasibility of using inelastic TMD to improve building performances on damage reduction and collapse prevention has been investigated. It is possible that the building performances on damage reduction and collapse prevention can be significantly improved if the TMD is properly designed to be yielded as the building's yielding.

Department: Civil Engineering

Student's Signature .....

Field of Study: Civil Engineering

Advisor's Signature .....

Academic Year: 2014

## กิตติกรรมประกาศ

วิทยานิพนธ์ฉบับนี้สำเร็จลุล่วงไปได้ดีหากปราศจาก รองศาสตราจารย์ ดร.ทศพล ปิ่นแก้ว อาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์ ที่สละเวลาอันมีค่าในการให้ความช่วยเหลือ คำแนะนำในการทำงานวิจัย รวมถึงแนวทางการแก้ปัญหาต่างๆ อย่างดีเยี่ยมมาโดยตลอดตั้งแต่เริ่มทำงานวิจัยจนกระทั่งเสร็จสมบูรณ์ ซึ่งผู้เขียนรู้สึกซาบซึ้งในพระคุณของอาจารย์เป็นอย่างยิ่งจึงใคร่ขอขอบพระคุณไว้ ณ ที่นี้

ขอกราบพระคุณ ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร.อาณัติ เรืองรัมย์ ประธานกรรมการสอบวิทยานิพนธ์ และ อาจารย์ ดร.ณัฐวุฒิ ธนศรีสถิตย์ กรรมการสอบวิทยานิพนธ์ ที่ให้ความกรุณาแนะนำ และตรวจแก้ไขปรับปรุงให้วิทยานิพนธ์ฉบับนี้มีความสมบูรณ์มากยิ่งขึ้น

ขอกราบขอบพระคุณ ดร.ธีระชัย ดีสมสุข และนายจุลชิน ฉินบำรุง สำหรับคำแนะนำและแนวทางในการทำงานวิจัย นอกจากนี้ขอขอบคุณเพื่อนปริญญาโท สาขาวิศวกรรมโยธา ในการแลกเปลี่ยนความรู้งานวิจัยรวมถึงกำลังใจในการทำงานจนวิทยานิพนธ์ฉบับนี้เสร็จสมบูรณ์

ท้ายที่สุดผู้เขียนขอกราบขอบพระคุณบิดา มารดา ที่คอยให้การสนับสนุน และความช่วยเหลือตั้งแต่วัยเยาว์จนสำเร็จการศึกษาระดับปริญญาโท

ผู้เขียนหวังเป็นอย่างยิ่งว่าวิทยานิพนธ์ฉบับนี้จะมีประโยชน์ในการศึกษาต่อผู้ที่สนใจ รวมถึงเป็นแนวทางในการนำไปประยุกต์ใช้เพื่อให้เกิดประโยชน์ต่อประเทศชาติในอนาคต

## สารบัญ

	หน้า
บทคัดย่อภาษาไทย.....	ง
บทคัดย่อภาษาอังกฤษ.....	จ
กิตติกรรมประกาศ.....	ฉ
สารบัญ.....	ช
สารบัญตาราง.....	ฅ
สารบัญภาพ.....	ฉ
บทที่ 1 บทนำ .....	1
1.1 ความเป็นมา.....	1
1.2 วัตถุประสงค์ .....	2
1.3 ขอบเขตการศึกษา.....	2
1.4 ประโยชน์ที่คาดว่าจะได้รับ .....	3
1.5 ขั้นตอนการดำเนินงานวิจัย.....	3
บทที่ 2 งานวิจัยและทฤษฎีที่เกี่ยวข้อง .....	4
2.1 งานวิจัยที่เกี่ยวข้องกับระบบมวลหน่วงปรับค่าแบบแพสซีฟ .....	4
2.2 ทฤษฎีที่เกี่ยวข้อง .....	11
2.2.1 สมการการเคลื่อนที่ของโครงสร้างภายใต้แรงแผ่นดินไหว.....	11
2.2.2 โครงสร้างที่ติดตั้งระบบมวลหน่วงปรับค่า .....	15
2.2.2.1 ระบบมวลหน่วงปรับค่าที่ไม่มี ความหน่วง (Undamped Tuned Mass Dampers).....	15
2.2.2.2 ระบบมวลหน่วงปรับค่าที่มี ความหน่วง (Viscously Damped Tuned Mass Dampers).....	18

2.2.2.3 ระบบมวลหน่วงปรับค่าติดตั้งกับโครงสร้างที่มีความหน่วง (Viscously Damped Tuned Mass Dampers for Viscously Damped Primary Structure).....	22
2.2.3 การจำลองพฤติกรรมอินอีลาสติกของโครงสร้างตามมาตรฐาน ASCE/SEI41-13 [1].....	22
2.2.3.1 โครงข้อแข็งต้านแรงดัด (Concrete moment frames).....	22
2.2.3.2 แบบจำลองคานและเสา .....	26
2.2.3.3 กำแพงรับแรงเฉือนคอนกรีตเสริมเหล็กและส่วนประกอบของกำแพงรับแรงเฉือน (Reinforced concrete shear walls and wall segments)....	27
2.2.3.4. แบบจำลองกำแพงรับแรงเฉือน .....	30
2.2.3.5 วัฏจักรฮิสเทอริซิส (Hysteresis Loop).....	31
2.2.4 ระดับสมรรถนะของโครงสร้าง ตามมาตรฐาน ASCE41-13 .....	33
2.2.5 ระดับความเสียหายของโครงสร้าง.....	34
บทที่ 3 อาคารตัวอย่าง.....	36
3.1 อาคารตัวอย่าง.....	36
3.2 การจำลองความเสียหายของอาคาร.....	44
3.2.1 ดัชนีความเสียหาย (Damage Index).....	44
3.2.1.1 ความเสียหายระดับชิ้นส่วนองค์อาคาร.....	44
3.2.1.2 ความเสียหายระดับชั้นของอาคาร .....	47
3.2.1.3 ความเสียหายรวมทั้งหมดของอาคาร .....	47
3.3 คุณสมบัติเชิงพลศาสตร์และพฤติกรรมความเสียหายของอาคารตัวอย่าง .....	47
3.3.1 คุณสมบัติเชิงพลศาสตร์ของอาคารตัวอย่างจากโปรแกรม PERFORM-3D.....	47
3.3.2 ลักษณะความเสียหายของอาคารตัวอย่างภายใต้แรงกระทำแบบฮาร์มอนิก.....	49
บทที่ 4 การออกแบบระบบควบคุมการสั่นไหวด้วยมวลหน่วงปรับค่า .....	51

4.1 การออกแบบมวลทรวงปรับค่า.....	51
4.2 การกำหนดค่าคุณสมบัติของมวลทรวงปรับค่าในโปรแกรม PERFORM-3D.....	52
บทที่ 5 พฤติกรรมของอาคารตัวอย่างภายใต้แรงฮาร์มอนิก .....	55
5.1 พฤติกรรมของอาคารตัวอย่างภายใต้แรงฮาร์มอนิกกระทำทิศทางเดียว .....	56
5.2 พฤติกรรมของอาคารตัวอย่างภายใต้แรงฮาร์มอนิกกระทำทั้ง 2 ทิศทาง.....	60
บทที่ 6 พฤติกรรมของอาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหว.....	64
6.1 แผ่นดินไหวที่ใช้ในการศึกษา.....	64
6.2 พฤติกรรมและความเสียหายของอาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหว .....	75
6.2.1 พฤติกรรมของอาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหว Landers, LA - Obregon Park (1992) .....	75
6.2.2 พฤติกรรมของอาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหว Kobe Japan, FUK (1995) .....	80
6.2.3 พฤติกรรมของอาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหว Chi-Chi Taiwan, KAU046 (1999) .....	85
6.2.4 พฤติกรรมของอาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหว Chi-Chi Taiwan, KAU082 (1999) .....	90
6.2.5 พฤติกรรมของอาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหว Duzce Turkey, Ambarli (1999) .....	95
6.2.6 พฤติกรรมของอาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหว Duzce Turkey, Kocamustafapaba Tomb (1999).....	100
6.2.7 พฤติกรรมของอาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหว Kocaeli Turkey, Balikesir (1999) .....	105
6.2.8 พฤติกรรมของอาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหว Hector Mine , Arleta - Nordhoff Fire Sta (1999) .....	110
6.2.9 พฤติกรรมของอาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหว Denali Alaska, Anchorage - K2-04 (2002).....	115

6.2.10	พฤติกรรมของอาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหว Nenana Mountain Alaska, Anchorage International Airport (2002).....	120
6.3	การสลายพลังงานในชิ้นส่วนของอาคารตัวอย่าง.....	125
บทที่ 7	พฤติกรรมของอาคารตัวอย่างที่ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าแบบอินอีลาสติกภายใต้แผ่นดินไหว .....	129
7.1	การออกแบบมวลหน่วงปรับค่าแบบอินอีลาสติก.....	129
7.2	พฤติกรรมของอาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหว .....	131
7.2.1	พฤติกรรมของอาคารตัวอย่างที่ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าแบบอินอีลาสติกภายใต้แผ่นดินไหว Nenana Mountain Alaska, Anchorage International Airport (2002).....	131
7.2.2	พฤติกรรมของอาคารตัวอย่างที่ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าแบบอินอีลาสติกภายใต้แผ่นดินไหว Hector Mine , Arleta -Nordhoff Fire Sta (1999).....	140
7.2.3	พฤติกรรมของอาคารตัวอย่างที่ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าแบบอินอีลาสติกภายใต้แผ่นดินไหว Chi-Chi Taiwan, KAU046 (1999).....	149
7.2.4	พฤติกรรมของอาคารตัวอย่างที่ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าแบบอินอีลาสติกภายใต้แผ่นดินไหว Landers, LA - Obregon Park (1992).....	157
บทที่ 8	สรุปผลการวิจัย.....	165
	รายการอ้างอิง .....	169
	ภาคผนวก ก การตรวจสอบความถูกต้องของคุณสมบัติเชิงพลศาสตร์ของอาคารตัวอย่าง .....	173
	ภาคผนวก ข การตรวจสอบความถูกต้องของแบบจำลองมวลหน่วงปรับค่า .....	175
	ภาคผนวก ค การวิเคราะห์ความเสียหายที่เกิดขึ้นของชิ้นส่วนในอาคาร.....	176
	ภาคผนวก ง ความถี่การสั่นไหวของอาคาร และความถี่เด่นชัดของคลื่นแผ่นดินไหว .....	181
	ประวัติผู้เขียนวิทยานิพนธ์ .....	192

**สารบัญตาราง**

ตารางที่ 2.1 ค่าพารามิเตอร์ของแบบจำลอง และหลักเกณฑ์ที่ยอมรับได้เชิงตัวเลขสำหรับการวิเคราะห์โครงสร้างคานคองกรีตเสริมเหล็กที่มีพฤติกรรมแบบไม่เชิงเส้น ตามมาตรฐาน ASCE41-13 ..... 24

ตารางที่ 2.2 การแบ่งประเภทของเสาคองกรีตเสริมเหล็กสำหรับการวิเคราะห์ไม่เชิงเส้นตามผลของแรงเฉือน และรายละเอียดของเหล็กเสริมตามขวาง ..... 24

ตารางที่ 2.3 ค่าพารามิเตอร์ของแบบจำลอง และหลักเกณฑ์ที่ยอมรับได้เชิงตัวเลขสำหรับการวิเคราะห์โครงสร้างเสาคองกรีตเสริมเหล็กที่มีพฤติกรรมแบบไม่เชิงเส้น ตามมาตรฐาน ASCE41-13 ..... 25

ตารางที่ 2.4 ค่าพารามิเตอร์ของแบบจำลอง และหลักเกณฑ์ที่ยอมรับได้เชิงตัวเลขสำหรับการวิเคราะห์โครงสร้างกำแพงรับแรงเฉือนคองกรีตเสริมเหล็กซึ่งถูกควบคุมโดยแรงดัดที่มีพฤติกรรมแบบไม่เชิงเส้น ตามมาตรฐาน ASCE41-13 ..... 29

ตารางที่ 2.5 ค่าพารามิเตอร์ของแบบจำลอง และหลักเกณฑ์ที่ยอมรับได้เชิงตัวเลขสำหรับการวิเคราะห์โครงสร้างกำแพงรับแรงเฉือนคองกรีตเสริมเหล็กซึ่งถูกควบคุมโดยแรงเฉือนที่มีพฤติกรรมแบบไม่เชิงเส้นตามมาตรฐาน ASCE41-13 ..... 30

ตารางที่ 3.1 รายละเอียดและหน้าตัดเสาของอาคารตัวอย่าง..... 37

ตารางที่ 3.2 รายละเอียดและหน้าตัดกำแพงรับแรงเฉือนของอาคารตัวอย่าง ..... 37

ตารางที่ 3.3 คุณสมบัติเชิงพลศาสตร์ของอาคารตัวอย่าง..... 48

ตารางที่ 4.1 พารามิเตอร์ของอาคารตัวอย่างและมวลห้วงปรับค่า..... 51

ตารางที่ 6.1 คลื่นแผ่นดินไหวที่ใช้ในการศึกษา..... 64

ตารางที่ 6.2 อัตราการเพิ่มความต้านทานต่อการวิบัติและการลดการสลายพลังงานของอาคารตัวอย่างจากมวลห้วงปรับค่า ภายใต้แผ่นดินไหว ..... 127

ตารางที่ 7.1 อัตราส่วนเคลื่อนตัวระหว่างมวลห้วงปรับค่าและชั้นหลังคาภายใต้แรงแผ่นดินไหว.. 130

ตารางที่ ค.1 แรงกดหัวเสา แรงดัดที่จุดวิบัติ และแรงดัดที่จุดครากในเสา D3.5 D5 และ D6 ของอาคารตัวอย่าง..... 178

ตารางที่ ค.2 แรงกดหัวเสา แรงดัดที่จุดวิบัติ และแรงดัดที่จุดคราก  
 ในเสา E5 E6 และ F4 ของอาคารตัวอย่าง ..... 179

ตารางที่ ค.3 แรงกดหัวเสา แรงดัดที่จุดวิบัติ และแรงดัดที่จุดคราก ในเสา F5 ของอาคาร  
 ตัวอย่าง..... 180





สารบัญภาพ

รูปที่ 2.1 Bouc-Wen Hysteretic Model..... 7

รูปที่ 2.2 องค์ประกอบพื้นฐานของระบบโครงสร้าง SDOF..... 11

รูปที่ 2.3 ระบบโครงสร้าง SDOF ภายใต้แรงพลศาสตร์ ..... 12

รูปที่ 2.4 ระบบโครงสร้าง SDOF ภายใต้แรงแผ่นดินไหว..... 12

รูปที่ 2.5 ระบบที่มีพฤติกรรมอยู่ในช่วงอิลาสติก..... 13

รูปที่ 2.6 ระบบที่มีพฤติกรรมอยู่ในช่วงอินอิลาสติก..... 14

รูปที่ 2.7 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเปลี่ยนตำแหน่ง..... 14

รูปที่ 2.8 มวลหน่วงปรับค่าที่ไม่มีมวลหน่วง (Undamped TMD) ติดตั้งกับโครงสร้างหลัก (Primary Structure) [16]..... 15

รูปที่ 2.9 การตอบสนองของโครงสร้างหลักที่ติดตั้งและไม่ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าภายใต้แรงฮาร์มอนิก โดย  $\omega_a / \omega_p = 0.8$  และ  $m_a / m_p = 0.1$  [16] ..... 17

รูปที่ 2.10 การตอบสนองของโครงสร้างหลักที่ติดตั้งและไม่ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าภายใต้แรงฮาร์มอนิกโดย  $\omega_a / \omega_p = 1$  และ  $m_a / m_p = 0.1$  [16]..... 18

รูปที่ 2.11 มวลหน่วงปรับค่าที่มีความหน่วง (Damped TMD) ติดตั้งกับโครงสร้างหลัก (Primary structure) [16]..... 18

รูปที่ 2.12 อิทธิพลของอัตราส่วนความหน่วงต่อการตอบสนองของโครงสร้าง โดย  $f = 1, \mu = 1/20$  [16]..... 20

รูปที่ 2.13 อิทธิพลของอัตราส่วนความหน่วงต่อการตอบสนองของโครงสร้างหลัก โดย  $f = 0.9, \mu = 1/20$  [16]..... 21

รูปที่ 2.14 อิทธิพลของอัตราส่วนความหน่วงต่อการตอบสนองของโครงสร้างหลัก โดย  $f = 0.952, \mu = 1/20$  [16] ..... 21

รูปที่ 2.15 มวลหน่วงปรับค่าที่มีความหน่วง (Damped TMD) ติดตั้งกับโครงสร้างหลักที่มีความหน่วง (Damped primary structure) [16] ..... 22

รูปที่ 2.16 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและการเสียรูป (Generalized load-deformation relation) .....	23
รูปที่ 2.17 ก) แบบจำลองพฤติกรรมของเสาแบบไร้เชิงเส้นของชิ้นส่วนคานและเสา ข) ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเปลี่ยนตำแหน่งของชิ้นส่วนที่เป็นอิลาสติก ค) ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเปลี่ยนตำแหน่งของชิ้นส่วนที่เป็นอินอิลาสติก.....	26
รูปที่ 2.18 ก) ความสัมพันธ์ระหว่างแรงแนวแกนและโมเมนต์ดัดแกนหนึ่ง บริเวณหน้าตัดที่ โมเมนต์ดัดอีกแกนหนึ่งไม่มีค) ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์ดัดทั้ง 2 แกน บริเวณหน้าตัดที่ไม่ มีแรงแนวแกน .....	27
รูปที่ 2.19 การหมุนของจุดหมุนพลาสติก(Plastic Hinge) ของกำแพงรับแรงเฉือนเมื่อมี พฤติกรรมแบบอินอิลาสติก ถูกควบคุมความเสียหายโดยการดัด.....	27
รูปที่ 2.20 การเคลื่อนตัวสัมพันธ์ระหว่างชิ้นของกำแพงรับแรงเฉือนเมื่อมีพฤติกรรมแบบอินอิลา สติก ถูกควบคุมความเสียหายโดยแรงเฉือน .....	28
รูปที่ 2.21 มุมหมุนของ coupling beam ในกำแพงรับแรงเฉือน.....	29
รูปที่ 2.22 ก) แบบจำลองไฟเบอร์จำลองคอนกรีตและเหล็กเสริมของชิ้นส่วนโครงสร้างกำแพงรับ แรงเฉือน ข) ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้น-ความเครียดของคอนกรีต ค) ความสัมพันธ์ ระหว่างความเค้น-ความเครียดของเหล็กเสริม .....	31
รูปที่ 2.23 พฤติกรรมของชิ้นส่วนโครงสร้างแบบอินอิลาสติก.....	31
รูปที่ 2.24 ก) ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการกระจัด ของชิ้นส่วนโครงสร้างที่มีพฤติกรรมแบบ Elastic perfectly plastic โดยปราศจากการเสื่อมถอยของสติฟเนส ข) ความสัมพันธ์ระหว่าง แรงและการกระจัด ของชิ้นส่วนโครงสร้างที่มีพฤติกรรมแบบ Trilinear โดยปราศจากการเสื่อม ถอยของสติฟเนส.....	32
รูปที่ 2.25 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการกระจัด ของชิ้นส่วนโครงสร้างภายใต้แรงกระทำ แบบ วัฏจักร ที่พิจารณาการเสื่อมถอยของสติฟเนส (Stiffness degradation).....	33
รูปที่ 3.1 ก) แพลน และ ข) รูปด้านข้าง ของอาคารตัวอย่าง.....	36
รูปที่ 3.2 การกำหนดหน้าตัดของเสาในโปรแกรม PERFORM-3D .....	38
รูปที่ 3.3 การกำหนดค่ากำลังรับแรงของจุดหมุนพลาสติกในเสาในโปรแกรม PERFORM-3D.....	39
รูปที่ 3.4 การกำหนดค่า P-M-M yield surface ของเสาในโปรแกรม PERFORM-3D.....	39

รูปที่ 3.5 การรวมพฤติกรรมของเสาในโปรแกรม PERFORM-3D .....	40
รูปที่ 3.6 ลักษณะของโมเมนต์และแรงที่เกิดขึ้นในกำแพงรับแรงเฉือน.....	41
รูปที่ 3.7 คุณสมบัติคอนกรีตของกำแพงรับแรงเฉือนในโปรแกรม PERFORM-3D .....	42
รูปที่ 3.8 คุณสมบัติเหล็กเสริมของกำแพงรับแรงเฉือนในโปรแกรม PERFORM-3D .....	42
รูปที่ 3.9 การรวมคุณสมบัติของวัสดุแบบ Fiber Cross Sections ในโปรแกรม PERFORM-3D .....	43
รูปที่ 3.10 การรวมคุณสมบัติของหน้าตัดของกำแพงรับแรงเฉือนในโปรแกรม PERFORM-3D.....	43
รูปที่ 3.11 ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์และมุมหมุนที่เกิดขึ้นในเสา.....	45
รูปที่ 3.12 ให้แรงด้านข้างดันอาคารตัวอย่างจนถึงจุดวิบัติ (Push-over analysis).....	46
รูปที่ 3.13 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนและการเคลื่อนตัวสัมพันธ์ของกำแพงรับแรงเฉือนในชั้น ที่ 1.....	46
รูปที่ 3.14 แรงฮาร์มอนิกจำลองกระทำที่ฐานในแนวแกน x ที่มีคาบเท่ากับ 2.189 sec .....	49
รูปที่ 3.15 แรงฮาร์มอนิกจำลองกระทำที่ฐานในแนวแกน y ที่มีคาบเท่ากับ 1.684 sec .....	49
รูปที่ 4.1 อาคารตัวอย่างที่ติดตั้งมวลห้วงปรับค่าที่ชั้นหลังคา .....	52
รูปที่ 4.2 ระบบมวลห้วงปรับค่าที่ติดตั้งบนชั้นหลังคา.....	52
รูปที่ 4.3 การกำหนดคุณสมบัติของเสาเชิงกรีงของระบบมวลห้วงปรับค่าในโปรแกรม PERFORM-3D .....	53
รูปที่ 4.4 การกำหนดคุณสมบัติของคานเชิงกรีงและค้ำยันของระบบมวลห้วงปรับค่าใน โปรแกรม PERFORM-3D.....	53
รูปที่ 4.5 การกำหนดคุณสมบัติของตัวห้วงของระบบมวลห้วงปรับค่าในโปรแกรม PERFORM- 3D.....	54
รูปที่ 4.6 การกำหนดคุณสมบัติของเสาห้วงปรับค่าในโปรแกรม PERFORM-3D .....	54
รูปที่ 5.1 แรงฮาร์มอนิกจำลองกระทำที่ฐานในแนวแกน x ที่มีคาบเท่ากับ 2.189 sec .....	55
รูปที่ 5.2 การเคลื่อนตัวของที่ชั้นบนสุดของอาคารตัวอย่างภายใต้แรงกระทำแบบฮาร์มอนิกกระทำ ทิศทางเดียว ที่ระดับ PGA = 0.025g.....	56

รูปที่ 5.3 การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นภายใต้แรงกระทำแบบฮาร์มอนิกที่ระดับ PGA เท่ากับ 0.025g.....	57
รูปที่ 5.4 ค่าความเสียหายของอาคารที่ติดตั้งและไม่ได้ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่า ภายใต้แรงกระทำแบบฮาร์มอนิกกระทำทิศทางเดียว.....	57
รูปที่ 5.5 การลดความเสียหายของโครงสร้างที่ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่า ภายใต้แรงกระทำแบบฮาร์มอนิกกระทำทิศทางเดียว.....	58
รูปที่ 5.6 ระดับสมรรถนะของอาคารตัวอย่าง ก) ที่ไม่ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่า ภายใต้แรงกระทำแบบฮาร์มอนิกทิศทางเดียว ที่ระดับ PGA เท่ากับ 0.02g      ข) ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่า ภายใต้แรงกระทำแบบฮาร์มอนิกทิศทางเดียว ที่ระดับ PGA เท่ากับ 0.13g.....	59
รูปที่ 5.7 การเคลื่อนตัวของที่ชั้นบนสุดของอาคารตัวอย่างภายใต้แรงกระทำแบบฮาร์มอนิกกระทำทั้ง 2 ทิศทาง ที่ระดับ PGA = 0.02g.....	61
รูปที่ 5.8 การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นภายใต้แรงกระทำแบบฮาร์มอนิกที่ระดับ PGA เท่ากับ 0.02g.....	61
รูปที่ 5.9 ค่าความเสียหายของอาคารที่ติดตั้งและไม่ได้ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าภายใต้แรงกระทำแบบฮาร์มอนิกกระทำทั้ง 2 ทิศทาง.....	61
รูปที่ 5.10 ประสิทธิภาพของมวลหน่วงปรับค่าในการลดความเสียหายของอาคารตัวอย่างภายใต้แรงกระทำแบบฮาร์มอนิกกระทำทั้ง 2 ทิศทาง.....	62
รูปที่ 5.11 ระดับสมรรถนะของอาคารตัวอย่าง ก) ที่ไม่ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่า ภายใต้แรงกระทำแบบฮาร์มอนิกทิศทางเดียว ที่ระดับ PGA เท่ากับ 0.025g      ข) ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่า ภายใต้แรงกระทำแบบฮาร์มอนิกทิศทางเดียว ที่ระดับ PGA เท่ากับ 0.115g.....	63
รูปที่ 6.1 สเปกตรัมคลื่นแผ่นดินไหว Landers, LA - Obregon Park (1992).....	65
รูปที่ 6.2 คลื่นแผ่นดินไหว Landers, LA - Obregon Park (1992) ในแนวแกนหลัก.....	65
รูปที่ 6.3 คลื่นแผ่นดินไหว Landers, LA - Obregon Park (1992) ในแนวแกนรอง.....	65
รูปที่ 6.4 สเปกตรัมคลื่นแผ่นดินไหว Kobe Japan, FUK (1995).....	66
รูปที่ 6.5 คลื่นแผ่นดินไหว Kobe Japan, FUK (1995) ในแนวแกนหลัก.....	66
รูปที่ 6.6 คลื่นแผ่นดินไหว Kobe Japan, FUK (1995) ในแนวแกนรอง.....	66

รูปที่ 6.7 สเปกตรัมคลื่นแผ่นดินไหว Chi-Chi Taiwan, KAU046 (1999) .....	67
รูปที่ 6.8 คลื่นแผ่นดินไหว Chi-Chi Taiwan, KAU046 (1999) ในแนวแกนหลัก .....	67
รูปที่ 6.9 คลื่นแผ่นดินไหว Chi-Chi Taiwan, KAU046 (1999) ในแนวแกนรอง.....	67
รูปที่ 6.10 สเปกตรัมคลื่นแผ่นดินไหว Chi-Chi Taiwan, KAU082 (1999).....	68
รูปที่ 6.11 คลื่นแผ่นดินไหว Chi-Chi Taiwan, KAU082 (1999) ในแนวแกนหลัก .....	68
รูปที่ 6.12 คลื่นแผ่นดินไหว Chi-Chi Taiwan, KAU082 (1999) ในแนวแกนรอง .....	68
รูปที่ 6.13 สเปกตรัมคลื่นแผ่นดินไหว Duzce Turkey, Ambarli (1999).....	69
รูปที่ 6.14 คลื่นแผ่นดินไหว Duzce Turkey, Ambarli (1999)ในแนวแกนหลัก.....	69
รูปที่ 6.15 คลื่นแผ่นดินไหว Duzce Turkey, Ambarli (1999)ในแนวแกนรอง .....	69
รูปที่ 6.16 สเปกตรัมคลื่นแผ่นดินไหว Duzce Turkey, Kocamustafapaba Tomb (1999) .....	70
รูปที่ 6.17 คลื่นแผ่นดินไหว Duzce Turkey, Kocamustafapaba Tomb (1999) ในแนวแกนหลัก .....	70
รูปที่ 6.18 คลื่นแผ่นดินไหว Duzce Turkey, Kocamustafapaba Tomb (1999) ในแนวแกนรอง.....	70
รูปที่ 6.19 สเปกตรัมคลื่นแผ่นดินไหว Kocaeli Turkey, Balikesir (1999) .....	71
รูปที่ 6.20 คลื่นแผ่นดินไหว Kocaeli Turkey, Balikesir (1999) ในแนวแกนหลัก.....	71
รูปที่ 6.21 คลื่นแผ่นดินไหว Kocaeli Turkey, Balikesir (1999) ในแนวแกนรอง .....	71
รูปที่ 6.22 สเปกตรัมคลื่นแผ่นดินไหว Hector Mine, Arleta - Nordhoff Fire Sta (1999).....	72
รูปที่ 6.23 คลื่นแผ่นดินไหว Hector Mine, Arleta - Nordhoff Fire Sta (1999) ในแนวแกนหลัก .....	72
รูปที่ 6.24 คลื่นแผ่นดินไหว Hector Mine, Arleta - Nordhoff Fire Sta (1999) ในแนวแกนรอง.....	72
รูปที่ 6.25 สเปกตรัมคลื่นแผ่นดินไหว Denali Alaska, Anchorage - K2-04 (2002) .....	73
รูปที่ 6.26 คลื่นแผ่นดินไหว Denali Alaska, Anchorage - K2-04 (2002) ในแนวแกนหลัก.....	73
รูปที่ 6.27 คลื่นแผ่นดินไหว Denali Alaska, Anchorage - K2-04 (2002) ในแนวแกนรอง .....	73

รูปที่ 6.28 สเปกตรัมคลื่นแผ่นดินไหว Nenana Mountain Alaska, Anchorage International Airport (2002).....	74
รูปที่ 6.29 คลื่นแผ่นดินไหว Nenana Mountain Alaska, Anchorage International Airport (2002) ในแนวแกนหลัก.....	74
รูปที่ 6.30 คลื่นแผ่นดินไหว Nenana Mountain Alaska, Anchorage International Airport (2002) ในแนวแกนรอง.....	74
รูปที่ 6.31 การเคลื่อนตัวที่ชั้นบนสุดของอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Landers, LA - Obregon Park (1992) ที่ระดับ PGA เท่ากับ 0.0388g.....	76
รูปที่ 6.32 การเคลื่อนตัวที่ชั้นบนสุดของอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Landers, LA - Obregon Park (1992) ที่ระดับ PGA เท่ากับ 0.116g.....	76
รูปที่ 6.33 การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Landers, LA - Obregon Park (1992) ที่ระดับ PGA เท่ากับ 0.0388g.....	77
รูปที่ 6.34 ค่าความเสียหายของอาคารที่ติดตั้งและไม่ได้ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่า ภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Landers, LA - Obregon Park (1992).....	77
รูปที่ 6.35 ประสิทธิภาพของมวลหน่วงปรับค่าในการลดความเสียหายและการเคลื่อนตัวสูงสุดที่ชั้นหลังคาของอาคารภายใต้แผ่นดินไหว Landers, LA - Obregon Park (1992).....	78
รูปที่ 6.36 ระดับสมรรถนะของอาคารตัวอย่างที่ไม่ติดตั้งและติดตั้งมวลหน่วงปรับค่า ภายใต้แผ่นดินไหว Landers, LA - Obregon Park (1992) ที่ระดับ PGA เท่ากับ 0.116g ซึ่งเป็นระดับที่ทำให้อาคารที่ไม่ได้ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่ามีดัชนีความเสียหาย เท่ากับ 1.....	79
รูปที่ 6.37 การเคลื่อนตัวที่ชั้นบนสุดของอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Kobe Japan, FUK (1995) ที่ระดับ PGA เท่ากับ 0.0422g.....	80
รูปที่ 6.38 การเคลื่อนตัวที่ชั้นบนสุดของอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Kobe Japan, FUK (1995) ที่ระดับ PGA เท่ากับ 0.228g.....	81
รูปที่ 6.39 การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Kobe Japan, FUK (1995) ที่ระดับ PGA เท่ากับ 0.228g.....	81
รูปที่ 6.40 ค่าความเสียหายของอาคารที่ติดตั้งและไม่ได้ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่า ภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Kobe Japan, FUK (1995).....	82

รูปที่ 6.41 ประสิทธิภาพของมวลหน่วงปรับค่าในการลดความเสียหายและการเคลื่อนตัวสูงสุดที่ ชั้นหลังคาของอาคารภายใต้แผ่นดินไหว Kobe Japan, FUK (1995).....	83
รูปที่ 6.42 ระดับสมรรถนะของอาคารตัวอย่างที่ไม่ติดตั้งและติดตั้งมวลหน่วงปรับค่า ภายใต้ แผ่นดินไหว Kobe Japan, FUK (1995) ที่ระดับ PGA เท่ากับ 0.228g ซึ่งเป็นระดับที่ทำให้ อาคารที่ไม่ได้ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่ามีดัชนีความเสียหาย เท่ากับ 1 .....	84
รูปที่ 6.43 การเคลื่อนตัวที่ชั้นบนสุดของอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Chi-Chi Taiwan, KAU046 (1999) ที่ระดับ PGA เท่ากับ 0.0188g .....	85
รูปที่ 6.44 การเคลื่อนตัวที่ชั้นบนสุดของอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Chi-Chi Taiwan, KAU046 (1999) ที่ระดับ PGA เท่ากับ 0.0375g .....	86
รูปที่ 6.45 การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Chi-Chi Taiwan, KAU046 (1999) ที่ระดับ PGA เท่ากับ 0.0375g.....	86
รูปที่ 6.46 ค่าความเสียหายของอาคารที่ติดตั้งและไม่ได้ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าภายใต้คลื่น แผ่นดินไหว Chi-Chi KAU 046 .....	87
รูปที่ 6.47 ประสิทธิภาพของมวลหน่วงปรับค่าในการลดความเสียหายและการเคลื่อนตัวสูงสุด ของอาคารภายใต้แผ่นดินไหว Chi-Chi Taiwan, KAU046 (1999).....	88
รูปที่ 6.48 ระดับสมรรถนะของอาคารตัวอย่างที่ไม่ติดตั้งและติดตั้งมวลหน่วงปรับค่า ภายใต้ แผ่นดินไหว Chi-Chi Taiwan, KAU046 (1999) ที่ระดับ PGA เท่ากับ 0.0375g ที่ทำให้อาคาร ที่ไม่ได้ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่ามีดัชนีความเสียหาย เท่ากับ 1 .....	89
รูปที่ 6.49 การเคลื่อนตัวที่ชั้นบนสุดของอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Chi-Chi Taiwan, KAU082 (1999) ที่ระดับ PGA เท่ากับ 0.0116g .....	90
รูปที่ 6.50 การเคลื่อนตัวที่ชั้นบนสุดของอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Chi-Chi Taiwan, KAU082 (1999) ที่ระดับ PGA เท่ากับ 0.0425g .....	91
รูปที่ 6.51 การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Chi-Chi Taiwan, KAU082 (1999) ที่ระดับ PGA เท่ากับ 0.0425g .....	91
รูปที่ 6.52 ค่าความเสียหายของอาคารที่ติดตั้งและไม่ได้ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าภายใต้คลื่น แผ่นดินไหว Chi-Chi Taiwan, KAU082 (1999) .....	92

รูปที่ 6.53 ประสิทธิภาพของมวลหน่วงปรับค่าในการลดความเสียหายและการเคลื่อนตัวสูงสุดที่ ชั้นหลังคาของอาคารภายใต้แผ่นดินไหว Chi-Chi Taiwan, KAU082 (1999).....	93
รูปที่ 6.54 ระดับสมรรถนะของอาคารตัวอย่างที่ไม่ติดตั้งและติดตั้งมวลหน่วงปรับค่า ภายใต้ แผ่นดินไหว Chi-Chi Taiwan, KAU082 (1999) ที่ระดับ PGA เท่ากับ 0.0425g ซึ่งเป็นระดับ ที่ทำให้อาคารที่ไม่ได้ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่ามีดัชนีความเสียหาย เท่ากับ 1 .....	94
รูปที่ 6.55 การเคลื่อนตัวที่ชั้นบนสุดของอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Duzce Turkey, Ambarli (1999) ที่ระดับ PGA เท่ากับ 0.0231g.....	95
รูปที่ 6.56 การเคลื่อนตัวที่ชั้นบนสุดของอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Duzce Turkey, Ambarli (1999) ที่ระดับ PGA เท่ากับ 0.146g.....	96
รูปที่ 6.57 การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Duzce Turkey, Ambarli (1999) ที่ระดับ PGA เท่ากับ 0.146g.....	96
รูปที่ 6.58 ค่าความเสียหายของอาคารที่ติดตั้งและไม่ได้ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่า ภายใต้คลื่น แผ่นดินไหว Duzce Turkey, Ambarli (1999).....	97
รูปที่ 6.59 ประสิทธิภาพของมวลหน่วงปรับค่าในการลดความเสียหายและการเคลื่อนตัวสูงสุดที่ ชั้นหลังคาของอาคารภายใต้แผ่นดินไหว Duzce Turkey, Ambarli (1999).....	98
รูปที่ 6.60 ระดับสมรรถนะของอาคารตัวอย่างที่ไม่ติดตั้งและติดตั้งมวลหน่วงปรับค่า ภายใต้ แผ่นดินไหว Duzce Turkey, Ambarli (1999) ที่ระดับ PGA เท่ากับ 0.146g ซึ่งเป็นระดับที่ทำ ให้อาคารที่ไม่ได้ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่ามีดัชนีความเสียหาย เท่ากับ 1 .....	99
รูปที่ 6.61 การเคลื่อนตัวที่ชั้นบนสุดของอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Duzce Turkey, Kocamustafapaba Tomb (1999) ที่ระดับ PGA เท่ากับ 0.0501g.....	100
รูปที่ 6.62 การเคลื่อนตัวที่ชั้นบนสุดของอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Duzce Turkey, Kocamustafapaba Tomb (1999) ที่ระดับ PGA เท่ากับ 0.233g.....	101
รูปที่ 6.63 การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Duzce Turkey, Kocamustafapaba Tomb (1999) ที่ระดับ PGA เท่ากับ 0.233g.....	101
รูปที่ 6.64 ค่าความเสียหายของอาคารที่ติดตั้งและไม่ได้ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าภายใต้คลื่น แผ่นดินไหว Duzce Turkey, Kocamustafapaba Tomb (1999).....	102



รูปที่ 6.65 ประสิทธิภาพของมวลหน่วงปรับค่าในการลดความเสียหายและการเคลื่อนตัวสูงสุดที่ ชั้นหลังคาของอาคาร ภายใต้แผ่นดินไหว Duzce Turkey, Kocamustafapaba Tomb (1999).....	103
รูปที่ 6.66 ระดับสมรรถนะของอาคารตัวอย่างที่ไม่ติดตั้งและติดตั้งมวลหน่วงปรับค่า ภายใต้ แผ่นดินไหว Duzce Turkey, Kocamustafapaba Tomb (1999) ที่ระดับ PGA เท่ากับ 0.233g ซึ่งเป็นระดับที่ทำให้อาคารที่ไม่ได้ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่ามีดัชนีความเสียหาย เท่ากับ 1... 104	
รูปที่ 6.67 การเคลื่อนตัวที่ชั้นบนสุดของอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Kocaeli Turkey, Balikesir (1999) ที่ระดับ PGA เท่ากับ 0.0328g.....	105
รูปที่ 6.68 การเคลื่อนตัวที่ชั้นบนสุดของอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Kocaeli Turkey, Balikesir (1999) ที่ระดับ PGA เท่ากับ 0.0801g.....	106
รูปที่ 6.69 การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Kocaeli Turkey, Balikesir (1999) ที่ระดับ PGA เท่ากับ 0.0801g.....	106
รูปที่ 6.70 ค่าความเสียหายของอาคารที่ติดตั้งและไม่ได้ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าภายใต้คลื่น แผ่นดินไหว Kocaeli Turkey, Balikesir (1999).....	107
รูปที่ 6.71 ประสิทธิภาพของมวลหน่วงปรับค่าในการลดความเสียหายและการเคลื่อนตัวสูงสุดที่ ชั้นหลังคาของอาคาร ภายใต้แผ่นดินไหว Kocaeli Turkey, Balikesir (1999).....	108
รูปที่ 6.72 ระดับสมรรถนะของอาคารตัวอย่างที่ไม่ติดตั้งและติดตั้งมวลหน่วงปรับค่า ภายใต้ แผ่นดินไหว Kocaeli Turkey, Balikesir (1999) ที่ระดับ PGA เท่ากับ 0.0801g ซึ่งเป็นระดับที่ ทำให้อาคารที่ไม่ได้ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่ามีดัชนีความเสียหาย เท่ากับ 1.....	109
รูปที่ 6.73 การเคลื่อนตัวที่ชั้นบนสุดของอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Hector Mine , Arleta -Nordhoff Fire Sta (1999) ที่ระดับ PGA เท่ากับ 0.0249g.....	110
รูปที่ 6.74 การเคลื่อนตัวที่ชั้นบนสุดของอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Hector Mine , Arleta -Nordhoff Fire Sta (1999) ที่ระดับ PGA เท่ากับ 0.0647g.....	111
รูปที่ 6.75 การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Hector Mine , Arleta - Nordhoff Fire Sta (1999) ที่ระดับ PGA เท่ากับ 0.0647g.....	111
รูปที่ 6.76 ค่าความเสียหายของอาคารที่ติดตั้งและไม่ได้ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าภายใต้คลื่น แผ่นดินไหว Hector Mine , Arleta -Nordhoff Fire Sta (1999).....	112

รูปที่ 6.77 ประสิทธิภาพของมวลหน่วงปรับค่าในการลดความเสียหายและการเคลื่อนตัวสูงสุดที่  
ชั้นหลังคาของอาคาร ภายใต้แผ่นดินไหว Hector Mine , Arleta -Nordhoff Fire Sta (1999).. 113

รูปที่ 6.78 ระดับสมรรถนะของอาคารตัวอย่างที่ไม่ติดตั้งและติดตั้งมวลหน่วงปรับค่า ภายใต้  
แผ่นดินไหว Hector Mine , Arleta -Nordhoff Fire Sta (1999) ที่ระดับ PGA เท่ากับ  
0.0647g ซึ่งเป็นระดับที่ทำให้อาคารที่ไม่ได้ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่ามีดัชนีความเสียหาย เท่ากับ 1 114

รูปที่ 6.79 การเคลื่อนตัวที่ชั้นบนสุดของอาคารตัวอย่าง ภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Denali Alaska,  
Anchorage - K2-04 (2002) ที่ระดับ PGA เท่ากับ 0.00812g ..... 115

รูปที่ 6.80 การเคลื่อนตัวที่ชั้นบนสุดของอาคารตัวอย่าง ภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Denali  
Alaska, Anchorage - K2-04 (2002) ที่ระดับ PGA เท่ากับ 0.0541g..... 116

รูปที่ 6.81 การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Denali Alaska,  
Anchorage - K2-04 (2002) ที่ระดับ PGA เท่ากับ 0.0541g ..... 116

รูปที่ 6.82 ค่าความเสียหายของอาคารที่ติดตั้งและไม่ได้ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่า ภายใต้คลื่น  
แผ่นดินไหว Denali Alaska, Anchorage - K2-04 (2002) ..... 117

รูปที่ 6.83 ประสิทธิภาพของมวลหน่วงปรับค่าในการลดความเสียหายและการเคลื่อนตัวสูงสุดที่  
ชั้นหลังคาของอาคารภายใต้แผ่นดินไหว Denali Alaska, Anchorage - K2-04 (2002) ..... 118

รูปที่ 6.84 ระดับสมรรถนะของอาคารตัวอย่างที่ไม่ติดตั้งและติดตั้งมวลหน่วงปรับค่า ภายใต้  
แผ่นดินไหว Denali Alaska, Anchorage - K2-04 (2002) ..... 119

รูปที่ 6.85 การเคลื่อนตัวที่ชั้นบนสุดของอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Nenana  
Mountain Alaska, Anchorage International Airport (2002) ที่ระดับ PGA เท่ากับ 0.0218g120

รูปที่ 6.86 การเคลื่อนตัวที่ชั้นบนสุดของอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Nenana  
Mountain Alaska, Anchorage International Airport (2002)ที่ระดับ PGA เท่ากับ 0.0436g. 121

รูปที่ 6.87 การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Nenana Mountain  
Alaska, Anchorage International Airport (2002)ที่ระดับ PGA เท่ากับ 0.0436g ..... 121

รูปที่ 6.88 ค่าความเสียหายของอาคารที่ติดตั้งและไม่ได้ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่า ภายใต้คลื่น  
แผ่นดินไหว Nenana Mountain Alaska, Anchorage International Airport (2002) ..... 122

รูปที่ 6.89 ประสิทธิภาพของมวลหน่วงปรับค่าในการลดความเสียหายและการเคลื่อนตัวสูงสุดที่ ชั้นหลังคาของอาคารภายใต้แผ่นดินไหว Nenana Mountain Alaska, Anchorage International Airport (2002).....	123
รูปที่ 6.90 ระดับสมรรถนะของอาคารตัวอย่างที่ไม่ติดตั้งและติดตั้งมวลหน่วงปรับค่า ภายใต้ แผ่นดินไหว Nenana Mountain Alaska, Anchorage International Airport (2002) ที่ระดับ PGA เท่ากับ 0.0436g ซึ่งเป็นระดับที่ทำให้อาคารที่ไม่ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่ามีดัชนีความ เสียหาย เท่ากับ 1.....	124
รูปที่ 6.91 เปรียบเทียบการสลายพลังงานของอาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหว ที่ระดับ PGA ที่ ทำให้อาคารที่ไม่ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าวิบัติ.....	125
รูปที่ 6.92 การสลายพลังงานเฉลี่ยของอาคารที่ติดตั้งและไม่ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่า.....	126
รูปที่ 6.93 การลดการสลายพลังงานของชิ้นส่วนภายในอาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหวที่ ระดับความเร่งที่ทำให้อาคารที่ไม่ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าวิบัติ.....	126
รูปที่ 7.1 พฤติกรรมของอาคารตัวอย่าง.....	129
รูปที่ 7.2 P-M Diagram ของเสามวลหน่วงปรับค่า.....	131
รูปที่ 7.3 ค่าความเสียหายของอาคารที่ไม่ติดตั้งและติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าแบบอิลาสติกและ แบบอินอิลาสติก ภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Nenana Mountain Alaska, Anchorage International Airport (2002).....	132
รูปที่ 7.4 ประสิทธิภาพของมวลหน่วงปรับค่าแบบอินอิลาสติกในการลดความเสียหายของอาคาร ภายใต้แผ่นดินไหว Nenana Mountain Alaska, Anchorage International Airport (2002)...	132
รูปที่ 7.5 P-M Diagram ของเสามวลหน่วงปรับค่าที่ถูกปรับค่ากำลังต้านทานลง 50%.....	133
รูปที่ 7.6 ค่าความเสียหายของอาคารที่ไม่ติดตั้งและติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าแบบอิลาสติกและ แบบอินอิลาสติก (0.5F <sub>y</sub> ) ภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Nenana Mountain Alaska, Anchorage International Airport (2002).....	134
รูปที่ 7.7 ประสิทธิภาพของมวลหน่วงปรับค่าแบบอินอิลาสติก (0.5F <sub>y</sub> ) ในการลดความเสียหาย ของอาคารภายใต้แผ่นดินไหว Nenana Mountain Alaska, Anchorage International Airport (2002).....	134
รูปที่ 7.8 P-M Diagram ของเสามวลหน่วงปรับค่าที่ถูกปรับค่ากำลังต้านทานลง 75%.....	135

รูปที่ 7.9 ค่าความเสียหายของอาคารที่ไม่ติดตั้งและติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าแบบอิลาสติกและแบบอินอิลาสติก (0.25F <sub>y</sub> ) ภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Nenana Mountain Alaska, Anchorage International Airport (2002).....	136
รูปที่ 7.10 ประสิทธิภาพของมวลหน่วงปรับค่าแบบอินอิลาสติก (0.25F <sub>y</sub> ) ในการลดความเสียหายของอาคารภายใต้แผ่นดินไหว Nenana Mountain Alaska, Anchorage International Airport (2002).....	136
รูปที่ 7.11 ค่าความเสียหายของอาคารที่ไม่ติดตั้งและติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าทั้งหมดจำนวน 5 อาคาร ภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Nenana Mountain Alaska, Anchorage International Airport (2002).....	137
รูปที่ 7.12 ประสิทธิภาพของมวลหน่วงปรับค่าแบบอินอิลาสติก ทั้งหมดจำนวน 4 อาคาร ในการลดความเสียหายของอาคารภายใต้แผ่นดินไหว Nenana Mountain Alaska, Anchorage International Airport (2002).....	138
รูปที่ 7.13 การสลายพลังงานตัวอย่างของอาคารที่ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าแบบอิลาสติกและแบบอินอิลาสติก ภายใต้แผ่นดินไหว Nenana Mountain Alaska, Anchorage International Airport (2002).....	139
รูปที่ 7.14 การสลายพลังงานของอาคาร และมวลหน่วงปรับค่า ภายใต้แผ่นดินไหว Nenana Mountain Alaska, Anchorage International Airport (2002) ที่ระดับ PGA เท่ากับ 0.051g .	140
รูปที่ 7.15 การสลายพลังงานของอาคาร และมวลหน่วงปรับค่า ภายใต้แผ่นดินไหว Nenana Mountain Alaska, Anchorage International Airport (2002) ที่ระดับ PGA เท่ากับ 0.056g .	140
รูปที่ 7.16 ค่าความเสียหายของอาคารที่ไม่ติดตั้งและติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าแบบอิลาสติกและแบบอินอิลาสติก ภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Hector Mine, Arleta -Nordhoff Fire Sta (1999) ..	141
รูปที่ 7.17 ประสิทธิภาพของมวลหน่วงปรับค่าแบบอินอิลาสติกในการลดความเสียหายของอาคารภายใต้แผ่นดินไหว Hector Mine, Arleta -Nordhoff Fire Sta (1999) .....	141
รูปที่ 7.18 ค่าความเสียหายของอาคารที่ไม่ติดตั้งและติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าแบบอิลาสติกและแบบอินอิลาสติก (0.5F <sub>y</sub> ) ภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Hector Mine, Arleta -Nordhoff Fire Sta (1999).....	142
รูปที่ 7.19 ประสิทธิภาพของมวลหน่วงปรับค่าแบบอินอิลาสติก (0.5F <sub>y</sub> ) ในการลดความเสียหายของอาคารภายใต้แผ่นดินไหว Hector Mine, Arleta -Nordhoff Fire Sta (1999).....	143

รูปที่ 7.20 ค่าความเสียหายของอาคารที่ไม่ติดตั้งและติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าแบบอิลาสติกและแบบอินอิลาสติก (0.25F <sub>y</sub> ) ภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Hector Mine, Arleta -Nordhoff Fire Sta (1999).....	144
รูปที่ 7.21 ประสิทธิภาพของมวลหน่วงปรับค่าแบบอินอิลาสติก (0.25F <sub>y</sub> ) ในการลดความเสียหายของอาคารภายใต้แผ่นดินไหว Hector Mine, Arleta -Nordhoff Fire Sta (1999).....	144
รูปที่ 7.22 ค่าความเสียหายของอาคารที่ไม่ติดตั้งและติดตั้งมวลหน่วงปรับค่า ทั้งหมดจำนวน 5 อาคาร ภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Hector Mine, Arleta -Nordhoff Fire Sta (1999).....	145
รูปที่ 7.23 ประสิทธิภาพของมวลหน่วงปรับค่าแบบอินอิลาสติก ทั้งหมดจำนวน 4 อาคาร ในการลดความเสียหายของอาคารภายใต้แผ่นดินไหว Hector Mine, Arleta -Nordhoff Fire Sta (1999).....	146
รูปที่ 7.24 การสลายพลังงานตัวอย่างของอาคารที่ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าแบบอิลาสติกและแบบอินอิลาสติก ภายใต้แผ่นดินไหว Hector Mine, Arleta -Nordhoff Fire Sta (1999).....	147
รูปที่ 7.25 การสลายพลังงานของอาคาร และมวลหน่วงปรับค่า ภายใต้แผ่นดินไหว Hector Mine, Arleta -Nordhoff Fire Sta (1999) ที่ระดับ PGA เท่ากับ 0.100g.....	148
รูปที่ 7.26 การสลายพลังงานของอาคาร และมวลหน่วงปรับค่า ภายใต้แผ่นดินไหว Hector Mine, Arleta -Nordhoff Fire Sta (1999) ที่ระดับ PGA เท่ากับ 0.129g.....	148
รูปที่ 7.27 ค่าความเสียหายของอาคารที่ไม่ติดตั้งและติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าแบบอิลาสติกและแบบอินอิลาสติก ภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Chi-Chi Taiwan, KAU046 (1999).....	149
รูปที่ 7.28 ประสิทธิภาพของมวลหน่วงปรับค่าแบบอินอิลาสติกในการลดความเสียหายของอาคารภายใต้แผ่นดินไหว Chi-Chi Taiwan, KAU046 (1999).....	150
รูปที่ 7.29 ค่าความเสียหายของอาคารที่ไม่ติดตั้งและติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าแบบอิลาสติกและแบบอินอิลาสติก (0.5F <sub>y</sub> ) ภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Chi-Chi Taiwan, KAU046 (1999).....	151
รูปที่ 7.30 ประสิทธิภาพของมวลหน่วงปรับค่าแบบอินอิลาสติก (0.5F <sub>y</sub> ) ในการลดความเสียหายของอาคารภายใต้แผ่นดินไหว Chi-Chi Taiwan, KAU046 (1999).....	151
รูปที่ 7.31 ค่าความเสียหายของอาคารที่ไม่ติดตั้งและติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าแบบอิลาสติกและแบบอินอิลาสติก (0.25F <sub>y</sub> ) ภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Chi-Chi Taiwan, KAU046 (1999).....	152

รูปที่ 7.32 ประสิทธิภาพของมวลหน่วงปรับค่าแบบอินอิลาสติก (0.25Fy) ในการลดความเสียหายของอาคารภายใต้แผ่นดินไหว Chi-Chi Taiwan, KAU046 (1999) .....	152
รูปที่ 7.33 ค่าความเสียหายของอาคารที่ไม่ติดตั้งและติดตั้งมวลหน่วงปรับค่า ทั้งหมดจำนวน 5 อาคาร ภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Chi-Chi Taiwan, KAU046 (1999).....	153
รูปที่ 7.34 ประสิทธิภาพของมวลหน่วงปรับค่าแบบอินอิลาสติก ทั้งหมดจำนวน 4 อาคาร ในการลดความเสียหายของอาคารภายใต้แผ่นดินไหว Chi-Chi Taiwan, KAU046 (1999).....	154
รูปที่ 7.35 การสลายพลังงานตัวอย่างของอาคารที่ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าแบบอินอิลาสติก และแบบ อินอิลาสติก ภายใต้แผ่นดินไหว Chi-Chi Taiwan, KAU046 (1999).....	155
รูปที่ 7.36 การสลายพลังงานของอาคาร และมวลหน่วงปรับค่า ภายใต้แผ่นดินไหว Chi-Chi Taiwan, KAU046 (1999) ที่ระดับ PGA เท่ากับ 0.061g .....	156
รูปที่ 7.37 การสลายพลังงานของอาคาร และมวลหน่วงปรับค่า ภายใต้แผ่นดินไหว Chi-Chi Taiwan, KAU046 (1999) ที่ระดับ PGA เท่ากับ 0.085g .....	156
รูปที่ 7.38 ค่าความเสียหายของอาคารที่ไม่ติดตั้งและติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าแบบอินอิลาสติกและแบบอินอิลาสติก ภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Landers, LA - Obregon Park (1992).....	157
รูปที่ 7.39 ประสิทธิภาพของมวลหน่วงปรับค่าแบบอินอิลาสติกในการลดความเสียหายของอาคารภายใต้แผ่นดินไหว Landers, LA - Obregon Park (1992).....	158
รูปที่ 7.40 ค่าความเสียหายของอาคารที่ไม่ติดตั้งและติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าแบบอินอิลาสติกและแบบอินอิลาสติก (0.5Fy) ภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Landers, LA - Obregon Park (1992).....	159
รูปที่ 7.41 ประสิทธิภาพของมวลหน่วงปรับค่าแบบอินอิลาสติก (0.5Fy) ในการลดความเสียหายของอาคารภายใต้แผ่นดินไหว Landers, LA - Obregon Park (1992).....	159
รูปที่ 7.42 ค่าความเสียหายของอาคารที่ไม่ติดตั้งและติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าแบบอินอิลาสติกและแบบอินอิลาสติก (0.25Fy) ภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Landers, LA - Obregon Park (1992).....	160
รูปที่ 7.43 ประสิทธิภาพของมวลหน่วงปรับค่าแบบอินอิลาสติก (0.25Fy) ในการลดความเสียหายของอาคารภายใต้แผ่นดินไหว Landers, LA - Obregon Park (1992).....	160
รูปที่ 7.44 ค่าความเสียหายของอาคารที่ไม่ติดตั้งและติดตั้งมวลหน่วงปรับค่า ทั้งหมดจำนวน 5 อาคาร ภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Landers, LA - Obregon Park (1992) .....	161

รูปที่ 7.45 ประสิทธิภาพของมวลหน่วงปรับค่าแบบอินอีลาสติก ทั้งหมดจำนวน 4 อาคาร ในการลดความเสียหายของอาคารภายใต้แผ่นดินไหว Landers, LA - Obregon Park (1992).....	162
รูปที่ 7.46 การสลายพลังงานตัวอย่างของอาคารที่ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าแบบอินอีลาสติกและแบบอินอีลาสติก ภายใต้แผ่นดินไหว Landers, LA - Obregon Park (1992).....	163
รูปที่ 7.47 การสลายพลังงานของอาคาร และมวลหน่วงปรับค่า ภายใต้แผ่นดินไหว Landers, LA - Obregon Park (1992) ที่ระดับ PGA เท่ากับ 0.116g.....	164
รูปที่ 7.48 การสลายพลังงานของอาคาร และมวลหน่วงปรับค่าภายใต้แผ่นดินไหว Landers, LA - Obregon Park (1992) ที่ระดับ PGA เท่ากับ 0.168g.....	164
รูปที่ ก.1 การรวมมวลในแต่ละชั้นมารวมที่ตำแหน่งเดียว (Lump mass).....	173
รูปที่ ก.2 รูปร่างการเคลื่อนตัวของอาคารตัวอย่างในโหมดที่ 1 .....	174
รูปที่ ข.1 การเคลื่อนตัวของมวลหน่วงปรับค่าภายใต้แรงฮาร์โมนิก.....	175
รูปที่ ค.1 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงแนวแกนและแรงดัด (P-M Diagram) ในเสา F5 ชั้นบนสุดของอาคารตัวอย่าง ภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Lander (1992) ที่ระดับ PGA เท่ากับ 0.116g.....	176
รูปที่ ค.2 Hysteresis Loop ของเสา F5 ชั้นบนสุดของอาคารตัวอย่าง ภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Lander (1992) ที่ระดับ PGA เท่ากับ 0.116g.....	177
รูปที่ ง.1 ความถี่การสั่นไหวของอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Landers, LA - Obregon Park (1992) ที่ระดับ PGA เท่ากับ 0.039g 0.116g และ 0.181g.....	181
รูปที่ ง.2 กราฟการแปลงฟูเรียร์แบบเร็วกับความถี่การสั่นไหวในแนวแกนหลักของคลื่นแผ่นดินไหว Landers, LA - Obregon Park (1992) .....	182
รูปที่ ง.3 ความถี่การสั่นไหวของอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Kobe Japan, FUK (1995) ที่ระดับ PGA เท่ากับ 0.042g 0.160g และ 0.236g.....	182
รูปที่ ง.4 กราฟการแปลงฟูเรียร์แบบเร็วกับความถี่การสั่นไหวในแนวแกนหลักของคลื่นแผ่นดินไหว Kobe Japan, FUK (1995).....	183
รูปที่ ง.5 ความถี่การสั่นไหวของอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Chi-Chi Taiwan, KAU046 (1999) ที่ระดับ PGA เท่ากับ 0.014g 0.070g และ 0.101g .....	183
รูปที่ ง.6 กราฟการแปลงฟูเรียร์แบบเร็วกับความถี่การสั่นไหวในแนวแกนหลักของคลื่นแผ่นดินไหว Chi-Chi Taiwan, KAU046 (1999).....	184

รูปที่ ง.7 ความถี่การสั่นไหวของอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Chi-Chi Taiwan, KAU082 (1999) ที่ระดับ PGA เท่ากับ 0.015g 0.042g และ 0.054g .....	184
รูปที่ ง.8 กราฟการแปลงฟูเรียร์แบบเร็วกับความถี่การสั่นไหวในแนวแกนหลักของคลื่นแผ่นดินไหว Chi-Chi Taiwan, KAU082 (1999).....	185
รูปที่ ง.9 ความถี่การสั่นไหวของอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Duzce Turkey, Ambarli (1999) ที่ระดับ PGA เท่ากับ 0.008g 0.046g และ 0.057g .....	185
รูปที่ ง.10 กราฟการแปลงฟูเรียร์แบบเร็วกับความถี่การสั่นไหวในแนวแกนหลักของคลื่นแผ่นดินไหว Duzce Turkey, Ambarli (1999).....	186
รูปที่ ง.11 ความถี่การสั่นไหวของอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Duzce Turkey, Kocamustafapaba Tomb (1999) ที่ระดับ PGA เท่ากับ 0.054g 0.215g และ 0.286g .....	186
รูปที่ ง.12 กราฟการแปลงฟูเรียร์แบบเร็วกับความถี่การสั่นไหวในแนวแกนหลักของคลื่นแผ่นดินไหว Duzce Turkey, Kocamustafapaba Tomb (1999).....	187
รูปที่ ง.13 ความถี่การสั่นไหวของอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Kocaeli Turkey, Balikesir (1999) ที่ระดับ PGA เท่ากับ 0.076g 0.269g และ 0.236g.....	187
รูปที่ ง.14 กราฟการแปลงฟูเรียร์แบบเร็วกับความถี่การสั่นไหวในแนวแกนหลักของคลื่นแผ่นดินไหว Kocaeli Turkey, Balikesir (1999).....	188
รูปที่ ง.15 ความถี่การสั่นไหวของอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Hector Mine , Arleta - Nordhoff Fire Sta (1999) ที่ระดับ PGA เท่ากับ 0.02g 0.095g และ 0.139g .....	188
รูปที่ ง.16 กราฟการแปลงฟูเรียร์แบบเร็วกับความถี่การสั่นไหวในแนวแกนหลักของคลื่นแผ่นดินไหว Hector Mine , Arleta - Nordhoff Fire Sta (1999).....	189
รูปที่ ง.17 ความถี่การสั่นไหวของอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Denali Alaska, Anchorage - K2-04 (2002) ที่ระดับ PGA เท่ากับ 0.008g 0.046g และ 0.057g .....	189
รูปที่ ง.18 กราฟการแปลงฟูเรียร์แบบเร็วกับความถี่การสั่นไหวในแนวแกนหลักของคลื่นแผ่นดินไหว Denali Alaska, Anchorage - K2-04 (2002).....	190
รูปที่ ง.19 ความถี่การสั่นไหวของอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Nenana Mountain Alaska, Anchorage International Airport (2002) ที่ระดับ PGA เท่ากับ 0.022g 0.051g และ 0.056g.....	190



รูปที่ ง.20 กราฟการแปลงฟูเรียร์แบบเร็วกับความถี่การสั่นไหวในแนวแกนหลักของคลื่น  
แผ่นดินไหว Nenana Mountain Alaska, Anchorage International Airport (2002) ..... 191



## บทที่ 1

### บทนำ

#### 1.1 ความเป็นมา

ปัจจุบันได้เกิดภัยธรรมชาติต่างๆเกิดขึ้นมากมาย ซึ่งทวีความรุนแรงมากขึ้น ไม่ว่าจะเป็น อุทกภัย วาตภัย สึนามิ แผ่นดินไหว เป็นต้น ซึ่งล้วนแล้วแต่ส่งผลกระทบต่อชีวิตและทรัพย์สิน ในอดีตแผ่นดินไหว เป็นภัยธรรมชาติที่เชื่อกันว่ามีโอกาสเกิดขึ้นได้น้อยมากในประเทศไทย แต่ในช่วงหลังได้เกิดแผ่นดินไหวบ่อยครั้งขึ้นในประเทศไทย รวมถึงประเทศใกล้เคียง เพราะ ประเทศไทยตั้งอยู่ในบริเวณรอยต่อของแผ่นเปลือกโลก ซึ่งเป็นแหล่งกำเนิดของแผ่นดินไหวขนาดใหญ่ ภายในแผ่นเปลือกโลกยังมีรอยเลื่อนมีพลัง ซึ่งยังมีการเคลื่อนตัวอยู่จึงทำให้มีโอกาสในการเกิดแผ่นดินไหวได้อีก

ในประเทศไทย ตำแหน่งของรอยเลื่อนมีพลัง ซึ่งเป็นบริเวณที่เป็นศูนย์กลางการเกิดแผ่นดินไหว ส่วนใหญ่จะอยู่บริเวณภาคเหนือและภาคตะวันตก ในบริเวณดังกล่าวพบว่าการเกิดแผ่นดินไหวในแต่ละครั้ง มีการรายงานถึงความเสียหายต่อสิ่งปลูกสร้าง และความรุนแรงนี้ยังส่งผลกระทบต่อมาถึงบริเวณ พื้นที่กรุงเทพฯ ซึ่งมีระยะทางค่อนข้างไกลจากศูนย์กลางการเกิดแผ่นดินไหว พบว่าตามอาคารสูงต่างๆที่มีอยู่อย่างมากมายได้รับถึงแรงสั่นสะเทือน เนื่องจากกรุงเทพฯ มีลักษณะที่ตั้งอยู่บนชั้นดินอ่อน ซึ่งเป็นตัวเร่งให้เกิดการขยายของคลื่นแผ่นดินไหวได้ นอกจากนี้พบว่าอาคารสูงส่วนใหญ่ในกรุงเทพฯ เป็นอาคารเก่าซึ่งการออกแบบยังไม่ได้คำนึงถึงการรับแรงแผ่นดินไหว เมื่อเกิดแผ่นดินไหวที่มีระดับความรุนแรงสูงอาจส่งผลให้อาคารสูงต่างๆเหล่านี้ ได้รับความเสียหายเกิดขึ้น ดังนั้น การเสริมกำลังกับอาคารเก่าเพื่อควบคุมการสั่นไหว จึงมีความจำเป็น แต่อาจทำได้ลำบากและยุ่งยาก รวมทั้งมีค่าใช้จ่ายในการดำเนินงานค่อนข้างสูง ระบบมวลห่นวงปรับค่าจึงเป็นอีกทางเลือกหนึ่งที่ถูกนำมาใช้ในการควบคุมการสั่นไหวกับอาคารสูง โดยระบบมวลห่นวงปรับค่าประกอบด้วย มวล สปริง และตัวห่นวง ซึ่งหากมีการปรับตั้งค่าที่ดีและเหมาะสมจะสามารถสลายพลังงานของโครงสร้างได้ ทำให้มวลห่นวงปรับค่ามีประสิทธิภาพในการลดการสั่นไหวของโครงสร้างจากแผ่นดินไหวลงได้

อย่างไรก็ตามหาก ขนาดของแผ่นดินไหวมีความรุนแรงมาก จนทำให้โครงสร้างมีการกระจัดสูง และมีความเสียหายเกิดขึ้น พฤติกรรมของโครงสร้างจะเปลี่ยนจากช่วงอีลาสติกไปสู่ช่วงอินอีลาสติก ซึ่งจากงานวิจัยในอดีตพบว่าเมื่อพฤติกรรมของโครงสร้างเข้าสู่ช่วงอินอีลาสติก ระบบมวลห่นวงปรับค่าจะมีประสิทธิภาพลดลงเมื่อจำลองระบบมวลห่นวงปรับค่าเป็นแบบอีลาสติกเชิงเส้น

เนื่องจากความถี่ของโครงสร้างมีการเปลี่ยนแปลงไปทำให้เกิดการเบี่ยงเบนของความถี่ออกจากค่าความถี่ของระบบมวลห้วงปรับค่าที่ถูกปรับไว้ให้เหมาะสมในเบื้องต้น

ด้วยเหตุผลที่กล่าวมาข้างต้น งานวิจัยฉบับนี้จึงได้ทำการวิเคราะห์พฤติกรรมของโครงสร้างที่ติดตั้งและไม่ติดตั้งระบบมวลห้วงปรับค่า โดยทำการติดตั้งระบบมวลห้วงปรับค่าที่ชั้นบนสุดของอาคารสูงคอนกรีตเสริมเหล็ก จำนวน 20 ชั้น และจำลองพฤติกรรมเสาของระบบมวลห้วงปรับค่าให้มีพฤติกรรมแบบอินอีลาสติกไม่เชิงเส้น เพื่อปรับปรุงประสิทธิภาพในการควบคุมการสั่นไหวและลดความเสียหายของโครงสร้างเมื่อมีพฤติกรรมอยู่ในช่วงอินอีลาสติก ซึ่งเป็นพฤติกรรมจริงที่เกิดขึ้น ภายใต้คลื่นแผ่นดินไหวความรุนแรงสูง

## 1.2 วัตถุประสงค์

ในงานวิจัยนี้มีวัตถุประสงค์ ดังต่อไปนี้

1.2.1 ศึกษาพฤติกรรมการสั่นไหวของโครงสร้างในช่วงอินอีลาสติกเมื่อติดตั้งและไม่ติดตั้งระบบมวลห้วงปรับค่าแบบพลาสติก

1.2.2 ศึกษาประสิทธิภาพของระบบมวลห้วงปรับค่าในการลดการตอบสนองของโครงสร้างจากแรงแผ่นดินไหว

1.2.3 เปรียบเทียบประสิทธิภาพระหว่างระบบมวลห้วงปรับค่าที่มีพฤติกรรมแบบอีลาสติกและอินอีลาสติก รวมถึงศึกษาถึงปัจจัยที่มีผลต่อประสิทธิภาพของระบบมวลห้วงปรับค่า

## 1.3 ขอบเขตการศึกษา

ขอบเขตของการศึกษาและการทำวิจัยมีดังต่อไปนี้

1.3.1 อาคารตัวอย่างเป็นอาคารโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีพฤติกรรมแบบอินอีลาสติกแบบ Lump plasticity hinge ตามมาตรฐาน ASCE41 [1] โดยพิจารณาเป็นโครงสร้าง 3 มิติ

1.3.2 ไม่พิจารณาผลของผนังก่ออิฐในการพิจารณาสติเฟนสของอาคาร โดยพิจารณาเป็นเพียงมวลส่วนหนึ่งของอาคาร

1.3.3 ติดตั้งระบบมวลห้วงปรับค่าแบบพลาสติก 1 หน่วย ที่ชั้นบนสุดของโครงสร้าง โดยจำลองให้มีพฤติกรรมแบบอีลาสติกและอินอีลาสติก

1.3.4 แรงแผ่นดินไหวกระทำเฉพาะในแนวราบ โดยคิดผลทั้งในแนวแกนหลักและแนวแกนรอง โดยให้ระดับความรุนแรงตั้งแต่ศูนย์จนถึงระดับที่ทำให้อาคารถึงจุดวิบัติ

#### 1.4 ประโยชน์ที่คาดว่าจะได้รับ

งานวิจัยนี้ คาดว่าจะมีประโยชน์ดังต่อไปนี้

1.4.1 เพื่อทราบถึงประสิทธิภาพของระบบมวลห้วงปรับค่าแบบอินอีลาสติก ในการลดการสั่นไหวของโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีพฤติกรรมในช่วงอินอีลาสติก

1.4.2 สามารถเปรียบเทียบประสิทธิภาพของระบบมวลห้วงปรับค่าที่มีคุณสมบัติแตกต่างกัน ในการลดการสั่นไหวของโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีพฤติกรรมในช่วงอินอีลาสติก ภายใต้คลื่นแผ่นดินไหวที่แตกต่างกัน

1.4.3 เป็นแนวทางในการพัฒนาและปรับปรุงประสิทธิภาพของระบบมวลห้วงปรับค่าในการลดการสั่นไหวของโครงสร้างต่อไป

#### 1.5 ขั้นตอนการดำเนินงานวิจัย

งานวิจัยนี้ มีขั้นตอนการดำเนินงานตามลำดับดังต่อไปนี้

1.5.1 ศึกษาทฤษฎีที่เกี่ยวข้อง และงานวิจัยที่ผ่านมาในอดีตที่เกี่ยวข้องกับการเสริมกำลังของอาคารด้วยระบบมวลห้วงปรับค่า

1.5.2 กำหนดขอบเขตของงานวิจัย

1.5.3 สังเคราะห์คลื่นแผ่นดินไหวระยะไกลที่จะใช้ในการศึกษาจากคลื่นแผ่นดินไหวจริงที่เกิดขึ้นในอดีต

1.5.4 สร้างแบบจำลองอาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก และทำการวิเคราะห์โครงสร้าง ภายใต้แรงฮาร์มอนิกและแผ่นดินไหว โดยโปรแกรม PERFORM-3D

1.5.5 สร้างแบบจำลองอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กที่ติดตั้งระบบมวลห้วงปรับค่า และทำการวิเคราะห์โครงสร้าง ภายใต้แรงฮาร์มอนิกและแผ่นดินไหวโดยโปรแกรม PERFORM-3D

1.5.6 วิเคราะห์ผลการศึกษา และทำการเปรียบเทียบพฤติกรรมการตอบสนองของอาคารที่ติดตั้งและไม่ติดตั้งมวลห้วงปรับค่า

1.5.7 สร้างแบบจำลองอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กที่ติดตั้งระบบมวลห้วงปรับค่าแบบอินอีลาสติก และทำการวิเคราะห์โครงสร้าง ภายใต้แผ่นดินไหวโดยโปรแกรม PERFORM-3D

1.5.8 เปรียบเทียบพฤติกรรมการตอบสนองของอาคารที่ติดตั้งมวลห้วงปรับค่าแบบอินอีลาสติกและอินอีลาสติก

1.5.9 สรุปผลงานวิจัย

1.5.10 จัดทำรูปเล่มวิทยานิพนธ์

## บทที่ 2 งานวิจัยและทฤษฎีที่เกี่ยวข้อง

### 2.1 งานวิจัยที่เกี่ยวข้องกับระบบมวลห้วงปรับค่าแบบพาสซีฟ

ในอดีตได้มีงานวิจัยที่เกี่ยวข้องกับการนำระบบมวลห้วงปรับค่าแบบพาสซีฟ มาใช้เพื่อลดการสั่นไหวของโครงสร้าง เพื่อศึกษาถึงประสิทธิภาพของระบบมวลห้วงปรับค่าภายใต้เงื่อนไขต่างๆ ที่แตกต่างกัน เช่น พารามิเตอร์ของระบบมวลห้วงปรับค่า ลักษณะของแรงที่กระทำ พฤติกรรมของโครงสร้าง เป็นต้น โดยงานวิจัยในช่วงแรกจะกล่าวถึงโครงสร้างที่มีพฤติกรรมแบบอีลาสติก แต่ในช่วงหลังโครงสร้างที่มีพฤติกรรมแบบอินอีลาสติกได้รับความสนใจในการศึกษาเพิ่มมากขึ้นเนื่องจากในความเป็นจริงเมื่อเกิดแผ่นดินไหวที่มีขนาดรุนแรง โครงสร้างอาจจะมีพฤติกรรมอยู่ในช่วงดังกล่าวซึ่งเป็นพฤติกรรมจริงของโครงสร้างที่เกิดขึ้นภายใต้แรงแผ่นดินไหว ดังแสดงต่อไปนี้

Sadek และคณะ (1997) [2] ได้ทำการหาค่าพารามิเตอร์ต่างๆของมวลห้วงปรับค่าแบบพาสซีฟที่เหมาะสม ได้แก่ อัตราส่วนมวล (Mass ratio), ความถี่ (Frequency) และ อัตราส่วนความหน่วง (Damping ratio) เพื่อเพิ่มประสิทธิภาพของมวลห้วงปรับค่าในการลดการตอบสนองของโครงสร้างอันเนื่องมาจากแรงแผ่นดินไหวจำนวนหลายคลื่น ทำการปรับค่าพารามิเตอร์ให้เท่ากับค่าการสั่นไหวของ 2 โหมดแรก ทำการทดสอบทั้งโครงสร้างที่มีองศาอิสระเดียว และหลายองศาอิสระ พบว่าระบบมวลห้วงปรับค่าสามารถช่วยลดการตอบสนองของโครงสร้างได้อย่างมีนัยสำคัญ โดยพบว่าระบบมวลห้วงปรับค่าจะแสดงถึงประสิทธิภาพเมื่อโครงสร้างมี Damping ratio ต่ำสามารถใช้อัตราส่วนมวลไม่มากก็สามารถลดการตอบสนองได้ แต่เมื่อโครงสร้างมี Damping ratio สูง พบว่า จำเป็นต้องใช้ค่าอัตราส่วนมวลที่สูงขึ้น โดยโครงสร้างของชั้นนั้นจะมีขนาดใหญ่และต้องมีความสามารถในการรับกำลัง และความเหนียว เนื่องจากชั้นดังกล่าวจะเป็นชั้นที่จะดูดซับพลังงาน โดยพบว่าการเลือกค่าพารามิเตอร์ที่เหมาะสมของมวลห้วงปรับค่าจะมีประสิทธิภาพในการลดการตอบสนองของแรงแผ่นดินไหวได้มากถึง 50%

Lukkunaprasit และ Wanitkorkul (2001) [3] ได้ทำการศึกษาประสิทธิภาพของมวลห้วงปรับค่าในการควบคุมการสั่นไหวของอาคารภายใต้แรงแผ่นดินไหวความรุนแรงปานกลาง ได้แก่ SCT Mexico city 1985 และ Bangkok 1985 โดยพฤติกรรมของอาคารมีลักษณะแบบอีลาสโต-พลาสติก (Elasto-plastic) ติดตั้งมวลห้วงปรับค่าเชิงเส้นแบบพาสซีฟแล้วทำการทดสอบการสลายพลังงานฮิสเทอเรติกโดยมวลห้วงปรับค่า และเทียบอัตราส่วนการสลายพลังงานฮิสเทอเรติกของโครงสร้างที่ติดตั้งมวลห้วงปรับค่าและโครงสร้างที่ไม่ได้ติดตั้งมวลห้วงปรับค่า โดยทำการปรับค่าคาบธรรมชาติของโครงสร้างที่แตกต่างกัน พบว่าภายใต้พฤติกรรมของโครงสร้างแบบอีลาสโต-

พลาสติก อัตราส่วนของการเปลี่ยนตำแหน่งไม่สามารถบ่งบอกได้ถึงประสิทธิภาพของมวลหน่วงปรับค่า แต่ประสิทธิภาพของมวลหน่วงปรับค่าสามารถพิจารณาได้จากการอัตราส่วนการสลายพลังงานฮีสเทอเรติกของโครงสร้างที่ติดตั้งและไม่ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่า เนื่องจากเป็นค่าที่บอกถึงความสามารถในการสลายพลังงานของชิ้นส่วนของโครงสร้างที่ถึงจุดคราก โดยจากการศึกษาพบว่าหากความถี่เด่นชัดของโครงสร้างมีค่าใกล้เคียงกับความถี่เด่นชัดของคลื่นแผ่นดินไหวระบบมวลหน่วงปรับค่าจะมีประสิทธิภาพในการลดการสลายพลังงานฮีสเทอเรติกมาก ทำให้ความเสียหายที่เกิดขึ้นจะน้อยลง

Pinkaew และคณะ (2003) [4] ได้ทำการศึกษาประสิทธิภาพของมวลหน่วงปรับค่าในการควบคุมโครงสร้างภายใต้แรงแผ่นดินไหว จากงานวิจัยในอดีตพบว่าประสิทธิภาพของมวลหน่วงปรับค่าในการลดการเคลื่อนตัวของโครงสร้าง ลดลงเมื่อพฤติกรรมของโครงสร้างถึงจุดคราก ความเสียหายจึงถูกนำมาพิจารณา อาคารตัวอย่างที่ศึกษาได้แก่อาคารคอนกรีตเสริมเหล็กจำนวน 20 ชั้น ที่ออกแบบเฉพาะสำหรับแรงแนวตั้งและแรงลม ทำการจำลองอาคารเป็น 1 ดีกรีอิสระแบบอินอีลาสติก โดยทดสอบโดยการให้แรงฮาร์มอนิก โดยมีความเร่งสูงสุดที่ฐาน (Peak ground acceleration) เท่ากับ 0.01g และ 0.05g และแรงแผ่นดินไหว SCT Mexico City (1985) กระทำกับโครงสร้าง เมื่อเทียบอัตราส่วนระหว่างการเคลื่อนตัวของอาคารที่ติดตั้งหรือไม่ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าที่มีพฤติกรรมอินอีลาสติกเทียบกับการเคลื่อนตัวของอาคารที่ไม่ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าที่มีพฤติกรรมอีลาสติก (Displacement ratio) พบว่าเมื่อความเร่งสูงสุดที่ฐาน มีค่าสูงขึ้นจะทำให้ Displacement ratio ของทั้ง 2 กรณีมีค่าไม่ต่างกัน นั่นหมายความว่ามวลหน่วงปรับค่าไม่สามารถลดการเคลื่อนตัวของโครงสร้างได้เมื่อโครงสร้างมีพฤติกรรมแบบอินอีลาสติก แต่เมื่อพิจารณาความเสียหาย (Damage) พบว่าโครงสร้างที่ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าสามารถลดความเสียหายของโครงสร้างได้ดีกว่า เพราะสามารถต้านทานต่อความเร่งสูงสุดที่ฐาน ได้สูงกว่าก่อนโครงสร้างจะพังทลาย

Wong และ Johnson (2009) [5] ได้ทำการศึกษาประสิทธิภาพในการสลายพลังงานของโครงสร้างอาคารที่มีพฤติกรรมโครงสร้างแบบอินอีลาสติกโดยใช้มวลหน่วงปรับค่าติดตั้งบนอาคารในหลายตำแหน่งของอาคาร หลักการสมดุลของพลังงานได้นำมาใช้ โดยพลังงานที่เข้า ได้แก่ พลังงานจากแรงแผ่นดินไหว ความเสียหายที่เกิดขึ้นในโครงสร้างจะเกิดขึ้นเมื่อพลังงานที่ถูกนำเข้าสู่สูงกว่าพลังงานที่โครงสร้างจะรับได้ โดยความเสียหายจะอยู่ในรูปของการสลายพลังงานพลาสติก วิธี Tuned mass spectra เป็นวิธีที่วิธีหนึ่งที่น่าสนใจในการวัดประสิทธิภาพของมวลหน่วงปรับค่าภายใต้แรงแผ่นดินไหว โดยทำการปรับค่าของคาบของมวลหน่วงปรับค่าให้สอดคล้องกับคาบของโครงสร้าง จะช่วยลดการสลายพลังงานพลาสติกลงได้ ซึ่งจะลดความเสียหายของโครงสร้างลงได้ เมื่อเปรียบเทียบ Damping ratio ของมวลหน่วงปรับค่าจะพบว่ามวลหน่วงปรับค่าที่มี damping ratio ต่ำกว่าจะต้องการสลายพลังงานพลาสติกสูงกว่า โดยพบว่าการติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าที่มี damping ratio ต่ำกว่า จะมีการเคลื่อนตัวของอาคารสูงกว่า นอกจากนี้ Wong

และ Johnson ได้ทำการศึกษาการจัดตำแหน่งมวลห้วงปรับค่าในหลายๆตำแหน่ง ในโครงสร้างโครงข้อหมุนเหล็กจำนวน 10 ชั้น ดังรูปที่ ภายใต้อิทธิพลแรงแผ่นดินไหวจำนวน 3 คลื่น ได้แก่ Northridge (1994) Llobleo (1985) และ Kocaeli (1999) โดยค่อยๆติดตั้งไปที่ละตำแหน่งแล้วพิจารณาถึงการสลายพลังงานพลาสติกในแต่ละระดับ โดย Wong และ Johnson ได้ทำการทดลองจำนวน 5 รูปแบบ โดยในรูปแบบที่ 2 ซึ่งติดตั้งมวลห้วงปรับค่าไว้ที่ชั้นบนสุดเพียงตำแหน่งเดียว เป็นรูปแบบที่ดีที่สุดในการ ในการลดการตอบสนองของแรงแผ่นดินไหวกับโครงสร้าง โดยสามารถลดการเคลื่อนตัวของโครงสร้างในชั้นล่างๆได้ดีที่สุด แต่จะเกิดปัญหาในชั้นบนๆของอาคาร ดังนั้นจะต้องทำการออกแบบให้มีโครงสร้างมีขนาดใหญ่กว่าการออกแบบโดยทั่วไปเพื่อป้องกันความเสียหายที่อาจเกิดขึ้นได้ในชั้นบนๆ

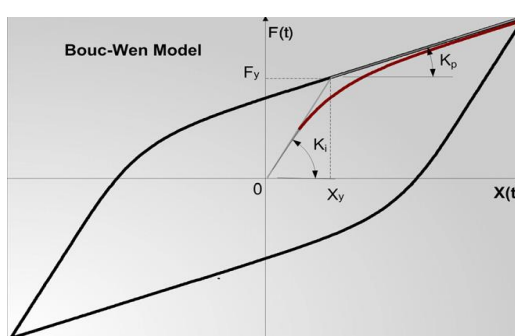
Marano และคณะ (2010) [6] ได้ทำการศึกษาประสิทธิภาพของระบบมวลห้วงปรับค่าแบบแพสซีฟ โดยพิจารณาโครงสร้างเป็นแบบองศาอิสระเดียว ภายใต้อิทธิพลแรงแผ่นดินไหวที่เกิดขึ้นที่ฐาน โดยประสิทธิภาพของมวลห้วงปรับค่าจะพิจารณาจากการทำให้การกระจัดของโครงสร้างเกิดขึ้นน้อยที่สุด หรือการทำให้ความเร่งที่เกิดขึ้นน้อยที่สุด โดยปรับค่าพารามิเตอร์เพื่อหาค่าที่เหมาะสมของระบบมวลห้วงปรับค่า ได้แก่ ค่าสติฟเนส และค่าความหน่วงของระบบมวลห้วงปรับค่า แต่นอกจากนี้มีการศึกษาถึงผลอันเนื่องมาจากอัตราส่วนของมวลของระบบมวลห้วงปรับค่าและระบบโครงสร้างหลักที่เหมาะสมอีกด้วย พบว่าระบบที่จะให้ประสิทธิภาพดีที่สุดเมื่อพิจารณาถึงการลดความเร่ง ได้แก่ ระบบที่มีอัตราส่วนของมวลมากกว่า แต่ในแง่ของความเป็นจริงมวลที่มีน้ำหนักมากจนเกินไปไม่สามารถนำมาใช้ในงานได้จริง เนื่องจากมวลมีขนาดใหญ่กว่าเกณฑ์ที่จะยอมรับได้ แต่เมื่อพิจารณาถึงการลดการกระจัด พบว่าสามารถใช้อัตราส่วนมวลน้อยกว่าได้เมื่อเทียบกับการพิจารณาความเร่ง ซึ่งเป็นขนาดมวลที่ยอมรับได้ โดยจะพิจารณาพารามิเตอร์อื่นๆประกอบด้วย

Sgobba และ Marano (2010) [7] ได้ทำการพิจารณาหาค่าพารามิเตอร์ที่เหมาะสมของมวลห้วงปรับค่าสำหรับการป้องกันความเสียหายของโครงสร้างที่มีพฤติกรรมแบบอินอีลาสติกอันเนื่องมาจากแรงแผ่นดินไหว โดยศึกษาโครงสร้างที่มีองศาอิสระเดียว และมีพฤติกรรมแบบ Bouc-Wen Hysteretic model ดังรูปที่ 2.1 โดยทำการเปรียบเทียบอัตราส่วนของประสิทธิภาพของโครงสร้างระหว่างโครงสร้างที่ติดตั้งมวลห้วงปรับค่าและไม่ติดตั้งมวลห้วงปรับค่า โดยค่าตัวแปรที่นำมาพิจารณา ได้แก่ การเคลื่อนตัวของโครงสร้าง (Displacement ratio) การสลายพลังงานฮีสเทอเรติก (Dissipated energy ratio) และความเสียหาย (Damage Index) ซึ่งเป็นการพิจารณาผลจากการเคลื่อนตัวของโครงสร้างและการสลายพลังงานฮีสเทอเรติก โดยค่าที่พิจารณาสนใจคือ ความถี่ (Tuning frequency) และ อัตราส่วนความหน่วง (Damping ratio)

1. เมื่อโครงสร้างเกิดการคราก จะมีการเปลี่ยนแปลงของค่าสติฟเนสเนื่องจากการเปลี่ยนรูปร่างแบบพลาสติกทำให้มีการเปลี่ยนแปลงคุณสมบัติทางกลของโครงสร้าง ประสิทธิภาพ

ของมวลหน่วยปรับค่าในการลดการสั่นไหวจึง ต่ำลง เรียกพฤติกรรมที่เกิดขึ้นดังกล่าวว่า Detuning effect

2. ประสิทธิภาพของมวลหน่วยปรับค่าลดลงในขณะที่อัตราส่วนระหว่างสติเฟนเนสหลังจากจุดครากและสติเฟนเนสก่อนถึงจุดคราก (Post-yielding stiffness,  $\alpha_s = k_p / k_i$ ) รวมถึงอัตราส่วนระหว่างกำลังที่จุดครากและกำลังมากที่สุดในช่วงอีลาสติก (Strength ratio,  $\alpha_f = f_y / f_{max}^{el}$ ) จะเพิ่มขึ้นเมื่อเกิด Detuning effect ในช่วงพฤติกรรมแบบพลาสติก
3. การใช้มวลหน่วยปรับค่าในการลดพลังงานฮีสเทอเรติกจะมีประสิทธิภาพมากขึ้นเมื่อโครงสร้างได้รับแรงสั่นสะเทือนเป็นเวลานานขึ้น



รูปที่ 2.1 Bouc-Wen Hysteretic Model

Mishra (2011) [8] ได้ทำการศึกษาประสิทธิภาพของมวลหน่วยปรับค่าในการลดการสั่นไหวของโครงสร้างที่มีพฤติกรรมแบบอีลาสติก ภายใต้แรงกระทำในรูปแบบต่างๆ โดยโครงสร้างที่ได้ทำการศึกษาได้แก่ โครงสร้างอาคารรับแรงเฉือน (Shear Building) จำนวน 100 ชั้น และโครงสร้างเฟรมแบบ 2 มิติ (Multi-story frame) จำนวน 10 ชั้น โดยให้แรงที่กระทำจำนวน 3 ลักษณะ ได้แก่ แรงฮาร์โมนิก (Harmonic Force) IS-1894 at rocky soil ( $PGA=1.0g$ ) และ 1940 El Centro Earthquake record ( $PGA=0.313g$ ) เมื่อทำการเปรียบเทียบพฤติกรรมของโครงสร้างที่ติดตั้งและไม่ติดตั้งมวลหน่วยปรับค่าภายใต้เงื่อนไขที่แตกต่างกัน มวลหน่วยปรับค่ามีประสิทธิภาพในการลดการเคลื่อนตัวของโครงสร้างได้ดีกว่าโครงสร้างที่ไม่ติดตั้งมวลหน่วยปรับค่าในช่วงพฤติกรรมแบบอีลาสติก มวลหน่วยปรับค่าจะมีประสิทธิภาพมากขึ้น เมื่อโครงสร้างมี Damping ratio ต่ำลง และเมื่ออัตราส่วนระหว่างมวลของมวลหน่วยปรับค่ากับมวลของโครงสร้าง (Mass ratio) มีค่าเพิ่มมากขึ้น หรือเพิ่มมวลของมวลหน่วยปรับค่าให้มากขึ้นจะมีผลทำให้มวลหน่วยปรับค่ามีประสิทธิภาพในการลดการเคลื่อนตัวของอาคารได้มากขึ้น

Rfooei และ Abtahi (2011) [9] ได้ทำการศึกษาประสิทธิภาพของระบบมวลหน่วยปรับค่าแบบแพสซีฟ ในการลดความเสียหายของโครงสร้างอันเนื่องมาจากแรงดินไหว โดยแบบจำลองที่ทำการศึกษา ได้แก่ โครงสร้างข้อถักรับโมเมนต์ดัด 2 มิติ จำนวน 3 โครงสร้าง ได้แก่ 8 ชั้น 12 ชั้น และ



15 ชั้น โดยให้มวลห้วงปรับค่าตั้งแต่ 1-5% ของน้ำหนักโครงสร้าง จากการศึกษาพบว่า โครงสร้าง 8 ชั้น ความเข้มข้นของแรงแผ่นดินไหวที่กระทำ จะมีผลต่อประสิทธิภาพของมวลห้วงปรับค่า เมื่อเกิด Detuning effect ในช่วงที่โครงสร้างมีพฤติกรรมแบบอินอีลาสติก จะพบว่ามวลห้วงปรับค่าประสิทธิภาพลดลงเมื่ออยู่ในช่วงพฤติกรรมดังกล่าว แต่ที่ค่า PGA เดียวกันพบว่าไม่เกิดพฤติกรรมแบบอินอีลาสติกกับโครงสร้าง 12 ชั้น และ 15 ชั้น เนื่องจากมีโครงสร้างมีคาบสูงกว่า นอกจากนี้พบว่าประสิทธิภาพในการลดความเสียหายของโครงสร้างโดยมวลห้วงปรับค่าจะยิ่งมากขึ้น เมื่อเพิ่มขนาดของมวลห้วงปรับค่า

จุลชิน เฉินบำรุง และทศพล ปิ่นแก้ว (2012) [10] ได้ทำการศึกษาการป้องกันภัยแผ่นดินไหวของอาคารสูงด้วยมวลห้วงปรับค่าแบบแพสซีฟ โดยศึกษาพฤติกรรมในช่วงอินอีลาสติกและลักษณะความเสียหายของอาคารสูง ซึ่งเป็นอาคารสูง 20 ชั้น ออกแบบตามมาตรฐาน ACI 1995 คิดผลของแรงลมตามมาตรฐาน มยผ. 1311-50 โดยไม่ได้คิดผลอันเนื่องมาจากแรงแผ่นดินไหว งานวิจัยดังกล่าวได้ทำการศึกษาพฤติกรรมของอาคารตัวอย่างภายใต้แรงกระทำแบบฮาร์มอนิก โดยมีความถี่ของแรงเท่ากับความถี่หลักของอาคาร เป็นระยะเวลา 30 วินาที โดยกำหนดความเร่งสูงสุดของพื้นดิน (Peak ground acceleration) เท่ากับ 0.001g และ 0.024g พบว่าเมื่อให้ PGA เท่ากับ 0.001g อาคารทั้งที่ติดตั้งและไม่ติดตั้งมวลห้วงปรับค่ายังมีพฤติกรรมอยู่ในช่วงอีลาสติก เมื่อให้ PGA เท่ากับ 0.024g ปรากฏว่าโครงสร้างบางส่วนมีการครากเกิดขึ้นทั้งที่ติดตั้งและไม่ติดตั้งมวลห้วงปรับค่า แต่ทั้ง 2 กรณี จะพบว่าเมื่อติดตั้งมวลห้วงปรับค่าสามารถลดการเคลื่อนตัวของอาคารได้อย่างชัดเจน นอกจากนี้ยังทำการทดสอบโดยคลื่นแผ่นดินไหว จำนวน 7 คลื่น ได้แก่ Chi-Chi (1999) จำนวน 2 คลื่น ต่างสถานี , Denali (2002), Nenana (2002), Kobe (1995), Landers (1992), Duzce (1999) โดยทำการทดสอบอาคารที่ติดตั้งและไม่ติดตั้งมวลห้วงปรับค่าพบว่าทุกคลื่นแผ่นดินไหว อาคารที่ติดตั้งมวลห้วงปรับค่าสามารถลดการเคลื่อนตัวของอาคารได้มากกว่าอาคารที่ไม่ติดตั้งมวลห้วงปรับค่า และความเสียหายของอาคารที่ติดตั้งมวลห้วงปรับค่ายังน้อยกว่าอีกด้วย โดยพบว่ามวลห้วงปรับค่าจะมีประสิทธิภาพมากเมื่อความถี่เด่นชัดของคลื่นแผ่นดินไหวมีค่าใกล้เคียงกับความถี่ของโครงสร้าง เพราะเกิดการสั่นพ้องขึ้น นอกจากนี้ยังพบว่ามวลห้วงปรับค่ายังคงมีประสิทธิภาพเมื่อโครงสร้างมีพฤติกรรมแบบอินอีลาสติกที่มีชิ้นส่วนเกิดการครากเพียงเล็กน้อย

Wong (2012) [11] ได้ทำการนำมวลห้วงปรับค่ามาใช้ในการเพิ่มประสิทธิภาพของโครงสร้างในการสลายพลังงานที่เข้ามาอันเนื่องมาจากแรงแผ่นดินไหว เพื่อลดการเคลื่อนตัวและเพิ่มค่า Seismic fragility ของโครงสร้างที่ระดับประสิทธิภาพของโครงสร้างที่แตกต่างกัน ได้แก่ Immediate occupancy (IO), Life safety (LS) และ Collapse prevention (CP) โดยทำการศึกษากับโครงสร้างโครงข้อหมุนเหล็กรับแรงดัด (Moment-resisting steel frame) จำนวน 6 ชั้น ที่มีพฤติกรรมอยู่ในช่วงไม่เชิงเส้น (Nonlinear material behavior) ทดสอบโดยการให้คลื่น

แผ่นดินไหวจำลองจำนวน 100 คลื่น ที่มีค่าปรับค่า Normalized PGA เท่ากับ 0.1g พบว่าเมื่อมีการติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าประสิทธิภาพในการสลายพลังงานของตัวหน่วง (Damping Energy) มีมากขึ้น ในขณะที่การสลายพลังงานพลาสติก (Plastic Energy) มีค่าลดลง ทำให้ความเสียหายของโครงสร้างก็จะลดลงด้วย นอกจากนี้ยังมีการเปรียบเทียบความน่าจะเป็นในการเกิดความเสียหายที่ระดับประสิทธิภาพต่างๆกันจะเห็นว่าค่า PGA ที่จะทำให้โครงสร้างเกิดความเสียหายที่ระดับ IO LS CP จะมีค่าเพิ่มขึ้นตามลำดับ โดยจะเห็นว่าค่าการติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าสามารถลดความเสี่ยงต่อการเกิดความเสียหายลงได้เมื่อพิจารณาแรงแผ่นดินไหวระดับต่ำหรือปานกลาง แต่มวลหน่วงปรับค่าจะไม่มีประสิทธิภาพเมื่อพิจารณาแรงแผ่นดินไหวระดับสูง เพราะจะเกิด Detuning effect แต่เมื่อเปรียบเทียบขนาดของมวลหน่วงปรับค่าพบว่าอัตราส่วนมวล (Mass ratio) 0.1 และ 0.2 สามารถป้องกันความเสียหายได้ไม่ต่างกัน

Rakicevic และ คณะ (2012) [12] ได้ทำการประเมินประสิทธิภาพของระบบมวลหน่วงปรับค่าที่มีต่อผลโครงสร้างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหวจำนวน 10 คลื่น โดยทำการทดลองโดยใช้ shaking table กับโครงสร้างจำลองโครงข้อแข็งเหล็กจำนวน 5 ชั้น ที่มีพฤติกรรมแบบอีลาสติก พบว่ามวลหน่วงปรับค่ามีความสามารถในการลดการตอบสนองของโครงสร้างหลักได้ ทั้งความเร่งและการเคลื่อนตัว โดยสามารถลดได้ตั้งแต่ 10% ถึงมากกว่า 50% โดยขึ้นกับความถี่ของคลื่นแผ่นดินไหว พบว่ามวลหน่วงปรับค่ามีความเหมาะสมในการลดการตอบสนองภายใต้ Resonance effect ในโครงสร้างหลักได้ นอกจากนี้ยังได้ทำการประเมินประสิทธิภาพของมวลหน่วงปรับค่าของโครงสร้างเดิม โดยการวิเคราะห์ด้วยโปรแกรม SAP2000 พบว่าผลการวิเคราะห์สอดคล้องกับผลที่ได้จากการทดลอง นอกจากนี้ตำแหน่งของการติดตั้งมวลหน่วงปรับค่ายังถูกนำมาพิจารณาโดยพบว่า โดยทั่วไปมวลหน่วงปรับค่าจะมีประสิทธิภาพมากที่สุดเมื่อติดตั้งที่ชั้นบนสุด แต่จากการทดลองยังพบว่าระบบมวลหน่วงปรับค่าจะคงมีประสิทธิภาพเมื่อติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าในชั้นที่ต่ำลง ลดลงตามลำดับ นอกจากนี้ การติดตั้งมวลหน่วงปรับค่ามากกว่า 1 ตำแหน่ง โดยการปรับค่าความถี่ให้เหมาะสมกับคลื่นแผ่นดินไหว จะสามารถเพิ่มประสิทธิภาพในการตอบสนองของโครงสร้างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหวที่มีความถี่แตกต่างกันได้

Angelis และคณะ (2012) [13] ได้ทำการศึกษาประสิทธิภาพของระบบมวลหน่วงปรับค่าที่มีค่าอัตราส่วนมวล (mass ratio) มาก โดยทำการทดสอบโดยใช้วิธีการ Numerical และการทดลองด้วย Shaking table โดยทำการติดตั้ง HDRB (High-Damping Rubber Bearing) เชื่อมระหว่างโครงสร้างหลักและมวลหน่วงปรับค่า โดยทำการทดสอบกับโครงข้อแข็ง 2 ชั้น โดยติดตั้งระบบมวลหน่วงปรับค่าไว้ที่ชั้นบน โดยทำการเปรียบเทียบระบบที่มีอัตราส่วนมวล 1.049 เปรียบเทียบกับระบบที่มีอัตราส่วนมวล 0.02 พบว่าระบบที่มีอัตราส่วนมวลมากกว่าจะสามารถลดการตอบสนองของโครงสร้างได้มากกว่า โครงสร้างจะยังมีความทนทานเมื่อโครงสร้างมีพฤติกรรมแบบไม่เชิงเส้น

นอกจากนี้ความถี่ยังมีผลน้อยลงต่อประสิทธิภาพของระบบมวลหน่วงปรับค่า และพบว่าการที่ระบบมวลหน่วงปรับค่ามีมวลมากจะสามารถลดผลจาก Detuning effect ลงได้ รวมถึงแรงเฉือนที่ฐานโมเมนต์รวมถึงความเร่งก็ลดลงถึง 40-70%

Johnson (2012) [14] ได้ทำการวิเคราะห์อาคารโครงข้อแข็งเหล็กที่ติดตั้งระบบมวลหน่วงปรับแบบแพสซีฟ NRTMDF (Nonlinear rooftop tuned mass damper frame) ไว้ที่ชั้นบนสุด โดยติดตั้งค้ำยันป้องกันการโก่งเดาะ (Buckling Restrained Brace , BRB) ให้เป็นชิ้นส่วนแรกที่เกิดการคราก เพื่อช่วยในการสลายพลังงานของ NRTMDF ทำการวิเคราะห์โดยใช้โปรแกรม PERFORM-3D พิจารณาถึงประสิทธิภาพของระบบมวลหน่วงปรับค่าในการลดการตอบสนองของโครงสร้างภายใต้แรงแผ่นดินไหวที่มีเงื่อนไขแตกต่างกันได้แก่ ลักษณะของชั้นดิน ขนาดของแผ่นดินไหว และระยะทางของโครงสร้างจากจุดกำเนิดแผ่นดินไหว จากการวิเคราะห์โครงสร้างพบว่าเมื่อมวลหน่วงปรับค่ามีพฤติกรรมแบบไม่เชิงเส้น ระบบดังกล่าวจะช่วยเพิ่มประสิทธิภาพในการตอบสนองได้ดีกว่าพฤติกรรมแบบเชิงเส้น เนื่องจากมีการเพิ่มขึ้นของคาบ (Period Shift) ที่มากกว่าเมื่อระบบมวลหน่วงปรับค่าถึงการครากจะมีการสลายพลังงานเกิดขึ้น โดยระบบมวลหน่วงปรับค่าดังกล่าวจะมีประสิทธิภาพเมื่อโครงสร้างมีคาบปานกลางหรือสูง นอกจากนี้การที่ระบบมวลหน่วงปรับค่าที่พฤติกรรมแบบไม่เชิงเส้น จะมีลักษณะเหมือนกับพฤติกรรมที่เกิดขึ้นของโครงสร้าง

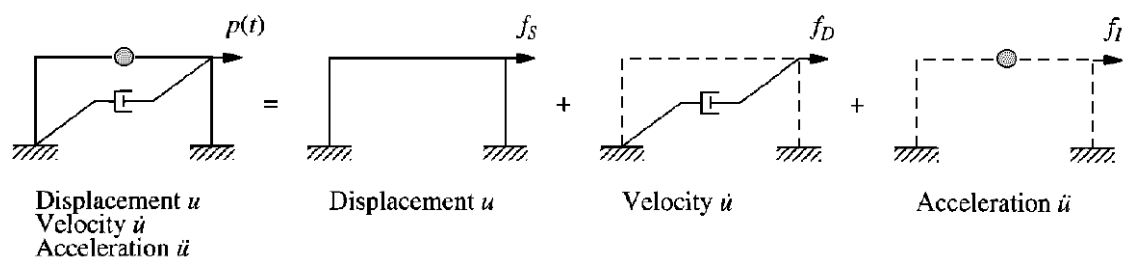
Zhang และ Balendra (2013) [15] ได้ทำการเสนอวิธีการ Mini-max optimization ในการลดการตอบสนองของโครงสร้างที่มีพฤติกรรมแบบอินอีลาสติก โดยจำลองเป็น Bilinear ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าแบบแพสซีฟ ภายใต้แรงแผ่นดินไหวระยะไกล โดยทำการทดสอบกับโครงสร้างองศาอิสระเดียว กับโครงสร้างหลายองศาอิสระ สำหรับโครงสร้างองศาอิสระเดียวเมื่อ PGA 0.1g และ 0.2g พบว่าโครงสร้างมีพฤติกรรมแบบไม่เชิงเส้นเพียงเล็กน้อย (Slight nonlinearity) พบว่าการติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าสามารถลดการเคลื่อนตัวของโครงสร้างได้ 8% และ 10% แต่เมื่อ PGA 0.3g โครงสร้างจะมีพฤติกรรมไม่เชิงเส้นมากขึ้น แต่มวลหน่วงปรับค่าสามารถช่วยลดการเคลื่อนตัวได้ถึง 15% และมวลหน่วงปรับค่าช่วยลดการสลายพลังงานฮิสเทอเรติกได้มากขึ้น เมื่อมีการควบคุม Stroke limit เพื่อป้องกันความเสียหายที่อาจเกิดขึ้นกับมวลหน่วงปรับค่า พบว่าการเคลื่อนตัวของโครงสร้างหลักที่มีพฤติกรรมแบบอินอีลาสติกจะมีมากขึ้นเมื่อมีการควบคุม Stroke limit ดังนั้นการเพิ่มอัตราส่วนมวล (Mass ratio) ทำให้สามารถลด Stroke limit ได้ โดยยังสามารถควบคุมการเคลื่อนตัวของโครงสร้างได้ นอกจากนี้ได้ทำการทดสอบอาคาร 8 ชั้น โดยมี PGA 0.1g โดยมีการควบคุม Stroke limit พบว่า ที่stroke limit 0.75m เทียบกับไม่มีการควบคุม Stroke limit พบว่าพฤติกรรมการตอบสนองของโครงสร้างเหมือนกันคือ มวลหน่วงปรับค่ามีความสามารถในการลดการเคลื่อนตัวของอาคาร และสามารถลดความเร่งสูงสุดที่พื้นได้ และเมื่อพิจารณาผลของ Stroke limit พบว่า เมื่อ Stroke limit 0.3m จะเห็นว่าการเคลื่อนตัวสูงสุดจะมีค่าเดียว เหมือนกับโครงสร้าง

ที่ไม่มีการติดตั้งมวลหน่วงปรับค่า การที่มีการควบคุม Stroke limit จะทำให้มีการควบคุมการสลายพลังงานจากโครงสร้างสู่มวลหน่วงปรับค่า ทำให้การตอบสนองของโครงสร้างหลักจากแรงภายนอกมีมากขึ้น

## 2.2 ทฤษฎีที่เกี่ยวข้อง

### 2.2.1 สมการการเคลื่อนที่ของโครงสร้างภายใต้แรงแผ่นดินไหว

สำหรับสมการการเคลื่อนที่ตามหลักการทางพลศาสตร์ จะประกอบด้วยแรงภายในจำนวน 3 แรง ได้แก่ แรงสติฟเนส (Stiffness Force,  $f_s$ ) แรงหน่วง (Damping Force,  $f_D$ ) และ แรงเฉื่อย (Inertia Force,  $f_I$ ) โดยแต่ละแรงอยู่ในเทอมของการกระจัด (Displacement,  $u$ ), ความเร็ว (Velocity,  $\dot{u}$ ) และความเร่ง (Acceleration,  $\ddot{u}$ ) ของโครงสร้าง ตามลำดับ ภายใต้แรงภายนอก  $p(t)$  ที่กระทำกับโครงสร้าง ดังรูปที่ 2.2



รูปที่ 2.2 องค์ประกอบพื้นฐานของระบบโครงสร้าง SDOF

สำหรับโครงสร้างที่มี 1 ดีกรีอิสระ จากการพิจารณาสมดุลของแรง สามารถเขียนสมการการเคลื่อนที่ได้ดังสมการที่ 2.1

$$f_s + f_D + f_I = p(t) \quad (2.1)$$

โดย แรงสติฟเนสเป็นแรงต้านที่พยายามจะทำให้ระบบเคลื่อนที่เข้าหาสมดุล เมื่อพิจารณาพฤติกรรมของโครงสร้างอยู่ในช่วงยืดหยุ่น (Elastic) แรงสปริงจะเป็นไปตามกฎของฮุค โดยที่ค่า  $k$  คือค่าสติฟเนสของโครงสร้าง (Stiffness) ดังสมการที่ 2.2

$$f_s = ku \quad (2.2)$$

เมื่อพิจารณาพฤติกรรมของโครงสร้างอยู่ในช่วงไม่ยืดหยุ่น (Inelastic) แรงสติฟเนสจะขึ้นอยู่กับการกระจัด และความเร็วของโครงสร้าง ดังสมการที่ 2.3

$$f_s = f_s(u, \dot{u}) \quad (2.3)$$

แรงหน่วงเป็นแรงที่ขึ้นกับค่าความหน่วง (Damping,  $c$ ) และ ความเร็วของโครงสร้าง (Velocity,  $\dot{u}$ ) ดังสมการที่ 2.4 โดยความหน่วงเป็นคุณสมบัติในการเปลี่ยนพลังงานของการเคลื่อนที่เป็นพลังงานในรูปอื่น

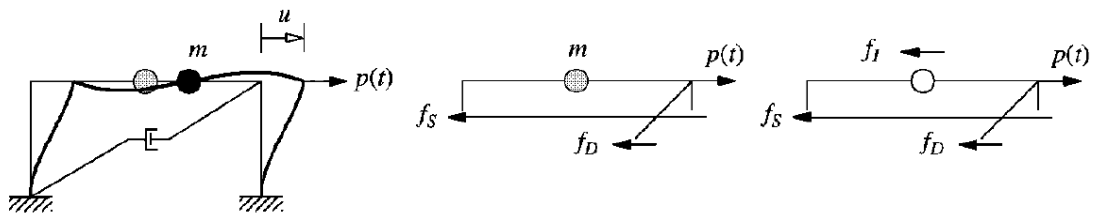
$$f_D = c\dot{u} \quad (2.4)$$

แรงเฉื่อย เป็นแรงต้านการเคลื่อนที่เมื่อระบบเคลื่อนผ่านจุดสมดุล ขึ้นอยู่กับมวลของโครงสร้าง (Mass,  $m$ ) และความเร่งของโครงสร้าง (Acceleration,  $\ddot{u}$ ) ดังสมการที่ 2.5

$$f_I = m\ddot{u} \quad (2.5)$$

จากสมการที่ 2.1 จะสามารถเขียนสมการการเคลื่อนที่ของโครงสร้าง (Equation of Motion) เมื่อโครงสร้างอยู่ในช่วงยืดหยุ่น ได้ดังสมการที่ 2.6

$$ku + c\dot{u} + m\ddot{u} = p(t) \quad (2.6)$$

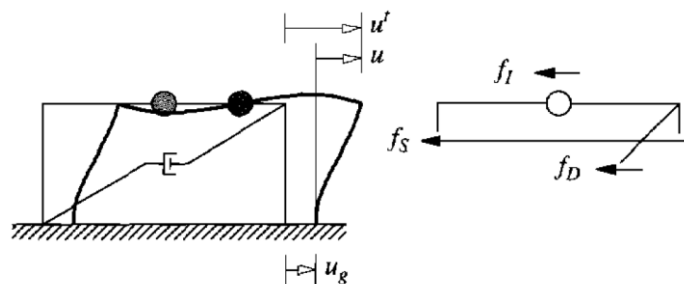


รูปที่ 2.3 ระบบโครงสร้าง SDOF ภายใต้แรงพลศาสตร์

พฤติกรรมการสั่นไหวของอาคารอันเนื่องมาจากแรงแผ่นดินไหว จะถูกบันทึกโดย Seismograph ในลักษณะของความเร่งที่พื้นดิน (Ground acceleration) จึงทำให้บริเวณฐานของอาคารหรือพื้นดินเกิดการเคลื่อนที่ขึ้น (Ground displacement,  $u_g$ ) ในกรณีที่เกิดแรงแผ่นดินไหวขึ้นกับอาคาร เราจะไม่สนใจการเคลื่อนที่สัมบูรณ์ (Absolute,  $u'$ ) ในแต่ละชั้นของอาคาร แต่เราจะพิจารณาการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ (Relative displacement,  $u$ ) ระหว่างชั้นแทน

เมื่อพิจารณาความสัมพันธ์ของการเคลื่อนที่จะได้ดังสมการที่ 2.7

$$u' = u + u_g \quad (2.7)$$



รูปที่ 2.4 ระบบโครงสร้าง SDOF ภายใต้แรงแผ่นดินไหว

จากรูปที่ 2.4 เมื่อพิจารณาตามสมการสมดุลทางพลศาสตร์ สามารถเขียนสมการที่ 2.8

$$f_s + f_D + f_I = 0 \quad (2.8)$$

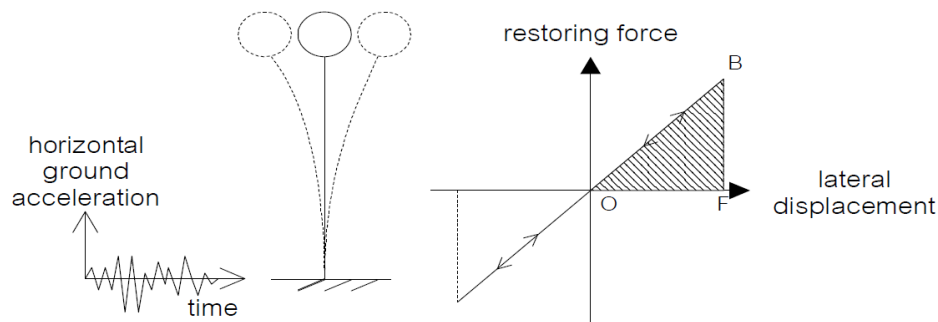
การเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างโครงสร้างกับฐานรองรับเนื่องมาจากการเปลี่ยนรูป สำหรับโครงสร้างที่อยู่ในช่วงยืดหยุ่น ทำให้เกิดแรงสติฟเนสแบบยืดหยุ่น และแรงหน่วง ตามสมการที่ 2.8

แต่สำหรับแรงเฉื่อยจะมีค่าขึ้นอยู่กับ การเคลื่อนที่สัมบูรณ์ (Absolute displacement,  $u'$ ) จะได้สมการการเคลื่อนที่ของระบบโครงสร้างองศาอิสระเดียว SDOF ภายใต้แรงแผ่นดินไหวดังสมการที่ 2.9

$$ku + c\dot{u} + m\ddot{u} = -m\ddot{u}_g \quad (2.9)$$

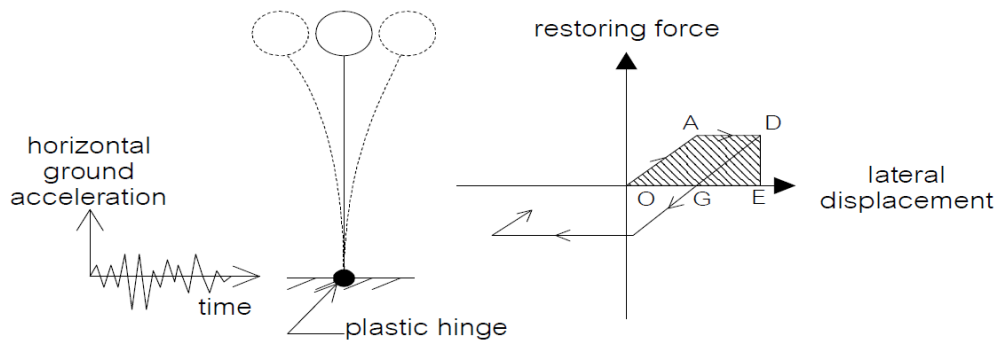
เมื่อเปรียบเทียบสมการที่ 2.6 กับสมการที่ 2.9 จะพบว่าภายใต้แรงแผ่นดินไหว แรงภายนอก ( $p(t)$ ) จะเกิดจากการเคลื่อนที่ที่ฐานของโครงสร้าง เรียกแรงดังกล่าวว่า แรงประสิทธิผล (Effective force,  $P_{eff}(t)$ ) โดยมีค่าเท่ากับ  $-m\ddot{u}_g$

การออกแบบโครงสร้างให้อยู่ในช่วงสภาวะอีลาสติก ความสามารถในการต้านทานของโครงสร้างจะมีสูงมาก โดยพฤติกรรมดังกล่าวเมื่อแรงหยุดกระทำ โครงสร้างจะกลับคืนสู่สภาพเดิม โดยไม่มีความเสียหายเกิดขึ้น โดยพลังงานจลน์ที่เกิดจากการสั่นไหวจะถูกดูดซับเป็นพลังงานสะสมในรูปพลังงานศักย์ (Potential energy) โดยไม่มีการสูญเสียพลังงาน มีเพียงการเปลี่ยนรูปเท่านั้น ดังรูปที่ 2.5



รูปที่ 2.5 ระบบที่มีพฤติกรรมอยู่ในช่วงอีลาสติก

สำหรับพฤติกรรมของโครงสร้างในช่วงสภาวะอินอีลาสติก ดังรูปที่ 2.6 แรงต้านทานของโครงสร้าง จะมีค่าน้อยกว่าแรงต้านทานของโครงสร้างในสภาวะอีลาสติก และมีการเปลี่ยนตำแหน่งสูงสุดที่ตำแหน่ง A เมื่อโครงสร้างเกิดการคราก บริเวณนั้นจะสร้างจุดหมุนพลาสติก (Plastic hinge) เมื่อแรงหยุดกระทำ โครงสร้างจะไม่กลับคืนสู่สภาพเดิม แต่จะเกิดระยะสมดุลใหม่ขึ้น โดยพลังงานจลน์ที่เกิดขึ้นจะถูกเก็บสะสมเป็นพลังงานศักย์บางส่วน (Potential energy) มีค่าเท่ากับพื้นที่ใต้กราฟ GDE ส่วนพลังงานส่วนที่เหลือจะถูกสลายไป (Dissipated energy) มีค่าเท่ากับพื้นที่ใต้กราฟ OADG ไปโดยการสร้างจุดหมุนพลาสติก

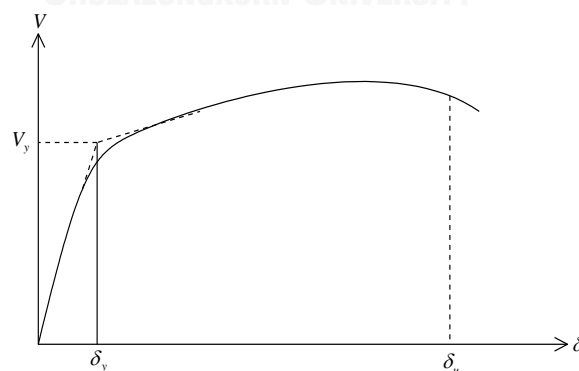


รูปที่ 2.6 ระบบที่มีพฤติกรรมอยู่ในช่วงอินอีลาสติก

ความเหนียวถือเป็นคุณสมบัติสำคัญของอาคารต้านทานแรงแผ่นดินไหว เพราะหากเรายอมให้โครงสร้างเกิดความเสียหายได้บางส่วน เช่น เกิดการครากในเหล็กเสริม เกิดรอยร้าวต่างๆ เป็นต้น นั่นคือเราสามารถลดแรงที่ใช้ในการออกแบบได้ ทั้งนี้โครงสร้างต้องไม่เกิดการพังทลาย โดยโครงสร้างต้องถูกออกแบบให้มีความเหนียวเพียงพอ จะสามารถสลายพลังงานจากการสั่นไหว โดยยังรักษากำลังของโครงสร้างไว้ได้ นอกจากนี้พบว่าเมื่อโครงสร้างเกิดการคราก คาบการสั่นจะยาวขึ้น ทำให้ความเร่งเหนียวนำในโครงสร้างลดลง จะทำให้โครงสร้างรับแรงแผ่นดินไหวได้มากขึ้นด้วย

ความเหนียวของโครงสร้างเป็นการเทียบอัตราส่วนระหว่างการเปลี่ยนตำแหน่งของโครงสร้าง ณ จุดที่โครงสร้างเกิดการวิบัติ (Ultimate deformation,  $\delta_u$ ) กับการเปลี่ยนแปลงตำแหน่งของโครงสร้าง ณ จุดที่โครงสร้างเกิดการคราก (Yield deformation,  $\delta_y$ ) ดังแสดงในรูปที่

2.7



รูปที่ 2.7 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเปลี่ยนตำแหน่ง

## 2.2.2 โครงสร้างที่ติดตั้งระบบมวลหน่วงปรับค่า

ระบบมวลหน่วงปรับค่าเป็นระบบที่ติดตั้งเข้าไปกับโครงสร้างเพื่อลดการสั่นไหวของโครงสร้าง โดยทั่วไประบบมวลหน่วงปรับค่าจะประกอบด้วย มวล สปริง และตัวหน่วง โดยมีคุณสมบัติเป็นตัวดูดซับพลังงานบางส่วน of โครงสร้าง ทำให้พลังงานของโครงสร้างลดลง ทำให้การสั่นไหวของโครงสร้างลดลง ส่วนระบบมวลหน่วงปรับค่าซึ่งถูกถ่ายทอดพลังงานมาจากโครงสร้าง จะสั่นไหวมากขึ้นและพลังงานจะถูกสลายไปในที่สุด

### 2.2.2.1 ระบบมวลหน่วงปรับค่าที่ไม่มี ความหน่วง (Undamped Tuned Mass Dampers)

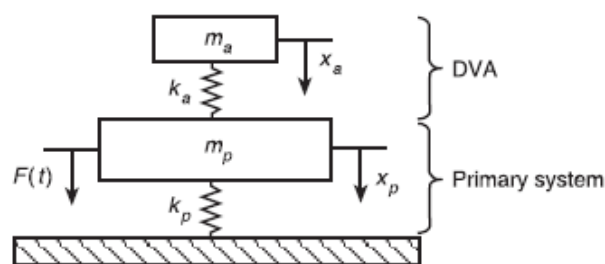
รูปที่ 2.8 แสดง โครงสร้างที่มี 2 องศาอิสระ ปราศจากตัวหน่วง (Undamped two-degree-of freedom system) ประกอบด้วย  $m_p$  และ  $k_p$  เป็นส่วนประกอบของโครงสร้างหลัก (Primary structure) และ  $m_a$  และ  $k_a$  เป็นส่วนประกอบของระบบมวลหน่วงปรับค่า (Tuned mass dampers, TMD) โดยให้โครงสร้างหลักถูกกระทำโดยแรงฮาร์มอนิก ที่มีแอมพลิจูด และความถี่คงที่ ดังสมการที่ 2.10

$$F(t) = F_0 e^{i\omega t} \quad (2.10)$$

จากกฎของนิวตัน สมการการเคลื่อนที่ของระบบโครงสร้างที่มี 2 องศาอิสระ เป็นดังสมการที่ 2.11

$$m_p \ddot{x}_p + (k_p + k_a)x_p - k_a x_a = F \quad (2.11a)$$

$$m_a \ddot{x}_a + k_a(x_a - x_p) = 0 \quad (2.11b)$$



รูปที่ 2.8 มวลหน่วงปรับค่าที่ไม่มี ความหน่วง (Undamped TMD) ติดตั้งกับโครงสร้างหลัก (Primary Structure) [16]

การตอบสนองแบบ Steady-state harmonic response จะเป็นดังสมการที่ 2.12

$$x_p(t) = X_p e^{i\omega t} \quad (2.12a)$$

$$x_a(t) = X_a e^{i\omega t} \quad (2.12b)$$

เมื่อแทนค่าสมการที่ 2.12 ในสมการที่ 2.11 ซึ่งมีความถี่ และแอมพลิจูดของการตอบสนองฮาร์มอนิกเป็นพจน์หนึ่ง ได้สมการที่ 2.13



$$X_p(-m_p\omega^2 + k_p + k_a) - k_a X_a = F_0 \quad (2.13a)$$

$$-k_a X_p + X_a(-m_a\omega^2 + k_a) = 0 \quad (2.13b)$$

แก้สมการที่ 2.13 เพื่อหาค่าแอมพลิจูด  $X_p / (X_p)_{st}$  ดังสมการที่ 2.14

$$\frac{X_p}{(X_p)_{st}} = \frac{1 - \left(\frac{\omega}{\omega_a}\right)^2}{\left[1 + \left(\frac{k_a}{k_p}\right) - \left(\frac{\omega}{\omega_p}\right)^2\right] \left[1 - \left(\frac{\omega}{\omega_a}\right)^2\right] - \left(\frac{k_a}{k_p}\right)} \quad (2.14a)$$

$$\frac{X_a}{(X_p)_{st}} = \frac{1}{\left[1 + \left(\frac{k_a}{k_p}\right) - \left(\frac{\omega}{\omega_p}\right)^2\right] \left[1 - \left(\frac{\omega}{\omega_a}\right)^2\right] - \left(\frac{k_a}{k_p}\right)} \quad (2.14b)$$

$$\text{โดยที่ } \omega_p = \sqrt{k_p / m_p}, \omega_a = \sqrt{k_a / m_a} \text{ และ } (X_p)_{st} = F_0 / k_p \quad (2.15)$$

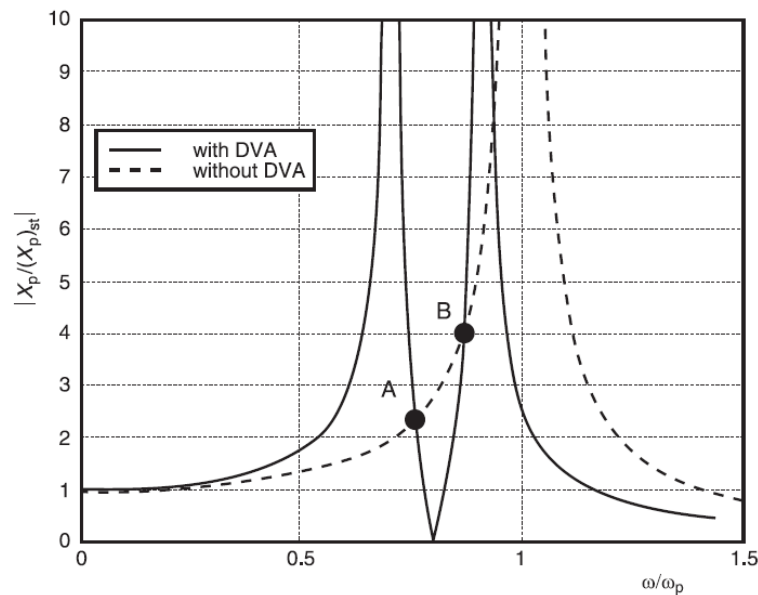
แสดงค่าของโครงสร้างหลัก ค่าความถี่ของมวลหน่วงปรับค่า เมื่อพิจารณาแยกระบบเป็นแบบองศาอิสระเดียว และการเคลื่อนที่แบบสถิตย์ (Static displacement) ของโครงสร้างหลักตามลำดับ

จากสมการ 2.14a จะเห็นว่าแอมพลิจูด  $X_p$  จะหายไปหรือไม่มีค่า เมื่อความถี่ของแรงฮาร์มอนิก  $\omega$  มีค่าเท่ากับค่าความถี่ของมวลหน่วงปรับค่า ภายใต้เงื่อนไขดังกล่าวจากสมการที่ 2.13a จะได้สมการที่ 2.16

$$X_a \Big|_{\omega=\omega_a} = -F_0 / k_a \quad (2.16)$$

จากสมการที่ 2.16 เครื่องหมายลบแสดงถึงแรงฮาร์มอนิกและการตอบสนองของมวลหน่วงปรับค่ามีความต่างเฟสต่างกัน 180 องศา รูปที่ 2.9 จะเกิดพฤติกรรมที่เรียกว่า Antiresonance เมื่อความถี่จากแรงฮาร์มอนิกมีค่าเท่ากับค่าความถี่ของมวลหน่วงปรับค่า ( $\omega_a = \omega$ ) การลดการตอบสนองของโครงสร้างจากแรงฮาร์มอนิกที่มีความถี่  $\omega$  ค่าพารามิเตอร์ของระบบมวลหน่วงปรับค่าควรเลือกค่าที่ทำให้ความถี่มีค่าเท่ากับค่าความถี่ของแรงฮาร์มอนิก ( $\omega_a = \sqrt{k_a / m_a}$ )

รูปที่ 2.9 แสดงการเปรียบเทียบการตอบสนองของโครงสร้างหลักที่ไม่ติดตั้งและติดตั้งมวลหน่วงปรับค่า จะเห็นว่าการติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าจะเกิดค่าตอบสนองสูงสุด 2 ตำแหน่ง โดยช่วงของความถี่ของแรงฮาร์มอนิกที่การลดการสั่นไหวของโครงสร้างหลักจะอยู่ภายใต้ความถี่ที่จำกัดขอบเขตระหว่าง จุด A และ B เมื่อช่วงดังกล่าวแคบมากจะทำให้ประสิทธิภาพของระบบมวลหน่วงปรับค่าที่ปราศจากตัวหน่วงลดลง



รูปที่ 2.9 การตอบสนองของโครงสร้างหลักที่ติดตั้งและไม่ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าภายใต้แรงฮาร์มอนิก โดย  $\omega_a / \omega_p = 0.8$  และ  $m_a / m_p = 0.1$  [16]

การพิจารณาถึงอัตราส่วนมวล  $\mu = m_a / m_p$  ในทางปฏิบัติควรมีค่าที่ไม่สูง แต่เมื่อพิจารณาสมการที่ 2.16 จะพบว่าเมื่อมวลของมวลหน่วงปรับค่ามีค่าน้อย จะทำให้ค่าสติเฟเนส  $k_a$  ลดลง การเคลื่อนตัวของมวลหน่วงปรับค่ามีค่าสูง ทำให้เกิดปัญหาในเรื่องความถี่ของมวลหน่วงปรับค่าขึ้น

สำหรับการลดการสั่นไหวของโครงสร้างหลักนั้น ในช่วงของความถี่ที่เกิดการสั่นพ้อง (Resonance) ความถี่ของระบบมวลหน่วงปรับค่าจะมีการถูกปรับค่าให้มีความถี่สอดคล้องกับความถี่ของโครงสร้างหลัก ดังสมการที่ 2.17

$$k_a / m_a = k_p / m_p \quad (2.17)$$

นำสมการที่ 2.17 แทนในสมการที่ 2.14 สามารถเขียนใหม่ในเทอมของ Dimensionless parameter ได้ดังสมการที่ 2.18

$$\frac{X_p}{(X_p)_{st}} = \frac{[1 - g^2]}{[1 + \mu - g^2][1 - g^2] - \mu} \quad (2.18a)$$

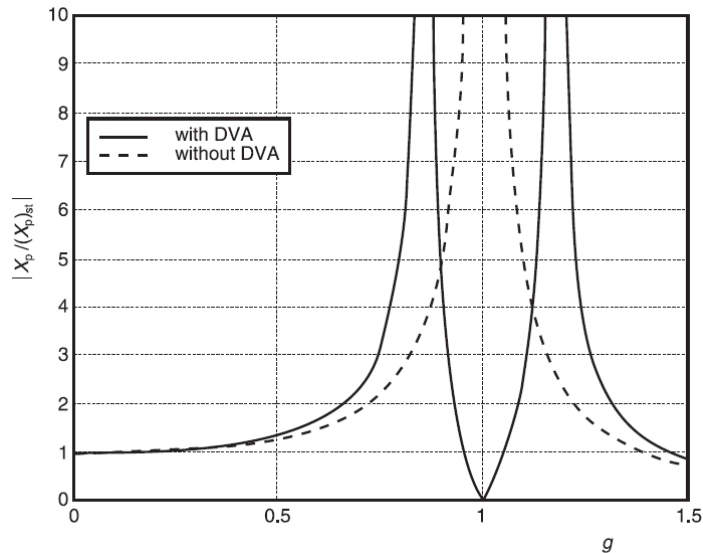
$$\frac{X_a}{(X_p)_{st}} = \frac{1}{[1 + \mu - g^2][1 - g^2] - \mu} \quad (2.18b)$$

โดยที่  $g = \omega / \omega_p$  (Forcing frequency ratio) และ  $\mu = m_a / m_p$  (mass ratio)

ค่ารากที่ 2 ของตัวหารในสมการที่ 2.19 แสดงค่าความถี่ธรรมชาติของโครงสร้าง 2 องค์ประกอบ (โครงสร้างหลัก และมวลหน่วงปรับค่า)

$$g^2 = 1 + \frac{\mu}{2} \pm \sqrt{\mu + \frac{\mu^2}{4}} \quad (2.19)$$

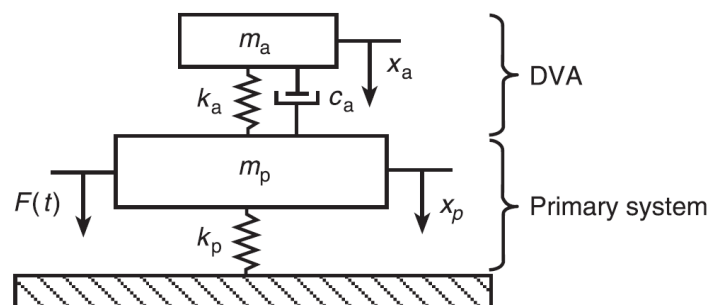
จากสมการที่ 2.19 เมื่อ  $g = 1$  โครงสร้างหลักจะไม่มี การสั่นไหวในขณะที่มวลหน่วงปรับค่า จะสั่นด้วยแอมพลิจูด  $X_a = -(X_p)_{st} / \mu$  ดังแสดงใน รูปที่ 2.10



รูปที่ 2.10 การตอบสนองของโครงสร้างหลักที่ติดตั้งและไม่ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าภายใต้ แรงฮาร์มอนิกโดย  $\omega_a / \omega_p = 1$  และ  $m_a / m_p = 0.1$  [16]

### 2.2.2.2 ระบบมวลหน่วงปรับค่าที่มีความหน่วง (Viscously Damped Tuned Mass Dampers)

ระบบมวลหน่วงปรับค่าที่มีความหน่วง จะสามารถเพิ่มประสิทธิภาพในการขยายช่วงความถี่ที่สามารถลดการตอบสนองของโครงสร้างหลักลงได้ รูปที่ 2.11 แสดงระบบมวลหน่วงปรับค่าที่มีตัวหน่วงติดตั้งกับโครงสร้างหลักที่ปราศจากตัวหน่วง (Undamped) โดยมีแรงฮาร์มอนิกกระทำกับโครงสร้างหลัก สามารถเขียนสมการการเคลื่อนที่ได้ดังสมการที่ 2.20



รูปที่ 2.11 มวลหน่วงปรับค่าที่มีความหน่วง (Damped TMD) ติดตั้งกับโครงสร้างหลัก (Primary structure) [16]

$$m_p \ddot{x}_p + k_p x_p + k_a (x_p - x_a) + c_a (\dot{x}_p - \dot{x}_a) = F_0 e^{i\omega t} \quad (2.20a)$$

$$m_a \ddot{x}_a + k_a (x_a - x_p) + c_a (\dot{x}_a - \dot{x}_p) = 0 \quad (2.20b)$$

การตอบสนองแบบ Steady-state harmonic response เป็นดังสมการที่ 2.21

$$X_p = F_0 \frac{k_a - m_a \omega^2 + i\omega c_a}{(k_p - m_p \omega^2)(k_a - m_a \omega^2) - m_a k_a \omega^2 + i\omega c_a (k_p - m_p \omega^2 - m_a \omega^2)} \quad (2.21a)$$

$$X_a = F_0 \frac{k_a + i\omega c_a}{(k_p - m_p \omega^2)(k_a - m_a \omega^2) - m_a k_a \omega^2 + i\omega c_a (k_p - m_p \omega^2 - m_a \omega^2)} \quad (2.21b)$$

สมการที่ 2.21 สามารถเขียนการตอบสนองของโครงสร้างได้ในเทอมของ Dimensionless parameters ดังสมการที่ 2.22

$$\frac{|X_p|}{(X_p)_{st}} = \sqrt{\frac{(2\xi g)^2 + (g^2 - f^2)^2}{(2\xi g)^2 (g^2 - 1 + \mu g^2) + [\mu f g^2 - (g^2 - 1)(g^2 - f^2)]^2}} \quad (2.22a)$$

$$\frac{|X_a|}{(X_p)_{st}} = \sqrt{\frac{(2\xi g)^2 + f^4}{(2\xi g)^2 (g^2 - 1 + \mu g^2) + [\mu f g^2 - (g^2 - 1)(g^2 - f^2)]^2}} \quad (2.22b)$$

โดยที่  $\mu = m_a / m_p$  , mass ratio;  $\omega_a = \sqrt{k_a / m_a}$  , Undamped natural frequency of TMD;  $\omega_p = \sqrt{k_p / m_p}$  , Undamped natural frequency of primary structure;  $f = \omega_a / \omega_p$  , Tuning factor;  $g = \omega / \omega_p$  , Forcing frequency ratio;  $c_c = 2m_a \omega_p$  , Critical damping;  $\xi = c_a / c_c$  , Damping ratio;  $(X_p)_{st} = F_0 / k_p$  , Static displacement;

รูปที่ 2.12-2.13 แสดงการเปรียบเทียบการตอบสนองของโครงสร้างที่มีค่า  $\xi$  และ  $f$  แตกต่างกัน โดยมีจุดตัดกันของกราฟที่จุด P และ Q เรียกจุดดังกล่าวว่า “Invariant points” สมการที่ 13b สามารถเขียนใหม่ได้ สมการที่ 2.22c

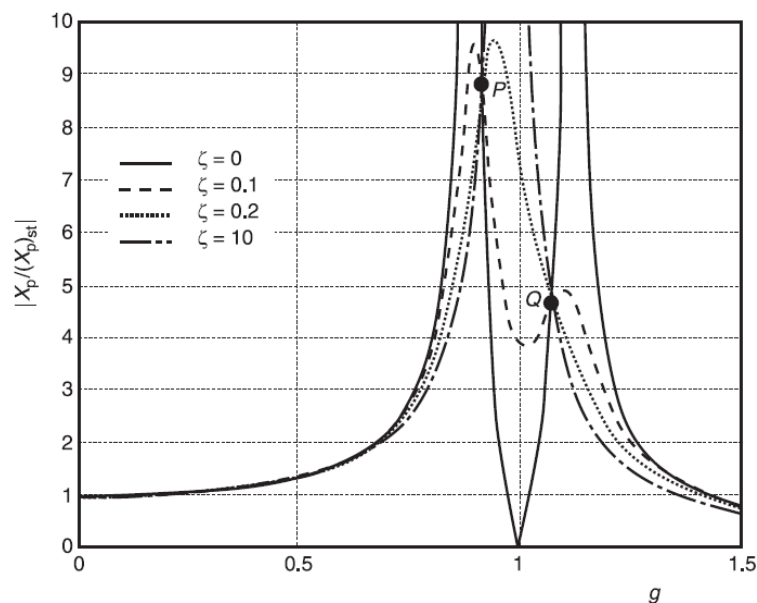
$$\frac{|X_a|}{(X_p)_{st}} = \sqrt{\frac{A\xi^2 + B}{C\xi^2 + D}} \quad (2.22c)$$

โดยที่ A, B, C และ D อยู่ในเทอมของ  $f$  และ  $g$

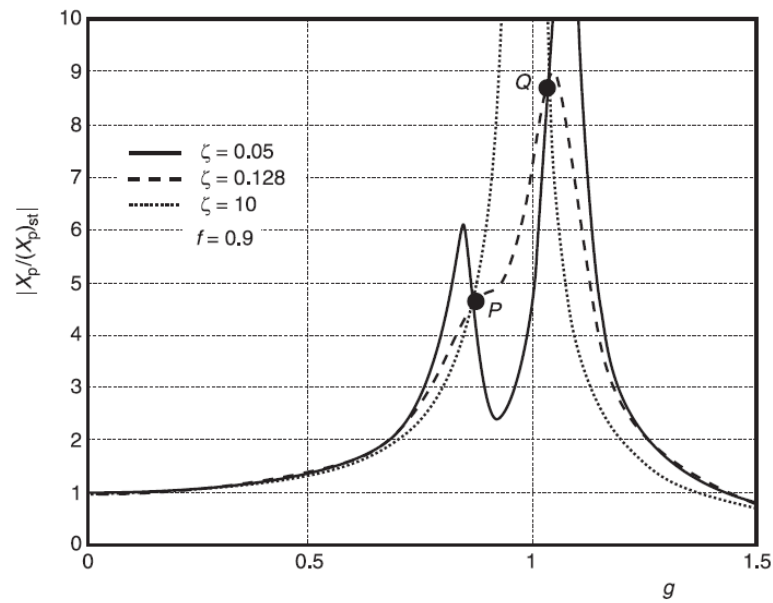
รูปที่ 2.11-2.13 จะเห็นว่าค่าแอมพลิจูดที่ Invariant point จะขึ้นอยู่กับค่า  $f$  โดยเป้าหมายในการออกแบบ ระบบมวลท่วงปรับค่าที่มีความหน่วง คือ การหาค่าพารามิเตอร์ที่เหมาะสมเพื่อลดการตอบสนองของโครงสร้างหลัก จากรูปที่ 2.13 เมื่อออกแบบให้มีค่าพารามิเตอร์ที่เหมาะสม จะเห็นว่าการตอบสนองที่ Invariant point มีค่าแตกต่างกันเพียงเล็กน้อย โดยค่าพารามิเตอร์ที่เหมาะสมถูกเสนอโดย Den Hartog [17] ดังสมการที่ 2.23 และ 2.24

$$f_{opt} = \frac{1}{1 + \mu} \quad (2.23)$$

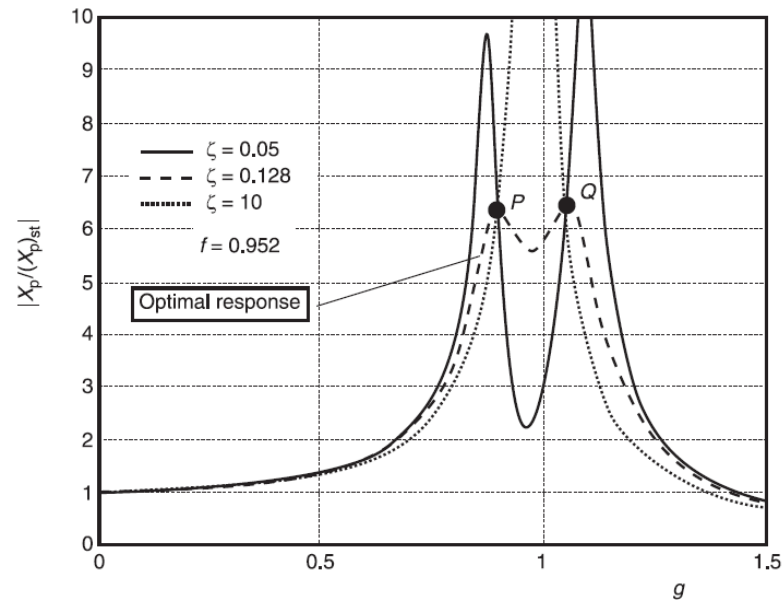
$$\xi_{opt} = \sqrt{\frac{3\mu}{8(1 + \mu)}} \quad (2.24)$$



รูปที่ 2.12 อิทธิพลของอัตราส่วนความหน่วงต่อการตอบสนองของโครงสร้าง  
โดย  $f = 1$ ,  $\mu = 1/20$  [16]



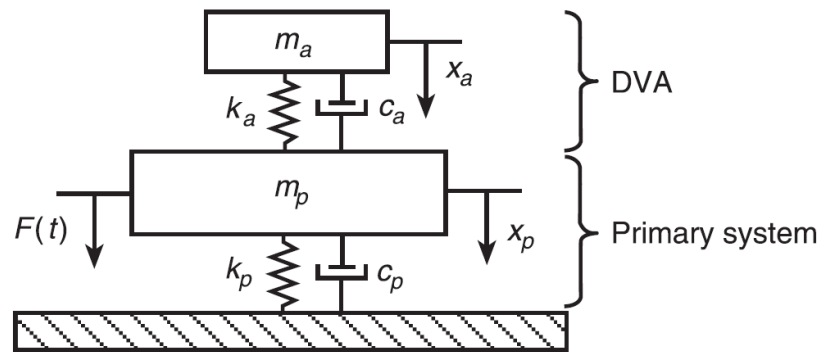
รูปที่ 2.13 อิทธิพลของอัตราส่วนความหน่วงต่อการตอบสนองของโครงสร้างหลัก  
โดย  $f = 0.9$ ,  $\mu = 1/20$  [16]



รูปที่ 2.14 อิทธิพลของอัตราส่วนความหน่วงต่อการตอบสนองของโครงสร้างหลัก  
โดย  $f = 0.952$ ,  $\mu = 1/20$  [16]

จากรูปที่ 2.14 จะเห็นว่าเมื่อค่าพารามิเตอร์เป็นค่าที่เหมาะสมจากสมการของ Den Hartog โค้งการตอบสนองของโครงสร้างหลักจะค่อนข้างเรียบ ที่จุด Invariant points ถูกปรับให้มีการตอบสนองใกล้เคียงกัน ซึ่งทำให้ไม่มีช่วงของความถี่ที่จะทำให้การตอบสนองของโครงสร้างสูงเกินไป

### 2.2.2.3 ระบบมวลหน่วงปรับค่าติดตั้งกับโครงสร้างที่มีความหน่วง (Viscously Damped Tuned Mass Dampers for Viscously Damped Primary Structure)



รูปที่ 2.15 มวลหน่วงปรับค่าที่มีความหน่วง (Damped TMD) ติดตั้งกับโครงสร้างหลักที่มีความหน่วง (Damped primary structure) [16]

ระบบมวลหน่วงปรับค่าจะถูกนำมาติดตั้งกับโครงสร้างที่มีความหน่วงไม่สูง สำหรับโครงสร้างที่มีความหน่วงสูงมักจะไม่ได้ติดตั้งระบบมวลหน่วงปรับค่า แต่อย่างไรก็ตามการออกแบบระบบมวลหน่วงปรับค่าได้ถูกนำมาปรับใช้กับโครงสร้างที่มีความหน่วง ดังรูปที่ 2.15 แสดงโครงสร้างที่มี 2 ดีกรีอิสระ โดยมีสมการการเคลื่อนที่ดังสมการที่ 2.25

$$m_p \ddot{x}_p + (c_p + c_a) \dot{x}_p - c_a \dot{x}_a + (k_p + k_a) x_p = F_0 e^{i\omega t} \quad (2.25a)$$

$$m_a \ddot{x}_a + c_a \dot{x}_a - c_a \dot{x}_p + k_a x_a - k_a x_p = 0 \quad (2.25b)$$

จากสมการที่ 2.25 สามารถเขียนการตอบสนองของโครงสร้างหลักในเทอมของ Dimensionless parameters ดังสมการที่ 2.26

$$\frac{|X_p|}{(X_p)_{st}} = \sqrt{\frac{(2\xi g)^2 + (g^2 - f^2)^2}{[(2\xi_a g)(1 - g^2 + \mu g^2) + 2\xi_p \mu g(f^2 - g^2)]^2 + [\mu f g^2 - (g^2 - 1)(g^2 - f^2)]^2}} \quad (2.26)$$

$$\text{โดยที่ } \xi_a = \frac{c_a}{2m_a \omega_p} \text{ และ } \xi_p = \frac{c_p}{2m_a \omega_p}$$

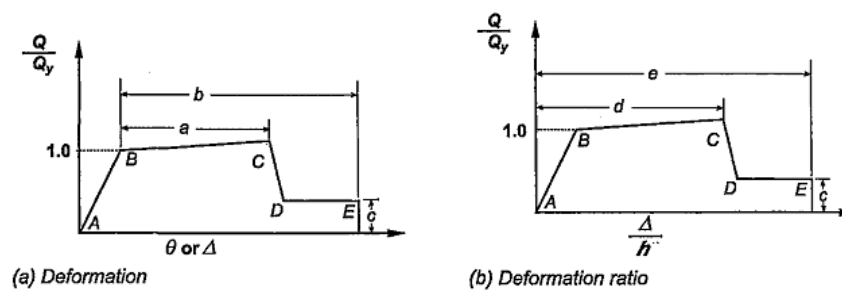
## 2.2.3 การจำลองพฤติกรรมอินอีลาสติกของโครงสร้างตามมาตรฐาน ASCE/SEI41-13 [1]

### 2.2.3.1 โครงข้อแข็งต้านแรงดัด (Concrete moment frames)

โครงข้อแข็งต้านแรงดัดจะประกอบไปด้วยชิ้นส่วนเบื้องต้น ได้แก่ ชิ้นส่วนแนวราบ (คาน พื้น) ชิ้นส่วนแนวตั้ง (เสา) และจุดเชื่อมต่อระหว่างชิ้นส่วนแนวราบและชิ้นส่วนแนวตั้ง โดยชิ้นส่วน

เหล่านี้จะถูกออกแบบให้สามารถรับแรงกระทำด้านข้างเพียงลำพัง หรือสามารถรับแรงร่วมกับผนังรับแรงเฉือน (Shear walls) โครงยึดตั้ง (Braced frame) หรือชิ้นส่วนอื่นๆ

สำหรับการวิเคราะห์ด้วยวิธีพลศาสตร์ไม่เชิงเส้น (Nonlinear Dynamic Procedure, NDP) แต่ละชิ้นส่วนจะถูกจำลองให้มีพฤติกรรมแบบฮิสเทอเรติก (Hysteretic behavior) การจำลองพฤติกรรมความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและการเสียรูป (Generalized load-deformation relation) ดังรูปที่ 2.16 ถูกนำมาวิเคราะห์ โดยการลดแรงและเพิ่มแรง จะแสดงถึงความเสื่อมถอยของสติฟเนสและกำลังของโครงสร้าง



รูปที่ 2.16 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและการเสียรูป  
(Generalized load-deformation relation)

จากรูปที่ 2.16 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและการเสียรูป (Generalized load-deformation relation) จะมีพฤติกรรมแบบเชิงเส้นจาก จุด A (Unloaded component) ถึงจุด B ซึ่งเป็นตำแหน่งที่เกิดการคราก หลังจากนั้นที่จุด B ถึง จุด C ชิ้นส่วนจะมีพฤติกรรมแบบเชิงเส้นโดยที่ค่าสติฟเนสลดลง เหลือประมาณ 0-10% ของสติฟเนสเริ่มต้น เนื่องจากเกิด Strain hardening ของเหล็กเสริมในคอนกรีต และความต้านทานแรงด้านข้างจะลดลงอย่างฉับพลันถึงจุด D หลังจากนั้นการตอบสนองที่ความต้านทานต่ำลงจะคงที่ถึงจุด E

สำหรับคานและเสา การเสียรูป จากรูปที่ 2.16 เป็นการเสียรูปของการหมุนของคอร์ดหรือการหมุนของจุดหมุนพลาสติก สำหรับรอยต่อของระบบคาน-เสา การเสียรูป คือ ความเคียดจากแรงเฉือน โดยค่าที่ตำแหน่ง B, C และ D เป็นค่าที่ได้จากการทดลองหรือการวิเคราะห์ โดยคิดผลจากแรงตัด แรงแนวแกน และแรงเฉือนเข้าด้วยกัน โดยสามารถหาค่าพารามิเตอร์นี้ได้จากตารางที่ 2.1-2.3



ตารางที่ 2.1 ค่าพารามิเตอร์ของแบบจำลอง และหลักเกณฑ์ที่ยอมรับได้เชิงตัวเลขสำหรับการวิเคราะห์โครงสร้างคานคองกรีตเสริมเหล็กที่มีพฤติกรรมแบบไม่เชิงเส้น ตามมาตรฐาน ASCE41-13

Conditions	Modeling Parameters <sup>a</sup>			Acceptance Criteria <sup>a</sup>		
	Plastic Rotations Angle (radians)		Residual Strength Ratio	Plastic Rotations Angle (radians)		
	a	b		Performance Level		
				IO	LS	CP
Condition i. Beams controlled by flexure <sup>b</sup>						
$\rho - \rho'$	Transverse reinforcement <sup>c</sup>	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$ <sup>d</sup>				
$\rho_{\text{req}}$						
$\leq 0.0$	C	$\leq 3$ (0.25)	0.025	0.05	0.2	0.010 0.025 0.05
$\leq 0.0$	C	$\geq 6$ (0.5)	0.02	0.04	0.2	0.005 0.02 0.04
$\geq 0.5$	C	$\leq 3$ (0.25)	0.02	0.03	0.2	0.005 0.02 0.03
$\geq 0.5$	C	$\geq 6$ (0.5)	0.015	0.02	0.2	0.005 0.015 0.02
$\leq 0.0$	NC	$\leq 3$ (0.25)	0.02	0.03	0.2	0.005 0.02 0.03
$\leq 0.0$	NC	$\geq 6$ (0.5)	0.01	0.015	0.2	0.0015 0.01 0.015
$\geq 0.5$	NC	$\leq 3$ (0.25)	0.01	0.015	0.2	0.005 0.01 0.015
$\geq 0.5$	NC	$\geq 6$ (0.5)	0.005	0.01	0.2	0.0015 0.005 0.01
Condition ii. Beams controlled by shear <sup>b</sup>						
Stirrup spacing $\leq d/2$			0.0030	0.02	0.2	0.0015 0.01 0.02
Stirrup spacing $> d/2$			0.0030	0.01	0.2	0.0015 0.005 0.01
Condition iii. Beams controlled by inadequate development or splicing along the span <sup>b</sup>						
Stirrup spacing $\leq d/2$			0.0030	0.02	0.0	0.0015 0.01 0.02
Stirrup spacing $> d/2$			0.0030	0.01	0.0	0.0015 0.005 0.01
Condition iv. Beams controlled by inadequate embedment into beam-column joint <sup>b</sup>						
			0.015	0.03	0.2	0.01 0.02 0.03

NOTE:  $f'_c$  in lb/in.<sup>2</sup> (MPa) units.

<sup>a</sup>Values between those listed in the table should be determined by linear interpolation.

<sup>b</sup>Where more than one of conditions i, ii, iii, and iv occur for a given component, use the minimum appropriate numerical value from the table.

<sup>c</sup>"C" and "NC" are abbreviations for conforming and nonconforming transverse reinforcement, respectively. Transverse reinforcement is conforming if, within the flexural plastic hinge region, hoops are spaced at  $\leq d/3$ , and if, for components of moderate and high ductility demand, the strength provided by the hoops ( $V_p$ ) is at least 3/4 of the design shear. Otherwise, the transverse reinforcement is considered nonconforming.

<sup>d</sup> $V$  is the design shear force from NSP or NDP.

ตารางที่ 2.2 การแบ่งประเภทของเสาคองกรีตเสริมเหล็กสำหรับการวิเคราะห์ไม่เชิงเส้นตามผลของแรงเฉือน และรายละเอียดของเหล็กเสริมตามขวาง

Shear Capacity Ratio	ACI 318 Conforming Seismic Details with 135-Degree Hooks	Closed Hoops with 90-Degree Hooks	Other (Including Lap-Spliced Transverse Reinforcement)
$V_p/V_o \leq 0.6$	i <sup>a</sup>	ii	ii
$1.0 \geq V_p/V_o > 0.6$	ii	ii	iii
$V_p/V_o > 1.0$	iii	iii	iii

<sup>a</sup>To qualify for condition i, a column should have  $A_s/b_w s \geq 0.002$  and  $s/d \leq 0.5$  within flexural plastic hinge region. Otherwise, the column is assigned to condition ii.

ตารางที่ 2.3 ค่าพารามิเตอร์ของแบบจำลอง และหลักเกณฑ์ที่ยอมรับได้เชิงตัวเลขสำหรับการวิเคราะห์โครงสร้างเสาคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีพฤติกรรมแบบไม่เชิงเส้น ตามมาตรฐาน ASCE41-13

Conditions		Modeling Parameters <sup>a</sup>			Acceptance Criteria <sup>a</sup>				
		Plastic Rotations Angle (radians)		Residual Strength Ratio	Plastic Rotations Angle (radians)				
		a	b		Performance Level				
				c	IO	LS	CP		
Condition i. <sup>b</sup>									
$\frac{P}{A_g f'_c}$	$\rho = \frac{A_v}{b_w s}$								
$\leq 0.1$	$\geq 0.006$			0.035	0.060	0.2	0.005	0.045	0.060
$\geq 0.6$	$\geq 0.006$			0.010	0.010	0.0	0.003	0.009	0.010
$\leq 0.1$	$= 0.002$			0.027	0.034	0.2	0.005	0.027	0.034
$\geq 0.6$	$= 0.002$			0.005	0.005	0.0	0.002	0.004	0.005
Condition ii. <sup>b</sup>									
$\frac{P}{A_g f'_c}$	$\rho = \frac{A_v}{b_w s}$	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$							
$\leq 0.1$	$\geq 0.006$	$\leq 3$ (0.25)		0.032	0.060	0.2	0.005	0.045	0.060
$\leq 0.1$	$\geq 0.006$	$\geq 6$ (0.5)		0.025	0.060	0.2	0.005	0.045	0.060
$\geq 0.6$	$\geq 0.006$	$\leq 3$ (0.25)		0.010	0.010	0.0	0.003	0.009	0.010
$\geq 0.6$	$\geq 0.006$	$\geq 6$ (0.5)		0.008	0.008	0.0	0.003	0.007	0.008
$\leq 0.1$	$\leq 0.0005$	$\leq 3$ (0.25)		0.012	0.012	0.2	0.005	0.010	0.012
$\leq 0.1$	$\leq 0.0005$	$\geq 6$ (0.5)		0.006	0.006	0.2	0.004	0.005	0.006
$\geq 0.6$	$\leq 0.0005$	$\leq 3$ (0.25)		0.004	0.004	0.0	0.002	0.003	0.004
$\geq 0.6$	$\leq 0.0005$	$\geq 6$ (0.5)		0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Condition iii. <sup>b</sup>									
$\frac{P}{A_g f'_c}$	$\rho = \frac{A_v}{b_w s}$								
$\leq 0.1$	$\geq 0.006$			0.0	0.060	0.0	0.0	0.045	0.060
$\geq 0.6$	$\geq 0.006$			0.0	0.008	0.0	0.0	0.007	0.008
$\leq 0.1$	$\leq 0.0005$			0.0	0.006	0.0	0.0	0.005	0.006
$\geq 0.6$	$\leq 0.0005$			0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Condition iv. Columns controlled by inadequate development or splicing along the clear height <sup>b</sup>									
$\frac{P}{A_g f'_c}$	$\rho = \frac{A_v}{b_w s}$								
$\leq 0.1$	$\geq 0.006$			0.0	0.060	0.4	0.0	0.045	0.060
$\geq 0.6$	$\geq 0.006$			0.0	0.008	0.4	0.0	0.007	0.008
$\leq 0.1$	$\leq 0.0005$			0.0	0.006	0.2	0.0	0.005	0.006
$\geq 0.6$	$\leq 0.0005$			0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

NOTE:  $f'_c$  is in lb/in.<sup>2</sup> (MPa) units.

<sup>a</sup>Values between those listed in the table should be determined by linear interpolation.

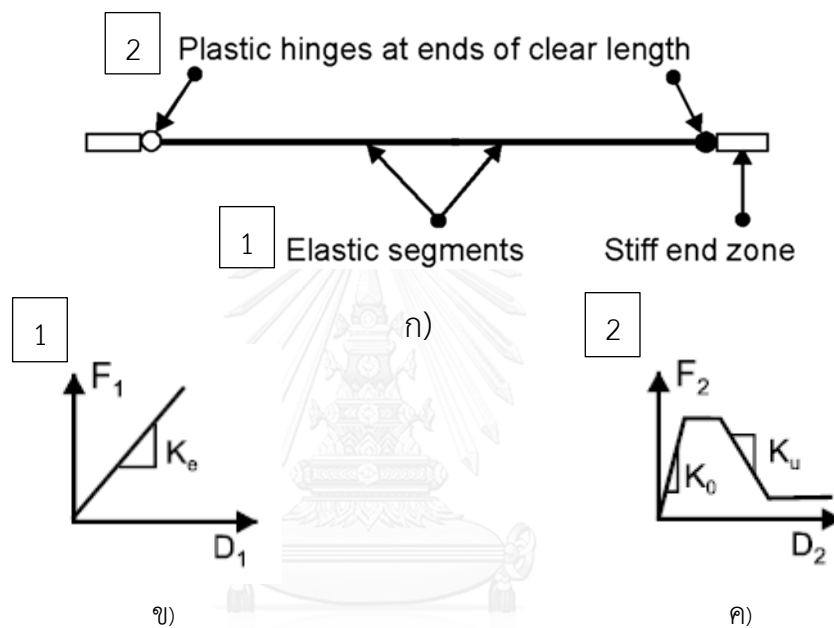
<sup>b</sup>Refer to Section 10.4.2.2.2 for definition of conditions i, ii, and iii. Columns are considered to be controlled by inadequate development or splices where the calculated steel stress at the splice exceeds the steel stress specified by Eq. (10-2). Where more than one of conditions i, ii, iii, and iv occurs for a given component, use the minimum appropriate numerical value from the table.

<sup>c</sup>Where  $P > 0.7A_g f'_c$ , the plastic rotation angles should be taken as zero for all performance levels unless the column has transverse reinforcement consisting of hoops with 135-degree hooks spaced at  $\leq d/3$  and the strength provided by the hoops ( $V_h$ ) is at least 3/4 of the design shear. Axial load  $P$  should be based on the maximum expected axial loads caused by gravity and earthquake loads.

<sup>d</sup> $V$  is the design shear force from NSP or NDP.

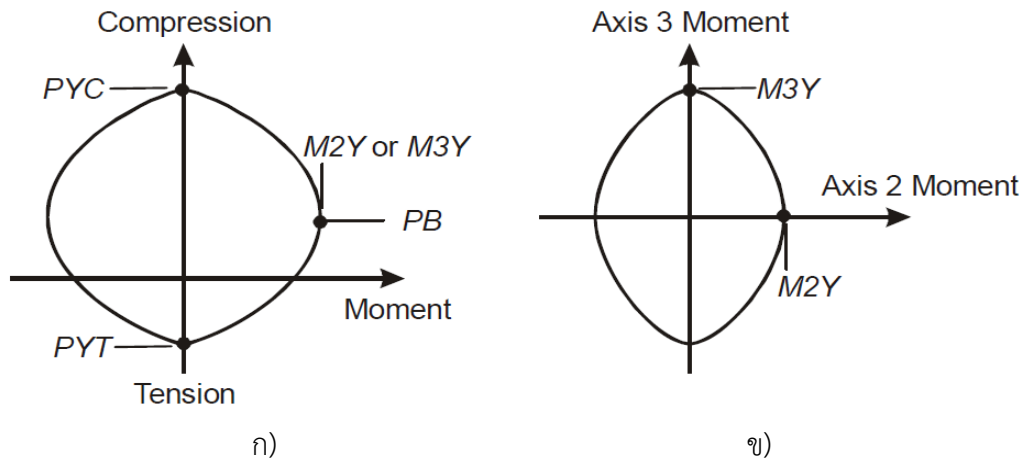
### 2.2.3.2 แบบจำลองคานและเสา

ในงานวิจัยนี้ได้ทำการสร้างแบบจำลองโครงสร้างคานและเสาภายใต้แรงกระทำด้านข้างที่มีพฤติกรรมแบบไร้เชิงเส้น ดังรูปที่ 2.17 โดยกำหนดปลายคานและเสา ซึ่งเป็นบริเวณที่เกิดโมเมนต์สูงกว่าบริเวณอื่นๆ จำลองให้เกิดจุดหมุนพลาสติก (Plastic hinge) ขึ้น โดยตำแหน่งอื่นยังคงเป็นคุณสมบัติแบบอีลาสติก โดยที่จุดเชื่อมต่อระหว่างคานและเสา ซึ่งวัดจากจุดกึ่งกลางของคานมายังปลายเสาจำลองให้มีพฤติกรรมแบบอีลาสติก และมีค่าสติเฟนสูง



รูปที่ 2.17 ก) แบบจำลองพฤติกรรมของเสาแบบไร้เชิงเส้นของชิ้นส่วนคานและเสา ข) ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเปลี่ยนตำแหน่งของชิ้นส่วนที่เป็นอีลาสติก ค) ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเปลี่ยนตำแหน่งของชิ้นส่วนที่เป็นอีลาสติก

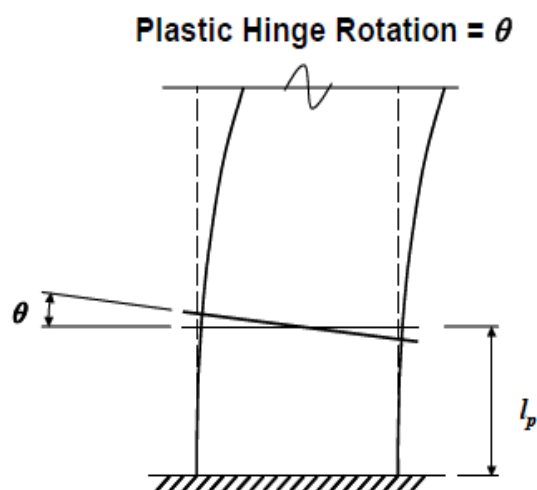
จุดต่อของการหมุนแบบพลาสติกของเสา จะคิดผลทั้งแรงในแนวแกนและแรงดัด ในแกนอ่อน จาก 2 ทิศทาง (P-M-M hinge) เมื่อจุดต่อการหมุนคราก จะเกิดการเปลี่ยนรูปทั้งการยืดหดในแนวแกนและการหมุน กราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงในแนวแกนและโมเมนต์การดัด ดังรูป 2.18



รูปที่ 2.18 ก) ความสัมพันธ์ระหว่างแรงแนวแกนและโมเมนต์ดัดแกนหนึ่ง บริเวณหน้าตัดที่ไม่มีเมนต์ดัดอีกแกนหนึ่งไม่มีค่า ข) ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์ดัดทั้ง 2 แกน บริเวณหน้าตัดที่ไม่มีแรงแนวแกน

### 2.2.3.3 กำแพงรับแรงเฉือนคอนกรีตเสริมเหล็กและส่วนประกอบของกำแพงรับแรงเฉือน (Reinforced concrete shear walls and wall segments)

สำหรับกำแพงรับแรงเฉือนและส่วนประกอบที่มีพฤติกรรมแบบอินีลาสติกภายใต้น้ำหนักบรรทุกกระทำด้านข้างซึ่งถูกควบคุมความเสียหายโดยการดัด ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและการเสียรูป (Generalized load-deformation relation) จากรูปที่ 2.16 ถูกนำมาพิจารณาโดยแกนแนวราบ คือ การหมุน (rotation) ในบริเวณที่เกิด จุดหมุนพลาสติก (Plastic hinge) ที่ปลายของชิ้นส่วน ดังรูปที่ 2.19



รูปที่ 2.19 การหมุนของจุดหมุนพลาสติก(Plastic Hinge) ของกำแพงรับแรงเฉือนเมื่อมีพฤติกรรมแบบอินีลาสติก ถูกควบคุมความเสียหายโดยการดัด

การหมุนที่จุดหมุน (Hinge rotation) ที่จุด B จากรูปที่ 2.19 ซึ่งเป็นตำแหน่งที่เกิดการคราก สามารถหาได้จากสมการที่ 2.27

$$\theta_y = \left( \frac{M_y}{E_c I} \right) l_p \quad (2.27)$$

โดยที่  $M_y$  คือ โมเมนต์ต้านทานที่จุดครากของกำแพงรับแรงเฉือนหรือส่วนประกอบของกำแพงรับแรงเฉือน (Yield moment capacity of the shear wall or wall segment)

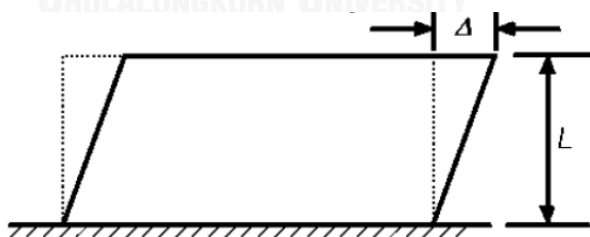
$E_c$  คือ โมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีต (Concrete Modulus)

$I$  คือ โมเมนต์ความเฉื่อยของชิ้นส่วน (Member moment of inertia)

$l_p$  คือ ความยาวของจุดหมุนพลาสติก (Assumed plastic hinge length)

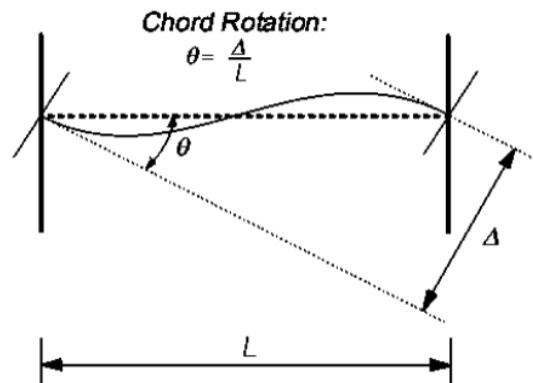
การวิเคราะห์แบบจำลองของกำแพงรับแรงเฉือนและส่วนประกอบของกำแพงรับแรงเฉือนค่า  $l_p$  มีค่าเท่ากับครึ่งหนึ่งของความลึกของชิ้นส่วนรับแรงดัด แต่ต้องมีค่าน้อยกว่าความสูงชั้นของกำแพงรับแรงเฉือน หรือน้อยกว่า ครึ่งหนึ่งของความยาวองค์อาคารสำหรับส่วนประกอบของกำแพงรับแรงเฉือนโดยที่ค่า a, b และ c จากรูปที่ 2.16a สามารถหาได้จาก ตารางที่ 2.4 เพื่อหาค่าที่ตำแหน่ง C, D และ E

สำหรับกำแพงรับแรงเฉือนและส่วนประกอบที่มีพฤติกรรมแบบอินอีลาสติกภายใต้น้ำหนักบรรทุกกระทำด้านข้างซึ่งถูกควบคุมความเสียหายโดยแรงเฉือน ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและการเสียรูป (Generalized load-deformation relation) จากรูปที่ 2.16 ถูกนำมาพิจารณา โดยแกนแนวราบ คือ การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ สำหรับกำแพงรับแรงเฉือนจะเป็นการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้น สำหรับส่วนประกอบของกำแพงรับแรงเฉือนจะเป็นการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชิ้นส่วน ดังรูปที่ 2.20



รูปที่ 2.20 การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นของกำแพงรับแรงเฉือนเมื่อมีพฤติกรรมแบบอินอีลาสติก ถูกควบคุมความเสียหายโดยแรงเฉือน

สำหรับ coupling beam ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและการเสียรูป (generalized load-deformation relation) ดังรูปที่ 2.21 ถูกนำมาพิจารณา โดยแกนแนวราบคือ มุมหมุน (Chord Rotation)



รูปที่ 2.21 มุมหมุนของ coupling beam ในกำแพงรับแรงเฉือน

โดยที่ค่า d, e, f, g และ c จากรูปที่ 2.16 สามารถหาได้จากตารางที่ 2.5 เพื่อหาค่าที่ตำแหน่ง C, D, E และ F โดยสามารถใช้วิธีการ linear interpolation เพื่อหาค่าได้ภายใต้ขอบเขตที่กำหนดไว้ในตาราง

ตารางที่ 2.4 ค่าพารามิเตอร์ของแบบจำลอง และหลักเกณฑ์ที่ยอมรับได้เชิงตัวเลขสำหรับการวิเคราะห์โครงสร้างกำแพงรับแรงเฉือนคอนกรีตเสริมเหล็กซึ่งถูกควบคุมโดยแรงดัดที่มีพฤติกรรมแบบไม่เชิงเส้น ตามมาตรฐาน ASCE41-13

Conditions	Plastic Hinge Rotation (radians)		Residual Strength Ratio	Acceptable Plastic Hinge Rotation* (radians)				
	a	b		Performance Level				
			c	IO	LS	CP		
<b>i. Shear walls and wall segments</b>								
$\frac{(A_v - A_v')f_y + P}{t_w l_w \sqrt{f'_c}}$	$\frac{V}{t_w l_w \sqrt{f'_c}}$	Confined Boundary <sup>b</sup>	0.015					
$\leq 0.1$	$\leq 4$	Yes	0.010	0.020	0.75	0.005	0.015	0.020
$\leq 0.1$	$\geq 6$	Yes	0.009	0.015	0.40	0.004	0.010	0.015
$\geq 0.25$	$\leq 4$	Yes	0.005	0.012	0.60	0.003	0.009	0.012
$\geq 0.25$	$\geq 6$	Yes	0.008	0.010	0.30	0.0015	0.005	0.010
$\leq 0.1$	$\leq 4$	No	0.006	0.015	0.60	0.002	0.008	0.015
$\leq 0.1$	$\geq 6$	No	0.003	0.010	0.30	0.002	0.006	0.010
$\geq 0.25$	$\leq 4$	No	0.002	0.005	0.25	0.001	0.003	0.005
$\geq 0.25$	$\geq 6$	No	0.002	0.004	0.20	0.001	0.002	0.004
<b>ii. Shear wall coupling beams<sup>c</sup></b>								
Longitudinal reinforcement and transverse reinforcement <sup>d</sup>			0.050					
Conventional longitudinal reinforcement with conforming transverse reinforcement		$\frac{V}{t_w l_w \sqrt{f'_c}}$						
		$\leq 3$	0.025	0.040	0.75	0.010	0.025	0.050
		$\geq 6$	0.020	0.035	0.50	0.005	0.020	0.040
Conventional longitudinal reinforcement with nonconforming transverse reinforcement								
		$\leq 3$	0.020	0.025	0.50	0.006	0.020	0.035
		$\geq 6$	0.010	0.050	0.25	0.005	0.010	0.025
Diagonal reinforcement		NA	0.030	0.050	0.80	0.006	0.030	0.050

<sup>a</sup>Linear interpolation between values listed in the table shall be permitted.

<sup>b</sup>A boundary element shall be considered confined where transverse reinforcement exceeds 75% of the requirements given in ACI 318 and spacing of transverse reinforcement does not exceed  $8d_b$ . It shall be permitted to take modeling parameters and acceptance criteria as 80% of confined values where boundary elements have at least 50% of the requirements given in ACI 318 and spacing of transverse reinforcement does not exceed  $8d_b$ . Otherwise, boundary elements shall be considered not confined.

<sup>c</sup>For coupling beams spanning  $< 8$  ft 0 in., with bottom reinforcement continuous into the supporting walls, acceptance criteria values shall be permitted to be doubled for LS and CP performance.

<sup>d</sup>Conventional longitudinal reinforcement consists of top and bottom steel parallel to the longitudinal axis of the coupling beam. Conforming transverse reinforcement consists of (a) closed stirrups over the entire length of the coupling beam at a spacing  $\leq d/3$ , and (b) strength of closed stirrups  $V_t \geq 3/4$  of required shear strength of the coupling beam.

ตารางที่ 2.5 ค่าพารามิเตอร์ของแบบจำลอง และหลักเกณฑ์ที่ยอมรับได้เชิงตัวเลขสำหรับการวิเคราะห์โครงสร้างกำแพงรับแรงเฉือนคอนกรีตเสริมเหล็กซึ่งถูกควบคุมโดยแรงเฉือนที่มีพฤติกรรมแบบไม่เชิงเส้นตามมาตรฐาน ASCE41-13

Conditions	Total Drift Ratio (%), or Chord Rotation (radians) <sup>a</sup>			Strength Ratio		Acceptable Total Drift (%) or Chord Rotation (radians) <sup>a</sup>		
	<i>d</i>	<i>e</i>	<i>g</i>	<i>c</i>	<i>f</i>	Performance Level		
						IO	LS	CP
i. Shear walls and wall segments <sup>b</sup>								
$\frac{(A_s - A_s')f_y + P}{t_w l_w f_c'} \leq 0.05$	1.0	2.0	0.4	0.20	0.6	0.40	1.5	2.0
$\frac{(A_s - A_s')f_y + P}{t_w l_w f_c'} > 0.05$	0.75	1.0	0.4	0.0	0.6	0.40	0.75	1.0
ii. Shear wall coupling beams <sup>c</sup>								
Longitudinal reinforcement and transverse reinforcement <sup>d</sup>		$\frac{V}{t_w l_w \sqrt{f_c'}}$						
Conventional longitudinal reinforcement with conforming transverse reinforcement	$\leq 3$	0.02	0.030	0.60		0.006	0.020	0.030
Conventional longitudinal reinforcement with nonconforming transverse reinforcement	$\geq 6$	0.016	0.024	0.30		0.005	0.016	0.024
Conventional longitudinal reinforcement with conforming transverse reinforcement	$\leq 3$	0.012	0.025	0.40		0.006	0.010	0.020
Conventional longitudinal reinforcement with nonconforming transverse reinforcement	$\geq 6$	0.008	0.014	0.20		0.004	0.007	0.012

<sup>a</sup>For shear walls and wall segments, use drift; for coupling beams, use chord rotation; refer to Figures 10-5 and 10-6.

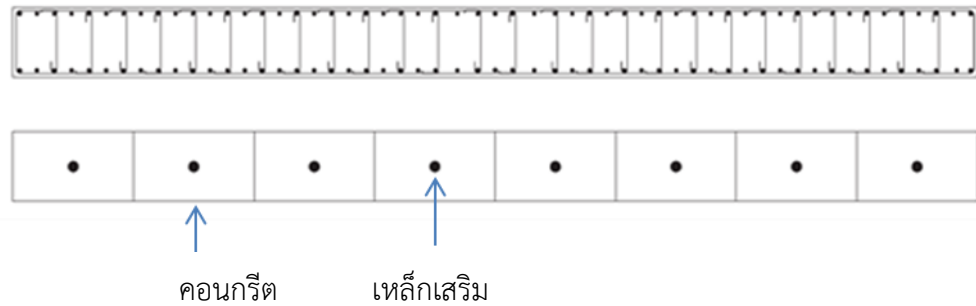
<sup>b</sup>For shear walls and wall segments where inelastic behavior is governed by shear, the axial load on the member must be  $\leq 0.15A_g f_c'$ ; otherwise, the member must be treated as a force-controlled component.

<sup>c</sup>Conventional longitudinal reinforcement consists of top and bottom steel parallel to the longitudinal axis of the coupling beam. Conforming transverse reinforcement consists of (a) closed stirrups over the entire length of the coupling beam at a spacing  $\leq d/3$  and (b) strength of closed stirrups  $V_s \geq 3/4$  of required shear strength of the coupling beam.

<sup>d</sup>For coupling beams spanning  $< 8$  ft in., with bottom reinforcement continuous into the supporting walls, acceptance criteria values shall be permitted to be doubled for LS and CP performance.

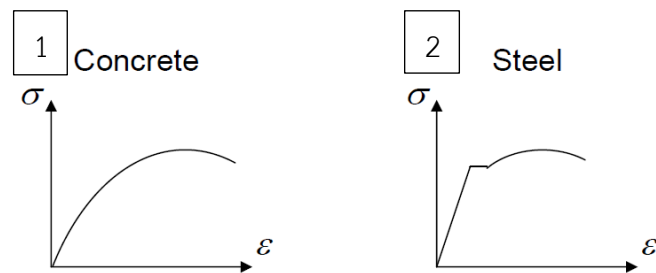
#### 2.2.3.4. แบบจำลองกำแพงรับแรงเฉือน

สำหรับกำแพงรับแรงเฉือนจะใช้แบบจำลองหน้าตัดเส้นใยในแนวตั้งที่มีคุณสมบัติแบบไร้เชิงเส้น (Nonlinear Vertical Fiber Model) เพื่อแสดงพฤติกรรมของกำแพงรับแรงเฉือนได้อย่างละเอียดในแต่ละหน้าตัดเส้นใย โดยประกอบด้วยส่วนที่เป็นคอนกรีต และส่วนที่เป็นเหล็กเสริม ดังรูปที่ 2.22 ซึ่งมีคุณสมบัติค่าสตีเฟนส์ในการรับแรงตามแนวแกน โมเมนต์การดัด และแรงเฉือนโดยกำหนดให้ค่าคุณสมบัติของชิ้นส่วนเสาและกำแพงรับแรงเฉือนในช่วงที่มีพฤติกรรมแบบอินอีลาสติกให้เป็นไปตามที่ระบุไว้ในมาตรฐาน ASCE41-13



คอนกรีต เหล็กเสริม

ก)



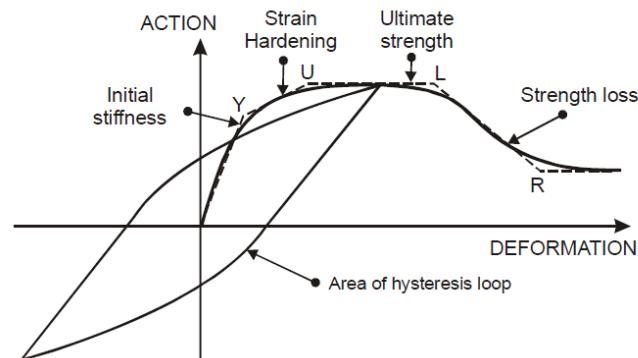
ข)

ค)

รูปที่ 2.22 ก) แบบจำลองไฟเบอร์จำลองคอนกรีตและเหล็กเสริมของชิ้นส่วนโครงสร้างกำแพงรับแรงเฉือน ข) ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้น-ความเครียดของคอนกรีต ค) ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้น-ความเครียดของเหล็กเสริม

### 2.2.3.5 วัฏจักรฮิสเทอเรซิส (Hysteresis Loop)

พฤติกรรมของชิ้นส่วนโครงสร้างภายใต้แรงกระทำแบบวัฏจักร ซึ่งเป็นลักษณะของแรงแผ่นดินไหวที่กระทำกับโครงสร้าง ความสัมพันธ์ของแรงและการเปลี่ยนรูปของชิ้นส่วน รวมถึงวัฏจักรฮิสเทอเรซิสที่เกิดจากแรงกระทำแบบวัฏจักร แสดงดังรูปที่ 2.23



รูปที่ 2.23 พฤติกรรมของชิ้นส่วนโครงสร้างแบบอินอีลาสติก



โดยที่ ตำแหน่ง Y, First yield point คือ จุดที่ชิ้นส่วนเริ่มเกิดการครากทำให้ชิ้นส่วนเริ่มมีพฤติกรรมแบบอินอีลาสติก

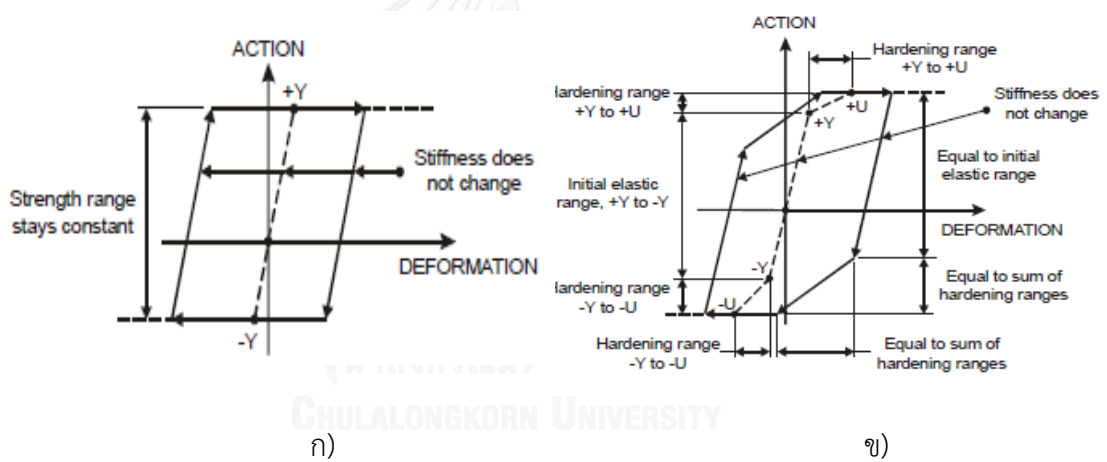
ตำแหน่ง U, Ultimate strength point คือ จุดที่ชิ้นส่วนสามารถรับกำลังได้สูงสุด

ตำแหน่ง L, Ductile limit point คือ จุดที่ชิ้นส่วนเริ่มมีการสูญเสียของกำลัง เมื่อมีการรับแรงมากขึ้น

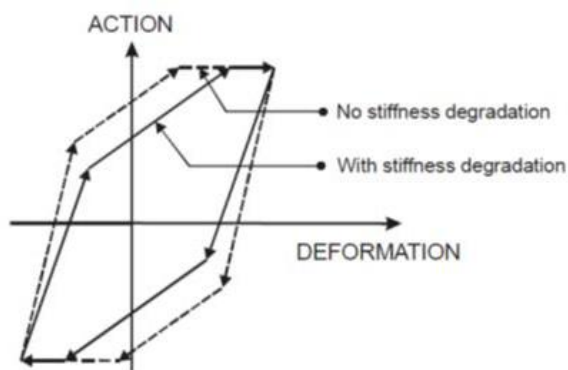
ตำแหน่ง R, Residual strength point คือ จุดที่แสดงกำลังคงค้างของชิ้นส่วน เมื่อรับกำลังได้ลดลง

สำหรับพื้นที่ได้กราฟ Hysteresis loop ที่เกิดจากแรงกระทำแบบวัฏจักร แสดงถึงพลังงานที่ถูกสลายไปของชิ้นส่วนโครงสร้าง

สำหรับชิ้นส่วนโครงสร้างที่มีพฤติกรรมที่ปราศจากการเสื่อมถอยของสติฟเนสหรือพลังงาน ภายใต้แรงกระทำแบบวัฏจักร วัฏจักรฮิสเทอเรซิส จะถูกแสดงดังรูปที่ 2.24



รูปที่ 2.24 ก) ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการกระจัด ของชิ้นส่วนโครงสร้างที่มีพฤติกรรมแบบ Elastic perfectly plastic โดยปราศจากการเสื่อมถอยของสติฟเนส ข) ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการกระจัด ของชิ้นส่วนโครงสร้างที่มีพฤติกรรมแบบ Trilinear โดยปราศจากการเสื่อมถอยของสติฟเนส



รูปที่ 2.25 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการกระจัด ของชิ้นส่วนโครงสร้างภายใต้แรงกระทำแบบ วัฏจักร ที่พิจารณาการเสื่อมถอยของสติฟเนส (Stiffness degradation)

จากรูปที่ 2.25 แสดงวัฏจักรฮิสเทอเรซิส จำนวน 2 วัฏจักร ที่คิดผลและไม่คิดผลของการเสื่อมถอยของสติฟเนส ซึ่งการเสื่อมถอยของสติฟเนสจะมีผลทำให้ความสามารถในการรับกำลังของชิ้นส่วนน้อยลง อันเป็นผลจากคุณสมบัติของหน้าตัดชิ้นส่วนที่เปลี่ยนแปลงไป พฤติกรรมดังกล่าวอาจเกิดจากผลของการแตกร้าวในคอนกรีต หรือเกิดการโก่งเดาะในเหล็กเสริม เป็นต้น เมื่อเปรียบเทียบพื้นที่ใต้กราฟซึ่งแสดงการสลายพลังงานของชิ้นส่วนโครงสร้างพบว่าการคิดผลของการเสื่อมถอยของสติฟเนสจะมีการสลายพลังงานที่น้อยกว่า

## 2.2.4 ระดับสมรรถนะของโครงสร้าง ตามมาตรฐาน ASCE41-13

ระดับสมรรถนะของโครงสร้าง คือ ค่าที่แสดงให้เห็นถึงพฤติกรรมของโครงสร้างในขณะที่รับแรงแผ่นดินไหว และความเสียหายที่เกิดขึ้นในโครงสร้างเนื่องจากแรงแผ่นดินไหว ตามมาตรฐาน ASCE41 แบ่งสมรรถนะของโครงสร้างออกเป็น 4 ระดับดังต่อไปนี้

1.ระดับใช้อาคารได้ตามปกติ (Operational) เกิดความเสียหายโดยรวมน้อยมาก โครงสร้างไม่เกิดการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์คงค้าง ไม่สูญเสียสติฟเนสและกำลัง อาจเกิดรอยร้าวขนาดเล็กในโครงสร้าง ฝ้าเพดาน ผนังชั่วคราว แต่ระบบที่สำคัญในอาคารทั้งหมดเช่น ระบบไฟฟ้า ระบบลิฟต์ ระบบป้องกันไฟไหม้ ยังคงทำงานได้เป็นปกติ ความเสียหายโดยรวมน้อยมาก

2.ระดับเข้าใช้อาคารได้ทันที (Immediate occupancy, IO) เกิดความเสียหายโดยรวมน้อย โครงสร้างไม่เกิดการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์คงค้าง ไม่สูญเสียสติฟเนสและกำลัง อาจเกิดรอยร้าวขนาดเล็กในโครงสร้าง ฝ้าเพดาน ผนังชั่วคราว ระบบที่สำคัญในอาคารเช่น ระบบไฟฟ้า ระบบลิฟต์ ระบบ

ป้องกันไฟไหม้ อาจหยุดทำงานแต่สามารถเริ่มทำงานใหม่ได้หลังเหตุการณ์แผ่นดินไหว ความเสียหายโดยรวมน้อย

3. ระดับความปลอดภัยต่อชีวิต (Life safety, LS) เกิดความเสียหายโดยรวมระดับปานกลาง โครงสร้างเกิดการเคลื่อนตัวสัมพันธ์ค้ำค้ำเล็กน้อย สูญเสียกำลังและสติเฟโนสแต่ยังสามารถรับน้ำหนักทั้งหมดได้ ต้องทำการซ่อมแซมอาคารก่อนเข้าใช้งานอีกครั้ง

4. ระดับเกิดความเสียหายรุนแรงเกือบพังทลาย (Collapse prevention, CP) เกิดความเสียหายโดยรวมระดับรุนแรง แต่โครงสร้างยังไม่พังทลาย เกิดการเคลื่อนตัวสัมพันธ์ค้ำค้ำมาก คงเหลือกำลังและสติเฟโนสเล็กน้อย ผนังชั่วคราวและกระจกในอาคารอาจเกิดการร่วงหล่น

โดยค่าการเคลื่อนตัวสัมพันธ์ระหว่างชั้นของอาคารได้จากการตรวจวัดที่ตำแหน่งเสาในบริเวณริมตึกในแต่ละชั้น และตำแหน่งจุดศูนย์กลางของอาคารในแต่ละชั้น

## 2.2.5 ระดับความเสียหายของโครงสร้าง

การวิเคราะห์โครงสร้างไม่เชิงเส้น ความถูกต้องของแบบจำลองฮีสเทอเรติกมีความสำคัญมากในการหาค่าการตอบสนองพลศาสตร์ของโครงสร้าง แบบจำลองควรจะสามารถอธิบายการตอบสนองได้เหมือนกับการตอบสนองของโครงสร้างจริง Park และ คณะ (1985) [18] ได้ทำการพัฒนาดัชนีความเสียหายโดยใช้โปรแกรม IDARC2D ประเมินความเสียหายแบบสะสมในชิ้นส่วนของโครงสร้าง โดยประกอบด้วยส่วนของการตอบสนองสูงสุดของชิ้นส่วน และส่วนของการสลายพลังงานจากการรับแรงแบบวัฏจักร ดังสมการที่ 2.28

$$DI = \frac{\delta_m}{\delta_u} + \frac{\beta}{\delta_u P_y} \int dE_h \quad (2.28)$$

โดยที่	$\delta_m$	คือ การเปลี่ยนแปลงรูปสูงสุด
	$\delta_u$	คือ การเปลี่ยนแปลงรูปร่างที่ตำแหน่งวิบัติ
	$P_y$	คือ กำลังของชิ้นส่วนที่จุดคราก
	$\int dE_h$	คือ พลังงานสะสมฮีสเทอเรติก
	$\beta$	คือ ค่าคงที่ที่เกิดจากผลของแรงแบบวัฏจักร เป็นค่าที่ได้จากการทดลอง

Kunnath และคณะ (1996) [19] ได้ทำการปรับปรุงดัชนีความเสียหายของ Park-Ang โดยพิจารณาถึงมุมที่เกิดจากการหมุนของชิ้นส่วนแทนการเคลื่อนตัวของชิ้นส่วน ดังสมการที่ 2.29

$$DI = \frac{\theta_m - \theta_r}{\theta_u - \theta_r} + \frac{\beta}{M_y \theta_u} E_h \quad (2.29)$$

โดยที่	$\theta_m$	คือ การหมุนสูงสุด
	$\theta_u$	คือ การหมุนที่ตำแหน่งวิบัติ
	$\theta_r$	คือ การหมุนคืนเมื่อไม่มีน้ำหนักบรรทุกทุกกระทำ (Unloading)
	$M_y$	คือ โมเมนต์ที่จุดคราก
	$E_h$	คือ พลังงานที่ถูกสลายไปที่หน้าตัด

ค่าดัชนีความเสียหายสามารถคำนวณได้ 3 ระดับได้แก่

1. ความเสียหายระดับชิ้นส่วนองค์อาคาร ได้แก่ เสา, คาน และกำแพงรับแรงเฉือน
2. ความเสียหายระดับชั้น ได้แก่ ความเสียหายขององค์ประกอบทั้งหมดของชั้นทางด้านแนวตั้ง (เสาและกำแพงรับแรงเฉือน) และความเสียหายขององค์ประกอบ ทั้งหมดของชั้นทางด้านแนวนอน (คานและพื้น) และความเสียหายทั้งหมดของชั้น
3. ความเสียหายทั้งหมดของโครงสร้าง

สำหรับความเสียหายระดับชั้นและระดับของโครงสร้าง คำนวณโดยวิธีการเฉลี่ยแบบถ่วงน้ำหนักโดยใช้พลังงานที่ถูกสลายไป (Dissipated energy) ของชิ้นส่วนและชั้น ตามลำดับ แสดงได้ดังสมการที่ 2.30

$$DI_{story} = \sum_{i=1}^n (DI_i)_{component} \left[ \frac{E_i}{\sum_{i=1}^n E_i} \right]_{component} \quad (2.30a)$$

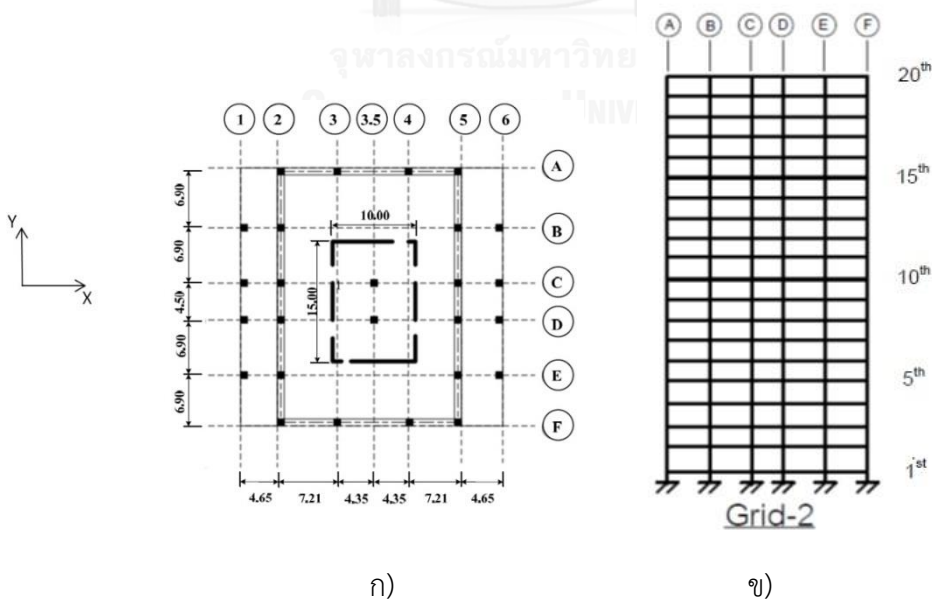
$$DI_{overall} = \sum_{i=1}^n (DI_i)_{story} \left[ \frac{E_i}{\sum_{i=1}^n E_i} \right]_{story} \quad (2.30b)$$

### บทที่ 3 อาคารตัวอย่าง

#### 3.1 อาคารตัวอย่าง

ในงานวิจัยนี้ต้องการศึกษาพฤติกรรมและรูปแบบความเสียหายของอาคารสูงคอนกรีตเสริมเหล็กที่ไม่ได้ออกแบบเพื่อรับแรงแผ่นดินไหว อาคารตัวอย่างที่ใช้ออกแบบตามมาตรฐาน ACI 1995 และคิดผลของแรงลมตามมาตรฐาน มยผ.1311-50 ออกแบบโดยจุลฉิน เฉินบำรุง และ ทศพล ปิ่นแก้ว (2012) [10] ซึ่งอาคารลักษณะดังกล่าวเป็นอาคารส่วนมากที่มีอยู่ในพื้นที่เขตกรุงเทพมหานคร

อาคารที่ใช้ในการศึกษาเป็นอาคารสูงคอนกรีตเสริมเหล็กความสูงจำนวน 20 ชั้น ตามแปลนของ Moehle และคณะ 2011 [20] ดังรูปที่ 3.1 ประกอบด้วยระบบคาน และเสา โดยคานที่มีหน้าตัด  $0.40 \times 0.80$  เมตร ในชั้นล่างสุด และ  $0.40 \times 0.70$  เมตร ในชั้นอื่นๆ วางในแนวกริด 2, 5, A และ F มีระบบต้านทานแรงด้านข้างประกอบไปด้วยกำแพงรับแรงเฉือนอยู่ตรงกลางของอาคาร ตลอดช่วงความสูงของอาคาร ออกแบบใช้น้ำหนักบรรทุกจรเท่ากับ  $200 \text{ kg/m}^2$  มีผนังก่ออิฐครึ่งแผ่นรอบอาคารคิดเป็นน้ำหนัก  $180 \text{ kg/m}^2$  คอนกรีตที่ใช้มีกำลังอัด ( $f'_c$ )  $300 \text{ kg/cm}^2$  ใช้เหล็ก SD40 ที่มีกำลังคราก ( $f_y$ ) เท่ากับ  $4000 \text{ kg/cm}^2$  โดยพื้นที่ชั้นล่างมีความหนา 0.30 เมตร และพื้นที่ชั้นอื่นๆมีความหนา 0.20 เมตร ขนาดหน้าตัดของเสา กำแพงรับแรงเฉือน เป็นไปตามตารางที่ 3.1-3.2



รูปที่ 3.1 ก) แปลน และ ข) รูปด้านข้าง ของอาคารตัวอย่าง

ตารางที่ 3.1 รายละเอียดและหน้าตัดเสาของอาคารตัวอย่าง

เสา	ช่วงชั้น	หน้าตัด(mxm)	เหล็กเสริม(%)	เสา	ช่วงชั้น	หน้าตัด(mxm)	เหล็กเสริม(%)
D3.5	1-19	0.75x0.75	6.28	E6	1-3	0.55x0.55	5.19
	4-6	0.75x0.75	4.54		4-6	0.55x0.55	2.60
	7-9	0.75x0.75	2.09		7-9	0.55x0.55	1.95
	10-12	0.75x0.75	1.05		10-12	0.55x0.55	1.30
	13-15	0.50x0.50	2.36		13-15	0.35x0.35	3.21
	16-19	0.50x0.50	1.57		16-19	0.35x0.35	1.60
D5	1-3	0.70x0.70	6.01	F4	1-3	0.75x0.75	5.59
	4-6	0.70x0.70	4.01		4-6	0.75x0.75	3.49
	7-9	0.70x0.70	2.00		7-9	0.75x0.75	1.75
	10-12	0.70x0.70	1.20		10-12	0.75x0.75	1.05
	13-15	0.50x0.50	2.36		13-15	0.50x0.50	2.36
	16-19	0.50x0.50	1.57		16-19	0.50x0.50	1.57
D6	1-3	0.45x0.45	5.82	F5	1-3	0.60x0.60	5.46
	4-6	0.45x0.45	3.88		4-6	0.60x0.60	3.27
	7-9	0.45x0.45	1.94		7-9	0.60x0.60	1.64
	10-12	0.45x0.45	1.94		10-12	0.60x0.60	1.09
	13-15	0.30x0.30	4.36		13-15	0.40x0.40	2.45
	16-19	0.30x0.30	2.18		16-19	0.40x0.40	1.23
E5	1-3	0.75x0.75	5.59				
	4-6	0.75x0.75	3.84				
	7-9	0.75x0.75	1.75				
	10-12	0.75x0.75	1.05				
	13-15	0.55x0.55	1.95				
	16-19	0.55x0.55	1.30				

ตารางที่ 3.2 รายละเอียดและหน้าตัดกำแพงรับแรงเฉือนของอาคารตัวอย่าง

กำแพงรับแรงเฉือน	ช่วงชั้น	ความหนา (m)	เหล็กเสริมแนวตั้ง (%)	เหล็กเสริมแนวนอน (%)
	1-19	0.15	0.33	0.25

## แบบจำลองเสา

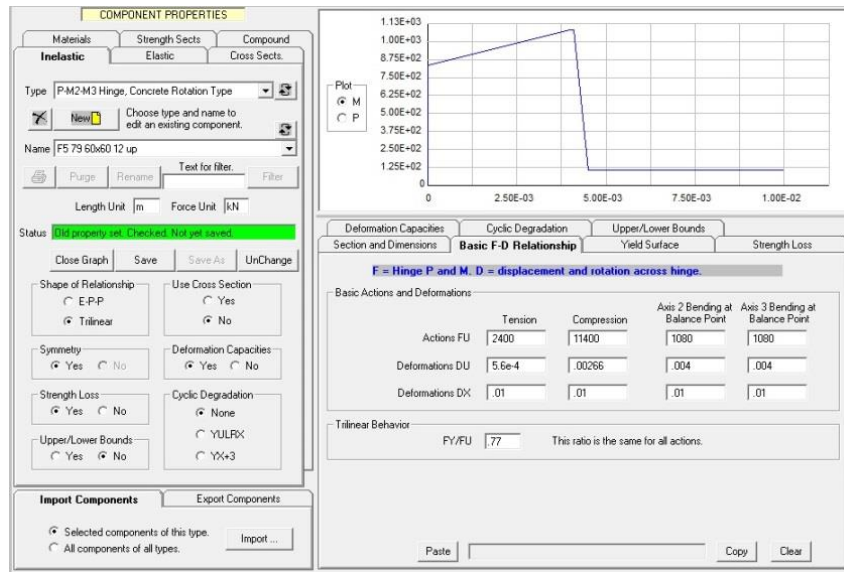
แบบจำลองเสาประกอบด้วยส่วนประกอบ 3 ส่วน ได้แก่ ส่วนที่เชื่อมต่อระหว่างเสาและคาน จะเป็นส่วนปลายแข็งเกร็ง (Rigid end zone) ส่วนที่ปลายเสาเป็นส่วนที่มีพฤติกรรมแบบอินอีลาสติกจะใส่จุดหมุนพลาสติก (Plastic hinge) และส่วนกลางเสาจะเป็นส่วนที่มีพฤติกรรมแบบอีลาสติก

ส่วนของเสาที่มีพฤติกรรมแบบอีลาสติกเริ่มจากการกำหนดหน้าตัดของเสา หลังจากนั้นให้ใส่ค่าโมดูลัสยืดหยุ่น และอัตราส่วนปัวร์ซอง แล้วโปรแกรม PERFORM-3D จะคำนวณคุณสมบัติของหน้าตัดมาให้ ดังรูปที่ 3.2

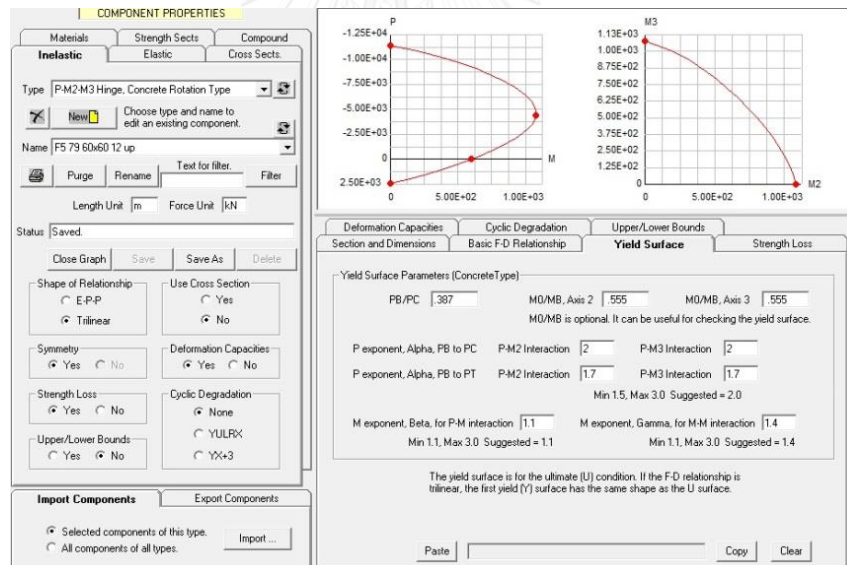
ในส่วนของเสาที่มีพฤติกรรมแบบอินอีลาสติก ค่ากำลังรับแรงแนวแกน และแรงดัด ของจุดหมุนพลาสติกจะพิจารณาจากค่า P-M Diagram ซึ่งคำนวณมาจากขนาดของหน้าตัด และเหล็กเสริมในเสา ดังรูปที่ 3.3-3.4 หลังจากนั้นกำหนด ค่า Performance Level ตาม ASCE41-13 แล้วจึงทำการรวม 3 ส่วนของเสาเข้าด้วยกัน ดังรูปที่ 3.5

The screenshot shows the 'COMPONENT PROPERTIES' dialog box in PERFORM-3D. The 'Cross Sects.' tab is selected. The 'Type' is 'Column, Reinforced Concrete Section' and the 'Name' is '0.60x0.60'. The 'Section Shape' is 'Rectangle' with dimensions B=6 and D=6. The 'Section Properties' section shows calculated values for Axial Area (.36), Torsional Inertia (.019686), Shear Area along Axis 2 (.3), Bending Inertia about Axis 2 (.0108), and Shear Area along Axis 3 (.3), Bending Inertia about Axis 3 (.0108). The 'Material Stiffness' section shows Young's Modulus (2.6E+07), Poisson's Ratio (.2), and Shear Modulus (1.0833E+07).

รูปที่ 3.2 การกำหนดหน้าตัดของเสาในโปรแกรม PERFORM-3D

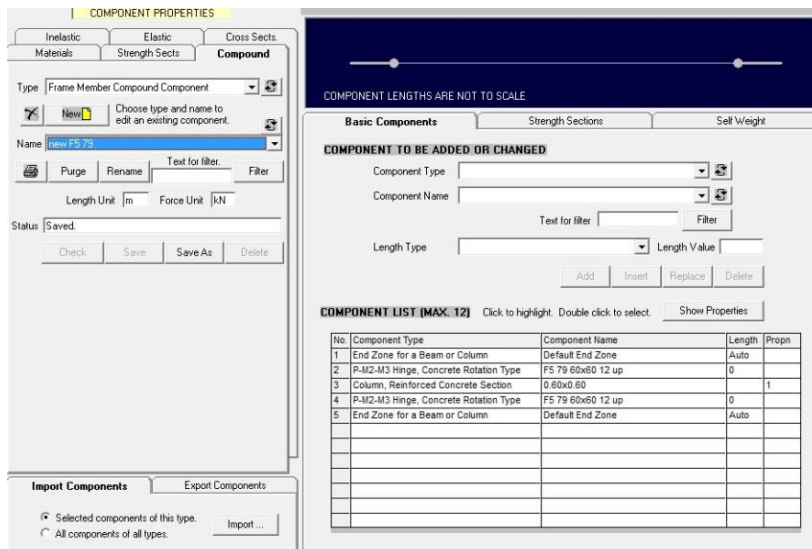


รูปที่ 3.3 การกำหนดค่ากำลังรับแรงของจุดหมุนพลาสติกในเสาในโปรแกรม PERFORM-3D



รูปที่ 3.4 การกำหนดค่า P-M-M yield surface ของเสาในโปรแกรม PERFORM-3D



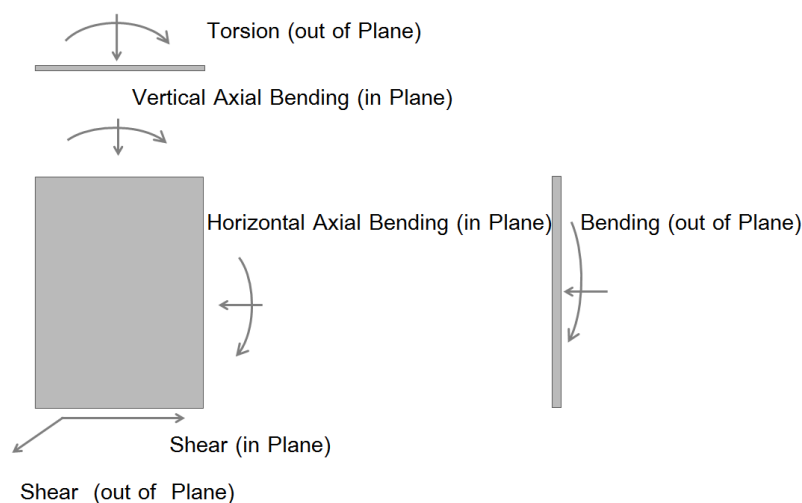


รูปที่ 3.5 การรวมพฤติกรรมของเสาในโปรแกรม PERFORM-3D

### แบบจำลองกำแพงรับแรงเฉือน

กำแพงรับแรงเฉือนมีหน้าที่ต้านทานแรงกระทำทางด้านข้าง ทำให้เกิดโมเมนต์ดัดและแรงเฉือนขึ้นในชิ้นส่วนกำแพงเป็นหลัก โดยกำแพงรับแรงเฉือนมีลักษณะของโมเมนต์และแรงที่เกิดขึ้นในทิศทางต่างๆ ดังรูปที่ 3.6 ได้แก่

- Vertical bending/axial (in-plane)
- Horizontal bending/axial (in-plane)
- Bending (out-of-plane)
- Torsion (out-of-plane)
- Shear (in-plane)
- Shear (out-of-plane)



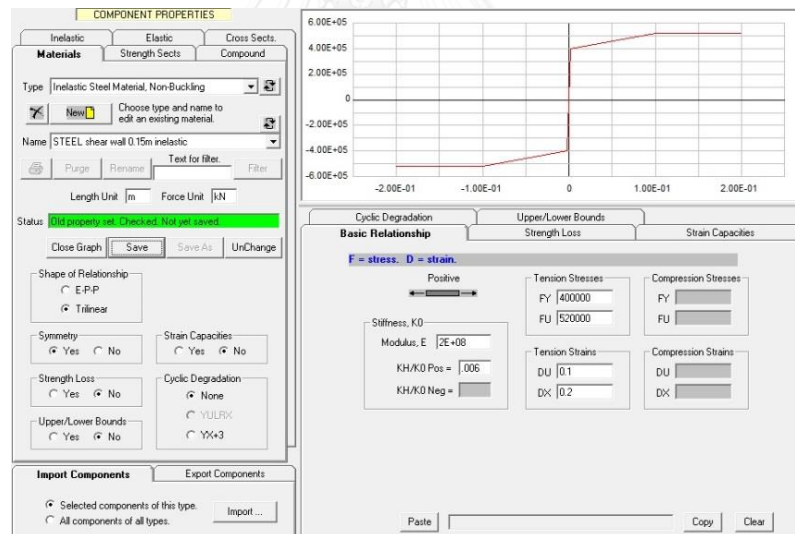
รูปที่ 3.6 ลักษณะของโมเมนต์และแรงที่เกิดขึ้นในกำแพงรับแรงเฉือน

กำแพงรับแรงเฉือนเลือกใช้แบบจำลองประเภทหน้าตัดเส้นใย (Fiber Cross Sections) โดยสามารถจำลองพฤติกรรมของกำแพงรับแรงเฉือนได้ละเอียดมากขึ้นเนื่องจากการแบ่งส่วนของกำแพงรับแรงเฉือนเป็นหน้าตัดหลายหน้าตัดต่อกันเพื่อให้สามารถกำหนดค่าสตีฟเนสที่แตกต่างกันในแต่ละหน้าตัดได้และสามารถวัดความเครียดที่เกิดขึ้นและอาศัยความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดของคอนกรีตและเหล็กเสริมที่กำหนดไว้คำนวณหาค่าความเค้นที่เกิดขึ้นในกำแพงรับแรงเฉือนและคำนวณเป็นแรงที่เกิดขึ้นในแต่ละหน้าตัดของกำแพงรับแรงเฉือนแยกกันได้ซึ่งทำให้มีพฤติกรรมแบบอินอีลาสติกใกล้เคียงกับอาคารจริงมากกว่าเมื่อเทียบกับวิธีการจำลองแบบกำหนดจุดหมุนพลาสติกที่ปลาย

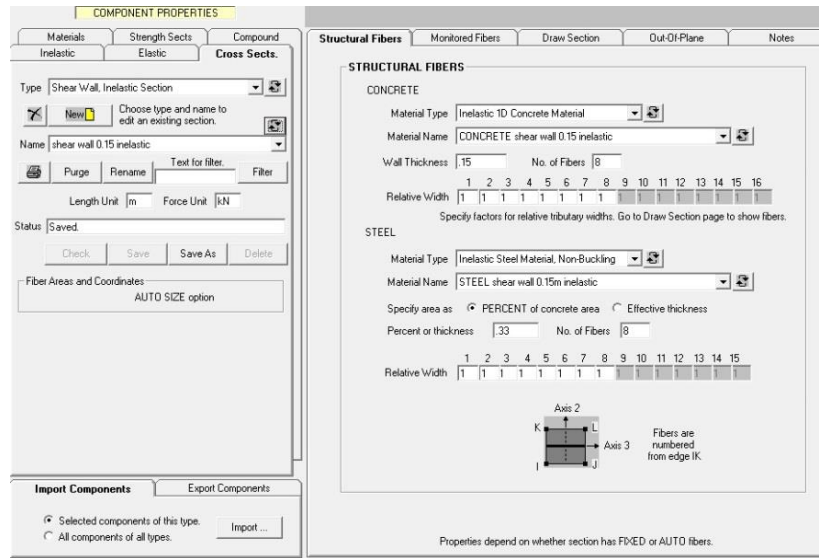
การกำหนดคุณสมบัติวัสดุคอนกรีตแบบอินอีลาสติกแสดง ดังรูปที่ 3.7 ใช้ความสัมพันธ์แบบ Tri-linear อ้างอิงจากความสัมพันธ์ระหว่างความเค้น-ความเครียดของคอนกรีตใส่เหล็กปลอกของ Mander (Mander และคณะ, 1988 [21]) โดยพิจารณาการเสี้ยกำลังของวัสดุ (Strength Loss) กำหนดให้ค่า มอดูลัสยืดหยุ่นเท่ากับ  $2.6 \times 10^5$  ksc ค่ากำลังรับแรงอัด ณ จุดครากเท่ากับ 300 ksc และกำลัง ณ จุดวิบัติเท่ากับ 390 ksc และไม่พิจารณาค่ากำลังรับแรงดึงในคอนกรีต สำหรับคุณสมบัติของเหล็กเสริมในกำแพงรับแรงเฉือนแสดง ดังรูปที่ 3.8 เหล็กเสริมที่ใช้ในการศึกษาเป็นเหล็ก SD40 โดยใช้ความสัมพันธ์แบบ Tri-linear ไม่มีการเสี้ยกำลังของวัสดุ (Strength Loss) กำหนดให้ค่า มอดูลัสยืดหยุ่นเท่ากับ  $2 \times 10^6$  ksc ค่ากำลังรับแรงอัด ณ จุดครากเท่ากับ 4000 ksc และกำลัง ณ จุดวิบัติเท่ากับ 5200 ksc



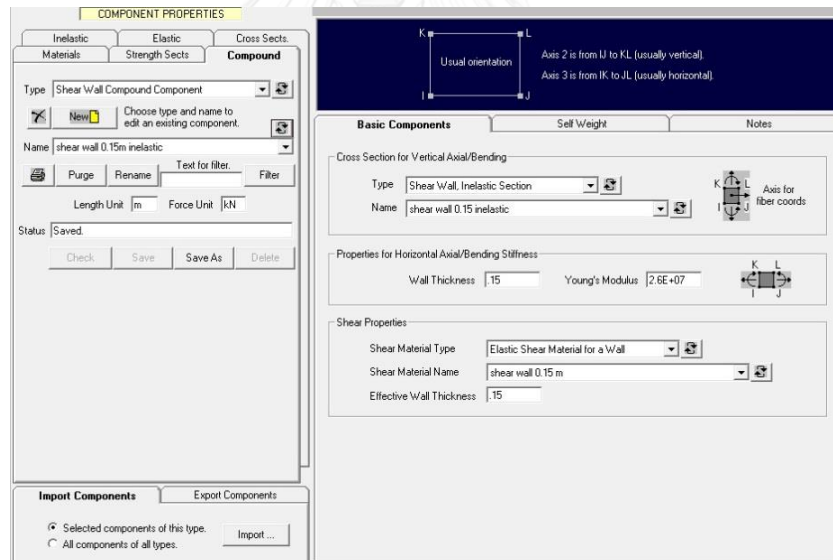
รูปที่ 3.7 คุณสมบัติคอนกรีตของกำแพงรับแรงเฉือนในโปรแกรม PERFORM-3D



รูปที่ 3.8 คุณสมบัติเหล็กเสริมของกำแพงรับแรงเฉือนในโปรแกรม PERFORM-3D



รูปที่ 3.9 การรวมคุณสมบัติของวัสดุแบบ Fiber Cross Sections ในโปรแกรม PERFORM-3D



รูปที่ 3.10 การรวมคุณสมบัติของหน้าตัดของกำแพงรับแรงเฉือนในโปรแกรม PERFORM-3D

## 3.2 การจำลองความเสียหายของอาคาร

ในการจำลองความเสียหายของอาคารตัวอย่างจะพิจารณาจากความเสียหายที่เกิดขึ้นในชั้นส่วนที่มีพฤติกรรมเป็นแบบอินอีลาสติก ได้แก่ เสา และกำแพงรับแรงเฉือน โดยใช้ดัชนีความเสียหาย (Damage index, DI) และระดับสมรรถนะของอาคาร (Building performance level) ตามมาตรฐาน ASCE41 เป็นเกณฑ์ในการพิจารณา

### 3.2.1 ดัชนีความเสียหาย (Damage Index)

#### 3.2.1.1 ความเสียหายระดับชั้นส่วนองค์อาคาร

##### การจำลองความเสียหายของเสา

ในการประเมินประสิทธิภาพของมวลหน่วงปรับค่าในการลดความเสียหายของอาคารภายใต้แผ่นดินไหวขนาดรุนแรง ดัชนีความเสียหายของ Park และ Ang ที่ถูกพัฒนาโดย Kunnath และคณะ (1996) [19] ถูกนำมาพิจารณาความเสียหายของชั้นส่วนขององค์อาคาร ซึ่งคำนวณจากทอมของมุมหมุน และการสลายพลังงานของชั้นส่วน ดังสมการที่ 3.1

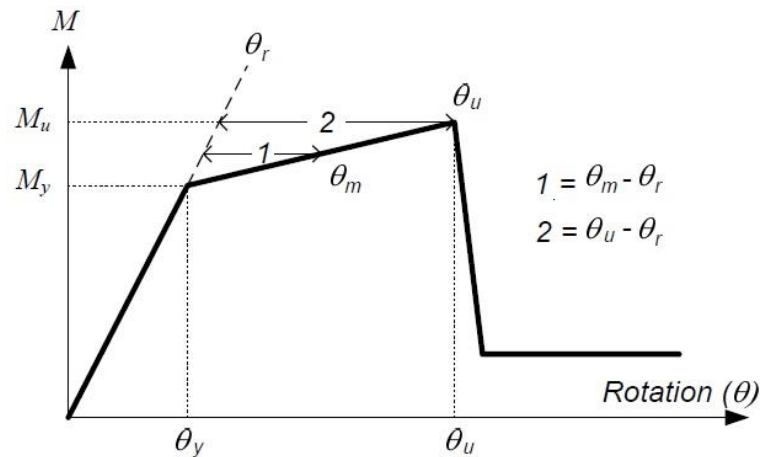
$$DI = \frac{\theta_m - \theta_r}{\theta_u - \theta_r} + \frac{\beta}{M_y \theta_u} E_h \quad (3.1)$$

โดยที่

- $\theta_m$  คือ มุมหมุนที่เกิดขึ้นมากที่สุดของชั้นส่วน
- $\theta_r$  คือ มุมหมุนที่เหลืออยู่ขณะไม่มีน้ำหนักกระทำ
- $\theta_u$  คือ มุมหมุนที่ตำแหน่งวิบัติของชั้นส่วน
- $M_y$  คือ โมเมนต์ครากของชั้นส่วน
- $E_h$  คือ พลังงานที่ถูกสลายไปของชั้นส่วน
- $\beta$  คือ ค่าคงที่อันเนื่องมาจากการเสื่อมลงของกำลัง ( = 0.27 Ciampoli และคณะ (1989) [22] )

จากสมการที่ 3.1 ประกอบด้วย 2 ส่วน ได้แก่ ส่วนที่เป็นอัตราส่วนของการหมุน และส่วนของการสลายพลังงานอันเนื่องจากแรงกระทำแบบวัฏจักร โดยในส่วนแรกจะเป็นการเทียบอัตราส่วนระหว่าง การหมุนพลาสติก (Plastic rotation) หรือ  $\theta_m - \theta_r$  ซึ่งสามารถหาได้โดยตรงจากโปรแกรม PERFORM-3D โดยจะมีค่าก็ต่อเมื่อมีแรงกระทำจนทำให้ชั้นส่วนเกิดจุดหมุนพลาสติก (Plastic hinge) เทียบกับ ค่าการหมุนที่สภาวะวิบัติ หรือ  $\theta_u - \theta_r$  ซึ่งหาได้จากตารางที่ 2.3 ตามมาตรฐาน ASCE41 โดยค่าดัชนีความเสียหายในส่วนการหมุนสามารถอธิบายได้จากความสัมพันธ์ระหว่าง

โมเมนต์และมุมหมุนที่เกิดขึ้น ดังรูปที่ 3.11 สำหรับในเทอมของการสลายพลังงาน ค่าพลังงานอินอีลาสติกที่ถูกสลายไปสามารถหาได้โดยตรงจากโปรแกรม PERFORM-3D



รูปที่ 3.11 ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์และมุมหมุนที่เกิดขึ้นในเสา

#### การจำลองความเสียหายของกำแพงรับแรงเฉือน

สำหรับการพิจารณาความเสียหายของกำแพงรับแรงเฉือนพิจารณาจากดัชนีความเสียหายของ Park และ Ang (1956) [17] โดยประกอบด้วย 2 ส่วน เช่นเดียวกับการพิจารณาความเสียหายในเสา แต่พิจารณาส่วนแรกโดยใช้การเคลื่อนตัวแทนมุมหมุนของกำแพงรับแรงเฉือน และอีกส่วนได้แก่ การสลายพลังงานที่เกิดขึ้นในกำแพงรับแรงเฉือน ดังสมการที่ 3.2

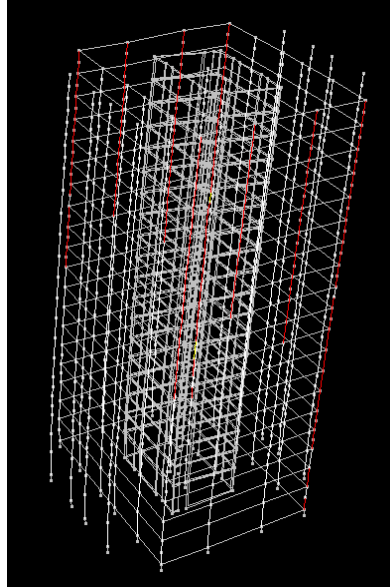
$$DI = \frac{\delta_m}{\delta_u} + \frac{\beta}{P_y \delta_u} \int dE_n \quad (3.2)$$

โดยที่

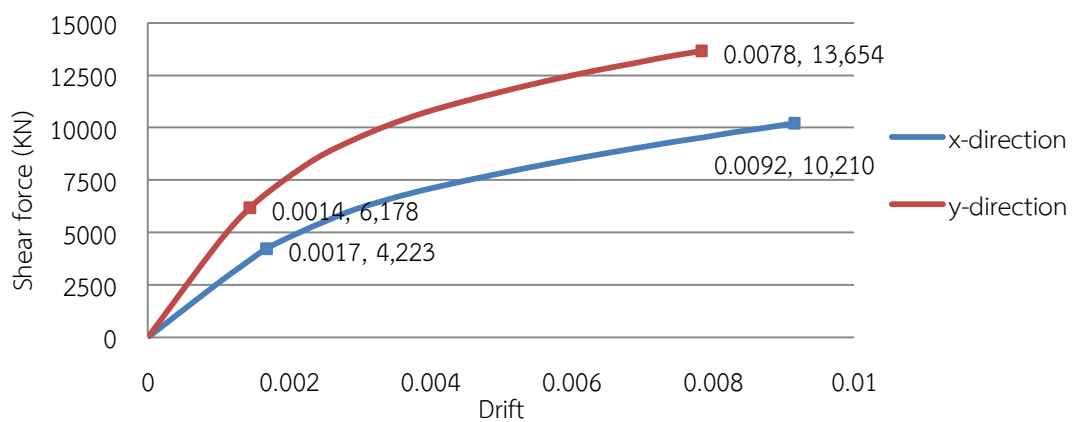
- $\delta_m$  คือ การเปลี่ยนแปลงรูปร่างสูงสุด
- $\delta_u$  คือ การเปลี่ยนแปลงรูปร่างที่ตำแหน่งวิบัติ
- $P_y$  คือ กำลังของชิ้นส่วนที่จุดคราก
- $\int dE_n$  คือ พลังงานที่ถูกสลายไปของชิ้นส่วน
- $\beta$  คือ ค่าคงที่อันเนื่องมาจากการเสื่อมลงของกำลัง

จากสมการที่ 3.2 ประกอบด้วย 2 ส่วน ได้แก่ ส่วนที่เป็นอัตราส่วนการเปลี่ยนแปลงรูปร่างสูงสุดเทียบกับการเปลี่ยนแปลงรูปร่างที่ตำแหน่งวิบัติ และส่วนของการสลายพลังงานของชิ้นส่วน โดยค่า  $P_y$  จะหาจากการพิจารณาค่ากำลังที่จุดครากกำแพงรับแรงเฉือน โดยทำการให้แรงกระทำด้านข้างในแนวแกนอ่อนกับปลายยอดของอาคารตัวอย่างจนถึงจุดวิบัติโดย Push-over analysis ดังรูปที่ 3.12 แล้วทำการวัดค่าแรงเฉือนที่เกิดขึ้นในกำแพงรับแรงเฉือนแต่ละชั้น เทียบกับค่าการ

เคลื่อนตัวสัมพันธ์ในแต่ละชั้น ทำการวัดค่ากำลังที่จุดคราก และการเคลื่อนตัวสัมพันธ์ที่จุดวิบัติ มาเป็นค่าที่ใช้ในการคำนวณดัชนีความเสียหายของกำแพงรับแรงเฉือน



รูปที่ 3.12 ให้แรงต้านข้างต้นอาคารตัวอย่างจนถึงจุดวิบัติ (Push-over analysis)



รูปที่ 3.13 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนและการเคลื่อนตัวสัมพันธ์ของกำแพงรับแรงเฉือนในชั้นที่ 1

จาก Push-over analysis ดังรูปที่ 3.13 พิจารณาผลที่ละแกน เมื่อให้แรงต้านข้างกระทำพบว่า แกนที่อ่อนกว่า คือ แกน x ซึ่งเป็นแกนที่จะวิบัติก่อน ดังนั้นจึงพิจารณาค่าพารามิเตอร์จากแกนดังกล่าวเป็นตัวแทนในการวิเคราะห์ดัชนีความเสียหายของกำแพงรับแรงเฉือน โดยค่ากำลังที่จุดครากของชิ้นส่วนมีค่าเท่ากับ 4223 KN และค่าการเคลื่อนตัวสัมพันธ์ ณ จุดวิบัติ มีค่าเท่ากับ 0.0092

### 3.2.1.2 ความเสียหายระดับชั้นของอาคาร

ดัชนีความเสียหายระดับชั้นของอาคารพิจารณาจากการหาค่าเฉลี่ยแบบถ่วงน้ำหนักของการสลายพลังงานของชั้นส่วน ในงานวิจัยนี้ค่าดัชนีความเสียหายของกริดที่มีค่ามากที่สุด จะถูกพิจารณาเป็นตัวแทนดัชนีความเสียหายในระดับชั้นนั้นๆ ดังสมการที่ 3.3

$$DI_{story} = DI_{grid}|_{MAX} = \sum_{i=1}^n DI_{i \text{ component}} \left[ \frac{E_i}{\sum_{i=1}^n E_i} \right]_{component} \quad (3.3)$$

โดยที่  $E_i$  คือ พลังงานที่สลายไปของชั้นส่วนที่ “i”

### 3.2.1.3 ความเสียหายรวมทั้งหมดของอาคาร

ดัชนีความเสียหายรวมทั้งหมดของอาคารพิจารณาจากความเสียหายของชั้นที่มากที่สุดเป็นตัวแทนในการพิจารณา

## 3.3 คุณสมบัติเชิงพลศาสตร์และพฤติกรรมความเสียหายของอาคารตัวอย่าง

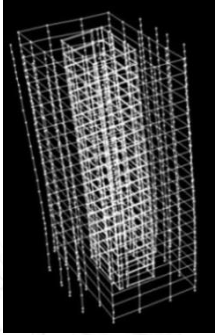
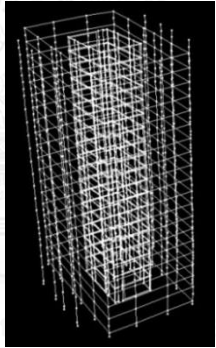
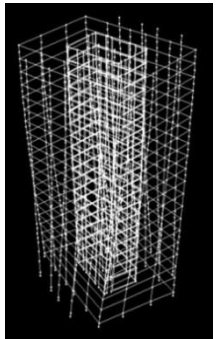
ในการวิเคราะห์พฤติกรรมของอาคารตัวอย่างโดยโปรแกรม PERFORM-3D ด้วยวิธีการวิเคราะห์พลศาสตร์ไม่เชิงเส้น (Nonlinear dynamic procedure) โดยใช้วิธีแบบประวัติเวลา (Time history analysis) คำนวณผลการตอบสนองของอาคารที่ทุกช่วงระยะเวลา ภายใต้แรงกระทำแบบฮาร์มอนิกจำลองกระทำที่ฐาน โดยใช้ Time step เท่ากับ  $500 \mu s$  ซึ่งเป็นค่าที่เหมาะสมในการลดความคลาดเคลื่อนของผลการวิเคราะห์โครงสร้างที่มีพฤติกรรมอยู่ในช่วงอินอีลาสติก และพิจารณาผลของ P- $\Delta$ Effect จากน้ำหนักบรรทุกทุกแนวตั้งรวมเข้าไปในการวิเคราะห์ด้วย

### 3.3.1 คุณสมบัติเชิงพลศาสตร์ของอาคารตัวอย่างจากโปรแกรม PERFORM-3D

อาคารตัวอย่างมีคุณสมบัติเชิงพลศาสตร์ ได้แก่ คาบธรรมชาติ ลักษณะของ Mode shape และ Effective mass factor ดังตารางที่ 3.3 จากโปรแกรม PERFORM-3D ด้วยวิธี Modal analysis

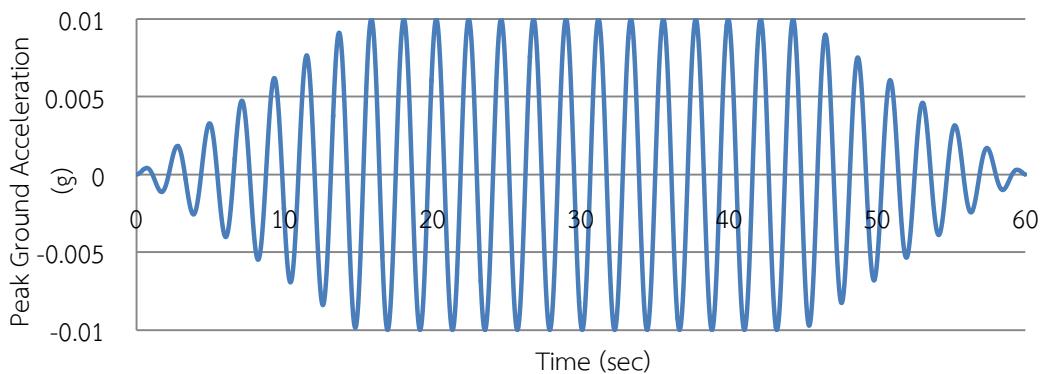


ตารางที่ 3.3 คุณสมบัติเชิงพลศาสตร์ของอาคารตัวอย่าง

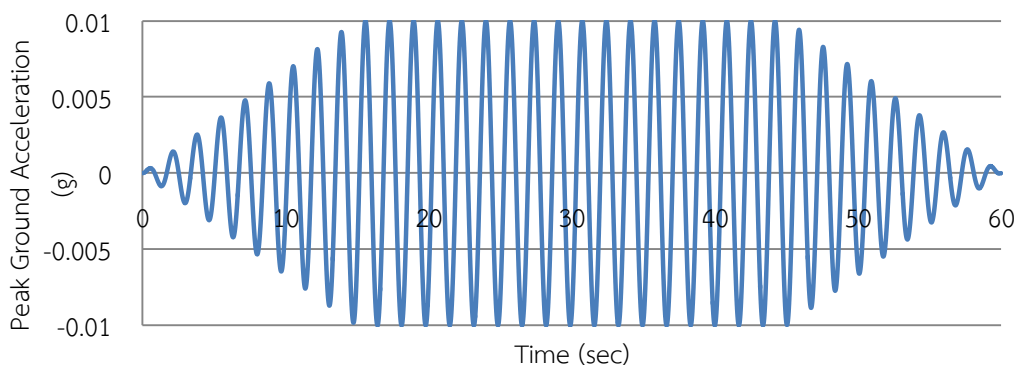
Mode number	Mode period (sec)	Mode shape	Effective mass factor (%)	
			H1	H2
1	2.19		63.32	$1.31 \times 10^{-4}$
2	1.68		$3.38 \times 10^{-4}$	62.23
3	1.36		$7.68 \times 10^{-6}$	$5.10 \times 10^{-6}$

### 3.3.2 ลักษณะความเสียหายของอาคารตัวอย่างภายใต้แรงกระทำแบบฮาร์มอนิก

ศึกษาโดยให้แรงกระทำแบบฮาร์มอนิกจำลองกระทำที่ฐาน แรงกระทำแบบฮาร์มอนิกจำลองกระทำที่ฐานเป็นเวลา 60 วินาที ดังรูป แบ่งออกเป็น 3 ช่วง โดยช่วงแรกตั้งแต่วันที่ 0 ถึง 15 มีลักษณะเป็นคลื่นฮาร์มอนิกที่มีการเพิ่มขึ้นของแอมพลิจูดแบบเชิงเส้นจนถึงระดับ PGA ที่ต้องการพิจารณา ช่วงที่สอง ตั้งแต่วันที่ 15 ถึง 45 มีลักษณะเป็นคลื่นฮาร์มอนิกที่มีแอมพลิจูดคงที่ และช่วงที่ 3 ตั้งแต่วันที่ 45 ถึง 60 มีลักษณะเป็นคลื่นฮาร์มอนิกที่มีการลดลงของแอมพลิจูดแบบเชิงเส้นจนถึงระดับที่แรงกระทำเท่ากับศูนย์ โดยทำการให้แรงกระทำฮาร์มอนิกที่มี  $PGA = 0.01g$  ดังรูปที่ 3.14-3.15 กระทำกับอาคารตัวอย่างทั้ง 2 แกน โดยปรับคาบของแรงฮาร์มอนิกที่กระทำในแกน  $x$  และ  $y$  ให้มีค่าตรงกับคาบของอาคารใน Mode ที่ 1 และ 2 ตามลำดับ ซึ่งเป็นกรณีที่จะทำให้เกิดการสั่นพ้อง (Resonance effect) ขึ้นกับอาคารตัวอย่าง



รูปที่ 3.14 แรงฮาร์มอนิกจำลองกระทำที่ฐานในแนวแกน  $x$  ที่มีคาบเท่ากับ 2.189 sec และ PGA เท่ากับ 0.01g



รูปที่ 3.15 แรงฮาร์มอนิกจำลองกระทำที่ฐานในแนวแกน  $y$  ที่มีคาบเท่ากับ 1.684 sec และ PGA เท่ากับ 0.01g

การพิจารณาความเสียหายที่เกิดขึ้นของอาคาร ใช้ค่าความเสียหายของแนวกริดที่มีความเสียหายมากที่สุดเป็นตัวแทนความเสียหายของอาคาร จากผลการวิเคราะห์อาคารตัวอย่างภายใต้แรงกระทำแบบฮาร์มอนิกดังกล่าวพบว่า ความเสียหายเกิดขึ้นมากที่สุดที่ชั้นบนสุดของอาคาร โดยตำแหน่งที่เกิดความเสียหายเป็นตำแหน่งแรก คือ เสาต้นมุม ได้แก่ A2 และ F5 ในชั้นบนสุดของอาคาร และมีค่าดัชนีความเสียหาย เท่ากับ 0.65 เมื่อแรงหยุดกระทำ และมีระดับสมรรถนะถึงระดับ IO สำหรับกำแพงรับแรงเฉือนพบที่มีความเสียหายเกิดขึ้นที่ชั้นล่างสุดของอาคารโดยมีค่าดัชนีความเสียหาย เท่ากับ 0.3 และมีระดับสมรรถนะถึงระดับ IO ซึ่งในแนวแกน X จะมีระดับสมรรถนะเข้าใกล้ระบบ LS มากกว่า สำหรับพิจารณาความเสียหายแยกออกเป็นในแนวแกน X และ Y พบว่าในแนวแกน X กริด A และ F มีค่าดัชนีความเสียหาย เท่ากับ 0.51 ส่วนในแนวแกน Y กริด 2 และ 5 มีค่าดัชนีความเสียหาย เท่ากับ 0.42 ดังนั้นจึงพิจารณาแนวกริด A และ F เป็นตัวแทนความเสียหายของอาคารตัวอย่าง



## บทที่ 4 การออกแบบระบบควบคุมการสั่นไหวด้วยมวลห้วงปรับค่า

### 4.1 การออกแบบมวลห้วงปรับค่า

อาคารตัวอย่างติดตั้งมวลห้วงปรับค่าที่ชั้นบนสุดของอาคาร ดังรูปที่ 4.1 ในการหาค่าพารามิเตอร์ของมวลห้วงปรับค่า พิจารณาอาคารเป็นระบบโครงสร้างองศาอิสระเดียว โดยทำการปรับค่าให้เหมาะสมในการลดการตอบสนองของอาคารโดยพิจารณาขึ้นกับโหมดการสั่นไหวของอาคารในโหมดแรก โดยเบื้องต้นทำการจำลองพฤติกรรมของมวลห้วงปรับค่าให้เป็นแบบอิลาสติก

ในงานวิจัยนี้ มวลห้วงปรับค่าอัตราส่วนมวล 5% ถูกนำมาพิจารณาในการควบคุมการสั่นไหวของอาคารตัวอย่างภายใต้แรงกระทำแบบฮาร์มอนิกและแผ่นดินไหวระยะไกล โดยมีการปรับค่าระดับความรุนแรงจนถึงระดับที่ทำให้อาคารตัวอย่างถึงจุดวิบัติ โดยค่าพารามิเตอร์ที่เหมาะสมของมวลห้วงปรับค่า เป็นค่าที่เหมาะสมสำหรับอาคารที่มีพฤติกรรมแบบอิลาสติกภายใต้แรงกระทำแบบฮาร์มอนิก เสนอโดย Den Hartog และคณะ (1956) ดังสมการที่ 4.1

$$\begin{aligned} \gamma_{opt} &= \frac{1}{1 + \mu} \\ \zeta_{opt} &= \sqrt{\frac{3\mu}{8(1 + \mu)}} \end{aligned} \quad (4.1)$$

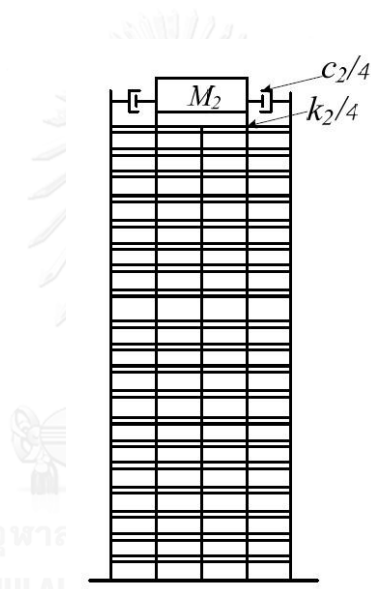
โดยที่  $\mu$ ,  $\gamma$  และ  $\zeta$  คือ อัตราส่วนมวล อัตราส่วนความถี่ และอัตราส่วนความหน่วง

ตารางที่ 4.1 พารามิเตอร์ของอาคารตัวอย่างและมวลห้วงปรับค่า

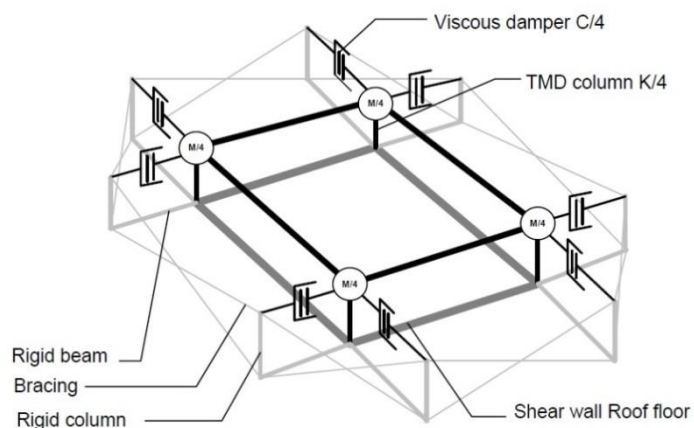
Building	Total	Mass = 19,941 tons
	SDOF (Mode 1)	Mass = 5,334 tons, Stiffness = 43,859 kN/m, Period = 2.19 s, Damping ratio = 0.015
TMD		Mass = 997 tons, Stiffness = 5,839 kN/m, Damping ratio = 0.24

## 4.2 การกำหนดค่าคุณสมบัติของมวลห้วงปรับค่าในโปรแกรม PERFORM-3D

มวลห้วงปรับค่าที่ติดอยู่บนชั้นหลังคาของอาคารตัวอย่าง ดังรูปที่ 4.1 ประกอบไปด้วย เสาด้านจำนวน 4 ต้น ติดตั้งที่มุมของกำแพงรับแรงเฉือนชั้นหลังคา โดยมีมวลอยู่บนติดตั้งอยู่ที่ยอดของปลายเสาดังรูปที่ 4.2 ตามที่ออกแบบไว้ดังตารางที่ 4.1 สำหรับตัวห้วงใช้ตัวห้วงแบบหนืด (Viscous dampers) ติดกับมวลในแนวราบทั้งแกน X และ Y และถูกยึดโดยเสาเหล็กรอบนอก มีคานและเสากรอบนอกที่มีคุณสมบัติแข็งแรงมากต่อยื่นออกมาจากกำแพงรับแรงเฉือนที่ชั้นบนสุดของอาคารเพื่อเป็นจุดยึดให้มวลห้วงปรับค่าทำงานได้ โดยคุณสมบัติของระบบมวลห้วงปรับค่าเป็น ดังรูปที่ 4.3-4.6



รูปที่ 4.1 อาคารตัวอย่างที่ติดตั้งมวลห้วงปรับค่าที่ชั้นหลังคา



รูปที่ 4.2 ระบบมวลห้วงปรับค่าที่ติดตั้งบนชั้นหลังคา

**COMPONENT PROPERTIES**

Materials | Strength Sects | Compound

Inelastic | Elastic | **Cross Sects.**

Type: Column, Steel Type, Nonstandard Section

Choose type and name to edit an existing section.

Name: rigid column

Length Unit: m | Force Unit: kN

Status: Saved

Symmetry:  Yes  No

**Import Components** | **Export Components**

Selected components of this type.

All components of all types.

---

**Stiffness, Dimensions** | Inelastic Strength | Elastic Strength

Shape and Dimensions

Section Shape: Rectangle

B: .25 | D: .25

To calculate the section properties for the above dimensions, press this button. If you wish, you can edit the properties after they have been calculated.

Section Properties

Axial Area	1000	Torsional Inertia	1000
Shear Area along Axis 2	1000	Bending Inertia about Axis 2	1000
Shear Area along Axis 3	1000	Bending Inertia about Axis 3	1000

Shear area = 0 means no shear deformation.

Material Stiffness

Young's Modulus	2.6E+11	Poisson's Ratio	.3	Shear Modulus =	1E+11
-----------------	---------	-----------------	----	-----------------	-------

รูปที่ 4.3 การกำหนดคุณสมบัติของเสาแข็งเกร็งของระบบมวลห่น่วงปรับค่าในโปรแกรม PERFORM-3D

**COMPONENT PROPERTIES**

Materials | Strength Sects | Compound

Inelastic | Elastic | **Cross Sects.**

Type: Beam, Steel Type, Nonstandard Section

Choose type and name to edit an existing section.

Name: rigid beam and brace

Length Unit: m | Force Unit: kN

Status: Saved

Symmetry:  Yes  No

**Import Components** | **Export Components**

Selected components of this type.

All components of all types.

---

**Dimensions and Stiffness** | Inelastic Strength | Elastic Strength

Shape and Dimensions

Section Shape: Rectangle

B: .25 | D: .25

To calculate the section properties for the above dimensions, press this button. If you wish, you can edit the properties after they have been calculated.

Section Stiffness

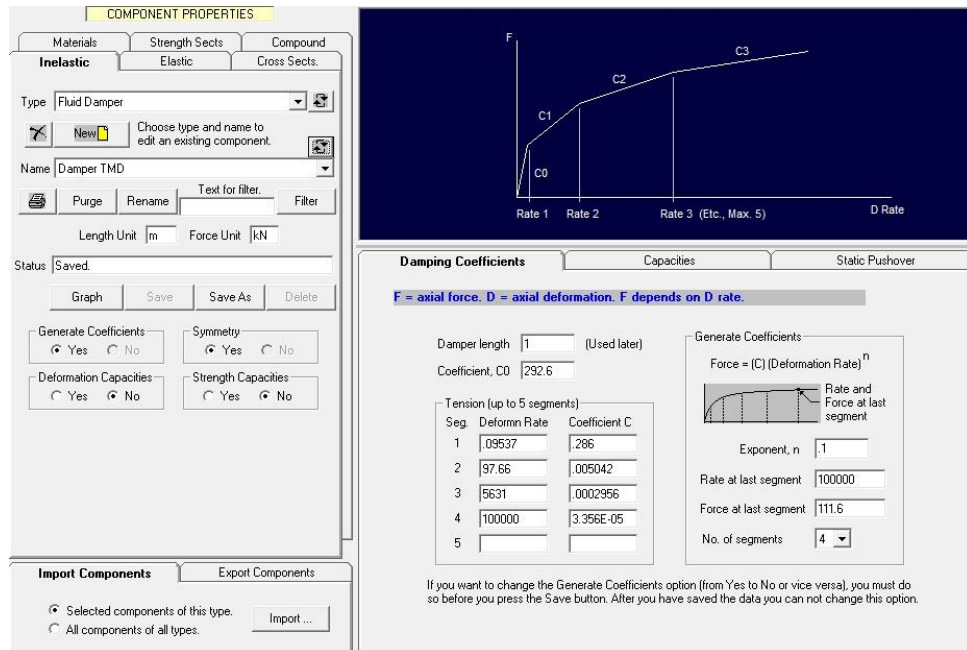
Axial Area	1000	Torsional Inertia	1000
Shear Area along Axis 2	1000	Bending Inertia about Axis 2	1000
Shear Area along Axis 3	1000	Bending Inertia about Axis 3	1000

Shear area = 0 means no shear deformation.

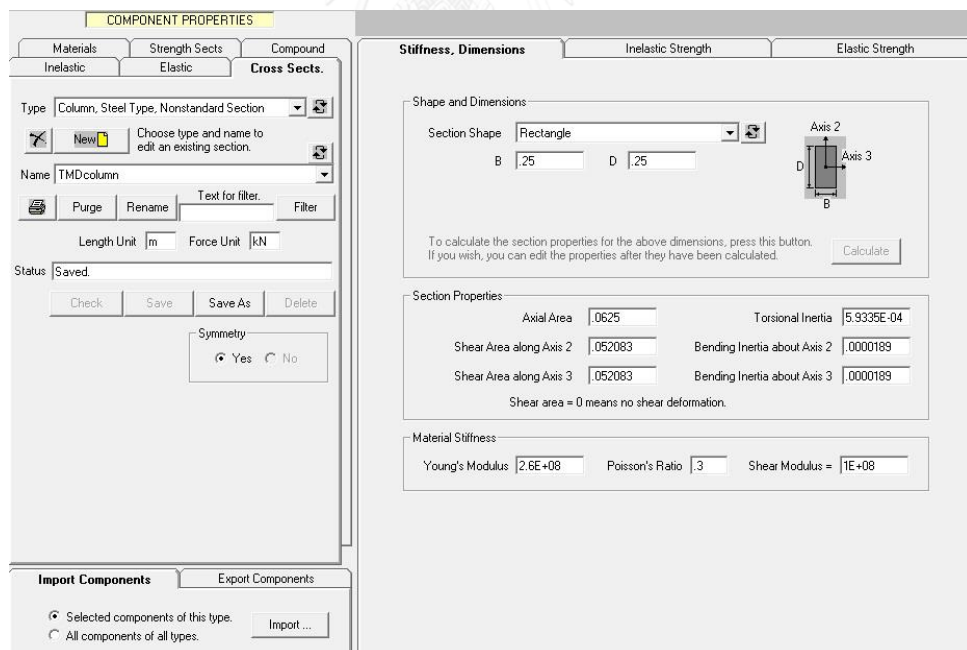
Material Stiffness

Young's Modulus	2.6E+11	Poisson's Ratio	.3	Shear Modulus =	1E+11
-----------------	---------	-----------------	----	-----------------	-------

รูปที่ 4.4 การกำหนดคุณสมบัติของคานแข็งเกร็งและค้ำยันของระบบมวลห่น่วงปรับค่าในโปรแกรม PERFORM-3D



รูปที่ 4.5 การกำหนดคุณสมบัติของตัวหน่วงของระบบมวลหน่วงปรับค่าในโปรแกรม PERFORM-3D



รูปที่ 4.6 การกำหนดคุณสมบัติของเสามวลหน่วงปรับค่าในโปรแกรม PERFORM-3D

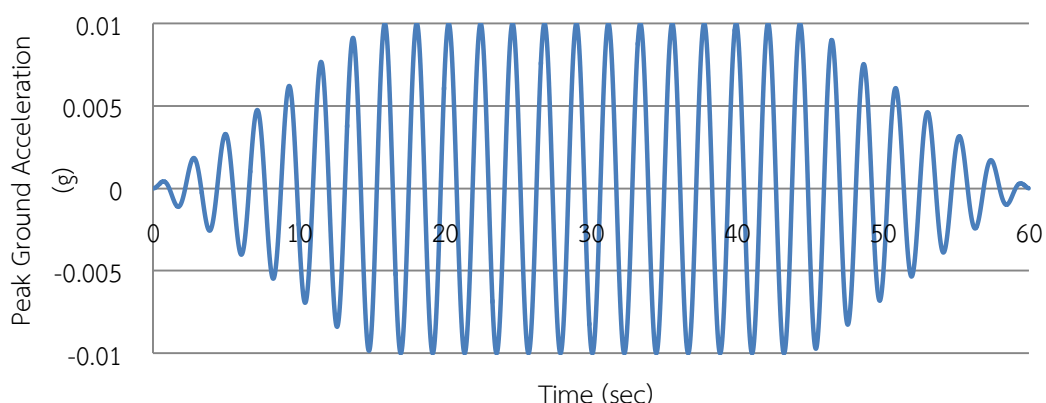
## บทที่ 5

### พฤติกรรมของอาคารตัวอย่างภายใต้แรงฮาร์มอนิก

ในการวิเคราะห์พฤติกรรมของอาคารตัวอย่างโดยโปรแกรม PERFORM-3D ด้วยวิธีการวิเคราะห์พลศาสตร์ไม่เชิงเส้น (Nonlinear dynamic procedure) โดยใช้วิธีแบบประวัติเวลา (Time history analysis) คำนวณผลการตอบสนองของอาคารที่ทุกช่วงระยะเวลา ภายใต้แรงกระทำแบบฮาร์มอนิกจำลองกระทำที่ฐาน โดยใช้ Time step เท่ากับ  $500 \mu s$  ซึ่งเป็นค่าที่เหมาะสมในการลดความคลาดเคลื่อนของผลการวิเคราะห์โครงสร้างที่มีพฤติกรรมอยู่ในช่วงอินelasติก และพิจารณาผลของ P- $\Delta$ Effect จากน้ำหนักบรรทุกทุกแนวตั้งรวมเข้าไปในการวิเคราะห์ด้วย

ศึกษาโดยให้แรงกระทำแบบฮาร์มอนิกจำลองกระทำที่ฐาน โดยเริ่มทำการปรับค่าความเร่งสูงสุดที่พื้นดิน (Peak ground acceleration, PGA) จนพบว่ามีชิ้นส่วนของอาคารตัวอย่างถึงจุดคราก แล้วทำการปรับค่า PGA เพิ่มขึ้น จนพบว่าอาคารตัวอย่างมีค่าดัชนีความเสียหาย (Damage index, DI) เท่ากับ 1 โดยพิจารณาความเสียหายระดับขั้นที่มีความเสียหายมากที่สุดเป็นตัวแทนของความเสียหายของอาคาร

แรงกระทำแบบฮาร์มอนิกจำลองกระทำที่ฐานเป็นเวลา 60 วินาที ดังรูป 5.1 แบ่งออกเป็น 3 ช่วง โดยช่วงแรกตั้งแต่วินาทีที่ 0 ถึง 15 มีลักษณะเป็นคลื่นฮาร์มอนิกที่มีการเพิ่มขึ้นของแอมพลิจูดแบบเชิงเส้นจนถึงระดับ PGA ที่ต้องการพิจารณา ช่วงที่สอง ตั้งแต่วินาทีที่ 15 ถึง 45 มีลักษณะเป็นคลื่นฮาร์มอนิกที่มีแอมพลิจูดคงที่ และช่วงที่ 3 ตั้งแต่วินาทีที่ 45 ถึง 60 มีลักษณะเป็นคลื่นฮาร์มอนิกที่มีการลดลงของแอมพลิจูดแบบเชิงเส้นจนถึงระดับที่แรงกระทำเท่ากับศูนย์



รูปที่ 5.1 แรงฮาร์มอนิกจำลองกระทำที่ฐานในแนวแกน x ที่มีคาบเท่ากับ 2.189 sec

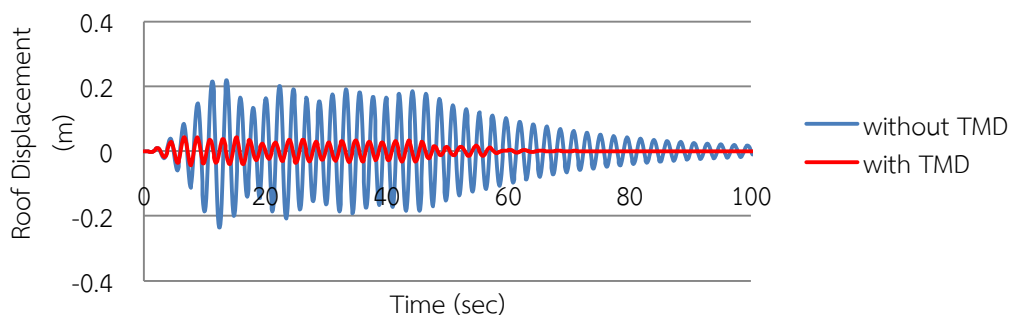


## 5.1 พฤติกรรมของอาคารตัวอย่างภายใต้แรงฮาร์มอนิกกระทำทิศทางเดียว

การศึกษาพฤติกรรมของอาคาร โดยให้แรงกระทำแบบฮาร์มอนิกกระทำทิศทางเดียวกับอาคารตัวอย่าง โดยทำการปรับค่าคาบของคลื่นฮาร์มอนิกให้มีค่าเท่ากับคาบของอาคารตัวอย่างในแนวแกนหลักซึ่งเป็นแกนที่แรงฮาร์มอนิกกระทำกับโครงสร้าง ซึ่งภายใต้พฤติกรรมดังกล่าวจะเกิดการสั่นพ้อง (Resonance effect) ขึ้น ซึ่งเป็นพฤติกรรมที่มวลห้วงปรับค่าจะแสดงประสิทธิภาพได้ดีที่สุด

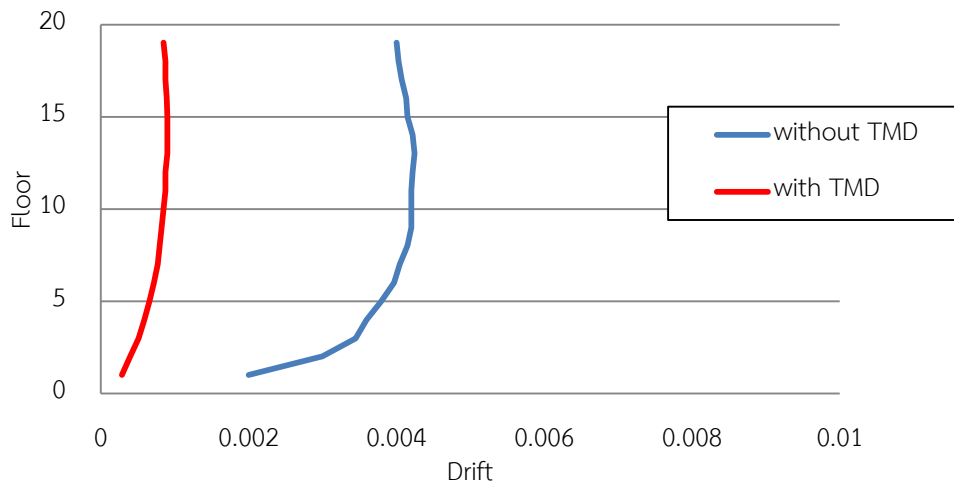
จากการวิเคราะห์การตอบสนองของอาคารตัวอย่างภายใต้แรงกระทำแบบฮาร์มอนิกกระทำทิศทางเดียว พบว่ามวลห้วงปรับค่ามีประสิทธิภาพในการลดความเสียหายของอาคารตัวอย่างได้ เมื่อพิจารณาค่าดัชนีความเสียหาย (Damage index, DI) ของอาคารตัวอย่างพบว่าอาคารที่ไม่ติดตั้งมวลห้วงปรับค่า จะเกิดความเสียหายจนถึงขั้นวิบัติ (Damage index = 1) เมื่อความเร่งสูงสุดที่พื้นดิน (Peak ground acceleration, PGA) เท่ากับ 0.025g ในแนวกิริต A และ F ที่ชั้น 19 จะเป็นแนวที่วิบัติ โดยในเสาต้นมุมจะวิบัติก่อนเสาต้นใน

เมื่อพิจารณาค่าการเคลื่อนตัวของชั้นหลังคา เมื่อ PGA เท่ากับ 0.025g ดังรูปที่ 5.2 ซึ่งเป็นระดับ PGA ที่ทำให้อาคารตัวอย่างที่ไม่ติดตั้งมวลห้วงปรับค่ามีความเสียหายจนถึงขั้นวิบัติในกริด A และ F ชั้นบนสุดของอาคาร มีค่าดัชนีความเสียหาย เท่ากับ 1 ในขณะที่กำแพงรับแรงเฉือนมีความเสียหายในชั้นที่ 1 โดยมีค่าดัชนีความเสียหาย เท่ากับ 1 เช่นกัน พบว่าการติดตั้งมวลห้วงปรับค่าสามารถลดค่าการเคลื่อนตัวของโครงสร้างได้ โดยสามารถลดการเคลื่อนตัวที่ชั้นบนสุดของอาคารได้มากถึง 81.27 % นอกจากนี้ได้ทำการเปรียบเทียบการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้น ที่ระดับ PGA เท่ากับ 0.025g ดังรูปที่ 5.3 พบว่าอาคารที่ติดตั้งมวลห้วงปรับค่าสามารถลดการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นได้ภายใต้แรงกระทำแบบฮาร์มอนิก สำหรับอาคารที่ติดตั้งมวลห้วงปรับค่าพบว่าที่ระดับ PGA ดังกล่าว พบว่ายังไม่มี ความเสียหายเกิดขึ้นกับอาคาร โดยอาคารที่ติดตั้งมวลห้วงปรับค่าจะเริ่มมีความเสียหายเมื่อมีระดับ PGA เท่ากับ 0.07g สามารถทนต่อ PGA ได้ถึง 0.13g จนโครงสร้างมีค่าดัชนีความเสียหาย เท่ากับ 1 ดังรูปที่ 5.4

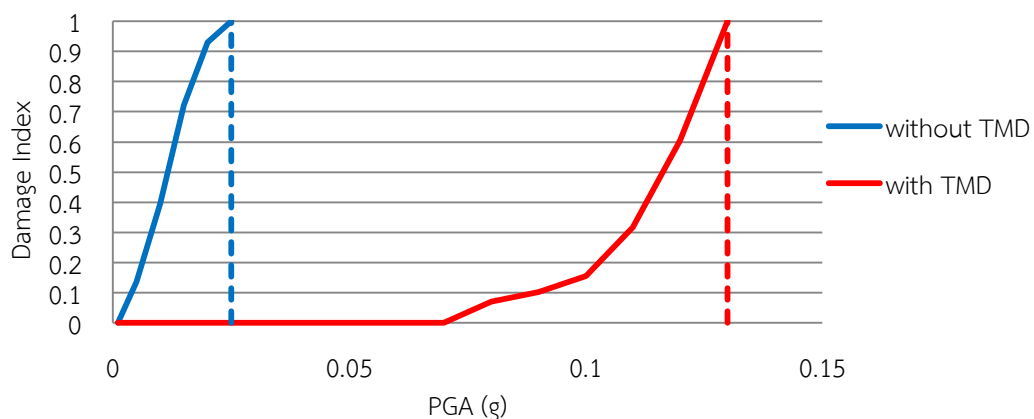


รูปที่ 5.2 การเคลื่อนตัวของที่ชั้นบนสุดของอาคารตัวอย่าง

ภายใต้แรงกระทำแบบฮาร์มอนิกกระทำทิศทางเดียว ที่ระดับ PGA = 0.025g



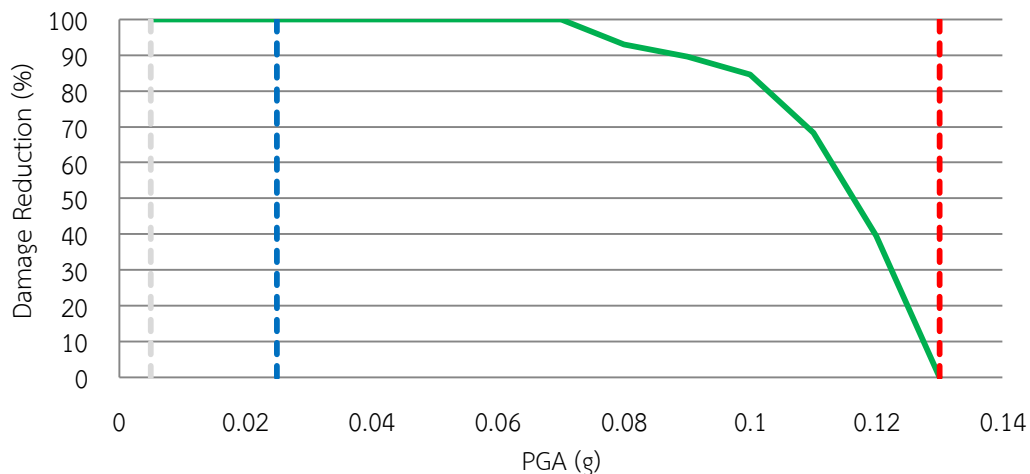
รูปที่ 5.3 การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นภายใต้แรงกระทำแบบฮาร์มอนิก  
ที่ระดับ PGA เท่ากับ 0.025g



รูปที่ 5.4 ค่าความเสียหายของอาคารที่ติดตั้งและไม่ได้ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่า  
ภายใต้แรงกระทำแบบฮาร์มอนิกกระทำทิศทางเดียว

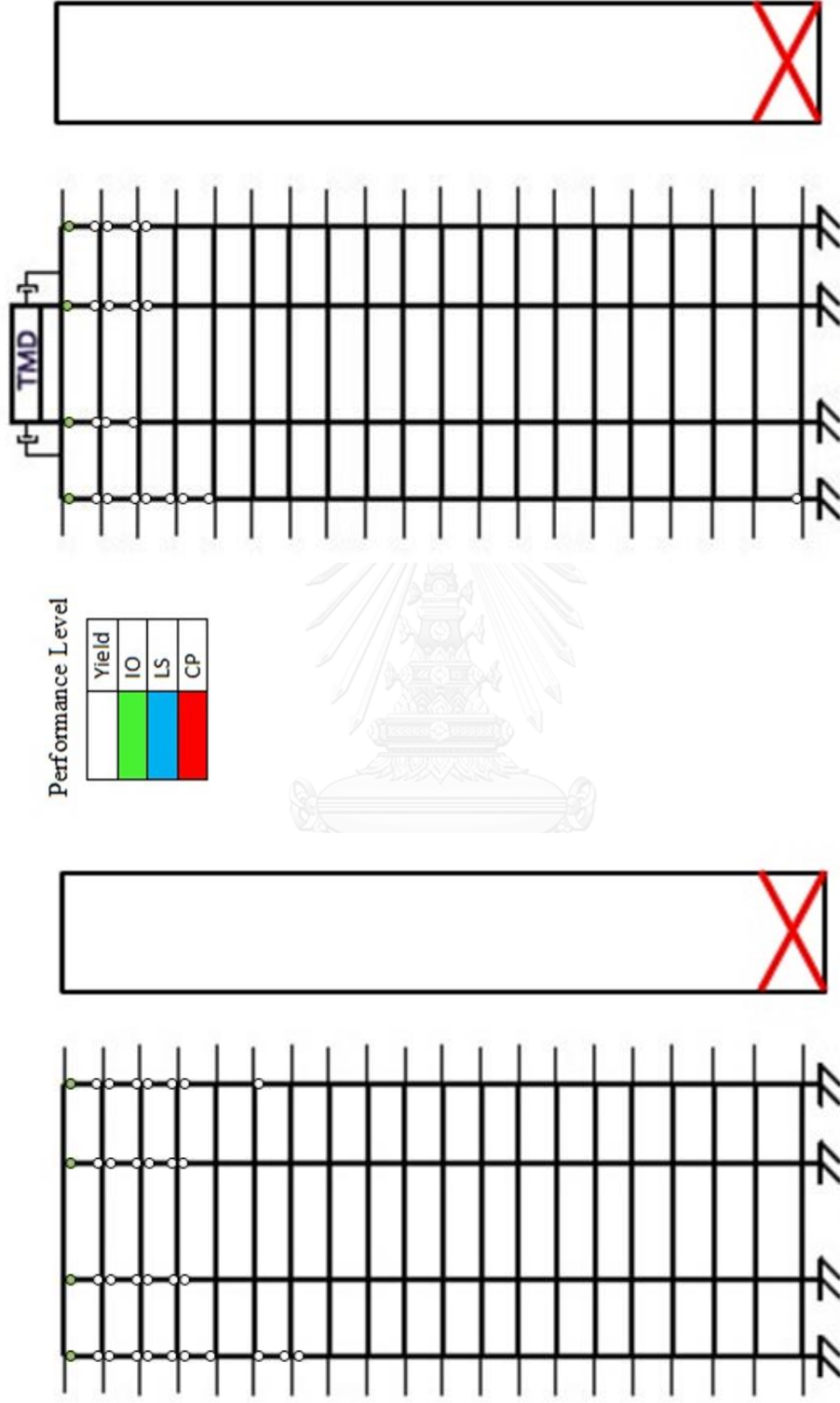
รูปที่ 5.5 แสดงประสิทธิภาพของมวลหน่วงปรับค่าในการลดความเสียหายของอาคาร ตัวอย่าง เมื่อ PGA น้อยกว่า 0.005g พบว่าอาคารตัวอย่างที่ติดตั้งและไม่ได้ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่า ไม่มีความเสียหายเกิดขึ้น เมื่อ PGA อยู่ในช่วง 0.005g ถึง 0.07g พบว่าไม่มีความเสียหายเกิดขึ้นกับอาคารที่ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่า ประสิทธิภาพมวลหน่วงปรับค่าสามารถป้องกันความเสียหายที่อาจเกิดขึ้นได้ ในขณะที่อาคารที่ไม่ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าสามารถทนต่อ PGA ได้ถึง 0.025g จึงวิบัติ ในขณะที่อาคารที่ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าจะเริ่มเกิดความเสียหายเมื่อ PGA เท่ากับ 0.07g โดยมวลหน่วงปรับค่าสามารถป้องกันการวิบัติได้จนถึง PGA เท่ากับ 0.13g นอกจากนี้พบว่าในช่วงที่อาคารตัวอย่างที่ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าเริ่มเสียหาย ประสิทธิภาพของมวลหน่วงปรับค่าในการลดความ

เสียหายจะค่อยๆลดลงอย่างช้าๆ แต่เมื่อความเสียหายของอาคารมากขึ้น การลดลงของความเสียหายจะลดลงอย่างรวดเร็วเนื่องจากเกิด Detuning effect



รูปที่ 5.5 การลดความเสียหายของโครงสร้างที่ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่า ภายใต้แรงกระทำแบบฮาร์มอนิกกระทำทิศทางเดียว

จากรูปที่ 5.6 แสดงระดับสมรรถนะของอาคารตัวอย่างที่ไม่ติดตั้งและติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าภายใต้แรงกระทำแบบฮาร์มอนิกกระทำในแกนหลักของอาคาร ที่ระดับความรุนแรงจนทำให้อาคารวิบัติ ซึ่งแนวกริด A และ F เป็นตัวแทนของดัชนีความเสียหายของอาคาร พบว่า ที่ระดับ PGA เท่ากับ 0.025g อาคารที่ไม่ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าจะวิบัติ โคนจุดหมุนพลาสติกเกิดขึ้นในเสาชั้น 13-19 โดยในเสาชั้นบนสุดมีระดับสมรรถนะถึงระดับ IO และกำแพงรับแรงเฉือนมีระดับสมรรถนะถึงระดับ CP ในชั้นล่างสุด ในขณะที่อาคารที่ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่า จะถึงจุดวิบัติที่ระดับ PGA เท่ากับ 0.13g โดยมีจุดหมุนพลาสติกเกิดขึ้นในเสาชั้น 16-19 โดยในเสาชั้นบนสุดมีระดับสมรรถนะถึงระดับ IO และกำแพงรับแรงเฉือนมีระดับสมรรถนะถึงระดับ CP ในชั้นล่างสุดเช่นกัน



รูปที่ 5.6 ระดับสมรรถนะของอาคารตัวอย่าง ก) ที่ไม่ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่า ภายใต้แรงกระทำแบบฮาร์โมนิกทิศทางเดียว ที่ระดับ PGA เท่ากับ 0.02g

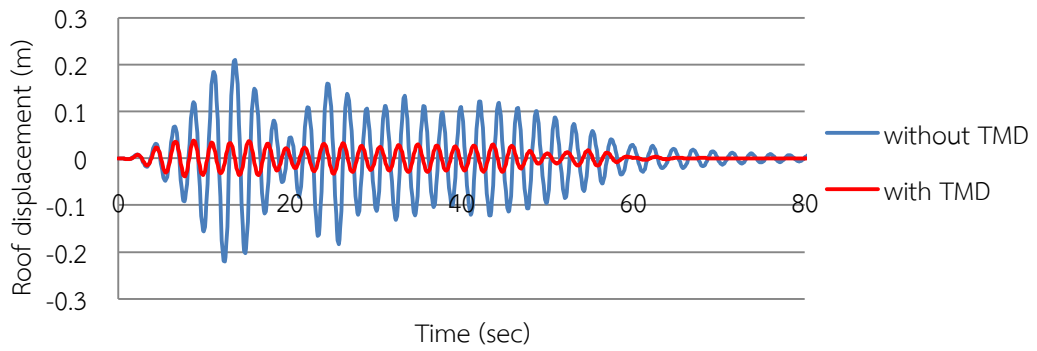
ข) ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่า ภายใต้แรงกระทำแบบฮาร์โมนิกทิศทางเดียว ที่ระดับ PGA เท่ากับ 0.13g

## 5.2 พฤติกรรมของอาคารตัวอย่างภายใต้แรงฮาร์มอนิกกระทำทั้ง 2 ทิศทาง

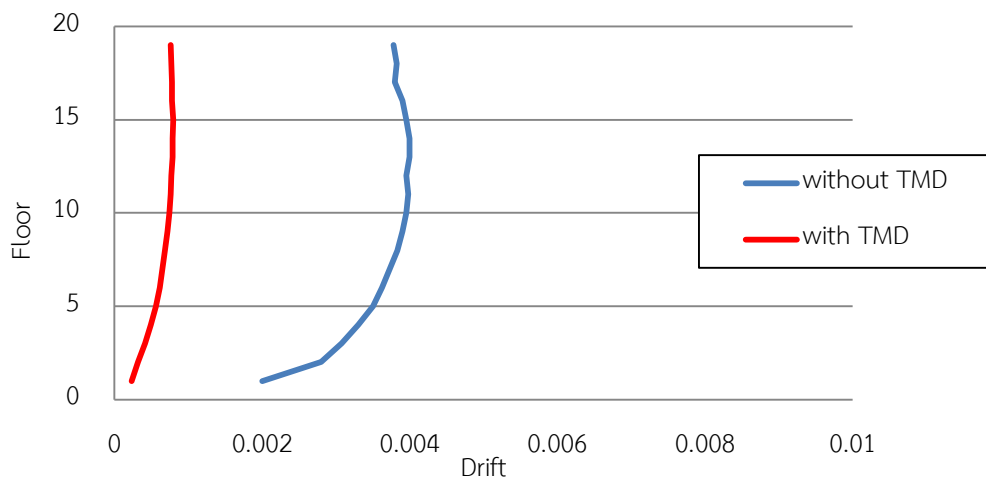
การศึกษาพฤติกรรมของอาคาร โดยให้แรงกระทำแบบฮาร์มอนิกกระทำทั้ง 2 ทิศทางกับอาคารตัวอย่าง โดยทำการปรับค่าคาบของคลื่นฮาร์มอนิกให้มีค่าเท่ากับคาบของอาคารตัวอย่างในแนวแกนหลักซึ่งภายใต้พฤติกรรมดังกล่าวจะเกิด การสั่นพ้อง (Resonance effect) ขึ้นในแนวแกนหลัก ซึ่งเป็นพฤติกรรมที่มวลห้วงปรับค่าจะแสดงประสิทธิภาพได้ดีที่สุด

จากการวิเคราะห์การตอบสนองของอาคารตัวอย่างภายใต้แรงกระทำแบบฮาร์มอนิกกระทำทิศทางเดียว พบว่ามวลห้วงปรับค่ามีประสิทธิภาพในการลดความเสียหายของอาคารตัวอย่างได้ เมื่อพิจารณาค่าดัชนีความเสียหาย (Damage index, DI) ของอาคารตัวอย่างพบว่าอาคารที่ไม่ติดตั้งมวลห้วงปรับค่า จะเกิดความเสียหายจนถึงขั้นวิบัติ (Damage index = 1) เมื่อความเร่งสูงสุดที่พื้นดิน (Peak ground acceleration, PGA) เท่ากับ 0.02g ในแนวกิริต A และ F ที่ชั้น 19 จะเป็นแนวที่วิบัติ โดยในเสาต้นมุมจะวิบัติก่อนเสาต้นใน

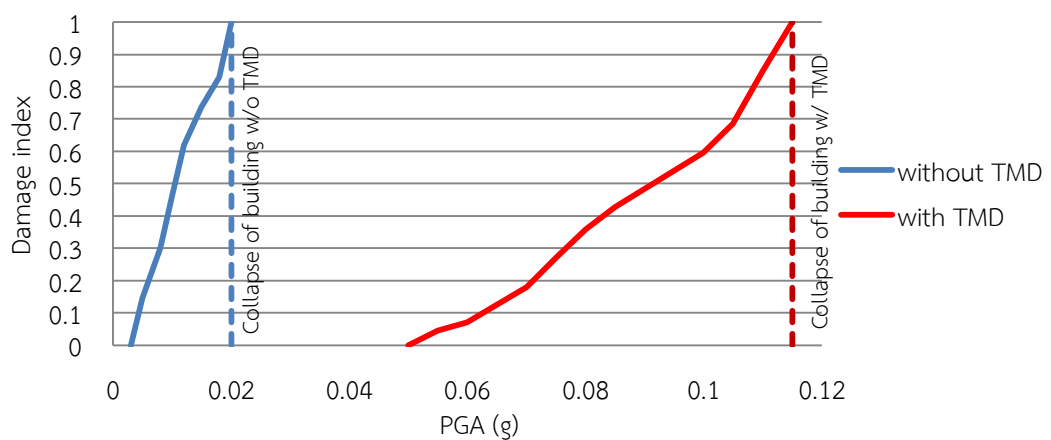
เมื่อพิจารณาค่าการเคลื่อนตัวของชั้นหลังคา เมื่อ PGA = 0.02g ดังรูปที่ 5.7 ซึ่งเป็นระดับ PGA ที่ทำให้อาคารตัวอย่างที่ไม่ติดตั้งมวลห้วงปรับค่ามีค่าดัชนีความเสียหาย เท่ากับ 1 ในขณะที่กำแพงรับแรงเฉือนมีความเสียหายในชั้นที่ 1 โดยมีค่าดัชนีความเสียหาย เท่ากับ 1 เช่นกัน นอกจากนี้พบว่าการติดตั้งมวลห้วงปรับค่าสามารถลดค่าการเคลื่อนตัวของโครงสร้างได้ โดยสามารถลดการเคลื่อนตัวที่ชั้นบนสุดของอาคารได้มากถึง 82.63 % นอกจากนี้ได้ทำการเปรียบเทียบการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้น ที่ระดับ PGA เท่ากับ 0.020g ดังรูปที่ 5.8 พบว่าอาคารที่ติดตั้งมวลห้วงปรับค่าสามารถลดการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นได้ภายใต้แรงกระทำแบบฮาร์มอนิก สำหรับอาคารที่ติดตั้งมวลห้วงปรับค่าพบว่าที่ระดับ PGA ดังกล่าว พบว่ายังไม่มี ความเสียหายเกิดขึ้นกับอาคารตัวอย่าง ซึ่งพบว่าการติดตั้งมวลห้วงปรับค่าสามารถป้องกันความเสียหายที่อาจเกิดขึ้นกับอาคารได้ โดยอาคารที่ติดตั้งมวลห้วงปรับค่าจะเริ่มมีความเสียหายเมื่อมีระดับ PGA เท่ากับ 0.055g สามารถทนต่อ PGA ได้ถึง 0.115g จนโครงสร้างมี ดัชนีความเสียหาย เท่ากับ 1 ดังรูปที่ 5.9



รูปที่ 5.7 การเคลื่อนตัวของที่ชั้นบนสุดของอาคารตัวอย่าง  
ภายใต้แรงกระทำแบบฮาร์มอนิกกระทำทั้ง 2 ทิศทาง ที่ระดับ PGA = 0.02g

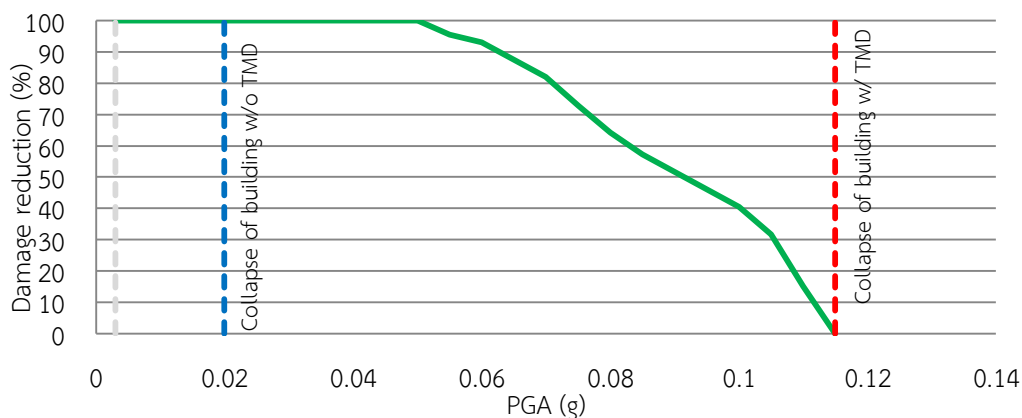


รูปที่ 5.8 การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นภายใต้แรงกระทำแบบฮาร์มอนิก  
ที่ระดับ PGA เท่ากับ 0.02g



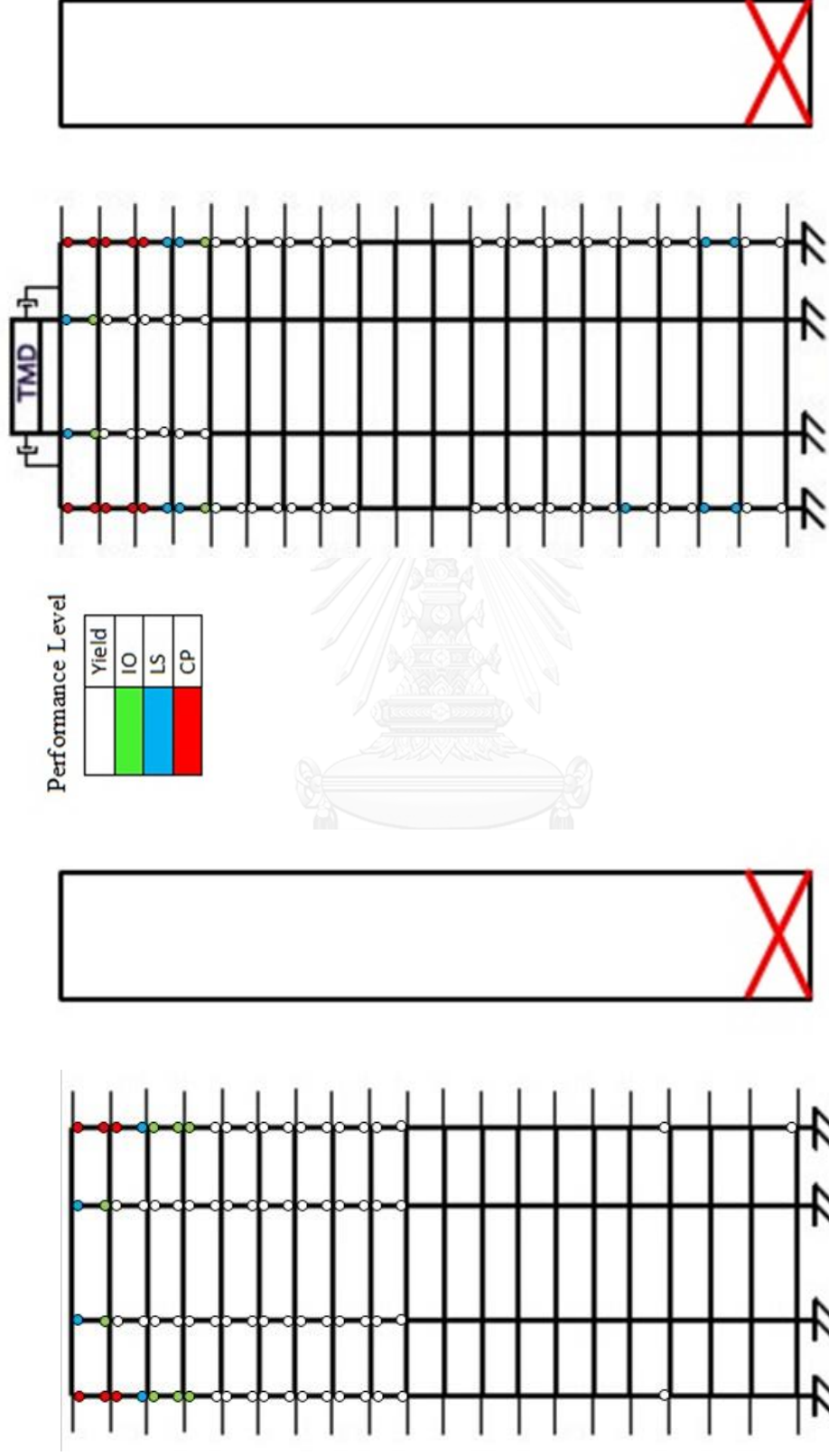
รูปที่ 5.9 ค่าความเสียหายของอาคารที่ติดตั้งและไม่ได้ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่า  
ภายใต้แรงกระทำแบบฮาร์มอนิกกระทำทั้ง 2 ทิศทาง

รูปที่ 5.10 แสดงประสิทธิภาพของมวลหน่วงปรับค่าในการลดความเสียหายของอาคาร ตัวอย่าง เมื่อ PGA น้อยกว่า 0.003g พบว่าทั้งอาคารตัวอย่างที่ติดตั้งและไม่ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่า ไม่มีความเสียหายเกิดขึ้น เมื่อ PGA อยู่ในช่วง 0.003g ถึง 0.055g พบว่าไม่มีความเสียหายเกิดขึ้นกับอาคารที่ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่า ประสิทธิภาพมวลหน่วงปรับค่าสามารถป้องกันความเสียหายที่อาจเกิดขึ้นได้ ในขณะที่อาคารที่ไม่ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าสามารถทนต่อ PGA ได้ถึง 0.02g จึงวิบัติ ในขณะที่อาคารที่ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าจะเริ่มเกิดความเสียหายเมื่อ PGA เท่ากับ 0.055g โดยมวลหน่วงปรับค่าสามารถป้องกันการวิบัติได้จนถึง PGA เท่ากับ 0.115g นอกจากนี้พบว่าในช่วงที่อาคารตัวอย่างที่ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าเริ่มเสียหาย ประสิทธิภาพของมวลหน่วงปรับค่าในการลดความเสียหายจะค่อยๆลดลงอย่างช้าๆ แต่เมื่อความเสียหายของอาคารมากขึ้น การลดลงของความเสียหายจะลดลงอย่างรวดเร็วเนื่องจากเกิด Detuning effect



รูปที่ 5.10 ประสิทธิภาพของมวลหน่วงปรับค่าในการลดความเสียหายของอาคารตัวอย่าง ภายใต้แรงกระทำแบบฮาร์มอนิกกระทำทั้ง 2 ทิศทาง

จากรูปที่ 5.11 แสดงระดับสมรรถนะของอาคารตัวอย่างที่ไม่ติดตั้งและติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าภายใต้แรงกระทำแบบฮาร์มอนิก ที่ระดับความรุนแรงจนทำให้อาคารวิบัติ ซึ่งแนวกริด A และ F ของชั้นบนสุดเป็นตัวแทนของดัชนีความเสียหายของอาคาร พบว่า ที่ระดับ PGA เท่ากับ 0.02g อาคารที่ไม่ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าจะวิบัติ โคนจุดหมุนพลาสติกเกิดขึ้นในเสา บริเวณเสาด้านนอกจะมีความเสียหายมากกว่า โดยในเสาด้านนอกชั้น 18-19 มีระดับสมรรถนะถึงระดับ CP ส่วนเสาด้านในมีระดับสมรรถนะ LS ในชั้นบนสุด และกำแพงรับแรงเฉือนมีระดับสมรรถนะถึงระดับ CP ในชั้นล่างสุด ในขณะที่อาคารที่ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่า จะถึงจุดวิบัติที่ระดับ PGA เท่ากับ 0.115g โดยมีในเสาชั้น 17-19 มีระดับสมรรถนะถึงระดับ CP นอกจากนี้ยังพบว่ามีการเกิดจุดหมุนพลาสติกเกิดขึ้นในเสาด้านนอกชั้น 1-8 โดยบางชั้นมีระดับสมรรถนะถึงระดับ IO ในส่วนของกำแพงรับแรงเฉือนมีระดับสมรรถนะถึงระดับ CP ในชั้นล่างสุดเช่นกัน



รูปที่ 5.11 ระดับสมรรถนะของอาคารตัวอย่าง ก) ที่ไม่ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่า ภายใต้แรงกระทำแบบฮาร์โมนิกทิศทางเดียว ที่ระดับ PGA เท่ากับ 0.025g

ข) ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่า ภายใต้แรงกระทำแบบฮาร์โมนิกทิศทางเดียว ที่ระดับ PGA เท่ากับ 0.115g



## บทที่ 6

### พฤติกรรมของอาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหว

#### 6.1 แผ่นดินไหวที่ใช้ในการศึกษา

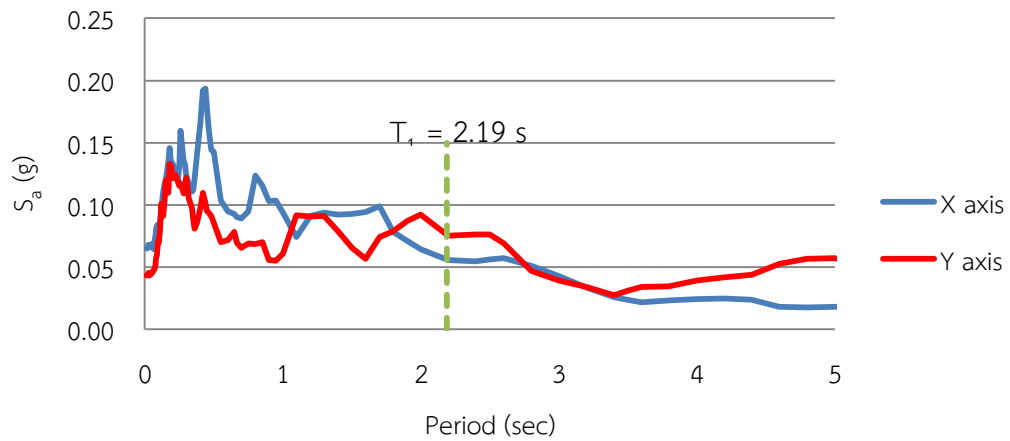
แผ่นดินไหวที่ใช้ในการศึกษาเป็นแผ่นดินไหวที่เกิดขึ้นระยะไกล มากกว่า 150 กิโลเมตร และเกิดขึ้นเป็นระยะเวลานาน โดยหาจากฐานข้อมูล The Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER) ซึ่งเป็นศูนย์วิจัยและการศึกษาด้านแผ่นดินไหวในสหรัฐอเมริกา โดยคลื่นแผ่นดินไหวที่ใช้ในการศึกษารายละเอียดดังตารางที่ 6.1 จำนวน 10 คลื่น ในแนวตั้งฉากและขนานกับรอยเลื่อน โดยเลือกคลื่นในแนวที่มีความเร่งสูงสุดพื้นดิน (Peak ground acceleration, PGA) มากกว่า กระทำกับแนวแกนหลักของอาคารซึ่งเป็นแกนที่มีโอกาสวิบัติมากกว่า แล้วจึงทำการติดตั้งมวลห้วงปรับค่าและปรับค่าให้เหมาะสมทั้ง 2 แกน ตามแนวแกนหลัก

ตารางที่ 6.1 คลื่นแผ่นดินไหวที่ใช้ในการศึกษา

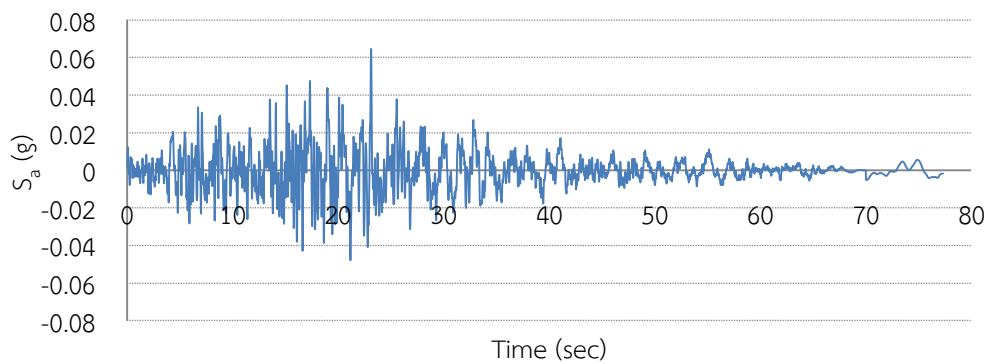
	Earthquake Name	Station Name	Year	Moment Magnitude (Mw)	5-95% Duration (sec)	R <sub>jb</sub> (km)	R <sub>rup</sub> (km)	V <sub>s30</sub> (m/sec)
1	"Landers"	"LA - Obregon Park"	1992	7.3	46	152	152	349
2	"Kobe Japan"	"FUK"	1995	6.9	46	158	158	256
3	"Chi-Chi Taiwan"	"KAU046"	1999	7.6	43	162	163	204
4	"Chi-Chi Taiwan"	"KAU082"	1999	7.6	52	169	170	573
5	"Duzce Turkey"	"Ambarli"	1999	7.1	40	188	189	175
6	"Duzce Turkey"	"Kocamustafapaba Tomb"	1999	7.1	40	168	169	387
7	"Kocaeli Turkey"	"Balikesir"	1999	7.55	52	180	180	468
8	"Hector Mine"	"Arleta - Nordhoff Fire Sta"	1999	7.1	55	1934	194	298
9	"Denali Alaska"	"Anchorage - K2-04"	2002	7.9	148	274	274	240
10	"Nenana Mountain Alaska"	"Anchorage International Airport"	2002	6.7	91	273	273	342

## 1. Landers, LA - Obregon Park (1992)

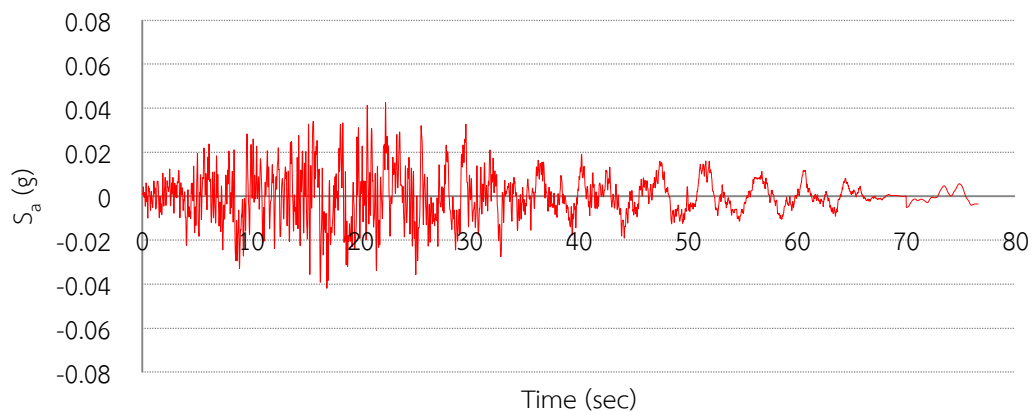
สเปกตรัมและความถี่แสดงดังรูปที่ 6.1-6.3



รูปที่ 6.1 สเปกตรัมคลื่นแผ่นดินไหว Landers, LA - Obregon Park (1992)



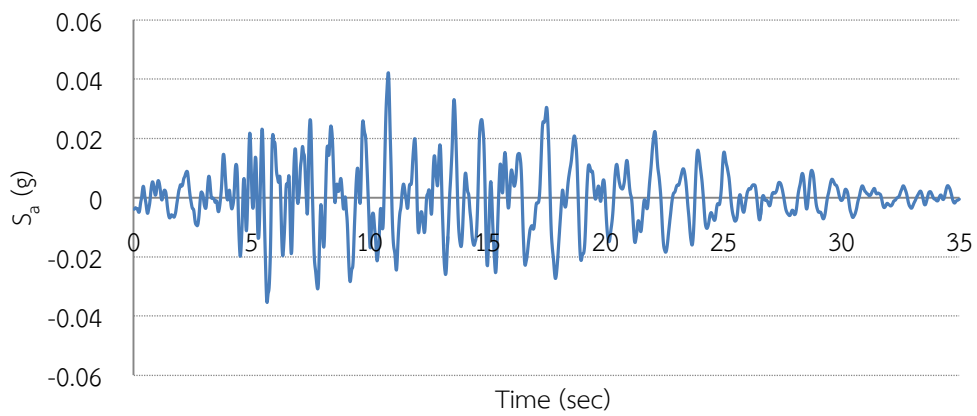
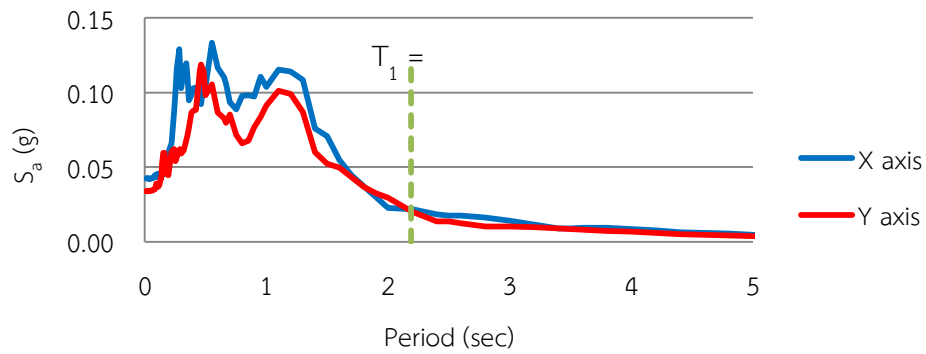
รูปที่ 6.2 คลื่นแผ่นดินไหว Landers, LA - Obregon Park (1992) ในแนวแกนหลัก



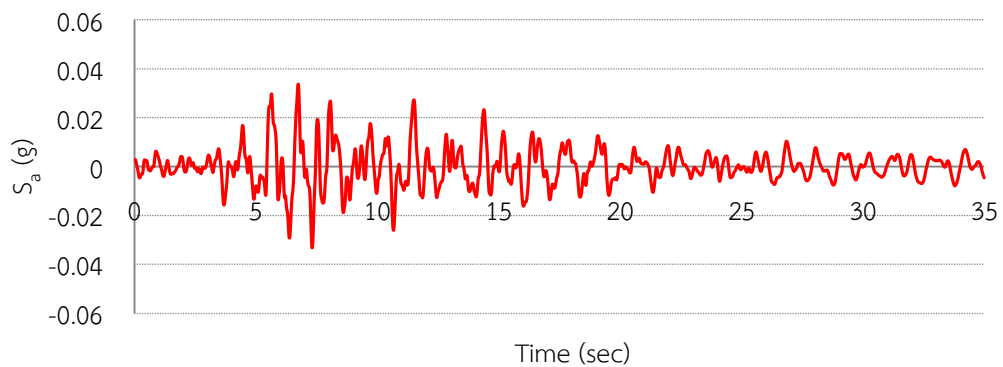
รูปที่ 6.3 คลื่นแผ่นดินไหว Landers, LA - Obregon Park (1992) ในแนวแกนรอง

## 2. Kobe Japan, FUK (1995)

สเปกตรัมและความถี่แสดงดังรูปที่ 6.4-6.6



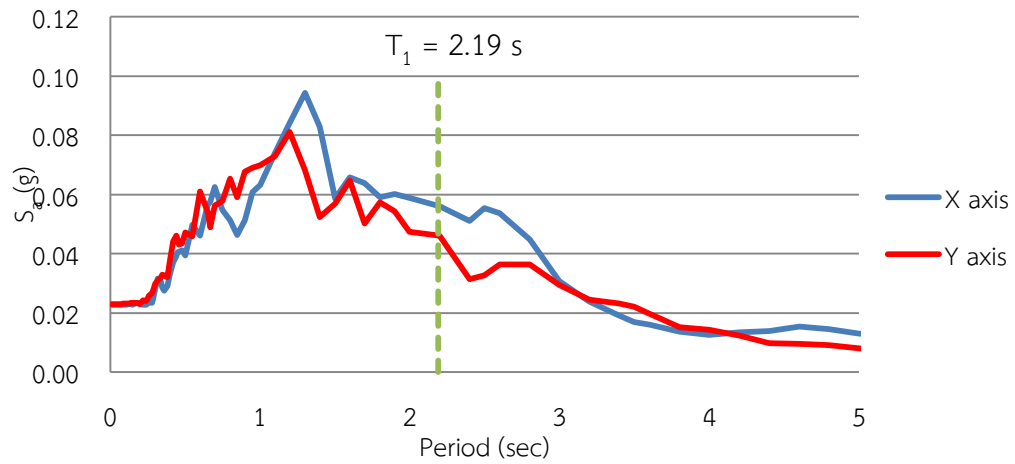
รูปที่ 6.5 คลื่นแผ่นดินไหว Kobe Japan, FUK (1995) ในแนวแกนหลัก



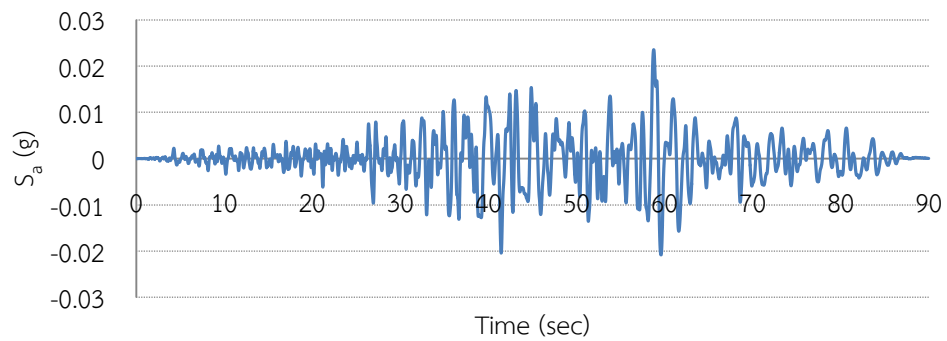
รูปที่ 6.6 คลื่นแผ่นดินไหว Kobe Japan, FUK (1995) ในแนวแกนรอง

## 3. Chi-Chi Taiwan, KAU046 (1999)

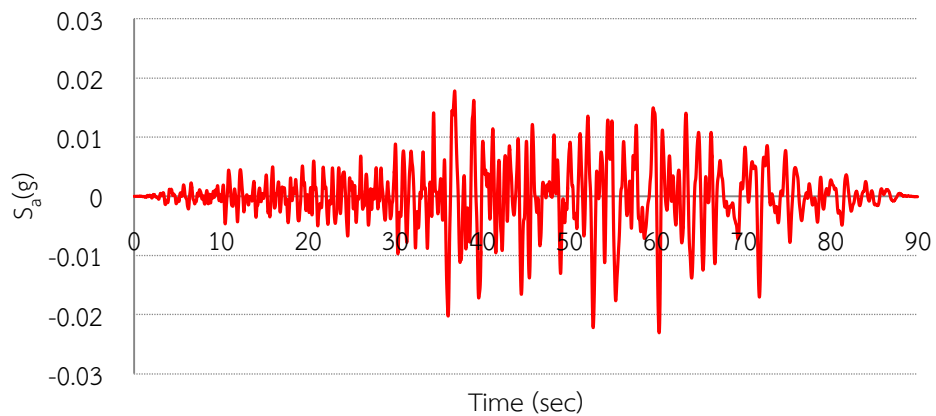
สเปกตรัมและความถี่แสดงดังรูปที่ 6.7-6.9



รูปที่ 6.7 สเปกตรัมคลื่นแผ่นดินไหว Chi-Chi Taiwan, KAU046 (1999)



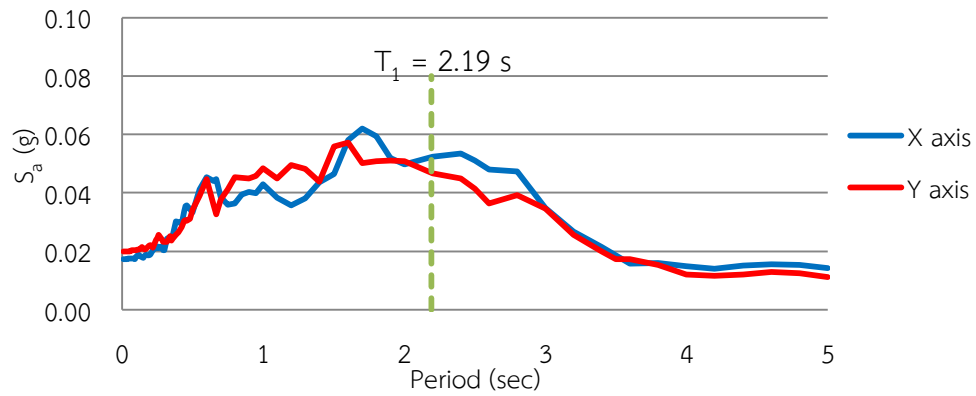
รูปที่ 6.8 คลื่นแผ่นดินไหว Chi-Chi Taiwan, KAU046 (1999) ในแนวแกนหลัก



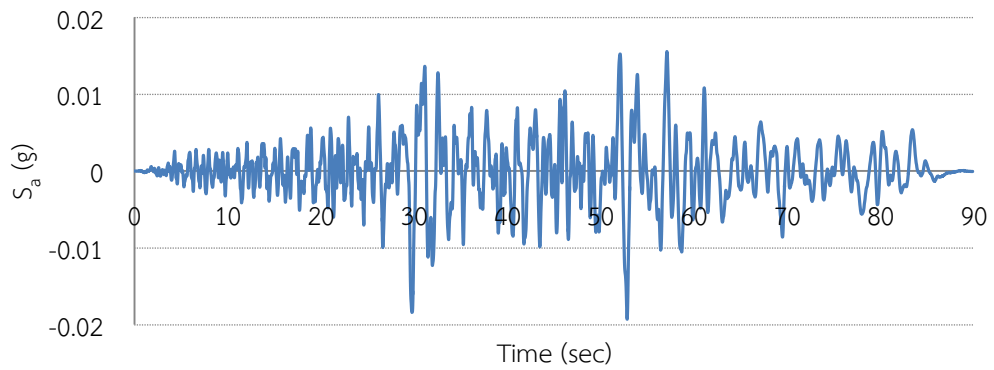
รูปที่ 6.9 คลื่นแผ่นดินไหว Chi-Chi Taiwan, KAU046 (1999) ในแนวแกนรอง

## 4. Chi-Chi Taiwan, KAU082 (1999)

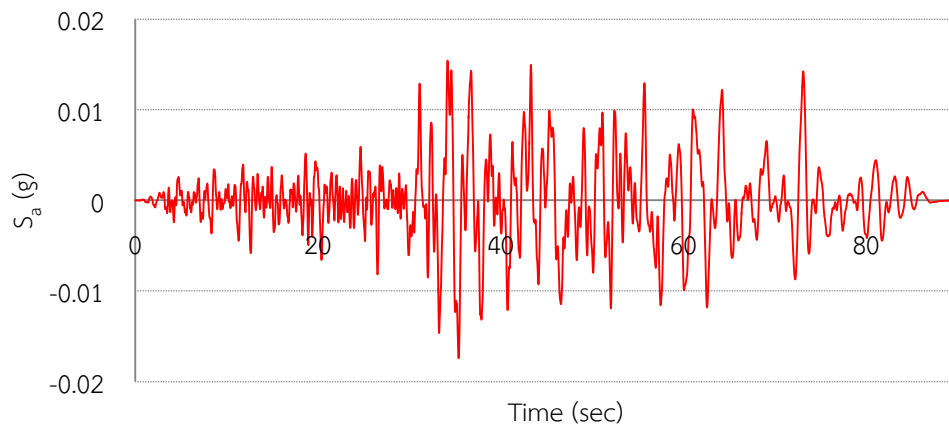
สเปกตรัมและความถี่แสดงดังรูปที่ 6.10-6.12



รูปที่ 6.10 สเปกตรัมคลื่นแผ่นดินไหว Chi-Chi Taiwan, KAU082 (1999)



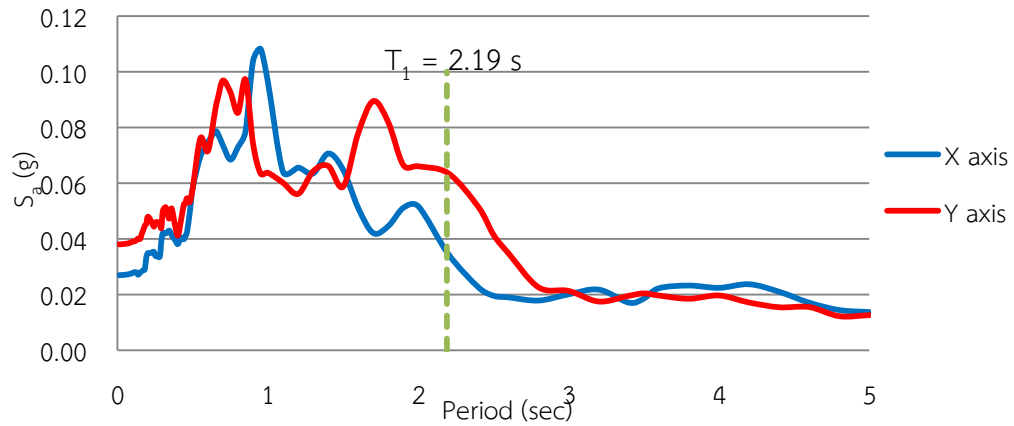
รูปที่ 6.11 คลื่นแผ่นดินไหว Chi-Chi Taiwan, KAU082 (1999) ในแนวแกนหลัก



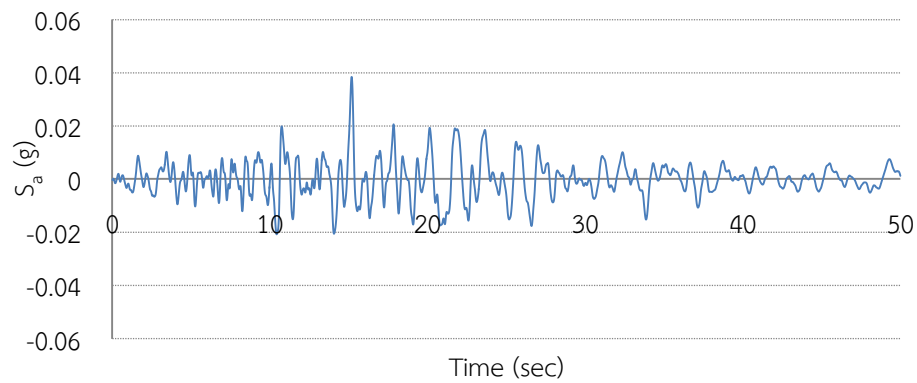
รูปที่ 6.12 คลื่นแผ่นดินไหว Chi-Chi Taiwan, KAU082 (1999) ในแนวแกนรอง

## 5. Duzce Turkey, Ambarli (1999)

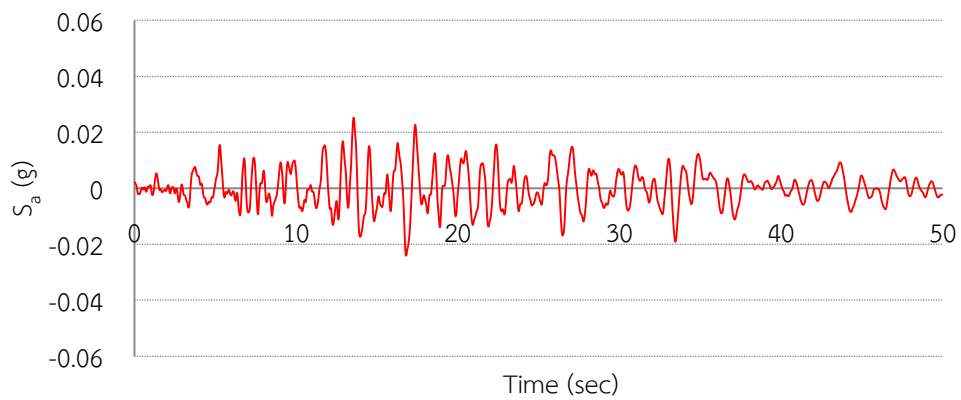
สเปกตรัมและความถี่แสดงดังรูปที่ 6.13-6.15



รูปที่ 6.13 สเปกตรัมคลื่นแผ่นดินไหว Duzce Turkey, Ambarli (1999)



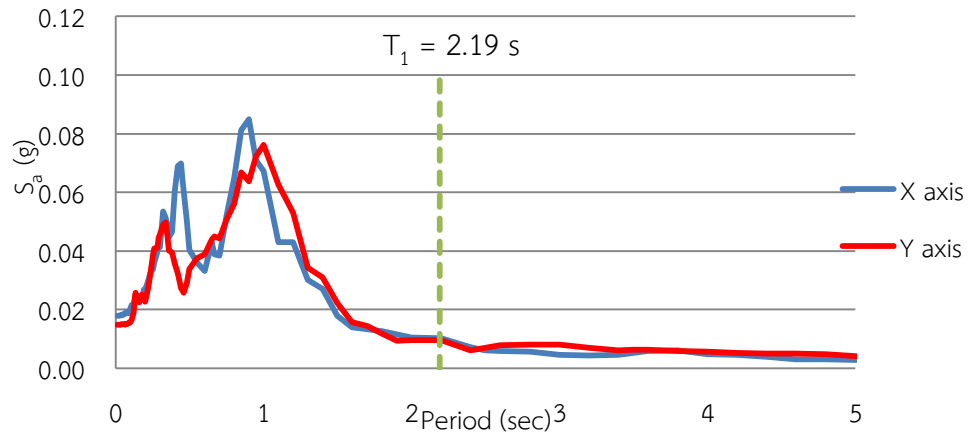
รูปที่ 6.14 คลื่นแผ่นดินไหว Duzce Turkey, Ambarli (1999) ในแนวแกนหลัก



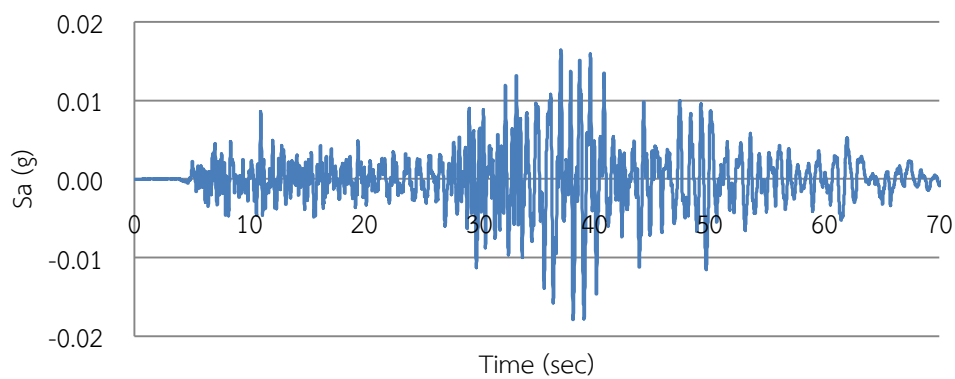
รูปที่ 6.15 คลื่นแผ่นดินไหว Duzce Turkey, Ambarli (1999) ในแนวแกนรอง

## 6. Duzce Turkey, Kocamustafapaba Tomb (1999)

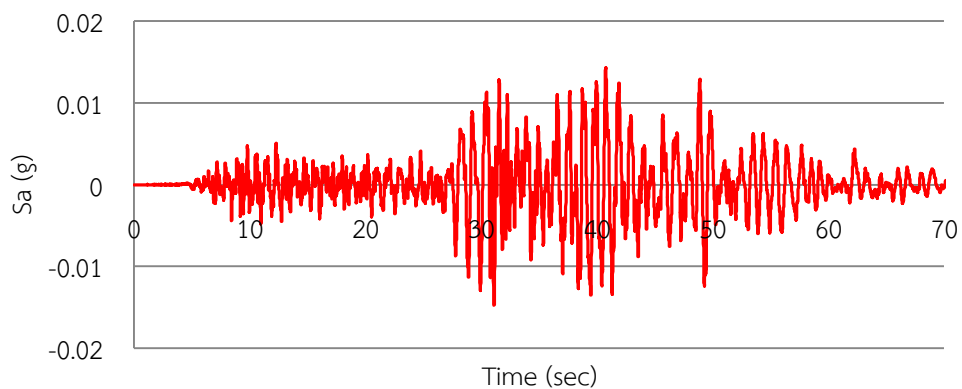
สเปกตรัมและความถี่แสดงดังรูปที่ 6.16-6.18



รูปที่ 6.16 สเปกตรัมคลื่นแผ่นดินไหว Duzce Turkey, Kocamustafapaba Tomb (1999)



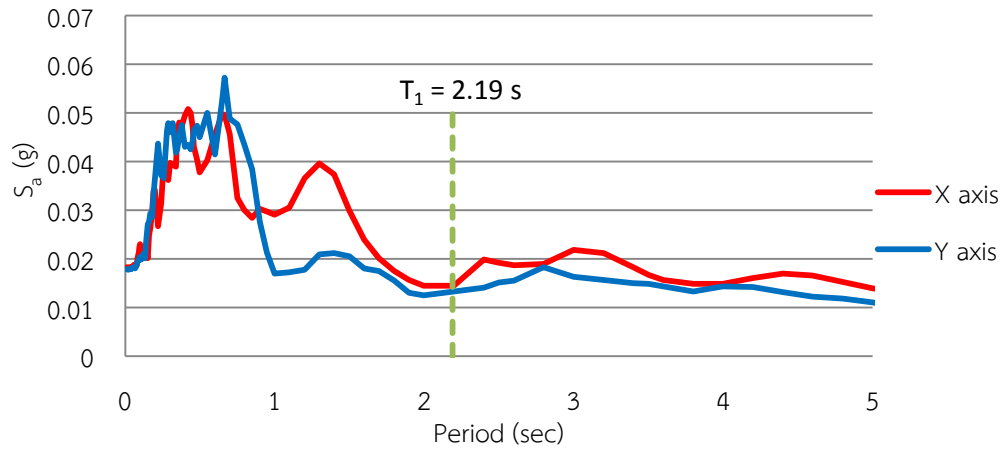
รูปที่ 6.17 คลื่นแผ่นดินไหว Duzce Turkey, Kocamustafapaba Tomb (1999) ในแนวแกนหลัก



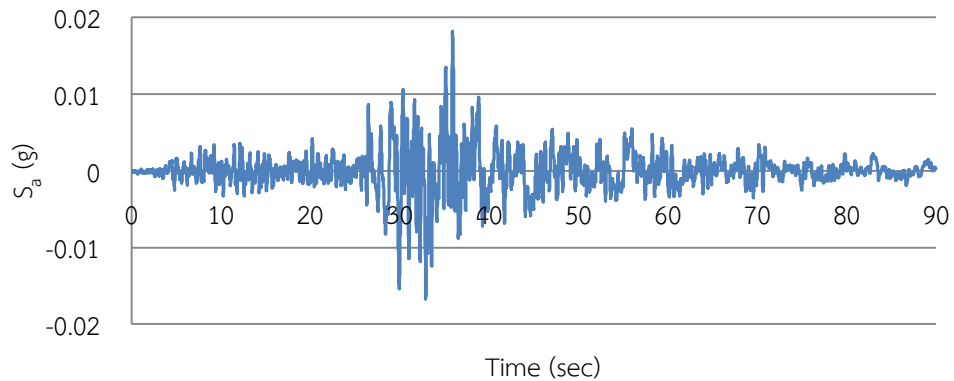
รูปที่ 6.18 คลื่นแผ่นดินไหว Duzce Turkey, Kocamustafapaba Tomb (1999) ในแนวแกนรอง

## 7. Kocaeli Turkey, Balikesir (1999)

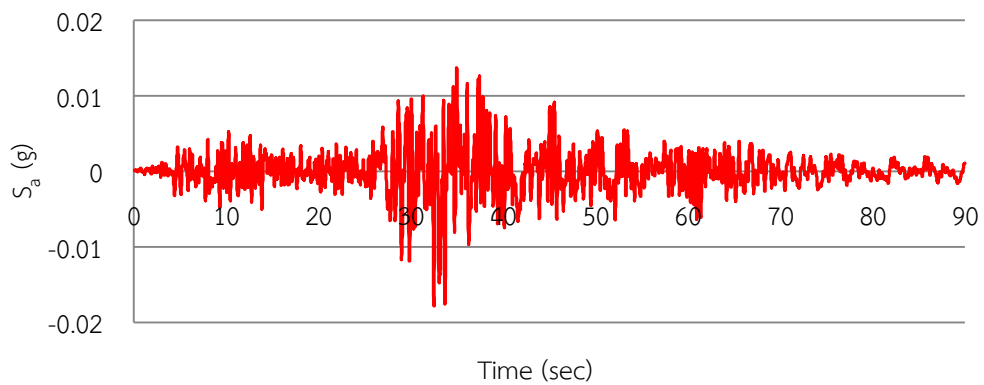
สเปกตรัมและความถี่แสดงดังรูปที่ 6.19-6.21



รูปที่ 6.19 สเปกตรัมคลื่นแผ่นดินไหว Kocaeli Turkey, Balikesir (1999)



รูปที่ 6.20 คลื่นแผ่นดินไหว Kocaeli Turkey, Balikesir (1999) ในแนวแกนหลัก

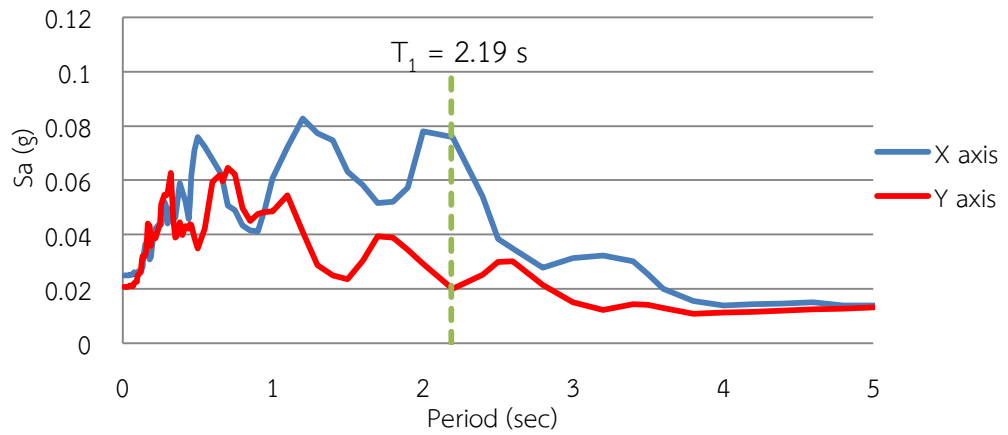


รูปที่ 6.21 คลื่นแผ่นดินไหว Kocaeli Turkey, Balikesir (1999) ในแนวแกนรอง

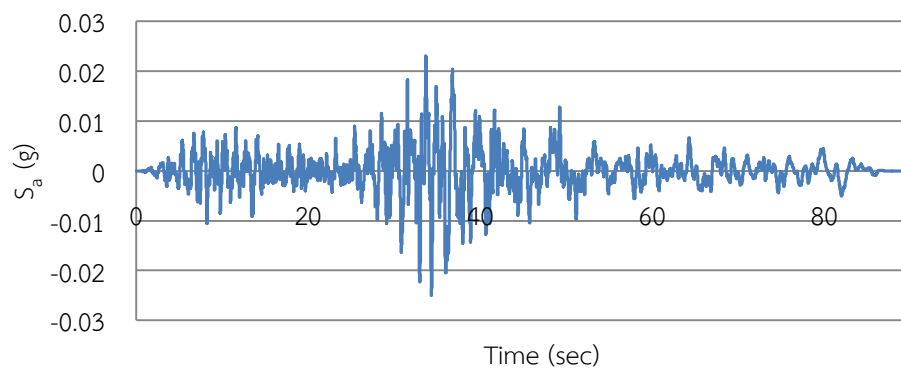


## 8. Hector Mine, Arleta - Nordhoff Fire Sta (1999)

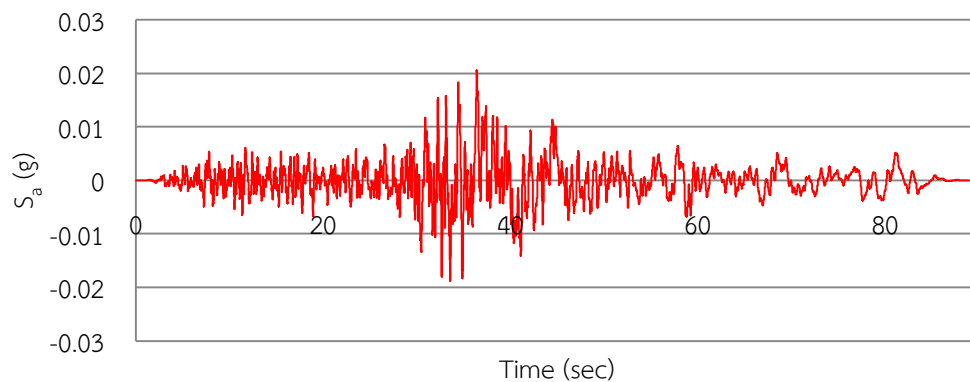
สเปกตรัมและความถี่แสดงดังรูปที่ 6.22-6.24



รูปที่ 6.22 สเปกตรัมคลื่นแผ่นดินไหว Hector Mine, Arleta - Nordhoff Fire Sta (1999)



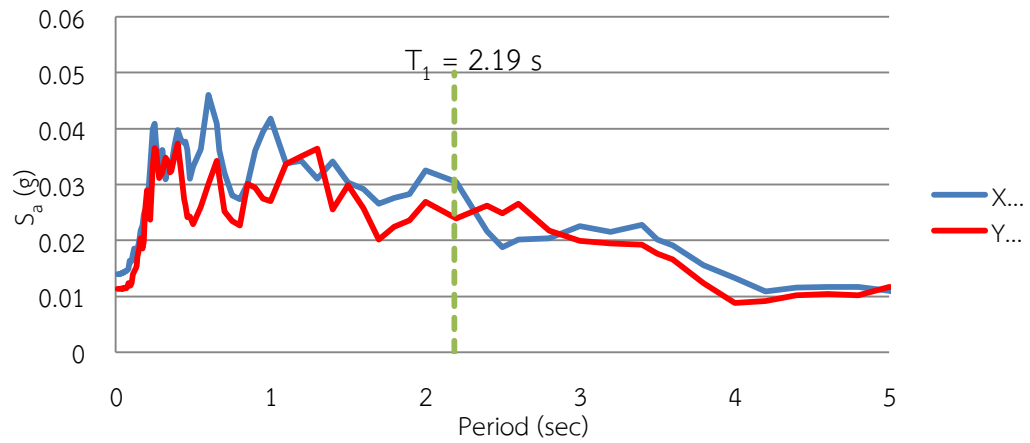
รูปที่ 6.23 คลื่นแผ่นดินไหว Hector Mine, Arleta - Nordhoff Fire Sta (1999) ในแนวแกนหลัก



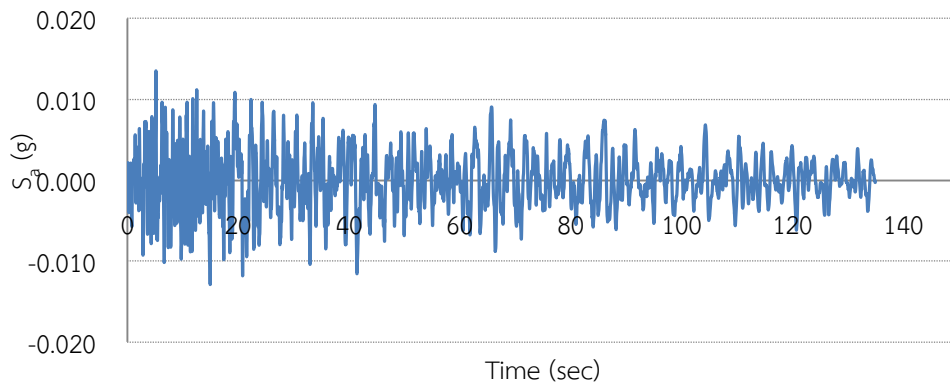
รูปที่ 6.24 คลื่นแผ่นดินไหว Hector Mine, Arleta - Nordhoff Fire Sta (1999) ในแนวแกนรอง

## 9. Denali Alaska, Anchorage - K2-04 (2002)

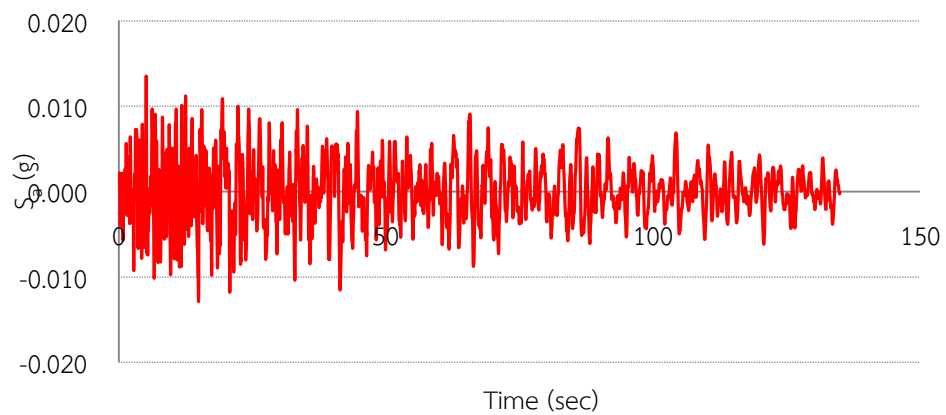
สเปกตรัมและความถี่แสดงดังรูปที่ 6.25-6.27



รูปที่ 6.25 สเปกตรัมคลื่นแผ่นดินไหว Denali Alaska, Anchorage - K2-04 (2002)



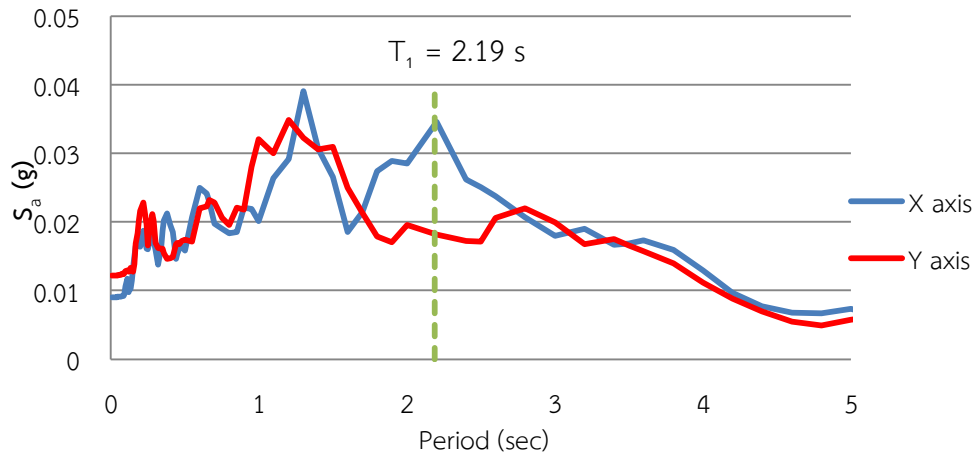
รูปที่ 6.26 คลื่นแผ่นดินไหว Denali Alaska, Anchorage - K2-04 (2002) ในแนวแกนหลัก



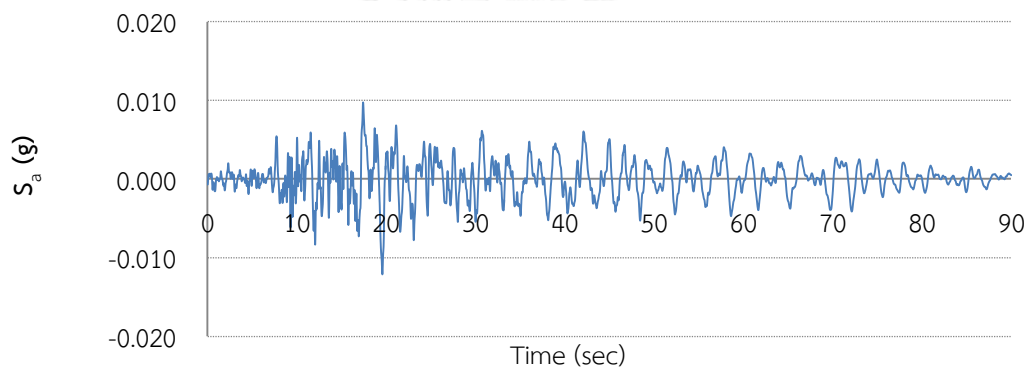
รูปที่ 6.27 คลื่นแผ่นดินไหว Denali Alaska, Anchorage - K2-04 (2002) ในแนวแกนรอง

## 10. Nenana Mountain Alaska, Anchorage International Airport (2002)

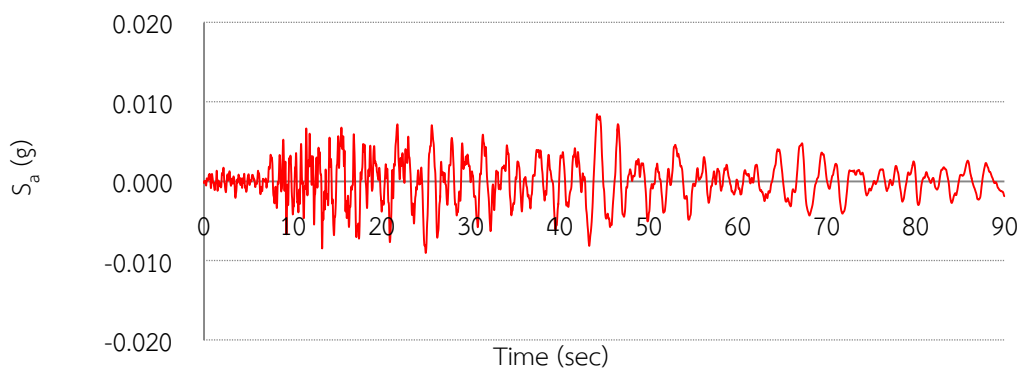
สเปกตรัมและความถี่แสดงดังรูปที่ 6.28-6.30



รูปที่ 6.28 สเปกตรัมคลื่นแผ่นดินไหว Nenana Mountain Alaska, Anchorage International Airport (2002)



รูปที่ 6.29 คลื่นแผ่นดินไหว Nenana Mountain Alaska, Anchorage International Airport (2002) ในแนวแกนหลัก



รูปที่ 6.30 คลื่นแผ่นดินไหว Nenana Mountain Alaska, Anchorage International Airport (2002) ในแนวแกนรอง

## 6.2 พฤติกรรมและความเสียหายของอาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหว

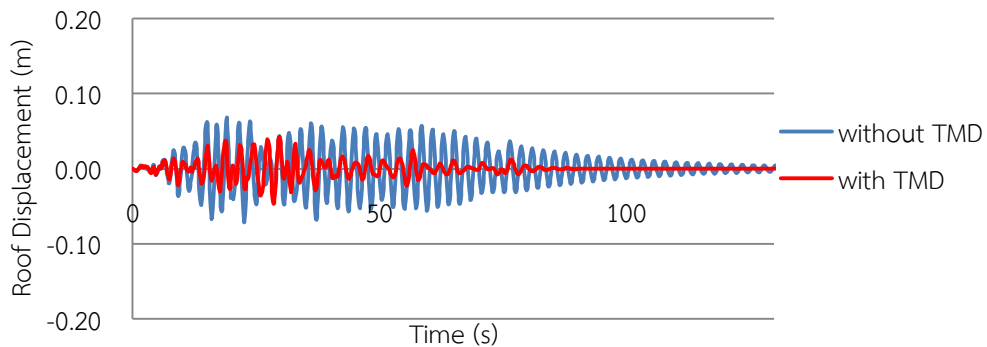
ในการวิเคราะห์พฤติกรรมของอาคารตัวอย่างโดยโปรแกรม PERFORM-3D ด้วยวิธีการวิเคราะห์พลศาสตร์ไม่เชิงเส้น (Nonlinear dynamic procedure) โดยใช้วิธีแบบประวัติเวลา (Time history analysis) คำนวณผลการตอบสนองของอาคารที่ทุกช่วงระยะเวลา ภายใต้คลื่นแผ่นดินไหวระยะไกล จำนวน 10 คลื่น โดยใช้ Time step เท่ากับ  $500 \mu s$  ซึ่งเป็นค่าที่เหมาะสมในการลดความคลาดเคลื่อนของผลการวิเคราะห์โครงสร้างที่มีพฤติกรรมอยู่ในช่วงอินอีลาสติก และพิจารณาผลของ P- $\Delta$  Effect จากน้ำหนักบรรทุกแนวตั้งรวมเข้าไปในการวิเคราะห์ด้วย

ศึกษาโดยให้แผ่นดินไหวกระทำกับโครงสร้างทั้ง 2 แกน โดยเริ่มทำการปรับค่าความเร่งสูงสุดที่พื้นดิน (Peak Ground Acceleration, PGA) จนพบว่ามีส่วนของอาคารตัวอย่างถึงจุดครากแล้วทำการปรับค่า PGA เพิ่มขึ้น จนพบว่าอาคารตัวอย่างมีค่าดัชนีความเสียหาย (Damage Index, DI) เท่ากับ 1 โดยพิจารณาความเสียหายของกริดของชั้นที่มีความเสียหายมากที่สุดเป็นตัวแทนของความเสียหายของอาคาร

### 6.2.1 พฤติกรรมของอาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหว Landers, LA - Obregon Park (1992)

จากการวิเคราะห์การตอบสนองของอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Landers, LA - Obregon Park (1992) พบว่า มวลห้วงปรับค่ามีประสิทธิภาพในการลดความเสียหายของอาคารตัวอย่างได้ เมื่อพิจารณาค่าดัชนีความเสียหาย (Damage index, DI) ของอาคารตัวอย่างพบว่าอาคารที่ไม่ติดตั้งมวลห้วงปรับค่า จะเกิดความเสียหายจนถึงขั้นวิบัติ (Damage index = 1) เมื่อความเร่งสูงสุดที่พื้นดิน (Peak ground acceleration, PGA) เท่ากับ 0.116g

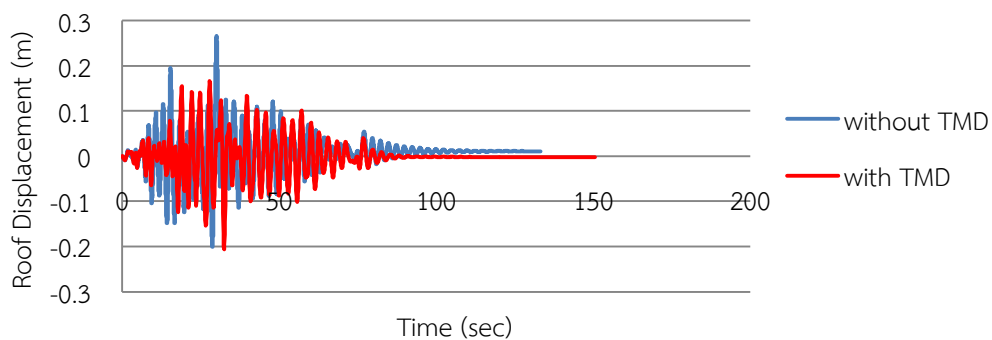
การเคลื่อนตัวของชั้นหลังคา เมื่อ PGA เท่ากับ 0.0388g ดังรูปที่ 6.31 โครงสร้างที่ติดตั้งและไม่ติดตั้งมวลห้วงปรับค่าภายใต้แรงดังกล่าว มีพฤติกรรมอยู่ในช่วงอีลาสติก พบว่าการติดตั้งมวลห้วงปรับค่ามีประสิทธิภาพในการลดการเคลื่อนตัวของโครงสร้างได้ โดยสามารถลดการเคลื่อนตัวที่ชั้นบนสุดของอาคารได้มากถึง 34.07 %



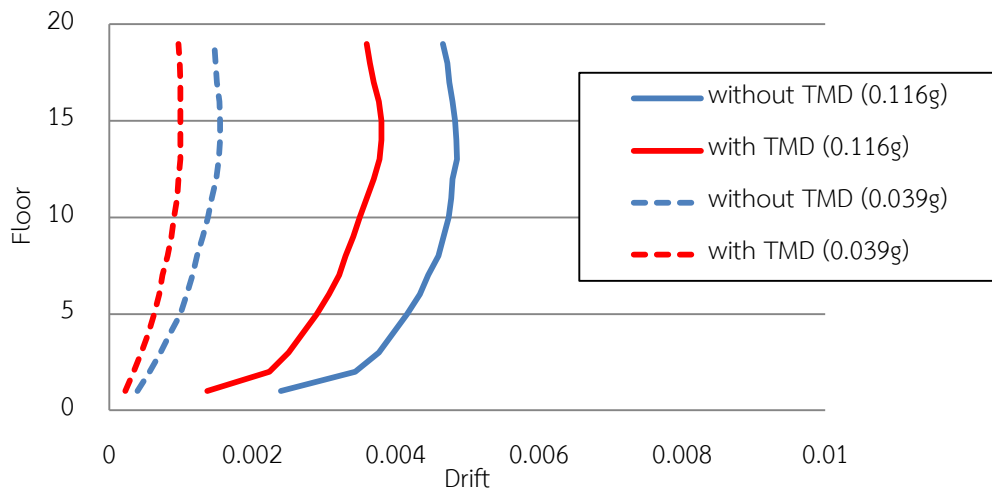
รูปที่ 6.31 การเคลื่อนตัวที่ชั้นบนสุดของอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Landers, LA - Obregon Park (1992) ที่ระดับ PGA เท่ากับ 0.0388g

เมื่อพิจารณาค่าการเคลื่อนตัวของชั้นหลังคา เมื่อ PGA เท่ากับ 0.116g ดังรูปที่ 6.32 ซึ่งเป็นระดับความรุนแรงที่ทำให้อาคารที่ไม่ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าวิบัติ พบว่าการติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าสามารถลดค่าการเคลื่อนตัวของโครงสร้างได้ โดยสามารถลดการเคลื่อนตัวที่ชั้นบนสุดของอาคารได้ถึง 22.07% นอกจากนี้ทำการเปรียบเทียบการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นที่ระดับ PGA เท่ากับ 0.039g และ 0.116g ดังรูปที่ 6.33 พบว่าการติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าสามารถลดการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นได้ทั้ง 2 ระดับความรุนแรง

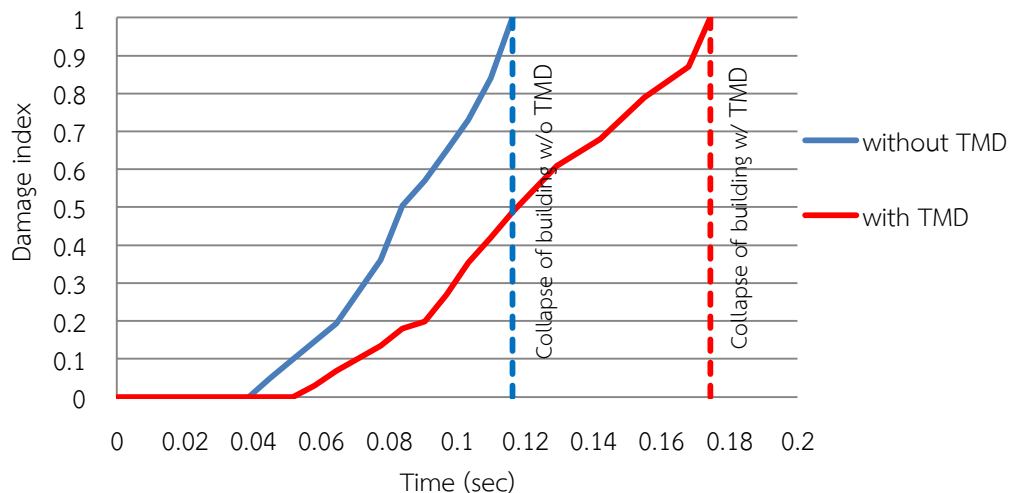
เมื่อพิจารณาถึงความเสียหายที่เกิดขึ้น เมื่อ PGA เท่ากับ 0.116g อาคารที่ไม่ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าวิบัติในแนวกิริต A และ F ชั้น 19 และมีความวิบัติเกิดขึ้นในกำแพงรับแรงเฉือนชั้นที่ 1 โดยมีค่าดัชนีความเสียหาย เท่ากับ 1 สำหรับอาคารที่ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าพบว่าที่ระดับ PGA เดียวกันจะมีค่าดัชนีความเสียหาย เท่ากับ 0.49 ซึ่งพบว่าการติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าสามารถลดความเสียหายได้ 51.25% สำหรับกำแพงรับแรงเฉือนมีความเสียหายเกิดขึ้นในชั้นล่างสุด มีค่าดัชนีความเสียหาย เท่ากับ 0.12 โดยอาคารที่ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าสามารถทนต่อความเร่งสูงสุดที่ฐานได้ถึง 0.174g ดังรูปที่ 6.34



รูปที่ 6.32 การเคลื่อนตัวที่ชั้นบนสุดของอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Landers, LA - Obregon Park (1992) ที่ระดับ PGA เท่ากับ 0.116g



รูปที่ 6.33 การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Landers, LA - Obregon Park (1992) ที่ระดับ PGA เท่ากับ 0.0388g

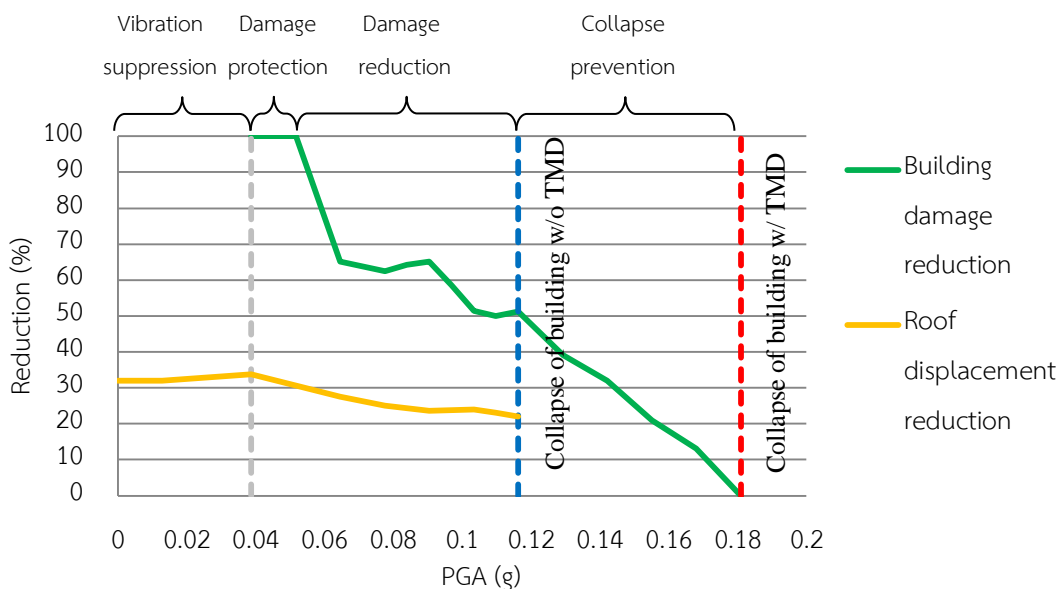


รูปที่ 6.34 ค่าความเสียหายของอาคารที่ติดตั้งและไม่ได้ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่า ภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Landers, LA - Obregon Park (1992)

จากรูปที่ 6.35 การติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าสามารถลดการเคลื่อนตัวสูงสุดที่ชั้นหลังคาได้ประมาณ 20-35% จนถึงระดับที่อาคารที่ไม่ได้ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าวิบัติ ที่ระดับ PGA เท่ากับ 0.116g มวลหน่วงปรับค่าสามารถลดการเคลื่อนตัวสูงสุดที่ชั้นหลังคาได้ 22.07%

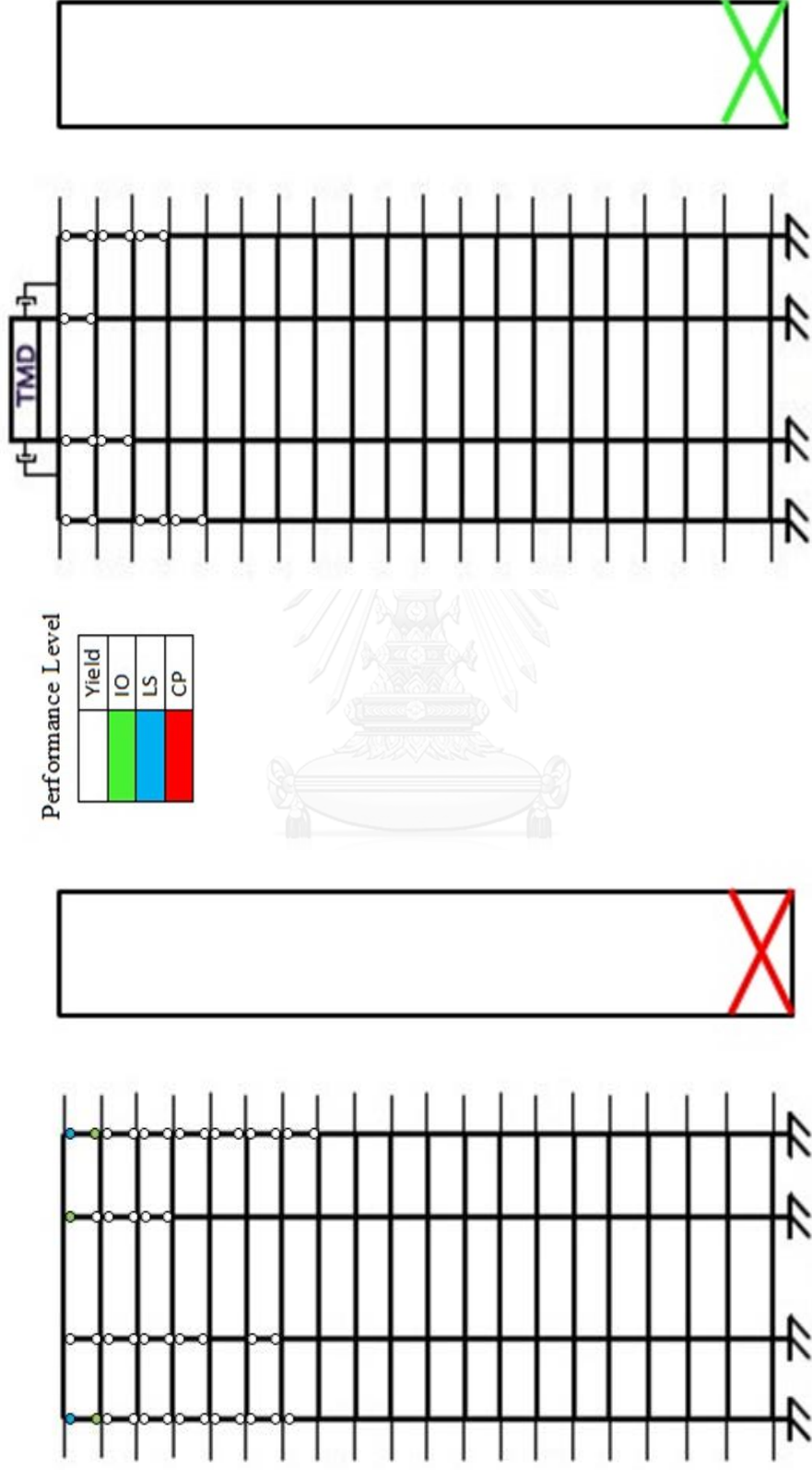
จากรูปที่ 6.35 พบว่าการติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าสามารถลดความเสียหายของอาคารตัวอย่างลงได้ โดยในช่วงที่ PGA น้อยกว่า 0.0388g เป็นช่วงที่โครงสร้างทั้งติดตั้งและไม่ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่ามีพฤติกรรมอยู่ในช่วงอิลาสติก ซึ่งช่วงดังกล่าวเป็นช่วงที่มวลหน่วงปรับค่าแสดงประสิทธิภาพในการลดการสั่นไหวของอาคาร (Vibration suppression) เมื่อ PGA อยู่ในช่วง

0.0388g - 0.0517g พบว่าจะไม่มีความเสียหายเกิดขึ้นกับโครงสร้างติดตั้งมวลหน่วงปรับค่า เป็นช่วงที่มวลหน่วงปรับค่าแสดงประสิทธิภาพในการป้องกันความเสียหายของโครงสร้าง (Damage protection) สำหรับ PGA อยู่ในช่วง 0.0517g - 0.116g เป็นช่วงที่มวลหน่วงปรับค่าแสดงประสิทธิภาพในการลดความเสียหายของโครงสร้างได้ (Damage reduction) สำหรับ PGA อยู่ช่วง 0.116g - 0.174g สำหรับอาคารที่ไม่ได้ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่า จะมีค่า Damage Index มากกว่า 1 หรืออยู่ในช่วงที่สามารถทำให้โครงสร้างพังทลายได้ โดยการติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าจะสามารถลดความเสียหายและป้องกันการพังทลายของอาคารได้ (Collapse prevention) แต่เมื่อ PGA มากกว่า 0.174g จะพบว่าอาคารที่ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าจะมีความเสียหายจนถึงพังทลาย ทำให้ในช่วงประสิทธิภาพของมวลหน่วงปรับค่าหมดลงในช่วงดังกล่าว



รูปที่ 6.35 ประสิทธิภาพของมวลหน่วงปรับค่าในการลดความเสียหายและการเคลื่อนตัวสูงสุดที่ชั้นหลังคาของอาคารภายใต้แผ่นดินไหว Landers, LA - Obregon Park (1992)

จากรูปที่ 6.36 แสดงตำแหน่งในแนวแกนหลักของอาคาร โดยแสดงผลในส่วนของชิ้นส่วนของโครงสร้างที่มีความเสียหายมากที่สุดในแต่ละกริด และกำแพงรับแรงเฉือน พบว่าการติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าสามารถลดตำแหน่งที่เกิดจุดหมุนพลาสติกของชิ้นส่วนโครงสร้างได้ เมื่อพิจารณาที่ PGA เท่ากับ 0.116g ซึ่งเป็นระดับที่อาคารที่ไม่ได้ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าถึงจุดวิบัติ พบว่าอาคารที่ไม่ได้ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าไม่มีจุดหมุนพลาสติกเกิดขึ้นในเสาชั้น 13-19 และบริเวณเสาต้นริมของชั้นบนสุดมีระดับสมรรถนะถึงระดับ LS ในขณะที่กำแพงรับแรงเฉือนระดับสมรรถนะถึงระดับ CP ในชั้นล่างสุด ส่วนอาคารที่ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าพบว่าการเกิดจุดหมุนพลาสติกบริเวณเสาที่ชั้น 16-19 และมีความเสียหายของกำแพงรับแรงเฉือนถึงระดับ IO



รูปที่ 6.36 ระดับสมรรถนะของอาคารตัวอย่างที่ไม่ติดตั้งและติดตั้งมวลหน่วงรับค่า ภายใต้แผ่นดินไหว Landers, LA - Obregon Park (1992)

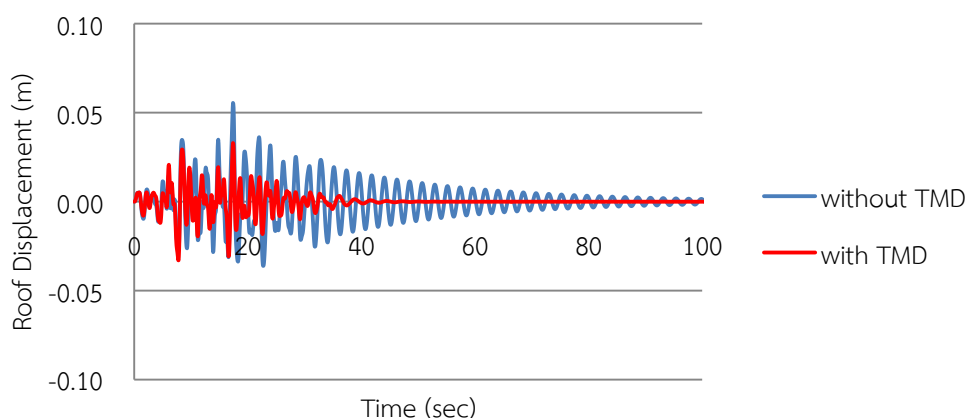
ที่ระดับ PGA เท่ากับ 0.116g ซึ่งเป็นระดับที่ทำให้อาคารที่ไม่ได้ติดตั้งมวลหน่วงรับค่ามีความเสียหาย เท่ากับ 1



## 6.2.2 พฤติกรรมของอาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหว Kobe Japan, FUK (1995)

จากการวิเคราะห์การตอบสนองของอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Kobe Japan, FUK (1995) พบว่า มวลหน่วงปรับค่ามีประสิทธิภาพในการลดความเสียหายของอาคารตัวอย่างได้ เมื่อพิจารณาค่าดัชนีความเสียหาย (Damage index, DI) ของอาคารตัวอย่างพบว่าอาคารที่ไม่ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่า จะเกิดความเสียหายจนถึงขั้นวิบัติ (Damage index = 1) เมื่อความเร่งสูงสุดที่พื้นดิน (Peak ground acceleration, PGA) เท่ากับ 0.228g

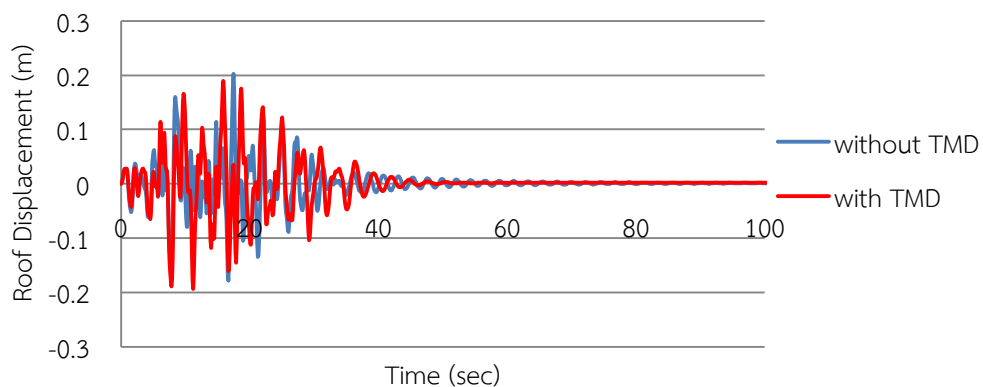
การเคลื่อนตัวของชั้นหลังคา เมื่อ PGA เท่ากับ 0.0422g ดังรูปที่ 6.37 โครงสร้างที่ติดตั้งและไม่ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าภายใต้แรงดังกล่าว มีพฤติกรรมอยู่ในช่วงอีลาสติก พบว่าการติดตั้งมวลหน่วงปรับค่ามีประสิทธิภาพในการลดการเคลื่อนตัวของโครงสร้างได้ โดยสามารถลดการเคลื่อนตัวที่ชั้นบนสุดของอาคารได้มากถึง 40.48 %



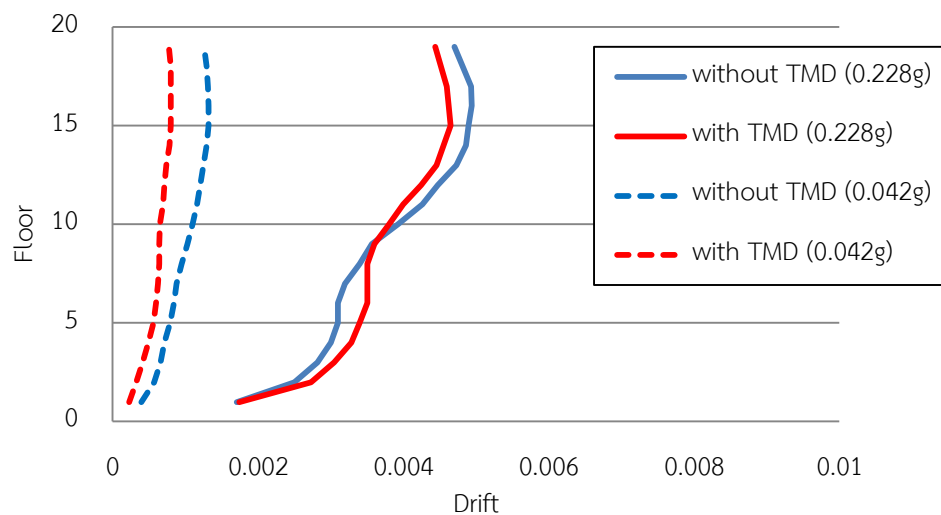
รูปที่ 6.37 การเคลื่อนตัวที่ชั้นบนสุดของอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Kobe Japan, FUK (1995) ที่ระดับ PGA เท่ากับ 0.0422g

เมื่อพิจารณาค่าการเคลื่อนตัวของชั้นหลังคา เมื่อ PGA เท่ากับ 0.228g ดังรูปที่ 6.38 ซึ่งเป็นระดับความรุนแรงที่ทำให้อาคารที่ไม่ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าวิบัติ พบว่าการติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าสามารถลดค่าการเคลื่อนตัวของโครงสร้างได้ แต่สามารถลดการเคลื่อนตัวที่ชั้นบนสุดของอาคารได้เพียง 4.31 % นอกจากนี้ทำการเปรียบเทียบการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นที่ระดับ PGA เท่ากับ 0.042g และ 0.228g ดังรูปที่ 6.39 พบว่าที่ระดับ 0.042g อาคารที่ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าสามารถลดการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นได้เมื่ออาคารสั่นไหวในช่วงอีลาสติก แต่ที่ระดับความรุนแรง 0.228g อาคารที่ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าจะมีการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นน้อยกว่าอาคารที่ไม่ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าเล็กน้อยในชั้นบน แต่มากกว่าเล็กน้อยในชั้นล่าง

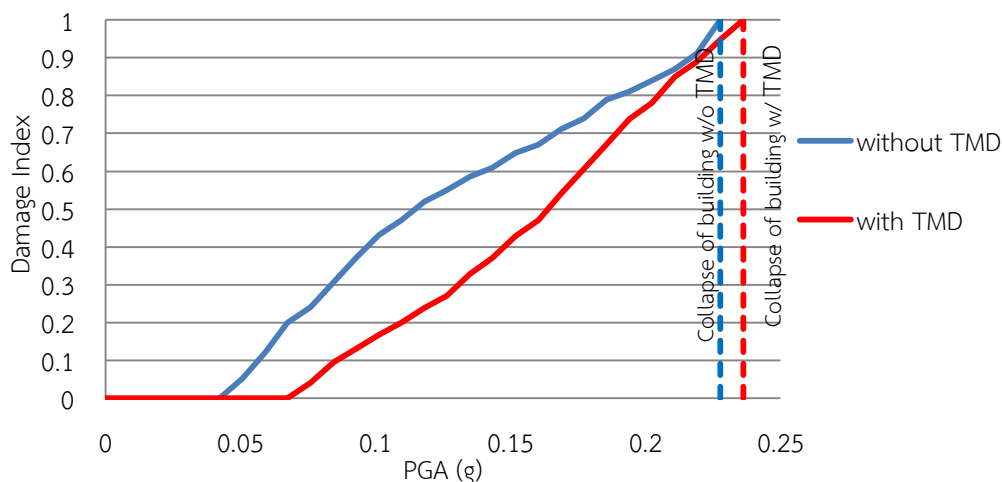
เมื่อพิจารณาถึงความเสียหายที่เกิดขึ้น เมื่อ PGA เท่ากับ 0.228g อาคารที่ไม่ติดตั้งมวล  
 หน่วงปรับค่าวิบัติในแนวกิริต A และ F ชั้น 19 และมีความเสียหายเกิดขึ้นในกำแพงรับแรงเฉือนชั้นที่  
 1 โดยมีค่าดัชนีความเสียหาย เท่ากับ 0.81 สำหรับอาคารที่ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าพบว่าที่ระดับ  
 PGA เดียวกันจะมีค่า DI ถึง 0.95 ซึ่งพบว่าการติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าสามารถลดความเสียหายได้  
 เพียง 5.28 % สำหรับกำแพงรับแรงเฉือนมีความเสียหายเกิดขึ้นในชั้นล่างสุด มีค่าดัชนีความเสียหาย  
 เท่ากับ 0.69 โดยอาคารที่ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าสามารถทนต่อความเร่งสูงสุดที่ฐานได้ถึง 0.236g  
 ดังรูปที่ 6.40



รูปที่ 6.38 การเคลื่อนตัวที่ชั้นบนสุดของอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Kobe Japan, FUK (1995) ที่ระดับ PGA เท่ากับ 0.228g



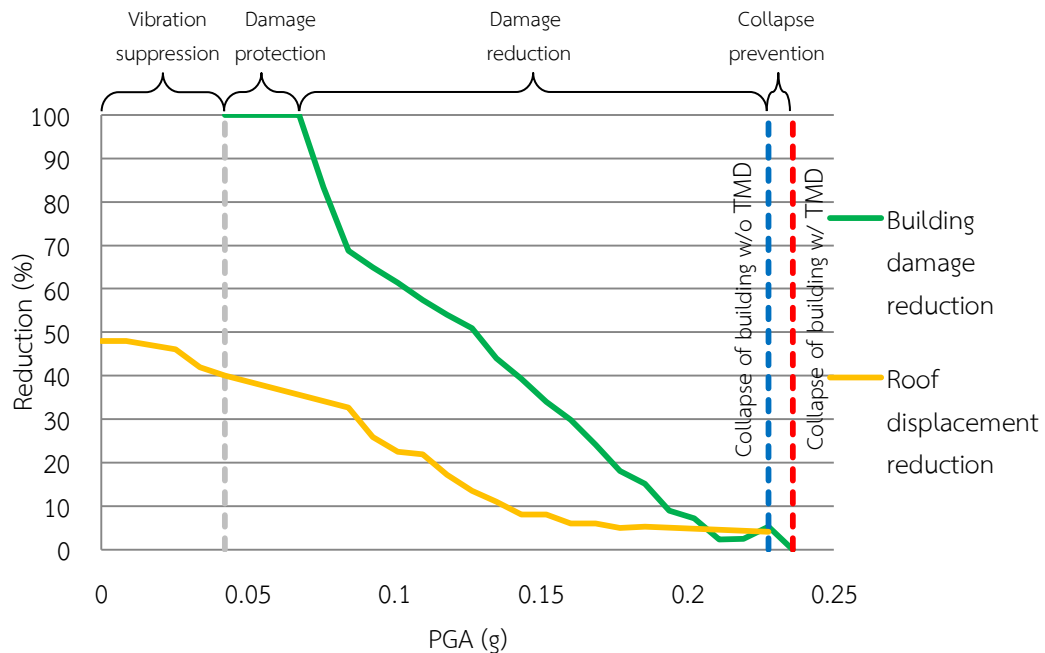
รูปที่ 6.39 การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Kobe Japan, FUK (1995) ที่  
 ระดับ PGA เท่ากับ 0.228g



รูปที่ 6.40 ค่าความเสียหายของอาคารที่ติดตั้งและไม่ได้ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่า ภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Kobe Japan, FUK (1995)

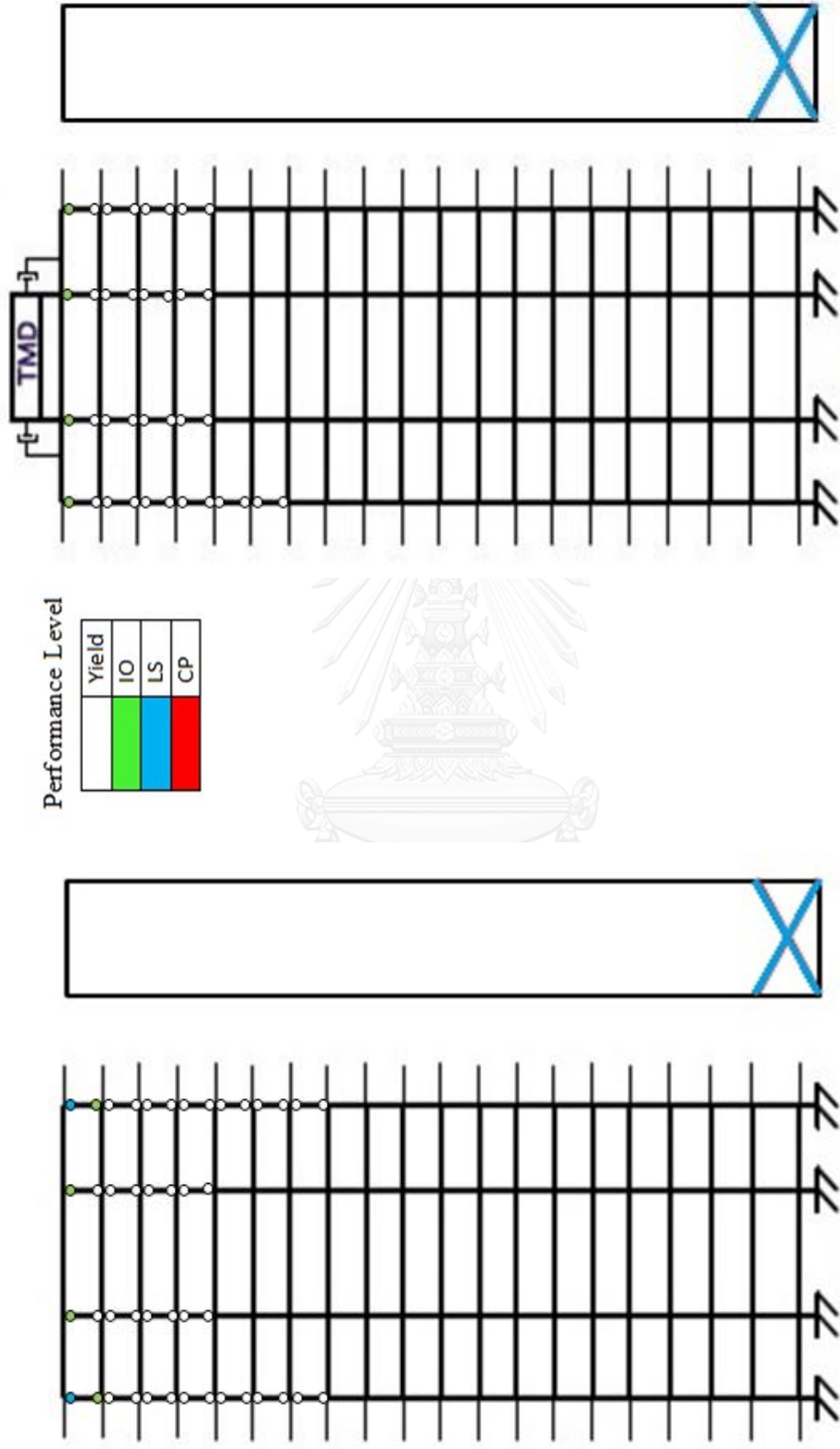
จากรูปที่ 6.41 การติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าสามารถลดการเคลื่อนตัวสูงสุดที่ชั้นหลังคาได้ประมาณ 40-50 % เมื่ออาคารมีพฤติกรรมอยู่ในช่วงอีลาสติก และจะค่อยๆลดลงเมื่ออาคารมีพฤติกรรมอยู่ในช่วงอินอีลาสติกจนถึงระดับที่อาคารที่ไม่ได้ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าวิบัติ ที่ระดับ PGA เท่ากับ 0.228g การลดการเคลื่อนตัวสูงสุดที่ชั้นหลังคาได้มีค่าเพียง 4.31%

จากรูปที่ 6.41 พบว่าการติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าสามารถลดความเสียหายของอาคารตัวอย่างลงได้ โดยในช่วงที่ PGA น้อยกว่า 0.0422g เป็นช่วงที่โครงสร้างทั้งติดตั้งและไม่ได้ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่ามีพฤติกรรมอยู่ในช่วงอีลาสติก ซึ่งช่วงดังกล่าวเป็นช่วงที่มวลหน่วงปรับค่าแสดงประสิทธิภาพในการลดการสั่นไหวของอาคาร (Vibration suppression) เมื่อ PGA อยู่ในช่วง 0.0422g - 0.0675g พบว่าจะไม่มีความเสียหายเกิดขึ้นกับโครงสร้างติดตั้งมวลหน่วงปรับค่า เป็นช่วงที่มวลหน่วงปรับค่าแสดงประสิทธิภาพในการป้องกันความเสียหายของโครงสร้าง (Damage protection) สำหรับ PGA อยู่ในช่วง 0.0675g - 0.228g เป็นช่วงที่มวลหน่วงปรับค่าแสดงประสิทธิภาพในการลดความเสียหายของโครงสร้างได้ (Damage reduction) สำหรับ PGA อยู่ช่วง 0.228g - 0.236g สำหรับอาคารที่ไม่ได้ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่า จะมีค่า Damage Index มากกว่า 1 หรืออยู่ในช่วงที่สามารถทำให้โครงสร้างพังทลายได้ โดยการติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าจะสามารถลดความเสียหายและป้องกันการพังทลายของอาคารได้ (Collapse prevention) แต่เมื่อ PGA มากกว่า 0.236g จะพบว่าอาคารที่ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าจะมีความเสียหายจนถึงพังทลาย ทำให้ในช่วงประสิทธิภาพของมวลหน่วงปรับค่าหมดลงในช่วงดังกล่าว



รูปที่ 6.41 ประสิทธิภาพของมวลหน่วงปรับค่าในการลดความเสียหายและการเคลื่อนตัวสูงสุดที่ชั้นหลังคาของอาคารภายใต้แผ่นดินไหว Kobe Japan, FUK (1995)

จากรูปที่ 6.42 แสดงตำแหน่งในแนวแกนหลักของอาคาร โดยแสดงผลในส่วนของชั้นส่วนของโครงสร้างที่มีความเสียหายมากที่สุดในแต่ละกริด และกำแพงรับแรงเฉือน พบว่าการติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าสามารถลดตำแหน่งที่เกิดจุดหมุนพลาสติกของชั้นส่วนโครงสร้างได้ เมื่อพิจารณาที่ PGA เท่ากับ 0.228g ซึ่งเป็นระดับที่อาคารที่ไม่ได้ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าถึงจุดวิบัติ พบว่าอาคารที่ไม่ได้ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าในมีจุดหมุนพลาสติกเกิดขึ้นในเสาชั้น 13-19 และชั้นบนสุดพบว่าเสามีระดับสมรรถนะถึงระดับ LS ในเสาด้านริม และ IO ในเสาด้านใน ในขณะที่กำแพงรับแรงเฉือนระดับสมรรถนะถึงระดับ LS ในชั้นล่างสุด ส่วนอาคารที่ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าพบว่าการเกิดจุดหมุนพลาสติกในชั้น 14-19 โดยเสาในชั้นบนสุดมีระดับสมรรถนะถึงระดับ IO ทั้งเสาด้านริมและด้านใน ในขณะที่กำแพงรับแรงเฉือนมีความเสียหายถึงระดับสมรรถนะ LS

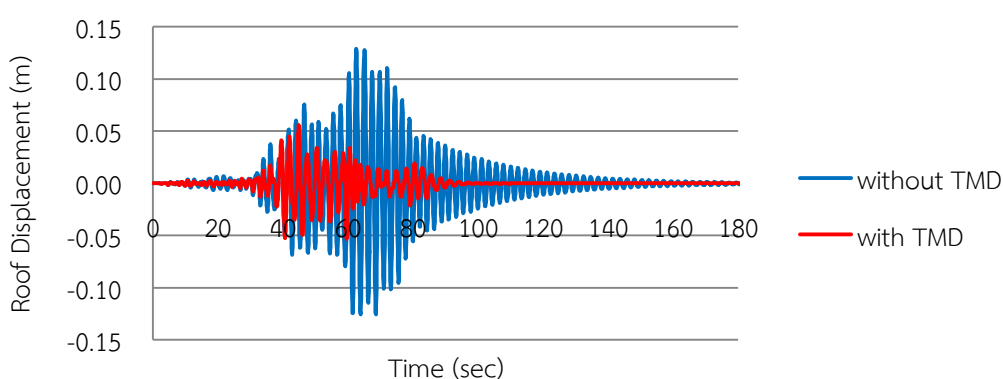


รูปที่ 6.42 ระดับสมรรถนะของอาคารตัวอย่างที่ไม่ได้ตั้งและติดตั้งมวลหน่วงปรับค่า ภายใต้แผ่นดินไหว Kobe Japan, FUK (1995) ที่ระดับ PGA เท่ากับ 0.228g ซึ่งเป็นระดับที่ทำให้อาคารที่ไม่ได้ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่ามีความเสียหาย เท่ากับ 1

### 6.2.3 พฤติกรรมของอาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหว Chi-Chi Taiwan, KAU046 (1999)

จากการวิเคราะห์การตอบสนองของอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Chi-Chi KAU046 พบว่ามวลหน่วงปรับค่ามีประสิทธิภาพในการลดความเสียหายของอาคารตัวอย่างได้ เมื่อพิจารณาค่าดัชนีความเสียหาย (Damage Index, DI) ของอาคารตัวอย่างพบว่าอาคารที่ไม่ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าจะเกิดความเสียหายจนถึงขั้นวิบัติ (Damage Index = 1) เมื่อความเร่งสูงสุดที่พื้นดิน (Peak Ground Acceleration, PGA) เท่ากับ 0.0375g

การเคลื่อนตัวของชั้นหลังคา เมื่อ PGA เท่ากับ 0.0188g ดังรูปที่ 6.43 โครงสร้างที่ติดตั้งและไม่ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าภายใต้แรงดังกล่าว มีพฤติกรรมอยู่ในช่วงอีลาสติก พบว่าการติดตั้งมวลหน่วงปรับค่ามีประสิทธิภาพในการลดการเคลื่อนตัวของโครงสร้างได้ โดยสามารถลดการเคลื่อนตัวที่ชั้นบนสุดของอาคารได้มากถึง 59.04 %

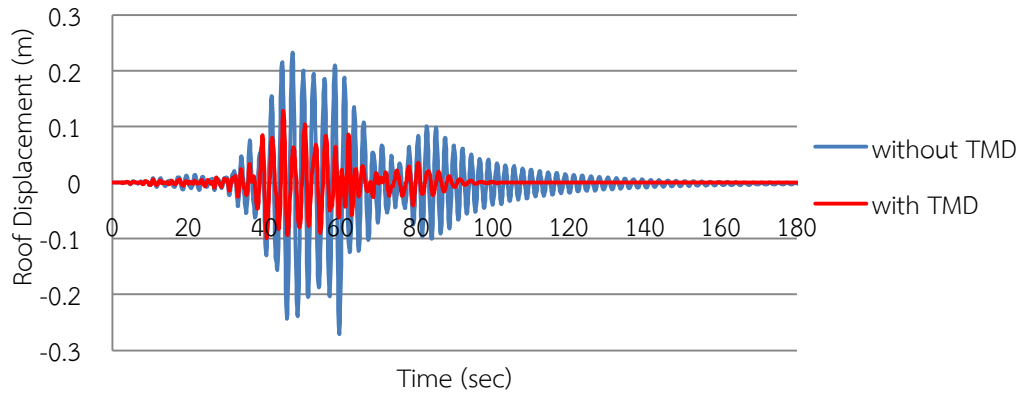


รูปที่ 6.43 การเคลื่อนตัวที่ชั้นบนสุดของอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Chi-Chi Taiwan, KAU046 (1999) ที่ระดับ PGA เท่ากับ 0.0188g

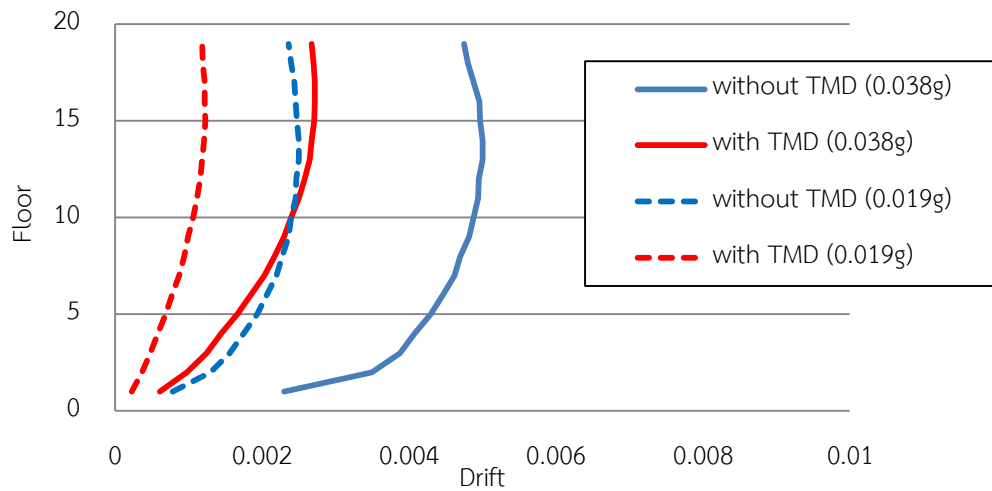
เมื่อพิจารณาค่าการเคลื่อนตัวของชั้นหลังคา เมื่อ PGA เท่ากับ 0.0375g ดังรูปที่ 6.44 ซึ่งเป็นระดับความรุนแรงที่ทำให้อาคารที่ไม่ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าวิบัติ พบว่าการติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าสามารถลดค่าการเคลื่อนตัวของโครงสร้างได้ โดยสามารถลดการเคลื่อนตัวที่ชั้นบนสุดของอาคารได้มากถึง 52.81 % นอกจากนี้ทำการเปรียบเทียบการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นที่ระดับ PGA เท่ากับ 0.019g และ 0.038g ดังรูปที่ 6.45 พบว่าการติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าสามารถลดการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นได้ทั้ง 2 ระดับความรุนแรง

เมื่อพิจารณาถึงความเสียหายที่เกิดขึ้น เมื่อ PGA เท่ากับ 0.0375g อาคารที่ไม่ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าวิบัติในแนวกิริต A และ F ชั้น 19 และมีความเสียหายเกิดขึ้นในกำแพงรับแรงเฉือนชั้นที่ 1 โดยมีค่าดัชนีความเสียหาย เท่ากับ 0.8 สำหรับอาคารที่ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าพบว่าที่ระดับ PGA เดียวกันจะมีค่าดัชนีความเสียหาย เพียง 0.1 และไม่มี ความเสียหายเกิดขึ้นในกำแพงรับแรง

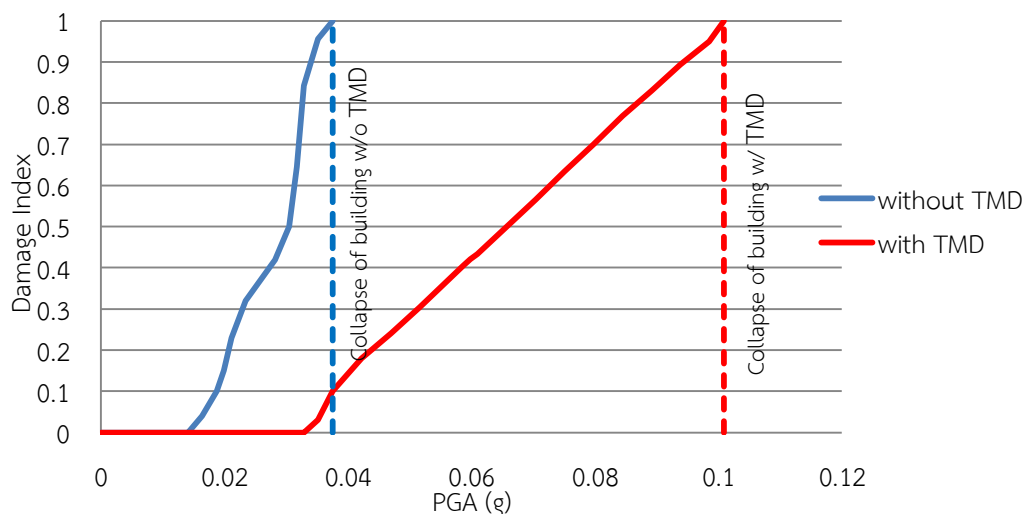
เฉือน ซึ่งพบว่าการติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าสามารถลดความเสียหายได้มากถึง 90% เมื่อพิจารณา ระดับความเร่งสูงสุดที่พื้นดินดังกล่าว โดยอาคารที่ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าสามารถทนต่อความเร่ง สูงสุดที่ฐานได้ถึง 0.101g ดังรูปที่ 6.46



รูปที่ 6.44 การเคลื่อนตัวที่ชั้นบนสุดของอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Chi-Chi Taiwan, KAU046 (1999) ที่ระดับ PGA เท่ากับ 0.0375g



รูปที่ 6.45 การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Chi-Chi Taiwan, KAU046 (1999) ที่ระดับ PGA เท่ากับ 0.0375g

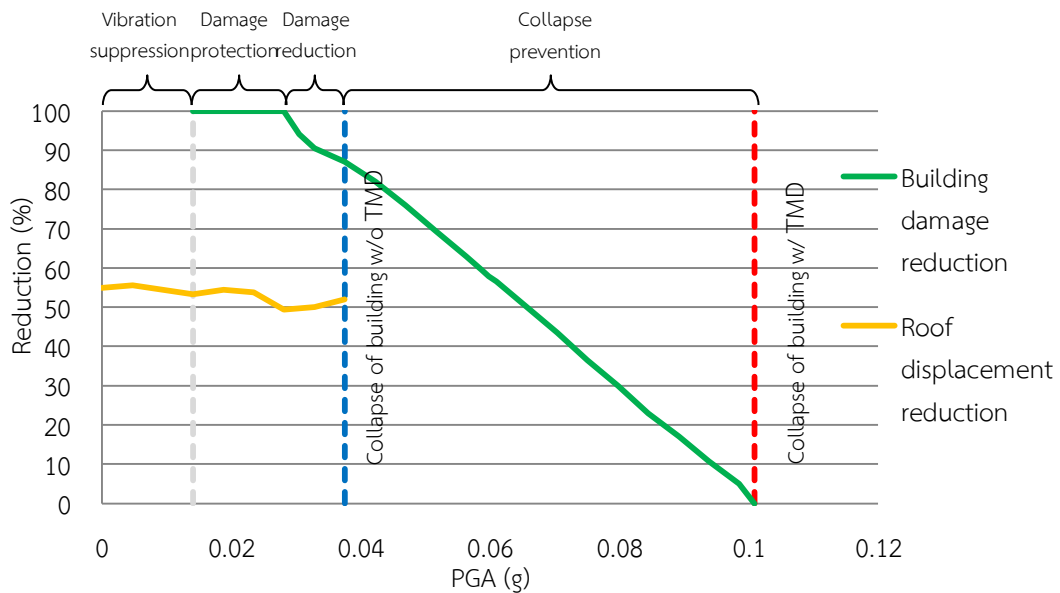


รูปที่ 6.46 ค่าความเสียหายของอาคารที่ติดตั้งและไม่ได้ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่า  
ภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Chi-Chi KAU 046

จากรูปที่ 6.47 การติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าสามารถลดการเคลื่อนตัวสูงสุดที่ชั้นหลังคาได้ประมาณ 50-60% จนถึงระดับที่อาคารที่ไม่ได้ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าวิบัติ ที่ระดับ PGA เท่ากับ 0.0375g

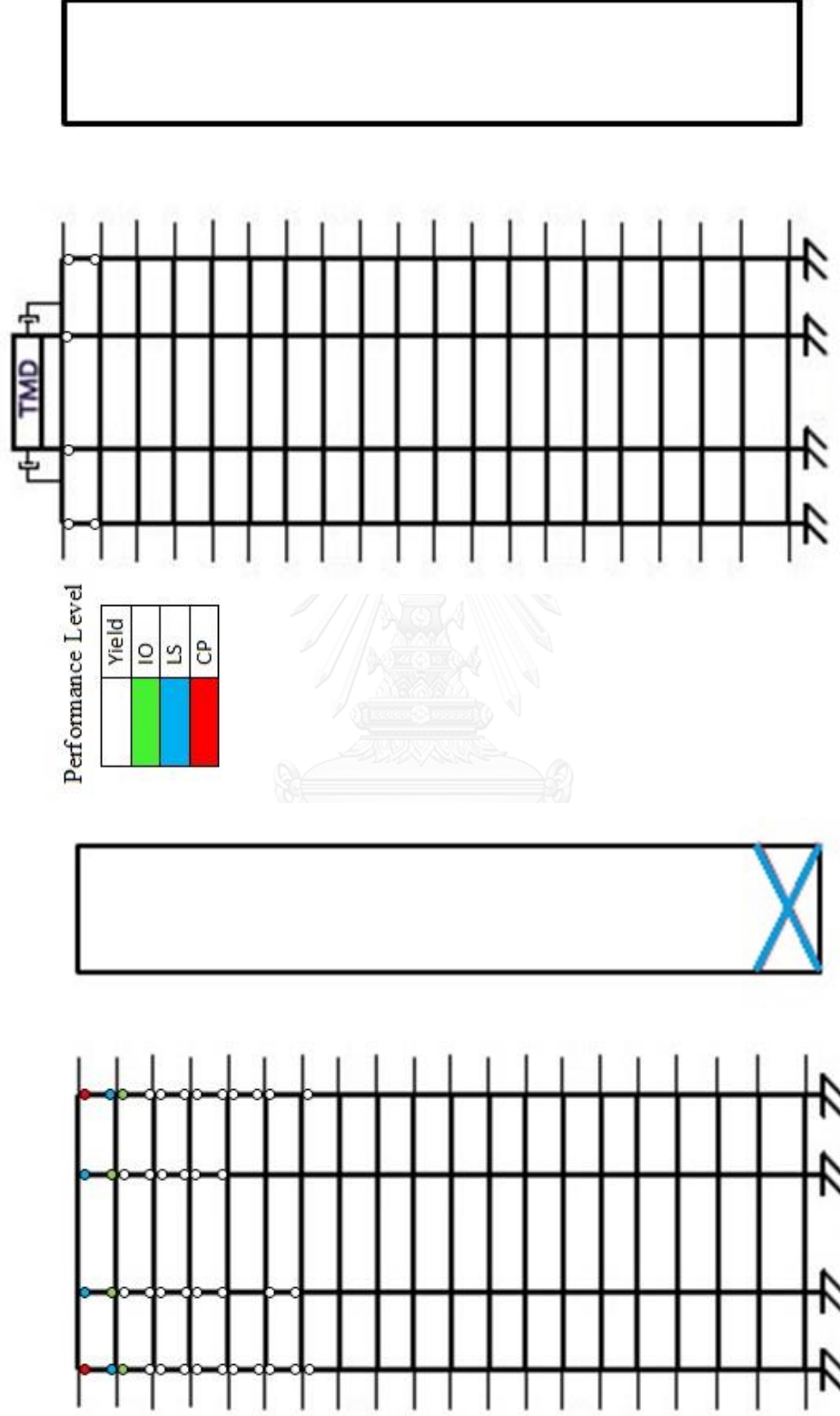
จากรูปที่ 6.47 พบว่าการติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าสามารถลดความเสียหายของอาคารตัวอย่างลงได้ โดยในช่วงที่ PGA น้อยกว่า 0.0188g เป็นช่วงที่โครงสร้างทั้งติดตั้งและไม่ได้ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่ามีพฤติกรรมอยู่ในช่วงอีลาสติก ซึ่งช่วงดังกล่าวเป็นช่วงที่มวลหน่วงปรับค่าแสดงประสิทธิภาพในการลดการสั่นไหวของอาคาร (Vibration suppression) เมื่อ PGA อยู่ในช่วง 0.0188g - 0.0328g พบว่าจะไม่มีความเสียหายเกิดขึ้นกับโครงสร้างติดตั้งมวลหน่วงปรับค่า เป็นช่วงที่มวลหน่วงปรับค่าแสดงประสิทธิภาพในการป้องกันความเสียหายของโครงสร้าง (Damage protection) สำหรับ PGA อยู่ในช่วง 0.0328g - 0.0375g เป็นช่วงที่มวลหน่วงปรับค่าแสดงประสิทธิภาพในการลดความเสียหายของโครงสร้างได้ (Damage reduction) สำหรับ PGA อยู่ช่วง 0.0375g - 0.101g สำหรับอาคารที่ไม่ได้ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่า จะมีค่า Damage Index มากกว่า 1 หรืออยู่ในช่วงที่สามารถทำให้โครงสร้างพังทลายได้ โดยการติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าจะสามารถลดความเสียหายและป้องกันการพังทลายของอาคารได้ (Collapse prevention) แต่เมื่อ PGA มากกว่า 0.101g จะพบว่าอาคารที่ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าจะมีความเสียหายจนถึงพังทลาย ทำให้ในประสิทธิภาพของมวลหน่วงปรับค่าหมดลงในช่วงดังกล่าว





รูปที่ 6.47 ประสิทธิภาพของมวลหน่วงปรับค่าในการลดความเสียหายและการเคลื่อนตัวสูงสุดของอาคารภายใต้แผ่นดินไหว Chi-Chi Taiwan, KAU046 (1999)

จากรูปที่ 6.48 แสดงตำแหน่งในแนวแกนหลักของอาคาร โดยแสดงผลในส่วนของชั้นส่วนของโครงสร้างที่มีความเสียหายมากที่สุดในแต่ละกริด และกำแพงรับแรงเฉือน พบว่าการติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าสามารถลดตำแหน่งที่เกิดจุดหมุนพลาสติกของชั้นส่วนโครงสร้างได้ เมื่อพิจารณาที่ PGA เท่ากับ 0.0375g ซึ่งเป็นระดับความเร่งที่ทำให้อาคารที่ไม่ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่ามีค่าดัชนีความเสียหาย = 1 จะพบว่า ยังมีชั้นส่วนที่เกิดจุดหมุนพลาสติกในอาคารที่ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าเพียงที่ชั้นบนสุดของอาคาร แต่ไม่มีความเสียหายของกำแพงรับแรงเฉือน ในขณะที่อาคารที่ไม่ได้ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าในบริเวณเสาต้นริมของชั้นบนสุดมีความเสียหายถึงระดับ CP เช่นเดียวกับกำแพงรับแรงเฉือนในชั้นล่างสุด



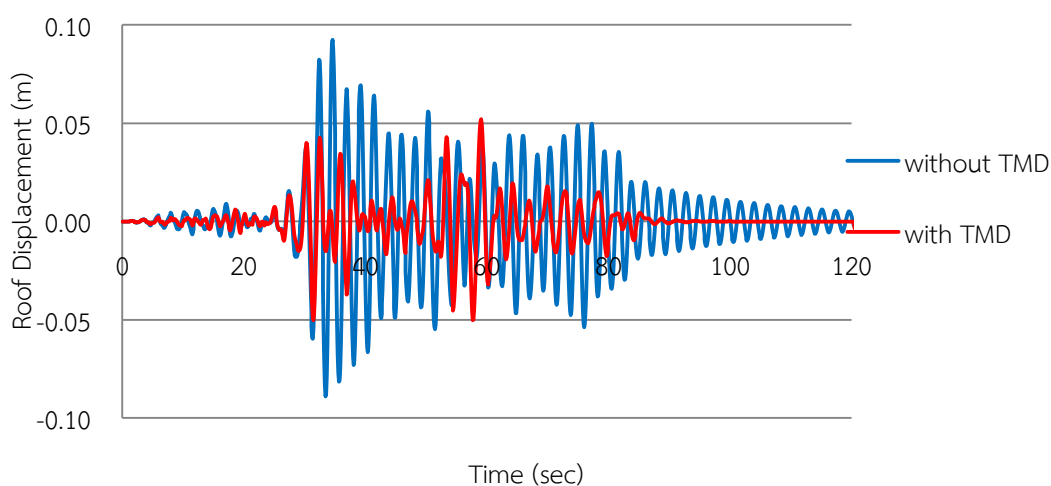
รูปที่ 6.48 ระดับสมรรถนะของอาคารตัวอย่างที่ไม่ได้ตั้งและติดตั้งมวลหน่วงปรับค่า ภายใต้แผ่นดินไหว Chi-Chi Taiwan, KAU046 (1999) ที่

ระดับ PGA เท่ากับ 0.0375g ที่ทำให้อาคารที่ไม่ได้ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่ามีความเสียหาย เท่ากับ 1

#### 6.2.4 พฤติกรรมของอาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหว Chi-Chi Taiwan, KAU082 (1999)

จากการวิเคราะห์การตอบสนองของอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Chi-Chi Taiwan, KAU082 (1999) พบว่า มวลหน่วงปรับค่ามีประสิทธิภาพในการลดความเสียหายของอาคารตัวอย่างได้ เมื่อพิจารณาค่าดัชนีความเสียหาย (Damage index, DI) ของอาคารตัวอย่างพบว่าอาคารที่ไม่ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่า จะเกิดความเสียหายจนถึงขั้นวิบัติ (Damage index = 1) เมื่อความเร่งสูงสุดที่พื้นดิน (Peak ground acceleration, PGA) เท่ากับ 0.0425g

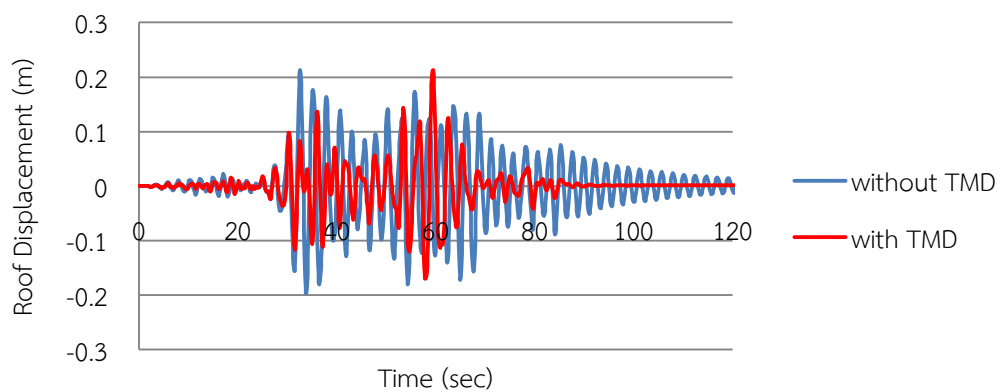
การเคลื่อนตัวของชั้นหลังคา เมื่อ PGA เท่ากับ 0.0116g ดังรูปที่ 6.49 โครงสร้างที่ติดตั้งและไม่ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าภายใต้แรงดังกล่าว มีพฤติกรรมอยู่ในช่วงอีลาสติก พบว่าการติดตั้งมวลหน่วงปรับค่ามีประสิทธิภาพในการลดการเคลื่อนตัวของโครงสร้างได้ โดยสามารถลดการเคลื่อนตัวที่ชั้นบนสุดของอาคารได้มากถึง 44.91 %



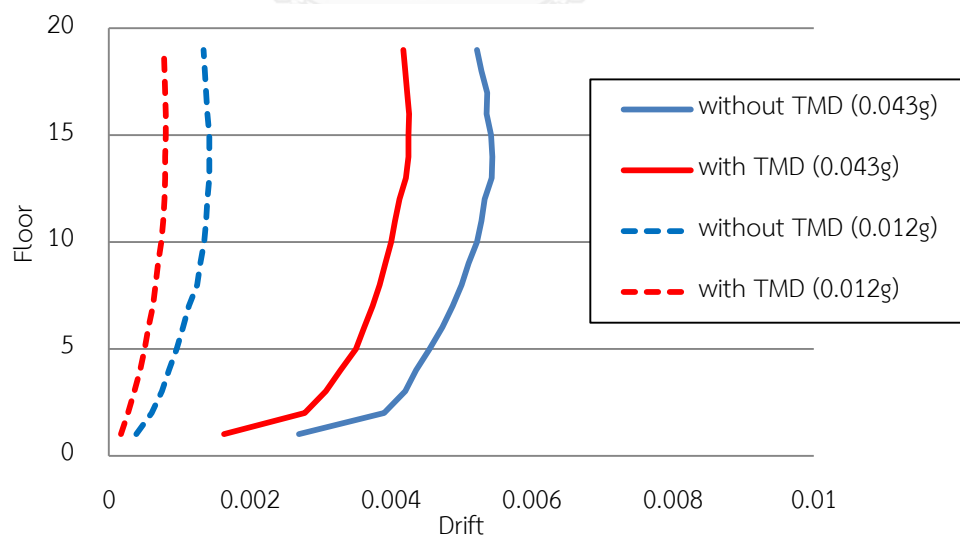
รูปที่ 6.49 การเคลื่อนตัวที่ชั้นบนสุดของอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Chi-Chi Taiwan, KAU082 (1999) ที่ระดับ PGA เท่ากับ 0.0116g

เมื่อพิจารณาค่าการเคลื่อนตัวของชั้นหลังคา ที่ระดับ PGA เท่ากับ 0.0425g ดังรูปที่ 6.50 ซึ่งเป็นระดับความรุนแรงที่ทำให้อาคารที่ไม่ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าวิบัติ พบว่าการติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าสามารถลดค่าการเคลื่อนตัวได้เพียงเล็กน้อย โดยสามารถลดการเคลื่อนตัวที่ชั้นบนสุดของอาคารได้เพียง 0.042% เท่านั้น นอกจากนี้ทำการเปรียบเทียบการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นที่ระดับ PGA เท่ากับ 0.012g และ 0.043g ดังรูปที่ 6.51 พบว่าการติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าสามารถลดการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นได้ทั้ง 2 ระดับความรุนแรง

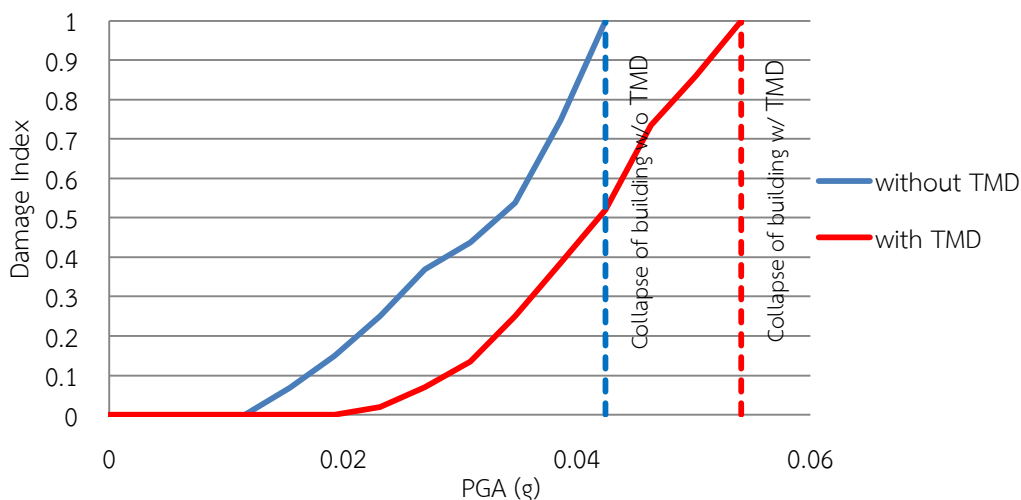
เมื่อพิจารณาถึงความเสียหายที่เกิดขึ้น เมื่อ PGA เท่ากับ 0.0375g อาคารที่ไม่ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าวิบัติในแนวกิริต A และ F ชั้น 19 และมีความวิบัติเกิดขึ้นในกำแพงรับแรงเฉือนชั้นที่ 1 โดยมีค่าดัชนีความเสียหาย เท่ากับ 1 สำหรับอาคารที่ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าพบว่าที่ระดับ PGA เดียวกันจะมีค่าดัชนีความเสียหาย เท่ากับ 0.52 ซึ่งพบว่าการติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าสามารถลดความเสียหายได้ถึง 48% สำหรับกำแพงรับแรงเฉือนมีความเสียหายเกิดขึ้นในชั้นล่างสุด มีค่าดัชนีความเสียหาย เท่ากับ 0.13 โดยอาคารที่ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าสามารถทนต่อความเร่งสูงสุดที่ฐานได้ถึง 0.0541g ดังรูปที่ 6.52



รูปที่ 6.50 การเคลื่อนตัวที่ชั้นบนสุดของอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Chi-Chi Taiwan, KAU082 (1999) ที่ระดับ PGA เท่ากับ 0.0425g



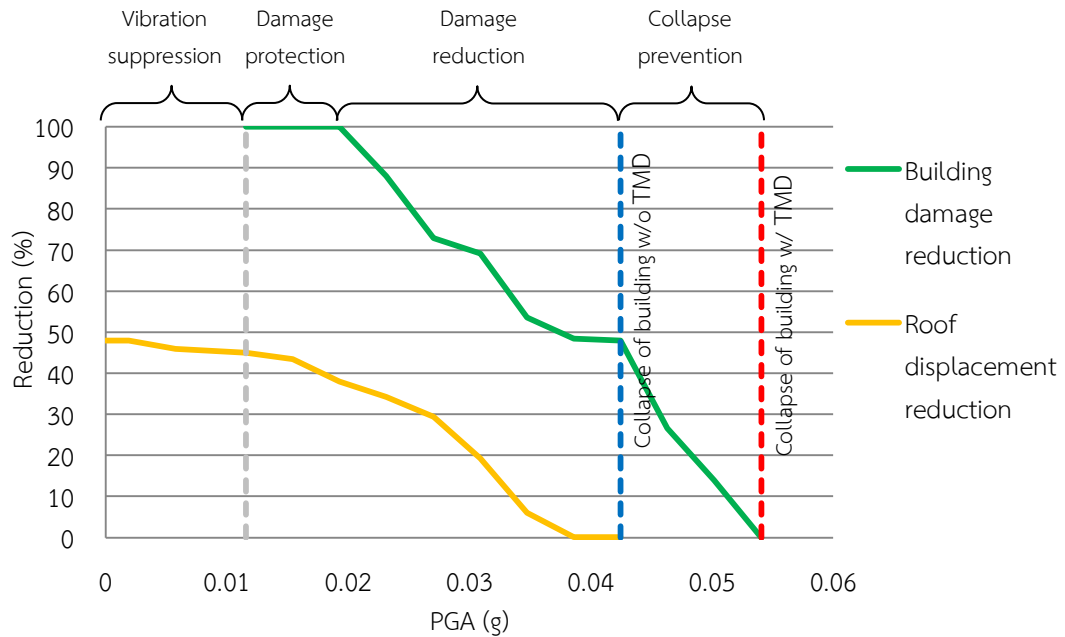
รูปที่ 6.51 การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Chi-Chi Taiwan, KAU082 (1999) ที่ระดับ PGA เท่ากับ 0.0425g



รูปที่ 6.52 ค่าความเสียหายของอาคารที่ติดตั้งและไม่ได้ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Chi-Chi Taiwan, KAU082 (1999)

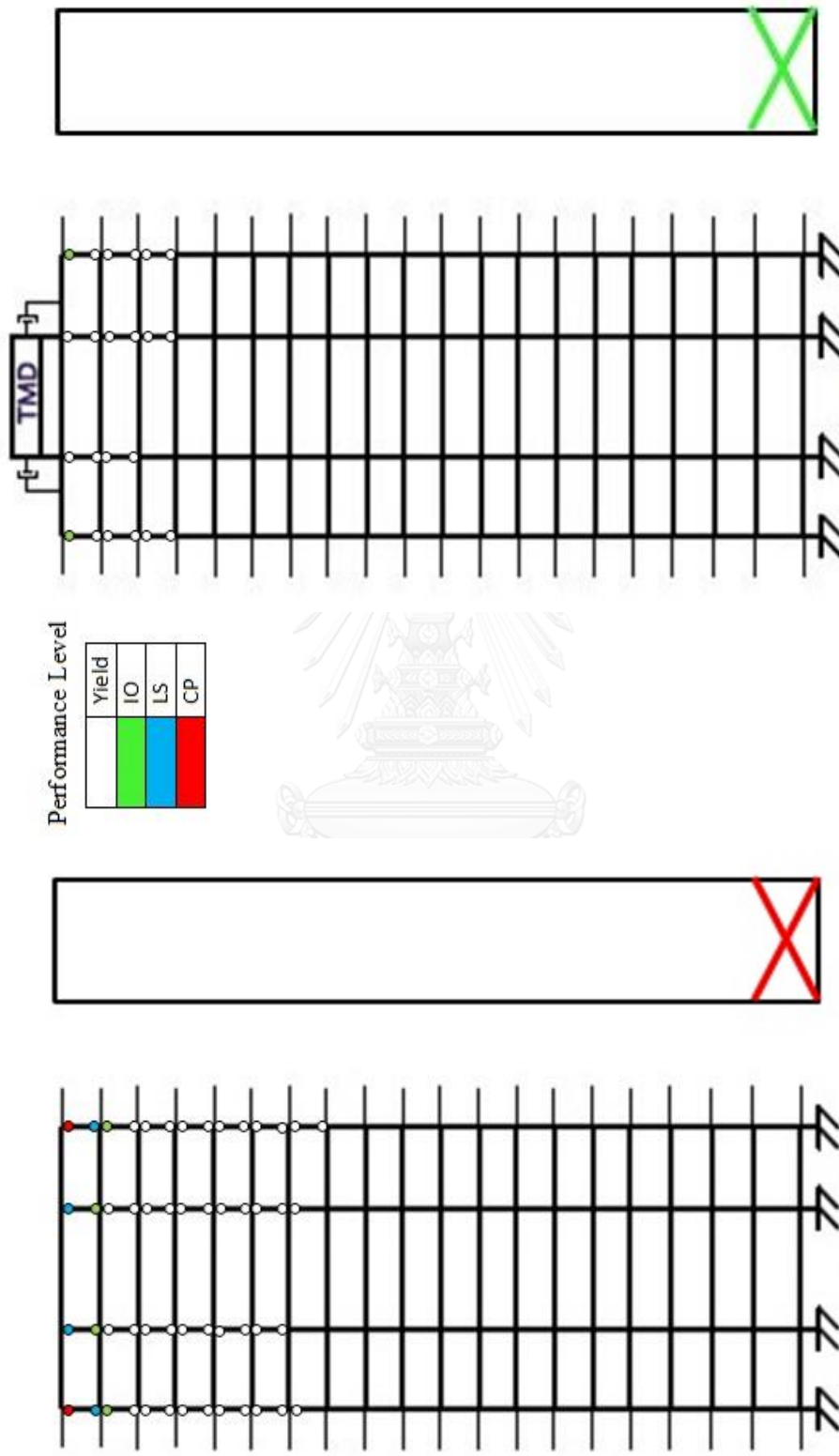
จากรูปที่ 6.53 การติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าสามารถลดการเคลื่อนตัวสูงสุดที่ชั้นหลังคาได้มากเมื่ออาคารมีพฤติกรรมอยู่ในช่วงอีลาสติก โดยเมื่ออาคารมีชั้นส่วนที่มีพฤติกรรมแบบอินอีลาสติกมากขึ้นพบว่า การลดการเคลื่อนตัวของชั้นหลังคาจะลดลง จนกระทั่งถึงระดับ PGA เท่ากับ 0.0425g มีการลดลงของการเคลื่อนตัวของชั้นหลังคาเพียง 0.042% ซึ่งเป็นระดับที่อาคารวิบัติ

จากรูปที่ 6.53 พบว่าการติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าสามารถลดความเสียหายของอาคารตัวอย่างลงได้ โดยในช่วงที่ PGA น้อยกว่า 0.0155g เป็นช่วงที่โครงสร้างทั้งติดตั้งและไม่ได้ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่ามีพฤติกรรมอยู่ในช่วงอีลาสติก ซึ่งช่วงดังกล่าวเป็นช่วงที่มวลหน่วงปรับค่าแสดงประสิทธิภาพในการลดการสั่นไหวของอาคาร (Vibration suppression) เมื่อ PGA อยู่ในช่วง 0.0155g - 0.0232g พบว่าจะไม่มีความเสียหายเกิดขึ้นกับโครงสร้างติดตั้งมวลหน่วงปรับค่า เป็นช่วงที่มวลหน่วงปรับค่าแสดงประสิทธิภาพในการป้องกันความเสียหายของโครงสร้าง (Damage protection) สำหรับ PGA อยู่ในช่วง 0.0232 - 0.0425g เป็นช่วงที่มวลหน่วงปรับค่าแสดงประสิทธิภาพในการลดความเสียหายของโครงสร้างได้ (Damage reduction) สำหรับ PGA อยู่ช่วง 0.0425g - 0.0541g สำหรับอาคารที่ไม่ได้ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่า จะมีค่า Damage Index มากกว่า 1 หรืออยู่ในช่วงที่สามารถทำให้โครงสร้างพังทลายได้ โดยการติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าจะสามารถลดความเสียหายและป้องกันการพังทลายของอาคารได้ (Collapse prevention) แต่เมื่อ PGA มากกว่า 0.0541g จะพบว่าอาคารที่ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าจะมีความเสียหายจนถึงพังทลาย ทำให้ในช่วงประสิทธิภาพของมวลหน่วงปรับค่าหมดลงในช่วงดังกล่าว เมื่อ PGA มากขึ้นแม้ว่าประสิทธิภาพในการลดการเคลื่อนตัวของชั้นหลังคาจะลดลง แต่เมื่อพิจารณาในด้านความเสียหายพบว่ามวลหน่วงปรับค่ายังคงมีประสิทธิภาพ



รูปที่ 6.53 ประสิทธิภาพของมวลหน่วงปรับค่าในการลดความเสียหายและการเคลื่อนตัวสูงสุดที่ชั้นหลังคาของอาคารภายใต้แผ่นดินไหว Chi-Chi Taiwan, KAU082 (1999)

จากรูปที่ 6.54 แสดงตำแหน่งในแนวแกนหลักของอาคาร โดยแสดงผลในส่วนของชั้นส่วนของโครงสร้างที่มีความเสียหายมากที่สุดในแต่ละกริด และกำแพงรับแรงเฉือน พบว่าการติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าสามารถลดตำแหน่งที่เกิดจุดหมุนพลาสติกของชั้นส่วนโครงสร้างได้ เมื่อพิจารณาที่ PGA เท่ากับ 0.0425g พบว่าอาคารที่ไม่ได้ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่ามีจุดหมุนพลาสติกเกิดขึ้นในเสาชั้น 13-19 และบริเวณเสาด้านริมของชั้นบนสุดมีระดับสมรรถนะถึงระดับ CP เช่นเดียวกับกำแพงรับแรงเฉือนในชั้นล่างสุด ส่วนอาคารที่ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าพบว่าการเกิดจุดหมุนพลาสติกที่ชั้น 17-19 และบริเวณเสาด้านริมของชั้นบนสุดมีระดับสมรรถนะถึงระดับ IO และมีความเสียหายของกำแพงรับแรงเฉือนถึงระดับ IO



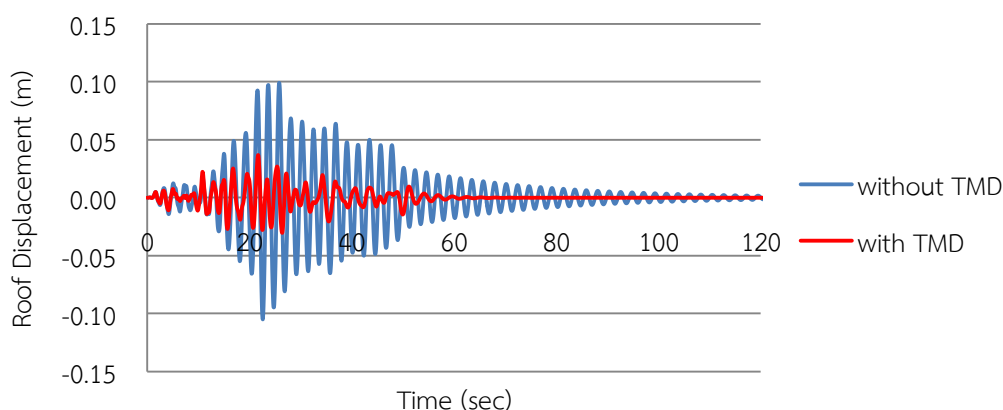
รูปที่ 6.54 ระดับสมรรถนะของอาคารตัวอย่างที่ไม่ติดตั้งและติดตั้งมวลหน่วงปรับค่า ภายใต้แผ่นดินไหว Chi-Chi Taiwan, KAU082 (1999) ที่ระดับ

PGA เท่ากับ 0.0425g ซึ่งเป็นระดับ ที่ทำให้อาคารที่ไม่ได้ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่ามีความเสียหาย เท่ากับ 1

### 6.2.5 พฤติกรรมของอาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหว Duzce Turkey, Ambarli (1999)

จากการวิเคราะห์การตอบสนองของอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Duzce Turkey, Ambarli (1999) พบว่า มวลหน่วงปรับค่ามีประสิทธิภาพในการลดความเสียหายของอาคารตัวอย่างได้ เมื่อพิจารณาค่าดัชนีความเสียหาย (Damage index, DI) ของอาคารตัวอย่างพบว่าอาคารที่ไม่ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่า จะเกิดความเสียหายจนถึงขั้นวิบัติ (Damage index = 1) เมื่อความเร่งสูงสุดที่พื้นดิน (Peak ground acceleration, PGA) เท่ากับ 0.146g

การเคลื่อนตัวของชั้นหลังคา เมื่อ PGA เท่ากับ 0.0231g ดังรูปที่ 6.55 โครงสร้างที่ติดตั้งและไม่ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าภายใต้แรงดังกล่าว มีพฤติกรรมอยู่ในช่วงอีลาสติก พบว่าการติดตั้งมวลหน่วงปรับค่ามีประสิทธิภาพในการลดการเคลื่อนตัวของโครงสร้างได้ โดยสามารถลดการเคลื่อนตัวที่ชั้นบนสุดของอาคารได้มากถึง 64.76 %



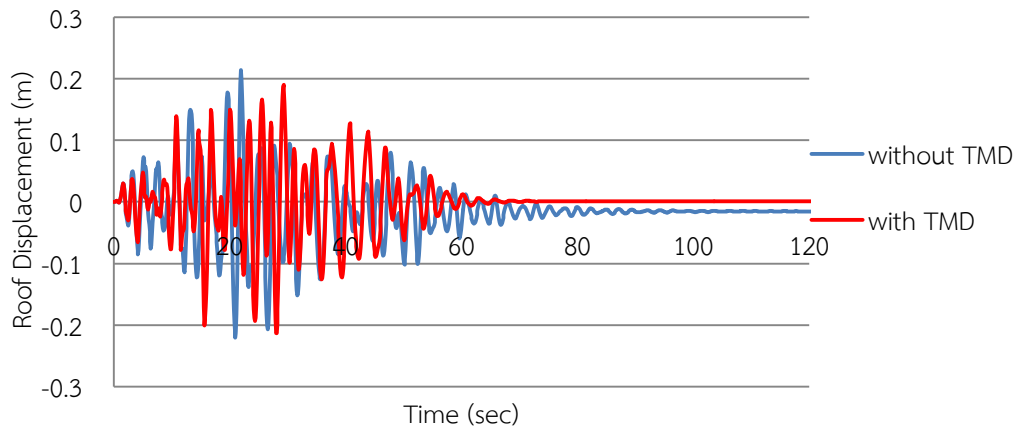
รูปที่ 6.55 การเคลื่อนตัวที่ชั้นบนสุดของอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Duzce Turkey, Ambarli (1999) ที่ระดับ PGA เท่ากับ 0.0231g

เมื่อพิจารณาค่าการเคลื่อนตัวของชั้นหลังคา เมื่อ PGA เท่ากับ 0.146g ดังรูปที่ 6.56 ซึ่งเป็นระดับความรุนแรงที่ทำให้อาคารที่ไม่ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าวิบัติ พบว่าการติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าสามารถลดค่าการเคลื่อนตัวของโครงสร้างได้ แต่สามารถลดการเคลื่อนตัวที่ชั้นบนสุดของอาคารได้เพียง 3.48 % นอกจากนี้ทำการเปรียบเทียบการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นที่ระดับ PGA เท่ากับ 0.023g และ 0.146g ดังรูปที่ 6.57 พบว่าที่ระดับ 0.023g การติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าสามารถลดการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นได้มาก แต่เมื่อความรุนแรงมากขึ้นพบว่าการติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าสามารถลดการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นได้เพียงเล็กน้อยเท่านั้น

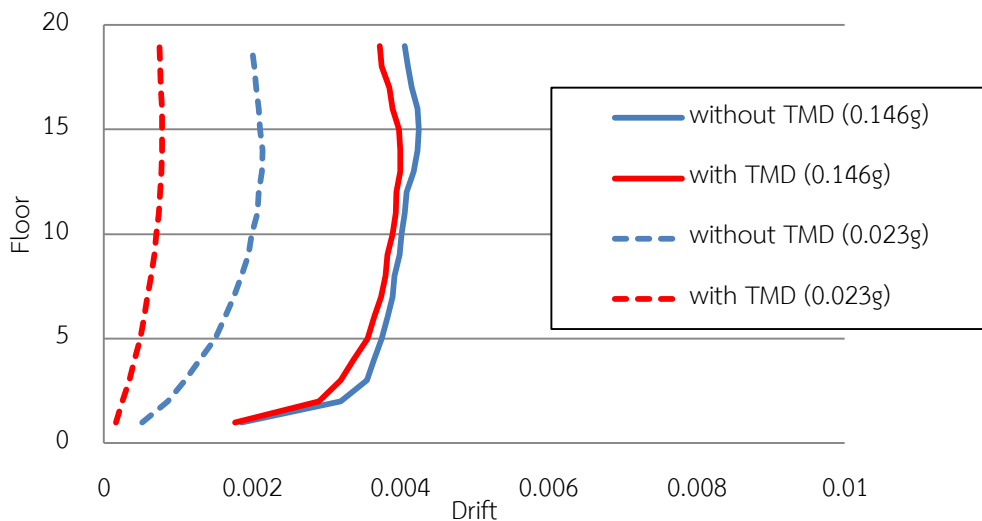
เมื่อพิจารณาถึงความเสียหายที่เกิดขึ้น เมื่อ PGA เท่ากับ 0.146g อาคารที่ไม่ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าวิบัติในแนวกริด A และ F ชั้น 19 และมีความวิบัติเกิดขึ้นในกำแพงรับแรงเฉือนชั้นที่ 1



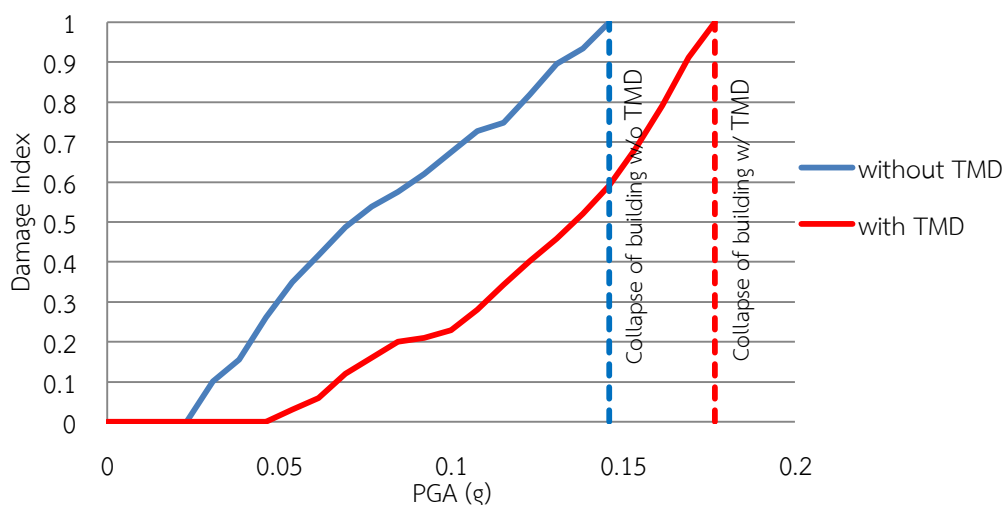
โดยมีค่าดัชนีความเสียหาย เท่ากับ 1 สำหรับอาคารที่ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าพบว่าที่ระดับ PGA เดียวกันจะมีค่า ดัชนีความเสียหาย เท่ากับ 0.59 ซึ่งพบว่าอาคารติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าสามารถลดความเสียหายได้ถึง 41% สำหรับกำแพงรับแรงเฉือนมีความเสียหายเกิดขึ้นในชั้นล่างสุด มีค่าดัชนีความเสียหาย เท่ากับ 0.3 โดยอาคารที่ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าสามารถทนต่อความเร่งสูงสุดที่ฐานได้ถึง 0.177g เท่านั้น ดังรูปที่ 6.58



รูปที่ 6.56 การเคลื่อนตัวที่ชั้นบนสุดของอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Duzce Turkey, Ambarli (1999) ที่ระดับ PGA เท่ากับ 0.146g



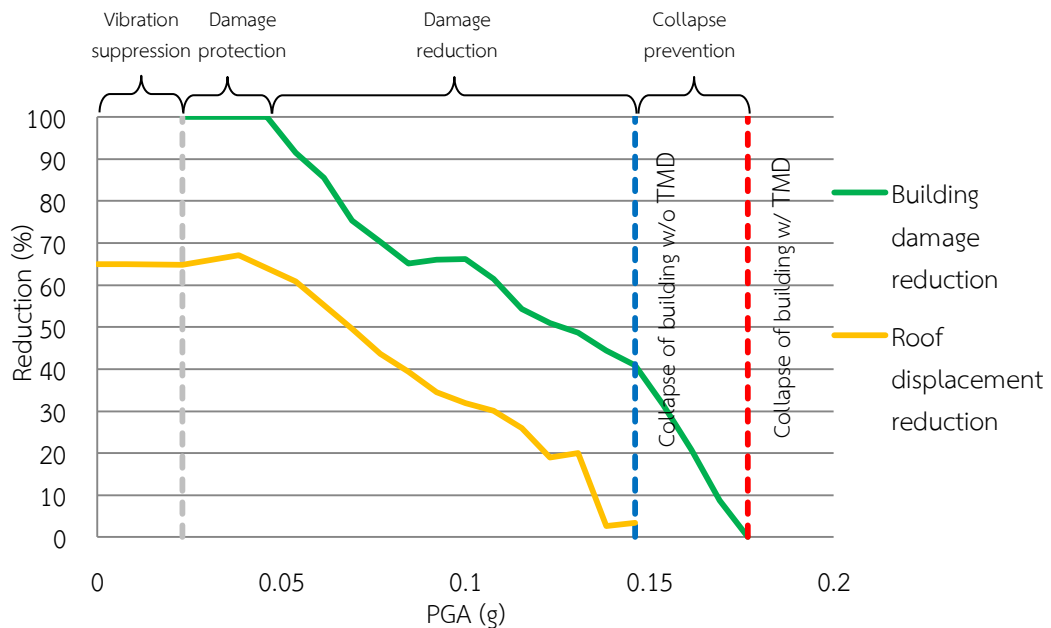
รูปที่ 6.57 การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Duzce Turkey, Ambarli (1999) ที่ระดับ PGA เท่ากับ 0.146g



รูปที่ 6.58 ค่าความเสียหายของอาคารที่ติดตั้งและไม่ได้ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่า ภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Duzce Turkey, Ambarli (1999)

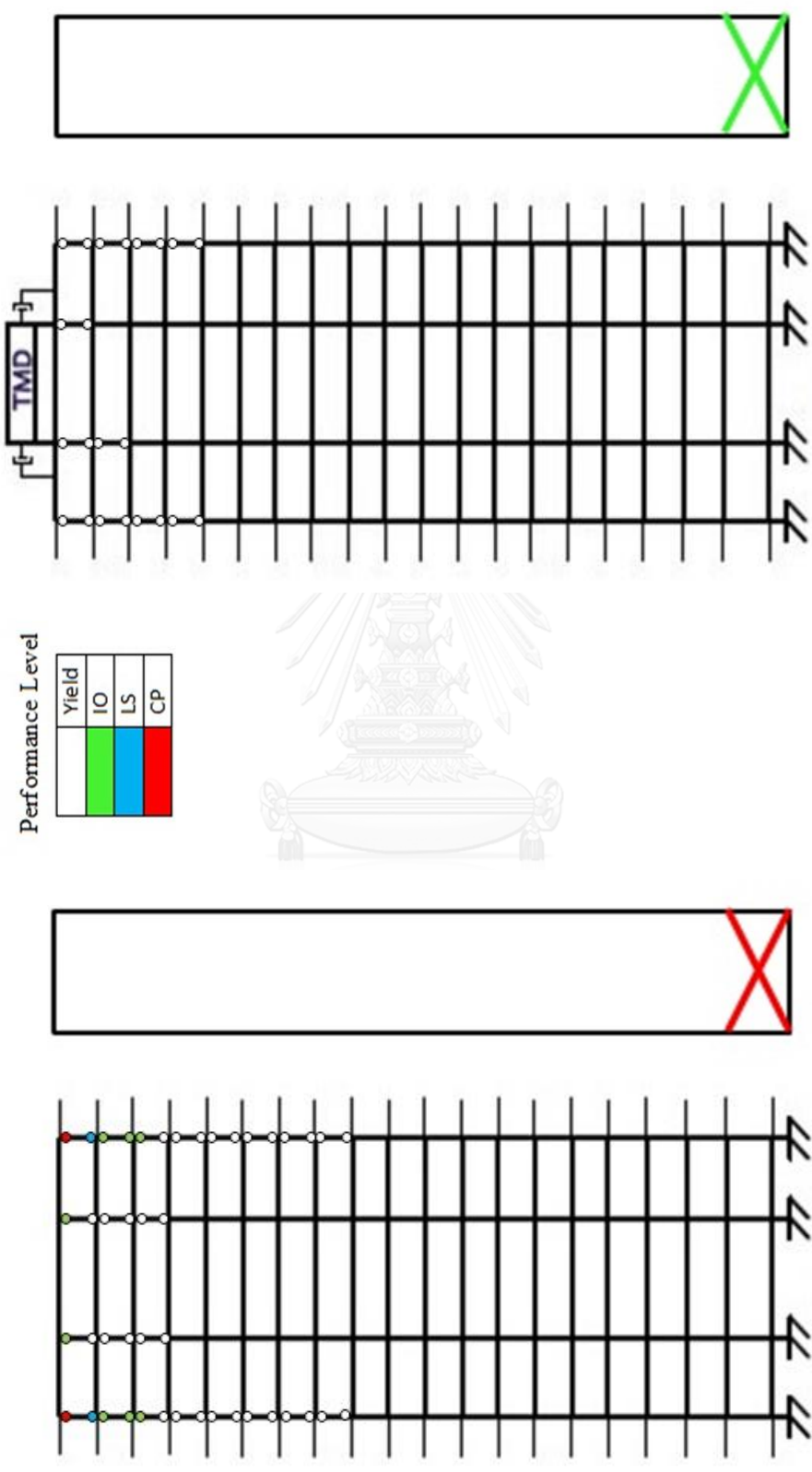
จากรูปที่ 6.59 การติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าสามารถลดการเคลื่อนตัวสูงสุดที่ชั้นหลังคาได้มากเมื่ออาคารมีพฤติกรรมอยู่ในช่วงอีลาสติก โดยเมื่ออาคารมีชั้นส่วนที่มีพฤติกรรมแบบอินอีลาสติกมากขึ้นพบว่า การลดการเคลื่อนตัวของชั้นหลังคาจะลดลง

จากรูปที่ 6.59 พบว่าการติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าสามารถลดความเสียหายของอาคารตัวอย่างลงได้ โดยในช่วงที่ PGA น้อยกว่า 0.0231g เป็นช่วงที่โครงสร้างทั้งติดตั้งและไม่ได้ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่ามีพฤติกรรมอยู่ในช่วงอีลาสติก ซึ่งช่วงดังกล่าวเป็นช่วงที่มวลหน่วงปรับค่าแสดงประสิทธิภาพในการลดการสั่นไหวของอาคาร (Vibration suppression) เมื่อ PGA อยู่ในช่วง 0.0231g - 0.0461g พบว่าจะไม่มีความเสียหายเกิดขึ้นกับโครงสร้างติดตั้งมวลหน่วงปรับค่า เป็นช่วงที่มวลหน่วงปรับค่าแสดงประสิทธิภาพในการป้องกันความเสียหายของโครงสร้าง (Damage protection) สำหรับ PGA อยู่ในช่วง 0.0461g - 0.146g เป็นช่วงที่มวลหน่วงปรับค่าแสดงประสิทธิภาพในการลดความเสียหายของโครงสร้างได้ (Damage reduction) สำหรับ PGA อยู่ช่วง 0.146g - 0.177g สำหรับอาคารที่ไม่ได้ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่า จะมีค่าดัชนีความเสียหาย มากกว่า 1 หรืออยู่ในช่วงที่สามารถทำให้โครงสร้างพังทลายได้ โดยการติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าจะสามารถลดความเสียหายและป้องกันการพังทลายของอาคารได้ (Collapse prevention) แต่เมื่อ PGA มากกว่า 0.177g จะพบว่าอาคารที่ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าจะมีความเสียหายจนถึงพังทลาย ทำให้ในช่วงประสิทธิภาพของมวลหน่วงปรับค่าหมดลงในช่วงดังกล่าว เมื่อ PGA มากขึ้นแม้ว่าประสิทธิภาพในการลดการเคลื่อนตัวของชั้นหลังคาจะลดลง แต่เมื่อพิจารณาในด้านความเสียหายพบว่ามวลหน่วงปรับค่ายังคงมีประสิทธิภาพ



รูปที่ 6.59 ประสิทธิภาพของมวลหน่วงปรับค่าในการลดความเสียหายและการเคลื่อนตัวสูงสุดที่ชั้นหลังคาของอาคารภายใต้แผ่นดินไหว Duzce Turkey, Ambarli (1999)

จากรูปที่ 5.60 แสดงตำแหน่งในแนวแกนหลักของอาคาร โดยแสดงผลในส่วนของชั้นส่วนของโครงสร้างที่มีความเสียหายมากที่สุดในแต่ละกริด และกำแพงรับแรงเฉือน พบว่าการติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าสามารถลดตำแหน่งที่เกิดจุดหมุนพลาสติกของชั้นส่วนโครงสร้างได้ เมื่อพิจารณาที่ PGA เท่ากับ 0.146g ซึ่งเป็นระดับที่อาคารที่ไม่ได้ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าถึงจุดวิบัติ พบว่าอาคารที่ไม่ได้ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าในมีจุดหมุนพลาสติกเกิดขึ้นในเสาต้นริมชั้น 12-19 และบริเวณเสาต้นริมของชั้นบนสุดมีระดับสมรรถนะถึงระดับ CP ส่วนเสาต้นในจะเกิดจุดหมุนพลาสติกชั้น 16-19 ในขณะที่กำแพงรับแรงเฉือนระดับสมรรถนะถึงระดับ CP ในชั้นล่างสุด ส่วนอาคารที่ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าพบว่าการเกิดจุดหมุนพลาสติกบริเวณเสาต้นริมที่ชั้น 16-19 และเสาต้นในชั้น 18-19 และมีความเสียหายของกำแพงรับแรงเฉือนถึงระดับ IO



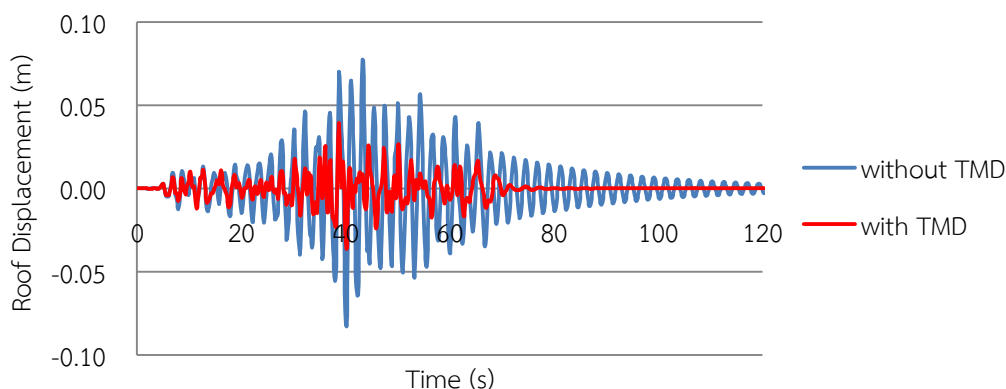
รูปที่ 6.60 ระดับสมรรถนะของอาคารตัวอย่างที่ไม่ติดตั้งและติดตั้งมวลหน่วยปรับค่า ภายใต้แผ่นดินไหว Duzce Turkey, Ambarli (1999) ที่ระดับ

PGA เท่ากับ 0.146g ซึ่งเป็นระดับที่ทำให้อาคารที่ไม่ได้ติดตั้งมวลหน่วยปรับค่ามีความเสียหาย เท่ากับ 1

## 6.2.6 พฤติกรรมของอาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหว Duzce Turkey, Kocamustafapaba Tomb (1999)

จากการวิเคราะห์การตอบสนองของอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Duzce Turkey, Kocamustafapaba Tomb (1999) พบว่า มวลหน่วงปรับค่ามีประสิทธิภาพในการลดความเสียหายของอาคารตัวอย่างได้ เมื่อพิจารณาค่าดัชนีความเสียหาย (Damage index, DI) ของอาคารตัวอย่างพบว่าอาคารที่ไม่ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่า จะเกิดความเสียหายจนถึงขั้นวิบัติ (Damage index = 1) เมื่อความเร่งสูงสุดที่พื้นดิน (Peak ground acceleration, PGA) เท่ากับ 0.233g

การเคลื่อนตัวของชั้นหลังคา เมื่อ PGA เท่ากับ 0.0501g ดังรูปที่ 6.61 โครงสร้างที่ติดตั้งและไม่ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าภายใต้แรงดังกล่าว มีพฤติกรรมอยู่ในช่วงอีลาสติก พบว่าการติดตั้งมวลหน่วงปรับค่ามีประสิทธิภาพในการลดการเคลื่อนตัวของโครงสร้างได้ โดยสามารถลดการเคลื่อนตัวที่ชั้นบนสุดของอาคารได้มากถึง 52.43 %

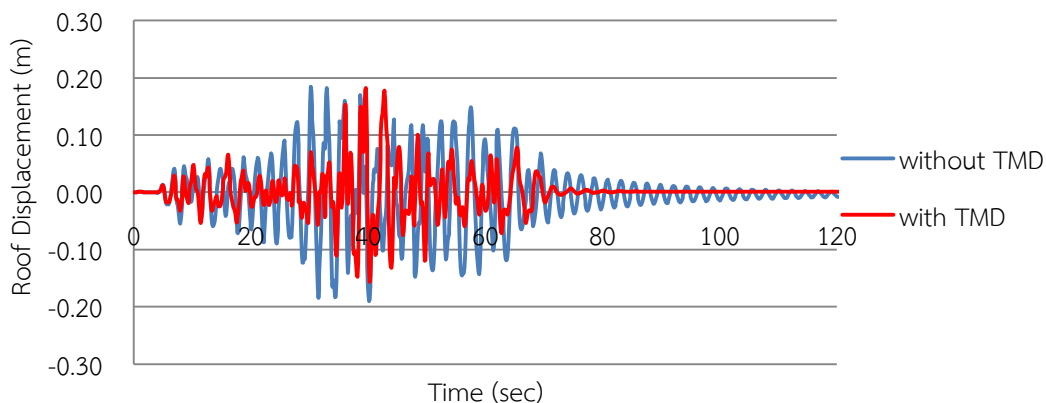


รูปที่ 6.61 การเคลื่อนตัวที่ชั้นบนสุดของอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Duzce Turkey, Kocamustafapaba Tomb (1999) ที่ระดับ PGA เท่ากับ 0.0501g

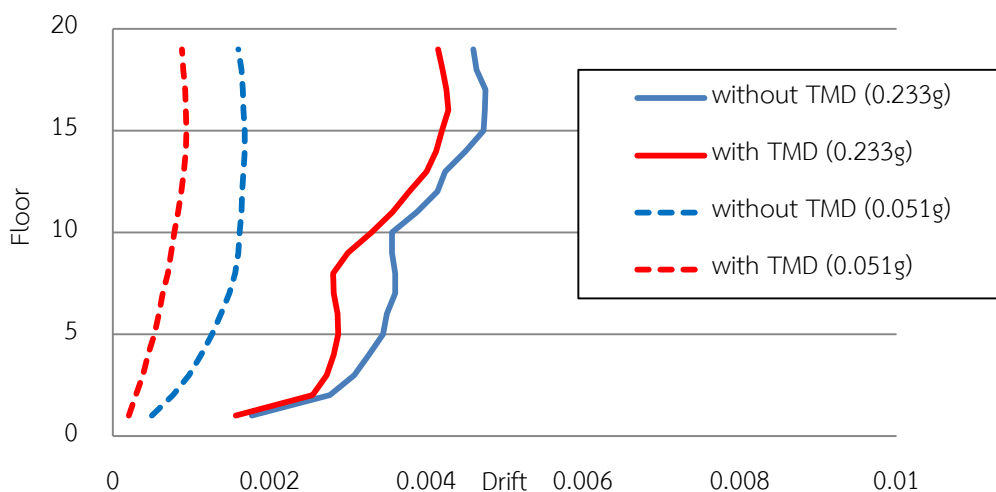
เมื่อพิจารณาค่าการเคลื่อนตัวของชั้นหลังคา เมื่อ PGA เท่ากับ 0.233g ดังรูปที่ 6.62 ซึ่งเป็นระดับความรุนแรงที่ทำให้อาคารที่ไม่ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าวิบัติ พบว่าการติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าสามารถลดค่าการเคลื่อนตัวของโครงสร้างได้แต่สามารถลดการเคลื่อนตัวที่ชั้นบนสุดของอาคารได้เพียง 3.94 % นอกจากนี้ทำการเปรียบเทียบการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นที่ระดับ PGA เท่ากับ 0.051g และ 0.233g ดังรูปที่ 6.63 พบว่าที่ระดับ 0.051g การติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าสามารถลดการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นได้มาก แต่เมื่อความรุนแรงมากขึ้นพบว่าการติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าสามารถลดการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นได้ลดลง

เมื่อพิจารณาถึงความเสียหายที่เกิดขึ้น เมื่อ PGA เท่ากับ 0.233g อาคารที่ไม่ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าวิบัติในแนวกริด A และ F ชั้น 19 และมีความวิบัติเกิดขึ้นในกำแพงรับแรงเฉือนชั้นที่ 1

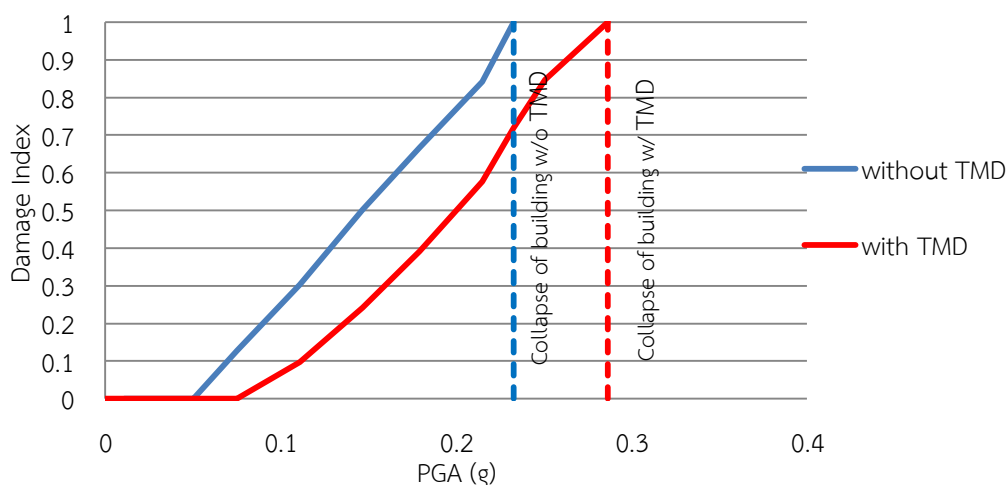
โดยมีค่าดัชนีความเสียหาย เท่ากับ 1 สำหรับอาคารที่ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าพบว่าที่ระดับ PGA เดียวกันจะมีค่า ดัชนีความเสียหาย เท่ากับ 0.72 ซึ่งพบว่าอาคารติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าสามารถลดความเสียหายได้ 28% สำหรับกำแพงรับแรงเฉือนมีความเสียหายเกิดขึ้นในชั้นล่างสุด มีค่า ดัชนีความเสียหาย เท่ากับ 0.30 โดยอาคารที่ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าสามารถทนต่อความเร่งสูงสุดที่ฐานได้ถึง 0.236g ดังรูปที่ 6.64



รูปที่ 6.62 การเคลื่อนตัวที่ชั้นบนสุดของอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Duzce Turkey, Kocamustafapaba Tomb (1999) ที่ระดับ PGA เท่ากับ 0.233g



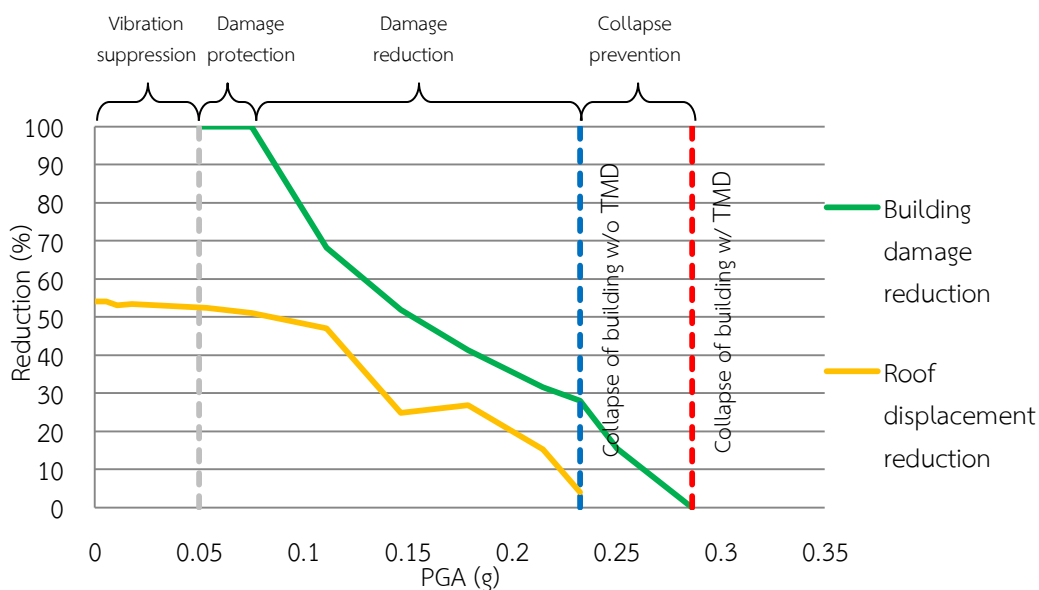
รูปที่ 6.63 การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Duzce Turkey, Kocamustafapaba Tomb (1999) ที่ระดับ PGA เท่ากับ 0.233g



รูปที่ 6.64 ค่าความเสียหายของอาคารที่ติดตั้งและไม่ได้ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Duzce Turkey, Kocamustafapaba Tomb (1999)

จากรูปที่ 6.65 การติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าสามารถลดการเคลื่อนตัวสูงสุดที่ชั้นหลังคาได้ประมาณ 50-55% เมื่ออาคารมีพฤติกรรมอยู่ในช่วงอีลาสติก และจะค่อยๆลดลงเมื่ออาคารมีพฤติกรรมอยู่ในช่วงอินอีลาสติกจนถึงระดับที่อาคารที่ไม่ได้ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าวิบัติ ที่ระดับ PGA เท่ากับ 0.233g การลดการเคลื่อนตัวสูงสุดที่ชั้นหลังคาได้มีค่าเพียง 3.94%

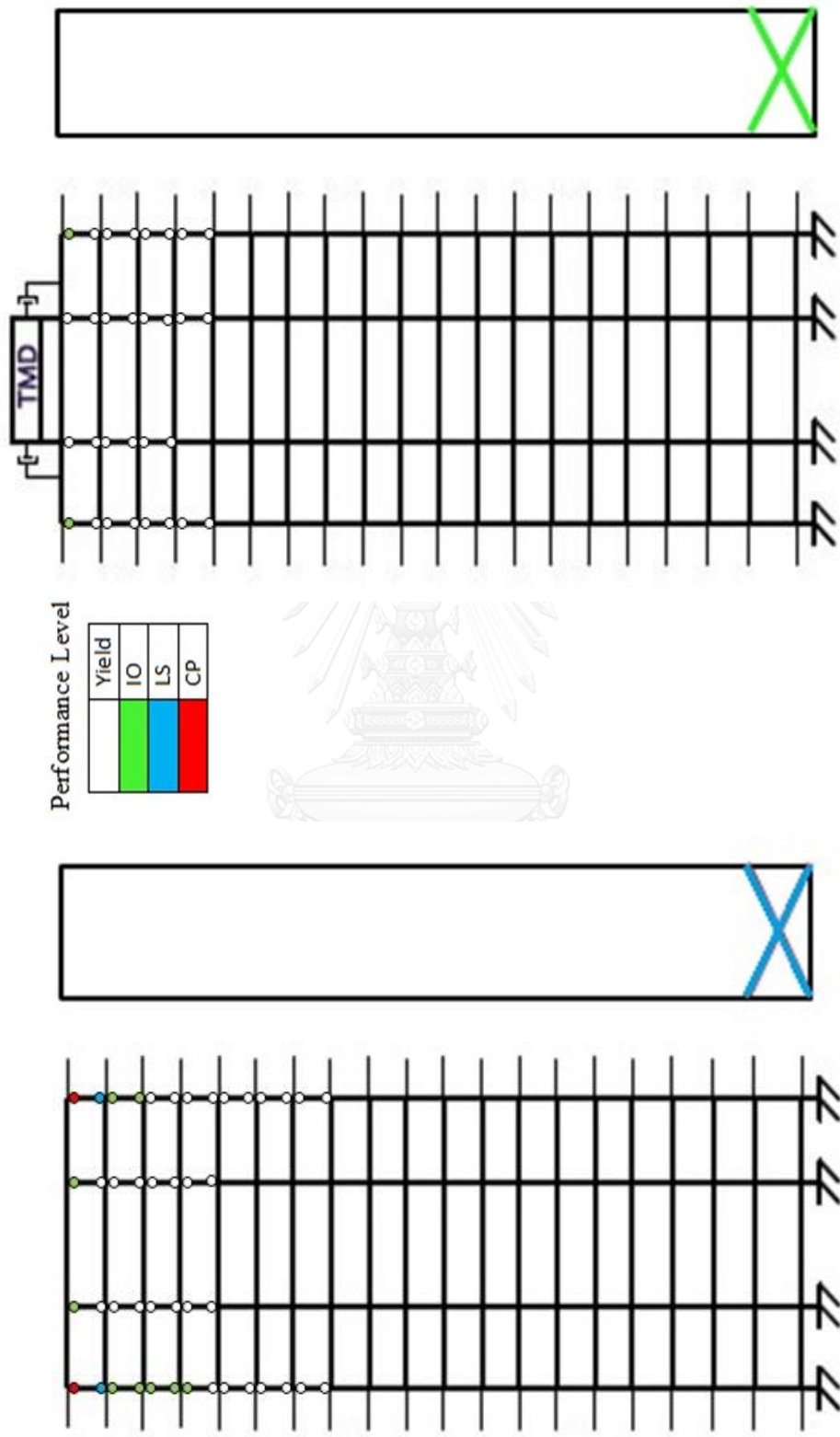
จากรูปที่ 6.65 พบว่าการติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าสามารถลดความเสียหายของอาคารตัวอย่างลงได้ โดยในช่วงที่ PGA น้อยกว่า 0.0501g เป็นช่วงที่โครงสร้างทั้งติดตั้งและไม่ได้ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่ามีพฤติกรรมอยู่ในช่วงอีลาสติก ซึ่งช่วงดังกล่าวเป็นช่วงที่มวลหน่วงปรับค่าแสดงประสิทธิภาพในการลดการสั่นไหวของอาคาร (Vibration suppression) เมื่อ PGA อยู่ในช่วง 0.0501g - 0.0752g พบว่าจะไม่มีความเสียหายเกิดขึ้นกับโครงสร้างติดตั้งมวลหน่วงปรับค่า เป็นช่วงที่มวลหน่วงปรับค่าแสดงประสิทธิภาพในการป้องกันความเสียหายของโครงสร้าง (Damage protection) สำหรับ PGA อยู่ในช่วง 0.0752g - 0.233g เป็นช่วงที่มวลหน่วงปรับค่าแสดงประสิทธิภาพในการลดความเสียหายของโครงสร้างได้ (Damage reduction) สำหรับ PGA อยู่ช่วง 0.233g - 0.286g สำหรับอาคารที่ไม่ได้ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่า จะมีค่า Damage Index มากกว่า 1 หรืออยู่ในช่วงที่สามารถทำให้โครงสร้างพังทลายได้ โดยการติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าจะสามารถลดความเสียหายและป้องกันการพังทลายของอาคารได้ (Collapse prevention) แต่เมื่อ PGA มากกว่า 0.286g จะพบว่าอาคารที่ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าจะมีความเสียหายจนถึงพังทลาย ทำให้ในช่วงประสิทธิภาพของมวลหน่วงปรับค่าหมดลงในช่วงดังกล่าว



รูปที่ 6.65 ประสิทธิภาพของมวลหน่วงปรับค่าในการลดความเสียหายและการเคลื่อนตัวสูงสุดที่ชั้นหลังคาของอาคาร ภายใต้แผ่นดินไหว Duzce Turkey, Kocamustafapaba Tomb (1999)

จากรูปที่ 6.66 แสดงตำแหน่งในแนวแกนหลักของอาคาร โดยแสดงผลในส่วนของชิ้นส่วนของโครงสร้างที่มีความเสียหายมากที่สุดในแต่ละกริด และกำแพงรับแรงเฉือน พบว่าการติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าสามารถลดตำแหน่งที่เกิดจุดหมุนพลาสติกของชิ้นส่วนโครงสร้างได้ เมื่อพิจารณาที่ PGA เท่ากับ 0.233g ซึ่งเป็นระดับที่อาคารที่ไม่ได้ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าถึงจุดวิบัติ พบว่าอาคารที่ไม่ได้ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าในมีจุดหมุนพลาสติกเกิดขึ้นในเสาชั้น 13-19 และชั้นบนสุดพบว่าเสามีระดับสมรรถนะถึงระดับ CP ในเสาต้นริม และ IO ในเสาต้นใน ในขณะที่กำแพงรับแรงเฉือนระดับสมรรถนะถึงระดับ LS ในชั้นล่างสุด ส่วนอาคารที่ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าพบว่าการเกิดจุดหมุนพลาสติกในชั้น 14-19 โดยเสาในชั้นบนสุดมีระดับสมรรถนะถึงระดับ IO ทั้งเสาต้นริมและต้นใน ในขณะที่กำแพงรับแรงเฉือนมีความเสียหายถึงระดับสมรรถนะ IO



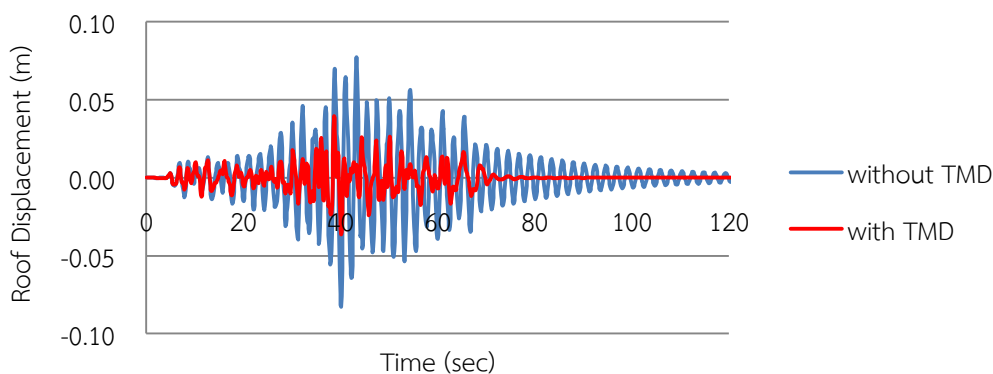


รูปที่ 6.66 ระดับสมรรถนะของอาคารตัวอย่างที่ไม่ได้ตั้งและติดตั้งมวลท่วงปรับค่า ภายใต้แผ่นดินไหว Duzce Turkey, Kocamustafapapa Tomb (1999) ที่ระดับ PGA เท่ากับ 0.233g ซึ่งเป็นระดับที่ทำให้อาคารที่ไม่ได้ติดตั้งมวลท่วงปรับค่ามีความเสียหาย เท่ากับ 1

## 6.2.7 พฤติกรรมของอาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหว Kocaeli Turkey, Balikesir (1999)

จากการวิเคราะห์การตอบสนองของอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Kocaeli Turkey, Balikesir (1999) พบว่า มวลหน่วงปรับค่ามีประสิทธิภาพในการลดความเสียหายของอาคารตัวอย่างได้ เมื่อพิจารณาค่าดัชนีความเสียหาย (Damage Index, DI) ของอาคารตัวอย่างพบว่า อาคารที่ไม่ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่า จะเกิดความเสียหายจนถึงขั้นวิบัติ (Damage Index =1) เมื่อความเร่งสูงสุดที่พื้นดิน (Peak ground acceleration, PGA) เท่ากับ 0.0801g

การเคลื่อนตัวของชั้นหลังคา เมื่อ PGA เท่ากับ 0.0328g ดังรูปที่ 6.67 โครงสร้างที่ติดตั้งและไม่ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าภายใต้แรงดังกล่าว มีพฤติกรรมอยู่ในช่วงอีลาสติก พบว่าการติดตั้งมวลหน่วงปรับค่ามีประสิทธิภาพในการลดการเคลื่อนตัวของโครงสร้างได้ โดยสามารถลดการเคลื่อนตัวที่ชั้นบนสุดของอาคารได้มากถึง 32.67 %

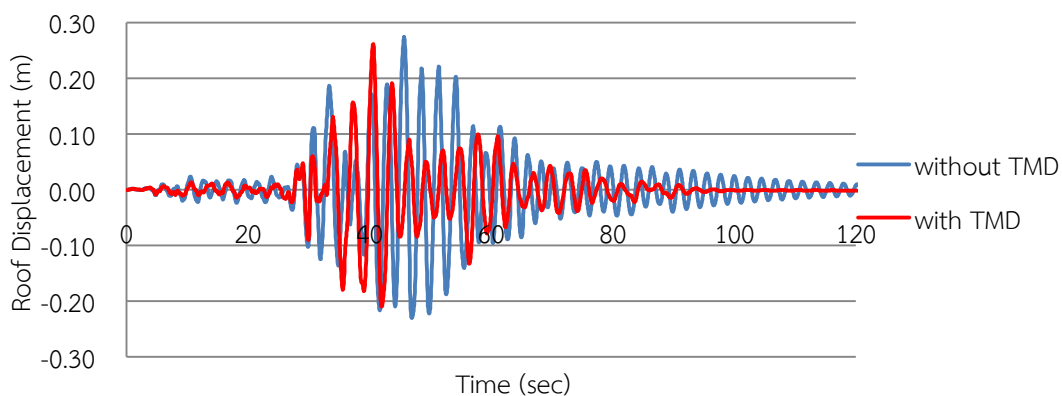


รูปที่ 6.67 การเคลื่อนตัวที่ชั้นบนสุดของอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Kocaeli Turkey, Balikesir (1999) ที่ระดับ PGA เท่ากับ 0.0328g

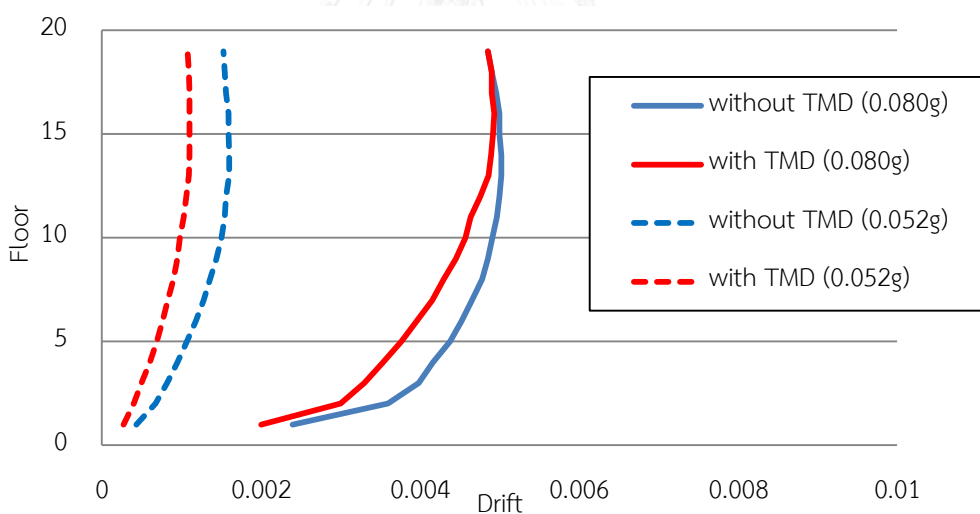
เมื่อพิจารณาค่าการเคลื่อนตัวของชั้นหลังคา เมื่อ PGA เท่ากับ 0.0801g ดังรูปที่ 6.68 ซึ่งเป็นระดับความรุนแรงที่ทำให้อาคารที่ไม่ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าวิบัติ พบว่าการติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าสามารถลดค่าการเคลื่อนตัวของโครงสร้างได้เล็กน้อย โดยสามารถลดการเคลื่อนตัวที่ชั้นบนสุดของอาคารได้เพียง 4.43 % นอกจากนี้ทำการเปรียบเทียบการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นที่ระดับ PGA เท่ากับ 0.052g และ 0.080g ดังรูปที่ 6.69 ที่ระดับ 0.052g การติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าสามารถลดการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นได้มาก แต่ที่ระดับ 0.080g พบว่าการติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าสามารถลดการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นได้มากในชั้นล่าง และลดได้เพียงเล็กน้อยในชั้นบนเท่านั้น

เมื่อพิจารณาถึงความเสียหายที่เกิดขึ้น เมื่อ PGA เท่ากับ 0.0801g อาคารที่ไม่ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าวิบัติในแนวกริด A และ F ชั้น 19 และมีความเสียหายเกิดขึ้นในกำแพงรับแรงเฉือนชั้นที่ 1 โดยมีค่า ดัชนีความเสียหาย เท่ากับ 0.49 สำหรับอาคารที่ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าพบว่าที่ระดับ

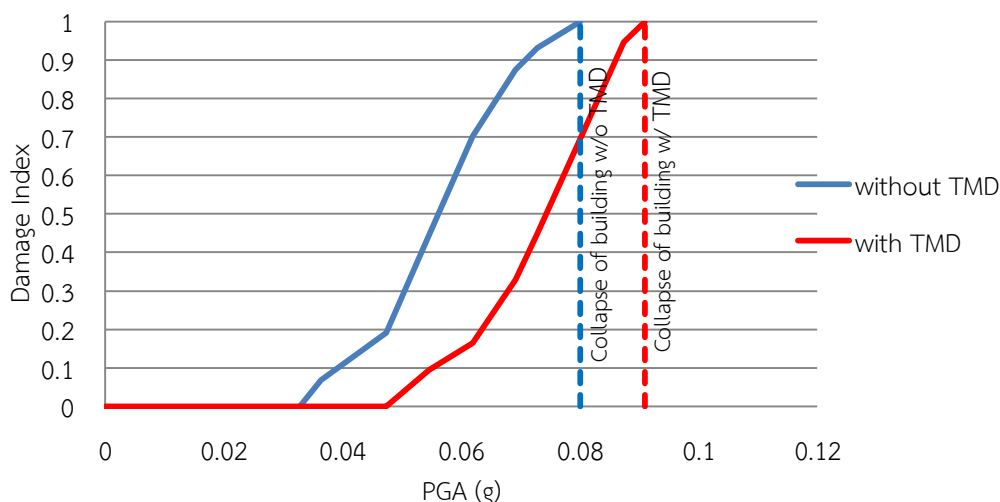
PGA เดียวกันจะมีค่า ดัชนีความเสียหาย เท่ากับ 0.70 ซึ่งพบว่าการติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าสามารถลดความเสียหายได้ 30% สำหรับกำแพงรับแรงเฉือนมีความเสียหายเกิดขึ้นในชั้นล่างสุด มีค่าดัชนีความเสียหาย เท่ากับ 0.10 โดยอาคารที่ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าสามารถทนต่อความเร่งสูงสุดที่ฐานได้ถึง 0.0910g เท่านั้น ดังรูปที่ 6.69



รูปที่ 6.68 การเคลื่อนตัวที่ชั้นบนสุดของอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว  
Kocaeli Turkey, Balikesir (1999) ที่ระดับ PGA เท่ากับ 0.0801g



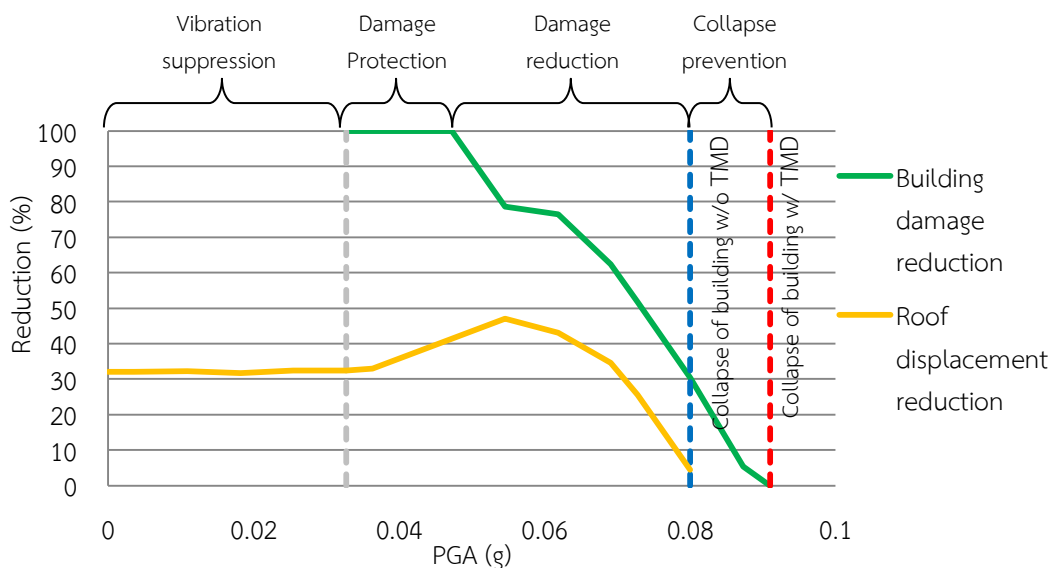
รูปที่ 6.69 การเคลื่อนตัวสัมพันธ์ระหว่างชั้นภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว  
Kocaeli Turkey, Balikesir (1999) ที่ระดับ PGA เท่ากับ 0.0801g



รูปที่ 6.70 ค่าความเสียหายของอาคารที่ติดตั้งและไม่ได้ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Kocaeli Turkey, Balikesir (1999)

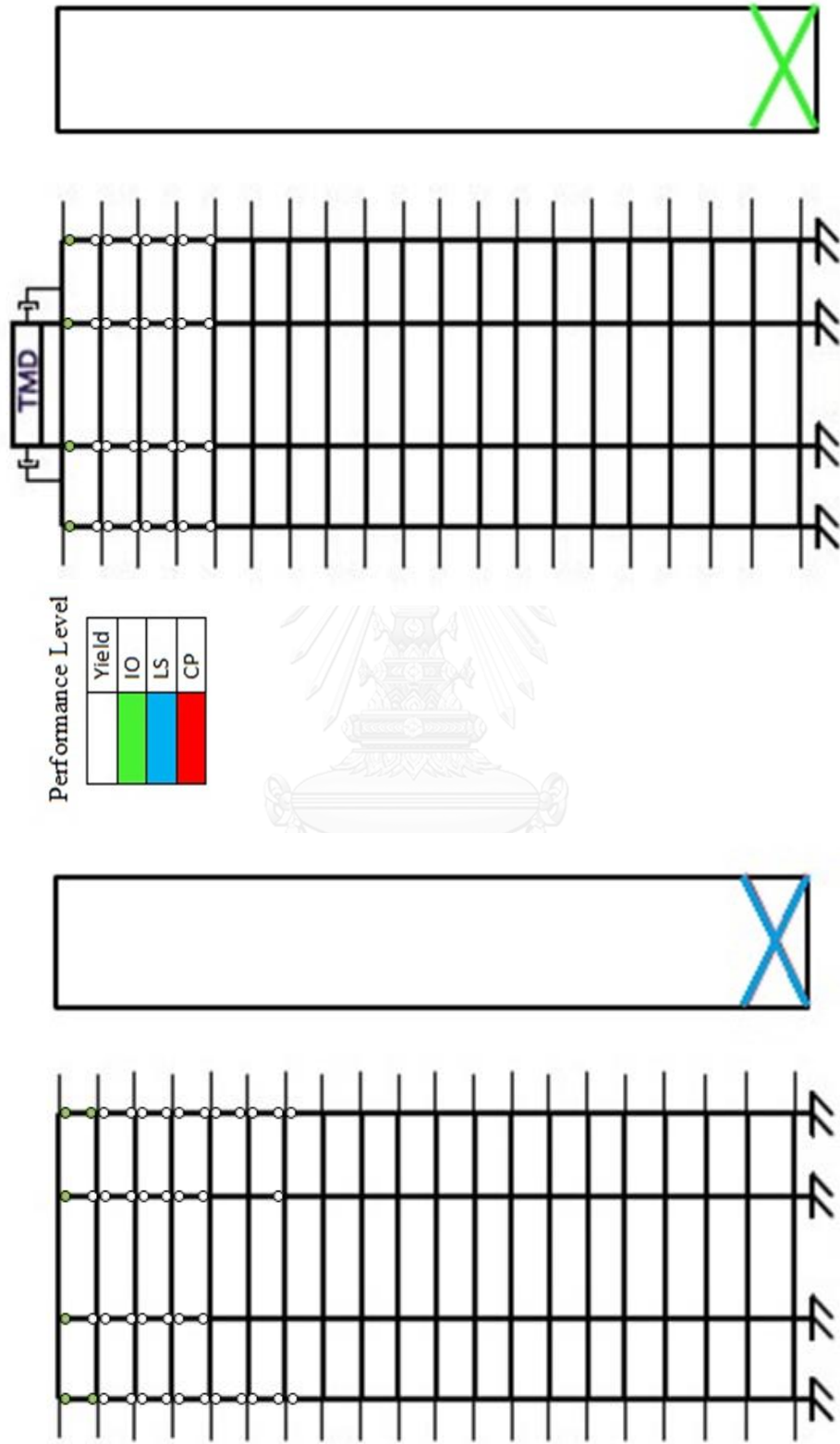
จากรูปที่ 6.70 การติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าสามารถลดการเคลื่อนตัวสูงสุดที่ชั้นหลังคาได้ประมาณ 32% เมื่ออาคารมีพฤติกรรมอยู่ในช่วงอีลาสติก ในช่วงแรกมวลหน่วงปรับค่าจะสามารถลดการเคลื่อนตัวของชั้นหลังคาได้มากขึ้น และจะค่อยๆลดลงเมื่ออาคารมีพฤติกรรมอยู่ในช่วงอินอีลาสติกจนถึงระดับที่อาคารที่ไม่ได้ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าวิบัติ ที่ระดับ PGA เท่ากับ 0.0801g การลดการเคลื่อนตัวสูงสุดที่ชั้นหลังคาได้มีค่าเพียง 4.43%

จากรูปที่ 6.70 พบว่าการติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าสามารถลดความเสียหายของอาคารตัวอย่างลงได้ โดยในช่วงที่ PGA น้อยกว่า 0.0328g เป็นช่วงที่โครงสร้างทั้งติดตั้งและไม่ได้ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่ามีพฤติกรรมอยู่ในช่วงอีลาสติก ซึ่งช่วงดังกล่าวเป็นช่วงที่มวลหน่วงปรับค่าแสดงประสิทธิภาพในการลดการสั่นไหวของอาคาร (Vibration suppression) เมื่อ PGA อยู่ในช่วง 0.0328g - 0.0473g พบว่าจะไม่มีความเสียหายเกิดขึ้นกับโครงสร้างติดตั้งมวลหน่วงปรับค่า เป็นช่วงที่มวลหน่วงปรับค่าแสดงประสิทธิภาพในการป้องกันความเสียหายของโครงสร้าง (Damage protection) สำหรับ PGA อยู่ในช่วง 0.0473g - 0.0801g เป็นช่วงที่มวลหน่วงปรับค่าแสดงประสิทธิภาพในการลดความเสียหายของโครงสร้างได้ (Damage reduction) สำหรับ PGA อยู่ช่วง 0.0801g - 0.091g สำหรับอาคารที่ไม่ได้ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่า จะมีค่า Damage Index มากกว่า 1 หรืออยู่ในช่วงที่สามารถทำให้โครงสร้างพังทลายได้ โดยการติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าจะสามารถลดความเสียหายและป้องกันการพังทลายของอาคารได้ (Collapse prevention) แต่เมื่อ PGA มากกว่า 0.091g จะพบว่าอาคารที่ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าจะมีความเสียหายจนถึงพังทลาย ทำให้ในช่วงประสิทธิภาพของมวลหน่วงปรับค่าหมดลงในช่วงดังกล่าว



รูปที่ 6.71 ประสิทธิภาพของมวลหน่วงปรับค่าในการลดความเสียหายและการเคลื่อนตัวสูงสุดที่ชั้นหลังคาของอาคาร ภายใต้แผ่นดินไหว Kocaeli Turkey, Balikesir (1999)

จากรูปที่ 6.71 แสดงตำแหน่งในแนวแกนหลักของอาคาร โดยแสดงผลในส่วนของชั้นส่วนของโครงสร้างที่มีความเสียหายมากที่สุดในแต่ละกริด และกำแพงรับแรงเฉือน พบว่าการติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าสามารถลดตำแหน่งที่เกิดจุดหมุนพลาสติกของชั้นส่วนโครงสร้างได้ เมื่อพิจารณาที่ PGA เท่ากับ 0.0801g ซึ่งเป็นระดับที่อาคารที่ไม่ได้ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าถึงจุดวิบัติ พบว่าอาคารที่ไม่ได้ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าไม่มีจุดหมุนพลาสติกเกิดขึ้นในเสาชั้น 13-19 และชั้นบนสุดพบว่าเสามีระดับสมรรถนะถึงระดับ IO ในขณะที่กำแพงรับแรงเฉือนระดับสมรรถนะถึงระดับ LS ในชั้นล่างสุด ส่วนอาคารที่ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าพบว่าเกิดการเกิดจุดหมุนพลาสติกในชั้น 16-19 โดยเสาในชั้นบนสุดมีระดับสมรรถนะถึงระดับ IO ทั้งเสาด้านริมและด้านใน ในขณะที่กำแพงรับแรงเฉือนมีความเสียหายถึงระดับสมรรถนะ IO เช่นกัน

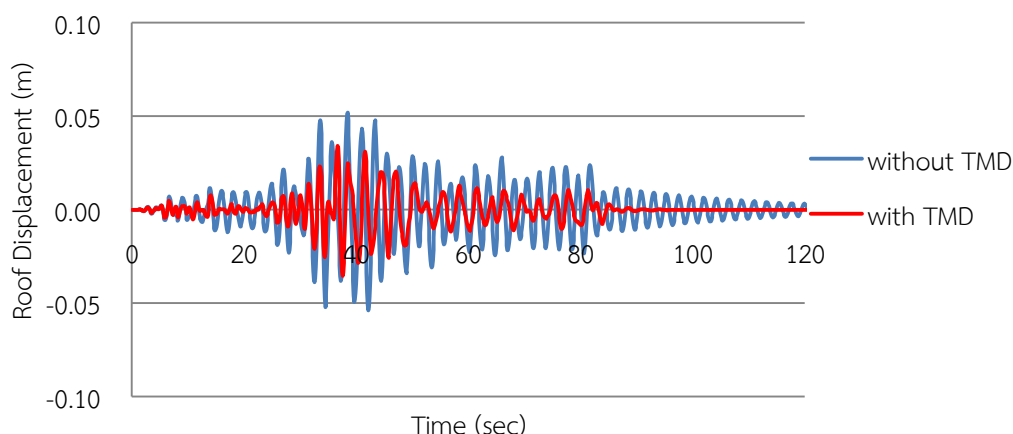


รูปที่ 6.72 ระดับสมรรถนะของอาคารตัวอย่างที่ไม่ติดตั้งและติดตั้งมวลหน่วงปรับค่า ภายใต้แผ่นดินไหว Kocaeli Turkey, Balikesir (1999) ที่ระดับ PGA เท่ากับ 0.0801g ซึ่งเป็นระดับที่ทำให้อาคารที่ไม่ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่ามีความเสียหาย เท่ากับ 1

## 6.2.8 พฤติกรรมของอาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหว Hector Mine , Arleta - Nordhoff Fire Sta (1999)

จากการวิเคราะห์การตอบสนองของอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Hector Mine , Arleta -Nordhoff Fire Sta (1999) พบว่า มวลหน่วงปรับค่ามีประสิทธิภาพในการลดความเสียหายของอาคารตัวอย่างได้ เมื่อพิจารณาค่าดัชนีความเสียหาย (Damage Index, DI) ของอาคารตัวอย่างพบว่าอาคารที่ไม่ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่า จะเกิดความเสียหายจนถึงขั้นวิบัติ (Damage Index = 1 ) เมื่อความเร่งสูงสุดที่พื้นดิน (Peak ground acceleration, PGA) เท่ากับ 0.0647g

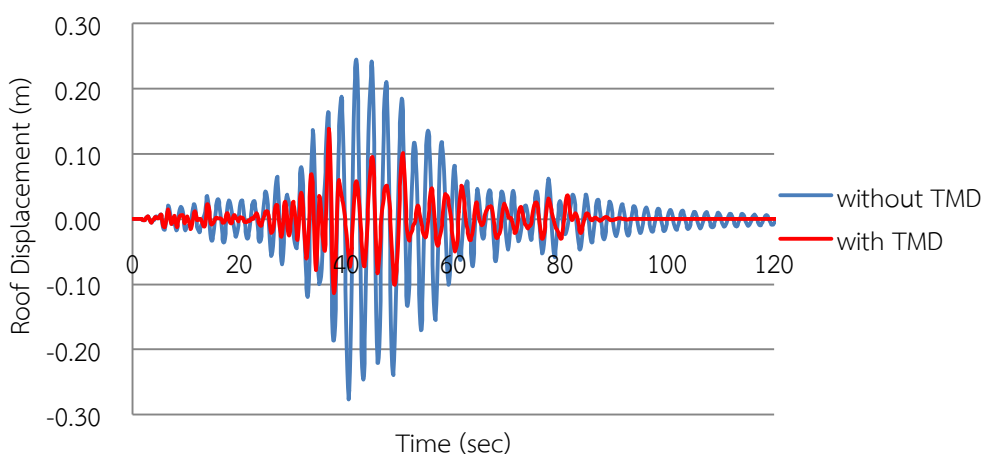
การเคลื่อนตัวของชั้นหลังคา เมื่อ PGA เท่ากับ 0.0249g ดังรูปที่ 6.73 โครงสร้างที่ติดตั้งและไม่ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าภายใต้แรงดังกล่าว มีพฤติกรรมอยู่ในช่วงอีลาสติก พบว่าการติดตั้งมวลหน่วงปรับค่ามีประสิทธิภาพในการลดการเคลื่อนตัวของโครงสร้างได้ โดยสามารถลดการเคลื่อนตัวที่ชั้นบนสุดของอาคารได้มากถึง 34.61 %



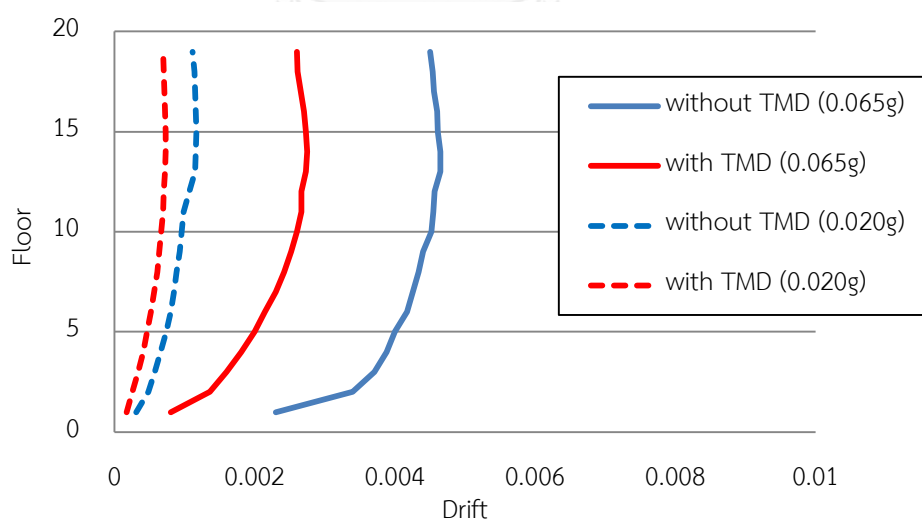
รูปที่ 6.73 การเคลื่อนตัวที่ชั้นบนสุดของอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Hector Mine , Arleta -Nordhoff Fire Sta (1999) ที่ระดับ PGA เท่ากับ 0.0249g

เมื่อพิจารณาค่าการเคลื่อนตัวของชั้นหลังคา เมื่อ PGA เท่ากับ 0.0647g ดังรูปที่ 6.74 ซึ่งเป็นระดับความรุนแรงที่ทำให้อาคารที่ไม่ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าวิบัติ พบว่าการติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าสามารถลดค่าการเคลื่อนตัวของโครงสร้างได้ โดยสามารถลดการเคลื่อนตัวที่ชั้นบนสุดของอาคารได้ถึง 42.31 % นอกจากนี้ทำการเปรียบเทียบการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นที่ระดับ PGA เท่ากับ 0.020g และ 0.065g ดังรูปที่ 6.75 พบว่าการติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าสามารถลดการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นได้มากถึง 2 ระดับความรุนแรง

เมื่อพิจารณาถึงความเสียหายที่เกิดขึ้น เมื่อ PGA เท่ากับ 0.0647g อาคารที่ไม่ติดตั้งมวล  
 หน่วงปรับค่าวิบัติในแนวกิริต A และ F ชั้น 19 และมีความเสียหายเกิดขึ้นในกำแพงรับแรงเฉือนชั้นที่  
 1 โดยมีค่าดัชนีความเสียหาย เท่ากับ 0.54 สำหรับอาคารที่ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าพบว่าที่ระดับ  
 PGA เดียวกันจะมีค่าดัชนีความเสียหาย เท่ากับ 0.24 ซึ่งพบว่าการติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าสามารถ  
 ลดความเสียหายได้ 76% และไม่มี ความเสียหายเกิดขึ้นในกำแพงรับแรงเฉือน โดยอาคารที่ติดตั้ง  
 มวลหน่วงปรับค่าสามารถทนต่อความเร่งสูงสุดที่ฐานได้ถึง 0.139g เท่านั้น ดังรูปที่ 6.76

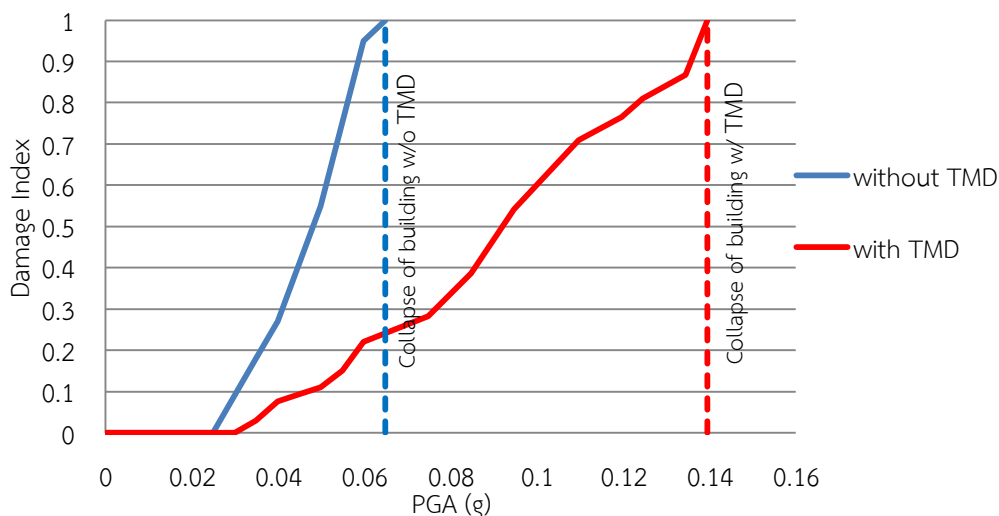


รูปที่ 6.74 การเคลื่อนตัวที่ขึ้นบนสุดของอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Hector Mine ,  
 Arleta -Nordhoff Fire Sta (1999) ที่ระดับ PGA เท่ากับ 0.0647g



รูปที่ 6.75 การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Hector Mine ,  
 Arleta -Nordhoff Fire Sta (1999) ที่ระดับ PGA เท่ากับ 0.0647g

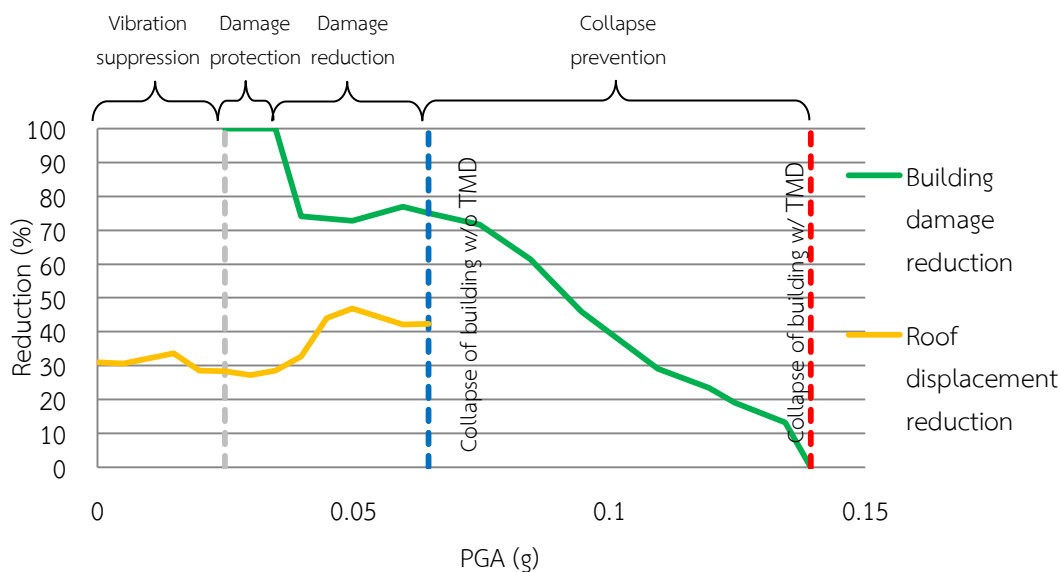




รูปที่ 6.76 ค่าความเสียหายของอาคารที่ติดตั้งและไม่ได้ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Hector Mine , Arleta -Nordhoff Fire Sta (1999)

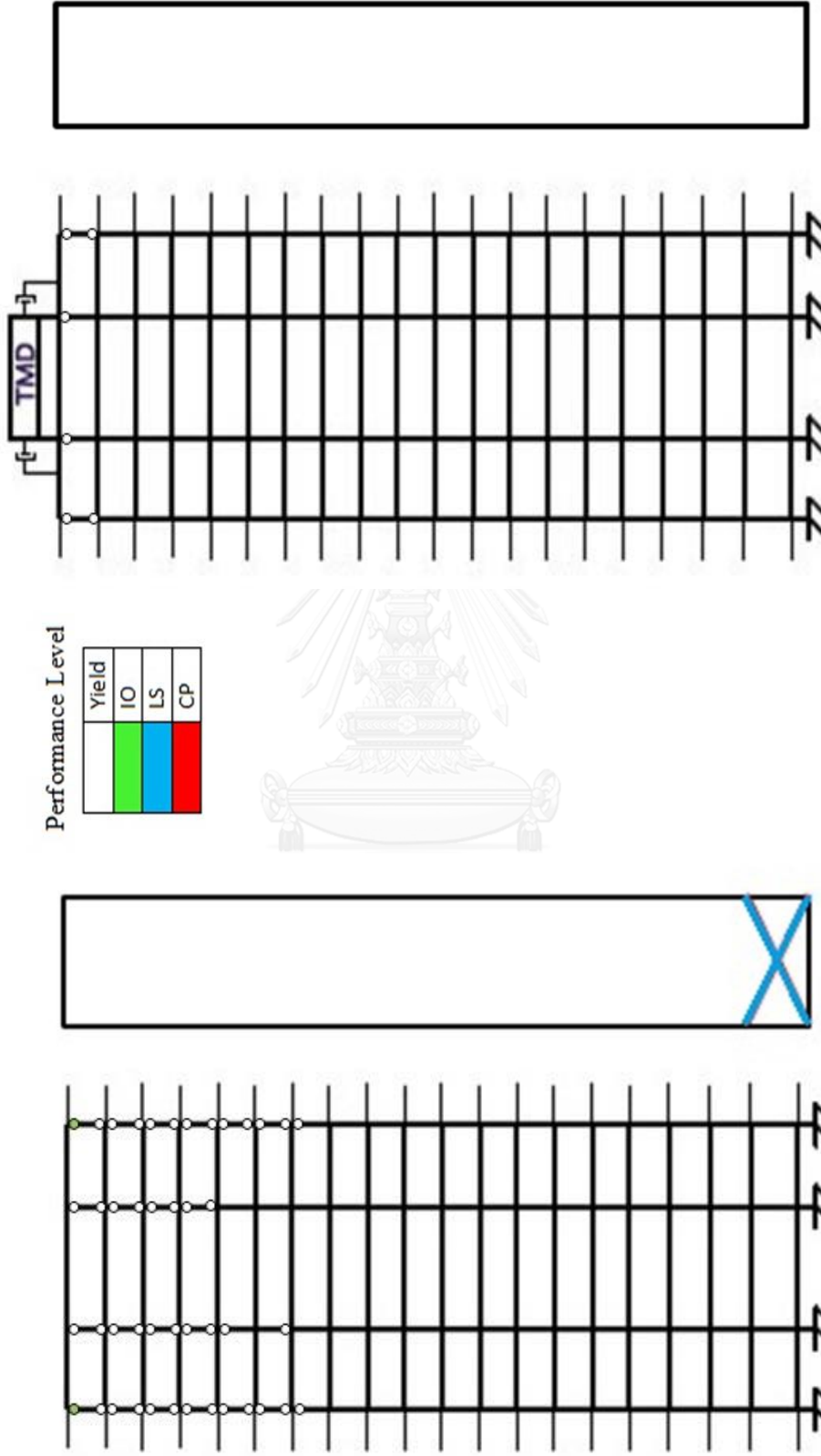
จากรูปที่ 6.77 การติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าสามารถลดการเคลื่อนตัวสูงสุดที่ชั้นหลังคาได้ประมาณ 25-50% จนถึงระดับที่อาคารที่ไม่ได้ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าวิบัติ ที่ระดับ PGA เท่ากับ 0.0647g โดยสามารถลดการเคลื่อนตัวที่ชั้นหลังคาของอาคารได้ถึง 42.31 %

จากรูปที่ 6.77 พบว่าการติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าสามารถลดความเสียหายของอาคารตัวอย่างลงได้ โดยในช่วงที่ PGA น้อยกว่า 0.0249g เป็นช่วงที่โครงสร้างทั้งติดตั้งและไม่ได้ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่ามีพฤติกรรมอยู่ในช่วงฮิสตริก ซึ่งช่วงดังกล่าวเป็นช่วงที่มวลหน่วงปรับค่าแสดงประสิทธิภาพในการลดการสั่นไหวของอาคาร (Vibration suppression) เมื่อ PGA อยู่ในช่วง 0.0249g - 0.0398g พบว่าจะไม่มีความเสียหายเกิดขึ้นกับโครงสร้างติดตั้งมวลหน่วงปรับค่า เป็นช่วงที่มวลหน่วงปรับค่าแสดงประสิทธิภาพในการป้องกันความเสียหายของโครงสร้าง (Damage protection) สำหรับ PGA อยู่ในช่วง 0.0398g - 0.0647g เป็นช่วงที่มวลหน่วงปรับค่าแสดงประสิทธิภาพในการลดความเสียหายของโครงสร้างได้ (Damage reduction) สำหรับ PGA อยู่ช่วง 0.0647g - 0.139g สำหรับอาคารที่ไม่ได้ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่า จะมีค่า Damage Index มากกว่า 1 หรืออยู่ในช่วงที่สามารถทำให้โครงสร้างพังทลายได้ โดยการติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าจะสามารถลดความเสียหายและป้องกันการพังทลายของอาคารได้ (Collapse prevention) แต่เมื่อ PGA มากกว่า 0.139g จะพบว่าอาคารที่ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าจะมีความเสียหายจนถึงพังทลาย ทำให้ในช่วงประสิทธิภาพของมวลหน่วงปรับค่าหมดลงในช่วงดังกล่าว



รูปที่ 6.77 ประสิทธิภาพของมวลห่วงปรับค่าในการลดความเสียหายและการเคลื่อนตัวสูงสุดที่ขึ้นหลังคาของอาคาร ภายใต้แผ่นดินไหว Hector Mine , Arleta -Nordhoff Fire Sta (1999)

จากรูปที่ 6.78 แสดงตำแหน่งในแนวแกนหลักของอาคาร โดยแสดงผลในส่วนของชิ้นส่วนของโครงสร้างที่มีความเสียหายมากที่สุดในแต่ละกริด และกำแพงรับแรงเฉือน พบว่าการติดตั้งมวลห่วงปรับค่าสามารถลดตำแหน่งที่เกิดจุดหมุนพลาสติกของชิ้นส่วนโครงสร้างได้ เมื่อพิจารณาที่ PGA เท่ากับ 0.0647g ซึ่งเป็นระดับที่อาคารที่ไม่ได้ติดตั้งมวลห่วงปรับค่าถึงจุดวิบัติ พบว่าอาคารที่ไม่ได้ติดตั้งมวลห่วงปรับค่าในมีจุดหมุนพลาสติกเกิดขึ้นในเสาชั้น 13-19 และชั้นบนสุดพบว่าเสามีระดับสมรรถนะถึงระดับ IO ในเสาด้านริม ในขณะที่กำแพงรับแรงเฉือนระดับสมรรถนะถึงระดับ LS ในชั้นล่างสุด ส่วนอาคารที่ติดตั้งมวลห่วงปรับค่าพบว่าการเกิดจุดหมุนพลาสติกเพียงบนสุด นอกจากนี้พบว่ายังไม่มี ความเสียหายเกิดขึ้นกับกำแพงรับแรงเฉือน

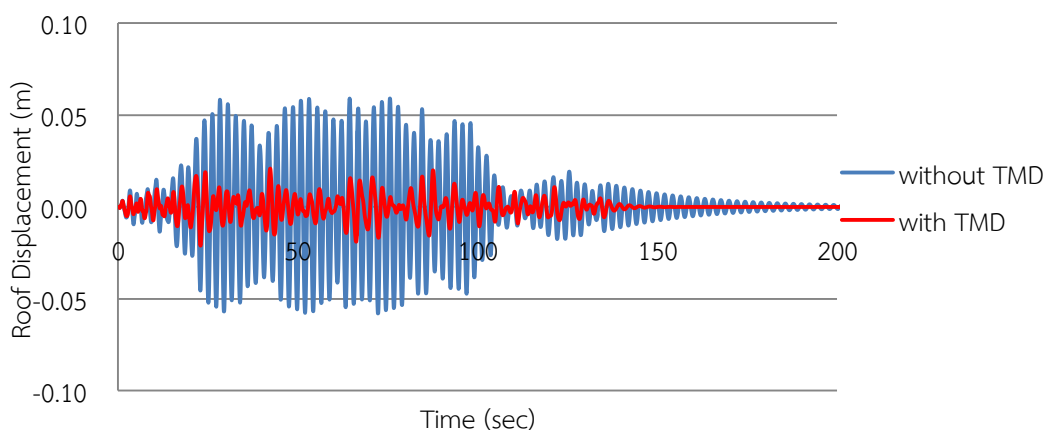


รูปที่ 6.78 ระดับสมรรถนะของอาคารตัวอย่างที่ไม่ได้ติดตั้งและติดตั้งมวลหน่วงปรับค่า ภายใต้แผ่นดินไหว Hector Mine , Arleta -Nordhoff Fire Sta (1999) ที่ระดับ PGA เท่ากับ 0.0647g ซึ่งเป็นระดับที่ทำให้อาคารที่ไม่ได้ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่ามีความเสียหาย เท่ากับ 1

### 6.2.9 พฤติกรรมของอาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหว Denali Alaska, Anchorage - K2-04 (2002)

จากการวิเคราะห์การตอบสนองของอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Denali Alaska, Anchorage - K2-04 (2002) พบว่า มวลหน่วงปรับค่ามีประสิทธิภาพในการลดความเสียหายของอาคารตัวอย่างได้ เมื่อพิจารณาค่าดัชนีความเสียหาย (Damage Index, DI) ของอาคารตัวอย่างพบว่า อาคารที่ไม่ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่า จะเกิดความเสียหายจนถึงขั้นวิบัติ (Damage Index = 1) เมื่อความเร่งสูงสุดที่พื้นดิน (Peak ground acceleration, PGA) เท่ากับ 0.0541g

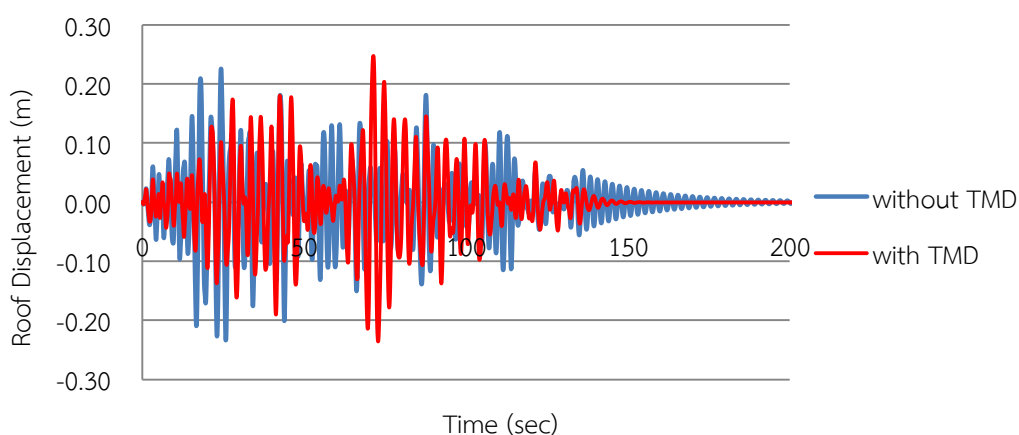
การเคลื่อนตัวของชั้นหลังคา เมื่อ PGA เท่ากับ 0.00812g ดังรูปที่ 6.79 โครงสร้างที่ติดตั้งและไม่ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าภายใต้แรงดังกล่าว มีพฤติกรรมอยู่ในช่วงอีลาสติก พบว่าการติดตั้งมวลหน่วงปรับค่ามีประสิทธิภาพในการลดการเคลื่อนตัวของโครงสร้างได้ โดยสามารถลดการเคลื่อนตัวที่ชั้นบนสุดของอาคารได้มากถึง 64.17 %



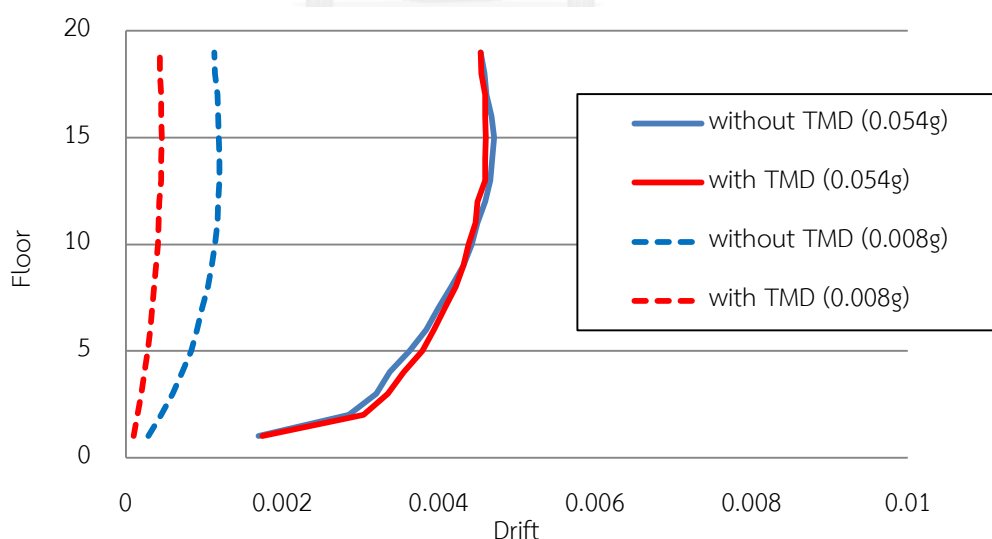
รูปที่ 6.79 การเคลื่อนตัวที่ชั้นบนสุดของอาคารตัวอย่าง ภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Denali Alaska, Anchorage - K2-04 (2002) ที่ระดับ PGA เท่ากับ 0.00812g

เมื่อพิจารณาค่าการเคลื่อนตัวของชั้นหลังคา ที่ระดับ PGA เท่ากับ 0.0541g ดังรูปที่ 6.80 ซึ่งเป็นระดับความรุนแรงที่ทำให้อาคารที่ไม่ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าวิบัติ พบว่าอาคารที่ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่ามีการเคลื่อนตัวของชั้นหลังคา มากกว่าโครงสร้างที่ไม่ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่า โดยมีค่าการเคลื่อนตัวสูงสุดมากกว่า 5.71% นอกจากนี้ทำการเปรียบเทียบการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นที่ระดับ PGA เท่ากับ 0.008g และ 0.054g ดังรูปที่ 6.81 พบว่าที่ระดับ 0.008g ที่อาคารยังไม่มี ความเสียหาย การติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าสามารถลดการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นได้ แต่ที่ระดับ 0.054g พบว่าอาคารที่ติดตั้งและไม่ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่ามีการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นใกล้เคียงกัน

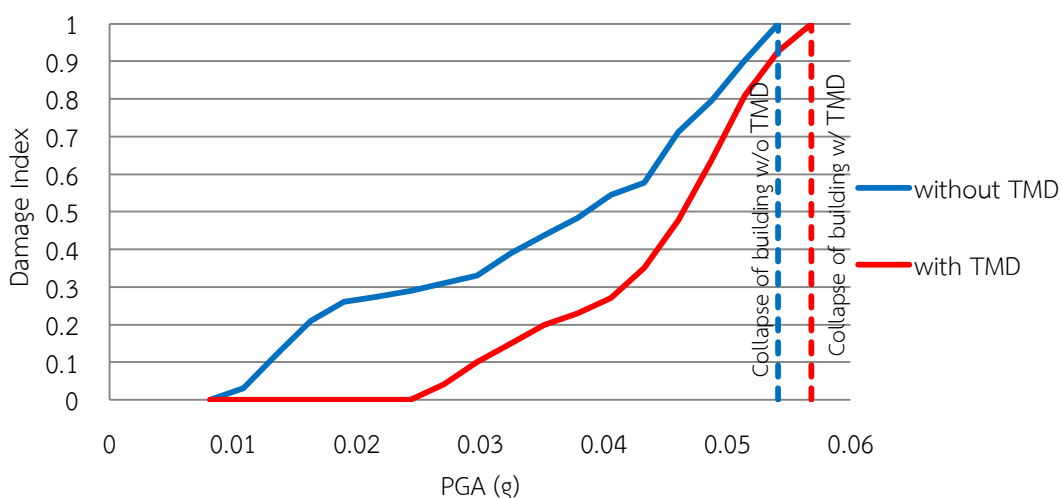
เมื่อพิจารณาถึงความเสียหายที่เกิดขึ้น เมื่อ PGA เท่ากับ 0.0541g อาคารที่ไม่ติดตั้งมวล  
 หน่วงปรับค่าวิบัติในแนวกิริต A และ F ชั้น 19 และมีความเสียหายเกิดขึ้นในกำแพงรับแรงเฉือนชั้นที่  
 1 โดยมีค่าดัชนีความเสียหาย เท่ากับ 0.9 สำหรับอาคารที่ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าพบว่าที่ระดับ  
 PGA เดียวกันจะมีค่าดัชนีความเสียหาย เท่ากับ 0.93 ซึ่งพบว่าการติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าสามารถ  
 ลดความเสียหายได้ 7.34% สำหรับกำแพงรับแรงเฉือนมีความเสียหายเกิดขึ้นในชั้นล่างสุด มีค่า ดัชนี  
 ความเสียหาย เท่ากับ 0.23 โดยอาคารที่ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าสามารถทนต่อความเร่งสูงสุดที่ฐาน  
 ได้ถึง 0.0568g เท่านั้น ดังรูปที่ 6.82



รูปที่ 6.80 การเคลื่อนตัวที่ชั้นบนสุดของอาคารตัวอย่าง ภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Denali Alaska, Anchorage - K2-04 (2002) ที่ระดับ PGA เท่ากับ 0.0541g



รูปที่ 6.81 การเคลื่อนตัวสัมพันธ์ระหว่างชั้นภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Denali Alaska, Anchorage - K2-04 (2002) ที่ระดับ PGA เท่ากับ 0.0541g

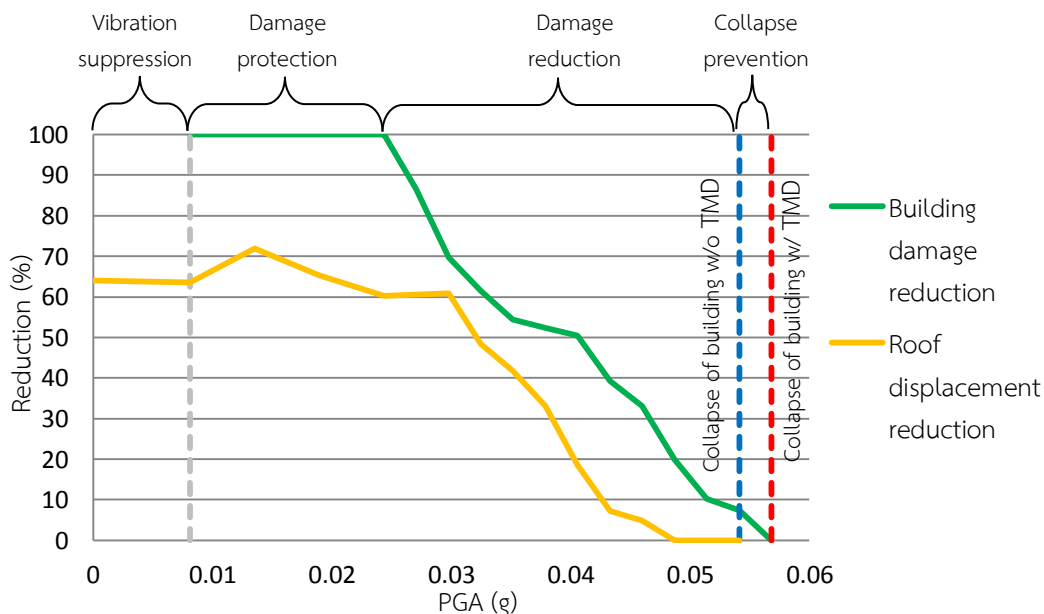


รูปที่ 6.82 ค่าความเสียหายของอาคารที่ติดตั้งและไม่ได้ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่า ภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Denali Alaska, Anchorage - K2-04 (2002)

จากรูปที่ 6.83 การติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าสามารถลดการเคลื่อนตัวสูงสุดที่ชั้นหลังคาได้มากเมื่ออาคารมีพฤติกรรมอยู่ในช่วงฮิสตริก โดยเมื่ออาคารมีชั้นส่วนที่มีพฤติกรรมแบบอินฮิสตริกมากขึ้นพบว่าผลการลดการเคลื่อนตัวของชั้นหลังคาจะลดลง จนกระทั่งถึงระดับ PGA มากกว่า 0.049 พบว่าอาคารที่ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าจะมีการเคลื่อนตัวสูงสุดที่ชั้นหลังคาสูงกว่า

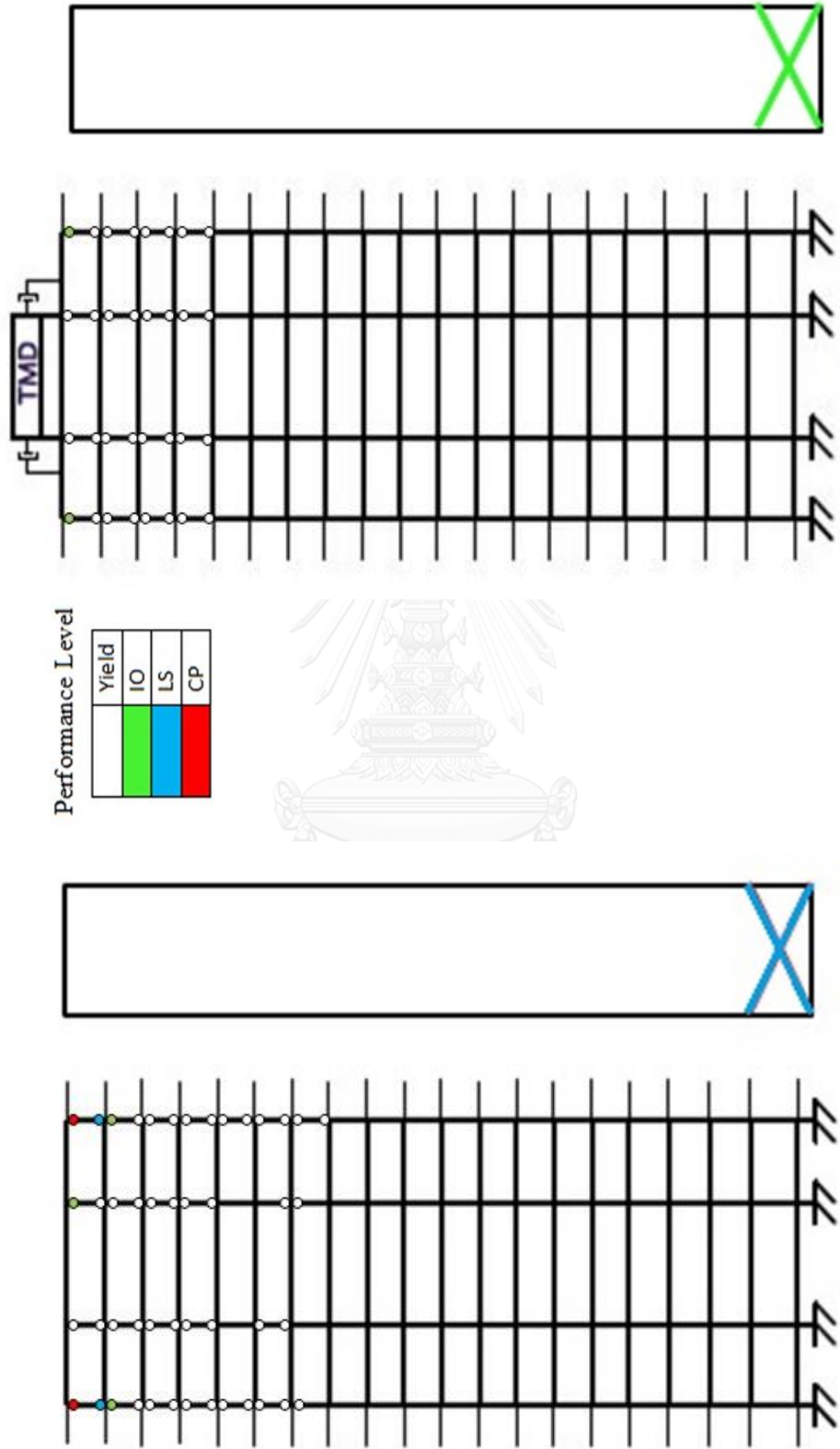
จากรูปที่ 6.83 พบว่าการติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าสามารถลดความเสียหายของอาคารตัวอย่างลงได้ โดยในช่วงที่ PGA น้อยกว่า 0.00812g เป็นช่วงที่โครงสร้างทั้งติดตั้งและไม่ได้ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่ามีพฤติกรรมอยู่ในช่วงฮิสตริก ซึ่งช่วงดังกล่าวเป็นช่วงที่มวลหน่วงปรับค่าแสดงประสิทธิภาพในการลดการสั่นไหวของอาคาร (Vibration suppression) เมื่อ PGA อยู่ในช่วง 0.00812g - 0.0244g พบว่าจะไม่มีความเสียหายเกิดขึ้นกับโครงสร้างติดตั้งมวลหน่วงปรับค่า เป็นช่วงที่มวลหน่วงปรับค่าแสดงประสิทธิภาพในการป้องกันความเสียหายของโครงสร้าง (Damage protection) สำหรับ PGA อยู่ในช่วง 0.0244g - 0.0541g เป็นช่วงที่มวลหน่วงปรับค่าแสดงประสิทธิภาพในการลดความเสียหายของโครงสร้างได้ (Damage reduction) สำหรับ PGA อยู่ช่วง 0.0541g - 0.0568g สำหรับอาคารที่ไม่ได้ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่า จะมีค่า Damage index มากกว่า 1 หรืออยู่ในช่วงที่สามารถทำให้โครงสร้างพังทลายได้ โดยการติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าจะสามารถลดความเสียหายและป้องกันการพังทลายของอาคารได้ (Collapse prevention) แต่เมื่อ PGA มากกว่า 0.0568g จะพบว่าอาคารที่ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าจะมีความเสียหายจนถึงพังทลาย ทำให้ในช่วงประสิทธิภาพของมวลหน่วงปรับค่าหมดลงในช่วงดังกล่าว เมื่อ PGA มากขึ้นแม้ว่า

ประสิทธิภาพในการลดการเคลื่อนตัวของชั้นหลังคาจะลดลง แต่เมื่อพิจารณาในด้านความเสียหาย พบว่ามวลห้่วงปรับค้ายังคงมีประสิทธิภพในการเพิ่มความต้านทานต่อการวิบัติได้เล็กน้อย



รูปที่ 6.83 ประสิทธิภาพของมวลห้่วงปรับค้ในการลดความเสียหายและการเคลื่อนตัวสูงสุดที่ชั้นหลังคาของอาคารภายใต้แผ่นดินไหว Denali Alaska, Anchorage - K2-04 (2002)

จากรูปที่ 6.84 แสดงตำแหน่งในแนวแกนหลักของอาคาร โดยแสดงผลในส่วนของชั้นส่วนของโครงสร้างที่มีความเสียหายมากที่สุดในแต่ละกริด และกำแพงรับแรงเฉือน พบว่าการติดตั้งมวลห้่วงปรับค้สามารถลดตำแหน่งที่เกิดจุดหมุนพลาสติกของชั้นส่วนของโครงสร้างได้ เมื่อพิจารณาที่ PGA เท่ากับ 0.0541g ซึ่งเป็นระดับที่อาคารที่ไม่ได้ติดตั้งมวลห้่วงปรับค้ถึงจุดวิบัติ พบว่าอาคารที่ไม่ได้ติดตั้งมวลห้่วงปรับค้ในมีจุดหมุนพลาสติกเกิดขึ้นในเสาชั้น 14-19 และบริเวณเสาต้นริมของชั้นบนสุดมีระดับสมรรถนะถึงระดับ CP ในขณะที่กำแพงรับแรงเฉือนระดับสมรรถนะถึงระดับ LS ในชั้นล่างสุด ส่วนอาคารที่ติดตั้งมวลห้่วงปรับค้พบว่าการเกิดจุดหมุนพลาสติกที่ชั้น 16-19 และบริเวณเสาต้นริมของชั้นบนสุดมีระดับสมรรถนะถึงระดับ IO และมีความเสียหายของกำแพงรับแรงเฉือนถึงระดับ IO



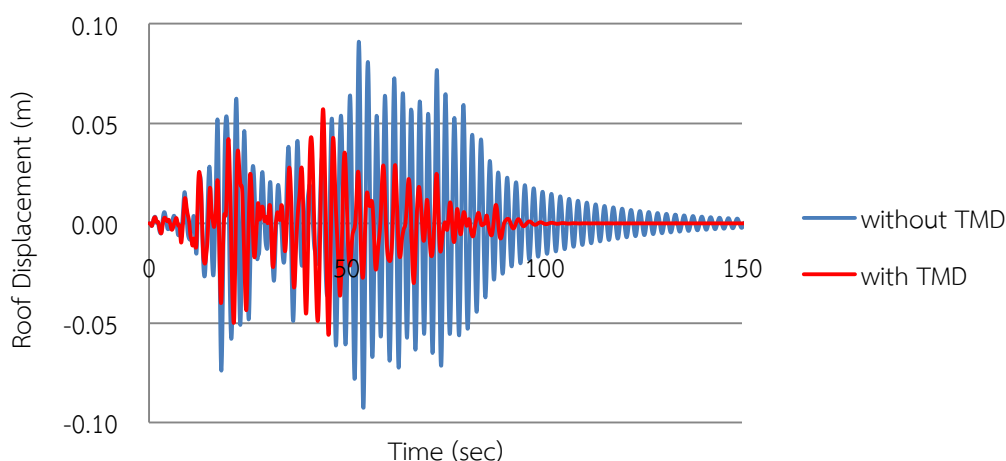
รูปที่ 6.84 ระดับสมรรถนะของอาคารตัวอย่างที่ไม่ได้ติดตั้งและติดตั้งมวลหน่วงปรับปรับค่า ภายใต้แผ่นดินไหว Denali Alaska, Anchorage - K2-04 (2002) ที่ระดับ PGA เท่ากับ 0.0541g ซึ่งเป็นระดับที่ทำให้อาคารที่ไม่ได้ติดตั้งมวลหน่วงปรับปรับค่ามีความเสียหาย เท่ากับ 1



### 6.2.10 พฤติกรรมของอาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหว Nenana Mountain Alaska, Anchorage International Airport (2002)

จากการวิเคราะห์การตอบสนองของอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Nenana Mountain Alaska, Anchorage International Airport (2002) พบว่า มวลหน่วงปรับค่ามีประสิทธิภาพในการลดความเสียหายของอาคารตัวอย่างได้ เมื่อพิจารณาค่าดัชนีความเสียหาย (Damage Index, DI) ของอาคารตัวอย่างพบว่าอาคารที่ไม่ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่า จะเกิดความเสียหายจนถึงขั้นวิบัติ (Damage Index = 1) เมื่อความเร่งสูงสุดที่พื้นดิน (Peak ground acceleration, PGA) เท่ากับ 0.0436g

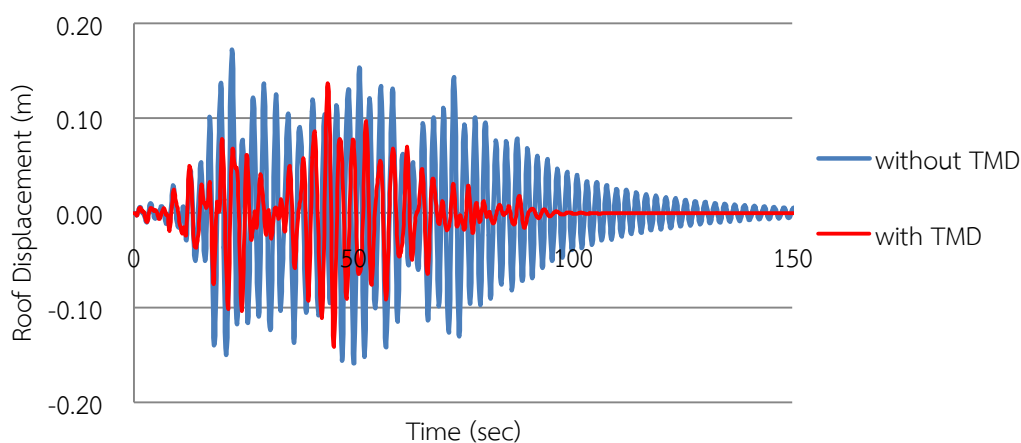
การเคลื่อนตัวของชั้นหลังคา เมื่อ PGA เท่ากับ 0.0218g ดังรูปที่ 6.85 โครงสร้างที่ติดตั้งและไม่ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าภายใต้แรงดังกล่าว มีพฤติกรรมอยู่ในช่วงอีลาสติก พบว่าการติดตั้งมวลหน่วงปรับค่ามีประสิทธิภาพในการลดการเคลื่อนตัวของโครงสร้างได้ โดยสามารถลดการเคลื่อนตัวที่ชั้นบนสุดของอาคารได้มากถึง 38.25 %



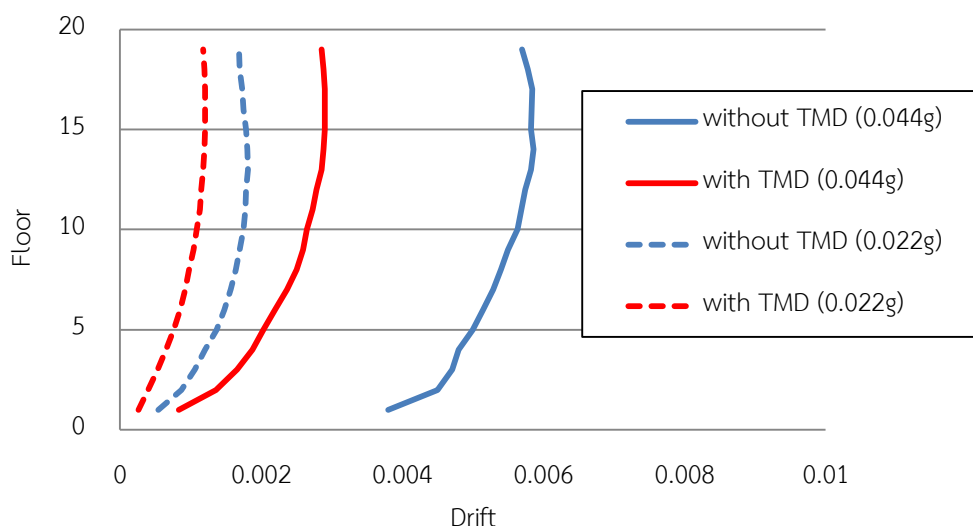
รูปที่ 6.85 การเคลื่อนตัวที่ชั้นบนสุดของอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Nenana Mountain Alaska, Anchorage International Airport (2002) ที่ระดับ PGA เท่ากับ 0.0218g

เมื่อพิจารณาค่าการเคลื่อนตัวของชั้นหลังคาเมื่อ PGA เท่ากับ 0.0436g ดังรูปที่ 6.86 ซึ่งเป็นระดับความรุนแรงที่ทำให้อาคารที่ไม่ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าวิบัติพบว่าการติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าสามารถลดค่าการเคลื่อนตัวของโครงสร้างได้โดยสามารถลดการเคลื่อนตัวที่ชั้นบนสุดของอาคารได้ถึง 18.28% นอกจากนี้ทำการเปรียบเทียบการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นที่ระดับ PGA เท่ากับ 0.022g และ 0.044g ดังรูปที่ 6.87 พบว่าการติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าสามารถลดการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นได้ทั้ง 2 ระดับความรุนแรง

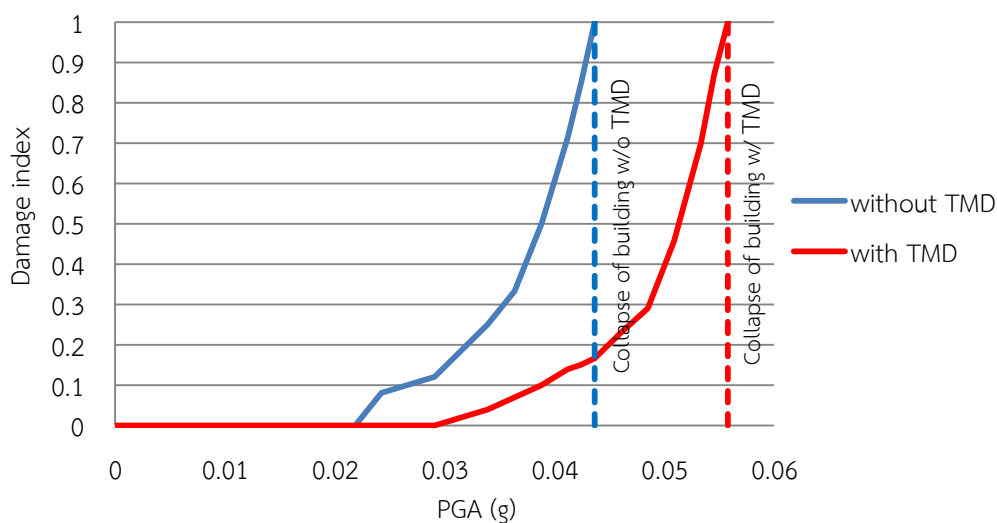
เมื่อพิจารณาถึงความเสียหายที่เกิดขึ้น เมื่อ  $PGA = 0.0436g$  อาคารที่ไม่ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าวิบัติในแนวกิริต A และ F ชั้น 19 และมีความเสียหายเกิดขึ้นในกำแพงรับแรงเฉือนชั้นที่ 1 โดยมีค่าดัชนีความเสียหาย เท่ากับ 0.88 สำหรับอาคารที่ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าพบว่าที่ระดับ PGA เดียวกันจะมีค่า ดัชนีความเสียหายเพียง 0.17 ซึ่งพบว่าการติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าสามารถลดความเสียหายได้ 83% และไม่มี ความเสียหายเกิดขึ้นในกำแพงรับแรงเฉือน โดยอาคารที่ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าสามารถทนต่อความเร่งสูงสุดที่ฐานได้ถึง  $0.0558g$  เท่านั้น ดังรูปที่ 6.88



รูปที่ 6.86 การเคลื่อนตัวที่ชั้นบนสุดของอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Nenana Mountain Alaska, Anchorage International Airport (2002) ที่ระดับ PGA เท่ากับ  $0.0436g$



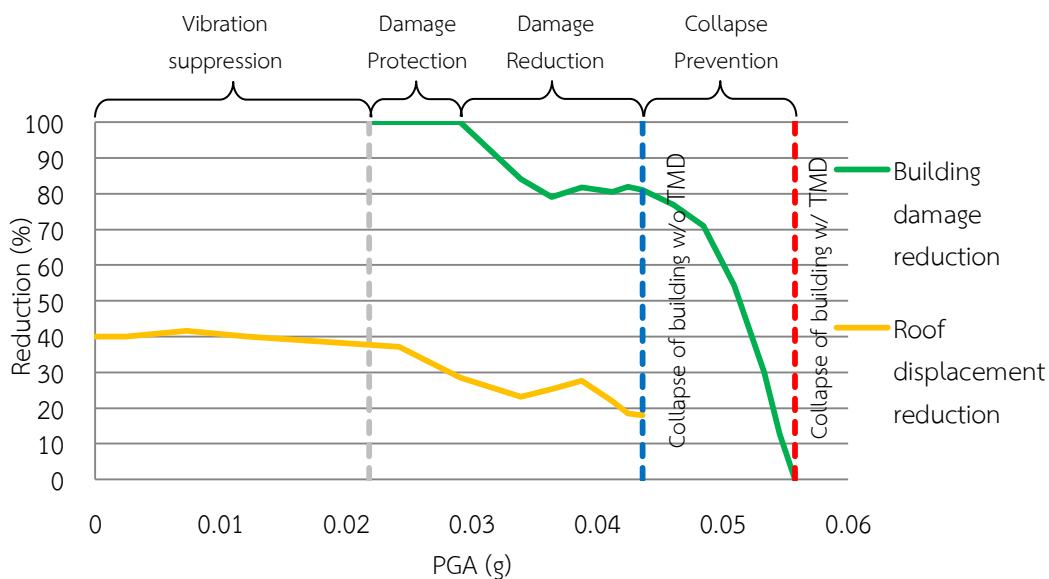
รูปที่ 6.87 การเคลื่อนตัวสัมพันธ์ระหว่างชั้นภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Nenana Mountain Alaska, Anchorage International Airport (2002) ที่ระดับ PGA เท่ากับ  $0.0436g$



รูปที่ 6.88 ค่าความเสียหายของอาคารที่ติดตั้งและไม่ได้ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่า ภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Nenana Mountain Alaska, Anchorage International Airport (2002)

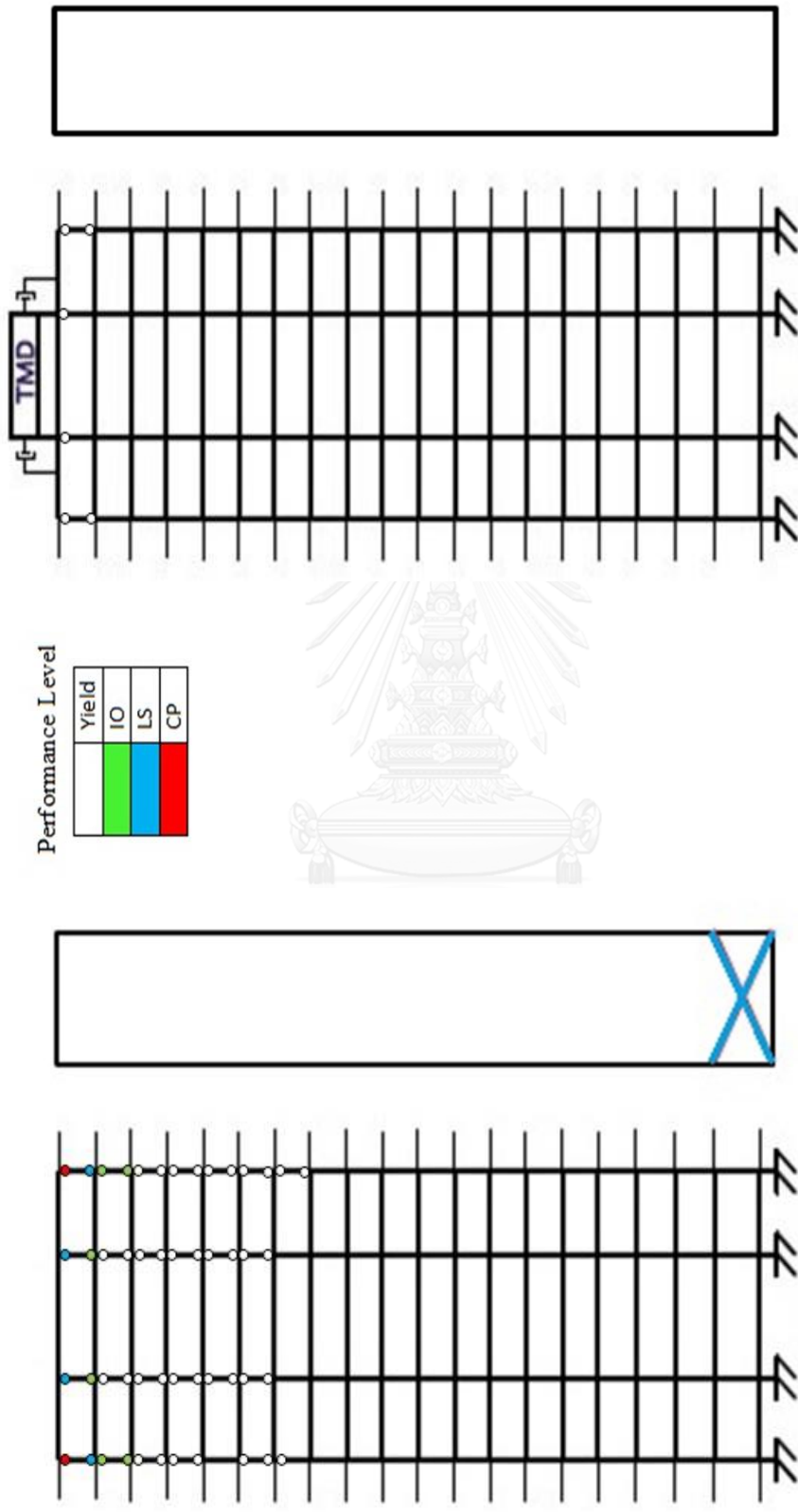
จากรูปที่ 6.89 การติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าสามารถลดการเคลื่อนตัวสูงสุดที่ชั้นหลังคาได้ประมาณ 40% เมื่ออาคารมีพฤติกรรมอยู่ในช่วงอีลาสติก และจะค่อยๆลดลงเมื่ออาคารมีพฤติกรรมอยู่ในช่วงอินอีลาสติกจนถึงระดับที่อาคารที่ไม่ได้ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าวิบัติ ที่ระดับ PGA เท่ากับ 0.0436g การลดการเคลื่อนตัวสูงสุดที่ชั้นหลังคาได้มีค่า 18.28%

จากรูปที่ 6.89 พบว่าการติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าสามารถลดความเสียหายของอาคารตัวอย่างลงได้ โดยในช่วงที่ PGA น้อยกว่า 0.0218g เป็นช่วงที่โครงสร้างทั้งติดตั้งและไม่ได้ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่ามีพฤติกรรมอยู่ในช่วงอีลาสติก ซึ่งช่วงดังกล่าวเป็นช่วงที่มวลหน่วงปรับค่าแสดงประสิทธิภาพในการลดการสั่นไหวของอาคาร (Vibration suppression) เมื่อ PGA อยู่ในช่วง 0.0218g - 0.0291g พบว่าจะไม่มีความเสียหายเกิดขึ้นกับโครงสร้างติดตั้งมวลหน่วงปรับค่า เป็นช่วงที่มวลหน่วงปรับค่าแสดงประสิทธิภาพในการป้องกันความเสียหายของโครงสร้าง (Damage protection) สำหรับ PGA อยู่ในช่วง 0.0291g - 0.0436g เป็นช่วงที่มวลหน่วงปรับค่าแสดงประสิทธิภาพในการลดความเสียหายของโครงสร้างได้ (Damage reduction) สำหรับ PGA อยู่ในช่วง 0.0436g - 0.0558g สำหรับอาคารที่ไม่ได้ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่า จะมีค่า Damage index มากกว่า 1 หรืออยู่ในช่วงที่สามารถทำให้โครงสร้างพังทลายได้ โดยการติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าจะสามารถลดความเสียหายและป้องกันการพังทลายของอาคารได้ (Collapse prevention) แต่เมื่อ PGA มากกว่า 0.0558g จะพบว่าอาคารที่ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าจะมีความเสียหายจนถึงพังทลาย ทำให้ในช่วงประสิทธิภาพของมวลหน่วงปรับค่าหมดลงในช่วงดังกล่าว



รูปที่ 6.89 ประสิทธิภาพของมวลหน่วงปรับค่าในการลดความเสียหายและการเคลื่อนตัวสูงสุดที่ชั้นหลังคาของอาคารภายใต้แผ่นดินไหว Nenana Mountain Alaska, Anchorage International Airport (2002)

จากรูปที่ 6.90 แสดงตำแหน่งในแนวแกนหลักของอาคาร โดยแสดงผลในส่วนของชิ้นส่วนของโครงสร้างที่มีความเสียหายมากที่สุดในแต่ละกริด และกำแพงรับแรงเฉือน พบว่าการติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าสามารถลดตำแหน่งที่เกิดจุดหมุนพลาสติกของชิ้นส่วนโครงสร้างได้ เมื่อพิจารณาที่ PGA เท่ากับ 0.0436g ซึ่งเป็นระดับที่อาคารที่ไม่ได้ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าถึงจุดวิบัติ พบว่าอาคารที่ไม่ได้ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าในมีจุดหมุนพลาสติกเกิดขึ้นในเสาชั้น 13-19 และชั้นบนสุดพบว่าเสามีระดับสมรรถนะถึงระดับ CP ในเสาต้นริม และ LS ในเสาต้นใน ในขณะที่กำแพงรับแรงเฉือนระดับสมรรถนะถึงระดับ LS ในชั้นล่างสุด ส่วนอาคารที่ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าพบว่าการเกิดจุดหมุนพลาสติกเพียงชั้น 19 และไม่มี ความเสียหายเกิดขึ้นในกำแพงรับแรงเฉือน



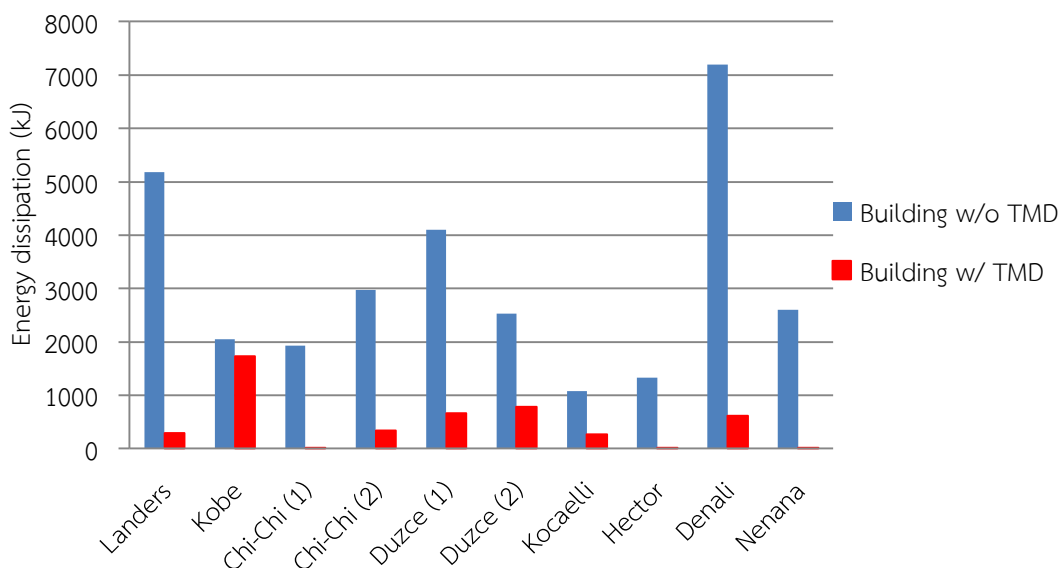
รูปที่ 6.90 ระดับสมรรถนะของอาคารตัวอย่างที่ไม่ติดตั้งและติดตั้งมวลหน่วงปรับค่า ภายใต้แผ่นดินไหว Nenana Mountain Alaska, Anchorage International Airport (2002) ที่ระดับ PGA เท่ากับ 0.0436g ซึ่งเป็นระดับที่ทำให้อาคารที่ไม่ได้ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่ามีได้ซีมี

ความเสียหาย เท่ากับ 1

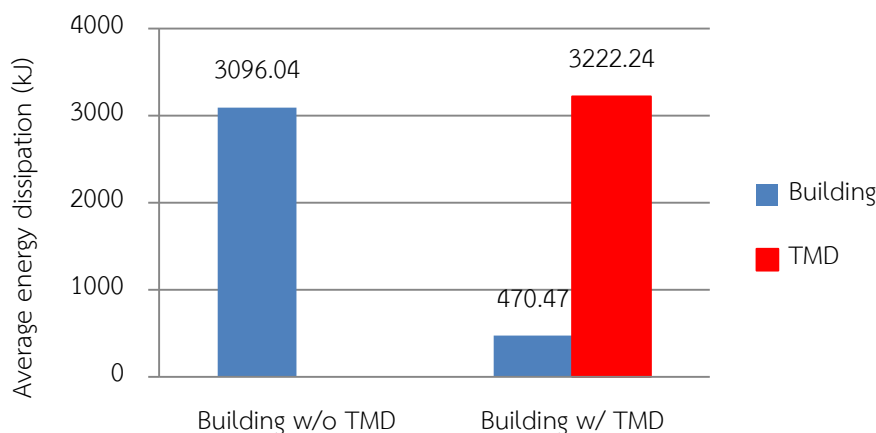
### 6.3 การสลายพลังงานในชั้นส่วนของอาคารตัวอย่าง

ความเสียหายในชั้นส่วนของอาคาร จะพิจารณาจากการเคลื่อนตัวที่เกิดขึ้น และค่าของการสลายพลังงานเมื่อชั้นส่วนเข้าสู่พฤติกรรมแบบอินอีลาสติก โดยการติดตั้งมวลหน่วงปรับค่า มีจุดประสงค์เพื่อช่วยในการดูดซับพลังงานที่เกิดขึ้นในอาคารอันเนื่องมาจากการสั่นไหว ทำให้ช่วยลดการสลายพลังงานอาคาร ซึ่งเป็นผลให้ความเสียหายในอาคารลดลง

ในการพิจารณาค่าพลังงานที่สลายไปในชั้นส่วนของอาคาร อันเนื่องมาจากแรงแผ่นดินไหวจำนวน 10 คลื่น ที่ระดับความรุนแรงที่ทำให้อาคารที่ไม่ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าถึงจุดวิบัติ (DI=1) ดังรูปที่ 6.91 จากการศึกษาพบว่าทั้ง 2 อาคาร ส่วนที่มีความเสียหายเป็นหลักของอาคารได้แก่ ชั้น 19 ซึ่งเป็นตัวแทนในการพิจารณาความเสียหายของอาคาร และกำแพงรับแรงเฉือนชั้นที่ 1 จะมีการสลายพลังงานมากที่สุด สำหรับอาคารที่ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าพบว่าจะมีการสลายพลังงานของชั้นส่วนน้อยกว่า อันเนื่องมาจากมวลหน่วงปรับค่าทำหน้าที่เป็นตัวดูดซับพลังงานส่วนหนึ่งมาจากอาคาร ภายใต้แผ่นดินไหวตัวอย่าง มวลหน่วงปรับค่าช่วยสลายพลังงานเฉลี่ยได้ถึง 3222.24 kJ ซึ่งคิดเป็นประมาณ 87.26 % ของอาคาร โดยอาคารมีการสลายพลังงานเพียง 470.47 kJ ในขณะที่อาคารที่ไม่ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่ามีการสลายพลังงานเฉลี่ยเท่ากับ 3096.04 kJ ดังรูปที่ 6.92

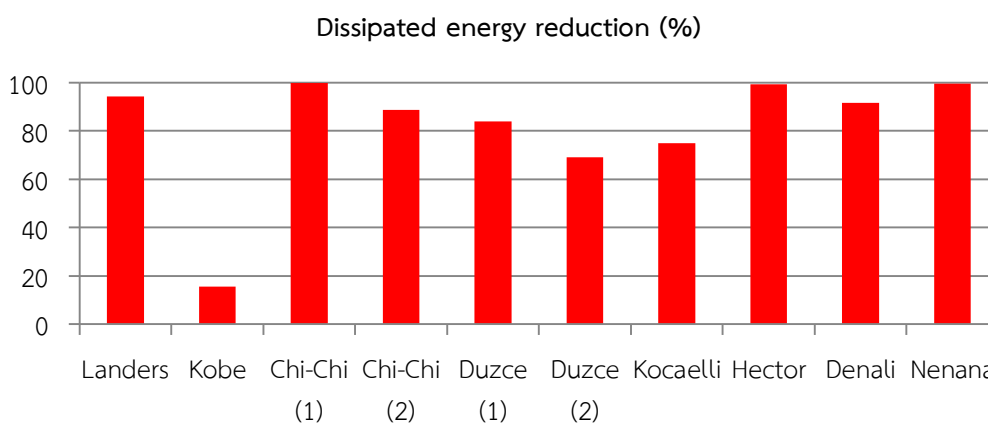


รูปที่ 6.91 เปรียบเทียบการสลายพลังงานของอาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหว ที่ระดับ PGA ที่ทำให้อาคารที่ไม่ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าวิบัติ



รูปที่ 6.92 การสลายพลังงานเฉลี่ยของอาคารที่ติดตั้งและไม่ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่า

จากรูปที่ 6.93 แสดงประสิทธิภาพของมวลหน่วงปรับค่าในการลดการสลายพลังงานของอาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหว พบว่า มวลหน่วงปรับค่าสามารถลดการสลายพลังงานอยู่ในช่วง 15.52 – 99.93 % และค่าเฉลี่ย 81.67 % โดยคลื่นแผ่นดินไหวที่ทำให้มวลหน่วงปรับค่ามีประสิทธิภาพมากที่สุด ได้แก่ Chi-Chi Taiwan, KAU046 (1999), Hector Mine, Arleta - Nordhoff Fire Sta (1999) และ Nenana Mountain Alaska, Anchorage International Airport (2002) โดยสามารถลดการสลายพลังงานได้เกือบ 100 % เป็นผลทำให้ความเสียหายที่เกิดขึ้นในอาคารตัวอย่างมีน้อยมากเมื่อเปรียบเทียบกับอาคารตัวอย่างที่ไม่ได้ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่า โดยมีค่าดัชนีความเสียหาย ของอาคารอยู่ที่ 0.10, 0.17 และ 0.23 ตามลำดับ สำหรับคลื่น Kobe Japan, FUK (1995) เป็นคลื่นที่มวลหน่วงปรับค่าช่วยในการลดพลังงานได้เพียง 15.52 % โดยอาคารเกือบถึงขั้นวิบัติ โดยมีค่า ดัชนีความเสียหาย ถึง 0.95 เนื่องจากคลื่นดังกล่าวมีความถี่เด่นชัดไม่สอดคล้องกับความถี่ของอาคารซึ่งเป็นช่วงที่มวลหน่วงปรับค่าจะทำงานได้อย่างมีประสิทธิภาพมากที่สุด



รูปที่ 6.93 การลดการสลายพลังงานของชิ้นส่วนภายในอาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหวที่ระดับความเร่งที่ทำให้อาคารที่ไม่ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าวิบัติ

ตารางที่ 6.2 อัตราการเพิ่มความต้านทานต่อการวิบัติและการลดการสลายพลังงานของอาคาร ตัวอย่างจากมวลห้วงปรับค่า ภายใต้แผ่นดินไหว

Earthquake	ระดับความรุนแรงที่ทำให้		อัตราการเพิ่มความต้านทานต่อการวิบัติ	อัตราการลดการสลายพลังงานของอาคารตัวอย่างที่ระดับความเร่งวิกฤตของอาคารที่ไม่ติดตั้งมวลห้วงปรับค่า (%)
	อาคารที่ไม่ติดตั้งมวลห้วงปรับค่า	อาคารที่ติดตั้งมวลห้วงปรับค่า		
Landers	0.116	0.174	1.50	94.27
Kobe	0.228	0.236	1.04	15.52
Chi-Chi, KAU064	0.039	0.101	2.69	99.93
Chi-Chi, KAU082	0.043	0.054	1.27	88.68
Duzce, Ambarli	0.146	0.177	1.21	83.94
Duzce, Kocamustafa	0.233	0.286	1.23	69.20
Kocaeli	0.080	0.091	1.14	74.99
Hector	0.065	0.139	2.14	99.22
Denali	0.054	0.057	1.05	91.48
Nenana	0.044	0.056	1.28	99.44
		Average	1.45	81.67

จากการทดสอบอาคารตัวอย่างที่ติดตั้งและไม่ติดตั้งมวลห้วงปรับค่า ภายใต้แผ่นดินไหว จำนวน 10 คลื่น พบว่าในภาพรวมของทุกคลื่นแผ่นดินไหว ดังรูปที่ 6.82-6.83 มวลห้วงปรับค่าจะมีประสิทธิภาพในการลดความเสียหาย และเพิ่มความต้านทานต่อการวิบัติของอาคารได้เป็นอย่างดี แม้ว่าจะมีบางคลื่นแผ่นดินไหว ที่มวลห้วงปรับค่าไม่สามารถทำงานได้อย่างมีประสิทธิภาพมากนัก ได้แก่ แผ่นดินไหว Kobe Japan, FUK (1995) เนื่องจากความถี่ของคลื่นแผ่นดินไหวไม่สอดคล้องกับความถี่ของอาคารตัวอย่าง แต่ทั้งนี้ยังไม่พบผลในเชิงลบในการติดตั้งมวลห้วงปรับค่า โดยพบว่ามวลห้วงปรับค่าสามารถเพิ่มความต้านทานต่อการวิบัติของอาคารได้อยู่ในช่วง 1.04-2.69 เท่า และมีค่าเฉลี่ยอยู่ที่ 1.43 เท่า นอกจากนี้พบว่ามวลห้วงปรับค่ามีประสิทธิภาพในการลดการสลาย



พลังงานของอาคารตัวอย่างได้เป็นอย่างมาก ที่ระดับความเร่งวิกฤตที่ทำให้อาคารที่ไม่ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าถึงจุดวิบัติ โดยสามารถลดการสลายพลังงานได้ตั้งแต่ 15.52-99.93% โดยมีค่าเฉลี่ยในการลดการสลายพลังงานของอาคารตัวอย่างได้ถึง 81.67%



## บทที่ 7

### พฤติกรรมของอาคารตัวอย่างที่ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าแบบอินลาสติกภายใต้แผ่นดินไหว

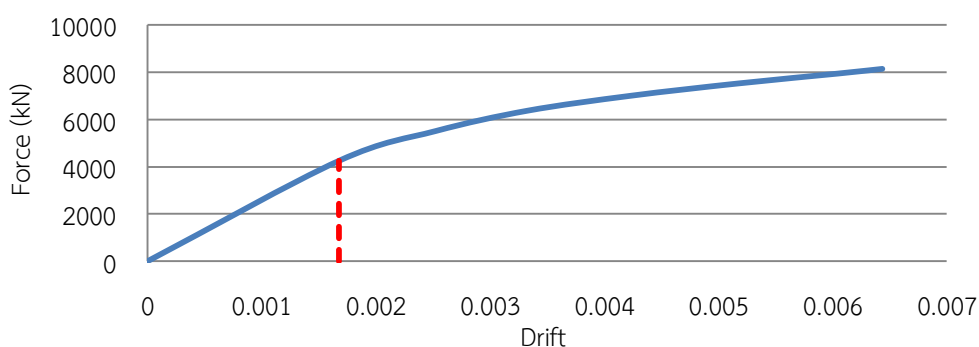
จากการศึกษาในข้างต้น พบว่ามวลหน่วงปรับค่าแบบอินลาสติกมีประสิทธิภาพในการช่วยป้องกันและลดความเสียหายของอาคารตัวอย่างที่มีพฤติกรรมอยู่ในช่วงอินลาสติกได้จากแรงแผ่นดินไหวขนาดรุนแรงได้อย่างมีนัยสำคัญ

ในหัวข้อนี้ได้ทำการเปลี่ยนพฤติกรรมของมวลหน่วงปรับค่าให้มีพฤติกรรมแบบอินลาสติกติดตั้งบนอาคารตัวอย่างเดิม และวิเคราะห์พฤติกรรมของอาคารตัวอย่างโดยโปรแกรม PERFORM-3D ด้วยวิธีการวิเคราะห์พลศาสตร์ไม่เชิงเส้น (Nonlinear dynamic procedure) โดยใช้วิธีแบบประวัติเวลา (Time history analysis) คำนวณผลการตอบสนองของอาคารที่ทุกช่วงระยะเวลา แล้วจึงทำการเปรียบเทียบประสิทธิภาพของมวลหน่วงปรับค่าแบบอินลาสติกกับแบบอินลาสติก

#### 7.1 การออกแบบมวลหน่วงปรับค่าแบบอินลาสติก

การออกแบบคุณสมบัติของมวลหน่วงปรับค่าแบบอินลาสติก จะต้องออกแบบให้ชิ้นส่วนเสาให้มีพฤติกรรมแบบอินลาสติกโดยจะต้องกำหนดกำลังรับแรงของเสา หรือ P-M diagram ให้เหมาะสม โดยกำหนดให้มวลหน่วงปรับค่ามีคุณสมบัติคงเดิมเมื่อมวลหน่วงปรับค่าสั้นไหวในช่วงอินลาสติก

ในงานวิจัยนี้ทำการสมมติให้พิจารณาผลของระบบมวลหน่วงปรับค่าในการลดการตอบสนองในแนวแกนหลักของอาคารตัวอย่างเป็นหลัก จึงทำการปรับค่าเท่ากันทั้งในแนวแกนหลักและแนวแกนรองของอาคารโดยปรับให้เหมาะสมกับคุณสมบัติของอาคารในโหมดแรก โดยเริ่มจากการ Pushover analysis ในแนวแกนหลัก โดยใส่แรงดันที่ขึ้นบนสุด แล้วทำการวัดการเคลื่อนตัวของชั้นหลังคา เพื่อดูพฤติกรรมในภาพรวมของอาคารตัวอย่าง



รูปที่ 7.1 พฤติกรรมของอาคารตัวอย่าง

จากรูปที่ 7.1 พบว่าค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ที่จุดครากในภาพรวมของอาคารมีค่าเท่ากับ 0.00168 ดังนั้นค่าการเคลื่อนตัวที่ชั้นหลังคาจะมีค่าเท่ากับค่าตรีฟคูณด้วยความสูงของอาคารจะมีค่าเท่ากับ  $0.00168 \times 60.8 = 0.102$  เมตร

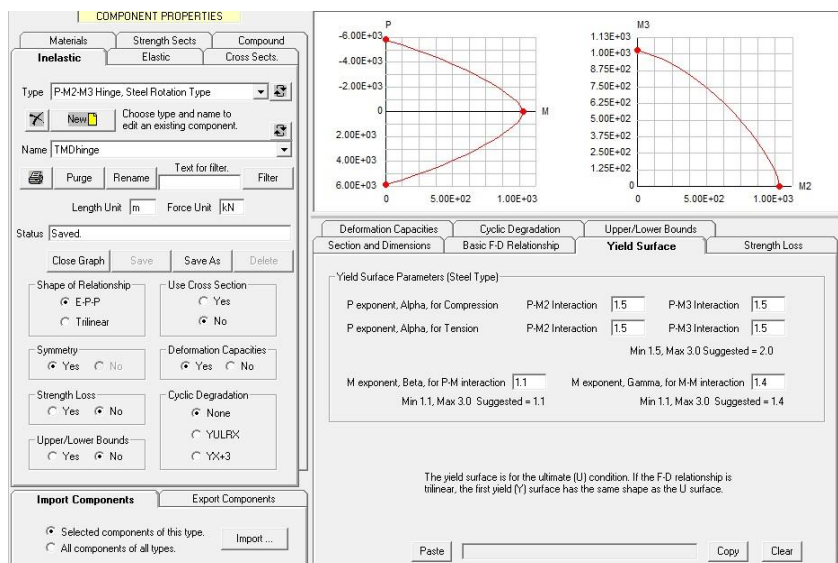
หลังจากได้พฤติกรรมของอาคารตัวอย่างแล้ว ทำการศึกษาพฤติกรรมการสั่นไหวของอาคารตัวอย่างที่ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าแบบอินอีลาสติก โดยวัดค่าที่จากแผ่นดินไหวทั้งหมด 10 คลื่น ที่เคยใช้ในการศึกษาที่ระดับความรุนแรงที่ยังทำให้อาคารตัวอย่างมีพฤติกรรมอยู่ในช่วงอีลาสติก แล้วทำการวัดค่าการเคลื่อนตัวของชั้นหลังคา และมวลหน่วงปรับค่า เพื่อคิดอัตราส่วนระหว่างการเคลื่อนตัวของมวลหน่วงปรับค่าและชั้นหลังคา ดังตารางที่ 7.1

ตารางที่ 7.1 อัตราส่วนเคลื่อนตัวระหว่างมวลหน่วงปรับค่าและชั้นหลังคาภายใต้แรงแผ่นดินไหว

Earthquake	Scale Factor	PGA (g)	TMD/Roof Displacement Ratio
Lander	0.6	0.0388	3.16
Kobe	1	0.0422	1.59
Chi-Chi (1)	0.8	0.0188	2.88
Chi-Chi (2)	0.6	0.0116	2.47
Duzce (1)	0.6	0.0230	1.97
Duzce (2)	3	0.0510	1.76
Kocaeli	1.8	0.0524	2.90
Hector	0.8	0.0199	2.27
Denali	0.6	0.0081	2.11
Nenana	1.8	0.0218	2.98
		Average	2.41

จากตารางที่ 7.1 พบว่าการเคลื่อนตัวเฉลี่ยของมวลหน่วงปรับค่าเป็น 2.41 เท่าของการเคลื่อนตัวของชั้นหลังคา แล้วทำการคำนวณการเคลื่อนตัวของมวลหน่วงปรับค่าที่จุดคราก โดยนำค่าอัตราส่วนการเคลื่อนตัวเฉลี่ยระหว่างมวลหน่วงปรับค่าและชั้นหลังคาคูณกับการเคลื่อนตัวที่ชั้นหลังคา ดังนั้นการเคลื่อนตัวของมวลหน่วงปรับค่าที่จุดครากมีค่าเท่ากับ  $2.41 \times 0.102 = 0.246$  เมตร

โดยค่ากำลังรับแรงแนวแกนของเสาของมวลหน่วงปรับค่า จะเกิดจากมวลของมวลหน่วงปรับค่าที่ติดตั้งอยู่ด้านบน รวมกับผลจากแผ่นดินไหว ที่ทำให้เกิดการเคลื่อนตัว หลังจากนั้นนำค่าเหล่านี้ไปสร้าง P-M Diagram หรือ Yield Surface ในโปรแกรม PERFORM-3D ให้มวลหน่วงปรับค่าถึงจุดครากตามระยะที่ต้องการ ดังรูปที่ 7.2



รูปที่ 7.2 P-M Diagram ของเสามวลท่วงปรับค่า

## 7.2 พฤติกรรมของอาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหว

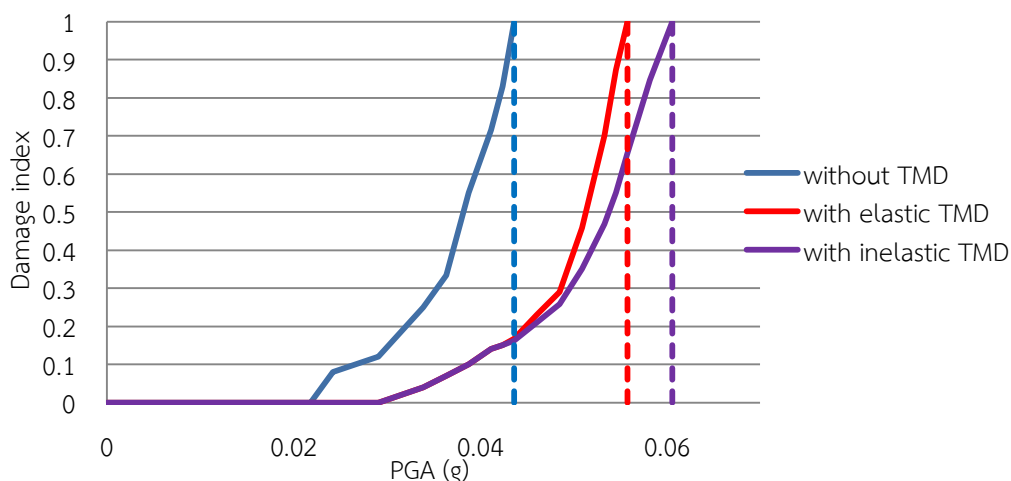
ในส่วนนี้ได้ทำการศึกษาพฤติกรรมของอาคารตัวอย่างที่ติดตั้งมวลท่วงปรับค่าแบบอินอีลาสติก เปรียบเทียบกับมวลท่วงปรับค่าแบบอีลาสติก โดยคลื่นแผ่นดินไหวที่นำมาทำการทดสอบกับมวลท่วงปรับค่าแบบอินอีลาสติก ได้แก่ Nenana (2002), Hector-mine (1999), Chi-Chi (1999) และ Landers (1992) เนื่องจากอาคารที่ติดตั้งมวลท่วงปรับค่าแบบอีลาสติกภายใต้แผ่นดินไหวเหล่านี้ สามารถลดการตอบสนองของอาคารตัวอย่างได้ เนื่องจากมวลท่วงปรับค่าสามารถดูดซับพลังงานจากอาคารตัวอย่างได้เป็นอย่างดี ในการติดตั้งมวลท่วงปรับค่าแบบอินอีลาสติกจึงมีแนวโน้มที่จะทำงานได้ดีภายใต้คลื่นแผ่นดินไหวดังกล่าว

### 7.2.1 พฤติกรรมของอาคารตัวอย่างที่ติดตั้งมวลท่วงปรับค่าแบบอินอีลาสติกภายใต้

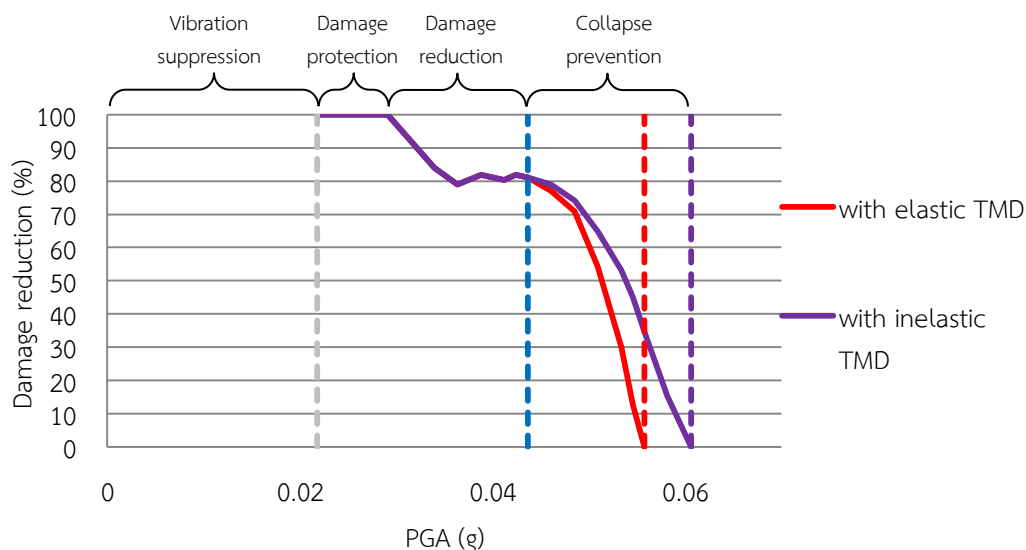
#### แผ่นดินไหว Nenana Mountain Alaska, Anchorage International Airport (2002)

จากการวิเคราะห์การตอบสนองของอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Nenana Mountain Alaska, Anchorage International Airport (2002) โดยปรับพฤติกรรมของมวลท่วงปรับค่าให้เป็นแบบอินอีลาสติกรูปที่ 7.2 มวลท่วงปรับค่าจะเริ่มถึงจุดครากเมื่อ แผ่นดินไหวมีระดับ PGA เท่ากับ 0.0388g ซึ่งเป็นช่วงที่อาคารเริ่มมีความเสียหายไปแล้วบางส่วนโดยมีค่า ดัชนีความเสียหาย เท่ากับ 0.1 โดยในช่วงที่มวลท่วงปรับค่าเริ่มมีความเสียหาย ความเสียหายของอาคารไม่แตกต่างกันมากนักเมื่อเปรียบเทียบกับอาคารที่ติดตั้งมวลท่วงปรับค่าแบบอีลาสติก แต่เมื่อมวลท่วงปรับค่ามีความเสียหายมากขึ้น ความเสียหายของอาคารจะลดลง และพบว่ามวลท่วงปรับค่า

แบบอินอีลาสติกสามารถทนต่อความรุนแรงของแผ่นดินไหวได้จนกระทั่งอาคารถึงจุดวิบัติที่ระดับ PGA เท่ากับ 0.0606g ซึ่งทนได้มากกว่าอาคารที่ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าแบบอีลาสติก ที่วิบัติที่ระดับ PGA เท่ากับ 0.0558g ซึ่งคิดเป็น 1.09 เท่า ดังรูปที่ 7.3-7.4

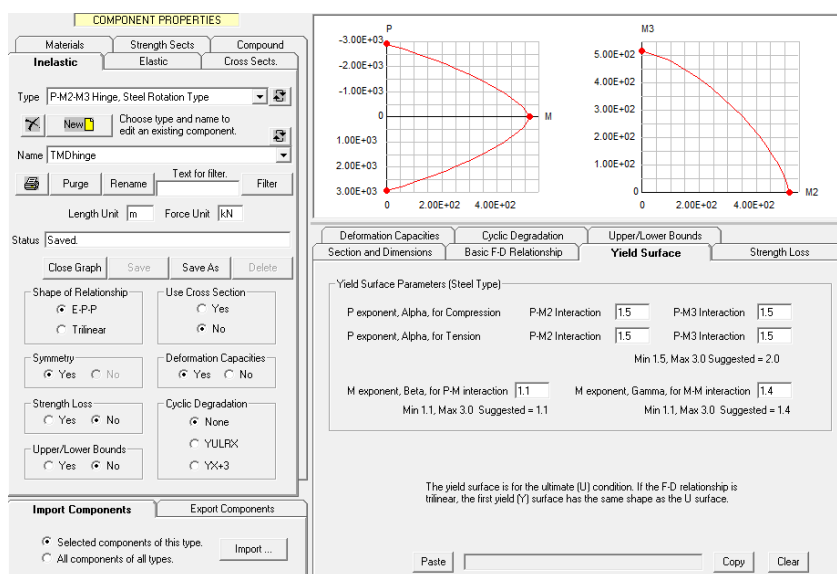


รูปที่ 7.3 ค่าความเสียหายของอาคารที่ไม่ติดตั้งและติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าแบบอีลาสติกและแบบอินอีลาสติก ภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Nenana Mountain Alaska, Anchorage International Airport (2002)



รูปที่ 7.4 ประสิทธิภาพของมวลหน่วงปรับค่าแบบอินอีลาสติกในการลดความเสียหายของอาคาร ภายใต้แผ่นดินไหว Nenana Mountain Alaska, Anchorage International Airport (2002)

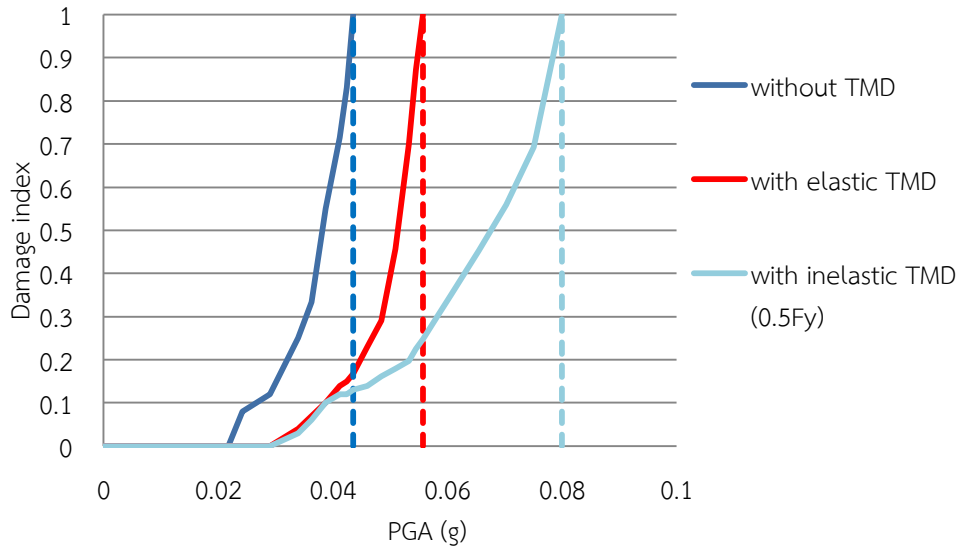
หลังจากนั้นทำการปรับค่ากำลังของเสามวลหน่วงปรับค่าลง 50% ดังรูปที่ 7.5 เพื่อให้มวลหน่วงปรับค่าถึงจุดครากเร็วขึ้น เพื่อศึกษาผลกระทบต่ออาคารตัวอย่าง



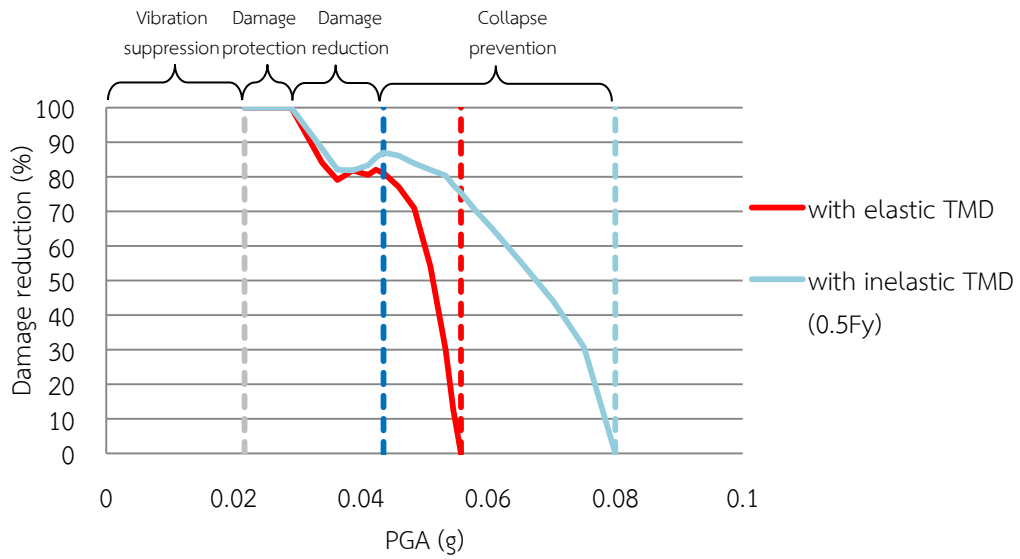
รูปที่ 7.5 P-M Diagram ของเสามวลท่อนวงปรับค่าที่ถูกปรับค่ากำลังต้านทานลง 50%

หลังจากทำการปรับค่ากำลังของมวลท่อนวงปรับค่าลง 50% พบว่ามวลท่อนวงปรับค่าจะเริ่มถึงจุดครากเมื่อแผ่นดินไหวมีระดับ PGA เท่ากับ 0.0290g ซึ่งพบว่าอาคารเริ่มมีความเสียหายที่ระดับความรุนแรงนี้เช่นกัน

จากรูปที่ 7.6-7.7 แสดงถึงความเสียหายของอาคาร โดยพบว่ามวลท่อนวงปรับค่าที่ถูกปรับลดกำลังลง 50% จะเริ่มถึงจุดครากที่ PGA เท่ากับ 0.0290g เช่นเดียวกับชิ้นส่วนแรกของอาคารตัวอย่างได้แก่ เสาต้นมุมของชั้น 19 โดยในช่วงที่มวลท่อนวงปรับค่ามีความเสียหายไม่มากนัก มวลท่อนวงปรับค่าแบบอินทิลาสติกยังไม่แสดงประสิทธิภาพมากนักเมื่อเปรียบเทียบกับมวลท่อนวงปรับค่าแบบอินทิลาสติก แต่เมื่อความรุนแรงของแผ่นดินไหวมากขึ้นจนมวลท่อนวงปรับค่ามีความเสียหายมากขึ้น พบว่าประสิทธิภาพในการลดความเสียหายของอาคารจะมีมากเมื่อเปรียบเทียบกับอาคารที่ติดตั้งมวลท่อนวงปรับค่าแบบอินทิลาสติก เมื่ออาคารที่ไม่ติดตั้งมวลท่อนวงปรับค่าถึงจุดวิบัติที่ระดับ PGA เท่ากับ 0.0436g อาคารนี้จะมีค่าดัชนีความเสียหายดัชนีความเสียหาย เพียง 0.13 ในขณะที่เมื่ออาคารที่ติดตั้งมวลท่อนวงปรับค่าแบบอินทิลาสติกถึงจุดวิบัติที่ระดับ PGA เท่ากับ 0.0557g อาคารนี้จะมีค่าดัชนีความเสียหาย เพียง 0.25 โดยอาคารที่ติดตั้งมวลท่อนวงปรับค่าที่ลดกำลังของเสามวลท่อนวงปรับค่าลง 50% จะป้องกันการพังทลายของอาคารได้จนถึงระดับ PGA เท่ากับ 0.0799g อาคารจึงจะวิบัติ และคิดเป็น 1.43 เท่า ของอาคารที่ติดตั้งมวลท่อนวงปรับค่าแบบอินทิลาสติก

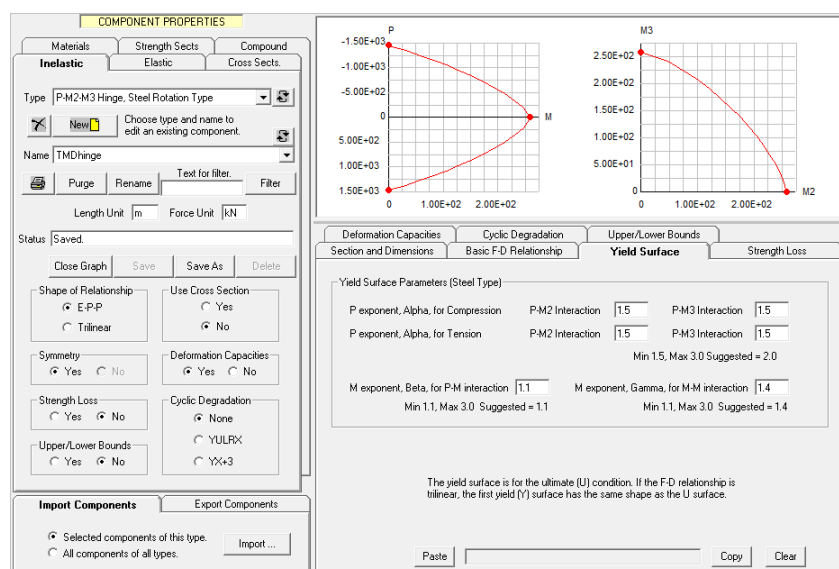


รูปที่ 7.6 ค่าความเสียหายของอาคารที่ไม่ติดตั้งและติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าแบบอีลาสติกและแบบอินอีลาสติก (0.5F<sub>y</sub>) ภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Nenana Mountain Alaska, Anchorage International Airport (2002)



รูปที่ 7.7 ประสิทธิภาพของมวลหน่วงปรับค่าแบบอินอีลาสติก (0.5F<sub>y</sub>) ในการลดความเสียหายของอาคารภายใต้แผ่นดินไหว Nenana Mountain Alaska, Anchorage International Airport (2002)

นอกจากนี้ทำการปรับค่ากำลังของเสามวลห้วงปรับค่าลง 75% ดังรูปที่ 7.8 เพื่อควบคุมให้มวลห้วงปรับค่าถึงจุดครากก่อนที่อาคารตัวอย่างจะได้รับความเสียหายแล้วจึงทำการเปรียบเทียบพฤติกรรมกับ 2 อาคารแรกที่ตั้งมวลห้วงปรับค่าแบบอินอีลาสติก

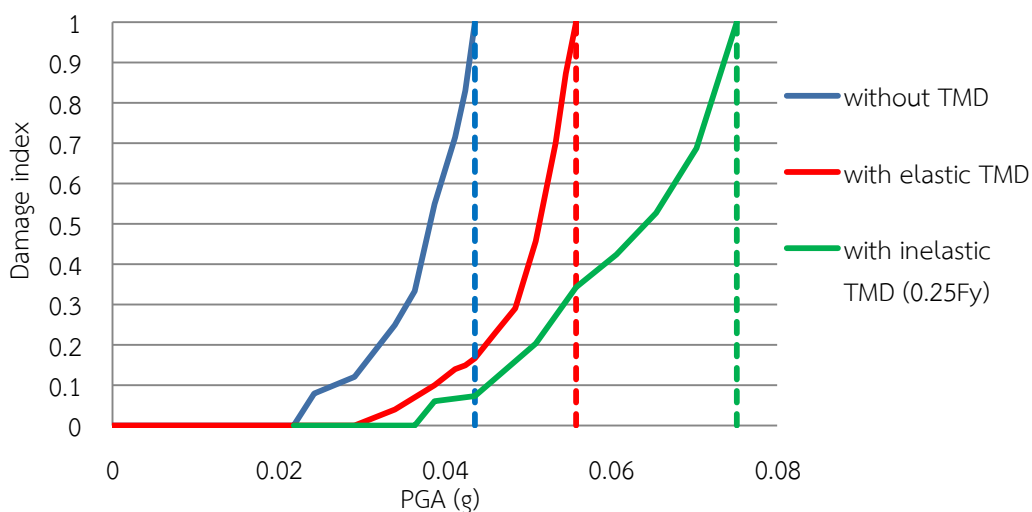


รูปที่ 7.8 P-M Diagram ของเสามวลห้วงปรับค่าที่ถูกปรับค่ากำลังต้านทานลง 75%

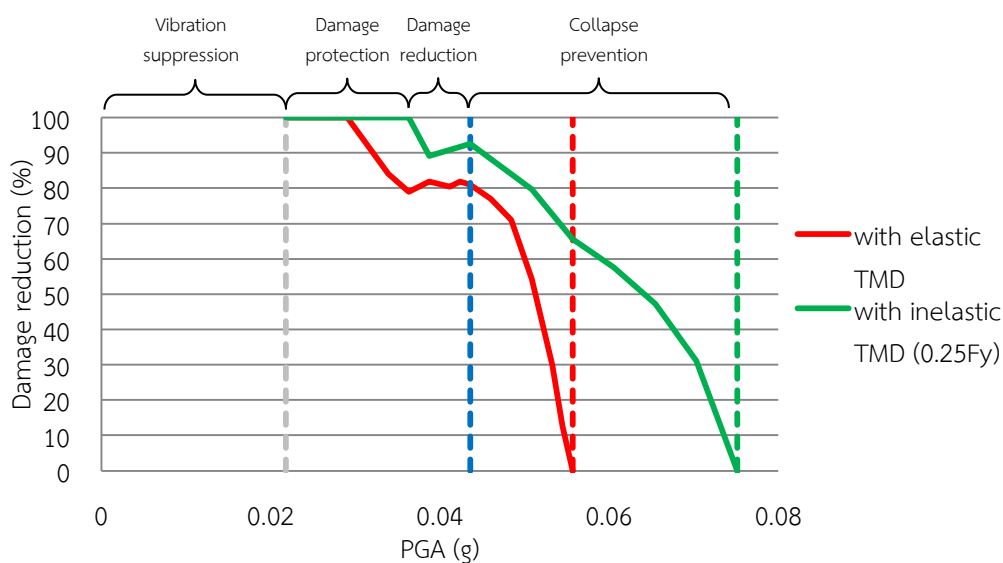
หลังจากทำการปรับค่ากำลังของมวลห้วงปรับค่าลง 75% ดังรูปที่ 7.8 พบว่ามวลห้วงปรับค่าจะเริ่มถึงจุดครากเมื่อแผ่นดินไหวมีระดับ PGA เท่ากับ 0.0194g ในขณะที่ชั้นส่วนแรกของอาคารจะเริ่มมีความเสียหายที่ระดับ PGA เท่ากับ 0.0364g ซึ่งมวลห้วงปรับค่าจะถึงจุดครากก่อน

จากรูปที่ 7.9-7.10 แสดงถึงความเสียหายของอาคาร โดยพบว่ามวลห้วงปรับค่าที่ถูกปรับลดกำลังลง 75% จะเริ่มถึงจุดครากที่ PGA เท่ากับ 0.0194g ในขณะที่ชั้นส่วนแรกของอาคาร ได้แก่ เสาต้นมุมของชั้น 19 จะมีเริ่มมีความเสียหายเมื่อแผ่นดินไหวมีระดับ PGA เท่ากับ 0.364g เมื่ออาคารที่ไม่ติดตั้งมวลห้วงปรับค่าถึงจุดวิบัติที่ระดับ PGA เท่ากับ 0.0436g อาคารนี้จะมีค่าดัชนีความเสียหาย เพียง 0.073 ในขณะที่เมื่ออาคารที่ติดตั้งมวลห้วงปรับค่าแบบอินอีลาสติกถึงจุดวิบัติที่ระดับ PGA เท่ากับ 0.557g อาคารนี้จะมีค่าดัชนีความเสียหาย เพียง 0.34 โดยอาคารที่ติดตั้งมวลห้วงปรับค่าที่ลดกำลังของเสามวลห้วงปรับค่าลง 75% จะป้องกันการพังทลายของอาคารได้จนถึงระดับ PGA เท่ากับ 0.0751g อาคารจึงจะวิบัติ และคิดเป็น 1.35 เท่า ของอาคารที่ติดตั้งมวลห้วงปรับค่าแบบอินอีลาสติก





รูปที่ 7.9 ค่าความเสียหายของอาคารที่ไม่ติดตั้งและติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าแบบอีลาสติกและแบบอินอีลาสติก (0.25F<sub>y</sub>) ภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Nenana Mountain Alaska, Anchorage International Airport (2002)



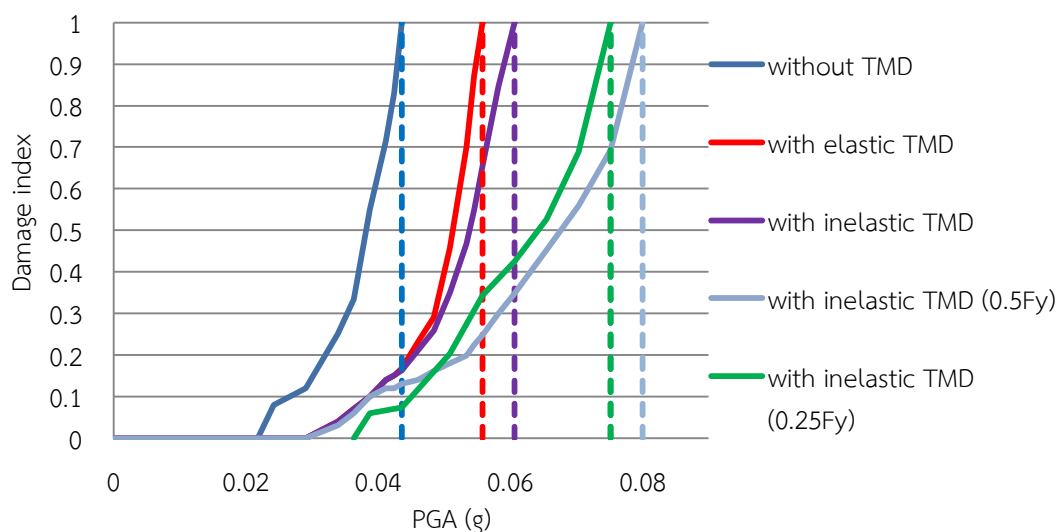
รูปที่ 7.10 ประสิทธิภาพของมวลหน่วงปรับค่าแบบอินอีลาสติก (0.25F<sub>y</sub>) ในการลดความเสียหายของอาคารภายใต้แผ่นดินไหว Nenana Mountain Alaska, Anchorage International Airport (2002)

จากรูปที่ 7.11-7.12 เมื่อทำการเปรียบเทียบอาคารทั้ง 5 อาคาร ได้แก่

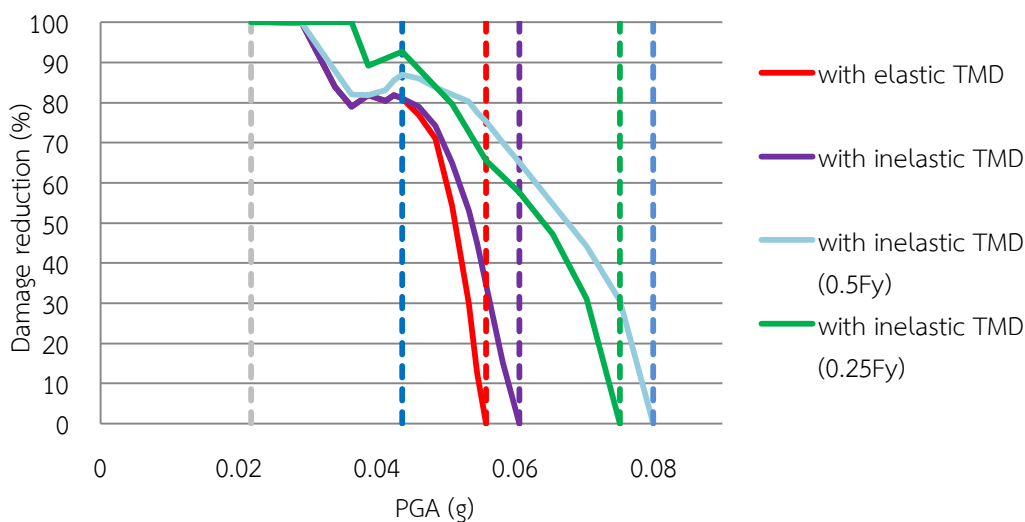
1. อาคารที่ไม่ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่า
2. อาคารที่ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าแบบอีลาสติก

3. อาคารที่ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าแบบอินอีลาสติก (ชั้นส่วนแรกของอาคารถึงจุดครากก่อนมวลหน่วงปรับค่า)
4. อาคารที่ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าแบบอินอีลาสติกที่ปรับกำลังต้านทานในเสาสูง 50% (0.5Fy) (ชั้นส่วนแรกของอาคารถึงจุดครากพร้อมมวลหน่วงปรับค่า)
5. อาคารที่ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าแบบอินอีลาสติกที่ปรับกำลังต้านทานในเสาสูง 75% (0.25Fy) (ชั้นส่วนแรกของอาคารถึงจุดครากหลังมวลหน่วงปรับค่า)

พบว่าพฤติกรรมของมวลหน่วงปรับค่าที่สามารถป้องกันการวิบัติของอาคารได้มากที่สุด ได้แก่อาคารที่ 4, 5, 3 และ 2 ตามลำดับ จะเห็นว่าในช่วงที่แผ่นดินไหวยังมีขนาดไม่รุนแรง พฤติกรรมความเสียหายของทั้ง 4 อาคาร จะมีความเสียหายใกล้เคียงกัน โดยอาคารที่ 5 ซึ่งเป็นอาคารที่มวลหน่วงปรับค่ามีความเสียหายมากที่สุดเนื่องจากกำลังต้านทานค่อนข้างต่ำ จะมีประสิทธิภาพในการลดความเสียหายได้ดีที่สุดในช่วงแรก แต่เมื่อแผ่นดินไหวมีขนาดรุนแรงขึ้นจนอาคารมีความเสียหายมากขึ้น อาคารที่ 4 จะสามารถป้องกันการวิบัติของอาคารได้ดีที่สุด เนื่องจากพฤติกรรมของมวลหน่วงปรับค่ามีความสอดคล้องกับอาคาร ตลอดช่วงความรุนแรงของแผ่นดินไหว



รูปที่ 7.11 ค่าความเสียหายของอาคารที่ไม่ติดตั้งและติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าทั้งหมดจำนวน 5 อาคาร ภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Nenana Mountain Alaska, Anchorage International Airport (2002)

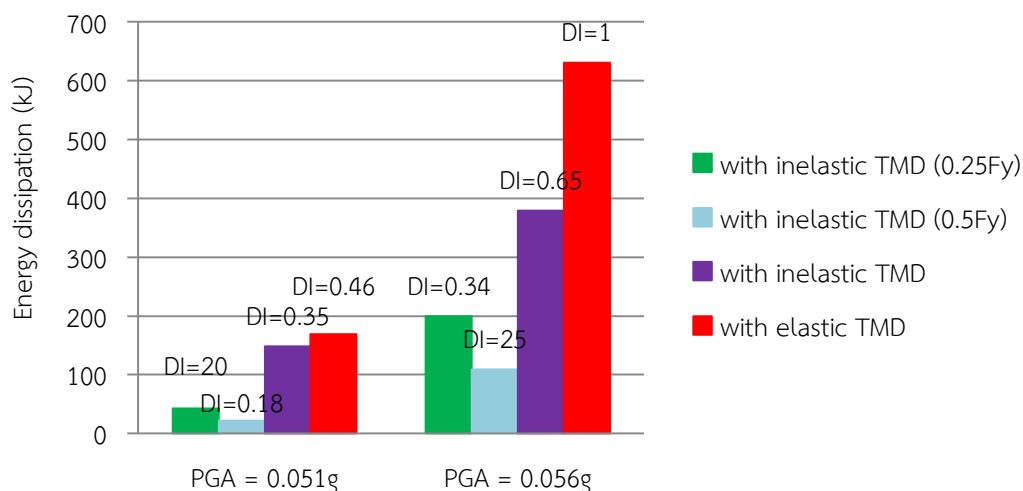


รูปที่ 7.12 ประสิทธิภาพของมวลหน่วงปรับค่าแบบอินอีลาสติก ทั้งหมดจำนวน 4 อาคาร ในการลดความเสียหายของอาคารภายใต้แผ่นดินไหว Nenana Mountain Alaska, Anchorage International Airport (2002)

### ประสิทธิภาพของมวลหน่วงปรับค่าในการลดการสลายพลังงานของอาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหว Nenana Mountain Alaska, Anchorage International Airport (2002)

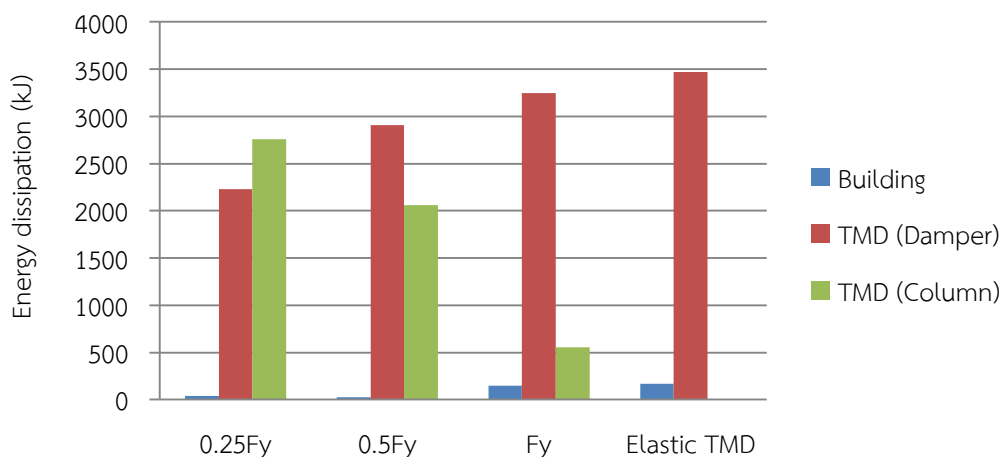
ความเสียหายในชิ้นส่วนของอาคาร จะพิจารณาจากการเคลื่อนตัวที่เกิดขึ้น และค่าของการสลายพลังงานเมื่อชิ้นส่วนเข้าสู่พฤติกรรมแบบอินอีลาสติก โดยในส่วนนี้ได้ทำการติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าโดยปรับพฤติกรรมของเสาให้เป็นแบบอินอีลาสติก มีจุดประสงค์เพื่อให้เสาเป็นตัวช่วยตัวหน่วงในการดูดซับพลังงานที่เกิดขึ้นในอาคารอันเนื่องมาจากการสั่นไหว

จากรูปที่ 7.13 แสดงการสลายพลังงานของอาคารตัวอย่าง ที่ระดับ PGA เท่ากับ 0.051g และ 0.056g ซึ่งเป็นระดับที่ทำให้อาคารที่ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าแบบอีลาสติก มีความเสียหายระดับปานกลาง และอาคารถึงจุดวิบัติ ตามลำดับ พบว่าทั้ง 2 ระดับ ความรุนแรงของแผ่นดินไหวอาคารที่มีการสลายพลังงานน้อยที่สุด ได้แก่ อาคารที่ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าแบบอินอีลาสติกที่ปรับกำลังต้านทานในเสาสูง 50% (0.5Fy) และพบว่าอาคารที่ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าแบบอินอีลาสติกทั้ง 3 อาคาร มีการสลายพลังงานน้อยกว่าอาคารที่ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าแบบอีลาสติก เนื่องจากมีชิ้นส่วนที่มีพฤติกรรมอินอีลาสติกน้อยกว่า หรือความเสียหายน้อยกว่า

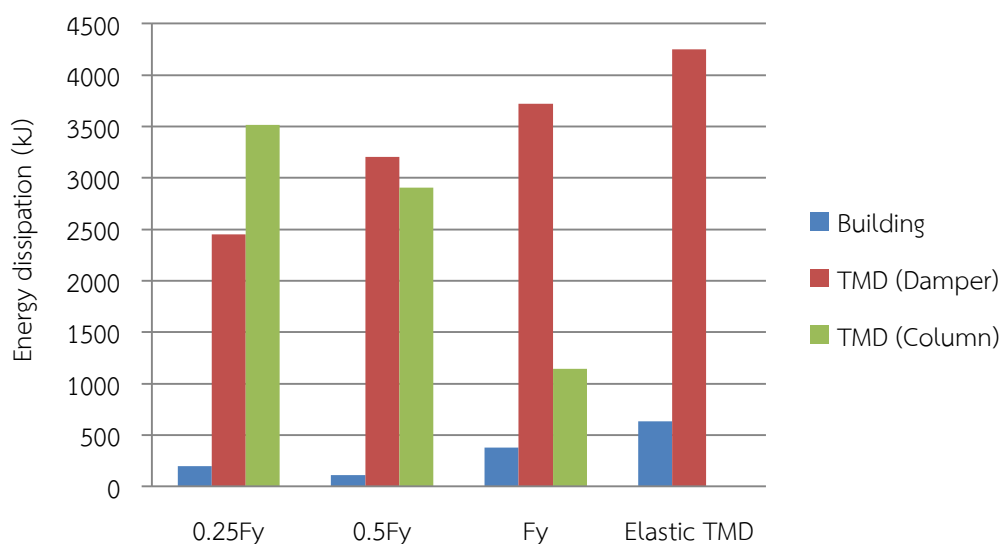


รูปที่ 7.13 การสลายพลังงานตัวอย่างของอาคารที่ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าแบบอีลาสติกและแบบอินอีลาสติก ภายใต้แผ่นดินไหว Nenana Mountain Alaska, Anchorage International Airport (2002)

จากรูปที่ 7.14-7.15 แสดงการสลายพลังงานของอาคารตัวอย่าง รวมถึงมวลหน่วงปรับค่า ได้แก่ เสา และตัวหน่วง ที่ระดับ PGA เท่ากับ 0.051g และ 0.056g ตามลำดับ ซึ่งเป็นระดับที่ทำให้อาคารที่ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าแบบอีลาสติก มีความเสียหายระดับปานกลาง และอาคารถึงจุดวิบัติตามลำดับ พบว่าแนวโน้มในการสลายพลังงานของอาคาร และมวลหน่วงปรับค่าของทั้ง 2 ระดับ ความรุนแรง มีลักษณะไปในทิศทางเดียวกัน โดยอาคารที่มวลหน่วงปรับค่าแบบอินอีลาสติก จะมีเสาเป็นตัวช่วยตัวหน่วงในการสลายพลังงาน โดยพบว่าสามารถลดการสลายพลังงานของอาคารลงได้มากกว่า มวลหน่วงปรับค่าที่เสาเป็นแบบอีลาสติก เมื่อเปรียบเทียบอาคารที่ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าแบบอินอีลาสติก พบว่าอาคารที่ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าที่ถึงจุดครากก่อนอาคาร (0.25Fy) เสาจะช่วยสลายพลังงานมากกว่าตัวหน่วง ในขณะที่อาคารที่ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าที่ถึงจุดครากหลังอาคาร (Fy) ตัวหน่วงจะสลายพลังงานมากกว่าเสา ส่วนอาคารที่ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าที่ถึงจุดครากพร้อมอาคาร (0.5Fy) เสาและตัวหน่วงจะมีการสลายพลังงานใกล้เคียงกัน และเมื่อดูจากแนวโน้มทั้ง 3 อาคารที่ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าแบบอินอีลาสติก พบว่า เมื่อเสามีการสลายพลังงานมากขึ้นหรือกำลังของเสาลดลง ตัวหน่วงจะทำหน้าที่ในการสลายพลังงานต่ำลง ดังนั้นจึงควรปรับกำลังของเสาให้เหมาะสมเพื่อให้ มวลหน่วงปรับค่าสลายพลังงานได้ดีที่สุด ซึ่งจากงานวิจัยนี้พบว่า การทำให้เสาของมวลหน่วงปรับค่าถึงจุดครากพร้อมกับอาคารจะทำให้มวลหน่วงปรับค่ามีประสิทธิภาพในการสลายพลังงานมากที่สุด ทำให้ลดการสลายพลังงานของอาคารลงได้



รูปที่ 7.14 การสลายพลังงานของอาคาร และมวลหน่วงปรับค่า ภายใต้แผ่นดินไหว Nenana Mountain Alaska, Anchorage International Airport (2002) ที่ระดับ PGA เท่ากับ 0.051g

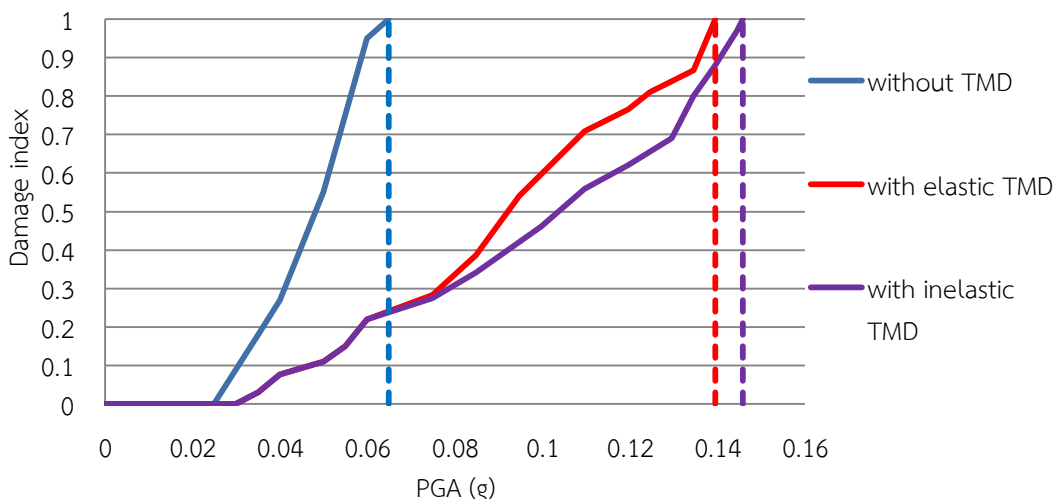


รูปที่ 7.15 การสลายพลังงานของอาคาร และมวลหน่วงปรับค่า ภายใต้แผ่นดินไหว Nenana Mountain Alaska, Anchorage International Airport (2002) ที่ระดับ PGA เท่ากับ 0.056g

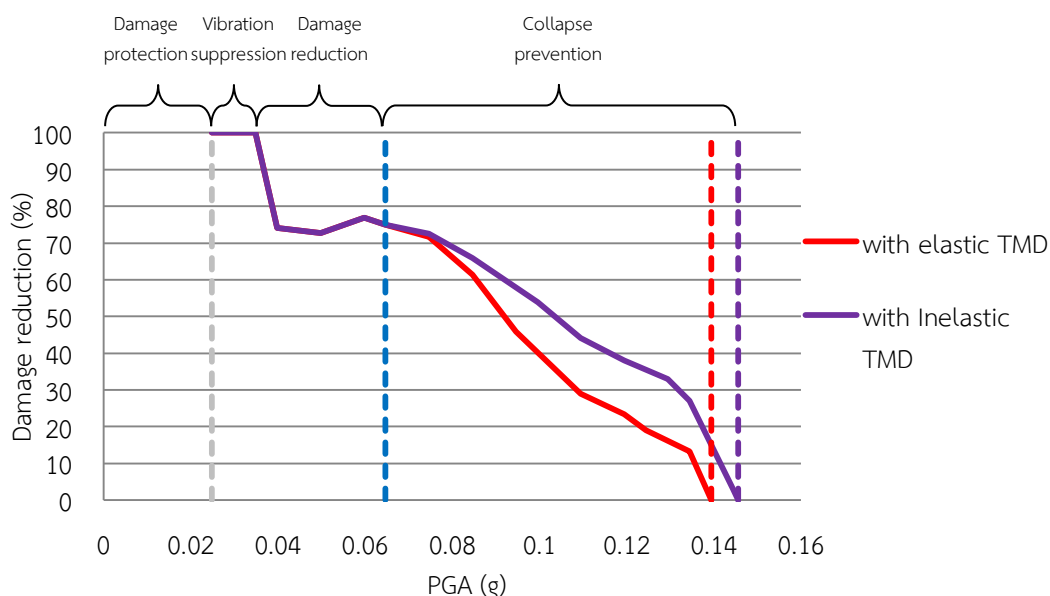
## 7.2.2 พฤติกรรมของอาคารตัวอย่างที่ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าแบบอินอีลาสติกภายใต้แผ่นดินไหว Hector Mine , Arleta -Nordhoff Fire Sta (1999)

จากการวิเคราะห์การตอบสนองของอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Hector Mine , Arleta -Nordhoff Fire Sta (1999) โดยปรับพฤติกรรมของมวลหน่วงปรับค่าให้เป็นแบบอินอีลาสติก ดังรูปที่ 7.2 มวลหน่วงปรับค่าจะเริ่มถึงจุดครากเมื่อ แผ่นดินไหวมีระดับ PGA เท่ากับ 0.0747g ซึ่งเป็นช่วงที่อาคารเริ่มมีความเสียหายไปแล้วบางส่วนโดยมีค่าดัชนีความเสียหาย เท่ากับ 0.27 โดย

ในช่วงที่มวลหน่วงปรับค่าเริ่มมีความเสียหาย พบว่ามวลหน่วงปรับค่าแบบอินอีลาสติกสามารถลดความเสียหายของอาคารได้ดีกว่าอาคารที่ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าแบบอีลาสติก และพบว่ามวลหน่วงปรับค่าแบบอินอีลาสติกสามารถทนต่อความรุนแรงของแผ่นดินไหวได้จนกระทั่งอาคารถึงจุดวิบัติที่ระดับ PGA เท่ากับ 0.146g ซึ่งทนได้มากกว่าอาคารที่ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าแบบอีลาสติก ที่วิบัติที่ระดับ PGA เท่ากับ 0.139g ซึ่งคิดเป็น 1.05 เท่า ดังรูปที่ 7.16-7.17



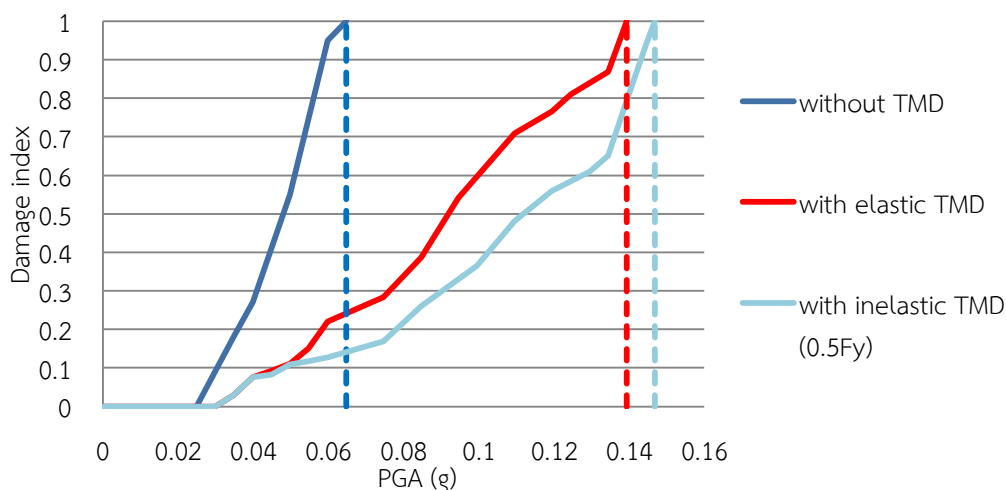
รูปที่ 7.16 ค่าความเสียหายของอาคารที่ไม่ติดตั้งและติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าแบบอีลาสติกและแบบอินอีลาสติก ภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Hector Mine, Arleta -Nordhoff Fire Sta (1999)



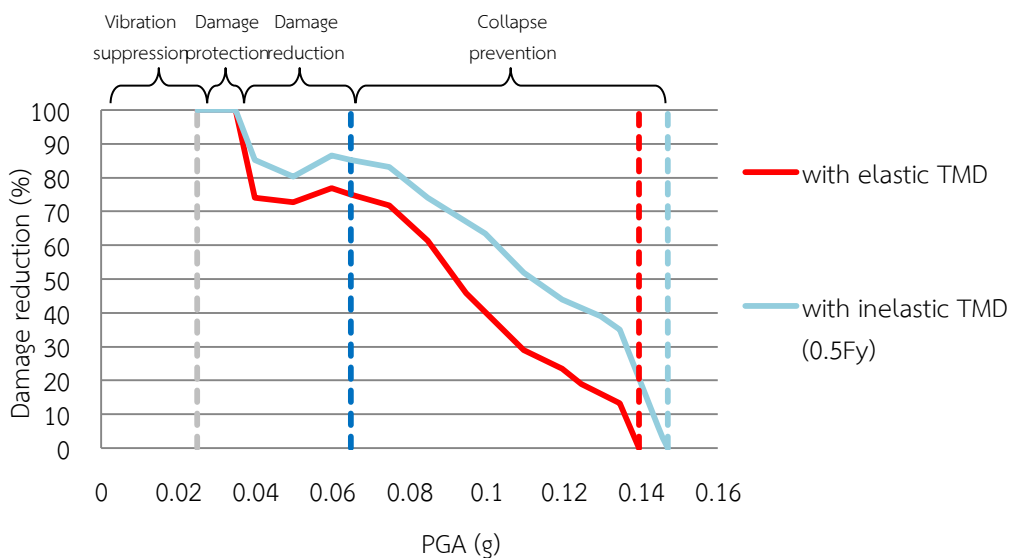
รูปที่ 7.17 ประสิทธิภาพของมวลหน่วงปรับค่าแบบอินอีลาสติกในการลดความเสียหายของอาคารภายใต้แผ่นดินไหว Hector Mine, Arleta -Nordhoff Fire Sta (1999)

หลังจากทำการปรับค่ากำลังของมวลหน่วงปรับค่าลง 50% ดังรูปที่ 7.5 พบว่ามวลหน่วงปรับค่าจะเริ่มถึงจุดครากเมื่อแผ่นดินไหวมีระดับ PGA เท่ากับ 0.0448g ซึ่งพบว่าอาคารเริ่มมีความเสียหายเพียงเล็กน้อยโดยมีค่าดัชนีความเสียหาย เพียง 0.083 ซึ่งถือว่ามวลหน่วงปรับค่าและอาคารถึงจุดครากด้วยระดับความรุนแรงใกล้เคียงกัน

จากรูปที่ 7.18-7.19 แสดงถึงความเสียหายของอาคาร โดยพบว่ามวลหน่วงปรับค่าที่ถูกปรับลดกำลังลง 50% จะเริ่มถึงจุดครากที่ PGA เท่ากับ 0.0448g ในขณะที่ชิ้นส่วนแรกของอาคารตัวอย่างได้แก่ เสาต้นมุมของชั้น 19 มีค่าดัชนีความเสียหาย เท่ากับ 0.083 ที่ระดับดังกล่าว เมื่อมวลหน่วงปรับค่ามีความเสียหายมากขึ้น พบว่าประสิทธิภาพในการลดความเสียหายของอาคารจะมีมากเมื่อเปรียบเทียบกับอาคารที่ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าแบบอีลาสติก เมื่ออาคารที่ไม่ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าถึงจุดวิบัติที่ระดับ PGA เท่ากับ 0.0647g อาคารนี้จะมีค่าดัชนีความเสียหาย เพียง 0.15 ในขณะที่เมื่ออาคารที่ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าแบบอีลาสติกถึงจุดวิบัติที่ระดับ PGA เท่ากับ 0.139g อาคารนี้จะมีค่าดัชนีความเสียหาย เท่ากับ 0.79 โดยอาคารที่ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าที่ลดกำลังของเสามวลหน่วงปรับค่าลง 50% จะป้องกันการพังทลายของอาคารได้จนถึงระดับ PGA เท่ากับ 0.147g อาคารจึงจะวิบัติและคิดเป็น 1.05 เท่า ของอาคารที่ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าแบบอีลาสติก



รูปที่ 7.18 ค่าความเสียหายของอาคารที่ไม่ติดตั้งและติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าแบบอีลาสติกและแบบอินอีลาสติก (0.5Fy) ภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Hector Mine, Arleta -Nordhoff Fire Sta (1999)

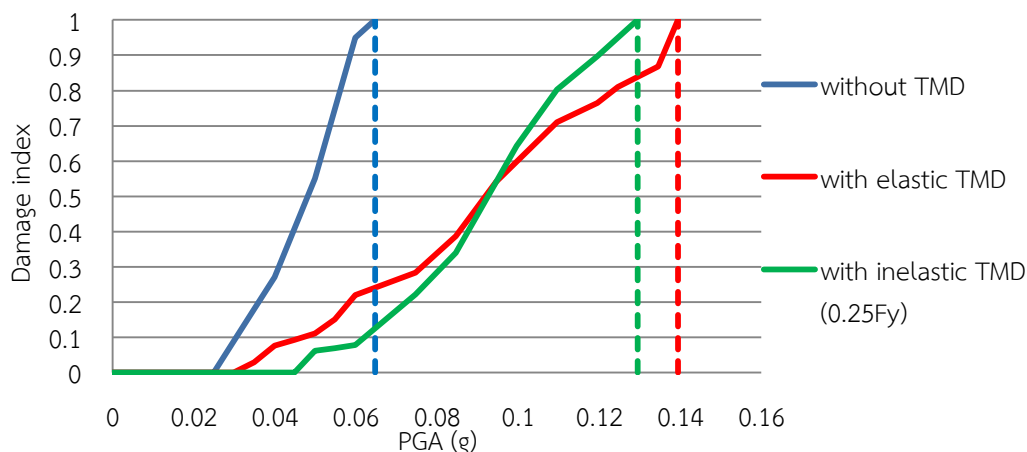


รูปที่ 7.19 ประสิทธิภาพของมวลหน่วงปรับค่าแบบอินอีลาสติก (0.5F<sub>y</sub>) ในการลดความเสียหายของอาคารภายใต้แผ่นดินไหว Hector Mine, Arleta -Nordhoff Fire Sta (1999)

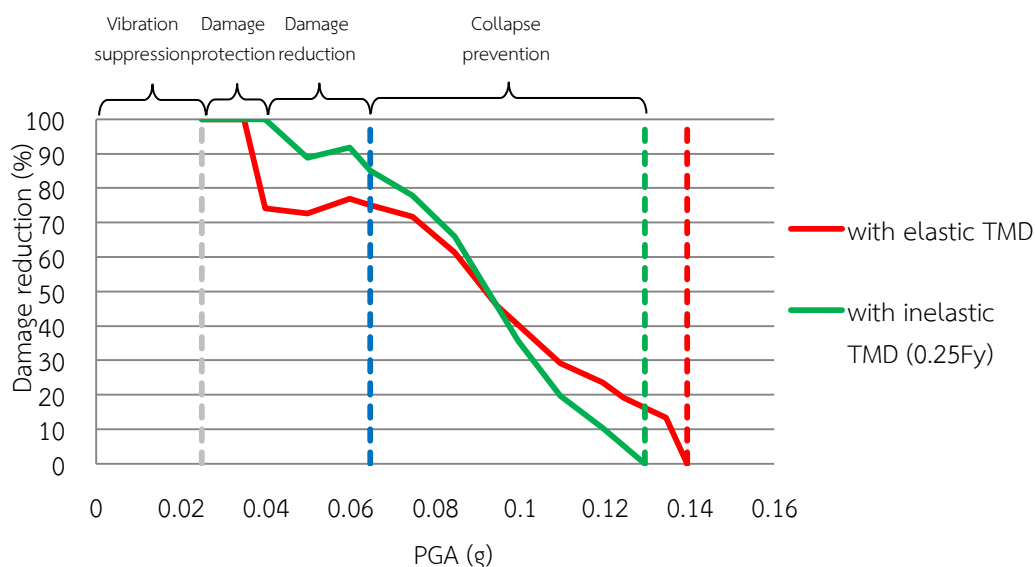
หลังจากทำการปรับค่ากำลังของมวลหน่วงปรับค่าลง 75% ดังรูปที่ 7.8 พบว่ามวลหน่วงปรับค่าจะเริ่มถึงจุดครากเมื่อแผ่นดินไหวมีระดับ PGA เท่ากับ 0.0394g ในขณะที่ชั้นส่วนแรกของอาคารจะเริ่มมีความเสียหายที่ระดับ PGA เท่ากับ 0.0448g ซึ่งมวลหน่วงปรับค่าจะถึงจุดครากก่อน

จากรูปที่ 7.20-7.21 แสดงถึงความเสียหายของอาคาร โดยพบว่ามวลหน่วงปรับค่าที่ถูกปรับลดกำลังลง 75% จะเริ่มถึงจุดครากที่ PGA เท่ากับ 0.0394g ในขณะที่ชั้นส่วนแรกของอาคาร ได้แก่ เสาต้นมุมของชั้น 19 จะมีเริ่มมีความเสียหายเมื่อแผ่นดินไหวมีระดับ PGA เท่ากับ 0.0448g เมื่ออาคารที่ไม่ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าถึงจุดวิกฤติที่ระดับ PGA เท่ากับ 0.0647g อาคารนี้จะมีค่าดัชนีความเสียหาย เพียง 0.15 ในช่วงที่อาคารมีความเสียหายเพียงเล็กน้อยพบว่ามวลหน่วงปรับค่าที่ปรับกำลังต้านทานในเสาสูง 75% มีประสิทธิภาพมากกว่ามวลหน่วงปรับค่าแบบอีลาสติก จนถึงระดับ PGA เท่ากับ 0.0996g พบว่าอาคารที่ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าแบบอินอีลาสติกที่ปรับกำลังต้านทานในเสาสูง 75% จะมีความเสียหายมากกว่าอาคารที่ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าแบบอีลาสติก และอาคารดังกล่าวจะถึงจุดวิกฤติเมื่อแผ่นดินไหวมีความรุนแรง PGA เท่ากับ 0.129g ในขณะที่ระดับความรุนแรงเดียวกันอาคารที่ติดตั้งแบบมวลหน่วงปรับค่าแบบอีลาสติก มีค่าดัชนีความเสียหาย เท่ากับ 0.85 เท่านั้น





รูปที่ 7.20 ค่าความเสียหายของอาคารที่ไม่ติดตั้งและติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าแบบอีลาสติกและแบบอินอีลาสติก (0.25F<sub>y</sub>) ภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Hector Mine, Arleta -Nordhoff Fire Sta (1999)



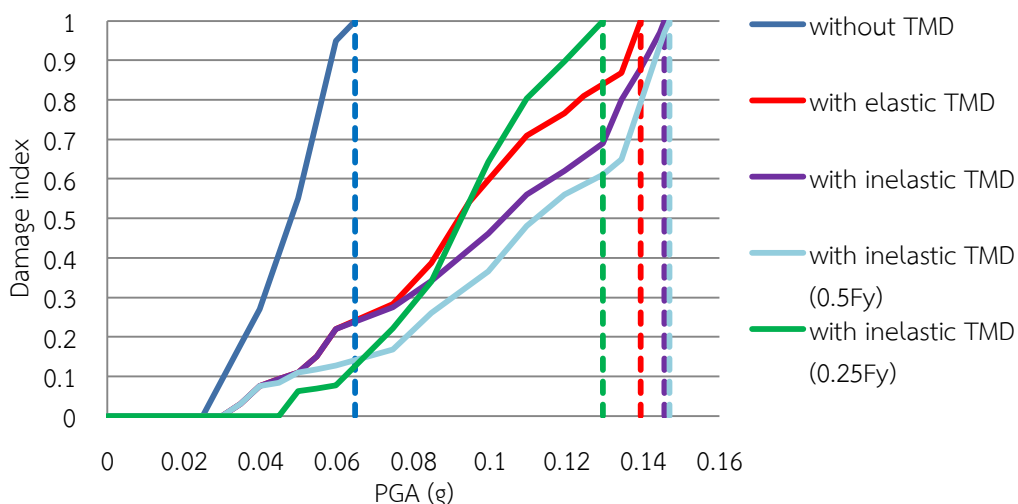
รูปที่ 7.21 ประสิทธิภาพของมวลหน่วงปรับค่าแบบอินอีลาสติก (0.25F<sub>y</sub>) ในการลดความเสียหายของอาคารภายใต้แผ่นดินไหว Hector Mine, Arleta -Nordhoff Fire Sta (1999)

จากรูปที่ 7.22-7.23 เมื่อทำการเปรียบเทียบอาคารทั้ง 5 อาคาร ได้แก่

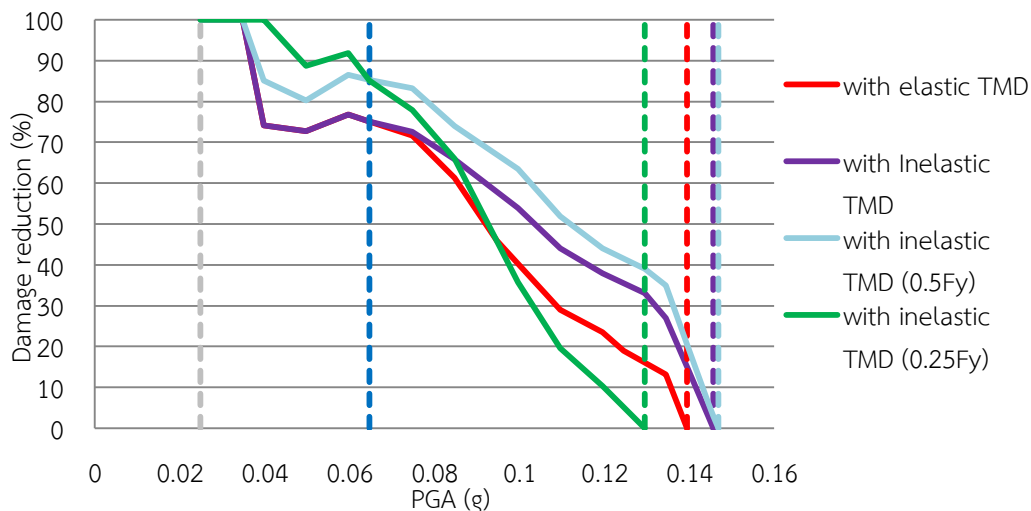
1. อาคารที่ไม่ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่า
2. อาคารที่ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าแบบอีลาสติก
3. อาคารที่ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าแบบอินอีลาสติก (ชิ้นส่วนแรกของอาคารถึงจุดครากก่อนมวลหน่วงปรับค่า)
4. อาคารที่ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าแบบอินอีลาสติกที่ปรับกำลังต้านทานในเสาสูง 50% (0.5F<sub>y</sub>) (ชิ้นส่วนแรกของอาคารถึงจุดครากพร้อมมวลหน่วงปรับค่า)

5. อาคารที่ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าแบบอินเลาสติกที่ปรับกำลังต้านทานในเสาสูง 75% ( $0.25F_y$ ) (ชั้นส่วนแรกของอาคารถึงจุดครากหลังมวลหน่วงปรับค่า)

พบว่าพฤติกรรมของมวลหน่วงปรับค่าที่สามารถป้องกันการวิบัติของอาคารได้มากที่สุด ได้แก่อาคารที่ 4, 3, 2 และ 5 ตามลำดับ แต่เมื่อพิจารณาที่ระดับความรุนแรงน้อยกว่า  $0.0647g$  ซึ่งเป็นระดับที่อาคารที่ไม่ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าวิบัติ อาคารที่ 5 ซึ่งมีกำลังของเสาน้อยที่สุด จะมีความเสียหายของอาคารได้มากที่สุด แต่เมื่อความรุนแรงมากขึ้น ทำให้เสาของมวลหน่วงปรับค่ามีความเสียหายมาก จนทำให้ประสิทธิภาพของตัวหน่วงในการสลายพลังงานต่ำลง ทำให้อาคารนี้วิบัติเป็นอาคารแรก สำหรับอาคารที่ 4 จะสามารถป้องกันการวิบัติของอาคารได้ดีที่สุด เนื่องจากพฤติกรรมของมวลหน่วงปรับค่ามีความสอดคล้องกับอาคาร ตลอดช่วงความรุนแรงของแผ่นดินไหว



รูปที่ 7.22 ค่าความเสียหายของอาคารที่ไม่ติดตั้งและติดตั้งมวลหน่วงปรับค่า ทั้งหมดจำนวน 5 อาคาร ภายใต้อินแผ่นดินไหว Hector Mine, Arleta -Nordhoff Fire Sta (1999)

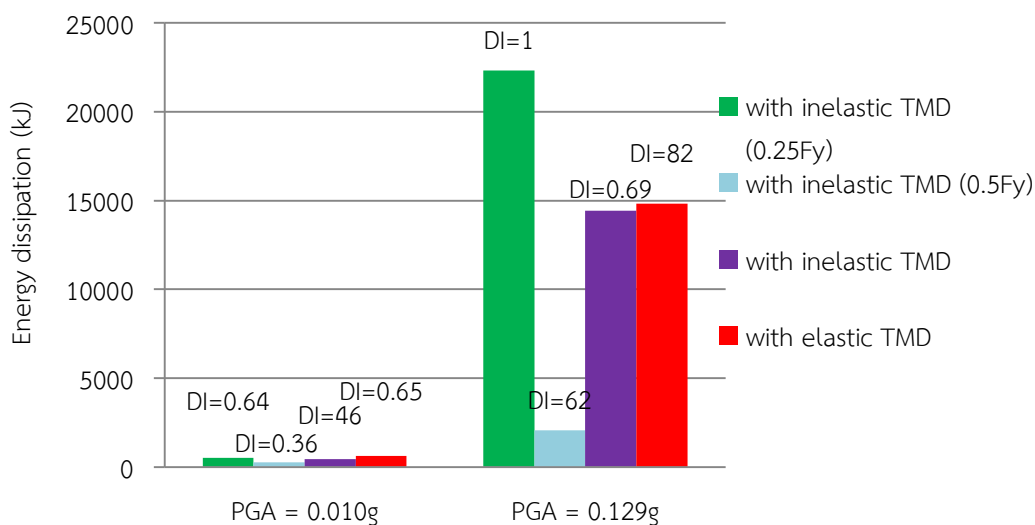


รูปที่ 7.23 ประสิทธิภาพของมวลหน่วงปรับค่าแบบอินอีลาสติก ทั้งหมดจำนวน 4 อาคาร ในการลดความเสียหายของอาคารภายใต้แผ่นดินไหว Hector Mine, Arleta -Nordhoff Fire Sta (1999)

#### ประสิทธิภาพของมวลหน่วงปรับค่าในการลดการสลายพลังงานของอาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหว Hector Mine, Arleta -Nordhoff Fire Sta (1999)

ความเสียหายในชิ้นส่วนของอาคาร จะพิจารณาจากการเคลื่อนตัวที่เกิดขึ้น และค่าของการสลายพลังงานเมื่อชิ้นส่วนเข้าสู่พฤติกรรมแบบอินอีลาสติก โดยในในส่วนนี้ได้ทำการติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าโดยปรับพฤติกรรมของเสาให้เป็นแบบอินอีลาสติก มีจุดประสงค์เพื่อให้เสาเป็นตัวช่วยตัวหน่วงในการดูดซับพลังงานที่เกิดขึ้นในอาคารอันเนื่องมาจากการสั่นไหว

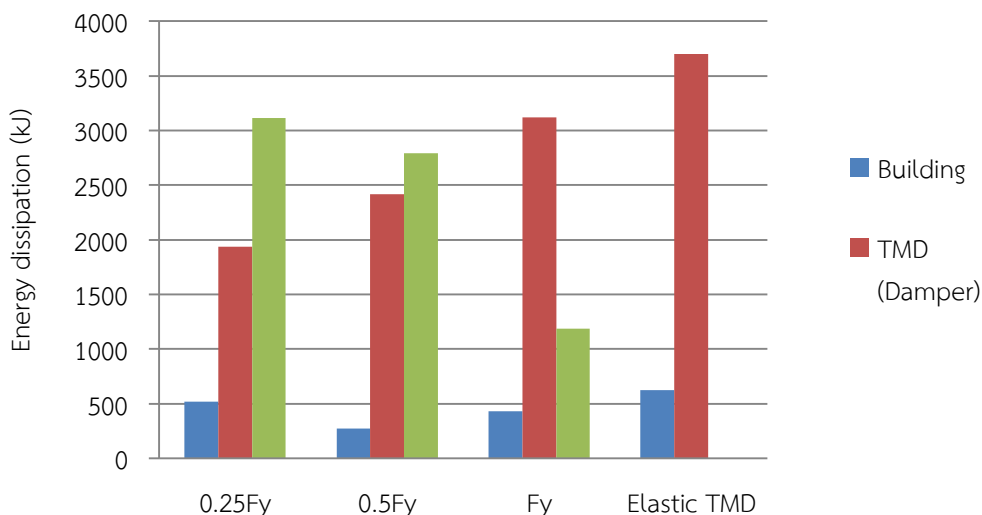
จากรูปที่ 7.24 แสดงการสลายพลังงานของอาคารตัวอย่าง ที่ระดับ PGA เท่ากับ 0.010g และ 0.129g ซึ่งเป็นระดับที่ทำให้อาคารที่มีความเสียหายมากที่สุด ได้แก่ อาคารที่ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าแบบอินอีลาสติกที่ปรับกำลังต้านทานในเสาสูง 75% (0.25Fy) มีความเสียหายระดับปานกลาง และอาคารถึงจุดวิบัติ ตามลำดับ พบว่าทั้ง 2 ระดับ ความรุนแรงของแผ่นดินไหว อาคารที่มีการสลายพลังงานน้อยที่สุด ได้แก่ อาคารที่ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าแบบอินอีลาสติกที่ปรับกำลังต้านทานในเสาสูง 50% (0.5Fy) อาคารที่ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าแบบอินอีลาสติก อาคารที่ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าแบบอีลาสติก และอาคารที่ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าแบบอีลาสติกที่ปรับกำลังต้านทานในเสาสูง 75% (0.25Fy)



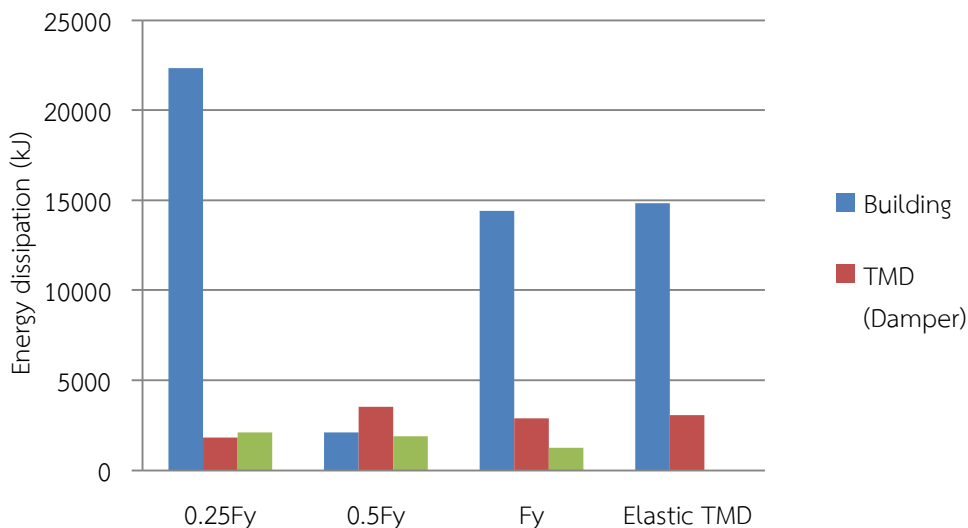
รูปที่ 7.24 การสลายพลังงานตัวอย่างของอาคารที่ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าแบบอีลาสติกและแบบอินอีลาสติก ภายใต้แผ่นดินไหว Hector Mine, Arleta -Nordhoff Fire Sta (1999)

จากรูปที่ 7.25-7.26 แสดงการสลายพลังงานของอาคารตัวอย่าง รวมถึงมวลหน่วงปรับค่า ได้แก่ เสา และตัวหน่วง ที่ระดับ PGA เท่ากับ 0.010 และ 0.129g ตามลำดับ เมื่อพิจารณาที่ระดับ PGA เท่ากับ 0.010g พบว่า อาคารที่ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าแบบอินอีลาสติกที่ปรับกำลังต้านทานในเสาสูง 50% (0.5Fy) มีการสลายพลังงานน้อยที่สุด ในขณะที่อาคารที่ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าแบบอีลาสติก และมวลหน่วงปรับค่าที่ปรับกำลังต้านทานในเสาสูง 75% (0.25Fy) มีค่าการสลายพลังงานมากที่สุดตามลำดับ แต่เมื่อพิจารณาถึงประสิทธิภาพของมวลหน่วงปรับค่าแบบอินอีลาสติก พบว่า เสาของมวลหน่วงปรับค่าจะมีการสลายพลังงานมากขึ้น ตามกำลังต้านทานที่ลดลงของเสา ซึ่งแปรผกผันกับการสลายพลังงานของความหน่วง เมื่อพิจารณาทั้งเสาและตัวหน่วง พบว่ามวลหน่วงปรับค่าที่ปรับกำลังต้านทานในเสาสูง 50% จะมีการสลายพลังงานมากที่สุด เนื่องจากเป็นค่าที่เหมาะสมในการสลายพลังงานของมวลหน่วงปรับค่า และสามารถช่วยลดการสลายพลังงานของอาคารได้มากที่สุด เมื่อพิจารณาระดับความรุนแรงที่ PGA เท่ากับ 0.129g ดังรูปที่ 7.26 พบว่า อาคารที่ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าแบบอินอีลาสติกที่ปรับกำลังต้านทานในเสาสูง 50% (0.5Fy) มีการสลายพลังงานน้อยที่สุด เท่ากับ 2083 kJ ในขณะที่อาคารอื่นมีการสลายพลังงานมาก อยู่ในช่วง 14000-23000 kJ เนื่องจากมีความเสียหายเกิดขึ้นเป็นอย่างมากในกำแพงรับแรงเฉือนชั้นล่างสุด เมื่อเปรียบเทียบอาคารที่ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าแบบอีลาสติก (Fy) กับอาคารที่ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าแบบอินอีลาสติกที่ปรับกำลังต้านทานในเสาสูง 50% (0.5Fy) พบว่า แม้ว่าอาคารดังกล่าวจะมีค่าดัชนีความเสียหาย ต่างกันไม่มากนัก ได้แก่ 0.69 และ 0.62 ตามลำดับ แต่การสลายพลังงานของอาคารต่างกันมาก เนื่องจากเกณฑ์ที่ใช้ในการพิจารณาความเสียหาย หรือ ค่าดัชนีความเสียหาย ใช้

ค่ากริดที่มีความเสียหายสูงที่สุด ได้แก่ กริด A และ F ในชั้นบนสุด แต่ในความเป็นจริง อาคารแรกมีความเสียหายในกำแพงรับแรงเฉือนเป็นอย่างมาก ในขณะที่อีกอาคารมีความเสียหายเกิดขึ้นบ้าง จึงเป็นผลทำให้ค่าการสลายพลังงานของอาคารแตกต่างกันเป็นอย่างมาก



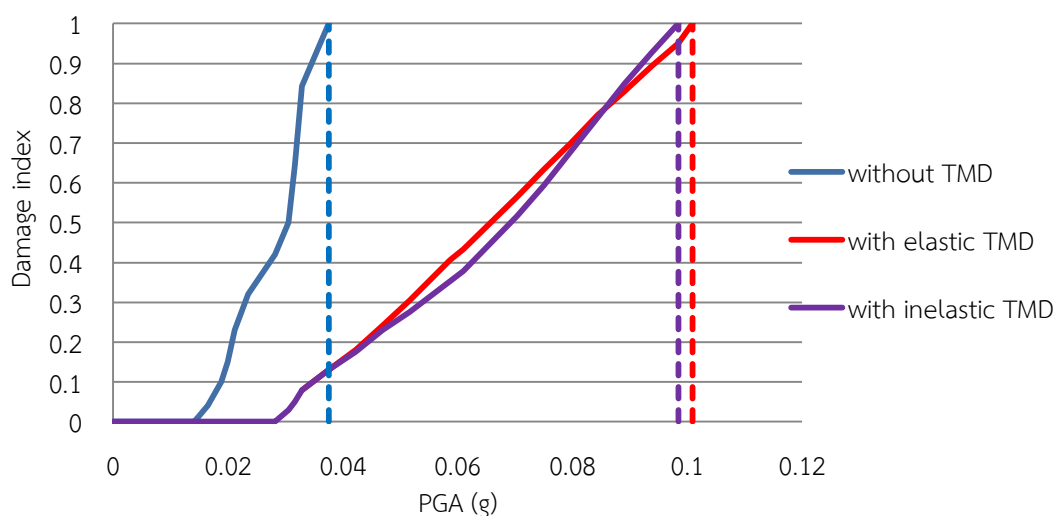
รูปที่ 7.25 การสลายพลังงานของอาคาร และมวลหน่วงปรับค่า ภายใต้แผ่นดินไหว Hector Mine, Arleta -Nordhoff Fire Sta (1999) ที่ระดับ PGA เท่ากับ 0.100g



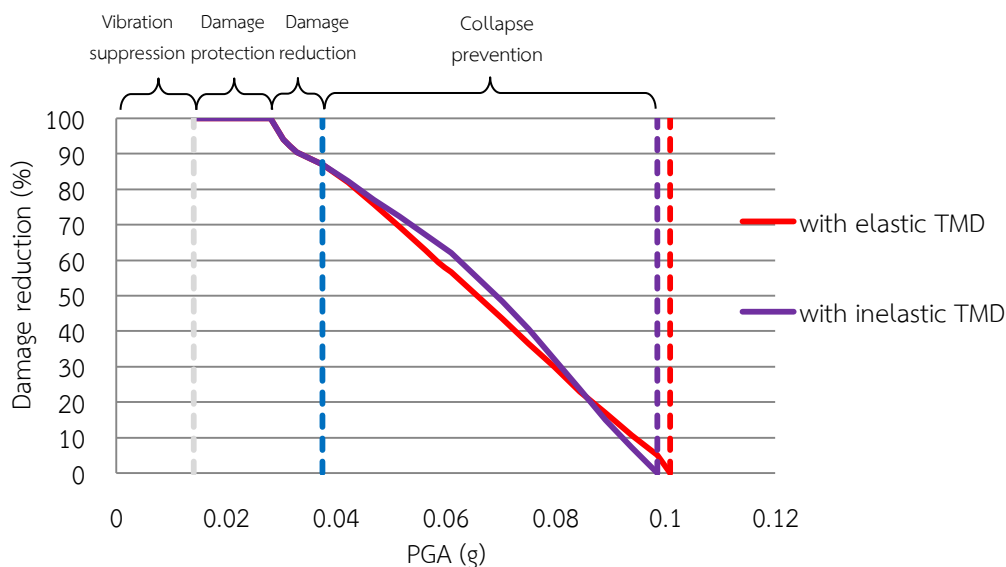
รูปที่ 7.26 การสลายพลังงานของอาคาร และมวลหน่วงปรับค่า ภายใต้แผ่นดินไหว Hector Mine, Arleta -Nordhoff Fire Sta (1999) ที่ระดับ PGA เท่ากับ 0.129g

### 7.2.3 พฤติกรรมของอาคารตัวอย่างที่ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าแบบอินอีลาสติกภายใต้แผ่นดินไหว Chi-Chi Taiwan, KAU046 (1999)

จากการวิเคราะห์การตอบสนองของอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Chi-Chi Taiwan, KAU046 (1999) โดยปรับพฤติกรรมของมวลหน่วงปรับค่าให้เป็นแบบอินอีลาสติกดังรูปที่ 7.2 มวลหน่วงปรับค่าจะเริ่มถึงจุดครากเมื่อ แผ่นดินไหวมีระดับ PGA เท่ากับ 0.0422g ซึ่งเป็นช่วงที่อาคารเริ่มมีความเสียหายไปแล้วบางส่วนโดยมีค่าดัชนีความเสียหาย เท่ากับ 0.18 โดยในช่วงที่มวลหน่วงปรับค่าเริ่มมีความเสียหาย พบว่ามวลหน่วงปรับค่าแบบอินอีลาสติกสามารถลดความเสียหายของอาคารได้ดีกว่าอาคารที่ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าแบบอีลาสติก จนแผ่นดินไหวมีความรุนแรงมากขึ้นจนถึงระดับหนึ่ง พบว่าอาคารที่ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าแบบอินอีลาสติกจะมีความเสียหายมากกว่าอาคารที่ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าแบบอีลาสติก และพบว่ามวลหน่วงปรับค่าแบบอินอีลาสติกสามารถทนต่อความรุนแรงของแผ่นดินไหวได้จนกระทั่งอาคารถึงจุดวิบัติที่ระดับ PGA เท่ากับ 0.099g ซึ่งทนได้น้อยกว่าอาคารที่ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าแบบอีลาสติก ที่วิบัติที่ระดับ PGA เท่ากับ 0.101g ดังรูปที่ 7.27-7.28



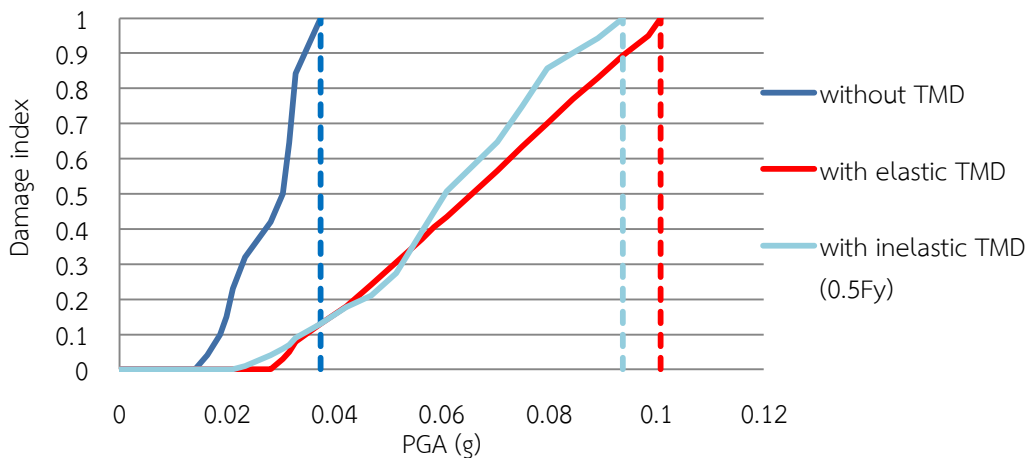
รูปที่ 7.27 ค่าความเสียหายของอาคารที่ไม่ติดตั้งและติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าแบบอีลาสติกและแบบอินอีลาสติก ภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Chi-Chi Taiwan, KAU046 (1999)



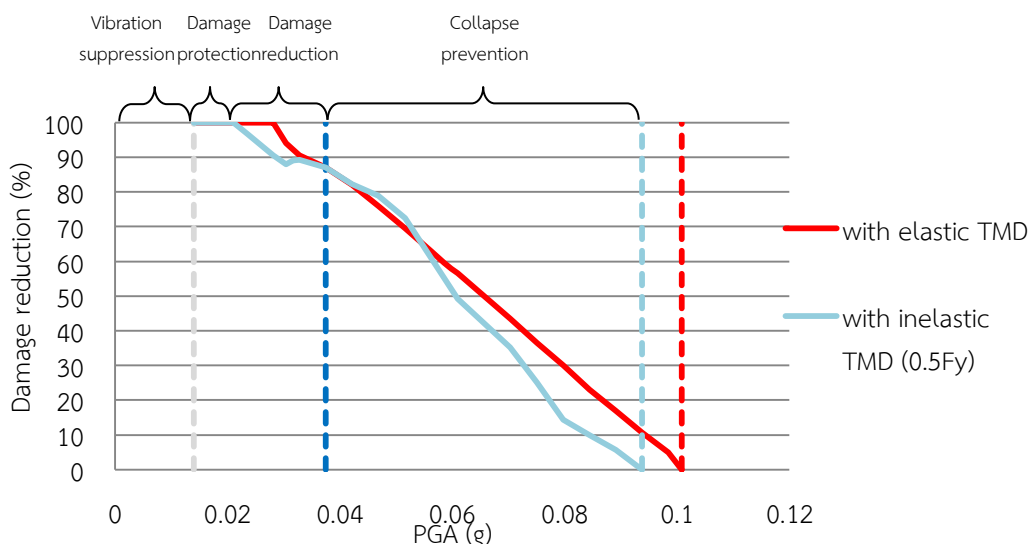
รูปที่ 7.28 ประสิทธิภาพของมวลหน่วงปรับค่าแบบอินอีลาสติกในการลดความเสียหายของอาคาร ภายใต้แผ่นดินไหว Chi-Chi Taiwan, KAU046 (1999)

หลังจากทำการปรับค่ากำลังของมวลหน่วงปรับค่าลง 50% ดังรูปที่ 7.5 พบว่ามวลหน่วงปรับค่าจะเริ่มถึงจุดครากเมื่อแผ่นดินไหวมีระดับ PGA เท่ากับ 0.0235g ซึ่งพบว่าอาคารเริ่มมีความเสียหายที่ระดับความรุนแรงนี้เช่นกัน

จากรูปที่ 7.29-7.30 แสดงถึงความเสียหายของอาคาร โดยพบว่ามวลหน่วงปรับค่าที่ถูกปรับลดกำลังลง 50% จะเริ่มถึงจุดครากที่ PGA เท่ากับ 0.0235 g เช่นเดียวกับชั้นส่วนแรกของอาคาร ตัวอย่างได้แก่ เสาต้นมุมของชั้น 19 โดยในช่วงที่มวลหน่วงปรับค่ามีความเสียหายไม่มากนัก มวลหน่วงปรับค่าแบบอินอีลาสติกยังไม่แสดงประสิทธิภาพมากนักเมื่อเปรียบเทียบกับมวลหน่วงปรับค่าแบบอีลาสติก แต่เมื่อความรุนแรงของแผ่นดินไหวมากขึ้น เมื่อมวลหน่วงปรับค่ามีความเสียหายมากขึ้น พบว่าประสิทธิภาพในการลดความเสียหายของอาคารจะมีมากขึ้นเพียงเล็กน้อยจนถึงระดับหนึ่ง พบว่ามวลหน่วงปรับค่าแบบอินอีลาสติกประสิทธิภาพจะตกลง และถึงจุดวิกฤตก่อนอาคารที่ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าแบบอีลาสติก โดยอาคารที่ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าที่ลดกำลังของเสามวลหน่วงปรับค่าลง 50% จะป้องกันการพังทลายของอาคารได้จนถึงระดับ PGA เท่ากับ 0.0938g เท่านั้น ในขณะที่อาคารที่ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าแบบอีลาสติกจะวิกฤตที่ระดับ PGA เท่ากับ 0.101g



รูปที่ 7.29 ค่าความเสียหายของอาคารที่ไม่ติดตั้งและติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าแบบอีลาสติกและแบบอินอีลาสติก (0.5Fy) ภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Chi-Chi Taiwan, KAU046 (1999)



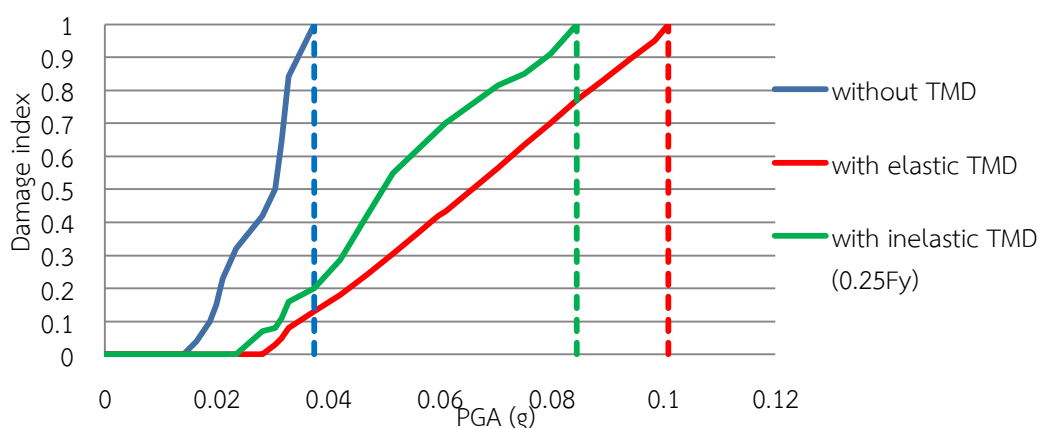
รูปที่ 7.30 ประสิทธิภาพของมวลหน่วงปรับค่าแบบอินอีลาสติก (0.5Fy) ในการลดความเสียหายของอาคารภายใต้แผ่นดินไหว Chi-Chi Taiwan, KAU046 (1999)

หลังจากทำการปรับค่ากำลังของมวลหน่วงปรับค่าลง 75% ดังรูปที่ 7.8 พบว่ามวลหน่วงปรับค่าจะเริ่มถึงจุดครากเมื่อแผ่นดินไหวมีระดับ PGA เท่ากับ 0.0141g ในขณะที่ชั้นส่วนแรกของอาคารจะเริ่มมีความเสียหายที่ระดับ PGA เท่ากับ 0.0235g ซึ่งมวลหน่วงปรับค่าจะถึงจุดครากก่อน

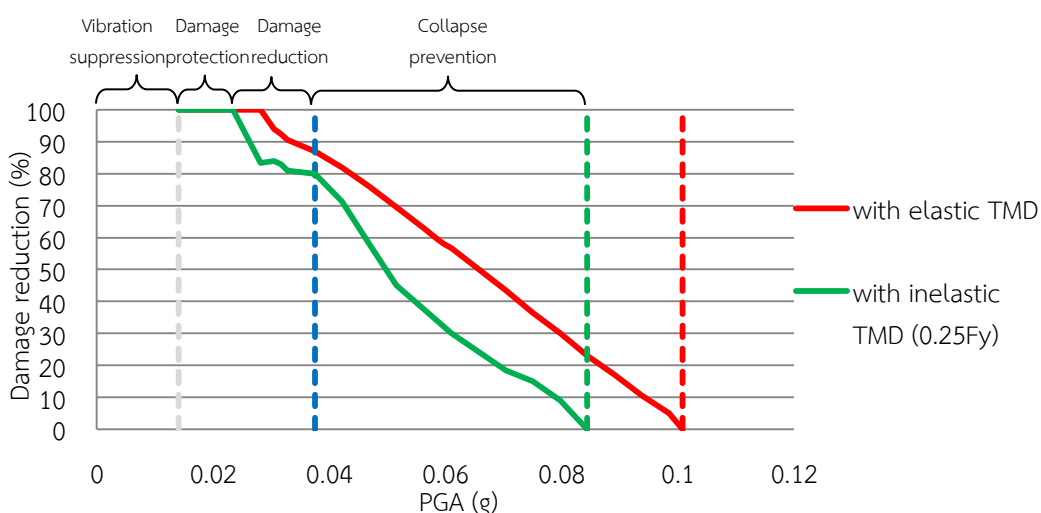
จากรูปที่ 7.31-7.32 แสดงถึงความเสียหายของอาคาร โดยพบว่ามวลหน่วงปรับค่าที่ถูกปรับลดกำลังลง 75% จะเริ่มถึงจุดครากที่ PGA เท่ากับ 0.0141g ในขณะที่ชั้นส่วนแรกของอาคาร ได้แก่ เสาต้นมุมของชั้น 19 จะมีเริ่มมีความเสียหายเมื่อแผ่นดินไหวมีระดับ PGA เท่ากับ 0.0235g เมื่ออาคารที่ไม่ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าถึงจุดวิบัติที่ระดับ PGA เท่ากับ 0.0647g อาคารนี้จะมีค่าดัชนี



ความเสียหาย เท่ากับ 0.20 ในขณะที่อาคารที่ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าแบบอิลาสติกมีความเสียหาย DI เพียง 0.13 โดยพบว่าตลอดระดับความรุนแรง ความเสียหายของอาคารที่ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าแบบอิลาสติกจะมีมากกว่าอาคารที่ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าแบบอิลาสติก โดยอาคารที่ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าแบบอิลาสติก จะวิบัติที่ระดับ PGA เท่ากับ 0.0845g เท่านั้น ซึ่งพบว่าทนได้น้อยกว่าอาคารที่ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าแบบอิลาสติกอยู่มาก พบว่าที่ระดับ PGA เดียวกัน อาคารที่ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าแบบอิลาสติก มีความเสียหายเพียง 0.56 เท่านั้น



รูปที่ 7.31 ค่าความเสียหายของอาคารที่ไม่ติดตั้งและติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าแบบอิลาสติกและแบบอิลาสติก (0.25Fy) ภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Chi-Chi Taiwan, KAU046 (1999)



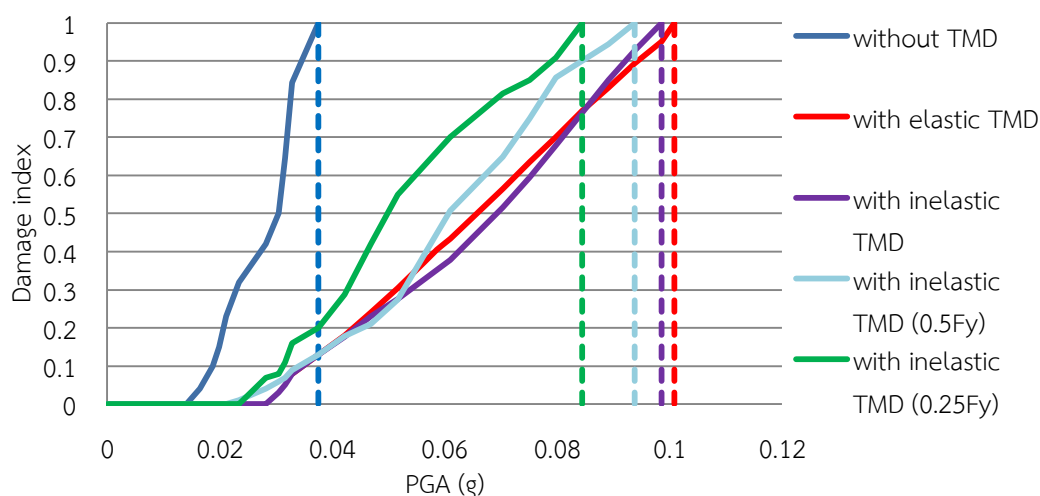
รูปที่ 7.32 ประสิทธิภาพของมวลหน่วงปรับค่าแบบอิลาสติก (0.25Fy) ในการลดความเสียหายของอาคารภายใต้แผ่นดินไหว Chi-Chi Taiwan, KAU046 (1999)

จากรูปที่ 7.33-7.34 เมื่อทำการเปรียบเทียบอาคารทั้ง 5 อาคาร ได้แก่

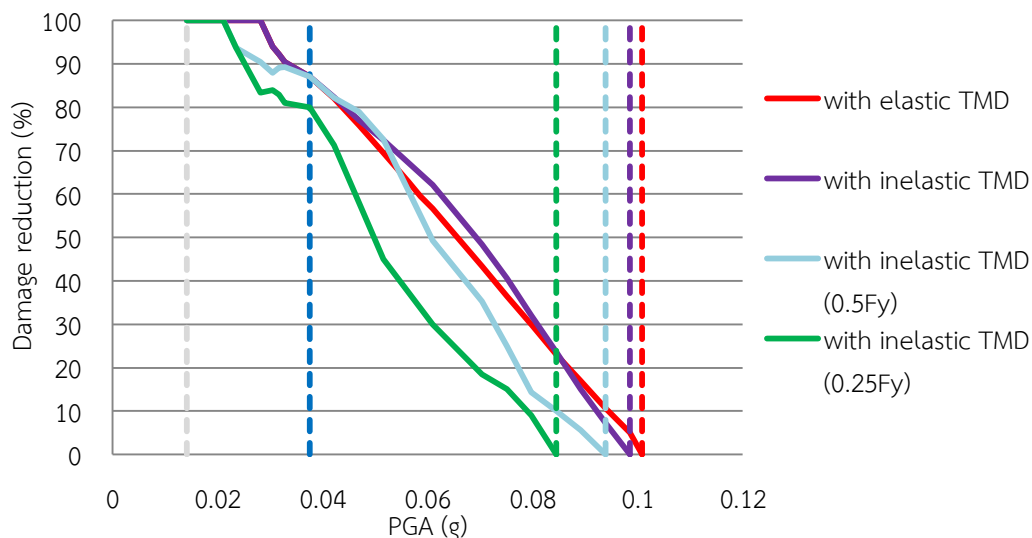
1. อาคารที่ไม่ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่า
2. อาคารที่ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าแบบอิลาสติก

3. อาคารที่ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าแบบอินเลาสติก (ชิ้นส่วนแรกของอาคารถึงจุดครากก่อนมวลหน่วงปรับค่า)
4. อาคารที่ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าแบบอินเลาสติกที่ปรับกำลังต้านทานในเสาสูง 50% (0.5Fy) (ชิ้นส่วนแรกของอาคารถึงจุดครากพร้อมมวลหน่วงปรับค่า)
5. อาคารที่ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าแบบอินเลาสติกที่ปรับกำลังต้านทานในเสาสูง 75% (0.25Fy) (ชิ้นส่วนแรกของอาคารถึงจุดครากหลังมวลหน่วงปรับค่า)

พบว่าพฤติกรรมของมวลหน่วงปรับค่าที่สามารถป้องกันการวิบัติของอาคารได้มากที่สุด ได้แก่ อาคารที่ 2, 3, 4 และ 5 ตามลำดับ โดยในช่วงที่แผ่นดินไหวยังมีขนาดไม่รุนแรง พฤติกรรมความเสียหายของอาคารจะมีความเสียหายใกล้เคียงกัน ยกเว้นอาคารที่ 5 จะมีความเสียหายมากที่สุดตลอดระดับความรุนแรงและวิบัติเป็นอาคารแรก ในขณะที่อาคารที่ 3 และ 4 ในช่วงที่แผ่นดินไหวไม่รุนแรง มวลหน่วงปรับค่าแบบอินเลาสติกจะมีประสิทธิภาพในการลดความเสียหายของอาคารได้ โดยเฉพาะ อาคารที่ 3 จะมีประสิทธิภาพมาก จนถึงระดับหนึ่งอาคารที่ 3 และ 4 จะมีความเสียหายมากกว่าอาคารที่ 2 และวิบัติก่อนในที่สุด โดยพบว่าภายใต้คลื่นแผ่นดินไหวดังกล่าวมวลหน่วงปรับค่าแบบอินเลาสติกจะมีประสิทธิภาพในการป้องกันการวิบัติมากกว่ามวลหน่วงปรับค่าแบบอินเลาสติก



รูปที่ 7.33 ค่าความเสียหายของอาคารที่ไม่ติดตั้งและติดตั้งมวลหน่วงปรับค่า ทั้งหมดจำนวน 5 อาคาร ภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Chi-Chi Taiwan, KAU046 (1999)

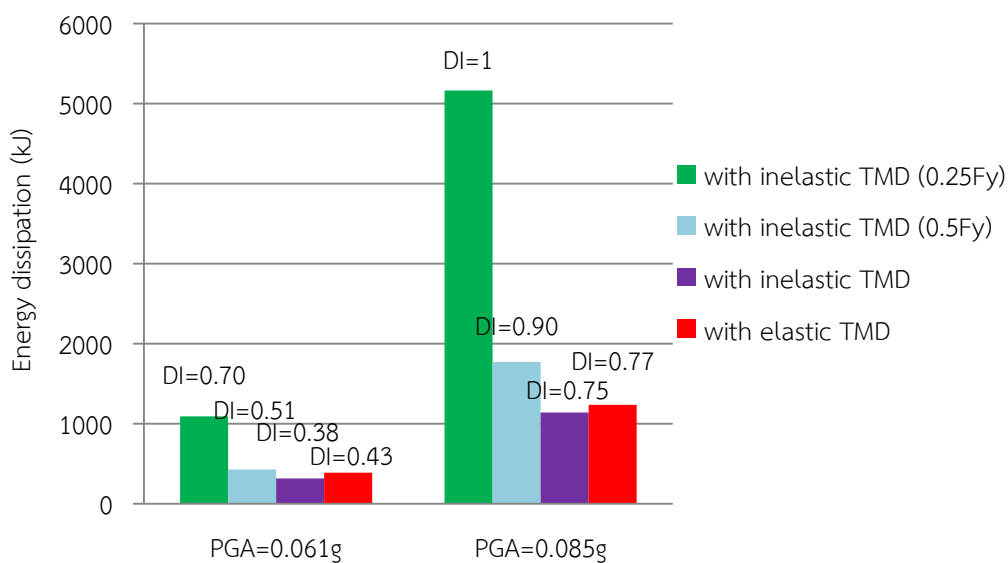


รูปที่ 7.34 ประสิทธิภาพของมวลหน่วงปรับค่าแบบอินอีลาสติก ทั้งหมดจำนวน 4 อาคาร ในการลดความเสียหายของอาคารภายใต้แผ่นดินไหว Chi-Chi Taiwan, KAU046 (1999)

#### ประสิทธิภาพของมวลหน่วงปรับค่าในการลดการสลายพลังงานของอาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหว Chi-Chi Taiwan, KAU046 (1999)

ความเสียหายในชิ้นส่วนของอาคาร จะพิจารณาจากการเคลื่อนตัวที่เกิดขึ้น และค่าของการสลายพลังงานเมื่อชิ้นส่วนเข้าสู่พฤติกรรมแบบอินอีลาสติก โดยในส่วนี้ได้ทำการติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าโดยปรับพฤติกรรมของเสาให้เป็นแบบอินอีลาสติก มีจุดประสงค์เพื่อให้เสาเป็นตัวช่วยตัวหน่วงในการดูดซับพลังงานที่เกิดขึ้นในอาคารอันเนื่องมาจากการสั่นไหว

จากรูปที่ 7.35 แสดงการสลายพลังงานของอาคารตัวอย่าง ที่ระดับ PGA เท่ากับ 0.061g และ 0.085g ซึ่งเป็นระดับที่ทำให้อาคารที่มีความเสียหายมากที่สุด ได้แก่ อาคารที่ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าแบบอินอีลาสติกที่ปรับกำลังต้านทานในเสาสูง 75% (0.25Fy) มีความเสียหายระดับปานกลาง และอาคารถึงจุดวิบัติ ตามลำดับ พบว่าทั้ง 2 ระดับ ความรุนแรงของแผ่นดินไหว อาคารที่มีการสลายพลังงานน้อยที่สุด ได้แก่ อาคารที่ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าแบบอินอีลาสติก (Fy) อาคารที่ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าแบบอินอีลาสติก อาคารที่ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าแบบอินอีลาสติกที่ปรับกำลังต้านทานในเสาสูง 50% (0.5Fy) และอาคารที่ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าแบบอินอีลาสติกที่ปรับกำลังต้านทานในเสาสูง 75% (0.25Fy)

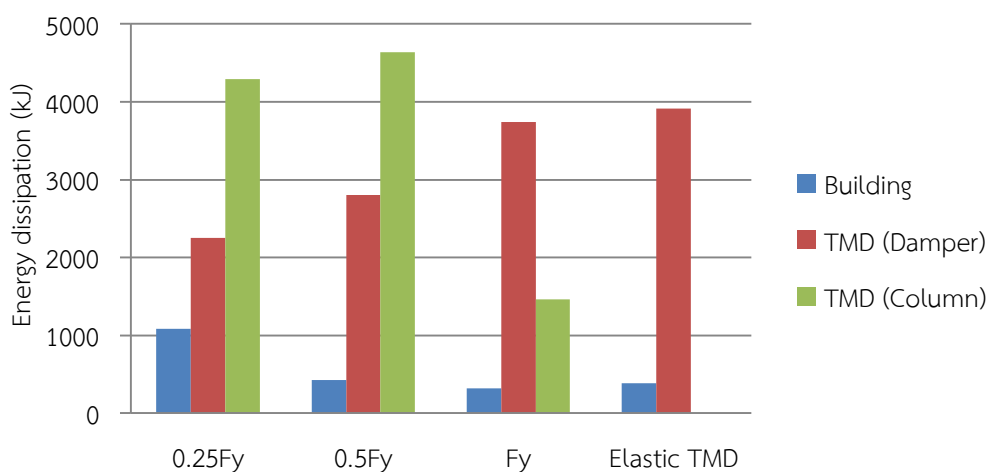


รูปที่ 7.35 การสลายพลังงานตัวอย่างของอาคารที่ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าแบบอินอีลาสติก และแบบ อินอีลาสติก ภายใต้แผ่นดินไหว Chi-Chi Taiwan, KAU046 (1999)

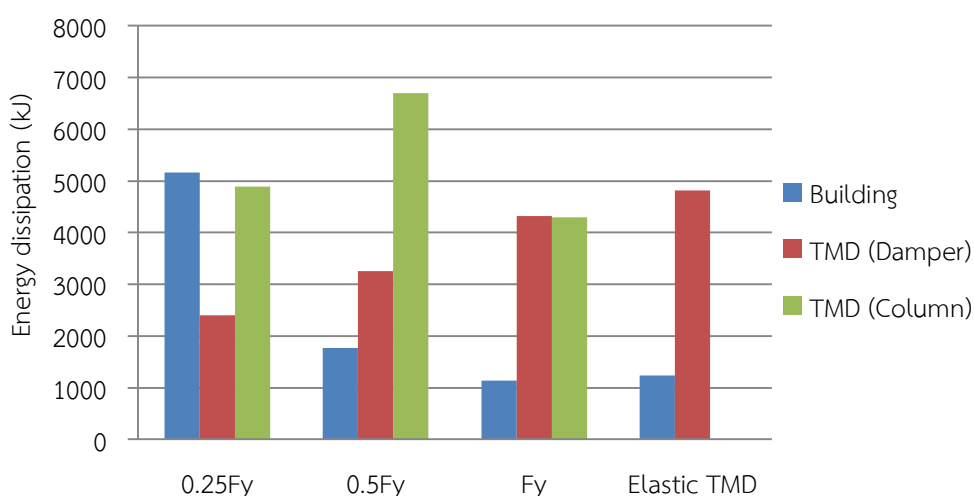
จากรูปที่ 7.36-7.37 แสดงการสลายพลังงานของอาคารตัวอย่าง รวมถึงมวลหน่วงปรับค่า ได้แก่ เสา และตัวหน่วง ที่ระดับ PGA เท่ากับ 0.061g และ 0.085g ตามลำดับ เมื่อพิจารณาที่ระดับ PGA เท่ากับ 0.061g พบว่า อาคารที่ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าแบบอินอีลาสติก ( $F_y$ ) มีการสลายพลังงานน้อยที่สุด ในขณะที่อาคารที่ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าที่ปรับกำลังต้านทานในเสาสูง 75% ( $0.25F_y$ ) มีค่าการสลายพลังงานมากที่สุดตามลำดับ โดยพบว่าทั้ง 4 อาคาร การสลายพลังงานของมวลหน่วงปรับค่ายังคงมากกว่าการสลายพลังงานของอาคาร โดยมีเพียงอาคารที่ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าแบบอินอีลาสติก ( $F_y$ ) ที่มีมวลหน่วงปรับค่าถึงจุดครากหลังจากอาคารมีความเสียหาย จะมีการสลายพลังงานในอาคารน้อยกว่าอาคารที่ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าแบบอีลาสติก เมื่อพิจารณาระดับความรุนแรงที่ PGA เท่ากับ 0.085g ดังรูปที่ พบว่าแนวโน้มในการสลายพลังงานของอาคารตัวอย่างทั้ง 4 อาคาร เป็นเช่นเดียวกับที่ระดับ PGA เท่ากับ 0.061g แต่สำหรับอาคารที่ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าที่ปรับกำลังต้านทานในเสาสูง 75% ( $0.25F_y$ ) จะมีการสลายพลังงานของอาคารตัวอย่างมากกว่ามวลหน่วงปรับค่า โดยแนวโน้มในภาพรวมอาคารที่ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าแบบอินอีลาสติก ( $F_y$ ) ยังมีความสามารถในการลดความเสียหายมากกว่าอาคารที่ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าแบบอีลาสติกได้เล็กน้อย

จากการเปรียบเทียบความเสียหายของอาคารที่ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าแบบอินอีลาสติก ( $F_y$ ) และอีลาสติก ดังรูปที่ 7.33 พบว่าอาคารที่ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าแบบอินอีลาสติกจะวิบัติก่อนอาคารที่ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่า แต่เมื่อทำการเปรียบเทียบโดยใช้การสลายพลังงานของอาคารเป็นเกณฑ์ พบว่าที่ระดับ PGA เท่ากับ 0.0985g ซึ่งเป็นระดับที่ทำให้อาคารที่ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าแบบ

อินอีลาสติก ( $F_y$ ) มีค่าดัชนีความเสียหาย เท่ากับ 1 ในขณะที่อาคารที่ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าแบบอีลาสติกมีค่า DI เท่ากับ 0.95 พบว่าการสลายพลังงานของอาคาร 2550 kJ และ 5819 kJ ตามลำดับ หมายความว่าอาคารที่ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าแบบอินอีลาสติกมีชั้นส่วนที่มีพฤติกรรมแบบอินอีลาสติกมากกว่า แต่การที่มีดัชนีความเสียหาย มากกว่า เนื่องจาก ในงานวิจัยนี้ได้ทำการศึกษาความเสียหาย โดยใช้กริดที่มีความเสียหายมากที่สุดเป็นเกณฑ์ ซึ่งพบว่าความเสียหายในชั้น 19 ของอาคาร ทั้ง 2 มีค่าพลังงานที่ถูกสลายไปเท่ากับ 102 kJ และ 91 kJ ตามลำดับ แต่อาคารที่ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าแบบอีลาสติก มีความเสียหายในกำแพงรับแรงเฉือนและชั้นส่วนอื่น ๆ มากกว่า ทำให้การสลายพลังงานรวมของอาคารมากกว่า



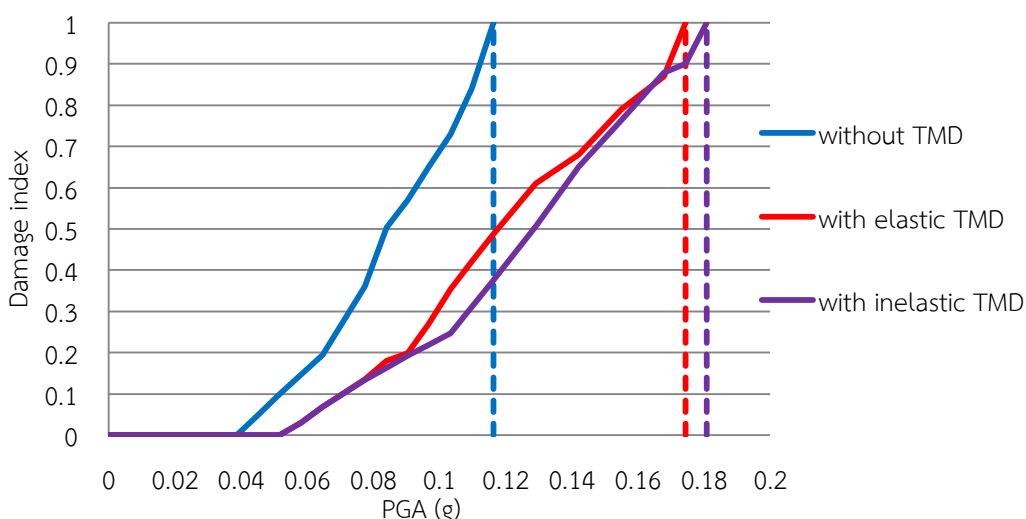
รูปที่ 7.36 การสลายพลังงานของอาคาร และมวลหน่วงปรับค่า ภายใต้แผ่นดินไหว Chi-Chi Taiwan, KAU046 (1999) ที่ระดับ PGA เท่ากับ 0.061g



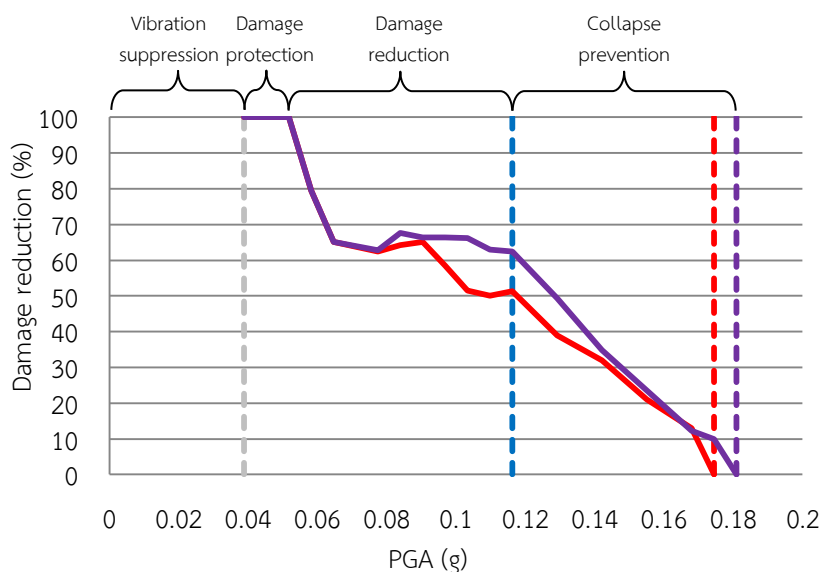
รูปที่ 7.37 การสลายพลังงานของอาคาร และมวลหน่วงปรับค่า ภายใต้แผ่นดินไหว Chi-Chi Taiwan, KAU046 (1999) ที่ระดับ PGA เท่ากับ 0.085g

## 7.2.4 พฤติกรรมของอาคารตัวอย่างที่ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าแบบอินอีลาสติกภายใต้แผ่นดินไหว Landers, LA - Obregon Park (1992)

จากการวิเคราะห์การตอบสนองของอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Landers, LA - Obregon Park (1992) โดยปรับพฤติกรรมของมวลหน่วงปรับค่าให้เป็นแบบอินอีลาสติกดังรูปที่ 7.2 มวลหน่วงปรับค่าจะเริ่มถึงจุดครากเมื่อ แผ่นดินไหวมีระดับ PGA เท่ากับ 0.0775g ซึ่งเป็นช่วงที่อาคารเริ่มมีความเสียหายไปแล้วบางส่วนโดยมีค่า DI เท่ากับ 0.13 โดยในช่วงที่มวลหน่วงปรับค่าเริ่มมีความเสียหาย พบว่ามวลหน่วงปรับค่าแบบอินอีลาสติกสามารถลดความเสียหายของอาคารได้ดีกว่าอาคารที่ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าแบบอีลาสติก ตลอดช่วงระดับความรุนแรง และพบว่ามวลหน่วงปรับค่าแบบอินอีลาสติกสามารถทนต่อความรุนแรงของแผ่นดินไหวได้จนกระทั่งอาคารถึงจุดวิบัติที่ระดับ PGA เท่ากับ 0.181g ซึ่งทนได้มากกว่าอาคารที่ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าแบบอีลาสติก ที่วิบัติที่ระดับ PGA เท่ากับ 0.174g ซึ่งคิดเป็น 1.03 เท่า ดังรูปที่ 7.38-7.39



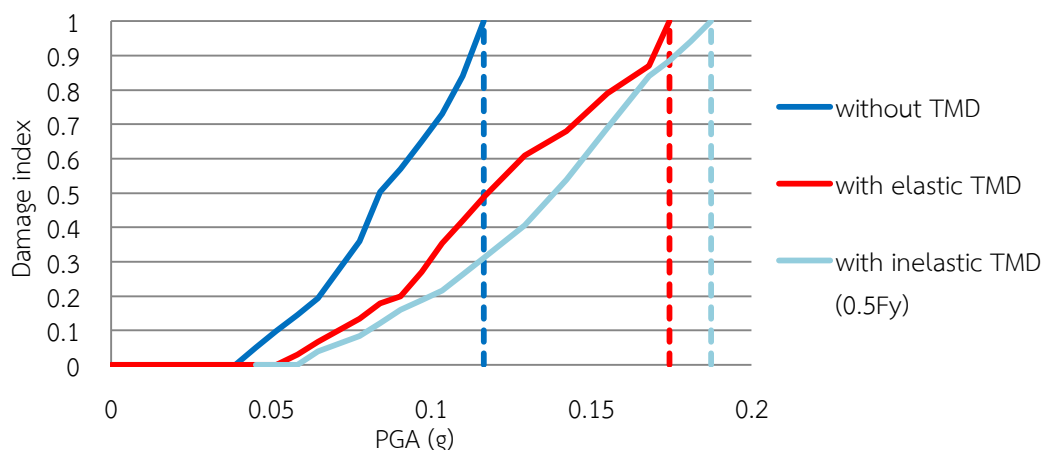
รูปที่ 7.38 ค่าความเสียหายของอาคารที่ไม่ติดตั้งและติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าแบบอีลาสติกและแบบอินอีลาสติก ภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Landers, LA - Obregon Park (1992)



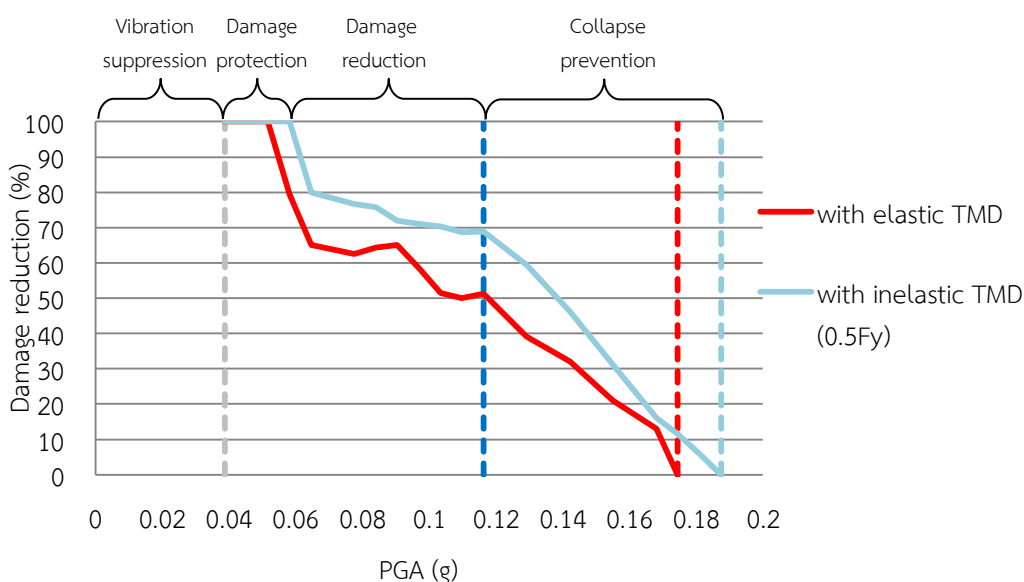
รูปที่ 7.39 ประสิทธิภาพของมวลหน่วงปรับค่าแบบอินอีลาสติกในการลดความเสียหายของอาคาร ภายใต้แผ่นดินไหว Landers, LA - Obregon Park (1992)

หลังจากทำการปรับค่ากำลังของมวลหน่วงปรับค่าลง 50% ดังรูปที่ 7.5 พบว่ามวลหน่วงปรับค่าจะเริ่มถึงจุดครากเมื่อแผ่นดินไหวมีระดับ PGA เท่ากับ 0.0581g ซึ่งพบว่าอาคารเริ่มมีความเสียหายที่ระดับความรุนแรงนี้เช่นกัน

จากรูปที่ 7.40-7.41 แสดงถึงความเสียหายของอาคาร โดยพบว่ามวลหน่วงปรับค่าที่ถูกปรับลดกำลังลง 50% จะเริ่มถึงจุดครากที่ PGA เท่ากับ 0.0581g ในขณะที่ชิ้นส่วนแรกของอาคารตัวอย่างได้แก่ เสาต้นมุมของชั้น 19 ก็เริ่มมีความเสียหายที่ระดับความรุนแรงนี้ เมื่อมวลหน่วงปรับค่ามีความเสียหายมากขึ้น พบว่าประสิทธิภาพในการลดความเสียหายของอาคารจะมีมากกว่าเมื่อเปรียบเทียบกับอาคารที่ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าแบบอีลาสติก เมื่ออาคารที่ไม่ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าถึงจุดวิบัติที่ระดับ PGA เท่ากับ 0.116g อาคารนี้จะมีค่าดัชนีความเสียหาย เพียง 0.13 ซึ่งเท่ากับอาคารที่ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าแบบอินอีลาสติก แต่เมื่อ PGA มากขึ้น จนอาคารที่ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าแบบอีลาสติกถึงจุดวิบัติที่ระดับ PGA เท่ากับ 0.174g อาคารนี้จะมีค่าดัชนีความเสียหาย เท่ากับ 0.88 โดยอาคารที่ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าที่ลดกำลังของเสามวลหน่วงปรับค่าลง 50% จะป้องกันการพังทลายของอาคารได้จนถึงระดับ PGA เท่ากับ 0.187g อาคารจึงจะวิบัติ และคิดเป็น 1.07 เท่า ของอาคารที่ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าแบบอีลาสติก



รูปที่ 7.40 ค่าความเสียหายของอาคารที่ไม่ติดตั้งและติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าแบบอีลาสติกและแบบอินอีลาสติก (0.5Fy) ภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Landers, LA - Obregon Park (1992)



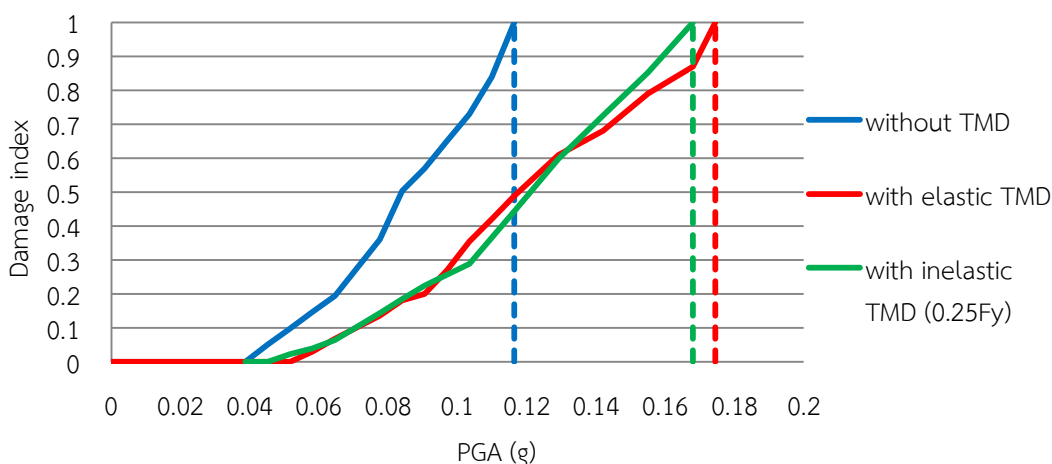
รูปที่ 7.41 ประสิทธิภาพของมวลหน่วงปรับค่าแบบอินอีลาสติก (0.5Fy) ในการลดความเสียหายของอาคารภายใต้แผ่นดินไหว Landers, LA - Obregon Park (1992)

หลังจากทำการปรับค่ากำลังของมวลหน่วงปรับค่าลง 75% ดังรูปที่ 7.8 พบว่ามวลหน่วงปรับค่าจะเริ่มถึงจุดครากเมื่อแผ่นดินไหวมีระดับ PGA เท่ากับ 0.0323g ในขณะที่ขึ้นส่วนแรกของอาคารจะเริ่มมีความเสียหายที่ระดับ PGA เท่ากับ 0.0452g ซึ่งมวลหน่วงปรับค่าจะถึงจุดครากก่อน

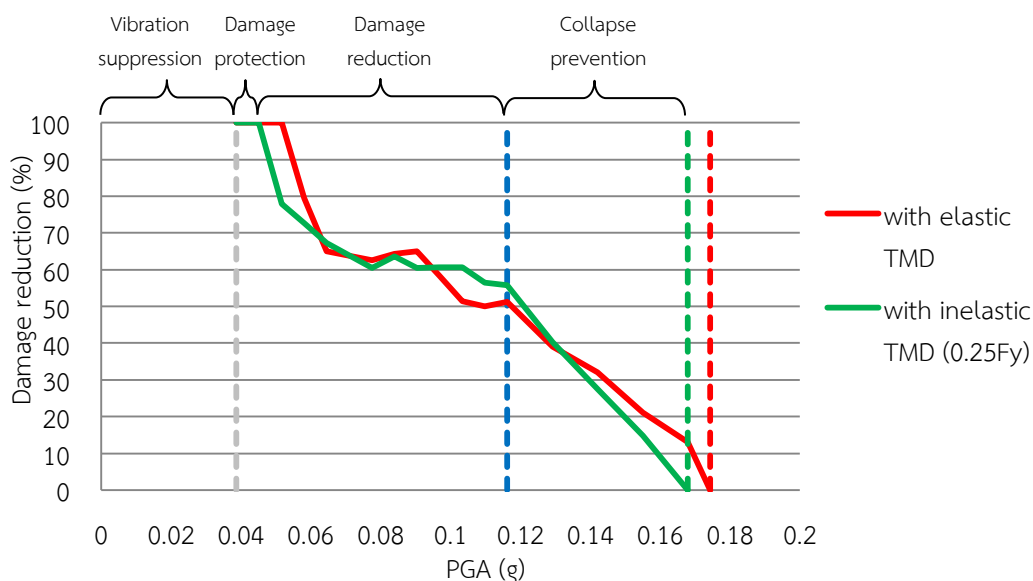
จากรูปที่ 7.42-7.43 แสดงถึงความเสียหายของอาคาร โดยพบว่ามวลหน่วงปรับค่าที่ถูกปรับลดกำลังลง 75% จะเริ่มถึงจุดครากที่ PGA เท่ากับ 0.0323g ในขณะที่ขึ้นส่วนแรกของอาคาร ได้แก่ เสาต้นมุมของชั้น 19 จะมีเริ่มมีความเสียหายเมื่อแผ่นดินไหวมีระดับ PGA เท่ากับ 0.0452g เมื่ออาคารที่ไม่ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าถึงจุดวิกฤติที่ระดับ PGA เท่ากับ 0.116g อาคารนี้จะมีค่าดัชนีความ



เสียหาย เท่ากับ 0.44 ในขณะที่อาคารที่ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าแบบอีลาสติคมีความเสียหายเท่ากับ 0.49 ในช่วงที่อาคารมีความเสียหายเพียงเล็กน้อยพบว่ามวลหน่วงปรับค่าที่ปรับกำลังต้านทานในเสา ลง 75% มีประสิทธิภาพมากกว่ามวลหน่วงปรับค่าแบบอีลาสติค จนถึงระดับ PGA เท่ากับ 0.136g พบว่าอาคารที่ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าแบบอินอีลาสติคที่ปรับกำลังต้านทานในเสา ลง 75% จะมีความเสียหายมากกว่าอาคารที่ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าแบบอีลาสติค และอาคารดังกล่าวจะถึงจุดวิบัติเมื่อ แผ่นดินไหวมีความรุนแรง PGA เท่ากับ 0.168g ในขณะที่ระดับความรุนแรงเดียวกันอาคารที่ติดตั้ง แบบมวลหน่วงปรับค่าแบบอีลาสติค มีค่าดัชนีความเสียหาย เท่ากับ 0.87 เท่านั้น



รูปที่ 7.42 ค่าความเสียหายของอาคารที่ไม่ติดตั้งและติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าแบบอีลาสติคและแบบอินอีลาสติค (0.25Fy) ภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Landers, LA - Obregon Park (1992)

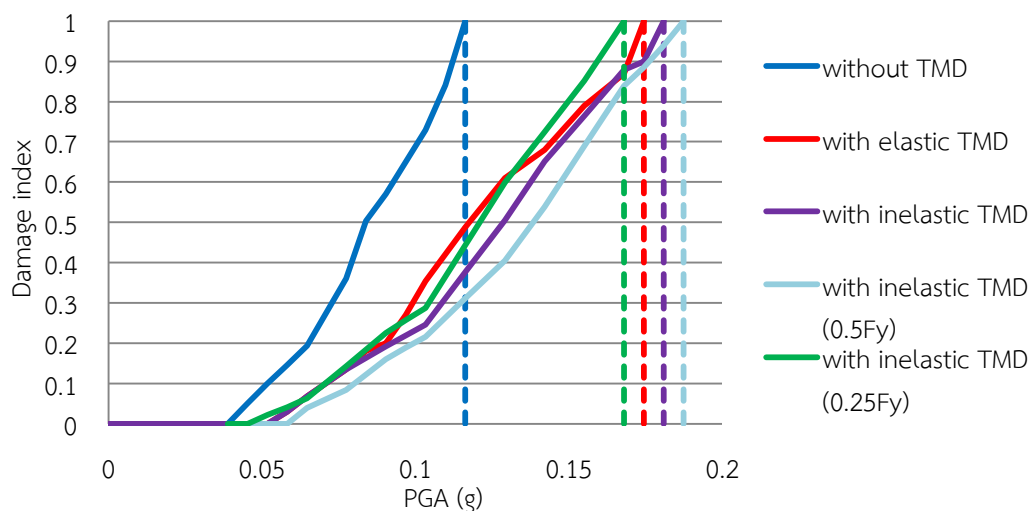


รูปที่ 7.43 ประสิทธิภาพของมวลหน่วงปรับค่าแบบอินอีลาสติค (0.25Fy) ในการลดความเสียหายของอาคารภายใต้แผ่นดินไหว Landers, LA - Obregon Park (1992)

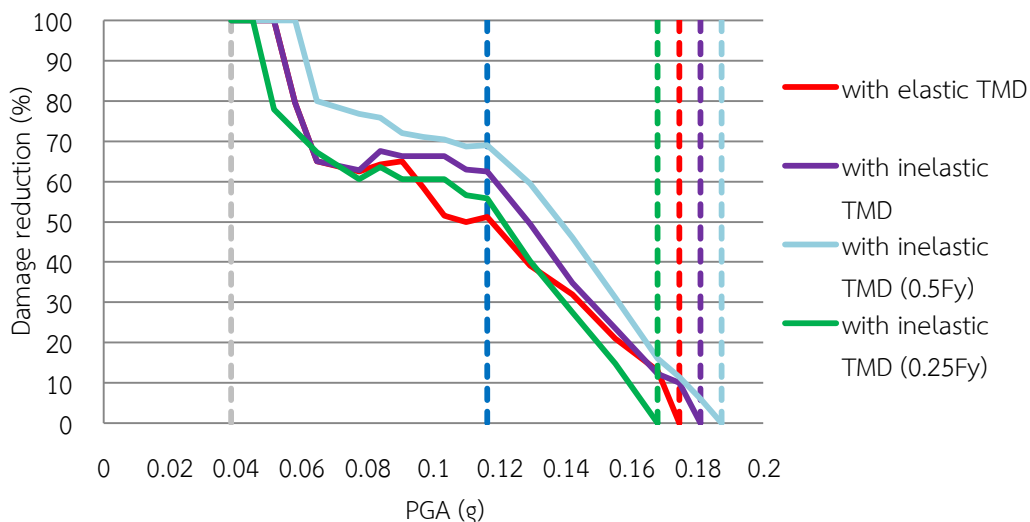
จากรูปที่ 7.44-7.45 เมื่อทำการเปรียบเทียบอาคารทั้ง 5 อาคาร ได้แก่

1. อาคารที่ไม่ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่า
2. อาคารที่ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าแบบอีลาสติก
3. อาคารที่ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าแบบอินอีลาสติก (ชิ้นส่วนแรกของอาคารถึงจุดคราก่อนมวลหน่วงปรับค่า)
4. อาคารที่ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าแบบอินอีลาสติกที่ปรับกำลังต้านทานในเสาสูง 50% ( $0.5F_y$ ) (ชิ้นส่วนแรกของอาคารถึงจุดครากพร้อมมวลหน่วงปรับค่า)
5. อาคารที่ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าแบบอินอีลาสติกที่ปรับกำลังต้านทานในเสาสูง 75% ( $0.25F_y$ ) (ชิ้นส่วนแรกของอาคารถึงจุดครากหลังมวลหน่วงปรับค่า)

พบว่าพฤติกรรมของมวลหน่วงปรับค่าที่สามารถป้องกันการวิบัติของอาคารได้มากที่สุด ได้แก่ อาคารที่ 4, 3, 2 และ 5 ตามลำดับ แต่เมื่อพิจารณาที่ระดับความรุนแรงน้อยกว่า  $0.116g$  ซึ่งเป็นระดับที่อาคารที่ไม่ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าวิบัติ อาคารที่ 5 ซึ่งมีกำลังของเสาน้อยที่สุด จะมีความเสียหายของอาคารได้มากกว่าอาคารที่ 2 แต่เมื่อความรุนแรงมากขึ้น ทำให้เสาของมวลหน่วงปรับค่ามีความเสียหายมาก จนทำให้ประสิทธิภาพของตัวหน่วงในการสลายพลังงานต่ำลง ทำให้อาคารนี้วิบัติเป็นอาคารแรก สำหรับอาคารที่ 4 จะสามารถป้องกันการวิบัติของอาคารได้ดีที่สุด เนื่องจากพฤติกรรมของมวลหน่วงปรับค่ามีความสอดคล้องกับอาคาร ตลอดช่วงความรุนแรงของแผ่นดินไหว



รูปที่ 7.44 ค่าความเสียหายของอาคารที่ไม่ติดตั้งและติดตั้งมวลหน่วงปรับค่า ทั้งหมดจำนวน 5 อาคาร ภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Landers, LA - Obregon Park (1992)

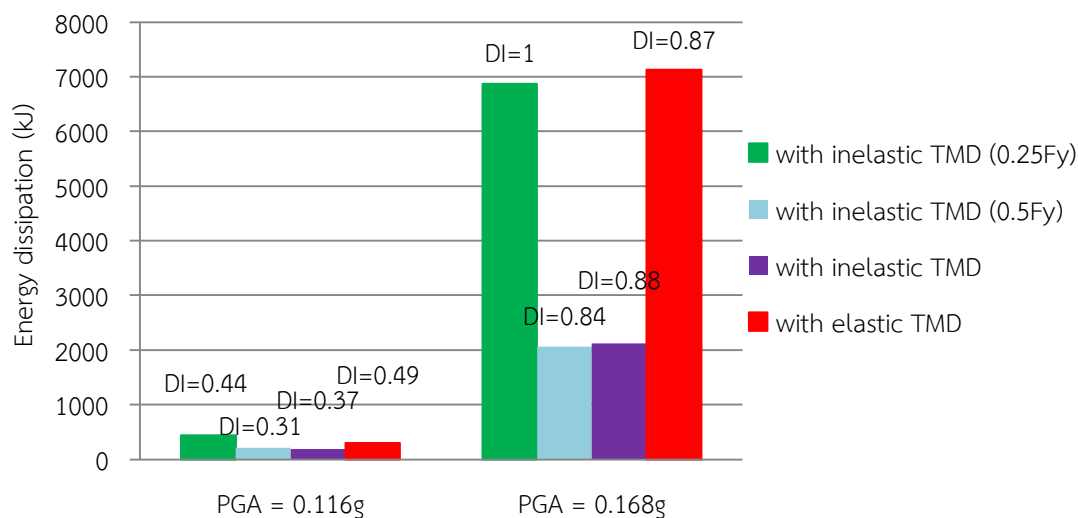


รูปที่ 7.45 ประสิทธิภาพของมวลหน่วงปรับค่าแบบอินอีลาสติก ทั้งหมดจำนวน 4 อาคาร ในการลดความเสียหายของอาคารภายใต้แผ่นดินไหว Landers, LA - Obregon Park (1992)

#### ประสิทธิภาพของมวลหน่วงปรับค่าในการลดการสลายพลังงานของอาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหว Landers, LA - Obregon Park (1992)

ความเสียหายในชิ้นส่วนของอาคาร จะพิจารณาจากการเคลื่อนตัวที่เกิดขึ้น และค่าของการสลายพลังงานเมื่อชิ้นส่วนเข้าสู่พฤติกรรมแบบอินอีลาสติก โดยในส่วนนี้ได้ทำการติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าโดยปรับพฤติกรรมของเสาให้เป็นแบบอินอีลาสติก มีจุดประสงค์เพื่อให้เสาเป็นตัวช่วยตัวหน่วงในการดูดซับพลังงานที่เกิดขึ้นในอาคารอันเนื่องมาจากการสั่นไหว

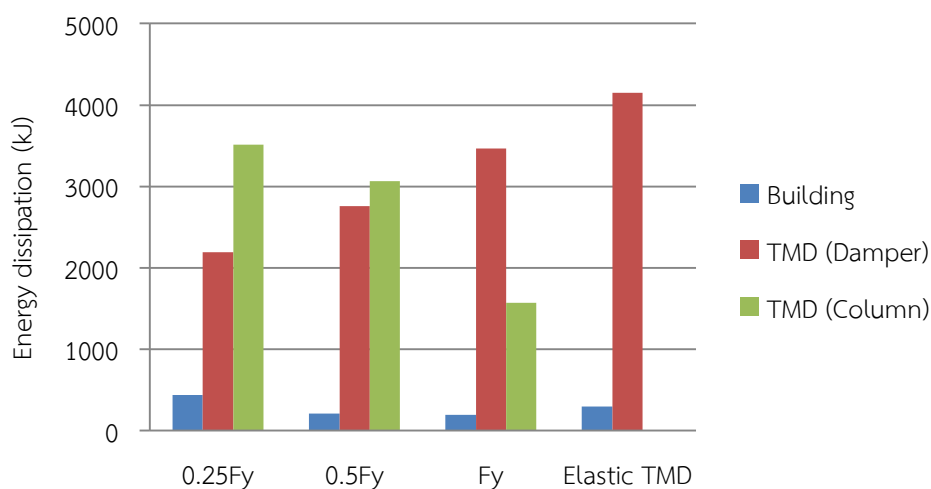
จากรูปที่ 7.46 แสดงการสลายพลังงานของอาคารตัวอย่าง ที่ระดับ PGA เท่ากับ 0.116g และ 0.168g ซึ่งเป็นระดับที่ทำให้อาคารที่มีความเสียหายมากที่สุด ได้แก่ อาคารที่ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าแบบอินอีลาสติกที่ปรับกำลังต้านทานในเสาสูง 75% (0.25Fy) มีความเสียหายระดับปานกลาง และอาคารถึงจุดวิบัติ ตามลำดับ พบว่าทั้ง 2 ระดับ ความรุนแรงของแผ่นดินไหว อาคารที่มีการสลายพลังงานน้อยที่สุด ได้แก่ อาคารที่ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าแบบอินอีลาสติกที่ปรับกำลังต้านทานในเสาสูง 50% (0.5Fy) อาคารที่ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าแบบอินอีลาสติก อาคารที่ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าแบบอินอีลาสติก และอาคารที่ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าแบบอินอีลาสติกที่ปรับกำลังต้านทานในเสาสูง 75% (0.25Fy) ตามลำดับ



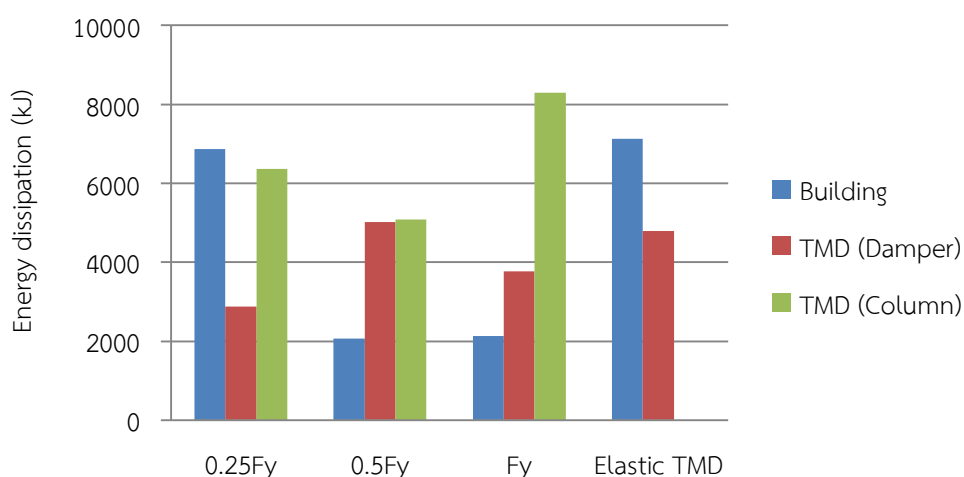
รูปที่ 7.46 การสลายพลังงานตัวอย่างของอาคารที่ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าแบบอีลาสติกและแบบอินอีลาสติก ภายใต้แผ่นดินไหว Landers, LA - Obregon Park (1992)

จากรูปที่ 7.47-7.48 แสดงการสลายพลังงานของอาคารตัวอย่าง รวมถึงมวลหน่วงปรับค่าได้แก่ เสา และตัวหน่วง ที่ระดับ PGA เท่ากับ 0.116g และ 0.168g ตามลำดับ เมื่อพิจารณาที่ระดับ PGA เท่ากับ 0.116g พบว่า อาคารที่ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าแบบอินอีลาสติก มีการสลายพลังงานน้อยที่สุด โดยมีค่าน้อยกว่าอาคารที่ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าที่ปรับกำลังต้านทานในเสาสูง 50% (0.5Fy) เพียงเล็กน้อย แต่การที่อาคารแรกมีค่าดัชนีความเสียหาย มากกว่า เนื่องจากตัวแทนความเสียหายของอาคารในชั้นบนสุดมีการสลายพลังงานและความเสียหายมากกว่า แต่มีการสลายพลังงานในกำแพงรับแรงเฉือนมากกว่า ในขณะที่อาคารที่ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าแบบอีลาสติก และมวลหน่วงปรับค่าที่ปรับกำลังต้านทานในเสาสูง 75% (0.25Fy) มีค่าการสลายพลังงานมากที่สุดตามลำดับ แต่เมื่อพิจารณาถึงประสิทธิภาพของมวลหน่วงปรับค่าแบบอินอีลาสติก พบว่าเสาของมวลหน่วงปรับค่าจะมีการสลายพลังงานมากขึ้น ตามกำลังต้านทานที่ลดลงของเสา ซึ่งแปรผกผันกับการสลายพลังงานของความหน่วง เมื่อพิจารณาทั้งเสาและตัวหน่วง พบว่ามวลหน่วงปรับค่าที่ปรับกำลังต้านทานในเสาสูง 50% จะมีการสลายพลังงานมากที่สุด เนื่องจากเป็นค่าที่เหมาะสมในการสลายพลังงานของมวลหน่วงปรับค่า และสามารถช่วยลดการสลายพลังงานของอาคารได้มากที่สุด เมื่อพิจารณาระดับความรุนแรงที่ PGA เท่ากับ 0.168g ดังรูปที่ 7.48 พบว่าอาคารที่ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าแบบอินอีลาสติกที่ปรับกำลังต้านทานในเสาสูง 50% (0.5Fy) มีการสลายพลังงานน้อยที่สุดเท่ากับ 2060 kJ ในขณะที่อาคารที่ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าแบบอินอีลาสติกมีการสลายพลังงานเท่ากับ 2125 kJ ในขณะที่อาคารอีก 2 อาคารมีการสลายพลังงานมาก อยู่ในช่วง 6000-8000 kJ เนื่องจากมีความเสียหายเกิดขึ้นเป็นอย่างมากในกำแพงรับแรงเฉือนชั้นล่างสุด แต่เมื่อพิจารณาถึงค่าดัชนีความเสียหาย จะมีค่าต่างกันไม่มากนัก โดยอาคารที่ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าที่ปรับกำลังต้านทาน

ในเสาสูง 75% ( $0.25F_y$ ) จะวิบัติ ที่ระดับความเร่งนี้ ในขณะที่อาคารอื่นๆ มีความเสียหายลดลงไม่มากนัก โดยมีค่าดัชนีความเสียหาย อยู่ในช่วง 0.84-0.87 แต่มีการสลายพลังงานต่างกันมาก เนื่องจากเกณฑ์ที่ใช้ในการพิจารณาความเสียหาย ใช้ค่ากริดที่มีความเสียหายสูงที่สุด ได้แก่ กริด A และ F ในชั้นบนสุด แต่ในความเป็นจริง อาคารแรกมีความเสียหายในกำแพงรับแรงเฉือนเป็นอย่างมาก ในขณะที่อีกอาคารมีความเสียหายเกิดขึ้นบ้าง จึงเป็นผลทำให้ค่าการสลายพลังงานของอาคารแตกต่างกันเป็นอย่างมาก



รูปที่ 7.47 การสลายพลังงานของอาคาร และมวลหน่วงปรับค่า ภายใต้แผ่นดินไหว Landers, LA - Obregon Park (1992) ที่ระดับ PGA เท่ากับ 0.116g



รูปที่ 7.48 การสลายพลังงานของอาคาร และมวลหน่วงปรับค่าภายใต้แผ่นดินไหว Landers, LA - Obregon Park (1992) ที่ระดับ PGA เท่ากับ 0.168g

## บทที่ 8 สรุปผลการวิจัย

ในงานวิจัยนี้ได้ศึกษาประสิทธิภาพของมวลหน่วงปรับค่าที่ติดตั้งบนอาคารสูงคอนกรีตเสริมเหล็ก 20 ชั้น ที่ก่อสร้างโดยไม่ได้คำนึงถึงแรงแผ่นดินไหว อาศัยการจำลองพฤติกรรมโครงสร้างแบบอินอีลาสติกตามมาตรฐาน ASCE41 แล้วทำการวิเคราะห์โครงสร้างด้วยวิธีพลศาสตร์ไม่เชิงเส้นแบบประวัติเวลา (Time history inelastic dynamic analysis) ภายใต้การกระตุ้นที่ฐานอาคารด้วยคลื่นฮาร์มอนิก และบันทึกคลื่นแผ่นดินไหวจริง โดยทำการเพิ่มค่าระดับความรุนแรงของการกระตุ้นจนถึงระดับที่อาคารวิบัติ

การวิเคราะห์โครงสร้างภายใต้คลื่นฮาร์มอนิกและบันทึกแผ่นดินไหวจริงนั้น พิจารณาผลของแรงกระทำทั้ง 2 ทิศทาง สำหรับคลื่นฮาร์มอนิกได้ทำการปรับค่าความถี่ของคลื่นให้สอดคล้องกับความถี่ของอาคารในโหมดที่ 1 ในแนวแกนหลัก เพื่อศึกษาประสิทธิภาพของมวลหน่วงปรับค่าภายใต้ “การสั่นพ้อง (Resonance)” ซึ่งเป็นเงื่อนไขที่มวลหน่วงปรับค่าจะแสดงประสิทธิภาพได้ดีที่สุด ในส่วนของบันทึกคลื่นแผ่นดินไหวจริง ได้เลือกคลื่นแผ่นดินไหวจากบันทึกแผ่นดินไหวจริงในอดีตที่ให้สเปกตรัมผลตอบสนองที่สอดคล้องกับสเปกตรัมของกรุงเทพมหานครจำนวน 10 คลื่น กระทำทั้ง 2 ทิศทาง โดยให้คลื่นในแนวที่มีระดับความเร่งที่ฐานมากกว่า กระทำในแนวแกนหลักของอาคาร หลังจากนั้นทำการเปรียบเทียบพฤติกรรมของอาคารที่ติดตั้งและไม่ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่า โดยทำการปรับค่าระดับความรุนแรงตั้งแต่ศูนย์จนถึงระดับที่อาคารวิบัติ

ผลการวิเคราะห์โครงสร้างภายใต้คลื่นฮาร์มอนิกและบันทึกแผ่นดินไหวจริง กระทำทั้ง 2 ทิศทาง พบว่าอาคารที่ติดตั้งและไม่ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่า มีรูปแบบความเสียหายของอาคารเหมือนกัน โดยพบว่าเสาชั้นบนสุดของอาคารจะมีความเสียหายมากกว่าเสาชั้นล่างๆ โดยเสาด้านมุมจะเป็นตำแหน่งแรกที่เกิดการคราก เนื่องจากเสาในชั้นบนมีแรงกดหัวเสาน้อย ทำให้มีความต้านทานโมเมนต์ต่ำ จึงเกิดการครากก่อนตำแหน่งอื่นๆ ในงานวิจัยนี้พิจารณาใช้ค่าดัชนีความเสียหายอาคาร จากค่าความเสียหายสูงสุดของทุกชั้น ดังนั้นค่าความเสียหายที่เกิดขึ้นในเสาชั้นบนสุดในแนวแกนหลักของอาคารจึงเสมือนเป็นตัวแทนความเสียหายของอาคาร

เมื่อเปรียบเทียบพฤติกรรมการตอบสนองของอาคารที่ติดตั้งและไม่ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่า พบว่าภายใต้การกระตุ้นด้วยคลื่นฮาร์มอนิกที่มีการปรับความถี่ให้สอดคล้องกับอาคาร จนเกิดการสั่น

พ้อง มวลหน่วยปรับค่าจะแสดงประสิทธิภาพได้มากที่สุดโดยสามารถเพิ่มความต้านทานการวิบัติของอาคารได้มากถึง 5.7 เท่า ในขณะที่ผลการศึกษาภายใต้บันทึกคลื่นแผ่นดินไหวจำนวน 10 คลื่น พบว่ามวลหน่วยปรับค่าสามารถเพิ่มความต้านทานการวิบัติของอาคารได้สูงสุด 2.69 เท่า แม้ว่าจะมีบันทึกคลื่นแผ่นดินไหวบางเหตุการณ์ที่มวลหน่วยปรับค่าไม่สามารถเพิ่มความต้านทานการวิบัติ ได้อย่างมีนัยสำคัญ แต่ไม่พบผลในเชิงลบของการติดตั้งมวลหน่วยปรับค่าที่จะทำให้อาคารมีความต้านทานการวิบัติลดลง ทั้งนี้พบว่าความสามารถในการเพิ่มความต้านทานต่อการวิบัติของอาคารจากการติดตั้งมวลหน่วยปรับค่ามีค่าเฉลี่ยอยู่ที่ 1.45 เท่า

นอกจากนี้เมื่อเปรียบเทียบพฤติกรรมของอาคารเมื่อระดับความรุนแรงของแผ่นดินไหวเพิ่มขึ้น พบว่าภายใต้บันทึกคลื่นแผ่นดินไหวจริงทั้ง 10 คลื่น อาคารที่ติดตั้งมวลหน่วยปรับค่าจะมีการสั่นไหวของตัวอาคารที่ลดต่ำลงมากในช่วงที่อาคารยังไม่มี ความเสียหายเกิดขึ้น โดยพบว่าค่าการสั่นไหวของตัวอาคารมีค่าลดลงเฉลี่ยประมาณ 47.1% เมื่อเทียบกับอาคารที่ไม่ติดตั้งมวลหน่วยปรับค่า แต่เมื่อแผ่นดินไหวมีความรุนแรงมากขึ้นจนทำให้อาคารเริ่มเกิดความเสียหายพบว่าประสิทธิภาพของมวลหน่วยปรับค่าในการลดการสั่นไหวของอาคารมีแนวโน้มลดลงอย่างชัดเจน โดยเฉพาะกรณีที่คลื่นแผ่นดินไหวมีความถี่เด่นชัดไม่สอดคล้องกับอาคารนั้น พบว่าอาคารที่ติดตั้งมวลหน่วยปรับค่ามีการเคลื่อนที่มากกว่าเล็กน้อยในชั้นหลังคา แต่หากพิจารณาถึงความเสียหายที่เกิดขึ้นก็ยังพบว่ามวลหน่วยปรับค่าสามารถช่วยลดความเสียหาย และป้องกันการวิบัติของอาคารได้ เนื่องจากพลังงานโดยรวมของอาคารที่ติดตั้งมวลหน่วยปรับค่าจะมีค่าต่ำกว่าเสมอ ส่งผลให้ค่าความเสียหายของอาคารที่เป็นผลรวมของค่าการเคลื่อนที่และพลังงานจากการสั่นไหวลดลง แต่ในกรณีที่คลื่นแผ่นดินไหวมีความถี่สอดคล้องกับอาคาร พบว่าที่ระดับความรุนแรงที่ทำให้อาคารที่ไม่ติดตั้งมวลหน่วยปรับค่าวิบัติ มวลหน่วยปรับค่าจะสามารถลดความเสียหายของอาคารได้ รวมถึงการเคลื่อนที่ในชั้นหลังคาด้วย ทั้งนี้ในภาพรวมของทุกบันทึกคลื่นแผ่นดินไหวแม้ว่าจะมีบางคลื่นแผ่นดินไหวที่ประสิทธิภาพในการลดการเคลื่อนที่ตัวที่ชั้นหลังคาลดลง แต่ยังคงประสิทธิภาพในการลดความเสียหายและป้องกันการวิบัติได้ เนื่องจากมวลหน่วยปรับค่าจะช่วยในการลดการสลายพลังงานของตัวอาคารได้ 15-100% โดยมีค่าเฉลี่ยในการลดการสลายพลังงานของอาคารตัวอย่างได้ถึง 81.7% จึงทำให้ความเสียหายของอาคารลดลงอย่างมีนัยสำคัญ

นอกจากศึกษาพฤติกรรมของมวลหน่วยปรับค่าแบบอนิลาสติกแล้ว งานวิจัยนี้ได้ทำการปรับพฤติกรรมของมวลหน่วยปรับค่าให้มีพฤติกรรมแบบอนิลาสติก โดยออกแบบให้มวลหน่วยปรับค่าเกิด

การครากเช่นเดียวกับอาคาร อาศัยการวิเคราะห์โครงสร้างแบบ Push-over Analysis จะสามารถกำหนดระยะเวลาการเคลื่อนที่ของอาคารที่เกิดการคราก แล้วจึงทำการออกแบบให้มวลหน่วงปรับค่ามีพฤติกรรมในลักษณะที่สอดคล้องกัน

การศึกษาได้ทดสอบเปรียบเทียบพฤติกรรมของมวลหน่วงปรับค่าแบบอินเลาสติก ที่ออกแบบให้เกิดการคราก 3 ลักษณะ ได้แก่ มวลหน่วงปรับค่าถึงจุดครากก่อนอาคาร มวลหน่วงปรับค่าถึงจุดครากพร้อมอาคาร และมวลหน่วงปรับค่าถึงจุดครากหลังอาคาร โดยทำการทดสอบกับบันทึกคลื่นแผ่นดินไหวที่มวลหน่วงปรับค่าแสดงประสิทธิภาพในการลดการสลายพลังงานของอาคารได้ดี ในกรณีที่มีมวลหน่วงปรับค่ามีพฤติกรรมแบบอินเลาสติก จำนวน 4 คลื่น ได้แก่ Nenana(2002), Hector-mine (1999), Chi-Chi (1999), และ Landers (1992)

เมื่อพิจารณาประสิทธิภาพของมวลหน่วงปรับค่าแบบอินเลาสติก ที่มีมวลหน่วงปรับค่าถึงจุดครากในเวลาใกล้เคียงกับการครากของชิ้นส่วนแรกในอาคาร พบว่ามวลหน่วงปรับค่าจะสามารถเพิ่มความต้านทานต่อการวิบัติของอาคารได้ โดยเฉพาะคลื่น Nenana (2002) ซึ่งสามารถเพิ่มความต้านทานต่อการวิบัติได้มากกว่ามวลหน่วงปรับค่าแบบอินเลาสติกถึง 1.43 เท่า ส่วน Hector-mine(1999) และ Landers (1992) สามารถเพิ่มความต้านทานต่อการวิบัติได้มากกว่ามวลหน่วงปรับค่าแบบอินเลาสติก 1.06 และ 1.07 เท่าตามลำดับ โดยมวลหน่วงปรับค่าจะช่วยลดการสลายพลังงานในอาคารได้เป็นอย่างดี ในขณะที่การสลายพลังงานในมวลหน่วงปรับค่าจะประกอบด้วยส่วนของตัวหน่วงและเสา โดยมีสัดส่วนในการสลายพลังงานใกล้เคียงกัน สำหรับกรณีที่มวลหน่วงปรับค่าถึงจุดครากก่อนชิ้นส่วนแรกของอาคารพบว่าสัดส่วนในการสลายพลังงานในเสาจะมีมากกว่าตัวหน่วง และกรณีที่มวลหน่วงปรับค่าถึงจุดครากหลังชิ้นส่วนแรกของอาคาร พบว่าสัดส่วนในการสลายพลังงานในตัวหน่วงจะมีมากกว่าในเสา

อย่างไรก็ดีการศึกษาพบว่าในกรณีของคลื่นแผ่นดินไหว Chi-Chi (1999) อาคารที่ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าแบบอินเลาสติกจะมีประสิทธิภาพลดลง โดยมวลหน่วงปรับค่าแบบอินเลาสติกที่ประสิทธิภาพดีที่สุด ได้แก่ มวลหน่วงปรับค่าที่ถึงจุดครากหลังชิ้นส่วนแรกของอาคาร แต่ยังไม่สามารถเพิ่มความต้านทานต่อการวิบัติได้ดีเท่ากับมวลหน่วงปรับค่าแบบอินเลาสติก แต่เมื่อพิจารณาถึงการสลายพลังงานพบว่ามวลหน่วงปรับค่าแบบอินเลาสติกที่ถึงจุดครากหลังชิ้นส่วนแรกของอาคารที่ระดับ PGA เท่ากับ 0.0985g ซึ่งเป็นระดับที่ทำให้อาคารที่ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าแบบอินเลาสติก มีค่าดัชนีความเสียหาย เท่ากับ 1 ในขณะที่อาคารที่ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าแบบอินเลาสติกมีค่าดัชนีความ



เสียหายเท่ากับ 0.95 พบว่ามีการสลายพลังงานของอาคาร 2550 kJ และ 5819 kJ ตามลำดับจะเห็นว่ามวลห่อหุ้มปรับค่าแบบอินทิลาสติกยังคงสามารถลดการสลายพลังงานของอาคารได้ดีกว่ามวลห่อหุ้มปรับค่าแบบอินทิลาสติก แต่เนื่องจากงานวิจัยนี้พิจารณาค่าดัชนีความเสียหายจากกริดที่เป็นตัวแทนของอาคาร จึงอาจเป็นตัวแทนที่ไม่เหมาะสม

จากการศึกษาที่กล่าวมาข้างต้น พบว่าการติดตั้งมวลห่อหุ้มปรับค่ากับอาคารสูงคอนกรีตเสริมเหล็ก สามารถลดความเสียหายของอาคารและเพิ่มความต้านทานของอาคารได้อย่างมีนัยสำคัญ แม้ว่าจะมีบันทึกคลื่นแผ่นดินไหวบางเหตุการณ์ที่ความถี่ของคลื่นแผ่นดินไหวไม่สอดคล้องกับความถี่ของอาคาร ประสิทธิภาพของมวลห่อหุ้มปรับค่าจึงลดต่ำลง ทั้งนี้การศึกษาไม่พบผลในเชิงลบของการติดตั้งมวลห่อหุ้มปรับค่า ที่สำคัญทุกกรณีการศึกษาพบว่าการติดตั้งมวลห่อหุ้มปรับค่าสามารถช่วยสลายพลังงานการสั่นไหวในโครงสร้างโดยรวมได้อย่างมีประสิทธิภาพ จากนั้นจึงทดลองปรับปรุงประสิทธิภาพของมวลห่อหุ้มปรับค่า โดยออกแบบให้มวลห่อหุ้มปรับค่ามีพฤติกรรมแบบอินทิลาสติก ซึ่งผลการศึกษาพบว่าการที่มวลห่อหุ้มปรับค่าถึงจุดครากที่เวลาใกล้เคียงกับชิ้นส่วนแรกของอาคาร มวลห่อหุ้มปรับค่าจะสามารถเพิ่มความต้านทานต่ออาคารได้อย่างมีนัยสำคัญ เนื่องจากมวลห่อหุ้มปรับค่ามีการเปลี่ยนแปลงความถี่สอดคล้องกับความถี่ของอาคารที่เปลี่ยนแปลงไปอันเนื่องมาจากความเสียหายที่เกิดขึ้นในอาคาร

ด้วยเหตุผลที่กล่าวมาจึงพอสรุปได้ว่ามวลห่อหุ้มปรับค่าเป็นอีกทางเลือกหนึ่งที่มีความเป็นไปได้ในการบรรเทาภัยของอาคารสูงคอนกรีตเสริมเหล็กจากแผ่นดินไหวระยะไกลที่มีความรุนแรงมากจนอาคารมีความเสียหายถึงขั้นวิบัติ และมีความเป็นไปได้ในการเพิ่มประสิทธิภาพของมวลห่อหุ้มปรับค่าได้โดยการปรับกำลังที่จุดครากของมวลห่อหุ้มปรับค่าให้มวลห่อหุ้มปรับค่ามีพฤติกรรมแบบอินทิลาสติก จะสามารถเพิ่มความต้านทานของอาคารต่อการวิบัติของอาคารได้อย่างมีนัยสำคัญ

### รายการอ้างอิง

1. American Society of Civil Engineers, *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*. 2013: Reston, Virginia.
2. Sadek, F., *A METHOD OF ESTIMATING THE PARAMETERS OF TUNED MASS DAMPERS FOR SEISMIC APPLICATIONS*. EARTHQUAKE ENGINEERING AND STRUCTURAL DYNAMICS, 1997. **26**: p. 617-635.
3. Lukkunaprasit, P. and A. Wanitkorkul, *Inelastic buildings with tuned mass dampers under moderate ground motions from distant earthquakes*. EARTHQUAKE ENGINEERING AND STRUCTURAL DYNAMICS, 2001. **30**: p. 537-551.
4. Pinkaew, T., P. Lukkunaprasit, and P. Chatupote, *Seismic effectiveness of tuned mass dampers for damage reduction of structures*. Engineering Structures, 2003. **25**: p. 39-46.
5. Kevin, K.F.W. and J.G. Johnson, *Seismic Energy Dissipation of Inelastic Structures with Multiple Tuned Mass Dampers*. Journal of Engineering Mechanics, 2009.
6. Marano, G.C., R. Greco, and B. Chiaia, *A comparison between different optimization criteria for tuned mass dampers design* Journal of Sound and Vibration, 2010. **329**: p. 4880-2890.
7. Sgobba, S. and G.C. Marano, *Optimum design of linear tuned mass dampers for structures with nonlinear behaviour*. Mechanical Systems and Signal Processing, 2010. **24**: p. 1739–1755.
8. Mishra, R., *APPLICATION OF TUNED MASS DAMPER FOR VIBRATION CONTROL OF FRAME STRUCTURES UNDER SEISMIC EXCITATIONS*, in *DEPARTMENT OF CIVIL ENGINEERING*. 2011, NATIONAL INSTITUTE OF TECHNOLOGY, ROURKELA. p. 82.
9. Rofooei, F.R. and P. Abtahi, *On the Performance of Passive TMDs in Reducing the Damage in 2-D Concrete Structural Models*. Procedia Engineering, 2011. **14**: p. 1665–1671.

10. จุลชิน เฉินบำรุง, การป้องกันภัยแผ่นดินไหวอาคารสูงคอนกรีตเสริมเหล็กด้วยมวลหน่วงปรับค่า, in ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย. 2012, จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย.
11. Kevin K. F. W. and Harris J.L., *SEISMIC FRAGILITY ANALYSIS OF STRUCTURES WITH TUNED MASS DAMPERS BASED ON ENERGY BALANCE*. The Structural Design of Tall and Specials Building, 2012. **21**: p. 296-310.
12. Rakicevic, Z.T., et al., *Effectiveness of tune mass damper in the reduction of the seismic response of the structure*. Bull Earthquake Eng, 2012. **10**: p. 1049–1073.
13. Angelis, M.D., S. Perno, and A. Reggio, *Dynamic response and optimal design of structures with large mass ratio TMD*. EARTHQUAKE ENGINEERING AND STRUCTURAL DYNAMICS, 2012. **41**: p. 41–60.
14. Johnson, J.G., *A NONLINEAR/INELASTIC ROOFTOP TUNED MASS DAMPER FRAME*, in *Department of Civil and Environmental Engineering*. 2012, The University of Utah. p. 495.
15. Zhang, Z. and T. Balendra, *Passive control of bilinear hysteretic structures by tuned mass damper for narrow band seismic motions*. Engineering Structures, 2013. **54**: p. 103-111.
16. Braun, S., *ENCYCLOPEDIA OF VIBRATION*, S.S.R. D Ewins, Editor. 2002, ACADEMIC PRESS, A Division of Harcourt, Inc.
17. Den Hartog, J.P., *Mechanical Vibrations*, ed. 4. 1956, NewYork: McGraw-Hill.
18. Park, Y., A. Ang, and Y. Wen, *Mechanistic seismic damage model for reinforced concrete*. Journal of Structural Engineering, 1985: p. 722-39.
19. Kunnath, S.K., et al., *IDARC 2D Version 4.0: A Program for the Inelastic Damage Analysis of Buildings*. 1996, NATIONAL CENTER FOR EARTHQUAKE ENGINEERING RESEARCH: Buffalo, NY.
20. Moehle, J., et.al., *Case Studies of the Seismic Performance of Tall Buildings Designed by Alternative Means*. 2011, PACIFIC EARTHQUAKE ENGINEERING RESEARCH CENTER: Berkeley, CA.

21. Mander, J.B., M.J.N. Priestley, and R. Park, *Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete*. ASCE Journal of Structural Engineering, 1988. **114**(8): p. 1804-1826.
22. Ciampoli, M., et al., *Seismic reliability of non-linear structures with stochastic parameters by directional simulation*. Proceedings of the 5th International Conference on Structural Safety and Reliability, 1989: p. 1121-1128.

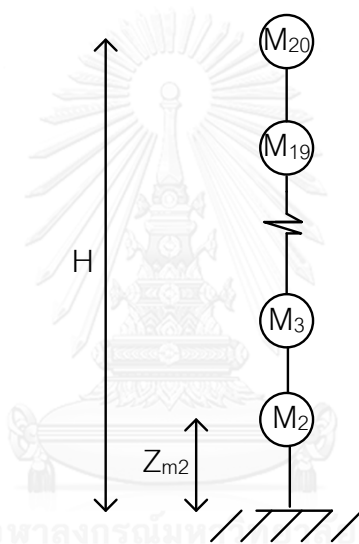




## ภาคผนวก ก

## การตรวจสอบความถูกต้องของคุณสมบัติเชิงพลศาสตร์ของอาคารตัวอย่าง

จากการวิเคราะห์คุณสมบัติเชิงพลศาสตร์ของอาคารตัวอย่างด้วยโปรแกรม PERFORM-3D ดังตารางที่ การตรวจสอบความถูกต้องของคุณสมบัติเชิงพลศาสตร์ โดยการเปรียบเทียบค่าคาบธรรมชาติของอาคารตัวอย่างจาก โปรแกรม PERFORM-3D กับการคำนวณด้วยวิธี Modal Analysis โดยการรวมมวลในชั้นมารวมกันที่ตำแหน่งเดียว (Lump mass) ดังรูป ก.1 หลังจากนั้นจึงทำการคำนวณหารูปร่างการเคลื่อนตัวในโหมดที่ 1 มวลในโหมดที่ 1 สติฟเนสในโหมดที่ 1 และ คาบของอาคารต่อไป



รูปที่ ก.1 การรวมมวลในแต่ละชั้นมารวมที่ตำแหน่งเดียว (Lump mass)

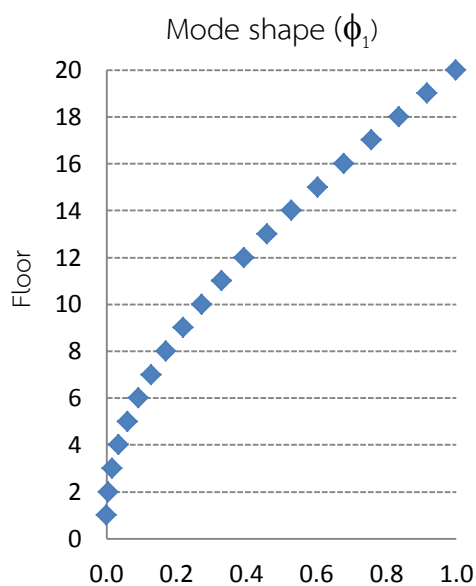
การประมาณรูปร่างการเคลื่อนตัวของอาคารในแต่ละชั้นในโหมดหลัก ดังสมการ

$$\phi(z) = 1 - \cos(z\pi / 2H) \quad (\text{ก.1})$$

หลังจากแทนค่าความสูงของอาคารในสมการ ก.1 จะได้รูปร่างของการเคลื่อนตัวดังรูป ก.2

$$[\phi]^T = [1.00 \ 0.92 \ 0.84 \ 0.76 \ 0.68 \ 0.60 \ 0.53 \ 0.46 \ 0.39 \ 0.33 \ 0.27 \ 0.22 \ 0.17 \ 0.13 \ 0.09 \ 0.06 \\ 0.04 \ 0.02 \ 0.01]$$

หลังจากนั้นทำการคำนวณหาค่า Modal mass และ Modal stiffness จากสมการ ก.2 และ ก.3 ตามลำดับ แล้วจึงคำนวณหาความถี่และคาบของอาคารในโหมดที่ 1 ดังสมการ ก.4 และ ก.5 ตามลำดับ



รูปที่ ก.2 รูปร่างการเคลื่อนตัวของอาคารตัวอย่างในโหมดที่ 1

$$M^* = [\phi]^T [M] [\phi] \quad (\text{ก.2})$$

$$K^* = [\phi]^T [K] [\phi] \quad (\text{ก.3})$$

$$\omega_1 = \sqrt{K^* / M^*} \quad (\text{ก.4})$$

$$T_1 = 2\pi / \omega_1 \quad (\text{ก.5})$$

จากการคำนวณด้วยวิธี Modal Analysis พบว่าคาบของอาคารในโหมดที่ 1 มีค่าเท่ากับ 2.09 วินาที ในขณะที่คาบของอาคารที่คำนวณจากโปรแกรม PERFORM-3D มีค่าเท่ากับ 2.19 วินาที ซึ่งพบว่ามีค่าใกล้เคียงกันมาก โดยมีความแตกต่างกันเพียง 4.58% ซึ่งถือว่าแบบจำลองของอาคารตัวอย่างจากโปรแกรม PERFORM-3D สามารถยอมรับได้

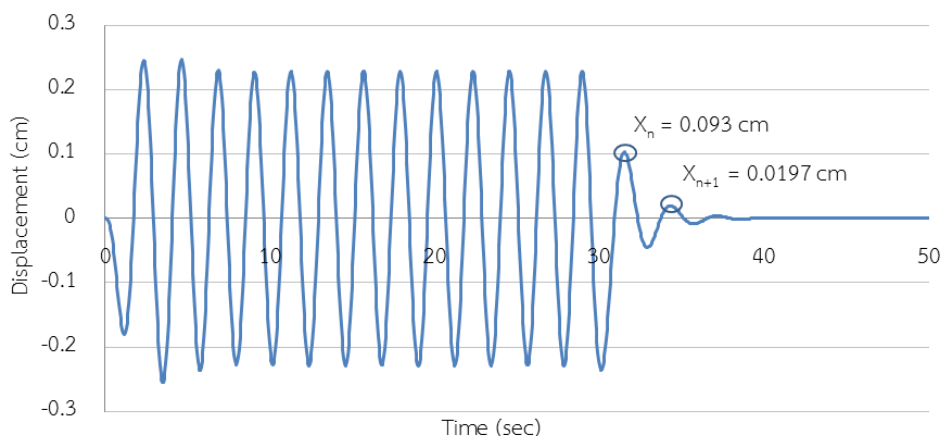
## ภาคผนวก ข

## การตรวจสอบความถูกต้องของแบบจำลองมวลห้วงปรับค่า

จากการสร้างแบบจำลองมวลห้วงปรับค่า โดยใส่ค่าคุณสมบัติตามค่าที่คำนวณได้จากสมการของ Den Hartog (1956) หลังจากนั้นเพื่อทำการตรวจสอบความถูกต้องของมวลห้วงปรับค่า โดยนำแบบจำลองมวลห้วงปรับค่า มาให้แรงกระทำแบบฮาร์มอนิกในแนวแกนหลัก ช่วงเวลาหนึ่งแล้วหยุดให้แรง ปล่อยให้มวลห้วงปรับค่าเคลื่อนตัวในระยะ Free vibration ได้กราฟความสัมพันธ์ระหว่างการเคลื่อนตัวและเวลาดังรูป ข.1 แล้วจึงทำการหาค่าความถี่และอัตราส่วนความหน่วงของมวลห้วงปรับค่าดังสมการ ข.1 และ ข.2 ตามลำดับ

$$\omega = (T_{n+1} - T_n) / 2\pi \quad (\text{ข.1})$$

$$\xi = \ln(X_n / X_{n+1}) / 2\pi \quad (\text{ข.2})$$



รูปที่ ข.1 การเคลื่อนตัวของมวลห้วงปรับค่าภายใต้แรงฮาร์มอนิก

จากรูปที่ พบว่าที่สภาวะ Free vibration จะได้ค่า  $X_n$  เท่ากับ 0.093 เซนติเมตร ที่เวลา 31.80 วินาที และ  $X_{n+1}$  เท่ากับ 0.0197 เซนติเมตร ที่เวลา 34.43 วินาที หลังจากนั้นจึงทำการคำนวณหาความถี่และอัตราส่วนความหน่วงของมวลห้วงปรับค่าตามสมการ ข.1 และ ข.2 ซึ่งได้ค่า ดังนี้

$$\omega = 2.388 \text{ เรเดียน/วินาที} \quad \text{และ} \quad \xi = 0.247$$

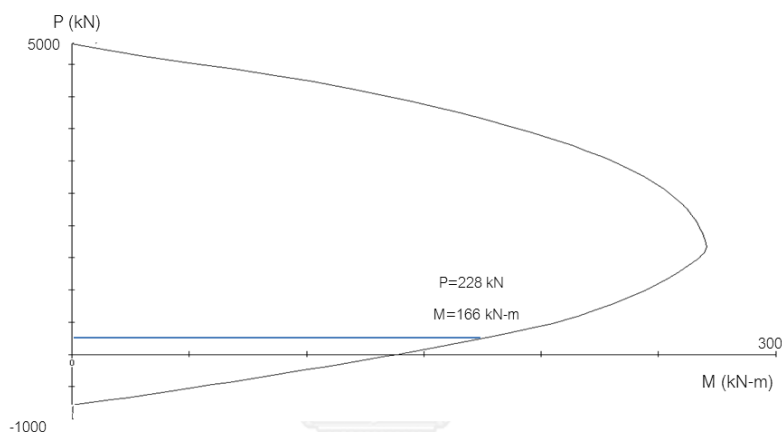
เมื่อเปรียบเทียบกับค่าที่คำนวณได้จากสมการ Den Hartog (1956) มีค่า  $\omega$  เท่ากับ 2.416 เรเดียน/วินาที และ  $\xi$  เท่ากับ 0.243 ซึ่งพบว่ามีค่าแตกต่างกันเพียง 1.6% และ 1.1% ตามลำดับ ดังนั้นแบบจำลองมวลห้วงปรับค่าจากโปรแกรม PERFORM-3D จึงสามารถยอมรับได้



### ภาคผนวก ค

#### การวิเคราะห์ความเสียหายที่เกิดขึ้นของชิ้นส่วนในอาคาร

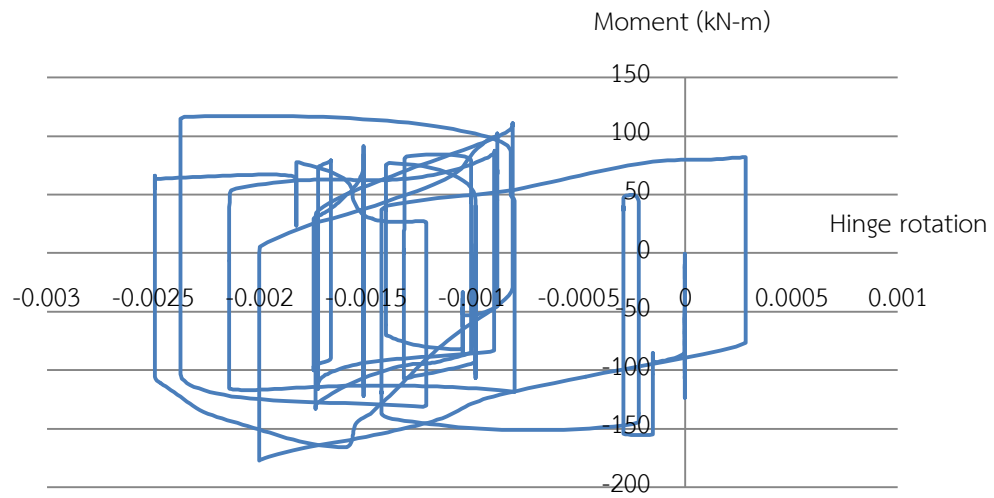
จากการวิเคราะห์ความเสียหายของอาคารภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว พบว่าชิ้นส่วนแรกของอาคารที่เกิดการคราก ในทุกๆคลื่นแผ่นดินไหว ได้แก่ เสาต้นมุมในชั้นบนสุด ซึ่งเสาดังกล่าวมีขนาด  $40 \times 40$  เซนติเมตร โดยมีเหล็กเสริมในแนวแกน ได้แก่ DB25mm จำนวน 4 เส้น โดยมี P-M Diagram ดังรูป ค.1



รูปที่ ค.1 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงแนวแกนและแรงดัด (P-M Diagram) ในเสา F5 ชั้นบนสุดของอาคารตัวอย่าง ภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Lander (1992) ที่ระดับ PGA เท่ากับ 0.116g

โดยพบว่าเสาดังกล่าวที่ชั้นบนสุดจะมีแรงกดที่หัวเสาค่อนข้างต่ำ ดังแสดงในตารางที่ ค.3 ทำให้กำลังในการรับแรงดัดเกิดขึ้นน้อย ซึ่งเมื่อสังเกตจากรูปที่ ค.1 จะพบว่าเสาดังกล่าวจะวิบัติในช่วงที่ถูกควบคุมโดยแรงดึง (Tension Control)

หลังจากทดสอบโดยคลื่นแผ่นดินไหว Lander (1992) ที่ระดับ PGA เท่ากับ 0.116g ซึ่งเป็นระดับที่ทำให้อาคารตัวอย่างที่ไม่ได้ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่ามีดัชนีความเสียหาย (Damage index, DI) เท่ากับ 1 โดยเสาดังกล่าวมี Hysteresis loop ภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Lander (1992) ที่ระดับที่ PGA เท่ากับ 0.116g ดังรูปที่ ค.2 ซึ่งเป็นไปตามความสัมพันธ์ระหว่างแรงกดหัวเสาและแรงดัด



รูปที่ ค.2 Hysteresis Loop ของเสา F5 ชั้นบนสุดของอาคารตัวอย่าง ภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Lander (1992) ที่ระดับ PGA เท่ากับ 0.116g

ตารางที่ ค.1 แรงกดหัวเสา แรงดัดที่จุดวิบัติ และแรงดัดที่จุดคราก  
ในเสา D3.5 D5 และ D6 ของอาคารตัวอย่าง

Story	D3.5			D5			D6		
	P(kN)	$M_u$ (kN-m)	$M_y$ (kN-m)	P(kN)	$M_u$ (kN-m)	$M_y$ (kN-m)	P(kN)	$M_u$ (kN-m)	$M_y$ (kN-m)
1	5242	4401	3389	6206	3360	2587	2970	768	591
2	4947	4389	3380	5849	3416	2630	2797	787	606
3	4663	4379	3372	5506	3427	2639	2632	800	616
4	4379	3510	2703	5166	2650	2041	2468	630	485
5	4096	3483	2682	4827	2642	2034	2303	645	497
6	3812	3470	2672	4489	2639	2032	2138	650	501
7	3529	2168	1669	4151	1800	1386	1973	473	364
8	3245	2154	1659	3815	1796	1383	1808	467	360
9	2962	2101	1618	3479	1753	1350	1643	464	357
10	2678	1470	1132	3143	1380	1063	1478	448	345
11	2394	1410	1086	2808	1350	1040	1313	444	342
12	2111	1364	1050	2475	1280	986	1148	435	335
13	1847	685	527	2166	695	535	1000	187	144
14	1583	664	511	1857	683	526	851	190	146
15	1319	645	497	1547	673	518	702	188	145
16	1056	522	402	1238	529	407	554	137	105
17	792	464	357	928	490	377	405	125	96
18	528	430	331	619	443	341	257	111	85
19	264	380	293	309	386	297	108	96	74

ตารางที่ ค.2 แรงกดหัวเสา แรงดัดที่จุดวิบัติ และแรงดัดที่จุดคราก  
ในเสา E5 E6 และ F4 ของอาคารตัวอย่าง

Story	E5			E6			F4		
	P(kN)	$M_u$ (kN-m)	$M_y$ (kN-m)	P(kN)	$M_u$ (kN-m)	$M_y$ (kN-m)	P(kN)	$M_u$ (kN-m)	$M_y$ (kN-m)
1	8721	3792	2920	3783	1426	1098	8546	3802	2928
2	8285	3849	2964	3566	1450	1117	8062	3880	2988
3	7768	3898	3001	3357	1450	1117	7597	3935	3030
4	7300	3140	2418	3149	992	764	7132	2994	2305
5	6832	3190	2456	2940	989	762	6669	3030	2333
6	6364	3190	2456	2731	978	753	6206	3030	2333
7	5896	2160	1663	2523	857	660	5744	2160	1663
8	5427	2158	1662	2314	845	651	5283	2148	1654
9	4959	2140	1648	2106	833	641	4822	2122	1634
10	4490	1743	1342	1897	683	526	4363	1737	1337
11	4020	1670	1286	1689	673	518	3904	1680	1294
12	3551	1620	1247	1480	650	501	3445	1620	1247
13	3106	882	679	1288	273	210	3006	698	537
14	2662	861	663	1096	267	206	2568	703	541
15	2218	838	645	904	260	200	2130	696	536
16	1774	676	521	712	190	146	1693	558	430
17	1331	630	485	519	169	130	1255	527	406
18	887	549	423	327	146	112	818	477	367
19	443	471	363	135	126	97	381	400	308

ตารางที่ ค.3 แรงกดหัวเสา แรงดัดที่จุดวิบัติ และแรงดัดที่จุดคราก ในเสา F5 ของอาคารตัวอย่าง

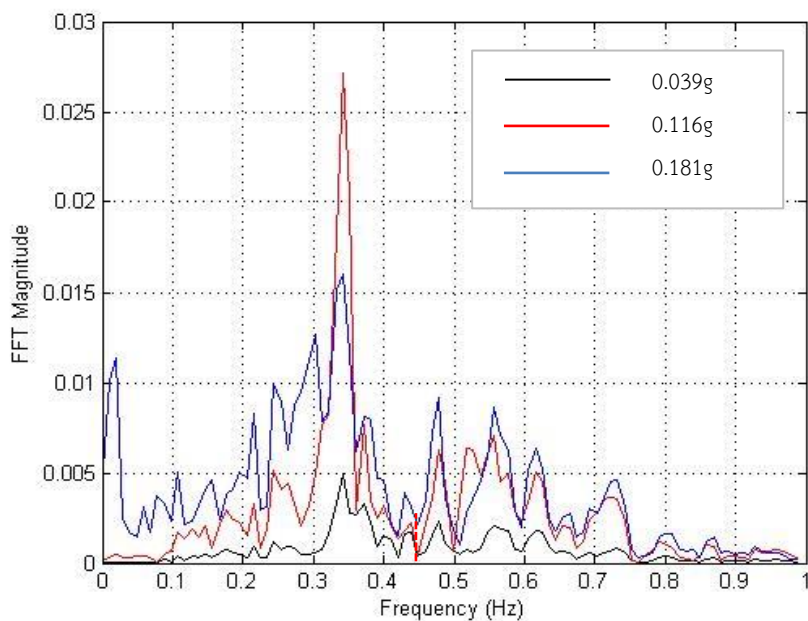
Story	F5		
	P(kN)	$M_u$ (kN-m)	$M_r$ (kN-m)
1	5679	1813	1396
2	5356	1860	1432
3	5049	1890	1455
4	4741	1421	1094
5	4431	1445	1113
6	4122	1450	1117
7	3811	1074	827
8	3500	1070	824
9	3189	1045	805
10	2877	905	697
11	2559	872	671
12	2246	841	648
13	1959	360	277
14	1671	364	280
15	1383	358	276
16	1094	270	208
17	806	242	186
18	517	202	156
19	228	166	128

## ภาคผนวก ง

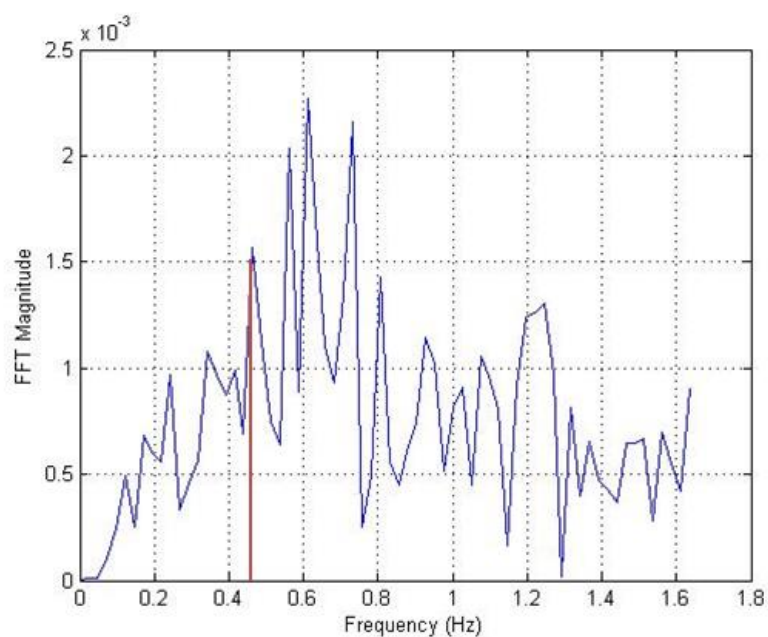
## ความถี่การสั่นไหวของอาคาร และความถี่เด่นชัดของคลื่นแผ่นดินไหว

จากการวิเคราะห์การเคลื่อนตัวของชั้นหลังคาในแนวแกนหลักภายใต้แผ่นดินไหว ได้เปลี่ยนรูปการเคลื่อนตัวของชั้นหลังคาเชิงเวลาไปเป็นเชิงความถี่ โดยใช้วิธีการแปลงฟูเรียร์แบบเร็ว (Fast Fourier Transform, FFT) เพื่อทำการตรวจสอบคาบหรือความถี่การสั่นไหวของอาคารในช่วงที่อาคารสั่นไหวแบบอีลาสติก และอินอีลาสติก และนอกจากนี้ได้นำข้อมูลคลื่นแผ่นดินไหวไปหาความถี่เด่นชัดเพื่อศึกษาถึงปัจจัยของคลื่นแผ่นดินไหวที่มีผลกระทบต่ออาคารสั่นไหวของอาคาร

## 1. Landers, LA - Obregon Park (1992)

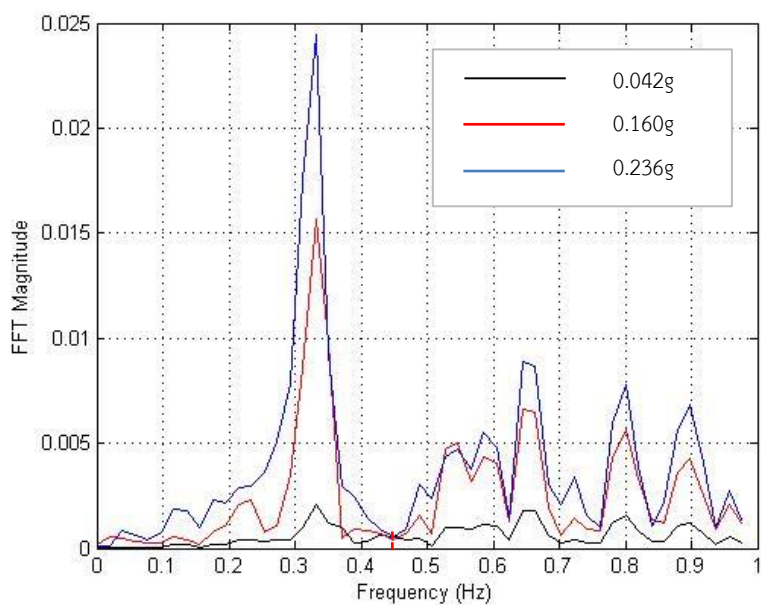


รูปที่ ง.1 ความถี่การสั่นไหวของอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Landers, LA - Obregon Park (1992) ที่ระดับ PGA เท่ากับ 0.039g 0.116g และ 0.181g

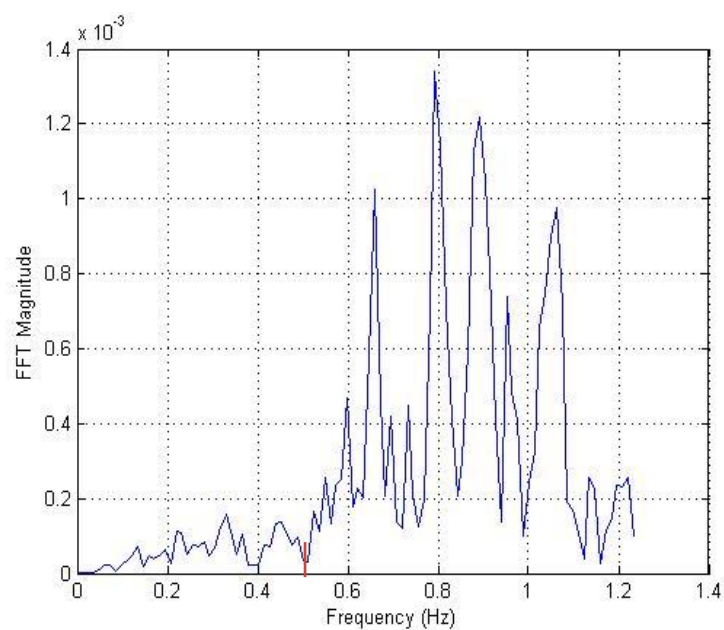


รูปที่ ง.2 กราฟการแปลงฟูเรียร์แบบเร็วกับความถี่การสั่นไหวในแนวแกนหลักของคลื่นแผ่นดินไหว  
Landers, LA - Obregon Park (1992)

2. Kobe Japan, FUK (1995)

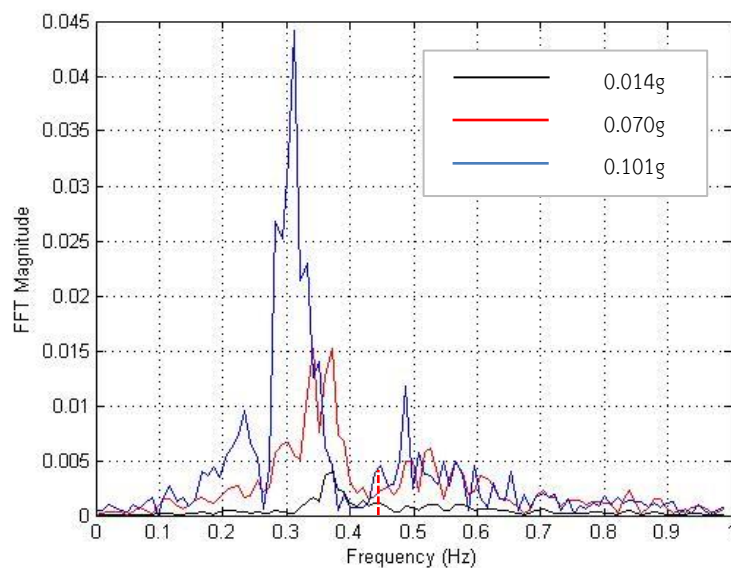


รูปที่ ง.3 ความถี่การสั่นไหวของอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Kobe Japan, FUK (1995) ที่  
ระดับ PGA เท่ากับ 0.042g 0.160g และ 0.236g



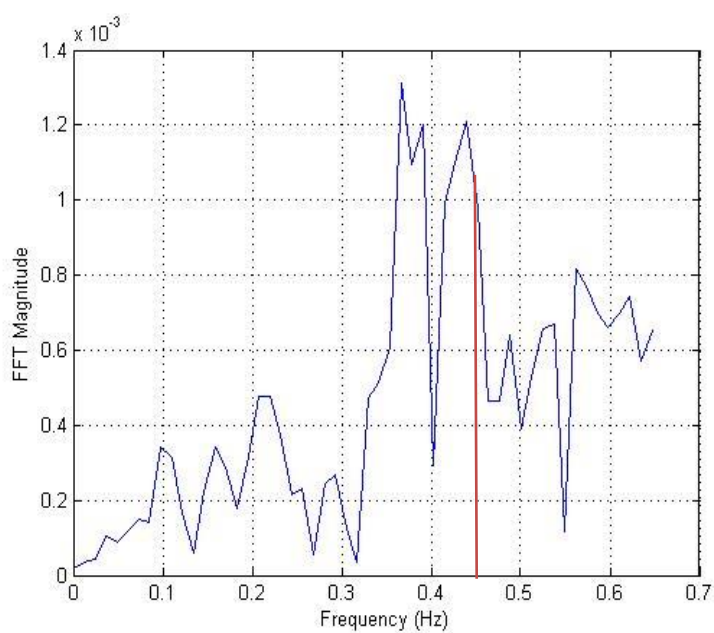
รูปที่ ๔.4 กราฟการแปลงฟูเรียร์แบบเร็วกับความถี่การสั่นไหวในแนวแกนหลักของคลื่นแผ่นดินไหว  
Kobe Japan, FUK (1995)

### 3. Chi-Chi Taiwan, KAU046 (1999)



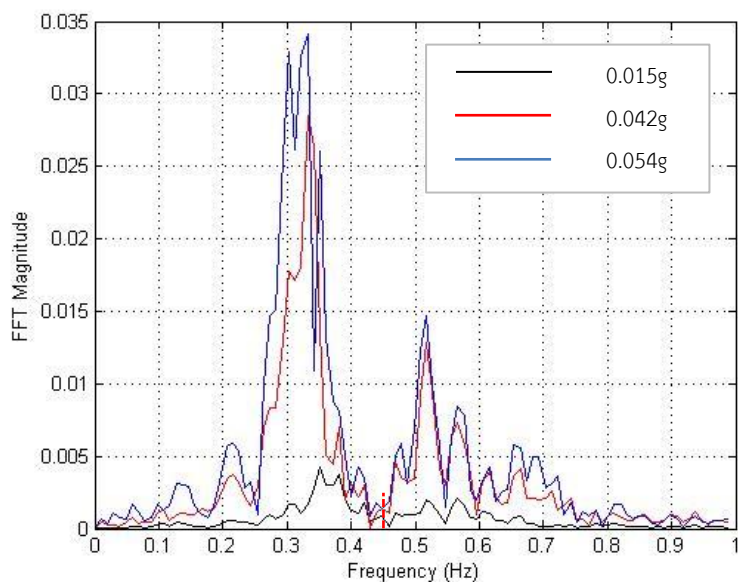
รูปที่ ๕.5 ความถี่การสั่นไหวของอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Chi-Chi Taiwan,  
KAU046 (1999) ที่ระดับ PGA เท่ากับ 0.014g 0.070g และ 0.101g



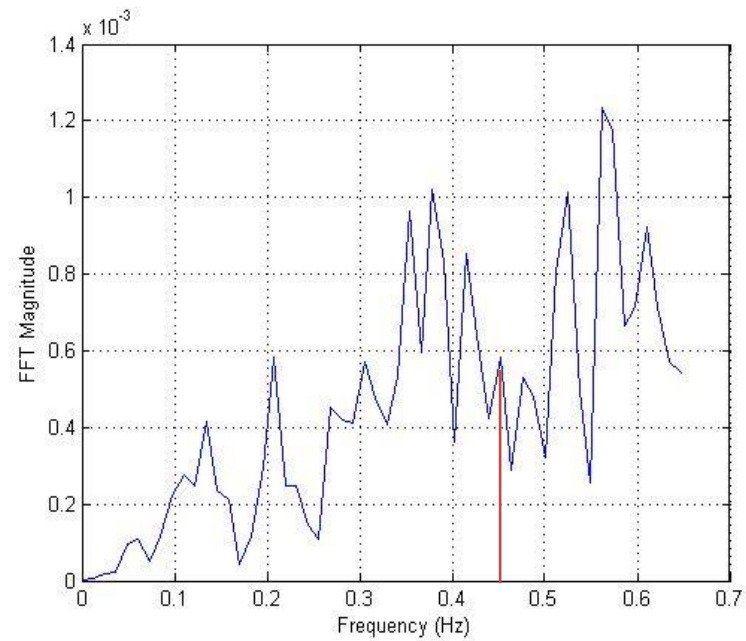


รูปที่ ๕.6 กราฟการแปลงฟูเรียร์แบบเร็วกับความถี่การสั่นไหวในแนวแกนหลักของคลื่นแผ่นดินไหว  
Chi-Chi Taiwan, KAU046 (1999)

4. Chi-Chi Taiwan, KAU082 (1999)

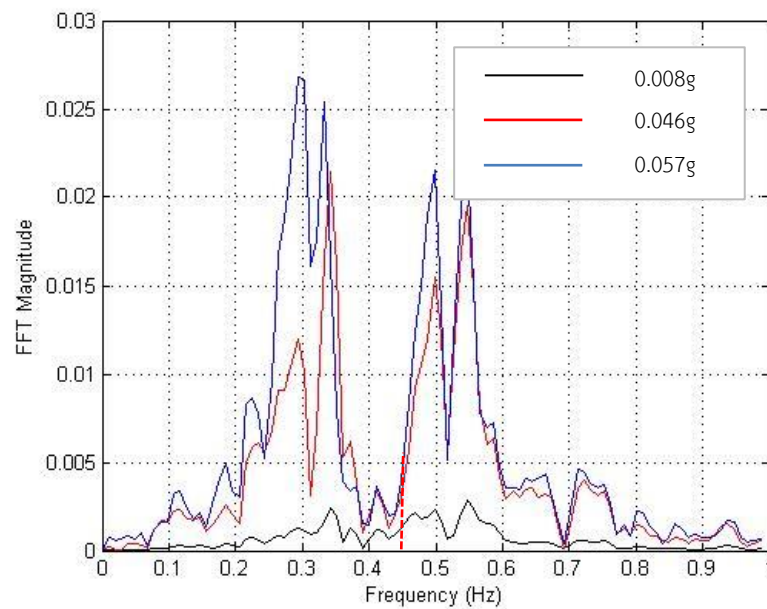


รูปที่ ๕.7 ความถี่การสั่นไหวของอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Chi-Chi Taiwan,  
KAU082 (1999) ที่ระดับ PGA เท่ากับ 0.015g 0.042g และ 0.054g

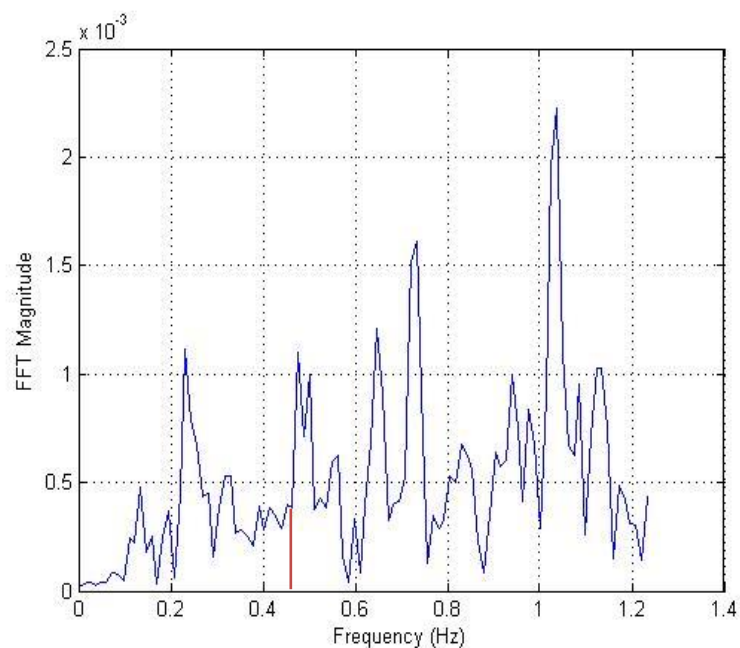


รูปที่ ๘.8 กราฟการแปลงฟูเรียร์แบบเร็วกับความถี่การสั่นไหวในแนวแกนหลักของคลื่นแผ่นดินไหว  
Chi-Chi Taiwan, KAU082 (1999)

5. Duzce Turkey, Ambarli (1999)

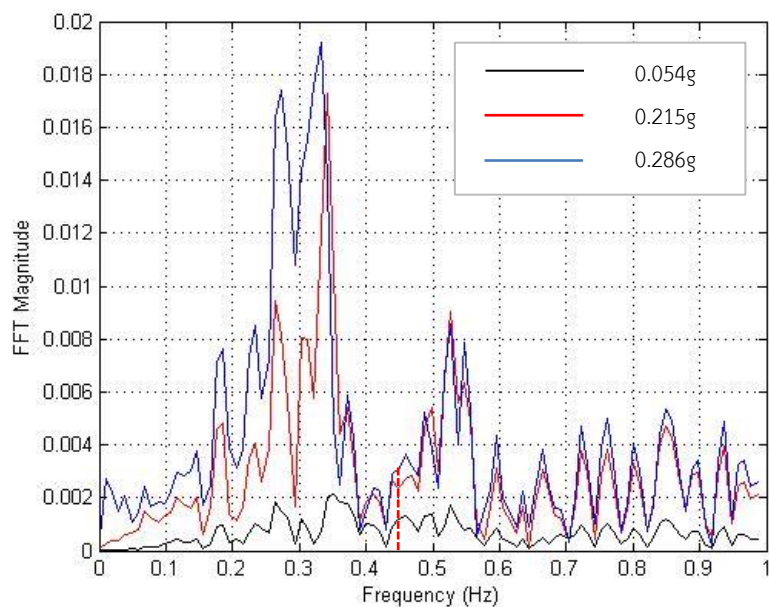


รูปที่ ๘.9 ความถี่การสั่นไหวของอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Duzce Turkey,  
Ambarli (1999) ที่ระดับ PGA เท่ากับ 0.008g 0.046g และ 0.057g

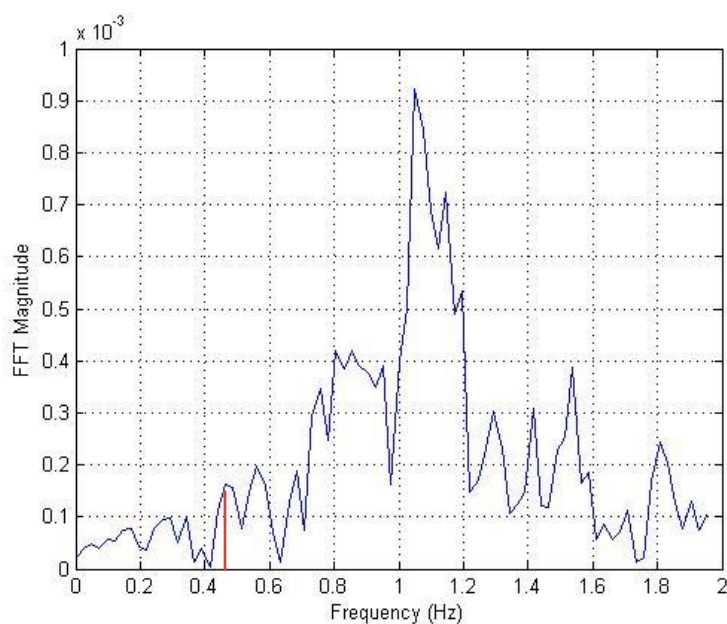


รูปที่ ง.10 กราฟการแปลงฟูเรียร์แบบเร็วกับความถี่การสั่นไหวในแนวแกนหลักของคลื่นแผ่นดินไหว  
Duzce Turkey, Ambarli (1999)

6. Duzce Turkey, Kocamustafapaba Tomb (1999)

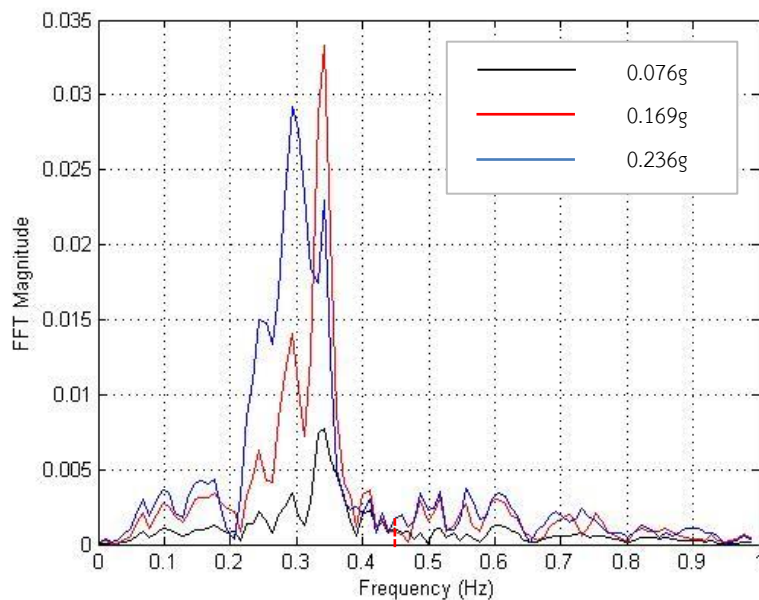


รูปที่ ง.11 ความถี่การสั่นไหวของอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Duzce Turkey,  
Kocamustafapaba Tomb (1999) ที่ระดับ PGA เท่ากับ 0.054g 0.215g และ 0.286g

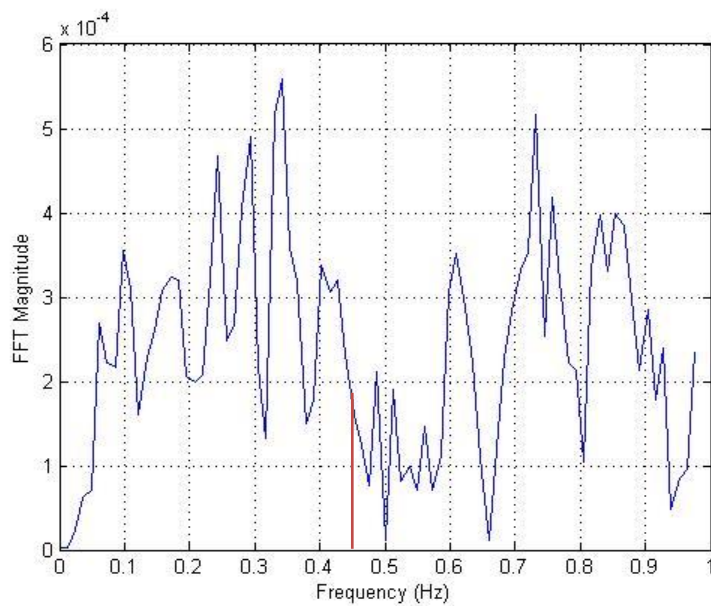


รูปที่ ง.12 กราฟการแปลงฟูเรียร์แบบเร็วกับความถี่การสั่นไหวในแนวแกนหลักของคลื่นแผ่นดินไหว  
Duzce Turkey, Kocamustafapaba Tomb (1999)

7. Kocaeli Turkey, Balikesir (1999)

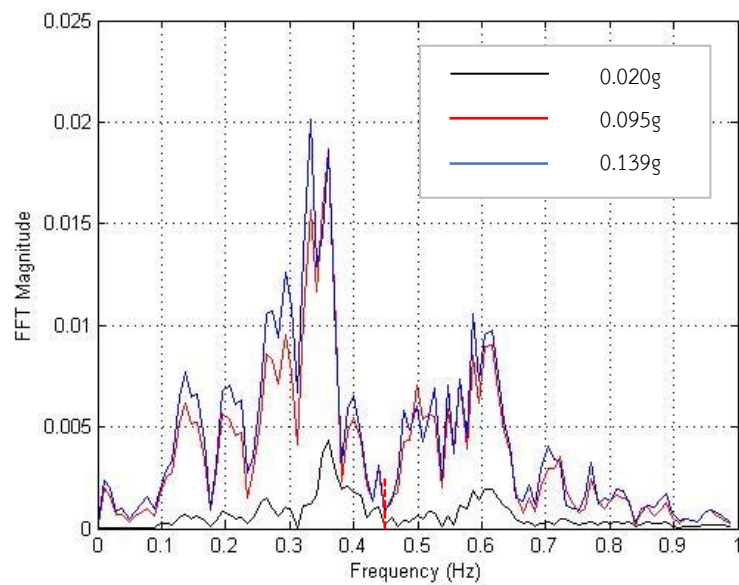


รูปที่ ง.13 ความถี่การสั่นไหวของอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Kocaeli Turkey, Balikesir  
(1999) ที่ระดับ PGA เท่ากับ 0.076g 0.269g และ 0.236g



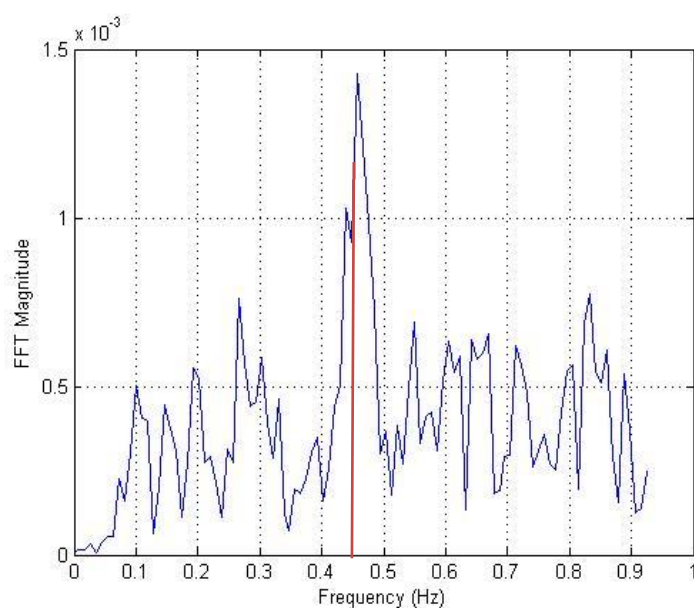
รูปที่ ง.14 กราฟการแปลงฟูเรียร์แบบเร็วกับความถี่การสั่นไหวในแนวแกนหลักของคลื่นแผ่นดินไหว  
Kocaeli Turkey, Balikesir (1999)

8. Hector Mine , Arleta - Nordhoff Fire Sta (1999)



รูปที่ ง.15 ความถี่การสั่นไหวของอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Hector Mine , Arleta -  
Nordhoff Fire Sta (1999) ที่ระดับ PGA เท่ากับ 0.02g 0.095g และ 0.139g

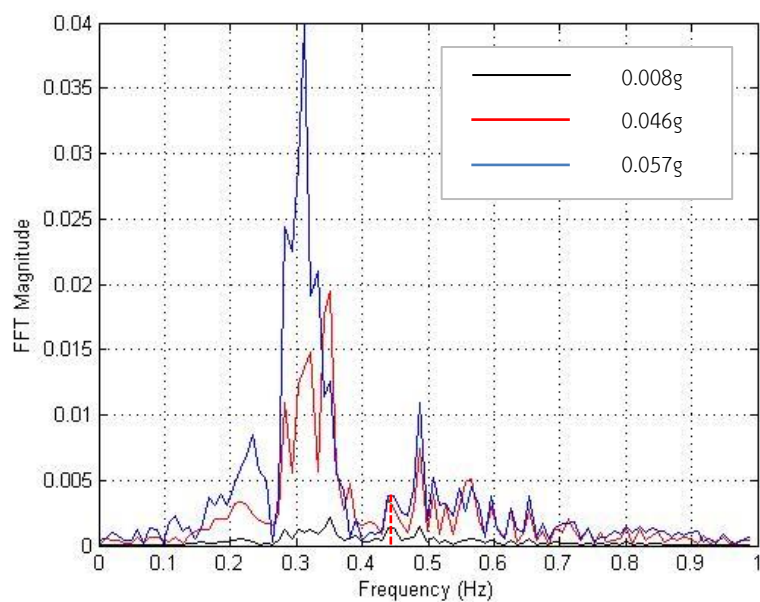




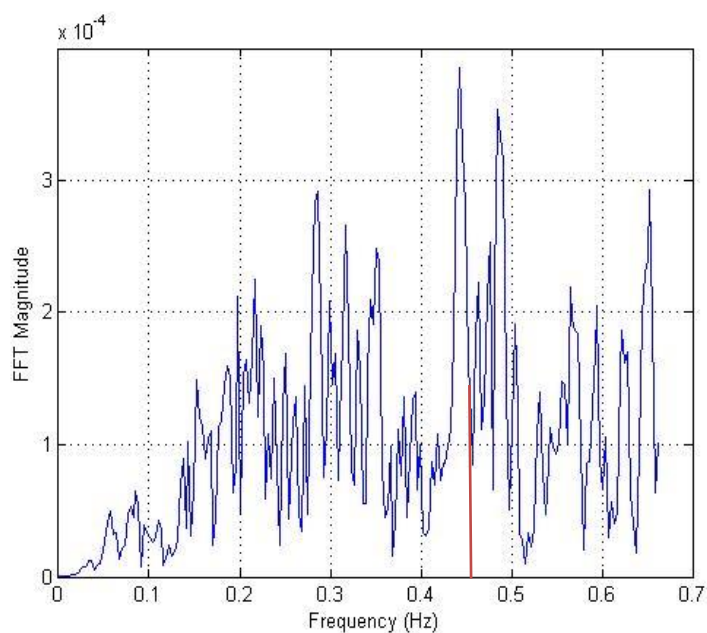
รูปที่ ง.16 กราฟการแปลงฟูเรียร์แบบเร็วกับความถี่การสั่นไหวในแนวแกนหลักของคลื่นแผ่นดินไหว

Hector Mine , Arleta - Nordhoff Fire Sta (1999)

9. Denali Alaska, Anchorage - K2-04 (2002)

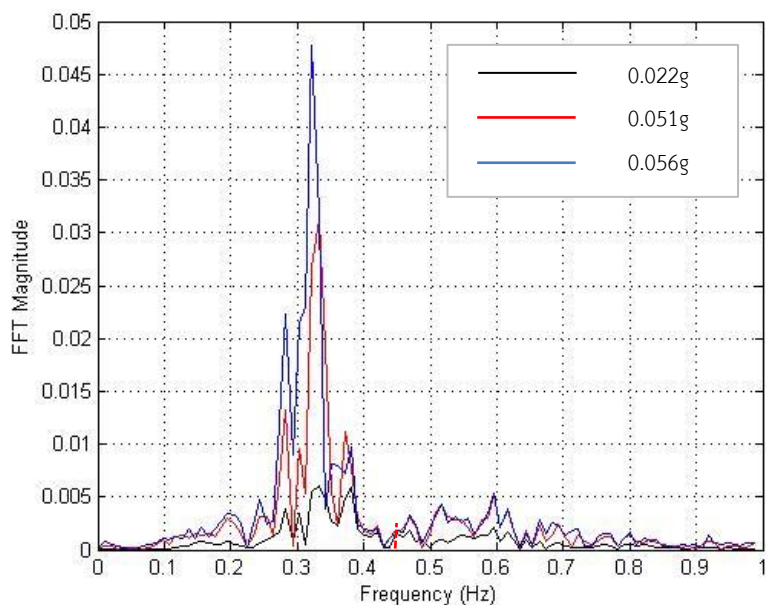


รูปที่ ง.17 ความถี่การสั่นไหวของอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Denali Alaska, Anchorage - K2-04 (2002) ที่ระดับ PGA เท่ากับ 0.008g 0.046g และ 0.057g

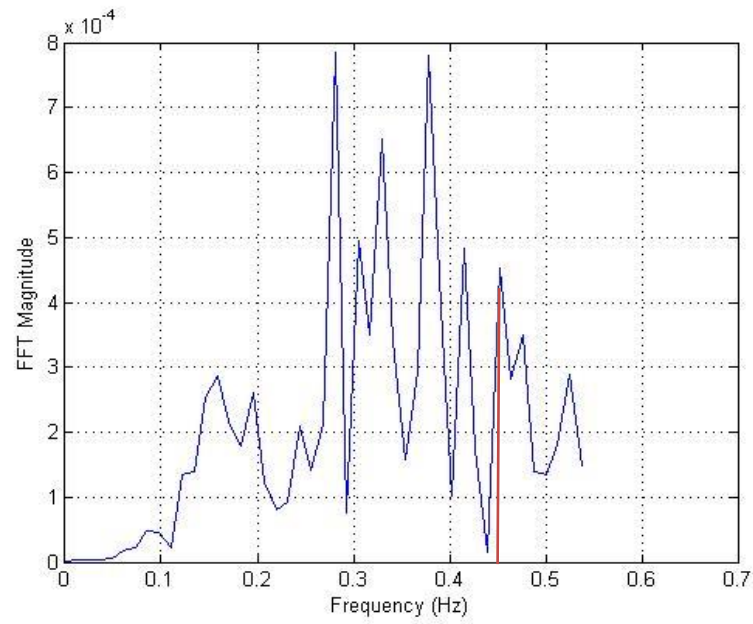


รูปที่ 18 กราฟการแปลงฟูเรียร์แบบเรวกบความถี่การสั่นไหวแนวแกนหลักของคลื่นแผ่นดินไหว  
Denali Alaska, Anchorage - K2-04 (2002)

#### 10. Nenana Mountain Alaska, Anchorage International Airport (2002)



รูปที่ 19 ความถี่การสั่นไหวของอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Nenana Mountain  
Alaska, Anchorage International Airport (2002) ที่ระดับ PGA เท่ากับ  
0.022g 0.051g และ 0.056g



รูปที่ ง.20 กราฟการแปลงฟูเรียร์แบบเร็วกับความถี่การสั่นไหวในแนวแกนหลักของคลื่นแผ่นดินไหว  
Nenana Mountain Alaska, Anchorage International Airport (2002)



### ประวัติผู้เขียนวิทยานิพนธ์

นายชยุตม์ งามโชนง เกิดเมื่อวันที่ 28 ตุลาคม พ.ศ. 2533 ที่กรุงเทพมหานคร เข้ารับการศึกษที่โรงเรียนเซนต์ฟรังซิสเซเวียร์ จ.นนทบุรี ตั้งแต่ระดับประถมศึกษาถึงระดับมัธยมศึกษา จากนั้นเข้าศึกษาต่อระดับปริญญาตรีในภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย โดยสำเร็จการศึกษาในปีการศึกษา 2555 และเข้าศึกษาต่อระดับปริญญาโทในหลักสูตรวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต สาขาวิศวกรรมโยธา ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย ในปีการศึกษา 2556

