

การเพิ่มสมรรถนะด้านแผ่นดินไหวของอาคารด้วยผนังสลายพลังงานแบบเสียดทาน



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 2558
ลิขสิทธิ์ของจุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

SEISMIC PERFORMANCE ENHANCEMENT OF BUILDINGS USING FRICTION WALL DAMPER

Mr. Nutdanai Amonpativet



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 2015

Copyright of Chulalongkorn University

หัวข้อวิทยานิพนธ์

การเพิ่มสมรรถนะต้านแผ่นดินไหวของอาคารด้วยผนัง
สลายพลังงานแบบเสียดทาน

โดย

นายณัฐดนัย อมรปฏิเวธ

สาขาวิชา

วิศวกรรมโยธา

อาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์หลัก

รองศาสตราจารย์ ดร.ทศพล ปิ่นแก้ว

คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย อนุมัติให้บัณฑิตวิทยานิพนธ์ฉบับนี้เป็นส่วน
หนึ่งของการศึกษาตามหลักสูตรปริญญาวิทยาศาสตรบัณฑิต

.....คณบดีคณะวิศวกรรมศาสตร์
(รองศาสตราจารย์ ดร. สุพจน์ เตชวรสินสกุล)

คณะกรรมการสอบวิทยานิพนธ์

.....ประธานกรรมการ
(ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร. ฉัตรพันธ์ จินตนาภักดี)

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

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

ณัฐดนัย อมรปฏิเวธ : การเพิ่มสมรรถนะด้านแผ่นดินไหวของอาคารด้วยผนังสลายพลังงานแบบเสียดทาน (SEISMIC PERFORMANCE ENHANCEMENT OF BUILDINGS USING FRICTION WALL DAMPER) อ.ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์หลัก: รศ. ดร.ทศพล ปิ่นแก้ว, 263 หน้า.

การเพิ่มความต้านทานแผ่นดินไหวให้กับอาคารไม่ว่าจะเป็นการติดตั้ง Base Isolator การเสริมกำลังหรือการติดตั้งอุปกรณ์สลายพลังงาน ล้วนแต่มีค่าใช้จ่ายที่สูงและมีผลกระทบต่อความสวยงามของอาคาร ในอดีตพบว่าได้มีการพัฒนาผนังที่มีตัวหน่วงติดตั้งในแนวผนังปกติของอาคารผลวิจัยพบว่ามีประสิทธิภาพ อีกทั้งปัจจุบันยังมีการใช้งานจริงด้วย แต่ผนังที่มีตัวหน่วงเหล่านั้นยังจำเป็นที่จะต้องทำการบำรุงรักษา ดังนั้นงานวิจัยนี้จึงเสนอผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานที่มีราคาต่ำ ไม่กระทบต่อความสวยงามของอาคาร ไม่ต้องทำการบำรุงรักษา แล้วศึกษาพฤติกรรมของอาคารที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานที่มีค่าแรงเสียดทานที่ต่างกัน โดยอาคารตัวอย่างเป็นอาคารชุดพักอาศัยคอนกรีตเสริมเหล็กขนาด 8 ชั้น ในเขตกรุงเทพมหานคร โดยทำการวิเคราะห์โครงสร้างด้วยวิธีพลศาสตร์ไม่เชิงเส้นแบบประวัติเวลา (Time history inelastic dynamic analysis) ภายใต้คลื่นแผ่นดินไหวสมมติที่สอดคล้องกับเส้นสเปกตรัมออกแบบของกรุงเทพมหานครตาม มยผ. 1302 ที่แบ่งเป็น 2 ระดับความรุนแรง คือ แผ่นดินไหวระดับพังทลายและแผ่นดินไหวระดับออกแบบ จากการศึกษาพบว่าผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานมีประสิทธิภาพในการลดความเสียหายของอาคารภายใต้แผ่นดินไหวทั้ง 2 ระดับ อีกทั้งยังป้องกันการวิบัติของอาคารได้อย่างมีนัยสำคัญ โดยการเพิ่มแรงเสียดทานให้กับผนังพบว่าจะมีแนวโน้มทำให้การเคลื่อนที่และความเสียหายของอาคารลดลงตามไปด้วย ดังนั้นผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานจึงเป็นอีกทางเลือกหนึ่งในการเพิ่มความต้านทานแผ่นดินไหวให้กับอาคารได้อย่างมีประสิทธิภาพและประหยัด

ภาควิชา วิศวกรรมโยธา

ลายมือชื่อนิสิต

สาขาวิชา วิศวกรรมโยธา

ลายมือชื่อ อ.ที่ปรึกษาหลัก

ปีการศึกษา 2558

5770164821 : MAJOR CIVIL ENGINEERING

KEYWORDS: FRICTION DAMPER / SEISMIC PERFORMANCE

NUTDANAI AMONPATIVET: SEISMIC PERFORMANCE ENHANCEMENT OF BUILDINGS USING FRICTION WALL DAMPER. ADVISOR: ASSOC. PROF. TOSPOL PINKAEW, Ph.D., 263 pp.

Seismic performance enhancement of building has been studied. Seismic base isolator, structural strengthening and damper device have been installed to reduce damage and responses of building subjected to earthquakes. However, this applications are not popular due to high investment cost, negative effect on building aesthetic. Previous research has found that wall damper installed along normal partition location is effective to reduce responses of building subjected to earthquakes but it needs maintenance. This study present friction wall damper which is lower cost, maintenance free and minimal effect on architecture. This study consider a 8-story reinforced concrete building in Bangkok. Its earthquake resistance is enhanced by replacing existing infilled walls by friction wall dampers. Analysis results using time history inelastic dynamic analysis under 10 earthquake records that are scaled to collapse earthquakes and design basic earthquakes show that the earthquake resistance of the building can be significantly improved employing the friction wall dampers. It is also found that increasing wall friction tends to reduce responses and damage of the building. Therefore, friction wall damper can be an attractive alternative for enhancement of seismic resistance of buildings.

Department: Civil Engineering

Student's Signature

Field of Study: Civil Engineering

Advisor's Signature

Academic Year: 2015

กิตติกรรมประกาศ

วิทยานิพนธ์ฉบับนี้สำเร็จลุล่วงไปไม่ได้หากปราศจาก รองศาสตราจารย์ ดร.ทศพล ปิ่นแก้ว อาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์ ที่สละเวลาอันมีค่าในการให้ความช่วยเหลือ คำแนะนำในการทำงานวิจัย รวมถึงแนวทางการแก้ปัญหาต่างๆ อย่างดียิ่งมาโดยตลอดตั้งแต่เริ่มทำงานวิจัย จนกระทั่งเสร็จสมบูรณ์ ซึ่งผู้เขียนรู้สึกซาบซึ้งในพระคุณของอาจารย์เป็นอย่างยิ่งจึงใคร่ขอขอบพระคุณไว้ ณ ที่นี้

ขอกราบพระคุณ ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร.ฉัตรพันธ์ จินตนาภักดี ประธานกรรมการสอบวิทยานิพนธ์ และ อาจารย์ ดร.ณัฐวุฒิ ธนศรีสถิตย์ กรรมการสอบวิทยานิพนธ์ ที่ให้ความกรุณาแนะนำ และตรวจแก้ไขปรับปรุงให้วิทยานิพนธ์ฉบับนี้มีความสมบูรณ์มากยิ่งขึ้น

ขอกราบขอบพระคุณ นายจุลชิน เฉินบำรุง สำหรับคำแนะนำและแนวทางในการทำงานวิจัย นอกจากนี้ขอขอบคุณเพื่อนปริญญาโท สาขาวิศวกรรมโยธา ในการแลกเปลี่ยนความรู้ งานวิจัยรวมถึงกำลังใจในการทำงานจนวิทยานิพนธ์ฉบับนี้เสร็จสมบูรณ์

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 ความเป็นมาของปัญหา.....	1
1.2 วัตถุประสงค์ของงานวิจัย.....	2
1.3 ขอบเขตงานวิจัย.....	2
1.4 ประโยชน์ที่จะได้รับ.....	2
1.5 ขั้นตอนการดำเนินงานวิจัย.....	3
บทที่ 2 งานวิจัยและทฤษฎีที่เกี่ยวข้อง.....	4
2.1 งานวิจัยที่เกี่ยวข้องกับผนังสลายพลังงานแบบเสียดทาน.....	4
2.1.1 ความเสียหายจากแผ่นดินไหว.....	4
2.1.2 ตัวอย่างการศึกษาเกี่ยวกับตัวหน่วง.....	8
2.1.3 ตัวหน่วงแบบฮิสเทอริติก (hysteretic damper).....	9
2.1.4 ตัวหน่วงแบบ viscoelastic.....	9
2.1.5 ตัวหน่วงความหนืด.....	10
2.1.6 ตัวหน่วงเสียดทาน.....	11
2.1.7 ผนังที่มีตัวหน่วงเสียดทาน.....	15
2.1.8 ผนังสลายพลังงานแบบเสียดทาน.....	25

2.2	ทฤษฎีที่เกี่ยวข้อง	26
2.2.1	การวิเคราะห์โครงสร้างหนึ่งองศาอิสระที่มีตัวหน่วงเสียดทาน	26
2.2.1.1	ผลการตอบสนองของการสั่นแบบอิสระ (Free vibration).....	27
2.2.1.2	ผลการตอบสนองของการสั่นแบบฮาร์มอนิก (Harmonic vibration).....	31
2.2.1.3	อัตราส่วนความหน่วงเทียบเท่าสำหรับการสั่นแบบอิสระ	34
2.2.1.4	อัตราส่วนความหน่วงเทียบเท่าสำหรับการสั่นแบบฮาร์มอนิก.....	35
2.2.2	ชิ้นส่วน Friction-Pendulum Isolator ในโปรแกรม PERFORM-3D	37
2.2.2.1	พฤติกรรมแบกทาน	37
2.2.2.2	ความสัมพันธ์ของแรงกระทำกับการเปลี่ยนแปลงรูปร่างในแรงเฉือน.....	37
2.2.2.3	สมมติฐานสำหรับ Push-Over Analysis.....	38
2.2.2.4	สมมติฐานสำหรับการวิเคราะห์แรงโน้มถ่วง (Gravity Analysis).....	39
2.2.2.5	พฤติกรรมที่ขอบเขต (Boundary Behavior).....	39
2.2.2.6	Time step สำหรับการวิเคราะห์พลศาสตร์	39
2.2.2.7	ผลของ $P-\Delta$ ใน Friction Pendulum Isolator	39
2.2.3	การวิเคราะห์โครงสร้างด้วยวิธีพลศาสตร์ไม่เชิงเส้น ตามมาตรฐาน ASCE41-13	40
2.2.3.1	โครงต้านแรงดัดคอนกรีตเสริมเหล็ก.....	40
2.2.3.2	แบบจำลองชิ้นส่วนเสา	41
2.2.3.3	การลดลงของสติเฟนสหลังจากชิ้นส่วนเกิดการคราก (Post-Yield Hardening Stiffness).....	42
2.2.3.4	กำแพงรับแรงเฉือนคอนกรีตเสริมเหล็ก.....	44
2.2.3.5	แบบจำลองกำแพงรับแรงเฉือนคอนกรีตเสริมเหล็ก	46
2.2.4	เกณฑ์การยอมรับสำหรับพฤติกรรมแบบไม่เชิงเส้น ตามมาตรฐาน ASCE41-13.....	46
2.2.5	ระดับสมรรถนะของโครงสร้าง ตามมาตรฐาน ASCE41-13	50

บทที่ 3	อาคารตัวอย่าง	51
3.1	อาคารตัวอย่าง	51
3.1.1	ลักษณะของอาคารที่ไม่มีผนังสลายพลังงานแบบเสียดทาน	51
3.1.2	คุณสมบัติของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานที่ใช้ศึกษา	56
3.1.3	การจำลองอาคารตัวอย่างที่ไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทาน	58
3.1.3.1	แบบจำลองเสา	58
3.1.3.2	แบบจำลองกำแพงรับแรงเฉือน	61
3.1.4	การจำลองผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานในโปรแกรม PERFORM-3D	62
3.2	คุณสมบัติของอาคารตัวอย่าง	66
3.2.1	คุณสมบัติเชิงพลศาสตร์ของอาคารตัวอย่างจากโปรแกรม PERFORM-3D	66
3.3	คลื่นแผ่นดินไหวที่ใช้ในการศึกษา	68
3.3.1.1	ลักษณะคลื่นแผ่นดินไหวที่ใช้ศึกษา	68
3.3.1.2	การปรับค่าความแรงเฉือนที่ฐานที่ระดับอีลาสติก	79
3.3.1.3	การปรับค่าความเร่งให้อยู่ในระดับออกแบบ	81
3.3.1.4	การปรับค่าความเร่งให้อยู่ในระดับพังทลาย	83
บทที่ 4	พฤติกรรมของอาคารตัวอย่างภายใต้แรงแผ่นดินไหว	84
4.1	พฤติกรรมและความเสียหายของอาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหว	84
4.1.1	พฤติกรรมของอาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหว Landers, Inglewood – Union Oil (1992)	85
4.1.1.1	พฤติกรรมของอาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหวพังทลาย (Collapse Earthquake)	85
4.1.1.2	พฤติกรรมของอาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหวออกแบบ (DBE)	94
4.1.2	พฤติกรรมของอาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหว Kocaeli Turkey, Balikesir (1999) 101	

4.1.2.1	พฤติกรรมของอาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหวพังทลาย (Collapse Earthquake)	101
4.1.2.2	พฤติกรรมของอาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหวออกแบบ (DBE)	110
4.1.3	พฤติกรรมของอาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหว Hector mine, Elcentro Array#10 (1999).....	117
4.1.3.1	พฤติกรรมของอาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหวพังทลาย (Collapse Earthquake)	117
4.1.3.2	พฤติกรรมของอาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหวออกแบบ (DBE)	126
4.1.4	พฤติกรรมของอาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหว Nenana Mountain Alaska, Anchorage-DOI off. Of Aircraft (2002)	133
4.1.4.1	พฤติกรรมของอาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหวพังทลาย (Collapse Earthquake)	133
4.1.4.2	พฤติกรรมของอาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหวออกแบบ (DBE)	142
4.1.5	พฤติกรรมของอาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหว Denali Alaska, Anchorage-DOI off. Of Aircraft (2002)	149
4.1.5.1	พฤติกรรมของอาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหวพังทลาย (Collapse Earthquake)	149
4.1.5.2	พฤติกรรมของอาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหวออกแบบ (DBE)	158
4.1.6	พฤติกรรมของอาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหว Parkfield-02 CA, Hollister-City Hall Annex (2004).....	165
4.1.6.1	พฤติกรรมของอาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหวพังทลาย (Collapse Earthquake)	165
4.1.6.2	พฤติกรรมของอาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหวออกแบบ (DBE)	174
4.1.7	พฤติกรรมของอาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหว Parkfield-02 CA, Hollister-Sath&Pine (2004).....	181

4.1.7.1	พฤติกรรมของอาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหวพังทลาย (Collapse Earthquake)	181
4.1.7.2	พฤติกรรมของอาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหวออกแบบ (DBE)	190
4.1.8	พฤติกรรมของอาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหว Tottori Japan, OIT010 (2000)	197
4.1.8.1	พฤติกรรมของอาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหวพังทลาย (Collapse Earthquake)	197
4.1.8.2	พฤติกรรมของอาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหวออกแบบ (DBE)	206
4.1.9	พฤติกรรมของอาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหว Tottori Japan, OSK006 (2000)	213
4.1.9.1	พฤติกรรมของอาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหวพังทลาย (Collapse Earthquake)	213
4.1.9.2	พฤติกรรมของอาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหวออกแบบ (DBE)	222
4.1.10	พฤติกรรมของอาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหว El Mayor-Cucapah Mexico, Long Beach Water Reclm Plant1 (2010)	229
4.1.10.1	พฤติกรรมของอาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหวพังทลาย (Collapse Earthquake).....	229
4.1.10.2	พฤติกรรมของอาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหวออกแบบ (DBE)	238
4.2	พฤติกรรมเฉลี่ยของอาคารตัวอย่าง	245
บทที่ 5	สรุปผลการวิจัย	248
	รายการอ้างอิง.....	251
ภาคผนวก ก	การตรวจสอบคุณสมบัติเชิงพลศาสตร์ของอาคารตัวอย่าง	254
ภาคผนวก ข	การปรับแก้ค่า modal damping ratio ของโครงสร้างหนึ่งองศาอิสระ	256
ภาคผนวก ค	การปรับค่าความแรงเฉือนที่ฐานที่ระดับอิลาสติก	258
	ประวัติผู้เขียนวิทยานิพนธ์	263

สารบัญตาราง

ตารางที่ 2.1 ความเสียหายที่เกิดจากเหตุการณ์แผ่นดินไหวในอดีต.....	6
ตารางที่ 2.2 คุณสมบัติและผลการทดสอบ	17
ตารางที่ 2.3 การจำแนกชั้นส่วนของโครงสร้างตามรูปแบบการวิบัติ.....	47
ตารางที่ 2.4 กำหนดค่าตัวแปรสำหรับการสร้างแบบจำลอง และหลักเกณฑ์การยอมรับเชิงตัวเลข สำหรับการวิเคราะห์แบบไม่เชิงเส้นของชั้นส่วนเสาคอนกรีตเสริมเหล็ก (ASCE, 2013).....	48
ตารางที่ 2.5 กำหนดค่าตัวแปรสำหรับการสร้างแบบจำลอง และหลักเกณฑ์การยอมรับเชิงตัวเลข สำหรับการวิเคราะห์แบบไม่เชิงเส้นของกำแพงรับแรงเฉือนคอนกรีตเสริมเหล็กที่ถูกควบคุมโดย แรงดัด (ASCE, 2013)	49
ตารางที่ 2.6 กำหนดค่าตัวแปรสำหรับการสร้างแบบจำลอง และหลักเกณฑ์การยอมรับเชิงตัวเลข สำหรับการวิเคราะห์แบบไม่เชิงเส้นของกำแพงรับแรงเฉือนคอนกรีตเสริมเหล็กที่ถูกควบคุมโดย แรงเฉือน (ASCE, 2013).....	49
ตารางที่ 3.1 รายละเอียดหน้าตัดเสาของอาคารตัวอย่าง	54
ตารางที่ 3.2 รายละเอียดหน้าตัดกำแพงรับแรงเฉือนของกำแพง CORE1, CORE2 และ CORE3.....	55
ตารางที่ 3.3 คุณสมบัติของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทาน	57
ตารางที่ 3.4 คุณสมบัติเชิงพลศาสตร์ของอาคารตัวอย่างที่ไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียด ทาน	67
ตารางที่ 3.5 คุณสมบัติเชิงพลศาสตร์ของอาคารตัวอย่างที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทาน...	68
ตารางที่ 3.6 คลื่นแผ่นดินไหวที่ใช้ในการศึกษา	69
ตารางที่ 3.7 ค่าปรับแก้แรงเฉือนที่ฐานของอาคารที่ไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงาน.....	81
ตารางที่ 3.8 ค่าปรับแก้ความเร่งคลื่นแผ่นดินไหวให้อยู่ในระดับออกแบบ (DBE)	82
ตารางที่ 3.9 ค่าปรับแก้ความเร่งคลื่นแผ่นดินไหวให้อยู่ในระดับพังทลาย (CP)	83
ตารางที่ 4.1 ค่าการเคลื่อนที่สูงสุดของแต่ละชั้นในอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Landers, Inglewood – Union Oil (1992) ระดับพังทลาย.....	86

ตารางที่ 4.2 ค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์สูงสุดในแต่ละชั้นในอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Landers, Inglewood – Union Oil (1992) ระดับพังทลาย.....	88
ตารางที่ 4.3 ร้อยละพื้นที่ความเสียหายสูงสุดของกำแพงรับแรงเฉือนในอาคารตัวอย่างภายใต้ คลื่นแผ่นดินไหว Landers, Inglewood – Union Oil (1992) ระดับพังทลาย	92
ตารางที่ 4.4 ร้อยละพื้นที่ความเสียหายสูงสุดของเสาในอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Landers, Inglewood – Union Oil (1992) ระดับพังทลาย.....	92
ตารางที่ 4.5 ค่าการเคลื่อนที่สูงสุดของแต่ละชั้นในอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Landers, Inglewood – Union Oil (1992) ระดับออกแบบ.....	94
ตารางที่ 4.6 ค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์สูงสุดในแต่ละชั้นในอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Landers, Inglewood – Union Oil (1992) ระดับออกแบบ.....	96
ตารางที่ 4.7 ร้อยละพื้นที่ความเสียหายสูงสุดของกำแพงรับแรงเฉือนในอาคารตัวอย่างภายใต้ คลื่นแผ่นดินไหว Landers, Inglewood – Union Oil (1992) ระดับออกแบบ	99
ตารางที่ 4.8 ค่าการเคลื่อนที่สูงสุดของแต่ละชั้นในอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Kocaeli Turkey, Balikesir (1999) ระดับพังทลาย	102
ตารางที่ 4.9 ค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์สูงสุดในแต่ละชั้นในอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Kocaeli Turkey, Balikesir (1999) ระดับพังทลาย	104
ตารางที่ 4.10 ร้อยละพื้นที่ความเสียหายสูงสุดของกำแพงรับแรงเฉือนในอาคารตัวอย่างภายใต้ คลื่นแผ่นดินไหว Kocaeli Turkey, Balikesir (1999) ระดับพังทลาย.....	107
ตารางที่ 4.11 ร้อยละพื้นที่ความเสียหายสูงสุดของเสาในอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Kocaeli Turkey, Balikesir (1999) ระดับพังทลาย.....	108
ตารางที่ 4.12 ค่าการเคลื่อนที่สูงสุดของแต่ละชั้นในอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Kocaeli Turkey, Balikesir (1999) ระดับออกแบบ	110
ตารางที่ 4.13 ค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์สูงสุดในแต่ละชั้นในอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Kocaeli Turkey, Balikesir (1999) ระดับออกแบบ	112
ตารางที่ 4.14 ร้อยละพื้นที่ความเสียหายสูงสุดของกำแพงรับแรงเฉือนในอาคารตัวอย่างภายใต้ คลื่นแผ่นดินไหว Kocaeli Turkey, Balikesir (1999) ระดับออกแบบ.....	115

ตารางที่ 4.15 ค่าการเคลื่อนที่สูงสุดของแต่ละชั้นในอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Hector mine, Elcentro Array#10 (1999) ระดับพังทลาย.....	118
ตารางที่ 4.16 ค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์สูงสุดในแต่ละชั้นในอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Hector mine, Elcentro Array#10 (1999) ระดับพังทลาย.....	120
ตารางที่ 4.17 ร้อยละพื้นที่ความเสียหายสูงสุดของกำแพงรับแรงเฉือนในอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Hector mine, Elcentro Array#10 (1999) ระดับพังทลาย	123
ตารางที่ 4.18 ร้อยละพื้นที่ความเสียหายสูงสุดของเสาในอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Hector mine, Elcentro Array#10 (1999) ระดับพังทลาย.....	124
ตารางที่ 4.19 ค่าการเคลื่อนที่สูงสุดของแต่ละชั้นในอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Hector mine, Elcentro Array#10 (1999) ระดับออกแบบ.....	126
ตารางที่ 4.20 ค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์สูงสุดในแต่ละชั้นในอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Hector mine, Elcentro Array#10 (1999) ระดับพังทลาย.....	128
ตารางที่ 4.21 ร้อยละพื้นที่ความเสียหายสูงสุดของกำแพงรับแรงเฉือนในอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Hector mine, Elcentro Array#10 (1999) ระดับออกแบบ.....	131
ตารางที่ 4.22 ค่าการเคลื่อนที่สูงสุดของแต่ละชั้นในอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Nenana Mountain Alaska, Anchorage-DOI off. Of Aircraft (2002) ระดับพังทลาย	134
ตารางที่ 4.23 ค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์สูงสุดในแต่ละชั้นในอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Nenana Mountain Alaska, Anchorage-DOI off. Of Aircraft (2002) ระดับพังทลาย	136
ตารางที่ 4.24 ร้อยละพื้นที่ความเสียหายสูงสุดของกำแพงรับแรงเฉือนในอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Nenana Mountain Alaska, Anchorage-DOI off. Of Aircraft (2002) ระดับพังทลาย.....	139
ตารางที่ 4.25 ร้อยละพื้นที่ความเสียหายสูงสุดของเสาในอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Nenana Mountain Alaska, Anchorage-DOI off. Of Aircraft (2002) ระดับพังทลาย	140
ตารางที่ 4.26 ค่าการเคลื่อนที่สูงสุดของแต่ละชั้นในอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Nenana Mountain Alaska, Anchorage-DOI off. Of Aircraft (2002) ระดับออกแบบ.....	142
ตารางที่ 4.27 ค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์สูงสุดในแต่ละชั้นในอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Nenana Mountain Alaska, Anchorage-DOI off. Of Aircraft (2002) ระดับออกแบบ.....	144

ตารางที่ 4.28 ร้อยละพื้นที่ความเสียหายสูงสุดของกำแพงรับแรงเฉือนในอาคารตัวอย่างภายใต้ คลื่นแผ่นดินไหว Nenana Mountain Alaska, Anchorage-DOI off. Of Aircraft (2002) ระดับ พังทลาย.....	147
ตารางที่ 4.29 ค่าการเคลื่อนที่สูงสุดของแต่ละชั้นในอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Denali Alaska, Anchorage-DOI off. Of Aircraft (2002) ระดับพังทลาย.....	150
ตารางที่ 4.30 ค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์สูงสุดในแต่ละชั้นในอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Denali Alaska, Anchorage-DOI off. Of Aircraft (2002) ระดับพังทลาย.....	152
ตารางที่ 4.31 ร้อยละพื้นที่ความเสียหายสูงสุดของกำแพงรับแรงเฉือนในอาคารตัวอย่างภายใต้ คลื่นแผ่นดินไหว Denali Alaska, Anchorage-DOI off. Of Aircraft (2002) ระดับพังทลาย	155
ตารางที่ 4.32 ร้อยละพื้นที่ความเสียหายสูงสุดของเสาในอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Denali Alaska, Anchorage-DOI off. Of Aircraft (2002) ระดับพังทลาย.....	156
ตารางที่ 4.33 ค่าการเคลื่อนที่สูงสุดของแต่ละชั้นในอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Denali Alaska, Anchorage-DOI off. Of Aircraft (2002) ระดับออกแบบ.....	158
ตารางที่ 4.34 ค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์สูงสุดในแต่ละชั้นในอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Denali Alaska, Anchorage-DOI off. Of Aircraft (2002) ระดับออกแบบ.....	160
ตารางที่ 4.35 ร้อยละพื้นที่ความเสียหายสูงสุดของกำแพงรับแรงเฉือนในอาคารตัวอย่างภายใต้ คลื่นแผ่นดินไหว Denali Alaska, Anchorage-DOI off. Of Aircraft (2002) ระดับออกแบบ	164
ตารางที่ 4.36 ค่าการเคลื่อนที่สูงสุดของแต่ละชั้นในอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Parkfield-02 CA, Hollister-City Hall Annex (2004) ระดับพังทลาย.....	166
ตารางที่ 4.37 ค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์สูงสุดในแต่ละชั้นในอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Parkfield-02 CA, Hollister-City Hall Annex (2004) ระดับพังทลาย.....	168
ตารางที่ 4.38 ร้อยละพื้นที่ความเสียหายสูงสุดของกำแพงรับแรงเฉือนในอาคารตัวอย่างภายใต้ คลื่นแผ่นดินไหว Parkfield-02 CA, Hollister-City Hall Annex (2004) ระดับพังทลาย	171
ตารางที่ 4.39 ร้อยละพื้นที่ความเสียหายสูงสุดของเสาในอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Parkfield-02 CA, Hollister-City Hall Annex (2004) ระดับพังทลาย.....	172
ตารางที่ 4.40 ค่าการเคลื่อนที่สูงสุดของแต่ละชั้นในอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Parkfield-02 CA, Hollister-City Hall Annex (2004) ระดับออกแบบ.....	174

ตารางที่ 4.41 ค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์สูงสุดในแต่ละชั้นในอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Parkfield-02 CA, Hollister-City Hall Annex (2004) ระดับออกแบบ.....	176
ตารางที่ 4.42 ร้อยละพื้นที่ความเสียหายสูงสุดของกำแพงรับแรงเฉือนในอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Parkfield-02 CA, Hollister-City Hall Annex (2004) ระดับออกแบบ	179
ตารางที่ 4.43 ค่าการเคลื่อนที่สูงสุดของแต่ละชั้นในอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Parkfield-02 CA, Hollister-Sath&Pine (2004) ระดับพังทลาย	182
ตารางที่ 4.44 ค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์สูงสุดในแต่ละชั้นในอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Parkfield-02 CA, Hollister-Sath&Pine (2004) ระดับพังทลาย	184
ตารางที่ 4.45 ร้อยละพื้นที่ความเสียหายสูงสุดของกำแพงรับแรงเฉือนในอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Parkfield-02 CA, Hollister-Sath&Pine (2004) ระดับพังทลาย.....	187
ตารางที่ 4.46 ร้อยละพื้นที่ความเสียหายสูงสุดของเสาในอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Parkfield-02 CA, Hollister-Sath&Pine (2004) ระดับพังทลาย	188
ตารางที่ 4.47 ค่าการเคลื่อนที่สูงสุดของแต่ละชั้นในอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Parkfield-02 CA, Hollister-Sath&Pine (2004) ระดับออกแบบ	190
ตารางที่ 4.48 ค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์สูงสุดในแต่ละชั้นในอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Parkfield-02 CA, Hollister-Sath&Pine (2004) ระดับออกแบบ	192
ตารางที่ 4.49 ร้อยละพื้นที่ความเสียหายสูงสุดของกำแพงรับแรงเฉือนในอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Parkfield-02 CA, Hollister-Sath&Pine (2004) ระดับออกแบบ	195
ตารางที่ 4.50 ค่าการเคลื่อนที่สูงสุดของแต่ละชั้นในอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Tottori Japan, OIT010 (2000) ระดับพังทลาย	198
ตารางที่ 4.51 ค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์สูงสุดในแต่ละชั้นในอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Tottori Japan, OIT010 (2000) ระดับพังทลาย	200
ตารางที่ 4.52 ร้อยละพื้นที่ความเสียหายสูงสุดของกำแพงรับแรงเฉือนในอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Tottori Japan, OIT010 (2000) ระดับพังทลาย.....	203
ตารางที่ 4.53 ร้อยละพื้นที่ความเสียหายสูงสุดของเสาในอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Tottori Japan, OIT010 (2000) ระดับพังทลาย	204

ตารางที่ 4.54 ค่าการเคลื่อนที่สูงสุดของแต่ละชั้นในอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Tottori Japan, OIT010 (2000) ระดับออกแบบ.....	206
ตารางที่ 4.55 ค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์สูงสุดในแต่ละชั้นในอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Tottori Japan, OIT010 (2000) ระดับออกแบบ.....	208
ตารางที่ 4.56 ร้อยละพื้นที่ความเสียหายสูงสุดของกำแพงรับแรงเฉือนในอาคารตัวอย่างภายใต้ คลื่นแผ่นดินไหว Tottori Japan, OIT010 (2000) ระดับออกแบบ	211
ตารางที่ 4.57 ค่าการเคลื่อนที่สูงสุดของแต่ละชั้นในอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Tottori Japan, OSK006 (2000) ระดับพังทลาย	214
ตารางที่ 4.58 ค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์สูงสุดในแต่ละชั้นในอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Tottori Japan, OSK006 (2000) ระดับพังทลาย	216
ตารางที่ 4.59 ร้อยละพื้นที่ความเสียหายสูงสุดของกำแพงรับแรงเฉือนในอาคารตัวอย่างภายใต้ คลื่นแผ่นดินไหว Tottori Japan, OSK006 (2000) ระดับพังทลาย.....	219
ตารางที่ 4.60 ร้อยละพื้นที่ความเสียหายสูงสุดของเสาในอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Tottori Japan, OSK006 (2000) ระดับพังทลาย	220
ตารางที่ 4.61 ค่าการเคลื่อนที่สูงสุดของแต่ละชั้นในอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Tottori Japan, OSK006 (2000) ระดับออกแบบ	222
ตารางที่ 4.62 ค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์สูงสุดในแต่ละชั้นในอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Tottori Japan, OSK006 (2000) ระดับออกแบบ	224
ตารางที่ 4.63 ร้อยละพื้นที่ความเสียหายสูงสุดของกำแพงรับแรงเฉือนในอาคารตัวอย่างภายใต้ คลื่นแผ่นดินไหว Tottori Japan, OSK006 (2000) ระดับออกแบบ.....	227
ตารางที่ 4.64 ค่าการเคลื่อนที่สูงสุดของแต่ละชั้นในอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว El Mayor-Cucapah Maxico, Long Beach Water Reclm Plant1 (2010) ระดับพังทลาย.....	230
ตารางที่ 4.65 ค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์สูงสุดในแต่ละชั้นในอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว El Mayor-Cucapah Maxico, Long Beach Water Reclm Plant1 (2010) ระดับพังทลาย	232
ตารางที่ 4.66 ร้อยละพื้นที่ความเสียหายสูงสุดของกำแพงรับแรงเฉือนในอาคารตัวอย่างภายใต้ คลื่นแผ่นดินไหว El Mayor-Cucapah Maxico, Long Beach Water Reclm Plant1 (2010) ระดับพังทลาย	235

ตารางที่ 4.67 ร้อยละพื้นที่ความเสียหายสูงสุดของเสาในอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว El Mayor-Cucupah Maxico, Long Beach Water Reclm Plant1 (2010) ระดับพังทลาย 236

ตารางที่ 4.68 ค่าการเคลื่อนที่สูงสุดของแต่ละชั้นในอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว El Mayor-Cucupah Maxico, Long Beach Water Reclm Plant1 (2010) ระดับออกแบบ 238

ตารางที่ 4.69 ค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์สูงสุดในแต่ละชั้นในอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว El Mayor-Cucupah Maxico, Long Beach Water Reclm Plant1 (2010) ระดับออกแบบ 240

ตารางที่ 4.70 ร้อยละพื้นที่ความเสียหายสูงสุดของกำแพงรับแรงเฉือนในอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว El Mayor-Cucupah Maxico, Long Beach Water Reclm Plant1 (2010) ระดับออกแบบ..... 243

ตารางที่ ก.1 เปรียบเทียบคุณสมบัติเชิงพลศาสตร์ของอาคารตัวอย่างระหว่างโปรแกรม PERFORM-3D กับ ETABS 255



สารบัญภาพ

รูปที่ 2.1 (ซ้าย) ตำแหน่งการติดตั้งตัวหน่วง รูปที่ 2.2 (ขวา) ผนังด้านขวาเป็นผนังตัวหน่วงความหนืด และผนังด้านซ้ายเป็นตัวหน่วงแบบเบรก	8
รูปที่ 2.3 (a) แปลนของอาคาร (b) รูปตัดของแบบจำลองที่มี BRBs (c) รูปตัดของแบบจำลองที่มีตัวหน่วงแบบ hysteretic	9
รูปที่ 2.4 การเคลื่อนที่ที่ชั้นสูงสุดของอาคาร 20 ชั้น	10
รูปที่ 2.5 แรงเฉือนที่ฐานของอาคาร 20 ชั้น	10
รูปที่ 2.6 เส้นโค้งความแตกหักของอาคารเดิมและอาคารที่ถูกปรับปรุงด้วยตัวหน่วงความหน่วงที่มีอัตราส่วนความหน่วงประสิทธิผล (ζ_{eff}) เท่ากับ 10% 15% 20% สำหรับ (a) ความเสียหายเล็กน้อย (b) ความเสียหายปานกลาง (c) ความเสียหายรุนแรง (d) ความเสียหายพังทลาย ในพจน์ของความเร่งสเปกตรัม (S_d)	11
รูปที่ 2.7 รูปแบบการแทนที่ตัวหน่วงแบบทีละชั้นในแบบจำลองอาคาร 16 ชั้น	12
รูปที่ 2.8 รูปแบบการแทนที่ตัวหน่วงแบบทีละ 4 ชั้นในแบบจำลองอาคาร 16 ชั้น	12
รูปที่ 2.9 แปลนและรูปตัดของอาคาร	13
รูปที่ 2.10 อัตราส่วนแรงต้านทานการไหลต่อน้ำหนักตึกที่เหมาะสมสำหรับอาคารที่มีความกว้างแต่ละช่วงเท่ากับ 5 เมตร	14
รูปที่ 2.11 อัตราส่วนแรงต้านทานการไหลต่อน้ำหนักตึกที่เหมาะสมสำหรับอาคารที่มีความกว้างแต่ละช่วงเท่ากับ 7 เมตร	14
รูปที่ 2.12 รายละเอียดของเฟรมตัวอย่าง	16
รูปที่ 2.13 รายละเอียดของชิ้นส่วน FSFs	16
รูปที่ 2.14 รายละเอียดของเฟรมตัวอย่าง (a) ไม่มีช่องเปิด (b) มีช่องเปิด	17
รูปที่ 2.15 ลักษณะรอยแตกของผนังที่ไม่มีช่องเปิดหลังจากรับแรงวัฏจักร 3 รอบ ที่ 2.5% drift	18
รูปที่ 2.16 ลักษณะรอยแตกของผนังที่มีช่องเปิดหลังจากรับแรงวัฏจักร 3 รอบ ที่ 2.5% drift	18
รูปที่ 2.17 ผนังที่มีตัวหน่วงเสียดทานที่ถูกเสนอและการติดตั้งในโครงเฟรมคอนกรีตเสริมเหล็ก	19
รูปที่ 2.18 ตัวอย่างโครงเฟรม 1 ชั้น รูปซ้าย ไม่มีผนังตัวหน่วง รูปขวา ผนังตัวหน่วง	19

รูปที่ 2.19 ผลการตอบสนองแบบประวัติเวลาที่เปลี่ยนแปลงแรงอัดในตัวหน่วง (a) ไม่มีตัวหน่วง (b) $F_n = 0.30$ MPa (c) $F_n = 0.37$ MPa (d) $F_n = 0.56$ MPa (e) $F_n = 0.70$ MPa (f) $F_n = 0.93$ MPa.....20

รูปที่ 2.20 ความสัมพันธ์ของแรงและการเคลื่อนที่ในตัวหน่วงโดยการเปลี่ยนแปลงแรงอัด (a) $F_n = 0.30$ MPa (b) $F_n = 0.37$ MPa (c) $F_n = 0.56$ MPa (d) $F_n = 0.70$ MPa (e) $F_n = 0.93$ MPa.....20

รูปที่ 2.21 ตำแหน่งการติดตั้งตัวหน่วงของแบบจำลอง A21

รูปที่ 2.22 ผลการตอบสนองประวัติเวลาที่ชั้นดาดฟ้าของแบบจำลอง A (a) ไม่มีการติดตั้งตัวหน่วง (b) มีการติดตั้งตัวหน่วงที่ชั้น 1-3 (c) มีการติดตั้งตัวหน่วงที่ชั้น 1-7 (d) มีการติดตั้งตัวหน่วงที่ชั้น1-10.....21

รูปที่ 2.23 การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นสูงสุด (Inter story drift) ของแบบจำลอง A22

รูปที่ 2.24 การกระจายตัวของข้อหมุนพลาสติกของแบบจำลอง A (a) ไม่มีการติดตั้งตัวหน่วง (b) มีการติดตั้งตัวหน่วงที่ชั้น 1-3 (c) มีการติดตั้งตัวหน่วงที่ชั้น 1-7 (d) มีการติดตั้งตัวหน่วงที่ชั้น1-1022

รูปที่ 2.25 การตอบสนองแบบประวัติเวลาโดยการเปลี่ยนแปลงแรงบีบของแบบจำลอง B23

รูปที่ 2.26 การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นสูงสุด (Inter story drift) ของแบบจำลอง B.....23

รูปที่ 2.27 การกระจายตัวของข้อหมุนพลาสติกของแบบจำลอง B (a) ไม่มีการติดตั้งตัวหน่วง (b) $F_n = 0.45$ MPa (c) $F_n = 0.93$ MPa (d) $F_n = 1.48$ MPa.....23

รูปที่ 2.28 ผลการสนองแบบประวัติเวลาที่ชั้นดาดฟ้า.....24

รูปที่ 2.29 การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นสูงสุด (Inter story drift) ของแบบจำลอง C24

รูปที่ 2.30 รายละเอียดผนังสลายพลังงานแบบเสียดทาน26

รูปที่ 2.31 ลักษณะของโครงสร้างหนึ่งองศาอิสระที่มีตัวหน่วงเสียดทาน27

รูปที่ 2.32 การเคลื่อนที่ของโครงสร้างที่เปลี่ยนแปลงค่า γ_f และเปลี่ยนแปลงเงื่อนไขเริ่มต้น (a) มีการเคลื่อนที่เริ่มต้นเท่านั้น (b) มีความเร็วเริ่มต้นเท่านั้น (c) มีทั้งการเคลื่อนที่เริ่มต้นและความเร็วเริ่มต้น.....30

รูปที่ 2.33 วงรอบฮิสเทอริติกของโครงสร้างที่เปลี่ยนแปลงค่า γ_f สำหรับการสั่นแบบอิสระ31

รูปที่ 2.34 การเคลื่อนที่ที่ถูก normalized เมื่อเปลี่ยนแปลงค่า γ_h ในกรณีการสั่นพ้อง	33
รูปที่ 2.35 วงรอบฮิสเทอริติกของโครงสร้างที่ทำการเปลี่ยนแปลงค่า γ_h สำหรับการสั่นแบบฮาร์มอนิก	34
รูปที่ 2.36 ค่าอัตราส่วนความหน่วงเทียบเท่าเนื่องจากผลการเปลี่ยนแปลง γ_f ในการสั่นแบบอิสระ.....	35
รูปที่ 2.37 อัตราส่วนความหน่วงที่การตอบสนองแบบคงตัวโดยการเปลี่ยนแปลงค่า γ_h	37
รูปที่ 2.38 พฤติกรรมของ Friction-Pendulum Isolator.....	38
รูปที่ 2.39 (a) ลักษณะของ Friction-Pendulum Isolator (b) แบบจำลองของ Friction-Pendulum Isolator (c) การเคลื่อนตัวของ Friction-Pendulum Isolator.....	40
รูปที่ 2.40 (a) การเคลื่อนตัวของ Friction-Pendulum Isolator (b) แรงภายในและแรงที่จุดโดยไม่พิจารณาผลของ $P-\Delta$ (c) แรงเพิ่มเติมจากการพิจารณาผลของ $P-\Delta$ (d) แรงเพิ่มเติมจากการพิจารณาผลของการเคลื่อนที่อย่างมาก	40
รูปที่ 2.41 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเสียรูป (Generalized Load-Deformation Relation) ของชิ้นส่วนโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก (ASCE41-13).....	41
รูปที่ 2.42 แบบจำลองเสาพฤติกรรมแบบไม่เชิงเส้น	42
รูปที่ 2.43 กราฟเส้นโค้งปฏิสัมพันธ์ (P-M-M Interaction Diagram) ที่ตำแหน่ง ก) โมเมนต์ตัดอีกแกนหนึ่งไม่มีค่า และ ข) ไม่มีแรงในแนวแกน	42
รูปที่ 2.44 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเสียรูปของชิ้นส่วนโครงสร้างแบบอินอีลาสติก (CSI, 2011)	43
รูปที่ 2.45 การหมุนของจุดหมุนพลาสติกในกำแพงรับแรงเฉือนที่มีพฤติกรรมความเสียหายถูกควบคุมโดยการตัด(ASCE, 2013).....	44
รูปที่ 2.46 การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นของกำแพงรับแรงเฉือนที่มีพฤติกรรมความเสียหายถูกควบคุมโดยแรงเฉือน (ASCE, 2013)	45
รูปที่ 2.47 การหมุนของแนวคอร์ดในชิ้นส่วนคานเชื่อมกำแพงรับแรงเฉือน (ASCE, 2013).....	45
รูปที่ 2.48 แบบจำลองหน้าตัดไฟเบอร์ของกำแพงรับแรงเฉือน.....	46

รูปที่ 2.49 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเสียรูปของชิ้นส่วนโครงสร้างตามเกณฑ์ที่ยอมรับได้ (ASCE, 2013).....	47
รูปที่ 3.1 รูปแปลนอาคารที่ใช้ในการศึกษา	52
รูปที่ 3.2 รูปด้านของอาคารที่ใช้ในการศึกษา.....	53
รูปที่ 3.3 รายละเอียดกำแพงรับแรงเฉือนของอาคารตัวอย่าง (ก) CORE1, (ข) CORE2 และ (ค) CORE3	55
รูปที่ 3.4 ตำแหน่งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานในอาคารตัวอย่าง	56
รูปที่ 3.5 รายละเอียดผนังสลายพลังงานแบบเสียดทาน.....	57
รูปที่ 3.6 ส่วนประกอบแบบจำลองเสาในโปรแกรม PERFORM-3D.....	58
รูปที่ 3.7 การกำหนดคุณสมบัติหน้าตัดเสาในโปรแกรม PERFORM-3D.....	59
รูปที่ 3.8 คุณสมบัติของจุดหมุนพลาสติกในโปรแกรม PERFORM-3D	60
รูปที่ 3.9 การกำหนดค่า P-M-M yield surface ของเสาในโปรแกรม PERFORM-3D.....	60
รูปที่ 3.10 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกับความเครียดแบบ Trilinear ของคอนกรีตในโปรแกรม PERFORM-3D.....	61
รูปที่ 3.11 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดแบบ Trilinear ของเหล็กเสริม SD40 ในโปรแกรม PERFORM-3D.....	62
รูปที่ 3.12 การรวมคุณสมบัติของวัสดุแบบ Fiber Cross Sections ในโปรแกรม PERFORM-3D ...	62
รูปที่ 3.13 แบบจำลองชิ้นส่วนผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานในโปรแกรม PERFORM-3D	63
รูปที่ 3.14 คุณสมบัติของแบบจำลองผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานในโปรแกรม PERFORM-3D.....	64
รูปที่ 3.15 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเคลื่อนที่ของแบบจำลองผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานในโปรแกรม PERFORM-3D	64
รูปที่ 3.16 ผลการวิเคราะห์ด้วยวิธีสถิตยศาสตร์ไม่เชิงเส้นการเคลื่อนที่สัมพัทธ์สูงสุดเท่ากับ 0.00085	66
รูปที่ 3.17 สเปกตรัมคลื่นแผ่นดินไหว Kocaeli, Canakkale (1999).....	70

รูปที่ 3.18 คลื่นแผ่นดินไหว Kocaeli, Canakkale (1999) ในแนวตั้งฉากกับรอยเลื่อนที่กระทำ
กับอาคารตัวอย่างในแนวแกนหลัก..... 70

รูปที่ 3.19 สเปกตรัมคลื่นแผ่นดินไหว Hector Mine, Elcentro Array#10 (1999)..... 71

รูปที่ 3.20 คลื่นแผ่นดินไหว Kocaeli, Canakkale (1999) ในแนวขนานกับรอยเลื่อนที่กระทำกับ
อาคารตัวอย่างในแนวแกนหลัก 71

รูปที่ 3.21 สเปกตรัมคลื่นแผ่นดินไหว Nenana Mt. Alaska, Anchorage-DOI Off. Of Aircraft
(2002) 72

รูปที่ 3.22 คลื่นแผ่นดินไหว Nenana Mt. Alaska, Anchorage-DOI Off. Of Aircraft (2002)
ในแนวตั้งฉากกับรอยเลื่อนที่กระทำกับอาคารตัวอย่างในแนวแกนหลัก..... 72

รูปที่ 3.23 สเปกตรัมคลื่นแผ่นดินไหว Denali Alaska, Anchorage-DOI Off. Of Aircraft
(2002) 73

รูปที่ 3.24 คลื่นแผ่นดินไหว Denali Alaska, Anchorage-DOI Off. Of Aircraft (2002) ใน
แนวขนานกับรอยเลื่อนที่กระทำกับอาคารตัวอย่างในแนวแกนหลัก 73

รูปที่ 3.25 สเปกตรัมคลื่นแผ่นดินไหว Parkfield-02 CA, Hollister-City Hall Annex (2004) 74

รูปที่ 3.26 คลื่นแผ่นดินไหว Parkfield-02 CA, Hollister-City Hall Annex (2004) ใน
แนวตั้งฉากกับรอยเลื่อนที่กระทำกับอาคารตัวอย่างในแนวแกนหลัก..... 74

รูปที่ 3.27 สเปกตรัมคลื่นแผ่นดินไหว Parkfield-02 CA, Hollister-South & Pine (2004)..... 75

รูปที่ 3.28 คลื่นแผ่นดินไหว Parkfield-02 CA, Hollister-South & Pine (2004) ในแนวขนาน
กับรอยเลื่อนที่กระทำกับอาคารตัวอย่างในแนวแกนหลัก..... 75

รูปที่ 3.29 สเปกตรัมคลื่นแผ่นดินไหว Tottori, OIT010 (2000)..... 76

รูปที่ 3.30 คลื่นแผ่นดินไหว Tottori, OIT010 (2000) ในแนวตั้งฉากกับรอยเลื่อนที่กระทำกับ
อาคารตัวอย่างในแนวแกนหลัก 76

รูปที่ 3.31 สเปกตรัมคลื่นแผ่นดินไหว Tottori, OSK006 (2000) 77

รูปที่ 3.32 คลื่นแผ่นดินไหว Tottori, OSK006 (2000) ในแนวขนานกับรอยเลื่อนที่กระทำกับ
อาคารตัวอย่างในแนวแกนหลัก 77

รูปที่ 3.33 สเปกตรัมคลื่นแผ่นดินไหว El Mayor-Cucapah, Long Beach Water Reclm Plant1 (2010).....	78
รูปที่ 3.34 คลื่นแผ่นดินไหว El Mayor-Cucapah, Long Beach Water Reclm Plant1 (2010) ในแนวตั้งฉากกับรอยเลื่อนที่กระทำกับอาคารตัวอย่างในแนวแกนหลัก.....	78
รูปที่ 3.35 สเปกตรัมคลื่นแผ่นดินไหว Landers, Ingwood-Union Oil (1992).....	79
รูปที่ 3.36 คลื่นแผ่นดินไหว Landers, Ingwood-Union Oil (1992) ในแนวตั้งฉากกับรอยเลื่อนที่กระทำกับอาคารตัวอย่างในแนวแกนหลัก.....	79
รูปที่ 3.37 เส้นสเปกตรัมตอบสนองของอาคารในพื้นที่แอ่งกรุงเทพฯโซน 5.....	80
รูปที่ 3.38 การปรับค่าความเร่งให้สอดคล้องกับสเปกตรัมตอบสนอง.....	82
รูปที่ 4.1 การเคลื่อนที่ชั้นหลังคาแบบประวัติเวลาภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Landers, Inglewood – Union Oil (1992) ระดับพังทลายของอาคารตัวอย่าง.....	86
รูปที่ 4.2 การเคลื่อนที่สูงสุดในแต่ละชั้นภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Landers, Inglewood – Union Oil (1992) ระดับพังทลายของอาคารตัวอย่าง.....	87
รูปที่ 4.3 การเคลื่อนที่สัมพัทธ์สูงสุดในแต่ละชั้นภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Landers, Inglewood – Union Oil (1992) ระดับพังทลายของอาคารตัวอย่าง.....	88
รูปที่ 4.4 การสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานในอาคารภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Landers, Inglewood – Union Oil (1992) ระดับพังทลาย.....	89
รูปที่ 4.5 วงรอบฮิสเทอรีซิสของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานในอาคารตัวอย่างที่ชั้น 4 ภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Landers, Inglewood – Union Oil (1992) ระดับพังทลาย.....	90
รูปที่ 4.6 การสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานในแต่ละชั้นของอาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหว Landers, Inglewood – Union Oil (1992) ระดับพังทลาย.....	90
รูปที่ 4.7 ร้อยละพื้นที่ความเสียหายในระดับเข้าใช้งานได้ทันที (IO) ของอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Landers, Inglewood – Union Oil (1992) ระดับพังทลาย.....	93
รูปที่ 4.8 ร้อยละพื้นที่ความเสียหายในระดับปลอดภัยต่อชีวิต (LS) ของอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Landers, Inglewood – Union Oil (1992) ระดับพังทลาย.....	93
รูปที่ 4.9 การเคลื่อนที่ชั้นหลังคาแบบประวัติเวลาภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Landers, Inglewood – Union Oil (1992) ระดับออกแบบของอาคารตัวอย่าง.....	95

รูปที่ 4.10 การเคลื่อนที่สูงสุดในแต่ละชั้นภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Landers, Inglewood – Union Oil (1992) ระดับออกแบบของอาคารตัวอย่าง.....95

รูปที่ 4.11 การเคลื่อนที่สัมพัทธ์สูงสุดในแต่ละชั้นภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Landers, Inglewood – Union Oil (1992) ระดับออกแบบของอาคารตัวอย่าง.....96

รูปที่ 4.12 การสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานในอาคารภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Landers, Inglewood – Union Oil (1992) ระดับออกแบบ.....97

รูปที่ 4.13 วงรอบฮิสเทอริสิสของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานในอาคารตัวอย่างที่ชั้น 4 ภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Landers, Inglewood – Union Oil (1992) ระดับออกแบบ98

รูปที่ 4.14 การสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานในแต่ละชั้นของอาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหว Landers, Inglewood – Union Oil (1992) ระดับออกแบบ.....98

รูปที่ 4.15 ร้อยละพื้นที่ความเสียหายในระดับเข้าใช้งานได้ทันที (IO) ของอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Landers, Inglewood – Union Oil (1992) ระดับออกแบบ 100

รูปที่ 4.16 การเคลื่อนที่ชั้นหลังคาแบบประวัติเวลาภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Kocaeli Turkey, Balikesir (1999) ระดับพังทลายของอาคารตัวอย่าง 102

รูปที่ 4.17 การเคลื่อนที่สูงสุดในแต่ละชั้นภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Kocaeli Turkey, Balikesir (1999) ระดับพังทลายของอาคารตัวอย่าง 103

รูปที่ 4.18 การเคลื่อนที่สัมพัทธ์สูงสุดในแต่ละชั้นภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Kocaeli Turkey, Balikesir (1999) ระดับพังทลายของอาคารตัวอย่าง 104

รูปที่ 4.19 การสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานในอาคารภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Kocaeli Turkey, Balikesir (1999) ระดับพังทลาย 105

รูปที่ 4.20 วงรอบฮิสเทอริสิสของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานในอาคารตัวอย่างที่ชั้น 4 ภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Kocaeli Turkey, Balikesir (1999) ระดับพังทลาย..... 106

รูปที่ 4.21 การสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานในแต่ละชั้นของอาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหว Kocaeli Turkey, Balikesir (1999) ระดับพังทลาย 106

รูปที่ 4.22 ร้อยละพื้นที่ความเสียหายในระดับเข้าใช้งานได้ทันที (IO) ของอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Kocaeli Turkey, Balikesir (1999) ระดับพังทลาย..... 108

รูปที่ 4.23 ร้อยละพื้นที่ความเสียหายในระดับปลอดภัยต่อชีวิต (LS) ของอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Kocaeli Turkey, Balikesir (1999) ระดับพังทลาย.....	109
รูปที่ 4.24 ร้อยละพื้นที่ความเสียหายในระดับพังทลาย (CP) ของอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Kocaeli Turkey, Balikesir (1999) ระดับพังทลาย	109
รูปที่ 4.25 การเคลื่อนที่ชั้นหลังคาแบบประวัติเวลาภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Kocaeli Turkey, Balikesir (1999) ระดับออกแบบของอาคารตัวอย่าง	111
รูปที่ 4.26 การเคลื่อนที่สูงสุดในแต่ละชั้นภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Kocaeli Turkey, Balikesir (1999) ระดับออกแบบของอาคารตัวอย่าง.....	111
รูปที่ 4.27 การเคลื่อนที่สัมพัทธ์สูงสุดในแต่ละชั้นภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Kocaeli Turkey, Balikesir (1999) ระดับออกแบบของอาคารตัวอย่าง	112
รูปที่ 4.28 การสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานในอาคารภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Kocaeli Turkey, Balikesir (1999) ระดับออกแบบ	113
รูปที่ 4.29 วงรอบฮิสเทอริสิสของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานในอาคารตัวอย่างที่ชั้น 4 ภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Kocaeli Turkey, Balikesir (1999) ระดับออกแบบ.....	114
รูปที่ 4.30 การสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานในแต่ละชั้นของอาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหว Kocaeli Turkey, Balikesir (1999) ระดับออกแบบ	114
รูปที่ 4.31 ร้อยละพื้นที่ความเสียหายในระดับเข้าใช้งานได้ทันที (IO) ของอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Kocaeli Turkey, Balikesir (1999) ระดับออกแบบ.....	116
รูปที่ 4.32 การเคลื่อนที่ชั้นหลังคาแบบประวัติเวลาภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Hector mine, Elcentro Array#10 (1999) ระดับพังทลายของอาคารตัวอย่าง.....	118
รูปที่ 4.33 การเคลื่อนที่สูงสุดในแต่ละชั้นภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Hector mine, Elcentro Array#10 (1999) ระดับพังทลายของอาคารตัวอย่าง.....	119
รูปที่ 4.34 การเคลื่อนที่สัมพัทธ์สูงสุดในแต่ละชั้นภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Hector mine, Elcentro Array#10 (1999) ระดับพังทลายของอาคารตัวอย่าง.....	120
รูปที่ 4.35 การสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานในอาคารภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Hector mine, Elcentro Array#10 (1999) ระดับพังทลาย.....	121

รูปที่ 4.36 วงรอบฮิสเทอริสิสของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานในอาคารตัวอย่างที่ชั้น 4 ภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Hector mine, Elcentro Array#10 (1999) ระดับพังทลาย.....	122
รูปที่ 4.37 การสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานในแต่ละชั้นของอาคาร ตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหว Hector mine, Elcentro Array#10 (1999) ระดับพังทลาย	122
รูปที่ 4.38 ร้อยละพื้นที่ความเสียหายในระดับเข้าใช้งานได้ทันที (IO) ของอาคารตัวอย่างภายใต้ คลื่นแผ่นดินไหว Hector mine, Elcentro Array#10 (1999) ระดับพังทลาย	124
รูปที่ 4.39 ร้อยละพื้นที่ความเสียหายในระดับปลอดภัยต่อชีวิต (LS) ของอาคารตัวอย่างภายใต้ คลื่นแผ่นดินไหว Hector mine, Elcentro Array#10 (1999) ระดับพังทลาย	125
รูปที่ 4.40 ร้อยละพื้นที่ความเสียหายในระดับพังทลาย (CP) ของอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่น แผ่นดินไหว Hector mine, Elcentro Array#10 (1999) ระดับพังทลาย.....	125
รูปที่ 4.41 การเคลื่อนที่ชั้นหลังคาแบบประวัติเวลภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Hector mine, Elcentro Array#10 (1999) ระดับออกแบบของอาคารตัวอย่าง	127
รูปที่ 4.42 การเคลื่อนที่สูงสุดในแต่ละชั้นภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Hector mine, Elcentro Array#10 (1999) ระดับออกแบบของอาคารตัวอย่าง.....	127
รูปที่ 4.43 การเคลื่อนที่สัมพัทธ์สูงสุดในแต่ละชั้นภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Hector mine, Elcentro Array#10 (1999) ระดับออกแบบของอาคารตัวอย่าง	128
รูปที่ 4.44 การสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานในอาคารภายใต้คลื่น แผ่นดินไหว Hector mine, Elcentro Array#10 (1999) ระดับออกแบบ.....	129
รูปที่ 4.45 วงรอบฮิสเทอริสิสของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานในอาคารตัวอย่างที่ชั้น 4 ภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Hector mine, Elcentro Array#10 (1999) ระดับออกแบบ.....	130
รูปที่ 4.46 การสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานในแต่ละชั้นของอาคาร ตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหว Hector mine, Elcentro Array#10 (1999) ระดับออกแบบ	130
รูปที่ 4.47 ร้อยละพื้นที่ความเสียหายในระดับเข้าใช้งานได้ทันที (IO) ของอาคารตัวอย่างภายใต้ คลื่นแผ่นดินไหว Hector mine, Elcentro Array#10 (1999) ระดับออกแบบ.....	132
รูปที่ 4.48 การเคลื่อนที่ชั้นหลังคาแบบประวัติเวลภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Nenana Mountain Alaska, Anchorage-DOI off. Of Aircraft (2002) ระดับพังทลายของอาคารตัวอย่าง	134

รูปที่ 4.49 การเคลื่อนที่สูงสุดในแต่ละชั้นภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Nenana Mountain Alaska, Anchorage-DOI off. Of Aircraft (2002) ระดับพังทลายของอาคารที่ตัวอย่าง.....	135
รูปที่ 4.50 การเคลื่อนที่สัมพัทธ์สูงสุดในแต่ละชั้นภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Nenana Mountain Alaska, Anchorage-DOI off. Of Aircraft (2002) ระดับพังทลายของอาคารตัวอย่าง	136
รูปที่ 4.51 การสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานในอาคารภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Nenana Mountain Alaska, Anchorage-DOI off. Of Aircraft (2002) ระดับพังทลาย.....	137
รูปที่ 4.52 วงรอบฮิสเทอริซิสของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานในอาคารตัวอย่างที่ชั้น 4 ภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Nenana Mountain Alaska, Anchorage-DOI off. Of Aircraft (2002) ระดับพังทลาย.....	138
รูปที่ 4.53 การสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานในแต่ละชั้นของอาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหว Nenana Mountain Alaska, Anchorage-DOI off. Of Aircraft (2002) ระดับพังทลาย.....	138
รูปที่ 4.54 ร้อยละพื้นที่ความเสียหายในระดับเข้าใช้งานได้ทันที (IO) ของอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Nenana Mountain Alaska, Anchorage-DOI off. Of Aircraft (2002) ระดับพังทลาย.....	140
รูปที่ 4.55 ร้อยละพื้นที่ความเสียหายในระดับปลอดภัยต่อชีวิต (LS) ของอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Nenana Mountain Alaska, Anchorage-DOI off. Of Aircraft (2002) ระดับพังทลาย.....	141
รูปที่ 4.56 ร้อยละพื้นที่ความเสียหายในระดับพังทลาย (CP) ของอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Nenana Mountain Alaska, Anchorage-DOI off. Of Aircraft (2002) ระดับพังทลาย.....	141
รูปที่ 4.57 การเคลื่อนที่ชั้นหลังคาแบบประวัติเวลภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Nenana Mountain Alaska, Anchorage-DOI off. Of Aircraft (2002) ระดับออกแบบของอาคารตัวอย่าง	143
รูปที่ 4.58 การเคลื่อนที่สูงสุดในแต่ละชั้นภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Nenana Mountain Alaska, Anchorage-DOI off. Of Aircraft (2002) ระดับออกแบบของอาคารที่ตัวอย่าง.....	143
รูปที่ 4.59 การเคลื่อนที่สัมพัทธ์สูงสุดในแต่ละชั้นภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Nenana Mountain Alaska, Anchorage-DOI off. Of Aircraft (2002) ระดับออกแบบของอาคารตัวอย่าง	144

รูปที่ 4.60 การสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานในอาคารภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Nenana Mountain Alaska, Anchorage-DOI off. Of Aircraft (2002) ระดับออกแบบ.....	145
รูปที่ 4.61 วงรอบฮิสเทอริสิสของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานในอาคารตัวอย่างที่ชั้น 4 ภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Nenana Mountain Alaska, Anchorage-DOI off. Of Aircraft (2002) ระดับออกแบบ.....	146
รูปที่ 4.62 การสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานในแต่ละชั้นของอาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหว Nenana Mountain Alaska, Anchorage-DOI off. Of Aircraft (2002) ระดับออกแบบ.....	146
รูปที่ 4.63 ร้อยละพื้นที่ความเสียหายในระดับเข้าใช้งานได้ทันที (IO) ของอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Nenana Mountain Alaska, Anchorage-DOI off. Of Aircraft (2002) ระดับออกแบบ.....	148
รูปที่ 4.64 การเคลื่อนที่ชั้นหลังคาแบบประวัติเวลาภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Denali Alaska, Anchorage-DOI off. Of Aircraft (2002) ระดับพังทลายของอาคารตัวอย่าง.....	150
รูปที่ 4.65 การเคลื่อนที่สูงสุดในแต่ละชั้นภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Denali Alaska, Anchorage-DOI off. Of Aircraft (2002) ระดับพังทลายของอาคารที่ตัวอย่าง.....	151
รูปที่ 4.66 การเคลื่อนที่สัมพัทธ์สูงสุดในแต่ละชั้นภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Denali Alaska, Anchorage-DOI off. Of Aircraft (2002) ระดับพังทลายของอาคารตัวอย่าง.....	152
รูปที่ 4.67 การสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานในอาคารภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Denali Alaska, Anchorage-DOI off. Of Aircraft (2002) ระดับพังทลาย.....	153
รูปที่ 4.68 วงรอบฮิสเทอริสิสของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานในอาคารตัวอย่างที่ชั้น 4 ภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Denali Alaska, Anchorage-DOI off. Of Aircraft (2002) ระดับพังทลาย.....	154
รูปที่ 4.69 การสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานในแต่ละชั้นของอาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหว Denali Alaska, Anchorage-DOI off. Of Aircraft (2002) ระดับพังทลาย.....	154
รูปที่ 4.70 ร้อยละพื้นที่ความเสียหายในระดับเข้าใช้งานได้ทันที (IO) ของอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Denali Alaska, Anchorage-DOI off. Of Aircraft (2002) ระดับพังทลาย.....	156

รูปที่ 4.71 ร้อยละพื้นที่ความเสียหายในระดับปลอดภัยต่อชีวิต (LS) ของอาคารตัวอย่างภายใต้ คลื่นแผ่นดินไหว Denali Alaska, Anchorage-DOI off. Of Aircraft (2002) ระดับพังทลาย	157
รูปที่ 4.72 ร้อยละพื้นที่ความเสียหายในระดับพังทลาย (CP) ของอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่น แผ่นดินไหว Denali Alaska, Anchorage-DOI off. Of Aircraft (2002) ระดับพังทลาย.....	157
รูปที่ 4.73 การเคลื่อนที่ชั้นหลังคาแบบประวัติเวลภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Denali Alaska, Anchorage-DOI off. Of Aircraft (2002) ระดับออกแบบของอาคารตัวอย่าง	159
รูปที่ 4.74 การเคลื่อนที่สูงสุดในแต่ละชั้นภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Denali Alaska, Anchorage- DOI off. Of Aircraft (2002) ระดับออกแบบของอาคารที่ตัวอย่าง.....	159
รูปที่ 4.75 การเคลื่อนที่สัมพัทธ์สูงสุดในแต่ละชั้นภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Denali Alaska, Anchorage-DOI off. Of Aircraft (2002) ระดับออกแบบของอาคารตัวอย่าง	161
รูปที่ 4.76 การสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานในอาคารภายใต้คลื่น แผ่นดินไหว Denali Alaska, Anchorage-DOI off. Of Aircraft (2002) ระดับออกแบบ.....	162
รูปที่ 4.77 วงรอบฮิสเทอริสิสของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานในอาคารตัวอย่างที่ชั้น 4 ภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Denali Alaska, Anchorage-DOI off. Of Aircraft (2002) ระดับ ออกแบบ.....	162
รูปที่ 4.78 การสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานในแต่ละชั้นของอาคาร ตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหว Denali Alaska, Anchorage-DOI off. Of Aircraft (2002) ระดับ ออกแบบ.....	163
รูปที่ 4.79 ร้อยละพื้นที่ความเสียหายในระดับเข้าใช้งานได้ทันที (IO) ของอาคารตัวอย่างภายใต้ คลื่นแผ่นดินไหว Denali Alaska, Anchorage-DOI off. Of Aircraft (2002) ระดับออกแบบ	164
รูปที่ 4.80 การเคลื่อนที่ชั้นหลังคาแบบประวัติเวลภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Parkfield-02 CA, Hollister-City Hall Annex (2004) ระดับพังทลายของอาคารตัวอย่าง.....	166
รูปที่ 4.81 การเคลื่อนที่สูงสุดในแต่ละชั้นภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Parkfield-02 CA, Hollister- City Hall Annex (2004) ระดับพังทลายของอาคารที่ตัวอย่าง.....	167
รูปที่ 4.82 การเคลื่อนที่สัมพัทธ์สูงสุดในแต่ละชั้นภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Parkfield-02 CA, Hollister-City Hall Annex (2004) ระดับพังทลายของอาคารตัวอย่าง.....	168

รูปที่ 4.83 การสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานในอาคารภายใต้คลื่น
แผ่นดินไหว Parkfield-02 CA, Hollister-City Hall Annex (2004) ระดับพังทลาย..... 169

รูปที่ 4.84 วงรอบฮิสเทอริสิสของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานในอาคารตัวอย่างที่ชั้น 4
ภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Parkfield-02 CA, Hollister-City Hall Annex (2004) ระดับพังทลาย . 170

รูปที่ 4.85 การสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานในแต่ละชั้นของอาคาร
ตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหว Parkfield-02 CA, Hollister-City Hall Annex (2004) ระดับ
พังทลาย..... 170

รูปที่ 4.86 ร้อยละพื้นที่ความเสียหายในระดับเข้าใช้งานได้ทันที (IO) ของอาคารตัวอย่างภายใต้
คลื่นแผ่นดินไหว Parkfield-02 CA, Hollister-City Hall Annex (2004) ระดับพังทลาย 172

รูปที่ 4.87 ร้อยละพื้นที่ความเสียหายในระดับปลอดภัยต่อชีวิต (LS) ของอาคารตัวอย่างภายใต้
คลื่นแผ่นดินไหว Parkfield-02 CA, Hollister-City Hall Annex (2004) ระดับพังทลาย 173

รูปที่ 4.88 ร้อยละพื้นที่ความเสียหายในระดับพังทลาย (CP) ของอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่น
แผ่นดินไหว Parkfield-02 CA, Hollister-City Hall Annex (2004) ระดับพังทลาย..... 173

รูปที่ 4.89 การเคลื่อนที่ชั้นหลังคาแบบประวัติเวลภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Parkfield-02 CA,
Hollister-City Hall Annex (2004) ระดับออกแบบของอาคารตัวอย่าง..... 175

รูปที่ 4.90 การเคลื่อนที่สูงสุดในแต่ละชั้นภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Parkfield-02 CA, Hollister-
City Hall Annex (2004) ระดับออกแบบของอาคารที่ตัวอย่าง..... 175

รูปที่ 4.91 การเคลื่อนที่สัมพัทธ์สูงสุดในแต่ละชั้นภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Parkfield-02 CA,
Hollister-City Hall Annex (2004) ระดับออกแบบของอาคารตัวอย่าง..... 176

รูปที่ 4.92 การสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานในอาคารภายใต้คลื่น
แผ่นดินไหว Parkfield-02 CA, Hollister-City Hall Annex (2004) ระดับออกแบบ..... 177

รูปที่ 4.93 วงรอบฮิสเทอริสิสของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานในอาคารตัวอย่างที่ชั้น 4
ภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Parkfield-02 CA, Hollister-City Hall Annex (2004) ระดับออกแบบ 178

รูปที่ 4.94 การสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานในแต่ละชั้นของอาคาร
ตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหว Parkfield-02 CA, Hollister-City Hall Annex (2004) ระดับ
ออกแบบ..... 178

รูปที่ 4.95 ร้อยละพื้นที่ความเสียหายในระดับเข้าใช้งานได้ทันที (IO) ของอาคารตัวอย่างภายใต้
 คลื่นแผ่นดินไหว Parkfield-02 CA, Hollister-City Hall Annex (2004) ระดับออกแบบ 180

รูปที่ 4.96 ร้อยละพื้นที่ความเสียหายในระดับปลอดภัยต่อชีวิต (LS) ของอาคารตัวอย่างภายใต้
 คลื่นแผ่นดินไหว Parkfield-02 CA, Hollister-City Hall Annex (2004) ระดับออกแบบ 180

รูปที่ 4.97 การเคลื่อนที่ชั้นหลังคาแบบประวัติเวลภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Parkfield-02 CA,
 Hollister-Sath&Pine (2004) ระดับพังทลายของอาคารตัวอย่าง..... 182

รูปที่ 4.98 การเคลื่อนที่สูงสุดในแต่ละชั้นภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Parkfield-02 CA, Hollister-
 Sath&Pine (2004) ระดับพังทลายของอาคารที่ตัวอย่าง..... 183

รูปที่ 4.99 การเคลื่อนที่สัมพัทธ์สูงสุดในแต่ละชั้นภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Parkfield-02 CA,
 Hollister-Sath&Pine (2004) ระดับพังทลายของอาคารตัวอย่าง..... 184

รูปที่ 4.100 การสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานในอาคารภายใต้คลื่น
 แผ่นดินไหว Parkfield-02 CA, Hollister-Sath&Pine (2004) ระดับพังทลาย 185

รูปที่ 4.101 วงรอบฮิสเทอริสิสของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานในอาคารตัวอย่างที่ชั้น 4
 ภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Parkfield-02 CA, Hollister-Sath&Pine (2004) ระดับพังทลาย 186

รูปที่ 4.102 การสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานในแต่ละชั้นของอาคาร
 ตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหว Parkfield-02 CA, Hollister-Sath&Pine (2004) ระดับพังทลาย..... 186

รูปที่ 4.103 ร้อยละพื้นที่ความเสียหายในระดับเข้าใช้งานได้ทันที (IO) ของอาคารตัวอย่างภายใต้
 คลื่นแผ่นดินไหว Parkfield-02 CA, Hollister-Sath&Pine (2004) ระดับพังทลาย 188

รูปที่ 4.104 ร้อยละพื้นที่ความเสียหายในระดับปลอดภัยต่อชีวิต (LS) ของอาคารตัวอย่างภายใต้
 คลื่นแผ่นดินไหว Parkfield-02 CA, Hollister-Sath&Pine (2004) ระดับพังทลาย 189

รูปที่ 4.105 ร้อยละพื้นที่ความเสียหายในระดับพังทลาย (CP) ของอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่น
 แผ่นดินไหว Parkfield-02 CA, Hollister-Sath&Pine (2004) ระดับพังทลาย 189

รูปที่ 4.106 การเคลื่อนที่ชั้นหลังคาแบบประวัติเวลภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Parkfield-02 CA,
 Hollister-Sath&Pine (2004) ระดับออกแบบของอาคารตัวอย่าง..... 191

รูปที่ 4.107 การเคลื่อนที่สูงสุดในแต่ละชั้นภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Parkfield-02 CA, Hollister-
 Sath&Pine (2004) ระดับออกแบบของอาคารที่ตัวอย่าง..... 191

รูปที่ 4.108 การเคลื่อนที่สัมพัทธ์สูงสุดในแต่ละชั้นภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Parkfield-02 CA, Hollister-Sath&Pine (2004) ระดับออกแบบของอาคารตัวอย่าง..... 192

รูปที่ 4.109 การสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานในอาคารภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Parkfield-02 CA, Hollister-Sath&Pine (2004) ระดับออกแบบ 193

รูปที่ 4.110 วงรอบฮิสเทอริสิสของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานในอาคารตัวอย่างที่ชั้น 4 ภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Parkfield-02 CA, Hollister-Sath&Pine (2004) ระดับออกแบบ 194

รูปที่ 4.111 การสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานในแต่ละชั้นของอาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหว Parkfield-02 CA, Hollister-Sath&Pine (2004) ระดับออกแบบ..... 194

รูปที่ 4.112 ร้อยละพื้นที่ความเสียหายในระดับเข้าใช้งานได้ทันที (IO) ของอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Parkfield-02 CA, Hollister-Sath&Pine (2004) ระดับออกแบบ 196

รูปที่ 4.113 ร้อยละพื้นที่ความเสียหายในระดับปลอดภัยต่อชีวิต (LS) ของอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Parkfield-02 CA, Hollister-Sath&Pine (2004) ระดับออกแบบ 196

รูปที่ 4.114 การเคลื่อนที่ชั้นหลังคาแบบประวัติเวลาภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Tottori Japan, OIT010 (2000) ระดับพังทลายของอาคารตัวอย่าง 198

รูปที่ 4.115 การเคลื่อนที่สูงสุดในแต่ละชั้นภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Tottori Japan, OIT010 (2000) ระดับพังทลายของอาคารที่ตัวอย่าง..... 199

รูปที่ 4.116 การเคลื่อนที่สัมพัทธ์สูงสุดในแต่ละชั้นภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Tottori Japan, OIT010 (2000) ระดับพังทลายของอาคารตัวอย่าง 200

รูปที่ 4.117 การสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานในอาคารภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Tottori Japan, OIT010 (2000) ระดับพังทลาย..... 201

รูปที่ 4.118 วงรอบฮิสเทอริสิสของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานในอาคารตัวอย่างที่ชั้น 4 ภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Tottori Japan, OIT010 (2000) ระดับพังทลาย 202

รูปที่ 4.119 การสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานในแต่ละชั้นของอาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหว Tottori Japan, OIT010 (2000) ระดับพังทลาย..... 202

รูปที่ 4.120 ร้อยละพื้นที่ความเสียหายในระดับเข้าใช้งานได้ทันที (IO) ของอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Tottori Japan, OIT010 (2000) ระดับพังทลาย 204

รูปที่ 4.121 ร้อยละพื้นที่ความเสียหายในระดับปลอดภัยต่อชีวิต (LS) ของอาคารตัวอย่างภายใต้ คลื่นแผ่นดินไหว Tottori Japan, OIT010 (2000) ระดับพังทลาย	205
รูปที่ 4.122 ร้อยละพื้นที่ความเสียหายในระดับพังทลาย (CP) ของอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่น แผ่นดินไหว Tottori Japan, OIT010 (2000) ระดับพังทลาย.....	205
รูปที่ 4.123 การเคลื่อนที่ชั้นหลังคาแบบประวัติเวลากภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Tottori Japan, OIT010 (2000) ระดับออกแบบของอาคารตัวอย่าง	207
รูปที่ 4.124 การเคลื่อนที่สูงสุดในแต่ละชั้นภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Tottori Japan, OIT010 (2000) ระดับออกแบบของอาคารที่ตัวอย่าง.....	207
รูปที่ 4.125 การเคลื่อนที่สัมพัทธ์สูงสุดในแต่ละชั้นภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Tottori Japan, OIT010 (2000) ระดับออกแบบของอาคารตัวอย่าง	208
รูปที่ 4.126 การสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานในอาคารภายใต้คลื่น แผ่นดินไหว Tottori Japan, OIT010 (2000) ระดับออกแบบ.....	209
รูปที่ 4.127 วงรอบฮิสเทอรีซิสของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานในอาคารตัวอย่างที่ชั้น 4 ภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Tottori Japan, OIT010 (2000) ระดับออกแบบ	210
รูปที่ 4.128 การสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานในแต่ละชั้นของอาคาร ตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหว Tottori Japan, OIT010 (2000) ระดับออกแบบ.....	210
รูปที่ 4.129 ร้อยละพื้นที่ความเสียหายในระดับเข้าใช้งานได้ทันที (IO) ของอาคารตัวอย่างภายใต้ คลื่นแผ่นดินไหว Tottori Japan, OIT010 (2000) ระดับออกแบบ	212
รูปที่ 4.130 ร้อยละพื้นที่ความเสียหายในระดับปลอดภัยต่อชีวิต (LS) ของอาคารตัวอย่างภายใต้ คลื่นแผ่นดินไหว Tottori Japan, OIT010 (2000) ระดับออกแบบ	212
รูปที่ 4.131 การเคลื่อนที่ชั้นหลังคาแบบประวัติเวลากภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Tottori Japan, OSK006 (2000) ระดับพังทลายของอาคารตัวอย่าง.....	214
รูปที่ 4.132 การเคลื่อนที่สูงสุดในแต่ละชั้นภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Tottori Japan, OSK006 (2000) ระดับพังทลายของอาคารที่ตัวอย่าง.....	215
รูปที่ 4.133 การเคลื่อนที่สัมพัทธ์สูงสุดในแต่ละชั้นภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Tottori Japan, OSK006 (2000) ระดับพังทลายของอาคารตัวอย่าง.....	216

รูปที่ 4.134 การสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานในอาคารภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Tottori Japan, OSK006 (2000) ระดับพังทลาย	217
รูปที่ 4.135 วงรอบฮิสเทอริสิสของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานในอาคารตัวอย่างที่ชั้น 4 ภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Tottori Japan, OSK006 (2000) ระดับพังทลาย	218
รูปที่ 4.136 การสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานในแต่ละชั้นของอาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหว Tottori Japan, OSK006 (2000) ระดับพังทลาย	218
รูปที่ 4.137 ร้อยละพื้นที่ความเสียหายในระดับเข้าใช้งานได้ทันที (IO) ของอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Tottori Japan, OSK006 (2000) ระดับพังทลาย.....	220
รูปที่ 4.138 ร้อยละพื้นที่ความเสียหายในระดับปลอดภัยต่อชีวิต (LS) ของอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Tottori Japan, OSK006 (2000) ระดับพังทลาย.....	221
รูปที่ 4.139 ร้อยละพื้นที่ความเสียหายในระดับพังทลาย (CP) ของอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Tottori Japan, OSK006 (2000) ระดับพังทลาย	221
รูปที่ 4.140 การเคลื่อนที่ชั้นหลังคาแบบประวัติเวลาภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Tottori Japan, OSK006 (2000) ระดับออกแบบของอาคารตัวอย่าง.....	223
รูปที่ 4.141 การเคลื่อนที่สูงสุดในแต่ละชั้นภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Tottori Japan, OSK006 (2000) ระดับออกแบบของอาคารที่ตัวอย่าง.....	223
รูปที่ 4.142 การเคลื่อนที่สัมพัทธ์สูงสุดในแต่ละชั้นภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Tottori Japan, OSK006 (2000) ระดับออกแบบของอาคารตัวอย่าง.....	224
รูปที่ 4.143 การสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานในอาคารภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Tottori Japan, OSK006 (2000) ระดับออกแบบ	225
รูปที่ 4.144 วงรอบฮิสเทอริสิสของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานในอาคารตัวอย่างที่ชั้น 4 ภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Tottori Japan, OSK006 (2000) ระดับออกแบบ	226
รูปที่ 4.145 การสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานในแต่ละชั้นของอาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหว Tottori Japan, OSK006 (2000) ระดับออกแบบ	226
รูปที่ 4.146 ร้อยละพื้นที่ความเสียหายในระดับเข้าใช้งานได้ทันที (IO) ของอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Tottori Japan, OSK006 (2000) ระดับออกแบบ.....	228

รูปที่ 4.147 การเคลื่อนที่ชั้นหลังคาแบบประวัติเวลากายใต้คลื่นแผ่นดินไหว El Mayor-Cucapah Maxico, Long Beach Water Reclm Plant1 (2010) ระดับพังทลายของอาคาร ตัวอย่าง.....	230
รูปที่ 4.148 การเคลื่อนที่สูงสุดในแต่ละชั้นภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว El Mayor-Cucapah Maxico, Long Beach Water Reclm Plant1 (2010) ระดับพังทลายของอาคารที่ตัวอย่าง	231
รูปที่ 4.149 การเคลื่อนที่สัมพัทธ์สูงสุดในแต่ละชั้นภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว El Mayor-Cucapah Maxico, Long Beach Water Reclm Plant1 (2010) ระดับพังทลายของอาคารตัวอย่าง.....	232
รูปที่ 4.150 การสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานในอาคารภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว El Mayor-Cucapah Maxico, Long Beach Water Reclm Plant1 (2010) ระดับพังทลาย.....	233
รูปที่ 4.151 วงรอบฮิสเทอริสิสของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานในอาคารตัวอย่างที่ชั้น 4 ภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว El Mayor-Cucapah Maxico, Long Beach Water Reclm Plant1 (2010) ระดับพังทลาย.....	234
รูปที่ 4.152 การสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานในแต่ละชั้นของอาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหว El Mayor-Cucapah Maxico, Long Beach Water Reclm Plant1 (2010) ระดับพังทลาย.....	234
รูปที่ 4.153 ร้อยละพื้นที่ความเสียหายในระดับเข้าใช้งานได้ทันที (IO) ของอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว El Mayor-Cucapah Maxico, Long Beach Water Reclm Plant1 (2010) ระดับพังทลาย	236
รูปที่ 4.154 ร้อยละพื้นที่ความเสียหายในระดับปลอดภัยต่อชีวิต (LS) ของอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว El Mayor-Cucapah Maxico, Long Beach Water Reclm Plant1 (2010) ระดับพังทลาย	237
รูปที่ 4.155 ร้อยละพื้นที่ความเสียหายในระดับพังทลาย (CP) ของอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว El Mayor-Cucapah Maxico, Long Beach Water Reclm Plant1 (2010) ระดับพังทลาย.....	237
รูปที่ 4.156 การเคลื่อนที่ชั้นหลังคาแบบประวัติเวลากายใต้คลื่นแผ่นดินไหว El Mayor-Cucapah Maxico, Long Beach Water Reclm Plant1 (2010) ระดับออกแบบของอาคาร ตัวอย่าง.....	239

รูปที่ 4.157 การเคลื่อนที่สูงสุดในแต่ละชั้นภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว El Mayor-Cucapah Mexico, Long Beach Water Reclm Plant1 (2010) ระดับออกแบบของอาคารที่ตัวอย่าง 239

รูปที่ 4.158 การเคลื่อนที่สัมพัทธ์สูงสุดในแต่ละชั้นภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว El Mayor-Cucapah Mexico, Long Beach Water Reclm Plant1 (2010) ระดับออกแบบของอาคารตัวอย่าง 240

รูปที่ 4.159 การสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานในอาคารภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว El Mayor-Cucapah Mexico, Long Beach Water Reclm Plant1 (2010) ระดับออกแบบ 241

รูปที่ 4.160 วงรอบฮิสเทอริสิสของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานในอาคารตัวอย่างที่ชั้น 4 ภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว El Mayor-Cucapah Mexico, Long Beach Water Reclm Plant1 (2010) ระดับออกแบบ 242

รูปที่ 4.161 การสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานในแต่ละชั้นของอาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหว El Mayor-Cucapah Mexico, Long Beach Water Reclm Plant1 (2010) ระดับออกแบบ 242

รูปที่ 4.162 ร้อยละพื้นที่ความเสียหายในระดับเข้าใช้งานได้ทันที (IO) ของอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว El Mayor-Cucapah Mexico, Long Beach Water Reclm Plant1 (2010) ระดับออกแบบ 244

รูปที่ 4.163 ร้อยละพื้นที่ความเสียหายในระดับปลอดภัยต่อชีวิต (LS) ของอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว El Mayor-Cucapah Mexico, Long Beach Water Reclm Plant1 (2010) ระดับออกแบบ 244

รูปที่ 4.164 การเคลื่อนที่เฉลี่ยสูงสุดของอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหวระดับพังทลาย 245

รูปที่ 4.165 การเคลื่อนที่สัมพัทธ์เฉลี่ยสูงสุดของอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหวระดับพังทลาย 246

รูปที่ 4.166 การเคลื่อนที่เฉลี่ยสูงสุดของอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหวระดับออกแบบ 246

รูปที่ 4.167 การเคลื่อนที่สัมพัทธ์เฉลี่ยสูงสุดของอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหวระดับพังทลาย 247

รูปที่ ก.1 แบบจำลองอาคารตัวอย่างในโปรแกรม ETABS 254

รูปที่ ข.1 ค่าการเคลื่อนที่แบบคงตัวสูงสุดของโครงสร้างหนึ่งองศาอิสระ 256

รูปที่ ข.2 ค่าการเคลื่อนที่แบบคงตัวสูงสุดของโครงสร้างหนึ่งองศาอิสระที่มีตัวหน่วงแบบเสียดทานในช่วงที่ยังไม่เกิดการไหล.....	257
รูปที่ ข.3 ค่าการเคลื่อนที่แบบคงตัวสูงสุดของโครงสร้างหนึ่งองศาอิสระที่มีตัวหน่วงแบบเสียดทาน	257
รูปที่ ค.1 เปรียบเทียบแรงเฉือนที่ฐานของอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Landers, Inglewood – Union Oil (1992) ในช่วงอิลาสติก	258
รูปที่ ค.2 เปรียบเทียบแรงเฉือนที่ฐานของอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Kocaeli Turkey, Balikesir (1999) ในช่วงอิลาสติก.....	258
รูปที่ ค.3 เปรียบเทียบแรงเฉือนที่ฐานของอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Hector mine, Elcentro Array#10 (1999) ในช่วงอิลาสติก	259
รูปที่ ค.4 เปรียบเทียบแรงเฉือนที่ฐานของอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Nenana Mountain Alaska, Anchorage-DOI off. Of Aircraft (2002) ในช่วงอิลาสติก.....	259
รูปที่ ค.5 เปรียบเทียบแรงเฉือนที่ฐานของอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Denali Alaska, Anchorage-DOI off. Of Aircraft (2002) ในช่วงอิลาสติก	260
รูปที่ ค.6 เปรียบเทียบแรงเฉือนที่ฐานของอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Parkfield-02 CA, Hollister-City Hall Annex (2004) ในช่วงอิลาสติก.....	260
รูปที่ ค.7 เปรียบเทียบแรงเฉือนที่ฐานของอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Parkfield-02 CA, Hollister-Sath&Pine (2004) ในช่วงอิลาสติก	261
รูปที่ ค.8 เปรียบเทียบแรงเฉือนที่ฐานของอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Tottori Japan, OIT010 (2000) ในช่วงอิลาสติก	261
รูปที่ ค.9 เปรียบเทียบแรงเฉือนที่ฐานของอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Tottori Japan, OSK006 (2000) ในช่วงอิลาสติก.....	262
รูปที่ ค.10 เปรียบเทียบแรงเฉือนที่ฐานของอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว El Mayor-Cucapah Maxico, Long Beach Water Reclm Plant1 (2010) ในช่วงอิลาสติก.....	262

บทที่ 1

บทนำ

1.1 ความเป็นมาของปัญหา

เมื่อวันที่ 5 พฤษภาคม พ.ศ.2557 เวลา 18.08 น. เกิดแผ่นดินไหวขนาด 6.3 ริกเตอร์ โดยจุดศูนย์กลางแผ่นดินไหวอยู่ที่ ตำบลจอมหมอกแก้ว อำเภอแม่ลาว จังหวัดเชียงราย แรงสั่นสะเทือนส่งผลทั่วทั้งภาคเหนือ และภาคอีสานในบางจังหวัด เหตุการณ์แผ่นดินไหวครั้งนี้ส่งผลความเสียหายในวงกว้าง มีอาคารบ้านเรือนเกิดความเสียหายจำนวนมาก รวมถึงมีผู้เสียชีวิตจำนวน 1 คน และบาดเจ็บมากกว่า 100 คน โดยมีมูลค่าความเสียหายมากกว่า 700 ล้านบาท

เนื่องจากแผ่นดินไหวเป็นปรากฏการณ์ทางธรรมชาติที่ไม่สามารถคาดเดาเวลา จุดกำเนิดและความรุนแรงได้ จากเหตุการณ์ในอดีตเมื่อเกิดแผ่นดินไหวขึ้นมักจะมีการพังทลายของอาคารหรือโครงสร้างขนาดใหญ่ทำให้มีผู้เสียชีวิต และไร้ที่อยู่อาศัยเป็นจำนวนมาก นอกจากแผ่นดินไหวจะสร้างความเสียหายทางกายภาพแล้วยังส่งผลกระทบต่อสภาพจิตใจของผู้ประสบภัยอีกด้วย อีกทั้งการฟื้นฟูเมืองหรือประเทศที่ประสบภัยต้องใช้เวลาหลายปี ดังนั้นถ้าสามารถป้องกันการพังทลายของโครงสร้างหรืออาคารได้ก็อาจจะบรรเทาความเสียหายที่เกิดจากแผ่นดินไหวได้ดีขึ้น โดยในทางวิศวกรรมการป้องกันการสูญเสียชีวิตและการพังทลายของโครงสร้างเมื่อรับแรงแผ่นดินไหว ปกติทำโดยการออกแบบให้อาคารสามารถต้านทานแผ่นดินไหวโดยยอมให้เกิดความเสียหายได้แต่ไม่พังทลายอาศัยความทนทานของโครงสร้างในช่วงหลังคราก ด้วยการใช้หลักการคุณสมบัติไม่เชิงเส้นของโครงสร้าง แต่ยังมีหลักการที่น่าสนใจอีกหนึ่งหลักการ คือ หลักการของการสลายพลังงาน โดยการติดตั้งตัวหน่วงเข้ากับตัวอาคาร ตัวหน่วงจะทำการสลายพลังงานของแผ่นดินไหว ให้อยู่ในรูปของพลังงานรูปแบบอื่นออกมา เช่น ความร้อน เสียง เป็นต้น ส่งผลให้แรงภายในและความเสียหายของอาคารลดลง แต่ด้วยราคาของตัวหน่วงมีราคาที่สูง รวมถึงมีลักษณะขนาดใหญ่ ไม่สวยงาม และต้องมีการบำรุงรักษาตลอดอายุการใช้งาน ทำให้ตัวหน่วงยังไม่เป็นทางเลือกที่นิยมใช้เพื่อต้านทานแรงแผ่นดินไหวเท่าที่ควร

จากงานวิจัยในอดีตแสดงให้เห็นว่า ตัวหน่วงที่ถูกติดตั้งในอาคารช่วยทำให้ story drift ของอาคารมีค่าลดลงเป็นผลให้ P-Delta effect และแรงภายในโครงสร้างลดลงตามมา ความเสียหายที่เกิดขึ้นกับอาคารจึงเกิดน้อยลง

ถึงแม้ตัวหน่วงโดยทั่วไปจะมีราคาแพงหรือการติดตั้งทำให้อาคารดูไม่สวยงาม แต่ปัจจุบันมีการประดิษฐ์ผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานที่มีราคาถูกและไม่กระทบต่อรูปแบบสถาปัตยกรรมอาคาร

งานวิจัยนี้จึงศึกษาอาคารที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานดังกล่าว โดยผนังที่ใช้จะหล่อด้วยคอนกรีตที่มีน้ำหนักเบาเพื่อลดแรงแผ่นดินไหวและที่ฐานผนังมีชั้นของแผ่นโลหะแทรกอยู่เพื่อสร้างแรงเสียดทานแบบตัวหน่วง โดยศึกษากรณีของอาคารชุดที่พักอาศัยขนาด 8 ชั้น ด้วยการวิเคราะห์แบบประวัติเวลาไม่เชิงเส้น แล้วทำการเปรียบเทียบพฤติกรรมและประสิทธิภาพของระบบผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานเปรียบเทียบกับการออกแบบอาคารให้ต้านทานแผ่นดินไหวตามมาตรฐานการออกแบบปกติ

1.2 วัตถุประสงค์ของงานวิจัย

1. ศึกษาพฤติกรรมของอาคารที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทาน
2. ศึกษาประสิทธิภาพในการลดทอนความเสียหายและต้านทานแผ่นดินไหวของอาคารที่มีผนังสลายพลังงานแบบเสียดทาน

1.3 ขอบเขตงานวิจัย

1. พิจารณากรณีศึกษาของอาคารชุดพักอาศัยคอนกรีตเสริมเหล็กขนาด 8 ชั้น
2. ไม่พิจารณาผลของแรงแผ่นดินไหวกระทำในแนวตั้ง
3. พิจารณาแรงแผ่นดินไหวกระทำต่ออาคารในแนวที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานเท่านั้น
4. ไม่พิจารณาผลของแรงกระทำนอกกระนาบของผนัง
5. ไม่พิจารณาผลของช่องเปิดในผนัง
6. พิจารณาผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานแบบมีการเว้นระยะห่างจากเสา
7. พิจารณาแรงเสียดทานจากค่าสัมประสิทธิ์แรงเสียดทานแบบสถิตเท่านั้น

1.4 ประโยชน์ที่จะได้รับ

1. ทำให้ทราบถึงพฤติกรรมของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กภายใต้แรงแผ่นดินไหวในกรณีที่มีผนังสลายพลังงานแบบเสียดทาน และไม่มีผนังสลายพลังงานแบบเสียดทาน
2. ทำให้ทราบถึงข้อดีและข้อเสียของแบบจำลองอาคารที่มีผนังสลายพลังงานแบบเสียดทาน และแบบที่ไม่มีผนังสลายพลังงานแบบเสียดทาน
3. ทำให้ทราบถึงประสิทธิภาพของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทาน

4. สามารถลดความเสียหายของอาคารจากแผ่นดินไหวด้วยผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานที่มีราคาถูกลงและมีผลกระทบต่อทางสถาปัตยกรรมน้อย

1.5 ขั้นตอนการดำเนินงานวิจัย

1. ศึกษางานวิจัยในอดีตที่เกี่ยวข้องกับตัวหนังสือลักษณะต่างๆที่มีผลต่ออาคาร
2. ศึกษางานวิจัยในอดีตที่เกี่ยวข้องกับผนังที่มีตัวหนังสือเสียดทาน
3. ศึกษาและจำลองชิ้นส่วนผนังที่มีตัวหนังสือเสียดทานในโปรแกรม PERFORM-3D
4. สร้างแบบจำลองอาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก 8 ชั้น ที่มีผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานและอาคารที่ไม่มีผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานในโปรแกรม PERFORM-3D
5. วิเคราะห์อาคารตัวอย่างด้วยวิธีพลศาสตร์ไม่เชิงเส้นโดยใช้คลื่นแผ่นดินไหวสมมติ
6. ศึกษาพฤติกรรมและประสิทธิภาพของอาคารตัวอย่างที่มีผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานภายใต้แรงแผ่นดินไหว และเปรียบเทียบกับอาคารตัวอย่างที่ไม่มีผนังสลายพลังงานแบบเสียดทาน
7. อภิปรายผลการศึกษา

บทที่ 2

งานวิจัยและทฤษฎีที่เกี่ยวข้อง

2.1 งานวิจัยที่เกี่ยวข้องกับผนังสลายพลังงานแบบเสียดทาน

ในการลดความเสียหายของอาคารเนื่องจากแรงแผ่นดินไหวนิยมที่จะใช้หลักของการสลายพลังงานด้วยตัวหน่วง โดยการติดตั้งตัวหน่วงเข้ากับอาคาร เมื่อแรงแผ่นดินไหวกระทำกับตัวอาคารซึ่งเปรียบเสมือนการใส่พลังงานให้กับอาคาร ตัวหน่วงจะคอยทำการสลายพลังงานออกในลักษณะของความร้อน เสียง เป็นต้น พลังงานที่สะสมในอาคารจะถูกสลายไป ทำให้ story drift ของอาคารลดลงด้วยเป็นผลให้ P-Delta effect และแรงภายในโครงสร้างลดลง ดังนั้นความเสียหายของอาคารก็จะลดลง แต่อุปกรณ์ที่เป็นตัวหน่วงนั้นมีราคาที่สูง มีขนาดใหญ่ทำให้อาคารไม่สวยงาม อีกทั้งยังจำเป็นที่จะต้องมีการดำเนินการบำรุงรักษาอยู่ตลอดอายุการใช้งาน งานวิจัยนี้จึงศึกษาทางเลือกในการต้านทานแผ่นดินไหวด้วยระบบผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานที่มีราคาถูก ไม่กระทบกับสถาปัตยกรรม และไม่ต้องทำการบำรุงรักษา

2.1.1 ความเสียหายจากแผ่นดินไหว

Kam และ Pampanin (2011) ได้ทำการสรุปและศึกษาความเสียหายของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก ที่เมือง Christchurch ประเทศ นิวซีแลนด์ หลังจากเหตุการณ์แผ่นดินไหวหลัก (main shock) เมื่อวันที่ 4 กันยายน ค.ศ. 2010 และแผ่นดินไหวตาม (after shock) เมื่อวันที่ 22 กุมภาพันธ์ ค.ศ. 2011 โดยแผ่นดินไหวหลักมีขนาด Mw 7.1 โดยจุดเหนือศูนย์เกิดแผ่นดินไหว (epicenter) ห่างจากเมือง Christchurch ประมาณ 35 กิโลเมตร ความเร่งสูงสุดที่พื้นดินมีค่าประมาณ 0.2-0.3 g ส่งผลให้เกิดรอยแยกของพื้นดิน ความเสียหายกับตัวอาคาร และโครงสร้างพื้นฐาน (Infrastructure) ในระดับเล็กน้อยถึงปานกลาง ส่วนแผ่นดินไหวตามมีขนาด Mw 6.2 โดยจุดเหนือศูนย์เกิดแผ่นดินไหวอยู่ทางตะวันออกเฉียงใต้ห่างจากเมือง Christchurch ประมาณ 10 กิโลเมตร ที่ความลึก 5 กิโลเมตร ความเร่งสูงสุดที่พื้นดินมีค่าประมาณ 0.4-0.7 g และความเร่งในแนวดิ่งสูงถึง 1.8-2.2 g แผ่นดินไหวครั้งนี้ได้สร้างความเสียหายในระดับรุนแรง โดยมี 16.2% จาก 833 อาคาร เสียหายรุนแรง มีผู้เสียชีวิตทั้งหมด 182 คน 135 คนเสียชีวิตจากเหตุการณ์อาคารถล่ม จากการสำรวจอาคารสาเหตุของความเสียหายอาจเนื่องมาจาก

1. โครงสร้างเกิดความเสียหายอยู่แล้ว เนื่องจากเสาและคานาโครงสร้างอาคารอาจเกิดจุดหมุนพลาสติกแล้วจากเหตุการณ์แผ่นดินไหวหลัก เมื่อต้องเจอกับเหตุการณ์แผ่นดินไหวตาม ทำให้อาคารถล่มลง

2. อาคารเสียหายแบบเปราะ สำหรับอาคารเก่ายังไม่ได้ถูกออกแบบให้มีความเหนียวเพื่อต้านทานแผ่นดินไหวจะมีพฤติกรรมแบบเปราะจากการสำรวจจะเห็นความเสียหายจะเห็นว่า มีความเสียหายจากแรงเฉือนเกิดขึ้นที่เสาหรือกำแพงรับแรงเฉือน ซึ่งเป็นผลให้อาคารเกิดความเสียหายรุนแรงหรือพังทลายลงได้

3. ความขรุขระของโครงสร้าง จากการสำรวจพบว่า กำแพงรับแรงเฉือนที่มีความขรุขระมาก และมีเหล็กเสริมในแนวอนน้อยเกินไป จะเกิดความเสียหายแบบเปราะจากแรงเฉือนและแรงอัด

4. ความไม่สม่ำเสมอของอาคาร ทำให้เกิดแรงบิดกระทำเพิ่มขึ้นกับโครงสร้าง

5. การเคลื่อนตัวไม่สัมพันธ์กันของพื้นในชั้นเดียวกัน เนื่องจากเป็นพื้นแบบหล่อสำเร็จหรือการให้รายละเอียดเสริมเหล็กของพื้นหล่อในที่ไม่เพียงพอ การเคลื่อนตัวเนื่องจากแรงแผ่นดินไหวนั้นมีมากทำให้พื้นมีรอยแตกได้

6. การใช้บันไดสำเร็จรูป จากการสำรวจอาคารขนาดกลางถึงขนาดใหญ่ มีความเสียหายเพราะไม่ได้ถูกออกแบบให้สามารถรับแรงแผ่นดินไหวรุนแรงได้

7. การทรุดตัวของอาคาร เนื่องจากการแยกตัวของพื้นดิน

Erdik และคณะ (2012) ได้ทำการสรุปและศึกษาความเสียหายของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก ที่เมือง Van ประเทศตุรกี หลังจากเหตุการณ์แผ่นดินไหวหลัก เมื่อวันที่ 23 ตุลาคม ค.ศ. 2011 และแผ่นดินไหวตามอีกหลายครั้ง โดยแผ่นดินไหวหลักมีขนาด Mw 7.2 โดยจุดเหนือศูนย์แผ่นดินไหวอยู่ทางเหนือห่างจากเมือง Van ประมาณ 30 กิโลเมตร ความเร่งสูงสุดที่พื้นดินที่วัดได้จากสถานี Muradiye มีค่า 0.18 g แผ่นดินไหวครั้งนี้ได้สร้างความเสียหายรุนแรง โดยมีผู้เสียชีวิตจากแผ่นดินไหวหลัก 604 คน บาดเจ็บ 2,608 คน และความเสียหายทางด้านอื่นอีก เช่น

อาคารคอนกรีตเสริมเหล็กเกิดการพังทลายลงเนื่องจาก

1. กำลังของวัสดุไม่ได้คุณภาพ
2. การมี soft-story และผลของ P-Delta จึงทำให้อาคารพังทลายลง
3. การออกแบบอาคารให้คานแข็งแต่เสาอ่อนส่งผลให้เสาของอาคารพังทลายลงอย่างรวดเร็ว
4. รายละเอียดการเสริมเหล็กไม่ทำให้อาคารมีคุณสมบัติความเหนียว
5. เมื่อเกิดแผ่นดินไหวขึ้นผนังก่ออิฐและโครงเพรมจะทำหน้าที่เป็นตัวต้านทานแรงแผ่นดินไหวในตอนแรก เมื่อผนังก่ออิฐได้รับความเสียหายแล้วจะเหลือเพียงโครงเพรมที่ทำหน้าที่ต้านทานแรงแผ่นดินไหว ซึ่งจะทำให้เกิดพฤติกรรมเสาสั้นในอาคารส่งผลให้เสาวิบัติด้วยแรงเฉือน

โรงพยาบาลและโรงเรียนมีความสามารถในการต้านทานแผ่นดินไหวได้ดีกว่าอาคารทั่วไป โดยมีความเสียหายเพียงเล็กน้อย

สถานที่ทางประวัติศาสตร์มีความเสียหายเกิดขึ้นทั้งมากและน้อย

ระบบสาธารณูปโภคเกิดความเสียหายระบบไฟฟ้าและระบบประปาถูกตัดขาดเนื่องจากแผ่นดินไหว โดยต้องใช้เวลามากกว่า 2 ชั่วโมงเพื่อทำให้ 80% ของระบบไฟฟ้าทั้งหมดของเมืองกลับมาใช้ตามปกติ และต้องใช้เวลามากกว่าหนึ่งสัปดาห์ในการซ่อมระบบประปาที่ถูกตัดขาดจากแผ่นดินแยกตัว

สะพานมีการเคลื่อนตัวเพียงเล็กน้อยเท่านั้น เป็นต้น จากความเสียหายทั้งหมดได้ถูกประเมินค่าความเสียหายไว้ประมาณ 1-2 ล้านดอลลาร์สหรัฐ

Manfredi และคณะ (2014) ได้ทำการสำรวจความเสียหายของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กหลังจากเหตุการณ์แผ่นดินไหวที่แคว้น Emilia ซึ่งครอบคลุมจังหวัด Modena Ferrara Rovigo และ Mantova เมื่อวันที่ 20 พฤษภาคม ค.ศ. 2012 มีขนาดแผ่นดินไหวหลักเท่ากับ Mw 6.0 ความเร่งสูงสุดที่ผิวดินมีค่าเท่ากับ 0.27 g และตามมาด้วยแผ่นดินไหวตามอีกหลายครั้งซึ่งมีขนาดมากกว่า Mw 5.0 แผ่นดินไหวครั้งนี้ได้สร้างความเสียหายทั้งส่วนของโครงสร้างที่รับแรงและส่วนของโครงสร้างที่ไม่รับแรงในบริเวณกว้าง จากการสำรวจพบว่า อาคารส่วนใหญ่เสียหายด้วยการวิบัติแบบเปราะ และผนังเกิดรอยแตกหรือวิบัติ เช่น อาคารที่มีความสูง 7 ชั้น พบว่าผนังได้เกิดรอยแตกในแนวทแยงทำมุม 45 องศาและวิบัติที่มุมของผนัง ทำให้เสาต้องรับแรงเฉือนมากขึ้น และจากการสำรวจรายละเอียดการเสริมเหล็กปลอกของอาคารไม่เพียงพอ เช่นเดียวกับผนังที่มีช่องเปิด มีบางอาคารที่ผนังก่ออิฐเกิดรอยแตกแนวนอนที่ตรงกลางผนังและตามมาด้วยการวิบัติดินอกระนาบ ความเสียหายจากเหตุการณ์แผ่นดินไหวในอดีตถูกสรุปไว้ตามตารางที่ 2.1

ตารางที่ 2.1 ความเสียหายที่เกิดจากเหตุการณ์แผ่นดินไหวในอดีต

แผ่นดินไหว	จุดกำเนิด	ปี	PGA (Max recorded)	Magnitude (Mw)	จำนวนผู้เสียชีวิต	จำนวนผู้บาดเจ็บ	ความเสียหาย (พันล้านเหรียญสหรัฐ)
2011 Tohoku earthquake and tsunami	Japan	Mar 11, 2011	2.70g	9.0	15,893	6,152	235

ตารางที่ 2.1 (ต่อ) ความเสียหายที่เกิดจากเหตุการณ์แผ่นดินไหวในอดีต (ต่อ)

แผ่นดินไหว	จุดกำเนิด	ปี	PGA (Max recorded)	Magnitude (Mw)	จำนวนผู้เสียชีวิต	จำนวนผู้บาดเจ็บ	ความเสียหาย (พันล้านเหรียญ สหรัฐ)
2011 Christchurch earthquake	New Zealand	Feb 22, 2011	2.20g	6.2	182	2,000	40
1994 Los Angeles earthquake	Southern California	January 17, 1994	1.70g	6.7	57	>8700	40
1999 Jiji earthquake	Taiwan	Septem ber 21, 1999	1.01g	7.7	2,415	11,305	10
2007 Chuetsu offshore earthquake	Japan	July 16, 2007	1.01g	6.6	11	1,120	5
1995 Kobe earthquake	Japan	January 17, 1995	0.80g	6.9	6,434	43,792	131.5
2010 Chile earthquake	Chile	Februar y 27, 2010	0.65g	8.8	525	12,000	30
2010 Haiti earthquake	Haiti	January 12, 2010	0.50g	7.0	316,000	>300,000	14
1978 Miyagi earthquake (Sendai)	Japan	June 12, 1978	0.438g	7.6	28	1,325	0.8
1960 Valdivia earthquake	Chile	May 22, 1960	0.25g- 0.30g	9.5	6,000	3,000	6.38

จากเหตุการณ์แผ่นดินไหวในอดีตจะเห็นว่า เมื่อใดที่โครงสร้างขนาดใหญ่หรืออาคารเกิดการพังทลายขึ้น จำนวนผู้เสียชีวิตจากเหตุการณ์แผ่นดินไหวจะสูงขึ้นมาก และภายหลังเหตุการณ์แผ่นดินไหว ผู้ประสพภัยจะดำรงชีวิตได้ยากลำบากมากยิ่งขึ้น เนื่องจากปราศจากที่พักอาศัย ดังนั้น การป้องกันความเสียหายต่อตัวอาคารก็อาจจะเป็นการบรรเทาความเสียหายภาพรวมที่เกิดจากเหตุการณ์แผ่นดินไหวได้

2.1.2 ตัวอย่างการศึกษาเกี่ยวกับตัวหน่วง

การออกแบบอาคารสูงในบริเวณที่มีแผ่นดินไหวเป็นเรื่องท้าทายของวิศวกรโครงสร้าง แต่ Nakai (2015) และทีมวิศวกรที่ออกแบบอาคาร Ark Hills Sengokuyama Mori Tower จังหวัดโตเกียว ประเทศญี่ปุ่น ได้ทำการออกแบบอาคารด้วยระบบชิ้นส่วนคอนกรีตหล่อสำเร็จรูป (Precast concrete) เนื่องจากเหตุผลในราคาค่าก่อสร้างและเวลาการก่อสร้าง และได้ออกแบบอุปกรณ์ตัวหน่วงให้มีลักษณะเป็นส่วนหนึ่งของอาคารและติดตั้งตามรูปที่ 2.1 เพื่อทำการควบคุมการสั่นของอาคาร โดยอุปกรณ์ตัวหน่วงถูกแบ่งเป็น 2 ส่วนตามรูปที่ 2.2 คือ ผนังที่มีตัวหน่วงความหนืด (Viscous damper) ที่มีของเหลวความหนืดสูงอยู่ระหว่างแผ่นเหล็ก 2 แผ่นเพื่อดูดซับพลังงานที่เกิดจากการสั่น และตัวหน่วงแบบเบรก (Brake damper) มีลักษณะคล้ายกับเบรกในยานพาหนะที่ใช้พลังงานแรงเสียดทานของแผ่นเบรกเพื่อดูดซับพลังงานการสั่นเช่นกัน แต่แผ่นเบรกจำเป็นต้องได้รับการบำรุงรักษาและมีราคาสูง โดยหลักการแล้วทางทีมผู้ออกแบบจะให้ตัวหน่วงความหนืดทำงานเมื่อเกิดแผ่นดินไหวขนาดเล็กถึงปานกลาง ส่วนตัวหน่วงแบบเบรกจะทำงานเมื่อเกิดแผ่นดินไหวรุนแรง

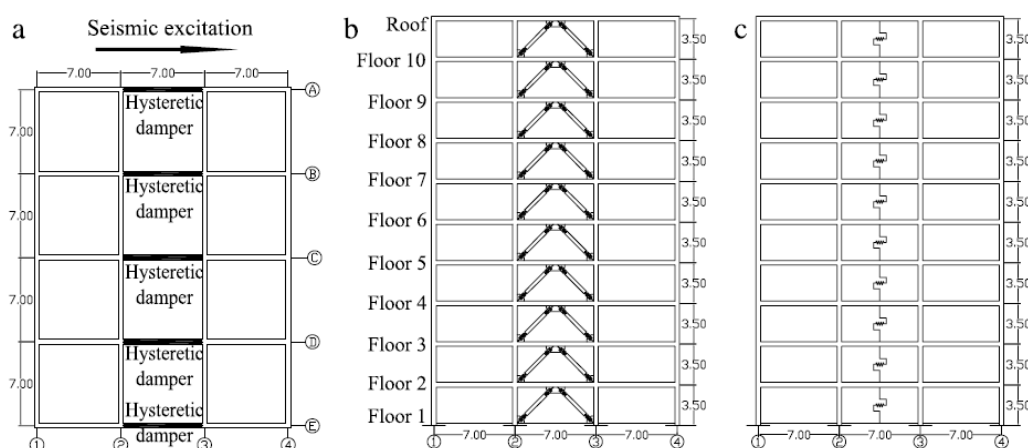


รูปที่ 2.1 (ซ้าย) ตำแหน่งการติดตั้งตัวหน่วง

รูปที่ 2.2 (ขวา) ผนังด้านขวาเป็นผนังตัวหน่วงความหนืด และผนังด้านซ้ายเป็นตัวหน่วงแบบเบรก

2.1.3 ตัวหน่วงแบบฮิสเทอริติก (hysteretic damper)

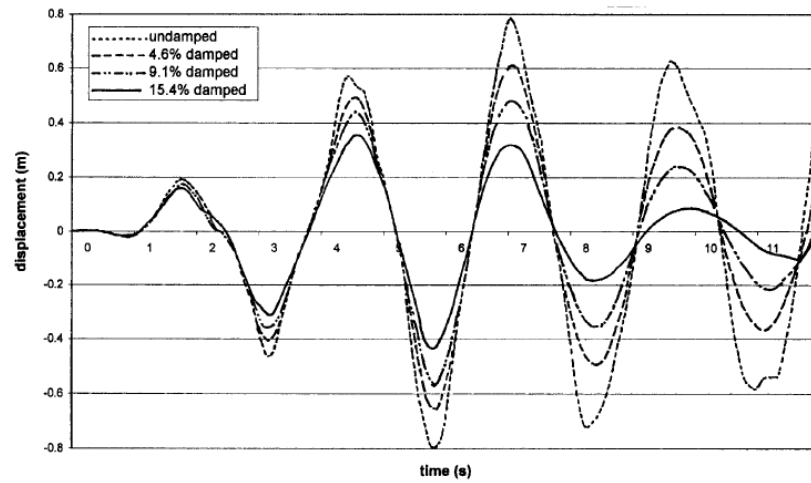
Midorikawa และ Asari (2010) ได้ทำการศึกษา สมรรถนะของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีตัวหน่วงแบบฮิสเทอริติก เมื่อรับแรงแผ่นดินไหวและทำการเสนอผลของ yield deformation ในตัวหน่วงแบบฮิสเทอริติก ต่อสมรรถนะของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก โดยได้ทำการเปรียบเทียบสมรรถนะของแบบจำลองอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กระบบโครงเฟรมสูง 35 เมตร (10 ชั้น) ที่ติดตั้ง BRBs (Buckling Restrained Braces) และติดตั้งตัวหน่วงแบบฮิสเทอริติกรูปที่ 2.3 ซึ่งแบบจำลองที่มีตัวหน่วงแบบฮิสเทอริติก จะทำการเปลี่ยนแปลงค่าอัตราส่วนกำลังจุดครากของตัวหน่วงต่อกำลังจุดครากของทั้งระบบ (β) และอัตราส่วน story drift ของระบบที่มีตัวหน่วงที่จุดครากต่อ story drift ของระบบโครงเฟรมคอนกรีตเสริมเหล็กหลักที่จุดคราก (U) แบบจำลองจะถูกวิเคราะห์ด้วยวิธีประวัติเวลาไม่เชิงเส้น (non-linear time history) จากการวิจัยสรุปได้ว่า เมื่อค่า β ต่ำจะทำให้ค่า U ต่ำด้วยแสดงว่าตัวหน่วงช่วยทำให้เกิดความเสียหายของชิ้นส่วนอาคารลดลงหรือทำให้อาคารปลอดภัยมากขึ้นเพราะตัวหน่วงจะช่วยสลายพลังงานออกไป



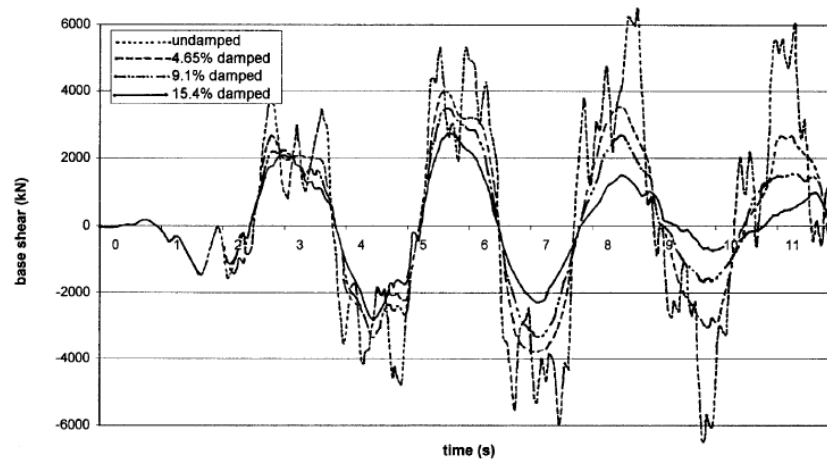
รูปที่ 2.3 (a) แปลนของอาคาร (b) รูปตัดของแบบจำลองที่มี BRBs (c) รูปตัดของแบบจำลองที่มีตัวหน่วงแบบ hysteretic

2.1.4 ตัวหน่วงแบบ viscoelastic

Tezcan และ Uluca (2003) ได้ทำการศึกษา ผลการตอบสนองของอาคารที่ติดตั้งตัวหน่วงแบบ viscoelastic ซึ่งทำหน้าที่เป็นอุปกรณ์สลายพลังงานในอาคาร โดยทำการจำลองโครงเฟรมเหล็กทั้งหมด 3 ขนาด คือ โครงเฟรมเหล็ก 7 ชั้น โครงเฟรมเหล็ก 10 ชั้น และโครงเฟรมเหล็ก 20 ชั้น แล้ววิเคราะห์ด้วยวิธีประวัติเวลาไม่เชิงเส้น จากการวิจัยสรุปได้ว่า ตัวหน่วงแบบ viscoelastic สามารถลดผลการตอบสนองของโครงสร้างได้อย่างมีประสิทธิภาพ คือ สามารถลดการเคลื่อนตัวของชั้นบนสุดได้มากที่สุดถึง 7 เท่า ในโครงเฟรมเหล็ก 20 ชั้น อีกทั้งยังลดแรงเฉือนที่ฐานและความเร่งในแต่ละชั้นได้อย่างมากอีกด้วย ตามรูปที่ 2.4-รูปที่ 2.5



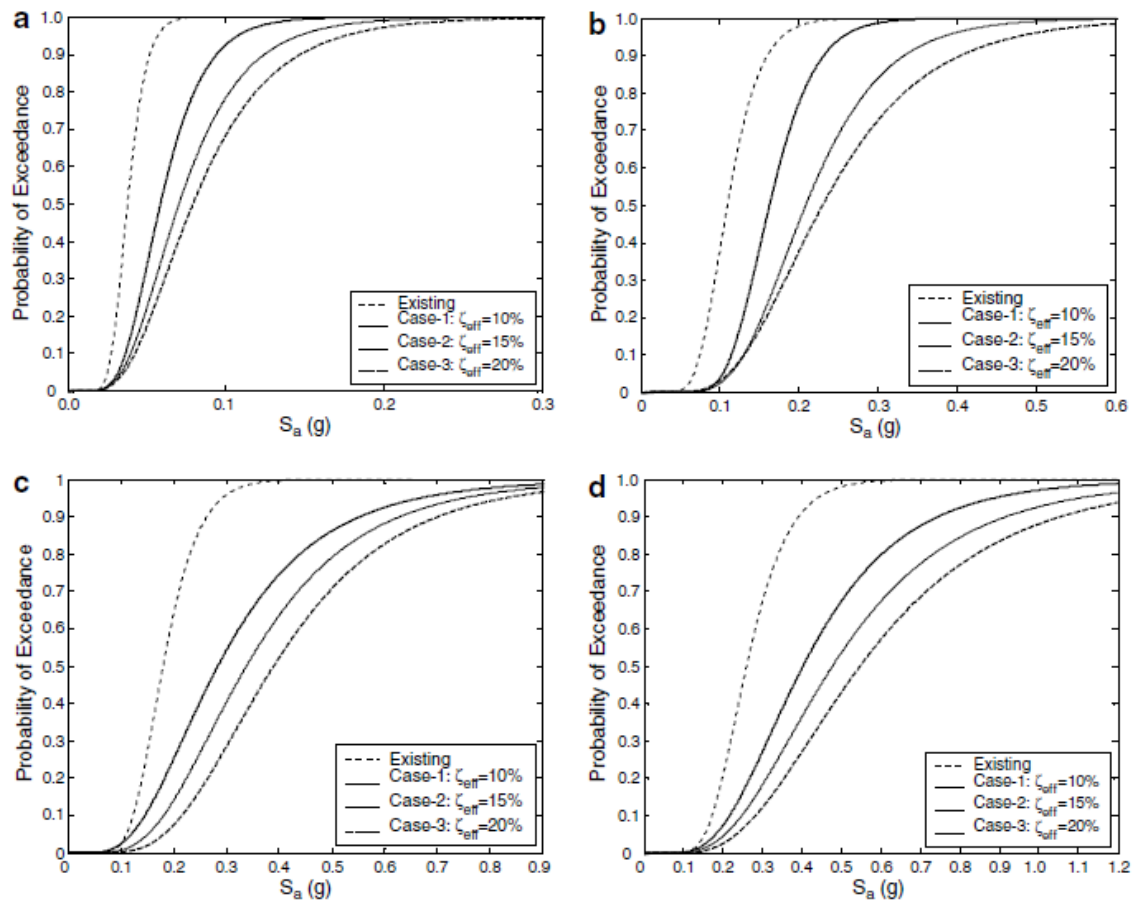
รูปที่ 2.4 การเคลื่อนที่ที่ชั้นสูงสุดของอาคาร 20 ชั้น



รูปที่ 2.5 แรงเฉือนที่ฐานของอาคาร 20 ชั้น

2.1.5 ตัวหน่วงความหนืด

Güneyisi และ Altay (2008) ได้ทำการศึกษา ผลของการปรับปรุงอาคารสูงคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีตัวหน่วงความหนืดด้วยเส้นโค้งความแตกหัก (Fragility curve) โดยการเปรียบเทียบอาคารที่ไม่ถูกปรับปรุงกับอาคารที่มีตัวหน่วงความหนืดโดยเปลี่ยนค่าอัตราส่วนความหน่วงที่ 10% 15% และ 20% ทำการวิเคราะห์ระดับความเสียหาย 4 ระดับ คือ เล็กน้อย ปานกลาง รุนแรง และพังทลาย โดยใช้คลื่นที่สร้างขึ้นเองและสอดคล้องกับเส้นสเปกตรัมทั้งหมด 240 คลื่น จากการวิเคราะห์ที่ได้ผลว่า ผลของการเพิ่มอัตราส่วนความหน่วงมีผลทำให้การเคลื่อนตัวด้านข้างและแรงเฉือนลดลงดังนั้นเส้นโค้งความแตกหักจึงดีขึ้น จากการวิเคราะห์เส้นโค้งความแตกหักของความเสียหายทั้ง 4 ระดับ จะเห็นว่าอาคารที่มีตัวหน่วงความหนืดจะมีเส้นโค้งความแตกหักที่ดีกว่าหรือมีโอกาสเกิดความเสียหายน้อยกว่าตามรูปที่ 2.6

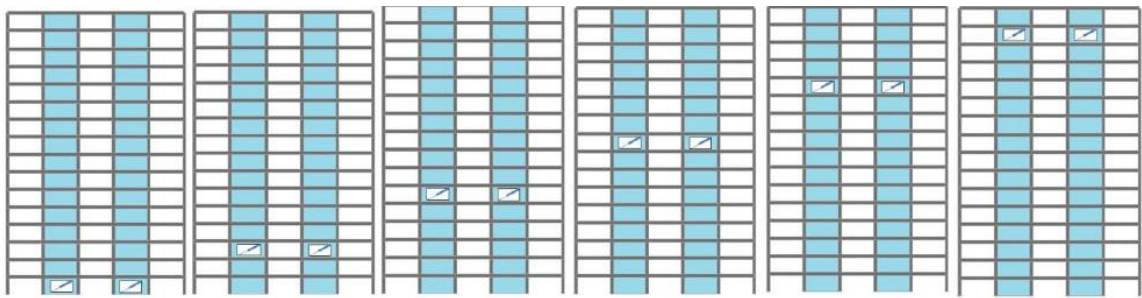


รูปที่ 2.6 เส้นโค้งความแตกหักของอาคารเดิมและอาคารที่ถูกปรับปรุงด้วยตัวหน่วงความหน่วงที่มีอัตราส่วนความหน่วงประสิทธิภาพ (ζ_{eff}) เท่ากับ 10% 15% 20% สำหรับ (a) ความเสียหายเล็กน้อย (b) ความเสียหายปานกลาง (c) ความเสียหายรุนแรง (d) ความเสียหายพังทลาย ในพจน์ของความเร่งสเปกตรัม (S_a)

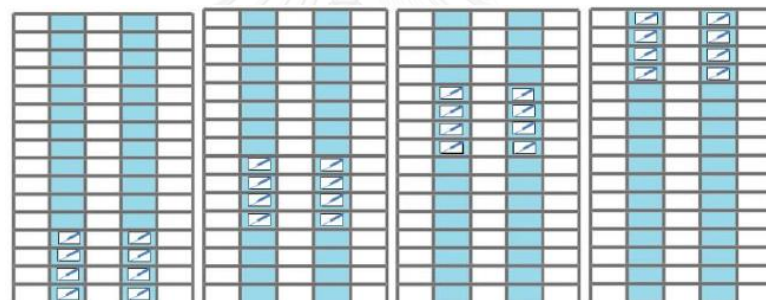
2.1.6 ตัวหน่วงเสียดทาน

Farsangi และ Adnan (2012) ได้ทำการศึกษา พฤติกรรมของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก โครงเฟรมร่วมกับกำแพงรับแรงเฉือนที่มีอุปกรณ์ตัวหน่วงและตำแหน่งการติดตั้งในกำแพงรับแรงเฉือนที่แตกต่างกันภายใต้แรงแผ่นดินไหว โดยการใช้แบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ไม่เชิงเส้นในการวิเคราะห์ด้วยโปรแกรม SAP2000 และ LUSAS ผู้วิจัยได้ทำการจำลองอาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก โครงเฟรมร่วมกับกำแพงรับแรงเฉือนขนาด 30 ชั้นและ 16 ชั้น โดยได้ทำการติดตั้งตัวหน่วงเสียดทาน และตัวหน่วงแบบ viscoelastic แทนที่ในกำแพงรับแรงเฉือนในตำแหน่งแตกต่างกันโดยรูปแบบการแทนที่มี 2 รูปแบบ คือ แทนที่ทีละ 1 ชั้น ที่ชั้น 1, 3, 6, 9, 12, 15 รูปที่ 2.7 และแทนที่ทีละ 4 ชั้น ที่ชั้น 1-4, 5-8, 9-12, 13-16 สำหรับอาคาร 16 ชั้น รูปที่ 2.8 สำหรับอาคาร 30 ชั้น จะแทนที่ทีละ 1 ชั้น ที่ชั้น 1, 6, 12, 18, 24, 30 และจะแทนที่ทีละ 5 ชั้น ที่ชั้น 1-5, 6-10, 11-15, 16-20, 21-25,

25-30 หลังจากนั้นทำการวิเคราะห์โดยให้คลื่นแผ่นดินไหวทั้งหมด 4 คลื่น คือ แผ่นดินไหวTABAS แผ่นดินไหวBAM แผ่นดินไหวKOBE แผ่นดินไหวELCENTRO จากผลการวิเคราะห์สรุปได้ว่า ตัวหน่วงแบบ viscoelastic จะมีประสิทธิภาพมากที่สุดเมื่อติดตั้งชั้นที่สูงที่สุดของอาคาร ส่วนตัวหน่วงเสียดทานจะมีประสิทธิภาพมากที่สุดเมื่อติดตั้งในบริเวณที่มีการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้น (inter-story drift) มากที่สุด ดังนั้นจะเห็นว่าเราสามารถที่จะลดการตอบสนองของอาคารภายใต้แรงแผ่นดินไหวได้ โดยการเลือกใช้ตัวหน่วงและตำแหน่งที่เหมาะสม



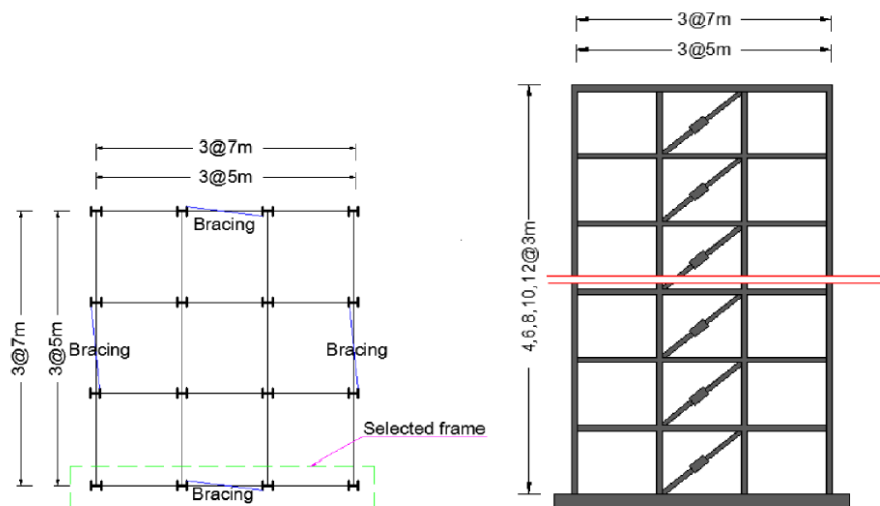
รูปที่ 2.7 รูปแบบการแทนที่ตัวหน่วงแบบที่ละชั้นในแบบจำลองอาคาร 16 ชั้น



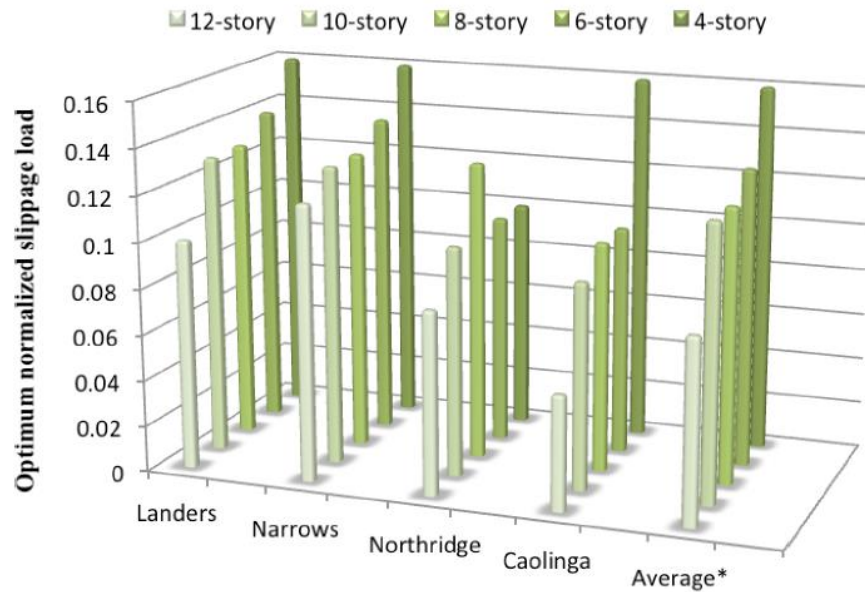
รูปที่ 2.8 รูปแบบการแทนที่ตัวหน่วงแบบที่ละ 4 ชั้นในแบบจำลองอาคาร 16 ชั้น

Rahmani Samani และคณะ (2014) ได้ทำการศึกษา ผลของการเปลี่ยนแปลงแรงต้านทานการไถลของตัวหน่วงเสียดทานในโครงเฟรมเหล็กต่อค่า R (Response Modification Factor) โดยปกติแล้วผลการตอบสนองของโครงเฟรมที่มีตัวหน่วงเสียดทานจะขึ้นกับแรงต้านทานจำกัดการไถลของตัวหน่วง ถ้าค่าแรงต้านทานจำกัดการไถลของตัวหน่วงมีค่าน้อยจะทำให้เกิดการเคลื่อนตัวด้านข้างที่มาก ดังนั้นการเลือกค่าแรงต้านทานการไถลให้เหมาะสมเป็นสิ่งสำคัญที่จะทำให้ได้การสลายพลังงานของตัวหน่วงสูงสุด งานวิจัยนี้ได้ทำการจำลองโครงเฟรมอาคารเหล็กขนาด 4 ชั้น 6 ชั้น 8 ชั้น 10 ชั้น และ 12 ชั้น ทั้ง 2 ความยาวช่วง คือ 5 เมตร และ 7 เมตร ตามรูปที่ 2.9 ซึ่งชิ้นส่วนถูกออกแบบรับแรงแผ่นดินไหวตามมาตรฐาน AISC ลงในโปรแกรม OpenSees แล้ววิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ โดยค่าแรงต้านทานการไถลจะถูกกระจายตามสัดส่วนของ story shear เป็นไปตามโหมดการสั่นพื้นฐาน (fundamental mode shape) ซึ่งจะทำให้ได้ประสิทธิภาพมากกว่าการกำหนดค่าแรงต้านทานการไถลเท่ากันตลอดความสูง หลังจากนั้นทำการวิเคราะห์โครงเฟรมเหล็กกับแผ่นดินไหวจำนวน 4 คลื่น ด้วยการเปลี่ยนแปลงค่าของแรงต้านทานการไถลต่อน้ำหนักอาคารแล้วหาค่า R จาก

การวิเคราะห์แบบจำลองจะได้ว่า ค่าแรงต้านทานการไถลต่อน้ำหนักตึกที่ทำให้ได้ค่า R มากที่สุด สำหรับความยาวช่วงของตึก 5 เมตร 4 ชั้น, 6 ชั้น, 8 ชั้น, 10 ชั้น, 12 ชั้น มีค่าเท่ากับ 0.16, 0.14, 0.11, 0.12, 0.09 ตามลำดับ รูปที่ 2.10 ส่วนความยาวช่วง 7 เมตร 4 ชั้น, 6 ชั้น, 8 ชั้น, 10 ชั้น, 12 ชั้น ได้ค่าแรงต้านทานการไถลต่อน้ำหนักตึกที่ทำให้ได้ค่า R มากที่สุดมีค่าเท่ากับ 0.20, 0.16, 0.15, 0.11, 0.09 ตามลำดับ ตามรูปที่ 2.11 โดยจะเห็นว่าเมื่ออาคารมีความสูงมากขึ้นค่าของแรงต้านทานการไถลต่อน้ำหนักอาคารที่ทำให้ได้ค่า R สูงสุดจะมีค่าลดลง ค่าของแรงต้านทานการไถลต่อน้ำหนักตึกที่ทำให้ได้ค่า R สูงสุดจะค่าอยู่ระหว่าง 0.08 ถึง 0.20 หรือสรุปได้ว่า ค่าของแรงต้านทานการไถลที่เหมาะสมจะอยู่ระหว่าง 8% ถึง 20% ของน้ำหนักอาคาร โดยขึ้นอยู่กับความสูงอาคาร

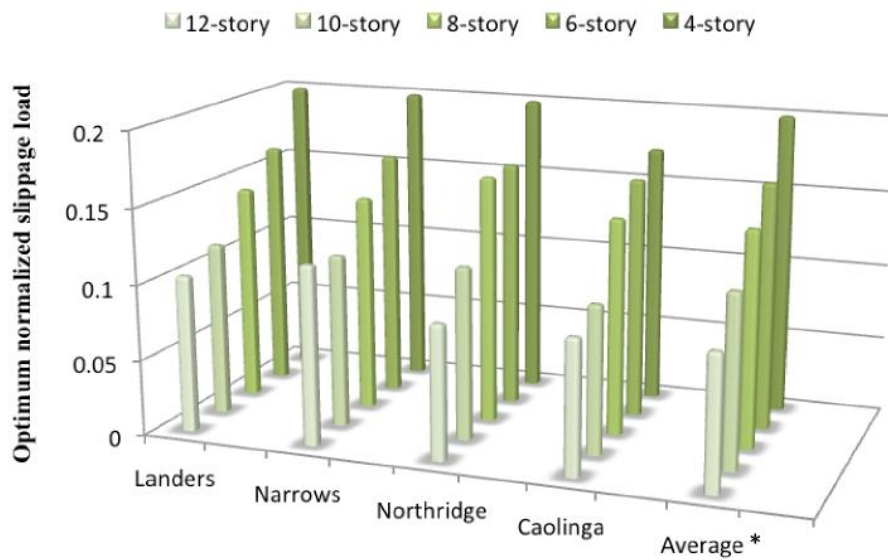


รูปที่ 2.9 แพลนและรูปตัดของอาคาร



*These values are the optimum normalized slippage load on the average based curves

รูปที่ 2.10 อัตราส่วนแรงต้านทานการไถลต่อน้ำหนักตึกที่เหมาะสมสำหรับอาคารที่มีความกว้างแต่ละช่วงเท่ากับ 5 เมตร



*These values are the optimum normalized slippage load on the average based curves

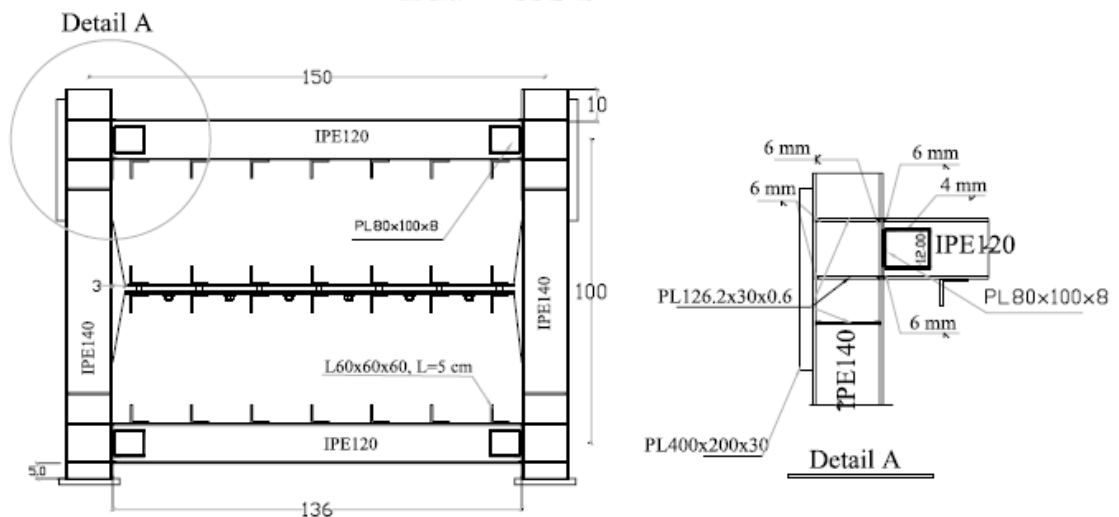
รูปที่ 2.11 อัตราส่วนแรงต้านทานการไถลต่อน้ำหนักตึกที่เหมาะสมสำหรับอาคารที่มีความกว้างแต่ละช่วงเท่ากับ 7 เมตร

2.1.7 ผนังที่มีตัวหน่วงเสียดทาน

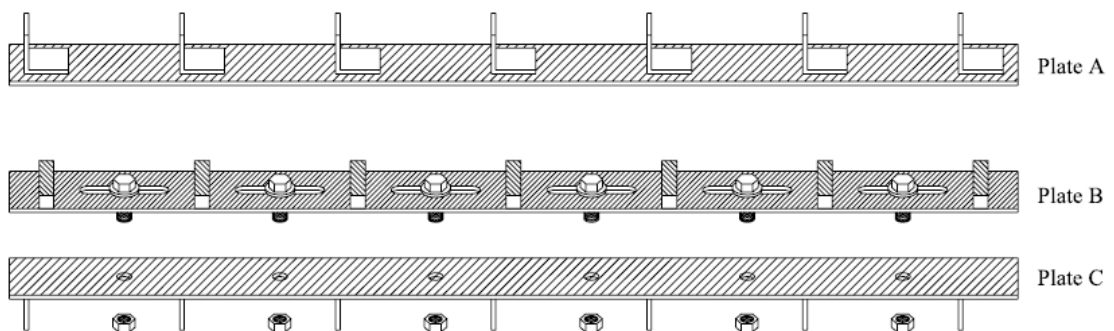
เนื่องจากอุปกรณ์ตัวหน่วงที่ติดตั้งในอาคารส่วนใหญ่มีราคาที่สูงมาก หรือบางลักษณะของอุปกรณ์ตัวหน่วงยังไม่สามารถนำมาใช้ได้จริงด้วยเหตุผลหลายด้าน เช่น ทางด้านความสวยงาม ตัวหน่วงหลายลักษณะจะมีขนาดใหญ่ติดตั้งในลักษณะแบบเดียวกันกับตัวค้ำยันทำให้อาคารไม่สวยงาม ทางด้านการบำรุงรักษาตัวหน่วงหลายลักษณะมีทั้งราคาติดตั้งและราคาการบำรุงรักษาที่สูงมาก รวมทั้งบางประเภทยังมีอายุการใช้งานสั้น ทำให้เจ้าของอาคารต้องสูญเสียเงินจำนวนมากเพื่อป้องกันแผ่นดินไหว ทางด้านความปลอดภัยของวัสดุตัวหน่วงโดยเฉพาะประเภทที่ใช้ความหนืดของของเหลวในการสลายพลังงาน เมื่อเกิดเหตุแผ่นดินไหวอาจทำให้เกิดการรั่วไหลของของเหลวได้ซึ่งเป็นเหตุของเพลิงไหม้ได้ เป็นต้น จากเหตุผลดังกล่าวจึงทำให้มีงานวิจัยและพัฒนาผนังแบบตัวหน่วงเสียดทานขึ้น

Mohammadi และ Akrami (2010) ได้ทำการทดสอบโครงเฟรมผนังคอนกรีตเสริมเส้นใยที่มีชิ้นส่วนต้านทานการไถลด้วยแรงเสียดทาน (Frictional Sliding Fuses : FSFs) ที่ถูกติดตั้งอยู่ตรงกลางความสูงของผนังระหว่างผนังคอนกรีตส่วนบนและส่วนล่าง โครงเฟรมเป็นโครงเฟรมช่วงเดียว มีความยาว 100 เซนติเมตร สูง 150 เซนติเมตร ความหนาผนัง 7.4 เซนติเมตร ตามรูปที่ 2.12 โดยชิ้นส่วนต้านทานการไถลประกอบด้วยแผ่นเหล็ก 3 แผ่น ตามรูปที่ 2.13 แผ่นเหล็ก A ถูกเชื่อมติดกับแผ่นเหล็ก B โดยแผ่นเหล็ก B มีช่องเพื่อให้สลักเกลียวที่ถูกอัดแรงเข้ากับแผ่นเหล็ก C สามารถขยับได้ และแรงต้านทานการไถลสามารถปรับค่าได้โดยใช้หลักการของแรงเสียดทานซึ่งสามารถเปลี่ยนแปลงได้ตามการอัดแรงในสลักเกลียว งานวิจัยนี้ได้ทดสอบชิ้นงานตัวอย่างทั้งหมด 3 ตัวอย่าง คือ EIF-0.35, EIF-0.50 และ EIF-Cabled โดยเลขข้างหลังหมายถึง สัดส่วนของแรงต้านทานการไถลต่อกำลังประลัยของผนังที่ไม่มีชิ้นส่วนต้านทานการไถลด้วยแรงเสียดทาน EIF-0.35 ถูกปรับให้มีแรงต้านทานการไถลเท่ากับ 51 kN ซึ่งคิดเป็น 35% ของกำลังประลัยของผนังที่ไม่มีชิ้นส่วนต้านทานการไถล และ EIF 0.50 ถูกปรับให้มีแรงต้านทานการไถลเท่ากับ 73 kN ซึ่งคิดเป็น 50% ของกำลังประลัยของผนังที่ไม่มีชิ้นส่วนต้านทานการไถล ส่วน EIF-Cabled เป็นชิ้นส่วนที่เปลี่ยนสลักเกลียวอัดแรงเป็นสลิงอัดแรงแทน ซึ่งตัวอย่างจะถูกทดสอบด้วยแรงวัฏจักร (Cyclic Loading) ด้วยการควบคุมระยะเคลื่อนที่ (Displacement control) ทุกๆรอบระยะเคลื่อนที่จะเพิ่มขึ้น 0.50 มิลลิเมตร ก่อนโครงเฟรมถึงจุดคราก และ 1.50 มิลลิเมตร หลังจากโครงเฟรมถึงจุดครากไปแล้ว จากผลการทดสอบได้ว่า ในขณะทดสอบตัวอย่าง EIF-0.35 และ EIF-0.5 จะเกิดรอยแตกในแนวทแยงโดยเริ่มจากบริเวณใกล้กับชิ้นส่วนต้านทานการไถล หลังจากนั้นรอยแตกจะเพิ่มมากขึ้นในแนวออกจากชิ้นส่วนต้านทานการไถลโดยทำมุม 45 องศา กับแนวนอน EIF-0.35 เกิดการไถลที่รอบที่ 17 ภายใต้แรงด้านข้าง 80.28 kN และ drift 0.389% สำหรับ EIF-0.50 เกิดการไถลที่รอบที่ 30 ภายใต้แรงด้านข้าง 136.9 kN และ drift

0.53% แล้วเมื่อเพิ่มแรงมากขึ้นจะพบว่าทั้งสองตัวอย่างเกิดการวิบัติที่มุม และตามมาด้วยการวิบัติด้วยแรงเฉือนใกล้กับคาน ส่วน EIF-Cabled เกิดการไถลตั้งแต่เริ่มต้นให้แรงทันทีเนื่องจากแรงอัดในสลิงไม่สามารถส่งถ่ายไปยังชิ้นส่วนต้านการไถลได้ และเมื่อเกิดรอยแตกจะทำให้เกิดการคลายตัวของทำให้แรงที่อัดอยู่ลดลง ลำดับการวิบัติของ EIF-Cabled ยังคงเหมือนกับผนังสองแบบที่เหลือ ผลการทดลองแสดงในตารางที่ 2.2 การสลายพลังงานของทั้ง 3 ตัวอย่างหาได้จากวงรอบฮิสเทอรีซิส (Hysteresis Curve) EIF-0.35 และ EIF-0.50 มีอัตราส่วนความหน่วงหลังเฉื่อยก่อนเกิดการไถล 7% และ 5% ตามลำดับ แต่หลังจากเกิดการไถลแล้วมีอัตราส่วนความหน่วงเฉื่อย 15% และ 20% ตามลำดับ จากงานวิจัยสรุปได้ว่า เมื่อทำการเพิ่มแรงอัดของสลิงเกลียวมากขึ้นจะทำให้ผนังมีสมรรถนะที่ดีขึ้น เช่น เพิ่มกำลังประลัยของผนัง เพิ่มการเคลื่อนตัวด้านข้างที่สามารถรับได้ เพิ่มความเหนียวของโครงสร้าง เพิ่มความสามารถในการสลายพลังงาน เป็นต้น



รูปที่ 2.12 รายละเอียดของเฟรมตัวอย่าง

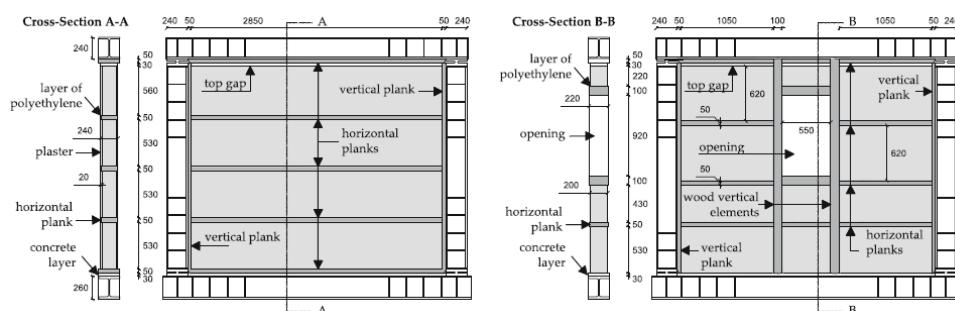


รูปที่ 2.13 รายละเอียดของชิ้นส่วน FSFs

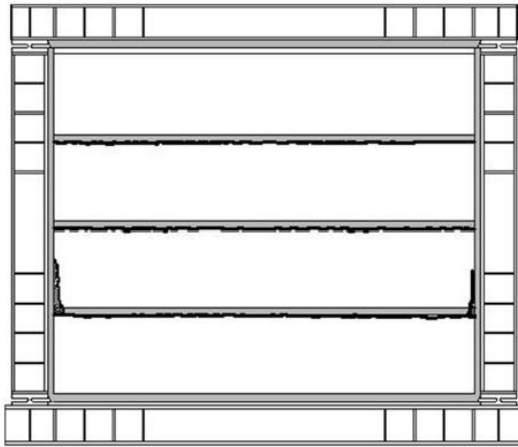
ตารางที่ 2.2 คุณสมบัติและผลการทดสอบ

Specimen	SFS sliding strength (kN)	Initial Stiffness (kN/mm)	SFS sliding		Interface cracking		Infill cracking		Ultimate	
			Strength (kN)	Drift (%)	Strength (kN)	Drift (%)	Strength (kN)	Drift (%)	Strength (kN)	Drift (%)
EIF-0.35	51	24.3	80.28	0.389	30	0.15	50	0.214	267.6	2.5
EIF-0.5	73	31.86	136.9	0.53	25	0.13	60	0.2	314.7	3.5
EIF-Cabled	Assumed: 51 Practically: 0	13.96	From the Beginning	<20	-	57	0.58	210.7	4	

Preti และคณะ (2014) ได้เสนอผลการทดสอบผนังที่มีรอยต่อแบบไถลโดยรับแรงทั้งในและนอกระนาบ เพื่อพัฒนาผนังก่ออิฐที่เป็นจุดอ่อนจากผลของผนังกระทำร่วมกับโครงเฟรมในอาคาร เมื่อรับแรงแผ่นดินไหว โดยรอยต่อแบบไถลจะช่วยป้องกันผนังก่ออิฐไม่เกิดการวิบัติที่มุม ซึ่งถูกออกแบบให้แรงต้านทานการไถลมีค่าน้อยกว่ากำลังรับแรงเฉือนของผนังและรอยต่อระหว่างอิฐ ตัวอย่างการทดสอบมี 2 ตัวอย่าง คือ โครงเฟรมที่มีผนังก่ออิฐเต็มช่องและโครงเฟรมที่มีผนังก่ออิฐที่มีช่องเปิด โดยทั้ง 2 ตัวอย่างมีขนาด 2930 มิลลิเมตร x 2460 มิลลิเมตร มีรอยต่อแบบไถล 3 รอยต่อ โดยทำจากแผ่นไม้หนา 50 มิลลิเมตร เว้นช่องว่างระหว่างอิฐก่อกับคาน 30 มิลลิเมตร เพื่อป้องกันผลของแรงกดจากคานเป็นผลให้เกิดการไถลได้ยากขึ้นตามรูปที่ 2.14 หลังจากนั้นจะทำการให้แรงแบบวัฏจักรโดยแบ่งเป็น 2 ส่วน คือ แรงในระนาบโดยจะเพิ่มขนาดของระยะด้านข้างใน 5 วัฏจักรแรงจนมีค่าเท่ากับ 0.5% ของ drift หลังจากนั้นจะเพิ่มระยะทางด้านข้างจนถึง 3% ของ drift ใน 10 วัฏจักร ส่วนรณนอกระนาบจะกระทำเมื่อระยะด้านข้างในระนาบมีค่าเท่ากับ 0.5% ของ drift จากการทดสอบได้ผลว่า ผนังก่ออิฐเต็มช่องที่มีรอยต่อแบบไถลที่ระยะการเคลื่อนตัวด้านข้าง 2.5% drift แทบจะไม่เกิดความเสียหาย รูปที่ 2.15 ซึ่งเมื่อเปรียบเทียบกับผนังก่ออิฐปกติที่ระยะด้านข้าง 0.5% drift จะเกิดความเสียหายและจะวิบัติที่ 1.5% drift ส่วนผนังก่ออิฐที่มีช่องเปิดจะเกิดความเสียหายขึ้นที่มุมของผนังที่ระยะด้านข้าง 1.5% drift ตามรูปที่ 2.16 แต่ผนังทั้ง 2 ตัวอย่างสามารถมีระยะด้านข้างได้ถึง 3% drift โดยไม่เกิดการวิบัติ การใส่รอยต่อแบบไถลในผนังก่ออิฐจะเป็นการลดสติเฟนสและกำลังของผนังอย่างมากแต่สามารถเปลี่ยนพฤติกรรมแบบเปราะเป็นพฤติกรรมแบบเหนียวได้ ส่วนการสลายพลังงานสามารถสลายพลังงานเทียบเท่าตัวหน่วงแบบฮิสเทอริติก (hysteretic damping) ได้ 12%-15% โดยคิดที่ 2% drift



รูปที่ 2.14 รายละเอียดของเฟรมตัวอย่าง (a) ไม่มีช่องเปิด (b) มีช่องเปิด

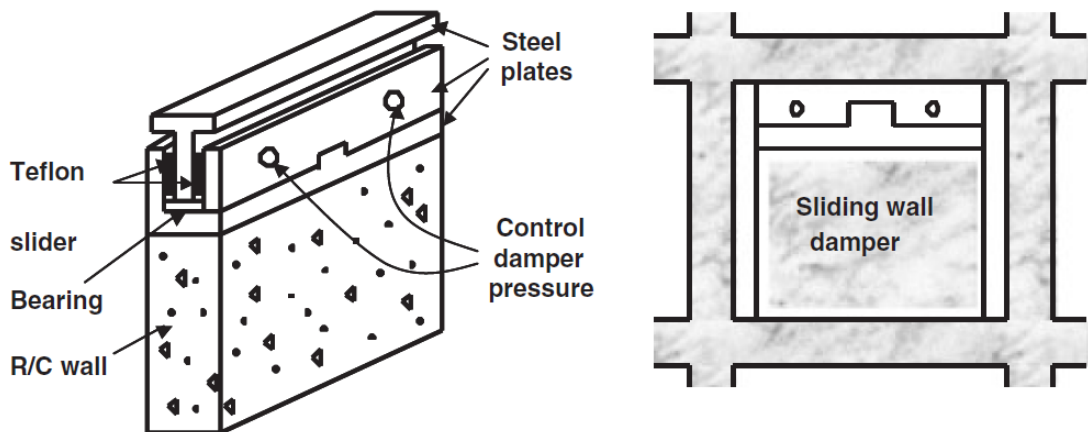


รูปที่ 2.15 ลักษณะรอยแตกของผนังที่ไม่มีช่องเปิดหลังจากรับแรงวิถุจักร 3 รอบ ที่ 2.5% drift



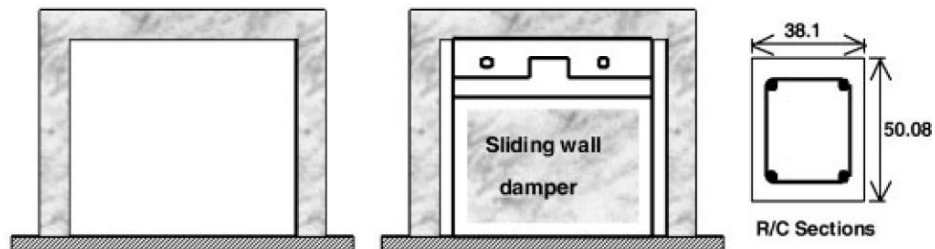
รูปที่ 2.16 ลักษณะรอยแตกของผนังที่มีช่องเปิดหลังจากรับแรงวิถุจักร 3 รอบ ที่ 2.5% drift

Cho และ Kwon (2004) ได้ทำการเสนอ ผนังที่มีตัวหน่วงแรงเสียดทานแบบใหม่ที่จะช่วยเพิ่มสมรรถนะของโครงเฟรมคอนกรีตเสริมเหล็กภายใต้แรงแผ่นดินไหว โดยอุปกรณ์ตัวหน่วงถูกออกแบบเป็น 3 ส่วน คือ ผนังคอนกรีตเสริมเหล็ก เหล็กรูปพรรณตัวยู (U-shape) และเหล็กรูปพรรณตัวที (T-shape) ที่อยู่บนผนังคอนกรีตเสริมเหล็ก และแผ่นเทพลอน แสดงตามรูปที่ 2.17 เหล็กรูปพรรณตัวทีจะถูกติดตั้งภายในเหล็กรูปพรรณตัวยู โดยมีแผ่นเทพลอนติดไว้ที่เอวของเหล็กรูปพรรณตัวทีทั้งสองข้างและถูกบีบด้วยระบบอัดแรงด้วยน้ำมัน (Oil jacking loading system) ซึ่งสามารถควบคุมแรงบีบได้ ดังนั้นจะสามารถปรับแรงเสียดทานได้ด้วยแรงบีบ

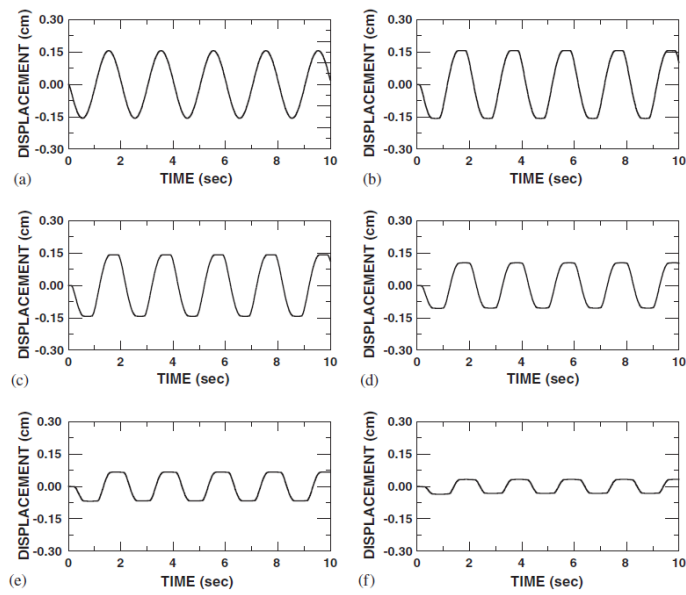


รูปที่ 2.17 ผนังที่มีตัวหน่วงเสียดทานที่ถูกเสนอและการติดตั้งในโครงเฟรมคอนกรีตเสริมเหล็ก

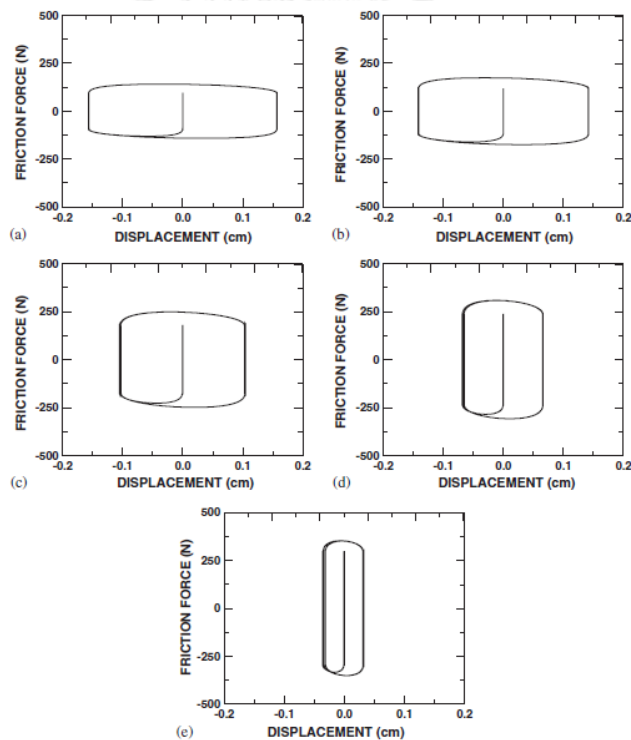
ผู้วิจัยได้ทำการสร้างแบบจำลองโครงเฟรมคอนกรีตเสริมเหล็ก 1 ชั้น โดยจำลองผนังคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีเหล็กเสริมชั้นต่ำเป็นสปริงรับแรงเฉือนร่วมกับชั้นส่วนรับแรงเสียดทาน และโครงเฟรมคอนกรีตเสริมเหล็กทั่วไป รูปที่ 2.18 ทดสอบรับการเคลื่อนที่ที่ผิวดินแบบฮาร์มอนิก โดยทำการเปลี่ยนแปลงค่าของแรงบีบเพื่อหาผลการตอบสนองที่เปลี่ยนไป จากการทดสอบผลการตอบสนองของโครงสร้างที่มีผนังตัวหน่วงเสียดทานลดลงอย่างมากเมื่อเทียบกับโครงเฟรมทั่วไป และจะยังมีค่าลดลงเมื่อเพิ่มค่าแรงบีบมากขึ้น ตามรูปที่ 2.19 และรูปที่ 2.20 แสดงความสัมพันธ์ของแรงและการเคลื่อนตัวของตัวหน่วงซึ่งพื้นที่ใต้กราฟคือการสลายพลังงานของตัวหน่วง



รูปที่ 2.18 ตัวอย่างโครงเฟรม 1 ชั้น รูปซ้าย ไม่มีผนังตัวหน่วง รูปขวา ผนังตัวหน่วง



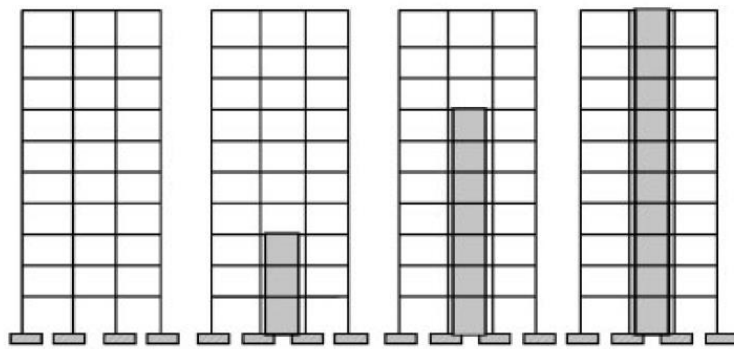
รูปที่ 2.19 ผลการตอบสนองแบบประวัตินเวลาที่เปลี่ยนแปลงแรงอัดในตัวห่วง (a) ไม่มีตัวห่วง (b) $F_n = 0.30$ MPa (c) $F_n = 0.37$ MPa (d) $F_n = 0.56$ MPa (e) $F_n = 0.70$ MPa (f) $F_n = 0.93$ MPa



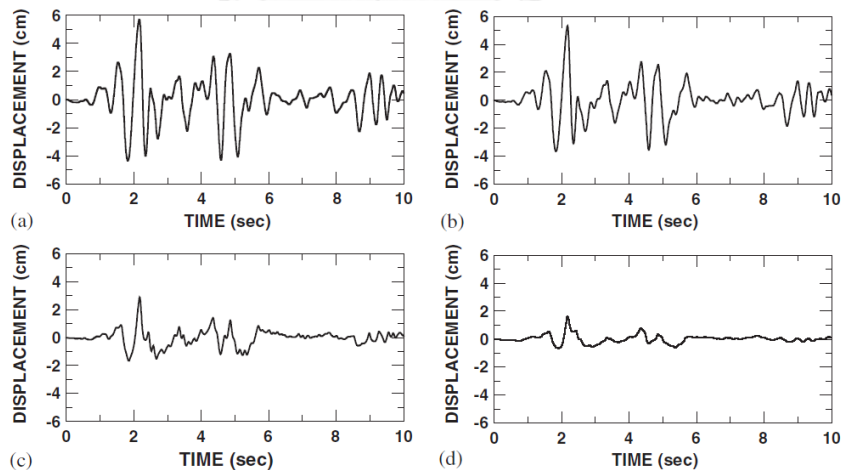
รูปที่ 2.20 ความสัมพันธ์ของแรงและการเคลื่อนที่ในตัวห่วงโดยการเปลี่ยนแปลงแรงอัด (a) $F_n = 0.30$ MPa (b) $F_n = 0.37$ MPa (c) $F_n = 0.56$ MPa (d) $F_n = 0.70$ MPa (e) $F_n = 0.93$ MPa

หลังจากนั้นผู้วิจัยได้ทำการสร้างแบบจำลองอาคารโครงเฟรมคอนกรีตเสริมเหล็ก 10 ชั้น รับแรงแผ่นดินไหวโดยทำการแบ่งแบบจำลองเป็น 3 รูปแบบ คือ

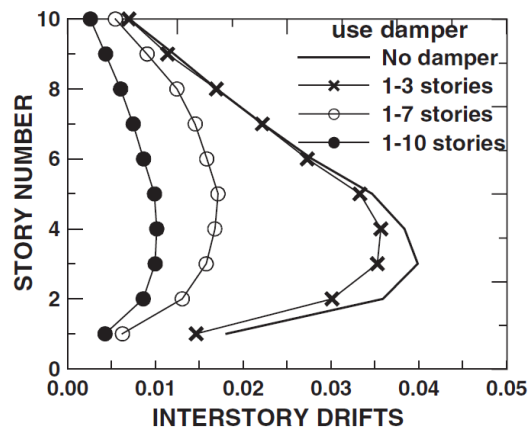
แบบจำลอง A เป็นแบบจำลองอาคารโครงเฟรมคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีการติดตั้งตัวหน่วง 4 กรณี คือ 1) ไม่มีการติดตั้งตัวหน่วง 2) มีการติดตั้งตัวหน่วงที่ชั้น 1-3 3) มีการติดตั้งตัวหน่วงที่ชั้น 1-7 4) มีการติดตั้งตัวหน่วงที่ชั้น 1-10 โดยทุกกรณีมีแรงบีบเท่ากันคือ $F_n=0.93$ MPa ตามรูปที่ 2.21 เมื่อทำการวิเคราะห์โดยใช้คลื่นแผ่นดินไหว 1940 El Centro ที่ถูกสเกลความเร่งเท่ากับ 0.84g จะได้ผลการตอบสนองประวัตเวลาที่ยื่นคาดฟ้าตามรูปที่ 2.22 การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นสูงสุด (Inter story drift) ตามรูปที่ 2.23 และการกระจายตัวของข้อหมุนพลาสติกตามรูปที่ 2.24



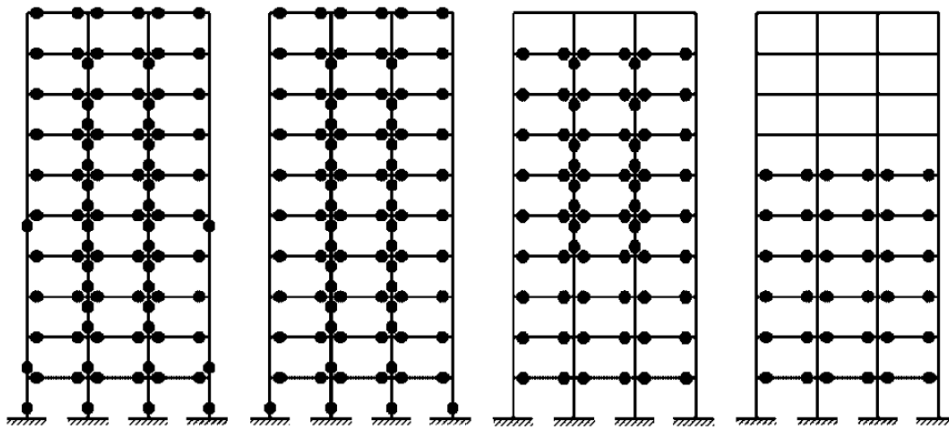
รูปที่ 2.21 ตำแหน่งการติดตั้งตัวหน่วงของแบบจำลอง A



รูปที่ 2.22 ผลการตอบสนองประวัตเวลาที่ยื่นคาดฟ้าของแบบจำลอง A (a) ไม่มีการติดตั้งตัวหน่วง (b) มีการติดตั้งตัวหน่วงที่ชั้น 1-3 (c) มีการติดตั้งตัวหน่วงที่ชั้น 1-7 (d) มีการติดตั้งตัวหน่วงที่ชั้น 1-10

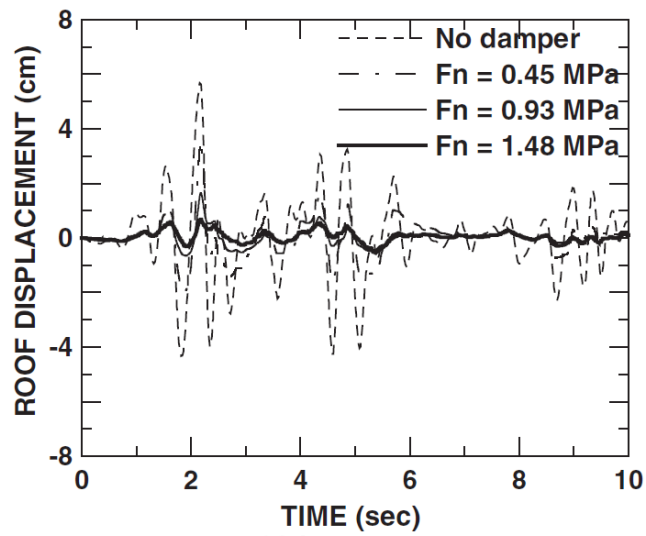


รูปที่ 2.23 การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นสูงสุด (Inter story drift) ของแบบจำลอง A

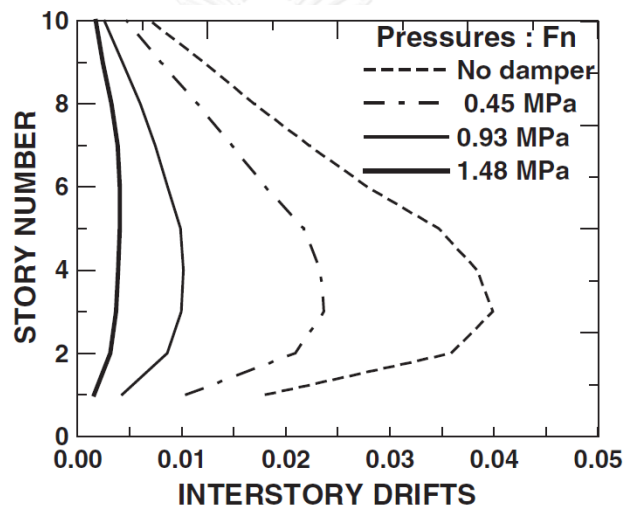


รูปที่ 2.24 การกระจายตัวของข้อหมุนพลาสติกของแบบจำลอง A (a) ไม่มีการติดตั้งตัวหน่วง (b) มีการติดตั้งตัวหน่วงที่ชั้น 1-3 (c) มีการติดตั้งตัวหน่วงที่ชั้น 1-7 (d) มีการติดตั้งตัวหน่วงที่ชั้น 1-10

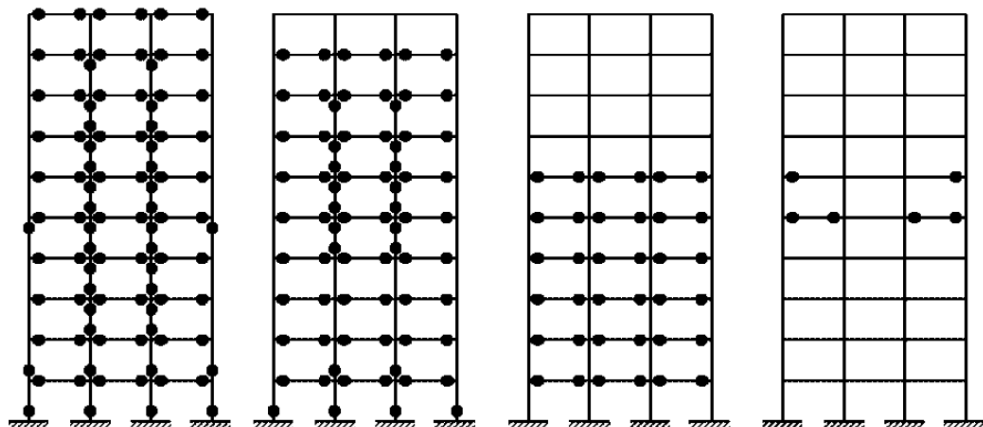
แบบจำลอง B เป็นการปรับปรุงแบบจำลองอาคารโครงเฟรมคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีตัวหน่วงติดตั้งที่ชั้น 1-10 โดยการปรับเปลี่ยนค่าแรงบีบ $F_n = 0.45, 0.93$ และ 1.48 MPa ตามลำดับ จากการวิเคราะห์จะได้การเคลื่อนที่ที่ชั้นดาดฟ้า การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นสูงสุดและการกระจายตัวของข้อหมุนพลาสติกตามรูปที่ 2.25-2.27 ตามลำดับ



รูปที่ 2.25 การตอบสนองแบบประวัติเวลาโดยการเปลี่ยนแปลงแรงบีบของแบบจำลอง B



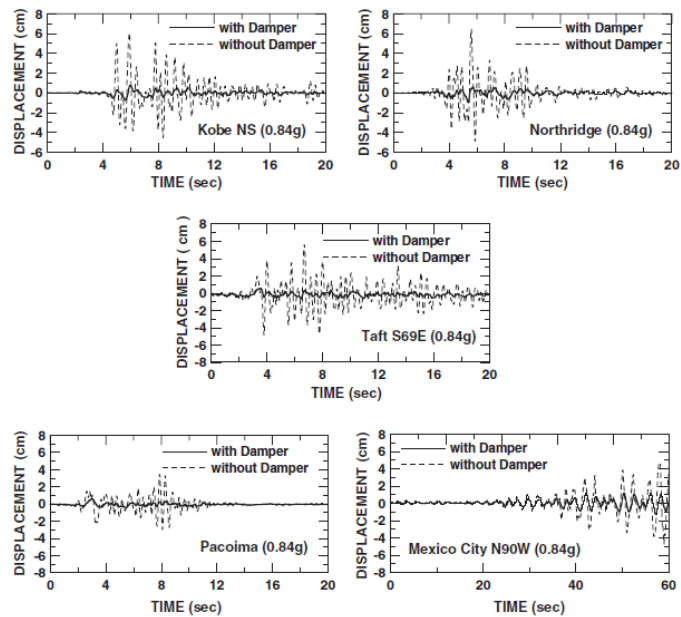
รูปที่ 2.26 การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นสูงสุด (Inter story drift) ของแบบจำลอง B



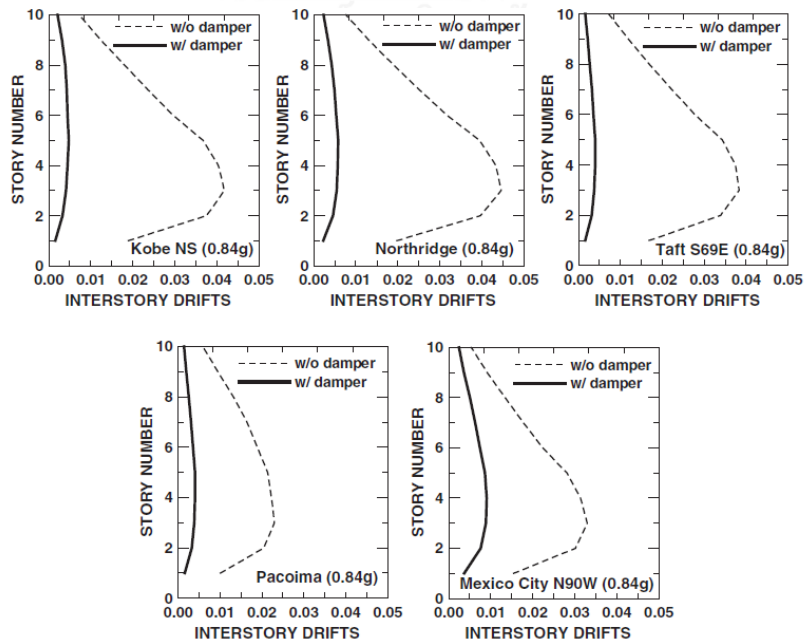
รูปที่ 2.27 การกระจายตัวของข้อหมุนพลาสติกของแบบจำลอง B (a) ไม่มีการติดตั้งตัวหน่วง

(b) $F_n = 0.45$ MPa (c) $F_n = 0.93$ MPa (d) $F_n = 1.48$ MPa

แบบจำลอง C เป็นแบบจำลองอาคารโครงเฟรมคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีตัวหน่วงติดตั้งที่ชั้น 1-10 และมีค่าแรงบีบ $F_n = 1.48$ MPa รับแรงแผ่นดินไหวทั้งหมด 5 คลื่น คือ 1995 Kobe NS, 1994 Northridge Newhall, 1952 Taft S69E, 1971 Pacoima Dam S16E, 1985 Mexico City N90W ซึ่งคลื่นทั้งหมดถูกสเกลให้มีความเร่งที่พื้นสูงสุดเท่ากับ 0.84g จากการวิเคราะห์จะได้ผลการตอบสนองแบบประวัติเวลาที่ชั้นดาดฟ้า และการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นสูงสุด ตามรูปที่ 2.28-2.29 ตามลำดับ



รูปที่ 2.28 ผลการสนองแบบประวัติเวลาที่ชั้นดาดฟ้า



รูปที่ 2.29 การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นสูงสุด (Inter story drift) ของแบบจำลอง C

งานวิจัยนี้สรุปได้ว่าตัวหน่วงเสียดทานที่นำเสนอ สามารถลดผลการตอบสนองของโครงเฟรมคอนกรีตเสริมเหล็กและความเสียหายภายใต้แรงแผ่นดินไหวได้อย่างมีประสิทธิภาพ โดยการเพิ่มค่าของแรงบีบที่กระทำต่อแผ่นเทพลอนจะทำให้ผลการตอบสนองของโครงสร้างลดลง

2.1.8 ผนังสลายพลังงานแบบเสียดทาน

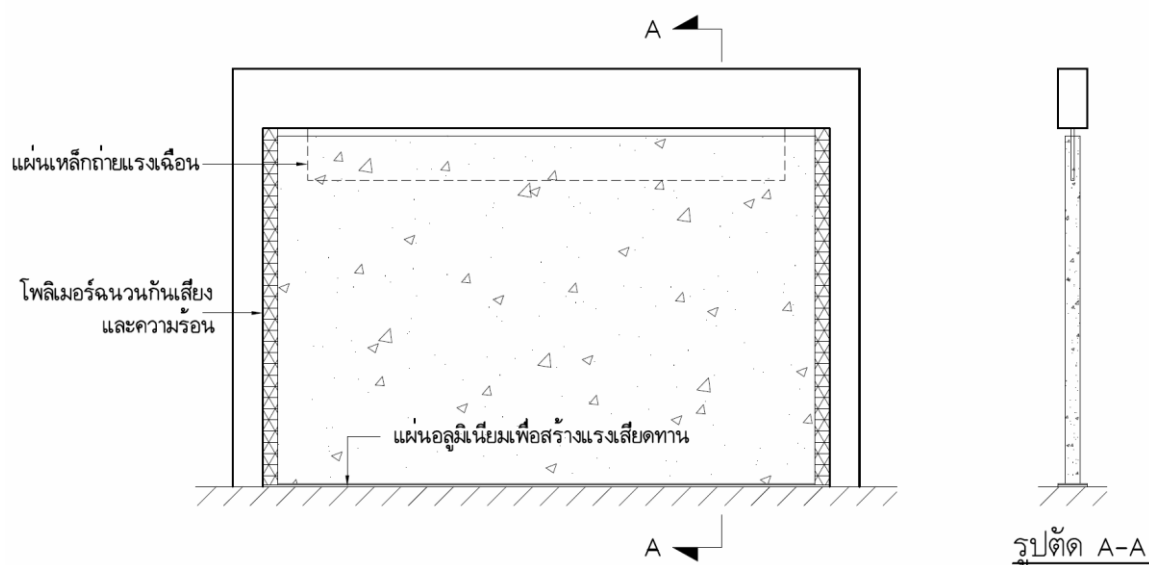
จากการศึกษาวิจัยทั้งหมดแสดงให้เห็นว่า การมีตัวหน่วงภายในอาคารสามารถที่จะช่วยลดความเสียหายของอาคารจากเหตุการณ์แผ่นดินไหวได้ เนื่องจากตัวหน่วงจะทำหน้าที่ในการสลายพลังงานของอาคารออก ทำให้การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นลดลงอย่างมีนัยสำคัญ แสดงว่าแรงภายในที่เกิดขึ้นภายในชั้นส่วนโครงสร้างจะลดลงอย่างมีนัยสำคัญเช่นกัน หรือการเคลื่อนที่ของแต่ละชั้นก็ลดลงอย่างมีนัยสำคัญ ทำให้ผลของ $P-\Delta$ ลดลงอย่างมาก แต่จากลักษณะโดยทั่วไปของตัวหน่วงแบบฮิสเทอริติก ตัวหน่วงแบบ viscoelastic ตัวหน่วงความหนืด และตัวหน่วงเสียดทาน มีข้อเสีย คือ

1. ลักษณะที่ใหญ่และเป็นลักษณะแบบค้ำยันซึ่งทำให้ความสวยงามของอาคารลดลง
2. ราคาของตัวหน่วงและการติดตั้งภายในอาคารยังมีราคาที่สูงมาก
3. จำเป็นที่จะต้องมีการบำรุงรักษาตลอดอายุการใช้งานพร้อมทั้งค่าบำรุงรักษายังมีราคาที่สูงมากเช่น ในอาคาร Ark Hills Sengokuyama Mori Tower
4. ตัวหน่วงความหนืด จำเป็นต้องใช้ของเหลวในการสลายพลังงานดังนั้นความปลอดภัยของผู้พักอาศัยหรือผู้ใช้งานอาคารจำเป็นต้องถูกพิจารณาด้วย เช่น การติดไฟของของเหลวที่นำมาใช้ ความเป็นพิษต่ออากาศภายในอาคาร การรั่วไหลของของเหลวหลังจากตัวผนังเกิดความเสียหายเนื่องจากเหตุการณ์แผ่นดินไหว

จากงานวิจัยของ Mohammadi และ Akrami (2010) ได้ทำการทดสอบผนังคอนกรีตผสมเส้นใยที่มีชั้นส่วนต้านทานการไถลด้วยแรงเสียดทาน จากการทดสอบสามารถได้อัตราส่วนความหน่วงสูงถึง 20% แต่ผนังที่ทาง Mohammadi และ Akrami (2010) ได้เสนอนั้นนี้อาจจะมีข้อเสีย คือ การคลายตัวของสลักเกลียวที่ถูกอัดแรงในระยะยาว และการใช้วัสดุที่เป็นเหล็กอาจทำให้เกิดสนิมได้ งานวิจัยของ Preti และคณะ (2014) ได้ทำการทดสอบผนังก่ออิฐที่มีรอยต่อแบบไถลรับแรงแบบวัฏจักรในระนาบและแรงนอกระนาบ จากการทดสอบจะได้ค่าอัตราส่วนความหน่วงของผนังสูงถึง 15% ที่ 2% drift แต่ผนังที่ทาง Preti และคณะ (2014) มีข้อเสีย คือ ผนังอิฐก่อมีพฤติกรรมที่ไม่แน่นอน ทำให้ยากต่อการประมาณพฤติกรรมได้ถูกต้อง และการไม่เว้นช่องว่างระหว่างผนังก่ออิฐกับเสาทำให้เกิดการไถลได้ระยะที่น้อย งานวิจัยของ Cho และ Kwon (2004) เสนอผนังที่มีตัวหน่วงเสียดทานซึ่งข้อดีของผนังที่ถูกเสนอนั้น คือ มีราคาต่ำกว่าก่อสร้างที่ไม่สูงมากเมื่อเทียบกับตัวหน่วง

ทั่วไป สามารถที่จะปรับแต่งค่าแรงเสียดทานได้ง่ายเนื่องจากมีระบบการอัดแรง มีลักษณะคล้ายผนังทั่วไป จากการวิเคราะห์จากแบบจำลองแสดงให้เห็นว่า ผนังที่มีตัวหน่วงแรงเสียดทานนั้นสามารถลดการเคลื่อนที่ขึ้นดาดฟ้าได้ การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นมากที่สุด ได้อย่างมากหลายเท่ารวมถึงความเสียหายก็ลดลงด้วย (ดูได้จากการเกิดข้อหมุนพลาสติกในแบบจำลอง) แต่ผนังที่ทาง Cho และ Kwon (2004) ได้นำเสนอว่ามีข้อเสีย คือ การเกิดการคลายตัวของแรงบีบจากระบบอัดแรงในระยะยาวทำให้แรงบีบไม่คงที่ทำให้ต้องเสียค่าใช้จ่ายในการบำรุงรักษาตลอดการใช้งาน วัสดุของอุปกรณ์ตัวหน่วงอาจขึ้นสนิมได้ทำให้ค่าสัมประสิทธิ์แรงเสียดทานมีค่าเปลี่ยนไป

งานวิจัยนี้ประยุกต์การติดตั้งระบบผนังสลายพลังงานแบบเสียดทาน (ซึ่งอยู่ระหว่างการจดสิทธิบัตรการประดิษฐ์) ให้กับอาคารชุดพักอาศัยที่ทำการศึกษามผนังสลายพลังงานแบบเสียดทาน ดังรูปที่ 2.30 ประกอบด้วย 4 ส่วน คือ ผนังคอนกรีตมวลเบา แผ่นอลูมิเนียมเพื่อสร้างแรงเสียดทานจากน้ำหนักของผนัง แผ่นเหล็กเพื่อถ่ายแรงเฉือน และโพลีเมอร์หน่วงกันเสียงและความร้อน



รูปที่ 2.30 รายละเอียดผนังสลายพลังงานแบบเสียดทาน

2.2 ทฤษฎีที่เกี่ยวข้อง

2.2.1 การวิเคราะห์โครงสร้างหนึ่งองศาอิสระที่มีตัวหน่วงเสียดทาน

Seong และคณะ (2012) ได้ทำการเสนอผลเฉลยรูปแบบปิด (Closed form solution) สำหรับสมการสมมูลพลศาสตร์ (Dynamic equation) ที่มีพจน์ของแรงเสียดทานหรือแรงไกล จากสมการที่ 2.1 ซึ่งไม่คิดผลของสติฟเนสตัวค้ำยัน (bracing stiffness k_b) เพื่อใช้หาผลตอบสนองของโครงสร้างหนึ่งองศาอิสระที่มีตัวหน่วงเสียดทาน รูปที่ 2.31

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku + f_d \operatorname{sgn}(\dot{u}) = F(t) \quad (2.1)$$

โดยที่ u คือ การเคลื่อนที่สัมพัทธ์ (relative displacement) ของโครงสร้าง

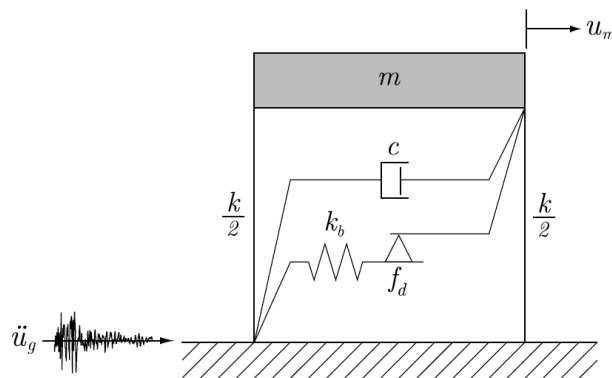
\dot{u} คือ ความเร็วสัมพัทธ์ (relative velocity) ของโครงสร้าง

\ddot{u} คือ ความเร่งสัมพัทธ์ (relative acceleration) ของโครงสร้าง

f_d คือ แรงเสียดทานความหน่วงคูลอมบ์ (Coulomb damping force)

$\operatorname{sgn}(\dot{u})$ คือ ฟังก์ชันบอกทิศทางของแรงเสียดทานหรือแรงไกลตามทิศทางของความเร็ว

$F(t)$ คือ แรงภายนอกหรือ $-m\ddot{u}_g$ โดย \ddot{u}_g คือ ความเร่งที่พื้นดิน



รูปที่ 2.31 ลักษณะของโครงสร้างหนึ่งองศาอิสระที่มีตัวหน่วงเสียดทาน

2.2.1.1 ผลการตอบสนองของการสั่นแบบอิสระ (Free vibration)

สำหรับการสั่นแบบอิสระจะมีสมการการเคลื่อนที่ (Equation of motion) ของโครงสร้างหนึ่งองศาอิสระเท่ากับการแทนค่า $F(t)$ เท่ากับศูนย์ ในสมการที่ 2.1 โดยทิศทางของแรงเสียดทานจะมีทิศทางตรงข้ามกับความเร็วของโครงสร้างเสมอ ทำให้มีคำตอบของสมการเชิงอนุพันธ์ (differential equation) 2 คำตอบ คือ คำตอบสำหรับการเคลื่อนที่ไป และคำตอบสำหรับการเคลื่อนที่กลับ ซึ่งเครื่องหมายทิศทางของการเคลื่อนที่ขึ้นอยู่กับเงื่อนไขเริ่มต้น (initial condition)

ผลเฉลยรูปแบบปิดของ $u(t)$ ที่มีเงื่อนไขเริ่มต้น คือ $u(0) = u_i$ และ $\dot{u}(0) = \dot{u}_i$ ถูกทำให้อยู่ในรูปของการทำ normalized ของการเคลื่อนที่ ดังแสดงในสมการที่ 2.2

$$\bar{u}(t) = e^{-\xi\omega_n t} \left[(\bar{u}_i + \gamma_f) \cos \omega_D t + \left(\frac{\dot{u}_i + \xi\omega_n (\bar{u}_i + \gamma_f)}{\omega_D} \right) \sin \omega_D t \right] - \gamma_f \quad (2.2)$$

โดยที่ $\bar{u}(t) = \frac{u(t)}{\mu}$, $\mu = u_i + \frac{\dot{u}_i}{\omega_n}$, $\omega_n = \sqrt{\frac{k}{m}}$, $\omega_D = \omega_n \sqrt{1 - \xi^2}$, $\bar{u}_i = \frac{u_i}{\mu}$, $\dot{\bar{u}}_i = \frac{\dot{u}_i}{\mu}$,

$$\gamma_f = \frac{f_d}{\mu k}$$

เช่นเดียวกันจะหาผลเฉลยรูปแบบปิดของ $\dot{u}(t)$ ได้จากการหาอนุพันธ์ของ $u(t)$ เทียบกับเวลา t ดังแสดงในสมการที่ 2.3

$$\dot{u}(t) = e^{-\xi\omega_n t} \left\{ \dot{u}_i \cos \omega_D t - [\alpha \dot{u}_i + (\xi\alpha\omega_n + \omega_D)(\bar{u}_i + \gamma_f)] \sin \omega_D t \right\} \quad (2.3)$$

โดยที่
$$\alpha = \frac{\xi}{\sqrt{1-\xi^2}}$$

เวลาที่ทำให้เกิดการเคลื่อนที่สูงสุดในรอบถัดไป (t_p) สามารถหาได้จากให้สมการที่ 2.3 มีค่าเท่ากับศูนย์ เมื่อ \dot{u}_i มีค่าเป็นบวก ดังนั้นจะหา t_p ได้ตามสมการที่ 2.4

$$t_p = \frac{1}{\omega_D} \tan^{-1} \left(\frac{\dot{u}_i}{\alpha \dot{u}_i + (\xi\omega_n \alpha + \omega_D)(\bar{u}_i + \gamma_f)} \right) \quad (2.4)$$

สมมติให้การเคลื่อนที่และความเร็วเริ่มต้นมีค่าเป็นบวก ค่าการเคลื่อนที่สูงสุดในรอบถัดไปที่ถูก normalized ด้วยค่า μ เมื่อเวลาเท่ากับ t_p จะหาได้จากการแทนค่า $t = t_p$ ลงในสมการที่ 2.2

$$\bar{u}_0 = e^{-\alpha\beta} \left[(\bar{u}_i + \gamma_f) \cos \beta + \left(\frac{\dot{u}_i + \xi\omega_n(\bar{u}_i + \gamma_f)}{\omega_D} \right) \sin \beta \right] - \gamma_f \quad (2.5)$$

โดยที่
$$\beta = \tan^{-1} \left\{ \frac{\dot{u}_i}{\alpha \dot{u}_i + (\xi\omega_n \alpha + \omega_D)(\bar{u}_i + \gamma_f)} \right\}$$

เมื่อโครงสร้างเคลื่อนที่มาที่จุดสูงสุดถัดไป \bar{u}_0 แล้ว หลังจากนั้นโครงสร้างจะเคลื่อนที่ที่กลับ (ความเร็ว $\dot{u} < 0$ และยังคงมีการไถลอยู่) โดยมีลักษณะการเคลื่อนที่เหมือนกับการสั่นแบบอิสระที่มีเงื่อนไขการเคลื่อนที่เริ่มต้น $\bar{u}_i = \bar{u}_0$ และ เงื่อนไขความเร็วเริ่มต้น $\dot{u}_i = 0$ จนกระทั่งถึงจุดสูงสุดถัดไปอีกครั้ง ซึ่งจะกำหนดให้ช่วงเวลานี้เริ่มต้นที่ $\tau_1 = t_p$ จนกระทั่งถึงจุดสูงสุดถัดไปซึ่งตรงกับเวลาที่ $\tau_2 = t_p + \frac{\pi}{\omega_D}$ ดังนั้นจะได้การเคลื่อนที่ที่ถูก normalized ในช่วงเวลา $\tau_1 \leq t \leq \tau_2$ ตามสมการที่ 2.6

$$\bar{u}(t) = (\bar{u}_0 - \gamma_f) e^{-\xi\omega_n(t-\tau_1)} [\cos \omega_D(t-\tau_1) + \alpha \sin \omega_D(t-\tau_1)] + \gamma_f \quad (2.6)$$

การเคลื่อนที่ที่ถูก normalized ในช่วงถัดไปก็จะมีลักษณะสมการคล้ายกับสมการที่ 2.6 ดังนั้นจะได้สมการการเคลื่อนที่ที่ถูก normalized ในช่วงเวลา $\tau_2 \leq t \leq \tau_3$ ตามสมการที่ 2.7

$$\bar{u}(t) = (\bar{u}_1 + \gamma_f) e^{-\xi\omega_n(t-\tau_2)} [\cos \omega_D(t-\tau_2) + \alpha \sin \omega_D(t-\tau_2)] - \gamma_f \quad (2.7)$$

โดยที่ $\tau_3 = t_p + \frac{2\pi}{\omega_D}$, $\bar{u}_1 = \bar{u}(\tau_2)$ หาได้จากสมการที่ 2.6

จากสมการที่ 2.6 และ สมการที่ 2.7 สามารถเขียนให้อยู่ในรูปทั่วไปสำหรับครึ่งรอบที่ n ($\tau_n \leq t \leq \tau_{n+1}$) ได้ตามสมการที่ 2.8

$$\bar{u}(t) = \left[\bar{u}_{n-1} + (-1)^n \gamma_f \right] e^{-\xi \omega_n (t - \tau_n)} \left[\cos \omega_D (t - \tau_n) + \alpha \sin \omega_D (t - \tau_n) \right] + (-1)^{n-1} \gamma_f \quad (2.8)$$

$$\text{โดยที่ } \tau_n = t_p + (n-1) \frac{\pi}{\omega_D}, \quad \bar{u}_{n-1} = \frac{u_{n-1}}{\mu}$$

ค่า u_{n-1} คือ ค่าการเคลื่อนที่สูงสุดที่จุดยอดหรือจุดต่ำสุดของรอบการสั่นก่อนหน้า โดยถ้า n เป็นเลขคี่จะได้ค่าการเคลื่อนที่ที่จุดสูงสุด และถ้า n เป็นเลขคู่จะได้ค่าการเคลื่อนที่ที่จุดต่ำสุด จากสมการที่ 2.8 จำเป็นที่จะต้องรู้ค่าของ u_{n-1} ซึ่งจะเป็นเงื่อนไขการเคลื่อนที่เริ่มต้นของครึ่งรอบที่ n เพื่อที่จะหาค่า $\bar{u}(t)$ ดังนั้นจะสามารถหาค่าของการเคลื่อนที่สูงสุดและต่ำสุดได้จากสมการที่ 2.9

$$\bar{u}_n = (-1)^n \bar{u}_0 e^{-n\alpha\pi} + \frac{(-1)^{n-1} \gamma_f (e^{-\alpha\pi} + 1)(e^{-n\alpha\pi} - 1)}{(e^{-\alpha\pi} - 1)} \quad (2.9)$$

สุดท้ายแล้วจะได้ผลเฉลยรูปแบบปิดของการตอบสนองของการสั่นแบบอิสระด้วยสมการที่ 2.8 และสมการที่ 2.9

ถึงแม้ว่าแรงกระทำภายนอกจะมีค่าน้อยกว่าแรงเสียดทาน แต่โครงสร้างจะยังคงสั่นกลับไปมาด้วยผลของแรงเฉื่อยอยู่ เพราะโครงสร้างยังคงมีความเร็วอยู่ ($\dot{u} \neq 0$) แต่โครงสร้างจะหยุดการสั่นก็ต่อเมื่อโครงสร้างเคลื่อนที่ไปที่ระยะทางมากที่สุดซึ่งเป็นจุดที่ความเร็วเท่ากับศูนย์และแรงภายในสปริง ณ จุดนั้นมีค่าน้อยกว่าหรือเท่ากับแรงเสียดทาน $u_n k \leq f_d$ หรือ $\bar{u}_n / \gamma_f \leq 1$ เมื่อแทนสมการที่ 2.9 ลงใน $\bar{u}_n / \gamma_f \leq 1$ จะได้ว่า

$$\frac{(-1)^n \bar{u}_0 e^{-n\alpha\pi}}{\gamma_f} + \frac{(-1)^{n-1} (e^{-\alpha\pi} + 1)(e^{-n\alpha\pi} - 1)}{(e^{-\alpha\pi} - 1)} \leq 1 \quad (2.10)$$

จากสมการที่ 2.10 เราจะสามารถจำนวนครึ่งรอบที่โครงสร้างจะหยุดการเคลื่อนที่ (N_f) ได้จากสมการที่ 2.11a และ 2.11b

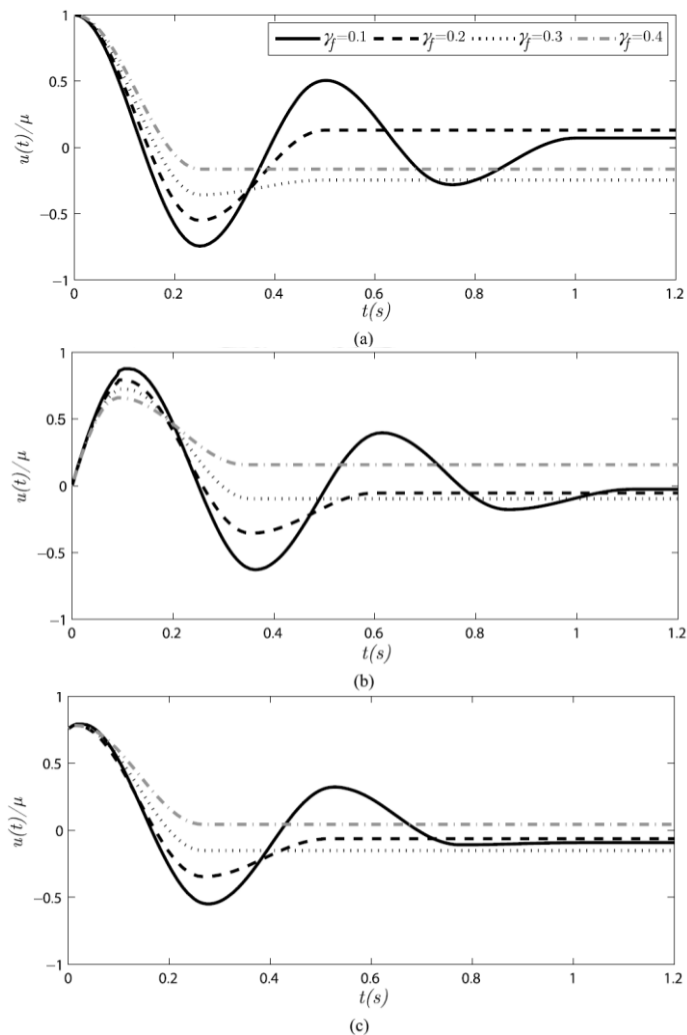
$$\lambda_f \leq N_f < \lambda_f + 1 \quad (2.11a)$$

$$\lambda_f = \frac{1}{\alpha\pi} \ln \left[\frac{1}{2} (e^{-\alpha\pi} - 1) \left(1 - \frac{\bar{u}_0}{\gamma_f} \right) - 1 \right] \quad (2.11b)$$

จากสมการที่ 2.11b แสดงให้เห็นว่า ตัวแปรที่สำคัญที่ส่งผลต่อจำนวนรอบที่โครงสร้างจะหยุดเคลื่อนไหว คือ γ_f ซึ่งเป็นตัวแปรที่เกี่ยวข้องกับแรงเสียดทาน และ α ซึ่งเป็นค่าตัวแปรที่เกี่ยวข้องกับอัตราส่วนความหน่วง

หลังจากได้ผลเฉลยรูปแบบปิดของการตอบสนองของการสั่นแบบอิสระแล้วผู้ทราวิวิจัยได้ทำการคำนวณการตอบสนองของโครงสร้างที่มี $\xi = 0.03$ $\omega_n = 2$ rad/s โดยทำการเปลี่ยนแปลง

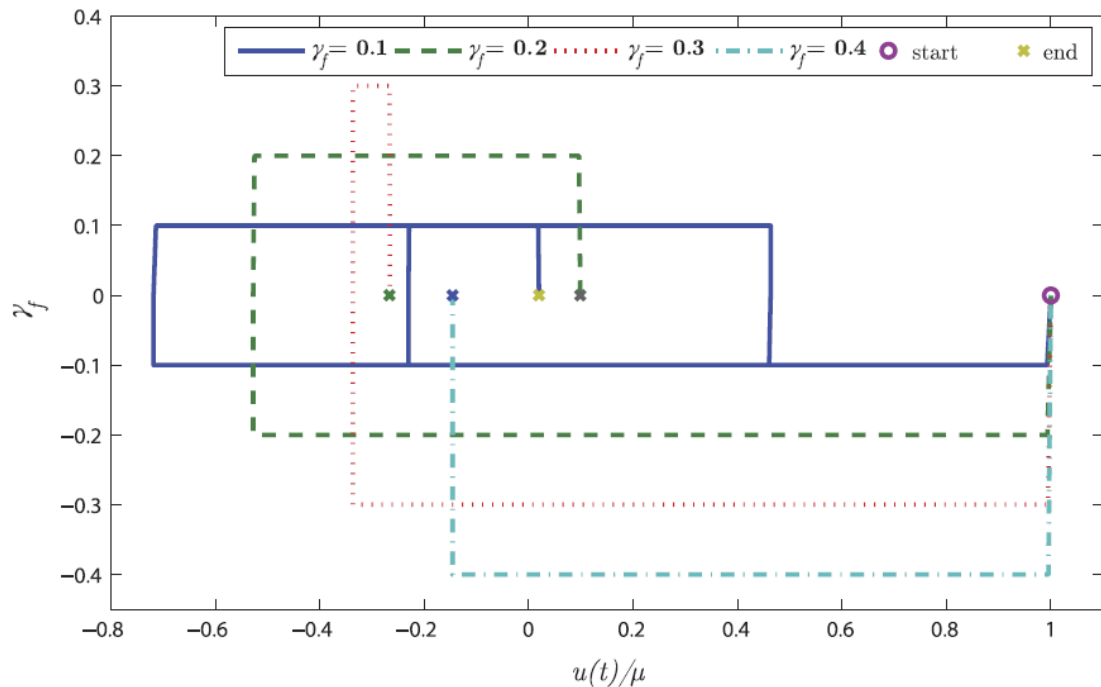
เงื่อนไขเริ่มต้น และค่าของ γ_f ทั้งหมด 4 ค่า คือ 0.1 0.2 0.3 0.4 รูปที่ 2.32 ซึ่งจะเห็นว่า การเคลื่อนที่ของโครงสร้างจะลดลงเมื่อค่าของ γ_f มากขึ้น และที่ตำแหน่งสุดท้ายของโครงสร้างหลังจากที่ไม่เกิดการเคลื่อนที่แล้วจะขยับจากศูนย์มาเพียงเล็กน้อย เนื่องจากผลของแรงสปริงภายในโครงสร้างน้อยกว่าแรงเสียดทานทำให้โครงสร้างไม่สามารถเคลื่อนที่ต่อได้



รูปที่ 2.32 การเคลื่อนที่ของโครงสร้างที่เปลี่ยนแปลงค่า γ_f และเปลี่ยนแปลงเงื่อนไขเริ่มต้น (a) มีการเคลื่อนที่เริ่มต้นเท่านั้น (b) มีความเร็วเริ่มต้นเท่านั้น (c) มีทั้งการเคลื่อนที่เริ่มต้นและความเร็วเริ่มต้น

พลังงานที่ใส่ให้กับโครงสร้างด้วยแรงภายนอกจะถูกสลายพลังงานออก จากการไหลกลับไปมาของตัวหน่วงเสียดทานซึ่งสามารถวิเคราะห์ได้จากวงรอบฮิสเทอรีติก (hysteretic loop) ระหว่างค่าแรงเสียดทานกับการเคลื่อนที่จนกระทั่งหยุดการเคลื่อนที่โดยพื้นที่ของแต่ลรอบในวงรอบฮิสเทอรีติก จะแสดงถึงการสลายพลังงานของระบบ เมื่อทดสอบกับโครงสร้างเดิมที่ให้การเคลื่อนที่เริ่มต้น

เท่ากันแต่เปลี่ยนแปลงค่า γ_f จะได้ผลตาม รูปที่ 2.33 จะเห็นว่า จุดสุดท้ายของวงรอบจะไม่เท่ากัน และวงรอบที่มีค่า γ_f น้อยจะมีจำนวนรอบในการไหลที่มากกว่า



รูปที่ 2.33 วงรอบฮิสเทอริติกของโครงสร้างที่เปลี่ยนแปลงค่า γ_f สำหรับการสั่นแบบอิสระ

2.2.1.2 ผลการตอบสนองของการสั่นแบบฮาร์มอนิก (Harmonic vibration)

งานวิจัยนี้จะสมมุติว่าแรงเสียดทานของตัวหน่วงจะมีค่าน้อยเมื่อเทียบกับแอมพลิจูด (amplitude) ของแรงฮาร์มอนิก ทำให้ไม่เกิดการหยุดเคลื่อนที่ของโครงสร้าง เนื่องจากการหาผลเฉลยแบบปิดที่พิจารณาผลของการหยุดการเคลื่อนที่ของโครงสร้างนั้นทำได้ยาก และผู้วิจัยได้ทำผลเฉลยเฉพาะกรณีที่โครงสร้างเกิดการสั่นพ้อง (Resonance) เท่านั้น

ในกรณีของการสั่นพ้องเรายังสามารถแบ่งช่วงการคำนวณตามทิศทางของความเร็วเหมือนกับการหาผลเฉลยของการสั่นอิสระได้เช่นเคย เพราะฉะนั้นการหาผลเฉลยแบบปิดของการตอบสนองจะหาได้ทั้งการตอบสนองแบบชั่วคราว (transient response) และการตอบสนองแบบคงตัว (steady state response) โดยการแทน $F(t) = -m\ddot{u}_g$ ด้วย $F(t) = F_0 \sin \omega t$ ลงในสมการที่ 2.1 ซึ่งค่าของ ω จะมีค่าเท่ากับค่าความถี่ธรรมชาติ (natural frequency) ของโครงสร้าง (ω_n) ดังนั้นผลเฉลยแบบปิดของการเคลื่อนที่ที่ถูก normalized สำหรับช่วงเวลาแรก ($0 \leq t \leq \pi/\omega$) ภายได้แรงฮาร์มอนิกที่มีเงื่อนไขเริ่มต้นเป็นศูนย์ เป็นดังสมการที่ 2.12

$$\bar{x}(t) = \left[\frac{1}{2\xi} + \gamma_h \right] e^{-\xi\omega(t-T_1)} [\cos \omega_D(t-T_1) + \alpha \sin \omega_D(t-T_1)] - \frac{1}{2\xi} \cos \omega(t-T_1) - \gamma_h \quad (2.12)$$

โดยที่ $\gamma_h = f_d / F_0$, $\bar{x} = x / x_{st}$, $x_{st} = F_0 / k$

x_{st} คือ การเคลื่อนที่จากแรงสถิต (static response)

T_1 คือ เวลาเริ่มต้นของช่วงเวลาที่สนใจ สำหรับช่วงเวลานี้มีค่าเท่ากับ ศูนย์

หลังจากเวลา π / ω ทิศทางการเคลื่อนที่หรือแรงเสียดทานจะมีทิศทางตรงกันข้าม ดังนั้น จะหาการตอบสนองของโครงสร้างในช่วงเวลาถัดไป ($\pi / \omega \leq t \leq 2\pi / \omega$) ได้จากสมการที่ 2.13

$$\bar{x}(t) = \left[\bar{x}_1 - \frac{1}{2\xi} - \gamma_h \right] e^{-\xi\omega(t-T_2)} [\cos \omega_D(t-T_2) + \alpha \sin \omega_D(t-T_2)] + \frac{1}{2\xi} \cos \omega(t-T_2) + \gamma_h \quad (2.13)$$

โดยที่ T_2 คือ เวลาเริ่มต้นของช่วงเวลาที่สนใจ สำหรับช่วงเวลานี้มีค่าเท่ากับ π / ω

จากสมการที่ 2.12 และ 2.13 จะได้ผลเฉลยรูปแบบปิดสำหรับการเคลื่อนที่ที่ถูก normalized ในรอบที่ n ($T_n \leq t \leq T_{n+1}$) ได้จากสมการที่ 2.14 โดยมีเงื่อนไขเริ่มต้นของแต่ละรอบ คือ การเคลื่อนที่สูงสุดที่จุดตัดกลับเท่านั้น เนื่องจากที่การเคลื่อนที่สูงสุดความเร็วของโครงสร้างจะเป็น ศูนย์

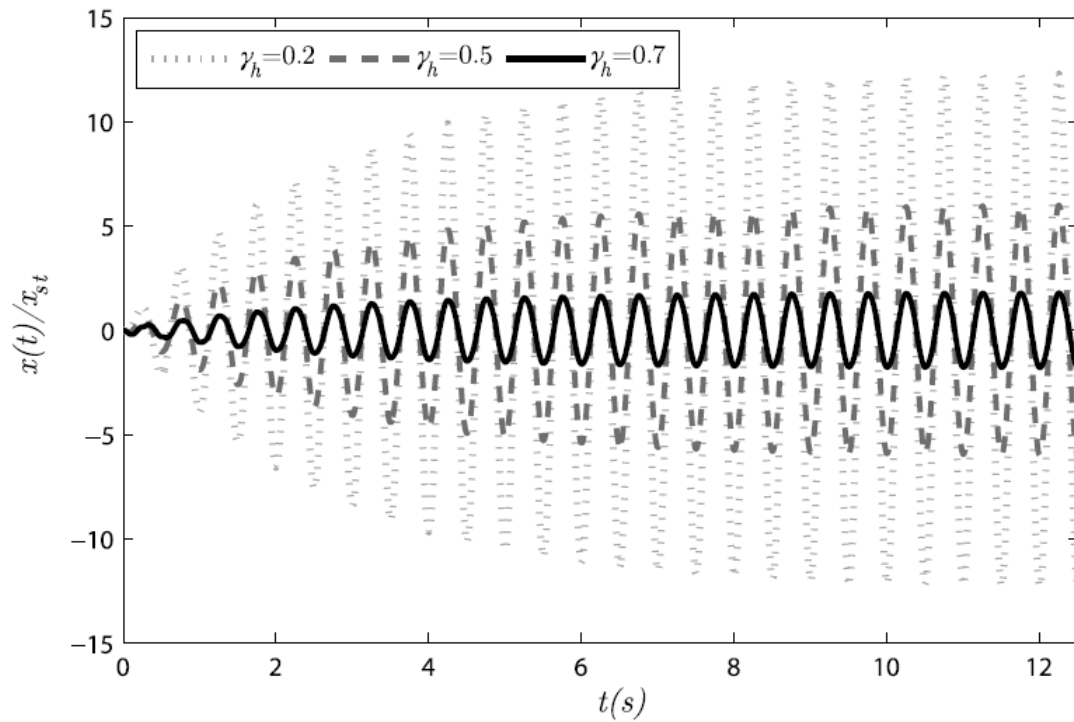
$$\bar{x}(t) = \left[\bar{x}_{n-1} + \frac{(-1)^{n-1}}{2\xi} + (-1)^{n-1} \gamma_h \right] e^{-\xi\omega(t-T_n)} \times [\cos \omega_D(t-T_n) + \alpha \sin \omega_D(t-T_n)] + \frac{(-1)^n}{2\xi} \cos \omega(t-T_n) + (-1)^n \gamma_h \quad (2.14)$$

โดยที่ $\bar{x}_{n-1} = x_{n-1} / x_{st}$ และ $T_n = (n-1)\pi / \omega$

จากสมการที่ 2.14 จะเห็นว่า การเคลื่อนที่ที่ถูก normalized จะขึ้นอยู่กับค่าของอัตราส่วน ความหน่วง (ξ) และค่า γ_h เพื่อที่จะได้ผลเฉลยรูปแบบปิดสำหรับแต่ละรอบนั้นจำเป็นต้องคำนวณ ค่า \bar{x}_{n-1} ซึ่งเป็นค่าการเคลื่อนที่สูงสุดหรือต่ำสุดของรอบก่อนหน้า โดยค่าการเคลื่อนที่สูงสุดหรือต่ำสุดของแต่ละรอบหาได้จากสมการ 2.15

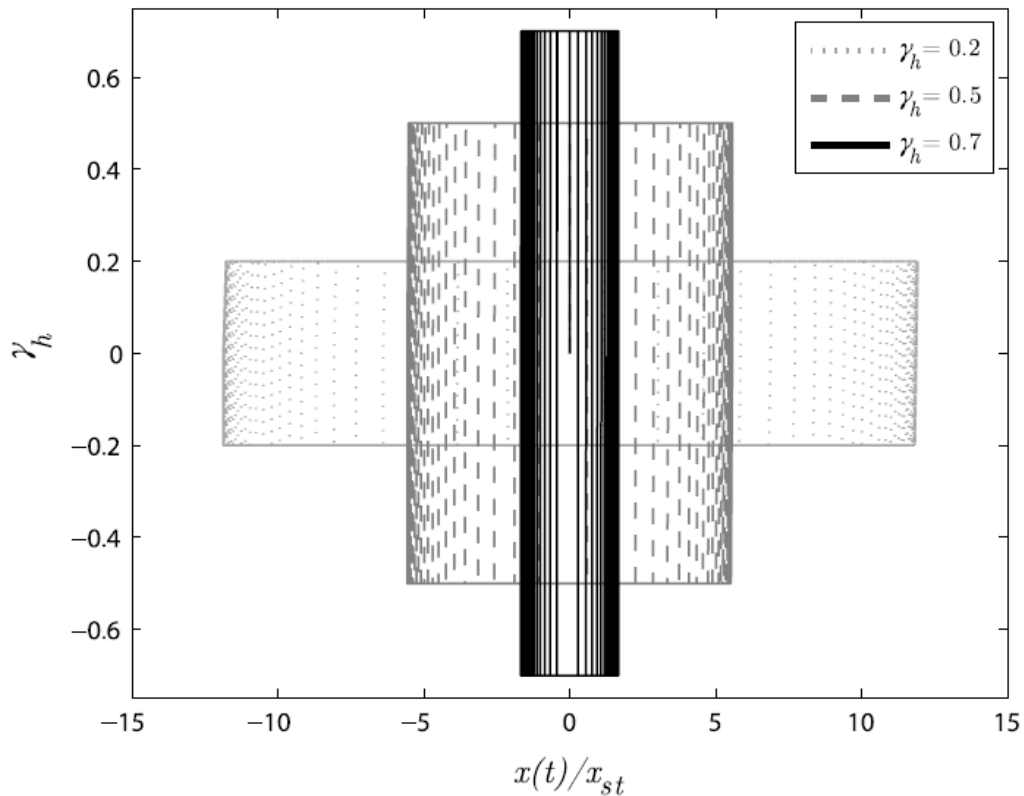
$$\bar{x}_n = \frac{(-1)^n (e^{-n\xi\pi} - 1)}{(e^{-\xi\pi} - 1)} \times \left[(e^{-\xi\pi} + 1) \gamma_h + \frac{(e^{-\xi\pi} - 1)}{2\xi} \right] \quad (2.15)$$

เมื่อแทนสมการที่ 2.15 ลงในสมการที่ 2.14 จะได้การเคลื่อนที่ที่ถูก normalized โดยไม่ต้อง ทำการวิเคราะห์ทุกรอบการเคลื่อนที่ ผู้วิจัยได้ทำการหาผลตอบสนองของโครงสร้างที่มี $m = 5,102$ kg $\xi = 0.03$ และ $\omega_n = 12.57$ rad/s โดยการเปลี่ยนแปลงค่า γ_h เพื่อแสดงให้เห็นว่าแอมพลิจูดของการตอบสนองแบบคงตัวเมื่อเกิดการสั่นพ้องขึ้นอยู่กับค่า γ_h อย่างมาก ดังแสดงในรูปที่ 2.34 จะเห็นว่าเมื่อค่า γ_h เพิ่มมากขึ้น แอมพลิจูดของการตอบสนองจะลดลง แสดงว่า γ_h มีผลต่ออัตราส่วน ความหน่วงโดยตรง



รูปที่ 2.34 การเคลื่อนที่ที่ถูก normalized เมื่อเปลี่ยนแปลงค่า γ_h ในกรณีการสั่นพ้อง

วงรอบฮิสเทอริติกของการสั่นพ้องที่มีการเปลี่ยนแปลงค่า γ_h โดยมีเงื่อนไขเริ่มต้นที่ศูนย์ แสดงดังรูปที่ 2.35 ซึ่งแต่ละรอบของวงรอบฮิสเทอริติกจะแสดงถึงการสลายพลังงานของตัวหน่วงเสียดทาน



รูปที่ 2.35 วงรอบฮิสเทอริติกของโครงสร้างที่ทำการเปลี่ยนแปลงค่า γ_h สำหรับการสั่นแบบฮาร์มอนิก

2.2.1.3 อัตราส่วนความหน่วงเทียบเท่าสำหรับการสั่นแบบอิสระ

อัตราส่วนความหน่วงเทียบเท่าสามารถหาได้จากการสลายพลังงานของโครงสร้างตั้งแต่เริ่มการเคลื่อนที่จนกระทั่งโครงสร้างหยุดเคลื่อนที่ ซึ่งการสั่นแบบอิสระสามารถประมาณจำนวนรอบที่โครงสร้างหยุดเคลื่อนที่ได้ (N_f) จากสมการที่ 2.11a และ 2.11b ดังนั้นจะสามารถหาการสลายพลังงานของโครงสร้างได้จากสมการที่ 2.16

$$\int_0^{\tau_{N_f+1}} [m\ddot{u} + c\dot{u} + ku + f_d \operatorname{sgn}(\dot{u})] \dot{u} d\tau = 0 \quad (2.16)$$

การสลายพลังงานของตัวหน่วงเสียดทานและตัวหน่วงของโครงสร้าง สามารถหาได้จากสมการที่ 2.17

$$\int_0^{\tau_{N_f+1}} [c\dot{u} + f_d \operatorname{sgn}(\dot{u})] \dot{u} d\tau = \frac{1}{2} k(u_0^2 - u_{N_f}^2) \quad (2.17)$$

โดยที่ u_{N_f} คือ ผลการตอบสนองของครั้งรอบที่ N_f ซึ่งหาได้จากการแทนค่า N_f ลงในสมการที่ 2.9 แล้วคูณด้วยค่า μ

จากสมการที่ 2.17 สามารถเขียน u_{N_f} ให้อยู่ในรูปของตัวแปรอัตราส่วนความหน่วงเทียบเท่า (ξ_{eq}) ได้ตามสมการที่ 2.18

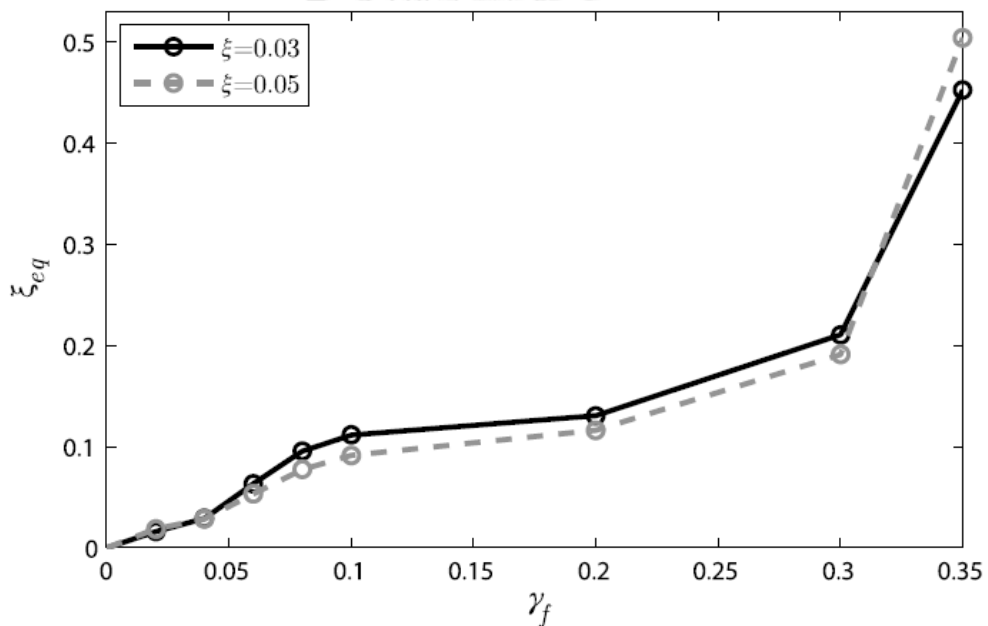
$$\frac{1}{2}ku_0^2(1-e^{-2\pi N_f \xi_{eq}/\sqrt{1-\xi_{eq}^2}}) \approx \frac{1}{2}ku_0^2(1-e^{-2\pi N_f \xi_{eq}}) \quad (2.18)$$

โดยที่ ξ_{eq} เมื่อเทียบกับ 1 มีค่าน้อยมาก

ดังนั้นจะสามารถประมาณอัตราส่วนความหน่วงเทียบเท่าได้จากสมการที่ 2.19 โดยการให้พจน์ทางด้านขวาของสมการที่ 2.17 เท่ากับ สมการที่ 2.18

$$\xi_{eq} = -\frac{1}{\pi N_f} \ln(\bar{u}_{N_f}) \quad (2.19)$$

เนื่องจากค่าของ \bar{u}_{N_f} คือ การเคลื่อนที่ที่ถูก normalized และมีค่าน้อยกว่า 1 เสมอ ทำให้ค่า $\ln(\bar{u}_{N_f})$ ติดลบ ดังนั้น ξ_{eq} จึงมีค่าเป็นบวก จากสมการที่ 2.19 แสดงให้เห็นว่าค่า ξ_{eq} ขึ้นอยู่กับค่า \bar{u}_{N_f} และ N_f ซึ่งทั้งสองค่ามีผลมาจากอัตราส่วนความหน่วง ξ และ γ_f ดังนั้นผู้ทาวิจัยจึงทำการหาอัตราส่วนความหน่วงเทียบเท่าด้วยการเปลี่ยนแปลง γ_f หลายค่า แสดงในรูปที่ 2.36 จะเห็นว่าค่าของ γ_f มีผลโดยตรงกับอัตราส่วนความหน่วงเทียบเท่า



รูปที่ 2.36 ค่าอัตราส่วนความหน่วงเทียบเท่าเนื่องจากผลการเปลี่ยนแปลง γ_f ในการสั่นแบบอิสระ

2.2.1.4 อัตราส่วนความหน่วงเทียบเท่าสำหรับการสั่นแบบฮาร์มอนิก

ผลเฉลยแบบปิดของการสั่นพ้องแบบฮาร์มอนิกได้ถูกพิสูจน์ไปแล้วในหัวข้อก่อน โดยผลการตอบสนองของโครงสร้างจะมีลักษณะ คือ จะมีการเพิ่มแอมพลิจูดของการเคลื่อนที่ขึ้นในช่วงการตอบสนองแบบชั่วคราว เนื่องจากพลังงานที่ใส่เข้าไปในโครงสร้างจากแรงภายนอกแบบฮาร์มอนิกที่ทำให้เกิดการสั่นพ้องนั้นมากกว่าการสลายพลังงานของตัวหน่วงเสียดทาน แต่ช่วงการตอบสนองแบบคงตัวพลังงานที่ใส่เข้าไปในโครงสร้างจะเท่ากับพลังงานที่สลายออก

กำหนดให้ N_h คือ จำนวนครั้งรอบที่โครงสร้างมีผลการตอบสนองแบบคงตัว จะสามารถหาการสลายพลังงานได้ตามสมการที่ 2.20

$$\int_{x_{N_h}}^{x_{N_h+2}} [c\dot{x} + f_d \operatorname{sgn}(\dot{x})] dx = 2\pi\xi kx_{N_h}^2 + 4f_d x_{N_h} \quad (2.20)$$

โดยที่ x_{N_h} คือ ผลการตอบสนองเมื่อโครงสร้างเข้าสู่ช่วงผลการตอบสนองแบบคงตัวซึ่งหาได้โดยนำ \bar{x}_{N_h} คูณด้วย x_{st}

จากสมการที่ 2.20 สามารถรวมผลของการสลายพลังงานของโครงสร้างและตัวหน่วงเสียดทานได้เป็นค่าความหน่วงเทียบเท่า c_{eq} ดังนั้นสมการที่ 2.20 สามารถเขียนใหม่ได้เป็นสมการที่ 2.21 คือ

$$\int_{x_{N_h}}^{x_{N_h+2}} c_{eq} \dot{x} dx = \int_{T_{N_h}}^{T_{N_h+2}} c_{eq} \dot{x}^2 dt = 2\pi\xi_{eq} kx_{N_h}^2 \quad (2.21)$$

โดยที่ ξ_{eq} คือ อัตราส่วนความหน่วงที่สัมพันธ์กับ c_{eq}

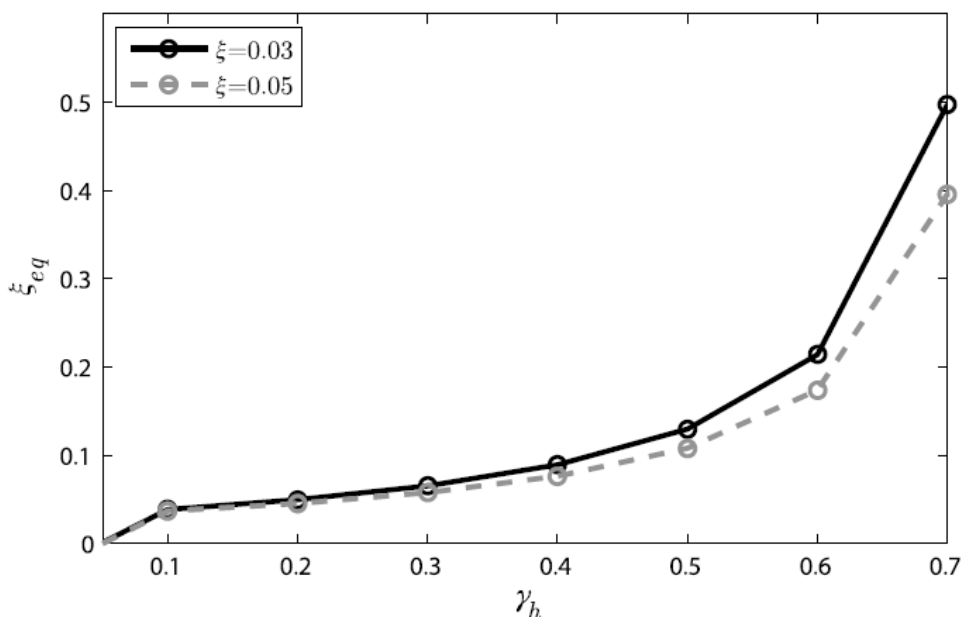
จากสมการที่ 2.20 และ สมการที่ 2.21 จะสามารถหา ξ_{eq} ได้จากสมการที่ 2.22

$$\xi_{eq} = \xi + \frac{2}{\pi} \frac{\gamma_h}{\bar{x}_{N_h}} \quad (2.22)$$

จากสมการที่ 2.22 จะเห็นว่า อัตราส่วนความหน่วงเทียบเท่าจะขึ้นกับค่า γ_h และแอมพลิจูดผลการตอบสนองในช่วงการตอบสนองแบบคงตัว ตามสมการที่ 2.15 ในบางครั้งค่า N_h อาจจะมีค่ามากเนื่องจากพจน์พจน์ของเอกซ์โพเนนเชียลมีค่าใกล้เคียงศูนย์ ทำให้การประมาณค่าของ ξ_{eq} ต้องใช้สมการที่ 2.23

$$\xi_{eq} = \xi + \frac{2\gamma_h (e^{-\xi\pi} - 1)}{\left[(e^{-\xi\pi} + 1)\gamma_h + \frac{(e^{-\xi\pi} - 1)}{2\xi} \right] (e^{-2N_h\xi\pi} - 1)\pi} \cong \xi + \frac{2\gamma_h (1 - e^{-\xi\pi})}{\left[(e^{-\xi\pi} + 1)\gamma_h + \frac{(e^{-\xi\pi} - 1)}{2\xi} \right] \pi} \quad (2.23)$$

จากรูปที่ 2.37 แสดงค่าอัตราส่วนความหน่วงเทียบเท่า ξ_{eq} ที่ได้จากการเปลี่ยนแปลงค่า γ_h และจะเห็นว่า เมื่อเพิ่มค่า γ_h จะทำให้ค่าอัตราส่วนความหน่วงเทียบเท่าเพิ่มขึ้นเช่นกัน



รูปที่ 2.37 อัตราส่วนความหน่วงที่การตอบสนองแบบคงตัวโดยการเปลี่ยนแปลงค่า γ_h

ผลเฉลยรูปแบบปิดของการสั่นแบบอิสระและการสั่นแบบฮาร์มอนิกที่มีตัวหน่วงเสียดทาน ถูกทำให้อยู่ในรูปของตัวแปรใหม่ คือ อัตราส่วนแรงเสียดทาน (γ_f , γ_h) และจำนวนรอบของจุดสูงสุด และต่ำสุดของการเคลื่อนที่ งานวิจัยนี้ยังสามารถหาผลการตอบสนองของโครงสร้างในช่วงผลการตอบสนองแบบชั่วคราวและผลการตอบสนองแบบคงตัว โดยหามาจากผลเฉลยรูปแบบปิดในกรณีของการสั่นพ้อง สุดท้ายแล้วจะหาอัตราส่วนความหน่วงเทียบเท่าที่อยู่ในรูปของอัตราส่วนแรงเสียดทาน สำหรับการสั่นแบบอิสระและการสั่นแบบฮาร์มอนิกได้

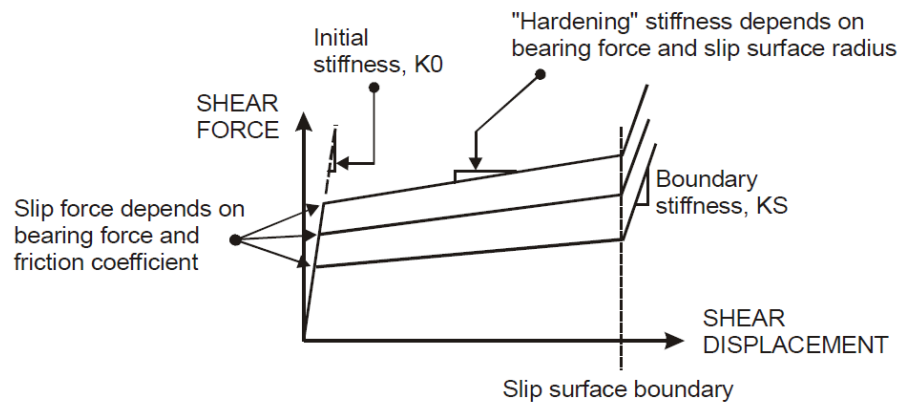
2.2.2 ชั้นส่วน Friction-Pendulum Isolator ในโปรแกรม PERFORM-3D

2.2.2.1 พฤติกรรมแบกทาน

Friction-Pendulum Isolators เป็นชั้นส่วนที่มีสติเฟนสของแรงกดสูงมากแต่ไม่แข็งเกร็ง โดยปกติแล้วชั้นส่วน Friction-Pendulum สามารถที่จะมีแรงดึงได้ แต่เมื่อเกิดแรงดึงภายในชั้นส่วน โปรแกรม PERFORM-3D (2006) จะสมมติให้แรงเสียดทานเป็นศูนย์

2.2.2.2 ความสัมพันธ์ของแรงกระทำกับการเปลี่ยนแปลงรูปร่างในแรงเฉือน

พฤติกรรมของแรงเฉือนตามรูปที่ 2.38 โดยมีลักษณะสำคัญดังนี้



รูปที่ 2.38 พฤติกรรมของ Friction-Pendulum Isolator

- 1) ก่อนที่ชิ้นส่วนจะเกิดการไถลจะมีค่าสติฟเนสเริ่มต้นเท่ากับ K_0 ซึ่งค่าของสติฟเนสไม่ควรมากเกินไปจนสมจริงเพราะจะทำให้เกิดข้อผิดพลาดในการคำนวณได้
- 2) แรงไถลขึ้นอยู่กับแรงกดแบกทานและสัมประสิทธิ์แรงเสียดทาน ดังนั้นถ้าเกิดแรงดึงขึ้นจะทำให้แรงเสียดทานเป็นศูนย์
- 3) ค่าสติฟเนส hardening มีค่าเท่ากับแรงกดทับขณะนั้นหารด้วยรัศมีความโค้งของผิวไถล
- 4) สามารถกำหนดความสัมพันธ์ระหว่างความเร็วการไถลและสัมประสิทธิ์แรงเสียดทานได้แบบ multi-linear
- 5) ถ้าการเคลื่อนตัวมากกว่าขอบเขตการไถล (DS) สติฟเนสจะถูกเพิ่มขึ้นเป็น K_S
- 6) ในความจริงแล้ว Friction-Pendulum isolator นอกจากจะเคลื่อนที่ในแนวราบแล้วยังสามารถเคลื่อนที่ในแนวตั้งได้ เนื่องจากแนวการไถลเป็นเส้นโค้ง ในโปรแกรม PERFORM-3D การเคลื่อนที่ในแนวตั้งจะถูกคำนวณด้วยทฤษฎี $P-\Delta$ แทน

2.2.2.3 สมมติฐานสำหรับ Push-Over Analysis

สำหรับการวิเคราะห์แรงแผ่นดินไหว โปรแกรม PERFORM-3D จะปรับค่าของแรงไถล สติฟเนส hardening ตามค่าแรงกดแบกทานที่เกิดขึ้น อย่างไรก็ตามสำหรับการวิเคราะห์ Push-Over โปรแกรม PERFORM-3D จะสมมติให้แรงกดแบกทานมีค่าคงที่โดยมีค่าเท่ากับแรงแบกทานที่เกิดจากการวิเคราะห์แรงโน้มถ่วงเท่านั้น ดังนั้นจะต้องทำการวิเคราะห์แรงโน้มถ่วงก่อนทำการวิเคราะห์แผ่นดินไหวหรือ Push-Over ไม่เช่นนั้นแรงแบกทานจะมีค่าเท่ากับศูนย์ทำให้แรงไถลหรือแรงเสียดทานเท่ากับศูนย์เช่นกัน

2.2.2.4 สมมติฐานสำหรับการวิเคราะห์แรงโน้มถ่วง (Gravity Analysis)

โปรแกรม PERFORM-3D จะไม่คิดแรงเฉือนและผลของการเปลี่ยนแปลงรูปร่างเนื่องจากแรงเฉือนในการวิเคราะห์แรงโน้มถ่วงก่อนการวิเคราะห์แผ่นดินไหว หรือ การวิเคราะห์ Push-Over เนื่องจากการวิเคราะห์แรงโน้มถ่วงอาจทำให้เกิดการเคลื่อนที่ในแนวราบส่งผลให้เกิดการเปลี่ยนแปลงรูปร่างด้วยแรงเฉือนที่ Friction-Pendulum isolator ได้ ถึงแม้ว่าการเปลี่ยนแปลงรูปร่างด้วยแรงเฉือนที่เกิดขึ้นจะมีค่าน้อยแต่เมื่อคูณกับค่าสติฟเนสเริ่มต้น K_0 จากการเปลี่ยนแปลงรูปร่างด้วยแรงเฉือนที่น้อยอาจทำให้เกิดแรงเฉือนที่มีนัยสำคัญได้ และถ้ากำหนดให้สติฟเนสเริ่มต้น K_0 มีค่าน้อยมากหรือเท่ากับศูนย์จะทำให้โครงสร้างไม่มีเสถียรภาพได้

2.2.2.5 พฤติกรรมที่ขอบเขต (Boundary Behavior)

โดยปกติแล้วการเคลื่อนที่ในแนวราบของ Friction-Pendulum isolator ไม่ควรที่จะเลื่อนไกลเกินขอบเขตการไกล ดังนั้นอาจจะต้องเลือกให้มีค่าสติฟเนสเป็นศูนย์ แต่ถ้ามีการเลื่อนไกลเกินขอบเขตสติฟเนสที่ขอบเขต (KS) ควรที่จะมีค่า

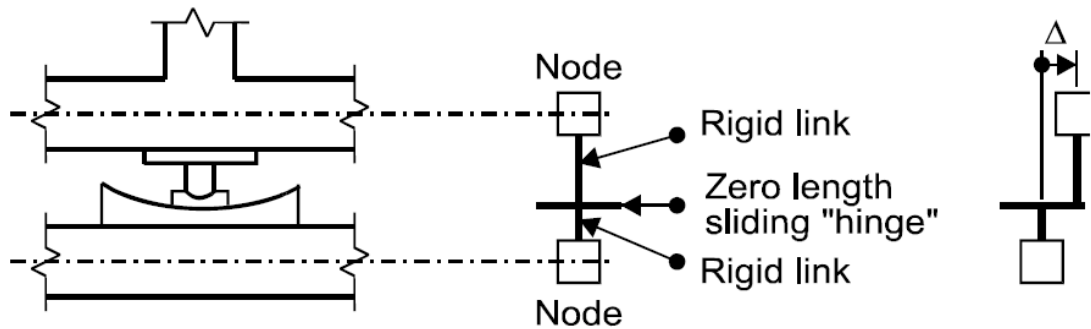
2.2.2.6 Time step สำหรับการวิเคราะห์พลศาสตร์

เนื่องจากแรงเสียดทานเป็นผลมาจากแรงกดแบกทานและความเร็วการไกล Friction-Pendulum isolators จะแปรปรวนต่อการคำนวณได้ง่าย ดังนั้นสำหรับการวิเคราะห์พลศาสตร์ควรที่จะวิเคราะห์โดยใช้ Time step หลายๆค่าแล้วนำมาเปรียบเทียบกัน

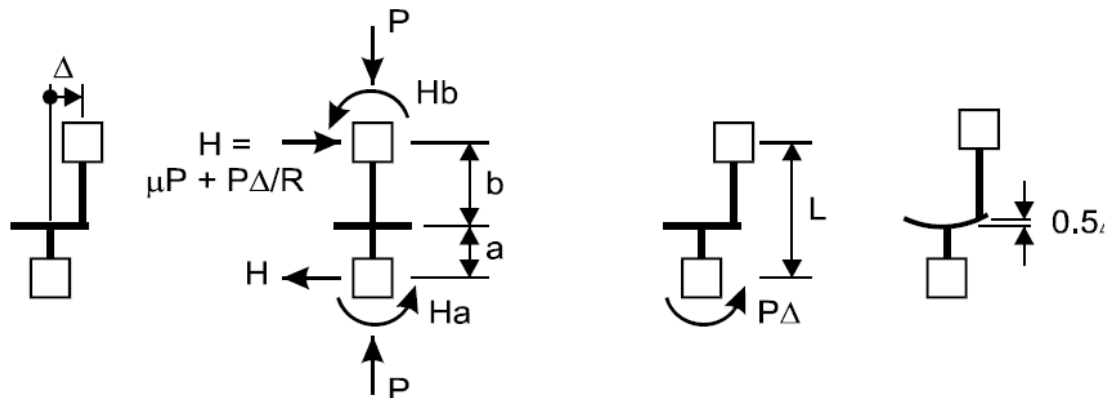
2.2.2.7 ผลของ $P-\Delta$ ใน Friction Pendulum Isolator

Friction-Pendulum Isolator มีลักษณะตามรูปที่ 2.39(a) ส่วนแบบจำลองของชิ้นส่วนนี้จะปฏิบัติตามรูปที่ 2.39(b) โดยที่ชิ้นส่วนนี้ประกอบด้วย 2 จุด และพื้นผิวการไกลที่ถูกเชื่อมกับจุดด้วยชิ้นส่วนแข็งเกร็ง (Rigid link) และมีลักษณะการเคลื่อนที่ตามรูปที่ 2.39(c) ทำให้เกิดแรงภายในตามรูปที่ 2.40(a) โดยรูปที่ 2.40(b) แสดงแรงที่จุดโดยไม่คิดผลของ $P-\Delta$ การไม่คิดผลของ $P-\Delta$ มีค่าเท่ากับสมมติว่า Δ มีค่าเท่ากับศูนย์หรือมีค่าน้อยมาก ดังนั้นโมเมนต์ดัดด้านบนจะมีค่าเท่ากับแรงเสียดทานคูณด้วยความยาวของชิ้นส่วนแข็งเกร็งด้านบน เช่นเดียวกับกับโมเมนต์ดัดด้านล่างมีค่ากับแรงเสียดทานคูณด้วยความยาวของชิ้นส่วนแข็งเกร็งด้านล่าง รูปที่ 2.40(c) แสดงแรงที่เพิ่มขึ้นที่จุดเมื่อพิจารณาผลของ $P-\Delta$ ในกรณีนี้ Δ ไม่ได้ถูกสมมติให้ค่าน้อยมากหรือเท่าศูนย์ ดังนั้นโมเมนต์ที่เพิ่มขึ้นที่ชิ้นส่วนด้านล่างจะเท่ากับแรงกดแบกทานคูณด้วยการเคลื่อนที่ในแนวราบ ส่วนรูปที่ 2.40(d) แสดงผลจากการที่ isolator เคลื่อนที่ขึ้นบนแป้นรองเป็นผลให้เกิดสติฟเนส hardening ขึ้น เช่นเดียวกับกับผลของ $P-\Delta$ แต่อย่างไรก็ตามผลของสติฟเนส hardening นั้นได้ถูกพิจารณาไปแล้วในความสัมพันธ์ของแรงกระทำกับการเปลี่ยนแปลงรูปร่างและการเคลื่อนที่ขึ้นลงของ isolator นั้น

ไม่ได้ถูกพิจารณาในการวิเคราะห์แบบจำลองเช่นกัน ดังนั้นโปรแกรม PERFORM-3D จะพิจารณาผลของ $P-\Delta$ เท่านั้น



รูปที่ 2.39 (a) ลักษณะของ Friction-Pendulum Isolator (b) แบบจำลองของ Friction-Pendulum Isolator (c) การเคลื่อนตัวของ Friction-Pendulum Isolator



รูปที่ 2.40 (a) การเคลื่อนตัวของ Friction-Pendulum Isolator (b) แรงภายในและแรงที่จุดโดยไม่พิจารณาผลของ $P-\Delta$ (c) แรงเพิ่มเติมจากการพิจารณาผลของ $P-\Delta$ (d) แรงเพิ่มเติมจากการพิจารณาผลของการเคลื่อนที่อย่างมาก

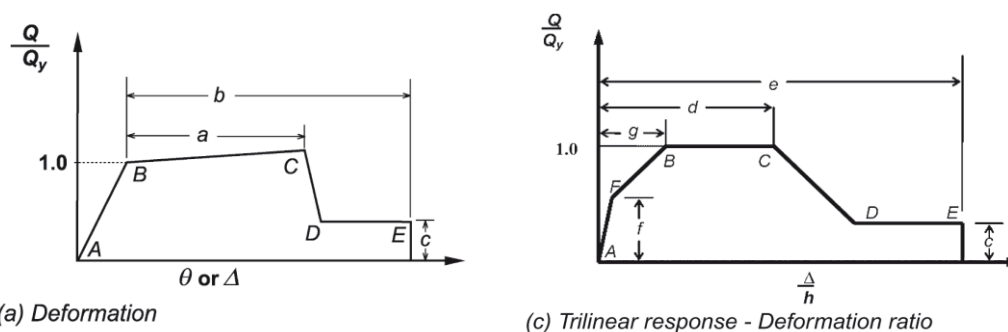
2.2.3 การวิเคราะห์โครงสร้างด้วยวิธีพลศาสตร์ไม่เชิงเส้น ตามมาตรฐาน ASCE41-13

2.2.3.1 โครงต้านแรงดัดคอนกรีตเสริมเหล็ก

โครงต้านแรงดัดคอนกรีตเสริมเหล็ก (Concrete Moment Frame) คือ โครงสร้างที่ได้รับ การออกแบบให้สามารถต้านทานแรงกระทำทางด้านข้าง ประกอบด้วยชิ้นส่วนหลักในแนวราบ ได้แก่ คาน พื้น ชิ้นส่วนหลักในแนวตั้ง ได้แก่ เสา รวมถึงจุดต่อระหว่างคานและเสา สามารถพิจารณาให้มีการรับแรงร่วมกันกับองค์อาคารอื่น เช่น โครงสร้างกำแพงรับแรงเฉือน (Shear Wall) โครงสร้างยึดรั้ง (Braced Frame) เป็นต้น

ภายใต้สภาวะการรับแรงกระทำจากแผ่นดินไหวแบบประวัติเวลา โครงสร้างจะแสดงพฤติกรรมตอบสนองต่อแรงกระทำแบบไม่เชิงเส้น การเลือกใช้วิธีพลศาสตร์ไม่เชิงเส้น (Nonlinear

Dynamic Procedure, NDP) สามารถให้ผลวิเคราะห์ที่ถูกต้องและแม่นยำ เหมาะสมกับทุกรูปแบบของโครงสร้าง เนื่องจากในการวิเคราะห์ชิ้นส่วนโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กแต่ละชิ้นส่วนจะถูกจำลองพฤติกรรมให้เป็นไปตามความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเสียรูป (Generalized Load-Displacement Relation) ที่พิจารณาถึงคุณสมบัติทางด้านกำลัง สติฟเนสของชิ้นส่วน และการเสื่อมถอยของกำลังและสติฟเนส (Strength and Stiffness Degradation) ภายใต้แรงกระทำแบบวัฏจักร (Hysteretic Behavior) ดังแสดงในรูปที่ 2.41

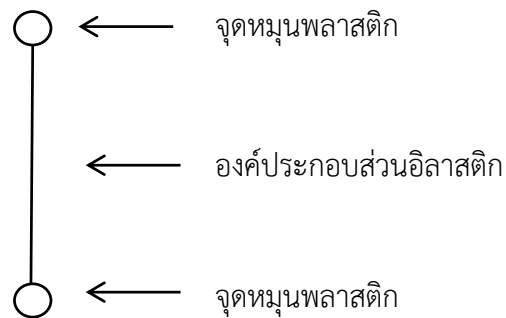


รูปที่ 2.41 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเสียรูป (Generalized Load-Deformation Relation) ของชิ้นส่วนโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก (ASCE41-13)

จากรูปที่ 2.41 แสดงให้เห็นถึงพฤติกรรมการเสียรูปของชิ้นส่วน โดยเริ่มจากความสัมพันธ์แบบเชิงเส้นที่จุด A (Unloading Component) ไปยังจุด B ซึ่งเป็นจุดครากประสิทธิผล เมื่อให้แรงกระทำต่อ จากจุด B ไป C ยังคงความสัมพันธ์แบบเชิงเส้นแต่ความชันลดลงเหลือประมาณ 0-10% ของค่าสติฟเนสเริ่มต้น เป็นผลจากการเกิดสภาวะ Strain Hardening ขึ้นในชิ้นส่วน หลังจากจุด C ชิ้นส่วนเข้าสู่สภาวะ Strength Degradation เกิดการสูญเสียกำลังต้านทานแรงด้านข้างอย่างฉับพลันจนถึงจุด D และมีค่ากำลังต้านทานคงค้างจนถึงจุด E

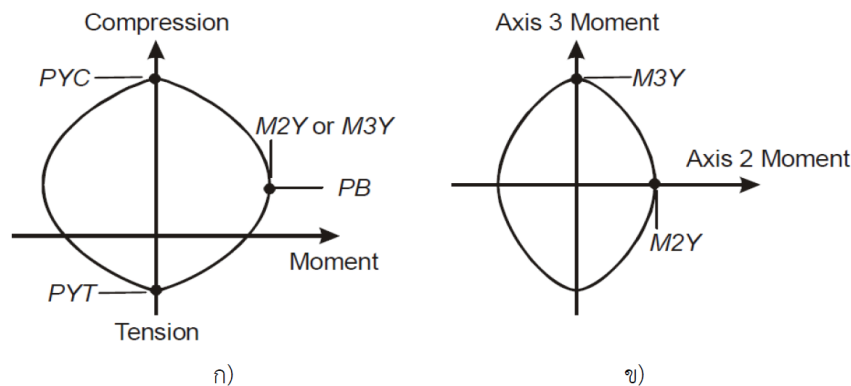
2.2.3.2 แบบจำลองชิ้นส่วนเสา

การสร้างแบบจำลองสำหรับวิเคราะห์โครงสร้าง แบบจำลองที่ใช้ต้องสามารถแสดงถึงพฤติกรรมของลักษณะความเสียหายแบบไม่เชิงเส้นที่เกิดขึ้นในชิ้นส่วนโครงสร้าง และมีความสอดคล้องตามที่มาตรฐานได้กำหนดไว้เพื่อสามารถนำไปใช้ตรวจสอบตามเกณฑ์การยอมรับสำหรับประเมินกำลังความต้านทานของชิ้นส่วนนั้นได้ ในการสร้างแบบจำลองชิ้นส่วนเสา พิจารณาแบบจำลองออกเป็น 2 ส่วน คือ บริเวณปลายเสา ทำการจำลองด้วยจุดหมุนพลาสติก เนื่องจากเป็นจุดที่เสาได้รับแรงกระทำด้านข้างแล้วจะส่งผลให้เกิดโมเมนต์ดัดสูงสุด ส่วนบริเวณอื่นยังคงคุณสมบัติแบบอีลาสติก แสดงดังรูปที่ 2.42



รูปที่ 2.42 แบบจำลองเสาพฤติกรรมแบบไม่เชิงเส้น

เสาเป็นชิ้นส่วนที่มีความสามารถในการรับแรงได้ทั้งในแนวแกนและโมเมนต์ดัด 2 ทิศทาง จุดหมุนพลาสติกในเสาจึงมีคุณสมบัติแบบ P-M-M Hinge กล่าวคือ เมื่อจุดหมุนพลาสติกเกิดการครากการเสีรูปร่างจะเกิดขึ้นในรูปแบบของการยึดหดในแนวแกนและการหมุน สำหรับกำลังของหน้าตัดเสาจะถูกกำหนดโดยความสัมพันธ์ระหว่างแรงในแนวแกนและโมเมนต์ดัด หรือแสดงด้วย กราฟเส้นโค้งปฏิสัมพันธ์ (P-M-M Interaction Diagram) ดังรูปที่ 2.43 อีกคุณสมบัติหนึ่งที่น่าสนใจนำมาพิจารณาร่วมด้วยคือ กำลังรับแรงเฉือนของหน้าตัดเสา โดยมีกำลังสูงสุดที่ตำแหน่งกึ่งกลางชิ้นส่วนเสา สามารถคำนวณได้จากความสามารถในการรับแรงเฉือนของคอนกรีตร่วมกับเหล็กเสริม

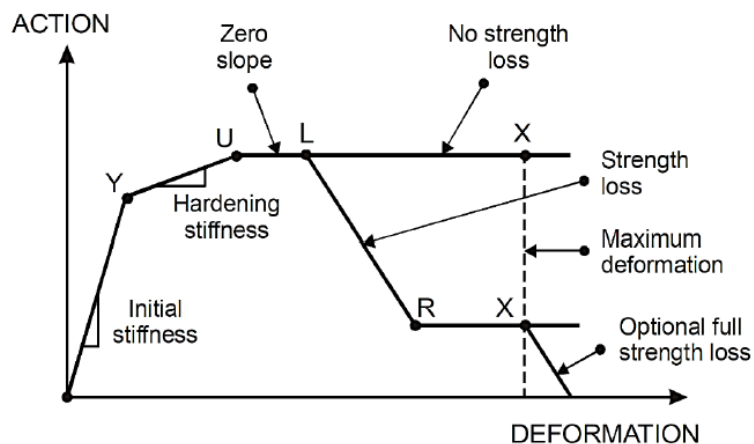


รูปที่ 2.43 กราฟเส้นโค้งปฏิสัมพันธ์ (P-M-M Interaction Diagram) ที่ตำแหน่ง

ก) โมเมนต์ดัดอีกแกนหนึ่งไม่มีค่า และ ข) ไม่มีแรงในแนวแกน

2.2.3.3 การลดลงของสติฟเนสหลังจากชิ้นส่วนเกิดการคราก (Post-Yield Hardening Stiffness)

การวิเคราะห์โครงสร้างที่มีพฤติกรรมแบบไม่เชิงเส้น จำเป็นต้องพิจารณาข้อมูลความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเสีรูปร่างของหน้าตัด (Moment-Curvature Relation) ประกอบกับข้อมูลความสัมพันธ์เชิงกลของวัสดุ (Stress-Strain Relation) ในการกำหนดความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเสีรูปร่าง (Basic F-D Relationship) ที่เกิดขึ้นในชิ้นส่วนโครงสร้างแบบอินอีลาสติก ดังแสดงในรูปที่ 2.44



รูปที่ 2.44 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเสียรูปของชิ้นส่วนโครงสร้างแบบอินเอลลาสติก (CSI, 2011)

โดยมีตำแหน่งเป็นจุดสำคัญ ดังนี้

จุด Y, Yield point คือ จุดที่ชิ้นส่วนเกิดการคราก และเริ่มมีพฤติกรรมแบบไม่เชิงเส้น

จุด U, Ultimate strength point คือ จุดที่ชิ้นส่วนสามารถรับกำลังได้สูงสุด

จุด L, Ductile limit point คือ จุดที่ชิ้นส่วนเกิดการสูญเสียกำลัง (Strength loss) เมื่อมีการเสียรูปมากขึ้น

จุด R, Residual strength point คือ จุดที่แสดงกำลังคงค้างของชิ้นส่วน เกิดจากการสูญเสียกำลังถึงจุดต่ำสุดแต่ยังคงสามารถเสียรูปเพิ่มขึ้นได้

จุด X คือ จุดที่ชิ้นส่วนสูญเสียแรงต้านทานโดยสิ้นเชิง ไม่นำมาใช้ในการวิเคราะห์การเสียรูปของชิ้นส่วน

สำหรับการเสียรูปแบบ Trilinear ที่คิดรวมผลของการสูญเสียกำลัง (Strength Loss) ของวัสดุตามมาตรฐาน ASCE41 (2013) ได้มีการกำหนดค่าตัวแปรสำหรับใช้ในการสร้างกราฟความสัมพันธ์ข้างต้น ทั้งนี้ยังคงมีบางส่วนที่ระบุไว้ไม่ชัดเจน เช่น พฤติกรรมการลดลงของสติฟเนส (Hardening Stiffness) Haselton (2007) ได้ทำการศึกษาและอธิบายเกี่ยวกับพฤติกรรมดังกล่าวว่าการลดลงของสติฟเนสจะเกิดขึ้นหลังจากชิ้นส่วนโครงสร้างเกิดการครากแล้ว สามารถเขียนความสัมพันธ์ในรูปอัตราส่วนระหว่างกำลังรับโมเมนต์ดัดสูงสุด (Maximum Moment Capacity: M_c) กับกำลังรับโมเมนต์ดัดที่จุดคราก (Yield Moment Capacity: M_y) ดังสมการที่ 2.24

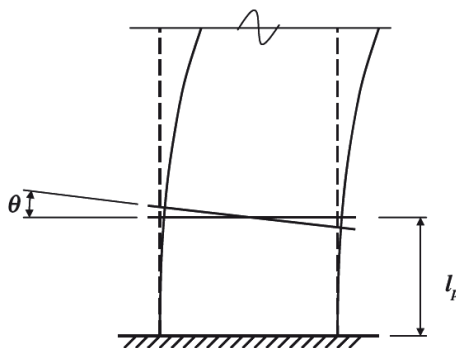
$$M_c / M_y = (1.25)(0.89)^{P/A_g f'_c} (0.91)^{0.01 f'_c} \quad (2.24)$$

โดยที่ f'_c มีหน่วย MPa

2.2.3.4 กำแพงรับแรงเฉือนคอนกรีตเสริมเหล็ก

กำแพงรับแรงเฉือนคอนกรีตเสริมเหล็ก คือ โครงสร้างที่มีความสามารถในการต้านทานแรงด้านข้าง ทั้งแรงในแนวตั้งและแรงในแนวราบ ประกอบด้วยหน้าตัดคอนกรีตและการเหล็กเสริมที่มีความต่อเนื่องตลอดความสูงของโครงสร้างกำแพง สำหรับพฤติกรรมแบบไม่เชิงเส้นของกำแพงรับแรงเฉือนเนื่องจากแรงกระทำจากแผ่นดินไหว จะถูกจำลองให้เป็นไปตามความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเสียรูป (Generalized load-deformation relation) ที่คำนึงถึงคุณสมบัติทางด้านกำลัง สติฟเนส รวมถึงการเสื่อมถอยของกำลังต้านทานและสติฟเนสของโครงสร้างภายใต้แรงกระทำแบบวัฏจักร เช่นเดียวกันกับการวิเคราะห์โครงสร้างต้านแรงดัดคอนกรีตเสริมเหล็ก ความเสียหายแบบอินอีลาสติกที่เกิดขึ้นในกำแพงรับแรงเฉือนสามารถแบ่งออกเป็น 2 แบบตามพฤติกรรมการรับแรง คือ พฤติกรรมความเสียหายที่ถูกควบคุมโดยการดัด และพฤติกรรมความเสียหายที่ถูกควบคุมโดยแรงเฉือน

สำหรับกำแพงรับแรงเฉือนที่มีพฤติกรรมความเสียหายถูกควบคุมโดยการดัด เป็นผลมาจากเหล็กเสริมในแนวตั้งมีปริมาณไม่เพียงพอในการต้านทานโมเมนต์ดัดจึงทำให้เกิดความเสียหายขึ้น เมื่อขึ้นส่วนกำแพงรับแรงเฉือนเกิดพฤติกรรมการเสียรูปแบบอินอีลาสติก กำลังและความต้านทานจะพิจารณาได้จาก ค่ามูมของจุดหมุนพลาสติกที่เกิดบริเวณปลายชิ้นส่วน ดังแสดงในรูปที่ 2.45



รูปที่ 2.45 การหมุนของจุดหมุนพลาสติกในกำแพงรับแรงเฉือนที่มีพฤติกรรมความเสียหายถูกควบคุมโดยการดัด(ASCE, 2013)

ที่สภาวะขึ้นส่วนเกิดการคราก (จุด B ในกราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเสียรูปของขึ้นส่วน) ค่าการหมุนของจุดหมุนพลาสติก สามารถคำนวณได้จากสมการ 2.25 โดยในการวิเคราะห์พฤติกรรมของกำแพงรับแรงเฉือน กำหนดให้ค่าความยาวสมมติของจุดหมุนพลาสติก (assumed plastic hinge length, l_p) มีค่าเท่ากับร้อยละ 50 ของความลึกของขึ้นส่วนรับแรงดัด (flexural depth) และมีค่าน้อยกว่าความสูงของกำแพงรับแรงเฉือนในชั้นนั้น หรือมีค่าไม่เกินร้อยละ 50 ของความยาวองค์อาคารสำหรับขึ้นส่วนกำแพง

$$\theta_y = \left(\frac{M_y}{E_c I} \right) l_p \quad (2.25)$$

โดยที่

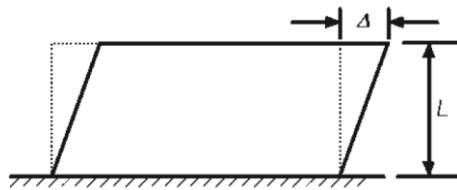
M_y คือ กำลังต้านทานโมเมนต์ดัดที่จุดคราก (yield moment capacity) ของกำแพงรับแรงเฉือน

E_c คือ มอดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีต (modulus of concrete)

I คือ โมเมนต์ความเฉื่อยของชิ้นส่วน (Moment of Inertia)

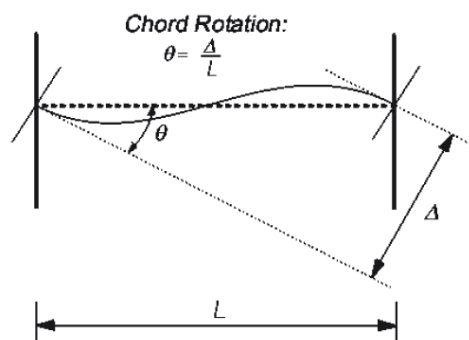
l_p คือ ความยาวสมมติของจุดหมุนพลาสติก (assumed plastic hinge length)

สำหรับกำแพงรับแรงเฉือนที่มีพฤติกรรมความเสียหายถูกควบคุมโดยแรงเฉือน เป็นผลมาจากปริมาณเหล็กปลอกสำหรับต้านทานแรงเฉือนไม่เพียงพอจึงทำให้เกิดความเสียหายขึ้น เมื่อชิ้นส่วนกำแพงรับแรงเฉือนเกิดพฤติกรรมการเสียรูปแบบอินอีลาสติก กราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเสียรูปจะถูกนำมาใช้ในการวิเคราะห์โดยกำหนดให้แกนของการเสียรูปแสดงด้วย ค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ทางด้านข้าง (lateral drift) หรือหมายถึง ค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้น (story drift, Δ) ของกำแพงรับแรงเฉือน แสดงดังรูปที่ 2.46



รูปที่ 2.46 การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นของกำแพงรับแรงเฉือนที่มีพฤติกรรมความเสียหายถูกควบคุมโดยแรงเฉือน (ASCE, 2013)

สำหรับคานเชื่อมกำแพงรับแรงเฉือน (coupling beam) กำหนดให้พิจารณาความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเสียรูปเช่นเดียวกันกับกำแพงรับแรงเฉือน โดยกำหนดให้แกนของการเสียรูปแสดงด้วย ค่าการหมุนของแนวคอร์ด (chord rotation) แสดงดังรูปที่ 2.47



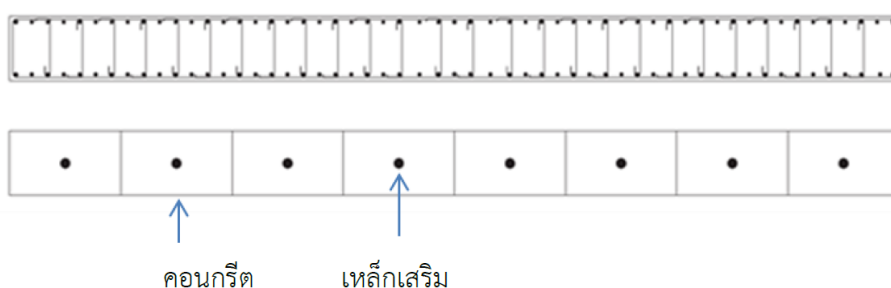
รูปที่ 2.47 การหมุนของแนวคอร์ดในชิ้นส่วนคานเชื่อมกำแพงรับแรงเฉือน (ASCE, 2013)

2.2.3.5 แบบจำลองกำแพงรับแรงเฉือนคอนกรีตเสริมเหล็ก

โดยทั่วไป โครงสร้างที่มีความสามารถรับแรงต้านทานด้านข้างจะพบในโครงสร้างต้านแรงดัดคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีระบบร่วมกับกำแพงรับแรงเฉือน ในสถานะที่แรงแผ่นดินไหวกระทำต่อโครงสร้าง แรงจะถ่ายเทเข้าสู่ระบบต้านทานด้านข้างอย่างมีนัยสำคัญ ส่งผลให้โครงสร้างกำแพงรับแรงเฉือนเกิดความเสียหายก่อนโครงสร้างส่วนอื่น ดังนั้นในการศึกษาจึงควรให้ความสำคัญและทำความเข้าใจต่อพฤติกรรมการรับแรง รวมถึงการวิเคราะห์โครงสร้างของกำแพงรับแรงเฉือนอย่างละเอียด

สำหรับการสร้างแบบจำลองกำแพงรับแรงเฉือนเลือกใช้แบบจำลองประเภท หน้าตัดไฟเบอร์ (Fiber cross section) ที่กำหนดให้มีพฤติกรรมแบบอินอีลาสติก สามารถวัดค่าความเครียดเพื่อนำมาใช้สร้างกราฟความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดที่เกิดขึ้นในกำแพงรับแรงเฉือนเป็นผลให้การวิเคราะห์พฤติกรรมของโครงสร้างมีความละเอียดมากยิ่งขึ้น ดังนั้นการเลือกใช้แบบจำลองหน้าตัดไฟเบอร์จึงมีความเหมาะสมกว่าเมื่อเปรียบเทียบกับแบบจำลองชิ้นส่วนเสาที่ประกอบด้วยจุดหมุนพลาสติกที่ปลายชิ้นส่วนกับองค์ประกอบของวัสดุอีลาสติก

แบบจำลองกำแพงรับแรงเฉือน 1 แผ่นจะถูกจำลองให้มีความสูงเท่ากับความสูงของอาคาร 1 ช่วงชั้น ทำการแบ่งแบบจำลองออกเป็นชิ้นส่วนตามที่แสดงให้เห็นในรูปที่ 2.48 โดยแต่ละชิ้นส่วนจะประกอบด้วยองค์ประกอบคอนกรีตและองค์ประกอบเหล็กเสริมในสัดส่วนของแต่ละชั้นแบบจำลองที่เท่ากันตลอดทั้งหน้าตัด



รูปที่ 2.48 แบบจำลองหน้าตัดไฟเบอร์ของกำแพงรับแรงเฉือน

2.2.4 เกณฑ์การยอมรับสำหรับพฤติกรรมแบบไม่เชิงเส้น ตามมาตรฐาน ASCE41-13

การวิเคราะห์โครงสร้างภายใต้การตอบสนองแบบไม่เชิงเส้น สามารถจำแนกพฤติกรรมการวิบัติออกเป็น 2 แบบ ได้แก่ พฤติกรรมที่ถูกควบคุมโดยแรง (Force-controlled action) ใช้สำหรับชิ้นส่วนโครงสร้างที่มีรูปแบบการวิบัติแบบเปราะ (brittle failure mode) เช่น การวิบัติแบบแรงเฉือนในเสา คาน กำแพงรับแรงเฉือน และพฤติกรรมที่ถูกควบคุมโดยการเสียรูป (Displacement-

controlled action) ใช้สำหรับชิ้นส่วนโครงสร้างที่มีรูปแบบการวิบัติแบบเหนียว (ductile failure mode) เช่น การวิบัติแบบดัดที่เกิดขึ้นปลายคานและปลายเสา โดยพิจารณาจากการเสียรูปแบบการหมุนของจุดหมุนพลาสติก (plastic-hinge rotation) ในชิ้นส่วน ตารางที่ 2.3 การจำแนกชิ้นส่วนของโครงสร้างตามรูปแบบการวิบัติ

ตารางที่ 2.3 การจำแนกชิ้นส่วนของโครงสร้างตามรูปแบบการวิบัติ

Table C7-1. Examples of Possible Deformation-Controlled and Force-Controlled Actions

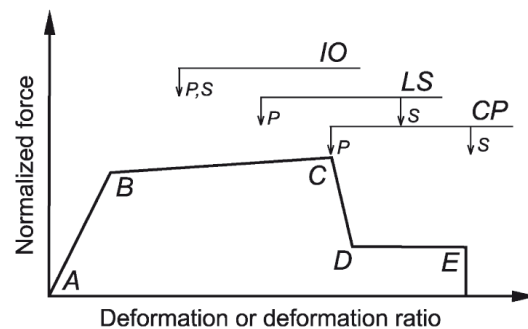
Component	Deformation-Controlled Action	Force-Controlled Action
Moment frames		
• Beams	Moment (M)	Shear (V)
• Columns	—	Axial load (P), V^a
• Joints	—	V^a
Shear walls	M , V	P
Braced frames		
• Braces	P	—
• Beams	—	P
• Columns	—	P
• Shear link	V	P , M
Connections	P , V , M^b	P , V , M
Diaphragms	M , V^c	P , V , M

^aShear may be a deformation-controlled action in steel moment frame construction.

^bAxial, shear, and moment may be deformation-controlled actions for certain steel and wood connections.

^cIf the diaphragm carries lateral loads from vertical-force-resisting elements above the diaphragm level, then M and V shall be considered force-controlled actions.

เมื่อนำรูปแบบการวิบัติของชิ้นส่วนมาพิจารณาร่วมกันกับระดับสมรรถนะของโครงสร้างสามารถบ่งชี้ได้ถึงพฤติกรรมการยอมให้เกิดการเสียรูปในชิ้นส่วน โดยที่ระดับ Immediate Occupancy จะยอมให้เกิดการเสียรูปเกินจุดครากเพียงเล็กน้อย ส่วนระดับ Collapse Prevention จะยอมให้เกิดการเสียรูปเกินจุดครากไปมากแต่ทั้งนี้แรงภายในที่เกิดขึ้นในโครงสร้างต้องไม่เกินความสามารถของชิ้นส่วนจะรับได้ แสดงดังรูปที่ 2.49



รูปที่ 2.49 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเสียรูปของชิ้นส่วนโครงสร้างตามเกณฑ์ที่ยอมรับได้

(ASCE, 2013)

มาตรฐาน ASCE41-13 ได้กำหนดเกณฑ์การยอมรับ (Acceptance Criteria) สำหรับใช้ในการประเมินกำลังความต้านทานของแต่ละองค์ประกอบโครงสร้าง สำหรับชิ้นส่วนเสา ค่าของตัวแปร

ที่ใช้กำหนดเกณฑ์การยอมรับสามารถคำนวณได้จาก ค่าการหมุนของจุดหมุนพลาสติก (Plastic rotation angle) โดยคำนึงผลจากแรงดัด แรงตามแนวแกน และแรงเฉือน สำหรับกำแพงรับแรงเฉือน ค่าของตัวแปรที่ใช้กำหนดเกณฑ์การยอมรับสามารถคำนวณได้จาก มุมหมุนพลาสติกที่ยอมให้ (Acceptable plastic hinge rotation) ดังแสดงในตารางที่ 2.4, ตารางที่ 2.5 และตารางที่ 2.6

ตารางที่ 2.4 กำหนดค่าตัวแปรสำหรับการสร้างแบบจำลอง และหลักเกณฑ์การยอมรับเชิงตัวเลข สำหรับการวิเคราะห์แบบไม่เชิงเส้นของชิ้นส่วนเสาคอนกรีตเสริมเหล็ก (ASCE, 2013)

Conditions	Modeling Parameters ^a			Acceptance Criteria ^a				
	Plastic Rotations Angle (radians)	Residual Strength Ratio	c	Plastic Rotations Angle (radians)				
				Performance Level				
	a	b	c	IO	LS	CP		
Condition i. ^b								
$\frac{P}{A_g f'_c}$	$\rho = \frac{A_s}{b_w s}$							
≤0.1	≥0.006		0.035	0.060	0.2	0.005	0.045	0.060
≥0.6	≥0.006		0.010	0.010	0.0	0.003	0.009	0.010
≤0.1	=0.002		0.027	0.034	0.2	0.005	0.027	0.034
≥0.6	=0.002		0.005	0.005	0.0	0.002	0.004	0.005
Condition ii. ^b								
$\frac{P}{A_g f'_c}$	$\rho = \frac{A_s}{b_w s}$	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$						
≤0.1	≥0.006	≤3 (0.25)	0.032	0.060	0.2	0.005	0.045	0.060
≤0.1	≥0.006	≥6 (0.5)	0.025	0.060	0.2	0.005	0.045	0.060
≥0.6	≥0.006	≤3 (0.25)	0.010	0.010	0.0	0.003	0.009	0.010
≥0.6	≥0.006	≥6 (0.5)	0.008	0.008	0.0	0.003	0.007	0.008
≤0.1	≤0.0005	≤3 (0.25)	0.012	0.012	0.2	0.005	0.010	0.012
≤0.1	≤0.0005	≥6 (0.5)	0.006	0.006	0.2	0.004	0.005	0.006
≥0.6	≤0.0005	≤3 (0.25)	0.004	0.004	0.0	0.002	0.003	0.004
≥0.6	≤0.0005	≥6 (0.5)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Condition iii. ^b								
$\frac{P}{A_g f'_c}$	$\rho = \frac{A_s}{b_w s}$							
≤0.1	≥0.006		0.0	0.060	0.0	0.0	0.045	0.060
≥0.6	≥0.006		0.0	0.008	0.0	0.0	0.007	0.008
≤0.1	≤0.0005		0.0	0.006	0.0	0.0	0.005	0.006
≥0.6	≤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 ^b								
$\frac{P}{A_g f'_c}$	$\rho = \frac{A_s}{b_w s}$							
≤0.1	≥0.006		0.0	0.060	0.4	0.0	0.045	0.060
≥0.6	≥0.006		0.0	0.008	0.4	0.0	0.007	0.008
≤0.1	≤0.0005		0.0	0.006	0.2	0.0	0.005	0.006
≥0.6	≤0.0005		0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

NOTE: f'_c is in lb/in.² (MPa) units.

^aValues between those listed in the table should be determined by linear interpolation.

^bRefer to Section 10.4.2.2 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.

^cWhere $P > 0.7A_g f'_c$, 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_c) 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.

^d V is the design shear force from NSP or NDP.

ตารางที่ 2.5 กำหนดค่าตัวแปรสำหรับการสร้างแบบจำลอง และหลักเกณฑ์การยอมรับเชิงตัวเลข สำหรับการวิเคราะห์แบบไม่เชิงเส้นของกำแพงรับแรงเฉือนคอนกรีตเสริมเหล็กที่ถูกควบคุมโดยแรงดัด (ASCE, 2013)

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

^aLinear interpolation between values listed in the table shall be permitted.

^bA 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.

^cFor 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.

^dConventional 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.

ตารางที่ 2.6 กำหนดค่าตัวแปรสำหรับการสร้างแบบจำลอง และหลักเกณฑ์การยอมรับเชิงตัวเลข สำหรับการวิเคราะห์แบบไม่เชิงเส้นของกำแพงรับแรงเฉือนคอนกรีตเสริมเหล็กที่ถูกควบคุมโดยแรงเฉือน (ASCE, 2013)

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

^aFor shear walls and wall segments, use drift; for coupling beams, use chord rotation; refer to Figures 10-5 and 10-6.

^bFor shear walls and wall segments where inelastic behavior is governed by shear, the axial load on the member must be $\leq 0.15A_s f'_c$; otherwise, the member must be treated as a force-controlled component.

^cConventional 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.

^dFor 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.

2.2.5 ระดับสมรรถนะของโครงสร้าง ตามมาตรฐาน ASCE41-13

ระดับสมรรถนะของโครงสร้าง หมายถึง การกำหนดความสามารถของโครงสร้างในการต้านทานแรงกระทำจากแผ่นดินไหว โดยบ่งบอกได้จากความเสียหายที่เกิดขึ้นกับชิ้นส่วนหลักของโครงสร้างซึ่งมีความจำเป็นต่อการต้านทานแรงแผ่นดินไหว ตามมาตรฐาน ASCE41-13 แบ่งระดับสมรรถนะของโครงสร้างออกเป็น 3 ระดับ ดังนี้

1. ระดับสมรรถนะของโครงสร้างแบบเข้าใช้งานได้ทันที (Immediate Occupancy Level, IO) ภายหลังจากเกิดเหตุการณ์แผ่นดินไหว ความเสียหายโดยรวมที่เกิดขึ้นกับโครงสร้างอยู่ในระดับต่ำ สามารถเข้าใช้งานอาคารได้ทันที กำลังความต้านทานและสติเฟนสของโครงสร้างมีความใกล้เคียงกับสภาพเดิม อาจเกิดความเสียหายเล็กน้อยกับส่วนที่ไม่ใช่โครงสร้าง เช่น รอยแตกร้าวของผนัง และฝ้าเพดาน เป็นต้น

2. ระดับสมรรถนะของโครงสร้างแบบปลอดภัยต่อชีวิต (Life Safety Level, LS) ความเสียหายโดยรวมที่เกิดขึ้นกับโครงสร้างอยู่ในระดับปานกลาง อาคารต้องได้รับการซ่อมแซมก่อนเข้าใช้งานเนื่องจากชิ้นส่วนของโครงสร้างเกิดความเสียหายอย่างมีนัยสำคัญ สูญเสียกำลังความต้านทานและสติเฟนสแต่ยังคงแบกทานน้ำหนักบรรทุกของโครงสร้างได้ เกิดการเคลื่อนตัวระหว่างชั้นเล็กน้อยแบบถาวร

3. ระดับสมรรถนะโครงสร้างแบบป้องกันการพังทลาย (Collapse Prevention) ความเสียหายโดยรวมที่เกิดขึ้นกับโครงสร้างอยู่ในระดับรุนแรงมาก อาคารมีสภาพใกล้พังทลายและไม่ปลอดภัยต่อชีวิต ชิ้นส่วนของโครงสร้างสูญเสียกำลังความต้านทานและสติเฟนสแต่ยังเพียงพอต่อการรับน้ำหนักบรรทุกของโครงสร้างได้ เกิดการเคลื่อนตัวระหว่างชั้นมากแบบถาวร

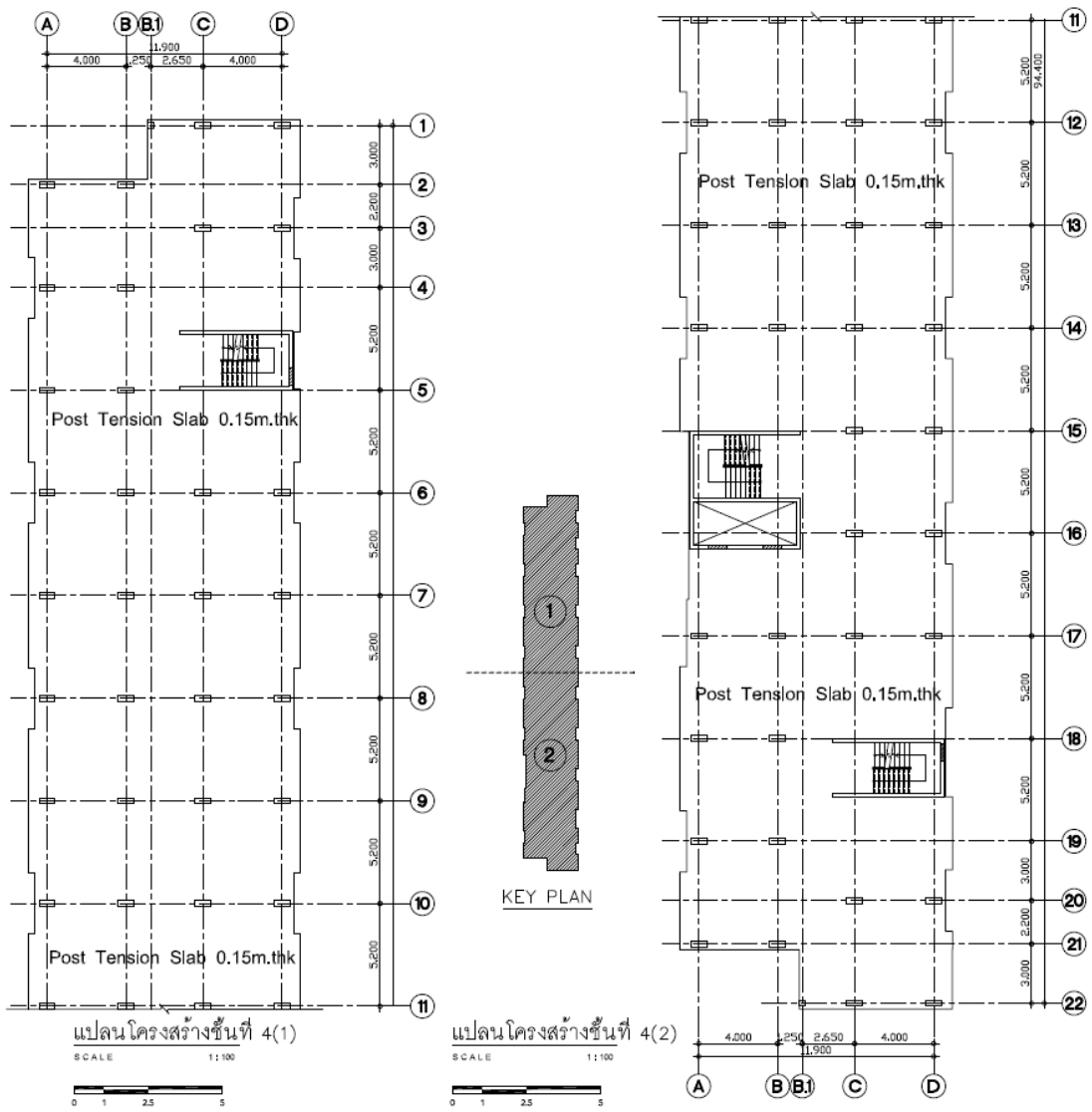
บทที่ 3

อาคารตัวอย่าง

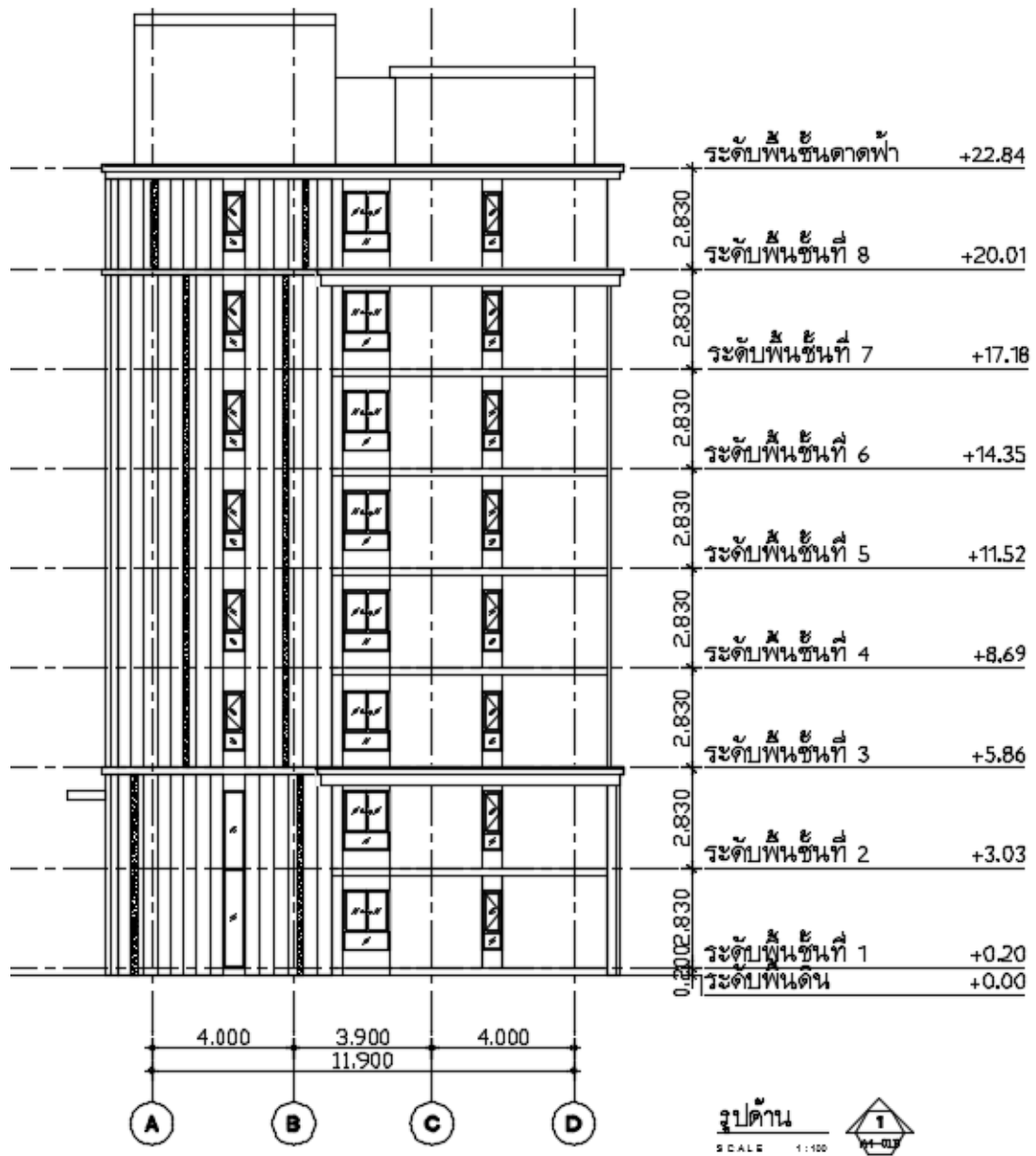
3.1 อาคารตัวอย่าง

3.1.1 ลักษณะของอาคารที่ไม่มีผนังสลายพลังงานแบบเสียดทาน

อาคารที่ทำการศึกษาคือเป็นอาคารชุดสำหรับพักอาศัยขนาด 8 ชั้น โครงสร้างเป็นระบบโครงสร้างด้านทานแรงดัดที่มีองค์ประกอบของกำแพงรับแรงเฉือน ตัวอาคารมีความกว้าง 13.8 เมตร ยาว 94.4 เมตร มีความสูงจากระดับพื้นดิน 27.11 เมตร ระบบด้านทานแรงด้านข้างประกอบด้วยกำแพงรับแรงเฉือนความหนา 0.20 เมตร ของโครงสร้างลิฟต์และบันได แสดงรายละเอียดตามรูปแปลนและรูปด้านของอาคารในรูปที่ 3.1 และรูปที่ 3.2 พื้นของอาคารเป็นระบบพื้นคอนกรีตอัดแรง (Post-Tension Slab) ความหนา 0.15 เมตร สำหรับชั้นทั่วไป อาคารตัวอย่างได้ถูกออกแบบตามมาตรฐาน ACI 1995 และคิดแรงลมตามมาตรฐาน มยผ. 1311-50 ไม่คิดผลของแรงแผ่นดินไหว โดยคิมน้ำหนักบรรทุกจร 200 กิโลกรัมต่อตารางเมตร และน้ำหนักบรรทุกเพิ่มเติม 300 กิโลกรัมต่อตารางเมตร สำหรับชั้นดาดฟ้า ออกแบบให้รับน้ำหนักบรรทุกจร 100 กิโลกรัมต่อตารางเมตร กำหนดใช้กำลังอัดประลัยของคอนกรีต (f_c') เท่ากับ 280 กิโลกรัมต่อตารางเซนติเมตร เหล็กข้ออ้อยเกรด SD40 มีกำลังดึงที่จุดคราก (f_y) เท่ากับ 4,000 กิโลกรัมต่อตารางเซนติเมตร และเหล็กกลมเกรด SR24 มีกำลังคราก (f_{yt}) เท่ากับ 2,400 กิโลกรัมต่อตารางเซนติเมตร รายละเอียดหน้าตัดเสาและกำแพงรับแรงเฉือนแสดงในรูปที่ 3.3 และตารางที่ 3.1-ตารางที่ 3.2 กำหนดให้อัตราส่วนความหน่วงมีค่าเท่ากับ 2%



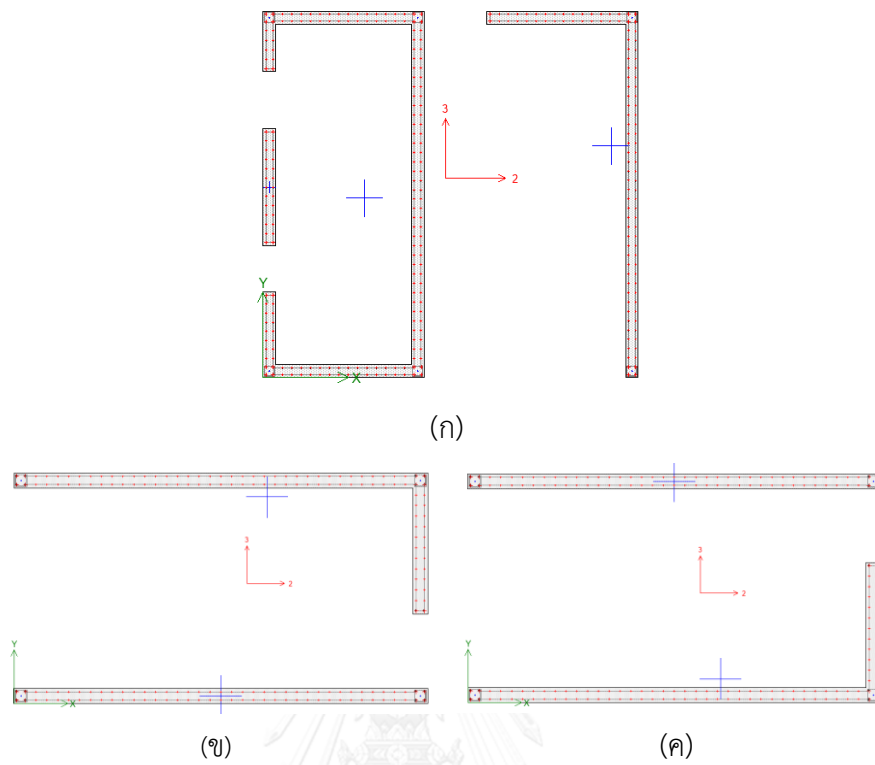
รูปที่ 3.1 รูปแปลนอาคารที่ใช้ในการศึกษา



รูปที่ 3.2 รูปด้านของอาคารที่ใช้ในการศึกษา

ตารางที่ 3.1 รายละเอียดหน้าต่างเสาของอาคารตัวอย่าง

เสา	ช่วงชั้น	หน้าต่าง (ซม. x ซม.)	เหล็กเสริม	จำนวนเหล็กปลอก
C0		20x20	4-DB25	1-RB9@200mm
C1	F-R	25x25	4-DB16	1-RB9@200mm
C2	F-4	25x60	8-DB16+4-DB12	2-RB9@200mm
	4-R	25x60	14-DB12	2-RB9@200mm
C2A	F-3	25x60	8-DB16+4-DB12	2-RB9@200mm
	3-R	25x60	14-DB12	2-RB9@200mm
C3	F-1	25x60	12-DB20	2-RB9@200mm
	1-2	25x60	12-DB16	2-RB9@200mm
	2-5	25x60	8-DB16+4-DB12	2-RB9@200mm
	5-F	25x60	14-DB12	2-RB9@200mm
C3A	F-1	25x60	12-DB20	2-RB9@200mm
	1-2	25x60	12-DB16	2-RB9@200mm
	2-5	25x60	8-DB16+4-DB12	2-RB9@200mm
	5-R	25x60	14-DB12	2-RB9@200mm
C3B	F-1	25x60	12-DB20	2-RB9@200mm
	1-4	25x60	12-DB16	2-RB9@200mm
	4-R	25x60	14-DB12	2-RB9@200mm
C3C	F-3	25x60	12-DB20	2-RB9@200mm
	3-R	25x60	14-DB12	2-RB9@200mm
C4	F-2	25x60	12-DB25	2-RB9@200mm
	2-3	25x60	12-DB20	2-RB9@200mm
	3-5	25x60	12-DB16	2-RB9@200mm
	5-R	25x60	14-DB12	2-RB9@200mm
C4A	F-1	25x60	12-DB25	2-RB9@200mm
	1-2	25x60	12-DB20	2-RB9@200mm
	2-5	25x60	12-DB16	2-RB9@200mm
	5-R	25x60	14-DB12	2-RB9@200mm
CX		20x20	4-DB16	1-RB9@150mm



รูปที่ 3.3 รายละเอียดกำแพงรับแรงเฉือนของอาคารตัวอย่าง

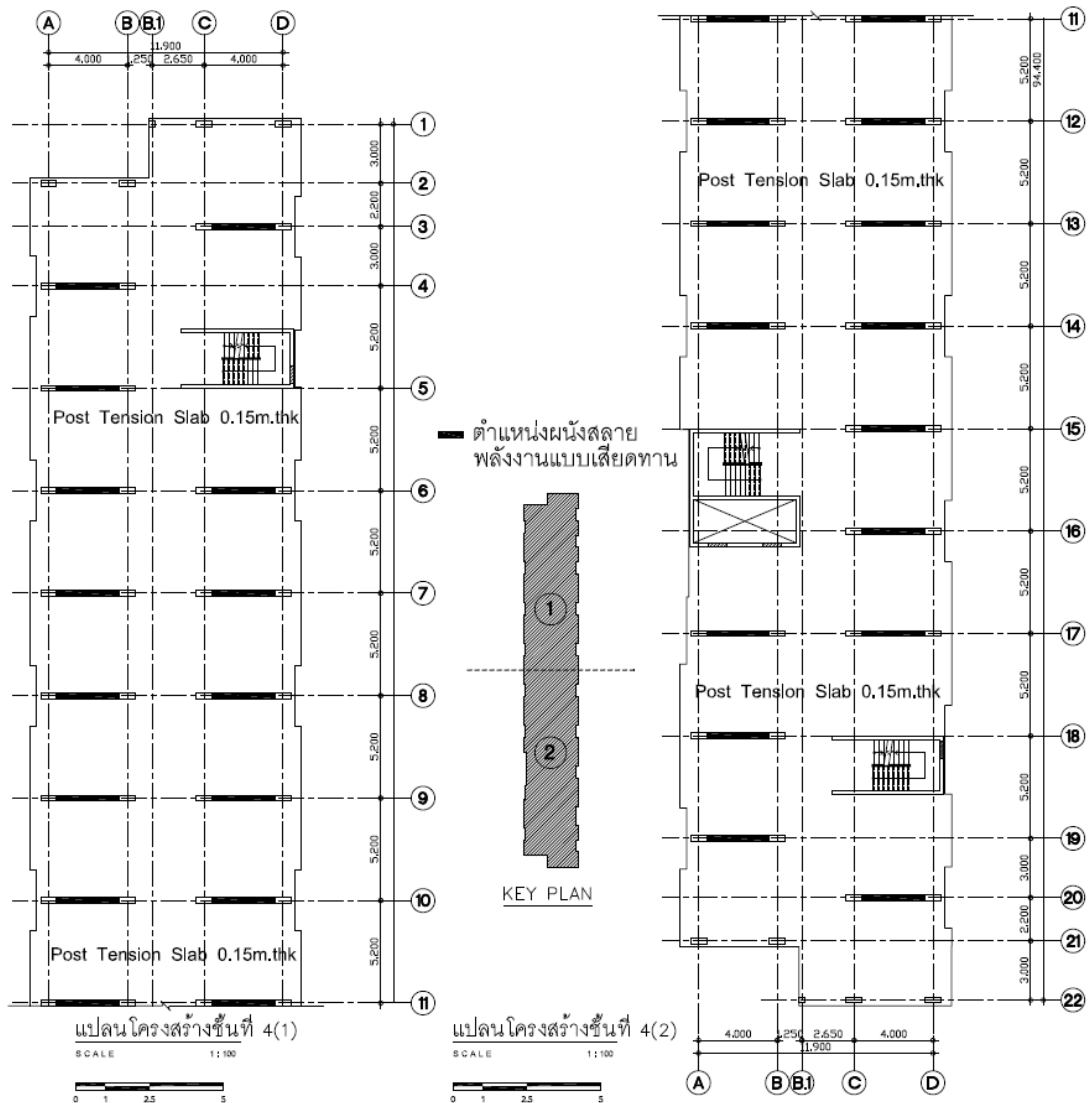
(ก) CORE1, (ข) CORE2 และ (ค) CORE3

ตารางที่ 3.2 รายละเอียดหน้าตัดกำแพงรับแรงเฉือนของกำแพง CORE1, CORE2 และ CORE3

ช่วงชั้น	ความสูงชั้น (เมตร)	รายละเอียดการเสริมเหล็ก
8-R	2.83	DB12mm@0.30m, RB9mm@0.15m corner: 4-DB20, Tie RB9mm@0.15m
7-8	2.83	
6-7	2.83	
5-6	2.83	
4-5	2.83	
3-4	2.83	
2-3	2.83	
1-2	2.83	
F-1	1.30	

3.1.2 คุณสมบัติของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานที่ใช้ศึกษา

อาคารตัวอย่างจะถูกติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานแทนที่กำแพงก่ออิฐกั้นระหว่างห้องตามรูปที่ 3.4



รูปที่ 3.4 ตำแหน่งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานในอาคารตัวอย่าง

งานวิจัยนี้ประยุกต์ระบบผนังสลายพลังงานแบบเสียดทาน (ซึ่งอยู่ระหว่างการจดสิทธิบัตรการประดิษฐ์) ให้กับอาคารชุดพักอาศัยที่ทำการศึกษ ผนังสลายพลังงานแบบเสียดทาน ดังรูปที่ 3.5 ประกอบด้วย 4 ส่วน

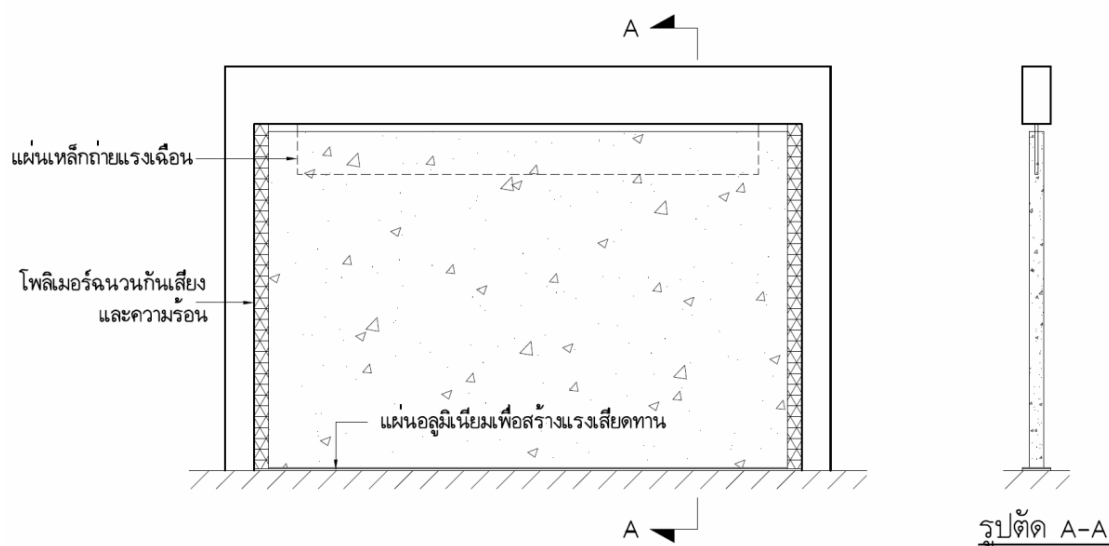
1. ผนังคอนกรีตเพื่อสร้างแรงกดลงบนแผ่นอลูมิเนียมด้วยน้ำหนักของผนังเอง โดยในงานวิจัยนี้จะใช้คอนกรีตมวลเบาเป็นผนัง เนื่องจากมีน้ำหนักเบากว่าผนังคอนกรีตหรือผนังก่ออิฐทั่วไปทำให้

มวลของอาคารลดลงเป็นผลให้แรงแผ่นดินไหวที่กระทำในแต่ละชั้นของอาคารลดลง และมีกำลังอัดเฉลี่ยเท่ากับ 280 กิโลกรัมต่อตารางเซนติเมตร

2. แผ่นโลหะเพื่อสร้างแรงเสียดทาน โดยในงานวิจัยนี้จะใช้แผ่นอลูมิเนียมซึ่งมีค่าสัมประสิทธิ์แรงเสียดทานเท่ากับ 0.42 เพื่อแรงเสียดทานจากน้ำหนักของผนัง แผ่นอลูมิเนียมสามารถที่จะทนทานต่อการเกิดสนิมทำให้ไม่ต้องทำการบำรุงรักษา

3. แผ่นเหล็กเพื่อถ่ายแรงเฉือนเพื่อให้ผนังสามารถเคลื่อนที่ในแนวราบไปพร้อมกับโครงสร้าง โดยไม่รับน้ำหนักกดจากคาน (Non-bearing wall)

4. โพลีเมอร์ฉนวนกันเสียงและความร้อน เพื่อให้ไม่เกิดการรบกวนจากห้องพักอาศัยด้านข้าง



รูปที่ 3.5 รายละเอียดผนังสลายพลังงานแบบเสียดทาน

คุณสมบัติของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานสามารถสรุปได้ตามตารางที่ 3.3 โดยเลขข้างหลังของ FW มาจากความหนาแน่นในหน่วย tons/m^3 ของผนังคอนกรีตมวลเบาที่ใช้ในแบบจำลอง

ตารางที่ 3.3 คุณสมบัติของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทาน

ชื่อของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทาน	ความหนาแน่น (kg/m^3)	น้ำหนักของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทาน (kg)	แรงเสียดทาน $F = \mu N$ (kN)
FW0.6	600	655	2.699
FW1.0	1,000	1,092	4.499
FW1.4	1,400	1,523	6.275
FW1.8	1,800	1,966	8.100

ขนาดของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานจะมีขนาดเท่ากันทั้งหมด คือ ยาว 4 เมตร หนา 0.10 เมตร และสูง 2.73 ดังนั้นจะสามารถสถิติเฟนสของผนังสลายพลังงานได้จากมาตรฐาน ASCE-41 ตามสมการที่ 3.1

$$k_{fw} = \frac{1}{\left(\frac{h_{fw}^3}{3E_{fw}I_{fw}} + \frac{h_{fw}}{t_{fw}L_{fw}G_{fw}} \right)} \quad (3.1)$$

โดยที่ h_{fw} คือ ความสูงของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทาน

t_{fw} คือ ความหนาของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทาน

L_{fw} คือ ความยาวของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทาน

I_{fw} คือ โมเมนต์อินเนอร์เซียของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทาน

E_{fw} คือ โมดูลัสอีลาสติกของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทาน

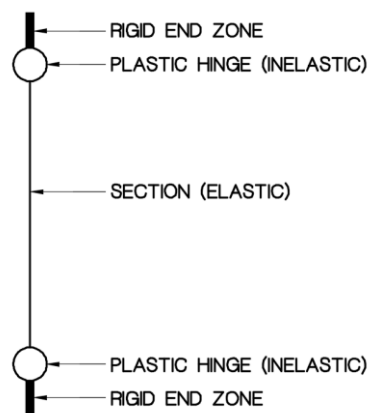
G_{fw} คือ โมดูลัสแรงเฉือนของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทาน

ดังนั้นจากขนาดของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานในแบบจำลองจะได้สถิติเฟนสของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานช่วงก่อนการไหลเท่ากับ 6.975×10^5 kN/m

3.1.3 การจำลองอาคารตัวอย่างที่ไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทาน

3.1.3.1 แบบจำลองเสา

แบบจำลองเสาจะประกอบด้วย 3 ส่วน ตามรูปที่ 3.6 คือ รอยต่อระหว่างเสาและคานให้มีคุณสมบัติเป็นส่วนปลายแข็งเกร็ง (Rigid end zone) ส่วนปลายของเสาจำลองเป็นจุดหมุนพลาสติก เพื่อแทนพฤติกรรมอีลาสติกของเสา และส่วนหน้าตัดเสาที่มีพฤติกรรมเป็นแบบอีลาสติก



รูปที่ 3.6 ส่วนประกอบแบบจำลองเสาในโปรแกรม PERFORM-3D

ส่วนของหน้าตัดเสาที่มีพฤติกรรมอีลาสติกจะถูกกำหนดคุณสมบัติ เช่น ขนาดหน้าตัด ค่ามอดูลัสยืดหยุ่น และอัตราส่วนปัวร์ซองของ โปรแกรม PERFORM-3D จะคำนวณคุณสมบัติของหน้าตัดและมอดูลัสแรงเฉือนให้ตามรูปที่ 3.7

The screenshot displays the 'COMPONENT PROPERTIES' dialog box in the PERFORM-3D software. The 'Cross Sects.' tab is selected, showing a 'Rectangle' section shape with dimensions B=0.25 and D=0.6. The 'Section Properties' section shows calculated values for Axial Area (0.15), Torsional Inertia (0.0024268), Shear Area along Axis 2 (0.125), Bending Inertia about Axis 2 (7.8125E-04), and Shear Area along Axis 3 (0.125), Bending Inertia about Axis 3 (0.0045). The 'Material Stiffness' section shows Young's Modulus (2.54E+07), Poisson's Ratio (0.2), and Shear Modulus (1.0583E+07).

รูปที่ 3.7 การกำหนดคุณสมบัติหน้าตัดเสาในโปรแกรม PERFORM-3D

จุดหมุนพลาสติกที่มีพฤติกรรมแบบอินอีลาสติกจะกำหนดค่าคุณสมบัติของกำลังรับแรงแนวแกน และแรงดัด จาก P-M Diagram ซึ่งคำนวณจากขนาดของหน้าตัดและเหล็กเสริมในเสาตามรูปที่ 3.8 และรูปที่ 3.9 ส่วนค่ามอดูลัสที่โครงสร้างรับได้และ Performance Level นั้นคำนวณจากมาตรฐาน ASCE41-13 หลังจากนั้นจึงทำการรวม (Compound) ทั้ง 3 ส่วนเข้าด้วยกัน

COMPONENT PROPERTIES

Materials | Strength Sects | Compound

Inelastic | Elastic | Cross Sects.

Type: P-M2-M3 Hinge, Concrete Rotation Type

Name: C2-F-4

Length Unit: m | Force Unit: kN

Status: Saved

Shape of Relationship: E-P-P | Trilinear

Symmetry: Yes | No

Strength Loss: Yes | No

Upper/Lower Bounds: Yes | No

Use Cross Section: Yes | No

Deformation Capacities: Yes | No

Cyclic Degradation: None

YULRX | YX+3

Basic F-D Relationship

F = Hinge P and M. D = displacement and rotation across hinge.

Basic Actions and Deformations:

	Tension	Compression	Axis 2 Bending at Balance Point	Axis 3 Bending at Balance Point
Actions FU	824	4345	153.84	373.37
Deformations DU	.0024	.0129	.0114	.0123
Deformations DX	.1	.1	.1	.1

Tilinear Behavior: FY/FU: 0.8576 | This ratio is the same for all actions.

Items in green are obtained from the cross section properties.

รูปที่ 3.8 คุณสมบัติของจุดหมุนพลาสติกในโปรแกรม PERFORM-3D

COMPONENT PROPERTIES

Materials | Strength Sects | Compound

Inelastic | Elastic | Cross Sects.

Type: P-M2-M3 Hinge, Concrete Rotation Type

Name: C2-F-4

Length Unit: m | Force Unit: kN

Status: Saved

Shape of Relationship: E-P-P | Trilinear

Symmetry: Yes | No

Strength Loss: Yes | No

Upper/Lower Bounds: Yes | No

Use Cross Section: Yes | No

Deformation Capacities: Yes | No

Cyclic Degradation: None

YULRX | YX+3

Yield Surface

Yield Surface Parameters (ConcreteType)

PB/PC	0.38776	M0/MB, Axis 2	.4082	M0/MB, Axis 3	.4293
M0/MB is optional. It can be useful for checking the yield surface.					
P exponent, Alpha, PB to PC	P-M2 Interaction	1.5	P-M3 Interaction	1.5	
P exponent, Alpha, PB to PT	P-M2 Interaction	1.5	P-M3 Interaction	1.5	
Min 1.5, Max 3.0 Suggested = 2.0					
M exponent, Beta, for P-M interaction	1.1	M exponent, Gamma, for M-M interaction	1.4		
Min 1.1, Max 3.0 Suggested = 1.1			Min 1.1, Max 3.0 Suggested = 1.4		

The yield surface is for the ultimate (U) condition. If the F-D relationship is trilinear, the first yield (Y) surface has the same shape as the U surface.

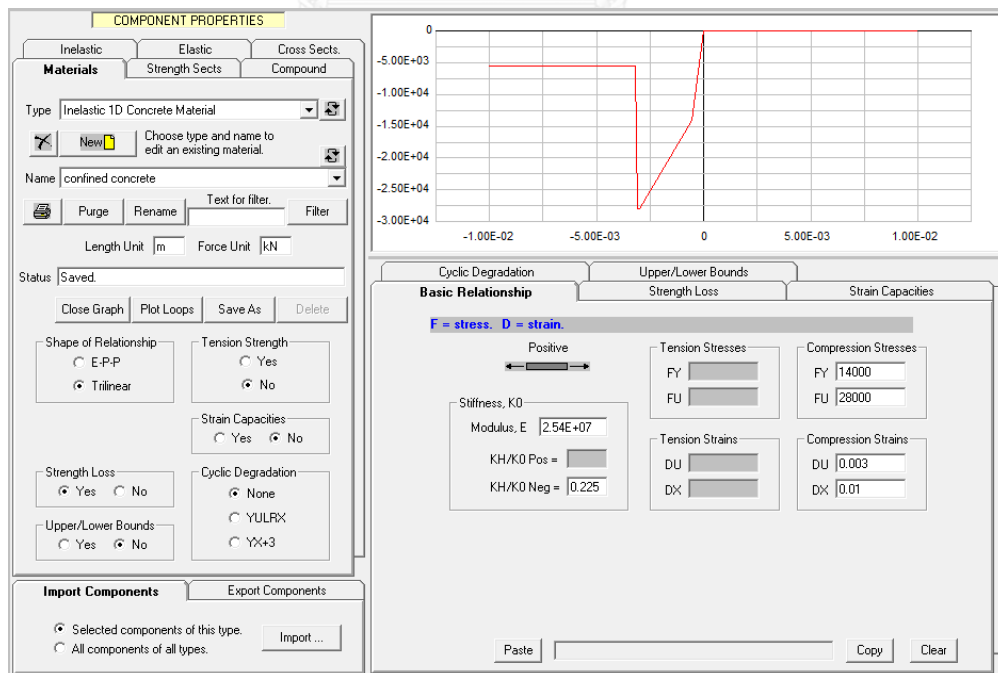
Items in green are obtained from the Cross Section properties.

รูปที่ 3.9 การกำหนดค่า P-M-M yield surface ของเสาในโปรแกรม PERFORM-3D

3.1.3.2 แบบจำลองกำแพงรับแรงเฉือน

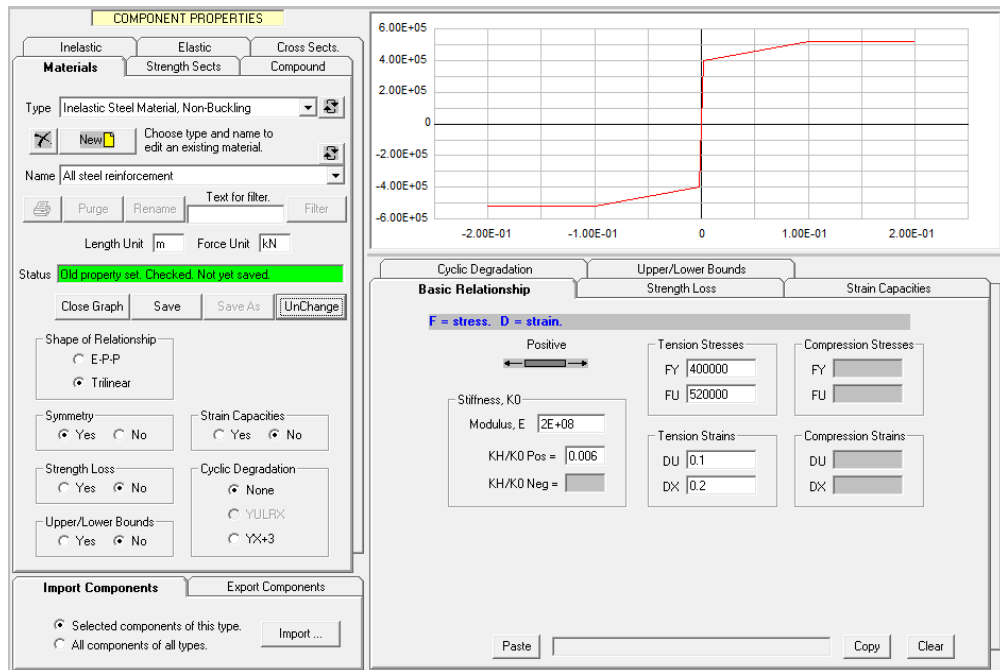
แบบจำลองกำแพงรับแรงเฉือนในโปรแกรม PERFORM-3D เป็นแบบจำลองไฟเบอร์ (Fiber model) โดยสามารถจำลองพฤติกรรมของกำแพงรับแรงเฉือนได้จากการแบ่งขนาดของกำแพงเป็นหลายหน้าตัดต่อกันแล้วทำการรวมสตีเฟนและแรงภายในของแต่ละชั้นจากความสัมพันธ์ของความเค้นและความเครียดไม่เชิงเส้นของคอนกรีตและเหล็กเสริมได้ พฤติกรรมอินอีลาสติกของแบบจำลองไฟเบอร์จะใกล้เคียงกับอาคารจริงมากกว่าเมื่อเทียบกับแบบจำลองจุดหมุนพลาสติกโดยยังทำการแบ่งหน้าตัดของกำแพงรับแรงเฉือนมากขึ้นจะยิ่งทำให้การคำนวณแม่นยำมากขึ้น

ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดของคอนกรีตที่กำหนดในแบบจำลองกำแพงรับแรงเฉือนแสดงตามรูปที่ 3.10 โดยเป็นความสัมพันธ์แบบ Trilinear ของคอนกรีตที่ใส่เหล็กปลอก (Confinement Concrete) ของ Mander และคณะ (1988) ซึ่งพิจารณาการเสถียรของวัสดุ (Strength Loss) กำหนดให้ค่ามอดูลัสยืดหยุ่นเท่ากับ 2.53×10^5 ksc ค่ากำลังรับแรงอัดที่จุดครากเท่ากับ 140 ksc และกำลังรับแรงอัดสูงสุดอยู่ที่ 280 ksc โดยไม่พิจารณากำลังรับแรงดึงของคอนกรีต ส่วนคุณสมบัติของเหล็กเสริมในกำแพงรับแรงเฉือนที่ใช้ในการศึกษานี้เป็นเหล็กข้ออ้อย SD40 ซึ่งมีความสัมพันธ์เป็นแบบ Trilinear ที่ไม่มีการเสถียรของวัสดุ (Strength Loss) โดยกำหนดให้มอดูลัสยืดหยุ่นเท่ากับ 2×10^6 ksc ค่ากำลังรับแรงดึงที่จุดครากเท่ากับ 4,000 ksc และที่กำลังรับแรงดึงสูงสุดเท่ากับ 5,200 ksc ตามรูปที่ 3.11

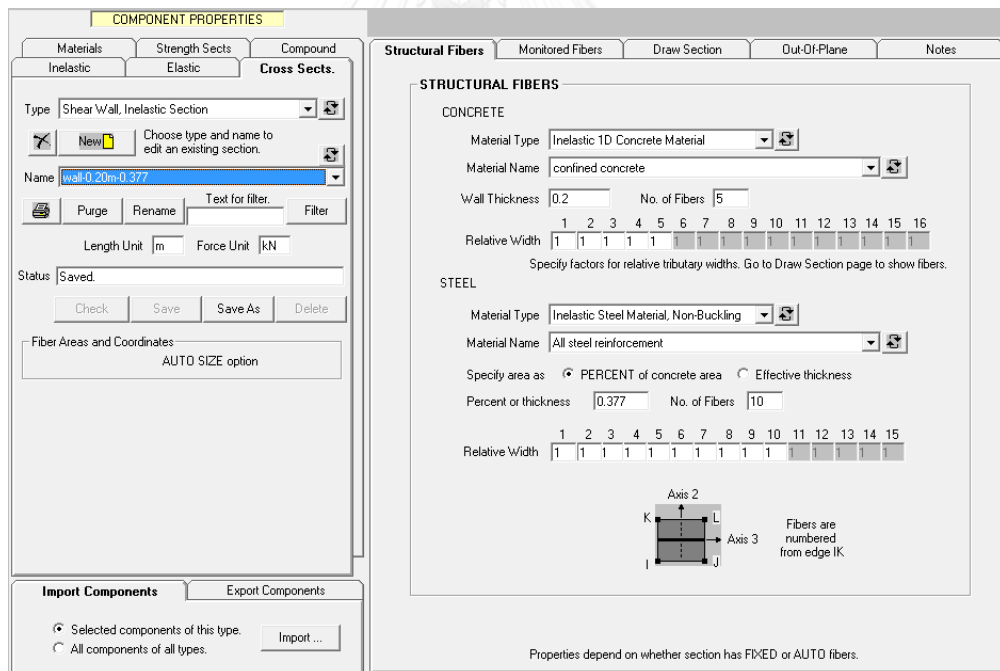


รูปที่ 3.10 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกับความเครียดแบบ Trilinear ของคอนกรีตในโปรแกรม

PERFORM-3D



รูปที่ 3.11 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดแบบ Trilinear ของเหล็กเสริม SD40 ในโปรแกรม PERFORM-3D



รูปที่ 3.12 การรวมคุณสมบัติของวัสดุแบบ Fiber Cross Sections ในโปรแกรม PERFORM-3D

3.1.4 การจำลองผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานในโปรแกรม PERFORM-3D

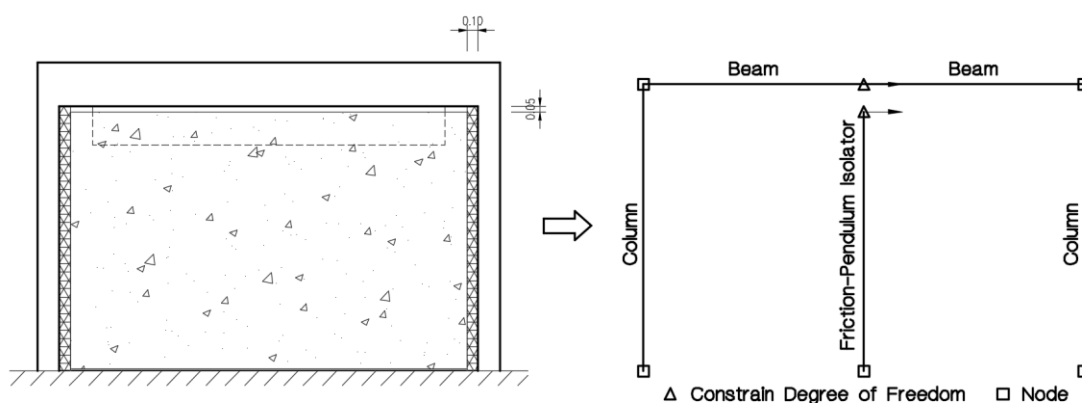
จากรูปที่ 3.5 รายละเอียดของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานนั้นเป็นผนังไม่รับน้ำหนักแกนทาน (Non-Bearing infilled wall) ดังนั้นการจำลองผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานลงในโปรแกรม

PERFORM-3D จะต้องเป็นผนังที่ไม่รับแรงแบกทานเช่นกัน โดยสามารถจำลองระบบของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานได้โดยประกอบด้วย 3 ส่วน ตามรูปที่ 3.13 คือ

1. โครงเฟรม ประกอบด้วยคานและเสาโดยมีจุด (Node) อยู่บนคานในตำแหน่งที่มีชิ้นส่วน Friction-Pendulum Isolator

2. ช่องว่างระหว่าง Friction-Pendulum Isolator กับคาน เพื่อให้สามารถจำลองพฤติกรรมเป็นผนังไม่รับน้ำหนักแบกทาน (Non-Bearing) ได้โดยเว้นระยะห่างของชิ้นส่วน Friction-Pendulum Isolator กับคานชั้นบนแต่บังคับให้องศาอิสระทางด้านข้างของคานชั้นบนกับจุดบนของชิ้นส่วน Friction-Pendulum Isolator ให้มีค่าเท่ากัน (Constrain)

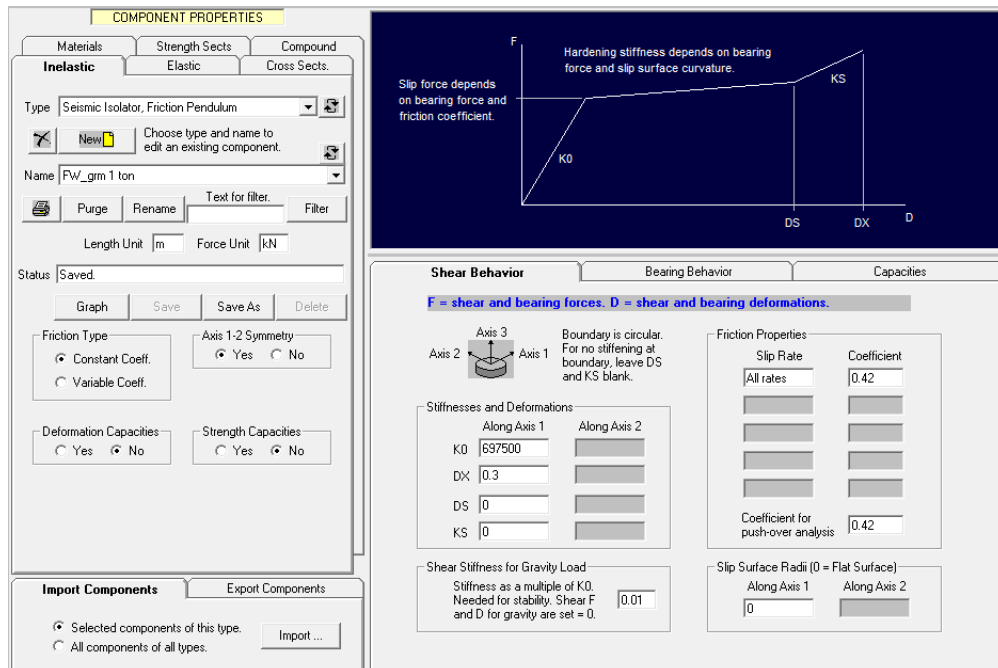
3. ชิ้นส่วน Friction-Pendulum Isolator เป็นผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานโดยมีคุณสมบัติ เช่น สติฟเนส แรงเสียดทาน ตามคุณสมบัติที่ใช้ศึกษา



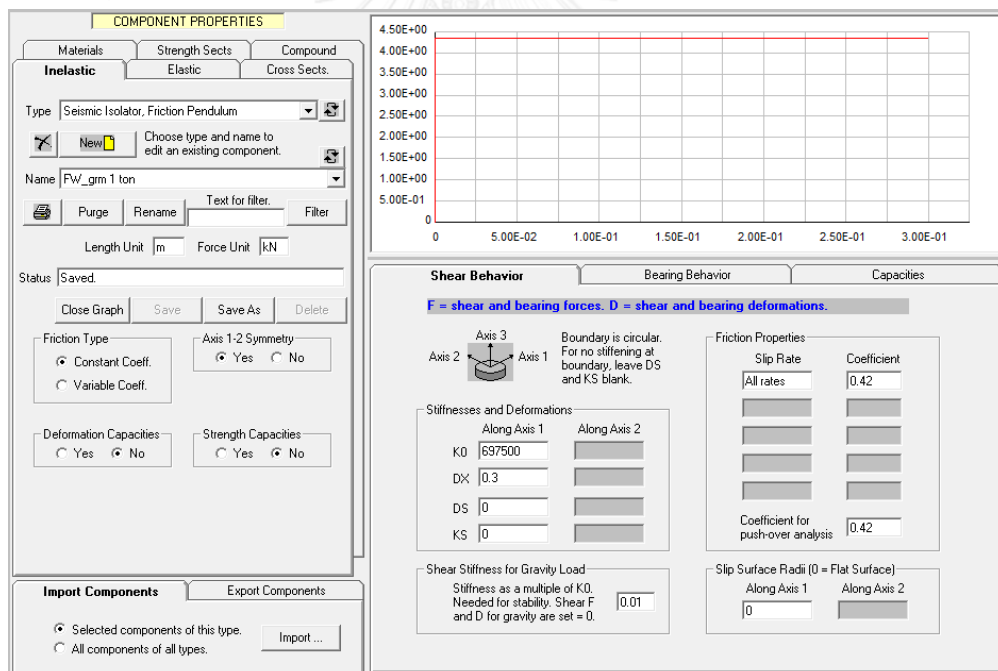
รูปที่ 3.13 แบบจำลองชิ้นส่วนผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานในโปรแกรม PERFORM-3D

จากตารางที่ 3.3 ตัวแปรที่ทำการศึกษาของงานวิจัยนี้จะเป็นการเปลี่ยนแปลงค่าน้ำหนักกดของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานโดยน้ำหนักกดคือ น้ำหนักทั้งหมดตัวผนังเองเพื่อสร้างแรงเสียดทาน ในแบบจำลองจะทำการใส่ค่าน้ำหนักของผนังกระทำที่จุดบนของชิ้นส่วน Friction-Pendulum Isolator เนื่องจากขนาดของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานที่ถูกติดตั้งในอาคารตัวอย่างมีขนาดเท่ากันและแผ่นโลหะที่สร้างแรงเสียดทานเหมือนกันดังนั้นคุณสมบัติต่างๆเช่น สติฟเนสของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทาน และสัมประสิทธิ์แรงเสียดทาน จึงมีค่าเหมือนกันทั้งหมด

คุณสมบัติของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานที่ใส่ในชิ้นส่วน Friction-Pendulum Isolator แสดงตามรูปที่ 3.14 ค่าสติฟเนสเริ่มต้น (K_0) มีค่าเท่ากับ 6.975×10^5 kN/m ค่า Slip Surface Radius เท่ากับ 0 เพราะผิวการไถลเป็นแบบผิวเรียบ (Flat surface) ค่าสัมประสิทธิ์แรงเสียดทานของแผ่นอลูมิเนียมกับอลูมิเนียมเท่ากับ 0.42 จะได้ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเคลื่อนตัวตามรูปที่ 3.15



รูปที่ 3.14 คุณสมบัติของแบบจำลองผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานในโปรแกรม PERFORM-3D



รูปที่ 3.15 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเคลื่อนที่ของแบบจำลองผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานในโปรแกรม PERFORM-3D

แบบจำลองผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานในโปรแกรม PERFORM-3D จะต้องทำการปรับแก้ค่า modal damping ratio เนื่องจากอาคารที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานจะมีสติเฟนส 2 ค่า คือ สติเฟนสก่อนเกิดการไถลของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานที่สติเฟนสของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานจะถูกรวมเข้ากับสติเฟนสของอาคาร และสติเฟนสหลังการไถลของผนัง

สลายพลังงานแบบเสียดทานซึ่งจะไม่รวมสติเฟนสของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานเข้ากับสติเฟนสของอาคาร โปรแกรม PERFORM-3D จะไม่ทำการคำนวณแรงตัวหน่วงความหนืด (Viscous damping forces) ใหม่หลังจากมีการเปลี่ยนแปลงสติเฟนสของโครงสร้าง ตามสมการที่ 3.2 จะพบว่า ค่าของ ξ ปฏิภาคผกผันกับสติเฟนสของโครงสร้างตามสมการที่ 3.3 ดังนั้นเมื่ออาคารที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานเกิดการไถลค่า ξ จะเพิ่มขึ้น ทำให้ผลการตอบสนองของอาคารลดลงมาก

$$c = 2\sqrt{mk}\xi \quad (3.2)$$

$$\xi \propto \frac{1}{\sqrt{k}} \quad (3.3)$$

ดังนั้นเพื่อให้การเปรียบเทียบระหว่างอาคารที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานและอาคารที่ไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานมีความยุติธรรมจึงจำเป็นต้องทำการปรับค่า ξ ของอาคารที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานตามสมการที่ 3.4

$$\xi_1 = \xi_2 \sqrt{\frac{k_2}{k_1}} \quad (3.4)$$

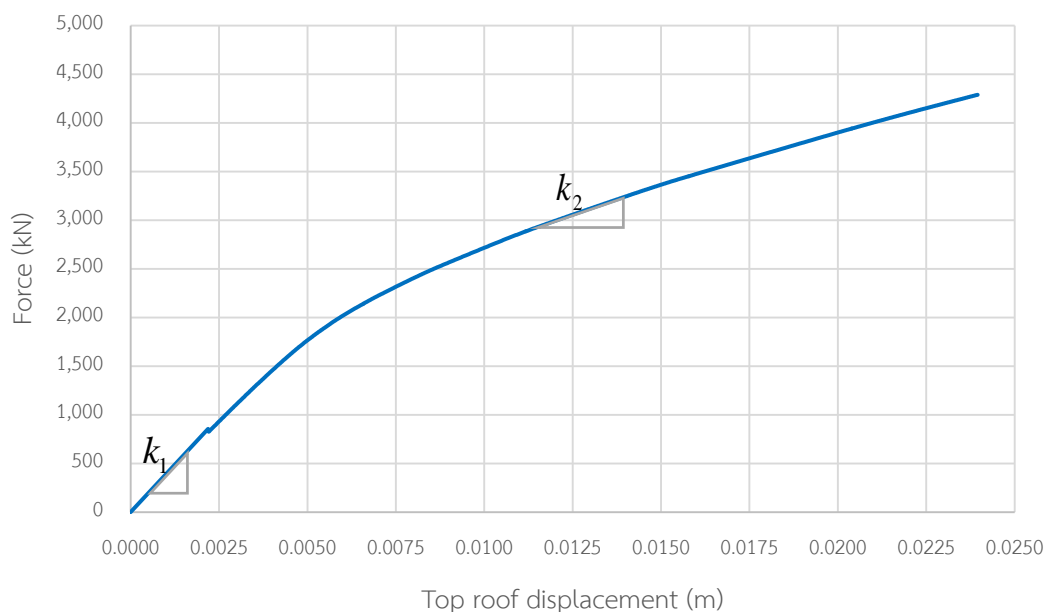
โดยที่ ξ_1 คือ อัตราส่วนความหน่วงความหนืดของอาคารที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานก่อนการไถล

ξ_2 คือ อัตราส่วนความหน่วงความหนืดของอาคารที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานหลังการไถลซึ่งมีค่าเท่ากับอาคารที่ไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทาน

k_1 คือ สติเฟนสของอาคารที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานก่อนเกิดการไถลของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทาน

k_2 คือ สติเฟนสของอาคารที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานหลังเกิดการไถลของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทาน

ทำการวิเคราะห์ด้วยวิธีสถิตยศาสตร์ไม่เชิงเส้น (Pushover analysis) กับอาคารตัวอย่างที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานเพื่อหาสติเฟนสทั้งก่อนและหลังเกิดการไถลของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานของอาคารตัวอย่าง โดยให้แรงกระทำตามโหมดการสั่นในโหมดที่ 2 คือ แรงกระทำในแนวที่มีผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานติดตั้งอยู่ ตามรูปที่ 3.16 โดยหยุดการวิเคราะห์เมื่อการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ของโครงสร้างเท่ากับ 0.00085 เพื่อให้สามารถคำนวณสติเฟนสของโครงสร้างได้ละเอียดมากขึ้น



รูปที่ 3.16 ผลการวิเคราะห์ด้วยวิธีสถิตยศาสตร์ไม่เชิงเส้นการเคลื่อนที่สัมพัทธ์สูงสุดเท่ากับ 0.00085 จากรูปที่ 3.16 จะสามารถหาสติฟเนสของอาคารตัวอย่างก่อนเกิดการไถลของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทาน (k_1) ได้เท่ากับ 390,600 kN/m และสติฟเนสของอาคารตัวอย่างเมื่อผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานทั้งหมดเกิดการไถล (k_2) ได้เท่ากับ 125,895 kN/m ดังนั้นแบบจำลองอาคารตัวอย่างที่มีผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานจะกำหนดค่าอัตราส่วนความหน่วงเริ่มต้นเท่ากับ 1.13% โดยคำนวณจากสมการที่ 3.4

เมื่อทำการคำนวณค่าอัตราส่วนความหน่วงเริ่มต้นของอาคารตัวอย่างตามสมการที่ 3.4 จะได้ประมาณเท่ากับ 1.13%

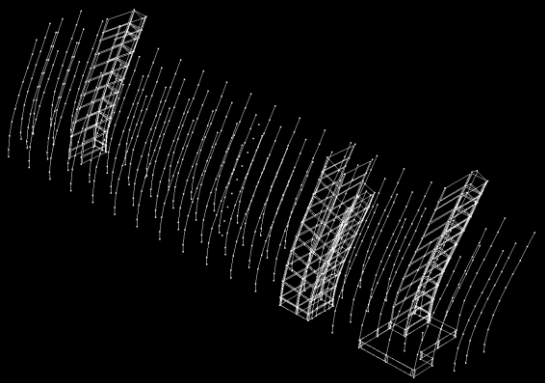
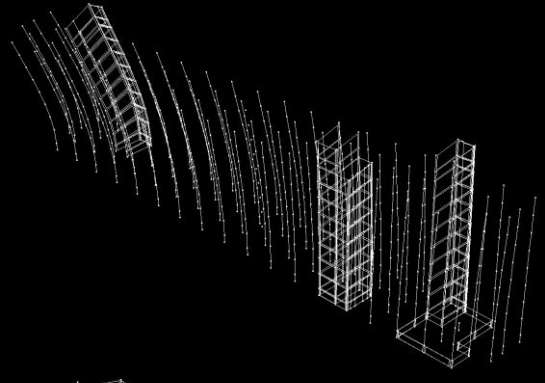
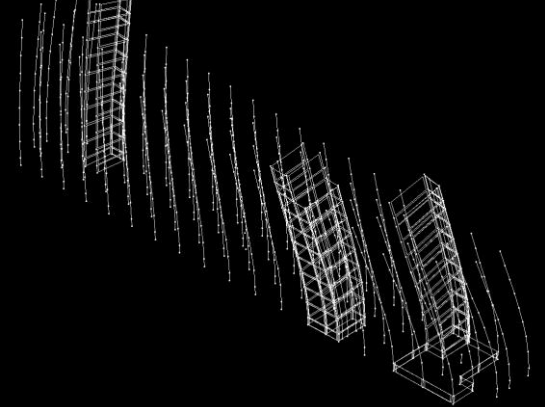
3.2 คุณสมบัติของอาคารตัวอย่าง

อาคารตัวอย่างจะถูกวิเคราะห์ด้วยวิธีพลศาสตร์ไม่เชิงเส้น (Nonlinear dynamic procedure) โดยวิธีประวัติเวลา (Time history analysis) คำนวณผลการตอบสนองของอาคารภายใต้แรงแผ่นดินไหวที่ Time step เท่ากับ 500 μs และพิจารณาผลของ $P-\Delta$ Effect จากน้ำหนักบรรทุกทุกแนวตั้งรวมเข้าไปในการวิเคราะห์ด้วย

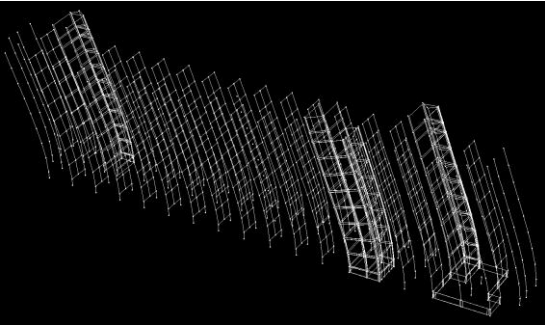
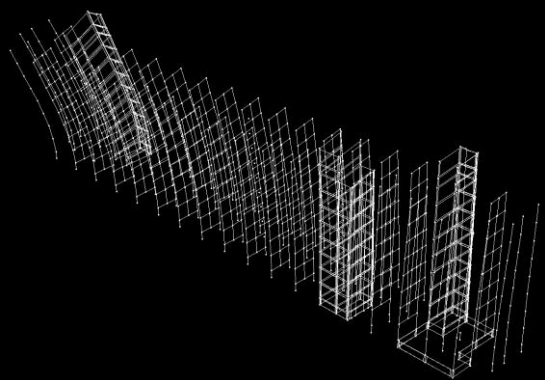
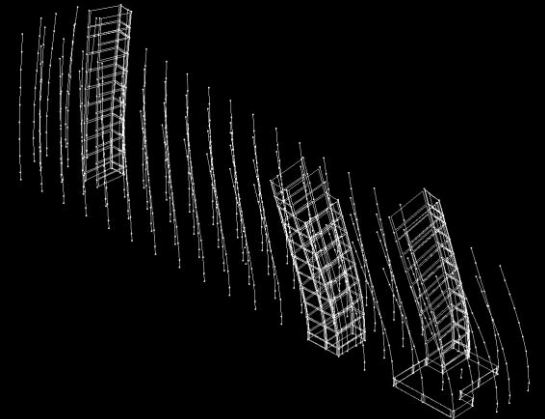
3.2.1 คุณสมบัติเชิงพลศาสตร์ของอาคารตัวอย่างจากโปรแกรม PERFORM-3D

อาคารตัวอย่างที่ติดตั้งและไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานมีคุณสมบัติเชิงพลศาสตร์จากโปรแกรม PERFORM-3D ได้แก่ คาบธรรมชาติ ลักษณะของ Mode shape และ Effective mass factor ตามตารางที่ 3.4 และตารางที่ 3.5

ตารางที่ 3.4 คุณสมบัติเชิงพลศาสตร์ของอาคารตัวอย่างที่ไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทาน

Mode number	Mode period (sec)	Mode shape	Effective mass factor (%)	
			H1	H2
1	1.053		4.125 $\times 10^{-3}$	61.42
2	0.836		36.92	0.166
3	0.565		23.59	0.210

ตารางที่ 3.5 คุณสมบัติเชิงพลศาสตร์ของอาคารตัวอย่างที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทาน

Mode number	Mode period (sec)	Mode shape	Effective mass factor (%)	
			H1	H2
1	0.985		2.56 $\times 10^{-3}$	61.26
2	0.628		34.15	0.04
3	0.482		27.58	0.13

3.3 คลื่นแผ่นดินไหวที่ใช้ในการศึกษา

3.3.1.1 ลักษณะคลื่นแผ่นดินไหวที่ใช้ศึกษา

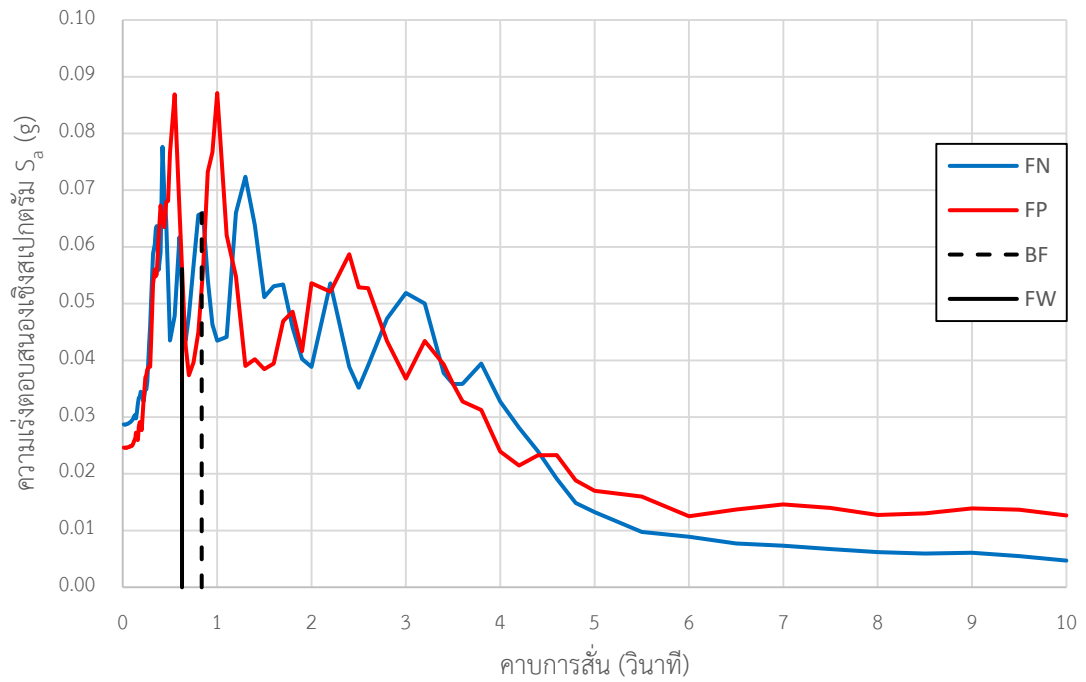
แผ่นดินไหวที่ใช้ในการศึกษาเป็นแผ่นดินไหวที่เกิดขึ้นระยะไกลเกิน 100 กิโลเมตร โดยหาจากฐานข้อมูล The Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER) ซึ่งเป็นศูนย์วิจัยและการศึกษาด้านแผ่นดินไหวในสหรัฐอเมริกาจำนวนทั้งหมด 10 คลื่น ซึ่งคลื่นแผ่นดินไหวทั้งหมดจะ

สอดคล้องกับสเปกตรัมตอบสนองของอาคารในกรุงเทพมหานครฯ โดยในแต่ละคลื่นจะประกอบด้วยคลื่นในแนวตั้งฉากและขนานกับรอยเลื่อนมีรายละเอียดตามตารางที่ 3.6 โดยเลือกคลื่นที่มีความเร่งสูงสุดที่พื้นดิน (Peak ground acceleration, PGA) มากกว่า กระทบกับแนวอาคารที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานเพียงด้านเดียวเท่านั้น

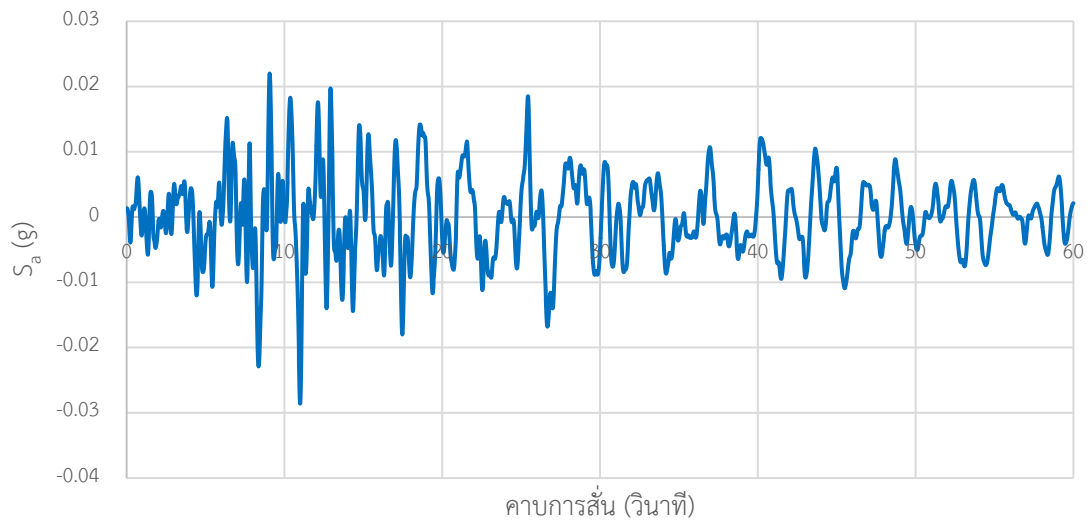
ตารางที่ 3.6 คลื่นแผ่นดินไหวที่ใช้ในการศึกษา

No	Earthquake Name	Station Name	Year	Moment Magnitude (Mw)	Duration (sec)	R _{jb} (km)	R _{rup} (km)	V _{s30} (m/s)
1	“Kocaeli Turkey”	“Canakkale”	1999	7.5	60	266.2	266.2	289.7
2	“Hector Mine”	“El Centro Array#10”	1999	7.1	65	186.0	186.0	202.9
3	“Nenana Mt. Alaska”	“Anchorage-DOI Off. Of Aircraft”	2002	6.7	60	272.9	272.9	212.5
4	“Denali Alaska”	“Anchorage-DOI Off. Of Aircraft”	2002	7.9	115	272.5	272.5	212.5
5	“Parkfield-02 CA”	“Hollister-City Hall Annex”	2004	6.0	55	117.9	118.0	272.8
6	“Parkfield-02 CA”	“Hollister-South & Pine”	2004	6.0	60	117.4	117.4	282.1
7	“Tottori”	“OIT010”	2000	6.6	90	269.4	269.4	169.7
8	“Tottori”	“OSK006”	2000	6.6	80	193.6	193.6	195.9
9	“El Mayor-Cucapah”	“Long Beach Water Reclm Plant1”	2010	7.2	100	251.4	251.4	261.9
10	“Landers”	“Inglewood-Union Oil”	1992	7.3	57	167.3	167.3	316.0

1. Kocaeli, Canakkale (1999)

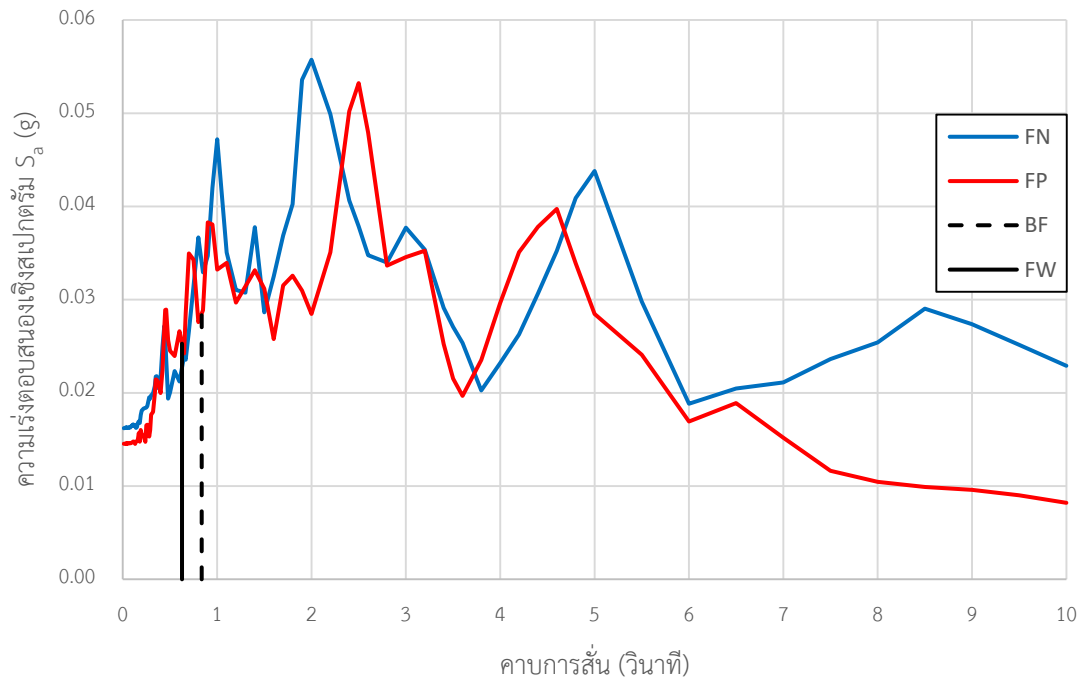


รูปที่ 3.17 สเปกตรัมคลื่นแผ่นดินไหว Kocaeli, Canakkale (1999)

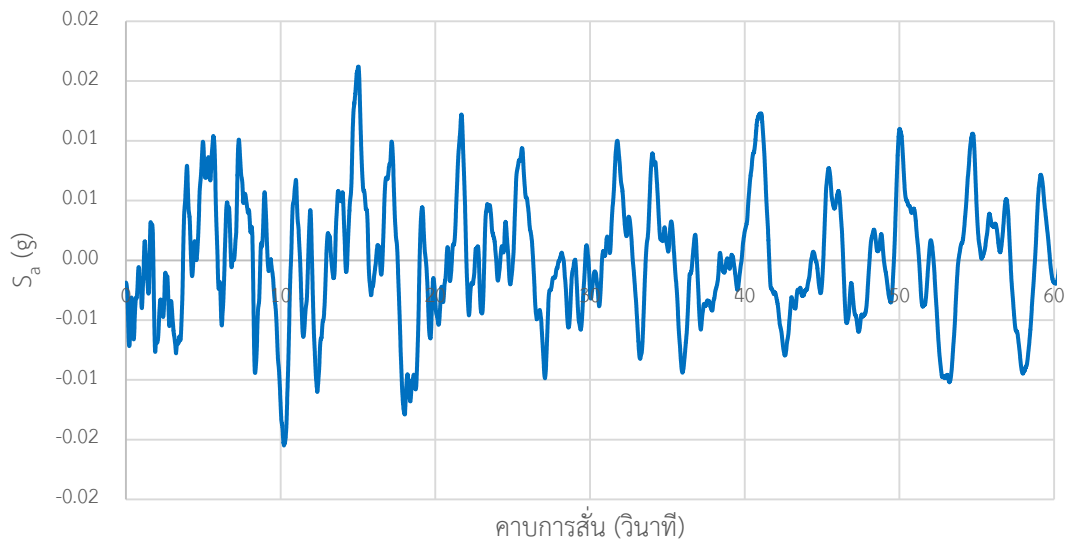


รูปที่ 3.18 คลื่นแผ่นดินไหว Kocaeli, Canakkale (1999) ในแนวตั้งฉากกับรอยเลื่อนที่กระทำกับอาคารตัวอย่างในแนวแกนหลัก

2. Hector Mine, Elcentro Array#10 (1999)

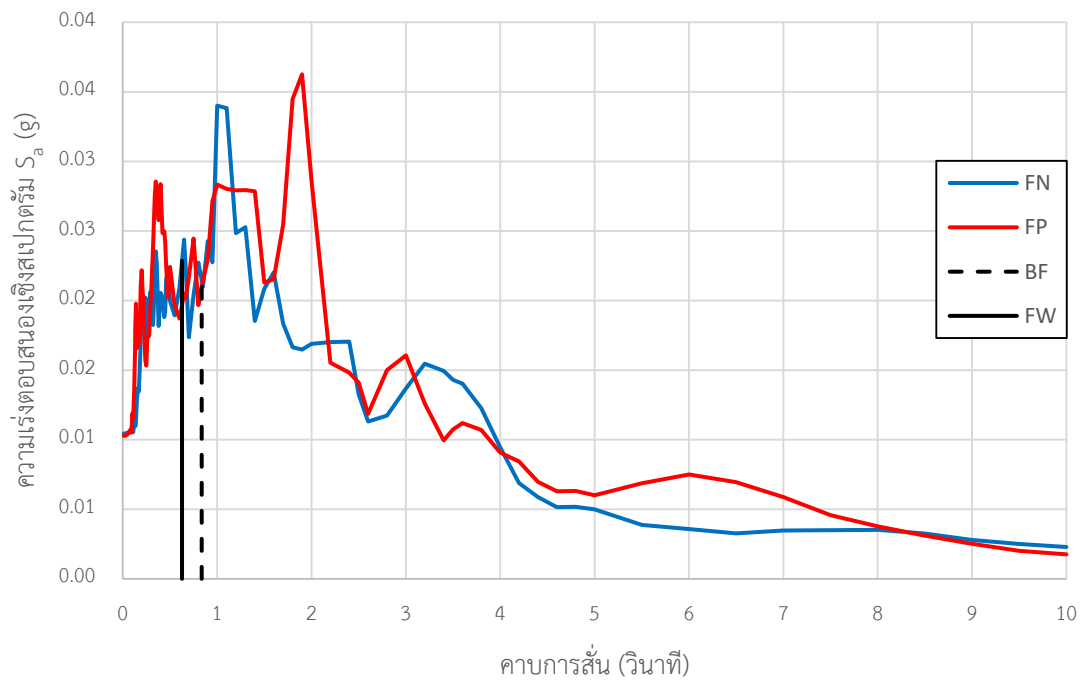


รูปที่ 3.19 สเปกตรัมคลื่นแผ่นดินไหว Hector Mine, Elcentro Array#10 (1999)

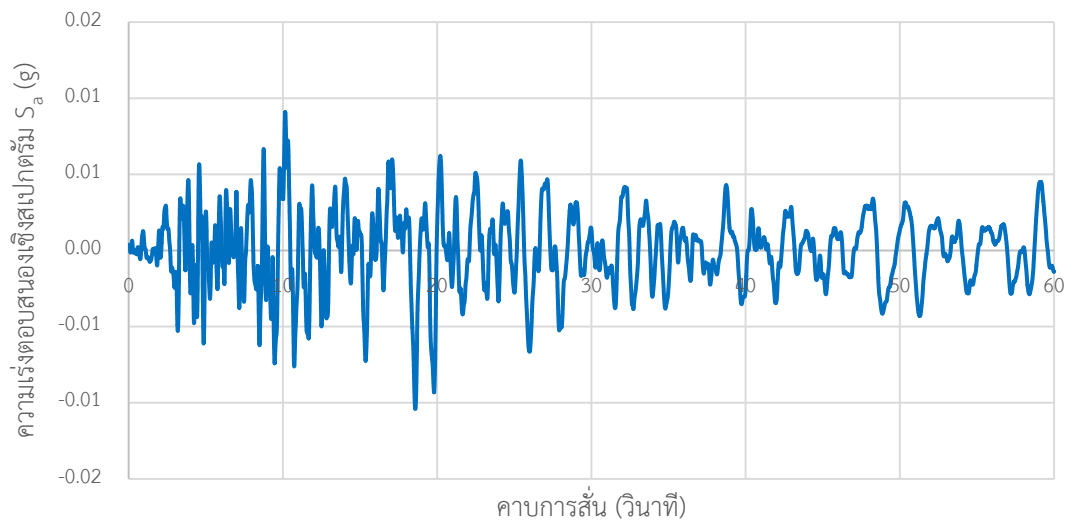


รูปที่ 3.20 คลื่นแผ่นดินไหว Kocaeli, Canakkale (1999) ในแนวขนานกับรอยเลื่อนที่กระทำกับอาคารตัวอย่างในแนวแกนหลัก

3. Nenana Mt. Alaska, Anchorage-DOI Off. Of Aircraft (2002)

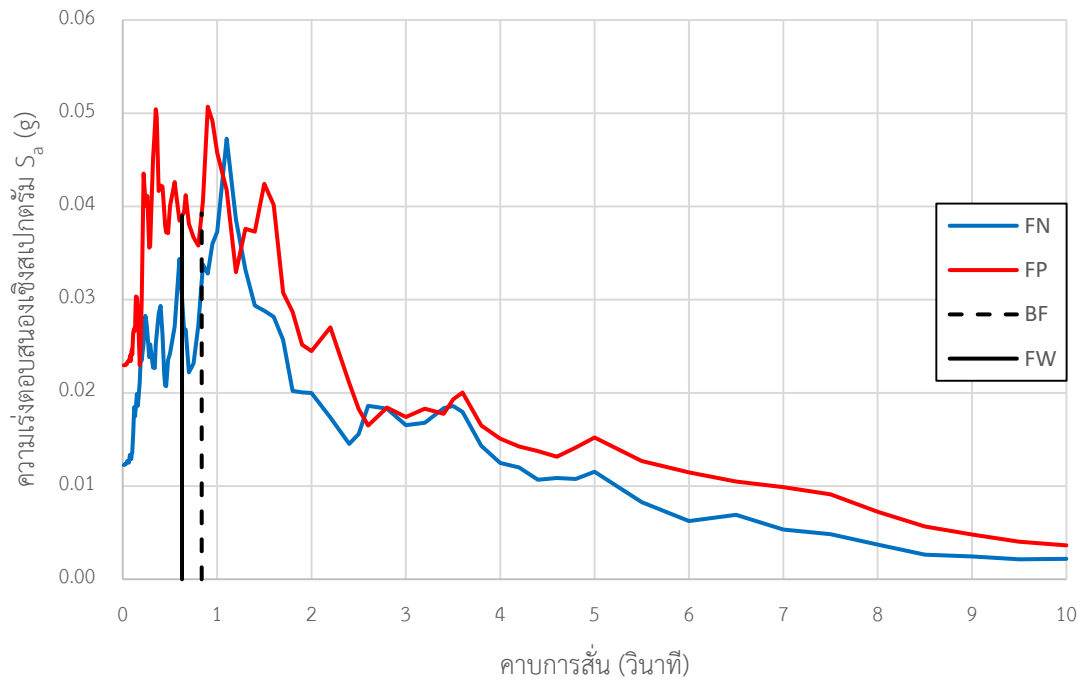


รูปที่ 3.21 สเปกตรัมคลื่นแผ่นดินไหว Nenana Mt. Alaska, Anchorage-DOI Off. Of Aircraft (2002)

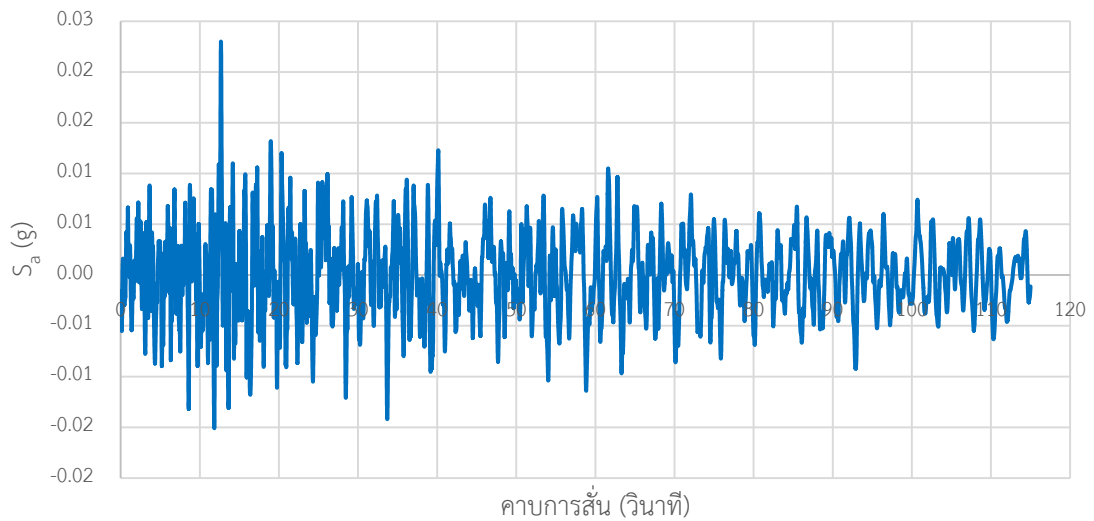


รูปที่ 3.22 คลื่นแผ่นดินไหว Nenana Mt. Alaska, Anchorage-DOI Off. Of Aircraft (2002) ในแนวตั้งฉากกับรอยเลื่อนที่กระทำกับอาคารตัวอย่างในแนวแกนหลัก

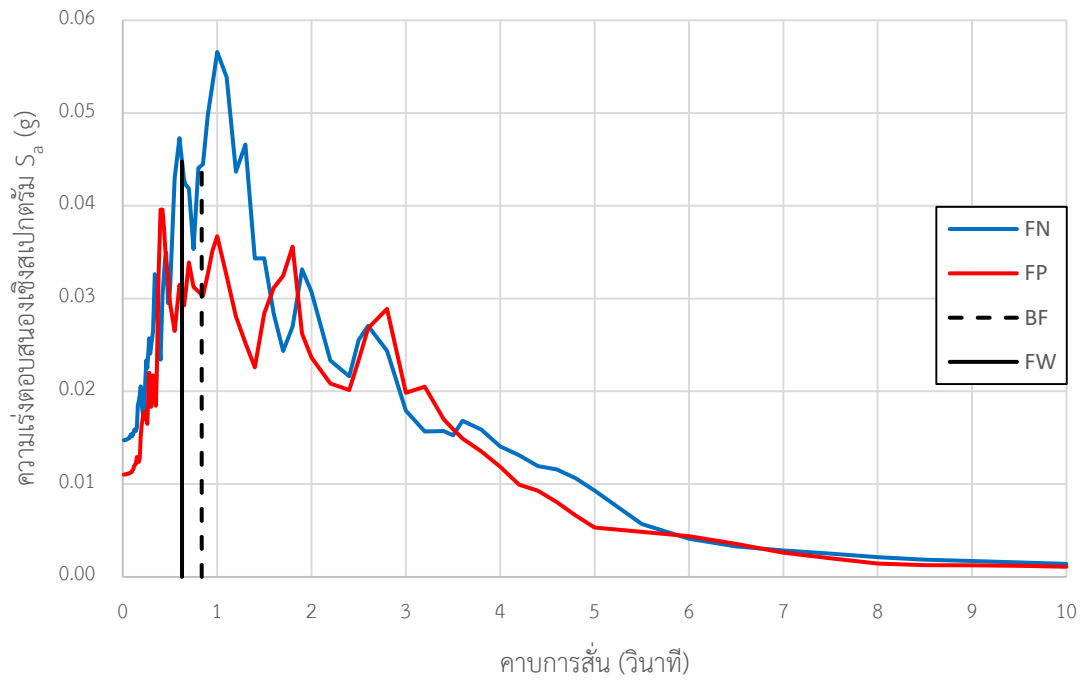
4. Denali Alaska, Anchorage-DOI Off. Of Aircraft (2002)



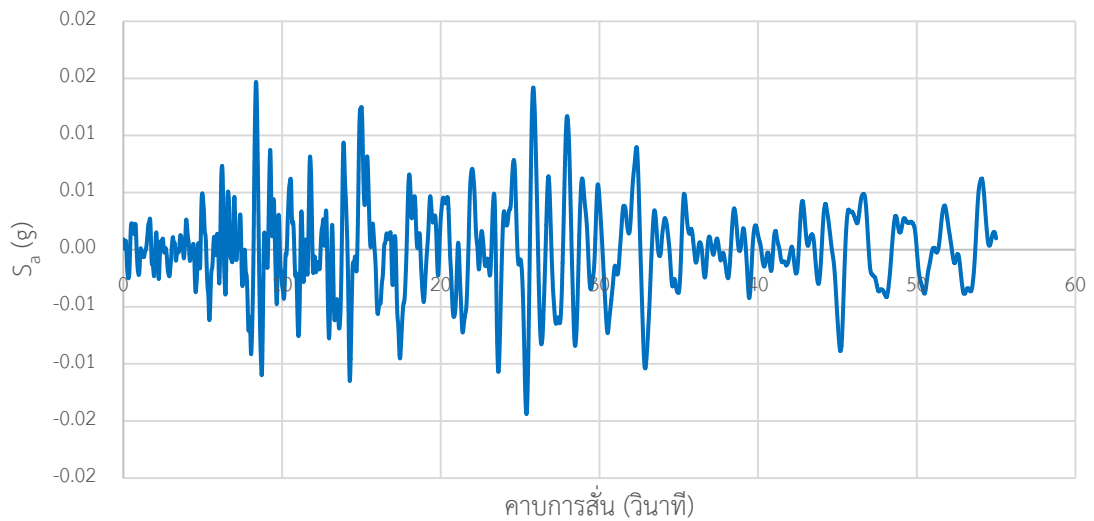
รูปที่ 3.23 สเปกตรัมคลื่นแผ่นดินไหว Denali Alaska, Anchorage-DOI Off. Of Aircraft (2002)

รูปที่ 3.24 คลื่นแผ่นดินไหว Denali Alaska, Anchorage-DOI Off. Of Aircraft (2002) ใน
แนวขนานกับรอยเลื่อนที่กระทำกับอาคารตัวอย่างในแนวแกนหลัก

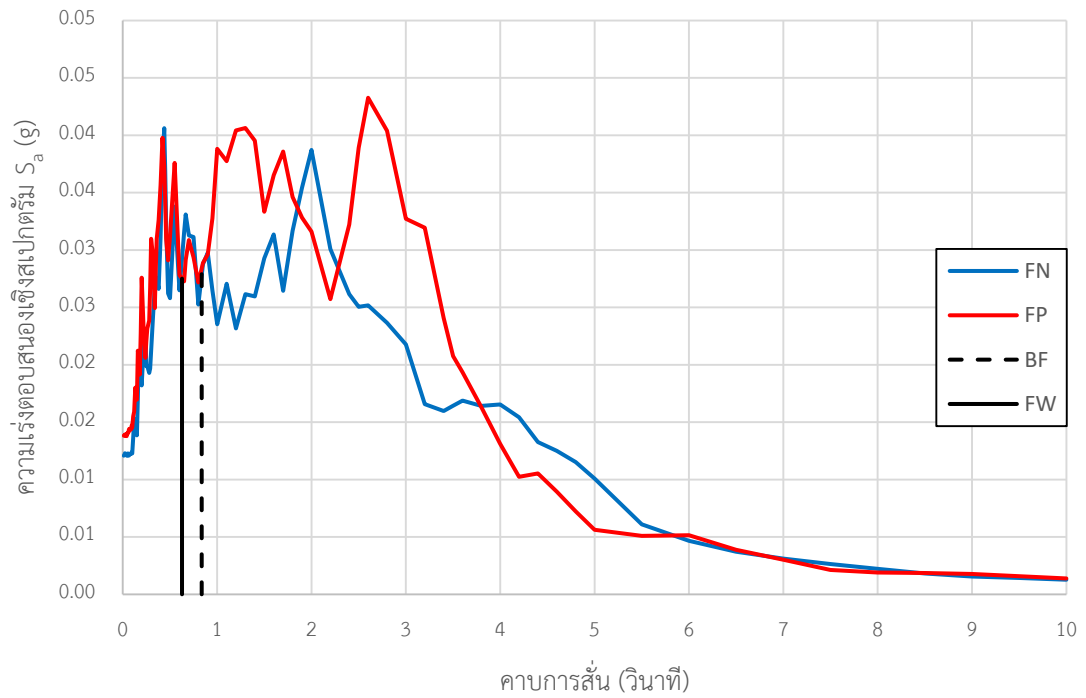
5. Parkfield-02 CA, Hollister-City Hall Annex (2004)



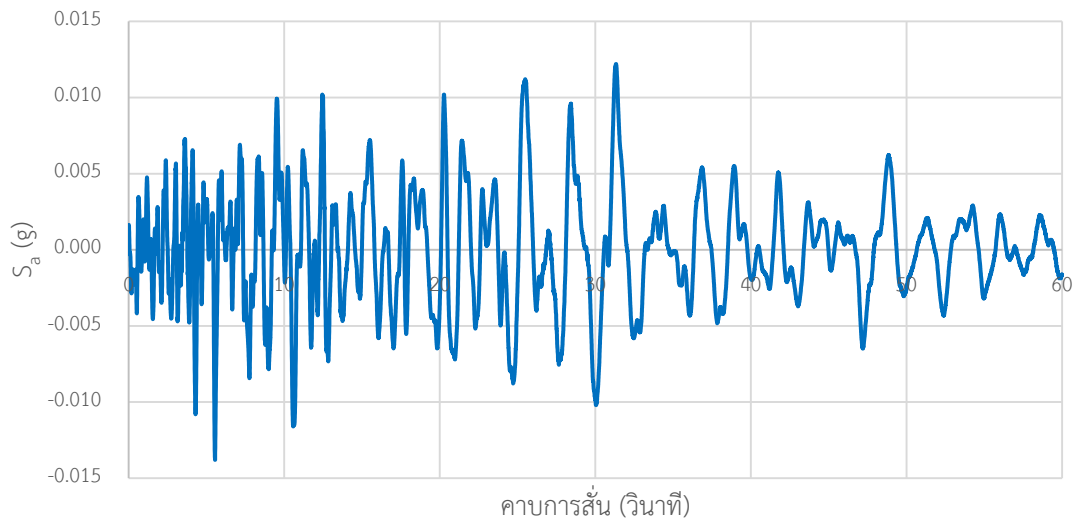
รูปที่ 3.25 สเปกตรัมคลื่นแผ่นดินไหว Parkfield-02 CA, Hollister-City Hall Annex (2004)

รูปที่ 3.26 คลื่นแผ่นดินไหว Parkfield-02 CA, Hollister-City Hall Annex (2004) ในแนวตั้งฉาก
กับรอยเลื่อนที่กระทำกับอาคารตัวอย่างในแนวแกนหลัก

6. Parkfield-02 CA, Hollister-South & Pine (2004)

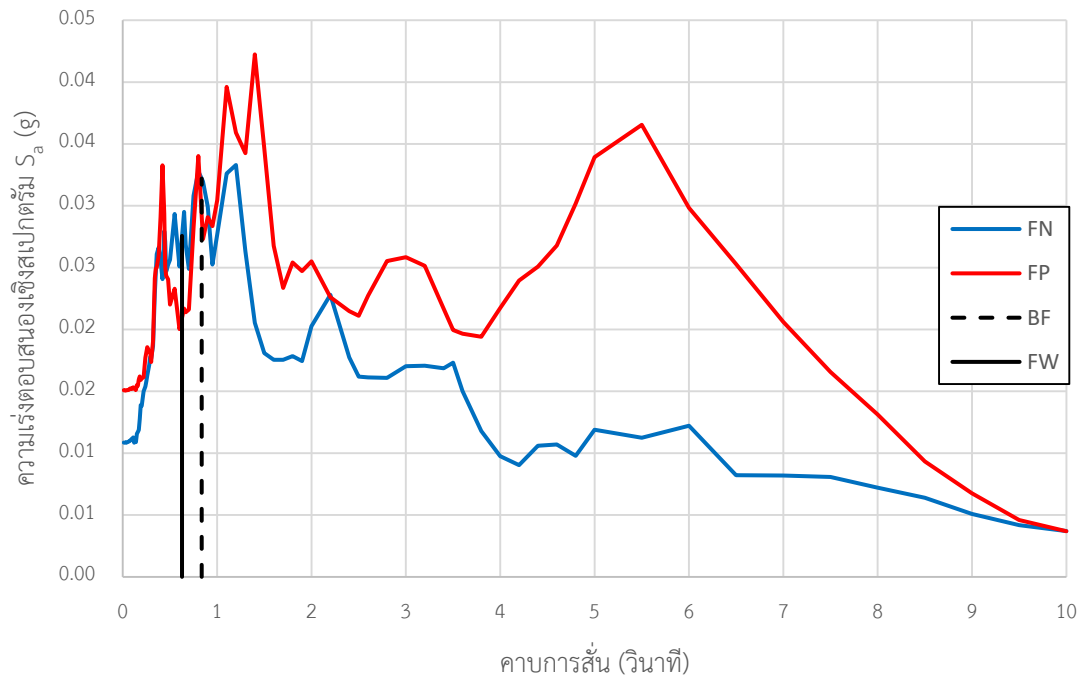


รูปที่ 3.27 สเปกตรัมคลื่นแผ่นดินไหว Parkfield-02 CA, Hollister-South & Pine (2004)

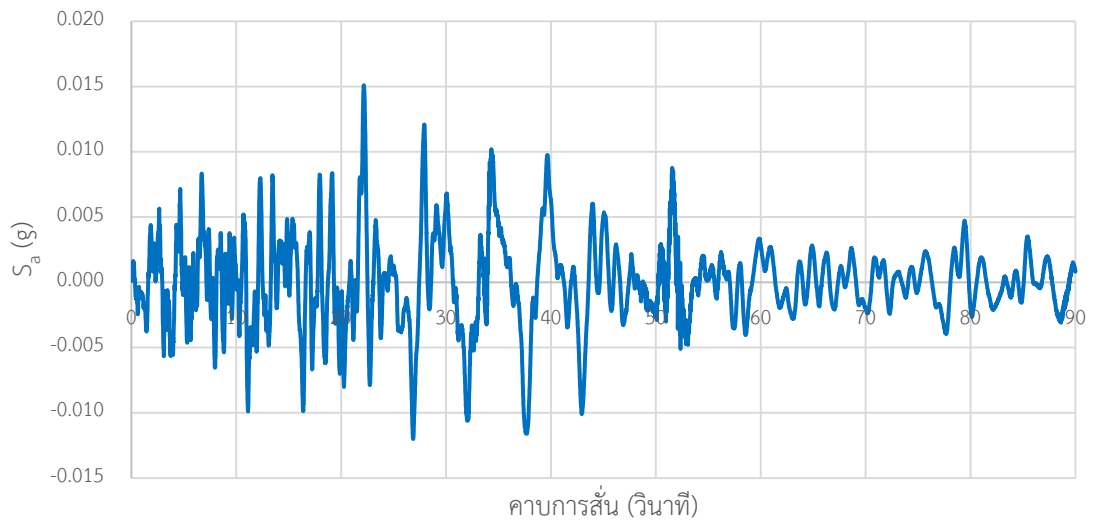


รูปที่ 3.28 คลื่นแผ่นดินไหว Parkfield-02 CA, Hollister-South & Pine (2004) ในแนวนอนกับรอยเลื่อนที่กระทำกับอาคารตัวอย่างในแนวแกนหลัก

7. Tottori, OIT010 (2000)

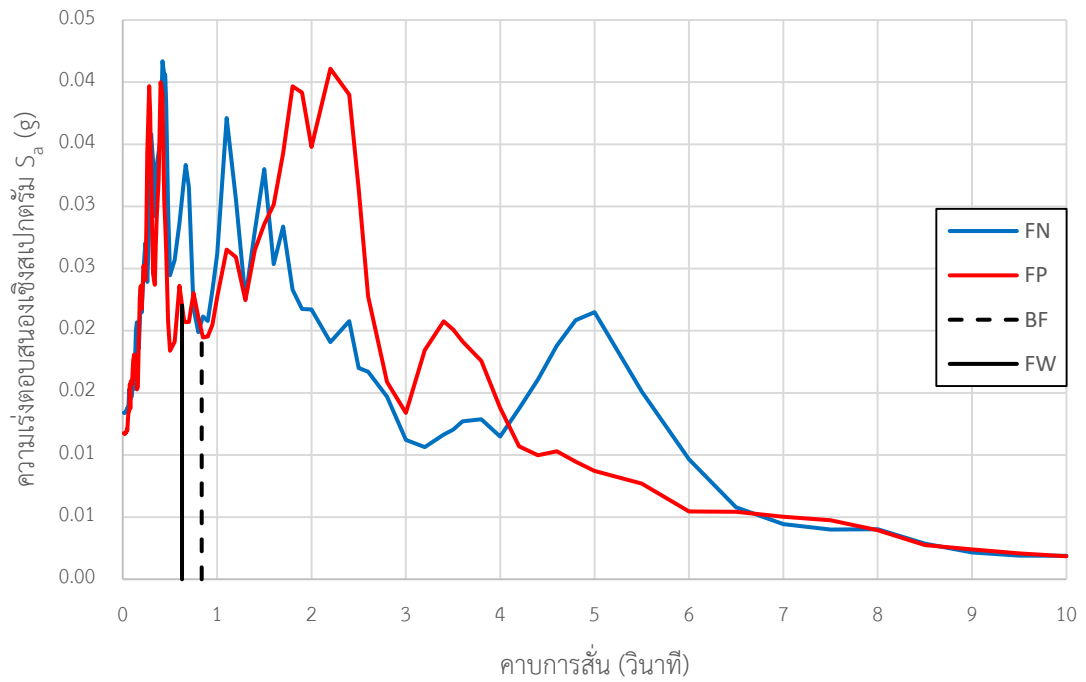


รูปที่ 3.29 สเปกตรัมคลื่นแผ่นดินไหว Tottori, OIT010 (2000)

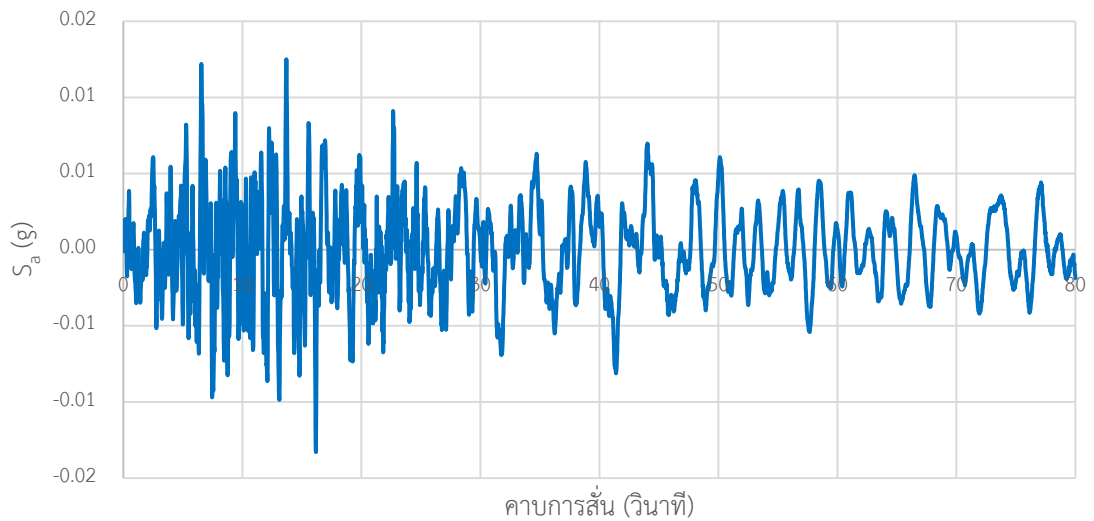


รูปที่ 3.30 คลื่นแผ่นดินไหว Tottori, OIT010 (2000) ในแนวตั้งฉากกับรอยเลื่อนที่กระทำกับอาคาร ตัวอย่างในแนวแกนหลัก

8. Tottori, OSK006 (2000)

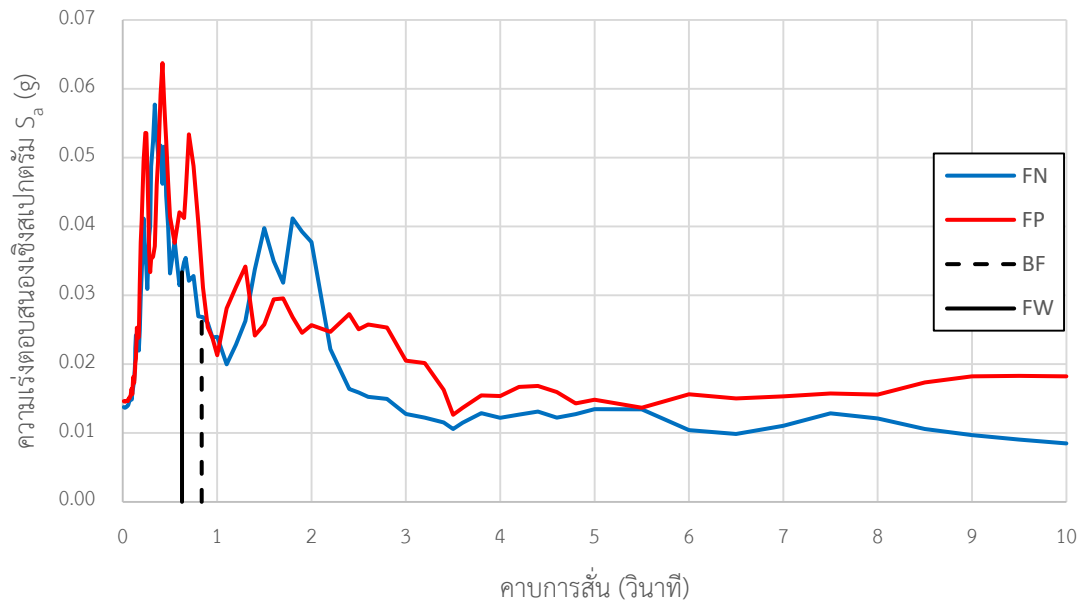


รูปที่ 3.31 สเปกตรัมคลื่นแผ่นดินไหว Tottori, OSK006 (2000)

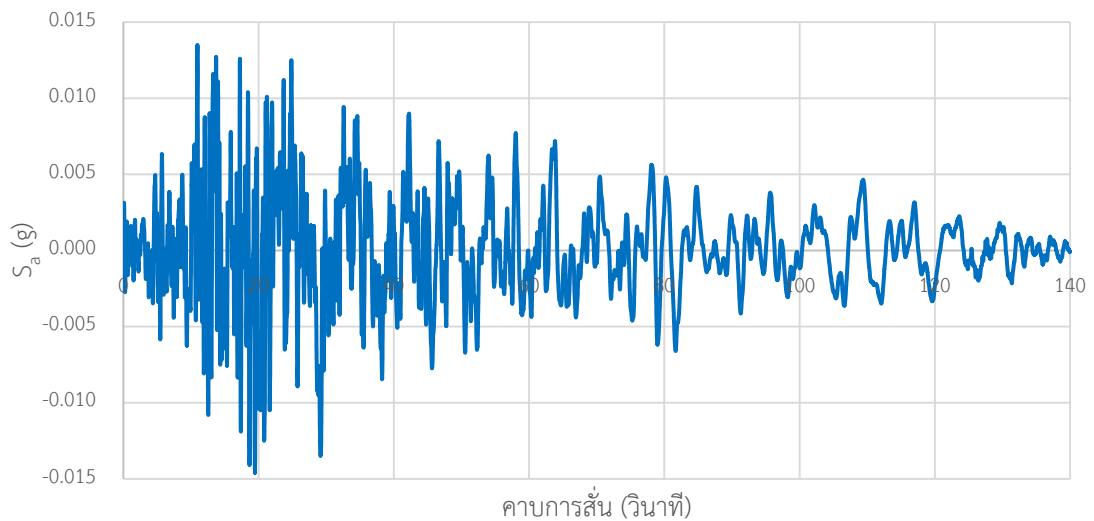


รูปที่ 3.32 คลื่นแผ่นดินไหว Tottori, OSK006 (2000) ในแนวนอนกับรอยเลื่อนที่กระทำกับอาคาร ตัวอย่างในแนวแกนหลัก

9. El Mayor-Cucapah, Long Beach Water Reclm Plant1 (2010)

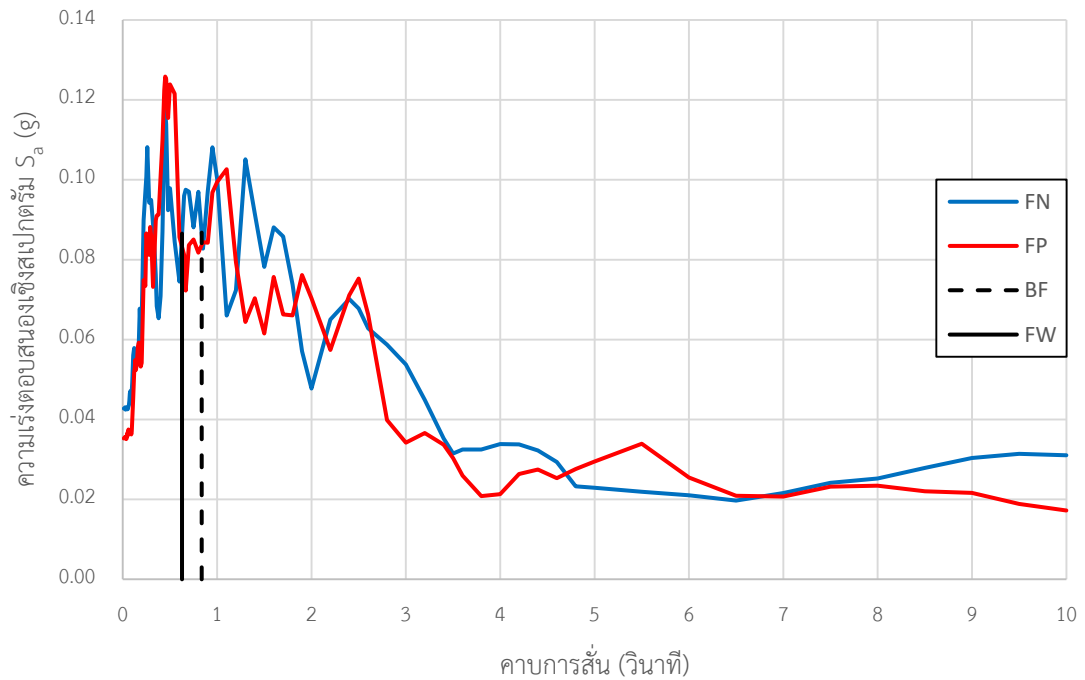


รูปที่ 3.33 สเปกตรัมคลื่นแผ่นดินไหว El Mayor-Cucapah, Long Beach Water Reclm Plant1 (2010)

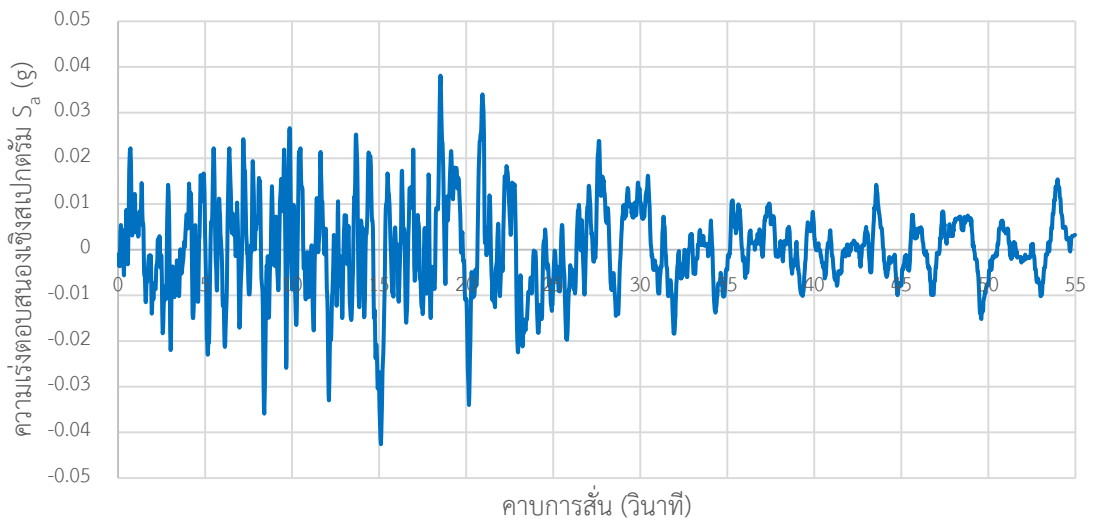


รูปที่ 3.34 คลื่นแผ่นดินไหว El Mayor-Cucapah, Long Beach Water Reclm Plant1 (2010) ในแนวตั้งฉากกับรอยเลื่อนที่กระทำกับอาคารตัวอย่างในแนวแกนหลัก

10. Landers, Ingwood-Union Oil (1992)



รูปที่ 3.35 สเปกตรัมคลื่นแผ่นดินไหว Landers, Ingwood-Union Oil (1992)



รูปที่ 3.36 คลื่นแผ่นดินไหว Landers, Ingwood-Union Oil (1992) ในแนวตั้งฉากกับรอยเลื่อนที่กระทำกับอาคารตัวอย่างในแนวแกนหลัก

3.3.1.2 การปรับค่าความแรงเฉือนที่ฐานที่ระดับฮิสตริก

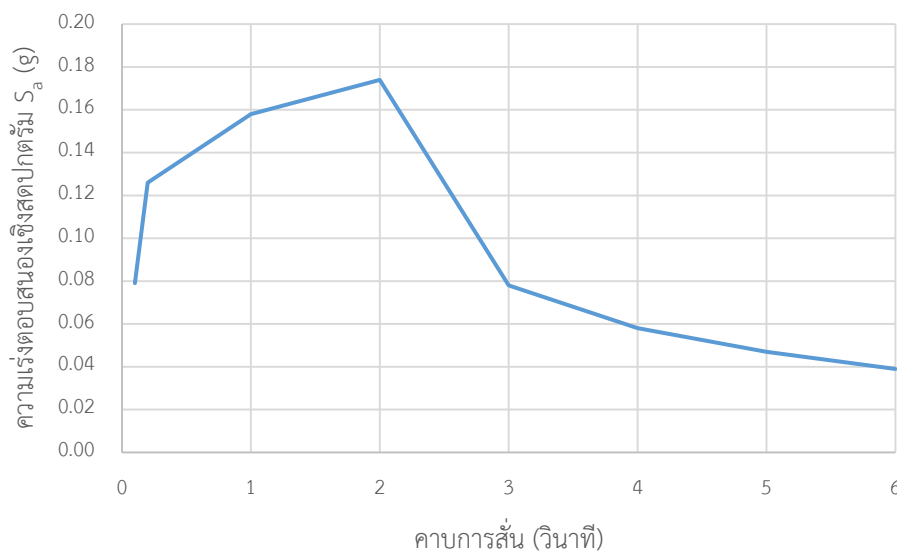
เนื่องจากอาคารตัวอย่างที่ไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานและอาคารที่ติดตั้งสลายพลังงานแบบเสียดทานมีสติฟเนสที่แตกต่างกัน ทำให้คาบธรรมชาติของทั้งสองอาคารแตกต่างกัน จากเส้นสเปกตรัมตอบสนองตามรูปที่ 3.37 แสดงให้เห็นว่า แรงแผ่นดินไหวที่กระทำทั้งสองอาคารจะ

ไม่เท่ากันทำให้การเปรียบเทียบผลตอบสนองหรือความเสียหายทั้งสองอาคารไม่ยุติธรรม ดังนั้นงานวิจัยนี้จึงทำการปรับค่าแรงแผ่นดินไหวที่กระทำต่ออาคารที่ไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานเพื่อให้ค่าแรงเฉือนที่ฐานอาคารของทั้งสองอาคารเท่ากันที่ระดับอิลาสติก โดยค่าปรับแก้แรงเฉือนที่ฐานสามารถหาได้ตามสมการที่ 3.5

$$\alpha = \frac{V_{fw}}{V_{bf}} \quad (3.5)$$

โดยที่ V_{fw} คือ ค่าแรงเฉือนที่ฐานของอาคารที่มีผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานในช่วงอิลาสติก

V_{bf} คือ ค่าแรงเฉือนที่ฐานของอาคารที่ไม่มีผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานในช่วงอิลาสติก



รูปที่ 3.37 เส้นสเปกตรัมตอบสนองของอาคารในพื้นที่แอ่งกรุงเทพฯโซน 5

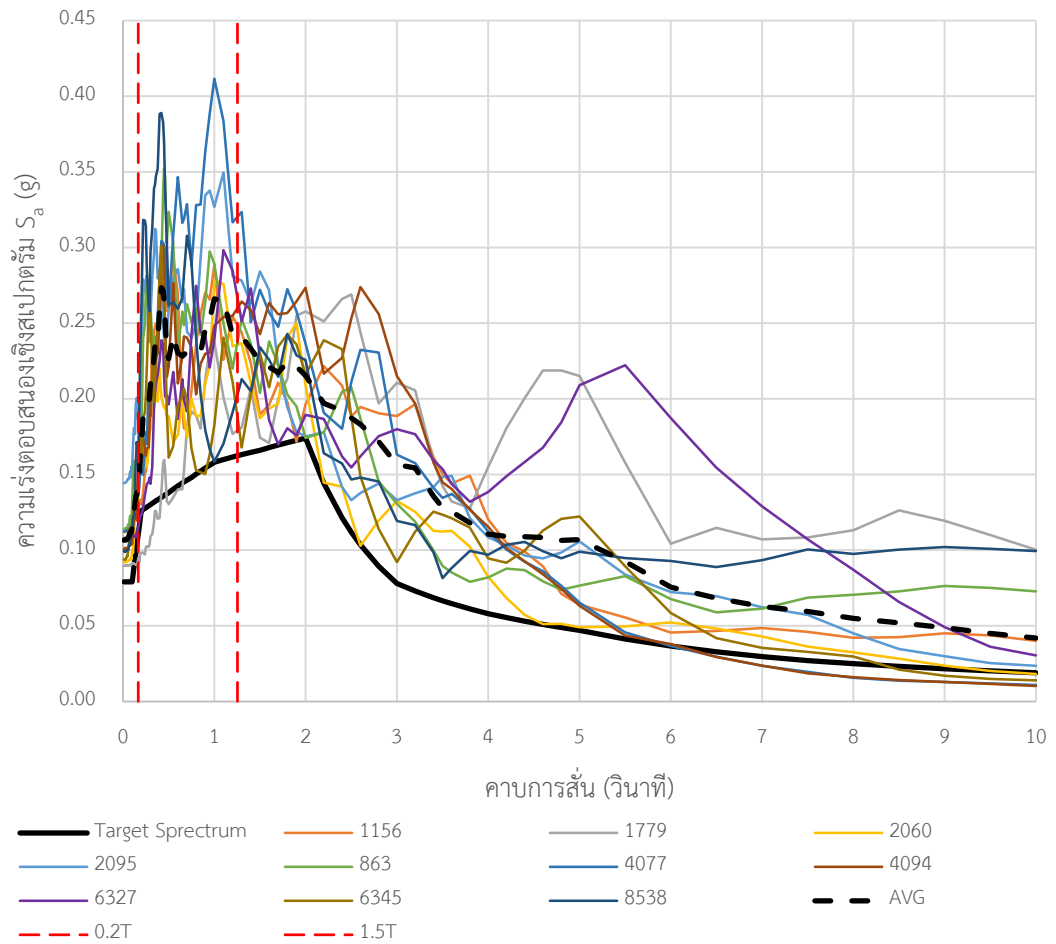
จากการวิเคราะห์คลื่นแผ่นดินไหวที่ระดับอิลาสติกทั้งหมด 10 คลื่น แล้วทำการ normalize ค่าแรงเฉือนของอาคารตัวอย่างกับค่าแรงเฉือนที่คิดจากมวลของอาคารคูณด้วยความเร่งสูงสุดที่พื้นดินในระดั้อิลาสติก จะสามารถสรุปค่าปรับแก้แรงเฉือนที่ฐานได้ตามตารางที่ 3.7

ตารางที่ 3.7 ค่าปรับแก้แรงเฉือนที่ฐานของอาคารที่ไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงาน

Earthquake Name	PGA Elastic (g)	Normalize		α	Base Shear Elastic (kN)	
		BF	FW		BF	FW
“Kocaeli Turkey”	0.029%	16.732	14.001	0.837	36.4	36.4
“Hector Mine”	0.081%	15.537	11.150	0.718	82.1	82.1
“Nenana Mt. Alaska”	0.104%	13.423	14.718	1.096	139.1	139.1
“Denali Alaska”	0.230%	13.572	12.635	0.934	264.2	264.2
“Parkfield-02 CA, Hollister-City Hall Annex”	0.147%	18.777	19.323	1.034	258.2	258.2
“Parkfield-02 CA, Hollister-South&Pine”	0.138%	15.743	13.576	0.873	170.3	170.3
“Tottori, OIT010”	0.151%	12.378	12.750	1.030	175.0	175.0
“Tottori, OSK006”	0.133%	11.431	14.856	1.282	179.6	179.6
“El Mayor-Cucapah”	0.146%	17.240	21.000	1.215	278.7	278.7
“Landers”	0.426%	17.478	17.23	0.986	667.2	667.2

3.3.1.3 การปรับค่าความเร่งให้อยู่ในระดับออกแบบ

ในการประเมินอาคารตามมาตรฐาน ASCE41-13 กำหนดให้ใช้คลื่นแผ่นดินไหวอย่างน้อย 7 คลื่น และทำการปรับค่าความเร่งในสอตคล้องกับเส้นสเปกตรัมตอบสนองเป้าหมายตามรูปที่ 3.37 โดยการนำความเร่งของคลื่นแผ่นดินไหวในแต่ละแกนมารวมกันด้วยวิธี SRSS แล้วทำการปรับค่าความเร่งให้ผลเฉลี่ยของคลื่นแผ่นดินไหวทั้งหมดมากกว่าเส้นสเปกตรัมตอบสนองเป้าหมายในช่วง 0.2-1.5 เท่าของคาบการสั่นของอาคาร ตามรูปที่ 3.38



รูปที่ 3.38 การปรับค่าความเร่งให้สอดคล้องกับสเปกตรัมตอบสนอง
ค่าปรับแก้ความเร่งของคลื่นแผ่นดินไหวให้อยู่ในระดับออกแบบ (DBE) ทั้งหมด 10 คลื่น
สามารถสรุปได้ตามตารางที่ 3.8

ตารางที่ 3.8 ค่าปรับแก้ความเร่งคลื่นแผ่นดินไหวให้อยู่ในระดับออกแบบ (DBE)

Earthquake Name	Scale Factor (DBE)
“Kocaeli Turkey”	2.965
“Hector Mine”	4.118
“Nenana Mt. Alaska”	6.281
“Denali Alaska”	5.541
“Parkfield-02 CA, Hollister-City Hall Annex”	6.102
“Parkfield-02 CA, Hollister-South&Pine”	5.471
“Tottori, OIT010”	5.812

ตารางที่ 3.8 (ต่อ) ค่าปรับแก้ความเร่งคลื่นแผ่นดินไหวให้อยู่ในระดับออกแบบ (DBE)

Earthquake Name	Scale Factor (DBE)
“Tottori, OSK006”	5.269
“El Mayor-Cucapah”	4.941
“Landers”	2.049

3.3.1.4 การปรับค่าความเร่งให้อยู่ในระดับพังทลาย

งานวิจัยนี้จะทำการเพิ่มแรงแผ่นดินไหวที่กระทำกับอาคารที่ไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานจากระดับแผ่นดินไหวออกแบบ (DBE) ที่ถูกปรับแก้ค่าแรงเฉือนที่ฐานของอาคาร (α) จนกระทั่งขึ้นส่วนในอาคารเกิดความเสียหายแบบพังทลาย (CP) หลังจากนั้นจะนำคลื่นแผ่นดินไหวระดับพังทลาย (Collapse Earthquake) นี้กระทำกับอาคารที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานเพื่อเปรียบเทียบความเสียหายที่เกิดขึ้นของสองรูปแบบอาคาร โดยค่าปรับความเร่งให้อยู่ในระดับพังทลายสามารถสรุปได้ตามตารางที่ 3.9

ตารางที่ 3.9 ค่าปรับแก้ความเร่งคลื่นแผ่นดินไหวให้อยู่ในระดับพังทลาย (CP)

Earthquake Name	Scale Factor (CP)
“Kocaeli Turkey”	7.413
“Hector Mine”	8.236
“Nenana Mt. Alaska”	18.843
“Denali Alaska”	11.082
“Parkfield-02 CA, Hollister-City Hall Annex”	12.204
“Parkfield-02 CA, Hollister-South&Pine”	10.942
“Tottori, OIT010”	8.718
“Tottori, OSK006”	13.173
“El Mayor-Cucapah”	9.882
“Landers”	4.098

บทที่ 4

พฤติกรรมของอาคารตัวอย่างภายใต้แรงแผ่นดินไหว

4.1 พฤติกรรมและความเสียหายของอาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหว

ในการวิเคราะห์พฤติกรรมของอาคารตัวอย่างในโปรแกรม PERFORM-3D จะวิเคราะห์ด้วยวิธีพลศาสตร์ไม่เชิงเส้น (Nonlinear dynamic procedure) โดยใช้วิธีแบบประวัติเวลา (Time history analysis) ภายใต้คลื่นแผ่นดินไหวจำลองจำนวนทั้งหมด 10 คลื่น ใช้ Time step เท่ากับ $500\mu s$ ซึ่งเป็นค่าที่เหมาะสมในการลดความคลื่อนของผลการวิเคราะห์โครงสร้างที่มีพฤติกรรมอนิลาสติก และพิจารณาผลของ $P-\Delta$ Effect จากน้ำหนักบรรทุกในแนวดิ่งด้วย

ในงานวิจัยนี้จะศึกษาพฤติกรรมโดยให้แผ่นดินไหวกระทำกับอาคารตัวอย่างในทิศทางที่มีผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานติดตั้งอยู่ โดยแบ่งระดับความรุนแรงของคลื่นแผ่นดินไหวเป็น 2 ระดับ คือ คลื่นแผ่นดินไหวระดับพังทลาย (Collapse Earthquake) และคลื่นแผ่นดินไหวระดับออกแบบ (DBE) คลื่นแผ่นดินไหวระดับพังทลายจะมาจากการเพิ่มความเร่งสูงสุดที่พื้นดิน (Peak Ground Acceleration, PGA) จนกระทั่งอาคารที่ไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานเกิดขึ้นส่วนที่มีความเสียหายแบบพังทลาย (CP)

การเคลื่อนตัวของอาคารตัวอย่างทั้งที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานและไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานจะถูกเปรียบเทียบด้วยการเคลื่อนที่ขึ้นดาดฟ้าแบบประวัติเวลาทุก การเปลี่ยนแปลงน้ำหนักของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทาน การเคลื่อนที่มากที่สุดของแต่ละชั้น และการเคลื่อนที่สัมพันธ์ระหว่างชั้นสูงสุดทุกการเปลี่ยนแปลงน้ำหนักของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทาน

การเปรียบเทียบการสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานในอาคารที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานจะสามารถคำนวณได้จากพื้นที่วงรอบฮิสเทอรีซิส (Hysteresis Loop) ของแรงเสียดทานและระยะทางการไหลตลอดเวลาที่สนใจ

ความเสียหายของอาคารตัวอย่างทั้งที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานและไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานจะถูกเปรียบเทียบกันด้วยค่าร้อยละพื้นที่ความเสียหายในเสาและกำแพงรับแรงเฉือนในแต่ละชั้น โดยร้อยละพื้นที่ความเสียหายจะคำนวณจากความเสียหายของพื้นที่หน้าตัดชิ้นส่วนหลักที่รับแรงทางด้านข้าง คือ เสาและกำแพงรับแรงเฉือน ของแต่ละชั้นต่อพื้นที่หน้าตัดทั้งหมดของชิ้นส่วนหลักที่รับแรงทางด้านข้าง พื้นที่ร้อยละความเสียหายนั้นจะถูกแบ่ง

ออกเป็น 3 ระดับ ตามมาตรฐาน ASCE41-13 คือ ระดับใช้งานได้ทันที (IO) ระดับปลอดภัยต่อชีวิต (LS) และระดับพังทลาย (CP)

4.1.1 พฤติกรรมของอาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหว Landers, Inglewood – Union Oil (1992)

จากการวิเคราะห์การตอบสนองของอาคารตัวอย่างทั้งอาคารที่ไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทาน (Bare frame) อาคารที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานที่มีความหนาแน่นของผนังเท่ากับ 0.6 tons/m^3 (FW0.6) อาคารที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานที่มีความหนาแน่นของผนังเท่ากับ 1.0 tons/m^3 (FW1.0) อาคารที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานที่มีความหนาแน่นของผนังเท่ากับ 1.4 tons/m^3 (FW1.4) และอาคารที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานที่มีความหนาแน่นของผนังเท่ากับ 1.8 tons/m^3 (FW1.8) ภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Landers ที่ระดับพังทลาย (Collapse Earthquake) ที่มีความเร่งสูงสุดที่พื้นดิน (Peak Ground Acceleration, PGA) เท่ากับ $0.174g$ และที่ระดับออกแบบ (DBE) ที่มีความเร่งสูงสุดที่พื้นดิน (Peak Ground Acceleration, PGA) เท่ากับ $0.087g$

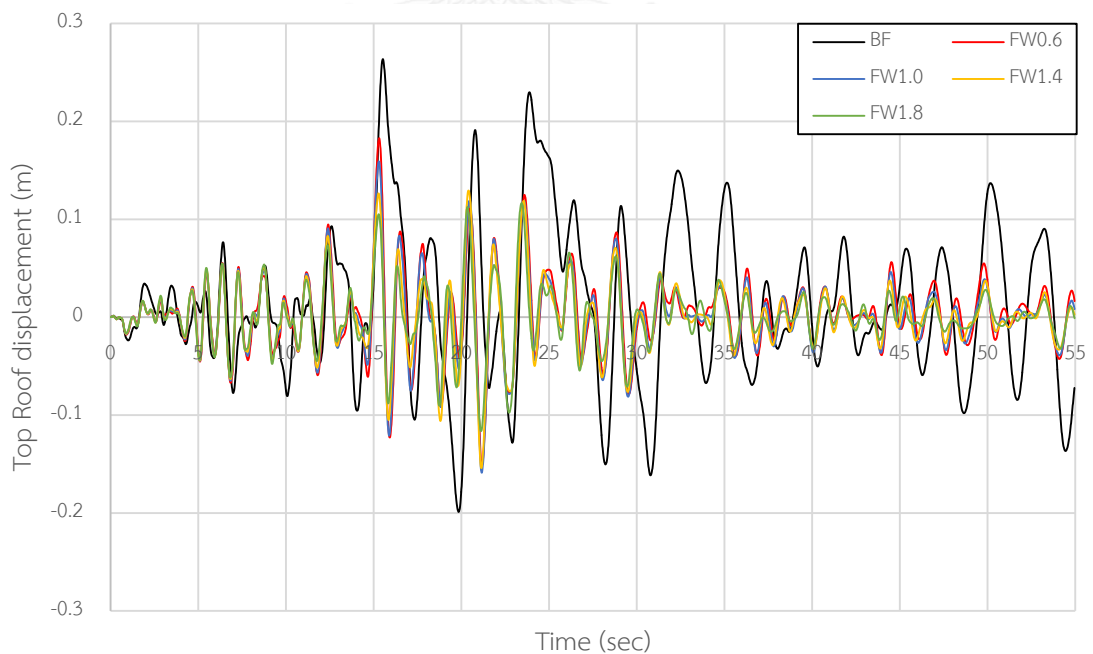
4.1.1.1 พฤติกรรมของอาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหวพังทลาย (Collapse Earthquake)

การเคลื่อนที่ชั้นหลังคาของอาคารที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Landers ที่มี PGA เท่ากับ $0.174g$ มีค่าลดลงจากอาคารที่ไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานมากที่สุดถึง 56.1% โดยอาคาร FW0.6 สามารถลดการเคลื่อนที่ได้สูงสุด 30.7% อาคาร FW1.0 สามารถลดการเคลื่อนที่ได้สูงสุด 39.8% อาคาร FW1.4 สามารถลดการเคลื่อนที่ได้สูงสุด 41.7% และอาคาร FW1.8 สามารถลดการเคลื่อนที่ได้สูงสุด 56.1% ตามตารางที่ 4.1 รูปที่ 4.1 และการเคลื่อนที่สูงสุดของแต่ละชั้นตามรูปที่ 4.2 พบว่า เมื่อเพิ่มความหนาแน่นของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานที่ติดตั้งให้กับอาคารตัวอย่างจะยิ่งลดการเคลื่อนที่ของอาคารได้มากขึ้น และผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานยังแสดงให้เห็นว่าสามารถลดการเคลื่อนที่ของแต่ละชั้นได้อย่างมีประสิทธิภาพ

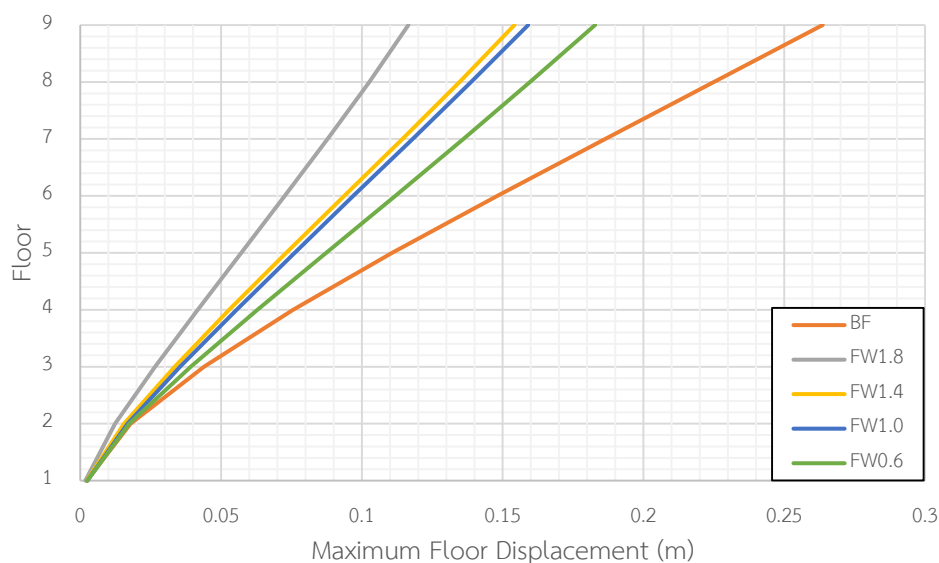
ตารางที่ 4.1 ค่าการเคลื่อนที่สูงสุดของแต่ละชั้นในอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว

Landers, Inglewood – Union Oil (1992) ระดับพังทลาย

ชั้น	การเคลื่อนตัวของอาคารตัวอย่าง									
	Bare Frame		FW0.6		FW1.0		FW1.4		FW1.8	
	Disp. (m)	Red. (%)	Disp. (m)	Red. (%)	Disp. (m)	Red. (%)	Disp. (m)	Red. (%)	Disp. (m)	Red. (%)
Roof	0.264	-	0.183	30.7	0.159	39.8	0.154	41.7	0.116	56.1
8	0.225	-	0.160	28.9	0.139	38.2	0.135	40.0	0.103	54.2
7	0.186	-	0.136	26.9	0.118	36.6	0.114	38.7	0.088	52.7
6	0.148	-	0.112	24.3	0.097	34.4	0.094	36.5	0.073	50.7
5	0.111	-	0.087	21.6	0.076	31.5	0.073	34.2	0.057	48.6
4	0.076	-	0.063	17.1	0.056	26.3	0.053	30.3	0.042	44.7
3	0.044	-	0.039	11.4	0.035	20.4	0.034	22.7	0.026	40.9
2	0.018	-	0.017	5.6	0.017	5.6	0.016	11.1	0.012	33.3
1	0.002	-	0.002	-	0.002	-	0.002	-	0.002	-



รูปที่ 4.1 การเคลื่อนที่ชั้นหลังคาแบบประวัติเวลาภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Landers, Inglewood – Union Oil (1992) ระดับพังทลายของอาคารตัวอย่าง

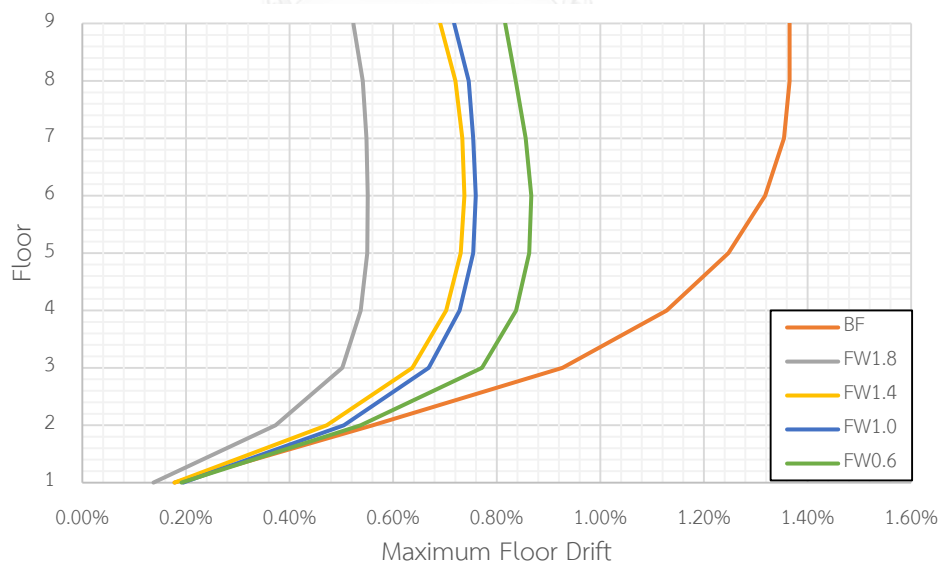


รูปที่ 4.2 การเคลื่อนที่สูงสุดในแต่ละชั้นภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Landers, Inglewood – Union Oil (1992) ระดับพังทลายของอาคารตัวอย่าง

การเคลื่อนที่สัมพัทธ์ของอาคารที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Landers ที่มี PGA เท่ากับ 0.174g มีค่าลดลงจากอาคารที่ไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานมากที่สุดถึง 61.8% โดยอาคาร FW0.6 สามารถลดการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ได้ 39.7% อาคาร FW1.0 สามารถลดการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ได้ 47.1% อาคาร FW1.4 สามารถลดการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ได้ 49.3% และอาคาร FW1.8 สามารถลดการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ได้ 61.8% ตามตารางที่ 4.2 และรูปที่ 4.3 แสดงให้เห็นว่า เมื่อเพิ่มความหนาแน่นของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานที่ติดตั้งให้กับอาคารตัวอย่างจะยิ่งลดการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ของอาคารตัวอย่างได้มากขึ้น และผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานยังแสดงให้เห็นว่าสามารถลดการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ของอาคารได้อย่างมีประสิทธิภาพ

ตารางที่ 4.2 ค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์สูงสุดในแต่ละชั้นในอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว
Landers, Inglewood – Union Oil (1992) ระดับพังทลาย

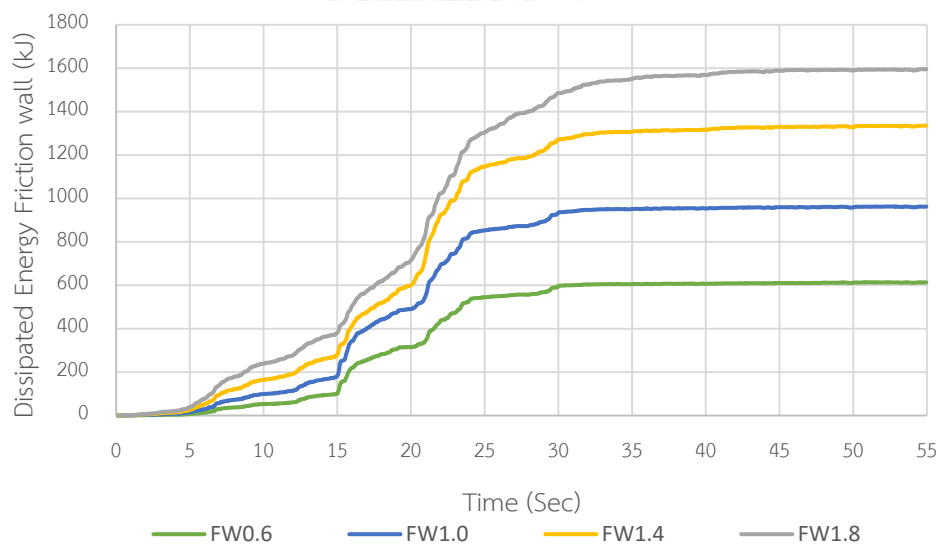
ชั้น	การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ของอาคารตัวอย่าง									
	Bare Frame		FW0.6		FW1.0		FW1.4		FW1.8	
	Drift. (%)	Red. (%)	Drift. (%)	Red. (%)	Drift. (%)	Red. (%)	Drift. (%)	Red. (%)	Drift. (%)	Red. (%)
Roof	1.36	-	0.82	39.7	0.72	47.1	0.69	49.3	0.52	61.8
8	1.36	-	0.84	38.2	0.75	44.8	0.72	47.0	0.54	60.3
7	1.35	-	0.86	36.3	0.75	44.4	0.73	45.9	0.55	59.2
6	1.32	-	0.87	34.1	0.76	42.4	0.74	43.9	0.55	58.3
5	1.25	-	0.86	31.2	0.75	40.0	0.73	41.6	0.55	56.0
4	1.13	-	0.84	25.7	0.73	35.4	0.70	38.0	0.54	52.2
3	0.93	-	0.77	17.2	0.67	28.0	0.64	31.2	0.50	46.2
2	0.56	-	0.54	3.6	0.50	10.7	0.47	16.1	0.37	33.9
1	0.18	-	0.19	-	0.19	-	0.18	-	0.14	-



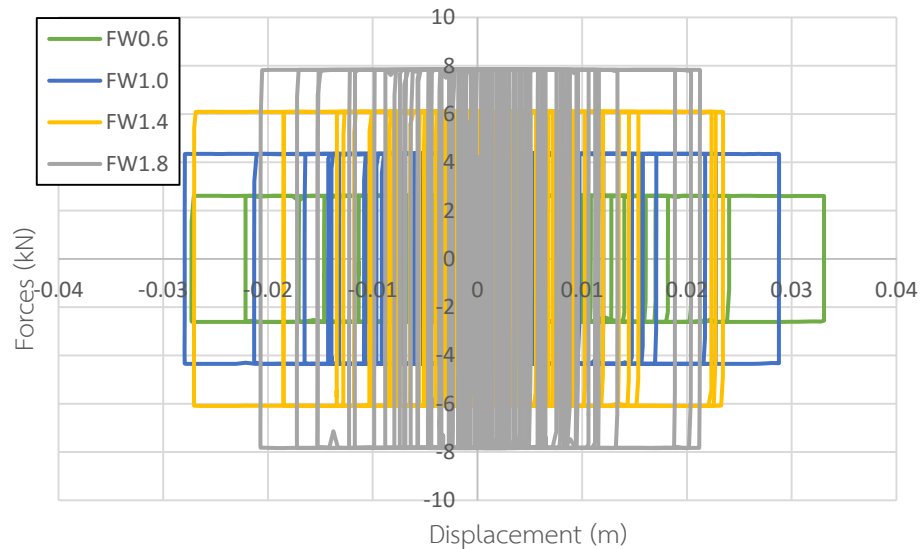
รูปที่ 4.3 การเคลื่อนที่สัมพัทธ์สูงสุดในแต่ละชั้นภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Landers, Inglewood – Union Oil (1992) ระดับพังทลายของอาคารตัวอย่าง

การสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Landers ที่มี PGA เท่ากับ 0.174g ตามรูปที่ 4.4 พบว่า การสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานทั้ง

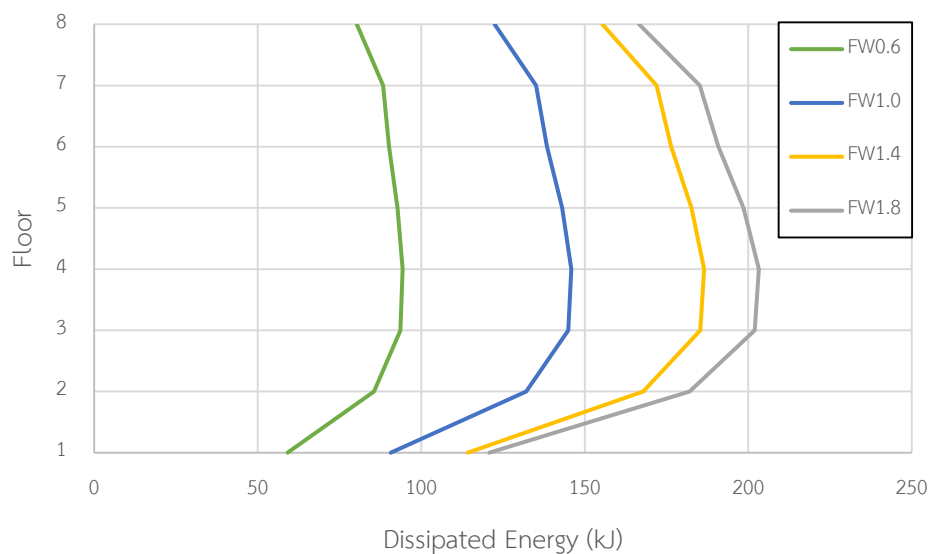
อาคารจะเพิ่มขึ้น เมื่อความหนาแน่นของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานเพิ่มขึ้นหรือการเพิ่มขึ้นของแรงเสียดทานนั่นเอง อาคาร FW0.6 มีการสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานทั้งหมด 613.49 kJ อาคาร FW1.0 มีการสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานทั้งหมด 962.61 kJ อาคาร FW1.4 มีการสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานทั้งหมด 1335.39 kJ อาคาร FW1.8 มีการสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานทั้งหมด 1595.62 kJ โดยการสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานสามารถหาได้จากพื้นที่วงรอบฮิสเทอริสิส ตามรูปที่ 4.5 ซึ่งจะพบว่า อาคารที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานที่มีความหนาแน่นของคอนกรีตสูงกว่าจะมีวงรอบของฮิสเทอริสิสที่แคบกว่าคือมีการเคลื่อนตัวที่น้อยกว่าแต่แรงเสียดทานจะสูงกว่าซึ่งเมื่อคิดพื้นที่วงรอบของฮิสเทอริสิสแล้วจะได้พื้นที่มากกว่าอาคารที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานที่มีความหนาแน่นของคอนกรีตต่ำกว่าและเมื่อทำการเปรียบเทียบพลังงานในแต่ละชั้นของทั้ง 4 อาคารที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานตามรูปที่ 4.6 พบว่า ในแต่ละชั้นจะมีการสลายพลังงานเพิ่มขึ้นตามความหนาแน่นของคอนกรีตในผนังสลายพลังงานแบบเสียดทาน โดยจะมีการสลายพลังงานสูงสุดอยู่ที่ชั้น 4 ซึ่งเป็นชั้นที่มีการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ของชั้น (Drift) สูงสุดเช่นกัน แสดงว่าตำแหน่งที่ควรติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานหรือเพิ่มแรงเสียดทานให้มากขึ้นอีกเพื่อให้สามารถทำงานได้อย่างมีประสิทธิภาพสูงสุดนั้นควรจะต้องติดตั้งในชั้นที่มีการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ของชั้นสูงสุด



รูปที่ 4.4 การสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานในอาคารภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Landers, Inglewood – Union Oil (1992) ระดับพังทลาย



รูปที่ 4.5 วงรอบฮิสเทอริซิสของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานในอาคารตัวอย่างที่ชั้น 4 ภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Landers, Inglewood – Union Oil (1992) ระดับพังทลาย



รูปที่ 4.6 การสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานในแต่ละชั้นของอาคารตัวอย่าง ภายใต้แผ่นดินไหว Landers, Inglewood – Union Oil (1992) ระดับพังทลาย

ความเสียหายของอาคารตัวอย่างทั้งหมดจะถูกเปรียบเทียบกับร้อยละพื้นที่ความเสียหาย โดยแบ่งระดับออกเป็น 3 ระดับ คือ ความเสียหายระดับเข้าใช้งานได้ทันที (IO) ความเสียหายระดับปลอดภัยต่อชีวิต (LS) และความเสียหายระดับพังทลาย (CP) โดยแยกความเสียหายของชิ้นส่วนเป็น 2 ประเภท คือ ความเสียหายในกำแพงรับแรงเฉือนและความเสียหายในชิ้นส่วนเสา จากการวิเคราะห์อาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหว Landers ที่มี PGA เท่ากับ 0.174g พบว่า กำแพงรับแรงเฉือนของอาคารที่ไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานจะมีความเสียหายสูงสุดอยู่ที่ระดับปลอดภัยต่อชีวิต

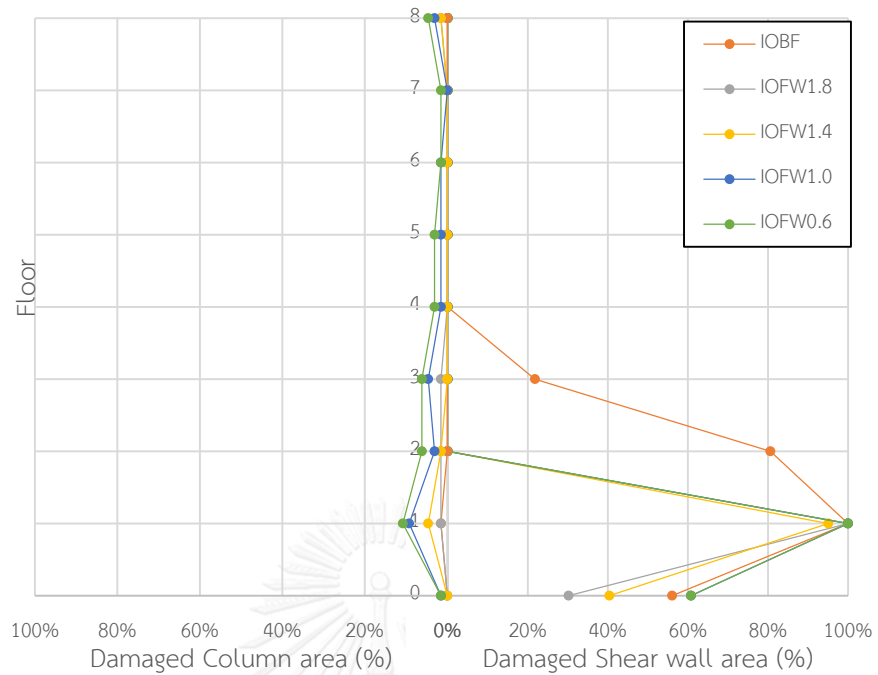
(LS) โดยมีร้อยละพื้นที่ความเสียหายสูงสุดเท่ากับ 84.8% เกิดขึ้นระหว่างชั้น 1 และ ชั้น 2 ส่วนอาคารที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานจะมีความเสียหายสูงสุดอยู่ที่ระดับปลอดภัยต่อชีวิต (LS) แต่จะมีร้อยละพื้นที่ความเสียหายน้อยกว่า โดยอาคาร FW0.6 มีค่าเท่ากับ 21.8% เกิดขึ้นระหว่างชั้น 1 และชั้น 2 อาคาร FW1.0 มีค่าเท่ากับ 20.8% เกิดขึ้นระหว่างฐานรากและชั้น 1 อาคาร FW1.4 มีค่าเท่ากับ 20.8% เกิดขึ้นระหว่างชั้นฐานรากและชั้น 1 และอาคาร FW1.8 มีค่าเท่ากับ 10.4% เกิดขึ้นระหว่างฐานรากและชั้น 1 ตามตารางที่ 4.3 รูปที่ 4.7 และรูปที่ 4.8 ซึ่งจะสังเกตเห็นได้ว่าอาคารที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานจะสามารถลดความเสียหายได้และอาคารที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานที่มีความหนาแน่นมากกว่าจะมีความเสียหายน้อยกว่า เมื่อพิจารณาส่วนเสาของอาคารที่ไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานจะอยู่ที่ระดับเข้าใช้งานได้ทันที (IO) เช่นเดียวกันกับอาคารที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทาน แต่อาคารที่ไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานมีร้อยละพื้นที่ความเสียหายเกิดขึ้นน้อยกว่าอาคารที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานตามตารางที่ 4.4 คือ อาคารที่ไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานมีพื้นที่ร้อยละความเสียหายสูงสุดเท่ากับ 1.5 % อาคาร FW0.6 มีค่าเท่ากับ 10.8% อาคาร FW1.0 มีค่าเท่ากับ 9.2% FW1.4 มีค่าเท่ากับ 4.6% และอาคาร FW1.8 มีค่าเท่ากับ 1.5% โดยรูปแบบความเสียหายของเสาในอาคารที่ไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานจะไม่กระจายความเสียหายไปหลายๆชั้นแต่จะกระจุกตัวอยู่ที่ชั้นใดชั้นหนึ่งและเกิดความเสียหายเป็นบริเวณกว้างซึ่งต่างจากอาคารที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานที่จะมีความเสียหายกระจายไปในทุกชั้นเพียงด้านเดียวของอาคารตามรูปที่ 4.7 ซึ่งการกระจายตัวของความเสียหายแบบนี้เมื่ออาคารรับแรงแผ่นดินไหวที่รุนแรงมากและเกิดความเสียหายจนพังทลายอาคารจะพังทลายเพียงบริเวณเดียวเท่านั้นดังนั้นความเสียหายต่อชีวิตและทรัพย์สินจะเกิดขึ้นน้อยกว่า

ตารางที่ 4.3 ร้อยละพื้นที่ความเสียหายสูงสุดของกำแพงรับแรงเฉือนในอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Landers, Inglewood – Union Oil (1992) ระดับพังทลาย

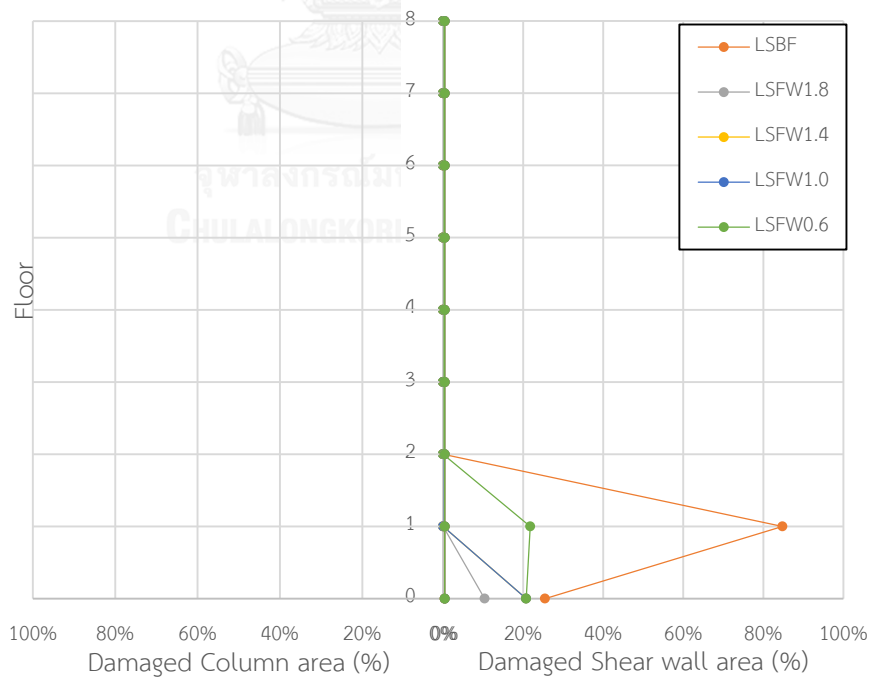
อาคาร ตัวอย่าง	ร้อยละพื้นที่ความเสียหาย (%) สูงสุดของกำแพงรับแรงเฉือนในอาคาร					
	IO		LS		CP	
	พื้นที่ (%)	ตำแหน่ง	พื้นที่ (%)	ตำแหน่ง	พื้นที่ (%)	ตำแหน่ง
Bare Frame	100	1-2	84.8	1-2	-	-
FW0.6	100	1-2	21.8	1-2	-	-
FW1.0	100	1-2	20.8	F-1	-	-
FW1.4	95.1	1-2	20.8	F-1	-	-
FW1.8	100	1-2	10.4	F-1	-	-

ตารางที่ 4.4 ร้อยละพื้นที่ความเสียหายสูงสุดของเสาในอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Landers, Inglewood – Union Oil (1992) ระดับพังทลาย

อาคาร ตัวอย่าง	พื้นที่ร้อยละความเสียหาย (%) สูงสุดในอาคาร					
	IO		LS		CP	
	พื้นที่ (%)	ตำแหน่ง	พื้นที่ (%)	ตำแหน่ง	พื้นที่ (%)	ตำแหน่ง
Bare Frame	1.5	1-2	-	-	-	-
FW0.6	10.8	1-2	-	-	-	-
FW1.0	9.2	1-2	-	-	-	-
FW1.4	4.6	1-2	-	-	-	-
FW1.8	1.5	1-2	-	-	-	-



รูปที่ 4.7 ร้อยละพื้นที่ความเสียหายในระดับเข้าใช้งานได้ทันที (IO) ของอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Landers, Inglewood – Union Oil (1992) ระดับพังทลาย



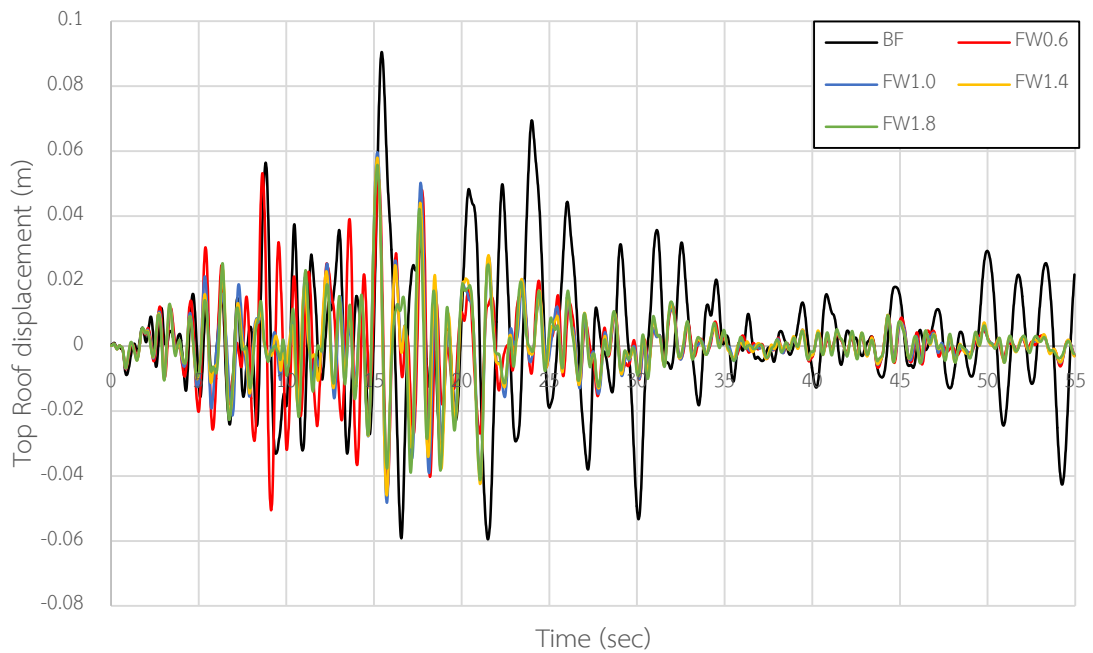
รูปที่ 4.8 ร้อยละพื้นที่ความเสียหายในระดับปลอดภัยต่อชีวิต (LS) ของอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Landers, Inglewood – Union Oil (1992) ระดับพังทลาย

4.1.1.2 พฤติกรรมของอาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหวออกแบบ (DBE)

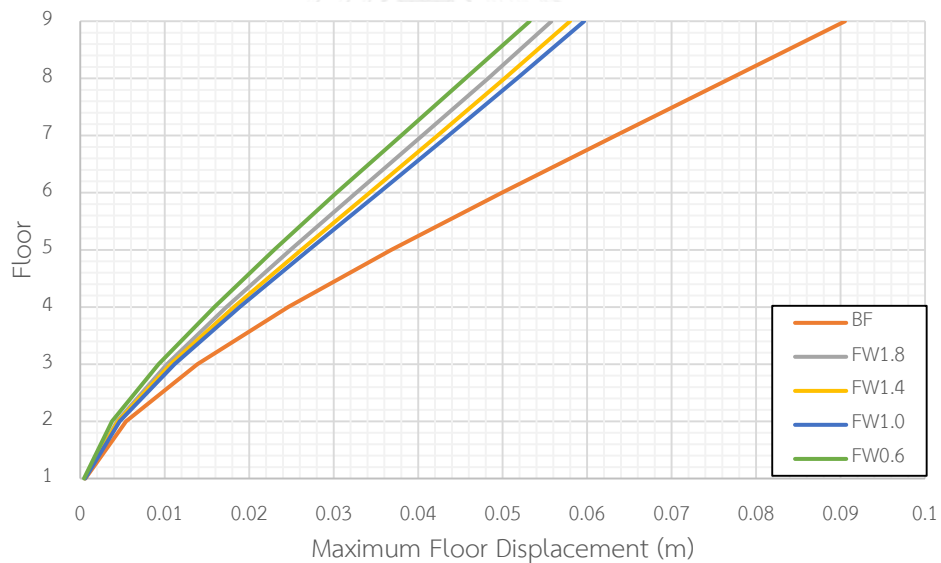
การเคลื่อนที่ชั้นหลังคาของอาคารที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Landers ที่มี PGA เท่ากับ 0.087g มีค่าลดลงจากอาคารที่ไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานมากที่สุดถึง 41.8% โดยอาคาร FW0.6 สามารถลดการเคลื่อนที่ได้สูงสุด 41.8% อาคาร FW1.0 สามารถลดการเคลื่อนที่ได้สูงสุด 34.1% อาคาร FW1.4 สามารถลดการเคลื่อนที่ได้สูงสุด 36.3% และอาคาร FW1.8 สามารถลดการเคลื่อนที่ได้สูงสุด 38.5% ตามตารางที่ 4.5 รูปที่ 4.9 และการเคลื่อนที่สูงสุดของแต่ละชั้นตามรูปที่ 4.10 พบว่า อาคาร FW0.6 มีการเคลื่อนที่ของอาคารน้อยที่สุดภายใต้แผ่นดินไหวถึงแม้ว่าผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานจะมีความหนาแน่นน้อยที่สุด อาจจะเนื่องมาจากค่าแรงเสียดทานนี้เป็นค่าเหมาะสมสำหรับอาคารนี้ที่ทำให้ได้การเคลื่อนที่น้อยที่สุด แต่ผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานแสดงให้เห็นว่าสามารถลดการเคลื่อนที่ของแต่ละชั้นได้อย่างมีประสิทธิภาพ

ตารางที่ 4.5 ค่าการเคลื่อนที่สูงสุดของแต่ละชั้นในอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Landers, Inglewood – Union Oil (1992) ระดับออกแบบ

ชั้น	การเคลื่อนตัวของอาคารตัวอย่าง									
	Bare Frame		FW0.6		FW1.0		FW1.4		FW1.8	
	Disp. (m)	Red. (%)	Disp. (m)	Red. (%)	Disp. (m)	Red. (%)	Disp. (m)	Red. (%)	Disp. (m)	Red. (%)
Roof	0.091	-	0.053	41.8	0.060	34.1	0.058	36.3	0.056	38.5
8	0.077	-	0.046	40.3	0.052	32.5	0.050	35.1	0.048	37.7
7	0.063	-	0.038	39.7	0.044	30.2	0.042	33.3	0.041	34.9
6	0.050	-	0.030	40.0	0.035	30.0	0.034	32.0	0.033	34.0
5	0.037	-	0.023	37.8	0.027	27.0	0.026	29.7	0.025	32.4
4	0.025	-	0.016	36.0	0.019	24.0	0.018	28.0	0.017	32.0
3	0.014	-	0.010	28.6	0.011	21.4	0.011	21.4	0.010	28.6
2	0.005	-	0.004	20.0	0.005	-	0.005	-	0.004	20.0
1	0.001	-	0.001	-	0.001	-	0.001	-	0.001	-



รูปที่ 4.9 การเคลื่อนที่ชั้นหลังคาแบบประวัติเวลาภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Landers, Inglewood – Union Oil (1992) ระดับออกแบบของอาคารตัวอย่าง



รูปที่ 4.10 การเคลื่อนที่สูงสุดในแต่ละชั้นภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Landers, Inglewood – Union Oil (1992) ระดับออกแบบของอาคารตัวอย่าง

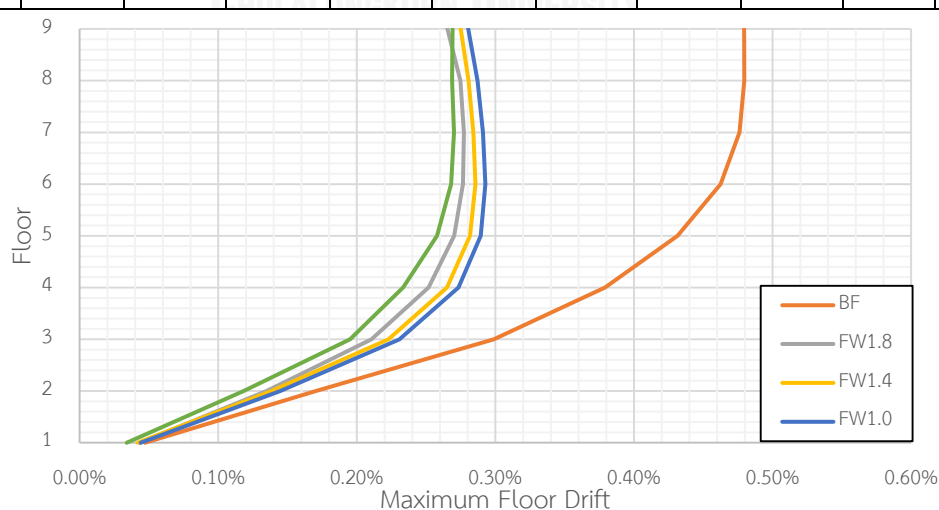
การเคลื่อนที่สัมพัทธ์ของอาคารที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Landers ที่มี PGA เท่ากับ 0.087g มีค่าลดลงจากอาคารที่ไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานมากที่สุดถึง 43.8% โดยอาคาร FW0.6 สามารถลดการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ได้ 43.8% อาคาร FW1.0 สามารถลดการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ได้ 41.7% อาคาร FW1.4 สามารถลดการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ได้ 43.8% และอาคาร FW1.8 สามารถลดการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ได้ 43.8% ตามตารางที่ 4.6

และรูปที่ 4.11 แสดงให้เห็นว่า อาคาร FW0.6 มีการเคลื่อนที่สัมพัทธ์น้อยที่สุดถึงแม้ว่าจะมีความหนาแน่นของผนังน้อยที่สุดก็ตาม อาจจะเนื่องมาจากค่าแรงเสียดทานนี้เป็นค่าเหมาะสมสำหรับอาคารนี้ที่ทำให้ได้การเคลื่อนที่สัมพัทธ์ที่น้อยที่สุด แต่ผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานยังแสดงให้เห็นว่าสามารถลดการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ของอาคารได้อย่างมีประสิทธิภาพ

ตารางที่ 4.6 ค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์สูงสุดในแต่ละชั้นในอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว

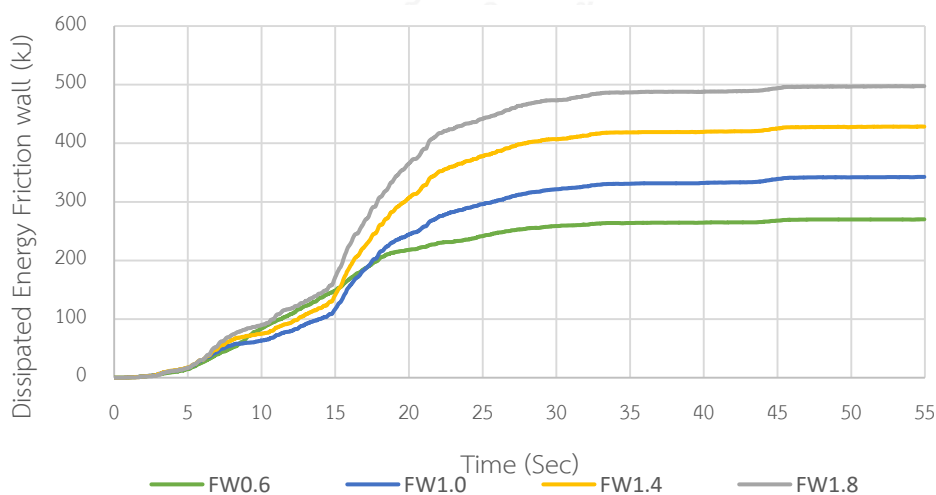
Landers, Inglewood – Union Oil (1992) ระดับออกแบบ

ชั้น	การเคลื่อนที่สัมพัทธ์ของอาคารตัวอย่าง									
	Bare Frame		FW0.6		FW1.0		FW1.4		FW1.8	
	Drift. (%)	Red. (%)	Drift. (%)	Red. (%)	Drift. (%)	Red. (%)	Drift. (%)	Red. (%)	Drift. (%)	Red. (%)
Roof	0.48	-	0.27	43.8	0.28	41.7	0.27	43.8	0.27	43.8
8	0.48	-	0.27	43.8	0.29	39.6	0.28	41.7	0.27	43.8
7	0.48	-	0.27	43.8	0.29	39.6	0.28	41.7	0.28	41.7
6	0.46	-	0.27	41.3	0.29	37.0	0.29	37.0	0.28	39.1
5	0.43	-	0.26	39.5	0.29	32.6	0.28	34.9	0.27	37.2
4	0.38	-	0.23	39.5	0.27	28.9	0.27	28.9	0.25	34.2
3	0.30	-	0.20	33.3	0.23	23.3	0.22	26.7	0.21	30.0
2	0.17	-	0.12	29.4	0.14	17.6	0.14	17.6	0.13	23.5
1	0.10	-	0.03	-	0.04	-	0.04	-	0.04	-

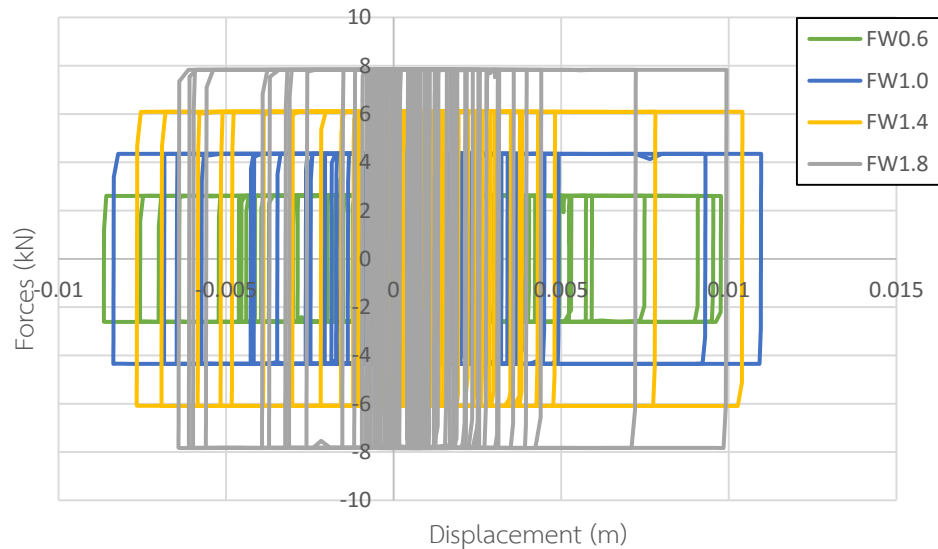


รูปที่ 4.11 การเคลื่อนที่สัมพัทธ์สูงสุดในแต่ละชั้นภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Landers, Inglewood – Union Oil (1992) ระดับออกแบบของอาคารตัวอย่าง

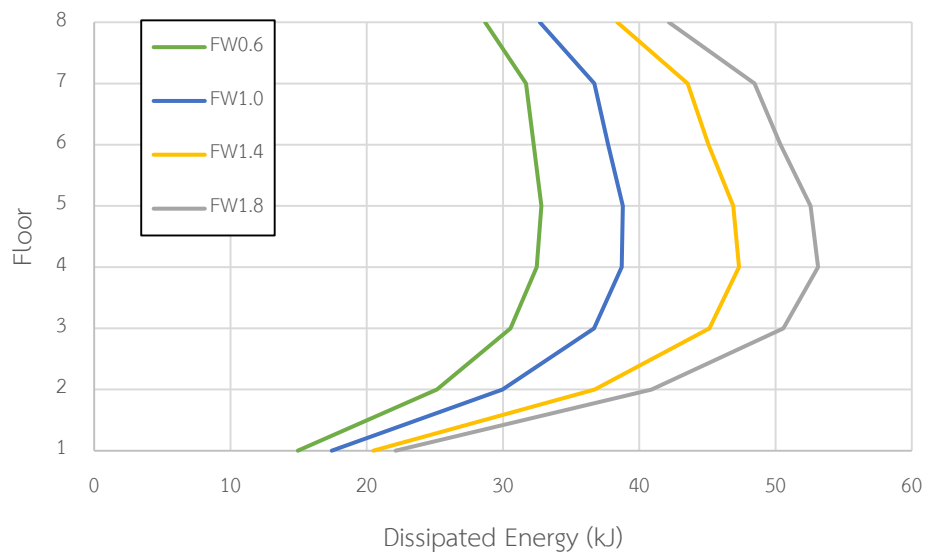
การสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Landers ที่มี PGA เท่ากับ 0.087g ตามรูปที่ 4.12 พบว่า การสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานทั้งอาคารจะเพิ่มขึ้น เมื่อความหนาแน่นของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานเพิ่มขึ้นหรือการเพิ่มขึ้นของแรงเสียดทานนั่นเอง อาคาร FW0.6 มีการสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานทั้งหมด 270.14 kJ อาคาร FW1.0 มีการสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานทั้งหมด 342.7 kJ อาคาร FW1.4 มีการสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานทั้งหมด 428.48 kJ อาคาร FW1.8 มีการสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานทั้งหมด 497.39 kJ โดยการสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานสามารถหาได้จากพื้นที่วงรอบฮิสเทอริสิส ตามรูปที่ 4.13 ซึ่งจะพบว่า อาคารที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานที่มีความหนาแน่นของคอนกรีตสูงกว่าจะมีวงรอบของฮิสเทอริสิสที่แคบกว่า คือ มีการเคลื่อนตัวที่น้อยกว่าแต่แรงเสียดทานจะสูงกว่า ซึ่งเมื่อคิดพื้นที่วงรอบของฮิสเทอริสิสแล้วจะได้พื้นที่มากกว่าอาคารที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานที่มีความหนาแน่นของคอนกรีตต่ำกว่าและเมื่อทำการเปรียบเทียบพลังงานในแต่ละชั้นของทั้ง 4 อาคารที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานตามรูปที่ 4.14 พบว่า ในแต่ละชั้นจะมีการสลายพลังงานเพิ่มขึ้นตามความหนาแน่นของคอนกรีตในผนังสลายพลังงานแบบเสียดทาน โดยจะมีการสลายพลังงานสูงสุดอยู่ที่ชั้น 4 ซึ่งเป็นชั้นที่มีการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ของชั้น (Drift) สูงสุดเช่นกัน แสดงว่าตำแหน่งที่ควรติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานหรือเพิ่มแรงเสียดทานให้มากขึ้นอีกเพื่อให้สามารถทำงานได้อย่างมีประสิทธิภาพสูงสุดนั้นควรจะติดตั้งในชั้นที่มีการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ของชั้นสูงสุด



รูปที่ 4.12 การสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานในอาคารภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Landers, Inglewood – Union Oil (1992) ระดับออกแบบ



รูปที่ 4.13 วงรอบฮิสเทอริสิสของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานในอาคารตัวอย่างที่ชั้น 4 ภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Landers, Inglewood – Union Oil (1992) ระดับออกแบบ



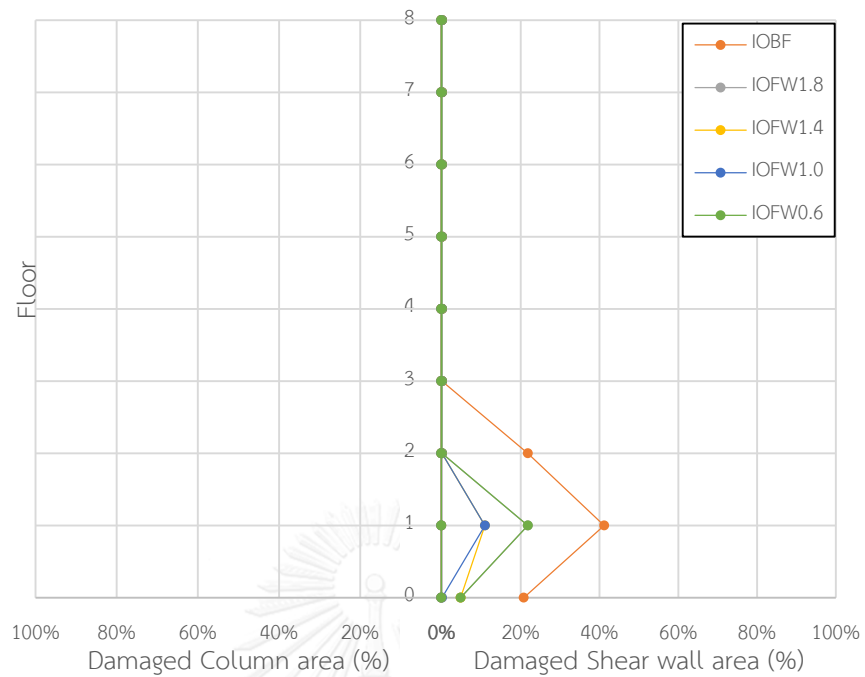
รูปที่ 4.14 การสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานในแต่ละชั้นของอาคารตัวอย่าง ภายใต้แผ่นดินไหว Landers, Inglewood – Union Oil (1992) ระดับออกแบบ
ความเสียหายของอาคารตัวอย่างทั้งหมดจะถูกเปรียบเทียบกับร้อยละพื้นที่ความเสียหาย โดยแบ่งระดับออกเป็น 3 ระดับ คือ ความเสียหายระดับเข้าใช้งานได้ทันที (IO) ความเสียหายระดับปลอดภัยต่อชีวิต (LS) และความเสียหายระดับพังทลาย (CP) โดยแยกความเสียหายของชั้นส่วนเป็น 2 ประเภท คือ ความเสียหายในกำแพงรับแรงเฉือนและความเสียหายในชิ้นส่วนเสา จากการวิเคราะห์ อาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหว Landers ที่มี PGA เท่ากับ 0.087g พบว่า กำแพงรับแรงเฉือนของ อาคารที่ไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานจะมีความเสียหายสูงสุดอยู่ที่ระดับเข้าใช้งานได้

ทันที (IO) โดยมีร้อยละพื้นที่ความเสียหายสูงสุดเท่ากับ 41.2% เกิดขึ้นระหว่างชั้น 1 และ ชั้น 2 ส่วนอาคารที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานจะมีความเสียหายสูงสุดอยู่ที่ระดับเข้าใช้งานได้ทันที (IO) เช่นกัน แต่จะมีร้อยละพื้นที่ความเสียหายน้อยกว่า โดยอาคาร FW0.6 มีค่าเท่ากับ 21.8% เกิดขึ้นระหว่างชั้น 1 และชั้น 2 อาคาร FW1.0 มีค่าเท่ากับ 10.9% เกิดขึ้นระหว่างชั้น 1 และชั้น 2 อาคาร FW1.4 มีค่าเท่ากับ 10.9% เกิดขึ้นระหว่างชั้น 1 และชั้น 2 และอาคาร FW1.8 มีค่าเท่ากับ 21.8% เกิดขึ้นระหว่างชั้น 1 และชั้น 2 ตามตารางที่ 4.7 รูปที่ 4.15 ซึ่งจะสังเกตเห็นได้ว่าอาคารที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานจะสามารถลดความเสียหายได้และอาคารที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานที่มีความหนาแน่นมากกว่าจะมีความเสียหายน้อยกว่า เมื่อพิจารณาส่วนเสาของอาคารที่ไม่ติดตั้งและติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานจะไม่เกิดความเสียหายเลยทั้งสองรูปแบบอาคาร

ตารางที่ 4.7 ร้อยละพื้นที่ความเสียหายสูงสุดของกำแพงรับแรงเฉือนในอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่น

แผ่นดินไหว Landers, Inglewood – Union Oil (1992) ระดับออกแบบ

อาคาร ตัวอย่าง	ร้อยละพื้นที่ความเสียหาย (%)สูงสุดของกำแพงรับแรงเฉือนในอาคาร					
	IO		LS		CP	
	พื้นที่ (%)	ตำแหน่ง	พื้นที่ (%)	ตำแหน่ง	พื้นที่ (%)	ตำแหน่ง
Bare Frame	41.2	1-2	-	-	-	-
FW0.6	21.8	1-2	-	-	-	-
FW1.0	10.9	1-2	-	-	-	-
FW1.4	10.9	1-2	-	-	-	-
FW1.8	21.8	1-2	-	-	-	-



รูปที่ 4.15 ร้อยละพื้นที่ความเสียหายในระดับเข้าใช้งานได้ทันที (IO) ของอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Landers, Inglewood – Union Oil (1992) ระดับออกแบบ

4.1.2 พฤติกรรมของอาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหว Kocaeli Turkey, Balikesir (1999)

จากการวิเคราะห์การตอบสนองของอาคารตัวอย่างทั้งอาคารที่ไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทาน (Bare frame) อาคารที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานที่มีความหนาแน่นของผนังเท่ากับ 0.6 tons/m^3 (FW0.6) อาคารที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานที่มีความหนาแน่นของผนังเท่ากับ 1.0 tons/m^3 (FW1.0) อาคารที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานที่มีความหนาแน่นของผนังเท่ากับ 1.4 tons/m^3 (FW1.4) และอาคารที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานที่มีความหนาแน่นของผนังเท่ากับ 1.8 tons/m^3 (FW1.8) ภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Kocaeli ที่ระดับพังทลาย (Collapse Earthquake) ที่มีความเร่งสูงสุดที่พื้นดิน (Peak Ground Accerleration, PGA) เท่ากับ $0.212g$ และที่ระดับออกแบบ (DBE) ที่มีความเร่งสูงสุดที่พื้นดิน (Peak Ground Accerleration, PGA) เท่ากับ $0.085g$

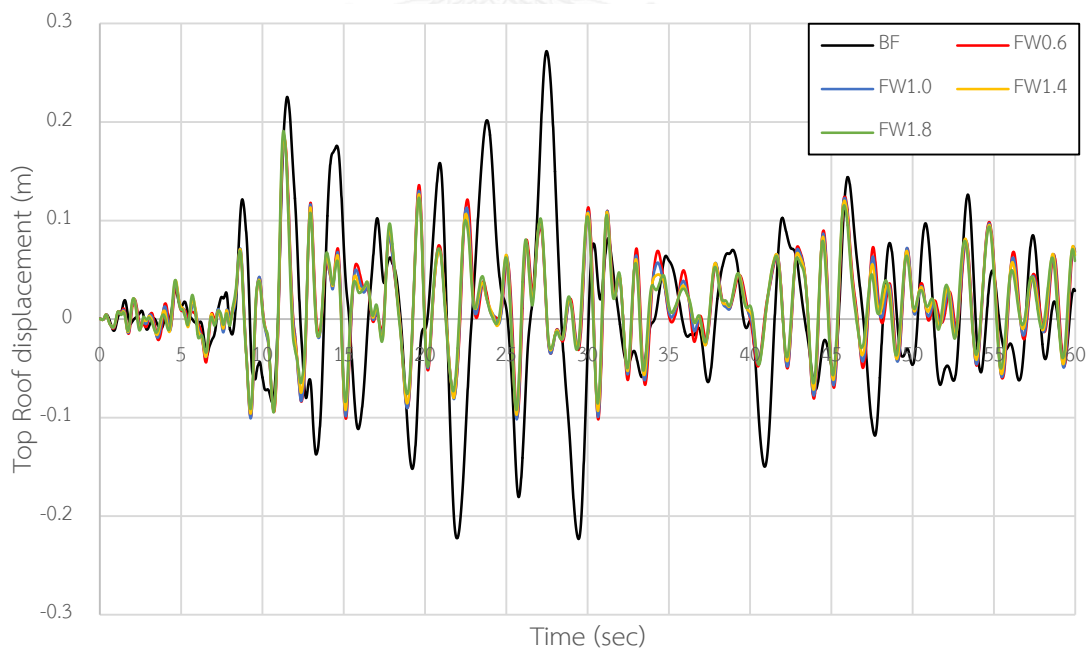
4.1.2.1 พฤติกรรมของอาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหวพังทลาย (Collapse Earthquake)

การเคลื่อนที่ชั้นหลังคาของอาคารที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Kocaeli ที่มี PGA เท่ากับ $0.212g$ มีค่าลดลงจากอาคารที่ไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานมากที่สุดถึง 33.8% โดยอาคาร FW0.6 สามารถลดการเคลื่อนที่ได้สูงสุด 32.7% อาคาร FW1.0 สามารถลดการเคลื่อนที่ได้สูงสุด 33.8% อาคาร FW1.4 สามารถลดการเคลื่อนที่ได้สูงสุด 31.6% และอาคาร FW1.8 สามารถลดการเคลื่อนที่ได้สูงสุด 29.8% ตามตารางที่ 4.8 รูปที่ 4.16 และ การเคลื่อนที่สูงสุดของแต่ละชั้นตามรูปที่ 4.17 พบว่า ผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานสามารถลดการเคลื่อนที่ของแต่ละชั้นได้อย่างมีประสิทธิภาพ แต่การเพิ่มความหนาแน่นของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานมากขึ้นอาจจะไม่ทำให้การเคลื่อนที่ลดลงด้วยก็ตาม ทั้งนี้เนื่องจากรูปที่ 4.17 แสดงเพียงแค่ว่าการเคลื่อนที่สูงสุดอาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหว แต่เมื่อดูที่การเคลื่อนที่ของอาคารตลอดคลื่นแผ่นดินไหวตามรูปที่ 4.16 จะพบว่า โดยภาพรวมแล้วอาคารที่มีความหนาแน่นของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานมากกว่าจะมีการเคลื่อนที่ของอาคารน้อยกว่า

ตารางที่ 4.8 ค่าการเคลื่อนที่สูงสุดของแต่ละชั้นในอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว

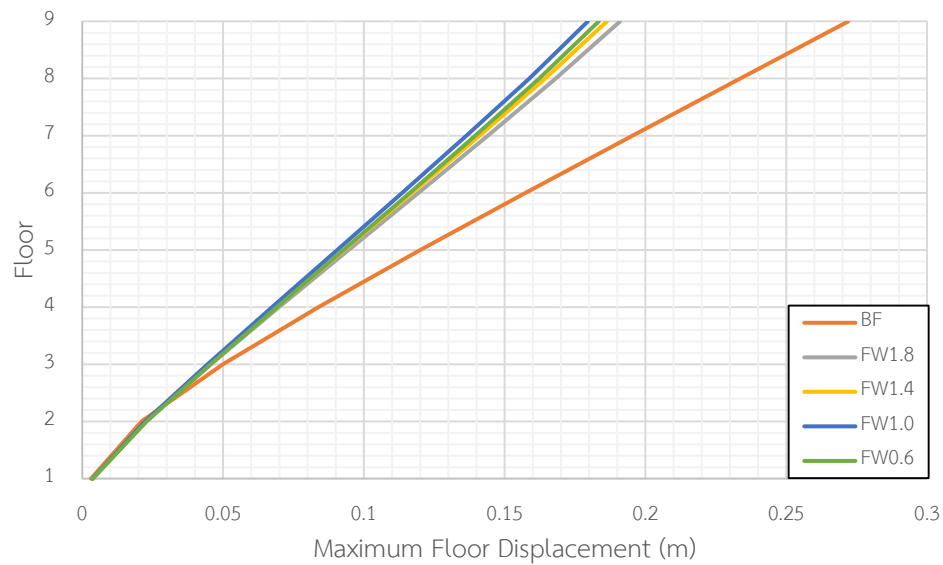
Kocaeli Turkey, Balikesir (1999) ระดับพังทลาย

ชั้น	การเคลื่อนตัวของอาคารตัวอย่าง									
	Bare Frame		FW0.6		FW1.0		FW1.4		FW1.8	
	Disp. (m)	Red. (%)	Disp. (m)	Red. (%)	Disp. (m)	Red. (%)	Disp. (m)	Red. (%)	Disp. (m)	Red. (%)
Roof	0.272	-	0.183	32.7	0.180	33.8	0.186	31.6	0.191	29.8
8	0.234	-	0.162	30.8	0.159	32.1	0.164	29.9	0.168	28.2
7	0.195	-	0.140	28.2	0.136	30.3	0.141	27.7	0.144	26.2
6	0.157	-	0.116	26.1	0.114	27.4	0.117	25.5	0.119	24.2
5	0.120	-	0.093	22.5	0.091	24.2	0.093	22.5	0.095	20.8
4	0.084	-	0.069	17.9	0.067	20.2	0.069	17.9	0.070	16.7
3	0.050	-	0.046	8.0	0.045	10.0	0.045	10.0	0.046	8.0
2	0.021	-	0.023	-	0.022	-	0.023	-	0.023	-
1	0.003	-	0.004	-	0.004	-	0.004	-	0.004	-



รูปที่ 4.16 การเคลื่อนที่ชั้นหลังคาแบบประวัติเวลาภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Kocaeli Turkey,

Balikesir (1999) ระดับพังทลายของอาคารตัวอย่าง

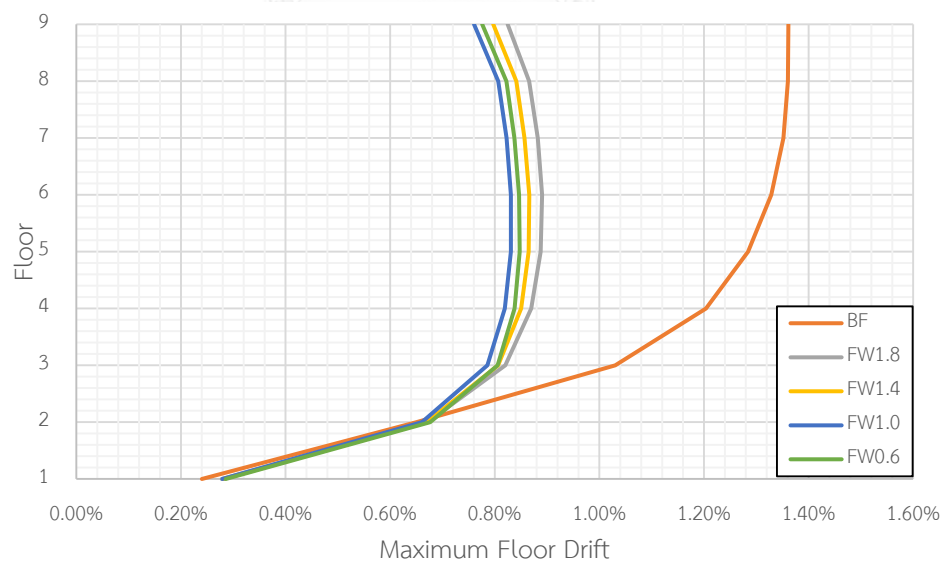


รูปที่ 4.17 การเคลื่อนที่สูงสุดในแต่ละชั้นภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Kocaeli Turkey, Balikesir (1999)
ระดับพังทลายของอาคารตัวอย่าง

การเคลื่อนที่สัมพัทธ์ของอาคารที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Kocaeli ที่มี PGA เท่ากับ 0.212g มีค่าลดลงจากอาคารที่ไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานมากที่สุดถึง 44.1% โดยอาคาร FW0.6 สามารถลดการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ได้ 42.6% อาคาร FW1.0 สามารถลดการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ได้ 44.1% อาคาร FW1.4 สามารถลดการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ได้ 41.2% และอาคาร FW1.8 สามารถลดการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ได้ 39.7% ตามตารางที่ 4.9 และรูปที่ 4.18 แสดงให้เห็นว่า ผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานยังแสดงให้เห็นว่าสามารถลดการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ของอาคารได้อย่างมีประสิทธิภาพ

ตารางที่ 4.9 ค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์สูงสุดในแต่ละชั้นในอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว
Kocaeli Turkey, Balikesir (1999) ระดับพังทลาย

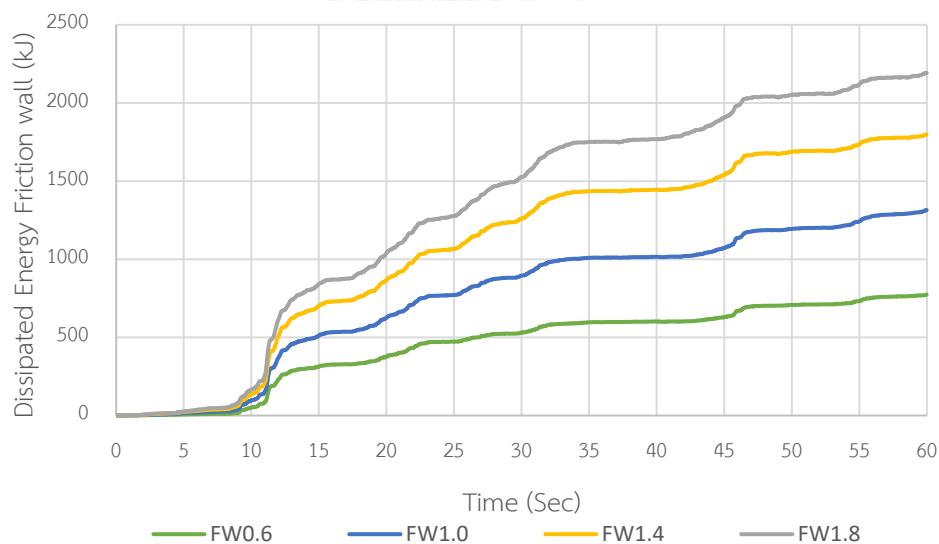
ชั้น	การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ของอาคารตัวอย่าง									
	Bare Frame		FW0.6		FW1.0		FW1.4		FW1.8	
	Drift. (%)	Red. (%)	Drift. (%)	Red. (%)	Drift. (%)	Red. (%)	Drift. (%)	Red. (%)	Drift. (%)	Red. (%)
Roof	1.36	-	0.78	42.6	0.76	44.1	0.80	41.2	0.82	39.7
8	1.36	-	0.82	39.7	0.81	40.4	0.84	38.2	0.87	36.0
7	1.35	-	0.84	37.8	0.82	39.3	0.86	36.3	0.88	34.8
6	1.33	-	0.85	36.1	0.83	37.6	0.87	34.6	0.89	33.1
5	1.28	-	0.85	33.6	0.83	35.2	0.86	32.8	0.89	30.5
4	1.20	-	0.84	30.0	0.82	31.7	0.85	29.2	0.87	27.5
3	1.03	-	0.81	21.4	0.79	23.3	0.81	21.4	0.82	20.4
2	0.65	-	0.68	-	0.66	-	0.67	-	0.67	-
1	0.24	-	0.29	-	0.28	-	0.28	-	0.28	-



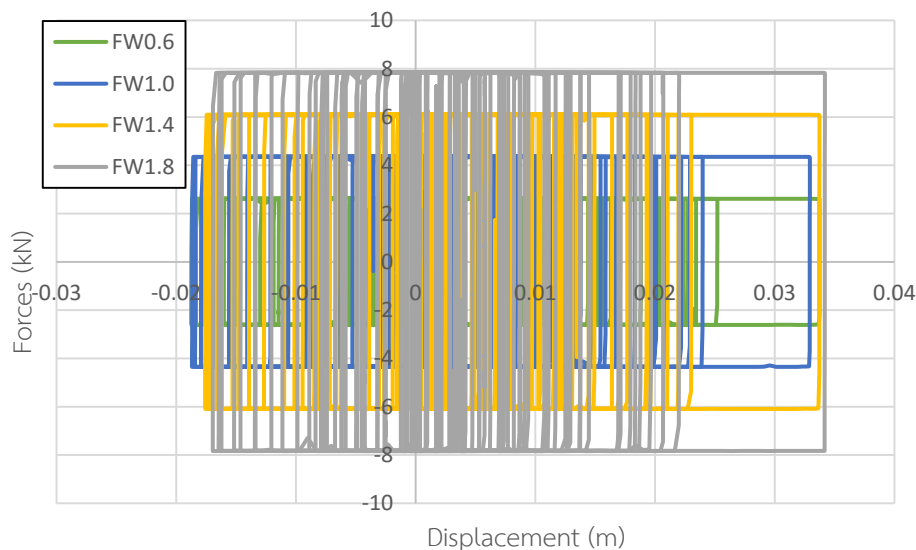
รูปที่ 4.18 การเคลื่อนที่สัมพัทธ์สูงสุดในแต่ละชั้นภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Kocaeli Turkey, Balikesir (1999) ระดับพังทลายของอาคารตัวอย่าง

การสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Kocaeli ที่มี PGA เท่ากับ 0.212g ตามรูปที่ 4.19 พบว่า การสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทาน

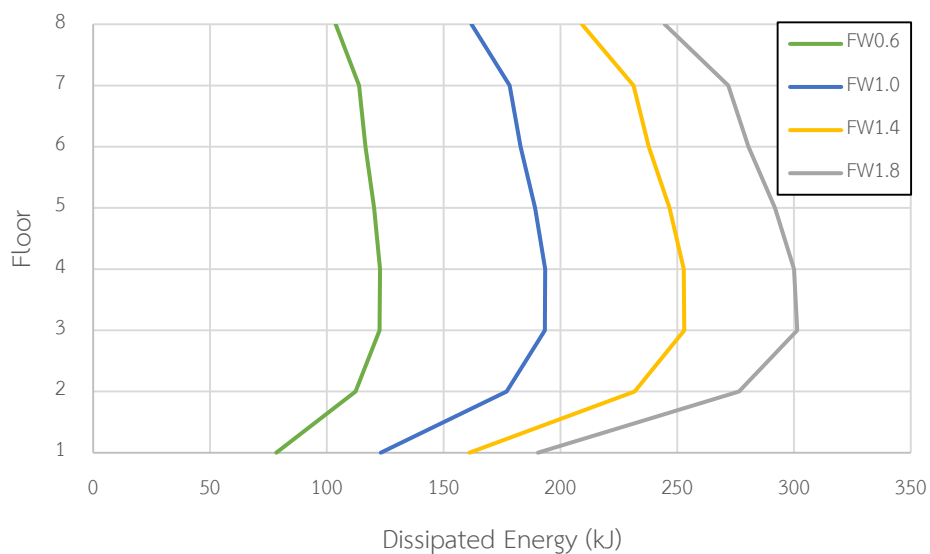
ทั้งอาคารจะเพิ่มขึ้น เมื่อความหนาแน่นของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานเพิ่มขึ้นหรือการเพิ่มขึ้นของแรงเสียดทานนั่นเอง อาคาร FW0.6 มีการสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานทั้งหมด 773.92 kJ อาคาร FW1.0 มีการสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานทั้งหมด 1314.29 kJ อาคาร FW1.4 มีการสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานทั้งหมด 1799.07 kJ อาคาร FW1.8 มีการสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานทั้งหมด 2192.85 kJ โดยการสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานสามารถหาได้จากพื้นที่วงรอบฮิสเทอริซิส ตามรูปที่ 4.20 ซึ่งจะพบว่า อาคารที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานที่มีความหนาแน่นของคอนกรีตสูงกว่าจะมีวงรอบของฮิสเทอริซิสที่แคบกว่าคือมีการเคลื่อนตัวที่น้อยกว่า แต่แรงเสียดทานจะสูงกว่า ซึ่งเมื่อคิดพื้นที่วงรอบของฮิสเทอริซิสแล้วจะได้พื้นที่มากกว่าอาคารที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานที่มีความหนาแน่นของคอนกรีตต่ำกว่าและเมื่อทำการเปรียบเทียบพลังงานในแต่ละชั้นของทั้ง 4 อาคารที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานตามรูปที่ 4.21 พบว่าในแต่ละชั้นจะมีการสลายพลังงานเพิ่มขึ้นตามความหนาแน่นของคอนกรีตในผนังสลายพลังงานแบบเสียดทาน โดยจะมีการสลายพลังงานสูงสุดอยู่ที่ชั้น 4 ซึ่งเป็นชั้นที่มีการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ของชั้น (Drift) สูงสุดเช่นกัน แสดงว่าตำแหน่งที่ควรติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานหรือเพิ่มแรงเสียดทานให้มากขึ้นอีกเพื่อให้สามารถทำงานได้อย่างมีประสิทธิภาพสูงสุดนั้นควรจะติดตั้งในชั้นที่มีการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ของชั้นสูงสุด



รูปที่ 4.19 การสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานในอาคารภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Kocaeli Turkey, Balikesir (1999) ระดับพังทลาย



รูปที่ 4.20 วงรอบฮิสเทอริซิสของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานในอาคารตัวอย่างที่ชั้น 4 ภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Kocaeli Turkey, Balikesir (1999) ระดับพังทลาย



รูปที่ 4.21 การสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานในแต่ละชั้นของอาคารตัวอย่าง ภายใต้แผ่นดินไหว Kocaeli Turkey, Balikesir (1999) ระดับพังทลาย

ความเสียหายของอาคารตัวอย่างทั้งหมดจะถูกเปรียบเทียบด้วยร้อยละพื้นที่ความเสียหาย โดยแบ่งระดับออกเป็น 3 ระดับ คือ ความเสียหายระดับเข้าใช้งานได้ทันที (IO) ความเสียหายระดับปลอดภัยต่อชีวิต (LS) และความเสียหายระดับพังทลาย (CP) โดยแยกความเสียหายของชั้นส่วนเป็น 2 ประเภท คือ ความเสียหายในกำแพงรับแรงเฉือนและความเสียหายในชิ้นส่วนเสา จากการวิเคราะห์อาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหว Kocaeli ที่มี PGA เท่ากับ 0.212g พบว่า กำแพงรับแรงเฉือนของอาคารที่ไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานจะมีความเสียหายสูงสุดอยู่ที่ระดับพังทลาย (CP)

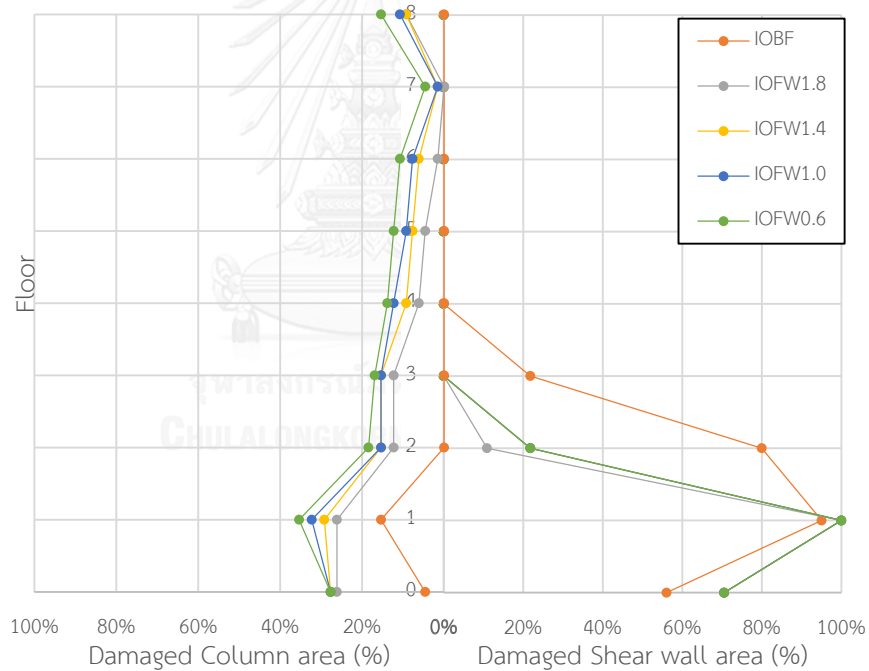
โดยมีร้อยละพื้นที่ความเสียหายสูงสุดเท่ากับ 21.8% เกิดขึ้นระหว่างชั้น 1 และ ชั้น 2 ส่วนอาคารที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานจะมีความเสียหายสูงสุดอยู่ที่ระดับพังทลาย (CP) แต่จะมีร้อยละพื้นที่ความเสียหายน้อยกว่า โดยอาคาร FW0.6 มีค่าเท่ากับ 20.8% เกิดขึ้นระหว่างฐานรากและชั้น 1 อาคาร FW1.0 มีค่าเท่ากับ 20.8% เกิดขึ้นระหว่างฐานรากและชั้น 1 อาคาร FW1.4 มีค่าเท่ากับ 20.8% เกิดขึ้นระหว่างฐานรากและชั้น 1 และอาคาร FW1.8 มีค่าเท่ากับ 20.8% เกิดขึ้นระหว่างฐานรากและชั้น 1 ตามตารางที่ 4.10 รูปที่ 4.22 ถึงรูปที่ 4.23 ซึ่งจะสังเกตเห็นได้ว่าอาคารที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานจะสามารถลดความเสียหายได้ไม่มากเมื่ออาคารอยู่ภายใต้คลื่นแผ่นดินไหวนี้ เมื่อพิจารณาส่วนเสาของอาคารที่ไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานจะอยู่ที่ระดับเข้าใช้งานได้ทันที (IO) เช่นเดียวกันกับอาคารที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทาน แต่อาคารที่ไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานมีร้อยละพื้นที่ความเสียหายเกิดขึ้นน้อยกว่าอาคารที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานตามตารางที่ 4.11 คือ อาคารที่ไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานมีพื้นที่ร้อยละความเสียหายสูงสุดเท่ากับ 15.4 % อาคาร FW0.6 มีค่าเท่ากับ 35.4% อาคาร FW1.0 มีค่าเท่ากับ 32.3% FW1.4 มีค่าเท่ากับ 29.2% และอาคาร FW1.8 มีค่าเท่ากับ 26.2% โดยรูปแบบความเสียหายของเสาในอาคารที่ไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานจะไม่กระจายความเสียหายไปหลายๆชั้นแต่จะกระจุกตัวอยู่ที่ชั้นใดชั้นหนึ่งและเกิดความเสียหายเป็นบริเวณกว้างซึ่งต่างจากอาคารที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานที่จะมีความเสียหายกระจายไปในทุกชั้นเพียงด้านเดียวของอาคารตามรูปที่ 4.22 ซึ่งการกระจายตัวของความเสียหายแบบนี้เมื่ออาคารรับแรงแผ่นดินไหวที่รุนแรงมากและเกิดความเสียหายจนพังทลายอาคารจะพังทลายเพียงบริเวณเดียวเท่านั้น ดังนั้นความเสียหายต่อชีวิตและทรัพย์สินจะเกิดขึ้นน้อยกว่า

ตารางที่ 4.10 ร้อยละพื้นที่ความเสียหายสูงสุดของกำแพงรับแรงเฉือนในอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Kocaeli Turkey, Balikesir (1999) ระดับพังทลาย

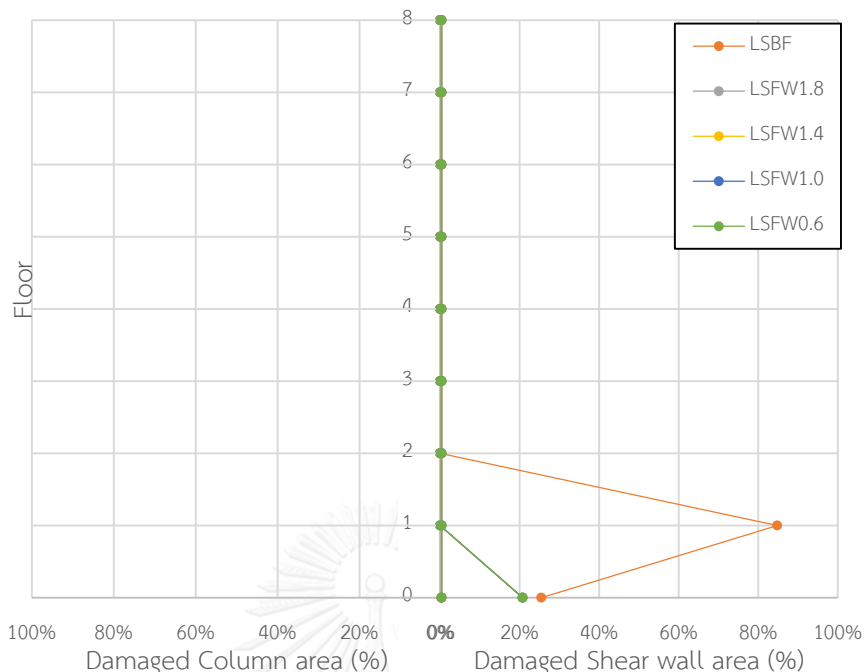
อาคาร ตัวอย่าง	ร้อยละพื้นที่ความเสียหาย (%) สูงสุดของกำแพงรับแรงเฉือนในอาคาร					
	IO		LS		CP	
	พื้นที่ (%)	ตำแหน่ง	พื้นที่ (%)	ตำแหน่ง	พื้นที่ (%)	ตำแหน่ง
Bare Frame	95.1	1-2	84.8	1-2	21.8	1-2
FW0.6	100	1-2	20.8	F-1	20.8	F-1
FW1.0	100	1-2	20.8	F-1	20.8	F-1
FW1.4	100	1-2	20.8	F-1	20.8	F-1
FW1.8	100	1-2	20.8	F-1	20.8	F-1

ตารางที่ 4.11 ร้อยละพื้นที่ความเสียหายสูงสุดของเสาในอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว
Kocaeli Turkey, Balikesir (1999) ระดับพังทลาย

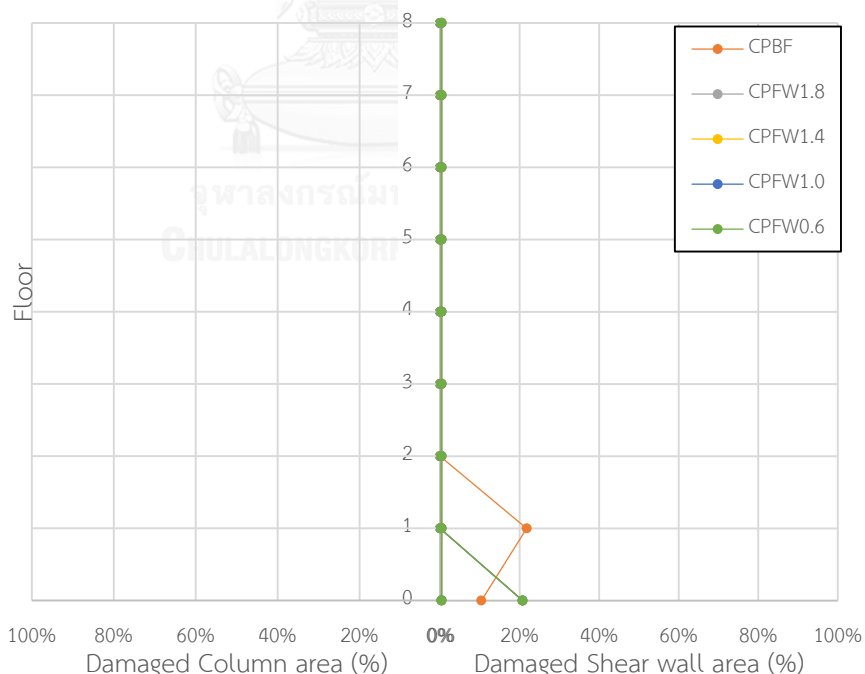
อาคาร ตัวอย่าง	พื้นที่ร้อยละความเสียหาย (%) สูงสุดในอาคาร					
	IO		LS		CP	
	พื้นที่ (%)	ตำแหน่ง	พื้นที่ (%)	ตำแหน่ง	พื้นที่ (%)	ตำแหน่ง
Bare Frame	15.4	1-2	-	-	-	-
FW0.6	35.4	1-2	-	-	-	-
FW1.0	32.3	1-2	-	-	-	-
FW1.4	29.2	1-2	-	-	-	-
FW1.8	26.2	1-2	-	-	-	-



รูปที่ 4.22 ร้อยละพื้นที่ความเสียหายในระดับเข้าใช้งานได้ทันที (IO) ของอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Kocaeli Turkey, Balikesir (1999) ระดับพังทลาย



รูปที่ 4.23 ร้อยละพื้นที่ความเสียหายในระดับปลอดภัยต่อชีวิต (LS) ของอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Kocaeli Turkey, Balikesir (1999) ระดับพังทลาย



รูปที่ 4.24 ร้อยละพื้นที่ความเสียหายในระดับพังทลาย (CP) ของอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Kocaeli Turkey, Balikesir (1999) ระดับพังทลาย

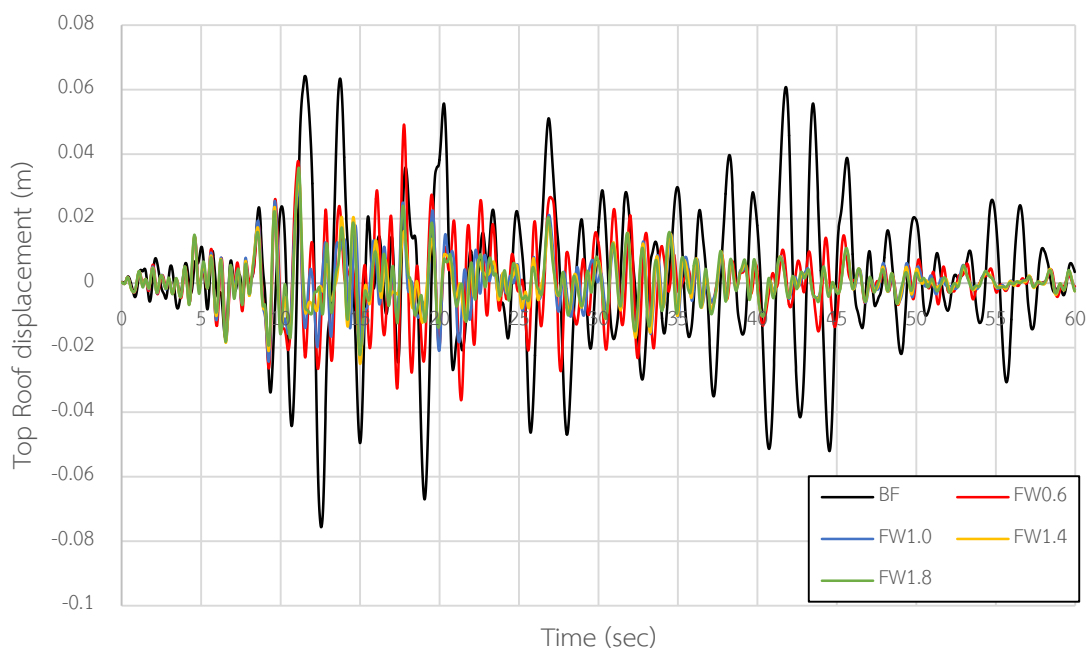
4.1.2.2 พฤติกรรมของอาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหวออกแบบ (DBE)

การเคลื่อนที่ชั้นหลังคาของอาคารที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Kocaeli ที่มี PGA เท่ากับ 0.085g มีค่าลดลงจากอาคารที่ไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานมากที่สุดถึง 60.5% โดยอาคาร FW0.6 สามารถลดการเคลื่อนที่ได้สูงสุด 35.5% อาคาร FW1.0 สามารถลดการเคลื่อนที่ได้สูงสุด 60.5% อาคาร FW1.4 สามารถลดการเคลื่อนที่ได้สูงสุด 55.3% และอาคาร FW1.8 สามารถลดการเคลื่อนที่ได้สูงสุด 52.6% ตามตารางที่ 4.12 รูปที่ 4.25 และการเคลื่อนที่สูงสุดของแต่ละชั้นตามรูปที่ 4.26 พบว่า ผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานสามารถลดการเคลื่อนที่ของแต่ละชั้นได้อย่างมีประสิทธิภาพ โดยอาคาร FW1.0 มีการเคลื่อนที่น้อยที่สุด ทั้งนี้ อาจเป็นเนื่องจากอาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหวนี้มีค่าความหนาแน่นของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานที่เหมาะสมที่ทำให้ได้การเคลื่อนที่น้อยสุดมีค่าใกล้เคียง 1 tons/m³

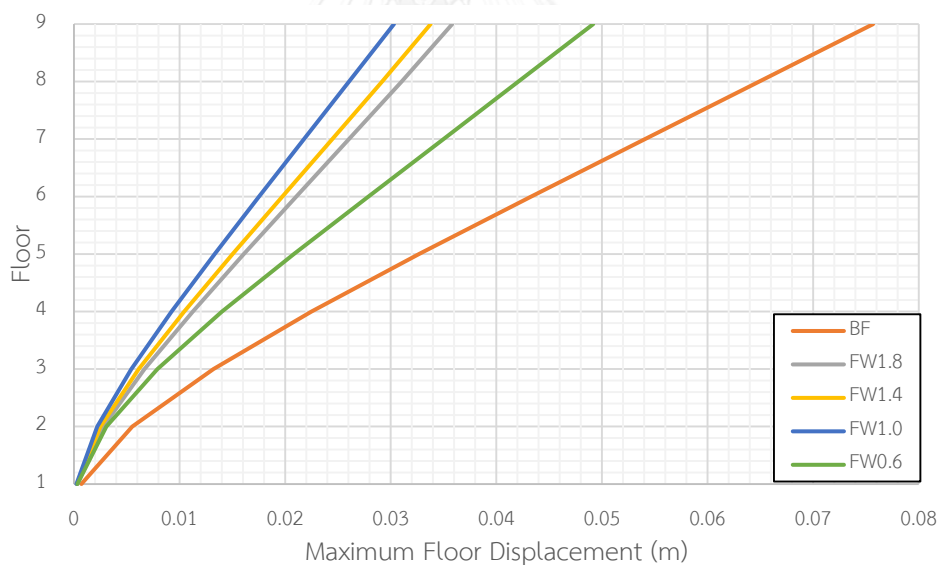
ตารางที่ 4.12 ค่าการเคลื่อนที่สูงสุดของแต่ละชั้นในอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว

Kocaeli Turkey, Balikesir (1999) ระดับออกแบบ

ชั้น	การเคลื่อนตัวของอาคารตัวอย่าง									
	Bare Frame		FW0.6		FW1.0		FW1.4		FW1.8	
	Disp. (m)	Red. (%)	Disp. (m)	Red. (%)	Disp. (m)	Red. (%)	Disp. (m)	Red. (%)	Disp. (m)	Red. (%)
Roof	0.076	-	0.049	35.5	0.030	60.5	0.034	55.3	0.036	52.6
8	0.065	-	0.042	35.4	0.026	60.0	0.029	55.4	0.031	52.3
7	0.054	-	0.035	35.2	0.022	59.3	0.025	53.7	0.026	51.9
6	0.043	-	0.028	34.9	0.018	58.1	0.020	53.5	0.021	51.2
5	0.033	-	0.021	36.4	0.013	60.6	0.015	54.5	0.016	51.5
4	0.023	-	0.014	39.1	0.009	60.9	0.010	56.5	0.011	52.2
3	0.013	-	0.008	38.5	0.005	61.5	0.006	53.8	0.007	46.2
2	0.006	-	0.003	50.0	0.002	66.7	0.003	50.0	0.003	66.7
1	0.001	-	0.001	-	0.001	-	0.001	-	0.001	-



รูปที่ 4.25 การเคลื่อนที่ชั้นหลังคาแบบประวัติเวลาภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Kocaeli Turkey, Balikesir (1999) ระดับออกแบบของอาคารตัวอย่าง



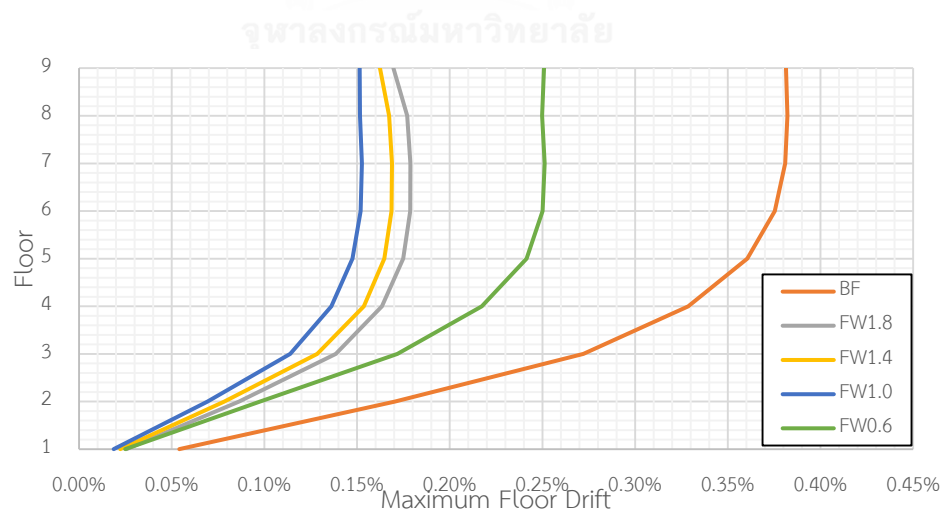
รูปที่ 4.26 การเคลื่อนที่สูงสุดในแต่ละชั้นภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Kocaeli Turkey, Balikesir (1999) ระดับออกแบบของอาคารตัวอย่าง

การเคลื่อนที่สัมพัทธ์ของอาคารที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Kocaeli ที่มี PGA เท่ากับ $0.085g$ มีค่าลดลงจากอาคารที่ไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานมากที่สุดถึง 60.5% โดยอาคาร FW0.6 สามารถลดการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ได้ 34.2% อาคาร FW1.0 สามารถลดการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ได้ 60.5% อาคาร FW1.4 สามารถลดการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ได้ 57.9% และอาคาร FW1.8 สามารถลดการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ได้ 55.3% ตามตารางที่ 4.13 และรูปที่

4.27 แสดงให้เห็นว่า ผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานยังแสดงให้เห็นว่าสามารถลดการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ของอาคารได้อย่างมีประสิทธิภาพ

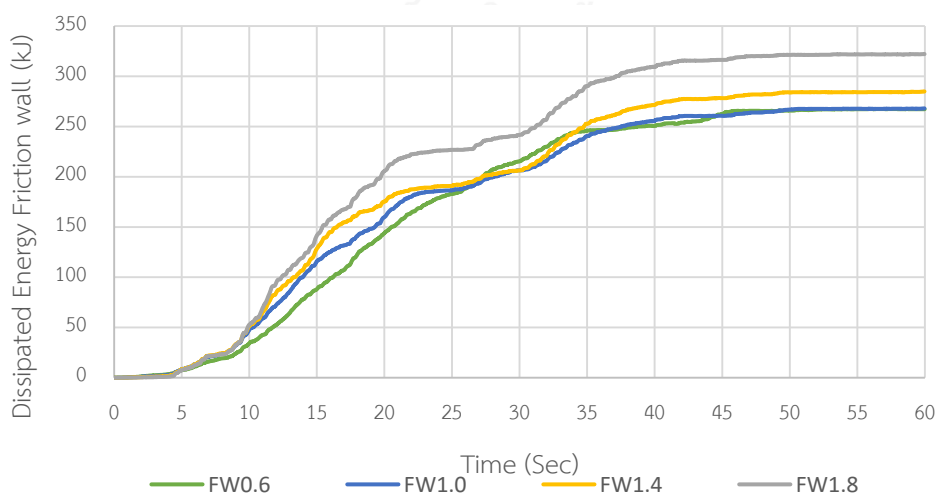
ตารางที่ 4.13 ค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์สูงสุดในแต่ละชั้นในอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Kocaeli Turkey, Balikesir (1999) ระดับออกแบบ

ชั้น	การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ของอาคารตัวอย่าง									
	Bare Frame		FW0.6		FW1.0		FW1.4		FW1.8	
	Drift. (%)	Red. (%)	Drift. (%)	Red. (%)	Drift. (%)	Red. (%)	Drift. (%)	Red. (%)	Drift. (%)	Red. (%)
Roof	0.38	-	0.25	34.2	0.15	60.5	0.16	57.9	0.17	55.3
8	0.38	-	0.25	34.2	0.15	60.5	0.17	55.3	0.18	52.6
7	0.38	-	0.25	34.2	0.15	60.5	0.17	55.3	0.18	52.6
6	0.38	-	0.25	34.2	0.15	60.5	0.17	55.3	0.18	52.6
5	0.36	-	0.24	33.3	0.15	58.3	0.16	55.6	0.17	52.8
4	0.33	-	0.22	33.3	0.14	57.8	0.15	54.5	0.16	51.5
3	0.27	-	0.17	37.0	0.11	59.3	0.13	51.9	0.14	48.1
2	0.17	-	0.10	41.2	0.07	58.8	0.08	52.9	0.09	47.1
1	0.05	-	0.02	-	0.02	-	0.02	-	0.03	-

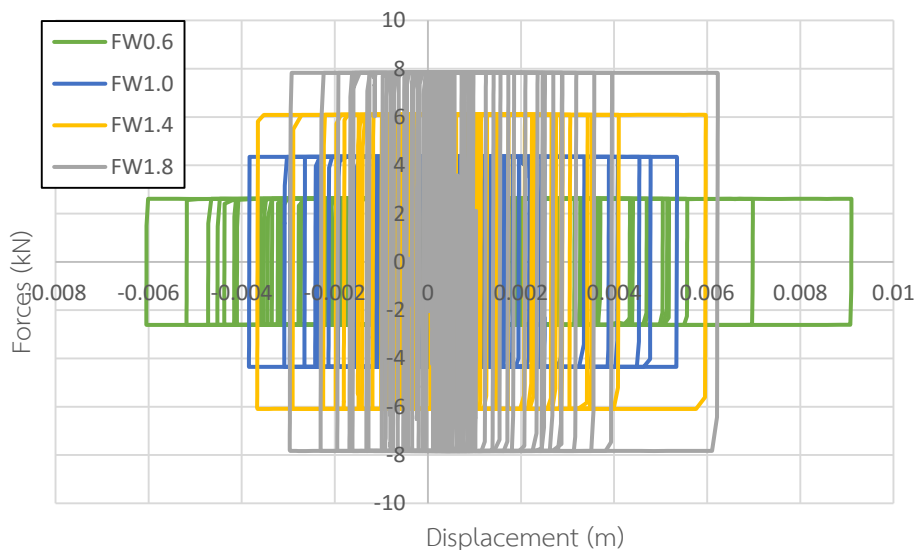


รูปที่ 4.27 การเคลื่อนที่สัมพัทธ์สูงสุดในแต่ละชั้นภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Kocaeli Turkey, Balikesir (1999) ระดับออกแบบของอาคารตัวอย่าง

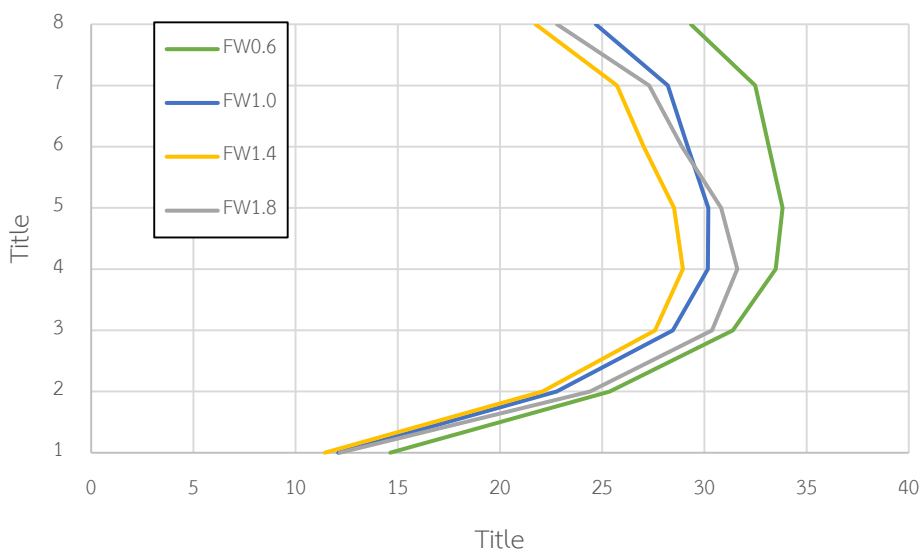
การสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Kocaeli ที่มี PGA เท่ากับ 0.085g ตามรูปที่ 4.28 พบว่า การสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานทั้งอาคารจะเพิ่มขึ้น เมื่อความหนาแน่นของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานเพิ่มขึ้นหรือการเพิ่มขึ้นของแรงเสียดทานนั่นเอง อาคาร FW0.6 มีการสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานทั้งหมด 267.26 kJ อาคาร FW1.0 มีการสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานทั้งหมด 268.03 kJ อาคาร FW1.4 มีการสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานทั้งหมด 284.87 kJ อาคาร FW1.8 มีการสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานทั้งหมด 322.15 kJ โดยอาคาร FW0.6 และอาคาร FW1.0 มีค่าการสลายพลังงานใกล้เคียงกัน การสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานสามารถหาได้จากพื้นที่วงรอบฮิสเทอริซิส ตามรูปที่ 4.29 ซึ่งจะพบว่าอาคารที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานที่มีความหนาแน่นของคอนกรีตสูงกว่าจะมีวงรอบของฮิสเทอริซิสที่แคบกว่า คือ มีการเคลื่อนตัวที่น้อยกว่าแต่แรงเสียดทานจะสูงกว่า ซึ่งเมื่อคิดพื้นที่วงรอบของฮิสเทอริซิสแล้วจะได้พื้นที่มากกว่าอาคารที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานที่มีความหนาแน่นของคอนกรีตต่ำกว่าและเมื่อทำการเปรียบเทียบพลังงานในแต่ละชั้นของทั้ง 4 อาคารที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานตามรูปที่ 4.30 พบว่า ในแต่ละชั้นจะมีการสลายพลังงานเพิ่มขึ้นตามความหนาแน่นของคอนกรีตในผนังสลายพลังงานแบบเสียดทาน โดยจะมีการสลายพลังงานสูงสุดอยู่ที่ชั้น 4 ซึ่งเป็นชั้นที่มีการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ของชั้น (Drift) สูงสุดเช่นกัน แสดงว่าตำแหน่งที่ควรติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานหรือเพิ่มแรงเสียดทานให้มากขึ้นอีกเพื่อให้สามารถทำงานได้อย่างมีประสิทธิภาพสูงสูดนั้นควรจะติดตั้งในชั้นที่มีการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ของชั้นสูงสุด



รูปที่ 4.28 การสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานในอาคารภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Kocaeli Turkey, Balikesir (1999) ระดับออกแบบ



รูปที่ 4.29 วงรอบฮิสเทอริสิสของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานในอาคารตัวอย่างที่ชั้น 4 ภายใต้อาคารแผ่นดินไหว Kocaeli Turkey, Balikesir (1999) ระดับออกแบบ



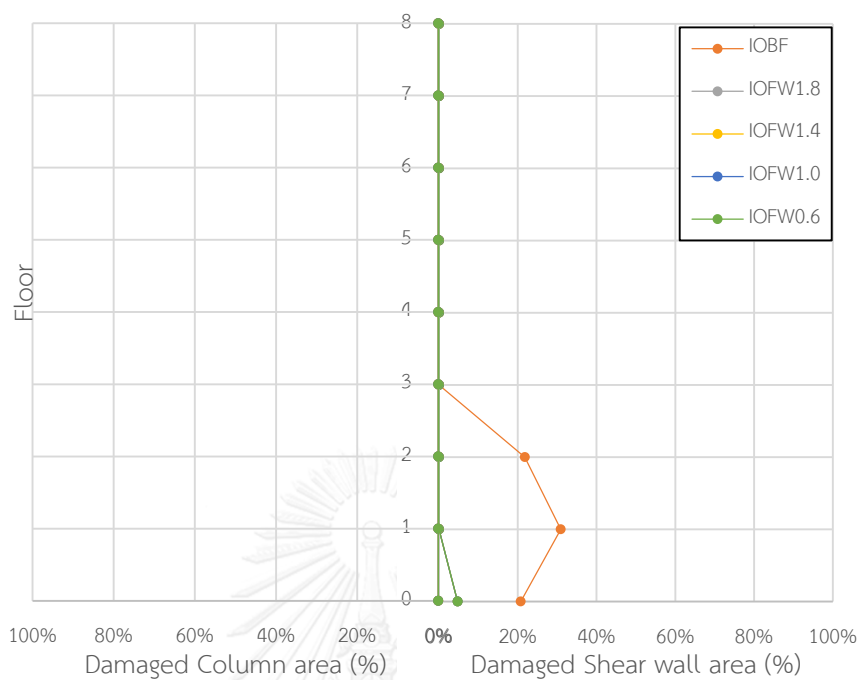
รูปที่ 4.30 การสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานในแต่ละชั้นของอาคารตัวอย่าง ภายใต้อาคารแผ่นดินไหว Kocaeli Turkey, Balikesir (1999) ระดับออกแบบ

ความเสียหายของอาคารตัวอย่างทั้งหมดจะถูกเปรียบเทียบกับร้อยละพื้นที่ความเสียหาย โดยแบ่งระดับออกเป็น 3 ระดับ คือ ความเสียหายระดับเข้าใช้งานได้ทันที (IO) ความเสียหายระดับปลอดภัยต่อชีวิต (LS) และความเสียหายระดับพังทลาย (CP) โดยแยกความเสียหายของชิ้นส่วนเป็น 2 ประเภท คือ ความเสียหายในกำแพงรับแรงเฉือนและความเสียหายในชิ้นส่วนเสา จากการวิเคราะห์อาคารตัวอย่างภายใต้อาคารแผ่นดินไหว Kocaeli ที่มี PGA เท่ากับ 0.085g พบว่า กำแพงรับแรงเฉือนของอาคารที่ไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานและอาคารที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานทั้งหมดจะมี

ความเสียหายสูงสุดอยู่ที่ระดับเข้าใช้งานได้ทันที (IO) โดยในอาคารที่ไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานมีร้อยละพื้นที่ความเสียหายสูงสุดเท่ากับ 30.9% เกิดขึ้นระหว่างชั้น 1 และ ชั้น 2 ส่วนอาคารที่ FW0.6 มีค่าเท่ากับ 4.7% เกิดขึ้นระหว่างฐานรากและชั้น 1 อาคาร FW1.0 มีค่าเท่ากับ 4.7% เกิดขึ้นระหว่างฐานรากและชั้น 1 อาคาร FW1.4 มีค่าเท่ากับ 4.7% เกิดขึ้นระหว่างฐานรากและชั้น 1 และอาคาร FW1.8 มีค่าเท่ากับ 4.7% เกิดขึ้นระหว่างฐานรากและชั้น 1 ตามตารางที่ 4.14 และรูปที่ 4.31 ซึ่งจะสังเกตเห็นได้ว่าอาคารที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานจะสามารถลดความเสียหายได้ เมื่อพิจารณาส่วนเสาของอาคารที่ไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานและอาคารที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานพบว่าไม่เกิดความเสียหายเลยในอาคาร

ตารางที่ 4.14 ร้อยละพื้นที่ความเสียหายสูงสุดของกำแพงรับแรงเฉือนในอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Kocaeli Turkey, Balikesir (1999) ระดับออกแบบ

อาคาร ตัวอย่าง	ร้อยละพื้นที่ความเสียหาย (%)สูงสุดของกำแพงรับแรงเฉือนในอาคาร					
	IO		LS		CP	
	พื้นที่ (%)	ตำแหน่ง	พื้นที่ (%)	ตำแหน่ง	พื้นที่ (%)	ตำแหน่ง
Bare Frame	30.9	1-2	-	-	-	-
FW0.6	4.7	F-1	-	-	-	-
FW1.0	4.7	F-1	-	-	-	-
FW1.4	4.7	F-1	-	-	-	-
FW1.8	4.7	F-1	-	-	-	-



รูปที่ 4.31 ร้อยละพื้นที่ความเสียหายในระดับเข้าใช้งานได้ทันที (IO) ของอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Kocaeli Turkey, Balikesir (1999) ระดับออกแบบ

4.1.3 พฤติกรรมของอาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหว Hector mine, Elcentro Array#10 (1999)

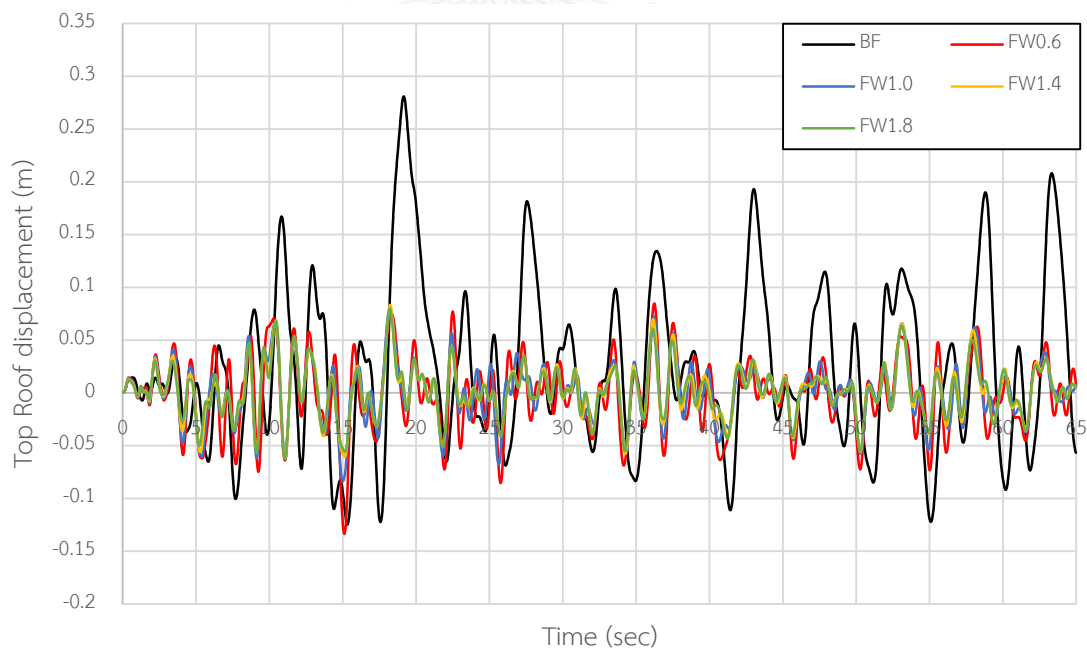
จากการวิเคราะห์การตอบสนองของอาคารตัวอย่างทั้งอาคารที่ไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทาน (Bare frame) อาคารที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานที่มีความหนาแน่นของผนังเท่ากับ 0.6 tons/m^3 (FW0.6) อาคารที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานที่มีความหนาแน่นของผนังเท่ากับ 1.0 tons/m^3 (FW1.0) อาคารที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานที่มีความหนาแน่นของผนังเท่ากับ 1.4 tons/m^3 (FW1.4) และอาคารที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานที่มีความหนาแน่นของผนังเท่ากับ 1.8 tons/m^3 (FW1.8) ภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Hector mine ที่ระดับพังทลาย (Collapse Earthquake) ที่มีความเร่งสูงสุดที่พื้นดิน (Peak Ground Accerleration, PGA) เท่ากับ $0.133g$ และที่ระดับออกแบบ (DBE) ที่มีความเร่งสูงสุดที่พื้นดิน (Peak Ground Accerleration, PGA) เท่ากับ $0.067g$

4.1.3.1 พฤติกรรมของอาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหวพังทลาย (Collapse Earthquake)

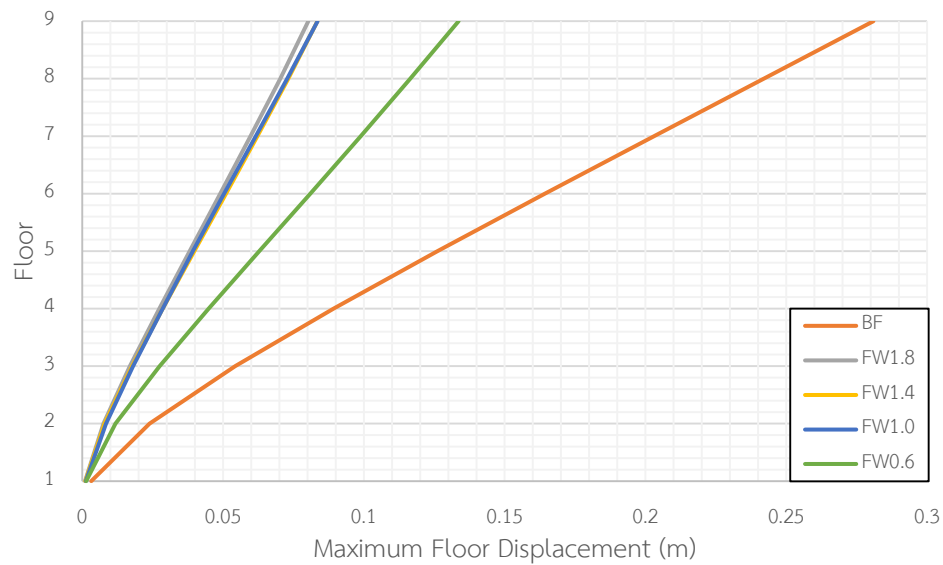
การเคลื่อนที่ชั้นหลังคาของอาคารที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Hector mine ที่มี PGA เท่ากับ $0.133g$ มีค่าลดลงจากอาคารที่ไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานมากที่สุดถึง 71.5% โดยอาคาร FW0.6 สามารถลดการเคลื่อนที่ได้สูงสุด 52.3% อาคาร FW1.0 สามารถลดการเคลื่อนที่ได้สูงสุด 70.1% อาคาร FW1.4 สามารถลดการเคลื่อนที่ได้สูงสุด 70.5% และอาคาร FW1.8 สามารถลดการเคลื่อนที่ได้สูงสุด 71.5% ตามตารางที่ 4.15 รูปที่ 4.32 และการเคลื่อนที่สูงสุดของแต่ละชั้นตามรูปที่ 4.33 พบว่า เมื่อเพิ่มความหนาแน่นของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานที่ติดตั้งให้กับอาคารตัวอย่างจะยิ่งลดการเคลื่อนที่ของอาคารได้มากขึ้น แต่การเพิ่มความหนาแน่นจาก 1 tons/m^3 ไปเป็น 1.4 tons/m^3 จะไม่เห็นความแตกต่างมากนักและผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานยังแสดงให้เห็นว่าสามารถลดการเคลื่อนที่ของแต่ละชั้นได้อย่างมีประสิทธิภาพ

ตารางที่ 4.15 ค่าการเคลื่อนที่สูงสุดของแต่ละชั้นในอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว
Hector mine, Elcentro Array#10 (1999) ระดับพังทลาย

ชั้น	การเคลื่อนตัวของอาคารตัวอย่าง									
	Bare Frame		FW0.6		FW1.0		FW1.4		FW1.8	
	Disp. (m)	Red. (%)	Disp. (m)	Red. (%)	Disp. (m)	Red. (%)	Disp. (m)	Red. (%)	Disp. (m)	Red. (%)
Roof	0.281	-	0.134	52.3	0.084	70.1	0.083	70.5	0.080	71.5
8	0.242	-	0.116	52.1	0.073	69.8	0.073	69.8	0.070	71.1
7	0.203	-	0.099	51.2	0.062	69.5	0.062	69.5	0.060	70.4
6	0.164	-	0.081	50.6	0.050	69.5	0.051	68.9	0.049	70.1
5	0.126	-	0.063	50.0	0.039	69.0	0.040	68.3	0.038	69.8
4	0.089	-	0.045	49.4	0.029	67.4	0.029	67.4	0.027	69.7
3	0.054	-	0.027	50.0	0.018	66.7	0.018	66.7	0.017	68.5
2	0.024	-	0.012	50.0	0.008	66.7	0.008	66.7	0.008	66.7
1	0.003	-	0.001	-	0.001	-	0.001	-	0.001	-



รูปที่ 4.32 การเคลื่อนที่ชั้นหลังคาแบบประวัติเวลาภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Hector mine, Elcentro Array#10 (1999) ระดับพังทลายของอาคารตัวอย่าง

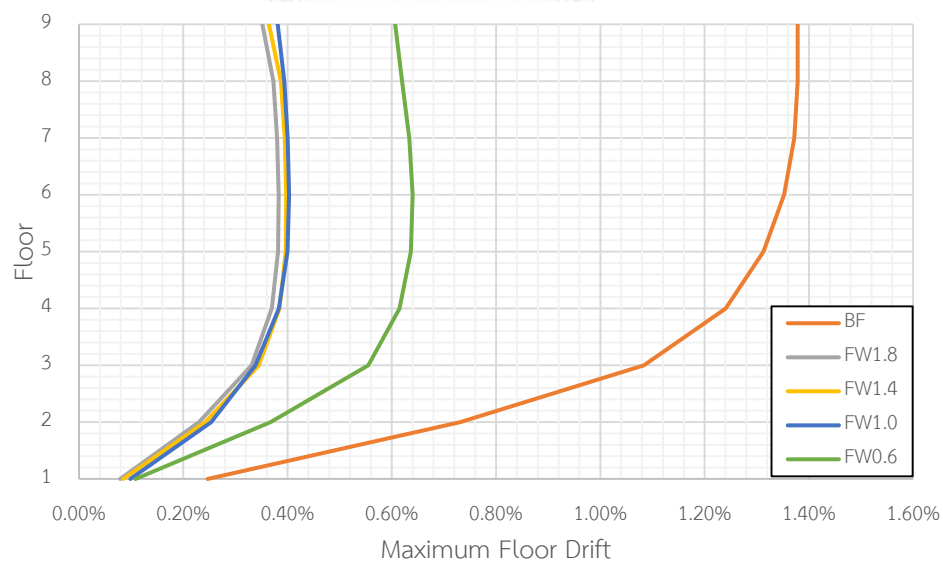


รูปที่ 4.33 การเคลื่อนที่สูงสุดในแต่ละชั้นภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Hector mine, Elcentro Array#10 (1999) ระดับพังทลายของอาคารตัวอย่าง

การเคลื่อนที่สัมพัทธ์ของอาคารที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Hector mine ที่มี PGA เท่ากับ 0.133g มีค่าลดลงจากอาคารที่ไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานมากที่สุดถึง 74.6% โดยอาคาร FW0.6 สามารถลดการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ได้ 55.8% อาคาร FW1.0 สามารถลดการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ได้ 72.5% อาคาร FW1.4 สามารถลดการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ได้ 73.9% และอาคาร FW1.8 สามารถลดการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ได้ 74.6% ตามตารางที่ 4.16 และรูปที่ 4.34 แสดงให้เห็นว่า เมื่อเพิ่มความหนาแน่นของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานที่ติดตั้งให้กับอาคารตัวอย่างจะยิ่งลดการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ของอาคารตัวอย่างได้มากขึ้น และผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานยังแสดงให้เห็นว่าสามารถลดการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ของอาคารได้อย่างมีประสิทธิภาพ

ตารางที่ 4.16 ค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์สูงสุดในแต่ละชั้นในอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว
Hector mine, Elcentro Array#10 (1999) ระดับพังทลาย

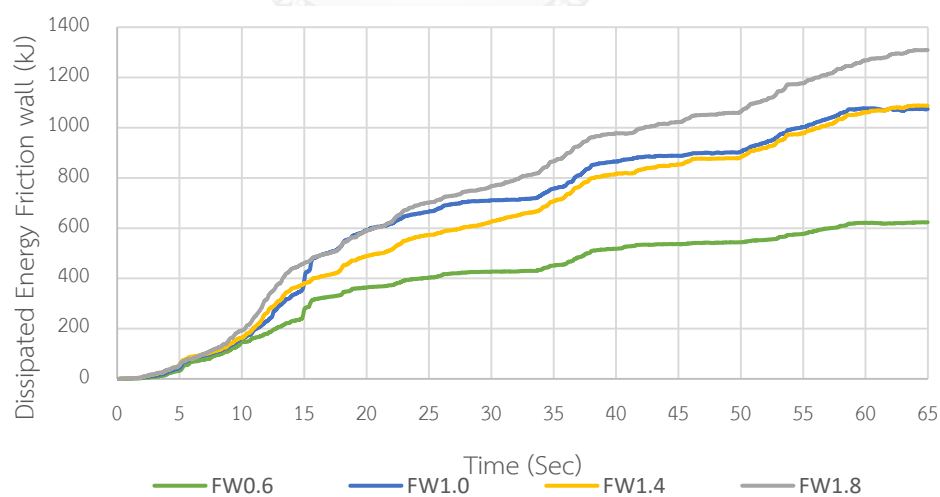
ชั้น	การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ของอาคารตัวอย่าง									
	Bare Frame		FW0.6		FW1.0		FW1.4		FW1.8	
	Drift. (%)	Red. (%)	Drift. (%)	Red. (%)	Drift. (%)	Red. (%)	Drift. (%)	Red. (%)	Drift. (%)	Red. (%)
Roof	1.38	-	0.61	55.8	0.38	72.5	0.36	73.9	0.35	74.6
8	1.38	-	0.62	55.1	0.39	71.7	0.39	71.7	0.37	73.2
7	1.37	-	0.63	54.0	0.40	70.8	0.39	71.5	0.38	72.3
6	1.35	-	0.64	52.6	0.40	70.4	0.40	70.4	0.38	71.9
5	1.31	-	0.64	51.1	0.40	69.5	0.40	69.5	0.38	71.0
4	1.24	-	0.61	50.8	0.38	69.4	0.38	69.4	0.37	70.2
3	1.08	-	0.55	49.1	0.34	68.5	0.34	68.5	0.33	69.4
2	0.73	-	0.37	49.3	0.25	65.8	0.24	67.1	0.23	68.5
1	0.25	-	0.11	-	0.10	-	0.08	-	0.08	-



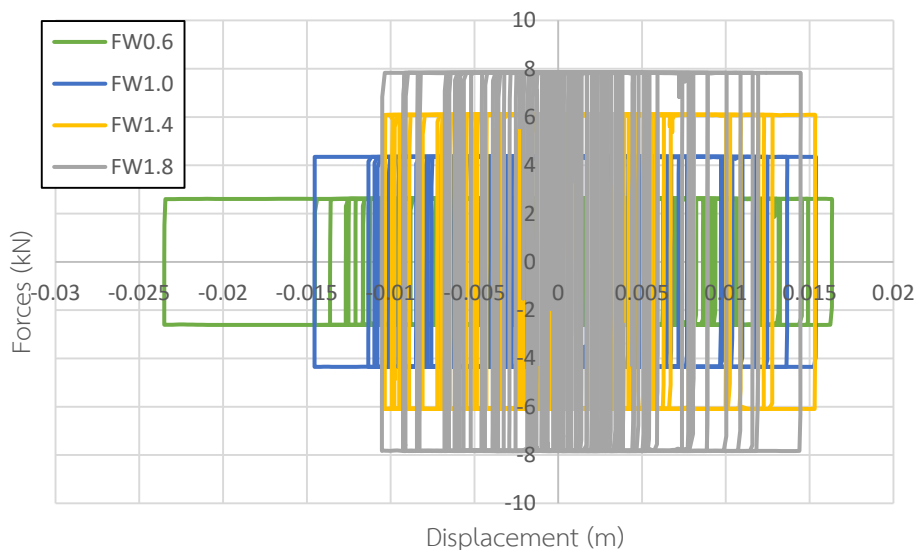
รูปที่ 4.34 การเคลื่อนที่สัมพัทธ์สูงสุดในแต่ละชั้นภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Hector mine, Elcentro Array#10 (1999) ระดับพังทลายของอาคารตัวอย่าง

การสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Hector mine ที่มี PGA เท่ากับ 0.133g ตามรูปที่ 4.35 พบว่า การสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบ

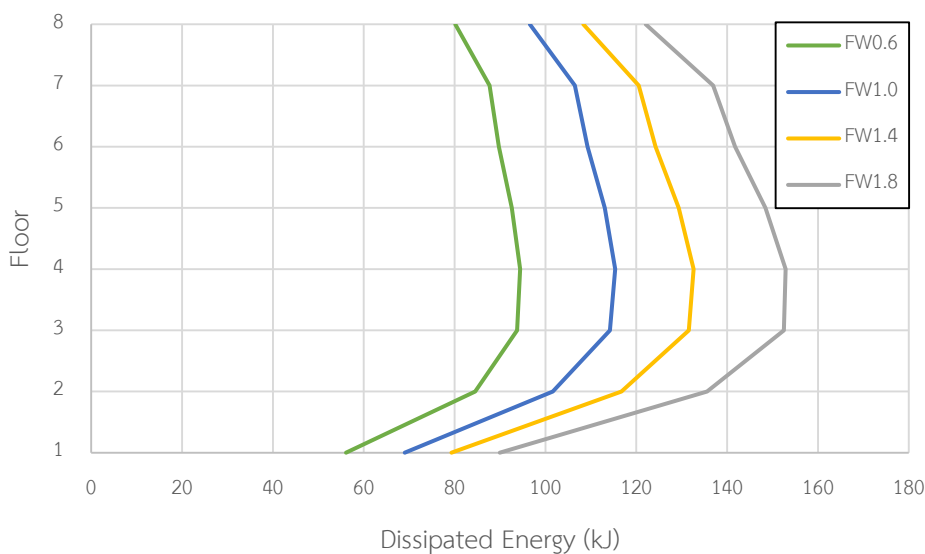
เสียดทานทั้งอาคารจะเพิ่มขึ้น เมื่อความหนาแน่นของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานเพิ่มขึ้นหรือ การเพิ่มขึ้นของแรงเสียดทานนั่นเอง อาคาร FW0.6 มีการสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานทั้งหมด 623.83 kJ อาคาร FW1.0 มีการสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานทั้งหมด 1074.52 kJ อาคาร FW1.4 มีการสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานทั้งหมด 1088.10 kJ อาคาร FW1.8 มีการสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานทั้งหมด 1309.23 kJ จะเห็นว่า อาคาร FW1.0 กับอาคาร FW1.4 จะมีการสลายพลังงานทั้งหมดใกล้เคียงกัน จึงเป็นผลให้มีการเคลื่อนที่ของอาคารใกล้เคียงกัน การสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานสามารถหาได้จากพื้นที่วงรอบฮิสเทอริซิส ตามรูปที่ 4.36 ซึ่งจะพบว่า อาคารที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานที่มีความหนาแน่นของคอนกรีตสูงกว่าจะมีวงรอบของฮิสเทอริซิสที่แคบกว่าคือ มีการเคลื่อนตัวที่น้อยกว่าแต่แรงเสียดทานจะสูงกว่า ซึ่งเมื่อคิดพื้นที่วงรอบของฮิสเทอริซิสแล้วจะได้พื้นที่มากกว่าอาคารที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานที่มีความหนาแน่นของคอนกรีตต่ำกว่า และเมื่อทำการเปรียบเทียบพลังงานในแต่ละชั้นของทั้ง 4 อาคารที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานตามรูปที่ 4.37 พบว่า ในแต่ละชั้นจะมีการสลายพลังงานเพิ่มขึ้นตามความหนาแน่นของคอนกรีตในผนังสลายพลังงานแบบเสียดทาน โดยจะมีการสลายพลังงานสูงสุดอยู่ที่ชั้น 4 ซึ่งเป็นชั้นที่มีการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ของชั้น (Drift) สูงสุดเช่นกัน แสดงว่าตำแหน่งที่ควรติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานหรือเพิ่มแรงเสียดทานให้มากขึ้นอีกเพื่อให้สามารถทำงานได้อย่างมีประสิทธิภาพสูงสุดนั้น ควรจะติดตั้งในชั้นที่มีการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ของชั้นสูงสุด



รูปที่ 4.35 การสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานในอาคารภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Hector mine, Elcentro Array#10 (1999) ระดับพังทลาย



รูปที่ 4.36 วงรอบฮิสเทอริสิสของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานในอาคารตัวอย่างที่ชั้น 4 ภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Hector mine, Elcentro Array#10 (1999) ระดับพังทลาย



รูปที่ 4.37 การสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานในแต่ละชั้นของอาคารตัวอย่าง ภายใต้แผ่นดินไหว Hector mine, Elcentro Array#10 (1999) ระดับพังทลาย

ความเสียหายของอาคารตัวอย่างทั้งหมดจะถูกเปรียบเทียบกับร้อยละพื้นที่ความเสียหาย โดยแบ่งระดับออกเป็น 3 ระดับ คือ ความเสียหายระดับเข้าใช้งานได้ทันที (IO) ความเสียหายระดับปลอดภัยต่อชีวิต (LS) และความเสียหายระดับพังทลาย (CP) โดยแยกความเสียหายของชั้นส่วนเป็น 2 ประเภท คือ ความเสียหายในกำแพงรับแรงเฉือนและความเสียหายในชิ้นส่วนเสา จากการวิเคราะห์อาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหว Hector mine ที่มี PGA เท่ากับ 0.133g พบว่า กำแพงรับแรงเฉือนของอาคารที่ไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานจะมีความเสียหายสูงสุดอยู่ที่ระดับพังทลาย

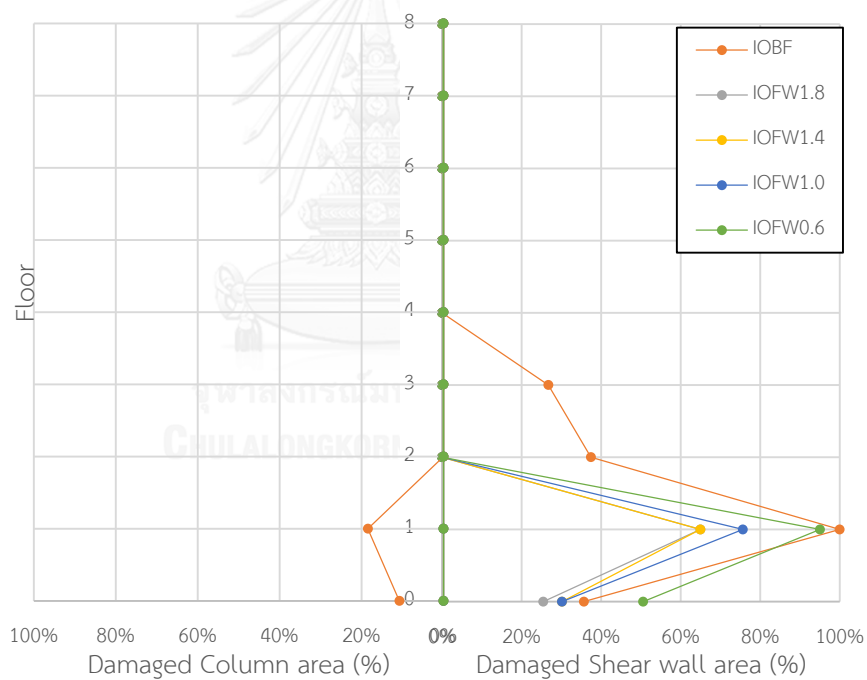
(CP) โดยมีร้อยละพื้นที่ความเสียหายสูงสุดเท่ากับ 25.5% เกิดขึ้นระหว่างฐานราก และ ชั้น 1 ส่วนอาคารที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานจะมีความเสียหายสูงสุดอยู่ที่ระดับเข้าใช้งานได้ทันที (IO) โดยมีร้อยละพื้นที่ความเสียหายสูงสุดเท่ากับ 95.1% โดยอาคาร FW0.6 มีค่าเท่ากับ 95.1% เกิดขึ้นระหว่างชั้น 1 และชั้น 2 อาคาร FW1.0 มีค่าเท่ากับ 75.7% เกิดขึ้นระหว่างชั้น 1 และชั้น 2 อาคาร FW1.4 มีค่าเท่ากับ 65.0% เกิดขึ้นระหว่างชั้น 1 และชั้น 2 และอาคาร FW1.8 มีค่าเท่ากับ 65.0% เกิดขึ้นระหว่างชั้น 1 และชั้น 2 ตามตารางที่ 4.17 รูปที่ 4.38-4.40 ซึ่งจะสังเกตเห็นได้ว่าอาคารที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานจะสามารถลดความเสียหายได้อย่างมีประสิทธิภาพและอาคารที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานที่มีความหนาแน่นมากกว่าจะมีความเสียหายน้อยกว่า เมื่อพิจารณาส่วนเสาของอาคารที่ไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานจะอยู่ที่ระดับเข้าใช้งานได้ทันที (IO) แต่อาคารที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานจะไม่เกิดความเสียหายขึ้นในชิ้นส่วนเสาเลยตามตารางที่ 4.18 และรูปที่ 4.38 คือ อาคารที่ไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานมีพื้นที่ร้อยละความเสียหายสูงสุดเท่ากับ 18.5 % ดังนั้นผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานสามารถลดความเสียหายได้อย่างมีประสิทธิภาพ

ตารางที่ 4.17 ร้อยละพื้นที่ความเสียหายสูงสุดของกำแพงรับแรงเฉือนในอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Hector mine, Elcentro Array#10 (1999) ระดับพังทลาย

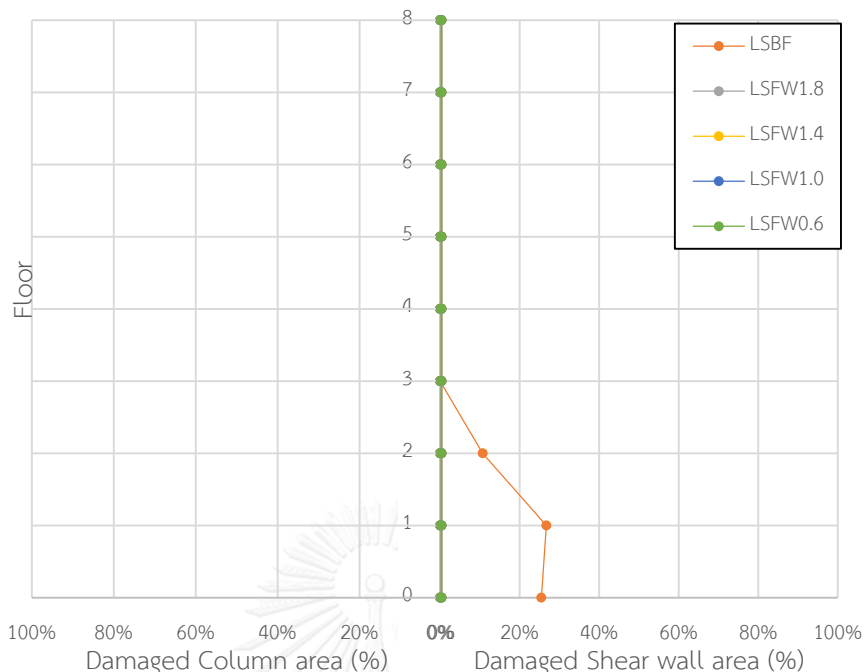
อาคาร ตัวอย่าง	ร้อยละพื้นที่ความเสียหาย (%)สูงสุดของกำแพงรับแรงเฉือนในอาคาร					
	IO		LS		CP	
	พื้นที่ (%)	ตำแหน่ง	พื้นที่ (%)	ตำแหน่ง	พื้นที่ (%)	ตำแหน่ง
Bare Frame	100	1-2	26.7	1-2	25.5	F-1
FW0.6	95.1	1-2	-	1-2	-	-
FW1.0	75.7	1-2	-	F-1	-	-
FW1.4	65.0	1-2	-	F-1	-	-
FW1.8	65.0	1-2	-	F-1	-	-

ตารางที่ 4.18 ร้อยละพื้นที่ความเสียหายสูงสุดของเสาในอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Hector mine, Elcentro Array#10 (1999) ระดับพังทลาย

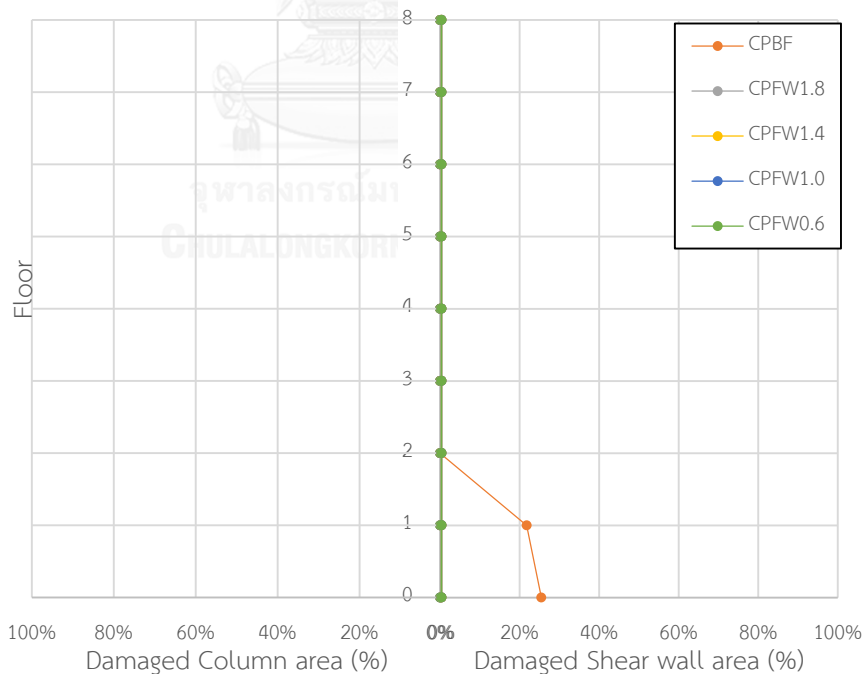
อาคาร ตัวอย่าง	พื้นที่ร้อยละความเสียหาย (%) สูงสุดในอาคาร					
	IO		LS		CP	
	พื้นที่ (%)	ตำแหน่ง	พื้นที่ (%)	ตำแหน่ง	พื้นที่ (%)	ตำแหน่ง
Bare Frame	18.5	1-2	-	-	-	-
FW0.6	-	-	-	-	-	-
FW1.0	-	- </td <td>-</td> <td>-</td> <td>-</td> <td>-</td>	-	-	-	-
FW1.4	-	-	-	-	-	-
FW1.8	-	-	-	-	-	-



รูปที่ 4.38 ร้อยละพื้นที่ความเสียหายในระดับเข้าใช้งานได้ทันที (IO) ของอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Hector mine, Elcentro Array#10 (1999) ระดับพังทลาย



รูปที่ 4.39 ร้อยละพื้นที่ความเสียหายในระดับปลอดภัยต่อชีวิต (LS) ของอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Hector mine, Elcentro Array#10 (1999) ระดับพังทลาย



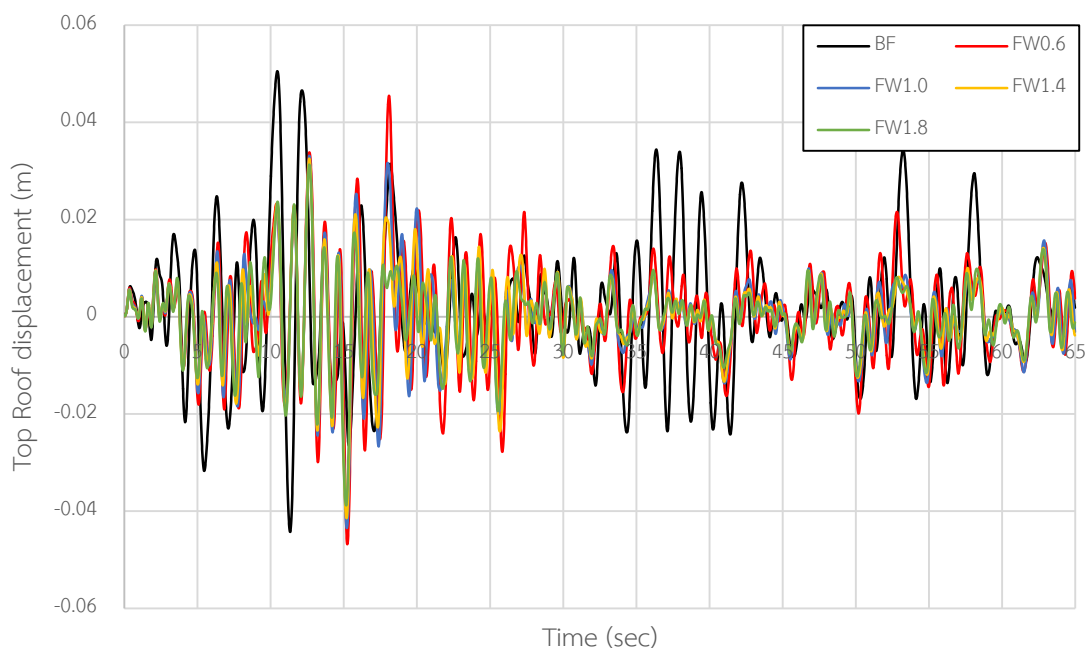
รูปที่ 4.40 ร้อยละพื้นที่ความเสียหายในระดับพังทลาย (CP) ของอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Hector mine, Elcentro Array#10 (1999) ระดับพังทลาย

4.1.3.2 พฤติกรรมของอาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหวออกแบบ (DBE)

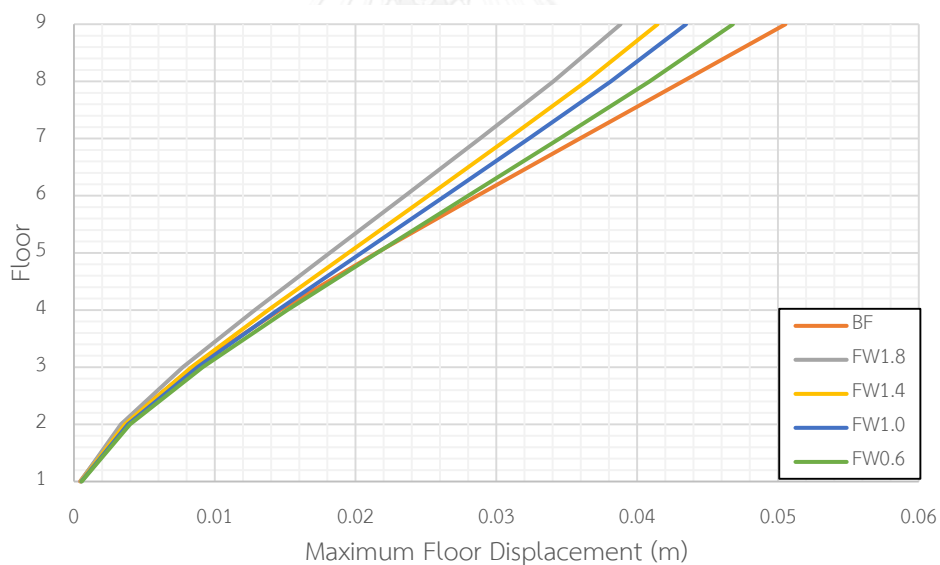
การเคลื่อนที่ชั้นหลังคาของอาคารที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Hector mine ที่มี PGA เท่ากับ 0.067g มีค่าลดลงจากอาคารที่ไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานมากที่สุดถึง 23.5% โดยอาคาร FW0.6 สามารถลดการเคลื่อนที่ได้สูงสุด 7.8% อาคาร FW1.0 สามารถลดการเคลื่อนที่ได้สูงสุด 15.7% อาคาร FW1.4 สามารถลดการเคลื่อนที่ได้สูงสุด 19.6% และอาคาร FW1.8 สามารถลดการเคลื่อนที่ได้สูงสุด 23.5% ตามตารางที่ 4.19 รูปที่ 4.41 และการเคลื่อนที่สูงสุดของแต่ละชั้นตามรูปที่ 4.42 พบว่า เมื่อเพิ่มความหนาแน่นของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานที่ติดตั้งให้กับอาคารตัวอย่างจะยิ่งลดการเคลื่อนที่ของอาคารได้มากขึ้น และผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานยังแสดงให้เห็นว่าสามารถลดการเคลื่อนที่ของแต่ละชั้นได้อย่างมีประสิทธิภาพ

ตารางที่ 4.19 ค่าการเคลื่อนที่สูงสุดของแต่ละชั้นในอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Hector mine, Elcentro Array#10 (1999) ระดับออกแบบ

ชั้น	การเคลื่อนตัวของอาคารตัวอย่าง									
	Bare Frame		FW0.6		FW1.0		FW1.4		FW1.8	
	Disp. (m)	Red. (%)	Disp. (m)	Red. (%)	Disp. (m)	Red. (%)	Disp. (m)	Red. (%)	Disp. (m)	Red. (%)
Roof	0.051	-	0.047	7.8	0.043	15.7	0.041	19.6	0.039	23.5
8	0.043	-	0.041	4.7	0.038	11.6	0.036	16.3	0.034	20.9
7	0.036	-	0.034	5.6	0.032	11.1	0.031	13.9	0.029	19.4
6	0.029	-	0.028	3.4	0.026	10.3	0.025	13.8	0.024	17.2
5	0.021	-	0.022	-	0.020	4.8	0.019	9.5	0.018	14.3
4	0.015	-	0.015	0.0	0.014	6.7	0.014	6.7	0.013	13.3
3	0.008	-	0.009	-	0.009	-	0.008	0.0	0.008	0.0
2	0.003	-	0.004	-	0.004	-	0.004	-	0.003	-
1	0.001	-	0.001	-	0.001	-	0.001	-	0.001	-



รูปที่ 4.41 การเคลื่อนที่ชั้นหลังคาแบบประวัติเวลาภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Hector mine, Elcentro Array#10 (1999) ระดับออกแบบของอาคารตัวอย่าง



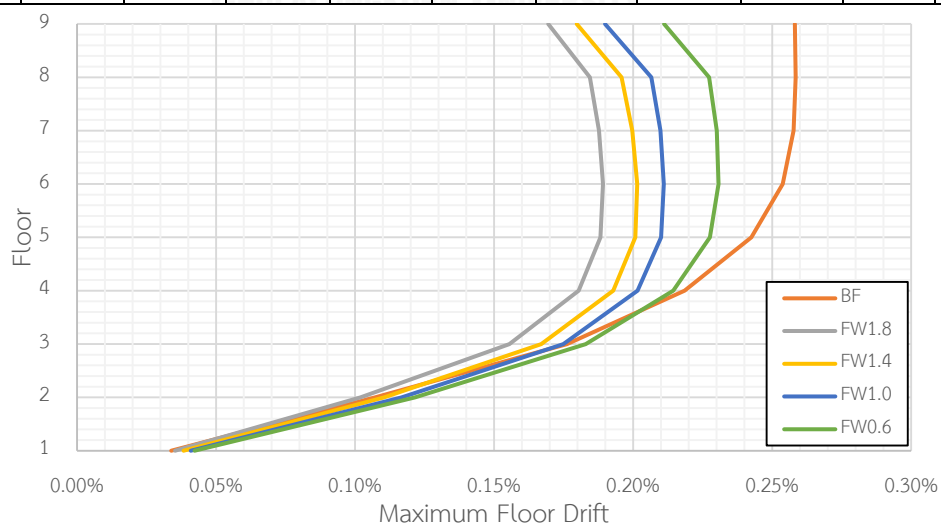
รูปที่ 4.42 การเคลื่อนที่สูงสุดในแต่ละชั้นภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Hector mine, Elcentro Array#10 (1999) ระดับออกแบบของอาคารตัวอย่าง

การเคลื่อนที่สัมพัทธ์ของอาคารที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Hector mine ที่มี PGA เท่ากับ $0.067g$ มีค่าลดลงจากอาคารที่ไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานมากที่สุดถึง 34.6% โดยอาคาร FW0.6 สามารถลดการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ได้ 19.2% อาคาร FW1.0 สามารถลดการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ได้ 23.1% อาคาร FW1.4 สามารถลดการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ได้ 30.8% และอาคาร FW1.8 สามารถลดการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ได้ 34.6% ตามตาราง

ที่ 4.20 และรูปที่ 4.43 แสดงให้เห็นว่า เมื่อเพิ่มความหนาแน่นของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานที่ติดตั้งให้กับอาคารตัวอย่างจะยิ่งลดการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ของอาคารตัวอย่างได้มากขึ้น และผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานยังแสดงให้เห็นว่าสามารถลดการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ของอาคารได้อย่างมีประสิทธิภาพ

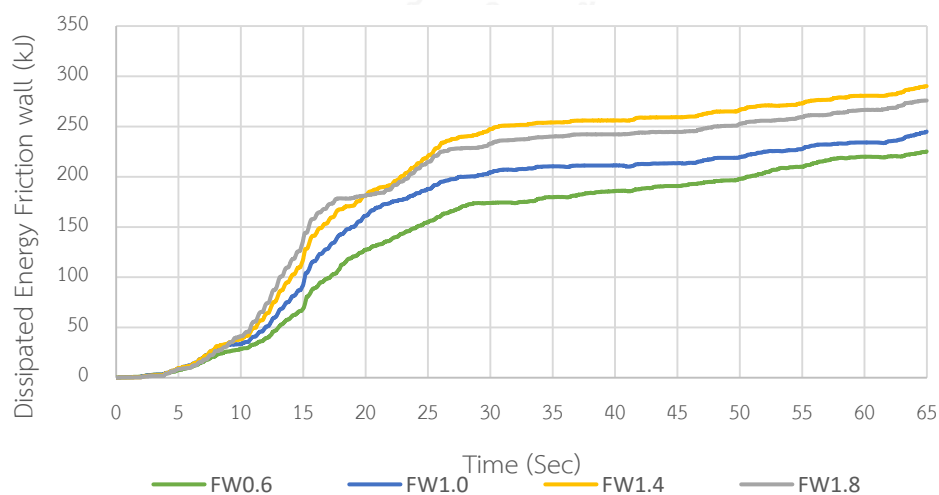
ตารางที่ 4.20 ค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์สูงสุดในแต่ละชั้นในอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Hector mine, Elcentro Array#10 (1999) ระดับพังทลาย

ชั้น	การเคลื่อนที่สัมพัทธ์ของอาคารตัวอย่าง									
	Bare Frame		FW0.6		FW1.0		FW1.4		FW1.8	
	Drift. (%)	Red. (%)	Drift. (%)	Red. (%)	Drift. (%)	Red. (%)	Drift. (%)	Red. (%)	Drift. (%)	Red. (%)
Roof	0.26	-	0.21	19.2	0.20	23.1	0.18	30.8	0.17	34.6
8	0.26	-	0.23	11.5	0.21	19.2	0.20	23.1	0.18	30.8
7	0.26	-	0.23	11.5	0.21	19.2	0.20	23.1	0.19	26.9
6	0.25	-	0.23	8.0	0.21	16.0	0.20	20.0	0.19	24.0
5	0.24	-	0.23	4.2	0.21	12.5	0.20	16.7	0.19	20.8
4	0.22	-	0.21	4.5	0.20	9.1	0.19	13.6	0.18	18.2
3	0.18	-	0.18	0.0	0.18	0.0	0.17	5.6	0.16	11.1
2	0.11	-	0.12	-	0.12	-	0.11	0.0	0.10	9.1
1	0.03	-	0.04	-	0.04	-	0.04	-	0.04	-

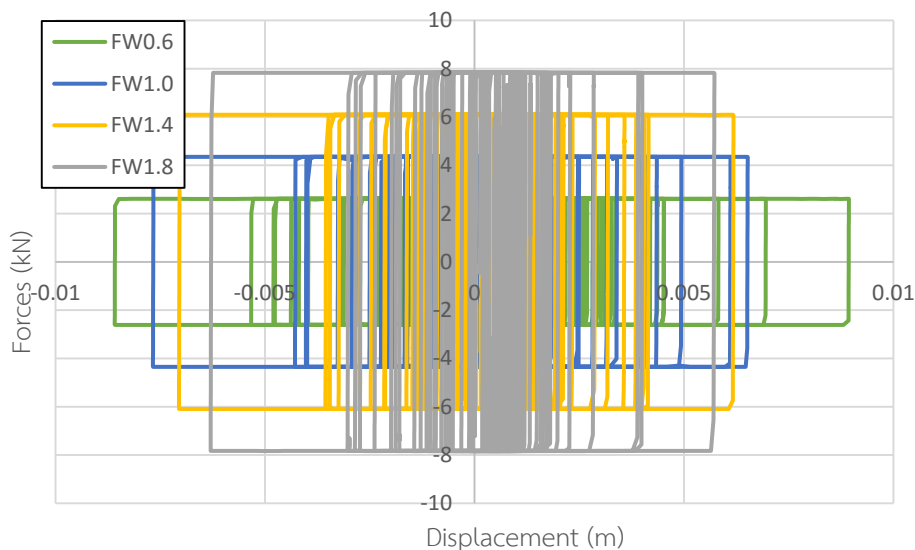


รูปที่ 4.43 การเคลื่อนที่สัมพัทธ์สูงสุดในแต่ละชั้นภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Hector mine, Elcentro Array#10 (1999) ระดับออกแบบของอาคารตัวอย่าง

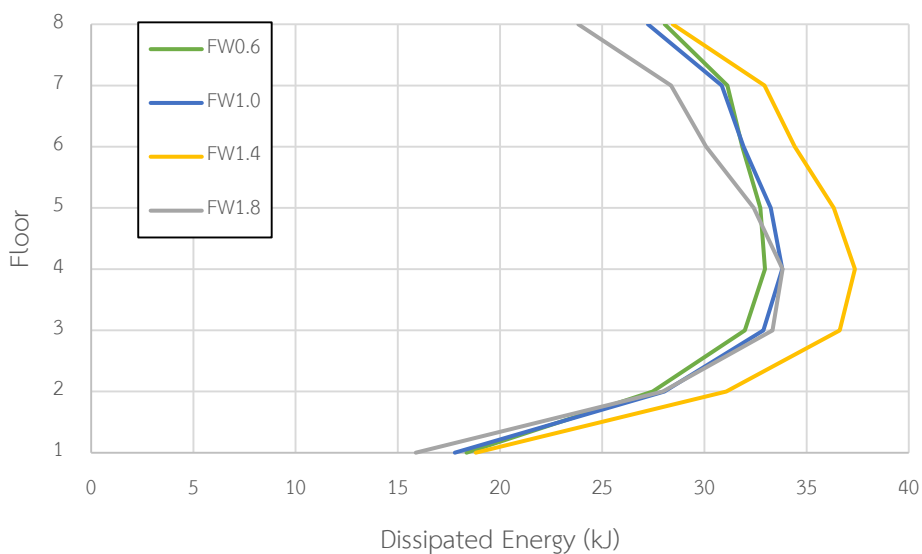
การสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Hector mine ที่มี PGA เท่ากับ 0.067g ตามรูปที่ 4.44 พบว่า การสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานทั้งอาคารจะเพิ่มขึ้น เมื่อความหนาแน่นของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานเพิ่มขึ้นหรือการเพิ่มขึ้นของแรงเสียดทานนั่นเอง อาคาร FW0.6 มีการสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานทั้งหมด 225.15 kJ อาคาร FW1.0 มีการสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานทั้งหมด 244.97 kJ อาคาร FW1.4 มีการสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานทั้งหมด 290.19 kJ อาคาร FW1.8 มีการสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานทั้งหมด 275.93 kJ การสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานสามารถหาได้จากพื้นที่วงรอบฮิสเทอริสิส ตามรูปที่ 4.45 ซึ่งจะพบว่า อาคารที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานที่มีความหนาแน่นของคอนกรีตสูงกว่าจะมีวงรอบของฮิสเทอริสิสที่แคบกว่าคือมีการเคลื่อนตัวที่น้อยกว่าแต่แรงเสียดทานจะสูงกว่า ซึ่งเมื่อคิดพื้นที่วงรอบของฮิสเทอริสิสแล้วจะได้พื้นที่มากกว่าอาคารที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานที่มีความหนาแน่นของคอนกรีตต่ำกว่าและเมื่อทำการเปรียบเทียบพลังงานในแต่ละชั้นของทั้ง 4 อาคารที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานตามรูปที่ 4.46 พบว่าในแต่ละชั้นจะมีการสลายพลังงานเพิ่มขึ้นตามความหนาแน่นของคอนกรีตในผนังสลายพลังงานแบบเสียดทาน โดยจะมีการสลายพลังงานสูงสุดอยู่ที่ชั้น 4 ซึ่งเป็นชั้นที่มีการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ของชั้น (Drift) สูงสุดเช่นกัน แสดงว่าตำแหน่งที่ควรติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานหรือเพิ่มแรงเสียดทานให้มากขึ้นอีกเพื่อให้สามารถทำงานได้อย่างมีประสิทธิภาพสูงสุดนั้นควรจะติดตั้งในชั้นที่มีการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ของชั้นสูงสุด



รูปที่ 4.44 การสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานในอาคารภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Hector mine, Elcentro Array#10 (1999) ระดับออกแบบ



รูปที่ 4.45 วงรอบฮิสเทอริสิสของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานในอาคารตัวอย่างที่ชั้น 4 ภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Hector mine, Elcentro Array#10 (1999) ระดับออกแบบ

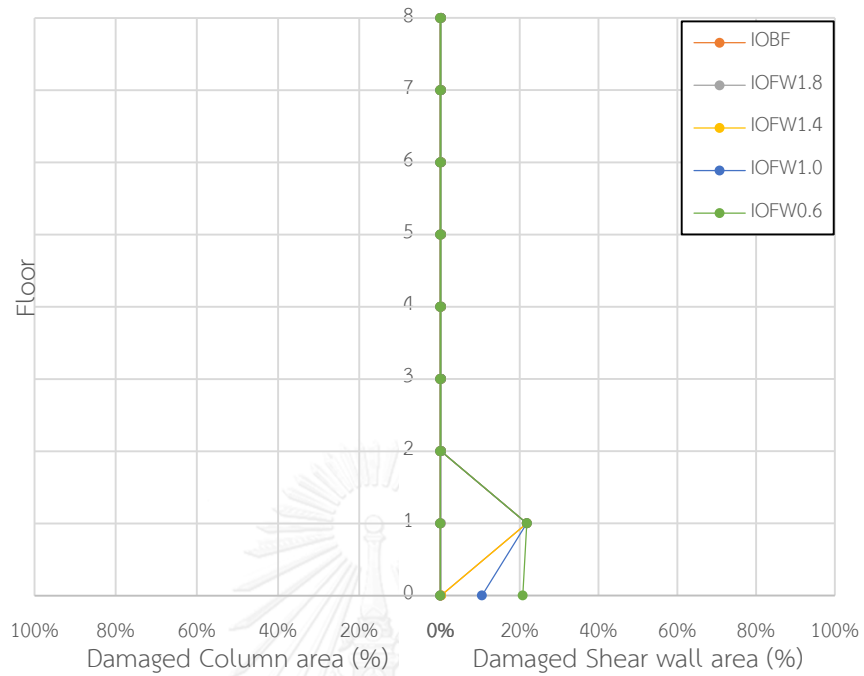


รูปที่ 4.46 การสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานในแต่ละชั้นของอาคารตัวอย่าง ภายใต้แผ่นดินไหว Hector mine, Elcentro Array#10 (1999) ระดับออกแบบ
 ความเสียหายของอาคารตัวอย่างทั้งหมดจะถูกเปรียบเทียบกับร้อยละพื้นที่ความเสียหาย โดยแบ่งระดับออกเป็น 3 ระดับ คือ ความเสียหายระดับเข้าใช้งานได้ทันที (IO) ความเสียหายระดับปลอดภัยต่อชีวิต (LS) และความเสียหายระดับพังทลาย (CP) โดยแยกความเสียหายของชั้นส่วนเป็น 2 ประเภท คือ ความเสียหายในกำแพงรับแรงเฉือนและความเสียหายในชิ้นส่วนเสา จากการวิเคราะห์ อาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหว Hector mine ที่มี PGA เท่ากับ 0.067g พบว่า กำแพงรับแรงเฉือนของอาคารที่ไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานจะมีความเสียหายสูงสุดอยู่ที่ระดับเข้าใช้งานได้

ทันที (IO) โดยมีร้อยละพื้นที่ความเสียหายสูงสุดเท่ากับ 21.8% เกิดขึ้นระหว่างชั้น 1 และ ชั้น 2 ส่วนอาคารที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานจะมีความเสียหายสูงสุดอยู่ที่ระดับเข้าใช้งานได้ทันที (IO) เช่นกัน โดยมีร้อยละพื้นที่ความเสียหายสูงสุดเท่ากับ 21.8% โดยอาคาร FW0.6 มีค่าเท่ากับ 21.8% เกิดขึ้นระหว่างชั้น 1 และชั้น 2 อาคาร FW1.0 มีค่าเท่ากับ 21.8% เกิดขึ้นระหว่างชั้น 1 และชั้น 2 อาคาร FW1.4 มีค่าเท่ากับ 21.8% เกิดขึ้นระหว่างชั้น 1 และชั้น 2 และอาคาร FW1.8 ไม่เกิดความเสียหายเลยตามตารางที่ 4.21 และรูปที่ 4.47 ซึ่งจะสังเกตได้ว่าอาคารที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานจะสามารถลดความเสียหายได้อย่างมีประสิทธิภาพและอาคารที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานที่มีความหนาแน่นมากกว่าจะมีความเสียหายน้อยกว่าจนกระทั่งไม่เกิดความเสียหายเลย เมื่อพิจารณาส่วนเสาของอาคารที่ไม่ติดตั้งและติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานพบว่าไม่เกิดความเสียหายเกิดขึ้นเลย

ตารางที่ 4.21 ร้อยละพื้นที่ความเสียหายสูงสุดของกำแพงรับแรงเฉือนในอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Hector mine, Elcentro Array#10 (1999) ระดับออกแบบ

อาคาร ตัวอย่าง	ร้อยละพื้นที่ความเสียหาย (%)สูงสุดของกำแพงรับแรงเฉือนในอาคาร					
	IO		LS		CP	
	พื้นที่ (%)	ตำแหน่ง	พื้นที่ (%)	ตำแหน่ง	พื้นที่ (%)	ตำแหน่ง
Bare Frame	21.8	1-2	-	-	-	-
FW0.6	21.8	1-2	-	-	-	-
FW1.0	21.8	1-2	-	-	-	-
FW1.4	21.8	1-2	-	-	-	-
FW1.8	-	-	-	-	-	-



รูปที่ 4.47 ร้อยละพื้นที่ความเสียหายในระดับเข้าใช้งานได้ทันที (IO) ของอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Hector mine, Elcentro Array#10 (1999) ระดับออกแบบ

4.1.4 พฤติกรรมของอาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหว Nenana Mountain Alaska, Anchorage-DOI off. Of Aircraft (2002)

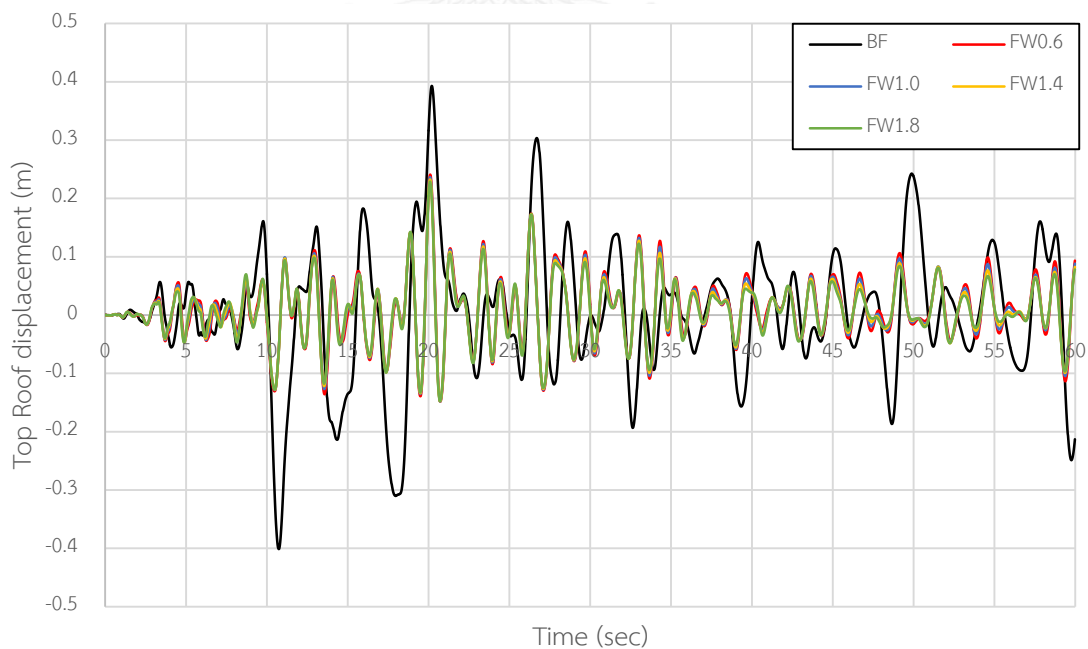
จากการวิเคราะห์การตอบสนองของอาคารตัวอย่างทั้งอาคารที่ไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทาน (Bare frame) อาคารที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานที่มีความหนาแน่นของผนังเท่ากับ 0.6 tons/m^3 (FW0.6) อาคารที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานที่มีความหนาแน่นของผนังเท่ากับ 1.0 tons/m^3 (FW1.0) อาคารที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานที่มีความหนาแน่นของผนังเท่ากับ 1.4 tons/m^3 (FW1.4) และอาคารที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานที่มีความหนาแน่นของผนังเท่ากับ 1.8 tons/m^3 (FW1.8) ภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Nenana Mt. Alaska ที่ระดับพังทลาย (Collapse Earthquake) ที่มีความเร่งสูงสุดที่พื้นดิน (Peak Ground Accerleration, PGA) เท่ากับ $0.196g$ และที่ระดับออกแบบ (DBE) ที่มีความเร่งสูงสุดที่พื้นดิน (Peak Ground Accerleration, PGA) เท่ากับ $0.065g$

4.1.4.1 พฤติกรรมของอาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหวพังทลาย (Collapse Earthquake)

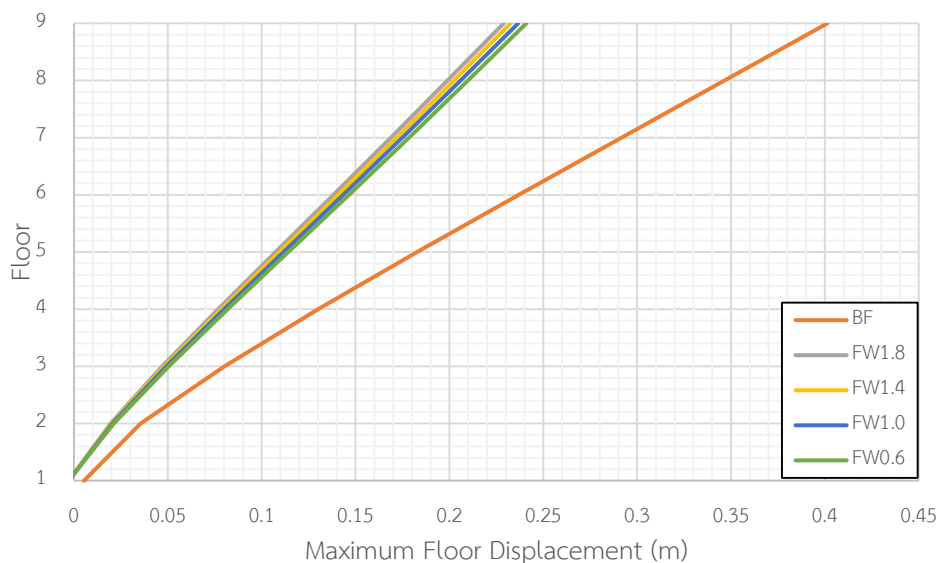
การเคลื่อนที่ชั้นหลังคาของอาคารที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Nenana Mt. Alaska ที่มี PGA เท่ากับ $0.196g$ มีค่าลดลงจากอาคารที่ไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานมากที่สุดถึง 42.9% โดยอาคาร FW0.6 สามารถลดการเคลื่อนที่ได้สูงสุด 39.9% อาคาร FW1.0 สามารถลดการเคลื่อนที่ได้สูงสุด 40.9% อาคาร FW1.4 สามารถลดการเคลื่อนที่ได้สูงสุด 41.9% และอาคาร FW1.8 สามารถลดการเคลื่อนที่ได้สูงสุด 42.9% ตามตารางที่ 4.22 รูปที่ 4.48 และการเคลื่อนที่สูงสุดของแต่ละชั้นตามรูปที่ 4.49 พบว่า เมื่อเพิ่มความหนาแน่นของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานที่ติดตั้งให้กับอาคารตัวอย่างจะยิ่งลดการเคลื่อนที่ของอาคารได้มากขึ้น และผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานยังแสดงให้เห็นว่าสามารถลดการเคลื่อนที่ของแต่ละชั้นได้อย่างมีประสิทธิภาพ

ตารางที่ 4.22 ค่าการเคลื่อนที่สูงสุดของแต่ละชั้นในอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว
Nenana Mountain Alaska, Anchorage-DOI off. Of Aircraft (2002) ระดับพังทลาย

ชั้น	การเคลื่อนตัวของอาคารตัวอย่าง									
	Bare Frame		FW0.6		FW1.0		FW1.4		FW1.8	
	Disp. (m)	Red. (%)	Disp. (m)	Red. (%)	Disp. (m)	Red. (%)	Disp. (m)	Red. (%)	Disp. (m)	Red. (%)
Roof	0.401	-	0.241	39.9	0.237	40.9	0.233	41.9	0.229	42.9
8	0.346	-	0.210	39.3	0.206	40.5	0.202	41.6	0.199	42.5
7	0.292	-	0.178	39.0	0.175	40.1	0.172	41.1	0.169	42.1
6	0.237	-	0.146	38.4	0.143	39.7	0.141	40.5	0.138	41.8
5	0.183	-	0.114	37.7	0.112	38.8	0.110	39.9	0.107	41.5
4	0.130	-	0.082	36.9	0.080	38.5	0.078	40.0	0.079	39.2
3	0.080	-	0.051	36.3	0.049	38.8	0.048	40.0	0.047	41.2
2	0.036	-	0.021	41.7	0.021	41.7	0.020	44.4	0.020	44.4
1	0.005	-	0.003	-	0.003	-	0.003	-	0.003	-



รูปที่ 4.48 การเคลื่อนที่ที่ชั้นหลังคาแบบประวัติเวลาภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Nenana Mountain
Alaska, Anchorage-DOI off. Of Aircraft (2002) ระดับพังทลายของอาคารตัวอย่าง

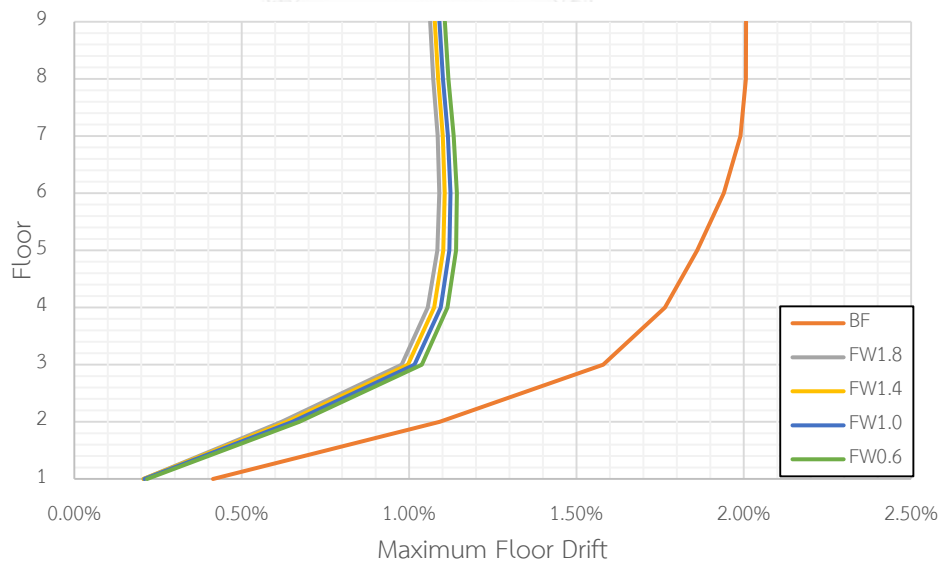


รูปที่ 4.49 การเคลื่อนที่สูงสุดในแต่ละชั้นภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Nenana Mountain Alaska, Anchorage-DOI off. Of Aircraft (2002) ระดับพังทลายของอาคารที่ตัวอย่าง

การเคลื่อนที่สัมพัทธ์ของอาคารที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Nenana Mt. Alaska ที่มี PGA เท่ากับ 0.196g มีค่าลดลงจากอาคารที่ไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานมากที่สุดถึง 47.3% โดยอาคาร FW0.6 สามารถลดการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ได้ 44.8% อาคาร FW1.0 สามารถลดการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ได้ 45.8% อาคาร FW1.4 สามารถลดการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ได้ 46.3% และอาคาร FW1.8 สามารถลดการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ได้ 47.3% ตามตารางที่ 4.23 และรูปที่ 4.50 แสดงให้เห็นว่า เมื่อเพิ่มความหนาแน่นของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานที่ติดตั้งให้กับอาคารตัวอย่างจะยิ่งลดการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ของอาคารตัวอย่างได้มากขึ้น และผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานยังแสดงให้เห็นว่าสามารถลดการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ของอาคารได้อย่างมีประสิทธิภาพ

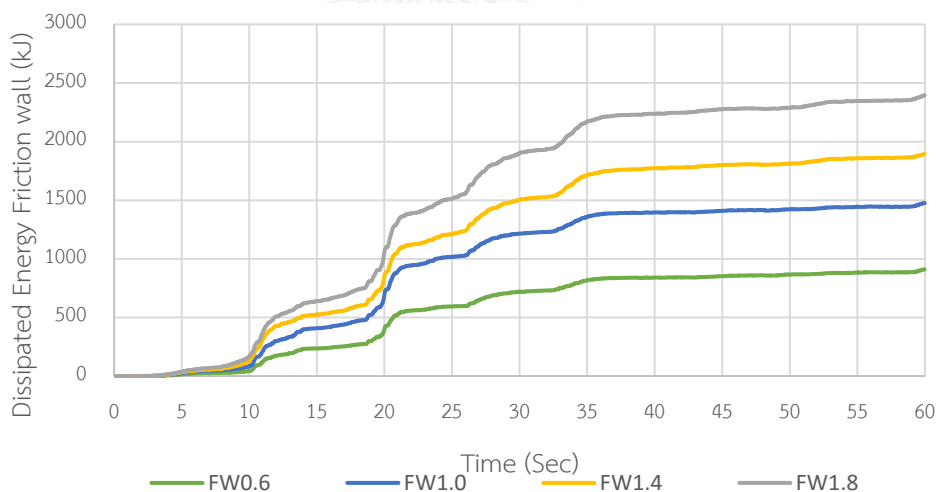
ตารางที่ 4.23 ค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์สูงสุดในแต่ละชั้นในอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว
Nenana Mountain Alaska, Anchorage-DOI off. Of Aircraft (2002) ระดับพังทลาย

ชั้น	การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ของอาคารตัวอย่าง									
	Bare Frame		FW0.6		FW1.0		FW1.4		FW1.8	
	Drift. (%)	Red. (%)	Drift. (%)	Red. (%)	Drift. (%)	Red. (%)	Drift. (%)	Red. (%)	Drift. (%)	Red. (%)
Roof	2.01	-	1.11	44.8	1.09	45.8	1.08	46.3	1.06	47.3
8	2.01	-	1.12	44.3	1.10	45.3	1.09	45.8	1.07	46.8
7	1.99	-	1.13	43.2	1.12	43.7	1.10	44.7	1.09	45.2
6	1.94	-	1.14	41.2	1.12	42.3	1.11	42.8	1.09	43.8
5	1.86	-	1.14	38.7	1.12	39.8	1.10	40.9	1.08	41.9
4	1.76	-	1.11	36.9	1.09	38.1	1.07	39.2	1.06	39.8
3	1.58	-	1.04	34.2	1.02	35.4	1.00	36.7	0.98	38.0
2	1.10	-	0.67	39.1	0.65	40.9	0.63	42.7	0.62	43.6
1	0.41	-	0.22	-	0.21	-	0.21	-	0.21	-

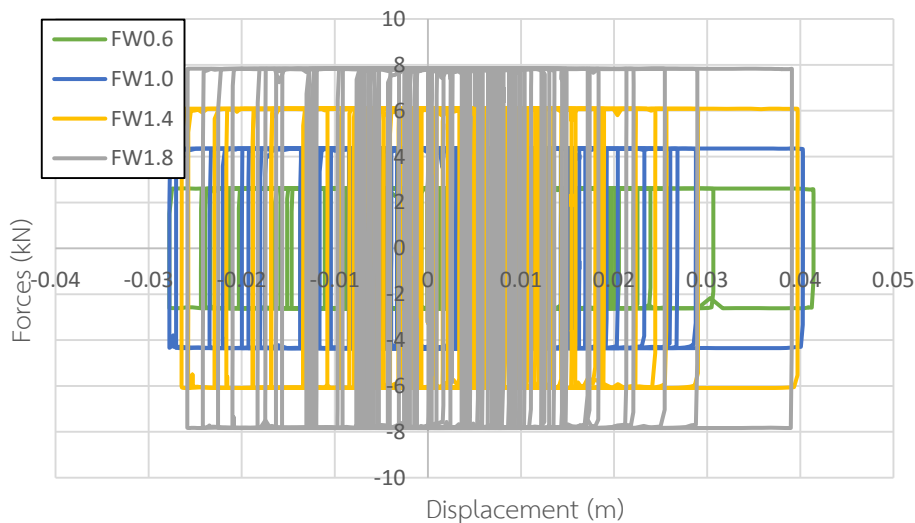


รูปที่ 4.50 การเคลื่อนที่สัมพัทธ์สูงสุดในแต่ละชั้นภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Nenana Mountain
Alaska, Anchorage-DOI off. Of Aircraft (2002) ระดับพังทลายของอาคารตัวอย่าง
การสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Nenana
Mt. Alaska ที่มี PGA เท่ากับ 0.196g ตามรูปที่ 4.51 พบว่า การสลายพลังงานของผนังสลายพลังงาน

แบบเสียดทานทั้งอาคารจะเพิ่มขึ้น เมื่อความหนาแน่นของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานเพิ่มขึ้น หรือการเพิ่มขึ้นของแรงเสียดทานนั่นเอง อาคาร FW0.6 มีการสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานทั้งหมด 909.86 kJ อาคาร FW1.0 มีการสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานทั้งหมด 1476.84 kJ อาคาร FW1.4 มีการสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานทั้งหมด 1894.38 kJ อาคาร FW1.8 มีการสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานทั้งหมด 2395.71 kJ การสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานสามารถหาได้จากพื้นที่วงรอบฮิสเทอริซิส ตามรูปที่ 4.52 ซึ่งจะพบว่า อาคารที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานที่มีความหนาแน่นของคอนกรีตสูงกว่าจะมีวงรอบของฮิสเทอริซิสที่แคบกว่าเพียงเล็กน้อย คือ มีการเคลื่อนตัวที่น้อยกว่าเพียงเล็กน้อยแต่แรงเสียดทานจะสูงกว่า ซึ่งเมื่อคิดพื้นที่วงรอบของฮิสเทอริซิสแล้วจะได้พื้นที่มากกว่าอาคารที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานที่มีความหนาแน่นของคอนกรีตต่ำกว่าและเมื่อทำการเปรียบเทียบพลังงานในแต่ละชั้นของทั้ง 4 อาคารที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานตามรูปที่ 4.53 พบว่า ในแต่ละชั้นจะมีการสลายพลังงานเพิ่มขึ้นตามความหนาแน่นของคอนกรีตในผนังสลายพลังงานแบบเสียดทาน โดยจะมีการสลายพลังงานสูงสุดอยู่ที่ชั้น 4 ซึ่งเป็นชั้นที่มีการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ของชั้น (Drift) สูงสุดเช่นกัน แสดงว่าตำแหน่งที่ควรติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานหรือเพิ่มแรงเสียดทานให้มากขึ้นอีกเพื่อให้สามารถทำงานได้อย่างมีประสิทธิภาพสูงสุดนั้นควรจะติดตั้งในชั้นที่มีการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ของชั้นสูงสุด

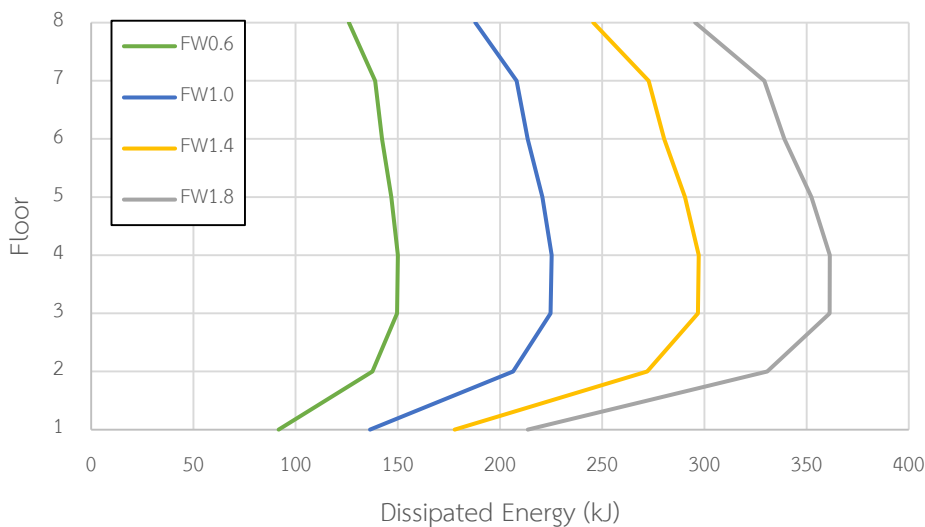


รูปที่ 4.51 การสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานในอาคารภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Nenana Mountain Alaska, Anchorage-DOI off. Of Aircraft (2002) ระดับพังทลาย



รูปที่ 4.52 วงรอบฮิสเทอริสิสของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานในอาคารตัวอย่างที่ชั้น 4 ภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Nenana Mountain Alaska, Anchorage-DOI off. Of Aircraft (2002) ระดับ

พังทลาย



รูปที่ 4.53 การสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานในแต่ละชั้นของอาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหว Nenana Mountain Alaska, Anchorage-DOI off. Of Aircraft (2002) ระดับ

พังทลาย

ความเสียหายของอาคารตัวอย่างทั้งหมดจะถูกเปรียบเทียบกับร้อยละพื้นที่ความเสียหาย โดยแบ่งระดับออกเป็น 3 ระดับ คือ ความเสียหายระดับเข้าใช้งานได้ทันที (IO) ความเสียหายระดับปลอดภัยต่อชีวิต (LS) และความเสียหายระดับพังทลาย (CP) โดยแยกความเสียหายของชิ้นส่วนเป็น 2 ประเภท คือ ความเสียหายในกำแพงรับแรงเฉือนและความเสียหายในชิ้นส่วนเสา จากการวิเคราะห์อาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหว Nenana Mt. Alaska ที่มี PGA เท่ากับ 0.196g พบว่า กำแพงรับ

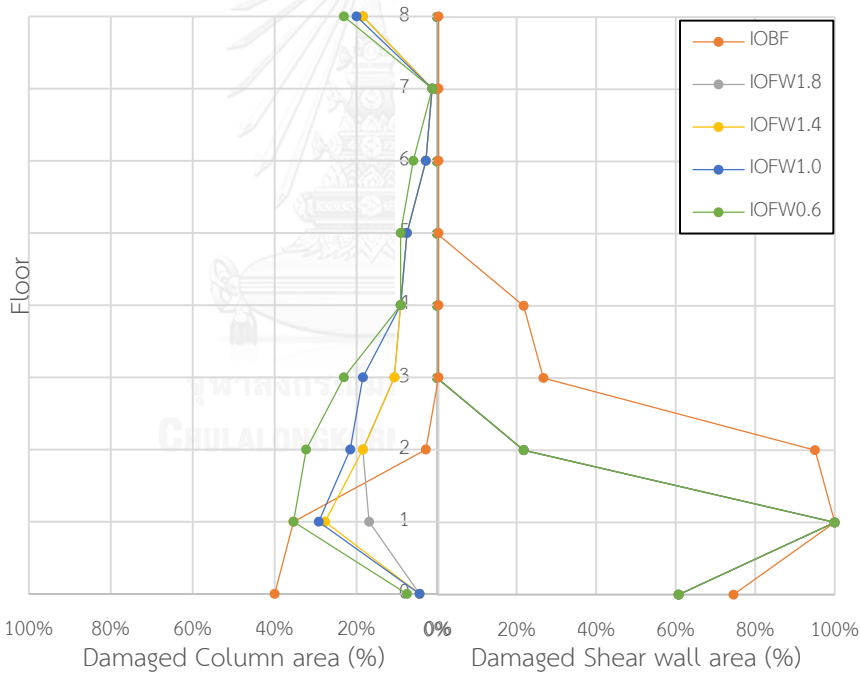
แรงเฉือนของอาคารที่ไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานจะมีความเสียหายสูงสุดอยู่ที่ระดับพังทลาย (CP) โดยมีร้อยละพื้นที่ความเสียหายสูงสุดเท่ากับ 65.0% เกิดขึ้นระหว่างชั้น 1 และ ชั้น 2 ส่วนอาคารที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานจะมีความเสียหายสูงสุดอยู่ที่ระดับปลอดภัยต่อชีวิต (LS) โดยมีร้อยละพื้นที่ความเสียหายสูงสุดเท่ากับ 58.8% โดยอาคาร FW0.6 มีค่าเท่ากับ 58.8% เกิดขึ้นระหว่างชั้น 1 และชั้น 2 อาคาร FW1.0 มีค่าเท่ากับ 58.8% เกิดขึ้นระหว่างชั้น 1 และชั้น 2 อาคาร FW1.4 มีค่าเท่ากับ 58.8% เกิดขึ้นระหว่างชั้น 1 และชั้น 2 และอาคาร FW1.8 มีค่าเท่ากับ 58.8% เกิดขึ้นระหว่างชั้น 1 และชั้น 2 ตามตารางที่ 4.24 รูปที่ 4.54-4.56 ซึ่งจะสังเกตเห็นได้ว่าอาคารที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานจะสามารถลดความเสียหายได้อย่างมีประสิทธิภาพ เมื่อพิจารณาส่วนเสาของอาคารที่ไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานจะอยู่ที่ระดับเข้าใช้งานได้ทันที (IO) เช่นเดียวกับอาคารที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทาน แต่อาคารที่ไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานมีร้อยละพื้นที่ความเสียหายเกิดขึ้นน้อยกว่าอาคารที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานตามตารางที่ 4.25 คือ อาคารที่ไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานมีพื้นที่ร้อยละความเสียหายสูงสุดเท่ากับ 40.0 % อาคาร FW0.6 มีค่าเท่ากับ 35.4% อาคาร FW1.0 มีค่าเท่ากับ 29.2% FW1.4 มีค่าเท่ากับ 27.7% และอาคาร FW1.8 มีค่าเท่ากับ 18.5% โดยรูปแบบความเสียหายของเสาในอาคารที่ไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานจะไม่กระจายความเสียหายไปหลายๆชั้นแต่จะกระจุกตัวอยู่ที่ชั้นใดชั้นหนึ่งและเกิดความเสียหายเป็นบริเวณกว้างซึ่งต่างจากอาคารที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานที่จะมีความเสียหายกระจายไปในทุกชั้นเพียงด้านเดียวของอาคารตามรูปที่ 4.54 ซึ่งการกระจายตัวของความเสียหายแบบนี้เมื่ออาคารรับแรงแผ่นดินไหวที่รุนแรงมากและเกิดความเสียหายจนพังทลายอาคารจะพังทลายเพียงบริเวณเดียวเท่านั้น ดังนั้นความเสียหายต่อชีวิตและทรัพย์สินจะเกิดขึ้นน้อย

ตารางที่ 4.24 ร้อยละพื้นที่ความเสียหายสูงสุดของกำแพงรับแรงเฉือนในอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Nenana Mountain Alaska, Anchorage-DOI off. Of Aircraft (2002) ระดับพังทลาย

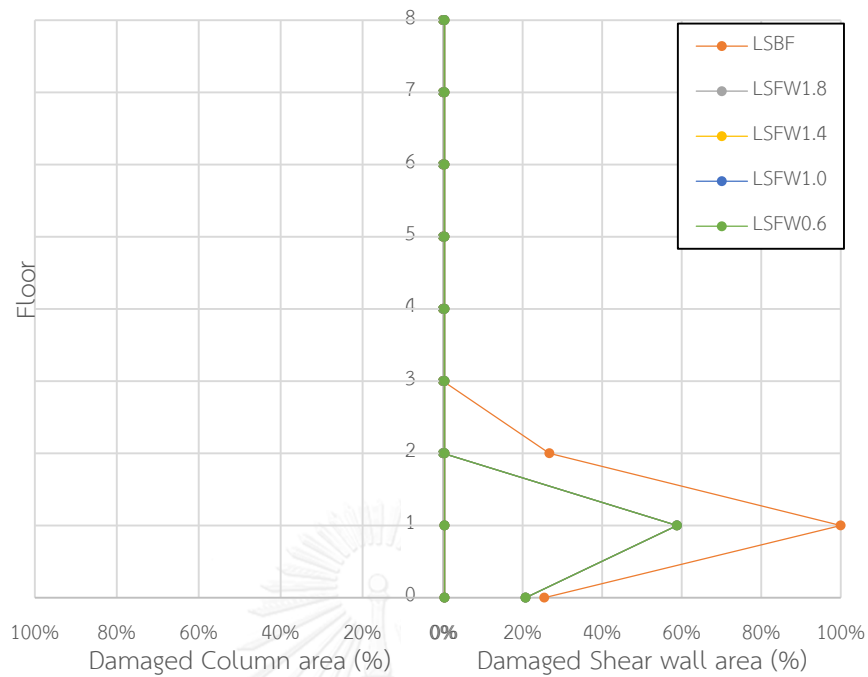
อาคาร ตัวอย่าง	ร้อยละพื้นที่ความเสียหาย (%)สูงสุดของกำแพงรับแรงเฉือนในอาคาร					
	IO		LS		CP	
	พื้นที่ (%)	ตำแหน่ง	พื้นที่ (%)	ตำแหน่ง	พื้นที่ (%)	ตำแหน่ง
Bare Frame	100	1-2	100	1-2	65.0	1-2
FW0.6	100	1-2	58.8	1-2	-	-
FW1.0	100	1-2	58.8	1-2	-	-
FW1.4	100	1-2	58.8	1-2	-	-
FW1.8	100	1-2	58.8	1-2	-	-

ตารางที่ 4.25 ร้อยละพื้นที่ความเสียหายสูงสุดของเสาในอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Nenana Mountain Alaska, Anchorage-DOI off. Of Aircraft (2002) ระดับพังทลาย

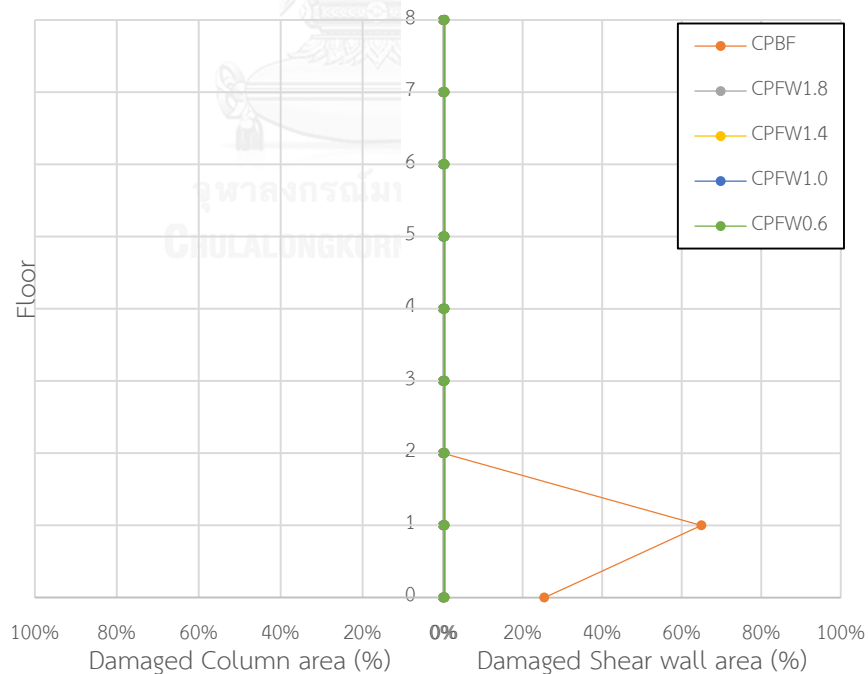
อาคาร ตัวอย่าง	พื้นที่ร้อยละความเสียหาย (%) สูงสุดในอาคาร					
	IO		LS		CP	
	พื้นที่ (%)	ตำแหน่ง	พื้นที่ (%)	ตำแหน่ง	พื้นที่ (%)	ตำแหน่ง
Bare Frame	40.0	F-1	-	-	-	-
FW0.6	35.4	1-2	-	-	-	-
FW1.0	29.2	1-2	-	-	-	-
FW1.4	27.7	1-2	-	-	-	-
FW1.8	18.5	2-3	-	-	-	-



รูปที่ 4.54 ร้อยละพื้นที่ความเสียหายในระดับเข้าใช้งานได้ทันที (IO) ของอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Nenana Mountain Alaska, Anchorage-DOI off. Of Aircraft (2002) ระดับพังทลาย



รูปที่ 4.55 ร้อยละพื้นที่ความเสียหายในระดับปลอดภัยต่อชีวิต (LS) ของอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Nenana Mountain Alaska, Anchorage-DOI off. Of Aircraft (2002) ระดับพังทลาย



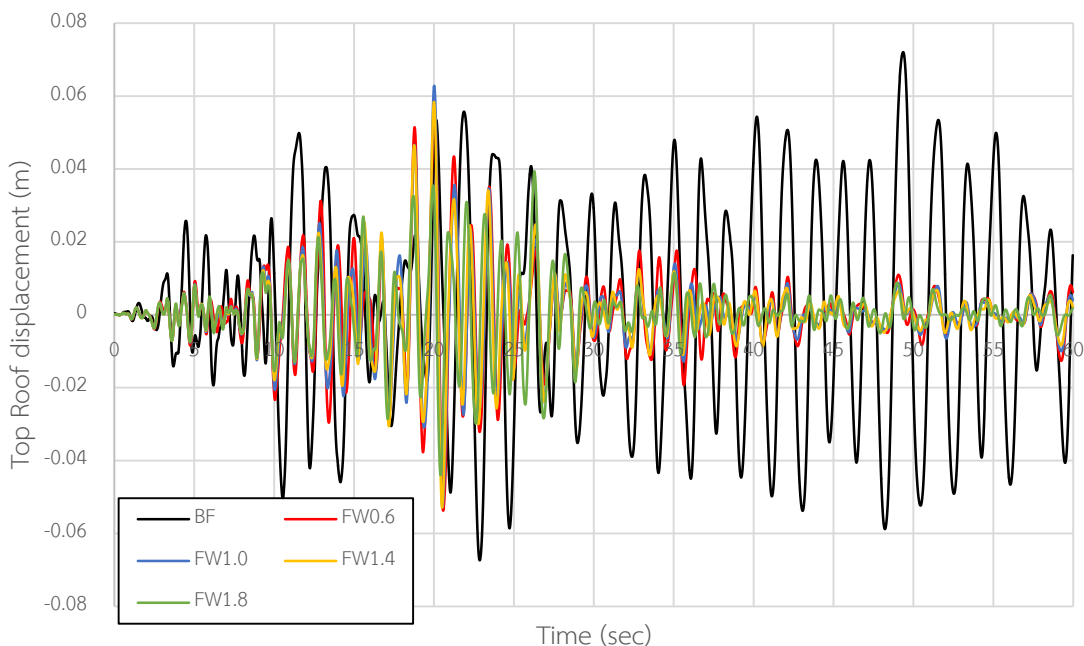
รูปที่ 4.56 ร้อยละพื้นที่ความเสียหายในระดับพังทลาย (CP) ของอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Nenana Mountain Alaska, Anchorage-DOI off. Of Aircraft (2002) ระดับพังทลาย

4.1.4.2 พฤติกรรมของอาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหวออกแบบ (DBE)

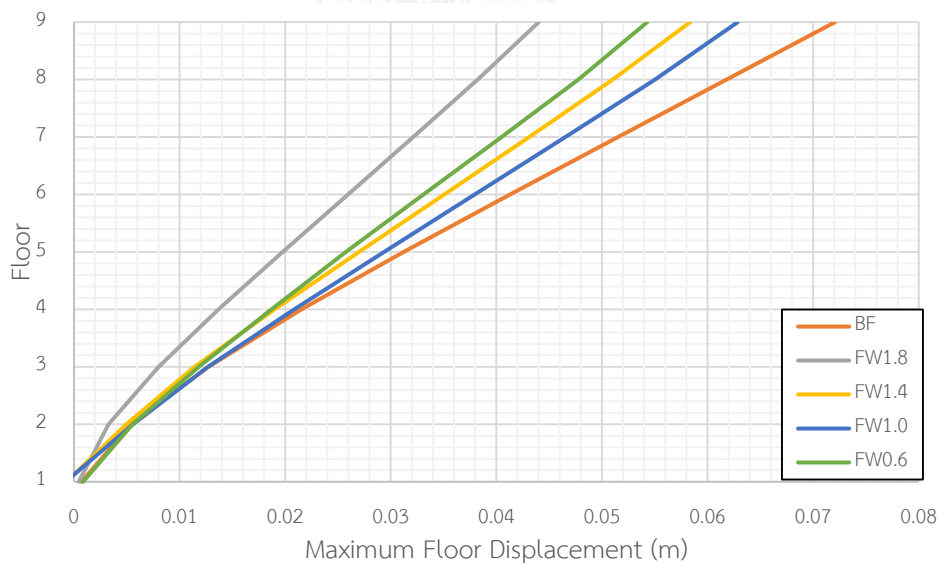
การเคลื่อนที่ชั้นหลังคาของอาคารที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Nenana Mt. Alaska ที่มี PGA เท่ากับ 0.065g มีค่าลดลงจากอาคารที่ไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานมากที่สุดถึง 38.9% โดยอาคาร FW0.6 สามารถลดการเคลื่อนที่ได้สูงสุด 25.0% อาคาร FW1.0 สามารถลดการเคลื่อนที่ได้สูงสุด 12.5% อาคาร FW1.4 สามารถลดการเคลื่อนที่ได้สูงสุด 19.4% และอาคาร FW1.8 สามารถลดการเคลื่อนที่ได้สูงสุด 38.9% ตามตารางที่ 4.26 รูปที่ 4.57 และการเคลื่อนที่สูงสุดของแต่ละชั้นตามรูปที่ 4.58 พบว่า เมื่อเพิ่มความหนาแน่นของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานที่ติดตั้งให้กับอาคารตัวอย่างจะยิ่งลดการเคลื่อนที่ของอาคารได้มากขึ้น ยกเว้นอาคาร FW0.6 มีการเคลื่อนที่น้อยกว่าอาคาร FW1.0 FW1.4 แต่ผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานยังแสดงให้เห็นว่าสามารถลดการเคลื่อนที่ของแต่ละชั้นได้อย่างมีประสิทธิภาพ

ตารางที่ 4.26 ค่าการเคลื่อนที่สูงสุดของแต่ละชั้นในอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Nenana Mountain Alaska, Anchorage-DOI off. Of Aircraft (2002) ระดับออกแบบ

ชั้น	การเคลื่อนตัวของอาคารตัวอย่าง									
	Bare Frame		FW0.6		FW1.0		FW1.4		FW1.8	
	Disp. (m)	Red. (%)	Disp. (m)	Red. (%)	Disp. (m)	Red. (%)	Disp. (m)	Red. (%)	Disp. (m)	Red. (%)
Roof	0.072	-	0.054	25.0	0.063	12.5	0.058	19.4	0.044	38.9
8	0.062	-	0.048	22.6	0.055	11.3	0.051	17.7	0.038	38.7
7	0.052	-	0.040	23.1	0.047	9.6	0.043	17.3	0.032	38.5
6	0.041	-	0.033	19.5	0.038	7.3	0.035	14.6	0.026	36.6
5	0.031	-	0.026	16.1	0.029	6.5	0.027	12.9	0.020	35.5
4	0.022	-	0.019	13.6	0.021	4.5	0.019	13.6	0.014	36.4
3	0.013	-	0.012	7.7	0.013	0.0	0.011	15.4	0.008	38.5
2	0.005	-	0.006	-	0.006	-	0.005	0.0	0.003	40.0
1	0.001	-	0.001	-	0.001	-	0.001	-	0.001	-



รูปที่ 4.57 การเคลื่อนที่ชั้นหลังคาแบบประวัติเวลาภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Nenana Mountain Alaska, Anchorage-DOI off. Of Aircraft (2002) ระดับออกแบบของอาคารตัวอย่าง



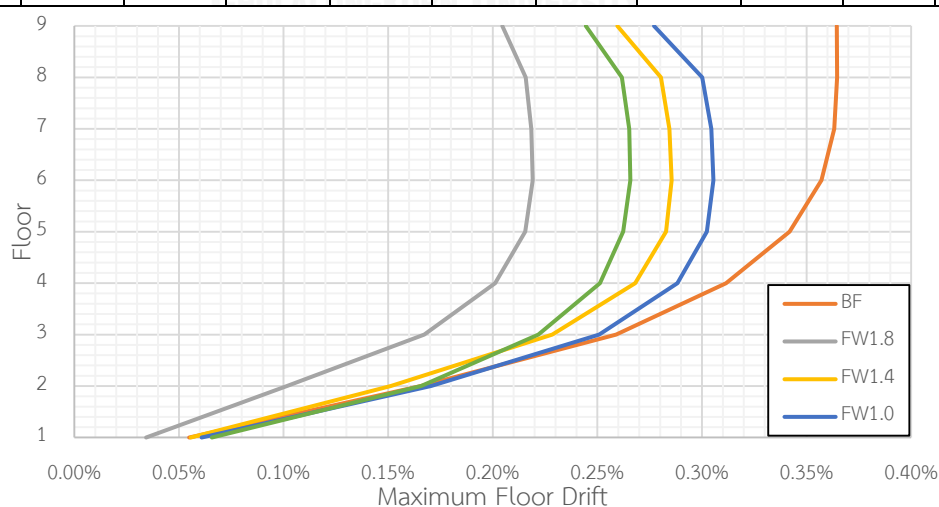
รูปที่ 4.58 การเคลื่อนที่สูงสุดในแต่ละชั้นภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Nenana Mountain Alaska, Anchorage-DOI off. Of Aircraft (2002) ระดับออกแบบของอาคารที่ตัวอย่าง

การเคลื่อนที่สัมพัทธ์ของอาคารที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Nenana Mt. Alaska ที่มี PGA เท่ากับ 0.065g มีค่าลดลงจากอาคารที่ไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานมากที่สุดถึง 44.4% โดยอาคาร FW0.6 สามารถลดการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ได้ 33.3% อาคาร FW1.0 สามารถลดการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ได้ 22.2% อาคาร FW1.4 สามารถลดการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ได้ 27.8% และอาคาร FW1.8 สามารถลดการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ได้ 44.4% ตามตาราง

ที่ 4.39 และรูปที่ 4.59 แสดงให้เห็นว่า เมื่อเพิ่มความหนาแน่นของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานที่ติดตั้งให้กับอาคารตัวอย่างจะยิ่งลดการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ของอาคารตัวอย่างได้มากขึ้นยกเว้นอาคาร FW0.6 ที่มีการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ต่ำกว่าอาคาร FW1.0 และอาคาร FW1.4 แต่ผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานยังแสดงให้เห็นว่าสามารถลดการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ของอาคารได้อย่างมีประสิทธิภาพ

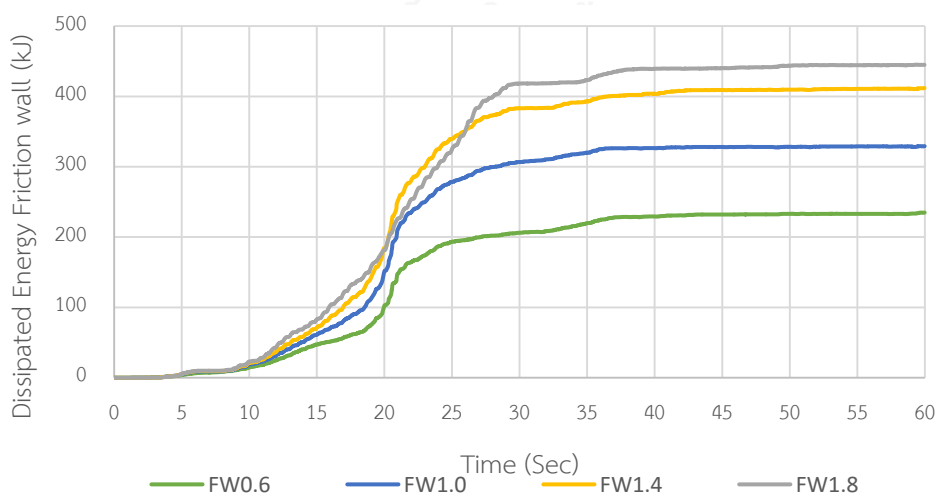
ตารางที่ 4.27 ค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์สูงสุดในแต่ละชั้นในอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Nenana Mountain Alaska, Anchorage-DOI off. Of Aircraft (2002) ระดับออกแบบ

ชั้น	การเคลื่อนที่สัมพัทธ์ของอาคารตัวอย่าง									
	Bare Frame		FW0.6		FW1.0		FW1.4		FW1.8	
	Drift. (%)	Red. (%)	Drift. (%)	Red. (%)	Drift. (%)	Red. (%)	Drift. (%)	Red. (%)	Drift. (%)	Red. (%)
Roof	0.36	-	0.24	33.3	0.28	22.2	0.26	27.8	0.20	44.4
8	0.36	-	0.26	27.8	0.30	16.7	0.28	22.2	0.22	38.9
7	0.36	-	0.27	25.0	0.30	16.7	0.28	22.2	0.22	38.9
6	0.36	-	0.27	25.0	0.31	13.9	0.29	19.4	0.22	38.9
5	0.34	-	0.26	23.5	0.30	11.8	0.28	17.6	0.22	35.3
4	0.31	-	0.25	19.4	0.29	6.5	0.27	12.9	0.20	35.5
3	0.26	-	0.22	15.4	0.25	3.8	0.23	11.5	0.17	34.6
2	0.17	-	0.17	0.0	0.17	0.0	0.15	11.8	0.10	41.2
1	0.05	-	0.07	-	0.06	-	0.06	-	0.03	-

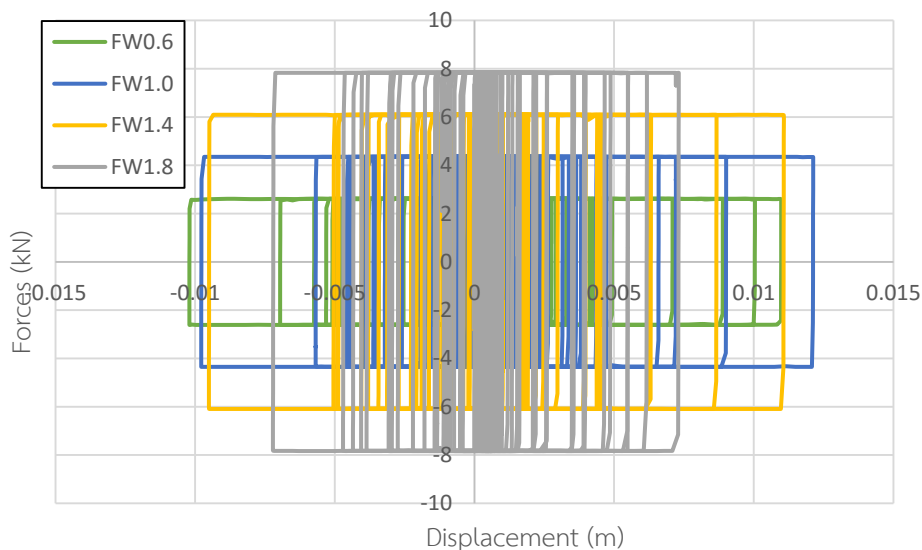


รูปที่ 4.59 การเคลื่อนที่สัมพัทธ์สูงสุดในแต่ละชั้นภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Nenana Mountain Alaska, Anchorage-DOI off. Of Aircraft (2002) ระดับออกแบบของอาคารตัวอย่าง

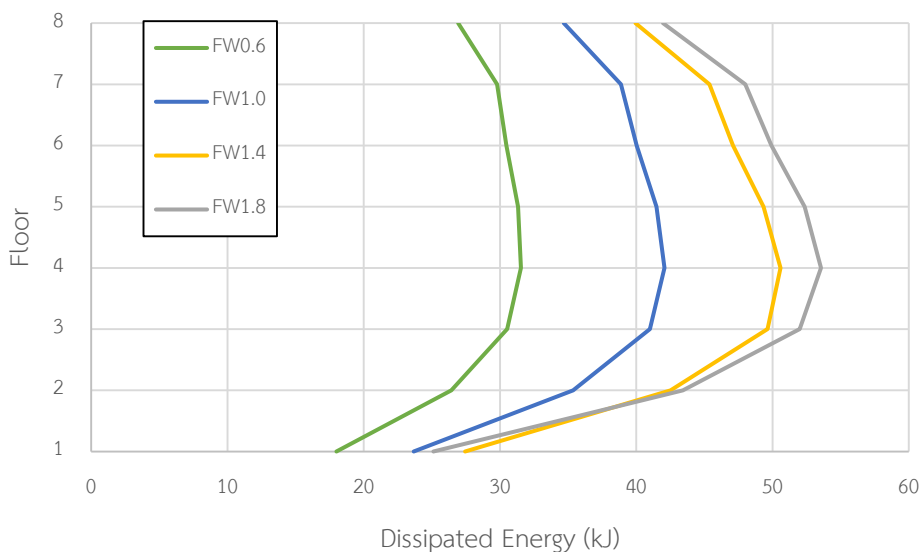
การสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Nenana Mt. Alaska ที่มี PGA เท่ากับ 0.065g ตามรูปที่ 4.60 พบว่า การสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานทั้งอาคารจะเพิ่มขึ้น เมื่อความหนาแน่นของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานเพิ่มขึ้น หรือการเพิ่มขึ้นของแรงเสียดทานนั่นเอง อาคาร FW0.6 มีการสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานทั้งหมด 234.74 kJ อาคาร FW1.0 มีการสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานทั้งหมด 329.19 kJ อาคาร FW1.4 มีการสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานทั้งหมด 411.75 kJ อาคาร FW1.8 มีการสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานทั้งหมด 444.89 kJ การสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานสามารถหาได้จากพื้นที่วงรอบฮิสเทอรีซิส ตามรูปที่ 4.61 ซึ่งจะพบว่า อาคารที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานที่มีความหนาแน่นของคอนกรีตสูงกว่าจะมีวงรอบของฮิสเทอรีซิสที่แคบกว่า คือ มีการเคลื่อนตัวที่น้อยกว่าแต่แรงเสียดทานจะสูงกว่า ซึ่งเมื่อคิดพื้นที่วงรอบของฮิสเทอรีซิสแล้วจะได้พื้นที่มากกว่าอาคารที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานที่มีความหนาแน่นของคอนกรีตต่ำกว่าและเมื่อทำการเปรียบเทียบพลังงานในแต่ละชั้นของทั้ง 4 อาคารที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานตามรูปที่ 4.62 พบว่า ในแต่ละชั้นจะมีการสลายพลังงานเพิ่มขึ้นตามความหนาแน่นของคอนกรีตในผนังสลายพลังงานแบบเสียดทาน โดยจะมีการสลายพลังงานสูงสุดอยู่ที่ชั้น 4 ซึ่งเป็นชั้นที่มีการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ของชั้น (Drift) สูงสุดเช่นกัน แสดงว่าตำแหน่งที่ควรติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานหรือเพิ่มแรงเสียดทานให้มากขึ้นอีกเพื่อให้สามารถทำงานได้อย่างมีประสิทธิภาพสูงสุดนั้นควรจะติดตั้งในชั้นที่มีการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ของชั้นสูงสุด



รูปที่ 4.60 การสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานในอาคารภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Nenana Mountain Alaska, Anchorage-DOI off. Of Aircraft (2002) ระดับออกแบบ



รูปที่ 4.61 วงรอบฮิสเทอริสิสของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานในอาคารตัวอย่างที่ชั้น 4 ภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Nenana Mountain Alaska, Anchorage-DOI off. Of Aircraft (2002) ระดับ ออกแบบ



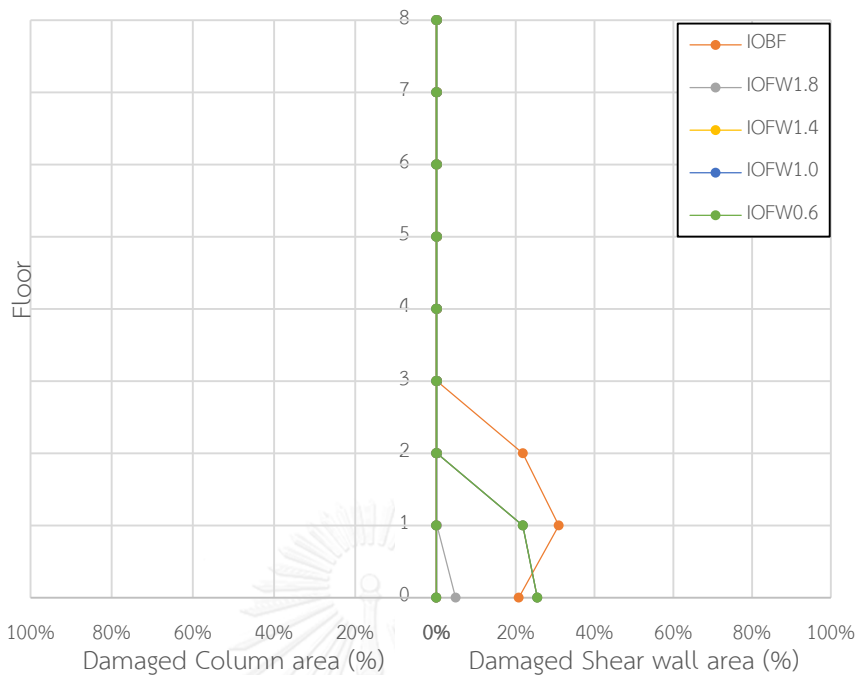
รูปที่ 4.62 การสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานในแต่ละชั้นของอาคารตัวอย่าง ภายใต้แผ่นดินไหว Nenana Mountain Alaska, Anchorage-DOI off. Of Aircraft (2002) ระดับ ออกแบบ

ความเสียหายของอาคารตัวอย่างทั้งหมดจะถูกเปรียบเทียบกับร้อยละพื้นที่ความเสียหาย โดยแบ่งระดับออกเป็น 3 ระดับ คือ ความเสียหายระดับเข้าใช้งานได้ทันที (IO) ความเสียหายระดับ ปลอดภัยต่อชีวิต (LS) และความเสียหายระดับพังทลาย (CP) โดยแยกความเสียหายของชิ้นส่วนเป็น 2 ประเภท คือ ความเสียหายในกำแพงรับแรงเฉือนและความเสียหายในชิ้นส่วนเสา จากการวิเคราะห์

อาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหว Nenana Mt. Alaska ที่มี PGA เท่ากับ 0.065g พบว่า กำแพงรับแรงเฉือนของอาคารที่ไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานจะมีความเสียหายสูงสุดอยู่ที่ระดับเข้าใช้งานได้ทันที (IO) โดยมีร้อยละพื้นที่ความเสียหายสูงสุดเท่ากับ 30.9% เกิดขึ้นระหว่างชั้น 1 และชั้น 2 เช่นเดียวกันกับอาคารที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานจะมีความเสียหายสูงสุดอยู่ที่ระดับเข้าใช้งานได้ทันที (IO) แต่จะมีร้อยละพื้นที่ความเสียหายน้อยกว่าโดยอาคาร FW0.6 มีค่าเท่ากับ 25.5% เกิดขึ้นระหว่างฐานราก และชั้น 1 อาคาร FW1.0 มีค่าเท่ากับ 25.5% เกิดขึ้นระหว่างฐานราก และชั้น 1 อาคาร FW1.4 มีค่าเท่ากับ 25.5% เกิดขึ้นระหว่างฐานราก และชั้น 1 และอาคาร FW1.8 มีค่าเท่ากับ 4.7% เกิดขึ้นระหว่างฐานราก และชั้น 1 ตามตารางที่ 4.28 รูปที่ 4.63 ซึ่งจะสังเกตได้ว่าอาคารที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานจะสามารถลดความเสียหายได้อย่างมีประสิทธิภาพโดยเมื่อเพิ่มความหนาแน่นของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานมากขึ้นความเสียหายของอาคารจะลดลง เมื่อพิจารณาส่วนเสาของอาคารที่ไม่ติดตั้งและติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานทั้งหมดจะพบว่าไม่เกิดความเสียหายขึ้นเลยตามรูปที่ 4.63

ตารางที่ 4.28 ร้อยละพื้นที่ความเสียหายสูงสุดของกำแพงรับแรงเฉือนในอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Nenana Mountain Alaska, Anchorage-DOI off. Of Aircraft (2002) ระดับพังทลาย

อาคาร ตัวอย่าง	ร้อยละพื้นที่ความเสียหาย (%)สูงสุดของกำแพงรับแรงเฉือนในอาคาร					
	IO		LS		CP	
	พื้นที่ (%)	ตำแหน่ง	พื้นที่ (%)	ตำแหน่ง	พื้นที่ (%)	ตำแหน่ง
Bare Frame	30.9	1-2	-	-	-	-
FW0.6	25.5	F-1	-	-	-	-
FW1.0	25.5	F-1	-	-	-	-
FW1.4	25.5	F-1	-	-	-	-
FW1.8	4.7	F-1	-	-	-	-



รูปที่ 4.63 ร้อยละพื้นที่ความเสียหายในระดับเข้าใช้งานได้ทันที (IO) ของอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Nenana Mountain Alaska, Anchorage-DOI off. Of Aircraft (2002) ระดับ

ออกแบบ

4.1.5 พฤติกรรมของอาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหว Denali Alaska, Anchorage-DOI off. Of Aircraft (2002)

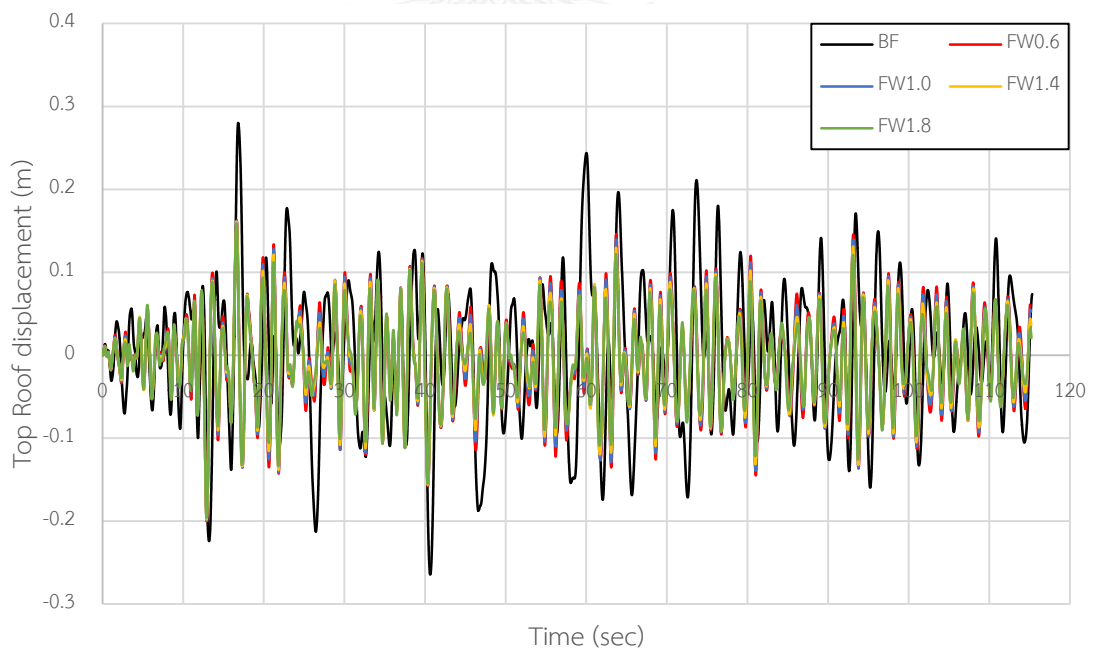
จากการวิเคราะห์การตอบสนองของอาคารตัวอย่างทั้งอาคารที่ไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทาน (Bare frame) อาคารที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานที่มีความหนาแน่นของผนังเท่ากับ 0.6 tons/m^3 (FW0.6) อาคารที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานที่มีความหนาแน่นของผนังเท่ากับ 1.0 tons/m^3 (FW1.0) อาคารที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานที่มีความหนาแน่นของผนังเท่ากับ 1.4 tons/m^3 (FW1.4) และอาคารที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานที่มีความหนาแน่นของผนังเท่ากับ 1.8 tons/m^3 (FW1.8) ภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Denali Alaska ที่ระดับพังทลาย (Collapse Earthquake) ที่มีความเร่งสูงสุดที่พื้นดิน (Peak Ground Accerleration, PGA) เท่ากับ $0.255g$ และที่ระดับออกแบบ (DBE) ที่มีความเร่งสูงสุดที่พื้นดิน (Peak Ground Accerleration, PGA) เท่ากับ $0.127g$

4.1.5.1 พฤติกรรมของอาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหวพังทลาย (Collapse Earthquake)

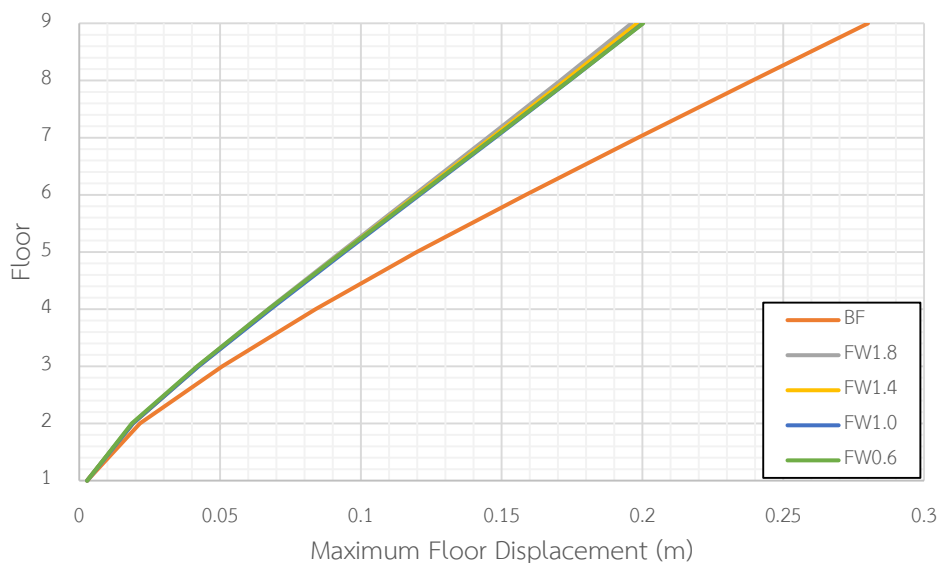
การเคลื่อนที่ชั้นหลังคาของอาคารที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Denali Alaska ที่มี PGA เท่ากับ $0.255g$ มีค่าลดลงจากอาคารที่ไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานมากที่สุดถึง 30.0% โดยอาคาร FW0.6 สามารถลดการเคลื่อนที่ได้สูงสุด 28.6% อาคาร FW1.0 สามารถลดการเคลื่อนที่ได้สูงสุด 28.6% อาคาร FW1.4 สามารถลดการเคลื่อนที่ได้สูงสุด 29.3% และอาคาร FW1.8 สามารถลดการเคลื่อนที่ได้สูงสุด 30.0% ตามตารางที่ 4.29 รูปที่ 4.64 และการเคลื่อนที่สูงสุดของแต่ละชั้นตามรูปที่ 4.65 พบว่า เมื่อเพิ่มความหนาแน่นของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานที่ติดตั้งให้กับอาคารตัวอย่างจะยิ่งลดการเคลื่อนที่ของอาคารได้มากขึ้นเพียงเล็กน้อย แต่ผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานยังแสดงให้เห็นว่าสามารถลดการเคลื่อนที่ของแต่ละชั้นได้อย่างมีประสิทธิภาพ

ตารางที่ 4.29 ค่าการเคลื่อนที่สูงสุดของแต่ละชั้นในอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว
Denali Alaska, Anchorage-DOI off. Of Aircraft (2002) ระดับพังทลาย

ชั้น	การเคลื่อนตัวของอาคารตัวอย่าง									
	Bare Frame		FW0.6		FW1.0		FW1.4		FW1.8	
	Disp. (m)	Red. (%)	Disp. (m)	Red. (%)	Disp. (m)	Red. (%)	Disp. (m)	Red. (%)	Disp. (m)	Red. (%)
Roof	0.280	-	0.200	28.6	0.200	28.6	0.198	29.3	0.196	30.0
8	0.239	-	0.174	27.2	0.174	27.2	0.173	27.6	0.171	28.5
7	0.198	-	0.147	25.8	0.148	25.3	0.146	26.3	0.145	26.8
6	0.159	-	0.120	24.5	0.121	23.9	0.120	24.5	0.119	25.2
5	0.120	-	0.094	22.7	0.094	22.7	0.094	22.7	0.093	22.5
4	0.084	-	0.067	20.2	0.068	19.0	0.068	19.0	0.067	20.2
3	0.051	-	0.042	17.6	0.042	17.6	0.042	17.6	0.042	17.6
2	0.022	-	0.019	13.6	0.019	13.6	0.019	13.6	0.019	13.6
1	0.003	-	0.003	-	0.003	-	0.003	-	0.003	-



รูปที่ 4.64 การเคลื่อนที่ที่ชั้นหลังคาแบบประวัติเวลาภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Denali Alaska, Anchorage-DOI off. Of Aircraft (2002) ระดับพังทลายของอาคารตัวอย่าง

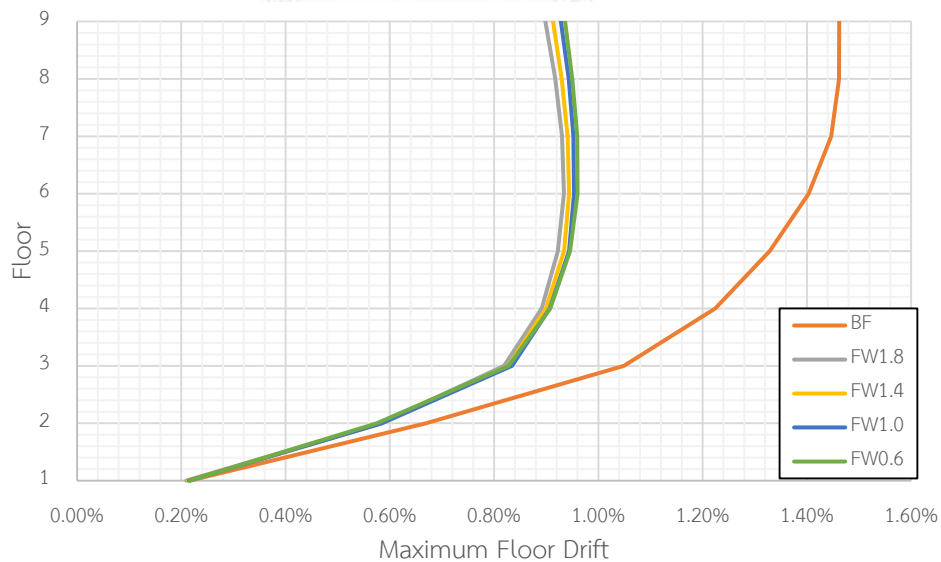


รูปที่ 4.65 การเคลื่อนที่สูงสุดในแต่ละชั้นภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Denali Alaska, Anchorage-DOI off. Of Aircraft (2002) ระดับพังทลายของอาคารที่ตัวอย่าง

การเคลื่อนที่สัมพัทธ์ของอาคารที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Denali Alaska ที่มี PGA เท่ากับ 0.255g มีค่าลดลงจากอาคารที่ไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานมากที่สุดถึง 38.4% โดยอาคาร FW0.6 สามารถลดการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ได้ 35.6% อาคาร FW1.0 สามารถลดการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ได้ 36.3% อาคาร FW1.4 สามารถลดการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ได้ 37.7% และอาคาร FW1.8 สามารถลดการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ได้ 38.4% ตามตารางที่ 4.30 และรูปที่ 4.66 แสดงให้เห็นว่า เมื่อเพิ่มความหนาแน่นของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานที่ติดตั้งให้กับอาคารตัวอย่างจะยิ่งลดการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ของอาคารตัวอย่างได้มากขึ้นเพียงเล็กน้อย แต่ผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานยังแสดงให้เห็นว่าสามารถลดการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ของอาคารได้อย่างมีประสิทธิภาพ

ตารางที่ 4.30 ค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์สูงสุดในแต่ละชั้นในอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว
Denali Alaska, Anchorage-DOI off. Of Aircraft (2002) ระดับพังทลาย

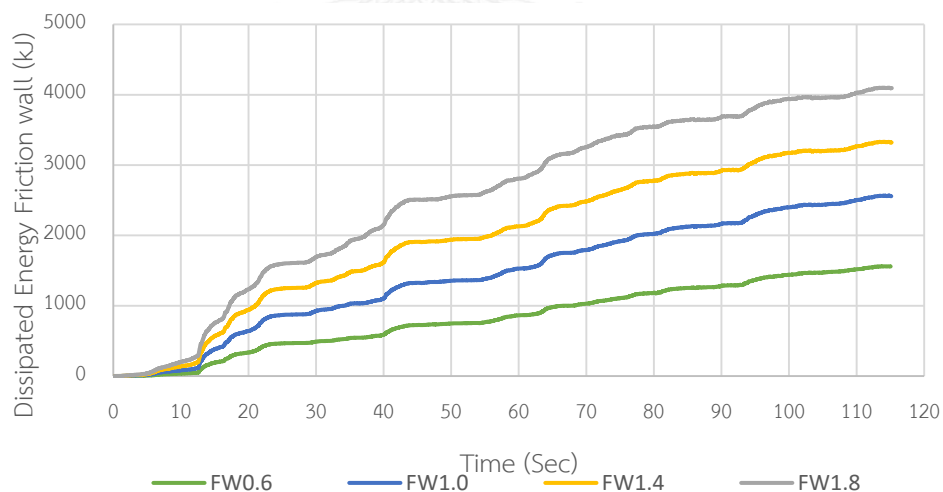
ชั้น	การเคลื่อนที่สัมพัทธ์ของอาคารตัวอย่าง									
	Bare Frame		FW0.6		FW1.0		FW1.4		FW1.8	
	Drift. (%)	Red. (%)	Drift. (%)	Red. (%)	Drift. (%)	Red. (%)	Drift. (%)	Red. (%)	Drift. (%)	Red. (%)
Roof	1.46	-	0.94	35.6	0.93	36.3	0.91	37.7	0.90	38.4
8	1.46	-	0.95	34.9	0.94	35.6	0.93	36.3	0.92	37.0
7	1.45	-	0.96	33.8	0.95	34.5	0.94	35.2	0.93	35.9
6	1.40	-	0.96	31.4	0.95	32.1	0.94	32.9	0.93	33.6
5	1.33	-	0.95	28.6	0.94	29.3	0.93	30.1	0.92	30.8
4	1.22	-	0.91	25.4	0.91	25.4	0.90	26.2	0.89	27.0
3	1.05	-	0.83	21.0	0.83	21.0	0.83	21.0	0.82	21.9
2	0.67	-	0.58	13.4	0.58	13.4	0.58	13.4	0.58	13.4
1	0.22	-	0.22	-	0.21	-	0.21	-	0.21	-



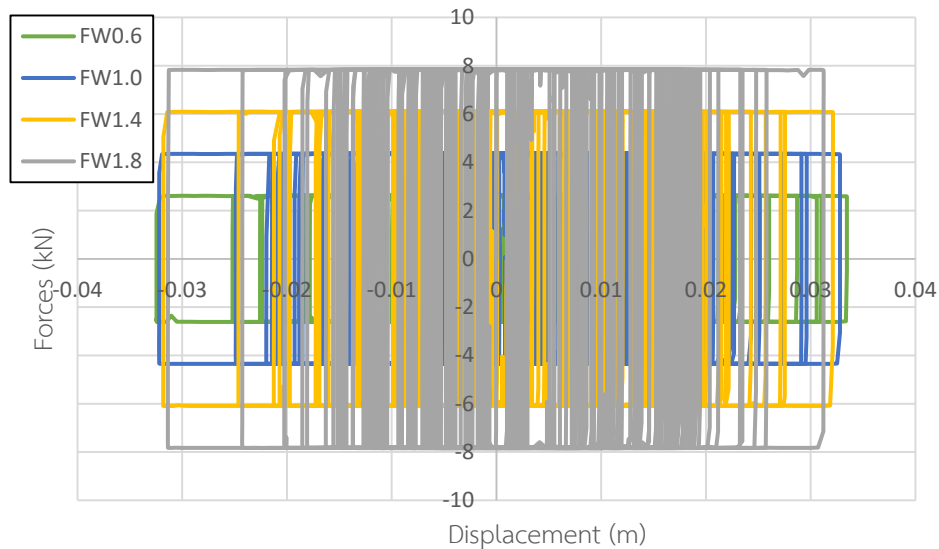
รูปที่ 4.66 การเคลื่อนที่สัมพัทธ์สูงสุดในแต่ละชั้นภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Denali Alaska,
Anchorage-DOI off. Of Aircraft (2002) ระดับพังทลายของอาคารตัวอย่าง

การสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Denali Alaska ที่มี PGA เท่ากับ 0.255g ตามรูปที่ 4.67 พบว่า การสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบ

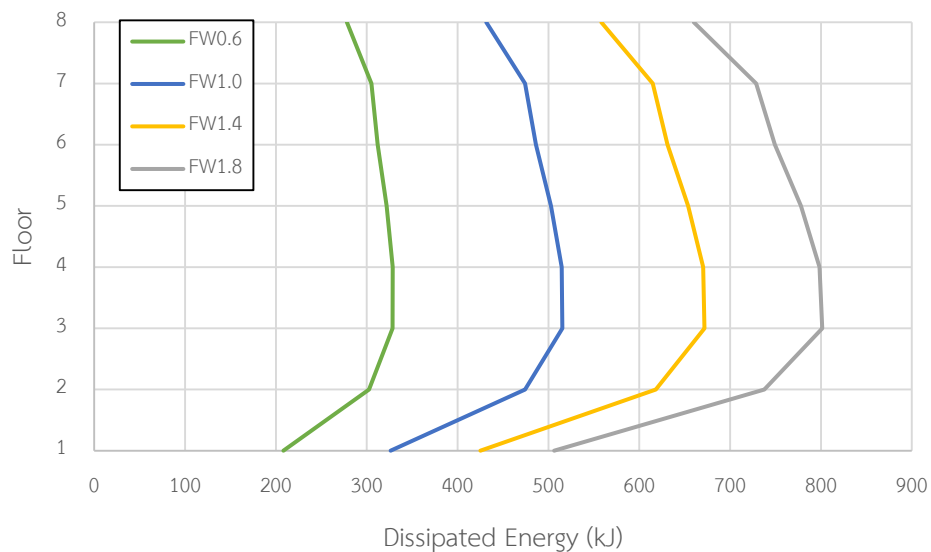
เสียดทานทั้งอาคารจะเพิ่มขึ้น เมื่อความหนาแน่นของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานเพิ่มขึ้นหรือ การเพิ่มขึ้นของแรงเสียดทานนั่นเอง อาคาร FW0.6 มีการสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานทั้งหมด 1558.1 kJ อาคาร FW1.0 มีการสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานทั้งหมด 2556.95 kJ อาคาร FW1.4 มีการสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานทั้งหมด 3322.55 kJ อาคาร FW1.8 มีการสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานทั้งหมด 4094.92 kJ การสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานสามารถหาได้จากพื้นที่วงรอบฮิสเทอริสิส ตามรูปที่ 4.68 ซึ่งจะพบว่า อาคารที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานที่มีความหนาแน่นของคอนกรีตสูงกว่าจะมีวงรอบของฮิสเทอริสิสที่แคบกว่าเพียงเล็กน้อย คือ มีการเคลื่อนตัวที่น้อยกว่าเพียงเล็กน้อยแต่แรงเสียดทานจะสูงกว่า ซึ่งเมื่อคิดพื้นที่วงรอบของฮิสเทอริสิสแล้วจะได้พื้นที่มากกว่าอาคารที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานที่มีความหนาแน่นของคอนกรีตต่ำกว่า และเมื่อทำการเปรียบเทียบพลังงานในแต่ละชั้นของทั้ง 4 อาคารที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานตามรูปที่ 4.69 พบว่า ในแต่ละชั้นจะมีการสลายพลังงานเพิ่มขึ้นตามความหนาแน่นของคอนกรีตในผนังสลายพลังงานแบบเสียดทาน โดยจะมีการสลายพลังงานสูงสุดอยู่ที่ชั้น 4 ซึ่งเป็นชั้นที่มีการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ของชั้น (Drift) สูงสุดเช่นกัน แสดงว่าตำแหน่งที่ควรติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานหรือเพิ่มแรงเสียดทานให้มากขึ้นอีกเพื่อให้สามารถทำงานได้อย่างมีประสิทธิภาพสูงสุดนั้น ควรจะติดตั้งในชั้นที่มีการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ของชั้นสูงสุด



รูปที่ 4.67 การสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานในอาคารภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Denali Alaska, Anchorage-DOI off. Of Aircraft (2002) ระดับพังทลาย



รูปที่ 4.68 วงรอบฮิสเทอริสิสของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานในอาคารตัวอย่างที่ชั้น 4 ภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Denali Alaska, Anchorage-DOI off. Of Aircraft (2002) ระดับพังทลาย



รูปที่ 4.69 การสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานในแต่ละชั้นของอาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหว Denali Alaska, Anchorage-DOI off. Of Aircraft (2002) ระดับพังทลาย ความเสียหายของอาคารตัวอย่างทั้งหมดจะถูกเปรียบเทียบด้วยร้อยละพื้นที่ความเสียหาย โดยแบ่งระดับออกเป็น 3 ระดับ คือ ความเสียหายระดับเข้าใช้งานได้ทันที (IO) ความเสียหายระดับปลอดภัยต่อชีวิต (LS) และความเสียหายระดับพังทลาย (CP) โดยแยกความเสียหายของชั้นส่วนเป็น 2 ประเภท คือ ความเสียหายในกำแพงรับแรงเฉือนและความเสียหายในชิ้นส่วนเสา จากการวิเคราะห์อาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหว Denali Alaska ที่มี PGA เท่ากับ 0.255g พบว่า กำแพงรับแรงเฉือนของอาคารที่ไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานจะมีความเสียหายสูงสุดอยู่ที่ระดับ

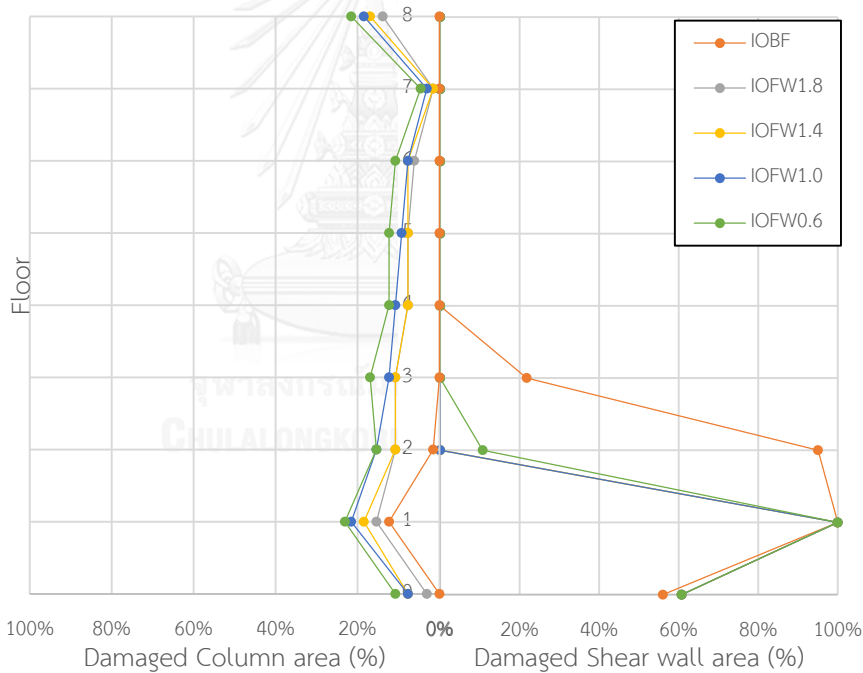
พังทลาย (CP) โดยมีร้อยละพื้นที่ความเสียหายสูงสุดเท่ากับ 21.8% เกิดขึ้นระหว่างชั้น 1 และ ชั้น 2 ส่วนอาคารที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานจะมีความเสียหายสูงสุดอยู่ที่ระดับปลอดภัยต่อชีวิต (LS) โดยมีร้อยละพื้นที่ความเสียหายสูงสุดเท่ากับ 53.9% โดยอาคาร FW0.6 มีค่าเท่ากับ 53.9% เกิดขึ้นระหว่างชั้น 1 และชั้น 2 อาคาร FW1.0 มีค่าเท่ากับ 43.2% เกิดขึ้นระหว่างชั้น 1 และชั้น 2 อาคาร FW1.4 มีค่าเท่ากับ 32.5% เกิดขึ้นระหว่างชั้น 1 และชั้น 2 และอาคาร FW1.8 มีค่าเท่ากับ 21.8% เกิดขึ้นระหว่างชั้น 1 และชั้น 2 ตามตารางที่ 4.31 รูปที่ 4.70-4.72 ซึ่งจะสังเกตเห็นได้ว่าอาคารที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานสามารถลดความเสียหายได้อย่างมีประสิทธิภาพโดยจะมีความเสียหายลดลงเมื่อเพิ่มความหนาแน่นของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทาน เมื่อพิจารณาส่วนเสาของอาคารที่ไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานจะอยู่ที่ระดับเข้าใช้งานได้ทันที (IO) เช่นเดียวกันกับอาคารที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานตามตารางที่ 4.32 คือ อาคารที่ไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานมีพื้นที่ร้อยละความเสียหายสูงสุดเท่ากับ 12.3 % อาคาร FW0.6 มีค่าเท่ากับ 23.1% อาคาร FW1.0 มีค่าเท่ากับ 21.5% FW1.4 มีค่าเท่ากับ 18.5% และอาคาร FW1.8 มีค่าเท่ากับ 15.4% โดยรูปแบบความเสียหายของเสาในอาคารที่ไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานจะไม่กระจายความเสียหายไปหลายๆชั้นแต่จะกระจุกตัวอยู่ที่ชั้นใดชั้นหนึ่งและเกิดความเสียหายเป็นบริเวณกว้างซึ่งต่างจากอาคารที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานที่จะมีความเสียหายกระจายไปในทุกชั้นเพียงด้านเดียวของอาคารตามรูปที่ 4.70 ซึ่งการกระจายตัวของความเสียหายแบบนี้เมื่ออาคารรับแรงแผ่นดินไหวที่รุนแรงมากและเกิดความเสียหายจนพังทลายอาคารจะพังทลายเพียงบริเวณเดียวเท่านั้นดังนั้นความเสียหายต่อชีวิตและทรัพย์สินจะเกิดขึ้นน้อย

ตารางที่ 4.31 ร้อยละพื้นที่ความเสียหายสูงสุดของกำแพงรับแรงเฉือนในอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Denali Alaska, Anchorage-DOI off. Of Aircraft (2002) ระดับพังทลาย

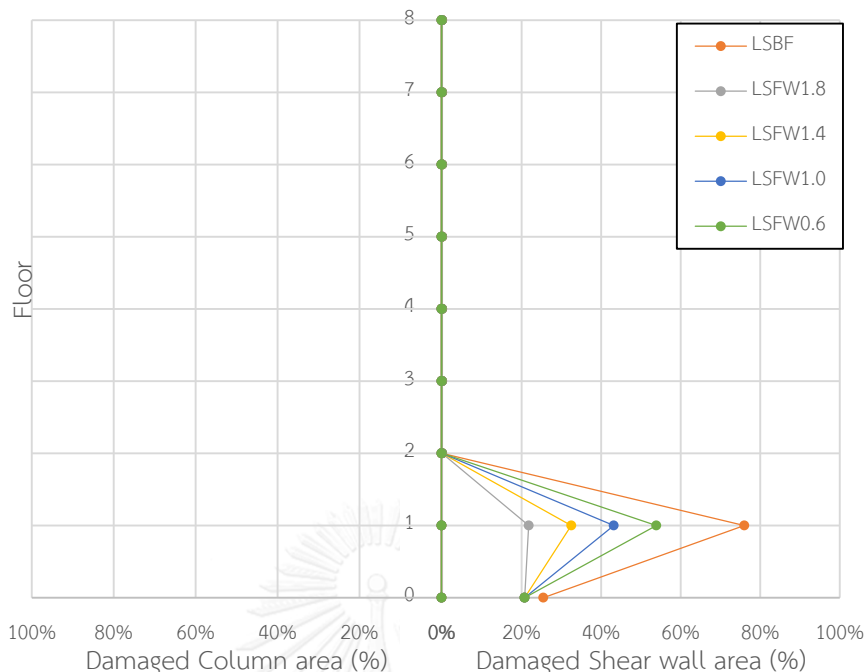
อาคาร ตัวอย่าง	ร้อยละพื้นที่ความเสียหาย (%)สูงสุดของกำแพงรับแรงเฉือนในอาคาร					
	IO		LS		CP	
	พื้นที่ (%)	ตำแหน่ง	พื้นที่ (%)	ตำแหน่ง	พื้นที่ (%)	ตำแหน่ง
Bare Frame	100	1-2	76.0	1-2	21.8	1-2
FW0.6	100	1-2	53.9	1-2	-	-
FW1.0	100	1-2	43.2	1-2	-	-
FW1.4	100	1-2	32.5	1-2	-	-
FW1.8	100	1-2	21.8	1-2	-	-

ตารางที่ 4.32 ร้อยละพื้นที่ความเสียหายสูงสุดของเสาในอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Denali Alaska, Anchorage-DOI off. Of Aircraft (2002) ระดับพังทลาย

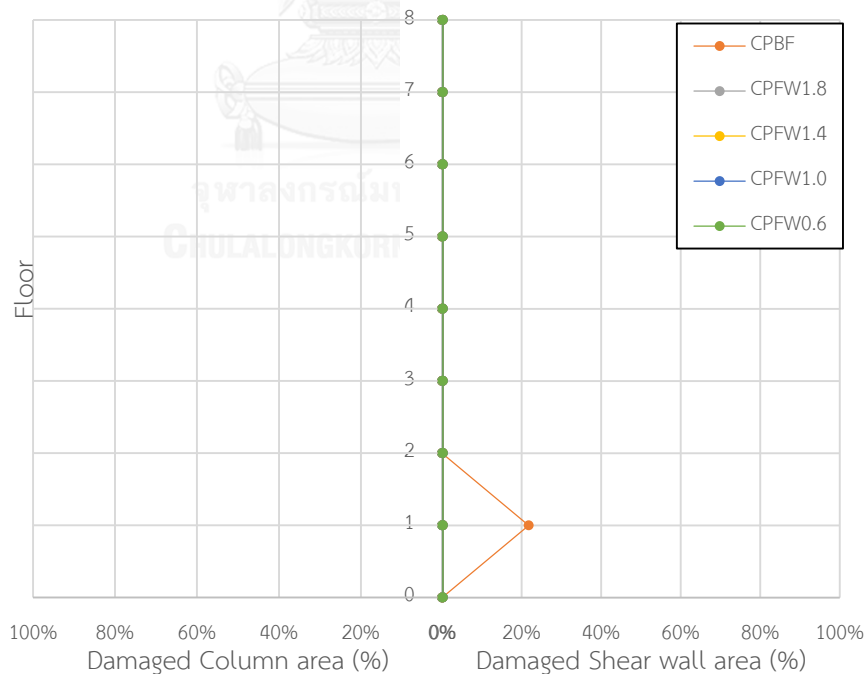
อาคาร ตัวอย่าง	พื้นที่ร้อยละความเสียหาย (%) สูงสุดในอาคาร					
	IO		LS		CP	
	พื้นที่ (%)	ตำแหน่ง	พื้นที่ (%)	ตำแหน่ง	พื้นที่ (%)	ตำแหน่ง
Bare Frame	12.3	1-2	-	-	-	-
FW0.6	23.1	1-2	-	-	-	-
FW1.0	21.5	1-2	-	-	-	-
FW1.4	18.5	1-2	-	-	-	-
FW1.8	15.4	1-2	-	-	-	-



รูปที่ 4.70 ร้อยละพื้นที่ความเสียหายในระดับเข้าใช้งานได้ทันที (IO) ของอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Denali Alaska, Anchorage-DOI off. Of Aircraft (2002) ระดับพังทลาย



รูปที่ 4.71 ร้อยละพื้นที่ความเสียหายในระดับปลอดภัยต่อชีวิต (LS) ของอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Denali Alaska, Anchorage-DOI off. Of Aircraft (2002) ระดับพังทลาย



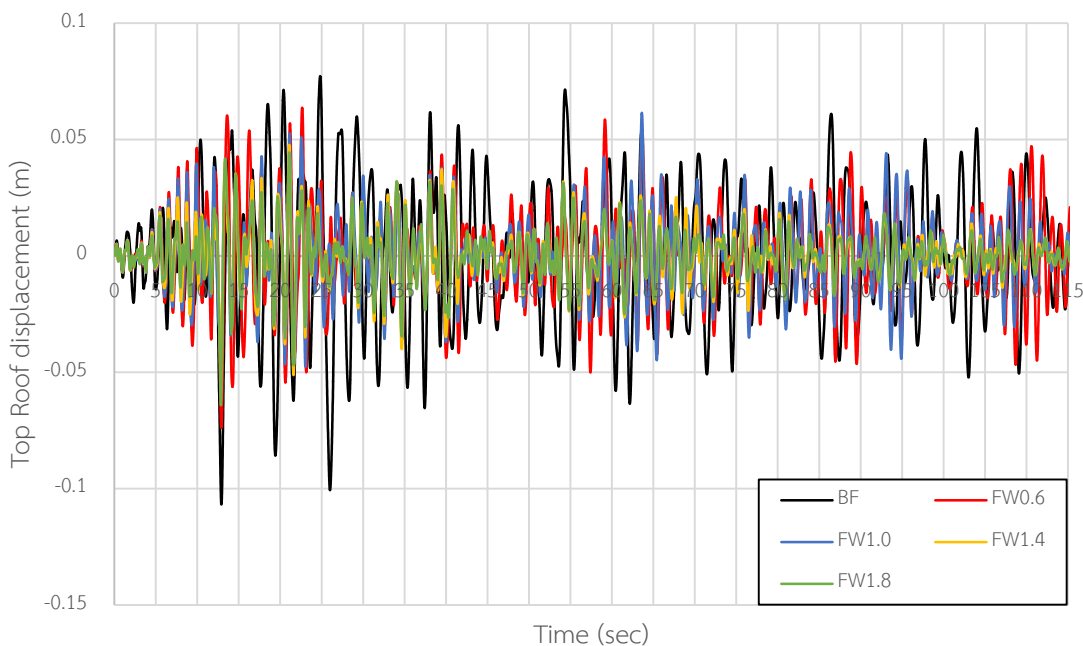
รูปที่ 4.72 ร้อยละพื้นที่ความเสียหายในระดับพังทลาย (CP) ของอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Denali Alaska, Anchorage-DOI off. Of Aircraft (2002) ระดับพังทลาย

4.1.5.2 พฤติกรรมของอาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหวออกแบบ (DBE)

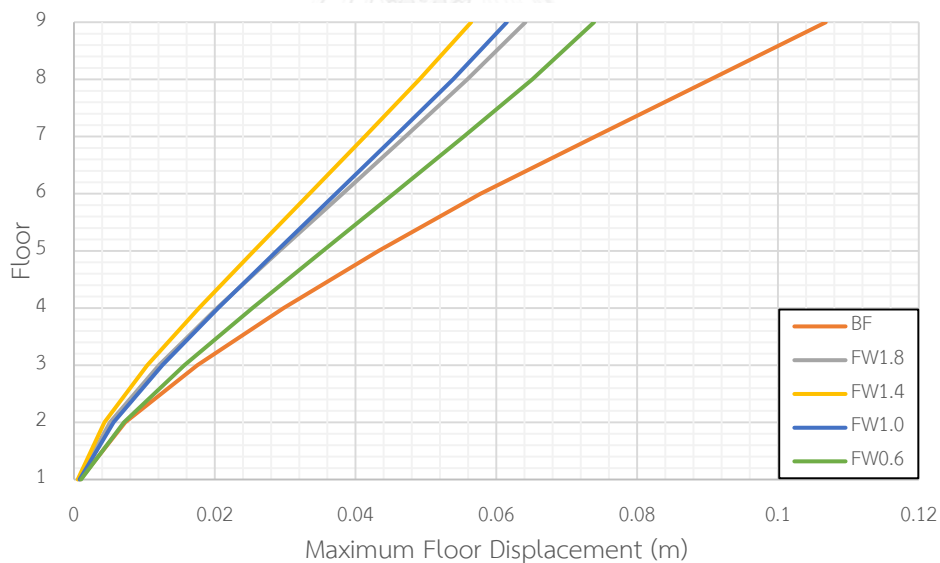
การเคลื่อนที่ชั้นหลังคาของอาคารที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Denali Alaska ที่มี PGA เท่ากับ 0.127g มีค่าลดลงจากอาคารที่ไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานมากที่สุดถึง 47.7% โดยอาคาร FW0.6 สามารถลดการเคลื่อนที่ได้สูงสุด 30.8% อาคาร FW1.0 สามารถลดการเคลื่อนที่ได้สูงสุด 43.0% อาคาร FW1.4 สามารถลดการเคลื่อนที่ได้สูงสุด 47.7% และอาคาร FW1.8 สามารถลดการเคลื่อนที่ได้สูงสุด 40.2% ตามตารางที่ 4.33 รูปที่ 4.73 และการเคลื่อนที่สูงสุดของแต่ละชั้นตามรูปที่ 4.74 พบว่า เมื่อเพิ่มความหนาแน่นของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานที่ติดตั้งให้กับอาคารตัวอย่างจะยิ่งลดการเคลื่อนที่ของอาคารได้มากขึ้นโดยอาคาร FW1.4 มีการเคลื่อนที่ของอาคารน้อยที่สุดอาจจะเนื่องจากค่าแรงเสียดทานนี้เป็นค่าแรงเสียดทานที่เหมาะสมที่ทำให้เกิดการเคลื่อนที่น้อยที่สุด และผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานยังแสดงให้เห็นว่าสามารถลดการเคลื่อนที่ของแต่ละชั้นได้อย่างมีประสิทธิภาพ

ตารางที่ 4.33 ค่าการเคลื่อนที่สูงสุดของแต่ละชั้นในอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Denali Alaska, Anchorage-DOI off. Of Aircraft (2002) ระดับออกแบบ

ชั้น	การเคลื่อนตัวของอาคารตัวอย่าง									
	Bare Frame		FW0.6		FW1.0		FW1.4		FW1.8	
	Disp. (m)	Red. (%)	Disp. (m)	Red. (%)	Disp. (m)	Red. (%)	Disp. (m)	Red. (%)	Disp. (m)	Red. (%)
Roof	0.107	-	0.074	30.8	0.061	43.0	0.056	47.7	0.064	40.2
8	0.090	-	0.065	27.8	0.054	40.0	0.049	45.6	0.056	37.8
7	0.074	-	0.055	25.7	0.046	37.8	0.041	44.6	0.047	36.5
6	0.058	-	0.045	22.4	0.037	36.2	0.033	43.1	0.038	34.5
5	0.043	-	0.035	18.6	0.029	32.6	0.026	39.5	0.029	32.6
4	0.030	-	0.025	16.7	0.020	33.3	0.018	40.0	0.020	33.3
3	0.018	-	0.016	11.1	0.013	27.8	0.010	44.4	0.012	33.3
2	0.007	-	0.007	0.0	0.006	14.3	0.004	42.9	0.005	28.6
1	0.001	-	0.001	-	0.001	-	0.001	-	0.001	-



รูปที่ 4.73 การเคลื่อนที่ชั้นหลังคาแบบประวัติเวลาภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Denali Alaska, Anchorage-DOI off. Of Aircraft (2002) ระดับออกแบบของอาคารตัวอย่าง



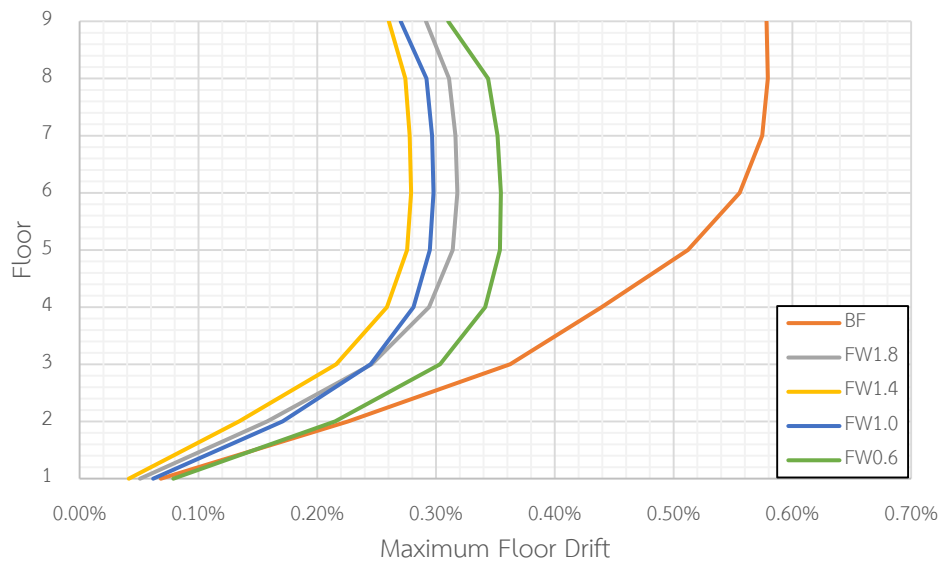
รูปที่ 4.74 การเคลื่อนที่สูงสุดในแต่ละชั้นภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Denali Alaska, Anchorage-DOI off. Of Aircraft (2002) ระดับออกแบบของอาคารตัวอย่าง

การเคลื่อนที่สัมพัทธ์ของอาคารที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Denali Alaska ที่มี PGA เท่ากับ $0.127g$ มีค่าลดลงจากอาคารที่ไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานมากที่สุดถึง 55.2% โดยอาคาร FW0.6 สามารถลดการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ได้ 46.6% อาคาร FW1.0 สามารถลดการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ได้ 53.4% อาคาร FW1.4 สามารถลดการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ได้ 55.2% และอาคาร FW1.8 สามารถลดการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ได้ 50.0% ตามตาราง

ที่ 4.34 และรูปที่ 4.75 แสดงให้เห็นว่า เมื่อเพิ่มความหนาแน่นของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานที่ติดตั้งให้กับอาคารตัวอย่างจะยิ่งลดการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ของอาคารตัวอย่างได้มากขึ้นโดยเฉพาะอาคาร FW1.4 ที่การเคลื่อนที่สัมพัทธ์ของอาคารต่ำที่สุดอาจจะเนื่องจากค่าแรงเสียดทานในอาคารเป็นค่าแรงเสียดทานที่เหมาะสมที่ทำให้อาคารเกิดการเคลื่อนที่สัมพัทธ์น้อยที่สุด แต่ผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานยังแสดงให้เห็นว่าสามารถลดการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ของอาคารได้อย่างมีประสิทธิภาพ

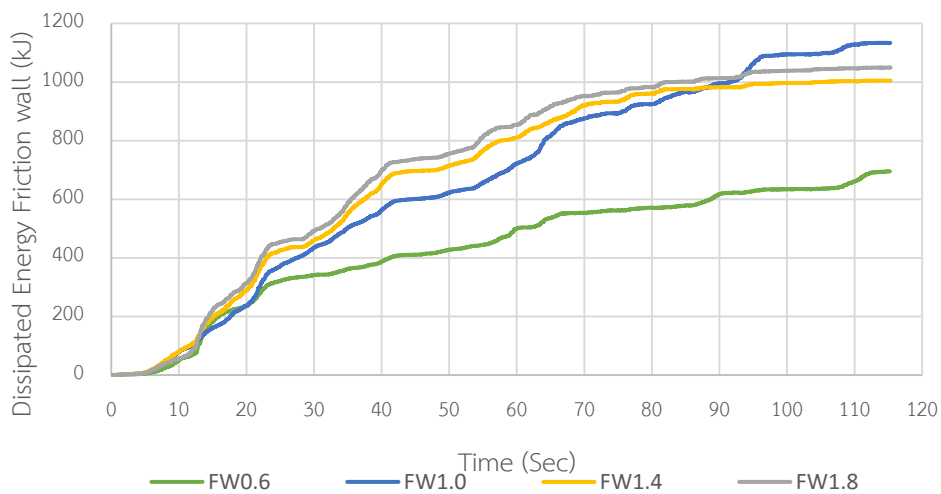
ตารางที่ 4.34 ค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์สูงสุดในแต่ละชั้นในอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Denali Alaska, Anchorage-DOI off. Of Aircraft (2002) ระดับออกแบบ

ชั้น	การเคลื่อนที่สัมพัทธ์ของอาคารตัวอย่าง									
	Bare Frame		FW0.6		FW1.0		FW1.4		FW1.8	
	Drift. (%)	Red. (%)	Drift. (%)	Red. (%)	Drift. (%)	Red. (%)	Drift. (%)	Red. (%)	Drift. (%)	Red. (%)
Roof	0.58	-	0.31	46.6	0.27	53.4	0.26	55.2	0.29	50.0
8	0.58	-	0.34	41.4	0.29	50.0	0.27	53.4	0.31	46.6
7	0.57	-	0.35	38.6	0.30	47.4	0.28	50.9	0.32	43.9
6	0.56	-	0.35	37.5	0.30	46.4	0.28	50.0	0.32	42.9
5	0.51	-	0.35	31.4	0.29	43.1	0.28	45.1	0.31	39.2
4	0.44	-	0.34	22.7	0.28	36.4	0.26	40.9	0.29	34.1
3	0.36	-	0.30	16.7	0.24	33.3	0.22	38.9	0.25	30.6
2	0.23	-	0.22	4.4	0.17	26.1	0.13	43.5	0.16	30.4
1	0.07	-	0.08	-	0.06	-	0.04	-	0.05	-

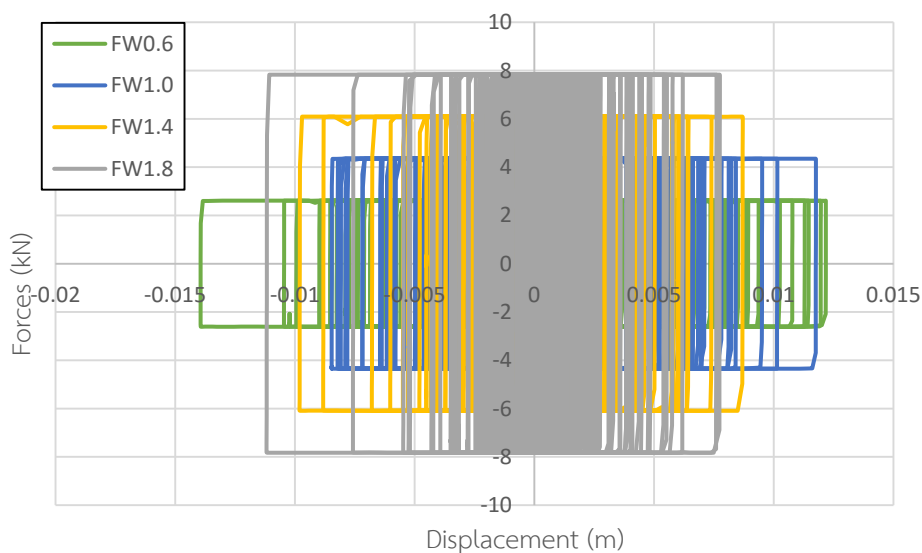


รูปที่ 4.75 การเคลื่อนที่สัมพัทธ์สูงสุดในแต่ละชั้นภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Denali Alaska, Anchorage-DOI off. Of Aircraft (2002) ระดับออกแบบของอาคารตัวอย่าง

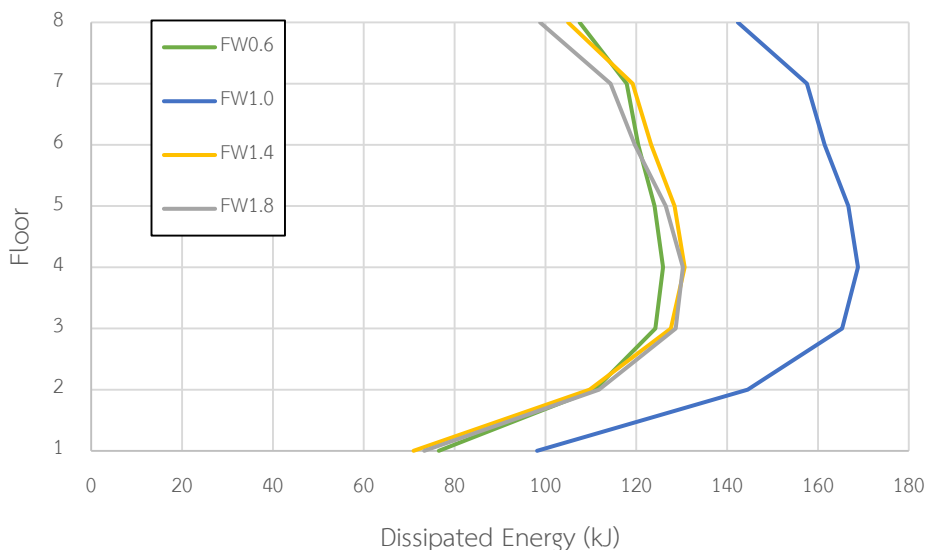
การสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Denali Alaska ที่มี PGA เท่ากับ 0.127g ตามรูปที่ 4.76 พบว่า การสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานทั้งอาคารจะเพิ่มขึ้น เมื่อความหนาแน่นของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานเพิ่มขึ้นหรือการเพิ่มขึ้นของแรงเสียดทานนั่นเอง อาคาร FW0.6 มีการสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานทั้งหมด 695.04 kJ อาคาร FW1.0 มีการสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานทั้งหมด 1134.00 kJ อาคาร FW1.4 มีการสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานทั้งหมด 1004.94 kJ อาคาร FW1.8 มีการสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานทั้งหมด 1049.44 kJ การสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานสามารถหาได้จากพื้นที่วงรอบฮิสเทอริสิส ตามรูปที่ 4.77 ซึ่งจะพบว่า อาคารที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานที่มีความหนาแน่นของคอนกรีตสูงกว่าจะมีวงรอบของฮิสเทอริสิสที่แคบกว่า คือ มีการเคลื่อนตัวที่น้อยกว่าแต่แรงเสียดทานจะสูงกว่า ซึ่งเมื่อคิดพื้นที่วงรอบของฮิสเทอริสิสแล้วจะได้พื้นที่มากกว่าอาคารที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานที่มีความหนาแน่นของคอนกรีตต่ำกว่าและเมื่อทำการเปรียบเทียบพลังงานในแต่ละชั้นของทั้ง 4 อาคารที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานตามรูปที่ 4.78 พบว่าในแต่ละชั้นจะมีการสลายพลังงานเพิ่มขึ้นตามความหนาแน่นของคอนกรีตในผนังสลายพลังงานแบบเสียดทาน โดยจะมีการสลายพลังงานสูงสุดอยู่ที่ชั้น 4 ซึ่งเป็นชั้นที่มีการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ของชั้น (Drift) สูงสุดเช่นกัน แสดงว่าตำแหน่งที่ควรติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานหรือเพิ่มแรงเสียดทานให้มากขึ้นอีกเพื่อให้สามารถทำงานได้อย่างมีประสิทธิภาพสูงสุดนั้นควรจะติดตั้งในชั้นที่มีการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ของชั้นสูงสุด



รูปที่ 4.76 การสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานในอาคารภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Denali Alaska, Anchorage-DOI off. Of Aircraft (2002) ระดับออกแบบ



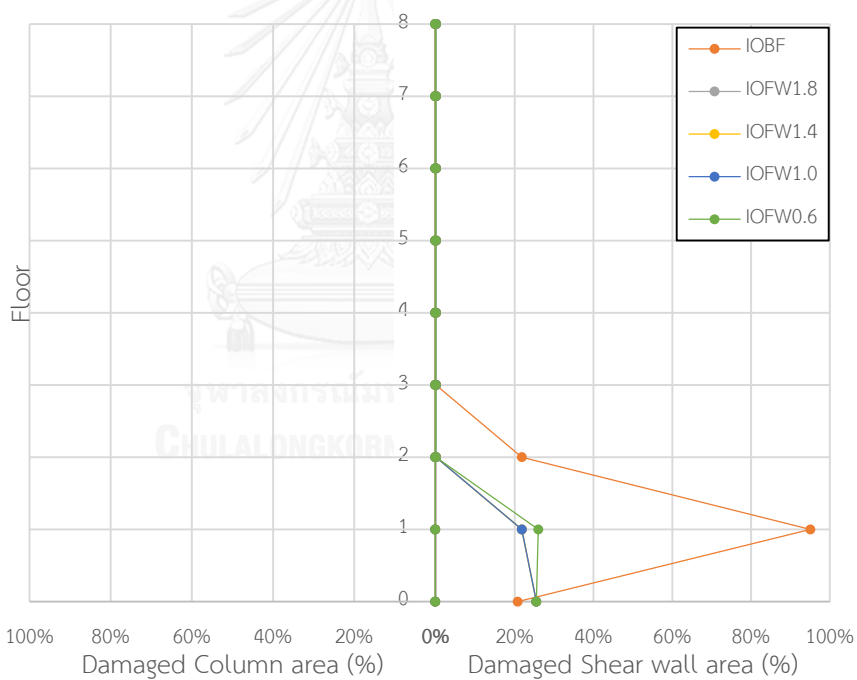
รูปที่ 4.77 วงรอบฮิสเทอริสิสของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานในอาคารตัวอย่างที่ชั้น 4 ภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Denali Alaska, Anchorage-DOI off. Of Aircraft (2002) ระดับออกแบบ



รูปที่ 4.78 การสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานในแต่ละชั้นของอาคารตัวอย่าง ภายใต้แผ่นดินไหว Denali Alaska, Anchorage-DOI off. Of Aircraft (2002) ระดับออกแบบ ความเสียหายของอาคารตัวอย่างทั้งหมดจะถูกเปรียบเทียบกับร้อยละพื้นที่ความเสียหาย โดยแบ่งระดับออกเป็น 3 ระดับ คือ ความเสียหายระดับเข้าใช้งานได้ทันที (IO) ความเสียหายระดับ ปลอดภัยต่อชีวิต (LS) และความเสียหายระดับพังทลาย (CP) โดยแยกความเสียหายของชั้นส่วนเป็น 2 ประเภท คือ ความเสียหายในกำแพงรับแรงเฉือนและความเสียหายในชิ้นส่วนเสา จากการวิเคราะห์ อาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหว Denali Alaska ที่มี PGA เท่ากับ 0.127g พบว่า กำแพงรับแรง เฉือนของอาคารที่ไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานจะมีความเสียหายสูงสุดอยู่ที่ระดับเข้าใ้ งานได้ทันที (IO) โดยมีร้อยละพื้นที่ความเสียหายสูงสุดเท่ากับ 95.1% เกิดขึ้นระหว่างชั้น 1 และ ชั้น2 ส่วนอาคารที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานจะมีความเสียหายสูงสุดอยู่ที่ระดับเข้าใ้ งานได้ทันที (IO) โดยอาคาร FW0.6 มีค่าเท่ากับ 26.0% เกิดขึ้นระหว่างชั้น 1 และชั้น 2 อาคาร FW1.0 มี ค่าเท่ากับ 25.5% เกิดขึ้นระหว่างฐานราก และชั้น 1 อาคาร FW1.4 มีค่าเท่ากับ 25.5% เกิดขึ้น ระหว่างฐานราก และชั้น 1 และอาคาร FW1.8 มีค่าเท่ากับ 25.5% เกิดขึ้นระหว่างฐานราก และชั้น 1 ตามตารางที่ 4.35 รูปที่ 4.79 ซึ่งจะสังเกตเห็นว่าอาคารที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทาน สามารถลดความเสียหายได้อย่างมีประสิทธิภาพ เมื่อพิจารณาส่วนเสาของอาคารที่ไม่ติดตั้งและติดตั้ง ผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานพบว่าไม่มีความเสียหายเกิดขึ้นเลย

ตารางที่ 4.35 ร้อยละพื้นที่ความเสียหายสูงสุดของกำแพงรับแรงเฉือนในอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Denali Alaska, Anchorage-DOI off. Of Aircraft (2002) ระดับออกแบบ

อาคาร ตัวอย่าง	ร้อยละพื้นที่ความเสียหาย (%)สูงสุดของกำแพงรับแรงเฉือนในอาคาร					
	IO		LS		CP	
	พื้นที่ (%)	ตำแหน่ง	พื้นที่ (%)	ตำแหน่ง	พื้นที่ (%)	ตำแหน่ง
Bare Frame	95.1	1-2	-	-	-	-
FW0.6	26.0	1-2	-	-	-	-
FW1.0	25.5	F-1	-	-	-	-
FW1.4	25.5	F-1	-	-	-	-
FW1.8	25.5	F-1	-	-	-	-



รูปที่ 4.79 ร้อยละพื้นที่ความเสียหายในระดับเข้าใช้งานได้ทันที (IO) ของอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Denali Alaska, Anchorage-DOI off. Of Aircraft (2002) ระดับออกแบบ

4.1.6 พฤติกรรมของอาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหว Parkfield-02 CA, Hollister-City Hall Annex (2004)

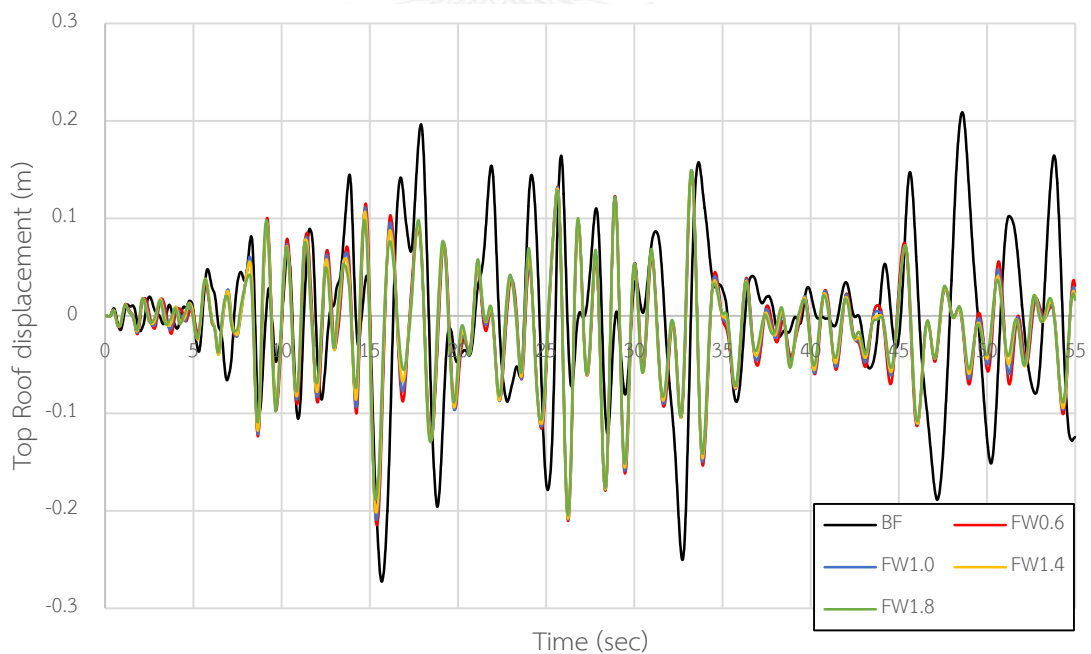
จากการวิเคราะห์การตอบสนองของอาคารตัวอย่างทั้งอาคารที่ไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทาน (Bare frame) อาคารที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานที่มีความหนาแน่นของผนังเท่ากับ 0.6 tons/m^3 (FW0.6) อาคารที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานที่มีความหนาแน่นของผนังเท่ากับ 1.0 tons/m^3 (FW1.0) อาคารที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานที่มีความหนาแน่นของผนังเท่ากับ 1.4 tons/m^3 (FW1.4) และอาคารที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานที่มีความหนาแน่นของผนังเท่ากับ 1.8 tons/m^3 (FW1.8) ภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Parkfield-02 CA, Hollister-City-Hall Annex ที่ระดับพังทลาย (Collapse Earthquake) ที่มีความเร่งสูงสุดที่พื้นดิน (Peak Ground Accerleration, PGA) เท่ากับ $0.179g$ และที่ระดับออกแบบ (DBE) ที่มีความเร่งสูงสุดที่พื้นดิน (Peak Ground Accerleration, PGA) เท่ากับ $0.090g$

4.1.6.1 พฤติกรรมของอาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหวพังทลาย (Collapse Earthquake)

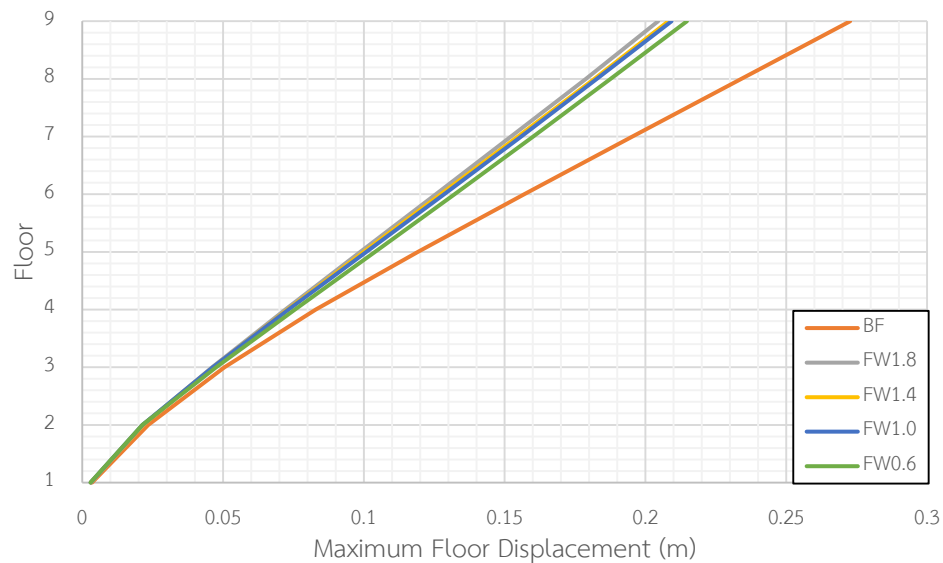
การเคลื่อนที่ชั้นหลังคาของอาคารที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Parkfield-02 CA, Hollister-City-Hall Annex ที่มี PGA เท่ากับ $0.179g$ มีค่าลดลงจากอาคารที่ไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานมากที่สุดถึง 25.3% โดยอาคาร FW0.6 สามารถลดการเคลื่อนที่ได้สูงสุด 21.2% อาคาร FW1.0 สามารถลดการเคลื่อนที่ได้สูงสุด 23.4% อาคาร FW1.4 สามารถลดการเคลื่อนที่ได้สูงสุด 23.8% และอาคาร FW1.8 สามารถลดการเคลื่อนที่ได้สูงสุด 25.3% ตามตารางที่ 4.36 รูปที่ 4.80 และการเคลื่อนที่สูงสุดของแต่ละชั้นตามรูปที่ 4.81 พบว่า เมื่อเพิ่มความหนาแน่นของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานที่ติดตั้งให้กับอาคารตัวอย่างจะยิ่งลดการเคลื่อนที่ของอาคารได้มากขึ้นเล็กน้อย แต่ผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานยังแสดงให้เห็นว่าสามารถลดการเคลื่อนที่ของแต่ละชั้นได้อย่างมีประสิทธิภาพ

ตารางที่ 4.36 ค่าการเคลื่อนที่สูงสุดของแต่ละชั้นในอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว
Parkfield-02 CA, Hollister-City Hall Annex (2004) ระดับพังทลาย

ชั้น	การเคลื่อนตัวของอาคารตัวอย่าง									
	Bare Frame		FW0.6		FW1.0		FW1.4		FW1.8	
	Disp. (m)	Red. (%)	Disp. (m)	Red. (%)	Disp. (m)	Red. (%)	Disp. (m)	Red. (%)	Disp. (m)	Red. (%)
Roof	0.273	-	0.215	21.2	0.209	23.4	0.208	23.8	0.204	25.3
8	0.234	-	0.188	19.7	0.183	21.8	0.182	22.2	0.179	23.5
7	0.195	-	0.160	17.9	0.156	20.0	0.155	20.5	0.152	22.1
6	0.157	-	0.132	15.9	0.129	17.8	0.127	19.1	0.126	19.7
5	0.119	-	0.104	12.6	0.101	15.1	0.100	16.0	0.099	16.8
4	0.083	-	0.076	8.4	0.073	12.0	0.073	12.0	0.072	13.2
3	0.051	-	0.048	5.9	0.046	9.8	0.046	9.8	0.046	9.8
2	0.023	-	0.021	8.7	0.021	8.7	0.022	4.3	0.022	4.3
1	0.004	-	0.003	-	0.003	-	0.003	-	0.003	-



รูปที่ 4.80 การเคลื่อนที่ที่ชั้นหลังคาแบบประวัติเวลาภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Parkfield-02 CA,
Hollister-City Hall Annex (2004) ระดับพังทลายของอาคารตัวอย่าง

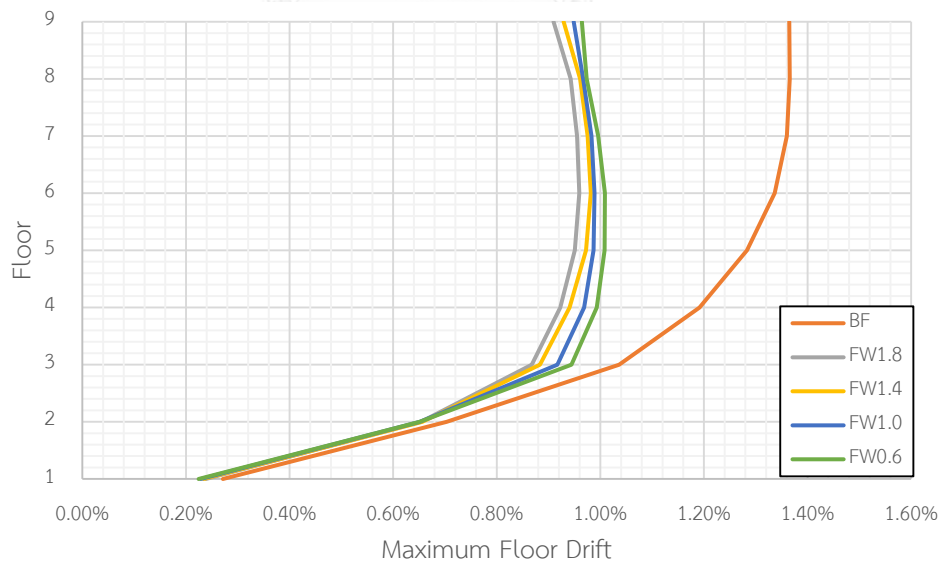


รูปที่ 4.81 การเคลื่อนที่สูงสุดในแต่ละชั้นภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Parkfield-02 CA, Hollister-City Hall Annex (2004) ระดับพังทลายของอาคารที่ตัวอย่าง

การเคลื่อนที่สัมพัทธ์ของอาคารที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Parkfield-02 CA, Hollister-City-Hall Annex ที่มี PGA เท่ากับ 0.179g มีค่าลดลงจากอาคารที่ไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานมากที่สุดถึง 33.1% โดยอาคาร FW0.6 สามารถลดการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ได้ 29.4% อาคาร FW1.0 สามารถลดการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ได้ 30.1% อาคาร FW1.4 สามารถลดการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ได้ 31.6% และอาคาร FW1.8 สามารถลดการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ได้ 33.1% ตามตารางที่ 4.37 และรูปที่ 4.82 แสดงให้เห็นว่า เมื่อเพิ่มความหนาแน่นของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานที่ติดตั้งให้กับอาคารตัวอย่างจะยิ่งลดการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ของอาคารตัวอย่างได้มากขึ้นเพียงเล็กน้อย แต่ผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานยังแสดงให้เห็นว่าสามารถลดการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ของอาคารได้อย่างมีประสิทธิภาพ

ตารางที่ 4.37 ค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์สูงสุดในแต่ละชั้นในอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว
Parkfield-02 CA, Hollister-City Hall Annex (2004) ระดับพังทลาย

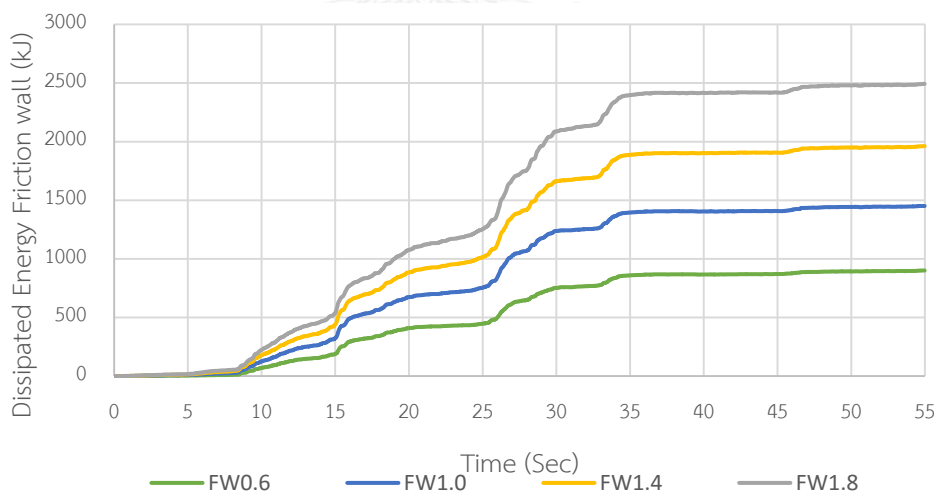
ชั้น	การเคลื่อนที่สัมพัทธ์ของอาคารตัวอย่าง									
	Bare Frame		FW0.6		FW1.0		FW1.4		FW1.8	
	Drift. (%)	Red. (%)	Drift. (%)	Red. (%)	Drift. (%)	Red. (%)	Drift. (%)	Red. (%)	Drift. (%)	Red. (%)
Roof	1.36	-	0.96	29.4	0.95	30.1	0.93	31.6	0.91	33.1
8	1.37	-	0.97	29.2	0.97	29.2	0.96	29.9	0.94	31.4
7	1.36	-	1.00	26.5	0.98	27.9	0.98	27.9	0.96	29.4
6	1.34	-	1.01	24.6	0.99	26.1	0.98	26.9	0.96	28.4
5	1.28	-	1.01	21.1	0.99	22.7	0.97	24.2	0.95	25.8
4	1.19	-	0.99	16.8	0.97	18.5	0.94	21.0	0.92	22.7
3	1.04	-	0.94	9.6	0.92	11.5	0.88	15.4	0.87	16.3
2	0.70	-	0.65	7.1	0.65	7.1	0.66	5.7	0.65	7.1
1	0.27	-	0.20	-	0.23	-	0.23	-	0.24	-



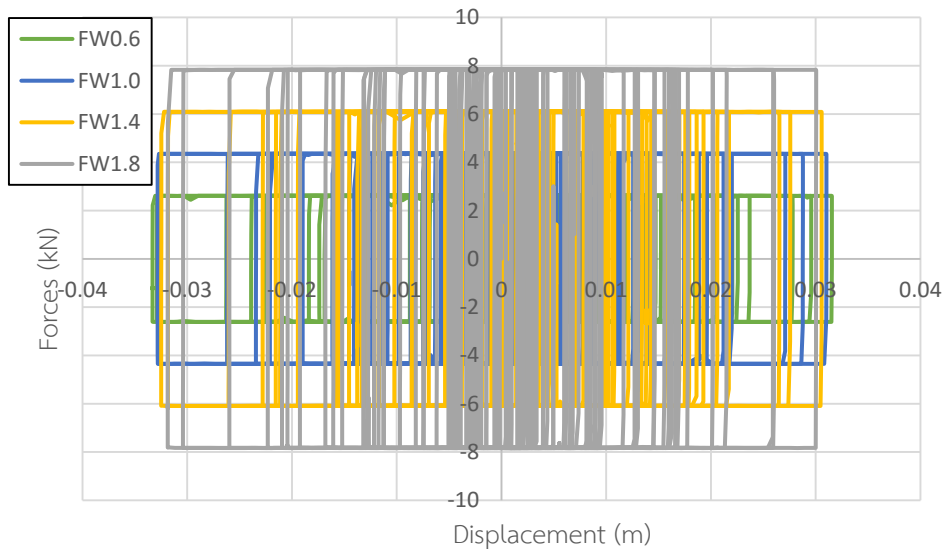
รูปที่ 4.82 การเคลื่อนที่สัมพัทธ์สูงสุดในแต่ละชั้นภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Parkfield-02 CA,
Hollister-City Hall Annex (2004) ระดับพังทลายของอาคารตัวอย่าง

การสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Parkfield-02 CA, Hollister-City-Hall Annex ที่มี PGA เท่ากับ 0.179g ตามรูปที่ 4.83 พบว่า การสลาย

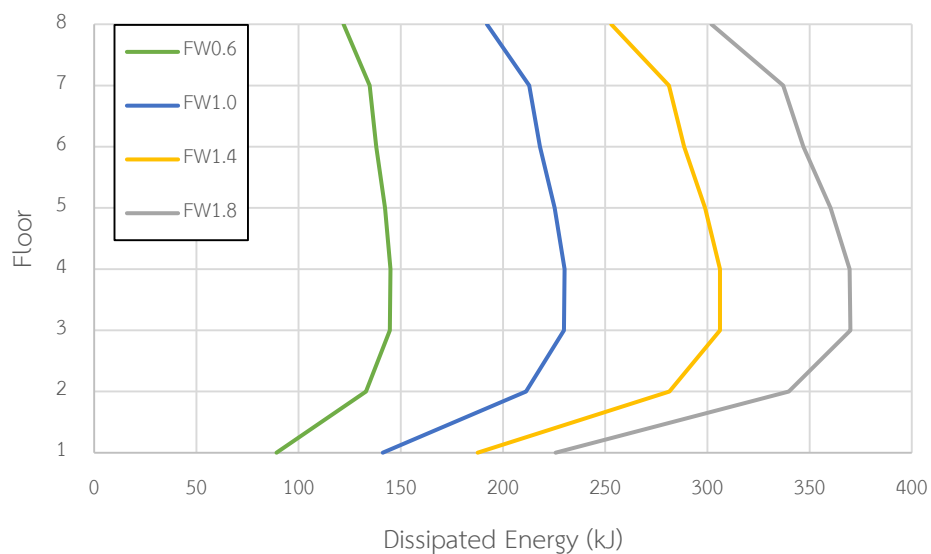
พลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานทั้งอาคารจะเพิ่มขึ้น เมื่อความหนาแน่นของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานเพิ่มขึ้นหรือการเพิ่มขึ้นของแรงเสียดทานนั่นเอง อาคาร FW0.6 มีการสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานทั้งหมด 900.49 kJ อาคาร FW1.0 มีการสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานทั้งหมด 1451.75 kJ อาคาร FW1.4 มีการสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานทั้งหมด 1961.65 kJ อาคาร FW1.8 มีการสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานทั้งหมด 2493.2 kJ การสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานสามารถหาได้จากพื้นที่วงรอบฮิสเทอริสิส ตามรูปที่ 4.84 ซึ่งจะพบว่า อาคารที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานที่มีความหนาแน่นของคอนกรีตสูงกว่าจะมีวงรอบของฮิสเทอริสิสที่แคบกว่าเพียงเล็กน้อย คือ มีการเคลื่อนตัวที่น้อยกว่าเพียงเล็กน้อยแต่แรงเสียดทานจะสูงกว่า ซึ่งเมื่อคิดพื้นที่วงรอบของฮิสเทอริสิสแล้วจะได้พื้นที่มากกว่าอาคารที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานที่มีความหนาแน่นของคอนกรีตต่ำกว่าและเมื่อทำการเปรียบเทียบพลังงานในแต่ละชั้นของทั้ง 4 อาคารที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานตามรูปที่ 4.85 พบว่า ในแต่ละชั้นจะมีการสลายพลังงานเพิ่มขึ้นตามความหนาแน่นของคอนกรีตในผนังสลายพลังงานแบบเสียดทาน โดยจะมีการสลายพลังงานสูงสุดอยู่ที่ชั้น 5 ซึ่งเป็นชั้นที่มีการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ของชั้น (Drift) สูงสุดเช่นกัน แสดงว่าตำแหน่งที่ควรติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานหรือเพิ่มแรงเสียดทานให้มากขึ้นอีกเพื่อให้สามารถทำงานได้อย่างมีประสิทธิภาพสูงที่สุดนั้นควรจะติดตั้งในชั้นที่มีการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ของชั้นสูงสุด



รูปที่ 4.83 การสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานในอาคารภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Parkfield-02 CA, Hollister-City Hall Annex (2004) ระดับพังทลาย



รูปที่ 4.84 วงรอบฮิสเทอริซิสของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานในอาคารตัวอย่างที่ชั้น 4 ภายใต้อิทธิพลแผ่นดินไหว Parkfield-02 CA, Hollister-City Hall Annex (2004) ระดับพังทลาย



รูปที่ 4.85 การสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานในแต่ละชั้นของอาคารตัวอย่าง ภายใต้อิทธิพลแผ่นดินไหว Parkfield-02 CA, Hollister-City Hall Annex (2004) ระดับพังทลาย

ความเสียหายของอาคารตัวอย่างทั้งหมดจะถูกเปรียบเทียบกับร้อยละพื้นที่ความเสียหาย โดยแบ่งระดับออกเป็น 3 ระดับ คือ ความเสียหายระดับเข้าใช้งานได้ทันที (IO) ความเสียหายระดับปลอดภัยต่อชีวิต (LS) และความเสียหายระดับพังทลาย (CP) โดยแยกความเสียหายของชั้นส่วนเป็น 2 ประเภท คือ ความเสียหายในกำแพงรับแรงเฉือนและความเสียหายในชิ้นส่วนเสา จากการวิเคราะห์อาคารตัวอย่างภายใต้อิทธิพลแผ่นดินไหว Parkfield-02 CA, Hollister-City-Hall Annex ที่มี PGA เท่ากับ 0.179g พบว่า กำแพงรับแรงเฉือนของอาคารที่ไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานจะมีความ

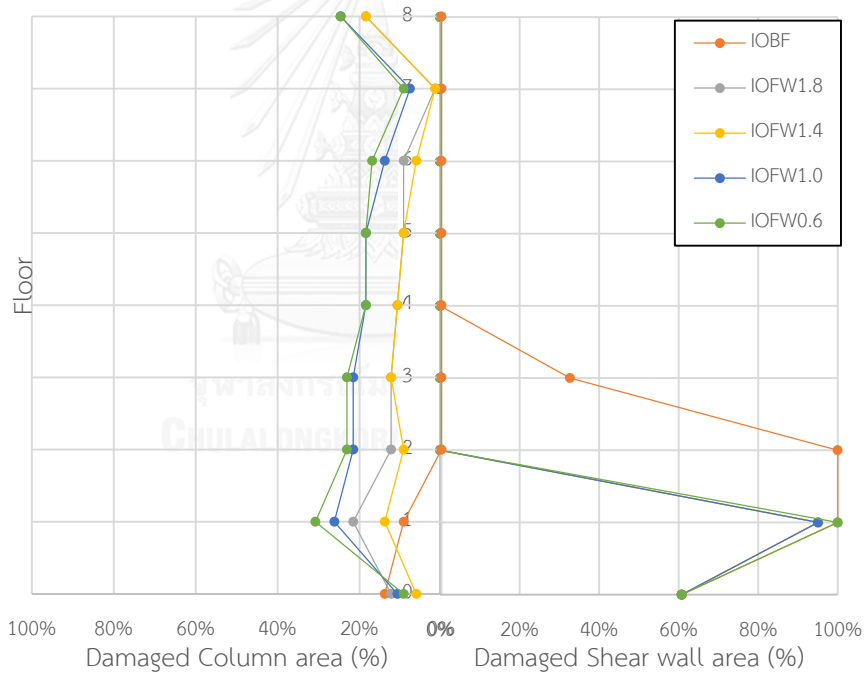
เสียหายสูงสุดอยู่ที่ระดับพังทลาย (CP) โดยมีร้อยละพื้นที่ความเสียหายสูงสุดเท่ากับ 36.0% เกิดขึ้นระหว่างฐานราก และ ชั้น 1 ส่วนอาคารที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานจะมีความเสียหายสูงสุดอยู่ที่ระดับปลอดภัยต่อชีวิต (LS) โดยมีร้อยละพื้นที่ความเสียหายสูงสุดเท่ากับ 53.9% โดยอาคาร FW0.6 มีค่าเท่ากับ 53.9% เกิดขึ้นระหว่างชั้น 1 และชั้น 2 อาคาร FW1.0 มีค่าเท่ากับ 53.9% เกิดขึ้นระหว่างชั้น 1 และชั้น 2 อาคาร FW1.4 มีค่าเท่ากับ 53.9% เกิดขึ้นระหว่างชั้น 1 และชั้น 2 และอาคาร FW1.8 มีค่าเท่ากับ 53.9% เกิดขึ้นระหว่างชั้น 1 และชั้น 2 ตามตารางที่ 4.38 รูปที่ 4.86-4.88 ซึ่งจะสังเกตเห็นได้ว่าอาคารที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานสามารถลดความเสียหายได้อย่างมีประสิทธิภาพ เมื่อพิจารณาส่วนเสาของอาคารที่ไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานจะอยู่ที่ระดับเข้าใช้งานได้ทันที (IO) เช่นเดียวกันกับอาคารที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานตามตารางที่ 4.39 คือ อาคารที่ไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานมีพื้นที่ร้อยละความเสียหายสูงสุดเท่ากับ 13.8% อาคาร FW0.6 มีค่าเท่ากับ 30.8% อาคาร FW1.0 มีค่าเท่ากับ 26.2% FW1.4 มีค่าเท่ากับ 13.8% และอาคาร FW1.8 มีค่าเท่ากับ 21.5% โดยรูปแบบความเสียหายของเสาในอาคารที่ไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานจะไม่กระจายความเสียหายไปหลายๆชั้น แต่จะกระจุกตัวอยู่ที่ชั้นใดชั้นหนึ่งและเกิดความเสียหายเป็นบริเวณกว้างซึ่งต่างจากอาคารที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานที่จะมีความเสียหายกระจายไปในทุกชั้นเพียงด้านเดียวของอาคารตามรูปที่ 4.86 ซึ่งการกระจายตัวของความเสียหายแบบนี้เมื่ออาคารรับแรงแผ่นดินไหวที่รุนแรงมากและเกิดความเสียหายจนพังทลายอาคารจะพังทลายเพียงบริเวณเดียวเท่านั้นดังนั้นความเสียหายต่อชีวิตและทรัพย์สินจะเกิดขึ้นน้อย

ตารางที่ 4.38 ร้อยละพื้นที่ความเสียหายสูงสุดของกำแพงรับแรงเฉือนในอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Parkfield-02 CA, Hollister-City Hall Annex (2004) ระดับพังทลาย

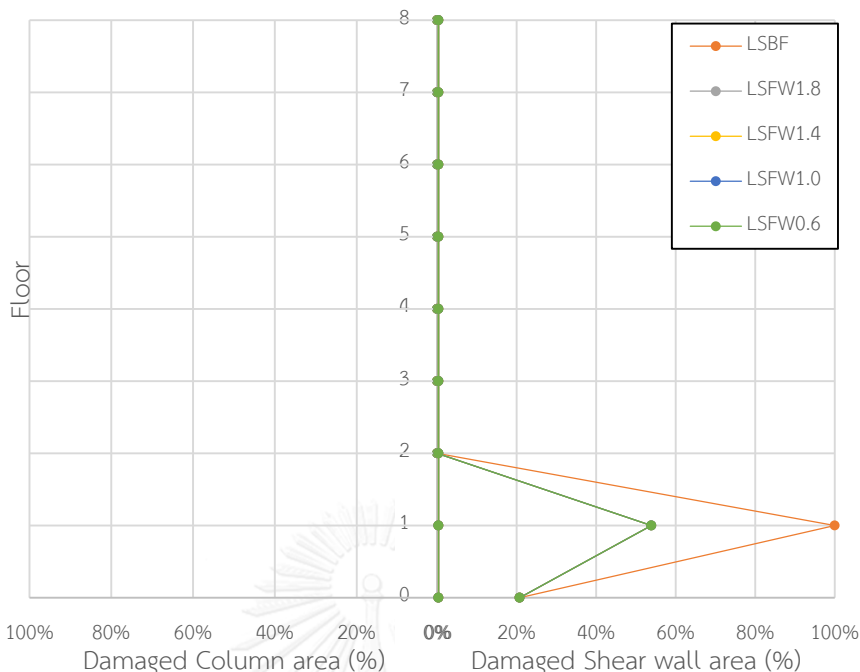
อาคาร ตัวอย่าง	ร้อยละพื้นที่ความเสียหาย (%)สูงสุดของกำแพงรับแรงเฉือนในอาคาร					
	IO		LS		CP	
	พื้นที่ (%)	ตำแหน่ง	พื้นที่ (%)	ตำแหน่ง	พื้นที่ (%)	ตำแหน่ง
Bare Frame	100	1-2	100	1-2	36.0	F-1
FW0.6	100	1-2	53.9	1-2	-	-
FW1.0	95.1	1-2	53.9	1-2	-	-
FW1.4	95.1	1-2	53.9	1-2	-	-
FW1.8	95.1	1-2	53.9	1-2	-	-

ตารางที่ 4.39 ร้อยละพื้นที่ความเสียหายสูงสุดของเสาในอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว
Parkfield-02 CA, Hollister-City Hall Annex (2004) ระดับพังทลาย

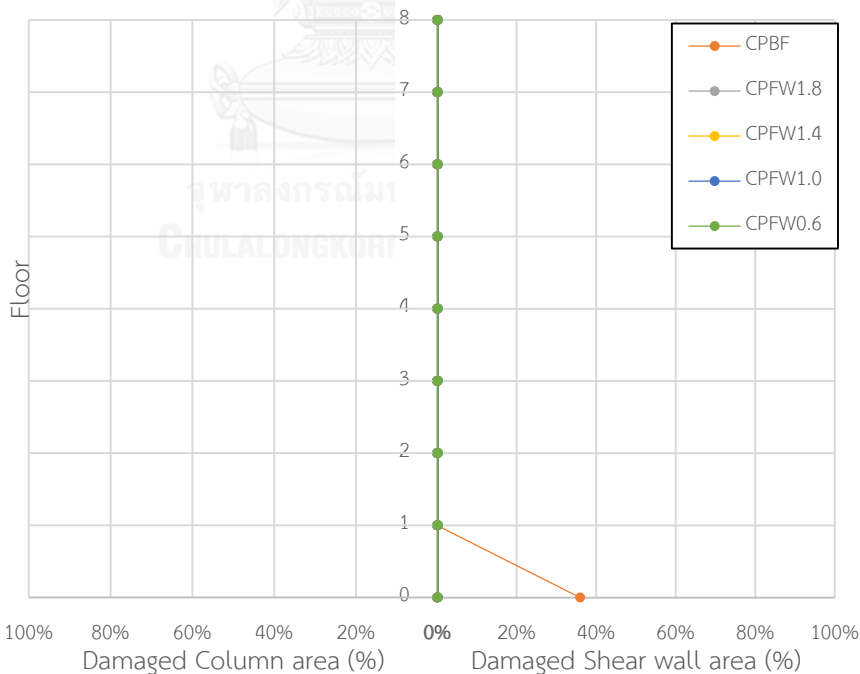
อาคาร ตัวอย่าง	พื้นที่ร้อยละความเสียหาย (%) สูงสุดในอาคาร					
	IO		LS		CP	
	พื้นที่ (%)	ตำแหน่ง	พื้นที่ (%)	ตำแหน่ง	พื้นที่ (%)	ตำแหน่ง
Bare Frame	13.8	F-1	-	-	-	-
FW0.6	30.8	1-2	-	-	-	-
FW1.0	26.2	1-2	-	-	-	-
FW1.4	13.8	1-2	-	-	-	-
FW1.8	21.5	1-2	-	-	-	-



รูปที่ 4.86 ร้อยละพื้นที่ความเสียหายในระดับเข้าใช้งานได้ทันที (IO) ของอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Parkfield-02 CA, Hollister-City Hall Annex (2004) ระดับพังทลาย



รูปที่ 4.87 ร้อยละพื้นที่ความเสียหายในระดับปลอดภัยต่อชีวิต (LS) ของอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Parkfield-02 CA, Hollister-City Hall Annex (2004) ระดับพังทลาย



รูปที่ 4.88 ร้อยละพื้นที่ความเสียหายในระดับพังทลาย (CP) ของอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Parkfield-02 CA, Hollister-City Hall Annex (2004) ระดับพังทลาย

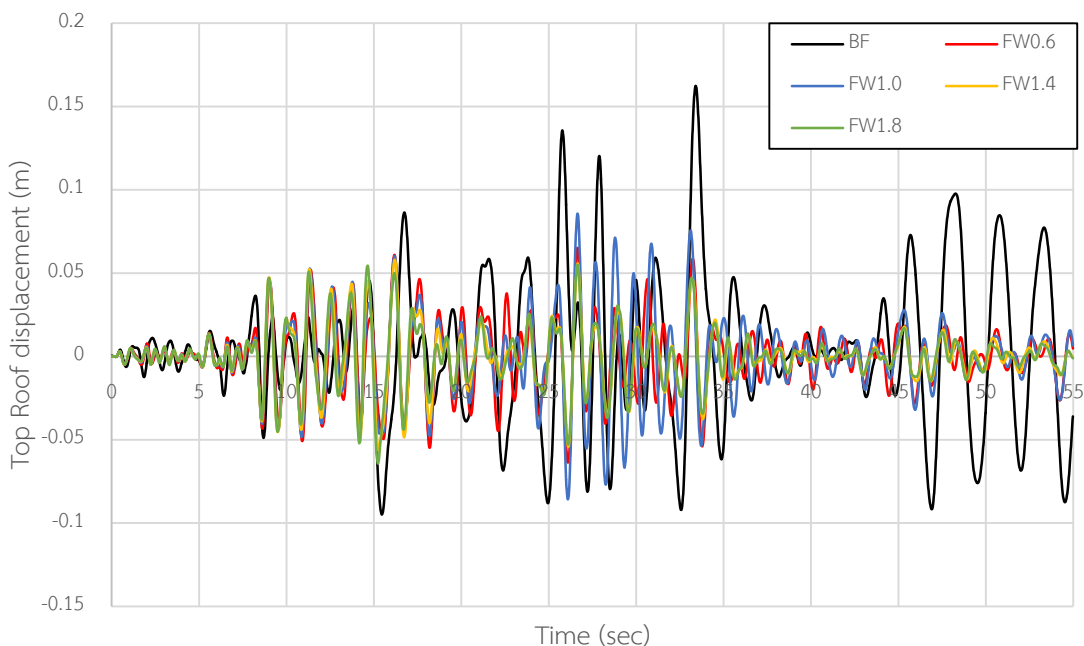
4.1.6.2 พฤติกรรมของอาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหวออกแบบ (DBE)

การเคลื่อนที่ชั้นหลังคาของอาคารที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Parkfield-02 CA, Hollister-City-Hall Annex ที่มี PGA เท่ากับ 0.090g มีค่าลดลงจากอาคารที่ไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานมากที่สุดถึง 63.6% โดยอาคาร FW0.6 สามารถลดการเคลื่อนที่ได้สูงสุด 59.9% อาคาร FW1.0 สามารถลดการเคลื่อนที่ได้สูงสุด 46.9% อาคาร FW1.4 สามารถลดการเคลื่อนที่ได้สูงสุด 63.6% และอาคาร FW1.8 สามารถลดการเคลื่อนที่ได้สูงสุด 60.5% ตามตารางที่ 4.40 รูปที่ 4.89 และการเคลื่อนที่สูงสุดของแต่ละชั้นตามรูปที่ 4.90 พบว่า ผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานสามารถลดการเคลื่อนที่ของอาคารได้อย่างมีประสิทธิภาพ โดยอาคาร FW1.4 สามารถการเคลื่อนที่ของอาคารได้มากที่สุดอาจจะเนื่องมาจากค่าแรงเสียดทานนี้เป็นค่าเหมาะสมที่ทำให้การเคลื่อนตัวของอาคารเกิดขึ้นน้อยที่สุด

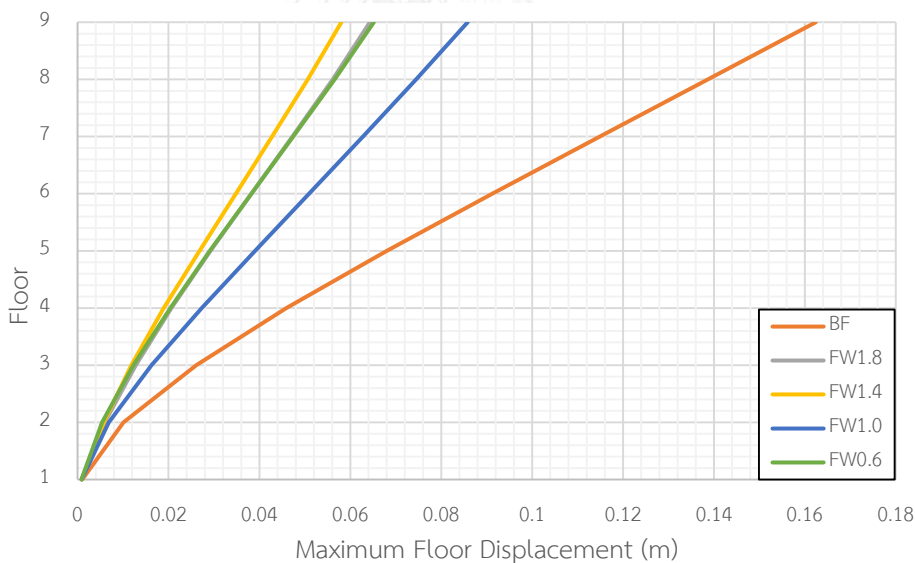
ตารางที่ 4.40 ค่าการเคลื่อนที่สูงสุดของแต่ละชั้นในอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว

Parkfield-02 CA, Hollister-City Hall Annex (2004) ระดับออกแบบ

ชั้น	การเคลื่อนตัวของอาคารตัวอย่าง									
	Bare Frame		FW0.6		FW1.0		FW1.4		FW1.8	
	Disp. (m)	Red. (%)	Disp. (m)	Red. (%)	Disp. (m)	Red. (%)	Disp. (m)	Red. (%)	Disp. (m)	Red. (%)
Roof	0.162	-	0.065	59.9	0.086	46.9	0.059	63.6	0.064	60.5
8	0.139	-	0.057	59.0	0.074	46.8	0.051	63.3	0.056	59.7
7	0.115	-	0.047	59.1	0.063	45.2	0.043	62.6	0.047	59.1
6	0.091	-	0.038	58.2	0.051	44.0	0.035	61.5	0.038	58.2
5	0.068	-	0.029	57.4	0.039	42.6	0.027	60.3	0.029	57.4
4	0.046	-	0.020	56.5	0.027	41.3	0.019	58.7	0.021	54.3
3	0.026	-	0.012	53.8	0.016	38.5	0.012	53.8	0.013	50.0
2	0.010	-	0.005	50.0	0.007	30.0	0.006	40.0	0.006	40.0
1	0.001	-	0.001	-	0.001	-	0.001	-	0.001	-



รูปที่ 4.89 การเคลื่อนที่ชั้นหลังคาแบบประวัติเวลาภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Parkfield-02 CA, Hollister-City Hall Annex (2004) ระดับออกแบบของอาคารตัวอย่าง



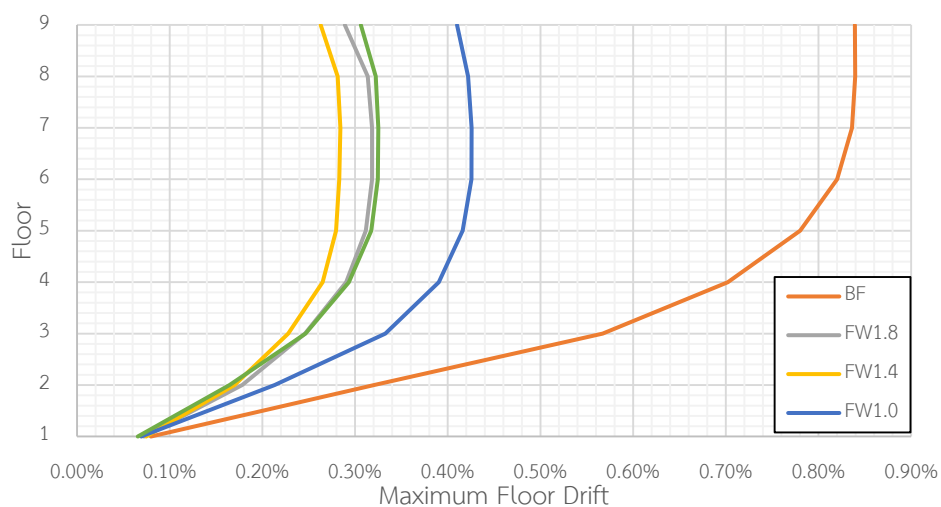
รูปที่ 4.90 การเคลื่อนที่สูงสุดในแต่ละชั้นภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Parkfield-02 CA, Hollister-City Hall Annex (2004) ระดับออกแบบของอาคารตัวอย่าง

การเคลื่อนที่สัมพัทธ์ของอาคารที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Parkfield-02 CA, Hollister-City-Hall Annex ที่มี PGA เท่ากับ $0.090g$ มีค่าลดลงจากอาคารที่ไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานมากที่สุดถึง 69.0% โดยอาคาร FW0.6 สามารถลดการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ได้ 63.1% อาคาร FW1.0 สามารถลดการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ได้ 51.2% อาคาร FW1.4 สามารถลดการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ได้ 69.0% และอาคาร FW1.8 สามารถลดการเคลื่อนที่

สัมพัทธ์ได้ 65.5% ตามตารางที่ 4.41 และรูปที่ 4.91 แสดงให้เห็นว่า ผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานมีประสิทธิภาพในการลดการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ของอาคารได้อย่างมีประสิทธิภาพ โดยอาคาร FW1.4 สามารถลดการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ได้มากที่สุด

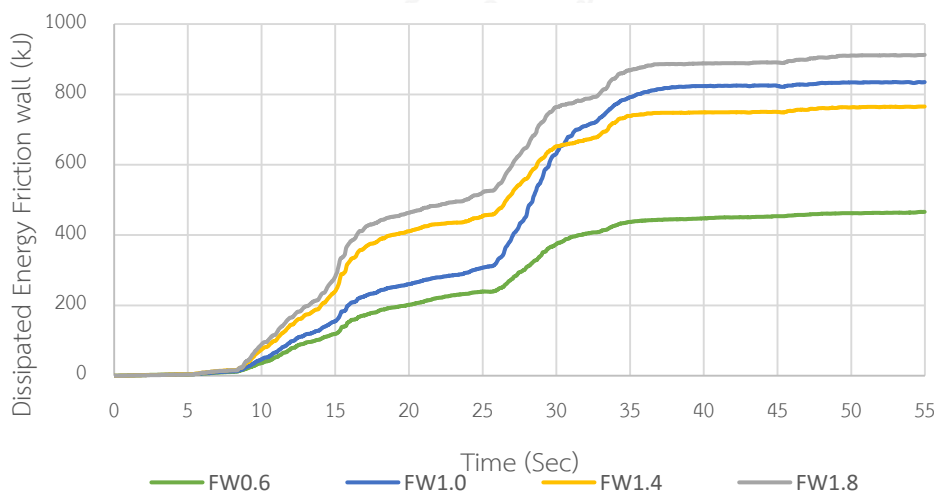
ตารางที่ 4.41 ค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์สูงสุดในแต่ละชั้นในอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Parkfield-02 CA, Hollister-City Hall Annex (2004) ระดับออกแบบ

ชั้น	การเคลื่อนที่สัมพัทธ์ของอาคารตัวอย่าง									
	Bare Frame		FW0.6		FW1.0		FW1.4		FW1.8	
	Drift. (%)	Red. (%)	Drift. (%)	Red. (%)	Drift. (%)	Red. (%)	Drift. (%)	Red. (%)	Drift. (%)	Red. (%)
Roof	0.84	-	0.31	63.1	0.41	51.2	0.26	69.0	0.29	65.5
8	0.84	-	0.32	61.9	0.42	50.0	0.28	66.7	0.31	63.1
7	0.84	-	0.33	60.7	0.43	48.8	0.28	66.7	0.32	61.9
6	0.82	-	0.32	61.0	0.43	47.6	0.28	65.9	0.32	61.0
5	0.78	-	0.32	59.0	0.42	46.2	0.28	64.1	0.31	60.3
4	0.70	-	0.29	58.6	0.39	44.3	0.27	61.4	0.29	58.6
3	0.57	-	0.25	56.1	0.33	42.1	0.23	59.6	0.25	56.1
2	0.32	-	0.16	50.0	0.21	34.4	0.17	46.9	0.18	43.8
1	0.08	-	0.07	-	0.07	-	0.07	-	0.07	-

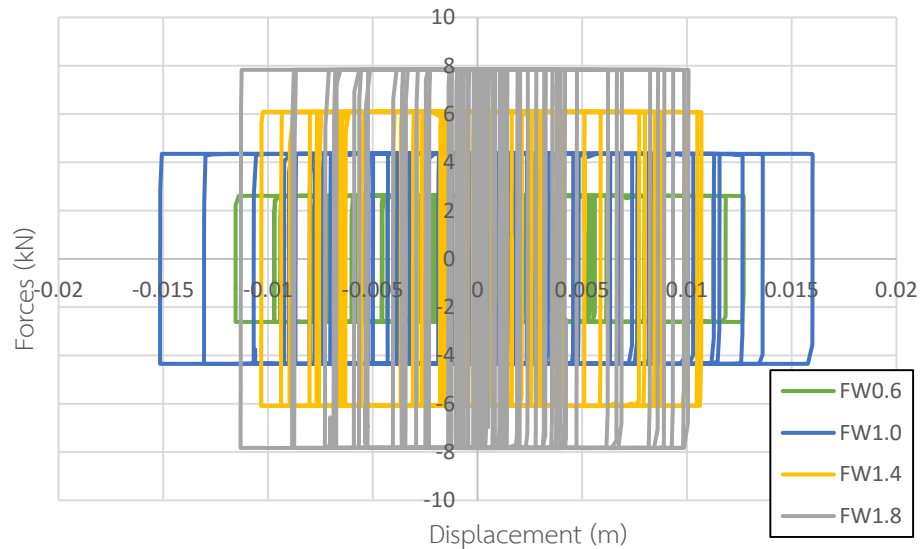


รูปที่ 4.91 การเคลื่อนที่สัมพัทธ์สูงสุดในแต่ละชั้นภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Parkfield-02 CA, Hollister-City Hall Annex (2004) ระดับออกแบบของอาคารตัวอย่าง

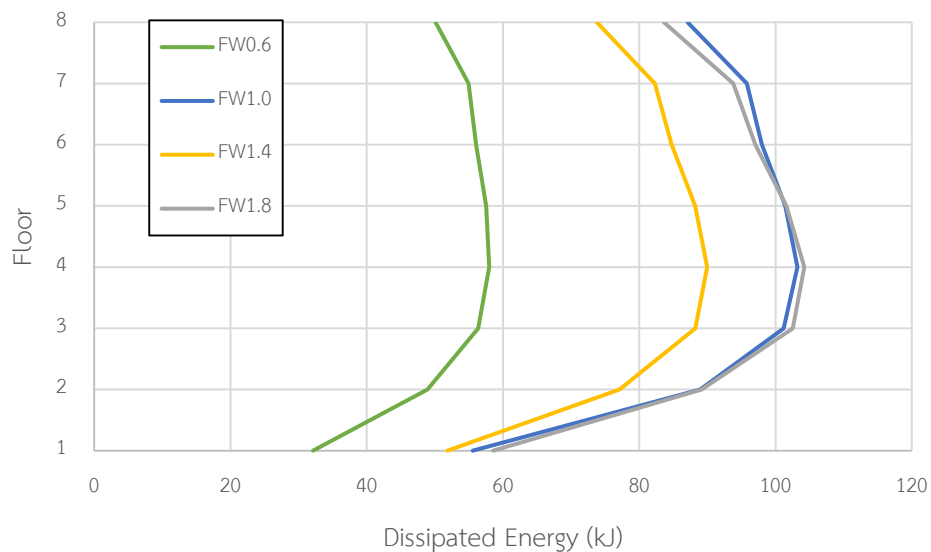
การสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Parkfield-02 CA, Hollister-City-Hall Annex ที่มี PGA เท่ากับ 0.090g ตามรูปที่ 4.92 พบว่า การสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานทั้งอาคารจะเพิ่มขึ้น เมื่อความหนาแน่นของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานเพิ่มขึ้นหรือการเพิ่มขึ้นของแรงเสียดทานนั่นเอง อาคาร FW0.6 มีการสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานทั้งหมด 466.06 kJ อาคาร FW1.0 มีการสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานทั้งหมด 835.01 kJ อาคาร FW1.4 มีการสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานทั้งหมด 765.44 kJ อาคาร FW1.8 มีการสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานทั้งหมด 912.38 kJ การสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานสามารถหาได้จากพื้นที่วงรอบฮิสเทอริสิส ตามรูปที่ 4.93 ซึ่งจะพบว่า อาคารที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานที่มีความหนาแน่นของคอนกรีตสูงกว่าจะมีวงรอบของฮิสเทอริสิสที่แคบกว่า คือ มีการเคลื่อนตัวที่น้อยกว่าแต่แรงเสียดทานจะสูงกว่า ซึ่งเมื่อคิดพื้นที่วงรอบของฮิสเทอริสิสแล้วจะได้พื้นที่มากกว่าอาคารที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานที่มีความหนาแน่นของคอนกรีตต่ำกว่า และเมื่อทำการเปรียบเทียบพลังงานในแต่ละชั้นของทั้ง 4 อาคารที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานตามรูปที่ 4.94 พบว่า ในแต่ละชั้นจะมีการสลายพลังงานเพิ่มขึ้นตามความหนาแน่นของคอนกรีตในผนังสลายพลังงานแบบเสียดทาน โดยจะมีการสลายพลังงานสูงสุดอยู่ที่ชั้น 4 ซึ่งเป็นชั้นที่มีการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ของชั้น (Drift) สูงสุดเช่นกัน แสดงว่าตำแหน่งที่ควรติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานหรือเพิ่มแรงเสียดทานให้มากขึ้นอีกเพื่อให้สามารถทำงานได้อย่างมีประสิทธิภาพสูงสุดนั้น ควรจะติดตั้งในชั้นที่มีการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ของชั้นสูงสุด



รูปที่ 4.92 การสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานในอาคารภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Parkfield-02 CA, Hollister-City Hall Annex (2004) ระดับออกแบบ



รูปที่ 4.93 วงรอบฮิสเทอริสิสของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานในอาคารตัวอย่างที่ชั้น 4 ภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Parkfield-02 CA, Hollister-City Hall Annex (2004) ระดับออกแบบ



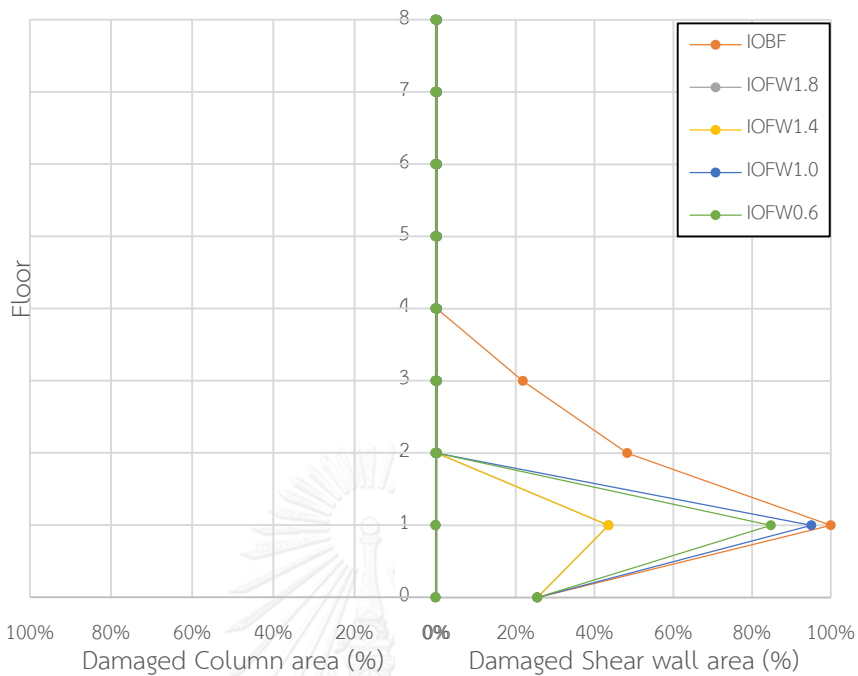
รูปที่ 4.94 การสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานในแต่ละชั้นของอาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหว Parkfield-02 CA, Hollister-City Hall Annex (2004) ระดับออกแบบ

ความเสียหายของอาคารตัวอย่างทั้งหมดจะถูกเปรียบเทียบกับร้อยละพื้นที่ความเสียหาย โดยแบ่งระดับออกเป็น 3 ระดับ คือ ความเสียหายระดับเข้าใช้งานได้ทันที (IO) ความเสียหายระดับปลอดภัยต่อชีวิต (LS) และความเสียหายระดับพังทลาย (CP) โดยแยกความเสียหายของชั้นส่วนเป็น 2 ประเภท คือ ความเสียหายในกำแพงรับแรงเฉือนและความเสียหายในชิ้นส่วนเสา จากการวิเคราะห์อาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหว Parkfield-02 CA, Hollister-City-Hall Annex ที่มี PGA เท่ากับ 0.090g พบว่า กำแพงรับแรงเฉือนของอาคารที่ไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานจะมีความ

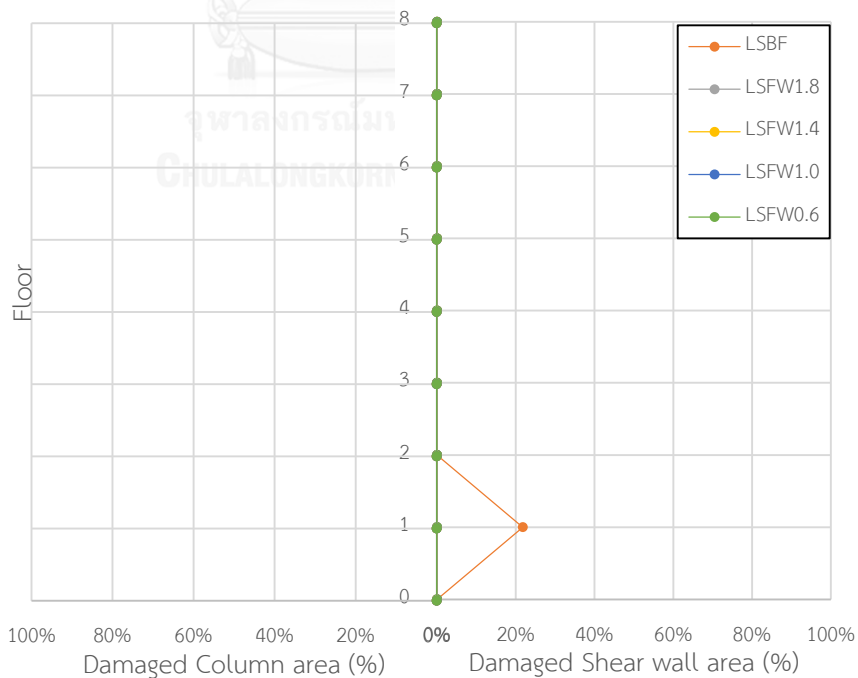
เสียหายสูงสุดอยู่ที่ระดับปลอดภัยต่อชีวิต (LS) โดยมีร้อยละพื้นที่ความเสียหายสูงสุดเท่ากับ 21.8% เกิดขึ้นระหว่างชั้น 1 และ ชั้น 2 ส่วนอาคารที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานจะมีความเสียหายสูงสุดอยู่ที่ระดับเข้าใช้งานได้ทันที (IO) โดยอาคาร FW0.6 มีค่าเท่ากับ 84.8% เกิดขึ้นระหว่างชั้น 1 และชั้น 2 อาคาร FW1.0 มีค่าเท่ากับ 95.1% เกิดขึ้นระหว่างชั้น 1 และชั้น 2 อาคาร FW1.4 มีค่าเท่ากับ 43.6% เกิดขึ้นระหว่างชั้น 1 และชั้น 2 และอาคาร FW1.8 มีค่าเท่ากับ 43.6% เกิดขึ้นระหว่างชั้น 1 และชั้น 2 ตามตารางที่ 4.42 รูปที่ 4.95 และรูปที่ 4.96 ซึ่งจะสังเกตเห็นได้ว่าอาคารที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานสามารถลดความเสียหายได้อย่างมีประสิทธิภาพ เมื่อพิจารณาส่วนเสาของอาคารที่ไม่ติดตั้งและติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานพบว่า ไม่เกิดความเสียหายขึ้นเลยในอาคาร

ตารางที่ 4.42 ร้อยละพื้นที่ความเสียหายสูงสุดของกำแพงรับแรงเฉือนในอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Parkfield-02 CA, Hollister-City Hall Annex (2004) ระดับออกแบบ

อาคาร ตัวอย่าง	ร้อยละพื้นที่ความเสียหาย (%)สูงสุดของกำแพงรับแรงเฉือนในอาคาร					
	IO		LS		CP	
	พื้นที่ (%)	ตำแหน่ง	พื้นที่ (%)	ตำแหน่ง	พื้นที่ (%)	ตำแหน่ง
Bare Frame	100	1-2	21.8	1-2	-	-
FW0.6	84.8	1-2	-	-	-	-
FW1.0	95.1	1-2	-	-	-	-
FW1.4	43.6	1-2	-	-	-	-
FW1.8	43.6	1-2	-	-	-	-



รูปที่ 4.95 ร้อยละพื้นที่ความเสียหายในระดับเข้าใช้งานได้ทันที (IO) ของอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Parkfield-02 CA, Hollister-City Hall Annex (2004) ระดับออกแบบ



รูปที่ 4.96 ร้อยละพื้นที่ความเสียหายในระดับปลอดภัยต่อชีวิต (LS) ของอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Parkfield-02 CA, Hollister-City Hall Annex (2004) ระดับออกแบบ

4.1.7 พฤติกรรมของอาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหว Parkfield-02 CA, Hollister-Sath&Pine (2004)

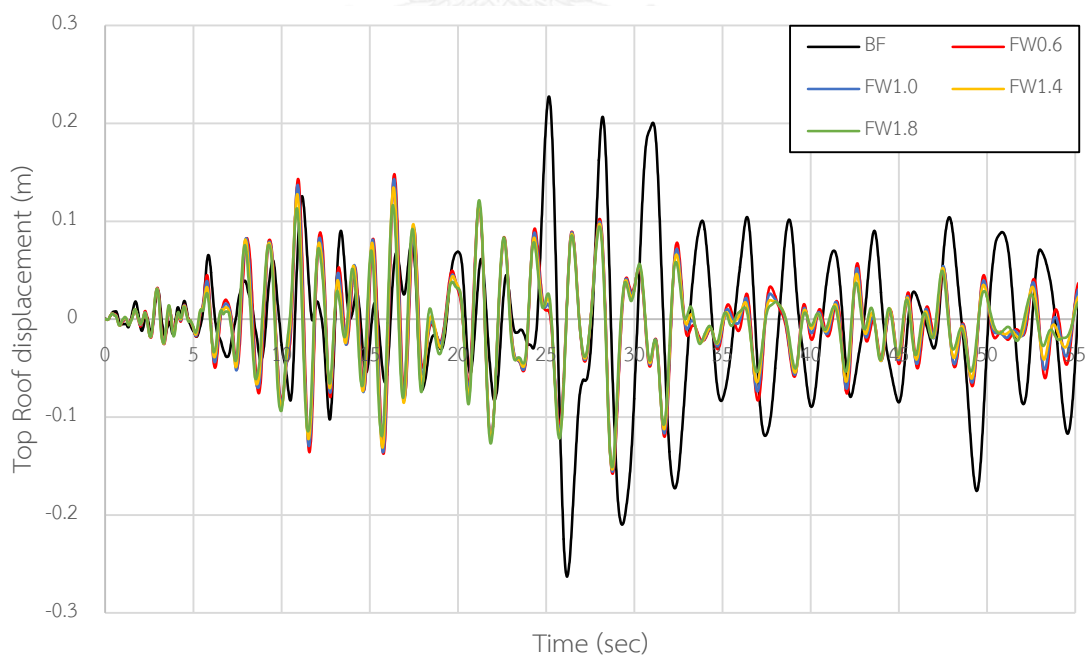
จากการวิเคราะห์การตอบสนองของอาคารตัวอย่างทั้งอาคารที่ไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทาน (Bare frame) อาคารที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานที่มีความหนาแน่นของผนังเท่ากับ 0.6 tons/m^3 (FW0.6) อาคารที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานที่มีความหนาแน่นของผนังเท่ากับ 1.0 tons/m^3 (FW1.0) อาคารที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานที่มีความหนาแน่นของผนังเท่ากับ 1.4 tons/m^3 (FW1.4) และอาคารที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานที่มีความหนาแน่นของผนังเท่ากับ 1.8 tons/m^3 (FW1.8) ภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Parkfield-02 CA, Hollister-Sath&Pine ที่ระดับพังทลาย (Collapse Earthquake) ที่มีความเร่งสูงสุดที่พื้นดิน (Peak Ground Accerleration, PGA) เท่ากับ $0.151g$ และที่ระดับออกแบบ (DBE) ที่มีความเร่งสูงสุดที่พื้นดิน (Peak Ground Accerleration, PGA) เท่ากับ $0.075g$

4.1.7.1 พฤติกรรมของอาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหวพังทลาย (Collapse Earthquake)

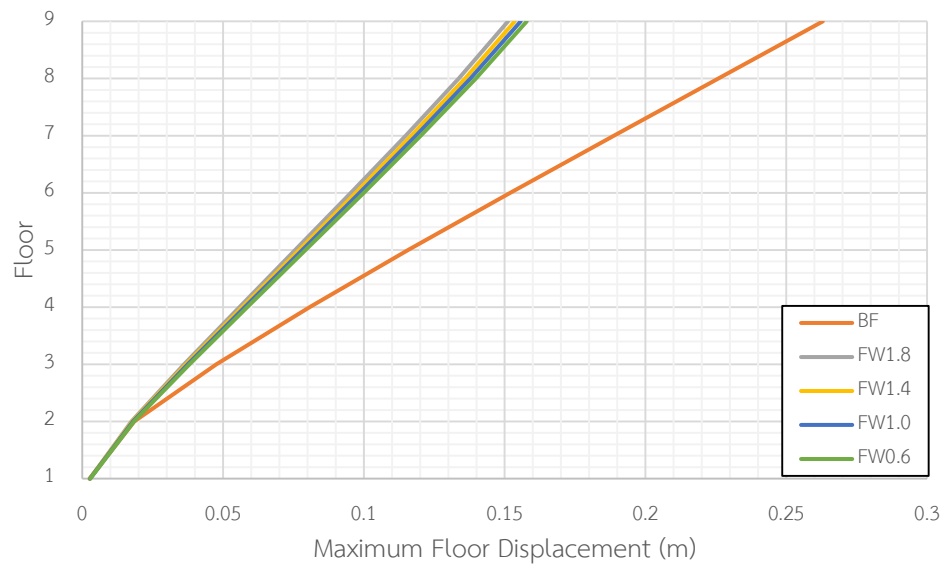
การเคลื่อนที่ชั้นหลังคาของอาคารที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Parkfield-02 CA, Hollister-Sath&Pine ที่มี PGA เท่ากับ $0.151g$ มีค่าลดลงจากอาคารที่ไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานมากที่สุดถึง 42.6% โดยอาคาร FW0.6 สามารถลดการเคลื่อนที่ได้สูงสุด 39.9% อาคาร FW1.0 สามารถลดการเคลื่อนที่ได้สูงสุด 40.7% อาคาร FW1.4 สามารถลดการเคลื่อนที่ได้สูงสุด 41.4% และอาคาร FW1.8 สามารถลดการเคลื่อนที่ได้สูงสุด 42.6% ตามตารางที่ 4.43 รูปที่ 4.97 และการเคลื่อนที่สูงสุดของแต่ละชั้นตามรูปที่ 4.98 พบว่า เมื่อเพิ่มความหนาแน่นของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานที่ติดตั้งให้กับอาคารตัวอย่างจะยิ่งลดการเคลื่อนที่ของอาคารได้มากขึ้นเล็กน้อย แต่ผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานยังแสดงให้เห็นว่าสามารถลดการเคลื่อนที่ของแต่ละชั้นได้อย่างมีประสิทธิภาพ

ตารางที่ 4.43 ค่าการเคลื่อนที่สูงสุดของแต่ละชั้นในอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว
Parkfield-02 CA, Hollister-Sath&Pine (2004) ระดับพังทลาย

ชั้น	การเคลื่อนตัวของอาคารตัวอย่าง									
	Bare Frame		FW0.6		FW1.0		FW1.4		FW1.8	
	Disp. (m)	Red. (%)	Disp. (m)	Red. (%)	Disp. (m)	Red. (%)	Disp. (m)	Red. (%)	Disp. (m)	Red. (%)
Roof	0.263	-	0.158	39.9	0.156	40.7	0.154	41.4	0.151	42.6
8	0.226	-	0.140	38.1	0.138	38.9	0.136	39.8	0.134	40.7
7	0.189	-	0.120	36.5	0.119	37.0	0.117	38.1	0.115	39.2
6	0.152	-	0.100	34.2	0.099	34.9	0.097	36.2	0.095	37.5
5	0.116	-	0.079	31.9	0.078	32.8	0.077	33.6	0.076	34.5
4	0.081	-	0.059	27.2	0.058	28.4	0.057	29.6	0.056	30.9
3	0.048	-	0.038	20.8	0.037	22.9	0.037	22.9	0.036	25.0
2	0.019	-	0.018	5.3	0.018	5.3	0.018	5.3	0.017	10.5
1	0.003	-	0.003	-	0.003	-	0.003	-	0.003	-



รูปที่ 4.97 การเคลื่อนที่ที่ชั้นหลังคาแบบประวัติเวลาภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Parkfield-02 CA, Hollister-Sath&Pine (2004) ระดับพังทลายของอาคารตัวอย่าง

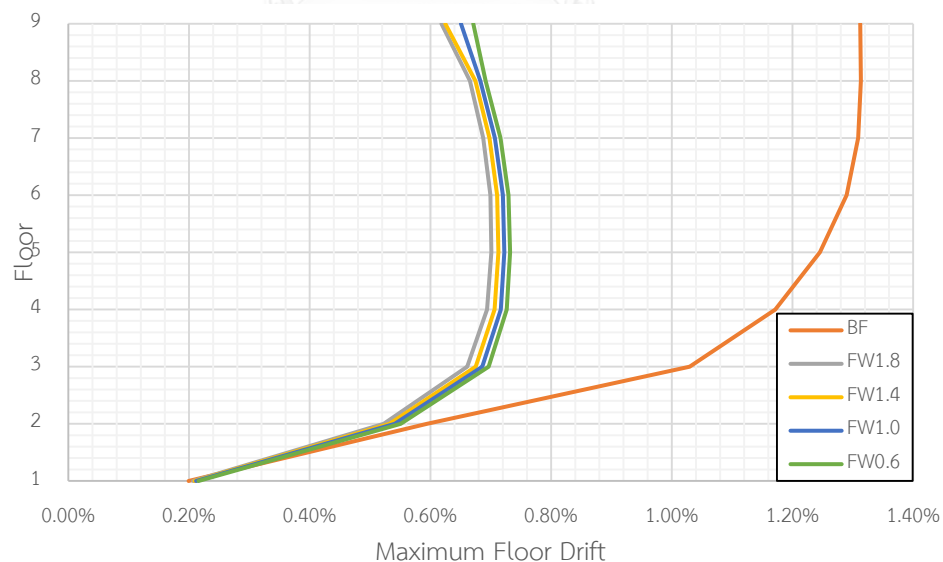


รูปที่ 4.98 การเคลื่อนที่สูงสุดในแต่ละชั้นภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Parkfield-02 CA, Hollister-Sath&Pine (2004) ระดับพังทลายของอาคารที่ตัวอย่าง

การเคลื่อนที่สัมพัทธ์ของอาคารที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Parkfield-02 CA, Hollister-Sath&Pine ที่มี PGA เท่ากับ 0.151g มีค่าลดลงจากอาคารที่ไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานมากที่สุดถึง 52.7% โดยอาคาร FW0.6 สามารถลดการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ได้ 48.9% อาคาร FW1.0 สามารถลดการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ได้ 50.4% อาคาร FW1.4 สามารถลดการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ได้ 52.7% และอาคาร FW1.8 สามารถลดการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ได้ 52.7% ตามตารางที่ 4.44 และรูปที่ 4.99 แสดงให้เห็นว่า เมื่อเพิ่มความหนาแน่นของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานที่ติดตั้งให้กับอาคารตัวอย่างจะยิ่งลดการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ของอาคารตัวอย่างได้มากขึ้นเพียงเล็กน้อย แต่ผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานยังแสดงให้เห็นว่าสามารถลดการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ของอาคารได้อย่างมีประสิทธิภาพ

ตารางที่ 4.44 ค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์สูงสุดในแต่ละชั้นในอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว
Parkfield-02 CA, Hollister-Sath&Pine (2004) ระดับพังทลาย

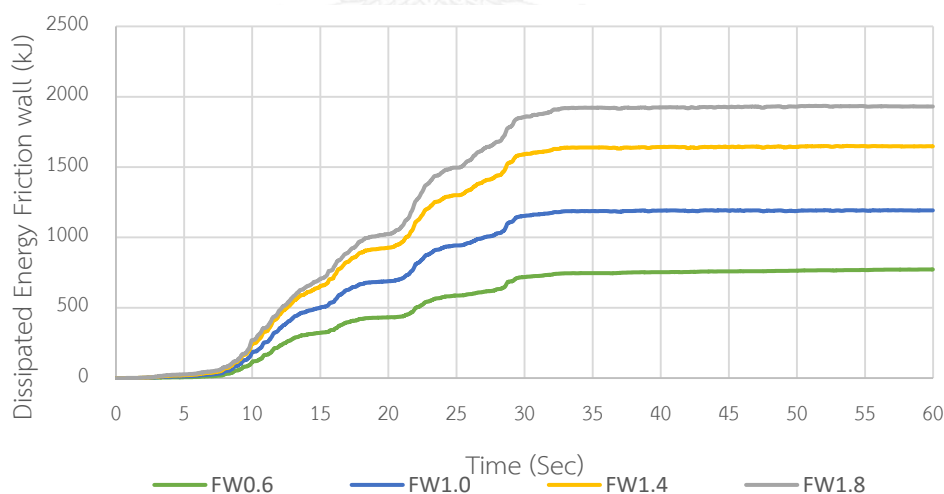
ชั้น	การเคลื่อนที่สัมพัทธ์ของอาคารตัวอย่าง									
	Bare Frame		FW0.6		FW1.0		FW1.4		FW1.8	
	Drift. (%)	Red. (%)	Drift. (%)	Red. (%)	Drift. (%)	Red. (%)	Drift. (%)	Red. (%)	Drift. (%)	Red. (%)
Roof	1.31	-	0.67	48.9	0.65	50.4	0.62	52.7	0.62	52.7
8	1.31	-	0.69	47.3	0.68	48.1	0.67	48.9	0.67	48.9
7	1.31	-	0.72	45.0	0.71	45.8	0.70	46.6	0.69	47.3
6	1.29	-	0.73	43.4	0.72	44.2	0.71	45.0	0.70	45.7
5	1.25	-	0.73	41.6	0.72	42.4	0.71	43.2	0.70	44.0
4	1.17	-	0.73	37.6	0.72	38.5	0.71	39.3	0.69	41.0
3	1.03	-	0.70	32.0	0.69	33.0	0.68	34.0	0.66	35.9
2	0.59	-	0.55	6.8	0.54	8.5	0.53	10.2	0.52	11.9
1	0.20	-	0.22	-	0.21	-	0.21	-	0.21	-



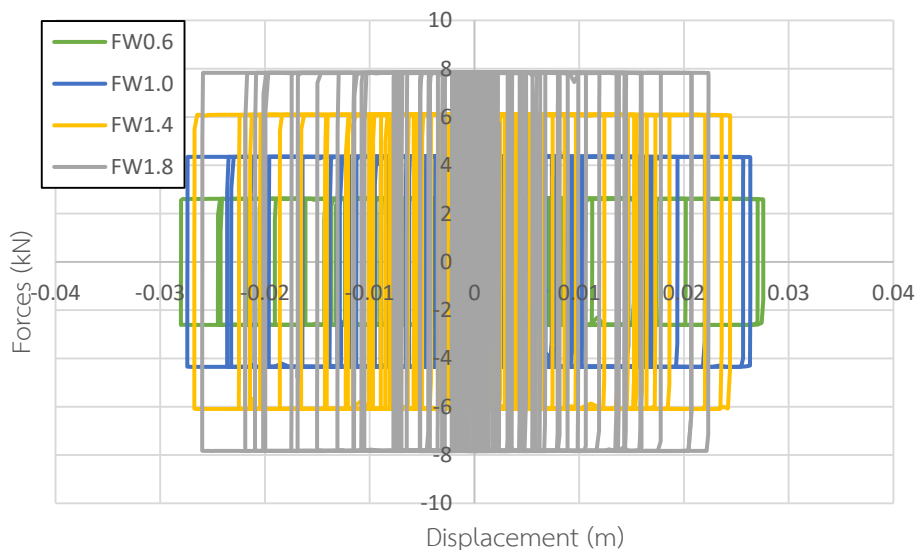
รูปที่ 4.99 การเคลื่อนที่สัมพัทธ์สูงสุดในแต่ละชั้นภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Parkfield-02 CA,
Hollister-Sath&Pine (2004) ระดับพังทลายของอาคารตัวอย่าง

การสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Parkfield-02 CA, Hollister-Sath&Pine ที่มี PGA เท่ากับ 0.151g ตามรูปที่ 4.100 พบว่า การสลายพลังงาน

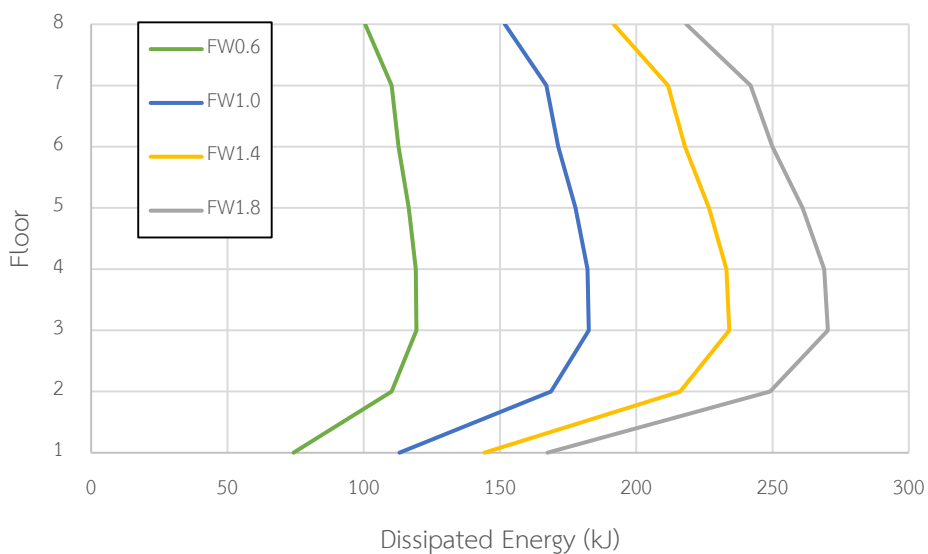
ของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานทั้งอาคารจะเพิ่มขึ้น เมื่อความหนาแน่นของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานเพิ่มขึ้นหรือการเพิ่มขึ้นของแรงเสียดทานนั่นเอง อาคาร FW0.6 มีการสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานทั้งหมด 722.46 kJ อาคาร FW1.0 มีการสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานทั้งหมด 1192.41 kJ อาคาร FW1.4 มีการสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานทั้งหมด 1647.38 kJ อาคาร FW1.8 มีการสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานทั้งหมด 1930.32 kJ การสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานสามารถหาได้จากพื้นที่วงรอบฮิสเทอริสิส ตามรูปที่ 4.101 ซึ่งจะพบว่า อาคารที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานที่มีความหนาแน่นของคอนกรีตสูงกว่าจะมีวงรอบของฮิสเทอริสิสที่แคบกว่า คือ มีการเคลื่อนตัวที่น้อยกว่าแต่แรงเสียดทานจะสูงกว่า ซึ่งเมื่อคิดพื้นที่วงรอบของฮิสเทอริสิสแล้วจะได้พื้นที่มากกว่าอาคารที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานที่มีความหนาแน่นของคอนกรีตต่ำกว่า และเมื่อทำการเปรียบเทียบพลังงานในแต่ละชั้นของทั้ง 4 อาคารที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานตามรูปที่ 4.102 พบว่า ในแต่ละชั้นจะมีการสลายพลังงานเพิ่มขึ้นตามความหนาแน่นของคอนกรีตในผนังสลายพลังงานแบบเสียดทาน โดยจะมีการสลายพลังงานสูงสุดอยู่ที่ชั้น 4 ซึ่งเป็นชั้นที่มีการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ของชั้น (Drift) สูงสุดเช่นกัน แสดงว่าตำแหน่งที่ควรติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานหรือเพิ่มแรงเสียดทานให้มากขึ้นอีกเพื่อให้สามารถทำงานได้อย่างมีประสิทธิภาพสูงสุดนั้นควรจะติดตั้งในชั้นที่มีการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ของชั้นสูงสุด



รูปที่ 4.100 การสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานในอาคารภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Parkfield-02 CA, Hollister-Sath&Pine (2004) ระดับพังทลาย



รูปที่ 4.101 วงรอบฮิสเทอริสิสของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานในอาคารตัวอย่างที่ชั้น 4 ภายใต้ คลื่นแผ่นดินไหว Parkfield-02 CA, Hollister-Sath&Pine (2004) ระดับพังทลาย



รูปที่ 4.102 การสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานในแต่ละชั้นของอาคารตัวอย่าง ภายใต้แผ่นดินไหว Parkfield-02 CA, Hollister-Sath&Pine (2004) ระดับพังทลาย ความเสียหายของอาคารตัวอย่างทั้งหมดจะถูกเปรียบเทียบด้วยร้อยละพื้นที่ความเสียหาย โดยแบ่งระดับออกเป็น 3 ระดับ คือ ความเสียหายระดับเข้าใช้งานได้ทันที (IO) ความเสียหายระดับ ปลอดภัยต่อชีวิต (LS) และความเสียหายระดับพังทลาย (CP) โดยแยกความเสียหายของชั้นส่วนเป็น 2 ประเภท คือ ความเสียหายในกำแพงรับแรงเฉือนและความเสียหายในชิ้นส่วนเสา จากการวิเคราะห์ อาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหว Parkfield-02 CA, Hollister-Sath&Pine ที่มี PGA เท่ากับ 0.151g พบว่า กำแพงรับแรงเฉือนของอาคารที่ไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานจะมีความเสียหาย

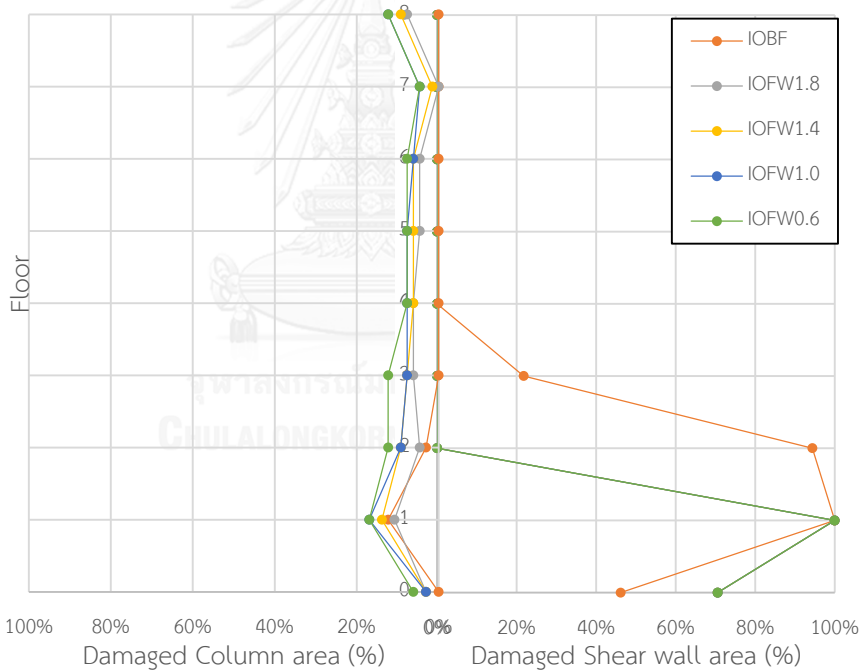
สูงสุดอยู่ที่ระดับพังทลาย (CP) โดยมีร้อยละพื้นที่ความเสียหายสูงสุดเท่ากับ 26.7% เกิดขึ้นระหว่างชั้น 1 และ ชั้น 2 ส่วนอาคารที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานจะมีความเสียหายสูงสุดอยู่ที่ระดับปลอดภัยต่อชีวิต (LS) โดยมีร้อยละพื้นที่ความเสียหายสูงสุดเท่ากับ 20.8% โดยอาคาร FW0.6 มีค่าเท่ากับ 20.8% เกิดขึ้นระหว่างฐานราก และชั้น 1 อาคาร FW1.0 มีค่าเท่ากับ 20.8% เกิดขึ้นระหว่างฐานราก และชั้น 1 อาคาร FW1.4 มีค่าเท่ากับ 20.8% เกิดขึ้นระหว่างฐานราก และชั้น 1 และอาคาร FW1.8 มีค่าเท่ากับ 20.8% เกิดขึ้นระหว่างฐานราก และชั้น 1 ตามตารางที่ 4.45 รูปที่ 4.103-4.105 ซึ่งจะสังเกตเห็นได้ว่าอาคารที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานสามารถลดความเสียหายได้อย่างมีประสิทธิภาพถึงแม้ว่าการเพิ่มความหนาแน่นของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานจะลดความเสียหายได้เพียงเล็กน้อยก็ตาม เมื่อพิจารณาส่วนเสาของอาคารที่ไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานจะอยู่ที่ระดับเข้าใช้งานได้ทันที (IO) เช่นเดียวกับกับอาคารที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานตามตารางที่ 4.46 คือ อาคารที่ไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานมีพื้นที่ร้อยละความเสียหายสูงสุดเท่ากับ 12.3% อาคาร FW0.6 มีค่าเท่ากับ 16.9% อาคาร FW1.0 มีค่าเท่ากับ 16.9% FW1.4 มีค่าเท่ากับ 13.8% และอาคาร FW1.8 มีค่าเท่ากับ 10.8% โดยรูปแบบความเสียหายของเสาในอาคารที่ไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานจะไม่กระจายความเสียหายไปหลายๆชั้นแต่จะกระจุกตัวอยู่ที่ชั้นใดชั้นหนึ่งและเกิดความเสียหายเป็นบริเวณกว้างซึ่งต่างจากอาคารที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานที่จะมีความเสียหายกระจายไปในทุกชั้นเพียงด้านเดียวของอาคารตามรูปที่ 4.86 ซึ่งการกระจายตัวของความเสียหายแบบนี้เมื่ออาคารรับแรงแผ่นดินไหวที่รุนแรงมากและเกิดความเสียหายจนพังทลายอาคารจะพังทลายเพียงบริเวณเดียวเท่านั้น ดังนั้นความเสียหายต่อชีวิตและทรัพย์สินจะเกิดขึ้นน้อย

ตารางที่ 4.45 ร้อยละพื้นที่ความเสียหายสูงสุดของกำแพงรับแรงเฉือนในอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Parkfield-02 CA, Hollister-Sath&Pine (2004) ระดับพังทลาย

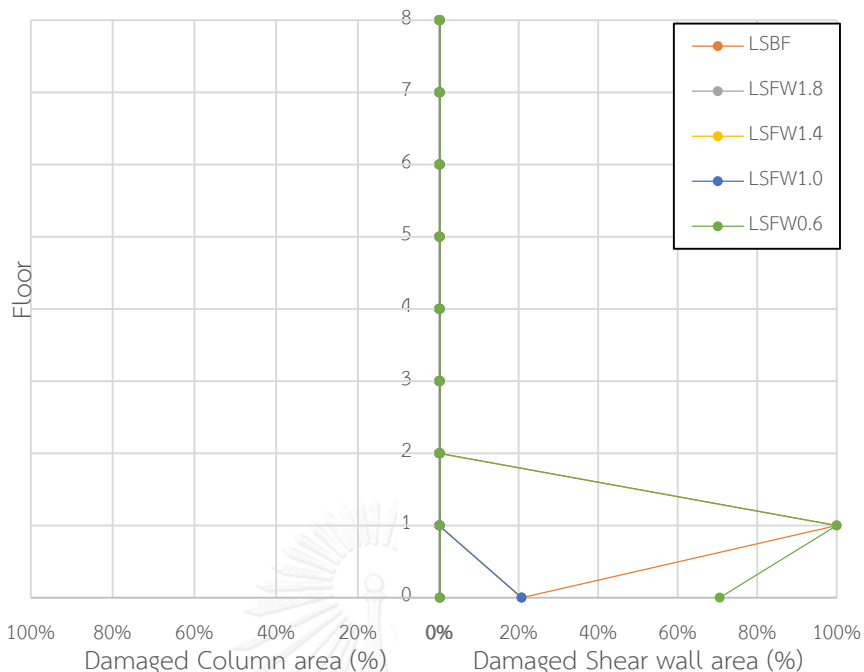
อาคาร ตัวอย่าง	ร้อยละพื้นที่ความเสียหาย (%)สูงสุดของกำแพงรับแรงเฉือนในอาคาร					
	IO		LS		CP	
	พื้นที่ (%)	ตำแหน่ง	พื้นที่ (%)	ตำแหน่ง	พื้นที่ (%)	ตำแหน่ง
Bare Frame	100	1-2	100	1-2	26.7	1-2
FW0.6	100	1-2	20.8	F-1	-	-
FW1.0	100	1-2	20.8	F-1	-	-
FW1.4	100	1-2	20.8	F-1	-	-
FW1.8	100	1-2	20.8	F-1	-	-

ตารางที่ 4.46 ร้อยละพื้นที่ความเสียหายสูงสุดของเสาในอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Parkfield-02 CA, Hollister-Sath&Pine (2004) ระดับพังทลาย

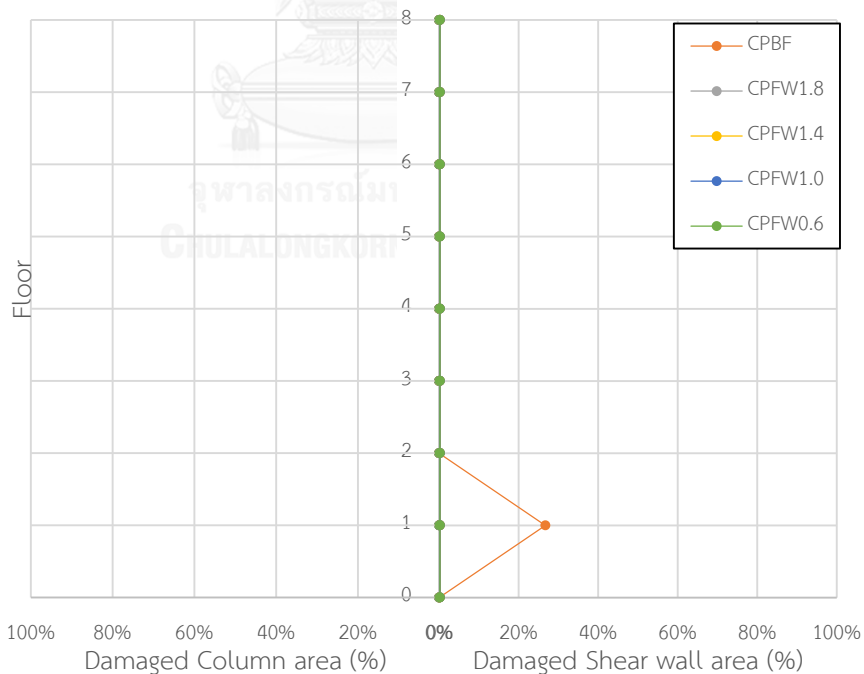
อาคาร ตัวอย่าง	พื้นที่ร้อยละความเสียหาย (%) สูงสุดในอาคาร					
	IO		LS		CP	
	พื้นที่ (%)	ตำแหน่ง	พื้นที่ (%)	ตำแหน่ง	พื้นที่ (%)	ตำแหน่ง
Bare Frame	12.3	1-2	-	-	-	-
FW0.6	16.9	1-2	-	-	-	-
FW1.0	16.9	1-2	-	-	-	-
FW1.4	13.8	1-2	-	-	-	-
FW1.8	10.8	1-2	-	-	-	-



รูปที่ 4.103 ร้อยละพื้นที่ความเสียหายในระดับใช้งานได้ทันที (IO) ของอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Parkfield-02 CA, Hollister-Sath&Pine (2004) ระดับพังทลาย



รูปที่ 4.104 ร้อยละพื้นที่ความเสียหายในระดับปลอดภัยต่อชีวิต (LS) ของอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Parkfield-02 CA, Hollister-Sath&Pine (2004) ระดับพังทลาย



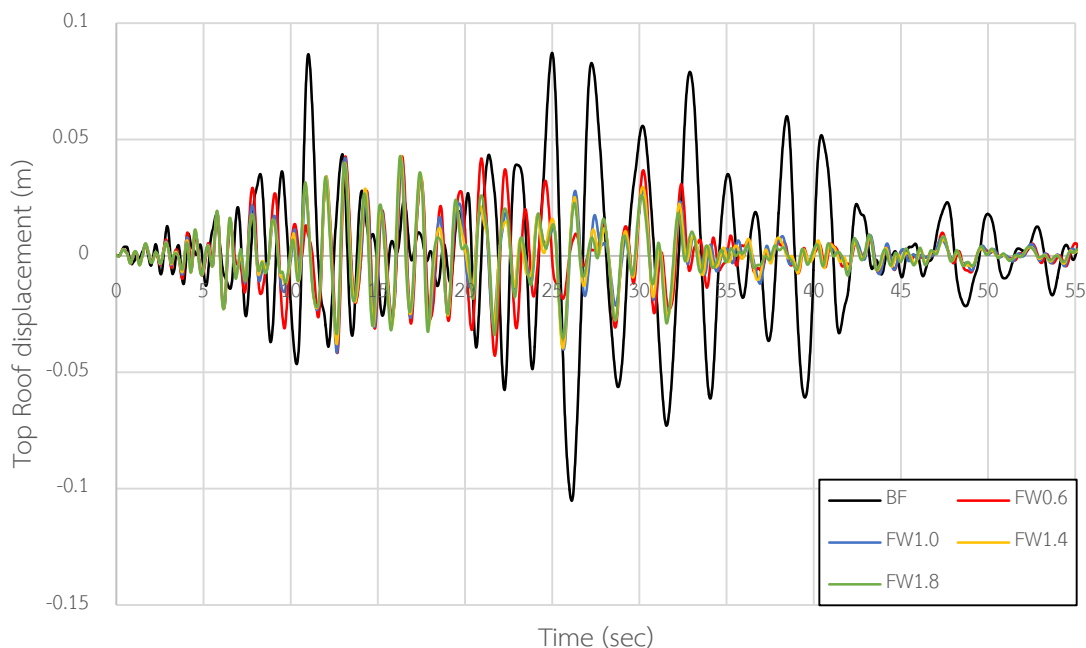
รูปที่ 4.105 ร้อยละพื้นที่ความเสียหายในระดับพังทลาย (CP) ของอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Parkfield-02 CA, Hollister-Sath&Pine (2004) ระดับพังทลาย

4.1.7.2 พฤติกรรมของอาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหวออกแบบ (DBE)

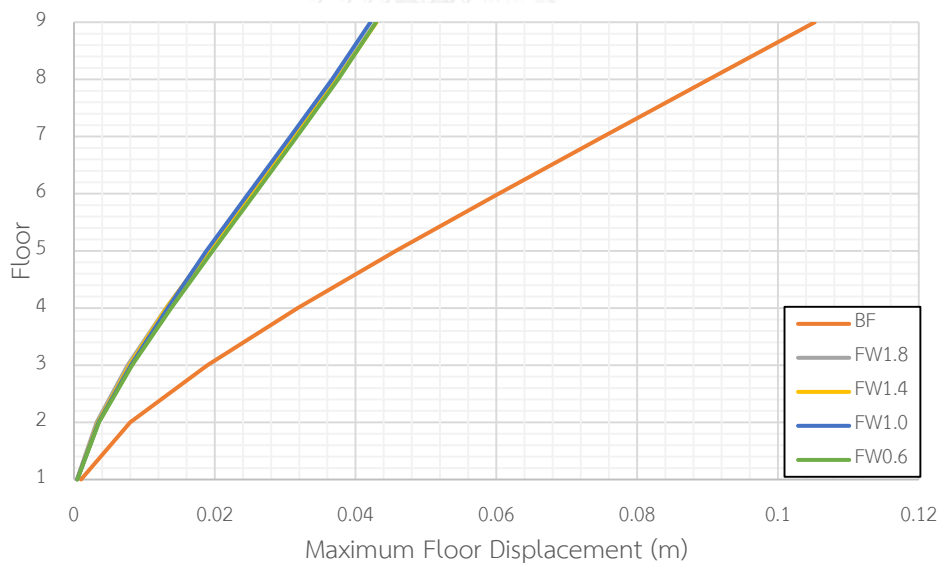
การเคลื่อนที่ชั้นหลังคาของอาคารที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Parkfield-02 CA, Hollister- Sath&Pine ที่มี PGA เท่ากับ 0.075g มีค่าลดลงจากอาคารที่ไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานมากที่สุดถึง 60.0% โดยอาคาร FW0.6 สามารถลดการเคลื่อนที่ได้สูงสุด 59.0% อาคาร FW1.0 สามารถลดการเคลื่อนที่ได้สูงสุด 60.0% อาคาร FW1.4 สามารถลดการเคลื่อนที่ได้สูงสุด 59.0% และอาคาร FW1.8 สามารถลดการเคลื่อนที่ได้สูงสุด 59.0% ตามตารางที่ 4.47 รูปที่ 4.106 และการเคลื่อนที่สูงสุดของแต่ละชั้นตามรูปที่ 4.107 พบว่า เมื่อเพิ่มความหนาแน่นของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานที่ติดตั้งให้กับอาคารตัวอย่างการเคลื่อนที่ของอาคารมีค่าไม่แตกต่างกัน แต่ผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานยังแสดงให้เห็นว่าสามารถลดการเคลื่อนที่ของแต่ละชั้นได้อย่างมีประสิทธิภาพ

ตารางที่ 4.47 ค่าการเคลื่อนที่สูงสุดของแต่ละชั้นในอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Parkfield-02 CA, Hollister-Sath&Pine (2004) ระดับออกแบบ

ชั้น	การเคลื่อนตัวของอาคารตัวอย่าง									
	Bare Frame		FW0.6		FW1.0		FW1.4		FW1.8	
	Disp. (m)	Red. (%)	Disp. (m)	Red. (%)	Disp. (m)	Red. (%)	Disp. (m)	Red. (%)	Disp. (m)	Red. (%)
Roof	0.105	-	0.043	59.0	0.042	60.0	0.043	59.0	0.043	59.0
8	0.090	-	0.038	57.8	0.037	58.9	0.037	58.9	0.037	58.9
7	0.075	-	0.032	57.3	0.031	58.7	0.031	58.7	0.031	58.7
6	0.060	-	0.026	56.7	0.025	58.3	0.025	58.3	0.025	58.3
5	0.046	-	0.020	56.5	0.019	58.7	0.019	58.7	0.019	58.7
4	0.032	-	0.014	56.3	0.013	59.4	0.013	59.4	0.013	59.4
3	0.019	-	0.008	57.9	0.008	57.9	0.008	57.9	0.008	57.9
2	0.008	-	0.004	50.0	0.004	50.0	0.003	62.5	0.003	62.5
1	0.001	-	0.001	-	0.001	-	0.001	-	0.001	-



รูปที่ 4.106 การเคลื่อนที่ชั้นหลังคาแบบประวัติเวลาภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Parkfield-02 CA, Hollister-Sath&Pine (2004) ระดับออกแบบของอาคารตัวอย่าง



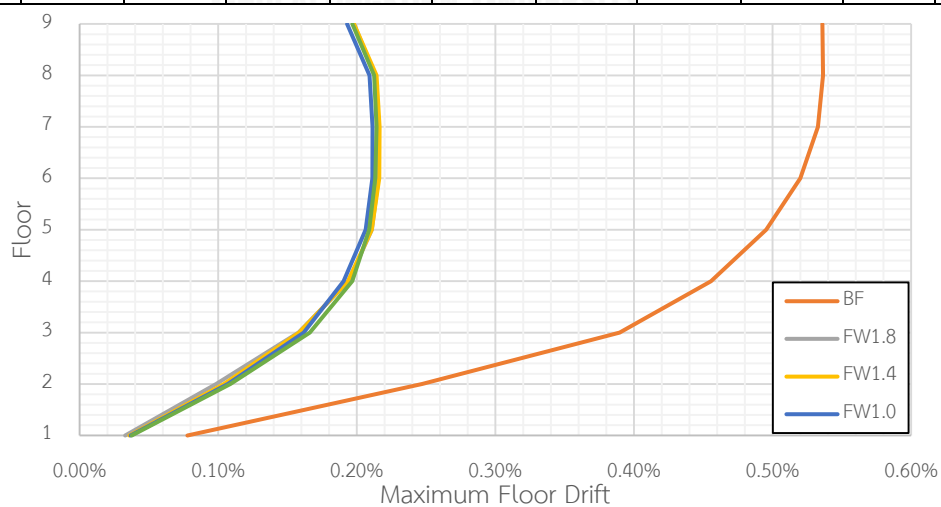
รูปที่ 4.107 การเคลื่อนที่สูงสุดในแต่ละชั้นภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Parkfield-02 CA, Hollister-Sath&Pine (2004) ระดับออกแบบของอาคารตัวอย่าง

การเคลื่อนที่สัมพัทธ์ของอาคารที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Parkfield-02 CA, Hollister-Sath&Pine ที่มี PGA เท่ากับ 0.075g มีค่าลดลงจากอาคารที่ไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานมากที่สุดถึง 64.8% โดยอาคาร FW0.6 สามารถลดการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ได้ 63.0% อาคาร FW1.0 สามารถลดการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ได้ 64.8% อาคาร FW1.4 สามารถลดการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ได้ 63.0% และอาคาร FW1.8 สามารถลดการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ได้

63.0% ตามตารางที่ 4.48 และรูปที่ 4.108 แสดงให้เห็นว่า เมื่อเพิ่มความหนาแน่นของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานที่ติดตั้งให้กับอาคารตัวอย่างการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ของอาคารตัวอย่างมีค่าไม่แตกต่างกัน แต่ผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานยังแสดงให้เห็นว่าสามารถลดการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ของอาคารได้อย่างมีประสิทธิภาพ

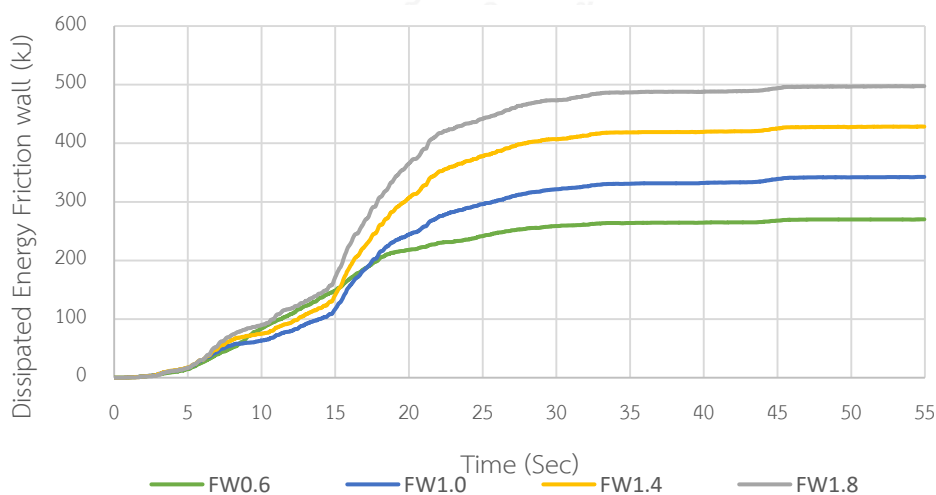
ตารางที่ 4.48 ค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์สูงสุดในแต่ละชั้นในอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Parkfield-02 CA, Hollister-Sath&Pine (2004) ระดับออกแบบ

ชั้น	การเคลื่อนที่สัมพัทธ์ของอาคารตัวอย่าง									
	Bare Frame		FW0.6		FW1.0		FW1.4		FW1.8	
	Drift. (%)	Red. (%)	Drift. (%)	Red. (%)	Drift. (%)	Red. (%)	Drift. (%)	Red. (%)	Drift. (%)	Red. (%)
Roof	0.54	-	0.20	63.0	0.19	64.8	0.20	63.0	0.20	63.0
8	0.54	-	0.21	61.1	0.21	61.1	0.21	61.1	0.21	61.1
7	0.53	-	0.21	60.4	0.21	60.4	0.22	58.5	0.22	58.5
6	0.52	-	0.21	59.6	0.21	59.6	0.22	57.7	0.22	57.7
5	0.50	-	0.21	58.0	0.21	58.0	0.21	58.0	0.21	58.0
4	0.46	-	0.20	56.5	0.19	58.7	0.19	58.7	0.19	58.7
3	0.39	-	0.17	56.4	0.16	59.0	0.16	59.0	0.16	59.0
2	0.25	-	0.11	56.0	0.11	56.0	0.10	60.0	0.10	60.0
1	0.08	-	0.04	-	0.04	-	0.04	-	0.03	-

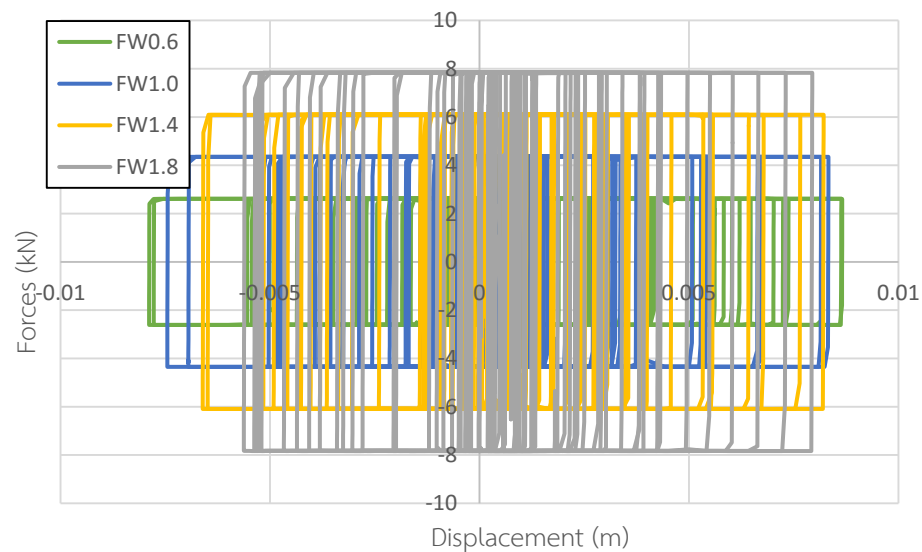


รูปที่ 4.108 การเคลื่อนที่สัมพัทธ์สูงสุดในแต่ละชั้นภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Parkfield-02 CA, Hollister-Sath&Pine (2004) ระดับออกแบบของอาคารตัวอย่าง

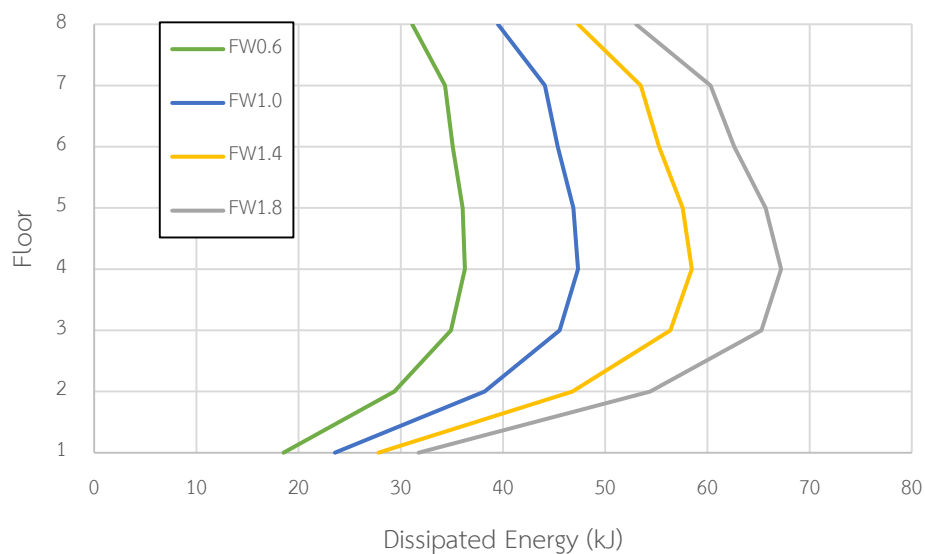
การสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Parkfield-02 CA, Hollister-Sath&Pine ที่มี PGA เท่ากับ 0.075g ตามรูปที่ 4.109 พบว่า การสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานทั้งอาคารจะเพิ่มขึ้น เมื่อความหนาแน่นของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานเพิ่มขึ้นหรือการเพิ่มขึ้นของแรงเสียดทานนั่นเอง อาคาร FW0.6 มีการสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานทั้งหมด 722.46 kJ อาคาร FW1.0 มีการสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานทั้งหมด 1192.41 kJ อาคาร FW1.4 มีการสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานทั้งหมด 1647.38 kJ อาคาร FW1.8 มีการสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานทั้งหมด 1930.32 kJ การสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานสามารถหาได้จากพื้นที่วงรอบฮิสเทอริสิส ตามรูปที่ 4.110 ซึ่งจะพบว่า อาคารที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานที่มีความหนาแน่นของคอนกรีตสูงกว่าจะมีวงรอบของฮิสเทอริสิสที่แคบกว่า คือ มีการเคลื่อนตัวที่น้อยกว่าแต่แรงเสียดทานจะสูงกว่า ซึ่งเมื่อคิดพื้นที่วงรอบของฮิสเทอริสิสแล้วจะได้พื้นที่มากกว่าอาคารที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานที่มีความหนาแน่นของคอนกรีตต่ำกว่า และเมื่อทำการเปรียบเทียบพลังงานในแต่ละชั้นของทั้ง 4 อาคารที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานตามรูปที่ 4.111 พบว่า ในแต่ละชั้นจะมีการสลายพลังงานเพิ่มขึ้นตามความหนาแน่นของคอนกรีตในผนังสลายพลังงานแบบเสียดทาน โดยจะมีการสลายพลังงานสูงสุดอยู่ที่ชั้น 4 ซึ่งเป็นชั้นที่มีการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ของชั้น (Drift) สูงสุดเช่นกัน แสดงว่าตำแหน่งที่ควรติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานหรือเพิ่มแรงเสียดทานให้มากขึ้นอีกเพื่อให้สามารถทำงานได้อย่างมีประสิทธิภาพสูงสุดนั้นควรจะติดตั้งในชั้นที่มีการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ของชั้นสูงสุด



รูปที่ 4.109 การสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานในอาคารภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Parkfield-02 CA, Hollister-Sath&Pine (2004) ระดับออกแบบ



รูปที่ 4.110 วงรอบฮิสเทอริสิสของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานในอาคารตัวอย่างที่ชั้น 4 ภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Parkfield-02 CA, Hollister-Sath&Pine (2004) ระดับออกแบบ

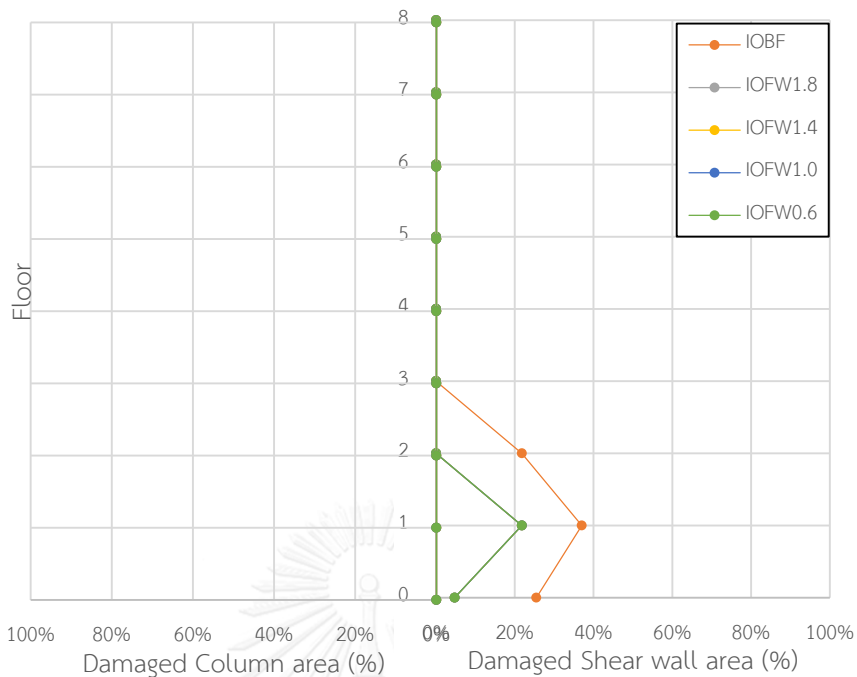


รูปที่ 4.111 การสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานในแต่ละชั้นของอาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหว Parkfield-02 CA, Hollister-Sath&Pine (2004) ระดับออกแบบ ความเสียหายของอาคารตัวอย่างทั้งหมดจะถูกเปรียบเทียบกับร้อยละพื้นที่ความเสียหาย โดยแบ่งระดับออกเป็น 3 ระดับ คือ ความเสียหายระดับเข้าใช้งานได้ทันที (IO) ความเสียหายระดับปลอดภัยต่อชีวิต (LS) และความเสียหายระดับพังทลาย (CP) โดยแยกความเสียหายของชั้นส่วนเป็น 2 ประเภท คือ ความเสียหายในกำแพงรับแรงเฉือนและความเสียหายในชิ้นส่วนเสา จากการวิเคราะห์อาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหว Parkfield-02 CA, Hollister-Sath&Pine ที่มี PGA เท่ากับ 0.075g พบว่า กำแพงรับแรงเฉือนของอาคารที่ไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานจะมีความเสียหาย

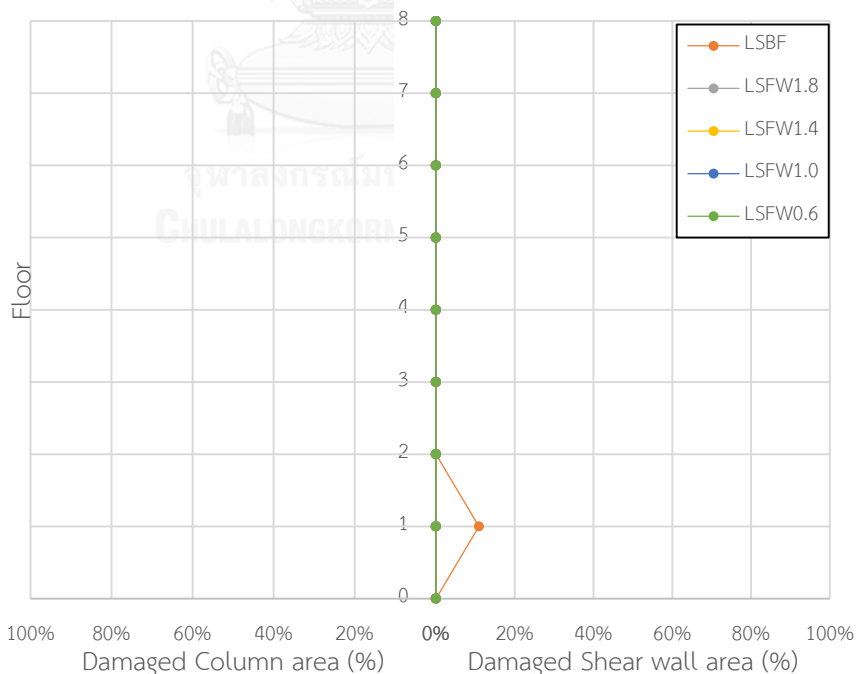
สูงสุดอยู่ที่ระดับปลอดภัยต่อชีวิต (LS) โดยมีร้อยละพื้นที่ความเสียหายสูงสุดเท่ากับ 10.9% เกิดขึ้นระหว่างชั้น 1 และ ชั้น 2 ส่วนอาคารที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานจะมีความเสียหายสูงสุดอยู่ที่ระดับเข้าใช้งานได้ทันที (IO) โดยอาคาร FW0.6 มีค่าเท่ากับ 37.0% เกิดขึ้นระหว่างชั้น 1 และ ชั้น 2 อาคาร FW1.0 มีค่าเท่ากับ 21.8% เกิดขึ้นระหว่างชั้น 1 และชั้น 2 อาคาร FW1.4 มีค่าเท่ากับ 21.8% เกิดขึ้นระหว่างชั้น 1 และชั้น 2 และอาคาร FW1.8 มีค่าเท่ากับ 21.8% เกิดขึ้นระหว่างชั้น 1 และชั้น 2 ตามตารางที่ 4.49 รูปที่ 4.112 และรูปที่ 4.113 ซึ่งจะสังเกตเห็นได้ว่าอาคารที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานสามารถลดความเสียหายได้อย่างมีประสิทธิภาพถึงแม้ว่าการเพิ่มความหนาแน่นของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานจะลดความเสียหายได้เพียงเล็กน้อยก็ตาม เมื่อพิจารณาส่วนเสาของอาคารที่ไม่ติดตั้งและติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานพบว่าไม่เกิดความเสียหายเกิดขึ้นเลย

ตารางที่ 4.49 ร้อยละพื้นที่ความเสียหายสูงสุดของกำแพงรับแรงเฉือนในอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Parkfield-02 CA, Hollister-Sath&Pine (2004) ระดับออกแบบ

อาคาร ตัวอย่าง	ร้อยละพื้นที่ความเสียหาย (%)สูงสุดของกำแพงรับแรงเฉือนในอาคาร					
	IO		LS		CP	
	พื้นที่ (%)	ตำแหน่ง	พื้นที่ (%)	ตำแหน่ง	พื้นที่ (%)	ตำแหน่ง
Bare Frame	37.0	1-2	10.9	1-2	-	-
FW0.6	21.8	1-2	-	F-1	-	-
FW1.0	21.8	1-2	-	F-1	-	-
FW1.4	21.8	1-2	-	F-1	-	-
FW1.8	21.8	1-2	-	F-1	-	-



รูปที่ 4.112 ร้อยละพื้นที่ความเสียหายในระดับเข้าใช้งานได้ทันที (IO) ของอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Parkfield-02 CA, Hollister-Sath&Pine (2004) ระดับออกแบบ



รูปที่ 4.113 ร้อยละพื้นที่ความเสียหายในระดับปลอดภัยต่อชีวิต (LS) ของอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Parkfield-02 CA, Hollister-Sath&Pine (2004) ระดับออกแบบ

4.1.8 พฤติกรรมของอาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหว Tottori Japan, OIT010 (2000)

จากการวิเคราะห์การตอบสนองของอาคารตัวอย่างทั้งอาคารที่ไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทาน (Bare frame) อาคารที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานที่มีความหนาแน่นของผนังเท่ากับ 0.6 tons/m^3 (FW0.6) อาคารที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานที่มีความหนาแน่นของผนังเท่ากับ 1.0 tons/m^3 (FW1.0) อาคารที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานที่มีความหนาแน่นของผนังเท่ากับ 1.4 tons/m^3 (FW1.4) และอาคารที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานที่มีความหนาแน่นของผนังเท่ากับ 1.8 tons/m^3 (FW1.8) ภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Tottori Japan, OIT010 ที่ระดับพังทลาย (Collapse Earthquake) ที่มีความเร่งสูงสุดที่พื้นดิน (Peak Ground Acceleration, PGA) เท่ากับ $0.132g$ และที่ระดับออกแบบ (DBE) ที่มีความเร่งสูงสุดที่พื้นดิน (Peak Ground Acceleration, PGA) เท่ากับ $0.088g$

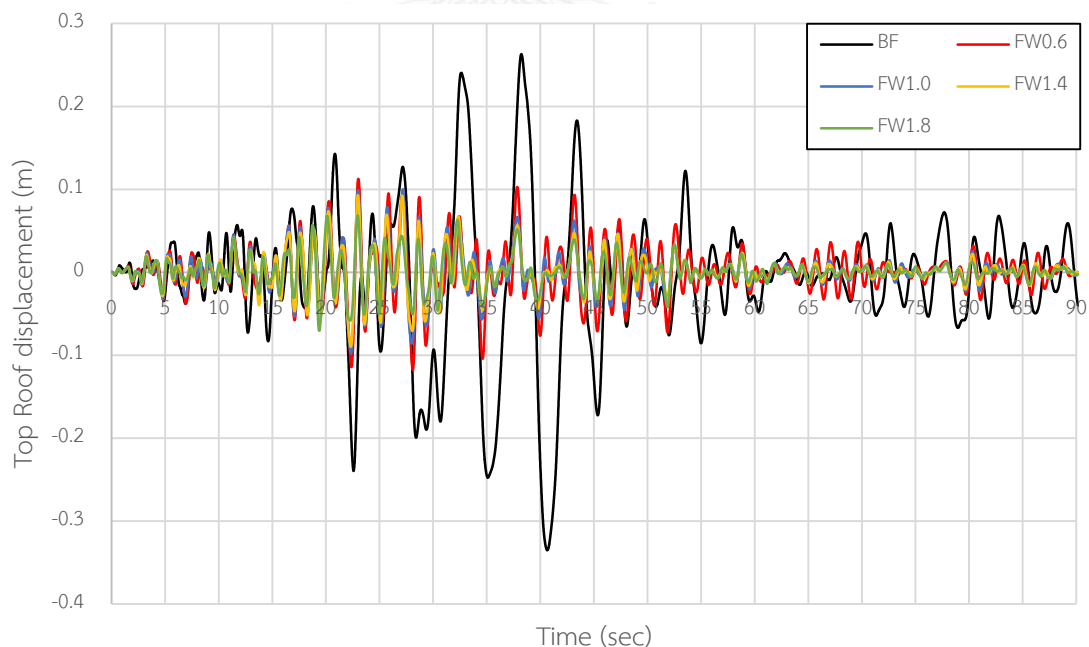
4.1.8.1 พฤติกรรมของอาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหวพังทลาย (Collapse Earthquake)

การเคลื่อนที่ชั้นหลังคาของอาคารที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Tottori Japan, OIT010 ที่มี PGA เท่ากับ $0.132g$ มีค่าลดลงจากอาคารที่ไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานมากที่สุดถึง 78.8% โดยอาคาร FW0.6 สามารถลดการเคลื่อนที่ได้สูงสุด 64.8% อาคาร FW1.0 สามารถลดการเคลื่อนที่ได้สูงสุด 70.1% อาคาร FW1.4 สามารถลดการเคลื่อนที่ได้สูงสุด 72.2% และอาคาร FW1.8 สามารถลดการเคลื่อนที่ได้สูงสุด 78.8% ตามตารางที่ 4.50 รูปที่ 4.114 และการเคลื่อนที่สูงสุดของแต่ละชั้นตามรูปที่ 4.115 พบว่า เมื่อเพิ่มความหนาแน่นของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานที่ติดตั้งให้กับอาคารตัวอย่างจะยิ่งลดการเคลื่อนที่ของอาคารได้มากขึ้น และผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานยังแสดงให้เห็นว่าสามารถลดการเคลื่อนที่ของแต่ละชั้นได้อย่างมีประสิทธิภาพ

ตารางที่ 4.50 ค่าการเคลื่อนที่สูงสุดของแต่ละชั้นในอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว

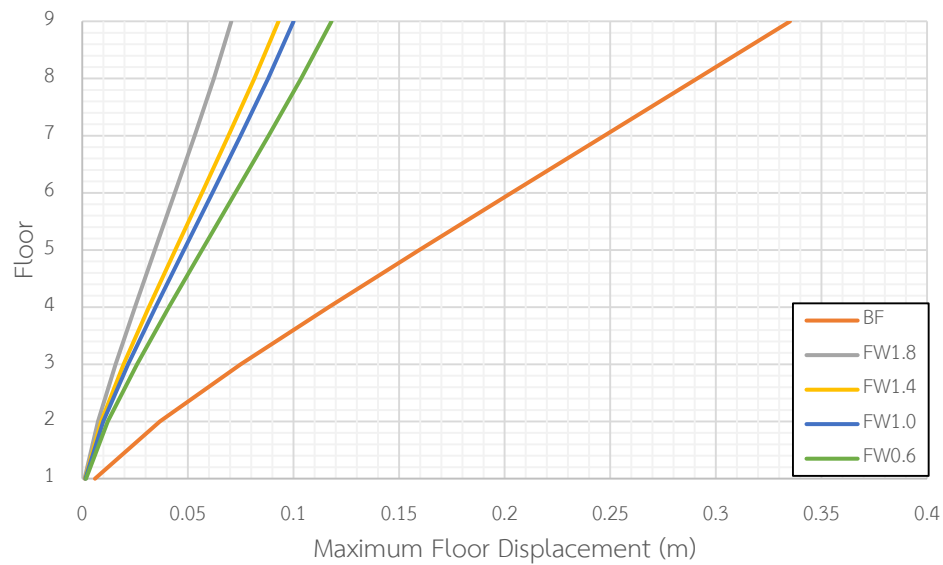
Tottori Japan, OIT010 (2000) ระดับพังทลาย

ชั้น	การเคลื่อนตัวของอาคารตัวอย่าง									
	Bare Frame		FW0.6		FW1.0		FW1.4		FW1.8	
	Disp. (m)	Red. (%)	Disp. (m)	Red. (%)	Disp. (m)	Red. (%)	Disp. (m)	Red. (%)	Disp. (m)	Red. (%)
Roof	0.335	-	0.118	64.8	0.100	70.1	0.093	72.2	0.071	78.8
8	0.291	-	0.104	64.3	0.088	69.8	0.081	72.2	0.062	78.7
7	0.247	-	0.088	64.4	0.075	69.6	0.069	72.1	0.053	78.5
6	0.203	-	0.073	64.0	0.062	69.5	0.057	71.9	0.044	78.3
5	0.160	-	0.057	64.4	0.048	70.0	0.044	72.5	0.034	78.8
4	0.117	-	0.041	65.0	0.035	70.1	0.032	72.6	0.025	78.6
3	0.075	-	0.026	65.3	0.022	70.7	0.020	73.3	0.016	78.7
2	0.037	-	0.012	67.6	0.010	73.0	0.009	75.7	0.007	81.1
1	0.006	-	0.002	-	0.001	-	0.001	-	0.001	-



รูปที่ 4.114 การเคลื่อนที่ชั้นหลังคาแบบประวัติเวลาภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Tottori Japan,

OIT010 (2000) ระดับพังทลายของอาคารตัวอย่าง

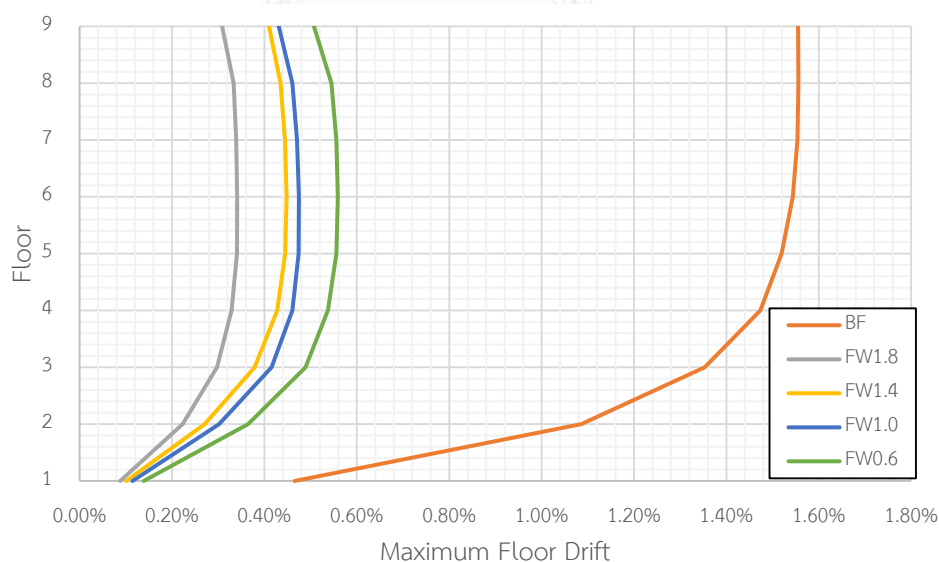


รูปที่ 4.115 การเคลื่อนที่สูงสุดในแต่ละชั้นภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Tottori Japan, OIT010 (2000) ระดับพังทลายของอาคารที่ตัวอย่าง

การเคลื่อนที่สัมพัทธ์ของอาคารที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Tottori Japan, OIT010 ที่มี PGA เท่ากับ 0.132g มีค่าลดลงจากอาคารที่ไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานมากที่สุดถึง 80.1% โดยอาคาร FW0.6 สามารถลดการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ได้ 67.3% อาคาร FW1.0 สามารถลดการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ได้ 72.4% อาคาร FW1.4 สามารถลดการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ได้ 73.7% และอาคาร FW1.8 สามารถลดการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ได้ 80.1% ตามตารางที่ 4.51 และรูปที่ 4.116 แสดงให้เห็นว่า เมื่อเพิ่มความหนาแน่นของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานที่ติดตั้งให้กับอาคารตัวอย่างจะยิ่งลดการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ของอาคารตัวอย่างได้มากขึ้นและผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานยังแสดงให้เห็นว่าสามารถลดการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ของอาคารได้อย่างมีประสิทธิภาพ

ตารางที่ 4.51 ค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์สูงสุดในแต่ละชั้นในอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว
Tottori Japan, OIT010 (2000) ระดับพังทลาย

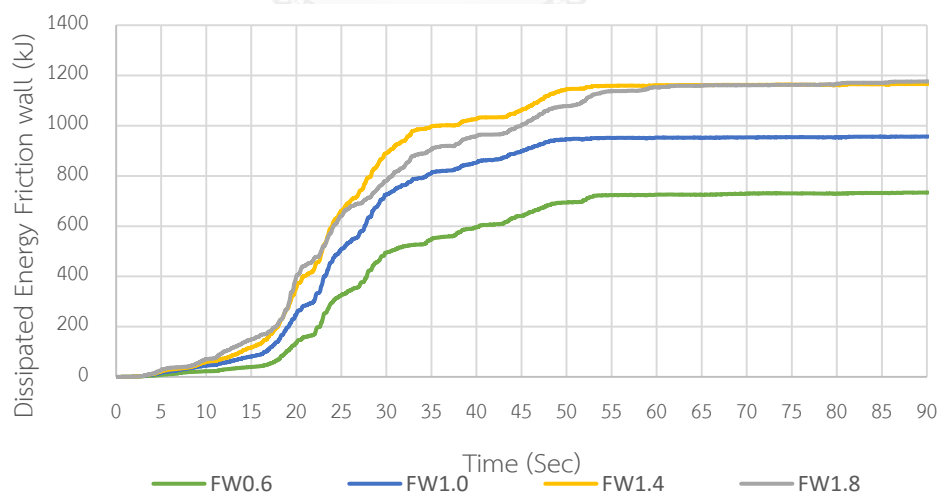
ชั้น	การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ของอาคารตัวอย่าง									
	Bare Frame		FW0.6		FW1.0		FW1.4		FW1.8	
	Drift. (%)	Red. (%)	Drift. (%)	Red. (%)	Drift. (%)	Red. (%)	Drift. (%)	Red. (%)	Drift. (%)	Red. (%)
Roof	1.56	-	0.51	67.3	0.43	72.4	0.41	73.7	0.31	80.1
8	1.56	-	0.55	64.7	0.46	70.5	0.43	72.4	0.33	78.8
7	1.55	-	0.56	63.9	0.47	69.7	0.44	71.6	0.34	78.1
6	1.54	-	0.56	63.6	0.47	69.5	0.45	70.8	0.34	77.9
5	1.52	-	0.56	63.2	0.47	69.1	0.44	71.1	0.34	77.6
4	1.47	-	0.54	63.3	0.46	68.7	0.43	70.7	0.33	77.6
3	1.35	-	0.49	63.7	0.42	68.9	0.38	71.9	0.30	77.8
2	1.09	-	0.36	67.0	0.30	72.5	0.27	75.2	0.22	79.8
1	0.47	-	0.14	-	0.11	-	0.10	-	0.09	-



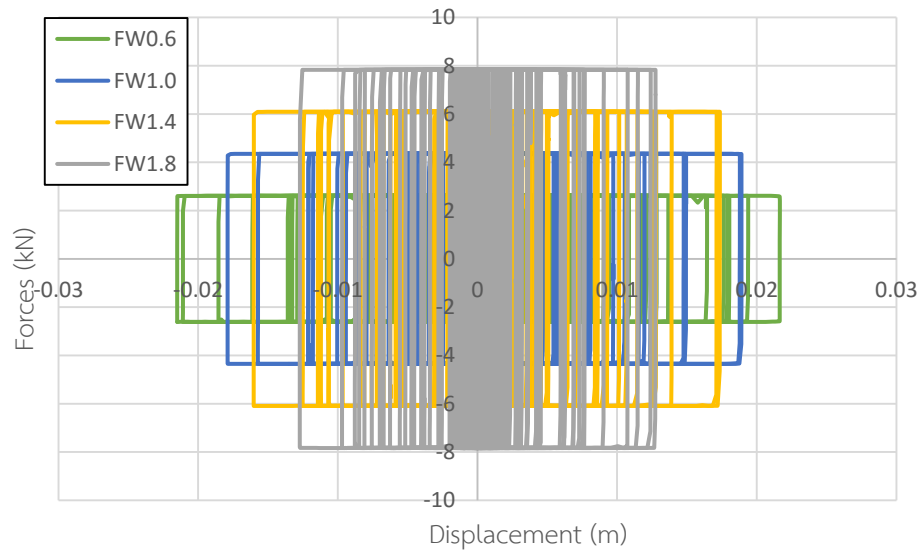
รูปที่ 4.116 การเคลื่อนที่สัมพัทธ์สูงสุดในแต่ละชั้นภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Tottori Japan, OIT010 (2000) ระดับพังทลายของอาคารตัวอย่าง

การสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Tottori Japan, OIT010 ที่มี PGA เท่ากับ 0.132g ตามรูปที่ 4.117 พบว่า การสลายพลังงานของผนังสลาย

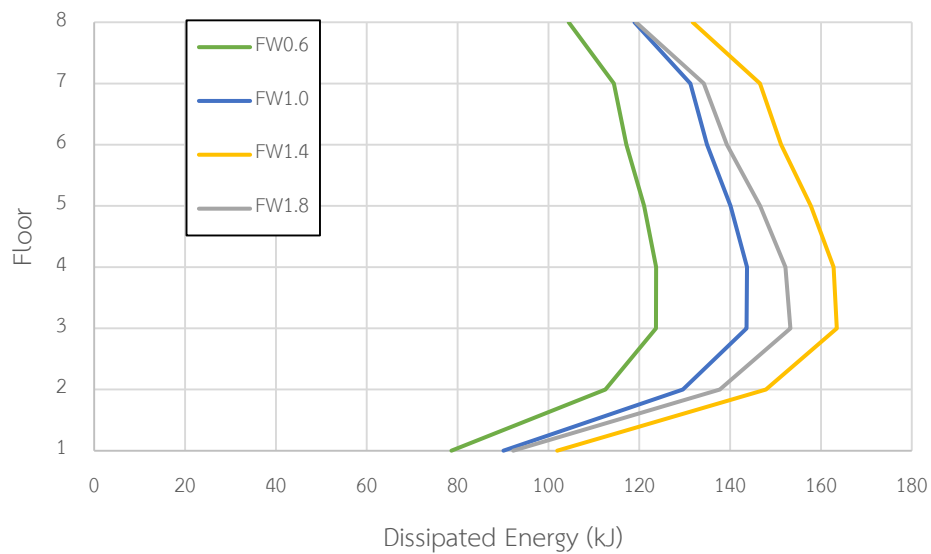
พลังงานแบบเสียดทานทั้งอาคารจะเพิ่มขึ้น เมื่อความหนาแน่นของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานเพิ่มขึ้นหรือการเพิ่มขึ้นของแรงเสียดทานนั่นเอง อาคาร FW0.6 มีการสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานทั้งหมด 733.92 kJ อาคาร FW1.0 มีการสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานทั้งหมด 956.72 kJ อาคาร FW1.4 มีการสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานทั้งหมด 1166.57 kJ อาคาร FW1.8 มีการสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานทั้งหมด 1176.03 kJ โดยอาคาร FW1.4 และ FW1.8 มีการสลายพลังงานใกล้เคียงกัน การสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานสามารถหาได้จากพื้นที่ที่วงรอบฮิสเทอริซิส ตามรูปที่ 4.118 ซึ่งจะพบว่า อาคารที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานที่มีความหนาแน่นของคอนกรีตสูงกว่าจะมีวงรอบของฮิสเทอริซิสที่แคบกว่า คือ มีการเคลื่อนตัวที่น้อยกว่าแต่แรงเสียดทานจะสูงกว่า ซึ่งเมื่อคิดพื้นที่วงรอบของฮิสเทอริซิสแล้วจะได้พื้นที่มากกว่าอาคารที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานที่มีความหนาแน่นของคอนกรีตต่ำกว่าและเมื่อทำการเปรียบเทียบพลังงานในแต่ละชั้นของทั้ง 4 อาคารที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานตามรูปที่ 4.119 พบว่า ในแต่ละชั้นจะมีการสลายพลังงานเพิ่มขึ้นตามความหนาแน่นของคอนกรีตในผนังสลายพลังงานแบบเสียดทาน โดยจะมีการสลายพลังงานสูงสุดอยู่ที่ชั้น 4 ซึ่งเป็นชั้นที่มีการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ของชั้น (Drift) สูงสุดเช่นกัน แสดงว่าตำแหน่งที่ควรติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานหรือเพิ่มแรงเสียดทานให้มากขึ้นอีกเพื่อให้สามารถทำงานได้อย่างมีประสิทธิภาพสูงสุดนั้นควรจะต้องติดตั้งในชั้นที่มีการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ของชั้นสูงสุด



รูปที่ 4.117 การสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานในอาคารภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Tottori Japan, OIT010 (2000) ระดับพังทลาย



รูปที่ 4.118 วงรอบฮิสเทอรีซิสของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานในอาคารตัวอย่างที่ชั้น 4 ภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Tottori Japan, OIT010 (2000) ระดับพังทลาย



รูปที่ 4.119 การสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานในแต่ละชั้นของอาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหว Tottori Japan, OIT010 (2000) ระดับพังทลาย

ความเสียหายของอาคารตัวอย่างทั้งหมดจะถูกเปรียบเทียบกับร้อยละพื้นที่ความเสียหาย โดยแบ่งระดับออกเป็น 3 ระดับ คือ ความเสียหายระดับเข้าใช้งานได้ทันที (IO) ความเสียหายระดับปลอดภัยต่อชีวิต (LS) และความเสียหายระดับพังทลาย (CP) โดยแยกความเสียหายของชิ้นส่วนเป็น 2 ประเภท คือ ความเสียหายในกำแพงรับแรงเฉือนและความเสียหายในชิ้นส่วนเสา จากการวิเคราะห์อาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหว Tottori Japan, OIT010 ที่มี PGA เท่ากับ 0.132g พบว่า กำแพงรับแรงเฉือนของอาคารที่ไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานจะมีความเสียหายสูงสุดอยู่ที่ระดับ

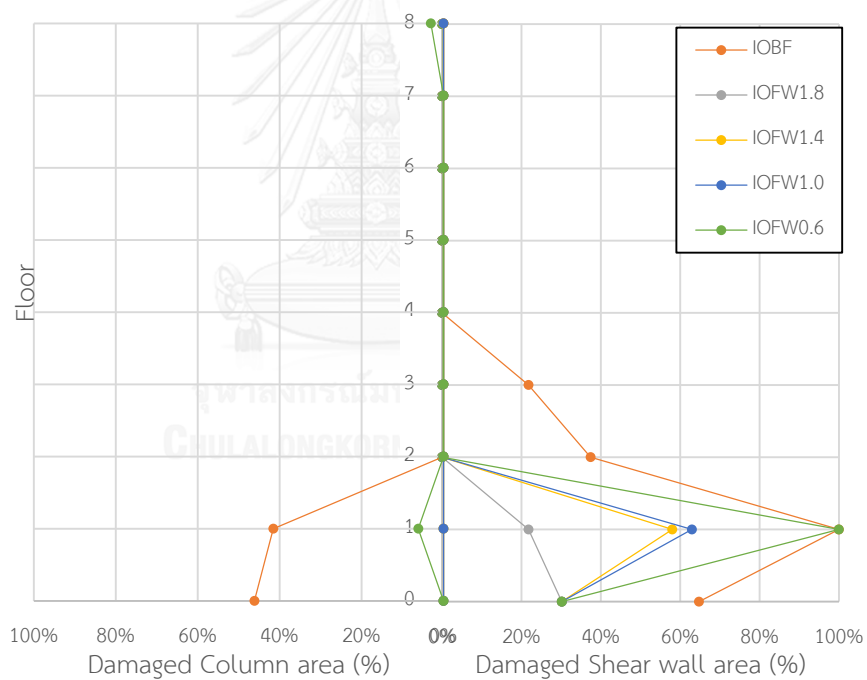
พังทลาย (CP) โดยมีร้อยละพื้นที่ความเสียหายสูงสุดเท่ากับ 20.8% เกิดขึ้นระหว่างฐานราก และ ชั้น 1 ส่วนอาคารที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทาน อาคาร FW0.6 จะมีความเสียหายสูงสุดอยู่ที่ระดับปลอดภัยต่อชีวิต (LS) โดยมีร้อยละพื้นที่ความเสียหายสูงสุดเท่ากับ 10.4% อาคาร FW1.0 มีความเสียหายอยู่ในระดับเข้าใช้งานได้ทันที (IO) มีค่าเท่ากับ 63.0% เกิดขึ้นระหว่างชั้น 1 และชั้น 2 อาคาร FW1.4 มีความเสียหายอยู่ในระดับเข้าใช้งานได้ทันที (IO) มีค่าเท่ากับ 58.0% เกิดขึ้นระหว่างชั้น 1 และชั้น 2 และอาคาร FW1.8 มีความเสียหายอยู่ในระดับเข้าใช้งานได้ทันที (IO) มีค่าเท่ากับ 30.2% เกิดขึ้นระหว่างฐานราก และชั้น 1 ตามตารางที่ 4.52 รูปที่ 4.120-4.122 ซึ่งจะสังเกตได้ว่าอาคารที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานสามารถลดความเสียหายได้อย่างมีประสิทธิภาพโดยการเพิ่มความหนาแน่นของผนังสลายพลังงานมากขึ้นจะสามารถลดระดับความเสียหายได้อีกหนึ่งระดับ เช่น อาคาร FW0.6 และ FW1.0 เมื่อพิจารณาส่วนเสาของอาคารที่ไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานจะอยู่ที่ระดับเข้าใช้งานได้ทันที (IO) เช่นเดียวกับกับอาคาร FW0.6 ส่วนอาคารอื่นไม่เกิดความเสียหายในชิ้นส่วนเสาเลยตามตารางที่ 4.53 คือ อาคารที่ไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานมีพื้นที่ร้อยละความเสียหายสูงสุดเท่ากับ 46.2% อาคาร FW0.6 มีค่าเท่ากับ 6.2% จะเห็นได้ว่าผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานมีประสิทธิภาพในการลดความเสียหายของอาคารโดยเมื่อเพิ่มความหนาแน่นของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานจะยังสามารถลดความเสียหายของอาคารได้มากขึ้นตามรูปที่ 4.120

ตารางที่ 4.52 ร้อยละพื้นที่ความเสียหายสูงสุดของกำแพงรับแรงเฉือนในอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Tottori Japan, OIT010 (2000) ระดับพังทลาย

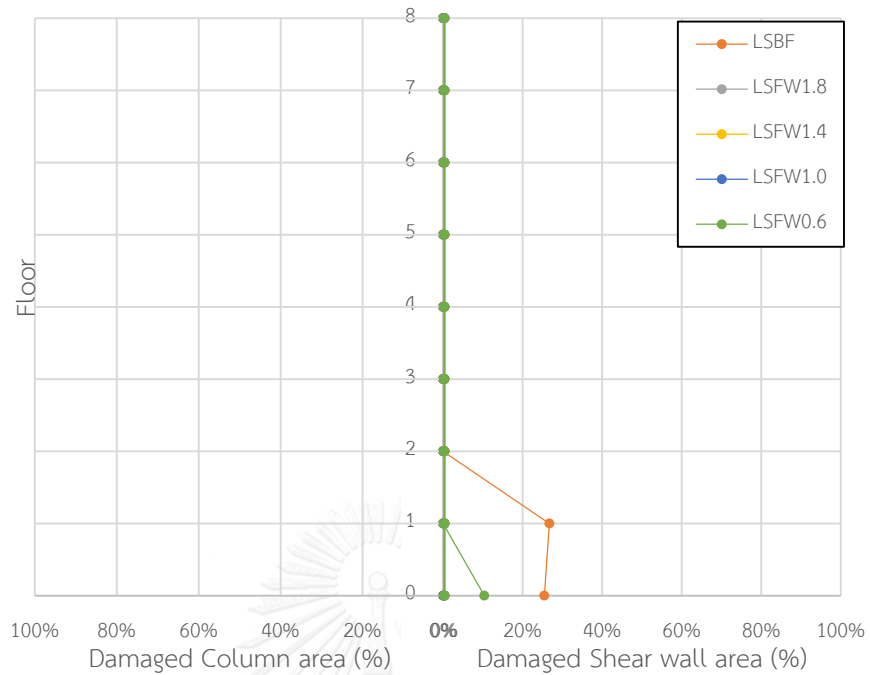
อาคาร ตัวอย่าง	ร้อยละพื้นที่ความเสียหาย (%) สูงสุดของกำแพงรับแรงเฉือนในอาคาร					
	IO		LS		CP	
	พื้นที่ (%)	ตำแหน่ง	พื้นที่ (%)	ตำแหน่ง	พื้นที่ (%)	ตำแหน่ง
Bare Frame	100	1-2	26.7	1-2	20.8	F-1
FW0.6	100	1-2	10.4	F-1	-	-
FW1.0	63.0	1-2	-	-	-	-
FW1.4	58.0	1-2	-	-	-	-
FW1.8	30.2	F-1	-	-	-	-

ตารางที่ 4.53 ร้อยละพื้นที่ความเสียหายสูงสุดของเสาในอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว
Tottori Japan, OIT010 (2000) ระดับพังทลาย

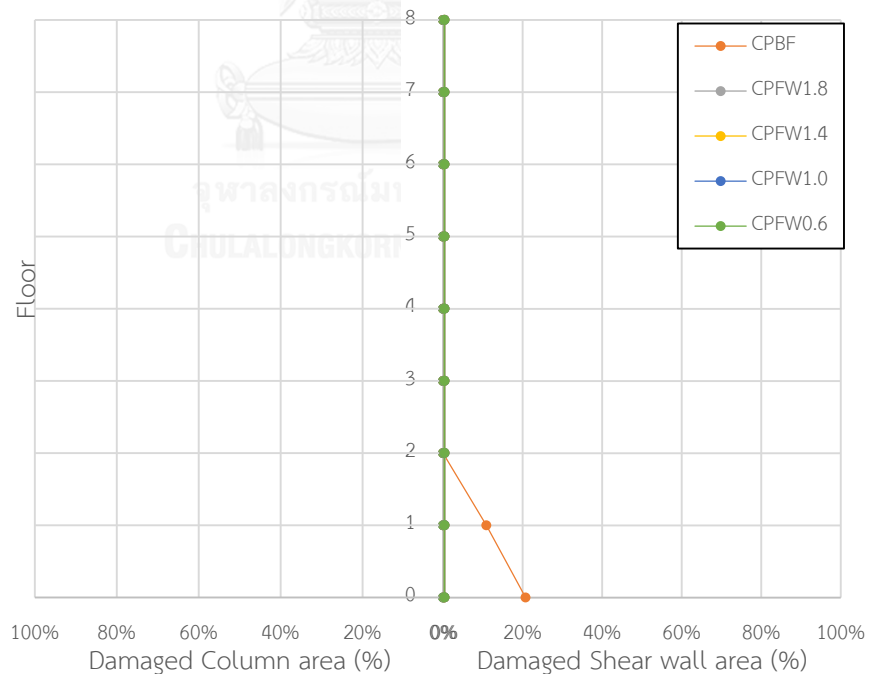
อาคาร ตัวอย่าง	พื้นที่ร้อยละความเสียหาย (%) สูงสุดในอาคาร					
	IO		LS		CP	
	พื้นที่ (%)	ตำแหน่ง	พื้นที่ (%)	ตำแหน่ง	พื้นที่ (%)	ตำแหน่ง
Bare Frame	46.2	F-1	-	-	-	-
FW0.6	6.2	1-2	-	-	-	-
FW1.0	-	-	-	-	-	-
FW1.4	-	-	-	-	-	-
FW1.8	-	-	-	-	-	-



รูปที่ 4.120 ร้อยละพื้นที่ความเสียหายในระดับใช้งานได้ทันที (IO) ของอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Tottori Japan, OIT010 (2000) ระดับพังทลาย



รูปที่ 4.121 ร้อยละพื้นที่ความเสียหายในระดับปลอดภัยต่อชีวิต (LS) ของอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Tottori Japan, OIT010 (2000) ระดับพังทลาย



รูปที่ 4.122 ร้อยละพื้นที่ความเสียหายในระดับพังทลาย (CP) ของอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Tottori Japan, OIT010 (2000) ระดับพังทลาย

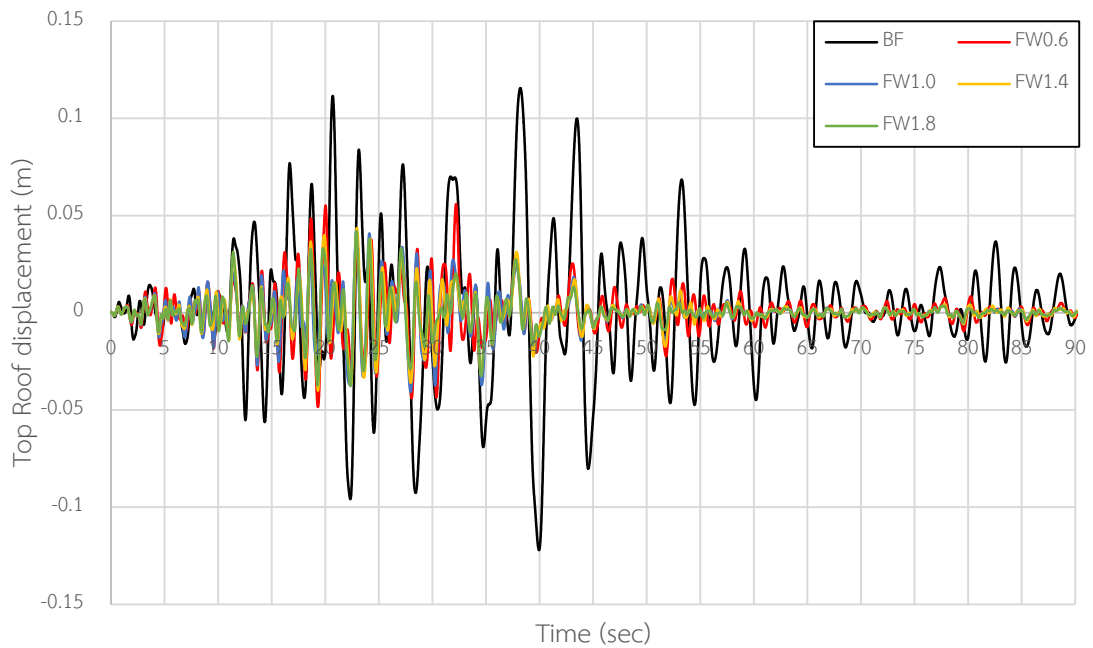
4.1.8.2 พฤติกรรมของอาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหวออกแบบ (DBE)

การเคลื่อนที่ชั้นหลังคาของอาคารที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Tottori Japan, OIT010 ที่มี PGA เท่ากับ 0.088g มีค่าลดลงจากอาคารที่ไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานมากที่สุดถึง 65.6% โดยอาคาร FW0.6 สามารถลดการเคลื่อนที่ได้สูงสุด 54.1% อาคาร FW1.0 สามารถลดการเคลื่อนที่ได้สูงสุด 65.6% อาคาร FW1.4 สามารถลดการเคลื่อนที่ได้สูงสุด 63.9% และอาคาร FW1.8 สามารถลดการเคลื่อนที่ได้สูงสุด 65.6% ตามตารางที่ 4.54 รูปที่ 4.123 และการเคลื่อนที่สูงสุดของแต่ละชั้นตามรูปที่ 4.124 พบว่า เมื่อเพิ่มความหนาแน่นของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานที่ติดตั้งให้กับอาคารตัวอย่างจะยิ่งลดการเคลื่อนที่ของอาคารได้มากขึ้น และผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานยังแสดงให้เห็นว่าสามารถลดการเคลื่อนที่ของแต่ละชั้นได้อย่างมีประสิทธิภาพ

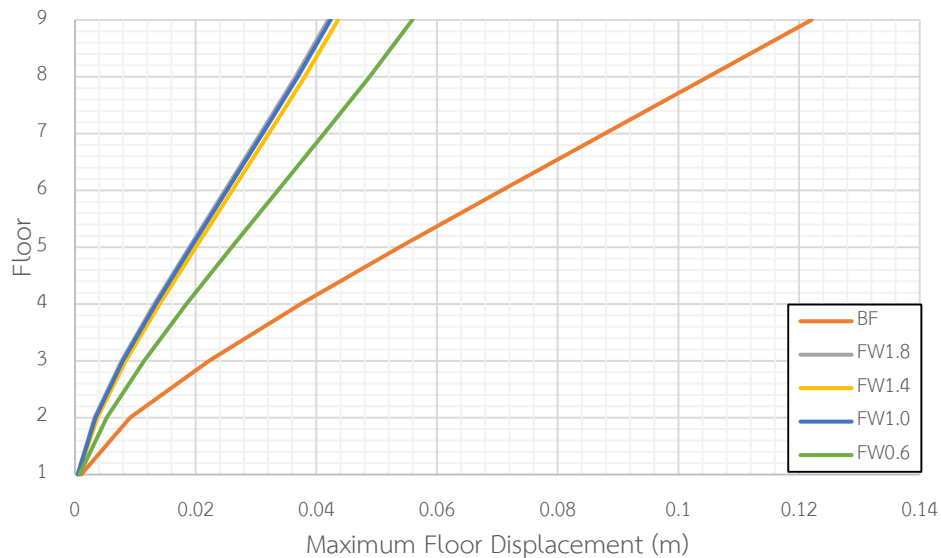
ตารางที่ 4.54 ค่าการเคลื่อนที่สูงสุดของแต่ละชั้นในอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว

Tottori Japan, OIT010 (2000) ระดับออกแบบ

ชั้น	การเคลื่อนที่ของอาคารตัวอย่าง									
	Bare Frame		FW0.6		FW1.0		FW1.4		FW1.8	
	Disp. (m)	Red. (%)	Disp. (m)	Red. (%)	Disp. (m)	Red. (%)	Disp. (m)	Red. (%)	Disp. (m)	Red. (%)
Roof	0.122	-	0.056	54.1	0.042	65.6	0.044	63.9	0.042	65.6
8	0.105	-	0.049	53.3	0.037	64.8	0.038	63.8	0.037	64.8
7	0.088	-	0.041	53.4	0.031	64.8	0.032	63.6	0.031	64.8
6	0.071	-	0.034	52.1	0.025	64.8	0.026	63.4	0.025	64.8
5	0.054	-	0.026	51.9	0.019	64.8	0.020	63.0	0.019	64.8
4	0.037	-	0.018	51.4	0.013	64.9	0.014	62.2	0.013	64.9
3	0.022	-	0.011	50.0	0.008	63.6	0.008	63.6	0.008	63.6
2	0.009	-	0.005	44.4	0.003	66.7	0.004	44.4	0.003	66.7
1	0.001	-	0.001	-	0.001	-	0.001	-	0.001	-



รูปที่ 4.123 การเคลื่อนที่ชั้นหลังคาแบบประวัติเวลาภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Tottori Japan, OIT010 (2000) ระดับออกแบบของอาคารตัวอย่าง



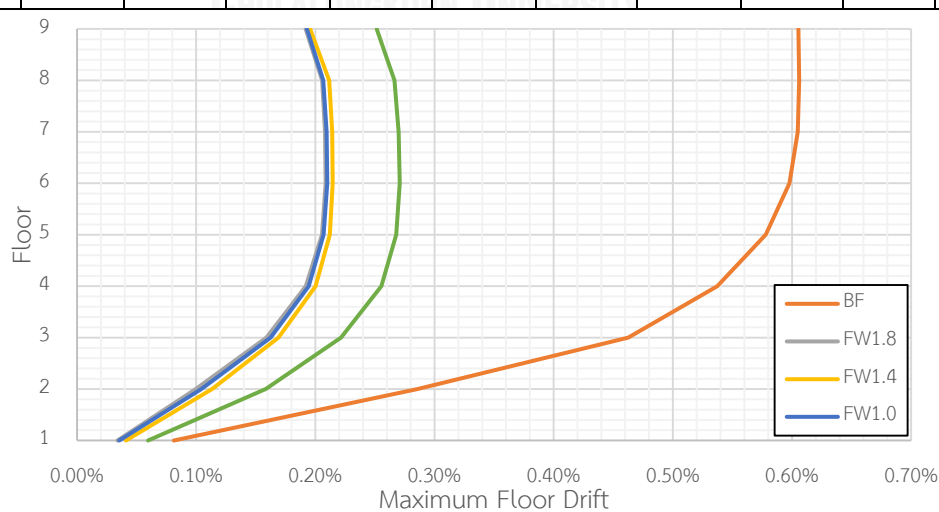
รูปที่ 4.124 การเคลื่อนที่สูงสุดในแต่ละชั้นภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Tottori Japan, OIT010 (2000) ระดับออกแบบของอาคารที่ตัวอย่าง

การเคลื่อนที่สัมพัทธ์ของอาคารที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Tottori Japan, OIT010 ที่มี PGA เท่ากับ 0.088g มีค่าลดลงจากอาคารที่ไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานมากที่สุดถึง 68.9% โดยอาคาร FW0.6 สามารถลดการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ได้ 59.0% อาคาร FW1.0 สามารถลดการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ได้ 68.9% อาคาร FW1.4 สามารถลดการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ได้ 67.2% และอาคาร FW1.8 สามารถลดการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ได้ 68.9% ตามตาราง

ที่ 4.55 และรูปที่ 4.125 แสดงให้เห็นว่า เมื่อเพิ่มความหนาแน่นของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานที่ติดตั้งให้กับอาคารตัวอย่างจะยิ่งลดการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ของอาคารตัวอย่างได้มากขึ้นและผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานยังแสดงให้เห็นว่าสามารถลดการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ของอาคารได้อย่างมีประสิทธิภาพ

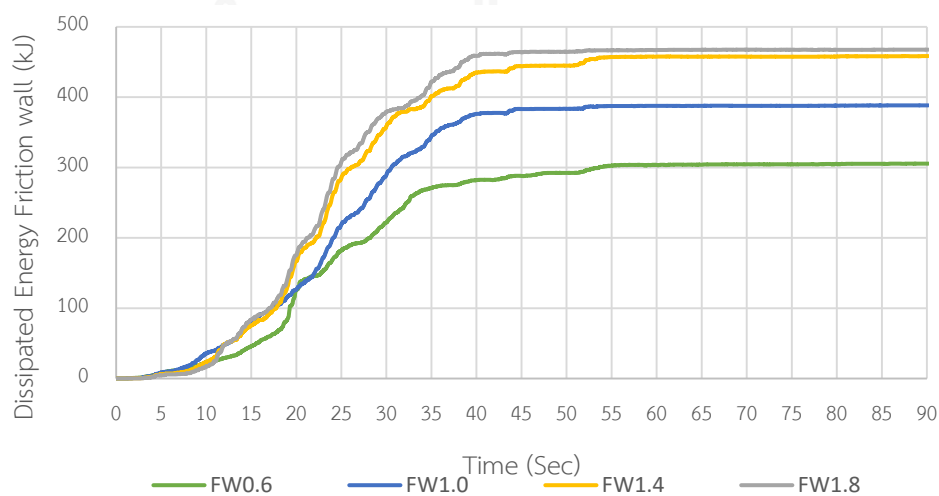
ตารางที่ 4.55 ค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์สูงสุดในแต่ละชั้นในอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Tottori Japan, OIT010 (2000) ระดับออกแบบ

ชั้น	การเคลื่อนที่สัมพัทธ์ของอาคารตัวอย่าง									
	Bare Frame		FW0.6		FW1.0		FW1.4		FW1.8	
	Drift. (%)	Red. (%)	Drift. (%)	Red. (%)	Drift. (%)	Red. (%)	Drift. (%)	Red. (%)	Drift. (%)	Red. (%)
Roof	0.61	-	0.25	59.0	0.19	68.9	0.20	67.2	0.19	68.9
8	0.61	-	0.27	55.7	0.21	65.6	0.21	65.6	0.21	65.6
7	0.61	-	0.27	55.7	0.21	65.6	0.21	65.6	0.21	65.6
6	0.60	-	0.27	55.0	0.21	65.0	0.22	63.3	0.21	65.0
5	0.58	-	0.27	53.4	0.21	63.8	0.21	63.8	0.21	63.8
4	0.54	-	0.26	51.9	0.19	64.8	0.20	63.0	0.19	64.8
3	0.46	-	0.22	52.2	0.16	65.2	0.17	63.0	0.16	65.2
2	0.29	-	0.16	44.8	0.10	65.5	0.11	62.1	0.10	65.5
1	0.08	-	0.06	-	0.04	-	0.04	-	0.03	-

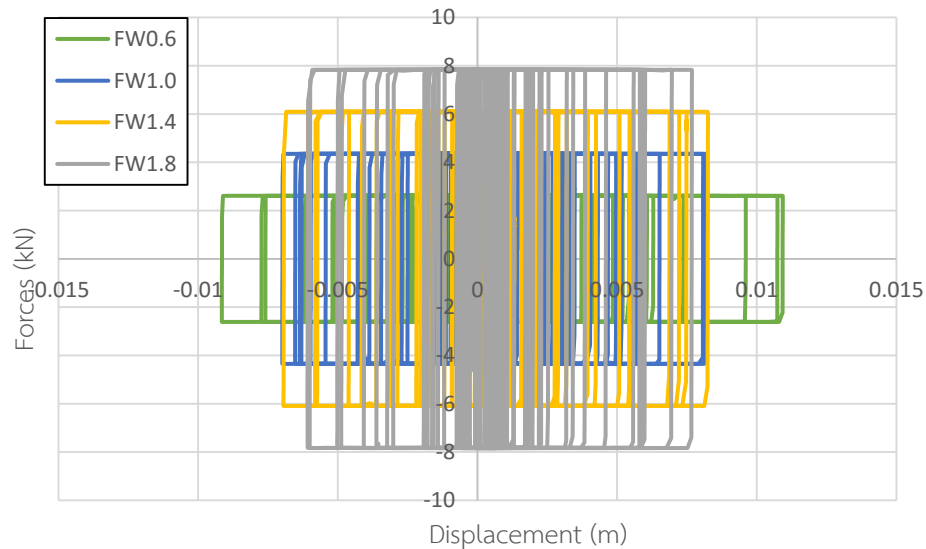


รูปที่ 4.125 การเคลื่อนที่สัมพัทธ์สูงสุดในแต่ละชั้นภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Tottori Japan, OIT010 (2000) ระดับออกแบบของอาคารตัวอย่าง

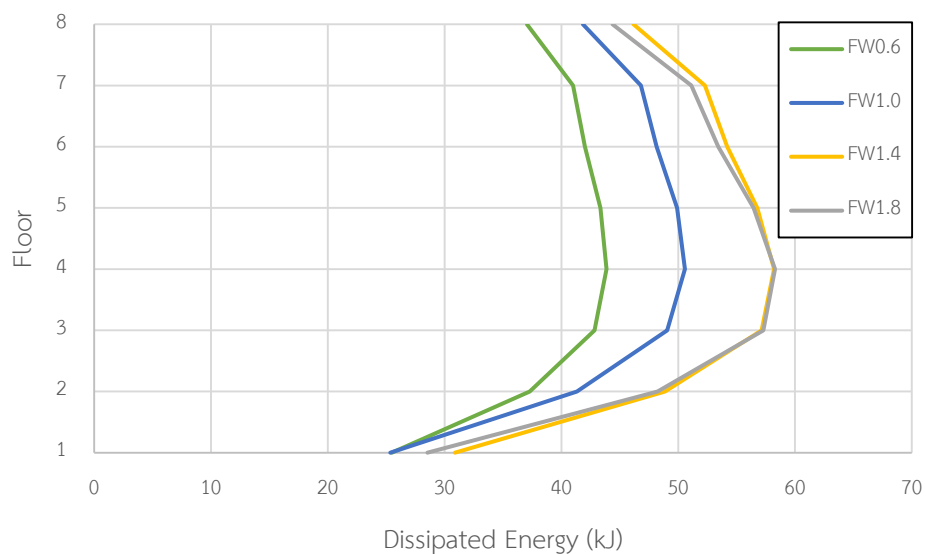
การสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Tottori Japan, OIT010 ที่มี PGA เท่ากับ 0.088g ตามรูปที่ 4.126 พบว่า การสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานทั้งอาคารจะเพิ่มขึ้น เมื่อความหนาแน่นของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานเพิ่มขึ้นหรือการเพิ่มขึ้นของแรงเสียดทานนั่นเอง อาคาร FW0.6 มีการสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานทั้งหมด 733.92 kJ อาคาร FW1.0 มีการสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานทั้งหมด 956.72 kJ อาคาร FW1.4 มีการสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานทั้งหมด 1166.57 kJ อาคาร FW1.8 มีการสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานทั้งหมด 1176.03 kJ โดยอาคาร FW1.4 และ FW1.8 มีการสลายพลังงานใกล้เคียงกัน การสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานสามารถหาได้จากพื้นที่ที่วงรอบฮิสเทอริสิส ตามรูปที่ 4.127 ซึ่งจะพบว่า อาคารที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานที่มีความหนาแน่นของคอนกรีตสูงกว่าจะมีวงรอบของฮิสเทอริสิสที่แคบกว่า คือ มีการเคลื่อนตัวที่น้อยกว่าแต่แรงเสียดทานจะสูงกว่า ซึ่งเมื่อคิดพื้นที่วงรอบของฮิสเทอริสิสแล้วจะได้พื้นที่มากกว่าอาคารที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานที่มีความหนาแน่นของคอนกรีตต่ำกว่าและเมื่อทำการเปรียบเทียบพลังงานในแต่ละชั้นของทั้ง 4 อาคารที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานตามรูปที่ 4.128 พบว่า ในแต่ละชั้นจะมีการสลายพลังงานเพิ่มขึ้นตามความหนาแน่นของคอนกรีตในผนังสลายพลังงานแบบเสียดทาน โดยจะมีการสลายพลังงานสูงสุดอยู่ที่ชั้น 4 ซึ่งเป็นชั้นที่มีการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ของชั้น (Drift) สูงสุดเช่นกัน แสดงว่า ตำแหน่งที่ควรติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานหรือเพิ่มแรงเสียดทานให้มากขึ้นอีกเพื่อให้สามารถทำงานได้อย่างมีประสิทธิภาพสูงสุดนั้นควรจะติดตั้งในชั้นที่มีการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ของชั้นสูงสุด



รูปที่ 4.126 การสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานในอาคารภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Tottori Japan, OIT010 (2000) ระดับออกแบบ



รูปที่ 4.127 วงรอบฮิสเทอริซิสของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานในอาคารตัวอย่างที่ชั้น 4 ภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Tottori Japan, OIT010 (2000) ระดับออกแบบ



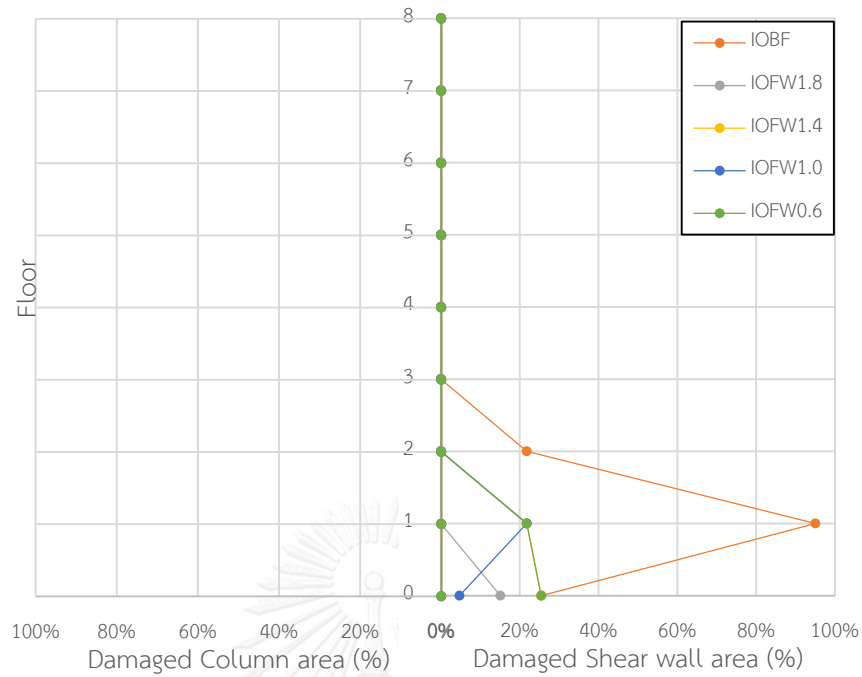
รูปที่ 4.128 การสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานในแต่ละชั้นของอาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหว Tottori Japan, OIT010 (2000) ระดับออกแบบ

ความเสียหายของอาคารตัวอย่างทั้งหมดจะถูกเปรียบเทียบกับร้อยละพื้นที่ความเสียหาย โดยแบ่งระดับออกเป็น 3 ระดับ คือ ความเสียหายระดับเข้าใช้งานได้ทันที (IO) ความเสียหายระดับปลอดภัยต่อชีวิต (LS) และความเสียหายระดับพังทลาย (CP) โดยแยกความเสียหายของชิ้นส่วนเป็น 2 ประเภท คือ ความเสียหายในกำแพงรับแรงเฉือนและความเสียหายในชิ้นส่วนเสา จากการวิเคราะห์อาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหว Tottori Japan, OIT010 ที่มี PGA เท่ากับ 0.088g พบว่า กำแพงรับแรงเฉือนของอาคารที่ไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานจะมีความเสียหายสูงสุดอยู่ที่ระดับ

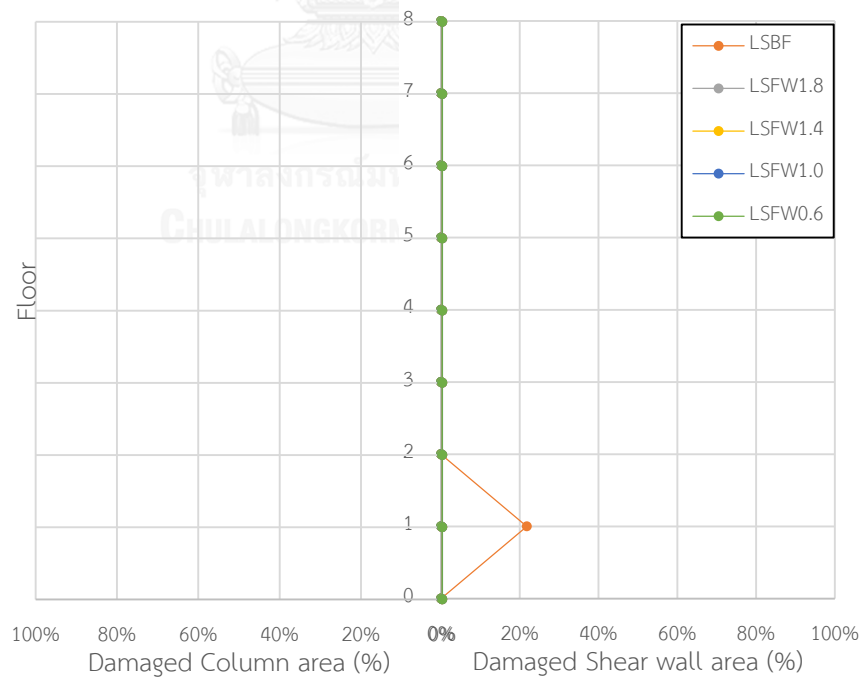
ปลอดภัยต่อชีวิต (LS) โดยมีร้อยละพื้นที่ความเสียหายสูงสุดเท่ากับ 21.8% เกิดขึ้นระหว่างชั้น 1 และชั้น 2 ส่วนอาคารที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานจะมีความเสียหายอยู่ในระดับเข้าใช้งานได้ทันที (IO) โดยอาคาร FW0.6 มีค่าเท่ากับ 25.5% เกิดขึ้นระหว่างฐานรากและชั้น 1 อาคาร FW1.0 มีค่าเท่ากับ 21.8% เกิดขึ้นระหว่างชั้น 1 และชั้น 2 อาคาร FW1.4 มีค่าเท่ากับ 21.8% เกิดขึ้นระหว่างชั้น 1 และชั้น 2 และอาคาร FW1.8 มีค่าเท่ากับ 15.1% เกิดขึ้นระหว่างฐานราก และชั้น 1 ตามตารางที่ 4.56 รูปที่ 4.129 และรูปที่ 4.130 ซึ่งจะสังเกตเห็นได้ว่าอาคารที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานสามารถลดความเสียหายได้อย่างมีประสิทธิภาพโดยการเพิ่มความหนาแน่นของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานมากขึ้นจะสามารถลดระดับความเสียหายมาก เมื่อพิจารณาส่วนเสาของอาคารที่ไม่ติดตั้งและติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานจะพบว่า ไม่เกิดความเสียหายในอาคารเลย

ตารางที่ 4.56 ร้อยละพื้นที่ความเสียหายสูงสุดของกำแพงรับแรงเฉือนในอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Tottori Japan, OIT010 (2000) ระดับออกแบบ

อาคาร ตัวอย่าง	ร้อยละพื้นที่ความเสียหาย (%) สูงสุดของกำแพงรับแรงเฉือนในอาคาร					
	IO		LS		CP	
	พื้นที่ (%)	ตำแหน่ง	พื้นที่ (%)	ตำแหน่ง	พื้นที่ (%)	ตำแหน่ง
Bare Frame	95.1	1-2	21.8	1-2	-	-
FW0.6	25.5	F-1	-	-	-	-
FW1.0	21.8	1-2	-	-	-	-
FW1.4	21.8	1-2	-	-	-	-
FW1.8	15.1	F-1	-	-	-	-



รูปที่ 4.129 ร้อยละพื้นที่ความเสียหายในระดับเข้าใช้งานได้ทันที (IO) ของอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Tottori Japan, OIT010 (2000) ระดับออกแบบ



รูปที่ 4.130 ร้อยละพื้นที่ความเสียหายในระดับปลอดภัยต่อชีวิต (LS) ของอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Tottori Japan, OIT010 (2000) ระดับออกแบบ

4.1.9 พฤติกรรมของอาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหว Tottori Japan, OSK006 (2000)

จากการวิเคราะห์การตอบสนองของอาคารตัวอย่างทั้งอาคารที่ไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทาน (Bare frame) อาคารที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานที่มีความหนาแน่นของผนังเท่ากับ 0.6 tons/m^3 (FW0.6) อาคารที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานที่มีความหนาแน่นของผนังเท่ากับ 1.0 tons/m^3 (FW1.0) อาคารที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานที่มีความหนาแน่นของผนังเท่ากับ 1.4 tons/m^3 (FW1.4) และอาคารที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานที่มีความหนาแน่นของผนังเท่ากับ 1.8 tons/m^3 (FW1.8) ภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Tottori Japan, OSK006 ที่ระดับพังทลาย (Collapse Earthquake) ที่มีความเร่งสูงสุดที่พื้นดิน (Peak Ground Acceleration, PGA) เท่ากับ $0.175g$ และที่ระดับออกแบบ (DBE) ที่มีความเร่งสูงสุดที่พื้นดิน (Peak Ground Acceleration, PGA) เท่ากับ $0.07g$

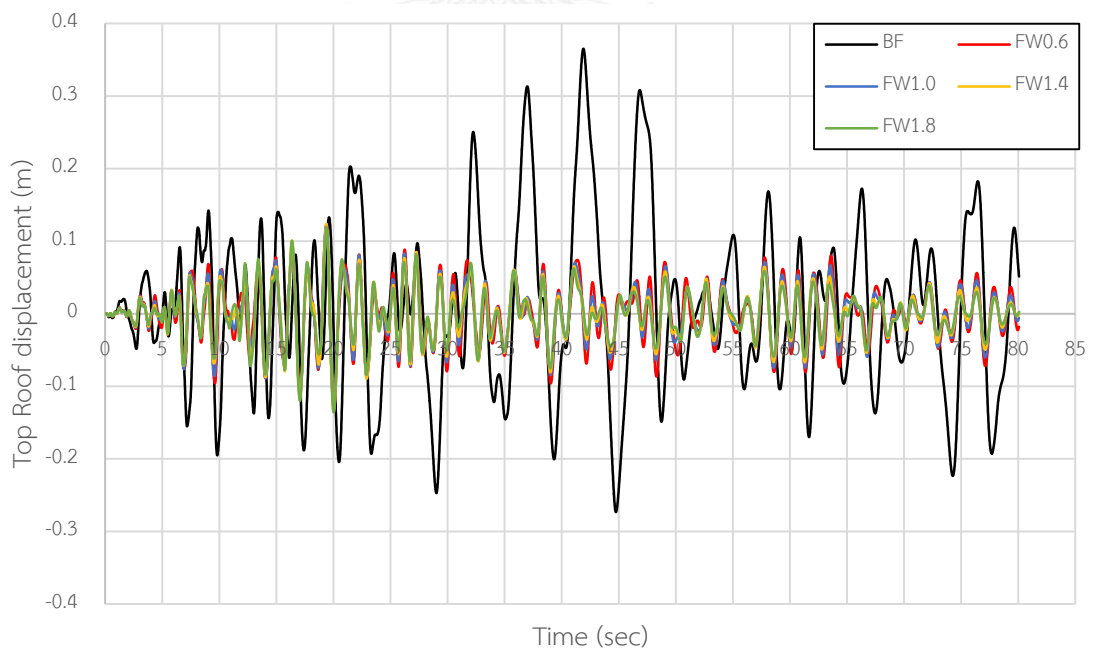
4.1.9.1 พฤติกรรมของอาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหวพังทลาย (Collapse Earthquake)

การเคลื่อนที่ชั้นหลังคาของอาคารที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Tottori Japan, OSK006 ที่มี PGA เท่ากับ $0.175g$ มีค่าลดลงจากอาคารที่ไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานมากที่สุดถึง 65.2% โดยอาคาร FW0.6 สามารถลดการเคลื่อนที่ได้สูงสุด 65.2% อาคาร FW1.0 สามารถลดการเคลื่อนที่ได้สูงสุด 65.2% อาคาร FW1.4 สามารถลดการเคลื่อนที่ได้สูงสุด 63.3% และอาคาร FW1.8 สามารถลดการเคลื่อนที่ได้สูงสุด 62.7% ตามตารางที่ 4.57 รูปที่ 4.131 และการเคลื่อนที่สูงสุดของแต่ละชั้นตามรูปที่ 4.132 พบว่า เมื่อเพิ่มความหนาแน่นของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานที่ติดตั้งให้กับอาคารตัวอย่างจะเพิ่มการเคลื่อนที่ของอาคารให้มากขึ้น ทั้งนี้อาจเนื่องมาจากการเปรียบเทียบในรูปแบบเป็นการเปรียบเทียบค่าการเคลื่อนที่สูงสุดของอาคารภายใต้แผ่นดินไหวแต่เมื่อดูที่การเคลื่อนที่ของอาคารตลอดภายใต้แรงแผ่นดินไหวตามรูปที่ 4.131 จะพบว่า การเคลื่อนที่ของอาคารที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานที่มีความหนาแน่นมากกว่าจะมีการเคลื่อนที่ของอาคารน้อยกว่าเป็นส่วนใหญ่และผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานยังแสดงให้เห็นว่าสามารถลดการเคลื่อนที่ของแต่ละชั้นได้อย่างมีประสิทธิภาพ

ตารางที่ 4.57 ค่าการเคลื่อนที่สูงสุดของแต่ละชั้นในอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว

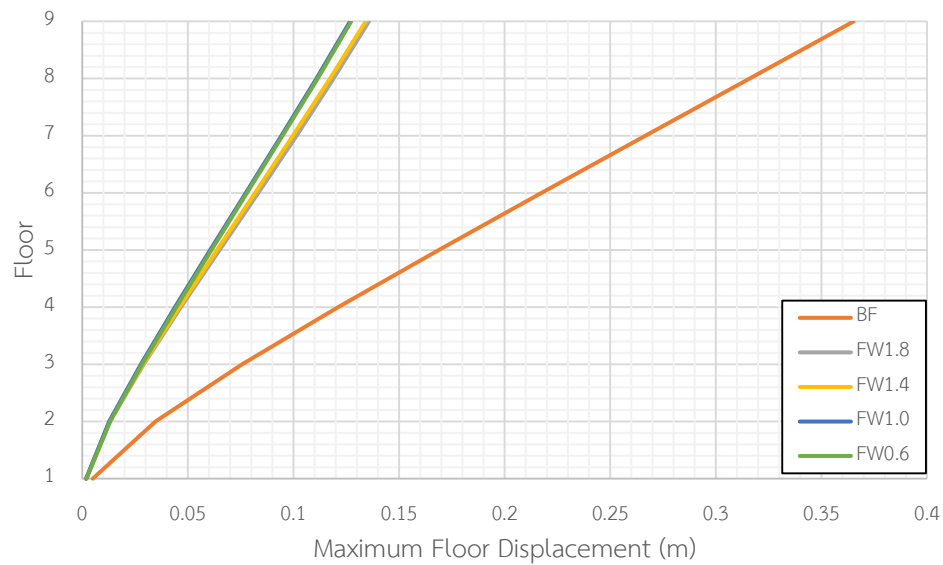
Tottori Japan, OSK006 (2000) ระดับพังทลาย

ชั้น	การเคลื่อนตัวของอาคารตัวอย่าง									
	Bare Frame		FW0.6		FW1.0		FW1.4		FW1.8	
	Disp. (m)	Red. (%)	Disp. (m)	Red. (%)	Disp. (m)	Red. (%)	Disp. (m)	Red. (%)	Disp. (m)	Red. (%)
Roof	0.365	-	0.127	65.2	0.127	65.2	0.134	63.3	0.136	62.7
8	0.316	-	0.111	64.9	0.111	64.9	0.117	63.0	0.119	62.3
7	0.267	-	0.095	64.4	0.094	64.8	0.100	62.5	0.102	61.8
6	0.218	-	0.078	64.2	0.077	64.7	0.082	62.4	0.083	61.9
5	0.169	-	0.061	63.9	0.061	63.9	0.064	62.1	0.065	61.5
4	0.121	-	0.045	62.8	0.044	63.6	0.046	62.0	0.047	61.2
3	0.076	-	0.028	63.2	0.028	63.2	0.029	61.8	0.029	61.8
2	0.035	-	0.013	62.9	0.013	62.9	0.013	62.9	0.013	62.9
1	0.005	-	0.002	-	0.002	-	0.002	-	0.002	-



รูปที่ 4.131 การเคลื่อนที่ชั้นหลังคาแบบประวัติเวลาภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Tottori Japan,

OSK006 (2000) ระดับพังทลายของอาคารตัวอย่าง

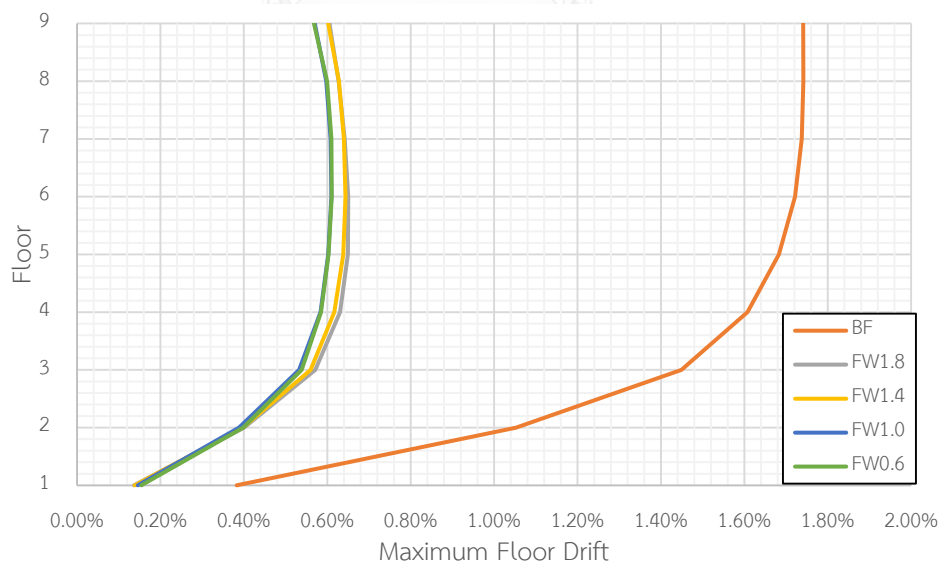


รูปที่ 4.132 การเคลื่อนที่สูงสุดในแต่ละชั้นภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Tottori Japan, OSK006 (2000) ระดับพังทลายของอาคารที่ตัวอย่าง

การเคลื่อนที่สัมพัทธ์ของอาคารที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Tottori Japan, OSK006 ที่มี PGA เท่ากับ 0.175g มีค่าลดลงจากอาคารที่ไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานมากที่สุดถึง 67.2% โดยอาคาร FW0.6 สามารถลดการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ได้ 67.2% อาคาร FW1.0 สามารถลดการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ได้ 67.2% อาคาร FW1.4 สามารถลดการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ได้ 65.5% และอาคาร FW1.8 สามารถลดการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ได้ 64.9% ตามตารางที่ 4.58 และรูปที่ 4.133 แสดงให้เห็นว่า เมื่อเพิ่มความหนาแน่นของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานที่ติดตั้งให้กับอาคารตัวอย่างจะเพิ่มการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ของอาคารตัวอย่างมากขึ้นแต่ผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานยังแสดงให้เห็นว่าสามารถลดการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ของอาคารได้อย่างมีประสิทธิภาพ

ตารางที่ 4.58 ค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์สูงสุดในแต่ละชั้นในอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว
Tottori Japan, OSK006 (2000) ระดับพังทลาย

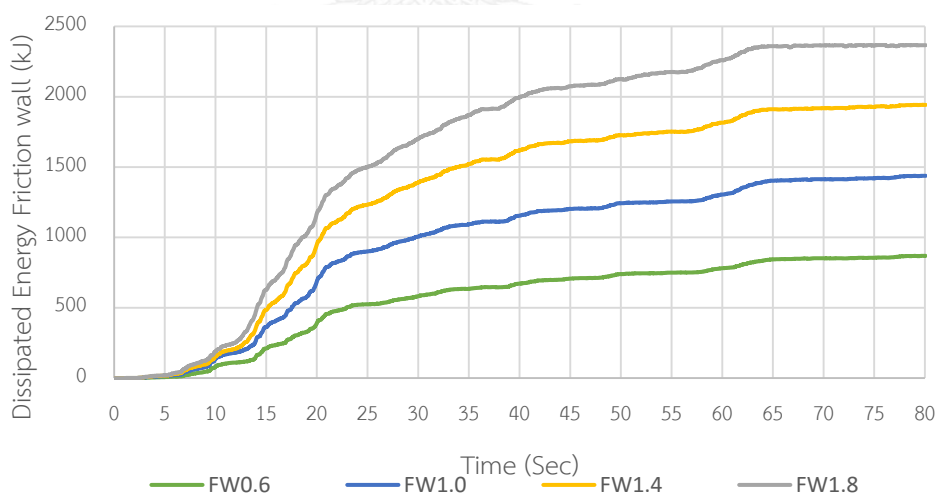
ชั้น	การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ของอาคารตัวอย่าง									
	Bare Frame		FW0.6		FW1.0		FW1.4		FW1.8	
	Drift. (%)	Red. (%)	Drift. (%)	Red. (%)	Drift. (%)	Red. (%)	Drift. (%)	Red. (%)	Drift. (%)	Red. (%)
Roof	1.74	-	0.57	67.2	0.57	67.2	0.60	65.5	0.61	64.9
8	1.74	-	0.60	65.5	0.60	65.5	0.63	63.8	0.63	63.8
7	1.74	-	0.61	64.9	0.61	64.9	0.64	63.2	0.64	63.2
6	1.72	-	0.61	64.5	0.61	64.5	0.64	62.8	0.65	62.2
5	1.68	-	0.60	64.3	0.60	64.3	0.64	61.9	0.65	61.3
4	1.61	-	0.59	63.4	0.58	64.0	0.62	61.5	0.63	60.9
3	1.45	-	0.54	62.8	0.53	63.4	0.56	61.4	0.57	60.7
2	1.05	-	0.40	61.9	0.39	62.9	0.40	61.9	0.40	61.9
1	0.38	-	0.15	-	0.15	-	0.14	-	0.14	-



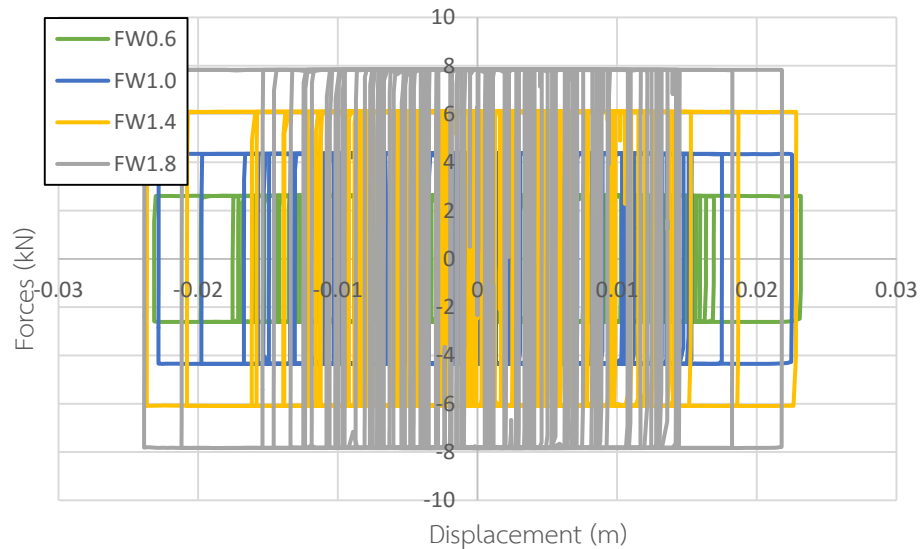
รูปที่ 4.133 การเคลื่อนที่สัมพัทธ์สูงสุดในแต่ละชั้นภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Tottori Japan, OSK006
(2000) ระดับพังทลายของอาคารตัวอย่าง

การสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Tottori Japan, OSK006 ที่มี PGA เท่ากับ 0.175g ตามรูปที่ 4.134 พบว่า การสลายพลังงานของผนังสลาย

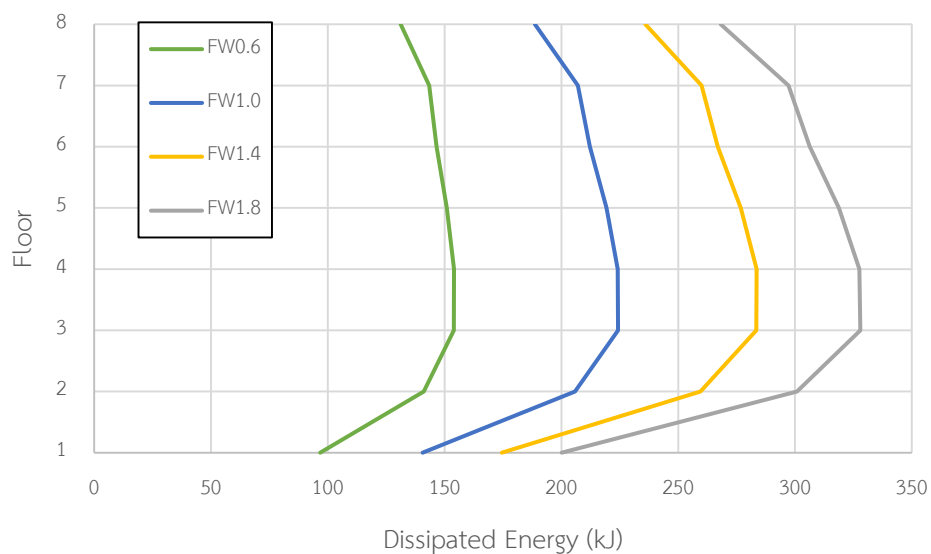
พลังงานแบบเสียดทานทั้งอาคารจะเพิ่มขึ้น เมื่อความหนาแน่นของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานเพิ่มขึ้นหรือการเพิ่มขึ้นของแรงเสียดทานนั่นเอง อาคาร FW0.6 มีการสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานทั้งหมด 868.78 kJ อาคาร FW1.0 มีการสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานทั้งหมด 1437.91 kJ อาคาร FW1.4 มีการสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานทั้งหมด 1942.57 kJ อาคาร FW1.8 มีการสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานทั้งหมด 2367.09 kJ การสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานสามารถหาได้จากพื้นที่วงรอบฮิสเทอริสิส ตามรูปที่ 4.135 ซึ่งจะพบว่า อาคารที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานที่มีความหนาแน่นของคอนกรีตสูงกว่าจะมีวงรอบของฮิสเทอริสิสที่ใกล้เคียงกัน คือ มีการเคลื่อนตัวที่ใกล้เคียงแต่แรงเสียดทานจะสูงกว่า ซึ่งเมื่อคิดพื้นที่วงรอบของฮิสเทอริสิสแล้วจะได้พื้นที่มากกว่าอาคารที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานที่มีความหนาแน่นของคอนกรีตต่ำกว่าและเมื่อทำการเปรียบเทียบพลังงานในแต่ละชั้นของทั้ง 4 อาคารที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานตามรูปที่ 4.136 พบว่า ในแต่ละชั้นจะมีการสลายพลังงานเพิ่มขึ้นตามความหนาแน่นของคอนกรีตในผนังสลายพลังงานแบบเสียดทาน โดยจะมีการสลายพลังงานสูงสุดอยู่ที่ชั้น 4 ซึ่งเป็นชั้นที่มีการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ของชั้น (Drift) สูงสุดเช่นกัน แสดงว่าตำแหน่งที่ควรติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานหรือเพิ่มแรงเสียดทานให้มากขึ้นอีกเพื่อให้สามารถทำงานได้อย่างมีประสิทธิภาพสูงสุดนั้นควรจะติดตั้งในชั้นที่มีการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ของชั้นสูงสุด



รูปที่ 4.134 การสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานในอาคารภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Tottori Japan, OSK006 (2000) ระดับพังทลาย



รูปที่ 4.135 วงรอบฮิสเทอริซิสของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานในอาคารตัวอย่างที่ชั้น 4 ภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Tottori Japan, OSK006 (2000) ระดับพังทลาย



รูปที่ 4.136 การสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานในแต่ละชั้นของอาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหว Tottori Japan, OSK006 (2000) ระดับพังทลาย

ความเสียหายของอาคารตัวอย่างทั้งหมดจะถูกเปรียบเทียบกับร้อยละพื้นที่ความเสียหาย โดยแบ่งระดับออกเป็น 3 ระดับ คือ ความเสียหายระดับเข้าใช้งานได้ทันที (IO) ความเสียหายระดับปลอดภัยต่อชีวิต (LS) และความเสียหายระดับพังทลาย (CP) โดยแยกความเสียหายของชั้นส่วนเป็น 2 ประเภท คือ ความเสียหายในกำแพงรับแรงเฉือนและความเสียหายในชิ้นส่วนเสา จากการวิเคราะห์อาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหว Tottori Japan, OSK006 ที่มี PGA เท่ากับ 0.175g พบว่า กำแพงรับแรงเฉือนของอาคารที่ไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานจะมีความเสียหายสูงสุดอยู่ที่ระดับ

พังทลาย (CP) โดยมีร้อยละพื้นที่ความเสียหายสูงสุดเท่ากับ 25.5% เกิดขึ้นระหว่างฐานราก และ ชั้น 1 ส่วนอาคารที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทาน อาคาร FW0.6 และอาคาร FW1.0 จะมีความเสียหายสูงสุดอยู่ที่ระดับปลอดภัยต่อชีวิต (LS) โดยมีร้อยละพื้นที่ความเสียหายสูงสุดของอาคาร FW0.6 เท่ากับ 20.8% เกิดขึ้นระหว่างฐานรากและชั้น 1 อาคาร FW1.0 มีค่าเท่ากับ 20.8% เกิดขึ้นระหว่างฐานรากและชั้น 1 ส่วนอาคาร FW1.4 และ FW1.8 มีความเสียหายอยู่ในระดับเข้าใช้งานได้ทันที (IO) มีค่าเท่ากับ 100% เกิดขึ้นระหว่างชั้น 1 และชั้น 2 ตามตารางที่ 4.59 รูปที่ 4.137-4.139 ซึ่งจะสังเกตได้ว่าอาคารที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานสามารถลดความเสียหายได้อย่างมีประสิทธิภาพโดยการเพิ่มความหนาแน่นของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานมากขึ้นจะสามารถลดระดับความเสียหายได้อีกหนึ่งระดับ เช่น อาคาร FW1.0 และ FW1.4 เมื่อพิจารณาส่วนเสาของอาคารที่ไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานจะอยู่ที่ระดับเข้าใช้งานได้ทันที (IO) เช่นเดียวกันกับอาคาร FW0.6 อาคาร FW1.0 และอาคาร FW1.4 ส่วนอาคาร FW1.8 ไม่เกิดความเสียหายในชั้นส่วนเสาเลย ตามตารางที่ 4.60 คือ อาคารที่ไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานมีพื้นที่ร้อยละความเสียหายสูงสุดเท่ากับ 36.9% อาคาร FW0.6 มีค่าเท่ากับ 6.2% อาคาร FW1.0 มีค่าเท่ากับ 3.1% และอาคาร FW1.4 มีค่าเท่ากับ 3.1% จะเห็นได้ว่าผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานมีประสิทธิภาพในการลดความเสียหายของอาคารโดยเมื่อเพิ่มความหนาแน่นของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานจะยังสามารถลดความเสียหายของอาคารได้มากขึ้นตามรูปที่ 4.137

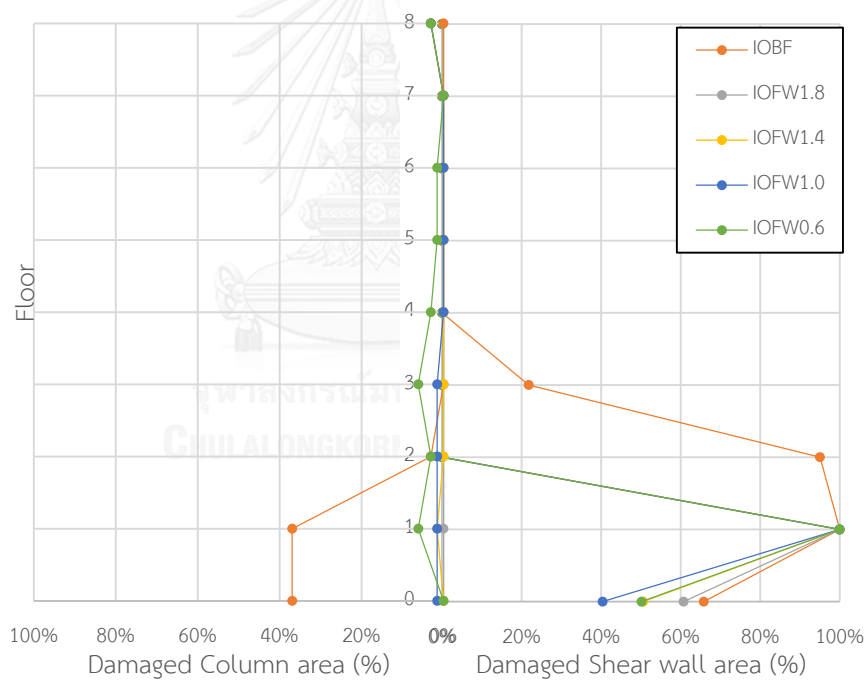
ตารางที่ 4.59 ร้อยละพื้นที่ความเสียหายสูงสุดของกำแพงรับแรงเฉือนในอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Tottori Japan, OSK006 (2000) ระดับพังทลาย

อาคาร ตัวอย่าง	ร้อยละพื้นที่ความเสียหาย (%)สูงสุดของกำแพงรับแรงเฉือนในอาคาร					
	IO		LS		CP	
	พื้นที่ (%)	ตำแหน่ง	พื้นที่ (%)	ตำแหน่ง	พื้นที่ (%)	ตำแหน่ง
Bare Frame	100	1-2	90.9	1-2	25.5	F-1
FW0.6	100	1-2	20.8	F-1	-	-
FW1.0	100	1-2	20.8	F-1	-	-
FW1.4	100	1-2	-	-	-	-
FW1.8	100	1-2	-	-	-	-

ตารางที่ 4.60 ร้อยละพื้นที่ความเสียหายสูงสุดของเสาในอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว

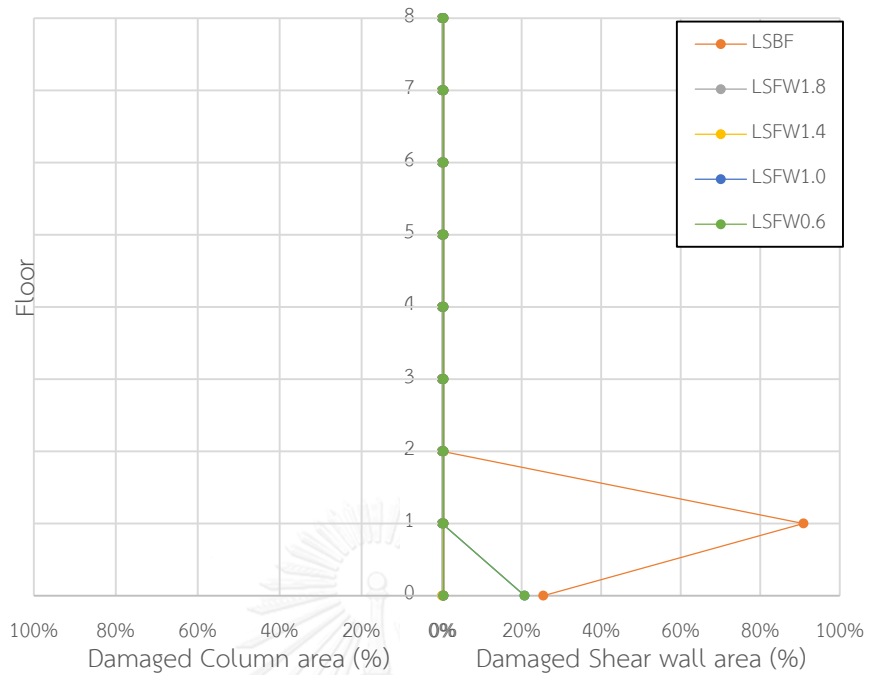
Tottori Japan, OSK006 (2000) ระดับพังทลาย

อาคาร ตัวอย่าง	พื้นที่ร้อยละความเสียหาย (%) สูงสุดในอาคาร					
	IO		LS		CP	
	พื้นที่ (%)	ตำแหน่ง	พื้นที่ (%)	ตำแหน่ง	พื้นที่ (%)	ตำแหน่ง
Bare Frame	36.9	F-1	-	-	-	-
FW0.6	6.2	1-2	-	-	-	-
FW1.0	3.1	8-R	-	-	-	-
FW1.4	3.1	8-R	-	-	-	-
FW1.8	-	-	-	-	-	-

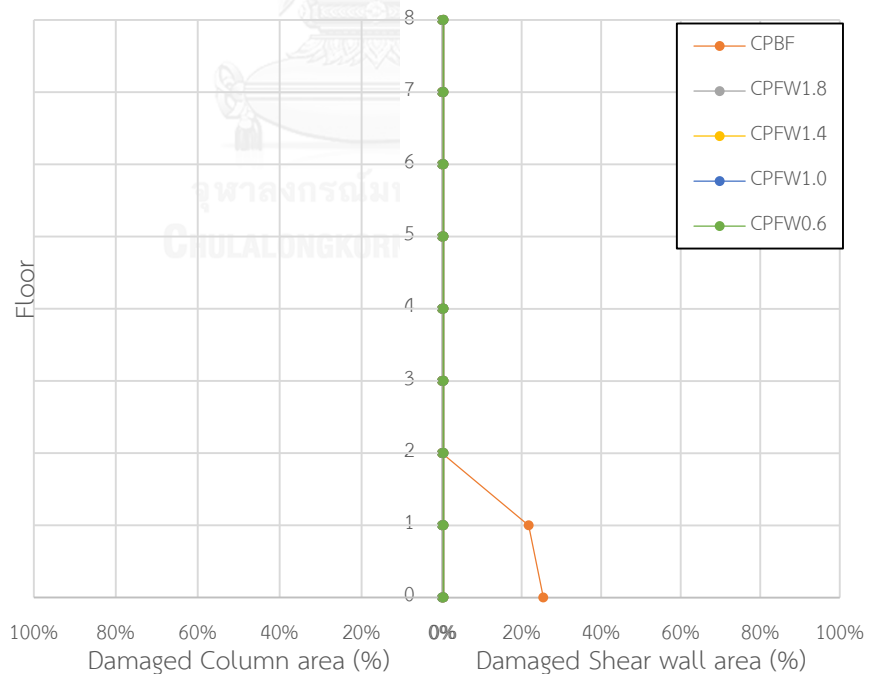


รูปที่ 4.137 ร้อยละพื้นที่ความเสียหายในระดับใช้งานได้ทันที (IO) ของอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่น

แผ่นดินไหว Tottori Japan, OSK006 (2000) ระดับพังทลาย



รูปที่ 4.138 ร้อยละพื้นที่ความเสียหายในระดับปลอดภัยต่อชีวิต (LS) ของอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Tottori Japan, OSK006 (2000) ระดับพังทลาย



รูปที่ 4.139 ร้อยละพื้นที่ความเสียหายในระดับพังทลาย (CP) ของอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Tottori Japan, OSK006 (2000) ระดับพังทลาย

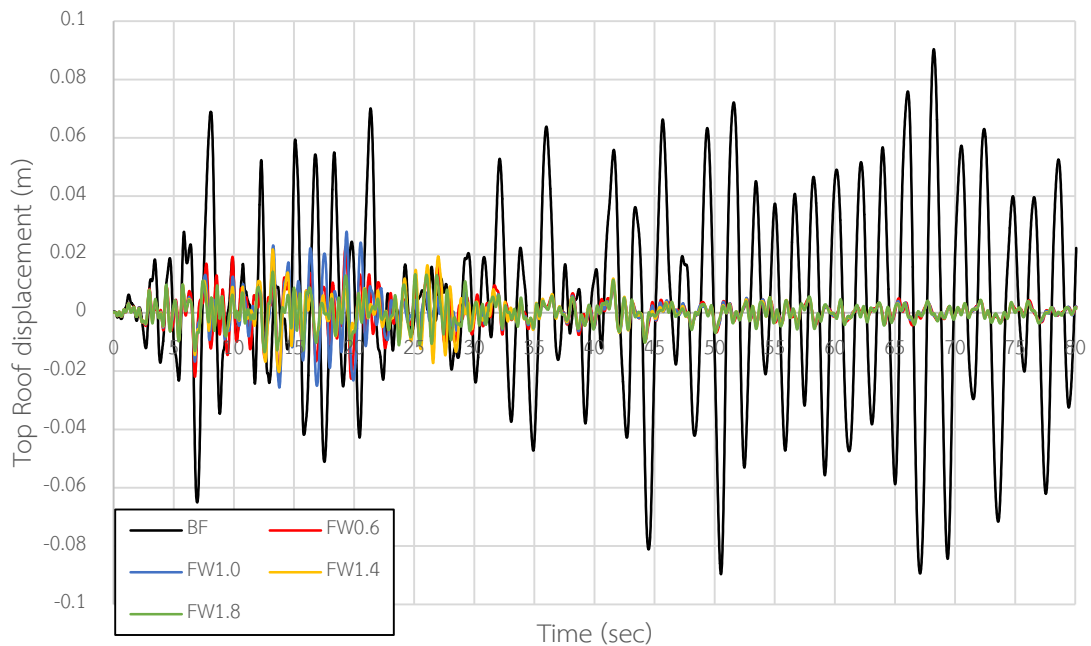
4.1.9.2 พฤติกรรมของอาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหวออกแบบ (DBE)

การเคลื่อนที่ชั้นหลังคาของอาคารที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Tottori Japan, OSK006 ที่มี PGA เท่ากับ 0.070g มีค่าลดลงจากอาคารที่ไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานมากที่สุดถึง 84.4% โดยอาคาร FW0.6 สามารถลดการเคลื่อนที่ได้สูงสุด 74.4% อาคาร FW1.0 สามารถลดการเคลื่อนที่ได้สูงสุด 68.9% อาคาร FW1.4 สามารถลดการเคลื่อนที่ได้สูงสุด 75.6% และอาคาร FW1.8 สามารถลดการเคลื่อนที่ได้สูงสุด 84.4% ตามตารางที่ 4.61 รูปที่ 4.140 และการเคลื่อนที่สูงสุดของแต่ละชั้นตามรูปที่ 4.141 พบว่า เมื่อเพิ่มความหนาแน่นของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานที่ติดตั้งให้กับอาคารตัวอย่างจะลดการเคลื่อนที่ของอาคารลง และผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานยังแสดงให้เห็นว่าสามารถลดการเคลื่อนที่ของแต่ละชั้นได้อย่างมีประสิทธิภาพ

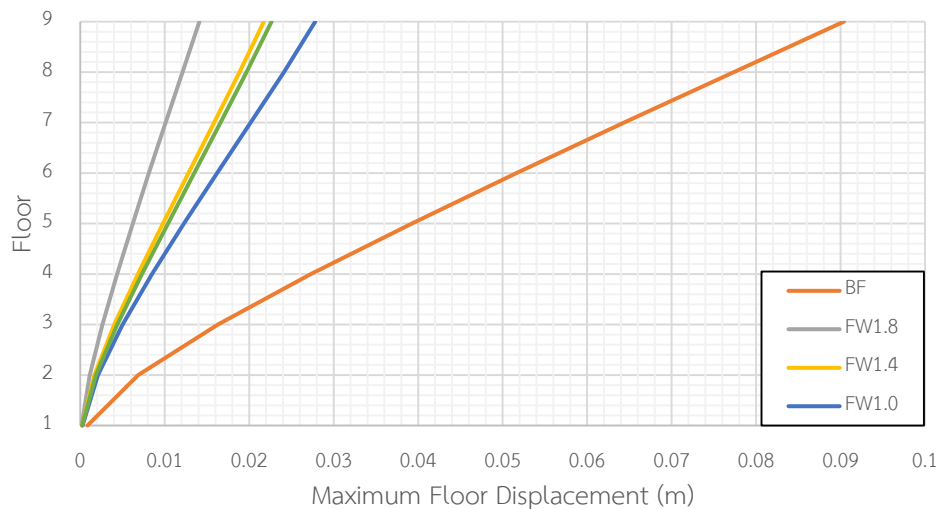
ตารางที่ 4.61 ค่าการเคลื่อนที่สูงสุดของแต่ละชั้นในอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว

Tottori Japan, OSK006 (2000) ระดับออกแบบ

ชั้น	การเคลื่อนตัวของอาคารตัวอย่าง									
	Bare Frame		FW0.6		FW1.0		FW1.4		FW1.8	
	Disp. (m)	Red. (%)	Disp. (m)	Red. (%)	Disp. (m)	Red. (%)	Disp. (m)	Red. (%)	Disp. (m)	Red. (%)
Roof	0.090	-	0.023	74.4	0.028	68.9	0.022	75.6	0.014	84.4
8	0.077	-	0.020	74.0	0.024	68.8	0.019	75.3	0.012	84.4
7	0.064	-	0.017	73.4	0.020	68.8	0.016	75.0	0.010	84.4
6	0.052	-	0.014	73.1	0.016	69.2	0.013	75.0	0.008	84.6
5	0.039	-	0.010	74.4	0.012	69.2	0.010	74.4	0.006	84.6
4	0.027	-	0.007	74.1	0.009	66.7	0.007	74.1	0.004	85.2
3	0.016	-	0.004	75.0	0.005	68.8	0.004	75.0	0.003	81.3
2	0.007	-	0.002	71.4	0.002	71.4	0.002	71.4	0.001	85.7
1	0.001	-	0.001	-	0.001	-	0.001	-	0.001	-



รูปที่ 4.140 การเคลื่อนที่ชั้นหลังคาแบบประวัติเวลาภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Tottori Japan, OSK006 (2000) ระดับออกแบบของอาคารตัวอย่าง



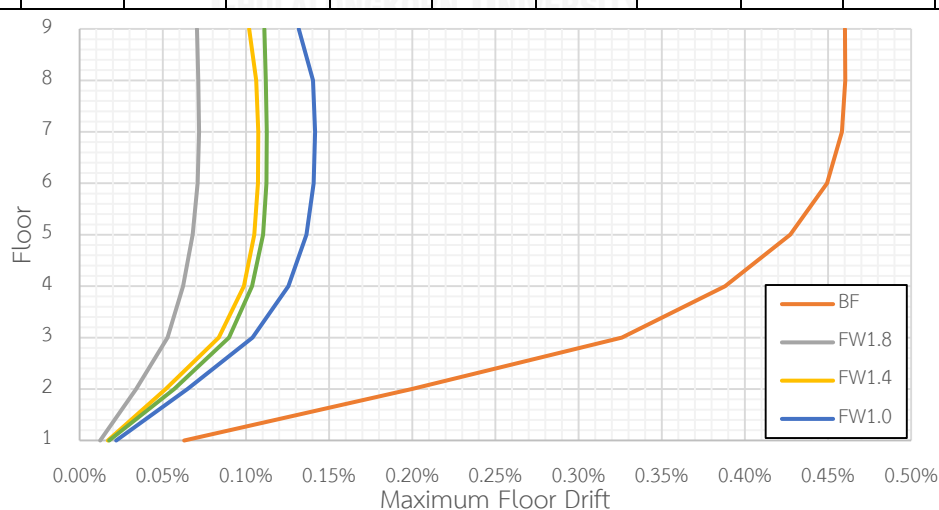
รูปที่ 4.141 การเคลื่อนที่สูงสุดในแต่ละชั้นภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Tottori Japan, OSK006 (2000) ระดับออกแบบของอาคารที่ตัวอย่าง

การเคลื่อนที่สัมพัทธ์ของอาคารที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Tottori Japan, OSK006 ที่มี PGA เท่ากับ 0.070g มีค่าลดลงจากอาคารที่ไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานมากที่สุดถึง 84.8% โดยอาคาร FW0.6 สามารถลดการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ได้ 76.1% อาคาร FW1.0 สามารถลดการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ได้ 71.7% อาคาร FW1.4 สามารถลดการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ได้ 78.3% และอาคาร FW1.8 สามารถลดการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ได้ 84.8% ตามตาราง

ที่ 4.62 และรูปที่ 4.142 แสดงให้เห็นว่า เมื่อเพิ่มความหนาแน่นของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานที่ติดตั้งให้กับอาคารตัวอย่างจะลดการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ของอาคารตัวอย่างมากขึ้น และผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานยังแสดงให้เห็นว่าสามารถลดการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ของอาคารได้อย่างมีประสิทธิภาพ

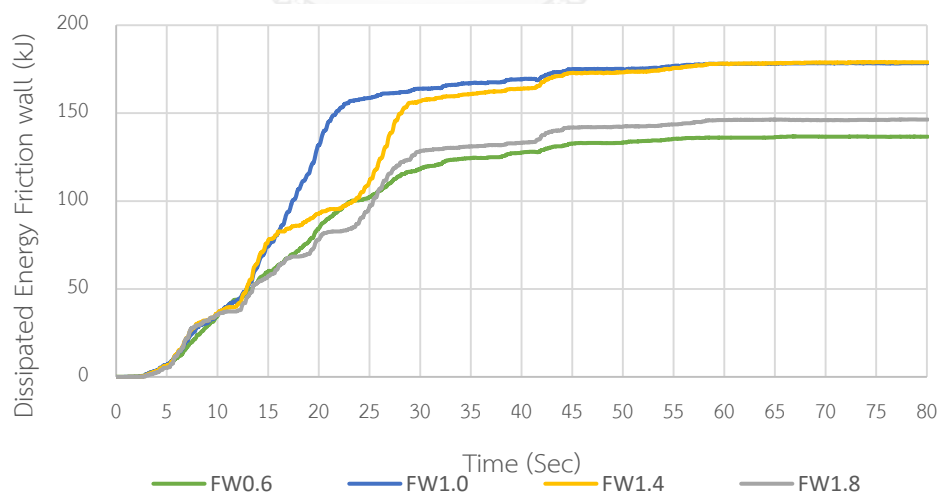
ตารางที่ 4.62 ค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์สูงสุดในแต่ละชั้นในอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Tottori Japan, OSK006 (2000) ระดับออกแบบ

ชั้น	การเคลื่อนที่สัมพัทธ์ของอาคารตัวอย่าง									
	Bare Frame		FW0.6		FW1.0		FW1.4		FW1.8	
	Drift. (%)	Red. (%)	Drift. (%)	Red. (%)	Drift. (%)	Red. (%)	Drift. (%)	Red. (%)	Drift. (%)	Red. (%)
Roof	0.46	-	0.11	76.1	0.13	71.7	0.10	78.3	0.07	84.8
8	0.46	-	0.11	76.1	0.14	69.6	0.11	76.1	0.07	84.8
7	0.46	-	0.11	76.1	0.14	69.6	0.11	76.1	0.07	84.8
6	0.45	-	0.11	75.6	0.14	68.9	0.11	75.6	0.07	84.4
5	0.43	-	0.11	74.4	0.14	67.4	0.11	74.4	0.07	83.7
4	0.39	-	0.10	74.4	0.13	66.7	0.10	74.4	0.06	84.6
3	0.33	-	0.09	72.7	0.10	69.7	0.08	75.8	0.05	84.8
2	0.20	-	0.06	70.0	0.06	70.0	0.05	75.0	0.03	85.0
1	0.06	-	0.02	-	0.02	-	0.02	-	0.01	-

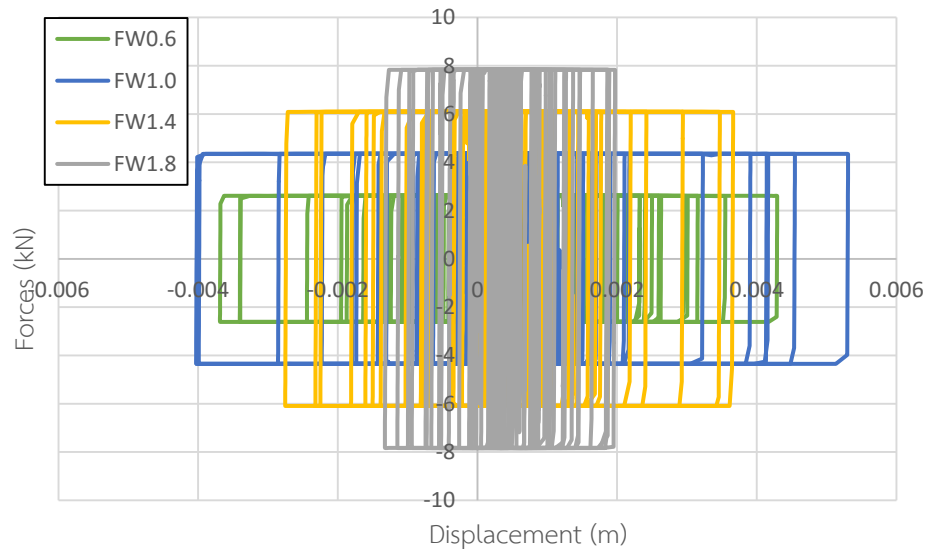


รูปที่ 4.142 การเคลื่อนที่สัมพัทธ์สูงสุดในแต่ละชั้นภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Tottori Japan, OSK006 (2000) ระดับออกแบบของอาคารตัวอย่าง

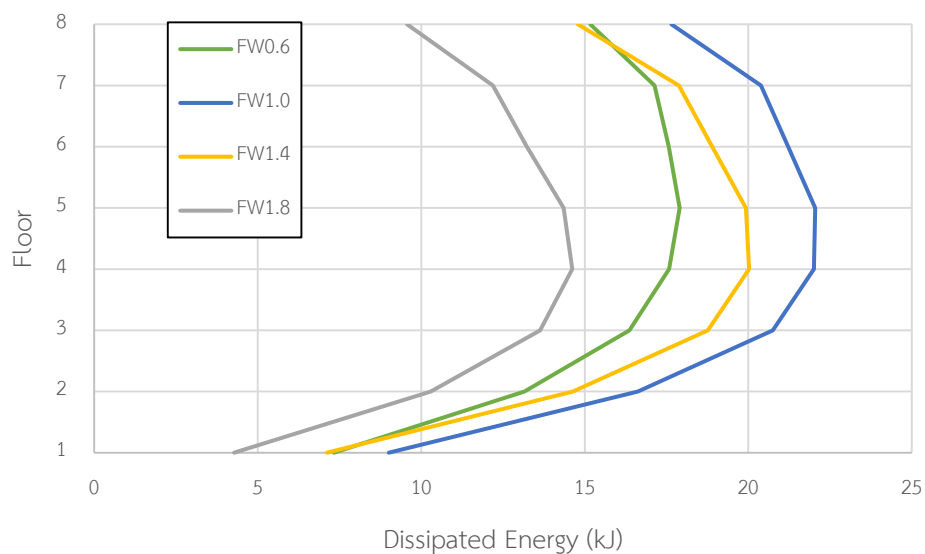
การสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Tottori Japan, OSK006 ที่มี PGA เท่ากับ 0.070g ตามรูปที่ 4.143 พบว่า การสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานทั้งอาคารจะเพิ่มขึ้น เมื่อความหนาแน่นของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานเพิ่มขึ้นหรือการเพิ่มขึ้นของแรงเสียดทานนั่นเอง อาคาร FW0.6 มีการสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานทั้งหมด 136.63 kJ อาคาร FW1.0 มีการสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานทั้งหมด 178.41 kJ อาคาร FW1.4 มีการสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานทั้งหมด 178.97 kJ อาคาร FW1.8 มีการสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานทั้งหมด 146.35 kJ การสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานสามารถหาได้จากพื้นที่วงรอบฮิสเทอริสิส ตามรูปที่ 4.144 ซึ่งจะพบว่า อาคารที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานที่มีความหนาแน่นของคอนกรีตสูงกว่าจะมีวงรอบของฮิสเทอริสิสที่ใกล้เคียงกว่า คือ มีการเคลื่อนตัวที่น้อยกว่าแต่แรงเสียดทานจะสูงกว่า แต่เมื่อคิดพื้นที่วงรอบของฮิสเทอริสิสแล้วอาจจะมีบางอาคารที่มีความหนาแน่นของคอนกรีตมากกว่าได้พื้นที่น้อยกว่าอาคารที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานที่มีความหนาแน่นของคอนกรีตต่ำกว่าและเมื่อทำการเปรียบเทียบพลังงานในแต่ละชั้นของทั้ง 4 อาคารที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานตามรูปที่ 4.145 พบว่า การสลายพลังงานสูงสุดอยู่ที่ชั้น 4 ซึ่งเป็นชั้นที่มีการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ของชั้น (Drift) สูงสุดเช่นกัน แสดงว่าตำแหน่งที่ควรติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานหรือเพิ่มแรงเสียดทานให้มากขึ้นอีกเพื่อให้สามารถทำงานได้อย่างมีประสิทธิภาพสูงสุดนั้นควรจะติดตั้งในชั้นที่มีการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ของชั้นสูงสุด



รูปที่ 4.143 การสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานในอาคารภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Tottori Japan, OSK006 (2000) ระดับออกแบบ



รูปที่ 4.144 วงรอบฮิสเทอริสิสของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานในอาคารตัวอย่างที่ชั้น 4 ภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Tottori Japan, OSK006 (2000) ระดับออกแบบ



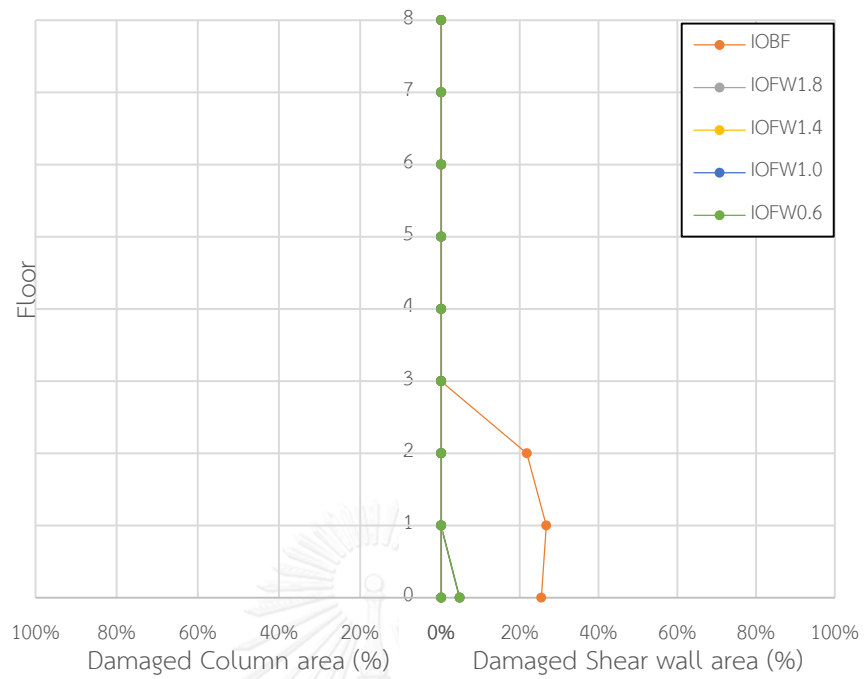
รูปที่ 4.145 การสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานในแต่ละชั้นของอาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหว Tottori Japan, OSK006 (2000) ระดับออกแบบ

ความเสียหายของอาคารตัวอย่างทั้งหมดจะถูกเปรียบเทียบกับร้อยละพื้นที่ความเสียหาย โดยแบ่งระดับออกเป็น 3 ระดับ คือ ความเสียหายระดับเข้าใช้งานได้ทันที (IO) ความเสียหายระดับปลอดภัยต่อชีวิต (LS) และความเสียหายระดับพังทลาย (CP) โดยแยกความเสียหายของชิ้นส่วนเป็น 2 ประเภท คือ ความเสียหายในกำแพงรับแรงเฉือนและความเสียหายในชิ้นส่วนเสา จากการวิเคราะห์อาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหว Tottori Japan, OSK006 ที่มี PGA เท่ากับ 0.070g พบว่า กำแพงรับแรงเฉือนของอาคารที่ไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานจะมีความเสียหายสูงสุดอยู่ที่ระดับ

เข้าใช้งานได้ทันที (IO) โดยมีร้อยละพื้นที่ความเสียหายสูงสุดเท่ากับ 26.7% เกิดขึ้นระหว่างชั้น 1 และชั้น 2 เช่นเดียวกันกับอาคารที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานก็มีความเสียหายอยู่ที่ระดับเข้าใช้งานได้ทันที (IO) โดยอาคาร FW0.6 มีค่าเท่ากับ 4.7% เกิดขึ้นระหว่างฐานรากและชั้น 1 อาคาร FW1.0 มีค่าเท่ากับ 4.7% เกิดขึ้นระหว่างฐานรากและชั้น 1 อาคาร FW1.4 มีค่าเท่ากับ 4.7% เกิดขึ้นระหว่างฐานรากและชั้น 1 และอาคาร FW1.8 มีค่าเท่ากับ 4.7% เกิดขึ้นระหว่างฐานรากและชั้น 1 ตามตารางที่ 4.63 และรูปที่ 4.146 ซึ่งจะสังเกตเห็นได้ว่าอาคารที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานสามารถลดความเสียหายได้อย่างมีประสิทธิภาพ เมื่อพิจารณาส่วนเสาของอาคารที่ไม่ติดตั้งและติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานจะพบว่า ไม่มีความเสียหายเกิดขึ้นเลย

ตารางที่ 4.63 ร้อยละพื้นที่ความเสียหายสูงสุดของกำแพงรับแรงเฉือนในอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Tottori Japan, OSK006 (2000) ระดับออกแบบ

อาคาร ตัวอย่าง	ร้อยละพื้นที่ความเสียหาย (%)สูงสุดของกำแพงรับแรงเฉือนในอาคาร					
	IO		LS		CP	
	พื้นที่ (%)	ตำแหน่ง	พื้นที่ (%)	ตำแหน่ง	พื้นที่ (%)	ตำแหน่ง
Bare Frame	26.7	1-2	-	-	-	-
FW0.6	4.7	F-1	-	-	-	-
FW1.0	4.7	F-1	-	-	-	-
FW1.4	4.7	F-1	-	-	-	-
FW1.8	4.7	F-1	-	-	-	-



รูปที่ 4.146 ร้อยละพื้นที่ความเสียหายในระดับเข้าใช้งานได้ทันที (IO) ของอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Tottori Japan, OSK006 (2000) ระดับออกแบบ

4.1.10 พฤติกรรมของอาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหว El Mayor-Cucapah Mexico, Long Beach Water Reclm Plant1 (2010)

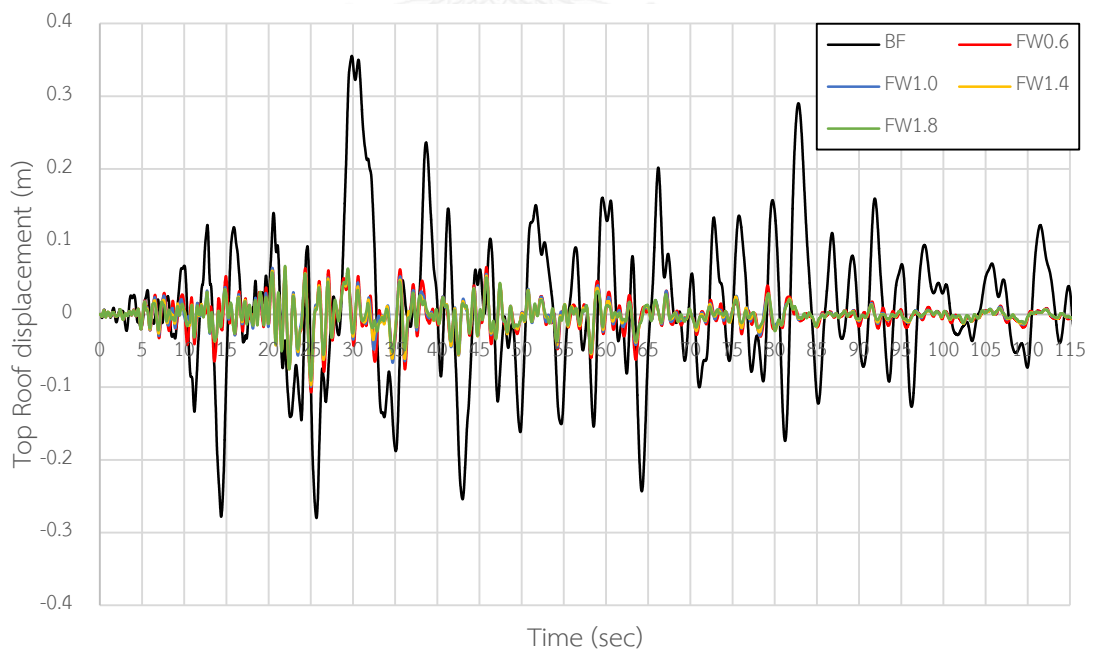
จากการวิเคราะห์การตอบสนองของอาคารตัวอย่างทั้งอาคารที่ไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทาน (Bare frame) อาคารที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานที่มีความหนาแน่นของผนังเท่ากับ 0.6 tons/m^3 (FW0.6) อาคารที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานที่มีความหนาแน่นของผนังเท่ากับ 1.0 tons/m^3 (FW1.0) อาคารที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานที่มีความหนาแน่นของผนังเท่ากับ 1.4 tons/m^3 (FW1.4) และอาคารที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานที่มีความหนาแน่นของผนังเท่ากับ 1.8 tons/m^3 (FW1.8) ภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว El Mayor-Cucapah Mexico ที่ระดับพังทลาย (Collapse Earthquake) ที่มีความเร่งสูงสุดที่พื้นดิน (Peak Ground Accerleration, PGA) เท่ากับ $0.144g$ และที่ระดับออกแบบ (DBE) ที่มีความเร่งสูงสุดที่พื้นดิน (Peak Ground Accerleration, PGA) เท่ากับ $0.072g$

4.1.10.1 พฤติกรรมของอาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหวพังทลาย (Collapse Earthquake)

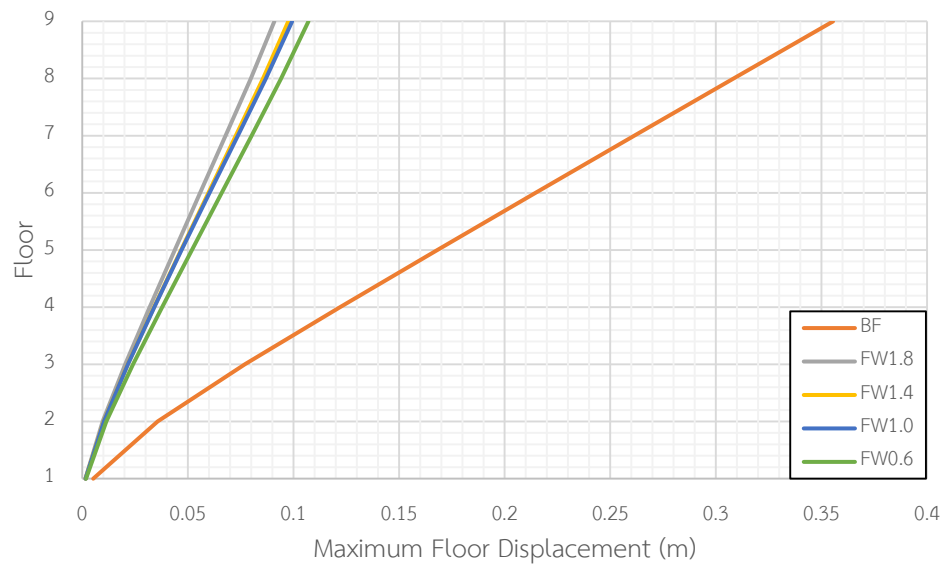
การเคลื่อนที่ชั้นหลังคาของอาคารที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว El Mayor-Cucapah Mexico ที่มี PGA เท่ากับ $0.144g$ มีค่าลดลงจากอาคารที่ไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานมากที่สุดถึง 74.4% โดยอาคาร FW0.6 สามารถลดการเคลื่อนที่ได้สูงสุด 69.9% อาคาร FW1.0 สามารถลดการเคลื่อนที่ได้สูงสุด 72.1% อาคาร FW1.4 สามารถลดการเคลื่อนที่ได้สูงสุด 72.4% และอาคาร FW1.8 สามารถลดการเคลื่อนที่ได้สูงสุด 74.4% ตามตารางที่ 4.64 รูปที่ 4.147 และการเคลื่อนที่สูงสุดของแต่ละชั้นตามรูปที่ 4.148 พบว่า เมื่อเพิ่มความหนาแน่นของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานที่ติดตั้งให้กับอาคารตัวอย่างจะยิ่งลดการเคลื่อนที่ของอาคารได้มากขึ้น โดยอาคาร FW1.0 และอาคาร FW1.4 มีการเคลื่อนที่ใกล้เคียงกัน ผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานยังแสดงให้เห็นว่าสามารถลดการเคลื่อนที่ของแต่ละชั้นได้อย่างมีประสิทธิภาพ

ตารางที่ 4.64 ค่าการเคลื่อนที่สูงสุดของแต่ละชั้นในอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว
El Mayor-Cucapah Mexico, Long Beach Water Reclm Plant1 (2010) ระดับพังทลาย

ชั้น	การเคลื่อนตัวของอาคารตัวอย่าง									
	Bare Frame		FW0.6		FW1.0		FW1.4		FW1.8	
	Disp. (m)	Red. (%)	Disp. (m)	Red. (%)	Disp. (m)	Red. (%)	Disp. (m)	Red. (%)	Disp. (m)	Red. (%)
Roof	0.355	-	0.107	69.9	0.099	72.1	0.098	72.4	0.091	74.4
8	0.308	-	0.094	69.5	0.087	71.8	0.086	72.1	0.080	74.0
7	0.261	-	0.080	69.3	0.074	71.6	0.073	72.0	0.068	73.9
6	0.215	-	0.066	69.3	0.060	72.1	0.060	72.1	0.056	74.0
5	0.168	-	0.052	69.0	0.047	72.0	0.047	72.0	0.044	73.8
4	0.122	-	0.038	68.9	0.034	72.1	0.034	72.1	0.032	73.8
3	0.077	-	0.024	68.8	0.022	71.4	0.022	71.4	0.020	74.0
2	0.036	-	0.011	69.4	0.010	72.2	0.010	72.2	0.010	72.2
1	0.005	-	0.002	-	0.002	-	0.002	-	0.002	-



รูปที่ 4.147 การเคลื่อนที่ชั้นหลังคาแบบประวัติเวลาภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว El Mayor-Cucapah Mexico, Long Beach Water Reclm Plant1 (2010) ระดับพังทลายของอาคารตัวอย่าง

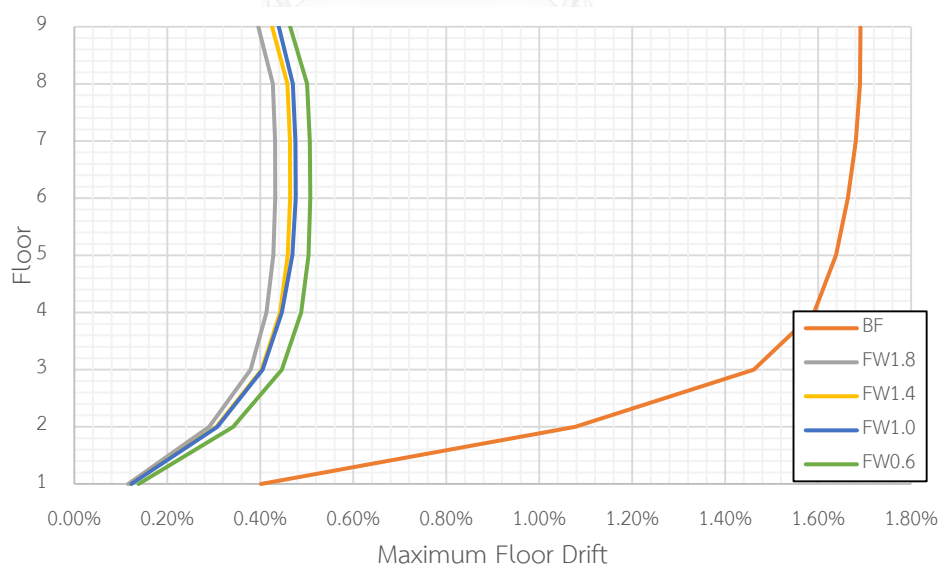


รูปที่ 4.148 การเคลื่อนที่สูงสุดในแต่ละชั้นภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว El Mayor-Cucapah Mexico, Long Beach Water Reclm Plant1 (2010) ระดับพังทลายของอาคารที่ตัวอย่าง

การเคลื่อนที่สัมพัทธ์ของอาคารที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว El Mayor-Cucapah Mexico ที่มี PGA เท่ากับ 0.144g มีค่าลดลงจากอาคารที่ไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานมากที่สุดถึง 76.3% โดยอาคาร FW0.6 สามารถลดการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ได้ 72.8% อาคาร FW1.0 สามารถลดการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ได้ 74.0% อาคาร FW1.4 สามารถลดการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ได้ 74.6% และอาคาร FW1.8 สามารถลดการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ได้ 76.3% ตามตารางที่ 4.65 และรูปที่ 4.149 แสดงให้เห็นว่า เมื่อเพิ่มความหนาแน่นของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานที่ติดตั้งให้กับอาคารตัวอย่างจะยิ่งลดการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ของอาคารตัวอย่างได้มากขึ้น และผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานยังแสดงให้เห็นว่าสามารถลดการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ของอาคารได้อย่างมีประสิทธิภาพ

ตารางที่ 4.65 ค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์สูงสุดในแต่ละชั้นในอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว
El Mayor-Cucapah Maxico, Long Beach Water Reclm Plant1 (2010) ระดับพังทลาย

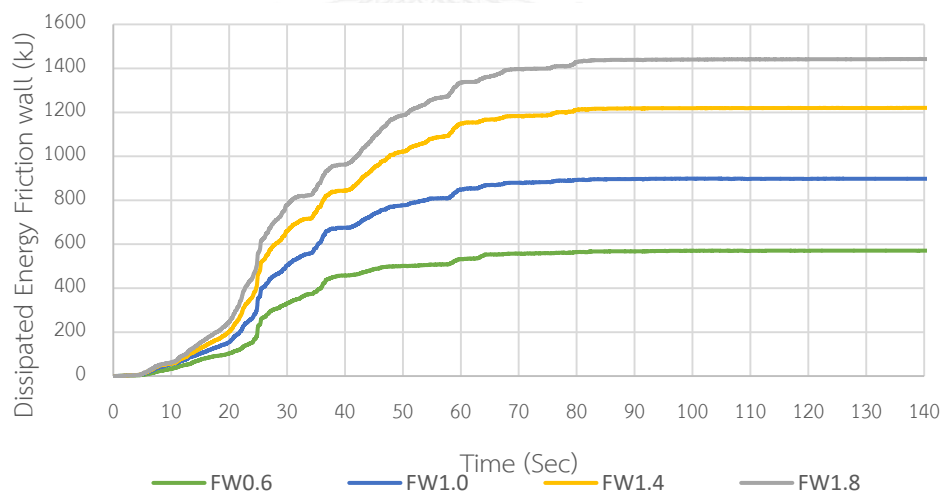
ชั้น	การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ของอาคารตัวอย่าง									
	Bare Frame		FW0.6		FW1.0		FW1.4		FW1.8	
	Drift. (%)	Red. (%)	Drift. (%)	Red. (%)	Drift. (%)	Red. (%)	Drift. (%)	Red. (%)	Drift. (%)	Red. (%)
Roof	1.69	-	0.46	72.8	0.44	74.0	0.43	74.6	0.40	76.3
8	1.69	-	0.50	70.4	0.47	72.2	0.46	72.8	0.43	74.6
7	1.68	-	0.51	69.6	0.48	71.4	0.46	72.6	0.43	74.4
6	1.66	-	0.51	69.3	0.48	71.1	0.46	72.3	0.43	74.1
5	1.64	-	0.50	69.5	0.47	71.3	0.46	72.0	0.43	73.8
4	1.59	-	0.49	69.2	0.45	71.7	0.44	72.3	0.41	74.2
3	1.46	-	0.45	69.2	0.40	72.6	0.40	72.6	0.38	74.0
2	1.08	-	0.34	68.5	0.31	71.3	0.31	71.3	0.29	73.1
1	0.40	-	0.14	-	0.12	-	0.12	-	0.12	-



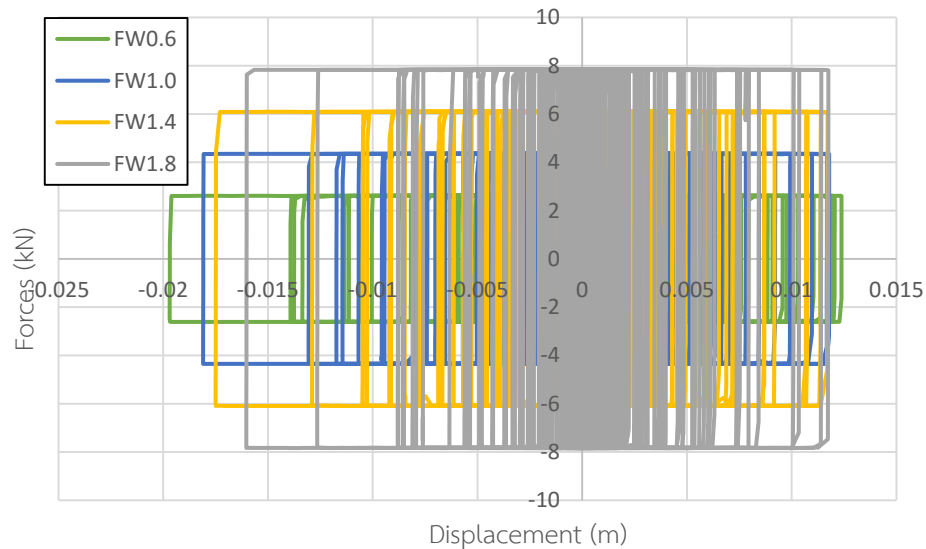
รูปที่ 4.149 การเคลื่อนที่สัมพัทธ์สูงสุดในแต่ละชั้นภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว El Mayor-Cucapah
Maxico, Long Beach Water Reclm Plant1 (2010) ระดับพังทลายของอาคารตัวอย่าง

การสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว El Mayor-Cucapah Maxico ที่มี PGA เท่ากับ 0.144g ตามรูปที่ 4.150 พบว่า การสลายพลังงานของผนังสลาย

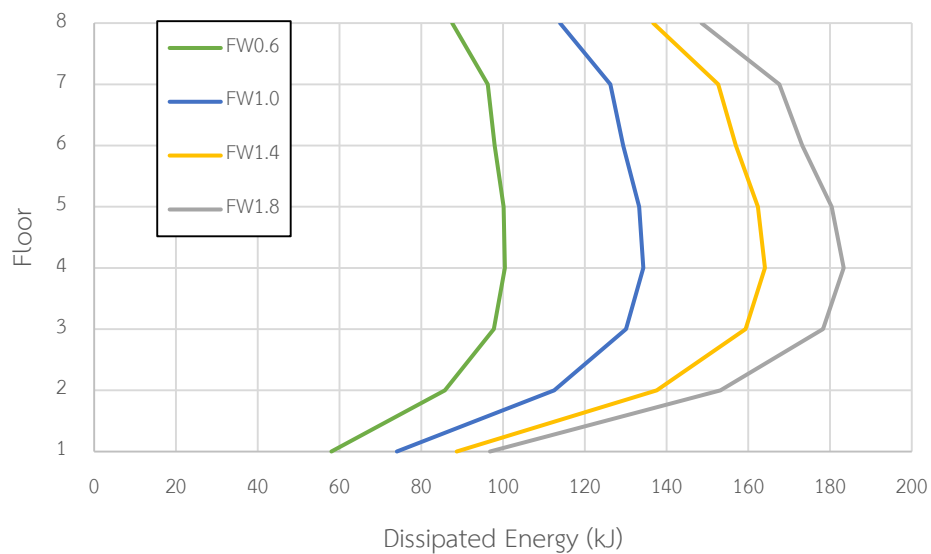
พลังงานแบบเสียดทานทั้งอาคารจะเพิ่มขึ้น เมื่อความหนาแน่นของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานเพิ่มขึ้นหรือการเพิ่มขึ้นของแรงเสียดทานนั่นเอง อาคาร FW0.6 มีการสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานทั้งหมด 570.43 kJ อาคาร FW1.0 มีการสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานทั้งหมด 897.65 kJ อาคาร FW1.4 มีการสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานทั้งหมด 1220.49 kJ อาคาร FW1.8 มีการสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานทั้งหมด 1442.6 kJ การสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานสามารถหาได้จากพื้นที่วงรอบฮิสเทอริซิส ตามรูปที่ 4.151 ซึ่งจะพบว่า อาคารที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานที่มีความหนาแน่นของคอนกรีตสูงกว่าจะมีวงรอบของฮิสเทอริซิสที่แคบกว่า คือ มีการเคลื่อนตัวที่น้อยกว่าแต่แรงเสียดทานจะสูงกว่า ซึ่งเมื่อคิดพื้นที่วงรอบของฮิสเทอริซิสแล้วจะได้พื้นที่มากกว่าอาคารที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานที่มีความหนาแน่นของคอนกรีตต่ำกว่าและเมื่อทำการเปรียบเทียบพลังงานในแต่ละชั้นของทั้ง 4 อาคารที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานตามรูปที่ 4.152 พบว่า ในแต่ละชั้นจะมีการสลายพลังงานเพิ่มขึ้นตามความหนาแน่นของคอนกรีตในผนังสลายพลังงานแบบเสียดทาน โดยจะมีการสลายพลังงานสูงสุดอยู่ที่ชั้น 4 ซึ่งเป็นชั้นที่มีการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ของชั้น (Drift) สูงสุดเช่นกัน แสดงว่าตำแหน่งที่ควรติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานหรือเพิ่มแรงเสียดทานให้มากขึ้นอีกเพื่อให้สามารถทำงานได้อย่างมีประสิทธิภาพสูงสุดนั้นควรจะติดตั้งในชั้นที่มีการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ของชั้นสูงสุด



รูปที่ 4.150 การสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานในอาคารภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว El Mayor-Cucapah Mexico, Long Beach Water Reclm Plant1 (2010) ระดับพังทลาย



รูปที่ 4.151 วงรอบฮิสเทอริสิสของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานในอาคารตัวอย่างที่ชั้น 4 ภายใต้
คลื่นแผ่นดินไหว El Mayor-Cucapah Mexico, Long Beach Water Reclm Plant1 (2010)
ระดับพังทลาย



รูปที่ 4.152 การสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานในแต่ละชั้นของอาคารตัวอย่าง
ภายใต้แผ่นดินไหว El Mayor-Cucapah Mexico, Long Beach Water Reclm Plant1 (2010)
ระดับพังทลาย

ความเสียหายของอาคารตัวอย่างทั้งหมดจะถูกเปรียบเทียบกับร้อยละพื้นที่ความเสียหาย โดยแบ่งระดับออกเป็น 3 ระดับ คือ ความเสียหายระดับเข้าใช้งานได้ทันที (IO) ความเสียหายระดับปลอดภัยต่อชีวิต (LS) และความเสียหายระดับพังทลาย (CP) โดยแยกความเสียหายของชิ้นส่วนเป็น 2 ประเภท คือ ความเสียหายในกำแพงรับแรงเฉือนและความเสียหายในชิ้นส่วนเสา จากการวิเคราะห์

อาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหว El Mayor-Cucapah Maxico ที่มี PGA เท่ากับ 0.144g พบว่า กำแพงรับแรงเฉือนของอาคารที่ไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานจะมีความเสียหายสูงสุดอยู่ที่ระดับพังทลาย (CP) โดยมีร้อยละพื้นที่ความเสียหายสูงสุดเท่ากับ 25.5% เกิดขึ้นระหว่างฐานราก และ ชั้น 1 ส่วนอาคารที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทาน อาคาร FW0.6 จะมีความเสียหายสูงสุดอยู่ที่ระดับปลอดภัยต่อชีวิต (LS) โดยมีร้อยละพื้นที่ความเสียหายสูงสุดเท่ากับ 10.4% อาคาร FW1.0 มีความเสียหายอยู่ในระดับเข้าใช้งานได้ทันที (IO) มีค่าเท่ากับ 79.8% เกิดขึ้นระหว่างชั้น 1 และชั้น 2 อาคาร FW1.4 มีความเสียหายอยู่ในระดับเข้าใช้งานได้ทันที (IO) มีค่าเท่ากับ 79.8% เกิดขึ้นระหว่างชั้น 1 และชั้น 2 และอาคาร FW1.8 มีความเสียหายอยู่ในระดับเข้าใช้งานได้ทันที (IO) มีค่าเท่ากับ 75.7% เกิดขึ้นระหว่างชั้น 1 และชั้น 2 ตามตารางที่ 4.66 รูปที่ 4.153-4.155 ซึ่งจะสังเกตได้ว่าอาคารที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานสามารถลดความเสียหายได้อย่างมีประสิทธิภาพโดยการเพิ่มความหนาแน่นของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานมากขึ้นจะสามารถลดระดับความเสียหายได้อีกหนึ่งระดับ เช่น อาคาร FW0.6 และ FW1.0 เมื่อพิจารณาส่วนเสาของอาคารที่ไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานจะอยู่ที่ระดับเข้าใช้งานได้ทันที (IO) แต่อาคารที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานไม่เกิดความเสียหายในชั้นส่วนเสาเลยตามตารางที่ 4.67 คือ อาคารที่ไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานมีพื้นที่ร้อยละความเสียหายสูงสุดเท่ากับ 41.5% จะเห็นได้ว่าผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานมีประสิทธิภาพในการลดความเสียหายของอาคารตามรูปที่ 4.153

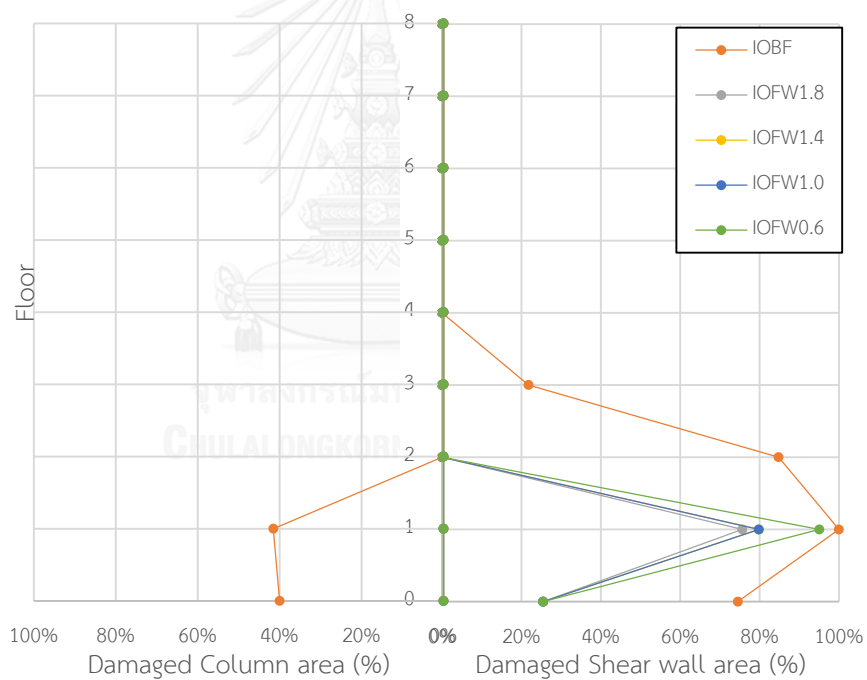
ตารางที่ 4.66 ร้อยละพื้นที่ความเสียหายสูงสุดของกำแพงรับแรงเฉือนในอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว El Mayor-Cucapah Maxico, Long Beach Water Reclm Plant1 (2010) ระดับ

พังทลาย

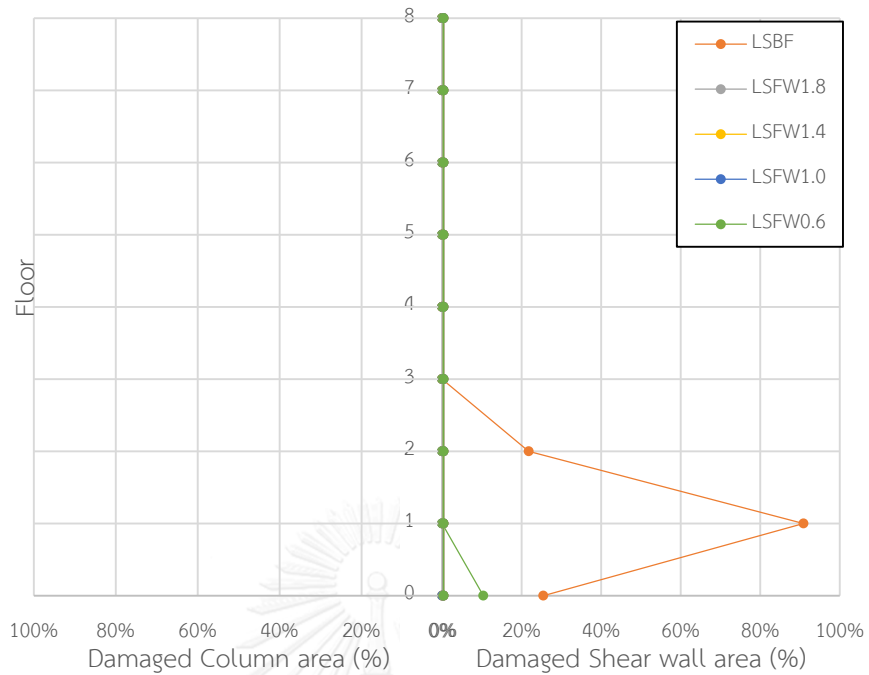
อาคาร ตัวอย่าง	ร้อยละพื้นที่ความเสียหาย (%)สูงสุดของกำแพงรับแรงเฉือนในอาคาร					
	IO		LS		CP	
	พื้นที่ (%)	ตำแหน่ง	พื้นที่ (%)	ตำแหน่ง	พื้นที่ (%)	ตำแหน่ง
Bare Frame	100	1-2	90.9	1-2	25.5	F-1
FW0.6	95.1	1-2	10.4	F-1	-	-
FW1.0	79.8	1-2	-	-	-	-
FW1.4	79.8	1-2	-	-	-	-
FW1.8	75.7	1-2	-	-	-	-

ตารางที่ 4.67 ร้อยละพื้นที่ความเสียหายสูงสุดของเสาในอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว
El Mayor-Cucapah Mexico, Long Beach Water Reclm Plant1 (2010) ระดับพังทลาย

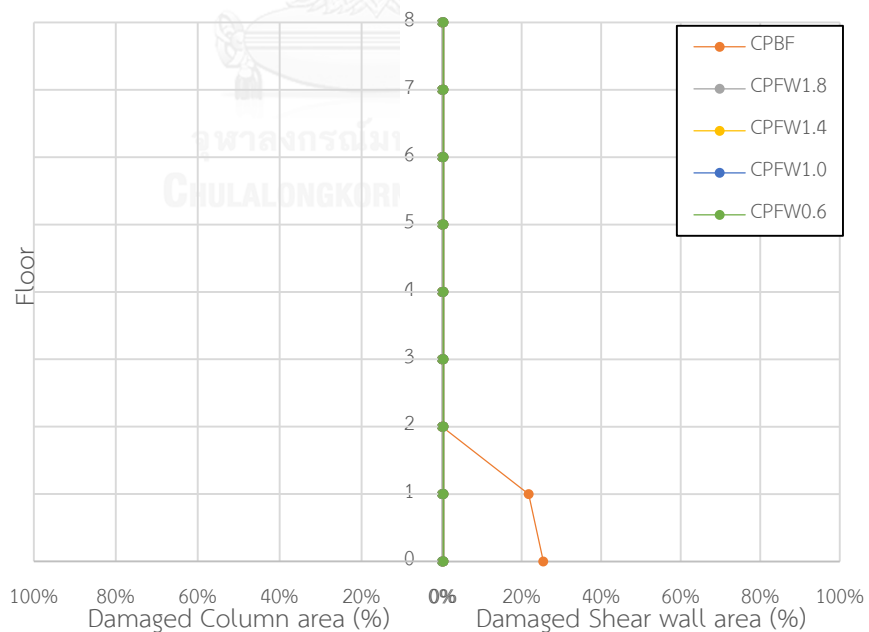
อาคาร ตัวอย่าง	พื้นที่ร้อยละความเสียหาย (%) สูงสุดในอาคาร					
	IO		LS		CP	
	พื้นที่ (%)	ตำแหน่ง	พื้นที่ (%)	ตำแหน่ง	พื้นที่ (%)	ตำแหน่ง
Bare Frame	41.5	1-2	-	-	-	-
FW0.6	-	-	-	-	-	-
FW1.0	-	-	-	-	-	-
FW1.4	-	-	-	-	-	-
FW1.8	-	-	-	-	-	-



รูปที่ 4.153 ร้อยละพื้นที่ความเสียหายในระดับเข้าใช้งานได้ทันที (IO) ของอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว El Mayor-Cucapah Mexico, Long Beach Water Reclm Plant1 (2010) ระดับพังทลาย



รูปที่ 4.154 ร้อยละพื้นที่ความเสียหายในระดับปลอดภัยต่อชีวิต (LS) ของอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว El Mayor-Cucapah Mexico, Long Beach Water Reclm Plant1 (2010) ระดับพังทลาย



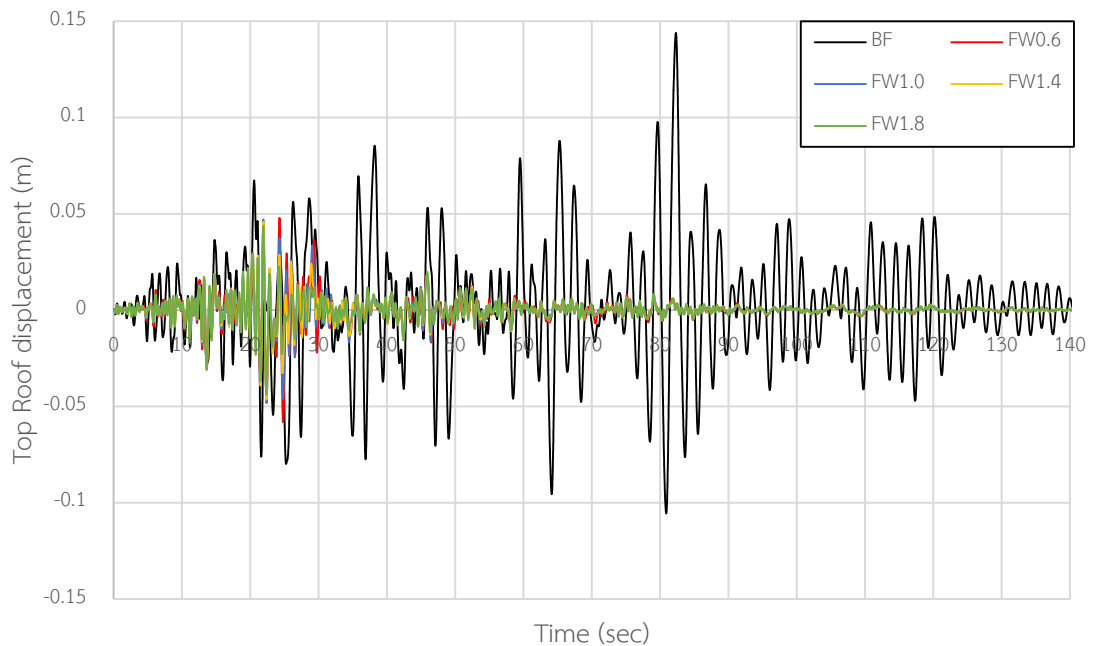
รูปที่ 4.155 ร้อยละพื้นที่ความเสียหายในระดับพังทลาย (CP) ของอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว El Mayor-Cucapah Mexico, Long Beach Water Reclm Plant1 (2010) ระดับพังทลาย

4.1.10.2 พฤติกรรมของอาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหวออกแบบ (DBE)

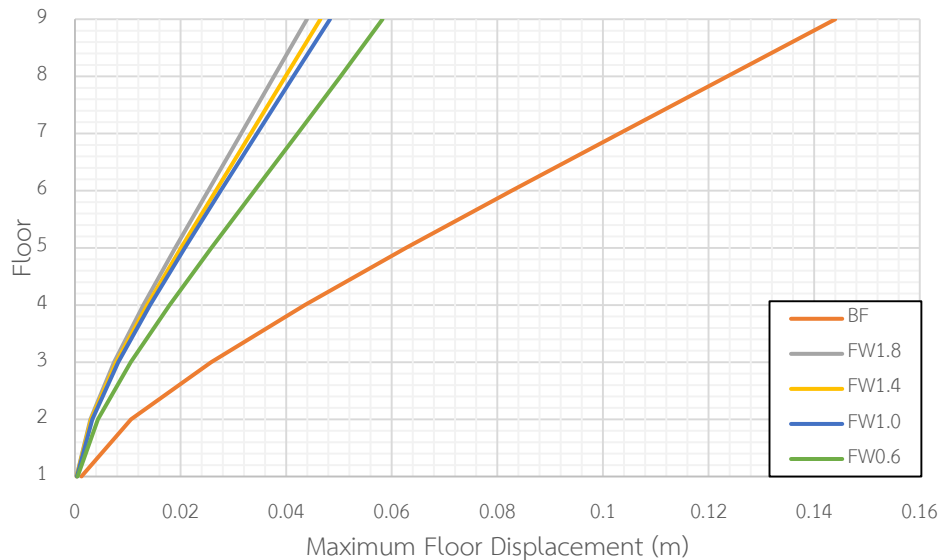
การเคลื่อนที่ชั้นหลังคาของอาคารที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว El Mayor-Cucapah Maxico ที่มี PGA เท่ากับ 0.072g มีค่าลดลงจากอาคารที่ไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานมากที่สุดถึง 69.9% โดยอาคาร FW0.6 สามารถลดการเคลื่อนที่ได้สูงสุด 59.7% อาคาร FW1.0 สามารถลดการเคลื่อนที่ได้สูงสุด 67.0% อาคาร FW1.4 สามารถลดการเคลื่อนที่ได้สูงสุด 68.0% และอาคาร FW1.8 สามารถลดการเคลื่อนที่ได้สูงสุด 69.9% ตามตารางที่ 4.68 รูปที่ 4.156 และการเคลื่อนที่สูงสุดของแต่ละชั้นตามรูปที่ 4.157 พบว่า เมื่อเพิ่มความหนาแน่นของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานที่ติดตั้งให้กับอาคารตัวอย่างจะยิ่งลดการเคลื่อนที่ของอาคารได้มากขึ้น และผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานยังแสดงให้เห็นว่าสามารถลดการเคลื่อนที่ของแต่ละชั้นได้อย่างมีประสิทธิภาพ

ตารางที่ 4.68 ค่าการเคลื่อนที่สูงสุดของแต่ละชั้นในอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว El Mayor-Cucapah Maxico, Long Beach Water Reclm Plant1 (2010) ระดับออกแบบ

ชั้น	การเคลื่อนตัวของอาคารตัวอย่าง									
	Bare Frame		FW0.6		FW1.0		FW1.4		FW1.8	
	Disp. (m)	Red. (%)	Disp. (m)	Red. (%)	Disp. (m)	Red. (%)	Disp. (m)	Red. (%)	Disp. (m)	Red. (%)
Roof	0.144	-	0.058	59.7	0.048	66.7	0.046	68.1	0.044	69.4
8	0.124	-	0.050	59.7	0.041	66.9	0.040	67.7	0.038	69.4
7	0.103	-	0.042	59.2	0.034	67.0	0.033	68.0	0.031	69.9
6	0.083	-	0.034	59.0	0.028	66.3	0.027	67.5	0.025	69.9
5	0.063	-	0.026	58.7	0.021	66.7	0.020	68.3	0.019	69.8
4	0.044	-	0.018	59.1	0.014	68.2	0.014	68.2	0.013	70.5
3	0.026	-	0.011	57.7	0.008	69.2	0.008	69.2	0.007	73.1
2	0.011	-	0.004	63.6	0.003	72.7	0.003	72.7	0.003	72.7
1	0.001	-	0.001	-	0.001	-	0.001	-	0.001	-



รูปที่ 4.156 การเคลื่อนที่ชั้นหลังคาแบบประวัติเวลาภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว El Mayor-Cucapah Mexico, Long Beach Water Reclm Plant1 (2010) ระดับออกแบบของอาคารตัวอย่าง



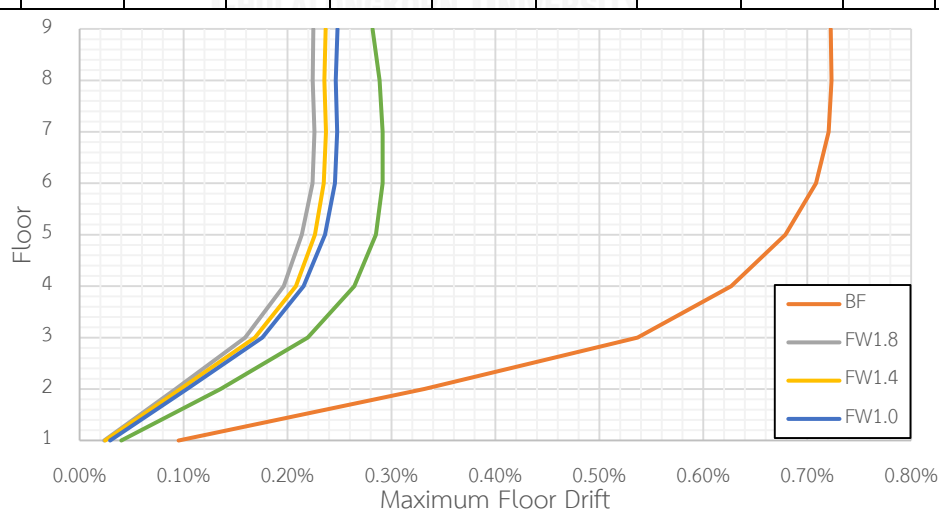
รูปที่ 4.157 การเคลื่อนที่สูงสุดในแต่ละชั้นภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว El Mayor-Cucapah Mexico, Long Beach Water Reclm Plant1 (2010) ระดับออกแบบของอาคารที่ตัวอย่าง

การเคลื่อนที่สัมพัทธ์ของอาคารที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว El Mayor-Cucapah Mexico ที่มี PGA เท่ากับ 0.072g มีค่าลดลงจากอาคารที่ไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานมากที่สุดถึง 69.4% โดยอาคาร FW0.6 สามารถลดการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ได้ 61.1% อาคาร FW1.0 สามารถลดการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ได้ 65.3% อาคาร FW1.4 สามารถลดการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ได้ 66.7% และอาคาร FW1.8 สามารถลดการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ได้ 69.4%

ตามตารางที่ 4.69 และรูปที่ 4.158 แสดงให้เห็นว่า เมื่อเพิ่มความหนาแน่นของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานที่ติดตั้งให้กับอาคารตัวอย่างจะยิ่งลดการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ของอาคารตัวอย่างได้มากขึ้น และผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานยังแสดงให้เห็นว่าสามารถลดการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ของอาคารได้อย่างมีประสิทธิภาพ

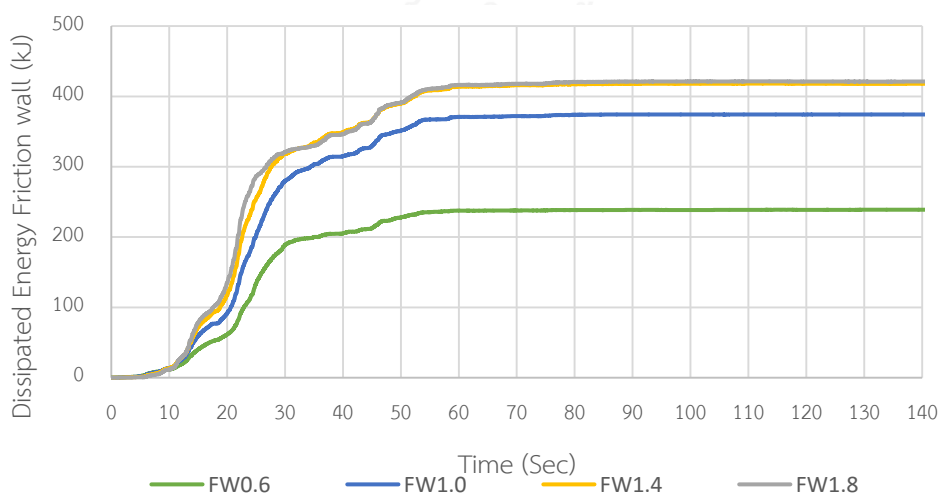
ตารางที่ 4.69 ค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์สูงสุดในแต่ละชั้นในอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว El Mayor-Cucapah Mexico, Long Beach Water Reclm Plant1 (2010) ระดับออกแบบ

ชั้น	การเคลื่อนที่สัมพัทธ์ของอาคารตัวอย่าง									
	Bare Frame		FW0.6		FW1.0		FW1.4		FW1.8	
	Drift. (%)	Red. (%)	Drift. (%)	Red. (%)	Drift. (%)	Red. (%)	Drift. (%)	Red. (%)	Drift. (%)	Red. (%)
Roof	0.72	-	0.28	61.1	0.25	65.3	0.24	66.7	0.23	68.1
8	0.72	-	0.29	59.7	0.25	65.3	0.24	66.7	0.22	69.4
7	0.72	-	0.29	59.7	0.25	65.3	0.24	66.7	0.23	68.1
6	0.71	-	0.29	59.2	0.25	64.8	0.24	66.2	0.22	69.0
5	0.68	-	0.29	57.4	0.24	64.7	0.23	66.2	0.21	69.1
4	0.63	-	0.26	58.7	0.22	65.1	0.21	66.7	0.20	68.3
3	0.54	-	0.22	59.3	0.18	66.7	0.17	68.5	0.16	70.4
2	0.33	-	0.14	57.6	0.10	69.7	0.10	69.7	0.10	69.7
1	0.10	-	0.04	-	0.03	-	0.03	-	0.02	-

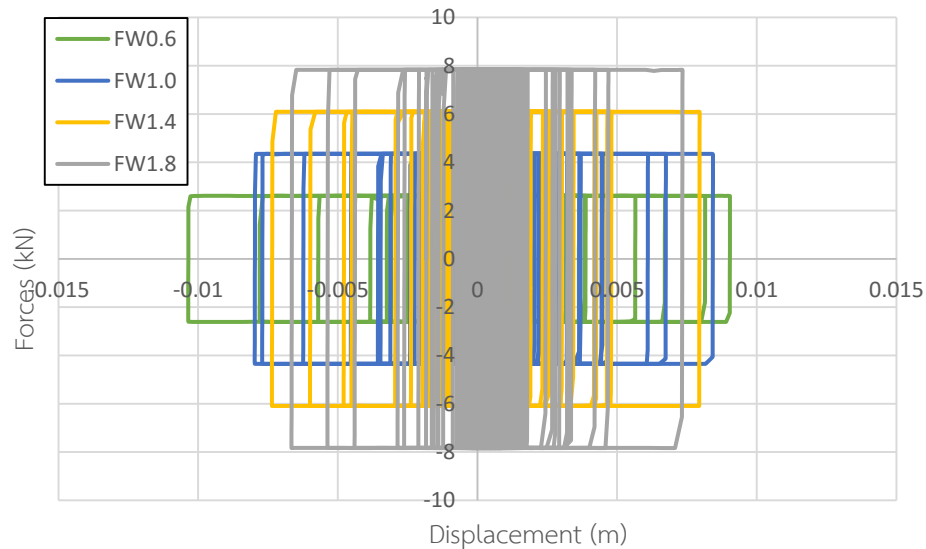


รูปที่ 4.158 การเคลื่อนที่สัมพัทธ์สูงสุดในแต่ละชั้นภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว El Mayor-Cucapah Mexico, Long Beach Water Reclm Plant1 (2010) ระดับออกแบบของอาคารตัวอย่าง

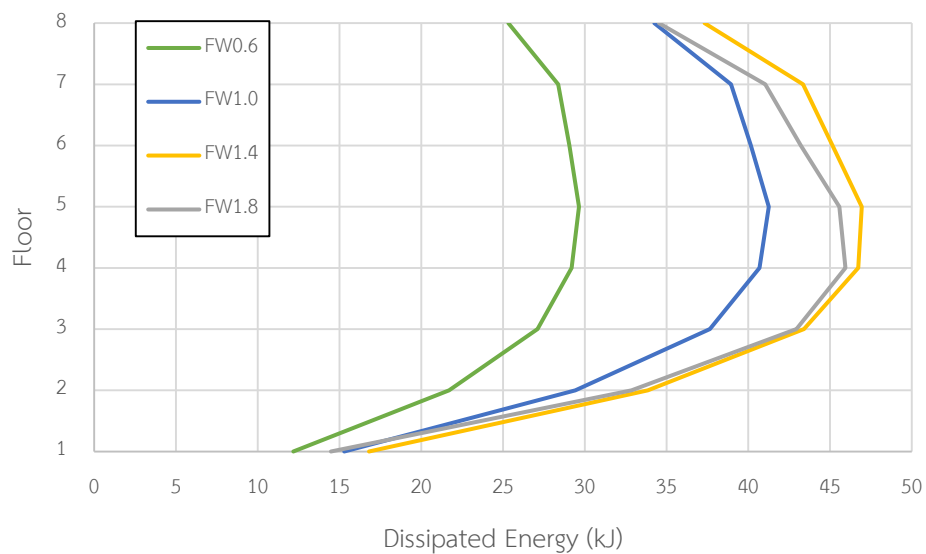
การสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว El Mayor-Cucapah Mexico ที่มี PGA เท่ากับ 0.072g ตามรูปที่ 4.159 พบว่า การสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานทั้งอาคารจะเพิ่มขึ้น เมื่อความหนาแน่นของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานเพิ่มขึ้นหรือการเพิ่มขึ้นของแรงเสียดทานนั่นเอง อาคาร FW0.6 มีการสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานทั้งหมด 238.82 kJ อาคาร FW1.0 มีการสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานทั้งหมด 374.29 kJ อาคาร FW1.4 มีการสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานทั้งหมด 417.95 kJ อาคาร FW1.8 มีการสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานทั้งหมด 421.2 kJ การสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานสามารถหาได้จากพื้นที่วงรอบฮิสเทอรีซิส ตามรูปที่ 4.160 ซึ่งจะพบว่า อาคารที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานที่มีความหนาแน่นของคอนกรีตสูงกว่าจะมีวงรอบของฮิสเทอรีซิสที่แคบกว่า คือ มีการเคลื่อนตัวที่น้อยกว่าแต่แรงเสียดทานจะสูงกว่า ซึ่งเมื่อคิดพื้นที่วงรอบของฮิสเทอรีซิสแล้วจะได้พื้นที่มากกว่าอาคารที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานที่มีความหนาแน่นของคอนกรีตต่ำกว่าและเมื่อทำการเปรียบเทียบพลังงานในแต่ละชั้นของทั้ง 4 อาคารที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานตามรูปที่ 4.161 พบว่า ในแต่ละชั้นจะมีการสลายพลังงานเพิ่มขึ้นตามความหนาแน่นของคอนกรีตในผนังสลายพลังงานแบบเสียดทาน โดยจะมีการสลายพลังงานสูงสุดอยู่ที่ชั้น 4 ซึ่งเป็นชั้นที่มีการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ของชั้น (Drift) สูงสุดเช่นกัน แสดงว่าตำแหน่งที่ควรติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานหรือเพิ่มแรงเสียดทานให้มากขึ้นอีกเพื่อให้สามารถทำงานได้อย่างมีประสิทธิภาพสูงสุดนั้นควรจะติดตั้งในชั้นที่มีการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ของชั้นสูงสุด



รูปที่ 4.159 การสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานในอาคารภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว El Mayor-Cucapah Mexico, Long Beach Water Reclm Plant1 (2010) ระดับออกแบบ



รูปที่ 4.160 วงรอบฮิสเทอริซิสของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานในอาคารตัวอย่างที่ชั้น 4 ภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว El Mayor-Cucapah Mexico, Long Beach Water Reclm Plant1 (2010)
ระดับออกแบบ



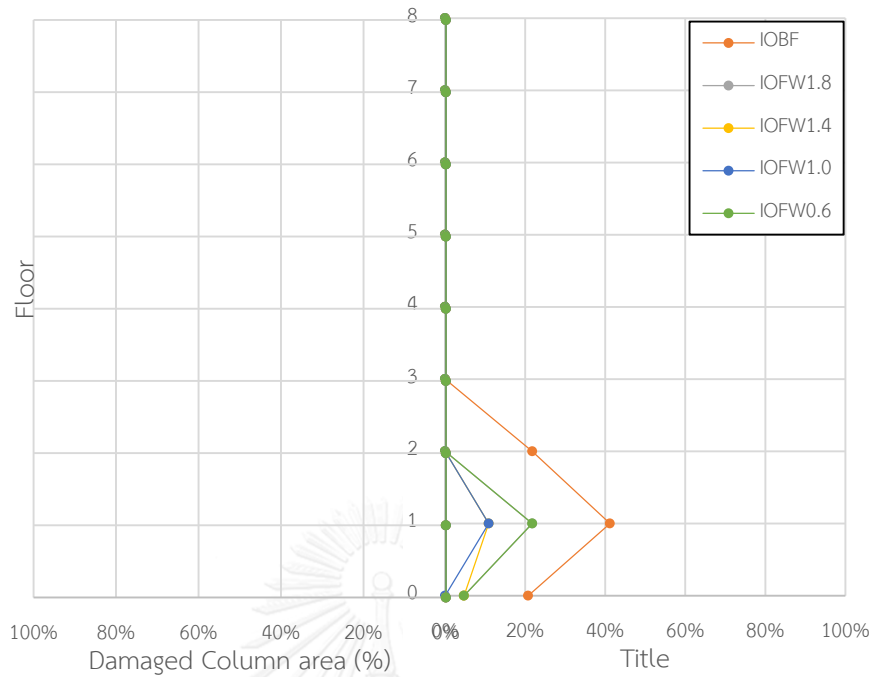
รูปที่ 4.161 การสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานในแต่ละชั้นของอาคารตัวอย่าง ภายใต้แผ่นดินไหว El Mayor-Cucapah Mexico, Long Beach Water Reclm Plant1 (2010)
ระดับออกแบบ

ความเสียหายของอาคารตัวอย่างทั้งหมดจะถูกเปรียบเทียบกับร้อยละพื้นที่ความเสียหาย โดยแบ่งระดับออกเป็น 3 ระดับ คือ ความเสียหายระดับเข้าใช้งานได้ทันที (IO) ความเสียหายระดับปลอดภัยต่อชีวิต (LS) และความเสียหายระดับพังทลาย (CP) โดยแยกความเสียหายของชิ้นส่วนเป็น 2 ประเภท คือ ความเสียหายในกำแพงรับแรงเฉือนและความเสียหายในชิ้นส่วนเสา จากการวิเคราะห์

อาคารตัวอย่างภายใต้แผ่นดินไหว El Mayor-Cucapah Maxico ที่มี PGA เท่ากับ 0.072g พบว่า
 กำแพงรับแรงเฉือนของอาคารที่ไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานจะมีความเสียหายสูงสุดอยู่
 ที่ระดับปลอดภัยต่อชีวิต (LS) โดยมีร้อยละพื้นที่ความเสียหายสูงสุดเท่ากับ 21.8% เกิดขึ้นระหว่างชั้น
 1 และ ชั้น 2 ส่วนอาคารที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานจะมีความเสียหายสูงสุดอยู่ที่ระดับ
 เข้าใช้งานได้ทันที (IO) โดยอาคาร FW0.6 มีค่าเท่ากับ 4.7% เกิดขึ้นระหว่างฐานราก และชั้น 1
 อาคาร FW1.0 มีค่าเท่ากับ 4.7% เกิดขึ้นระหว่างฐานราก และชั้น 1 อาคาร FW1.4 มีค่าเท่ากับ
 4.7% เกิดขึ้นระหว่างฐานราก และชั้น 1 และอาคาร FW1.8 มีค่าเท่ากับ 4.7% เกิดขึ้นระหว่างฐาน
 ราก และชั้น 1 ตามตารางที่ 4.70 รูปที่ 4.162 และรูปที่ 4.163 ซึ่งจะสังเกตได้ว่าอาคารที่ติดตั้งผนัง
 สลายพลังงานแบบเสียดทานสามารถลดความเสียหายได้อย่างมีประสิทธิภาพ เมื่อพิจารณาส่วนเสา
 ของอาคารที่ไม่ติดตั้งและติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานพบว่าไม่เกิดความเสียหายเกิดขึ้นเลย
 ตารางที่ 4.70 ร้อยละพื้นที่ความเสียหายสูงสุดของกำแพงรับแรงเฉือนในอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่น
 แผ่นดินไหว El Mayor-Cucapah Maxico, Long Beach Water Reclm Plant1 (2010) ระดับ

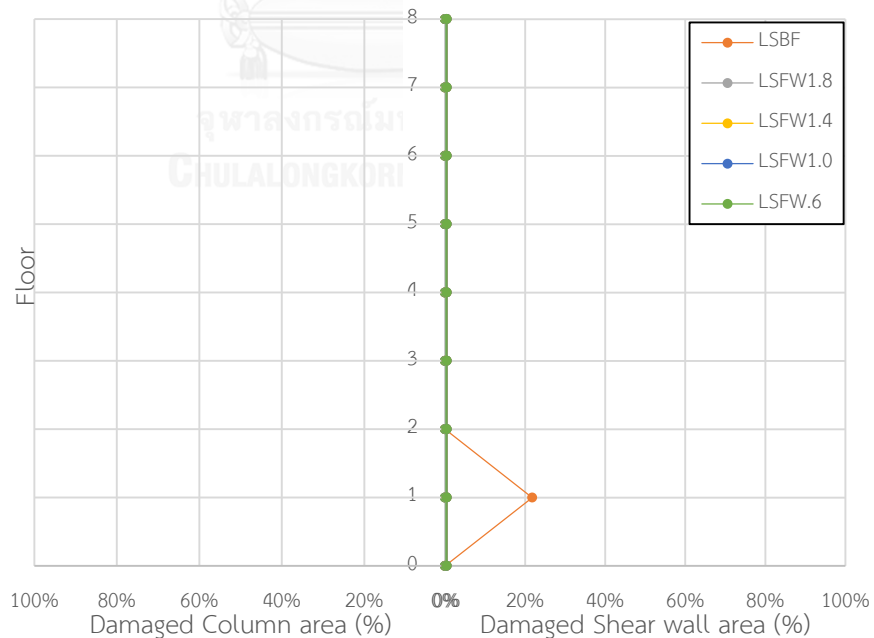
ออกแบบ

อาคาร ตัวอย่าง	ร้อยละพื้นที่ความเสียหาย (%)สูงสุดของกำแพงรับแรงเฉือนในอาคาร					
	IO		LS		CP	
	พื้นที่ (%)	ตำแหน่ง	พื้นที่ (%)	ตำแหน่ง	พื้นที่ (%)	ตำแหน่ง
Bare Frame	41.2	1-2	21.8	1-2	-	-
FW0.6	4.7	F-1	-	-	-	-
FW1.0	4.7	F-1	-	-	-	-
FW1.4	4.7	F-1	-	-	-	-
FW1.8	4.7	F-1	-	-	-	-



รูปที่ 4.162 ร้อยละพื้นที่ความเสียหายในระดับเข้าใช้งานได้ทันที (IO) ของอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว El Mayor-Cucapah Maxico, Long Beach Water Reclm Plant1 (2010) ระดับ

ออกแบบ

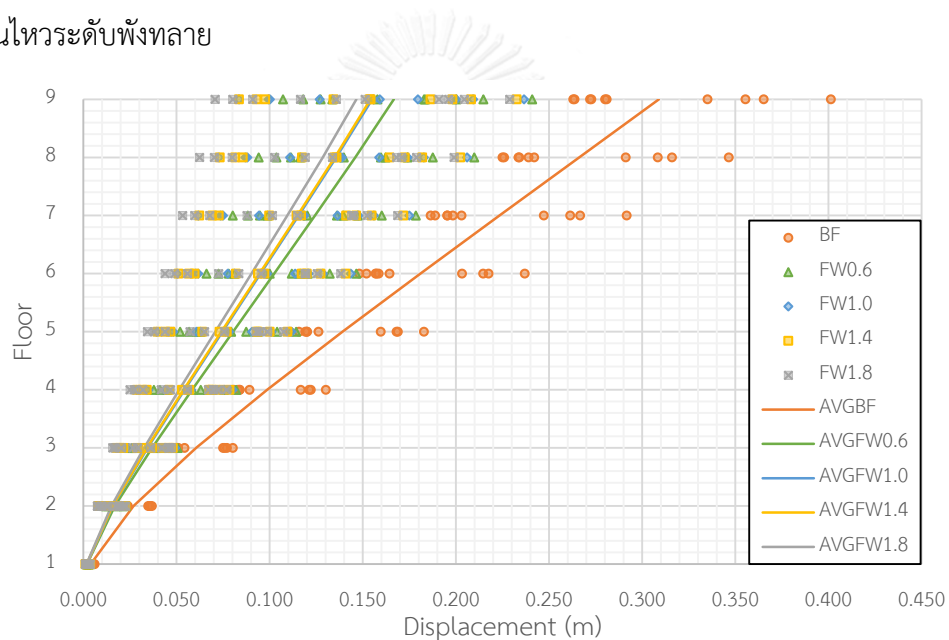


รูปที่ 4.163 ร้อยละพื้นที่ความเสียหายในระดับปลอดภัยต่อชีวิต (LS) ของอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว El Mayor-Cucapah Maxico, Long Beach Water Reclm Plant1 (2010) ระดับ

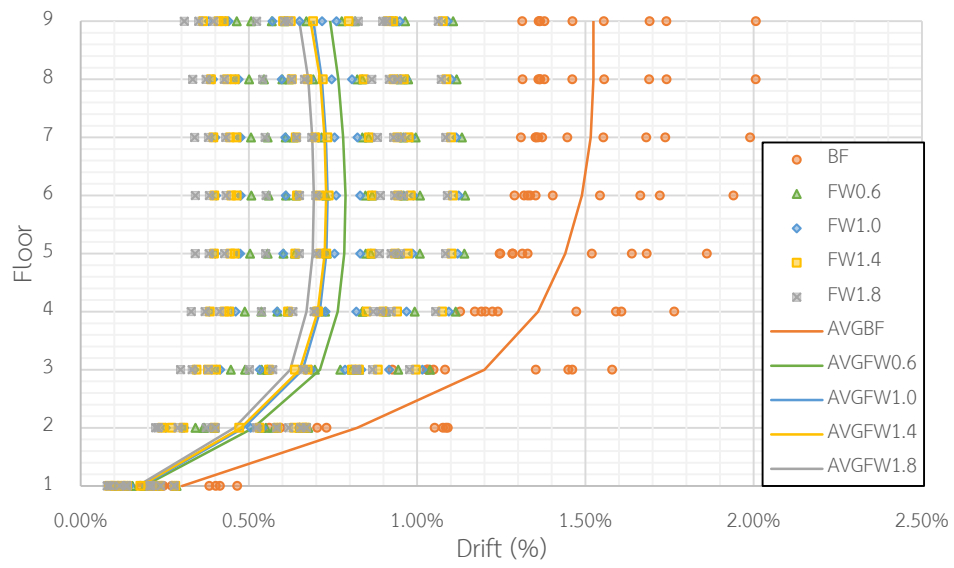
ออกแบบ

4.2 พฤติกรรมเฉลี่ยของอาคารตัวอย่าง

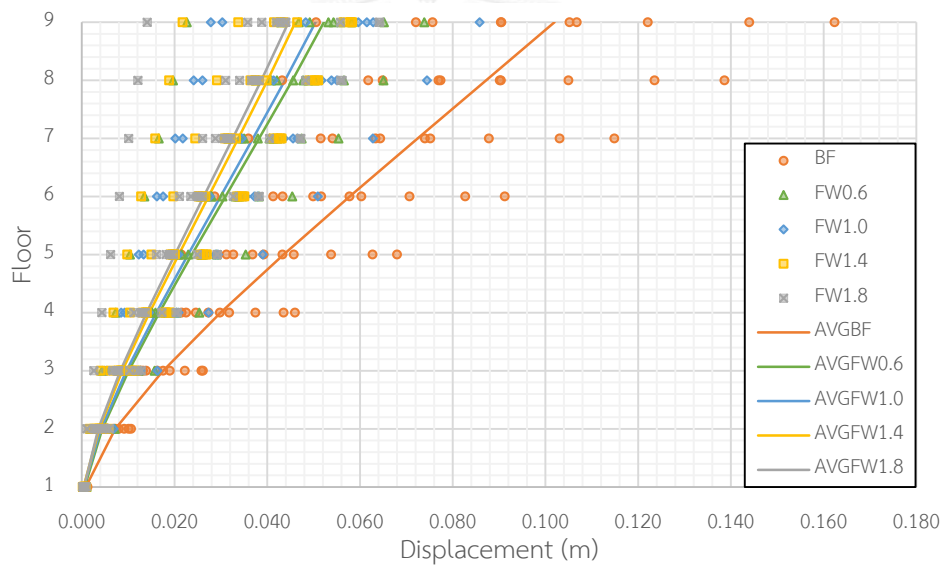
เมื่อทำการเฉลี่ยการเคลื่อนที่และการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ของอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหวระดับพังทลายทั้ง 10 คลื่น ตามรูปที่ 4.164 และรูปที่ 4.165 ตามลำดับ พบว่าเมื่อเพิ่มแรงเสียดทานมากขึ้นจะทำให้การเคลื่อนที่และการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ของอาคารตัวอย่างลดลงตามไปด้วย เนื่องจากการสลายพลังงานของอาคารตัวอย่างจะมีค่ามากขึ้นจากการเพิ่มขึ้นของแรงเสียดทานมากขึ้น การเคลื่อนที่และการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ของอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหวระดับออกแบบแสดงตามรูปที่ 4.166 และรูปที่ 4.167 ตามลำดับ พบว่าเมื่อเพิ่มแรงเสียดทานมากขึ้นจะทำให้การเคลื่อนที่และการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ของอาคารตัวอย่างลดลงตามไปด้วย เนื่องจากการสลายพลังงานของอาคารตัวอย่างจะมีค่ามากขึ้นจากการเพิ่มขึ้นของแรงเสียดทานมากขึ้นเช่นเดียวกับแผ่นดินไหวระดับพังทลาย



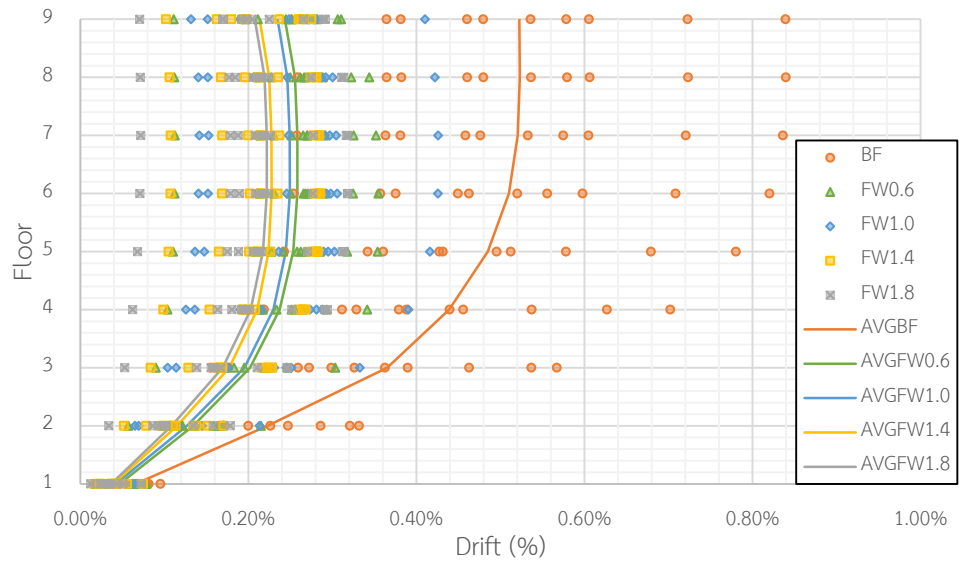
รูปที่ 4.164 การเคลื่อนที่เฉลี่ยสูงสุดของอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหวระดับพังทลาย



รูปที่ 4.165 การเคลื่อนที่สัมพัทธ์เฉลี่ยสูงสุดของอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหวระดับพังทลาย



รูปที่ 4.166 การเคลื่อนที่เฉลี่ยสูงสุดของอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหวระดับออกแบบ



รูปที่ 4.167 การเคลื่อนที่สัมพัทธ์เฉลี่ยสูงสุดของอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหวระดับพังทลาย



บทที่ 5

สรุปผลการวิจัย

ในงานวิจัยนี้ได้ศึกษาพฤติกรรมและประสิทธิภาพในการลดทอนความเสียหายของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานที่ติดตั้งในอาคารชุดพักอาศัยขนาด 8 ชั้น ที่ไม่ได้ถูกออกแบบให้รับแรงแผ่นดินไหวตามมาตรฐาน โดยใช้โปรแกรม PERFORM-3D ในการจำลองอาคารที่พฤติกรรมแบบอินอีลาสติกตามมาตรฐาน ASCE41 แล้วทำการวิเคราะห์โครงสร้างด้วยวิธีพลศาสตร์ไม่เชิงเส้นแบบประวัติเวลา (Time history inelastic dynamic analysis) ภายใต้อิทธิพลของแผ่นดินไหวที่สอดคล้องกับเส้นสเปกตรัมออกแบบของกรุงเทพมหานครตามมาตรฐาน มยผ.1302 จำนวนทั้งหมด 10 คลื่น ซึ่งคลื่นแผ่นดินไหวนี้ได้ทำการปรับค่าแรงเฉือนที่ฐานของอาคารที่ไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานให้มีค่าเท่ากับอาคารที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานในช่วงอีลาสติกเพื่อให้สามารถเปรียบเทียบได้อย่างเหมาะสม เนื่องจากสถิติของทั้งสองรูปแบบอาคารไม่เท่ากัน ทำให้แรงภายในจากคลื่นแผ่นดินไหวเดียวกันแตกต่างกัน โดยระดับความรุนแรงของคลื่นแผ่นดินไหวที่นำมาวิเคราะห์จะถูกแบ่งออกเป็น 2 ระดับ คือ คลื่นแผ่นดินไหวระดับพังทลาย (Collapse Earthquake) และคลื่นแผ่นดินไหวระดับออกแบบ (DBE)

อาคารตัวอย่างจะถูกแบ่งออกเป็น 2 รูปแบบ คือ อาคารที่ไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานและอาคารที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานซึ่งจะถูกแบ่งตามความหนาแน่นของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทาน 4 ความหนาแน่น คือ อาคาร FW0.6, FW1.0, FW1.4 และ FW1.8 มีความหนาแน่นของคอนกรีตที่ใช้เท่ากับ 0.6, 1.0, 1.4 และ 1.8 tons/m³ ตามลำดับ โดยการเพิ่มความหนาแน่นของคอนกรีตในผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานเปรียบเสมือนการเพิ่มแรงเสียดทานให้กับตัวห่วงเช่นกัน

เมื่อทำการเปรียบเทียบพฤติกรรมของอาคารที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานกับอาคารที่ไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานภายใต้อิทธิพลของแผ่นดินไหวระดับพังทลายพบว่า อาคารที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานสามารถลดการเคลื่อนที่ของอาคาร การเคลื่อนที่สัมพัทธ์ของชั้นอาคาร และความเสียหายของโครงสร้างได้อย่างมีประสิทธิภาพ โดยการเพิ่มความหนาแน่นของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานมากขึ้นทำให้มีประสิทธิภาพดียิ่งขึ้น อาคาร FW0.6 อาคาร FW1.0 อาคาร FW1.4 และอาคาร FW1.8 สามารถลดการเคลื่อนที่ของอาคารเมื่อเทียบกับอาคารที่ไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานโดยเฉลี่ยทั้ง 10 คลื่น ได้เท่ากับ 46.1% 49.8% 50.1% และ 52.6% ตามลำดับ และสามารถลดการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ของชั้นโครงสร้างเมื่อเทียบกับอาคารที่ไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานโดยเฉลี่ยทั้ง 10 คลื่น ได้เท่ากับ 51.3% 54.6% 55.2% และ 57.4%

ตามลำดับ โดยถึงแม้ว่าการเคลื่อนที่สูงสุดของอาคารภายใต้คลื่นแผ่นดินไหวบางคลื่นอาจจะไม่เป็นไปตามแนวโน้มของการเพิ่มแรงเสียดทานก็ตาม ทั้งนี้อาจจะมีเหตุผลมาจากการเปรียบเทียบการเคลื่อนที่สูงสุดของอาคารอาจเกิดขึ้นเพียงแค่ช่วงเวลาสั้นๆ แต่การเคลื่อนที่โดยรวมของอาคารที่มีแรงเสียดทานมากกว่าจะมีการเคลื่อนที่น้อยกว่า แต่เพราะคลื่นแผ่นดินไหวที่กระทำนั้นมีความรุนแรงมากทำให้ผลการตอบสนองจึงออกมาไม่ต่างกันอย่างเห็นได้ชัด แต่อย่างไรก็ตามในด้านความเสียหายของโครงสร้างนั้นผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานสามารถลดทอนความเสียหายได้อย่างมีนัยสำคัญคือ สามารถลดระดับความเสียหายจากระดับพังทลายไปเป็นระดับความปลอดภัยต่อชีวิตได้ แสดงว่าผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานสามารถป้องกันอาคารพังทลายภายใต้คลื่นแผ่นดินไหวที่รุนแรงได้อย่างมีประสิทธิภาพ

เมื่อทำการเปรียบเทียบพฤติกรรมของอาคารที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานกับอาคารที่ไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานภายใต้คลื่นแผ่นดินไหวระดับออกแบบพบว่าอาคารที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานสามารถลดการเคลื่อนที่ของอาคาร การเคลื่อนที่สัมพัทธ์ของชั้นอาคาร และความเสียหายของโครงสร้างได้อย่างมีประสิทธิภาพเช่นกัน โดยการเพิ่มความหนาแน่นของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานมากขึ้นทำให้มีประสิทธิภาพดียิ่งขึ้น อาคาร FW0.6 อาคาร FW1.0 อาคาร FW1.4 และอาคาร FW1.8 สามารถลดการเคลื่อนที่ของอาคารเมื่อเทียบกับอาคารที่ไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานโดยเฉลี่ยทั้ง 10 คลื่น ได้เท่ากับ 48.8% 50.6% 54.8% และ 56.3% ตามลำดับ และสามารถลดการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ของชั้นอาคารเมื่อเทียบกับอาคารที่ไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานโดยเฉลี่ยทั้ง 10 คลื่น ได้เท่ากับ 53.4% 55.1% 59.2% และ 60.3% ตามลำดับ ซึ่งจะสังเกตได้ว่าอาคารที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานภายใต้คลื่นแผ่นดินไหวระดับออกแบบจะสามารถลดการเคลื่อนที่ได้มากกว่าคลื่นแผ่นดินไหวระดับพังทลายเนื่องจากพลังงานที่ใส่ให้กับอาคารภายใต้คลื่นแผ่นดินไหวระดับออกแบบนั้นน้อยกว่าคลื่นแผ่นดินไหวระดับพังทลายมาก ทำให้ผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานสามารถสลายพลังงานออกได้มีประสิทธิภาพดีกว่าถึงแม้ว่าพฤติกรรมของอาคารภายใต้คลื่นแผ่นดินไหวบางคลื่นอาจจะไม่เป็นไปตามแนวโน้มของการเพิ่มแรงเสียดทาน (เห็นความแตกต่างได้ชัดกว่าอาคารภายใต้คลื่นแผ่นดินไหวระดับพังทลาย) ทั้งนี้อาจเนื่องจากการเพิ่มแรงเสียดทานให้กับโครงสร้างบางชั้นมากอาจทำให้การเคลื่อนที่ของชั้นดังกล่าวลดลงส่งผลให้ชั้นใกล้เคียงต้องรับแรงเพิ่มมากขึ้นแทนก็ได้ จึงอาจมีค่าแรงเสียดทานที่เป็นค่าเหมาะสมสำหรับแต่ละชั้นของอาคารที่แตกต่างกันที่ทำให้เกิดการเคลื่อนที่ของอาคารในภาพรวมน้อยที่สุด

เมื่อพิจารณาการสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานแล้วจะพบว่า การเพิ่มแรงเสียดทานมากขึ้นมีแนวโน้มทำให้การสลายพลังงานของอาคารมีมากขึ้น โดยจะพบการสลาย

พลังงานจำนวนมากในชั้นที่มีการเคลื่อนที่สัมพัทธ์มากที่สุด ดังนั้นจึงควรเพิ่มแรงเสียดทานในชั้นที่มีการเคลื่อนที่สัมพัทธ์มากและควรลดแรงเสียดทานหรือเอาผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานในชั้นที่มีการเคลื่อนที่สัมพัทธ์น้อยออก จะทำให้ได้จุดซึ่งมีประสิทธิภาพมากที่สุดและราคาถูกที่สุดในการติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทาน

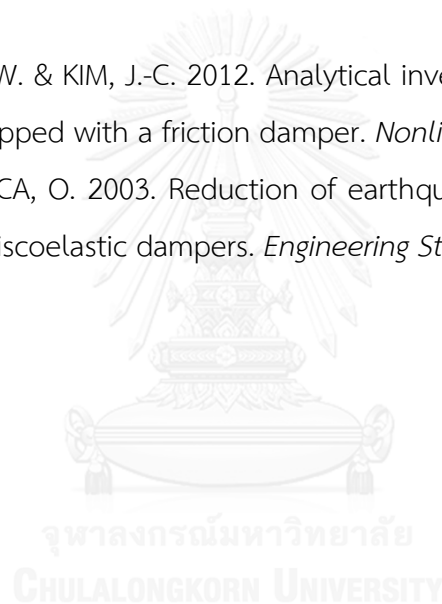
ด้วยเหตุผลที่กล่าวมาข้างต้นจึงสามารถสรุปได้ว่า ผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานช่วยเพิ่มความต้านทานแผ่นดินไหวให้กับอาคารได้อย่างมีนัยสำคัญ เมื่อเปรียบเทียบกับตัวหน่วงทั่วไปแล้วผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานมีราคาต่ำกว่า ไม่กระทบต่อความสวยงามของอาคารเนื่องจากมีลักษณะเหมือนผนังก่ออิฐทั่วไป ไม่ต้องการบำรุงรักษา อีกทั้งยังสามารถติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานเพื่อปรับปรุงอาคารเดิมให้สามารถต้านทานแผ่นดินไหวได้ดีขึ้น ดังนั้นผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานน่าจะเป็นอีกทางเลือกสำหรับการเพิ่มความต้านทานแผ่นดินไหวให้กับอาคารได้อย่างมีประสิทธิภาพ



รายการอ้างอิง

- ASCE41 2013. *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*. Reston, Virginia: American Society of Civil Engineers.
- CHO, C. G. & KWON, M. 2004. Development and modeling of a frictional wall damper and its applications in reinforced concrete frame structures. *Earthquake engineering & structural dynamics*, 33, 821-838.
- ERDIK, M., KAMER, Y., DEMIRCIOĞLU, M. & ŞEŞETAYAN, K. 2012. 23 October 2011 Van (Turkey) earthquake. *Natural hazards*, 64, 651-665.
- FARSANGI, E. N. & ADNAN, A. 2012. Seismic performance evaluation of various passive damping systems in high and medium-rise buildings with hybrid structural system. *Gazi University Journal of Science*, 25, 721-735.
- GÜNEYISI, E. M. & ALTAY, G. 2008. Seismic fragility assessment of effectiveness of viscous dampers in R/C buildings under scenario earthquakes. *Structural Safety*, 30, 461-480.
- KAM, W. Y. & PAMPANIN, S. 2011. The seismic performance of RC buildings in the 22 February 2011 Christchurch earthquake. *Structural Concrete*, 12, 223-233.
- MANDER, J. B., PRIESTLEY, M. J. & PARK, R. 1988. Theoretical stress-strain model for confined concrete. *Journal of structural engineering*, 114, 1804-1826.
- MANFREDI, G., PROTA, A., VERDERAME, G. M., DE LUCA, F. & RICCI, P. 2014. 2012 Emilia earthquake, Italy: reinforced concrete buildings response. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 12, 2275-2298.
- MIDORIKAWA, M. & ASARI, T. 2010. Earthquake response of ten-story story-drift-controlled reinforced concrete frames with hysteretic dampers. *Engineering Structures*, 32, 1735-1746.
- MOHAMMADI, M. & AKRAMI, V. 2010. An engineered infilled frame: Behavior and calibration. *Journal of Constructional Steel Research*, 66, 842-849.
- NAKAI, M. 2015. Advanced Structural Technologies For High-Rise Buildings in Japan. *CTBUH journal.*, 8.

- PERFORM-3D 2006. Perform Components and Elements for PERFORM-3D and Perform-Collapse. *Perform Components and Elements for PERFORM-3D and Perform-Collapse*. Berkeley.
- PRETI, M., MIGLIORATI, L. & GIURIANI, E. 2014. Experimental testing of engineered masonry infill walls for post-earthquake structural damage control. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 1-21.
- RAHMANI SAMANI, H., MIRTAHERI, M. & RAFIEE, M. 2014. The Effects of Various Slippage Loads on the Response Modification Factor of Steel Structures Equipped with Frictional Dampers. *International Journal of Structural Stability and Dynamics*, 1450080.
- SEONG, J.-Y., MIN, K.-W. & KIM, J.-C. 2012. Analytical investigation of an SDOF building structure equipped with a friction damper. *Nonlinear Dynamics*, 70, 217-229.
- TEZCAN, S. S. & ULUCA, O. 2003. Reduction of earthquake response of plane frame buildings by viscoelastic dampers. *Engineering Structures*, 25, 1755-1761.





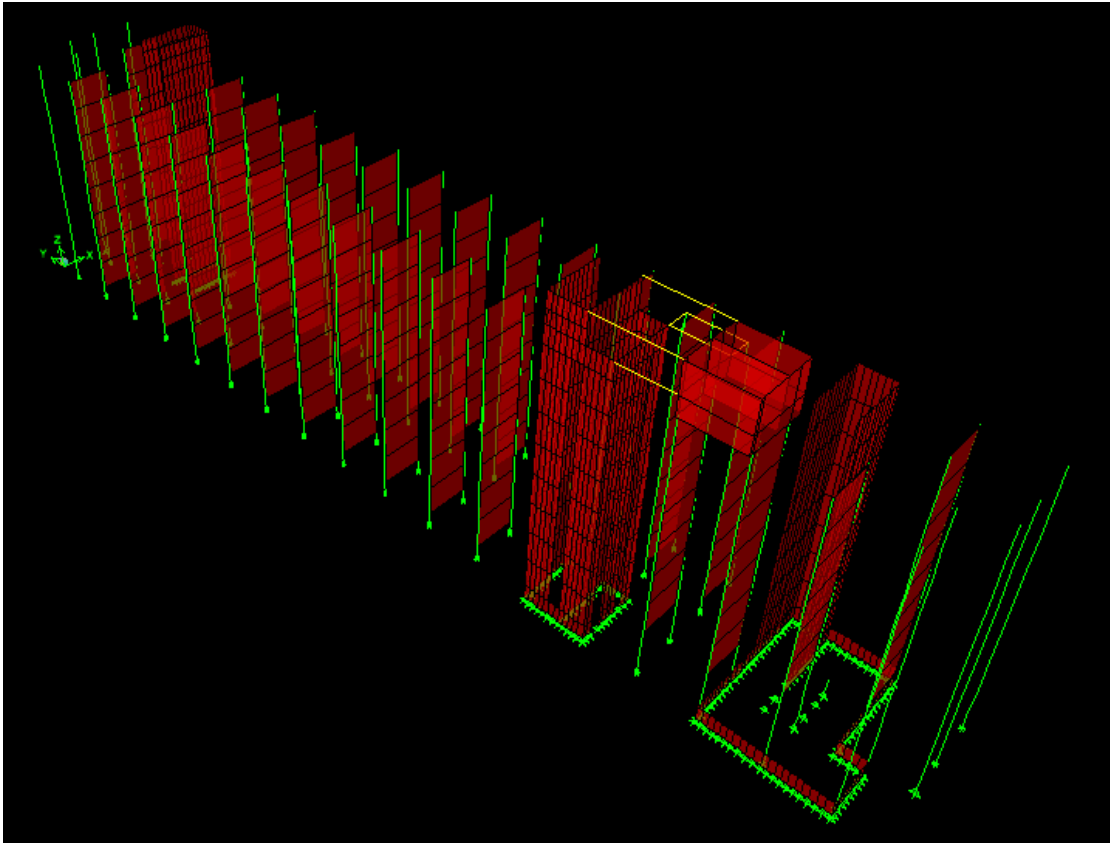
ภาคผนวก

จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย
CHULALONGKORN UNIVERSITY

ภาคผนวก ก

การตรวจสอบคุณสมบัติเชิงพลศาสตร์ของอาคารตัวอย่าง

จากการวิเคราะห์คุณสมบัติเชิงพลศาสตร์ของอาคารตัวอย่างด้วยโปรแกรม PERFORM-3D ดังตารางที่ 3.4 จะทำการเปรียบเทียบคาบธรรมชาติของอาคารตัวอย่างกับโปรแกรม ETABS ทั้งอาคารที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานและอาคารที่ไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทาน โดยทำการจำลองอาคารตัวอย่างตามรูปที่ ก.1 ผนังในอาคารจะถูกจำลองด้วย shell element และคุณสมบัติเชิงพลศาสตร์ของอาคารจะแสดงดังตารางที่ ก.1



รูปที่ ก.1 แบบจำลองอาคารตัวอย่างในโปรแกรม ETABS

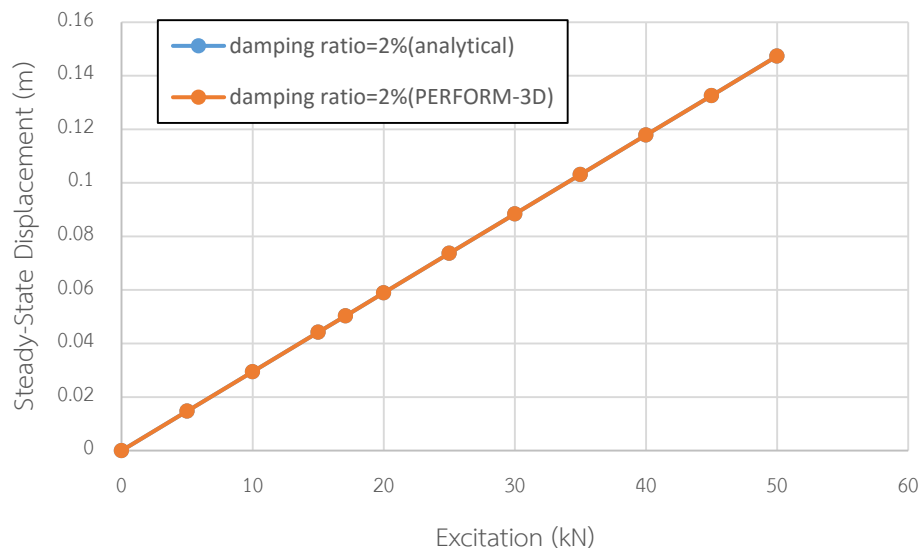
ตารางที่ ก.1 เปรียบเทียบคุณสมบัติเชิงพลศาสตร์ของอาคารตัวอย่างระหว่างโปรแกรม PERFORM-3D กับ ETABS

Mode number	PERFORM-3D						ETABS					
	Bare frame			Friction wall			Bare frame			Friction wall		
	Mode period (sec)	Effective Mass Factor (%)		Mode period (sec)	Effective Mass Factor (%)		Mode period (sec)	Effective Mass Factor (%)		Mode period (sec)	Effective Mass Factor (%)	
		H1	H2		H1	H2		H1	H2		H1	H2
1	1.05	0.00	61.4	0.98	0.00	61.3	1.22	0.03	62.2	1.18	0.00	63.1
2	0.84	36.9	0.17	0.63	34.2	0.04	0.94	31.2	0.29	0.54	11.6	0.02
3	0.56	23.6	0.21	0.48	27.6	0.13	0.71	23.9	0.11	0.51	49.9	0.00

ภาคผนวก ข

การปรับแก้ค่า modal damping ratio ของโครงสร้างหนึ่งองศาอิสระ

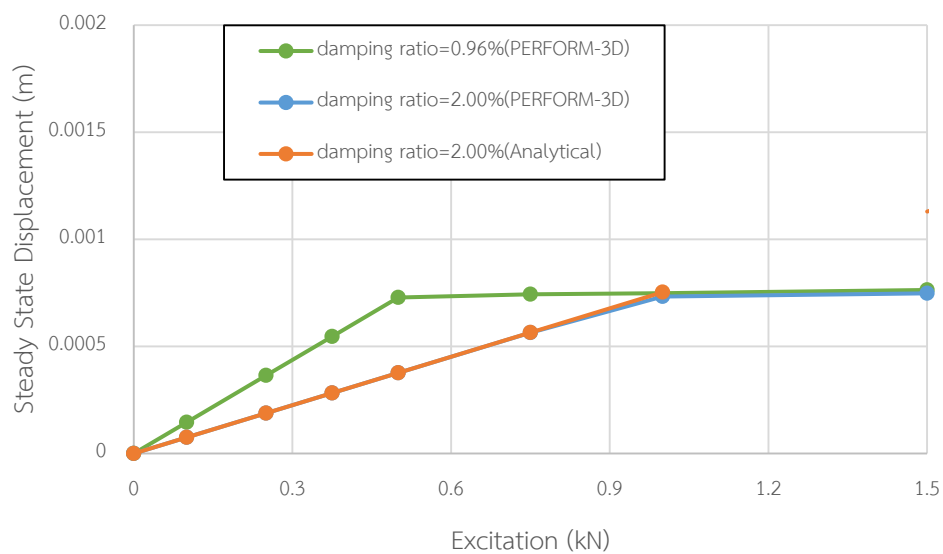
ตรวจสอบความถูกต้องในการวิเคราะห์ด้วยโปรแกรม PERFORM-3D ของโครงสร้างหนึ่งองศาอิสระที่ไม่มีตัวหน่วงแบบเสียดทานภายใต้แรงแบบฮาร์มอนิกที่มีความถี่ทำโครงสร้างเกิดการสั่นพ้องโดยทำการเปรียบเทียบการเคลื่อนที่แบบคงตัว (Steady state) ที่วิเคราะห์ได้จากโปรแกรม PERFORM-3D กับผลเฉลยแบบปิดของ Seong และคณะ (2012) จะทำการเพิ่มค่าแรงฮาร์มอนิกจนกระทั่งมีแอมพลิจูดเท่ากับ 50 kN พบว่า ผลการวิเคราะห์จากโปรแกรม PERFORM-3D มีค่าเท่ากับผลการวิเคราะห์จากผลเฉลยรูปแบบปิดดังกล่าว ตามรูปที่ ข.1



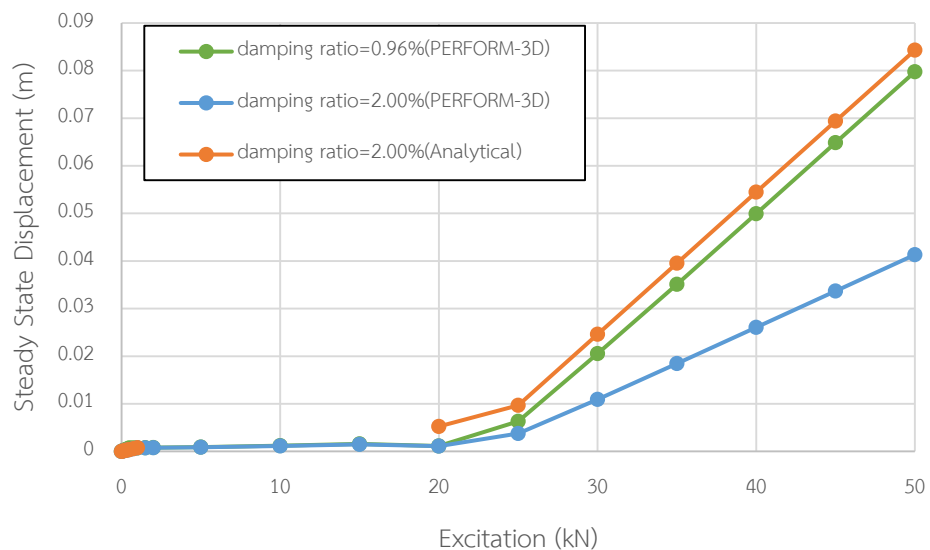
รูปที่ ข.1 ค่าการเคลื่อนที่แบบคงตัวสูงสุดของโครงสร้างหนึ่งองศาอิสระ

หลังจากนั้นทำการวิเคราะห์โครงสร้างหนึ่งองศาอิสระที่มีตัวหน่วงแบบเสียดทานด้วยโปรแกรม PERFORM-3D เปรียบเทียบกับผลเฉลยรูปแบบปิดของ Seong และคณะ (2012) โดยให้แรงฮาร์มอนิกแบบเดียวกันกับโครงสร้างที่ไม่มีตัวหน่วงแบบเสียดทาน จากที่กล่าวในข้างต้นโปรแกรม PERFORM-3D นั้นจะไม่ทำการคำนวณแรงตัวหน่วงความหนืด (Viscous damping forces) ใหม่หลังจากมีการเปลี่ยนแปลงสติเฟนของโครงสร้าง จึงทำการปรับแก้ค่า modal damping ratio ของโครงสร้างหนึ่งองศาอิสระ โดยรูปที่ ข.2 พบว่า เมื่อโครงสร้างหนึ่งองศาอิสระยังไม่เกิดการไหลการใส่ค่า modal damping ratio ในโปรแกรม PERFORM-3D เท่ากับการวิเคราะห์ตามผลเฉลยรูปแบบปิดนั้นจะได้การเคลื่อนที่ที่เท่ากัน แต่หลังจากที่โครงสร้างเกิดการไหลแล้ว (เมื่อแรงกระทำมีค่ามากกว่า 20 kN) โครงสร้างที่ใส่ค่า modal damping ratio ในโปรแกรม PERFORM-3D เท่ากับการวิเคราะห์

ตามผลเฉลยรูปแบบปิด ($\xi = 2\%$) นั้นจะได้ค่าการเคลื่อนที่น้อยกว่ามาก โดยมีการคลาดเคลื่อนถึง 51%-61% ตามรูปที่ ข.3 แต่เมื่อทำการปรับแก้ค่า modal damping ratio นั้นจะพบว่า ค่าการเคลื่อนที่ที่วิเคราะห์ด้วยโปรแกรม PERFORM-3D จะมีค่าใกล้เคียงกับการเคลื่อนที่ที่วิเคราะห์ด้วยผลเฉลยรูปแบบปิด ส่วนช่วงระหว่างค่าแรง 1 kN ถึง 20 kN ในโปรแกรม PERFORM-3D พบว่าเกิดการไถลเกิดขึ้น แต่ไม่สามารถทำการวิเคราะห์ด้วยผลเฉลยรูปแบบปิดได้เนื่องจากค่าแรงที่กระทำต่อโครงสร้างมีค่าน้อยกว่าแรงเสียดทานซึ่งแสดงว่าโครงสร้างไม่เกิดการไถลทำให้ขัดต่อสมมติฐานของผลเฉลยรูปแบบปิด



รูปที่ ข.2 ค่าการเคลื่อนที่แบบคงตัวสูงสุดของโครงสร้างหนึ่งองศาอิสระที่มีตัวหน่วงแบบเสียดทาน ในช่วงที่ยังไม่เกิดการไถล

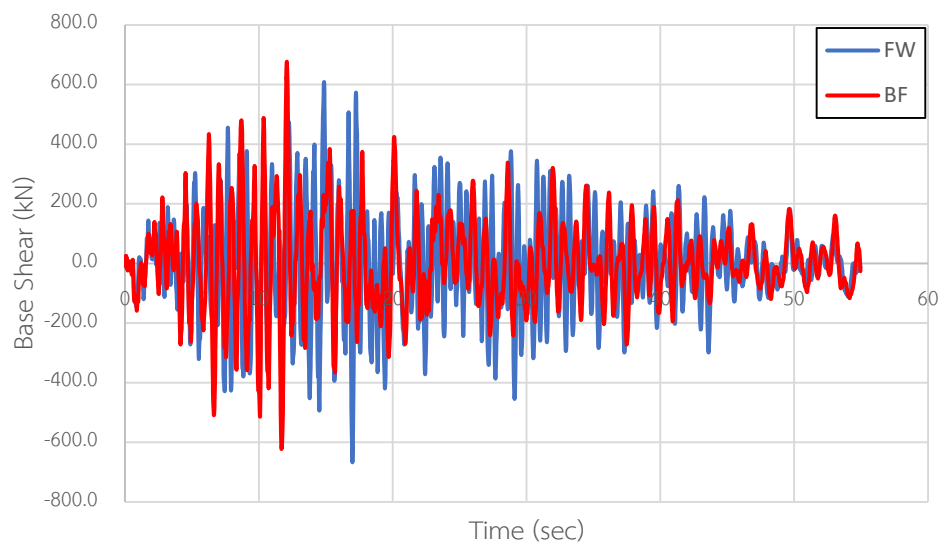


รูปที่ ข.3 ค่าการเคลื่อนที่แบบคงตัวสูงสุดของโครงสร้างหนึ่งองศาอิสระที่มีตัวหน่วงแบบเสียดทาน

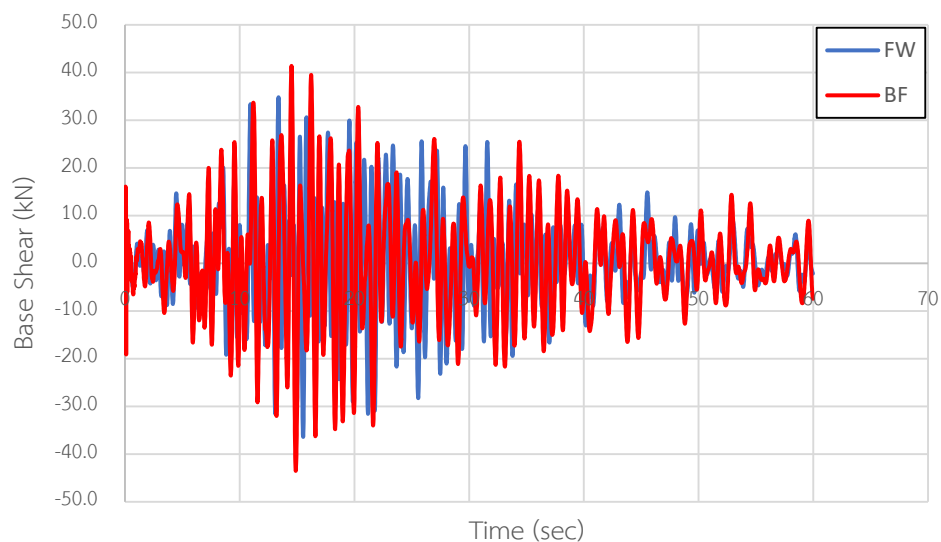
ภาคผนวก ค

การปรับค่าความแรงเฉือนที่ฐานที่ระดับอีลาสติก

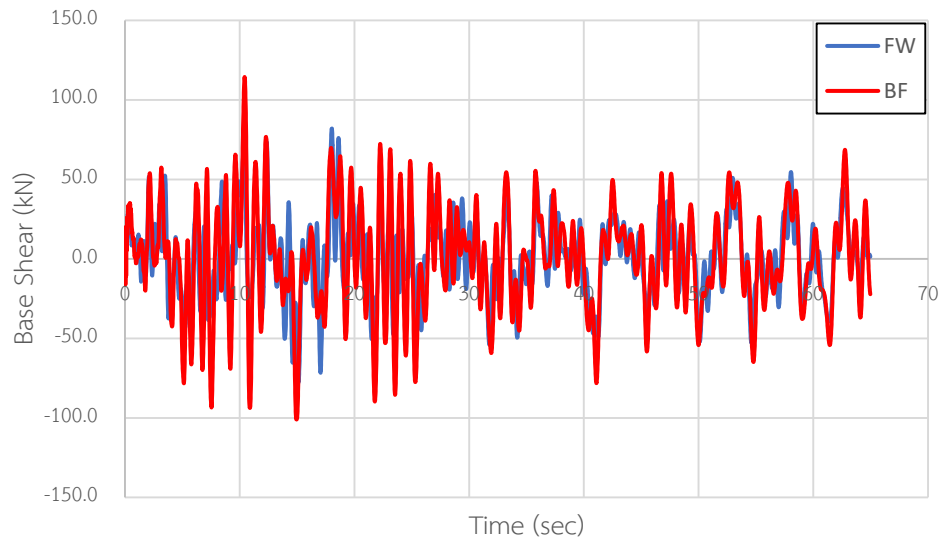
ผลการวิเคราะห์แรงเฉือนที่ฐานของอาคารตัวอย่างที่ติดตั้งและไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานในช่วงอีลาสติกทั้ง 10 คลื่นแสดงดังรูปที่ ค.1-ค.10



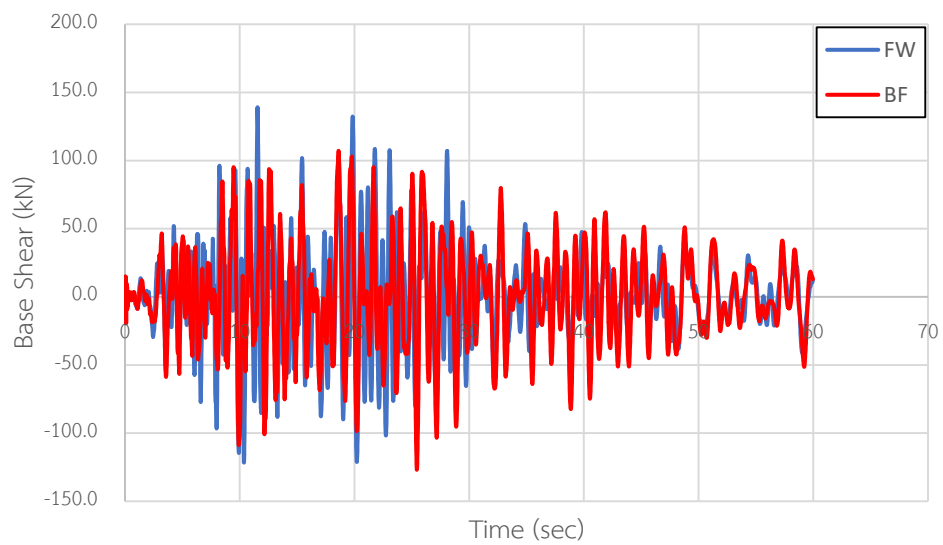
รูปที่ ค.1 เปรียบเทียบแรงเฉือนที่ฐานของอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Landers, Inglewood – Union Oil (1992) ในช่วงอีลาสติก



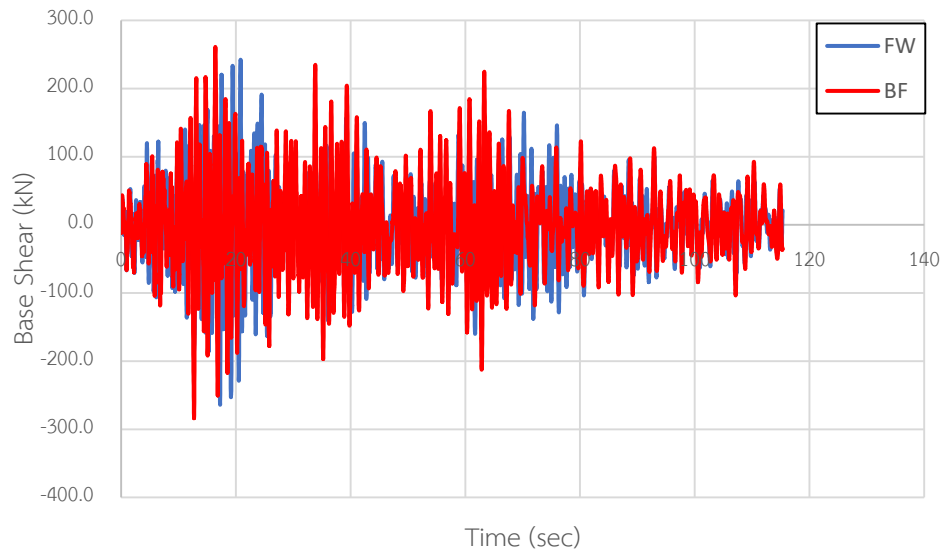
รูปที่ ค.2 เปรียบเทียบแรงเฉือนที่ฐานของอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Kocaeli Turkey, Balikesir (1999) ในช่วงอีลาสติก



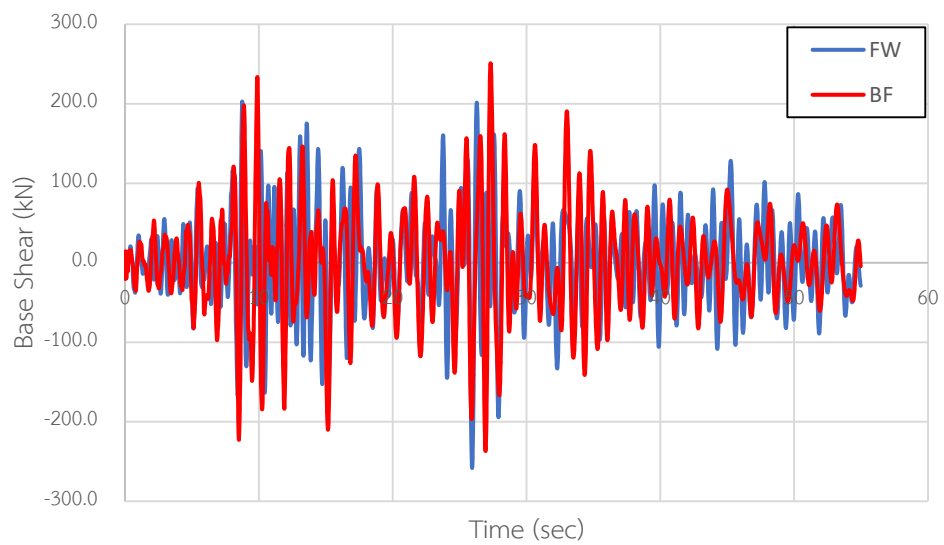
รูปที่ ค.3 เปรียบเทียบแรงเฉือนที่ฐานของอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Hector mine, Elcentro Array#10 (1999) ในช่วงอีลาสติก



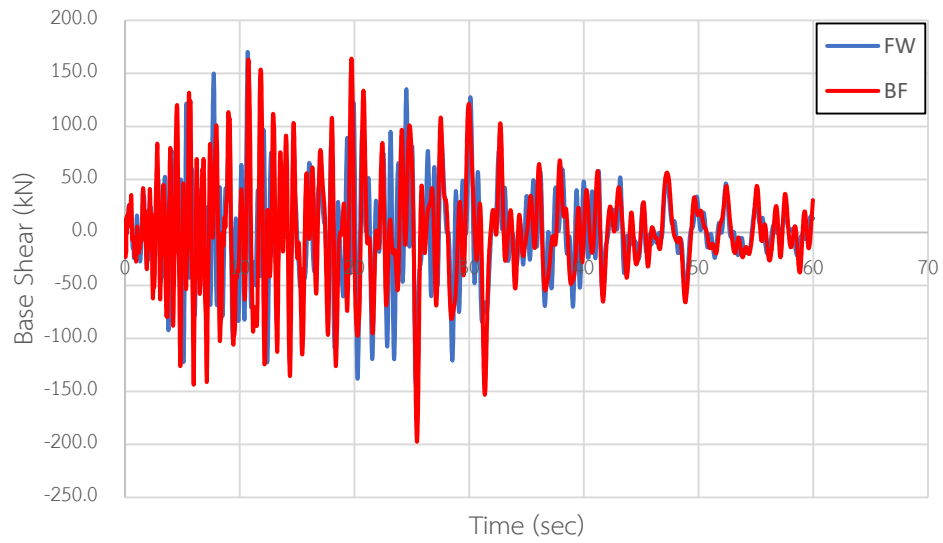
รูปที่ ค.4 เปรียบเทียบแรงเฉือนที่ฐานของอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Nenana Mountain Alaska, Anchorage-DOI off. Of Aircraft (2002) ในช่วงอีลาสติก



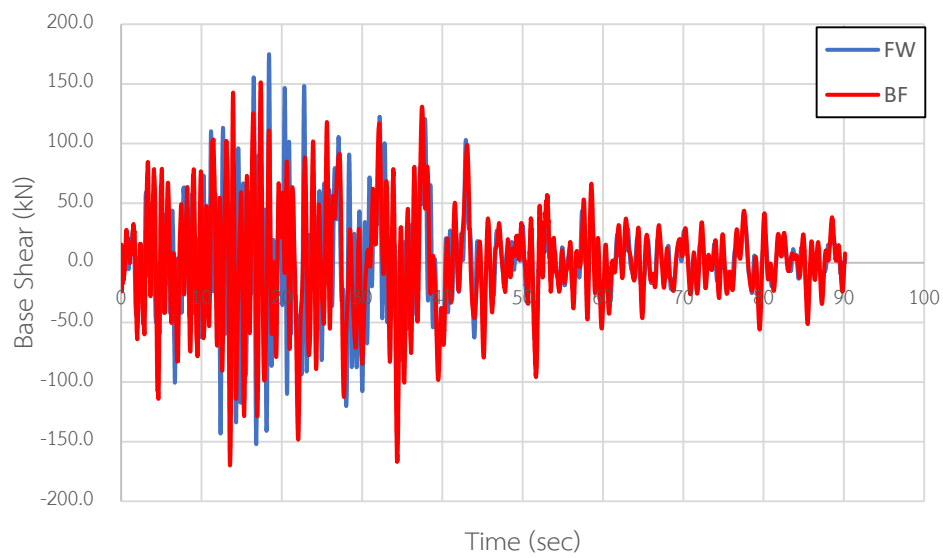
รูปที่ ค.5 เปรียบเทียบแรงเฉือนที่ฐานของอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Denali Alaska, Anchorage-DOI off. Of Aircraft (2002) ในช่วงฮิสตริก



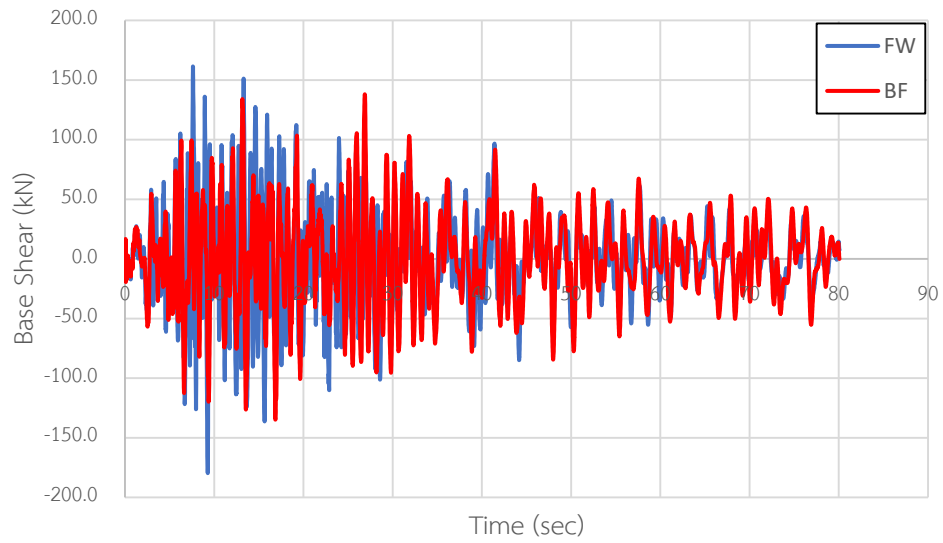
รูปที่ ค.6 เปรียบเทียบแรงเฉือนที่ฐานของอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Parkfield-02 CA, Hollister-City Hall Annex (2004) ในช่วงฮิสตริก



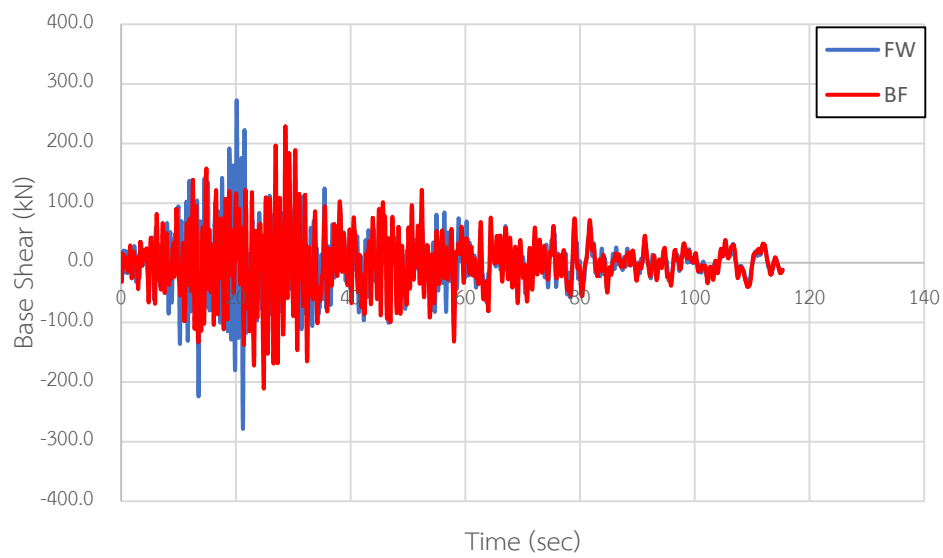
รูปที่ ค.7 เปรียบเทียบแรงเฉือนที่ฐานของอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว
Parkfield-02 CA, Hollister-Sath&Pine (2004) ในช่วงฮิสตริก



รูปที่ ค.8 เปรียบเทียบแรงเฉือนที่ฐานของอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว
Tottori Japan, OIT010 (2000) ในช่วงฮิสตริก



รูปที่ ค.9 เปรียบเทียบแรงเฉือนที่ฐานของอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว
Tottori Japan, OSK006 (2000) ในช่วงอีลาสติก



รูปที่ ค.10 เปรียบเทียบแรงเฉือนที่ฐานของอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว
El Mayor-Cucapah Mexico, Long Beach Water Reclm Plant1 (2010) ในช่วงอีลาสติก

ประวัติผู้เขียนวิทยานิพนธ์

นายณัฐดนัย อมรปฏิเวธ เกิดเมื่อวันที่ 31 ตุลาคม พ.ศ. 2531 ที่กรุงเทพมหานคร เข้ารับการศึกษาที่โรงเรียนพญาไท จ.กรุงเทพมหานคร ในระดับประถมศึกษา ต่อมาเข้ารับการศึกษาคู่ต่อที่โรงเรียนศรีอยุธยา ในพระอุปถัมภ์ ในระดับมัธยมศึกษา จากนั้นเข้าศึกษาต่อในระดับปริญญาตรีในภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย โดยสำเร็จการศึกษาในปีการศึกษา 2553 และเข้าศึกษาต่อระดับปริญญาโทหลักสูตรวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต สาขาวิศวกรรมโยธา ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย ในปีการศึกษา 2557

