

การปรับปรุงสมรรถนะด้านแผ่นดินไหวของอาคารเรียนด้วยผนังสลายพลังงานแบบเสียดทาน



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 2559
ลิขสิทธิ์ของจุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

SEISMIC PERFORMANCE IMPROVEMENT OF SCHOOL BUILDINGS
USING FRICTION WALL DAMPER

Miss Nattakarn Viboonchan



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 2016

Copyright of Chulalongkorn University

นรรฐกานต์ วิบูลย์จันทร์ : การปรับปรุงสมรรถนะด้านแผ่นดินไหวของอาคารเรียนด้วยผนังสลายพลังงานแบบเสียดทาน (SEISMIC PERFORMANCE IMPROVEMENT OF SCHOOL BUILDINGS USING FRICTION WALL DAMPER) อ.ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์หลัก: รศ. ดร. ทศพล ปิ่นแก้ว, 256 หน้า.

เหตุการณ์แผ่นดินไหวรุนแรงมักทำให้เกิดความเสียหายอย่างมากต่ออาคารและสิ่งปลูกสร้างนำไปสู่ความสูญเสียทั้งต่อชีวิตและทรัพย์สิน โดยเฉพาะอย่างยิ่งอาคารเรียนที่มีนักเรียนจำนวนมากใช้งานพร้อมๆกัน ในปัจจุบันแม้มีเทคนิคการปรับปรุงสมรรถนะด้านทานแผ่นดินไหวให้อาคาร โดยติดตั้งอุปกรณ์สลายพลังงาน (dampers) เข้าไปในตัวอาคาร เพื่อเพิ่มความสามารถในการสลายพลังงานของอาคารให้มากขึ้น แต่มีราคาแพง และยังมีผลกระทบต่อความสวยงามของอาคาร

วิทยานิพนธ์นี้ศึกษาถึงประสิทธิภาพในการเพิ่มสมรรถนะด้านทานแผ่นดินไหวของอาคารเรียนด้วยผนังสลายพลังงานแบบเสียดทาน โดยผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานที่ศึกษาจะอาศัยแผ่นโลหะ 2 แผ่นสร้างแรงเสียดทานภายใน และเพิ่มลดแรงเสียดทานได้ด้วยการอัดแรงบีบที่เหมาะสมระหว่างแผ่นโลหะทั้งคู่ด้วยสลักเกลียว ซึ่งแตกต่างจากงานวิจัยในอดีตที่อุปกรณ์สลายพลังงานล้วนมีรูปแบบกระทบต่อความสวยงามของอาคาร และไม่สามารถผลิตได้ในประเทศไทยทำให้มีราคาแพง ผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานจึงถูกออกแบบให้มีรูปแบบเหมือนผนังอาคารทั่วไป ทำให้สามารถติดตั้งทดแทนผนังรูปแบบเดิมได้โดยไม่กระทบต่อความสวยงามของอาคาร ทั้งยังสามารถผลิตได้ในประเทศไทยจึงมีราคาไม่แพง

การศึกษาจะทำการทดสอบพฤติกรรมเสียดทานของผนังแบบวัฏจักร (cyclic test) ในห้องปฏิบัติการ เพื่อให้ทราบถึงคุณสมบัติเชิงพฤติกรรมของผนังที่ใกล้เคียงความจริง จากนั้นจึงทำการจำลองการติดตั้งในอาคารโรงเรียนตัวอย่าง ซึ่งเป็นอาคารเรียนคอนกรีตเสริมเหล็กขนาด 5 ชั้น ในเขตกรุงเทพมหานคร โดยทำการวิเคราะห์โครงสร้างด้วยวิธีพลศาสตร์ไม่เชิงเส้นแบบประวัติเวลา (Time history inelastic dynamic analysis) ภายใต้อัดค้ำแผ่นดินไหวสมมติจำนวน 10 คลื่นที่สอดคล้องกับสเปกตรัมออกแบบ ด้วยโปรแกรม ETABS ของอาคารเรียนที่ติดตั้งและไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทาน ผลการศึกษาพบว่าผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานมีประสิทธิภาพในการลดความเสียหายของอาคารภายใต้แผ่นดินไหวได้อย่างมีนัยสำคัญ ทั้งยังสามารถป้องกันการวิบัติของอาคารที่อาจเกิดขึ้นจากแผ่นดินไหวรุนแรงมากได้ ดังนั้นผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานจึงเป็นอีกทางเลือกหนึ่งในการเพิ่มสมรรถนะด้านทานแผ่นดินไหวให้กับอาคารได้อย่างมีประสิทธิภาพและประหยัด

ภาควิชา วิศวกรรมโยธา

ลายมือชื่อนิสิต

สาขาวิชา วิศวกรรมโยธา

ลายมือชื่อ อ.ที่ปรึกษาหลัก

ปีการศึกษา 2559

5870297721 : MAJOR CIVIL ENGINEERING

KEYWORDS: FRICTION WALL / DAMPERS / SEISMIC / SCHOOL BUILDING

NATTAKARN VIBOONCHAN: SEISMIC PERFORMANCE IMPROVEMENT OF SCHOOL BUILDINGS USING FRICTION WALL DAMPER. ADVISOR: ASSOC. PROF. TOSPOL PINKAEW, Ph.D., 256 pp.

Severe earthquakes usually cause drastic damages to many buildings and losses of life, especially school buildings where many students often stay together. Although the installation of dampers, to enhance the energy dissipation, is one of alternatives to improve the earthquake resistance of building. Their costs are very high and they often affect the building's esthetic.

This thesis studies about seismic performance improvement of school building using friction wall dampers which can be used to replace the existing wall. The friction wall damper employ two metal plates to create internal friction force that can be increased or decreased by adjusting the clamping force of both metal plates with bolts. Unlike previous researches, this wall dampers are designed to be similar to the conventional partition walls so that they can be used to easily replace the existing walls without any esthetic effect. In addition, the cost of the wall damper is not expensive since they can be manufactured in Thailand.

In this study, the cyclic load test of the damper specimen in the laboratory is employed in order to understand the actual friction behavior of the damper. Based on the obtained experimental results, the numerical simulation study of the friction wall dampers installed in an example school building is conducted. The school building is a 5 story RC building located in Bangkok. The time history inelastic dynamic analysis of the building with and without friction wall dampers under 10 assumed earthquakes is performed using ETABS program. The assumed earthquakes are selected from the actual earthquake records to conform to the design spectrum of Bangkok. Based on the obtained results, it is found that the friction wall dampers can significantly reduce the damages of the building. In addition, the dampers can prevent collapse of the building against severe earthquakes. Therefore the friction wall dampers become one alternative for seismic performance improvement of school building with performance and cost effective.

Department: Civil Engineering

Student's Signature

Field of Study: Civil Engineering

Advisor's Signature

Academic Year: 2016

กิตติกรรมประกาศ

ข้าพเจ้านางสาวนรรธกานต์ วิบูลย์จันทร์ ผู้จัดทำวิทยานิพนธ์ฉบับนี้ ขอขอบพระคุณ รองศาสตราจารย์ ดร.ทศพล ปิ่นแก้ว อาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์ ที่ท่านได้สละเวลาในการให้ความช่วยเหลือ และให้คำแนะนำในการทำงานวิจัย รวมถึงการให้คำปรึกษาในการแก้ปัญหาต่างๆ อันเป็นประโยชน์ต่อการทำงานวิจัยนี้อย่างดีเสมอมาจนกระทั่งวิทยานิพนธ์ฉบับนี้เสร็จสมบูรณ์ ข้าพเจ้ารู้สึกขอบพระคุณอาจารย์เป็นอย่างยิ่ง

ขอขอบพระคุณ ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร.ฉัตรพันธ์ จินตนาภักดี ประธานกรรมการสอบวิทยานิพนธ์ และ อาจารย์ ดร.ณัฐวุฒิ ธนศรีสถิตย์ กรรมการสอบวิทยานิพนธ์ ที่ให้ความกรุณาแนะนำ และตรวจสอบแก้ไขปรับปรุงให้วิทยานิพนธ์ฉบับนี้มีความสมบูรณ์มากยิ่งขึ้น

ขอขอบพระคุณนายสุรชัย วิบูลย์จันทร์ และนางชไมพร วิบูลย์จันทร์ ผู้เป็นบิดาและมารดาของข้าพเจ้า ที่คอยสนับสนุนในทุกเรื่อง รวมถึงเป็นกำลังใจแก่ข้าพเจ้าในการทำวิทยานิพนธ์เล่มนี้ให้สำเร็จลุล่วงเป็นอย่างดี

ขอขอบพระคุณนายณัฐดนัย อมรปฎิเวธ เป็นอย่างยิ่งที่ให้คำแนะนำแนวทางในการทำงานวิจัยเสมอมา และช่วยให้คำปรึกษาในการแก้ปัญหาในวิทยานิพนธ์ฉบับนี้ และขอขอบคุณเพื่อนนิสิตปริญญาโท สาขาวิศวกรรมโครงสร้าง ทุกคนที่ให้คำปรึกษาในเรื่องการเรียน และการทำงานวิจัยจนกระทั่งวิทยานิพนธ์ฉบับนี้เสร็จสมบูรณ์

ท้ายที่สุดผู้เขียนหวังเป็นอย่างยิ่งว่าวิทยานิพนธ์ฉบับนี้จะมีประโยชน์ต่อผู้ที่สนใจนำไปศึกษาเพิ่มเติม หรือนำไปเป็นแนวทางในการประยุกต์ใช้เพื่อให้เกิดประโยชน์อย่างสูงสุด

สารบัญ

	หน้า
บทคัดย่อภาษาไทย.....	ง
บทคัดย่อภาษาอังกฤษ.....	จ
กิตติกรรมประกาศ.....	ฉ
สารบัญ.....	ช
บทที่ 1 บทนำ	1
1.1 ความเป็นมาของปัญหา	1
1.2 วัตถุประสงค์ของงานวิจัย	2
1.3 ขอบเขตงานวิจัย	2
1.4 ประโยชน์ที่ได้รับ.....	2
1.5 ขั้นตอนดำเนินงานวิจัย.....	2
บทที่ 2 งานวิจัยและทฤษฎีที่เกี่ยวข้อง	4
2.1 งานวิจัยที่เกี่ยวข้อง.....	4
2.1.1 ความเสียหายจากแผ่นดินไหวของอาคารทั่วไปในช่วงที่ผ่านมา	4
2.1.2 ความเสียหายจากแผ่นดินไหวของอาคารเรียน.....	6
2.1.3 ความเสียหายจากแผ่นดินไหวของผนัง.....	7
2.1.4 ตัวอย่างการศึกษาเกี่ยวกับตัวหน่วง	9
2.1.5 ตัวหน่วงแบบฮิสเทอริติก (hysteretic damper).....	11
2.1.6 ตัวหน่วงแบบเสียดทาน (Friction damper)	13
2.1.7 ผนังที่มีตัวหน่วงแบบเสียดทาน	17
2.2 ทฤษฎีที่เกี่ยวข้อง	26
2.2.1 การวิเคราะห์โครงสร้างหนึ่งองศาอิสระ (SDOF) ที่มีตัวหน่วงแบบเสียดทานโดย Seong และคณะ	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 การวิเคราะห์โครงสร้าง SDOF โดยทฤษฎี State space.....	37
2.2.2.1 Equation of motion: SDOF with friction damper.....	37
2.2.2.2 Equation of motion: SDOF with friction damper.....	38
2.2.3 ชิ้นส่วน Multi-linear plastic link ในโปรแกรม ETABS.....	38
2.2.4 การวิเคราะห์โครงสร้างด้วยวิธีพลศาสตร์ไม่เชิงเส้น ตามมาตรฐาน ASCE41-13.....	41
2.2.4.1 โครงต้านแรงดัดคอนกรีตเสริมเหล็ก.....	41
2.2.4.2 แบบจำลองชิ้นส่วนเสา.....	42
2.2.4.3 การลดลงของสติฟเนสหลังจากชิ้นส่วนเกิดการคราก (Post-Yield Hardening Stiffness).....	43
2.2.5 เกณฑ์การยอมรับสำหรับพฤติกรรมแบบไม่เชิงเส้นตามมาตรฐาน ASCE41-13.....	44
2.2.6 ระดับสมรรถนะของโครงสร้าง ตามมาตรฐาน ASCE41-13.....	48
บทที่ 3 การทดสอบพฤติกรรมเสียดทานของแผ่นโลหะ.....	49
3.1 ตัวอย่างที่ใช้ในการทดสอบ.....	49
3.2 วิธีการทดสอบ.....	50
3.3 ผลการทดสอบ.....	53
3.4 สรุปผลการทดสอบ.....	61
บทที่ 4 อาคารเรียนตัวอย่าง และคลื่นแผ่นดินไหวที่ใช้ในการศึกษา.....	62
4.1 อาคารตัวอย่าง.....	62
4.1.1 ภาพถ่ายอาคารเรียนจริง.....	65
4.2 การจำลองอาคารตัวอย่างอาคารตัวอย่างในโปรแกรม ETABS.....	67

4.2.1 แบบจำลองเสา	67
4.3 แบบจำลองผนังสลายพลังงานแบบเสียดทาน	70
4.3.1 คุณสมบัติของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทาน	70
4.3.2 แบบจำลองผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานในโปรแกรม ETABS	73
4.4 คุณสมบัติของแบบจำลอง	78
4.4.1 คุณสมบัติเชิงพลศาสตร์ของแบบจำลองอาคารเรียนตัวอย่าง	78
4.5 คลื่นแผ่นดินไหวที่ใช้ในการศึกษา	81
4.5.1 ลักษณะคลื่นแผ่นดินไหวที่ใช้ศึกษา	81
4.5.1.1 Borrego Mtn, LB – Terminal Island (1968)	83
4.5.1.2 Landers 833, Anaheim - W Ball Rd (1992)	84
4.5.1.3 Landers 835, Brea - S Flower Av (1992)	85
4.5.1.4 Landers 842, Covina - W Badillo (1992)	86
4.5.1.5 Landers 889, San Gabriel - E Grand Ave (1992)	87
4.5.1.6 Landers 899, West Covina - S Orange Ave (1992)	88
4.5.1.7 Duzce Turkey 1599, Ambarli (1999)	89
4.5.1.8 Duzce Turkey 1608, Hava Alani (1999)	90
4.5.1.9 Hector Mine 1771, Bombay Beach Fire Station (1999)	91
4.5.1.10 Hector Mine 1826, San Bernardino - Fire Sta. (1999)	92
บทที่ 5 พฤติกรรมของอาคารเรียนที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทาน ภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว	95
5.1 พฤติกรรมของอาคารเรียนตัวอย่างภายใต้คลื่น Borrego Mtn, LB – Terminal Island (1968)	97
5.2 พฤติกรรมของอาคารเรียนตัวอย่างภายใต้คลื่น Landers 833, Anaheim - W Ball Rd (1992)	107

5.3 พฤติกรรมของอาคารเรียนตัวอย่างภายใต้คลื่น Landers 835, Brea - S Flower Av (1992).....	117
5.4 พฤติกรรมของอาคารเรียนตัวอย่างภายใต้คลื่น Landers 842, Covina - W Badillo (1992).....	127
5.5 พฤติกรรมของอาคารเรียนตัวอย่างภายใต้คลื่น Landers 889, San Gabriel - E Grand Ave (1992).....	138
5.6 พฤติกรรมของอาคารเรียนตัวอย่างภายใต้คลื่น Landers 899, West Covina - S Orange Ave (1992)	148
5.7 พฤติกรรมของอาคารเรียนตัวอย่างภายใต้คลื่น Duzce Turkey 1599, Ambarli (1999)..	158
5.8 พฤติกรรมของอาคารเรียนตัวอย่างภายใต้คลื่น Duzce Turkey 1608, Hava Alani (1999).....	168
5.9 พฤติกรรมของอาคารเรียนตัวอย่างภายใต้คลื่น Hector Mine 1771, Bombay Beach Fire Station (1999).....	178
5.10 พฤติกรรมของอาคารเรียนตัวอย่างภายใต้คลื่น Hector Mine 1826, San Bernardino - Fire Sta. #10 (1999).....	188
5.11 พฤติกรรมโดยรวมของอาคารเรียนตัวอย่างเมื่อรับแรงแผ่นดินไหว	199
บทที่ 6 สรุปผลการวิจัย.....	204
6.1 สรุปผลการวิจัย.....	204
6.2 ข้อเสนอแนะ	205
รายการอ้างอิง	206
ประวัติผู้เขียนวิทยานิพนธ์	256

สารบัญตาราง

หน้า

ตารางที่ 2.1	ตารางแสดงผลการทดสอบซึ่งจะแสดงค่าการสลายพลังงานของทั้ง 3 ตัวอย่าง.....	25
ตารางที่ 3.1	ค่าแรงบีบอัด และค่าแรงแบบวัฏจักรที่ใช้ในการทดสอบ.....	51
ตารางที่ 3.2	ค่าแรงลื่นไถล และค่าสัมประสิทธิ์แรงเสียดทาน (μ).....	55
ตารางที่ 4.1	รายละเอียดหน้าตัดเสาของอาคารตัวอย่าง	64
ตารางที่ 4.2	คุณสมบัติของอาคารเรียนที่ไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทาน	79
ตารางที่ 4.3	คุณสมบัติของอาคารเรียนที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทาน	80
ตารางที่ 4.4	รายละเอียดคลื่นแผ่นดินไหวที่ใช้ในการศึกษา	81
ตารางที่ 4.5	ค่าปรับแก้ความเร่งคลื่นแผ่นดินไหวให้อยู่ในระดับออกแบบ (DBE).....	94
ตารางที่ 4.6	ค่าความเร่งคลื่นแผ่นดินไหวที่ปรับแก้ให้อยู่ในระดับออกแบบ (DBE).....	94
ตารางที่ 5.1	แสดงค่าแรงเฉือนที่ฐานของอาคารเรียนตัวอย่างที่ติดตั้ง และไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทาน.....	96
ตารางที่ 5.2	การเคลื่อนตัวสูงสุดของอาคารในแต่ละชั้นภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Borrego Mtn, LB – Terminal Island (1968).....	98
ตารางที่ 5.3	การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นมากที่สุดของอาคารในแต่ละชั้นภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Borrego Mtn, LB – Terminal Island (1968).....	101
ตารางที่ 5.4	แสดงค่าการสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานในอาคารภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Borrego Mtn, LB – Terminal Island (1968).....	103
ตารางที่ 5.5	แสดงค่าร้อยละการสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานเทียบกับแรงที่กระทำต่ออาคารภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Borrego Mtn, LB – Terminal Island (1968) ...	104
ตารางที่ 5.6	แสดงระดับสมรรถนะของอาคารเรียนตัวอย่างตามความเสียหายที่เกิดขึ้นบริเวณชิ้นส่วน เสาในแต่ละชั้นภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Borrego Mtn, LB – Terminal Island (1968).....	106
ตารางที่ 5.7	การเคลื่อนตัวสูงสุดของอาคารในแต่ละชั้นภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Landers 833, Anaheim - W Ball Rd (1992).....	108

ตารางที่ 5.8 การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นมากที่สุดของอาคารในแต่ละชั้นภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Landers 833, Anaheim - W Ball Rd (1992).....	111
ตารางที่ 5.9 แสดงค่าการสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานในอาคารภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Landers 833, Anaheim - W Ball Rd (1992)	113
ตารางที่ 5.10 แสดงค่าร้อยละการสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานเทียบกับแรงที่กระทำต่ออาคารภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Landers 833, Anaheim - W Ball Rd (1992)...	114
ตารางที่ 5.11 แสดงระดับสมรรถนะของอาคารเรียงตัวอย่างตามความเสียหายที่เกิดขึ้นบริเวณชิ้นส่วนเสาในแต่ละชั้นภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Landers 833, Anaheim - W Ball Rd (1992)...	116
ตารางที่ 5.12 การเคลื่อนตัวสูงสุดของอาคารในแต่ละชั้นภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Landers 835, Brea - S Flower Av (1992).....	118
ตารางที่ 5.13 การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นมากที่สุดของอาคารในแต่ละชั้นภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Landers 833, Anaheim - W Ball Rd (1992).....	121
ตารางที่ 5.14 แสดงค่าการสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานในอาคารภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Landers 835, Brea - S Flower Av (1992).....	123
ตารางที่ 5.15 แสดงค่าร้อยละการสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานเทียบกับแรงกระทำต่ออาคารภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Landers 835, Brea - S Flower Av (1992).....	124
ตารางที่ 5.16 แสดงระดับสมรรถนะของอาคารเรียงตัวอย่างตามความเสียหายที่เกิดขึ้นบริเวณชิ้นส่วนเสาในแต่ละชั้นภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Landers 835, Brea - S Flower Av (1992).....	126
ตารางที่ 5.17 การเคลื่อนตัวสูงสุดของอาคารในแต่ละชั้นภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Landers 842, Covina - W Badillo (1992).....	128
ตารางที่ 5.18 การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นมากที่สุดของอาคารในแต่ละชั้นภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Landers 842, Covina - W Badillo (1992).....	132
ตารางที่ 5.19 แสดงค่าการสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานในอาคารภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Landers 842, Covina - W Badillo (1992)	134
ตารางที่ 5.20 แสดงค่าร้อยละการสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานเทียบกับแรงที่กระทำต่ออาคารภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Landers 842, Covina - W Badillo (1992).....	135

ตารางที่ 5.21 แสดงระดับสมรรถนะของอาคารเรียนตัวอย่างตามความเสียหายที่เกิดขึ้นบริเวณ ชั้นส่วนเสาในแต่ละชั้นภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Landers 842, Covina - W Badillo (1992).....	137
ตารางที่ 5.22 การเคลื่อนตัวสูงสุดของอาคารในแต่ละชั้นภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Landers 889, San Gabriel - E Grand Ave (1992)	139
ตารางที่ 5.23 การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นมากที่สุดของอาคารในแต่ละชั้นภายใต้คลื่น แผ่นดินไหว Landers 889, San Gabriel - E Grand Ave (1992)	142
ตารางที่ 5.24 แสดงค่าการสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานในอาคารภายใต้ คลื่นแผ่นดินไหว Landers 889, San Gabriel - E Grand Ave (1992)	144
ตารางที่ 5.25 แสดงค่าร้อยละการสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานเทียบกับ แรงที่กระทำต่ออาคารภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Landers 889, San Gabriel - E Grand Ave (1992).....	145
ตารางที่ 5.26 แสดงระดับสมรรถนะของอาคารเรียนตัวอย่างตามความเสียหายที่เกิดขึ้นบริเวณ ชั้นส่วนเสาในแต่ละชั้นภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Landers 889, San Gabriel - E Grand Ave (1992).....	147
ตารางที่ 5.27 การเคลื่อนตัวสูงสุดของอาคารในแต่ละชั้นภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Landers 899, West Covina - S Orange Ave (1992)	149
ตารางที่ 5.28 การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นมากที่สุดของอาคารในแต่ละชั้นภายใต้คลื่น แผ่นดินไหว Landers 899, West Covina - S Orange Ave (1992)	152
ตารางที่ 5.29 แสดงค่าการสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานในอาคารภายใต้ คลื่นแผ่นดินไหว Landers 899, West Covina - S Orange Ave (1992)	154
ตารางที่ 5.30 แสดงค่าร้อยละการสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานเทียบกับ แรงที่กระทำต่ออาคารภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Landers 899, West Covina - S Orange Ave (1992).....	155
ตารางที่ 5.31 แสดงระดับสมรรถนะของอาคารเรียนตัวอย่างตามความเสียหายที่เกิดขึ้นบริเวณ ชั้นส่วนเสาในแต่ละชั้นภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Landers 899, West Covina - S Orange Ave (1992).....	157

ตารางที่ 5.32 การเคลื่อนตัวสูงสุดของอาคารในแต่ละชั้นภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Duzce Turkey 1599, Ambarli (1999).....	159
ตารางที่ 5.33 การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นมากที่สุดของอาคารในแต่ละชั้นภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Duzce Turkey 1599, Ambarli (1999).....	162
ตารางที่ 5.34 แสดงค่าการสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานในอาคารภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Duzce Turkey 1599, Ambarli (1999)	164
ตารางที่ 5.35 แสดงค่าร้อยละการสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานเทียบกับแรงที่กระทำภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Duzce Turkey 1599, Ambarli (1999)	165
ตารางที่ 5.36 แสดงระดับสมรรถนะของอาคารเรียงตัวอย่างตามความเสียหายที่เกิดขึ้นบริเวณชั้นส่วนเสาในแต่ละชั้นภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Duzce Turkey 1599, Ambarli (1999).....	167
ตารางที่ 5.37 การเคลื่อนตัวสูงสุดของอาคารในแต่ละชั้นภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Duzce Turkey 1608, Hava Alani (1999)	169
ตารางที่ 5.38 การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นมากที่สุดของอาคารในแต่ละชั้นภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Duzce Turkey 1608, Hava Alani (1999).....	172
ตารางที่ 5.39 แสดงค่าการสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานในอาคารภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Duzce Turkey 1608, Hava Alani (1999)	174
ตารางที่ 5.40 แสดงค่าร้อยละการสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานเทียบกับแรงที่กระทำภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Duzce Turkey 1608, Hava Alani (1999).....	175
ตารางที่ 5.41 แสดงระดับสมรรถนะของอาคารเรียงตัวอย่างตามความเสียหายที่เกิดขึ้นบริเวณชั้นส่วนเสาในแต่ละชั้นภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Duzce Turkey 1608, Hava Alani (1999)	177
ตารางที่ 5.42 การเคลื่อนตัวสูงสุดของอาคารในแต่ละชั้นภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Hector Mine 1771, Bombay Beach Fire Station (1999).....	179
ตารางที่ 5.43 การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นมากที่สุดของอาคารในแต่ละชั้นภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Hector Mine 1771, Bombay Beach Fire Station (1999).....	182
ตารางที่ 5.44 แสดงค่าการสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานในอาคารภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Hector Mine 1771, Bombay Beach Fire Station (1999).....	184

ตารางที่ 5.45 แสดงค่าร้อยละการสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานเทียบกับแรงที่กระทำต่ออาคารภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Hector Mine 1771, Bombay Beach Fire Station (1999)	185
ตารางที่ 5.46 แสดงระดับสมรรถนะของอาคารเรียนตัวอย่างตามความเสียหายที่เกิดขึ้นบริเวณชั้นส่วนเสาในแต่ละชั้นภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Hector Mine 1771, Bombay Beach Fire Station (1999)	187
ตารางที่ 5.47 การเคลื่อนตัวสูงสุดของอาคารในแต่ละชั้นภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Hector Mine 1826, San Bernardino - Fire Sta. #10 (1999).....	190
ตารางที่ 5.48 การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นมากที่สุดของอาคารในแต่ละชั้นภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Hector Mine 1826, San Bernardino - Fire Sta. #10 (1999).....	193
ตารางที่ 5.49 แสดงค่าการสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานในอาคารภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Hector Mine 1826, San Bernardino - Fire Sta. #10 (1999).....	195
ตารางที่ 5.50 แสดงค่าร้อยละการสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานเทียบกับแรงที่กระทำต่ออาคารภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Hector Mine 1826, San Bernardino - Fire Sta. #10 (1999).....	196
ตารางที่ 5.51 แสดงสมรรถนะของอาคารเรียนตัวอย่างตามความเสียหายที่เกิดขึ้นบริเวณชั้นส่วนเสาในแต่ละชั้นภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Hector Mine 1826, San Bernardino - Fire Sta. #10 (1999).....	198
ตารางที่ 5.52 แสดงค่าความเสียหายของอาคารเรียนตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหวระดับออกแบบ	202
ตารางที่ 5.53 แสดงค่าอัตราส่วนการเพิ่มขึ้นของประสิทธิภาพ (Enhancement Ratio) ในการต้านทานแรงแผ่นดินไหว ของอาคารที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทาน.....	203

สารบัญรูปภาพ

หน้า

รูปที่ 2.1 รูปแบบการวิบัติของโครงเฟรมที่มีผนังก่อ: (a) การวิบัติแบบแตกร้าวมุม (Corner Crushing) และ การวิบัติแบบแรงอัดในแนวทแยง (Diagonal Compression); (b) การวิบัติด้วยการเลื่อนแบบเฉือน (Sliding Shear), การวิบัติที่โครงเฟรม (Frame Failure) และ การแตกร้าวมุมในแนวทแยง (Diagonal Cracking) 8

รูปที่ 2.2 ลักษณะของ Pall friction damper 9

รูปที่ 2.3 (a) ค้ำยันแบบทแยงมุม (b) ค้ำยันแบบ chevron (c) ค้ำยันแบบไขว้รับแรงดึง 10

รูปที่ 2.4 (a) ตำแหน่งการติดตั้งตัวหน่วง, (b)ผนังด้านขวาเป็นผนังตัวหน่วงความหนืดและผนังด้านซ้ายเป็นตัวหน่วงแบบเบรก 11

รูปที่ 2.5 (a) แพลนของอาคาร (b) รูปตัดของแบบจำลองที่มี BRBs (c) รูปตัดของแบบจำลองที่มีตัวหน่วงแบบ hysteretic 12

รูปที่ 2.6 (a) แพลนของอาคาร (b) โครงอาคาร DBIF_R (c) โครงอาคาร DBIF_IR 13

รูปที่ 2.7 แพลนและรูปตัดของอาคาร 14

รูปที่ 2.8 อัตราส่วนแรงต้านทานการไหลต่อน้ำหนักตึกที่เหมาะสมสำหรับอาคารที่มีความกว้างแต่ละช่วงเท่ากับ 5 เมตร 14

รูปที่ 2.9 อัตราส่วนแรงต้านทานการไหลต่อน้ำหนักตึกที่เหมาะสมสำหรับอาคารที่มีความกว้างแต่ละช่วงเท่ากับ 7 เมตร 15

รูปที่ 2.10 รูปแบบตัวอย่างตัวหน่วงเสียดทานแบบใหม่ 16

รูปที่ 2.11 การทดสอบเฉพาะตัวหน่วงแบบเสียดทาน 16

รูปที่ 2.12 กราฟฮิสเทอริติกระหว่าง Friction load กับ Displacement เปรียบเทียบการให้ Cyclic load 2 ชุด 16

รูปที่ 2.13 แพลนของอาคารตัวอย่าง 17

รูปที่ 2.14 Maximum story drift ratios 17

รูปที่ 2.15 ผนังที่มีตัวหน่วงเสียดทานที่ถูกเสนอและการติดตั้งในโครงเฟรมคอนกรีตเสริมเหล็ก 18

รูปที่ 2.16 ตัวอย่างโครงเฟรม 1 ชั้น รูปซ้าย ไม่มีผนังตัวหน่วง รูปขวา ผนังตัวหน่วง 18

รูปที่ 2.17 ผลการตอบสนองแบบประวัติเวลาที่เปลี่ยนแปลงแรงอัดในตัวผนัง (a) ไม่มีตัวผนัง (b) $F_n = 0.30$ MPa (c) $F_n = 0.37$ MPa (d) $F_n = 0.56$ MPa (e) $F_n = 0.70$ MPa	19
รูปที่ 2.18 ความสัมพันธ์ของแรงและการเคลื่อนที่ในตัวผนังโดยการเปลี่ยนแปลงแรงอัด	19
รูปที่ 2.19 ตำแหน่งการติดตั้งตัวผนังของแบบจำลอง A.....	20
รูปที่ 2.20 ผลการตอบสนองประวัติเวลาที่ชั้นดาดฟ้าของแบบจำลอง A (a) ไม่มีการติดตั้งตัว ผนัง (b) มีการติดตั้งตัวผนังที่ชั้น 1-3 (c) มีการติดตั้งตัวผนังที่ชั้น 1-7 (d) มีการติดตั้งตัว ผนังที่ชั้น 1-10	20
รูปที่ 2.21 การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นสูงสุด (Inter story drift) ของแบบจำลอง A.....	21
รูปที่ 2.22 การกระจายตัวของข้อหมุนพลาสติกของแบบจำลอง A (a) ไม่มีการติดตั้งตัวผนัง (b) มีการติดตั้งตัวผนังที่ชั้น 1-3 (c) มีการติดตั้งตัวผนังที่ชั้น 1-7 (d) มีการติดตั้งตัวผนังที่ชั้น 1-10.....	21
รูปที่ 2.23 การตอบสนองแบบประวัติเวลาโดยการเปลี่ยนแปลงแรงบีบของแบบจำลอง B.....	22
รูปที่ 2.24 การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นสูงสุด (Inter story drift) ของแบบจำลอง B.....	22
รูปที่ 2.25 การกระจายตัวของข้อหมุนพลาสติกของแบบจำลอง B (a) ไม่มีการติดตั้งตัวผนัง (b) $F_n = 0.45$ MPa (c) $F_n = 0.93$ MPa (d) $F_n = 1.48$ MPa	22
รูปที่ 2.26 ผลการสนองแบบประวัติเวลาที่ชั้นดาดฟ้า	23
รูปที่ 2.27 การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นสูงสุด (Inter story drift) ของแบบจำลอง C.....	23
รูปที่ 2.28 รายละเอียดของเฟรมตัวอย่าง	25
รูปที่ 2.29 รายละเอียดของชิ้นส่วน FSFs	25
รูปที่ 2.30 กราฟฮิสเทอริติกระหว่าง friction load กับ Displacement ของทั้ง 3 ตัวอย่าง	26
รูปที่ 2.31 ลักษณะของโครงสร้างหนึ่งองศาอิสระที่มีตัวผนังเสียดทาน	27
รูปที่ 2.32 การเคลื่อนที่ของโครงสร้างที่เปลี่ยนแปลงค่า γ_f และเปลี่ยนแปลงเงื่อนไขเริ่มต้น (a) มีการเคลื่อนที่เริ่มต้นเท่านั้น (b) มีความเร็วเริ่มต้นเท่านั้น (c) มีทั้งการเคลื่อนที่เริ่มต้นและ ความเร็วเริ่มต้น	30
รูปที่ 2.33 วงรอบฮิสเทอริติกของโครงสร้างที่เปลี่ยนแปลงค่า γ_f สำหรับการสั่นแบบอิสระ.....	31

รูปที่ 2.34 การเคลื่อนที่ที่ถูก normalized เมื่อเปลี่ยนแปลงค่า γ_h ในกรณีการสั่นพ้อง.....	33
รูปที่ 2.35 วงรอบฮิสเทอริติกของโครงสร้างที่ทำการเปลี่ยนแปลงค่า γ_h สำหรับการสั่น	33
รูปที่ 2.36 ค่าอัตราส่วนความหน่วงเทียบเท่าเนื่องจากผลการเปลี่ยนแปลง γ_f ในการสั่นแบบ อิสระ.....	35
รูปที่ 2.37 อัตราส่วนความหน่วงที่การตอบสนองแบบคงตัวโดยการเปลี่ยนแปลงค่า γ_k	36
รูปที่ 2.38 แสดง Multi-linear plastic link ในโปรแกรม ETABS ที่สามารถเลือกใช้โมเดลฮิสเท อริติกได้หลายรูปแบบ.....	39
รูปที่ 2.39 การระบุพฤติกรรมในแต่ละแกนของชิ้นส่วน Multi Linear Plastic Link ใน โปรแกรม ETABS	39
รูปที่ 2.40 แสดงตั้งค่าจุดต่างๆของ Multi-linear plastic link ในโปรแกรม ETABS	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) โมเมนต์ ดัดอีกแกนหนึ่งไม่มีค่า และ ข) ไม่มีแรงในแนวแกน	43
รูปที่ 2.44 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเสียรูปของชิ้นส่วนโครงสร้างแบบอินอีลาสติก (CSI, 2011).....	43
รูปที่ 2.45 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเสียรูปของชิ้นส่วนโครงสร้างตามเกณฑ์ที่ยอมรับได้ (ASCE, 2013)	45
รูปที่ 3.1 แผ่นโลหะสำหรับการทดสอบ.....	49
รูปที่ 3.2 สลักเกลียว M16.....	50
รูปที่ 3.3 Load Cell	50
รูปที่ 3.4 LVDT.....	50
รูปที่ 3.5 Load cell ที่ติด Stain gages ทั้ง 2 ฝั่ง	51
รูปที่ 3.6 การทดสอบ Load Cell.....	52

รูปที่ 3.7 การทดสอบ Friction Test ในแนวด้านหน้า.....	52
รูปที่ 3.8 การทดสอบ Friction Test ในแนวด้านข้าง.....	53
รูปที่ 3.9 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงอัด กับค่าความเครียด (Strain) ของ Load cell ตัวที่ 1.....	54
รูปที่ 3.10 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงอัด กับค่าความเครียด (Strain) ของ Load cell ตัวที่ 1.....	54
รูปที่ 3.11 พฤติกรรมการเสียดทานของการทดสอบช่วงที่ 1 ที่ค่าแรงบีบอัด เท่ากับ 1,200 กิโลกรัม.....	56
รูปที่ 3.12 พฤติกรรมการเสียดทานของการทดสอบช่วงที่ 1 ที่ค่าแรงบีบอัด เท่ากับ 1,600 กิโลกรัม.....	56
รูปที่ 3.13 พฤติกรรมการเสียดทานของการทดสอบช่วงที่ 1 ที่ค่าแรงบีบอัด เท่ากับ 2,000 กิโลกรัม.....	57
รูปที่ 3.14 พฤติกรรมการเสียดทานของการทดสอบช่วงที่ 1	57
รูปที่ 3.15 พฤติกรรมการเสียดทานของการทดสอบช่วงที่ 2 ที่ค่าแรงบีบอัด เท่ากับ 1,200 กิโลกรัม.....	58
รูปที่ 3.16 พฤติกรรมการเสียดทานของการทดสอบช่วงที่ 2 ที่ค่าแรงบีบอัด เท่ากับ 1,600 กิโลกรัม.....	58
รูปที่ 3.17 พฤติกรรมการเสียดทานของการทดสอบช่วงที่ 2 ที่ค่าแรงบีบอัด เท่ากับ 2,000 กิโลกรัม.....	59
รูปที่ 3.18 พฤติกรรมการเสียดทานของการทดสอบช่วงที่ 2	59
รูปที่ 3.19 พฤติกรรมความสัมพันธ์ระหว่าง แรงบีบอัด (Clamping Force) ค่าแรงลื่นไถล (Slip Force) และค่าสัมประสิทธิ์แรงเสียดทาน(μ) กับจำนวนรอบของการเคลื่อนที่ของการทดสอบช่วงที่ 1.....	60
รูปที่ 3.20 พฤติกรรมความสัมพันธ์ระหว่าง แรงบีบอัด (Clamping Force) ค่าแรงลื่นไถล (Slip Force) และค่าสัมประสิทธิ์แรงเสียดทาน(μ) กับจำนวนรอบของการเคลื่อนที่ของการทดสอบช่วงที่ 2.....	60
รูปที่ 4.1 รูปแบบแปลนของอาคารเรียนตัวอย่าง.....	63
รูปที่ 4.2 รูปด้านของอาคารเรียนตัวอย่าง.....	63

รูปที่ 4.3	โรงเรียนราชประชาอุทิศ (นุขมีอุทิศ).....	66
รูปที่ 4.4	โรงเรียนวัดทุ่งครุ (พิงสายอนุสรณ์).....	66
รูปที่ 4.5	ส่วนประกอบของแบบจำลองเสา	67
รูปที่ 4.6	การกำหนดคุณสมบัติของหน้าตัดเสาในโปรแกรม ETABS	68
รูปที่ 4.7	การกำหนดคุณสมบัติของเหล็กเสริมในโปรแกรม ETABS	69
รูปที่ 4.8	ค่าคุณสมบัติของเสาในโปรแกรม ETABS.....	69
รูปที่ 4.9	ค่าคุณสมบัติของจุดหมุนพลาสติกในโปรแกรม ETABS	70
รูปที่ 4.10	แบบจำลองผนังสลายพลังงานแบบเสียดทาน	71
รูปที่ 4.11	ตำแหน่งติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทาน	73
รูปที่ 4.12	การระบุพฤติกรรมในแต่ละแกนของชิ้นส่วน Multi Linear Plastic Link.....	74
รูปที่ 4.13	แนวแกนของชิ้นส่วน Multi Linear Plastic Link.....	74
รูปที่ 4.14	พฤติกรรมไม่เชิงเส้นของชิ้นส่วน Multi Linear Plastic Link.....	75
รูปที่ 4.15	พฤติกรรมเชิงเส้นของชิ้นส่วน Multi Linear Plastic Link.....	75
รูปที่ 4.16	การตั้งค่า Damping Ratio ของโปรแกรม ETABS.....	76
รูปที่ 4.17	การระบุค่า Mass Proportional Coefficient.....	77
รูปที่ 4.18	การระบุค่า Additional Material Damping.....	77
รูปที่ 4.19	เปรียบเทียบการเคลื่อนตัวบริเวณชั้นหลังคาของอาคารที่ติดตั้ง และไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทาน	78
รูปที่ 4.20	เส้นสเปกตรัมตอบสนองของพื้นที่กรุงเทพมหานคร โซน5.....	82
รูปที่ 4.21	เส้นสเปกตรัมตอบสนองของคลื่นแผ่นดินไหว Borrego Mtn, LB – Terminal Island (1968).....	83
รูปที่ 4.22	คลื่นแผ่นดินไหว Borrego Mtn, LB – Terminal Island (1968) ในแนวขนานกับรอยเลื่อน.....	83
รูปที่ 4.23	เส้นสเปกตรัมตอบสนองของคลื่นแผ่นดินไหว Landers 833, Anaheim - W Ball Rd (1992)	84

รูปที่ 4.24	คลื่นแผ่นดินไหว Landers 833, Anaheim - W Ball Rd (1992) ในแนวตั้งฉากกับรอยเลื่อน.....	84
รูปที่ 4.25	เส้นสเปกตรัมตอบสนองของคลื่นแผ่นดินไหว Landers 835, Brea - S Flower Av (1992).....	85
รูปที่ 4.26	คลื่นแผ่นดินไหว Landers 835, Brea - S Flower Av (1992) ในแนวตั้งฉากกับรอยเลื่อน.....	85
รูปที่ 4.27	เส้นสเปกตรัมตอบสนองของคลื่นแผ่นดินไหว Landers 842, Covina - W Badillo (1992).....	86
รูปที่ 4.28	คลื่นแผ่นดินไหว Landers 842, Covina - W Badillo (1992) ในแนวขนานกับรอยเลื่อน.....	86
รูปที่ 4.29	เส้นสเปกตรัมตอบสนองของคลื่นแผ่นดินไหว Landers 889, San Gabriel - E Grand Ave (1992).....	87
รูปที่ 4.30	คลื่นแผ่นดินไหว Landers 889, San Gabriel - E Grand Ave (1992) ในแนวตั้งฉากกับรอยเลื่อน.....	87
รูปที่ 4.31	เส้นสเปกตรัมตอบสนองของคลื่นแผ่นดินไหว Landers 899, West Covina - S Orange Ave (1992).....	88
รูปที่ 4.32	คลื่นแผ่นดินไหว Landers 899, West Covina - S Orange Ave (1992) ในแนวขนานกับรอยเลื่อน.....	88
รูปที่ 4.33	เส้นสเปกตรัมตอบสนองของคลื่นแผ่นดินไหว Duzce Turkey 1599, Ambarli (1999).....	89
รูปที่ 4.34	คลื่นแผ่นดินไหว Duzce Turkey 1599, Ambarli (1999) ในแนวขนานกับรอยเลื่อน ..	89
รูปที่ 4.35	เส้นสเปกตรัมตอบสนองของคลื่นแผ่นดินไหว Duzce Turkey 1608, Hava Alani (1999).....	90
รูปที่ 4.36	คลื่นแผ่นดินไหว Duzce Turkey 1608, Hava Alani (1999) ในแนวขนานกับรอยเลื่อน.....	90
รูปที่ 4.37	เส้นสเปกตรัมตอบสนองของคลื่นแผ่นดินไหว Hector Mine 1771, Bombay Beach Fire Station (1999).....	91

รูปที่ 4.38 คลื่นแผ่นดินไหว ในแนวขนานกับรอยเลื่อน Hector Mine 1771, Bombay Beach Fire Station (1999).....	91
รูปที่ 4.39 เส้นสเปกตรัมตอบสนองของคลื่นแผ่นดินไหว Hector Mine 1826, San Bernardino - Fire Sta. (1999).....	92
รูปที่ 4.40 คลื่นแผ่นดินไหว ในแนวตั้งฉากกับรอยเลื่อน Hector Mine 1826, San Bernardino - Fire Sta. (1999).....	92
รูปที่ 4.41 การปรับค่าความเร่งให้สอดคล้องกับสเปกตรัมตอบสนองให้อยู่ในระดับออกแบบ.....	93
รูปที่ 5.1 การเคลื่อนตัวสูงสุดแต่ละชั้นของอาคารที่ติดตั้ง และไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานภายใต้แผ่นดินไหว Borrego Mtn, LB – Terminal Island (1968) ที่ความเร่งสูงสุด 0.025g.....	99
รูปที่ 5.2 การเคลื่อนตัวที่ชั้นหลังคาของอาคารที่ติดตั้ง และไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทาน ภายใต้แผ่นดินไหว Borrego Mtn, LB – Terminal Island (1968) ที่ความเร่งสูงสุด 0.025g.....	99
รูปที่ 5.3 การเคลื่อนตัวที่ชั้นหลังคาของอาคารที่ติดตั้ง และไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทาน ภายใต้แผ่นดินไหว Borrego Mtn, LB – Terminal Island (1968) ที่ความเร่งสูงสุด 0.075g.....	100
รูปที่ 5.4 การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์มากที่สุดแต่ละชั้นของอาคารที่ติดตั้ง และไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานภายใต้แผ่นดินไหว Borrego Mtn, LB – Terminal Island (1968) ที่ความเร่งสูงสุด 0.025g.....	102
รูปที่ 5.5 การสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานในอาคารภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Borrego Mtn, LB – Terminal Island (1968).....	103
รูปที่ 5.6 ร้อยละการสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานเทียบกับแรงที่กระทำต่ออาคารภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Borrego Mtn, LB – Terminal Island (1968).....	104
รูปที่ 5.7 วงรอบฮิสเทอริสิสของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานในอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Borrego Mtn, LB – Terminal Island (1968) จากตัวอย่างคลื่น EQ2.5%, EQ5% และคลื่น EQ7.5%	105

รูปที่ 5.8 แสดงระดับสมรรถนะของโครงสร้างตามความเสียหายที่เกิดขึ้นกับชิ้นส่วนเสาโดยรวมของอาคารภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Borrego Mtn, LB – Terminal Island (1968)	107
รูปที่ 5.9 การเคลื่อนตัวสูงสุดแต่ละชั้นของอาคารที่ติดตั้ง และไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานภายใต้แผ่นดินไหว Landers 833, Anaheim - W Ball Rd (1992) ที่ความเร่งสูงสุด 0.05g	109
รูปที่ 5.10 การเคลื่อนตัวที่ชั้นหลังคาของอาคารที่ติดตั้ง และไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานภายใต้แผ่นดินไหว Landers 833, Anaheim - W Ball Rd (1992) ที่ความเร่งสูงสุด 0.05g	110
รูปที่ 5.11 การเคลื่อนตัวที่ชั้นหลังคาของอาคารที่ติดตั้ง และไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานภายใต้แผ่นดินไหว Landers 833, Anaheim - W Ball Rd (1992) ที่ความเร่งสูงสุด 0.075g	110
รูปที่ 5.12 การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์มากที่สุดแต่ละชั้นของอาคารที่ติดตั้ง และไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานภายใต้แผ่นดินไหว Landers 833, Anaheim - W Ball Rd (1992) ที่ความเร่งสูงสุด 0.05g	112
รูปที่ 5.13 การสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานในอาคารภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Landers 833, Anaheim - W Ball Rd (1992).....	114
รูปที่ 5.14 ร้อยละการสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานเทียบกับแรงที่กระทำต่ออาคารภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Landers 833, Anaheim - W Ball Rd (1992).....	115
รูปที่ 5.15 วงรอบฮิสเทอรีซิสของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานในอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Landers 833, Anaheim - W Ball Rd (1992) จากตัวอย่างคลื่น EQ10%, EQ12.5% และคลื่น EQ15%.....	115
รูปที่ 5.16 แสดงระดับสมรรถนะของโครงสร้างตามความเสียหายที่เกิดขึ้นกับชิ้นส่วนเสาโดยรวมของอาคารภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Landers 833, Anaheim - W Ball Rd (1992).....	117
รูปที่ 5.17 การเคลื่อนตัวสูงสุดแต่ละชั้นของอาคารที่ติดตั้ง และไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานภายใต้แผ่นดินไหว Landers 835, Brea - S Flower Av (1992) ที่ความเร่งสูงสุด 0.05g	119

รูปที่ 5.18 การเคลื่อนตัวที่ชั้นหลังคาของอาคารที่ติดตั้ง และไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบ เสียดทานภายใต้แผ่นดินไหว Landers 835, Brea - S Flower Av (1992) ที่ความเร่งสูงสุด 0.05g	120
รูปที่ 5.19 การเคลื่อนตัวที่ชั้นหลังคาของอาคารที่ติดตั้ง และไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบ เสียดทานภายใต้แผ่นดินไหว Landers 835, Brea - S Flower Av (1992) ที่ความเร่งสูงสุด 0.10g	120
รูปที่ 5.20 การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์มากที่สุดแต่ละชั้นของอาคารที่ติดตั้ง และไม่ติดตั้งผนังสลาย พลังงานแบบเสียดทานภายใต้แผ่นดินไหว Landers 835, Brea - S Flower Av (1992) ที่ ความเร่งสูงสุด 0.025g	122
รูปที่ 5.21 การสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานในอาคารภายใต้คลื่น แผ่นดินไหว Landers 835, Brea - S Flower Av (1992).....	124
รูปที่ 5.22 ร้อยละการสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานเทียบกับแรงที่กระทำ ต่ออาคารภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Landers 835, Brea - S Flower Av (1992).....	125
รูปที่ 5.23 วงรอบฮิสเทอรีซิสของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานในอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่น แผ่นดินไหว Landers 835, Brea - S Flower Av (1992) จากตัวอย่างคลื่น EQ7.5%, EQ10% และคลื่น EQ12.5%	125
รูปที่ 5.24 แสดงระดับสมรรถนะของโครงสร้างตามความเสียหายที่เกิดขึ้นกับชิ้นส่วนเสาโดยรวม ของอาคารภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Landers 835, Brea - S Flower Av (1992).....	127
รูปที่ 5.25 การเคลื่อนตัวสูงสุดแต่ละชั้นของอาคารที่ติดตั้ง และไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบ เสียดทานภายใต้แผ่นดินไหว Landers 842, Covina - W Badillo (1992) ที่ความเร่งสูงสุด 0.05g	130
รูปที่ 5.26 การเคลื่อนตัวที่ชั้นหลังคาของอาคารที่ติดตั้ง และไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบ เสียดทานภายใต้แผ่นดินไหว Landers 842, Covina - W Badillo (1992) ที่ความเร่งสูงสุด 0.05g	130
รูปที่ 5.27 การเคลื่อนตัวที่ชั้นหลังคาของอาคารที่ติดตั้ง และไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบ เสียดทานภายใต้แผ่นดินไหว Landers 842, Covina - W Badillo (1992) ที่ความเร่งสูงสุด 0.10g	131

รูปที่ 5.28 การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์มากที่สุดแต่ละชั้นของอาคารที่ติดตั้ง และไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานภายใต้แผ่นดินไหว Landers 842, Covina - W Badillo (1992) ที่ความเร่งสูงสุด 0.025g.....	133
รูปที่ 5.29 การสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานในอาคารภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Landers 842, Covina - W Badillo (1992).....	135
รูปที่ 5.30 ร้อยละการสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานเทียบกับแรงที่กระทำต่ออาคารภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Landers 842, Covina - W Badillo (1992).....	136
รูปที่ 5.31 วงรอบฮิสเทอริสิสของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานในอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Landers 842, Covina - W Badillo (1992) จากตัวอย่างคลื่น EQ5%, EQ7.5% และคลื่น EQ10%	136
รูปที่ 5.32 แสดงระดับสมรรถนะของโครงสร้างตามความเสียหายที่เกิดขึ้นกับชิ้นส่วนเสาโดยรวมของอาคารภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Landers 842, Covina - W Badillo (1992).....	138
รูปที่ 5.33 การเคลื่อนตัวสูงสุดแต่ละชั้นของอาคารที่ติดตั้ง และไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานภายใต้แผ่นดินไหว Landers 889, San Gabriel - E Grand Ave (1992) ที่ความเร่งสูงสุด 0.05g.....	140
รูปที่ 5.34 การเคลื่อนตัวที่ชั้นหลังคาของอาคารที่ติดตั้ง และไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานภายใต้แผ่นดินไหว Landers 889, San Gabriel - E Grand Ave (1992) ที่ความเร่งสูงสุด 0.05g.....	141
รูปที่ 5.35 การเคลื่อนตัวที่ชั้นหลังคาของอาคารที่ติดตั้ง และไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานภายใต้แผ่นดินไหว Landers 889, San Gabriel - E Grand Ave (1992) ที่ความเร่งสูงสุด 0.075g.....	141
รูปที่ 5.36 การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์มากที่สุดแต่ละชั้นของอาคารที่ติดตั้ง และไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานภายใต้แผ่นดินไหว Landers 889, San Gabriel - E Grand Ave (1992) ที่ความเร่งสูงสุด 0.05g.....	143
รูปที่ 5.37 การสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานในอาคารภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Landers 889, San Gabriel - E Grand Ave (1992)	145
รูปที่ 5.38 ร้อยละการสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานเทียบกับแรงที่กระทำต่ออาคารภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Landers 889, San Gabriel - E Grand Ave (1992)	146

รูปที่ 5.39 วงรอบฮิสเทอริสิสของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานในอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Landers 889, San Gabriel - E Grand Ave (1992) จากตัวอย่างคลื่น EQ5% และEQ7.5%.....	146
รูปที่ 5.40 แสดงระดับสมรรถนะของโครงสร้างตามความเสียหายที่เกิดขึ้นกับชิ้นส่วนเสาโดยรวมของอาคารภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Landers 889, San Gabriel - E Grand Ave (1992).....	148
รูปที่ 5.41 การเคลื่อนตัวสูงสุดแต่ละชั้นของอาคารที่ติดตั้ง และไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานภายใต้แผ่นดินไหว Landers 899, West Covina - S Orange Ave (1992) ที่ความเร่งสูงสุด 0.05g	150
รูปที่ 5.42 การเคลื่อนตัวที่ชั้นหลังคาของอาคารที่ติดตั้ง และไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานภายใต้แผ่นดินไหว Landers 899, West Covina - S Orange Ave (1992) ที่ความเร่งสูงสุด 0.05g	151
รูปที่ 5.43 การเคลื่อนตัวที่ชั้นหลังคาของอาคารที่ติดตั้ง และไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานภายใต้แผ่นดินไหว Landers 899, West Covina - S Orange Ave (1992) ที่ความเร่งสูงสุด 0.075g	151
รูปที่ 5.44 การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์มากที่สุดแต่ละชั้นของอาคารที่ติดตั้ง และไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานภายใต้แผ่นดินไหว Landers 899, West Covina - S Orange Ave (1992) ที่ความเร่งสูงสุด 0.05g	153
รูปที่ 5.45 การสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานในอาคารภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Landers 899, West Covina - S Orange Ave (1992)	155
รูปที่ 5.46 ร้อยละการสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานเทียบกับแรงที่กระทำต่ออาคารภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Landers 899, West Covina - S Orange Ave (1992)	156
รูปที่ 5.47 วงรอบฮิสเทอริสิสของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานในอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Landers 899, West Covina - S Orange Ave (1992) จากตัวอย่างคลื่น EQ2.5%, EQ5% และคลื่น EQ7.5%.....	156
รูปที่ 5.48 แสดงระดับสมรรถนะของโครงสร้างตามความเสียหายที่เกิดขึ้นกับชิ้นส่วนเสาโดยรวมของอาคารภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Landers 899, West Covina - S Orange Ave (1992).....	158
รูปที่ 5.49 การเคลื่อนตัวสูงสุดแต่ละชั้นของอาคารที่ติดตั้ง และไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานภายใต้แผ่นดินไหว Duzce Turkey 1599, Ambarli (1999) ที่ความเร่งสูงสุด 0.05g....	160

รูปที่ 5.50 การเคลื่อนตัวที่ชั้นหลังคาของอาคารที่ติดตั้ง และไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานภายใต้แผ่นดินไหว Duzce Turkey 1599, Ambarli (1999) ที่ความเร่งสูงสุด 0.05g....	161
รูปที่ 5.51 การเคลื่อนตัวที่ชั้นหลังคาของอาคารที่ติดตั้ง และไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานภายใต้แผ่นดินไหว Duzce Turkey 1599, Ambarli (1999) ที่ความเร่งสูงสุด 0.10g....	161
รูปที่ 5.52 การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์มากที่สุดแต่ละชั้นของอาคารที่ติดตั้ง และไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานภายใต้แผ่นดินไหว Duzce Turkey 1599, Ambarli (1999) ที่ความเร่งสูงสุด 0.05g.....	163
รูปที่ 5.53 การสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานในอาคารภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Duzce Turkey 1599, Ambarli (1999).....	165
รูปที่ 5.54 ร้อยละการสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานเทียบกับแรงที่กระทำต่ออาคารภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Duzce Turkey 1599, Ambarli (1999).....	166
รูปที่ 5.55 วงรอบฮิสเทอรีซิสของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานในอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Duzce Turkey 1599, Ambarli (1999) จากตัวอย่างคลื่น EQ7.5%, EQ10% และคลื่น EQ12.5%.....	166
รูปที่ 5.56 แสดงระดับสมรรถนะของโครงสร้างตามความเสียหายที่เกิดขึ้นกับชิ้นส่วนเสาโดยรวมของอาคารภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Duzce Turkey 1599, Ambarli (1999).....	168
รูปที่ 5.57 การเคลื่อนตัวสูงสุดแต่ละชั้นของอาคารที่ติดตั้ง และไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานภายใต้แผ่นดินไหว Duzce Turkey 1608, Hava Alani (1999) ที่ความเร่งสูงสุด 0.025g.....	170
รูปที่ 5.58 การเคลื่อนตัวที่ชั้นหลังคาของอาคารที่ติดตั้ง และไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานภายใต้แผ่นดินไหว Duzce Turkey 1608, Hava Alani (1999) ที่ความเร่งสูงสุด 0.025g.....	171
รูปที่ 5.59 การเคลื่อนตัวที่ชั้นหลังคาของอาคารที่ติดตั้ง และไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานภายใต้แผ่นดินไหว Duzce Turkey 1608, Hava Alani (1999) ที่ความเร่งสูงสุด 0.05g.....	171
รูปที่ 5.60 การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์มากที่สุดแต่ละชั้นของอาคารที่ติดตั้ง และไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานภายใต้แผ่นดินไหว Duzce Turkey 1608, Hava Alani (1999) ที่ความเร่งสูงสุด 0.025g.....	173

รูปที่ 5.61 การสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานในอาคารภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Duzce Turkey 1608, Hava Alani (1999).....	175
รูปที่ 5.62 ร้อยละการสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานเทียบกับแรงที่กระทำต่ออาคารภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Duzce Turkey 1608, Hava Alani (1999)	176
รูปที่ 5.63 วงรอบฮิสเทอริสิสของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานในอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Duzce Turkey 1608, Hava Alani (1999) จากตัวอย่างคลื่น EQ2.5%, EQ5% และ EQ7.5%.....	176
รูปที่ 5.64 แสดงระดับสมรรถนะของโครงสร้างตามความเสียหายที่เกิดขึ้นกับชิ้นส่วนเสาโดยรวมของอาคารภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Duzce Turkey 1608, Hava Alani (1999).....	178
รูปที่ 5.65 การเคลื่อนตัวสูงสุดแต่ละชั้นของอาคารที่ติดตั้ง และไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานภายใต้แผ่นดินไหว Hector Mine 1771, Bombay Beach Fire Station (1999) ที่ความเร่งสูงสุด 0.05g	180
รูปที่ 5.66 การเคลื่อนตัวที่ชั้นหลังคาของอาคารที่ติดตั้ง และไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานภายใต้แผ่นดินไหว Hector Mine 1771, Bombay Beach Fire Station (1999) ที่ความเร่งสูงสุด 0.05g	181
รูปที่ 5.67 การเคลื่อนตัวที่ชั้นหลังคาของอาคารที่ติดตั้ง และไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานภายใต้แผ่นดินไหว Hector Mine 1771, Bombay Beach Fire Station (1999) ที่ความเร่งสูงสุด 0.10g	181
รูปที่ 5.68 การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์มากที่สุดแต่ละชั้นของอาคารที่ติดตั้ง และไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานภายใต้แผ่นดินไหว Hector Mine 1771, Bombay Beach Fire Station (1999) ที่ความเร่งสูงสุด 0.05g	183
รูปที่ 5.69 การสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานในอาคารภายใต้คลื่น Hector Mine 1771, Bombay Beach Fire Station (1999).....	185
รูปที่ 5.70 ร้อยละการสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานเทียบกับแรงที่กระทำต่ออาคารภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Hector Mine 1771, Bombay Beach Fire Station (1999).....	186
รูปที่ 5.71 วงรอบฮิสเทอริสิสของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานในอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Hector Mine 1771, Bombay Beach Fire Station (1999) จากตัวอย่างคลื่น EQ5%, EQ7.5% และ EQ10%	186

รูปที่ 5.72 แสดงระดับสมรรถนะของโครงสร้างตามความเสียหายที่เกิดขึ้นกับชิ้นส่วนเสาโดยรวมของอาคารภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Hector Mine 1771, Bombay Beach Fire Station (1999) 188

รูปที่ 5.73 การเคลื่อนตัวสูงสุดแต่ละชั้นของอาคารที่ติดตั้ง และไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานภายใต้แผ่นดินไหว Hector Mine 1826, San Bernardino - Fire Sta. #10 (1999) ที่ความเร่งสูงสุด 0.05g 191

รูปที่ 5.74 การเคลื่อนตัวที่ชั้นหลังคาของอาคารที่ติดตั้ง และไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานภายใต้แผ่นดินไหว Hector Mine 1826, San Bernardino - Fire Sta. #10 (1999) ที่ความเร่งสูงสุด 0.05g 191

รูปที่ 5.75 การเคลื่อนตัวที่ชั้นหลังคาของอาคารที่ติดตั้ง และไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานภายใต้แผ่นดินไหว Hector Mine 1826, San Bernardino - Fire Sta. #10 (1999) ที่ความเร่งสูงสุด 0.075g 192

รูปที่ 5.76 การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์มากที่สุดแต่ละชั้นของอาคารที่ติดตั้ง และไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานภายใต้แผ่นดินไหว Hector Mine 1826, San Bernardino - Fire Sta. #10 (1999) ที่ความเร่งสูงสุด 0.05g 194

รูปที่ 5.77 การสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานในอาคารภายใต้คลื่น Hector Mine 1826, San Bernardino - Fire Sta. #10 (1999) 196

รูปที่ 5.78 ร้อยละการสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานเทียบกับแรงที่กระทำต่ออาคารอาคารภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Hector Mine 1826, San Bernardino - Fire Sta. #10 197

รูปที่ 5.79 วงรอบฮิสเทอรีซิสของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานในอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Hector Mine 1826, San Bernardino - Fire Sta. #10 (1999) จากตัวอย่างคลื่น EQ7.5%, EQ10% และคลื่น EQ12.5%) 197

รูปที่ 5.80 แสดงระดับสมรรถนะของโครงสร้างตามความเสียหายที่เกิดขึ้นกับชิ้นส่วนเสาโดยรวมของอาคารภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Hector Mine 1826, San Bernardino - Fire Sta. #10 (1999) 199

รูปที่ 5.81 ค่าการเคลื่อนตัวสูงที่สุดบริเวณชั้นหลังคาของอาคารเรียนตัวอย่าง 201

รูปที่ 5.82 การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นมากที่สุดของอาคารเรียนตัวอย่าง 201

รูปที่ 5.83 ร้อยละการสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานเทียบกับแรงที่กระทำ ต่ออาคาร	202
--	-----



บทที่ 1

บทนำ

1.1 ความเป็นมาของปัญหา

เนื่องจากแผ่นดินไหวเป็นปรากฏการณ์ทางธรรมชาติที่ไม่สามารถคาดเดาเวลา จุดกำเนิด และขนาดความรุนแรงได้ จึงไม่สามารถเตรียมการรับมือ และแจ้งอพยพผู้คนได้เหมือนภัยพิบัติอื่นๆ ทำให้ต้องป้องกันความเสียหาย หรือความสูญเสียจากการเกิดแผ่นดินไหวโดยการออกแบบอาคารต่างๆ ให้มีความสามารถในการต้านทานแรงแผ่นดินไหวให้เพียงพอโดยจะยอมให้อาคารเกิดความเสียหายได้แต่ไม่พังทลาย อย่างไรก็ตามสำหรับอาคารที่สร้างก่อนปี พ.ศ.2540 ก่อนที่จะมีกฎหมายบังคับให้ออกแบบต้านทานแรงแผ่นดินไหวจะมีความสามารถต้านทานแผ่นดินไหวต่ำกว่าเกณฑ์มาตรฐาน ในปัจจุบัน การเพิ่มประสิทธิภาพการต้านทานแผ่นดินไหวจึงต้องติดตั้งอุปกรณ์ที่สามารถลดทอนแรงแผ่นดินไหว หรือเสริมกำลังต้านทานแรงแผ่นดินไหวให้อาคาร หรือติดตั้งอุปกรณ์ที่ช่วยลดซับพลังงานจากแผ่นดินไหวที่จะกระทำกับอาคาร วิทยานิพนธ์นี้ได้เลือกทำการศึกษาเกี่ยวกับตัวหน่วงที่จะสามารถช่วยลดซับพลังงานจากการเกิดแผ่นดินไหว และช่วยลดความเสียหายของอาคารเมื่อเกิดเหตุการณ์แผ่นดินไหวได้ เพราะเป็นทางเลือกที่ประหยัด และเหมาะกับแผ่นดินไหวระยะไกล เมื่อศึกษาตัวหน่วงที่มีการใช้งานในปัจจุบันจะพบว่า ตัวหน่วงนั้นมีลักษณะใหญ่ ไม่สวยงาม ยังมีราคาค่าติดตั้ง และมีค่าบำรุงรักษาที่สูง จึงไม่เป็นที่นิยมใช้ติดตั้งเพื่อต้านทานแรงแผ่นดินไหวในประเทศไทย

วิทยานิพนธ์นี้จึงได้ทำการศึกษาตัวหน่วงที่มีรูปแบบเหมือนผนังปกติ และราคาไม่สูง คือ ผนังสลายพลังงานแบบเสียดทาน โดยผนังที่ใช้จะหล่อด้วยคอนกรีตที่มีน้ำหนักเบาเพื่อลดแรงแผ่นดินไหว และที่ฐานผนังมีชั้นของแผ่นโลหะแทรกอยู่เพื่อสร้างแรงเสียดทานแบบตัวหน่วง โดยศึกษากรณีของอาคารเรียนคอนกรีตเสริมเหล็กขนาด 5 ชั้น ซึ่งไม่ได้ก่อสร้างมาเพื่อรองรับแรงแผ่นดินไหวด้วยการวิเคราะห์แบบประวัติเวลาไม่เชิงเส้น แล้วทำการเปรียบเทียบพฤติกรรมและประสิทธิภาพของระบบผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานกับอาคารเดิม

1.2 วัตถุประสงค์ของงานวิจัย

1. เพื่อศึกษาพฤติกรรมของอาคารเรียนตัวอย่างคอนกรีตเสริมเหล็กที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทาน
2. เพื่อทดสอบพฤติกรรมเสียดทานของแผ่นโลหะ
3. เพื่อศึกษาประสิทธิภาพของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานในการลดความเสียหายและเพิ่มกำลังต้านทานแผ่นดินไหวเมื่อนำไปติดตั้งในอาคารเรียนคอนกรีตเสริมเหล็ก

1.3 ขอบเขตงานวิจัย

1. พิจารณากรณีศึกษาของอาคารเรียนคอนกรีตเสริมเหล็กความสูง 5 ชั้น ตามแบบมาตรฐานของ กทม.
2. พิจารณาแรงแผ่นดินไหวที่กระทำเฉพาะในทิศทางแนวราบของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทาน
3. พิจารณาพฤติกรรมไม่เชิงเส้นเฉพาะในส่วนโครงสร้างเสาของอาคาร
4. การศึกษาใช้บันทึกคลื่นแผ่นดินไหวในอดีตของต่างประเทศ
5. สมมติให้ผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานมีพฤติกรรมแบบเสียดทานสมบูรณ์ โดยไม่มีการเสื่อมถอยของการเสียดทานกับเวลา

1.4 ประโยชน์ที่ได้รับ

1. ทำให้ทราบถึงพฤติกรรมเสียดทานของแผ่นโลหะจากการทดสอบจริง
2. ทำให้ทราบถึงพฤติกรรมของอาคารเรียนตัวอย่างคอนกรีตเสริมเหล็กภายใต้แรงแผ่นดินไหวเมื่อติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทาน เปรียบเทียบกับอาคารที่ไม่มีการติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทาน
3. ทำให้ทราบถึงประสิทธิภาพของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทาน เมื่อรับแรงแผ่นดินไหว
4. เพื่อเป็นทางเลือกในการลดความเสียหายของอาคารจากการเกิดแผ่นดินไหวด้วยผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานที่มีราคาถูกลง สามารถติดตั้งง่าย และไม่มีผลต่อความสวยงามของอาคาร

1.5 ขั้นตอนดำเนินงานวิจัย

1. ศึกษางานวิจัยในอดีตที่เกี่ยวข้องกับผลกระทบของแรงแผ่นดินไหวที่กระทำต่ออาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก
2. ศึกษางานวิจัยในอดีตที่เกี่ยวข้องกับตัวหน่วงที่ใช้แรงเสียดทาน

3. ศึกษาและจำลองชิ้นส่วนผนังสลายพลังงานแบบเสียดทาน ในโปรแกรม ETABS
4. สร้างแบบจำลองอาคารตัวอย่าง โดยจะมีอาคารที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทาน และไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานในโปรแกรม ETABS
5. ทำการทดสอบชิ้นส่วนโลหะเสียดทาน เพื่อทราบค่าแรงเสียดทานจลน์ และ แรงเสียดทานสถิตย์สำหรับการวิเคราะห์
6. วิเคราะห์อาคารตัวอย่างด้วยวิธีพลศาสตร์ไม่เชิงเส้นโดยใช้คลื่นแผ่นดินไหวสมมติจำนวน 10 คลื่น
7. ศึกษาพฤติกรรม และประสิทธิภาพของอาคารตัวอย่างที่มีการติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทาน เปรียบเทียบกับอาคารเดิม
8. สรุปและอภิปรายผลการศึกษา



บทที่ 2

งานวิจัยและทฤษฎีที่เกี่ยวข้อง

2.1 งานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

2.1.1 ความเสียหายจากแผ่นดินไหวของอาคารทั่วไปในช่วงที่ผ่านมา

Kam and Pampanin 2011 [1] ได้ทำการสรุปและศึกษาความเสียหายของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กที่เกิดจากเหตุการณ์แผ่นดินไหวเมื่อวันที่ 22 กุมภาพันธ์ ค.ศ.2011 ที่เมือง Christchurch ประเทศ New Zealand ขนาด 6.2 แมกนิจูด โดยแผ่นดินไหวได้สร้างความเสียหายกับโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กประมาณ 16.3% จากทั้งหมด 833 อาคาร ซึ่งจุดศูนย์กลางแผ่นดินไหวอยู่ห่างจาก Christchurch ไป 10 กิโลเมตร ทางทิศตะวันออกเฉียงใต้ ที่ความลึก 5 กิโลเมตร มีความเร่งสูงสุดที่พื้นดิน (PGA) ประมาณ 0.4-0.7g มีความเร่งแนวตั้งเป็น มีค่าสูงถึง 1.8-2.2g และที่จุด CBD recording stations สามารถวัดได้ ความเร่งแนวตั้งได้ประมาณ 1.6g และความเร่งสูงสุดที่พื้นดิน (PGA) ประมาณ 0.4-0.7g มีผู้เสียชีวิตทั้งหมด 182 คน โดยเสียชีวิตจากอาคารถล่ม 135 คน ซึ่งแผ่นดินไหวที่เกิดขึ้นนั้นเป็นแผ่นดินไหวตาม (after shock) โดยมีแผ่นดินไหวหลัก (main shock) เกิดเมื่อวันที่ 4 กันยายน ค.ศ.2010 ขนาด 7.1 แมกนิจูด เกิดขึ้นที่เมือง Canterbury ซึ่งจุดศูนย์กลางแผ่นดินไหวอยู่ห่างจากเมือง Christchurch 35 กิโลเมตร โดยมีความเร่งสูงสุดที่พื้นดิน (PGA) ประมาณ 0.2-0.3g และยังคงเกิด after shock จนถึงวันที่ 29 สิงหาคม ค.ศ.2011 จากการสำรวจได้พบสาเหตุของความเสียหายที่รุนแรงจากแผ่นดินไหวครั้งนี้ได้แก่

1. โครงสร้าง RC เกิดความเสียหายอย่างมากจากเหตุการณ์แผ่นดินไหวหลัก ซึ่งเกิดจุดหมุนพลาสติกที่คาน ที่จุดต่อของคาน ฐานของผนัง และที่บริเวณเสา เมื่อต้องเจอกับแผ่นดินไหวตาม จึงทำให้อาคารถล่มลง
2. โครงสร้าง RC ที่สร้างขึ้นก่อนปี1970 ส่วนใหญ่จะเป็นโครงสร้างแบบ non-ductile คือโครงสร้างที่ไม่ได้ถูกออกแบบให้มีความเหนียวเพื่อด้านทานแรงแผ่นดินไหว จึงทำให้อาคารเกิดความเสียหายแบบเปราะโดยที่โครงสร้างเกิดความเสียหายจากแรงเฉือนที่เสา คาน และกำแพงรับแรงเฉือน จึงทำให้โครงสร้างเกิดความเสียหาย
3. โครงสร้างกำแพงรับแรงเฉือนของอาคารที่ออกแบบก่อนปี1970 มีความชะลูดมากรวมทั้งไม่ได้มีการเสริมเหล็กเพื่อป้องกันการเสียหายแบบเปราะและการโก่งตัว จึงทำให้เกิดความเสียหายแบบเปราะจากแรงเฉือนและแรงอัด

4. การออกแบบแผนผังและโครงสร้างในแนวตั้งของอาคารไม่ดีนัก ไม่ได้มีการออกแบบให้เกิดการถ่ายแรงในโครงสร้างกำแพง เสา และคานที่เพียงพอ จึงทำให้เกิดแรงบิดในโครงสร้างเพิ่มขึ้นจึงทำให้อาคารเกิดความเสียหาย

5. การเคลื่อนตัวที่แตกต่างกันของพื้นชั้นเดียวกัน และคานเกิดการยึดตัว เนื่องจากอาคารใช้แผ่นพื้นหล่อสำเร็จซึ่งจะวางอยู่บนคาน และมีการวางเหล็กค้ำยแล้วจึงเทคอนกรีตทับหน้า เมื่ออาคารรับแรงแผ่นดินไหว คานบางส่วนเกิดการยึดตัวจึงทำให้แผ่นพื้นหล่อสำเร็จเคลื่อนตัว จึงทำให้พื้นของอาคารเกิดความเสียหาย

6. เกิดความเสียหายที่บันไดสำเร็จรูป เนื่องจากอาคารขนาดกลางและขนาดสูงหลายอาคารได้มีการใช้บันไดสำเร็จรูป แต่เนื่องจากบันไดสำเร็จรูปนั้นไม่ได้ถูกออกแบบมาให้รับแรงแผ่นดินไหวได้มากเพียงพอ จึงทำให้เกิดความเสียหาย

7. การเกิดแผ่นดินไหวจะทำให้เกิดแยกตัวของชั้นดินขึ้น จึงทำให้ฐานรากของอาคารเกิดความเสียหาย ส่งผลให้อาคารเกิดการทรุดตัว

Erdik, Kamer et al. 2012 [2] ได้ทำการสรุปและศึกษาความเสียหายของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กที่เกิดจากเหตุการณ์แผ่นดินไหวเมื่อวันที่ 23 ตุลาคม ค.ศ.2011 ที่เมือง Van ประเทศตุรกี ขนาด 7.2 แมกนิจูด จุดศูนย์กลางแผ่นดินไหวอยู่ห่างจากเมือง Van 30 กิโลเมตรทางทิศเหนือ ที่ความลึก 5 กิโลเมตร และความเร่งสูงสุดที่พื้นดิน (PGA) ประมาณ 0.18g ทำให้มีผู้เสียชีวิตทั้งหมด 604 คน และมีผู้บาดเจ็บ 2,608 คน และเกิดแผ่นดินไหวตาม (after shock) ในวันที่ 9 พฤศจิกายน ค.ศ.2011 โดยความเร่งสูงสุดที่พื้นดิน (PGA) ประมาณ 0.25g โดยมีผู้เสียชีวิตเพิ่มขึ้นอีก 40 คน รวมเป็น 644 คน นอกจากจะเกิดความสูญเสียต่อชีวิตแล้วยังเกิดความเสียหายอย่างมากกับอาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก โดยเกิดความเสียหายเนื่องมาจาก

1. วัสดุที่นำมาสร้างอาคารไม่ได้คุณภาพ เช่น การใช้กำลังของคอนกรีตต่ำกว่าที่กำหนด และ การใช้เหล็กเส้นกลมมาเป็นเหล็กเสริมของอาคารเป็นต้น

2. การมี Soft stories ในอาคาร ทำให้แรงที่กระทำกับอาคารถูกส่งมายังชั้นที่เป็น Soft story ทำให้เกิดการเคลื่อนที่มากกว่าชั้นอื่นๆ และมีผลของ P- Δ effect จึงทำให้อาคารเกิดความเสียหาย และพังทลายลง

3. การที่อาคารมีโครงสร้างคานที่แข็งแรง แต่มีโครงสร้างเสาที่อ่อน เมื่อเกิดความเสียหายที่บริเวณเสาก็ทำให้โครงสร้างทั้งหมดพังทลายอย่างรวดเร็ว

4. รายละเอียดของการเสริมเหล็กไม่เพียงพอจึงทำให้อาคารไม่มีความเหนียวที่เพียงพอต่อการรับแรงแผ่นดินไหว

5. การใช้เสาสั้นในอาคารเนื่องจากต้องมีการก่อกำแพงระหว่างเสา จึงทำให้เสาเกิดความเสียหายจากแรงเฉือน

เมื่อมีแรงแผ่นดินไหวกระทำกับอาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก ผนังจะเป็นส่วนแรกที่รับแรงแผ่นดินไหวของอาคารและเมื่อผนังเกิดการวิบัติ โครงสร้างเฟรมจะเป็นส่วนต่อมาในการรับแรงแผ่นดินไหว ซึ่งเมื่อโครงสร้างอาคารมีลักษณะอย่างที่ยกมาข้างต้น จึงทำให้อาคารไม่สามารถรับแรงแผ่นดินไหวได้ อาคารจึงเกิดความเสียหายและพังทลายลง

Manfredi, Prota et al. 2014 [3] ได้ทำการสรุปและศึกษาความเสียหายของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กที่เกิดจากเหตุการณ์แผ่นดินไหวเมื่อวันที่ 20 พฤษภาคม ค.ศ.2012 บริเวณเขต Emilia ประเทศอิตาลีขนาด 6.0 แมกนิจูดและเกิดแผ่นดินไหวตาม (After shock) อีกหลายครั้งมีขนาดไม่ต่ำกว่า 5.0 แมกนิจูดโดยเป็นแผ่นดินไหวขนาดใหญ่ครอบคลุมเมือง Modena, Ferrara, Rovigo และ Mantova แผ่นดินไหวที่เกิดขึ้นมีความเร่งสูงสุดที่พื้นดิน (PGA) ประมาณ 0.27g โครงสร้างบริเวณที่เกิดแผ่นดินไหวส่วนใหญ่ไม่ได้ถูกออกแบบมาเพื่อรับแรงแผ่นดินไหวจึงทำให้เกิดความเสียหาย โดยความเสียหายส่วนใหญ่จะเกิดขึ้นบริเวณส่วนโครงสร้างที่ไม่รับแรง และบางส่วนจะเสียหายบริเวณโครงสร้างที่รับแรง โดยโครงสร้างที่รับแรงจะเสียหายจากการที่ผนังเกิดความเสียหายทำให้โครงเฟรมต้องรับแรงโดยตรง และเกิดจากการเสริมเหล็กในโครงสร้างไม่เพียงพอ

จากการศึกษาพบว่าอาคารขนาด 2 ชั้น 4 ชั้น และ 5 ชั้น จะเกิดความเสียหายเฉพาะส่วนโครงสร้างที่ไม่รับแรง โดยเกิดเพียงแค่การแตกร้าวของผนังก่ออิฐเท่านั้น ส่วนโครงสร้างที่รับแรงไม่เกิดความเสียหาย ถึงแม้ว่าโครงสร้างจะไม่ได้ถูกออกแบบมาเพื่อรับแรงแผ่นดินไหวแต่ก็สามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวได้ดี ส่วนอาคารขนาด 7 ชั้น เกิดความเสียหายทั้งโครงสร้างที่รับแรงและโครงสร้างที่ไม่รับแรง โดยจะพบว่าผนังเกิดรอยแตกในแนวทแยงทำมุม 45 องศา และเกิดการวิบัติที่มุมของผนัง ซึ่งส่งผลให้เสาเกิดความเสียหายแบบเปราะ ความเสียหายที่เกิดขึ้นเกิดจากการเสริมเหล็กที่ไม่เพียงพอ เช่นเดียวกับผนังแบบเปิด อาคารที่ผนังก่ออิฐเกิดการแตกร้าวบริเวณกึ่งกลางของผนัง จะทำให้เกิดการวิบัติในอัตราตามมาด้วย

2.1.2 ความเสียหายจากแผ่นดินไหวของอาคารเรียน

Oyguc 2016 [4] ได้ทำการสรุปและศึกษาความเสียหายของอาคารเรียนคอนกรีตเสริมเหล็กที่เกิดจากเหตุการณ์แผ่นดินไหวเมื่อวันที่ 23 ตุลาคม ค.ศ.2011 ที่เมือง Van ประเทศตุรกี ขนาด 7.2 แมกนิจูด โดยมีความเร่งสูงสุดที่พื้นดิน (PGA) ประมาณ 0.15-0.25g ห่างจากจุดศูนย์กลางแผ่นดินไหว 120 กิโลเมตร ทำให้อาคารเกิดความเสียหายประมาณ 15,000 อาคาร โดยที่เกิดความเสียหายแบบพังทลายทั้งหมด 58 อาคาร และยังเกิดแผ่นดินไหวตาม (After shock) ในวันที่ 9 พฤษภาคม ค.ศ. 2011 ขนาด 5.6 แมกนิจูด ที่เมือง Edremit ห่างจากเมือง Van ประมาณ 18 กิโลเมตร โดยเป็นแผ่นดินไหวแบบ Strike-slip มีมูลค่าความเสียหายทั้งหมดประมาณ 1.25 พันล้านดอลลาร์สหรัฐ จาก

การสำรวจจะพบอาคารส่วนใหญ่เกิดความเสียหายเนื่องมาจากสร้างอาคารโดยไม่ออกแบบอาคารตามมาตรฐาน และไม่ทำการก่อสร้างอาคารตามหลักวิศวกรรม

รัฐบาลของเมือง Van และ Istanbul Technical University (ITU) ได้ทำการศึกษาความเสียหายของอาคารเรียนจากแผ่นดินไหว เนื่องจากโรงเรียนเป็นอาคารที่สำคัญ ที่ต้องถูกออกแบบมาเพื่อต้านทานแรงแผ่นดินไหวโดยที่จะต้องไม่เกิดความเสียหายหรือเกิดได้เพียงเล็กน้อย โดยการออกแบบอาคารเรียนจะต้องออกแบบแรงแผ่นดินไหว เพิ่มขึ้นอีก 50% จากอาคารทั่วไป จึงได้ทำการศึกษาอาคารเรียนทั้งหมด 164 อาคาร พบว่า อาคารเรียน 85.4% เป็นอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กและอีก 14.6% เป็นอาคารก่ออิฐ โดยที่ 47.9% ของอาคารเรียนคอนกรีตเสริมเหล็กไม่สามารถใช้งานได้ต้องมีการรื้อถอน ส่วนอาคารเรียนคอนกรีตเสริมเหล็กที่เหลือยังสามารถนำมาเพิ่มกำลังและความเหนียวเพื่อให้ใช้งานต่อไปได้ แต่อาคารก่ออิฐต้องทำการรื้อถอนทั้งหมดเนื่องจากการก่อสร้างไม่ปฏิบัติตามหลักวิศวกรรม

อาคารเรียนคอนกรีตเสริมเหล็กเกิดความเสียหายเนื่องจาก:

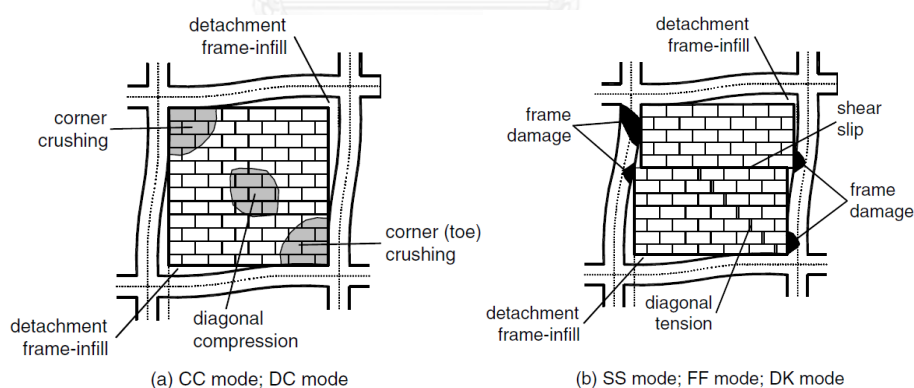
1. การเสริมเหล็กที่ไม่เพียงพอ รวมทั้งการใช้คอนกรีตที่ไม่ได้คุณภาพ โดยตามมาตรฐานให้ออกแบบโดยใช้กำลังของคอนกรีตเท่ากับ 8.1 MPa แต่จากการสำรวจพบว่าอาคารเรียนใช้กำลังของคอนกรีตเพียง 5.5 MPa เท่านั้น จึงเป็นเหตุผลสำคัญที่ทำให้อาคารเรียนเกิดความเสียหาย
2. เหล็กเสริมตามขวางไม่ได้มีการดัดเป็นโค้งให้เข้ารูป และไม่ได้มีการเสริมเหล็กปลอกที่บริเวณจุดเชื่อมต่อระหว่างเสากับคาน
3. เกิดความเสียหายจาก short column effect
4. อาคารมีโครงสร้างคานที่แข็งแรง แต่มีโครงสร้างเสาที่อ่อน ทำให้จุดหมุนพลาสติกที่หัวเสา
5. เกิดความเสียหายที่โครงสร้างส่วนที่ไม่รับแรง จากการก่อสร้างที่ไม่ได้คุณภาพ

จากเหตุการณ์แผ่นดินไหวในอดีตจะพบว่า ความเสียหายส่วนใหญ่เกิดจากการที่โครงสร้างส่วนใหญ่ไม่ได้ถูกออกแบบมาเพื่อรับแรงแผ่นดินไหว หรือถูกออกแบบมาให้รับแผ่นดินไหวไม่เพียงพอ ซึ่งเมื่อเกิดความเสียหายขึ้นในอาคาร หรืออาคารเกิดการพังทลายลงจะทำให้เกิดความสูญเสียต่อชีวิตและทรัพย์สินมากมาย ดังนั้นการออกแบบ หรือเสริมกำลังของอาคารเพื่อป้องกันความเสียหายของตัวอาคารจึงมีความจำเป็นอย่างยิ่ง ที่จะสามารถลดความเสียหายที่จะเกิดขึ้นจากเหตุการณ์แผ่นดินไหวได้

2.1.3 ความเสียหายจากแผ่นดินไหวของผนัง

Asteris, Antoniou (2011) [5] ได้ทำการศึกษารูปแบบการวิบัติของผนังก่อนจากผลการทดสอบและผลการวิเคราะห์ในช่วงปี 1950 โดยสามารถจำแนกรูปแบบการวิบัติของผนังก่อนได้เป็น 5 รูปแบบดังนี้

1. การวิบัติแบบแตกร้าวมุม (Corner Crushing) เป็นรูปแบบการวิบัติของผนังก่อที่เกิดการแตกร้าวมุมที่มีแรงกระทำ ดังแสดงในรูปที่ 2.1 (a) โดยรูปแบบการวิบัติประเภทนี้จะพบในผนังก่อที่มีผนังอิฐก่อกำลังต่ำ ที่ล้อมรอบด้วยโครงเพรมกำลังสูง
2. การวิบัติแบบแรงอัดในแนวทแยง (Diagonal Compression) เป็นรูปแบบการวิบัติที่เกิดการแตกร้าวนบริเวณช่วงกลางของผนัง การวิบัติประเภทนี้เป็นผลมาจากการโก่งเดาะนอกระนาบ (Out of plane buckling) โดยจะพบในผนังก่อที่มีรูปร่างชะลูด ดังแสดงในรูปที่ 2.1 (a)
3. การวิบัติด้วยการเลื่อนแบบเฉือน (Sliding Shear) พบในโครงสร้างปูนก่อที่มีกำลังต่ำและโครงเพรมมีกำลังสูง โดยรูปแบบการวิบัติจะเป็นการเลื่อนตัวในแนวราบด้วยแรงเฉือนบริเวณจุดต่อของอิฐก่อดังแสดงในรูปที่ 2.1 (b)
4. การแตกร้าวนแนวทแยง (Diagonal Cracking) การแตกร้าวนแนวทแยงตามแนวการรับแรงอัดในผนัง การวิบัติในรูปแบบนี้มักจะพบพร้อมกับการวิบัติด้วยการเลื่อนแบบเฉือน โดยจะพบได้ในโครงสร้างที่มีผนังก่อกำลังสูง กับโครงเพรมที่มีกำลังต่ำ หรือโครงเพรมกำลังสูงที่มีจุดต่อกำลังต่ำ ดังแสดงในรูปที่ 2 (b)
5. การวิบัติที่โครงเพรม (Frame Failure) จะพบในโครงสร้างที่มีผนังก่อกำลังสูง กับโครงเพรมที่มีกำลังต่ำ หรือโครงเพรมกำลังสูงที่มีจุดต่อกำลังต่ำ ดังแสดงในรูปที่ 2.1 (b) โดยจะพบการวิบัติด้วยจุดหมุนพลาสติกที่เสา หรือจุดต่อระหว่างเสา-คาน



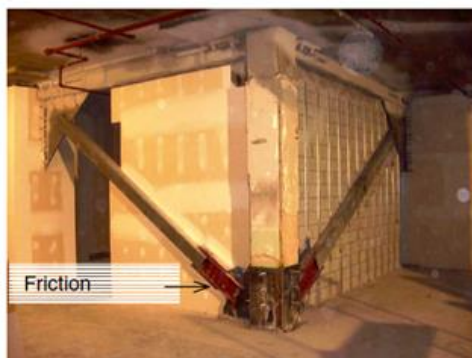
รูปที่ 2.1 รูปแบบการวิบัติของโครงเพรมที่มีผนังก่อ: (a) การวิบัติแบบแตกร้าวมุม (Corner Crushing) และ การวิบัติแบบแรงอัดในแนวทแยง (Diagonal Compression); (b) การวิบัติด้วยการเลื่อนแบบเฉือน (Sliding Shear), การวิบัติที่โครงเพรม (Frame Failure) และ การแตกร้าวนแนวทแยง (Diagonal Cracking)

2.1.4 ตัวอย่างการศึกษาเกี่ยวกับตัวหน่วง

Vail, HUBBELL et al. 2004 [6] ได้คิดค้น Pall friction damper โดยได้ก่อตั้งบริษัท Pall Dynamics Limited ขึ้น ลักษณะของ Pall friction damper จะประกอบด้วย ชุดของแผ่นเหล็กที่ถูกบีบอัดด้วยสลักเกลียวตามรูปที่ 2.2 โดยชุดแผ่นเหล็กถูกออกแบบพิเศษเพื่อให้มีแรงเสียดทานเพิ่มขึ้น และสามารถกำหนดค่าแรงสิ้นไกลได้จากการอัดแรงด้วยสลักเกลียว โดยได้ทำการทดสอบและวิจัยมานานนับ 10 ปี การทำงานของ Pall friction damper จะเป็นรูปกราฟฮิสเทอริติกแบบสี่เหลี่ยม โดยวงรอบของการทำงานมีความสม่ำเสมอ ซึ่งแสดงถึงความมีประสิทธิภาพของ Pall friction damper และมีข้อดีคือไม่ต้องซ่อมแซม หรือบำรุงรักษาหลังการเกิดแผ่นดินไหว และพร้อมใช้งานเสมอ Pall friction damper มี 3 ลักษณะคือ เป็นค้ำยันแบบทแยงมุม ค้ำยันแบบ chevron และค้ำยันแบบไขว้รับแรงดึงตามรูปที่ 2.3 โดยสามารถเลือกใช้ได้ตามเหมาะสม Pall friction damper สามารถรับแรงได้ทั้ง 2 ทิศทาง

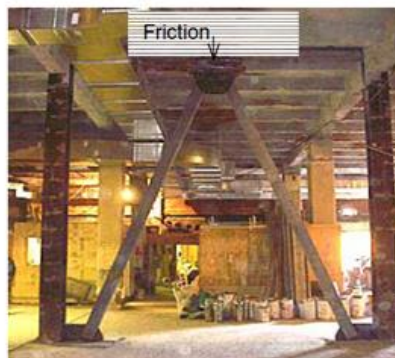


รูปที่ 2.2 ลักษณะของ Pall friction damper



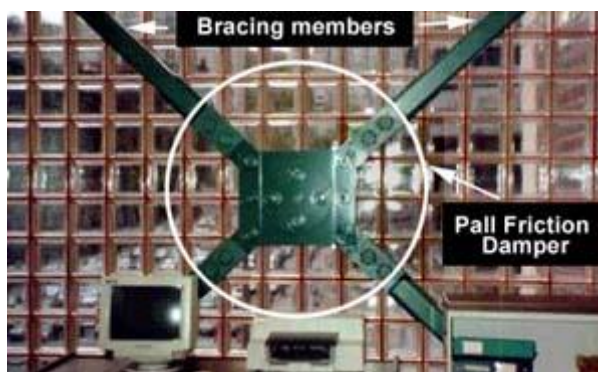
Friction damper in single diagonal brace.

(a)



Friction damper at top of chevron brace.

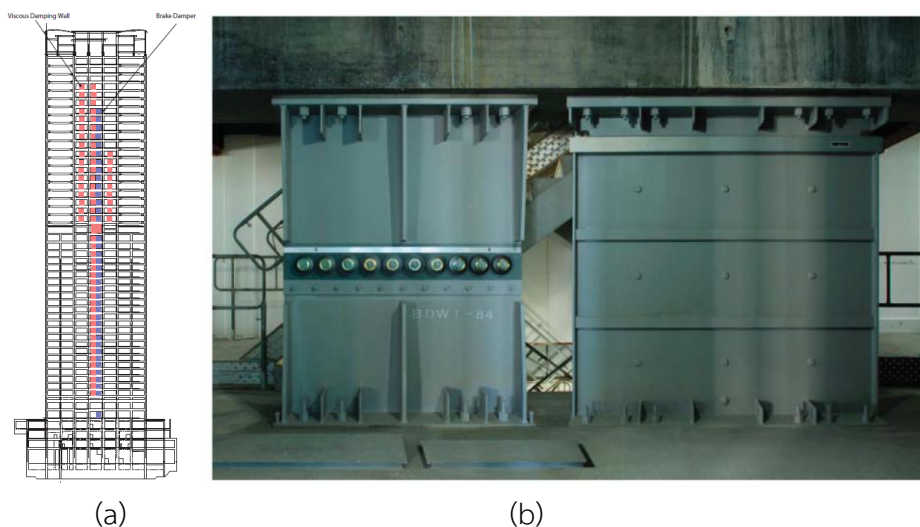
(b)



(c)

รูปที่ 2.3 (a) ค้ำยันแบบทแยงมุม (b) ค้ำยันแบบ chevron (c) ค้ำยันแบบไขว้รับแรงดึง

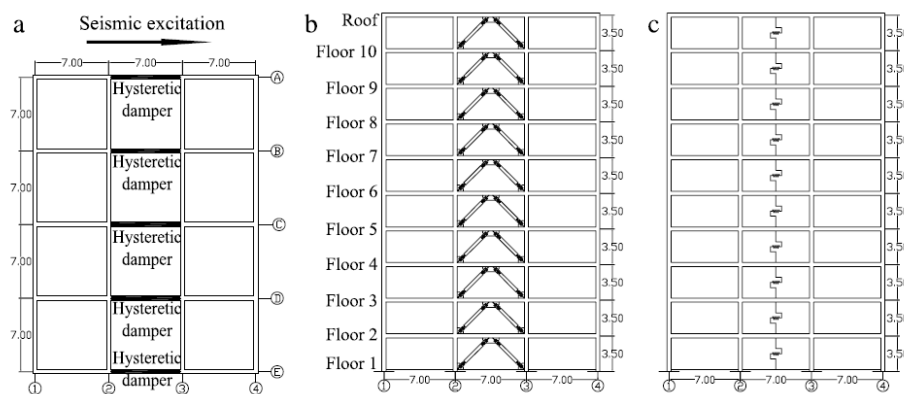
Nakai (2015) [7] และทีมวิศวกรที่ออกแบบอาคาร Ark Hills Sengokuyama Mori Tower จังหวัดโตเกียว ประเทศญี่ปุ่น ได้ทำการออกแบบอาคารด้วยระบบชิ้นส่วนคอนกรีตหล่อสำเร็จรูป (precast concrete) เนื่องจากเหตุผลในราคาค่าก่อสร้างและเวลาการก่อสร้าง และได้ออกแบบอุปกรณ์ตัวหน่วงให้มีลักษณะเป็นส่วนหนึ่งของอาคารและติดตั้งตามรูปที่ 2.1 เพื่อทำการควบคุมการสั่นของอาคาร โดยอุปกรณ์ตัวหน่วงถูกแบ่งเป็น 2 ส่วนตามรูปที่ 2.2 คือ ผนังที่มีตัวหน่วงความหนืด (viscous damper) ที่มีของเหลวความหนืดสูงอยู่ระหว่างแผ่นเหล็ก 2 แผ่นเพื่อดูดซับพลังงานที่เกิดจากการสั่น และตัวหน่วงแบบเบรก (brake damper) มีลักษณะคล้ายกับเบรกในยานพาหนะที่ใช้พลังงานแรงเสียดทานของแผ่นเบรกเพื่อดูดซับพลังงานการสั่นเช่นกัน แต่แผ่นเบรกจำเป็นต้องได้รับการบำรุงรักษาและมีราคาสูง โดยหลักการแล้วทางทีมผู้ออกแบบจะให้ตัวหน่วงความหนืดทำงานเมื่อเกิดแผ่นดินไหวขนาดเล็กถึงปานกลาง ส่วนตัวหน่วงแบบเบรกจะทำงานเมื่อเกิดแผ่นดินไหวรุนแรง



รูปที่ 2.4 (a)ตำแหน่งการติดตั้งตัวหน่วง, (b)ผนังด้านขวาเป็นผนังตัวหน่วงความหนืดและผนังด้านซ้ายเป็นตัวหน่วงแบบเบรก

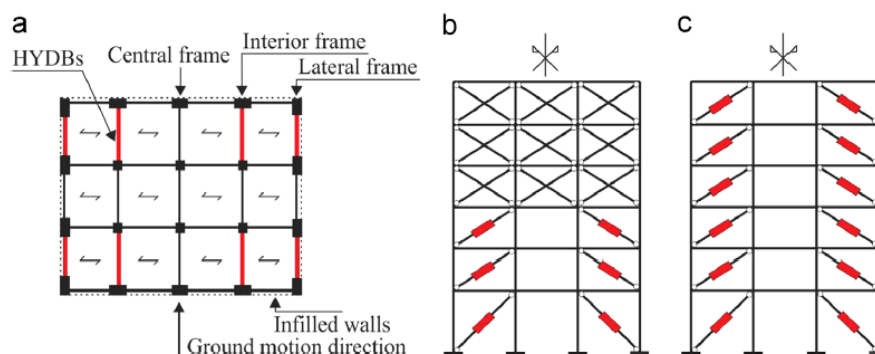
2.1.5 ตัวหน่วงแบบฮิสเทอริติก (hysteretic damper)

Midorikawa and Asari [8] ได้ทำการศึกษา สมรรถนะของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีตัวหน่วงแบบฮิสเทอริติก เมื่อรับแรงแผ่นดินไหวและทำการเสนอผลของ yield deformation ในตัวหน่วงแบบฮิสเทอริติก ต่อสมรรถนะของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก โดยได้ทำการเปรียบเทียบสมรรถนะของแบบจำลองอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กระบบโครงเฟรมสูง 35 เมตร (10 ชั้น) ที่ติดตั้ง BRBs (Buckling Restrained Braces) และติดตั้งตัวหน่วงแบบฮิสเทอริติกตามรูปที่ 2.5 ซึ่งแบบจำลองที่มีตัวหน่วงแบบฮิสเทอริติก จะทำการเปลี่ยนแปลงค่าอัตราส่วนกำลังจุดครากของตัวหน่วงต่อกำลังจุดครากของทั้งระบบ (β) และอัตราส่วน story drift ของระบบที่มีตัวหน่วงที่จุดครากต่อ story drift ของระบบโครงเฟรมคอนกรีตเสริมเหล็กหลักที่จุดคราก (U) แบบจำลองจะถูกวิเคราะห์ด้วยวิธีประวัติเวลาไม่เชิงเส้น (non-linear time history) จากการวิจัยสรุปได้ว่า เมื่อค่า β ต่ำจะทำให้ค่า U ต่ำด้วยแสดงว่าตัวหน่วงช่วยทำให้เกิดความเสียหายของชิ้นส่วนอาคารลดลงหรือทำให้อาคารปลอดภัยมากขึ้นเพราะตัวหน่วงจะช่วยสลายพลังงานออกไป



รูปที่ 2.5 (a) แพลนของอาคาร (b) รูปตัดของแบบจำลองที่มี BRBs (c) รูปตัดของแบบจำลองที่มีตัว
 หน่วงแบบ hysteretic

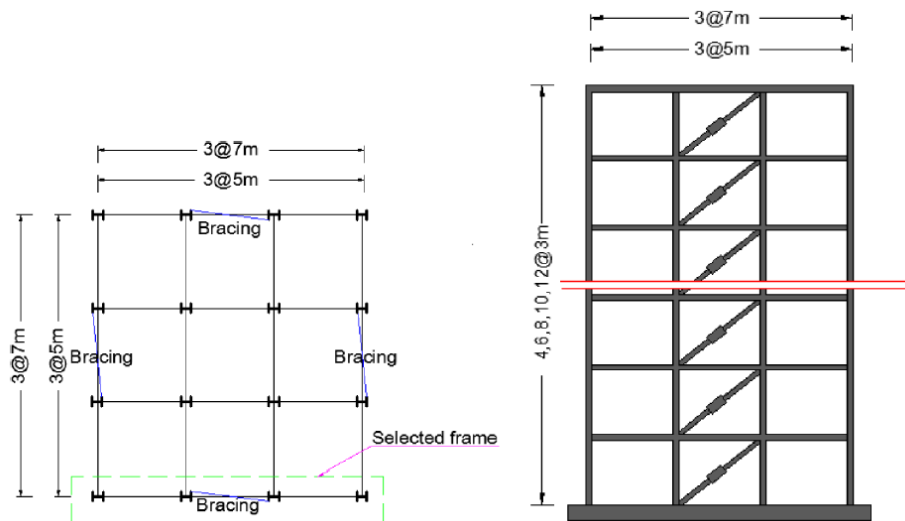
Mazza, Mazza et al. 2015 [9] ได้ทำการศึกษาพฤติกรรมของโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กขนาดเล็ก และขนาดกลาง โดยใช้เป็นตัวอย่างอาคารขนาด 6 ชั้นแบบสมมาตรโดยจะศึกษาทั้งหมด 4 แบบ คือ โครงอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กแบบไม่มีค้ำยัน (UF) โครงอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กแบบก่ออิฐ (IF) โครงอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีการเสริมค้ำยันและตัวหน่วงแบบฮิสเทอริติก (DBIF_R) ดังแสดงในรูปที่ 2.6(b) และโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีการเสริมตัวหน่วงแบบฮิสเทอริติก (DBIF_IR) ดังแสดงในรูปที่ 2.6(c) จะทำการวิเคราะห์โดยใช้ Nonlinear dynamic analysis เพื่อทดสอบประสิทธิภาพและความน่าเชื่อถือของอาคาร ภายใต้การเคลื่อนไหวจำลอง และการเคลื่อนไหวจริงของพื้นดิน โดยจะแบ่งเป็นการวิเคราะห์ ductility demand ของคาน ductility demand ของเสา และ Drift ratio จากการวิจัยสรุปได้ว่า ค่า ductility demand ของคาน DBIF_R และ DBIF_IR มีค่าต่ำกว่า UF และ IF จะพบว่าโครงสร้างที่มีการติดตั้งตัวหน่วงแบบฮิสเทอริติกนั้นจะสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวได้ดีกว่าอาคารที่ไม่ได้มีการติดตั้งตัวหน่วงแบบฮิสเทอริติก และเมื่อเปรียบเทียบอาคารที่ติดตั้งตัวหน่วงแบบฮิสเทอริติกด้วยกันแล้ว จะพบว่า DBIF_IR จะมีค่า ductility demand ที่ต่ำกว่า DBIF_R จึงแสดงให้เห็นว่าการติดตั้งตัวหน่วงแบบ DBIF_IR มีประสิทธิภาพที่ดีกว่า ซึ่งผลการทดสอบของ ductility demand ของเสา ก็ได้ค่าเช่นเดียวกัน และค่า Drift ratio ของ DBIF_R และ DBIF_IR มีค่าน้อยกว่า UF และ IF ซึ่งแสดงให้เห็นว่าตัวหน่วงแบบฮิสเทอริติกที่ติดตั้งไปในโครงสร้างสามารถช่วยลดความเสียหายของอาคาร และทำให้อาคารมีประสิทธิภาพที่ดีขึ้น



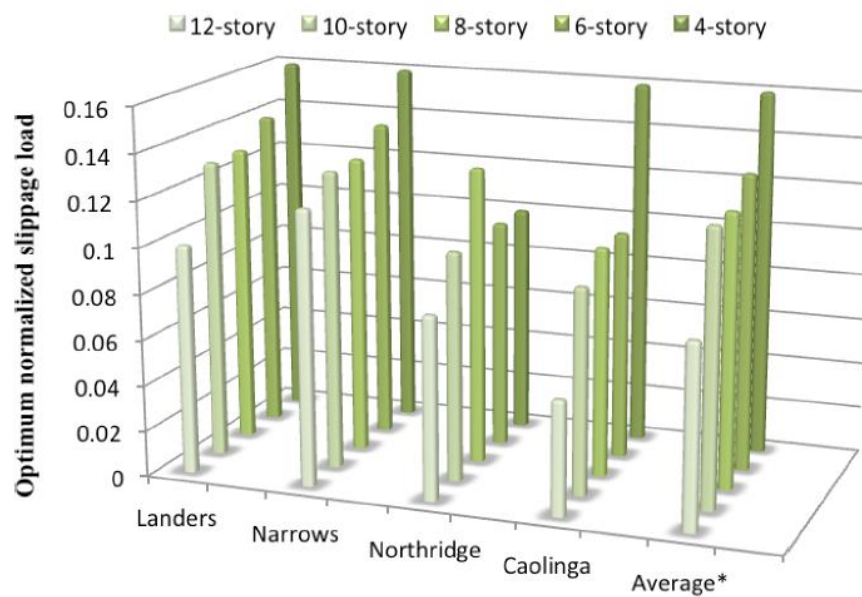
รูปที่ 2.6 (a) แพลนของอาคาร (b) โครงอาคาร DBIF_R (c) โครงอาคาร DBIF_IR

2.1.6 ตัวหน่วงแบบเสียดทาน (Friction damper)

Rahmani Samani, Mirtaheri [10] ได้ทำการศึกษา ผลของการเปลี่ยนแปลงแรงต้านทานการไถลของตัวหน่วงเสียดทานในโครงเฟรมเหล็กต่อค่า R (Response Modification Factor) โดยปกติแล้วผลการตอบสนองของโครงเฟรมที่มีตัวหน่วงเสียดทานจะขึ้นกับแรงต้านทานจำกัดการไถลของตัวหน่วง ถ้าค่าแรงต้านทานจำกัดการไถลของตัวหน่วงมีค่าน้อยจะทำให้เกิดการเคลื่อนตัวด้านข้างที่มาก ดังนั้นการเลือกค่าแรงต้านทานการไถลให้เหมาะสมเป็นสิ่งสำคัญที่จะทำให้เกิดการสลายพลังงานของตัวหน่วงสูงสุด งานวิจัยนี้ได้ทำการจำลองโครงเฟรมอาคารเหล็กขนาด 4 ชั้น 6 ชั้น 8 ชั้น 10 ชั้น และ 12 ชั้น ทั้ง 2 ความยาวช่วง คือ 5 เมตร และ 7 เมตร ตามรูปที่ 2.7 ซึ่งชิ้นส่วนถูกออกแบบรับแรงแผ่นดินไหวตามมาตรฐาน AISC ลงในโปรแกรม OpenSees แล้ววิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ โดยค่าแรงต้านทานการไถลจะถูกกระจายตามสัดส่วนของ story shear เป็นไปตามโหมดการสั่นพื้นฐาน (fundamental mode shape) ซึ่งจะทำให้ได้ประสิทธิภาพมากกว่าการกำหนดค่าแรงต้านทานการไถลเท่ากันตลอดความสูง หลังจากนั้นทำการวิเคราะห์โครงเฟรมเหล็กรับแผ่นดินไหวจำนวน 4 คลื่น ด้วยการเปลี่ยนแปลงค่าของแรงต้านทานการไถลต่อน้ำหนักอาคารแล้วหาค่า R จากการวิเคราะห์แบบจำลองจะได้ว่า ค่าแรงต้านทานการไถลต่อน้ำหนักตึกที่ทำให้ได้ค่า R มากที่สุดสำหรับความยาวช่วงของตึก 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 2.8 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 2.9 โดยจะเห็นว่าเมื่ออาคารมีความสูงมากขึ้นค่าของแรงต้านทานการไถลต่อน้ำหนักอาคารที่ทำให้ได้ค่า R สูงสุดจะมีค่าลดลง ค่าของแรงต้านทานการไถลต่อน้ำหนักตึกที่ทำให้ได้ค่า R สูงสุดจะค่าอยู่ระหว่าง 0.08 ถึง 0.20 หรือสรุปได้ว่า ค่าของแรงต้านทานการไถลที่เหมาะสมจะอยู่ระหว่าง 8% ถึง 20% ของน้ำหนักอาคาร โดยขึ้นอยู่กับความสูงอาคาร

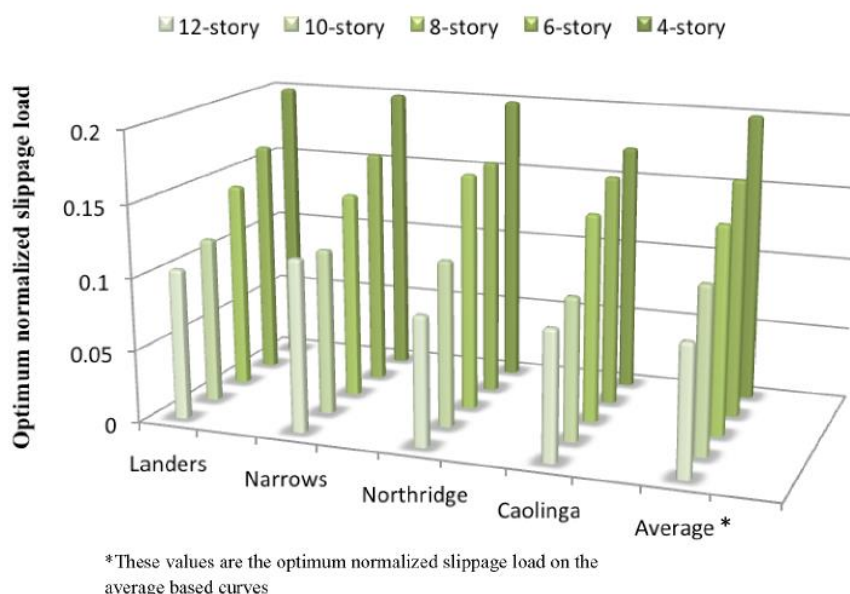


รูปที่ 2.7 แพลนและรูปตัดของอาคาร



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

รูปที่ 2.8 อัตราส่วนแรงต้านทานการไถลต่อน้ำหนักตึกที่เหมาะสมสำหรับอาคารที่มีความกว้างแต่ละช่วงเท่ากับ 5 เมตร



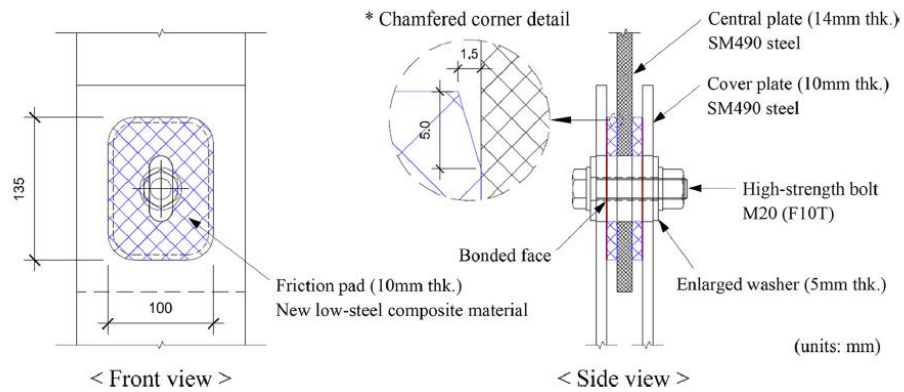
รูปที่ 2.9 อัตราส่วนแรงต้านทานการไถลต่อน้ำหนักตึกที่เหมาะสมสำหรับอาคารที่มีความกว้างแต่ละช่วงเท่ากับ 7 เมตร

Lee, Ryu et al. 2016 [11] ได้ทำการศึกษาตัวหน่วงเสียดทานแบบใหม่ ที่ประกอบด้วยแผ่นเหล็ก 3 แผ่น และคั่นกลางด้วย Friction plate ซึ่งทำจาก Low-steel composite friction material แล้วเชื่อมกันด้วยสลักเกลียวกำลังสูง ที่สามารถบีบอัดได้สูงสุด 150 kN ดังแสดงในรูปที่ 2.10 โดย friction material จะประกอบด้วย วัสดุประสาน (binders) เส้นใยสังเคราะห์ (fiber) และ ตัวเพิ่มความเสียดทาน (friction modifiers) จากการทดลอง สามารถปรับค่าความเสียดทานสถิตย์ได้ ประมาณ 0.24-0.3 ในช่วงเริ่มต้น และ 0.45-0.61 ในช่วงสุดท้าย และสามารถปรับค่าความเสียดทานจลน์ได้ประมาณ 0.19-0.38 ซึ่งพฤติกรรมของตัวหน่วงแบบเสียดทานแบบใหม่นี้จะใช้ลักษณะเดียวกับการเบรกของยานพาหนะ โดยจะแบ่งการทดลองเป็น 2 แบบคือ ทดลองเฉพาะตัวหน่วงแบบเสียดทาน โดยจะทดสอบเป็น Cyclic load และทดลองนำตัวหน่วงแบบเสียดทานไปติดตั้งที่อาคารตัวอย่างขนาด 5 ชั้น โดยใช้ nonlinear time history analysis ในการทดลองโดยจะนำค่าที่ได้มาเปรียบเทียบกับอาคารเดิมที่ไม่มีการติดตั้งตัวหน่วงแบบเสียดทาน

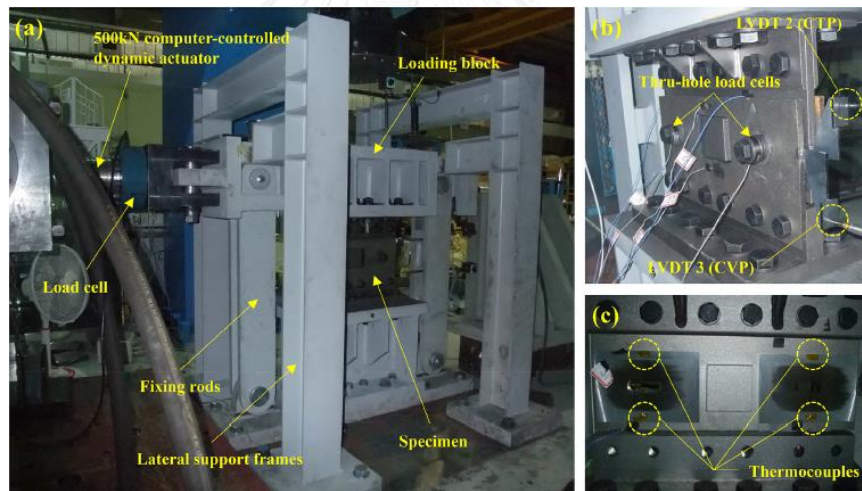
จากการทดสอบเฉพาะตัวหน่วงแบบเสียดทานดังแสดงในรูปที่ 2.11 จะทดสอบโดยการให้ Cyclic load 2 ชุด โดยให้แรงที่เท่ากัน จะพบว่ากราฟฮิสเทอริติก ของการให้แรงทั้งสองรอบนั้นมีค่าใกล้เคียงกันมากดังแสดงในรูปที่ 2.12 ซึ่งสามารถสรุปได้ว่าตัวหน่วงแบบเสียดทานนี้มีความเสถียรในการให้ค่าแรงเสียดทาน และค่าแรงเสียดทานสูงสุดของการทดสอบทั้งสองรอบนั้นมีค่าใกล้เคียงกัน

จากการทดลองนำตัวหน่วงแบบเสียดทานติดตั้งที่โครงอาคารเหล็ก 5 ชั้น จะติดตั้งบริเวณกึ่งกลางของอาคาร ทุกชั้น ดังแสดงในรูปที่ 2.13 จะทำการทดลองกับคลื่นแผ่นดินไหว 3 คลื่นด้วยวิธี

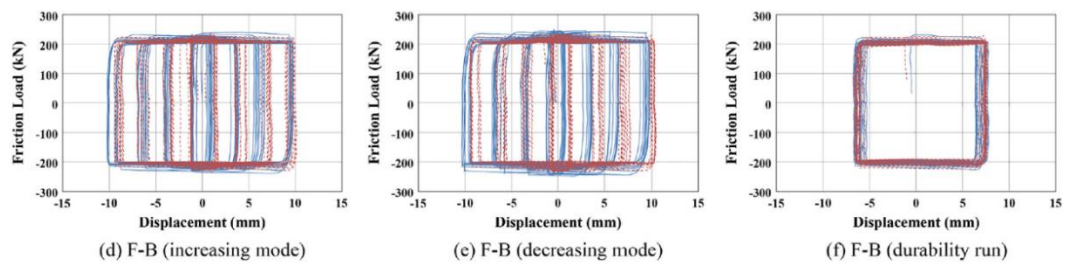
พลศาสตร์ไม่เชิงเส้นแบบประวัติเวลา (Nonlinear Time History Analysis) จะพบว่าค่าการเคลื่อนที่ที่ชั้นบนสุดของอาคารที่เสริมตัวหน่วงแบบเสียดทานนั้นมีค่าน้อยกว่าอาคารที่ไม่ได้ติดตั้งตัวหน่วงแบบเสียดทานประมาณ 36.9% และค่า Story drift ของทุกชั้น ก็มีค่าลดลงเช่นเดียวกัน ดังแสดงในรูปที่ 2.14



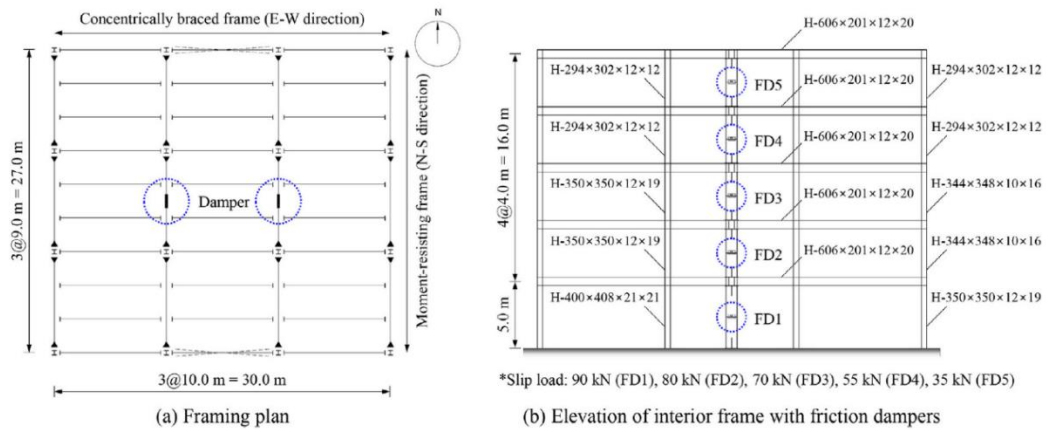
รูปที่ 2.10 รูปแบบตัวอย่างตัวหน่วงเสียดทานแบบใหม่



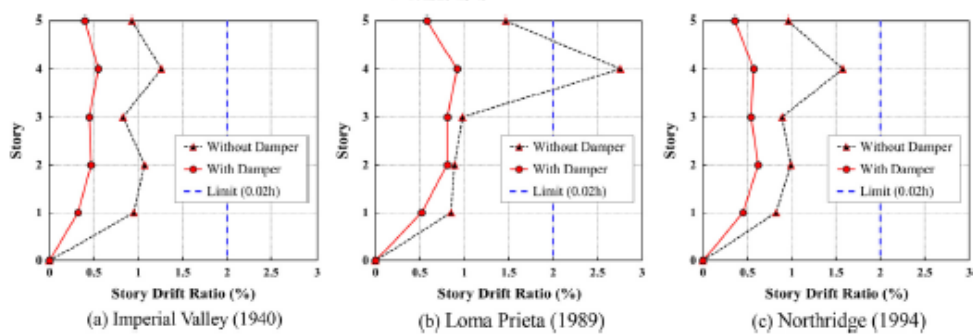
รูปที่ 2.11 การทดสอบเฉพาะตัวหน่วงแบบเสียดทาน



รูปที่ 2.12 กราฟฮิสเทอริติกระหว่าง Friction load กับ Displacement เปรียบเทียบการให้ Cyclic load 2 ชุด



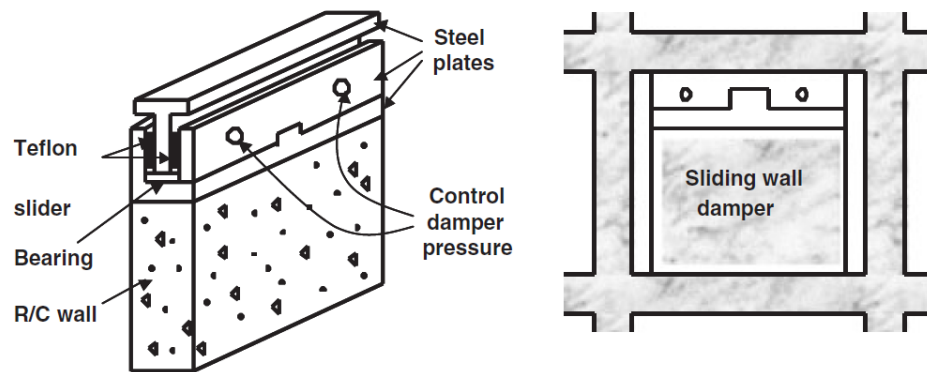
รูปที่ 2.13 แพลนของอาคารตัวอย่าง



รูปที่ 2.14 Maximum story drift ratios

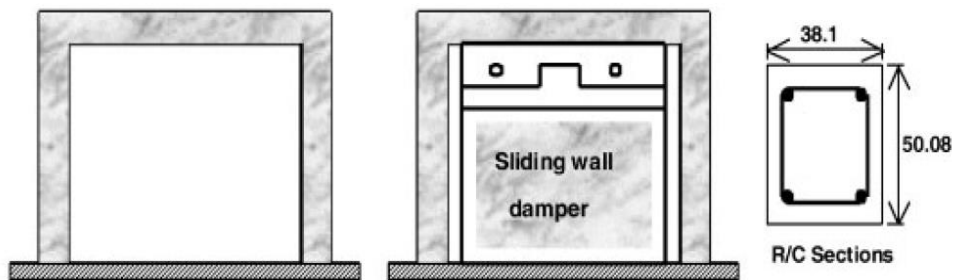
2.1.7 ผนังที่มีตัวหน่วงแบบเสียดทาน

Cho and Kwon 2004 [12] ได้ทำการเสนอ ผนังที่มีตัวหน่วงแรงเสียดทานที่ช่วยเพิ่มสมรรถนะของโครงเฟรมคอนกรีตเสริมเหล็กภายใต้แรงแผ่นดินไหว โดยอุปกรณ์ตัวหน่วงถูกออกแบบเป็น 3 ส่วน คือ ผนังคอนกรีตเสริมเหล็ก เหล็กรูปพรรณตัวยู (U-shape) และเหล็กรูปพรรณตัวยู (T-shape) ที่อยู่บนผนังคอนกรีตเสริมเหล็ก และแผ่นเทพลอน แสดงตามรูปที่ 2.15 เหล็กรูปพรรณตัวยู จะถูกติดตั้งภายในเหล็กรูปพรรณตัวยู โดยมีแผ่นเทพลอนติดไว้ที่เอวของเหล็กรูปพรรณตัวยูทั้งสองข้างและถูกบีบด้วยระบบอัดแรงด้วยน้ำมัน (Oil jacking loading system) ซึ่งสามารถควบคุมแรงบีบได้ ดังนั้นจะสามารถปรับแรงเสียดทานได้ด้วยแรงบีบ

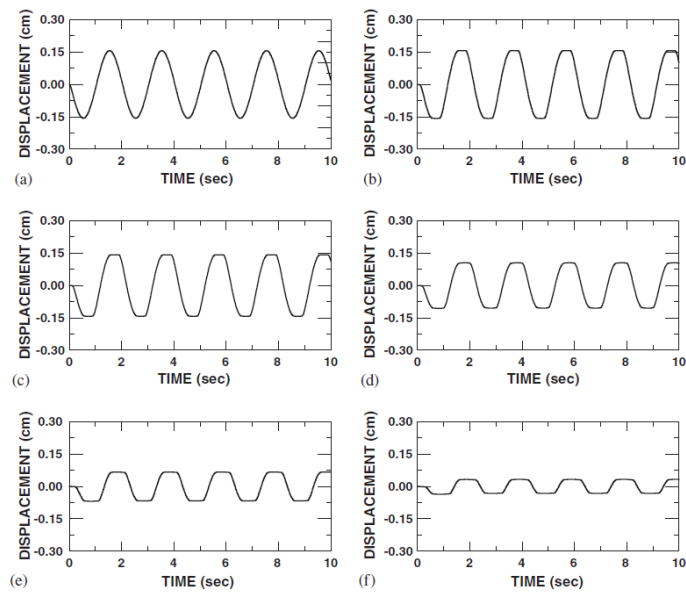


รูปที่ 2.15 ผนังที่มีตัวหน่วงเสียดทานที่ถูกเสนอและการติดตั้งในโครงเฟรมคอนกรีตเสริมเหล็ก

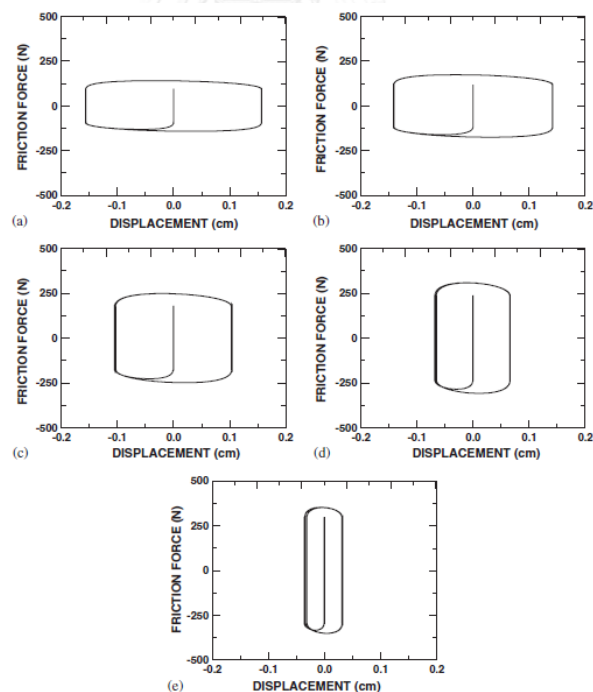
ผู้วิจัยได้ทำการสร้างแบบจำลองโครงเฟรมคอนกรีตเสริมเหล็ก 1 ชั้น โดยจำลองผนังคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีเหล็กเสริมชั้นต่ำเป็นสปริงรับแรงเฉือนร่วมกับชั้นส่วนรับแรงเสียดทาน และโครงเฟรมคอนกรีตเสริมเหล็กทั่วไป รูปที่ 2.16 ทดสอบรับการเคลื่อนที่ที่ผิวดินแบบฮาร์มอนิก โดยทำการเปลี่ยนแปลงค่าของแรงบีบเพื่อหาผลการตอบสนองที่เปลี่ยนไป จากการทดสอบผลการตอบสนองของโครงสร้างที่มีผนังตัวหน่วงเสียดทานลดลงอย่างมากเมื่อเทียบกับโครงเฟรมทั่วไป และจะยังมีค่าลดลงเมื่อเพิ่มค่าแรงบีบมากขึ้น ตามรูปที่ 2.17 และรูปที่ 2.18 แสดงความสัมพันธ์ของแรงและการเคลื่อนตัวของตัวหน่วงซึ่งพื้นที่ใต้กราฟคือการสลายพลังงานของตัวหน่วง



รูปที่ 2.16 ตัวอย่างโครงเฟรม 1 ชั้น รูปซ้าย ไม่มีผนังตัวหน่วง รูปขวา ผนังตัวหน่วง



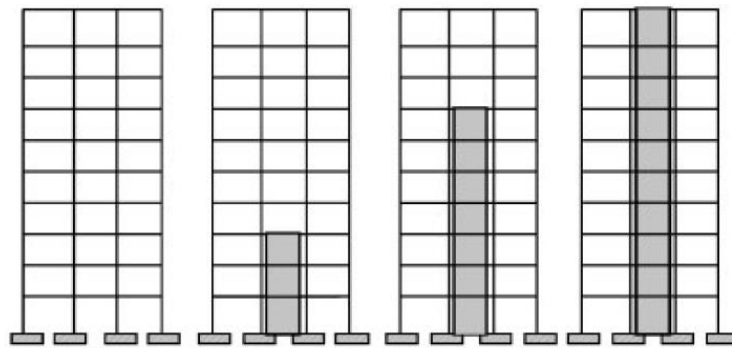
รูปที่ 2.17 ผลการตอบสนองแบบประวัตินเวลาที่เปลี่ยนแปลงแรงอัดในตัวห่วง (a) ไม่มีตัวห่วง (b) $F_n = 0.30$ MPa (c) $F_n = 0.37$ MPa (d) $F_n = 0.56$ MPa (e) $F_n = 0.70$ MPa (f) $F_n = 0.93$ MPa



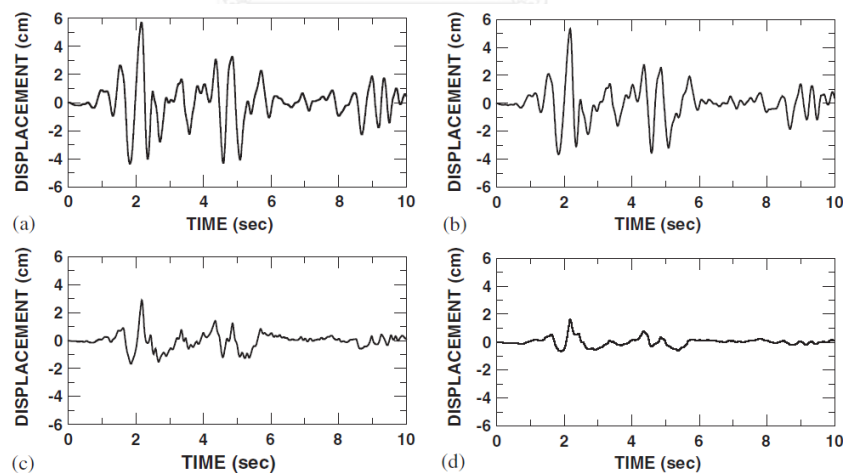
รูปที่ 2.18 ความสัมพันธ์ของแรงและการเคลื่อนที่ในตัวห่วงโดยการเปลี่ยนแปลงแรงอัด (a) $F_n = 0.30$ MPa (b) $F_n = 0.37$ MPa (c) $F_n = 0.56$ MPa (d) $F_n = 0.70$ MPa (e) $F_n = 0.93$ MPa

หลังจากนั้นผู้วิจัยได้ทำการสร้างแบบจำลองอาคารโครงเฟรมคอนกรีตเสริมเหล็ก 10 ชั้น รับแรงแผ่นดินไหวโดยทำการแบ่งแบบจำลองเป็น 3 รูปแบบ คือ

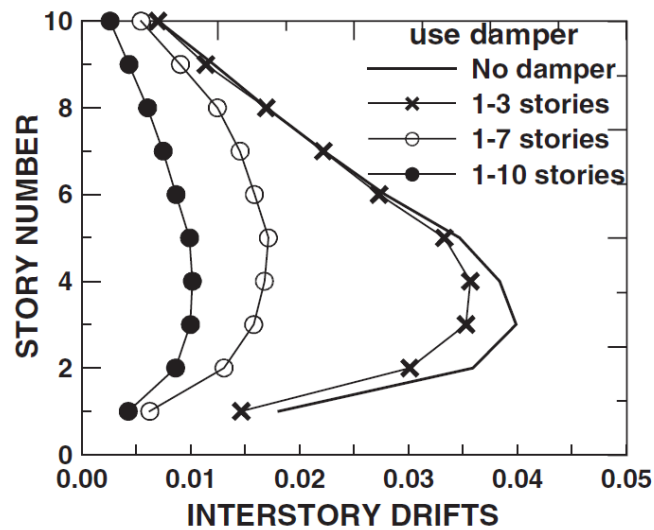
แบบจำลอง A เป็นแบบจำลองอาคารโครงเฟรมคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีการติดตั้งตัวหน่วง 4 กรณี คือ 1) ไม่มีการติดตั้งตัวหน่วง 2) มีการติดตั้งตัวหน่วงที่ชั้น 1-3 3) มีการติดตั้งตัวหน่วงที่ชั้น 1-7 4) มีการติดตั้งตัวหน่วงที่ชั้น 1-10 โดยทุกกรณีมีแรงบีบเท่ากันคือ $F_n = 0.93$ MPa ตามรูปที่ 2.19 เมื่อทำการวิเคราะห์โดยใช้คลื่นแผ่นดินไหว 1940 El Centro ที่ถูกสเกลความเร่งเท่ากับ 0.84g จะได้ผลการตอบสนองประวัติเวลาที่ชั้นดาดฟ้าตามรูปที่ 2.20 การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นสูงสุด (Inter story drift) ตามรูปที่ 2.21 และการกระจายตัวของข้อหมุนพลาสติกตามรูปที่ 2.22



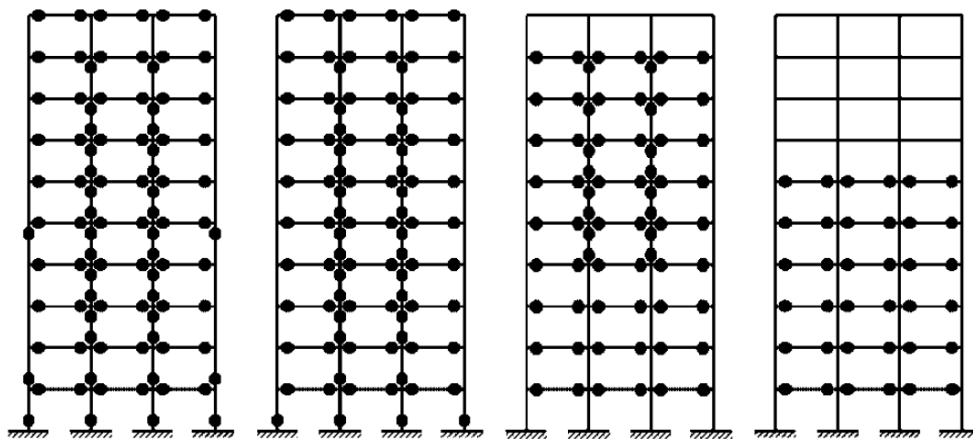
รูปที่ 2.19 ตำแหน่งการติดตั้งตัวหน่วงของแบบจำลอง A



รูปที่ 2.20 ผลการตอบสนองประวัติเวลาที่ชั้นดาดฟ้าของแบบจำลอง A (a) ไม่มีการติดตั้งตัวหน่วง (b) มีการติดตั้งตัวหน่วงที่ชั้น 1-3 (c) มีการติดตั้งตัวหน่วงที่ชั้น 1-7 (d) มีการติดตั้งตัวหน่วงที่ชั้น 1-10

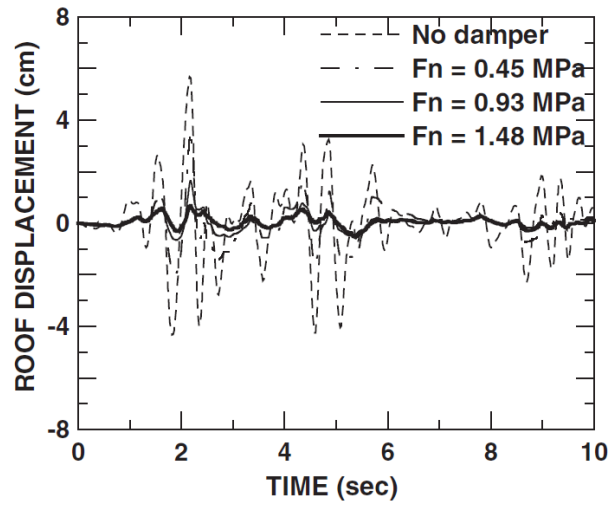


รูปที่ 2.21 การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นสูงสุด (Inter story drift) ของแบบจำลอง A

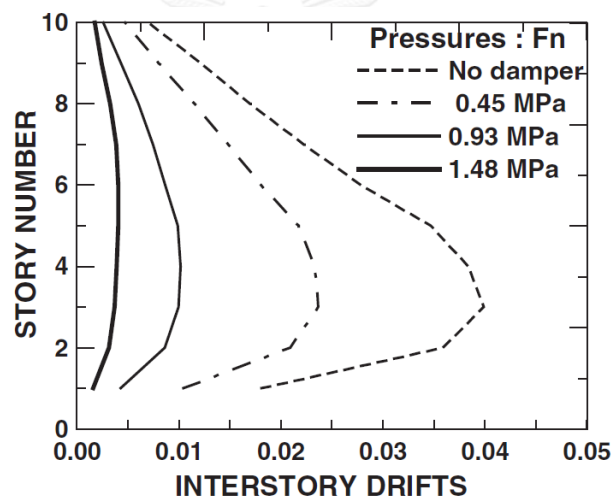


รูปที่ 2.22 การกระจายตัวของข้อหมุนพลาสติกของแบบจำลอง A (a) ไม่มีการติดตั้งตัวหน่วง (b) มีการติดตั้งตัวหน่วงที่ชั้น 1-3 (c) มีการติดตั้งตัวหน่วงที่ชั้น 1-7 (d) มีการติดตั้งตัวหน่วงที่ชั้น 1-10

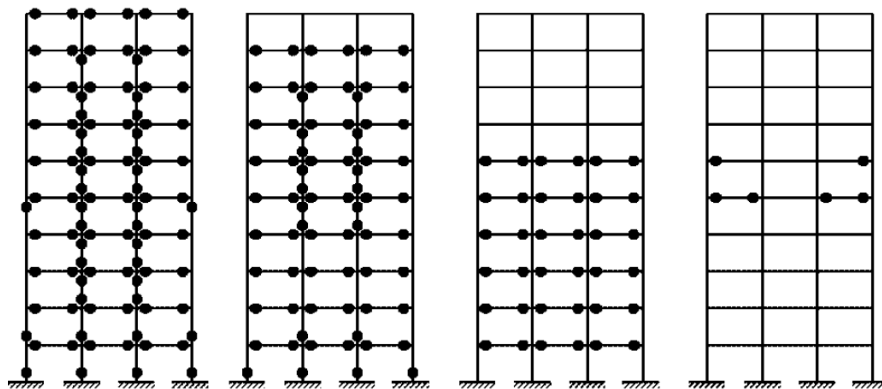
แบบจำลอง B เป็นการปรับปรุงแบบจำลองอาคารโครงเฟรมคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีตัวหน่วงติดตั้งที่ชั้น 1-10 โดยการปรับเปลี่ยนค่าแรงบีบ $F_n = 0.45, 0.93$ และ 1.48 MPa ตามลำดับ จากการวิเคราะห์จะได้รับการเคลื่อนที่ที่ชั้นดาดฟ้า การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นสูงสุดและการกระจายตัวของข้อหมุนพลาสติกตามรูปที่ 2.23-2.25 ตามลำดับ



รูปที่ 2.23 การตอบสนองแบบประวัติเวลาโดยการเปลี่ยนแปลงแรงบีบของแบบจำลอง B



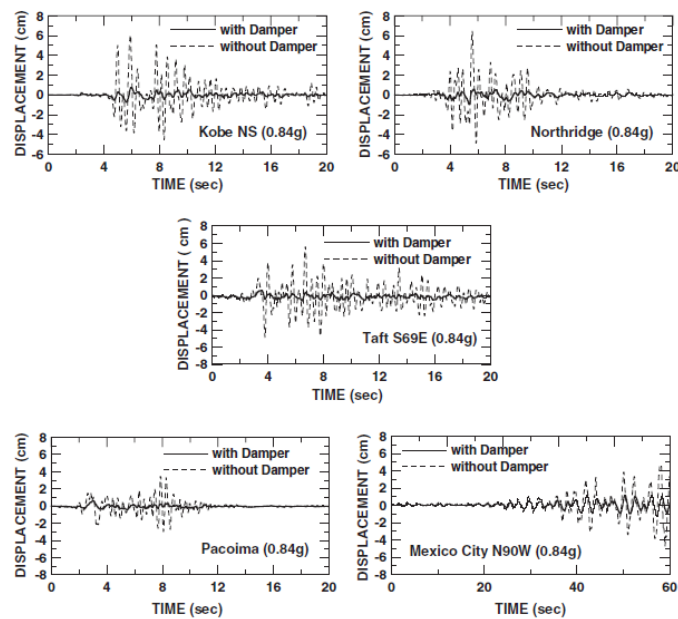
รูปที่ 2.24 การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นสูงสุด (Inter story drift) ของแบบจำลอง B



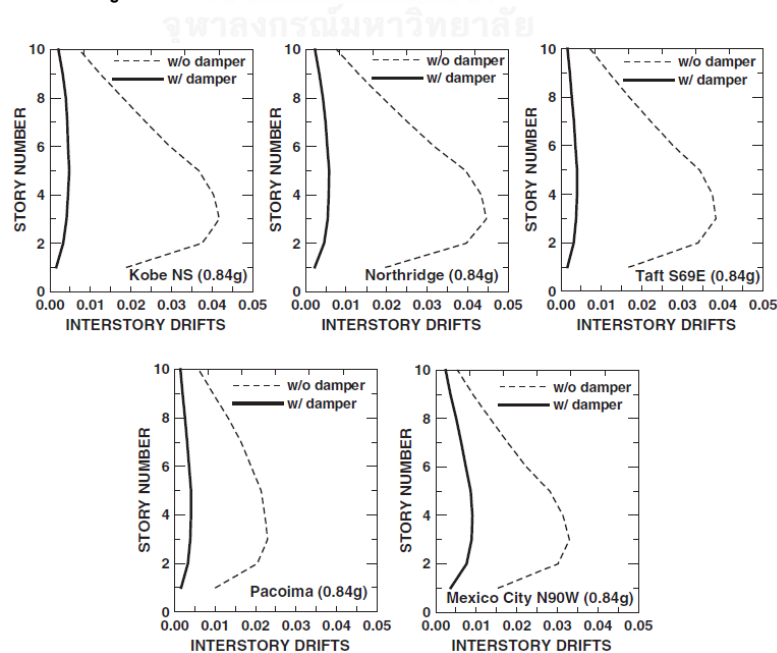
รูปที่ 2.25 การกระจายตัวของข้อหมุนพลาสติกของแบบจำลอง B (a) ไม่มีการติดตั้งตัวหน่วง (b)

$F_n = 0.45$ 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 2.26 และรูปที่ 2.27 ตามลำดับ



รูปที่ 2.26 ผลการสนองแบบประวัติเวลาที่ชั้นดาดฟ้า



รูปที่ 2.27 การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นสูงสุด (Inter story drift) ของแบบจำลอง C

งานวิจัยนี้สรุปได้ว่าตัวหน่วงเสียดทานที่นำเสนอ สามารถลดผลการตอบสนองของโครงเฟรมคอนกรีตเสริมเหล็กและความเสียหายภายใต้แรงแผ่นดินไหวได้อย่างมีประสิทธิภาพ โดยการเพิ่มค่าของแรงบีบที่กระทำต่อแผ่นเทพลอนจะทำให้ผลการตอบสนองของโครงสร้างลดลง

Mohammadi and Akrami 2010 [13] ได้ทำการทดสอบโครงเฟรมและผนังที่ติดตั้งชิ้นส่วนด้านการไถลด้วยแรงเสียดทาน (Frictional Sliding Fuses: FSFs) บริเวณกึ่งกลางของผนังที่หล่อด้วยคอนกรีตเสริมเส้นใย โดยการเสริมชิ้นส่วนด้านการไถลด้วยแรงเสียดทานเข้าไปในผนังจะช่วยเพิ่มความเหนียวให้กับผนัง และยังเปลี่ยนพฤติกรรมความเสียหายของผนังจากการเสียหายแบบเปราะให้เป็นการไถลของผนังแทน โดยการทดสอบจะใช้เป็นโครงเฟรมช่วงเดียว มีความสูง 100 เซนติเมตร กว้าง 150 เซนติเมตร ความหนาผนัง 7.4 เซนติเมตร ตามรูปที่ 2.29 และชิ้นส่วนด้านการไถลด้วยแรงเสียดทานประกอบด้วยแผ่นเหล็ก 3 แผ่นคือแผ่นเหล็ก A แผ่นเหล็ก B และ แผ่นเหล็ก C ตามรูปที่ 2.30 โดยที่แผ่นเหล็ก A ถูกเชื่อมติดกับแผ่นเหล็ก B โดยที่แผ่นเหล็ก B มีช่องเพื่อให้สลักเกลียวที่ถูกอัดแรงเข้ากับแผ่นเหล็ก C สามารถขยับได้ และแรงต้านทานการไถลจะใช้หลักการของแรงเสียดทานซึ่งสามารถปรับค่าได้โดยการอัดแรงในสลักเกลียว งานวิจัยนี้ได้ทำการทดสอบชิ้นงานทั้งหมด 3 ตัวอย่างคือ EIF-0.35, EIF-0.50 และ EIF-Cabled โดยเลขข้างหลังหมายถึง สัดส่วนของแรงต้านทานการไถลต่อกำลังประลัยของผนังที่ไม่มีชิ้นส่วนด้านการไถลด้วยแรงเสียดทาน จะได้ว่า EIF-0.35 คือชิ้นงานที่ถูกปรับให้มีแรงต้านทานการไถลเป็น 35% ของกำลังประลัยของผนังที่ไม่มีชิ้นส่วนด้านการไถลซึ่งมีค่าเท่ากับ 51 kN และ EIF 0.50 ชิ้นงานที่ถูกปรับให้มีแรงต้านทานการไถลเป็น 50% ของกำลังประลัยของผนังที่ไม่มีชิ้นส่วนด้านการไถลซึ่งมีค่าเท่ากับ 73 kN ส่วน EIF-Cabled เป็นชิ้นส่วนที่เปลี่ยนสลักเกลียวอัดแรงเป็นสลิงอัดแรงแทน โดยจะเป็นการทดสอบแบบใช้การควบคุมระยะการเคลื่อนที่ (Displacement control) โดยจะให้แรงกับชิ้นส่วนตัวอย่างเป็นแบบวัฏจักร (Cyclic Loading) อัตราการใส่แรงจะให้ชิ้นส่วนตัวอย่างเคลื่อนที่ 0.5 มิลลิเมตรต่อวินาที ก่อนโครงเฟรมถึงจุดคราก และ 1.50 มิลลิเมตรต่อวินาที หลังจากโครงเฟรมถึงจุดครากไปแล้ว จะได้ผลการทดสอบดังนี้

1. ตัวอย่าง EIF-0.35 และ EIF-0.5 ในขณะทดสอบจะเกิดรอยแตกในแนวทแยงโดยเริ่มจากบริเวณใกล้กับชิ้นส่วนด้านการไถลหลังจากนั้นรอยแตกจะขยายตัวออกจากชิ้นส่วนด้านการไถลไปทั้งด้านบนและด้านล่างโดยทำมุม 45 องศากับแนวนอน

2. ตัวอย่าง EIF-0.35 เริ่มเกิดการไถลจากการใส่แรงในรอบที่ 17 ภายใต้แรงด้านข้าง 80.28 kN และ drift 0.389% และสำหรับตัวอย่าง EIF-0.50 เริ่มเกิดการไถลจากการใส่แรงในรอบที่ 30 ภายใต้แรงด้านข้าง 136.9 kN และ drift 0.53% แล้วเมื่อเพิ่มแรงมากขึ้นจะพบว่าทั้งสองตัวอย่างเกิดการวิบัติที่มุม และตามมาด้วยการวิบัติด้วยแรงเฉือนใกล้กับคาน ตามมาด้วยการเกิดจุดหมุนพลาสติกที่บริเวณปลายทั้ง 2 ของคานด้านบน

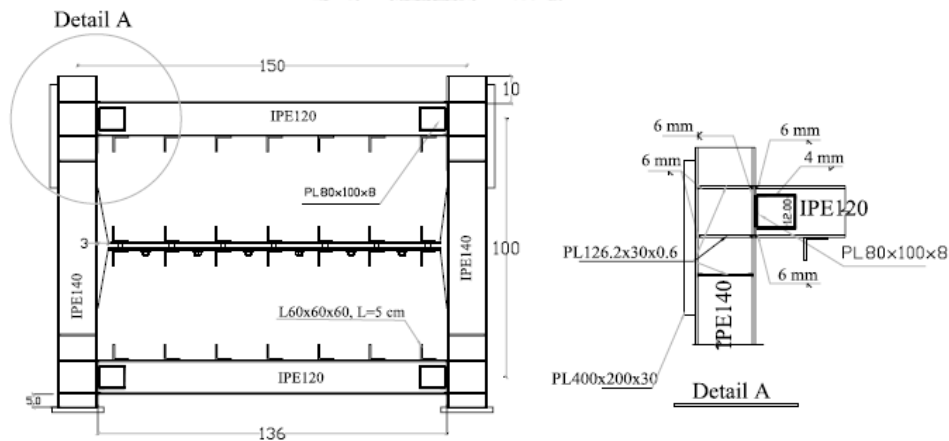
3. ส่วน EIF-Cabled เกิดการไถลตั้งแต่เริ่มให้แรง เนื่องจากแรงอัดในสลิงไม่สามารถส่งถ่ายไปยังชิ้นส่วนด้านการไถลได้ และเมื่อเกิดรอยแตกจะทำให้เกิดการคลายตัวของทำให้แรงที่อัดอยู่ลดลง แต่ลักษณะการวิบัติของ EIF-Cabled ยังคงเหมือนกับผนังตัวอย่างที่ผ่านมา

4. วงรอบฮิสเทอรีซิส (Hysteresis Curve) EIF-0.35 และ EIF-0.50 มีอัตราส่วนความหน่วงหลังเฉลี่ยก่อนเกิดการไถล 7% และ 5% ตามลำดับ แต่หลังจากเกิดการไถลแล้วมีอัตราส่วนความหน่วงเฉลี่ย 15% และ 20% ตามลำดับ ดังแสดงในรูปที่ 2.31

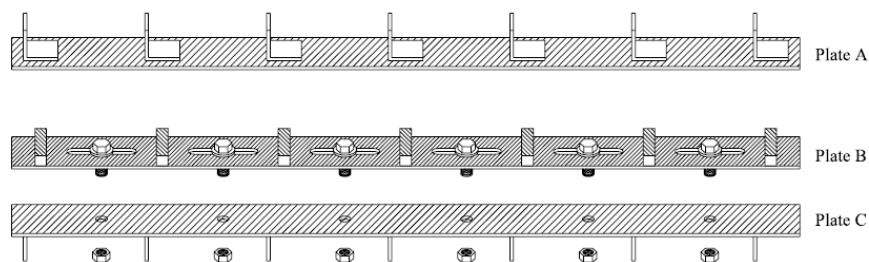
จากงานวิจัยสรุปได้ว่า เมื่อทำการเพิ่มแรงอัดของสลิงเกลียวมากขึ้นจะทำให้ผนังมีสมรรถนะที่ดีขึ้น เช่น เพิ่มกำลังประลัยของผนัง เพิ่มการเคลื่อนตัวด้านข้างที่สามารถรับได้ เพิ่มความเหนียวของโครงสร้าง เพิ่มความสามารถในการสลายพลังงาน เป็นต้น

ตารางที่ 2.1 ตารางแสดงผลการทดสอบซึ่งจะแสดงค่าการสลายพลังงานของทั้ง 3 ตัวอย่าง

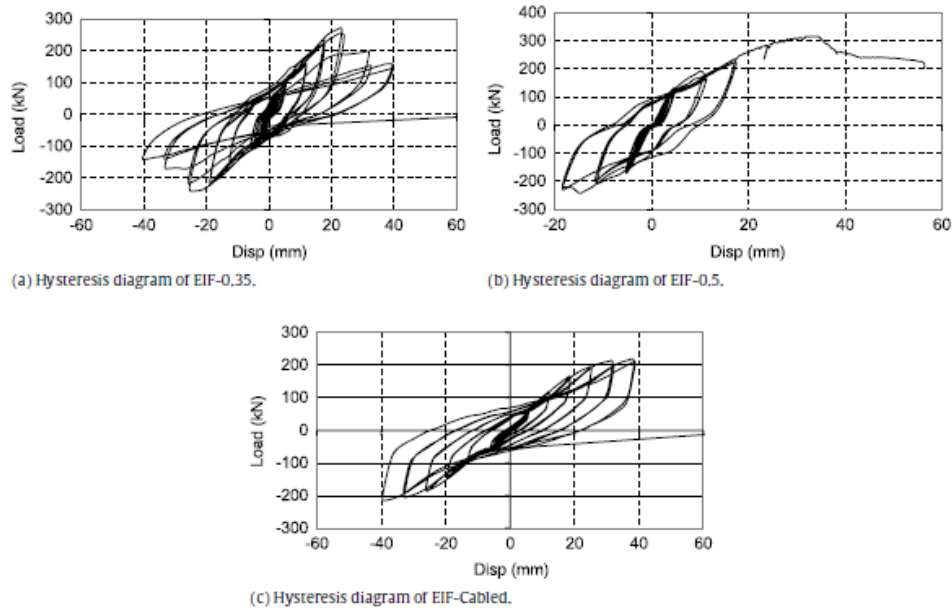
Specimen	SFS sliding strength (kN)	Initial Stiffness (kN/mm)	SFS sliding		Interface cracking		Infill cracking		Ultimate	
			Strength (kN)	Drift (%)	Strength (kN)	Drift (%)	Strength (kN)	Drift (%)	Strength (kN)	Drift (%)
EIF-0.35	51	24.3	80.28	0.389	30	0.15	50	0.214	267.6	2.5
EIF-0.5	73	31.86	136.9	0.53	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	



รูปที่ 2.28 รายละเอียดของเฟรมตัวอย่าง



รูปที่ 2.29 รายละเอียดของชิ้นส่วน FSFs



รูปที่ 2.30 กราฟฮิสเทอริติกระหว่าง friction load กับ Displacement ของทั้ง 3 ตัวอย่าง

2.2 ทฤษฎีที่เกี่ยวข้อง

2.2.1 การวิเคราะห์ที่โครงสร้างหนึ่งองศาอิสระ (SDOF) ที่มีตัวหน่วงแบบเสียดทานโดย Seong และคณะ

Seong, Min (2012) [14] ได้ทำการเสนอผลเฉลยรูปแบบปิด (Closed form solution) สำหรับสมการสมดุลพลศาสตร์ (Dynamic equation) ที่มีพจน์ของแรงเสียดทานหรือแรงไกล จากสมการที่ 2.1 ซึ่งไม่คิดผลของสติฟเนสตัวค้ำยัน (bracing stiffness k_b) เพื่อใช้หาผลตอบสนองของโครงสร้างหนึ่งองศาอิสระที่มีตัวหน่วงเสียดทานตามรูปที่ 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

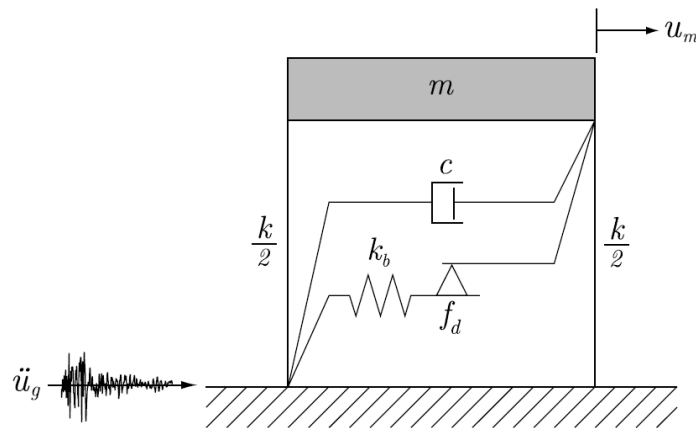
\dot{u} คือ ความเร็วสัมพัทธ์ (relative velocity) ของโครงสร้าง

\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 ซึ่งเครื่องหมายทิศทางเคลื่อนที่ขึ้นอยู่กับเงื่อนไขเริ่มต้น (initial condition)

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

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

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

$$\frac{\dot{u}_i}{\mu} = \frac{\dot{u}_i}{\mu}, \quad \gamma_f = \frac{f_d}{\mu k}$$

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

$$\dot{\bar{u}}(t) = e^{-\xi\omega_n t} \left\{ \dot{\bar{u}}_i \cos \omega_D t - [\alpha \dot{\bar{u}}_i + (\xi\alpha\omega_n + \omega_D)(\bar{u}_i + \gamma_f)] \sin \omega_D t \right\} \quad (2.1)$$

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

เวลาที่ทำให้เกิดการเคลื่อนที่สูงสุดในรอบถัดไป (t_p) สามารถหาได้จากให้สมการที่ 2.3 มีค่าเท่ากับ ศูนย์ 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

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

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

เมื่อโครงสร้างเคลื่อนที่มาที่จุดสูงสุดถัดไป \bar{u}_0 แล้ว หลังจากนั้นโครงสร้างจะเคลื่อนที่กลับ (ความเร็ว $\dot{u} < 0$ และยังคงมีการไหลอยู่) โดยมีลักษณะการเคลื่อนที่เหมือนกับการสั่นแบบอิสระที่มีเงื่อนไขการเคลื่อนที่เริ่มต้น $\bar{u}_i = \bar{u}_0$ และเงื่อนไขความเร็วเริ่มต้น $\dot{u}_i = 0$ 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

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

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

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

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

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

ค่า u_{n-1} คือ ค่าการเคลื่อนที่สูงสุดที่จุดยอดหรือจุดต่ำสุดของรอบการสั่นก่อนหน้า โดยถ้า n เป็นเลขคี่ จะได้ค่าการเคลื่อนที่ที่จุดสูงสุด 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

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

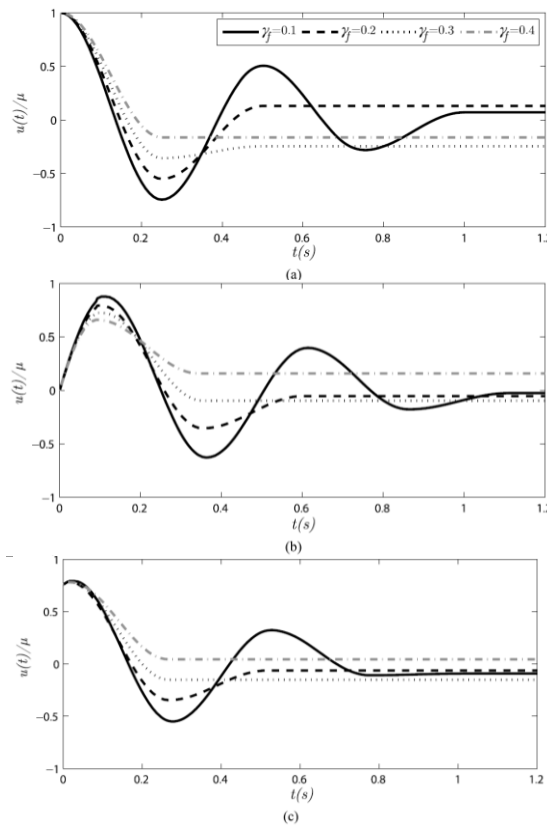
จากสมการที่ 2.10 เราจะสามารถจำนวนครึ่งรอบที่โครงสร้างจะหยุดการเคลื่อนที่ (N_f) ได้จากสมการที่ 2.11a และ 2.11b

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

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

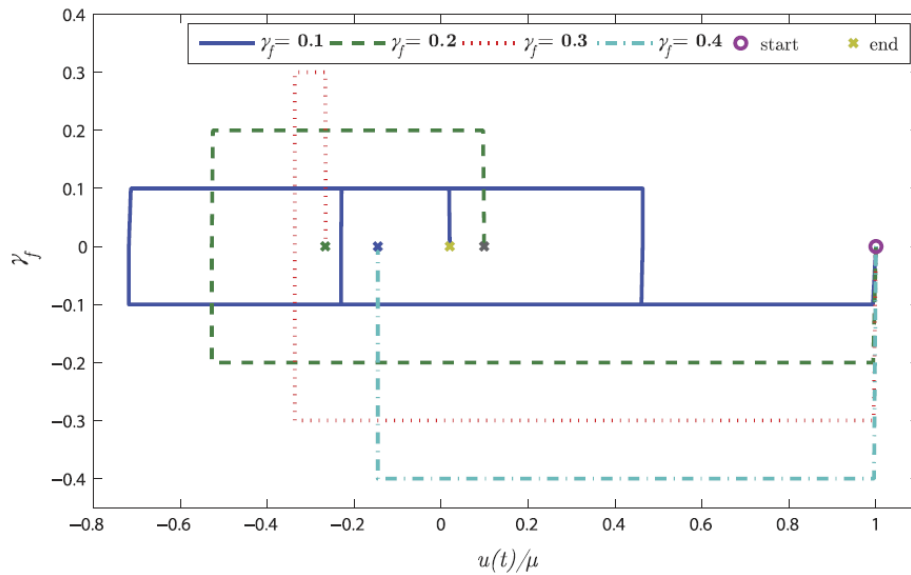
จากสมการที่ 2.11b แสดงให้เห็นว่า ตัวแปรที่สำคัญที่ส่งผลต่อจำนวนรอบที่โครงสร้างจะหยุดเคลื่อนไหว คือ γ_f ซึ่งเป็นตัวแปรที่เกี่ยวข้องกับแรงเสียดทาน และ α ซึ่งเป็นค่าตัวแปรที่เกี่ยวข้องกับอัตราส่วนความหน่วง

หลังจากได้ผลเฉลยรูปแบบปิดของการตอบสนองของการสั่นแบบอิสระแล้วผู้ทำวิจัยได้ทำการคำนวณการตอบสนองของโครงสร้างที่มี $\xi = 0.03$ $\omega_n = 2$ rad/s โดยทำการเปลี่ยนแปลงเงื่อนไขเริ่มต้น และค่าของ γ_f ทั้งหมด 4 ค่า คือ 0.1 0.2 0.3 0.4 ตามรูปที่ 2.32 ซึ่งจะเห็นว่า การเคลื่อนที่ของโครงสร้างจะลดลงเมื่อค่าของ γ_f มากขึ้น และที่ตำแหน่งสุดท้ายของโครงสร้างหลังจากที่ไม่เกิดการเคลื่อนที่แล้วจะขยับจากศูนย์มาเพียงเล็กน้อย เนื่องจากผลของแรงสปริงภายในโครงสร้างน้อยกว่าแรงเสียดทานทำให้โครงสร้างไม่สามารถเคลื่อนที่ต่อได้



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

พลังงานที่ใส่ให้กับโครงสร้างด้วยแรงภายนอกจะถูกสลายพลังงานออก จากการไหลกลับไปมาของตัวหน่วงเสียดทานซึ่งสามารถวิเคราะห์ได้จากวงรอบฮิสเทอริติก (hysteretic loop) ระหว่างค่าแรงเสียดทานกับการเคลื่อนที่จนกระทั่งหยุดการเคลื่อนที่โดยพื้นที่ของแต่ละรอบในวงรอบฮิสเทอริติก จะแสดงถึงการสลายพลังงานของระบบ เมื่อทดสอบกับโครงสร้างเดิมที่ทำให้การเคลื่อนที่เริ่มต้นเท่ากันแต่เปลี่ยนแปลงค่า γ_f จะได้ผลตามรูปที่ 2.33 จะเห็นว่า จุดสุดท้ายของวงรอบจะไม่เท่ากัน และวงรอบที่มีค่า γ_f น้อยจะมีจำนวนรอบในการไหลที่มากกว่า



รูปที่ 2.33 วงรอบฮิสเทอริติกของโครงสร้างที่เปลี่ยนแปลงค่า γ_f สำหรับการสั่นแบบอิสระ

2.2.1.2 ผลการตอบสนองของการสั่นแบบฮาร์มอนิก (Harmonic vibration)

งานวิจัยนี้จะสมมติว่าแรงเสียดทานของตัวหน่วงจะมีค่าน้อยเมื่อเทียบกับแอมพลิจูด (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 ($0 \leq t \leq \pi/\omega$) ภายใต้แรงฮาร์มอนิกที่มีเงื่อนไขเริ่มต้นเป็นศูนย์ 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 ดังนั้นจะหาการตอบสนองของโครงสร้างในช่วงเวลาถัดไป ($\pi / \omega \leq t \leq 2\pi / \omega$) 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 เนื่องจากการเคลื่อนที่สูงสุดความเร็วของโครงสร้างจะเป็นศูนย์

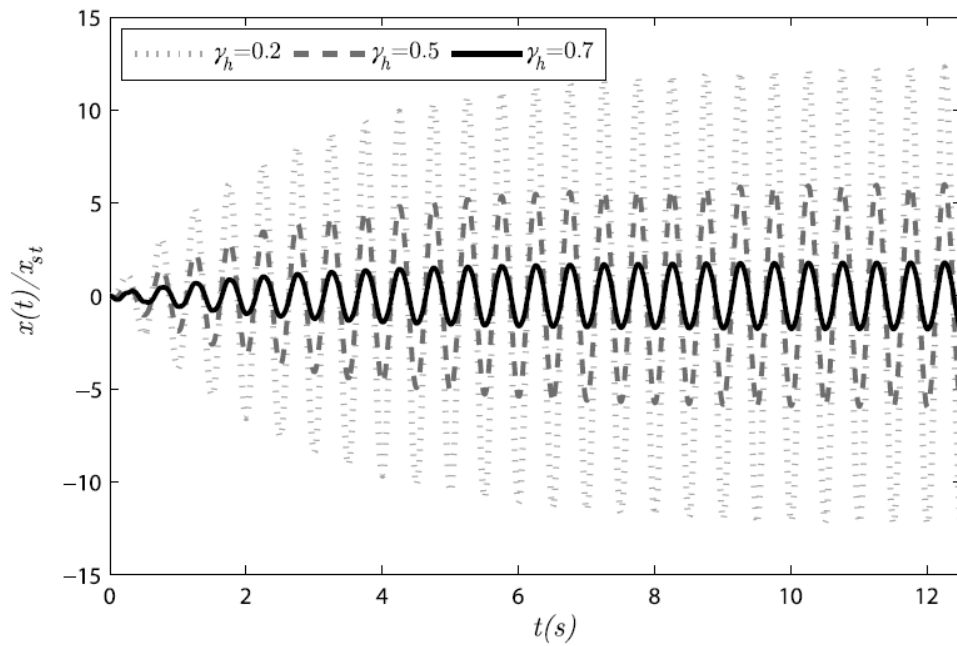
$$\bar{x}(t) = \left[\bar{x}_{n-1} + \frac{(-1)^{n-1}}{2\xi} + (-1)^{n-1} \gamma_h \right] e^{-\xi\omega(t-T_n)} \times [\cos \omega_D(t-T_n) + \alpha \sin \omega_D(t-T_n)] + \frac{(-1)^n}{2\xi} \cos \omega(t-T_n) + (-1)^n \gamma_h \quad (2.14)$$

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

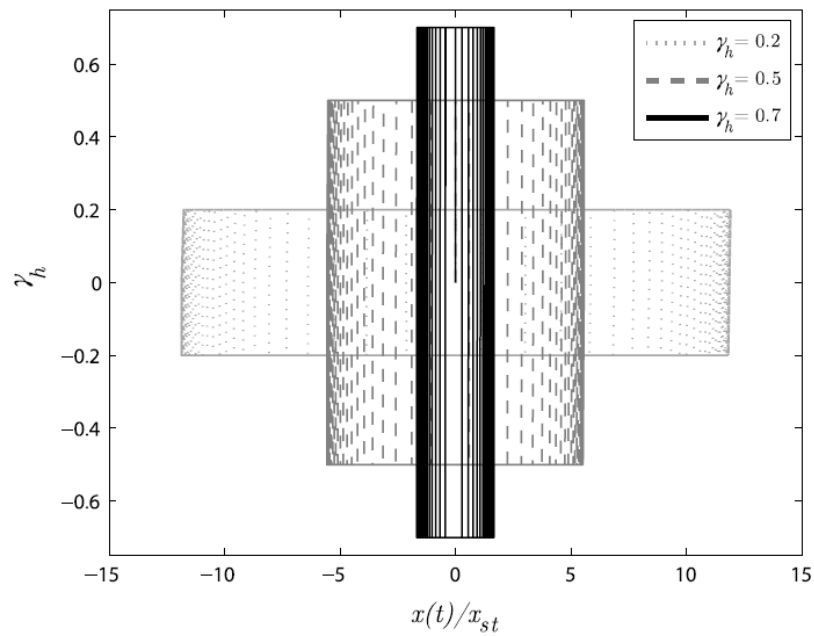
จากสมการที่ 2.14 จะเห็นว่า การเคลื่อนที่ที่ถูก normalized จะขึ้นอยู่กับค่าของอัตราส่วนความหน่วง (ξ) และค่า γ_h เพื่อที่จะได้ผลเฉลยรูปแบบปิดสำหรับแต่ละรอบนั้นจำเป็นต้องคำนวณค่า \bar{x}_{n-1} ซึ่งเป็นค่าการเคลื่อนที่สูงสุดหรือต่ำสุดของรอบก่อนหน้า โดยค่าการเคลื่อนที่สูงสุดหรือต่ำสุดของแต่ละรอบหาได้จากสมการ 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 โดยไม่ต้องทำการวิเคราะห์ทุกรอบการเคลื่อนที่ 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 มีผลต่ออัตราส่วนความหน่วงโดยตรง



รูปที่ 2.34 การเคลื่อนที่ที่ถูก normalized เมื่อเปลี่ยนแปลงค่า γ_h ในกรณีการสั่นพ้อง



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

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

การสลายพลังงานของตัวหน่วงเสียดทานและตัวหน่วงของโครงสร้าง สามารถหาได้จากสมการที่ 2.17

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

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

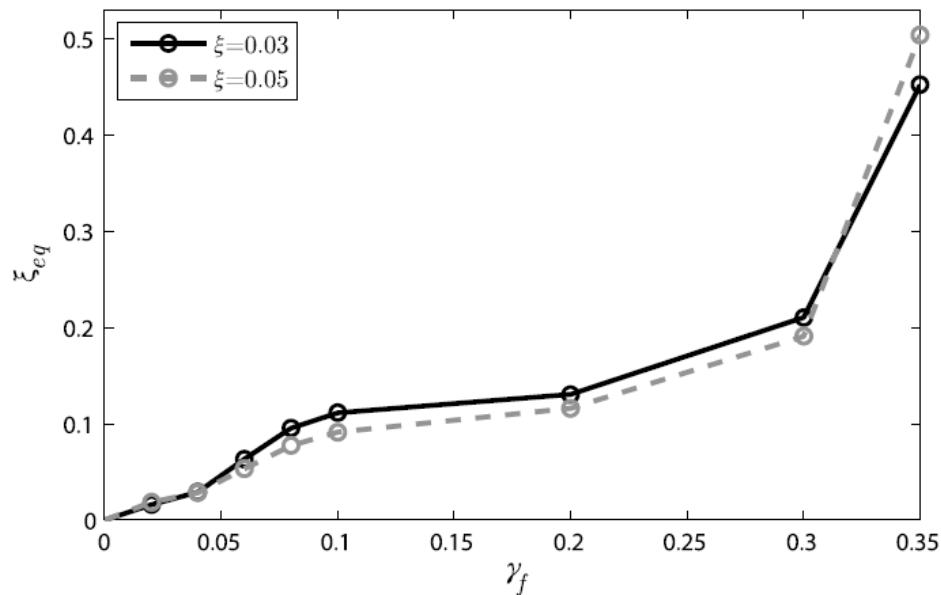
จากสมการที่ 2.17 สามารถเขียน u_{N_f} ให้อยู่ในรูปของตัวแปรอัตราส่วนความหน่วงเทียบเท่า (ξ_{eq}) ได้ตามสมการที่ 2.18

$$\frac{1}{2} k u_0^2 (1 - e^{-2\pi N_f \xi_{eq} / \sqrt{1 - \xi_{eq}^2}}) \approx \frac{1}{2} k u_0^2 (1 - e^{-2\pi N_f \xi_{eq}}) \quad (2.18)$$

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 ดังนั้นผู้ทำวิจัยจึงทำการหาอัตราส่วนความหน่วงเทียบเท่าด้วยการเปลี่ยนแปลง 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 แต่ช่วงการตอบสนองแบบคงตัว พลังงานที่ใส่เข้าไปในโครงสร้างจะเท่ากับพลังงานที่สลายออก

กำหนดให้ N_h คือ จำนวนครีกรอบที่โครงสร้างมีผลการตอบสนองแบบคงตัว 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 2.21คือ

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

โดยที่ ξ_{eq} คือ อัตราส่วนความหน่วงที่สัมพันธ์กับ c_{eq}

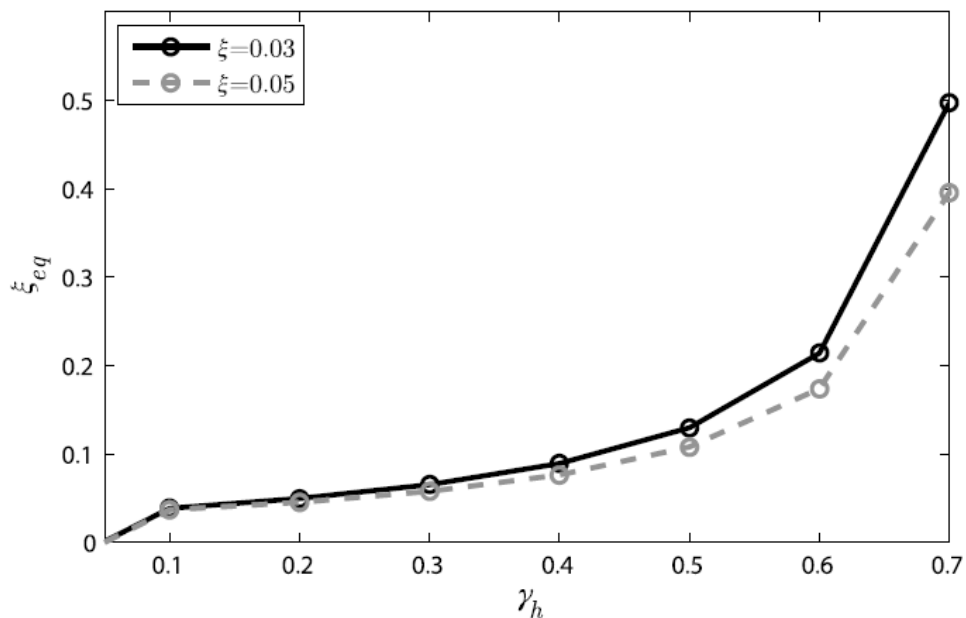
จากสมการที่ 2.20 และ สมการที่ 2.21 จะสามารถหา ξ_{eq} ได้จากสมการที่ 2.22

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

จากสมการที่ 2.22 จะเห็นว่า อัตราส่วนความหน่วงเทียบเท่าจะขึ้นกับค่า γ_h และแอมพลิจูดผลการตอบสนองในช่วงการตอบสนองแบบคงตัว ตามสมการที่ 2.15 ในบางครั้งค่า N_h อาจจะมีค่ามาก เนื่องจากพจน์ของเอกซ์โพเนนเชียลมีค่าใกล้ศูนย์ 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 และจะเห็นว่าเมื่อเพิ่มค่า γ_h จะทำให้ค่าอัตราส่วนความหน่วงเทียบเท่าเพิ่มขึ้นเช่นกัน



รูปที่ 2.37 อัตราส่วนความหน่วงที่การตอบสนองแบบคงตัวโดยการเปลี่ยนแปลงค่า γ_k

ผลเฉลยรูปแบบปิดของการสั่นแบบอิสระและการสั่นแบบฮาร์มอนิกที่มีตัวหน่วงเสียดทาน ถูกทำให้อยู่ในรูปของตัวแปรใหม่ คือ อัตราส่วนแรงเสียดทาน (γ_f , γ_h) และจำนวนรอบของจุดสูงสุดและต่ำสุดของการเคลื่อนที่ งานวิจัยนี้ยังสามารถหาผลการตอบสนองของโครงสร้างในช่วงผลการตอบสนองแบบชั่วคราว และผลการตอบสนองแบบคงตัว โดยหามาจากผลเฉลยรูปแบบปิดในกรณีของการสั่นพ้อง สุดท้ายแล้วจะหาอัตราส่วนความหน่วงเทียบเท่าที่อยู่ในรูปของอัตราส่วนแรงเสียดทาน สำหรับการสั่นแบบอิสระ และการสั่นแบบฮาร์มอนิกได้

2.2.2 การวิเคราะห์โครงสร้าง SDOF โดยทฤษฎี State space

ทฤษฎี State space จะใช้กับระบบแบบไดนามิก โดยที่จะเป็นชุดของตัวแปรเชิงฟิสิกส์ที่เป็นอิสระต่อกัน โดยทฤษฎีนี้จะสามารถทราบค่าตำแหน่ง หรือค่าในขนาดของระบบไดนามิกที่นำมาคำนวณได้ โดยจะใช้ระบบไดนามิกมาอธิบายการประมาณค่าของทฤษฎี State space โดยใช้รูปแบบสมการดังนี้

$$\dot{X} = \begin{Bmatrix} \dot{x}_1 \\ \dot{x}_2 \\ \vdots \\ \dot{x}_n \end{Bmatrix} = Ax(t) + Bu(t) \quad (2.24)$$

2.2.2.1 Equation of motion: SDOF with friction damper

สมการการเคลื่อนที่ของโครงสร้างหนึ่งองศาอิสระที่สอดคล้องกับแรงที่กระทำที่อยู่ในรูปของน้ำหนัก (M) สติฟเนส (K) และ ค่าคงที่ของตัวหน่วง (C) มีรูปแบบดังนี้

$$M\ddot{x} + C\dot{x} + Kx = F(t) \quad (2.25)$$

จะสร้างแบบจำลองเป็นคู่ หรือเป็นการรวมเชิงเส้นของค่าที่จะพิจารณา โดยมีรูปแบบดังนี้

$$\begin{Bmatrix} x \\ \dot{x} \end{Bmatrix}, \begin{Bmatrix} x \\ \ddot{x} \end{Bmatrix}, \begin{Bmatrix} \dot{x} \\ \ddot{x} \end{Bmatrix} \quad (2.26)$$

การเขียนสมการการเคลื่อนที่ในรูปแบบของ State space ได้โดย

จากสมการ (2.24)

$$\dot{X} = AX(t) + BU(t)$$

โดยที่กำหนดให้

$$X = \begin{Bmatrix} x \\ \dot{x} \end{Bmatrix} \quad (2.27)$$

จะได้สมการการเคลื่อนที่เป็นดังนี้

$$\frac{d}{dt} \begin{Bmatrix} x \\ \dot{x} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 & 1 \\ -\frac{K}{M} & -\frac{C}{M} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} x \\ \dot{x} \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} 0 \\ 1 \end{Bmatrix} \left(\frac{F(t)}{M} \right) \quad (2.28)$$

จะได้ว่า

$$A = \begin{bmatrix} 0 & 1 \\ -\frac{K}{M} & -\frac{C}{M} \end{bmatrix}, B = \begin{Bmatrix} 0 \\ 1 \end{Bmatrix}, U = \frac{f}{m} \quad (2.29)$$

จากทฤษฎี State space จะทำให้สามารถคำนวณการเคลื่อนที่ที่เวลาใดๆของโครงสร้างได้ โดยการหาค่าอนุพันธ์ลำดับที่ 1 (first order differential equation) และมีฟังก์ชันของตัวแปรอิสระ

เพียงตัวเดียว (ordinary differential equation) ซึ่งทำให้สามารถคำนวณได้ง่ายขึ้น โดยการคำนวณสามารถใช้โปรแกรม Matlab เป็นตัวช่วยในการคำนวณได้ โดยให้คำสั่ง c2d ซึ่งจะคำนวณค่าที่ละเอียดขึ้นได้

2.2.2.2 Equation of motion: SDOF with friction damper

สมการการเคลื่อนที่ของโครงสร้างหนึ่งองศาอิสระที่สอดคล้องกับแรงที่กระทำ โดยมีตัวหน่วงเสียดทานเพิ่มเข้ามาด้วย ซึ่งอยู่ในรูปของน้ำหนัก (M) สติฟเนส (K) ค่าคงที่ของตัวหน่วง (C) และค่าแรงเสียดทาน (F_s)

$$M\ddot{x} + C\dot{x} + F_s \text{sign}(\dot{x}) + Kx = F(t) \quad (2.30)$$

สามารถจัดรูปแบบสมการได้เป็น :

$$\ddot{x} = \frac{-1}{M} \cdot C\dot{x} - \frac{K}{M} x + \frac{1}{M} [F(t) - F_s \text{sign}(\dot{x})] \quad (2.31)$$

การเขียนสมการการเคลื่อนที่ในรูปแบบของ State space ได้โดย

$$\dot{X} = AX(t) + BU(t) \quad (2.23)$$

$$\text{โดยที่กำหนดให้ (2.26)} \quad \dot{X} = \begin{Bmatrix} \dot{x} \\ \dot{\dot{x}} \end{Bmatrix}$$

จะได้สมการการเคลื่อนที่เป็นดังนี้

$$\frac{d}{dt} \begin{Bmatrix} x \\ \dot{x} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & 0 \\ -\frac{K}{M} & -\frac{C}{M} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} x \\ \dot{x} \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} 0 \\ 1 \end{Bmatrix} \frac{1}{M} [F(t) - F_s \text{sign}(\dot{x})] \quad (2.32)$$

จะได้ว่า

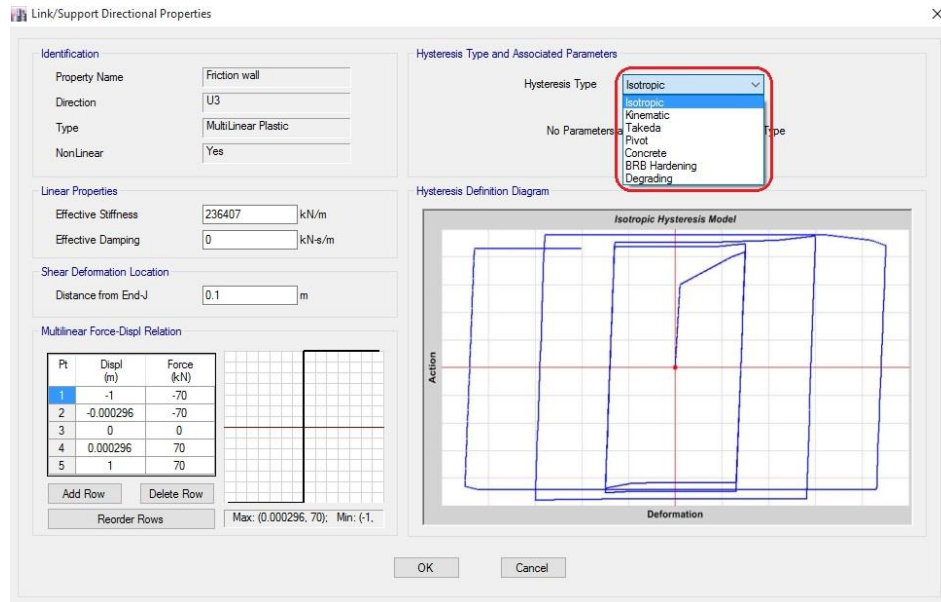
$$A = \begin{bmatrix} 0 & 1 \\ -\frac{K}{M} & -\frac{C}{M} \end{bmatrix}, \quad B = \begin{Bmatrix} 0 \\ 1 \end{Bmatrix} \frac{1}{M}, \quad U = F(t) - F_s \text{sign}(\dot{x}) \quad (2.33)$$

การคำนวณจะทำในลักษณะเช่นเดียวกับข้อ 2.2.2.1

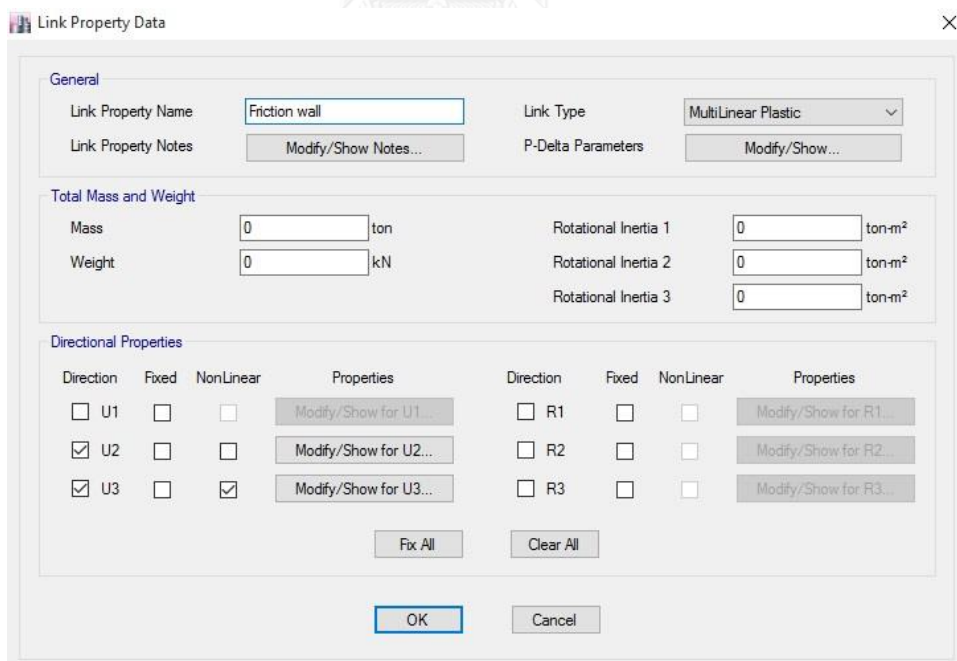
2.2.3 ชิ้นส่วน Multi-linear plastic link ในโปรแกรม ETABS

พฤติกรรมของ Multi-linear plastic link สามารถเลือกใช้โมเดลฮิสเทอเรซิสเพื่อสลายพลังงานจากโปรแกรม ETABS ได้หลายแบบตามรูปที่ 2.38 การเคลื่อนที่ของ Multi-linear plastic link ในแต่องศาอิสระ (degree of freedom) จะเป็นอิสระต่อกัน คือเมื่อองศาอิสระตัวใดตัวหนึ่งเกิดการเคลื่อนที่ที่ไม่มีการส่งผลต่อพฤติกรรมขององศาอิสระตัวอื่นๆ ใน Multi-linear plastic link นั้น และในโปรแกรม ETABS ยังสามารถเลือกให้องศาอิสระแต่ละตัวจะมีการวิเคราะห์เป็นแบบเชิงเส้นหรือแบบไม่เชิงเส้น โดยจะขึ้นอยู่กับความต้องการตามรูปที่ 2.39 ซึ่งองศาอิสระตัวใดที่ไม่ถูกเลือกให้

วิเคราะห์แบบไม่เชิงเส้น จะถูกบังคับให้วิเคราะห์แบบเชิงเส้น ซึ่งในการสร้างแบบจำลองนี้จะระบุให้เฉพาะการเคลื่อนตัวในแนวผนังเท่านั้นที่มีพฤติกรรมแบบไม่เชิงเส้น



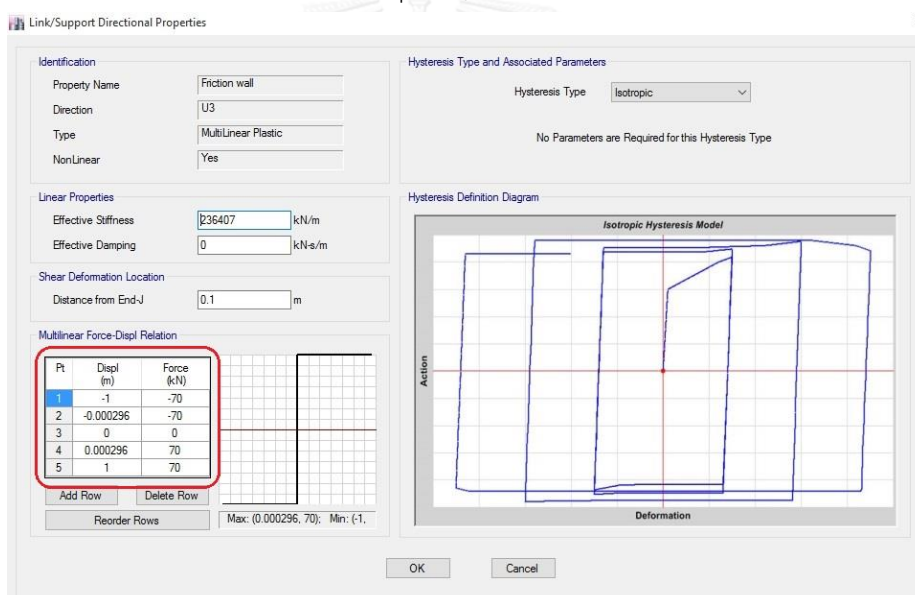
รูปที่ 2.38 แสดง Multi-linear plastic link ในโปรแกรม ETABS ที่สามารถเลือกใช้โมเดลฮิสเทอริติกได้หลายรูปแบบ



รูปที่ 2.39 การระบุพฤติกรรมในแต่ละแกนของชิ้นส่วน Multi Linear Plastic Link ในโปรแกรม ETABS

ความสัมพันธ์ไม่เชิงเส้นระหว่างแรงกับการเคลื่อนที่จะถูกกำหนดโดยเส้นกราฟ Multi-linear plastic โดยจะต้องกำหนดจุดแต่ละจุดในเส้นกราฟตามรูปที่ 2.40 ซึ่งเส้นกราฟสามารถเป็นได้หลายรูปแบบ โดยมีข้อจำกัดดังนี้

1. มีจุดเริ่มต้น 1 จุด และต้องเป็นจุด (0,0)
2. จะต้องกำหนดจุดปลายสุดของกราฟที่แสดงการเคลื่อนที่ทางลบ และทางบวก
3. จุดที่ระบุค่าการเคลื่อนที่ในแต่ละจุดที่ต่อเนื่องต้องมีค่าเพิ่มขึ้น ซึ่งไม่สามารถมี 2 จุดที่มีค่าเท่ากันได้
4. จุดแสดงค่าแรงหรือโมเมนต์ ในแต่ละจุดจะต้องมีเครื่องหมายเดียวกับค่าการเคลื่อนที่ ซึ่งสามารถมีค่าเป็น 0 ได้
5. ค่าความลาดชันของกราฟจะขึ้นอยู่กับจุด 2 จุดสุดท้ายของกราฟทั้งทางด้านที่การเคลื่อนที่เป็นบวก และลบ ซึ่งจะทำให้สามารถคาดเดาจุดต่อไปในกราฟได้ไม่จำกัดจนกว่าค่าจะเข้าใกล้ 0



รูปที่ 2.40 แสดงตั้งค่าจุดต่างๆของ Multi-linear plastic link ในโปรแกรม ETABS

กราฟที่ได้มานั้นเป็นกราฟที่เกิดจากการใส่แรงแบบต่อเนื่อง โดยความลาดชันของกราฟช่วงแรกของแต่ละด้านนั้นมีพฤติกรรมแบบอีลาสติก หลังจากนั้นเส้นกราฟจะมีพฤติกรรมเป็นแบบพลาสติก และถ้าเกิดการเคลื่อนที่กลับหลังจากเกิดการเคลื่อนที่แบบพลาสติกแล้ว จะเกิดการถอนแรงขึ้น โดยจะเกิดเส้นกราฟที่ชัน ก่อนที่จะเกิดการเคลื่อนที่แบบพลาสติกในทิศทางตรงกันข้าม

ขั้นตอนการใส่แรง และถอนแรงจะเกิดกราฟการสลายพลังงานที่แตกต่างกันซึ่งจะเรียกว่า กราฟฮิสเทอเรซิส โดยโปรแกรม ETABS จะสามารถเลือกใช้กราฟฮิสเทอเรซิส ได้หลายรูปแบบ ซึ่งจะขึ้นอยู่กับพฤติกรรมของวัสดุที่ใช้เป็น Multi-linear plastic link โดยกราฟฮิสเทอเรซิส ในแต่ละประเภทจะมี

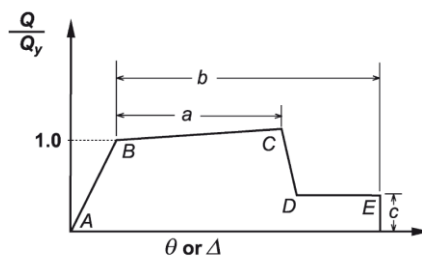
การสลายพลังงานที่แตกต่างกันขึ้นอยู่กับข้อกำหนดขอบเขตการเคลื่อนที่ตามรูปที่ 2.40 ซึ่งพฤติกรรม การสลายพลังงานจะเปลี่ยนไปเมื่อโครงสร้างเกิดการเสีรูปมากขึ้น

2.2.4 การวิเคราะห์โครงสร้างด้วยวิธีพลศาสตร์ไม่เชิงเส้น ตามมาตรฐาน ASCE41-13

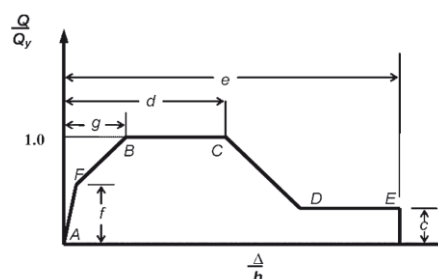
2.2.4.1 โครงต้านแรงดัดคอนกรีตเสริมเหล็ก

โครงต้านแรงดัดคอนกรีตเสริมเหล็ก (Concrete Moment Frame) คือ โครงสร้างที่ได้รับการ ออกแบบให้สามารถต้านทานแรงกระทำทางด้านข้าง ประกอบด้วยชิ้นส่วนหลักในแนวราบ ได้แก่ คาน พื้น ชิ้นส่วนหลักในแนวตั้ง ได้แก่ เสา รวมถึงจุดต่อระหว่างคานและเสา สามารถพิจารณาให้มีการรับแรง ร่วมกันกับองค์อาคารอื่น เช่น โครงสร้างกำแพงรับแรงเฉือน (Shear Wall) โครงสร้างยึดตั้ง (Braced Frame) เป็นต้น

ภายใต้สภาวะการรับแรงกระทำจากแผ่นดินไหวแบบประวัติเวลา โครงสร้างจะแสดงพฤติกรรม ตอบสนองต่อแรงกระทำแบบไม่เชิงเส้น การเลือกใช้วิธีพลศาสตร์ไม่เชิงเส้น (Nonlinear Dynamic Procedure, NDP) สามารถให้ผลวิเคราะห์ที่ถูกต้องและแม่นยำ เหมาะสมกับทุกรูปแบบของโครงสร้าง เนื่องจากในการวิเคราะห์ชิ้นส่วนโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กแต่ละชิ้นส่วนจะถูกจำลองพฤติกรรมให้ เป็นไปตามความสัมพันธ์ระหว่างแรง และการเสีรูป (Generalized Load-Displacement Relation) ที่ พิจารณาถึงคุณสมบัติทางด้านกำลัง สติฟเนสของชิ้นส่วน และการเสื่อมถอยของกำลังและสติฟเนส (Strength and Stiffness Degradation) ภายใต้แรงกระทำแบบวัฏจักร (Hysteretic Behavior)



(a) Deformation



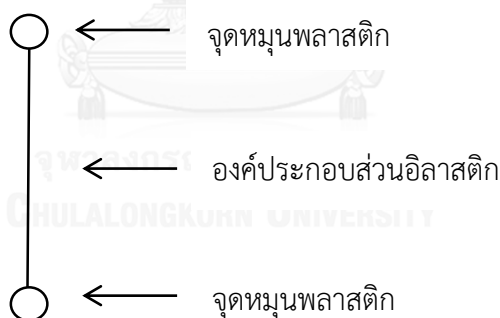
(c) Trilinear response - Deformation ratio

รูปที่ 2.41 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเสีรูป (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% ของค่าสตีเฟนส์เริ่มต้น เป็นผลจากการเกิดสภาวะ Strain Hardening ขึ้นในชิ้นส่วน หลังจากจุด C ชิ้นส่วนเข้าสู่สภาวะ Strength Degradation เกิดการสูญเสียกำลังต้านทานแรงด้านข้างอย่างฉับพลันจนถึงจุด D และมีค่ากำลังต้านทานคงค้างจนถึงจุด E

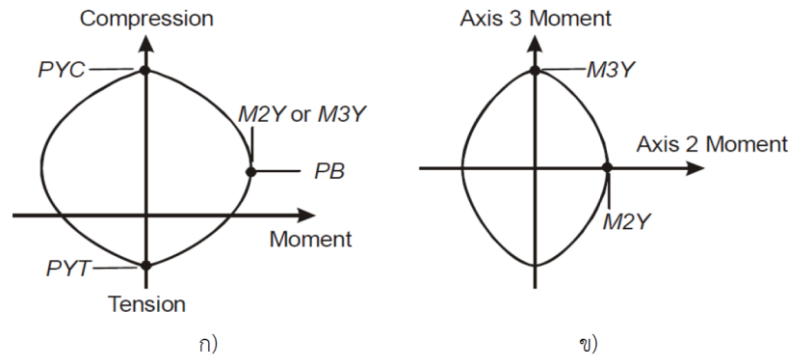
2.2.4.2 แบบจำลองชิ้นส่วนเสา

การสร้างแบบจำลองสำหรับวิเคราะห์โครงสร้าง แบบจำลองที่ใช้ต้องสามารถแสดงถึงพฤติกรรมของลักษณะความเสียหายแบบไม่เชิงเส้นที่เกิดขึ้นในชิ้นส่วนโครงสร้าง และมีความสอดคล้องตามที่มาตรฐาน ASCE41-13 ได้กำหนดไว้เพื่อสามารถนำไปใช้ตรวจสอบตามเกณฑ์การยอมรับสำหรับประเมินกำลังความต้านทานของชิ้นส่วนนั้นได้ ในการสร้างแบบจำลองชิ้นส่วนเสาพิจารณาแบบจำลองออกเป็น 2 ส่วน คือ บริเวณปลายเสา ทำการจำลองด้วยจุดหมุนพลาสติก เนื่องจากเป็นจุดที่เสาได้รับแรงกระทำด้านข้างแล้วจะส่งผลให้เกิดโมเมนต์ดัดสูงสุด ส่วนบริเวณอื่นยังคงคุณสมบัติแบบอีลาสติก แสดงดังในรูปที่ 2.42



รูปที่ 2.42 แบบจำลองเสาพฤติกรรมแบบไม่เชิงเส้น

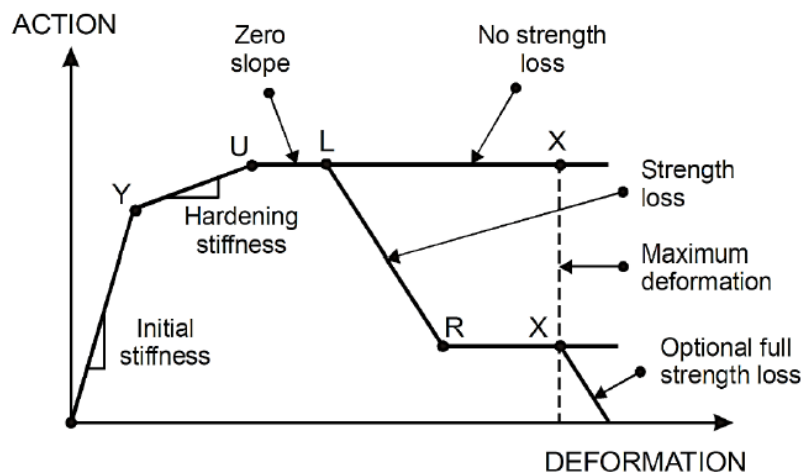
เสาเป็นชิ้นส่วนที่มีความสามารถในการรับแรงได้ทั้งในแนวแกนและโมเมนต์ดัด 2 ทิศทาง จุดหมุนพลาสติกในเสาจึงมีคุณสมบัติแบบ P-M-M Hinge กล่าวคือ เมื่อจุดหมุนพลาสติกเกิดการครากการเสียรูปจะเกิดขึ้นในรูปแบบของการยึดหดในแนวแกนและการหมุน สำหรับกำลังของหน้าตัดเสาจะถูกกำหนดโดยความสัมพันธ์ระหว่างแรงในแนวแกนและโมเมนต์ดัด หรือแสดงด้วยกราฟเส้นโค้งปฏิสัมพันธ์ (P-M-M Interaction Diagram) ดังแสดงในรูปที่ 2.43 อีกคุณสมบัติหนึ่งที่ควรนำมาพิจารณาร่วมด้วยคือ กำลังรับแรงเฉือนของหน้าตัดเสา โดยมีกำลังสูงสุดที่ตำแหน่งกึ่งกลางชิ้นส่วนเสาสามารถคำนวณได้จากความสามารถในการรับแรงเฉือนของคอนกรีตร่วมกับเหล็กเสริม



รูปที่ 2.43 กราฟเส้นโค้งปฏิสัมพันธ์ (P-M-M Interaction Diagram) ที่ตำแหน่ง
 ก) โมเมนต์ดัดอีกแกนหนึ่งไม่มีค่า และ ข) ไม่มีแรงในแนวแกน

2.2.4.3 การลดลงของสติเฟนหลังจากชิ้นส่วนเกิดการคราก (Post-Yield Hardening Stiffness)

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



รูปที่ 2.44 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเสียรูปของชิ้นส่วนโครงสร้างแบบอินอีลาสติก (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 Tri-linear ที่คิดรวมผลของการสูญเสียกำลัง (Strength Loss) ของวัสดุตามมาตรฐาน ASCE41-13 ได้มีการกำหนดค่าตัวแปรสำหรับใช้ในการสร้างกราฟความสัมพันธ์ข้างต้น ทั้งนี้ยังคงมีบางส่วนที่ระบุไว้ไม่ชัดเจน เช่น พฤติกรรมการลดลงของสติฟเนส (Hardening Stiffness) Haselton (2007) ได้ทำการศึกษาและอธิบายเกี่ยวกับพฤติกรรมดังกล่าวว่า การลดลงของสติฟเนสจะเกิดขึ้นหลังจากชิ้นส่วนโครงสร้างเกิดการครากแล้ว สามารถเขียนความสัมพันธ์ในรูปอัตราส่วนระหว่างกำลังรับโมเมนต์ดัดสูงสุด (Maximum Moment Capacity: M_c) กับกำลังรับโมเมนต์ดัดที่จุดคราก (Yield Moment Capacity: M_y) ดังสมการที่ 2.34

$$M_c / M_y = (1.25)(0.89)^{P/Agf'_c} (0.91)^{0.01f'_c} \quad (2.34)$$

โดยที่ f'_c มีหน่วย MPa

2.2.5 เกณฑ์การยอมรับสำหรับพฤติกรรมแบบไม่เชิงเส้นตามมาตรฐาน 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 ตามตารางที่ 2.2 การจำแนกชิ้นส่วนของโครงสร้างตามรูปแบบการวิบัติ

ตารางที่ 2.2 การจำแนกชิ้นส่วนของโครงสร้างตามรูปแบบการวิบัติ

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

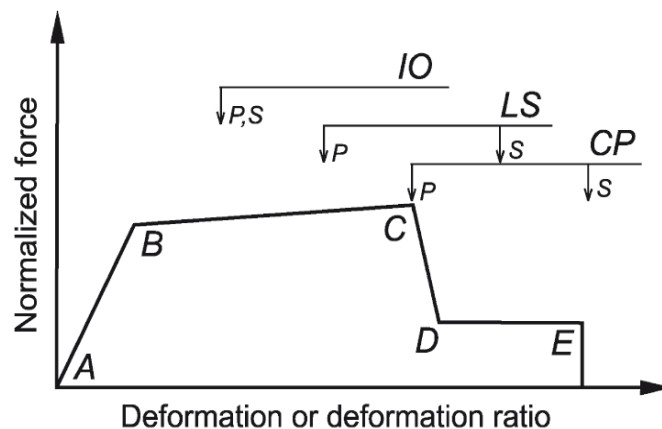
Component	Deformation-Controlled Action	Force-Controlled Action
Moment frames		
• Beams	Moment (M)	Shear (V)
• Columns	—	Axial load (P), V
• Joints	—	V^c
Shear walls	M , V	P
Braced frames		
• Braces	P	—
• Beams	—	P
• Columns	—	P
• Shear link	V	P , M
Connections	P , V , M^b	P , V , M
Diaphragms	M , V^c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

เมื่อนำรูปแบบการวิบัติของชิ้นส่วนมาพิจารณาร่วมกันกับระดับสมรรถนะของโครงสร้างสามารถบ่งชี้ได้ถึงพฤติกรรมการยอมให้เกิดการเสีรูปในชิ้นส่วน โดยที่ระดับ Immediate Occupancy จะยอมให้เกิดการเสีรูปเกินจุดครากเพียงเล็กน้อย ส่วนระดับ Collapse Prevention จะยอมให้เกิดการเสีรูปเกินจุดครากไปมากแต่ทั้งนี้แรงภายในที่เกิดขึ้นในโครงสร้างต้องไม่เกินความสามารถของชิ้นส่วนจะรับได้ แสดงดังในรูปที่ 2.49



รูปที่ 2.45 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเสีรูปของชิ้นส่วนโครงสร้างตามเกณฑ์ที่ยอมรับได้ (ASCE, 2013)

มาตรฐาน ASCE41-13 [15] ได้กำหนดเกณฑ์การยอมรับ (Acceptance Criteria) สำหรับใช้ในการประเมินกำลังความต้านทานของแต่ละองค์ประกอบโครงสร้าง สำหรับชิ้นส่วนเสา ค่าของตัวแปรที่ใช้กำหนดเกณฑ์การยอมรับสามารถคำนวณได้จาก ค่าการหมุนของจุดหมุนพลาสติก (Plastic rotation angle) โดยคำนึงผลจากแรงดัด แรงตามแนวแกน และแรงเฉือน สำหรับกำแพงรับแรงเฉือน ค่าของตัวแปรที่ใช้กำหนดเกณฑ์การยอมรับสามารถคำนวณได้จาก มุมหมุนพลาสติกที่ยอมรับ (Acceptable plastic hinge rotation) ดังแสดงในตารางที่ 2.3, ตารางที่ 2.4 และตารางที่ 2.5

ตารางที่ 2.3 กำหนดค่าตัวแปรสำหรับการสร้างแบบจำลอง และหลักเกณฑ์การยอมรับเชิงตัวเลข สำหรับการวิเคราะห์แบบไม่เชิงเส้นของชิ้นส่วนเสาคอนกรีตเสริมเหล็ก (ASCE, 2013)

Conditions	Modeling Parameters ^a			Acceptance Criteria ^a		
	Plastic Rotations Angle (radians)	Residual Strength Ratio	c	Plastic Rotations Angle (radians)		
				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
≥ 0.6	≥ 0.006		0.010	0.010	0.0	0.003
≤ 0.1	$= 0.002$		0.027	0.034	0.2	0.005
≥ 0.6	$= 0.002$		0.005	0.005	0.0	0.002
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	$\leq 3 (0.25)$	0.032	0.060	0.2	0.005
≤ 0.1	≥ 0.006	$\geq 6 (0.5)$	0.025	0.060	0.2	0.005
≥ 0.6	≥ 0.006	$\leq 3 (0.25)$	0.010	0.010	0.0	0.003
≥ 0.6	≥ 0.006	$\geq 6 (0.5)$	0.008	0.008	0.0	0.003
≤ 0.1	≤ 0.0005	$\leq 3 (0.25)$	0.012	0.012	0.2	0.005
≤ 0.1	≤ 0.0005	$\geq 6 (0.5)$	0.006	0.006	0.2	0.004
≥ 0.6	≤ 0.0005	$\leq 3 (0.25)$	0.004	0.004	0.0	0.002
≥ 0.6	≤ 0.0005	$\geq 6 (0.5)$	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
≥ 0.6	≥ 0.006		0.0	0.008	0.0	0.0
≤ 0.1	≤ 0.0005		0.0	0.006	0.0	0.0
≥ 0.6	≤ 0.0005		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
≥ 0.6	≥ 0.006		0.0	0.008	0.4	0.0
≤ 0.1	≤ 0.0005		0.0	0.006	0.2	0.0
≥ 0.6	≤ 0.0005		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 10.4.2.2.2 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 $P > 0.7A_s f'_c$, 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_s) 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 2.4 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								
$(A_s - A_s')f_y + P$	Confined Boundary ^b		0.015					
$\frac{V}{t_w d_w \sqrt{f_c'}} \leq 0.1$	≤ 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	$\frac{V}{t_w d_w \sqrt{f_c'}}$		0.050					
Conventional longitudinal reinforcement with conforming transverse reinforcement	≤ 3		0.025	0.040	0.75	0.010	0.025	0.050
	≥ 6		0.020	0.035	0.50	0.005	0.020	0.040
Conventional longitudinal reinforcement with nonconforming transverse reinforcement	≤ 3		0.020	0.025	0.50	0.006	0.020	0.035
	≥ 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 2.5 กำหนดค่าตัวแปรสำหรับการสร้างแบบจำลอง และหลักเกณฑ์การยอมรับเชิงตัวเลข สำหรับการวิเคราะห์แบบไม่เชิงเส้นของกำแพงรับแรงเฉือนคอนกรีตเสริมเหล็กที่ถูกควบคุมโดยแรงเฉือน (ASCE, 2013)

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

2.2.6 ระดับสมรรถนะของโครงสร้าง ตามมาตรฐาน ASCE41-13

ระดับสมรรถนะของโครงสร้าง หมายถึง การกำหนดความสามารถของโครงสร้างในการต้านทานแรงกระทำจากแผ่นดินไหว โดยบ่งบอกได้จากความเสียหายที่เกิดขึ้นกับชิ้นส่วนหลักของโครงสร้างซึ่งมีความจำเป็นต่อการต้านทานแรงแผ่นดินไหว ตามมาตรฐาน ASCE41-13 [15] แบ่งระดับสมรรถนะของโครงสร้างออกเป็น 3 ระดับ ดังนี้

1. ระดับสมรรถนะของโครงสร้างแบบเข้าใช้งานได้ทันที (Immediate Occupancy Level, IO) ภายหลังการเกิดเหตุการณ์แผ่นดินไหว ความเสียหายโดยรวมที่เกิดขึ้นกับโครงสร้างอยู่ในระดับต่ำสามารถเข้าใช้งานอาคารได้ทันที กำลังความต้านทานและสติเฟนสของโครงสร้างมีความใกล้เคียงกับสภาพเดิม อาจเกิดความเสียหายเล็กน้อยกับส่วนที่ไม่ใช่โครงสร้าง เช่น รอยแตกร้าวของผนัง และฝ้าเพดาน เป็นต้น

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

3. ระดับสมรรถนะโครงสร้างแบบป้องกันการพังทลาย (Collapse Prevention) ความเสียหายโดยรวมที่เกิดขึ้นกับโครงสร้างอยู่ในระดับรุนแรงมาก อาคารมีสภาพใกล้พังทลาย และไม่ปลอดภัยต่อชีวิต ชิ้นส่วนของโครงสร้างสูญเสียกำลังความต้านทาน และสติเฟนสแต่ยังเพียงพอต่อการรับน้ำหนักบรรทุกของโครงสร้างได้ เกิดการเคลื่อนตัวระหว่างชั้นมากแบบถาวร

บทที่ 3

การทดสอบพฤติกรรมเสียดทานของแผ่นโลหะ

การทดสอบพฤติกรรมเสียดทานของแผ่นโลหะ ทำการทดสอบเพื่อหาค่าสัมประสิทธิ์แรงเสียดทาน และพฤติกรรมการเสียดทานของแผ่นโลหะเมื่อรับแรงแบบวัฏจักร (Cyclic Load)

3.1 ตัวอย่างที่ใช้ในการทดสอบ

แผ่นโลหะที่ใช้ในการทดสอบหาค่าแรงเสียดทานมีขนาด กว้าง 100 มิลลิเมตร ยาว 600 มิลลิเมตร และหนา 6 มิลลิเมตร จำนวน 3 แผ่น โดย 1 แผ่นจะทำการเจาะร่องกว้าง 18 มิลลิเมตร ยาว 118 มิลลิเมตร 2 ตำแหน่ง ห่างกัน 46 มิลลิเมตร และอีก 2 แผ่นจะทำการเจาะรูขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 18 มิลลิเมตร 2 ตำแหน่ง ห่างกัน 146 มิลลิเมตร โดยโลหะที่ใช้ในการทดสอบคือ เหล็กกล้าไร้สนิม (Stainless steel) รูปที่ 3.1



รูปที่ 3.1 แผ่นโลหะสำหรับการทดสอบ

แผ่นโลหะทั้ง 3 แผ่นนั้นจะถูกประกอบด้วยสลักเกลียว M16 ดังแสดงในรูปที่ 3.2 โดยจะทำการวัดค่าแรงบีบอัดด้วยโหลดเซลล์ (Load Cell) ซึ่งมีลักษณะแหวนเหล็กทรงกระบอกที่มีขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางภายใน 20 มิลลิเมตร เส้นผ่านศูนย์กลางภายนอก 25 มิลลิเมตร และสูง 50 มิลลิเมตร ดังแสดงในรูปที่ 3.3 และอุปกรณ์วัดค่าการกระจัด (LVDT) เพื่อใช้วัดการเคลื่อนที่ของแผ่นเหล็กกล้าไร้สนิมขณะทดสอบดังแสดงในรูปที่ 3.4



รูปที่ 3.2 สลักเกลียว M16



รูปที่ 3.3 Load Cell

จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย
CHULALONGKORN UNIVERSITY



รูปที่ 3.4 LVDT

3.2 วิธีการทดสอบ

การทดสอบเริ่มจากการหาความสัมพันธ์ระหว่างแรงอัด กับค่าความเครียด (Strain) ของ Load cell เพื่อนำ Load Cell มาเป็นอุปกรณ์ในการใช้วัดค่าแรงบีบอัดของสลักเกลียว การทดสอบจะใช้ Load Cell จำนวน 2 ชิ้น โดยติด Strain gages ที่ Load cell ทั้ง 2 ฝั่ง ในด้านตรงข้ามกันดังแสดงในรูปที่ 3.5 จะทำการวัดค่าความเครียดที่เปลี่ยนไปเมื่อ Load Cell รับแรงกดตามรูปที่ 3.6 เพื่อให้

ทราบความสัมพันธ์ระหว่างแรงอัด กับค่าความเครียด (Strain) ของ Load cell แต่ละชิ้น จากนั้นนำชิ้นส่วน แผ่นโลหะ Load cell และสลักเกลียว มาประกอบกัน ทำการบีบอัดแรงที่สลักเกลียวตามค่าแรงบีบอัดที่ต้องการ โดยจะทำการทดสอบเพื่อหาค่าสัมประสิทธิ์แรงเสียดทาน และพฤติกรรมการเสียดทานของแผ่นโลหะเมื่อรับแรงแบบวัฏจักร (Cyclic Load) โดยมีลักษณะการทดสอบดังรูปที่ 3.7 และรูปที่ 3.8 ซึ่งจะทำการทดสอบที่ค่าความถี่ และค่าแรงบีบอัดที่แตกต่างกันดังตารางที่ 3.1 ซึ่งจะแบ่งการทดสอบออกเป็น 2 ชุดดังนี้

1.1 ทดสอบโดยใช้แอมพลิจูด 10 มิลลิเมตร ความถี่ 0.05 Hz จำนวน 20 รอบ

1.2 ทดสอบโดยใช้แอมพลิจูด 10 มิลลิเมตร ความถี่ 0.1 Hz จำนวน 20 รอบ

ตารางที่ 3.1 ค่าแรงบีบอัด และค่าแรงแบบวัฏจักรที่ใช้ในการทดสอบ

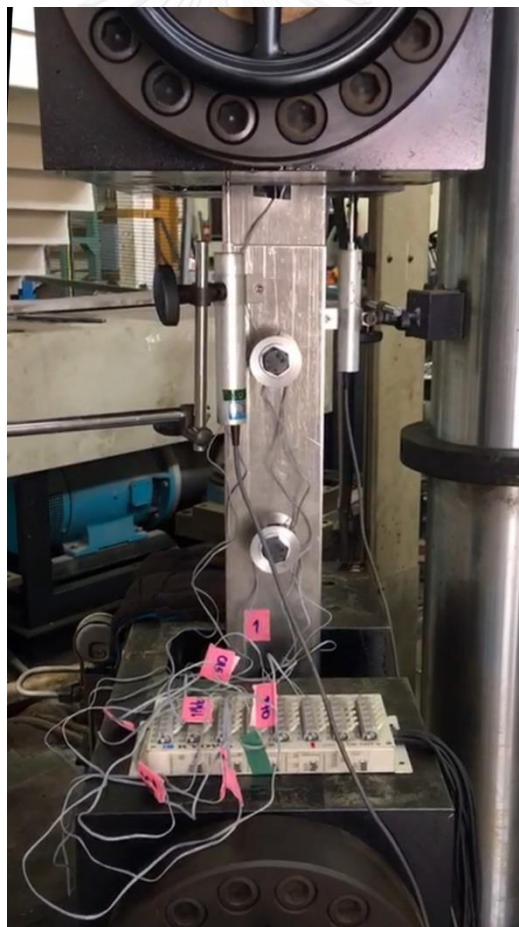
การทดสอบ	ลำดับ	ค่าแรงบีบอัด (กิโลกรัม)	แอมพลิจูด (มิลลิเมตร)	ความถี่ (Hz)	จำนวนรอบ
1	1	1,200	10	0.1	20
	2	1,600	10	0.1	20
	3	2,000	10	0.1	20
2	1	1,200	10	0.05	20
	2	1,600	10	0.05	20
	3	2,000	10	0.05	20



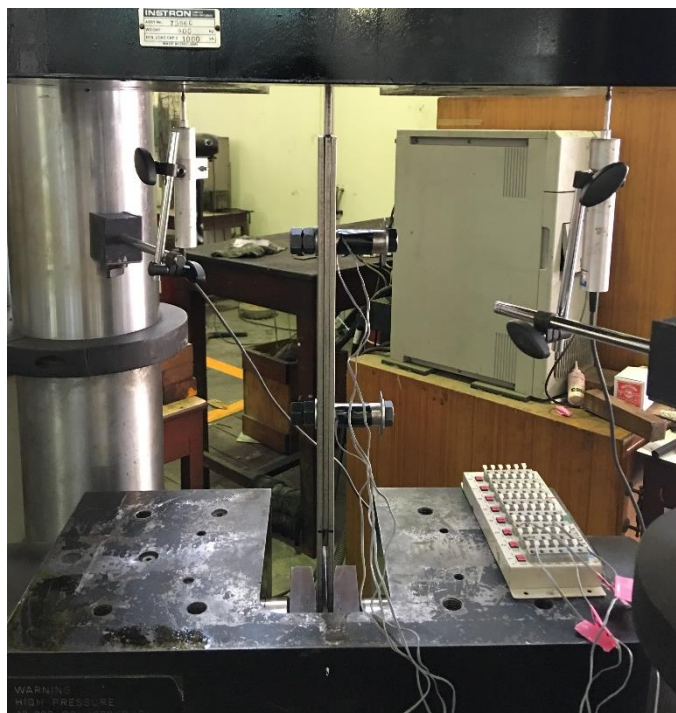
รูปที่ 3.5 Load cell ที่ติด Strain gages ทั้ง 2 ฝั่ง



รูปที่ 3.6 การทดสอบ Load Cell



รูปที่ 3.7 การทดสอบ Friction Test ในแนวด้านหน้า



รูปที่ 3.8 การทดสอบ Friction Test ในแนวด้านข้าง

3.3 ผลการทดสอบ

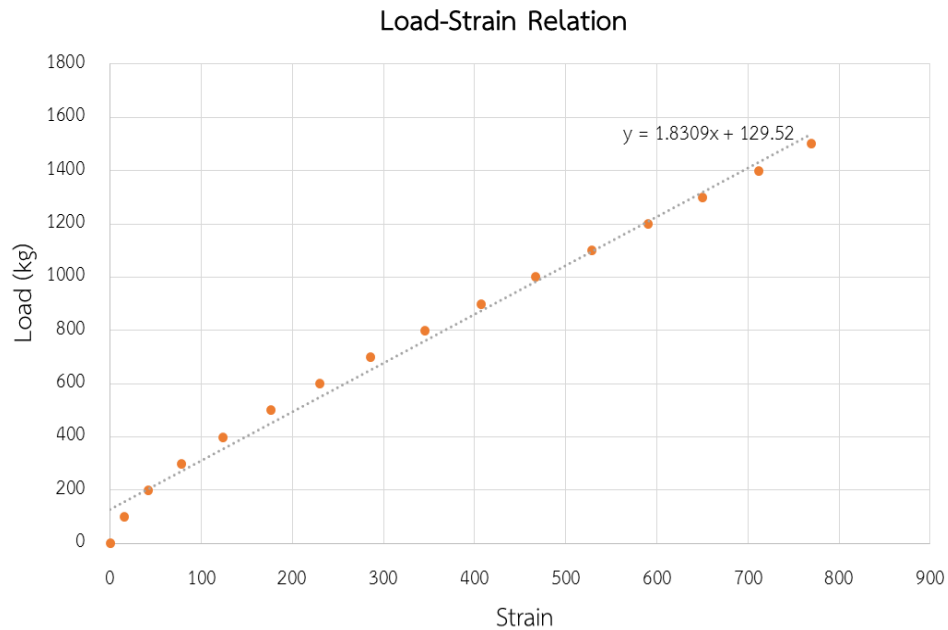
การทดสอบหาความสัมพันธ์ระหว่างแรงอัด กับค่าความเครียด (Strain) ของ Load cell ทั้ง 2 ชั้นจะมีลักษณะดังแสดงในรูปที่ 3.9 และรูปที่ 3.10 จะได้สมการคำนวณแรงบีบอัดของสลักเกลียว จากค่าความเครียด (Strain) คือ

$$y_1 = 1.8309x_1 + 129.52$$

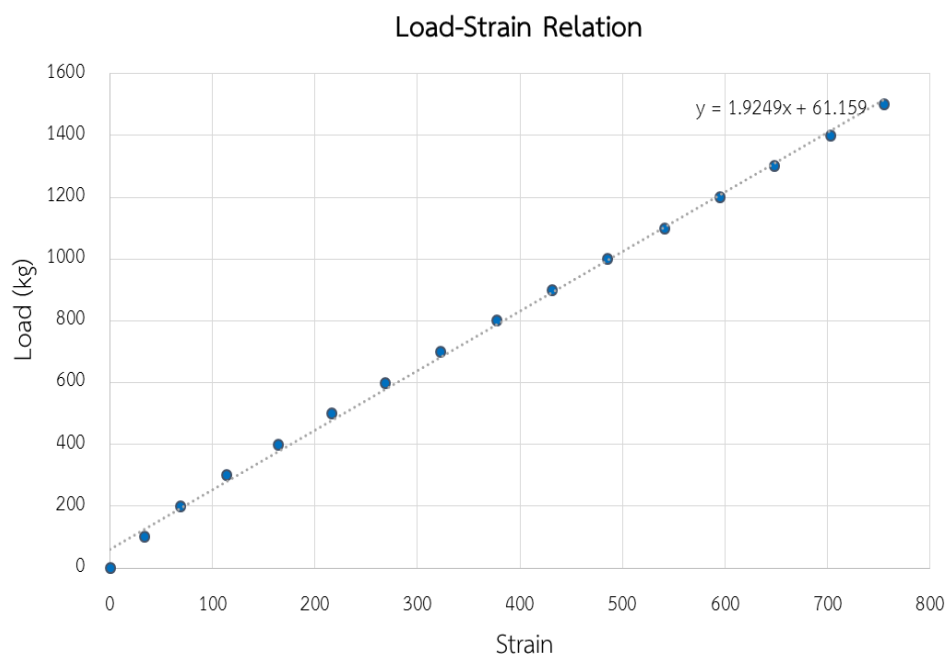
$$y_2 = 1.9249x_2 + 61.159$$

โดยที่ y คือ ค่าแรงอัดที่แปลงจากค่าความเครียด

x คือ ค่าความเครียดที่อ่านค่าได้



รูปที่ 3.9 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงอัด กับค่าความเครียด (Strain) ของ Load cell ตัวที่ 1



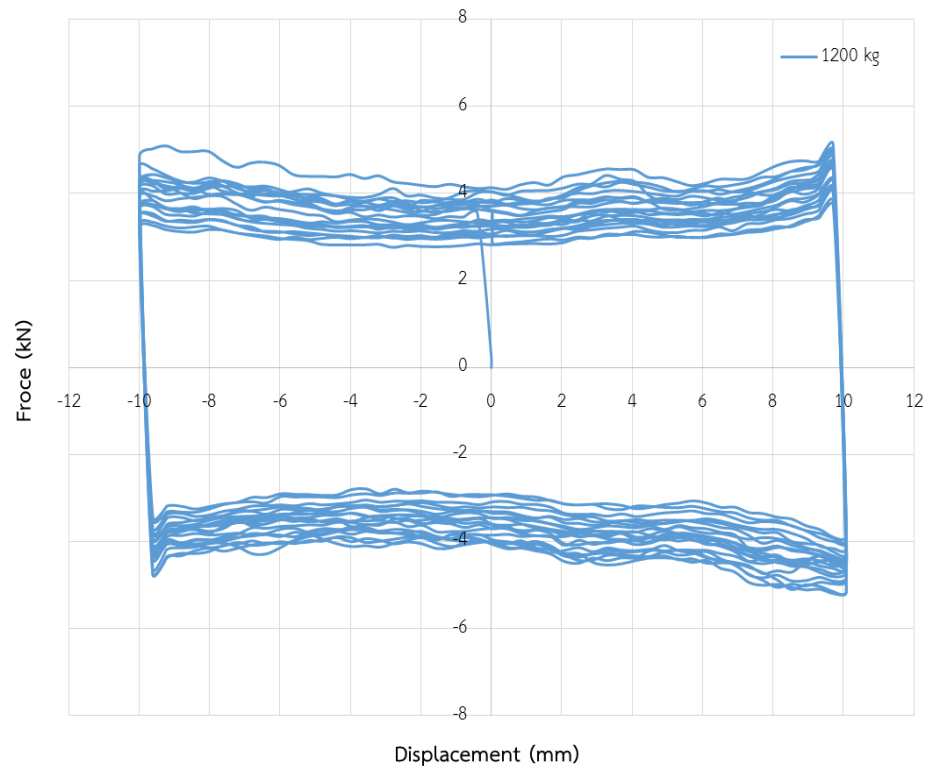
รูปที่ 3.10 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงอัด กับค่าความเครียด (Strain) ของ Load cell ตัวที่ 1

จากการทดสอบทำให้ทราบพฤติกรรมการเสียดทานของชิ้นงานเมื่อรับแรงแบบเป็นวัฏจักร (Cyclic Load) ซึ่งการทดสอบทั้ง 2 ชุด โดยพฤติกรรมการเสียดทานของการทดสอบชุดที่ 1 ที่มีค่าแรงบีบอัดที่ 1,200 1,600 และ 2,000 กิโลกรัม มีลักษณะดังแสดงในรูปที่ 3.11 รูปที่ 3.12 และรูปที่ 3.13

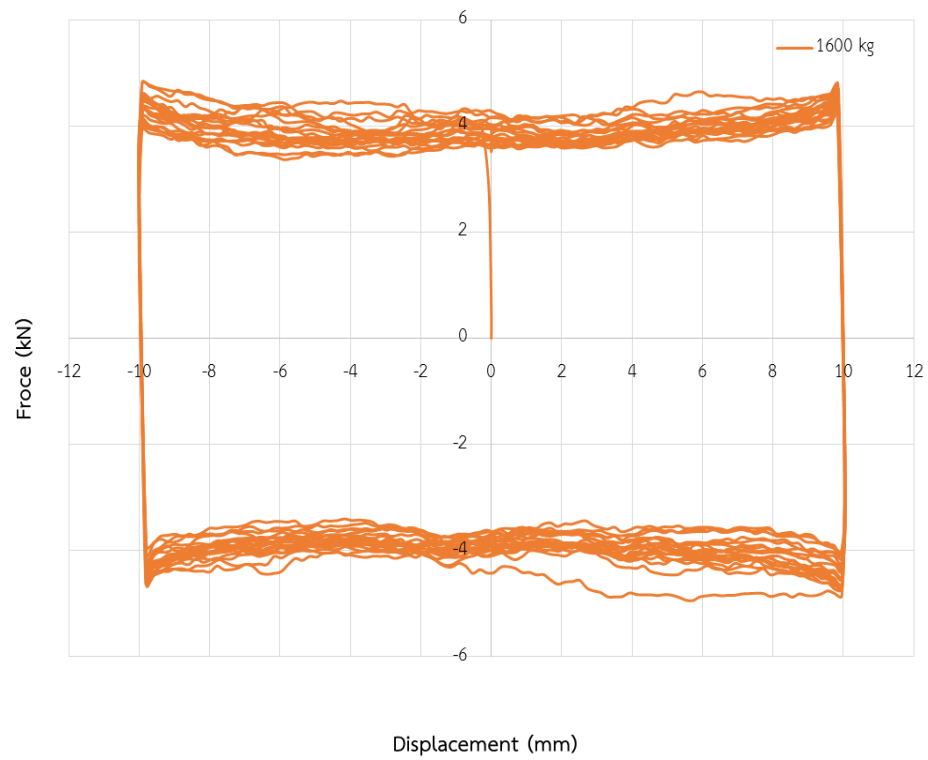
ตามลำดับ ซึ่งเมื่อนำมาเปรียบเทียบกันดังรูปที่ 3.14 จะพบว่าเมื่อค่าแรงบีบอัดสูงขึ้นจะทำให้กราฟฮิสเทอริซิสที่เกิดขึ้นมีขนาดใหญ่ขึ้นซึ่งแสดงถึงการสลายพลังงานของพฤติกรรมเสียดทานนั้นจะเพิ่มขึ้น เมื่อเพิ่มค่าแรงบีบอัดให้กับแผ่นโลหะ และ โดยการทดสอบชุดที่ 2 พฤติกรรมการเสียดทานของการทดสอบชุดที่ 2 ที่มีค่าแรงบีบอัดที่ 1,200 1,600 และ 2,000 กิโลกรัม มีลักษณะดังแสดงในรูปที่ 3.15, รูปที่ 3.16 และรูปที่ 3.17 ตามลำดับ และเมื่อนำมาเปรียบเทียบกันจะมีลักษณะดังแสดงไว้ในรูปที่ 3.18 ซึ่งการทดสอบชุดที่ 2 มีพฤติกรรมคล้ายกับการทดสอบชุดที่ 1 และทำให้ทราบค่าสัมประสิทธิ์แรงเสียดทาน (μ) ของการเคลื่อนที่ในแต่ละรอบดังแสดงในรูปที่ 3.19 และรูปที่ 3.20 ซึ่งเป็นกราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่างแรงบีบอัด (Clamping Force) ค่าแรงลื่นไถล (Slip Force) และค่าสัมประสิทธิ์แรงเสียดทาน (μ) กับจำนวนรอบการเคลื่อนที่ของการทดสอบชุดที่ 1 และการทดสอบชุดที่ 2 ตามลำดับ ซึ่งจากกราฟจะแสดงให้เห็นว่า ค่าแรงบีบอัดมีค่าอยู่ในระดับคงที่ แต่ค่าแรงลื่นไถลไม่คงที่มากนัก และจึงทำให้ได้ค่าสัมประสิทธิ์แรงเสียดทาน (μ) มีค่าอยู่ในช่วง 0.1-0.2 จึงได้ค่าเฉลี่ยเท่ากับ 0.153 ดังแสดงในตารางที่ 3.2

ตารางที่ 3.2 ค่าแรงลื่นไถล และค่าสัมประสิทธิ์แรงเสียดทาน (μ)

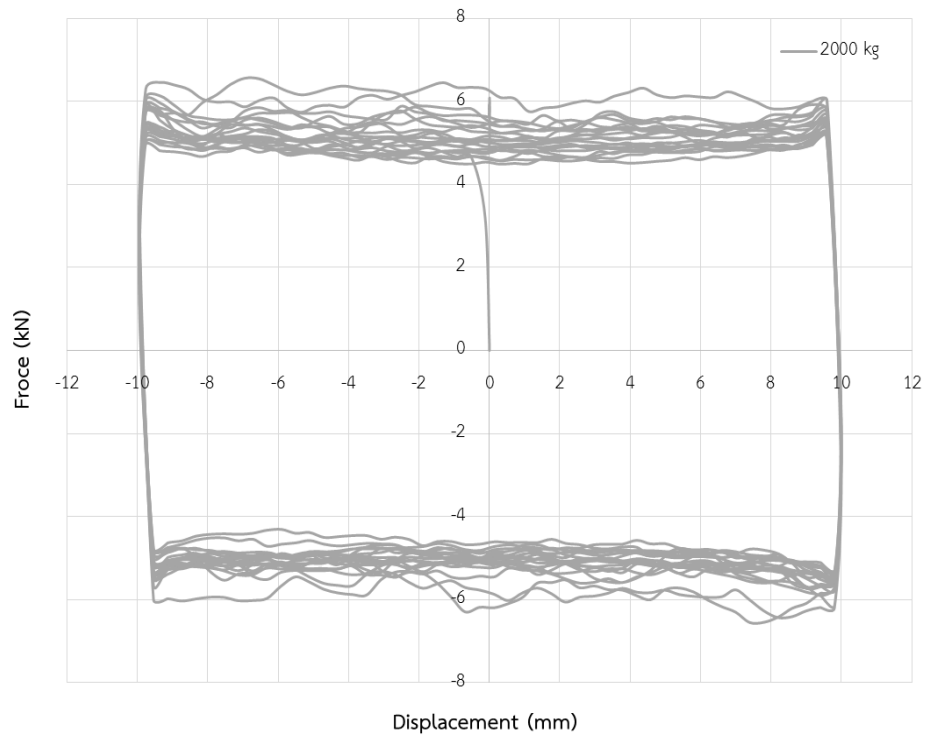
ชุดการทดสอบ	ลำดับ	ค่าแรงบีบอัด (กิโลกรัม)	ค่าแรงลื่นไถล (กิโลกรัม)	μ
1	1	1,130	400	0.177
	2	1,510	520	0.172
	3	1,940	580	0.149
2	1	1,260	380	0.151
	2	1,520	430	0.141
	3	2,030	530	0.130
			Average	0.153



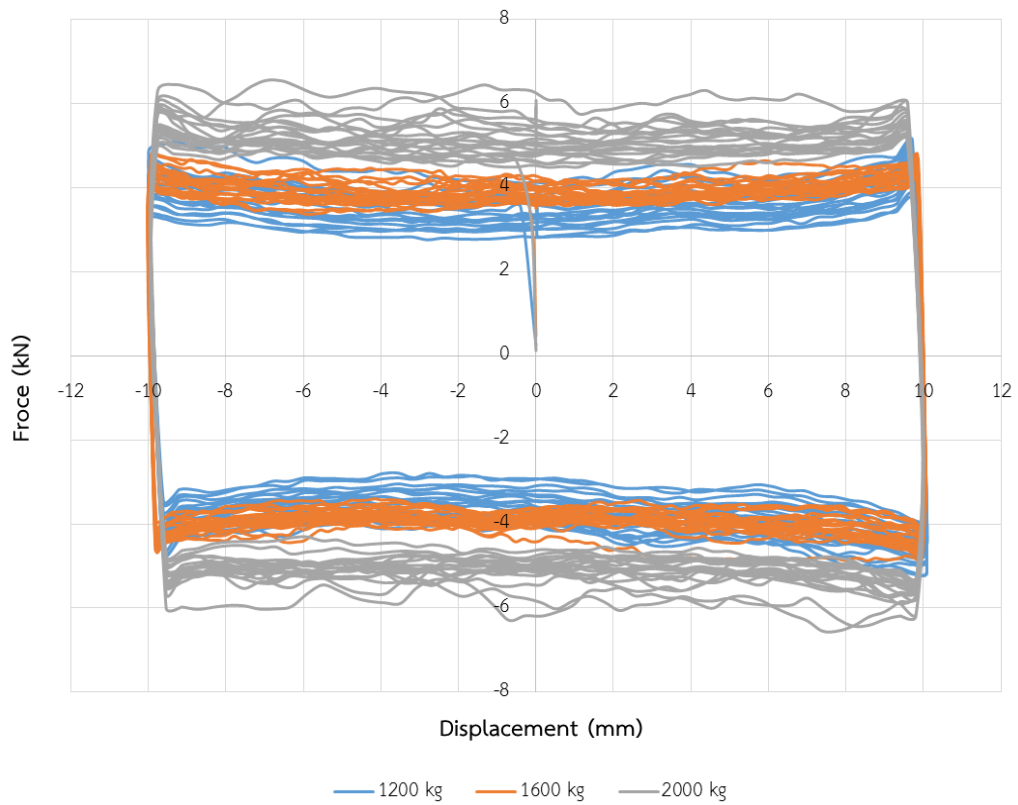
รูปที่ 3.11 พฤติกรรมการเสียดทานของการทดสอบช่วงที่ 1 ที่ค่าแรงบีบอัด เท่ากับ 1,200 กิโลกรัม



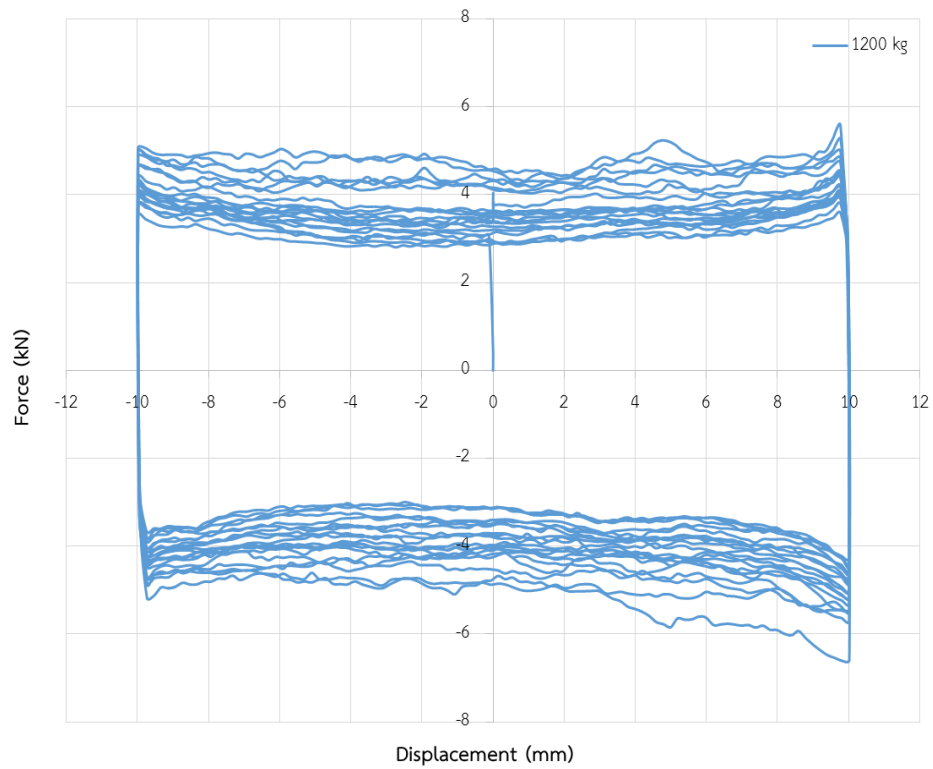
รูปที่ 3.12 พฤติกรรมการเสียดทานของการทดสอบช่วงที่ 1 ที่ค่าแรงบีบอัด เท่ากับ 1,600 กิโลกรัม



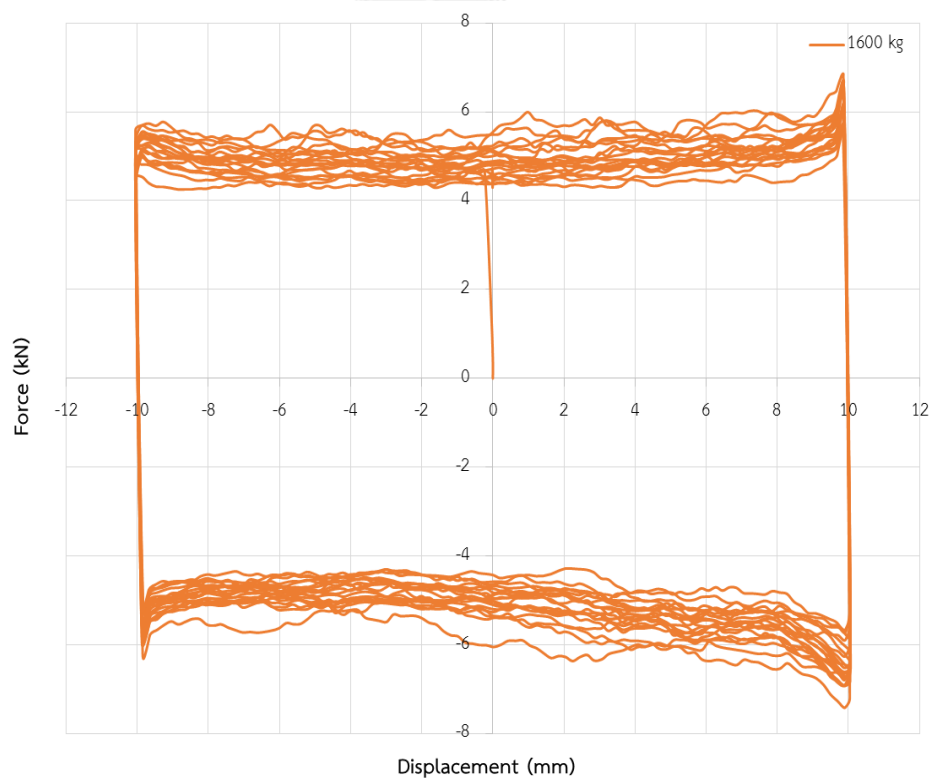
รูปที่ 3.13 พฤติกรรมการเสียดทานของการทดสอบช่วงที่ 1 ที่ค่าแรงบีบอัด เท่ากับ 2,000 กิโลกรัม



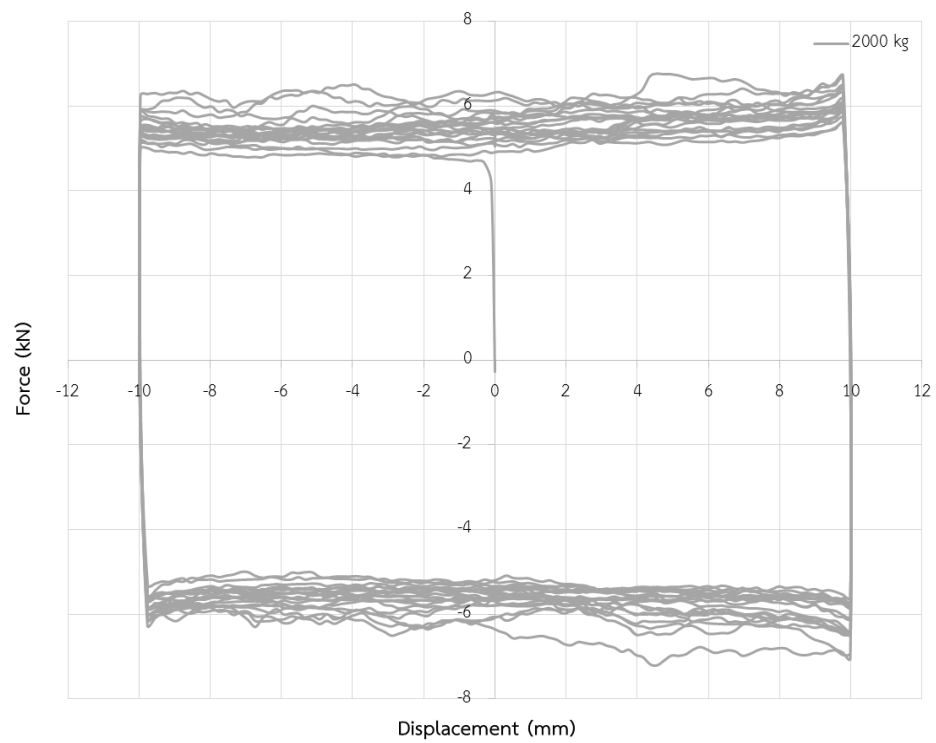
รูปที่ 3.14 พฤติกรรมการเสียดทานของการทดสอบช่วงที่ 1



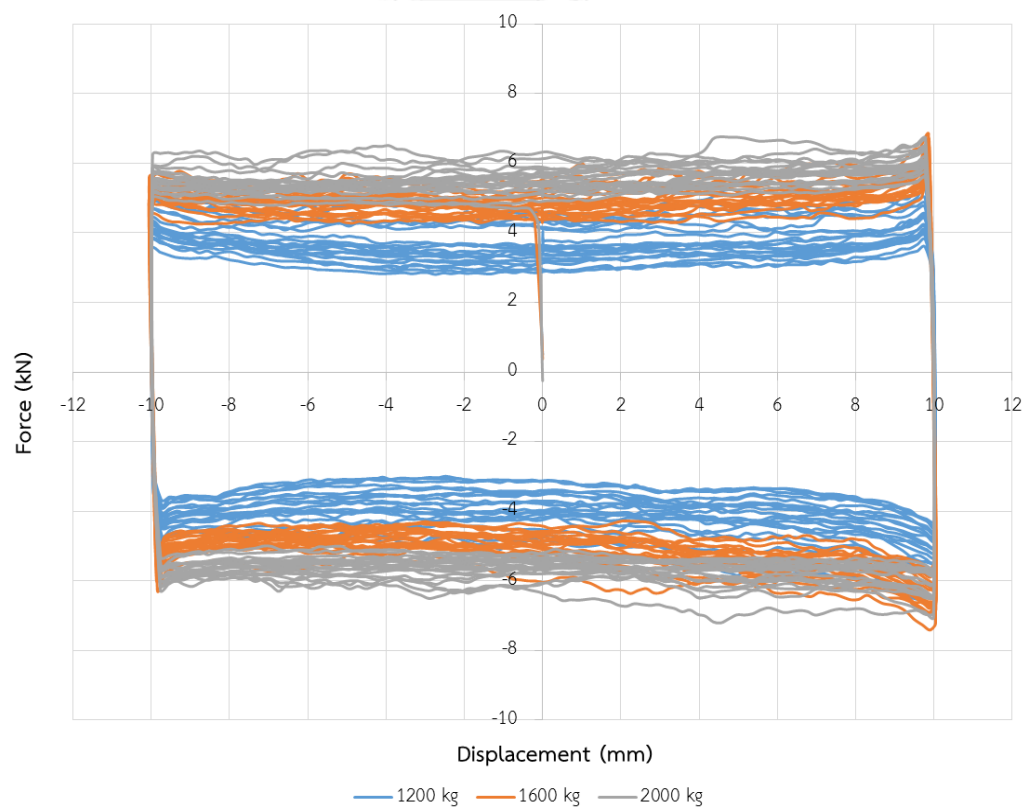
รูปที่ 3.15 พฤติกรรมการเสียทานของการทดสอบช่วงที่ 2 ที่ค่าแรงบีบอัด เท่ากับ 1,200 กิโลกรัม



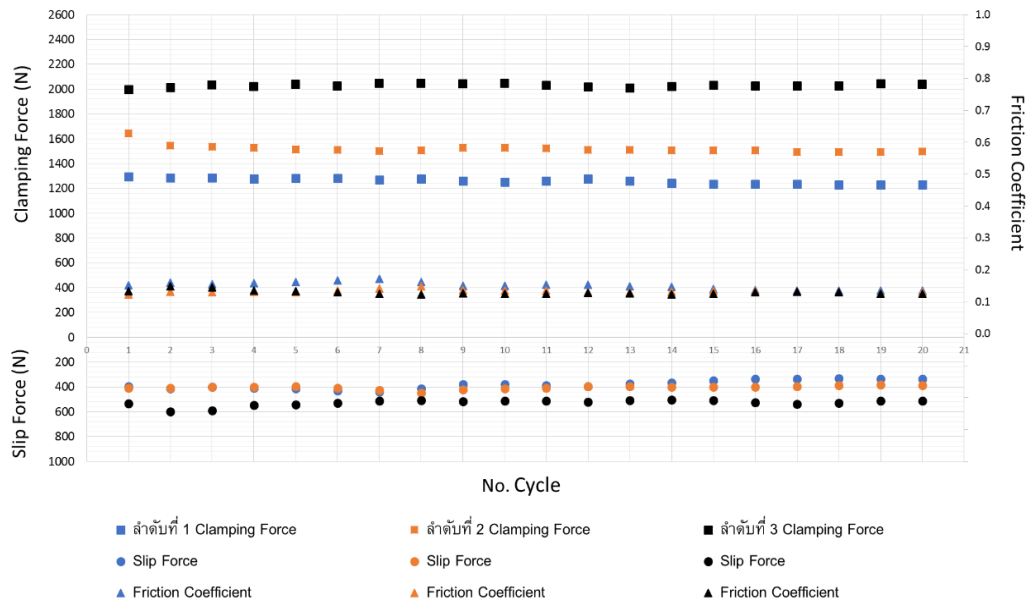
รูปที่ 3.16 พฤติกรรมการเสียทานของการทดสอบช่วงที่ 2 ที่ค่าแรงบีบอัด เท่ากับ 1,600 กิโลกรัม



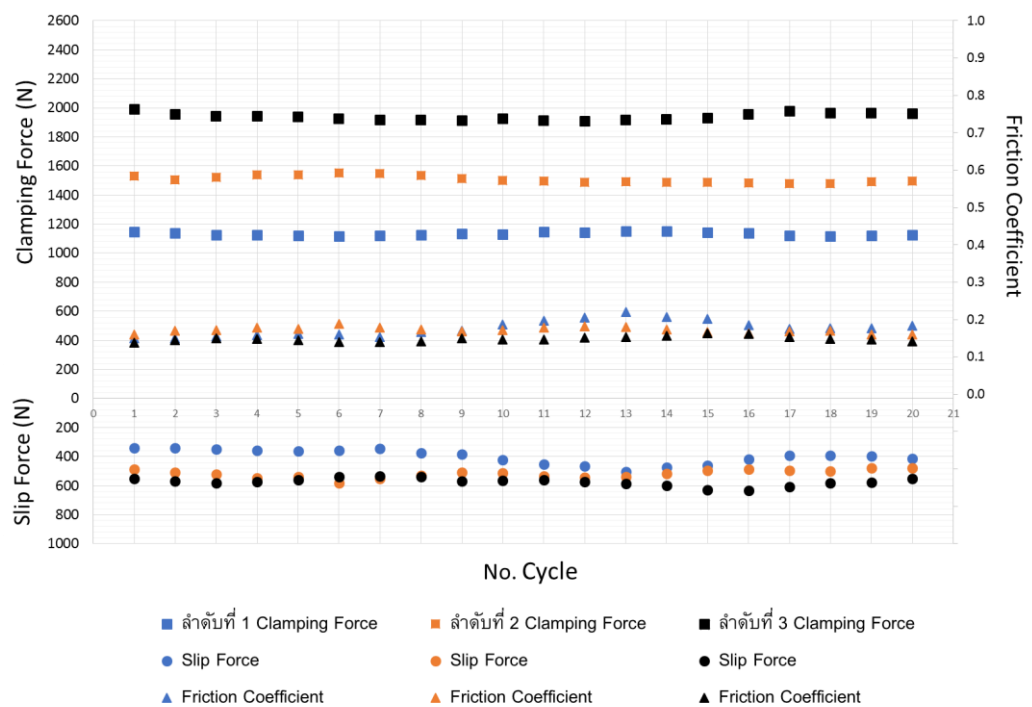
รูปที่ 3.17 พฤติกรรมการเสียดทานของการทดสอบช่วงที่ 2 ที่ค่าแรงบีบอัด เท่ากับ 2,000 กิโลกรัม



รูปที่ 3.18 พฤติกรรมการเสียดทานของการทดสอบช่วงที่ 2



รูปที่ 3.19 พฤติกรรมความสัมพันธ์ระหว่าง แรงบีบอัด (Clamping Force) ค่าแรงลื่นไถล (Slip Force) และค่าสัมประสิทธิ์แรงเสียดทาน(μ) กับจำนวนรอบของการเคลื่อนที่ของการทดสอบช่วงที่ 1



รูปที่ 3.20 พฤติกรรมความสัมพันธ์ระหว่าง แรงบีบอัด (Clamping Force) ค่าแรงลื่นไถล (Slip Force) และค่าสัมประสิทธิ์แรงเสียดทาน(μ) กับจำนวนรอบของการเคลื่อนที่ของการทดสอบช่วงที่ 2

3.4 สรุปผลการทดสอบ

จากการทดสอบจะพบว่าค่าสัมประสิทธิ์แรงเสียดทานของเหล็กกล้าไร้สนิมมีค่าเฉลี่ยเท่ากับ 0.153 ดังแสดงในตารางที่ 3.2 โดยที่พฤติกรรมแรงเสียดทานของชิ้นส่วนที่ใช้ในการทดสอบมีลักษณะเป็นกราฟฮิสเทอรีซิส ที่มีการสลายพลังงานที่ค่อนข้างคงที่ซึ่งเป็นไปตามทฤษฎีของการเสียดทาน ดังแสดงในรูปที่ 3.11 ถึง รูปที่ 3.18 ซึ่งแสดงให้เห็นถึงการสลายพลังงานที่เกิดขึ้นในทุกรอบของการเคลื่อนที่ และพบว่าเมื่อเพิ่มค่าแรงบีบอัดจะทำให้กราฟฮิสเทอรีซิสที่เกิดขึ้นมีขนาดใหญ่ขึ้น ซึ่งแสดงถึงการสลายพลังงานของพฤติกรรมเสียดทานนั้นจะเพิ่มขึ้นเมื่อเพิ่มค่าแรงบีบอัดให้กับแผ่นโลหะ ถึงแม้ว่าพฤติกรรมของการเสียดทานจะเป็นไปตามทฤษฎี แต่ค่าสัมประสิทธิ์แรงเสียดทานที่ได้จากการทดสอบมีค่าเปลี่ยนแปลงไปบ้างตามจำนวนรอบที่ลื่นไถลดังแสดงในรูปที่ 3.19 และรูปที่ 3.20

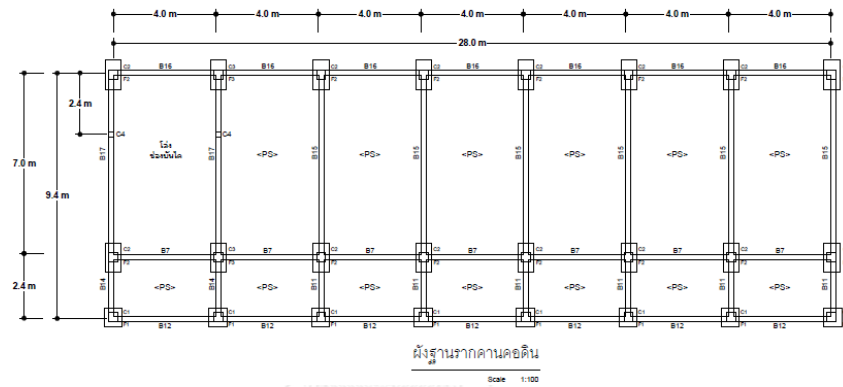
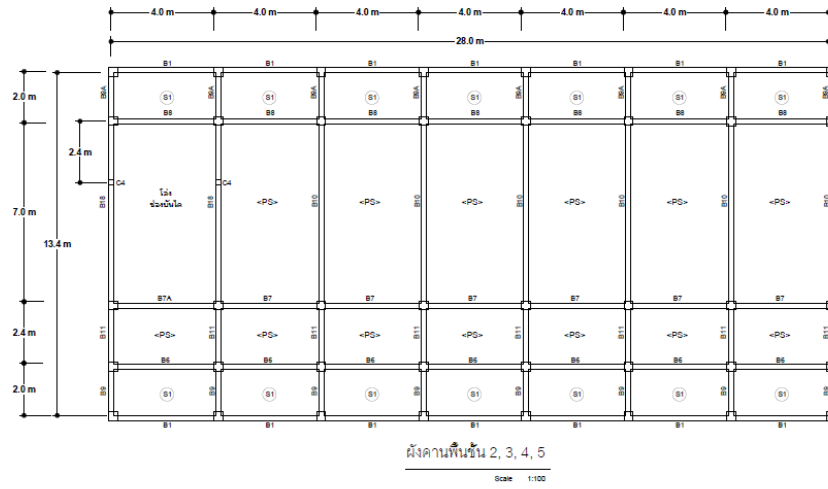


บทที่ 4

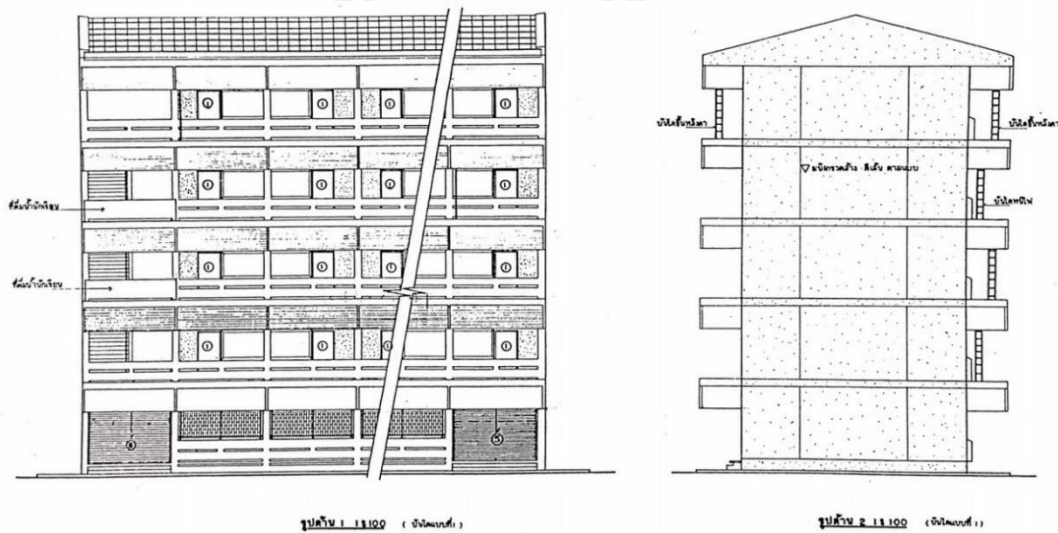
อาคารเรียนตัวอย่าง และคลื่นแผ่นดินไหวที่ใช้ในการศึกษา

4.1 อาคารตัวอย่าง

อาคารที่ทำการศึกษาคืออาคารเรียนมาตรฐานขนาด 5 ชั้น โดยแบบแปลนของอาคาร ออกแบบให้เป็นห้องเรียนขนาดกว้าง 8 เมตร ยาว 7 เมตร และสูง 3.5 เมตร โดยมีช่วงคานกว้าง 4 เมตร ยาว 7 เมตร สูง 3.5 เมตร ที่บริเวณชั้น 1-4 และสูง 3.6 เมตร ที่บริเวณชั้น 5 ส่วนบริเวณหน้าห้องเรียนถูกออกแบบให้เป็นทางเดินกว้าง 2.4 เมตร ตัวอาคารเรียนมีขนาดกว้าง 13.54 เมตร มีสูงจากพื้นดิน 18.05 เมตร ส่วนความยาวของอาคารจะปรับเปลี่ยนตามพื้นที่ที่จะสร้างอาคารเรียน โดยในงานวิจัยนี้ใช้อาคารเรียนตัวอย่างที่มีความยาว 28 เมตร ซึ่งแสดงรายละเอียดตามรูปแปลนของอาคารตามรูปที่ 4.1 และรูปด้านของอาคารตามรูปที่ 4.2 โดยอาคารเรียนตัวอย่างที่ใช้เป็นอาคารเรียนที่ถูกออกแบบเมื่อปี 2540 ซึ่งยังไม่มี การออกแบบเพื่อต้านทานแรงแผ่นดินไหว อาคารเรียนจะประกอบด้วยเสาหลายขนาด โดยมีรายละเอียดหน้าตัดเสาตามตารางที่ 4.1 และพื้นของอาคารเป็นระบบพื้นคอนกรีตอัดแรง (Post-Tension Slab) ความหนา 0.1 เมตร อาคารถูกออกแบบให้สามารถรับน้ำหนักบรรทุกจร 400 กก/ม² และกำหนดกำลังอัดประลัยของคอนกรีต (f_c') เท่ากับ 210 ksc

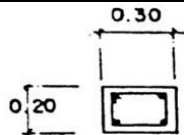
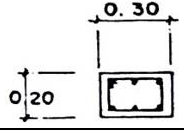
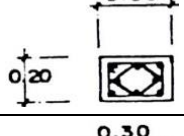
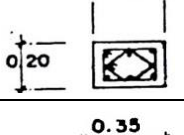
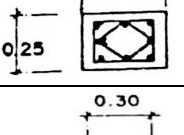
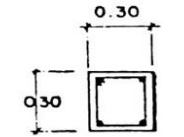
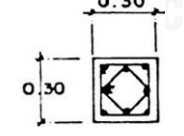
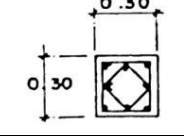
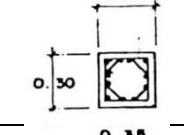
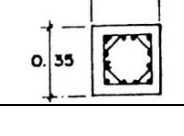


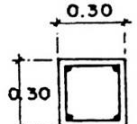
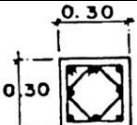
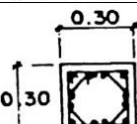
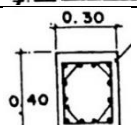
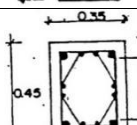
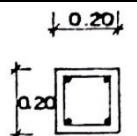
รูปที่ 4.1 รูปแบบแปลนของอาคารเรียนตัวอย่าง



รูปที่ 4.2 รูปด้านของอาคารเรียนตัวอย่าง

ตารางที่ 4.1 รายละเอียดหน้าต่างตึกเสาของอาคารตัวอย่าง

เสา	รูปร่างหน้าต่าง	ช่วงชั้น	หน้าต่าง (cmxcm)	เหล็กเสริม	เหล็กปลอก
C1		4 th - Roof Floor	30x20	4-DB16	1-RB6@15cm
		3 rd - 4 th Floor	30x20	6-DB16	1-RB6@15cm
		2 nd - 3 rd Floor	30x20	8-DB16	2-RB6@15cm
		1 st - 2 nd Floor	30x20	8-DB20	2-RB6@15cm
		Base - 1 st Floor	35x25	8-DB20	2-RB6@15cm
C2		4 th - Roof Floor	30x30	4-DB16	1-RB6@15cm
		3 rd - 4 th Floor	30x30	8-DB16	2-RB6@15cm
		2 nd - 3 rd Floor	30x30	8-DB25	2-RB6@15cm
		1 st - 2 nd Floor	30x30	12-DB25	2-RB6@15cm
		Base - 1 st Floor	35x35	12-DB25	2-RB6@15cm

เสา	รูปร่างหน้าตัด	ช่วงชั้น	หน้าตัด (cmxcm)	เหล็กเสริม	เหล็กปลอก
C3		4 th - Roof Floor	30x30	4-DB16	1-RB6@15cm
		3 rd - 4 th Floor	30x30	8-DB20	2-RB6@15cm
		2 nd - 3 rd Floor	30x30	12-DB25	2-RB6@15cm
		1 st - 2 nd Floor	30x40	8-DB25 4-DB28 (ตามมุม)	2-RB6@15cm
		Base - 1 st Floor	45x35	8-DB25 4-DB28 (ตามมุม)	2-RB6@10cm
C4		All Floor	20x20	4-DB16	1-RB6@15cm

4.1.1 ภาพถ่ายอาคารเรียนจริง

แบบอาคารเรียนมาตรฐานขนาด 5 ชั้น ถูกนำไปใช้สร้างอาคารเรียนจริงในเขตพื้นที่กรุงเทพมหานครหลายแห่ง โดยได้ทำการเก็บภาพถ่ายจากอาคารเรียนจริงจำนวน 2 แห่งคือ

1. โรงเรียนราชพฤกษ์ (นุชมีอุทิศ) บริเวณเขตพื้นที่ทุ่งครุ กรุงเทพมหานคร ดังแสดงในรูปที่ 3.4



รูปที่ 4.3 โรงเรียนราชพฤกษ์ (นุชมีอุทิศ)

2. โรงเรียนวัดทุ่งครุ (พึ่งสายอนุสรณ์) บริเวณเขตพื้นที่ทุ่งครุ กรุงเทพมหานคร ดังแสดงในรูปที่ 3.5



รูปที่ 4.4 โรงเรียนวัดทุ่งครุ (พึ่งสายอนุสรณ์)

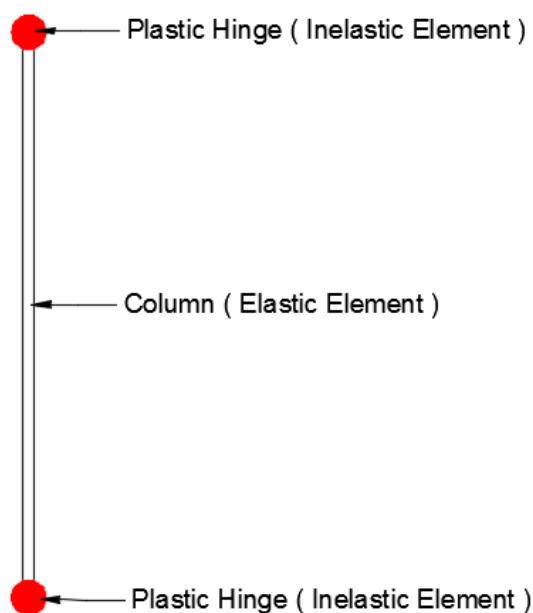
4.2 การจำลองอาคารตัวอย่างอาคารตัวอย่างในโปรแกรม ETABS

4.2.1 แบบจำลองเสา

ในงานวิจัยนี้ได้ทำการสร้างแบบจำลองเสาให้มีพฤติกรรมแบบไม่เชิงเส้น (Nonlinear Properties) โดยเสาที่จำลองขึ้นในโปรแกรม ETABS ประกอบด้วย

1. ส่วนปลายของเสาทั้ง 2 ข้างจำลองเป็นจุดหมุนพลาสติกเพื่อแทนพฤติกรรมอินอีลาสติกของเสา

2. ส่วนเสาที่มีพฤติกรรมแบบอีลาสติก



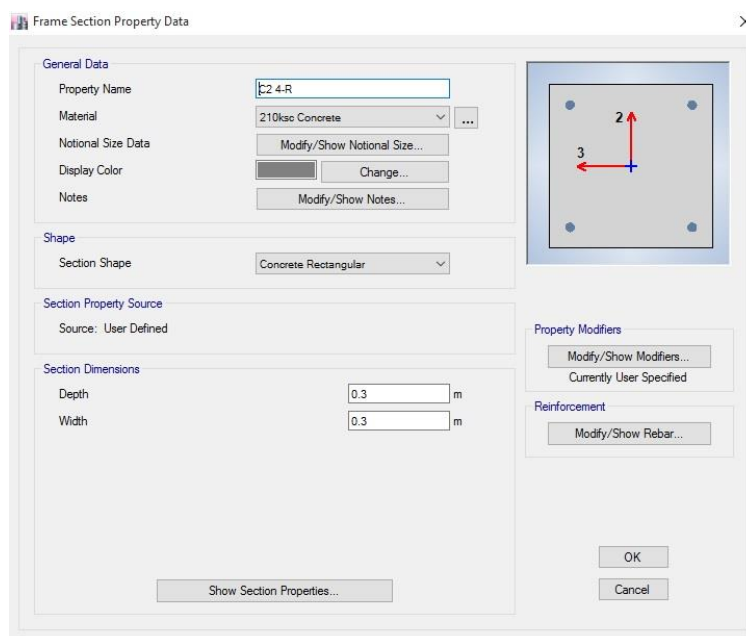
รูปที่ 4.5 ส่วนประกอบของแบบจำลองเสา

ในโปรแกรม ETABS การสร้างชิ้นส่วนเสาที่มีส่วนประกอบแบบอินอีลาสติก และส่วนอีลาสติก นั้น ต้องกำหนดค่าชิ้นส่วนเสามีพฤติกรรมแบบอีลาสติก และจุดหมุนพลาสติก หลังจากนั้นจึงนำชิ้นส่วนเสาต่างๆ มารวมกันจะได้เสาของอาคารตัวอย่างตามรูปที่ 4.5

โดยชิ้นส่วนเสามีพฤติกรรมแบบอีลาสติกในโปรแกรม ETABS จะต้องกำหนดค่า ชื่อของเสา ขนาดของหน้าตัดเสา วัสดุที่ใช้ รูปร่างหน้าตัดของเสา ตามรูปที่ 4.6 และขนาดของเหล็กเสริม ตามรูปที่ 4.7 โดยโปรแกรมจะทำการคำนวณค่าคุณสมบัติของหน้าตัดเสาให้ดังแสดงในรูปที่ 4.8

ส่วนของเสามีพฤติกรรมแบบอินอีลาสติก หรือจุดหมุนพลาสติกในโปรแกรม ETABS จะนำค่าแรงกระทำที่หัวเสา (Axial Force) จากน้ำหนักคงค้าง (Dead Load) น้ำหนักจร (Live Load) และแรงแผ่นดินไหว (Earthquake Load) โดยแรงกระทำจากแผ่นดินไหวจะใช้กราฟ Design Respose Spectrum ของกรุงเทพมหานคร มาเป็นตัวแทนคลื่นแผ่นดินไหวทั้งหมด ซึ่งจะทำให้ได้ค่าแรงกดที่

หัวเสาค่อนข้างสูง อาจจะทำให้โครงสร้างเสาสามารถรับแรงได้น้อยกว่าโครงสร้างจริง ซึ่งจะทำให้การวิเคราะห์จากโปรแกรม ETABS มีความปลอดภัยมากกว่า หรือเกิดความเสียหายเร็วกว่าในโครงสร้างจริงที่เมื่อเกิดแผ่นดินไหวขึ้นเสาอาจจะรับเพียงแรงจากน้ำหนักคงค้าง (Dead Load) และ น้ำหนักจร (Live Load) เท่านั้น ต่อมานำค่าแรงกดที่หัวเสา และคุณสมบัติของหน้าตัดไปคำนวณในโปรแกรม XTRACT โดยใช้ค่ากำลังอัดประลัยของคอนกรีต (f'_c) เท่ากับ 210 ksc และค่ากำลังรับแรงดึงที่จุดครากของเหล็กเสริม (f_y) เท่ากับ 4000 ksc ทำให้ทราบค่ากำลังรับแรงดัดของเสาที่จุดคราก เพื่อนำมาคำนวณค่าระดับสมรรถนะของโครงสร้างตาม ASCE41-13 [15] แล้วจึงนำมาค่ามาใส่ในโปรแกรม ETABS ตามรูปที่ 4.9



รูปที่ 4.6 การกำหนดคุณสมบัติของหน้าตัดเสาในโปรแกรม ETABS

Frame Section Property Reinforcement Data

Design Type
 P-M2-M3 Design (Column)
 M3 Design Only (Beam)

Rebar Material
 Longitudinal Bars: SD40
 Confinement Bars (Ties): SD40

Reinforcement Configuration
 Rectangular
 Circular

Confinement Bars
 Ties
 Spirals

Check/Design
 Reinforcement to be Checked
 Reinforcement to be Designed

Longitudinal Bars
 Clear Cover for Confinement Bars: 0.024 m
 Number of Longitudinal Bars Along 3-dir Face: 2
 Number of Longitudinal Bars Along 2-dir Face: 2
 Longitudinal Bar Size and Area: 16, 2.011 cm²
 Corner Bar Size and Area: 16, 2.011 cm²

Confinement Bars
 Confinement Bar Size and Area: 6, 0.283 cm²
 Longitudinal Spacing of Confinement Bars (Along 1-Axis): 0.15 m
 Number of Confinement Bars in 3-dir: 2
 Number of Confinement Bars in 2-dir: 2

OK Cancel

รูปที่ 4.7 การกำหนดคุณสมบัติของเหล็กเสริมในโปรแกรม ETABS

Frame Section Properties

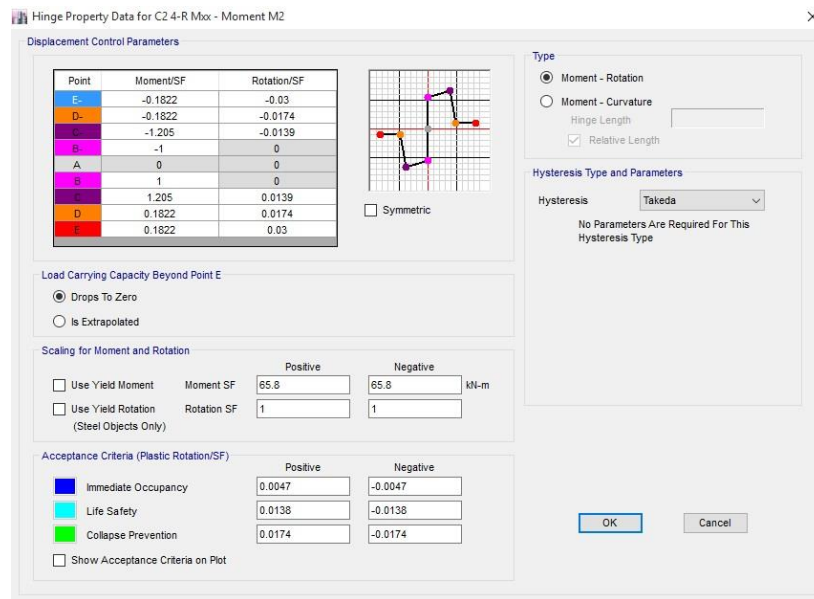
Property Name
 Section Name: C2 4-R
 Base Material: 210ksc Concrete

Properties

Item	Value
Area, m2	0.09
AS2, m2	0.075
AS3, m2	0.075
I33, m4	0.000675
I22, m4	0.000675
S33Pos, m3	0.0045
S33Neg, m3	0.0045
S22Pos, m3	0.0045
S22Neg, m3	0.0045
R33, m	0.086603
R22, m	0.086603
Z33, m3	0.00675
Z22, m3	0.00675
J, m4	0.001141
CG Offset 3 Dir, m	0
CG Offset 2 Dir, m	0
PNA Offset 3 Dir, m	0
PNA Offset 2 Dir, m	0

OK Cancel

รูปที่ 4.8 ค่าคุณสมบัติของเสาในโปรแกรม ETABS



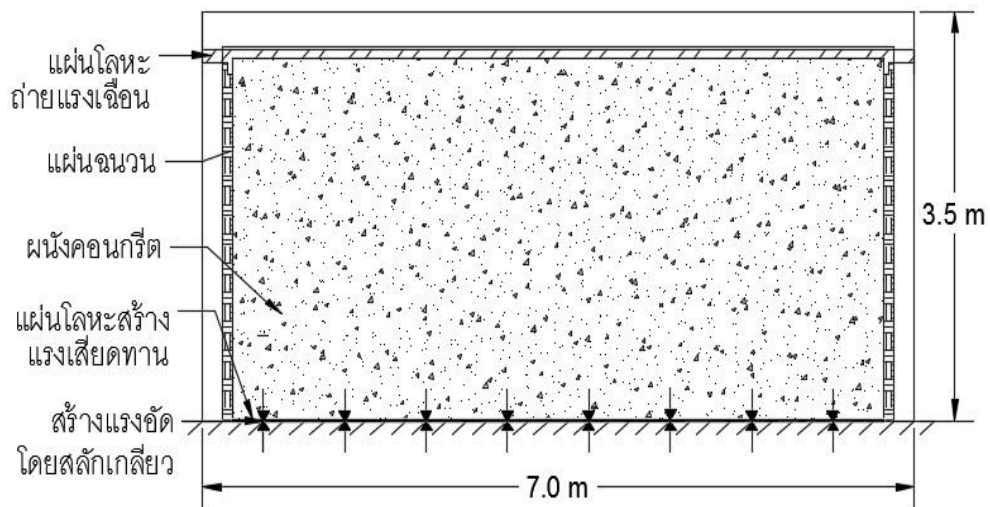
รูปที่ 4.9 ค่าคุณสมบัติของจุดหมุนพลาสติกในโปรแกรม ETABS

4.3 แบบจำลองผนังสลายพลังงานแบบเสียดทาน

4.3.1 คุณสมบัติของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทาน

แบบจำลองผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานจะมีลักษณะดังรูปที่ 4.10 ซึ่งประกอบด้วย

1. ผนังคอนกรีตที่ไม่รับแบกทานจากโครงเฟรม โดยจะมีการเว้นระยะห่างระหว่างโครงเฟรมกับผนังคอนกรีต เพื่อป้องกันการวิบัติที่มุมของผนัง
2. แผ่นโลหะสร้างแรงเสียดทาน ซึ่งในงานวิจัยนี้เลือกใช้วัสดุเป็นเหล็กกล้าไร้สนิม เนื่องจากแข็งแรง ทนทาน ราคาไม่สูง และไม่เกิดสนิม ซึ่งทำให้สามารถใช้งานได้นานขึ้น โดยสามารถเพิ่มแรงเสียดทานได้โดยการอัดแรงจากสลักเกลียวรูปที่ 4.10
3. แผ่นโลหะรับแรงเฉือน โดยจะทำการหล่อแผ่นโลหะรับแรงเฉือนเข้าไปในผนังคอนกรีตบริเวณด้านบน เพื่อส่งถ่ายแรงเฉือนจากโครงเฟรมให้เข้าสู่ผนัง
4. แผ่นฉนวน โดยจะทำการใส่แผ่นฉนวนที่ช่องว่างระหว่างโครงเฟรมกับผนังคอนกรีตเพื่อป้องกันความร้อน และเสียงรบกวนที่จะเข้ามาในอาคาร



รูปที่ 4.10 แบบจำลองผนังสลายพลังงานแบบเสียดทาน

เมื่อมีแรงส่งถ่ายมายังผนังสลายพลังงานแบบเสียดทาน ผนังจะมีพฤติกรรมดังนี้ ในช่วงที่แรงที่ส่งถ่ายมายังผนังมีค่าต่ำกว่าค่าแรงเสียดทานที่บริเวณฐานของผนัง ผนังจะรับแรงที่ถูกส่งถ่ายมาด้วยค่าสติฟเนสของโครงเฟรมร่วมกับค่าสติฟเนสของผนัง โดยค่าสติฟเนสของผนังจะสามารถหาได้จากสมการที่ (4.1)

$$K_w = \frac{1}{\left(\frac{h_w^3}{3E_w I_w}\right) + \left(\frac{h_w}{A_w G_w}\right)} \quad (4.1)$$

โดยที่ h_w คือ ความสูงของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทาน

A_w คือ พื้นที่หน้าตัดของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทาน

I_w คือ โมเมนต์อินเนอร์เซียของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทาน

E_w คือ โมดูลัสอีลาสติกของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทาน

G_w คือ โมดูลัสแรงเฉือนของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทาน

โดยผนังที่ใช้ในแบบจำลองมีความกว้าง 7 เมตร สูง 3.5 และ 3.6 เมตร และหนา 0.1 เมตร จะทำให้ได้ค่าสติฟเนสของผนังก่อนการลื่นไถลมีค่าเท่ากับ 236406.62 และ 226244.34 kN/m ตามลำดับ และในช่วงที่แรงที่ถ่ายมายังผนังมีค่าสูงกว่าค่าแรงเสียดทานที่บริเวณฐานของผนัง ผนังจะเกิดการลื่นไถล โดยผนังจะรับแรงที่ถูกส่งมาด้วยค่าสติฟเนสของโครงเฟรม และค่าแรงเสียดทานของผนัง โดยค่าแรงเสียดทานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานสามารถหาได้จากสมการที่ (4.2)

$$F = \mu N \quad (4.2)$$

โดยที่ μ คือค่าสัมประสิทธิ์ของแรงเสียดทาน

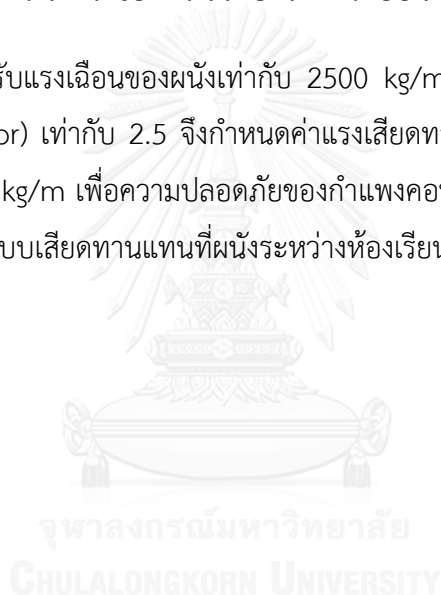
N คือแรงในแนวตั้งฉากกับผิวสัมผัส (Normal force)

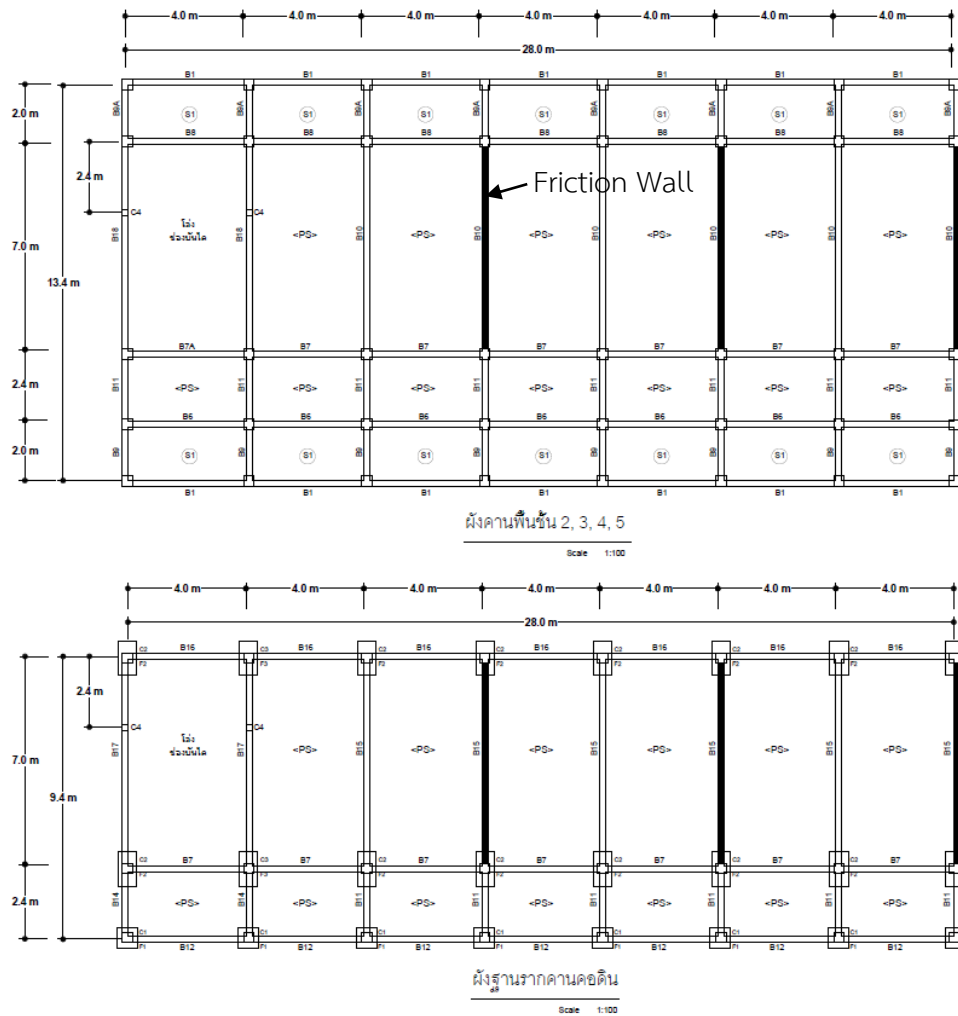
ในงานวิจัยนี้จะกำหนดค่าแรงเสียดทานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานให้มีค่าเท่ากับ 1000 kg/m ซึ่งเป็นค่าที่ได้จากการคำนวณหากำลังต้านด้านแรงเฉือนของกำแพงคอนกรีตตามสมการที่ (4.3) จากมาตรฐาน ACI318-14 [16]

$$V = 0.17\lambda\sqrt{f'_c}bd \quad (4.3)$$

- โดยที่ λ คือ ค่าปรับแก้ของคอนกรีตมวลเบา มีค่าเท่ากับ 0.75
 f'_c คือ กำลังรับแรงอัดของคอนกรีต มีค่าเท่ากับ 50 ksc หรือเท่ากับ 5 MPa
 d คือ ความกว้างของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทาน โดยจะทำการคำนวณกำลังรับแรงเฉือนต่อความกว้าง 1 เมตร
 b คือ ความหนาของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทาน มีค่าเท่ากับ 10 cm

ทำให้ได้ค่ากำลังรับแรงเฉือนของผนังเท่ากับ 2500 kg/m ซึ่งกำหนดให้กำแพงมีสัมประสิทธิ์การลดค่า (Safety Factor) เท่ากับ 2.5 จึงกำหนดค่าแรงเสียดทานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานให้มีค่าเท่ากับ 1000 kg/m เพื่อความปลอดภัยของกำแพงคอนกรีต โดยอาคารตัวอย่างจะทำการติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานแทนที่ผนังระหว่างห้องเรียนเดิมดังรูปที่ 4.11





รูปที่ 4.11 ตำแหน่งติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทาน

4.3.2 แบบจำลองผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานในโปรแกรม ETABS

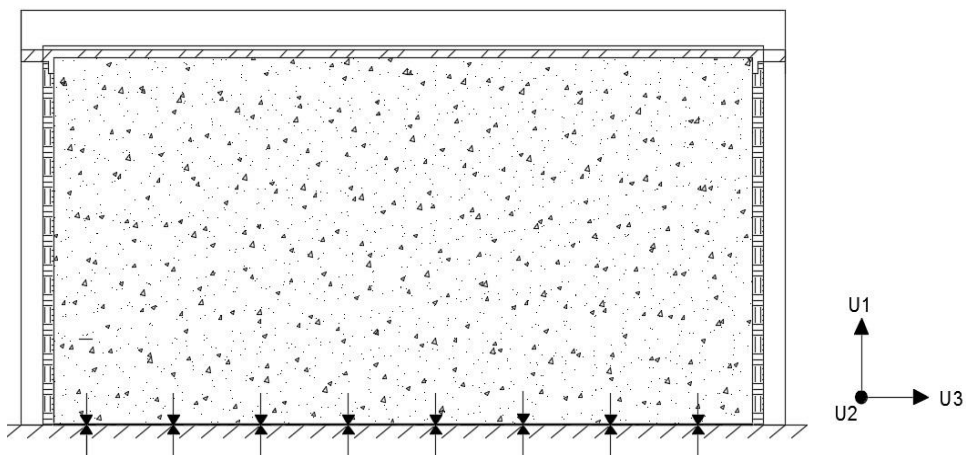
ในโปรแกรม ETABS การจำลองชิ้นส่วนผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานจะจำลองโดยใช้ชิ้นส่วน Multi Linear Plastic Link โดยจำลองเป็นชิ้นส่วนของผนังที่มีพฤติกรรมแบบไม่เชิงเส้น ในงานวิจัยนี้จะจำลองให้เฉพาะการเคลื่อนตัวในแนวผนังเท่านั้นที่มีพฤติกรรมแบบไม่เชิงเส้น และเป็นผนังที่ไม่รับแรงแบกทาน (Non-Bearing Wall) ทำโดยการให้ทิศทาง U1 (ตามรูปที่ 4.13) ของชิ้นส่วน Multi Linear Plastic Link ให้เป็นอิสระ (Free) น้ำหนักจากโครงเพอร์มจะไม่ถูกถ่ายลงมายังผนังสลายพลังงานแบบเสียดทาน และในทิศทางตั้งฉากกับผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานจะจำลองให้มีพฤติกรรมแบบเชิงเส้น ซึ่งสามารถระบุได้ดังรูปที่ 4.12

พฤติกรรมแบบไม่เชิงเส้นของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทาน ในแนวของผนังหรือในทิศทาง U3 จำลองให้มีพฤติกรรมเช่นเดียวกับพฤติกรรมเสียดทานตามผลที่ได้ทำการทดสอบในบทที่ 3 ซึ่งในชิ้นส่วน Multi Linear Plastic Link จะเลือกกราฟฮิสเทอรีซิสเป็นแบบไอโซทรอปิก (Isotropic) และ

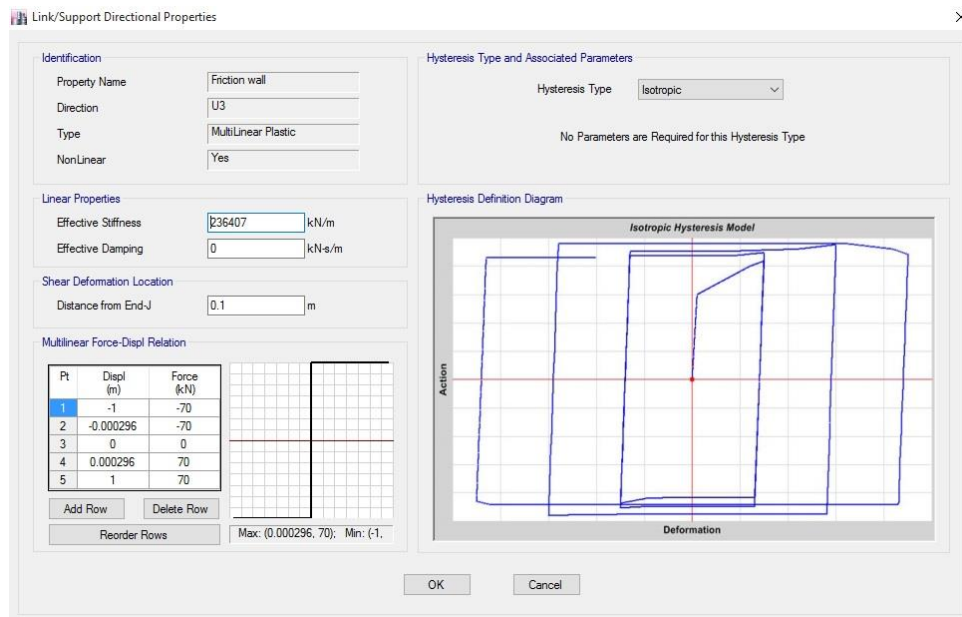
ค่าสติฟเนส (Stiffness) ของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานใช้ตามที่ได้คำนวณได้คือ 236406.62 kN/m บริเวณชั้น 1-4 ที่มีความสูงชั้น 3.5 เมตร และ 226244.34 kN/m บริเวณชั้น 5 ที่มีความสูงชั้น 3.6 เมตร และใช้ค่าแรงลื่นไถล (Slip Force) เท่ากับ 1000 kg/m โดยที่ผนังในแบบจำลองกำหนดให้มีความยาว 7 เมตรตามแบบโรงเรียนมาตรฐานของกรุงเทพมหานคร ทำให้คำนวณค่าแรงลื่นไถลในชั้นส่วน Multi Linear Plastic Link เท่ากับ 7000 kg หรือประมาณ 70 kN ตามรูปที่ 4.14

พฤติกรรมแบบเชิงเส้นของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานในทิศทางตั้งฉากของผนัง หรือทิศทาง U2 ตามรูปที่ 4.15 จะกำหนดค่าตามที่ได้คำนวณได้คือ 163 kN/m บริเวณชั้น 1-4 ที่มีความสูง 3.5 เมตร และ 150 kN/m บริเวณชั้น 5 ที่มีความสูง 3.6 เมตร

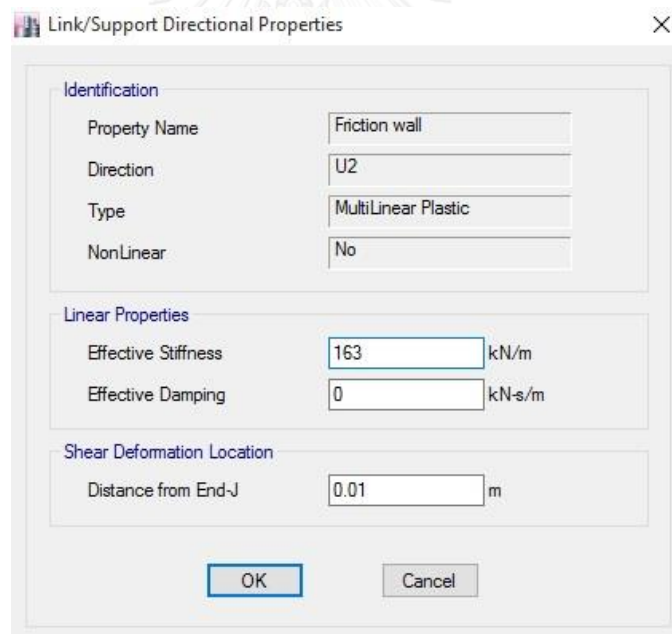
รูปที่ 4.12 การระบุพฤติกรรมในแต่ละแกนของชั้นส่วน Multi Linear Plastic Link



รูปที่ 4.13 แนวแกนของชั้นส่วน Multi Linear Plastic Link



รูปที่ 4.14 พฤติกรรมไม่เชิงเส้นของชิ้นส่วน Multi Linear Plastic Link



รูปที่ 4.15 พฤติกรรมเชิงเส้นของชิ้นส่วน Multi Linear Plastic Link

ในโปรแกรม ETABS เมื่อติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทาน หรือชิ้นส่วน Multi Linear Plastic Link เข้าไปในแบบจำลองจะทำให้ค่าสติฟเนสของอาคารเพิ่มมากขึ้น ซึ่งส่งผลต่อ Damping Ratio โดยรวมของอาคาร จึงต้องทำการปรับแก้ให้อาคารที่ติดตั้ง และไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานให้มีค่า Damping Ratio ที่เท่ากัน โดยกำหนดค่า Damping Ratio ไว้ที่ 2% ในโปรแกรม

ETABS จะคำนวณความหน่วงของโครงสร้างโดยใช้ผลรวมระหว่าง Damping แบบ Rayleigh Damping ที่สามารถคำนวณได้จากสมการที่ (4.4) และค่าที่ได้จาก Additional Material Damping

$$C = \mu m + \lambda k \quad (4.4)$$

โดยที่ m = น้ำหนักโดยรวมของโครงสร้าง

k = ค่าความแข็ง (Stiffness) ของโครงสร้าง

μ = Mass Proportional Coefficient

λ = Stiffness Proportional Coefficient

โดยการตั้งค่าความหน่วงแบบ Rayleigh Damping ของโครงสร้างโดยการระบุ Mass and Stiffness Proportional Coefficient โดยการระบุค่าคาบการสั่นของโหมดที่ 1 และโหมดที่ 2 ของแบบจำลองอาคารในทิศทางเคลื่อนที่ที่ต้องการ และ ค่า Damping ดังรูปที่ 4.16

Mass and Stiffness Proportional Damping

Damping Coefficients

Direct Specification
 Specify Damping by Period
 Specify Damping by Frequency

Mass Proportional Coefficient: 0.0696 1/sec
 Stiffness Proportional Coefficient: 5.565E-03 sec

	Period	Frequency	Damping
First	2.129 sec	cyc/sec	0.02
Second	1.483 sec	cyc/sec	0.02

Recalculate Coefficients

OK Cancel

รูปที่ 4.16 การตั้งค่า Damping Ratio ของโปรแกรม ETABS

จากสมการที่ 4.4 จะพบว่าค่าความหน่วงของอาคารจะเกิดจากน้ำหนักโดยรวมของอาคาร และค่าสตีฟเนส (Stiffness) ของอาคาร ซึ่งจะทำให้การปรับค่าโดยระบุเพียงค่า Mass Proportional Coefficient เพียงค่าเดียวในการคำนวณแบบ Rayleigh Damping ตามรูปที่ 4.17 แล้วนำค่า Stiffness Proportional Coefficient ไปปรับที่ค่า Additional Material Damping แทน โดยปรับทุกวัสดุที่นำมาใช้สร้างชิ้นส่วน เสา คาน และพื้นของแบบจำลอง ดังรูปที่ 4.18

Mass and Stiffness Proportional Damping

Damping Coefficients

Direct Specification
 1/sec
 sec

Specify Damping by Period

Specify Damping by Frequency

	Period	Frequency	Damping
First	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>
Second	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>

รูปที่ 4.17 การระบุค่า Mass Proportional Coefficient

Additional Material Damping

Material Name and Type

Material Name:

Material Type:

Modal Damping

Damping Ratio:

Note: Applies to Response Spectrum and Modal Time History load cases

Viscous Proportional Damping

Mass Coefficient: 1/sec

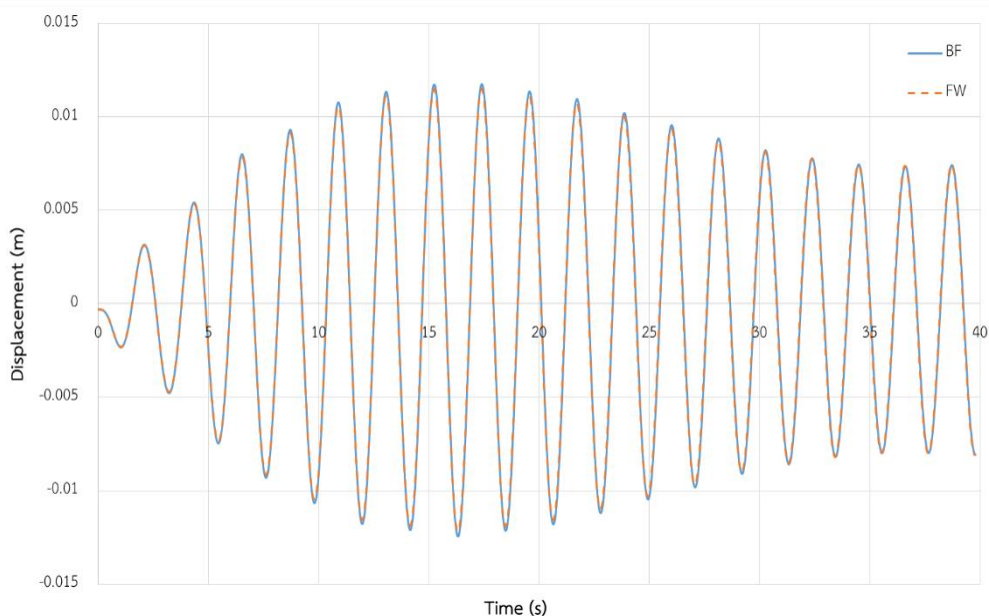
Stiffness Coefficient: sec

Note: Applies to Direct Integration Time History load cases

รูปที่ 4.18 การระบุค่า Additional Material Damping

การตรวจสอบความถูกต้องของแบบจำลอง ทำได้โดยการวิเคราะห์ด้วยวิธีพลศาสตร์ไม่เชิงเส้นแบบประวัติเวลา โดยการใส่แรงแบบฮาร์โมนิก (Harmonic) โดยเปรียบเทียบระหว่างอาคารที่ติดตั้ง และไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทาน โดยกำหนดค่าแรงคลื่นไกลให้มีค่าน้อยมาก เพื่อให้เกิดการสลายพลังงานให้น้อยที่สุด เมื่อนำมาค่าการเคลื่อนตัวที่บริเวณชั้นหลังคาของอาคารเรียนที่ติดตั้ง และไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานมาเปรียบเทียบกันจะพบว่ามามีค่าที่ใกล้เคียงกัน ดังแสดงในรูปที่ 4.19 ซึ่งจะแสดงให้เห็นว่าค่าความหน่วงของอาคารที่ติดตั้ง และไม่ติดตั้งผนังสลาย

พลังงานแบบเสียดทานมีค่าความหน่วงภายหลังการสั่นไถลของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานที่เท่ากัน



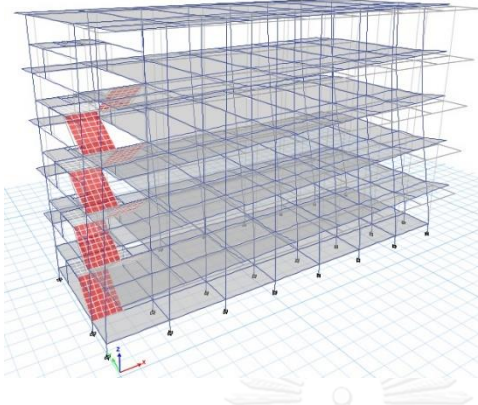
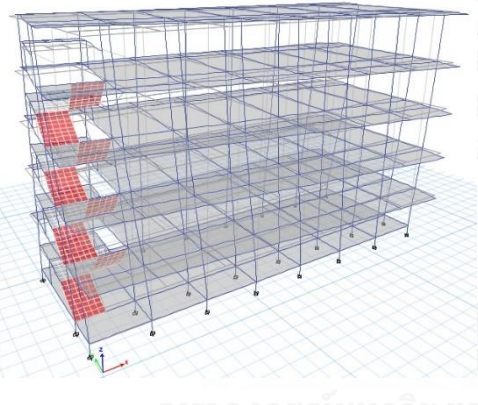
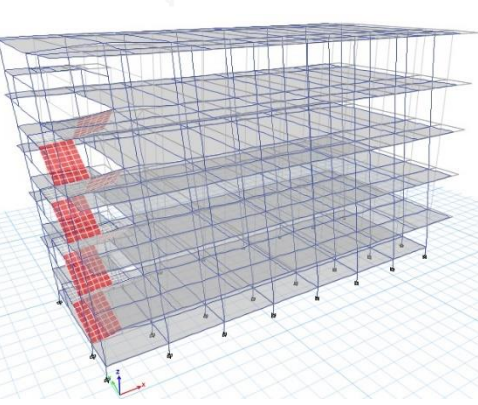
รูปที่ 4.19 เปรียบเทียบการเคลื่อนตัวบริเวณชั้นหลังคาของอาคารที่ติดตั้ง และไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทาน

4.4 คุณสมบัติของแบบจำลอง

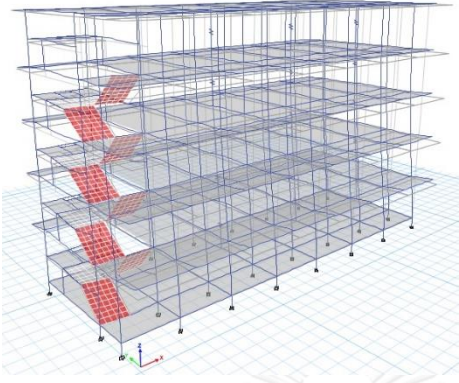
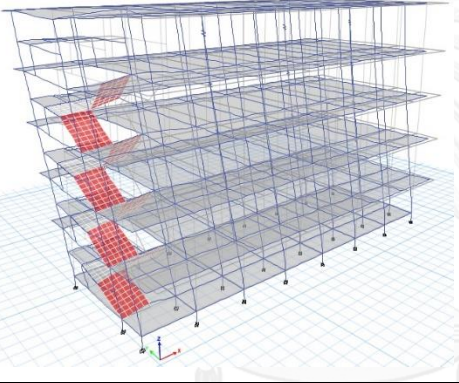
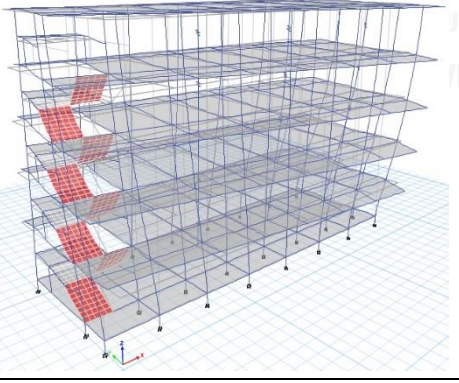
4.4.1 คุณสมบัติเชิงพลศาสตร์ของแบบจำลองอาคารเรียนตัวอย่าง

อาคารตัวอย่างที่ติดตั้ง และไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานมีคุณสมบัติเชิงพลศาสตร์จากโปรแกรม ETABS ได้แก่ คาบธรรมชาติ (Period) ลักษณะของ Mode shape และ Participating Mass Ratio ของอาคารที่ติดตั้ง และไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทาน ตารางที่ 4.2 และตารางที่ 4.3 ตามลำดับ

ตารางที่ 4.2 คุณสมบัติของอาคารเรียนที่ไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทาน

Mode	Mode Shape	Period (s)	Ux	Uy	Rz
1		2.129	0	0.509	0.175
2		1.483	0.002	0.227	0.082
3		1.435	0.712	0.002	0.004

ตารางที่ 4.3 คุณสมบัติของอาคารเรียนที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทาน

Mode	Model	Period (s)	Ux	Uy	Rz
1		1.457	0.102	0.638	0.215
2		1.430	0.609	0.102	0.033
3		1.358	0.003	0.007	0.001

4.5 คลื่นแผ่นดินไหวที่ใช้ในการศึกษา

4.5.1 ลักษณะคลื่นแผ่นดินไหวที่ใช้ศึกษา

คลื่นแผ่นดินไหวที่ใช้ในการศึกษาจะทำการเลือกให้สอดคล้องกับสเปกตรัมตอบสนองของอาคารในกรุงเทพมหานครฯ ดังแสดงในรูปที่ 4.20 โดยหาจากฐานข้อมูล The Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER) ซึ่งเป็นศูนย์วิจัย และศึกษาด้านแผ่นดินไหวในประเทศสหรัฐอเมริกา โดยการวิเคราะห์โครงสร้างด้วยวิธีพลศาสตร์ไม่เชิงเส้นตามมาตรฐาน ASCE41-13 กำหนดให้ทำการวิเคราะห์โดยใช้คลื่นแผ่นดินไหวไม่น้อยกว่า 7 คลื่น

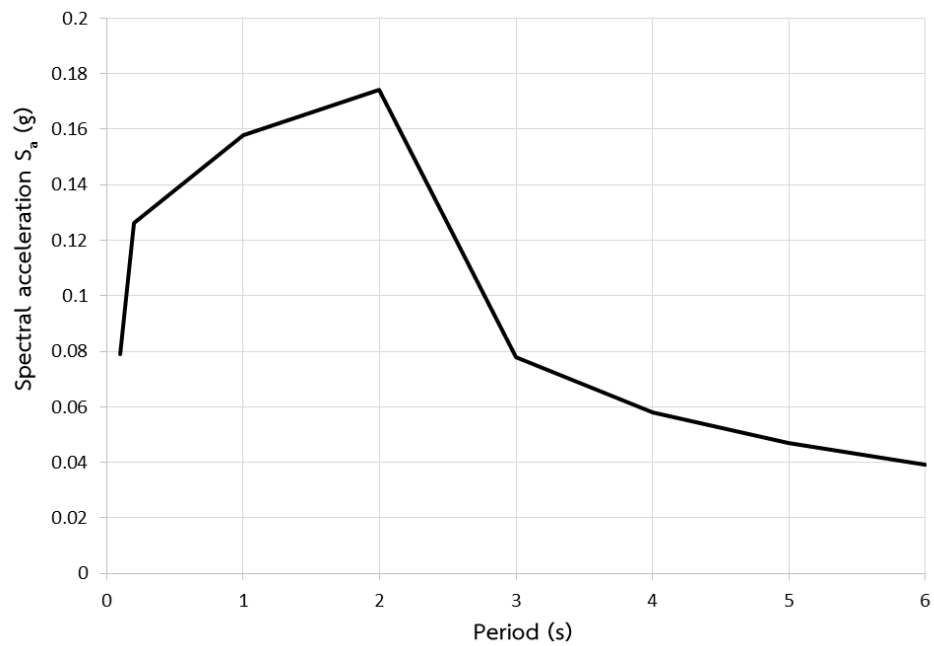
งานวิจัยนี้จึงเลือกใช้คลื่นแผ่นดินไหวในการศึกษาจำนวน 10 คลื่น โดยรายละเอียดของคลื่นแผ่นดินไหวแสดงไว้ในตารางที่ 4.4 ซึ่งในแต่ละคลื่นจะประกอบด้วยคลื่นที่เกิดขึ้นในแนวตั้งฉากกับรอยเลื่อน (FN) และคลื่นที่เกิดขึ้นในแนวนานกับรอยเลื่อน (FP) โดยจะเลือกคลื่นแผ่นดินไหวที่มีความเร่งที่พื้นดินที่สูงกว่ามากกระทำกับอาคารตัวอย่าง โดยนำคลื่นที่ได้มากระทำกับอาคารในแนวแกนที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานเพียงทิศทางเดียว

ตารางที่ 4.4 รายละเอียดคลื่นแผ่นดินไหวที่ใช้ในการศึกษา

No.	Earthquake Name	Station Name	Year	Mw	Duration (s)	Distance (m)	V _{S30} (m/s)
1	Borrego Mtn	LB - Terminal Island	1968	6.63	51.85	199.84	217.92
2	Landers 833	Anaheim - W Ball Rd	1992	7.28	50.58	144.90	269.29
3	Landers 835	Brea - S Flower Av	1992	7.28	58.60	137.44	322.75
4	Landers 842	Covina - W Badillo	1992	7.28	46.08	128.06	324.79
5	Landers 889	San Gabriel - E Grand Ave	1992	7.28	47.94	141.92	401.37
6	Landers 899	West Covina - S Orange Ave	1992	7.28	60	132.32	334.69
7	Duzce Turkey 1599	Ambarli	1999	7.14	70.12	188.00	175.00
8	Duzce Turkey 1608	Hava Alani	1999	7.14	86.16	178.03	354.37

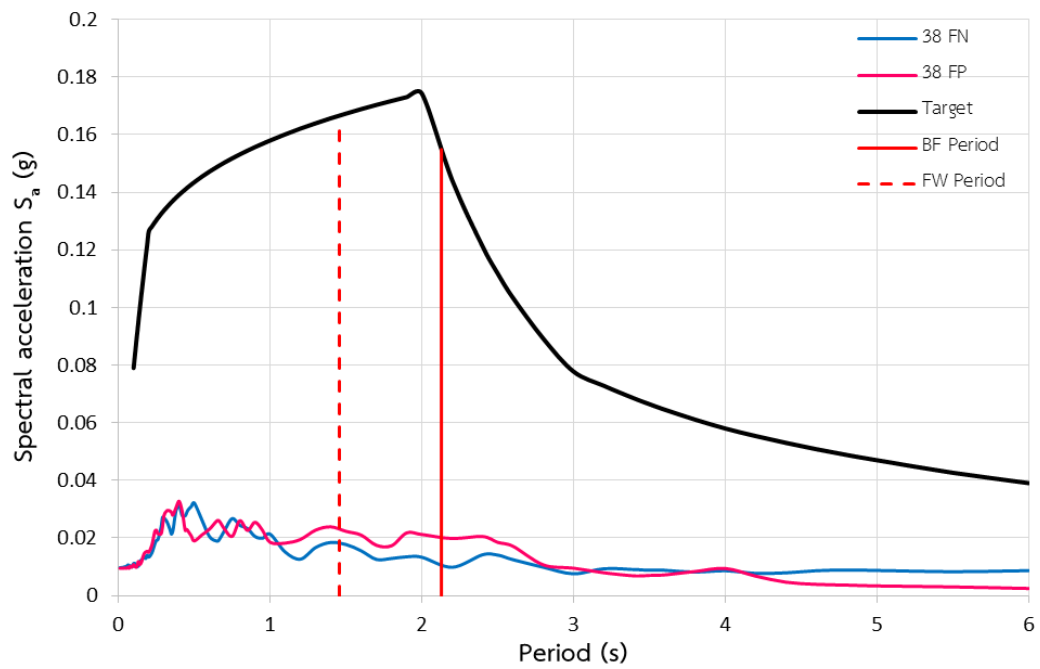
No.	Earthquake Name	Station Name	Year	Mw	Duration (s)	Distance (m)	V_{S30} (m/s)
9	Hector Mine 1771	Bombay Beach Fire Station	1999	7.13	64.99	120.69	257.03
10	Hector Mine 1826	San Bernardino - Fire Sta. #10	1999	7.13	50	103.62	279.46

Bangkok Design Response Spectrum

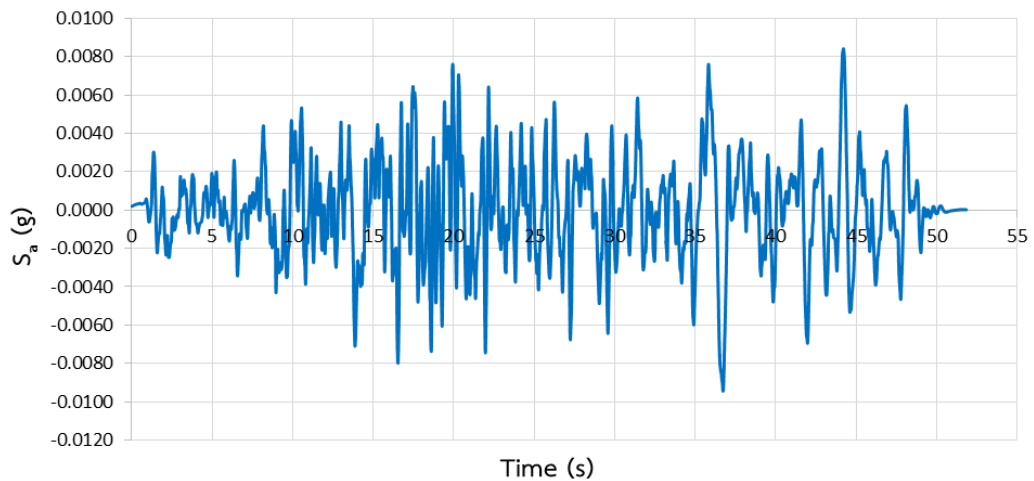


รูปที่ 4.20 เส้นสเปกตรัมตอบสนองของพื้นที่กรุงเทพมหานคร โซน 5

4.5.1.1 Borrego Mtn, LB – Terminal Island (1968)

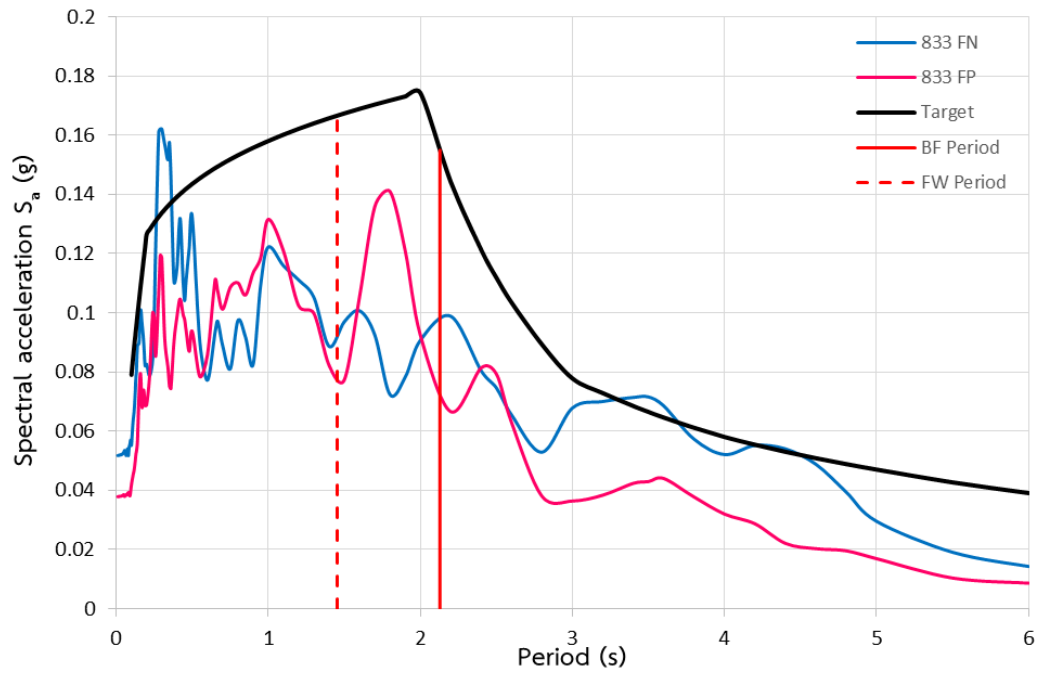


รูปที่ 4.21 เส้นสเปกตรัมตอบสนองของคลื่นแผ่นดินไหว Borrego Mtn, LB – Terminal Island (1968)

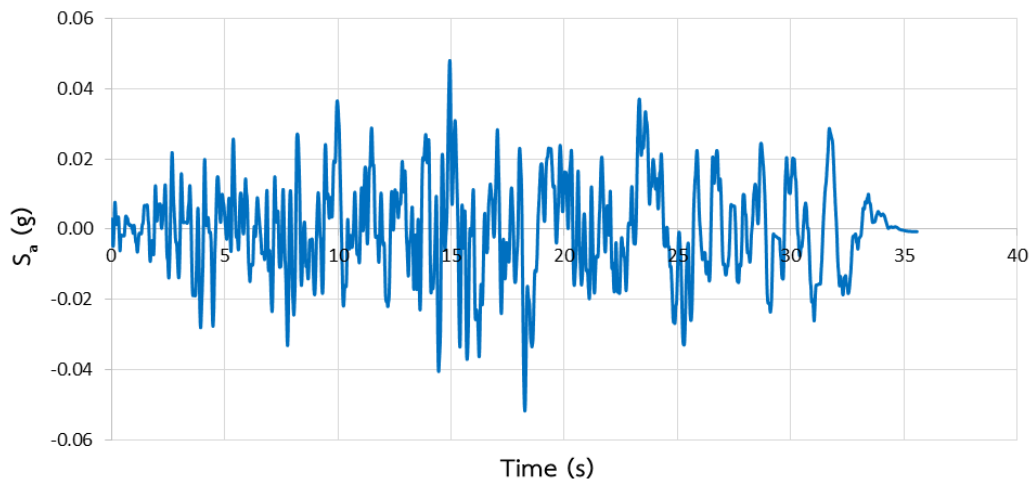


รูปที่ 4.22 คลื่นแผ่นดินไหว Borrego Mtn, LB – Terminal Island (1968) ในแนวขนานกับรอยเลื่อน

4.5.1.2 Landers 833, Anaheim - W Ball Rd (1992)

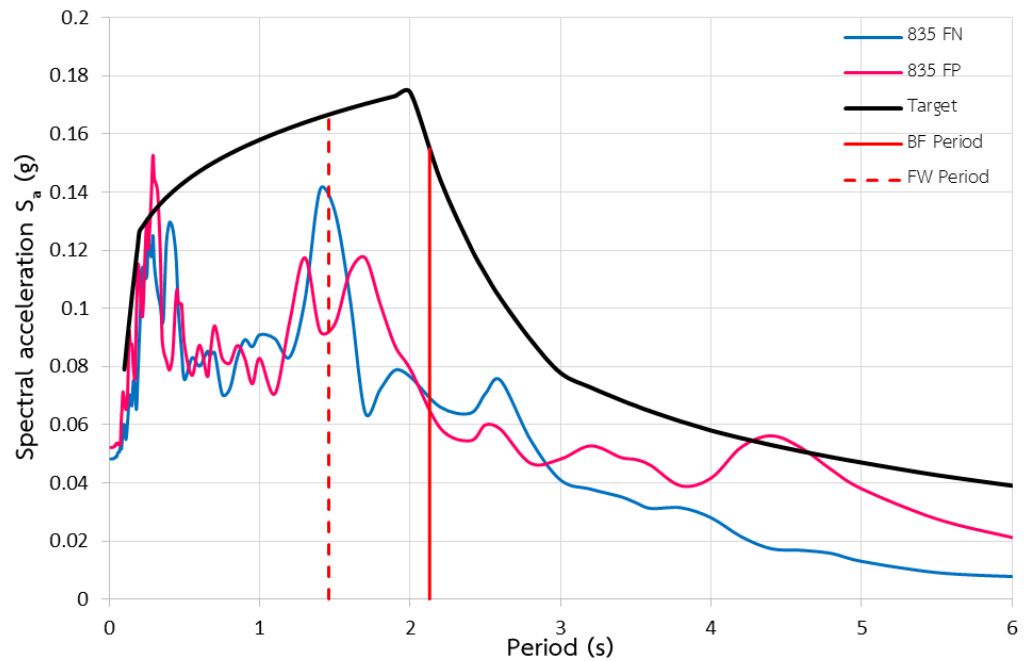


รูปที่ 4.23 เส้นสเปกตรัมตอบสนองของคลื่นแผ่นดินไหว Landers 833, Anaheim - W Ball Rd (1992)

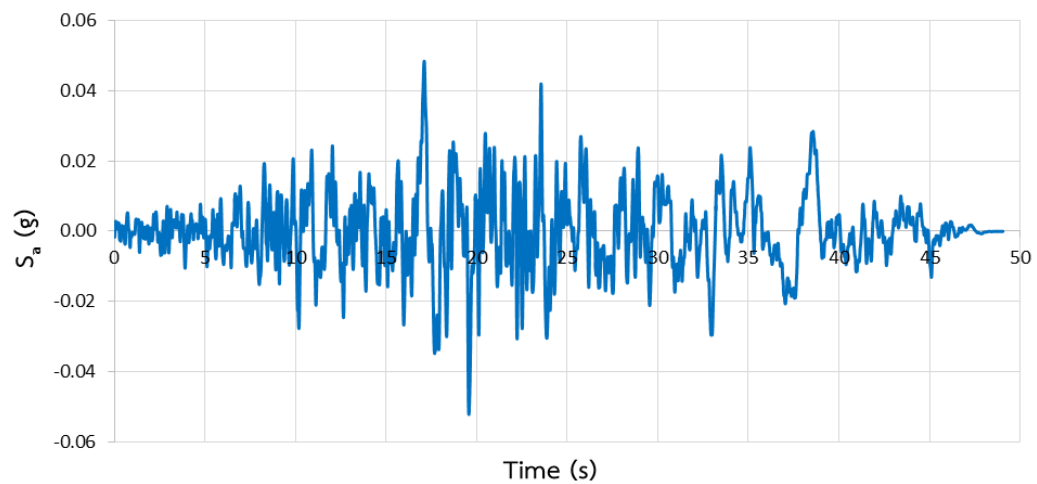


รูปที่ 4.24 คลื่นแผ่นดินไหว Landers 833, Anaheim - W Ball Rd (1992) ในแนวตั้งฉากกับรอยเลื่อน

4.5.1.3 Landers 835, Brea - S Flower Av (1992)

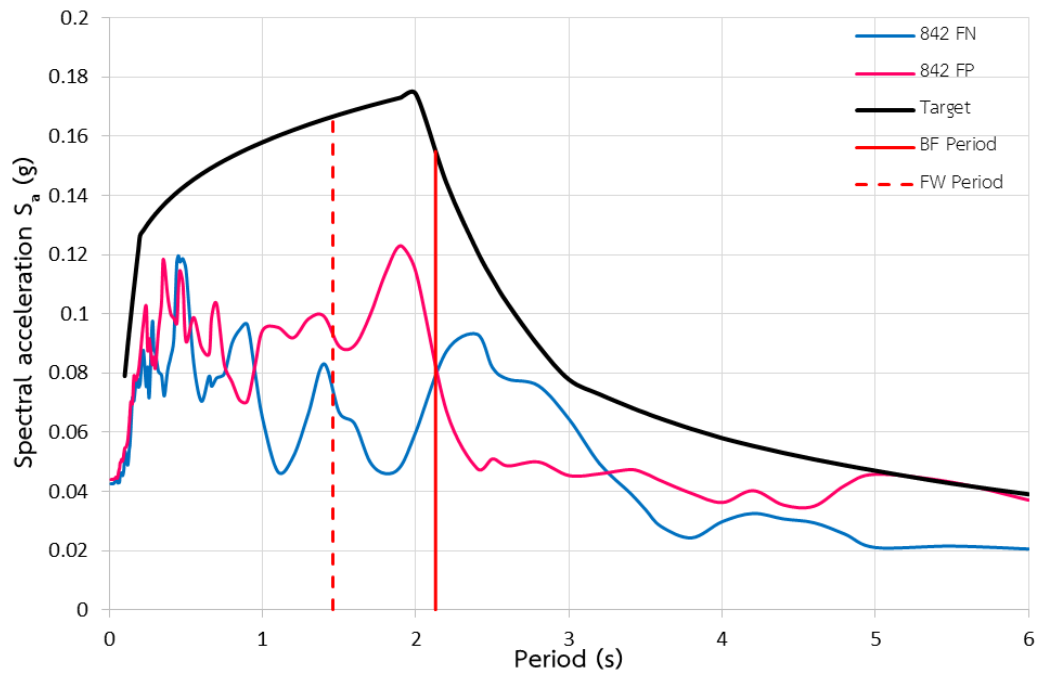


รูปที่ 4.25 เส้นสเปกตรัมตอบสนองของคลื่นแผ่นดินไหว Landers 835, Brea - S Flower Av (1992)

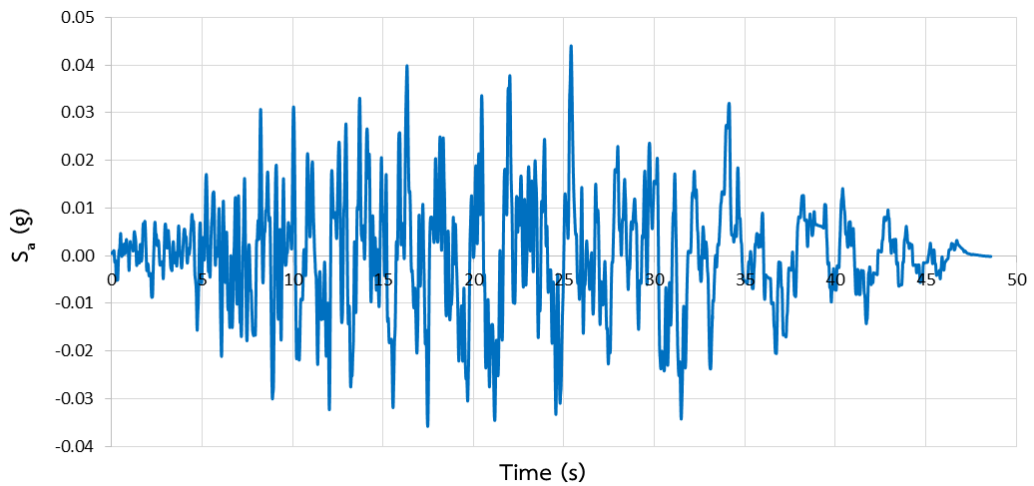


รูปที่ 4.26 คลื่นแผ่นดินไหว Landers 835, Brea - S Flower Av (1992) ในแนวตั้งฉากกับรอยเลื่อน

4.5.1.4 Landers 842, Covina - W Badillo (1992)

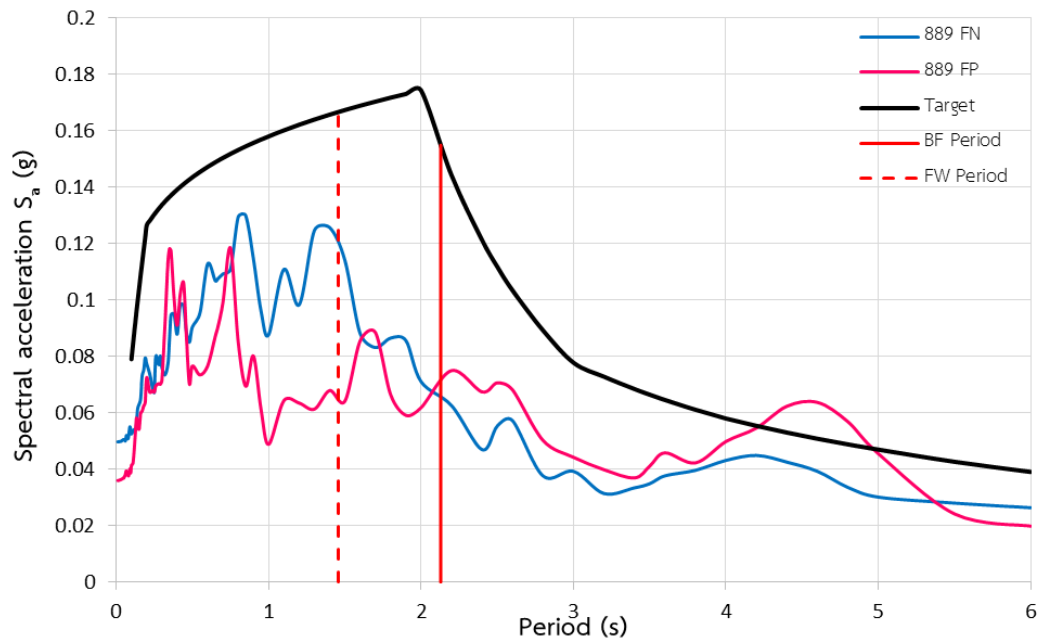


รูปที่ 4.27 เส้นสเปกตรัมตอบสนองของคลื่นแผ่นดินไหว Landers 842, Covina - W Badillo (1992)

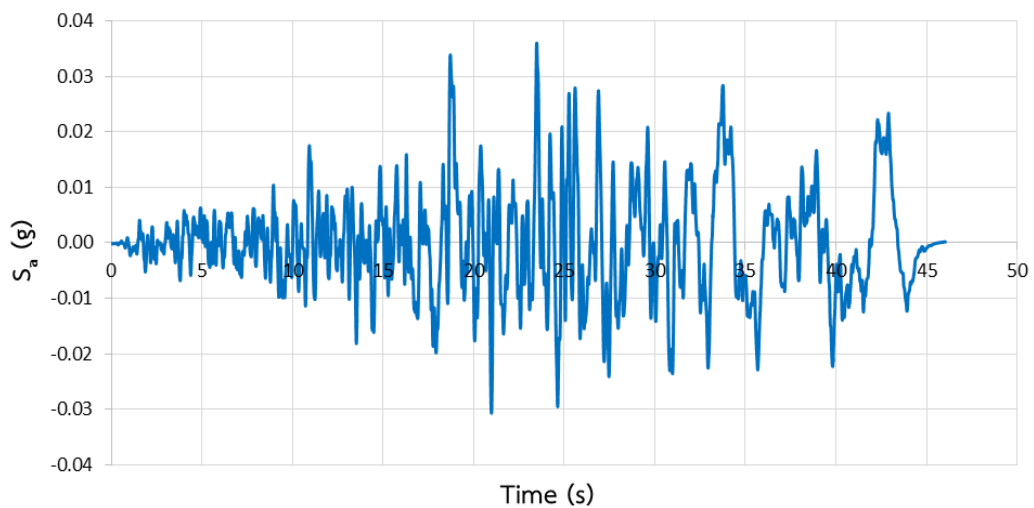


รูปที่ 4.28 คลื่นแผ่นดินไหว Landers 842, Covina - W Badillo (1992) ในแนวนอนกับรอยเลื่อน

4.5.1.5 Landers 889, San Gabriel - E Grand Ave (1992)

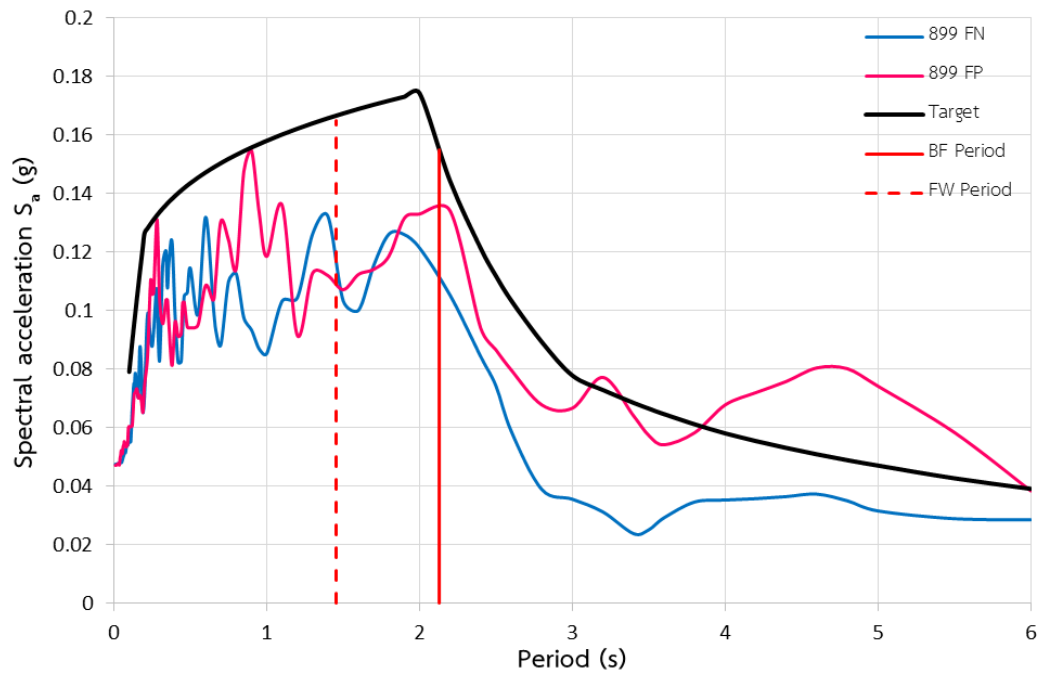


รูปที่ 4.29 เส้นสเปกตรัมตอบสนองของคลื่นแผ่นดินไหว Landers 889, San Gabriel - E Grand Ave (1992)

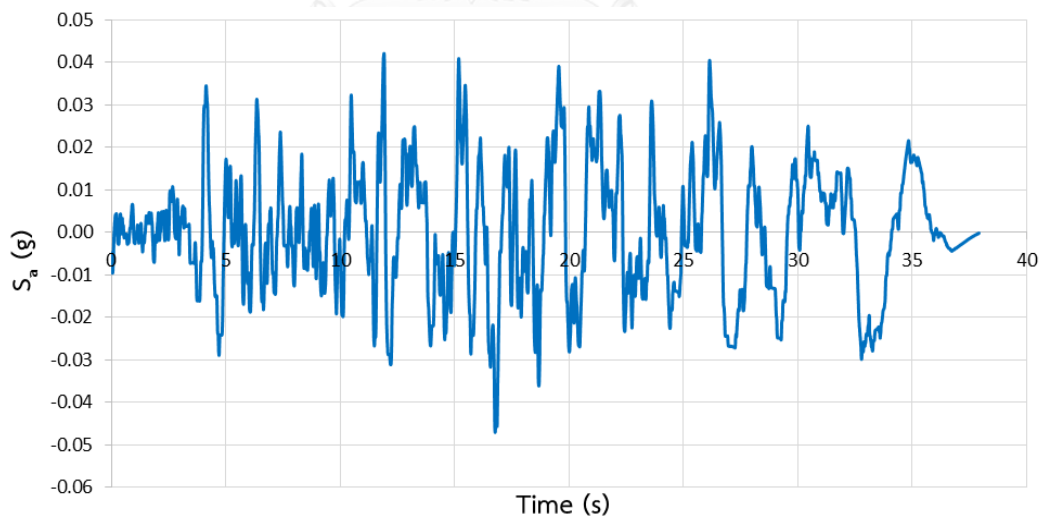


รูปที่ 4.30 คลื่นแผ่นดินไหว Landers 889, San Gabriel - E Grand Ave (1992) ในแนวตั้งฉากกับรอยเลื่อน

4.5.1.6 Landers 899, West Covina - S Orange Ave (1992)

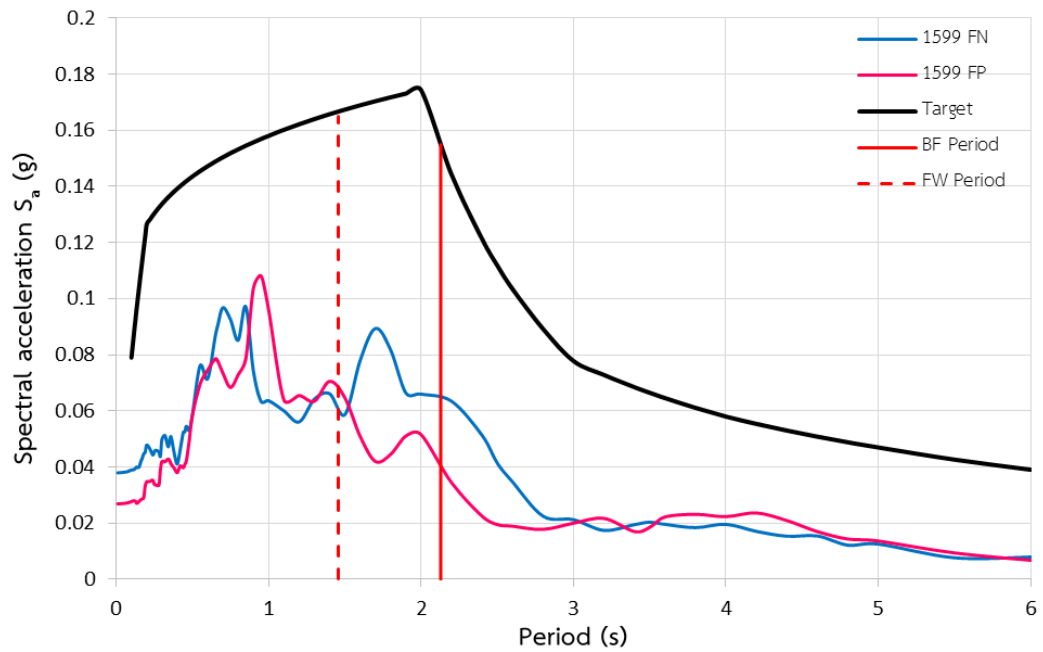


รูปที่ 4.31 เส้นสเปกตรัมตอบสนองของคลื่นแผ่นดินไหว Landers 899, West Covina - S Orange Ave (1992)

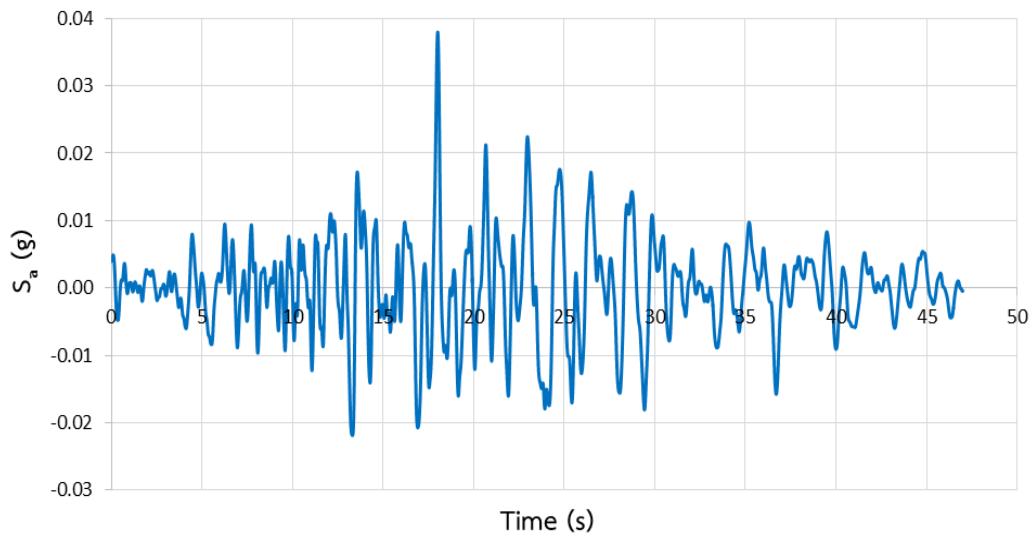


รูปที่ 4.32 คลื่นแผ่นดินไหว Landers 899, West Covina - S Orange Ave (1992) ในแนวขนานกับรอยเลื่อน

4.5.1.7 Duzce Turkey 1599, Ambarli (1999)

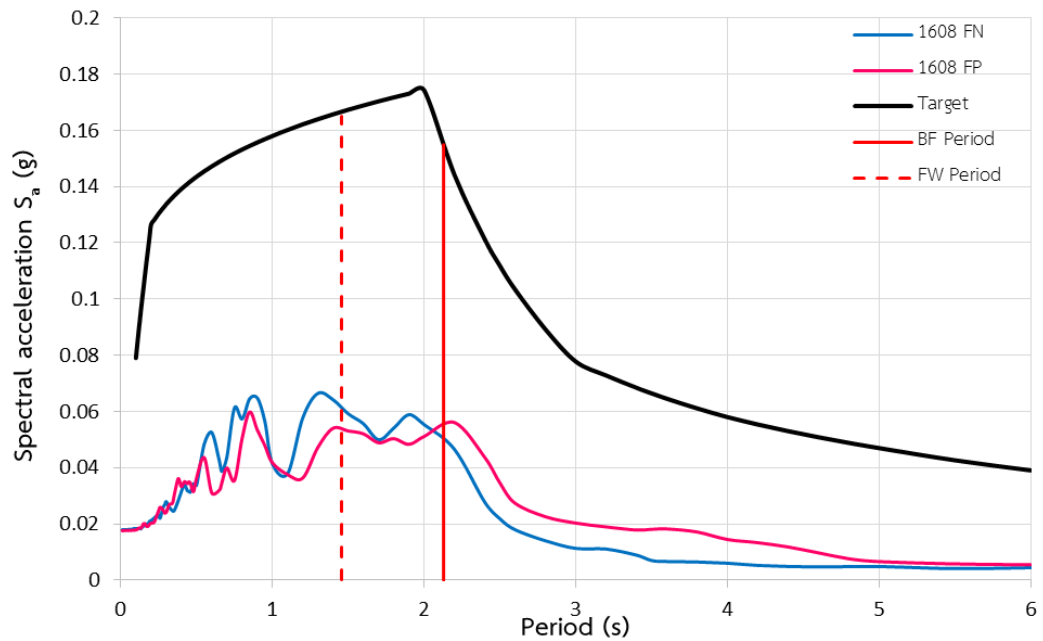


รูปที่ 4.33 เส้นสเปกตรัมตอบสนองของคลื่นแผ่นดินไหว Duzce Turkey 1599, Ambarli (1999)

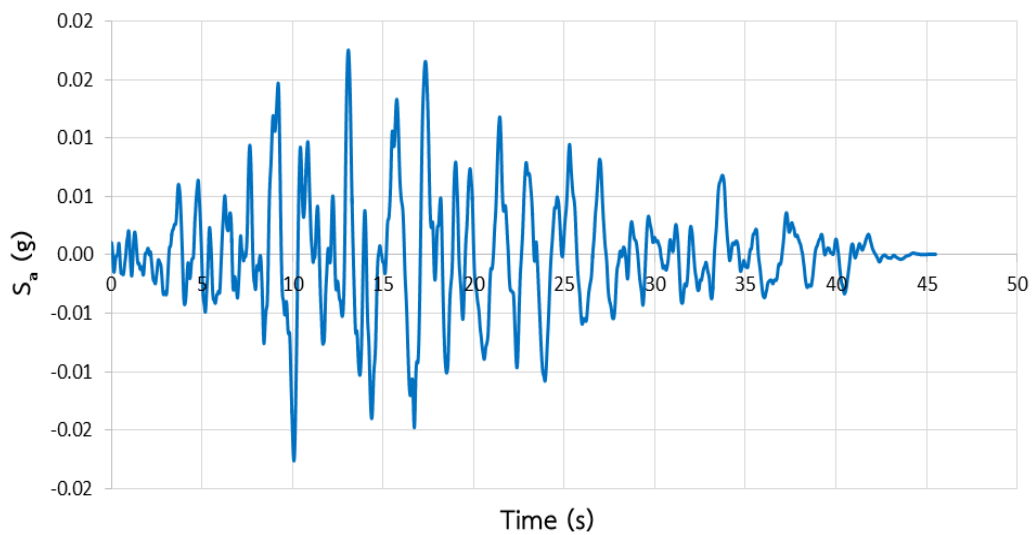


รูปที่ 4.34 คลื่นแผ่นดินไหว Duzce Turkey 1599, Ambarli (1999) ในแนวขนานกับรอยเลื่อน

4.5.1.8 Duzce Turkey 1608, Hava Alani (1999)

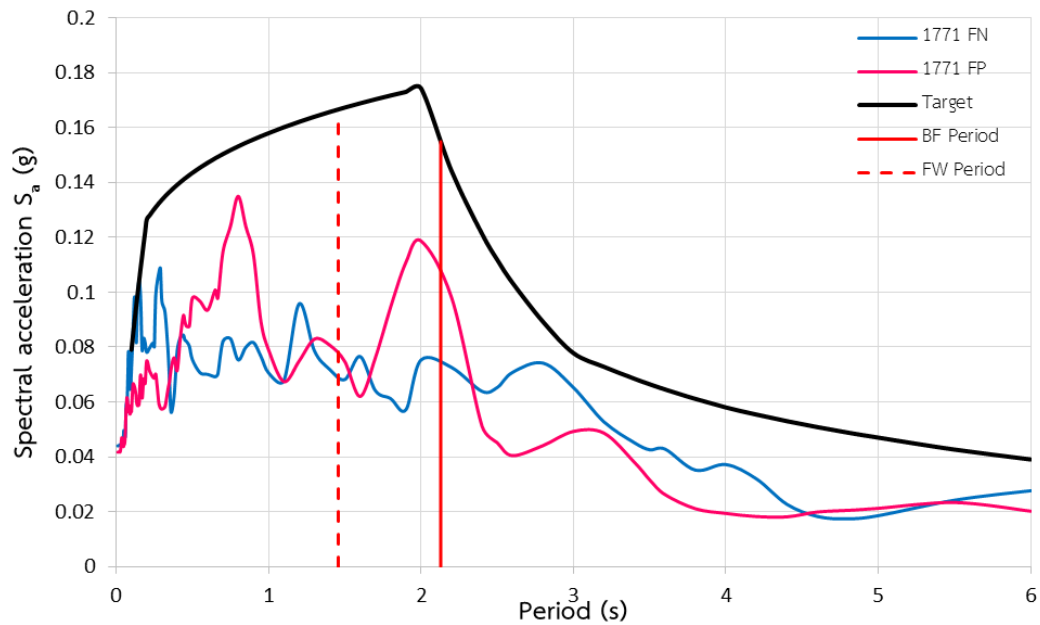


รูปที่ 4.35 เส้นสเปกตรัมตอบสนองของคลื่นแผ่นดินไหว Duzce Turkey 1608, Hava Alani (1999)

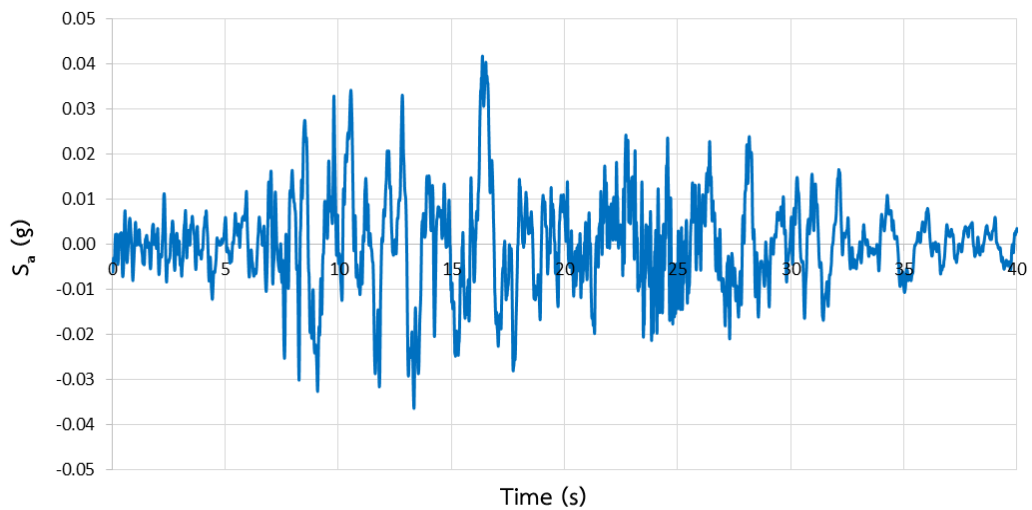


รูปที่ 4.36 คลื่นแผ่นดินไหว Duzce Turkey 1608, Hava Alani (1999) ในแนวขนานกับรอยเลื่อน

4.5.1.9 Hector Mine 1771, Bombay Beach Fire Station (1999)

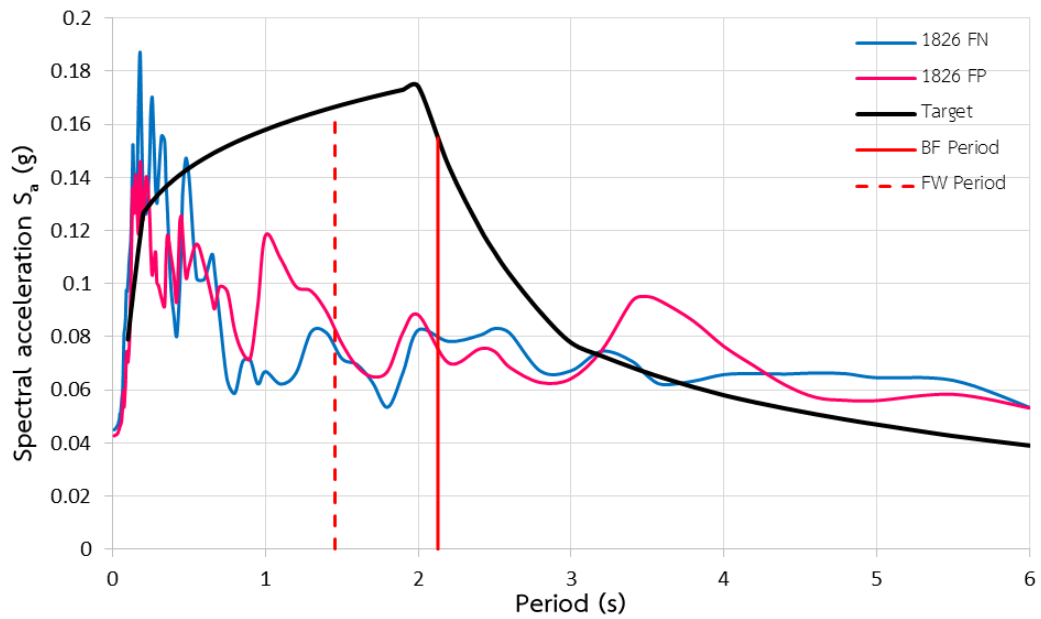


รูปที่ 4.37 เส้นสเปกตรัมตอบสนองของคลื่นแผ่นดินไหว Hector Mine 1771, Bombay Beach Fire Station (1999)

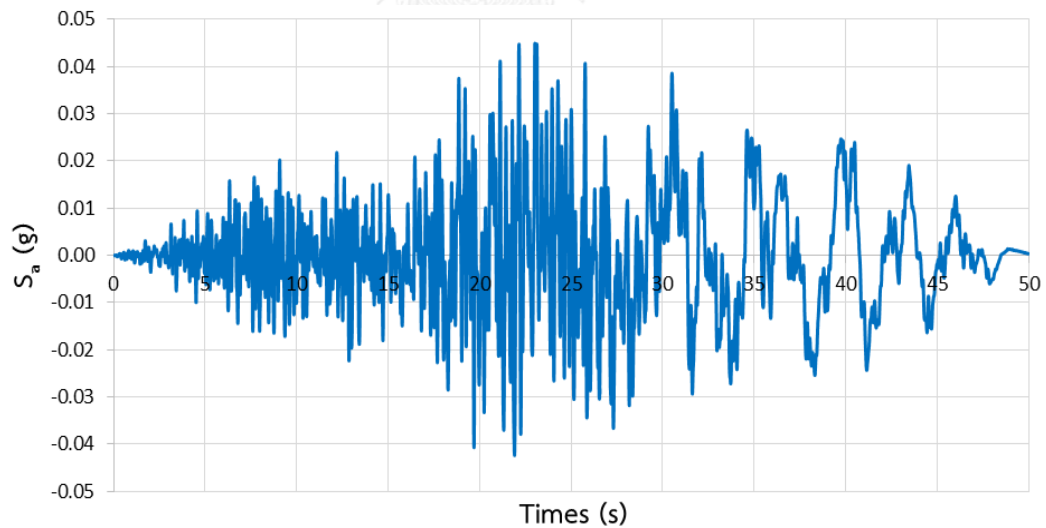


รูปที่ 4.38 คลื่นแผ่นดินไหว ในแนวนอนกับรอยเลื่อน Hector Mine 1771, Bombay Beach Fire Station (1999)

4.5.1.10 Hector Mine 1826, San Bernardino - Fire Sta. (1999)

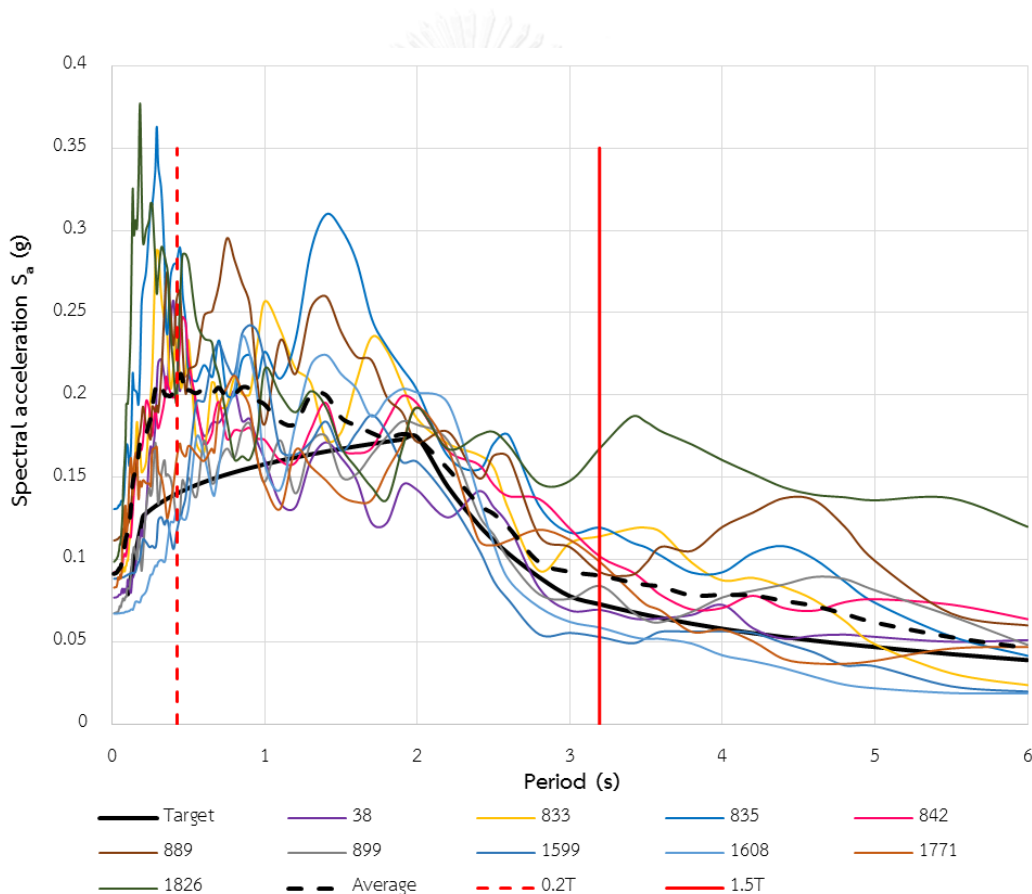


รูปที่ 4.39 เส้นสเปกตรัมตอบสนองของคลื่นแผ่นดินไหว Hector Mine 1826, San Bernardino - Fire Sta. (1999)



รูปที่ 4.40 คลื่นแผ่นดินไหว ในแนวตั้งฉากกับรอยเลื่อน Hector Mine 1826, San Bernardino - Fire Sta. (1999)

การวิเคราะห์โครงสร้างด้วยวิธีพลศาสตร์ไม่เชิงเส้นตามมาตรฐาน ASCE41-13 กำหนดให้ทำการวิเคราะห์โดยใช้คลื่นแผ่นดินไหวไม่น้อยกว่า 7 คลื่น โดยจะต้องปรับค่าความเร่งตอบสนองของคลื่นแผ่นดินไหวให้สอดคล้องกับเส้นสเปกตรัมตอบสนองเป้าหมายของเขตพื้นที่กรุงเทพมหานคร ตามรูปที่ 4.20 ซึ่งทำได้โดยการนำความเร่งของคลื่นแผ่นดินไหวทั้งแนวตั้งฉาก และขนานกับรอยเลื่อนมารวมกันด้วยวิธี SRSS แล้วทำการปรับค่าความเร่งโดยจะให้ผลเฉลี่ยของคลื่นแผ่นดินไหวทั้งหมดสูงกว่าเส้นสเปกตรัมตอบสนองเป้าหมายในช่วง 0.2-1.5 เท่าของคาบการสั่นของอาคาร ตามรูปที่ 4.41 และค่าสำหรับปรับแก้ความเร่งของคลื่นแผ่นดินไหวให้อยู่ในระดับออกแบบ (DBE) และความเร่งของคลื่นแผ่นดินไหวในระดับออกแบบ (DBE) ทั้งหมด 10 คลื่น แสดงในตารางที่ 4.5 และ ตารางที่ 4.6 ตามลำดับ



รูปที่ 4.41 การปรับค่าความเร่งให้สอดคล้องกับสเปกตรัมตอบสนองให้อยู่ในระดับออกแบบ

ตารางที่ 4.5 ค่าปรับแก้ความเร่งคลื่นแผ่นดินไหวให้อยู่ในระดับออกแบบ (DBE)

No.	Earthquake Name	Scale Factor
1	Borrego Mtn	5.6765
2	Landers 833	1.4316
3	Landers 835	1.8402
4	Landers 842	1.5078
5	Landers 889	1.8191
6	Landers 899	1.0105
7	Duzce Turkey 1599	1.9014
8	Duzce Turkey 1608	2.6743
9	Hector Mine 1771	1.3699
10	Hector Mine 1826	1.5914

ตารางที่ 4.6 ค่าความเร่งคลื่นแผ่นดินไหวที่ปรับแก้ให้อยู่ในระดับออกแบบ (DBE)

No.	Earthquake Name	PGA (g)
1	Borrego Mtn	0.054
2	Landers 833	0.074
3	Landers 835	0.096
4	Landers 842	0.066
5	Landers 889	0.065
6	Landers 899	0.048
7	Duzce Turkey 1599	0.072
8	Duzce Turkey 1608	0.047
9	Hector Mine 1771	0.057
10	Hector Mine 1826	0.071

บทที่ 5

พฤติกรรมของอาคารเรียนที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทาน ภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว

ในงานวิจัยนี้จะศึกษาพฤติกรรมของอาคารเรียนตัวอย่างที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทาน และวิเคราะห์ผลของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานที่มีต่อการสลายพลังงานของอาคารเรียนตัวอย่าง โดยจะทำการวิเคราะห์ด้วยวิธีพลศาสตร์ไม่เชิงเส้นแบบประวัติเวลา (Time history inelastic dynamic analysis) โดยโปรแกรม ETABS ภายใต้คลื่นแผ่นดินไหวสมมติจำนวน 10 คลื่น ซึ่งใช้การวิเคราะห์ที่ความละเอียดขั้นเวลา (Time step) ที่ระดับ 0.0005 วินาที จะทำการทดลองโดยจะเพิ่มค่าความเร่งสูงสุดที่พื้นดินของคลื่นแผ่นดินไหวขึ้นจากรุนแรงน้อยไปมาก จากระดับ 0.01g จนกระทั่งอาคารเรียนที่ติดตั้ง และไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานเกิดขึ้นส่วนที่มีความเสียหายแบบระดับพังทลาย (CP) ขึ้น โดยกำหนดค่าแรงเสียดทานของผนังให้มีค่าคงที่เท่ากับ 1000 กิโลกรัมต่อเมตร โดยสมมติให้คลื่นแผ่นดินไหวกระทำในทิศทางที่มีผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานติดตั้งอยู่เพียงทิศทางเดียว และพิจารณาผลของ P- Δ จากน้ำหนักบรรทุกทุกในแนวตั้งร่วมด้วย

การวิเคราะห์ผลการเคลื่อนตัวสูงสุดในแต่ละชั้น และผลโดยรวมของอาคารเรียนตัวอย่าง ทำโดยการเปรียบเทียบการเคลื่อนตัวสูงสุดของอาคารระหว่างอาคารเรียนที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทาน (FW) กับอาคารเรียนที่ไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทาน (BF) ซึ่งจะวิเคราะห์จากร้อยละของการเคลื่อนตัวที่ลดลงสูงสุด โดยจะพิจารณาทุกการเปลี่ยนแปลงความเร่งสูงสุดที่พื้นดินของทุกคลื่นแผ่นดินไหว

การวิเคราะห์ผลการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นมากที่สุดของอาคารเรียนตัวอย่าง ทำโดยการเปรียบเทียบการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นมากที่สุดในทุกชั้นของอาคารระหว่างอาคารเรียนที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทาน (FW) กับอาคารเรียนที่ไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทาน (BF) ซึ่งทำการวิเคราะห์จากร้อยละของเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นที่ลดลงสูงสุดที่สุด โดยจะพิจารณาทุกการเปลี่ยนแปลงความเร่งสูงสุดที่พื้นดินของทุกคลื่นแผ่นดินไหว

การวิเคราะห์ผลการสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานของอาคารเรียนตัวอย่าง ทำโดยการเปรียบเทียบค่าการสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทาน และร้อยละการสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานเทียบกับพลังงานที่กระทำต่ออาคาร เมื่อมีการเปลี่ยนแปลงความเร่งสูงสุดที่พื้นดินของคลื่นแผ่นดินไหวในแต่ละคลื่น

การวิเคราะห์ระดับสมรรถนะของอาคารเรียนตัวอย่าง ทำโดยการวิเคราะห์ระดับสมรรถนะของอาคารเรียนตัวอย่างในแต่ละชั้น และระดับสมรรถนะโดยรวมของอาคารเรียนตัวอย่างภายใต้คลื่น

แผ่นดินไหวตัวอย่างเมื่อมีการเปลี่ยนแปลงความเร่งสูงสุดที่พื้นดินของคลื่นแผ่นดินไหว โดยจะนำค่าระดับสมรรถนะโดยรวมของอาคารเรียนตัวอย่างมาเปรียบเทียบกับระหว่างอาคารเรียนที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทาน (FW) กับอาคารเรียนที่ไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทาน (BF)

คลื่นแผ่นดินไหวที่นำมาศึกษาจะเลือกใช้คลื่นแผ่นดินไหวที่มีแรงกระทำต่ออาคารที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานสูงกว่าอาคารที่ไม่ได้ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทาน เนื่องจากต้องการศึกษาการทำงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานที่จะช่วยเพิ่มประสิทธิภาพในการต้านทานแรงแผ่นดินไหวของอาคารได้มากขึ้นถึงแม้ว่าโครงสร้างจะมีแรงมากกว่าที่สูงกว่า ซึ่งสามารถดูได้จากค่าแรงเฉือนที่ฐานของอาคารในช่วงการเคลื่อนตัวแบบฮิสตริกซิงเส้น ดังแสดงในตารางที่ 5.1 จะพบว่า 80% ของคลื่นแผ่นดินไหวที่เลือกใช้จะมีค่าแรงเฉือนที่ฐานของอาคารที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานที่สูงกว่าอาคารที่ไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทาน และคลื่นแผ่นดินไหวอีก 20% จะมีแรงเฉือนที่ฐานที่ใกล้เคียงกัน

ตารางที่ 5.1 แสดงค่าแรงเฉือนที่ฐานของอาคารเรียนตัวอย่างที่ติดตั้ง และไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทาน

Earthquake Name	Station	Base Force (kN)		%Diff
		BF	FW	
Borrego Mtn	LB - Terminal Island	336.84	328.42	-2.56
Landers 833	Anaheim - W Ball Rd	227.84	266.92	+14.64
Landers 835	Brea - S Flower Av	198.46	281.56	+29.51
Landers 842	Covina - W Badillo	232.92	370.27	+37.09
Landers 889	San Gabriel - E Grand Ave	239.26	247.46	+3.31
Landers 899	West Covina - S Orange Ave	359.80	379.16	+5.11
Duzce Turkey 1599	Ambarli	185.62	240.73	+22.89
Duzce Turkey 1608	Hava Alani	345.05	474.59	+27.30
Hector Mine 1771	Bombay Beach Fire Station	209.73	315.06	+33.43
Hector Mine 1826	San Bernardino - Fire Sta. #10	279.06	254.21	-9.78

5.1 พฤติกรรมของอาคารเรียนตัวอย่างภายใต้คลื่น Borrego Mtn, LB – Terminal Island (1968)

ทำการวิเคราะห์ผลของอาคารเรียนตัวอย่างที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทาน (FW) และไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทาน (BF) ด้วยคลื่นแผ่นดินไหวที่ความเร่งสูงสุดที่พื้นดิน (Peak Ground Acceleration, PGA) เท่ากับ 0.01g (EQ1%), 0.025g (EQ2.5%), 0.05g (EQ5%) และ 0.075g (EQ7.5%) ซึ่งกำหนดค่าแรงลื่นไถล (Slip force) ของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานให้มีค่าคงที่เท่ากับ 1000 กิโลกรัมต่อเมตร โดยคลื่นแผ่นดินไหว Borrego Mtn, LB – Terminal Island (1968) มีความเร่งสูงสุดที่พื้นดินที่ระดับออกแบบ (DBE) เท่ากับ 0.054g โดยจะทำการวิเคราะห์การเคลื่อนตัวสูงสุดในแต่ละชั้น การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นมากที่สุด การสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทาน และระดับสมรรถนะของโครงสร้างอาคารภายใต้แรงแผ่นดินไหว โดยจะแบ่งการเคลื่อนตัวของอาคารเป็น 2 ช่วงคือ 1.ช่วงที่อาคารเรียนตัวอย่างที่ไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานยังไม่เกิดการพังทลายขึ้น และ 2.ช่วงที่อาคารเรียนตัวอย่างที่ไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานเกิดการพังทลายขึ้น

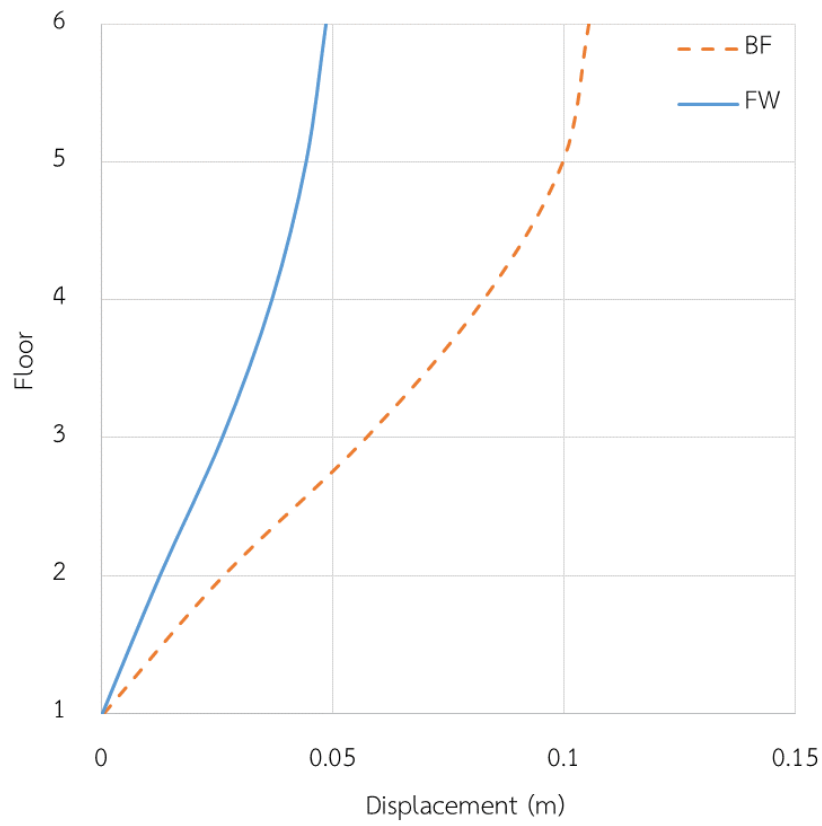
การเคลื่อนตัวสูงสุดในแต่ละชั้นของอาคารภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Borrego Mtn, LB – Terminal Island (1968) ภายใต้คลื่น EQ1% อาคารเรียนที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานมีการเคลื่อนตัวของอาคารลดลงมากที่สุดถึง 62.15% และภายใต้คลื่น EQ2.5% การเคลื่อนตัวของอาคารลดลงมากที่สุดถึง 62.98% ส่วนการเคลื่อนตัวของอาคารภายใต้คลื่น EQ5% และ EQ7.5% อาคารเรียนที่ไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานเกิดความเสียหายแบบพังทลายขึ้น แต่อาคารเรียนที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานยังไม่เกิดการพังทลายขึ้น ผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานจึงช่วยลดการเคลื่อนตัวของอาคารได้มากกว่า 100% ในทุกชั้น จึงแสดงให้เห็นว่าผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานสามารถลดการเคลื่อนตัวของอาคารได้มากขึ้นเมื่อแผ่นดินไหวที่กระทำกับอาคารเรียนตัวอย่างมีความรุนแรงมากขึ้น ดังแสดงในตารางที่ 5.2

จากรูปที่ 5.1 แสดงการเคลื่อนตัวสูงสุดในแต่ละชั้นของอาคารเรียนที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานเปรียบเทียบกับอาคารเรียนที่ไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานภายใต้คลื่น EQ2.5% จะแสดงให้เห็นถึงการลดลงของค่าการเคลื่อนตัวของอาคารได้อย่างชัดเจน และยังพบว่าการเคลื่อนตัวที่ขึ้นหลังคาเมื่อเปรียบเทียบกับระหว่างอาคารเรียนตัวอย่างที่ติดตั้ง และไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานในการเคลื่อนตัวของอาคารช่วงที่ 1 ภายใต้คลื่น EQ2.5% ลดลงอย่างชัดเจนดังแสดงในรูปที่ 5.2 และรูปที่ 5.3 แสดงการเคลื่อนตัวของอาคารในช่วงที่ 2 ภายใต้คลื่น EQ7.5% พบว่าอาคารเรียนที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหว

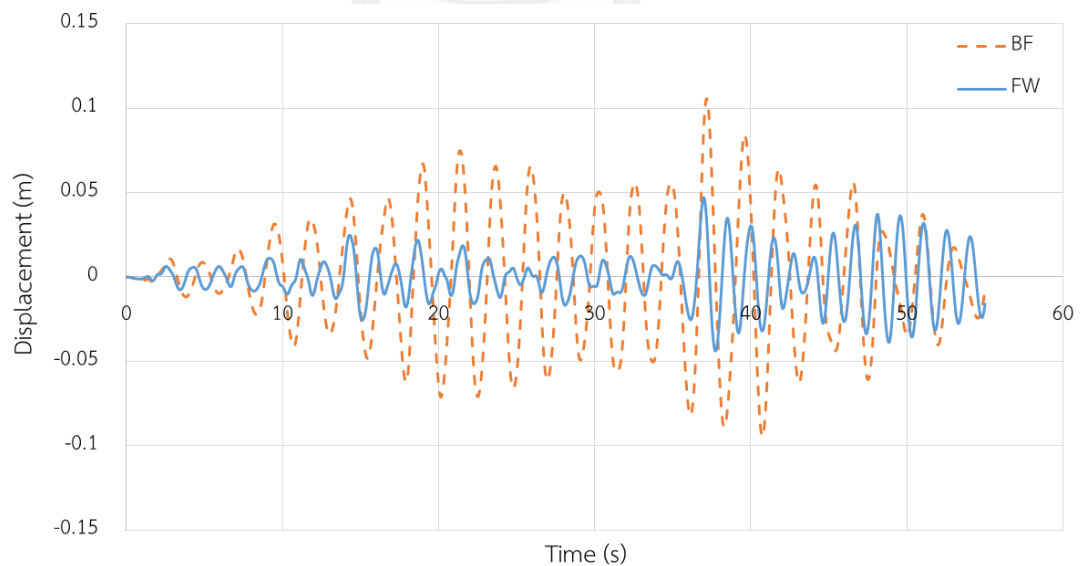
ได้ จึงแสดงให้เห็นว่าผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานจะสามารถช่วยเพิ่มความสามารถในการต้านทานแรงแผ่นดินไหวได้อย่างมีนัยสำคัญ

ตารางที่ 5.2 การเคลื่อนตัวสูงสุดของอาคารในแต่ละชั้นภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Borrego Mtn, LB – Terminal Island (1968)

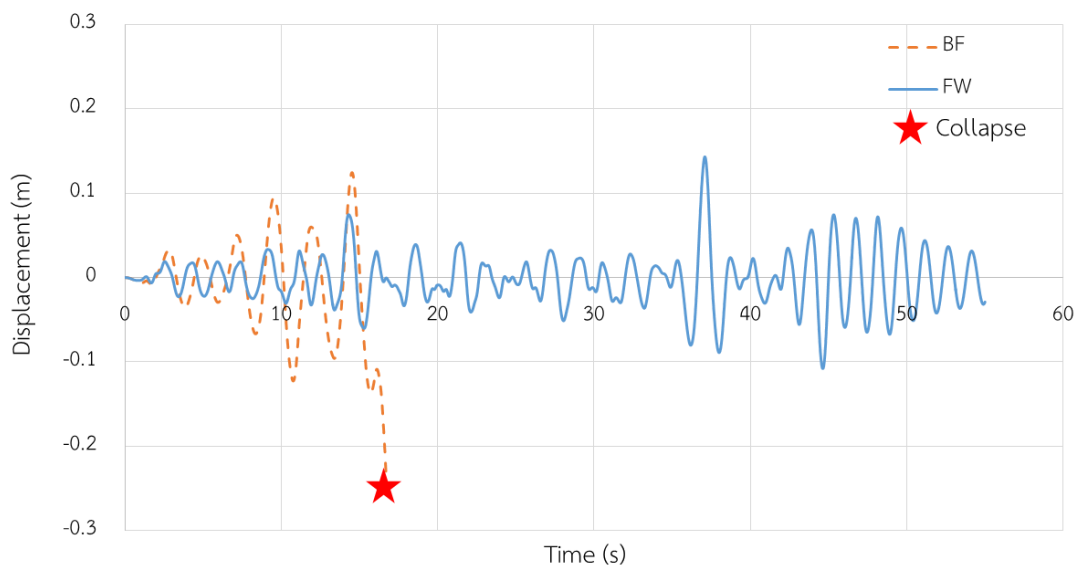
EQ	PGA (g)	0.01	0.025	0.05	0.075	
Borrego Mtn	Roof	BF	0.0430	0.1053	Collapse	Collapse
		FW	0.0204	0.0486	0.0945	0.1446
		%Red	52.70	53.87	>100	>100
	Story 5	BF	0.0410	0.0997	Collapse	Collapse
		FW	0.0155	0.0369	0.0770	0.1171
		%Red	62.15	62.98	>100	>100
	Story 4	BF	0.0339	0.0825	Collapse	Collapse
		FW	0.0155	0.0369	0.0770	0.1171
		%Red	54.15	55.29	>100	>100
	Story 3	BF	0.0233	0.0572	Collapse	Collapse
		FW	0.0108	0.0262	0.0566	0.0861
		%Red	53.40	54.23	>100	>100
	Story 2	BF	0.0108	0.0264	Collapse	Collapse
		FW	0.0054	0.0127	0.0278	0.0416
		%Red	50.22	51.87	>100	>100
	Story 1	BF	0.0003	0.0006	Collapse	Collapse
		FW	0.0001	0.0003	0.0006	0.0009
		%Red	45.87	44.53	>100	>100



รูปที่ 5.1 การเคลื่อนตัวสูงสุดแต่ละชั้นของอาคารที่ติดตั้ง และไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานภายใต้แผ่นดินไหว Borrego Mtn, LB – Terminal Island (1968) ที่ความเร่งสูงสุด 0.025g



รูปที่ 5.2 การเคลื่อนตัวที่ชั้นหลังคาของอาคารที่ติดตั้ง และไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานภายใต้แผ่นดินไหว Borrego Mtn, LB – Terminal Island (1968) ที่ความเร่งสูงสุด 0.025g

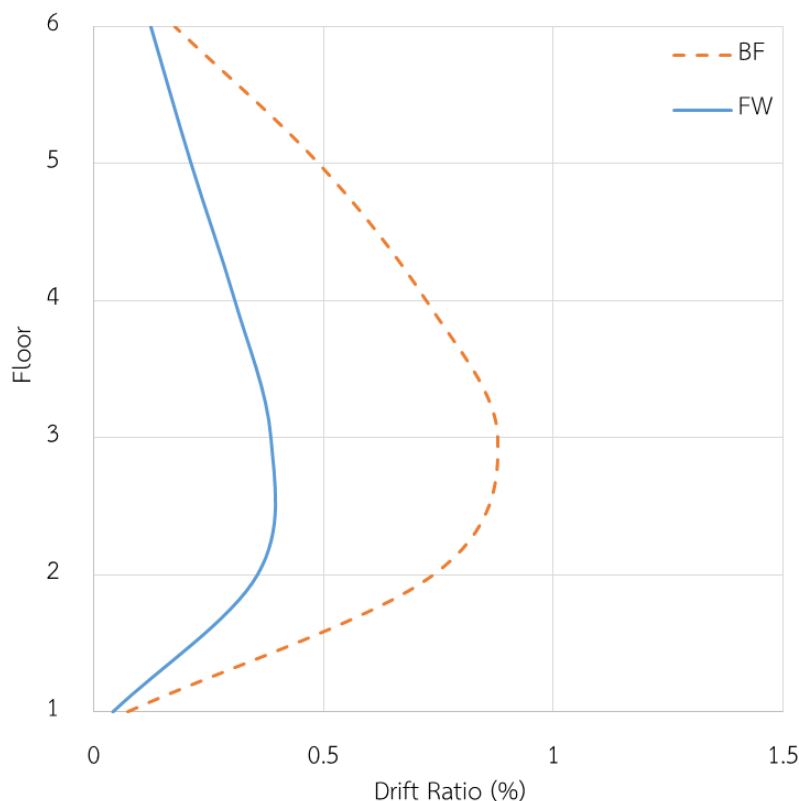


รูปที่ 5.3 การเคลื่อนตัวที่ชั้นหลังคาของอาคารที่ติดตั้ง และไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทาน ภายใต้แผ่นดินไหว Borrego Mtn, LB – Terminal Island (1968) ที่ความเร่งสูงสุด 0.075g

การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นมากที่สุดของอาคารภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Borrego Mtn, LB – Terminal Island (1968) แสดงค่าไว้ในตารางที่ 5.3 พบว่าภายใต้คลื่น EQ1% อาคารที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานมีการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นของอาคารลดลงมากที่สุดถึง 56.09% และภายใต้คลื่น EQ2.5% การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นของอาคารลดลงมากที่สุดถึง 57.62% ส่วนเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นของอาคารภายใต้คลื่น EQ5% และEQ7.5% อาคารเรียนที่ไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานเกิดความเสียหายแบบพังทลายขึ้น แต่อาคารเรียนที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานยังไม่เกิดการพังทลายขึ้น ผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานจึงช่วยลดเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นของอาคารได้มากกว่า 100% ในทุกชั้น และจากรูปที่ 5.4 แสดงการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นของอาคารเรียนตัวอย่างที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานเปรียบเทียบกับอาคารเรียนที่ไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานของอาคารภายใต้คลื่น EQ2.5% ซึ่งเป็นการเคลื่อนตัวของอาคารช่วงที่ 1 จะแสดงให้เห็นถึงการลดลงของการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นของอาคารได้อย่างมีนัยสำคัญ

ตารางที่ 5.3 การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นมากที่สุดของอาคารในแต่ละชั้นภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว
Borrogo Mtn, LB – Terminal Island (1968)

EQ	PGA (g)	0.01	0.025	0.05	0.075	
Borrogo Mtn	Roof	BF	0.0789	0.1771	Collapse	Collapse
		FW	0.0568	0.1238	0.2305	0.3020
		%Red	28.02	30.08	>100	>100
	Story 5	BF	0.2044	0.4903	Collapse	Collapse
		FW	0.0936	0.2116	0.3282	0.5539
		%Red	54.19	56.85	>100	>100
	Story 4	BF	0.3025	0.7239	Collapse	Collapse
		FW	0.1341	0.3068	0.5827	0.9145
		%Red	55.67	57.62	>100	>100
	Story 3	BF	0.3569	0.8794	Collapse	Collapse
		FW	0.1567	0.3853	0.8272	1.2789
		%Red	56.09	56.18	>100	>100
	Story 2	BF	0.3021	0.7398	Collapse	Collapse
		FW	0.1508	0.3561	0.7760	1.1627
		%Red	50.10	51.87	>100	>100
	Story 1	BF	0.0359	0.0749	Collapse	Collapse
		FW	0.0194	0.0416	0.0823	0.1193
		%Red	45.87	44.53	>100	>100



รูปที่ 5.4 การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์มากที่สุดแต่ละชั้นของอาคารที่ติดตั้ง และไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานภายใต้แผ่นดินไหว Borrego Mtn, LB – Terminal Island (1968) ที่ความเร่งสูงสุด 0.025g

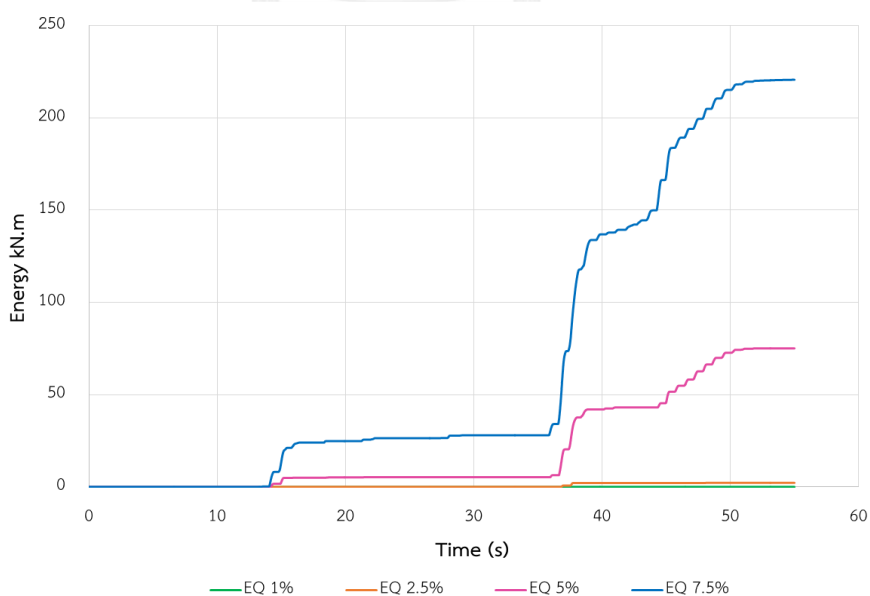
การสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานของอาคารเรียนตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Borrego Mtn, LB – Terminal Island (1968) พบว่าภายใต้คลื่น EQ1% ไม่มีการสลายพลังงานเกิดขึ้นเนื่องจากแรงที่กระทำต่ออาคารมีค่าน้อยกว่าค่าแรงลื่นไถลของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานจึงทำให้ผนังยังไม่เกิดการลื่นไถล ในช่วงการเคลื่อนที่ลักษณะนี้อาคารจะรับแรงแผ่นดินไหวด้วยความค่าสติฟเนส (Stiffness) ของโครงเฟรมคอนกรีตเสริมเหล็ก และค่าสติฟเนส (Stiffness) ของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานก่อนเกิดการลื่นไถล ภายใต้คลื่น EQ2.5% มีการสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานทั้งหมด 2.204 kN-m ภายใต้คลื่น EQ5% มีการสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานทั้งหมด 75.10 kN-m และ ภายใต้คลื่น EQ7.5% มีการสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานทั้งหมด 220.70 kN-m ดังแสดงค่าในตารางที่ 5.4 และรูปที่ 5.5

จากตารางที่ 5.5 และรูปที่ 5.6 แสดงค่าร้อยละการสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานเทียบกับแรงกระทำต่ออาคารพบว่าภายใต้คลื่น EQ1% มีค่าร้อยละการสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานเท่ากับ 0% เนื่องจากยังไม่เกิดการสลายพลังงานขึ้น ภายใต้คลื่น EQ2.5% มีค่าร้อยละการสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานเท่ากับ 2.58% ภายใต้

คลื่น EQ5% มีค่าร้อยละการสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานเท่ากับ 35.73% และภายใต้คลื่น EQ7.5% มีค่าร้อยละการสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานเท่ากับ 52.80% แสดงให้เห็นว่าเมื่อคลื่นแผ่นดินไหวที่กระทำต่อโครงสร้างมีความรุนแรงเพิ่มขึ้นจะส่งผลให้ผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานทำงานได้มีประสิทธิภาพมากขึ้น และสามารถสลายพลังงานที่กระทำต่ออาคารได้มากขึ้น และจากรูปที่ 5.7 แสดงวงรอบฮิสเทอริสิสของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทาน (จากตัวอย่างคลื่น EQ2.5%, EQ5% และEQ7.5%) พบว่าเมื่อเพิ่มความเร่งสูงสุดของพื้นดิน ทำให้วงรอบฮิสเทอริสิสของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานมีขนาดใหญ่ขึ้น ซึ่งแสดงถึงการสลายพลังงานที่สูงขึ้น

ตารางที่ 5.4 แสดงค่าการสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานในอาคารภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Borrego Mtn, LB – Terminal Island (1968)

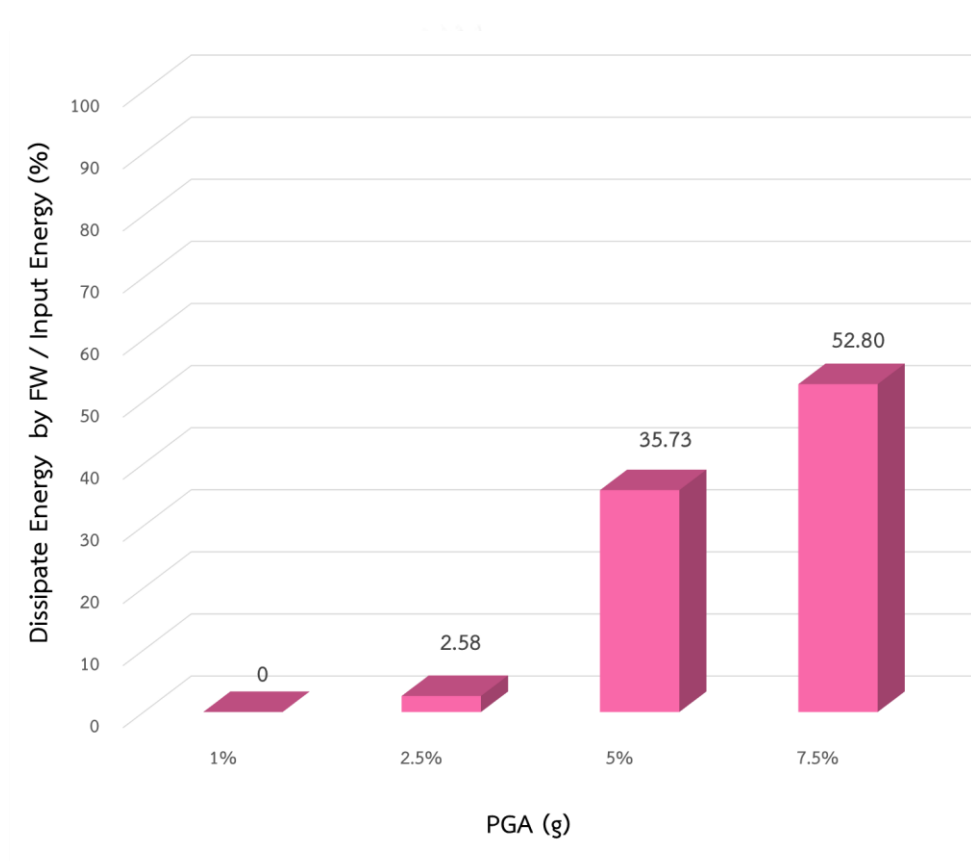
Earthquake Name	PGA (g)	Dissipated Energy of Friction Wall (kN.m)
Borrego Mtn	0.01	0
	0.025	2.204
	0.05	75.10
	0.075	220.70



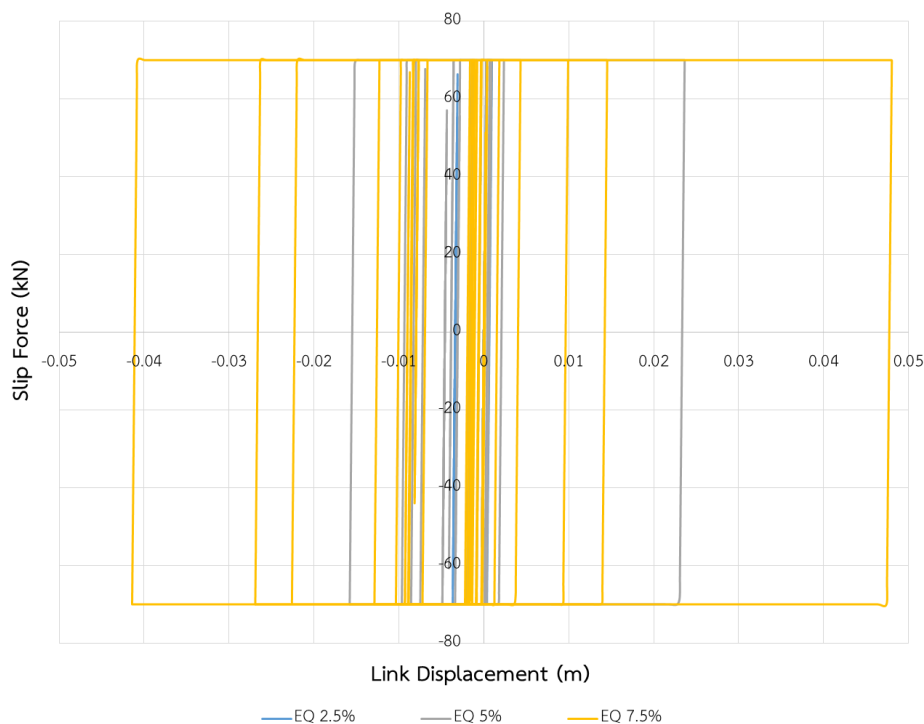
รูปที่ 5.5 การสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานในอาคารภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Borrego Mtn, LB – Terminal Island (1968)

ตารางที่ 5.5 แสดงค่าร้อยละการสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานเทียบกับแรงที่กระทำต่ออาคารภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Borrego Mtn, LB – Terminal Island (1968)

Earthquake Name	PGA (g)	Dissipate Energy by FW / Input Energy (%)
Borrego Mtn	0.01	0
	0.025	2.58
	0.05	35.73
	0.075	52.80



รูปที่ 5.6 ร้อยละการสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานเทียบกับแรงที่กระทำต่ออาคารภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Borrego Mtn, LB – Terminal Island (1968)



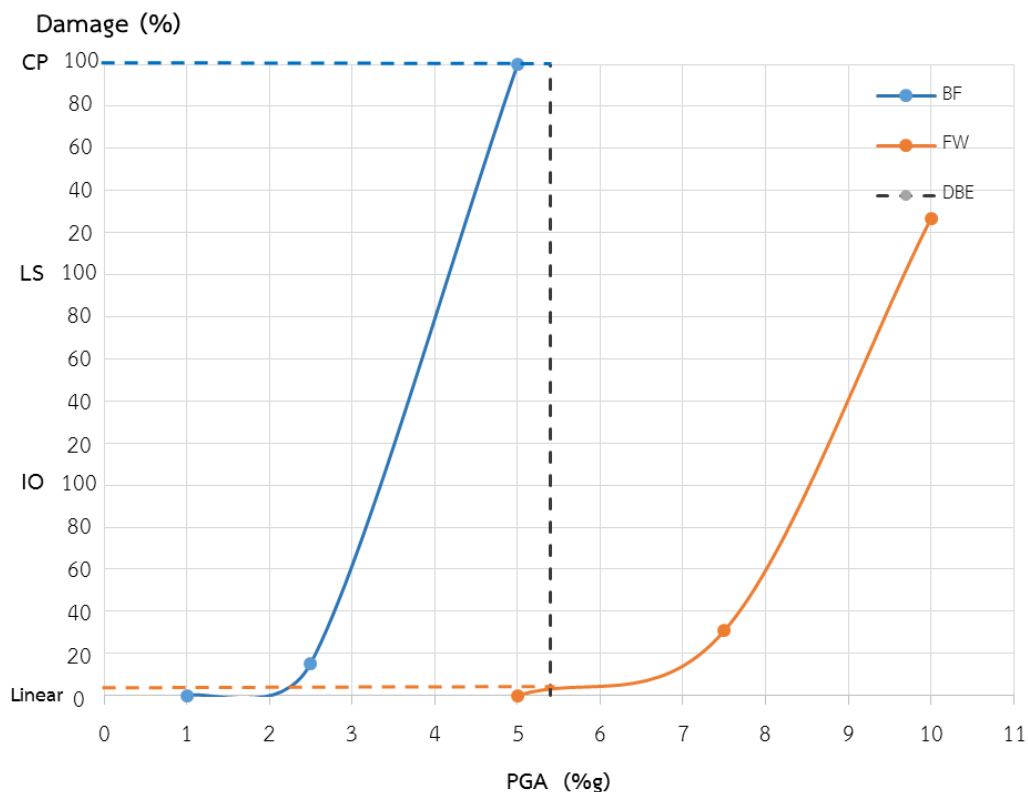
รูปที่ 5.7 วงรอบฮิสเทอริสิสของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานในอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Borrego Mtn, LB – Terminal Island (1968) จากตัวอย่างคลื่น EQ2.5%, EQ5% และคลื่น EQ7.5%

ระดับสมรรถนะของอาคารเรียนตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Borrego Mtn, LB – Terminal Island (1968) สามารถระบุได้โดยการวิเคราะห์ความเสียหายที่เกิดขึ้นกับชิ้นส่วนเสาของอาคารเรียนตัวอย่าง โดยแบ่งออกเป็น 3 ระดับตามมาตรฐาน ASCE41-13 คือความเสียหายระดับเข้าใช้งานได้ทันที (IO) ความเสียหายระดับปลอดภัยต่อชีวิต (LS) และความเสียหายระดับพังทลาย (CP) โดยตารางที่ 5.6 แสดงระดับสมรรถนะของอาคารเรียนตัวอย่างตามความเสียหายที่เกิดขึ้นในแต่ละชั้น โดยจะแสดงค่าร้อยละความเสียหายสูงสุดของเสาในแต่ละชั้น ซึ่งคำนวณได้จากจำนวนเสาที่เกิดความเสียหายเทียบกับจำนวนเสาทั้งหมดในแต่ละชั้น จากตารางพบว่าอาคารที่ไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานจะเกิดความเสียหายถึงระดับพังทลายอย่างรวดเร็ว เนื่องจากอาคารมีเสาขนาดเล็กและไม่ได้ถูกออกแบบมาเพื่อรับแรงแผ่นดินไหว แต่อาคารที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานจะสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวได้สูงขึ้นอย่างชัดเจน และจากรูปที่ 5.8 แสดงระดับสมรรถนะของโครงสร้างตามความเสียหายที่เกิดขึ้นกับชิ้นส่วนเสาโดยรวมของอาคาร โดยจะใช้ความเสียหายสูงสุดที่เกิดขึ้นจากทุกชั้นของอาคารมาแทนความเสียหายของอาคารโดยรวม ซึ่งจะสามารถประมาณค่าระดับสมรรถนะของอาคารเรียนตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหวระดับออกแบบได้ โดยคลื่นแผ่นดินไหว Borrego Mtn, LB – Terminal Island (1968) มีความเร่งสูงสุดที่พื้นดิน (Peak Ground

Accerleration, PGA) ที่ระดับออกแบบเท่ากับ 0.054g จะพบว่าสมรรถนะของอาคารเรียนที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานอยู่ในระดับประมาณ 5%IO หรือขึ้นส่วนเสาศีรษะหายระดับ IO เพียง 5% ของปริมาณเสาทั้งระดับชั้น และสมรรถนะของอาคารเรียนที่ไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานอยู่ในระดับพังทลาย

ตารางที่ 5.6 แสดงระดับสมรรถนะของอาคารเรียนตัวอย่างตามความเสียหายที่เกิดขึ้นบริเวณชั้นส่วนเสานในแต่ละชั้นภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Borrego Mtn, LB – Terminal Island (1968)

Earthquake Name	PGA (g)		0.01	0.025	0.05	0.075	0.1
Borrego Mtn	Story 5	BF	Linear	Linear	Collapse	Collapse	Collapse
		FW	Linear	Linear	Linear	Linear	Linear
	Story 4	BF	Linear	7.7%IO	Collapse	Collapse	Collapse
		FW	Linear	Linear	Linear	Linear	Linear
	Story 3	BF	Linear	7.7%IO	Collapse	Collapse	Collapse
		FW	Linear	Linear	Linear	Linear	11.5%IO
	Story 2	BF	Linear	3.8%IO	Collapse	Collapse	Collapse
		FW	Linear	Linear	Linear	23.1%IO	7.7%LS
	Story 1	BF	Linear	15.4%IO	Collapse	Collapse	Collapse
		FW	Linear	Linear	Linear	30.8%IO	26.9%CP



รูปที่ 5.8 แสดงระดับสมรรถนะของโครงสร้างตามความเสียหายที่เกิดขึ้นกับชิ้นส่วนเสาโดยรวมของอาคารภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Borrego Mtn, LB – Terminal Island (1968)

5.2 พฤติกรรมของอาคารเรียนตัวอย่างภายใต้คลื่น Landers 833, Anaheim - W Ball Rd (1992)

ทำการวิเคราะห์ผลของอาคารเรียนตัวอย่างที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทาน (FW) และไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทาน (BF) ด้วยคลื่นแผ่นดินไหวที่ความเร่งสูงสุดที่พื้นดิน (Peak Ground Acceleration, PGA) เท่ากับ 0.01g (EQ1%), 0.025g (EQ2.5%), 0.05g (EQ5%), 0.075g (EQ7.5%), 0.10g (EQ10%), 0.125g (EQ12.5%) และ 0.15g (EQ15%) ซึ่งกำหนดค่าแรงลื่นไถล (Slip force) ของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานให้มีค่าคงที่เท่ากับ 1000 กิโลกรัมต่อเมตร โดยคลื่นแผ่นดินไหว Landers 833, Anaheim - W Ball Rd (1992) มีความเร่งสูงสุดที่พื้นดินที่ระดับออกแบบ (DBE) เท่ากับ 0.074g โดยจะทำการวิเคราะห์การเคลื่อนตัวสูงสุดในแต่ละชั้น การเคลื่อนตัวสัมพันธ์ระหว่างชั้นมากที่สุด การสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทาน และระดับสมรรถนะของโครงสร้างอาคารภายใต้แรงแผ่นดินไหว โดยจะแบ่งการเคลื่อนตัวของอาคารเป็น 2 ช่วง คือ 1. ช่วงที่อาคารเรียนตัวอย่างที่ไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานยังไม่เกิดการพังทลายขึ้น และ 2. ช่วงที่อาคารเรียนตัวอย่างที่ไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานเกิดการพังทลายขึ้น

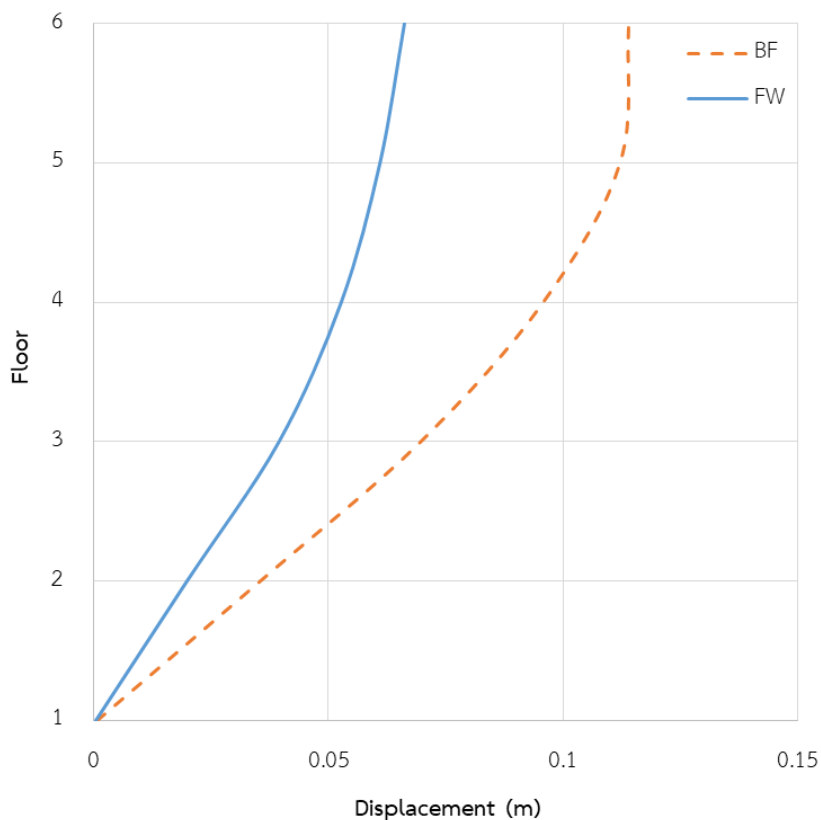
การเคลื่อนตัวสูงสุดในแต่ละชั้นของอาคารภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Landers 833, Anaheim - W Ball Rd (1992) พบว่า ภายใต้คลื่น EQ1% อาคารเรียนที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทาน มีการเคลื่อนตัวของอาคารลดลงมากที่สุดถึง 42.32% ภายใต้คลื่น EQ2.5% การเคลื่อนตัวของอาคารลดลงมากที่สุดถึง 45.61% และภายใต้คลื่น EQ5% การเคลื่อนตัวของอาคารลดลงมากที่สุดถึง 45.68% ส่วนการเคลื่อนตัวของอาคารภายใต้คลื่น EQ7.5% ถึง EQ15% อาคารเรียนที่ไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานเกิดความเสียหายแบบพังทลายขึ้น แต่อาคารเรียนที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานยังไม่เกิดความเสียหายระดับพังทลาย ผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานจึงช่วยลดการเคลื่อนตัวของอาคารได้มากกว่า 100% ในทุกชั้น จึงแสดงให้เห็นว่าผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานสามารถลดการเคลื่อนตัวของอาคารได้มากขึ้นเมื่อแผ่นดินไหวที่กระทำกับอาคารเรียน ตัวอย่างมีความรุนแรงมากขึ้น ดังแสดงในตารางที่ 5.7

จากรูปที่ 5.9 แสดงการเคลื่อนตัวสูงสุดในแต่ละชั้นของอาคารเรียนที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานเปรียบเทียบกับอาคารเรียนที่ไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานภายใต้คลื่น EQ5% จะแสดงให้เห็นถึงการลดลงของค่าการเคลื่อนตัวของอาคารได้อย่างชัดเจน และจากรูปที่ 5.10 ที่แสดงการเคลื่อนตัวของอาคารช่วงที่ 1 จะพบว่าการเคลื่อนตัวในช่วงแรกอาคารเรียนที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานมีการเคลื่อนตัวที่สูงกว่าอาคารเรียนที่ไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานเนื่องจากมีแรงกระทำที่สูงกว่า แต่เมื่อผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานเริ่มทำงานการเคลื่อนตัวของอาคารเรียนที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานจะลดลงต่ำกว่าอาคารเรียนที่ไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานอย่างชัดเจน และรูปที่ 5.11 ภายใต้คลื่น EQ7.5% แสดงการเคลื่อนตัวของอาคารในช่วงที่ 2 ที่อาคารเรียนที่ไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานเกิดความเสียหายระดับพังทลายขึ้น พบว่าอาคารเรียนที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานมีการเคลื่อนตัวไม่สูงนัก โดยสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวได้ จึงแสดงให้เห็นว่าผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานจะสามารถช่วยเพิ่มความต้านทานในการรับแรงแผ่นดินไหวได้อย่างมีนัยสำคัญ

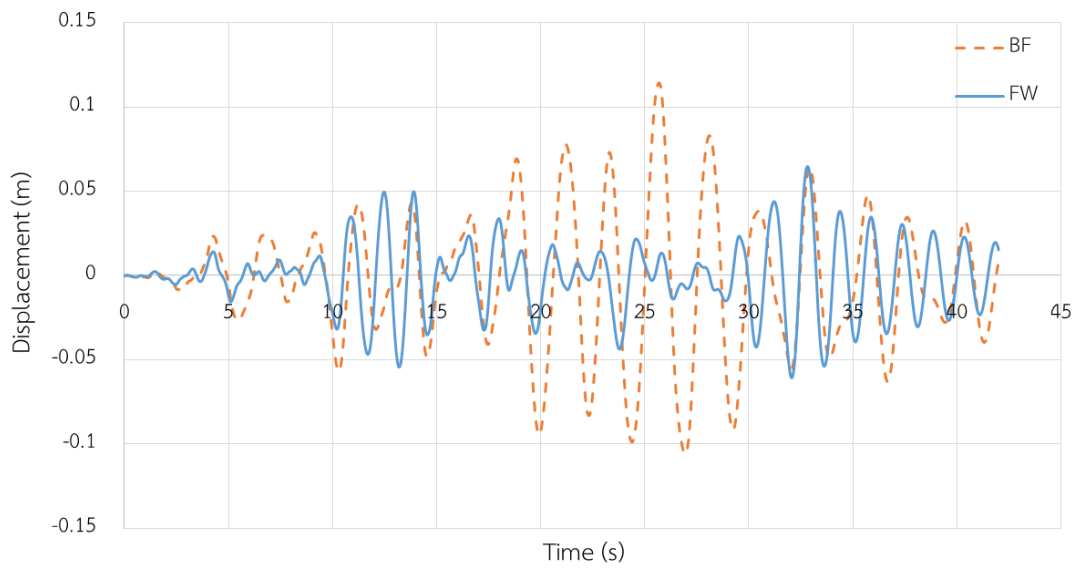
ตารางที่ 5.7 การเคลื่อนตัวสูงสุดของอาคารในแต่ละชั้นภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Landers 833, Anaheim - W Ball Rd (1992)

EQ	PGA (g)	0.01	0.025	0.05	0.075	0.1	0.125	0.15	
Landers 833	Roof	BF	0.0271	0.0681	0.1141	Collapse	Collapse	Collapse	Collapse
		FW	0.0171	0.0405	0.0662	0.0844	0.1074	0.1232	0.1610
		%Red	36.79	40.53	41.98%	>100	>100	>100	>100
	Story 5	BF	0.0272	0.0675	0.1123	Collapse	Collapse	Collapse	Collapse
		FW	0.0160	0.0372	0.0610	0.0775	0.0982	0.1144	0.1526
		%Red	41.21	44.87	45.68%	>100	>100	>100	>100

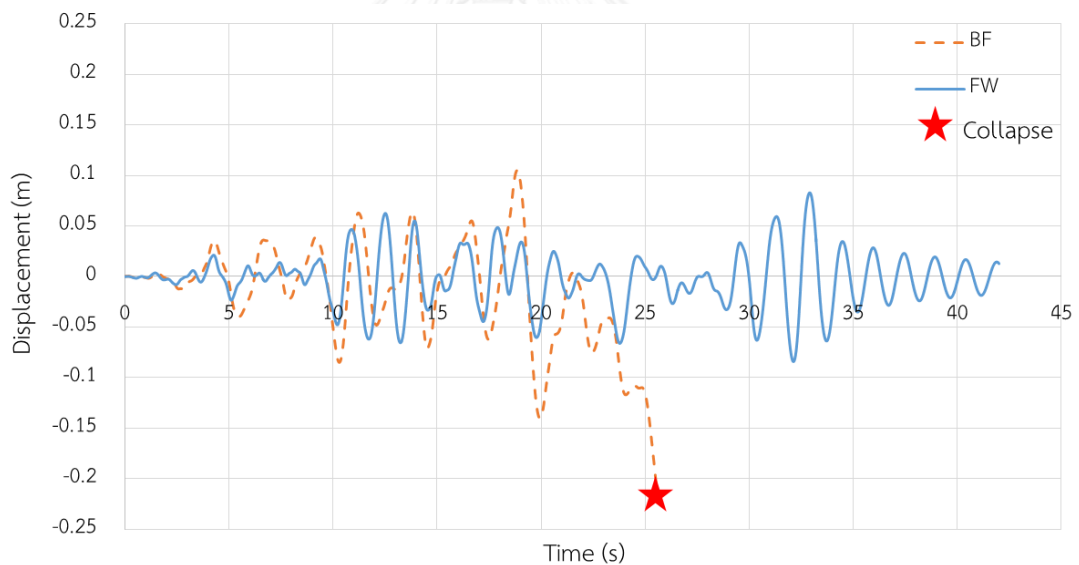
EQ	PGA (g)	0.01	0.025	0.05	0.075	0.1	0.125	0.15	EQ
Landers 833	Story 4	BF	0.0230	0.0572	0.0959	Collapse	Collapse	Collapse	Collapse
		FW	0.0133	0.0311	0.0527	0.0677	0.0850	0.1011	0.1313
		%Red	42.32	45.61	45.04%	>100	>100	>100	>100
	Story 3	BF	0.0162	0.0404	0.0697	Collapse	Collapse	Collapse	Collapse
		FW	0.0093	0.0220	0.0395	0.0512	0.0621	0.0751	0.0945
		%Red	42.45	45.47	43.33%	>100	>100	>100	>100
	Story 2	BF	0.0076	0.0192	0.0354	Collapse	Collapse	Collapse	Collapse
		FW	0.0046	0.0109	0.0199	0.0259	0.0301	0.0374	0.0594
		%Red	39.52	43.27	43.78	>100	>100	>100	>100
	Story 1	BF	0.0002	0.0005	0.0006	Collapse	Collapse	Collapse	Collapse
		FW	0.0001	0.0003	0.0004	0.0006	0.0007	0.0009	0.0011
		%Red	39.81	41.12	33.33%	>100	>100	>100	>100



รูปที่ 5.9 การเคลื่อนตัวสูงสุดแต่ละชั้นของอาคารที่ติดตั้ง และไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานภายใต้แผ่นดินไหว Landers 833, Anaheim - W Ball Rd (1992) ที่ความเร่งสูงสุด 0.05g



รูปที่ 5.10 การเคลื่อนตัวที่ชั้นหลังคาของอาคารที่ติดตั้ง และไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานภายใต้แผ่นดินไหว Landers 833, Anaheim - W Ball Rd (1992) ที่ความเร่งสูงสุด 0.05g



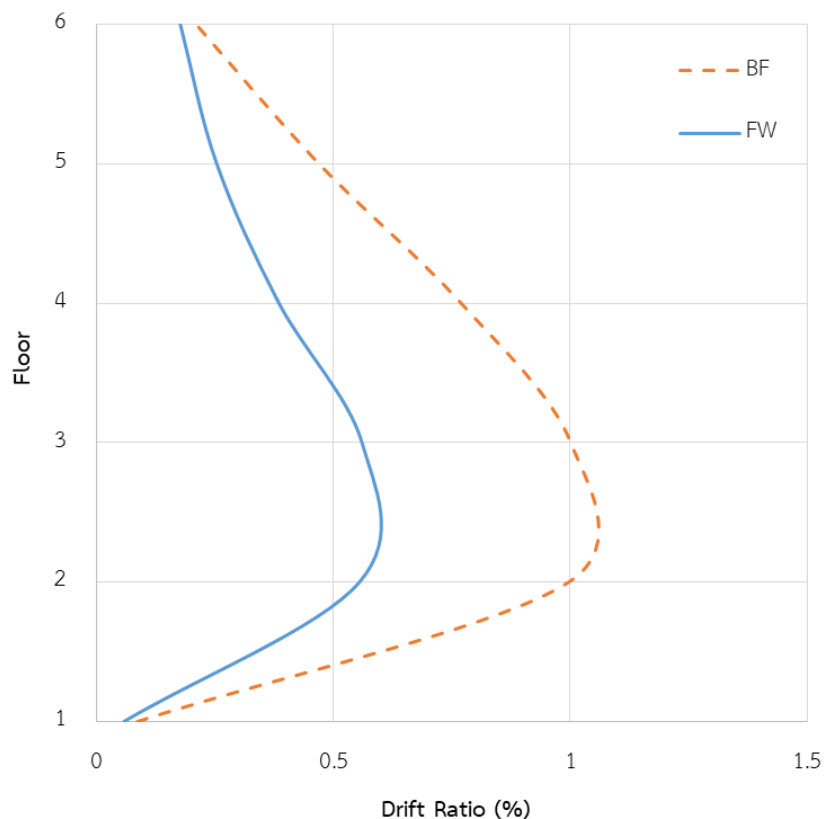
รูปที่ 5.11 การเคลื่อนตัวที่ชั้นหลังคาของอาคารที่ติดตั้ง และไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานภายใต้แผ่นดินไหว Landers 833, Anaheim - W Ball Rd (1992) ที่ความเร่งสูงสุด 0.075g

การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นมากที่สุดของอาคารภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Borrego Mtn, LB – Terminal Island (1968) แสดงค่าไว้ในตารางที่ 5.8 พบว่าภายใต้คลื่น EQ1% อาคารที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานมีการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นของอาคารลดลงมากที่สุดถึง 45.04% ภายใต้คลื่น EQ2.5% การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นของอาคารลดลงมากที่สุดถึง 47.36% และภายใต้คลื่น EQ5% การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นของอาคารลดลงมากที่สุดถึง 49.91% ส่วน

เคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นของอาคารภายใต้คลื่น EQ7.5% ถึง EQ15% อาคารเรียนที่ไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานเกิดความเสียหายแบบพังทลายขึ้น แต่อาคารเรียนที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานยังไม่เกิดการพังทลายขึ้น ผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานจึงช่วยลดเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นของอาคารได้มากกว่า 100% ในทุกชั้น และจากรูปที่ 5.12 แสดงการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นของอาคารเรียนตัวอย่างที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานเปรียบเทียบกับอาคารเรียนที่ไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานของอาคารภายใต้คลื่น EQ5% ซึ่งเป็นการเคลื่อนตัวของอาคารช่วงที่ 1 จะแสดงให้เห็นถึงการลดลงของการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นของอาคารได้อย่างมีนัยสำคัญ

ตารางที่ 5.8 การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นมากที่สุดของอาคารในแต่ละชั้นภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Landers 833, Anaheim - W Ball Rd (1992)

EQ	PGA (g)	0.01	0.025	0.05	0.075	0.1	0.125	0.15	
Landers 833	Roof	BF	0.0632	0.1363	0.2108	Collapse	Collapse	Collapse	Collapse
		FW	0.0498	0.1111	0.1772	0.2562	0.3371	0.4209	0.5176
		%Red	21.32	18.51	15.94	>100	>100	>100	>100
	Story 5	BF	0.1217	0.3009	0.4697	Collapse	Collapse	Collapse	Collapse
		FW	0.0782	0.1771	0.2539	0.2892	0.3941	0.4557	0.6097
		%Red	35.77	41.14	45.94	>100	>100	>100	>100
	Story 4	BF	0.1961	0.4786	0.7693	Collapse	Collapse	Collapse	Collapse
		FW	0.1138	0.2592	0.3853	0.4900	0.6659	0.7585	1.0513
		%Red	41.94	45.85	49.91	>100	>100	>100	>100
	Story 3	BF	0.2439	0.6076	1.0002	Collapse	Collapse	Collapse	Collapse
		FW	0.1341	0.3199	0.5605	0.7243	0.9174	1.0979	1.3475
		%Red	45.04	47.36	43.96	>100	>100	>100	>100
	Story 2	BF	0.2142	0.5367	0.9955	Collapse	Collapse	Collapse	Collapse
		FW	0.1298	0.3044	0.5552	0.7219	0.8378	1.0426	1.6837
		%Red	39.42	43.28	44.23	>100	>100	>100	>100
	Story 1	BF	0.0273	0.0606	0.0868	Collapse	Collapse	Collapse	Collapse
		FW	0.0164	0.0357	0.0585	0.0830	0.0991	0.1206	0.1424
		%Red	39.81	41.12	32.60	>100	>100	>100	>100



รูปที่ 5.12 การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์มากที่สุดแต่ละชั้นของอาคารที่ติดตั้ง และไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานภายใต้แผ่นดินไหว Landers 833, Anaheim - W Ball Rd (1992) ที่ความเร่งสูงสุด 0.05g

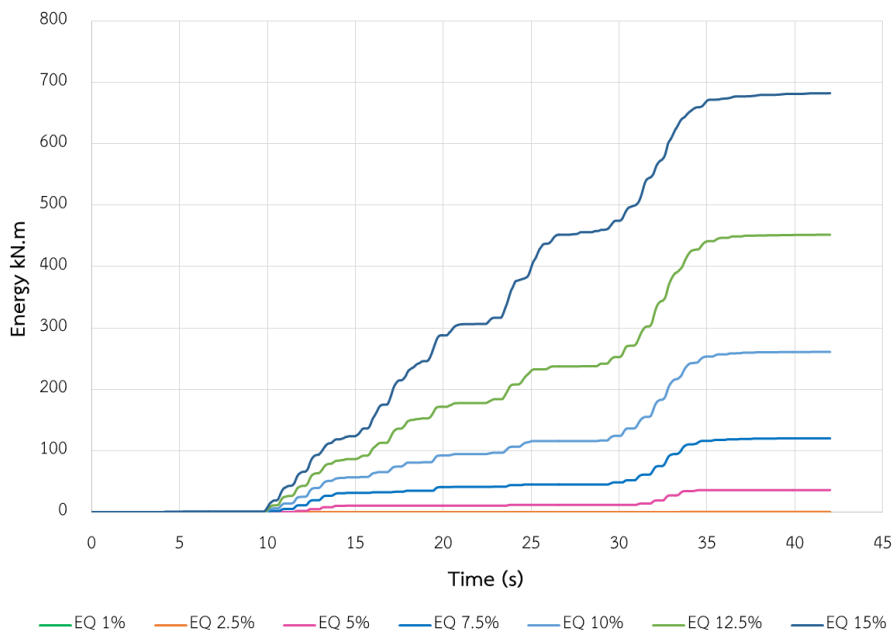
การสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานของอาคารเรียนตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Landers 833, Anaheim - W Ball Rd (1992) พบว่าภายใต้คลื่น EQ1% ไม่มีการสลายพลังงานเกิดขึ้นเนื่องจากแรงที่กระทำต่ออาคารมีค่าน้อยกว่าค่าแรงสิ้นไกลของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานจึงทำให้ผนังยังไม่เกิดการสิ้นไกล ในช่วงการเคลื่อนที่ลักษณะนี้ อาคารจะรับแรงแผ่นดินไหวด้วยความสติฟเนส (Stiffness) ของโครงเฟรมคอนกรีตเสริมเหล็ก และค่าสติฟเนส (Stiffness) ของผนังสลายพลังงานก่อนเกิดการสิ้นไกล ภายใต้คลื่น EQ2.5% มีการสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานทั้งหมด 0.213 kN-m ภายใต้คลื่น EQ5% มีการสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานทั้งหมด 35.77 kN-m ภายใต้คลื่น EQ7.5% มีการสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานทั้งหมด 120.09 kN-m ภายใต้คลื่น EQ10% มีการสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานทั้งหมด 260.92 kN-m ภายใต้คลื่น EQ12.5% มีการสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานทั้งหมด 451.94 kN-m และ ภายใต้คลื่น EQ15% มีการสลาย

พลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานทั้งหมด 682.45 kN-m ดังแสดงค่าในตารางที่ 5.9 และรูปที่ 5.13

จากตารางที่ 5.10 และรูปที่ 5.14 แสดงค่าร้อยละการสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานเทียบกับแรงกระทำต่ออาคารพบว่าภายใต้คลื่น EQ1% และEQ2.5% มีค่าร้อยละการสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานเท่ากับ 0% เนื่องจากยังไม่เกิดการสลายพลังงานขึ้น หรือเกิดการสลายพลังงานน้อยมาก ภายใต้คลื่น EQ5% มีค่าร้อยละการสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานเท่ากับ 26.56% ภายใต้คลื่น EQ7.5% มีค่าร้อยละการสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานเท่ากับ 47.63% ภายใต้คลื่น EQ10% มีค่าร้อยละการสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานเท่ากับ 58.79% ภายใต้คลื่น EQ12.5% มีค่าร้อยละการสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานเท่ากับ 65.13% และภายใต้คลื่น EQ15% มีค่าร้อยละการสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานเท่ากับ 68.75% แสดงให้เห็นว่าเมื่อคลื่นแผ่นดินไหวที่กระทำต่อโครงสร้างมีความรุนแรงเพิ่มขึ้นจะส่งผลให้ผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานทำงานได้มีประสิทธิภาพมากขึ้น และสามารถสลายพลังงานที่กระทำต่ออาคารได้มากขึ้น และจากรูปที่ 5.15 แสดงวงรอบฮิสเทอริสิสของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทาน (จากตัวอย่างคลื่น EQ10%, EQ12.5% และEQ15%) พบว่าเมื่อเพิ่มความเร่งสูงสุดของพื้นดิน ทำให้วงรอบฮิสเทอริสิสของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานมีขนาดใหญ่ขึ้น ซึ่งแสดงถึงการสลายพลังงานที่สูงขึ้น

ตารางที่ 5.9 แสดงค่าการสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานในอาคารภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Landers 833, Anaheim - W Ball Rd (1992)

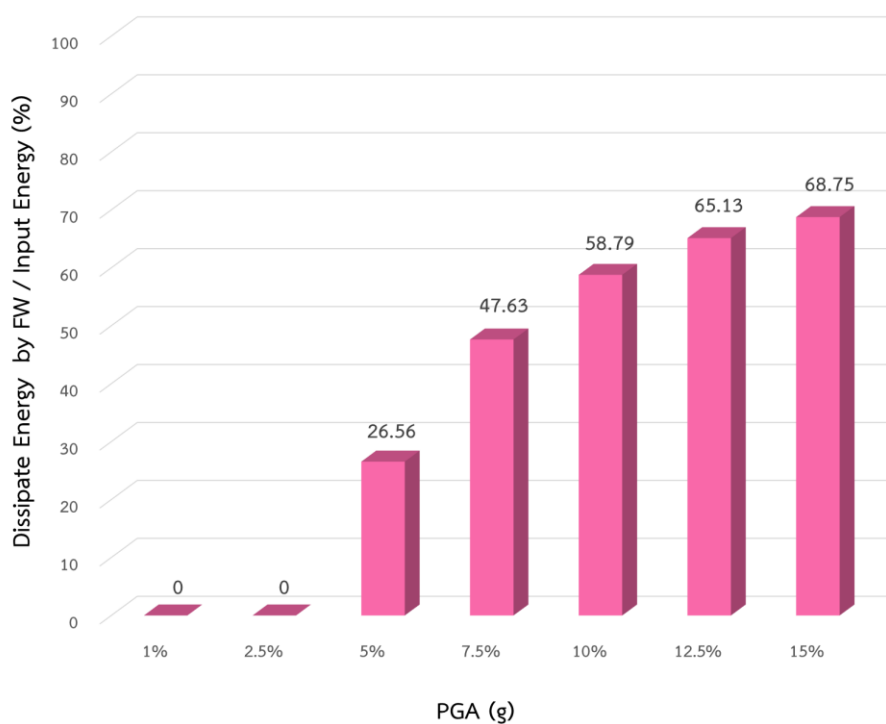
Earthquake Name	PGA (g)	Dissipated Energy of Friction Wall (kN.m)
Landers 833	0.01	0
	0.025	0.213
	0.05	35.77
	0.075	120.09
	0.1	260.92
	0.125	451.94
	0.15	682.45



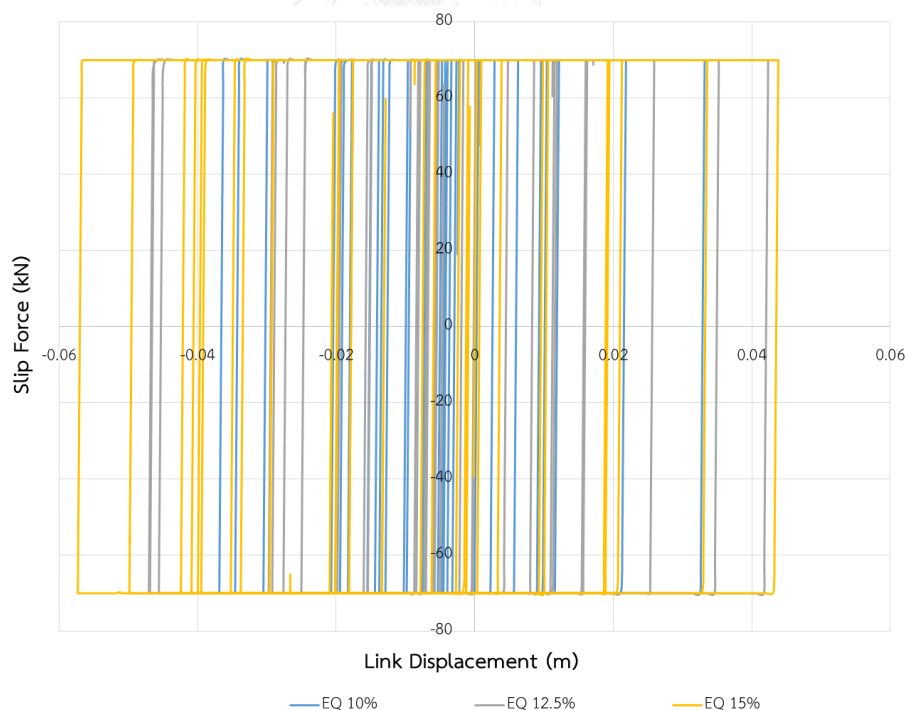
รูปที่ 5.13 การสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานในอาคารภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Landers 833, Anaheim - W Ball Rd (1992)

ตารางที่ 5.10 แสดงค่าร้อยละการสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานเทียบกับแรงที่กระทำต่ออาคารภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Landers 833, Anaheim - W Ball Rd (1992)

Earthquake Name	PGA (g)	Dissipate Energy by FW / Input Energy (%)
Landers 833	0.01	0
	0.025	0
	0.05	26.56
	0.075	47.63
	0.1	58.79
	0.125	65.13
	0.15	68.75



รูปที่ 5.14 ร้อยละการสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานเทียบกับแรงที่กระทำต่ออาคารภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Landers 833, Anaheim - W Ball Rd (1992)

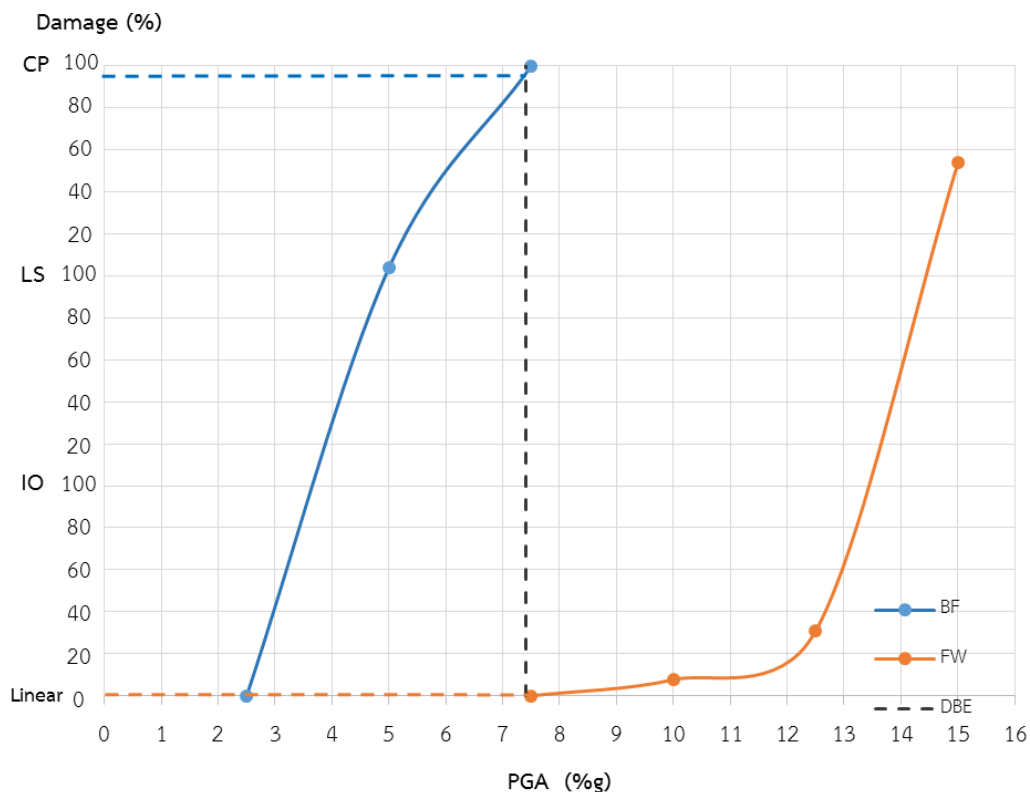


รูปที่ 5.15 วงรอบฮิสเทอริสิสของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานในอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Landers 833, Anaheim - W Ball Rd (1992) จากตัวอย่างคลื่น EQ10%, EQ12.5% และคลื่น EQ15%

ระดับสมรรถนะของอาคารเรียนตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Landers 833, Anaheim - W Ball Rd (1992) สามารถระบุได้โดยการวิเคราะห์ความเสียหายที่เกิดขึ้นกับชิ้นส่วนเสาของอาคารเรียนตัวอย่าง โดยแบ่งออกเป็น 3 ระดับตามมาตรฐาน ASCE41-13 คือความเสียหายระดับเข้าใช้งานได้ทันที (IO) ความเสียหายระดับปลอดภัยต่อชีวิต (LS) และความเสียหายระดับพังทลาย (CP) โดยจากตารางที่ 5.11 แสดงระดับสมรรถนะของอาคารเรียนตัวอย่างตามความเสียหายที่เกิดขึ้นในแต่ละชั้น โดยจะแสดงค่าร้อยละความเสียหายสูงสุดของเสาในแต่ละชั้น ซึ่งคำนวณได้จากจำนวนเสาที่เกิดความเสียหายเทียบกับจำนวนเสาทั้งหมดในแต่ละชั้น จากตารางพบว่าอาคารที่ไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานจะเกิดความเสียหายถึงระดับพังทลายอย่างรวดเร็ว เนื่องจากอาคารมีเสาขนาดเล็กและไม่ได้ถูกออกแบบมารับแรงแผ่นดินไหว แต่อาคารที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานจะสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวได้สูงขึ้นอย่างชัดเจน และจากรูปที่ 5.16 แสดงระดับสมรรถนะของโครงสร้างตามความเสียหายที่เกิดขึ้นกับชิ้นส่วนเสาโดยรวมของอาคาร โดยจะใช้ความเสียหายสูงสุดที่เกิดขึ้นจากทุกชั้นของอาคารมาแทนความเสียหายของอาคารโดยรวม ซึ่งจะสามารถประมาณค่าระดับสมรรถนะของอาคารเรียนตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหวระดับออกแบบได้ โดยคลื่นแผ่นดินไหว Landers 833, Anaheim - W Ball Rd (1992) มีความเร่งสูงสุดที่พื้นดิน (Peak Ground Accerleration, PGA) ที่ระดับออกแบบเท่ากับ 0.074g จะพบว่าสมรรถนะของอาคารเรียนที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานมีพฤติกรรมอยู่ในช่วงอีลาสติกเชิงเส้น และสมรรถนะของอาคารเรียนที่ไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานอยู่ในระดับพังทลาย

ตารางที่ 5.11 แสดงระดับสมรรถนะของอาคารเรียนตัวอย่างตามความเสียหายที่เกิดขึ้นบริเวณชิ้นส่วนเสาในแต่ละชั้นภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Landers 833, Anaheim - W Ball Rd (1992)

Earthquake Name	PGA (g)								
		0.01	0.025	0.05	0.075	0.10	0.125	0.15	
Landers 833	Story 5	BF	Linear	Linear	Linear	Collapse	Collapse	Collapse	Collapse
		FW	Linear	Linear	Linear	Linear	Linear	Linear	Linear
	Story 4	BF	Linear	Linear	3.84%CP	Collapse	Collapse	Collapse	Collapse
		FW	Linear	Linear	Linear	Linear	Linear	Linear	Linear
	Story 3	BF	Linear	Linear	7.69%IO	Collapse	Collapse	Collapse	Collapse
		FW	Linear	Linear	Linear	Linear	Linear	11.54%IO	23.08%IO
	Story 2	BF	Linear	Linear	3.84%CP	Collapse	Collapse	Collapse	Collapse
		FW	Linear	Linear	Linear	Linear	7.69%IO	19.23%IO	19.23%CP
	Story 1	BF	Linear	Linear	3.84%CP	Collapse	Collapse	Collapse	Collapse
		FW	Linear	Linear	Linear	Linear	7.69%IO	30.77%IO	53.85%CP



รูปที่ 5.16 แสดงระดับสมรรถนะของโครงสร้างตามความเสียหายที่เกิดขึ้นกับชิ้นส่วนเสาโดยรวมของอาคารภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Landers 833, Anaheim - W Ball Rd (1992)

5.3 พฤติกรรมของอาคารเรียนตัวอย่างภายใต้คลื่น Landers 835, Brea - S Flower Av (1992)

ทำการวิเคราะห์ผลของอาคารเรียนตัวอย่างที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทาน (FW) และไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทาน (BF) ด้วยคลื่นแผ่นดินไหวที่ความเร่งสูงสุดที่พื้นดิน (Peak Ground Acceleration, PGA) เท่ากับ 0.01g (EQ1%), 0.025g (EQ2.5%), 0.05g (EQ5%), 0.075g (EQ7.5%), 0.1g (EQ10%) และ 0.125g (EQ12.5%) ซึ่งกำหนดค่าแรงลื่นไถล (Slip force) ของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานให้มีค่าคงที่เท่ากับ 1000 กิโลกรัมต่อเมตร โดยคลื่นแผ่นดินไหว Landers 835, Brea - S Flower Av (1992) มีความเร่งสูงสุดที่พื้นดินที่ระดับออกแบบ (DBE) เท่ากับ 0.096g โดยจะทำการวิเคราะห์การเคลื่อนตัวสูงสุดในแต่ละชั้น การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นมากที่สุด การสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทาน และระดับสมรรถนะของโครงสร้างอาคารภายใต้แรงแผ่นดินไหว โดยจะแบ่งการเคลื่อนตัวของอาคารเป็น 2 ช่วงคือ 1.ช่วงที่อาคารเรียนตัวอย่างที่ไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานยังไม่เกิดการพังทลายขึ้น และ 2.ช่วงที่อาคารเรียนตัวอย่างที่ไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานเกิดการพังทลายขึ้น

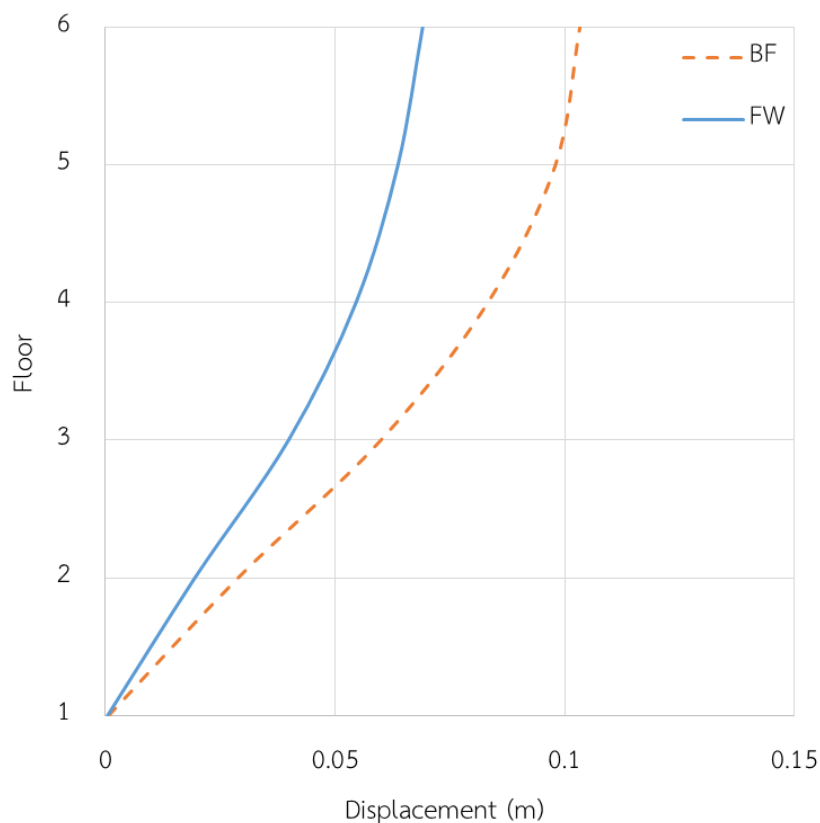
การเคลื่อนตัวสูงสุดในแต่ละชั้นของอาคารภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Landers 835, Brea - S Flower Av (1992) พบว่าภายใต้คลื่น EQ1% อาคารเรียนที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานมีการเคลื่อนตัวของอาคารลดลงมากที่สุดถึง 34.25% ภายใต้คลื่น EQ2.5% การเคลื่อนตัวของอาคารลดลงมากที่สุดถึง 37.70% ภายใต้คลื่น EQ5% การเคลื่อนตัวของอาคารลดลงมากที่สุดถึง 35.07% และภายใต้คลื่น EQ7.5% การเคลื่อนตัวของอาคารลดลงมากที่สุดถึง 25.47% ส่วนการเคลื่อนตัวของอาคารภายใต้คลื่น EQ10% และ EQ12.5% อาคารเรียนที่ไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานเกิดความเสียหายแบบพังทลายขึ้น แต่อาคารเรียนที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานยังไม่เกิดการพังทลายขึ้น ผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานจึงช่วยลดการเคลื่อนตัวของอาคารได้มากกว่า 100% ในทุกชั้น จึงแสดงให้เห็นว่าผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานสามารถลดการเคลื่อนตัวของอาคารอย่างมีนัยสำคัญ ดังแสดงในตารางที่ 5.12

จากรูปที่ 5.17 แสดงการเคลื่อนตัวสูงสุดในแต่ละชั้นของอาคารเรียนที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานเปรียบเทียบกับอาคารเรียนที่ไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานภายใต้คลื่น EQ5% จะแสดงให้เห็นถึงการลดลงของค่าการเคลื่อนตัวของอาคารได้อย่างชัดเจน และจากรูปที่ 5.18 แสดงการเคลื่อนตัวของอาคารช่วงที่ 1 ภายใต้คลื่น EQ5% จะพบว่า การเคลื่อนตัวในช่วงแรกอาคารเรียนที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานมีการเคลื่อนตัวที่สูงกว่าอาคารเรียนที่ไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทาน เนื่องจากมีแรงกระทำที่สูงกว่า แต่เมื่อผนังสลายพลังงานแบบเสียดทาน เริ่มทำงานการเคลื่อนตัวของอาคารเรียนที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานจะลดลงต่ำกว่าอาคารเรียนที่ไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานอย่างชัดเจน และรูปที่ 5.19 ภายใต้คลื่น EQ10% แสดงการเคลื่อนตัวของอาคารในช่วงที่ 2 ที่อาคารเรียนที่ไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานเกิดความเสียหายระดับพังทลายขึ้น พบว่าอาคารเรียนที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานมีการเคลื่อนตัวไม่สูงนัก โดยยังสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวได้ จึงแสดงให้เห็นว่าผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานจะสามารถช่วยเพิ่มความต้านทานในการรับแรงแผ่นดินไหวได้อย่างมีนัยสำคัญ

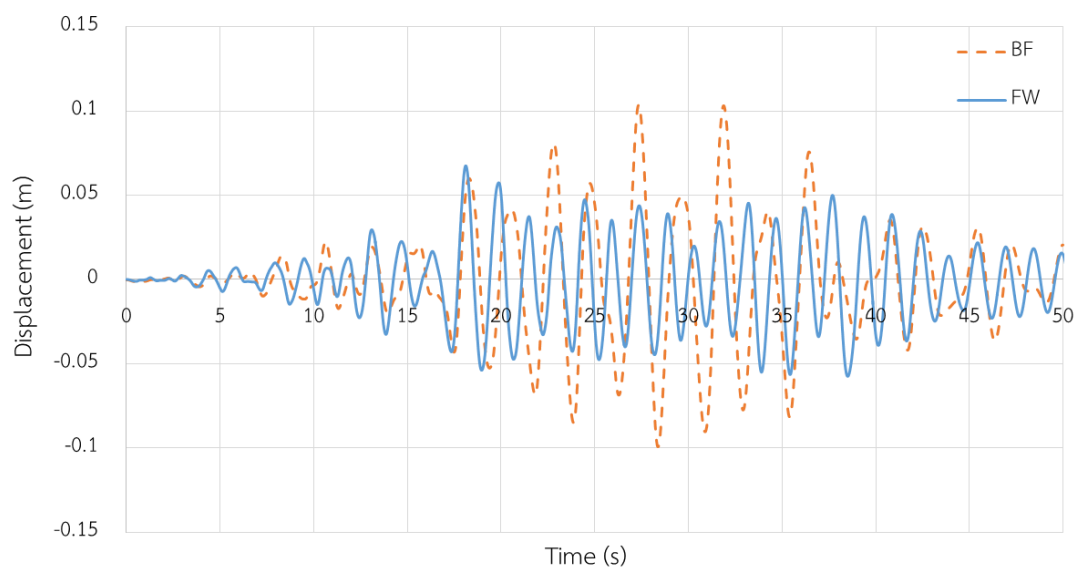
ตารางที่ 5.12 การเคลื่อนตัวสูงสุดของอาคารในแต่ละชั้นภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Landers 835, Brea - S Flower Av (1992)

EQ	PGA (g)	0.01	0.025	0.05	0.075	0.10	0.125	
Landers 835	Roof	BF	0.0222	0.0560	0.1034	0.1271	Collapse	Collapse
		FW	0.0158	0.0377	0.0691	0.0953	0.1264	0.1475
		%Red	28.83	32.71	33.22	25.03	>100	>100
	Story 5	BF	0.0216	0.0536	0.0981	0.1163	Collapse	Collapse
		FW	0.0146	0.0339	0.0637	0.0885	0.1170	0.1368
		%Red	32.23	36.74	35.07	23.92	>100	>100

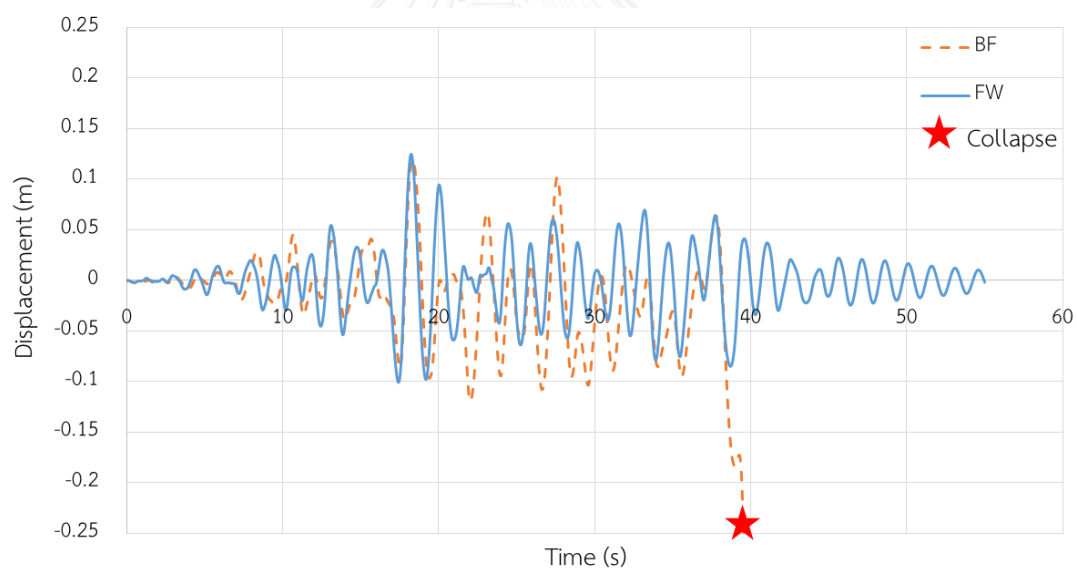
EQ	PGA (g)		0.01	0.025	0.05	0.075	0.10	0.125
Landers 835	Story 4	BF	0.0182	0.0453	0.0833	0.1003	Collapse	Collapse
		FW	0.0121	0.0282	0.0546	0.0771	0.1015	0.1182
		%Red	33.63	37.70	34.53	23.17	>100	>100
	Story 3	BF	0.0129	0.0323	0.0600	0.0753	Collapse	Collapse
		FW	0.0085	0.0203	0.0399	0.0571	0.0745	0.0870
		%Red	34.25	37.10	33.55	24.14	>100	>100
	Story 2	BF	0.0062	0.0155	0.0288	0.0380	Collapse	Collapse
		FW	0.0043	0.0102	0.0195	0.0283	0.0363	0.0431
		%Red	31.07	34.27	32.45	25.47	>100	>100
	Story 1	BF	0.0002	0.0003	0.0006	0.0008	Collapse	Collapse
		FW	0.0001	0.0003	0.0005	0.0006	0.0008	0.0009
		%Red	15.23	13.06	24.43	18.90	>100	>100



รูปที่ 5.17 การเคลื่อนตัวสูงสุดแต่ละชั้นของอาคารที่ติดตั้ง และไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานภายใต้แผ่นดินไหว Landers 835, Brea - S Flower Av (1992) ที่ความเร่งสูงสุด 0.05g



รูปที่ 5.18 การเคลื่อนตัวที่ชั้นหลังคาของอาคารที่ติดตั้ง และไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานภายใต้แผ่นดินไหว Landers 835, Brea - S Flower Av (1992) ที่ความเร่งสูงสุด 0.05g



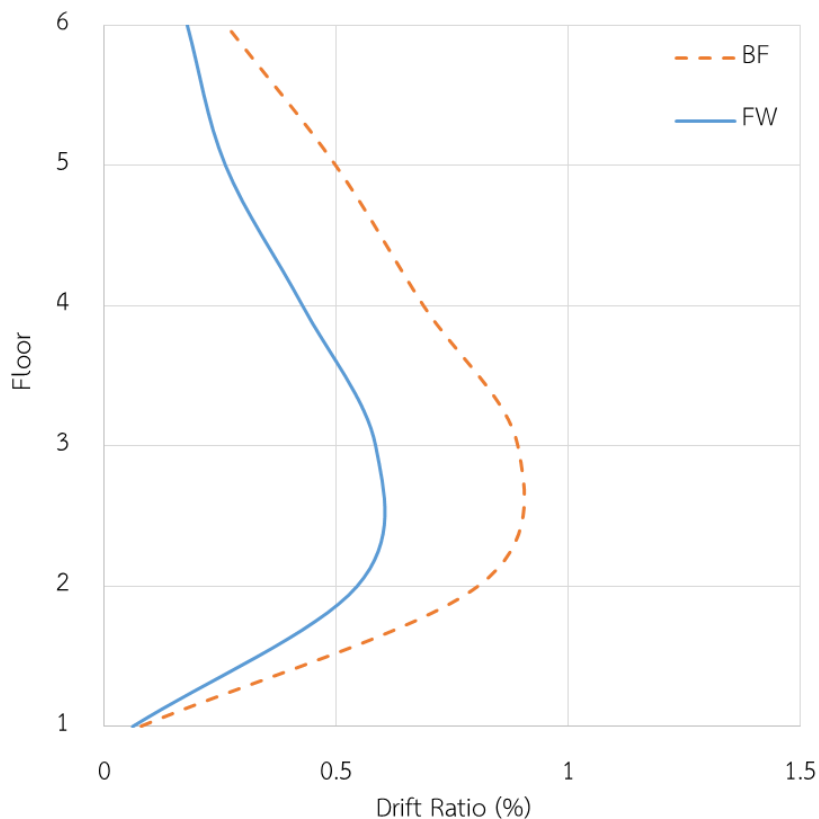
รูปที่ 5.19 การเคลื่อนตัวที่ชั้นหลังคาของอาคารที่ติดตั้ง และไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานภายใต้แผ่นดินไหว Landers 835, Brea - S Flower Av (1992) ที่ความเร่งสูงสุด 0.10g

การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นมากที่สุดของอาคารภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Landers 835, Brea - S Flower Av (1992) แสดงค่าไว้ในตารางที่ 5.13 พบว่าภายใต้คลื่น EQ1% อาคารที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานมีการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นของอาคารลดลงมากที่สุดถึง 36.59% ภายใต้คลื่น EQ2.5% การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นของอาคารลดลงมากที่สุดถึง 39.75% ภายใต้คลื่น EQ5% การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นของอาคารลดลงมากที่สุดถึง 47.77% และ

ภายใต้คลื่น EQ7.5% การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นของอาคารลดลงมากที่สุดถึง 39.87% ส่วนเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นของอาคารภายใต้คลื่น EQ10% และ EQ12.5% อาคารเรียนที่ไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานเกิดความเสียหายแบบพังทลายขึ้น แต่อาคารเรียนที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานยังไม่เกิดการพังทลายขึ้น ผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานจึงช่วยลดเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นของอาคารได้มากกว่า 100% ในทุกชั้น และจากรูปที่ 5.20 แสดงการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นของอาคารเรียนตัวอย่างที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานเปรียบเทียบกับอาคารเรียนที่ไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานของอาคารภายใต้คลื่น EQ5% ซึ่งเป็นการเคลื่อนตัวของอาคารช่วงที่ 1 จะแสดงให้เห็นถึงการลดลงของการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นของอาคารได้อย่างมีนัยสำคัญ

ตารางที่ 5.13 การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นมากที่สุดของอาคารในแต่ละชั้นภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Landers 833, Anaheim - W Ball Rd (1992)

EQ	PGA (g)	0.01	0.025	0.05	0.075	0.1	0.125	
Landers 835	Roof	BF	0.0680	0.1464	0.2639	0.3426	Collapse	Collapse
		FW	0.0540	0.1225	0.1785	0.2326	0.3182	0.4245
		%Red	20.63	16.37	32.37	32.09	>100	>100
	Story 5	BF	0.1034	0.2575	0.4995	0.5821	Collapse	Collapse
		FW	0.0742	0.1680	0.2609	0.3500	0.4884	0.5471
		%Red	28.28	34.78	47.77	39.87	>100	>100
	Story 4	BF	0.1521	0.3715	0.6885	0.8348	Collapse	Collapse
		FW	0.1061	0.2409	0.4270	0.5931	0.7992	0.9012
		%Red	30.22	35.16	37.99	28.95	>100	>100
	Story 3	BF	0.1927	0.4797	0.8917	1.0674	Collapse	Collapse
		FW	0.1222	0.2890	0.5844	0.8316	1.0937	1.2625
		%Red	36.59	39.75	34.46	22.09	>100	>100
	Story 2	BF	0.1738	0.4336	0.8062	1.0631	Collapse	Collapse
		FW	0.1200	0.2830	0.5442	0.7907	1.0148	1.2044
		%Red	30.95	34.74	32.50	25.62	>100	>100
	Story 1	BF	0.0200	0.0428	0.0802	0.1036	Collapse	Collapse
		FW	0.0170	0.0372	0.0606	0.0840	0.1061	0.1252
		%Red	15.23	13.06	24.43	18.90	>100	>100



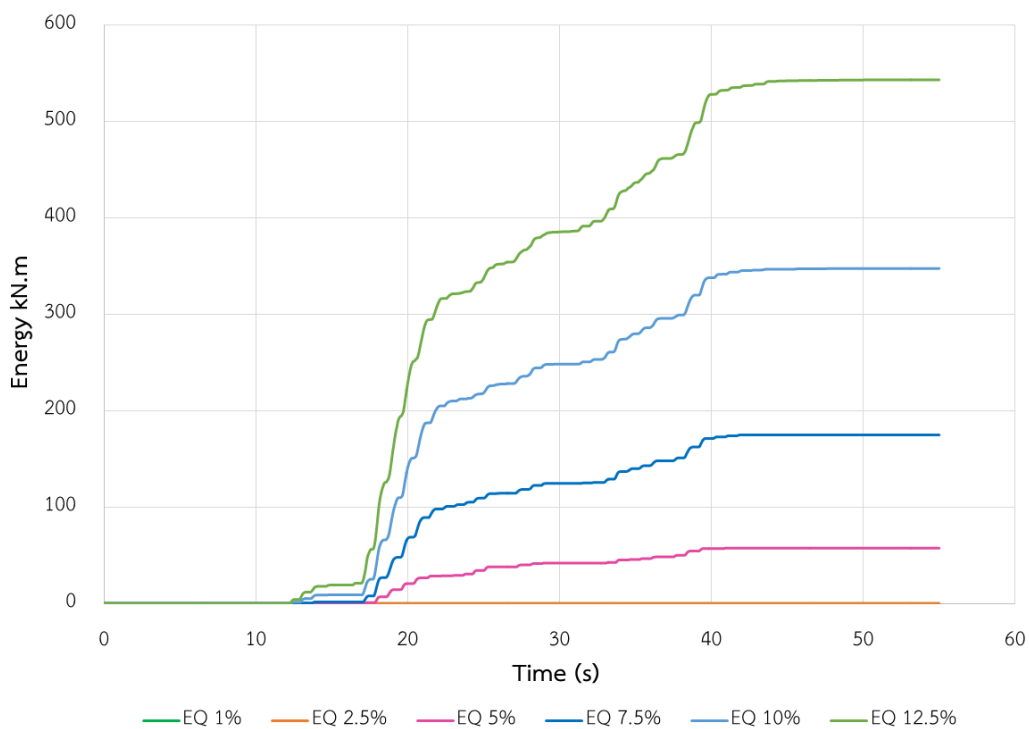
รูปที่ 5.20 การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์มากที่สุดแต่ละชั้นของอาคารที่ติดตั้ง และไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานภายใต้แผ่นดินไหว Landers 835, Brea - S Flower Av (1992) ที่ความเร่งสูงสุด 0.025g

การสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานของอาคารเรียนตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Landers 835, Brea - S Flower Av (1992) พบว่าภายใต้คลื่น EQ1% ไม่มีการสลายพลังงานเกิดขึ้นเนื่องจากแรงที่กระทำต่ออาคารมีค่าน้อยกว่าค่าแรงลื่นไถลของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานจึงทำให้ผนังยังไม่เกิดการลื่นไถล ในช่วงการเคลื่อนที่ลักษณะนี้ อาคารจะรับแรงแผ่นดินไหวด้วยค่าสติฟเนส (Stiffness) ของโครงเฟรมคอนกรีตเสริมเหล็ก และค่าสติฟเนส (Stiffness) ของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานก่อนเกิดการลื่นไถล ภายใต้คลื่น EQ2.5% มีการสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานทั้งหมด 0.089 kN-m ภายใต้คลื่น EQ5% มีการสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานทั้งหมด 57.48 kN-m ภายใต้คลื่น EQ7.5% มีการสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานทั้งหมด 174.89 kN-m ภายใต้คลื่น EQ10% มีการสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานทั้งหมด 347.59 kN-m และ ภายใต้คลื่น EQ12.5% มีการสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานทั้งหมด 543.34 kN-m ดังแสดงค่าในตารางที่ 5.14 และรูปที่ 5.21

จากตารางที่ 5.15 และรูปที่ 5.22 แสดงค่าร้อยละการสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานเทียบกับแรงที่กระทำต่ออาคารพบว่าภายใต้คลื่น EQ1% และ EQ2.5% มีค่าร้อยละการสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานเท่ากับ 0% เนื่องจากยังไม่เกิดการสลายพลังงานขึ้น หรือเกิดการสลายพลังงานน้อยมาก ภายใต้คลื่น EQ5% มีค่าร้อยละการสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานเท่ากับ 33.34% ภายใต้คลื่น EQ7.5% มีค่าร้อยละการสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานเท่ากับ 53.71% ภายใต้คลื่น EQ7.5% มีค่าร้อยละการสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานเท่ากับ 63.08% และภายใต้คลื่น EQ7.5% มีค่าร้อยละการสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานเท่ากับ 66.67% แสดงให้เห็นว่าเมื่อคลื่นแผ่นดินไหวที่กระทำต่อโครงสร้างมีความรุนแรงเพิ่มขึ้นจะส่งผลให้ผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานทำงานได้มีประสิทธิภาพมากขึ้น และสามารถสลายพลังงานที่กระทำต่ออาคารได้มากขึ้น และจากรูปที่ 5.23 แสดงวงรอบฮิสเทอรีซิสของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทาน (จากตัวอย่างคลื่น EQ7.5%, EQ10% และEQ12.5%) พบว่าเมื่อเพิ่มความเร่งสูงสุดของพื้นดิน ทำให้วงรอบฮิสเทอรีซิสของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานมีขนาดใหญ่ขึ้น ซึ่งแสดงถึงการสลายพลังงานที่สูงขึ้น

ตารางที่ 5.14 แสดงค่าการสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานในอาคารภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Landers 835, Brea - S Flower Av (1992)

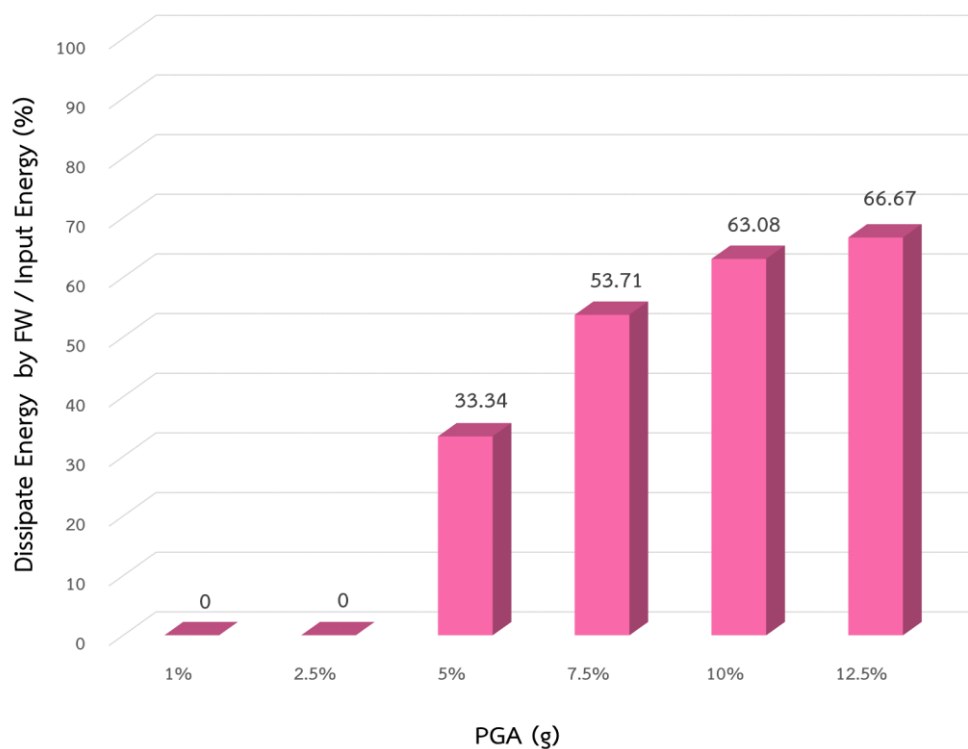
Earthquake Name	PGA (g)	Dissipated Energy of Friction Wall (kN.m)
Landers 835	0.01	0
	0.025	0.089
	0.05	57.48
	0.075	174.89
	0.1	347.59
	0.125	543.34



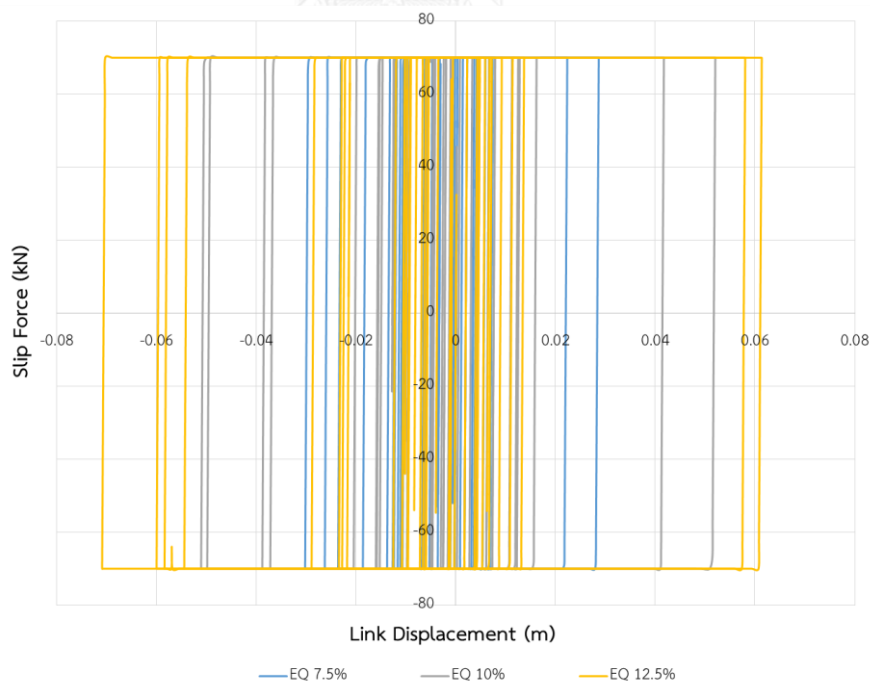
รูปที่ 5.21 การสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานในอาคารภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Landers 835, Brea - S Flower Av (1992)

ตารางที่ 5.15 แสดงค่าร้อยละการสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานเทียบกับแรงกระทำต่ออาคารภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Landers 835, Brea - S Flower Av (1992)

Earthquake Name	PGA (g)	Dissipate Energy by FW / Input Energy (%)
Landers 835	0.01	0
	0.025	0
	0.05	33.34
	0.075	53.71
	0.1	63.08
	0.125	66.67



รูปที่ 5.22 ร้อยละการสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานเทียบกับแรงที่กระทำต่ออาคารภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Landers 835, Brea - S Flower Av (1992)



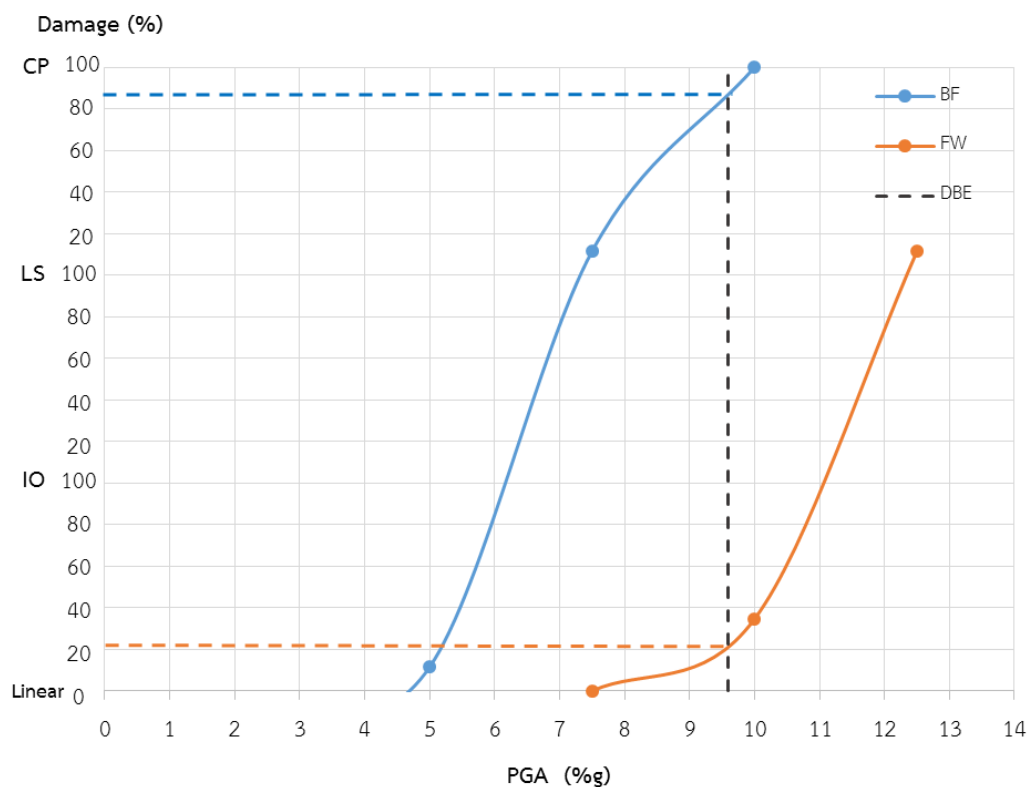
รูปที่ 5.23 วงรอบฮิสเทอริสิสของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานในอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Landers 835, Brea - S Flower Av (1992) จากตัวอย่างคลื่น EQ7.5%, EQ10% และคลื่น EQ12.5%

ระดับสมรรถนะของอาคารเรียนตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Landers 835, Brea - S Flower Av (1992) สามารถระบุได้โดยการวิเคราะห์ความเสียหายที่เกิดขึ้นกับชิ้นส่วนเสาของอาคารเรียนตัวอย่าง โดยแบ่งออกเป็น 3 ระดับตามมาตรฐาน ASCE41-13 คือความเสียหายระดับเข้าใช้งานได้ทันที (IO) ความเสียหายระดับปลอดภัยต่อชีวิต (LS) และความเสียหายระดับพังทลาย (CP)) โดยตารางที่ 5.16 แสดงระดับสมรรถนะของอาคารเรียนตัวอย่างตามความเสียหายที่เกิดขึ้นในแต่ละชั้น โดยจะแสดงค่าร้อยละความเสียหายสูงสุดของเสาในแต่ละชั้นซึ่งคำนวณได้จากจำนวนเสาที่เกิดความเสียหายเทียบกับจำนวนเสาทั้งหมดในแต่ละชั้น จากตารางพบว่าอาคารที่ไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานจะเกิดความเสียหายถึงระดับพังทลายอย่างรวดเร็ว เนื่องจากอาคารมีเสาขนาดเล็กและไม่ได้ถูกออกแบบมาเพื่อรับแรงแผ่นดินไหว แต่อาคารที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานจะสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวได้สูงขึ้นอย่างชัดเจน และจากรูปที่ 5.24 แสดงระดับสมรรถนะของโครงสร้างตามความเสียหายที่เกิดขึ้นกับชิ้นส่วนเสาโดยรวมของอาคาร โดยจะใช้ความเสียหายสูงสุดที่เกิดขึ้นจากทุกชั้นของอาคารมาแทนความเสียหายของอาคารโดยรวม ซึ่งจะสามารถประมาณค่าระดับสมรรถนะของอาคารเรียนตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหวระดับออกแบบได้ โดยคลื่นแผ่นดินไหว Landers 835, Brea - S Flower Av (1992) มีความเร่งสูงสุดที่พื้นดิน (Peak Ground Acceleration, PGA) ที่ระดับออกแบบเท่ากับ 0.096g จะพบว่าระดับสมรรถนะของอาคารเรียนที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานอยู่ในระดับประมาณ 20%IO หรือชิ้นส่วนเสาเสียหายระดับ IO ที่ 20% ของปริมาณเสาทั้งระดับชั้น และสมรรถนะของอาคารเรียนที่ไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานอยู่ในระดับประมาณ 85%CP หรือชิ้นส่วนเสาเสียหายระดับ CP มากถึง 85% ของปริมาณเสาทั้งระดับชั้น หรืออาจเกิดความเสียหายระดับพังทลาย

ตารางที่ 5.16 แสดงระดับสมรรถนะของอาคารเรียนตัวอย่างตามความเสียหายที่เกิดขึ้นบริเวณชิ้นส่วนเสาในแต่ละชั้นภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Landers 835, Brea - S Flower Av (1992)

Earthquake Name	PGA (g)		0.01	0.025	0.05	0.075	0.10	0.125
Landers 835	Story 5	BF	Linear	Linear	Linear	Linear	Collapse	Collapse
		FW	Linear	Linear	Linear	Linear	Linear	Linear
	Story 4	BF	Linear	Linear	Linear	7.7%IO	Collapse	Collapse
		FW	Linear	Linear	Linear	Linear	Linear	3.9%IO
	Story 3	BF	Linear	Linear	Linear	7.7%IO	Collapse	Collapse
		FW	Linear	Linear	Linear	Linear	3.8%IO	19.2%IO
	Story 2	BF	Linear	Linear	Linear	7.7%CP	Collapse	Collapse
		FW	Linear	Linear	Linear	Linear	11.5%IO	3.8%CP

Earthquake Name	PGA (g)	0.01	0.025	0.05	0.075	0.10	0.125
Landers 835	Story 1	BF	Linear	Linear	11.5%IO	11.5%CP	Collapse
		FW	Linear	Linear	Linear	Linear	34.6%IO



รูปที่ 5.24 แสดงระดับสมรรถนะของโครงสร้างตามความเสียหายที่เกิดขึ้นกับชิ้นส่วนเสาโดยรวมของอาคารภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Landers 835, Brea - S Flower Av (1992)

5.4 พฤติกรรมของอาคารเรียนตัวอย่างภายใต้คลื่น Landers 842, Covina - W Badillo (1992)

ทำการวิเคราะห์ผลของอาคารเรียนตัวอย่างที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทาน (FW) และไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทาน (BF) ด้วยคลื่นแผ่นดินไหวที่ความเร่งสูงสุดที่พื้นดิน (Peak Ground Acceleration, PGA) เท่ากับ 0.01g (EQ1%), 0.025g (EQ2.5%), 0.05g (EQ5%), 0.075g (EQ7.5%) และ 0.10g (EQ10%) ซึ่งกำหนดค่าแรงลื่นไถล (Slip force) ของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานให้มีค่าคงที่เท่ากับ 1000 กิโลกรัมต่อเมตร โดยคลื่นแผ่นดินไหว Landers 842, Covina - W Badillo (1992) มีความเร่งสูงสุดที่พื้นดินที่ระดับออกแบบ (DBE) เท่ากับ 0.066g โดยจะ

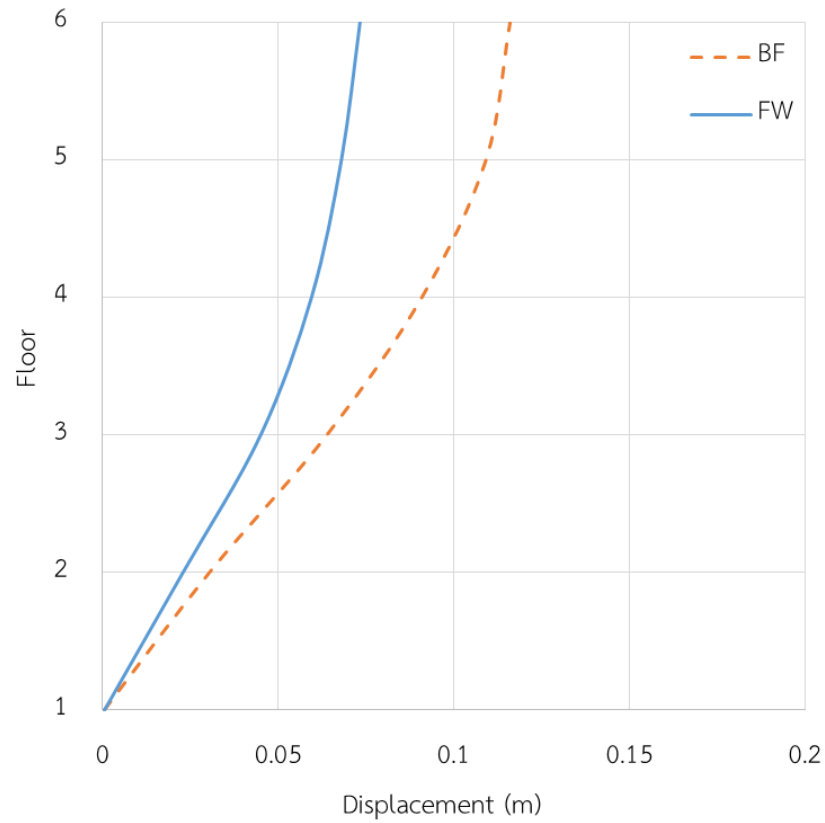
ทำการวิเคราะห์การเคลื่อนตัวสูงสุดในแต่ละชั้น การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นมากที่สุด การสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทาน และระดับสมรรถนะของโครงสร้างอาคารภายใต้แรงแผ่นดินไหว โดยจะแบ่งการเคลื่อนตัวของอาคารเป็น 2 ช่วงคือ 1.ช่วงที่อาคารเรียนตัวอย่างที่ไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานยังไม่เกิดการพังทลายขึ้น และ 2.ช่วงที่อาคารเรียนตัวอย่างที่ไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานเกิดการพังทลายขึ้น

การเคลื่อนตัวสูงสุดในแต่ละชั้นของอาคารภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Landers 842, Covina - W Badillo (1992) พบว่าภายใต้คลื่น EQ1% อาคารเรียนที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานมีการเคลื่อนตัวของอาคารลดลงมากที่สุดถึง 19.28% ภายใต้คลื่น EQ2.5% การเคลื่อนตัวของอาคารลดลงมากที่สุดถึง 19.47% ภายใต้คลื่น EQ5% การเคลื่อนตัวของอาคารลดลงมากที่สุดถึง 37.61% และภายใต้คลื่น EQ7.5% การเคลื่อนตัวของอาคารลดลงมากที่สุดถึง 33.89% ส่วนการเคลื่อนตัวของอาคารภายใต้คลื่น EQ10% อาคารเรียนที่ไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานเกิดความเสียหายแบบพังทลายขึ้น แต่อาคารเรียนที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานยังไม่เกิดการพังทลายขึ้น ผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานจึงช่วยลดการเคลื่อนตัวของอาคารได้มากกว่า 100% ในทุกชั้น จึงแสดงให้เห็นว่าผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานสามารถลดการเคลื่อนตัวของอาคารอย่างมีนัยสำคัญ ดังแสดงในตารางที่ 5.17

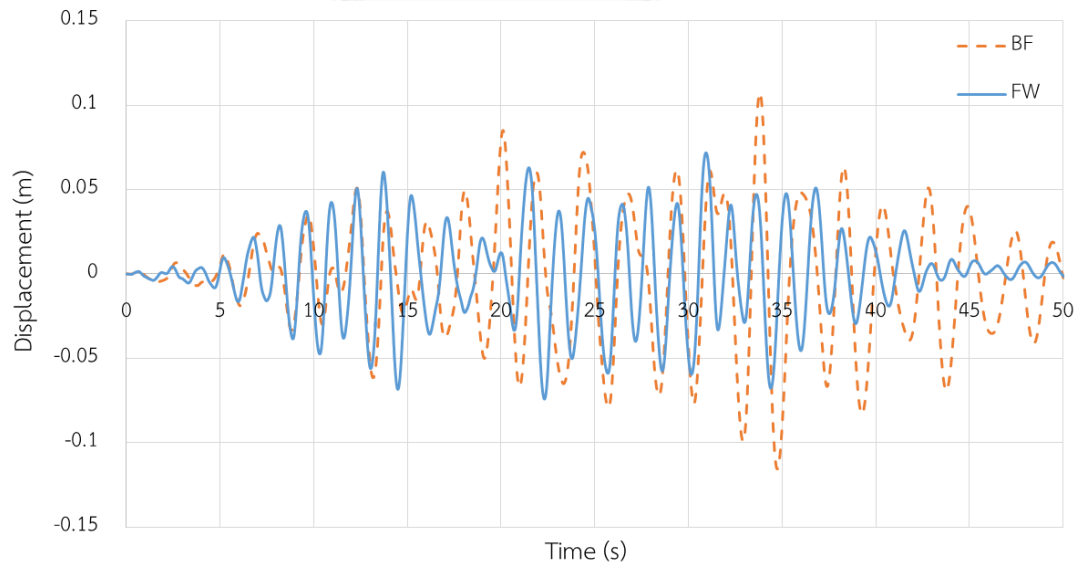
จากรูปที่ 5.25 แสดงการเคลื่อนตัวสูงสุดในแต่ละชั้นของอาคารเรียนที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานเปรียบเทียบกับอาคารเรียนที่ไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานภายใต้คลื่น EQ5% จะแสดงให้เห็นถึงการลดลงของค่าการเคลื่อนตัวของอาคารได้อย่างชัดเจน และจากรูปที่ 5.26 ที่แสดงการเคลื่อนตัวของอาคารช่วงที่ 1 จะพบว่าการเคลื่อนตัวในช่วงแรกอาคารเรียนที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานมีการเคลื่อนตัวที่สูงกว่าอาคารเรียนที่ไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทาน เนื่องจากมีแรงกระทำที่สูงกว่า แต่เมื่อผนังสลายพลังงานแบบเสียดทาน เริ่มทำงานการเคลื่อนตัวของอาคารเรียนที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานจะลดลงต่ำกว่าอาคารเรียนที่ไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานอย่างชัดเจน และรูปที่ 5.27 ภายใต้คลื่น EQ10% แสดงการเคลื่อนตัวของอาคารในช่วงที่ 2 ที่อาคารเรียนที่ไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานเกิดความเสียหายระดับพังทลายขึ้น พบว่าอาคารเรียนที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานมีการเคลื่อนตัวไม่สูงนัก โดยยังสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวได้ จึงแสดงให้เห็นว่าผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานจะสามารถช่วยเพิ่มความต้านทานในการรับแรงแผ่นดินไหวได้อย่างมีนัยสำคัญ

ตารางที่ 5.17 การเคลื่อนตัวสูงสุดของอาคารในแต่ละชั้นภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Landers 842, Covina - W Badillo (1992)

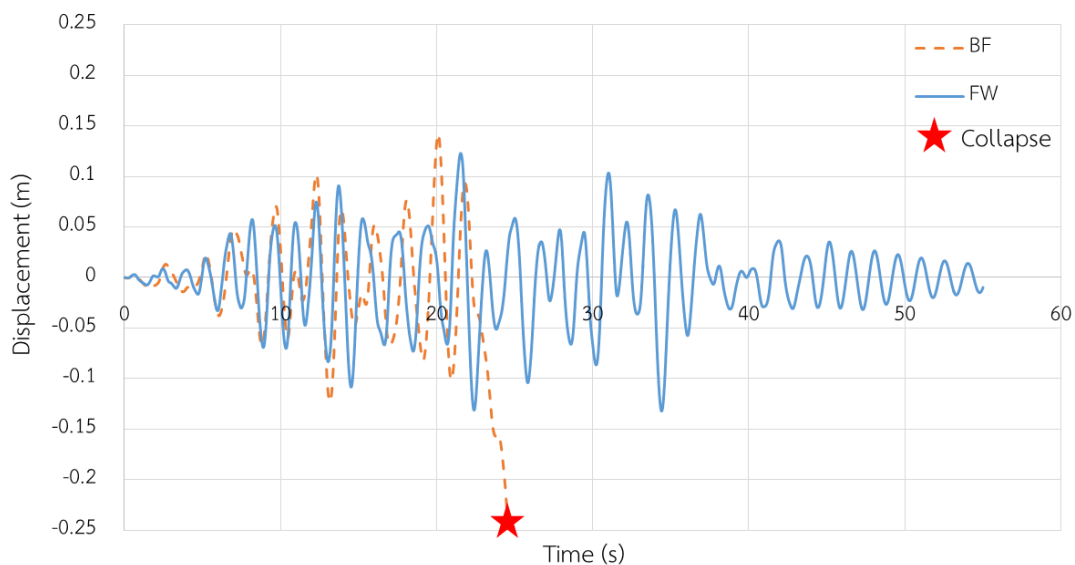
EQ	PGA (g)	0.01	0.025	0.05	0.075	0.1	
Landers 842	Roof	BF	0.0255	0.0633	0.1159	0.1510	Collapse
		FW	0.0210	0.0527	0.0733	0.1008	0.1305
		%Red	17.72	16.80	36.73	33.23	>100
	Story 5	BF	0.0233	0.0587	0.1090	0.1390	Collapse
		FW	0.0193	0.0473	0.0680	0.0919	0.1181
		%Red	17.18	19.47	37.61	33.89	>100
	Story 4	BF	0.0195	0.0491	0.0908	0.1155	Collapse
		FW	0.0160	0.0401	0.0595	0.0794	0.1024
		%Red	17.88	18.24	34.48	31.21	>100
	Story 3	BF	0.0139	0.0348	0.0639	0.0827	Collapse
		FW	0.0112	0.0294	0.0450	0.0580	0.0784
		%Red	19.28	15.36	29.54	29.83	>100
	Story 2	BF	0.0066	0.0165	0.0306	0.0400	Collapse
		FW	0.0055	0.0144	0.0229	0.0285	0.0415
		%Red	16.33	13.06	25.18	28.80	>100
	Story 1	BF	0.0002	0.0004	0.0007	0.0009	Collapse
		FW	0.0002	0.0004	0.0005	0.0007	0.0009
		%Red	13.57	9.75	25.81	19.75	>100



รูปที่ 5.25 การเคลื่อนตัวสูงสุดแต่ละชั้นของอาคารที่ติดตั้ง และไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานภายใต้แผ่นดินไหว Landers 842, Covina - W Badillo (1992) ที่ความเร่งสูงสุด 0.05g



รูปที่ 5.26 การเคลื่อนตัวที่ชั้นหลังคาของอาคารที่ติดตั้ง และไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานภายใต้แผ่นดินไหว Landers 842, Covina - W Badillo (1992) ที่ความเร่งสูงสุด 0.05g

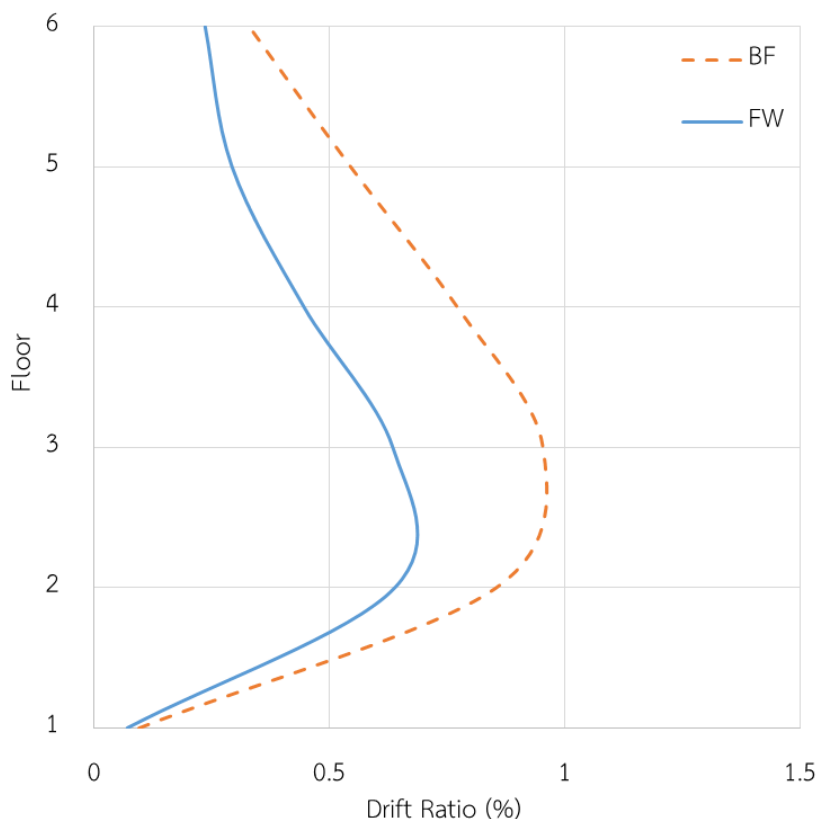


รูปที่ 5.27 การเคลื่อนตัวที่ชั้นหลังคาของอาคารที่ติดตั้ง และไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานภายใต้แผ่นดินไหว Landers 842, Covina - W Badillo (1992) ที่ความเร่งสูงสุด 0.10g

การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นมากที่สุดของอาคารภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Landers 842, Covina - W Badillo (1992) แสดงค่าไว้ในตารางที่ 5.18 พบว่าภายใต้คลื่น EQ1% อาคารที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานมีการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นของอาคารลดลงมากที่สุดถึง 21.97% ภายใต้คลื่น EQ2.5% การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นของอาคารลดลงมากที่สุดถึง 27.29% ภายใต้คลื่น EQ5% การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นของอาคารลดลงมากที่สุดถึง 46.15% และภายใต้คลื่น EQ7.5% การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นของอาคารลดลงมากที่สุดถึง 38.96% ส่วนการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นของอาคารภายใต้คลื่น EQ10% อาคารเรียนที่ไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานเกิดความเสียหายแบบพังทลายขึ้น แต่อาคารเรียนที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานยังไม่เกิดการพังทลายขึ้น ผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานจึงช่วยลดเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นของอาคารได้มากกว่า 100% ในทุกชั้น และจากรูปที่ 5.28 แสดงการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นของอาคารเรียนตัวอย่างที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานเปรียบเทียบกับอาคารเรียนที่ไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานของอาคารภายใต้คลื่น EQ5% ซึ่งเป็นการเคลื่อนตัวของอาคารช่วงที่ 1 จะแสดงให้เห็นถึงการลดลงของการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นของอาคารได้อย่างมีนัยสำคัญ

ตารางที่ 5.18 การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นมากที่สุดของอาคารในแต่ละชั้นภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Landers 842, Covina - W Badillo (1992)

EQ	PGA (g)	0.01	0.025	0.05	0.075	0.1	
Landers 842	Roof	BF	0.0812	0.1795	0.3288	0.4107	Collapse
		FW	0.0695	0.1509	0.2360	0.3016	0.3948
		%Red	14.43	15.92	28.22	26.56	>100
	Story 5	BF	0.1133	0.2842	0.5444	0.6777	Collapse
		FW	0.0956	0.2066	0.2931	0.4137	0.5689
		%Red	15.58	27.29	46.15	38.96	>100
	Story 4	BF	0.1604	0.4096	0.7710	0.9652	Collapse
		FW	0.1372	0.3053	0.4461	0.6499	0.8397
		%Red	14.48	25.47	42.14	32.67	>100
	Story 3	BF	0.2074	0.5208	0.9527	1.2268	Collapse
		FW	0.1619	0.4319	0.6347	0.8589	1.0818
		%Red	21.97	17.07	33.38	29.99	>100
	Story 2	BF	0.1840	0.4609	0.8534	1.1179	Collapse
		FW	0.1557	0.4002	0.6389	0.7937	1.1600
		%Red	15.38	13.18	25.13	29.00	>100
	Story 1	BF	0.0251	0.0554	0.0952	0.1185	Collapse
		FW	0.0217	0.0500	0.0706	0.0951	0.1225
		%Red	13.57	9.75	25.81	19.75	>100



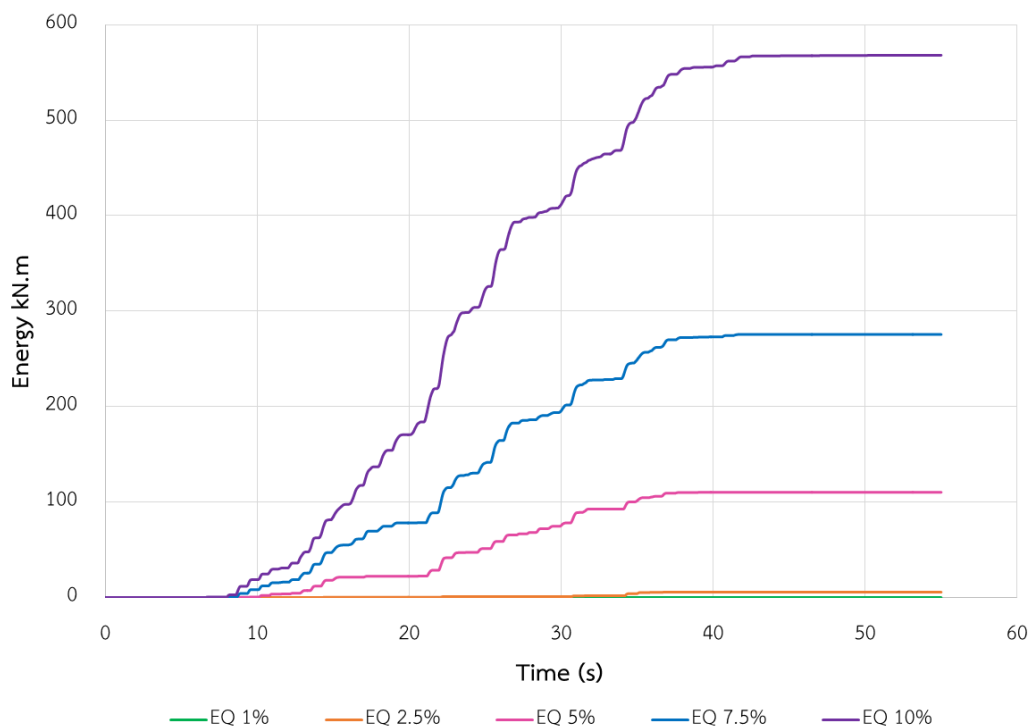
รูปที่ 5.28 การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์มากที่สุดแต่ละชั้นของอาคารที่ติดตั้ง และไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานภายใต้แผ่นดินไหว Landers 842, Covina - W Badillo (1992) ที่ความเร่งสูงสุด 0.025g

การสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานของอาคารเรียนตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Landers 842, Covina - W Badillo (1992) พบว่าภายใต้คลื่น EQ1% ไม่มีการสลายพลังงานเกิดขึ้นเนื่องจากแรงที่กระทำต่ออาคารมีค่าน้อยกว่าค่าแรงลื่นไถลของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานจึงทำให้ผนังยังไม่เกิดการลื่นไถล ในช่วงการเคลื่อนที่ลักษณะนี้ อาคารจะรับแรงแผ่นดินไหวด้วยค่าสติฟเนส (Stiffness) ของโครงเฟรมคอนกรีตเสริมเหล็ก และค่าสติฟเนส (Stiffness) ของผนังสลายพลังงานก่อนเกิดการลื่นไถล ภายใต้คลื่น EQ2.5% มีการสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานทั้งหมด 5.606 kN-m ภายใต้คลื่น EQ5% มีการสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานทั้งหมด 110.25 kN-m ภายใต้คลื่น EQ7.5% มีการสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานทั้งหมด 275.56 kN-m และ ภายใต้คลื่น EQ10% มีการสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานทั้งหมด 568.03 kN-m ดังแสดงค่าในตารางที่ 5.19 และรูปที่ 5.29

จากตารางที่ 5.20 และรูปที่ 5.30 แสดงค่าร้อยละการสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานเทียบกับแรงที่กระทำต่ออาคารพบว่าภายใต้คลื่น EQ1% มีค่าร้อยละการสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานเท่ากับ 0% เนื่องจากยังไม่เกิดการสลายพลังงานขึ้น ภายใต้คลื่น EQ2.5% มีค่าร้อยละการสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานเท่ากับ 4.67% ภายใต้คลื่น EQ5% มีค่าร้อยละการสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานเท่ากับ 44.93% ภายใต้คลื่น EQ7.5% มีค่าร้อยละการสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานเท่ากับ 58.73% และภายใต้คลื่น EQ10% มีค่าร้อยละการสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานเท่ากับ 66.15% แสดงให้เห็นว่าเมื่อคลื่นแผ่นดินไหวที่กระทำต่อโครงสร้างมีความรุนแรงเพิ่มขึ้นจะส่งผลให้ผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานทำงานได้มีประสิทธิภาพมากขึ้น และสามารถสลายพลังงานที่กระทำต่ออาคารได้มากขึ้น และจากรูปที่ 5.31 แสดงวงรอบฮิสเทอริสิสของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทาน (จากตัวอย่างคลื่น EQ5%, EQ7.5% และEQ10%) พบว่าเมื่อเพิ่มความเร่งสูงสุดของพื้นดินทำให้วงรอบฮิสเทอริสิสของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานมีขนาดใหญ่ขึ้น ซึ่งแสดงถึงการสลายพลังงานที่สูงขึ้น

ตารางที่ 5.19 แสดงค่าการสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานในอาคารภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Landers 842, Covina - W Badillo (1992)

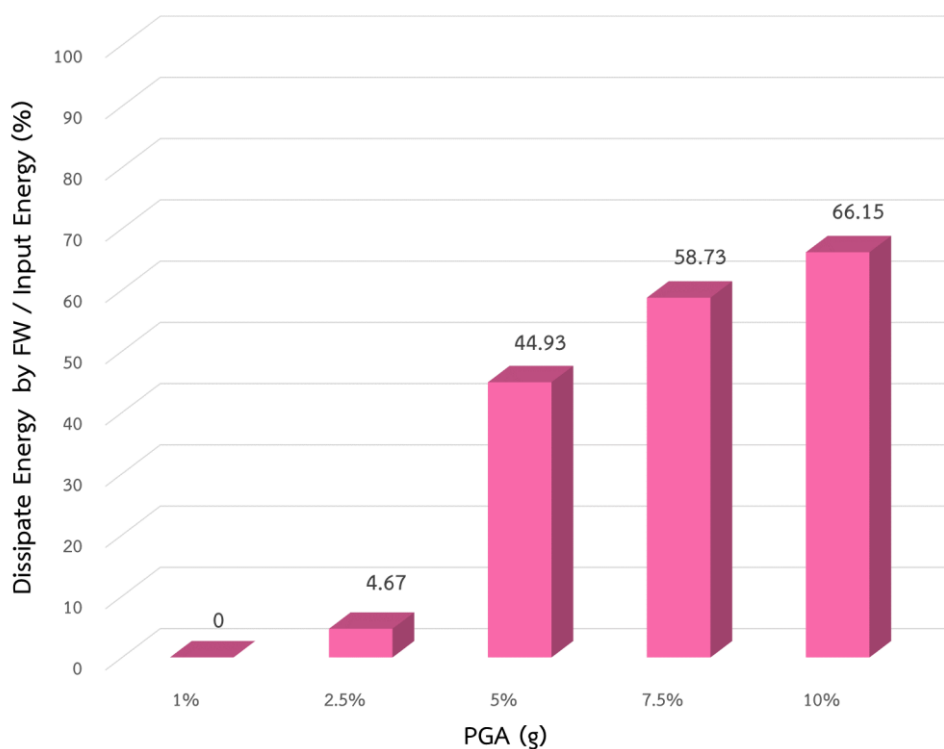
Earthquake Name	PGA (g)	Dissipated Energy of Friction Wall (kN.m)
Landers 842	0.01	0
	0.025	5.606
	0.05	110.25
	0.075	275.56
	0.1	568.03



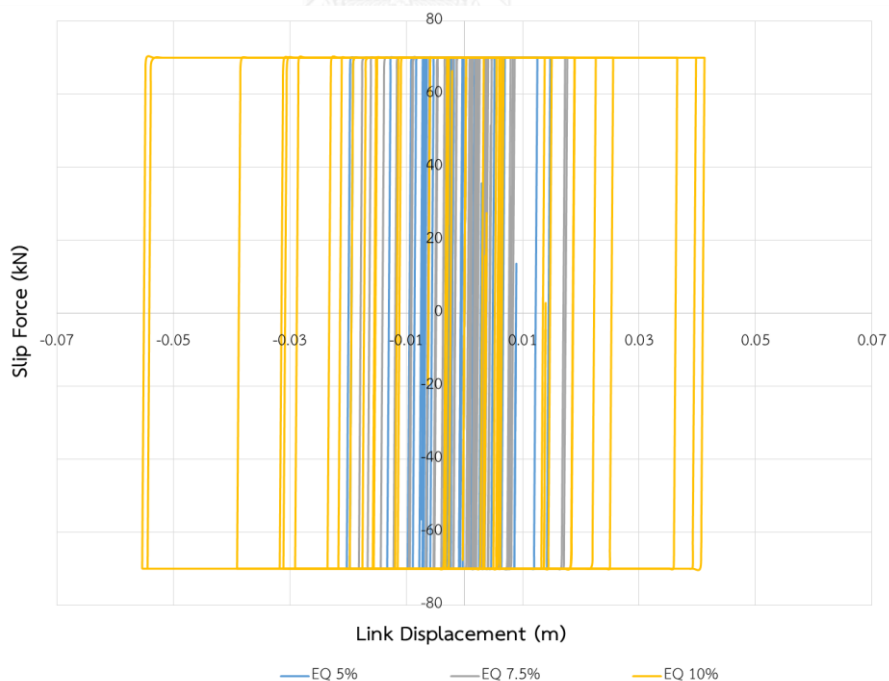
รูปที่ 5.29 การสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานในอาคารภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Landers 842, Covina - W Badillo (1992)

ตารางที่ 5.20 แสดงค่าร้อยละการสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานเทียบกับแรงที่กระทำต่ออาคารภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Landers 842, Covina - W Badillo (1992)

Earthquake Name	PGA (g)	Dissipate Energy by FW / Input Energy (%)
Landers 842	0.01	0
	0.025	4.67
	0.05	44.93
	0.075	58.73
	0.1	66.15



รูปที่ 5.30 ร้อยละการสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานเทียบกับแรงที่กระทำต่ออาคารภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Landers 842, Covina - W Badillo (1992)

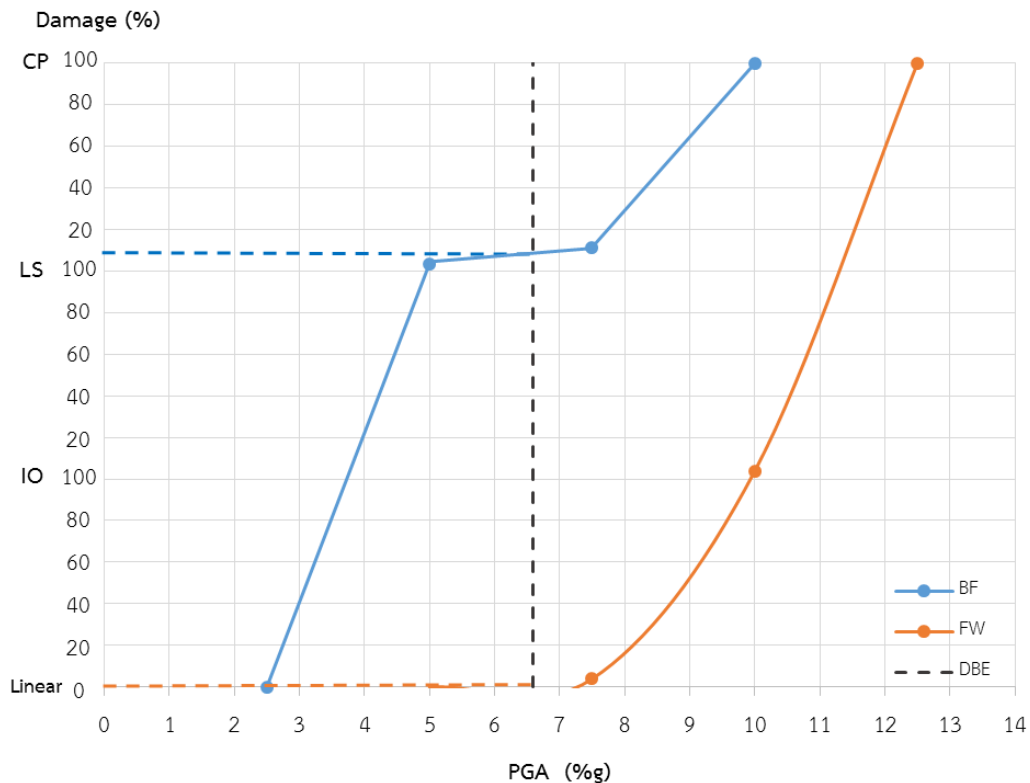


รูปที่ 5.31 วงรอบฮิสเทอริสิสของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานในอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Landers 842, Covina - W Badillo (1992) จากตัวอย่างคลื่น EQ5%, EQ7.5% และคลื่น EQ10%

ระดับสมรรถนะของอาคารเรียนตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Landers 842, Covina - W Badillo (1992) สามารถระบุได้โดยการวิเคราะห์ความเสียหายที่เกิดขึ้นกับชิ้นส่วนเสาของอาคารเรียนตัวอย่าง โดยแบ่งออกเป็น 3 ระดับตามมาตรฐาน ASCE41-13 คือความเสียหายระดับเข้าใช้งานได้ทันที (IO) ความเสียหายระดับปลอดภัยต่อชีวิต (LS) และความเสียหายระดับพังทลาย (CP) โดยตารางที่ 5.21 แสดงระดับสมรรถนะของอาคารเรียนตัวอย่างตามความเสียหายที่เกิดขึ้นในแต่ละชั้น โดยจะแสดงค่าร้อยละความเสียหายสูงสุดของเสาในแต่ละชั้น ซึ่งคำนวณได้จากจำนวนเสาที่เกิดความเสียหายเทียบกับจำนวนเสาทั้งหมดในแต่ละชั้น จากตารางพบว่าอาคารที่ไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานจะเกิดความเสียหายถึงระดับพังทลายอย่างรวดเร็ว เนื่องจากอาคารมีเสาขนาดเล็ก และไม่ได้ถูกออกแบบมาเพื่อรับแรงแผ่นดินไหว แต่อาคารที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานจะสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวได้สูงขึ้นอย่างชัดเจน และจากรูปที่ 5.32 แสดงระดับสมรรถนะของโครงสร้างตามความเสียหายที่เกิดขึ้นกับชิ้นส่วนเสาโดยรวมของอาคาร โดยจะใช้ความเสียหายสูงสุดที่เกิดขึ้นจากทุกชั้นของอาคารมาแทนความเสียหายของอาคารโดยรวมซึ่งจะสามารถประมาณค่าระดับสมรรถนะของอาคารเรียนตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหวระดับออกแบบได้ โดยคลื่นแผ่นดินไหว Landers 842, Covina - W Badillo (1992) มีความเร่งสูงสุดที่พื้นดิน (Peak Ground Acceleration, PGA) ที่ระดับออกแบบเท่ากับ 0.066g จะพบว่าระดับสมรรถนะของอาคารเรียนที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานมีพฤติกรรมอยู่ในช่วงอีลาสติกเชิงเส้น และสมรรถนะของอาคารเรียนที่ไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานในระดับประมาณ 10%CP หรือชิ้นส่วนเสาเสียหายระดับ CP ประมาณ 10% ของปริมาณเสาทั้งระดับชั้น

ตารางที่ 5.21 แสดงระดับสมรรถนะของอาคารเรียนตัวอย่างตามความเสียหายที่เกิดขึ้นบริเวณชิ้นส่วนเสาในแต่ละชั้นภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Landers 842, Covina - W Badillo (1992)

Earthquake Name	PGA (g)	0.01	0.025	0.05	0.075	0.10	0.125	
Landers 842	Story 5	BF	Linear	Linear	Linear	Linear	Collapse	Collapse
		FW	Linear	Linear	Linear	Linear	Linear	Collapse
	Story 4	BF	Linear	Linear	7.69%IO	11.54%IO	Collapse	Collapse
		FW	Linear	Linear	Linear	Linear	3.85%IO	Collapse
	Story 3	BF	Linear	Linear	7.69%IO	11.54%IO	Collapse	Collapse
		FW	Linear	Linear	Linear	Linear	11.54%IO	Collapse
	Story 2	BF	Linear	Linear	3.85%CP	7.69%CP	Collapse	Collapse
		FW	Linear	Linear	Linear	Linear	7.69%IO	Collapse
	Story 1	BF	Linear	Linear	3.69%CP	11.53%CP	Collapse	Collapse
		FW	Linear	Linear	Linear	3.85%IO	3.85%LS	Collapse



รูปที่ 5.32 แสดงระดับสมรรถนะของโครงสร้างตามความเสียหายที่เกิดขึ้นกับชิ้นส่วนเสาโดยรวมของอาคารภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Landers 842, Covina - W Badillo (1992)

5.5 พฤติกรรมของอาคารเรียนตัวอย่างภายใต้คลื่น Landers 889, San Gabriel - E Grand Ave (1992)

ทำการวิเคราะห์ผลของอาคารเรียนตัวอย่างที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทาน (FW) และไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทาน (BF) ด้วยคลื่นแผ่นดินไหวที่ความเร่งสูงสุดที่พื้นดิน (Peak Ground Acceleration, PGA) เท่ากับ 0.01g (EQ1%), 0.025g (EQ2.5%), 0.05g (EQ5%) และ 0.075g (EQ7.5%) ซึ่งกำหนดค่าแรงลื่นไถล (Slip force) ของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานให้มีค่าคงที่เท่ากับ 1000 กิโลกรัมต่อเมตร โดยคลื่นแผ่นดินไหว Landers 889, San Gabriel - E Grand Ave (1992) มีความเร่งสูงสุดที่พื้นดินที่ระดับออกแบบ (DBE) เท่ากับ 0.065g โดยจะทำการวิเคราะห์การเคลื่อนตัวสูงสุดในแต่ละชั้น การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นมากที่สุด การสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทาน และระดับสมรรถนะของโครงสร้างอาคารภายใต้แรงแผ่นดินไหว โดยจะแบ่งการเคลื่อนตัวของอาคารเป็น 2 ช่วงคือ 1.ช่วงที่อาคารเรียนตัวอย่างที่ไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานยังไม่เกิดการพังทลายขึ้น และ 2.ช่วงที่อาคารเรียนตัวอย่างที่ไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานเกิดการพังทลายขึ้น

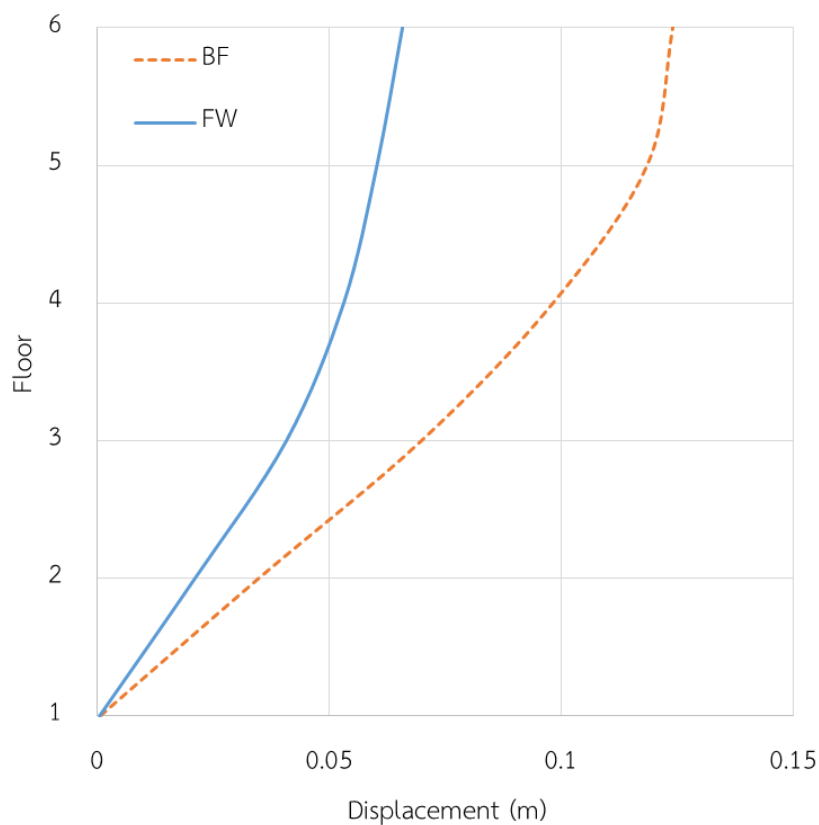
การเคลื่อนตัวสูงสุดในแต่ละชั้นของอาคารภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Landers 889, San Gabriel - E Grand Ave (1992) พบว่าภายใต้คลื่น EQ1% อาคารเรียนที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานมีการเคลื่อนตัวของอาคารลดลงมากที่สุดถึง 51.78% ภายใต้คลื่น EQ2.5% การเคลื่อนตัวของอาคารลดลงมากที่สุดถึง 54.41% และภายใต้คลื่น EQ5% การเคลื่อนตัวของอาคารลดลงมากที่สุดถึง 49.09% ส่วนการเคลื่อนตัวของอาคารภายใต้คลื่น EQ7.5% อาคารเรียนที่ไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานเกิดความเสียหายแบบพังทลายขึ้น แต่อาคารเรียนที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานยังไม่เกิดการพังทลายขึ้น ผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานจึงช่วยลดการเคลื่อนตัวของอาคารได้มากกว่า 100% ในทุกชั้น จึงแสดงให้เห็นว่าผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานสามารถลดการเคลื่อนตัวของอาคารอย่างมีนัยสำคัญ ดังแสดงในตารางที่ 5.22

จากรูปที่ 5.33 แสดงการเคลื่อนตัวสูงสุดในแต่ละชั้นของอาคารเรียนที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานเปรียบเทียบกับอาคารเรียนที่ไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานภายใต้คลื่น EQ5% จะแสดงให้เห็นถึงการลดลงของค่าการเคลื่อนตัวของอาคารได้อย่างชัดเจน และจากรูปที่ 5.34 แสดงการเคลื่อนตัวของอาคารช่วงที่ 1 ภายใต้คลื่น EQ5% จะพบว่าการเคลื่อนตัวในช่วงแรกอาคารเรียนที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานมีการเคลื่อนตัวที่สูงกว่าอาคารเรียนที่ไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทาน เนื่องจากมีแรงกระทำที่สูงกว่า แต่เมื่อผนังสลายพลังงานแบบเสียดทาน เริ่มทำงานการเคลื่อนตัวของอาคารเรียนที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานจะลดลงต่ำกว่าอาคารเรียนที่ไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานอย่างชัดเจน และรูปที่ 5.35 ภายใต้คลื่น EQ7.5% แสดงการเคลื่อนตัวของอาคารในช่วงที่ 2 ที่อาคารเรียนที่ไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานเกิดความเสียหายระดับพังทลายขึ้น พบว่าอาคารเรียนที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานมีการเคลื่อนตัวไม่สูงนัก โดยยังสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวได้ จึงแสดงให้เห็นว่าผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานจะสามารถช่วยเพิ่มความสามารถในการต้านทานแรงแผ่นดินไหวได้อย่างมีนัยสำคัญ

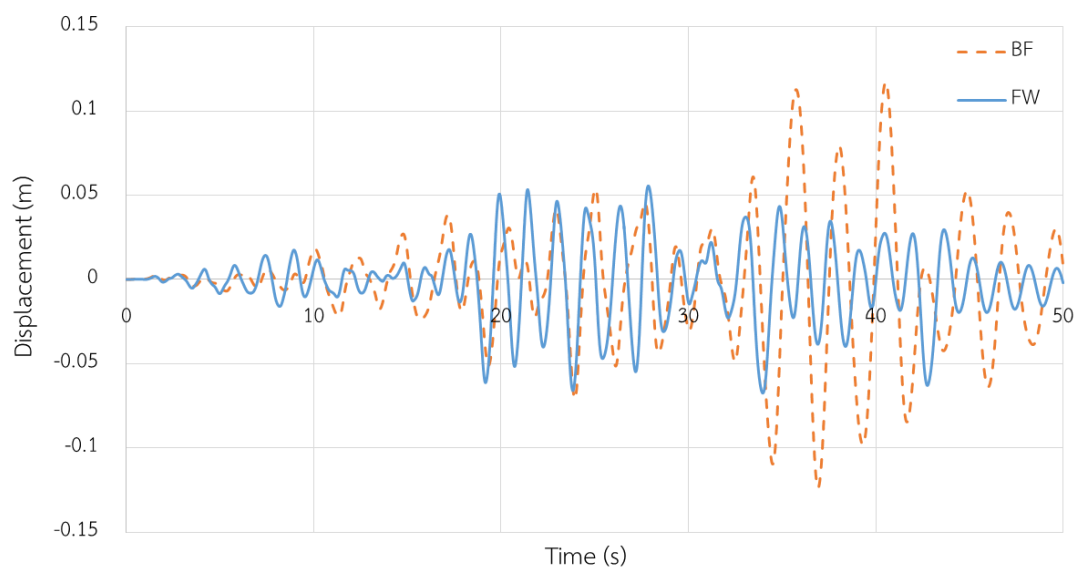
ตารางที่ 5.22 การเคลื่อนตัวสูงสุดของอาคารในแต่ละชั้นภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Landers 889, San Gabriel - E Grand Ave (1992)

EQ	PGA (g)		0.01	0.025	0.05	0.075
Landers 889	Roof	BF	0.0307	0.0767	0.1240	Collapse
		FW	0.0156	0.0366	0.0658	0.1159
		%Red	49.41	52.26	46.91	>100
	Story 5	BF	0.0302	0.0744	0.1185	Collapse
		FW	0.0147	0.0339	0.0603	0.1071
		%Red	51.41	54.40	49.09	>100

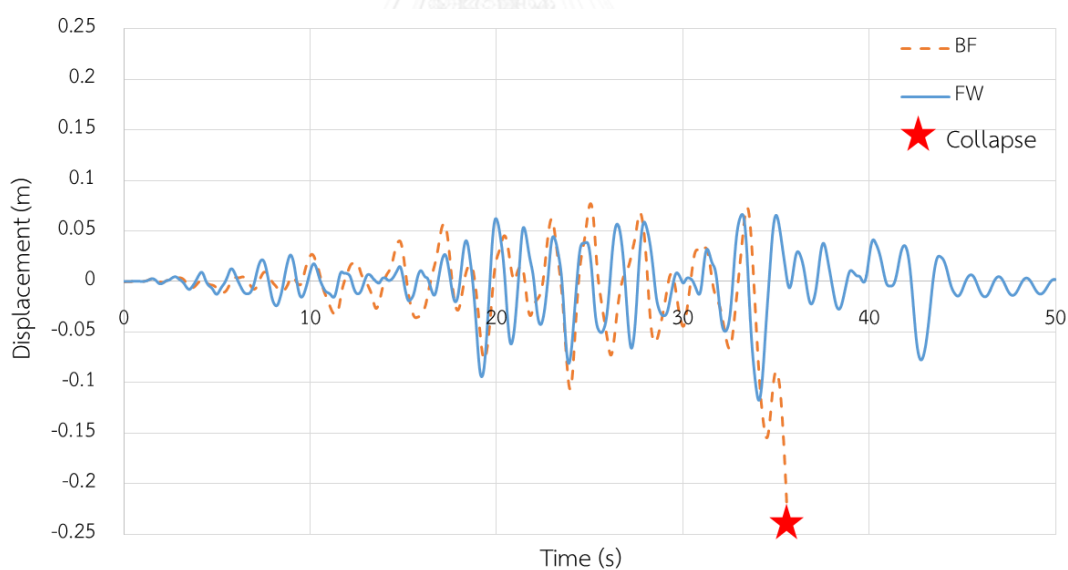
EQ	PGA (g)		0.01	0.025	0.05	0.075
Landers 889	Story 4	BF	0.0252	0.0624	0.0983	Collapse
		FW	0.0122	0.0284	0.0532	0.0930
		%Red	51.59	54.41	45.87	>100
	Story 3	BF	0.0177	0.0440	0.0700	Collapse
		FW	0.0085	0.0201	0.0408	0.0706
		%Red	51.78	54.39	41.61	>100
	Story 2	BF	0.0084	0.0210	0.0349	Collapse
		FW	0.0042	0.0099	0.0211	0.0365
		%Red	50.05	53.06	39.38	>100
	Story 1	BF	0.0002	0.0005	0.0007	Collapse
		FW	0.0001	0.0003	0.0006	0.0009
		%Red	43.12	44.38	23.10	>100



รูปที่ 5.33 การเคลื่อนตัวสูงสุดแต่ละชั้นของอาคารที่ติดตั้ง และไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานภายใต้แผ่นดินไหว Landers 889, San Gabriel - E Grand Ave (1992) ที่ความเร่งสูงสุด 0.05g



รูปที่ 5.34 การเคลื่อนตัวที่ชั้นหลังคาของอาคารที่ติดตั้ง และไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานภายใต้แผ่นดินไหว Landers 889, San Gabriel - E Grand Ave (1992) ที่ความเร่งสูงสุด 0.05g



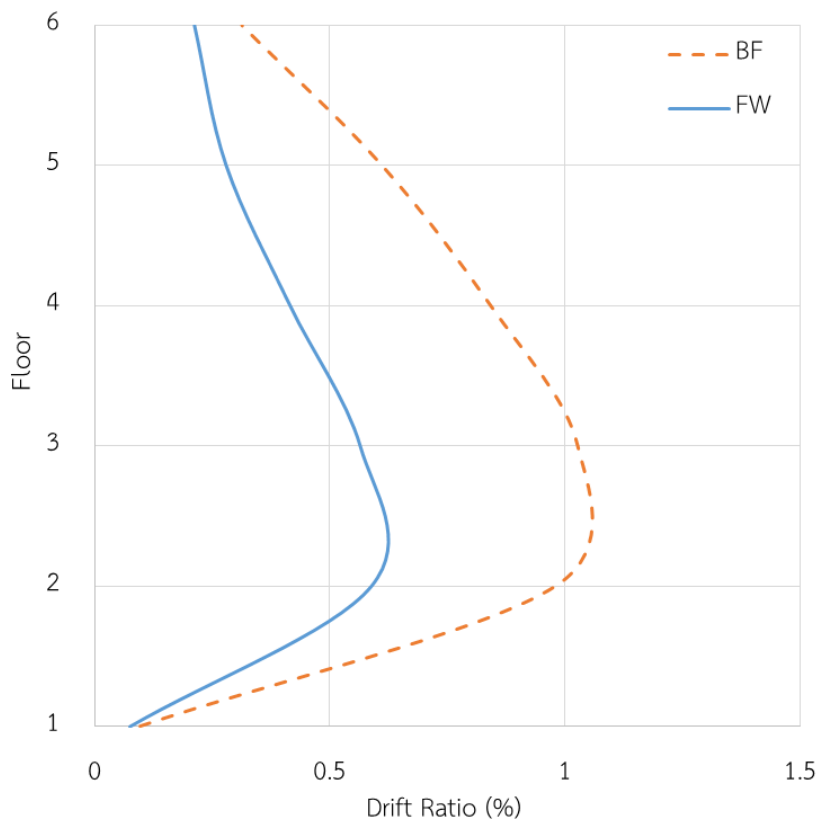
รูปที่ 5.35 การเคลื่อนตัวที่ชั้นหลังคาของอาคารที่ติดตั้ง และไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานภายใต้แผ่นดินไหว Landers 889, San Gabriel - E Grand Ave (1992) ที่ความเร่งสูงสุด 0.075g

การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นมากที่สุดของอาคารภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Landers 889, San Gabriel - E Grand Ave (1992) แสดงค่าไว้ในตารางที่ 5.23 พบว่าภายใต้คลื่น EQ1% อาคารที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานมีการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นของอาคารลดลงมากที่สุดถึง

53.45% ภายใต้คลื่น EQ2.5% การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นของอาคารลดลงมากที่สุดถึง 55.76% และภายใต้คลื่น EQ5% การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นของอาคารลดลงมากที่สุดถึง 54.26% ส่วนเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นของอาคารภายใต้คลื่น EQ7.5% อาคารเรียนที่ไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานเกิดความเสียหายแบบพังทลายขึ้น แต่อาคารเรียนที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานยังไม่เกิดการพังทลายขึ้น ผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานจึงช่วยลดเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นของอาคารได้มากกว่า 100% ในทุกชั้น และจากรูปที่ 5.36 แสดงการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นของอาคารเรียนตัวอย่างที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานเปรียบเทียบกับอาคารเรียนที่ไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานของอาคารภายใต้คลื่น EQ5% ซึ่งเป็นการเคลื่อนตัวของอาคารช่วงที่ 1 จะแสดงให้เห็นถึงการลดลงของการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นของอาคารได้อย่างมีนัยสำคัญ

ตารางที่ 5.23 การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นมากที่สุดของอาคารในแต่ละชั้นภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Landers 889, San Gabriel - E Grand Ave (1992)

EQ	PGA (g)	0.01	0.025	0.05	0.075	
Landers 889	Roof	BF	0.0753	0.1646	0.3134	Collapse
		FW	0.0564	0.1286	0.2121	0.2747
		%Red	25.08	21.87	32.32	>100
	Story 5	BF	0.1453	0.3534	0.6110	Collapse
		FW	0.0771	0.1754	0.2795	0.4515
		%Red	46.95	50.37	54.26	>100
	Story 4	BF	0.2185	0.5307	0.8415	Collapse
		FW	0.1052	0.2385	0.4157	0.7358
		%Red	51.88	55.06	50.60	>100
	Story 3	BF	0.2663	0.6603	1.0261	Collapse
		FW	0.1240	0.2921	0.5646	0.9789
		%Red	53.45	55.76	44.98	>100
	Story 2	BF	0.2358	0.5881	0.9792	Collapse
		FW	0.1182	0.2763	0.5880	1.0180
		%Red	49.89	53.02	39.95	>100
	Story 1	BF	0.0272	0.0600	0.0972	Collapse
		FW	0.0154	0.0334	0.0748	0.1224
		%Red	43.12	44.38	23.10	>100



รูปที่ 5.36 การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์มากที่สุดแต่ละชั้นของอาคารที่ติดตั้ง และไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานภายใต้แผ่นดินไหว Landers 889, San Gabriel - E Grand Ave (1992) ที่ความเร่งสูงสุด 0.05g

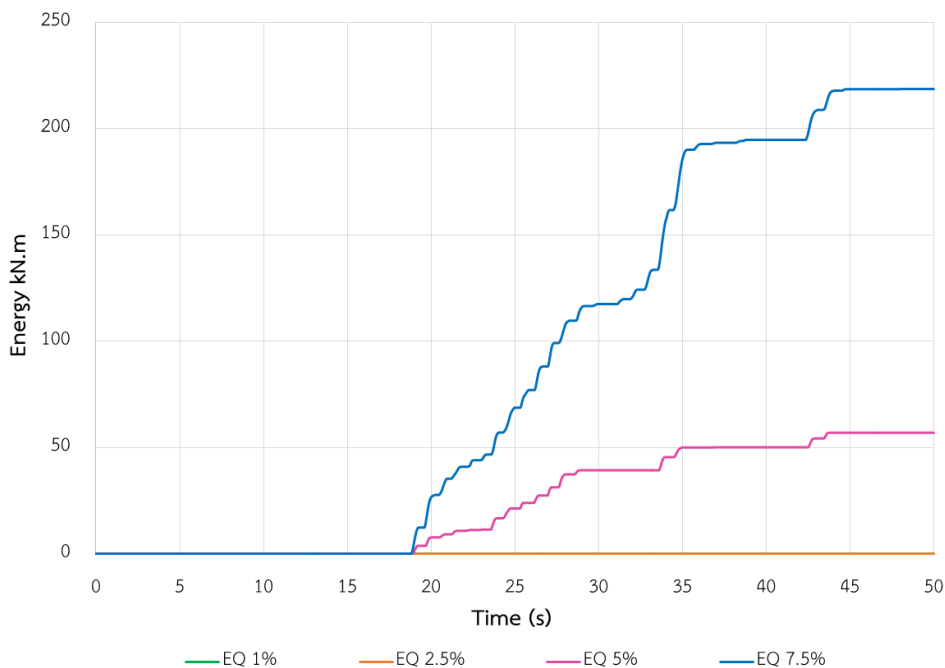
การสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานของอาคารเรียนตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Landers 889, San Gabriel - E Grand Ave (1992) พบว่าภายใต้คลื่น EQ1% ไม่มีการสลายพลังงานเกิดขึ้นเนื่องจากแรงที่กระทำต่ออาคารมีค่าน้อยกว่าค่าแรงสิ้นไกลของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานจึงทำให้ผนังยังไม่เกิดการสิ้นไกล ในช่วงการเคลื่อนที่ลักษณะนี้อาคารจะรับแรงแผ่นดินไหวด้วยค่าสติฟเนส (Stiffness) ของโครงเฟรมคอนกรีตเสริมเหล็ก และค่าสติฟเนส (Stiffness) ของผนังสลายพลังงานก่อนเกิดการสิ้นไกล ภายใต้คลื่น EQ2.5% มีการสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานทั้งหมด 0.031 kN-m ภายใต้คลื่น EQ5% มีการสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานทั้งหมด 56.98 kN-m และ ภายใต้คลื่น EQ7.5% มีการสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานทั้งหมด 218.63 kN-m ดังแสดงค่าในตารางที่ 5.24 และรูปที่ 5.37

จากตารางที่ 5.25 และรูปที่ 5.38 แสดงค่าร้อยละการสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานเทียบกับแรงที่กระทำต่ออาคารพบว่าภายใต้คลื่น EQ1% และ EQ2.5% มีค่าร้อยละ

การสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานเท่ากับ 0% เนื่องจากยังไม่เกิดการสลายพลังงานขึ้น หรือเกิดการสลายพลังงานน้อยมาก ภายใต้คลื่น EQ5% มีค่าร้อยละการสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานเท่ากับ 35.17% และภายใต้คลื่น EQ7.5% มีค่าร้อยละการสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานเท่ากับ 59.54% แสดงให้เห็นว่าเมื่อคลื่นแผ่นดินไหวที่กระทำต่อโครงสร้างมีความรุนแรงเพิ่มขึ้นจะส่งผลให้ผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานทำงานได้มีประสิทธิภาพมากขึ้น และสามารถสลายพลังงานที่กระทำต่ออาคารได้มากขึ้น และจากรูปที่ 5.39 แสดงวงรอบฮิสเทอริสิสของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทาน (จากตัวอย่างคลื่น EQ5% และEQ7.5%) พบว่าเมื่อเพิ่มความเร่งสูงสุดของพื้นดิน ทำให้วงรอบฮิสเทอริสิสของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานมีขนาดใหญ่ขึ้น ซึ่งแสดงถึงการสลายพลังงานที่สูงขึ้น

ตารางที่ 5.24 แสดงค่าการสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานในอาคารภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Landers 889, San Gabriel - E Grand Ave (1992)

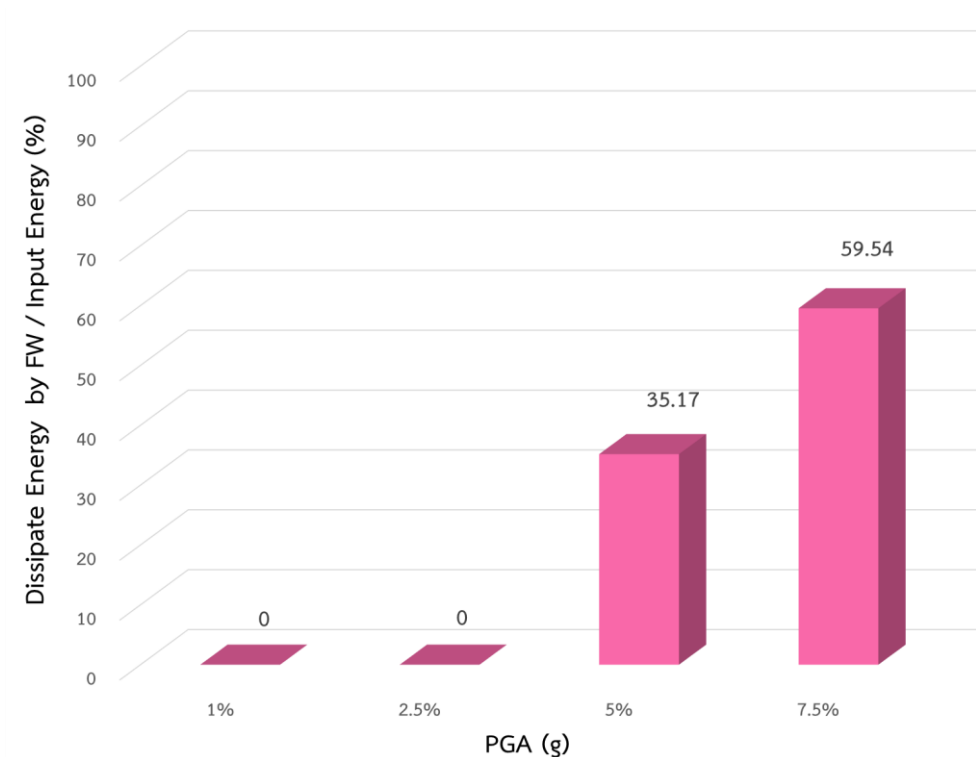
Earthquake Name	PGA (g)	Dissipated Energy of Friction Wall (kN.m)
Landers 889	0.01	0
	0.025	0.031
	0.05	56.98
	0.075	218.63



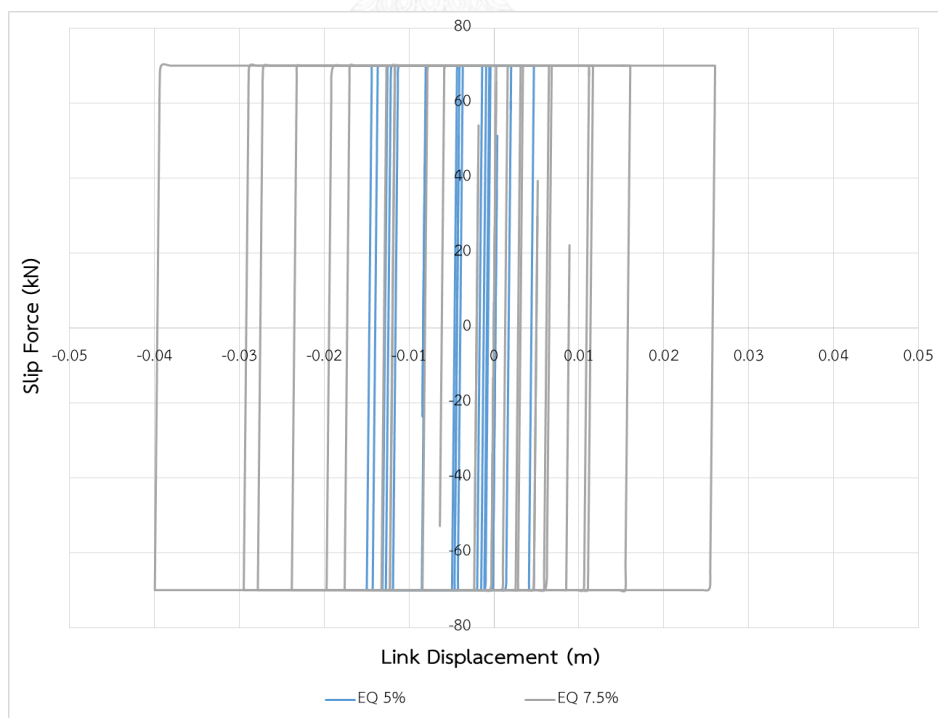
รูปที่ 5.37 การสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานในอาคารภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Landers 889, San Gabriel - E Grand Ave (1992)

ตารางที่ 5.25 แสดงค่าร้อยละการสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานเทียบกับแรงที่กระทำต่ออาคารภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Landers 889, San Gabriel - E Grand Ave (1992)

Earthquake Name	PGA (g)	Dissipate Energy by FW / Input Energy (%)
Landers 889	0.01	0
	0.025	0
	0.05	35.17
	0.075	59.54



รูปที่ 5.38 ร้อยละการสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานเทียบกับแรงที่กระทำต่ออาคารภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Landers 889, San Gabriel - E Grand Ave (1992)

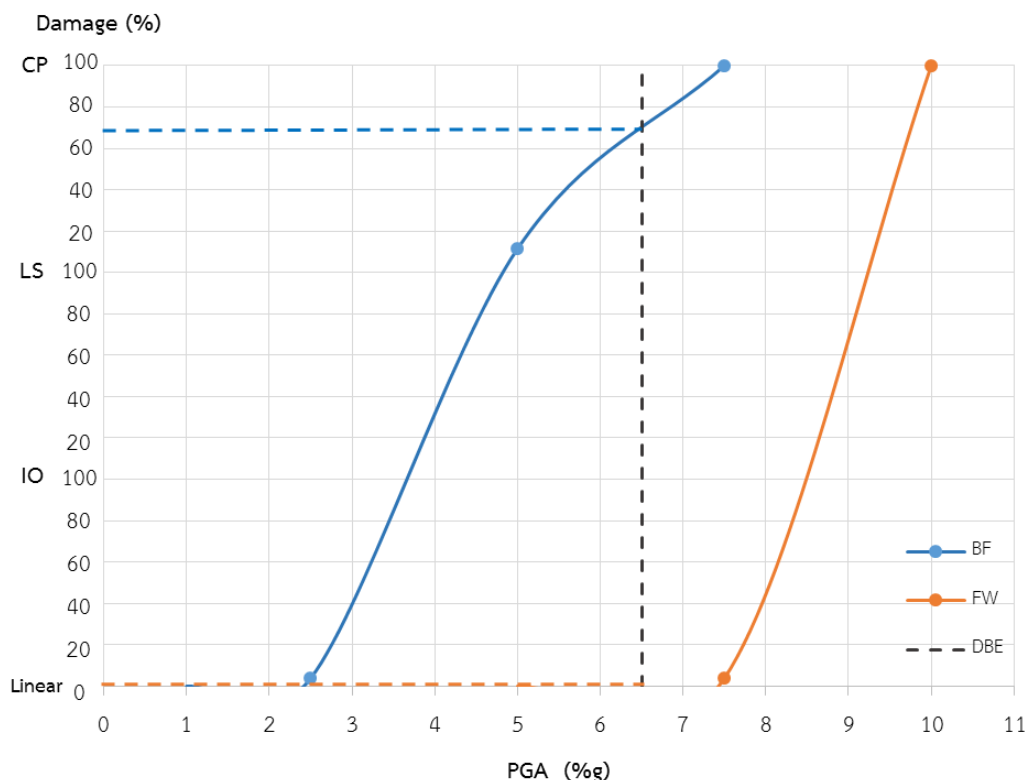


รูปที่ 5.39 วงรอบฮิสเทอริสิสของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานในอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Landers 889, San Gabriel - E Grand Ave (1992) จากตัวอย่างคลื่น EQ5% และEQ7.5%

ระดับสมรรถนะของอาคารเรียนตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Landers 889, San Gabriel - E Grand Ave (1992) สามารถระบุได้โดยการวิเคราะห์ความเสียหายที่เกิดขึ้นกับชิ้นส่วนเสาของอาคารเรียนตัวอย่าง โดยแบ่งออกเป็น 3 ระดับตามมาตรฐาน ASCE41-13 คือความเสียหายระดับเข้าใช้งานได้ทันที (IO) ความเสียหายระดับปลอดภัยต่อชีวิต (LS) และความเสียหายระดับพังทลาย (CP) โดยตารางที่ 5.26 แสดงระดับสมรรถนะของอาคารเรียนตัวอย่างตามความเสียหายที่เกิดขึ้นในแต่ละชั้น โดยจะแสดงค่าร้อยละความเสียหายสูงสุดของเสาในแต่ละชั้น ซึ่งคำนวณได้จากจำนวนเสาที่เกิดความเสียหายเทียบกับจำนวนเสาทั้งหมดในแต่ละชั้น จากตารางพบว่าอาคารที่ไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานจะเกิดความเสียหายถึงระดับพังทลายอย่างรวดเร็ว เนื่องจากอาคารมีเสานขนาดเล็ก และไม่ได้ถูกออกแบบมาเพื่อรับแรงแผ่นดินไหว แต่อาคารที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานจะสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวได้สูงขึ้นอย่างชัดเจน และจากรูปที่ 5.40 แสดงระดับสมรรถนะของโครงสร้างตามความเสียหายที่เกิดขึ้นกับชิ้นส่วนเสาโดยรวมของอาคาร โดยจะใช้เวลาเสียหายสูงสุดที่เกิดขึ้นจากทุกชั้นของอาคารมาแทนความเสียหายของอาคารโดยรวม ซึ่งจะสามารถประมาณค่าระดับสมรรถนะของอาคารเรียนตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหวระดับออกแบบได้ โดยคลื่นแผ่นดินไหว Landers 889, San Gabriel - E Grand Ave (1992) มีความเร่งสูงสุดที่พื้นดิน (Peak Ground Acceleration, PGA) ที่ระดับออกแบบเท่ากับ 0.072g จะพบว่าระดับสมรรถนะของอาคารเรียนที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานมีพฤติกรรมอยู่ในช่วงอีลาสติกเชิงเส้น และสมรรถนะของอาคารเรียนที่ไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานอยู่ในระดับประมาณ 65%CP หรือชิ้นส่วนเสาเสียหายระดับ CP ถึง 65% ของปริมาณเสาทั้งระดับชั้น

ตารางที่ 5.26 แสดงระดับสมรรถนะของอาคารเรียนตัวอย่างตามความเสียหายที่เกิดขึ้นบริเวณชิ้นส่วนเสาในแต่ละชั้นภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Landers 889, San Gabriel - E Grand Ave (1992)

Earthquake Name	PGA (g)	0.01	0.025	0.05	0.075	0.10	
Landers 889	Story 5	BF	Linear	Linear	Linear	Collapse	Collapse
		FW	Linear	Linear	Linear	Linear	Collapse
	Story 4	BF	Linear	Linear	7.69%IO	Collapse	Collapse
		FW	Linear	Linear	Linear	Linear	Collapse
	Story 3	BF	Linear	Linear	19.23%IO	Collapse	Collapse
		FW	Linear	Linear	Linear	Linear	Collapse
	Story 2	BF	Linear	Linear	3.85%CP	Collapse	Collapse
		FW	Linear	Linear	Linear	Linear	Collapse
	Story 1	BF	Linear	3.85%IO	11.54%CP	Collapse	Collapse
		FW	Linear	Linear	Linear	3.85%IO	Collapse



รูปที่ 5.40 แสดงระดับสมรรถนะของโครงสร้างตามความเสียหายที่เกิดขึ้นกับชิ้นส่วนเสาโดยรวมของอาคารภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Landers 889, San Gabriel - E Grand Ave (1992)

5.6 พฤติกรรมของอาคารเรียนตัวอย่างภายใต้คลื่น Landers 899, West Covina - S Orange Ave (1992)

ทำการวิเคราะห์ผลของอาคารเรียนตัวอย่างที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทาน (FW) และไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทาน (BF) ด้วยคลื่นแผ่นดินไหวที่ความเร่งสูงสุดที่พื้นดิน (Peak Ground Acceleration, PGA) เท่ากับ 0.01g (EQ1%), 0.025g (EQ2.5%), 0.05g (EQ5%) และ 0.075g (EQ7.5%) ซึ่งกำหนดค่าแรงลื่นไถล (Slip force) ของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานให้มีค่าคงที่เท่ากับ 1000 กิโลกรัมต่อเมตร โดยคลื่นแผ่นดินไหว Landers 899, West Covina - S Orange Ave (1992) มีความเร่งสูงสุดที่พื้นดินที่ระดับออกแบบ (DBE) เท่ากับ 0.048g โดยจะทำการวิเคราะห์การเคลื่อนตัวสูงสุดในแต่ละชั้น การเคลื่อนตัวสัมพันธ์ระหว่างชั้นมากที่สุด การสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทาน และระดับสมรรถนะของโครงสร้างอาคารภายใต้แรงแผ่นดินไหว โดยจะแบ่งการเคลื่อนตัวของอาคารเป็น 2 ช่วงคือ 1. ช่วงที่อาคารเรียนตัวอย่างที่ไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานยังไม่เกิดการพังทลายขึ้น และ 2. ช่วงที่อาคารเรียนตัวอย่างที่ไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานเกิดการพังทลายขึ้น

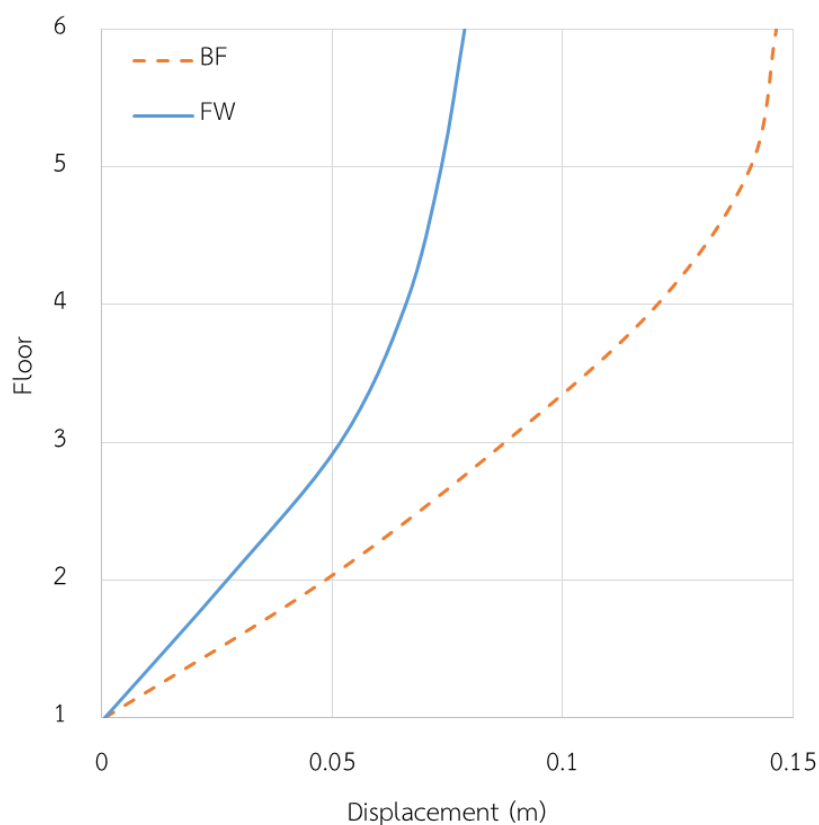
การเคลื่อนตัวสูงสุดในแต่ละชั้นของอาคารภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Landers 899, West Covina - S Orange Ave (1992) พบว่าภายใต้คลื่น EQ1% อาคารเรียนที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานมีการเคลื่อนตัวของอาคารลดลงมากที่สุดถึง 51.75% ภายใต้คลื่น EQ2.5% การเคลื่อนตัวของอาคารลดลงมากที่สุดถึง 56.34% และภายใต้คลื่น EQ5% การเคลื่อนตัวของอาคารลดลงมากที่สุดถึง 47.67% ส่วนการเคลื่อนตัวของอาคารภายใต้คลื่น EQ7.5% อาคารเรียนที่ไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานเกิดความเสียหายแบบพังทลายขึ้น แต่อาคารเรียนที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานยังไม่เกิดการพังทลายขึ้น ผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานจึงช่วยลดการเคลื่อนตัวของอาคารได้มากกว่า 100% ในทุกชั้น จึงแสดงให้เห็นว่าผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานสามารถลดการเคลื่อนตัวของอาคารอย่างมีนัยสำคัญ ดังแสดงในตารางที่ 5.27

จากรูปที่ 5.41 แสดงการเคลื่อนตัวสูงสุดในแต่ละชั้นของอาคารเรียนที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานเปรียบเทียบกับอาคารเรียนที่ไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานภายใต้คลื่น EQ5% จะแสดงให้เห็นถึงการลดลงของค่าการเคลื่อนตัวของอาคารได้อย่างชัดเจน และจากรูปที่ 5.42 แสดงการเคลื่อนตัวของอาคารช่วงที่ 1 ภายใต้คลื่น EQ5% จะพบว่าการเคลื่อนตัวในช่วงแรกอาคารเรียนที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานมีการเคลื่อนตัวที่สูงกว่าอาคารเรียนที่ไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทาน เนื่องจากมีแรงกระทำที่สูงกว่า แต่เมื่อผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานเริ่มทำงานการเคลื่อนตัวของอาคารเรียนที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานจะลดลงต่ำกว่าอาคารเรียนที่ไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานอย่างชัดเจน และรูปที่ 5.43 ภายใต้คลื่น EQ7.5% แสดงการเคลื่อนตัวของอาคารในช่วงที่ 2 ที่อาคารเรียนที่ไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานเกิดความเสียหายระดับพังทลายขึ้น พบว่าอาคารเรียนที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานมีการเคลื่อนตัวไม่สูงนัก โดยยังสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวได้ จึงแสดงให้เห็นว่าผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานจะสามารถช่วยเพิ่มความสามารถในการต้านทานแรงแผ่นดินไหวได้อย่างมีนัยสำคัญ

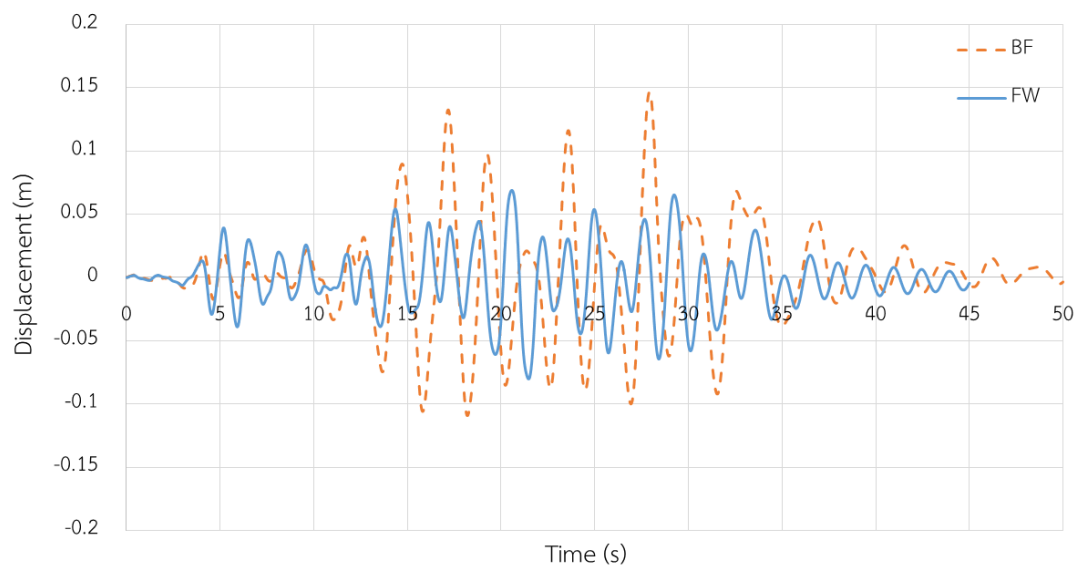
ตารางที่ 5.27 การเคลื่อนตัวสูงสุดของอาคารในแต่ละชั้นภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Landers 899, West Covina - S Orange Ave (1992)

EQ	PGA (g)		0.01	0.025	0.05	0.075
Landers 899	Roof	BF	0.0443	0.1046	0.1463	Collapse
		FW	0.0226	0.0485	0.0787	0.1090
		%Red	48.97	53.63	46.20	>100
	Story 5	BF	0.0429	0.1004	0.1408	Collapse
		FW	0.0208	0.0440	0.0737	0.1033
		%Red	51.45	56.16	47.67	>100

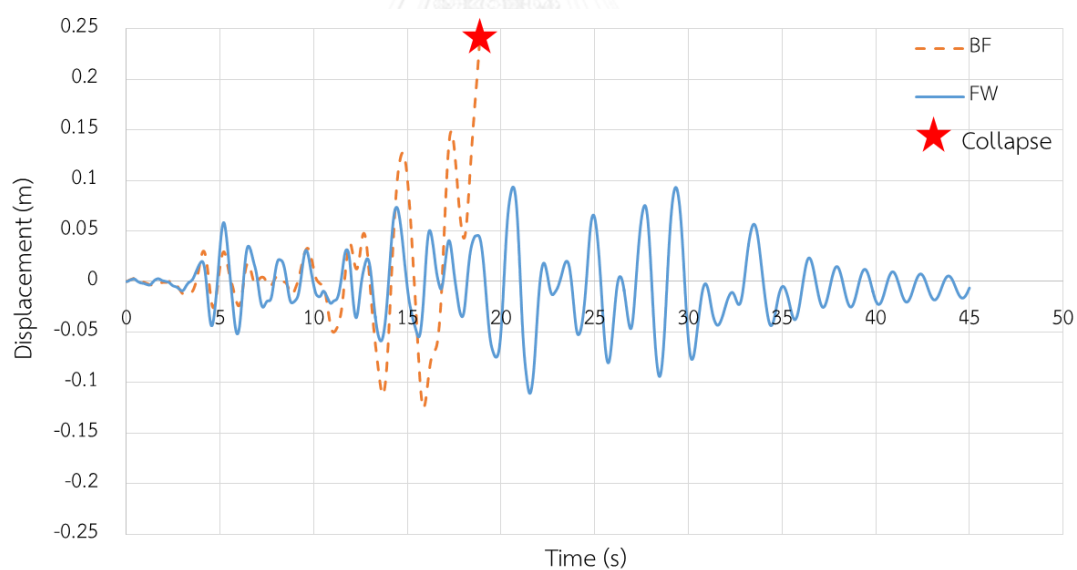
EQ	PGA (g)		0.01	0.025	0.05	0.075
Landers 899	Story 4	BF	0.0360	0.0847	0.1205	Collapse
		FW	0.0174	0.0370	0.0660	0.0920
		%Red	51.75	56.34	45.28	>100
	Story 3	BF	0.0253	0.0602	0.0875	Collapse
		FW	0.0123	0.0265	0.0518	0.0707
		%Red	51.41	56.01	40.84	>100
	Story 2	BF	0.0120	0.0285	0.0486	Collapse
		FW	0.0062	0.0133	0.0272	0.0369
		%Red	48.62	53.27	44.03	>100
	Story 1	BF	0.0003	0.0006	0.0008	Collapse
		FW	0.0002	0.0004	0.0007	0.0009
		%Red	43.80	38.63	8.42	>100



รูปที่ 5.41 การเคลื่อนตัวสูงสุดแต่ละชั้นของอาคารที่ติดตั้ง และไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานภายใต้แผ่นดินไหว Landers 899, West Covina - S Orange Ave (1992) ที่ความเร่งสูงสุด 0.05g



รูปที่ 5.42 การเคลื่อนตัวที่ชั้นหลังคาของอาคารที่ติดตั้ง และไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานภายใต้แผ่นดินไหว Landers 899, West Covina - S Orange Ave (1992) ที่ความเร่งสูงสุด 0.05g



รูปที่ 5.43 การเคลื่อนตัวที่ชั้นหลังคาของอาคารที่ติดตั้ง และไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานภายใต้แผ่นดินไหว Landers 899, West Covina - S Orange Ave (1992) ที่ความเร่งสูงสุด 0.075g

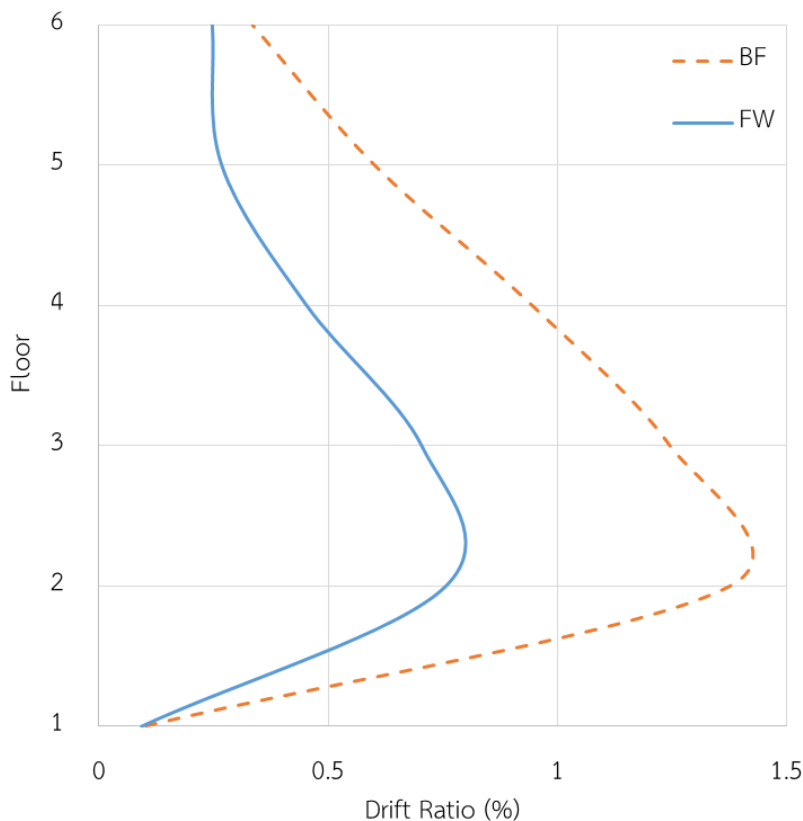
การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นมากที่สุดของอาคารภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Landers 899, West Covina - S Orange Ave (1992) แสดงค่าไว้ในตารางที่ 5.28 พบว่าภายใต้คลื่น EQ1% อาคาร

ที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานมีการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นของอาคารลดลงมากที่สุดถึง 53.98% ภายใต้คลื่น EQ2.5% การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นของอาคารลดลงมากที่สุดถึง 57.80% และภายใต้คลื่น EQ5% การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นของอาคารลดลงมากที่สุดถึง 55.41% ส่วนเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นของอาคารภายใต้คลื่น EQ7.5% อาคารเรียนที่ไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานเกิดความเสียหายแบบพังทลายขึ้น แต่อาคารเรียนที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานยังไม่เกิดการพังทลายขึ้น ผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานจึงช่วยลดเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นของอาคารได้มากกว่า 100% ในทุกชั้น และจากรูปที่ 5.44 แสดงการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นของอาคารเรียนตัวอย่างที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานเปรียบเทียบกับอาคารเรียนที่ไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานภายใต้คลื่น EQ5% ซึ่งเป็นการเคลื่อนตัวของอาคารช่วงที่ 1 จะแสดงให้เห็นถึงการลดลงของการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นของอาคารได้อย่างมีนัยสำคัญ

ตารางที่ 5.28 การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นมากที่สุดของอาคารในแต่ละชั้นภายใต้คลื่น

แผ่นดินไหว Landers 899, West Covina - S Orange Ave (1992)

EQ	PGA (g)	0.01	0.025	0.05	0.075	
Landers 899	Roof	BF	0.0775	0.1628	0.3342	Collapse
		FW	0.0697	0.1529	0.2473	0.3387
		%Red	9.99	6.05	26.01	>100
	Story 5	BF	0.1968	0.4493	0.6007	Collapse
		FW	0.0991	0.2169	0.2678	0.3783
		%Red	49.65	51.72	55.41	>100
	Story 4	BF	0.3065	0.7007	0.9441	Collapse
		FW	0.1449	0.3062	0.4532	0.6731
		%Red	52.73	56.30	52.00	>100
	Story 3	BF	0.3819	0.9086	1.2444	Collapse
		FW	0.1757	0.3835	0.7041	0.9713
		%Red	53.98	57.80	43.42	>100
	Story 2	BF	0.3360	0.7974	1.3766	Collapse
		FW	0.1728	0.3702	0.7571	1.0305
		%Red	48.56	53.57	45.00	>100
	Story 1	BF	0.0377	0.0775	0.1015	Collapse
		FW	0.0212	0.0476	0.0929	0.1188
		%Red	43.80	38.63	8.42	>100



รูปที่ 5.44 การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์มากที่สุดแต่ละชั้นของอาคารที่ติดตั้ง และไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานภายใต้แผ่นดินไหว Landers 899, West Covina - S Orange Ave (1992) ที่ความเร่งสูงสุด 0.05g

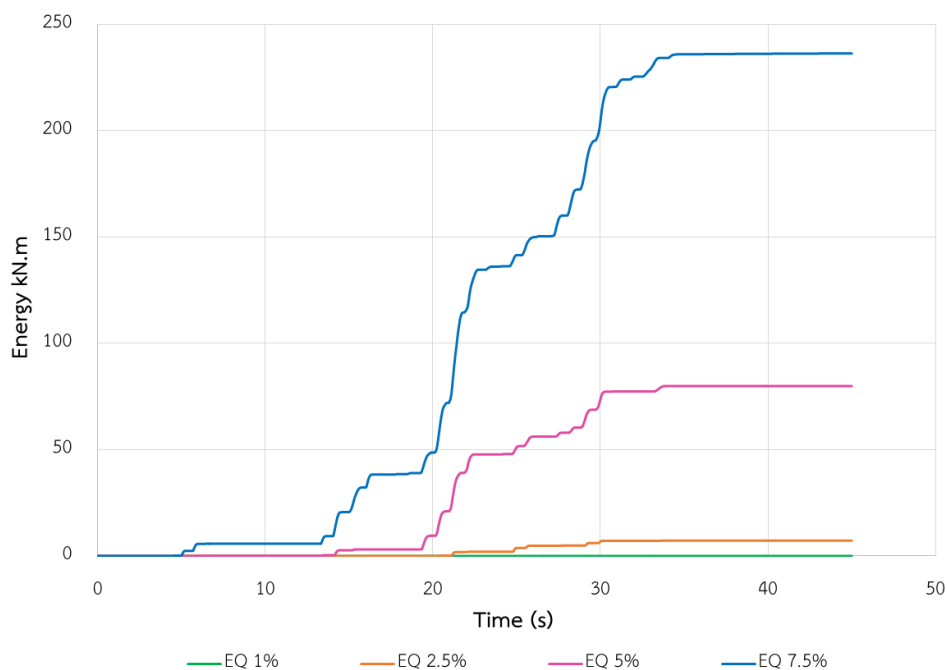
การสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานของอาคารเรียนตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Landers 899, West Covina - S Orange Ave (1992) พบว่าภายใต้คลื่น EQ1% ไม่มีการสลายพลังงานเกิดขึ้นเนื่องจากแรงที่กระทำต่ออาคารมีค่าน้อยกว่าค่าแรงสิ้นไกลของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานจึงทำให้ผนังยังไม่เกิดการสิ้นไกล ในช่วงการเคลื่อนที่ลักษณะนี้ อาคารจะรับแรงแผ่นดินไหวด้วยค่าสติฟเนส (Stiffness) ของโครงเฟรมคอนกรีตเสริมเหล็ก และค่าสติฟเนส (Stiffness) ของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานก่อนเกิดการสิ้นไกล ภายใต้คลื่น EQ2.5% มีการสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานทั้งหมด 7.165 kN-m ภายใต้คลื่น EQ5% มีการสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานทั้งหมด 79.90 kN-m และ ภายใต้คลื่น EQ7.5% มีการสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานทั้งหมด 236.34 kN-m ดังแสดงค่าในตารางที่ 5.29 และรูปที่ 5.45

จากตารางที่ 5.30 และรูปที่ 5.46 แสดงค่าร้อยละการสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานเทียบกับแรงกระทำต่ออาคารพบว่าภายใต้คลื่น EQ1% มีค่าร้อยละการสลายพลังงาน

ของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานเท่ากับ 0% เนื่องจากยังไม่เกิดการสลายพลังงานขึ้น ภายใต้คลื่น EQ2.5% มีค่าร้อยละการสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานเท่ากับ 7.96% ภายใต้คลื่น EQ5% มีค่าร้อยละการสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานเท่ากับ 40.31% และภายใต้คลื่น EQ7.5% มีค่าร้อยละการสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานเท่ากับ 57.09% แสดงให้เห็นว่าเมื่อคลื่นแผ่นดินไหวที่กระทำต่อโครงสร้างมีความรุนแรงเพิ่มขึ้นจะส่งผลให้ผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานทำงานได้มีประสิทธิภาพมากขึ้น และสามารถสลายพลังงานที่กระทำต่ออาคารได้มากขึ้น และจากรูปที่ 5.47 แสดงวงรอบฮิสเทอริสิสของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทาน (จากตัวอย่างคลื่น EQ2.5%, EQ5% และEQ7.5%) พบว่าเมื่อเพิ่มความเร่งสูงสุดของพื้นดิน ทำให้วงรอบฮิสเทอริสิสของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานมีขนาดใหญ่ขึ้น ซึ่งแสดงถึงการสลายพลังงานที่สูงขึ้น

ตารางที่ 5.29 แสดงค่าการสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานในอาคารภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Landers 899, West Covina - S Orange Ave (1992)

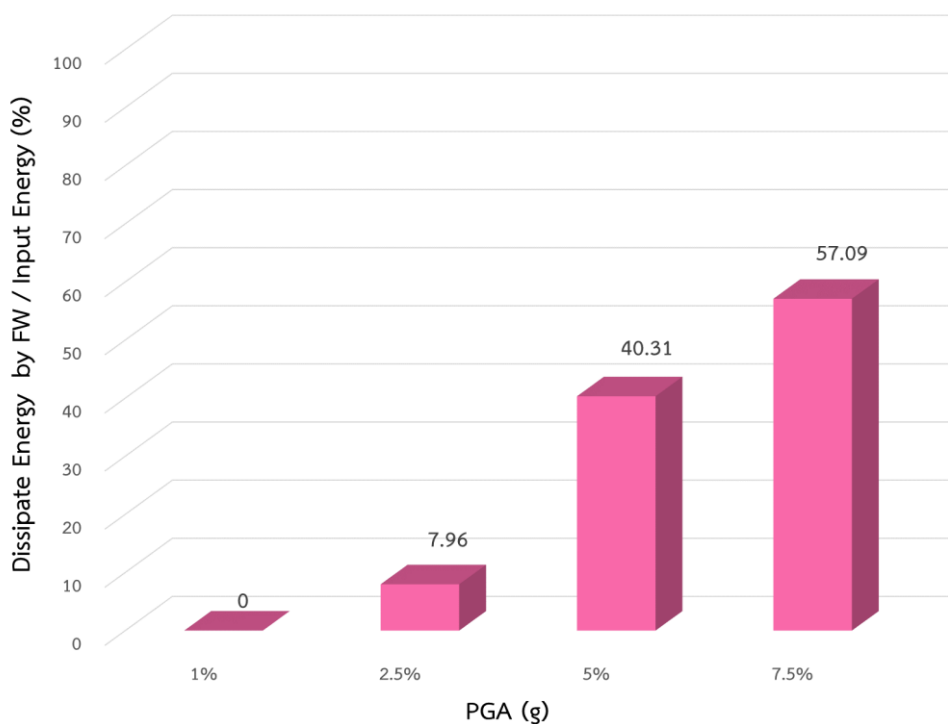
Earthquake Name	PGA (g)	Dissipated Energy of Friction Wall (kN.m)
Landers 899	0.01	0
	0.025	7.165
	0.05	79.90
	0.075	236.34



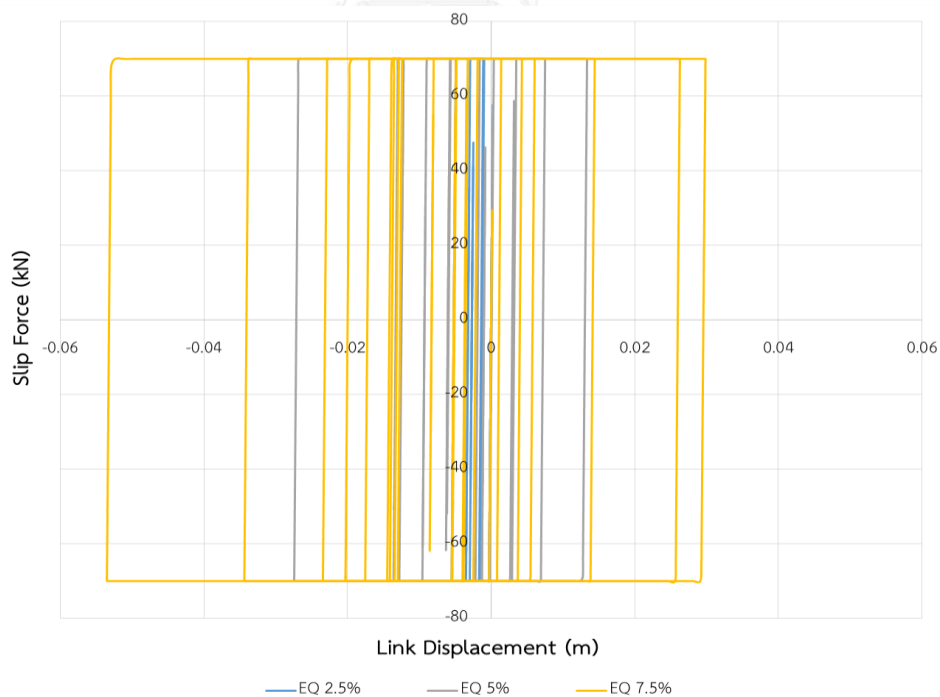
รูปที่ 5.45 การสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานในอาคารภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Landers 899, West Covina - S Orange Ave (1992)

ตารางที่ 5.30 แสดงค่าร้อยละการสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานเทียบกับแรงที่กระทำต่ออาคารภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Landers 899, West Covina - S Orange Ave (1992)

Earthquake Name	PGA (g)	Dissipate Energy by FW / Input Energy (%)
Landers 899	0.01	0
	0.025	7.96
	0.05	40.31
	0.075	57.09



รูปที่ 5.46 ร้อยละการสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานเทียบกับแรงที่กระทำต่ออาคารภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Landers 899, West Covina - S Orange Ave (1992)

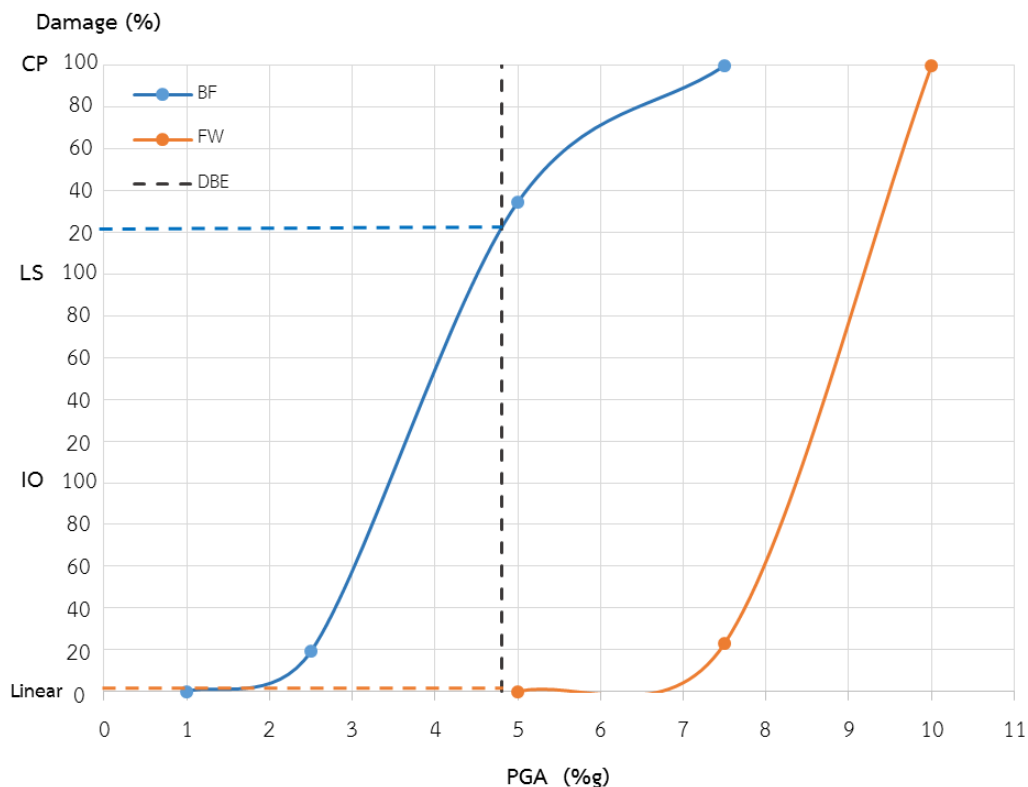


รูปที่ 5.47 วงรอบฮิสเทอริสิสของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานในอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Landers 899, West Covina - S Orange Ave (1992) จากตัวอย่างคลื่น EQ2.5%, EQ5% และคลื่น EQ7.5%

ระดับสมรรถนะของอาคารเรียนตัวอย่างภายใต้คลื่น Landers 899, West Covina - S Orange Ave (1992) สามารถระบุได้โดยการวิเคราะห์ความเสียหายที่เกิดขึ้นกับชิ้นส่วนเสาของอาคารเรียนตัวอย่าง โดยแบ่งออกเป็น 3 ระดับตามมาตรฐาน ASCE41-13 คือความเสียหายระดับเข้าใช้งานได้ทันที (IO) ความเสียหายระดับปลอดภัยต่อชีวิต (LS) และความเสียหายระดับพังทลาย (CP) โดยตารางที่ 5.31 แสดงระดับสมรรถนะของอาคารเรียนตัวอย่างตามความเสียหายที่เกิดขึ้นในแต่ละชั้น โดยจะแสดงค่าร้อยละความเสียหายสูงสุดของเสาในแต่ละชั้น ซึ่งคำนวณได้จากจำนวนเสาที่เกิดความเสียหายเทียบกับจำนวนเสาทั้งหมดในแต่ละชั้น จากตารางพบว่าอาคารที่ไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานจะเกิดความเสียหายถึงระดับพังทลายอย่างรวดเร็ว เนื่องจากอาคารมีเสาขนาดเล็กและไม่ได้ถูกออกแบบมาเพื่อรับแรงแผ่นดินไหว แต่อาคารที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานจะสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวได้สูงขึ้นอย่างชัดเจน และจากรูปที่ 5.48 แสดงระดับสมรรถนะของโครงสร้างตามความเสียหายที่เกิดขึ้นกับชิ้นส่วนเสาโดยรวมของอาคาร โดยจะใช้ความเสียหายสูงสุดที่เกิดขึ้นจากทุกชั้นของอาคารมาแทนความเสียหายของอาคารโดยรวม ซึ่งจะสามารถประมาณค่าระดับสมรรถนะของอาคารเรียนตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหวระดับออกแบบได้ โดยคลื่นแผ่นดินไหว Landers 899, West Covina - S Orange Ave (1992) มีความเร่งสูงสุดที่พื้นดิน (Peak Ground Acceleration, PGA) ที่ระดับออกแบบเท่ากับ 0.048g จะพบว่าระดับสมรรถนะของอาคารเรียนที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานมีพฤติกรรมอยู่ในช่วงอิลาสติกเชิงเส้น และสมรรถนะของอาคารเรียนที่ไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานอยู่ในระดับประมาณ 20%CP หรือชิ้นส่วนเสาเสียหายระดับ CP ที่ 20% ของปริมาณเสาทั้งระดับชั้น

ตารางที่ 5.31 แสดงระดับสมรรถนะของอาคารเรียนตัวอย่างตามความเสียหายที่เกิดขึ้นบริเวณชิ้นส่วนเสาในแต่ละชั้นภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Landers 899, West Covina – S Orange Ave (1992)

Earthquake Name	PGA (g)	0.01	0.025	0.05	0.075	0.10	
Landers 899	Story 5	BF	Linear	Linear	Linear	Collapse	Collapse
		FW	Linear	Linear	Linear	Linear	Collapse
	Story 4	BF	Linear	Linear	7.7%IO	Collapse	Collapse
		FW	Linear	Linear	Linear	Linear	Collapse
	Story 3	BF	Linear	7.7%IO	19.2%IO	Collapse	Collapse
		FW	Linear	Linear	Linear	3.8%IO	Collapse
	Story 2	BF	Linear	7.7%IO	7.7%CP	Collapse	Collapse
		FW	Linear	Linear	Linear	Linear	Collapse
	Story 1	BF	Linear	19.2%IO	34.6%CP	Collapse	Collapse
		FW	Linear	Linear	Linear	23.1%IO	Collapse



รูปที่ 5.48 แสดงระดับสมรรถนะของโครงสร้างตามความเสียหายที่เกิดขึ้นกับชิ้นส่วนเสาโดยรวมของอาคารภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Landers 899, West Covina - S Orange Ave (1992)

5.7 พฤติกรรมของอาคารเรียนตัวอย่างภายใต้คลื่น Duzce Turkey 1599, Ambarli (1999)

ทำการวิเคราะห์ผลของอาคารเรียนตัวอย่างที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทาน (FW) และไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทาน (BF) ด้วยคลื่นแผ่นดินไหวที่ความเร่งสูงสุดที่พื้นดิน (Peak Ground Acceleration, PGA) เท่ากับ 0.01g (EQ1%), 0.025g (EQ2.5%), 0.05g (EQ5%), 0.075g (EQ7.5%), 0.1g (EQ10%) และ 0.125g (EQ12.5%) ซึ่งกำหนดค่าแรงลื่นไถล (Slip force) ของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานให้มีค่าคงที่เท่ากับ 1000 กิโลกรัมต่อเมตร โดยคลื่นแผ่นดินไหว Duzce Turkey 1599, Ambarli (1999) มีความเร่งสูงสุดที่พื้นดินที่ระดับออกแบบ (DBE) เท่ากับ 0.072g โดยจะทำการวิเคราะห์การเคลื่อนตัวสูงสุดในแต่ละชั้น การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นมากที่สุด การสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทาน และระดับสมรรถนะของโครงสร้างอาคารภายใต้แรงแผ่นดินไหว โดยจะแบ่งการเคลื่อนตัวของอาคารเป็น 2 ช่วงคือ 1. ช่วงที่อาคารเรียนตัวอย่างที่ไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานยังไม่เกิดการพังทลายขึ้น และ 2. ช่วงที่อาคารเรียนตัวอย่างที่ไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานเกิดการพังทลายขึ้น

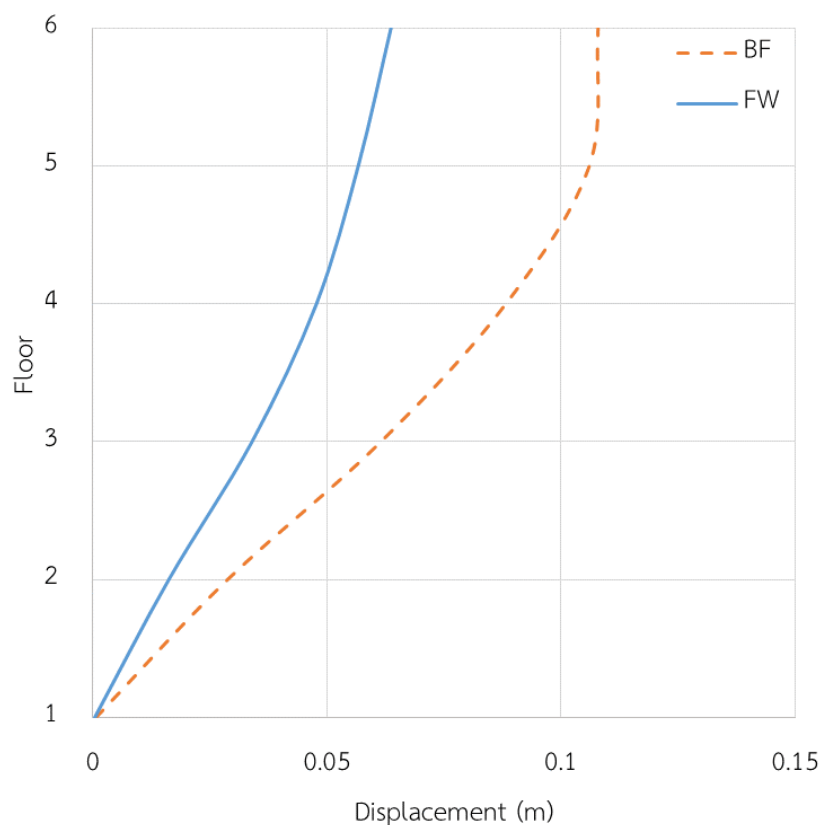
การเคลื่อนตัวสูงสุดในแต่ละชั้นของอาคารภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Duzce Turkey 1599, Ambarli (1999) พบว่าภายใต้คลื่น EQ1% อาคารเรียนที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานมีการเคลื่อนตัวของอาคารลดลงมากที่สุดถึง 38.64% ภายใต้คลื่น EQ2.5% การเคลื่อนตัวของอาคารลดลงมากที่สุดถึง 42.19% ภายใต้คลื่น EQ5% การเคลื่อนตัวของอาคารลดลงมากที่สุดถึง 46.50% และภายใต้คลื่น EQ7.5% การเคลื่อนตัวของอาคารลดลงมากที่สุดถึง 43.68% ส่วนการเคลื่อนตัวของอาคารภายใต้คลื่น EQ10% และ EQ12.5% อาคารเรียนที่ไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานเกิดความเสียหายแบบพังทลายขึ้น แต่อาคารเรียนที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานยังไม่เกิดการพังทลายขึ้น ผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานจึงช่วยลดการเคลื่อนตัวของอาคารได้มากกว่า 100% ในทุกชั้น จึงแสดงให้เห็นว่าผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานสามารถลดการเคลื่อนตัวของอาคารอย่างมีนัยสำคัญ ดังแสดงในตารางที่ 5.32

จากรูปที่ 5.49 แสดงการเคลื่อนตัวสูงสุดในแต่ละชั้นของอาคารเรียนที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานเปรียบเทียบกับอาคารเรียนที่ไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานภายใต้คลื่น EQ5% จะแสดงให้เห็นถึงการลดลงของค่าการเคลื่อนตัวของอาคารได้อย่างชัดเจน และจากรูปที่ 5.50 ที่แสดงการเคลื่อนตัวของอาคารช่วงที่ 1 ภายใต้คลื่น EQ5% จะพบว่าการเคลื่อนตัวในช่วงแรกอาคารเรียนที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานมีการเคลื่อนตัวที่สูงกว่าอาคารเรียนที่ไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทาน เนื่องจากมีแรงกระทำที่สูงกว่า แต่เมื่อผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานเริ่มทำงานการเคลื่อนตัวของอาคารเรียนที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานจะลดลงต่ำกว่าอาคารเรียนที่ไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานอย่างชัดเจน และรูปที่ 5.51 แสดงการเคลื่อนตัวของอาคารในช่วงที่ 2 ที่อาคารเรียนที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานเกิดความเสียหายระดับพังทลายขึ้น ภายใต้คลื่น EQ10% พบว่าอาคารเรียนที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานมีการเคลื่อนตัวไม่สูงนัก โดยยังสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวได้ จึงแสดงให้เห็นว่าผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานจะสามารถช่วยเพิ่มความต้านทานในการรับแรงแผ่นดินไหวได้อย่างมีนัยสำคัญ

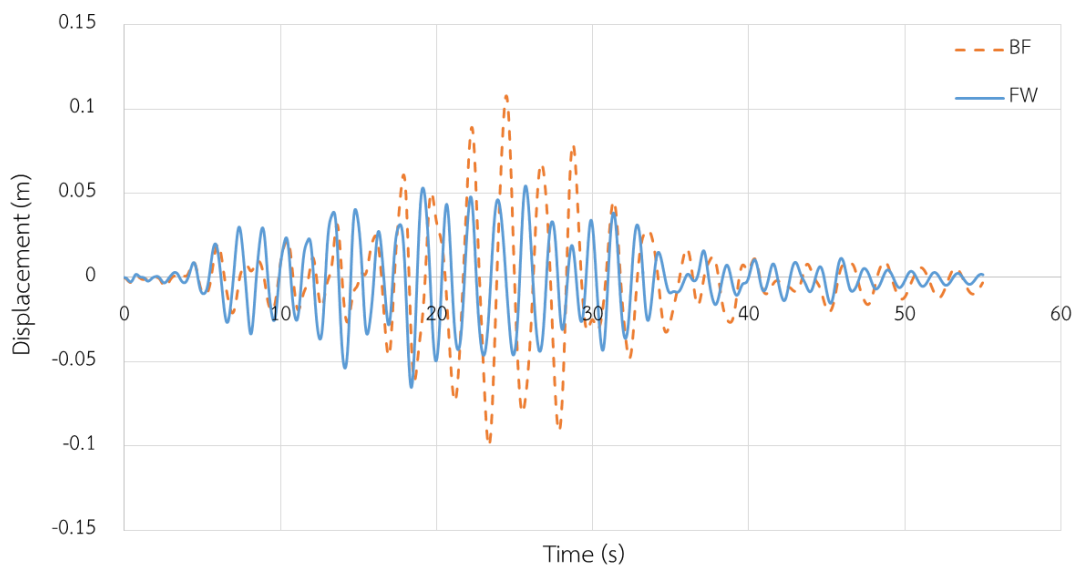
ตารางที่ 5.32 การเคลื่อนตัวสูงสุดของอาคารในแต่ละชั้นภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Duzce Turkey 1599, Ambarli (1999)

EQ	PGA (g)	0.01	0.025	0.05	0.075	0.1	0.125	
Duzce Turkey 1599	Roof	BF	0.0246	0.0611	0.1078	0.1383	Collapse	Collapse
		FW	0.0155	0.0364	0.0637	0.0811	0.1066	0.1247
		%Red	37.09	40.46	40.95	41.36	>100	>100
	Story 5	BF	0.0234	0.0573	0.1059	0.1304	Collapse	Collapse
		FW	0.0143	0.0331	0.0567	0.0734	0.1023	0.1187
		%Red	38.64	42.19	46.50	43.68	>100	>100

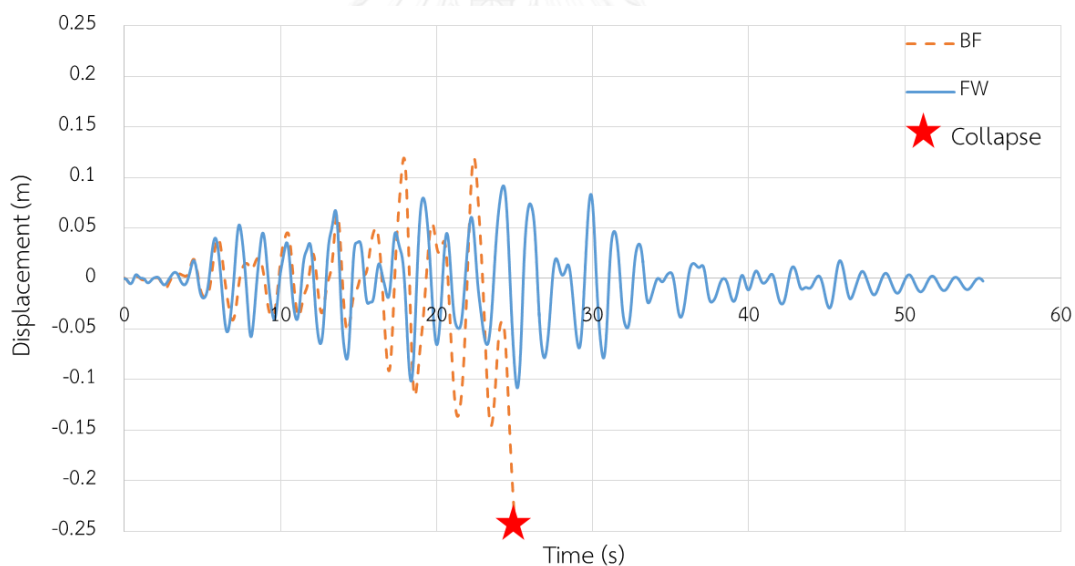
EQ	PGA (g)		0.01	0.025	0.05	0.075	0.1	0.125
Duzce Turkey 1599	Story 4	BF	0.0190	0.0468	0.0881	0.1047	Collapse	Collapse
		FW	0.0118	0.0274	0.0478	0.0647	0.0889	0.1038
		%Red	37.94	41.42	45.79	38.26	>100	>100
	Story 3	BF	0.0129	0.0319	0.0614	0.0715	Collapse	Collapse
		FW	0.0082	0.0192	0.0340	0.0481	0.0661	0.0773
		%Red	36.37	39.73	44.65	32.67	>100	>100
	Story 2	BF	0.0061	0.0151	0.0287	0.0337	Collapse	Collapse
		FW	0.0041	0.0095	0.0162	0.0235	0.0328	0.0402
		%Red	33.22	36.80	43.40	30.39	>100	>100
	Story 1	BF	0.0002	0.0004	0.0006	0.0008	Collapse	Collapse
		FW	0.0001	0.0002	0.0004	0.0006	0.0008	0.0008
		%Red	35.04	35.61	31.50	27.17	>100	>100



รูปที่ 5.49 การเคลื่อนตัวสูงสุดแต่ละชั้นของอาคารที่ติดตั้ง และไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานภายใต้แผ่นดินไหว Duzce Turkey 1599, Ambarli (1999) ที่ความเร่งสูงสุด 0.05g



รูปที่ 5.50 การเคลื่อนตัวที่ชั้นหลังคาของอาคารที่ติดตั้ง และไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานภายใต้แผ่นดินไหว Duzce Turkey 1599, Ambarli (1999) ที่ความเร่งสูงสุด 0.05g



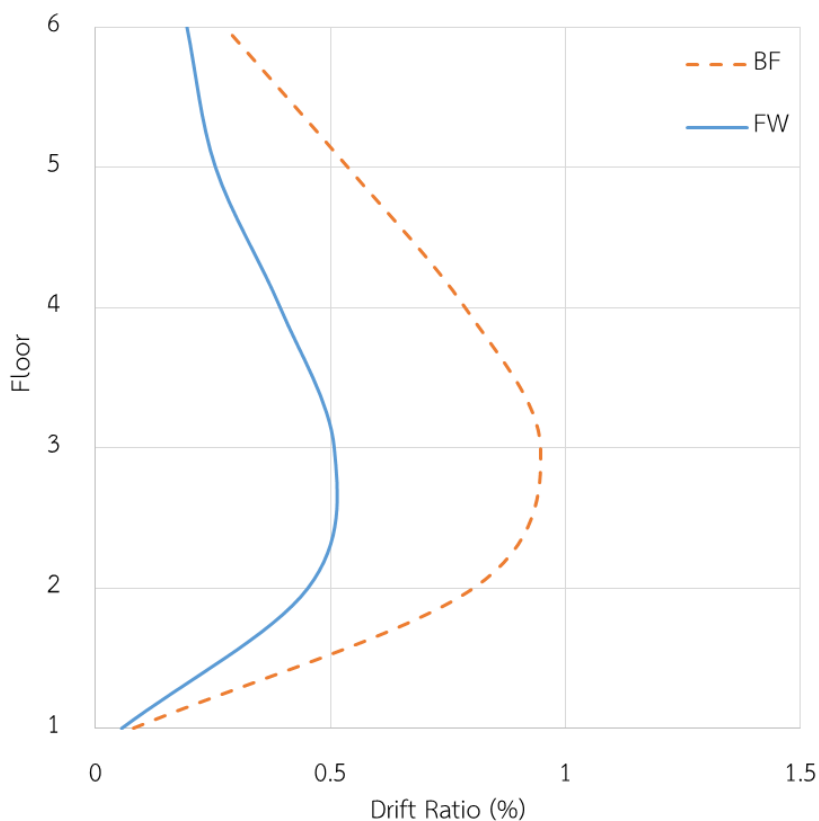
รูปที่ 5.51 การเคลื่อนตัวที่ชั้นหลังคาของอาคารที่ติดตั้ง และไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานภายใต้แผ่นดินไหว Duzce Turkey 1599, Ambarli (1999) ที่ความเร่งสูงสุด 0.10g

การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นมากที่สุดของอาคารภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Duzce Turkey 1599, Ambarli (1999) แสดงค่าไว้ในตารางที่ 5.33 พบว่าภายใต้คลื่น EQ1% อาคารที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานมีการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นของอาคารลดลงมากที่สุดถึง 42.75% ภายใต้คลื่น EQ2.5% การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นของอาคารลดลงมากที่สุดถึง 46.51% ภายใต้

คลื่น EQ5% การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นของอาคารลดลงมากที่สุดถึง 52.45% และ ภายใต้คลื่น EQ7.5% การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นของอาคารลดลงมากที่สุดถึง 59.52% ส่วนเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นของอาคารภายใต้คลื่น EQ10% และEQ12.5% อาคารเรียนที่ไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานเกิดความเสียหายแบบพังทลายขึ้น แต่อาคารเรียนที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานยังไม่เกิดการพังทลายขึ้น ผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานจึงช่วยลดเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นของอาคารได้มากกว่า 100% ในทุกชั้น และจากรูปที่ 5.52 แสดงการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นของอาคารเรียนตัวอย่างที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานเปรียบเทียบกับอาคารเรียนที่ไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานของอาคารภายใต้คลื่น EQ5% ซึ่งเป็นการเคลื่อนตัวของอาคารช่วงที่ 1 จะแสดงให้เห็นถึงการลดลงของการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นของอาคารได้อย่างมีนัยสำคัญ

ตารางที่ 5.33 การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นมากที่สุดของอาคารในแต่ละชั้นภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Duzce Turkey 1599, Ambarli (1999)

EQ	PGA (g)	0.01	0.025	0.05	0.075	0.1	0.125	
Duzce Turkey 1599	Roof	BF	0.0678	0.1460	0.2762	0.4359	Collapse	Collapse
		FW	0.0525	0.1188	0.1946	0.2463	0.3239	0.4238
		%Red	22.64	18.64	29.54	43.49	>100	>100
	Story 5	BF	0.1266	0.3064	0.5370	0.7747	Collapse	Collapse
		FW	0.0725	0.1639	0.2553	0.3136	0.4239	0.5020
		%Red	42.75	46.51	52.45	59.52	>100	>100
	Story 4	BF	0.1774	0.4293	0.7857	0.9997	Collapse	Collapse
		FW	0.1034	0.2342	0.3930	0.5044	0.7107	0.8017
		%Red	41.74	45.45	49.97	49.54	>100	>100
	Story 3	BF	0.1997	0.4934	0.9457	1.0885	Collapse	Collapse
		FW	0.1182	0.2773	0.5079	0.7050	0.9532	1.0630
		%Red	40.79	43.79	46.30	35.23	>100	>100
	Story 2	BF	0.1687	0.4199	0.8036	0.9411	Collapse	Collapse
		FW	0.1142	0.2666	0.4518	0.6544	0.9151	1.1358
		%Red	32.32	36.51	43.78	30.47	>100	>100
	Story 1	BF	0.0229	0.0496	0.0811	0.1055	Collapse	Collapse
		FW	0.0149	0.0319	0.0555	0.0768	0.1010	0.1068
		%Red	35.04	35.61	31.50	27.17	>100	>100



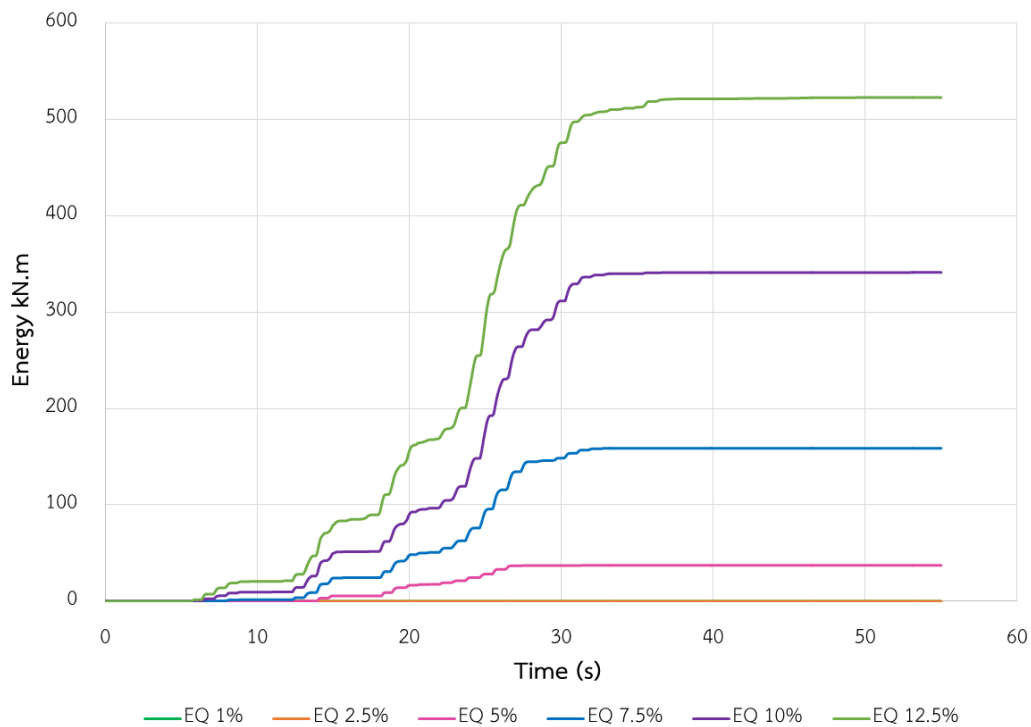
รูปที่ 5.52 การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์มากที่สุดแต่ละชั้นของอาคารที่ติดตั้ง และไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานภายใต้แผ่นดินไหว Duzce Turkey 1599, Ambarli (1999) ที่ความเร่งสูงสุด 0.05g

การสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานของอาคารเรียนตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Duzce Turkey 1599, Ambarli (1999) พบว่าภายใต้คลื่น EQ1% และ EQ2.5% ไม่มีการสลายพลังงานเกิดขึ้นเนื่องจากแรงที่กระทำต่ออาคารมีค่าน้อยกว่าค่าแรงลื่นไถลของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานจึงทำให้ผนังยังไม่เกิดการลื่นไถล ในช่วงการเคลื่อนที่ลักษณะนี้ อาคารจะรับแรงแผ่นดินไหวด้วยค่าสติฟเนส (Stiffness) ของโครงเฟรมคอนกรีตเสริมเหล็ก และค่าสติฟเนส (Stiffness) ของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานก่อนเกิดการลื่นไถล ภายใต้คลื่น EQ5% มีการสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานทั้งหมด 37.19 kN-m ภายใต้คลื่น EQ7.5% มีการสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานทั้งหมด 158.78 kN-m ภายใต้คลื่น EQ10% มีการสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานทั้งหมด 341.09 kN-m และ ภายใต้คลื่น EQ12.5% มีการสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานทั้งหมด 522.57 kN-m ดังแสดงค่าในตารางที่ 5.34 และรูปที่ 5.53

จากตารางที่ 5.35 และรูปที่ 5.54 แสดงค่าร้อยละการสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานเทียบกับแรงที่กระทำต่ออาคารพบว่าภายใต้คลื่น EQ1% และEQ2.5% มีค่าร้อยละการสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานเท่ากับ 0% เนื่องจากยังไม่เกิดการสลายพลังงานขึ้น หรือเกิดการสลายพลังงานน้อยมาก ภายใต้คลื่น EQ5% มีค่าร้อยละการสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานเท่ากับ 26.95% ภายใต้คลื่น EQ7.5% มีค่าร้อยละการสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานเท่ากับ 52.05% ภายใต้คลื่น EQ10% มีค่าร้อยละการสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานเท่ากับ 63.96% และภายใต้คลื่น EQ12.5% มีค่าร้อยละการสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานเท่ากับ 67.77% แสดงให้เห็นว่าเมื่อคลื่นแผ่นดินไหวที่กระทำต่อโครงสร้างมีความรุนแรงเพิ่มขึ้นจะส่งผลให้ผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานทำงานได้มีประสิทธิภาพมากขึ้น และสามารถสลายพลังงานที่กระทำต่ออาคารได้มากขึ้น และจากรูปที่ 5.55 แสดงวงรอบฮิสเทอรีซิสของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทาน (จากตัวอย่างคลื่น EQ7.5%, EQ10% และEQ12.5%) พบว่าเมื่อเพิ่มความเร่งสูงสุดของพื้นดิน ทำให้วงรอบฮิสเทอรีซิสของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานมีขนาดใหญ่ขึ้น ซึ่งแสดงถึงการสลายพลังงานที่สูงขึ้น

ตารางที่ 5.34 แสดงค่าการสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานในอาคารภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Duzce Turkey 1599, Ambarli (1999)

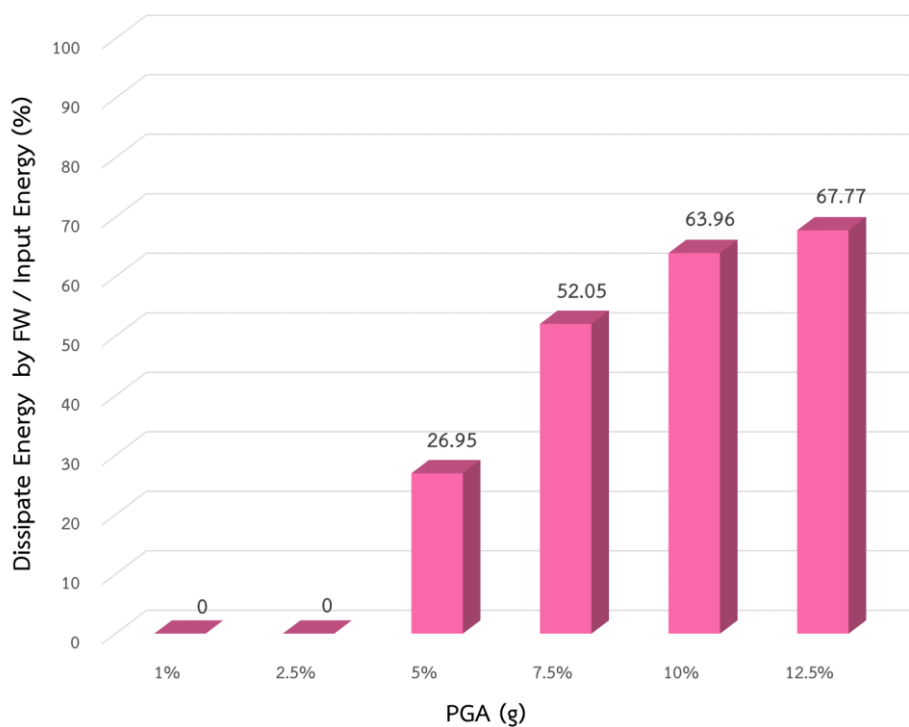
Earthquake Name	PGA (g)	Dissipated Energy of Friction Wall (kN.m)
Duzce Turkey 1599	0.01	0
	0.025	0
	0.05	37.19
	0.075	158.78
	0.1	341.09
	0.125	522.57



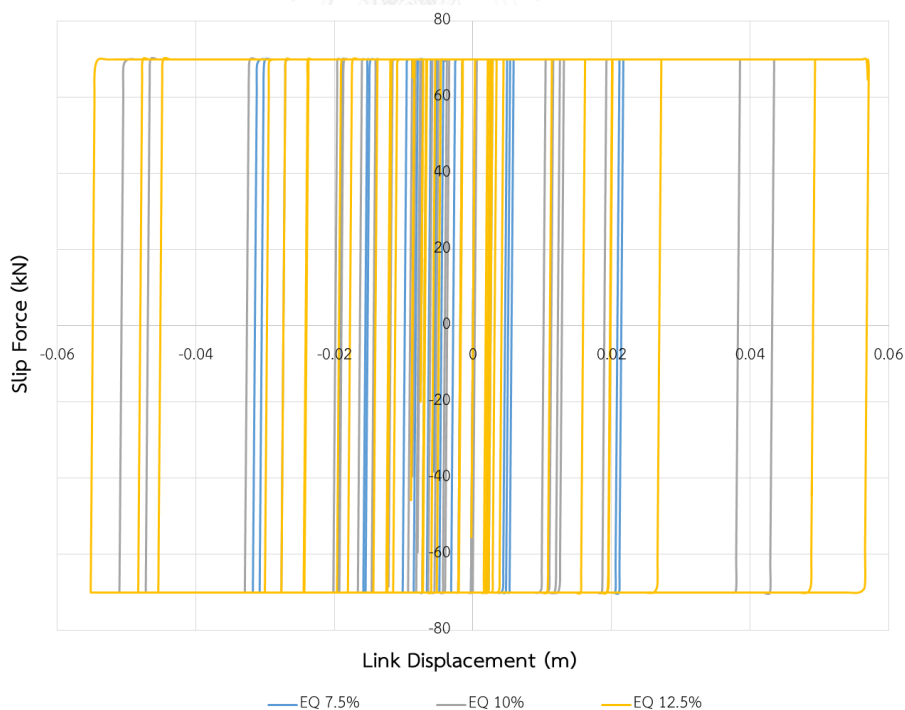
รูปที่ 5.53 การสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานในอาคารภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Duzce Turkey 1599, Ambarli (1999)

ตารางที่ 5.35 แสดงค่าร้อยละการสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานเทียบกับแรงที่กระทำภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Duzce Turkey 1599, Ambarli (1999)

Earthquake Name	PGA (g)	Dissipate Energy by FW / Input Energy (%)
Duzce Turkey 1599	0.01	0
	0.025	0
	0.05	26.95
	0.075	52.05
	0.1	63.96
	0.125	67.77



รูปที่ 5.54 ร้อยละการสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานเทียบกับแรงที่กระทำต่ออาคารภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Duzce Turkey 1599, Ambarli (1999)

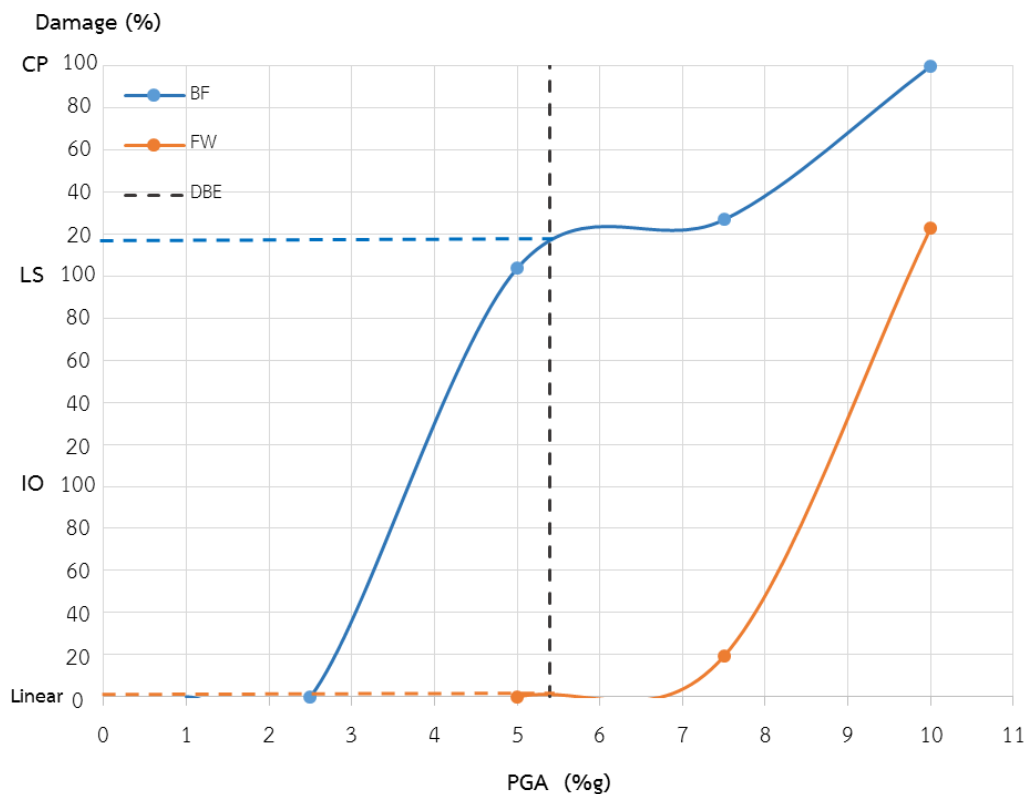


รูปที่ 5.55 วงรอบฮิสเทอริสิสของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานในอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Duzce Turkey 1599, Ambarli (1999) จากตัวอย่างคลื่น EQ7.5%, EQ10% และคลื่น EQ12.5%

ระดับสมรรถนะของอาคารเรียนตัวอย่างภายใต้คลื่น Duzce Turkey 1599, Ambarli (1999) สามารถระบุได้โดยการวิเคราะห์ความเสียหายที่เกิดขึ้นกับชิ้นส่วนเสาของอาคารเรียนตัวอย่าง โดยแบ่งออกเป็น 3 ระดับตามมาตรฐาน ASCE41-13 คือความเสียหายระดับเข้าใช้งานได้ทันที (IO) ความเสียหายระดับปลอดภัยต่อชีวิต (LS) และความเสียหายระดับพังทลาย (CP) โดยตารางที่ 5.36 แสดงระดับสมรรถนะของอาคารเรียนตัวอย่างตามความเสียหายที่เกิดขึ้นในแต่ละชั้น โดยจะแสดงค่าร้อยละความเสียหายสูงสุดของเสาในแต่ละชั้น ซึ่งคำนวณได้จากจำนวนเสาที่เกิดความเสียหายเทียบกับจำนวนเสาทั้งหมดในแต่ละชั้น จากตารางพบว่าอาคารที่ไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานจะเกิดความเสียหายถึงระดับพังทลายอย่างรวดเร็ว เนื่องจากอาคารมีเสานขนาดเล็ก และไม่ได้ถูกออกแบบมาเพื่อรับแรงแผ่นดินไหว แต่อาคารที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานจะสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวได้สูงขึ้นอย่างชัดเจน และจากรูปที่ 5.56 แสดงระดับสมรรถนะของโครงสร้างตามความเสียหายที่เกิดขึ้นกับชิ้นส่วนเสาโดยรวมของอาคาร โดยจะใช้ความเสียหายสูงสุดที่เกิดขึ้นจากทุกชั้นของอาคารมาแทนความเสียหายของอาคารโดยรวม ซึ่งจะสามารถประมาณค่าระดับสมรรถนะของอาคารเรียนตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหวระดับออกแบบได้ โดยคลื่นแผ่นดินไหว Duzce Turkey 1599, Ambarli (1999) มีความเร่งสูงสุดที่พื้นดิน (Peak Ground Acceleration, PGA) ที่ระดับออกแบบเท่ากับ 0.096g จะพบว่าระดับสมรรถนะของอาคารเรียนที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานมีพฤติกรรมอยู่ในช่วงอีลาสติกเชิงเส้น และสมรรถนะของอาคารเรียนที่ไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานอยู่ในระดับประมาณ 20%CP หรือชิ้นส่วนเสาเสียหายระดับ CP ที่ 20% ของปริมาณเสาทั้งระดับชั้น

ตารางที่ 5.36 แสดงระดับสมรรถนะของอาคารเรียนตัวอย่างตามความเสียหายที่เกิดขึ้นบริเวณชิ้นส่วนเสาในแต่ละชั้นภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Duzce Turkey 1599, Ambarli (1999)

Earthquake Name	PGA (g)		0.01	0.025	0.05	0.075	0.10	0.125
Duzce Turkey 1599	Story 5	BF	Linear	Linear	Linear	Linear	Collapse	Collapse
		FW	Linear	Linear	Linear	Linear	Linear	Linear
	Story 4	BF	Linear	Linear	3.9%IO	3.8%CP	Collapse	Collapse
		FW	Linear	Linear	Linear	Linear	Linear	3.8%IO
	Story 3	BF	Linear	Linear	15.4%IO	3.8%CP	Collapse	Collapse
		FW	Linear	Linear	Linear	Linear	7.69%IO	11.5%IO
	Story 2	BF	Linear	Linear	11.5%IO	15.4%CP	Collapse	Collapse
		FW	Linear	Linear	Linear	Linear	Linear	19.2%IO
	Story 1	BF	Linear	Linear	3.8%CP	26.9%CP	Collapse	Collapse
		FW	Linear	Linear	Linear	Linear	19.2%IO	23.1%CP



รูปที่ 5.56 แสดงระดับสมรรถนะของโครงสร้างตามความเสียหายที่เกิดขึ้นกับชิ้นส่วนเสาโดยรวมของอาคารภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Duzce Turkey 1599, Ambarli (1999)

5.8 พฤติกรรมของอาคารเรียนตัวอย่างภายใต้คลื่น Duzce Turkey 1608, Hava Alani (1999)

ทำการวิเคราะห์ผลของอาคารเรียนตัวอย่างที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทาน (FW) และไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทาน (BF) ด้วยคลื่นแผ่นดินไหวที่ความเร่งสูงสุดที่พื้นดิน (Peak Ground Acceleration, PGA) เท่ากับ 0.01g (EQ1%), 0.025g (EQ2.5%), 0.05g (EQ5%) และ 0.075g (EQ7.5) ซึ่งกำหนดค่าแรงลื่นไถล (Slip force) ของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานให้มีความเร่งที่เท่ากับ 1000 กิโลกรัมต่อเมตร โดยคลื่นแผ่นดินไหว Duzce Turkey 1608, Hava Alani (1999) มีความเร่งสูงสุดที่พื้นดินที่ระดับออกแบบ (DBE) เท่ากับ 0.047g โดยจะทำการวิเคราะห์การเคลื่อนตัวสูงสุดในแต่ละชั้น การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นมากที่สุด การสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทาน และระดับสมรรถนะของโครงสร้างอาคารภายใต้แรงแผ่นดินไหว โดยจะแบ่งการเคลื่อนตัวของอาคารเป็น 2 ช่วงคือ 1.ช่วงที่อาคารเรียนตัวอย่างที่ไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานยังไม่เกิดการพังทลายขึ้น และ 2.ช่วงที่อาคารเรียนตัวอย่างที่ไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานเกิดการพังทลายขึ้น

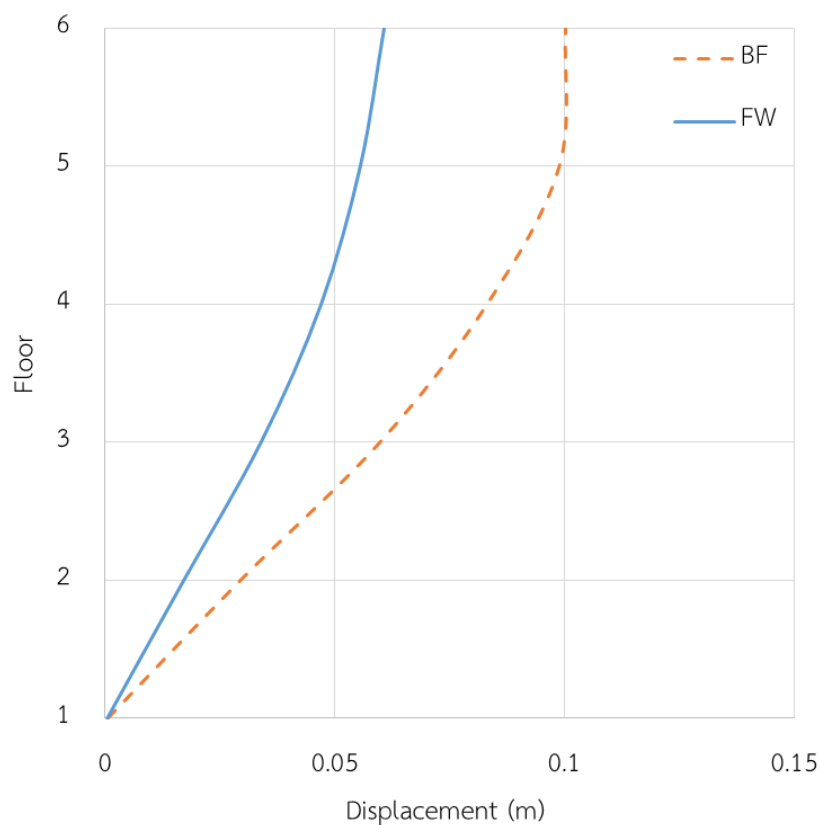
การเคลื่อนตัวสูงสุดในแต่ละชั้นของอาคารภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Duzce Turkey 1608, Hava Alani (1999) พบว่าภายใต้คลื่น EQ1% อาคารเรียนที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานมีการเคลื่อนตัวของอาคารลดลงมากที่สุดถึง 41.89% และภายใต้คลื่น EQ2.5% การเคลื่อนตัวของอาคารลดลงมากที่สุดถึง 43.86% ส่วนการเคลื่อนตัวของอาคารภายใต้คลื่น EQ5% และ EQ7.5% อาคารเรียนที่ไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานเกิดความเสียหายแบบพังทลายขึ้น แต่อาคารเรียนที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานยังไม่เกิดการพังทลายขึ้น ผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานจึงช่วยลดการเคลื่อนตัวของอาคารได้มากกว่า 100% ในทุกชั้น จึงแสดงให้เห็นว่าผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานสามารถลดการเคลื่อนตัวของอาคารอย่างมีนัยสำคัญ ดังแสดงในตารางที่ 5.37

จากรูปที่ 5.57 แสดงการเคลื่อนตัวสูงสุดในแต่ละชั้นของอาคารเรียนที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานเปรียบเทียบกับอาคารเรียนที่ไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานภายใต้คลื่น EQ2.5% จะแสดงให้เห็นถึงการลดลงของค่าการเคลื่อนตัวของอาคารได้อย่างชัดเจน และจากรูปที่ 5.58 ที่แสดงการเคลื่อนตัวของอาคารช่วงที่ 1 ภายใต้คลื่น EQ2.5% จะพบว่า การเคลื่อนตัวในช่วงแรกอาคารเรียนที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานมีการเคลื่อนตัวที่สูงกว่าอาคารเรียนที่ไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทาน เนื่องจากมีแรงกระทำที่สูงกว่า แต่เมื่อผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานเริ่มทำงานการเคลื่อนตัวของอาคารเรียนที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานจะลดลงต่ำกว่าอาคารเรียนที่ไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานอย่างชัดเจน และรูปที่ 5.59 ภายใต้คลื่น EQ5% แสดงการเคลื่อนตัวของอาคารในช่วงที่ 2 ที่อาคารเรียนที่ไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานเกิดความเสียหายระดับพังทลายขึ้น พบว่าอาคารเรียนที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานมีการเคลื่อนตัวไม่สูงนัก โดยยังสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวได้ จึงแสดงให้เห็นว่าผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานจะสามารถช่วยเพิ่มความต้านทานในการรับแรงแผ่นดินไหวได้อย่างมีนัยสำคัญ

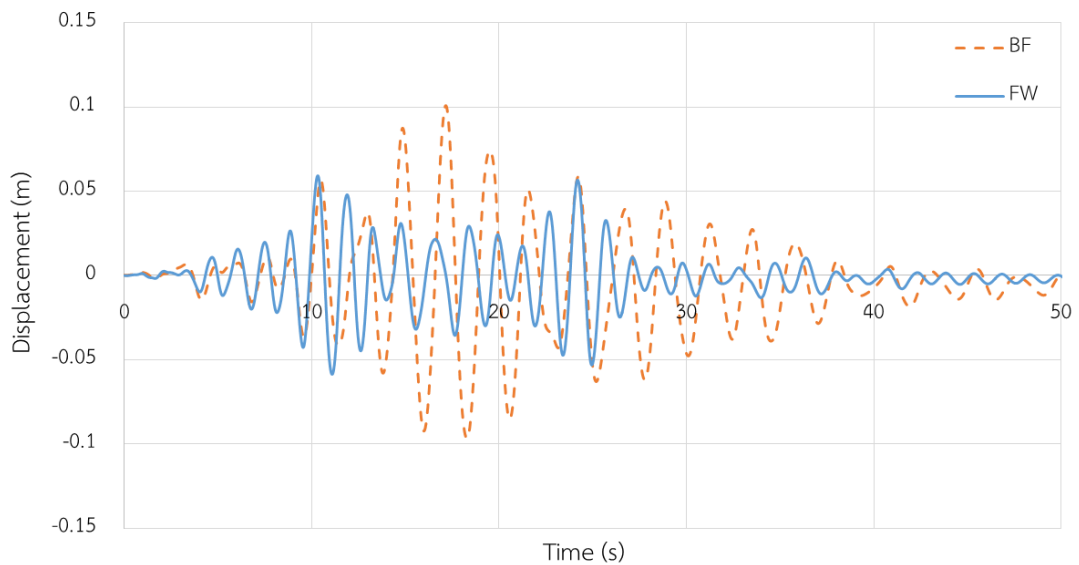
ตารางที่ 5.37 การเคลื่อนตัวสูงสุดของอาคารในแต่ละชั้นภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Duzce Turkey 1608, Hava Alani (1999)

EQ	PGA (g)		0.01	0.025	0.05	0.075
Duzce Turkey 1608	Roof	BF	0.0457	0.1003	Collapse	Collapse
		FW	0.0275	0.0607	0.1069	0.1510
		%Red	39.92	39.44	>100	>100
	Story 5	BF	0.0436	0.0990	Collapse	Collapse
		FW	0.0254	0.0556	0.0980	0.1389
		%Red	41.79	43.86	>100	>100

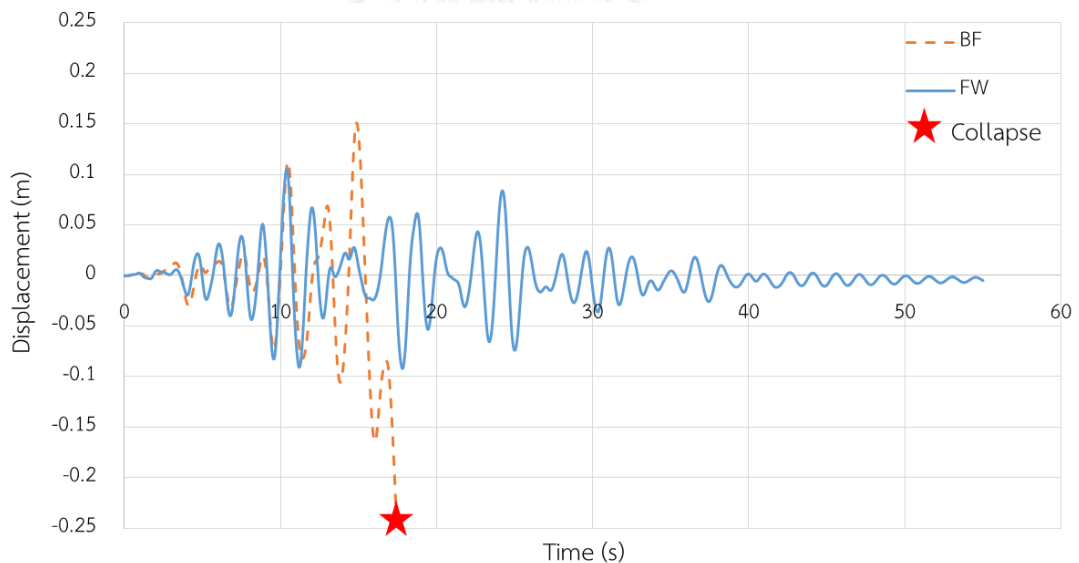
EQ	PGA (g)		0.01	0.025	0.05	0.075
Duzce Turkey 1608	Story 4	BF	0.0366	0.0832	Collapse	Collapse
		FW	0.0213	0.0470	0.0844	0.1195
		%Red	41.89	43.48	>100	>100
	Story 3	BF	0.0260	0.0599	Collapse	Collapse
		FW	0.0152	0.0339	0.0617	0.0871
		%Red	41.77	43.32	>100	>100
	Story 2	BF	0.0124	0.0295	Collapse	Collapse
		FW	0.0076	0.0171	0.0300	0.0422
		%Red	38.48	41.89	>100	>100
	Story 1	BF	0.0003	0.0006	Collapse	Collapse
		FW	0.0002	0.0004	0.0007	0.0009
		%Red	34.34	21.65	>100	>100



รูปที่ 5.57 การเคลื่อนตัวสูงสุดแต่ละชั้นของอาคารที่ติดตั้ง และไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานภายใต้แผ่นดินไหว Duzce Turkey 1608, Hava Alani (1999) ที่ความเร่งสูงสุด 0.025g



รูปที่ 5.58 การเคลื่อนตัวที่ชั้นหลังคาของอาคารที่ติดตั้ง และไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานภายใต้แผ่นดินไหว Duzce Turkey 1608, Hava Alani (1999) ที่ความเร่งสูงสุด 0.025g



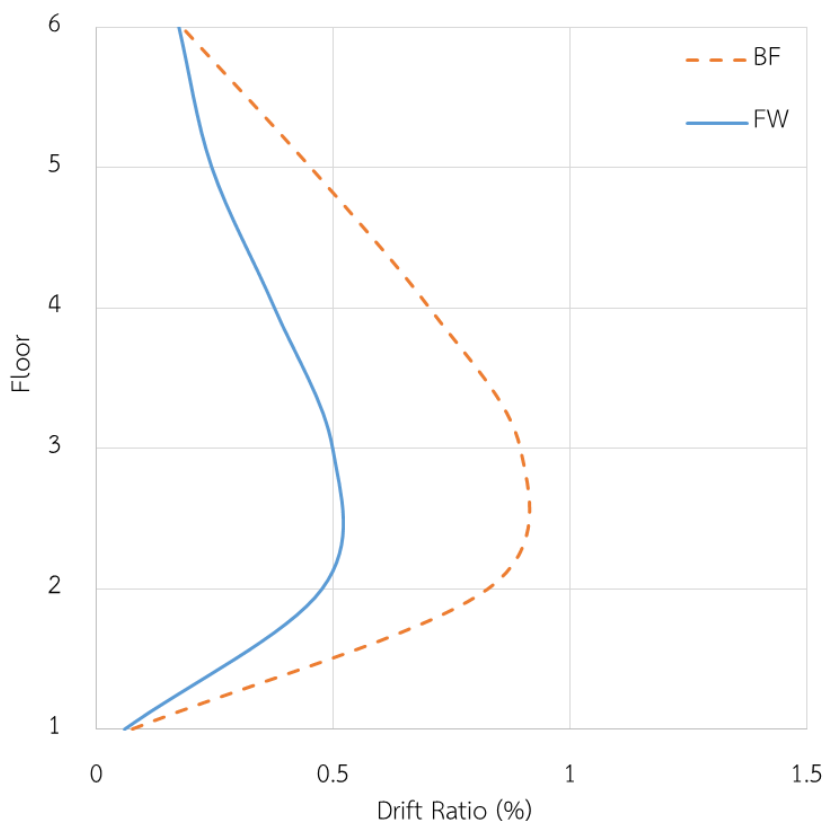
รูปที่ 5.59 การเคลื่อนตัวที่ชั้นหลังคาของอาคารที่ติดตั้ง และไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานภายใต้แผ่นดินไหว Duzce Turkey 1608, Hava Alani (1999) ที่ความเร่งสูงสุด 0.05g

การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นมากที่สุดของอาคารภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Duzce Turkey 1608, Hava Alani (1999) แสดงค่าไว้ในตารางที่ 5.38 พบว่าภายใต้คลื่น EQ1% อาคารที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานมีการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นของอาคารลดลงมากที่สุดถึง 44.66% และภายใต้คลื่น EQ2.5% การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นของอาคารลดลงมากที่สุดถึง 46.52% ส่วน

เคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นของอาคารภายใต้คลื่น EQ5% และEQ7.5% อาคารเรียนที่ไม่ติดตั้งผนัง
 สลายพลังงานแบบเสียดทานเกิดความเสียหายแบบพังทลายขึ้น แต่อาคารเรียนที่ติดตั้งผนังสลาย
 พลังงานแบบเสียดทานยังไม่เกิดความเสียหายแบบพังทลายขึ้น ผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานจึง
 ช่วยลดเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นของอาคารได้มากกว่า 100% ในทุกชั้น และจากรูปที่ 5.60 แสดง
 การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นของอาคารเรียนตัวอย่างที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทาน
 เปรียบเทียบกับอาคารเรียนที่ไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานของอาคารภายใต้คลื่น
 EQ2.5% ซึ่งเป็นการเคลื่อนตัวของอาคารช่วงที่ 1 จะแสดงให้เห็นถึงการลดลงของการเคลื่อนตัว
 สัมพัทธ์ระหว่างชั้นของอาคารได้อย่างมีนัยสำคัญ

ตารางที่ 5.38 การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นมากที่สุดของอาคารในแต่ละชั้นภายใต้คลื่น
 แผ่นดินไหว Duzce Turkey 1608, Hava Alani (1999)

EQ	PGA (g)		0.01	0.025	0.05	0.075
Duzce Turkey 1608	Roof	BF	0.1018	0.1813	Collapse	Collapse
		FW	0.0844	0.1742	0.2561	0.3592
		%Red	17.08	3.92	>100	>100
	Story 5	BF	0.2008	0.4529	Collapse	Collapse
		FW	0.1210	0.2439	0.4137	0.6171
		%Red	39.75	46.15	>100	>100
	Story 4	BF	0.3027	0.7034	Collapse	Collapse
		FW	0.1765	0.3762	0.6774	0.9880
		%Red	41.69	46.52	>100	>100
	Story 3	BF	0.3910	0.8951	Collapse	Collapse
		FW	0.2164	0.4989	0.9145	1.3026
		%Red	44.66	44.27	>100	>100
	Story 2	BF	0.3445	0.8270	Collapse	Collapse
		FW	0.2132	0.4764	0.8367	1.1800
		%Red	38.12	42.39	>100	>100
	Story 1	BF	0.0407	0.0758	Collapse	Collapse
		FW	0.0267	0.0594	0.0920	0.1226
		%Red	34.34	21.65	>100	>100



รูปที่ 5.60 การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์มากที่สุดแต่ละชั้นของอาคารที่ติดตั้ง และไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานภายใต้แผ่นดินไหว Duzce Turkey 1608, Hava Alani (1999) ที่ความเร่งสูงสุด 0.025g

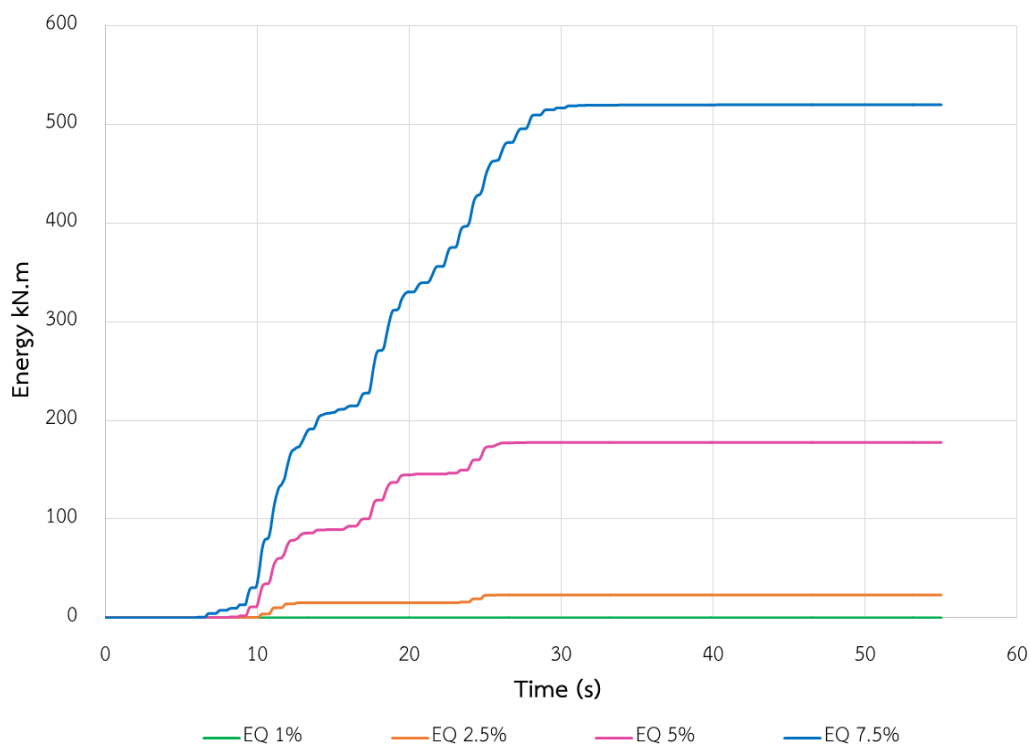
การสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานของอาคารเรียนตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Duzce Turkey 1608, Hava Alani (1999) พบว่าภายใต้คลื่น EQ1% ไม่มีการสลายพลังงานเกิดขึ้นเนื่องจากแรงที่กระทำต่ออาคารมีค่าน้อยกว่าค่าแรงสิ้นไกลของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานจึงทำให้ผนังยังไม่เกิดการสิ้นไกล ในช่วงการเคลื่อนที่ลักษณะนี้ อาคารจะรับแรงแผ่นดินไหวด้วยค่าสติฟเนส (Stiffness) ของโครงเฟรมคอนกรีตเสริมเหล็ก และค่าสติฟเนส (Stiffness) ของผนังสลายพลังงานก่อนเกิดการสิ้นไกล ภายใต้คลื่น EQ2.5% มีการสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานทั้งหมด 23.12 kN-m ภายใต้คลื่น EQ5% มีการสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานทั้งหมด 177.75 kN-m และภายใต้คลื่น EQ7.5% มีการสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานทั้งหมด 519.72 kN-m ดังแสดงค่าในตารางที่ 5.39 และรูปที่ 5.61

จากตารางที่ 5.40 และรูปที่ 5.62 แสดงค่าร้อยละการสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานเทียบกับแรงที่กระทำต่ออาคารพบว่าภายใต้คลื่น EQ1% มีค่าร้อยละการสลายพลังงาน

ของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานเท่ากับ 0% เนื่องจากยังไม่เกิดการสลายพลังงานขึ้น ภายใต้คลื่น EQ2.5% มีค่าร้อยละการสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานเท่ากับ 22.02% ภายใต้คลื่น EQ5% มีค่าร้อยละการสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานเท่ากับ 55.72% และภายใต้คลื่น EQ7.5% มีค่าร้อยละการสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานเท่ากับ 70.08% แสดงให้เห็นว่าเมื่อคลื่นแผ่นดินไหวที่กระทำต่อโครงสร้างมีความรุนแรงเพิ่มขึ้นจะส่งผลให้ผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานทำงานได้มีประสิทธิภาพมากขึ้น และสามารถสลายพลังงานที่กระทำต่ออาคารได้มากขึ้น และจากรูปที่ 5.63 แสดงวงรอบฮิสเทอริสิสของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทาน (จากตัวอย่างคลื่น EQ2.5%, EQ5% และEQ7.5%) พบว่าเมื่อเพิ่มความเร่งสูงสุดของพื้นดิน ทำให้วงรอบฮิสเทอริสิสของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานมีขนาดใหญ่ขึ้น ซึ่งแสดงถึงการสลายพลังงานที่สูงขึ้น

ตารางที่ 5.39 แสดงค่าการสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานในอาคารภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Duzce Turkey 1608, Hava Alani (1999)

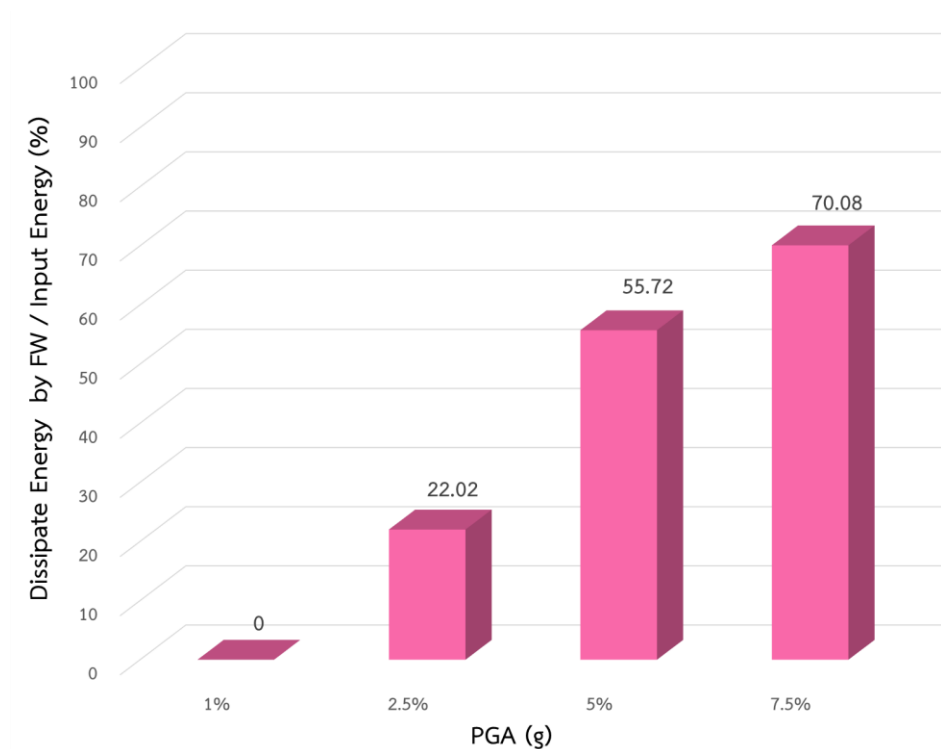
Earthquake Name	PGA (g)	Dissipated Energy of Friction Wall (kN.m)
Duzce Turkey 1608	0.01	0
	0.025	23.12
	0.05	177.75
	0.075	519.72



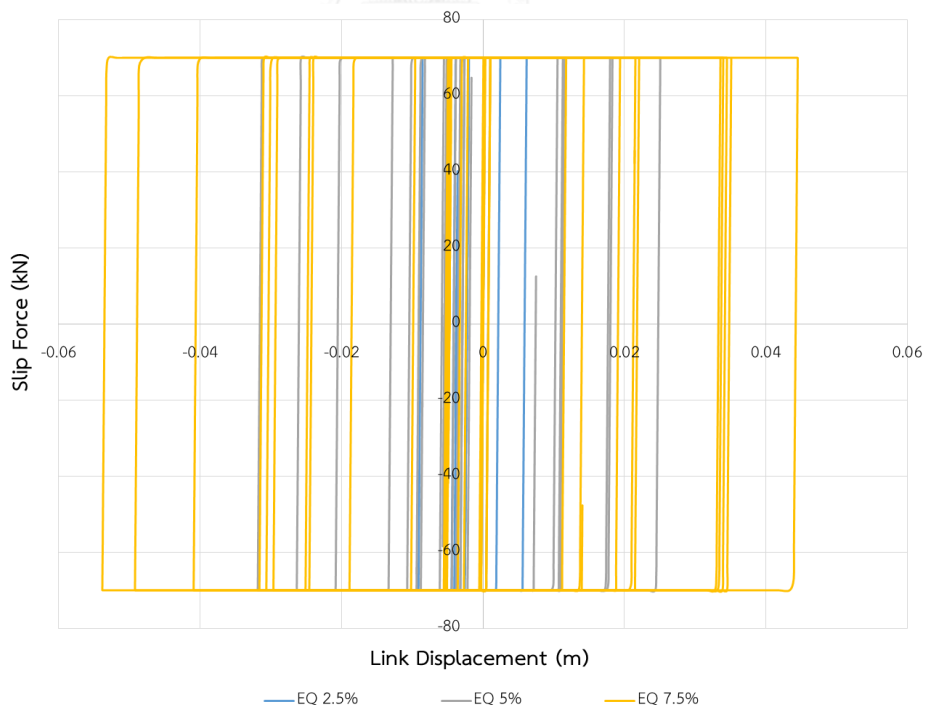
รูปที่ 5.61 การสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานในอาคารภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Duzce Turkey 1608, Hava Alani (1999)

ตารางที่ 5.40 แสดงค่าร้อยละการสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานเทียบกับแรงที่กระทำภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Duzce Turkey 1608, Hava Alani (1999)

Earthquake Name	PGA (g)	Dissipate Energy by FW / Input Energy (%)
Duzce Turkey 1608	0.01	0
	0.025	22.02
	0.05	55.72
	0.075	70.08



รูปที่ 5.62 ร้อยละการสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานเทียบกับแรงที่กระทำต่ออาคารภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Duzce Turkey 1608, Hava Alani (1999)

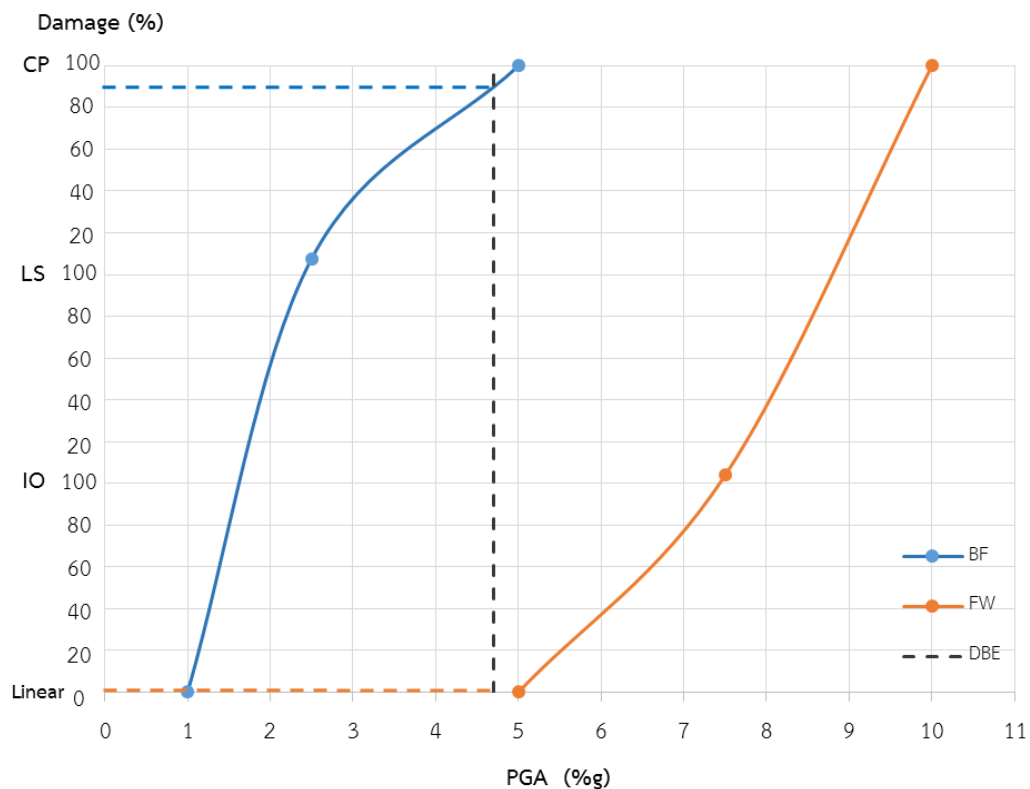


รูปที่ 5.63 วงรอบฮิสเทอรีซิสของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานในอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Duzce Turkey 1608, Hava Alani (1999) จากตัวอย่างคลื่น EQ2.5%, EQ5% และ EQ7.5%

ระดับสมรรถนะของอาคารเรียนตัวอย่างภายใต้คลื่น Duzce Turkey 1608, Hava Alani (1999) สามารถระบุได้โดยการวิเคราะห์ความเสียหายที่เกิดขึ้นกับชิ้นส่วนเสาของอาคารเรียนตัวอย่าง โดยแบ่งออกเป็น 3 ระดับตามมาตรฐาน ASCE41-13 คือความเสียหายระดับเข้าใช้งานได้ทันที (IO) ความเสียหายระดับปลอดภัยต่อชีวิต (LS) และความเสียหายระดับพังทลาย (CP) โดยตารางที่ 5.41 แสดงระดับสมรรถนะของอาคารเรียนตัวอย่างตามความเสียหายที่เกิดขึ้นในแต่ละชั้น โดยจะแสดงค่าร้อยละความเสียหายสูงสุดของเสาในแต่ละชั้น ซึ่งคำนวณได้จากจำนวนเสาที่เกิดความเสียหายเทียบกับจำนวนเสาทั้งหมดในแต่ละชั้น จากตารางพบว่าอาคารที่ไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทาน จะเกิดความเสียหายถึงระดับพังทลายอย่างรวดเร็ว เนื่องจากอาคารมีเสาขนาดเล็ก และไม่ได้ถูกออกแบบมาเพื่อรับแรงแผ่นดินไหว แต่อาคารที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานจะสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวได้สูงขึ้นอย่างชัดเจน และจากรูปที่ 5.64 แสดงระดับสมรรถนะของโครงสร้างตามความเสียหายที่เกิดขึ้นกับชิ้นส่วนเสาโดยรวมของอาคาร โดยจะใช้ความเสียหายสูงสุดที่เกิดขึ้นจากทุกชั้นของอาคารมาแทนความเสียหายของอาคารโดยรวม ซึ่งจะสามารถประมาณค่าระดับสมรรถนะของอาคารเรียนตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหวระดับออกแบบได้ โดยคลื่นแผ่นดินไหว Duzce Turkey 1608, Hava Alani (1999) มีความเร่งสูงสุดที่พื้นดิน (Peak Ground Acceleration, PGA) ที่ระดับออกแบบเท่ากับ 0.047g จะพบว่าระดับสมรรถนะของอาคารเรียนที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานมีพฤติกรรมอยู่ในช่วงอีลาสติกเชิงเส้น และสมรรถนะของอาคารเรียนที่ไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานอยู่ในระดับประมาณ 90%CP หรือชิ้นส่วนเสาเสียหายระดับ CP มากถึง 90% ของปริมาณเสาทั้งระดับชั้น หรืออาจเกิดความเสียหายระดับพังทลาย

ตารางที่ 5.41 แสดงระดับสมรรถนะของอาคารเรียนตัวอย่างตามความเสียหายที่เกิดขึ้นบริเวณ ชิ้นส่วนเสาในแต่ละชั้นภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Duzce Turkey 1608, Hava Alani (1999)

Earthquake Name	PGA (g)	0.01	0.025	0.05	0.075	0.10	
Duzce Turkey 1608	Story 5	BF	Linear	Linear	Collapse	Collapse	Collapse
		FW	Linear	Linear	Linear	Linear	Collapse
	Story 4	BF	Linear	7.7%IO	Collapse	Collapse	Collapse
		FW	Linear	Linear	Linear	Linear	Collapse
	Story 3	BF	Linear	7.7%IO	Collapse	Collapse	Collapse
		FW	Linear	Linear	Linear	11.5%IO	Collapse
	Story 2	BF	Linear	3.8%CP	Collapse	Collapse	Collapse
		FW	Linear	Linear	Linear	30.8%IO	Collapse
	Story 1	BF	Linear	7.7%CP	Collapse	Collapse	Collapse
		FW	Linear	Linear	Linear	3.8%LS	Collapse



รูปที่ 5.64 แสดงระดับสมรรถนะของโครงสร้างตามความเสียหายที่เกิดขึ้นกับชิ้นส่วนเสาโดยรวมของอาคารภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Duzce Turkey 1608, Hava Alani (1999)

5.9 พฤติกรรมของอาคารเรียนตัวอย่างภายใต้คลื่น Hector Mine 1771, Bombay Beach Fire Station (1999)

ทำการวิเคราะห์ผลของอาคารเรียนตัวอย่างที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทาน (FW) และไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทาน (BF) ด้วยคลื่นแผ่นดินไหวที่ความเร่งสูงสุดที่พื้นดิน (Peak Ground Acceleration, PGA) เท่ากับ 0.01g (EQ1%), 0.025g (EQ2.5%), 0.05g (EQ5%), 0.075g (EQ7.5%) และ 0.10g (EQ10%) ซึ่งกำหนดค่าแรงลื่นไถล (Slip force) ของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานให้มีค่าคงที่เท่ากับ 1000 กิโลกรัมต่อเมตร โดยคลื่นแผ่นดินไหว Hector Mine 1771, Bombay Beach Fire Station (1999) มีความเร่งสูงสุดที่พื้นดินที่ระดับออกแบบ (DBE) เท่ากับ 0.057g โดยจะทำการวิเคราะห์การเคลื่อนตัวสูงสุดในแต่ละชั้น การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นมากที่สุด การสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทาน และระดับสมรรถนะของโครงสร้างอาคารภายใต้แรงแผ่นดินไหว โดยจะแบ่งการเคลื่อนตัวของอาคารเป็น 2 ช่วงคือ 1.ช่วงที่อาคารเรียนตัวอย่างที่ไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานยังไม่เกิดการพังทลายขึ้น และ 2.ช่วงที่อาคารเรียนตัวอย่างที่ไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานเกิดการพังทลายขึ้น

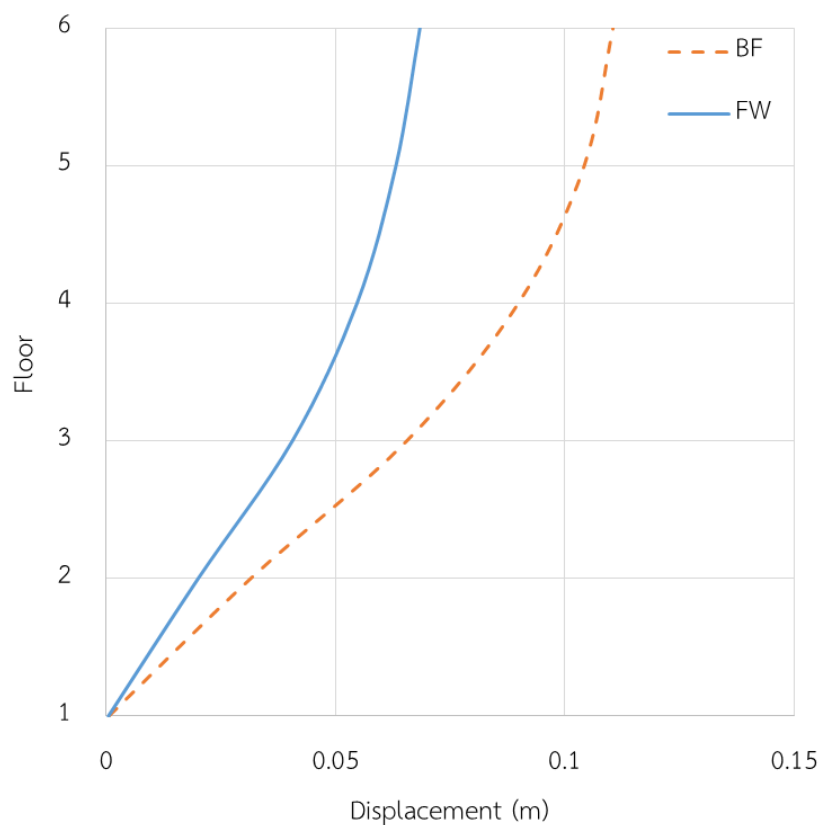
การเคลื่อนตัวสูงสุดในแต่ละชั้นของอาคารภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Hector Mine 1771, Bombay Beach Fire Station (1999) พบว่าภายใต้คลื่น EQ1% อาคารเรียนที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานมีการเคลื่อนตัวของอาคารลดลงมากที่สุดถึง 41.95% ภายใต้คลื่น EQ2.5% การเคลื่อนตัวของอาคารลดลงมากที่สุดถึง 44.46% ภายใต้คลื่น EQ5% การเคลื่อนตัวของอาคารลดลงมากที่สุดถึง 39.42% และภายใต้คลื่น EQ7.5% การเคลื่อนตัวของอาคารลดลงมากที่สุดถึง 44.79% ส่วนการเคลื่อนตัวของอาคารภายใต้คลื่น EQ10% อาคารเรียนที่ไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานเกิดความเสียหายแบบพังทลายขึ้น แต่อาคารเรียนที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานยังไม่เกิดการพังทลายขึ้น ผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานจึงช่วยลดการเคลื่อนตัวของอาคารได้มากกว่า 100% ในทุกชั้น จึงแสดงให้เห็นว่าผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานสามารถลดการเคลื่อนตัวของอาคารอย่างมีนัยสำคัญ ดังแสดงในตารางที่ 5.42

จากรูปที่ 5.65 แสดงการเคลื่อนตัวสูงสุดในแต่ละชั้นของอาคารเรียนที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานเปรียบเทียบกับอาคารเรียนที่ไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานภายใต้คลื่น EQ5% จะแสดงให้เห็นถึงการลดลงของค่าการเคลื่อนตัวของอาคารได้อย่างชัดเจน และจากรูปที่ 5.66 ที่แสดงการเคลื่อนตัวของอาคารช่วงที่ 1 ภายใต้คลื่น EQ5% จะพบว่าการเคลื่อนตัวในบางช่วงอาคารเรียนที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานมีการเคลื่อนตัวที่สูงกว่าอาคารเรียนที่ไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทาน เนื่องจากมีแรงกระทำที่สูงกว่า แต่เมื่อผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานเริ่มทำงานการเคลื่อนตัวของอาคารเรียนที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานจะลดลงต่ำกว่าอาคารเรียนที่ไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานอย่างชัดเจน และรูปที่ 5.67 ภายใต้คลื่น EQ10% แสดงการเคลื่อนตัวของอาคารในช่วงที่ 2 ที่อาคารเรียนที่ไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานเกิดความเสียหายระดับพังทลายขึ้น พบว่าอาคารเรียนที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานมีการเคลื่อนตัวไม่สูงนัก โดยยังสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวได้ จึงแสดงให้เห็นว่าผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานจะสามารถช่วยเพิ่มความต้านทานในการรับแรงแผ่นดินไหวได้อย่างมีนัยสำคัญ

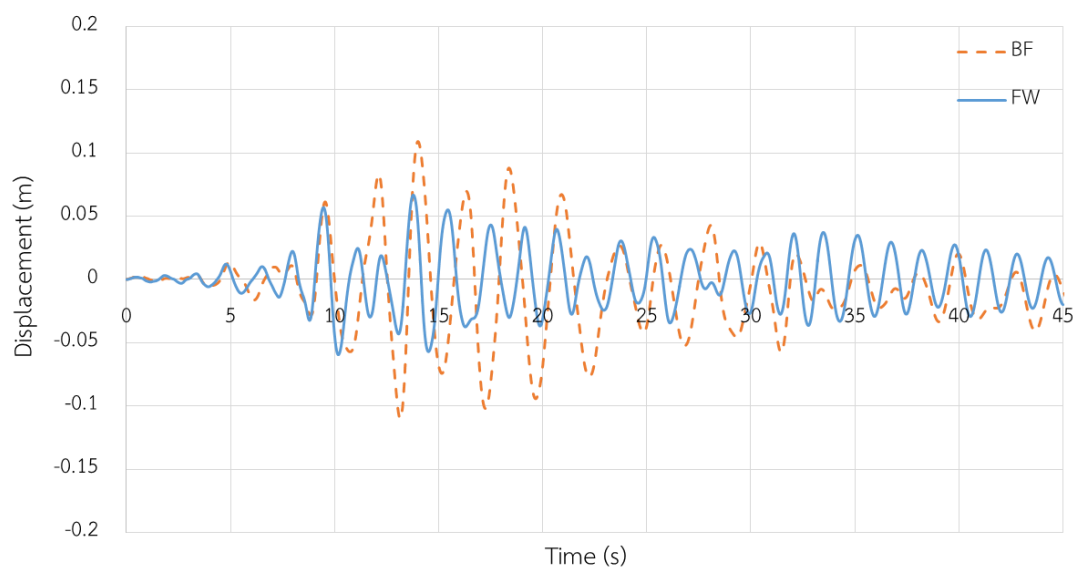
ตารางที่ 5.42 การเคลื่อนตัวสูงสุดของอาคารในแต่ละชั้นภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Hector Mine 1771, Bombay Beach Fire Station (1999)

EQ	PGA (g)	0.01	0.025	0.05	0.075	0.1	
Hector Mine 1771	Roof	BF	0.0297	0.0732	0.1106	0.1498	Collapse
		FW	0.0182	0.0430	0.0684	0.0929	0.1238
		%Red	38.87	41.19	38.14	37.95	>100
	Story 5	BF	0.0292	0.0712	0.1043	0.1417	Collapse
		FW	0.0170	0.0396	0.0632	0.0854	0.1231
		%Red	41.95	44.46	39.42	39.76	>100

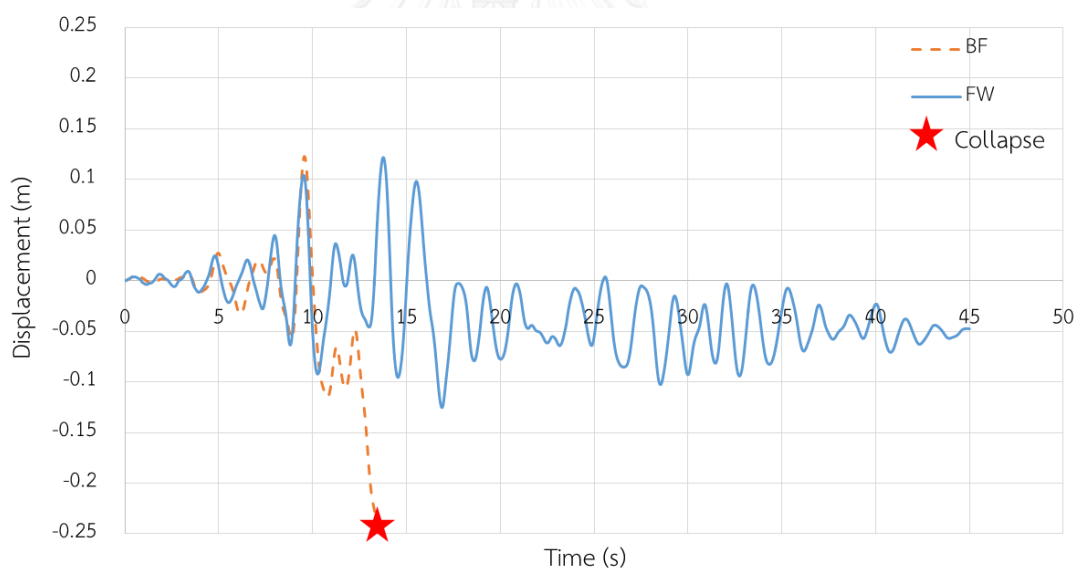
EQ	PGA (g)		0.01	0.025	0.05	0.075	0.1
Hector Mine 1771	Story 4	BF	0.0242	0.0592	0.0899	0.1201	Collapse
		FW	0.0142	0.0332	0.0547	0.0743	0.1105
		%Red	41.26	43.89	39.19	38.18	>100
	Story 3	BF	0.0168	0.0415	0.0656	0.0900	Collapse
		FW	0.0101	0.0238	0.0406	0.0551	0.0935
		%Red	39.81	42.79	38.15	38.73	>100
	Story 2	BF	0.0079	0.0196	0.0316	0.0487	Collapse
		FW	0.0051	0.0117	0.0200	0.0269	0.0638
		%Red	35.14	40.43	36.58	44.79	>100
	Story 1	BF	0.0002	0.0004	0.0007	0.0008	Collapse
		FW	0.0002	0.0003	0.0005	0.0010	0.0008
		%Red	21.61	28.91	33.97	28.86	>100



รูปที่ 5.65 การเคลื่อนตัวสูงสุดแต่ละชั้นของอาคารที่ติดตั้ง และไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานภายใต้แผ่นดินไหว Hector Mine 1771, Bombay Beach Fire Station (1999) ที่ความเร่งสูงสุด 0.05g



รูปที่ 5.66 การเคลื่อนตัวที่ชั้นหลังคาของอาคารที่ติดตั้ง และไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานภายใต้แผ่นดินไหว Hector Mine 1771, Bombay Beach Fire Station (1999) ที่ความเร่งสูงสุด 0.05g



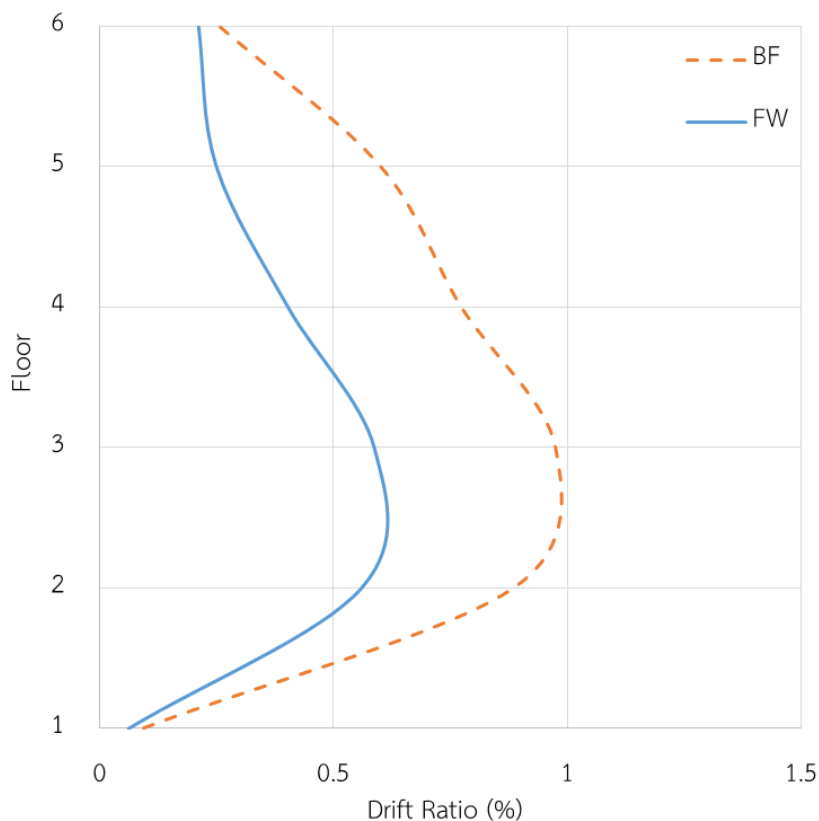
รูปที่ 5.67 การเคลื่อนตัวที่ชั้นหลังคาของอาคารที่ติดตั้ง และไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานภายใต้แผ่นดินไหว Hector Mine 1771, Bombay Beach Fire Station (1999) ที่ความเร่งสูงสุด 0.10g

การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นมากที่สุดของอาคารภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Hector Mine 1771, Bombay Beach Fire Station (1999) แสดงค่าไว้ในตารางที่ 5.43 พบว่าภายใต้คลื่น EQ1% อาคารที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานมีการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นของอาคารลดลงมากที่สุดถึง 43.78% ภายใต้คลื่น EQ2.5% การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นของอาคารลดลงมาก

ที่สุดถึง 47.02% ภายใต้คลื่น EQ5% การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นของอาคารลดลงมากที่สุดถึง 58.42% และ ภายใต้คลื่น EQ7.5% การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นของอาคารลดลงมากที่สุดถึง 51.64% ส่วนเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นของอาคารภายใต้คลื่น EQ10% อาคารเรียนที่ไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานเกิดความเสียหายแบบพังทลายขึ้น แต่อาคารเรียนที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานยังไม่เกิดการพังทลายขึ้น ผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานจึงช่วยลดเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นของอาคารได้มากกว่า 100% ในทุกชั้น และจากรูปที่ 5.68 แสดงการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นของอาคารเรียนตัวอย่างที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานเปรียบเทียบกับอาคารเรียนที่ไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานของอาคารภายใต้คลื่น EQ5% ซึ่งเป็นการเคลื่อนตัวของอาคารช่วงที่ 1 จะแสดงให้เห็นถึงการลดลงของการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นของอาคารได้อย่างมีนัยสำคัญ

ตารางที่ 5.43 การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นมากที่สุดของอาคารในแต่ละชั้นภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Hector Mine 1771, Bombay Beach Fire Station (1999)

EQ	PGA (g)	0.01	0.025	0.05	0.075	0.1	
Hector Mine 1771	Roof	BF	0.0679	0.1460	0.2557	0.3786	Collapse
		FW	0.0544	0.1232	0.2115	0.2795	0.3398
		%Red	19.94	15.62	17.29	26.18	>100
	Story 5	BF	0.1430	0.3439	0.6005	0.6709	Collapse
		FW	0.0809	0.1822	0.2497	0.3245	0.4525
		%Red	43.42	47.02	58.42	51.64	>100
	Story 4	BF	0.2107	0.5054	0.7723	0.8649	Collapse
		FW	0.1197	0.2724	0.4030	0.5528	0.7269
		%Red	43.18	46.10	47.81	36.09	>100
	Story 3	BF	0.2555	0.6279	0.9734	1.2227	Collapse
		FW	0.1436	0.3473	0.5871	0.8073	1.0772
		%Red	43.78	44.69	39.69	33.97	>100
	Story 2	BF	0.2220	0.5483	0.8849	1.3787	Collapse
		FW	0.1453	0.3264	0.5600	0.7555	1.8157
		%Red	34.53	40.48	36.72	45.20	>100
	Story 1	BF	0.0257	0.0558	0.0938	0.1056	Collapse
		FW	0.0201	0.0397	0.0619	0.1361	0.1091
		%Red	21.61	28.91	33.97	28.86	>100



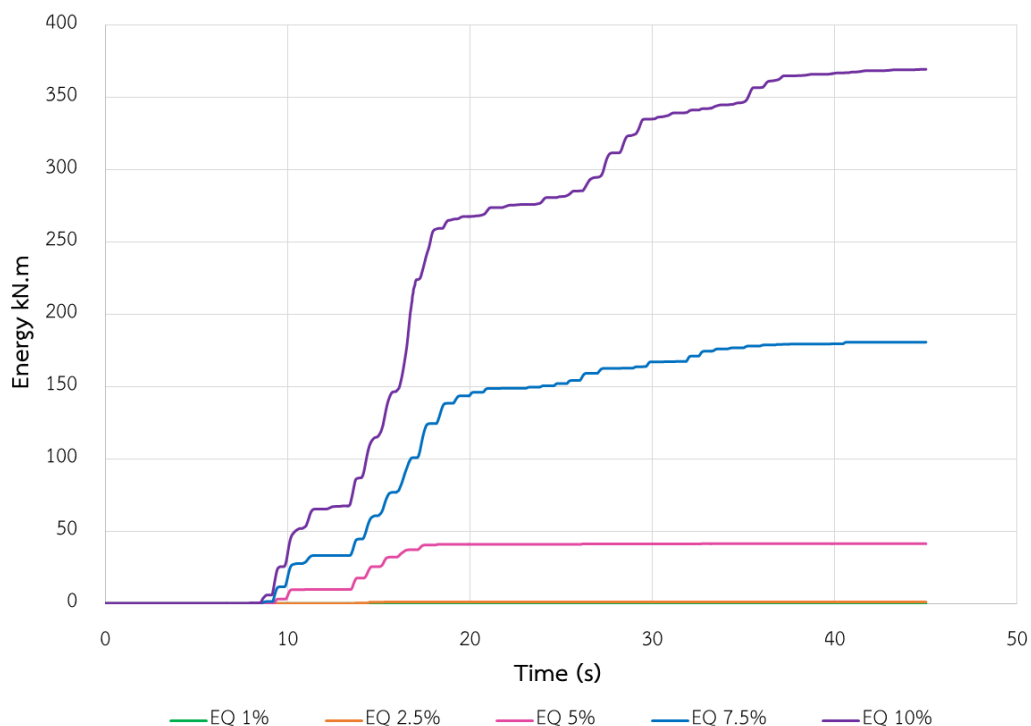
รูปที่ 5.68 การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์มากที่สุดแต่ละชั้นของอาคารที่ติดตั้ง และไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานภายใต้แผ่นดินไหว Hector Mine 1771, Bombay Beach Fire Station (1999) ที่ความเร่งสูงสุด 0.05g

การสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานของอาคารเรียนตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Hector Mine 1771, Bombay Beach Fire Station (1999) พบว่าภายใต้คลื่น EQ1% ไม่มีการสลายพลังงานเกิดขึ้นเนื่องจากแรงที่กระทำต่ออาคารมีค่าน้อยกว่าค่าแรงสิ้นไกลของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานจึงทำให้ผนังยังไม่เกิดการสิ้นไกล ในช่วงการเคลื่อนที่ลักษณะนี้อาคารจะรับแรงแผ่นดินไหวด้วยค่าสติฟเนส (Stiffness) ของโครงเฟรมคอนกรีตเสริมเหล็ก และค่าสติฟเนส (Stiffness) ของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานก่อนเกิดการสิ้นไกล ภายใต้คลื่น EQ2.5% มีการสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานทั้งหมด 1.018 kN-m ภายใต้คลื่น EQ5% มีการสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานทั้งหมด 41.33 kN-m ภายใต้คลื่น EQ7.5% มีการสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานทั้งหมด 180.74 kN-m และ ภายใต้คลื่น EQ10% มีการสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานทั้งหมด 369.43 kN-m ดังแสดงค่าในตารางที่ 5.44 และรูปที่ 5.69

จากตารางที่ 5.45 และรูปที่ 5.70 แสดงค่าร้อยละการสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานเทียบกับแรงที่กระทำต่ออาคารพบว่าภายใต้คลื่น EQ1% และEQ2.5% มีค่าร้อยละการสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานเท่ากับ 0% เนื่องจากยังไม่เกิดการสลายพลังงานขึ้น หรือเกิดการสลายพลังงานน้อยมาก ภายใต้คลื่น EQ5% มีค่าร้อยละการสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานเท่ากับ 29.06% ภายใต้คลื่น EQ7.5% มีค่าร้อยละการสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานเท่ากับ 54.28% และภายใต้คลื่น EQ10% มีค่าร้อยละการสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานเท่ากับ 64.70% แสดงให้เห็นว่าเมื่อคลื่นแผ่นดินไหวที่กระทำต่อโครงสร้างมีความรุนแรงเพิ่มขึ้นจะส่งผลให้ผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานทำงานได้มีประสิทธิภาพมากขึ้น และสามารถสลายพลังงานที่กระทำต่ออาคารได้มากขึ้น และจากรูปที่ 5.71 แสดงวงรอบฮิสเทอริสิสของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทาน (จากตัวอย่างคลื่น EQ2.5%, EQ5% และEQ7.5%) พบว่าเมื่อเพิ่มความเร่งสูงสุดของพื้นดิน ทำให้วงรอบฮิสเทอริสิสของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานมีขนาดใหญ่ขึ้น ซึ่งแสดงถึงการสลายพลังงานที่สูงขึ้น

ตารางที่ 5.44 แสดงค่าการสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานในอาคารภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Hector Mine 1771, Bombay Beach Fire Station (1999)

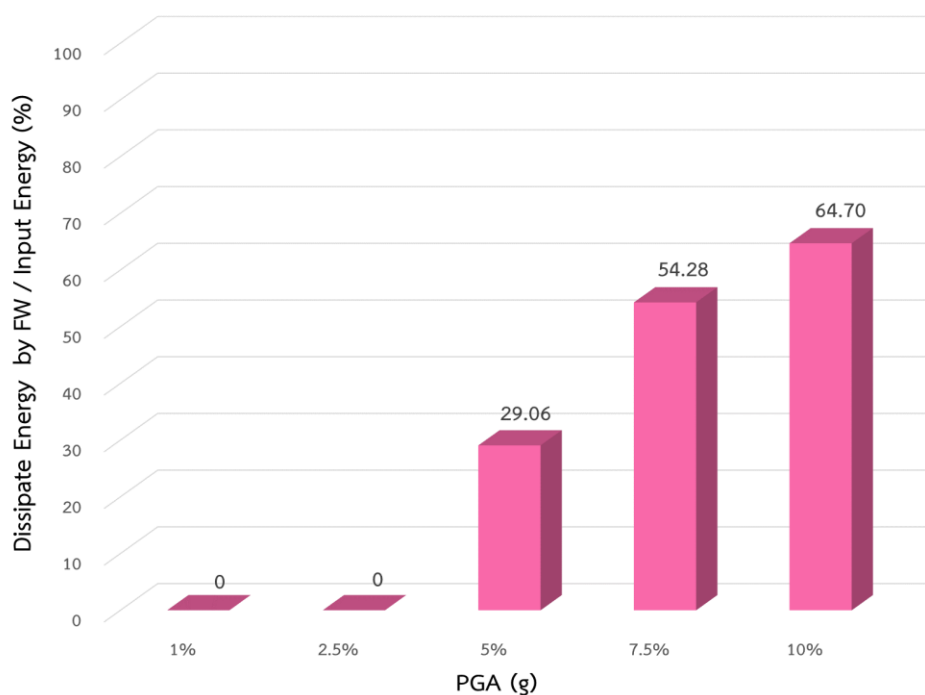
Earthquake Name	PGA (g)	Dissipated Energy of Friction Wall (kN.m)
Hector Mine 1771	0.01	0
	0.025	1.018
	0.05	41.33
	0.075	180.74
	0.1	369.43



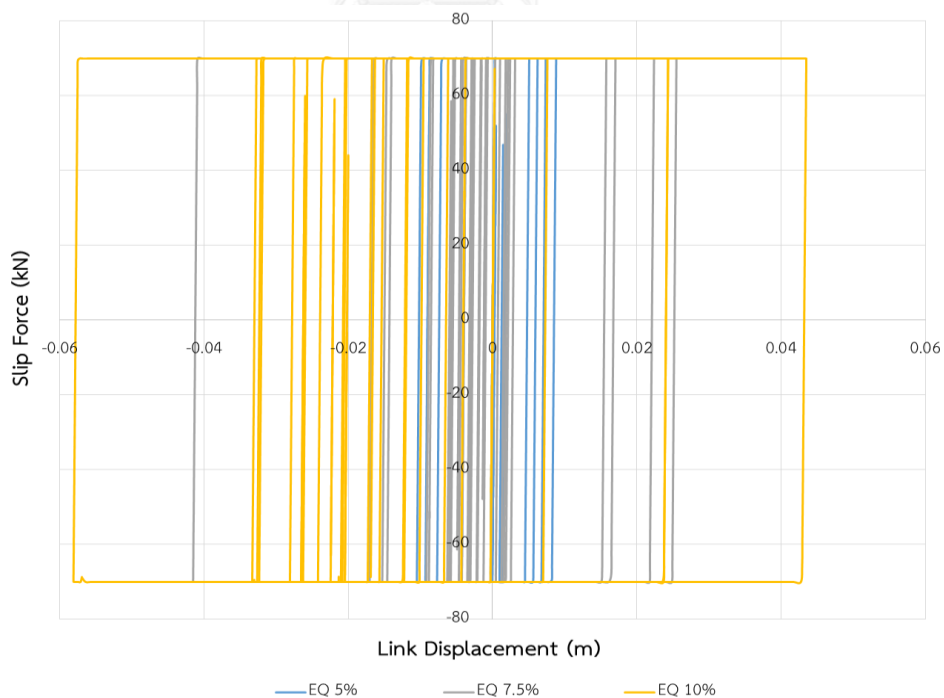
รูปที่ 5.69 การสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานในอาคารภายใต้คลื่น Hector Mine 1771, Bombay Beach Fire Station (1999)

ตารางที่ 5.45 แสดงค่าร้อยละการสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานเทียบกับแรงที่กระทำต่ออาคารภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Hector Mine 1771, Bombay Beach Fire Station (1999)

Earthquake Name	PGA (g)	Dissipate Energy by FW / Input Energy (%)
Hector Mine 1771	0.01	0
	0.025	0
	0.05	29.06
	0.075	54.28
	0.1	64.70



รูปที่ 5.70 ร้อยละการสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานเทียบกับแรงที่กระทำต่ออาคารภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Hector Mine 1771, Bombay Beach Fire Station (1999)



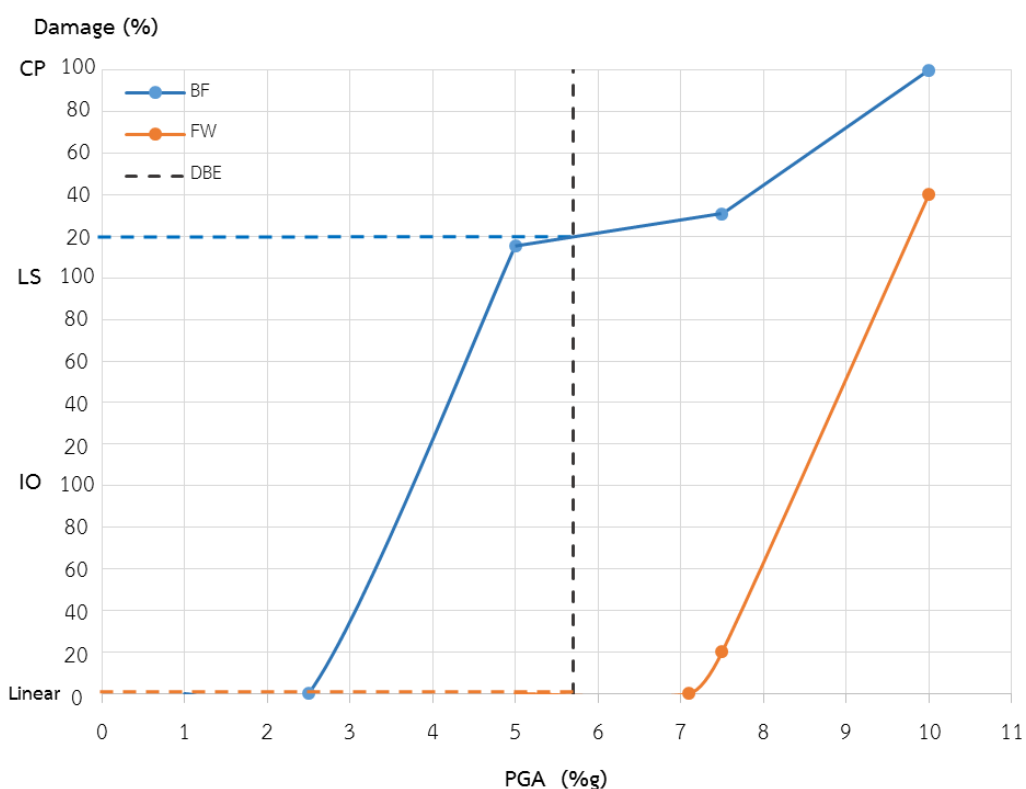
รูปที่ 5.71 วงรอบฮิสเทอริสิสของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานในอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Hector Mine 1771, Bombay Beach Fire Station (1999) จากตัวอย่างคลื่น EQ5%, EQ7.5% และ EQ10%

ระดับสมรรถนะของอาคารเรียนตัวอย่างภายใต้คลื่น Hector Mine 1771, Bombay Beach Fire Station (1999) สามารถระบุได้โดยการวิเคราะห์ความเสียหายที่เกิดขึ้นกับชิ้นส่วนเสาของอาคารเรียนตัวอย่าง โดยแบ่งออกเป็น 3 ระดับตามมาตรฐาน ASCE41-13 คือความเสียหายระดับเข้าใช้งานได้ทันที (IO) ความเสียหายระดับปลอดภัยต่อชีวิต (LS) และความเสียหายระดับพังทลาย (CP) โดยจากตารางที่ 5.46 แสดงระดับสมรรถนะของอาคารเรียนตัวอย่างตามความเสียหายที่เกิดขึ้นในแต่ละชั้น โดยจะแสดงค่าร้อยละความเสียหายสูงสุดของเสาในแต่ละชั้น ซึ่งคำนวณได้จากจำนวนเสาที่เกิดความเสียหายเทียบกับจำนวนเสาทั้งหมดในแต่ละชั้น จากตารางพบว่าอาคารที่ไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานจะเกิดความเสียหายถึงระดับพังทลายอย่างรวดเร็ว เนื่องจากอาคารมีเสาขนาดเล็ก และไม่ได้ถูกออกแบบมาเพื่อรับแรงแผ่นดินไหว แต่อาคารที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานจะสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวได้สูงขึ้นอย่างชัดเจน และจากรูปที่ 5.72 แสดงระดับสมรรถนะของโครงสร้างตามความเสียหายที่เกิดขึ้นกับชิ้นส่วนเสาโดยรวมของอาคาร โดยจะใช้ความเสียหายสูงสุดที่เกิดขึ้นจากทุกชั้นของอาคารมาแทนความเสียหายของอาคารโดยรวมซึ่งจะสามารถประมาณค่าระดับสมรรถนะของอาคารเรียนตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหวระดับออกแบบได้ โดยคลื่นแผ่นดินไหว Hector Mine 1771, Bombay Beach Fire Station (1999) มีความเร่งสูงสุดที่พื้นดิน (Peak Ground Acceleration, PGA) ที่ระดับออกแบบเท่ากับ 0.057g จะพบว่าระดับสมรรถนะของอาคารเรียนที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานมีพฤติกรรมอยู่ในช่วงอีลาสติกเชิงเส้น และสมรรถนะของอาคารเรียนที่ไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานอยู่ในระดับประมาณ 20%CP หรือชิ้นส่วนเสาเสียหายระดับ CP ที่ 20% ของปริมาณเสาทั้งระดับชั้น

ตารางที่ 5.46 แสดงระดับสมรรถนะของอาคารเรียนตัวอย่างตามความเสียหายที่เกิดขึ้นบริเวณชิ้นส่วนเสาในแต่ละชั้นภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Hector Mine 1771, Bombay Beach Fire Station (1999)

Earthquake Name	PGA (g)	0.01 0.025 0.05 0.075 0.10					
Hector Mine 1771	Story 5	BF	Linear	Linear	Linear	Linear	Collapse
		FW	Linear	Linear	Linear	Linear	Collapse
	Story 4	BF	Linear	Linear	7.7%IO	11.5%IO	Collapse
		FW	Linear	Linear	Linear	Linear	Collapse
	Story 3	BF	Linear	Linear	11.5%IO	7.7%IO	Collapse
		FW	Linear	Linear	Linear	Linear	Collapse

Earthquake Name	PGA (g)		0.01	0.025	0.05	0.075	0.10
Hector Mine 1771	Story 2	BF	Linear	Linear	15.4%CP	7.7%CP	Collapse
		FW	Linear	Linear	Linear	30.8%IO	Collapse
	Story 1	BF	Linear	Linear	15.4%CP	30.8%CP	Collapse
		FW	Linear	Linear	Linear	3.8%LS	Collapse



รูปที่ 5.72 แสดงระดับสมรรถนะของโครงสร้างตามความเสียหายที่เกิดขึ้นกับชิ้นส่วนเสาโดยรวมของอาคารภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Hector Mine 1771, Bombay Beach Fire Station (1999)

5.10 พฤติกรรมของอาคารเรียนตัวอย่างภายใต้คลื่น Hector Mine 1826, San Bernardino - Fire Sta. #10 (1999)

ทำการวิเคราะห์ผลของอาคารเรียนตัวอย่างที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทาน (FW) และไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทาน (BF) ด้วยคลื่นแผ่นดินไหวที่ความเร่งสูงสุดที่พื้นดิน (Peak Ground Acceleration, PGA) เท่ากับ 0.01g (EQ1%), 0.025g (EQ2.5%), 0.05g (EQ5%), 0.075g (EQ7.5%), 0.1g (EQ10%) และ 0.125g (EQ12.5%) ซึ่งกำหนดค่าแรงลื่นไถล (Slip force)

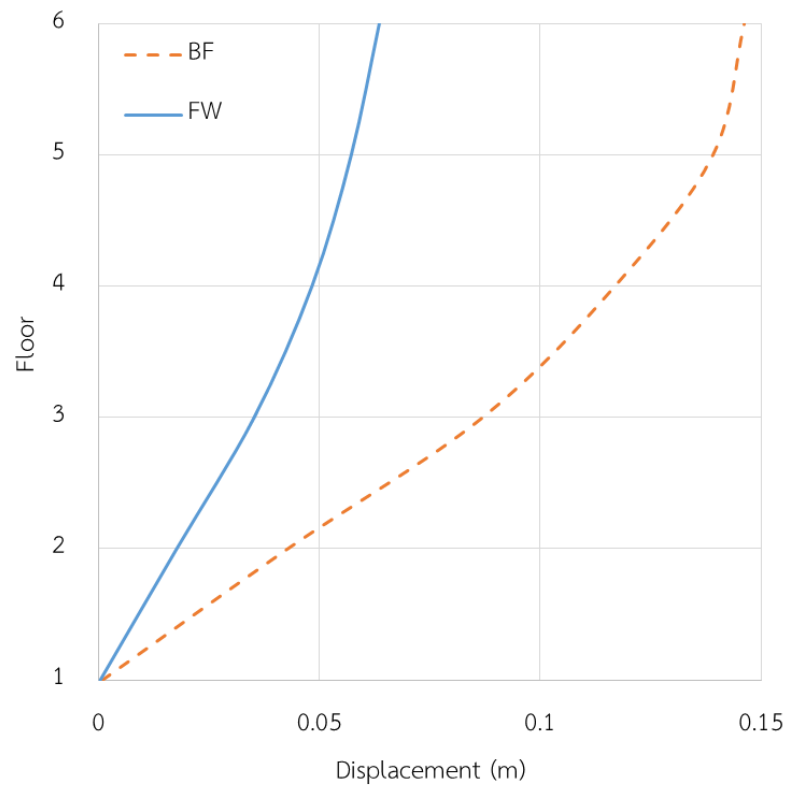
ของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานให้มีค่าคงที่เท่ากับ 1000 กิโลกรัมต่อเมตร โดยคลื่นแผ่นดินไหว Hector Mine 1826, San Bernardino - Fire Sta. #10 (1999) มีความเร่งสูงสุดที่พื้นดินที่ระดับ ออกแบบ (DBE) เท่ากับ 0.071g โดยจะทำการวิเคราะห์การเคลื่อนตัวสูงสุดในแต่ละชั้น การเคลื่อนตัวสัมพันธ์ระหว่างชั้นมากที่สุด การสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทาน และระดับสมรรถนะของโครงสร้างอาคารภายใต้แรงแผ่นดินไหว โดยจะแบ่งการเคลื่อนตัวของอาคารเป็น 2 ช่วง คือ 1. ช่วงที่อาคารเรียนตัวอย่างที่ไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานยังไม่เกิดการพังทลายขึ้น และ 2. ช่วงที่อาคารเรียนตัวอย่างที่ไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานเกิดการพังทลายขึ้น

การเคลื่อนตัวสูงสุดในแต่ละชั้นของอาคารภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Hector Mine 1826, San Bernardino - Fire Sta. #10 (1999) พบว่าภายใต้คลื่น EQ1% อาคารเรียนที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานมีการเคลื่อนตัวของอาคารลดลงมากที่สุดถึง 50.59% ภายใต้คลื่น EQ2.5% การเคลื่อนตัวของอาคารลดลงมากที่สุดถึง 53.43% และ ภายใต้คลื่น EQ5% การเคลื่อนตัวของอาคารลดลงมากที่สุดถึง 59.48% ส่วนการเคลื่อนตัวของอาคารภายใต้คลื่น EQ7.5% ถึง EQ12.5% อาคารเรียนที่ไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานเกิดความเสียหายแบบพังทลายขึ้น แต่อาคารเรียนที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานยังไม่เกิดการพังทลายขึ้น ผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานจึงช่วยลดการเคลื่อนตัวของอาคารได้มากกว่า 100% ในทุกชั้น จึงแสดงให้เห็นว่าผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานสามารถลดการเคลื่อนตัวของอาคารอย่างมีนัยสำคัญ ดังแสดงในตารางที่ 5.47

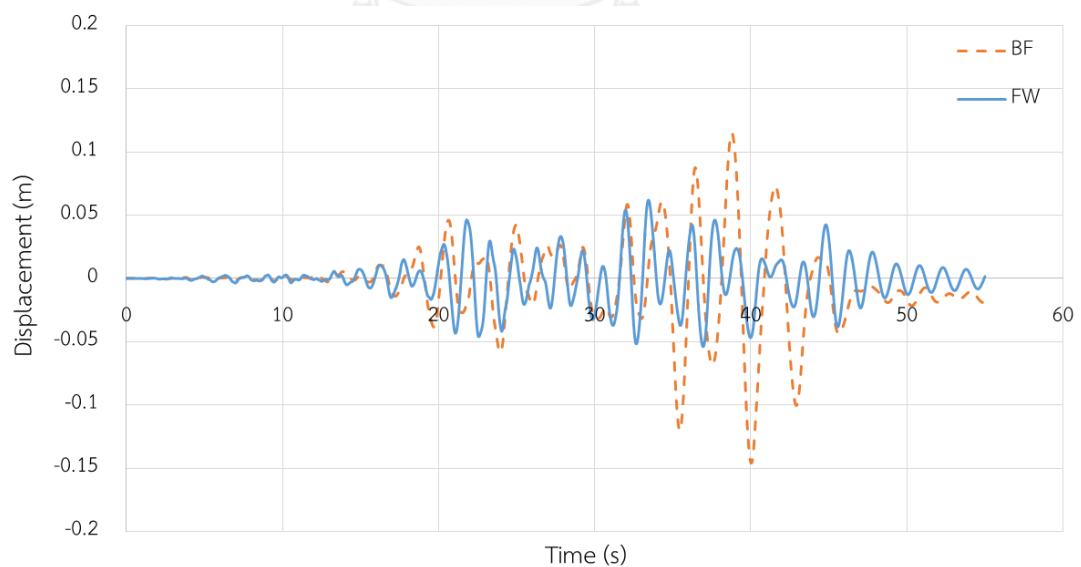
จากรูปที่ 5.73 แสดงการเคลื่อนตัวสูงสุดในแต่ละชั้นของอาคารเรียนที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานเปรียบเทียบกับอาคารเรียนที่ไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานภายใต้คลื่น EQ5% จะแสดงให้เห็นถึงการลดลงของค่าการเคลื่อนตัวของอาคารได้อย่างชัดเจน และยังพบว่าการเคลื่อนตัวที่ชั้นหลังคาเมื่อเปรียบเทียบระหว่างอาคารเรียนตัวอย่างที่ติดตั้ง และไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานในการเคลื่อนตัวของอาคารช่วงที่ 1 ภายใต้คลื่น EQ5% ลดลงอย่างเห็นได้ชัดตามรูปที่ 5.74 และรูปที่ 5.75 แสดงการเคลื่อนตัวของอาคารในช่วงที่ 2 ภายใต้คลื่น EQ7.5% พบว่าอาคารเรียนที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวได้ จึงแสดงให้เห็นว่าผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานจะสามารถช่วยเพิ่มความสามารถในการต้านทานแรงแผ่นดินไหวได้อย่างมีนัยสำคัญ

ตารางที่ 5.47 การเคลื่อนตัวสูงสุดของอาคารในแต่ละชั้นภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Hector Mine
1826, San Bernardino - Fire Sta. #10 (1999)

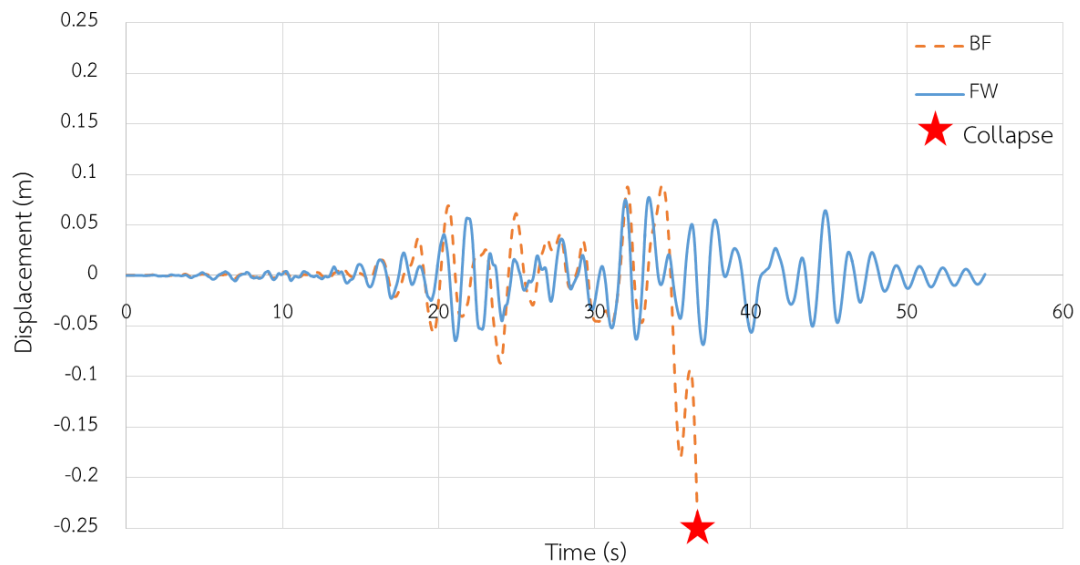
EQ	PGA (g)	0.01	0.025	0.05	0.075	0.1	0.125	
Hector Mine 1826	Roof	BF	0.0314	0.0780	0.1463	Collapse	Collapse	Collapse
		FW	0.0163	0.0386	0.0636	0.0789	0.0989	0.1263
		%Red	48.02	50.54	56.54	>100	>100	>100
	Story 5	BF	0.0293	0.0735	0.1392	Collapse	Collapse	Collapse
		FW	0.0151	0.0350	0.0572	0.0716	0.0920	0.1175
		%Red	48.45	52.35	58.88	>100	>100	>100
	Story 4	BF	0.0246	0.0616	0.1169	Collapse	Collapse	Collapse
		FW	0.0124	0.0290	0.0483	0.0618	0.0805	0.1022
		%Red	49.38	52.99	58.66	>100	>100	>100
	Story 3	BF	0.0176	0.0439	0.0870	Collapse	Collapse	Collapse
		FW	0.0087	0.0204	0.0352	0.0464	0.0592	0.0744
		%Red	50.59	53.43	59.48	>100	>100	>100
	Story 2	BF	0.0084	0.0211	0.0428	Collapse	Collapse	Collapse
		FW	0.0043	0.0102	0.0177	0.0236	0.0298	0.0359
		%Red	48.80	51.86	58.62	>100	>100	>100
	Story 1	BF	0.0002	0.0005	0.0008	Collapse	Collapse	Collapse
		FW	0.0001	0.0002	0.0004	0.0005	0.0008	0.0009
		%Red	49.70	52.00	51.95	>100	>100	>100



รูปที่ 5.73 การเคลื่อนตัวสูงสุดแต่ละชั้นของอาคารที่ติดตั้ง และไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานภายใต้แผ่นดินไหว Hector Mine 1826, San Bernardino - Fire Sta. #10 (1999) ที่ความเร่งสูงสุด 0.05g



รูปที่ 5.74 การเคลื่อนตัวที่ขึ้นหลังคาของอาคารที่ติดตั้ง และไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานภายใต้แผ่นดินไหว Hector Mine 1826, San Bernardino - Fire Sta. #10 (1999) ที่ความเร่งสูงสุด 0.05g

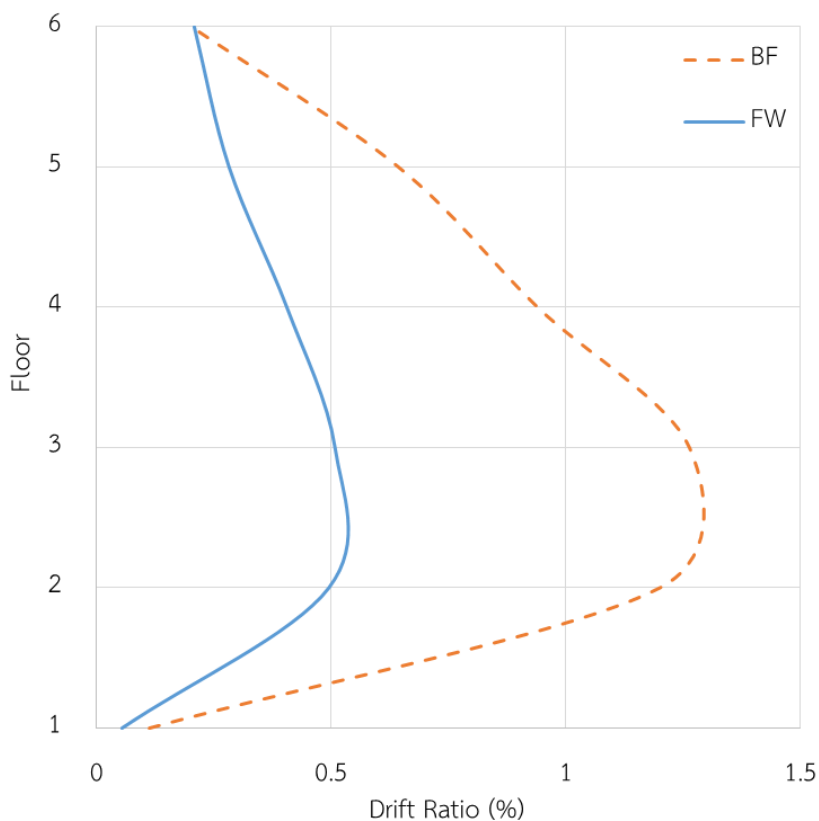


รูปที่ 5.75 การเคลื่อนตัวที่ชั้นหลังคาของอาคารที่ติดตั้ง และไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานภายใต้แผ่นดินไหว Hector Mine 1826, San Bernardino - Fire Sta. #10 (1999) ที่ความเร่งสูงสุด 0.075g

การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นมากที่สุดของอาคารภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Hector Mine 1826, San Bernardino - Fire Sta. #10 (1999) แสดงค่าไว้ในตารางที่ 5.48 พบว่าภายใต้คลื่น EQ1% อาคารที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานมีการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นของอาคารลดลงมากที่สุดถึง 52.24% ภายใต้คลื่น EQ2.5% การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นของอาคารลดลงมากที่สุดถึง 54.89% และ ภายใต้คลื่น EQ5% การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นของอาคารลดลงมากที่สุดถึง 59.81% ส่วนเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นของอาคารภายใต้คลื่น EQ7.5% ถึง EQ12.5% อาคารเรียนที่ไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานเกิดความเสียหายแบบพังทลายขึ้น แต่อาคารเรียนที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานยังไม่เกิดการพังทลายขึ้น ผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานจึงช่วยลดเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นของอาคารได้มากกว่า 100% ในทุกชั้น และจากรูปที่ 5.76 แสดงการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นของอาคารเรียนตัวอย่างที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานเปรียบเทียบกับอาคารเรียนที่ไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานของอาคารภายใต้คลื่น EQ5% ซึ่งเป็นการเคลื่อนตัวของอาคารช่วงที่ 1 จะแสดงให้เห็นถึงการลดลงของการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นของอาคารได้อย่างมีนัยสำคัญ

ตารางที่ 5.48 การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นมากที่สุดของอาคารในแต่ละชั้นภายใต้คลื่น
แผ่นดินไหว Hector Mine 1826, San Bernardino - Fire Sta. #10 (1999)

EQ	PGA (g)	0.01	0.025	0.05	0.075	0.1	0.125	
Hector Mine 1826	Roof	BF	0.0614	0.1297	0.2007	Collapse	Collapse	Collapse
		FW	0.0512	0.1154	0.2080	0.3009	0.3935	0.4786
		%Red	16.56	11.07	3.66	>100	>100	>100
	Story 5	BF	0.1352	0.3394	0.6426	Collapse	Collapse	Collapse
		FW	0.0762	0.1732	0.2821	0.3355	0.3852	0.4541
		%Red	43.62	48.98	56.10	>100	>100	>100
	Story 4	BF	0.2001	0.5067	0.9396	Collapse	Collapse	Collapse
		FW	0.1079	0.2453	0.4052	0.4975	0.6077	0.7950
		%Red	46.09	51.60	56.87	>100	>100	>100
	Story 3	BF	0.2606	0.6512	1.2635	Collapse	Collapse	Collapse
		FW	0.1245	0.2938	0.5078	0.6550	0.8613	1.1059
		%Red	52.24	54.89	59.81	>100	>100	>100
	Story 2	BF	0.2345	0.5880	1.2005	Collapse	Collapse	Collapse
		FW	0.1215	0.2843	0.4946	0.6601	0.8292	1.0048
		%Red	48.19	51.65	58.80	>100	>100	>100
	Story 1	BF	0.0306	0.0691	0.1122	Collapse	Collapse	Collapse
		FW	0.0154	0.0332	0.0539	0.0727	0.1041	0.1230
		%Red	49.70	52.00	51.95	>100	>100	>100



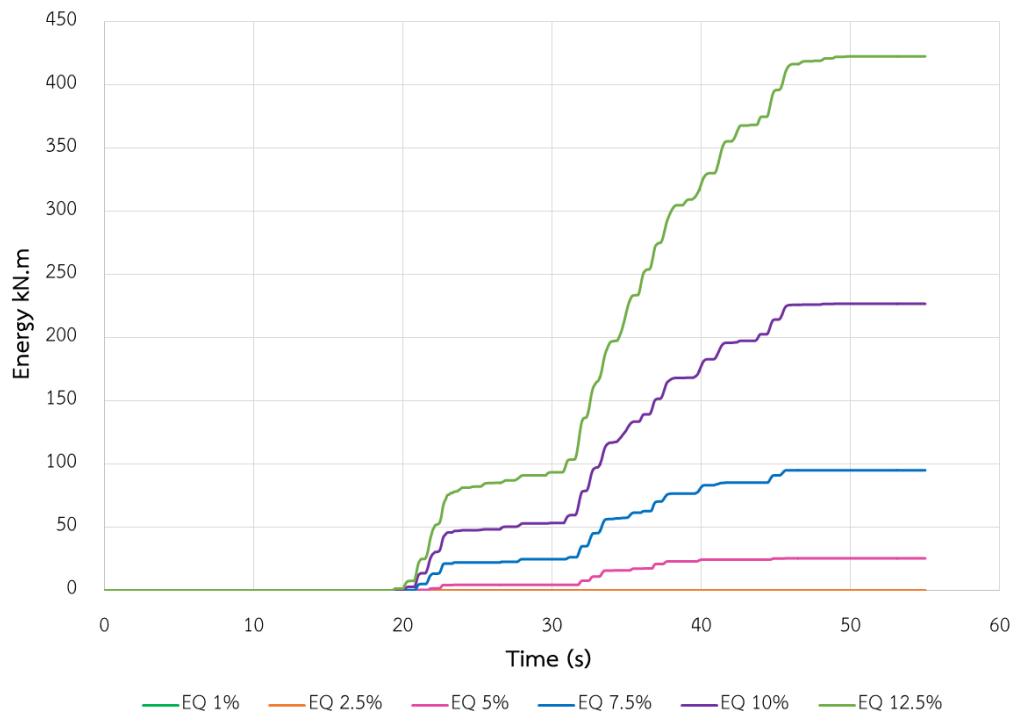
รูปที่ 5.76 การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์มากที่สุดแต่ละชั้นของอาคารที่ติดตั้ง และไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานภายใต้แผ่นดินไหว Hector Mine 1826, San Bernardino - Fire Sta. #10 (1999) ที่ความเร่งสูงสุด 0.05g

การสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานของอาคารเรียนตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Hector Mine 1826, San Bernardino - Fire Sta. #10 (1999) พบว่าภายใต้คลื่น EQ1% ไม่มีการสลายพลังงานเกิดขึ้นเนื่องจากแรงที่กระทำต่ออาคารมีค่าน้อยกว่าค่าแรงลื่นไถลของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานจึงทำให้ผนังยังไม่เกิดการลื่นไถล ในช่วงการเคลื่อนที่ลักษณะนี้ อาคารจะรับแรงแผ่นดินไหวด้วยค่าสติฟเนส (Stiffness) ของโครงเฟรมคอนกรีตเสริมเหล็ก และค่าสติฟเนส (Stiffness) ของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานก่อนเกิดการลื่นไถล ภายใต้คลื่น EQ2.5% มีการสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานทั้งหมด 0.044 kN-m ภายใต้คลื่น EQ5% มีการสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานทั้งหมด 25.27 kN-m ภายใต้คลื่น EQ7.5% มีการสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานทั้งหมด 95.07 kN-m ภายใต้คลื่น EQ10% มีการสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานทั้งหมด 226.84 kN-m และ ภายใต้คลื่น EQ12.5% มีการสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานทั้งหมด 422.78 kN-m ดังแสดงค่าในตารางที่ 5.49 และรูปที่ 5.77

จากตารางที่ 5.50 และรูปที่ 5.78 แสดงค่าร้อยละการสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานเทียบกับแรงที่กระทำต่ออาคารพบว่าภายใต้คลื่น EQ1% และEQ2.5% มีค่าร้อยละการสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานเท่ากับ 0% เนื่องจากยังไม่เกิดการสลายพลังงานขึ้น หรือเกิดการสลายพลังงานน้อยมาก ภายใต้คลื่น EQ5% มีค่าร้อยละการสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานเท่ากับ 20.99% ภายใต้คลื่น EQ7.5% มีค่าร้อยละการสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานเท่ากับ 43.10% ภายใต้คลื่น EQ10% มีค่าร้อยละการสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานเท่ากับ 56.35% และภายใต้คลื่น EQ12.5% มีค่าร้อยละการสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานเท่ากับ 64.70% แสดงให้เห็นว่าเมื่อคลื่นแผ่นดินไหวที่กระทำต่อโครงสร้างมีความรุนแรงเพิ่มขึ้นจะส่งผลให้ผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานทำงานได้มีประสิทธิภาพมากขึ้น และสามารถสลายพลังงานที่กระทำต่ออาคารได้มากขึ้น และจากรูปที่ 5.79 แสดงวงรอบฮิสเทอริสิสของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทาน (จากตัวอย่างคลื่น EQ7.5%, EQ10% และEQ12.5%) พบว่าเมื่อเพิ่มความเร่งสูงสุดของพื้นดิน ทำให้วงรอบฮิสเทอริสิสของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานมีขนาดใหญ่ขึ้น ซึ่งแสดงถึงการสลายพลังงานที่สูงขึ้น

ตารางที่ 5.49 แสดงค่าการสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานในอาคารภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Hector Mine 1826, San Bernardino - Fire Sta. #10 (1999)

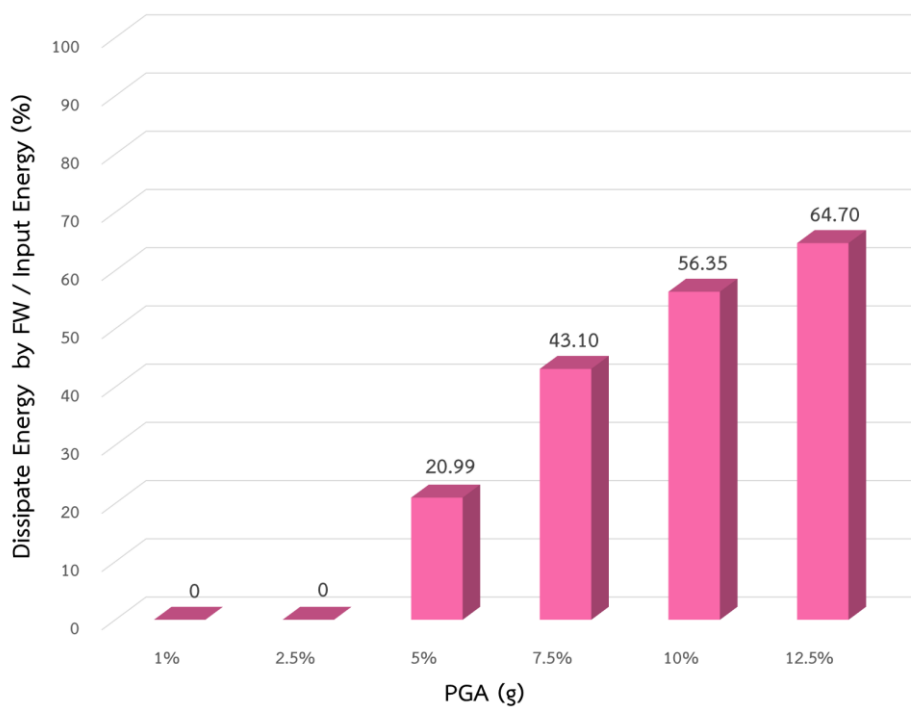
Earthquake Name	PGA (g)	Dissipated Energy of Friction Wall (kN.m)
Hector Mine 1826	0.01	0
	0.025	0.044
	0.05	25.27
	0.075	95.07
	0.1	226.84
	0.125	422.78



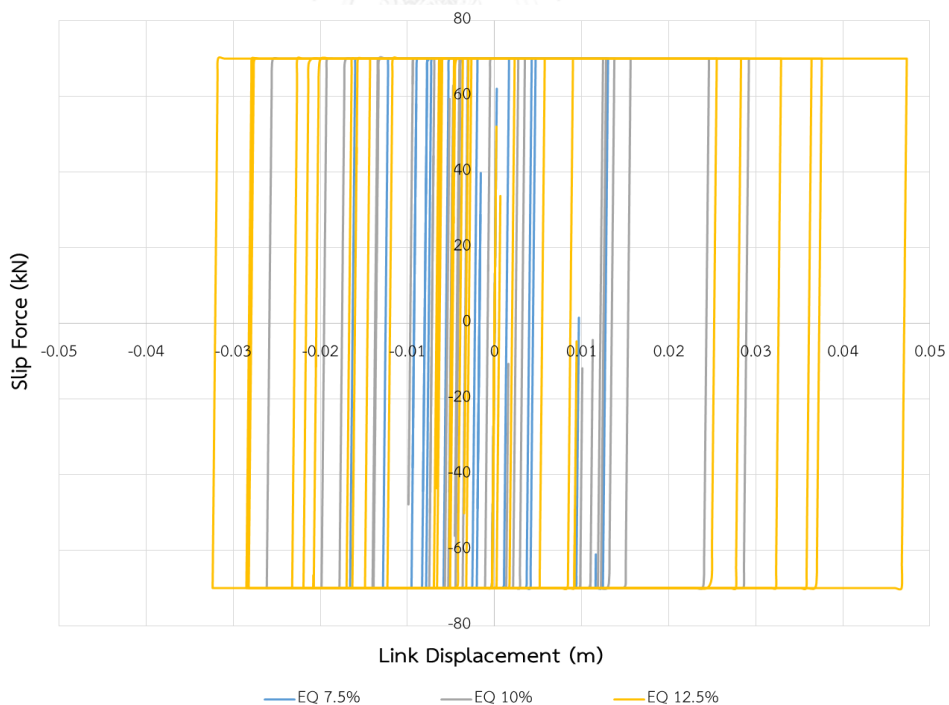
รูปที่ 5.77 การสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานในอาคารภายใต้คลื่น Hector Mine 1826, San Bernardino - Fire Sta. #10 (1999)

ตารางที่ 5.50 แสดงค่าร้อยละการสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานเทียบกับแรงที่กระทำต่ออาคารอาคารภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Hector Mine 1826, San Bernardino - Fire Sta. #10 (1999)

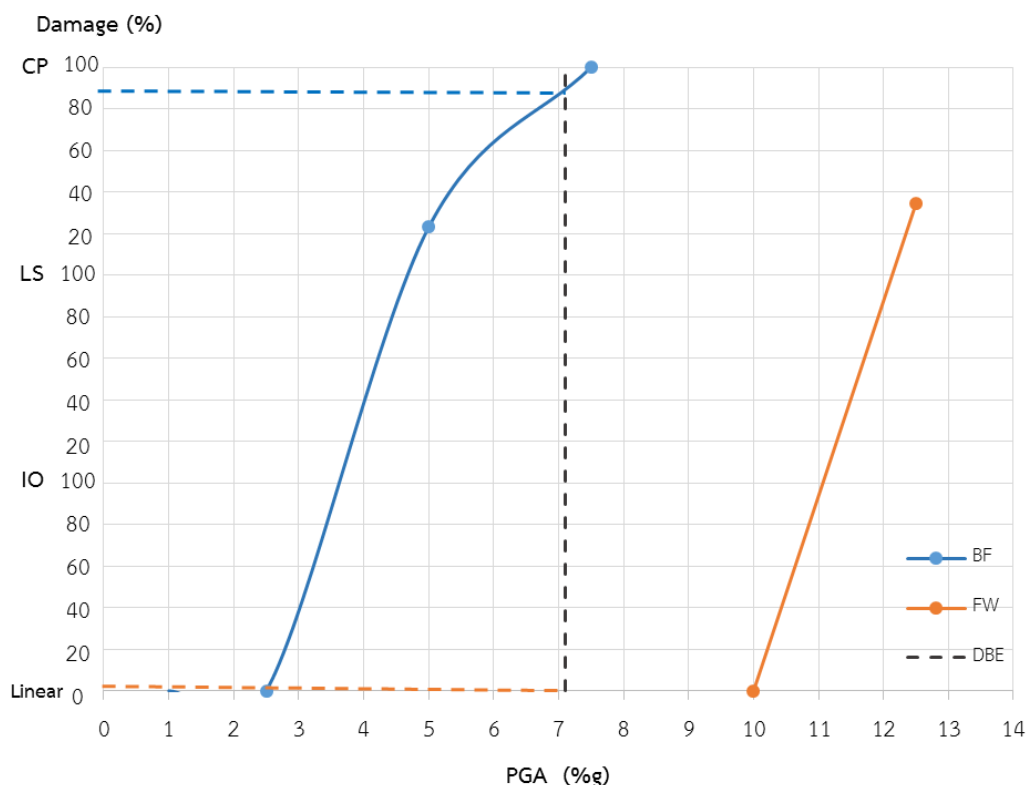
Earthquake Name	PGA (g)	Dissipate Energy by FW / Input Energy (%)
Hector Mine 1826	0.01	0
	0.025	0
	0.05	20.99
	0.075	43.10
	0.1	56.35
	0.125	64.70



รูปที่ 5.78 ร้อยละการสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานเทียบกับแรงที่กระทำต่ออาคารอาคารภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Hector Mine 1826, San Bernardino - Fire Sta. #10



รูปที่ 5.79 วงรอบฮิสเทอริสิสของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานในอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Hector Mine 1826, San Bernardino - Fire Sta. #10 (1999) จากตัวอย่างคลื่น EQ7.5%, EQ10% และคลื่น EQ12.5%)



รูปที่ 5.80 แสดงระดับสมรรถนะของโครงสร้างตามความเสียหายที่เกิดขึ้นกับชิ้นส่วนเสาโดยรวมของอาคารภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Hector Mine 1826, San Bernardino - Fire Sta. #10 (1999)

5.11 พฤติกรรมโดยรวมของอาคารเรียนตัวอย่างเมื่อรับแรงแผ่นดินไหว

ทำการวิเคราะห์ผลของอาคารเรียนตัวอย่างที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทาน (FW) และไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทาน (BF) ภายใต้คลื่นแผ่นดินไหวจำนวน 10 คลื่น โดยจะเพิ่มค่าความเร่งสูงสุดที่พื้นดินของคลื่นแผ่นดินไหวขึ้นจากรุนแรงน้อยไปมาก จากระดับ 0.01g จนกระทั่งอาคารเรียนที่ติดตั้ง และไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานเกิดขึ้นส่วนที่มีความเสียหายแบบระดับพังทลาย (CP) ขึ้น ซึ่งกำหนดค่าแรงลื่นไถล (Slip force) ของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานให้มีค่าคงที่เท่ากับ 1000 กิโลกรัมต่อเมตร ซึ่งใช้การวิเคราะห์ที่ความละเอียดขั้นเวลา (Time step) ที่ระดับ 0.0005 วินาที

ผลการเคลื่อนตัวสูงสุดในแต่ละชั้นของอาคารเรียนตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหวจำนวน 10 คลื่น พบว่าในแต่ละคลื่นเมื่อทำการเพิ่มค่าความเร่งสูงสุดที่พื้นดิน จะส่งผลให้การเคลื่อนตัวในทุกชั้นของอาคารเรียนตัวอย่างเพิ่มขึ้นตามไปด้วย แต่เมื่อเปรียบเทียบระหว่างอาคารเรียนตัวอย่างที่ติดตั้งและไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทาน พบว่าอาคารเรียนตัวอย่างที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานสามารถลดการเคลื่อนตัวสูงสุดของอาคารได้สูงสุด 62.98% ที่บริเวณชั้น 5 ของอาคาร

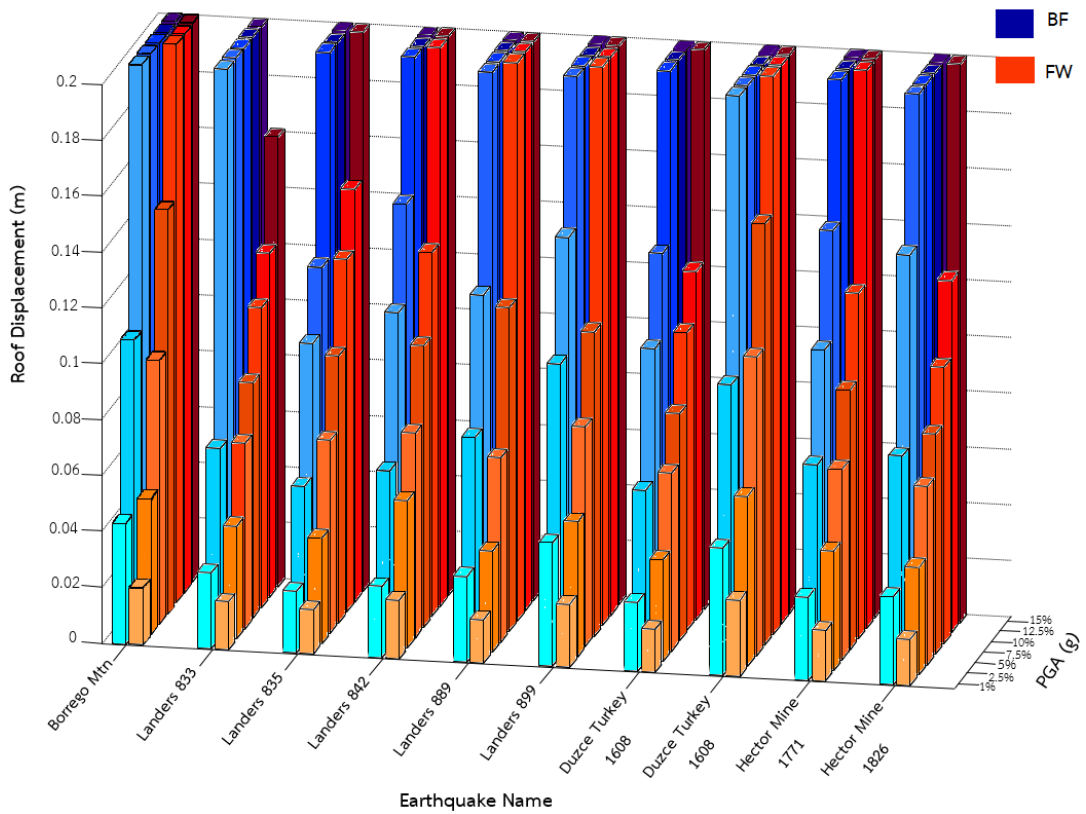
เรียนภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Borrego Mtn ในช่วงที่อาคารเรียนตัวอย่างที่ไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานยังไม่เกิดความเสียหายระดับพังทลายขึ้น

ค่าเคลื่อนตัวสูงสุดที่บริเวณชั้นหลังคาของคลื่นแผ่นดินไหวทั้ง 10 คลื่น แสดงไว้ในรูปที่ 5.81 จากแผนภูมิแท่งพบว่าอาคารเรียนที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทาน (ช่วงสีส้มแดง) มีค่าการเคลื่อนตัวน้อยกว่า อาคารที่ไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทาน (ช่วงสีฟ้าน้ำเงิน) โดยจะระบุค่าการเคลื่อนตัวสูงสุดภายในแผนภูมิแท่งที่ 0.2 เมตร ซึ่งแสดงถึงการพังทลายของอาคาร จะพบว่าอาคารที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวได้สูงกว่าอาคารที่ไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานอย่างเห็นได้ชัด

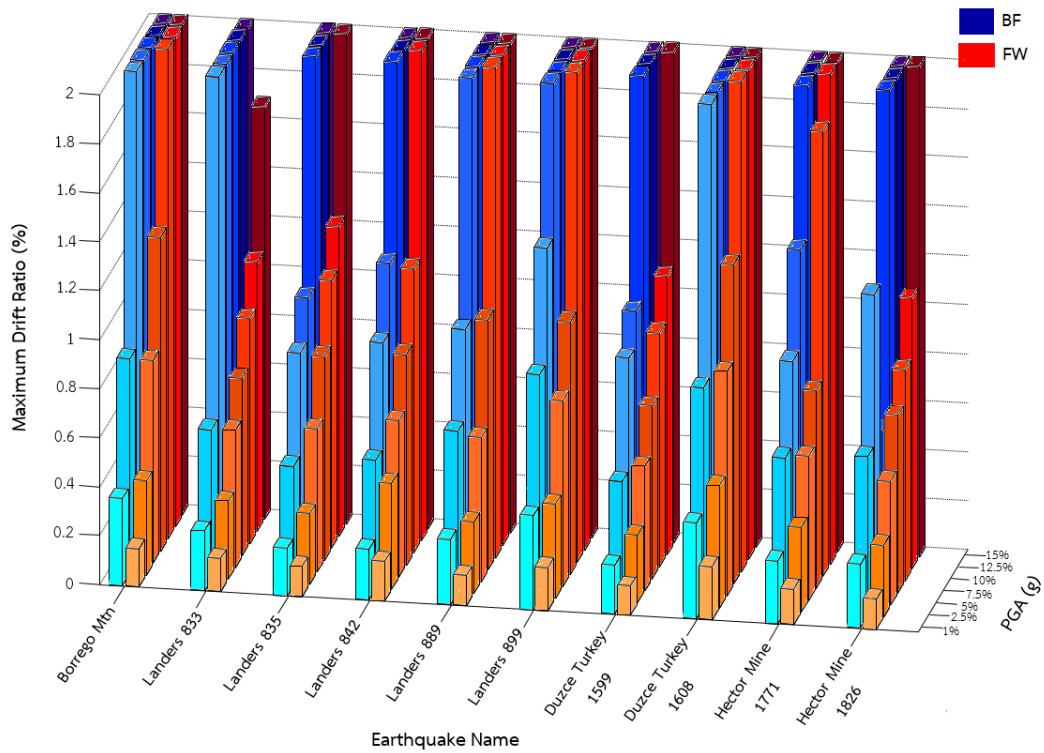
ค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นมากที่สุดของอาคารภายใต้คลื่นแผ่นดินไหวทั้ง 10 คลื่น แสดงไว้ในรูปที่ 5.82 จากแผนภูมิแท่งพบว่ามีลักษณะเช่นเดียวกับกราฟแสดงค่าการเคลื่อนตัวสูงสุดที่บริเวณชั้นหลังคา โดยจะระบุค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นสูงสุดภายในแผนภูมิแท่งที่ 2% ซึ่งแสดงถึงการพังทลายของอาคาร ซึ่งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานสามารถช่วยลดการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นของอาคารได้สูงสุด 59.81% ที่บริเวณชั้น 3 ของอาคารเรียนภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Hector Mine 1826

การสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานจะพบว่า เมื่ออาคารเกิดการเคลื่อนตัวมากขึ้น เนื่องจากแผ่นดินไหวที่กระทำต่ออาคารมีความรุนแรงมากขึ้น หรือความเร่งสูงสุดที่พื้นดินของแผ่นดินไหวที่ค่าสูงขึ้น จะพบว่าผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานจะสามารถสลายพลังงานที่กระทำต่ออาคารได้สูงขึ้นตามไปด้วยตามรูปที่ 5.83 โดยมีค่าร้อยละการสลายพลังงานสูงสุดเท่ากับ 70.08 ภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Duzce Turkey 1608 ที่ความเร่งสูงสุดที่พื้นดินเท่ากับ 0.075g

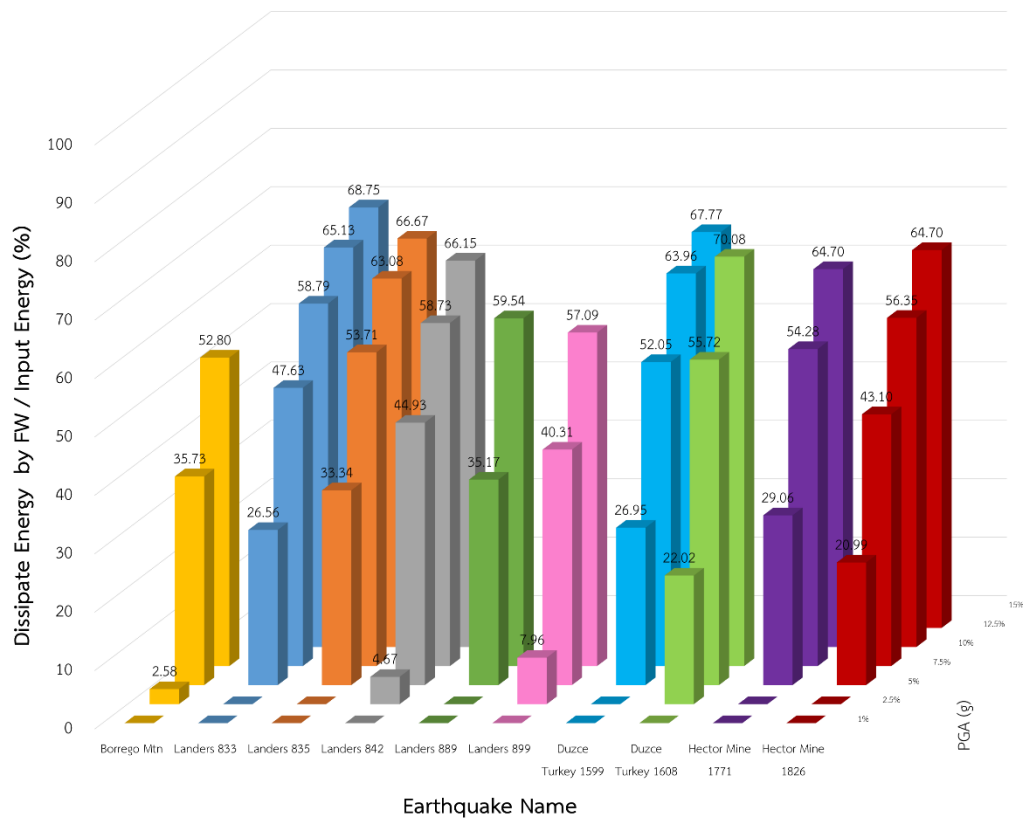
ความเสียหายที่เกิดขึ้นเมื่อเปรียบเทียบระหว่างอาคารที่ติดตั้ง และไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานพบว่าอาคารที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานนั้นสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวระดับออกแบบได้ โดยมีระดับความเสียหายสูงสุดเพียงระดับโครงสร้างแบบเข้าใช้งานได้ทันที (IO) แต่อาคารที่ไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานเกิดระดับความเสียหายสูงสุดที่ความเสียหายระดับพังทลาย ตามตารางที่ 5.52 โดยจะแสดงค่าร้อยละความเสียหายสูงสุดของเสา ซึ่งคำนวณได้จากจำนวนเสาที่เกิดความเสียหายเทียบกับจำนวนเสาทั้งหมดในแต่ละชั้น และตารางที่ 5.53 แสดงค่าอัตราส่วนการเพิ่มขึ้นของประสิทธิภาพ (Enhancement Ratio) ในการต้านทานแรงแผ่นดินไหว ของอาคารเมื่อติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทาน โดยจะเปรียบเทียบค่าความเร่งสูงสุดที่พื้นดิน (Peak Ground Acceleration, PGA) ของคลื่นแผ่นดินไหวก่อนเกิดความเสียหายระดับพังทลาย (CP) ขึ้นจะพบว่าอาคารที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานมีอัตราส่วนการเพิ่มขึ้นของประสิทธิภาพในการต้านทานแรงแผ่นดินไหวได้มากที่สุด ถึง 5 เท่าของอาคารที่ไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทาน



รูปที่ 5.81 ค่าการเคลื่อนตัวสูงที่สุดบริเวณชั้นหลังคาของอาคารเรียนตัวอย่าง



รูปที่ 5.82 การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นมากที่สุดของอาคารเรียนตัวอย่าง



รูปที่ 5.83 ร้อยละการสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานเทียบกับแรงที่กระทำต่ออาคาร

ตารางที่ 5.52 แสดงค่าความเสียหายของอาคารเรียนตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหวระดับออกแบบ

No.	Earthquake Name	DBE		
		PGA (g)	Damage	
			BF	FW
1	Borrego Mtn	0.054	Collapse	5%IO
2	Landers 833	0.074	Collapse	Linear
3	Landers 835	0.096	Collapse	20%IO
4	Landers 842	0.066	10%CP	Linear
5	Landers 889	0.065	65%CP	Linear
6	Landers 899	0.048	20%CP	Linear
7	Duzce Turkey 1599	0.072	20%CP	Linear
8	Duzce Turkey 1608	0.047	Collapse	Linear
9	Hector Mine 1771	0.057	20%CP	Linear
10	Hector Mine 1826	0.071	Collapse	Linear

ตารางที่ 5.53 แสดงค่าอัตราส่วนการเพิ่มขึ้นของประสิทธิภาพ (Enhancement Ratio) ในการ
 ด้านทานแรงแผ่นดินไหว ของอาคารที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทาน

No.	Earthquake Name	Peak Ground Acceleration (g)		Enhancement Ratio
		BF	FW	
1	Borrego Mtn	0.025	0.075	3.00
2	Landers 833	0.025	0.125	5.00
3	Landers 835	0.05	0.10	2.00
4	Landers 842	0.025	0.10	4.00
5	Landers 889	0.025	0.075	3.00
6	Landers 899	0.025	0.075	3.00
7	Duzce Turkey 1599	0.025	0.10	4.00
8	Duzce Turkey 1608	0.025	0.075	3.00
9	Hector Mine 1771	0.025	0.075	3.00
10	Hector Mine 1826	0.025	0.125	5.00

บทที่ 6

สรุปผลการวิจัย

6.1 สรุปผลการวิจัย

งานวิจัยนี้ศึกษาประสิทธิภาพ และการเพิ่มสมรรถนะด้านทานแผ่นดินไหวของอาคารเรียนที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทาน โดยอาคารตัวอย่างเป็นอาคารเรียนคอนกรีตเสริมเหล็กขนาด 5 ชั้นในเขตกรุงเทพมหานคร ที่ไม่ได้ถูกออกแบบมาเพื่อรับแรงแผ่นดินไหว การศึกษาอาศัยการวิเคราะห์โครงสร้างด้วยวิธีพลศาสตร์ไม่เชิงเส้นแบบประวัติเวลา (Time History Inelastic Dynamic Analysis) ภายใต้คลื่นแผ่นดินไหวสมมติจำนวน 10 คลื่นที่สอดคล้องกับสเปกตรัมออกแบบของกรุงเทพมหานครด้วยโปรแกรม ETABS

ผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานถูกออกแบบให้เป็นผนังคอนกรีตมวลเบาเพื่อไม่เป็นการเพิ่มภาระแก่โครงสร้างเดิม และฐานรากของอาคาร บริเวณด้านล่างของผนังจะประกอบด้วยแผ่นเหล็กกล้าไร้สนิม 2 แผ่นทำหน้าที่ในการสร้างแรงเสียดทาน ซึ่งสามารถปรับค่าแรงเสียดทานได้โดยการบีบอัดแรงจากสลักเกลียว จากการทดสอบพฤติกรรมเสียดทานของเหล็กกล้าไร้สนิมแบบวงจักรพบว่าเมื่อเพิ่มแรงบีบอัดให้แก่แผ่นเหล็กกล้าไร้สนิมแรงเสียดทานจะมีค่าสูงขึ้น และจากการทดสอบทำให้ทราบค่าสัมประสิทธิ์แรงเสียดทานเฉลี่ยมีค่าเท่ากับ 0.153 โดยพฤติกรรมการเสียดทานที่ได้จากการทดสอบมีการสลายพลังงานค่อนข้างคงที่ซึ่งเป็นไปตามทฤษฎีของการเสียดทาน จึงนำพฤติกรรมที่ได้จากการทดสอบมาจำลองพฤติกรรมของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานในโปรแกรม ETABS

เมื่อทำการเปรียบเทียบพฤติกรรมของอาคารเรียนตัวอย่างที่ติดตั้ง และไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานภายใต้คลื่นแผ่นดินไหวที่มีความเร่งสูงสุดที่พื้นดินของคลื่นแผ่นดินไหวเพิ่มขึ้นจากรุนแรงน้อยไปมาก จากระดับ 0.01g จนกระทั่งอาคารเรียนที่ติดตั้ง และไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานเกิดขึ้นส่วนที่มีความเสียหายแบบระดับพังทลาย (CP) ขึ้น ซึ่งจากการวิเคราะห์ภายใต้บันทึกคลื่นแผ่นดินไหวในอดีตจำนวน 10 คลื่น พบว่าอาคารที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานสามารถลดการเคลื่อนตัวของอาคารได้มากที่สุด 62.98% เมื่อเปรียบเทียบกับอาคารที่ไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานที่ยังไม่เกิดความเสียหายระดับพังทลายขึ้น และสามารถลดการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นมากที่สุด 59.81% เมื่อเปรียบเทียบกับอาคารที่ยังไม่เกิดความเสียหายแบบพังทลายเช่นเดียวกัน ด้านการสลายพลังงานของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานสามารถสรุปได้ว่าเมื่ออาคารถูกแผ่นดินไหวที่มีความรุนแรงมากขึ้นมากกระทำกับอาคารผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานจะมีประสิทธิภาพในการสลายพลังงานเพิ่มมากขึ้นตามไปด้วย โดยมีค่าการสลายพลังงานสูงสุดเท่ากับ 70.08% ของพลังงานทั้งหมดที่กระทำต่ออาคาร และผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานสามารถช่วย

ด้านทานความเสียหายของอาคารได้อย่างมีประสิทธิภาพ เมื่อวิเคราะห์จากความเสียหายของอาคารที่ไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานภายใต้คลื่นแผ่นดินไหวระดับออกแบบจะพบว่าอาคารเกิดความเสียหายแบบพังทลาย 50% และอีก 50% อาคารเกิดความเสียหายระดับเกือบพังทลาย (เกิด CP ที่ 10-65% ของอาคาร) แต่อาคารที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานมีพฤติกรรมอยู่ในช่วงอิลาสติกเชิงเส้นมากถึง 80% และอีก 20% เป็นอาคารที่เกิดความเสียหายเพียงระดับเข้าใช้งานได้ทันที (IO)

จึงสามารถสรุปได้ว่าภายใต้คลื่นแผ่นดินไหวที่มีความรุนแรงน้อย ($PGA \leq 0.025g$) แม้อาคารจะเกิดการสั่นไหวไม่ถึงระดับพังทลาย แต่ก็มีระดับการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นของอาคารที่ค่อนข้างสูง ซึ่งอาจทำให้ส่วนสถาปัตยกรรม เช่น ประตู และหน้าต่าง เกิดความเสียหายได้ ในขณะที่อาคารที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานสามารถลดการเคลื่อนตัวของอาคารได้ ทำให้อาคารเกิดการสั่นไหวเพียงเล็กน้อย ลดความเสียหายของส่วนสถาปัตยกรรมได้อย่างมีนัยสำคัญ

เมื่อคลื่นแผ่นดินไหวมีความรุนแรงมากขึ้น ($PGA \geq 0.025g$) พบว่า อาคารจะเกิดการสั่นไหวที่รุนแรงจนถึงระดับพังทลาย (ส่วนใหญ่เกิดการวิบัติของเสาชั้นล่าง) ในขณะที่อาคารที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานจะมีการสั่นไหวที่ต่ำกว่ามาก เพราะเกิดการสลายพลังงานภายในอาคารจำนวนมากจากพฤติกรรมเสียดทานของผนังสลายพลังงานที่ติดตั้งเข้าไปในอาคาร ทำให้โครงสร้างอาคารยังคงมีความปลอดภัยในการใช้งานได้อย่างต่อเนื่อง สามารถทนต่อแผ่นดินไหวที่อาจเกิดขึ้นตามมา (Aftershock) ได้ โดยไม่ต้องอพยพนักเรียนออกนอกอาคาร

จากผลการศึกษาข้างต้น จึงพอสรุปได้ว่าผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานที่น่าเสนอสามารถลดความเสียหายของโครงสร้างได้อย่างมีประสิทธิภาพ จึงอาจจะเป็นอีกทางเลือก ในการเพิ่มความสามารถด้านทานแผ่นดินไหวให้กับอาคารโรงเรียนตัวอย่าง หรืออาคารอื่นที่มีลักษณะใกล้เคียงกันได้ เนื่องจากมีราคาถูกกว่าตัวหน่วงทั่วไป ไม่กระทบต่อความสวยงามของอาคาร และช่วยเพิ่มสมรรถนะด้านทานแผ่นดินไหวให้กับอาคารได้อย่างมีประสิทธิภาพ

6.2 ข้อเสนอแนะ

ในงานวิจัยนี้ทำการทดสอบพฤติกรรมเสียดทานของแผ่นเหล็กกล้าไร้สนิมด้วยชิ้นตัวอย่างทดสอบที่อาจแตกต่างจากความเป็นจริง ผู้วิจัยจึงขอแนะนำให้มีการทดสอบพฤติกรรมของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานเท่าขนาดจริง เพื่อให้ทราบถึงพฤติกรรมของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทาน และเพื่อให้ทราบถึงพฤติกรรมของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานในสภาพการทดสอบที่ใกล้เคียงความเป็นจริงมากที่สุด อันจะนำไปสู่ความแม่นยำในการวิเคราะห์ และประเมินประสิทธิภาพ ซึ่งเป็นที่ยอมรับ และน่าเชื่อถือยิ่งขึ้นไป

รายการอ้างอิง

- [1] Kam, W.Y. and Pampanin, S. The seismic performance of RC buildings in the 22 February 2011 Christchurch earthquake. Structural Concrete 12(4) (2011): 223-233.
- [2] Erdik, M., Kamer, Y., Demircioğlu, M., and Şeşetyan, K. 23 October 2011 Van (Turkey) earthquake. Natural hazards 64(1) (2012): 651-665.
- [3] Manfredi, G., Prota, A., Verderame, G.M., De Luca, F., and Ricci, P. 2012 Emilia earthquake, Italy: reinforced concrete buildings response. Bulletin of Earthquake Engineering 12(5) (2014): 2275-2298.
- [4] Oyguc, R. Seismic performance of RC school buildings after 2011 Van earthquakes. Bulletin of Earthquake Engineering 14(3) (2016): 821-847.
- [5] Asteris, P., Antoniou, S., Sophianopoulos, D., and Chrysostomou, C.Z. Mathematical macromodeling of infilled frames: state of the art. Journal of Structural Engineering 137(12) (2011): 1508-1517.
- [6] Vail, C., HUBBELL, J., O'CONNOR, B., KING, J., and PALL41, A. Seismic upgrade of the boeing commercial airplane factory at everett, WA, USA. Proceeding, 13WCEE (2004).
- [7] Nakai, M. Advanced Structure Technology for High-Rise Building in Japan. CTBUH Journal (II) (2015): 22-29.
- [8] Midorikawa, M. and Asari, T. Earthquake response of ten-story story-drift-controlled reinforced concrete frames with hysteretic dampers. Engineering Structures 32(6) (2010): 1735-1746.
- [9] Mazza, F., Mazza, M., and Vulcano, A. Displacement-based seismic design of hysteretic damped braces for retrofitting in-elevation irregular rc framed structures. Soil Dynamics and Earthquake Engineering 69 (2015): 115-124.
- [10] Rahmani Samani, H., Mirtaheri, M., and Rafiee, M. 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 (2014): 1450080.

- [11] Lee, C.-H., Ryu, J., Oh, J., Yoo, C.-H., and Ju, Y.K. Friction between a new low-steel composite material and milled steel for SAFE Dampers. Engineering Structures 122 (2016): 279-295.
- [12] Cho, C.G. and Kwon, M. Development and modeling of a frictional wall damper and its applications in reinforced concrete frame structures. Earthquake engineering & structural dynamics 33(7) (2004): 821-838.
- [13] Mohammadi, M. and Akrami, V. An engineered infilled frame: Behavior and calibration. Journal of Constructional Steel Research 66(6) (2010): 842-849.
- [14] Seong, J.-Y., Min, K.-W., and Kim, J.-C. Analytical investigation of an SDOF building structure equipped with a friction damper. Nonlinear Dynamics 70(1) (2012): 217-229.
- [15] Engineers, A.S.o.C. Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings: ASCE Standard ASCE/SEI 41-13. in: American Society of Civil Engineers, 2014.
- [16] 318, A.C. Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-14): An ACI Standard: Commentary on Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318R-14), an ACI Report. in: American Concrete Institute, 2015.

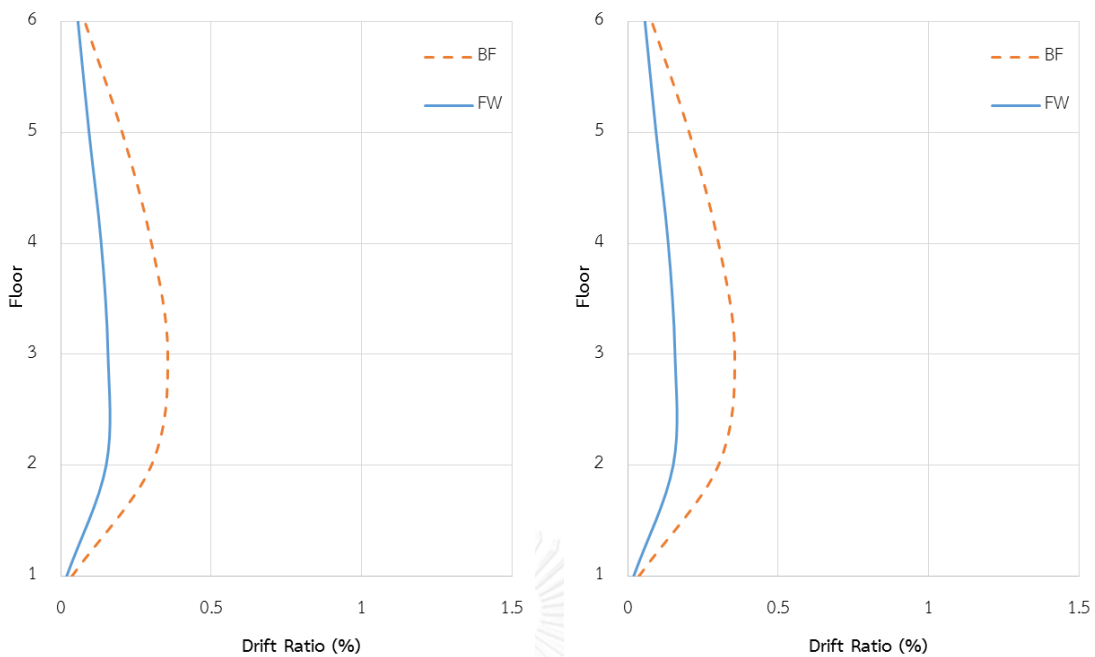


ภาคผนวก ก

ผลการตอบสนองของอาคารภายใต้แผ่นดินไหว

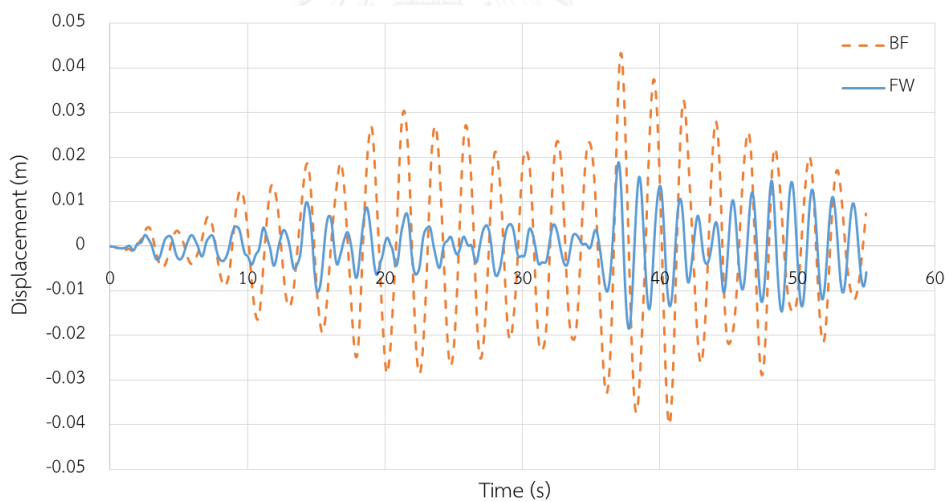
จากการศึกษาพฤติกรรมของอาคารเรียนตัวอย่างที่ติดตั้ง และไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทาน รวมถึงการวิเคราะห์ผลของผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานที่มีต่อการสลายพลังงานของอาคารเรียนตัวอย่าง โดยจะทำการวิเคราะห์ด้วยวิธีพลศาสตร์ไม่เชิงเส้นแบบประวัติเวลา (Time history Inelastic dynamic analysis) โดยโปรแกรม ETABS ภายใต้คลื่นแผ่นดินไหวสมมติจำนวน 10 คลื่น ซึ่งใช้การวิเคราะห์ที่ความละเอียดขั้นเวลา (Time step) ที่ระดับ 0.0005 วินาที จะทำให้ทราบค่าการเคลื่อนตัว และการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างชั้นที่ค่าความเร่งสูงสุดที่พื้นดินของคลื่นแผ่นดินไหวในระดับต่างๆ ดังนี้





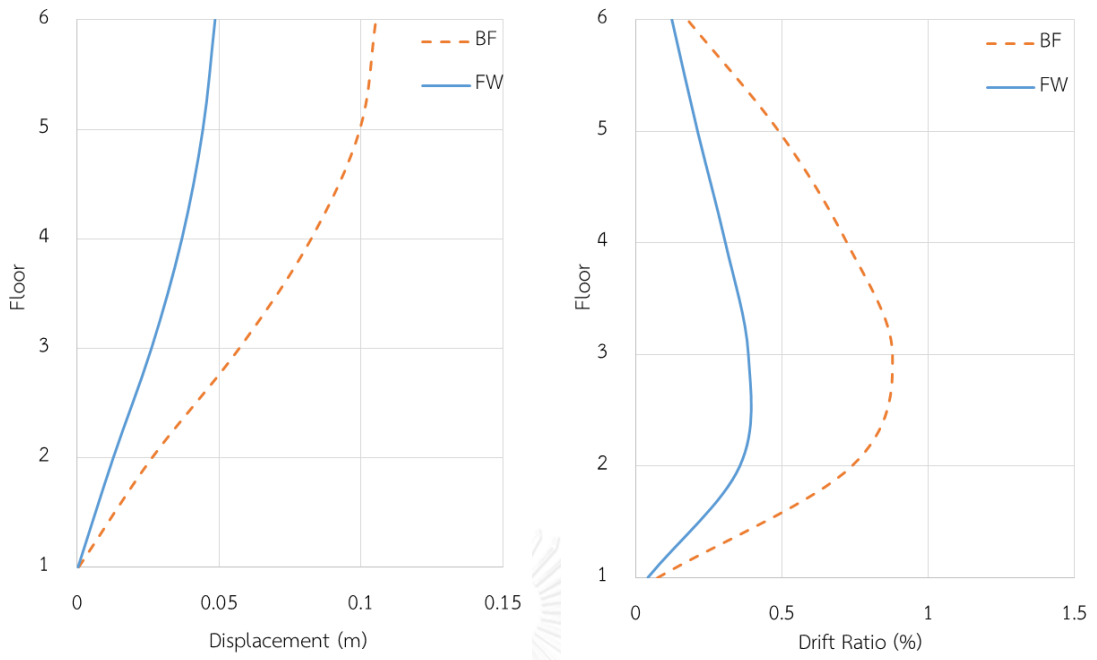
(ก) Story Displacement (m)

(ข) Story Drift (%)



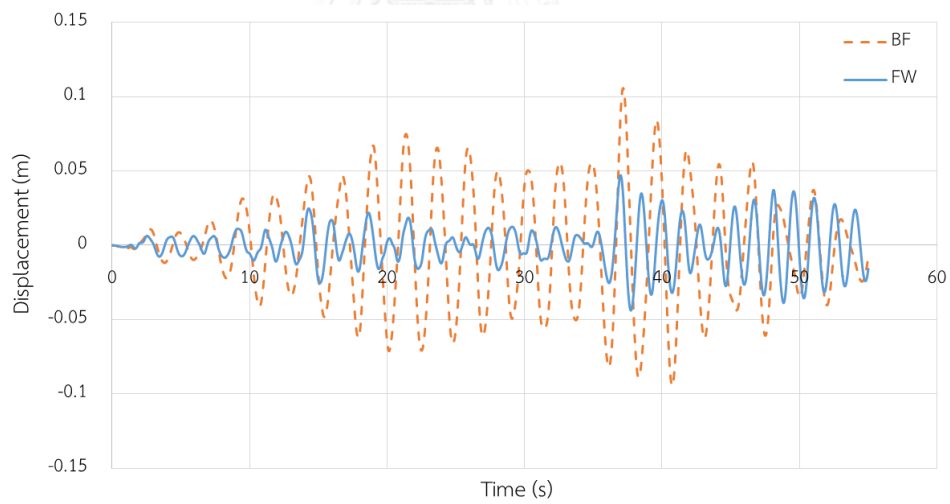
(ค) Roof Displacement History

รูปที่ ก.1 ผลตอบสนองของอาคารภายใต้แผ่นดินไหว Borrego Mtn, LB – Terminal Island (1968) ที่ความเร่งสูงสุด 0.01g



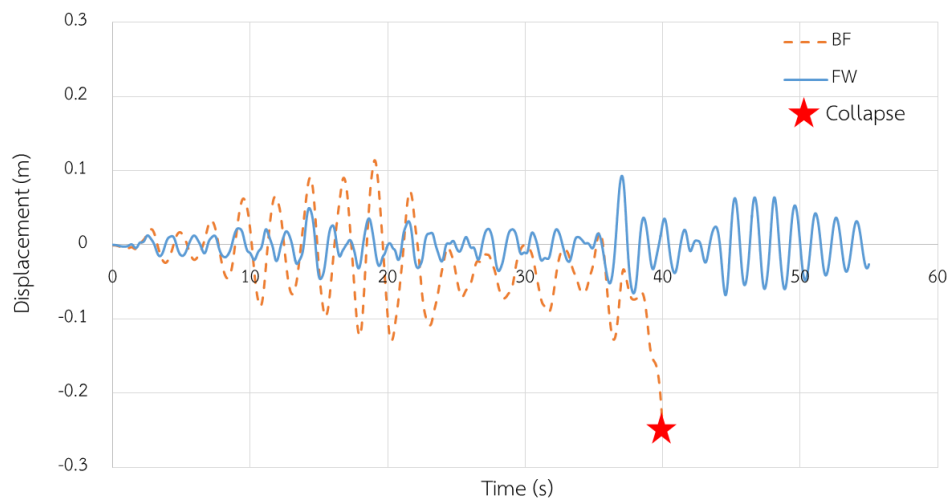
(ก) Story Displacement (m)

(ข) Story Drift (%)

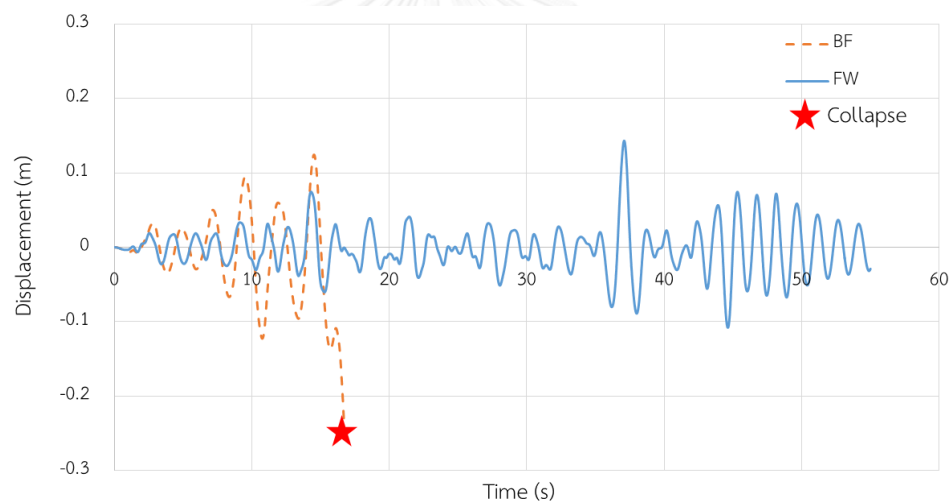


(ค) Roof Displacement History

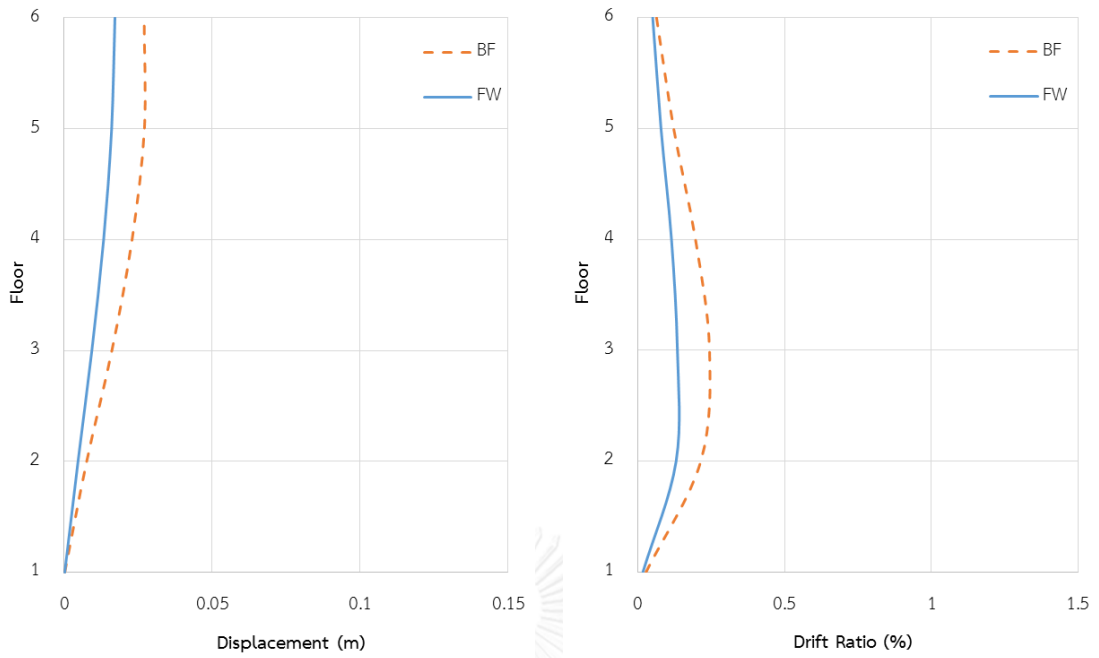
รูปที่ ก.2 ผลตอบสนองของอาคารภายใต้แผ่นดินไหว Borrego Mtn, LB – Terminal Island (1968) ที่ความเร่งสูงสุด 0.025g



รูปที่ ก.3 การเคลื่อนตัวของอาคารบริเวณชั้นหลังคาภายใต้แผ่นดินไหว Borrego Mtn, LB – Terminal Island (1968) ที่ความเร่งสูงสุด 0.05g

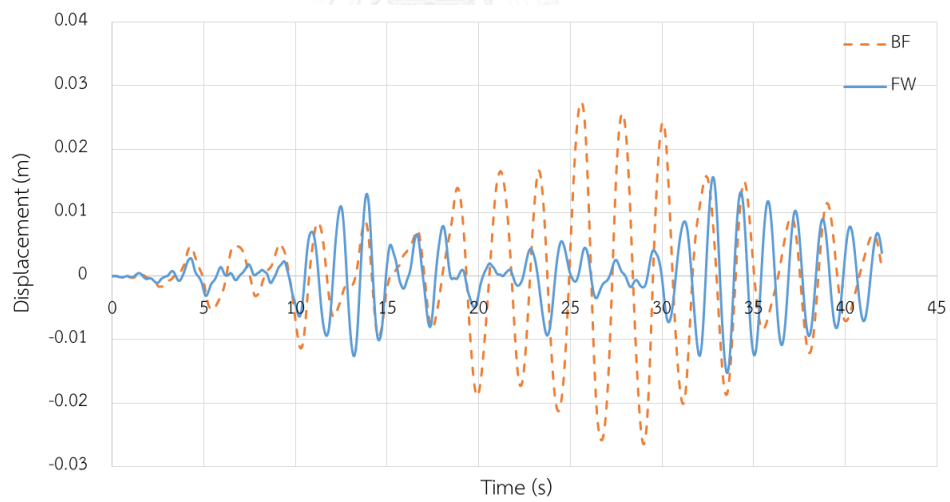


รูปที่ ก.4 การเคลื่อนตัวของอาคารบริเวณชั้นหลังคาภายใต้แผ่นดินไหว Borrego Mtn, LB – Terminal Island (1968) ที่ความเร่งสูงสุด 0.075g



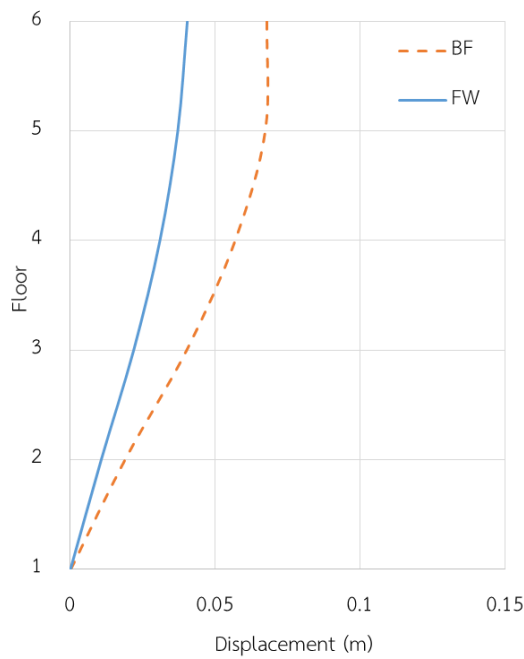
(ก) Story Displacement (m)

(ข) Story Drift (%)

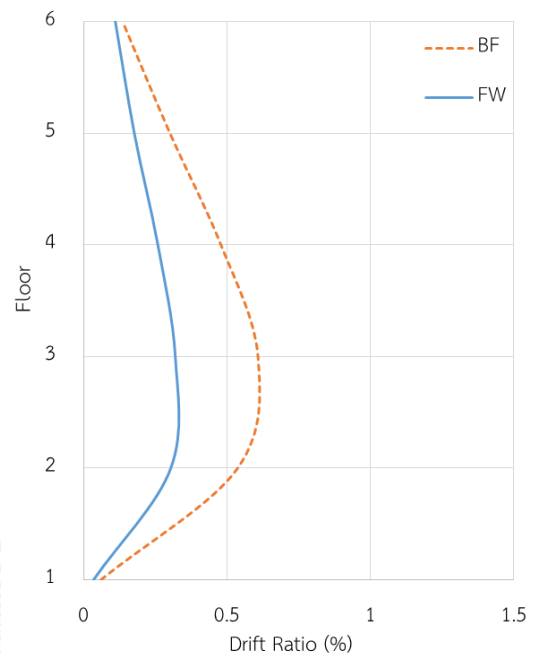


(ค) Roof Displacement History

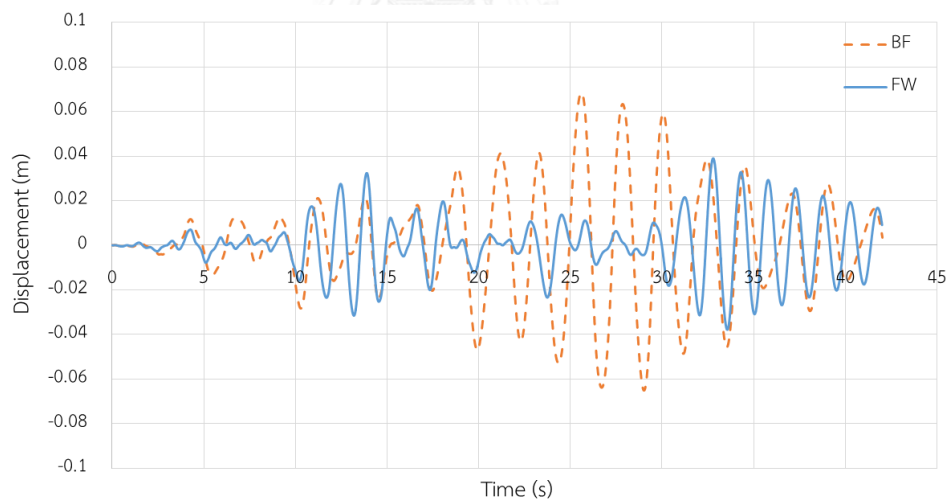
รูปที่ ก.5 ผลตอบสนองของอาคารภายใต้แผ่นดินไหว Landers 833, Anaheim - W Ball Rd (1992) ที่ความเร่งสูงสุด 0.01g



(ก) Story Displacement (m)

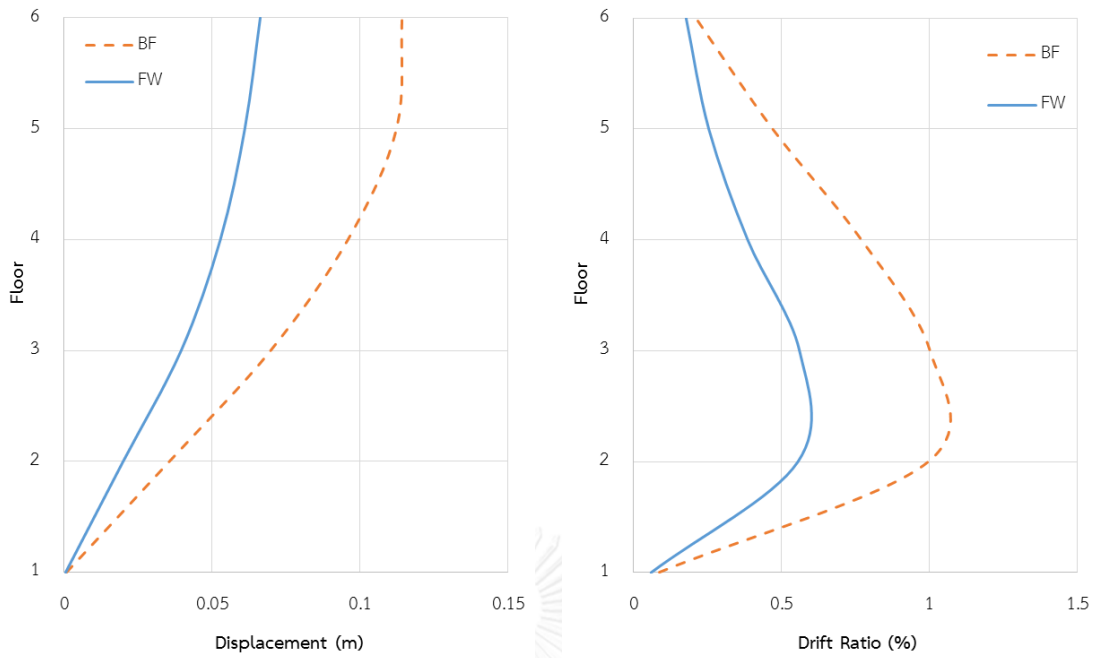


(ข) Story Drift (%)



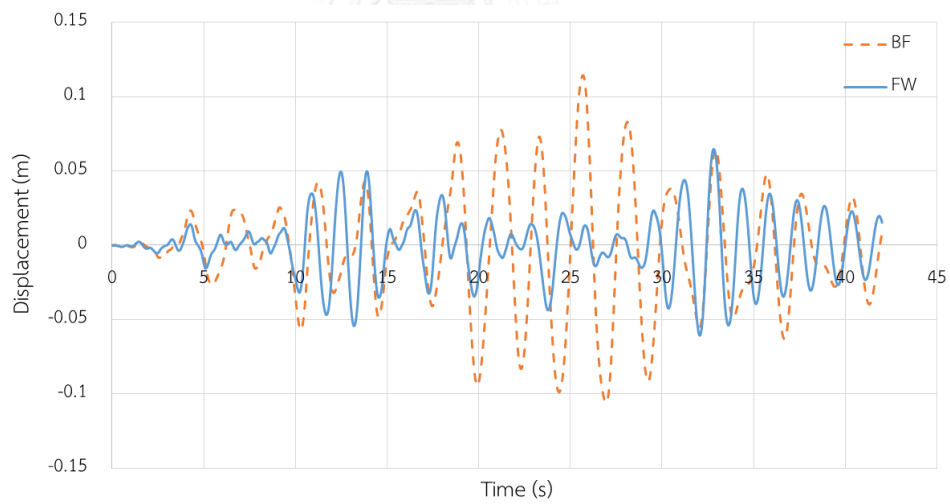
(ค) Roof Displacement History

รูปที่ ก.6 ผลตอบสนองของอาคารภายใต้แผ่นดินไหว Landers 833, Anaheim - W Ball Rd (1992) ที่ความเร่งสูงสุด 0.025g



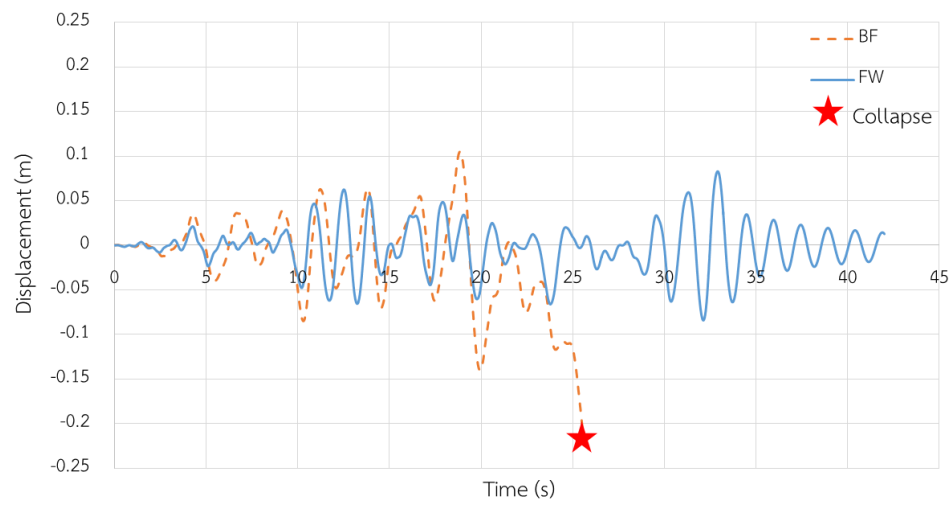
(ก) Story Displacement (m)

(ข) Story Drift (%)



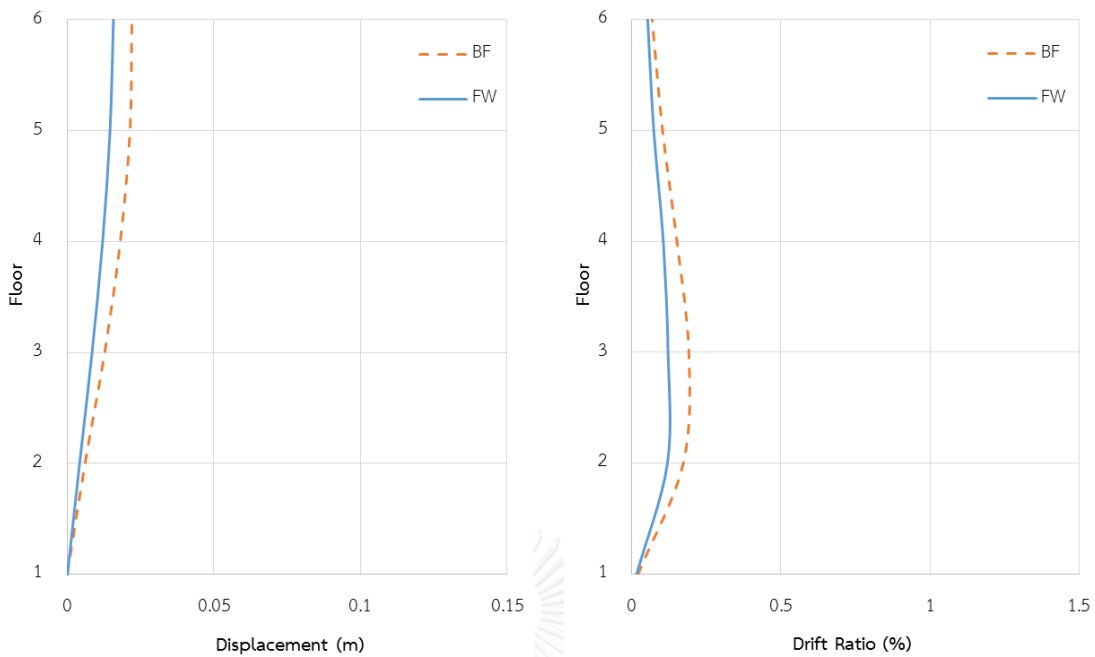
(ค) Roof Displacement History

รูปที่ ก.7 ผลตอบสนองของอาคารภายใต้แผ่นดินไหว Landers 833, Anaheim - W Ball Rd (1992) ที่ความเร่งสูงสุด 0.05g



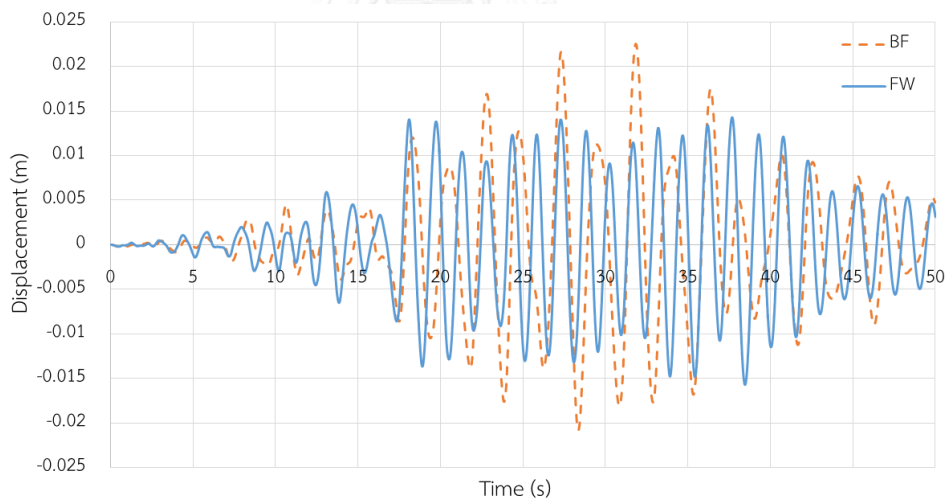
รูปที่ ก.8 การเคลื่อนตัวของอาคารบริเวณชั้นหลังคาภายใต้แผ่นดินไหว Landers 833, Anaheim - W Ball Rd (1992) ที่ความเร่งสูงสุด 0.075g





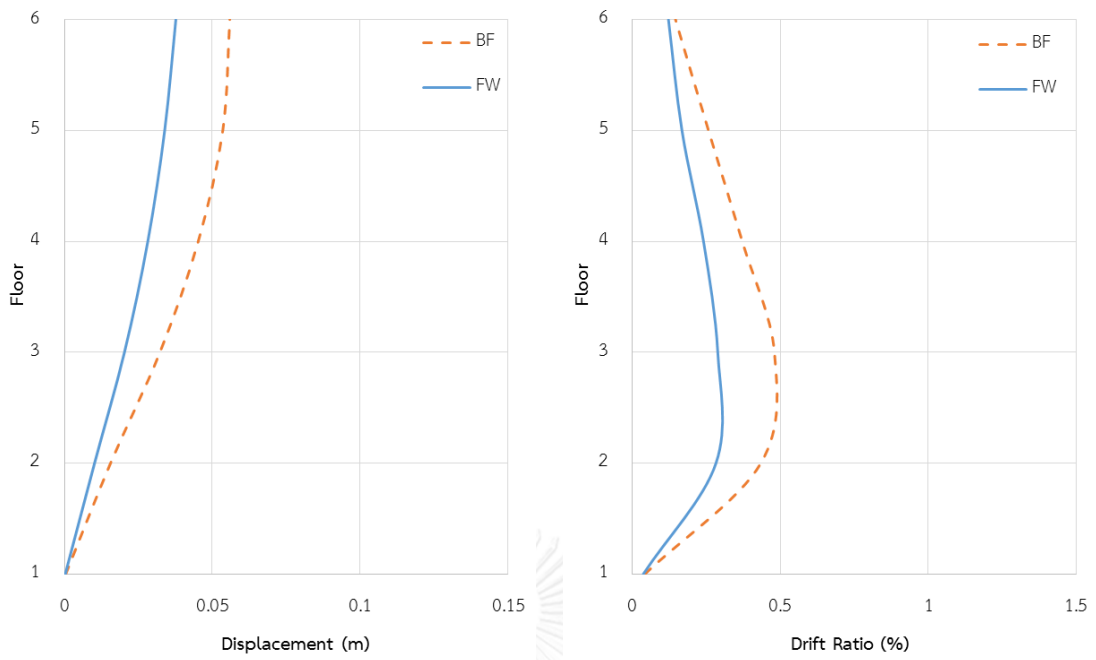
(ก) Story Displacement (m)

(ข) Story Drift (%)



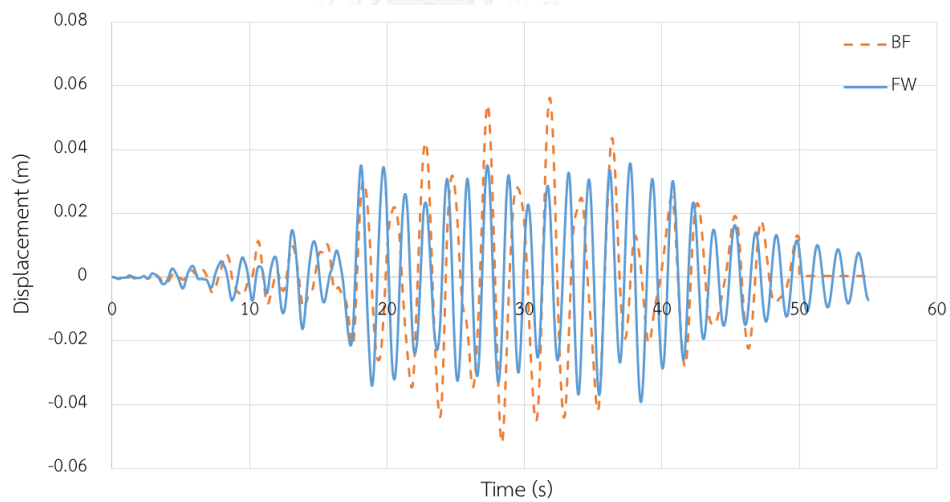
(ค) Roof Displacement History

รูปที่ ก.9 ผลตอบสนองของอาคารภายใต้แผ่นดินไหว Landers 835, Brea - S Flower Av (1992)
ที่ความเร่งสูงสุด 0.01g



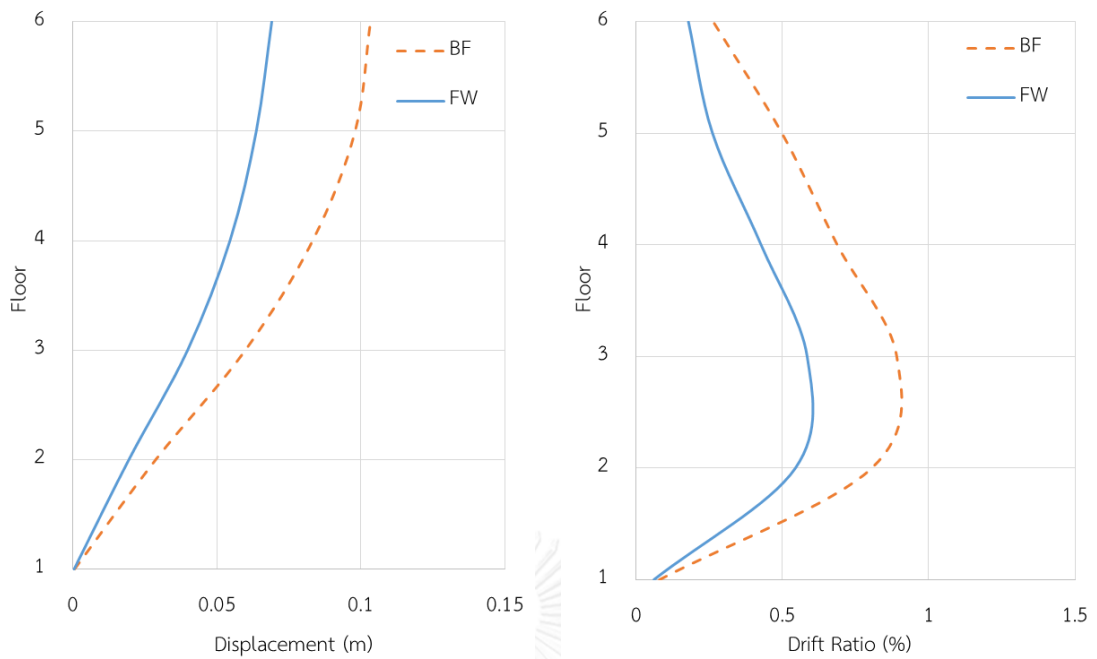
(ก) Story Displacement (m)

(ข) Story Drift (%)



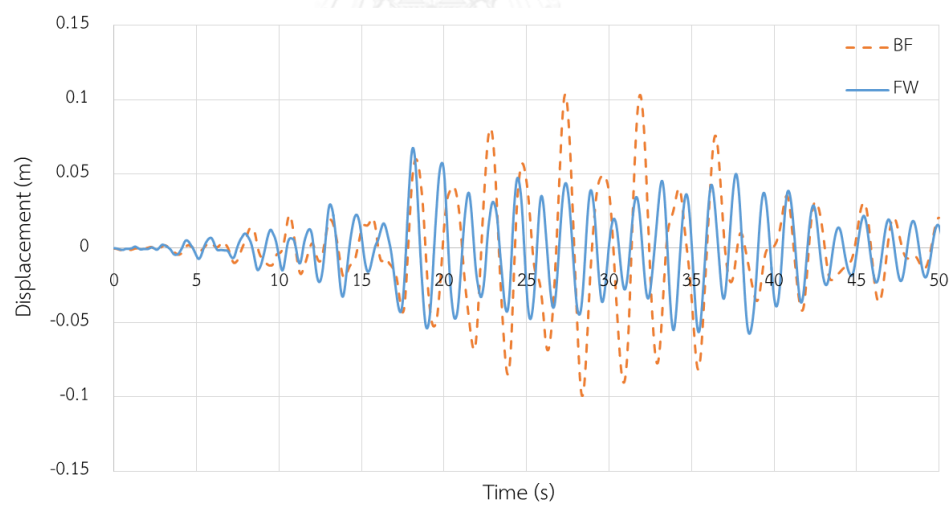
(ค) Roof Displacement History

รูปที่ ก.10 ผลตอบสนองของอาคารภายใต้แผ่นดินไหว Landers 835, Brea - S Flower Av (1992)
ที่ความเร่งสูงสุด 0.025g



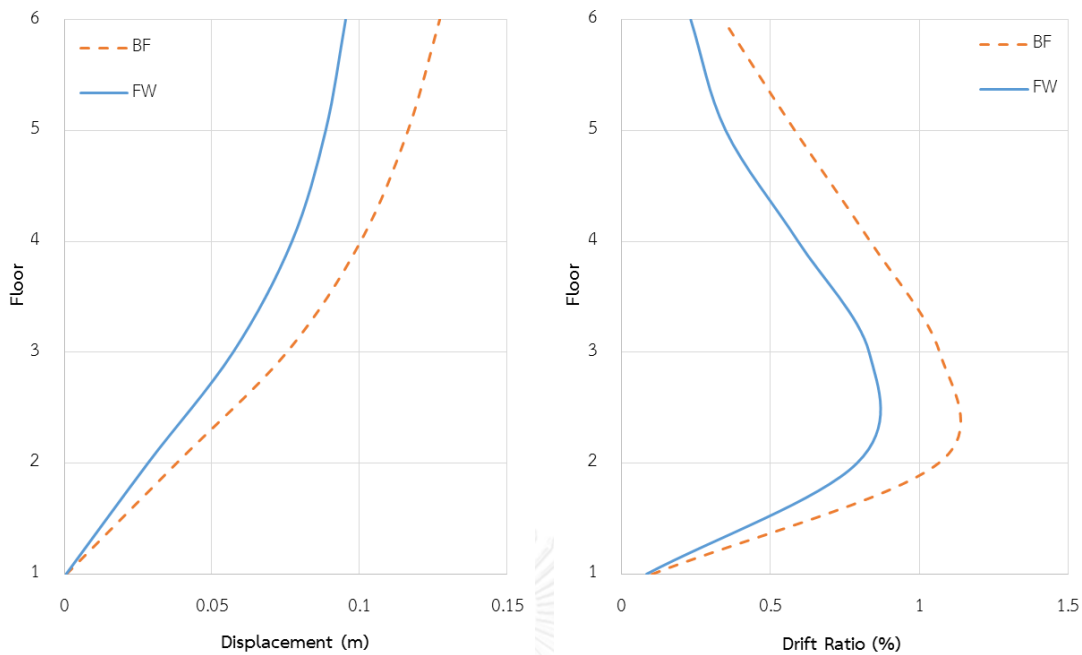
(ก) Story Displacement (m)

(ข) Story Drift (%)



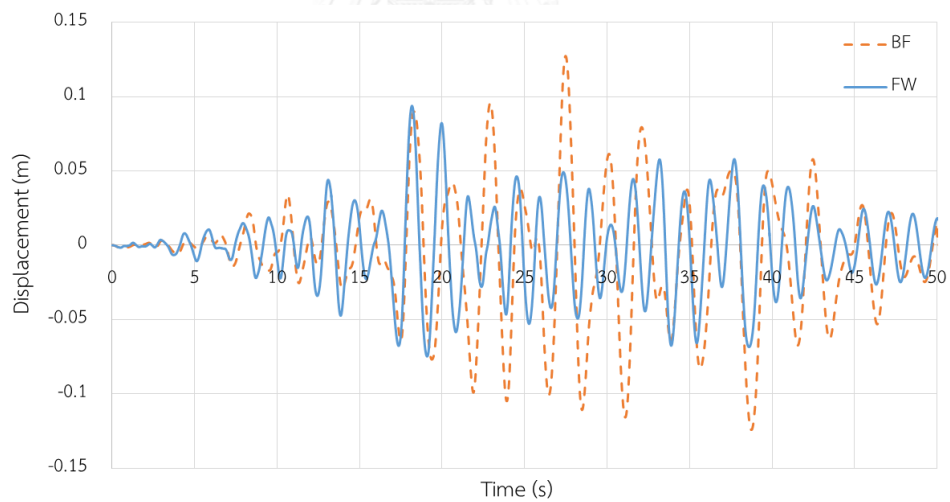
(ค) Roof Displacement History

รูปที่ ก.11 ผลตอบสนองของอาคารภายใต้แผ่นดินไหว Landers 835, Brea - S Flower Av (1992)
ที่ความเร่งสูงสุด 0.05g



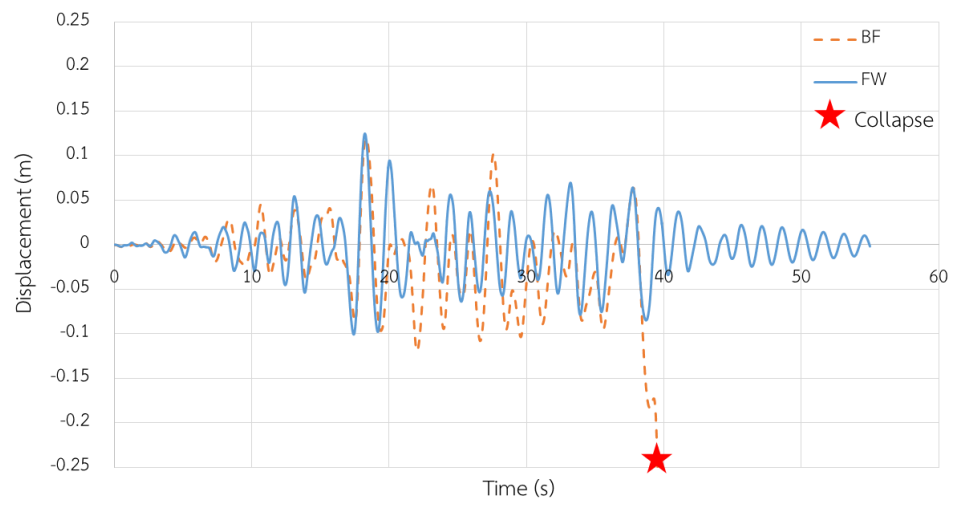
(ก) Story Displacement (m)

(ข) Story Drift (%)

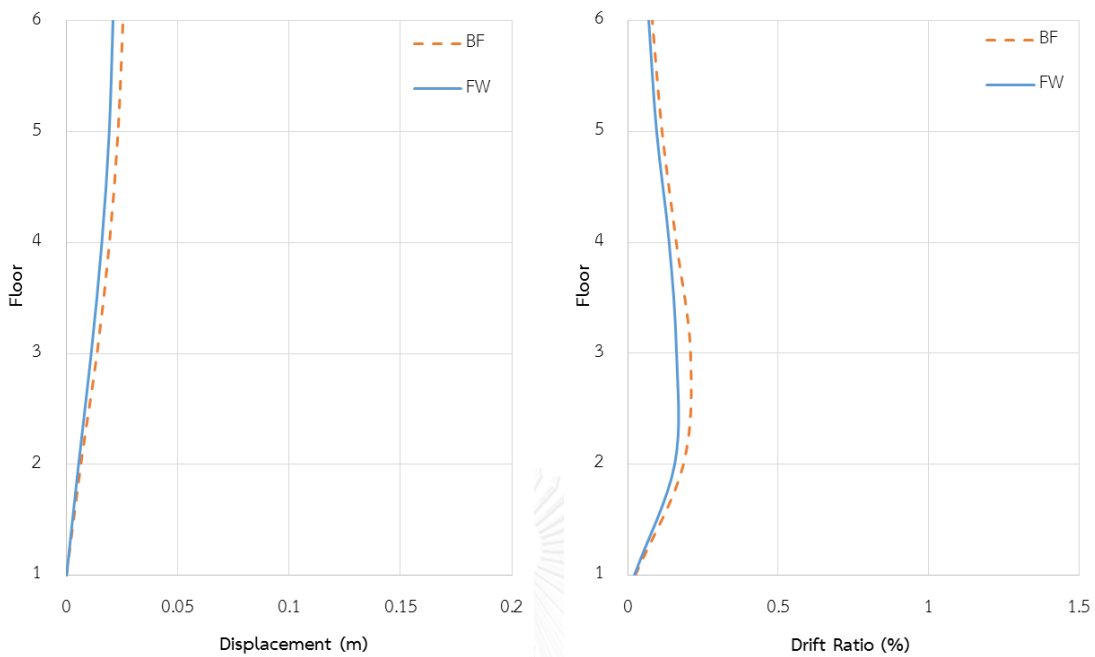


(ค) Roof Displacement History

รูปที่ ก.12 ผลตอบสนองของอาคารภายใต้แผ่นดินไหว Landers 835, Brea - S Flower Av (1992)
ที่ความเร่งสูงสุด 0.075g

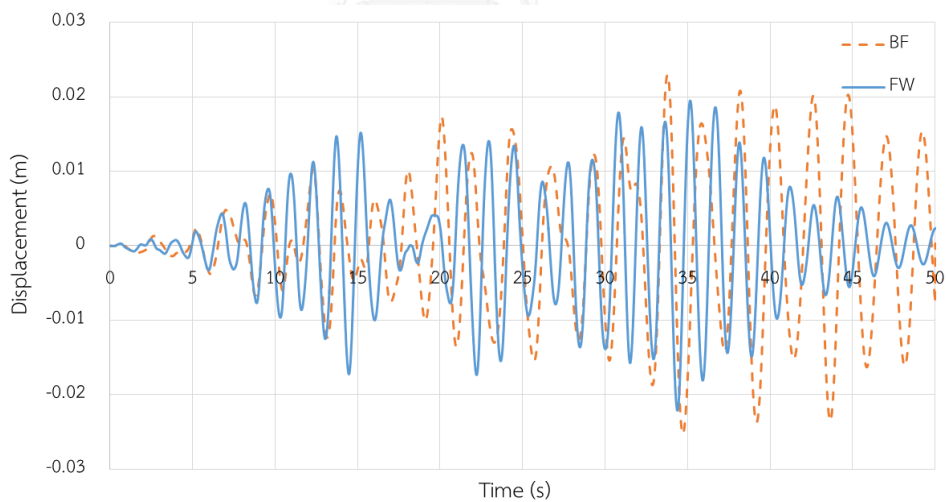


รูปที่ ก.13 การเคลื่อนตัวของอาคารบริเวณชั้นหลังคาภายใต้แผ่นดินไหว Landers 835, Brea - S Flower Av (1992) ที่ความเร่งสูงสุด 0.10g



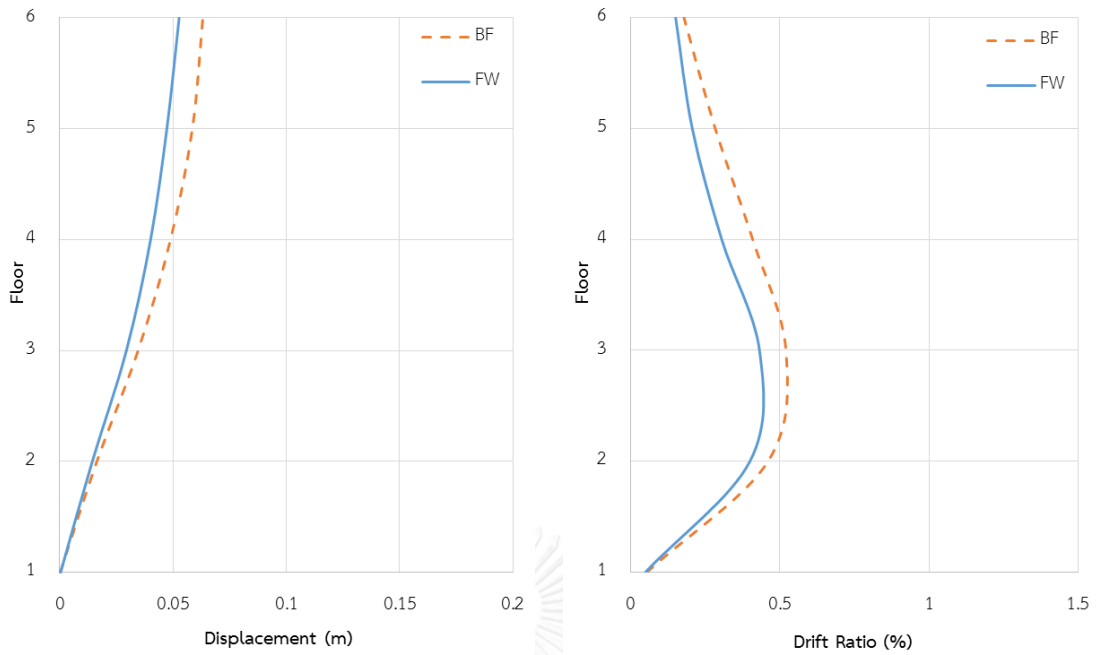
(ก) Story Displacement (m)

(ข) Story Drift (%)



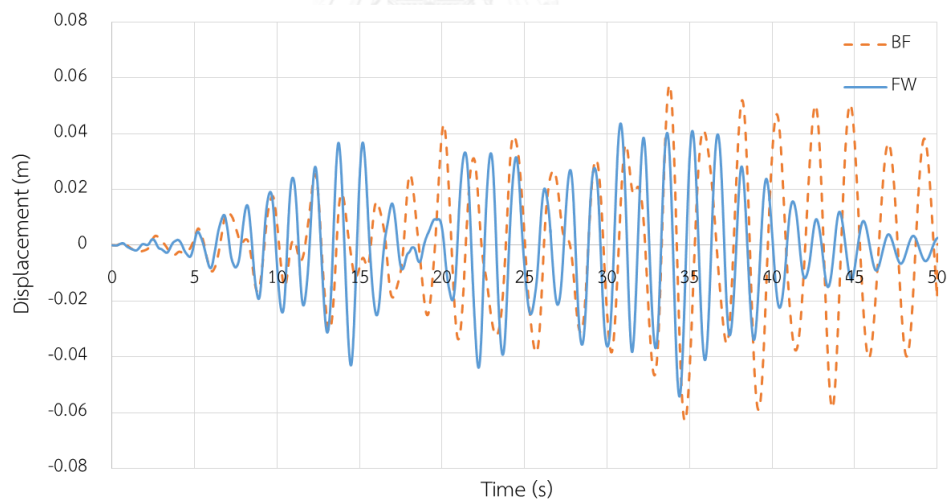
(ค) Roof Displacement History

รูปที่ ก.14 ผลตอบสนองของอาคารภายใต้แผ่นดินไหว Landers 842, Covina - W Badillo (1992) ที่ความเร่งสูงสุด 0.01g



(ก) Story Displacement (m)

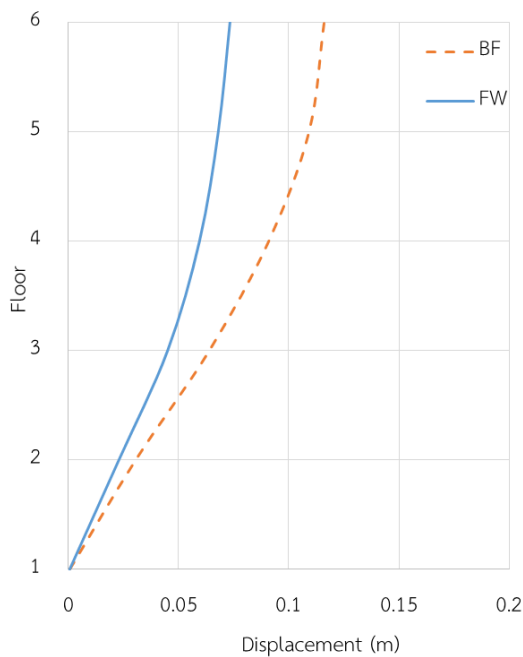
(ข) Story Drift (%)



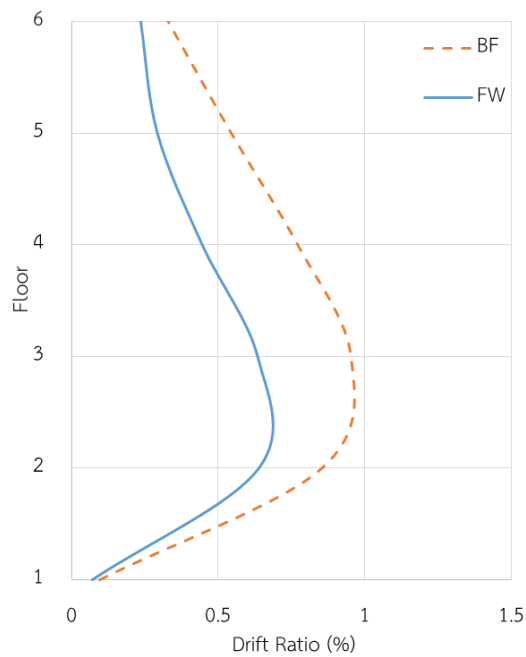
(ค) Roof Displacement History

รูปที่ ก.15 ผลตอบสนองของอาคารภายใต้แผ่นดินไหว Landers 842, Covina - W Badillo (1992)

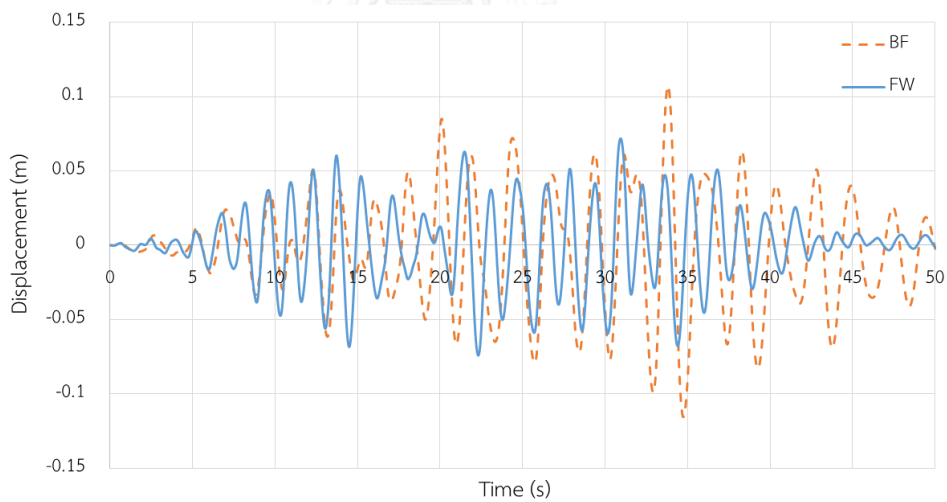
ที่ความเร่งสูงสุด 0.025g



(ก) Story Displacement (m)

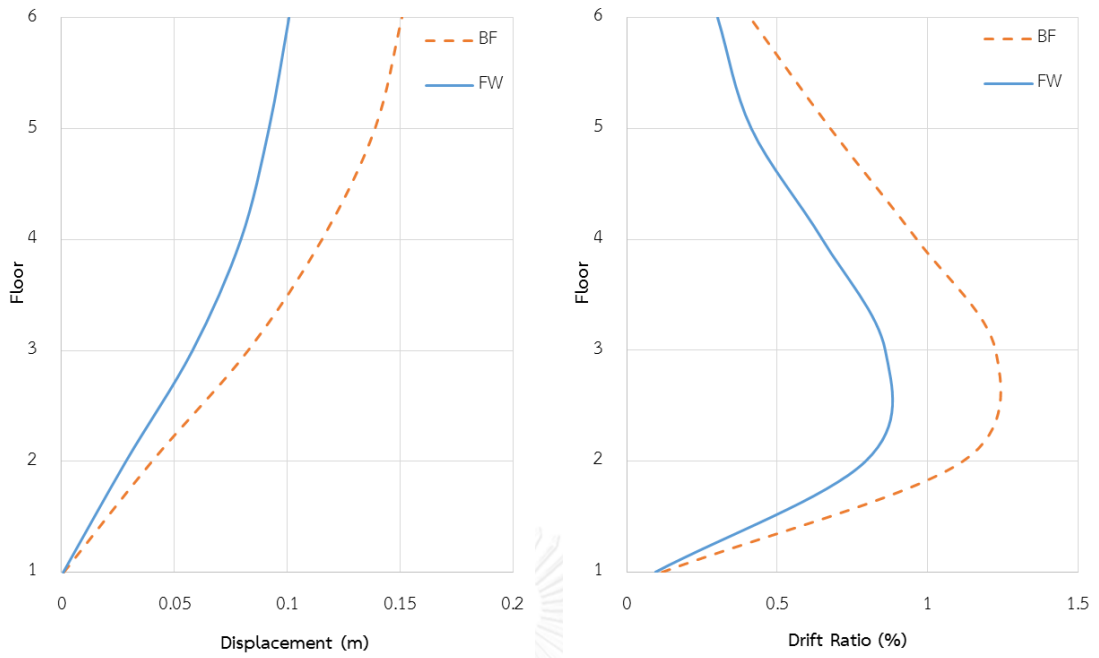


(ข) Story Drift (%)



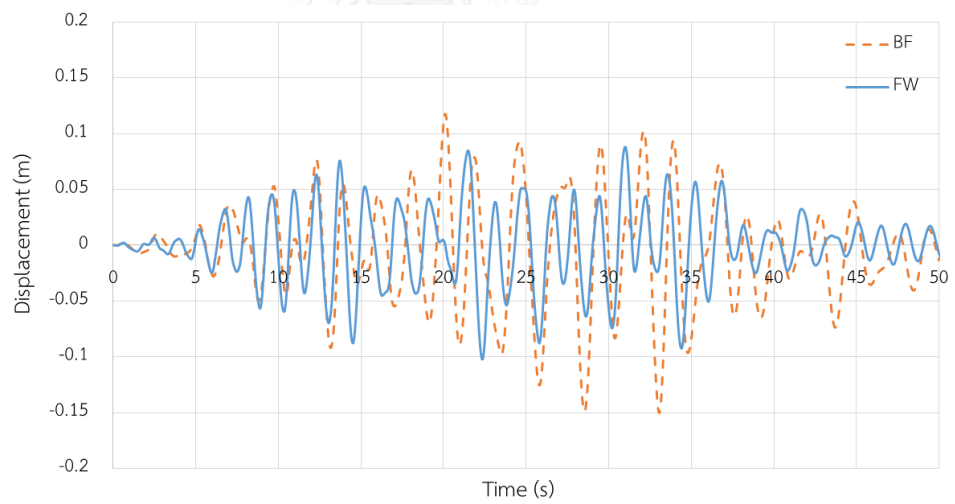
(ค) Roof Displacement History

รูปที่ ก.16 ผลตอบสนองของอาคารภายใต้แผ่นดินไหว Landers 842, Covina - W Badillo (1992)
ที่ความเร่งสูงสุด 0.05g



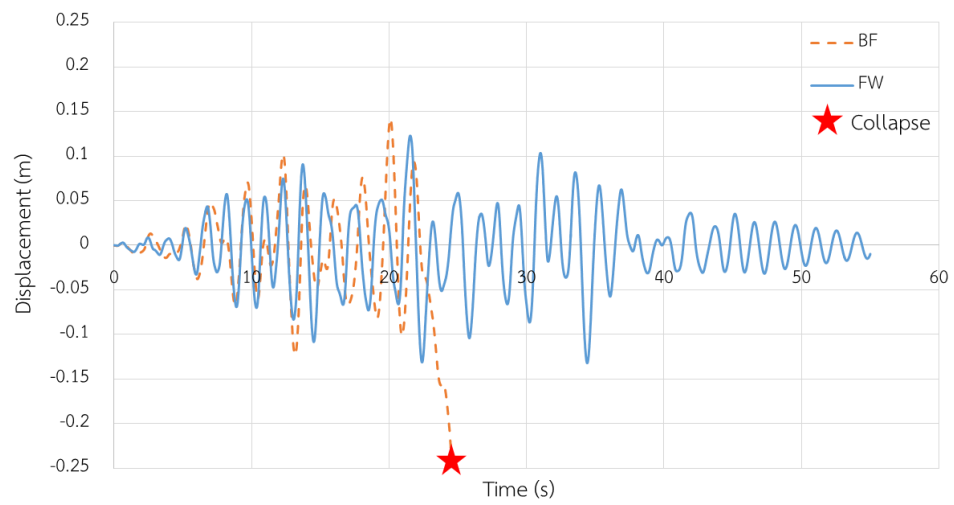
(ก) Story Displacement (m)

(ข) Story Drift (%)

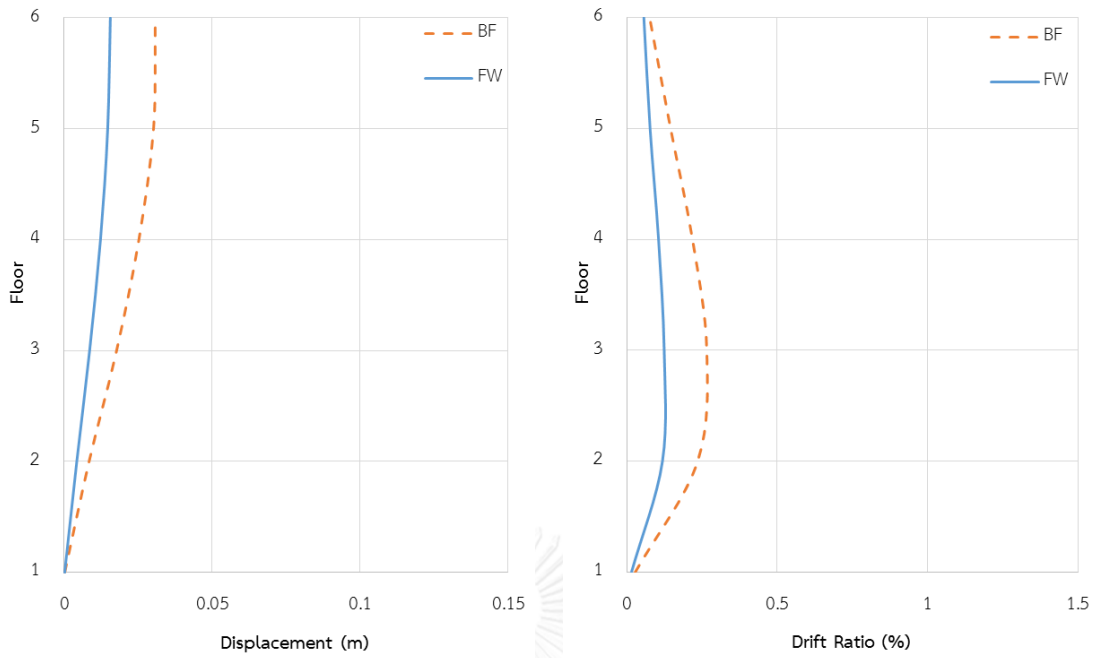


(ค) Roof Displacement History

รูปที่ ก.17 ผลตอบสนองของอาคารภายใต้แผ่นดินไหว Landers 842, Covina - W Badillo (1992)
ที่ความเร่งสูงสุด 0.075g

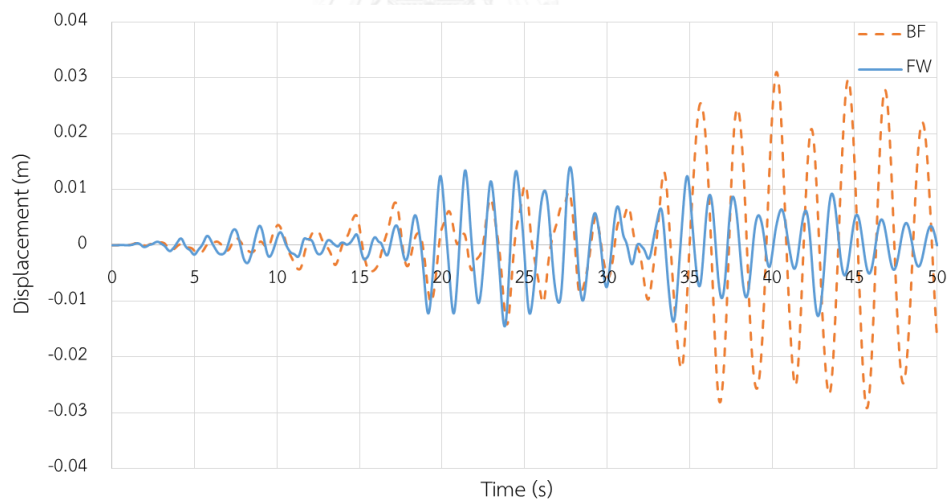


รูปที่ ก.18 การเคลื่อนตัวของอาคารบริเวณชั้นหลังคาภายใต้แผ่นดินไหว Landers 842, Covina - W Badillo (1992) ที่ความเร่งสูงสุด 0.10g



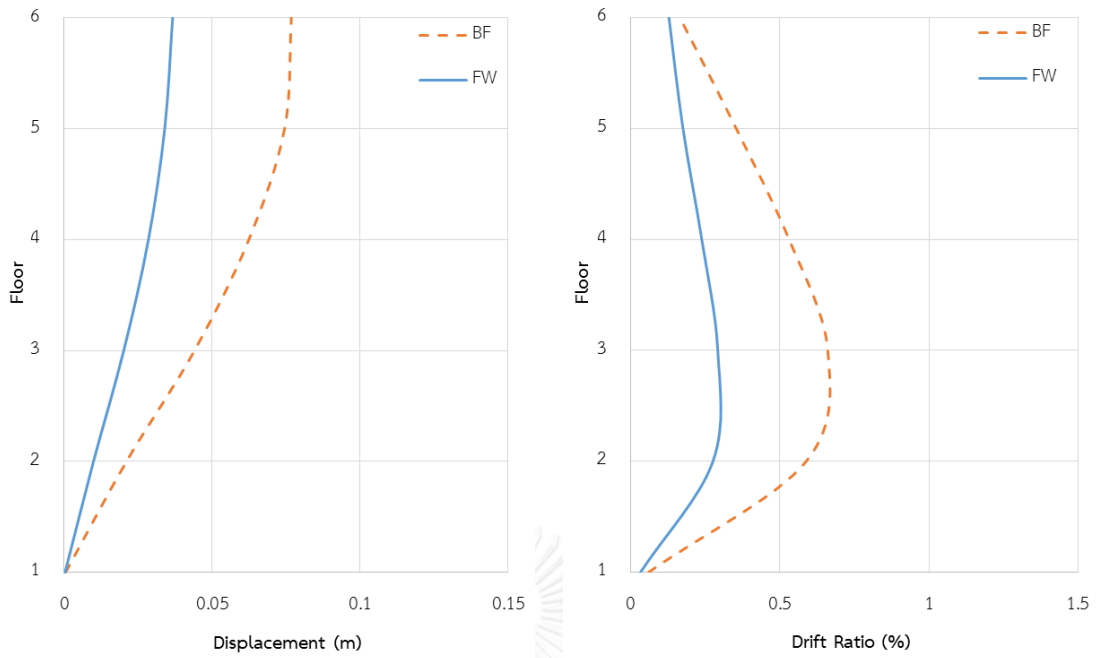
(ก) Story Displacement (m)

(ข) Story Drift (%)



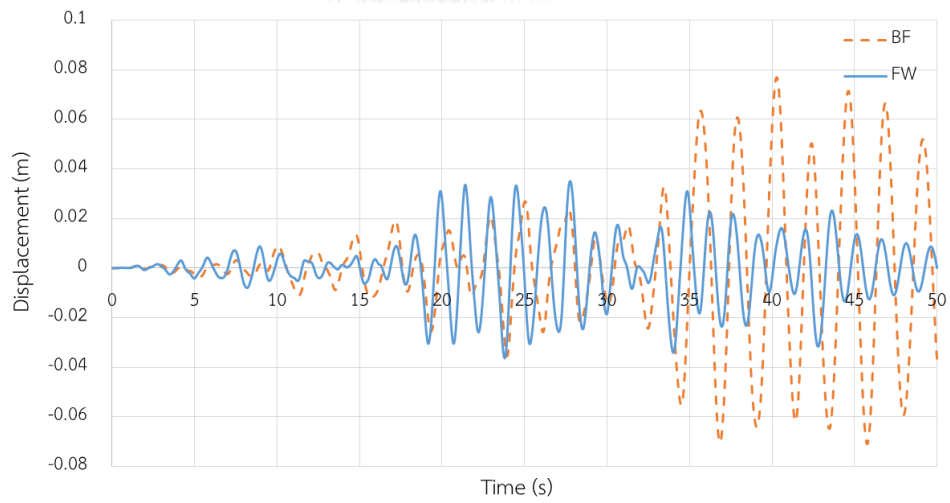
(ค) Roof Displacement History

รูปที่ ก.19 ผลตอบสนองของอาคารภายใต้แผ่นดินไหว Landers 889, San Gabriel - E Grand Ave (1992) ที่ความเร่งสูงสุด 0.01g



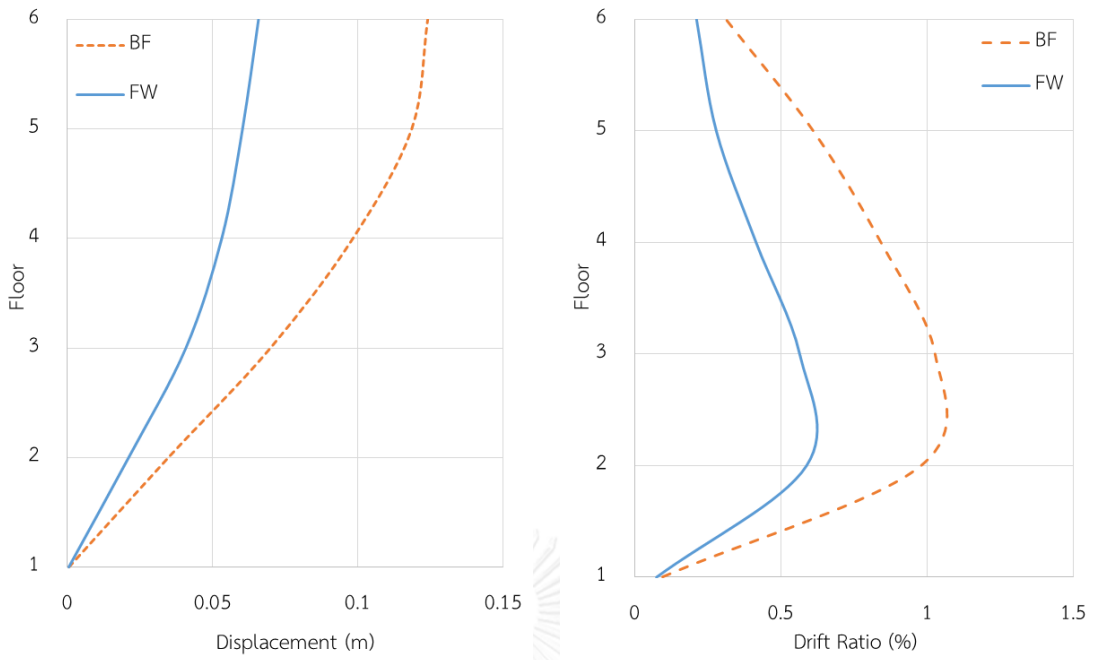
(ก) Story Displacement (m)

(ข) Story Drift (%)



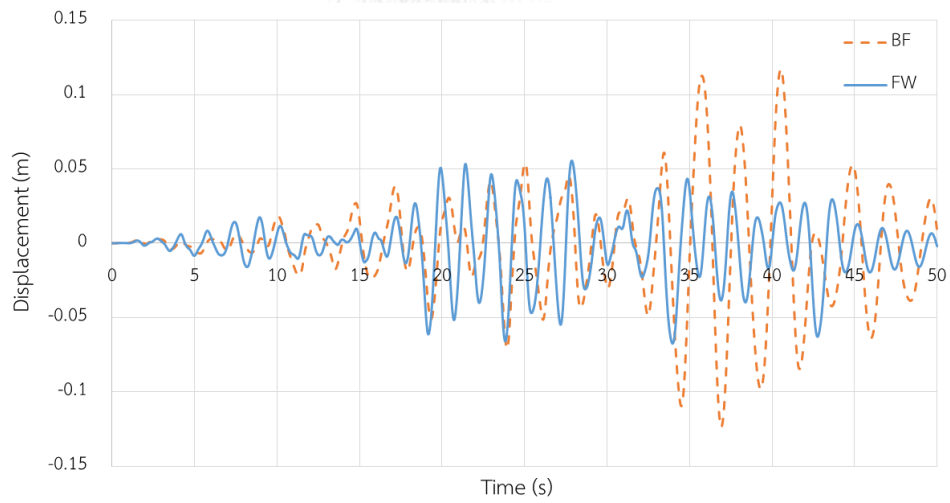
(ค) Roof Displacement History

รูปที่ ก.20 ผลตอบสนองของอาคารภายใต้แผ่นดินไหว Landers 889, San Gabriel - E Grand Ave (1992) ที่ความเร่งสูงสุด 0.025g



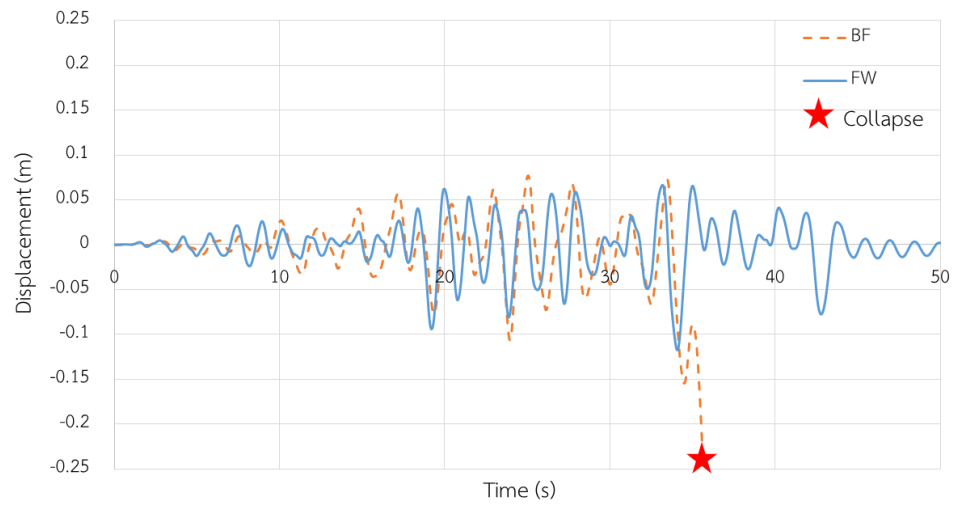
(ก) Story Displacement (m)

(ข) Story Drift (%)



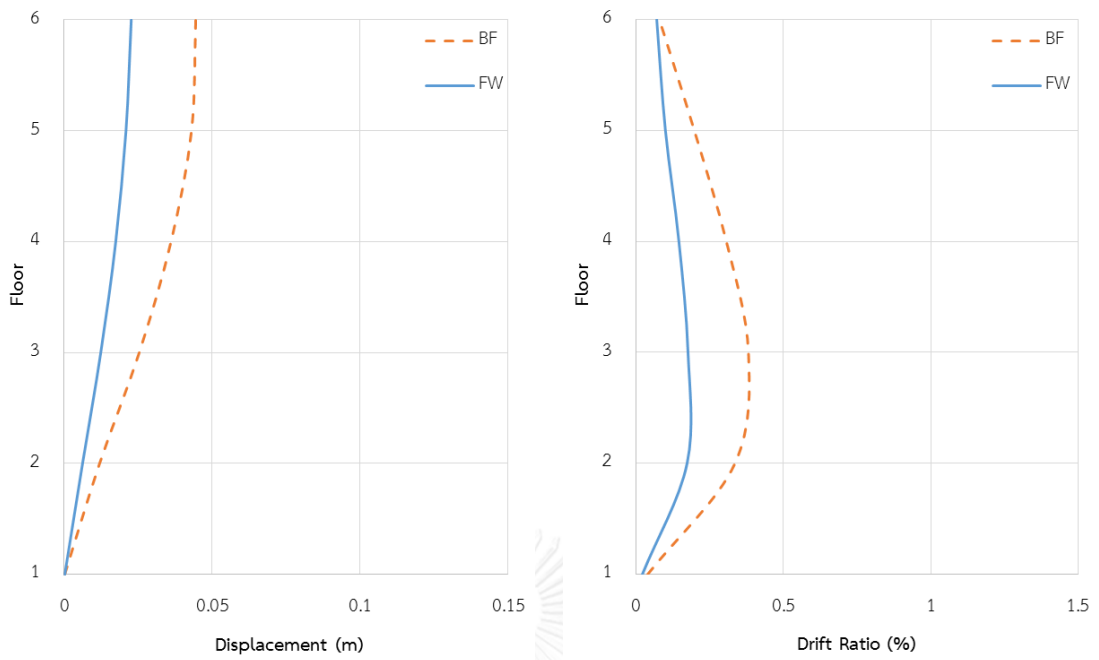
(ค) Roof Displacement History

รูปที่ ก.21 ผลตอบสนองของอาคารภายใต้แผ่นดินไหว Landers 889, San Gabriel - E Grand Ave (1992) ที่ความเร่งสูงสุด 0.05g



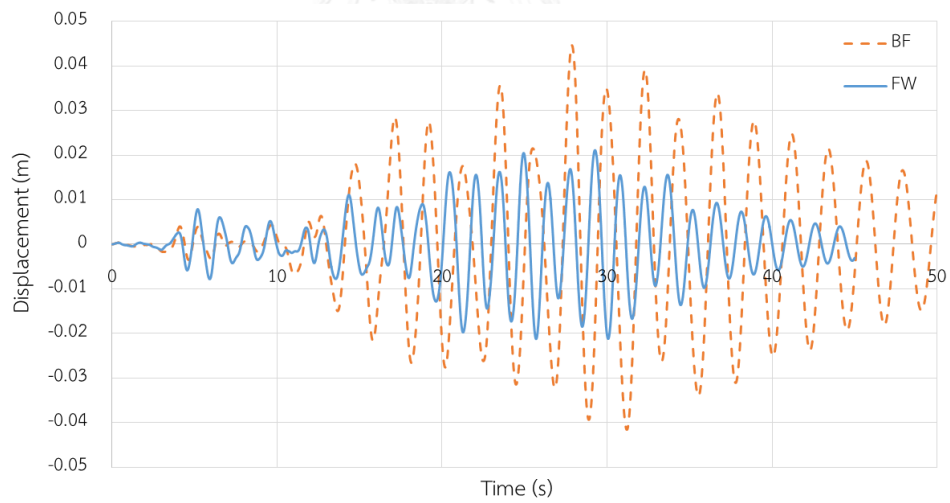
รูปที่ ก.22 การเคลื่อนตัวของอาคารบริเวณชั้นหลังคาภายใต้แผ่นดินไหว Landers 889, San Gabriel - E Grand Ave (1992) ที่ความเร่งสูงสุด 0.075g





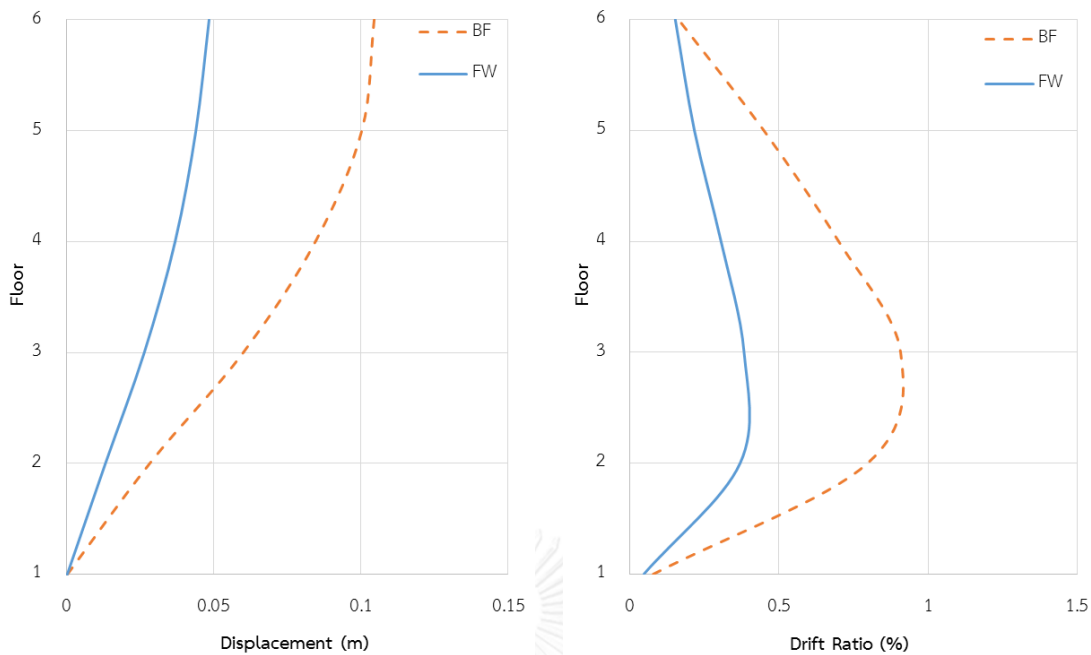
(ก) Story Displacement (m)

(ข) Story Drift (%)



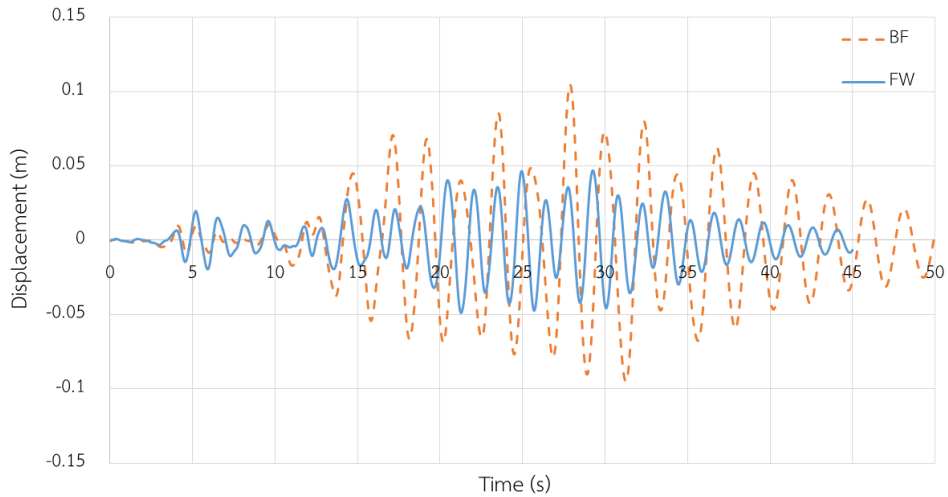
(ค) Roof Displacement History

รูปที่ ก.23 ผลตอบสนองของอาคารภายใต้แผ่นดินไหว Landers 899, West Covina - S Orange Ave (1992) ที่ความเร่งสูงสุด 0.01g



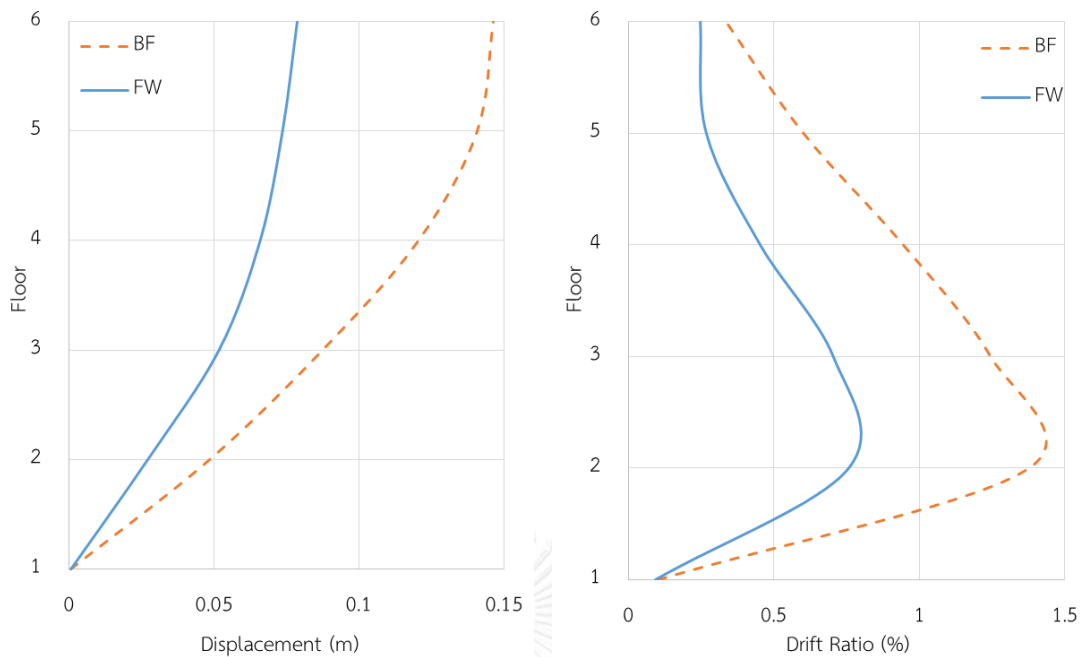
(ก) Story Displacement (m)

(ข) Story Drift (%)



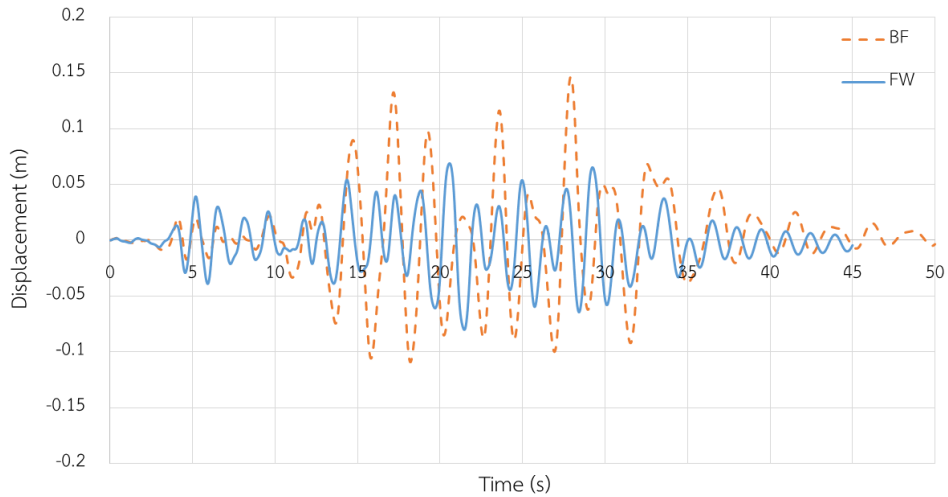
(ค) Roof Displacement History

รูปที่ ก.24 ผลตอบสนองของอาคารภายใต้แผ่นดินไหว Landers 899, West Covina - S Orange Ave (1992) ที่ความเร่งสูงสุด 0.025g



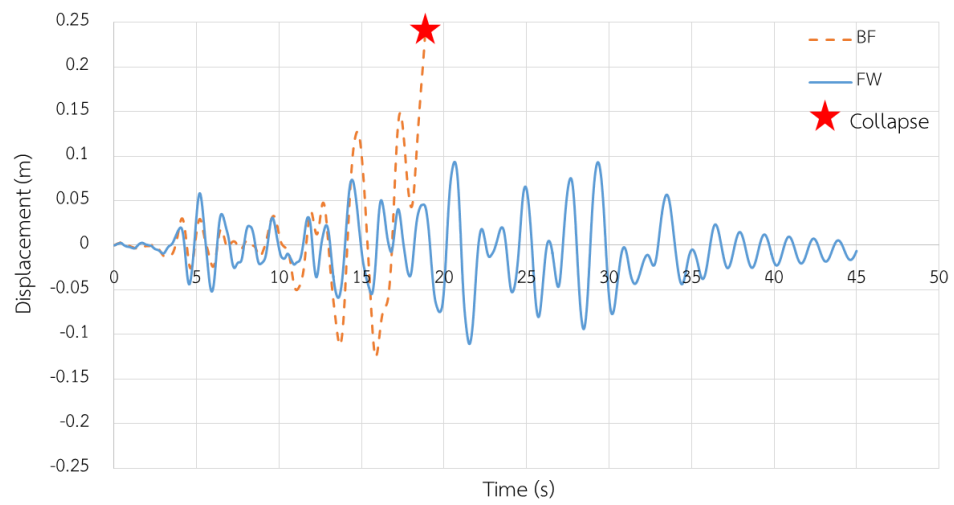
(ก) Story Displacement (m)

(ข) Story Drift (%)



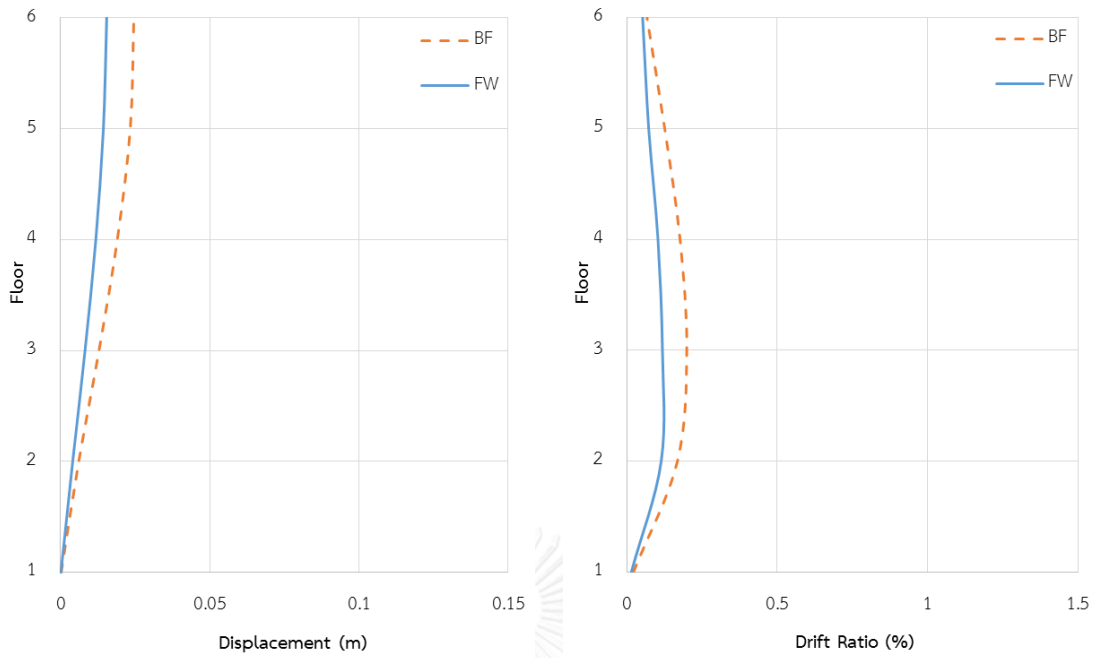
(ค) Roof Displacement History

รูปที่ ก.25 ผลตอบสนองของอาคารภายใต้แผ่นดินไหว Landers 899, West Covina - S Orange Ave (1992) ที่ความเร่งสูงสุด 0.05g



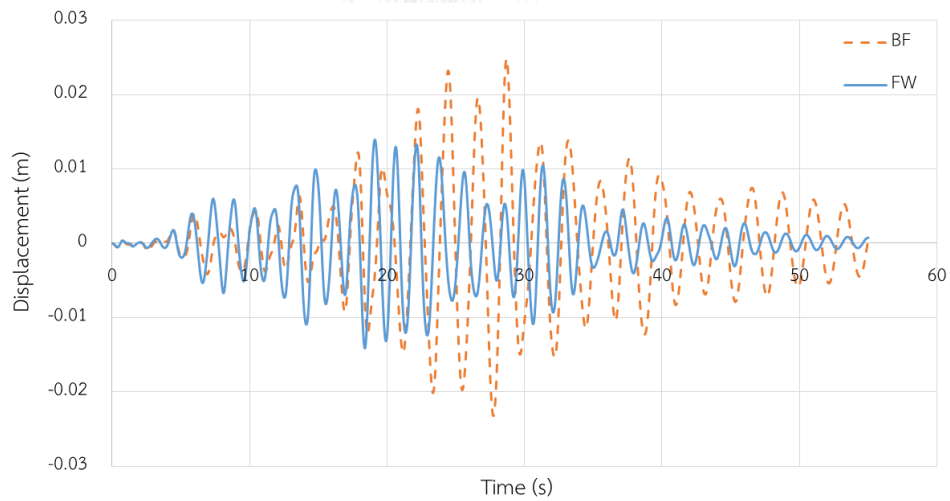
รูปที่ ก.26 การเคลื่อนตัวของอาคารบริเวณชั้นหลังคาภายใต้แผ่นดินไหว Landers 899, West Covina - S Orange Ave (1992) ที่ความเร่งสูงสุด 0.075g





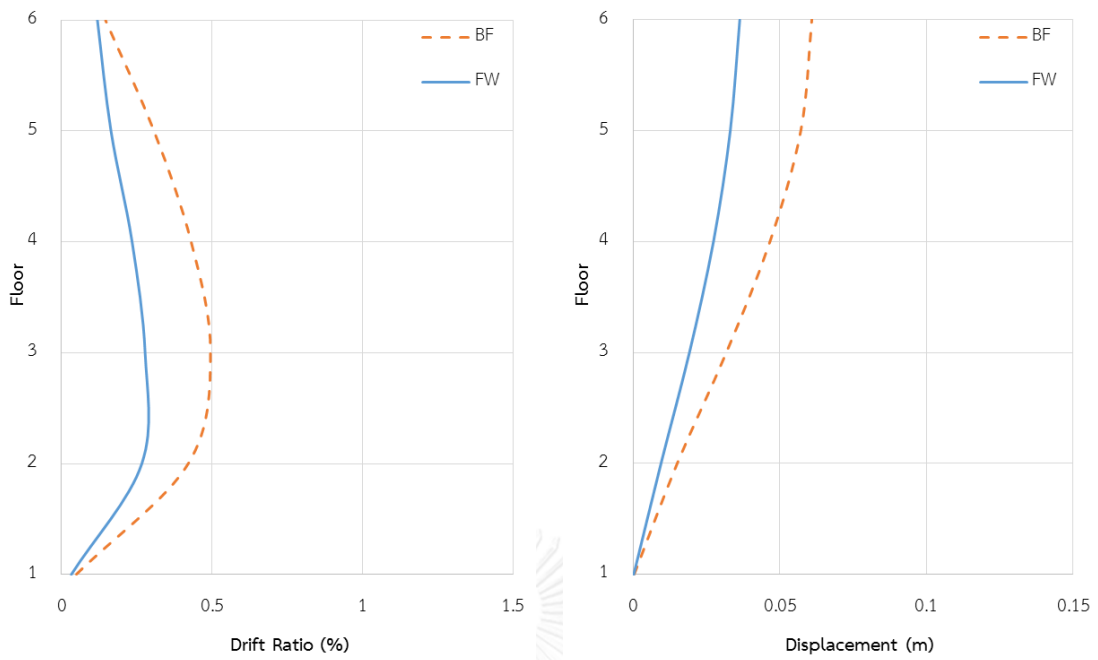
(ก) Story Displacement (m)

(ข) Story Drift (%)



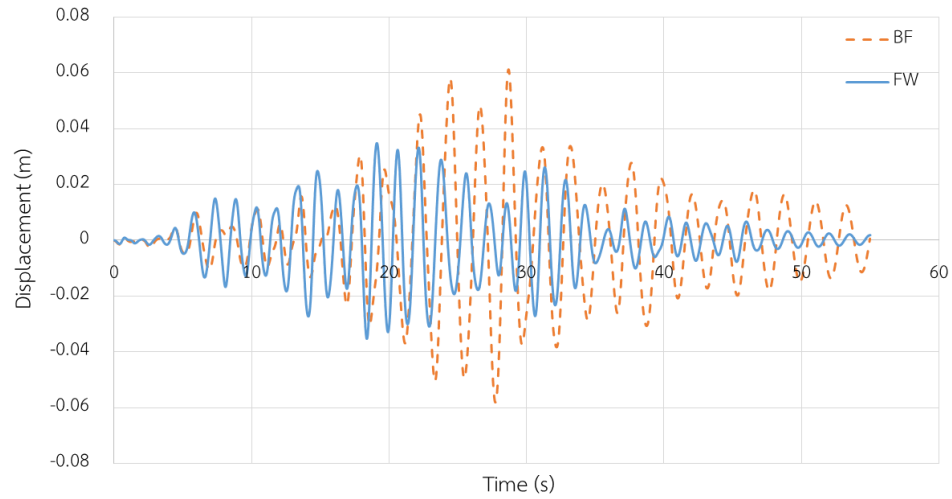
(ค) Roof Displacement History

รูปที่ ก.27 ผลตอบสนองของอาคารภายใต้แผ่นดินไหว Duzce Turkey 1599, Ambarli (1999) ที่
ความเร่งสูงสุด 0.01g



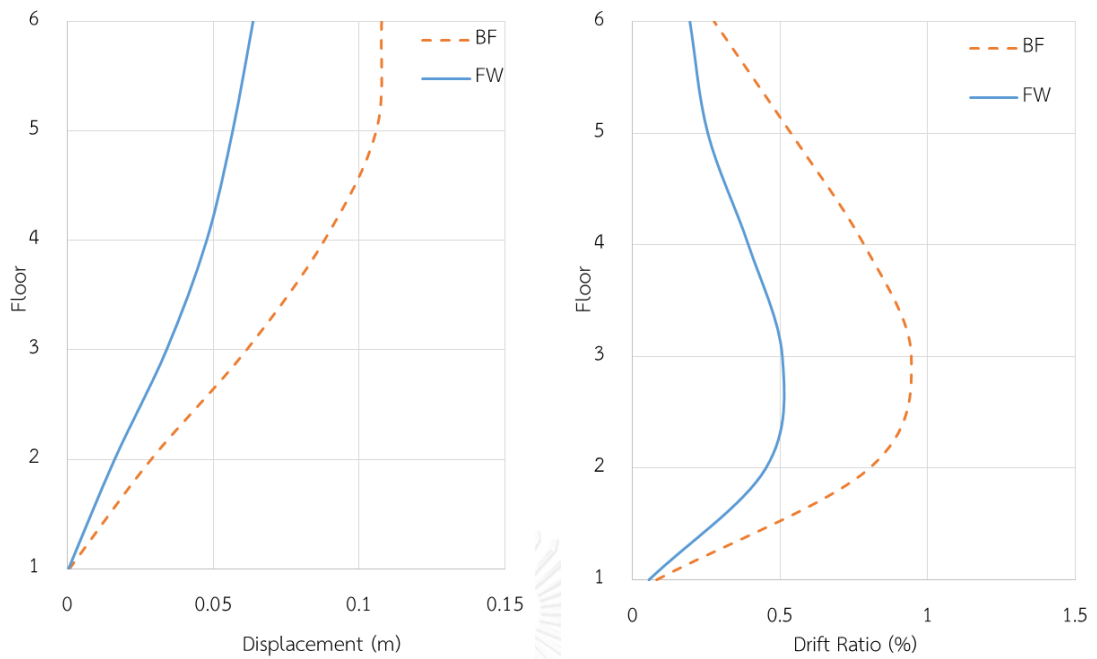
(ก) Story Displacement (m)

(ข) Story Drift (%)



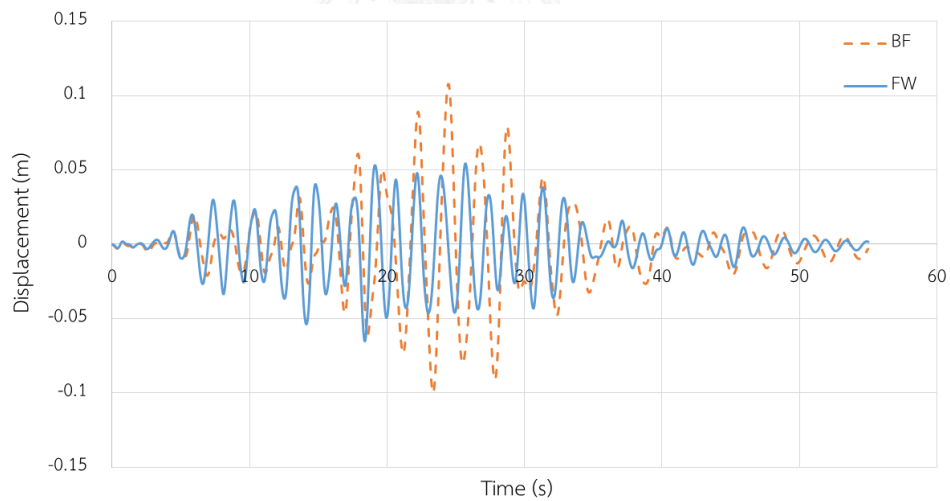
(ค) Roof Displacement History

รูปที่ ก.28 ผลตอบสนองของอาคารภายใต้แผ่นดินไหว Duzce Turkey 1599, Ambarli (1999) ที่
ความเร่งสูงสุด 0.025g



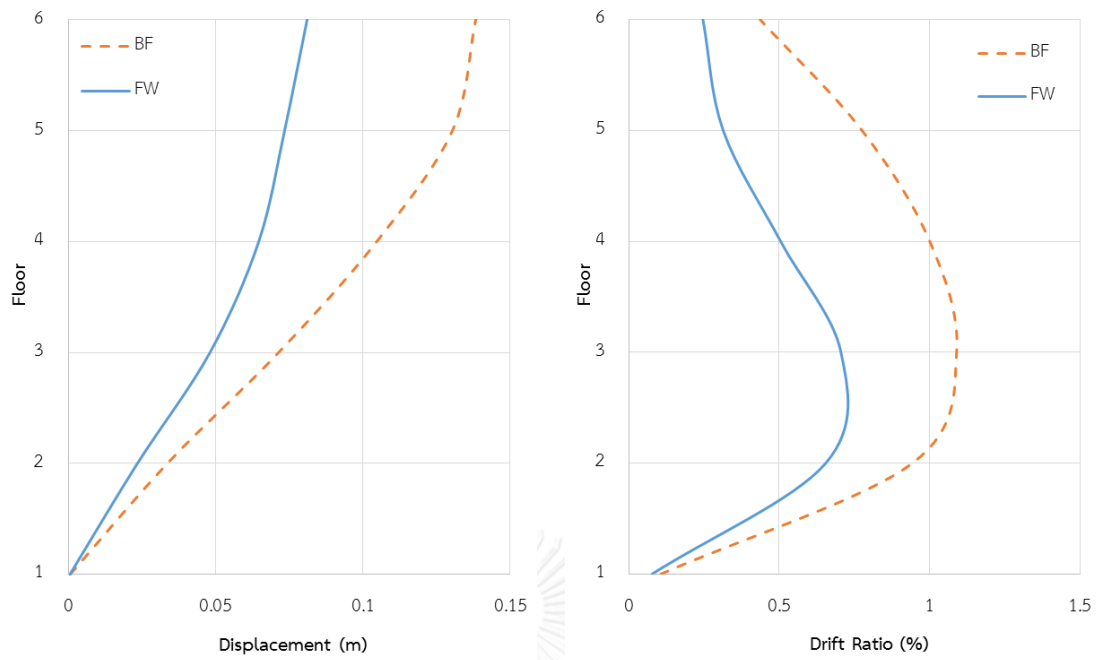
(ก) Story Displacement (m)

(ข) Story Drift (%)



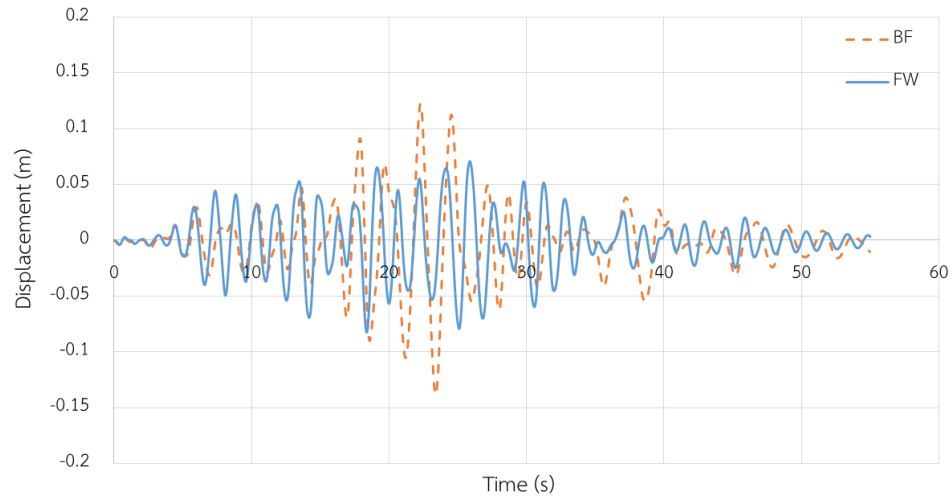
(ค) Roof Displacement History

รูปที่ ก.29 ผลตอบสนองของอาคารภายใต้แผ่นดินไหว Duzce Turkey 1599, Ambarli (1999) ที่
ความเร่งสูงสุด 0.05g



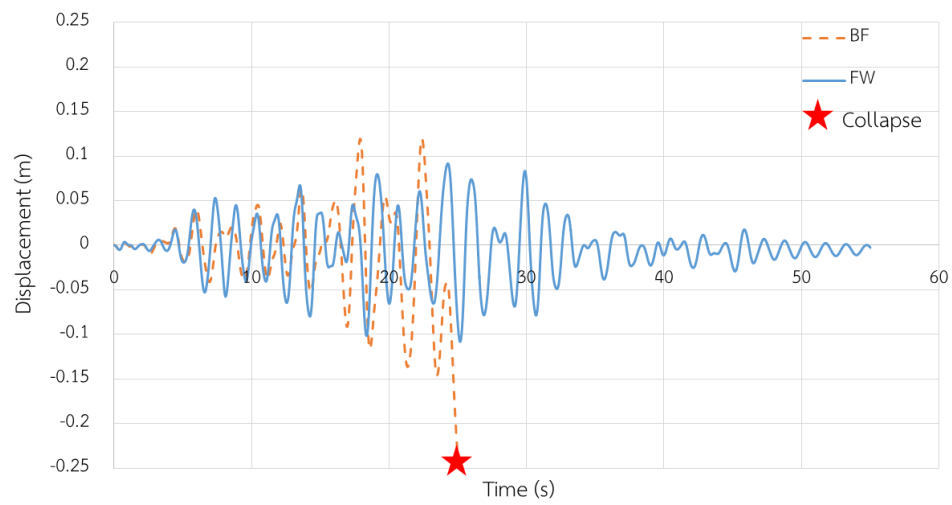
(ก) Story Displacement (m)

(ข) Story Drift (%)

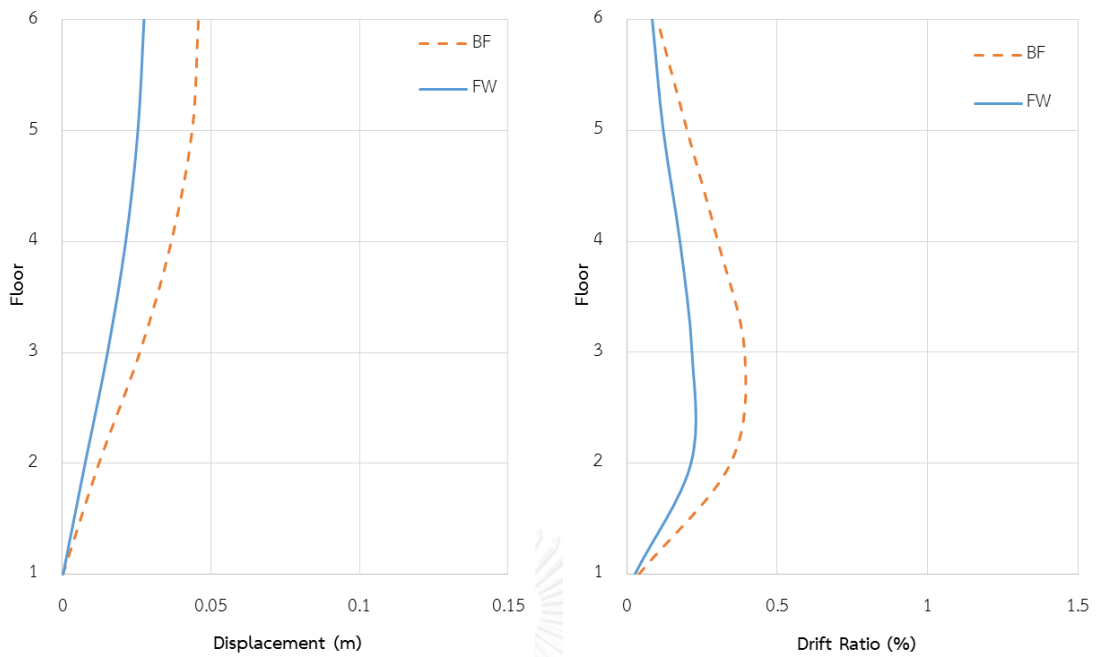


(ค) Roof Displacement History

รูปที่ 30 ผลตอบสนองของอาคารภายใต้แผ่นดินไหว Duzce Turkey 1599, Ambarli (1999) ที่
ความเร่งสูงสุด 0.075g

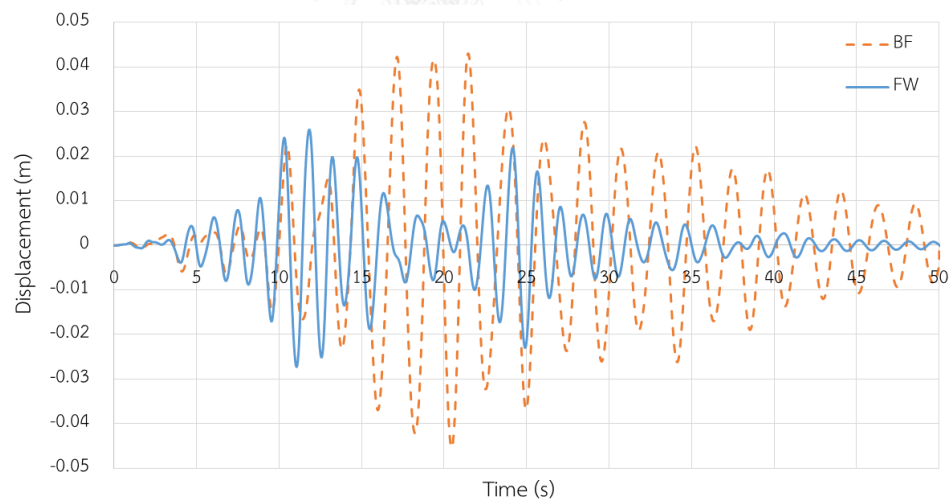


รูปที่ ก.31 การเคลื่อนตัวของอาคารบริเวณชั้นหลังคาภายใต้แผ่นดินไหว Duzce Turkey 1599, Ambarli (1999) ที่ความเร่งสูงสุด 0.10g



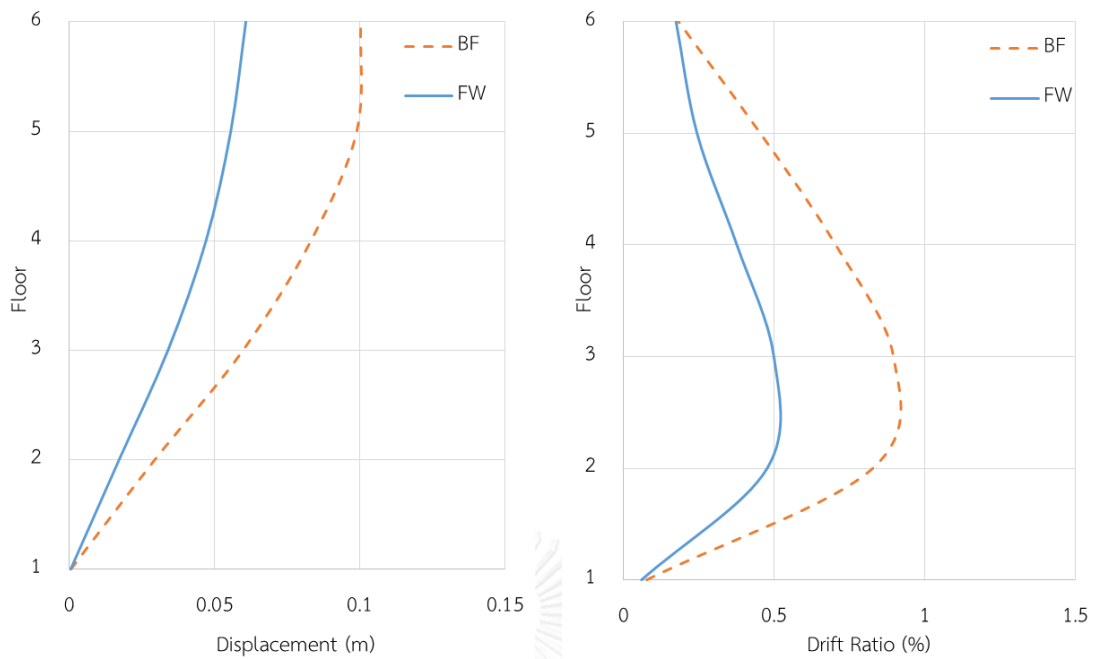
(ก) Story Displacement (m)

(ข) Story Drift (%)



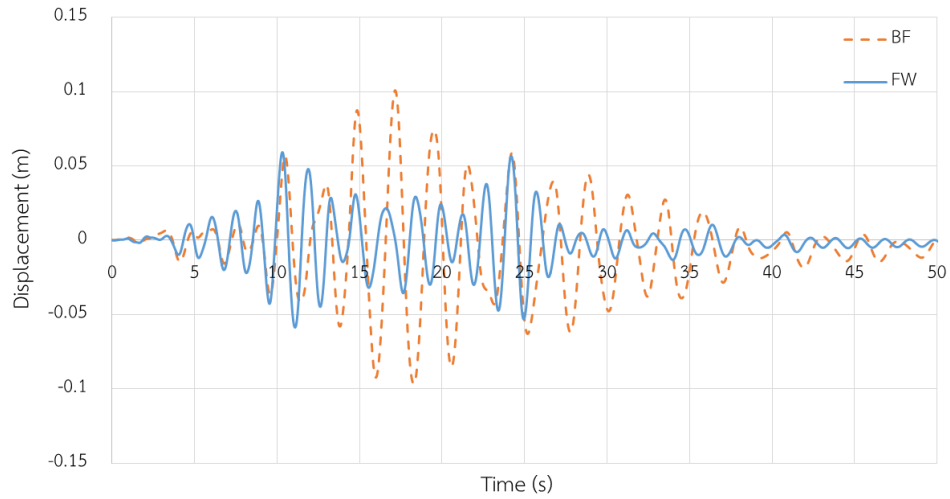
(ค) Roof Displacement History

รูปที่ ก.32 ผลตอบสนองของอาคารภายใต้แผ่นดินไหว Duzce Turkey 1608, Hava Alani (1999)
ที่ความเร่งสูงสุด 0.01g



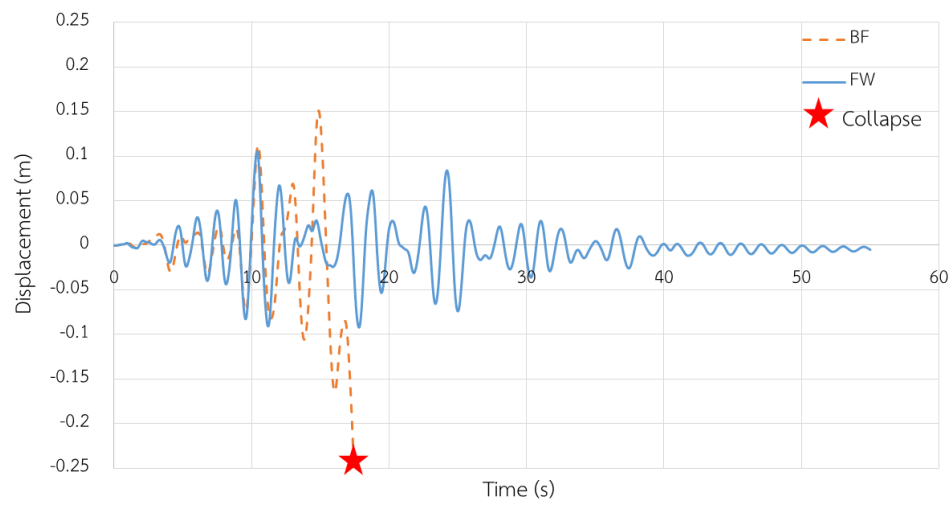
(ก) Story Displacement (m)

(ข) Story Drift (%)



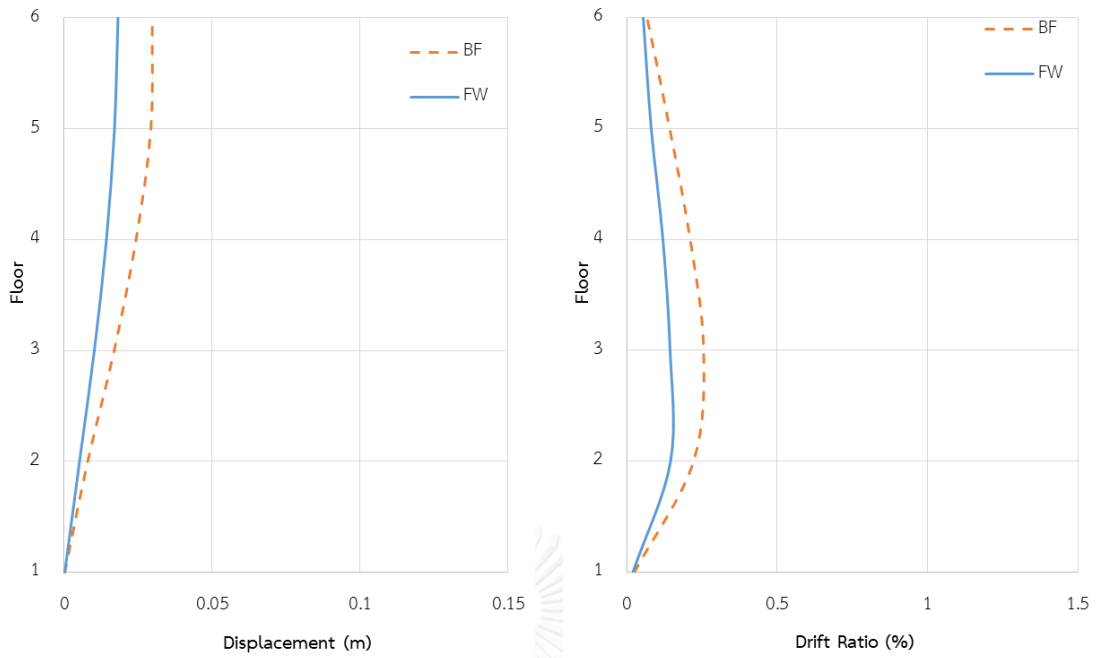
(ค) Roof Displacement History

รูปที่ ก.33 ผลตอบสนองของอาคารภายใต้แผ่นดินไหว Duzce Turkey 1608, Hava Alani (1999)
ที่ความเร่งสูงสุด 0.025g



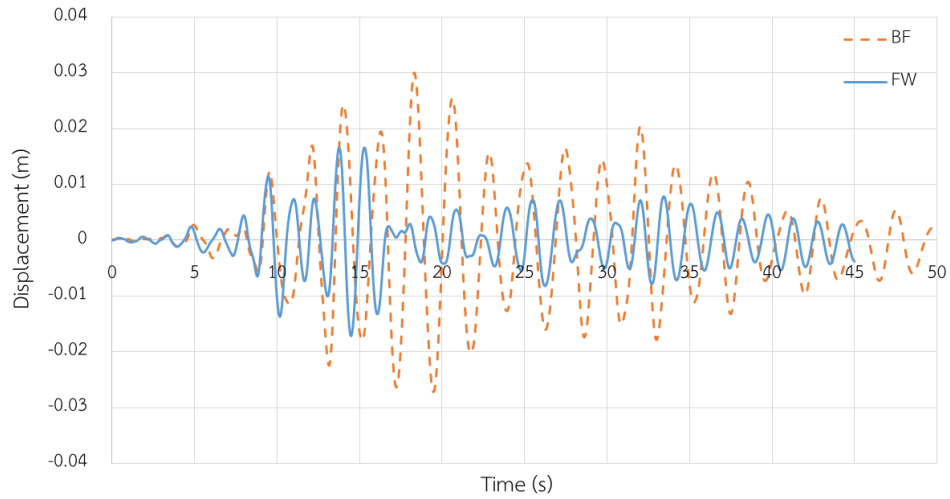
รูปที่ ก.34 การเคลื่อนตัวของอาคารบริเวณชั้นหลังคาภายใต้แผ่นดินไหว Duzce Turkey 1608, Hava Alani (1999) ที่ความเร่งสูงสุด 0.05g





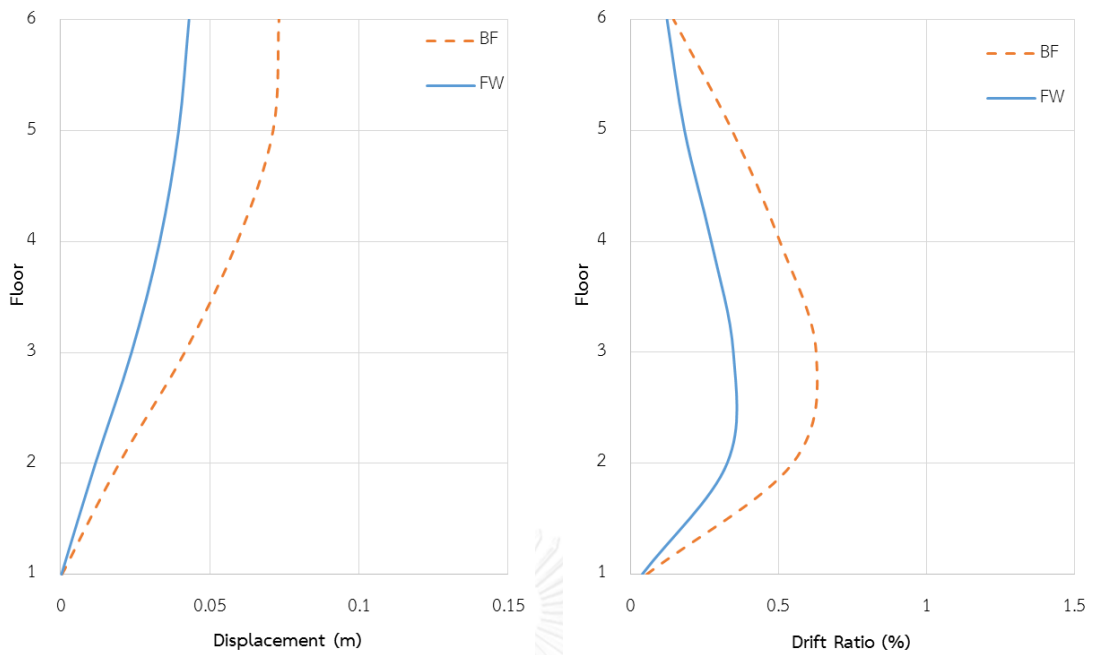
(ก) Story Displacement (m)

(ข) Story Drift (%)



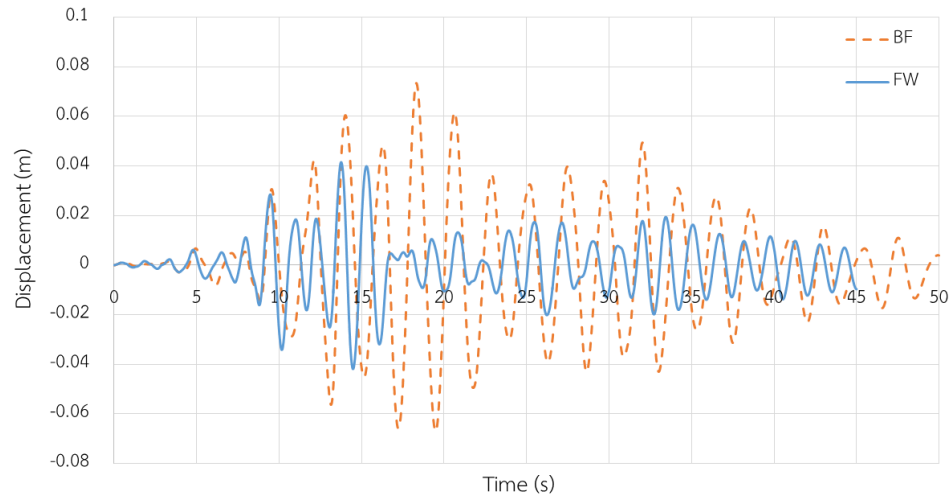
(ค) Roof Displacement History

รูปที่ ก.35 ผลตอบสนองของอาคารภายใต้แผ่นดินไหว Hector Mine 1771, Bombay Beach Fire Station (1999) ที่ความเร่งสูงสุด 0.01g



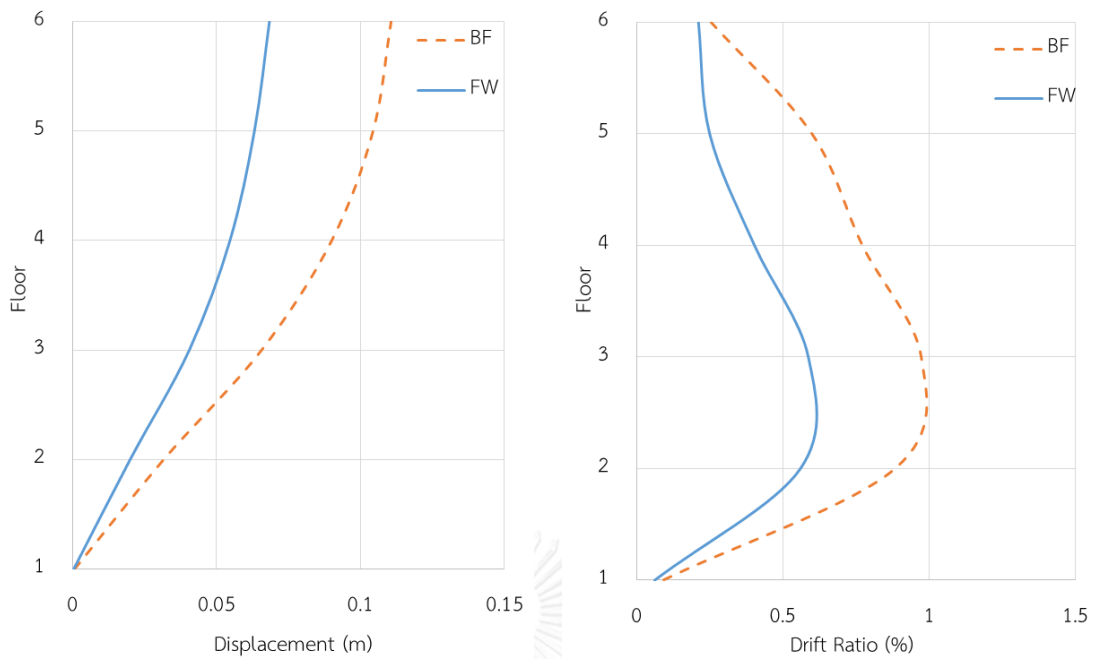
(ก) Story Displacement (m)

(ข) Story Drift (%)



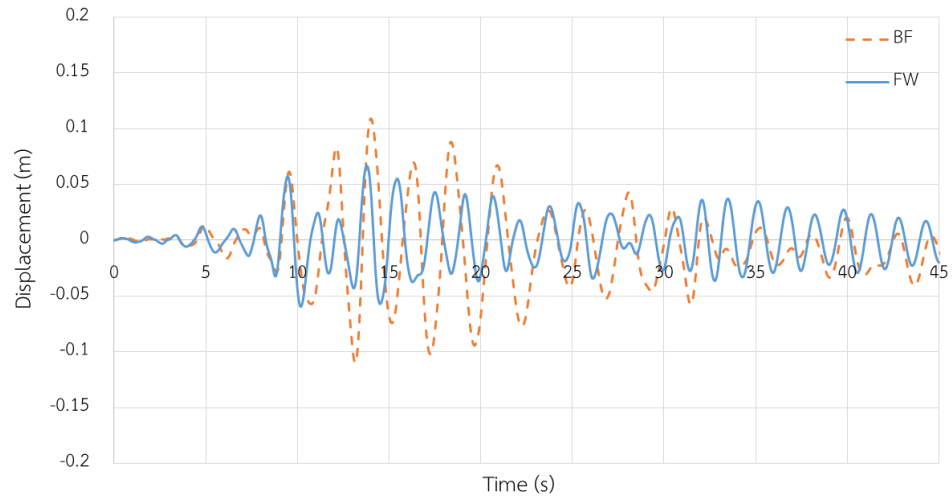
(ค) Roof Displacement History

รูปที่ ก.36 ผลตอบสนองของอาคารภายใต้แผ่นดินไหว Hector Mine 1771, Bombay Beach Fire Station (1999) ที่ความเร่งสูงสุด 0.025g



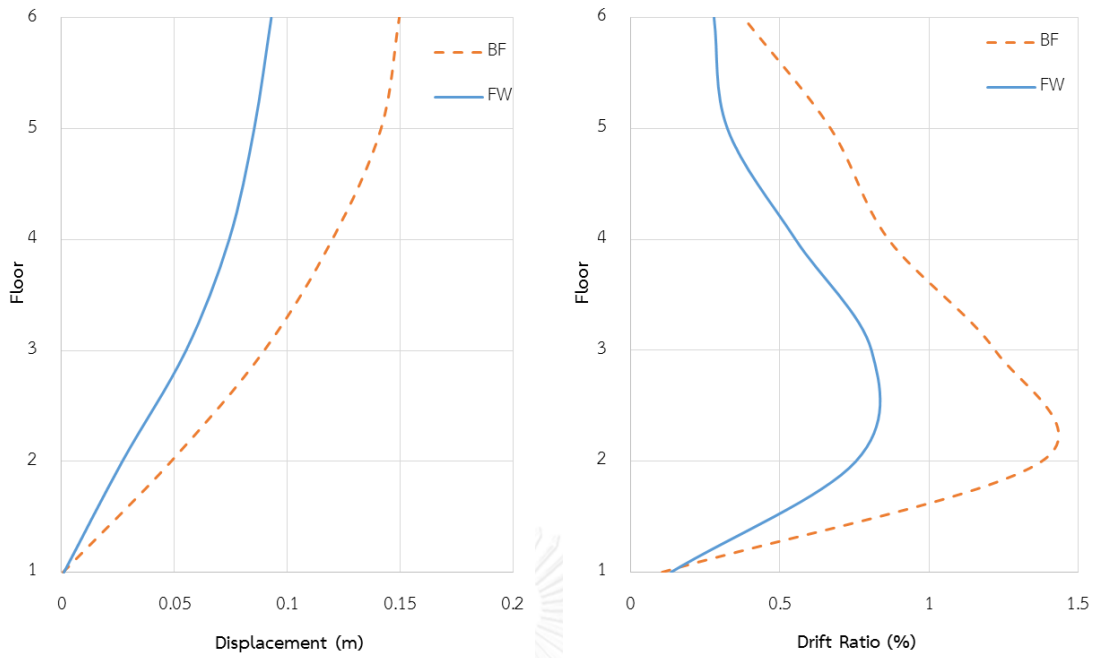
(ก) Story Displacement (m)

(ข) Story Drift (%)



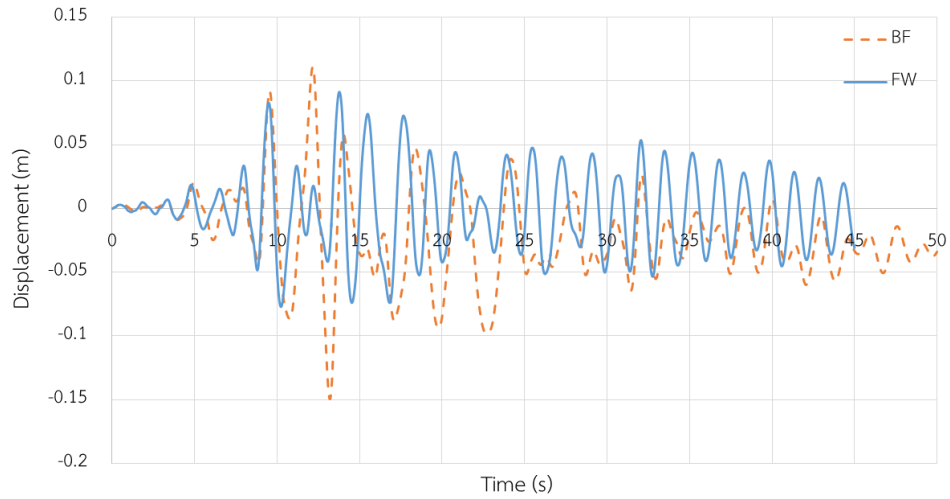
(ค) Roof Displacement History

รูปที่ ก.37 ผลตอบสนองของอาคารภายใต้แผ่นดินไหว Hector Mine 1771, Bombay Beach Fire Station (1999) ที่ความเร่งสูงสุด 0.05g



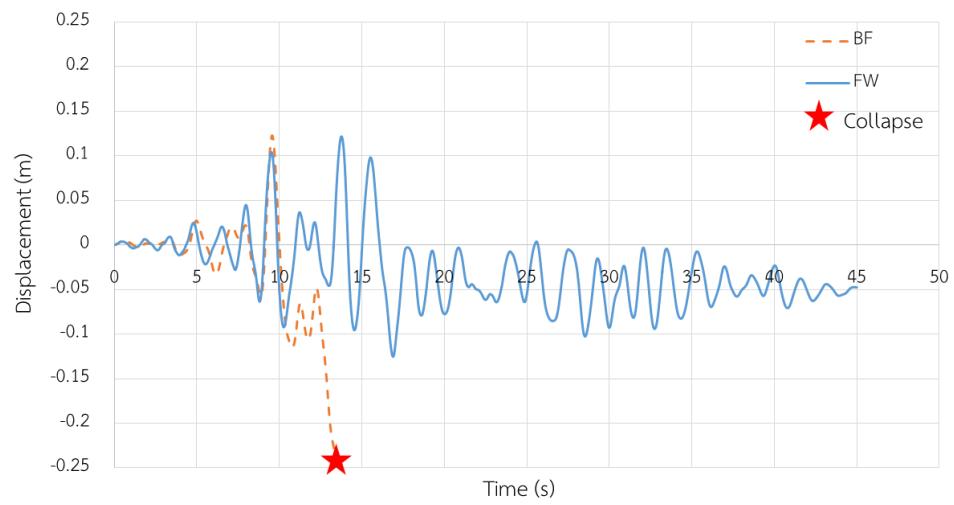
(ก) Story Displacement (m)

(ข) Story Drift (%)



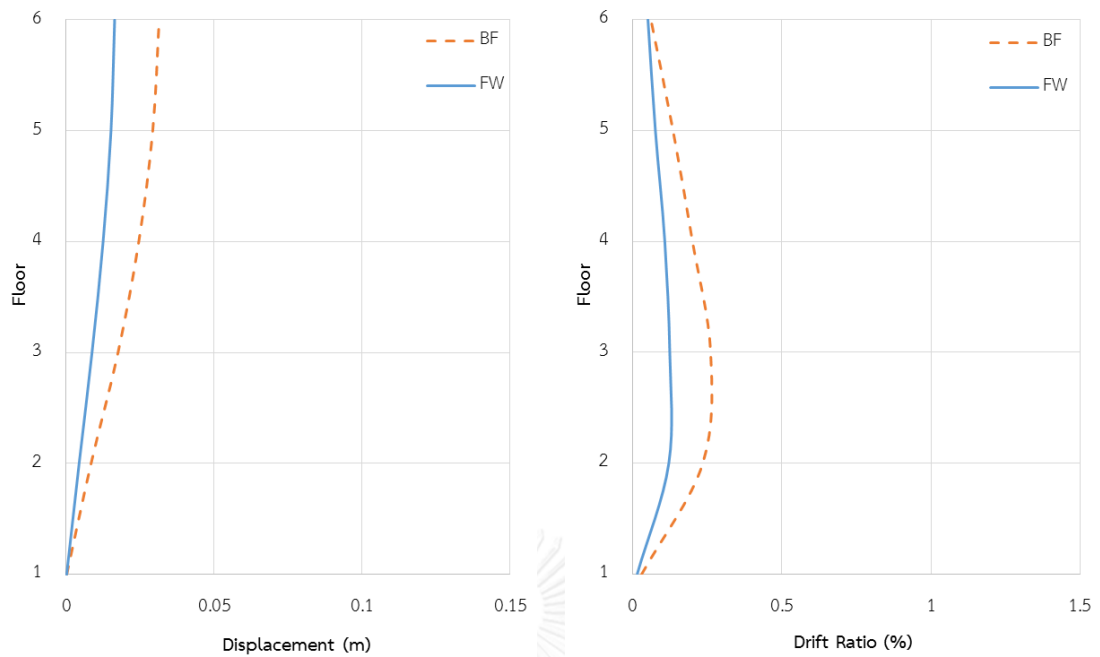
(ค) Roof Displacement History

รูปที่ ก.38 ผลตอบสนองของอาคารภายใต้แผ่นดินไหว Hector Mine 1771, Bombay Beach Fire Station (1999) ที่ความเร่งสูงสุด 0.075g



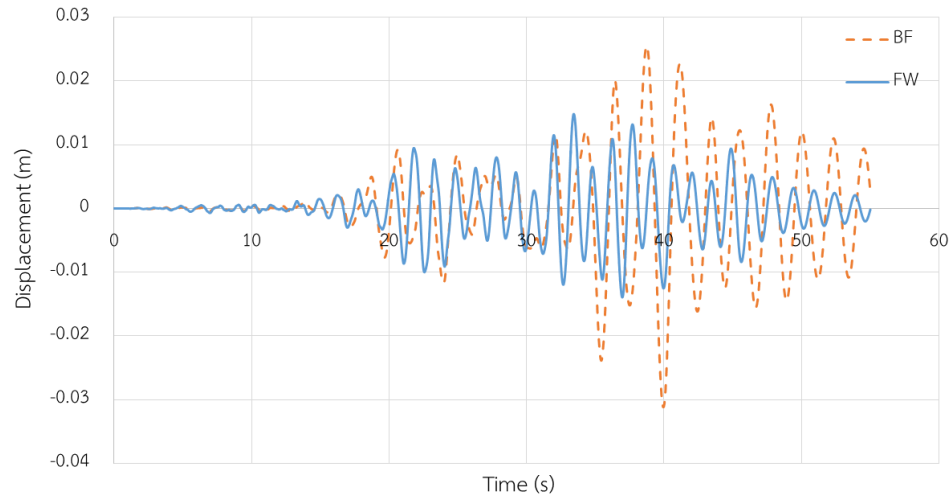
รูปที่ ก.39 การเคลื่อนตัวของอาคารบริเวณชั้นหลังคาภายใต้แผ่นดินไหว Hector Mine 1771, Bombay Beach Fire Station (1999) ที่ความเร่งสูงสุด 0.10g





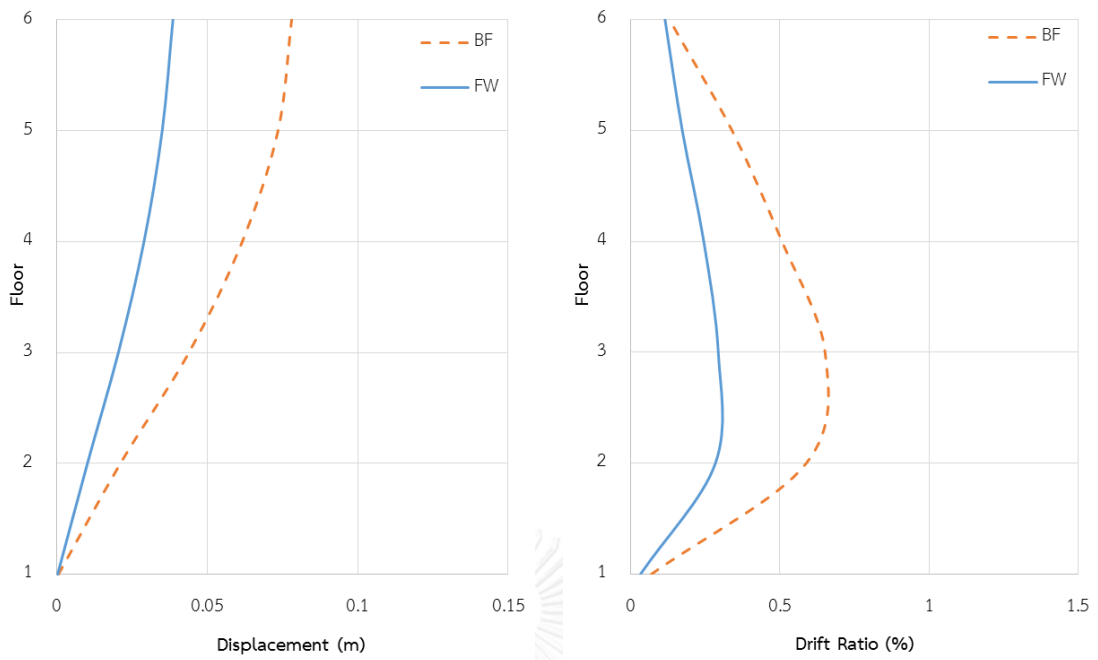
(ก) Story Displacement (m)

(ข) Story Drift (%)



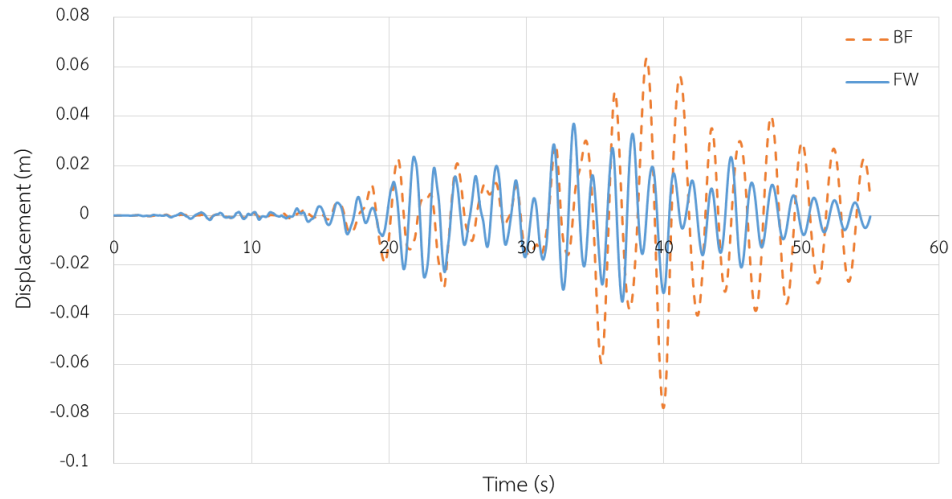
(ค) Roof Displacement History

รูปที่ ก.40 ผลตอบสนองของอาคารภายใต้แผ่นดินไหว Hector Mine 1826, San Bernardino - Fire Sta. #10 (1999) ที่ความเร่งสูงสุด 0.01g



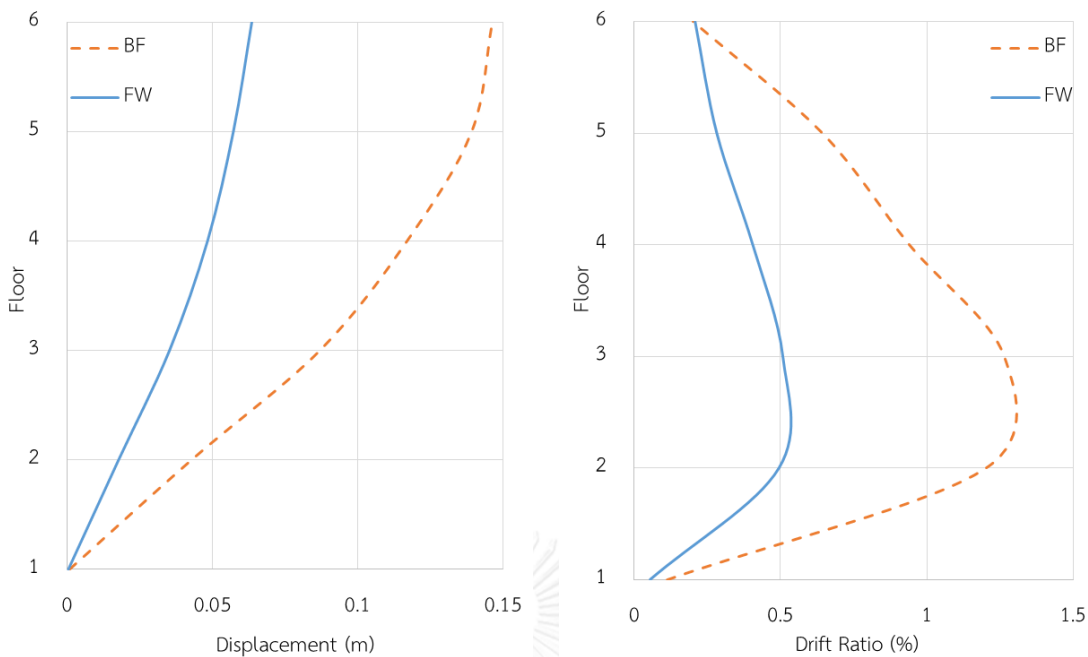
(ก) Story Displacement (m)

(ข) Story Drift (%)



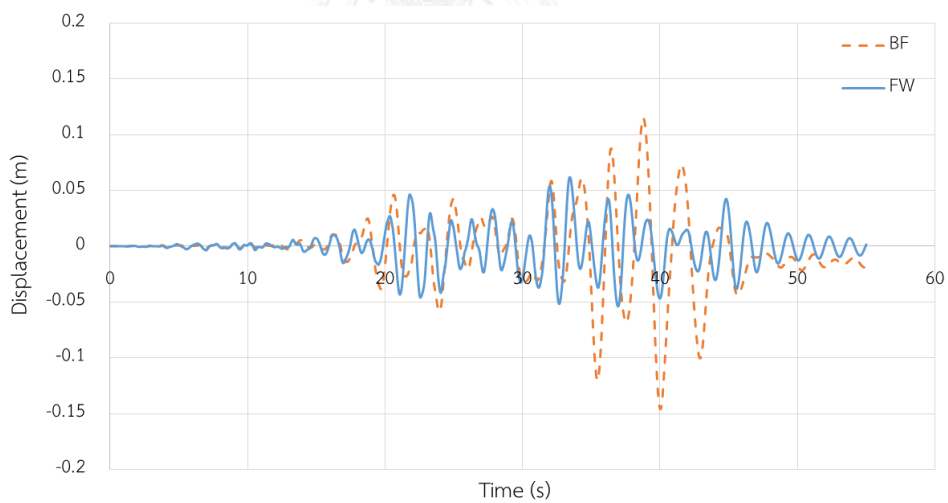
(ค) Roof Displacement History

รูปที่ ก.41 ผลตอบสนองของอาคารภายใต้แผ่นดินไหว Hector Mine 1826, San Bernardino - Fire Sta. #10 (1999) ที่ความเร่งสูงสุด 0.025g



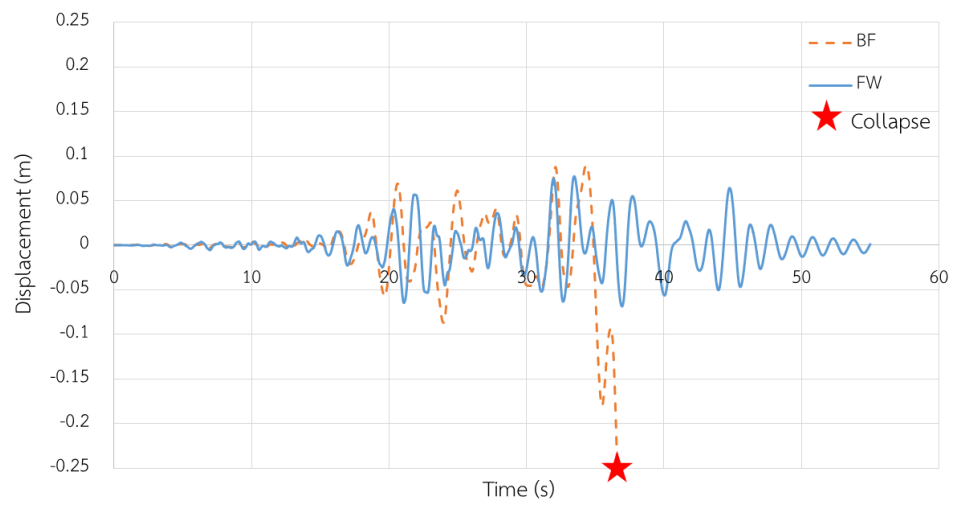
(ก) Story Displacement (m)

(ข) Story Drift (%)



(ค) Roof Displacement History

รูปที่ ก.42 ผลตอบสนองของอาคารภายใต้แผ่นดินไหว Hector Mine 1826, San Bernardino - Fire Sta. #10 (1999) ที่ความเร่งสูงสุด 0.05g



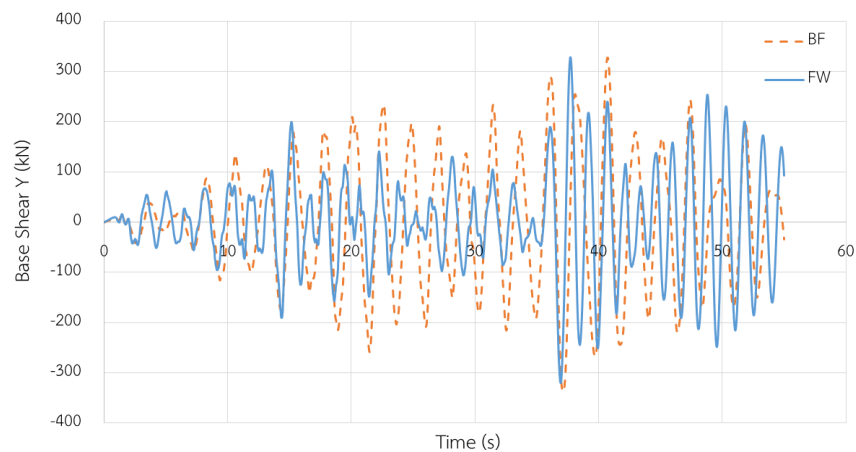
รูปที่ ก.43 การเคลื่อนตัวของอาคารบริเวณชั้นหลังคาภายใต้แผ่นดินไหว Hector Mine 1826, San Bernardino - Fire Sta. #10 (1999) ที่ความเร่งสูงสุด 0.075g



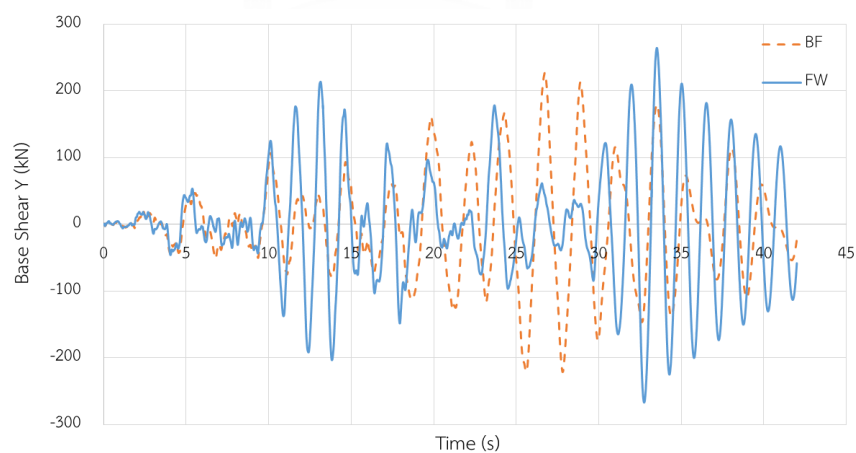
ภาคผนวก ข

การเลือกคลื่นแผ่นดินไหว

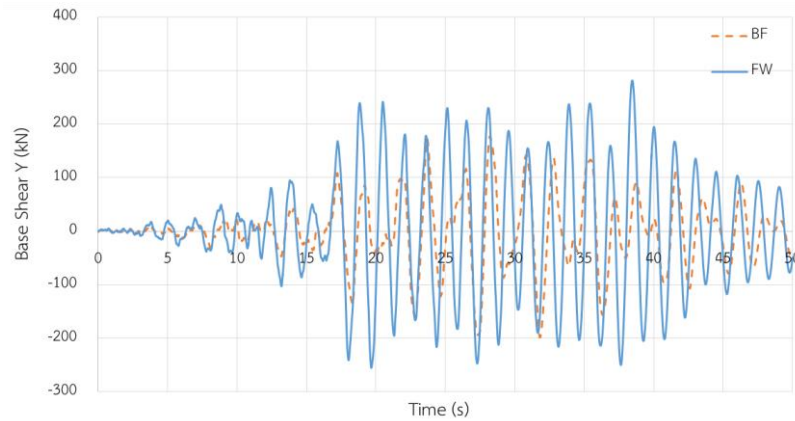
ในงานวิจัยนี้จะทำการเลือกคลื่นแผ่นดินไหวที่มีแรงกระทำต่ออาคารที่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานสูงกว่าอาคารที่ไม่ติดตั้งผนังสลายพลังงานแบบเสียดทานโดยสามารถดูได้จากค่าแรงเฉือนที่ฐาน (Base Shear) ในช่วงที่อาคารทั้งสองมีการเคลื่อนที่ในช่วงอีลาสติกเชิงเส้น หรือที่คลื่นแผ่นดินไหวมีความเร่งสูงสุดที่พื้นดินเท่ากับ $0.01g$



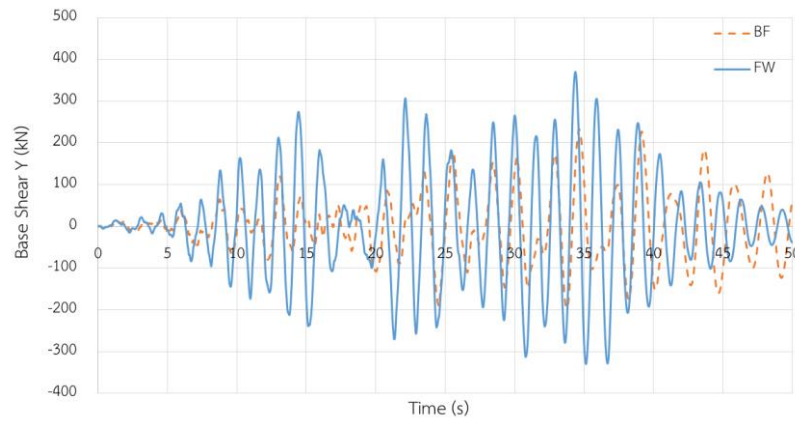
รูปที่ ข. 1 เปรียบเทียบแรงเฉือนที่ฐานของอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Borrego Mtn, LB – Terminal Island (1968) ในช่วงอีลาสติกเชิงเส้น



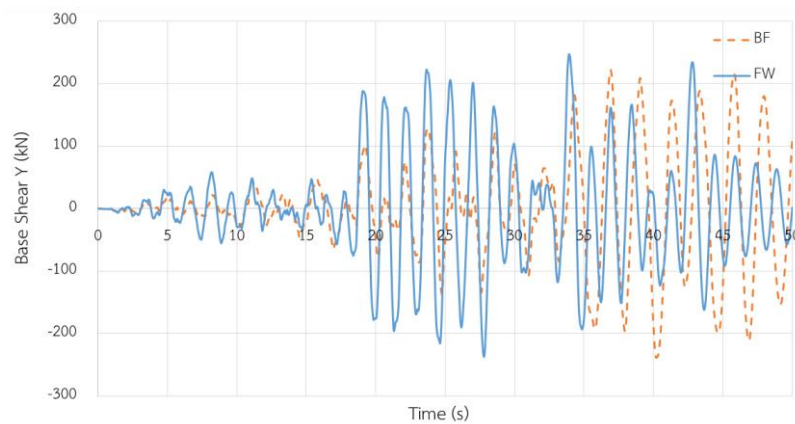
รูปที่ ข. 2 เปรียบเทียบแรงเฉือนที่ฐานของอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Landers 833, Anaheim - W Ball Rd (1992) ในช่วงอีลาสติกเชิงเส้น



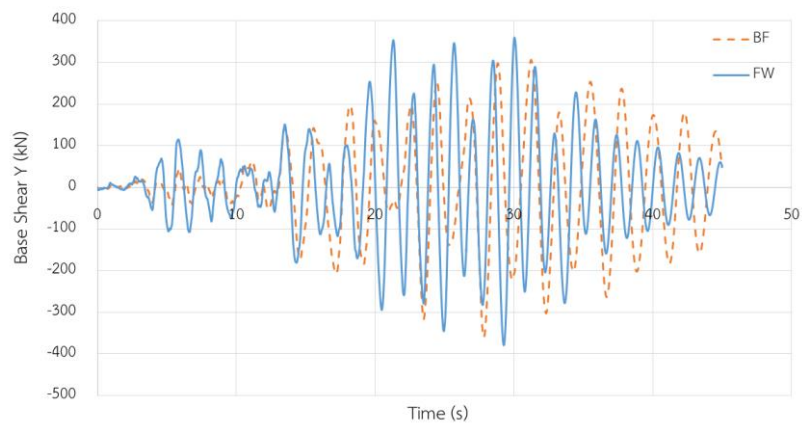
รูปที่ ข. 3 เปรียบเทียบแรงเฉือนที่ฐานของอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Landers 835, Brea - S Flower Av (1992) ในช่วงอิลาสติกเชิงเส้น



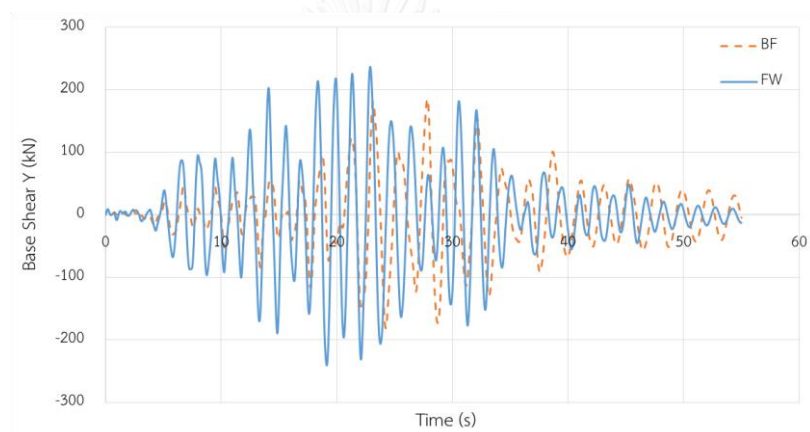
รูปที่ ข. 4 เปรียบเทียบแรงเฉือนที่ฐานของอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Landers 842, Covina - W Badillo (1992) ในช่วงอิลาสติกเชิงเส้น



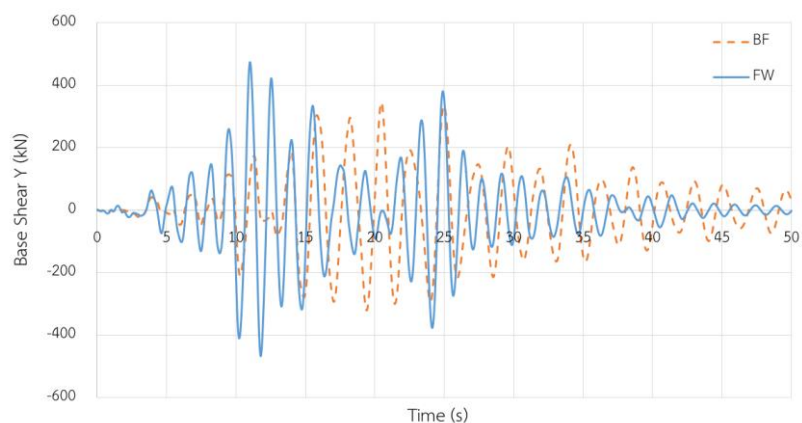
รูปที่ ข. 5 เปรียบเทียบแรงเฉือนที่ฐานของอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Landers 889, San Gabriel - E Grand Ave (1992) ในช่วงอิลาสติกเชิงเส้น



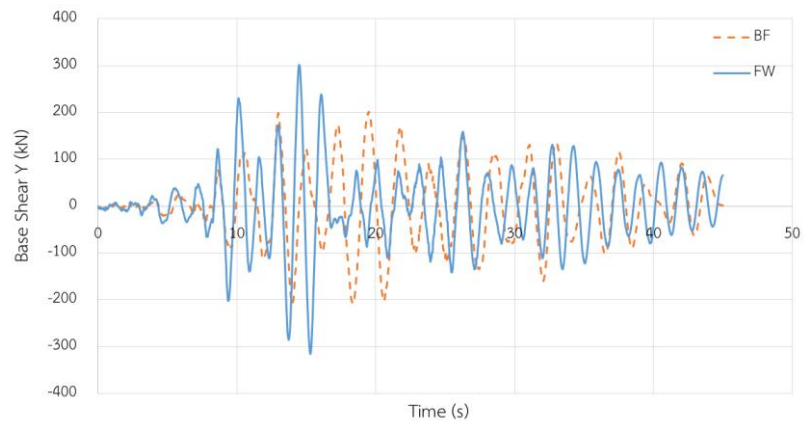
รูปที่ ข. 6 เปรียบเทียบแรงเฉือนที่ฐานของอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Landers 899, West Covina - S Orange Ave (1992) ในช่วงฮิสโตแกรมเชิงเส้น



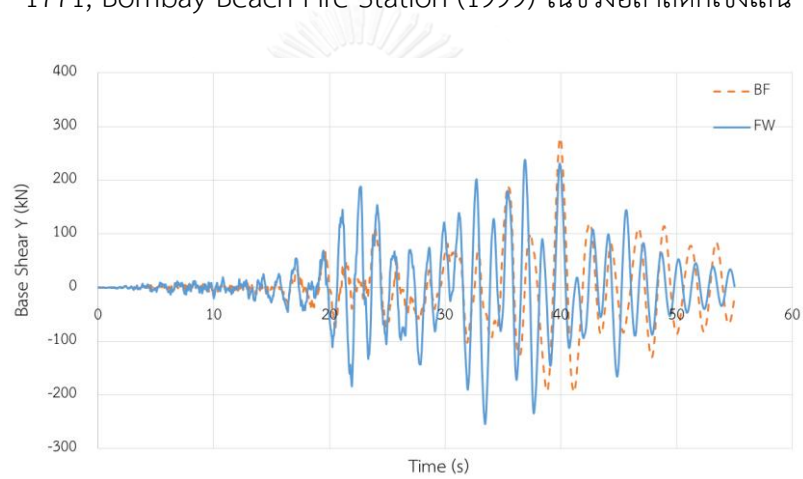
รูปที่ ข. 7 เปรียบเทียบแรงเฉือนที่ฐานของอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Duzce Turkey 1599, Ambarli (1999) ในช่วงฮิสโตแกรมเชิงเส้น



รูปที่ ข. 8 เปรียบเทียบแรงเฉือนที่ฐานของอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Duzce Turkey 1608, Hava Alani (1999) ในช่วงฮิสโตแกรมเชิงเส้น



รูปที่ ข. 9 เปรียบเทียบแรงเฉือนที่ฐานของอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Hector Mine 1771, Bombay Beach Fire Station (1999) ในช่วงอีลาสติกเชิงเส้น



รูปที่ ข. 10 เปรียบเทียบแรงเฉือนที่ฐานของอาคารตัวอย่างภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว Hector Mine 1826, San Bernardino - Fire Sta. #10 (1999) ในช่วงอีลาสติกเชิงเส้น

ประวัติผู้เขียนวิทยานิพนธ์

นางสาวนรรธกานต์ วิบูลย์จันทร์ เกิดเมื่อวันที่ 29 กันยายน พ.ศ.2536 ที่จังหวัดนครราชสีมา เป็นบุตรของนายสุรชัย วิบูลย์จันทร์ และนางชไมพร วิบูลย์จันทร์ เข้ารับการศึกษาที่โรงเรียนมารีย์วิทยา จังหวัดนครราชสีมา ในระดับประถมศึกษา ต่อมาเข้ารับการศึกษาต่อที่โรงเรียนสุนารีวิทยา จังหวัดนครราชสีมา ในระดับมัธยมศึกษา จากนั้นเข้าศึกษาต่อในระดับปริญญาตรีในภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าธนบุรี โดยสำเร็จการศึกษาในปีการศึกษา 2557 และเข้าศึกษาต่อระดับปริญญาโทหลักสูตรวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต สาขาวิศวกรรมโยธา (วิศวกรรมโครงสร้าง) ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย ในปีการศึกษา 2558

