

การเพิ่มสมรรถนะของสะพานคอนกรีตเสริมเหล็กโดยใช้ค้ำยันที่กันการโก่งเดาะ



นายวัชรพงษ์ นาคะวงศ์

จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

CHULALONGKORN UNIVERSITY

บทคัดย่อและแฟ้มข้อมูลฉบับเต็มของวิทยานิพนธ์ตั้งแต่ปีการศึกษา 2554 ที่ให้บริการในคลังปัญญาจุฬาฯ (CUIR)

เป็นแฟ้มข้อมูลของนิสิตเจ้าของวิทยานิพนธ์ ที่ส่งผ่านทางบัณฑิตวิทยาลัย

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

วิทยานิพนธ์นี้เป็นส่วนหนึ่งของการศึกษาตามหลักสูตรปริญญาวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต

สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา ภาควิชาวิศวกรรมโยธา

คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ปีการศึกษา 2558

ลิขสิทธิ์ของจุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

SEISMIC ENHANCEMENT OF RC BRIDGE BY BUCKLING RESTRAINED BRACES

Mr. Watcharapong Nakhawong



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

Department of Civil Engineering

Faculty of Engineering

Chulalongkorn University

Academic Year 2015

Copyright of Chulalongkorn University

หัวข้อวิทยานิพนธ์	การเพิ่มสมรรถนะของสะพานคอนกรีตเสริมเหล็กโดยใช้ ค้ำยันที่กันการโก่งเดาะ
โดย	นายวัชรพงษ์ นาคะวงศ์
สาขาวิชา	วิศวกรรมโยธา
อาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์หลัก	ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร. อาณัติ เรืองรัมย์

---

คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย อนุมัติให้หัวข้อวิทยานิพนธ์ฉบับนี้เป็นส่วน  
หนึ่งของการศึกษาตามหลักสูตรปริญญาวิทยาศาสตรบัณฑิต

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

คณะกรรมการสอบวิทยานิพนธ์

.....ประธานกรรมการ  
(รองศาสตราจารย์ ดร. ทศพล ปิ่นแก้ว)

.....อาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์หลัก  
(ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร. อาณัติ เรืองรัมย์)

.....กรรมการ  
(ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร. ฉัตรพันธ์ จินตนาภักดี)

.....กรรมการภายนอกมหาวิทยาลัย  
(ดร. หทัยรัตน์ มณีเทศ)

วัชรพงษ์ นาคะวงศ์ : การเพิ่มสมรรถนะของสะพานคอนกรีตเสริมเหล็กโดยใช้ค้ำยันที่กันการโก่งเดาะ (SEISMIC ENHANCEMENT OF RC BRIDGE BY BUCKLING RESTRAINED BRACES) อ.ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์หลัก: ผศ. ดร. อาณัติ เรืองรัมย์, 147 หน้า.

ในงานวิจัยนี้ได้ศึกษาการเพิ่มสมรรถนะทางด้านความต้านทานแผ่นดินไหวของสะพานคอนกรีตเสริมเหล็กโดยวิธีการเสริมกำลังโครงสร้างด้วยค้ำยันที่กันการโก่งเดาะ (Buckling Restrained Braces, BRB) และทำการเปรียบเทียบกับแบบที่ไม่ได้เสริมกำลังโครงสร้าง สะพานดังกล่าว เป็นไปตามแบบมาตรฐานของกรมทางหลวงชนบท คานยาว 12 เมตร 2 ช่วงสะพาน ความสูง 6.65 เมตร ตอม่อเป็นตอม่อเสาเข็ม (Pile bent) 0.4x0.4 เมตร 6 ต้น ในการจำลองได้ให้ฐานรากเป็นจุดรองรับแบบยึดแน่น โดยทำการวิเคราะห์ด้วยวิธีพลศาสตร์ไม่เชิงเส้น (Nonlinear Dynamic Procedure) และมีคลื่นแผ่นดินไหวกระทำในทิศทางด้านข้างของสะพาน 3 ข้อมูล ความเร่งสูงสุดที่ผิวดิน 0.3g 0.4g และ 0.5g เพื่อศึกษาพฤติกรรมค่าตอบสนองต่างๆ ของโครงสร้างสะพานทั้งก่อนและหลังเสริมกำลัง 8 แบบ ค้ำยันที่กันการโก่งเดาะขนาดหน้าตัด 30, 50, 70 และ 90 ตร.ซม. วัสดุแกนกลางเหล็กและอลูมิเนียม จากการศึกษาพบว่า ก่อนเสริมกำลัง โครงสร้างสะพานมีค่าการเคลื่อนที่ทางด้านข้างค่อนข้างมาก ผลของโมเมนต์และค่าความโค้งในโครงสร้างมีการครากหลายตำแหน่ง หลังจากเสริมกำลัง การใช้ค้ำยันแบบพาดผ่าน 2 ช่วงคาน แต่ละชั้น มี 2 แห่ง หน้าตัด 70 ตร.ซม. วัสดุแกนกลางเหล็ก ทำให้สะพานมีค่าการเคลื่อนที่ทางด้านข้างลดลงสูงสุด 73% ลดผลของโมเมนต์และค่าความโค้งในโครงสร้าง แต่เกิดแรงเฉือนที่ฐานเพิ่มขึ้น 53% ค้ำยันที่กันการโก่งเดาะยังไม่มีอาการคราก และได้พิจารณาแกนกลางเป็นอลูมิเนียมขนาด 30, 50 และ 70 ตร.ซม. มีกำลัง 55 และ 110 เมกะปาสคาล ขนาดที่เหมาะสมคือ 70 ตร.ซม. กำลังคราก 55 เมกะปาสคาล เปรียบเทียบกับก่อนเสริมกำลังทำให้แรงเฉือนที่ฐานเพิ่มขึ้น 6% การเคลื่อนที่ทางด้านข้างลดลง 29% มีการสลายพลังงานในค้ำยันอย่างมีนัยสำคัญ

ภาควิชา วิศวกรรมโยธา

ลายมือชื่อนิสิต .....

สาขาวิชา วิศวกรรมโยธา

ลายมือชื่อ อ.ที่ปรึกษาหลัก .....

ปีการศึกษา 2558

# # 5570366021 : MAJOR CIVIL ENGINEERING

KEYWORDS: SEISMIC ENHANCEMENT, REINFORCEMENT CONCRETE BRIDGE, BUCKLING RESTRAINED BRACE, NONLINEAR DYNAMIC PROCEDURE

WATCHARAPONG NAKHAWONG: SEISMIC ENHANCEMENT OF RC BRIDGE BY BUCKLING RESTRAINED BRACES. ADVISOR: ASST. PROF. ANAT RUANGRASSAMEE, Ph.D., 147 pp.

This research investigates seismic enhancement of reinforcement concrete bridge by buckling restrained braces. The studied bridge is designed according to the standard drawings by Department of Rural Roads. The bridge has two spans with a span length of 12 m and the pile bent has 6 0.4m x 0.4m columns with a height of 6.65 m. The foundation is assumed to be the fix support. The nonlinear dynamic analysis is conducted with 3 earthquake ground motions with scaled peak ground accelerations of 0.3g, 0.4g and 0.5g. To study the response behaviors before and after retrofitting of reinforced concrete bridge, 8 types of BRB arrangement, the core areas of 30, 50, 70, 90 sq.cm., and the core materials of steel and aluminum are investigated. It is found that the original bridge suffers nonlinear response at various positions in beams and columns. The arrangement of BRBs crossing 2 beam spans and provided at two levels yield preferable results. The steel-cored BRB with 70 sq.cm. core area can provide the reduction by 73% in lateral displacement. However, the base shear increases 53%. The aluminum-cored BRBs with the areas of 30, 50 and 70 sq.cm. are investigated and it is found that the core area of 70 sq.cm and a yielding strength of 55 MPa can control the increase in the base shear increase to 6% while having 29% decrease in lateral displacement, energy dissipation of BRBs become more efficient.

Department: Civil Engineering

Student's Signature .....

Field of Study: Civil Engineering

Advisor's Signature .....

Academic Year: 2015

## กิตติกรรมประกาศ

ผู้เขียนกราบขอบพระคุณอาจารย์ทุกท่านที่ให้ความกรุณาเป็นที่ปรึกษา แนะนำเกี่ยวกับ ทฤษฎี และแนวทางแก้ปัญหาที่เกิดขึ้นระหว่างทำวิจัย อันเป็นประโยชน์ต่อการวิจัยอย่างมากมา โดยตลอด รวมทั้งขอบคุณเพื่อนๆของผู้เขียนที่ให้คำแนะนำ คำปรึกษาและความช่วยเหลือตลอด การทำวิจัย ทำยที่สุดผู้เขียนขอกราบขอบพระคุณ คุณพ่อ คุณแม่ ที่ให้ความอุปการะ สนับสนุน ค่าใช้จ่าย และเป็นกำลังใจให้แก่ข้าพเจ้าโดยตลอดมา ทำให้งานวิจัยชิ้นนี้สำเร็จลุล่วงเป็นอย่างดี



## สารบัญ

หน้า

บทคัดย่อภาษาไทย.....	ง
บทคัดย่อภาษาอังกฤษ.....	จ
กิตติกรรมประกาศ.....	ฉ
สารบัญ.....	ช
สารบัญตาราง.....	ญ
สารบัญรูป.....	ฎ
บทที่ 1 บทนำ.....	1
1.1 ความเป็นมาและความสำคัญของปัญหา.....	1
1.2 วัตถุประสงค์ของงานวิจัย.....	4
1.3 ขอบเขตของงานวิจัย.....	4
1.4 วิธีการดำเนินงานวิจัย.....	5
1.5 ประโยชน์ที่คาดว่าจะได้รับ.....	6
บทที่ 2 ทฤษฎีที่เกี่ยวข้องและผลงานวิจัยที่ผ่านมา.....	7
2.1 ทฤษฎีของค้ำยันที่กันการโก่งเดาะ.....	7
2.1.1 องค์ประกอบของค้ำยันที่กันการโก่งเดาะ.....	9
2.1.2 ข้อดีของค้ำยันที่กันการโก่งเดาะ.....	11
2.2 งานวิจัยที่เกี่ยวข้องกับการเสริมกำลังสะพานคอนกรีตเสริมเหล็กโดยใช้ค้ำยันที่กันการโก่ง เดาะ.....	13
2.2.1 งานศึกษาที่เกี่ยวข้องกับตัวค้ำยันที่กันการโก่งเดาะ.....	13
2.2.2 งานศึกษาที่เกี่ยวข้องกับจุดต่อของค้ำยันที่กันการโก่งเดาะ.....	23
2.2.3 งานศึกษาที่เกี่ยวข้องกับพฤติกรรมของการติดตั้งค้ำยันที่กันการโก่งเดาะเข้ากับ อาคาร.....	27

2.2.4 งานศึกษาที่เกี่ยวข้องกับพฤติกรรมของการติดตั้งค้ำยันที่กันการโก่งเดาะเข้ากับ สะพาน.....	35
2.3 โปรแกรม OpenSEES .....	44
2.3.1 แบบจำลอง.....	44
2.3.2 การวิเคราะห์ .....	44
2.4 การวิเคราะห์โครงสร้างแบบไม่เชิงเส้น .....	46
บทที่ 3 การสอบเทียบแบบจำลอง.....	47
3.1 การสร้างแบบจำลองโครงสร้าง .....	47
3.1.1 รูปตัดไฟเบอร์ (Fiber Section).....	47
3.1.2 แบบจำลองข้อหมุนพลาสติก (Plastic Hinge).....	47
3.2 การสอบเทียบแบบจำลอง.....	48
3.2.1 การวิเคราะห์แบบจำลองของเสาคอนกรีตเสริมเหล็ก.....	48
3.2.2 การวิเคราะห์แบบจำลองของโครงข้อแข็งคอนกรีตเสริมเหล็ก .....	55
3.2.3 ศึกษาการสร้างแบบจำลองค้ำยันที่กันการโก่งเดาะ .....	59
บทที่ 4 สะพานที่ใช้ในการวิเคราะห์และคลื่นแผ่นดินไหว .....	61
4.1 สะพานที่ใช้ในการวิเคราะห์ .....	61
4.1.1 ลักษณะของสะพานคอนกรีตเสริมเหล็กที่ใช้ในการวิเคราะห์.....	62
4.2 รูปแบบการค้ำยันโครงสร้างสะพานและขนาดของค้ำยันที่กันการโก่งเดาะ .....	64
4.2.1 รูปแบบการค้ำยัน .....	64
4.2.1 ขนาดของค้ำยันที่กันการโก่งเดาะ .....	66
4.3 คลื่นแผ่นดินไหว.....	66
บทที่ 5 ผลการวิเคราะห์และอภิปราย.....	71
5.1. ผลการวิเคราะห์พฤติกรรมโดยการเปรียบเทียบรูปแบบการค้ำยันและผลของขนาด ความเร่ง.....	71



5.1.1 ผลการวิเคราะห์พฤติกรรมในชั้นส่วนสะพาน .....	71
5.1.2 ผลการวิเคราะห์พฤติกรรมในค้ำยันที่กันการโก่งเดาะ.....	108
5.2. ผลการวิเคราะห์พฤติกรรมโดยการเปรียบเทียบรูปแบบการค้ำยันและการปรับขนาดหน้า ตัดของค้ำยันที่กันการโก่งเดาะ.....	112
5.2.1. ผลการวิเคราะห์พฤติกรรมในชั้นส่วนสะพาน .....	112
5.2.2. ผลการวิเคราะห์พฤติกรรมของค้ำยันที่กันการโก่งเดาะ .....	115
5.3. ผลการวิเคราะห์คุณสมบัติของค้ำยันที่กันการโก่งเดาะ .....	122
5.3.1. ผลการวิเคราะห์พฤติกรรมของโครงสร้างโดยการลดกำลังครากของเหล็กแกนกลาง	122
5.3.2. ผลการวิเคราะห์พฤติกรรมของโครงสร้างโดยใช้แกนกลางอลูมิเนียม .....	129
บทที่ 6 สรุปผลและข้อเสนอแนะ .....	136
6.1 สรุปการวิเคราะห์สะพาน .....	136
6.2 ข้อเสนอแนะ .....	138
รายการอ้างอิง .....	139
ภาคผนวก.....	142
ประวัติผู้เขียนวิทยานิพนธ์ .....	147

## สารบัญตาราง

หน้า

ตารางที่ 2. 1 ขนาดของค้ำยันที่กั้นการโก่งเดาะ และ น้ำหนักกระทำต่อตัวอย่าง (Watanabe, Hitomi et al. 1988).....	13
ตารางที่ 2. 2 ขนาดของตัวอย่างการทดสอบ (Ju, Kim et al. 2009).....	16
ตารางที่ 2. 3 กำลังของตัวอย่างและรูปแบบของการพัง (Ju, Kim et al. 2009).....	17
ตารางที่ 2. 4 เปรียบเทียบกำลังของตัวอย่างจากการทดสอบและการคำนวณโดยสมการของออยเลอร์และสมการของพาวเวลล์และเซน (Ju, Kim et al. 2009).....	19
ตารางที่ 2. 5 ขนาดและน้ำหนักของตัวอย่าง(Chou and Chen 2010).....	21
ตารางที่ 2. 6 ผลการทดสอบ(Chou and Chen 2010).....	22
ตารางที่ 2. 7 ขนาดและรายละเอียดของตัวอย่าง(Chou and Chen 2010).....	22
ตารางที่ 2. 8 ค่าพารามิเตอร์ต่างๆและผลการทดสอบของตัวอย่าง(Chou and Chen 2010) .....	23
ตารางที่ 2. 9 ผลการทดสอบค่าความเหนียวที่เกิดขึ้น (Fahnestock, Ricles et al. 2007).....	25
ตารางที่ 2. 10 ผลสรุปประสิทธิภาพของระบบค้ำยัน 3ชนิด(Clark, Aiken et al. 1999).....	33
ตารางที่ 2. 11 สรุปผลการทดสอบ (El-Bahey and Bruneau 2011).....	43
ตารางที่ 3. 1 ค่าพารามิเตอร์สำหรับคอนกรีต (วรากร 2008) .....	50
ตารางที่ 3. 2 ค่าพารามิเตอร์สำหรับเหล็กเสริม (วรากร 2008).....	50
ตารางที่ 3. 3 ค่าพารามิเตอร์ของคอนกรีตและเหล็กเสริม (Anil and Altin 2007).....	55
ตารางที่ 3. 4 ค่าพารามิเตอร์ของค้ำยันที่กั้นการโก่งเดาะ (Gray, de Oliveira et al. 2014).....	59
ตารางที่ 4. 1 คาบธรรมชาติและความยาวค้ำยันที่กั้นการโก่งเดาะในรูปแบบการค้ำยันต่างๆ .....	64
ตารางที่ 4. 2 คลื่นแผ่นดินไหวที่ใช้ในงานวิจัย .....	66
ตารางที่ 5. 1 สรุปผลการค้ำยันในโครงสร้างสะพาน.....	90
ตารางที่ 5. 2 สรุปค่าการเคลื่อนที่สูงสุดในแต่ละแบบการค้ำยันและความเร่งสูงสุดในแต่ละคลื่น.....	97

## สารบัญรูป

หน้า

รูปที่ 1. 1 ผลการวิเคราะห์ด้วยวิธีการผลักด้านข้างของค้ำยัน 3ชนิด (Clark, Aiken et al. 1999)....	2
รูปที่ 1. 2 ผลของฮีสเทเรติกในแต่ละตัวอย่าง(a) S1; (b) S2-1; (c) S2-2 (El-Bahey and Bruneau 2011).....	3
รูปที่ 2. 1 แสดงพฤติกรรมที่เสถียรและการสลายพลังงานของค้ำยัน (Adapted from Clark, P., et al. (1999). <i>Proc. 69<sup>th</sup> Annual SEAOC Convention</i> , Sacramento, CA. With permission.).....	12
รูปที่ 2. 2 องค์ประกอบของค้ำยันที่กันการโก่งเดาะ (Adapted from Wada et al. (1998) by Lopez 2001.).....	12
รูปที่ 2. 3 การติดตั้งค้ำยันที่กันการโก่งเดาะเข้ากับโครงข้อแข็ง (Watanabe, Hitomi et al. 1988).....	14
รูปที่ 2. 4 ความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงและความเครียดของค้ำยันที่กันการโก่งเดาะของ ตัวอย่างที่ 1,2 และ 3 ภายใต้แรงกระทำแบบวัฏจักร (Watanabe, Hitomi et al. 1988).....	14
รูปที่ 2. 5 ความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงและความเครียดของค้ำยันที่กันการโก่งเดาะของ ตัวอย่างที่ 4 และ 5 ภายใต้แรงกระทำแบบวัฏจักร (Watanabe, Hitomi et al. 1988).....	15
รูปที่ 2. 6 การติดตั้งเหล็กแผ่นบางหนา 40 มิลลิเมตรเชื่อมทั้งสองปลาย (Ju, Kim et al. 2009)....	16
รูปที่ 2. 7 ลำดับของแรงกระทำ (Ju, Kim et al. 2009).....	17
รูปที่ 2. 8 ความสัมพันธ์ของน้ำหนักที่กระทำกับการเคลื่อนที่กรณีความยาวการไม่ยึดรั้งที่ 200 มิลลิเมตรและ 300 มิลลิเมตรตามลำดับ (Ju, Kim et al. 2009) .....	18
รูปที่ 2. 9 ความสัมพันธ์ของน้ำหนักที่กระทำกับการเคลื่อนที่ ที่รอบแรงกดสูงสุด (Ju, Kim et al. 2009).....	18
รูปที่ 2. 10 ความสัมพันธ์ของพลังงานสะสมและการเปลี่ยนรูปแบบอินฮิสตติคสะสมกับจำนวน รอบ (Ju, Kim et al. 2009) .....	19
รูปที่ 2. 11 รูปแบบของตัวอย่าง (Chou and Chen 2010).....	21

รูปที่ 2. 12 รายละเอียดของจุดต่อ (Fahnestock, Ricles et al. 2007).....	24
รูปที่ 2. 13 การทดสอบ (Fahnestock, Ricles et al. 2007).....	24
รูปที่ 2. 14 รายละเอียดของจุดต่อ 3ชนิด (Wigle and Fahnestock 2010).....	26
รูปที่ 2. 15 แบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์แบบไม่เชิงเส้นพิจารณาที่ 1 ชั้นจากโครงข้อแข็งเหล็ก 4 ชั้น (Wigle and Fahnestock 2010) .....	26
รูปที่ 2. 16 พฤติกรรมของจุดต่อ (Wigle and Fahnestock 2010).....	27
รูปที่ 2. 17 ลักษณะของอุปกรณ์หน่วย 2 ชนิด a) ชนิดเหนียวและยึดหยุ่น และ b) ชนิด พลาสติกยึดหยุ่น (Kasai, Fu et al. 1998) .....	28
รูปที่ 2. 18 มุมขยับของอาคาร (Kasai, Fu et al. 1998).....	28
รูปที่ 2. 19 ลักษณะรูปร่างและขนาดโครงข้อแข็งด้านทานโมเมนต์แบบพิเศษ 3ชั้น (Clark, Aiken et al. 1999).....	30
รูปที่ 2. 20 ลักษณะรูปร่างและขนาดการออกแบบติดตั้งค้ำยันที่กันการโก่งเดาะเข้ากับโครงข้อ แข็ง(Clark, Aiken et al. 1999) .....	30
รูปที่ 2. 21 ผลการทดลองด้วยวิธีการผลัดด้านข้าง และประวัติเวลา (Clark, Aiken et al. 1999)..	31
รูปที่ 2. 22 ตัวอย่าง T1 ,T2 และ T3 เมื่อทดสอบด้วยประวัติน้ำหนักบรรทุกทุกพื้นฐาน (Clark, Aiken et al. 1999).....	32
รูปที่ 2. 23 ตัวอย่าง T1 เมื่อทำการทดสอบด้วยประวัติน้ำหนักบรรทุกทุกใกล้สนาม (Clark, Aiken et al. 1999).....	32
รูปที่ 2. 24 ตำแหน่งการติดตั้งค้ำยัน(Clark, Aiken et al. 1999) .....	33
รูปที่ 2. 25 แบบจำลองของการติดตั้งค้ำยัน 5 แบบและไม่ติดตั้งค้ำยัน 1 แบบ (Deulkar, Modhera et al. 2010) .....	34
รูปที่ 2. 26 การเคลื่อนที่ของชั้นหลังคาจากแบบจำลองอาคารโครงข้อแข็งในรูปแบบต่างๆ (Deulkar, Modhera et al. 2010) .....	35
รูปที่ 2. 27 แลບความน่าเชื่อถือของค่าความแตกต่างของ $\xi$ ของเหล็ก 2 ประเภท (El-Bahey and Bruneau 2011).....	38
รูปที่ 2. 28 แบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ (El-Bahey and Bruneau 2011).....	39

รูปที่ 2. 29 การเปรียบเทียบระหว่างการวิเคราะห์ประวัติเวลาและการผลัดด้านข้างสำหรับค่าความเหนียวค้ำยันที่กั้นการโก่งเดาะโดยมีค่า $\xi = 2$ และ $\eta = 2$ (El-Bahey and Bruneau 2011).....	39
รูปที่ 2. 30 การเปรียบเทียบระหว่างการวิเคราะห์ประวัติเวลาและการผลัดด้านข้างสำหรับค่าความเหนียวโครงสร้างข้อแข็งโดยมีค่า $\xi = 2$ และ $\eta = 2$ (El-Bahey and Bruneau 2011).....	39
รูปที่ 2. 31 ลักษณะของตัวอย่างทดสอบ (a) S1; (b) S2-1; (c) S2-2 (El-Bahey and Bruneau 2011).....	41
รูปที่ 2. 32 ลักษณะค้ำยันที่กั้นการโก่งเดาะ (El-Bahey and Bruneau 2011).....	41
รูปที่ 2. 33 พฤติกรรมแบบวิถัจกรของตัวอย่างทดสอบ (a) S1; (b) S2-1; (c) S2-2 (El-Bahey and Bruneau 2011).....	42
รูปที่ 2. 34 (a) การเกิดการโก่งเดาะเฉพาะที่ ที่ค่าการขยับ 2.2% (b) รอยแตกร้าวที่ค่าการขยับ 2.7% (El-Bahey and Bruneau 2011).....	43
รูปที่ 2. 35 พฤติกรรมแบบวิถัจกรของค้ำยันที่กั้นการโก่งเดาะที่ติดตั้ง(ลำดับที่ 3 จากบน) (El-Bahey and Bruneau 2011).....	43
รูปที่ 2. 36 การวิเคราะห์ที่ระดับต่างๆ (Mazzoni, McKenna et al. 2006).....	45
รูปที่ 2. 37 กระบวนการหลักของโปรแกรม (Mazzoni, McKenna et al. 2006).....	45
รูปที่ 3. 1 หน้าตัดไฟเบอร์ขององค์อาคาร.....	47
รูปที่ 3. 2 ขนาดและเหล็กเสริมของเสาตัวอย่าง (วรกร 2008).....	49
รูปที่ 3. 3 แบบจำลองโครงสร้างเสาคอนกรีตสำหรับโปรแกรม OpenSEES.....	49
รูปที่ 3. 4 ความสัมพันธ์ของโมเมนต์และอัตราการเปลี่ยนแปลงของมุมเทียบกับความยาวของส่วนโค้ง.....	51
รูปที่ 3. 5 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดของคอนกรีตที่ไม่มีการโอบรัด.....	52
รูปที่ 3. 6 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดของคอนกรีตที่มีการโอบรัด.....	52
รูปที่ 3. 7 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดของเหล็กเสริม.....	53
รูปที่ 3. 8 รูปแบบการให้แรงกระทำแบบวิถัจกร.....	53
รูปที่ 3. 9 ผลการวิเคราะห์ด้วยโปรแกรม Tdap เปรียบเทียบกับโปรแกรม OpenSEES.....	54

รูปที่ 3. 10 ผลการทดสอบเปรียบเทียบกับการวิเคราะห์ด้วยโปรแกรม OpenSEES.....	54
รูปที่ 3. 11 ตัวอย่างโครงข้อแข็ง (Anil and Altin 2007) .....	56
รูปที่ 3. 12 แบบจำลองโครงข้อแข็ง (Anil and Altin 2007).....	56
รูปที่ 3. 13 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดของคอนกรีตที่ไม่มีการโอบรัด .....	57
รูปที่ 3. 14 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดของคอนกรีตที่มีการโอบรัด .....	57
รูปที่ 3. 15 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดของเหล็กเสริม .....	58
รูปที่ 3. 16 ผลการสอบเทียบความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำและการเคลื่อนที่ในเสา .....	58
รูปที่ 3. 17 แบบจำลองค้ำยันที่กั้นการโก่งเดาะ .....	59
รูปที่ 3. 18 ผลการสอบเทียบความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำและการเคลื่อนที่ในค้ำยัน ที่กั้นการโก่งเดาะ .....	60
รูปที่ 4. 1 แบบจำลองสะพานปกติที่ยังไม่ติดตั้งค้ำยันที่กั้นการโก่งเดาะ.....	61
รูปที่ 4. 2 แบบพื้นสะพาน .....	62
รูปที่ 4. 3 แบบตอม่อและรายการขนาดตอม่อ .....	63
รูปที่ 4. 4 แบบเหล็กเสริมและขนาดเหล็กเสริม .....	63
รูปที่ 4. 5 แบบจำลองสะพานและตำแหน่งชิ้นส่วนในโครงสร้าง .....	64
รูปที่ 4. 6 รูปแบบการค้ำยัน ก.) แบบที่ 1 ข.) แบบที่ 2 ค.) แบบที่ 3 ง.) แบบที่ 4 จ.) แบบที่ 5 ฉ.) แบบที่ 6 ช.) แบบที่ 7 ซ.) แบบที่ 8 .....	65
รูปที่ 4. 7 ลักษณะของค้ำยันที่กั้นการโก่งเดาะและคุณสมบัติของหน้าตัด 3 ขนาด.....	66
รูปที่ 4. 8 คลื่นแผ่นดินไหวที่แม่จัน จ. เชียงราย ก.) กราฟความสัมพันธ์ระหว่างความเร่งและ เวลา ข.) ผลของกราฟความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัม.....	67
รูปที่ 4. 9 คลื่นแผ่นดินไหวที่แม่สาย จ. เชียงราย ก.) กราฟความสัมพันธ์ระหว่างความเร่งและ เวลา ข.) ผลของกราฟความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัม .....	68
รูปที่ 4. 10 คลื่นแผ่นดินไหวที่ จ. พะเยา ก.) กราฟความสัมพันธ์ระหว่างความเร่งและเวลา ข.) ผลของกราฟความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัม .....	69
รูปที่ 4. 11 ผลของกราฟความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัม 3 คลื่นความเร่งสูงสุด 0.3g .....	70

รูปที่ 5. 1 ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์และความโค้งก่อนมีค้ำยันของเสาต้นแรก(คลื่นแม่จัน 0.5g).....	75
รูปที่ 5. 2 ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์และความโค้งก่อนมีค้ำยันของเสาต้นสอง(คลื่นแม่จัน 0.5g).....	75
รูปที่ 5. 3 ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์และความโค้งก่อนมีค้ำยันของเสาต้นสาม(คลื่นแม่จัน 0.5g).....	76
รูปที่ 5. 4 ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์และความโค้งก่อนมีค้ำยันของคานาค้ำยัน(คลื่นแม่จัน 0.5g).....	77
รูปที่ 5. 5 ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์และความโค้งก่อนมีค้ำยันของคานาหัวเสา(คลื่นแม่จัน 0.5g).....	77
รูปที่ 5. 6 ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์และความโค้ง ค้ำยันแบบที่ 1 ของเสาต้นแรก(คลื่นแม่จัน 0.5g).....	78
รูปที่ 5. 7 ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์และความโค้ง ค้ำยันแบบที่ 1 ของเสาต้นสอง(คลื่นแม่จัน 0.5g).....	78
รูปที่ 5. 8 ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์และความโค้ง ค้ำยันแบบที่ 1 ของเสาต้นสาม(คลื่นแม่จัน 0.5g).....	79
รูปที่ 5. 9 ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์และความโค้งค้ำยันแบบที่ 1 ของคานาค้ำยัน(คลื่นแม่จัน 0.5g).....	80
รูปที่ 5. 10 ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์และความโค้งค้ำยันแบบที่ 1 ของคานาหัวเสา(คลื่นแม่จัน 0.5g).....	80
รูปที่ 5. 11 ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์และความโค้ง ค้ำยันแบบที่ 2 ของเสาต้นสอง(คลื่นแม่จัน 0.5g).....	81
รูปที่ 5. 12 ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์และความโค้ง ค้ำยันแบบที่ 3 ของเสาต้นสอง(คลื่นแม่จัน 0.5g) (หมายเหตุ scale -0.16 ถึง 0.16).....	81
รูปที่ 5. 13 ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์และความโค้ง ค้ำยันแบบที่ 4 ของเสาต้นสอง(คลื่นแม่จัน 0.5g) (หมายเหตุ scale -0.16 ถึง 0.16).....	82

รูปที่ 5. 14 ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์และความโค้ง ค้ำยันแบบที่ 5 ของเสาต้นสอง(ค้ำยันแม่ จัน 0.5g) (หมายเหตุ scale -0.16 ถึง 0.16) .....	82
รูปที่ 5. 15 ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์และความโค้ง ค้ำยันแบบที่ 6 ของเสาต้นสอง(ค้ำยันแม่ จัน 0.5g) (หมายเหตุ scale -0.16 ถึง 0.16).....	83
รูปที่ 5. 16 ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์และความโค้ง ค้ำยันแบบที่ 7 ของเสาต้นแรก(ค้ำยันแม่ จัน 0.5g).....	84
รูปที่ 5. 17 ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์และความโค้ง ค้ำยันแบบที่ 7 ของเสาต้นสอง(ค้ำยันแม่ จัน 0.5g).....	84
รูปที่ 5. 18 ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์และความโค้ง ค้ำยันแบบที่ 7 ของเสาต้นสาม(ค้ำยันแม่ จัน 0.5g).....	85
รูปที่ 5. 19 ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์และความโค้งค้ำยันแบบที่ 7 ของคานค้ำยัน(ค้ำยันแม่จัน 0.5g).....	86
รูปที่ 5. 20 ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์และความโค้งค้ำยันแบบที่ 7 ของคานหัวเสา(ค้ำยันแม่ จัน 0.5g).....	86
รูปที่ 5. 21 ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์และความโค้ง ค้ำยันแบบที่ 8 ของเสาต้นแรก(ค้ำยันแม่ จัน 0.5g).....	87
รูปที่ 5. 22 ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์และความโค้ง ค้ำยันแบบที่ 8 ของเสาต้นสอง(ค้ำยันแม่ จัน 0.5g).....	87
รูปที่ 5. 23 ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์และความโค้ง ค้ำยันแบบที่ 8 ของเสาต้นสาม(ค้ำยันแม่ จัน 0.5g).....	88
รูปที่ 5. 24 ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์และความโค้งค้ำยันแบบที่ 8 ของคานค้ำยัน(ค้ำยันแม่จัน 0.5g).....	89
รูปที่ 5. 25 ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์และความโค้งค้ำยันแบบที่ 8 ของคานหัวเสา(ค้ำยันแม่ จัน 0.5g).....	89
รูปที่ 5. 26 ความสัมพันธ์ระหว่างการเคลื่อนที่และเวลา ของการไม่ค้ำยันและค้ำยันแบบที่ 1,7 และ 8 (ค้ำยันแม่จัน 0.3g).....	92



รูปที่ 5. 27 ความสัมพันธ์ระหว่างการเคลื่อนที่และเวลา ของการไม่ค้ำยันและค้ำยันแบบที่ 1,7 และ 8 (คลิ่นแม่จัน 0.4g).....	92
รูปที่ 5. 28 ความสัมพันธ์ระหว่างการเคลื่อนที่และเวลา ของการไม่ค้ำยันและค้ำยันแบบที่ 1,7 และ 8 (คลิ่นแม่จัน 0.5g).....	93
รูปที่ 5. 29 ความสัมพันธ์ระหว่างการเคลื่อนที่และเวลา ของการไม่ค้ำยันและค้ำยันแบบที่ 1,7 และ 8 (คลิ่นแม่สาย 0.3g).....	93
รูปที่ 5. 30 ความสัมพันธ์ระหว่างการเคลื่อนที่และเวลา ของการไม่ค้ำยันและค้ำยันแบบที่ 1,7 และ 8 (คลิ่นแม่สาย 0.4g).....	94
รูปที่ 5. 31 ความสัมพันธ์ระหว่างการเคลื่อนที่และเวลา ของการไม่ค้ำยันและค้ำยันแบบที่ 1,7 และ 8 (คลิ่นแม่สาย 0.5g).....	94
รูปที่ 5. 32 ความสัมพันธ์ระหว่างการเคลื่อนที่และเวลา ของการไม่ค้ำยันและค้ำยันแบบที่ 1,7 และ 8 (คลิ่นพะเยา 0.3g).....	95
รูปที่ 5. 33 ความสัมพันธ์ระหว่างการเคลื่อนที่และเวลา ของการไม่ค้ำยันและค้ำยันแบบที่ 1,7 และ 8 (คลิ่นพะเยา 0.4g).....	95
รูปที่ 5. 34 ความสัมพันธ์ระหว่างการเคลื่อนที่และเวลา ของการไม่ค้ำยันและค้ำยันแบบที่ 1,7 และ 8 (คลิ่นพะเยา 0.5g).....	96
รูปที่ 5. 35 ความสัมพันธ์ระหว่างชิ้นส่วนและความโค้งในชิ้นส่วนของการไม่ค้ำยันและค้ำยันแบบที่ 1,7 และ 8 A= 70 ตร.ซม. (คลิ่นแม่จัน 0.3g) ก.) เสาดันแรก ข.) เสาดันที่สอง ค.) เสาดันสาม ง.) คานค้ำยัน .....	101
รูปที่ 5. 36 ความสัมพันธ์ระหว่างชิ้นส่วนและความโค้งในชิ้นส่วนของการไม่ค้ำยันและค้ำยันแบบที่ 1,7 และ 8 A= 70 ตร.ซม. (คลิ่นแม่จัน 0.4g) ก.) เสาดันแรก ข.) เสาดันที่สอง ค.) เสาดันสาม ง.) คานค้ำยัน .....	102
รูปที่ 5. 37 ความสัมพันธ์ระหว่างชิ้นส่วนและความโค้งในชิ้นส่วนของการไม่ค้ำยันและค้ำยันแบบที่ 1,7 และ 8 A= 70 ตร.ซม. (คลิ่นแม่จัน 0.5g) ก.) เสาดันแรก ข.) เสาดันที่สอง ค.) เสาดันสาม ง.) คานค้ำยัน .....	103



รูปที่ 5. 56 ความสัมพันธ์ของแรงกระทำและการเคลื่อนที่ในค้ำยันแบบที่ 8B (คลื่นแม่จัน 0.5g) .. 111

รูปที่ 5. 57 ความสัมพันธ์ระหว่างชิ้นส่วนและความโค้งในชิ้นส่วนของการไม่ค้ำยันและค้ำยันแบบที่ 1,7 และ 8 A= 50 ตร.ซม. (คลื่นแม่จัน 0.5g) ก.) เสาด้านแรก ข.) เสาด้านที่สอง ค.) เสาด้านสาม ง.) คานค้ำยัน ..... 113

รูปที่ 5. 58 ความสัมพันธ์ระหว่างชิ้นส่วนและความโค้งในชิ้นส่วนของการไม่ค้ำยันและค้ำยันแบบที่ 1,7 และ 8 A= 90 ตร.ซม. (คลื่นแม่จัน 0.5g) ก.) เสาด้านแรก ข.) เสาด้านที่สอง ค.) เสาด้านสาม ง.) คานค้ำยัน ..... 114

รูปที่ 5. 59 ความสัมพันธ์ของแรงกระทำและการเคลื่อนที่ในค้ำยันแบบที่ 1 (หน้าตัดค้ำยัน 50 ตร.ซม.)..... 118

รูปที่ 5. 60 ความสัมพันธ์ของแรงกระทำและการเคลื่อนที่ในค้ำยันแบบที่ 7T (หน้าตัดค้ำยัน 50 ตร.ซม.)..... 118

รูปที่ 5. 61 ความสัมพันธ์ของแรงกระทำและการเคลื่อนที่ในค้ำยันแบบที่ 7B (หน้าตัดค้ำยัน 50 ตร.ซม.)..... 118

รูปที่ 5. 62 ความสัมพันธ์ของแรงกระทำและการเคลื่อนที่ในค้ำยันแบบที่ 8T (หน้าตัดค้ำยัน 50 ตร.ซม.)..... 118

รูปที่ 5. 63 ความสัมพันธ์ของแรงกระทำและการเคลื่อนที่ในค้ำยันแบบที่ 8B (หน้าตัดค้ำยัน 50 ตร.ซม.)..... 118

รูปที่ 5. 64 ความสัมพันธ์ของแรงกระทำและการเคลื่อนที่ในค้ำยันแบบที่ 1 (หน้าตัดค้ำยัน 90 ตร.ซม.)..... 119

รูปที่ 5. 65 ความสัมพันธ์ของแรงกระทำและการเคลื่อนที่ในค้ำยันแบบที่ 7T (หน้าตัดค้ำยัน 90 ตร.ซม.)..... 119

รูปที่ 5. 66 ความสัมพันธ์ของแรงกระทำและการเคลื่อนที่ในค้ำยันแบบที่ 7B (หน้าตัดค้ำยัน 90 ตร.ซม.)..... 119

รูปที่ 5. 67 ความสัมพันธ์ของแรงกระทำและการเคลื่อนที่ในค้ำยันแบบที่ 8T (หน้าตัดค้ำยัน 90 ตร.ซม.)..... 119

รูปที่ 5. 68 ความสัมพันธ์ของแรงกระทำและการเคลื่อนที่ในค้ำยันแบบที่ 8B (หน้าตัดค้ำยัน 90 ตร.ซม.)..... 119

รูปที่ 5. 69 ความสัมพันธ์ของพื้นที่หน้าตัดค้ำยันที่กันการโก่งเดาะและค่าการสลายพลังงาน 2 ช่วง  
 คานในการค้ำยันแบบที่ 1,7 และ 8 (คลื่นแม่จัน 0.5g) ..... 120

รูปที่ 5. 70 ความสัมพันธ์ของพื้นที่หน้าตัดค้ำยันที่กันการโก่งเดาะและค่าการเคลื่อนที่สูงสุดของ  
 โครงสร้างในการค้ำยันแบบที่ 1,7 และ 8 (คลื่นแม่จัน 0.5g)..... 120

รูปที่ 5. 71 ความสัมพันธ์ของพื้นที่หน้าตัดค้ำยันที่กันการโก่งเดาะและค่าความโค้งสูงสุดในเสา  
 ในการค้ำยันแบบที่ 1,7 และ 8 (คลื่นแม่จัน 0.5g)..... 121

รูปที่ 5. 72 ความสัมพันธ์ของพื้นที่หน้าตัดค้ำยันที่กันการโก่งเดาะและค่าความโค้งสูงสุดในคาน  
 ในการค้ำยันแบบที่ 1,7 และ 8 (คลื่นแม่จัน 0.5g)..... 121

รูปที่ 5. 73 ความสัมพันธ์ของกำลังครากของเหล็กและแรงเฉือนที่ฐานในการใช้พื้นที่หน้าตัดค้ำ  
 ยันที่กันการโก่งเดาะขนาด 30 และ 50 ตร.ซม. (คลื่นแม่จัน 0.5g)..... 124

รูปที่ 5. 74 ความสัมพันธ์ของกำลังครากของเหล็กและค่าการเคลื่อนที่สูงสุดของโครงสร้างในการ  
 ใช้พื้นที่หน้าตัดค้ำยันที่กันการโก่งเดาะขนาด 30 และ 50 ตร.ซม. (คลื่นแม่จัน 0.5g) ..... 125

รูปที่ 5. 75 ความสัมพันธ์ของกำลังครากของเหล็กและค่าการสลายพลังงาน 2 ช่วงคานในการใช้  
 พื้นที่หน้าตัดค้ำยันที่กันการโก่งเดาะขนาด 30 และ 50 ตร.ซม. (คลื่นแม่จัน 0.5g)..... 125

รูปที่ 5. 76 ความสัมพันธ์ของกำลังครากของเหล็กและค่าความโค้งสูงสุดในเสาในการใช้  
 พื้นที่หน้าตัดค้ำยันที่กันการโก่งเดาะขนาด 30 และ 50 ตร.ซม. (คลื่นแม่จัน 0.5g)..... 126

รูปที่ 5. 77 ความสัมพันธ์ของกำลังครากของเหล็กและค่าความโค้งสูงสุดในคานในการใช้  
 พื้นที่หน้าตัดค้ำยันที่กันการโก่งเดาะขนาด 30 และ 50 ตร.ซม. (คลื่นแม่จัน 0.5g)..... 126

รูปที่ 5. 78 ความสัมพันธ์ของแรงกระทำและการเคลื่อนที่ในค้ำยันแบบที่ 7 หน้าตัดค้ำยัน  
 50 ตร.ซม. ก) ค้ำยันตัวบน กำลังคราก 235 เมกะปาสคาล ข) ค้ำยันตัวล่าง กำลังคราก 235 เม  
 กะปาสคาล ค) ค้ำยันตัวบน กำลังคราก 117.5 เมกะปาสคาล ง) ค้ำยันตัวล่าง กำลังคราก 117.5  
 เมกะปาสคาล จ) ค้ำยันตัวบน กำลังคราก 58.75 เมกะปาสคาล ฉ) ค้ำยันตัวล่าง กำลังคราก  
 58.75 เมกะปาสคาล ..... 127

รูปที่ 5. 79 ความสัมพันธ์ของแรงกระทำและการเคลื่อนที่ในค้ำยันแบบที่ 7 หน้าตัดค้ำยัน  
 50 ตร.ซม. ก) ค้ำยันตัวบน กำลังคราก 235 เมกะปาสคาล ข) ค้ำยันตัวล่าง กำลังคราก 235 เม  
 กะปาสคาล ค) ค้ำยันตัวบน กำลังคราก 117.5 เมกะปาสคาล ง) ค้ำยันตัวล่าง กำลังคราก 117.5  
 เมกะปาสคาล จ) ค้ำยันตัวบน กำลังคราก 58.75 เมกะปาสคาล ฉ) ค้ำยันตัวล่าง กำลังคราก  
 58.75 เมกะปาสคาล ..... 128

รูปที่ 5. 80 ความสัมพันธ์ของพื้นที่หน้าตัดค้ำยันที่กันการโก่งเดาะและแรงเฉือนที่ฐานในการใช้กำลังครากของอลูมิเนียม 55 และ 110 เมกะปาสคาล (คลื่นแม่จัน 0.5g).....	131
รูปที่ 5. 81 ความสัมพันธ์ของพื้นที่หน้าตัดค้ำยันที่กันการโก่งเดาะและค่าการเคลื่อนที่สูงสุดของโครงสร้างในการใช้กำลังครากของอลูมิเนียม 55 และ 110 เมกะปาสคาล (คลื่นแม่จัน 0.5g).....	132
รูปที่ 5. 82 ความสัมพันธ์ของพื้นที่หน้าตัดค้ำยันที่กันการโก่งเดาะและค่าการสลายพลังงาน 2 ช่วงคานในการใช้กำลังครากของอลูมิเนียม 55 และ 110 เมกะปาสคาล (คลื่นแม่จัน 0.5g).....	132
รูปที่ 5. 83 ความสัมพันธ์ของพื้นที่หน้าตัดค้ำยันที่กันการโก่งเดาะและค่าความโค้งสูงสุดในเสาในการใช้กำลังครากของอลูมิเนียม 55 และ 110 เมกะปาสคาล (คลื่นแม่จัน 0.5g).....	133
รูปที่ 5. 84 ความสัมพันธ์ของพื้นที่หน้าตัดค้ำยันที่กันการโก่งเดาะและแรงค่าความโค้งสูงสุดในคานในการใช้กำลังครากของอลูมิเนียม 55 และ 110 เมกะปาสคาล (คลื่นแม่จัน 0.5g).....	133
รูปที่ 5. 85 ความสัมพันธ์ของแรงกระทำและการเคลื่อนที่ในค้ำยันแบบที่ 7 กำลังคราก 110 เมกะปาสคาล ก) ค้ำยันตัวบน หน้าตัด 70 ตร.ซม. ข) ค้ำยันตัวล่าง หน้าตัด 70 ตร.ซม. ค) ค้ำยันตัวบน หน้าตัด 50 ตร.ซม. ง) ค้ำยันตัวล่าง หน้าตัด 50 ตร.ซม. จ) ค้ำยันตัวบน หน้าตัด 30 ตร.ซม. ฉ) ค้ำยันตัวล่าง หน้าตัด 30 ตร.ซม. ....	134
รูปที่ 5. 86 ความสัมพันธ์ของแรงกระทำและการเคลื่อนที่ในค้ำยันแบบที่ 7 กำลังคราก 55 เมกะปาสคาล ก) ค้ำยันตัวบน หน้าตัด 70 ตร.ซม. ข) ค้ำยันตัวล่าง หน้าตัด 70 ตร.ซม. ค) ค้ำยันตัวบน หน้าตัด 50 ตร.ซม. ง) ค้ำยันตัวล่าง หน้าตัด 50 ตร.ซม. จ) ค้ำยันตัวบน หน้าตัด 30 ตร.ซม. ฉ) ค้ำยันตัวล่าง หน้าตัด 30 ตร.ซม. ....	135

## บทที่ 1 บทนำ

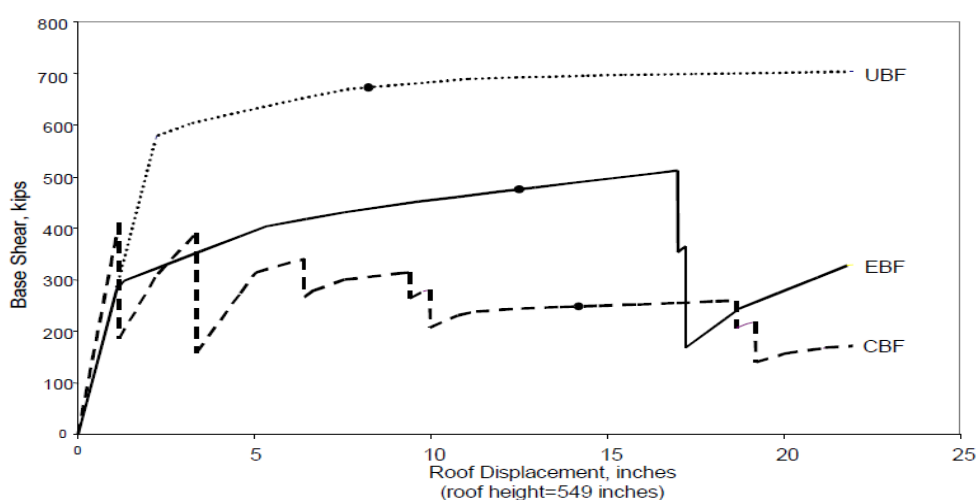
### 1.1 ความเป็นมาและความสำคัญของปัญหา

ในปัจจุบันมีอัตราการเกิดแผ่นดินไหวที่บ่อยครั้งขึ้นและรุนแรงขึ้น การออกแบบโครงสร้างด้านแรงแผ่นดินไหวได้มีการปรับเปลี่ยนและพัฒนาอยู่เสมอ เพื่อให้มีความเหมาะสม มีประสิทธิภาพเพิ่มขึ้น ลดรอยร้าวในโครงสร้าง ซ่อมแซมหลังจากเกิดแผ่นดินไหวได้ มีต้นทุนต่ำ รวมไปถึงการออกแบบและติดตั้งเพื่อเสริมกำลังของโครงสร้างเก่าที่ไม่ได้ถูกออกแบบเพื่อต้านแรงแผ่นดินไหว ซึ่งก็คือโครงสร้างที่มีค่ากำลังและค่าสติเฟนส ในการต้านทานแรงกระทำทางด้านข้างและมีค่าความเหนียว ในการต้านแรงกระทำแบบไป-กลับได้ไม่เพียงพอ รูปแบบการเสริมกำลังจากอดีตมาจนถึงปัจจุบันมีมากมายหลายแบบ โดยค้ำยันที่กั้นการโก่งเดาะ(Buckling Restrained Braces, BRB) เป็นรูปแบบล่าสุด สามารถรับได้ทั้งแรงอัดและแรงดึง มีการวิจัยและนำไปใช้มากมายกับโครงสร้างอาคาร มีลักษณะและพฤติกรรมที่เสถียร ซึ่งส่วนใหญ่จะนำไปใช้กันอย่างแพร่หลายกับอาคารโครงสร้างเหล็ก อาคารโครงข้อแข็งที่เป็นคอนกรีตเสริมเหล็ก แต่ในส่วนของโครงสร้างสะพานนั้นยังมีการศึกษาน้อยมากและกำลังเป็นที่น่าสนใจ

Watanabe, Hitomi et al. (1988) ได้ทำการทดสอบค้ำยันที่กั้นการโก่งเดาะภายใต้แรงกระทำแบบวัฏจักร 5 ตัวอย่าง และมีแกนกลางซึ่งเป็นเหล็กแผ่นบางขนาดเท่ากันทั้งหมด ให้แรงกระทำเป็นอัตราส่วนระหว่างแรงกระทำของออยเลอร์(Pe) และแรงกระทำที่จุดคราก(Py) จะอยู่ระหว่าง 0.55 และ 3.82 พบว่าตัวอย่างที่ 1, 2 และ 3 ไม่เกิดการโก่งเดาะ แต่ตัวอย่างที่ 4 และ 5 เกิดการโก่งเดาะเนื่องมาจากกำลังครากของการโก่งเดาะของคอนกรีตในเหล็กกล่อ่น้อยกว่าชิ้นส่วนแกนกลาง

Clark, Aiken et al. (1999) ได้ทำการศึกษาออกแบบและทดสอบตัวอย่างด้วยขนาดจริงของค้ำยันที่กั้นการโก่งเดาะ ภายใต้แรงกระทำแบบวัฏจักร การศึกษาแบ่งออกเป็น 3 ส่วน ส่วนแรกคือศึกษาความต้องการทางแผ่นดินไหวของชิ้นส่วนพฤติกรรมแบบวัฏจักรในโครงสร้างเหล็กซึ่งมีหลายชั้น พฤติกรรมของแรงกับการเคลื่อนที่ ทำการวิเคราะห์ด้วยแรงแผ่นดินไหวและวิเคราะห์ด้วยวิธีการผลัดด้านข้าง ส่วนที่ 2 ได้ทำการทดสอบตัวอย่างมีความยาวประมาณ 14.75 ฟุต แกนกลางมีพื้นที่หน้าตัด 4.5,6 และ 8 ตารางนิ้ว ทำการทดสอบด้วย ประวัติน้ำหนักบรรทุก (Loading History) พบว่า

ตัวอย่างมีความเสถียรทางพฤติกรรมแบบวิถัจกร ส่วนที่ 3 เป็นการศึกษาเพื่อสนับสนุนการวิเคราะห์ในส่วนที่ 1 โดยทำการวิเคราะห์อาคาร 3 ชั้นที่ทำการติดตั้งด้วยค้ำยัน 3 ชนิด คือ โครงค้ำยันแบบเยื้องศูนย์กลาง โครงค้ำยันแบบตรงศูนย์กลาง และค้ำยันที่กั้นการโก่งเดาะ และทำการวิเคราะห์ด้วยวิธีการผลักดันข้าง (Pushover) ผลสรุปคือค้ำยันที่กั้นการโก่งเดาะสามารถรับแรงได้ดีที่สุด มีประสิทธิภาพสูงสุดขณะที่โครงค้ำยันแบบเยื้องศูนย์กลาง และโครงค้ำยันแบบตรงศูนย์กลางนั้นไม่ราบเรียบมีขึ้นมีลง มีประสิทธิภาพต่ำ ดังรูปที่ 1.1

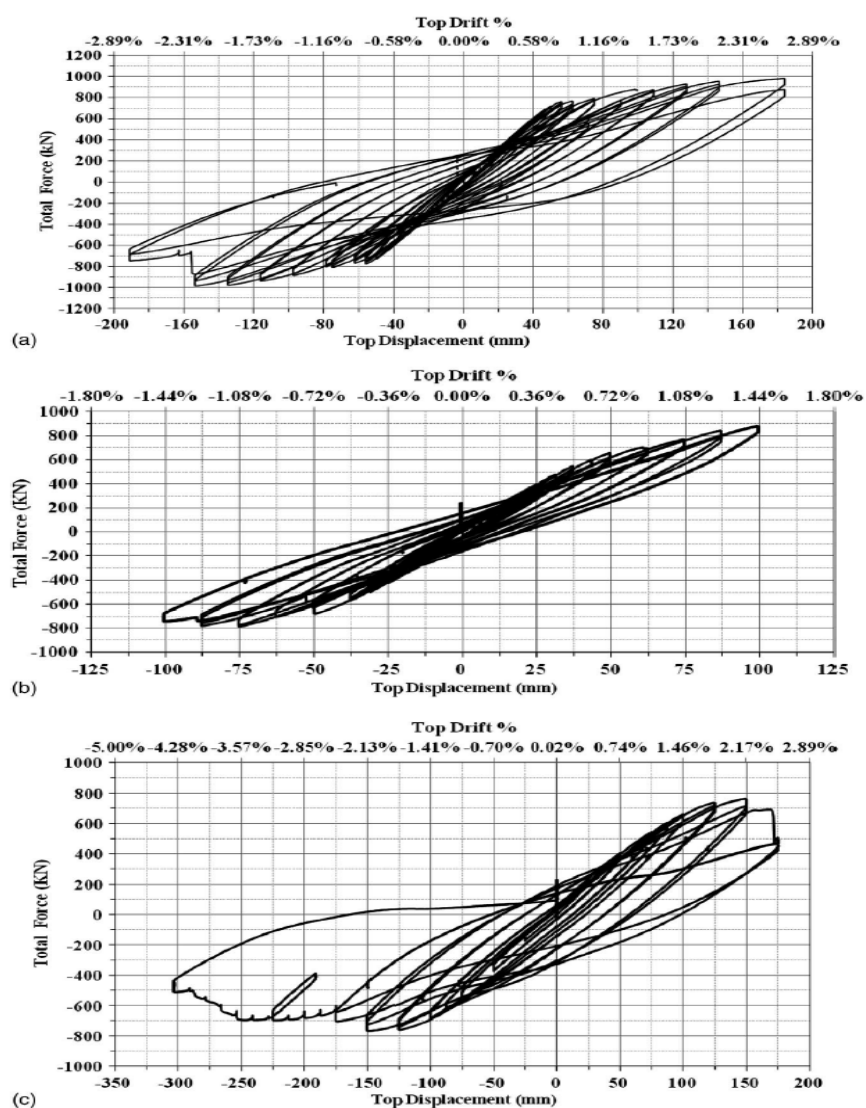


รูปที่ 1.1 ผลการวิเคราะห์ด้วยวิธีการผลักดันข้างของค้ำยัน 3 ชนิด (Clark, Aiken et al. 1999)

ปัจจุบันสะพานเป็นโครงสร้างพื้นฐานที่สำคัญในชีวิตประจำวัน โครงสร้างสะพานได้ถูกออกแบบให้เหมาะสมกับการใช้งาน แต่ทว่าสะพานที่สร้างขึ้นในสมัยก่อนมักจะไม่ได้ถูกออกแบบให้มีความสามารถต้านทานแผ่นดินไหวเท่าที่ควรจึงได้มีการเสริมกำลังต้านทานแผ่นดินไหวด้วยวิธีการต่างๆ เช่น การพันด้วย FRP , การหุ้มด้วย เฟอร์โรซีเมนต์ , การติดตั้งอุปกรณ์แยกฐานต้านทานแผ่นดินไหว (Base isolation) และการติดตั้งอุปกรณ์ยึดรั้งต้านทานแผ่นดินไหว (Seismic restrainer) ซึ่งมีค่าใช้จ่ายสูงและติดตั้งยากเพราะต้องติดตั้งระหว่างการก่อสร้างใหม่จึงจะง่าย ค้ำยันที่กั้นการโก่งเดาะจึงเป็นตัวเลือกที่น่าสนใจเพราะต้นทุนที่ต่ำ ติดตั้งง่าย มีหลากหลายรูปแบบ เพียงแต่ต้องคำนึงถึงประสิทธิภาพการใช้งานให้เหมาะสมเท่านั้น

El-Bahey and Bruneau (2011) ได้ทำการทดสอบเปรียบเทียบผลของการปรับปรุงต่อมอแบบคู่ของสะพานให้ต้านทานแรงแผ่นดินไหว ทำการทดสอบด้วยแรงกระทำแบบแรงเสถียรคงที่

(Quasi-static) ต่อม่อสะพานใช้สเกล 2/3 ของขนาดจริง สำหรับตัวอย่างแรก (S1) ใช้การต่อประสานแผ่นเหล็กกับแรงเฉือน (Steel-plate shear link) ติดตั้งระหว่างเสา แล้วทำการทดสอบ ทำการศึกษาค่าการขยับจนจบการครากของเสา พฤติกรรมและผลที่ได้จากการปรับปรุง ตัวอย่างที่ 2 (S2-1) จะเป็นการติดตั้งค้ำยันที่กั้นการโก่งเดาะ โดยจะทดสอบจนถึงจุดที่เริ่มมีการโก่งเดาะแล้วหยุด ทำการศึกษาพฤติกรรมค้ำยันที่กั้นการโก่งเดาะที่ถูกติดตั้ง ตัวอย่างที่ 3 (S2-2) จะทำการถอดค้ำยันที่กั้นการโก่งเดาะในตัวอย่างที่ 2 ออกแล้วทำการทดสอบต่อเนื่องจนเกิดการพังเพื่อศึกษาพฤติกรรม พบว่าการปรับปรุงทั้งสองตัวอย่างมีพฤติกรรมที่เสถียรมากขึ้นดังรูปที่ 1.2



รูปที่ 1. 2 ผลของฮิสเทรีติกในแต่ละตัวอย่าง(a) S1; (b) S2-1; (c) S2-2

(El-Bahey and Bruneau 2011)



ในงานวิจัยนี้ได้ศึกษาการเสริมกำลังของสะพานคอนกรีตเสริมเหล็ก ด้วยค้ำยันที่กั้นการโก่งเดาะภายใต้แรงกระทำเนื่องจากแผ่นดินไหวซึ่งส่วนใหญ่มีการศึกษาทางด้านนี้น้อย และทำการวิเคราะห์ด้วยโปรแกรม OpenSEES และพิจารณาค่าตอบสนองต่างๆ เช่น ความเค้น, การเคลื่อนที่ทางด้านข้าง, การเสีรูปร่าง และแรงกระทำ ในรูปแบบที่มีประสิทธิภาพสูงสุดและมีความเหมาะสมตามมาตรฐานการออกแบบสะพานต้านทานแรงแผ่นดินไหว

## 1.2 วัตถุประสงค์ของงานวิจัย

งานวิจัยนี้มีวัตถุประสงค์ของงานวิจัยดังต่อไปนี้

- 1) เพื่อศึกษาค่าตอบสนองของโครงสร้างสะพานที่ยังไม่มีการเสริมกำลังและเปรียบเทียบกับสะพานที่มีการเสริมกำลังด้วยค้ำยันที่กั้นการโก่งเดาะ
- 2) ศึกษาผลของค่าพารามิเตอร์ที่มีผลต่อค่าตอบสนองของโครงสร้างสะพานที่มีการเสริมกำลังด้วยค้ำยันที่กั้นการโก่งเดาะ
- 3) เพื่อศึกษาพฤติกรรมของจุดต่อของสะพาน

## 1.3 ขอบเขตของงานวิจัย

งานวิจัยนี้มีขอบเขตของงานวิจัยดังต่อไปนี้

- 1) วิเคราะห์ค่าตอบสนองของโครงสร้างที่ยังไม่มีการเสริมกำลังด้วยค้ำยันที่กั้นการโก่งเดาะ โดยโปรแกรม OpenSEES โดยไม่ได้พิจารณาผลของยางแบริง เหล็กเดือยรับแรงเฉือน (Shear Dowel) และผลของพฤติกรรมชั้นดิน
- 2) วิเคราะห์ค่าตอบสนองของโครงสร้างที่มีการเสริมกำลังด้วยค้ำยันที่กั้นการโก่งเดาะโดยโปรแกรม OpenSEES
- 3) วิเคราะห์ตรวจสอบระดับความเสียหายที่เกิดขึ้นเฉพาะที่
- 4) พิจารณารูปแบบที่มีประสิทธิภาพสูงสุดและมีความเหมาะสมตามมาตรฐานการออกแบบสะพานต้านทานแรงแผ่นดินไหว

#### 1.4 วิธีการดำเนินงานวิจัย

งานวิจัยนี้มีวิธีดำเนินการวิจัยตามขั้นตอนดังต่อไปนี้

1) ทบทวนงานวิจัยที่ในอดีตที่เกี่ยวข้อง เพื่อให้เป็นความรู้พื้นฐาน และก่อให้เกิดแนวความคิดในการทำงานวิจัย เช่น การโค้งเดาะ, การทดสอบภายใต้แรงกระทำต่างๆ, การวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์แบบไม่เชิงเส้น, จุดต่อ, พฤติกรรมแบบวิภูจักร, ลักษณะรูปแบบต่างๆและการวิเคราะห์เมื่อติดตั้งเข้ากับโครงสร้างอาคารและสะพานของค้ำยันที่กั้นการโค้งเดาะ พร้อมทั้งกำหนดขอบเขต และแนวทางการวิจัย

2) ศึกษาการสร้างแบบจำลองด้วยโปรแกรม OpenSEES

3) สร้างแบบจำลองโครงสร้างสะพาน วิเคราะห์ข้อมูลค่าตอบสนองเบื้องต้นด้วยโปรแกรม sap2000 และหารูปแบบการติดตั้งค้ำยันที่กั้นการโค้งเดาะที่เหมาะสมของสะพานทั้งด้านตามยาวและตามขวาง วิเคราะห์หาค่าตอบสนองเชิงลึกด้วยโปรแกรม OpenSEES

4) สร้างแบบจำลองโครงสร้างสะพานที่ติดตั้งค้ำยันที่กั้นการโค้งเดาะและ วิเคราะห์หาค่าตอบสนองเชิงลึกด้วยโปรแกรม OpenSEES และหารูปแบบการติดตั้งที่มีประสิทธิภาพสูงสุดพร้อมทั้งสอบเทียบผลการวิเคราะห์จากแบบจำลองกับผลงานวิจัยในอดีต และเปรียบเทียบแบบจำลองโครงสร้างสะพานที่ไม่ได้ติดตั้งค้ำยันที่กั้นการโค้งเดาะ

5) ศึกษาค่าพารามิเตอร์ที่มีผลต่อค่าตอบสนองของโครงสร้างสะพานที่มีการเสริมกำลังด้วยค้ำยันที่กั้นการโค้งเดาะ พฤติกรรมของจุดต่อ รวมไปถึงการพิจารณาแบบที่มีประสิทธิภาพสูงสุดและมีความเหมาะสม

6) สรุปผลการวิจัย

7) จัดทำวิทยานิพนธ์

### 1.5 ประโยชน์ที่คาดว่าจะได้รับ

- 1) สร้างแบบจำลองที่เหมาะสมในการวิเคราะห์พฤติกรรมของสะพานที่ติดตั้งค้ำยันที่กันการโก่งเดาะ
- 2) ทราบผลของค่าตอบสนองต่างๆ เปรียบเทียบระหว่างก่อนการติดตั้งและหลังการติดตั้งค้ำยันที่กันการโก่งเดาะ
- 3) ทราบรูปแบบการติดตั้งค้ำยันที่กันการโก่งเดาะที่เหมาะสมเพื่อให้ได้ประสิทธิภาพสูงสุด
- 4) เพิ่มทางเลือกใหม่ในการศึกษาค้นคว้าเพื่อนำไปใช้ประโยชน์สำหรับด้านทานแรงแผ่นดินไหวในอนาคต



## บทที่ 2 ทฤษฎีที่เกี่ยวข้องและผลงานวิจัยที่ผ่านมา

### 2.1 ทฤษฎีของค้ำยันที่กั้นการโก่งเดาะ

การเสริมกำลังของอาคารหากอาคารมีความแข็งแรงไม่เพียงพอที่จะต้านทานแรงแผ่นดินไหว จะเกิดความเสียหายอย่างรุนแรง หากมีการประเมินความสามารถในการต้านทานแรงแผ่นดินไหวได้ล่วงหน้าก็จะทำให้มีแนวทางที่จะตัดสินใจในการเสริมกำลังได้ โดยเพิ่มกำลังและค่าสติเฟเนส และค่าความเหนียว

ระบบโครงสร้างค้ำยันเป็นส่วนหนึ่งของโครงสร้างที่ต้านแรงด้านข้างด้วยแรงดึงและแรงกดทั้งนี้ มีค้ำยันหลักๆอยู่ 2 ประเภท คือค้ำยันร่วมศูนย์และค้ำยันเอียงศูนย์แต่ในปัจจุบันได้มีการศึกษาค้ำยันชนิดใหม่ เรียกกันว่าค้ำยันที่กั้นการโก่งเดาะ (Buckling Restrained Brace)

ค้ำยันที่กั้นการโก่งเดาะ เป็นรูปแบบใหม่พัฒนามาจากค้ำยันแบบร่วมศูนย์ มีลักษณะที่ครากแบบไม่ยืดหยุ่นทั้งในแรงดึงและแรงอัด ปรับปรุงกำลังได้ ค้ำยันที่กั้นการโก่งเดาะที่สมบูรณ์จะมีความสมดุลทางพฤติกรรมแบบวัฏจักร ด้วยความสัมพันธ์ของแรงอัด-การคราก และแรงดึง-การครากจะมีพฤติกรรมคล้ายกัน เมื่อมีแรงกระทำเป็นแรงอัดจะเกิดแรงต้านทานความเครียด ความต้านทานการโก่งเดาะและการตัด ความเครียดตามแนวแกนจะมีแรงต้านทานตามรูปร่างของแกนกลาง ส่วนที่ทำหน้าที่ต้านทานการโก่งเดาะมีแกนกลางกับโครงสร้างกลวงอาจจะเป็นเหล็ก คอนกรีต หรือชิ้นส่วนประกอบอื่นๆ เพราะว่าแกนเหล็กจะถูกยึดไม่ให้เกิดการโก่งเดาะ เกิดความเค้นตามแนวแกนเกือบสม่ำเสมอ แต่ในส่วนของจุดหมุนพลาสติกซึ่งสัมพันธ์กับการโก่งเดาะไม่อยู่ในส่วนของการออกแบบและรายละเอียดของค้ำยันที่กั้นการโก่งเดาะ

เนื่องจากค้ำยันที่กั้นการโก่งเดาะมีการโอบรัดห่อหุ้ม การครากตามแนวแกนของแกนกลางเหล็กเป็นพฤติกรรมอินอีลาสติก มีค่าความเหนียวมาก ค่าความเหนียวของวัสดุจะสำคัญมากกว่าความยาวของค้ำยัน ดังนั้นประสิทธิภาพของพฤติกรรมแบบวัฏจักรของค้ำยันเหล่านี้จะคล้ายกันตามวัสดุของแกนกลาง รูปที่ 2.1 แสดงพฤติกรรมที่เสถียรและการสลายพลังงาน ค้ำยันกับแกนกลางเหล็กมีความสัมพันธ์ strain-hardening ซึ่งจะแสดงถึงพฤติกรรมที่ดี แต่แผนผังพฤติกรรมแบบวัฏจักรของจริงจะมีค่ากำลังในแรงอัดมากกว่าแรงดึง มีการส่งผ่านความเครียดไปยังโครงสร้างกลวงน้อย

ค้ำยันที่กันการโก่งเดาะมีหลากหลายความคิดซึ่งพัฒนาโดยนักวิจัยและเพื่อการอุตสาหกรรม แนวคิดค้ำยันที่กันการโก่งเดาะมีการปรับเปลี่ยนโดยใช้แกนกลางเดี่ยวหรือหลายอัน การใช้โครงสร้าง กลวงเดี่ยวหรือร่วมกันหลายอัน ชนิดของแกนกลาง การกำหนดตำแหน่งของแกนกลาง การขยายตัว ของวัสดุ และวิธีการป้องกันการเกิดความเครียดส่งผ่านไปยังโครงสร้างกลวง แนวคิดค้ำยันที่กันการ โก่งเดาะมีมาตั้งแต่ก่อนปี 2004 โดยทั่วไปจะเป็นโครงค้ำยันที่กันการโก่งเดาะออกแบบโดยใช้วิธีแรง กระทำด้านข้างเทียบเท่า แบบจำลองสถิตย์เชิงเส้นเพื่อหาความต้องการของกำลังและยืนยันความ เพียงพอของค่าสติฟเนส ของโครงข้อแข็ง ไม่จำเป็นต้องวิเคราะห์ด้วยพลศาสตร์ไม่เชิงเส้น ถึงแม้ว่าจะ ให้ค่าที่ดีกว่า การออกแบบของโครงค้ำยันที่กันการโก่งเดาะยังไม่ได้รับการกำหนดโดยมาตรฐานใดๆ ซึ่งข้อเสนอแนะสำหรับโครงค้ำยันที่กันการโก่งเดาะ ได้รับการพัฒนาโดยกลุ่มของ AISC/SEAO (American Institute of Steel Construction/Structural Engineers Association of California) ซึ่งมีความตั้งใจที่จะรวมไปไว้ในข้อกำหนดของแผ่นดินไหวปี 2005 โดยข้อกำหนดในการ เสนอแนะมีอยู่ใน FEMA 450 (Federal Emergency Management Agency) ต่อมาข้อกำหนดได้มีการ พัฒนาโดยคณะกรรมการบัญญัติแผ่นดินไหวแล้ว จึงหวังว่าข้อกำหนดแผ่นดินไหวปี 2005 จะถูก ปรับปรุงข้อกำหนดแผ่นดินไหวมากกว่าที่ตีพิมพ์ใน FEMA 450 ค้ำยันที่กันการโก่งเดาะสามารถมี มากกว่าหนึ่ง ซึ่งมันไม่ทำให้กำลังหรือสติฟเนสลดลงเพราะว่าแรงดึงและแรงอัดเกือบจะเท่ากัน การใช้ ค้ำยันทแยงเดี่ยวเป็นวิธีที่มีประสิทธิภาพ แต่การติดตั้งแบบ V หรือ invert V จะเป็นที่ยอมรับมากกว่า เพราะจะมีช่องเปิดในโครงข้อแข็ง

ค้ำยันที่กันการโก่งเดาะประกอบด้วยแกนเหล็กที่มีความเหนียว ซึ่งถูกออกแบบให้ครากได้ทั้ง แรงดึงและแรงอัด ป้องกันการโก่งเดาะทั่วไปในแรงอัด แกนเหล็กจะถูกวางไว้ในปลอกเหล็กซึ่งจะ เป็นโครงสร้างกลวง ก่อนที่ปลอกจะเต็มไปด้วยมอร์ต้าหรือคอนกรีต และมีวัสดุแยกการยึดติดหรือ ช่องว่างอากาศขนาดเล็กมากระหว่างแกนกลางและมอร์ต้า(unbonding) เพื่อลดหรือไม่ให้เกิดการ ถ่ายโอนแรงตามแนวแกนเหล็กไปมอร์ต้าและไปยังส่วนโครงสร้างกลวง ผลกระทบของปิวช่องทำให้ แกนเหล็กจะขยายตัวภายในการบีบอัด จึงเป็นเหตุผลที่ต้องกำหนดช่องว่างไว้

กำลังรับแรงสูงสุดของแกนเหล็ก(P) ตามข้อกำหนดของ AISC/SEAO สามารถหาได้ดัง สมการที่ (2.1)

$$P = \phi FA \quad (2.1)$$

$\phi$  = ตัวคูณกำลังส่วนเกินมีค่า = 0.9

$F$  = หน่วยแรงที่จุดคราก (Yield Stress)

$A$  = พื้นที่หน้าตัดสุทธิของแกนเหล็ก

### 2.1.1 องค์ประกอบของค้ำยันที่กันการโก่งเดาะ

องค์ประกอบของค้ำยันที่กันการโก่งเดาะแบ่งได้ 5 ส่วนประกอบ ดังรูปที่ 2.2 อธิบายได้ดังนี้

2.1.1.1 ชิ้นส่วนครากที่มีการยึดรั้ง (Restrained yielding segment) ชิ้นส่วนนี้หน้าตัดจะเป็นรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้าหรือกากบาทก็ได้ มีลักษณะเป็นแผ่นเหล็กจะอยู่ในโครงสร้างกลาง หรือจะมากกว่าหนึ่งแผ่นก็ได้หากต้องการ เพราะส่วนนี้ถูกออกแบบมาเพื่อให้มีการครากภายใต้แรงกระทำแบบวิถัจกร จะเป็นเหล็กกล้าอะลูมิเนียมซึ่งเป็นเหล็ก A36 หรือ ค่ากำลังต่ำแต่ความเหนียวสูง หรือเป็นเหล็กที่มีค่ากำลังสูง เป็นโลหะผสม เช่น A572 Gr.50 และต้องออกแบบเป็นวัสดุเหล็กที่มีกำลังครากที่คาดการณ์ได้และมีการเปลี่ยนแปลงเล็กน้อย ซึ่งคุณสมบัติเหล่านี้เป็นสิ่งจำเป็นสำหรับการออกแบบหาค่าความจุที่นำเชื่อถือของค้ำยันที่กันการโก่งเดาะ

2.1.1.2 ชิ้นส่วนที่ไม่ครากที่มีการยึดรั้ง (Restrained nonyielding segment) ชิ้นส่วนนี้จะอยู่ในโครงสร้างกลางและมอร์ต้า โดยปกติจะเป็นส่วนขยายตัวของ ชิ้นส่วนครากที่มีการยึดรั้ง โดยให้แน่ใจว่ามีการตอบสนองแบบอีลาสติคในชิ้นส่วนนี้ การขยายชิ้นส่วนครากที่มีการยึดรั้งกว้างขึ้นซึ่งปกติจะใช้ stiffeners เชื่อมเพื่อเพิ่มพื้นที่โซนนี้(การเปลี่ยนแปลงในความกว้างจะต้องเรียบสม่ำเสมอเพื่อหลีกเลี่ยงการเกิดความเข้มข้นของความเครียด)

2.1.1.3 ชิ้นส่วนที่ไม่ครากไม่มีการยึดรั้ง (Unrestrained nonyielding segment) ชิ้นส่วนนี้เป็นส่วนขยายชิ้นส่วนที่ไม่ครากที่มีการยึดรั้งอยู่เลยออกมาโดยไม่ได้อยู่ภายในโครงสร้างกลางกับมอร์ต้า มีไว้เป็นจุดเชื่อมต่อกับโครงข้อแข็ง ถูกออกแบบสำหรับการเชื่อมต่อกับสลักเกลียวในสนาม แต่การเชื่อมต่อแบบอื่นๆ เช่น จุดหมุนหรือรอยเชื่อมก็ทำได้เช่นกัน การออกแบบชิ้นส่วนนี้ต้องพิจารณาความง่ายของการก่อสร้างและถอดออกในสนามและการป้องกันการโก่งเดาะเฉพาะที่

2.1.1.4 ตัวแยกการยึดติดระหว่างแกนกลางกับมอร์ต้าและวัสดุการขยายตัว (Unbonding agent and expansion material) วัสดุเนื้อยี่ที่มีประสิทธิภาพลดหรือกำจัด การถ่ายโอนของแรงเฉือนระหว่างชิ้นส่วนเหล็กที่มีการยึดรั้งและมอร์ต้า เช่น ยางโพลีเอทิลีน น้ำมันหล่อลื่น หรือ เทปยางสังเคราะห์ (mastic) ในส่วนของชิ้นส่วนครากที่มีการยึดรั้ง ถูกประเมินไว้ว่าจะได้รับผลของการโก่งเดาะเล็กน้อย ในขณะที่แรงกระทำระดับสูงๆ เนื่องจากมีกลไกป้องกันการโก่งเดาะ ช่องว่างจำเป็นต้องใหญ่เพียงพอสำหรับการขยายตัวของแกนเหล็กที่ครากในแรงอัด มิฉะนั้นแรงเสียดทานที่ถูกเพิ่มขึ้นโดยการกระทำของแบร็งระหว่างเหล็กที่ครากขยายตัวกับมอร์ต้าจะทำให้กลไกกันการโก่งเดาะมีการถ่ายแรงตามแนวแกนเพียงบางส่วน แต่ถ้าช่องว่างใหญ่เกินไปจะทำให้เกิดการโก่งเดาะกว้างและค่าความโค้งที่เกี่ยวข้องกันของชิ้นส่วนที่ครากกับการโก่งเดาะของเหล็กจะมากขึ้น แต่จะลดวงจรความล้าวัฏจักรต่ำของชิ้นส่วนที่คราก ในการคำนวณออกแบบช่องว่าง อัตราส่วนปัวซองอยู่ในช่วงอีลาสติคมีค่า 0.3 - 0.5 จะถูกพิจารณา การออกแบบช่องว่างต้องคำนึงถึงค่าความเค้นออกแบบสูงสุดด้วยเช่นกัน

ถ้ามีการเปลี่ยนแปลงในความกว้างระหว่าง ชิ้นส่วนครากที่มีการยึดรั้งและชิ้นส่วนที่ไม่ครากที่มีการยึดรั้ง ช่องว่างตามแนวยาวข้างหน้าของชิ้นส่วนที่ไม่ครากที่ถูกทำให้กว้างขึ้น จำเป็นต้องหลีกเลี่ยงแรงแบร็งโดยตรงระหว่างชิ้นส่วนเหล็กกับมอร์ต้า การเกิดของแรงแบร็งเป็นสิ่งนอกเหนือจากการคาดการณ์ เป็นการเพิ่มความจุแรงอัดของค้ำยันเกินกำลังที่ออกแบบและยังเพิ่มความเป็นไปได้ของความไม่สมดุลของแรงกระทำในกรณีติดตั้งค้ำยันแบบ V ดังแสดงในรูปพื้นที่ผิวภายนอกที่จำเป็นเพื่อหลีกเลี่ยงการสัมผัสระหว่างแผ่นเหล็กประกบและกลไกที่กันการโก่งเดาะ

2.1.1.5 กลไกที่กันการโก่งเดาะ (Buckling restrained mechanism) โดยทั่วไปจะประกอบด้วย มอร์ต้าและโครงสร้างกลวง แต่ค้ำยันที่กันการโก่งเดาะที่ไม่มีการใช้มอร์ต้าก็มีการศึกษาวิจัยเช่นกันตามวัตถุประสงค์ของการทำงาน การออกแบบส่วนผสมคอนกรีตและการบ่มเป็นสิ่งจำเป็นเพื่อให้แน่ใจว่าค่ากำลังอัดเพียงพอ มิฉะนั้นมอร์ต้าจะไม่มีประสิทธิภาพกันการโก่งเดาะ จะเกิดการการนูนของโครงสร้างกลวงเนื่องจากกำลังที่ไม่พอของมอร์ต้า

## 2.1.2 ข้อดีของค้ำยันที่กันการโก่งเดาะ

โดยการเปรียบเทียบกับโครงข้อแข็งด้านทานโมเมนต์หรือโครงข้อแข็งมีค้ำยันมีข้อดีดังนี้

2.1.2.1 โครงค้ำยันที่กันการโก่งเดาะ แสดงสติฟเนสด้านข้างเป็นอิลาสติคสูง ที่ความแรงของแผ่นดินไหวระดับต่ำ

2.1.2.2 โครงค้ำยันที่กันการโก่งเดาะมาจากการปรับปรุงการโก่งเดาะของโครงค้ำยันแบบร่วมศูนย์ที่ไม่เหมาะสมเนื่องจากการครากภายใต้แรงดึงและแรงอัด จึงให้การกระจายพลังงานที่มีขนาดใหญ่และเสถียรที่แรงแผ่นดินไหวระดับสูง

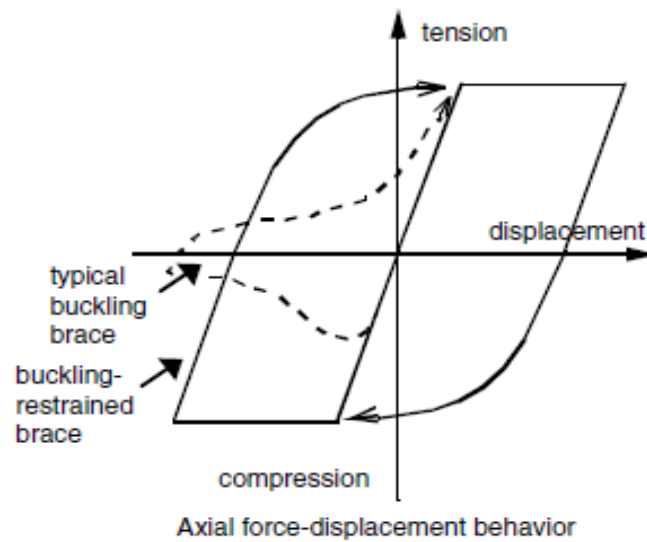
2.1.2.3 ติดตั้งประหยัด สะดวก โดยการใช้สลักเกลียวหรือจุดหมุนเป็นจุดต่อไปยังแผ่นประกบ ซึ่งจะช่วยลดค่าใช้จ่ายด้านการเชื่อม

2.1.2.4 ทำหน้าที่ติดตั้งรวมตัวกับโครงสร้าง ซึ่งจะลดความเสียหายให้กับส่วนอื่นๆและง่ายต่อการเปลี่ยนค้ำยันเพราะความเสียหายจากการเกิดแผ่นดินไหวที่รุนแรง

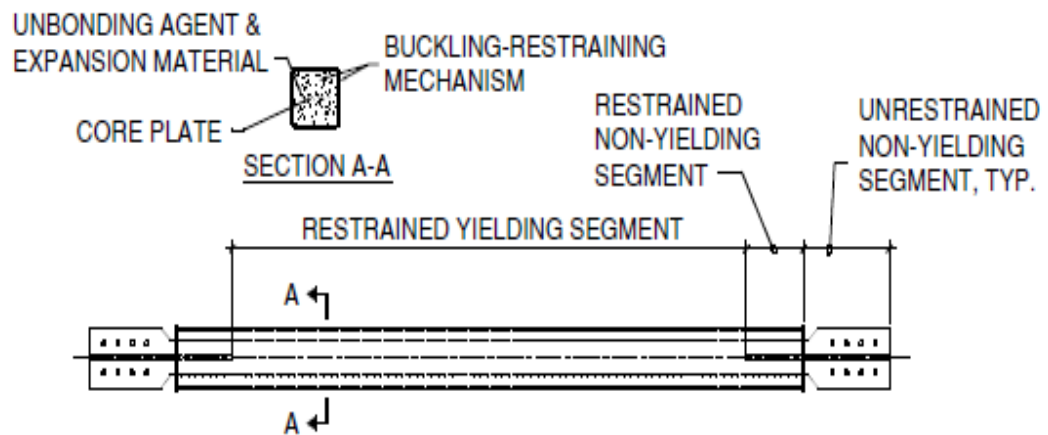
2.1.2.5. ถูกออกแบบให้มีความยืดหยุ่นเพราะกำลังและสติฟเนสของค้ำยันสามารถปรับได้ง่าย นอกจากนี้เป็นเรื่องง่ายในการจำลองพฤติกรรมของค้ำยันที่กันการโก่งเดาะสำหรับวิเคราะห์อิลาสติค

2.1.2.6 สำหรับการซ่อมแซมหลังแผ่นดินไหว โครงค้ำยันที่กันการโก่งเดาะได้เปรียบกว่าระบบค้ำยันทั่วไป เพราะข้อกำหนดการออกแบบค่าความจุสำหรับระบบค้ำยันปกติทั่วไปต้องการฐานรากขนาดใหญ่และแพง รวมไปถึงต้องเสริมกำลังไดอะแฟรมพื้น





รูปที่ 2. 1 แสดงพฤติกรรมที่เสถียรและการสลายพลังงานของค้ำยัน (Adapted from Clark, P., et al. (1999). *Proc. 69<sup>th</sup> Annual SEAOC Convention*, Sacramento, CA. With permission.)



รูปที่ 2. 2 องค์ประกอบของค้ำยันที่กั้นการโก่งเดาะ  
(Adapted from Wada et al. (1998) by Lopez 2001.)

## 2.2 งานวิจัยที่เกี่ยวข้องกับการเสริมกำลังสะพานคอนกรีตเสริมเหล็กโดยใช้ค้ำยันที่กันการโก่งเดาะ

### 2.2.1 งานศึกษาที่เกี่ยวข้องกับตัวค้ำยันที่กันการโก่งเดาะ

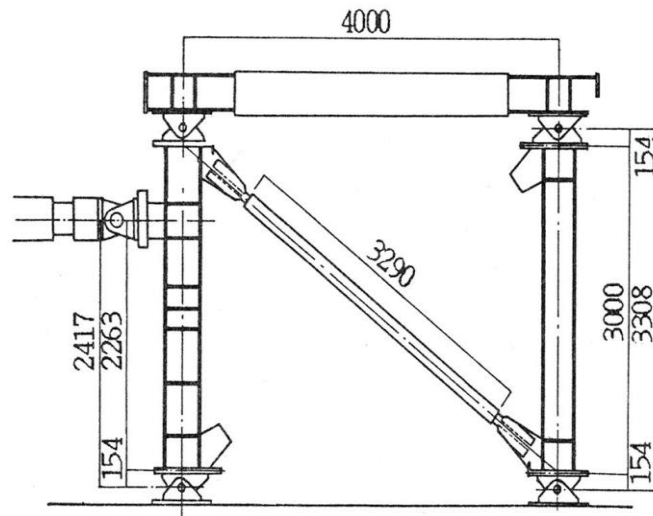
Watanabe, Hitomi et al. (1988) ได้ทำการทดสอบค้ำยันที่กันการโก่งเดาะภายใต้แรงกระทำแบบวิถัจกร 5 ตัวอย่าง ดังตารางที่ 2.1 และมีแกนกลางซึ่งเป็นเหล็กแผ่นบางขนาด 19x19 มิลลิเมตร ยาว 3290 มิลลิเมตรเท่ากันทุกตัวอย่าง ใช้ โพลีสไตรีนโฟมหนา 3 มิลลิเมตร อยู่ระหว่างคอนกรีตกับแกนกลาง การทดสอบตั้งข้อกำหนดด้วยอัตราส่วนของแรงกระทำของออยเลอร์( $P_E$ ) และแรงกระทำที่จุดคราก( $P_y$ ) จะอยู่ระหว่าง 0.55 และ 3.82 ดังแสดงในตารางที่ 2.1

ในการทดสอบได้ให้แรงในแนวราบกระทำต่อโครงข้อแข็งด้วยแรง 110 ตันดังรูปที่ 2.3 ให้นำหนักกระทำแบบวิถัจกรที่ 8 รอบ จนกระทั่งมุมขยับของชั้นจาก 1/400 ถึง 1/50 ผลการทดสอบในกรณีของกำลังการโก่งเดาะที่เกินความเค้นครากของแกนกลางตัวอย่างที่ 1,2 และ 3 การโก่งเดาะจะไม่เกิดขึ้น มุมของการเคลื่อนตัวที่จุดครากคือประมาณ 1/500 และจะเสียรูปในจุดสุดท้ายที่มุมของการเคลื่อนตัวมีค่า 1/50 ซึ่ง 3 ตัวอย่างสามารถรับโมเมนต์ที่เกิดจากมุมของการเคลื่อนตัวของชั้นมีค่า 1/200-1/50 ได้อย่างเพียงพอ ลักษณะของกราฟความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงและความเครียดที่เกิดขึ้นมีความเสถียร ดังรูปที่ 2.4 แต่กรณีของกำลังครากของการโก่งเดาะของคอนกรีตในเหล็กกล่องน้อยกว่าชั้นส่วนแกนกลางในตัวอย่างที่ 4 และ 5 การโก่งเดาะจะเกิดก่อนการครากของแกนกลางและกำลังการครากจะลดลงอย่างรวดเร็วกราฟความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงและความเครียดมีความไม่เสถียร ดังรูปที่ 2.5

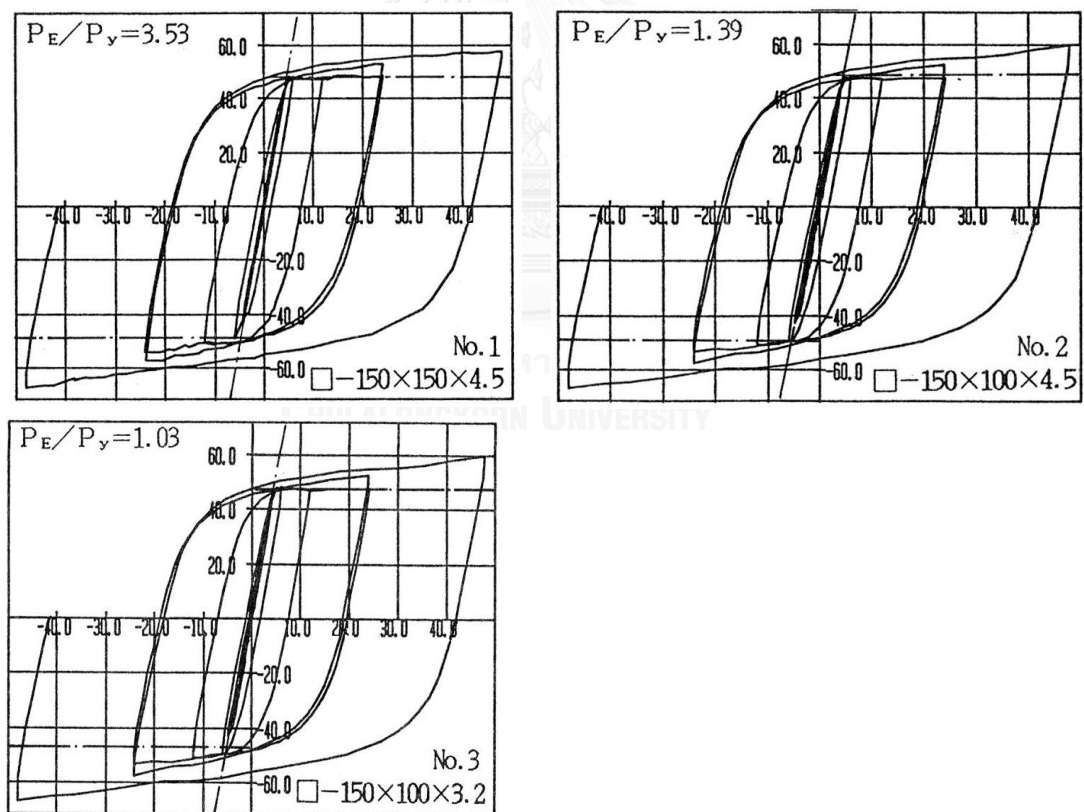
ตารางที่ 2. 1 ขนาดของค้ำยันที่กันการโก่งเดาะ และ นำหนักกระทำต่อตัวอย่าง

(Watanabe, Hitomi et al. 1988)

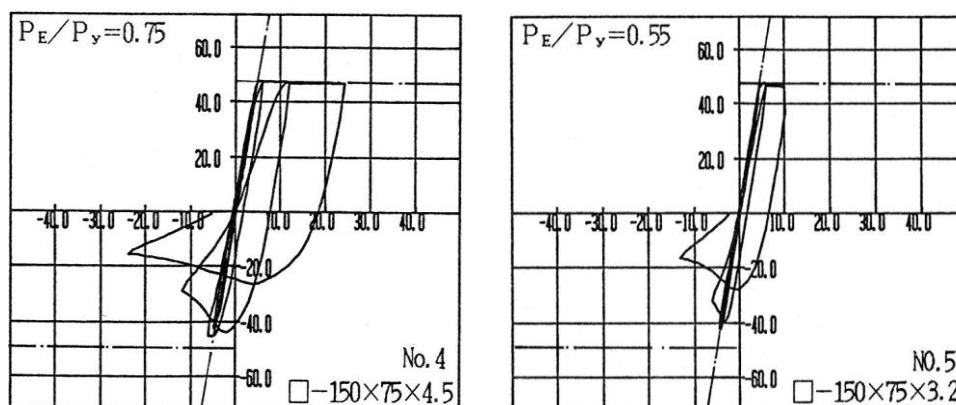
	B×D×t (mm)	$I_k$ (cm <sup>4</sup> )	$P_E$ (ton)	A (cm <sup>2</sup> )	$P_y$ (ton)	$P_E$ / $P_y$	Pt (ton)	Pt / $P_y$	Pc (ton)	Pc / $P_y$	Pcr (ton)	Pcr / $P_y$	Pcr / $P_E$
No. 1	150x150x4.5	896	171.0	16.84	48.50	3.53	48.6	1.00	51.5	1.06	—	—	—
No. 2	150x100x4.5	352	67.4	16.84	48.50	1.39	48.3	1.00	51.8	1.07	—	—	—
No. 3	150x100x3.2	262	50.2	16.88	48.61	1.03	47.6	0.98	49.3	1.01	—	—	—
No. 4	150x75x4.5	183	35.0	16.84	48.50	0.72	48.3	1.00	—	—	46.5	0.96	1.33
No. 5	150x75x3.2	137	26.2	16.62	47.87	0.55	47.9	1.00	—	—	43.1	0.90	1.65



รูปที่ 2. 3 การติดตั้งค้ำยันที่กั้นการโก่งเดาะเข้ากับโครงข้อแข็ง  
(Watanabe, Hitomi et al. 1988)



รูปที่ 2. 4 ความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงและความเครียดของค้ำยันที่กั้นการโก่งเดาะของตัวอย่างที่ 1, 2 และ 3 ภายใต้แรงกระทำแบบวัฏจักร (Watanabe, Hitomi et al. 1988)



รูปที่ 2. 5 ความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงและความเครียดของค้ำยันที่กันการโก่งเดาะของตัวอย่างที่ 4 และ 5 ภายใต้แรงกระทำแบบวัฏจักร (Watanabe, Hitomi et al. 1988)

Ju, Kim et al. (2009) ได้ทำการทดสอบค้ำยันที่กันการโก่งเดาะภายใต้แรงกระทำในแนวตั้งแบบวัฏจักร โดยพิจารณาจากชิ้นส่วนความยาวของการไม่ยึดรั้ง 7 ตัวอย่าง มีขนาดดังตารางที่ 2.2 ในกรณีของตัวอย่าง 4,5,6 และ 7 ใช้เหล็กแผ่นบางหนา 40 มิลลิเมตรเชื่อมทั้งสองปลาย ดังรูปที่ 2.6 การทดสอบจะให้แรงกระทำเพิ่มไปจนกระทั่งเกิดการเคลื่อนที่เป็น 2 เท่าของการเคลื่อนที่สูงสุดของกราฟลำดับของน้ำหนักกระทำดังรูปที่ 2.7 และเกิดการพังขึ้น

ผลการทดสอบ ได้รูปแบบของการพังที่น้ำหนักสูงสุดดังตารางที่ 2.3 และได้ความสัมพันธ์ของน้ำหนักที่กระทำกับการเคลื่อนที่ เมื่อทำการเปรียบเทียบความสัมพันธ์ของน้ำหนักที่กระทำกับการเคลื่อนที่ที่กรณีความยาวการไม่ยึดรั้งที่ 200 มิลลิเมตรและ 300 มิลลิเมตร กรณีความยาว 300 มิลลิเมตรความเสถียรจะดีกว่าดังแสดงในรูปที่ 2.8 และเมื่อพิจารณาที่รอบน้ำหนักกดสูงสุด ตัวอย่างที่ 5 และ 7 จะมีประสิทธิภาพดีกว่าตัวอย่างอื่นเนื่องจากความหนาของเหล็กกล่อง ตัวอย่างที่ 7 จะมีช่วงที่ไม่มีการยึดรั้งยาวกว่าตัวอย่างที่ 5 ทำให้มีการเปลี่ยนรูปได้ดีกว่า มีค่าสูงสุดดังแสดงในรูปที่ 2.9 และวาดกราฟพลังงานสะสมและการเปลี่ยนรูปแบบอนิลาสติคสะสมกับจำนวนรอบดังแสดงในรูปที่ 2.10 เห็นได้ว่าตัวอย่างที่ 7 จะมีค่าสูงมากและเกินค่าที่ AISC กำหนดไว้ สุดท้ายทำการเปรียบเทียบกำลังของตัวอย่างจากการทดสอบและการคำนวณโดยสมการของออยเลอร์และสมการของพาวเวลล์และเสนตารางที่ 2.4

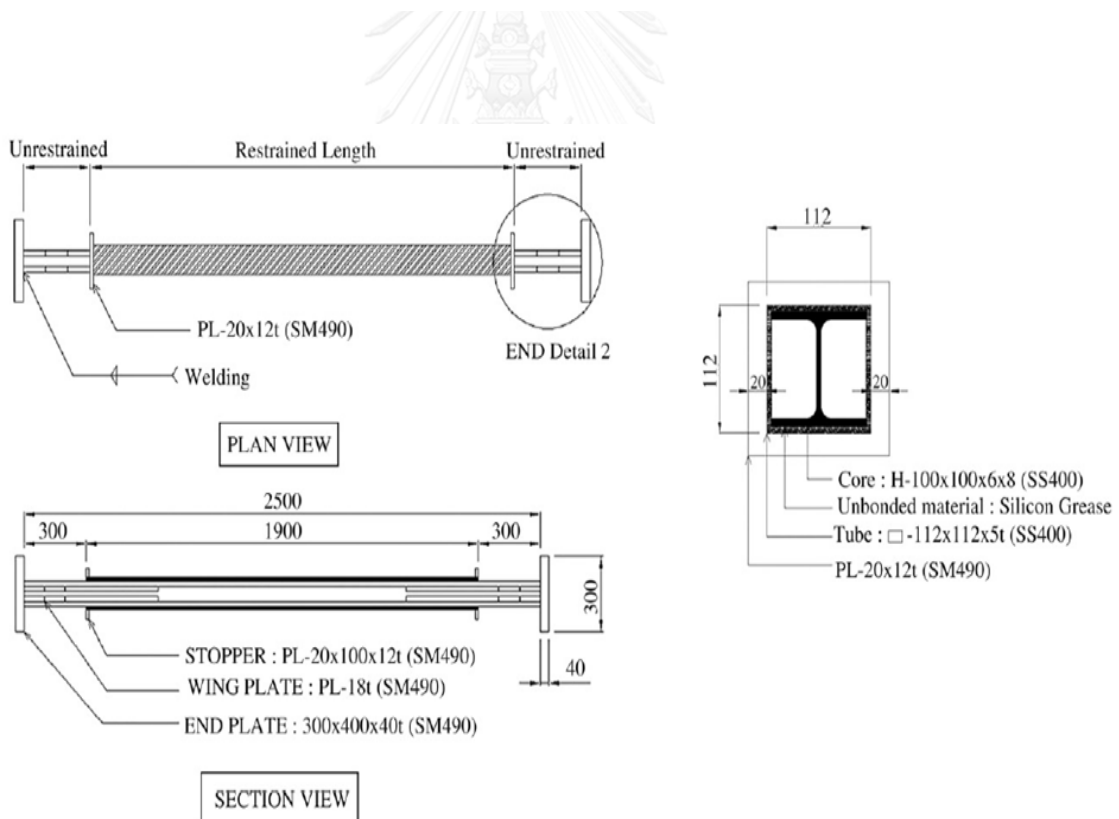
นอกจากนี้ได้เสนอว่าการหาค่ากำลังสูงสุดโดยสมการของออยเลอร์ไม่สามารถนำมาประยุกต์ใช้กับการทดสอบนี้ได้ แต่สมการของพาวเวลล์และเซนจะมีความเหมาะสมมากกว่าดังแสดงในตารางที่ 2.4

ตารางที่ 2. 2 ขนาดของตัวอย่างการทดสอบ (Ju, Kim et al. 2009)

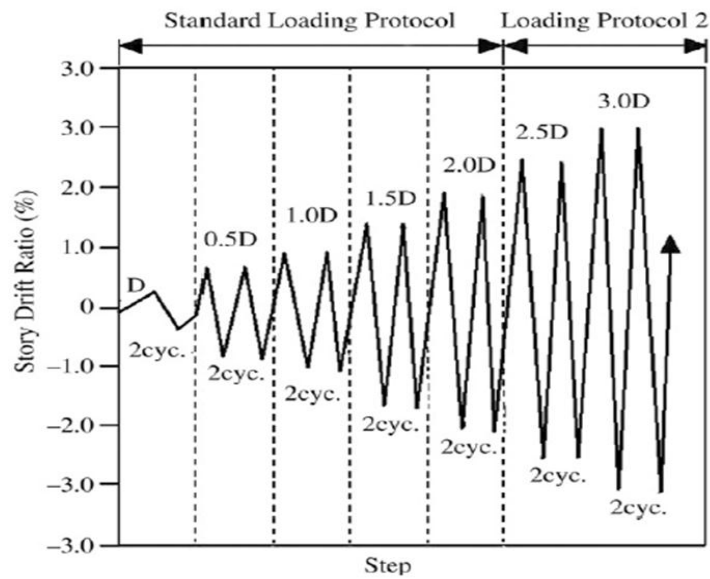
Size of test specimens.

No	Specimens	Core	External tube	Unconstrained length (mm)
1	B1-O-0		-	-
2	B2-R3A-L2		□ - 108 × 108 × 3t	200 (No end reinforcement)
3	B3-R4A-L2		□ - 110 × 110 × 4t	200 (No end reinforcement)
4	B4-R4B-L2	H-100 × 100 × 6 × 8(SS400)	□ - 110 × 110 × 4t	200 (End reinforcement)
5	B5-R5B-L2		□ - 112 × 112 × 5t	200 (End reinforcement)
6	B6-R4B-L3		□ - 110 × 110 × 4t	300 (End reinforcement)
7	B7-R5B-L3		□ - 112 × 112 × 5t	300 (End reinforcement)

B1: Brace specimen number 1; R3: With tube of  $t = 3$  mm, O: W/O tube; A: W/O core-end reinforcement, B: With core-end reinforcement; L2: Unconstrained length = 200 mm, L3: Unconstrained length = 300 mm.



รูปที่ 2. 6 การติดตั้งเหล็กแผ่นบางหนา 40 มิลลิเมตรเชื่อมทั้งสองปลาย (Ju, Kim et al. 2009)

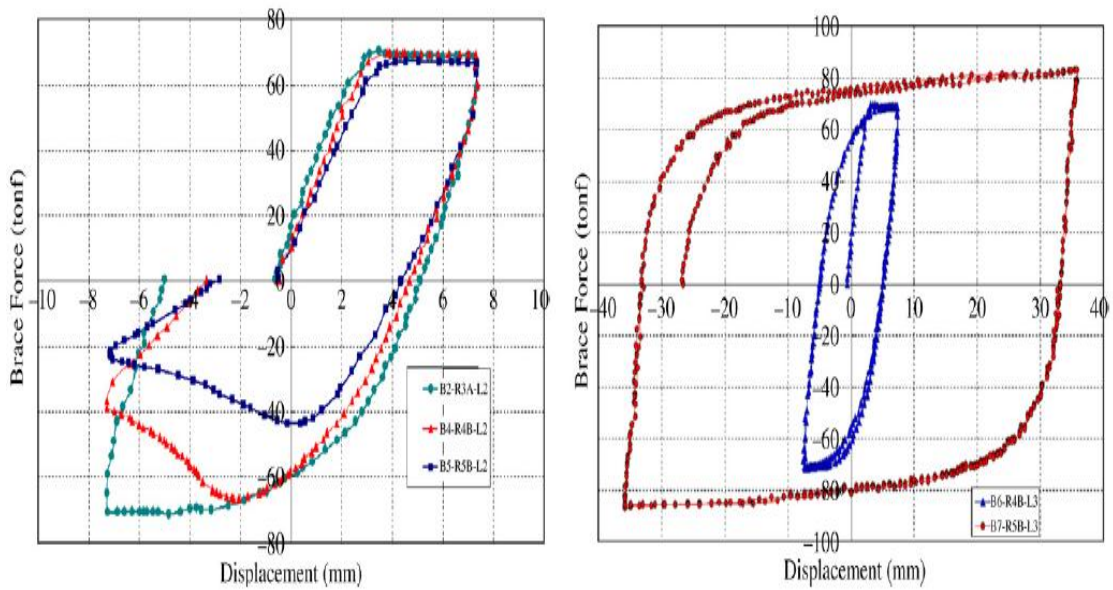


รูปที่ 2. 7 ลำดับของแรงกระทำ (Ju, Kim et al. 2009)

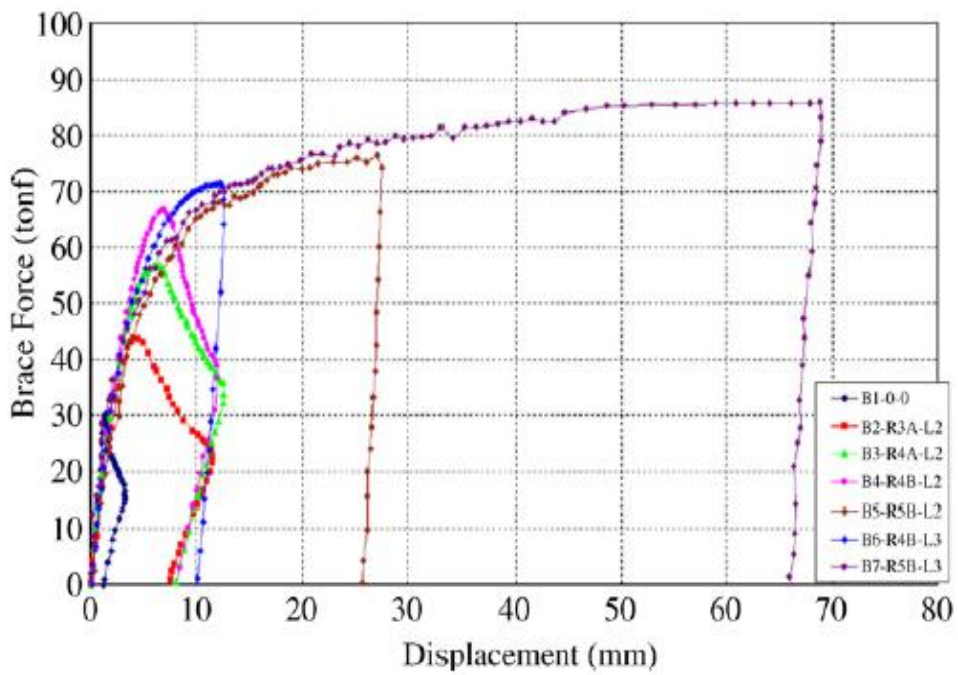
ตารางที่ 2. 3 กำลังของตัวอย่างและรูปแบบของการพัง (Ju, Kim et al. 2009)

Ultimate strength and failure mode of test specimens.

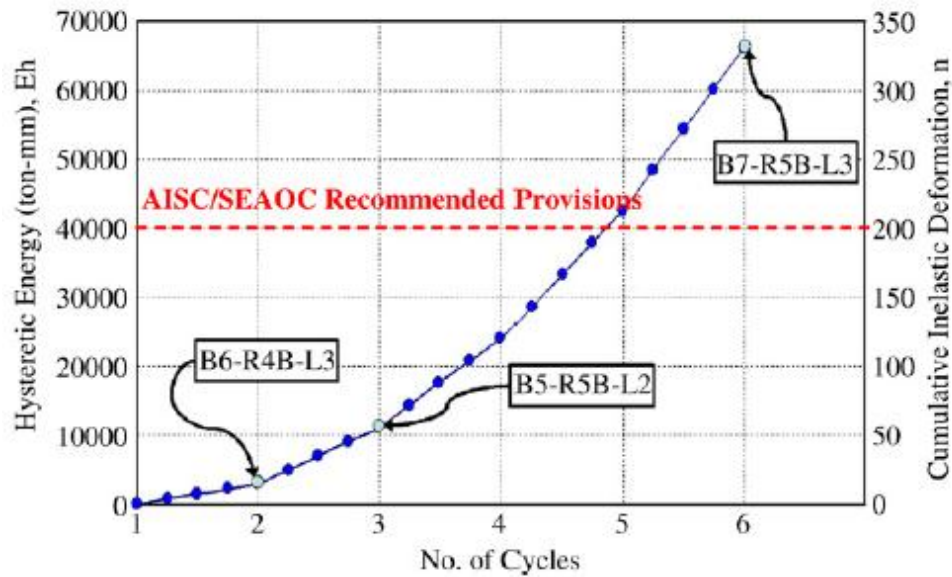
Specimens	Point of buckling	$P_{max}$ (kN)	Failure mode	Observation
B1-0-0	1-1	30.20	Global buckling in the middle of the specimen	Buckling at the computed critical load (31.6 kN)
B2-R3A-L2	2-1	49.79	Flexural yielding of tube before compressive yielding of core	Lack of bending strength of external tube
B3-R4A-L2	2-1	58.36	Flexural yielding of core-end before yielding of core	Lack of bending strength of core-end
B4-R4B-L2	2-1	66.64	Flexural yielding of tube before compressive yielding of core	Lack of bending strength of external tube
B5-R5B-L2	4-1	76.80	Flexural yielding of tube followed by compressive yielding of core	Inelastic deformation, slight lack of bending strength of tube
B6-R4B-L3	3-1	71.40	Flexural yielding of tube followed by compressive yielding of core	Inelastic deformation, slight lack of bending strength of tube
B7-R5B-L3	7-1	86.80	Compressive yielding of core followed by flexural yielding of tube	Inelastic deformation, satisfaction of AISC requirements



รูปที่ 2. 8 ความสัมพันธ์ของน้ำหนักที่กระทำกับการเคลื่อนที่กรณีความยาวการไม่ยึดรั้งที่ 200 มิลลิเมตรและ 300 มิลลิเมตรตามลำดับ (Ju, Kim et al. 2009)



รูปที่ 2. 9 ความสัมพันธ์ของน้ำหนักที่กระทำกับการเคลื่อนที่ ที่รอบแรงกดสูงสุด (Ju, Kim et al. 2009)



รูปที่ 2. 10 ความสัมพันธ์ของพลังงานสะสมและการเปลี่ยนรูปแบบอินอีลาสติคสะสมกับจำนวนรอบ (Ju, Kim et al. 2009)

ตารางที่ 2. 4 เปรียบเทียบกำลังของตัวอย่างจากการทดสอบและการคำนวณโดยสมการของออยเลอร์และสมการของพาวเวลล์และเชน (Ju, Kim et al. 2009)

Comparison of the ratio of the maximum stress and the yield stress.

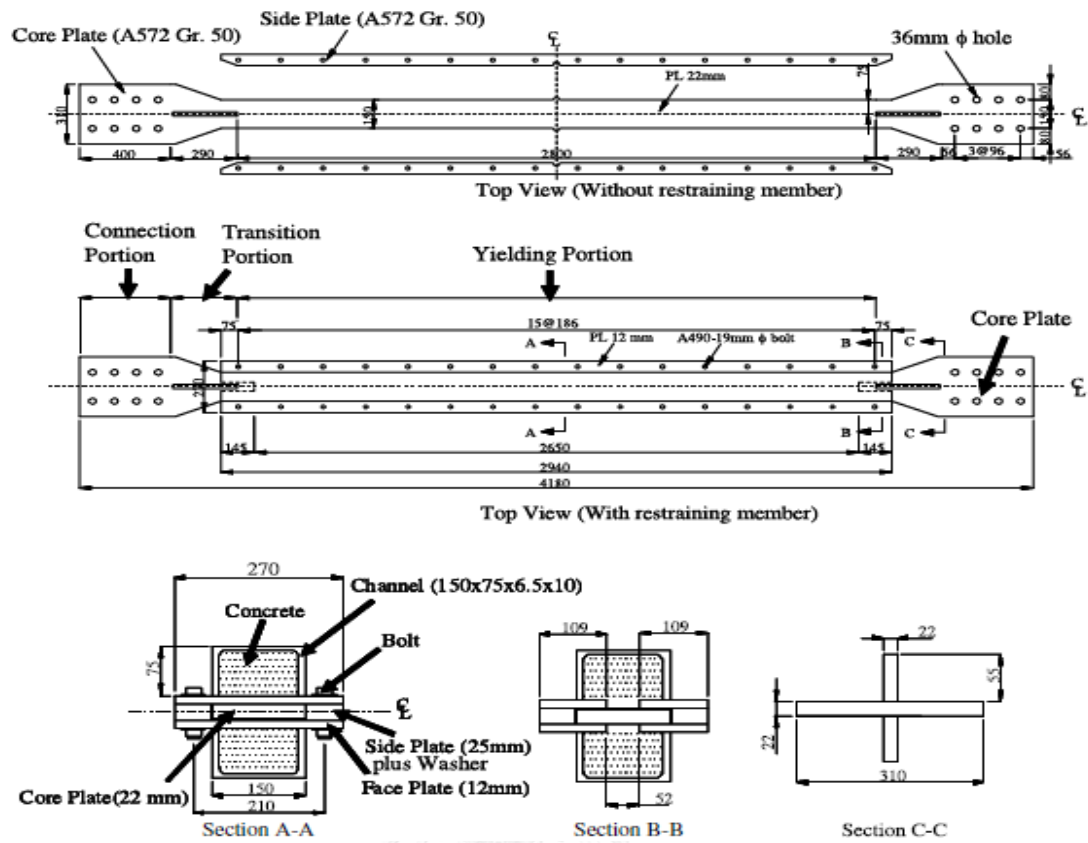
Specimens	$P_{max}$ (kN)	$P_{max}/P_{y.exp}$	$P_{u.pred}$ (kN)	
			Watanabe	Powell and Chen
B1-0-0	30.20	0.53	31.69	31.69
B2-R3A-L2	49.79	0.89	54.81	46.51
B3-R4A-L2	58.36	1.04	75.24	62.37
B4-R4B-L2	66.64	1.19	75.24	62.37
B5-R5B-L2	76.80	1.37	96.80	74.64
B6-R4B-L3	71.40	1.27	75.24	62.37
B7-R5B-L3	86.8	1.55	96.80	74.64

Chou and Chen (2010) ได้ทำการทดสอบค้ำยันที่กันการโก่งเดาะ 4 ตัวอย่าง ภายใต้การเสียดรูปแบบไม่ยึดหยุ่น ลักษณะของค้ำยันที่กันการโก่งเดาะแบ่งออกเป็น 2 ส่วน คือ 1. แกนกลางเป็นแผ่นเหล็กทำหน้าที่รับแรงตามแนวแกน(แรงอัดและแรงดึง) 2. ชั้นส่วนป้องกันการโก่งเดาะของแกนกลาง 2 ส่วน ประกบคู่กับแกนกลางและยึดด้วยสลักเกลียว โดยมีช่องว่างอากาศเป็นตัวแยกส่วนของแกนกลางกับชั้นส่วนป้องกันการโก่งเดาะออกจากกัน มีลักษณะดังรูปที่ 2.11 ขนาดของตัวอย่างดังตารางที่ 2.5



ในการทดสอบได้ทำการติดตั้งอุปกรณ์และตำแหน่งของอุปกรณ์วัดระยะทางการเคลื่อนที่ (Displacement transducers) และให้แรงกระทำเป็นแบบลำดับแรงกระทำตามข้อกำหนดของ AISC ทางด้านข้าง ได้ผลดังตารางที่ 2.6 สรุปผลการทดสอบได้ว่า 1. ค่าการตอบสนองของพฤติกรรมแบบวิภูจักรที่เสถียรจะอยู่ที่ 2.1%-2.6% ของค่าความเค้นตามแนวแกนของแกนกลาง 2. แรงอัดสูงสุดคือ 1724-1951 กิโลนิวตัน 3. ค่าความเหนียวพลาสติกจะสูงกว่าข้อกำหนดของ AISC (2005) 4. ศึกษาพฤติกรรมการโก่งเดาะโดยรวมจาก 1 ตัวอย่างที่ถูกออกแบบไว้ให้รับค่าความแข็งแรงจากการตัดได้ไม่เพียงพอเพื่อศึกษารูปแบบการพัง

นอกจากนี้ได้ทำการวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์แบบไม่เชิงเส้นของค้ำยันที่กั้นการโก่งเดาะ 20 ตัวอย่างโดยกำหนดค่าพารามิเตอร์ให้มีความแตกต่างกันเพื่อศึกษาผลของขนาด จำนวนสลักเกลียว ความยาวของแกนกลาง และพื้นที่หน้าตัดดังแสดงในตารางที่ 2.7 ด้วยแรงประเมนที่ทำให้โก่งเดาะ ได้ผลดังตารางที่ 2.8 สรุปได้ว่า 1. ช่องว่างของอากาศที่ใช้แทนวัสดุไม่มีผลกับพฤติกรรมแบบวิภูจักร อัตราส่วนแรงอัดสูงสุดต่อแรงดึงสูงสุดมีค่า 1.1-1.15 น้อยกว่า 1.3 ของข้อกำหนดแผ่นดินไหว AISC 2. แรงโก่งเดาะโดยรวมของตัวอย่าง 4 จากการทดสอบคือ 1.3Py ใกล้กับค่าที่คำนวณคือ 1.2Py และใกล้กับค่าของการวิเคราะห์ด้วยไฟไนต์เอลิเมนต์ 3. สำหรับแกนกลางที่มีความหนาเท่ากัน ค่า  $P_{max}/P_y$  จะเพิ่มขึ้นเมื่อความยาวลดลง และสำหรับแกนกลางที่มีความยาวเท่ากันอัตรา  $P_{max}/P_y$  จะเพิ่มขึ้นเมื่อความหนาของแกนกลางเพิ่มขึ้น 4. เมื่อ  $P_e/P_y \geq 2$  ,  $L_b/L_w \leq 2$  , และ CD ratio  $\geq 1.5$  จะมีค่าแรงอัดสูงสุด 1.4-1.5Py ดังตาราง โดยไม่โก่งเดาะ



รูปที่ 2. 11 รูปแบบของตัวอย่าง (Chou and Chen 2010)

ตารางที่ 2. 5 ขนาดและน้ำหนักของตัวอย่าง(Chou and Chen 2010)

Specimen dimension and weight.

(a) Dimension										
Specimen no.	Core Plate			Channel and face plate (mm)	Restraining member			$I_{r,g}$ (mm <sup>4</sup> )	Bolt (A490 3/4in)	
	$b_c$ (mm)	$t_c$ (mm)	$L_y$ (mm)		$\frac{h}{l_{r,g}}$ (%)	$\frac{b}{l_{r,g}}$ (%)	$\frac{l_{cm}}{l_{r,g}}$ (%)		No.	Spacing (mm) $L_b$
1	150	22	2800	150 x 75 x 6.5 x 10 270 x 12	3	68	29	44432996	32	186
2	150	22	2800	150 x 60 x 4.5 x 4.5 270 x 12	5	54	41	22582066	32	186
3	150	22	2800	150 x 50 x 4.5 x 4.5 270 x 12	7	54	39	16738929	80	72
									28	216
4	150	22	2800	150 x 35 x 4.5 x 4.5 270 x 12	11	53	36	10078747	16	432
									16	465
(b) Weight										
Specimen no.	Steel core (kg)		Side plate (kg)	Face plate (kg)	Channel (kg)	Concrete (kg)	Total (kg)			
1	140		95	150	109	144	638			
2	140		95	150	54	120	559			
3	140		95	150	50	96	529			
4	140		95	150	44	72	501			

ตารางที่ 2. 6 ผลการทดสอบ(Chou and Chen 2010)

Specimen test results.

Specimen no.	Test no.	Test phase	$\alpha_{max}^a$ (%)	$\epsilon_{max}^b$ (%)	$\mu_{max}^c$	$\mu_c$	$\Sigma \mu_c$	Final failure mode	
								Core	Restraining member
1	First	Standard Fatigue	2.4 1.8	2.1	11.4 8.5	196 608	804	Tensile fracture	No
	Second	Standard	2.4		11.4	106			
2	Second	Standard	2.4	2.1	11.4	106	650	Tensile fracture	No
	Standard	2.4	11.4		196				
	Third	Fatigue	1.8		8.5	242			
3	First	Standard Fatigue	2.4 1.8	2.6	11.4 8.5	196 60	767	Global buckling	Global buckling
	Second	Standard	2.4		11.4	196			
	Third	Standard	3.0		14.2	315			
4	First	Standard	1.8	1.6	8.5	120	120	Global buckling	Global Buckling

<sup>a</sup> Maximum column drift angle.<sup>b</sup> Maximum core axial strain.<sup>c</sup> Maximum ductility.

ตารางที่ 2. 7 ขนาดและรายละเอียดของตัวอย่าง(Chou and Chen 2010)

Model details.

Model No.	Name	Core Plate			Restraining member				Bolt				
		$b_c$ (mm)	$t_c$ (mm)	Yield stress (MPa)	$L_y$ (mm)	Channel (mm)	Face plate (mm)	Length (mm)	$I_{r,g}$ (mm <sup>4</sup> )	Bolt size (mm)	$N_b$	$L_b$ (mm)	CD
5	A15L28P24S	100	15	375	2800	100 × 46 × 4.5 × 4.5	200 × 10	2940	7767168	16	22	280	1.5
6	A15L48P25S	100	15	375	4800	100 × 76 × 4.5 × 4.5	200 × 10	4940	20138857	16	36	282	1.5
7	A15L96P25S	100	15	375	9600	100 × 134 × 4.5 × 4.5	200 × 10	9740	72688354	16	74	267	1.5
3	A33L28P24S	150	22	364	2800	150 × 50 × 4.5 × 4.5	270 × 12	2940	16738929	19	16	432	1.5
8	A33L48P24S	150	22	375	4800	C 150 × 75 × 6.5 × 10	270 × 12	4940	43695988	16	36	284	1.5
9	A33L96P25S	150	22	375	9600	150 × 156 × 4.5 × 4.5	270 × 12	9740	159846725	16	72	274	1.5
10	A64L28P24S	200	32	375	2800	200 × 56 × 4.5 × 4.5	320 × 14	2940	33266295	19	14	455	1.5
11	A64L48P23S	200	32	375	4800	C 200 × 80 × 7.5 × 11	320 × 14	4940	80615534	19	24	438	1.5
12	A64L96P25S	200	32	375	9600	200 × 178 × 4.5 × 4.5	320 × 14	9740	309930822	19	48	418	1.5
13	A64L48P20S	200	32	375	4800	200 × 88 × 4.5 × 4.5	320 × 14	4940	69940478	19	24	438	1.5
14	A15L28P24LB	100	15	375	2800	100 × 46 × 4.5 × 4.5	200 × 10	2940	7767168	16	14	467	1.0
15	A15L48P25GB	100	15	375	4800	100 × 76 × 4.5 × 4.5	200 × 10	4940	20138857	16	16	686	0.7
16	A15L96P13GB	100	15	375	9600	100 × 100 × 4.5 × 4.5	200 × 10	9740	36613236	16	74	267	1.5
17	A33L28P24LB	150	22	364	2800	150 × 50 × 4.5 × 4.5	270 × 12	2940	16738929	19	12	560	1.2
4	A33L28P14GB	150	22	375	2800	150 × 35 × 4.5 × 4.5	270 × 12	2940	10078747	19	16	465	1.5
18	A33L28P14LB	150	22	375	2800	150 × 35 × 4.5 × 4.5	270 × 12	2940	10078747	19	10	700	1.0
19	A33L48P12GB	150	22	375	4800	150 × 60 × 4.5 × 4.5	270 × 12	4940	22016167	16	36	284	1.5
20	A64L28P24LB	200	32	375	2800	200 × 56 × 4.5 × 4.5	320 × 14	2940	33266295	19	10	700	1.1
21	A64L48P13GB	200	32	375	4800	200 × 68 × 4.5 × 4.5	320 × 14	4940	44694868	19	24	438	1.5
22	A64L96P14GB	200	32	375	9600	200 × 140 × 4.5 × 4.5	320 × 14	9740	179652939	19	48	418	1.5

ตารางที่ 2. 8 ค่าพารามิเตอร์ต่างๆและผลการทดสอบของตัวอย่าง(Chou and Chen 2010)

Design parameters.

Model		Design parameters								ABAQUS	
No.	Name	$P_y$ (kN)	$P_x$ (kN)	$L_w$ (mm)	$\frac{L_x}{L_w}$	$P_c$ (kN)	$\frac{P_c}{P_y}$	$\frac{P_{max, x-t}}{P_y}$	$\frac{P_{max, y-t}}{P_y}$	Result	$\frac{P_{max, x-t}}{P_y}$
5	A15L28P24S	563	987	142	1.97	1362	2.42	2.0	3.2	S <sup>a</sup>	1.42
6	A15L48P25S	563	987	142	1.99	1394	2.48	2.1	5.7	S	1.39
7	A15L96P25S	563	987	142	1.85	1405	2.50	2.1	13.8	S	1.38
3	A33L28P24S	1201	2274	211	2.05	2943	2.45	2.0	2.3	S	1.48
8	A33L48P24S	1238	2171	208	1.37	3025	2.44	2.1	8.1	S	1.47
9	A33L96P25S	1238	2171	208	1.32	3090	2.50	2.0	11.5	S	1.45
10	A64L28P24S	2400	4210	302	1.51	5834	2.43	1.9	2.3	S	1.50
11	A64L48P23S	2400	4210	302	1.45	5580	2.33	1.9	5.9	S	1.48
12	A64L96P25S	2400	4210	302	1.38	5999	2.50	1.9	9.2	S	1.47
13	A64L48P20S	2400	4210	302	1.45	4841	2.01	1.6	3.8	S	1.47
14	A15L28P24LB	563	987	142	3.3	1362	2.42	2.0	1.2	LB <sup>c</sup>	1.32
15	A15L48P25LB	563	987	142	4.83	1394	2.48	2.1	1.0	LB	1.19
16	A15L96P13GB	563	987	142	1.85	708	1.25	1.1	7.55	GB <sup>b</sup>	1.20
17	A33L28P24LB	1201	2274	211	2.65	2943	2.45	2.0	1.2	LB	1.13
4	A33L28P14GB	1238	2171	208	2.24	1758	1.42	1.2	1.3	GB	1.36
18	A33L28P14LB	1238	2171	208	3.37	1758	1.42	1.2	0.6	LB	0.58
19	A33L48P12GB	1238	2171	208	1.37	1357	1.23	1.1	3.7	GB	1.32
20	A64L28P24LB	2400	4210	302	2.3	5834	2.43	1.9	1.2	LB	0.97
21	A64L48P13GB	2400	4210	302	1.45	3244	1.29	1.1	3.0	GB	1.31
22	A64L96P14GB	2400	4210	302	1.38	3473	1.44	1.2	6.7	GB	1.31

<sup>a</sup> Successful (no buckling).

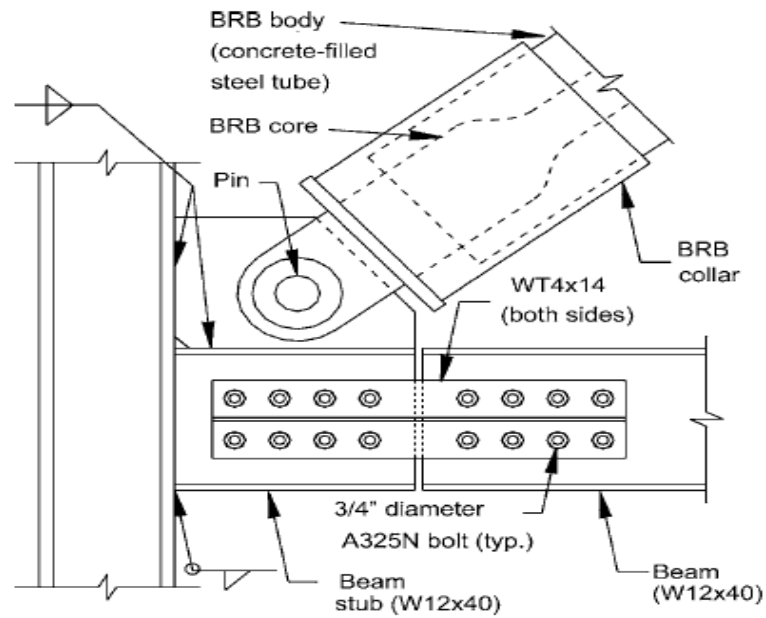
<sup>b</sup> Global buckling.

<sup>c</sup> Local buckling.

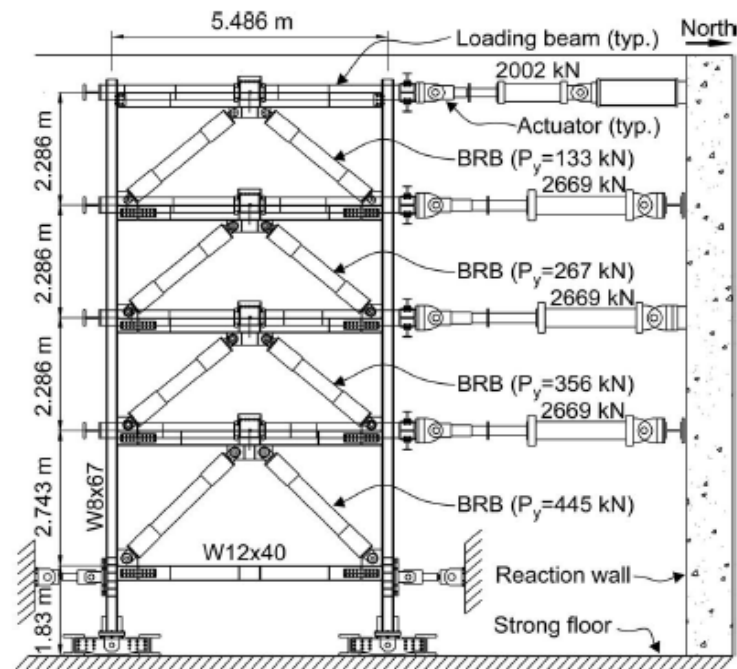
## 2.2.2 งานศึกษาที่เกี่ยวข้องกับจุดต่อของค้ำยันที่กั้นการโก่งเดาะ

Fahnestock, Ricles et al. (2007) ได้ทำการทดสอบเพื่อหารายละเอียดของจุดต่อที่เหมาะสม ทำให้รับแรงแผ่นดินไหวได้อย่างเต็มประสิทธิภาพ จากผลการทดสอบที่เคยมีมาเกี่ยวกับค้ำยันที่กั้นการโก่งเดาะ แสดงถึงประสิทธิภาพที่ไม่ค่อยดี มีค่าการขยับของชั้นระหว่าง 0.02 และ 0.025 เรเดียน โดยการทดสอบเหล่านั้นได้บ่งชี้ว่า สติฟเนสที่มากในบริเวณจุดต่อทำให้เกิดแรงดัดในค้ำยันที่กั้นการโก่งเดาะมากขึ้นจนทำให้เกิดการพัง จึงทำการทดสอบด้วยวิธีซูโดไดนามิกไฮบริดจำลองแรงแผ่นดินไหวขนาดต่างๆ และการปรับแก้รายละเอียดของจุดต่อมีลักษณะดังรูป 2.12 เป็นจุดหมุนและให้คานไม่ต่อเนื่องกัน ทำการทดสอบดังรูป 2.13 ทำให้การขยับของชั้นเพิ่มขึ้นถึง 0.048 rad และค่าความเหนียวสูงสุดของค้ำยันที่กั้นการโก่งเดาะเป็น 26 ไม่ทำให้ค่าสติฟเนสและกำลังลดลง สรุปได้ว่าจุดต่อแบบจุดหมุนและปลายมีปลอกหุ้มรวมกับแผ่นเหล็กประกบที่แข็งแรงจะมีประสิทธิภาพที่ดีมาก และด้วยการทดสอบแบบวิถัจกรแรงเสมือนคงที่โดยจุดต่อเป็นจุดหมุนแต่ทำการเชื่อมคานให้เป็นคานต่อเนื่อง ทำให้ค้ำยันที่กั้นการโก่งเดาะ 5 ตัวอย่างพังที่ค่าความเหนียวสะสมจาก 372 ถึง 453 ดังตารางที่ 2.9 แสดงผลการทดสอบนอกจากนี้ค่าความเครียดแข็งของค้ำยันที่กั้นการโก่งเดาะมี

ความสำคัญต่อแบบจำลองแผ่นดินไหว โดยอัตราส่วนของแรงดึงสูงสุดและแรงอัดสูงสุดเป็น 1.51 และ 1.74



รูปที่ 2. 12 รายละเอียดของจุดต่อ (Fahnestock, Ricles et al. 2007)



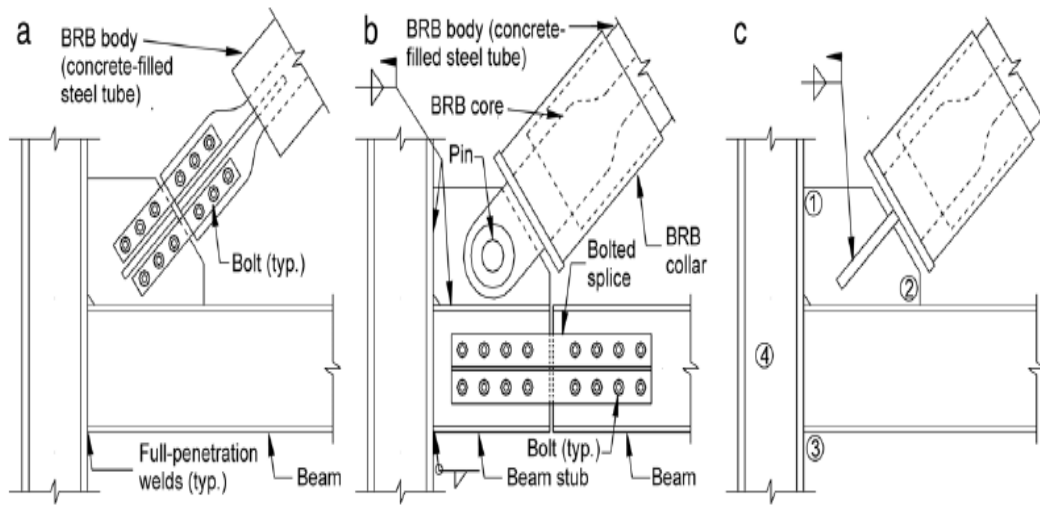
รูปที่ 2. 13 การทดสอบ (Fahnestock, Ricles et al. 2007)

ตารางที่ 2. 9 ผลการทดสอบค่าความเหนียวที่เกิดขึ้น (Fahnestock, Ricles et al. 2007)

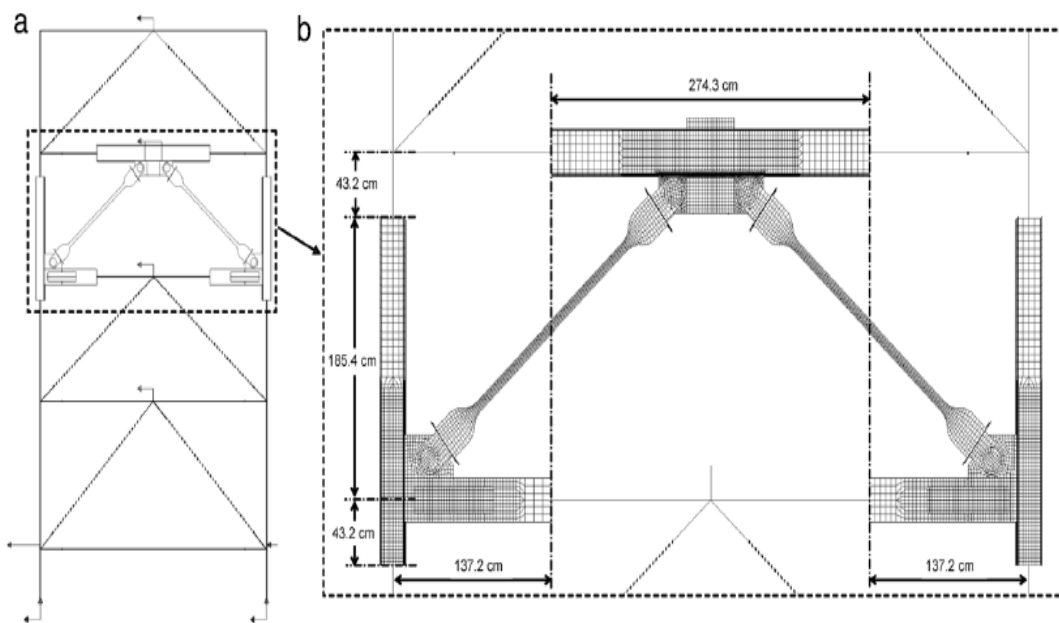
Story		FOE		DBE		MCE		AE		Quasi-static		Peak	Total
		$\mu_{max}$	$\mu_c$	$\mu_{max}$	$\mu_c$	$\mu_{max}$	$\mu_c$	$\mu_{max}$	$\mu_c$	$\mu_{max}$	$\mu_c$	$\mu_{max}$	$\mu_c$
4	North	4.7	32	12.4	76	22.5	124	7.1	73	17.1	133	22.5	438
	South	1.7	22	9.5	76	19.9	132	6.8	73	17.8	104	19.9	407
3	North	3.1	15	13.2	50	23.2	92	8.7	42	19.4	190	23.2	389 <sup>a</sup>
	South	3.9	13	11.5	55	22.2	106	8.6	48	19.5	231	22.2	453 <sup>a</sup>
2	North	3.4	18	15.8	71	24.2	130	10.1	55	17.4	165	24.2	439 <sup>a</sup>
	South	3.4	14	14.6	73	26.0	139	9.5	55	16.0	163	26.0	444 <sup>a</sup>
1	North	2.7	8	10.8	60	16.2	93	6.3	44	22.4	167	22.4	372 <sup>a</sup>
	South	2.3	8	11.5	71	18.4	114	7.5	48	16.1	147	18.4	388

<sup>a</sup>Failed.

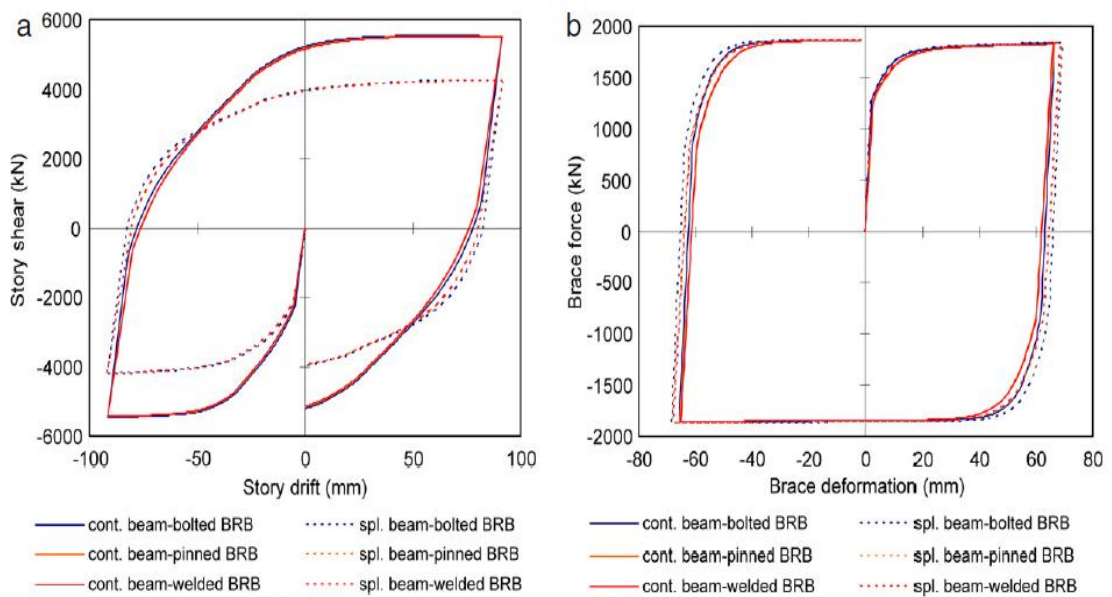
Wigle and Fahnestock (2010) ได้ทำการศึกษาพฤติกรรมของจุดต่อระหว่างคาน เสา และ ค้ำยัน มีรายละเอียดดังรูป 2.14 โดยใช้แบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์แบบไม่เชิงเส้น พิจารณาที่ 1 ชั้น จาก โครงข้อแข็งเหล็ก 4 ชั้นของ Fahnestock, Ricles et al. (2007) ที่เป็นการทดสอบขนาดจริงดัง รูปที่ 2.15 แม้ว่าค้ำยันที่กันการโก่งเดาะจะมีประสิทธิภาพดีแต่ก็มีข้อจำกัดจากการพังของจุดต่อที่ไม่มี ค่าความเหนียวที่เพียงพอทำหน้าที่ได้อย่างเต็มประสิทธิภาพ โดยการนำข้อมูลการทดสอบมา เปรียบเทียบกับแบบจำลองเพื่อยืนยันและศึกษาเปลี่ยนแปลงค่าพารามิเตอร์เพื่อหาปัจจัยหลักทาง ประสิทธิภาพของจุดต่อ ผลสรุปว่า ประสิทธิภาพและพฤติกรรมแบบวิภูจักรจากการวิเคราะห์ คล้ายคลึงกับการทดสอบของ Fahnestock, Ricles et al. (2007) แสดงพฤติกรรมดังรูปที่ 2.16 ค่าแรงเฉือนสูงสุดของชั้นกรณีของคานต่อเนื่องมีค่ามากกว่าประมาณ 30% เทียบกับกรณีของคานที่ ไม่ต่อเนื่อง กรณีของจุดต่อที่ปลายและความหนาของแผ่นเหล็กประกบ การเปลี่ยนแปลงของ พฤติกรรมของการขยับและแรงเฉือนของชั้นมีความแตกต่างกันน้อย ชนิดของจุดต่อมีผลต่อค่า ความเครียดและค่าความเค้น พลาสติกเล็กน้อยแต่จะมีผลชัดเจนระหว่างกรณีของคานต่อเนื่องและไม่ ต่อเนื่อง ค่าความเครียดในเหล็กประกบแบบบางจะมากกว่าแบบหนา เพราะแบบหนาจะลดการเกิด ค่าความเครียดและกระจายความครากที่เกิดขึ้น แต่ถ้าหนามากเกินไปเปรียบเหมือนกับชิ้นส่วนถูกต่อ เข้าไปจะเป็นการเพิ่มความเค้นพลาสติกเฉพาะที่ให้สูงขึ้น ดังนั้นควรที่จะใช้ความหนาที่เหมาะสม



รูปที่ 2. 14 รายละเอียดของจุดต่อ 3 ชนิด (Wigle and Fahnestock 2010)



รูปที่ 2. 15 แบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์แบบไม่เชิงเส้นพิจารณาที่ 1 ชั้นจากโครงข้อแข็งเหล็ก 4 ชั้น (Wigle and Fahnestock 2010)



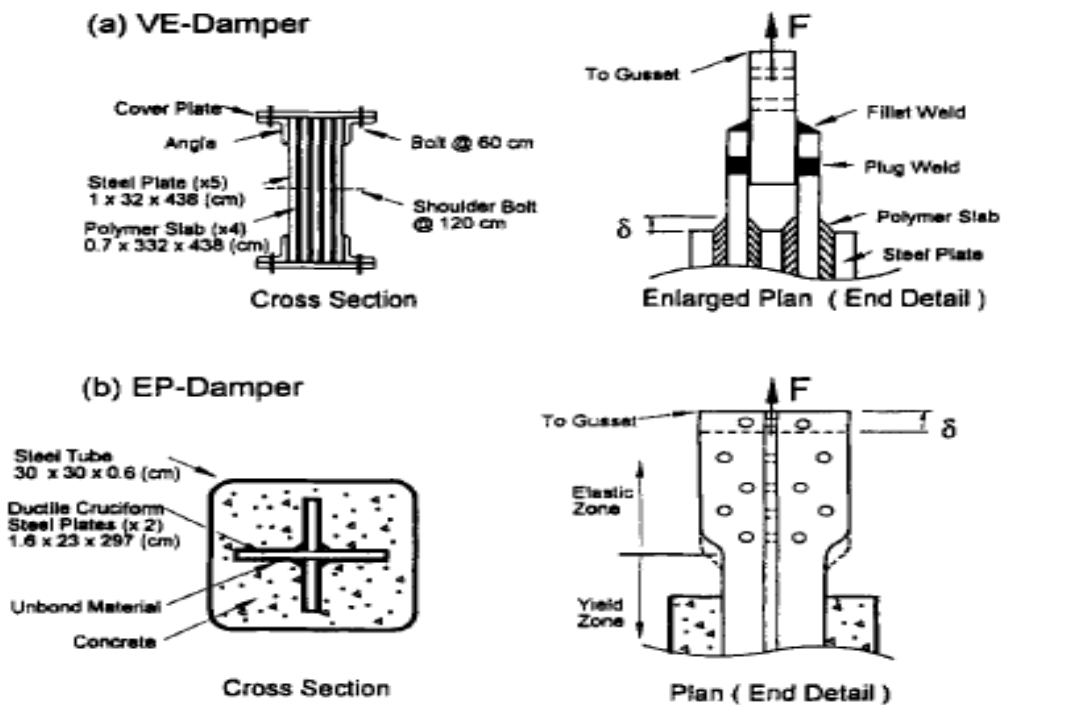
รูปที่ 2. 16 พฤติกรรมของจุดต่อ (Wigle and Fahnestock 2010)

### 2.2.3 งานศึกษาที่เกี่ยวข้องกับพฤติกรรมของการติดตั้งค้ำยันที่กันการโก่งเดาะเข้ากับอาคาร

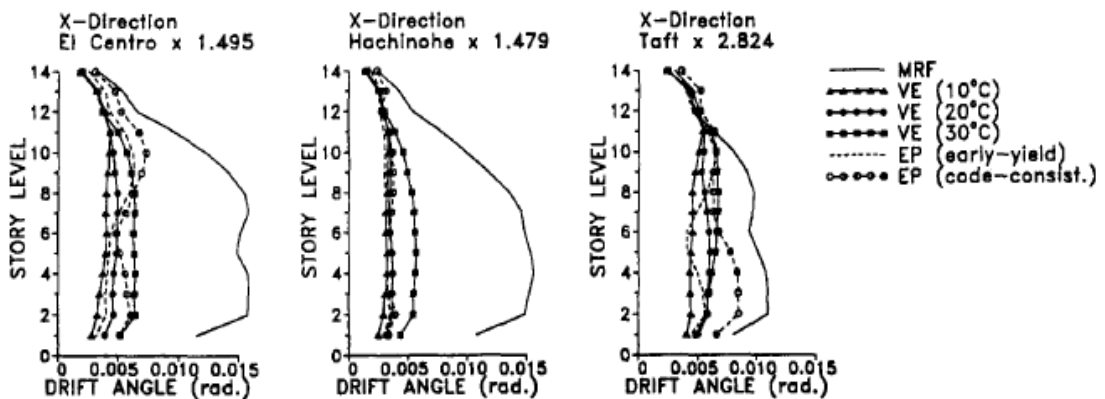
Kasai, Fu et al. (1998) ได้สร้างทฤษฎีแบบง่ายเพื่อคาดการณ์และเปรียบเทียบประสิทธิภาพระบบควบคุมแรงกระทำของอุปกรณ์หน่วงระหว่างชนิดเหนียวและยืดหยุ่น (viscoelastic) และชนิดพลาสติกยืดหยุ่น (elastoplastic) จัดอยู่ในรูปของสมการคาบเทียบเท่าและความหน่วงเทียบเท่า ซึ่งระบบเหล่านี้มาจากการคิดแบบ SDOF ผลที่ได้จะใช้อธิบายและเปรียบเทียบค่าพารามิเตอร์ ค่าการขยับ และแรงของระบบบนพื้นฐานของสเปกตรัมเชิงเส้น ความหน่วงสูงๆไป ทำการวิเคราะห์โครงสร้างข้อแข็งต้านทานโมเมนต์แบบเหล็ก 14 ชั้น โดยติดตั้งอุปกรณ์หน่วงชนิดเหนียวและยืดหยุ่นหรือชนิดพลาสติกยืดหยุ่น มีลักษณะดังรูปที่ 2.17 และขยายขอบเขตการวิเคราะห์ 3D ด้วย MDOF วิเคราะห์โครงสร้างข้อแข็งต้านทานโมเมนต์ โดยโครงสร้างข้อแข็งต้านทานโมเมนต์จะติดตั้งอุปกรณ์หน่วงชนิดเหนียวและยืดหยุ่นและอุปกรณ์หน่วงชนิดพลาสติกยืดหยุ่น ภายใต้แรงแผ่นดินไหวที่มีความถี่ต่างกัน พิจารณาเลือกค่าแพคเตอร์การสูญเสียของอุปกรณ์หน่วง ชนิดเหนียวและยืดหยุ่น มีค่าเท่ากับ 1 หรือค่าความต้องการความเหนียวสูงสุดของอุปกรณ์หน่วงชนิดพลาสติกยืดหยุ่น มีค่าประมาณ 3-4 ผลสรุปว่า การติดตั้งอุปกรณ์หน่วง ชนิดเหนียวและยืดหยุ่นหรือชนิดพลาสติกยืดหยุ่น จะทำให้ค่าการขยับลดน้อยลง ค่ามูขยิบน้อยลงดังรูปที่ 2.18 โครงสร้างข้อแข็งมีสภาพเป็นอีลาสติก มีค่าการขยับของชั้นหลังค่าเป็น 0.4-0.5 เท่าและแรงเฉือนที่ฐานมี



ค่า 0.7 เท่าโดยเทียบกับโครงข้อแข็งด้านทานโมเมนต์ที่ไม่ได้ติดตั้งอุปกรณ์หน่วง ค่าสติฟเนสของอุปกรณ์หน่วงที่เหมาะสมที่สุดคือประมาณ 1-3 เท่าของค่าสติฟเนสแรงเฉือนของชั้นของโครงข้อแข็งด้านทานโมเมนต์ อุปกรณ์หน่วงที่แข็งมากเกินไปอาจจะไม่เหมาะสม เพราะมันจะไม่ลดค่าการขยับและจะไปเพิ่มแรงแผ่นดินไหวให้มากขึ้น แต่ถ้าอ่อนไปก็จะประหยัดต้นทุนแต่ความสามารถด้านการเสริมกำลังก็จะน้อยลง

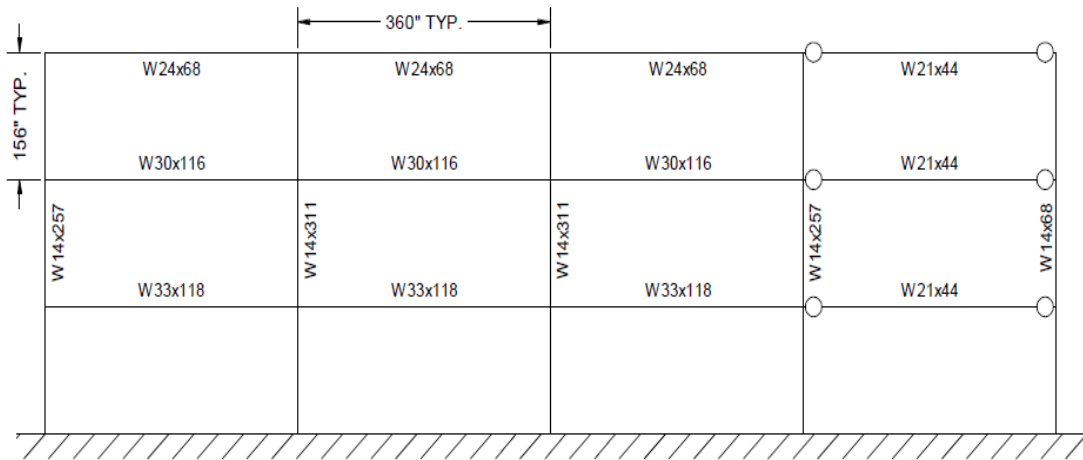


รูปที่ 2. 17 ลักษณะของอุปกรณ์หน่วง 2 ชนิด a) ชนิดเหนียวและยืดหยุ่น และ b) ชนิดพลาสติกยืดหยุ่น (Kasai, Fu et al. 1998)



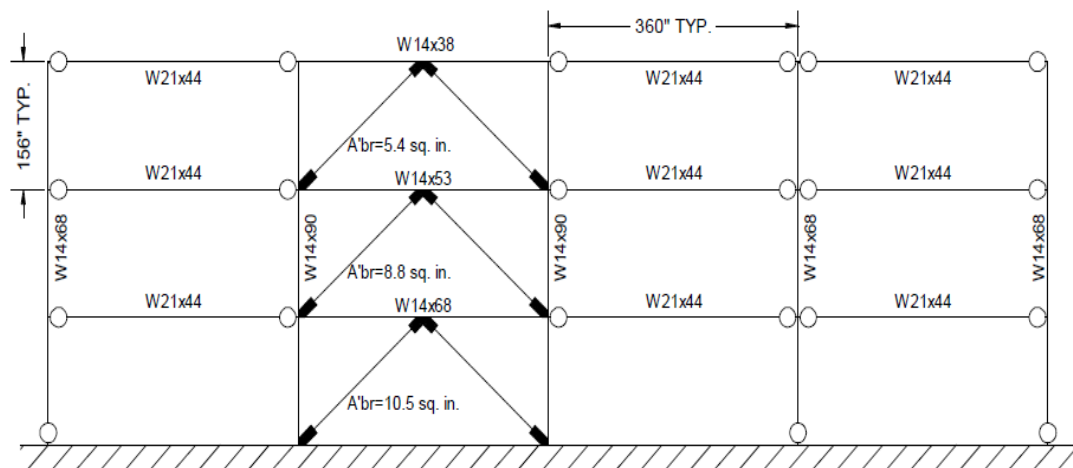
รูปที่ 2. 18 มุมขยับของอาคาร (Kasai, Fu et al. 1998)

Clark, Aiken et al. (1999) ได้ทำการศึกษาออกแบบและทดสอบตัวอย่างด้วยขนาดจริงของ ค้ำยันที่กันการโก่งเดาะ ภายใต้แรงกระทำแบบวัฏจักร การศึกษาแบ่งออกเป็น 3 ส่วน ส่วนแรกคือ ศึกษาความต้องการของชิ้นส่วนพฤติกรรมแบบวัฏจักรในโครงสร้างเหล็กซึ่งมีหลายชั้น ความเสถียรของการสลายพลังงานภายใต้แรงกระทำแบบวัฏจักร พฤติกรรมของแรงกับการเคลื่อนที่ของค้ำยันที่กันการโก่งเดาะ ตัวอย่างที่ใช้พิจารณาเป็นโครงข้อแข็งด้านทานโมเมนต์แบบพิเศษ 3 ชั้นมีลักษณะรูปร่างและขนาดดังรูปที่ 2.19 ทำการเปรียบเทียบประสิทธิภาพการออกแบบติดตั้งค้ำยันที่กันการโก่งเดาะ เข้ากับโครงข้อแข็งมีลักษณะรูปร่างและขนาดดังรูปที่ 2.20 ทำการวิเคราะห์ด้วยแรงแผ่นดินไหวและวิเคราะห์ด้วยวิธีการผลัดด้านข้าง ได้ผลการทดลองดังรูปที่ 2.21 สรุปได้ว่าค้ำยันที่กันการโก่งเดาะมีค่ากำลังครากน้อยกว่าแต่ค่าสติเฟนสมากกว่าเมื่อเทียบกับโครงข้อแข็งด้านทานโมเมนต์แบบพิเศษ และมีค่ากำลังส่วนเกินเป็นส่วนสำคัญสัมพันธ์กับข้อกำหนดของกำลังคราก ค้ำยันที่กันการโก่งเดาะจึงถูกออกแบบครอบคลุมทั้งค่าสติเฟนสและการควบคุมการขยับให้ดีกว่าค่ากำลัง มีความเหนียวที่ ต้องการน้อยกว่า 10 ค้ำยันที่กันการโก่งเดาะแม้จะมีเหล็กที่น้อยมากแต่มันได้แสดงถึงประสิทธิภาพทางแผ่นดินไหวที่ดีขึ้น ค่าสูงสุดสัมบูรณ์ของการขยับชั้นหลังคาของโครงข้อแข็งที่ติดตั้งค้ำยันที่กันการโก่งเดาะมีค่า 0.51, 0.65 และ 0.72 เท่าของโครงข้อแข็งด้านทานโมเมนต์แบบพิเศษ คานและเสาของโครงข้อแข็งที่ติดตั้งค้ำยันที่กันการโก่งเดาะเกือบจะเป็นอีลาสติคซึ่งทำให้การควบคุมความเสียหายได้ดีขึ้น ค่าความเค้นสูงสุดของค้ำยันที่กันการโก่งเดาะมีค่า 1.1% เท่านั้น ขนาดของโครงข้อแข็งด้านทานโมเมนต์แบบพิเศษจะถูกกำหนดโดยค่าการขยับที่ต้องการ ค่ากำลังส่วนเกินซึ่งสำคัญเมื่อเทียบกับแรงเฉือนครากที่ฐานขั้นต่ำ โดยค้ำยันที่กันการโก่งเดาะมีค่าไม่เพียงพอดต่อข้อจำกัดนี้ และนอกจากนี้ยังมีค่าแรงเฉือนครากที่ฐานที่ต่ำกว่ามากและมีเหล็กน้อยลงอย่างชัดเจนในการด้านทานแรงกระทำทางด้านข้าง เพราะฉะนั้นโครงข้อแข็งค้ำยันที่กันการโก่งเดาะจะดีกว่าโครงข้อแข็งด้านทานโมเมนต์แบบพิเศษในส่วนของการขยับภายในชั้นและค่าแรงเฉือนที่ฐาน



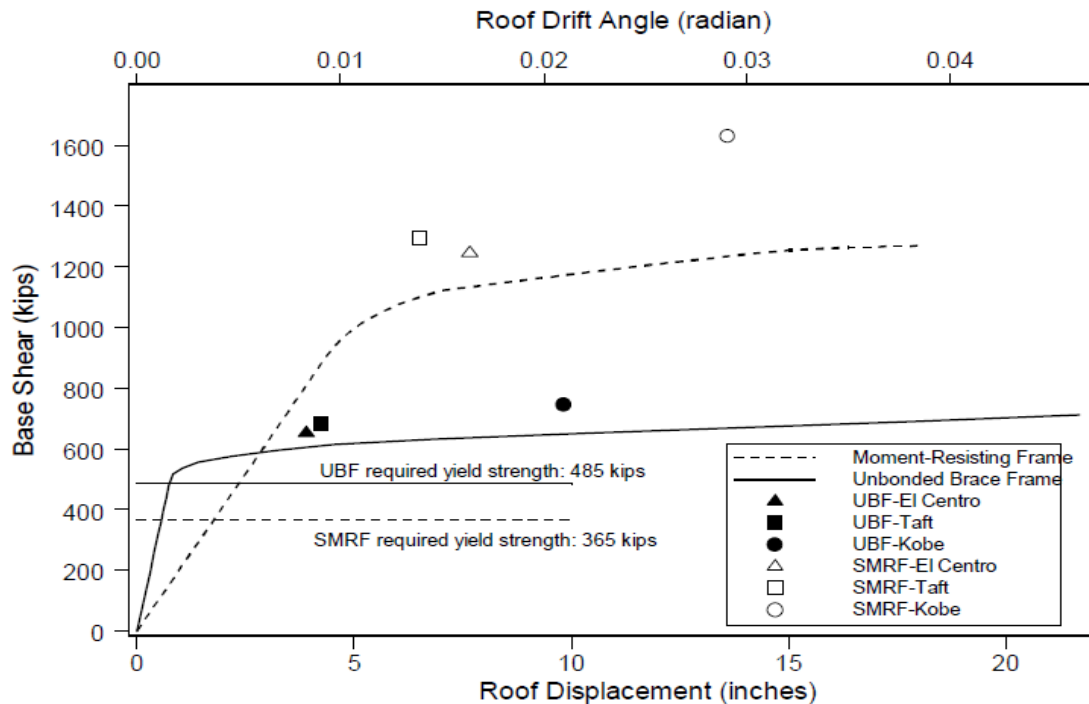
รูปที่ 2. 19 ลักษณะรูปร่างและขนาดโครงข้อแข็งต้านทานโมเมนต์แบบพิเศษ 3 ชั้น

(Clark, Aiken et al. 1999)



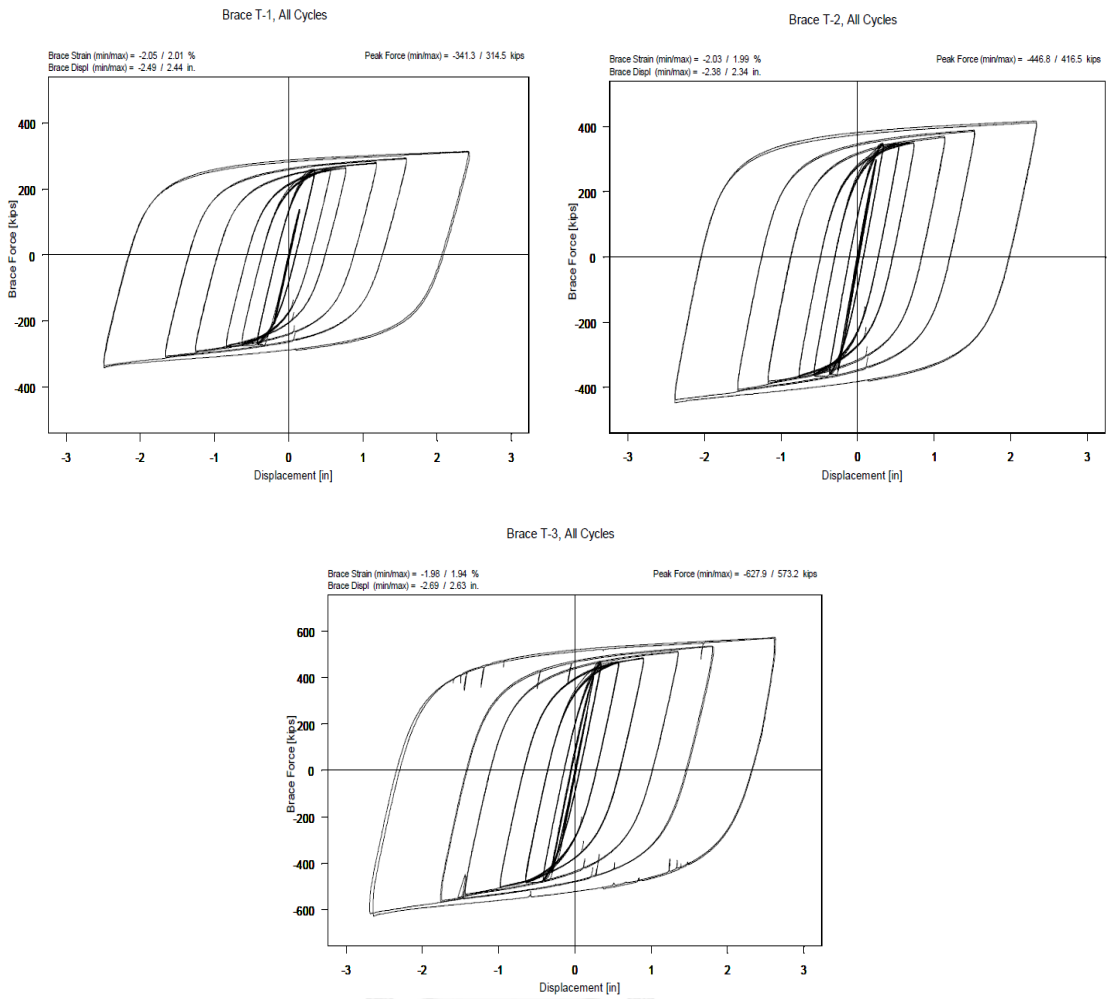
รูปที่ 2. 20 ลักษณะรูปร่างและขนาดการออกแบบติดตั้งค้ำยันที่กันการโก่งเดาะเข้ากับโครงข้อแข็ง

(Clark, Aiken et al. 1999)

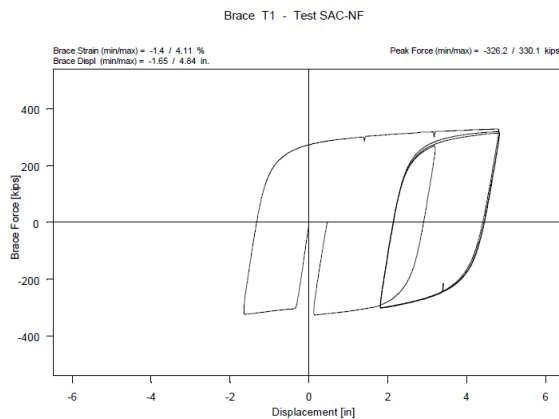


รูปที่ 2. 21 ผลการทดลองด้วยวิธีการผลัดด้านข้าง และประวัติเวลา (Clark, Aiken et al. 1999)

ส่วนที่ 2 ได้ทำการทดสอบตัวอย่างที่มีความยาวประมาณ 14.75 ฟุต แกนกลางมีพื้นที่หน้าตัด 4.5, 6 และ 8 ตารางนิ้ว เป็น T1 ,T2 และ T3 ตามลำดับ ยึดจุดต่อด้วยแผ่นเหล็กประกบ ทำการทดสอบด้วย ประวัติน้ำหนักบรรทุกทุก 2 แบบ ตัวอย่าง T2 พังเมื่อทดสอบแบบความล้าวัฏจักรต่ำ 17 รอบที่ 2% ของความเค้นตามแนวแกน ตัวอย่าง T1 ,T2 และ T3 เมื่อทดสอบด้วยประวัติน้ำหนักบรรทุกพื้นฐาน (Basic Loading History) มีคุณสมบัติต่างกันน้อยมากๆ ดังรูปที่ 2.22 ค่าแรงครากคล้ายกันมากตามที่คาดการณ์ ในแต่ละการทดสอบแรงในค้ำยันด้านแรงอัดจะสูงกว่าแรงดึงอาจเป็นเพราะการแปรเปลี่ยนหน้าตัดและความเครียดจริงบนแกนกลางขณะที่กำลังทดสอบ การครากของแรงดึงและแรงอัดจะเกิดอยู่ภายในท่อที่เติมคอนกรีต ความแตกต่างระหว่างจุดของแรงดึงสูงสุดและแรงอัดสูงสุดอยู่ระหว่าง 7.3-9.5% ของทั้งสาม ตัวอย่าง เมื่อทำการทดสอบด้วยประวัติน้ำหนักบรรทุกใกล้สนาม (Near-Field Loading History) สำหรับตัวอย่างที่ 1 ดังรูปที่ 2.23 มีความเสถียรเมื่อวัฏจักรเกิดขนานเคลื่อนตัวไป 3.34 นิ้ว และค่าการเคลื่อนที่แรงดึงสูงสุดคือ 4.84 นิ้ว คือประมาณ 2 เท่าของการเคลื่อนที่ที่ออกแบบไว้สูงสุดของค้ำยัน ดังนั้นการศึกษาแบบคู่ขนานนี้ แสดงถึงพฤติกรรมที่เสถียร ทั้งสามตัวอย่างเป็นตัวแทนของการทดสอบอย่างกว้างๆ เพื่อแสดงถึงการคาดการณ์พฤติกรรมและกำลังส่วนเกินที่มากมายในทอมของทั้งการเคลื่อนที่และค่าความสามารถสลายพลังงาน

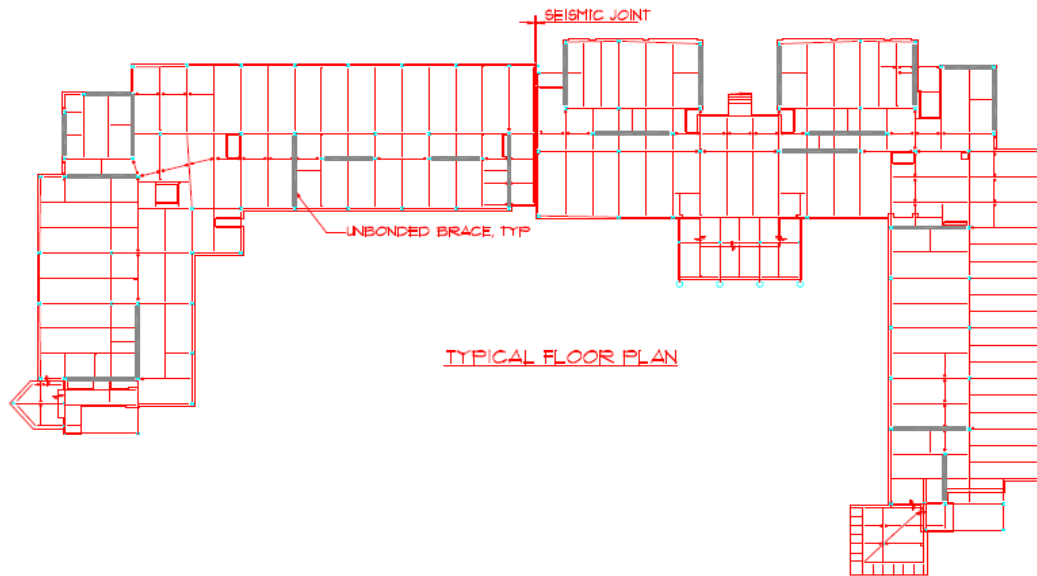


รูปที่ 2. 22 ตัวอย่าง T1 ,T2 และ T3 เมื่อทดสอบด้วยประวัติน้ำหนักบรรทุกทุกพื้นฐาน (Clark, Aiken et al. 1999)



รูปที่ 2. 23 ตัวอย่าง T1 เมื่อทำการทดสอบด้วยประวัติน้ำหนักบรรทุกทุกใกล้เคียงนาม (Clark, Aiken et al. 1999)

ส่วนที่ 3 เป็นการศึกษาเพื่อสนับสนุนการวิเคราะห์ในส่วนที่ 1 โดยทำการวิเคราะห์อาคาร 3 ชั้นที่ทำการติดตั้งด้วยค้ำยัน 3 ชนิด คือ โครงค้ำยันแบบเอียงศูนย์ โครงค้ำยันแบบตรงศูนย์ และค้ำยันที่กั้นการโก่งเดาะมีตำแหน่งการติดตั้งดังรูปที่ 2.24 และทำการวิเคราะห์ด้วยวิธีการผลักด้านข้าง ผลสรุปคือค้ำยันที่กั้นการโก่งเดาะมีประสิทธิภาพดีที่สุด ดังแสดงเปรียบเทียบในตารางที่ 2.10



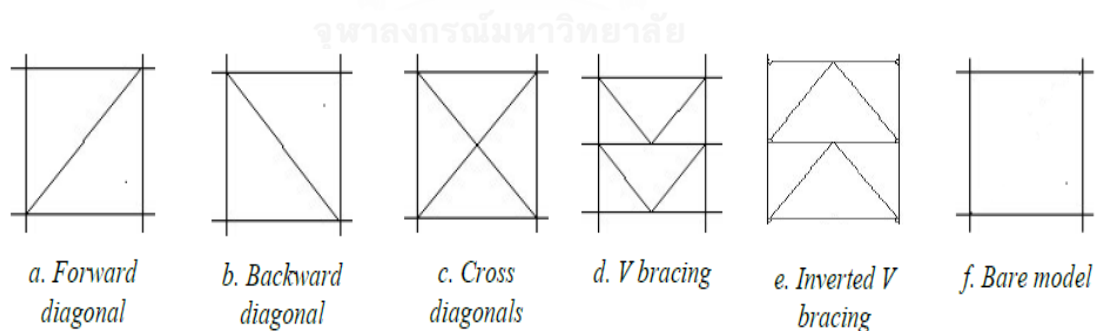
รูปที่ 2. 24 ตำแหน่งการติดตั้งค้ำยัน(Clark, Aiken et al. 1999)

ตารางที่ 2. 10 ผลสรุปประสิทธิภาพของระบบค้ำยัน 3ชนิด(Clark, Aiken et al. 1999)

<i>Performance Point Information</i>			
System	CBF	EBF	UBF
$\beta_{eff}$ , Effective damping <sup>a</sup>	34.0%	23.7%	24.2%
$T_{eff}$ , seconds	3.19	2.01	1.29
Roof Displacement, in	14.2	12.5	8.2
Brace axial strain	0.0416	---	0.0090
Link shear strain	---	0.2390	---
V/W, Base shear/weight	0.118	0.227	0.321
<i>Performance Level Achieved per FEMA-273</i>			
System	CBF	EBF	UBF
Performance Level	Collapse Prevention	Collapse Prevention	Life Safety

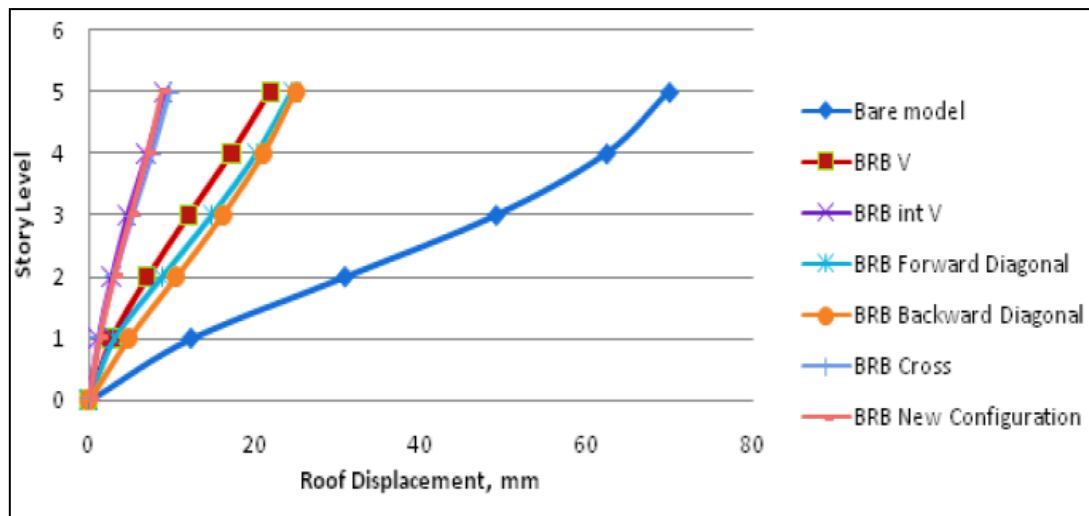
a) The effective damping reported is primarily based on hysteretic behavior. Only 2% critical damping is assumed for linear elastic behavior

Deulkar, Modhera et al. (2010) ได้ทำการวิเคราะห์ ออกแบบแบบจำลองและประยุกต์ ค้ำยันที่กันการโก่งเดาะติดตั้งเข้ากับอาคารโครงข้อแข็งเหล็ก 2 มิติ สูง 5 ชั้น วิเคราะห์ด้วยประวัติ เวลาแบบไม่เชิงเส้นด้วยโปรแกรม SAP 2000 ภายใต้แผ่นดินไหว El Centro ประเมินประสิทธิภาพ ของอาคาร คาบธรรมชาติ การเคลื่อนตัวของชั้น การขยับภายในชั้น แรงเฉือนของชั้น และแรงตาม แนวแกน ค่าพารามิเตอร์ที่สนใจคือ ความยาวและพื้นที่หน้าตัดของแกนกลางของแบบจำลอง 6 แบบ ดังรูปที่ 2.25 จากการศึกษาจะเห็นว่าค้ำยันที่กันการโก่งเดาะจะได้ผลดีเมื่อถูกจำลองให้ควบคุม พื้นที่หน้าตัดของแกนกลางให้เท่ากับหรือน้อยกว่าครึ่งของพื้นที่หน้าตัดส่วนปลายที่ขนานออกมา และ ให้ความยาวของแกนกลางที่ครากเท่ากับหรือมากกว่า  $1/3$  ของความยาวค้ำยันทั้งหมด ความยาวของ โชนการครากที่กึ่งกลางของค้ำยันที่กันการโก่งเดาะมีค่าเท่ากับ 67% - 84% ของความยาวค้ำยัน ทั้งหมด พื้นที่หน้าตัดส่วนปลายของค้ำยันที่กันการโก่งเดาะควรมีขนาดใหญ่มากกว่า 2 เท่าของ พื้นที่หน้าตัดที่เกิดการคราก การลดลงของการเคลื่อนที่ชั้นหลังคาชนิด V มีค่า 68.64% ชนิด Invert V มีค่า 87.12% ชนิดทแยงขึ้นมีค่า 64.84% ชนิดทแยงลงมีค่า 64.23% ชนิดไขว้กากบาทมีค่า 86.04 % และชนิดปรับปรุงแบบใหม่มีค่า 87.38% จะเห็นว่าค้ำยันที่กันการโก่งเดาะทำให้การควบคุม การเคลื่อนที่ของชั้นหลังคาได้ดีเมื่อเทียบกับแบบที่ไม่ได้ติดตั้งค้ำยันที่กันการโก่งเดาะดังรูปที่ 2.26 ทั้ง ยังเพิ่มสติเฟ้นสเพื่อต้านทานการขยับของโครงสร้าง มีความเสถียรสามารถที่จะดูดซับพลังงาน ง่ายใน การติดตั้งเข้ากับอาคาร และมีราคาเหมาะสม



รูปที่ 2. 25 แบบจำลองของการติดตั้งค้ำยัน 5 แบบและไม่ติดตั้งค้ำยัน 1 แบบ

(Deulkar, Modhera et al. 2010)



รูปที่ 2. 26 การเคลื่อนที่ของชั้นหลังคาจากแบบจำลองอาคารโครงข้อแข็งในรูปแบบต่างๆ  
(Deulkar, Modhera et al. 2010)

#### 2.2.4 งานศึกษาที่เกี่ยวข้องกับพฤติกรรมของการติดตั้งค้ำยันที่กั้นการโก่งเดาะเข้ากับสะพาน

El-Bahey and Bruneau (2011) ได้ทำการเสนอแนวคิดการปรับปรุงโครงสร้างอย่างง่าย ๆ โดยการเพิ่มขึ้นส่วนเหล็กที่มีค่าความเหนียวเข้าไปในโครงสร้างเสาสะพานคอนกรีตเสริมเหล็ก เพื่อเพิ่มกำลังและสติเฟเนส ให้เพียงพอต่อแรงแผ่นดินไหว สามารถสลายพลังงานได้และเป็นอีลาสติก สามารถนำไปใช้ได้ทันทีทั้งสะพานเก่าและสะพานใหม่ วิเคราะห์ด้วยโปรแกรม ABAQUS แบบประวัติเวลาแบบไม่เชิงเส้น (Nonlinear time history) สรุปเป็นสมการคณิตศาสตร์เพื่อเสนอเป็นค่าพารามิเตอร์หลักสำหรับการออกแบบ

แนวคิดคือ ปกติการเคลื่อนที่ครากของค้ำยันที่กั้นการโก่งเดาะ ( $\Delta y_b$ ) จะน้อยกว่าการเคลื่อนที่ครากของโครงข้อแข็ง ( $\Delta y_f$ ) ดังนั้นค่าความเหนียวสูงสุดตั้งสมการที่ (2.2)

$$\mu_{\max} = \left(\frac{\eta}{\xi}\right)\alpha \quad (2.2)$$

$\xi = \frac{V_e}{V_{yf}}$  ;  $\xi$  = อัตราส่วนกำลังของโครงข้อแข็ง,  $V_e$  = แรงเฉือนของระบบเมื่อระบบเป็นอีลาสติก,  $V_{yf}$  = กำลังครากของโครงข้อแข็งที่ไม่มีค้ำยัน



$\alpha = \frac{K_b}{K_f}$ ; อัตราส่วนระหว่างสติฟเนสด้านข้างของค้ำยันที่กั้นการโก่งเดาะและสติฟเนสด้านข้างของโครงข้อแข็งที่ไม่มีค้ำยัน

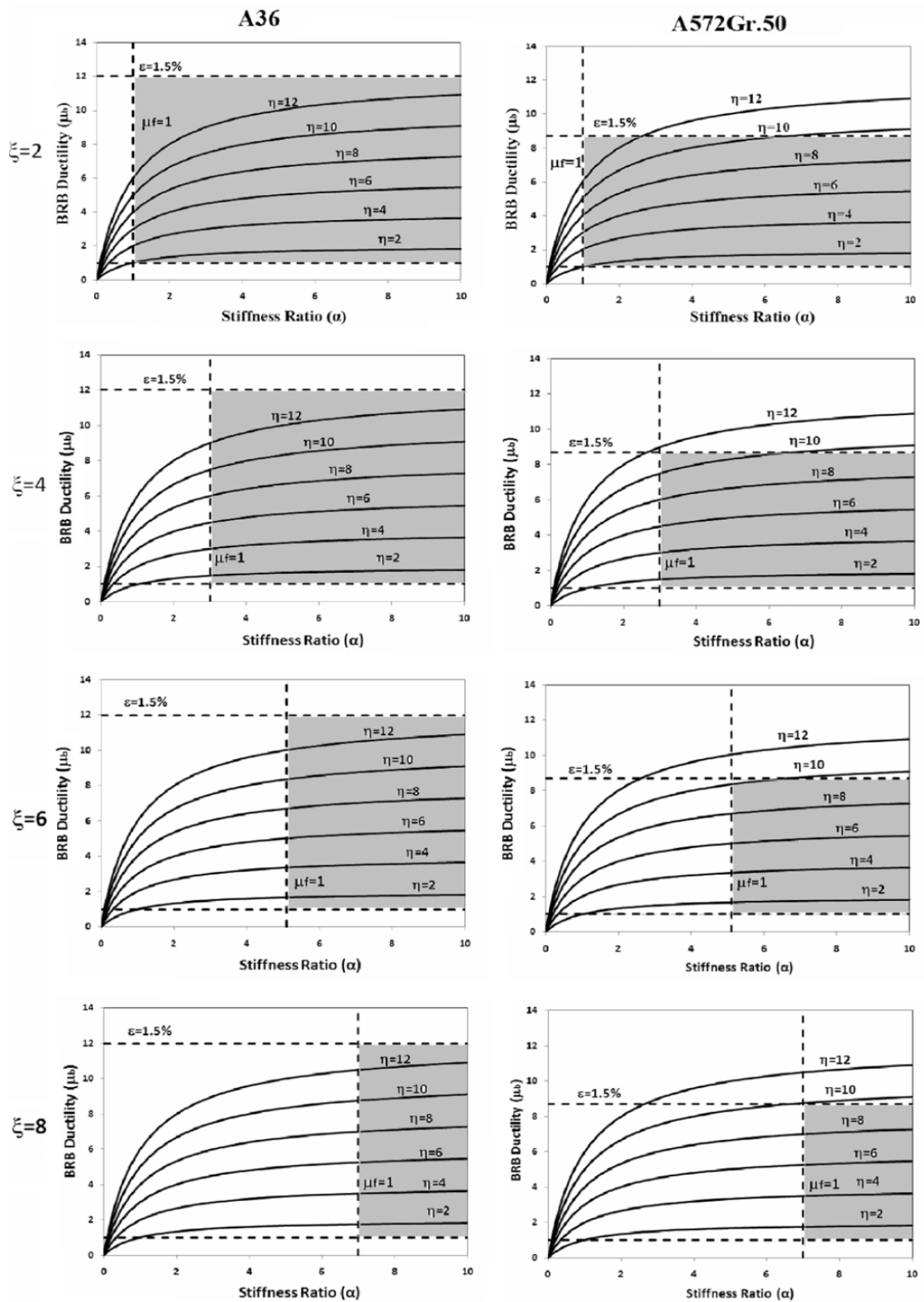
$\eta = \frac{V_e}{V_{yb}}$ ;  $\eta$  = อัตราส่วนกำลังของค้ำยันที่กั้นการโก่งเดาะ,  $V_{yb}$  = กำลังครากของค้ำยันที่กั้นการโก่งเดาะ

พิจารณาค่าความสัมพันธ์  $\xi$  ของเหล็ก 2 ประเภทและมีขีดจำกัดความเค้นของค้ำยันที่กั้นการโก่งเดาะดังรูปที่ 2.27 ออกแบบไว้ที่ 1.5% และมี  $\mu f = \xi \left( \frac{1}{1+\alpha} \right)$  แถบความน่าเชื่อถือของค่า  $\alpha$  และ  $\eta$  อยู่ในพื้นที่แรเงา จะเห็นว่าแถบจะลดลงเมื่อมีการเพิ่มค่า  $\xi$  ของกำลังครากของค้ำยันที่กั้นการโก่งเดาะ อธิบายได้ว่า เมื่ออัตราส่วนกำลังโครงข้อแข็งเพิ่ม กำลังของโครงข้อแข็งที่ไม่มีค้ำยันจะลดลงและการเพิ่มอัตราส่วนสติฟเนส ( $\alpha$ ) ค่าของการเคลื่อนที่การครากของโครงข้อแข็งจะลดลงตามด้วยการลดลงในค่าของความเหนียวที่ยอมให้ของระบบ ( $\mu_{max}$ ) นอกจากนี้การเพิ่มค่ากำลังครากของค้ำยันที่กั้นการโก่งเดาะ สำหรับ  $\alpha$  คงที่ การเพิ่มค่าของการเคลื่อนที่การครากของค้ำยันที่กั้นการโก่งเดาะ ส่งผลให้เกิดการลดลงของค่าความเหนียวที่ยอมให้ของระบบ และในส่วนของ การเพิ่มค่าอัตราส่วนสติฟเนส การเพิ่มขึ้นของค่าความเหนียวของค้ำยันที่กั้นการโก่งเดาะจะทำให้เกิดการเพิ่มค่าอัตราส่วนกำลังของค้ำยันที่กั้นการโก่งเดาะและลดค่ากำลังของค้ำยันที่กั้นการโก่งเดาะ การเพิ่มขึ้นของอัตราส่วนสติฟเนสสอดคล้องกับการลดลงของสติฟเนสโครงข้อแข็ง และการให้อัตราส่วนกำลังโครงข้อแข็ง การลดลงของสติฟเนสโครงข้อแข็งจะส่งผลทำให้การเพิ่มขึ้นของค่าการเคลื่อนที่ของการครากโครงข้อแข็งเช่นเดียวกับค่าความเหนียวของโครงข้อแข็ง

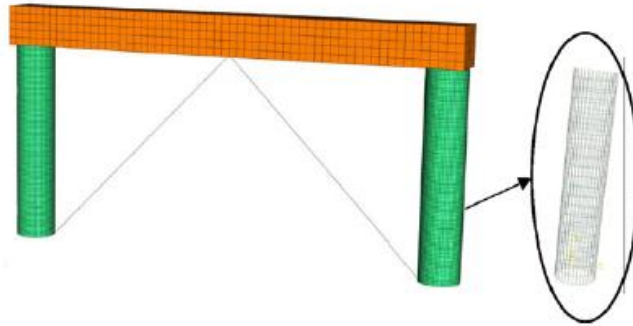
การออกแบบเพื่อป้องกันเสาของสะพาน โดยทั่วไปค่าพารามิเตอร์จะอ้างอิงจากพฤติกรรมและการออกแบบของการปรับปรุงระบบ ค่าตอบสนองของแผ่นดินไหวจะถูกยืนยันผ่านการวิเคราะห์ทางคณิตศาสตร์และการสรุปโดยการตรวจสอบด้วยพลศาสตร์ไม่เชิงเส้น (Dynamic Nonlinear) วิเคราะห์ทั้งการผลัดด้านข้างและประวัติเวลาด้วยโปรแกรม ABAQUS นำไปสู่การนำเสนอกระบวนการออกแบบ ตัวอย่างเป็นเสาสสะพานติดตั้งด้วยค้ำยันที่กั้นการโก่งเดาะ แบบ V เป็นแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ดังรูปที่ 2.28 เป็นเสาสขนาด 1.25 เมตร ระยะเหล็กปลอก 30 เซนติเมตร เหล็กหลัก 2% ความสูง 6.25 เมตร ช่วงเสาประมาณ 12.5 เมตร วิเคราะห์การผลัดด้านข้าง ด้วย

สเปกตรัม 9แบบ และประวัติเวลามี 2 ชุดชุดละ 72 ประวัติเวลา โดยชุดแรกมีค่า  $\xi = 2$  และ  $\eta = 2$  ทั้งของค้ำยันที่กันการโก่งเดาะและโครงข้อแข็งดังรูปที่ 2.29 และ 2.30 และชุดที่ 2 มีค่า  $\xi = 6$  และ  $\eta = 6$  จะเห็นว่า เมื่อนำผลมาเปรียบเทียบกันระหว่างสมการเชิงคณิตศาสตร์กับการวิเคราะห์ประวัติเวลาแบบไม่เชิงเส้นจะมีค่าใกล้เคียงกัน อย่างไรก็ตาม วิธีเหล่านี้เป็นพื้นฐานบนข้อสันนิษฐานทั้งการปรับปรุงและระบบแรงกระทำด้านข้างของเสาเป็นแบบไม่คู่ควบ และข้อสันนิษฐานว่าแรงตามแนวแกนจากการปรับปรุงจะยกเว้นแรงกระทำแบบกระแทกบนกำลังของเสาที่เกิดขึ้น ความเหมาะสมสำหรับการออกแบบพบว่าพิสัยของการแก้ปัญหาที่นั่นเป็นที่น่าพอใจ แถบของความน่าเชื่อถือที่พอรับได้จะลดลงเมื่ออัตราส่วนของกำลังของโครงข้อแข็งเพิ่มขึ้นตามขนาดของชิ้นส่วนปรับปรุงที่ใหญ่ขึ้น ซึ่งจะเป็นความต้องการเพื่อที่จะบรรลุผลของประสิทธิภาพแนวคิดการปรับปรุงโครงสร้าง

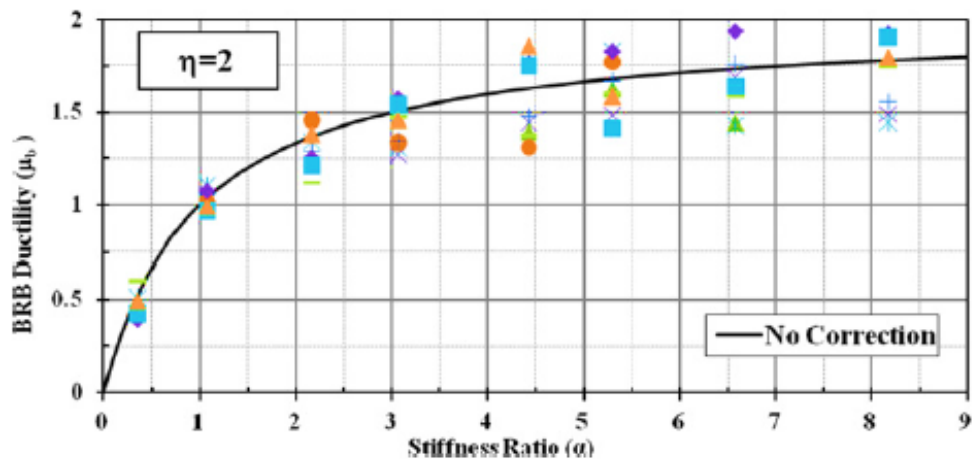
El-Bahey and Bruneau (2011) ได้ทำการทดสอบเปรียบเทียบผลของการปรับปรุงต่อมอแบบคู่ของสะพานให้ต้านทานแรงแผ่นดินไหว ทำการทดสอบด้วยแรงกระทำแบบแรงเสมือนคงที่ต่อมอสะพานใช้สเกล 2/3 ของขนาดจริง 3 ตัวอย่างมีลักษณะดังรูปที่ 2.31 สำหรับตัวอย่างแรก (S1) ใช้การต่อประสานแผ่นเหล็กรับแรงเฉือน (Steel-plate shear link) ติดตั้งระหว่างเสา แล้วทำการทดสอบ ทำการศึกษาค่าการขยับจนจบการครากของเสา พฤติกรรมและผลที่ได้จากการปรับปรุง ตัวอย่างที่ 2 (S2-1) จะเป็นการติดตั้งค้ำยันที่กันการโก่งเดาะมีลักษณะดังรูปที่ 2.32 โดยจะทดสอบจนถึงจุดที่เริ่มมีการโก่งเดาะแล้วหยุด ทำการศึกษาพฤติกรรมค้ำยันที่กันการโก่งเดาะที่ถูกติดตั้ง ตัวอย่างที่ 3 (S2-2) จะทำการถอดค้ำยันที่กันการโก่งเดาะในตัวอย่างที่ 2 ออกแล้วทำการทดสอบต่อเนื่องจนเกิดการพังเพื่อศึกษาพฤติกรรม พบว่าการปรับปรุงทั้งสองตัวอย่างมีพฤติกรรมที่เสถียรด้วยการเพิ่มขึ้นของค่าสติเฟนสและกำลัง และรักษาสภาพของเสาต่อมอให้เป็นอีลาสติก ทั้งสามตัวอย่างมีพฤติกรรมแบบวัฏจักรดังรูปที่ 2.33



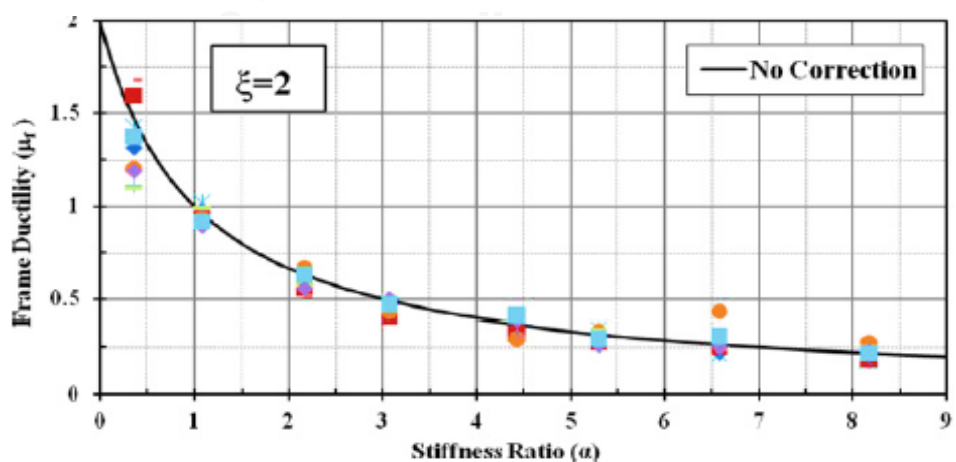
รูปที่ 2. 27 แถบความนำเชื่อถือของค่าความแตกต่างของ  $\zeta$  ของเหล็ก 2 ประเภท (El-Bahey and Bruneau 2011)



รูปที่ 2. 28 แบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ (El-Bahey and Bruneau 2011)



รูปที่ 2. 29 การเปรียบเทียบระหว่างการวิเคราะห์ประวัติเวลาและการผลัดด้านข้างสำหรับค่าความเหนียวค้ำยันที่กันการโก่งเดาะโดยมีค่า  $\xi = 2$  และ  $\eta = 2$  (El-Bahey and Bruneau 2011)



รูปที่ 2. 30 การเปรียบเทียบระหว่างการวิเคราะห์ประวัติเวลาและการผลัดด้านข้างสำหรับค่าความเหนียวโครงข้อแข็งโดยมีค่า  $\xi = 2$  และ  $\eta = 2$  (El-Bahey and Bruneau 2011)

ตัวอย่าง S1 ที่การเคลื่อนที่ 112.5 มิลลิเมตร (ค่าการขยับ 1.6%) เริ่มมีการครากที่เสา ส่วนล่าง ที่การเคลื่อนที่ 150 มิลลิเมตร (ค่าการขยับ 2.2%) เริ่มเกิดการโก่งเดาะเฉพาะที่ ที่การเคลื่อนที่ 187.5 มิลลิเมตร (ค่าการขยับ 2.7%) เกิดรอยร้าวที่เสาดังรูปที่ 2.34 และแรงกระทำลดลง จาก 700 กิโลนิวตัน เป็น 420 กิโลนิวตัน ที่การเคลื่อนที่ 225 มิลลิเมตร (ค่าการขยับ 3.3%) จะเกิดการเสียหายเต็มที่ มีการพังที่จุดประกบบริเวณกึ่งกลางเสา และมีการพังของรอยเชื่อมเกิดขึ้นระหว่างการทดสอบ ดังนั้นจึงต้องควบคุมรอยเชื่อมและคุณสมบัติของเหล็กให้ดี โดยรวมแล้ววิธีนี้เป็นวิธีที่มีประสิทธิภาพ ประหยัดเวลา และคุ้มค่า

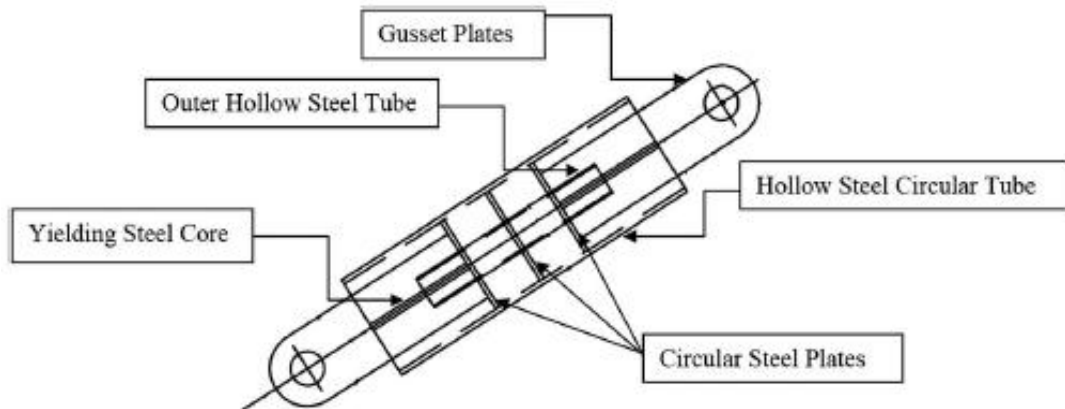
ตัวอย่าง S2-1 ที่การเคลื่อนที่ 50 มิลลิเมตร (ค่าการขยับ 0.72%) เริ่มมีการครากเกิดขึ้นโดยดูจากพฤติกรรมแบบวัฏจักร ที่การเคลื่อนที่ 100 มิลลิเมตร (ค่าการขยับ 1.45%) เริ่มมีการโก่งเดาะเฉพาะที่เกิดขึ้นและหยุดการทดสอบเพื่อเอาไว้ทดสอบโครงข้อแข็งไม่มีค้ำยัน มีการเลื่อนขึ้นเล็กน้อย เนื่องจากใช้จุดต่อแบบจุดหมุน ดังรูปที่ 2.35 แสดงพฤติกรรมแบบวัฏจักรของค้ำยันที่กั้นการโก่งเดาะที่ติดตั้ง(ลำดับที่ 3 จากบน) มีการครากของค้ำยันที่กั้นการโก่งเดาะเกิดขึ้นค่าการเคลื่อนที่ตามแนวแกนประมาณ 0.6 มิลลิเมตร มีค่าการขยายประมาณ 6 มิลลิเมตร และมีค่าความเหนียว 8

ตัวอย่าง S2-2 เป็นการทดสอบพฤติกรรมของเสาเหล็กคู่ โดยจะให้แรงกระทำด้านข้างจนพัง โดยเริ่มจากที่ค่าความเคลื่อนที่ 100 มิลลิเมตร (ค่าการขยับ 1.45%) มีการโก่งเดาะเฉพาะที่เกิดขึ้น ที่ค่าความเคลื่อนที่ 125 มิลลิเมตร (ค่าการขยับ 1.87%) มีรอยร้าวเกิดขึ้นตามจุดต่างๆ ที่ค่าความเคลื่อนที่ 175 มิลลิเมตร (ค่าการขยับ 2.5%) แรงต้านทานด้านข้างของตัวอย่างจะลดลง 44% จาก 711 กิโลนิวตัน เป็น 400 กิโลนิวตัน และเมื่อเพิ่มค่าการเคลื่อนที่รอยร้าวจะใหญ่ขึ้น จนที่การเคลื่อนที่ 300 มิลลิเมตร (ค่าการขยับ 4.35%) มีรอยร้าวยาว 600 มิลลิเมตรเกิดขึ้นที่ฐาน และเกิดการโก่งเดาะเฉพาะที่ครอบคลุมทั่ว เสียหายหลายจุด จึงได้หยุดการทดสอบ

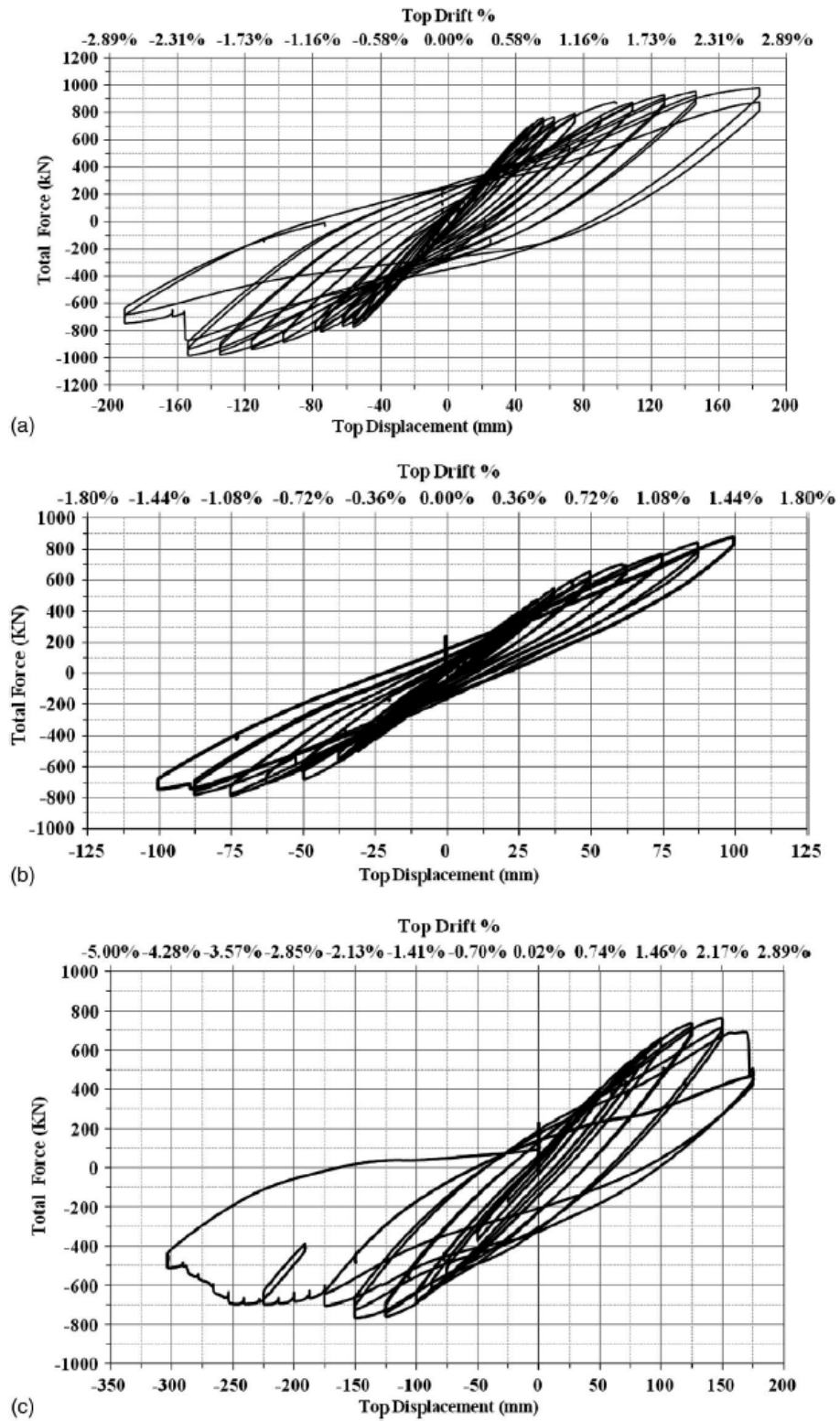
ดังนั้นการทดสอบสรุปได้ดังตารางที่ 2.11 การติดตั้งการต่อประสานแผ่นเหล็กรับแรงเฉือน จะเป็นการเพิ่มอิลาสติคสติฟเนสของโครงข้อแข็งที่ไม่มีค้ำยัน 80% และกำลังเพิ่มขึ้น 31% แต่จะมีผลเสียตรงที่การพังที่คาดไม่ถึงต้องซ่อมแซมเป็นจุดๆ ควบคุมยาก การติดตั้งค้ำยันที่กั้นการโก่งเดาะ จะเป็นการเพิ่มอิลาสติคสติฟเนสของโครงข้อแข็งที่ไม่มีค้ำยัน 80% และกำลังเพิ่มขึ้น 20% น้อยกว่าเล็กน้อย แต่จะติดตั้งง่ายและควบคุมง่ายกว่า



รูปที่ 2. 31 ลักษณะของตัวอย่างทดสอบ (a) S1; (b) S2-1; (c) S2-2 (El-Bahey and Bruneau 2011)

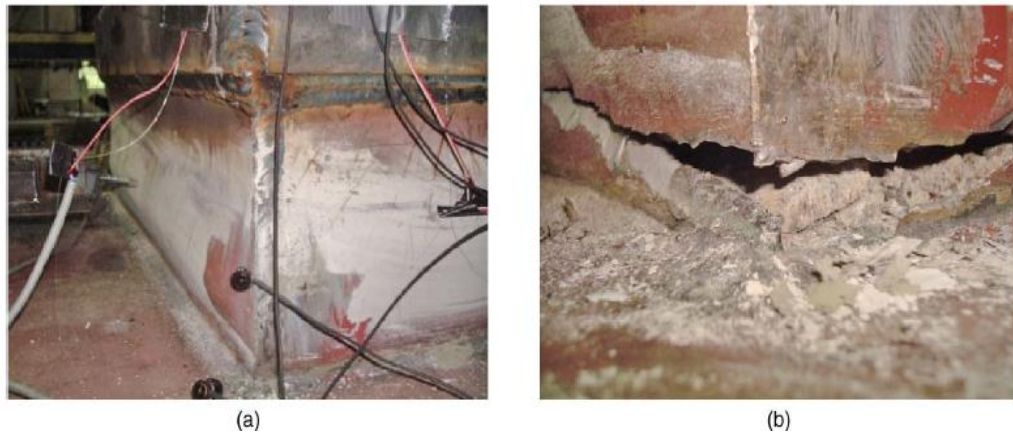


รูปที่ 2. 32 ลักษณะค้ำยันที่กันการโก่งเดาะ (El-Bahey and Bruneau 2011)

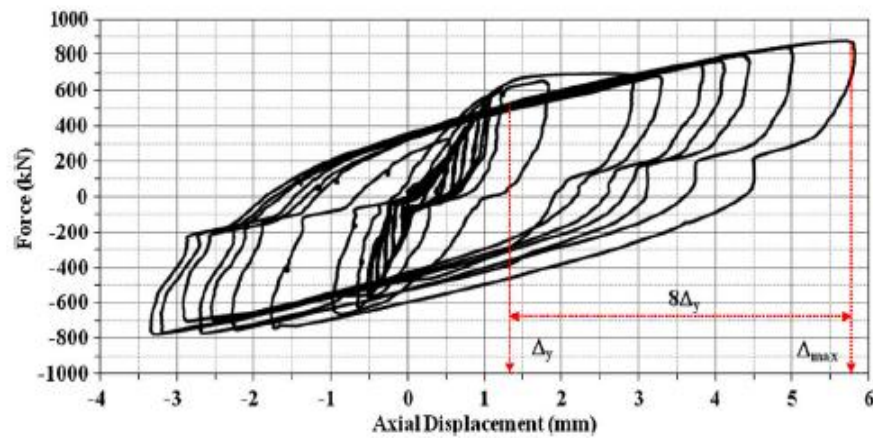


รูปที่ 2. 33 พฤติกรรมแบบวัฏจักรของตัวอย่างทดสอบ (a) S1; (b) S2-1; (c) S2-2

(El-Bahey and Bruneau 2011)



รูปที่ 2. 34 (a) การเกิดการโก่งเดาะเฉพาะที่ ที่ค่าการขยับ 2.2% (b) รอยแตกร้าวที่ค่าการขยับ 2.7% (El-Bahey and Bruneau 2011)



รูปที่ 2. 35 พฤติกรรมแบบวัฏจักรของค้ำยันที่กั้นการโก่งเดาะที่ติดตั้ง(ลำดับที่ 3 จากบน) (El-Bahey and Bruneau 2011)

ตารางที่ 2. 11 สรุปผลการทดสอบ (El-Bahey and Bruneau 2011)

Specimen	Elastic stiffness (kN/mm)	Base shear at column yielding (kN)	Maximum base shear (kN)	Fuse ductility at column yielding	Fuse ductility at maximum drift	Column yielding drift (%)	Maximum drift (%)	Strength reduction at maximum drift (%)
S1	19	875	982	4	8	1.6	3.3	33
S2-1	21.5	881	—	4	—	1.6	—	—
S2-2	8	666	806	—	—	1.6	4.3	29



## 2.3 โปรแกรม OpenSEES

OpenSEES ย่อมาจาก the Open System for Earthquake Engineering Simulation เป็นการสร้างวัตถุเค้าโครงสำหรับจำลองค่าตอบสนองทางแผ่นดินไหวของโครงสร้างและพื้นดินด้วยไฟไนต์เอลิเมนต์ ถูกพัฒนาขึ้นโดยมหาวิทยาลัยแคลิฟอร์เนีย เบิร์กลีย์เพื่อใช้สำหรับงานวิจัย มีความสามารถสูงสำหรับการสร้างแบบจำลองและการวิเคราะห์การตอบสนองของระบบไม่เชิงเส้น โดยการใช้แบบจำลองวัสดุหลากหลายรูปแบบและกระบวนการแก้ปัญหา ซอฟต์แวร์ถูกออกแบบสำหรับการคำนวณแบบขนานเพื่อให้สามารถปรับสเกลแบบจำลองบนคอมพิวเตอร์หรือเพื่อศึกษาการเปลี่ยนค่าพารามิเตอร์ได้ รายละเอียดดังนี้

### 2.3.1 แบบจำลอง

OpenSEES สามารถกำหนดชิ้นส่วนคาน เสา ชิ้นส่วนต่อเนื่องสำหรับโครงสร้างและแบบจำลองพื้นดิน วัสดุที่รับแรงกระทำตามแนวแกนหลากหลายรูปแบบ และแบบจำลองหน้าตัดสำหรับคานและเสา

### 2.3.2 การวิเคราะห์

การวิเคราะห์แบบไม่เชิงเส้น ต้องมีกระบวนการและวิธีการแก้ปัญหาหลากหลายขั้นตอน OpenSEES มีวิธีวิเคราะห์เป็นวิธีสถิตไม่เชิงเส้น (nonlinear static) และพลศาสตร์ไม่เชิงเส้น (nonlinear dynamic) การแก้สมการคณิตศาสตร์ และวิธีสำหรับจัดการกับข้อจำกัดต่างๆ สามารถอธิบายโครงสร้างได้ 3 ระดับดังรูปที่ 2.36 และอธิบายได้ดังนี้

- ระดับเอลิเมนต์ (แบบจำลองการเสียรูป-แรงกระทำ)
- ระดับหน้าตัด (แบบจำลองความโค้ง-โมเมนต์)
- ระดับไฟเบอร์ (แบบจำลองความเค้น-ความเครียดทางวัสดุ)

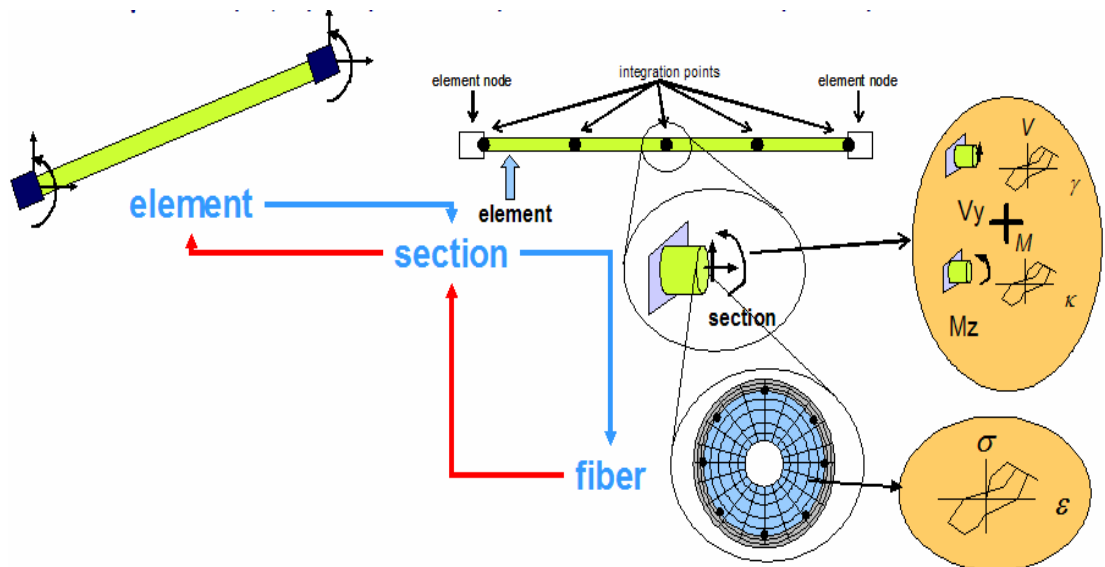
กระบวนการหลักของโปรแกรม แบ่งออกเป็น 4 ส่วนดังรูปที่ 2.37 และอธิบายได้ดังนี้

2.3.2.1 ส่วนการสร้างแบบจำลอง (Model Builder) มีหน้าที่สร้างวัตถุในแบบจำลองและเพิ่มวัตถุจนถึงการกำหนดเงื่อนไขขอบเขต

2.3.2.2 ส่วนบันทึกวัตถุ (Recorder Object) มีหน้าที่บันทึกวัตถุของแบบจำลองที่ผู้ใช้ระบุระหว่างการวิเคราะห์

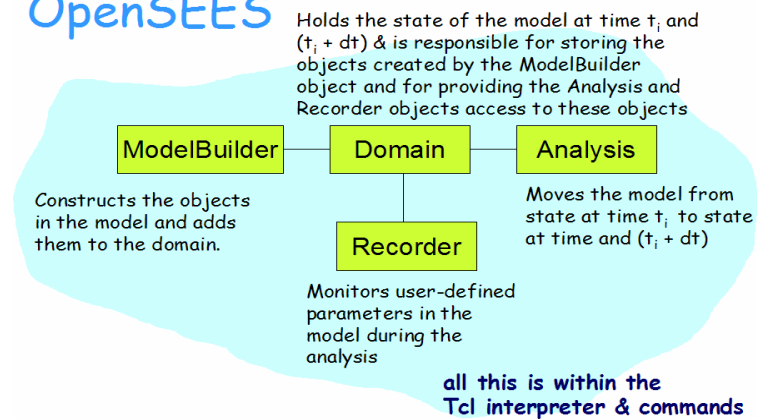
2.3.2.3 ส่วนวิเคราะห์วัตถุ (Analysis Object) มีหน้าที่ดำเนินการวิเคราะห์

2.3.2.4 ส่วนความคิด (Domain Object) มีหน้าที่จัดเก็บวัตถุที่สร้างขึ้นจากการสร้างแบบจำลอง และจำแนกการวิเคราะห์และบันทึกวัตถุจนนำไปสู่คำตอบ



รูปที่ 2. 36 การวิเคราะห์ที่ระดับต่างๆ (Mazzoni, McKenna et al. 2006)

### main abstractions in OpenSEES



รูปที่ 2. 37 กระบวนการหลักของโปรแกรม (Mazzoni, McKenna et al. 2006)

## 2.4 การวิเคราะห์โครงสร้างแบบไม่เชิงเส้น

การวิเคราะห์โดยวิธีสถิตไม่เชิงเส้นเป็นวิธีวิเคราะห์เพื่อประเมินความสามารถในการต้านทานแผ่นดินไหวที่ละเอียดสูง เป็นการวิเคราะห์โครงสร้างโดยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์โดยจะให้แรงกระทำด้านข้างที่เป็นชุดแรงกระทำเทียบเคียงกับผลของแผ่นดินไหวหลักเข้ากับโครงสร้างที่จำลองขึ้น การวิเคราะห์จะเพิ่มขนาดของแรงผลักดันขึ้นเรื่อยๆ เพื่อให้โครงสร้างแสดงพฤติกรรมการคราก จนกระทั่งโครงสร้างเกิดความเสียหายและแสดงพฤติกรรมแบบไม่เชิงเส้น เป็นลำดับต่อมาเพิ่มขึ้นเรื่อยๆ จนทั้งอาคารถึงสภาวะขีดจำกัดประลัย

พฤติกรรมแบบไม่เชิงเส้น ในส่วนของการวิเคราะห์โครงสร้างทั่วไปแบ่งเป็น เรขาคณิตแบบไม่เชิงเส้น (Nonlinear geometry) และวัสดุแบบไม่เชิงเส้น (Nonlinear material) โดยที่เรขาคณิตแบบไม่เชิงเส้นจะคำนึงถึงอาคารที่มีโมเมนต์เพิ่มขึ้นเนื่องจากผลของแรงในแนวตั้งหรือ P-delta เช่น อาคารสูงที่ต้องรับแรงด้านข้าง การวิเคราะห์วัสดุแบบไม่เชิงเส้นจะคำนึงถึงความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดซึ่งไม่เป็นไปตามกฎของฮุก ( $E = \text{stress/strain}$ ) หรือในกรณีของการออกแบบอาคารที่รับแรงแผ่นดินไหวที่ยอมให้ชิ้นส่วนบางส่วนของอาคารเกิดความเสียหายได้(เกิดการครากในชิ้นส่วนนั้น)โดยที่แบบไม่เชิงเส้นจะพิจารณาผลตอบสนองในช่วงความเค้นและความเครียดไม่เป็นเส้นตรง และการผลักด้านข้างเป็นการสมมติแรงจากแผ่นดินไหวให้เป็นแรงแบบสถิตที่กระทำต่อโครงสร้างโดยมีรูปแบบการกระจายแรงที่คงที่

การวิเคราะห์โดยวิธีพลศาสตร์แบบไม่เชิงเส้นเป็นวิธีวิเคราะห์ที่ละเอียดสูงสุด แต่มีความยุ่งยากและซับซ้อนมาก โดยจะใช้แรงแผ่นดินไหวที่เกิดขึ้นจริงมากระทำกับโครงสร้างมี 2 แบบคือ ประวัติเวลา และค่าตอบสนองเชิงสเปกตรัม

### บทที่ 3 การสอบเทียบแบบจำลอง

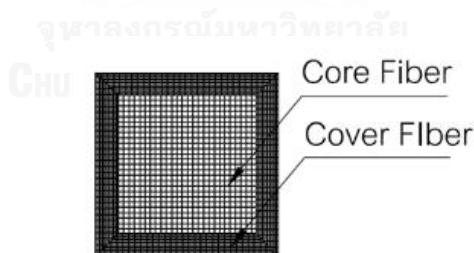
บทนี้จะเป็นกระบวนการสอบเทียบแบบจำลองกับผลงานวิจัยที่มีมาในอดีต โดยการใช้วิธีวิเคราะห์แบบไม่เชิงเส้น ด้วยแบบจำลองไฟเบอร์ในชิ้นส่วนของอาคาร ให้แรงกระทำทางด้านข้างเพื่อวิเคราะห์ค่าตอบสนองจากแบบจำลอง การสอบเทียบแบบจำลองจะกระทำอยู่ในแบบจำลอง 2 มิติ ด้วยโปรแกรม OpenSEES โดยมีขั้นตอนการสอบเทียบดังนี้

#### 3.1 การสร้างแบบจำลองโครงสร้าง

แบบจำลองโครงสร้างในการวิเคราะห์แบบไม่เชิงเส้นจะมีการแบ่งชิ้นส่วนในโครงสร้างออกเป็น 2 ส่วน คือ รูปตัดไฟเบอร์ และ ข้อหมุนพลาสติก

##### 3.1.1 รูปตัดไฟเบอร์ (Fiber Section)

รูปตัดไฟเบอร์เป็นการจำลองพฤติกรรมแบบไม่เชิงเส้น หลักการของส่วนประกอบนี้คือการแบ่งหน้าตัดขององค์อาคารคอนกรีตเสริมเหล็กเป็นส่วนๆ ดังรูป แบ่งเป็น 3 ส่วน คือ 1) คอนกรีตผิวนอก(Unconfined Concrete) 2) แกนคอนกรีต (Confined Concrete) 3) เหล็กเสริม (Steel Reinforcement) และในการวิเคราะห์ต้องมีการแบ่งจำนวนชิ้นส่วนไฟเบอร์ย่อยในหน้าตัดให้เพียงพอ แสดงดังรูปที่ 3.1



รูปที่ 3.1 หน้าตัดไฟเบอร์ขององค์อาคาร

##### 3.1.2 แบบจำลองข้อหมุนพลาสติก (Plastic Hinge)

การศึกษานี้จำลองพฤติกรรมการรับแรงขององค์อาคารคอนกรีตเสริมเหล็กบริเวณจุดต่อของโครงสร้างด้วยแบบจำลองข้อหมุนพลาสติก โดยมีระยะพลาสติกเท่ากับครึ่งหนึ่งของเส้นผ่านศูนย์กลางขององค์อาคารในด้านที่มีแรงกระทำตามข้อกำหนดของ ACI เมื่อเลยระยะพลาสติกชิ้นส่วนขององค์

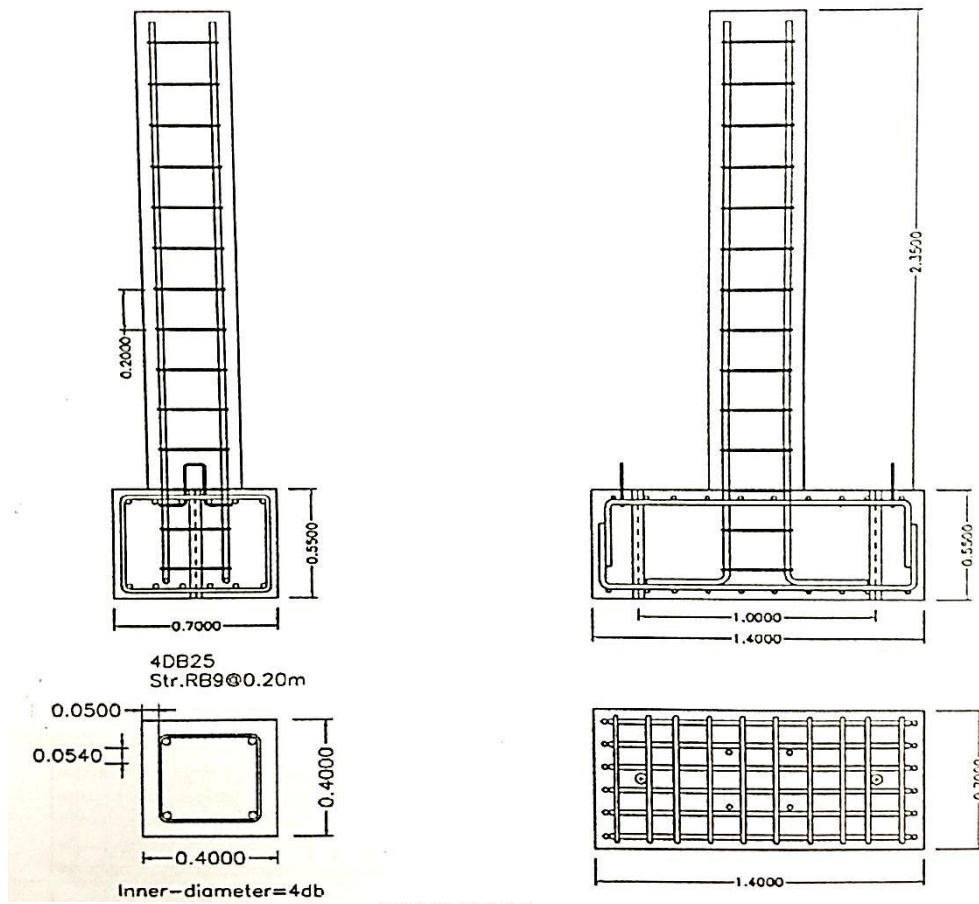
อาคารจะมีลักษณะอิลาสติก โดยจะใช้การลดสติเฟนส์ในชั้นส่วนนี้ สำหรับคานใช้ 0.3l และสำหรับเสา ใช้ 0.7l ตามข้อกำหนดของ ACI

### 3.2 การสอบเทียบแบบจำลอง

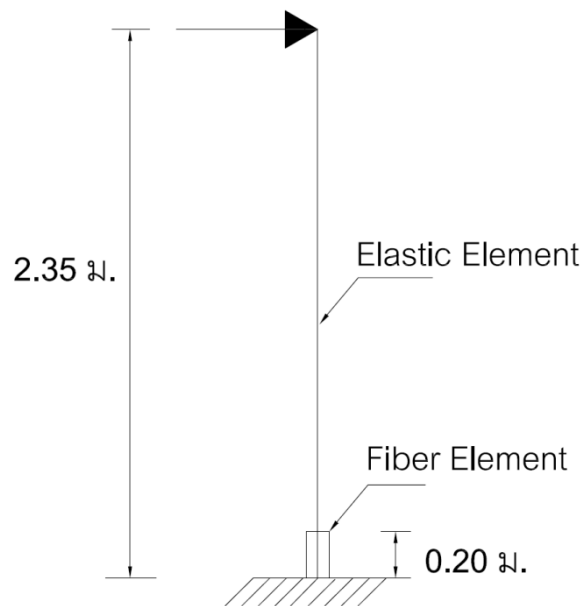
ทำการสอบเทียบแบบจำลองโครงสร้าง 2 ประเภท คือการสอบเทียบแบบจำลองเสา คอนกรีตเสริมเหล็กและการสอบเทียบแบบจำลองของโครงข้อแข็งคอนกรีตเสริมเหล็ก ให้ได้ผลใกล้เคียงกับผลงานวิจัยที่มีมาในอดีต ทำให้มีความถูกต้องมากขึ้นในการวิเคราะห์โครงสร้างสะพานในขั้นตอนต่อไป

#### 3.2.1 การวิเคราะห์แบบจำลองของเสาคอนกรีตเสริมเหล็ก

ทำการวิเคราะห์เสาตัวอย่างจากงานวิจัยของวรารกร (2008) ซึ่งจะมีทั้งผลการทดสอบจริง และผลของการใช้โปรแกรม Tdap โครงสร้างในการวิเคราะห์จะอยู่ในรูปแบบ 2 มิติ และวิเคราะห์แบบไม่เชิงเส้น มีแรงกระทำทางด้านข้างและแรงกระทำตามแนวแกนที่ส่วนบนสุด ด้วยโปรแกรม OpenSEES ชั้นส่วนแบบจำลองไฟเบอร์จะอยู่ในระยะของจุดหมุนพลาสติกและทำการแยกพิจารณา ค่าตอบสนองในแต่ละวัสดุ แบบจำลองของโครงสร้างจะประกอบด้วย การจำลองโครงสร้างคอนกรีตที่ไม่มีการโอบรัด การจำลองโครงสร้างคอนกรีตที่มีการโอบรัด การจำลองโครงสร้างเหล็ก ชั้นส่วนไฟเบอร์ ชั้นส่วนอิลาสติก ตัวอย่างเสามีขนาดและเหล็กเสริมดังรูปที่ 3.2 นำมาทำเป็นแบบจำลองโครงสร้างเสาคอนกรีตเสริมเหล็กสำหรับโปรแกรม OpenSEES ก่อนทำการวิเคราะห์เสาคอนกรีตเสริมเหล็กในขั้นตอนต่อไป โดยแบ่งโครงสร้างออกเป็น 2 ชั้นส่วน ชั้นส่วนแรกเป็นชั้นส่วนไฟเบอร์ ซึ่งประกอบด้วย การจำลองโครงสร้างคอนกรีตที่ไม่มีการโอบรัด การจำลองโครงสร้างคอนกรีตที่มีการโอบรัด การจำลองโครงสร้างเหล็ก ระยะจากพื้นมีความสูง 0.20 เมตรเป็นระยะจุดหมุนพลาสติก ตามมาตรฐานของ ACI 318 โดยมีขนาดครึ่งหนึ่งของหน้าตัดเสา ชั้นส่วนที่สองเป็นชั้นส่วนอิลาสติก แสดงดังรูปที่ 3.3



รูปที่ 3. 2 ขนาดและเหล็กเสริมของเสาตัวอย่าง (วรากร 2008)



รูปที่ 3. 3 แบบจำลองโครงสร้างเสาคอนกรีตสำหรับโปรแกรม OpenSEES

### 3.2.1.1 แบบจำลองไฟเบอร์ของเสาคอนกรีตเสริมเหล็ก

แบบจำลองไฟเบอร์มีส่วนประกอบด้วยการจำลองโครงสร้างคอนกรีตที่ไม่มีการโอบรัด การจำลองโครงสร้างคอนกรีตที่มีการโอบรัด การจำลองโครงสร้างเหล็ก โดยทั้งหมดพิจารณาเป็นความสัมพันธ์ของความเค้นและความเครียด การจำลองโครงสร้างคอนกรีตที่ไม่มีการโอบรัดจะใช้ทฤษฎีของ Kent and Park (1971) การจำลองโครงสร้างคอนกรีตที่มีการโอบรัดจะใช้ทฤษฎีของ Hoshikuma, Kawashima et al. (1997) คำสั่งในโปรแกรม OpenSEES สำหรับแบบจำลองคอนกรีตคือ Concrete01 และ Concrete02 มีค่าพารามิเตอร์ดังตารางที่ 3.1 และการจำลองโครงสร้างเหล็กจะใช้แบบจำลองของ Menegotto และ Pinto คำสั่งในโปรแกรม OpenSEES สำหรับแบบจำลองเหล็กเสริมคือ Steel02 มีค่าพารามิเตอร์ดังตารางที่ 3.2 จากงานวิจัยของพงศกร (2011) ได้มีการศึกษาถึงค่าตัวประกอบในคำสั่งโปรแกรม OpenSEES สำหรับแบบจำลองเหล็กเสริม โดยได้แนะนำค่าที่เหมาะสมดังนี้  $R0 = 15$ ,  $cR1 = 0.925$  และ  $cR2 = 0.15$

ตารางที่ 3. 1 ค่าพารามิเตอร์สำหรับคอนกรีต (วรากร 2008)

Type concrete	$E_c$ (kN/m <sup>2</sup> )	$f_{c1}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\epsilon_1$ (m/m)	$f_{c2}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\epsilon_2$ (m/m)
Unconfined	2.72E+07	-3.35E+04	-0.002	0	-0.0045
confined	2.72E+07	-3.46E+04	-0.0025	7100	-0.0053

ตารางที่ 3. 2 ค่าพารามิเตอร์สำหรับเหล็กเสริม (วรากร 2008)

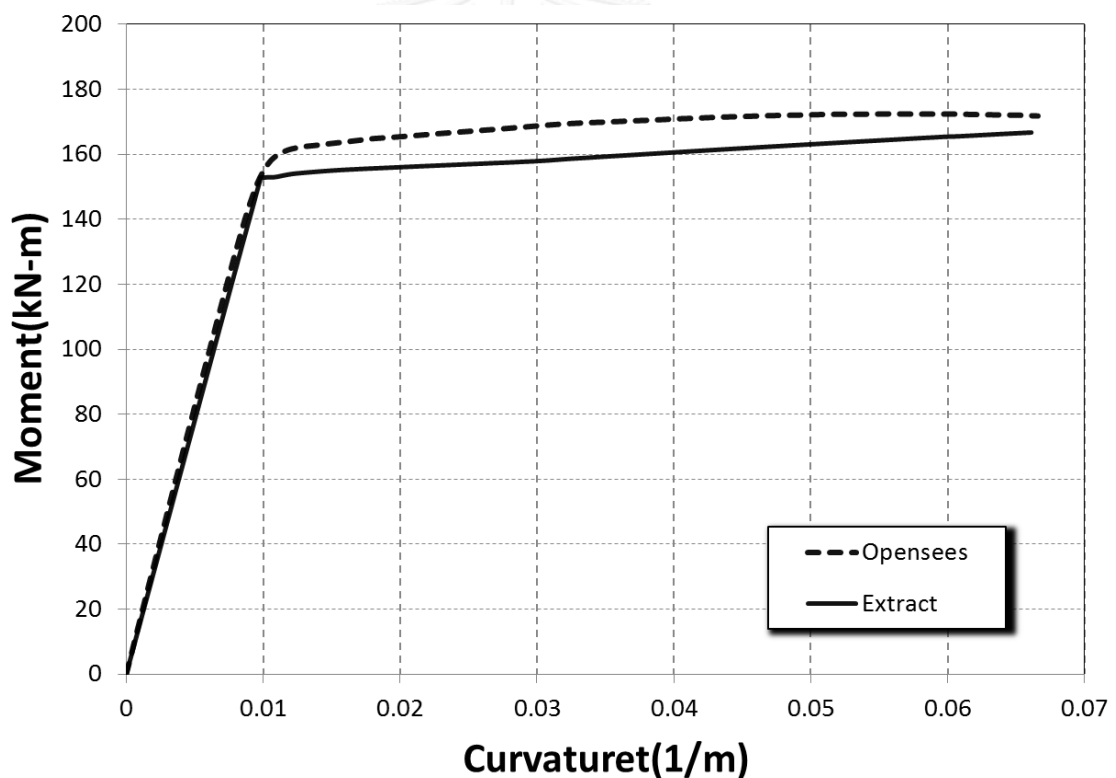
Type steel	$E_s$ (kN/m <sup>2</sup> )	$f_y$ (kN/m <sup>2</sup> )	Strain hardening
Deformed Bar	1.94E+08	4.93E+05	0.008

### 3.2.1.2 การวิเคราะห์เสาด้อย่างด้วยโปรแกรม OpenSEES

การสอบเทียบแบบจำลองเริ่มจากการให้แรงผลักดันไปทางข้างโดยควบคุมด้วยคำสั่ง Displacement control ในโปรแกรม OpenSEES และทำเปรียบเทียบกับโปรแกรม xtract เพื่อวิเคราะห์ค่าความสัมพันธ์ของโมเมนต์และอัตราการเปลี่ยนแปลงของมุมเทียบกับความยาวของส่วนโค้ง ผลออกมาพบว่าค่าทั้งสองโปรแกรมมีความใกล้เคียงกันในระดับหนึ่ง มีค่าโมเมนต์ที่จุดครากและอัตราการเปลี่ยนแปลงของมุมเทียบกับความยาวของส่วนโค้งที่จุดครากใกล้เคียงกัน ดังแสดงในรูปที่ 3.4 จากนั้นทำการตรวจสอบแบบจำลองไฟเบอร์โดยวิเคราะห์ค่าความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและ

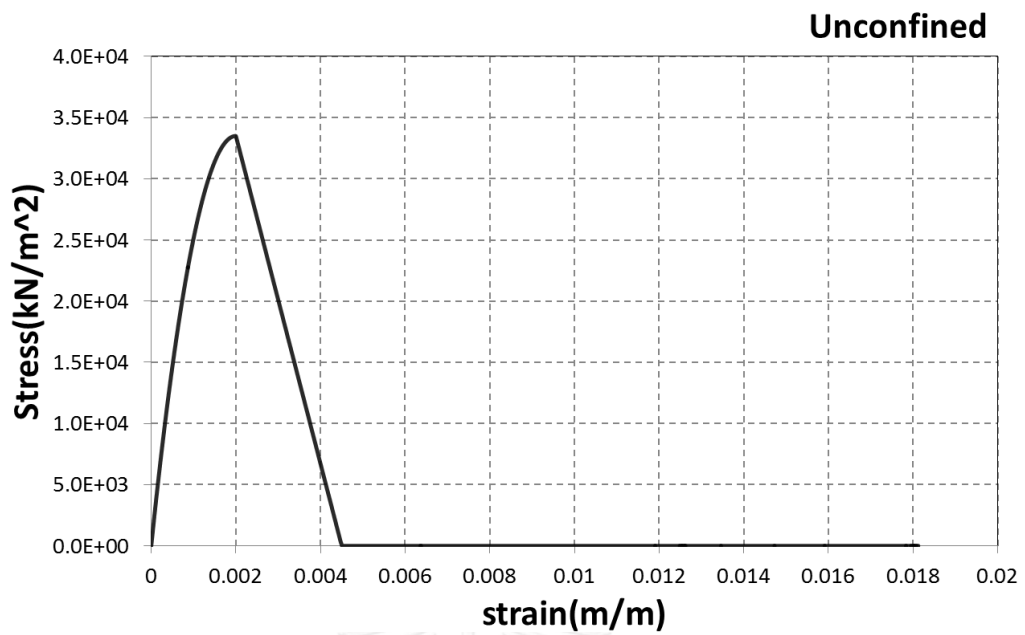
ความเครียดของคอนกรีตที่ไม่มีการโอบรัดและคอนกรีตที่มีการโอบรัด พบว่าผลออกมาได้ตรงตามที่กำหนด มีความถูกต้อง ดังแสดงในรูปที่ 3.5 สำหรับคอนกรีตที่ไม่มีการโอบรัดและ 3.6 สำหรับคอนกรีตที่มีการโอบรัด และวิเคราะห์ค่าความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดของเหล็กเสริม พบว่าผลออกมาตรงตามที่กำหนดเช่นกัน ดังแสดงในรูปที่ 3.7

ทำการสอบเทียบแบบจำลองจากตัวอย่างของงานวิจัยของวรารกร(2008) โดยให้แรงกระทำแบบวิถัจกรดังแสดงในรูปที่ 3.8 และมีแรงกระทำตามแนวแกน 32 ตันที่บนหัวเสา โดยวิเคราะห์ผลเทียบกับโปรแกรม Tdap พบว่าฮีสเทเรติกมีความใกล้เคียงกัน ค่าแรงกระทำสูงสุดยังมีความแตกต่างกันในระดับหนึ่ง ดังแสดงในรูปที่ 3.9 แต่เมื่อนำผลการวิเคราะห์ไปเปรียบเทียบกับ การทดสอบพบว่าฮีสเทเรติกมีความใกล้เคียงกันและค่าแรงกระทำสูงสุดมีความใกล้เคียงมากกว่า ดังแสดงในรูปที่ 3.10

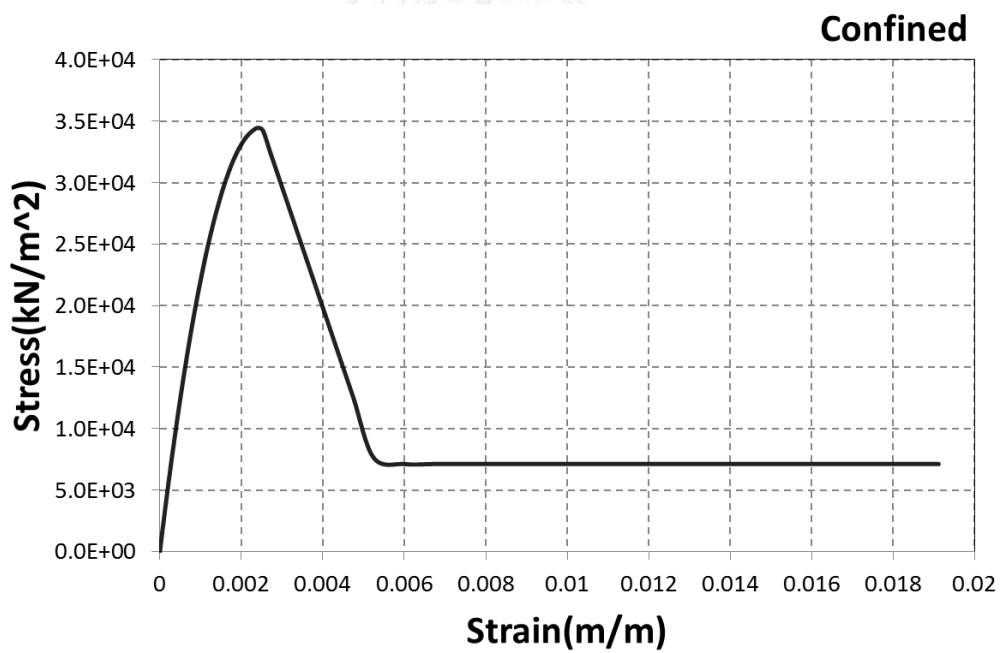


รูปที่ 3. 4 ความสัมพันธ์ของโมเมนต์และอัตราการเปลี่ยนแปลงของมุมเทียบกับความยาวของส่วนโค้ง

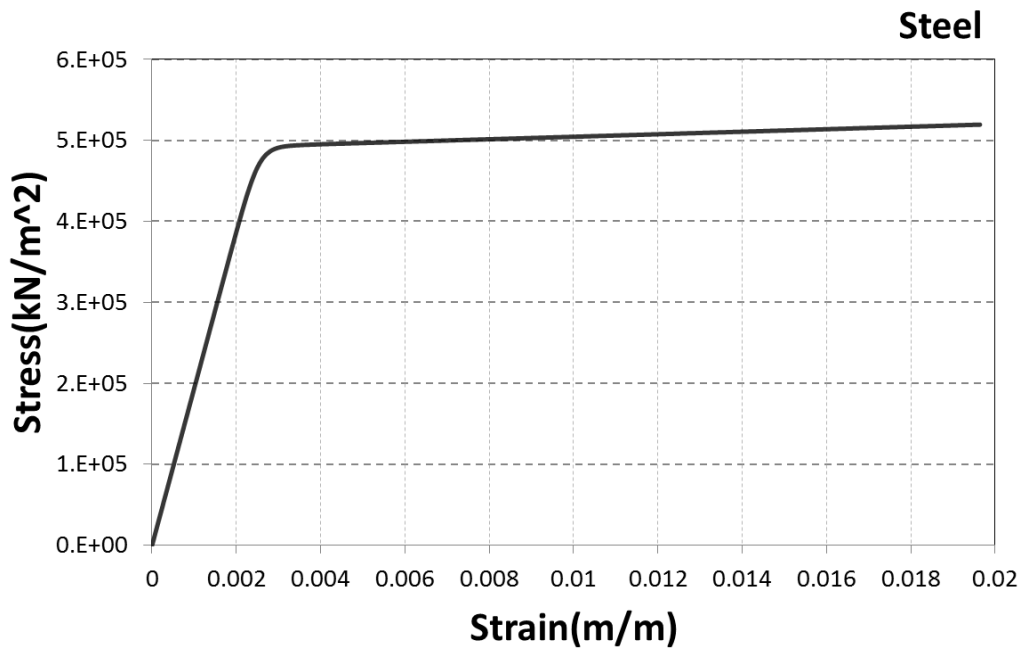




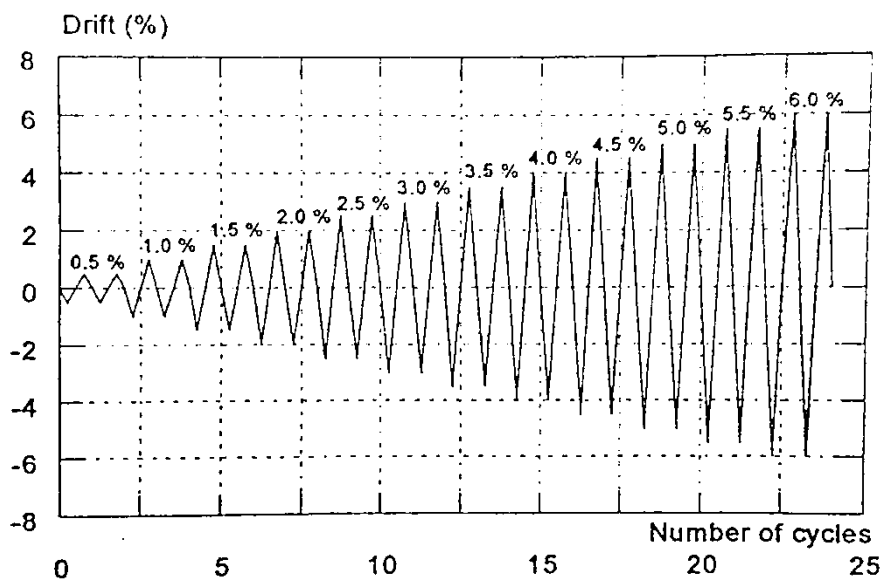
รูปที่ 3. 5 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดของคอนกรีตที่ไม่มีการโอบรัด



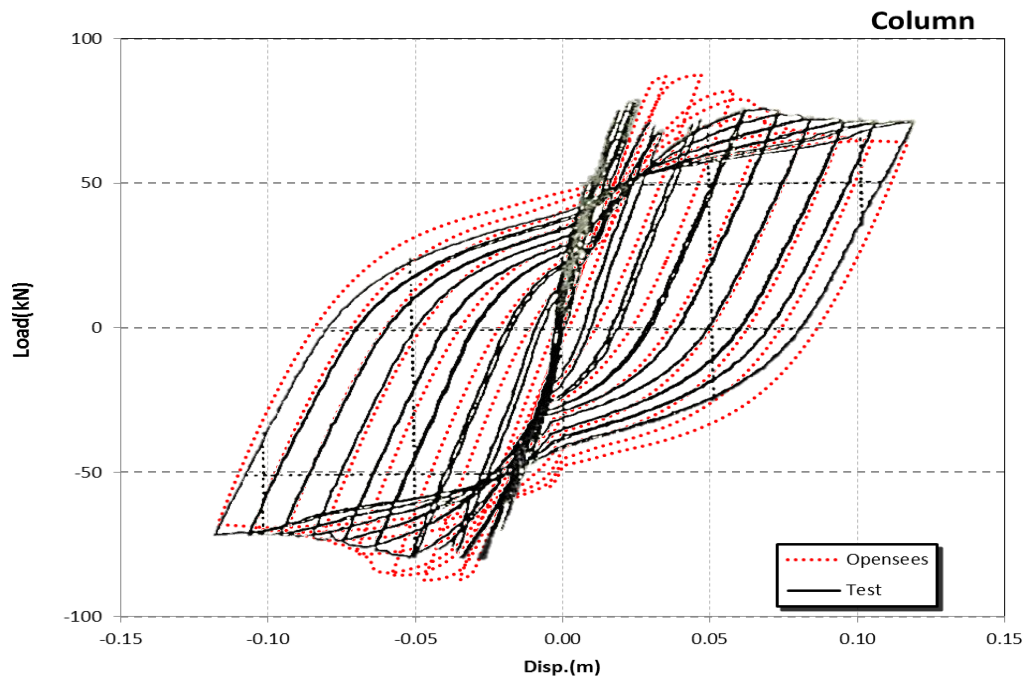
รูปที่ 3. 6 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดของคอนกรีตที่มีการโอบรัด



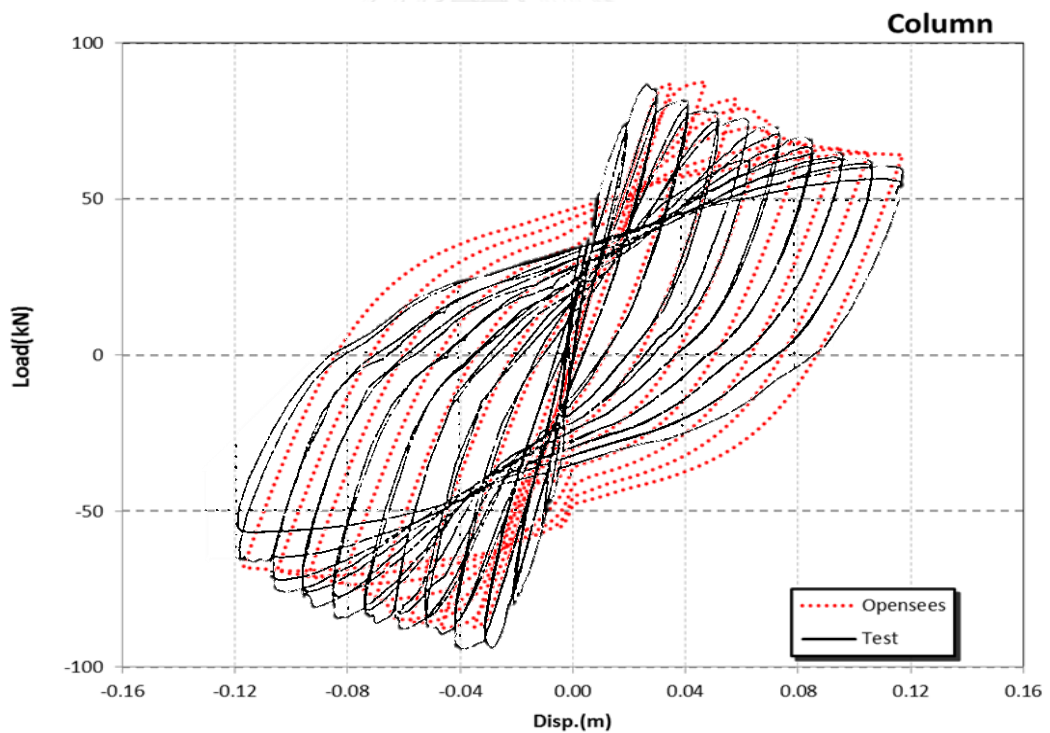
รูปที่ 3. 7 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดของเหล็กเสริม



รูปที่ 3. 8 รูปแบบการให้แรงกระทำแบบวัฏจักร



รูปที่ 3. 9 ผลการวิเคราะห์ด้วยโปรแกรม Tdap เปรียบเทียบกับโปรแกรม OpenSEES



รูปที่ 3. 10 ผลการทดสอบเปรียบเทียบกับผลการวิเคราะห์ด้วยโปรแกรม OpenSEES

### 3.2.2 การวิเคราะห์แบบจำลองของโครงข้อแข็งคอนกรีตเสริมเหล็ก

ทำการวิเคราะห์โครงข้อแข็งโดยเปรียบเทียบกับ การทดสอบของ Anil and Altin (2007) และเปรียบเทียบกับโปรแกรม Tdap งานวิจัยของ Foytong (2012) โครงสร้างในการวิเคราะห์จะอยู่ในรูปแบบ 2 มิติ และวิเคราะห์แบบไม่เชิงเส้น มีแรงกระทำทางด้านข้าง วิเคราะห์ด้วยโปรแกรม OpenSEES ชิ้นส่วนแบบจำลองไฟเบอร์จะอยู่ในระยะของจุดหมุนพลาสติกและทำการแยกพิจารณา ค่าตอบสนองในแต่ละวัสดุ แบบจำลองของโครงสร้างจะประกอบด้วย การจำลองโครงสร้างคอนกรีตที่ไม่มีการโอบรัด การจำลองโครงสร้างคอนกรีตที่มีการโอบรัด การจำลองโครงสร้างเหล็ก ชิ้นส่วนไฟเบอร์ ชิ้นส่วนอิลาสติก ตัวอย่างเฟรมมีขนาดและเหล็กเสริมดังรูปที่ 3.11 นำมาทำเป็นแบบจำลอง โครงสร้างเฟรมคอนกรีตเสริมเหล็กสำหรับโปรแกรม OpenSEES โดยแบ่งโครงสร้างออกเป็น 3 ชิ้นส่วน ชิ้นส่วนแรกเป็นชิ้นส่วนไฟเบอร์ ซึ่งประกอบด้วย การจำลองโครงสร้างคอนกรีตที่ไม่มีการโอบรัด การจำลองโครงสร้างคอนกรีตที่มีการโอบรัด การจำลองโครงสร้างเหล็ก มีระยะจุดหมุนพลาสติก ชิ้นส่วนที่สองเป็นชิ้นส่วนอิลาสติก และชิ้นส่วนสุดท้ายเป็นจุดต่อแข็งเกร็ง (Rigid joint) แสดงดังรูปที่ 3.12 และค่าพารามิเตอร์ของโครงสร้างดังตารางที่ 3.3 และทำการรันผลเพื่อเปรียบเทียบผล ความสัมพันธ์ของแรงกระทำแบบวิจักระหว่างความเค้นและความเครียดของคอนกรีตที่ไม่มีการโอบรัดดังรูปที่ 3.13 และ ที่มีการโอบรัดดังรูปที่ 3.14 ในเหล็กเสริมดังรูปที่ 3.15

ทำการสอบเทียบโดยนำผลความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำและการเคลื่อนที่ในเสา เปรียบเทียบกับการทดสอบของ Anil and Altin (2007) และเปรียบเทียบกับโปรแกรม Tdap งานวิจัยของ Foytong (2012) ดังรูปที่ 3.16 จะเห็นว่ามิลักษณะคล้ายกันในระดับหนึ่ง

ตารางที่ 3. 3 ค่าพารามิเตอร์ของคอนกรีตและเหล็กเสริม (Anil and Altin 2007)

Compressive of concrete(MPa)	Yield strength of bars(MPa)				
	dia.16 mm	dia.10 mm	dia.8 mm	dia.6 mm	dia.4 mm
21.8	425	475	592	427	326

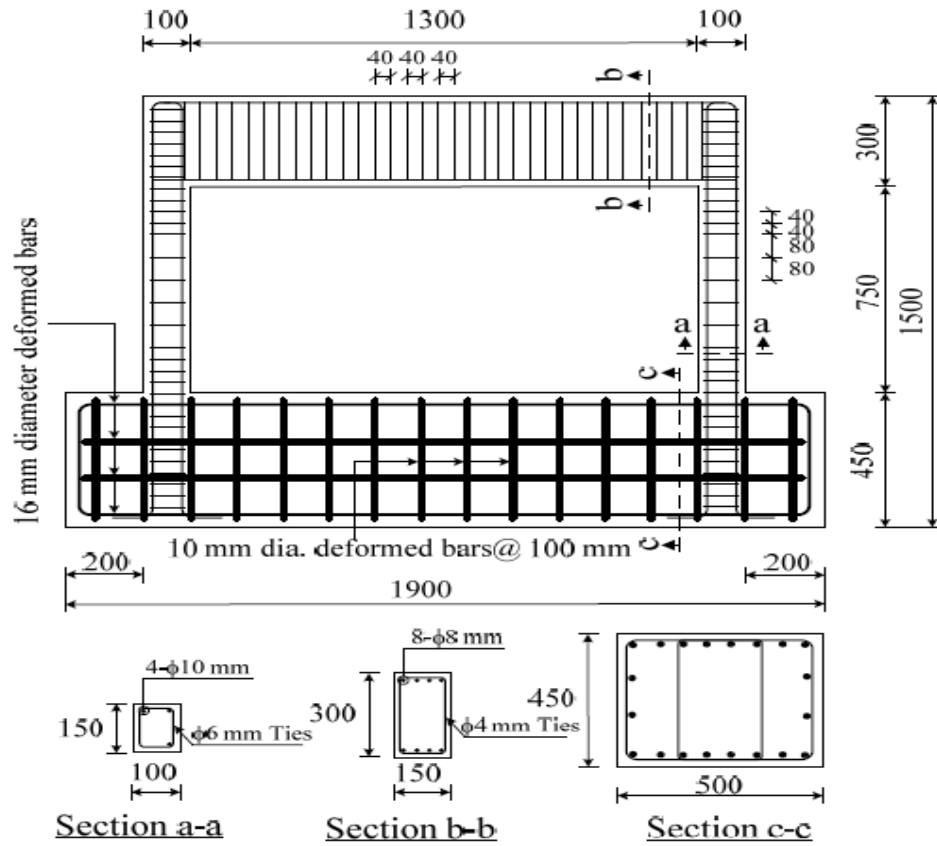
สามารถคำนวณหาระยะจุดหมุนพลาสติก (Lp) ได้ดังสมการ 3.1 โดยจะได้ระยะจุดหมุนพลาสติกของเสา 0.174 m. ของคาน 0.237 m.

$$L_p = 0.08L + 0.022d_b f_y \tag{3.1}$$

$L$  = ระยะห่างจากหน้าตัดวิกฤติถึงจุดกึ่งกลางแรงดัด (ม.)

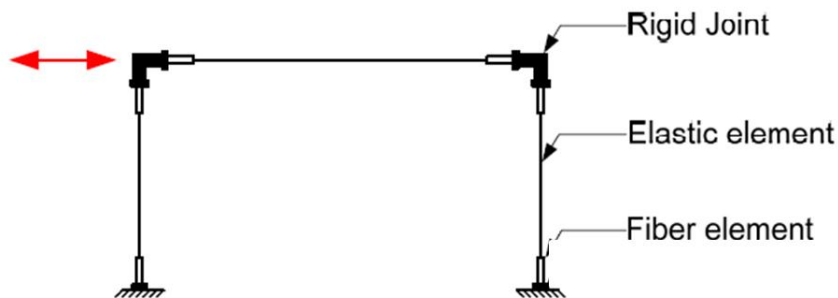
$d_b$  = เส้นผ่านศูนย์กลางเหล็กเสริมตามยาว (ม.)

$f_y$  = หน่วยแรงครากของเหล็กเสริมตามยาว (เมกะปาสคาล)

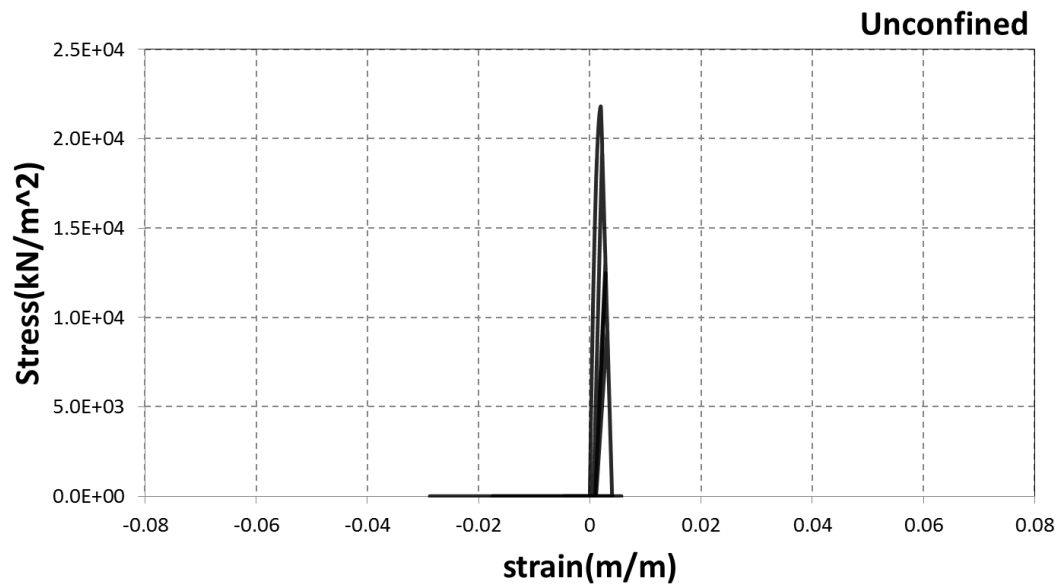


Dimensions in mm.

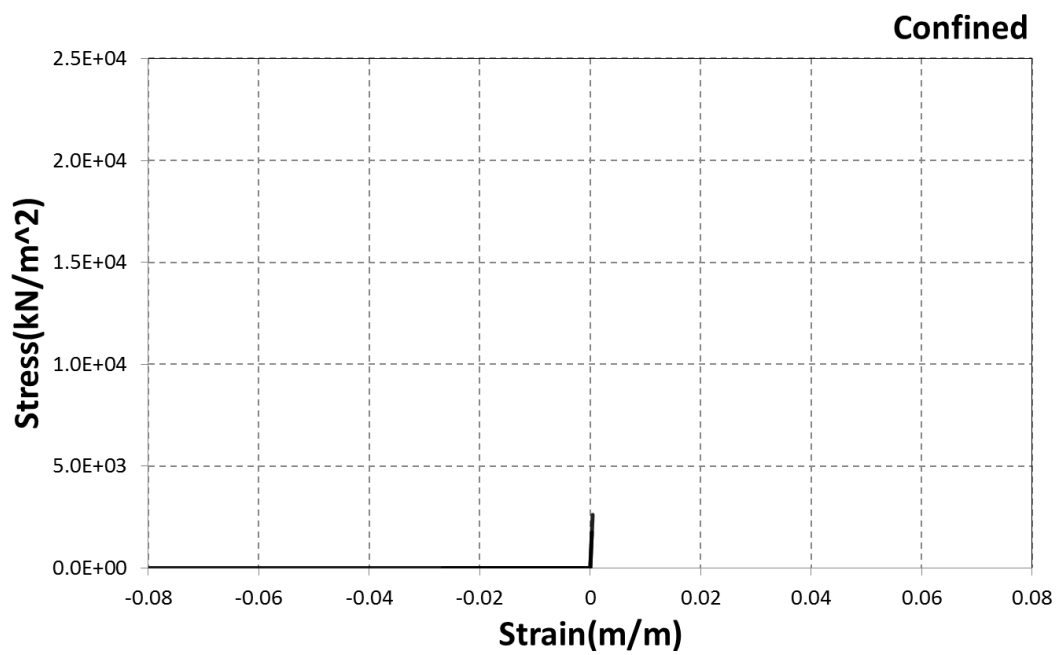
รูปที่ 3. 11 ตัวอย่างโครงข้อแข็ง (Anil and Altin 2007)



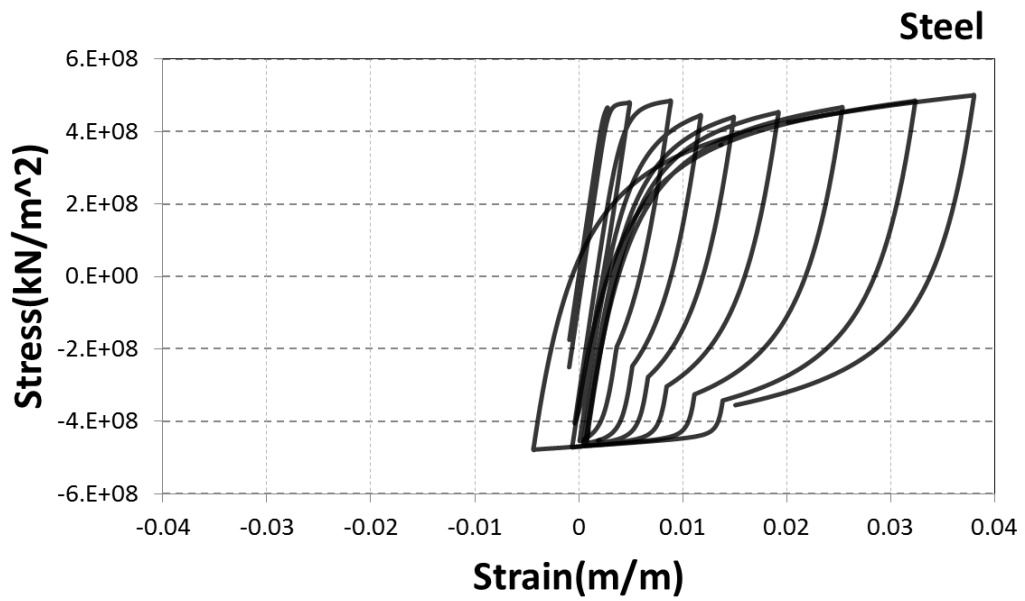
รูปที่ 3. 12 แบบจำลองโครงข้อแข็ง (Anil and Altin 2007)



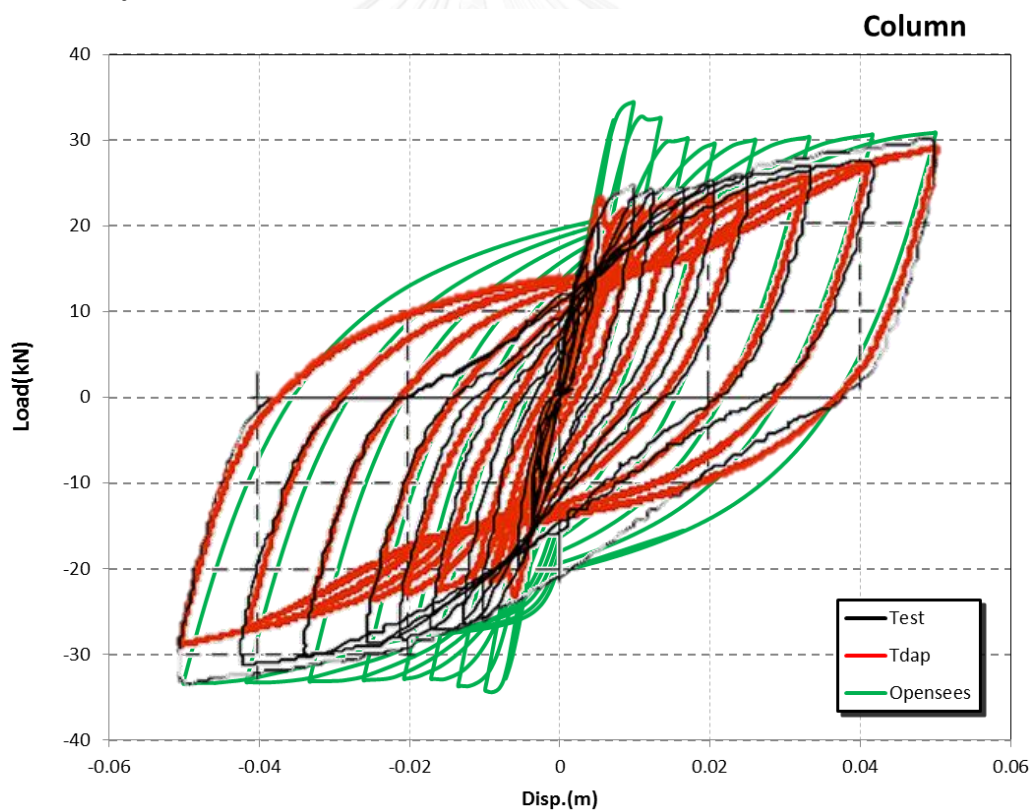
รูปที่ 3. 13 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดของคอนกรีตที่ไม่มีการโอบรัด



รูปที่ 3. 14 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดของคอนกรีตที่มีการโอบรัด



รูปที่ 3. 15 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดของเหล็กเสริม



รูปที่ 3. 16 ผลการสอบเทียบความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำและการเคลื่อนที่ในเสา

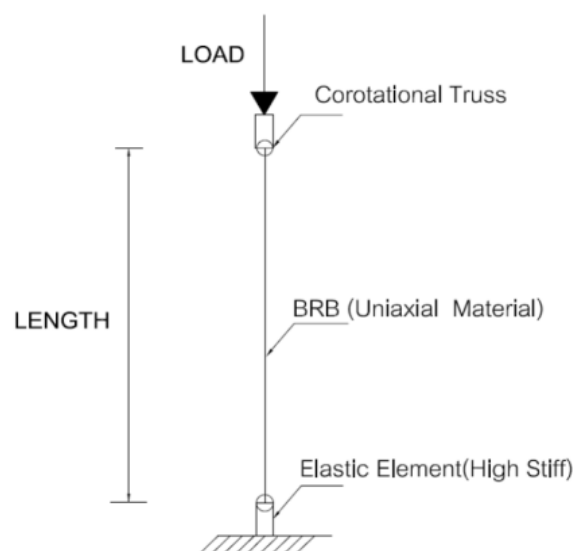
### 3.2.3 ศึกษาการสร้างแบบจำลองค้ำยันที่กั้นการโก่งเดาะ

การจำลองค้ำยันที่กั้นการโก่งเดาะภายใต้แรงกระทำตามแนวแกน พิจารณาให้ที่ปลายค้ำยันที่กั้นการโก่งเดาะมีจุดหมุนต่อเข้ากับชิ้นส่วนที่แข็งแรงมาก โดยค้ำยันที่กั้นการโก่งเดาะถูกจำลองเป็นเส้น ใช้ค่าคุณสมบัติตามงานวิจัยของ Gray, de Oliveira et al. (2014) สำหรับใช้ใน OpenSEES ดังตารางที่ 3.4 การสร้างแบบจำลองแสดงดังรูปที่ 3.17 ค้ำยันที่ใช้มีขนาดหน้าตัด 0.007 ตร.ม. ความยาว 4.5 ม. หน่วยแรงคราก  $2.69E+05$  kN/m<sup>2</sup>, อีลาสติกโมดูลัส  $2.0E+08$  kN/m<sup>2</sup>

ทำการสอบเทียบโดยนำผลความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำและการเคลื่อนที่ในเสา เปรียบเทียบกับการทดสอบ Black, Makris et al. (2002) ดังรูปที่ 3.18 จะเห็นว่ามึลักษณะคล้ายกัน ในระดับหนึ่ง

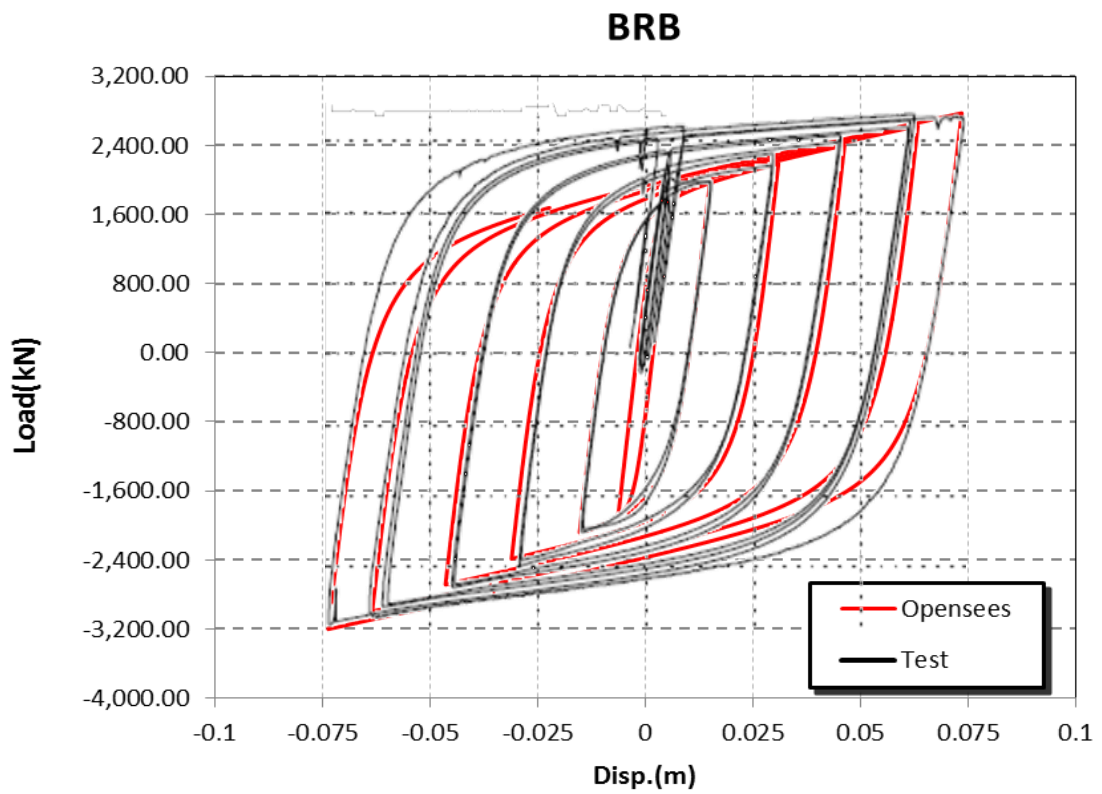
ตารางที่ 3. 4 ค่าพารามิเตอร์ของค้ำยันที่กั้นการโก่งเดาะ (Gray, de Oliveira et al. 2014)

b	0.025	a1	0.035
Ro	19	a2	1.0
cR1	0.9	a3	0.01
cR2	0.15	a4	1.0



รูปที่ 3. 17 แบบจำลองค้ำยันที่กั้นการโก่งเดาะ





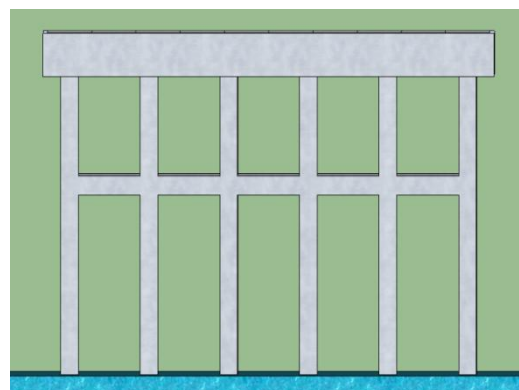
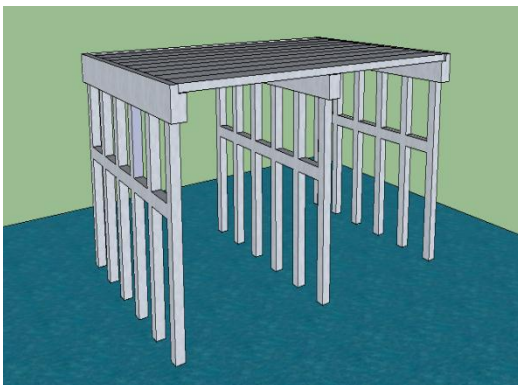
รูปที่ 3. 18 ผลการสอบเทียบความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำและการเคลื่อนที่ในค้ำยัน  
ที่กันการโก่งเดาะ

## บทที่ 4 สะพานที่ใช้ในการวิเคราะห์และคลื่นแผ่นดินไหว

### 4.1 สะพานที่ใช้ในการวิเคราะห์

ภายใต้แรงแผ่นดินไหว สะพานจะมีพฤติกรรมแบบวัฏจักรของการตัดที่จุดหมุนพลาสติกของต่อม่อ การเสียรูปพลาสติกที่มากส่งผลให้สูญเสียค่าความจุและเกิดการพังขึ้น ปกติการสั่นของสะพานจะมี 2 รูปแบบ คือการสั่นตามแนวยาวและการสั่นตามแนวขวาง แต่ถ้ามีการสั่นในรูปแบบอื่นๆ ต้องวิเคราะห์ด้วยไดนามิกเท่านั้น ดังนั้นจึงได้คิดทำการวิเคราะห์แบบจำลองเปรียบเทียบระหว่างแบบจำลองสะพานที่ไม่ได้ติดตั้งค้ำยันที่กันการโก่งเดาะดังรูปที่ 4.1 กับแบบจำลองสะพานที่มีการติดตั้งค้ำยันที่กันการโก่งเดาะในด้านขวาง ด้วยวิธีประวัติเวลา (Time history)

การจำลองเสาภายใต้แรงกระทำตามแนวแกนและแรงกระทำด้านข้าง นอกจากจะต้องคำนึงถึงลักษณะการพังอันเนื่องมาจากโมเมนต์ดัดและแรงตามแนวแกนที่มีต่อความสามารถต้านทานโมเมนต์ดัดของเสาด้วย การจำลองเสาจะมีลักษณะเป็นเส้นที่มีคุณสมบัติเชิงเส้นตลอดความยาว และประกอบด้วยจุดหมุนพลาสติกเนื่องจากแรงตามแนวแกนและโมเมนต์ดัดในตำแหน่งที่มีแนวโน้มจะเกิดการพังของเสา พิจารณาแรงกระทำในแนวตั้งทั้งหมดที่กระทำต่อโครงสร้างก่อนการรับแรงกระทำด้านข้างของโครงสร้าง เสาถูกจำลองเป็นเส้นโดยมีจุดหมุนพลาสติกเนื่องจากโมเมนต์ดัดที่ปลายทั้งเสาทั้งสองด้านซึ่งค่าโมเมนต์ที่จุดครากของเสาหาได้จากความสัมพันธ์ของแรงกระทำตามแนวแกนกับโมเมนต์ดัด

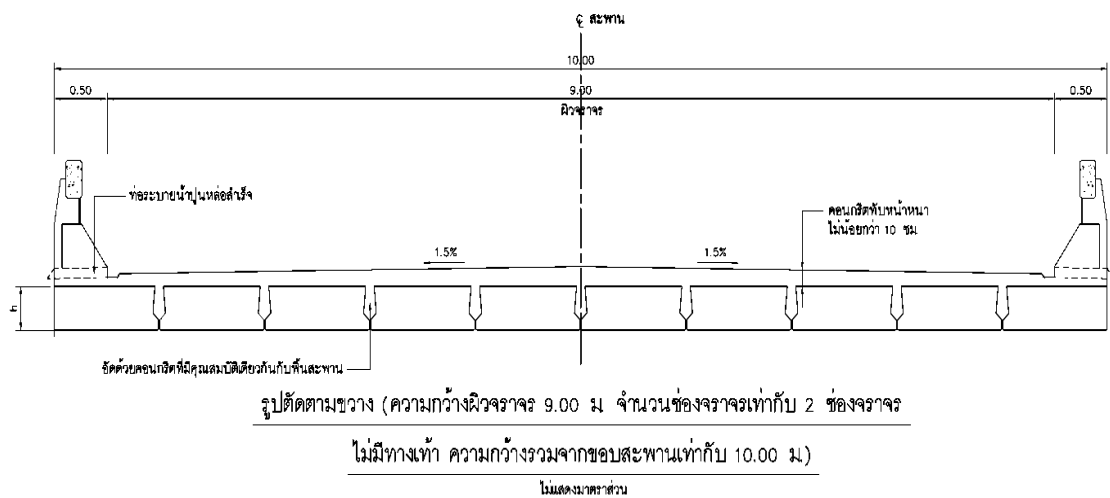


รูปที่ 4. 1 แบบจำลองสะพานปกติที่ยังไม่ติดตั้งค้ำยันที่กันการโก่งเดาะ

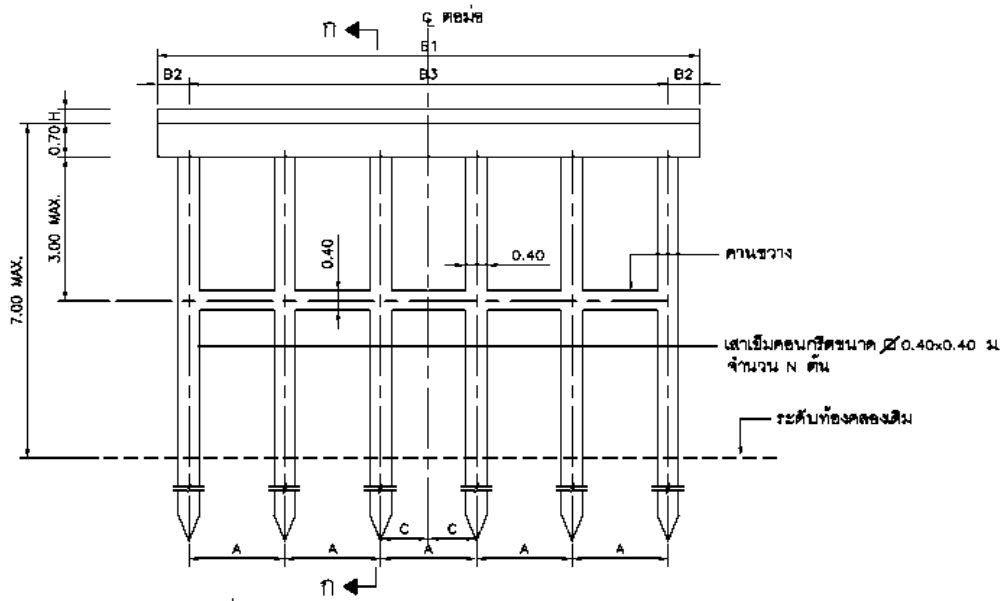
#### 4.1.1 ลักษณะของสะพานคอนกรีตเสริมเหล็กที่ใช้ในการวิเคราะห์

การจำลองสะพานภายใต้แรงกระทำของแผ่นดินไหว ซึ่งจะมีแรงกระทำตามแนวแกนและแรงกระทำทางด้านข้าง พิจารณาเช่นเดียวกับการจำลองเสาและโครงข้อแข็งคอนกรีตเสริมเหล็ก โดยสะพานที่ใช้ศึกษาเป็นสะพานชนิด Pile Bent ตามแบบมาตรฐานของกรมทางหลวงชนบท แสดงแบบพื้นสะพานแสดงดังรูปที่ 4.2 สะพานมีความกว้างรวม 10 เมตร แบบตอม่อสะพานแสดงดังรูปที่ 4.3 โดยใช้ความยาวช่วงสะพาน 12 เมตร รายละเอียดเหล็กเสริมดังรูปที่ 4.4

การคำนวณน้ำหนักสะพานคิดจากความหนาของพื้นสะพาน 0.45 ม. และความหนาคอนกรีตทับหน้า 0.15 ม. ใช้หน่วยน้ำหนักคอนกรีต 2500 กิโลกรัมต่อลูกบาศก์เมตร การกำหนดมวลของโครงสร้างจะใช้วิธีการรวมมวล (lumped mass) ที่จุดต่อในโครงสร้างสะพาน ไม่รวมน้ำหนักราวสะพาน ลดสติเฟนสในโครงสร้างของคานใช้  $0.35EI$  ของเสาใช้  $0.7EI$  ตามข้อกำหนดของ ACI 318-08 เป็นการลดประสิทธิภาพของหน้าตัดลงเมื่อมีแรงกระทำที่ทำให้เกิดความเสียหายแตกร้าวในโครงสร้าง ที่จุดรองรับด้านล่างเสากำหนดเป็นจุดรองรับแบบยึดแน่น (fix) น้ำหนักสะพานคานน้ำหนักต่อเมตรมีค่าเท่ากับ 18,000 กิโลกรัมต่อเมตร และสร้างเป็นแบบจำลองแบ่งเป็นหลายๆ เอลิเมนต์ในโครงสร้างคือ ชิ้นส่วนไฟเบอร์ 45 ชิ้น (Fiber Element) ชิ้นส่วนอีลาสติก 24 ชิ้น (Elastic Element) และชิ้นส่วนแข็งเกร็ง (Rigid Element) ซึ่งก็คือจุดตัดของโครงสร้าง 12 ชิ้น แสดงแบบจำลองสะพานและตำแหน่งเอลิเมนต์ในโครงสร้างดังรูปที่ 4.5

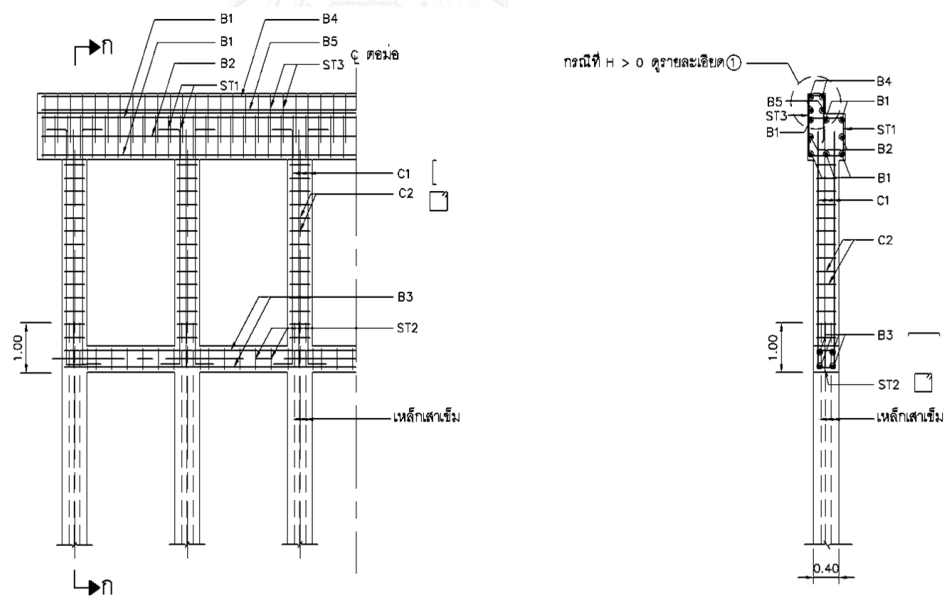


รูปที่ 4.2 แบบพื้นสะพาน



แบบสะพาน	A(m.)	B1(m.)	B2(m.)	B3(m.)	C(m.)	N
B	1.8	10.2	0.6	9	0.9	6

รูปที่ 4.3 แบบตอม่อและรายการขนาดตอม่อ

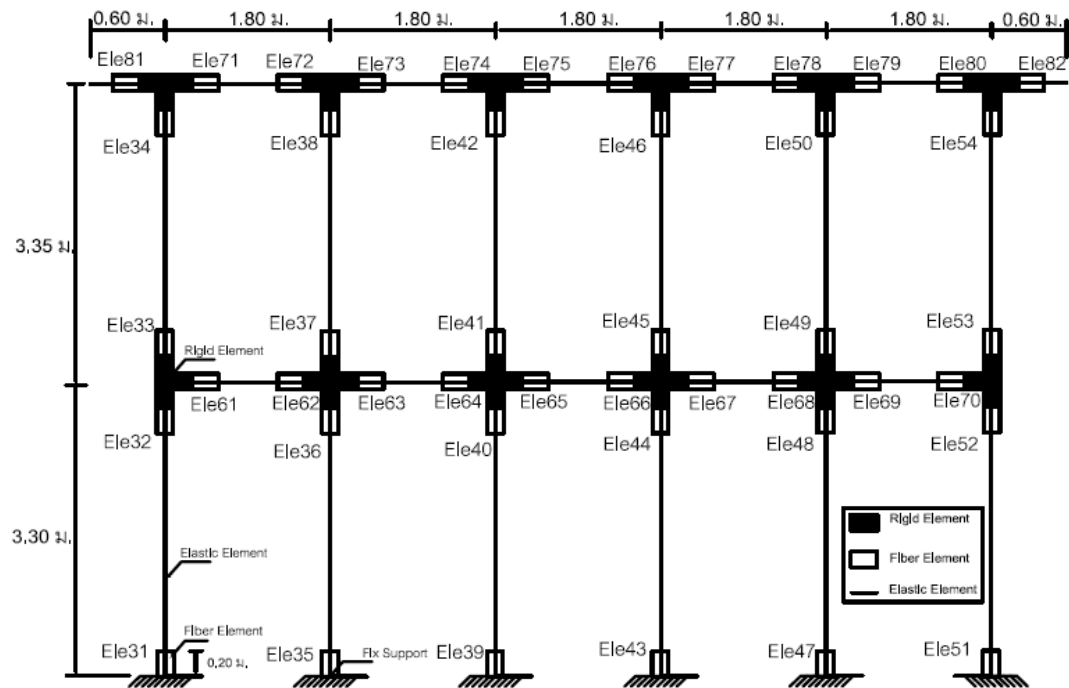


การเสริมเหล็กตอม่อตึบกลางแบบ PILE BENT รับสะพานช่วง 5.00 ถึง 15.00 ม  
ไม่แสดงมาตราส่วน

รูปตัด ก-ก  
ไม่แสดงมาตราส่วน

B1	B2	B3	B4	B5	ST1	ST2	ST3	C1	C2
5DB25	2DB12	4DB25	2DB25	2DB12@0.20	DB12@0.125	RB9@0.25	DB12@0.20	8DB25	DB12@0.20

รูปที่ 4.4 แบบเหล็กเสริมและขนาดเหล็กเสริม



รูปที่ 4. 5 แบบจำลองสะพานและตำแหน่งชิ้นส่วนในโครงสร้าง

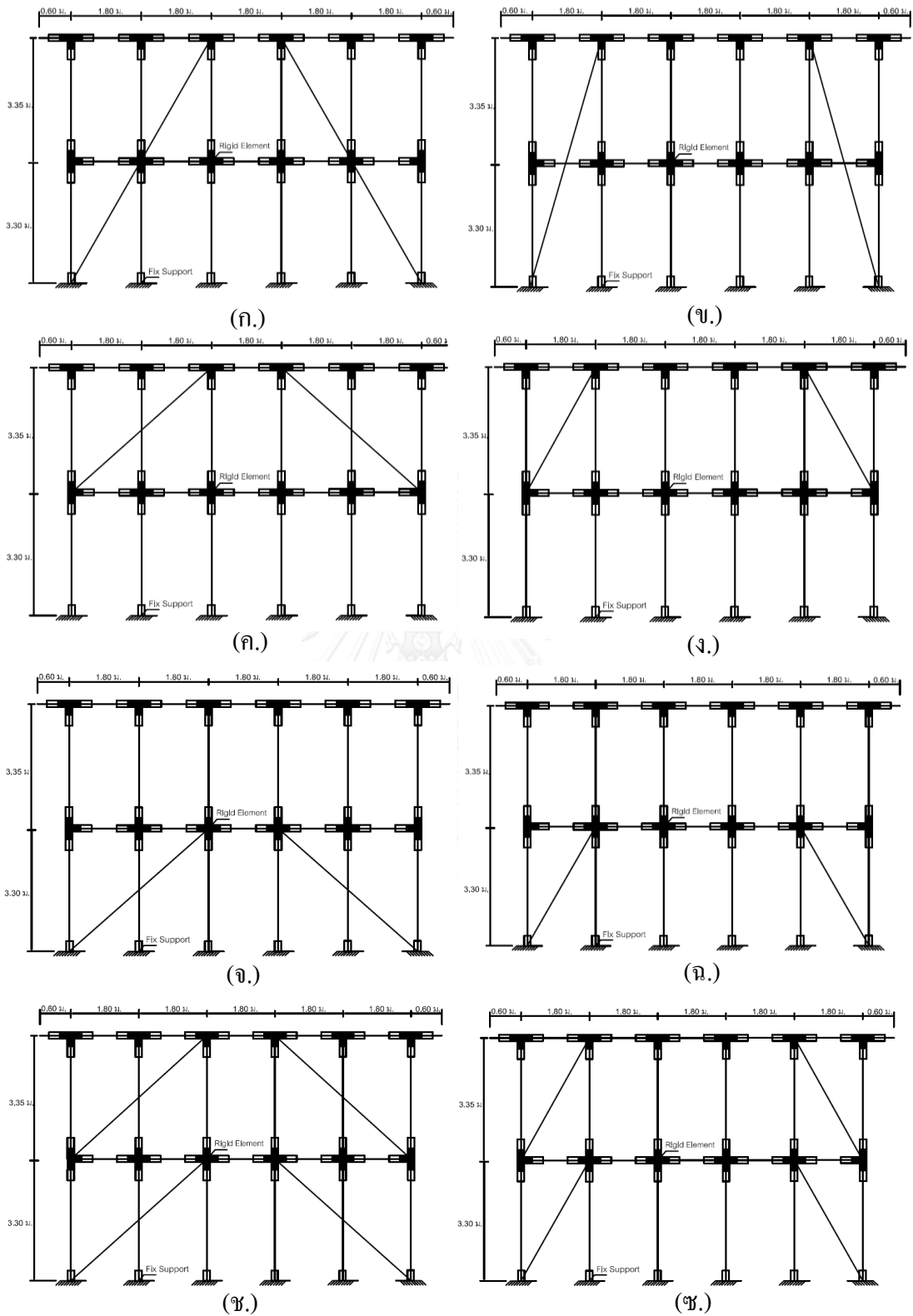
## 4.2 รูปแบบการค้ำยันโครงสร้างสะพานและขนาดของค้ำยันที่กันการโก่งเดาะ

### 4.2.1 รูปแบบการค้ำยัน

ทำการศึกษาพฤติกรรมการจัดค้ำยันในรูปแบบต่างๆ ที่มีผลต่อพฤติกรรมการเสถียรภาพในชิ้นส่วนของโครงสร้างเนื่องจากแรงแผ่นดินไหว เพื่อหารูปแบบการค้ำยันที่เหมาะสม โดยได้จัดรูปแบบการค้ำยัน 8 แบบ แสดงดังรูปที่ 4.5 โดยสะพานเมื่อยังไม่มีการค้ำยันและมีการค้ำยันใช้ขนาดหน้าตัด 70 ตร.ซม. มีคาบธรรมชาติและความยาวค้ำยันดังตารางที่ 4.1

ตารางที่ 4. 1 คาบธรรมชาติและความยาวค้ำยันที่กันการโก่งเดาะในรูปแบบการค้ำยันต่างๆ

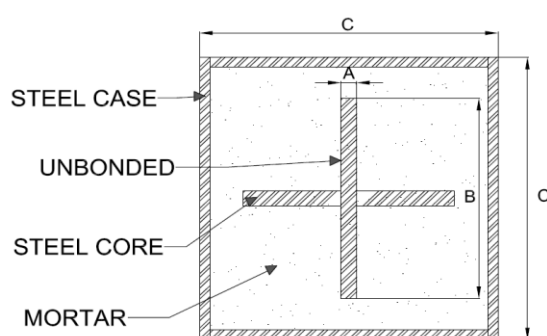
TYPE	Without	1	2	3	4	5	6	7	8
PERIOD(sec)	0.446	0.248	0.338	0.376	0.398	0.295	0.317	0.213	0.269
BRB LENGTH(m.)	-	6.72	5.36	4.37	2.96	4.34	2.92	4.37T, 4.34B	2.96T, 2.92B



รูปที่ 4. รูปแบบการค้ำยัน ก.) แบบที่ 1 ข.) แบบที่ 2 ค.) แบบที่ 3 ง.) แบบที่ 4 จ.) แบบที่ 5  
 ฉ.) แบบที่ 6 ช.) แบบที่ 7 ซ.) แบบที่ 8

#### 4.2.1 ขนาดของค้ำยันที่กันการโก่งเดาะ

ทำการพิจารณาขนาดของหน้าตัดของค้ำยันที่กันการโก่งเดาะ ที่อาจมีผลต่อพฤติกรรมของโครงสร้างสะพาน โดยค้ำยันในการศึกษามีลักษณะและขนาด 3 แบบ ดังรูปที่ 4.6 แกนกลางมีลักษณะเป็นเครื่องหมายบวก และทำการแยกการยึดติดระหว่างแกนกลางกับมอร์ต้า (Unbonded) ด้วยน้ำมันหล่อลื่นหรือซิลิกาและห่อหุ้มชิ้นส่วนทั้งหมดด้วยกล่องเหล็ก(Steel Case)ที่มีความแข็งแรงพอไม่ให้ชิ้นส่วนเกิดการโก่งเดาะหรือโก่งเดาะได้ยากมาก



Core Area(cm <sup>2</sup> )	A(cm.)	B(cm.)	C(cm.)	F <sub>y</sub> (N/m <sup>2</sup> )	E <sub>s</sub> (N/m <sup>2</sup> )
50	2	13.5	25	2.35E+08	2.1E+11
70	2	18.5	30	2.35E+08	2.1E+11
90	2	23.5	35	2.35E+08	2.1E+11

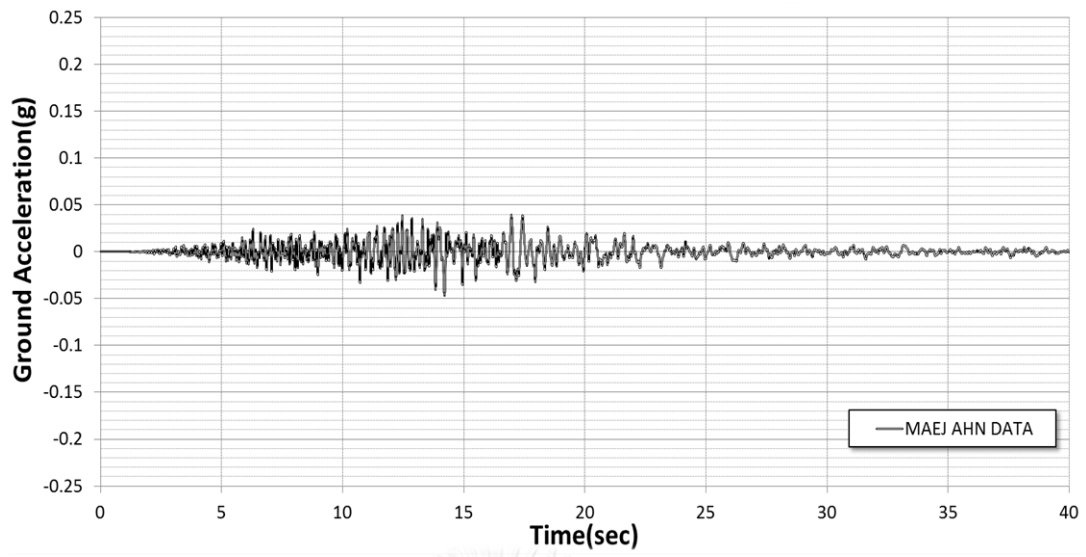
รูปที่ 4. 7 ลักษณะของค้ำยันที่กันการโก่งเดาะและคุณสมบัติของหน้าตัด 3 ขนาด

#### 4.3 คลื่นแผ่นดินไหว

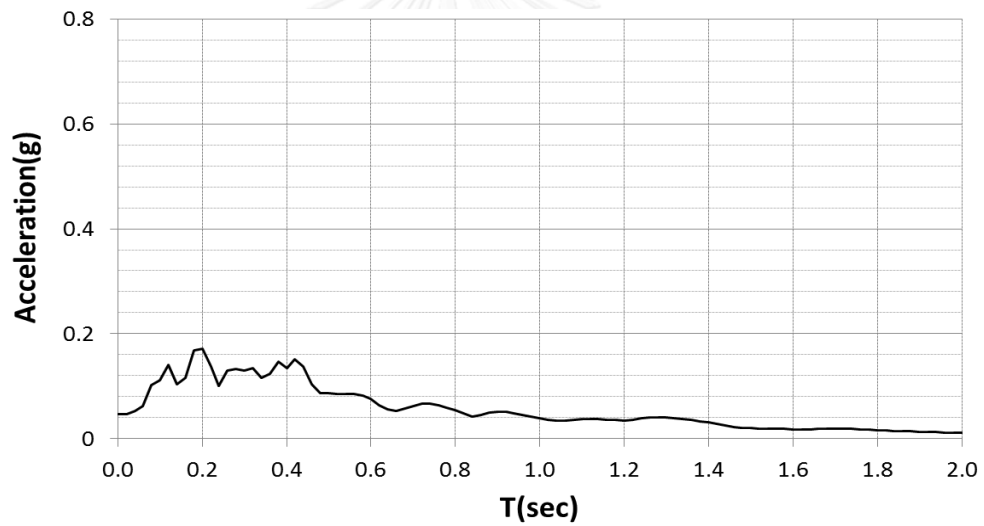
สำหรับงานวิจัยนี้ใช้คลื่นแผ่นดินไหว 3 คลื่น วิเคราะห์โครงสร้างก่อนและหลังเสริมกำลัง คลื่นแผ่นดินไหวที่ใช้เป็นข้อมูลที่บันทึกจากเหตุการณ์จริงที่แม่สาย แม่จัน จ. เชียงราย และที่ จ. พะเยาดังตารางที่ 4.2 และมีลักษณะของ คลื่นแม่จัน แม่สาย พะเยาดังรูป 4.8,4.9 และ 4.10 โดยทำการขยายสเกลให้มีความเร่งสูงสุดไม่เกิน 0.3g, 0.4g และ 0.5g ในการวิเคราะห์กระทำในทิศทางด้านข้างของสะพานคลื่นแผ่นดินไหว และเปรียบเทียบพฤติกรรมในสะพานที่ความเร่งต่างๆกัน

ตารางที่ 4. 2 คลื่นแผ่นดินไหวที่ใช้ในงานวิจัย

สถานี	วันที่	เวลา	ขนาด(Mw)	ทิศทาง	จุดศูนย์กลางแผ่นดินไหว
แม่สาย(MEAS AHE)	24 มีนาคม 2554	20:55	6.8	แกนตะวันออก-ตะวันตก	Talay, Myanmar
แม่จัน(MEAJ AHN)	5 พฤษภาคม 2557	18:08	6.1	แกนเหนือ-ใต้	อ. แม่ลาว จ. เชียงราย
พะเยา(PAHYAO HNN)	5 พฤษภาคม 2557	18:08	6.1	แกนเหนือ-ใต้	อ. แม่ลาว จ. เชียงราย



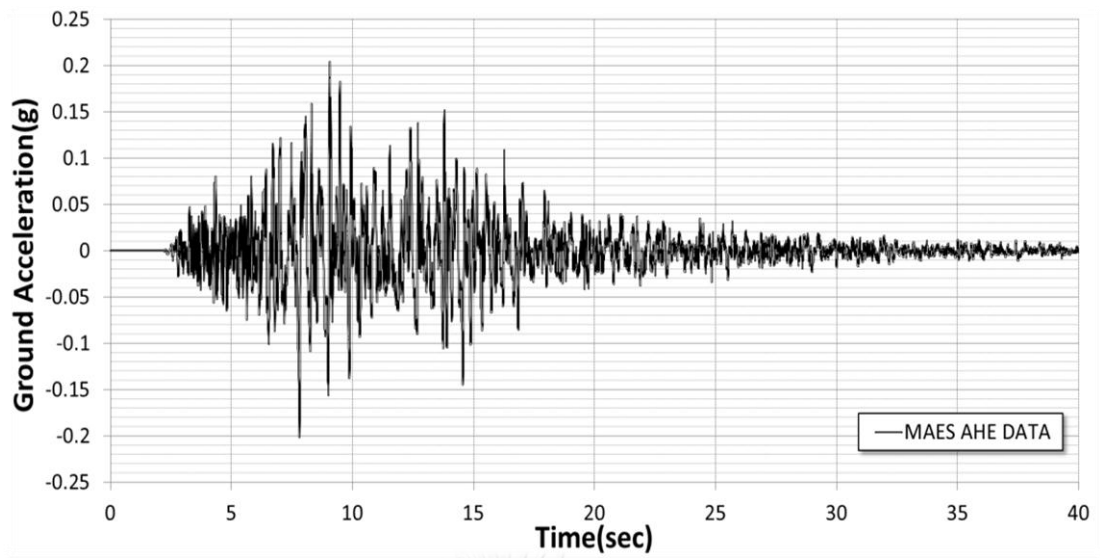
(ก)



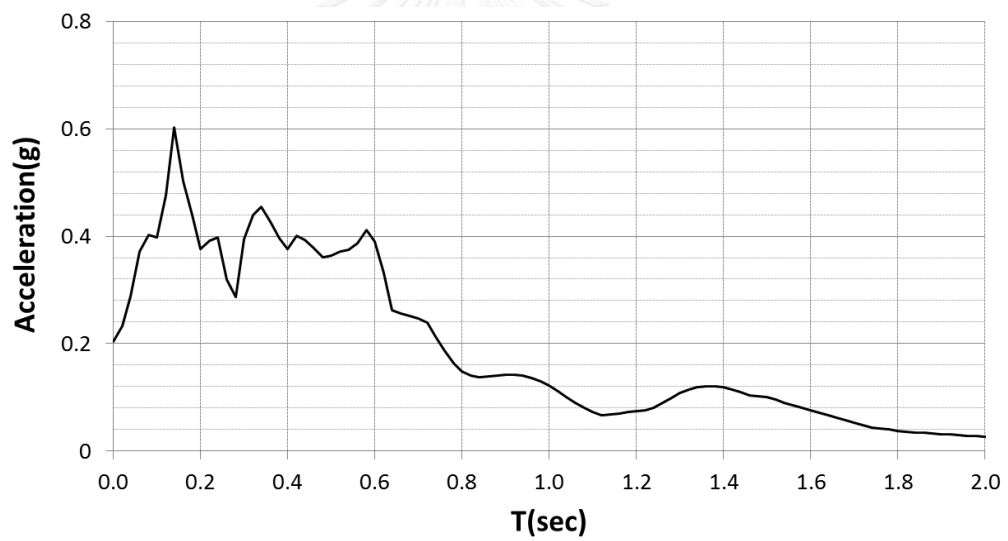
(ข)

รูปที่ 4. 8 คลื่นแผ่นดินไหวที่แม่จัน จ. เชียงราย ก.) กราฟความสัมพันธ์ระหว่างความเร่งและเวลา  
ข.) ผลของกราฟความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัม



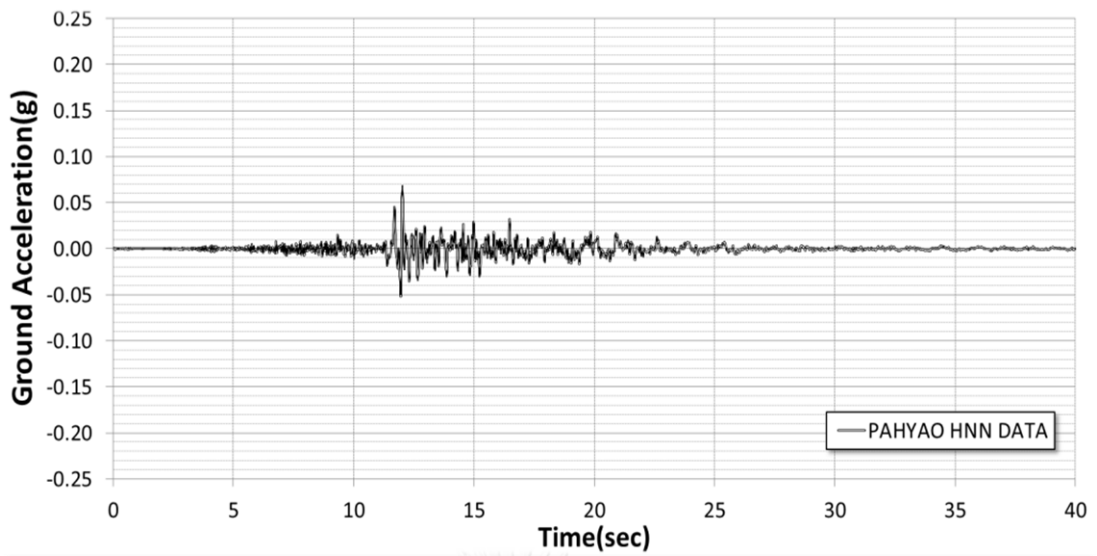


(ก)

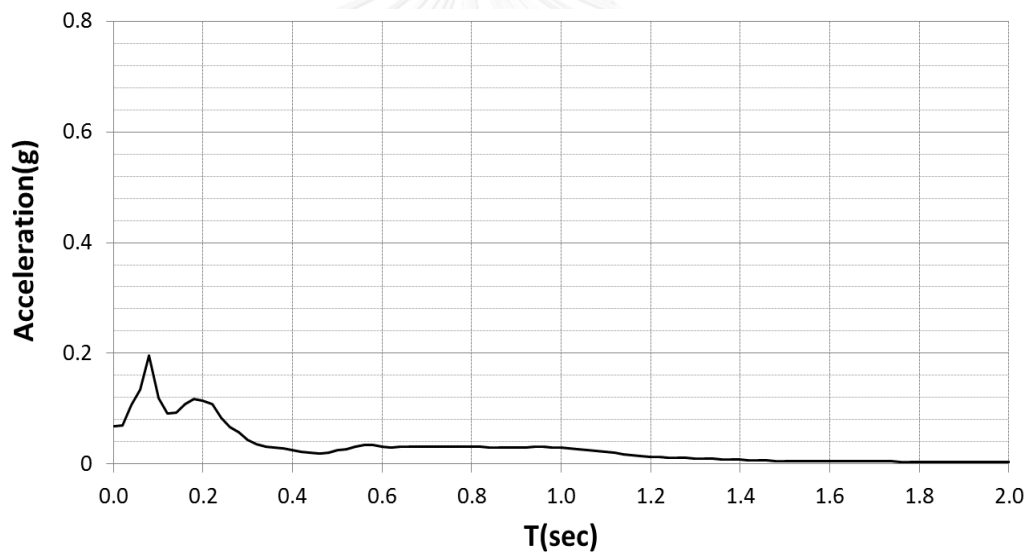


(ข)

รูปที่ 4. 9 คลื่นแผ่นดินไหวที่แม่สาย จ. เชียงราย ก.) กราฟความสัมพันธ์ระหว่างความเร่งและเวลา  
ข.) ผลของกราฟความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัม



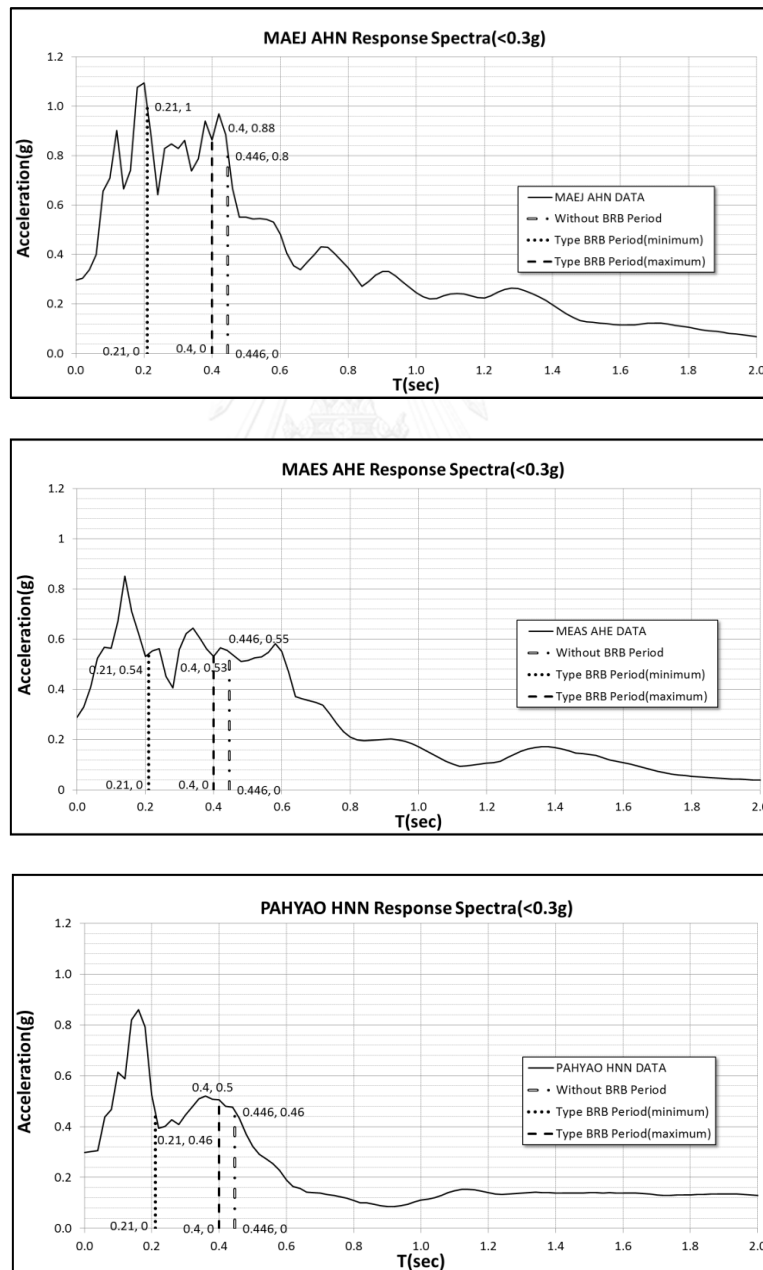
(ก)



(ข)

รูปที่ 4. 10 คลื่นแผ่นดินไหวที่ จ. พะเยา ก.) กราฟความสัมพันธ์ระหว่างความเร่งและเวลา  
ข.) ผลของกราฟความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัม

เมื่อวิเคราะห์คลื่นที่ใช้ด้วยผลของกราฟความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัม 3 คลื่นได้แก่ แม่จัน จ. เชียงราย แม่สาย จ. เชียงราย และที่ จ.พะเยา ที่ความเร่งไม่เกิน 0.3g ดังรูปที่ 4.11 โดยสะพานปกติมีคาบประมาณ 0.446 วินาที แต่เมื่อใช้ค้ำยันที่กั้นการโก่งเดาะ คาบจะอยู่ที่ประมาณ 0.21-0.40 วินาที เป็นช่วงที่ได้รับผลของความเร่งมาก โดยเฉพาะที่แม่จัน รองลงมาที่แม่สาย ที่พะเยาได้รับผลของความเร่งน้อยสุด เมื่อได้รับผลของความเร่งมาก จะทำให้การทำงานของค้ำยันที่กั้นการโก่งเดาะเกิดขึ้นมาก



รูปที่ 4. 11 ผลของกราฟความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัม 3 คลื่นความเร่งสูงสุด 0.3g

## บทที่ 5 ผลการวิเคราะห์และอภิปราย

การวิเคราะห์สะพานได้แบ่งผลการวิเคราะห์ออกเป็น 3 ข้อ ดังนี้

### 5.1. ผลการวิเคราะห์พฤติกรรมโดยการเปรียบเทียบรูปแบบการค้ำยันและผลของขนาดความเร่ง

#### 5.1.1 ผลการวิเคราะห์พฤติกรรมในชิ้นส่วนสะพาน

เพื่อศึกษาพฤติกรรมของโมเมนต์และ ความโค้งทั้งก่อนและหลังเสริมกำลังกระทำด้วยแรงแผ่นดินไหว ซึ่งทำการวิเคราะห์ด้วยวิธีพลศาสตร์ไม่เชิงเส้น โดยแสดงผลเฉพาะเสาต้นแรก เริ่มจากการขยับไปด้านข้างของสะพาน พอถึงจุดๆ หนึ่งของหน้าตัดที่รับแรงก็จะเริ่มครากขึ้น ซึ่งจะเริ่มที่คานขวางก่อนเนื่องจากมีค่าความสามารถรับโมเมนต์และแรงในแนวแกนได้น้อย ผลของแรงแผ่นดินไหวทำให้เกิดการไป-กลับของโครงสร้าง เมื่อมีชิ้นส่วนที่มีการครากก็จะเกิดพฤติกรรมแบบวัฏจักร มีการสลายพลังงานภายในชิ้นส่วนที่ยังไม่ถึงจุดประลัย ถ้าเกินโครงสร้างต้องมีความเสียหายอย่างรุนแรง ซึ่งโครงสร้างที่สามารถสลายพลังงานได้ดีก็มีโอกาสที่จะลดความเสียหายซ่อมแซมน้อยและง่าย ลำดับการครากในชิ้นส่วนเริ่มจากคานขวาง เสาด้านล่างสุด หัวเสาด้านบนสุด และคานหัวเสา เมื่อทำการใส่ค้ำยัน จะทำให้ผลของแรงที่เกิดในชิ้นส่วนของโครงสร้างลดลง (ลดความเสียหาย) ซึ่งแรงจะส่งถ่ายไปยังค้ำยันที่กันการโก่งเดาะให้มีการสลายพลังงานส่วนนี้ออกไป ผลของสะพานจะอภิปรายเพียงครั้งเดียว เนื่องจากอีกครึ่งด้านมีค่าและพฤติกรรมใกล้เคียงกันมากเพียงแต่กลับทิศทางการ

จากผลการวิเคราะห์สะพานก่อนเสริมกำลัง เมื่อให้แรงกระทำด้วยคลื่นแผ่นดินไหวแม่จันด้วยความเร่งสูงสุดไม่เกิน 0.5g พฤติกรรมความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์และความโค้งในเสาต้นแรกพบว่าแรงกระทำจะส่งผลมากที่สุดที่ชิ้นส่วนล่างสุดที่ชิ้นส่วน 31 มีการครากเกิดขึ้น เมื่อพิจารณาเฉพาะค่าความโค้ง ค่าความโค้งสูงสุดมีค่าเท่ากับ 0.0059 และชิ้นส่วนบนสุดชิ้นส่วนที่ 34 มีค่าเท่ากับ 0.0305 ดังรูปที่ 5.1 เสาต้นที่สองก็มีพฤติกรรมเช่นเดียวกัน ที่ชิ้นส่วน 31 มีค่าความโค้งสูงสุดเท่ากับ 0.0411 และที่ชิ้นส่วน 34 มีค่าความโค้งสูงสุดเท่ากับ 0.0446 ดังรูปที่ 5.2 เสาต้นที่สามมีแรงกระทำส่งผลมากที่สุดที่ชิ้นส่วน 31 มีค่าความโค้งสูงสุดเท่ากับ 0.0202 และที่ชิ้นส่วน 34 มีค่าความโค้งสูงสุดเท่ากับ 0.0259 ดังรูปที่ 5.3 ในคานค้ำยันจะได้รับผลของแรงมากที่สุดเนื่องจากเกิดการเสียรูปมากที่สุดและหน้าตัดมีความสามารถรับโมเมนต์และแรงในแนวแกนได้น้อย โดยชิ้นส่วนริมชิ้นส่วนที่ 61 มีค่าความโค้งเท่ากับ 0.0613 ได้รับผลมากที่สุด ที่ชิ้นส่วน 62 มีค่าความโค้งเท่ากับ 0.0517 ที่ชิ้นส่วน 63 มีค่า

ความโค้งเท่ากับ 0.0516 ที่ชั้นส่วน 64 มีค่าความโค้งเท่ากับ 0.0524 ที่ชั้นส่วน 65 มีค่าความโค้งเท่ากับ 0.0535 ดังรูปที่ 5.4 ในคานหัวเสายังมีผลเป็นอีลาสติกอยู่เนื่องจากคานมีความสามารถรับโมเมนต์และแรงในแนวแกนได้มากดังรูป 5.5

ผลการวิเคราะห์สะพานหลังเสริมกำลังโดยยึดถือขนาดหน้าตัดของค้ำยัน 70 ตร.ซม เท่ากันหมดทุกแบบ ด้วยค้ำยันที่กันการโก่งเดาะแบบที่ 1 พบว่าพฤติกรรมความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์และความโค้งในเสาต้นแรก ต้นที่สอง ต้นที่สาม มีแรงกระทำลดลง ไม่มีการครากดังรูปที่ 5.6 ,5.7 และ 5.8 พฤติกรรมในคานค้ำยันมีแรงกระทำลดลง มีการครากที่ชั้นส่วน 61 มีค่าความโค้งสูงสุดเท่ากับ 0.0143 และที่ชั้นส่วน 65 มีค่าความโค้งสูงสุดเท่ากับ 0.0164 ดังรูปที่ 5.9 ในคานหัวเสายังคงมีพฤติกรรมเป็นอีลาสติกดังรูปที่ 5.10

ผลการวิเคราะห์สะพานหลังเสริมกำลังด้วยค้ำยันที่กันการโก่งเดาะแบบที่ 2 พบว่าพฤติกรรมความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์และความโค้ง มีการครากมากที่หัวเสาในเสาต้นที่สองและสาม ดังรูปที่ 5.12 แสดงเสาต้นที่สอง เกิดการครากทุกชั้นส่วน ที่ชั้นส่วน 35 มีค่าความโค้งสูงสุดเท่ากับ 0.037 ที่ชั้นส่วน 36 มีค่าความโค้งสูงสุดเท่ากับ 0.04 ที่ชั้นส่วน 37 มีค่าความโค้งสูงสุดเท่ากับ 0.0181 และที่ชั้นส่วน 38 มีค่าความโค้งสูงสุดเท่ากับ 0.066

ผลการวิเคราะห์สะพานหลังเสริมกำลังด้วยค้ำยันที่กันการโก่งเดาะแบบที่ 3 พบว่าพฤติกรรมความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์และความโค้งในเสาต้นแรก ต้นสอง ต้นสามมีแรงกระทำที่โคนเสามาก เกิดการครากมาก ขณะที่ส่วนบนมีแรงกระทำน้อยมาก ดังรูปที่ 5.12 แสดงเสาต้นสอง เพราะการค้ำยันรูปแบบนี้จะทำให้ส่วนบนแข็ง ด้านล่างอ่อนกว่ามาก ภาระจึงลงไปยังโคนเสาด้านล่าง ที่ชั้นส่วน 35 มีค่าความโค้งสูงสุดเท่ากับ 0.126 ที่ชั้นส่วน 36 มีค่าความโค้งสูงสุดเท่ากับ 0.126

ผลการวิเคราะห์สะพานหลังเสริมกำลังด้วยค้ำยันที่กันการโก่งเดาะแบบที่ 4 พบว่าพฤติกรรมความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์และความโค้งในเสาต้นแรก ต้นที่สอง ต้นที่สามมีพฤติกรรมเช่นเดียวกับค้ำยันแบบที่ 3 โดยมีการครากน้อยกว่า ดังรูปที่ 5.13 แสดงเสาต้นสองที่ชั้นส่วน 35 มีค่าความโค้งสูงสุดเท่ากับ 0.116 ที่ชั้นส่วน 36 มีค่าความโค้งสูงสุดเท่ากับ 0.112

ผลการวิเคราะห์สะพานหลังเสริมกำลังด้วยค้ำยันที่กันการโก่งเดาะแบบที่ 5 พบว่าพฤติกรรมความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์และความโค้งในเสาต้นแรก ต้นสอง ต้นสาม มีแรงกระทำที่หัว

เสามาก เกิดการครากมาก ขณะที่ส่วนล่างมีแรงกระทำน้อยมาก ดังรูปที่ 5.14 เพราะการค้ำยันรูปแบบนี้จะทำให้ส่วนล่างแข็ง มีการเสียรูปน้อย ด้านบนอ่อนกว่ามาก ภาระจึงลงไปยังโคนเสา ด้านบน ที่ชั้นส่วน 37 มีค่าความโค้งสูงสุดเท่ากับ 0.141 ที่ชั้นส่วนบนสุดชั้นส่วนที่ 38 มีค่าความโค้งสูงสุดเท่ากับ 0.145

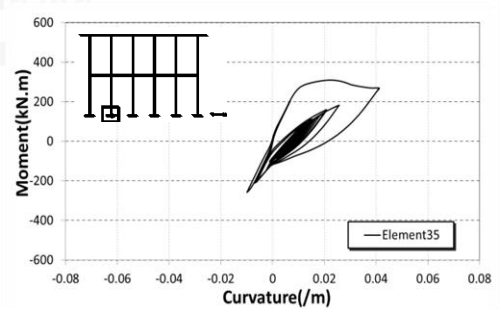
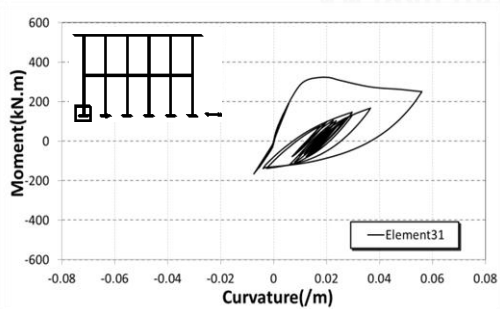
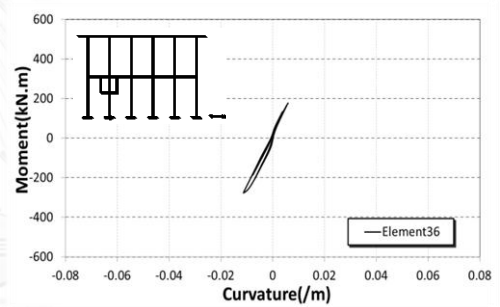
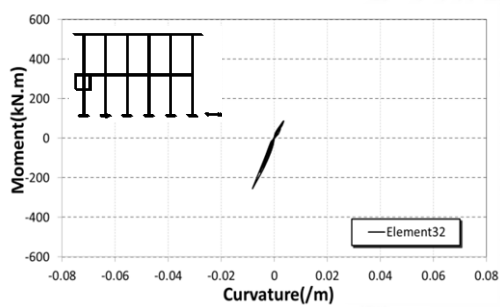
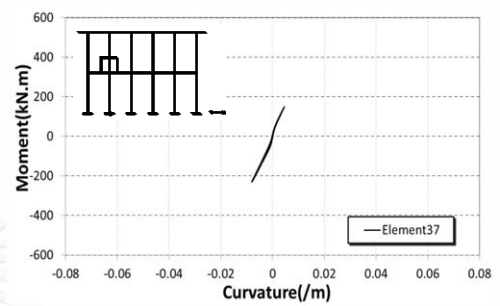
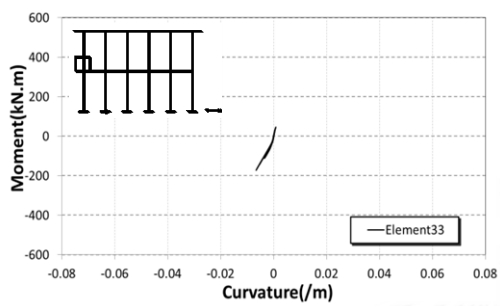
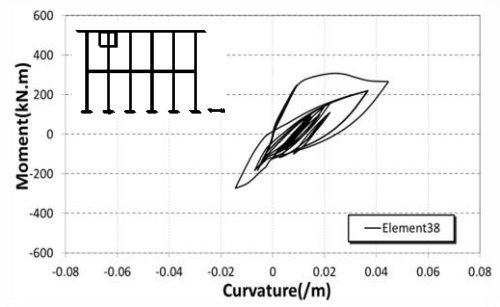
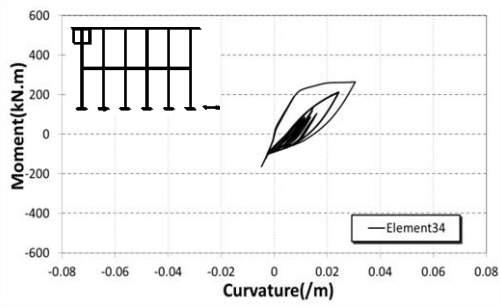
ผลการวิเคราะห์สะพานหลังเสริมกำลังด้วยค้ำยันที่กันการโก่งเดาะแบบที่ 6 พบว่าพฤติกรรมความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์และความโค้งในเสาต้นแรก ต้นที่สอง ต้นที่สามมีพฤติกรรมเช่นเดียวกับค้ำยันแบบที่ 5 แต่มีการครากมากกว่า ดังรูปที่ 5.15 ที่ชั้นส่วน 37 มีค่าความโค้งสูงสุดเท่ากับ 0.121 ที่ชั้นส่วน 38 มีค่าความโค้งสูงสุดเท่ากับ 0.124

ผลการวิเคราะห์สะพานหลังเสริมกำลังด้วยค้ำยันที่กันการโก่งเดาะแบบที่ 7 พบว่าพฤติกรรมความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์และความโค้งในเสาต้นแรก ต้นที่สอง ต้นที่สาม มีแรงกระทำน้อย ไม่มีการคราก เป็นอีลาสติก ดีกว่าการค้ำยันแบบที่ 1 ดังรูปที่ 5.16 ,5.17 และ 5.18 พฤติกรรมในคานค้ำยันมีแรงกระทำน้อย มีการครากเกิดขึ้น ที่ชั้นส่วน 61 มีค่าความโค้งสูงสุดเท่ากับ 0.0215 ที่ชั้นส่วน 62 มีค่าความโค้งสูงสุดเท่ากับ 0.0178 และที่ชั้นส่วน 63 มีค่าความโค้งสูงสุดเท่ากับ 0.0162 แต่การครากที่เกิดขึ้นก็ยังมีน้อยกว่าการค้ำยันแบบที่ 1 ดังรูปที่ 5.19 ในคานหัวเสายังคงมีพฤติกรรมเป็นอีลาสติกดังรูปที่ 5.20

ผลการวิเคราะห์สะพานหลังเสริมกำลังด้วยค้ำยันที่กันการโก่งเดาะแบบที่ 8 พบว่าพฤติกรรมความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์และความโค้งในเสาต้นแรก มีการครากที่ชั้นส่วน 31 มีค่าความโค้งสูงสุดเท่ากับ 0.0201 ดังรูปที่ 5.21 ในเสาต้นสอง มีการครากที่ชั้นส่วน 31 มีค่าความโค้งสูงสุดเท่ากับ 0.0173 ชั้นส่วนที่ 32 มีค่าความโค้งสูงสุดเท่ากับ 0.012 ดังรูปที่ 5.22 และในเสาต้นสาม ที่ชั้นส่วน 41 มีค่าความโค้งสูงสุดเท่ากับ 0.0123 ชั้นส่วนที่ 42 มีค่าความโค้งสูงสุดเท่ากับ 0.0221 ดังรูปที่ 5.23 พฤติกรรมในคานค้ำยันมีการครากมากกว่าการค้ำยันแบบที่ 7 ที่ชั้นส่วน 61 มีค่าความโค้งสูงสุดเท่ากับ 0.0149 ที่ชั้นส่วน 63 มีค่าความโค้งสูงสุดเท่ากับ 0.0326 ที่ชั้นส่วน 64 มีค่าความโค้งสูงสุดเท่ากับ 0.0346 ที่ชั้นส่วน 65 มีค่าความโค้งสูงสุดเท่ากับ 0.0311 ดังรูปที่ 5.24 ในคานหัวเสาก็มีแรงเกิดขึ้นมากที่จุดต่อของค้ำยัน และยังคงมีพฤติกรรมเป็นอีลาสติกดังรูปที่ 5.25

สรุปกระบวนการวิเคราะห์รูปแบบการค้ำยันแสดงดังตารางที่ 5.1 โดยทำการวิเคราะห์คลื่นแผ่นดินไหว 3 คลื่น ได้แก่ คลื่นแม่จัน แม่สาย และพะเยา โดยแต่ละคลื่นมีความเร่งสูงสุด 3 ขนาด คือ 0.3g, 0.4g และ 0.5g เวลา 40 วินาที คลื่นแม่จันจะมีผลต่อโครงสร้างมากที่สุด รองลงมาเป็นคลื่นแม่สาย และคลื่นพะเยาจะมีผลน้อยสุด เมื่อความเร่งเพิ่มขึ้นก็ทำให้แรงกระทำต่อโครงสร้างมากขึ้นเป็นแนวโน้มเดียวกัน โดยเริ่มวิเคราะห์จากคลื่นแม่จัน จากนั้นทำการวิเคราะห์คลื่นแม่สายและพะเยาต่อ และได้ตัดรูปแบบการค้ำยันแบบที่ 2,3,4,5 และ 6 ออก เนื่องจากผลการค้ำยันไม่เหมาะสม โดยวิเคราะห์ทุกรูปแบบเพียงความเร่งสูงสุด 0.3g เท่านั้น ซึ่งให้ผลสรุปคล้ายคลื่นแม่จัน

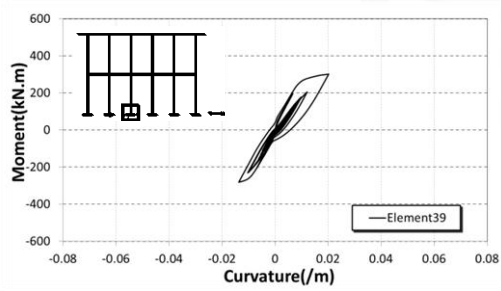
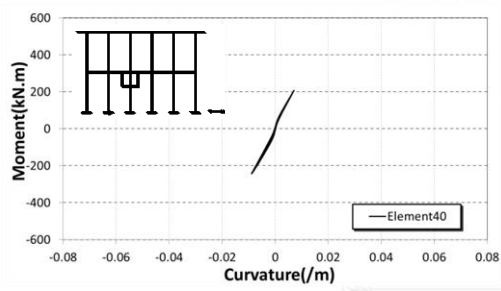
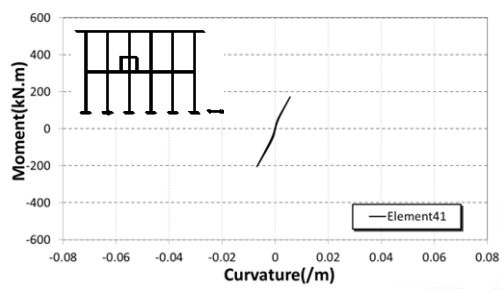
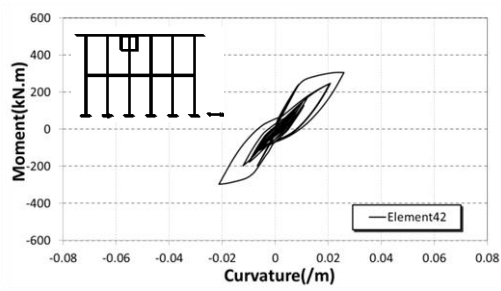




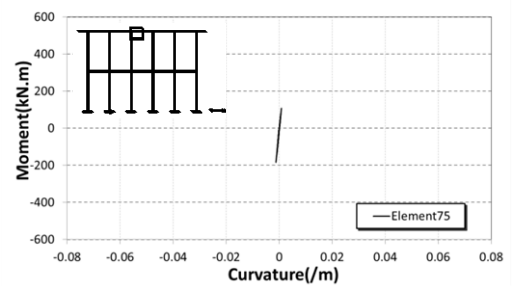
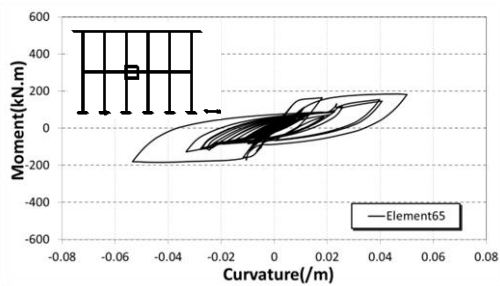
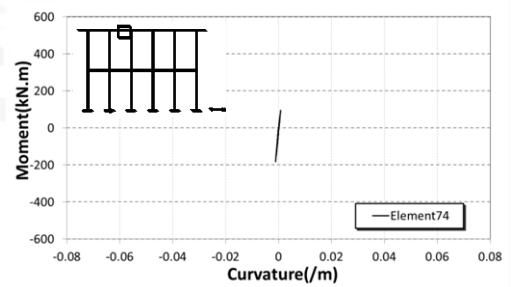
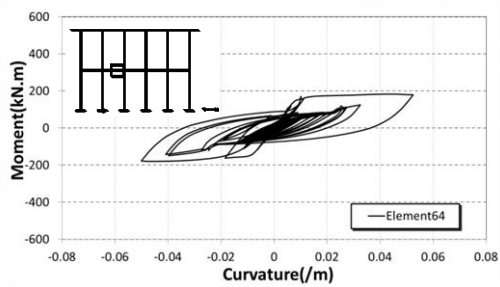
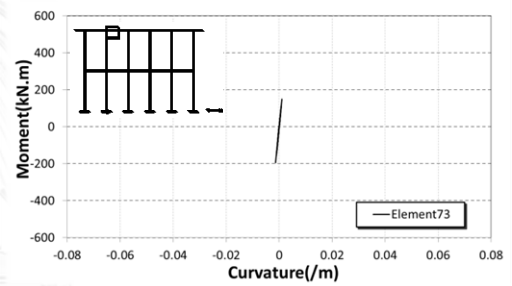
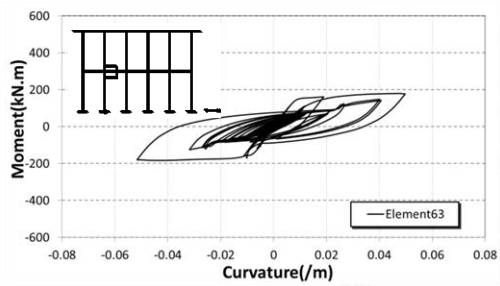
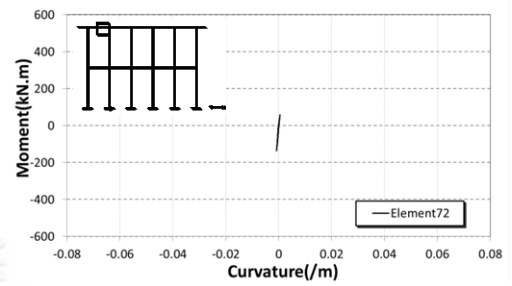
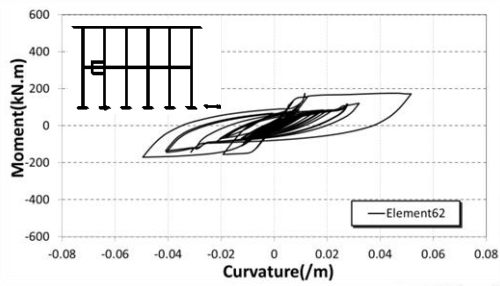
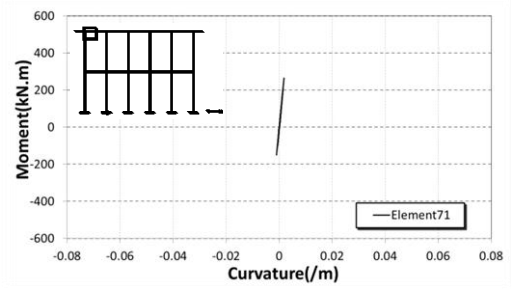
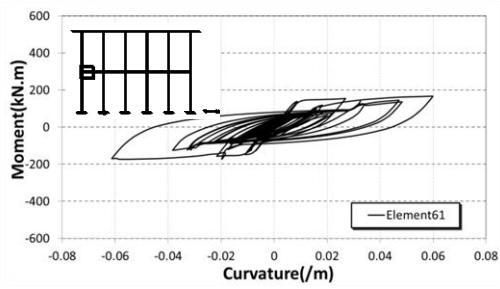
รูปที่ 5. 1 ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์และความโค้งก่อนมีค้ำยันของเสาต้นแรก(คลื่นแม่จัน 0.5g)

รูปที่ 5. 2 ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์และความโค้งก่อนมีค้ำยันของเสาต้นสอง(คลื่นแม่จัน 0.5g)



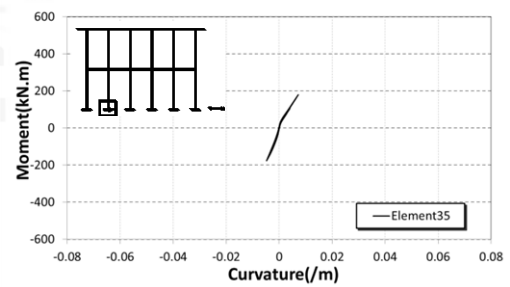
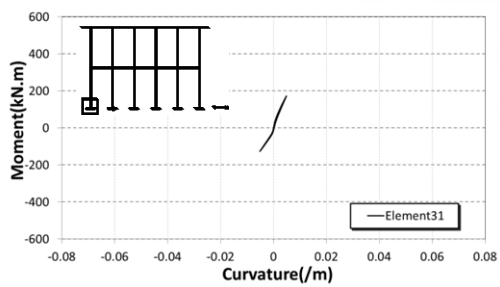
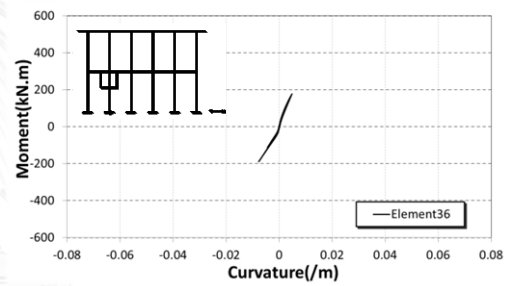
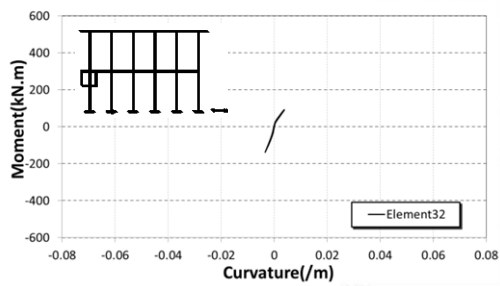
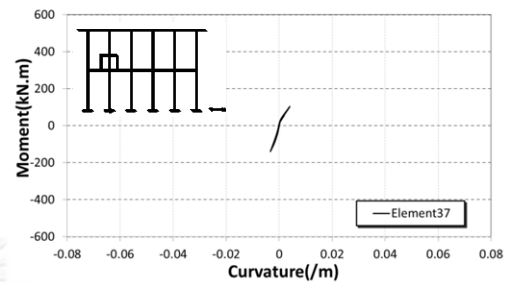
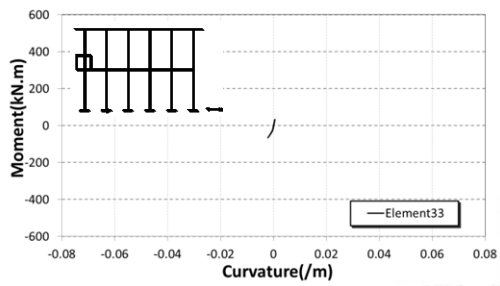
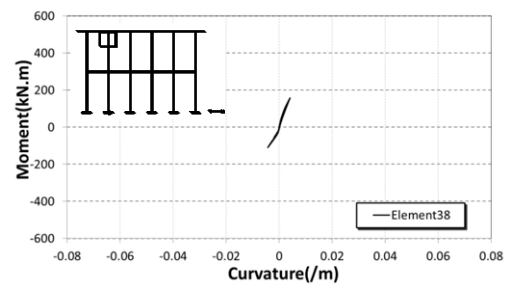
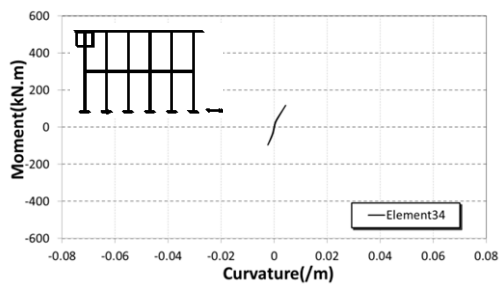


รูปที่ 5. 3 ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์และความโค้งก่อนมีค้ำยันของเสาต้นสาม(คลื่นแม่จัน 0.5g)



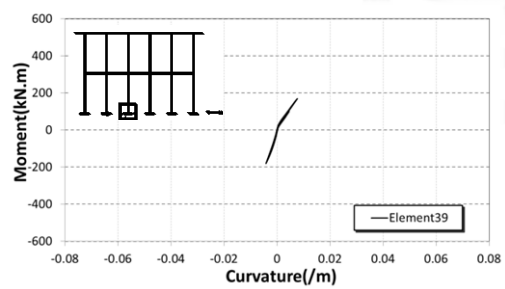
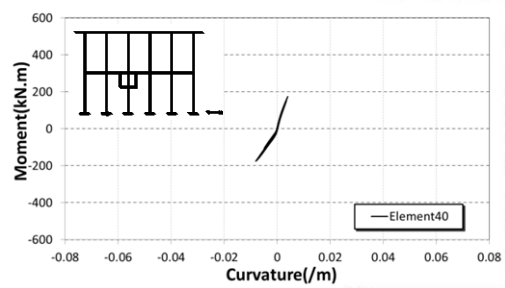
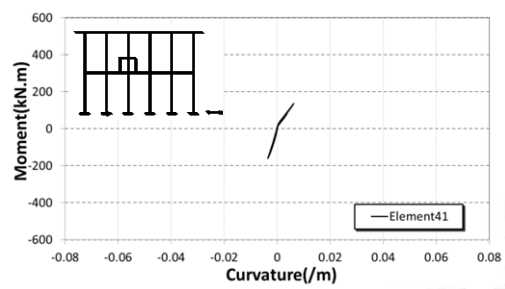
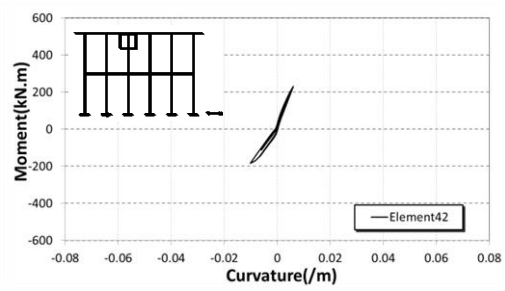
รูปที่ 5. 4 ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์และความโค้งก่อนมีค้ำยันของคานค้ำยัน(คลื่นแม่จัน 0.5g)

รูปที่ 5. 5 ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์และความโค้งก่อนมีค้ำยันของคานหัวเสา(คลื่นแม่จัน 0.5g)

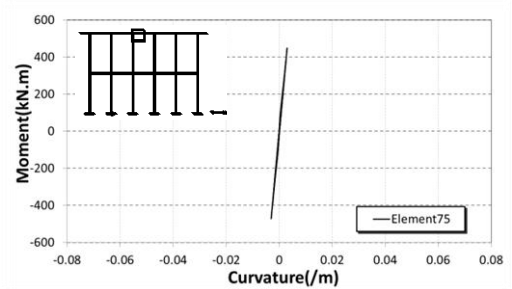
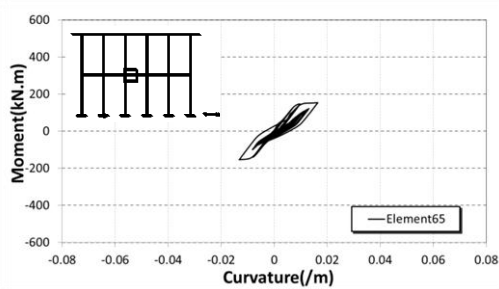
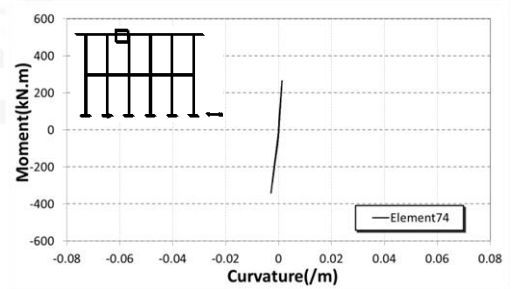
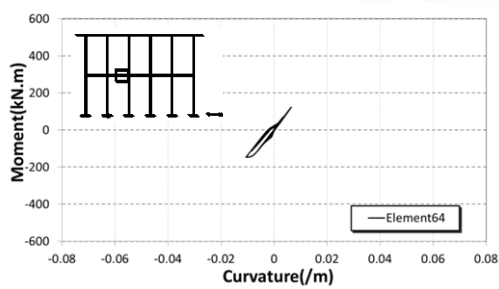
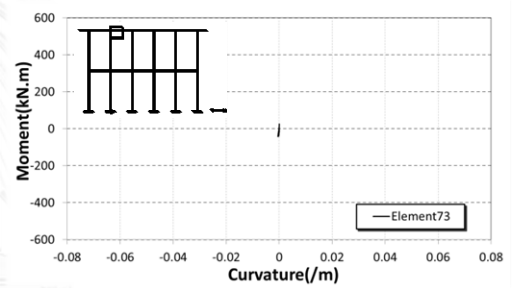
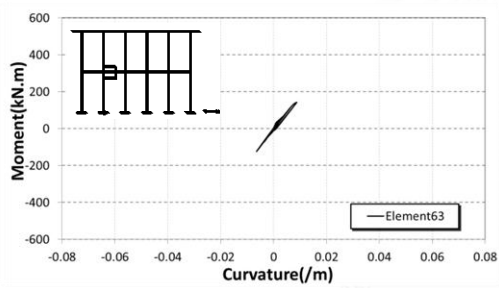
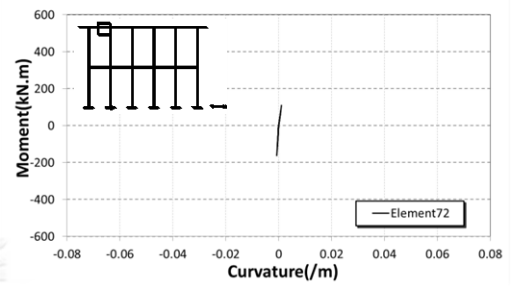
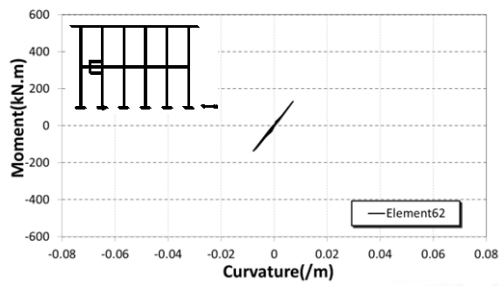
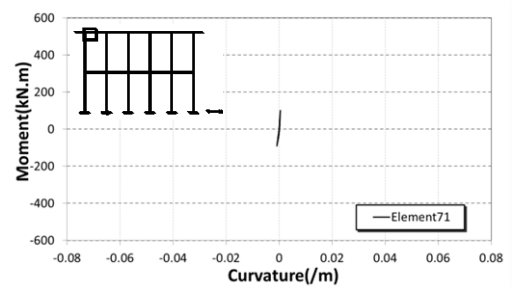
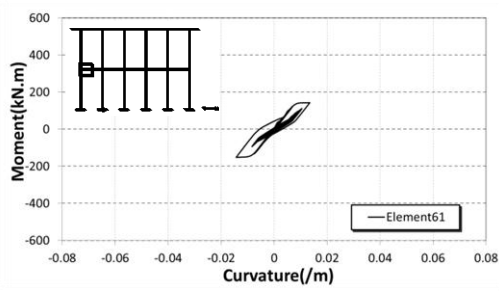


รูปที่ 5. 6 ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์และความโค้ง ค้ำยันแบบที่ 1 ของเสาต้นแรก(คลื่นแม่จัน 0.5g)

รูปที่ 5. 7 ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์และความโค้ง ค้ำยันแบบที่ 1 ของเสาต้นสอง(คลื่นแม่จัน 0.5g)

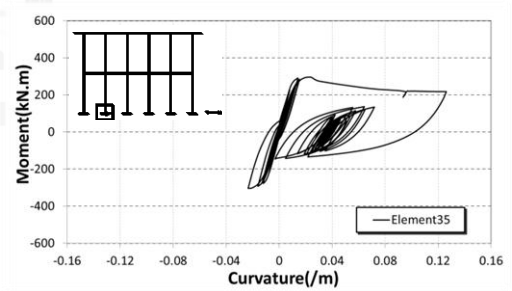
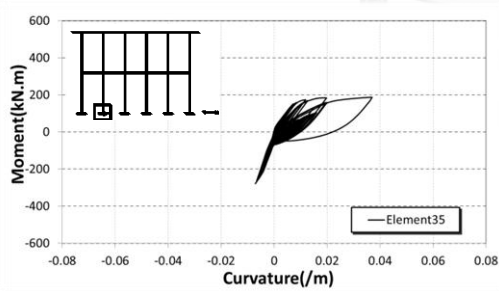
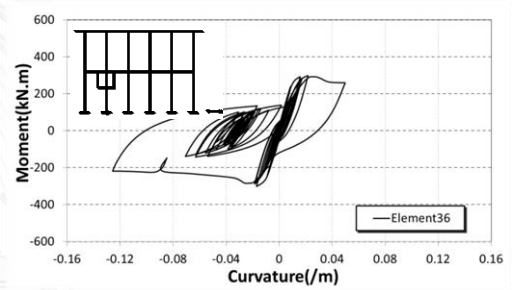
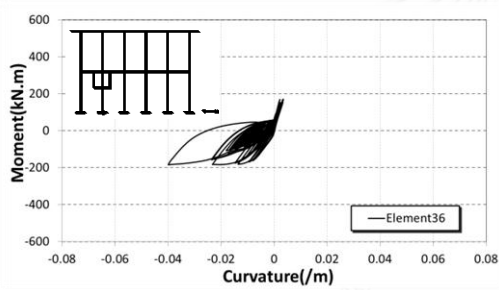
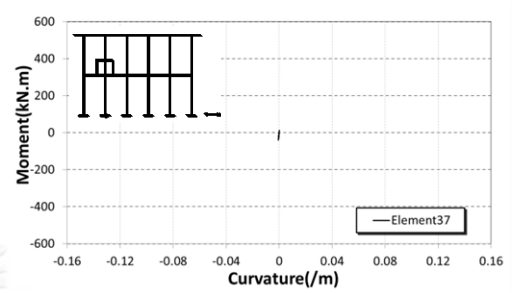
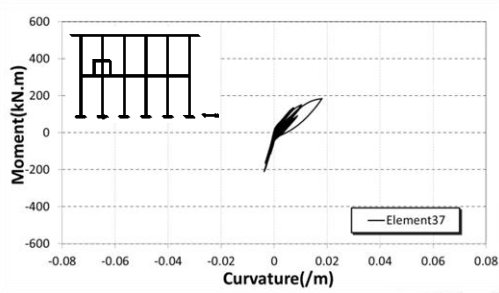
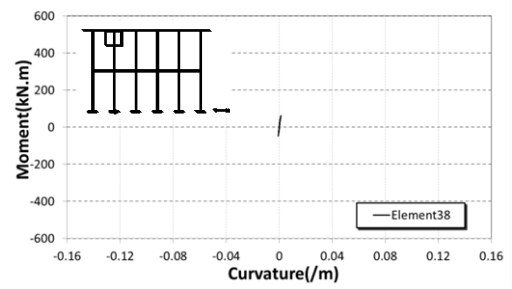
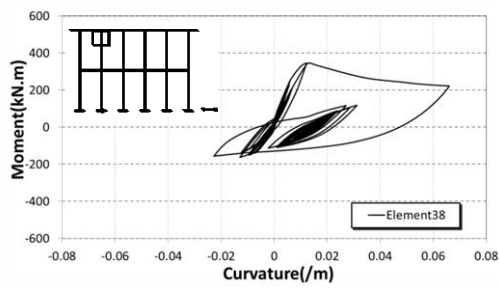


รูปที่ 5. 8 ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์และความโค้ง ค้ำยันแบบที่ 1 ของเสาต้นสาม(คลื่นแม่จัน 0.5g)



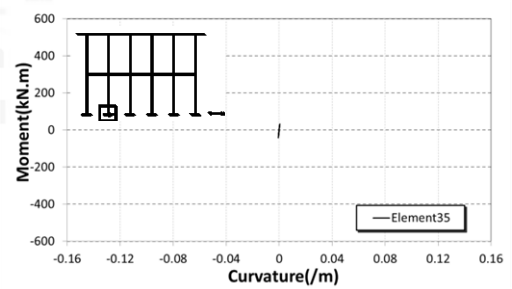
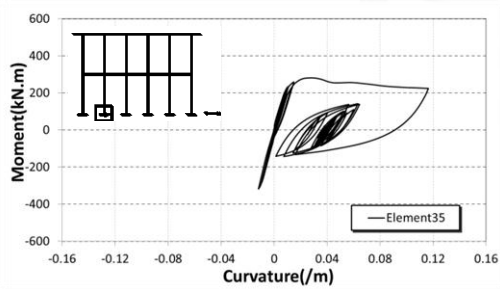
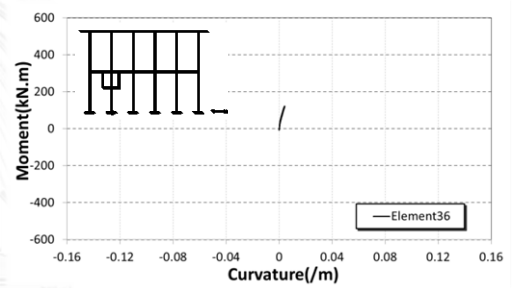
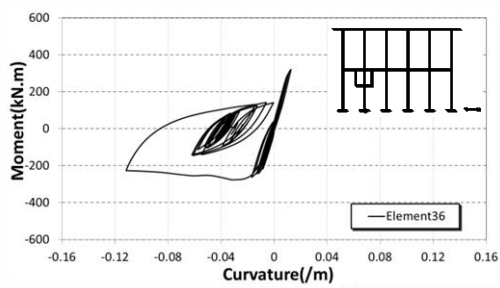
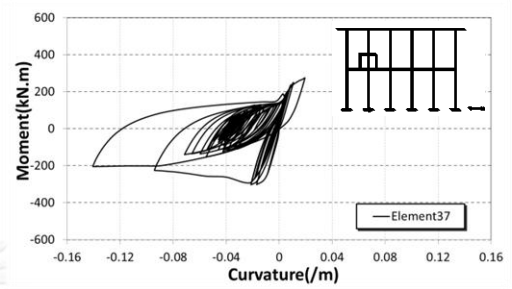
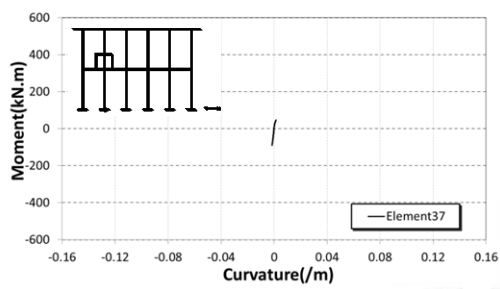
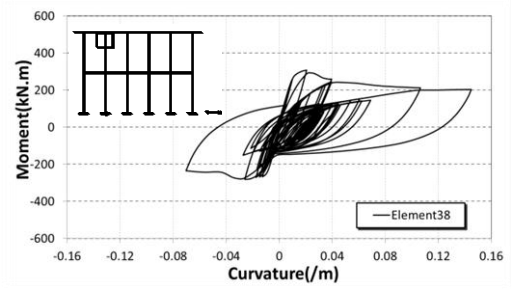
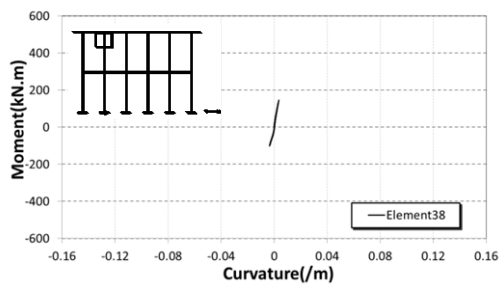
รูปที่ 5. 9 ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์และความโค้งค้ำยันแบบที่ 1 ของคานค้ำยัน(คลื่นแม่จัน 0.5g)

รูปที่ 5. 10 ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์และความโค้งค้ำยันแบบที่ 1 ของคานหัวเสา(คลื่นแม่จัน 0.5g)



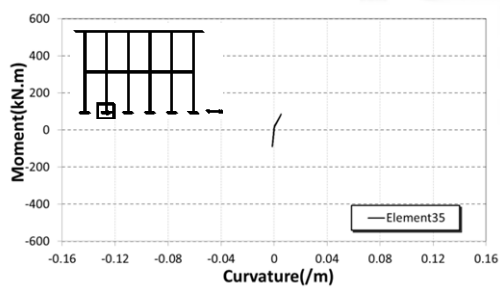
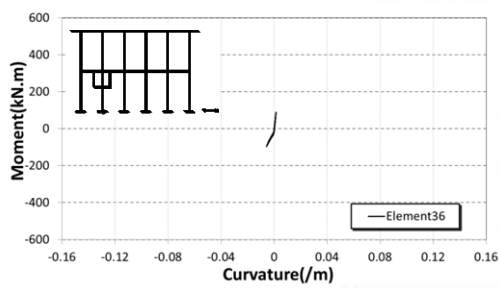
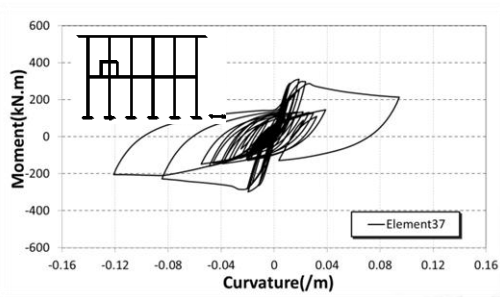
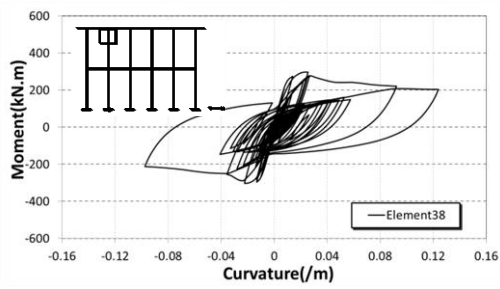
รูปที่ 5. 11 ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์และความโค้ง ค้ำยันแบบที่ 2 ของเสาต้นสอง(คลื่นแม่จัน 0.5g)

รูปที่ 5. 12 ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์และความโค้ง ค้ำยันแบบที่ 3 ของเสาต้นสอง(คลื่นแม่จัน 0.5g)  
(หมายเหตุ scale -0.16 ถึง 0.16)



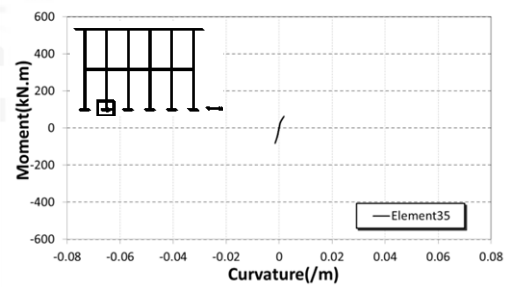
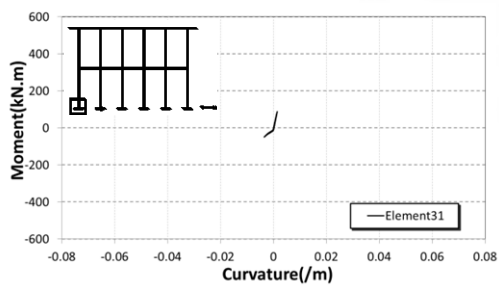
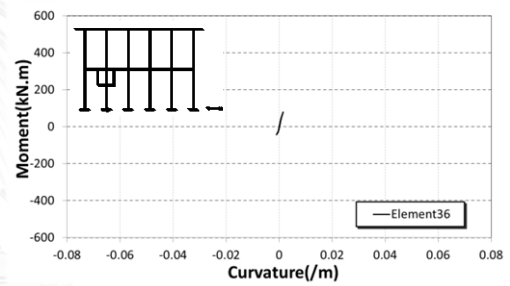
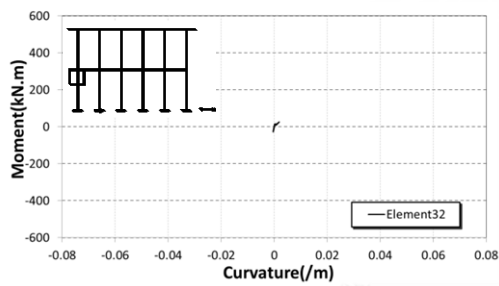
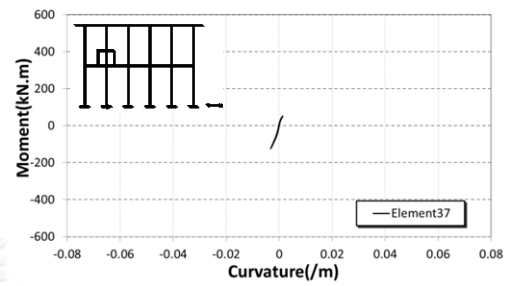
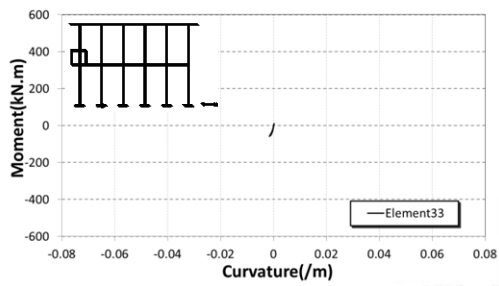
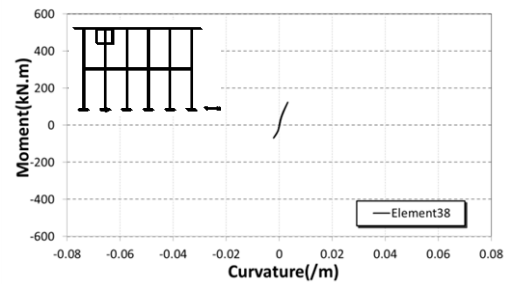
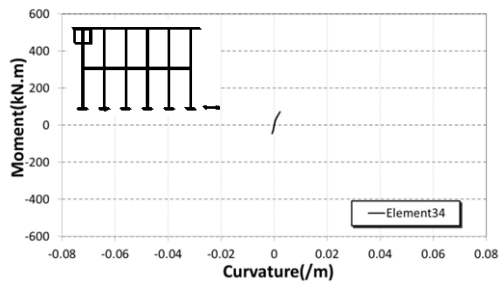
รูปที่ 5. 13 ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์และความโค้ง ค้ำยันแบบที่ 4 ของเสาต้นสอง(คลื่นแม่จัน 0.5g)  
(หมายเหตุ scale -0.16 ถึง 0.16)

รูปที่ 5. 14 ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์และความโค้ง ค้ำยันแบบที่ 5 ของเสาต้นสอง(คลื่นแม่จัน 0.5g)  
(หมายเหตุ scale -0.16 ถึง 0.16)



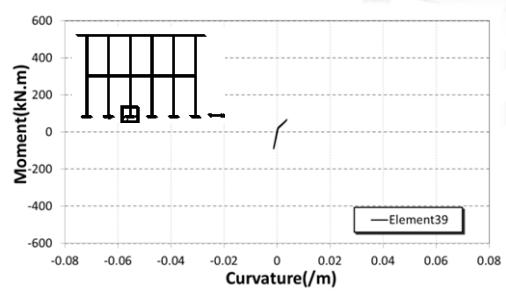
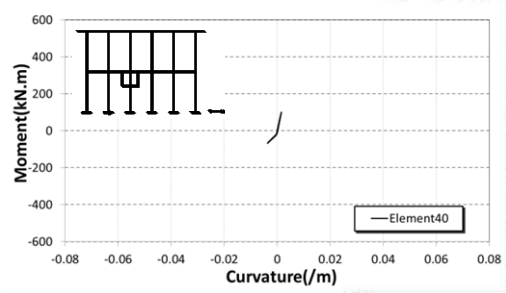
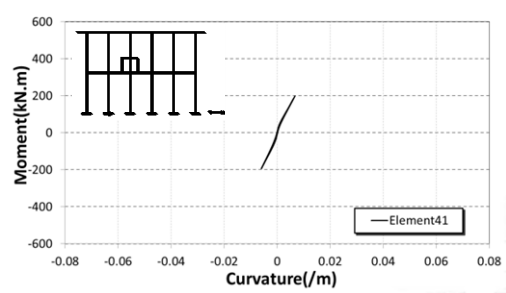
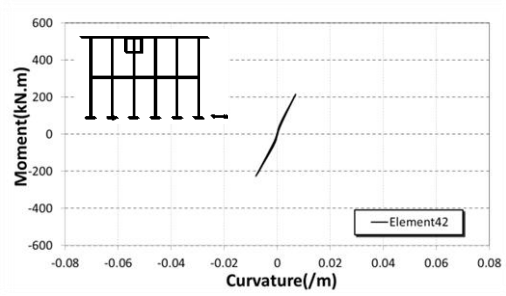
รูปที่ 5.15 ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์และความโค้ง ค้ำยันแบบที่ 6 ของเสาต้นสอง(คลื่นแม่จัน 0.5g)  
(หมายเหตุ scale -0.16 ถึง 0.16)



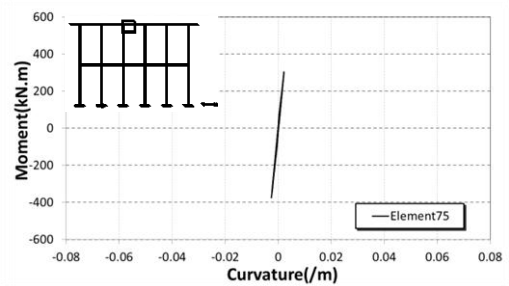
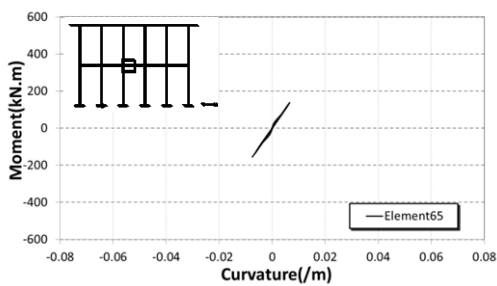
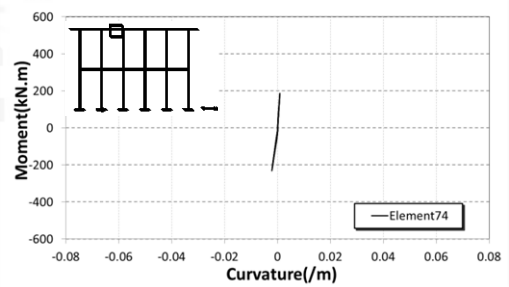
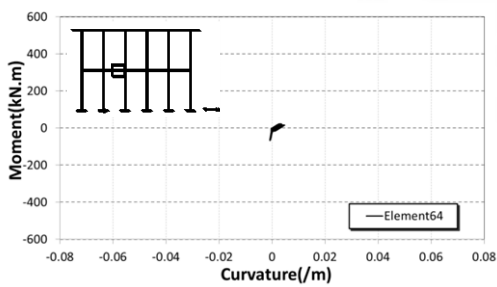
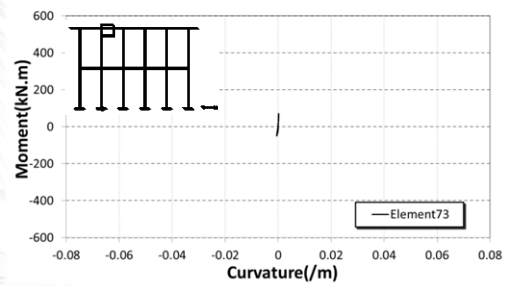
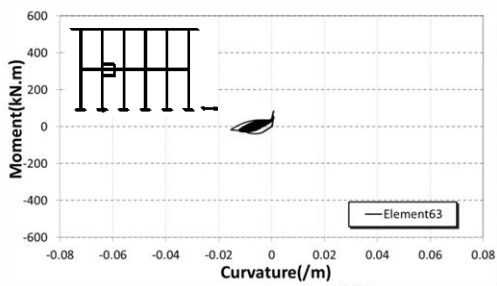
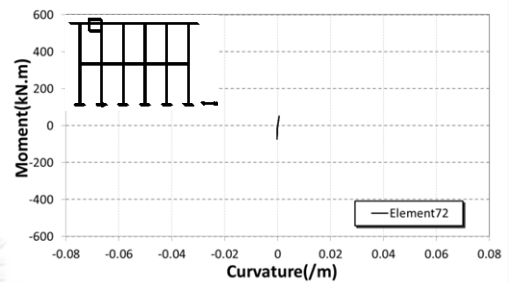
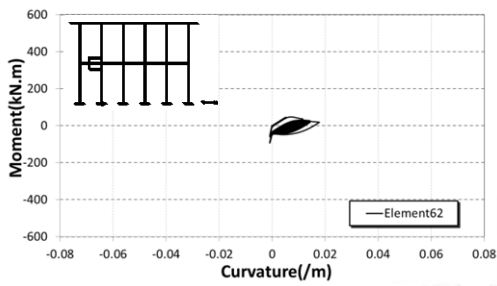
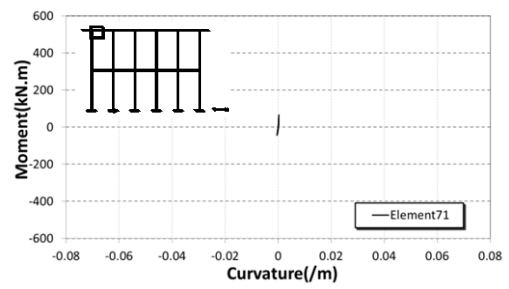
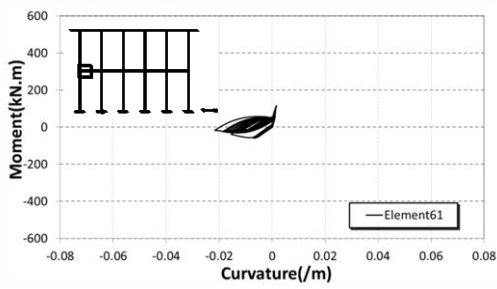


รูปที่ 5. 16 ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์และความโค้ง ค้ำยันแบบที่ 7 ของเสาต้นแรก(คลื่นแม่จัน 0.5g)

รูปที่ 5. 17 ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์และความโค้ง ค้ำยันแบบที่ 7 ของเสาต้นสอง(คลื่นแม่จัน 0.5g)

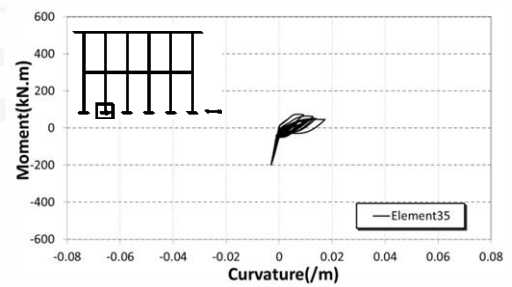
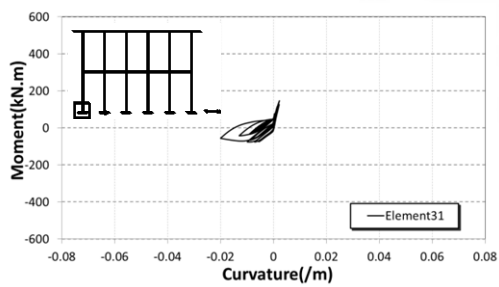
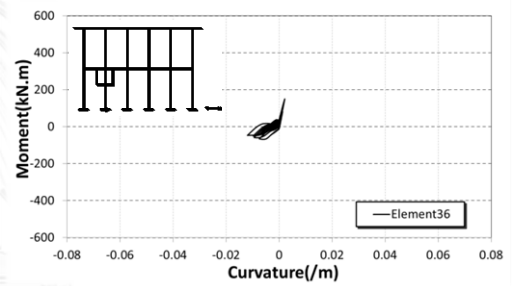
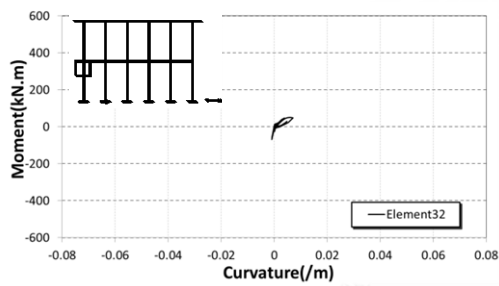
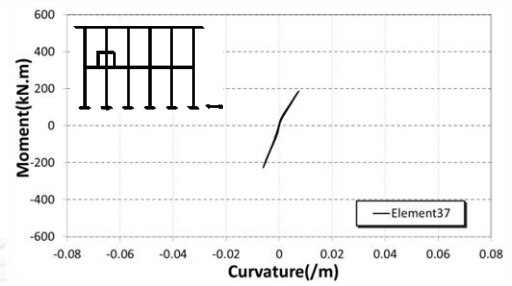
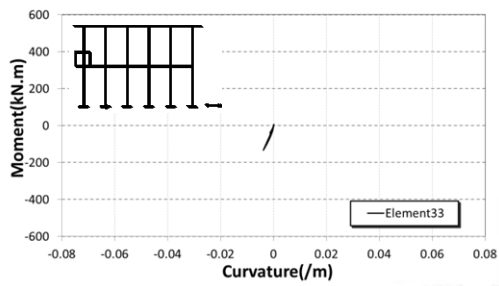
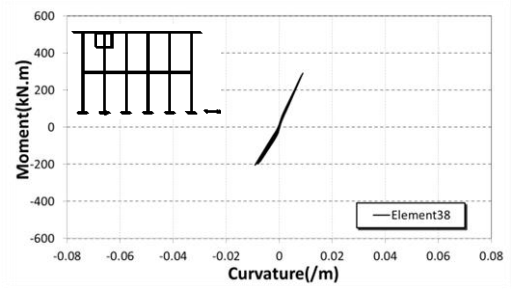
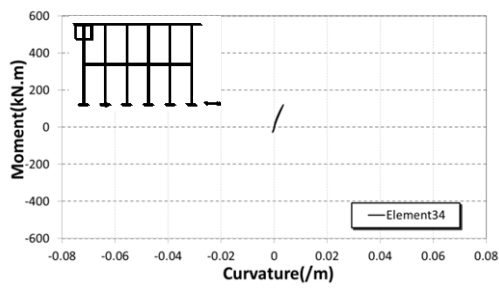


รูปที่ 5. 18 ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์และความโค้ง ค้ำยันแบบที่ 7 ของเสาต้นสาม(คลื่นแม่จัน 0.5g)



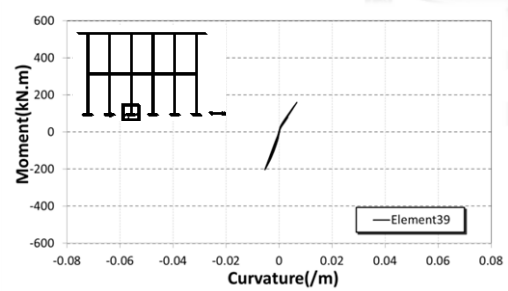
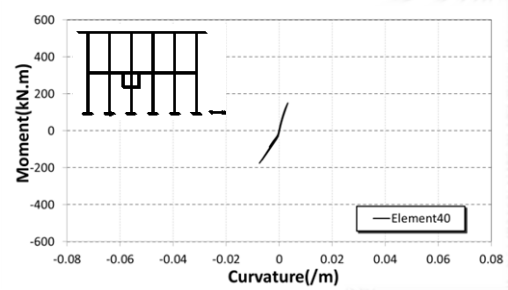
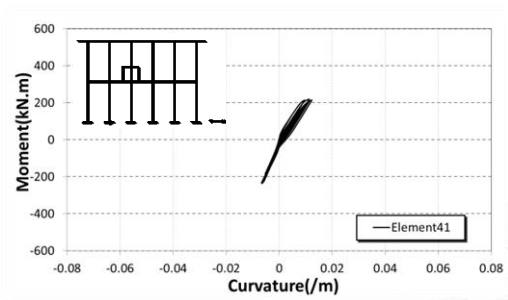
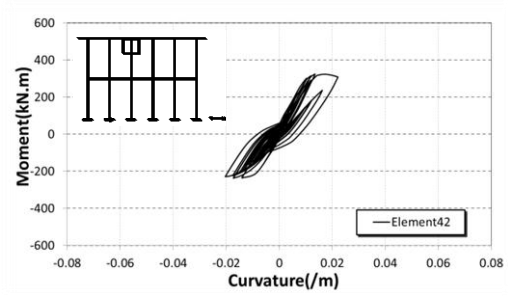
รูปที่ 5. 19 ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์และความโค้งค้ำยันแบบที่ 7 ของคานค้ำยัน(คลื่นแม่จัน 0.5g)

รูปที่ 5. 20 ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์และความโค้งค้ำยันแบบที่ 7 ของคานหัวเสา(คลื่นแม่จัน 0.5g)

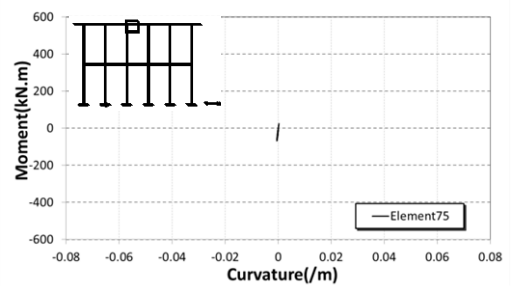
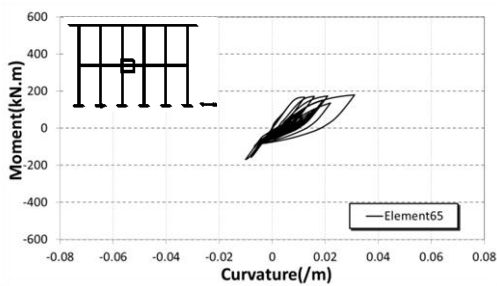
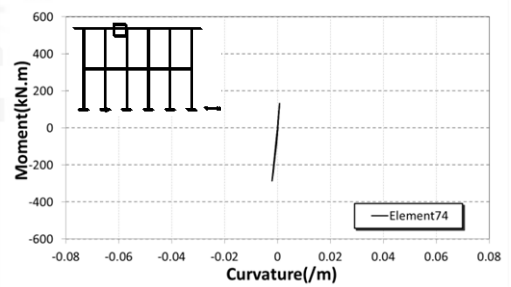
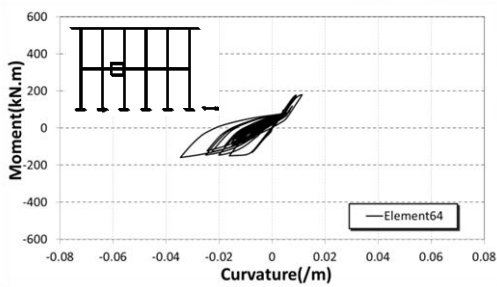
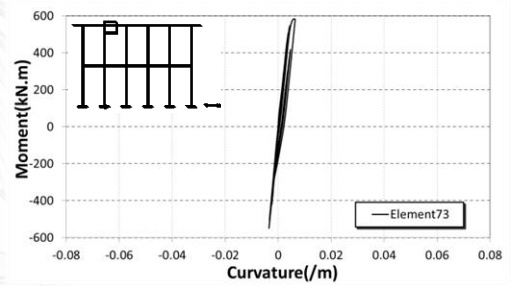
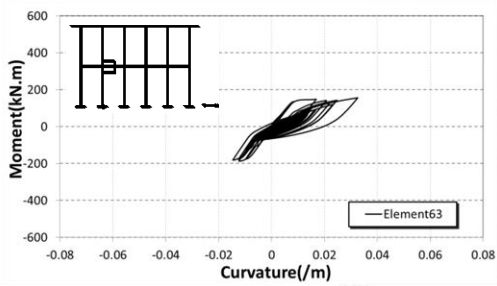
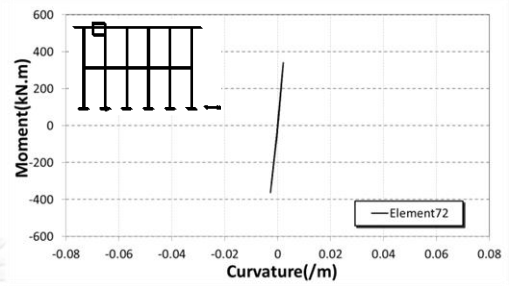
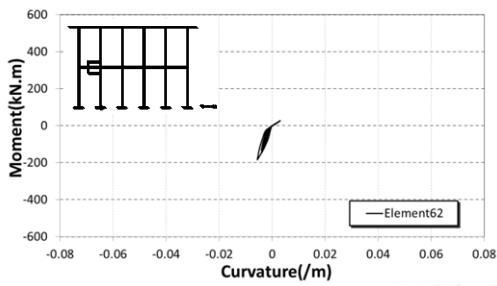
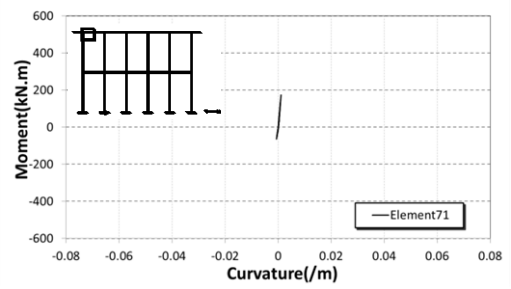
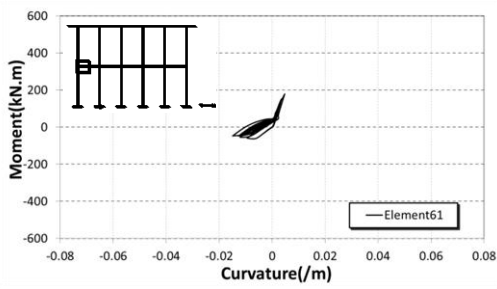


รูปที่ 5. 21 ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์และความโค้ง ค้ำยันแบบที่ 8 ของเสาต้นแรก(คลื่นแม่จัน 0.5g)

รูปที่ 5. 22 ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์และความโค้ง ค้ำยันแบบที่ 8 ของเสาต้นสอง(คลื่นแม่จัน 0.5g)



รูปที่ 5. 23 ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์และความโค้ง ค้ำยันแบบที่ 8 ของเสาต้นสาม(คลื่นแม่จัน 0.5g)



รูปที่ 5. 24 ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์และความโค้งค้ำยันแบบที่ 8 ของคานค้ำยัน(คลื่นแม่จัน 0.5g)

รูปที่ 5. 25 ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์และความโค้งค้ำยันแบบที่ 8 ของคานหัวเสา(คลื่นแม่จัน 0.5g)

ตารางที่ 5. 1 สรุปผลการค้ำยันในโครงสร้างสะพาน

GM	Scale	BRB								หมายเหตุ
		Type1	Type2	Type3	Type4	Type5	Type6	Type7	Type8	
แม่จัน	0.3g	OK	OK	NO	OK	NO	NO	OK	OK	มีผลต่อโครงสร้างมาก
		Nonyield	Yield	Nonyield	Nonyield	Nonyield	Nonyield	Nonyield	Nonyield	
	0.4g	OK	OK	NO	NO	NO	NO	OK	OK	มีผลต่อโครงสร้างมาก
		Yield	Yield	Nonyield	Nonyield	Nonyield	Nonyield	Nonyield	Yield	
	0.5g	OK	NO	NO	NO	NO	NO	OK	OK	มีผลต่อโครงสร้างมาก
		Yield	Yield	Nonyield	Nonyield	Nonyield	Nonyield	Nonyield	Yield	
แม่สาย	0.3g	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	มีผลต่อโครงสร้างน้อย
		Nonyield	Yield	Nonyield	Nonyield	Nonyield	Nonyield	Nonyield	Nonyield	
	0.4g	OK	-	-	-	-	-	OK	OK	มีผลต่อโครงสร้างน้อย
		Nonyield	-	-	-	-	-	Nonyield	Nonyield	
	0.5g	OK	-	-	-	-	-	OK	OK	มีผลต่อโครงสร้างน้อย
		Nonyield	-	-	-	-	-	Nonyield	Nonyield	
พะเยา	0.3g	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	มีผลต่อโครงสร้างน้อยมาก
		Nonyield	Nonyield	Nonyield	Nonyield	Nonyield	Nonyield	Nonyield	Nonyield	
	0.4g	OK	-	-	-	-	-	OK	OK	มีผลต่อโครงสร้างน้อยมาก
		Nonyield	-	-	-	-	-	Nonyield	Nonyield	
	0.5g	OK	-	-	-	-	-	OK	OK	มีผลต่อโครงสร้างน้อยมาก
		Nonyield	-	-	-	-	-	Nonyield	Nonyield	

\*หมายเหตุ

OK = โครงสร้างดี ไม่เกิดการเพิ่มภาระให้กับโครงสร้างบางจุดมากเกินไป, NO = โครงสร้างไม่ดี เกิดการเพิ่มภาระให้กับโครงสร้างบางจุดมากเกินไป, Yield = ค้ำยันที่กั้นการโก่งเดาะมีการคราก, Nonyield = ค้ำยันที่กั้นการโก่งเดาะไม่มีการคราก

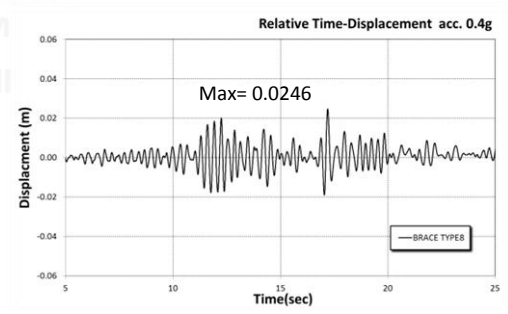
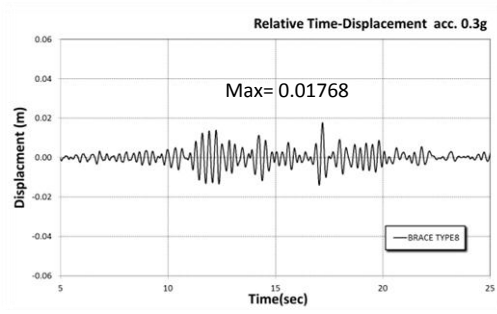
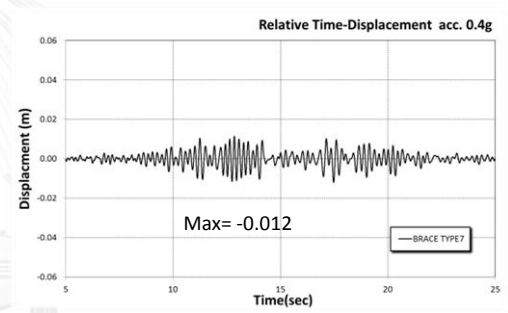
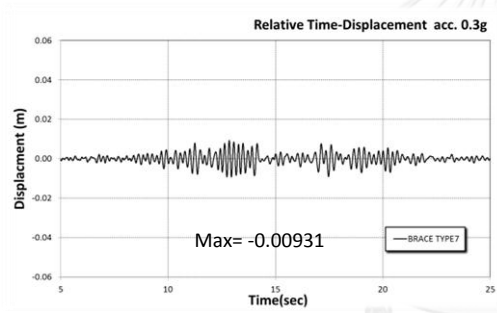
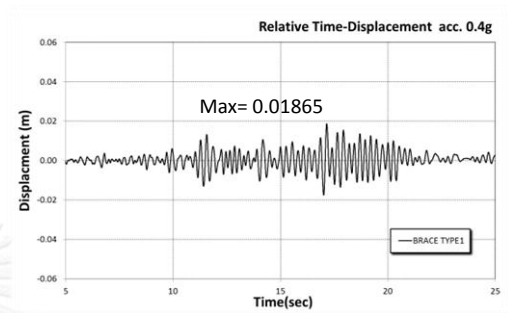
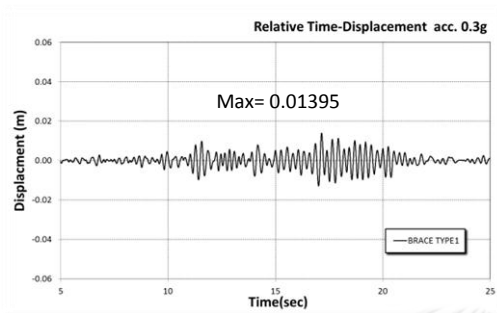
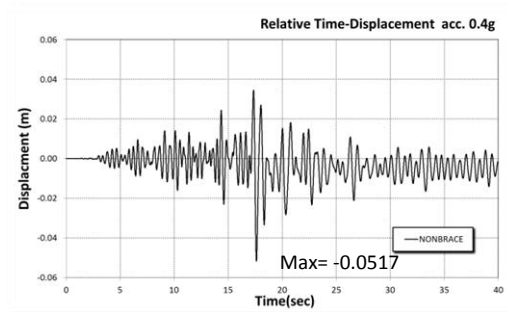
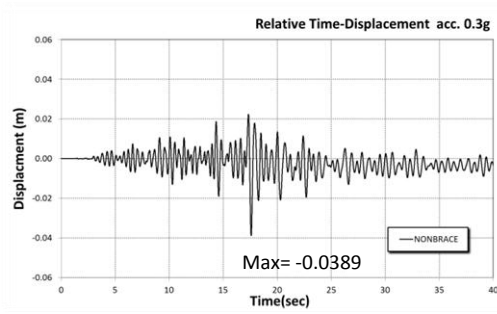
ผลของการเคลื่อนที่โดยการเปรียบเทียบผลของความเร่งและขนาด โดยพิจารณาหน้าตัดค้ำยันที่กั้นการโก่งเดาะ 70 ตร.ซม. แบบไม่มีค้ำยันและแบบมีค้ำยันแบบที่ 1,7 และ 8 วิเคราะห์ความสัมพันธ์ระหว่างการเคลื่อนที่และเวลาพบว่าการเคลื่อนที่ของสะพานโดยค้ำยันในแบบต่างๆ มีลักษณะที่แตกต่างกันด้วยคลื่นแม่จันความเร่งสูงสุด 0.3g ดังรูปที่ 5.26 ซึ่งแบบไม่มีค้ำยันจะมีการเคลื่อนที่สูงมากมีค่าเท่ากับ 0.0389 ม. และแบบที่ 7 จะมีการเคลื่อนที่น้อยสุดมีค่าเท่ากับ 0.01768 ม. เมื่อมีความเร่งเพิ่มขึ้นเป็น 0.4g และ 0.5g ดังรูปที่ 5.27 และ 5.28 ลักษณะการเคลื่อนที่ของสะพานจะคล้ายกันเพียงแต่มีระยะการเคลื่อนตัวเพิ่มขึ้น โดยความเร่ง 0.4g แบบไม่มีค้ำยันมีค่าเท่ากับ 0.0517 ม. แบบที่ 7 มีค่าเท่ากับ 0.012 ม. ความเร่ง 0.5g แบบไม่มีค้ำยันมีค่าเท่ากับ 0.0558 ม. แบบที่ 7 มีค่าเท่ากับ 0.0149 ม.

ความสัมพันธ์ระหว่างการเคลื่อนที่และเวลาของสะพานโดยไม่มีค้ำยันและแบบมีค้ำยันแบบที่ 1,7,8 ของคลื่นแม่สายความถี่สูงสุด 0.3g พบว่าการเคลื่อนที่ของสะพานโดยการค้ำยันในแบบต่างๆ มีลักษณะแตกต่างกันดังรูปที่ 5.29 ซึ่งแบบที่ไม่มีค้ำยันจะมีการเคลื่อนที่สูงมากมีค่าเท่ากับ 0.0351 ม. และแบบที่ 7 จะมีการเคลื่อนที่น้อยสุดมีค่าเท่ากับ 0.00773 ม. เมื่อมีความถี่เพิ่มขึ้นเป็น 0.4g และ 0.5g ดังรูปที่ 5.30 และ 5.31 ลักษณะการเคลื่อนที่ของสะพานจะคล้ายกันเพียงแต่มีระยะการเคลื่อนตัวเพิ่มขึ้น โดยความถี่ 0.4g แบบไม่มีค้ำยันมีค่าเท่ากับ 0.05 ม. แบบที่ 7 มีค่าเท่ากับ 0.0108 ม. ความถี่ 0.5g แบบไม่มีค้ำยันมีค่าเท่ากับ 0.0624 ม. แบบที่ 7 มีค่าเท่ากับ 0.013 ม.

ความสัมพันธ์ระหว่างการเคลื่อนที่และเวลาของสะพานโดยไม่มีค้ำยันและแบบมีค้ำยันแบบที่ 1,7 และ 8 ของคลื่นพะเยาความถี่สูงสุด 0.3g พบว่าการเคลื่อนที่ของสะพานโดยการค้ำยันในแบบต่างๆ มีลักษณะแตกต่างกันดังรูปที่ 5.32 ซึ่งแบบที่ไม่มีค้ำยันจะมีการเคลื่อนที่สูงมากมีค่าเท่ากับ 0.03216 ม. และแบบที่ 7 จะมีการเคลื่อนที่น้อยสุดมีค่าเท่ากับ 0.00868 ม. เมื่อมีความถี่เพิ่มขึ้นเป็น 0.4g และ 0.5g ดังรูปที่ 5.33 และ 5.34 ผลเป็นเช่นเดียวกับคลื่นแม่จันและแม่สายโดยความถี่ 0.4g แบบไม่มีค้ำยันมีค่าเท่ากับ 0.0266 ม. แบบที่ 7 มีค่าเท่ากับ 0.00686 ม. ความถี่ 0.5g แบบไม่มีค้ำยันมีค่าเท่ากับ 0.03216 ม. แบบที่ 7 มีค่าเท่ากับ 0.00868 ม.

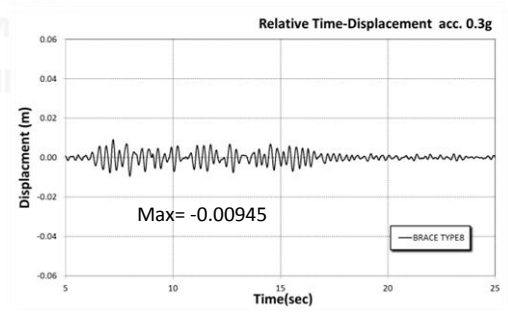
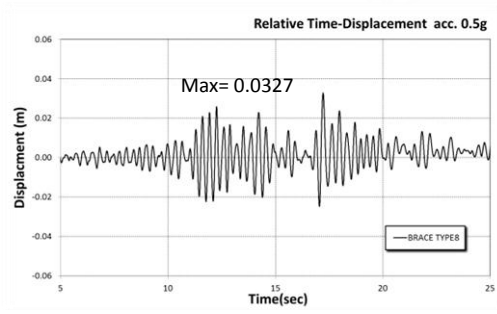
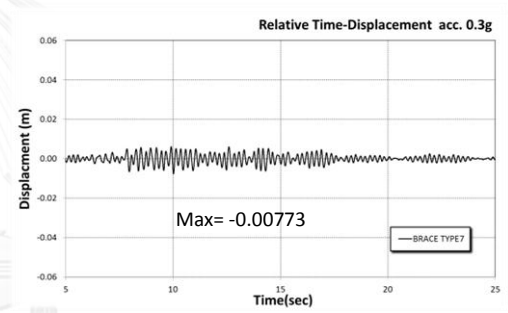
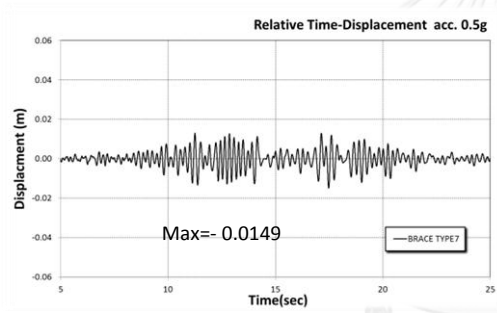
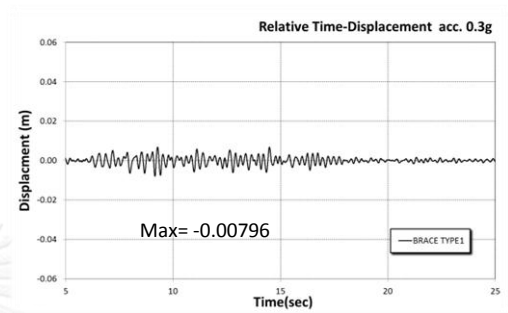
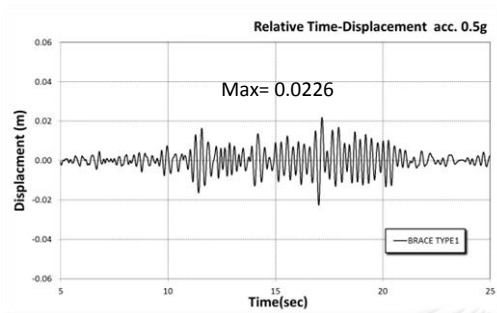
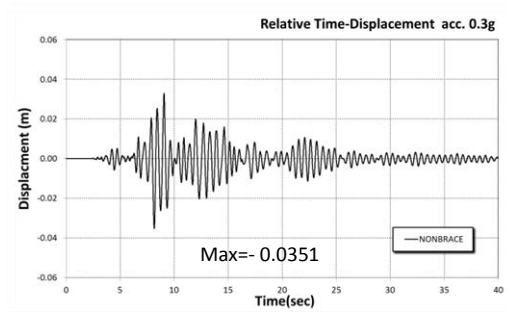
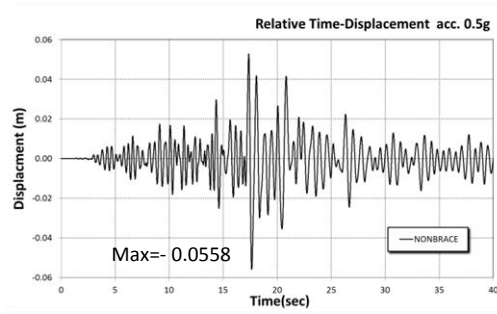
สรุปค่าการเคลื่อนที่สูงสุดในแต่ละรูปแบบได้ดังตารางที่ 5.2 การค้ำยันแบบที่แบบที่ 1 คลื่นแม่จันจะส่งผลต่อระบบโครงสร้างสะพานมากที่สุดเท่ากับ 22.6 มม. สาเหตุมาจากคาบธรรมชาติของสะพานมีผลกับค่าตอบสนองเชิงสเปกตรัม ร่องลงมาเป็นคลื่นแม่สาย คลื่นพะเยาส่งผลน้อยที่สุด ค้ำยันแบบที่ 7 และ 8 ก็ให้ผลเช่นกัน โดยมีระยะเคลื่อนที่มากที่สุด 14.9 มม. และ 32.7 มม. ตามลำดับ สามารถเรียงลำดับความแข็งแรงของสะพานได้ดังนี้ อันดับแรกการค้ำยันแบบที่ 7 อันดับสองเป็นค้ำยันแบบที่ 1 อันดับสามเป็นค้ำยันแบบที่ 8 ดังนั้นการเคลื่อนที่ของโครงสร้างจะมากหรือน้อยขึ้นอยู่กับผลของคาบธรรมชาติของสะพานในแต่ละแบบว่ามีผลกับค่าตอบสนองเชิงสเปกตรัมมากน้อยแค่ไหน





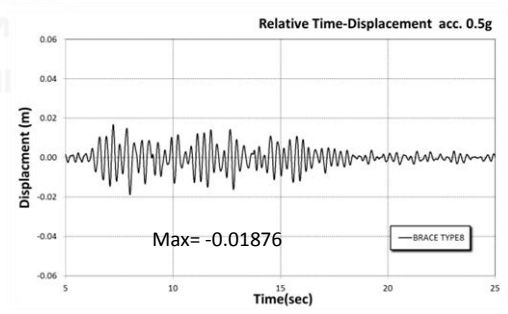
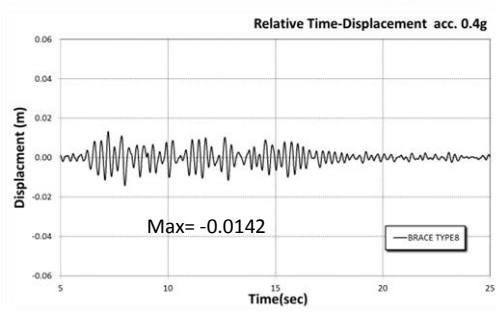
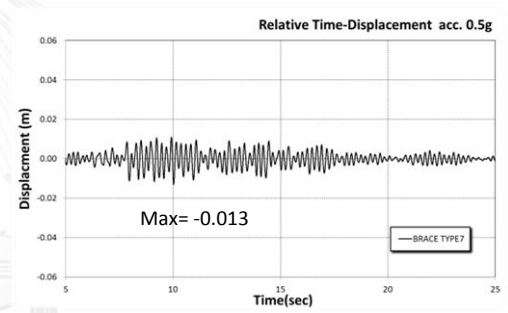
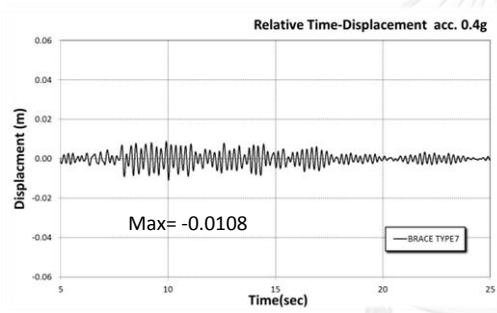
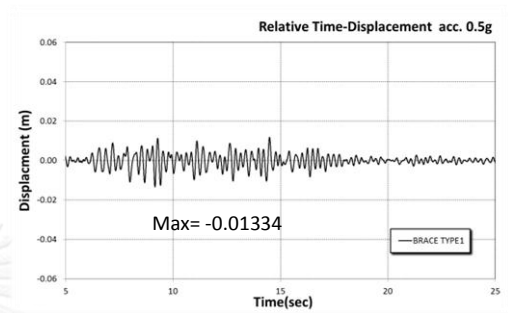
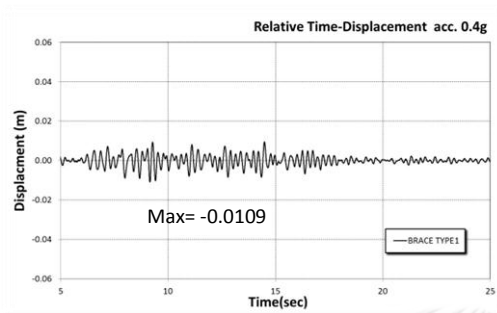
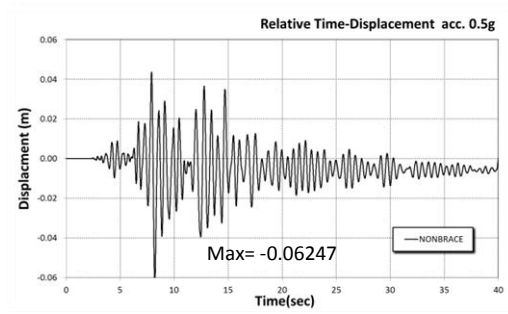
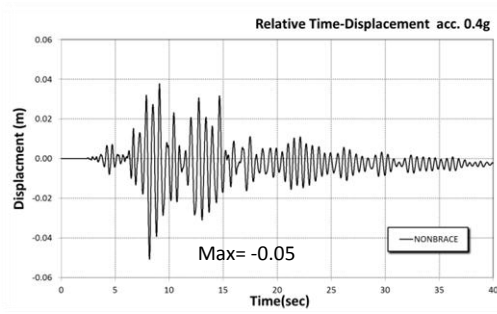
รูปที่ 5. 26 ความสัมพันธ์ระหว่างการเคลื่อนที่และเวลา ของการไม่ค้ำยันและค้ำยันแบบที่ 1,7 และ 8 (คลื่นแม่จัน 0.3g)

รูปที่ 5. 27 ความสัมพันธ์ระหว่างการเคลื่อนที่และเวลา ของการไม่ค้ำยันและค้ำยันแบบที่ 1,7 และ 8 (คลื่นแม่จัน 0.4g)



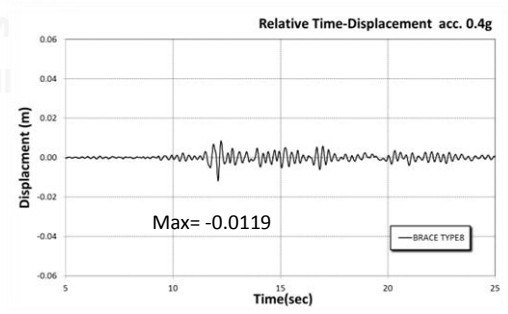
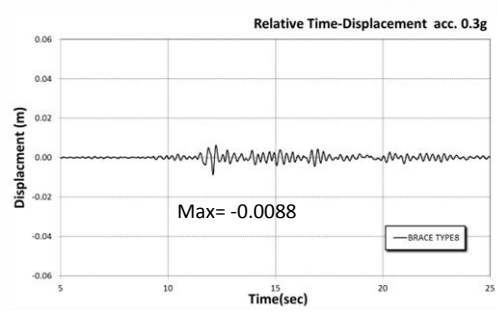
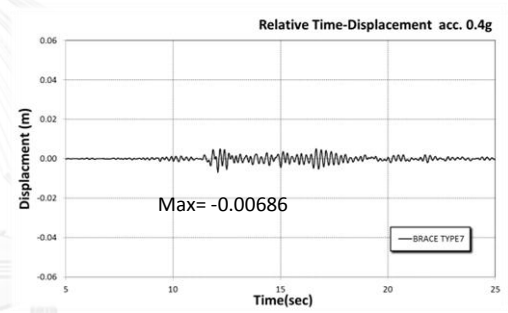
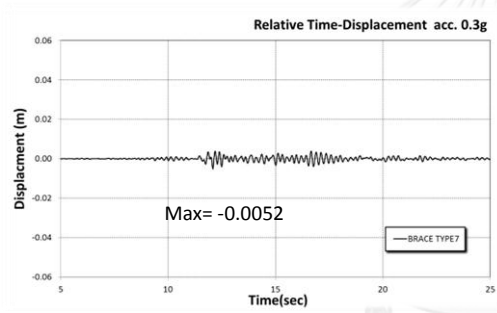
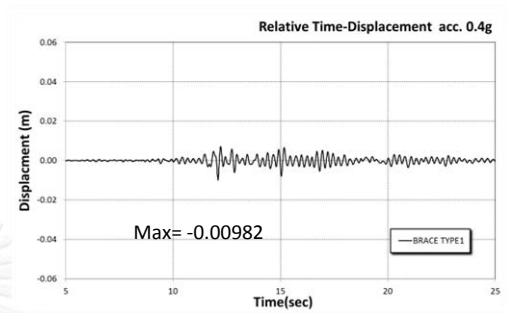
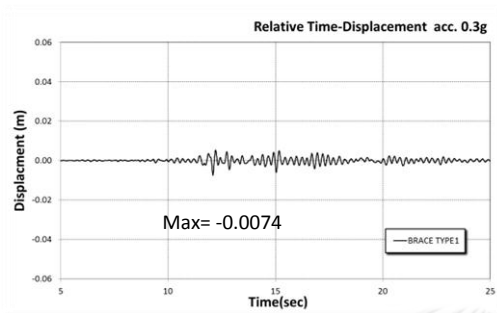
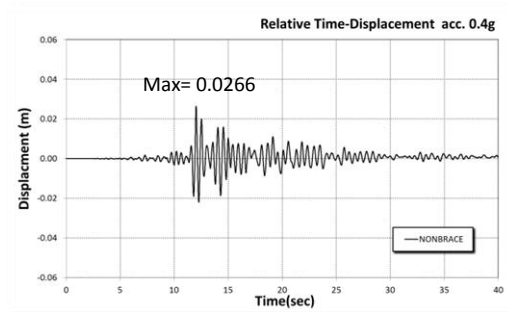
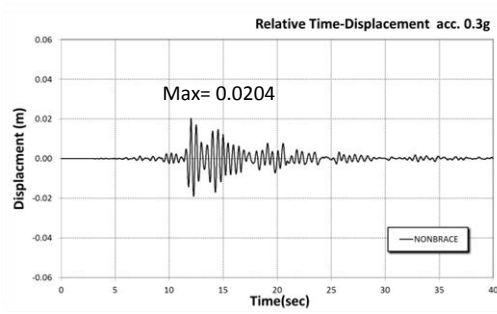
รูปที่ 5. 28 ความสัมพันธ์ระหว่างการเคลื่อนที่และเวลา ของการไม่ค้ำยันและค้ำยันแบบที่ 1,7 และ 8 (คลื่นแม่จัน 0.5g)

รูปที่ 5. 29 ความสัมพันธ์ระหว่างการเคลื่อนที่และเวลา ของการไม่ค้ำยันและค้ำยันแบบที่ 1,7 และ 8 (คลื่นแม่สาย 0.3g)



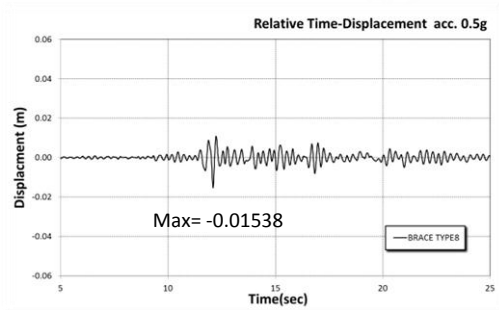
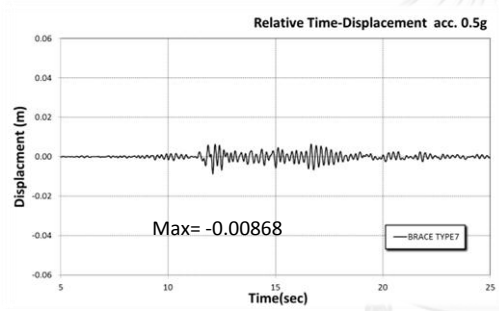
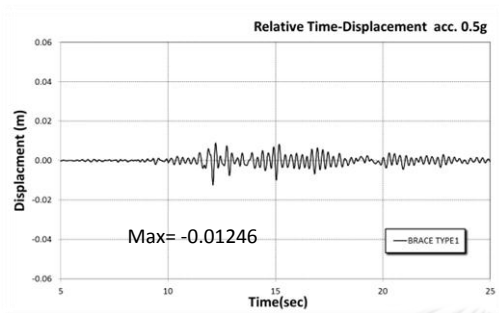
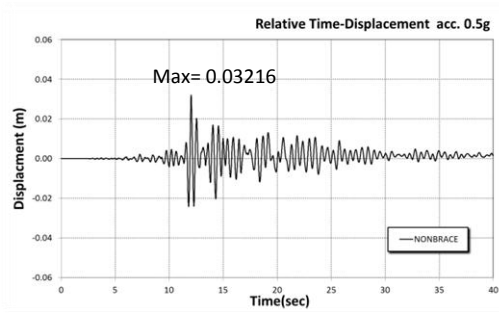
รูปที่ 5. 30 ความสัมพันธ์ระหว่างการเคลื่อนที่และเวลา ของการไม่ค้ำยันและค้ำยันแบบที่ 1,7 และ 8 (คลื่นแม่สาย 0.4g)

รูปที่ 5. 31 ความสัมพันธ์ระหว่างการเคลื่อนที่และเวลา ของการไม่ค้ำยันและค้ำยันแบบที่ 1,7 และ 8 (คลื่นแม่สาย 0.5g)



รูปที่ 5. 32 ความสัมพันธ์ระหว่างการเคลื่อนที่และเวลา ของการไม่ค้ำยันและค้ำยันแบบที่ 1,7 และ 8 (คลื่นพะเยา 0.3g)

รูปที่ 5. 33 ความสัมพันธ์ระหว่างการเคลื่อนที่และเวลา ของการไม่ค้ำยันและค้ำยันแบบที่ 1,7 และ 8 (คลื่นพะเยา 0.4g)



รูปที่ 5. 34 ความสัมพันธ์ระหว่างการเคลื่อนที่และเวลา ของการไม่ค้ำยันและค้ำยันแบบที่ 1,7 และ 8 (คลื่นพะเยา 0.5g)

ตารางที่ 5. 2 สรุปค่าการเคลื่อนที่สูงสุดในแต่ละแบบการค้ำยันและความเร่งสูงสุดในแต่ละคลื่น

GM	TYPE	Displacement Max(mm.)		
		Acc.0.3g	Acc.0.4g	Acc.0.5g
แม่จัน	Without BRB	38.90	51.70	55.80
	BRB Type1	13.95	18.65	22.60
	BRB Type7	9.31	12.00	14.90
	BRB Type8	17.68	24.60	32.70
แม่สาย	Without BRB	35.10	50.00	62.47
	BRB Type1	7.96	10.90	13.34
	BRB Type7	7.73	10.80	13.00
	BRB Type8	9.45	14.20	18.76
พะเยา	Without BRB	20.40	26.60	32.16
	BRB Type1	7.40	9.82	12.46
	BRB Type7	5.20	6.86	8.68
	BRB Type8	8.80	11.90	15.38

ดังนั้นสามารถสรุปความสัมพันธ์ของโครงสร้างสะพานในอีกรูปแบบ เป็นความสัมพันธ์ของชั้นส่วนที่แต่ละความสูงของสะพานกับค่าความโค้งในแต่ละรูปแบบการค้ำยันที่เสาต้นแรก ต้นที่สอง ต้นที่สาม คานค้ำยัน และบอกจุดครากของชั้นส่วน ในเสาจะบอกตามตำแหน่งสามชั้นส่วน ชั้นส่วนแรกคือที่โคนเสา ชั้นส่วนที่สองคือกลางเสาใต้คานค้ำยัน และชั้นส่วนที่สามคือที่หัวเสา ในคานค้ำยันบอกตำแหน่งสามชั้นส่วน ชั้นส่วนแรกคือที่ด้านขวาของเสาต้นแรก ชั้นส่วนที่สองคือที่ด้านขวาของเสาต้นที่สอง และชั้นส่วนที่สามคือที่ด้านขวาของเสาต้นที่สาม จุดครากของเสามีค่าความโค้งเท่ากับ 0.0095 ของคานค้ำยันมีค่า 0.0075 ผลของคลื่นแม่จันความเร่งสูงสุด 0.3g ค่าความโค้งในเสาแต่ละต้นโดยการค้ำยันแบบต่างๆ ผลของเสาต้นแรก การไม่มีค้ำยัน ที่โคนเสาค่าความโค้งมีค่าเท่ากับ 0.0103 เลยจุดคราก ค้ำยันแบบอื่นๆ ที่ชั้นส่วนอื่นยังไม่ถึงจุดครากดังรูป 5.35 (ก) ที่เสาต้นที่สองให้ผลเช่นเดียวกับต้นแรกที่โคนเสามีค่าความโค้งเท่ากับ 0.0121 เลยจุดคราก ดังรูปที่ 5.35 (ข) ในเสาต้นที่สาม การไม่มีค้ำยัน ที่โคนเสามีค่าความโค้งเท่ากับ 0.0106 และหัวเสาค่าความโค้งเท่ากับ 0.011 เลยจุดคราก ดังรูปที่ 5.35 (ค) ในคานค้ำยัน การไม่มีค้ำยัน ค่าความโค้งถึงจุดครากทั้งสามชั้นส่วน ชั้นส่วนแรกมีค่าเท่ากับ 0.0402 ชั้นส่วนที่สองมีค่าเท่ากับ 0.0283 ชั้นส่วนที่สามมีค่าเท่ากับ 0.0289 ในการค้ำยันแบบที่ 1 ยังไม่มีการคราก ในการค้ำยันแบบที่ 7 มีการครากที่ชั้นส่วนแรกมีค่าความโค้ง

เท่ากับ 0.0093 และในค้ำยันแบบที่ 8 มีการครากในชั้นส่วนที่สองมีค่าความโค้งเท่ากับ 0.0126 และชั้นส่วนที่สามมีค่าเท่ากับ 0.0081 ดังรูปที่ 5.35 (ง)

ผลของคลื่นแม่จันความเร่งสูงสุด 0.4g ค่าความโค้งในเสาแต่ละต้นโดยการค้ำยันแบบต่างๆ ผลของเสาต้นแรก การไม่มีค้ำยัน ที่โคนเสามีค่าความโค้งเท่ากับ 0.0442 และหัวเสามีค่าความโค้งเท่ากับ 0.0105 เลยจุดคราก ค้ำยันแบบอื่นๆ ที่ชั้นส่วนอื่นยังไม่ถึงจุดครากดังรูป 5.36 (ก) ที่เสาต้นที่สอง การไม่มีค้ำยัน ที่โคนเสามีค่าความโค้งเท่ากับ 0.0223 และกลางเสามีค่าความโค้งเท่ากับ 0.0114 เลยจุดคราก ค้ำยันแบบอื่นๆ ที่ชั้นส่วนอื่นยังไม่ถึงจุดครากดังรูป 5.36 (ข) ในเสาต้นที่สาม การไม่มีค้ำยัน ที่โคนเสามีค่าความโค้งเท่ากับ 0.0177 และหัวเสามีค่าความโค้งเท่ากับ 0.0176 เลยจุดคราก ในการค้ำยันแบบที่ 8 มีการครากที่ชั้นส่วนที่สามค่าความโค้งเท่ากับ 0.0132 ดังรูปที่ 5.36 (ค) ในคานค้ำยัน การไม่มีค้ำยัน ค่าความโค้งถึงจุดครากทั้งสามชั้นส่วน การค้ำยันแบบที่ 1 ชั้นส่วนที่ 1 มีค่าความโค้งเท่ากับ 0.0085 และชั้นส่วนที่ 3 มีค่าความโค้งเท่ากับ 0.0123 เลยจุดคราก การค้ำยันแบบที่ 7 ชั้นส่วนที่ 1 มีค่าความโค้งเท่ากับ 0.0159 และชั้นส่วนที่ 2 มีค่าความโค้งเท่ากับ 0.0088 เลยจุดคราก การค้ำยันแบบที่ 8 ชั้นส่วนที่ 1 มีค่าความโค้งเท่ากับ 0.009 ชั้นส่วนที่ 2 มีค่าความโค้งเท่ากับ 0.0227 และชั้นส่วนที่ 3 มีค่าความโค้งเท่ากับ 0.0186 เลยจุดคราก ดังรูปที่ 5.36 (ง)

ผลของคลื่นแม่จันความเร่งสูงสุด 0.5g ค่าความโค้งในเสาแต่ละต้นโดยการค้ำยันแบบต่างๆ ผลของเสาต้นแรก การไม่มีค้ำยัน ที่โคนเสามีค่าความโค้งเท่ากับ 0.0559 และหัวเสามีค่าความโค้งเท่ากับ 0.0305 เลยจุดคราก ค้ำยันแบบที่ 8 ชั้นส่วนแรกเลยจุดครากมีค่าความโค้งเท่ากับ 0.0201 ดังรูป 5.37 (ก) ที่เสาต้นที่สอง การไม่มีค้ำยัน ทั้งสามชั้นส่วนค่าความโค้งเลยจุดคราก ค้ำยันแบบที่ 8 ชั้นส่วนแรกมีค่าความโค้งเท่ากับ 0.0173 และชั้นส่วนที่สองมีค่าความโค้งเท่ากับ 0.012 เลยจุดคราก ดังรูป 5.37 (ข) ในเสาต้นที่สาม การไม่มีค้ำยัน ที่โคนเสามีค่าความโค้งเท่ากับ 0.0202 และหัวเสามีค่าความโค้ง 0.0259 เลยจุดคราก ในการค้ำยันแบบที่ 1 มีการครากที่ชั้นส่วนที่สามมีค่าความโค้งเท่ากับ 0.0101 และค้ำยันแบบที่ 8 ชั้นส่วนที่ 3 มีค่าความโค้งเท่ากับ 0.0221 ดังรูปที่ 5.37 (ค) ในคานค้ำยัน การไม่มีค้ำยันและค้ำยัน ค่าความโค้งถึงจุดครากทั้งสามชั้นส่วน ดังรูปที่ 5.37 (ง)

ผลของคลื่นแม่สายความเร่งสูงสุด 0.3g ค่าความโค้งในเสาแต่ละต้นโดยการค้ำยันแบบต่างๆ ผลของเสาต้นแรก การไม่มีค้ำยัน ที่หัวเสามีค่าความโค้งเลยจุดคราก ค้ำยันแบบอื่นๆ ที่ชั้นส่วนอื่นยังไม่

ถึงจุดครากดังรูป 5.38 (ก) ที่เสาดันที่สอง การไม่มีค้ำยัน ที่โคนเสาและหัวเสาค่าความโค้งเลยจุดคราก ค้ำยันแบบอื่นๆ ที่ขึ้นส่วนอื่นยังไม่ถึงจุดครากดังรูป 5.38 (ข) ในเสาดันที่สาม ให้ผลเช่นเดียวกับตัน สอง ดังรูปที่ 5.38 (ค) ในคานค้ำยัน การไม่มีค้ำยัน ค่าความโค้งถึงจุดครากทั้งสามขึ้นส่วน ค้ำยันแบบ อื่นๆ ที่ขึ้นส่วนอื่นยังไม่ถึงจุดครากดังรูป 5.38 (ง)

ผลของคลื่นแม่สายความเร่งสูงสุด 0.4g ค่าความโค้งในเสาแต่ละต้นโดยการค้ำยันแบบต่างๆ ผลของเสาดันแรก การไม่มีค้ำยัน ที่โคนเสาและหัวเสาค่าความโค้งเลยจุดคราก ค้ำยันแบบอื่นๆ ที่ ขึ้นส่วนอื่นยังไม่ถึงจุดครากดังรูป 5.39 (ก) ที่เสาดันที่สอง การไม่มีค้ำยัน ทั้งสามขึ้นส่วนค่าความโค้ง เลยจุดคราก ค้ำยันแบบอื่นๆ ที่ขึ้นส่วนอื่นยังไม่ถึงจุดครากดังรูป 5.39 (ข) ในเสาดันที่สาม การไม่มีค้ำ ยัน ที่โคนเสาและหัวเสาค่าความโค้งถึงจุดคราก ในการค้ำยันแบบที่ 8 มีการครากที่หัวเสา ดังรูปที่ 5.39 (ค) ในคานค้ำยัน การไม่มีค้ำยัน ค่าความโค้งถึงจุดครากทั้งสามขึ้นส่วน ในการค้ำยันแบบที่ 7 ขึ้นส่วนที่ 1 ค่าความโค้งถึงจุดคราก ดังรูป 5.39 (ง)

ผลของคลื่นแม่สายความเร่งสูงสุด 0.5g ค่าความโค้งในเสาแต่ละต้นโดยการค้ำยันแบบต่างๆ ผลของเสาดันแรก การไม่มีค้ำยัน ที่โคนเสาและหัวเสาค่าความโค้งเลยจุดคราก ค้ำยันแบบอื่นๆ ที่ ขึ้นส่วนอื่นยังไม่ถึงจุดครากดังรูป 5.40 (ก) ที่เสาดันที่สอง การไม่มีค้ำยัน ทั้งสามขึ้นส่วนค่าความโค้ง เลยจุดคราก ค้ำยันแบบอื่นๆ ที่ขึ้นส่วนอื่นยังไม่ถึงจุดครากดังรูป 5.40 (ข) ในเสาดันที่สาม การไม่มีค้ำ ยัน ที่โคนเสาและหัวเสาค่าความโค้งถึงจุดคราก ในการค้ำยันแบบที่ 8 มีการครากที่หัวเสา ดังรูปที่ 5.40 (ค) ในคานค้ำยัน การไม่มีค้ำยัน ค่าความโค้งถึงจุดครากทั้งสามขึ้นส่วน ในการค้ำยันแบบที่ 7 ขึ้นส่วนที่ 1 และ 2 ค่าความโค้งถึงจุดคราก การค้ำยันแบบที่ 8 ทั้งสามขึ้นส่วน ค่าความโค้งถึงจุด คราก ดังรูป 5.40 (ง)

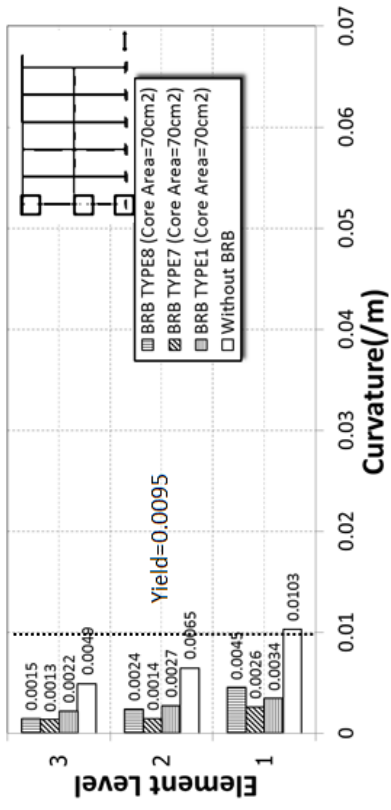
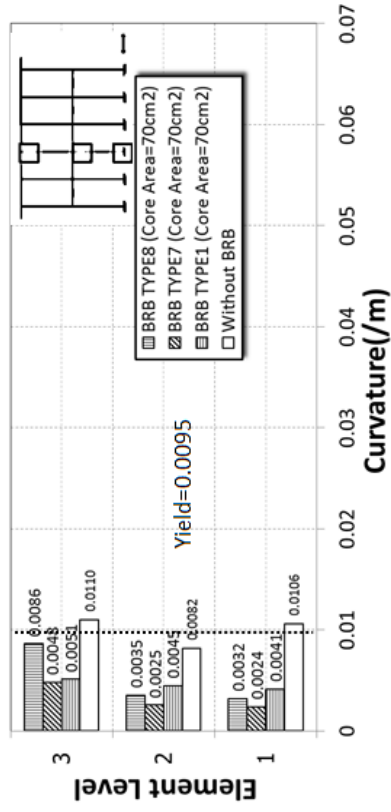
ผลของคลื่นพะเยาแสดงเฉพาะความเร่งสูงสุด 0.5g เนื่องจากผลของค่าความโค้งของ 0.3g และ 0.4g มีค่าน้อยมากและผลมีค่าแนวโน้มเช่นเดียวกันกับคลื่นแม่จันและแม่สาย ผลค่าความโค้งใน เสาแต่ละต้นโดยการค้ำยันแบบต่างๆ ผลของเสาดันแรก การไม่มีค้ำยันและการค้ำยันแบบอื่นๆ ที่ ขึ้นส่วนอื่นยังไม่ถึงจุดครากดังรูป 5.41 (ก) ที่เสาดันที่สอง การไม่มีค้ำยัน ที่หัวเสาค่าความโค้งเลยจุด คราก ค้ำยันแบบอื่นๆ ที่ขึ้นส่วนอื่นยังไม่ถึงจุดคราก ดังรูปที่ 5.41 (ข) ในเสาดันที่สาม ให้ผล



เช่นเดียวกับต้นสอง ดังรูปที่ 5.41 (ค) ในคานค้ำยัน การไม่ค้ำยัน ค่าความโค้งถึงจุดครากทั้งสาม  
ชั้นส่วน ค้ำยันแบบอื่นๆ ที่ชั้นส่วนอื่นยังไม่ถึงจุดครากดังรูปที่ 5.41 (ง)

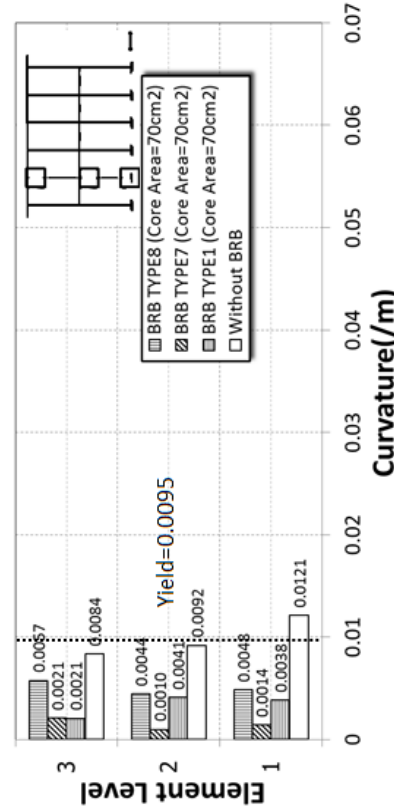
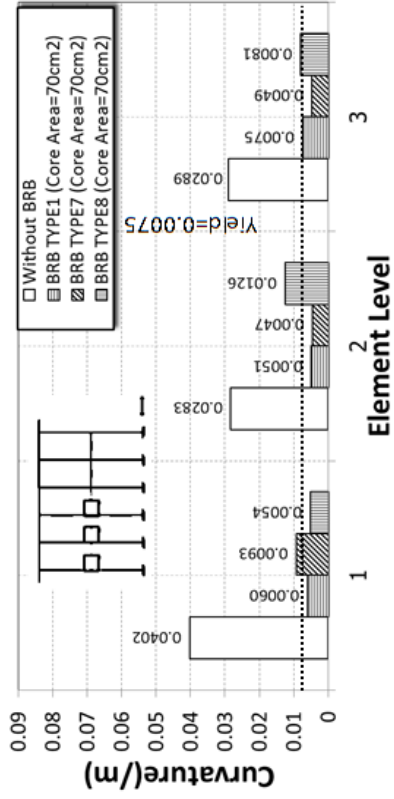
จากการวิเคราะห์จะเห็นว่าคลื่นแม่สายและคลื่นพะเยาส่งผลต่อการค้ำยันแบบต่างๆ น้อย  
ดังนั้นในการวิเคราะห์ขั้นต่อไปจะใช้เพียงคลื่นแม่จันเป็นเกณฑ์ในการวิเคราะห์





(ก)

(ข)

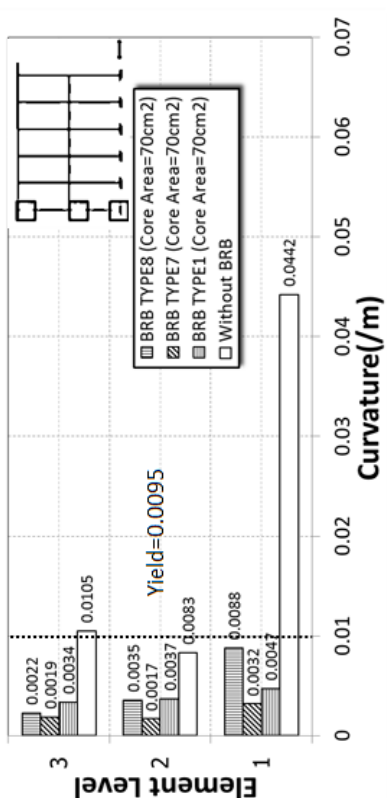
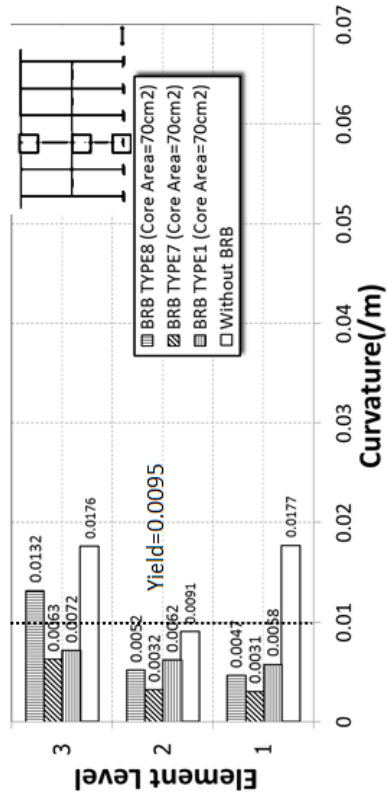


(ค)

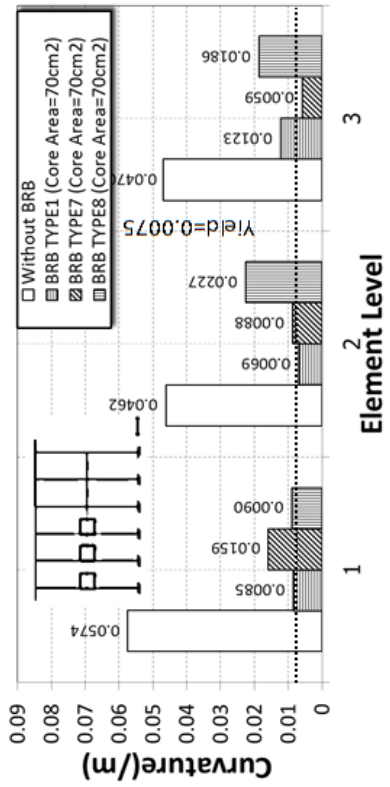
(ง)

รูปที่ 5. 35 ความสัมพันธ์ระหว่างชิ้นส่วนและความโค้งในชิ้นส่วนของการไม่ค้ำยันและค้ำยันแบบที่ 1, 7 และ 8 A= 70 ตร.ซม.

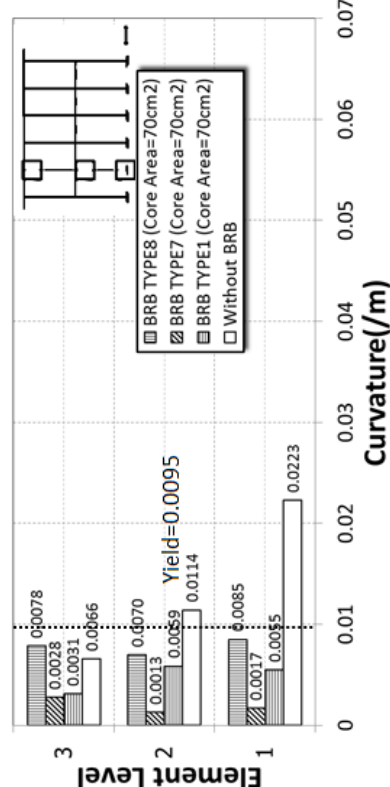
(คลื่นแม่จัน 0.3g ก.) เสาค้นแรก ข.) เสาค้นที่สอง ค.) เสาค้นสาม ง.) คานค้ำยัน



(ค)



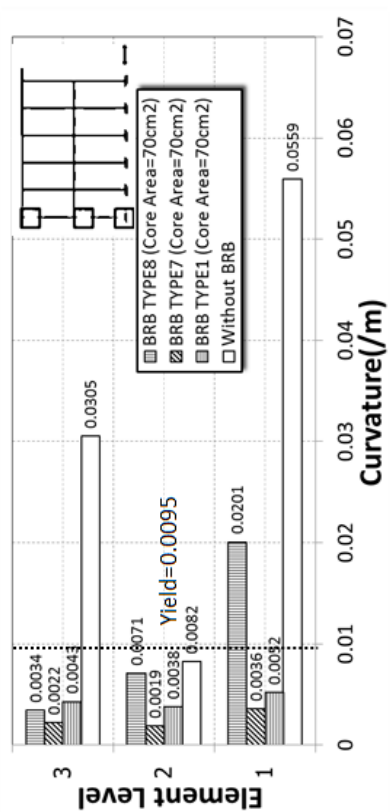
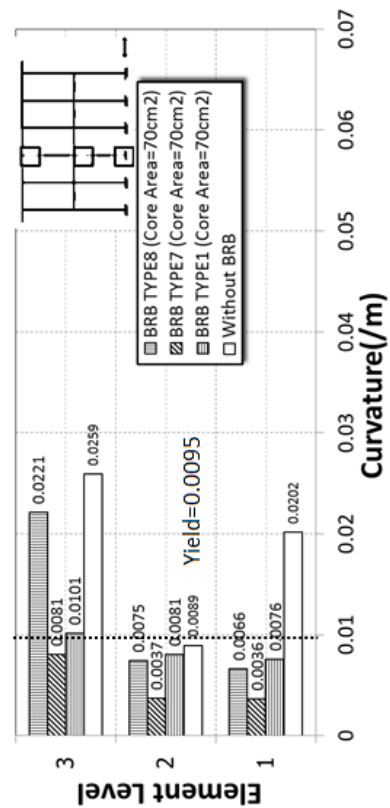
(ง)



(จ)

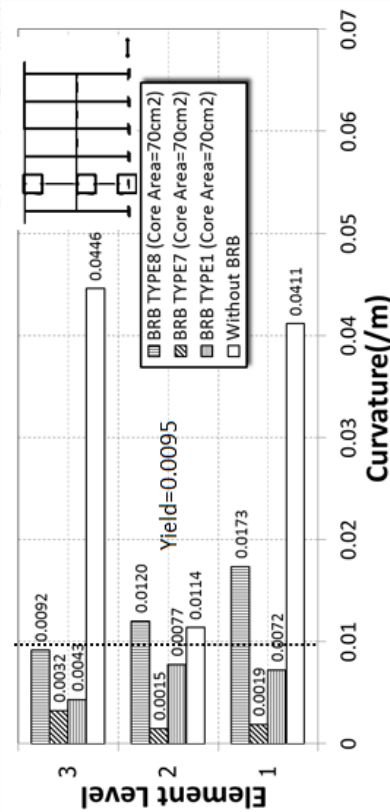
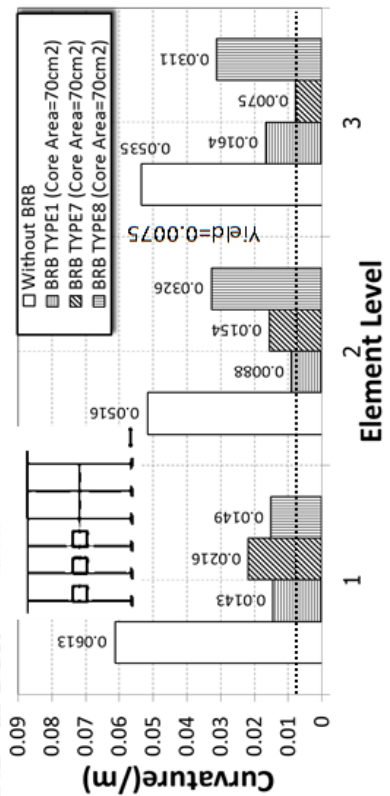
รูปที่ 5. 36 ความสัมพันธ์ระหว่างชิ้นส่วนและความโค้งในชิ้นส่วนของท่อน้ำค้ำยันและค้ำยันแบบที่ 1, 7 และ 8 A= 70 ตร.ซม.

(คลื่นแม่เหล็ก 0.4g) ก.) เสาค้ำยันแรก ข.) เสาค้ำยันที่สอง ค.) เสาค้ำยันสาม ง.) คานค้ำยัน



(ก)

(ข)

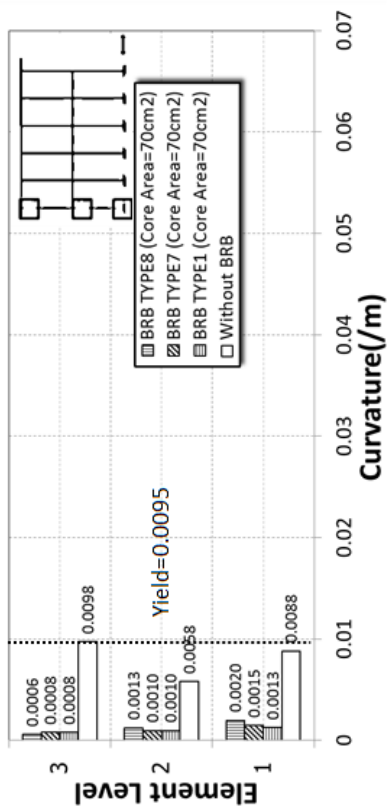
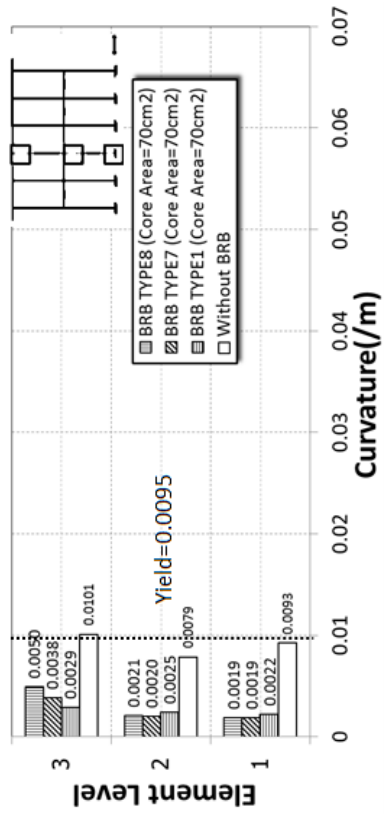


(ค)

(ง)

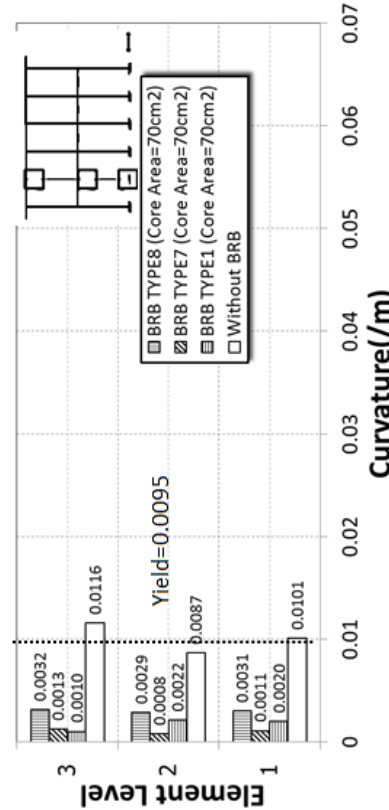
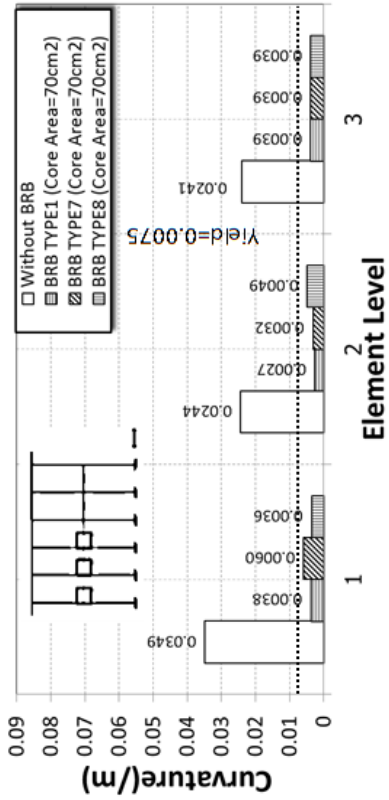
รูปที่ 5. 37 ความสัมพันธ์ระหว่างชิ้นส่วนและความโค้งในชิ้นส่วนของการไม่ค้ำยันและค้ำยันแบบที่ 1, 7 และ 8 A= 70 ตร.ซม.

(คลื่นแม่จัน 0.5g) ก.) เสาคันแรก ข.) เสาคันที่สอง ค.) เสาคันสาม ง.) คานค้ำยัน



(ก)

(ข)

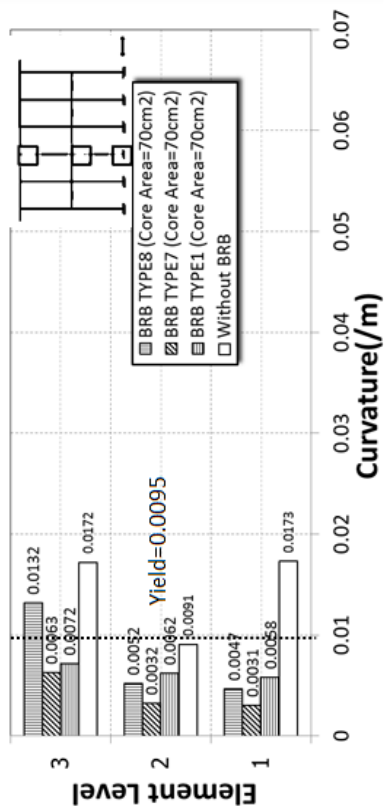


(ค)

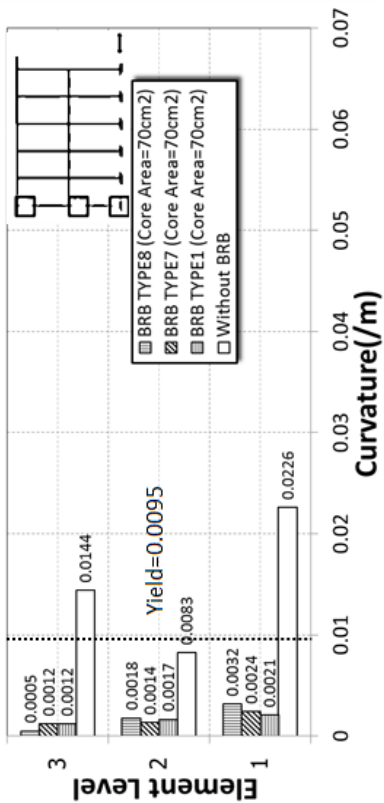
(ง)

รูปที่ 5. 38 ความสัมพันธ์ระหว่างชิ้นส่วนและความโค้งในชิ้นส่วนของการไม่ค้ำยันและค้ำยันแบบที่ 1, 7 และ 8 A= 70 ตร.ซม.

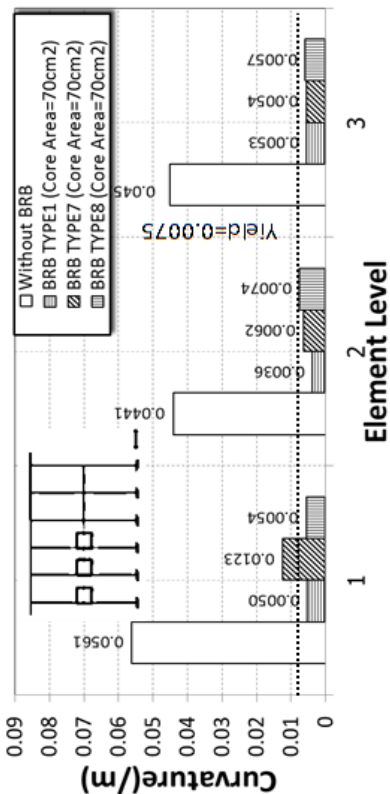
(คลื่นแม่สาย 0.3g) ก.) เสาคันแรก ข.) เสาคันที่สอง ค.) เสาคันสาม ง.) คานค้ำยัน



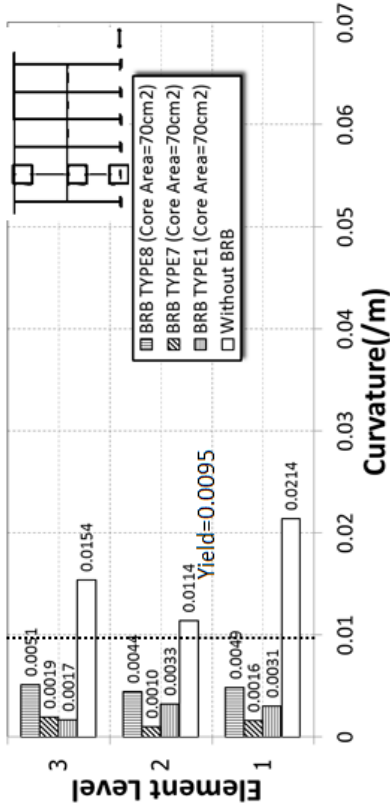
(ค)



(ก)



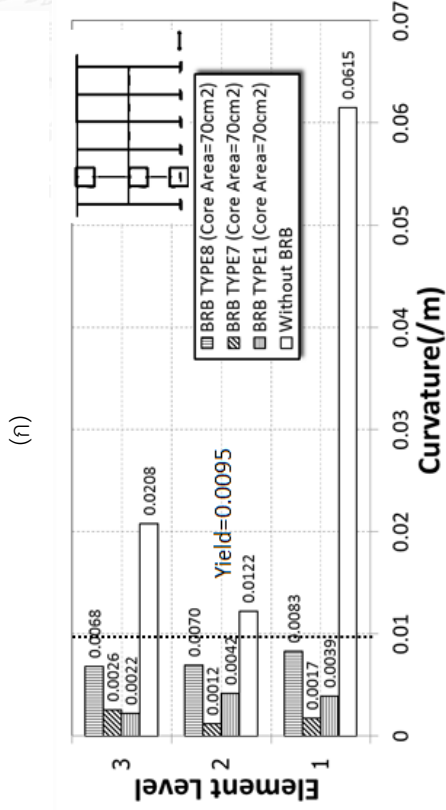
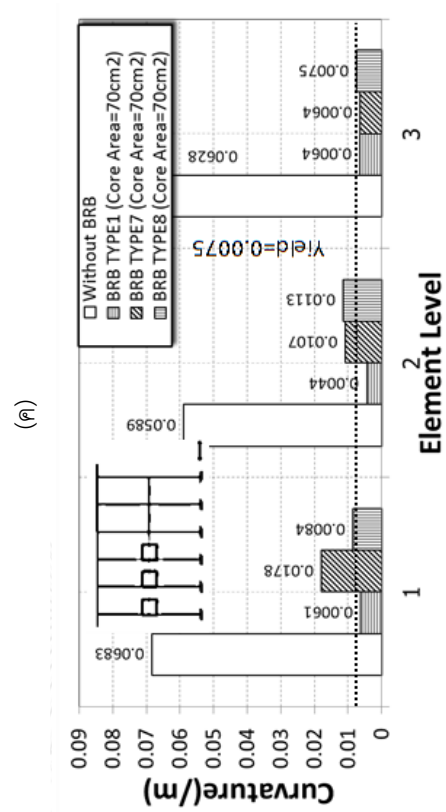
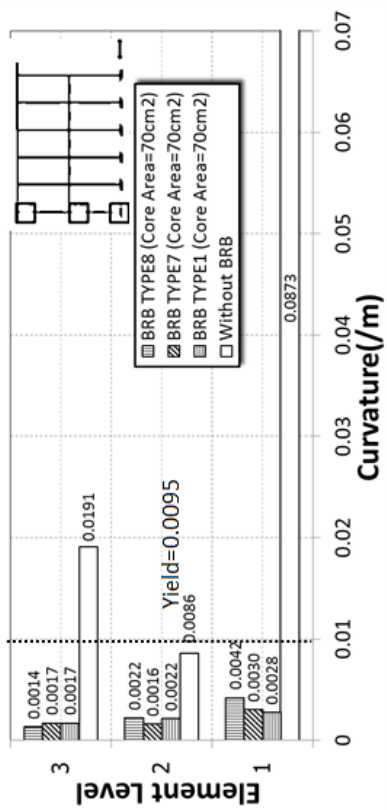
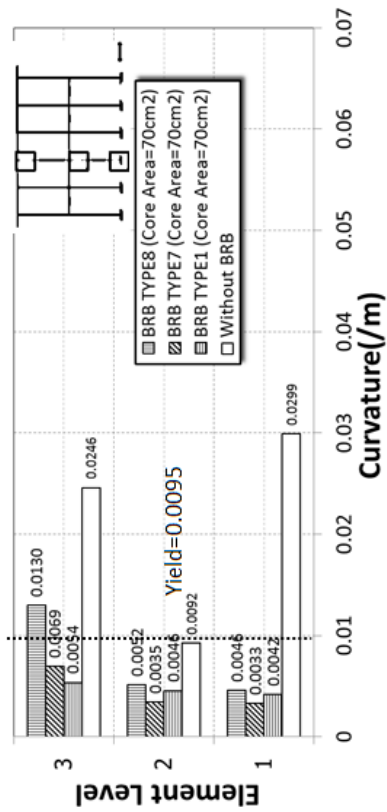
(ง)



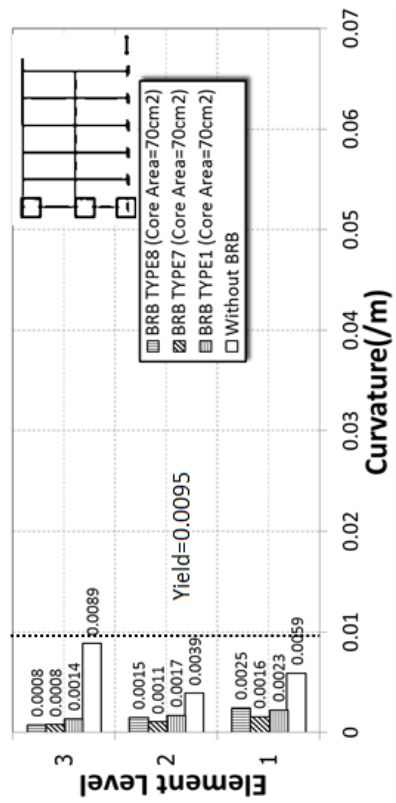
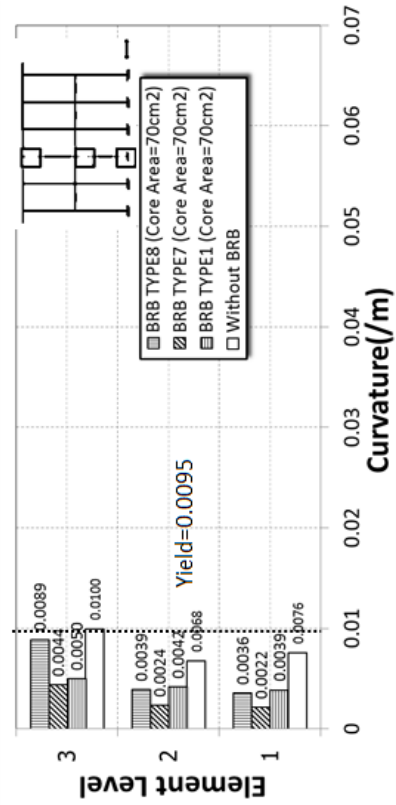
(ข)

รูปที่ 5. 39 ความสัมพันธ์ระหว่างชิ้นส่วนและความโค้งในชิ้นส่วนของคอลัมน์และค้ำยันแบบที่ 1, 7 และ 8 A= 70 ตร.ซม.

(คลื่นแม่สาย 0.4g ก.) เสาค้นแรก ข.) เสาค้นที่สอง ค.) เสาค้นสาม ง.) คานค้ำยัน

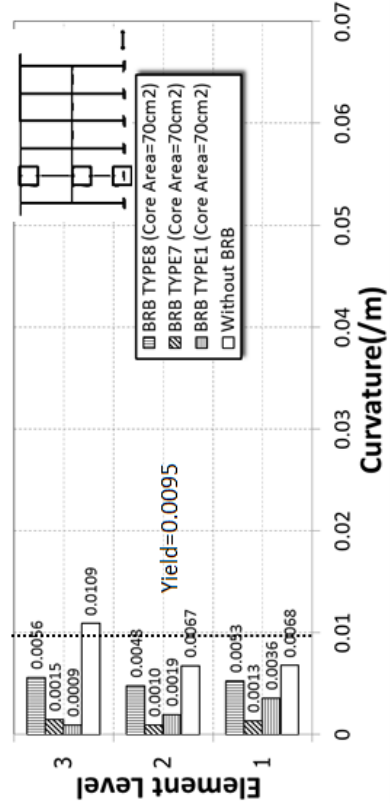
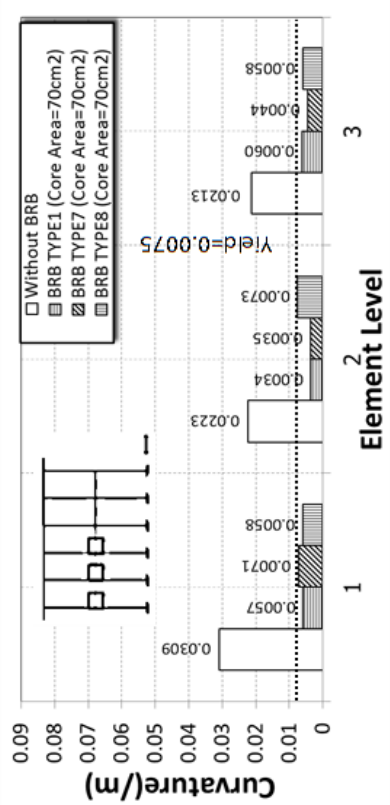


รูปที่ 5. 40 ความสัมพันธ์ระหว่างชิ้นส่วนและความโค้งในชิ้นส่วนของการไม่ค้ำยันและค้ำยันแบบที่ 1, 7 และ 8 A= 70 ตร.ซม.  
(คลื่นแม่สาย 0.5g) ก.) เสาค้นแรก ข.) เสาค้นที่สอง ค.) เสาค้นสาม ง.) คานค้ำยัน



(ก)

(ข)



(ค)

(ง)

รูปที่ 5. 41 ความสัมพันธ์ระหว่างชิ้นส่วนและความโค้งในชิ้นส่วนของการไม่ค้ำยันและค้ำยันแบบที่ 1, 7 และ 8 A= 70 ตร.ซม.

(คลื่นทะเลยา 0.5g) ก.) เสาค้นแรก ข.) เสาค้นที่สอง ค.) เสาค้นสาม ง.) คานค้ำยัน

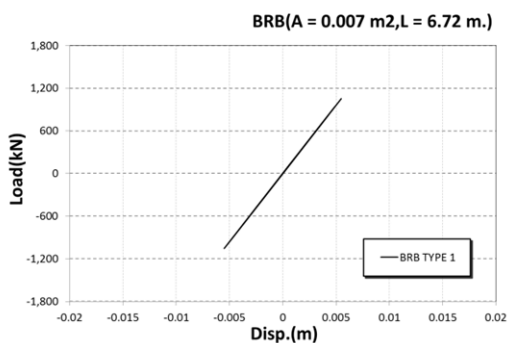


### 5.1.2 ผลการวิเคราะห์พฤติกรรมในค้ำยันที่กันการโก่งเดาะ

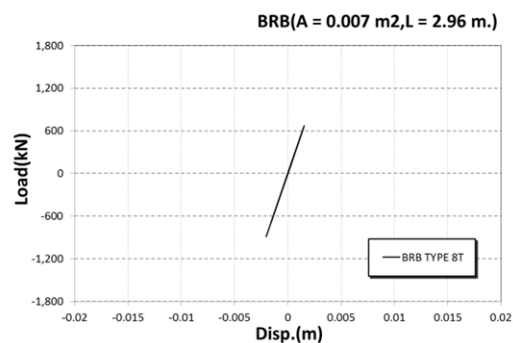
จากการวิเคราะห์พฤติกรรมความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำและการเคลื่อนที่โดยแรงคลื่นแผ่นดินไหวแม่จันที่ความเร่งสูงสุด 0.3g ค้ำยันที่กันการโก่งเดาะมีขนาดหน้าตัด 70 ตร.ซม. เท่ากันทุกแบบ ผลของค้ำยันในแบบที่ 1 มีแรงกระทำและมีระยะการเคลื่อนที่มากที่สุดเทียบกับแบบอื่นๆ แต่ยังไม่เกิดการครากดังรูปที่ 5.42 ผลของค้ำยันในแบบที่ 7 ที่ค้ำยัน 7T และ 7B มีแรงกระทำและมีระยะการเคลื่อนที่น้อยและยังไม่เกิดการครากดังรูปที่ 5.43 และ 5.44 ผลของค้ำยันในแบบที่ 8 ที่ค้ำยัน 8T มีแรงกระทำและมีระยะการเคลื่อนที่น้อยและยังไม่เกิดการครากดังรูปที่ 5.45 ที่ค้ำยัน 8B มีแรงกระทำมากแต่มีระยะการเคลื่อนที่น้อยและยังไม่เกิดการครากดังรูปที่ 5.46 แต่ทั้งนี้ค้ำยันที่กันการโก่งเดาะในแต่ละแบบมีความยาวไม่เท่ากัน ผลของการทำงานควรจะพิจารณาจากอัตราส่วนการเคลื่อนที่สูงสุดต่อความยาวค้ำยัน ดังนั้นแบบที่ 1 มีค่าเท่ากับ 0.0008 แบบที่ 7 มี 2 ค้ำยัน ผลรวมมีค่าเท่ากับ 0.0011 แบบที่ 8 มี 2 ค้ำยัน ผลรวมมีค่าเท่ากับ 0.0015

เมื่อเพิ่มความเร่งสูงสุด 0.4g ผลของค้ำยันในแบบที่ 1 มีแรงกระทำและมีระยะการเคลื่อนที่มากที่สุดเทียบกับแบบอื่นๆ เริ่มเกิดการครากดังรูปที่ 5.47 ผลของค้ำยันในแบบที่ 7 ที่ค้ำยัน 7T และ 7B มีแรงกระทำและมีระยะการเคลื่อนที่น้อยและยังไม่เกิดการครากดังรูปที่ 5.48 และ 5.49 ผลของค้ำยันในแบบที่ 8 ที่ค้ำยัน 8T มีแรงกระทำและมีระยะการเคลื่อนที่น้อยและยังไม่เกิดการครากดังรูปที่ 5.50 ที่ค้ำยัน 8B มีแรงกระทำมาก เริ่มเกิดการครากดังรูปที่ 5.51 ผลของการทำงานของค้ำยันที่กันการโก่งเดาะจะพิจารณาจากอัตราส่วนการเคลื่อนที่สูงสุดต่อความยาวค้ำยัน แบบที่ 1 มีค่าเท่ากับ 0.0011 แบบที่ 7 มี 2 ค้ำยัน ผลรวมมีค่าเท่ากับ 0.0014 แบบที่ 8 มี 2 ค้ำยัน ผลรวมมีค่าเท่ากับ 0.0022

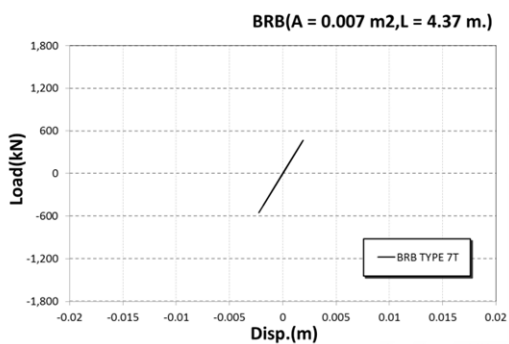
เมื่อเพิ่มความเร่งสูงสุด 0.5g ผลของค้ำยันในแบบที่ 1 มีแรงกระทำและมีระยะการเคลื่อนที่มากที่สุดมีการครากและเกิดพฤติกรรมแบบวัฏจักร ดังรูปที่ 5.52 ผลของค้ำยันในแบบที่ 7 ที่ค้ำยัน 7T และ 7B มีแรงกระทำและมีระยะการเคลื่อนที่น้อยและยังไม่เกิดการครากดังรูปที่ 5.53 และ 5.54 ผลของค้ำยันในแบบที่ 8 ที่ค้ำยัน 8T มีแรงกระทำมาก เริ่มเกิดการครากดังรูปที่ 5.55 ที่ค้ำยัน 8B มีแรงกระทำมาก มีการครากและเกิดพฤติกรรมแบบวัฏจักรดังรูปที่ 5.56 ผลของการทำงานควรจะพิจารณาจากอัตราส่วนการเคลื่อนที่สูงสุดต่อความยาวค้ำยัน แบบที่ 1 มีค่าเท่ากับ 0.0014 แบบที่ 7 มี 2 ค้ำยัน ผลรวมมีค่าเท่ากับ 0.0016 แบบที่ 8 มี 2 ค้ำยัน ผลรวมมีค่าเท่ากับ 0.0031



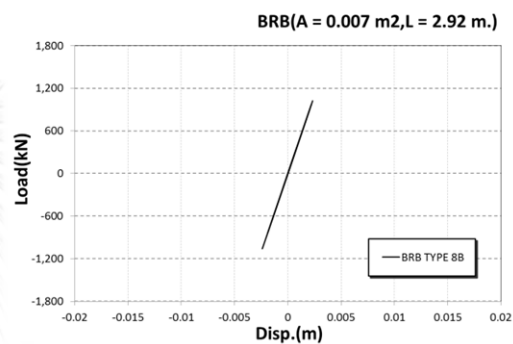
รูปที่ 5. 42 ความสัมพันธ์ของแรงกระทำและการเคลื่อนที่ในค้ำยันแบบที่ 1 (คลื่นแม่จัน 0.3g)



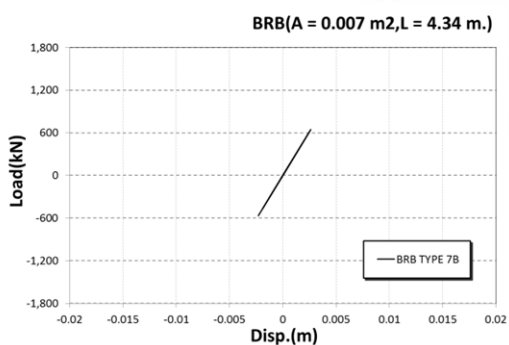
รูปที่ 5. 45 ความสัมพันธ์ของแรงกระทำและการเคลื่อนที่ในค้ำยันแบบที่ 8T (คลื่นแม่จัน 0.3g)



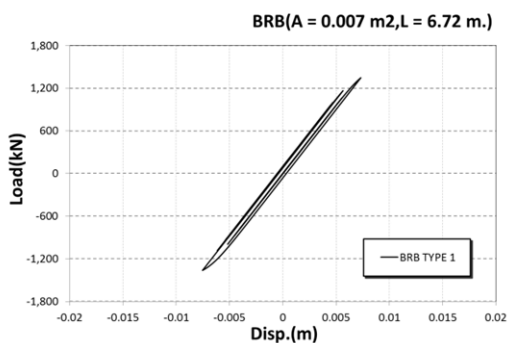
รูปที่ 5. 43 ความสัมพันธ์ของแรงกระทำและการเคลื่อนที่ในค้ำยันแบบที่ 7T (คลื่นแม่จัน 0.3g)



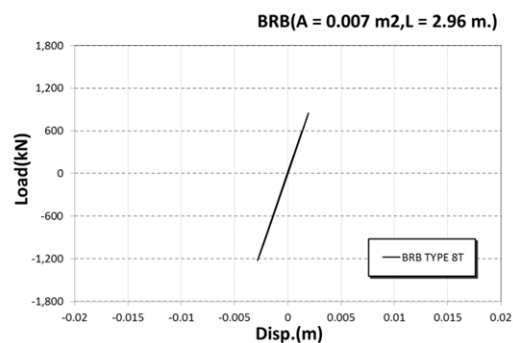
รูปที่ 5. 46 ความสัมพันธ์ของแรงกระทำและการเคลื่อนที่ในค้ำยันแบบที่ 8B (คลื่นแม่จัน 0.3g)



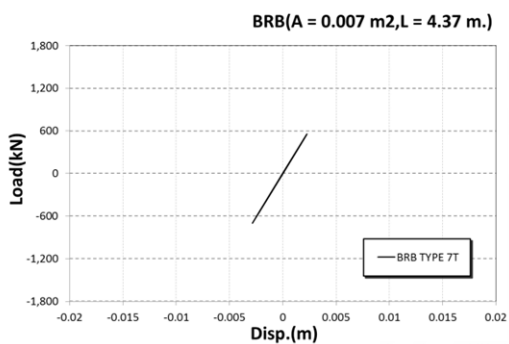
รูปที่ 5. 44 ความสัมพันธ์ของแรงกระทำและการเคลื่อนที่ในค้ำยันแบบที่ 7B (คลื่นแม่จัน 0.3g)



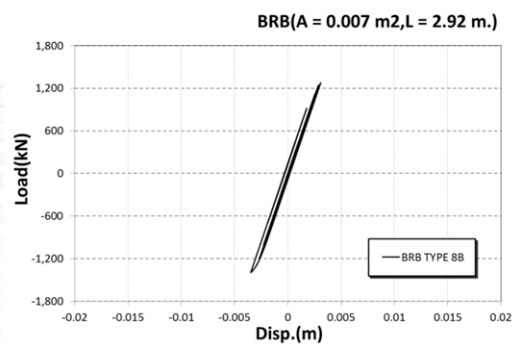
รูปที่ 5. 47 ความสัมพันธ์ของแรงกระทำและการเคลื่อนที่ในค้ำยันแบบที่ 1 (คลื่นแม่จัน 0.4g)



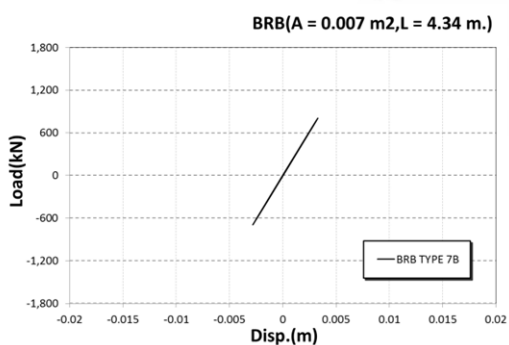
รูปที่ 5. 50 ความสัมพันธ์ของแรงกระทำและการเคลื่อนที่ในค้ำยันแบบที่ 8T (คลื่นแม่จัน 0.4g)



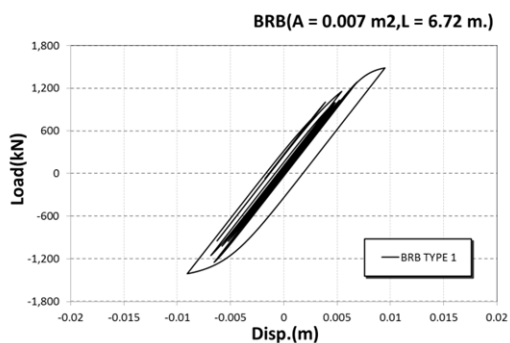
รูปที่ 5. 48 ความสัมพันธ์ของแรงกระทำและการเคลื่อนที่ในค้ำยันแบบที่ 7T (คลื่นแม่จัน 0.4g)



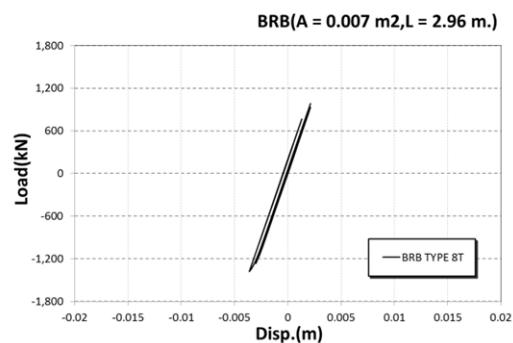
รูปที่ 5. 51 ความสัมพันธ์ของแรงกระทำและการเคลื่อนที่ในค้ำยันแบบที่ 8B (คลื่นแม่จัน 0.4g)



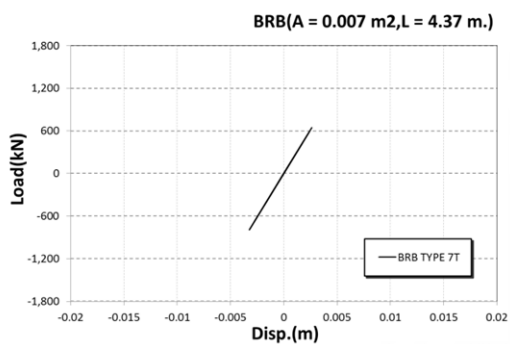
รูปที่ 5. 49 ความสัมพันธ์ของแรงกระทำและการเคลื่อนที่ในค้ำยันแบบที่ 7B (คลื่นแม่จัน 0.4g)



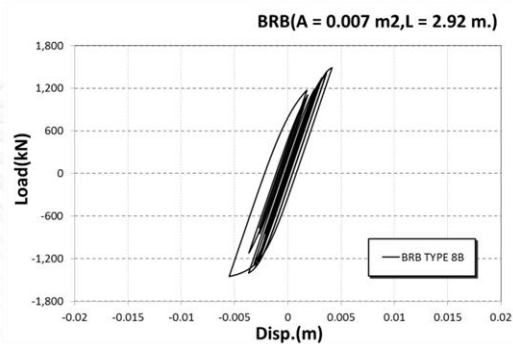
รูปที่ 5. 52 ความสัมพันธ์ของแรงกระทำและการเคลื่อนที่ในค้ำยันแบบที่ 1 (คลื่นแม่จัน 0.5g)



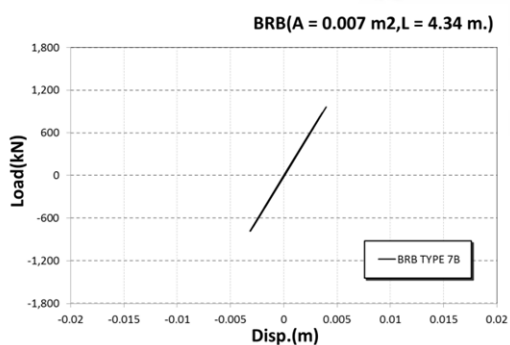
รูปที่ 5. 55 ความสัมพันธ์ของแรงกระทำและการเคลื่อนที่ในค้ำยันแบบที่ 8T (คลื่นแม่จัน 0.5g)



รูปที่ 5. 53 ความสัมพันธ์ของแรงกระทำและการเคลื่อนที่ในค้ำยันแบบที่ 7T (คลื่นแม่จัน 0.5g)



รูปที่ 5. 56 ความสัมพันธ์ของแรงกระทำและการเคลื่อนที่ในค้ำยันแบบที่ 8B (คลื่นแม่จัน 0.5g)



รูปที่ 5. 54 ความสัมพันธ์ของแรงกระทำและการเคลื่อนที่ในค้ำยันแบบที่ 7B (คลื่นแม่จัน 0.5g)

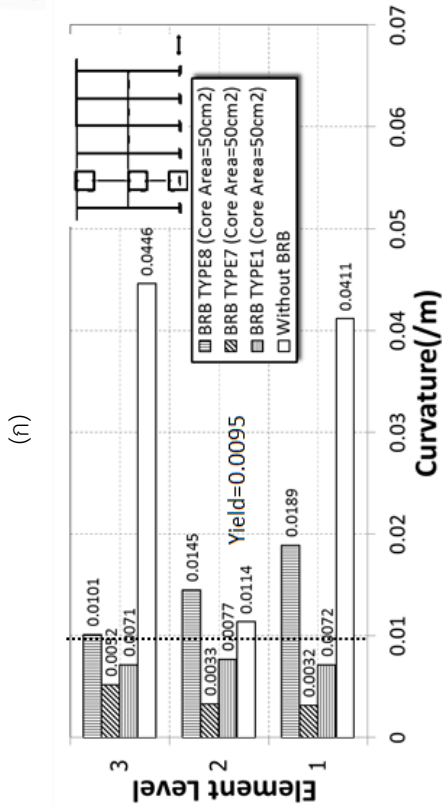
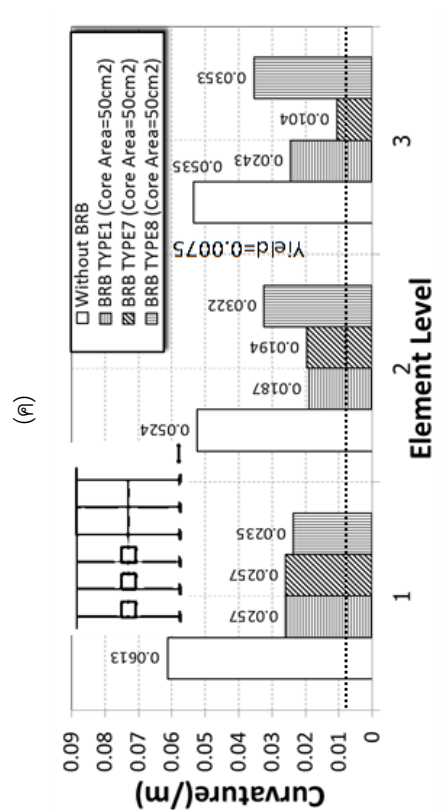
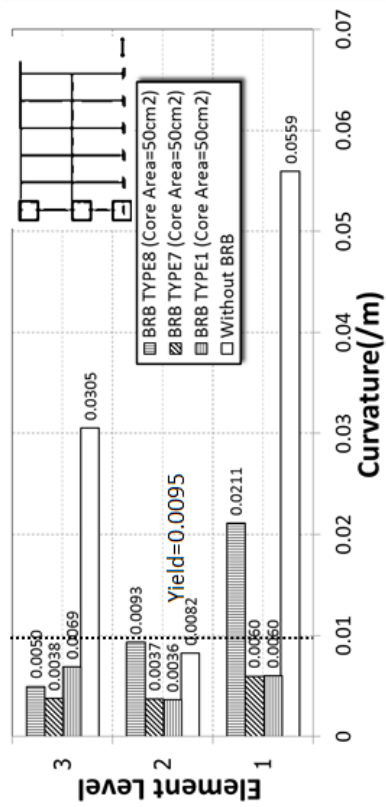
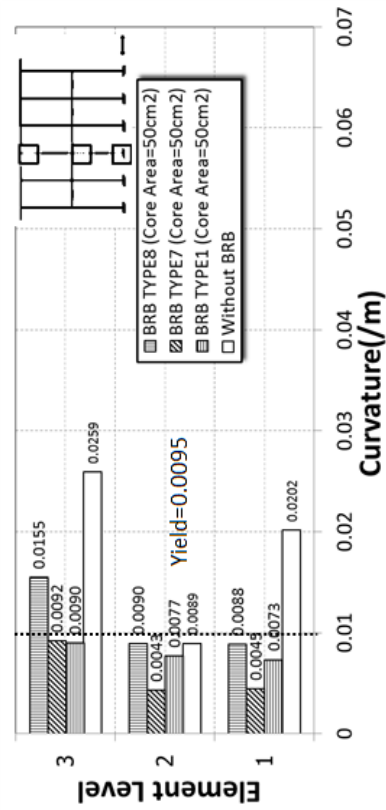
## 5.2. ผลการวิเคราะห์พฤติกรรมโดยการเปรียบเทียบรูปแบบการค้ำยันและการปรับขนาดหน้าตัดของค้ำยันที่กั้นการโก่งเดาะ

### 5.2.1. ผลการวิเคราะห์พฤติกรรมในชั้นส่วนสะพาน

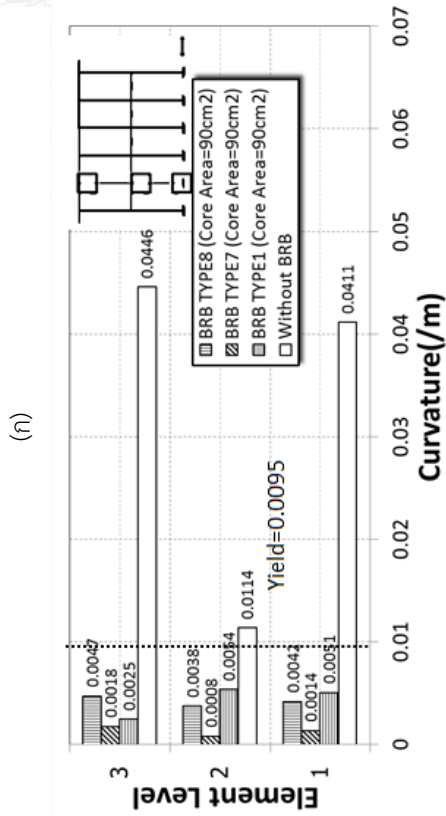
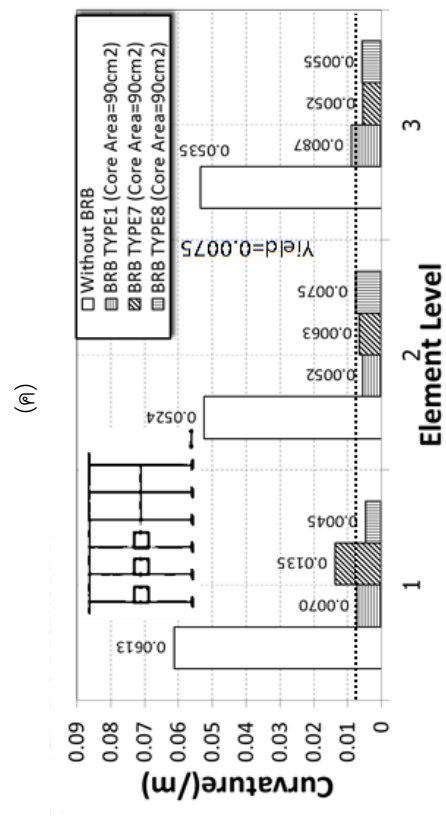
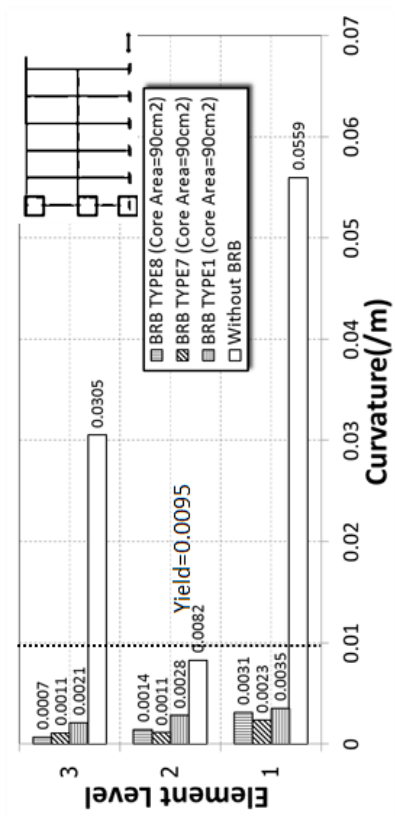
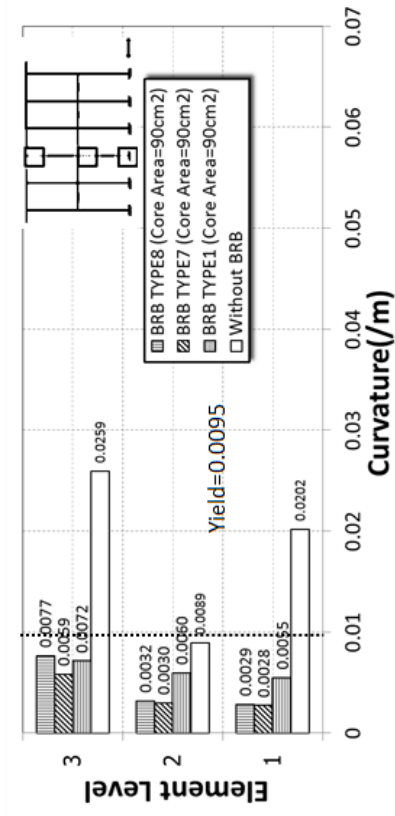
ผลการวิเคราะห์สะพานหลังเสริมกำลังด้วยค้ำยันที่กั้นการโก่งเดาะแบบที่ 1 โดยลดขนาดหน้าตัดของค้ำยันที่กั้นการโก่งเดาะจาก 70 ตร.ซม. เป็น 50 ตร.ซม. ผลของคลื่นแม่จันความถี่สูงสุด 0.5g ค่าความโค้งในเสาแต่ละต้นโดยการค้ำยันแบบต่างๆ ผลของเสาต้นแรก การไม่มีค้ำยัน ที่โคนเสา มีค่าความโค้งเท่ากับ 0.0559 และหัวเสาค่าความโค้งเท่ากับ 0.0305 เลยจุดคราก ในการค้ำยันแบบที่ 8 มีการครากที่โคนเสาค่าความโค้งเท่ากับ 0.0211 ดังรูป 5.57 (ก) ที่เสาต้นที่สอง การไม่มีค้ำยัน ทั้งสามชั้นส่วนค่าความโค้งเลยจุดคราก การค้ำยันแบบที่ 8 มีการครากที่โคนเสาค่าความโค้งเท่ากับ 0.0189 และกลางเสาค่าความโค้งเท่ากับ 0.0145 ดังรูป 5.57 (ข) ในเสาต้นที่สาม การไม่มีค้ำยัน ที่โคนเสาค่าความโค้งเท่ากับ 0.0202 และหัวเสาค่าความโค้งเท่ากับ 0.0259 เลยจุดคราก ในการค้ำยันแบบที่ 8 มีการครากที่หัวเสาค่าความโค้งเท่ากับ 0.0155 ดังรูปที่ 5.57 (ค) ในคานค้ำยัน การไม่มีค้ำยัน ค่าความโค้งถึงจุดครากทั้งสามชั้นส่วน การค้ำยันแบบอื่นๆ ทั้งสามชั้นส่วนค่าความโค้งถึงจุดคราก ดังรูป 5.57 (ง)

ผลการเพิ่มขนาดหน้าตัดของค้ำยันที่กั้นการโก่งเดาะจาก 70 ตร.ซม. เป็น 90 ตร.ซม. ของคลื่นแม่จันความถี่สูงสุด 0.5g ค่าความโค้งในเสาแต่ละต้นโดยการค้ำยันแบบต่างๆ ผลของเสาต้นแรก การค้ำยันแบบอื่นๆ ทั้งสามชั้นส่วนค่าความโค้งยังไม่ถึงจุดครากดังรูป 5.58 (ก) ที่เสาต้นที่สอง การค้ำยันแบบอื่นๆ ทั้งสามชั้นส่วนค่าความโค้งยังไม่ถึงจุดครากดังรูป 5.58 (ข) ในเสาต้นที่สาม การค้ำยันแบบอื่นๆ ทั้งสามชั้นส่วนค่าความโค้งยังไม่ถึงจุดคราก ดังรูปที่ 5.58 (ค) ในคานค้ำยัน การค้ำยันแบบที่ 1 ชั้นส่วนที่ 3 ค่าความโค้งเท่ากับ 0.0087 เลยจุดคราก การค้ำยันแบบที่ 7 ชั้นส่วนที่ 1 ค่าความโค้งเท่ากับ 0.0135 เลยจุดคราก ดังรูป 5.58 (ง)

สรุปได้ว่ากรณีค้ำยันเป็น 50 ตร.ซม. ค้ำยันอ่อน เลยขยับไปมากขึ้น แรงที่เกิดขึ้นในเสาทั้งหมดมีขนาดมากขึ้น พฤติกรรมในคานค้ำยันมีแรงกระทำมากขึ้น เมื่อเพิ่มขนาดหน้าตัดของค้ำยันเป็น 90 ตร.ซม. แรงที่เกิดขึ้นในเสาทั้งหมดมีขนาดน้อยลง เนื่องมาจากค้ำยันแข็งขึ้น ไม่มีการคราก เลยขยับน้อยลง



รูปที่ 5. 57 ความสัมพันธ์ระหว่างชิ้นส่วนและความโค้งในชิ้นส่วนของการไม่ค้ำยันและค้ำยันแบบที่ 1, 7 และ 8 A = 50 ตร.ซม.  
(คลื่นแม่จัน 0.5g) ก.) เสาคันแรก ข.) เสาคันที่สอง ค.) เสาคันสาม ง.) คานค้ำยัน



รูปที่ 5. 58 ความสัมพันธ์ระหว่างชิ้นส่วนและความโค้งในชิ้นส่วนของท่อน้ำเค็มและค้ำยันแบบที่ 1, 7 และ 8 A = 90 ตร.ซม.  
(คลื่นแม่จัน 0.5g) ก.) เสาค้นแรก ข.) เสาค้นที่สอง ค.) เสาค้นสาม ง.) คานค้ำยัน

### 5.2.2. ผลการวิเคราะห์พฤติกรรมของค้ำยันที่กันการโก่งเดาะ

จากการวิเคราะห์พฤติกรรมความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำและการเคลื่อนที่โดยแรงคลื่นแผ่นดินไหวแม่จันที่ความเร่งสูงสุด 0.5g ค้ำยันที่กันการโก่งเดาะมีขนาดหน้าตัด 50 ตร.ซม. ผลของค้ำยันในแบบที่ 1 เกิดการครากและเป็นพฤติกรรมแบบวัฏจักรดังรูปที่ 5.59 ผลของค้ำยันในแบบที่ 7 ที่ค้ำยัน 7T เริ่มเกิดการครากขึ้นเล็กน้อย ดังรูปที่ 5.60 และ ที่ค้ำยัน 7B เกิดการครากและเริ่มเป็นพฤติกรรมแบบวัฏจักรดังรูปที่ 5.61 ผลของค้ำยันในแบบที่ 8 ที่ค้ำยัน 8T เกิดการครากและเริ่มเป็นพฤติกรรมแบบวัฏจักรดังรูปที่ 5.62 ที่ค้ำยัน 8B เกิดการครากและเป็นพฤติกรรมแบบวัฏจักรดังรูปที่ 5.63 ผลของอัตราส่วนการเคลื่อนที่สูงสุดต่อความยาวค้ำยัน แบบที่ 1 มีค่าเท่ากับ 0.0019 แบบที่ 7 มี 2 ค้ำยัน ผลรวมมีค่าเท่ากับ 0.0024 แบบที่ 8 มี 2 ค้ำยัน ผลรวมมีค่าเท่ากับ 0.004

กรณีค้ำยันที่กันการโก่งเดาะมีขนาดหน้าตัด 90 ตร.ซม. ผลของค้ำยันในแบบที่ 1 มีแรงกระทำและมีระยะการเคลื่อนที่มากที่สุดเทียบกับแบบอื่นๆ แต่ไม่เกิดการครากดังรูปที่ 5.64 ผลของค้ำยันในแบบที่ 7 ที่ค้ำยัน 7T และ 7B มีแรงกระทำและมีระยะการเคลื่อนที่น้อย ดังรูปที่ 5.65 และ 5.66 ผลของค้ำยันในแบบที่ 8 ที่ค้ำยัน 8T มีแรงกระทำและมีระยะการเคลื่อนที่น้อยดังรูปที่ 5.67 ที่ค้ำยัน 8B มีแรงกระทำมาก เริ่มเกิดการครากดังรูปที่ 5.68 ผลของอัตราส่วนการเคลื่อนที่สูงสุดต่อความยาวค้ำยัน แบบที่ 1 มีค่าเท่ากับ 0.0009 แบบที่ 7 มี 2 ค้ำยัน ผลรวมมีค่าเท่ากับ 0.0017 แบบที่ 8 มี 2 ค้ำยัน ผลรวมมีค่าเท่ากับ 0.002

ผลการวิเคราะห์ผลการสลายพลังงานในค้ำยันที่กันการโก่งเดาะเมื่อมีการเปลี่ยนขนาดหน้าตัดที่รูปแบบการค้ำยันต่างๆ โดยคลื่นแม่จัน 0.5g เพื่อหาแนวโน้มของการสลายพลังงาน เมื่อมีการเพิ่มขนาดหน้าตัด แบบที่ 8 มีการสลายพลังงานมากที่สุด รองลงมาเป็นแบบที่ 1 และ แบบที่ 7 น้อยสุด การค้ำยันแบบที่ 1 พบว่าที่หน้าตัด 50 ตร.ซม. มีการสลายพลังงานมีค่าเท่ากับ 30.4 กิโลนิวตัน.ม เพิ่มขนาดหน้าตัดเป็น 70 ตร.ซม. ค่าการสลายพลังงานจะลดลงมีค่าเท่ากับ 10.1 กิโลนิวตัน.ม เพิ่มขนาดหน้าตัดเป็น 90 ตร.ซม. ค่าการสลายพลังงานจะลดลงมีค่าเท่ากับ 0.34 กิโลนิวตัน.ม การค้ำยันแบบที่ 7 พบว่าที่หน้าตัด 50 ตร.ซม. มีการสลายพลังงานมีค่าเท่ากับ 3.58 กิโลนิวตัน.ม เพิ่มขนาดหน้าตัดเป็น 70 ตร.ซม. ค่าการสลายพลังงานจะลดลงมีค่าเท่ากับ 0.1 กิโลนิวตัน.ม เพิ่มขนาดหน้าตัดเป็น 90 ตร.ซม. ค่าการสลายพลังงานจะเพิ่มขึ้นเล็กน้อยมีค่าเท่ากับ 0.11 กิโลนิวตัน.ม เนื่องมาจากการค้ำยันแบบนี้ส่งผลให้คาบธรรมชาติตกอยู่ในผลของค่าตอบสนองเชิงสเปกตรัมที่สูงสุดจึงมีค่าเพิ่มขึ้น



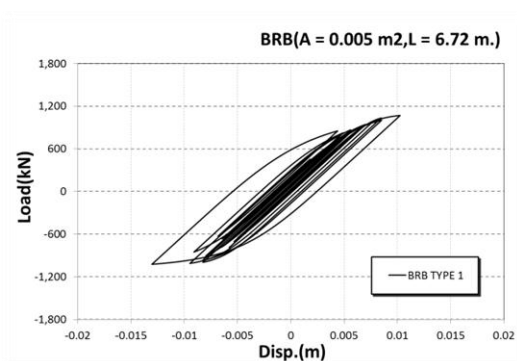
การค้ำยันแบบที่ 8 พบว่าที่หน้าตัด 50 ตร.ซม. มีการสลายพลังงานมีค่าเท่ากับ 61.59 กิโลนิวตัน.ม. เพิ่มขนาดหน้าตัดเป็น 70 ตร.ซม. ค่าการสลายพลังงานจะลดลงมีค่าเท่ากับ 12.5 กิโลนิวตัน.ม. เพิ่มขนาดหน้าตัดเป็น 90 ตร.ซม. ค่าการสลายพลังงานจะลดลงมีค่าเท่ากับ 0.74 กิโลนิวตัน.ม. ดังรูปที่ 5.69 ดังนั้นการเพิ่มขนาดหน้าตัดมีผลต่อโครงสร้าง ทำให้โครงสร้างแข็งแรงขึ้น การสลายพลังงานในการค้ำยันที่กันการโก่งเดาะมีค่าน้อยลง

ผลการวิเคราะห์ผลการเคลื่อนที่สูงสุดของโครงสร้างเมื่อมีการเปลี่ยนขนาดหน้าตัดที่รูปแบบการค้ำยันต่างๆ โดยคลื่นแม่จัน 0.5g แบบที่ 8 มีการเคลื่อนที่มากที่สุด รองลงมาเป็นแบบที่ 1 และแบบที่ 7 น้อยสุด การค้ำยันแบบที่ 1 พบว่าที่หน้าตัด 50 ตร.ซม. มีการเคลื่อนที่มีค่าเท่ากับ 29.4 มม. เพิ่มขนาดหน้าตัดเป็น 70 ตร.ซม. ค่าการเคลื่อนที่จะลดลงมีค่าเท่ากับ 22.6 มม. เพิ่มขนาดหน้าตัดเป็น 90 ตร.ซม. ค่าการเคลื่อนที่จะลดลงมีค่าเท่ากับ 15.9 มม. การค้ำยันแบบที่ 7 พบว่าที่หน้าตัด 50 ตร.ซม. มีการเคลื่อนที่มีค่าเท่ากับ 18.9 มม. เพิ่มขนาดหน้าตัดเป็น 70 ตร.ซม. ค่าการเคลื่อนที่จะลดลงมีค่าเท่ากับ 14.9 มม. เพิ่มขนาดหน้าตัดเป็น 90 ตร.ซม. ค่าการเคลื่อนที่จะเพิ่มเล็กน้อยมีค่าเท่ากับ 15.6 มม. เนื่องมาจากการค้ำยันแบบนี้ส่งผลให้คาบธรรมชาติตกอยู่ในผลของค่าตอบสนองเชิงสเปกตรัมที่สูงสุดจึงมีค่าเพิ่มขึ้น การค้ำยันแบบที่ 8 พบว่าที่หน้าตัด 50 ตร.ซม. มีการเคลื่อนที่มีค่าเท่ากับ 35.2 มม. เพิ่มขนาดหน้าตัดเป็น 70 ตร.ซม. ค่าการเคลื่อนที่จะลดลงมีค่าเท่ากับ 32.7 มม. เพิ่มขนาดหน้าตัดเป็น 90 ตร.ซม. ค่าการเคลื่อนที่จะลดลงมีค่าเท่ากับ 27.8 มม. ดังรูปที่ 5.70 ดังนั้นการเพิ่มขนาดหน้าตัดมีผลต่อโครงสร้าง ทำให้โครงสร้างมีการเคลื่อนที่น้อยลงด้วย

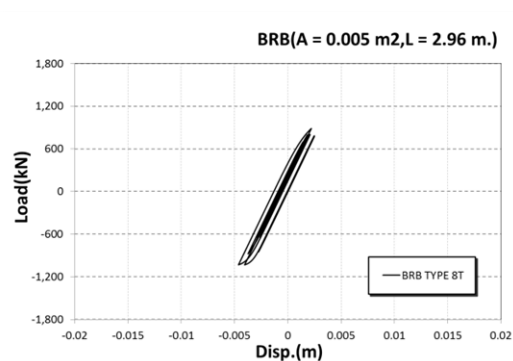
ผลการวิเคราะห์ผลค่าความโค้งในเสาเมื่อมีการเปลี่ยนขนาดหน้าตัดที่รูปแบบการค้ำยันต่างๆ โดยคลื่นแม่จัน 0.5g แบบที่ 8 มีค่าความโค้งมากที่สุด รองลงมาเป็นแบบที่ 1 และแบบที่ 7 ใกล้เคียงกัน การค้ำยันแบบที่ 1 พบว่าที่หน้าตัด 50 ตร.ซม. มีค่าความโค้งเท่ากับ 0.009 เพิ่มขนาดหน้าตัดเป็น 70 ตร.ซม. ค่าความโค้งเพิ่มขึ้นเล็กน้อยมีค่าเท่ากับ 0.0101 เนื่องมาจากการรับของค้ำยันที่แข็งขึ้นที่จุดต่อ เพิ่มขนาดหน้าตัดเป็น 90 ตร.ซม. ค่าความโค้งจะลดลงมีค่าเท่ากับ 0.0072 การค้ำยันแบบที่ 7 พบว่าที่หน้าตัด 50 ตร.ซม. มีค่าความโค้งเท่ากับ 0.0092 เพิ่มขนาดหน้าตัดเป็น 70 ตร.ซม. ค่าความโค้งจะลดลงมีค่าเท่ากับ 0.0078 เพิ่มขนาดหน้าตัดเป็น 90 ตร.ซม. ค่าความโค้งจะเพิ่มเล็กน้อยมีค่าเท่ากับ 0.009 เนื่องมาจากการค้ำยันแบบนี้ส่งผลให้คาบธรรมชาติตกอยู่ในผลของค่าตอบสนองเชิงสเปกตรัมที่สูงสุดจึงมีค่าเพิ่มขึ้น การค้ำยันแบบที่ 8 พบว่าที่หน้าตัด 50 ตร.ซม. มีค่า

ความโค้งเท่ากับ 0.0211 เพิ่มขนาดหน้าตัดเป็น 70 ตร.ซม. ค่าความโค้งเพิ่มขึ้นเล็กน้อยมีค่าเท่ากับ 0.0221 เพิ่มขนาดหน้าตัดเป็น 90 ตร.ซม. ค่าความโค้งเพิ่มขึ้นมีค่าเท่ากับ 0.0475 เนื่องมาจากการรั้งของค้ำยันที่แข็งขึ้นเฉพาะในกรอบที่มีค้ำยัน กรอบด้านข้างจึงรับภาระแรงกระทำมาก ดังรูปที่ 5.71 ดังนั้นการเพิ่มขนาดหน้าตัดมีผลต่อเสาโครงสร้าง ทำให้โครงสร้างมีการเคลื่อนที่น้อยลง แต่เกิดแรงดัดโค้งในชิ้นส่วนเสียบางจุดมากขึ้น

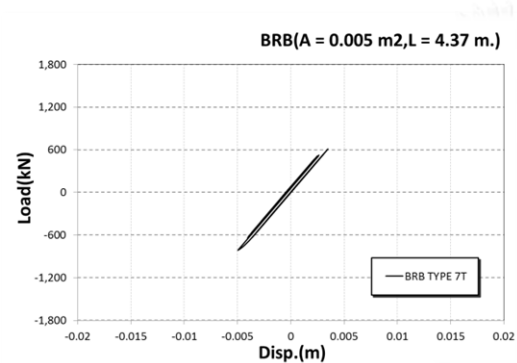
ผลการวิเคราะห์ผลค่าความโค้งในคานค้ำยันเมื่อมีการเปลี่ยนขนาดหน้าตัดที่รูปแบบการค้ำยันต่างๆ โดยคลื่นแม่จัน 0.5g แบบที่ 8 มีค่าความโค้งมากที่สุด รองลงมาเป็นแบบที่ 1 และ แบบที่ 7 น้อยสุด การค้ำยันแบบที่ 1 พบว่าที่หน้าตัด 50 ตร.ซม. มีค่าความโค้งเท่ากับ 0.0257 เพิ่มขนาดหน้าตัดเป็น 70 ตร.ซม. ค่าความโค้งจะลดลงมีค่าเท่ากับ 0.0164 เพิ่มขนาดหน้าตัดเป็น 90 ตร.ซม. ค่าความโค้งจะลดลงมีค่าเท่ากับ 0.0087 การค้ำยันแบบที่ 7 พบว่าที่หน้าตัด 50 ตร.ซม. มีค่าความโค้งเท่ากับ 0.0257 เพิ่มขนาดหน้าตัดเป็น 70 ตร.ซม. ค่าความโค้งจะลดลงมีค่าเท่ากับ 0.0215 เพิ่มขนาดหน้าตัดเป็น 90 ตร.ซม. ค่าความโค้งจะเพิ่มเล็กน้อยมีค่าเท่ากับ 0.0249 เนื่องมาจากการค้ำยันแบบนี้ส่งผลให้คาบธรรมชาติตกอยู่ในผลของค่าตอบสนองเชิงสเปกตรัมที่สูงสุดจึงมีค่าเพิ่มขึ้น การค้ำยันแบบที่ 8 พบว่าที่หน้าตัด 50 ตร.ซม. มีค่าความโค้งเท่ากับ 0.0364 เพิ่มขนาดหน้าตัดเป็น 70 ตร.ซม. ค่าความโค้งจะลดลงมีค่าเท่ากับ 0.0346 เพิ่มขนาดหน้าตัดเป็น 90 ตร.ซม. ค่าความโค้งลดลงมีค่าเท่ากับ 0.0283 ดังรูปที่ 5.72 ดังนั้นการเพิ่มขนาดหน้าตัดมีผลต่อคานโครงสร้าง ทำให้โครงสร้างมีการดัดโค้งในคานน้อยลง



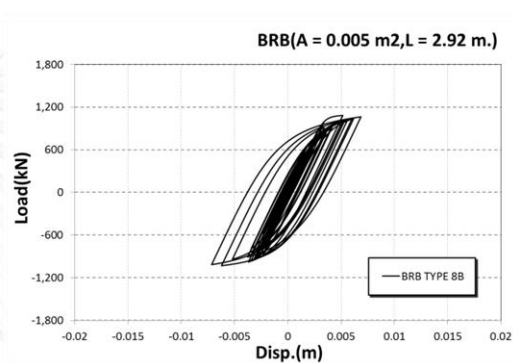
รูปที่ 5. 59 ความสัมพันธ์ของแรงกระทำและการเคลื่อนที่ในค้ำยันแบบที่ 1 (หน้าตัดค้ำยัน 50 ตร.ซม.)



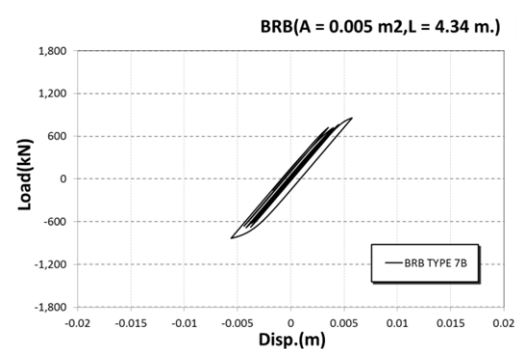
รูปที่ 5. 62 ความสัมพันธ์ของแรงกระทำและการเคลื่อนที่ในค้ำยันแบบที่ 8T (หน้าตัดค้ำยัน 50 ตร.ซม.)



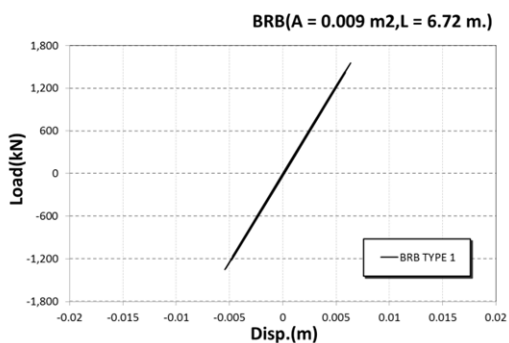
รูปที่ 5. 60 ความสัมพันธ์ของแรงกระทำและการเคลื่อนที่ในค้ำยันแบบที่ 7T (หน้าตัดค้ำยัน 50 ตร.ซม.)



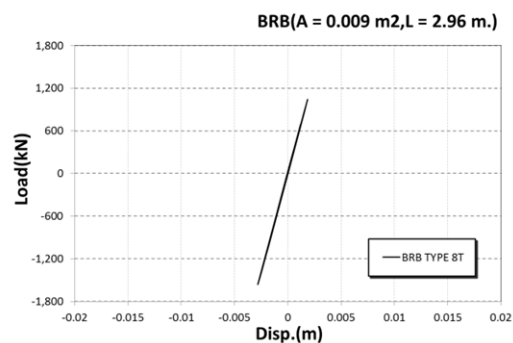
รูปที่ 5. 63 ความสัมพันธ์ของแรงกระทำและการเคลื่อนที่ในค้ำยันแบบที่ 8B (หน้าตัดค้ำยัน 50 ตร.ซม.)



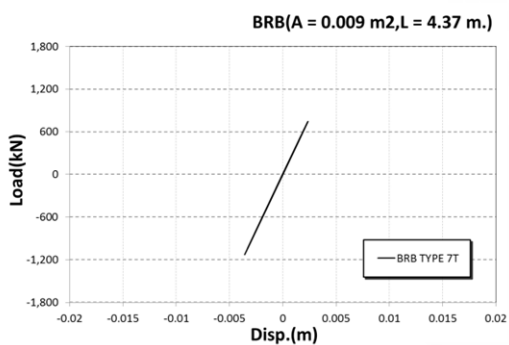
รูปที่ 5. 61 ความสัมพันธ์ของแรงกระทำและการเคลื่อนที่ในค้ำยันแบบที่ 7B (หน้าตัดค้ำยัน 50 ตร.ซม.)



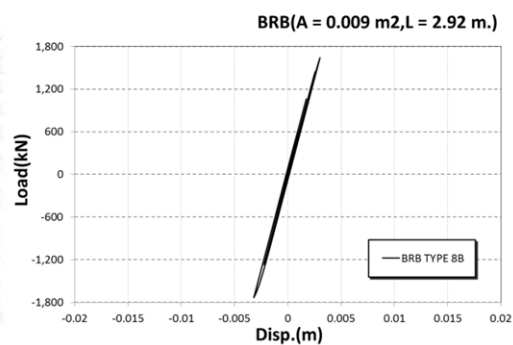
รูปที่ 5. 64 ความสัมพันธ์ของแรงกระทำและการเคลื่อนที่ในค้ำยันแบบที่ 1 (หน้าตัดค้ำยัน 90 ตร.ซม.)



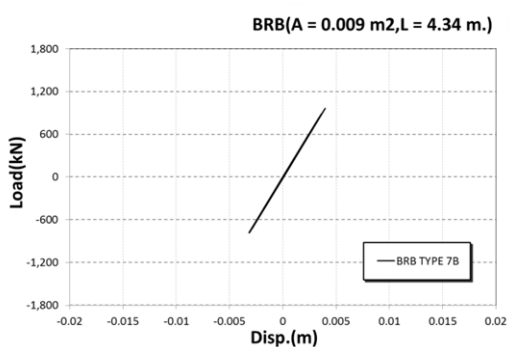
รูปที่ 5. 67 ความสัมพันธ์ของแรงกระทำและการเคลื่อนที่ในค้ำยันแบบที่ 8T (หน้าตัดค้ำยัน 90 ตร.ซม.)



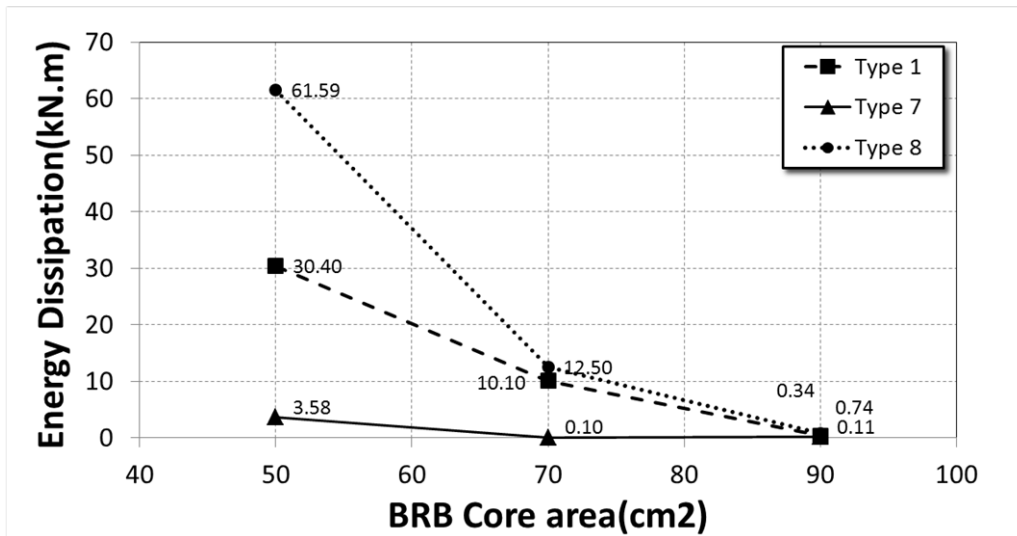
รูปที่ 5. 65 ความสัมพันธ์ของแรงกระทำและการเคลื่อนที่ในค้ำยันแบบที่ 7T (หน้าตัดค้ำยัน 90 ตร.ซม.)



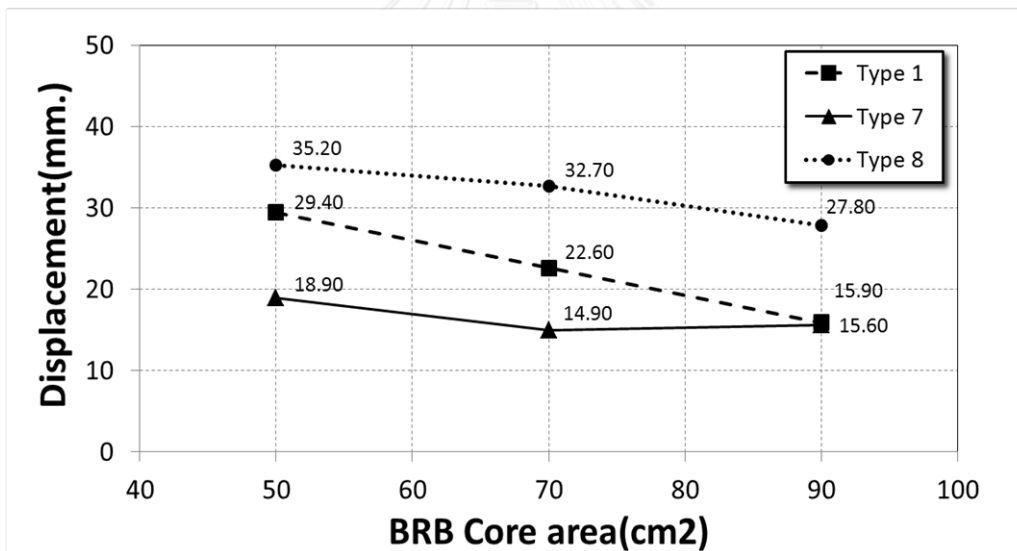
รูปที่ 5. 68 ความสัมพันธ์ของแรงกระทำและการเคลื่อนที่ในค้ำยันแบบที่ 8B (หน้าตัดค้ำยัน 90 ตร.ซม.)



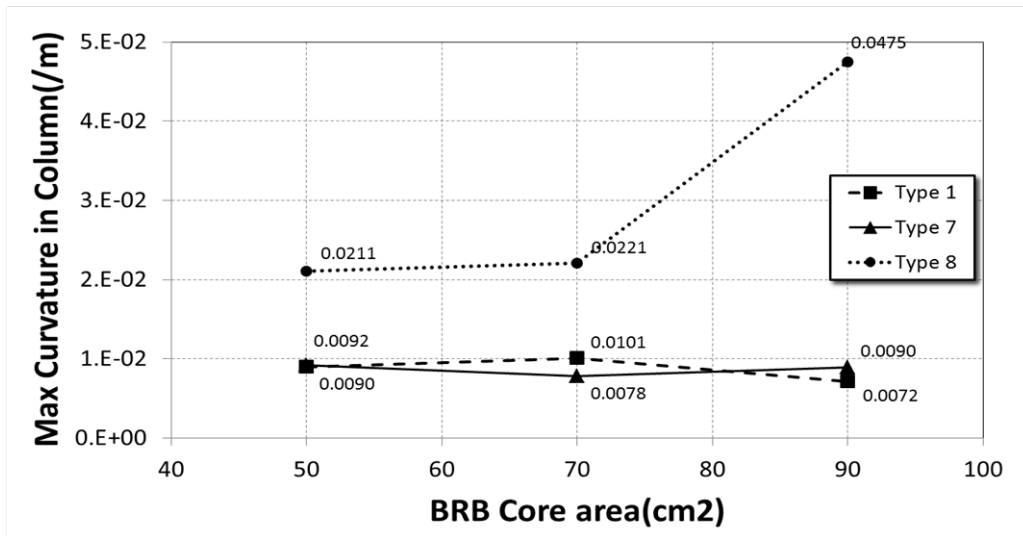
รูปที่ 5. 66 ความสัมพันธ์ของแรงกระทำและการเคลื่อนที่ในค้ำยันแบบที่ 7B (หน้าตัดค้ำยัน 90 ตร.ซม.)



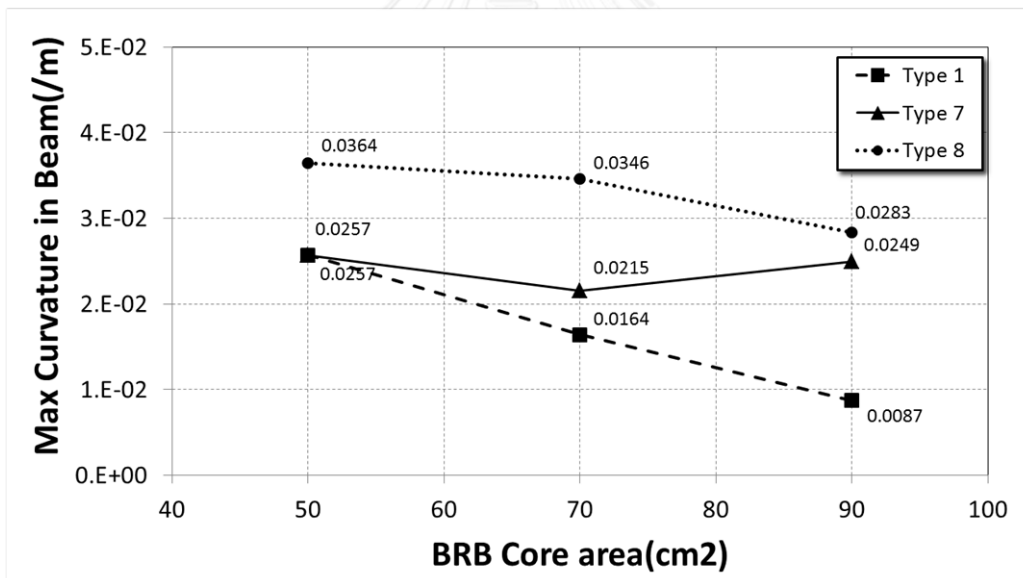
รูปที่ 5. 69 ความสัมพันธ์ของพื้นที่หน้าตัดค้ำยันที่กั้นการโก่งเดาะและค่าการสลายพลังงาน 2 ช่วงคาน ในการค้ำยันแบบที่ 1,7 และ 8 (คลื่นแม่จัน 0.5g)



รูปที่ 5. 70 ความสัมพันธ์ของพื้นที่หน้าตัดค้ำยันที่กั้นการโก่งเดาะและค่าการเคลื่อนที่สูงสุดของ โครงสร้างในการค้ำยันแบบที่ 1,7 และ 8 (คลื่นแม่จัน 0.5g)



รูปที่ 5. 71 ความสัมพันธ์ของพื้นที่หน้าตัดค้ำยันที่กันการโก่งเดาะและค่าความโค้งสูงสุดในเสา ในการค้ำยันแบบที่ 1,7 และ 8 (คลื่นแม่จัน 0.5g)



รูปที่ 5. 72 ความสัมพันธ์ของพื้นที่หน้าตัดค้ำยันที่กันการโก่งเดาะและค่าความโค้งสูงสุดในคาน ในการค้ำยันแบบที่ 1,7 และ 8 (คลื่นแม่จัน 0.5g)

### 5.3. ผลการวิเคราะห์คุณสมบัติของค้ำยันที่กันการโก่งเดาะ

#### 5.3.1. ผลการวิเคราะห์พฤติกรรมของโครงสร้างโดยการลดกำลังครากของเหล็กแกนกลาง

เมื่อพิจารณาแรงเฉือนที่ฐานของสะพานโดยคลื่นแม่จัน 0.5g จะมีค่าแรงเฉือนในกรณีที่ก่อนเสริมกำลังเท่ากับ 1406 กิโลนิวตัน ทดลองศึกษาการปรับขนาดหน้าตัดและกำลังครากของค้ำยันที่กันการโก่งเดาะโดยใช้การค้ำยันแบบที่ 7 ในการวิเคราะห์ พบว่า ผลการวิเคราะห์แรงเฉือนที่ฐานเมื่อมีการเปลี่ยนกำลังครากของเหล็กเพื่อหาแนวโน้มของแรงเฉือน ที่หน้าตัด 30 ตร.ซม. กำลังครากเท่ากับ 235 เมกะปาสคาล มีแรงเฉือนที่ฐานเท่ากับ 1756 กิโลนิวตัน กำลังครากลดลงเหลือ 50% เท่ากับ 117.5 เมกะปาสคาล มีแรงเฉือนที่ฐานเท่ากับ 1482 กิโลนิวตัน กำลังครากลดลงเหลือ 25% เท่ากับ 58.75 เมกะปาสคาล มีแรงเฉือนที่ฐานเท่ากับ 1324 กิโลนิวตัน ที่หน้าตัด 50 ตร.ซม. กำลังครากเท่ากับ 235 เมกะปาสคาล มีแรงเฉือนที่ฐานเท่ากับ 2118 กิโลนิวตัน กำลังครากลดลงเหลือเท่ากับ 117.5 เมกะปาสคาล มีแรงเฉือนที่ฐานเท่ากับ 1488 กิโลนิวตัน กำลังครากลดลงเหลือเท่ากับ 58.75 เมกะปาสคาล มีแรงเฉือนที่ฐานเท่ากับ 1450 กิโลนิวตันดังรูปที่ 5.73 ดังนั้นการลดกำลังครากมีผลต่อโครงสร้าง ทำให้แรงเฉือนที่ฐานของโครงสร้างลดลง

ผลการวิเคราะห์ค่าการเคลื่อนที่สูงสุดเมื่อมีการเปลี่ยนกำลังครากของเหล็กเพื่อหาแนวโน้มของการเคลื่อนที่ ที่หน้าตัด 30 ตร.ซม. กำลังครากเท่ากับ 235 เมกะปาสคาล มีค่าการเคลื่อนที่เท่ากับ 30 มม. กำลังครากลดลงเหลือเท่ากับ 117.5 เมกะปาสคาล มีค่าการเคลื่อนที่เท่ากับ 38.7 มม. กำลังครากลดลงเหลือเท่ากับ 58.75 เมกะปาสคาล มีค่าการเคลื่อนที่เท่ากับ 46.6 มม. ที่หน้าตัด 50 ตร.ซม. กำลังครากเท่ากับ 235 เมกะปาสคาล มีค่าการเคลื่อนที่เท่ากับ 18.93 มม. กำลังครากลดลงเหลือเท่ากับ 117.5 เมกะปาสคาล มีค่าการเคลื่อนที่เท่ากับ 22 มม. กำลังครากลดลงเหลือเท่ากับ 58.75 เมกะปาสคาล มีค่าการเคลื่อนที่เท่ากับ 37 มม. ดังรูปที่ 5.74 ดังนั้นการลดกำลังครากมีผลต่อโครงสร้าง ทำให้มีค่าการเคลื่อนที่มากขึ้น

ผลการวิเคราะห์ค่าการสลายพลังงานเมื่อมีการเปลี่ยนกำลังครากของเหล็กเพื่อหาแนวโน้มของค่าการสลายพลังงานในค้ำยันที่กันการโก่งเดาะ ที่หน้าตัด 30 ตร.ซม. กำลังครากเท่ากับ 235 เมกะปาสคาล มีค่าการสลายพลังงานเท่ากับ 39.29 กิโลนิวตัน.ม กำลังครากลดลงเหลือเท่ากับ 117.5 เมกะปาสคาล มีค่าการสลายพลังงานเท่ากับ 71.7 กิโลนิวตัน.ม กำลังครากลดลงเหลือเท่ากับ 58.75 เมกะปาสคาล มีค่าการสลายพลังงานเท่ากับ 74.4 กิโลนิวตัน.ม ที่หน้าตัด 50 ตร.ซม. กำลังคราก

เท่ากับ 235 เมกะปาสคาล มีการสลายพลังงานเท่ากับ 32.56 กิโลนิวตัน.ม กำลังครากลดลงเหลือเท่ากับ 117.5 เมกะปาสคาล มีค่าการสลายพลังงานเท่ากับ 40.38 กิโลนิวตัน.ม กำลังครากลดลงเหลือเท่ากับ 58.75 เมกะปาสคาล มีการสลายพลังงานเท่ากับ 74.4 กิโลนิวตัน.ม ดังรูปที่ 5.75 ดังนั้นการลดกำลังครากมีผลต่อโครงสร้าง ทำให้มีการสลายพลังงานมากขึ้น

ผลการวิเคราะห์ค่าความโค้งสูงสุดในเสาเมื่อมีการเปลี่ยนกำลังครากของเหล็ก ที่หน้าตัด 30 ตร.ซม. กำลังครากเท่ากับ 235 เมกะปาสคาล มีค่าความโค้งสูงสุดในเสาเท่ากับ 0.0131 กำลังครากลดลงเหลือเท่ากับ 117.5 เมกะปาสคาล มีค่าความโค้งสูงสุดในเสาเท่ากับ 0.0162 กำลังครากลดลงเหลือเท่ากับ 58.75 เมกะปาสคาล มีค่าความโค้งสูงสุดในเสาเท่ากับ 0.0227 ที่หน้าตัด 50 ตร.ซม. กำลังครากเท่ากับ 235 เมกะปาสคาล มีความโค้งสูงสุดในเสาเท่ากับ 0.0092 กำลังครากลดลงเหลือเท่ากับ 117.5 เมกะปาสคาล มีค่าความโค้งสูงสุดในเสาเท่ากับ 0.0082 กำลังครากลดลงเหลือเท่ากับ 58.75 เมกะปาสคาล มีการความโค้งสูงสุดในเสาเท่ากับ 0.0142 ดังรูปที่ 5.76 ดังนั้นการลดกำลังครากมีผลต่อโครงสร้าง ทำให้มีความโค้งสูงสุดในเสามากขึ้น

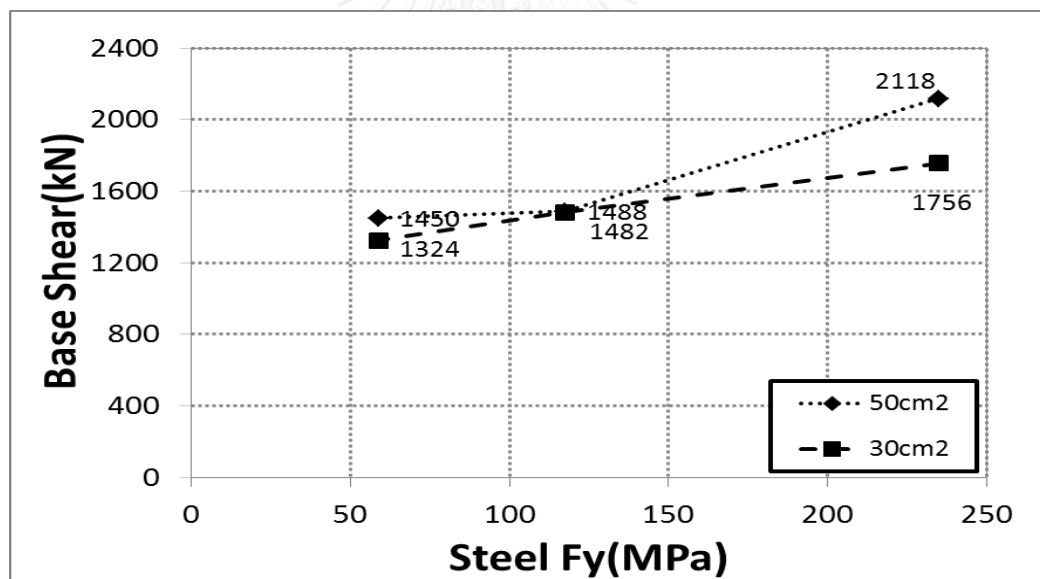
ผลการวิเคราะห์ค่าความโค้งสูงสุดในคานเมื่อมีการเปลี่ยนกำลังครากของเหล็ก ที่หน้าตัด 30 ตร.ซม. กำลังครากเท่ากับ 235 เมกะปาสคาล มีค่าความโค้งสูงสุดในคานเท่ากับ 0.0313 กำลังครากลดลงเหลือเท่ากับ 117.5 เมกะปาสคาล มีค่าความโค้งสูงสุดในคานเท่ากับ 0.0511 กำลังครากลดลงเหลือเท่ากับ 58.75 เมกะปาสคาล มีค่าความโค้งสูงสุดในคานเท่ากับ 0.0575 ที่หน้าตัด 50 ตร.ซม. กำลังครากเท่ากับ 235 เมกะปาสคาล มีความโค้งสูงสุดในคานเท่ากับ 0.0257 กำลังครากลดลงเหลือเท่ากับ 117.5 เมกะปาสคาล มีค่าความโค้งสูงสุดในคานเท่ากับ 0.0246 กำลังครากลดลงเหลือเท่ากับ 58.75 เมกะปาสคาล มีการความโค้งสูงสุดในคานเท่ากับ 0.0465 ดังรูปที่ 5.77 ดังนั้นการลดกำลังครากมีผลต่อโครงสร้าง ทำให้มีความโค้งสูงสุดในคานมากขึ้น

ผลการวิเคราะห์พฤติกรรมความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำและการเคลื่อนที่โดยแรงเคลื่อนแผ่นดินไหวแม่จันที่ความเร่งสูงสุด 0.5g ค้ำยันที่กั้นการโก่งเดาะมีขนาดหน้าตัด 30 ตร.ซม. ที่กำลังครากเท่ากับ 235 เมกะปาสคาล ผลของค้ำยันในแบบที่ 7T เกิดพฤติกรรมแบบวัฏจักรดังรูปที่ 5.78 (ก) ผลของค้ำยันในแบบที่ 7B เป็นพฤติกรรมแบบวัฏจักรมาก ดังรูปที่ 5.78 (ข) ที่กำลังครากเท่ากับ 117.5 เมกะปาสคาล ผลของค้ำยันในแบบที่ 7T เกิดพฤติกรรมแบบวัฏจักรมีจุดครากต่ำ ดังรูปที่ 5.78



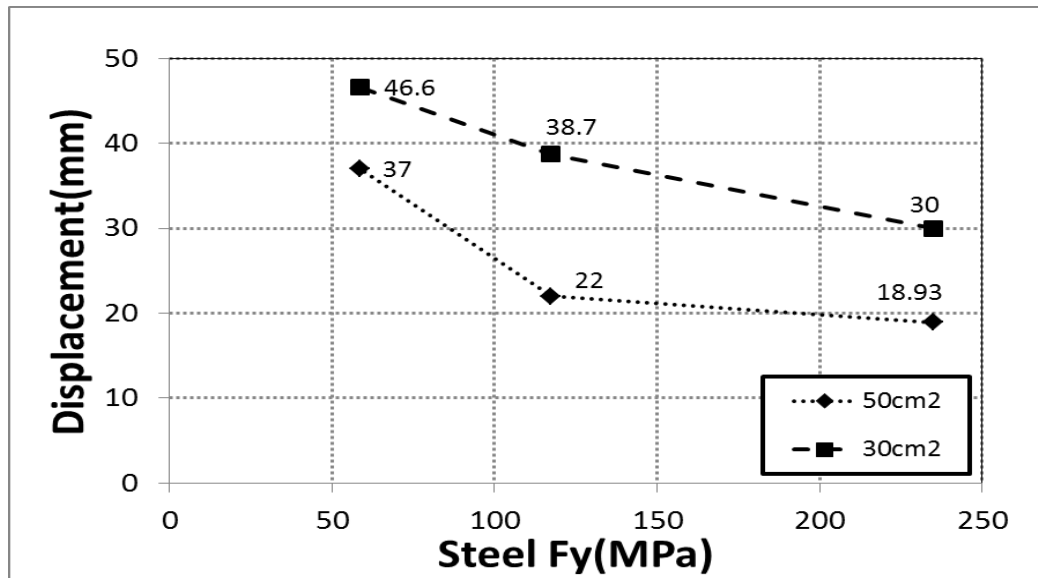
(ค) ผลของค้ำยันในแบบที่ 7B เป็นพฤติกรรมแบบวิถุจักรมาก มีจุดครากต่ำ ดังรูปที่ 5.78 (ง) ที่กำลังครากเท่ากับ 58.7 เมกะปาสคาล ผลของค้ำยันในแบบที่ 7T,7B เกิดพฤติกรรมแบบวิถุจักรมากมีจุดครากต่ำมากระยะเคลื่อนที่มาก ดังรูปที่ 5.78 (จ) และ ดังรูปที่ 5.78 (ฉ)

ผลการวิเคราะห์พฤติกรรมความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำและการเคลื่อนที่ โดยค้ำยันที่กันการโก่งเดาะมีขนาดหน้าตัด 50 ตร.ซม. ที่กำลังครากเท่ากับ 235 เมกะปาสคาล ผลของค้ำยันในแบบที่ 7T เกิดการครากเล็กน้อยดังรูปที่ 5.79 (ก) ผลของค้ำยันในแบบที่ 7B เริ่มเป็นพฤติกรรมแบบวิถุจักรดังรูปที่ 5.79 (ข) ที่กำลังครากเท่ากับ 117.5 เมกะปาสคาล ผลของค้ำยันในแบบที่ 7T เกิดพฤติกรรมแบบวิถุจักร ดังรูปที่ 5.79 (ค) ผลของค้ำยันในแบบที่ 7B เป็นพฤติกรรมแบบวิถุจักรมาก มีจุดครากต่ำ ดังรูปที่ 5.79 (ง) ที่กำลังครากเท่ากับ 58.7 เมกะปาสคาล ผลของค้ำยันในแบบที่ 7T เกิดพฤติกรรมแบบวิถุจักรมากมีจุดครากต่ำมาก ดังรูปที่ 5.79 (จ) ผลของค้ำยันในแบบที่ 7B เป็นพฤติกรรมแบบวิถุจักรมากมีจุดครากต่ำมาก ดังรูปที่ 5.79 (ฉ)

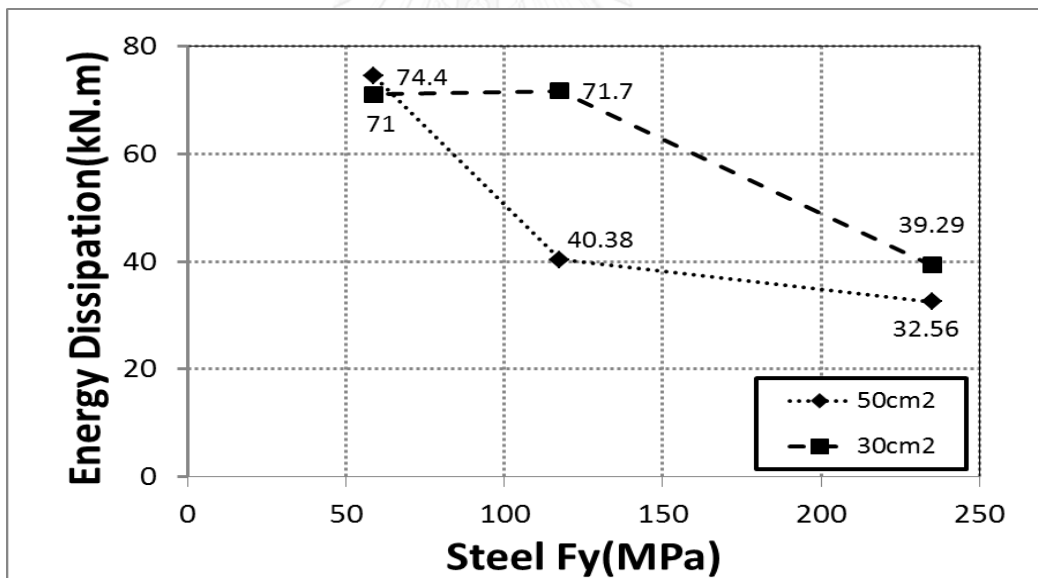


รูปที่ 5. 73 ความสัมพันธ์ของกำลังครากของเหล็กและแรงเฉือนที่ฐานในการใช้พื้นที่หน้าตัดค้ำยันที่

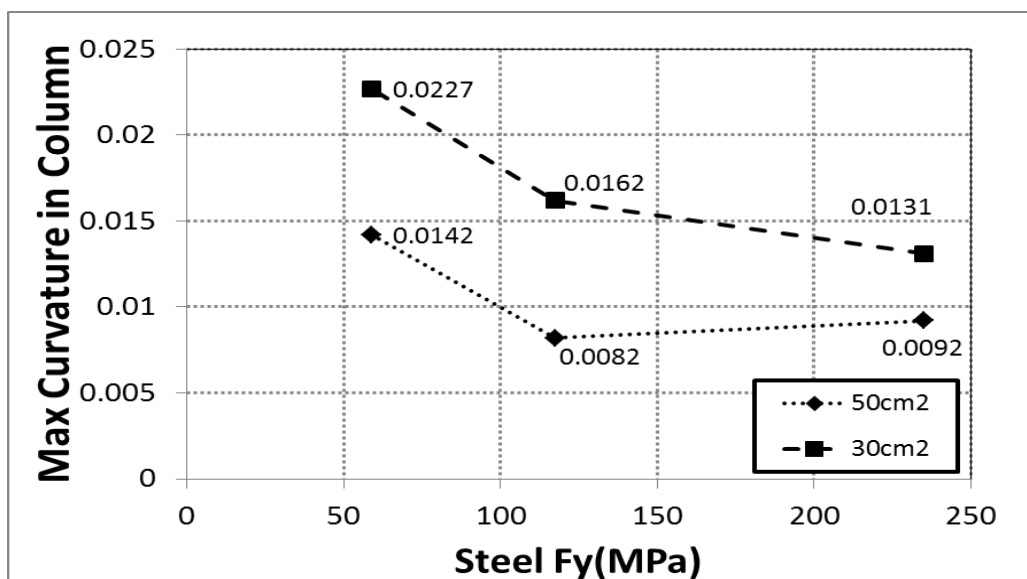
กันการโก่งเดาะขนาด 30 และ 50 ตร.ซม. (คลื่นแม่จัน 0.5g)



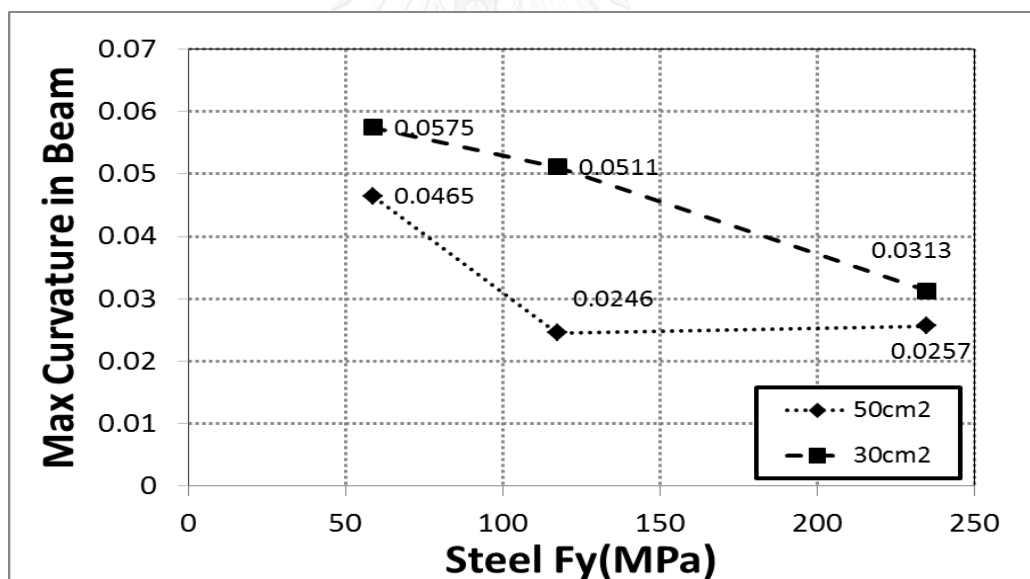
รูปที่ 5. 74 ความสัมพันธ์ของกำลังครากของเหล็กและค่าการเคลื่อนที่สูงสุดของโครงสร้างในการใช้พื้นที่หน้าตัดค้ำยันที่กันการโก่งเดาะขนาด 30 และ 50 ตร.ซม. (คลื่นแม่จัน 0.5g)



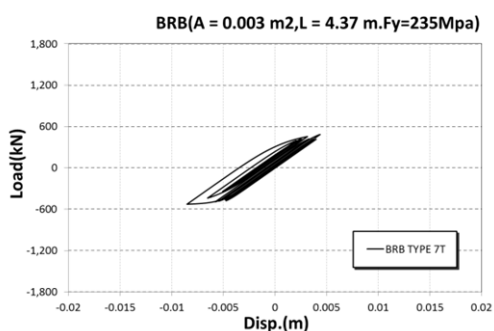
รูปที่ 5. 75 ความสัมพันธ์ของกำลังครากของเหล็กและค่าการสลายพลังงาน 2 ช่วงคานในการใช้พื้นที่หน้าตัดค้ำยันที่กันการโก่งเดาะขนาด 30 และ 50 ตร.ซม. (คลื่นแม่จัน 0.5g)



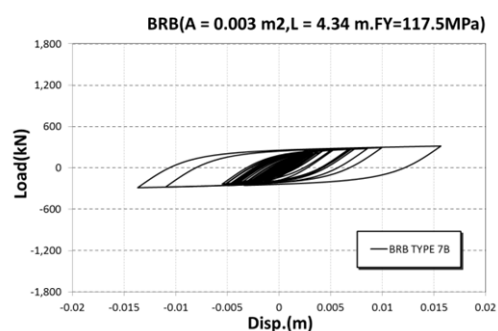
รูปที่ 5. 76 ความสัมพันธ์ของกำลังครากของเหล็กและค่าความโค้งสูงสุดในเสาในการใช้พื้นที่หน้าตัด  
ค้ำยันที่กันการโก่งเดาะขนาด 30 และ 50 ตร.ซม. (คลื่นแม่จัน 0.5g)



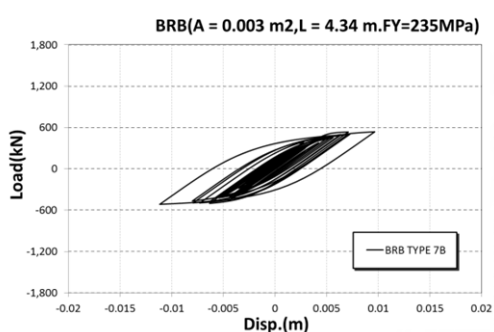
รูปที่ 5. 77 ความสัมพันธ์ของกำลังครากของเหล็กและค่าความโค้งสูงสุดในคานในการใช้พื้นที่หน้าตัด  
ค้ำยันที่กันการโก่งเดาะขนาด 30 และ 50 ตร.ซม. (คลื่นแม่จัน 0.5g)



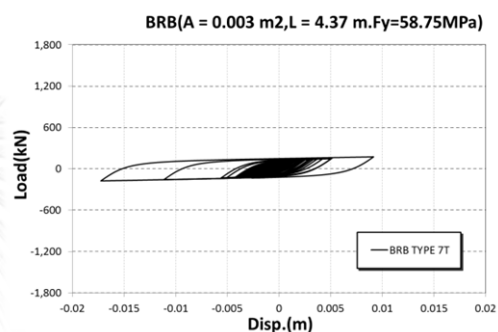
(ก)



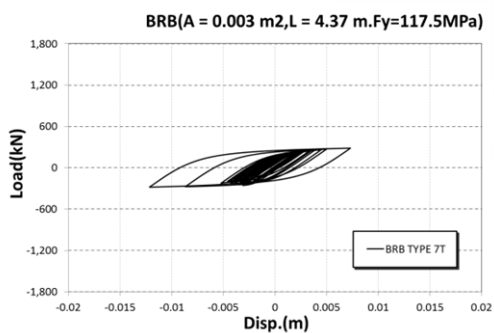
(ง)



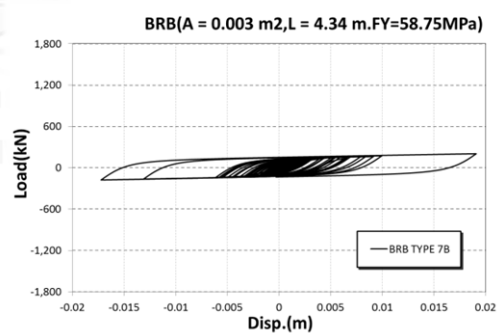
(จ)



(ฉ)

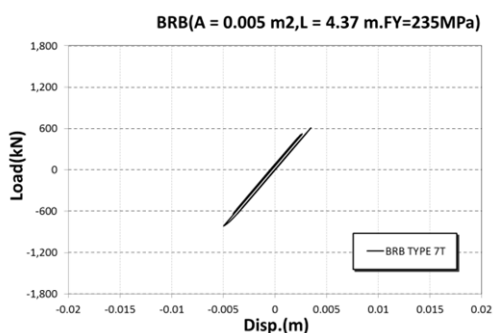


(ค)

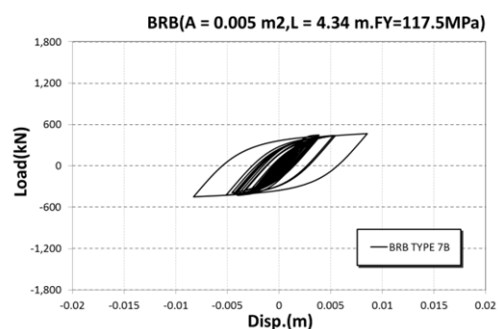


(ฉ)

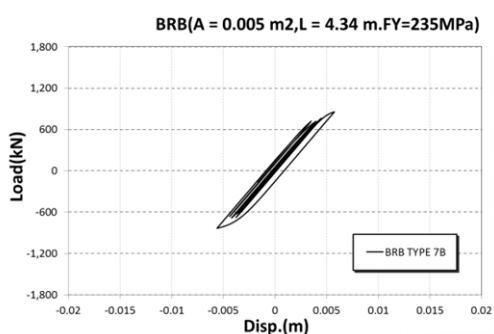
รูปที่ 5. 78 ความสัมพันธ์ของแรงกระทำและการเคลื่อนที่ในค้ำยันแบบที่ 7 หน้าตัดค้ำยัน 50 ตร.ซม. ก) ค้ำยันตัวบน กำลังคราก 235 เมกะปาสคาล ข) ค้ำยันตัวล่าง กำลังคราก 235 เมกะปาสคาล ค) ค้ำยันตัวบน กำลังคราก 117.5 เมกะปาสคาล ง) ค้ำยันตัวล่าง กำลังคราก 117.5 เมกะปาสคาล จ) ค้ำยันตัวบน กำลังคราก 58.75 เมกะปาสคาล ฉ) ค้ำยันตัวล่าง กำลังคราก 58.75 เมกะปาสคาล



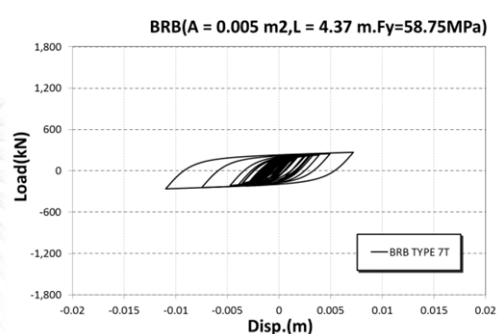
(ก)



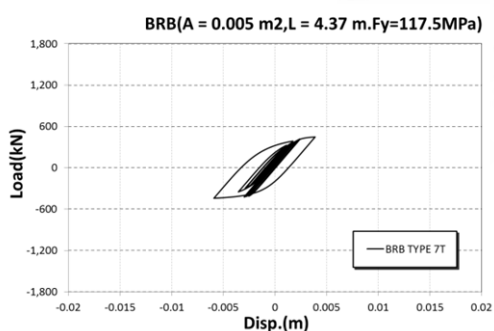
(ง)



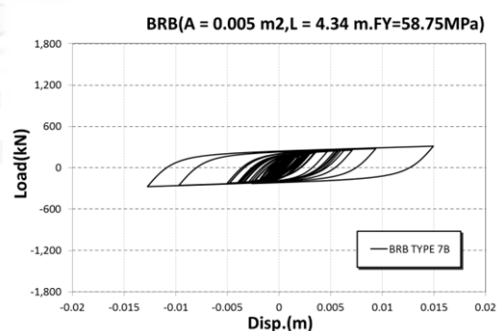
(จ)



(ฉ)



(ค)



(ฉ)

รูปที่ 5. 79 ความสัมพันธ์ของแรงกระทำและการเคลื่อนที่ในค้ำยันแบบที่ 7 หน้าตัดค้ำยัน 50 ตร.ซม. ก) ค้ำยันตัวบน กำลังคราก 235 เมกะปาสคาล ข) ค้ำยันตัวล่าง กำลังคราก 235 เมกะปาสคาล ค) ค้ำยันตัวบน กำลังคราก 117.5 เมกะปาสคาล ง) ค้ำยันตัวล่าง กำลังคราก 117.5 เมกะปาสคาล จ) ค้ำยันตัวบน กำลังคราก 58.75 เมกะปาสคาล ฉ) ค้ำยันตัวล่าง กำลังคราก 58.75 เมกะปาสคาล

### 5.3.2. ผลการวิเคราะห์พฤติกรรมของโครงสร้างโดยใช้แกนกลางอลูมิเนียม

ทดลองศึกษาการปรับใช้แกนกลางเป็นอลูมิเนียมแทนเหล็ก มีค่ากำลังคราก 55 เมกะปาสคาล และ 110 เมกะปาสคาล ค่าโมดูลัสอีลาสติคเท่ากับ 69 กิกะปาสคาล โดยใช้การค้ำยันแบบที่ 7 ในการวิเคราะห์ พบว่า ผลการวิเคราะห์แรงเฉือนที่ฐาน ที่กำลังครากเท่ากับ 55 เมกะปาสคาล ขนาดหน้าตัด 70 ตร.ซม. มีแรงเฉือนที่ฐานเท่ากับ 1490 กิโลนิวตัน ขนาดหน้าตัด 50 ตร.ซม. มีแรงเฉือนที่ฐานเท่ากับ 1404 กิโลนิวตัน ขนาดหน้าตัด 30 ตร.ซม. มีแรงเฉือนที่ฐานเท่ากับ 1280 กิโลนิวตัน ที่กำลังครากเท่ากับ 110 เมกะปาสคาล ขนาดหน้าตัด 70 ตร.ซม. มีแรงเฉือนที่ฐานเท่ากับ 1856 กิโลนิวตัน ขนาดหน้าตัด 50 ตร.ซม. มีแรงเฉือนที่ฐานเท่ากับ 1686 กิโลนิวตัน ขนาดหน้าตัด 30 ตร.ซม. มีแรงเฉือนที่ฐานเท่ากับ 1450 กิโลนิวตัน ดังรูปที่ 5.80 ดังนั้นการลดหน้าตัดมีผลต่อโครงสร้าง ทำให้แรงเฉือนที่ฐานของโครงสร้างลดลง

ผลการวิเคราะห์ค่าการเคลื่อนที่สูงสุด ที่กำลังครากเท่ากับ 55 เมกะปาสคาล ขนาดหน้าตัด 70 ตร.ซม. มีค่าการเคลื่อนที่เท่ากับ 39.87 มม. ขนาดหน้าตัด 50 ตร.ซม. มีค่าการเคลื่อนที่เท่ากับ 46.14 มม. ขนาดหน้าตัด 30 ตร.ซม. มีค่าการเคลื่อนที่เท่ากับ 48.36 มม. ที่กำลังครากเท่ากับ 110 เมกะปาสคาล ขนาดหน้าตัด 70 ตร.ซม. มีค่าการเคลื่อนที่เท่ากับ 35.43 มม. ขนาดหน้าตัด 50 ตร.ซม. มีค่าการเคลื่อนที่เท่ากับ 46.14 มม. ขนาดหน้าตัด 30 ตร.ซม. มีค่าการเคลื่อนที่เท่ากับ 49.24 มม. ดังรูปที่ 5.81 ดังนั้นลดหน้าตัดมีผลต่อโครงสร้าง ทำให้มีค่าการเคลื่อนที่มากขึ้น

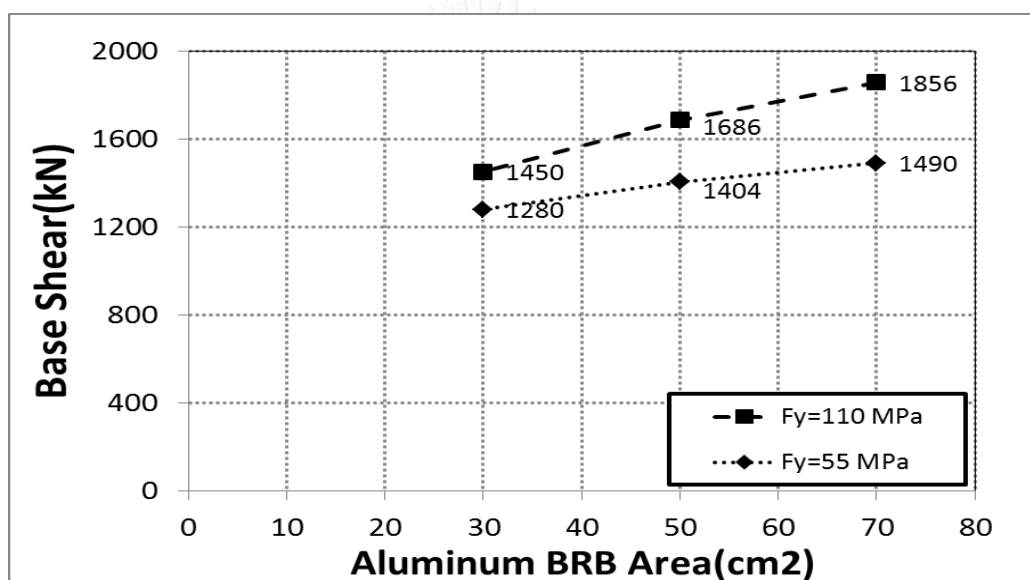
ผลการวิเคราะห์ค่าการสลายพลังงาน ที่กำลังครากเท่ากับ 55 เมกะปาสคาล ขนาดหน้าตัด 70 ตร.ซม. มีค่าการสลายพลังงานเท่ากับ 71.1 กิโลนิวตัน.ม ขนาดหน้าตัด 50 ตร.ซม. มีค่าการสลายพลังงานเท่ากับ 65.5 กิโลนิวตัน.ม ขนาดหน้าตัด 30 ตร.ซม. มีค่าการสลายพลังงานเท่ากับ 49.7 กิโลนิวตัน.ม ที่กำลังครากเท่ากับ 110 เมกะปาสคาล ขนาดหน้าตัด 70 ตร.ซม. มีค่าการสลายพลังงานเท่ากับ 44.67 กิโลนิวตัน.ม ขนาดหน้าตัด 50 ตร.ซม. มีค่าการสลายพลังงานเท่ากับ 49.56 กิโลนิวตัน.ม ขนาดหน้าตัด 30 ตร.ซม. มีค่าการสลายพลังงานเท่ากับ 40.52 กิโลนิวตัน.ม ดังรูปที่ 5.82 ดังนั้นการลดหน้าตัดมีผลต่อโครงสร้าง ทำให้มีการสลายพลังงานน้อยลง เพราะฮิสเทรีติกในค้ำยันที่กันการโก่งเดาะมีขนาดเล็กวงแคบ

ผลการวิเคราะห์ค่าความโค้งสูงสุดในเสาที่กำลังครากเท่ากับ 55 เมกะปาสคาล ขนาดหน้าตัด 70 ตร.ซม. มีค่าความโค้งสูงสุดในเสาเท่ากับ 0.018 ขนาดหน้าตัด 50 ตร.ซม. มีค่าความโค้งสูงสุดในเสาเท่ากับ 0.0234 ขนาดหน้าตัด 30 ตร.ซม. มีค่าความโค้งสูงสุดในเสาเท่ากับ 0.0243 ที่กำลังครากเท่ากับ 110 เมกะปาสคาล ขนาดหน้าตัด 70 ตร.ซม. มีความโค้งสูงสุดในเสาเท่ากับ 0.0189 ขนาดหน้าตัด 50 ตร.ซม. มีค่าความโค้งสูงสุดในเสาเท่ากับ 0.0253 ขนาดหน้าตัด 30 ตร.ซม. มีการความโค้งสูงสุดในเสาเท่ากับ 0.0375 ดังรูปที่ 5.83 ดังนั้นการลดขนาดหน้าตัดมีผลต่อโครงสร้าง ทำให้มีความโค้งสูงสุดในเสามากขึ้น แต่สำหรับที่กำลังคราก 55 เมกะปาสคาลค่าความโค้งใกล้เคียงกัน

ผลการวิเคราะห์ค่าความโค้งสูงสุดในคานที่กำลังครากเท่ากับ 55 เมกะปาสคาล ขนาดหน้าตัด 70 ตร.ซม. มีค่าความโค้งสูงสุดในคานเท่ากับ 0.0549 ขนาดหน้าตัด 50 ตร.ซม. มีค่าความโค้งสูงสุดในคานเท่ากับ 0.0578 ขนาดหน้าตัด 30 ตร.ซม. มีค่าความโค้งสูงสุดในคานเท่ากับ 0.0575 ที่กำลังครากเท่ากับ 110 เมกะปาสคาล ขนาดหน้าตัด 70 ตร.ซม. มีความโค้งสูงสุดในคานเท่ากับ 0.036 ขนาดหน้าตัด 50 ตร.ซม. มีค่าความโค้งสูงสุดในคานเท่ากับ 0.0612 ขนาดหน้าตัด 30 ตร.ซม. มีการความโค้งสูงสุดในคานเท่ากับ 0.0645 ดังรูปที่ 5.84 ดังนั้นการลดขนาดหน้าตัด มีผลต่อโครงสร้าง ทำให้มีความโค้งสูงสุดในคานมากขึ้นแต่สำหรับที่กำลังคราก 55 เมกะปาสคาลค่าความโค้งใกล้เคียงกัน เช่นเดียวกับเสา

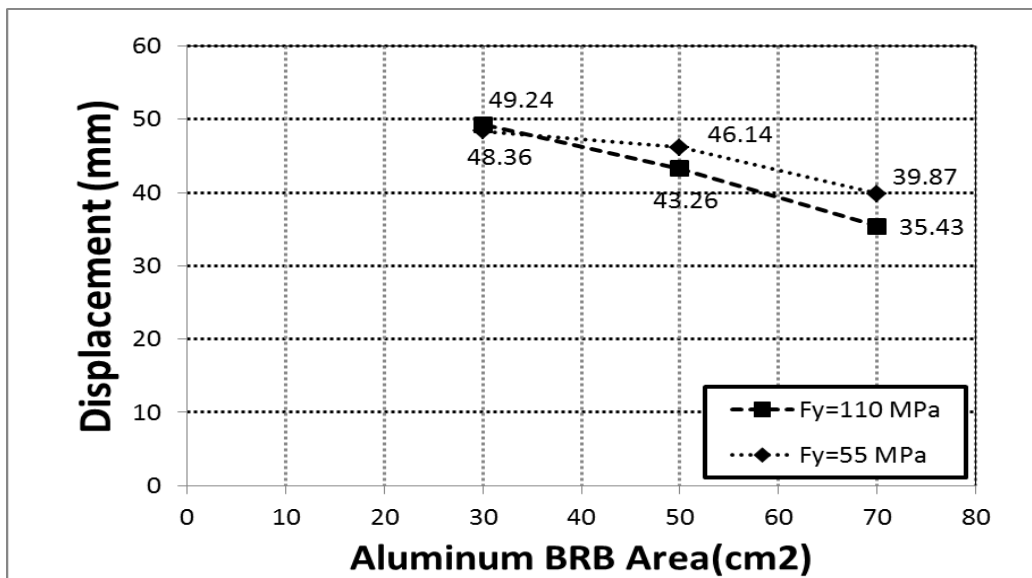
ผลการวิเคราะห์พฤติกรรมความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำและการเคลื่อนที่โดยแรงเคลื่อนแผ่นดินไหวแม่จันที่ความเร่งสูงสุด 0.5g ที่กำลังครากเท่ากับ 110 เมกะปาสคาล ผลของค้ำยันในแบบที่ 7T ขนาดหน้าตัด 70 ตร.ซม. เกิดพฤติกรรมแบบวิถัจกรมดังรูปที่ 5.85 (ก) ผลของค้ำยันในแบบที่ 7B ขนาดหน้าตัด 70 ตร.ซม. เป็นพฤติกรรมแบบวิถัจกรมมาก ดังรูปที่ 5.85 (ข) ผลของค้ำยันในแบบที่ 7T ขนาดหน้าตัด 50 ตร.ซม. เกิดพฤติกรรมแบบวิถัจกรมมีจุดครากต่ำ ดังรูปที่ 5.85 (ค) ผลของค้ำยันในแบบที่ 7B ขนาดหน้าตัด 50 ตร.ซม. เป็นพฤติกรรมแบบวิถัจกรมมาก มีจุดครากต่ำวงแคบลง ดังรูปที่ 5.85 (ง) ผลของค้ำยันในแบบที่ 7T,7B ขนาดหน้าตัด 30 ตร.ซม. เกิดพฤติกรรมแบบวิถัจกรมมากมีจุดครากต่ำมากระยะเคลื่อนที่มาก วงแคบมาก ดังรูปที่ 5.85 (จ) และ ดังรูปที่ 5.85 (ฉ)

ผลการวิเคราะห์พฤติกรรมความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำและการเคลื่อนที่ ที่กำลังครากเท่ากับ 55 เมกะปาสคาล ผลของค้ำยันในแบบที่ 7T ขนาดหน้าตัด 70 ตร.ซม. เกิดพฤติกรรมแบบวิถุจักรดังรูปที่ 5.86 (ก) ผลของค้ำยันในแบบที่ 7B ขนาดหน้าตัด 70 ตร.ซม. เป็นพฤติกรรมแบบวิถุจักรมาก ดังรูปที่ 5.86 (ข) ผลของค้ำยันในแบบที่ 7T ขนาดหน้าตัด 50 ตร.ซม. เกิดพฤติกรรมแบบวิถุจักรมีจุดครากต่ำ วงแคบลง ดังรูปที่ 5.86 (ค) ผลของค้ำยันในแบบที่ 7B ขนาดหน้าตัด 50 ตร.ซม. เป็นพฤติกรรมแบบวิถุจักรมาก ระยะการเคลื่อนที่มาก มีจุดครากต่ำวงแคบลง ดังรูปที่ 5.86 (ง) ผลของค้ำยันในแบบที่ 7T,7B เกิดพฤติกรรมแบบวิถุจักรมากมีจุดครากต่ำมากระยะเคลื่อนที่มากวงแคบมาก ดังรูปที่ 5.86 (จ) และ ดังรูปที่ 5.86 (ฉ)

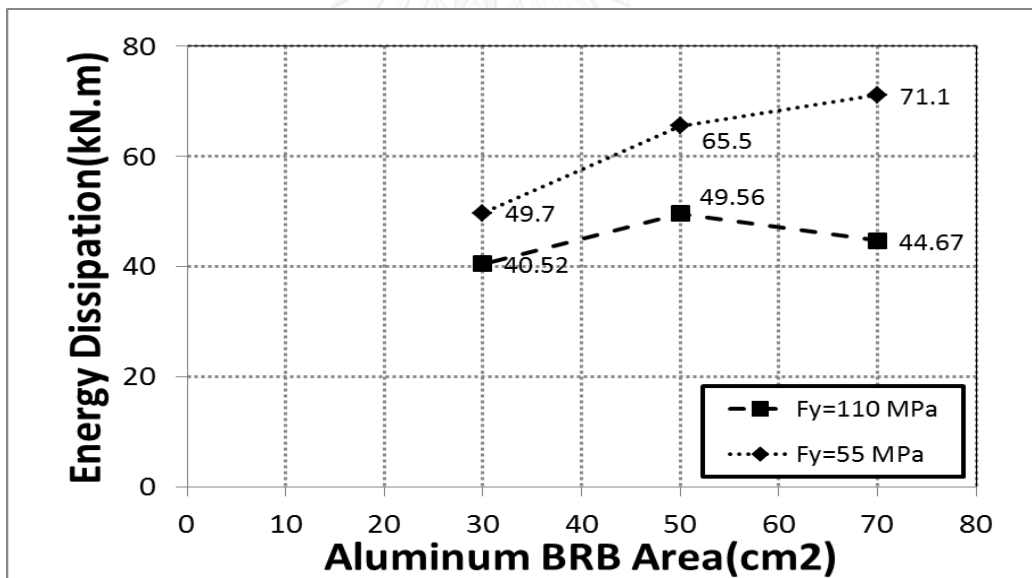


รูปที่ 5. 80 ความสัมพันธ์ของพื้นที่หน้าตัดค้ำยันที่กันการโก่งเดาะและแรงเฉือนที่ฐานในการใช้กำลังครากของอลูมิเนียม 55 และ 110 เมกะปาสคาล (คลื่นแม่จัน 0.5g)

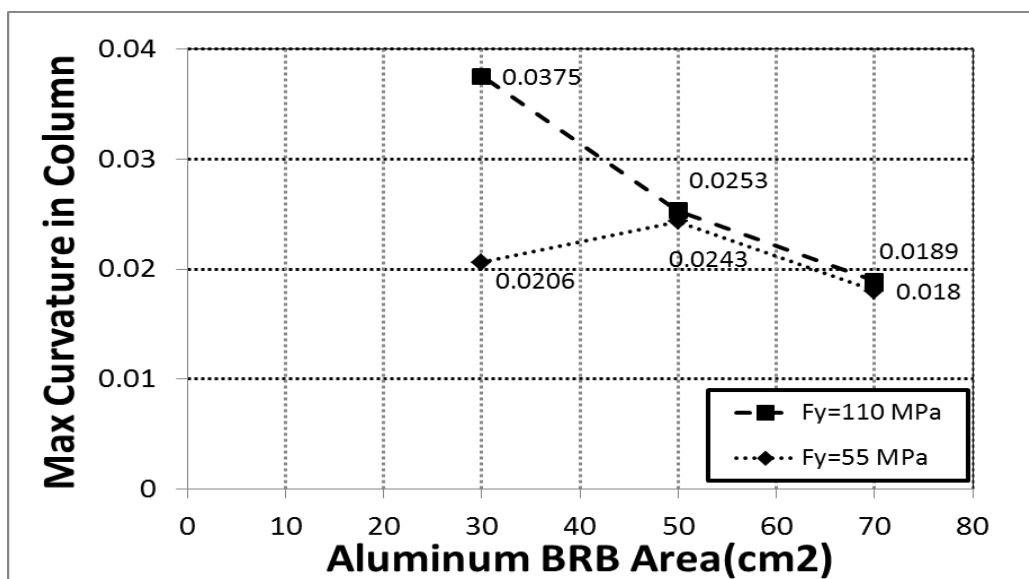




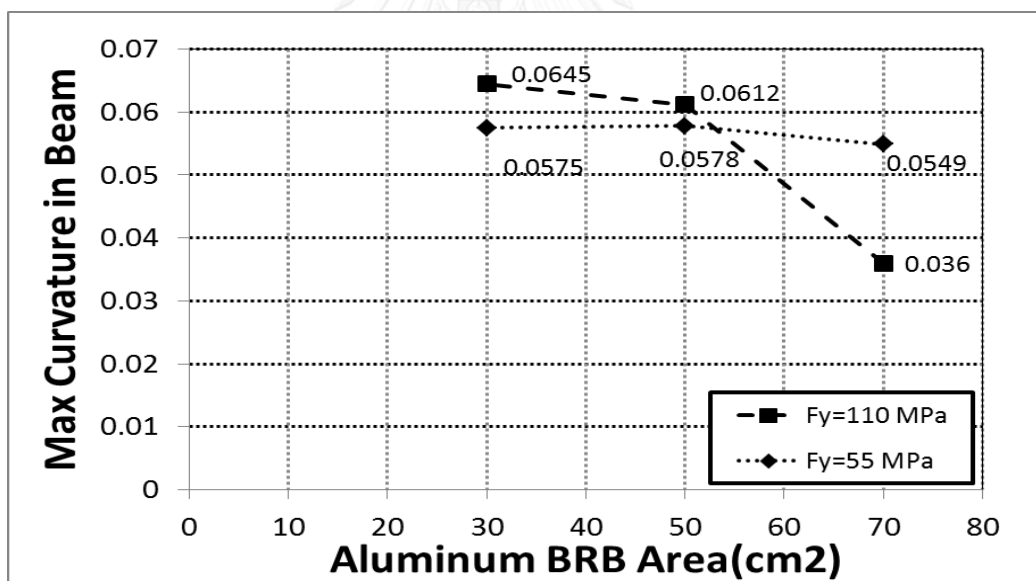
รูปที่ 5. 81 ความสัมพันธ์ของพื้นที่หน้าตัดค้ำยันที่กั้นการโก่งเดาะและค่าการเคลื่อนที่สูงสุดของโครงสร้างในการใช้กำลังครากของอลูมิเนียม 55 และ 110 เมกะปาสคาล (คลื่นแม่จัน 0.5g)



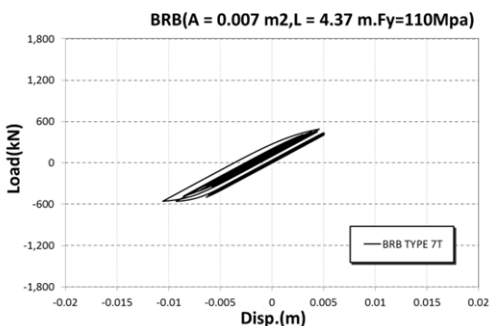
รูปที่ 5. 82 ความสัมพันธ์ของพื้นที่หน้าตัดค้ำยันที่กั้นการโก่งเดาะและค่าการสลายพลังงาน 2 ช่วงคานในการใช้กำลังครากของอลูมิเนียม 55 และ 110 เมกะปาสคาล (คลื่นแม่จัน 0.5g)



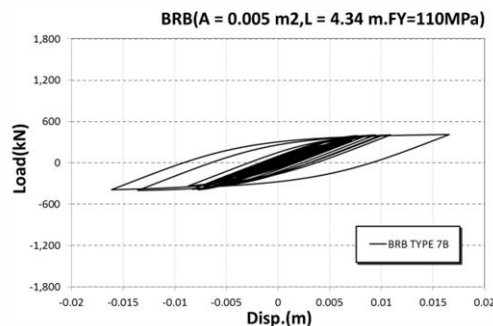
รูปที่ 5. 83 ความสัมพันธ์ของพื้นที่หน้าตัดค้ำยันที่กั้นการโก่งเดาะและค่าความโค้งสูงสุดในเสาในการใช้กำลังครากของอลูมิเนียม 55 และ 110 เมกะปาสคาล (คลื่นแม่จัน 0.5g)



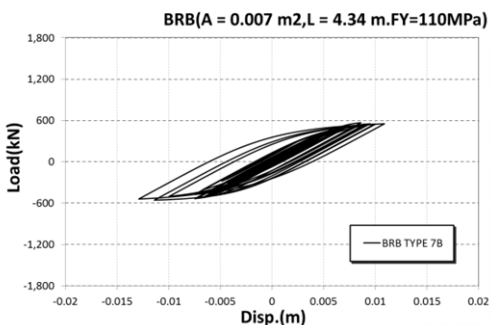
รูปที่ 5. 84 ความสัมพันธ์ของพื้นที่หน้าตัดค้ำยันที่กั้นการโก่งเดาะและแรงค่าความโค้งสูงสุดในคานในการใช้กำลังครากของอลูมิเนียม 55 และ 110 เมกะปาสคาล (คลื่นแม่จัน 0.5g)



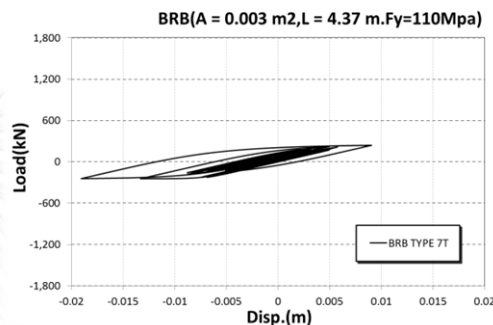
(ก)



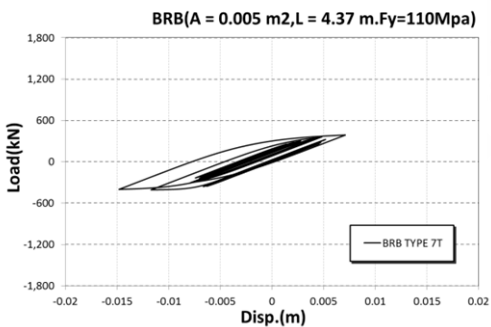
(ง)



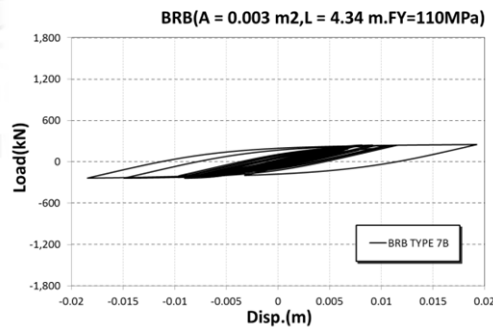
(จ)



(ฉ)

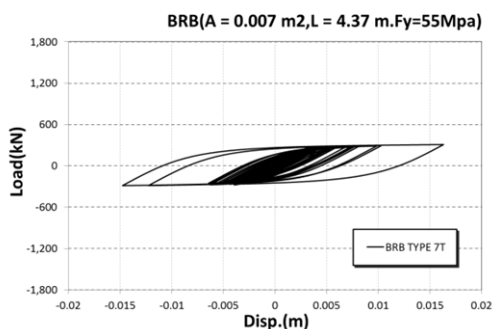


(ค)

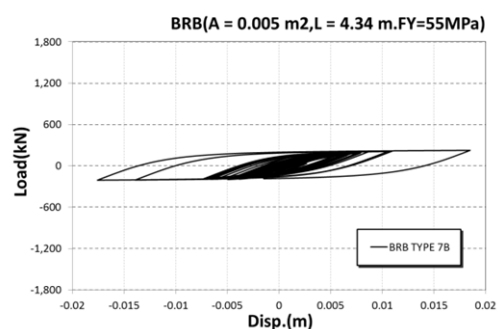


(ฉ)

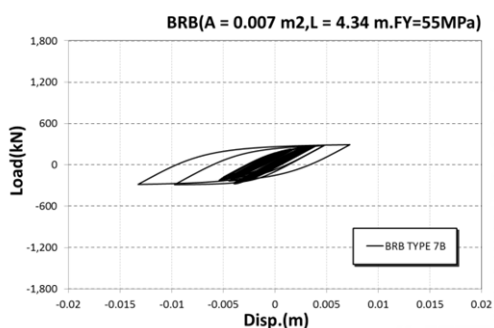
รูปที่ 5. 85 ความสัมพันธ์ของแรงกระทำและการเคลื่อนที่ในค้ำยันแบบที่ 7 กำลังคราก 110 เมกะปาสคาล ก) ค้ำยันตัวบน หน้าตัด 70 ตร.ซม. ข) ค้ำยันตัวล่าง หน้าตัด 70 ตร.ซม. ค) ค้ำยันตัวบน หน้าตัด 50 ตร.ซม. ง) ค้ำยันตัวล่าง หน้าตัด 50 ตร.ซม. จ) ค้ำยันตัวบน หน้าตัด 30 ตร.ซม. ฉ) ค้ำยันตัวล่าง หน้าตัด 30 ตร.ซม.



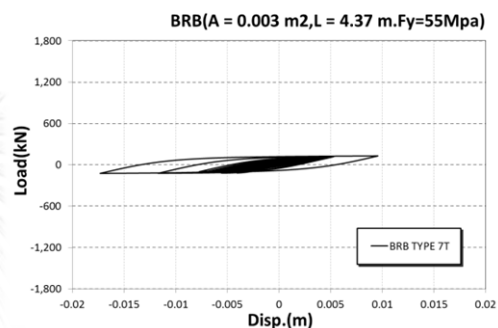
(ก)



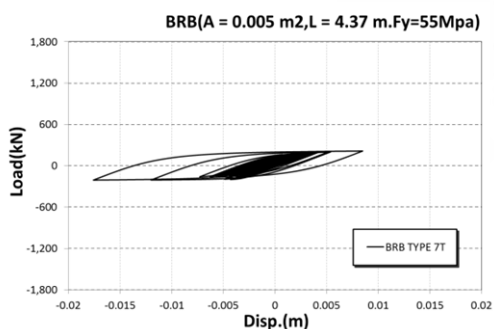
(ง)



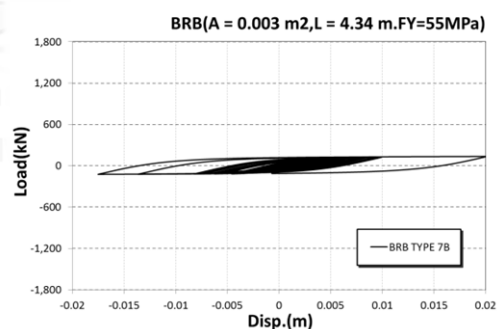
(จ)



(ฉ)



(ค)



(ฉ)

รูปที่ 5. 86 ความสัมพันธ์ของแรงกระทำและการเคลื่อนที่ในค้ำยันแบบที่ 7 กำลังคราก 55 เมกะปาสคาล ก) ค้ำยันตัวบน หน้าตัด 70 ตร.ซม. ข) ค้ำยันตัวล่าง หน้าตัด 70 ตร.ซม. ค) ค้ำยันตัวบน หน้าตัด 50 ตร.ซม. ง) ค้ำยันตัวล่าง หน้าตัด 50 ตร.ซม. จ) ค้ำยันตัวบน หน้าตัด 30 ตร.ซม. ฉ) ค้ำยันตัวล่าง หน้าตัด 30 ตร.ซม.

## บทที่ 6 สรุปผลและข้อเสนอแนะ

จากการวิเคราะห์ทั้งหมดในการศึกษานี้สามารถสรุปได้ดังนี้

### 6.1 สรุปการวิเคราะห์สะพาน

สะพานที่ใช้ประเมินเป็นสะพานตามแบบมาตรฐานของกรมทางหลวงชนบท โดยมีความยาวช่วงสะพานอยู่ที่ 12 เมตร พื้นคอนกรีตเสริมเหล็ก หนารวม 0.50 เมตร ความกว้างสะพาน 10 เมตร มีคานหัวเสารองรับสะพานขนาด 0.50x0.50 ม. น้ำหนักสะพานจะวางอยู่บนหัวเสา แรงจากคานหัวเสาถ่ายลงเสาที่มีขนาด 0.40x0.40 ม. จำนวน 6 ต้น และมีคานค้ำยันที่กึ่งกลางสะพานมีขนาด 0.40x0.40 ม. มีขนาดเท่าหน้าตัดเสา โดยสรุปการวิเคราะห์ผลของสะพานภายใต้แรงแผ่นดินไหวที่ไม่ได้ค้ำยัน และค้ำยัน 8 แบบได้ดังนี้

1) สรุปผลการค้ำยันในรูปแบบ 8 แบบต่อสะพาน จากการวิเคราะห์เริ่มต้นได้ออกแบบการค้ำยันไว้ 8 แบบ ผลการวิเคราะห์ สรุปว่าพฤติกรรมในชิ้นส่วนของค้ำยันแบบที่ 2,3,4, และ 5 ไม่เหมาะที่จะใช้ เนื่องจากทำให้พฤติกรรมในชิ้นส่วนของสะพานบางชิ้นส่วนต้องรับภาระแรงกระทำมากกว่าส่วนอื่นๆมาก ไม่กระจายแรง พฤติกรรมในชิ้นส่วนของการค้ำยันแบบที่ 7 มีความเหมาะสมที่สุด โดยกระจายแรงไปส่วนอื่นๆได้ดีและสะพานเคลื่อนที่น้อยกว่า เมื่อเทียบระยะเวลาการเคลื่อนที่ของสะพาน กับแบบที่ยังไม่เสริมกำลัง คลื่นแม่จัน 0.5g ค้ำยันแบบที่ 1 เคลื่อนที่ลดลง 59% ค้ำยันแบบที่ 7 เคลื่อนที่ลดลง 73% และค้ำยันแบบที่ 8 เคลื่อนที่ลดลง 41%

ผลของค้ำยันที่กั้นการโก่งเดาะเมื่อพิจารณาจากอัตราส่วนการเคลื่อนที่สูงสุดต่อความยาวค่าสูงสุดมีค่าเท่ากับ 0.0031 เกิดขึ้นในค้ำยันแบบที่ 8 รองลงมาเป็นแบบค้ำยันแบบที่ 7 และ แบบที่ 1 ซึ่งแบบที่ 1 จะเกิดพฤติกรรมแบบวิบัติจากรมากเนื่องจากแรงกระทำและระยะเวลาการเคลื่อนที่รวมจะส่งไปที่ค้ำยันที่กั้นการโก่งเดาะตัวเดียว และแบบที่ 7 ให้ผลของการต้านทานแรงแผ่นดินไหวดีที่สุด มีระยะเวลาการเคลื่อนที่ของสะพานน้อย มีค่าอัตราส่วนการเคลื่อนที่สูงสุดต่อความยาวเป็นอันดับสองคือมีการทำงานของค้ำยันที่กั้นการโก่งเดาะแต่ยังไม่เกิดการคราก

2) สรุปผลของอิทธิพลของคลื่นแผ่นดินไหว ผลของการวิเคราะห์โดยการใส่คลื่นแผ่นดินไหว 3 คลื่น ได้แก่ คลื่นแม่จัน แม่สาย พะเยา สรุปว่า คลื่นแม่จันส่งผลกับรูปแบบการค้ำยันในสะพานมากที่สุด ตามผลของค่าตอบสนองเชิงสเปกตรัมที่ค่อนข้างสูงเมื่อมีการค้ำยัน รองลงมาเป็นคลื่นแม่สาย และคลื่นพะเยา

3) สรุปผลของหน้าตัดค้ำยันที่กั้นการโก่งเดาะต่อสะพาน ผลของการวิเคราะห์เมื่อทำการปรับขนาดหน้าตัดค้ำยัน สรุปว่าการใช้ขนาดหน้าตัดค้ำยันน้อย 50 ตร.ซม. แรงที่เกิดขึ้นในสะพานจะมาก มีการเคลื่อนที่มาก ค้ำยันที่กั้นการโก่งเดาะเกิดพฤติกรรมแบบวิวัจกรในการค้ำยันแบบที่ 1, 7 และ 8 เมื่อเพิ่มขนาดหน้าตัดเป็น 70 ตร.ซม. แรงในชิ้นส่วนสะพานเริ่มมีการน้อยลง สะพานเคลื่อนที่ลดลง ค้ำยันที่กั้นการโก่งเดาะเกิดพฤติกรรมแบบวิวัจกรในการค้ำยันแบบที่ 1 และ 8 และเมื่อเพิ่มขนาดหน้าตัดเป็น 90 ตร.ซม. แรงในชิ้นส่วนสะพานและสะพานเคลื่อนที่ลดลงไปอีก ค้ำยันที่กั้นการโก่งเดาะไม่เกิดการคราก

นอกจากนี้การเพิ่มหน้าตัดขึ้น ทำให้การสลายพลังงานในค้ำยันที่กั้นการโก่งเดาะลดลง ค่าความโค้งในคานลดลง เนื่องจากโครงสร้างจะมีแรงและการเคลื่อนที่ลดลง แต่สำหรับค่าความโค้งในเสานั้น การเพิ่มหน้าตัดจะทำให้เกิดการรั้งในจุดต่อบางจุด และทำให้บางส่วนแข็งขึ้นมาก และบางส่วนต้องรับแรงดัดโค้งมากขึ้น ทำให้ได้ผลของค่าความโค้งเพิ่มขึ้น

4) สรุปผลของคุณสมบัติของค้ำยันที่กั้นการโก่งเดาะต่อสะพาน ผลของการวิเคราะห์เมื่อทำการลดกำลังครากของเหล็ก สรุปว่าการใช้ขนาดหน้าตัดค้ำยันลดลงและกำลังครากลดลง ทำให้แรงเฉือนที่ฐานลดลง จนมีค่าใกล้เคียงกับตอนที่ยังไม่เสริมกำลังได้ แต่ระยะการเคลื่อนที่ของโครงสร้าง ค่าการสลายพลังงาน ค่าความโค้งในเสาและคานจะมากขึ้น ค้ำยันที่กั้นการโก่งเดาะเกิดพฤติกรรมแบบวิวัจกรมากขึ้นชัดเจน มีระยะการเคลื่อนที่ของค้ำยันมากขึ้น และจุดครากต่ำลง

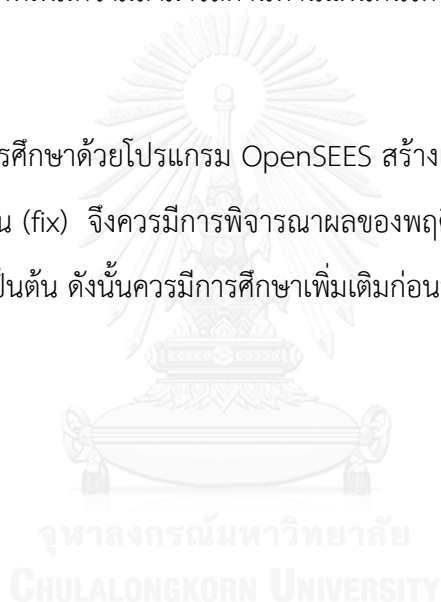
ผลของการวิเคราะห์เมื่อทำการเปลี่ยนวัสดุแกนกลางเป็นอลูมิเนียมแทนที่เหล็ก สรุปว่าการใช้ขนาดหน้าตัดค้ำยันลดลงและกำลังครากลดลง ทำให้แรงเฉือนที่ฐานลดลง จนมีค่าใกล้เคียงกับตอนที่ยังไม่เสริมกำลังได้ แต่ระยะการเคลื่อนที่ของโครงสร้างจะมากขึ้น ค่าการสลายพลังงานมีการลดลง เนื่องจากการมีจุดครากที่ต่ำและเกิดพฤติกรรมแบบวิวัจกรที่แคบลงเรื่อยๆ แต่ค่าการสลายพลังงานก็ยิ่งมากกว่าในเหล็ก ค่าความโค้งในเสาและคานจะมากขึ้น ค้ำยันที่กั้นการโก่งเดาะเกิดพฤติกรรม

แบบวิภูจักรมากขึ้นชัดเจน มีระยะการเคลื่อนที่ของค้ำยันมากขึ้น และจุดครากต่ำลงมีลักษณะเป็นวงที่แคบมาก โดยขนาดที่เหมาะสมคือขนาดหน้าตัด 70 ตร.ซม. กำลังคราก 55 เมกะปาสคาล

ผลของการเปรียบเทียบวัสดุแกนกลางของเหล็กและอลูมิเนียม ขนาดหน้าตัด 70 ตร.ซม. การใช้วัสดุแกนกลางเหล็ก ทำให้แรงเฉือนที่ฐานเพิ่ม 53% และค่าการเคลื่อนที่สูงสุดของสะพานลดลง 73% การใช้แกนกลางอลูมิเนียมกำลังคราก 110 เมกะปาสคาล ทำให้แรงเฉือนที่ฐานเพิ่ม 32% และค่าการเคลื่อนที่สูงสุดของสะพานลดลง 36% การใช้แกนกลางอลูมิเนียมกำลังคราก 55 เมกะปาสคาล ทำให้แรงเฉือนที่ฐานเพิ่ม 6% และค่าการเคลื่อนที่สูงสุดของสะพานลดลง 29% ดังนั้นการพิจารณาใช้อลูมิเนียมจึงเป็นอีกทางเลือกที่เพิ่มความสามารถต้านทานแผ่นดินไหวได้ดีขึ้น

## 6.2 ข้อเสนอแนะ

งานวิจัยนี้เป็นการศึกษาด้วยโปรแกรม OpenSEES สร้างแบบจำลอง โดยให้ฐานของสะพานเป็นจุดรองรับแบบยึดแน่น (fix) จึงควรมีการพิจารณาผลของพฤติกรรมของชั้นดิน ผลของยางแบริงเหล็กเดียวรับแรงเฉือน เป็นต้น ดังนั้นควรมีการศึกษาเพิ่มเติมก่อนนำไปใช้ในงานจริง



## รายการอ้างอิง

Anil, Ö. and S. Altin (2007). "An experimental study on reinforced concrete partially infilled frames." Engineering Structures 29(3): 449-460.

Black, C. J., et al. (2002). Component Testing, Stability Analysis, and Characterization of Buckling-restrained Unbonded Braces (TM), Pacific Earthquake Engineering Research Center.

Chou, C.-C. and S.-Y. Chen (2010). "Subassembly tests and finite element analyses of sandwiched buckling-restrained braces." Engineering Structures 32(8): 2108-2121.

Clark, P., et al. (1999). "Design procedures for buildings incorporating hysteretic damping devices." Design Procedures for Buildings Incorporating Hysteretic Damping Devices 1(1): 1-21.

Deulkar, W., et al. (2010). "Buckling restrained braces for vibration control of building structure." International Journal of Research and Reviews in Applied Sciences 4(4): 363-372.

El-Bahey, S. and M. Bruneau (2011). "Bridge piers with structural fuses and bi-steel columns. I: Experimental testing." Journal of Bridge Engineering 17(1): 25-35.

El-Bahey, S. and M. Bruneau (2011). "Buckling restrained braces as structural fuses for the seismic retrofit of reinforced concrete bridge bents." Engineering Structures 33(3): 1052-1061.



Fahnestock, L. A., et al. (2007). "Experimental evaluation of a large-scale buckling-restrained braced frame." Journal of structural engineering.

Foytong, P. (2012). Fragility Curves of Reinforced-Concrete Buildings Under Tsunami Loadings. Department of Civil Engineering. Bangkok, Thailand, Chulalongkorn University.

Gray, M., et al. (2014). "EFFECTS OF POST-YIELD STIFFENING AND STRENGTHENING ON THE COLLAPSE PERFORMANCE OF NON-BUCKLING BRACED FRAMES."

Hoshikuma, J., et al. (1997). "Stress-strain model for confined reinforced concrete in bridge piers." Journal of structural engineering 123(5): 624-633.

Ju, Y. K., et al. (2009). "Component tests of buckling-restrained braces with unconstrained length." Engineering Structures 31(2): 507-516.

Kasai, K., et al. (1998). "Passive control systems for seismic damage mitigation." Journal of structural engineering 124(5): 501-512.

Kent, D. C. and R. Park (1971). "Flexural members with confined concrete." Journal of the Structural Division 97(7): 1969-1990.

Mazzoni, S., et al. (2006). "OpenSees command language manual." Pacific Earthquake Engineering Research (PEER) Center.

Watanabe, A., et al. (1988). Properties of brace encased in buckling-restraining concrete and steel tube. Proceedings of Ninth World Conference on Earthquake Engineering.

Wigle, V. R. and L. A. Fahnestock (2010). "Buckling-restrained braced frame connection performance." Journal of Constructional Steel Research 66(1): 65-74.

พงศกร, จ. (2011). พฤติกรรมไม่เชิงเส้นแบบวัฏจักรของเหล็กเสริมที่มีการเสริมปลอกยึดรั้งเหล็กเสริม. วิทยานิพนธ์ปริญญาวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิตภาควิชาวิศวกรรมโยธา จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย.

วรารกร, ส. (2008). สมรรถนะต้านทานแผ่นดินไหวของเสาสะพานคอนกรีตเสริมเหล็กในประเทศไทยภายใต้แรงกระทำแบบวัฏจักร. วิทยานิพนธ์ปริญญาวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิตภาควิชาวิศวกรรมโยธา จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย.

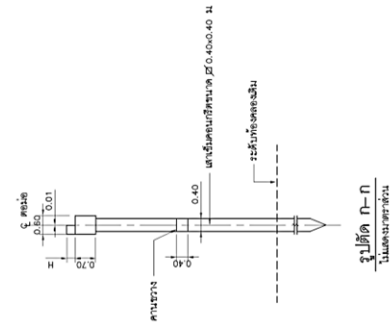




ภาคผนวก

แบบมาตรฐานกรมทางหลวงชนบท

จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย  
CHULALONGKORN UNIVERSITY



รูปตัด ก-ก  
ขนาดของเสาเข็ม

ตารางแสดงความสัมพันธ์ช่วงสะพานกับแบบตอม่อ

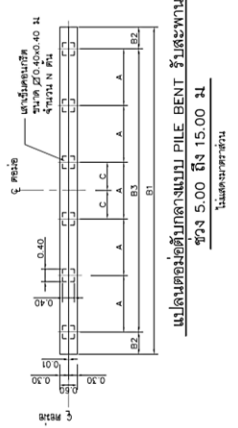
ระยะช่วง สะพาน (ม.)	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
ระยะช่วง ตอม่อ (ม.)	5	A	A	A	A	A	B	B	C	C	D
	6	A	A	A	A	A	B	B	C	C	D
	7	A	A	A	A	A	B	B	C	C	D
	8	A	A	A	A	A	B	B	C	C	D
	9	A	A	A	A	A	B	B	C	C	D
	10	A	A	A	A	A	B	B	C	C	D
	11	B	B	B	B	B	B	B	C	C	D
	12	B	B	B	B	B	B	B	C	C	D
	13	C	C	C	C	C	C	C	C	C	D
	14	C	C	C	C	C	C	C	C	C	D
	15	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D

**กรมทางหลวงชนบท สำนักการชลประทาน**  
แบบมาตรฐาน

ตอม่อตีบกลางแบบ PILE BENT รับสะพานช่วง 5.00 ม. ถึง 15.00 ม.  
(หมายถึง D) แสดงขนาดตัวต่อตัวและจำนวนเสาเข็ม

เขียนแบบ	ผู้ตรวจสอบ	ผู้ดำเนินการ
ศรพจ	ศรพจ	ศรพจ
ศร.กษ	ศร.กษ	ศร.กษ

แผ่นที่ 40    แบบครั้งที่ สท-0507/55    4/55

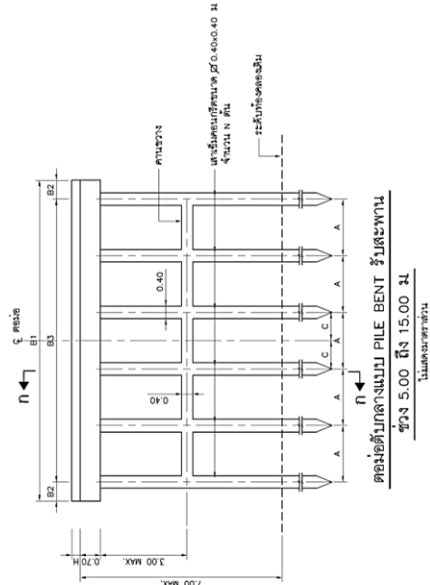


แบบตอม่อตีบกลางแบบ PILE BENT รับสะพาน  
ช่วง 5.00 ถึง 15.00 ม.  
ขนาดของเสาเข็ม

ตารางแสดงขนาดและวิธีตีตอม่อ (สำหรับรับน้ำหนักบรรทุกปลอดภัย (ALLOWABLE LOAD) ของเสาเข็มไม่น้อยกว่า 70 ตันต่อต้น)

แบบตอม่อ	A	B1	B2	B3	C	N	หมายเหตุ
A	3,000	10,200	0,600	9,000	1,500	4	
B	2,250	10,200	0,600	9,000	-	5	
C	1,800	10,200	0,600	9,000	0,900	6	
D	1,500	10,200	0,600	9,000	-	7	

ตารางแสดงขนาดและวิธีตีตอม่อ (สำหรับรับน้ำหนักบรรทุกปลอดภัย (ALLOWABLE LOAD) ของเสาเข็มไม่น้อยกว่า 70 ตันต่อต้น)



ตอม่อตีบกลางแบบ PILE BENT รับสะพาน  
ช่วง 5.00 ถึง 15.00 ม.  
ขนาดของเสาเข็ม

ตารางแสดงขนาดและวิธีตีตอม่อ (สำหรับรับน้ำหนักบรรทุกปลอดภัย (ALLOWABLE LOAD) ของเสาเข็มไม่น้อยกว่า 50 ตันต่อต้น)

แบบตอม่อ	A	B1	B2	B3	C	N	หมายเหตุ
A	1,800	10,200	0,600	9,000	0,900	6	
B	1,500	10,200	0,600	9,000	-	7	
C	1,300	10,200	0,550	9,100	0,650	8	
D	1,125	10,200	0,600	9,000	-	9	

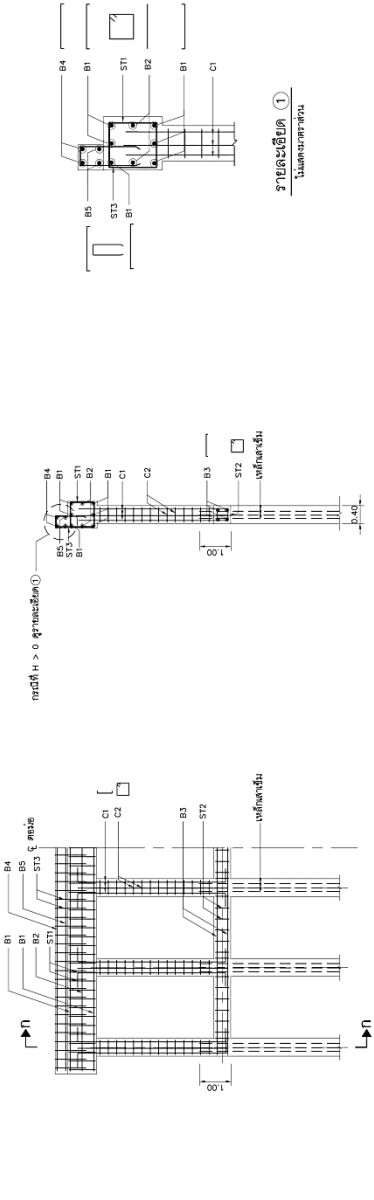
ตารางแสดงขนาดและวิธีตีตอม่อ (สำหรับรับน้ำหนักบรรทุกปลอดภัย (ALLOWABLE LOAD) ของเสาเข็มไม่น้อยกว่า 50 ตันต่อต้น)

ตารางแสดงขนาดและวิธีตีตอม่อ (สำหรับรับน้ำหนักบรรทุกปลอดภัย (ALLOWABLE LOAD) ของเสาเข็มไม่น้อยกว่า 60 ตันต่อต้น)

แบบตอม่อ	A	B1	B2	B3	C	N	หมายเหตุ
A	2,250	10,200	0,600	9,000	0,900	5	
B	1,800	10,200	0,600	9,000	0,900	6	
C	1,500	10,200	0,600	9,000	0,650	7	
D	1,300	10,200	0,550	9,000	0,650	8	

ตารางแสดงขนาดและวิธีตีตอม่อ (สำหรับรับน้ำหนักบรรทุกปลอดภัย (ALLOWABLE LOAD) ของเสาเข็มไม่น้อยกว่า 60 ตันต่อต้น)

- รายการประกอบแบบ**
- รายการและข้อกำหนดงานโครงสร้างให้ใช้ตามแบบมาตรฐาน แบบครั้งที่ สท-0101 และ สท-0102 และกรณีที่มีข้อกำหนดการก่อสร้างจากวัสดุหรือข้อใด ไม่เป็นไปตามแบบมาตรฐานครั้งที่ สท-0104
  - กำลังรับน้ำหนักบรรทุกปลอดภัยของเสาเข็ม ไม่น้อยกว่า 50 ตัน/ต้น, 60 ตัน/ต้น, 70 ตัน/ต้น หรือมากกว่าตามเงื่อนไขข้างต้นในแบบก่อสร้าง
  - H = ปริมาตรไม้ที่เชื่อมต่อกับเสาเข็มเสาเข็มเสาเข็มเสาเข็มเสาเข็ม
  - ความสูงของตอม่อตีบกลางจากระดับดินเดิมถึงระดับด้านบนยึดตอม่อ (CAP BEAM) ไม่น้อยกว่า 7.00 ม. ต้องได้รับความเห็นชอบจากวิศวกรผู้จัดทำแบบ
  - แบบฉบับนี้ใช้ประกอบกับแบบครั้งที่ สท-0503 ถึง สท-0509



การเสริมเหล็กของค้ำคานงแบบ PILE BENT รับสะพานช่วง 5.00 ถึง 15.00 ม.  
ไม่แสดงเสาหัว

รูปตัด ก-ก  
ไม่แสดงเสาหัว

ตารางแสดงรายละเอียดเหล็กเสริม (สำหรับค้ำรับน้ำหนักบรรทุกปลอดภัย (ALLOWABLE LOAD) ของเสาเข็มไม่น้อยกว่า 50 ตันต่อต้น)

ชื่อประเภทเหล็กเสริม	สภาพแบบ	รายละเอียดเหล็กเสริม																		
		B1	B2	B3	B4	B5	ST1	ST2	ST3											
BPS-1	A	3 ØB25	2 ØB12	4 ØB25	2 ØB25	2ØB12xØ20	ØB12xØ20	ØB12xØ20	ØB12xØ20	ØB12xØ20	ØB12xØ20	ØB12xØ20	ØB12xØ20	ØB12xØ20	ØB12xØ20	ØB12xØ20	ØB12xØ20	ØB12xØ20	ØB12xØ20	ØB12xØ20
BPS-2	B	4 ØB25	2 ØB12	4 ØB25	2 ØB25	2ØB12xØ20	ØB12xØ20	ØB12xØ20	ØB12xØ20	ØB12xØ20	ØB12xØ20	ØB12xØ20	ØB12xØ20	ØB12xØ20	ØB12xØ20	ØB12xØ20	ØB12xØ20	ØB12xØ20	ØB12xØ20	ØB12xØ20
BPS-3	C	5 ØB25	2 ØB12	4 ØB25	2 ØB25	2ØB12xØ20	ØB12xØ20	ØB12xØ20	ØB12xØ20	ØB12xØ20	ØB12xØ20	ØB12xØ20	ØB12xØ20	ØB12xØ20	ØB12xØ20	ØB12xØ20	ØB12xØ20	ØB12xØ20	ØB12xØ20	ØB12xØ20
BPS-4	D	6 ØB25	2 ØB12	4 ØB25	2 ØB25	2ØB12xØ20	ØB12xØ20	ØB12xØ20	ØB12xØ20	ØB12xØ20	ØB12xØ20	ØB12xØ20	ØB12xØ20	ØB12xØ20	ØB12xØ20	ØB12xØ20	ØB12xØ20	ØB12xØ20	ØB12xØ20	ØB12xØ20

ตารางแสดงรายละเอียดเหล็กเสริม (สำหรับค้ำรับน้ำหนักบรรทุกปลอดภัย (ALLOWABLE LOAD) ของเสาเข็มไม่น้อยกว่า 60 ตันต่อต้น)

ชื่อประเภทเหล็กเสริม	สภาพแบบ	รายละเอียดเหล็กเสริม																		
		B1	B2	B3	B4	B5	ST1	ST2	ST3											
BPS-5	A	4 ØB25	2 ØB12	4 ØB25	2 ØB25	2ØB12xØ20	ØB12xØ20	ØB12xØ20	ØB12xØ20	ØB12xØ20	ØB12xØ20	ØB12xØ20	ØB12xØ20	ØB12xØ20	ØB12xØ20	ØB12xØ20	ØB12xØ20	ØB12xØ20	ØB12xØ20	ØB12xØ20
BPS-6	B	5 ØB25	2 ØB12	4 ØB25	2 ØB25	2ØB12xØ20	ØB12xØ20	ØB12xØ20	ØB12xØ20	ØB12xØ20	ØB12xØ20	ØB12xØ20	ØB12xØ20	ØB12xØ20	ØB12xØ20	ØB12xØ20	ØB12xØ20	ØB12xØ20	ØB12xØ20	ØB12xØ20
BPS-7	C	6 ØB25	2 ØB12	4 ØB25	2 ØB25	2ØB12xØ20	ØB12xØ20	ØB12xØ20	ØB12xØ20	ØB12xØ20	ØB12xØ20	ØB12xØ20	ØB12xØ20	ØB12xØ20	ØB12xØ20	ØB12xØ20	ØB12xØ20	ØB12xØ20	ØB12xØ20	ØB12xØ20
BPS-8	D	6 ØB25	2 ØB12	4 ØB25	2 ØB25	2ØB12xØ20	ØB12xØ20	ØB12xØ20	ØB12xØ20	ØB12xØ20	ØB12xØ20	ØB12xØ20	ØB12xØ20	ØB12xØ20	ØB12xØ20	ØB12xØ20	ØB12xØ20	ØB12xØ20	ØB12xØ20	ØB12xØ20

ตารางแสดงรายละเอียดเหล็กเสริม (สำหรับค้ำรับน้ำหนักบรรทุกปลอดภัย (ALLOWABLE LOAD) ของเสาเข็มไม่น้อยกว่า 70 ตันต่อต้น)

ชื่อประเภทเหล็กเสริม	สภาพแบบ	รายละเอียดเหล็กเสริม																		
		B1	B2	B3	B4	B5	ST1	ST2	ST3											
BPS-9	A	5 ØB25	2 ØB12	4 ØB25	2 ØB25	2ØB12xØ20	ØB12xØ20	ØB12xØ20	ØB12xØ20	ØB12xØ20	ØB12xØ20	ØB12xØ20	ØB12xØ20	ØB12xØ20	ØB12xØ20	ØB12xØ20	ØB12xØ20	ØB12xØ20	ØB12xØ20	ØB12xØ20
BPS-10	B	6 ØB25	2 ØB12	4 ØB25	2 ØB25	2ØB12xØ20	ØB12xØ20	ØB12xØ20	ØB12xØ20	ØB12xØ20	ØB12xØ20	ØB12xØ20	ØB12xØ20	ØB12xØ20	ØB12xØ20	ØB12xØ20	ØB12xØ20	ØB12xØ20	ØB12xØ20	ØB12xØ20
BPS-11	C	6 ØB25	2 ØB12	4 ØB25	2 ØB25	2ØB12xØ20	ØB12xØ20	ØB12xØ20	ØB12xØ20	ØB12xØ20	ØB12xØ20	ØB12xØ20	ØB12xØ20	ØB12xØ20	ØB12xØ20	ØB12xØ20	ØB12xØ20	ØB12xØ20	ØB12xØ20	ØB12xØ20
BPS-12	D	7 ØB25	2 ØB12	4 ØB25	2 ØB25	2ØB12xØ20	ØB12xØ20	ØB12xØ20	ØB12xØ20	ØB12xØ20	ØB12xØ20	ØB12xØ20	ØB12xØ20	ØB12xØ20	ØB12xØ20	ØB12xØ20	ØB12xØ20	ØB12xØ20	ØB12xØ20	ØB12xØ20

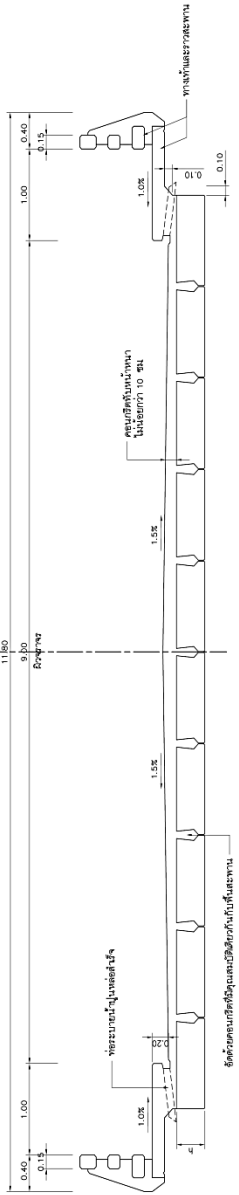
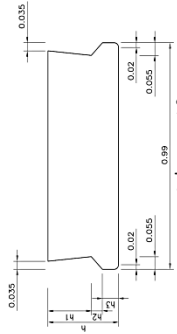
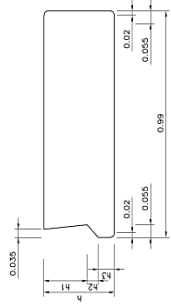
รายการประกอบแบบ

1. รายการและวิธีการทำงานโครงสร้างให้ชัดเจนแบบสมบูรณ์ แบบแรกๆ สท-0101 และ สท-0102
2. ต้นแบบการต่อเหล็กแฉกตามเสาเข็มต้องระบุความถี่ของแฉกให้ชัดเจน
3. แบบแผ่นนี้ใช้ประกอบกับแบบแรกๆ สท-0501 ถึง สท-0505
4. กิ่งรับน้ำหนักบรรทุกปลอดภัยของเสาเข็ม ไม่น้อยกว่า 50 ตัน/ต้น , 60 ตัน/ต้น , 70 ตัน/ต้น นอกจากกำหนดเป็นอย่างอื่นไว้ในแบบก่อสร้าง
5. Ø คือขนาด SKEW ของเสาเข็ม

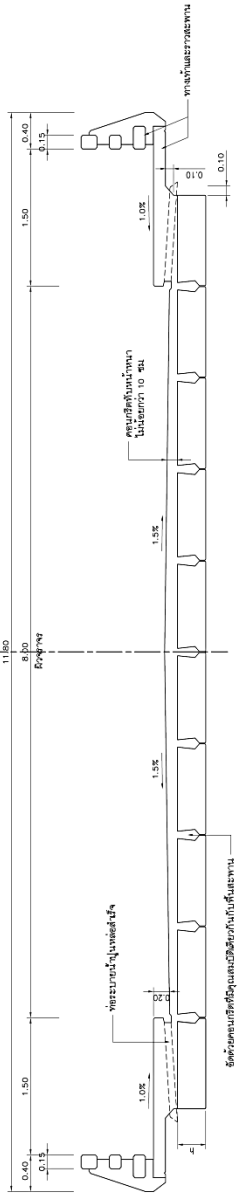
กรมทางหลวงชนบท สำนักสำรวจและออกแบบ	
แบบมาตรฐาน	
ต้นแบบค้ำคานงแบบ PILE BENT รับสะพานช่วง 5.00 ม. R3 15.00 ม. (รูปเชิง ๘ และรับแรงในกับ ๖๘) แฉกตามเสาเข็มตามแบบ	
ชื่อแบบ	ผู้จัดทำ
ผู้ออกแบบ	ผู้รับราชการที่ปรึกษา
ตรวจสอบ	สถาปนิก
แก้ไข	สถาปนิก
หน้าที 48	แบบแรกๆ สท-0509/๖5

ตารางแสดงรายละเอียดของสะพานขนาดความยาว 5.00 ถึง 12.00 ม.

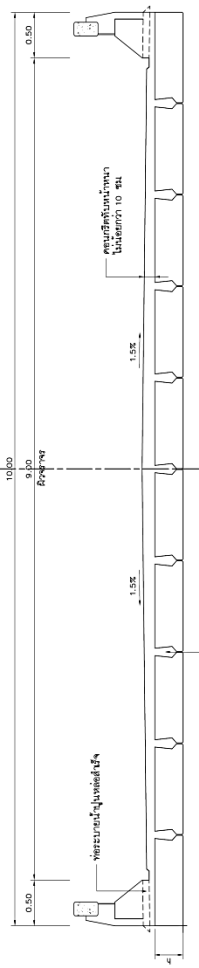
L (เมตร)   L (feet)	ขนาดของเหล็ก		
	h	ti	h3
5	4.98	0.07	0.04
6	5.98	0.10	0.04
7	6.98	0.22	0.045
8	7.98	0.25	0.055
9	8.98	0.31	0.055
10	9.98	0.35	0.055
11	10.98	0.42	0.055
12	11.98	0.45	0.055



รูปตัดตามขวาง (ความกว้างสะพาน 9.00 ม จำนวนช่องจราจรเท่ากับ 2 ช่องจราจร มีทางเท้ากว้าง 1.00 ม ความกว้างรวมจากขอบสะพานเท่ากับ 11.80 ม)



รูปตัดตามขวาง (ความกว้างสะพาน 8.00 ม จำนวนช่องจราจรเท่ากับ 2 ช่องจราจร มีทางเท้ากว้าง 1.50 ม ความกว้างรวมจากขอบสะพานเท่ากับ 11.80 ม)



รูปตัดตามขวาง (ความกว้างสะพาน 9.00 ม จำนวนช่องจราจรเท่ากับ 2 ช่องจราจร มีทางเท้า ความกว้างรวมจากขอบสะพานเท่ากับ 10.00 ม)

รายการประกอบแบบ

1. ฝักรับน้ำ
2. คอนกรีต
3. คอนกรีต
4. คอนกรีต
5. ฝักรับน้ำ

กรมทางหลวงชนบท สำนักสำรวจและออกแบบ	
แบบร่าง	แบบร่าง
คำนวณ	คำนวณ
ตรวจสอบ	ตรวจสอบ
อนุมัติ	อนุมัติ
วันที่	วันที่



### ประวัติผู้เขียนวิทยานิพนธ์

นายวัชรพงษ์ นาคะวงศ์ เกิดวันอาทิตย์ที่ 29 กันยายน พ.ศ. 2528 ที่จังหวัด กรุงเทพมหานคร สำเร็จการศึกษาระดับปริญญาบัณฑิต ภาควิชาวิศวกรรมทรัพยากรน้ำ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ ในปีการศึกษา 2551 สำเร็จการศึกษาระดับปริญญาบัณฑิต ภาควิชาวิศวกรรมโยธา มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ ในปีการศึกษา 2552 และศึกษาต่อในหลักสูตรวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย ในปีการศึกษา 2555

