

กรณีศึกษาการประเมินและปรับปรุงสะพานตัวอย่างเพื่อดำเนินงานแผ่นดินไหว

นายทศพล แก้วนุรักษ์ดาสร

วิทยานิพนธ์นี้เป็นส่วนหนึ่งของการศึกษาตามหลักสูตรปริญญาวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต

สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา ภาควิชาวิศวกรรมโยธา

คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ปีการศึกษา 2555

ลิขสิทธิ์ของจุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

บทคัดย่อและแฟ้มข้อมูลฉบับเต็มของวิทยานิพนธ์ตั้งแต่ปีการศึกษา 2554 ที่ให้บริการในคลังปัญญาจุฬาฯ (CUIR)

เป็นแฟ้มข้อมูลของนิสิตเจ้าของวิทยานิพนธ์ที่ส่งผ่านทางบัณฑิตวิทยาลัย

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 Graduate School.

SEISMIC EVALUATION AND RETROFIT OF A BRIDGE

Mr. Tospol Kaewnurachadasorn

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 2012

Copyright of Chulalongkorn University

หัวข้อวิทยานิพนธ์

กรณีศึกษาการประเมินและปรับปรุงสะพานตัวอย่างเพื่อ
ต้านทานแผ่นดินไหว

โดย

นายทศพล แก้วนัฐศาสตร์

สาขาวิชา

วิศวกรรมโยธา

อาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์หลัก

ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร. ฉัตรพันธ์ จินตนาภักดี

คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย อนุมัติให้หัวข้อวิทยานิพนธ์ฉบับนี้เป็นส่วนหนึ่ง
ของการศึกษาตามหลักสูตรปริญญาโทบริหารธุรกิจ

..... คณะบดีคณะวิศวกรรมศาสตร์
(รองศาสตราจารย์ ดร. บุญสม เลิศนรินทร์วงศ์)

คณะกรรมการสอบวิทยานิพนธ์

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

..... อาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์หลัก
(ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร. ฉัตรพันธ์ จินตนาภักดี)

..... กรรมการ
(ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร. อาภาณี เรืองรัมย์)

..... กรรมการภายนอกมหาวิทยาลัย
(ดร. ทศวรรษ มณีเทศ)

ทศพล แก้วนุรชดาสร : กรณีศึกษาการประเมินและการปรับปรุงสะพานตัวอย่างเพื่อ
 ด้านทานแผ่นดินไหว (SEISMIC EVALUATION AND RETROFIT OF A BRIDGE) อ.ที่
 ปรึกษาวิทยานิพนธ์หลัก: ผศ. ดร. จัตรพันธ์ จินตนาภักดี, 179 หน้า.

เนื่องจากช่วงหลังได้มีเหตุการณ์แผ่นดินไหวที่ส่งผลกระทบต่อโครงสร้างในประเทศไทย
 มากขึ้น โครงสร้างสะพานเป็นโครงสร้างพื้นฐานที่สำคัญในการขนส่งหลังจากเกิดภัยพิบัติ แต่
 สะพานโดยส่วนใหญ่ที่สร้างไว้เดิมไม่ได้มีการออกแบบให้มีความสามารถในการต้านทาน
 แผ่นดินไหวได้ จึงควรมีการศึกษาเพื่อที่จะประเมินสมรรถนะของสะพานที่มีอยู่ในการต้านทาน
 แผ่นดินไหว โดยสะพานที่เลือกใช้ในการศึกษานี้เป็นสะพานที่มีอยู่เป็นจำนวนมากที่สุดของกรม
 ทางหลวงชนบท ซึ่งเป็นสะพานที่มีช่วงสะพานยาว 10 เมตร เสาดอม่อมีขนาด 0.40x0.40 ซม.
 คานขวางขนาด 0.40x0.40 ซม. และคานพาดหัวเสามีขนาด 0.50x0.70 ซม. โดยพื้นสะพานเป็น
 แผ่นคอนกรีตหล่อสำเร็จหนา 0.50 ม. ในการศึกษาี้สมมติให้สะพานตั้งอยู่ที่จังหวัดเชียงใหม่
 ในการวิเคราะห์การตอบสนองของโครงสร้างได้ใช้วิธีแบบประวัติเวลาไม่เชิงเส้น (nonlinear
 response history analysis, NL-RHA) ด้วยโปรแกรม PERFORM 3D โดยคลื่นแผ่นดินไหวที่มา
 กระทำกับโครงสร้างนั้น ได้ทำการคัดเลือกจากชุดคลื่นแผ่นดินไหวที่มีขนาดอยู่ระหว่าง 6.6 ถึง
 6.9 และมีระยะทางจากแหล่งกำเนิดถึงสถานีตรวจวัด 15 ถึง 30 กิโลเมตร หลังจากทำการ
 วิเคราะห์แล้วจะต้องทำการประเมินโครงสร้างโดยใช้ขีดจำกัดความปลอดภัยของโครงสร้างที่
 อ้างอิงตามมาตรฐาน ASCE41-06 ซึ่งหลังจากการประเมินพบว่าสะพานเกิดความเสียหายที่โคน
 เสาดอม่อเนื่องจากแรงดัด จึงได้ศึกษาแนวทางการปรับปรุงสะพานทั้งหมด 3 วิธี คือ 1)
 วิธีพอกเสา 2) วิธีเสริมค้ำยันทแยง และ 3) วิธีเสริมก้อนยางที่ฐานรองรับ ซึ่งพบว่าวิธีที่สามารถ
 ป้องกันความเสียหายที่จะเกิดขึ้นได้ คือวิธีการพอกเสาซึ่งต้องทำการพอกเสาตลอดความสูงของ
 เสาดอม่อจึงจะสามารถป้องกันความเสียหายที่โคนเสาเนื่องจากแรงดัดได้ ส่วนวิธีอื่นๆจะไม่
 สามารถป้องกันความเสียหายที่เกิดขึ้นได้เมื่อมีแรงกระทำทางยาวของสะพาน

ภาควิชา วิศวกรรมโยธาลายมือชื่อนิสิต.....
 สาขาวิชา วิศวกรรมโยธาลายมือชื่อ อ.ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์หลัก.....
 ปีการศึกษา 2555

5270757521 : MAJOR CIVIL ENGINEERING

KEYWORDS : EARTHQUAKE / BRIDGES / NONLINEAR ANALYSIS

TOSPOL KAEWNURACHADASORN : SEISMIC EVALUATION AND RETROFIT
OF A BRIDGE. ADVISOR : ASST. PROF. CHATPAN CHINTANAPAKDEE, Ph.D.,
179 pp.

In recent years, structures in Thailand have been affected by the earthquakes more often. Bridges are very important infrastructure for transportation of people and relief aids after disaster occurs. However, most bridges in Thailand were not intentionally designed to resist earthquakes, so they should be evaluated whether they have adequate earthquake resistance. This study aims to conduct seismic evaluation of a sample bridge under supervision of the Department of Rural Roads. The bridge with span lengths of 10 meters was selected because they exist for the most number of bridges in Thailand. The sizes of cross sections are 0.4x0.4 meters for the columns and cross beams, and 0.5x0.7 meters for the cap beams. The bridge is assumed to be located in Chiangmai where urban seismic hazard is most severe. A set of 20 ground motions representing earthquake magnitude ranging from 6.6 to 6.9 and distance ranging from 15 to 30 km was considered. Nonlinear response history analysis was performed to determine responses to earthquakes by using computer software PERFORM-3D. After analysis and evaluation based on acceptance criteria in ASCE41-06, the results show that damage would occur at the top and bottom ends of columns due to bending and plastic rotation. Subsequently, three retrofit schemes were explored including: 1) column jacketing by concrete, 2) diagonal bracing, and 3) elastomeric isolation bearing. It was found that concrete column jacketing throughout the column height can prevent excessive damage in the columns. Other methods can not prevent excessive damage due to excitation in the longitudinal direction.

Department : Civil Engineering..... Student's Signature.....

Field of Study : Civil Engineering..... Advisor's Signature.....

Academic Year : 2012.....

กิตติกรรมประกาศ

ในการจัดทำวิทยานิพนธ์ฉบับนี้ ข้าพเจ้าขอกราบขอบพระคุณ ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร.ฉัตรพันธ์ จินตนาภักดี อาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์เป็นอย่างสูง ที่ได้ให้คำแนะนำและความรู้ต่างๆ ที่เป็นประโยชน์ในการทำวิจัย รวมทั้งกรุณาตรวจสอบและแก้ไขวิทยานิพนธ์ฉบับนี้จนสำเร็จ ลุล่วงอย่างสมบูรณ์

ข้าพเจ้าขอขอบพระคุณ รองศาสตราจารย์ ดร.ทศพล ปิ่นแก้ว ที่ช่วยให้คำแนะนำเพื่อให้วิทยานิพนธ์ฉบับนี้มีความสมบูรณ์

ข้าพเจ้าขอขอบพระคุณ ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร.อาณัติ เรืองรัศมี ที่ให้คำแนะนำและความรู้ที่เป็นประโยชน์แก่วิทยานิพนธ์ฉบับนี้ตลอดจนคณาจารย์ทุกท่านที่ได้อบรมสั่งสอนให้ความรู้แก่ข้าพเจ้า

ข้าพเจ้าขอขอบคุณ ดร.หทัยรัตน์ มณีเทศ และกรมทางหลวงชนบทสำหรับข้อมูลและแบบก่อสร้างของสะพาน

ข้าพเจ้าขอขอบคุณรุ่นพี่ รุ่นน้อง และเพื่อนๆ ทุกคนที่ให้ความช่วยเหลือ ตลอดจนให้คำแนะนำต่างๆ ที่เป็นประโยชน์ต่อการทำวิจัย

ที่สำคัญที่สุดข้าพเจ้าขอขอบพระคุณคือ บิดา มารดา ที่ช่วยอบรมสั่งสอนและให้กำลังใจ ทำให้วิทยานิพนธ์ฉบับนี้ลุล่วงไปด้วยดี

สารบัญ

หน้า

บทคัดย่อภาษาไทย.....	ง
บทคัดย่อภาษาอังกฤษ.....	จ
กิตติกรรมประกาศ	ฉ
สารบัญ.....	ช
สารบัญตาราง	ญ
สารบัญรูป.....	ฒ
บทที่ 1 บทนำ	1
1.1 ความเป็นมา	1
1.2 วัตถุประสงค์	2
1.3 ขอบเขตการวิจัย.....	2
1.4 สมมติฐาน	2
1.5 ประโยชน์ที่คาดว่าจะได้รับ	2
1.6 ขั้นตอนการดำเนินการวิจัย.....	3
บทที่ 2 ทฤษฎีและงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง	5
2.1 งานวิจัยที่เกี่ยวข้อง.....	5
2.1.1 การศึกษาความเสียหายของสะพานเนื่องจากแผ่นดินไหว	5
2.1.2 การศึกษาการเพิ่มกำลังรับแรงเฉือนของเสาสะพาน	15
2.1.3 การศึกษาการเพิ่มประสิทธิภาพของสะพานเพื่อต้านทานแผ่นดินไหว	21
2.2 พฤติกรรมของหน้าตัด.....	39
2.3 การวิเคราะห์แบบไม่เชิงเส้น	44
2.4 ทฤษฎีที่เกี่ยวข้อง	54
2.4.1 หลักการวิเคราะห์โครงสร้างด้วยวิธีพลศาสตร์.....	54
2.4.2 การวิเคราะห์โครงสร้างภายใต้แรงแผ่นดินไหวในช่วงอีลาสติก	55
2.4.3 การวิเคราะห์โครงสร้างภายใต้แรงแผ่นดินไหวในช่วงอินอีลาสติก.....	56
2.4.4 โครงสร้างที่ใช้ฐานรองรับแบบแยกส่วน (Base Isolation).....	57
บทที่ 3 แบบจำลองสะพาน.....	66
3.1 สะพานที่ใช้ในการวิเคราะห์.....	66

3.2	ลักษณะของสะพานที่ใช้ในการวิเคราะห์	66
3.2.1	คุณสมบัติเบื้องต้นของชิ้นส่วนสะพาน.....	66
3.2.2	แบบจำลองและเงื่อนไขที่ใช้ในการสร้างแบบจำลอง.....	67
3.3	ความสูงและฐานรองรับของสะพานที่นำมาใช้พิจารณา	68
3.3.1	ความสูงของสะพาน	68
3.3.2	ที่รองรับของสะพาน.....	69
3.4	การสอบเทียบแบบจำลองกับผลการทดสอบเสาของ Sezen (2002)	72
บทที่ 4	คลื่นแผ่นดินไหวที่ใช้ในการวิเคราะห์	77
4.1	คลื่นแผ่นดินไหวที่ใช้ในการวิเคราะห์แบบ 1 ทิศทาง.....	77
4.2	คลื่นแผ่นดินไหวที่ใช้ในการวิเคราะห์แบบ 2 ทิศทาง.....	84
บทที่ 5	ผลการวิเคราะห์และการประเมินโครงสร้าง.....	88
5.1	ผลการวิเคราะห์โครงสร้างแบบเชิงเส้น.....	88
5.2	ผลการวิเคราะห์โครงสร้างแบบไม่เชิงเส้น.....	100
5.3	การประเมินโครงสร้าง	107
บทที่ 6	การปรับปรุงโครงสร้าง	110
6.1	การพอกเสาด้วยคอนกรีต (Concrete jacketing)	110
6.2	การเสริมกำลังด้วยค้ำยัน (Bracing)	124
6.3	การเสริมก้อนยาง (Elastomeric bearing)	134
บทที่ 7	สรุปผลการวิจัย	141
7.1	สรุปการประเมินสะพาน.....	141
7.2	สรุปการเสริมกำลังด้วยวิธีต่างๆ.....	142
7.2.1	วิธีพอกเสา (Concrete Jacketing).....	142
7.2.2	วิธีการเสริมค้ำยัน (Brace).....	142
7.2.3	วิธีการเสริมก้อนยาง (Elastomeric Bearing).....	143
7.3	ข้อเสนอแนะ	144
รายการอ้างอิง		145
ภาคผนวก		151
ภาคผนวก ก		152
ภาคผนวก ข.....		165

สะพานที่ใช้ในการประเมิน.....	166
ภาคผนวก ค.....	176
ค่าขีดความสามารถของหน้าตัด.....	177
ประวัติผู้เขียนวิทยานิพนธ์.....	179

สารบัญตาราง

หน้า

ตารางที่ 2.1	บริเวณที่ตั้งและความเสียหายที่เกิดขึ้นกับสะพานต่างๆ (Gates และคณะ, 1988)	7
ตารางที่ 2.2	สรุปจำนวนสะพานที่มีอยู่ในพื้นที่แผ่นดินไหวและจำนวนสะพานที่เสียหายเนื่องจากแผ่นดินไหว (Basoz และคณะ, 1999)	9
ตารางที่ 2.3	คุณสมบัติของเสา (Ozcebe และ Staacioglu, 1987)	16
ตารางที่ 2.4	คุณสมบัติของเสา (Azizinamini และคณะ, 1992)	18
ตารางที่ 2.5	คุณสมบัติของเสา (Lukkunaprasit และ Sittipunt, 2003)	19
ตารางที่ 2.6	คุณสมบัติของเสา (Ongsupankul และคณะ, 2006)	20
ตารางที่ 2.7	ประเภทของที่รองรับที่มีการเปลี่ยนแปลงแต่ละเสาสะพาน (Hindi และคณะ, 2006)	32
ตารางที่ 2.8	ผลการคำนวณแรงเฉือนที่ฐานและระยะเคลื่อนที่ของที่รองรับแบบแยกฐาน	62
ตารางที่ 3.1	คาบธรรมชาติของโครงสร้างสะพาน	70
ตารางที่ 4.1	รายการชุดคลื่นแผ่นดินไหวขนาดใหญ่ระยะใกล้ (LMSR)	79
ตารางที่ 4.2	ตัวคูณปรับค่าความแรงของคลื่นแผ่นดินไหว LMSR ในทิศทางตามยาวและตามขวางของสะพานที่ใช้ในการวิเคราะห์	82
ตารางที่ 4.3	รายการคลื่นแผ่นดินไหวที่ใช้ในการวิเคราะห์ด้วยวิธีประวัติเวลาแบบไม่เชิงเส้น	85
ตารางที่ 5.1	ค่าคาบธรรมชาติของโครงสร้าง	91
ตารางที่ 5.2	แรงที่เกิดขึ้นที่โคนเสาของโครงสร้างสูง 7 เมตรและมีฐานรองรับแบบยึดแน่น	91
ตารางที่ 5.3	แรงที่เกิดขึ้นปลายคานขวางของโครงสร้างสูง 7 เมตรและมีฐานรองรับแบบยึดแน่นและแบบหมุน	92
ตารางที่ 5.4	แรงที่เกิดขึ้นที่ปลายคานพาดหัวเสาของโครงสร้างสูง 7 เมตรและมีฐานรองรับแบบยึดแน่นและแบบหมุน	92
ตารางที่ 5.5	แรงที่เกิดขึ้นที่โคนเสาของโครงสร้างสูง 5 เมตรและมีฐานรองรับแบบยึดแน่น	93

ตารางที่ 5.6	แรงที่เกิดขึ้นที่ปลายคานขวางของโครงสร้างสูง 5 เมตรและมีฐานรองรับแบบยึดแน่นและแบบหมุน	93
ตารางที่ 5.7	แรงที่เกิดขึ้นที่ปลายคานพาดหัวเสาของโครงสร้างสูง 5 เมตรและมีฐานรองรับแบบยึดแน่นและแบบหมุน	94
ตารางที่ 5.8	แรงที่เกิดขึ้นที่โคนเสาของโครงสร้างสูง 3 เมตรและมีฐานรองรับแบบยึดแน่น	94
ตารางที่ 5.9	แรงที่เกิดขึ้นที่ปลายคานขวางของโครงสร้างสูง 3 เมตรและมีฐานรองรับแบบยึดแน่นและแบบหมุน	95
ตารางที่ 5.10	แรงที่เกิดขึ้นที่ปลายคานพาดหัวเสาของโครงสร้างสูง 3 เมตรและมีฐานรองรับแบบยึดแน่นและแบบหมุน	95
ตารางที่ 5.11	แรงเฉือนที่เกิดขึ้นในเหล็กเดือย.....	97
ตารางที่ 5.12	ค่า DCR ของโครงสร้างสูง 7 เมตร มีฐานรองรับแบบยึดแน่น	98
ตารางที่ 5.13	ค่า DCR ของโครงสร้างสูง 7 เมตร มีฐานรองรับแบบหมุน	98
ตารางที่ 5.14	ค่า DCR ของโครงสร้างสูง 5 เมตร มีฐานรองรับแบบยึดแน่น	99
ตารางที่ 5.15	ค่า DCR ของโครงสร้างสูง 5 เมตร มีฐานรองรับแบบหมุน	99
ตารางที่ 5.16	ค่า DCR ของโครงสร้างสูง 3 เมตร มีฐานรองรับแบบยึดแน่น	100
ตารางที่ 5.17	ค่า DCR ของโครงสร้างสูง 3 เมตร มีฐานรองรับแบบหมุน	100
ตารางที่ 5.18	ระยะการเคลื่อนที่หัวเสาในทิศตามขวางและตามยาวของสะพาน	106
ตารางที่ 5.19	ระยะการเคลื่อนที่ที่คานขวางของสะพานในทิศตามขวางและตามยาว	107
ตารางที่ 5.20	ค่ามุมหมุนพลาสติกที่เกิดขึ้นในกรณีโครงสร้างสูง 7,5 และ 3 เมตร ฐานรองรับแบบยึดแน่น.....	108
ตารางที่ 5.21	ค่ามุมหมุนพลาสติกที่เกิดขึ้นในกรณีโครงสร้างสูง 7,5 และ 3 เมตร ฐานรองรับแบบหมุน.....	109
ตารางที่ 6.1	ค่าคาบธรรมชาติของโครงสร้างที่ไม่ได้มีการขยายหน้าตัดเสากับค่าขอบคาบธรรมชาติของโครงสร้างที่พอกเสมาแล้ว	112
ตารางที่ 6.2	ค่ามุมหมุนพลาสติกที่โคนเสาเมื่อมีการเสริมกำลังด้วยการพอกเสา.....	116
ตารางที่ 6.3	ค่ามุมหมุนพลาสติกที่เสาเหนือส่วนที่พอก.....	117
ตารางที่ 6.4	ระยะเคลื่อนที่ที่หัวเสาของสะพานที่มีการพอกเสาสูง 0.5 เมตร ในทิศทางตามขวางและตามยาวของสะพาน.....	119

ตารางที่ 6.5	ระยะเคลื่อนที่ที่คานขวางของสะพานที่มีการพอกเสาสสูง 0.5 เมตร ใน ทิศทางตามขวางและตามยาวของสะพาน	119
ตารางที่ 6.6	ระยะเคลื่อนที่ที่หัวเสาของสะพานที่มีการพอกเสาสสูง 1 เมตร ในทิศทาง ตามขวางและตามยาวของสะพาน.....	119
ตารางที่ 6.7	ระยะเคลื่อนที่ที่คานขวางของสะพานที่มีการพอกเสาสสูง 1 เมตร ในทิศทาง ตามขวางและตามยาวของสะพาน.....	120
ตารางที่ 6.8	ระยะเคลื่อนที่ที่หัวเสาของสะพานที่มีการพอกเสาสสูง 1.2 เมตร ในทิศทาง ตามขวางและตามยาวของสะพาน.....	120
ตารางที่ 6.9	ระยะเคลื่อนที่ที่คานขวางของสะพานที่มีการพอกเสาสสูง 1.2 เมตร ใน ทิศทางตามขวางและตามยาวของสะพาน	120
ตารางที่ 6.10	ระยะเคลื่อนที่ที่หัวเสาของสะพานที่มีการพอกเสาสสูง 2 เมตร ในทิศทาง ตามขวางและตามยาวของสะพาน.....	121
ตารางที่ 6.11	ระยะเคลื่อนที่ที่คานขวางของสะพานที่มีการพอกเสาสสูง 2 เมตร ในทิศทาง ตามขวางและตามยาวของสะพาน.....	121
ตารางที่ 6.12	ระยะเคลื่อนที่ที่หัวเสาของสะพานที่มีการพอกเสาสสูง 3.3 เมตร ในทิศทาง ตามขวางและตามยาวของสะพาน.....	121
ตารางที่ 6.13	ระยะเคลื่อนที่ที่คานขวางของสะพานที่มีการพอกเสาสสูง 3.3 เมตร ใน ทิศทางตามขวางและตามยาวของสะพาน	122
ตารางที่ 6.14	ระยะเคลื่อนที่ที่หัวเสาของสะพานที่มีการพอกเสาสสูง 6.65 เมตร ใน ทิศทางตามขวางและตามยาวของสะพาน	122
ตารางที่ 6.15	ระยะเคลื่อนที่ที่คานขวางของสะพานที่มีการพอกเสาสสูง 6.65 เมตร ใน ทิศทางตามขวางและตามยาวของสะพาน	122
ตารางที่ 6.16	คาบธรรมชาติของโครงสร้างที่ทำการเสริมค้ำยันและไม่ได้เสริมค้ำยัน.....	125
ตารางที่ 6.17	ค่ามูมหมุนพลาสติกที่เกิดขึ้นที่ของโครงสร้างที่มีการเสริมกำลังด้วยค้ำยัน.....	129
ตารางที่ 6.18	การเคลื่อนที่ที่หัวเสาของสะพานที่มีการเสริมค้ำยันขนาดหน้าตัดเท่ากับ 40 ตร.ซม.ในทิศทางตามขวางและตามยาวของสะพาน.....	130
ตารางที่ 6.19	การเคลื่อนที่ที่คานขวางของสะพานที่มีการเสริมค้ำยันขนาดหน้าตัด เท่ากับ 40 ตร.ซม.ในทิศทางตามขวางและตามยาวของสะพาน	131

ตารางที่ 6.20	การเคลื่อนที่ที่หัวเสาของสะพานที่มีการเสริมค้ำยันขนาดหน้าตัดเท่ากับ 50 ตร.ซม.ในทิศทางตามขวางและตามยาวของสะพาน.....	131
ตารางที่ 6.21	การเคลื่อนที่ที่คานขวางของสะพานที่มีการเสริมค้ำยันขนาดหน้าตัดเท่ากับ 50 ตร.ซม.ในทิศทางตามขวางและตามยาวของสะพาน	131
ตารางที่ 6.22	การเคลื่อนที่ที่หัวเสาของสะพานที่มีการเสริมค้ำยันขนาดหน้าตัดเท่ากับ 76 ตร.ซม.ในทิศทางตามขวางและตามยาวของสะพาน.....	132
ตารางที่ 6.23	การเคลื่อนที่ที่คานขวางของสะพานที่มีการเสริมค้ำยันขนาดหน้าตัดเท่ากับ 76 ตร.ซม.ในทิศทางตามขวางและตามยาวของสะพาน	132
ตารางที่ 6.24	การเคลื่อนที่ที่หัวเสาของสะพานที่มีการเสริมค้ำยันขนาดหน้าตัดเท่ากับ 85 ตร.ซม.ในทิศทางตามขวางและตามยาวของสะพาน.....	132
ตารางที่ 6.25	การเคลื่อนที่ที่คานขวางของโครงสร้างที่มีการเสริมค้ำยันขนาดหน้าตัดเท่ากับ 85 ตร.ซม.ในทิศทางตามขวางและตามยาวของสะพาน	133
ตารางที่ 6.26	การเคลื่อนที่ที่หัวเสาของสะพานที่มีการเสริมค้ำยันขนาดหน้าตัดเท่ากับ 187 ตร.ซม.ในทิศทางตามขวางและตามยาวของสะพาน.....	133
ตารางที่ 6.27	การเคลื่อนที่ที่คานขวางของสะพานที่มีการเสริมค้ำยันขนาดหน้าตัดเท่ากับ 187 ตร.ซม.ในทิศทางตามขวางและตามยาวของสะพาน	133
ตารางที่ 6.28	strain ในค้ำยันที่เกิดขึ้นเทียบกับค่าของ strain ที่จุดคราก	134
ตารางที่ 6.29	ค่าคาบธรรมชาติของสะพานที่เสริมและไม่ได้เสริมก่อนยาง	137
ตารางที่ 6.30	การเคลื่อนที่จุดบนสุดของสะพานที่มีการเสริมกำลังด้วยก้อนยาง ในทิศทางตามขวางและตามยาวของสะพาน	140
ตารางที่ 6.31	การเคลื่อนที่ระดับคานขวางของสะพานที่มีการเสริมกำลังด้วยก้อนยาง ในทิศทางตามขวางและตามยาวของสะพาน	140
ตารางที่ ก.1	คาบธรรมชาติของสะพาน	156
ตารางที่ ก.2	แรงเฉือนและโมเมนต์ที่ฐานรองรับของสะพาน	156
ตารางที่ ก.3	ค่าคุณสมบัติของโครงสร้างที่ใช้ในการวิเคราะห์เปรียบเทียบ	158
ตารางที่ ก.4	ปฏิกิริยาของโครงสร้างสะพานตามแบบมาตรฐานเก่า	161
ตารางที่ ก.5	คาบของโครงสร้างตามแบบมาตรฐานเก่า	161
ตารางที่ ก.6	ค่าของแรงตอบสนองที่เกิดขึ้นที่ฐานของแบบจำลองสะพาน	162

ตารางที่ ก.7	คาบธรรมชาติของโครงสร้าง.....	164
ตารางที่ ข.1	ตอม่อกลางชนิดเสาเข็ม.....	166
ตารางที่ ข.2	ตอม่อกลางชนิดฐานแผ่.....	167
ตารางที่ ข.3	ตอม่อชนิดเสาเข็ม ที่มีความยาวช่วง 10 ม. + 10 ม.....	169
ตารางที่ ข.4	ตอม่อชนิดเสาเข็ม ที่มีความยาวช่วง 10 ม. + 20 ม.....	170
ตารางที่ ข.5	ตอม่อชนิดเสาเข็ม ที่มีความยาวช่วง 10 ม. + 30 ม.....	170
ตารางที่ ข.6	ตอม่อชนิดเสาเข็ม ที่มีความยาวช่วง 20 ม. + 20 ม.....	171
ตารางที่ ข.7	ตอม่อชนิดเสาเข็ม ที่มีความยาวช่วง 20 ม. + 30 ม.....	171
ตารางที่ ข.8	ตอม่อชนิดเสาเข็ม ที่มีความยาวช่วง 30 ม. + 30 ม.....	172
ตารางที่ ข.9	ตอม่อกลางชนิดฐานแผ่ ที่มีความยาวช่วง 10 ม. + 10 ม.....	172
ตารางที่ ข.10	ตอม่อกลางชนิดฐานแผ่ ที่มีความยาวช่วง 10 ม. + 20 ม.....	173
ตารางที่ ข.11	ตอม่อกลางชนิดฐานแผ่ ที่มีความยาวช่วง 10 ม. + 30 ม.....	173
ตารางที่ ข.12	ตอม่อกลางชนิดฐานแผ่ ที่มีความยาวช่วง 20 ม. + 20 ม.....	174
ตารางที่ ข.13	ตอม่อกลางชนิดฐานแผ่ ที่มีความยาวช่วง 20 ม. + 30 ม.....	174
ตารางที่ ข.14	ตอม่อกลางชนิดฐานแผ่ ที่มีความยาวช่วง 30 ม. + 30 ม.....	175

สารบัญรูป

		หน้า
รูปที่ 2.1	ตำแหน่งของเสาสะพานที่เสียหายเนื่องจากแรงเฉือน (Gates และคณะ, 1988).....	5
รูปที่ 2.2	ความเสียหายที่เกิดขึ้นเนื่องจากแรงเฉือน (Gates และคณะ, 1988)	6
รูปที่ 2.3	หน้าตัดของเสาที่ทำการซ่อมแซมโดยการเพิ่มจำนวนเหล็กปลอกเพื่อรับแรงเฉือน	6
รูปที่ 2.4	ความเสียหายของเสาเนื่องจากแรงเฉือน (Priestley และคณะ, 1988)	8
รูปที่ 2.5	ความเสียหายที่เกิดจากแรงเฉือนในเสาเนื่องจากแรงแผ่นดินไหว.....	8
รูปที่ 2.6	ความเสียหายแบบ span collapse ของสะพาน Pei Feng.....	10
รูปที่ 2.7	ความเสียหายแบบ span collapsed ของสะพาน Shi Wei.....	10
รูปที่ 2.8	ความเสียหายจากการเคลื่อนที่ออกจากกันของ bent cap และเสาสะพาน Yen Feng (Christopoulos และคณะ, 2002)	11
รูปที่ 2.9	ความเสียหายของที่ยางรองสะพาน ของสะพาน Yen Feng	11
รูปที่ 2.10	ความเสียหายจากแรงเฉือนที่เสาของสะพาน Wu Shi	12
รูปที่ 2.11	ความเสียหายของสะพาน Mao Lou Shi (Christopoulos และคณะ, 2002).....	12
รูปที่ 2.12	สะพานที่ Banda Aceh และรอยแยกตัวออกจากกันของสะพาน	13
รูปที่ 2.13	จุดที่เกิดความเสียหายของสะพาน Xiaoyudong (Lin และคณะ, 2010).....	14
รูปที่ 2.14	รูปแบบการเสริมเหล็ก (Ozcebe และ Saatcioglu, 1987)	15
รูปที่ 2.15	รูปแบบการเสริมเหล็กเพื่อใช้ทดสอบ (Azizinamini, 1992)	17
รูปที่ 2.16	รูปแบบการเสริมเหล็ก ขนาดของหน้าตัดและรูปแบบการทดสอบ	19
รูปที่ 2.17	รูปแบบการเสริมเหล็ก ขนาดหน้าตัดและรูปแบบการทดสอบ	20
รูปที่ 2.18	ตัวอย่างเสาที่ใช้ทดสอบ (Ma และคณะ, 1999)	22
รูปที่ 2.19	การซ่อมเสาด้วย epoxy (Ma และคณะ, 1999)	23
รูปที่ 2.20	การซ่อมแซมด้วยวิธีการใช้ epoxy และติด prefabricated jacket โดย	23
รูปที่ 2.21	การซ่อมแซมเสาดูด้วยการติดตั้งแผ่นเสริมกำลังแบบ individual shell	23
รูปที่ 2.22	การซ่อมแซมเสาดูด้วยการติดตั้งแผ่นเสริมกำลังแบบ continuous shell.....	24
รูปที่ 2.23	รูปแบบสะพานในรัฐ Illinois (Dicleli และ Mansour, 2003).....	25
รูปที่ 2.24	ลักษณะการเพิ่มความกว้างของฐานรากสะพานในรัฐ Illinois	25

รูปที่ 2.25	Friction Pendulum Bearing (Dicleli และ Mansour, 2003).....	26
รูปที่ 2.26	การเคลื่อนที่ของ FPBและกราฟการสลายพลังงานของ FPB	26
รูปที่ 2.27	ความเครียดกับความเค้นสำหรับ superelastic shape memory alloy	28
รูปที่ 2.28	ส่วนประกอบของที่รองรับแบบ SMA-rubber และการเสียรูปเมื่อถูกแรงกระทำ.....	28
รูปที่ 2.29	สะพานที่เลือกใช้มาคำนวณความสามารถของที่รองรับ (Choi และคณะ, 2005).....	29
รูปที่ 2.30	โครงสร้างของสะพานในมุมมองต่างๆ (ซ้าย) และ ลักษณะของฐานรองรับ (bearing) ของสะพาน (ขวา) (Hindi และคณะ, 2006)	31
รูปที่ 2.31	แรงเฉือนที่เสาสะพานสำหรับรูปแบบต่างๆของที่รองรับ (Hindi และคณะ, 2006).....	33
รูปที่ 2.32	แรงดัดที่เสาสะพานสำหรับรูปแบบต่างๆของที่รองรับโดย	33
รูปที่ 2.33	แรงเฉือนที่ที่รองรับ (bearing) สำหรับรูปแบบต่างๆของที่รองรับ.....	34
รูปที่ 2.34	แรงเฉือนที่เสาเข็มของตอม่อตัวริมสำหรับรูปแบบต่างๆของที่รองรับ.....	34
รูปที่ 2.35	การซ่อมแซมรอยร้าวด้วยคอนกรีต (cement grout).....	35
รูปที่ 2.36	รูปแบบการพันของแผ่นเหล็กที่ใช้ในการเสริมกำลังของเสา.....	36
รูปที่ 2.37	ความเหนียวที่เพิ่มขึ้นเมื่อทำการเสริมกำลังของเสาด้วย FRP	36
รูปที่ 2.38	ความสูงของเสาทดสอบ (พิมานมาศ และ จันทนลิขิต, 2011).....	37
รูปที่ 2.39	ขนาดหน้าตัดของตัวอย่างการทดสอบ (พิมานมาศ และ จันทนลิขิต, 2011)	37
รูปที่ 2.40	แบบจำลองโครงสร้างคานและเสา แบบรวมพฤติกรรมพลาสติก	40
รูปที่ 2.41	เส้นโค้งขบนอก (Haselton, 2008)	40
รูปที่ 2.42	ลักษณะของสะพานที่ใช้ในการวิเคราะห์ (DesRoches, 2004).....	44
รูปที่ 2.43	ลักษณะของแบบจำลองสะพาน (DesRoches, 2004).....	45
รูปที่ 2.44	ค่าคาบธรรมชาติของสะพาน (DesRoches, 2004)	45
รูปที่ 2.45	การโยกตัวของสะพานตามยาว (DesRoches, 2004)	46
รูปที่ 2.46	สะพานตัวอย่างที่ใช้ในการวิเคราะห์ (Hwangและคณะ, 1994)	46
รูปที่ 2.47	ผลการวิเคราะห์ (Hwangและคณะ, 1994)	47
รูปที่ 2.48	สะพานที่ใช้ในการวิเคราะห์ (Marsh และ Brown, 1994)	48
รูปที่ 2.49	สะพานที่ใช้ในการวิเคราะห์ (Haque และคณะ, 2010)	50

รูปที่ 2.50	แบบจำลองสะพานเพื่อใช้ในการวิเคราะห์ (Haque และคณะ, 2010)	50
รูปที่ 2.51	พฤติกรรมแบบ bilinear ของก้อนยาง (Haque และคณะ, 2010).....	50
รูปที่ 2.52	แรงเฉือนที่ฐานของสะพาน (Haque และคณะ, 2010)	51
รูปที่ 2.53	ความเร่งที่พื้นสะพาน (Haque และคณะ, 2010).....	52
รูปที่ 2.54	การโยกตัวที่พื้นสะพาน (Haque และคณะ, 2010)	52
รูปที่ 2.55	สะพานตัวอย่างที่ใช้ในการวิเคราะห์ (Mellal และคณะ, 2007)	53
รูปที่ 2.56	คาบธรรมชาติและการโยกตัวตามยาวของสะพาน (Mellal และคณะ, 2007)	53
รูปที่ 2.57	คาบธรรมชาติและการโยกตัวตามขวางของสะพาน (Mellal และคณะ, 2007)	53
รูปที่ 2.58	โครงสร้างที่มีระดับความอิสระเท่ากับ 1 (เจียรักสุวรรณ, 2000)	54
รูปที่ 2.59	ความสัมพันธ์ของการเคลื่อนที่ทั้งหมดกับการเคลื่อนที่ของพื้นดิน	56
รูปที่ 2.60	โครงสร้างที่มีพฤติกรรมอยู่ในช่วงอีลาสติก (เจียรักสุวรรณ, 2000)	56
รูปที่ 2.61	โครงสร้างที่มีพฤติกรรมอยู่ในช่วงอินอีลาสติก (เจียรักสุวรรณ, 2000).....	57
รูปที่ 2.62	ความสัมพันธ์ระหว่างความเร่งกับคาบของโครงสร้างและระยะเวลาการเคลื่อนที่ กับคาบของโครงสร้าง (Chopra, 2007)	58
รูปที่ 2.63	แสดงหน้าตัดของที่รองรับ (Chopra, 2007)	59
รูปที่ 2.64	แสดงการยึดหดตัวของที่รองรับ (Chopra, 2007)	59
รูปที่ 2.65	(ก) อาคาร 1 ชั้นที่วางอยู่บนฐานแบบระบบแยกฐาน (ข) ค่าการสั่นของ โครงสร้างและค่าของคาบ โดย (Chopra, 2007)	61
รูปที่ 2.66	การกระจายตัวของแรงแผ่นดินไหวประสิทธิผล (Chopra, 2007)	61
รูปที่ 2.67	สเปกตรัมผลตอบสนองสำหรับออกแบบสำหรับโครงสร้างที่มีฐานรองรับแบบ ยึดแน่นและฐานรองรับแบบแยกฐาน (Chopra, 2007)	63
รูปที่ 2.68	กราฟความเร่งเทียบของคลื่นแผ่นดินไหวที่ Mexico City เมื่อ 19 กันยายน 1985 (Chopra, 2007)	65
รูปที่ 3.1	โครงสร้างสะพานประเภทแผ่นพื้นคอนกรีตเสริมเหล็ก	66
รูปที่ 3.2	ลักษณะการเสริมเหล็กของตอม่อ (กรมทางหลวงชนบท, 2545)	67
รูปที่ 3.3	โครงสร้างสะพาน 10 เมตร.....	68
รูปที่ 3.4	ความสูงของสะพาน 7, 5 และ 3 เมตร	69
รูปที่ 3.5	ลักษณะของที่รองรับแบบยึดแน่นกับแบบหมุน (ตามขวาง)	69
รูปที่ 3.6	รูปร่างโหมดธรรมชาติของการสั่นไหวโหมดที่ 1	70

รูปที่ 3.7	รูปร่างโหมดธรรมชาติของการสั่นไหวโหมดที่ 2.....	71
รูปที่ 3.8	รูปร่างโหมดธรรมชาติของการสั่นไหวโหมดที่ 3.....	71
รูปที่ 3.9	รูปร่างโหมดธรรมชาติของการสั่นไหวโหมดที่ 4.....	71
รูปที่ 3.10	รูปร่างโหมดธรรมชาติของการสั่นไหวโหมดที่ 5.....	72
รูปที่ 3.11	ลักษณะของเสาที่ใช้ในการทดสอบ (Sezen, 2002)	73
รูปที่ 3.12	การจำลองเสาในโปรแกรม PERFORM 3D จากการทดสอบเสาจริง	74
รูปที่ 3.13	การเปรียบเทียบผลการวิเคราะห์ด้วยแบบจำลองกับผลการทดสอบเสาที่มี แรงอัดตามแนวแกนต่ำ.....	75
รูปที่ 3.14	การเปรียบเทียบผลการวิเคราะห์ด้วยแบบจำลองกับผลการทดสอบเสาที่มี แรงอัดตามแนวแกนสูง	75
รูปที่ 3.15	การเปรียบเทียบผลการวิเคราะห์ด้วยแบบจำลองกับผลการทดสอบเสาที่มี แรงอัดตามแนวแกนต่ำและให้แรงกระทำทางข้างไปในทิศทางเดียว	76
รูปที่ 4.1	ประวัติเวลาความเร่งของพื้นดิน ชุดคลื่นแผ่นดินไหว LMSR	80
รูปที่ 4.2	ความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมของคลื่นแผ่นดินไหว LMSR และ สเปกตรัม ของเชียงใหม่	81
รูปที่ 4.3	ความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมของ อำเภอเมือง จังหวัดเชียงใหม่	81
รูปที่ 4.4	สเปกตรัมตอบสนอง LMSR ในทิศทางตามยาวของสะพานที่ถูกคูณปรับค่า แล้ว.....	83
รูปที่ 4.5	สเปกตรัมตอบสนอง LMSR ในทิศทางตามขวางของสะพานที่ถูกคูณปรับค่า แล้ว.....	83
รูปที่ 4.6	ค่าเฉลี่ยสเปกตรัม SRSS ที่ถูกคูณปรับค่าให้ไม่น้อยกว่า 1.17 เท่าของ สเปกตรัมออกแบบ.....	86
รูปที่ 4.7	ความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมของชุดคลื่นแผ่นดินไหวที่กระทำพร้อมกัน 2 ทิศทาง	87
รูปที่ 4.8	ความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมของชุดคลื่นแผ่นดินไหวที่กระทำพร้อมกัน 2 ทิศทางสำหรับการวิเคราะห์และสเปกตรัมการประเมินหลังจากการคูณปรับ ค่าแล้ว	87
รูปที่ 5.1	แกนหลักและแกนรองของโครงสร้าง	90
รูปที่ 5.2	คาบธรรมชาติในทิศตามยาว (สีแดง) และทิศตามขวาง (สีดำ) ของสะพาน	90

รูปที่ 5.3	แรงเฉือนที่เหล็กเดือย	96
รูปที่ 5.4	บริเวณจุดที่มีพฤติกรรมแบบไม่เชิงเส้น	101
รูปที่ 5.5	แรงเฉือนที่ฐานของสะพานที่ความสูงต่างๆในทิศทางตามขวางของสะพาน โดยมีฐานรองรับแบบยึดแน่น	102
รูปที่ 5.6	แรงเฉือนที่ฐานของสะพานที่ความสูงต่างๆในทิศทางตามยาวของสะพานมี ฐานรองรับแบบยึดแน่น	102
รูปที่ 5.7	โมเมนต์ดัดที่ฐานของสะพานที่ความสูงต่างๆในทิศทางตามขวางของสะพาน มีฐานรองรับแบบยึดแน่น	103
รูปที่ 5.8	โมเมนต์ดัดที่ฐานของสะพานที่ความสูงต่างๆในทิศทางตามยาวของสะพานมี ฐานรองรับแบบยึดแน่น	103
รูปที่ 5.9	แรงเฉือนที่ฐานของสะพานที่ความสูงต่างๆในทิศทางตามขวางของสะพานมี ฐานรองรับแบบหมุน.....	104
รูปที่ 5.10	แรงเฉือนที่ฐานของสะพานที่ความสูงต่างๆในทิศทางตามยาวของสะพานมี ฐานรองรับแบบหมุน.....	104
รูปที่ 5.11	โมเมนต์ดัดที่ฐานของสะพานที่ความสูงต่างๆในทิศทางตามขวางของสะพาน มีฐานรองรับแบบหมุน	105
รูปที่ 5.12	โมเมนต์ดัดที่ฐานของสะพานที่ความสูงต่างๆในทิศทางตามยาวของสะพานมี ฐานรองรับแบบหมุน.....	105
รูปที่ 6.1	หน้าตัดที่มีเพิ่มขึ้นโดยส่วนของสีฟ้าอ่อนเป็นส่วนของหน้าตัดเดิม สีฟ้าเข้ม เป็นส่วนของหน้าตัดที่ขยายขึ้น และลักษณะการเสริมเหล็ก.....	111
รูปที่ 6.2	ตัวอย่างในการพอกเสาที่ใช้ในการวิเคราะห์	111
รูปที่ 6.3	เปรียบเทียบค่าของแรงเฉือนที่ฐานทิศทางตามขวางของสะพาน	112
รูปที่ 6.4	เปรียบเทียบค่าของแรงเฉือนที่ฐานทิศทางตามยาวของสะพาน.....	113
รูปที่ 6.5	เปรียบเทียบค่าของแรงดัดที่ฐานทิศทางตามขวางของสะพาน	113
รูปที่ 6.6	เปรียบเทียบค่าของแรงดัดที่ฐานทิศทางตามยาวของสะพาน.....	114
รูปที่ 6.7	เปรียบเทียบค่าของแรงดัดที่โคนเสาทิศทางตามยาวของสะพาน	114
รูปที่ 6.8	เปรียบเทียบค่าของแรงดัดที่โคนเสาทิศทางตามขวางของสะพาน	115
รูปที่ 6.9	ค่ามุมหมุนพลาสติกในทิศตามยาวของสะพาน.....	117
รูปที่ 6.10	ค่ามุมหมุนพลาสติกในทิศตามขวางของสะพาน	118

รูปที่ 6.11	ค่าการเคลื่อนที่ในทิศตามยาวของสะพาน.....	123
รูปที่ 6.12	ค่าการเคลื่อนที่ในทิศตามขวางของสะพาน.....	123
รูปที่ 6.13	โครงสร้างที่ทำการเพิ่มประสิทธิภาพด้วยค้ำยัน.....	125
รูปที่ 6.14	แรงเฉือนที่ฐานของสะพานที่ลักษณะการเสริมค้ำยันขนาดต่างๆ.....	125
รูปที่ 6.15	แรงเฉือนที่ฐานของสะพานที่ลักษณะการเสริมค้ำยันขนาดต่างๆ.....	126
รูปที่ 6.16	โมเมนต์ดัดที่ฐานของสะพานที่ลักษณะการเสริมค้ำยันขนาดต่างๆ.....	126
รูปที่ 6.17	โมเมนต์ดัดที่ฐานของสะพานที่ลักษณะการเสริมค้ำยันขนาดต่างๆ.....	127
รูปที่ 6.18	แรงเฉือนภายในเสาในทิศทางขวาง (H1) ของสะพาน.....	127
รูปที่ 6.19	แรงเฉือนภายในเสาในทิศทางตามยาว (H2) ของสะพาน.....	128
รูปที่ 6.20	โมเมนต์ดัดภายในเสารอบแกนทางขวาง (รอบแกน H1) ของสะพาน.....	128
รูปที่ 6.21	โมเมนต์ดัดภายในเสารอบแกนทางยาว (รอบแกน H2) ของสะพาน.....	129
รูปที่ 6.22	ลักษณะโครงสร้างที่ทำการเสริมกำลังด้วยก้อนยางในโปรแกรม PERFORM 3D.....	135
รูปที่ 6.23	รูปร่างโหมดธรรมชาติของการสั่นไหวโหมดที่ 1 ของสะพานที่เสริมก้อนยาง.....	136
รูปที่ 6.24	รูปร่างโหมดธรรมชาติของการสั่นไหวโหมดที่ 2 ของสะพานที่เสริมก้อนยาง.....	136
รูปที่ 6.25	รูปร่างโหมดธรรมชาติของการสั่นไหวโหมดที่ 3 ของสะพานที่เสริมก้อนยาง.....	136
รูปที่ 6.26	แรงเฉือนที่ฐานของสะพานที่มีการเสริมก้อนยางในทิศทาง H1 ของสะพาน.....	137
รูปที่ 6.27	แรงเฉือนที่ฐานของสะพานที่มีการเสริมก้อนยางในทิศทาง H2 ของสะพาน.....	138
รูปที่ 6.28	โมเมนต์ดัดที่ฐานของสะพานที่มีการเสริมก้อนยางรอบทิศทาง H2 ของสะพาน.....	138
รูปที่ 6.29	โมเมนต์ดัดที่ฐานของสะพานที่มีการเสริมก้อนยางรอบทิศทาง H1 ของสะพาน.....	139
รูปที่ 7.1	ความเสียหายที่โคนเสาสำหรับทุกๆความสูงสะพาน.....	141
รูปที่ 7.2	สะพานไม่เกิดความเสียหายเมื่อพอกเสาตลอดความสูงของเสาสะพาน.....	142
รูปที่ 7.3	ความเสียหายที่เกิดขึ้นบริเวณโคนเสาเมื่อมีการเสริมด้วยค้ำยัน.....	143
รูปที่ 7.4	ความเสียหายที่เกิดขึ้นที่ก้อนยางเนื่องจากการเสีรูปของก้อนยาง.....	143
รูปที่ ก.1	โครงสร้างจากโปรแกรม PERFORM 3D.....	153
รูปที่ ก.2	โครงสร้างจากโปรแกรม SAP2000.....	154

รูปที่ ก.3	(a).ตำแหน่งและทิศทางของแรง 1 kN กระทำกับโครงสร้างในโปรแกรม PERFORM 3D	155
รูปที่ ก.4	คลื่นแผ่นดินไหวที่ใช้ Imperial Valley, 19 May 40, El Centro	157
รูปที่ ก.5	ลักษณะของโครงสร้างเสาที่มีมวลรวมจุดอยู่ที่ปลายด้านบน (SDF system).....	157
รูปที่ ก.6	ค่าการกระจัดของปลายเสาที่เวลาต่างๆ.....	158
รูปที่ ก.7	ค่าการกระจัดของปลายเสาที่เวลาต่างๆ.....	159
รูปที่ ก.8	ค่าการกระจัดของปลายเสาที่เวลาต่างๆ.....	159
รูปที่ ก.9	ค่าระยะทางที่จุดสูงสุดของเสากับเวลา	159
รูปที่ ก.10	สเปคตรัมตอบสนองของ AASHTO 2006 โดยมีค่า PGA เท่ากับ 0.15g.....	160
รูปที่ ก.11	ลักษณะของโครงสร้างและทิศทางของแรงที่กระทำ.....	162
รูปที่ ก.12	จุดอ้างอิงที่ใช้วัดค่าการเคลื่อนตัวของโครงสร้าง	163
รูปที่ ก.13	ค่าการเคลื่อนตัวของสองโปรแกรมที่จุดสีแดงจุดที่ 1	164
รูปที่ ก.14	ค่าการเคลื่อนตัวของสองโปรแกรมที่จุดสีแดงจุดที่ 2	164
รูปที่ ข.1	พื้นหล่อในที่.....	168
รูปที่ ข.2	คานแผ่นพื้น.....	168
รูปที่ ข.3	คานกล่อง	168
รูปที่ ข.4	คานตัวไอ	169
รูปที่ ค.1	ค่ามุมหมุนที่กำลังต้านทานแรงดัดของหน้าตัดลดลง 20%.....	177
รูปที่ ค.1	แรงกระทำด้านข้างกับระยะโยกตัวของเสาทดสอบ (วรากร สิงหสุต, 2551)	178

บทที่ 1

บทนำ

1.1 ความเป็นมา

เนื่องจากช่วงหลังได้มีข่าวเหตุการณ์เกี่ยวกับแผ่นดินไหวบ่อยมากขึ้นและประเทศไทยก็ได้รับผลกระทบจากปรากฏการณ์เหล่านั้นและเนื่องจากประเทศไทยมีจุดศูนย์กลางแผ่นดินไหวบริเวณภาคตะวันตกและภาคเหนือของไทย ซึ่งปรากฏการณ์เหล่านั้นจะส่งผลกระทบต่อโครงสร้างในประเทศไทย ไม่ว่าจะโครงสร้างอาคารหรือโครงสร้างสะพานโดยเฉพาะโครงสร้างสะพานเป็นโครงสร้างที่สำคัญสำหรับระบบขนส่งหลังจากเกิดภัยพิบัติเพื่อหลีกเลี่ยงสิ่งของบรรเทาภัยไปยังสถานที่ต่างๆได้แต่โดยส่วนใหญ่สะพานที่ได้สร้างมาแล้วยังไม่ได้มีการออกแบบให้สามารถรับแรงแผ่นดินไหว จึงเป็นที่มาของการศึกษานี้ โดยการศึกษานี้มุ่งเน้นไปที่ความสามารถในการต้านทานแรงแผ่นดินไหวของโครงสร้างสะพาน ซึ่งจะทำการตรวจสอบความสามารถในการรับแรงแผ่นดินไหวของสะพานโดยการสร้างแบบจำลองโครงสร้างทางคณิตศาสตร์ในโปรแกรมไฟไนต์อีลิเมนต์ และหลังจากทำการเสริมกำลังก็นำโครงสร้างที่ได้เสริมกำลังแล้วไปจำลองโครงสร้างในโปรแกรมไฟไนต์อีลิเมนต์อีกครั้งเพื่อหาความสามารถการรับแรงแผ่นดินไหวของโครงสร้างที่ได้รับการเสริมกำลังแล้วว่ามีดีขึ้นอย่างไร

โดยสะพานที่ศึกษานั้นจะเป็นสะพานที่อยู่ในความดูแลของกรมทางหลวงชนบท โดยได้พิจารณาแยกประเภทโครงสร้างออกเป็น 2 ประเภทหลักๆ คือ

1. สะพานในเขตชุมชนในภูมิภาค

สะพานขนาดเล็กมีช่วงสะพานยาว 5 – 10 เมตร ผิวจราจรกว้าง 8 เมตร แบ่งออกเป็น 2 ชนิดคือ ตอม่อชนิดมีเสาช่อมและตอม่อฐานรากแผ่

สะพานขนาดใหญ่มีช่วงสะพานยาว 10 – 30 เมตร ผิวจราจรกว้าง 8 เมตร แบ่งออกเป็นตอม่อชนิดเสาช่อมและตอม่อฐานรากแผ่ โดยสะพานขนาดใหญ่จะมีลักษณะโครงสร้างที่แตกต่างกับสะพานขนาดเล็กเช่น พื้นหล่อในที่แบบคานแผ่นพื้น (plank girder), คานกล่อง (box girder) และคานตัวไอ หรือลักษณะของคานสะพานและตอม่อสะพานต่างๆ

2. สะพานในสายทาง

สะพานขนาดเล็กมีช่วงสะพานยาว 5 – 10 เมตร ผิวจราจรกว้าง 7 เมตร แบ่งออกเป็น 2 ชนิดคือ ตอม่อฐานรากแผ่และตอม่อชนิดเสาช่อม

1.2 วัตถุประสงค์

งานวิจัยนี้มีวัตถุประสงค์ในการวิจัยดังต่อไปนี้

1. เพื่อตรวจสอบกำลังต้านทานแผ่นดินไหวของสะพานที่มีอยู่เดิม
2. เพื่อเสริมกำลังหรือปรับปรุงพฤติกรรมของโครงสร้าง
3. เพื่อตรวจสอบกำลังต้านทานแผ่นดินไหวของสะพานที่ได้รับการเสริมกำลังหรือลดแรงกระทำที่จะเกิดขึ้นตามที่ได้เสนอ ว่าสามารถเพิ่มประสิทธิภาพในการต้านแรงแผ่นดินไหวได้เพียงพอ

1.3 ขอบเขตการวิจัย

งานวิจัยนี้มีขอบเขตในการวิจัยดังต่อไปนี้

1. โครงสร้างสะพานถูกจำลองด้วยโปรแกรมไฟไนต์เอลิเมนต์ PERFORM 3D
2. ประเมินความแข็งแรงของสะพานโดยอ้างอิงคุณสมบัติของวัสดุตามที่ได้ออกแบบไว้
3. ไม่คิดผลของการทรุดตัวของฐานรากสะพานเนื่องจากผลของ liquefaction และ scouring

1.4 สมมติฐาน

สมมติฐานต่างๆที่ใช้ในการศึกษาครั้งนี้ ได้แก่

1. แบบจำลองทางคณิตศาสตร์จะพิจารณาความเสียหายที่ปลายของชิ้นส่วนเป็นแบบจุดหมุนพลาสติก
2. บริเวณช่วงกลางของชิ้นส่วนในแบบจำลองมีวัสดุที่ใช้เป็นแบบบิลาสติก
3. ให้คลื่นแผ่นดินไหวกระทำที่ทุกตอม่อของสะพานพร้อมๆ กัน
4. ไม่พิจารณาผลที่เกิดจากขั้นตอนการก่อสร้าง
5. ความสูงของสะพานที่ใช้พิจารณาให้เป็นความสูงที่วัดถึงระดับ fixity depth

1.5 ประโยชน์ที่คาดว่าจะได้รับ

1. เพื่อทราบถึงระดับความสามารถในการต้านทานแผ่นดินไหวของสะพานที่มีอยู่ในประเทศไทย
2. เพื่อทราบถึงจุดอ่อนของสะพานที่ใช้เป็นตัวอย่างในกรณีศึกษาที่ทำกรวิเคราะห

3. เพื่อเป็นแนวทางในการประเมินและเสริมกำลังของสะพานในการต้านทานแรงแผ่นดินไหว

1.6 ขั้นตอนการดำเนินการวิจัย

งานวิจัยนี้มีขั้นตอนในการดำเนินการวิจัยดังต่อไปนี้

1. คัดเลือกสะพานตัวอย่างที่จะทำการประเมินความแข็งแรงในการต้านทานแผ่นดินไหว โดยคำนึงถึงความสำคัญของสะพานในการลำเลียงสิ่งของและเครื่องมือเครื่องจักรในการช่วยเหลือผู้ประสบภัยพิบัติจากแผ่นดินไหว และสามารถเป็นตัวแทนของสะพานที่มีอยู่เป็นจำนวนมากในประเทศไทย

2. รวบรวมข้อมูลและแบบรายละเอียดของสะพานตัวอย่างที่คัดเลือกมาทำการศึกษา

3. สร้างแบบจำลองทางคณิตศาสตร์ของโครงสร้างสะพานโดยใช้ข้อมูลที่รวบรวมมาได้ ซึ่งจะเป็นแบบจำลอง 3 มิติที่มีความสมจริง เพราะการวิเคราะห์ด้วยแบบจำลอง 2 มิติจะไม่สามารถตรวจสอบการเคลื่อนที่ทางขวางและการบิดตัวของสะพานได้ โดยใช้โปรแกรมวิเคราะห์โครงสร้าง PERFORM 3D

4. ใช้คลื่นแผ่นดินไหวกระทำต่อแบบจำลองของสะพาน แล้ววิเคราะห์การตอบสนองของสะพานแบบพลศาสตร์ โดยเริ่มด้วยวิธีแบบอิลาสติกเชิงเส้น (linear dynamic analysis) ซึ่งยังไม่ซับซ้อนมากโดยคลื่นแผ่นดินไหวที่ใช้จะมีรูปแบบที่สอดคล้องกับจังหวัดเชียงใหม่ซึ่งเป็นที่ตั้งของสะพาน และสถานการณ์แผ่นดินไหวที่คาดว่าจะเกิดขึ้น โดยพิจารณาจากผลการศึกษาความเสี่ยงภัยแผ่นดินไหวบริเวณประเทศไทย

5. ตรวจสอบความเสียหายที่อาจจะเกิดขึ้นโดยการเปรียบเทียบแรงภายในชิ้นส่วนโครงสร้างต่างๆกับกำลังต้านทานที่คำนวณตามมาตรฐาน เช่น ACI

6. หากพบว่าสะพานอาจจะเกิดความเสียหาย และเกิดการครากของวัสดุ ทำการปรับปรุงแบบจำลองให้สามารถคำนึงถึงพฤติกรรมของวัสดุหลังเกิดความเสียหาย ซึ่งเป็นแบบอิลาสติกไม่เชิงเส้น จากนั้นทำการวิเคราะห์แบบไม่เชิงเส้น แบบพลศาสตร์ (nonlinear dynamic analysis) เพื่อประเมินระดับความเสียหายที่อาจจะเกิดขึ้นและเสถียรภาพของสะพานภายใต้แผ่นดินไหวในระดับที่พิจารณา

7. ระบุจุดอ่อนแอในโครงสร้างที่สมควรจะได้รับการเสริมกำลัง และศึกษาวิธีการเสริมกำลังที่เหมาะสมและสามารถทำได้จริง

8. สร้างแบบจำลองของโครงสร้างสะพานที่ได้รับการเสริมกำลังตามที่เสนอ

9. วิเคราะห์การตอบสนองของสะพานที่ได้รับการเสริมกำลังแล้ว แล้วตรวจสอบว่าโครงสร้างสะพานยังจะมีความเสียหายเกิดขึ้นอีกหรือไม่ แล้วถ้ายังมีความเสียหายเกิดขึ้น ความเสียหายนั้นอยู่ในเกณฑ์ที่ยอมรับได้หรือไม่

บทที่ 2

ทฤษฎีและงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

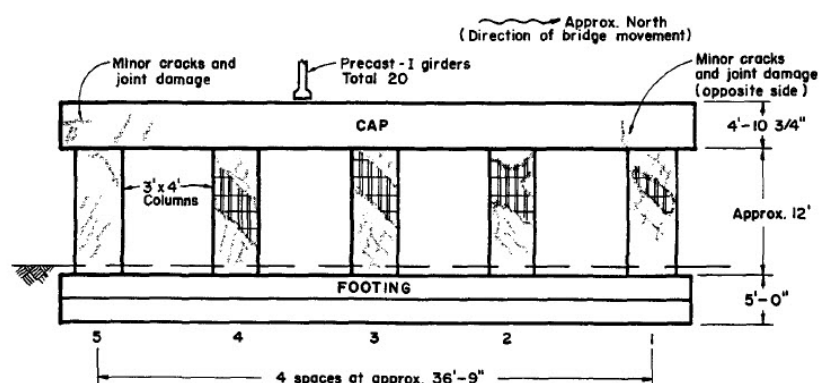
2.1 งานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

2.1.1 การศึกษาความเสียหายของสะพานเนื่องจากแผ่นดินไหว

ในการศึกษานี้จะเริ่มต้นที่การศึกษาถึงความเสียหายต่างๆที่จะสามารถเกิดขึ้นได้กับสะพานที่ถูกแรงแผ่นดินไหวกระทำ ผู้วิจัยจึงทำการหาข้อมูลความเสียหายของสะพานที่เกิดขึ้นที่ประเทศต่างๆที่มีความเสี่ยงภัยด้านแผ่นดินไหวอยู่เสมอๆ โดยสรุปได้ดังนี้

Gates และคณะ (1988) ได้ทำการศึกษาผลกระทบที่เกิดกับสะพานเนื่องจากแผ่นดินไหวที่เกิดขึ้นที่ California เมื่อปี 1987 ซึ่งสามารถแบ่งแยกความเสียหายที่เกิดขึ้นได้สองลักษณะใหญ่ๆคือ ความเสียหายแบบรุนแรงซึ่งเป็นผลจากแรงเฉือนที่เกิดขึ้นที่เสาและความเสียหายแบบเบาสามารถซ่อมแซมและสามารถนำไปใช้งานต่อไปได้โดยใช้ระยะเวลาไม่นานซึ่งส่วนใหญ่เป็นผลมาจากความเสียหายของที่รองรับ (bearing)

สะพานที่เส้นทางที่ 605/5 ลักษณะของเสาเป็นเสาสี่เหลี่ยมมี 5 ต้นและมีคานพาดหัวเสาวางอยู่ด้านบนของเสา ความเสียหายหลักที่เกิดขึ้นกับสะพานคือเสาเกิดความเสียหายเนื่องจากแรงเฉือน

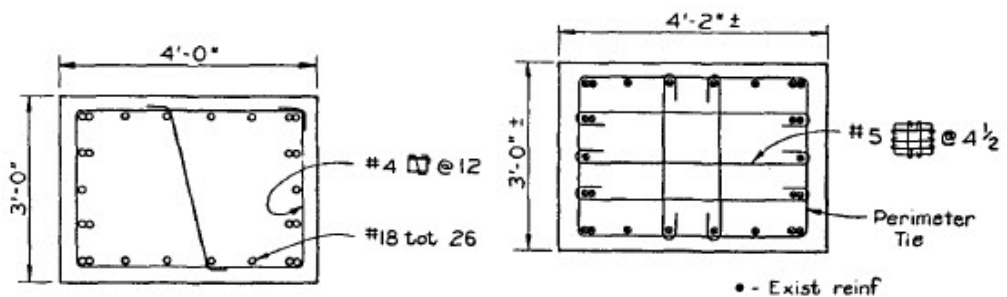


รูปที่ 2.1 ตำแหน่งของเสาสะพานที่เสียหายเนื่องจากแรงเฉือน (Gates และคณะ, 1988)



รูปที่ 2.2 ความเสียหายที่เกิดขึ้นเนื่องจากแรงเฉือน (Gates และคณะ, 1988)

จากเหตุการณ์ที่เกิดขึ้นจึงได้ทำการเพิ่มเหล็กปลอกของเสาเพื่อป้องกันความเสียหายเนื่องจากแรงเฉือนดัง รูปที่ 2.3



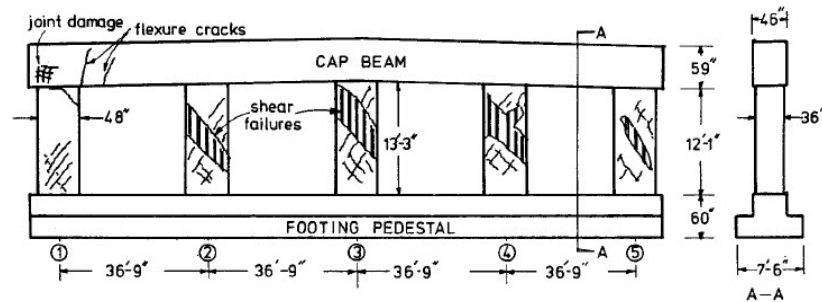
รูปที่ 2.3 หน้าตัดของเสาที่ทำการซ่อมแซมโดยการเพิ่มจำนวนเหล็กปลอกเพื่อรับแรงเฉือน (Gates และคณะ, 1988)

ซึ่งอีก 14 สะพานที่เกิดความเสียหายแบบไม่รุนแรงนั้นจะสรุปความเสียหายที่เกิดขึ้นไว้ในตารางที่ 2.1 ดังนี้

ตารางที่ 2.1 บริเวณที่ตั้งและความเสียหายที่เกิดขึ้นกับสะพานต่างๆ (Gates และคณะ, 1988)

อันดับ	บริเวณที่ตั้งของสะพาน (เลขสะพาน)	ความเสียหาย
1	East Connector Overcrossing (53-1657G)	คอนกรีตเกิดรอยร้าวที่ปาร์บแรงเขื่อน
2	Westbound Busway Overcrossing (53-2540)	เหล็กยื่นในเสาเกิดการโก่งเดาะ เนื่องมาจากการออกแบบที่ไม่ดี
3	College Busway Overcrossing (53-2505L)	เหล็กยื่นในเสาของตอม่อดัดปริมเกิด การโก่งเดาะ
4	Almansor Street Overcrossing (53-650)	เกิดความเสียหายบริเวณที่รองรับ (bearing)
5	Puente Ave UC (53-0666)	เหล็กยื่นในเสาของตอม่อดัดปริมเกิด การโก่งเดาะ
6	บริเวณถนน 60/71 (53-2081R)	เกิดการโก่งตัวและรอยแยกที่ผิวของ พื้นสะพาน
7	Jualez Street Underpass (53-1007)	เหล็กยื่นในเสาของตอม่อดัดปริมเกิด การโก่งเดาะ
8	Rio Hondo (53-0004)	เกิดการโก่งตัวและรอยแยกที่ผิวของ พื้นสะพาน
9	Hoxie Overhead (53-1652)	เกิดความเสียหายบริเวณที่รองรับ (bearing)
10	Florence Avenue Undercrossing (53-1656)	เกิดรอยแยกที่ผิวของพื้นสะพาน
11	West Connector Overcrossing (53-1083F)	เกิดรอยแยกบริเวณปาร์บแรงเขื่อน
12	Walnut Creek (53-1343)	เกิดการโก่งตัวและรอยแยกที่ผิวของ พื้นสะพาน
13	บริเวณถนน 710/10 (53-1445R)	เกิดความเสียหายบริเวณที่รองรับ (bearing)
14	East Connector Overcrossing (53-1447G)	เกิดความเสียหายบริเวณที่รองรับ (bearing)

Priestley และคณะ (1988) ได้ทำการศึกษาผลกระทบจากแผ่นดินไหวที่ California เมื่อปี 1987 กับสะพาน I-5/I-605 ซึ่งสะพานดังกล่าวมีทั้งหมด 9 ช่วงสะพานโดยพื้นสะพานแต่ละช่วงจะวางพาดอยู่บนคานพาดหัวเสา และคานพาดหัวเสาวางอยู่บนเสา 5 ต้น ซึ่งกลุ่มเสาที่รองรับสะพานเกิดความเสียหายมากที่สุดจะเป็นกลุ่มเสาที่มีความยาวสั้นที่สุด โดยจะแสดงความเสียหายดังรูปที่ 2.4



รูปที่ 2.4 ความเสียหายของเสาเนื่องจากแรงเฉือน (Priestley และคณะ, 1988)

ซึ่งความเสียหายที่เกิดขึ้นเป็นผลมาจากแรงเฉือนที่เกิดขึ้นในเสาสั้น ส่วนความเสียหายอื่นๆก็จะเป็นความเสียหายที่ไม่รุนแรงเช่น เกิดการแตกร้าวที่คานพาดหัวเสา (cap beam), เกิดการแตกร้าวที่ปลายบนของเสา, เกิดความเสียหายที่ฐานรองรับระหว่างคานกับเสา เป็นต้น



รูปที่ 2.5 ความเสียหายที่เกิดจากแรงเฉือนในเสาเนื่องจากแรงแผ่นดินไหว (Priestley และคณะ, 1988)

Basoz และคณะ (1999) ได้ศึกษาผลกระทบจากแผ่นดินไหวที่มีผลต่อสะพานที่เกิดขึ้นที่ Northridge, California เมื่อปี 1994 โดยมี moment magnitude เท่ากับ 6.7 ซึ่งได้สรุปจำนวนสะพานที่มีทั้งหมดในเขตที่ได้รับผลกระทบจากแผ่นดินไหวครั้งนี้ ดังนี้

ตารางที่ 2.2 สรุปจำนวนสะพานที่มีอยู่ในพื้นที่แผ่นดินไหวและจำนวนสะพานที่เสียหายเนื่องจากแผ่นดินไหว (Basoz และคณะ, 1999)

Country	Number of State Bridges	Number of Local Bridges	Total Number of Bridges	Number of Damaged Bridges
Los Angeles	2,097	1,553	3,650	228
Riverside	644	338	982	-
Orange	463	505	968	-
Ventura	329	175	504	5
Total	3,533	2,571	6,104	233

ซึ่งความเสียหายที่เกิดขึ้นสามารถสรุปเป็นสาเหตุหลักๆได้ดังนี้ เสาเกิดการโค้งงอ, พื้นสะพานเกิดความเสียหาย, สะพานหล่นลงมาจากที่รองรับ, เกิดความเสียหายเนื่องจากการสั่นที่ผิดปกติของพื้นสะพานที่ติดกัน, เกิดความเสียหายของที่รองรับ (bearing), เกิดการทรุดตัวของเสา และเกิดรอยร้าวที่เสา

Christopoulos และคณะ (2002) ได้ทำการออกสำรวจความเสียหายที่เกิดจากแผ่นดินไหวที่ประเทศไต้หวันโดยมีคลื่นแผ่นดินไหวขนาด 7.6 ริคเตอร์ มีความเร่งสูงสุดที่ผิวดิน (peak ground accelerations) อยู่ที่ประมาณ 0.3g – 0.5g โดยมีความเสียหายโดยรวมที่เกิดขึ้นจากแผ่นดินไหวนี้คือ มีผู้สูญหายประมาณ 2,400 คน ผู้ได้รับบาดเจ็บ 10,000 คน และกว่า 100,000 คนไม่มีที่อยู่

Pei Feng Bridge เป็นสะพานที่ฐานรองรับเป็นเสาคอนกรีตเดี่ยว ซึ่งสะพานเกิดความเสียหายที่กลางช่วงของสะพาน (span collapsed)



รูปที่ 2.6 ความเสียหายแบบ span collapse ของสะพาน Pei Feng
(Christopoulos และคณะ, 2002)

Shi Wei Bridge เป็นสะพานที่มีฐานรองรับเป็นเสาคอนกรีตเดี่ยว ซึ่งสะพานเกิดความเสียหายเนื่องจากเสาของสะพานเอียงจึงทำให้คานสะพานหล่นลงมาจากเสาคอนกรีตที่รองรับ

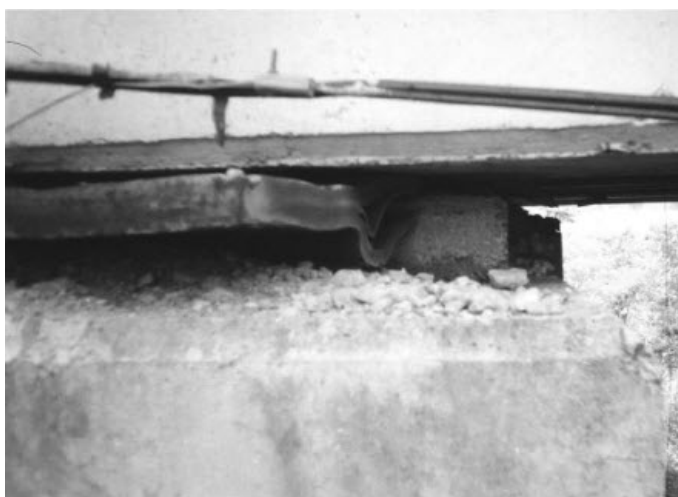


รูปที่ 2.7 ความเสียหายเนื่องจากคานสะพานหล่นจากที่รองรับ ของสะพาน Shi Wei
(Christopoulos และคณะ, 2002)

Yen Feng Bridge เป็นสะพานที่มีเสารองรับเป็นเสาคอนกรีตคู่ ซึ่งสะพานเกิดความเสียหายจากการเคลื่อนที่ของเสาที่มากเกินไปและเกิดความเสียหายบริเวณที่รองรับของสะพาน (bearing)



รูปที่ 2.8 ความเสียหายจากการเคลื่อนที่ของเสาที่มากเกินไป ของสะพาน Yen Feng
(Christopoulos และคณะ, 2002)



รูปที่ 2.9 ความเสียหายที่ยางรองสะพาน ของสะพาน Yen Feng
(Christopoulos และคณะ, 2002)

Wu Shi Bridge เป็นสะพานที่มีเสารองรับเป็นเสาคอนกรีตคู่ ซึ่งสะพานเกิดความเสียหายเนื่องจากแรงเฉือนที่กลางเสา (shear failure)



รูปที่ 2.10 ความเสียหายจากแรงเฉือนที่เสาของสะพาน Wu Shi
(Christopoulos และคณะ, 2002)

Mao Lou Shi Bridge เป็นสะพานที่มีคานที่พาดทางตามยาวเป็นคานเหล็กรูปตัว I วางอยู่บนเสากลม ซึ่งความเสียหายที่เกิดขึ้นคือรอยบิ่นบริเวณจุดบนสุดเสา



รูปที่ 2.11 ความเสียหายของสะพาน Mao Lou Shi (Christopoulos และคณะ, 2002)

O'Rourke และคณะ (2004) ศึกษาถึงผลกระทบจากแผ่นดินไหวใน San Francisco ในปี 1906 ซึ่งมีเหตุการณ์หรือปรากฏการณ์ที่เรียกว่า liquefaction เกิดขึ้นซึ่งทำให้เกิดความเสียหายเนื่องจากดินซึ่งเป็นที่รองรับของโครงสร้างไม่สามารถรับแรงได้เหมือนเดิม

Scawthorn และคณะ (2006) ได้ทำการศึกษาถึงผลกระทบเนื่องจากแผ่นดินไหวที่เกิดขึ้นที่ญี่ปุ่นที่เมือง Niigata Ken Chuetsu ซึ่งมีขนาดของแรงแผ่นดินไหวเท่ากับ 6.6 เมื่อปี 2004 ซึ่งเหตุการณ์นี้ได้ทำลายชีวิตของผู้คนไป 48 คนบาดเจ็บอีก 4,160 คน ความเสียหายที่เกิดขึ้นกับสะพานมีน้อยมากและไม่มีสะพานไหนมีความเสียหายถึงขั้นวิบัติ ส่วนสะพานหลักๆของเมืองหลังจากได้ตรวจสอบแล้วก็สามารถเปิดให้ใช้ได้แต่ต้องอยู่ในการจำกัดจำนวนรถที่ข้ามสะพาน

Saatcioglu และคณะ (2006) ได้ศึกษาถึงผลกระทบของแผ่นดินไหวที่เกิดขึ้นที่ Indonesia ในปี 2004 ได้ทำการสำรวจความเสียหายของสะพานคอนกรีต โดยสะพานเกิดความเสียหายเนื่องจากแผ่นพื้นสะพานเคลื่อนออกจากกัน



รูปที่ 2.12 สะพานที่ Banda Aceh และรอยแยกตัวออกจากกันของสะพาน
(Saatcioglu และคณะ, 2006)

Lin และคณะ (2010) ได้ศึกษาถึงผลกระทบของแผ่นดินไหว Wenchuan ในปี 2008 ที่ประเทศจีนซึ่งแผ่นดินไหวครั้งนี้ได้สร้างความเสียหายแก่สะพานเป็นจำนวน 4,840 สะพาน

Baihwa Bridge เป็นสะพานแบบเสาคอนกรีตคู่และมีคานพาดหัวเสาวางอยู่บนที่รองรับ (expansion joint) ซึ่งสะพานเกิดความเสียหายเนื่องจากกระยะของบ่ารองรับไม่เพียงพอจึงทำให้พื้นสะพานหล่นลงมาจากที่รองรับ

Xiaoyudong Bridge เป็นสะพานแบบโค้ง (arch bridge) มีความเสียหายเกิดขึ้นหลายจุด เช่น เกิดแผ่นพื้นหล่นลงมาจากที่รองรับ, เสาเกิดความเสียหายหรือแตกหัก เป็นต้น



รูปที่ 2.13 จุดที่เกิดความเสียหายของสะพาน Xiaoyudong (Lin และคณะ, 2010)

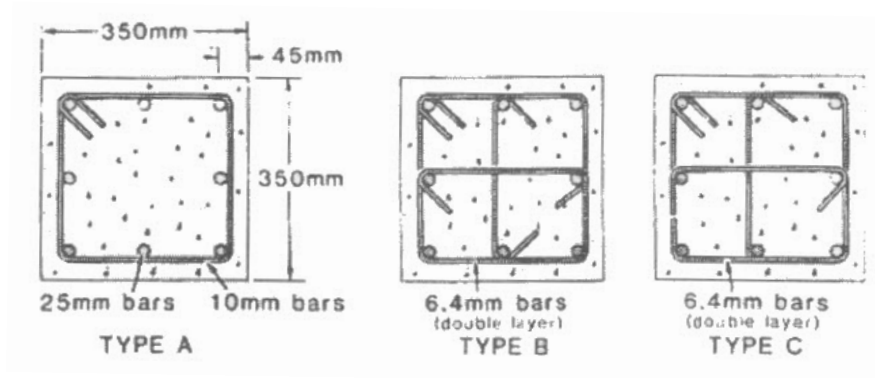
จากงานวิจัยที่ผ่านมาจึงสามารถสรุปได้ว่าความเสียหายของสะพานที่สามารถเกิดได้เนื่องจากแรงแผ่นดินไหวมีดังนี้

1. การวิบัติของเสาสะพานเนื่องจากแรงเฉือน
2. การวิบัติเนื่องจากพื้นสะพานหล่นลงมาจากที่รองรับ
3. การวิบัติของยางที่รองรับพื้นสะพาน
4. การร้าวหรือแตกหักบางส่วนของโครงสร้างสะพาน
5. การหลุดตัวของเสาสะพานเนื่องจากชั้นทรายที่รองรับเสาส่งเกิดการสูญเสียการรับกำลัง
6. เกิดความเสียหายหรือรอยร้าวที่บริเวณบ่ารับแรงเฉือน

จากการสรุปด้านบนจะเห็นได้ว่าการวิบัติที่อันตรายมากที่สุดคือการวิบัติของเสาสะพาน ไม่ว่าจะเป็นการวิบัติเนื่องจากแรงเฉือนหรือแรงดัดก็ตาม ดังนั้นจึงได้มีการรวบรวมงานวิจัยต่างๆ ที่เกี่ยวกับการทดสอบประสิทธิภาพของเสา เพื่อศึกษาว่าเสามีพฤติกรรมในการรับแรงกระทำแบบวิภูจักรอย่างไรและ หากต้องการจะทำการเพิ่มประสิทธิภาพในการรับแรงแบบวิภูจักรของเสาจะสามารถทำอย่างไรได้บ้าง

2.1.2 การศึกษาการเพิ่มกำลังรับแรงเฉือนของเสาสะพาน

Ozcebe และ Saatcioglu (1987) ได้ทำการทดสอบเสาขนาดหน้าตัด 0.35 ม. x 0.35 ม. จำนวน 4 ต้น โดยมีแรงกระทำทางข้างแบบวิงจอร์และมีแรงอัดคงที่กระทำตามแนวแกน ซึ่งการทดสอบได้มีการเสริมเหล็กปลอก 3 รูปแบบ ดังแสดงในรูปที่ 2.14



รูปที่ 2.14 รูปแบบการเสริมเหล็ก (Ozcebe และ Saatcioglu, 1987)

เสาทั้ง 4 ต้นมีการเสริมเหล็กตามยาวจำนวน 8 เส้นซึ่งแต่ละเส้นมีขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 25.2 มิลลิเมตร โดยมีการสรุปคุณสมบัติต่างๆ ของเสาในตารางที่ 2.3 จากการทดสอบจะเห็นได้ว่าการเสริมเหล็กปลอกรัศรอบ (hoop ties) ร่วมกับการใช้เหล็กยึดทางขวาง (crossties) จะมีผลต่อพฤติกรรมของเสาที่ดีกว่าการเสริมเหล็กปลอกรัศรอบเพียงอย่างเดียว ถึงแม้ว่าเสาทั้งสองต้นจะมีปริมาณและระยะห่างของเหล็กปลอกที่ใกล้เคียงกัน นอกจากนี้ยังพบว่าเหล็กยึดทางขวางที่ใช้ของขนาด 135 องศาที่ปลายทั้ง 2 ข้างกับการเสริมเหล็กทางขวางซึ่งปลายข้างหนึ่งองศาขนาด 135 องศาและอีกข้างหนึ่ง 90 องศา จะให้ประสิทธิภาพที่ใกล้เคียงกัน

ตารางที่ 2.3 คุณสมบัติของเสา (Ozcebe และ Staacioglu, 1987)

ชั้น ตัวอย่าง	กำลังของ คอนกรีต (MPa)	ชนิด	อัตราส่วน แรงตาม แนวแกน ($P / f'_c A_g$)	อัตราส่วนเหล็ก เสริมตามยาว		อัตราส่วนเหล็ก เสริมทางขวาง	
				ρ_l	f_y (MPa)	ρ_s	f_{sh} (MPa)
U3	34.8	A	0.15	0.0327	438	0.0169	470
U4	32.0	A	0.15			0.0254	
U6	37.3	B	0.15		437	0.0195	425
U7	39	C	0.15				

Tanaka และคณะ (1985) ได้ทำการทดสอบเสาจำนวน 4 ต้นโดยให้แรงกระทำทางด้านข้างเป็นแบบวัฏจักรและให้แรงอัดตามแนวแกนมีค่าคงที่มีเท่ากับ $0.2f'_c A_g$ โดยมีการเปลี่ยนรูปแบบการงอขอ โดยเหล็กปลอกเดี่ยวจะทำการผูกเหล็กโดยมีองศาของการงอเหล็กเท่ากับ 135 องศาและมีการเสริมเหล็กยึดทางขวางที่มีของอ 90 และ 180 องศา โดยผลของการทดสอบพบว่า เสาที่มีการเสริมเหล็กทางขวางด้วยของอ 135 องศาให้ผลที่ดีที่สุด

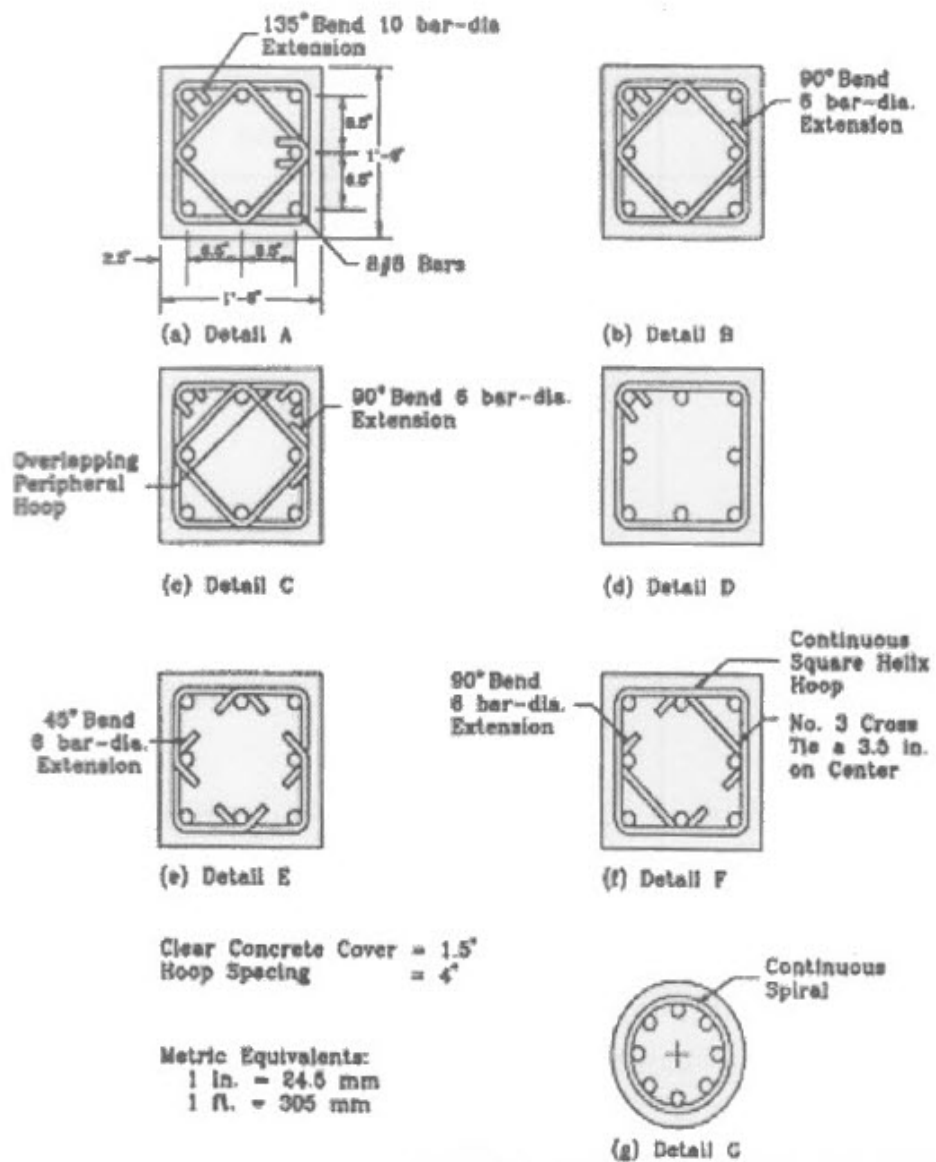
Johal และคณะ (1997) ได้ทำการทดสอบเสาจำนวน 5 ต้นภายใต้แรงกระทำแบบวัฏจักรทางด้านข้างและให้แรงอัดตามแนวแกนคงที่ในช่วง $0.2f'_c A_g$ ถึง $0.4f'_c A_g$ โดยทำการเปลี่ยนรูปแบบการเสริมเหล็กปลอกในลักษณะต่าง ๆ กัน 5 แบบ โดยทั้ง 5 รูปแบบมีการเสริมดังนี้

1. เสริมเหล็กปลอกเดี่ยวและเหล็กยึดทางขวางโดยมีการงอขอเท่ากับ 135 องศา
2. เสริมเหล็กปลอกเดี่ยวโดยมีการงอขอเท่ากับ 135 องศา และเหล็กยึดทางขวางโดยมีการงอขอ 90 องศา
3. เสริมเหล็กปลอกเดี่ยวโดยมีการทาบเหล็ก และทำการงอขอเท่ากับ 135 องศา และเหล็กยึดทางขวางมีการงอขอ 90 องศา
4. เสริมเหล็กปลอกเดี่ยวโดยมีการงอขอเท่ากับ 135 องศา
5. เสริมเหล็กปลอกเดี่ยวโดยมีการงอขอเท่ากับ 45 องศา

จากผลการทดสอบพบว่าความสามารถในการต้านทานโมเมนต์ดัดนั้นจะเพิ่มขึ้นเมื่อเพิ่มแรงอัดตามแนวแกนแต่ค่าความเหนียวจะมีค่าลดลง ความสามารถในการต้านทานโมเมนต์

ตัดและค่าความเหนียวนั้นจะลดลงเมื่อใช้การต่อทาบของเหล็กปลอกเดี่ยวและเหล็กทวงขวาง โดยมีการงอ 90 องศาและการเสริมเหล็กปลอกเดี่ยวเพียงอย่างเดียวทำให้ความสามารถและค่าความเหนียวมีค่าต่ำกว่าการเสริมเหล็กและการงอขอในรูปแบบอื่นๆ

Azizinamini และคณะ (1992) ได้ทำการทดสอบเสาขนาดหน้าตัด 0.457 ม. x 0.457 ม. สูง 3.2 เมตรจำนวน 12 ต้น ภายใต้แรงกระทำทางด้านข้างแบบวัฏจักรและให้แรงอัดตามแนวแกนคงที่ซึ่งอยู่ในช่วง 20-40% ของกำลังต้านทานของเสาโดยได้ทำการเปลี่ยนรูปแบบการเสริมเหล็กปลอกในรูปแบบต่างๆดังแสดงในรูปที่ 2.15



รูปที่ 2.15 รูปแบบการเสริมเหล็กเพื่อใช้ทดสอบ (Azizinamini, 1992)

เสาทุกต้นเสริมเหล็กตามยาวจำนวน 8 เส้นขนาด No. 8 โดยคุณสมบัติต่างๆของเสาแสดงในตารางที่ 2.4

ตารางที่ 2.4 คุณสมบัติของเสา (Azizinamini และคณะ, 1992)

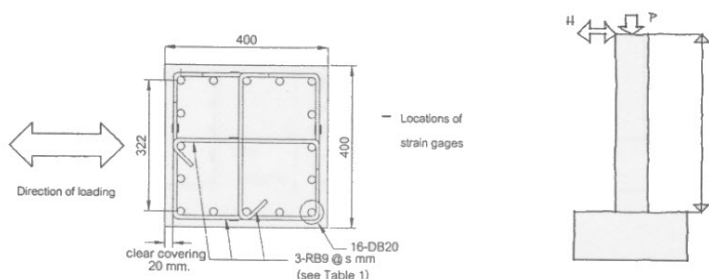
ชิ้นตัวอย่าง	กำลังของคอนกรีต (MPa)	แรงตามแนวแกน (kN)	อัตราส่วนเหล็กเสริมตามยาว		อัตราส่วนเหล็กเสริมทางขวาง		
			ρ_l	f_y (MPa)	ρ_s	f_{sh} (MPa)	ชนิด
NC-1	41.4	2537	0.0195	414	0.0219	414	A
NC-2		1691					B
NC-3		3471					
NC-4		2581			0.0129		C
NC-5		2559			0.0219		
NC-6		2314			0.0129		D
NC-7		2403			E		
NC-8		2492					0.0219
NC-9		2359			F		
NC-10		2448			0.0129		F*
NC-11		2047			G		
NC-12		2465			F		

f_y = กำลังที่จุดครากของเหล็กยื่น f_{sh} = กำลังที่จุดครากของเหล็กปลอก

ผลการทดสอบพบว่า เมื่อระดับแรงอัดตามแนวแกนมีค่าเพิ่มมากขึ้น จะส่งผลให้ความสามารถในการต้านทานโมเมนต์ดัดสูงขึ้น แต่ค่าความเหนียวจะลดลง เหล็กปลอกถักแบบต่อเนื่อง (continuous square helix hoop) นั้นมีประสิทธิภาพน้อยกว่า เหล็กปลอกเกลียว (circular spiral reinforced) โดยเสาที่มีการใช้เหล็กปลอกแบบเกลียวนั้นจะทำให้การกระจายตัวของการโอบรัดที่ดีกว่าแบบสี่เหลี่ยม เหล็กปลอกวงใน (inner hoops) ที่ใช้ของขนาด 90 องศาให้พฤติกรรมที่ดีและขาของของอไม่จำเป็นต้องให้มีความยาวถึง 10 เท่าของขนาดเส้นผ่าน

ศูนย์กลางของเหล็กทงขวางที่ได้มีการกำหนดไว้ใน ACI (1983) แต่ใช้เพียง 6 เท่าของขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางของเหล็กทงขวางซึ่งกำหนดไว้ใน ACI (1989) ก็เพียงพอแล้ว

Lukkunaprasit และ Sittipunt (2003) ได้ทำการทดสอบเสาขนาดหน้าตัด 0.40 ม. X 0.40 ม. สูง 1.55 ม. จำนวน 5 ต้น ภายใต้แรงกระทำทางด้านข้างแบบวิวิจกรและให้แรงอัดตามแนวแกนค้งที่โดยการทดสอบจะทำการแปรผันปริมาณแรงอัดตามแนวแกน ปริมาณเหล็กปลอกและมีการใช้คลิปีัดของอเพื่อเพิ่มประสิทธิภาพ ซึ่งปริมาณการเสริมเหล็กปลอกมีปริมาณการโอบรัดในระดับปานกลาง ตามข้อกำหนดโดยมาตรฐานการออกแบบ ACI 318-99 ขนาดและรูปแบบการเสริมเหล็กปลอกแสดงในรูปที่ 2.16 คุณสมบัติต่างๆของเสาแสดงในตารางที่ 2.5

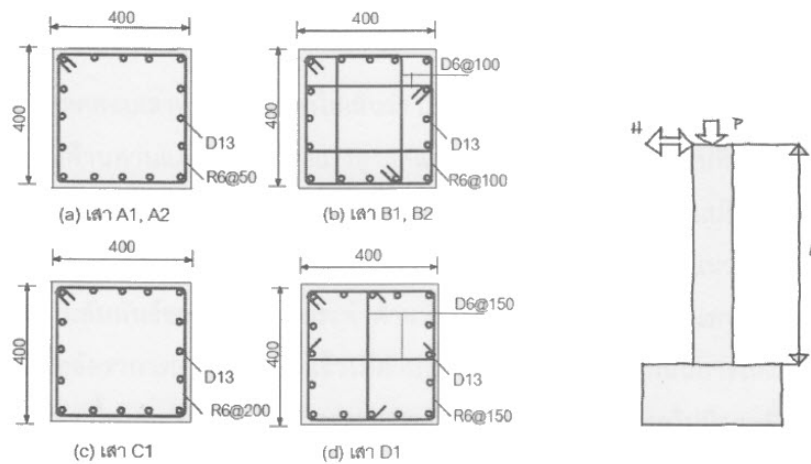


รูปที่ 2.16 รูปแบบการเสริมเหล็ก ขนาดของหน้าตัดและรูปแบบการทดสอบ (Lukkunaprasit และ Sittipunt, 2003)

ตารางที่ 2.5 คุณสมบัติของเสา (Lukkunaprasit และ Sittipunt, 2003)

ชั้นตัวอย่าง	กำลังของคอนกรีต (MPa)	อัตราส่วนแรงอัดตามแนวแกน $(P / f'_c A_g)$	อัตราส่วนเหล็กเสริมตามยาว		อัตราส่วนเหล็กเสริมทงขวาง		รูปแบบการงอขอ
			ρ_l	f_y (MPa)	A_s / sh_c	f_{sh} (MPa)	
1	38.9	0.3	0.0314	472	0.453%	308	90 crossties;no clips
2	35.7	0.3					135 crossties;no clips
3	31.7	0.3					90 crossties;with clips
4	30.5	0.37					135 crossties;no clips
5	32.4	0.37					90 crossties;with clips

Ongsupankul และคณะ (2006) ได้ทำการทดสอบเสาขนาดหน้าตัด 0.40 ม. X 0.40 ม. สูง 1.55 ม. จำนวน 6 ต้นภายใต้แรงกระทำแบบวิงจักรทางด้านข้างและให้แรงอัดตามแนวแกนคงที่โดยมีอัตราส่วนความสูงต่อความลึกของหน้าตัด (aspect ratio) เท่ากับ 3.875 โดยการทดสอบจะมีการแปรผันปริมาณและรูปแบบการเสริมเหล็กปลอกกรรมถึงการเยื้องศูนย์ของแรงอัดตามแนวแกน ดังแสดงในตารางที่ 2.6 และรูปที่ 2.17



รูปที่ 2.17 รูปแบบการเสริมเหล็ก ขนาดหน้าตัดและรูปแบบการทดสอบ
(Ongsupankul และคณะ, 2006)

ตารางที่ 2.6 คุณสมบัติของเสา (Ongsupankul และคณะ, 2006)

ชั้น ตัวอย่าง ทดสอบ	กำลัง ของ คอนกรีต (MPa)	แรงตาม แนวแกน (kN)	อัตราส่วน แรงตาม แนวแกน ($P / f'_c A_g$)	e/h	อัตราส่วนเหล็ก เสริมตามยาว		อัตราส่วนเหล็ก เสริมทางขวาง	
					ρ_l	f_y (MPa)	ρ_s	f_{sh} (MPa)
A1	32.4	384	0.074	0.15	0.0127	390	235	0.0075
A2	32.4		0.074					0.0075
B1	29.6		0.081	0.0126				
B2	29.6		0.081	0.0126				
C1	32.4		0.07	0.0019				
C2	29.6		0.08	0.005				

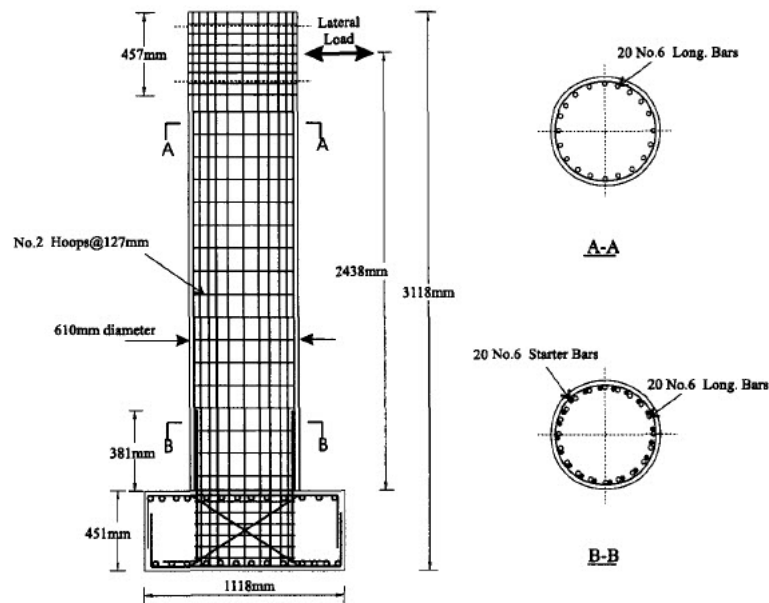
ซึ่งปริมาณการเสริมเหล็กปลอกมีปริมาณ 25% ตามข้อกำหนดของมาตรฐาน AASHTO (1992) ที่คำนึงถึงผลแผ่นดินไหวและเสริมเหล็กตามข้อกำหนดของมาตรฐาน AASHTO (1992) ที่ไม่คำนึงถึงผลของแผ่นดินไหว ผลการทดสอบเสาทั้ง 6 ต้นแสดงให้เห็นว่า ปริมาณอัตราส่วนของเหล็กปลอกไม่มีผลอย่างชัดเจนต่อกำลังต้านทานแรงด้านข้างทั้งแรงสูงสุดและแรงที่เหล็กยื่นครากนอกจากนั้นยังพบว่า การเสริมปลอกรัดรอบ (hoop ties) ร่วมกับการใช้เหล็กยึดทางขวาง (crossties) จะมีผลต่อพฤติกรรมของเสาที่ดีกว่าการเสริมเหล็กปลอกรัดรอบเพียงอย่างเดียว โดยมีค่าความเหนียวและการดูดซับพลังงานที่ดีกว่านอกจากนี้เหล็กยึดทางขวางจะช่วยให้เหล็กเสริมโค้งเดาะ

จากงานวิจัยต่างๆที่ได้รวบรวมมาสามารถสรุปได้ว่าจำนวนของเหล็กปลอก, รูปแบบของเหล็กปลอกและองศาในการงอขอนั้นล้วนแต่จะส่งผลต่อความเหนียวของเสาให้มีค่ามากขึ้น ดังนั้นเหล็กปลอกจึงมีความสำคัญในการเพิ่มความเหนียวของเสาส่วนแรงอัดตามแนวแกนของเสาจะมีผลทำให้เสาสามารถต้านทานแรงเฉือนได้มากขึ้น แต่เนื่องจากการเสริมเหล็กปลอกเป็นเพียงวิธีที่จะช่วยเพิ่มความเหนียวของโครงสร้าง แต่ไม่ได้ช่วยเพิ่มกำลังดัดนั้นจึงต้องมีการศึกษาเพิ่มเติมถึงวิธีการที่จะทำให้โครงสร้างมีความสามารถในการรับกำลังที่เพิ่มขึ้น

2.1.3 การศึกษาการเพิ่มประสิทธิภาพของสะพานเพื่อต้านทานแผ่นดินไหว

เนื่องจากความเสียหายที่เกิดจากแผ่นดินไหวต่อโครงสร้างมีหลายรูปแบบจึงต้องมีการซ่อมแซมโครงสร้างที่เกิดความเสียหายหรือ เพิ่มประสิทธิภาพโครงสร้างเพื่อป้องกันการเสียหายแบบรุนแรงที่จะเกิดขึ้น โดยการเพิ่มประสิทธิภาพของโครงสร้างนั้นจะต้องมีความเข้าใจในพฤติกรรมของโครงสร้างและทำการวิเคราะห์ว่าบริเวณไหนของโครงสร้างที่จะเกิดความเสียหายเมื่อมีแรงแผ่นดินไหวมากระทำ หลังจากที่เราทราบส่วนที่จะเสียหาย เราก็สามารถหาวิธีป้องกันได้อย่างถูกต้องและเหมาะสมที่สุดได้

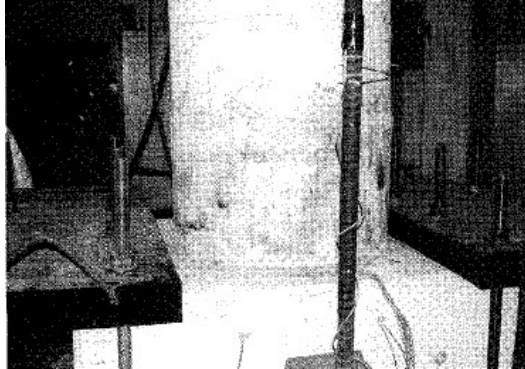
Ma และคณะ (1999) ได้ทำการศึกษาการเพิ่มประสิทธิภาพของเสาสะพานเพื่อรับแรงแผ่นดินไหว โดยสะพานที่ได้เลือกมาเป็นตัวกรณีตัวอย่างในการทดสอบคือสะพานที่ตั้งอยู่ใน California และเกิดผลกระทบจากแผ่นดินไหวที่ Northridge ปี 1995 ซึ่งการศึกษารั้งนี้ได้มุ่งเน้นไปถึงความเสียหายที่เกิดจากการยึดรั้งของเหล็กยื่นไม่เพียงพอ โดยแสดงรูปแบบทั่วไปของเสาที่ใช้ในการทดสอบดังรูปที่ 2.18



รูปที่ 2.18 ตัวอย่างเสาที่ใช้ทดสอบ (Ma และคณะ, 1999)

จากการทดสอบได้เกิดรูปแบบความเสียหายที่เกิดจากการยึดรั้งของเหล็กยื่นไม่เพียงพอ คือ เกิดการแตกหักที่ผิวนอกของเสาเนื่องจากความสามารถของการยึดรั้งเหล็กยื่นมีค่าน้อยลง และ เสาพังเสียหายเนื่องจากความสามารถการยึดรั้งของเหล็กยื่นหมดไป ซึ่งการเพิ่มประสิทธิภาพที่ได้พิจารณามาใช้ในงานนี้มีอยู่ 4 รูปแบบคือ

1. การใช้ epoxy ฉีดเข้าไปที่รอยร้าวของเสา ดังรูปที่ 2.19
2. ใช้ epoxy ฉีดเข้าไปที่รอยร้าวของเสาแล้วใช้ prefabricated jacket คลุมทับอีกชั้นหนึ่ง ดังรูปที่ 2.20
3. ใช้วัสดุที่ห่อหุ้มบริเวณที่เสียหายด้วย individual shell ดังรูปที่ 2.21
4. ใช้วัสดุที่ห่อหุ้มบริเวณที่เสียหายด้วย continuous shell ดังรูปที่ 2.22 ซึ่งวัสดุที่ได้นำมาใช้ในข้อ 2 และข้อ 3 นั้นจะมีลักษณะเหนียวซึ่งได้ถูกออกแบบโดย Xiao (1997)



รูปที่ 2.19 การซ่อมเสาด้วย epoxy (Ma และคณะ, 1999)



รูปที่ 2.20 การซ่อมแซมด้วยวิธีการใช้ epoxy และติด prefabricated jacket โดย
(Ma และคณะ, 1999)



รูปที่ 2.21 การซ่อมแซมเสาด้วยการติดตั้งแผ่นเสริมกำลังแบบ individual shell
(Ma และคณะ, 1999)

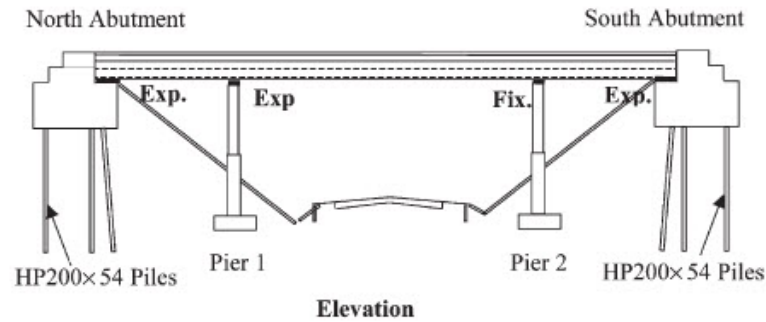


รูปที่ 2.22 การซ่อมแซมเสาด้วยการติดตั้งแผ่นเสริมกำลังแบบ continuous shell

(Ma และคณะ, 1999)

ซึ่งความเหมาะสมในการซ่อมแซมแต่ละแบบขึ้นอยู่กับสภาพความเสียหายของเสาที่เกิดขึ้นเช่น ความเสียหายที่เกิดขึ้นเนื่องจากความสามารถของการยึดรั้งเหล็กยื่นมีค่าน้อยลงจนทำให้ผิวหน้าของเสาเกิดการแตกหัก วิธีการเสริมกำลังที่เหมาะสมสำหรับกรณีนี้คือใช้แผ่นเสริมกำลังซึ่งชนิดของแผ่นเสริมกำลังสามารถใช้ได้ทั้ง 2 แบบซึ่งจะให้กำลังของเสาที่ใกล้เคียงกัน แต่การเสริมกำลังแบบ individual shell จะให้พฤติกรรมของเสาที่ดีกว่าเนื่องจากเสาจะโยกตัวได้ดีกว่าเสาที่เสริมกำลังโดยใช้แบบ continuous shell ส่วนความเสียหายที่เกิดขึ้นเนื่องจากเหล็กยื่นสูญเสียความสามารถในการยึดรั้งไป ซึ่งความเสียหายแบบนี้ควรใช้การเสริมกำลังแบบ epoxy ฉีดเข้าไปที่รอยร้าวของเสาแล้วใช้แผ่น prefabricated jacket ติดทับจะให้ผลดีที่สุด

Dicleli และ Mansour (2003) ได้ทำการศึกษาการเพิ่มประสิทธิภาพของสะพานโดยได้ทำการเลือกสะพานมาจากเมือง Johnson ในรัฐ Illinois ซึ่งสะพานที่ได้เลือกมาศึกษานั้นเป็นสะพานที่ช่องจราจร 2 ช่องทางมีพื้นสะพานเป็นแบบ pre-stress concrete โดยวางอยู่บนคานรูปตัวไอ (I-girder) ซึ่งแสดงให้เห็นในรูปที่ 2.23

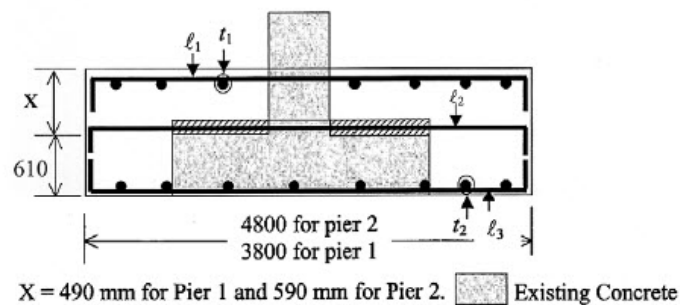


รูปที่ 2.23 รูปแบบสะพานในรัฐ Illinois (Dicleli และ Mansour, 2003)

จากการวิเคราะห์โครงสร้างโดยใช้โปรแกรม SAP2000 วิเคราะห์การต้านทานแผ่นดินไหวของสะพาน โดยสามารถสรุปผลการวิเคราะห์ได้ดังนี้คือ เกิดความเสียหายที่บริเวณที่รองรับของสะพาน (bearing) เนื่องจากโครงสร้างสะพานส่วนบนมีการเคลื่อนที่มากกว่าความสามารถในการเคลื่อนที่ของที่รองรับ และอีกสาเหตุหนึ่งคือความเสียหายที่เกิดจากการเยื้องศูนย์ของตอม่อสะพาน ทำให้เกิดโมเมนต์ดัดที่เพิ่มมากขึ้น ที่ฐานรองรับของสะพาน

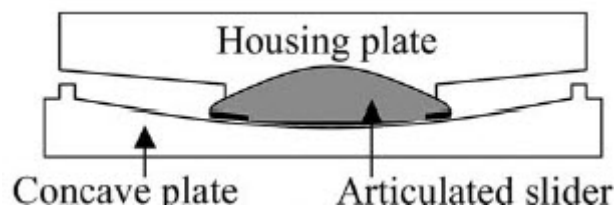
จากสาเหตุความเสียหายที่เกิดขึ้นสองสาเหตุที่ได้กล่าวมาแล้วข้างต้นนั้นได้มีการสรุปการเพิ่มประสิทธิภาพของสะพานได้ดังนี้

1. เพิ่มขนาดหน้าตัดของฐานราก เป็นวิธีที่ใช้เพื่อเพิ่มความสามารถในการต้านทานโมเมนต์ดัดที่เกิดจากแรงเยื้องศูนย์ได้โดยการเพิ่มขนาดของฐานรากดังแสดงในรูปที่ 2.24



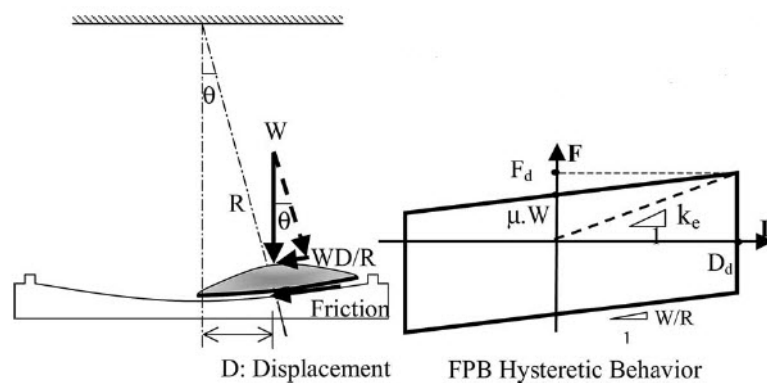
รูปที่ 2.24 ลักษณะการเพิ่มความกว้างของฐานรากสะพานในรัฐ Illinois (Dicleli และ Mansour, 2003)

2. การเปลี่ยนชนิดของที่รองรับ (bearing) เพื่อสามารถต้านทานต่อการเคลื่อนที่มากขึ้นได้ โดยชนิดของที่รองรับที่ได้เลือกใช้คือ Friction Pendulum Bearing (FPB) ซึ่งที่รองรับนี้จะประกอบไปด้วยเหล็กชนิด สแตนเลส 3 แผ่นประกบกันคือ concave plate, articulated slider และ housing plate ซึ่งแต่ละแผ่นจะมีการเคลือบด้วยวัสดุที่มีความต้านทานเนื่องจากแรงเสียดสีของวัสดุต่ำ ดังแสดงในรูปที่ 2.25



รูปที่ 2.25 Friction Pendulum Bearing (Dicleli และ Mansour, 2003)

ซึ่งที่รองรับประเภทนี้จะทำให้สะพานสามารถเคลื่อนตัวได้มากกว่าเดิม และสามารถสลายพลังงานได้ดีกว่าการใช้ที่รองรับแบบยาง โดยจะแสดงลักษณะของที่รองรับและกราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนกับค่าการเสียรูปของยางเนื่องจากแรงเฉือน ดังรูปที่ 2.26



รูปที่ 2.26 การเคลื่อนที่ของ FPB และกราฟการสลายพลังงานของ FPB

(Dicleli และ Mansour, 2003)

Iacobucci และคณะ (2003) ทำการทดสอบเสาคอนกรีตเสริมเหล็กสี่เหลี่ยมจัตุรัสที่มีปริมาณเหล็กเสริมตามขวางต่ำเพื่อจำลองพฤติกรรมของเสาที่ไม่ได้มาตรฐานการ

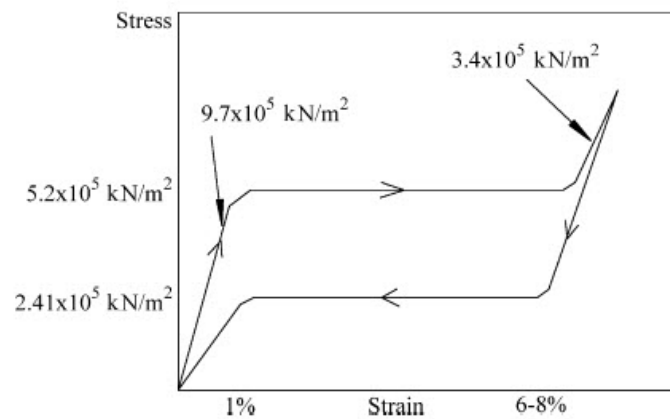
ออกแบบการต้านทานแผ่นดินไหวจำนวน 10 ต้น โดย 3 ต้นแรกเป็นเสาควบคุมมีการแปรผันค่าแรงอัดตามแนวแกน ส่วนอีก 5 ต้นเป็นเสาที่เสริมกำลังด้วย CFRP ซึ่งมีการเปลี่ยนจำนวนชั้นของการพันตั้งแต่ 1 ชั้นไปจนถึง 3 ชั้น และเสาทดสอบ 2 ต้นสุดท้ายเป็นการเสริมกำลังและซ่อมแซมเสาที่ถูกทำให้เสียหายอยู่แล้วด้วย CFRP ซึ่งผลการทดสอบสรุปได้ว่าการเสริมกำลังของเสาด้วยการพัน CFRP ทำให้ความเหนียวและกำลังรับน้ำหนักของชิ้นทดสอบเพิ่มขึ้นได้เป็นอย่างดีโดยที่ค่าแรงอัดตามแนวแกนในเสาเป็นพารามิเตอร์ที่มีผลอย่างยิ่งต่อจำนวนของ CFRP ที่ต้องใช้ในการพัน กล่าวคือ เมื่อแรงอัดมีค่ามากจะต้องใช้จำนวน CFRP มากขึ้นเพื่อให้ได้คุณภาพเท่ากับเสาที่มีลักษณะเหมือนกันแต่มีแรงอัดที่ต่ำกว่า และในการทดสอบเสาที่ใช้ CFRP ในการซ่อมแซมเสาในส่วนที่มีความเสียหายพบว่า คุณสมบัติของเสาที่เกิดความเสียหายแล้วนำมาซ่อมแซมนั้นจะมีคุณภาพของเสาดีเทียบเท่ากับเสาที่ไม่ได้รับความเสียหายมาก่อน ซึ่งแสดงให้เห็นถึงความเหมาะสมที่จะใช้ CFRP เป็นวัสดุซ่อมแซมหรือเสริมกำลังเสาคอนกรีตเสริมเหล็กที่ไม่ได้มาตรฐานหรือได้รับความเสียหายจากแผ่นดินไหว

Harajli และ Rteil (2004) ได้ทำการประเมินความสามารถของเสาคอนกรีตเสริมเหล็กโดยมีหน้าตัดเป็นลักษณะแบบสี่เหลี่ยมจัตุรัสซึ่งได้ถูกออกแบบไว้สำหรับรับแรงในแนวตั้ง ซึ่งพบว่ามีการทาบทบเหล็กที่บริเวณใกล้ฐานรองรับของเสา ซึ่งในการทดสอบนี้จะให้แรงกระทำแบบวัฏจักร โดยมีการทดสอบเสาเป็นจำนวน 12 ต้น โดยใช้ FRP และ Steel Fibers เป็นวัสดุในการเสริมกำลัง

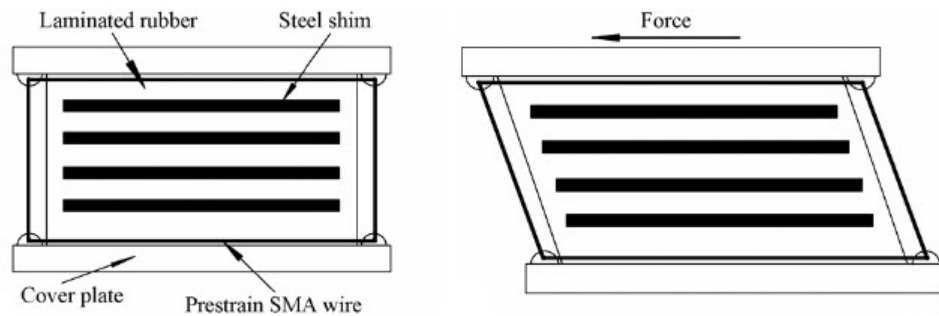
โดยชิ้นทดสอบจะแบ่งออกเป็น 2 ชุด โดยแบ่งตามปริมาณเหล็กเสริมตามยาวของเสาในแต่ละชุดได้มีการแปรผันระยะเรียงของเหล็กเสริมตามขวาง, ลักษณะการหุ้มของ FRP โดยผลการทดสอบพบว่าชิ้นทดสอบควบคุมเกิดการวิบัติโดยการครูดของเหล็กเสริมและมีกำลังที่ลดลงอย่างรวดเร็ว สำหรับการเสริมกำลังโดยการหุ้ม FRP ที่บริเวณจุดต่อทาบทบของเหล็กเสริมจะสามารถช่วยเพิ่มแรงยึดเหนี่ยวและกำลังของเสาเป็นอย่างดี อีกทั้งยังช่วยลดรอยร้าวตามแนวเหล็กเสริมจากการปริออก (splitting cracks) และสำหรับการเสริมกำลังด้วย steel fibers ก็มีผลช่วยในการเพิ่มความสามารถในการต้านทานแผ่นดินไหวของเสา

Choi และคณะ (2005) ได้ศึกษาการเพิ่มประสิทธิภาพของสะพาน โดยปกติสะพานจะใช้ยางรองรับแบบ lead-rubber เพราะมีความสามารถในการสลายพลังงานที่ดีกว่าเมื่อเปรียบเทียบกับยางรองรับแบบ elastomeric แต่ยางรองรับแบบ lead-rubber ยังที่ข้อด้อยอยู่คือ ไม่มีความเสถียรภาพเมื่อเกิดการเสียรูปมากๆ จากสาเหตุนี้จึงได้มีการตัดสินใจใช้วัสดุที่มีพฤติกรรมแบบ superelasticity มาแทนที่คือ shape memory alloys (SMAs) ซึ่งในงานวิจัยนี้

ได้มีการนำ SMAs ไปรวมกับยางรองรับประเภท elastomeric ซึ่งทำให้เกิดการส่งต่อของแรงจากพื้นสะพานไปยังเสาสะพานได้มากขึ้น เนื่องจากค่าของสตีเฟนเนสเริ่มต้นของที่รองรับมีค่าสูง ดังรูปที่ 2.27 ซึ่งวัสดุที่ใช้มีชื่อเรียกว่ายางรองรับแบบ SMA-rubber ดังรูปที่ 2.28



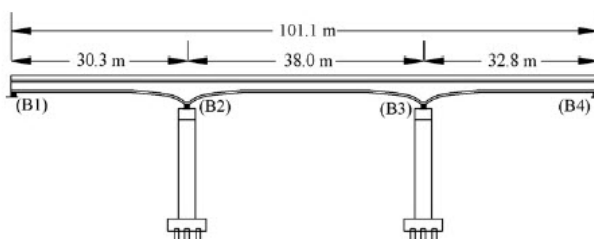
รูปที่ 2.27 ความเครียดกับความเค้นสำหรับ superelastic shape memory alloy



รูปที่ 2.28 ส่วนประกอบของที่รองรับแบบ SMA-rubber และการเสียรูปเมื่อถูกแรงกระทำ

(Choi และคณะ, 2005)

ผู้วิจัยได้ทำการวิเคราะห์โครงสร้างสะพานโดยมีการวิเคราะห์เปรียบเทียบกันระหว่างยางรองรับทั้งสองแบบคือ lead-rubber กับ SMAs-rubber ซึ่งสะพานที่ใช้คำนวณมีทั้งหมด 3 ช่วงและเป็นสะพานเหล็กดังรูปที่ 2.29 โดยใช้แรงแผ่นดินไหว El Centro (PGA = 0.348g) โดยคุณค่าความแรงของแผ่นดินไหวให้มีความรุนแรงต่างๆกันดังนี้ 0.2, 0.4, 0.6, 0.8 และ 1.0g กระทำกับสะพานโดยใช้โปรแกรม DRAIN – 2DX ช่วยคำนวณและได้ผลการคำนวณดังนี้



รูปที่ 2.29 สะพานที่เลือกใช้มาคำนวณความสามารถของที่รองรับ (Choi และคณะ, 2005)

ผลการคำนวณสำหรับพื้นสะพาน ในกรณีที่เราใช้ยางรองรับแบบ SMAs-rubber พื้นสะพานจะมีการเคลื่อนที่ที่มากกว่าสะพานที่ใช้ยางรองรับแบบ lead-rubber ประมาณ 16 – 40% ในช่วงความรุนแรงแผ่นดินไหวที่ 0.2, 0.4 และ 0.6g แต่ที่ความรุนแรงแผ่นดินไหวที่ 0.8 และ 1.0g นั้นค่าการเคลื่อนที่ของสะพานที่ใช้ SMAs-rubber จะมีค่าการเคลื่อนที่ของพื้นสะพานน้อยกว่าประมาณ 2 – 5% เมื่อเทียบกับสะพานที่ใช้แบบ lead-rubber ส่วนค่าการโยกตัวของเสาสะพาน ในกรณีที่ใช้ยางรองรับแบบ SMAs-rubber เสาสะพานจะมีการโยกตัวมากกว่าการโยกตัวของเสาสะพานที่ใช้ยางรองรับแบบ lead-rubber ประมาณ 5 – 24% ในทุกช่วงความรุนแรงของแผ่นดินไหว ซึ่งจากผลการคำนวณข้างต้นทำให้ทราบว่า การใช้ยางรองรับแบบ SMAs-rubber จะสามารถช่วยให้เสาไม่เกิดความเสียหายเนื่องจากแผ่นดินไหวที่รุนแรงได้ดีกว่าสะพานที่ใช้ยางรองรับแบบ lead-rubber

Matthys และคณะ (2005) ได้ทำการทดสอบเพื่อเปรียบเทียบกำลังรับน้ำหนักของเสาคอนกรีตเสริมเหล็กหน้าตัดกลมที่มีการพันด้วย FRP ในลักษณะต่างๆ ภายใต้แรงอัดตามแนวแกนโดยมีลักษณะการพัน FRP ดังนี้

1. พันต่อเนื่องเต็มเสา
2. พันเป็นช่วงๆ
3. พันเป็นระยะแบบเกลียว

ซึ่งผลการทดสอบพบว่า รูปแบบการพันมีผลต่อการรับน้ำหนักของเสา โดยที่เสาที่เสริมกำลังด้วยการพัน FRP แบบต่อเนื่องจะมีกำลังในการรับน้ำหนักสูงสุดเมื่อเปรียบเทียบกับอีก 2 แบบที่เหลือ และเสาที่พันด้วย FRP แบบไม่ต่อเนื่องเป็นช่วงๆ จะมีกำลังรับน้ำหนักที่ดีกว่าการพันแบบเกลียว

Memon และ Sheikh (2005) ได้นำผลการศึกษาของ Iacobucci และคณะ (2003) มาเป็นต้นแบบในการศึกษาพฤติกรรมของเสาที่มีปริมาณเหล็กเสริมตามขวางที่ไม่เพียงพอ สำหรับ

อาคารบนพื้นที่เสี่ยงต่อการเกิดแผ่นดินไหว ทั้งนี้เสาคอนกรีตเสริมเหล็กหน้าตัดสี่เหลี่ยมจัตุรัสจำนวน 8 ต้น มีปริมาณเหล็กเสริมตามยาวและตามขวางที่เท่ากันทุกต้นแต่ทำการเปลี่ยนค่าของจำนวนรอบในการพัน GFRP ตั้งแต่ 1 ถึง 6 ชั้น ภายใต้แรงกระทำแบบวัฏจักรและแรงอัดตามแนวแกน ทั้งนี้คณะผู้ทดสอบได้สรุปว่า เสาที่มีพฤติกรรมด้านความเหนียวและความสามารถในการสลายพลังงานที่ดีขึ้นเมื่อเพิ่มจำนวนรอบในการพัน GFRP เมื่อเปรียบเทียบกับเสาที่ไม่ได้เสริมกำลังและมีปริมาณเหล็กเสริมตามขวางที่ต่ำ ทั้งนี้เมื่อนำผลการทดสอบไปเปรียบเทียบกับผลการวิจัยอื่นพบว่าตัวแปรที่สำคัญที่มีอิทธิพลต่อการเพิ่มความสามารถของเสาที่เสริมกำลังด้วยวัสดุ FRP คือแรงอัดในเสา

Harries และคณะ (2006) ทดสอบเสาคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีหน้าตัดสี่เหลี่ยมจัตุรัสภายใต้แรงกระทำแบบวัฏจักรจำนวน 5 ต้น โดยตัวแปรที่สำคัญคือระยะทาบเหล็กของเหล็กเสริมตามแนวยาวที่บริเวณโคนเสา ซึ่งนิยมปฏิบัติในการก่อสร้างอาคารช่วงก่อนปี ค.ศ. 1970 ในสหรัฐอเมริกา โดย 2 ต้นแรกเป็นเสาควบคุมซึ่งเป็นเสาที่มีการทาบเหล็กเสริมเป็นระยะ 2 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางเหล็กเสริมตามยาว (490 มม.) ตามมาตรฐาน ACI ฉบับเก่า และไม่มีการทาบเหล็กเสริมส่วนอีก 3 ตัวอย่างการทดสอบที่เหลือจะประกอบด้วย

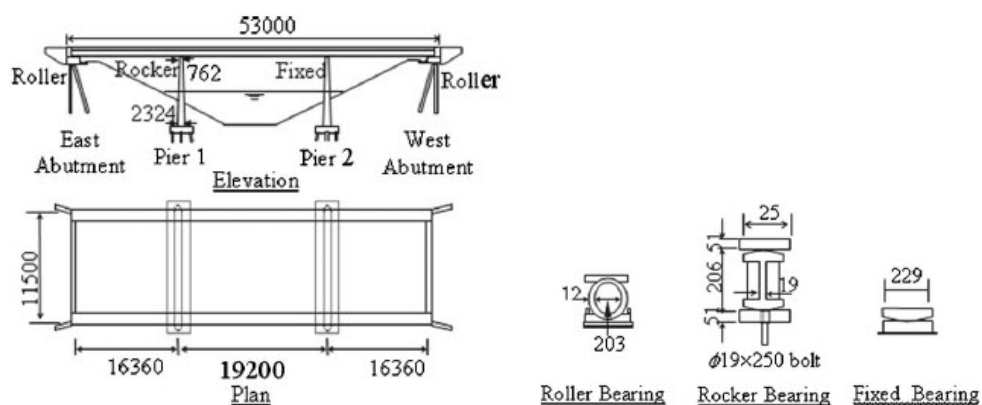
1. ตัวอย่างทดสอบที่เสริมกำลังสำหรับเสาที่ไม่ได้มีการทาบเหล็ก
2. ตัวอย่างทดสอบที่มีการทาบเหล็ก มีการเสริมกำลังโดยพัน CFRP 4 ชั้นในช่วง 500 มม. แรกและ 2 ชั้นในช่วง 500 มม. ถัดไป
3. ตัวอย่างทดสอบที่มีการทาบเหล็ก มีการเสริมกำลังโดยใช้ CFRP แปะตามแนวยาวของเสา 4 ชั้นในช่วง 500 มม. แรกและ 2 ชั้นในช่วง 500 มม. ถัดไป

โดยในการทดสอบมีการควบคุมให้ตัวอย่างการทดสอบเกิดการวิบัติในลักษณะของแรงดัด ซึ่งผลการทดสอบพบว่า การเสริมกำลังเสาที่มีระยะทาบต่ำและอยู่ในช่วงหน้าตัดวิกฤติ จะสามารถช่วยเพิ่มความสามารถในการรับแรงทางข้างได้เป็นอย่างดี อย่างไรก็ตามความสามารถที่เพิ่มขึ้นดังกล่าวถูกควบคุมโดยการครูดของเหล็กเสริม ทั้งนี้จากการสังเกตพบว่าอิทธิพลของการติด CFRP ตามแนวยาวจะช่วยลดรอยร้าวที่ตั้งฉากกับแนวยาวของเสาแต่จะไปเพิ่มหน่วยแรงที่บริเวณฐานของเสาแทน จึงเป็นสาเหตุให้เสามีความสามารถในการสลายพลังงานที่ต่ำกว่าเสาที่เกิดรอยร้าวเล็กๆในแนวตั้งฉากกับแนวเสา

Hindi และคณะ (2006) ได้ทำการศึกษาว่าวางรองรับสามารถลดความเสียหายของสะพานที่ถูกกระทำเนื่องจากแรงแผ่นดินไหวได้ ซึ่งสะพานที่ได้เลือกมาทำการศึกษาเป็นสะพาน

ข้ามแม่น้ำที่มีความยาวช่วงของสะพานที่สั้นจนถึงปานกลาง โดยการศึกษานี้ได้ใช้โปรแกรม SAP2000 เป็นเครื่องมือในการวิเคราะห์

สะพานที่ใช้ในการศึกษาตั้งอยู่ในเมือง Jackson รัฐ Illinois สะพานมี 3 ช่วงดังรูปที่ 2.30 ด้านซ้าย โดยพื้นของสะพานตั้งอยู่บนคานเหล็กรูปตัวไอ (I-girder) ฐานรองรับของตอม่อริมเป็นแบบ roller steel bearing และที่รองรับของตอม่อกลางมีลักษณะที่รองรับแบบ steel rocker ที่ pier 1 และเป็นแบบ fixed bearing ที่ pier 2 ดังรูปที่ 2.30 ด้านขวา



รูปที่ 2.30 โครงสร้างของสะพานในมุมมองต่างๆ (ซ้าย) และ ลักษณะของฐานรองรับ (bearing) ของสะพาน (ขวา) (Hindi และคณะ, 2006)

จากผลการคำนวณของโครงสร้างสะพานเดิมที่บริเวณที่รองรับตอม่อริมของสะพานจะมีแรงเฉือนที่เสาค้ำมากกว่าความสามารถในการรับแรงเฉือนของเสาค้ำ และเกิดแรงอัดตามแนวแกนที่เสาค้ำมากกว่ากำลังรับแรงอัดตามแนวแกนของเสาค้ำ ส่วนในเสาค้ำของตอม่อสะพานที่ 1 (pier 1) มีค่าอัตราส่วนความสามารถในการรับแรงตามแนวแกนต่อแรงที่กระทำตามแนวแกนที่เกิดขึ้นเท่ากับ 0.92 และเกิดแรงกระทำตามแนวแกนที่ตอม่อสะพานที่ 2 (pier 2) มีอัตราส่วนความสามารถในการรับแรงตามแนวแกนต่อแรงที่กระทำตามแนวแกนที่เกิดขึ้นเท่ากับ 0.9 และยังปรากฏผลของแรงดันขึ้น (uplift force) แต่ไม่ปรากฏการออกแบบหรือการให้รายละเอียดของที่รัดหัวเสา (pile-cap) ที่เพียงพอสำหรับการป้องกันการเกิดแรงดันขึ้นเลย

จากผลการคำนวณข้างต้นผู้วิจัยจึงได้ทำการเปลี่ยนชนิดของที่รองรับ (bearing) ทั้งหมด 4 แบบ ตามตำแหน่งเสาสะพานต่างๆโดยสรุปมาแล้วตามตารางที่ 2.7 ดังนี้

ตารางที่ 2.7 ประเภทของที่รองรับที่มีการเปลี่ยนแปลงแต่ละเสาสะพาน (Hindi และคณะ, 2006)

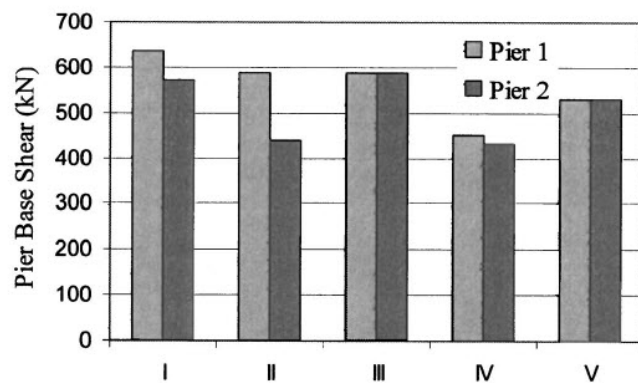
ชนิดที่	เสาดั้วริมทิศตะวันตก	เสาด้านที่ 1	เสาด้านที่ 2	เสาดั้วริมทิศ ตะวันออก
I	แบบขยายตัว (expansion)	แบบขยายตัว (expansion)	แบบยึดแน่น (fixed)	แบบขยายตัว (expansion)
II	แบบยึดแน่น (fixed)	แบบขยายตัว (expansion)	แบบยึดแน่น (fixed)	แบบยึดแน่น (fixed)
III	แบบยึดแน่น (fixed)	แบบขยายตัว (expansion)	แบบขยายตัว (expansion)	แบบยึดแน่น (fixed)
IV	แบบยึดแน่น (fixed)	แบบยึดแน่น (fixed)	แบบยึดแน่น (fixed)	แบบยึดแน่น (fixed)
V	แบบแยกฐาน (fixed-isolation)	แบบเดี่ยว (isolation)	แบบเดี่ยว (isolation)	แบบแยกฐาน (fixed-isolation)

*ซึ่งชนิด I คือลักษณะเดิมที่ใช้จริง

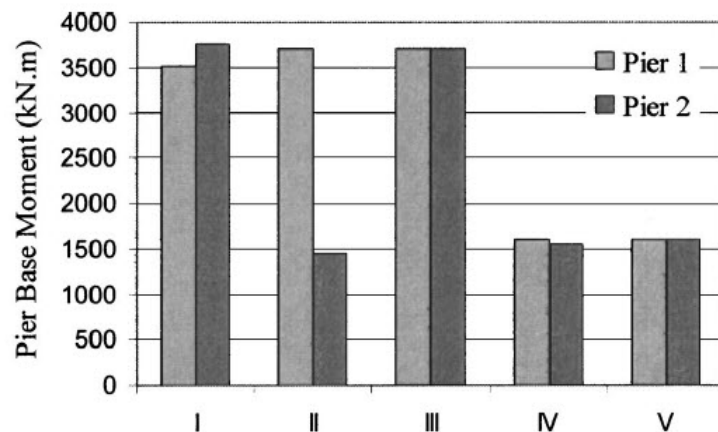
จากการวิเคราะห์สะพานทั้ง 5 รูปแบบ ได้ผลการวิเคราะห์ดังนี้

1. ผลของแรงเฉือนและแรงดัดที่ฐานของเสาสะพาน (pier)

จากรูปที่ 2.31 และรูปที่ 2.32 จากรูปแบบการติดตั้งที่รองรับแบบที่ 3 จะส่งผลให้เกิดแรงเฉือนและแรงดัดที่มากเนื่องจากการเคลื่อนที่ได้มากกว่าที่รองรับแบบอื่นจึงทำให้เกิดค่าของแรงดัดที่มากจากการเอียงศูนย์ของแรงเพิ่มจากแรงดัดที่มีอยู่เดิม ส่วนรูปแบบการติดตั้งที่รองรับแบบที่ 4 ให้ค่าแรงเฉือนและแรงดัดน้อยเพราะว่าที่รองรับเป็นแบบยึดแน่นจึงมีการส่งถ่ายแรงเฉือนไปยังตอม่อริมและถ่ายแรงต่อไปยังดินหรือวัสดุที่ใช้ถมขึ้นมาที่บริเวณด้านหลังของสะพานซึ่งเป็นตัวดูดซับแรงทำให้มีการถ่ายแรงไปยังเสาน้อย และรูปแบบการติดตั้งที่รองรับแบบที่ 5 แรงเฉือนและแรงดัดมีค่าน้อยเพราะว่าที่รองรับระบบแยกฐานนั้นมีการสลายพลังงานที่ดีกว่าที่รองรับแบบอื่นจึงทำให้มีการส่งถ่ายแรงไปยังเสาน้อย



รูปที่ 2.31 แรงเฉือนที่เสาสะพานสำหรับรูปแบบต่างๆของที่รองรับ (Hindi และคณะ, 2006)

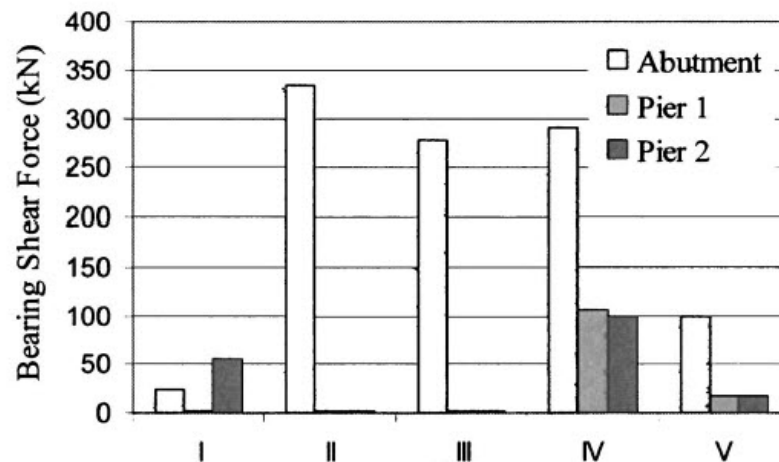


รูปที่ 2.32 แรงดัดที่เสาสะพานสำหรับรูปแบบต่างๆของที่รองรับโดย
(Hindi และคณะ, 2006)

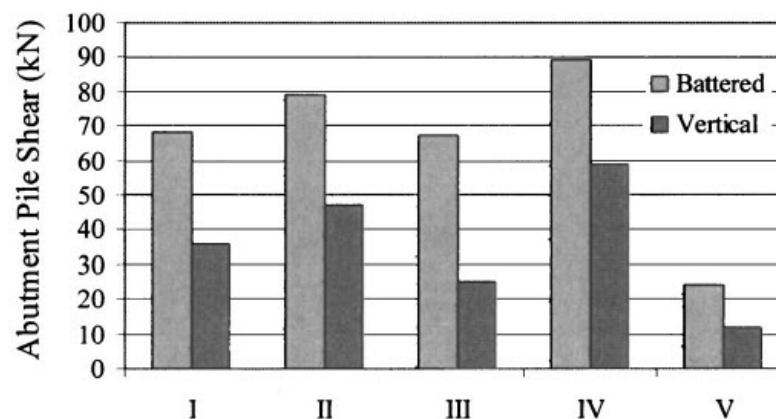
2. แรงเฉือนในที่รองรับ (Bearing) และที่เสาเข็มของตอม่อตัวริม (abutment piles)

จากรูปที่ 2.33 จะเห็นว่าสะพานที่มีที่รองรับแบบ II - V จะมีแรงเฉือนที่เกิดขึ้นที่รองรับ ของตอม่อริมมากกว่าแบบที่ I เนื่องจากมีการใช้ที่รองรับเป็นแบบยึดแน่น (Fixed) จึงมีการถ่ายแรงไปที่ที่รองรับของตอม่อริมมากกว่าแบบที่ I แต่สะพานที่ใช้ที่รองรับแบบที่ V จะให้ค่าของแรงเฉือนน้อยกว่าแบบที่ II - IV เนื่องจากที่รองรับแบบแยกฐาน (Fixed-Isolation) มีการสลายพลังงานได้มากกว่าที่รองรับแบบอื่นจึงทำให้แรงเฉือนที่เกิดขึ้นมีค่าน้อย จากรูปที่ 2.34 จะเห็นได้ว่าสะพานที่มีที่รองรับแบบ IV จะเกิดแรงเฉือนที่เสาเข็มของตอม่อริมมากกว่าตอม่ออื่นๆที่ที่รองรับเป็นแบบยึดแน่น (fixed) เหมือนกันทั้งหมด แต่เนื่องจากตอม่อที่ 1 และ 2 เป็นแบบ

ยึดแน่นทั้งหมดทำให้โครงสร้างมีสติฟเนสมากที่สุดจึงมีการถ่ายแรงไปที่ตอม่อริมมากที่สุด ส่วนสะพานที่ใช้ที่รองรับแบบที่ V จะมีแรงเฉือนที่เกิดขึ้นน้อยเนื่องจากการสลายพลังงานของที่รองรับก่อนที่จะส่งถ่ายแรงไปยังเสาเข็มของตอม่อริม



รูปที่ 2.33 แรงเฉือนที่ที่รองรับ (bearing) สำหรับรูปแบบต่างๆของที่รองรับ (Hindi และคณะ, 2006)



รูปที่ 2.34 แรงเฉือนที่เสาเข็มของตอม่อตัวริมสำหรับรูปแบบต่างๆของที่รองรับ (Hindi และคณะ, 2006)

Themou และ Elnashai (2006) ได้ทำการศึกษารูปแบบการซ่อมแซมและการเพิ่มประสิทธิภาพของโครงสร้างเพื่อรับแรงแผ่นดินไหว โดยแบ่งเป็นวิธีต่างๆได้ดังนี้

1. ใช้ epoxy ในการฉีดยาเข้าไปที่รอยร้าวของโครงสร้าง โดยขนาดของรอยร้าวจะแบ่งได้เป็น 3 ขนาดหลักๆคือ รอยร้าวที่มีขนาดเล็กกว่า 0.1 มิลลิเมตร, รอยร้าวที่มีขนาดเล็กกว่า 3 มิลลิเมตร และรอยร้าวที่มีขนาดประมาณ 5-6 มิลลิเมตร แต่ถ้าขนาดของรอยร้าวมีขนาดใหญ่กว่า 20 มิลลิเมตรควรใช้การซ่อมด้วยคอนกรีต (cement grout) หรือใช้คอนกรีตผสมกับ epoxy ซึ่งการซ่อมแซมดังกล่าวได้แสดงดังรูปที่ 2.35

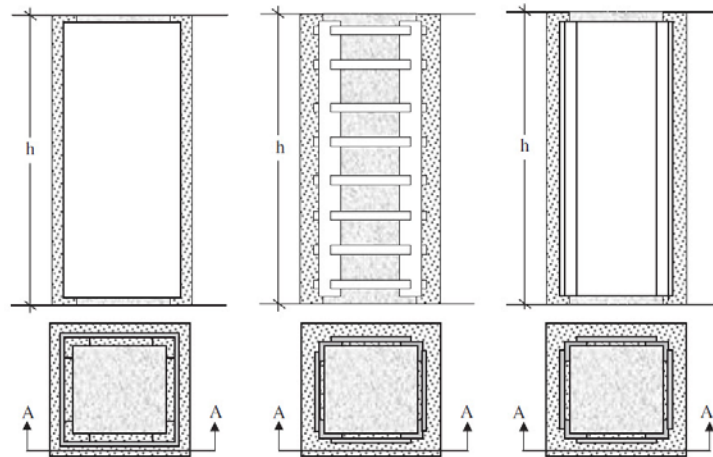


รูปที่ 2.35 การซ่อมแซมรอยร้าวด้วยคอนกรีต (cement grout)

(Themou และ Elnashai, 2006)

2. ปูนพ่น เป็นวิธีการซ่อมโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก ซึ่งแบ่งได้เป็น 2 ประเภทคือการแบบผสมแห้ง (dry - mix) และแบบผสมเปียก (wet - mix) ซึ่งการซ่อมแซมด้วยวิธีนี้ไม่ได้จำกัดขนาดของรอยร้าวและสามารถใช้ควบคู่กับวิธีอื่นได้ด้วย เช่น การเสริมกำลังด้วยการพอกให้หน้าตัดของโครงสร้างขยายใหญ่ขึ้นด้วยคอนกรีต (rc jacket)

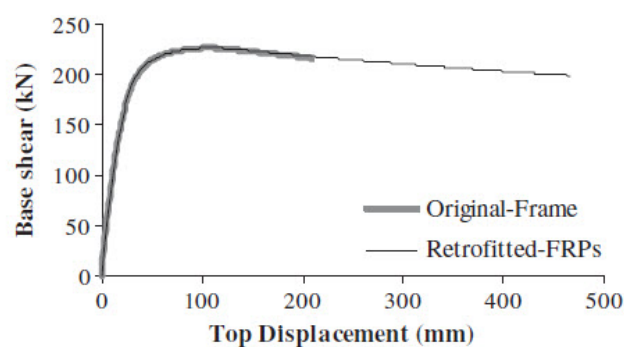
3. การเสริมกำลังด้วยแผ่นเหล็ก (steel jacketing) ซึ่งการเสริมกำลังด้วยวิธีนี้คือการใช้แผ่นเหล็กมาพันรอบคอนกรีตเดิมที่มีอยู่ซึ่งลักษณะการพันแผ่นเหล็กมีด้วยกัน 3 ลักษณะคือ การใช้พันแบบต่อเนื่องกันตลอด, การใช้เหล็กเป็นแถบเล็กๆเชื่อมต่อกับเหล็กฉากที่มุมของเสาและใช้เหล็กเต็มแผ่นที่ต่อเชื่อมกับเหล็กฉากที่มุมของเสาดังรูปที่ 2.36



รูปที่ 2.36 รูปแบบการพันของแผ่นเหล็กที่ใช้ในการเสริมกำลังของเสา

(Themou และ Elnashai, 2006)

4.) การเสริมกำลังด้วย FRP ซึ่งการเสริมกำลังด้วยแผ่นไฟเบอร์ชนิดต่างๆเช่น คาร์บอน (CFRP), แก้ว (GFRP) และ aramid (AFRP) ซึ่งข้อดีของการเสริมกำลังด้วยวิธีนี้คือ สามารถเพิ่มความเหนียวของโครงสร้างได้มากขึ้นดังแสดงในรูปที่ 2.37 ซึ่งจะเห็นว่าโครงสร้าง จะมีความเหนียวมากขึ้นกว่าเดิมมาก ซึ่งเป็นวิธีที่เหมาะสมสำหรับการเสริมกำลังของโครงสร้าง เพื่อรับแรงแผ่นดินไหว การซ่อมด้วยวิธีนี้เหมาะสำหรับโครงสร้างประเภทเสาที่เสียหายเนื่องจาก แรงเฉือน, แรงดัดและ การเสียหายเนื่องจากการยัดรีงของเหล็กเสริมในบริเวณจุดหมุนพลาสติก (plastic hinge)

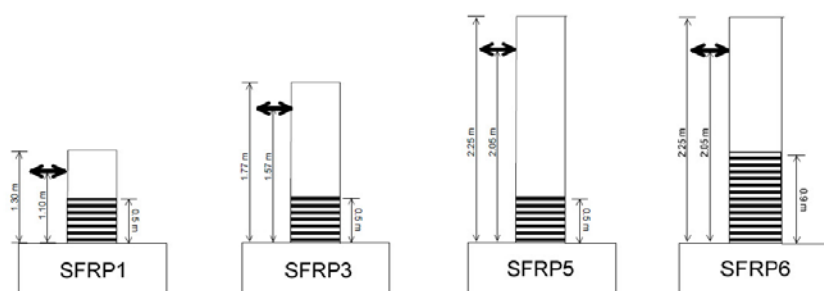


รูปที่ 2.37 ความเหนียวที่เพิ่มขึ้นเมื่อทำการเสริมกำลังของเสาด้วย FRP

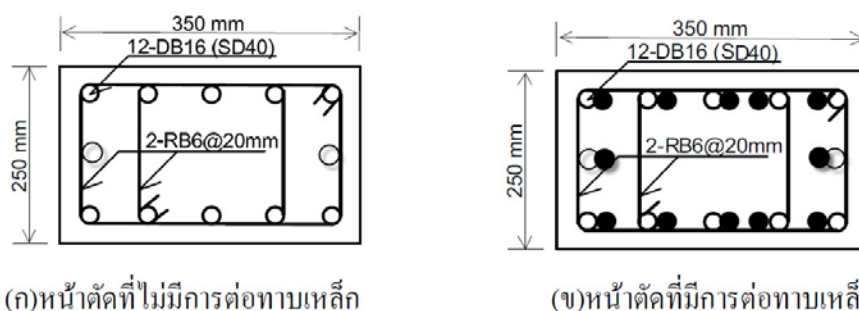
(Themou และ Elnashai, 2006)

พินามาต และ จันทนลิขิต (2011) โดยจุดประสงค์ในการทดสอบเพื่อศึกษาพฤติกรรมการรับแรงทางข้าง, ลักษณะการวิบัติของเสาที่ได้รับการเสริมกำลังด้วย FRP และผลของการโอบรัดของ FRP ต่อกำลังและความเหนียวของเสาคอนกรีตภายใต้การรับแรงในแนวราบกึ่งสถิต สลับทิศและแรงกดอัดในแนวแกน

ซึ่งการวิจัยนี้ได้ถูกแบ่งออกเป็น 4 ตัวอย่าง ได้แก่ SFRP1, SFRP3, SFRP5 และ SFRP6 โดยแต่ละเสาดังกล่าวมีความสูงต่างกันตามลำดับดังแสดงในรูปที่ 2.38 ซึ่งหน้าตัดของตัวอย่างทดสอบมีขนาด 350 x 250 มม. สูง 1.10, 1.57 และ 2.05 ตามลำดับ โดยมีเหล็กยื่นขนาด 16 มม. จำนวน 12 เส้นดังรูปที่ 2.39 เหล็กปลอกที่ใช้มีขนาด 6 มม. ระยะห่าง 200 มม. ระยะหุ้มของคอนกรีตเท่ากับ 2.5 ซม.



รูปที่ 2.38 ความสูงของเสาทดสอบ (พินามาต และ จันทนลิขิต, 2011)



รูปที่ 2.39 ขนาดหน้าตัดของตัวอย่างการทดสอบ (พินามาต และ จันทนลิขิต, 2011)

ตัวอย่างทดสอบ SFRP1, SFRP3 และ SFRP5 ไม่ได้ทำการทาบเหล็กยื่นที่โคนเสา ส่วนตัวอย่างการทดสอบ SFRP6 มีการต่อทาบเหล็กยื่นเป็นระยะ 40 ซม. ที่โคนเสา ดังนั้นในการ

เสริมกำลังจำเป็นต้องเสริมเพิ่มระยะพันธให้ยาวขึ้นเท่ากับ 90 ซม.จากฐาน เพื่อการป้องกันการโก่งเดาะที่บริเวณเหนือการต่อทาบเหล็ก

ในการให้แรงกระทำต่อตัวอย่างทดสอบเป็นแรงในแนวราบกึ่งสถิตสลับทิศทางที่ปลายเสาด้านบน โดยผลัดปลายเสาให้มีระยะเคลื่อนตัวเท่ากับ 0.25%, 0.5%, 0.75%, 1% ของความยาวเสาไปข้างหน้า และดึงย้อนกลับในระยะเคลื่อนตัวที่เท่ากันแต่ทิศทางตรงกันข้ามกัน และเพิ่มระยะการโยกเสาไปเรื่อยๆจนกว่าเสาจะวิบัติ ซึ่งในการผลัดและดึงเสาคะกระทำวนซ้ำ 2 รอบที่ทุกๆระยะเคลื่อนตัวสัมพันธ์ เพื่อตรวจสอบความเสถียรภาพของ hysteretic loop และเสาทดสอบจะถูกกดด้วยแรงตามแนวแกนเสาขนาด 40 ตัน เพื่อแทนน้ำหนักแนวตั้งที่กระทำต่อเสา

จากการทดสอบจึงสามารถสรุปผลได้ว่าเสาทดสอบ SFRP1 ซึ่งเป็นตัวแทนของเสาชั้นในการวิบัติของเสาที่ไม่ได้รับการเสริมกำลัง เกิดการวิบัติโดยแรงเฉือนเป็นหลัก โดยมีกำลังต้านทานสูงสุดที่ 162.75 kN ที่ระยะเคลื่อนตัวเท่ากับ 1.25% และกำลังต้านทานจะลดลงอย่างรวดเร็ว โดยกำลังจะลดลงเหลือ 0 kN ที่ระยะการเคลื่อนตัวเท่ากับ 3% ซึ่งกำลังที่ลดลงนี้เกิดจากการวิบัติด้วยแรงเฉือน ส่วนเสาที่ได้รับการเสริมกำลังด้วยแผ่น FRP ได้เปลี่ยนจากการวิบัติด้วยแรงเฉือนเป็นการวิบัติด้วยแรงดัด โดยมีกำลังต้านทานสูงสุดที่ 189.54 kN ที่ระยะเคลื่อนตัวเท่ากับ 3% และกำลังต้านทานจะค่อยๆลดลง โดยกำลังลดลงเหลือ 44% ที่ระยะการเคลื่อนตัว 10% ซึ่งการลดลงของกำลังต้านทานนี้มีสาเหตุมาจากการโก่งเดาะของเหล็กยื่นภายใต้การโอบรัดของแผ่น FRP

เสาทดสอบ SFRP3 เป็นตัวแทนของเสาความสูงระดับกลาง การวิบัติของเสาที่ไม่ได้รับการเสริมกำลังจะเป็นการวิบัติโดยแรงดัดที่เกิดจากการโก่งเดาะของเหล็กยื่นเป็นหลัก โดยมีกำลังต้านทานสูงสุดที่ 119.5 kN ที่ระยะเคลื่อนตัวเท่ากับ 2.5% และกำลังต้านทานจะลดลงอย่างรวดเร็ว โดยกำลังลดเหลือเพียง 50% ที่ระยะการเคลื่อนตัวเท่ากับ 4% ซึ่งกำลังที่ลดลงนี้เกิดจากการโก่งเดาะในเหล็กยื่น ส่วนเสาที่ได้รับการเสริมกำลังด้วยแผ่น FRP การวิบัติที่เกิดขึ้นเป็นการวิบัติแบบแรงดัด โดยมีกำลังต้านทานสูงสุด 139.18 kN ที่ระยะเคลื่อนตัวเท่ากับ 2.5% และกำลังต้านทานจะค่อยๆลดลง โดยกำลังลดลงเหลือ 36% ที่ระยะเคลื่อนตัวเท่ากับ 12% ซึ่งการลดลงของกำลังต้านทานนี้มีสาเหตุมาจากการโก่งเดาะของเหล็กยื่นภายใต้การโอบรัดของแผ่น FRP

เสาทดสอบ SFRP5 ที่เป็นตัวแทนของเสาความสูงระดับสูง การวิบัติของเสาที่ไม่ได้รับการเสริมกำลังเกิดขึ้นจากการโก่งเดาะของเหล็กยื่นเป็นหลัก โดยมีกำลังต้านทานสูงสุดที่ 86.83

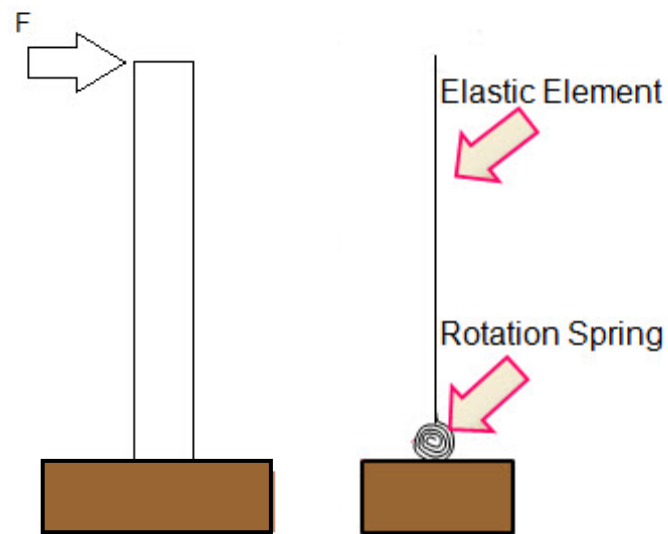
kN ที่ระยะเคลื่อนตัวเท่ากับ 2% และกำลังต้านทานจะลดลงอย่างรวดเร็ว โดยกำลังลดลงเหลือเพียง 30% ระยะการเคลื่อนตัว 4.5% ซึ่งกำลังลดลงนี้เกิดจากการโก่งเดาะในเหล็กยื่น ส่วนเสาที่ได้รับการเสริมกำลังด้วยแผ่นพลาสติกเสริมเส้นใย การวิบัติยังคงเป็นแรงดัดแต่มีความเหนียวเพิ่มขึ้น โดยมีกำลังต้านทานสูงสุดที่ 96.3 kN ที่ระยะเคลื่อนตัวเท่ากับ 5% และกำลังต้านทานค่อยๆลดลง โดยกำลังลดลงเหลือเพียง 60% ที่ระยะการเคลื่อนตัว 10% ซึ่งการลดลงของกำลังต้านทานนี้มีสาเหตุมาจากการโก่งเดาะของเหล็กยื่นภายใต้การโอบรัดของแผ่น FRP

เสาทดสอบ SFRP6 เป็นตัวแทนของเสาที่มีความสูง ในการวิบัติของเสาที่ไม่ได้รับการเสริมกำลัง เกิดการวิบัติโดยการครูดอกของเหล็กยื่นและการโก่งเดาะในบริเวณเหนือช่วงการต่อทาบเหล็ก ส่วนในเสาที่ได้รับการเสริมกำลังด้วยแผ่นพลาสติกเส้นใย การวิบัติส่วนใหญ่เกิดจากการครูดอกของเหล็กยื่นเป็นหลัก ซึ่งพบเห็นได้ชัดเจนจากรอยแยกของแผ่นพลาสติกเส้นใย

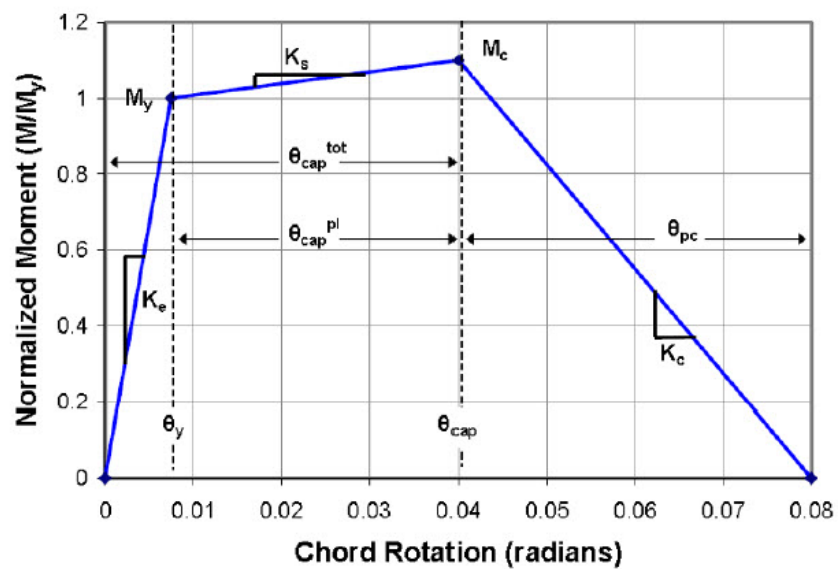
จากการทดสอบเสาที่ได้รับการเสริมกำลังทั้งหมดพบว่าหลังจากเสาเกิดการวิบัติด้วยแรงในแนวราบแล้วแต่ยังสามารถรับแรงในแนวแกนได้อย่างสมบูรณ์ ซึ่งหมายถึงยังสามารถรับน้ำหนักแรงโน้มถ่วงจากองค์อาคารได้เป็นรูปแบบการวิบัติที่ดีในด้านวิศวกรรม ที่ไม่เกิดการวิบัติแบบทันทีทันใดของโครงสร้าง

2.2 พฤติกรรมของหน้าตัด

การสร้างแบบจำลองของจุดหมุนพลาสติกนั้นจะใช้วิธีการแบบรวมพฤติกรรมพลาสติก (lumped-plasticity element model) โดยกำหนดให้มีจุดหมุนพลาสติกอยู่ที่ตำแหน่งปลายขององค์อาคารนั้นๆ ซึ่งในการกำหนดค่าคุณสมบัติต่างๆของหน้าตัด เช่น ค่าโมเมนต์ที่จุดคราก, ค่าของมุมหมุน (rotation) หรือค่าของ curvature นั้นจะสามารถหาได้จากการคำนวณตามงานวิจัยของ Haselton และ Deierlein (2008) ซึ่งได้ทำการสร้างแบบจำลองคาน และเสาคอนกรีตเสริมเหล็กซึ่งประกอบด้วยชิ้นส่วนแบบยึดหยุ่นอยู่ตรงกลางและมีสปริงรับการหมุนอยู่ที่ปลาย ดังแสดงในรูปที่ 2.40 หลังจากนั้นก็ได้มีการสอบเทียบแบบจำลองกับผลการทดสอบเสาคอนกรีตเสริมเหล็กที่ได้มีการทดสอบไว้ในอดีตจำนวน 255 ผลการทดสอบ เพื่อให้ผลการวิเคราะห์โครงสร้างที่ได้ใกล้เคียงกับผลการทดสอบเสาคอนกรีตเสริมเหล็กจริงมากที่สุดและนำค่าที่ได้จากการสอบเทียบมาหาความสัมพันธ์และนำเสนอสมการ เพื่อนำไปใช้สำหรับสร้างแบบจำลองโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กต่อไป



รูปที่ 2.40 แบบจำลองโครงสร้างคานและเสา แบบรวมพฤติกรรมพลาสติก
(lumped plasticity model)



รูปที่ 2.41 เส้นโค้งขอบนอก (Haselton and Deierlein, 2008)

รูปที่ 2.41 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์ดัด กับมุมหมุนที่ปลายของแบบจำลองชิ้นส่วนคานและเสา โดยสามารถคำนวณหาค่ามุมหมุนพลาสติกวัดจากจุดครากถึงจุดที่มีกำลังสูงสุด (plastic-rotation capacity, $\theta_{cap,pl}$) (radian) ได้ตามสมการ 2-1ต่อไปนี้

$$\theta_{cap,pl} = 0.12 \frac{\left(\max \left(0.01, \frac{\rho' f_y}{f_c'} \right) \right)^{0.225}}{\left(\max \left(0.01, \frac{\rho f_y}{f_c'} \right) \right)} (1 + 0.55 a_{sl}) (0.16)^v \dots \quad (2-1)$$

$$(0.02 + 40 \rho_{sh})^{0.43} (0.54)^{0.01 c_{units} f_c'} (0.66)^{0.1 s_n} (2.27)^{10.0 \rho}$$

มุมหมุนที่รวมผลการหมุนของชิ้นส่วนโครงสร้างในช่วงพฤติกรรมแบบยืดหยุ่นและแบบพลาستيك (total rotation capacity, $\theta_{cap,tot}$) จนกระทั่งถึงจุดที่ชิ้นส่วนโครงสร้างมีกำลังสูงสุด (capping) สามารถคำนวณได้ตามสมการที่ 2-2

$$\theta_{cap,tot} = 0.14 \frac{\left(\max \left(0.01, \frac{\rho' f_y}{f_c'} \right) \right)^{0.175}}{\left(\max \left(0.01, \frac{\rho f_y}{f_c'} \right) \right)} (1 + 0.4 a_{sl}) \dots \quad (2-2)$$

$$(0.19)^v (0.02 + 40 \rho_{sh})^{0.54} (0.62)^{0.01 c_{units} f_c'}$$

มุมหมุนภายหลังจากจุดที่ชิ้นส่วนโครงสร้างมีกำลังสูงสุด (Post-capping rotation capacity, θ_{pc}) สามารถคำนวณได้ตามสมการที่ 2-3

$$\theta_{pc} = (0.76)(0.031)^v (0.02 + 40 \rho_{sh})^{1.02} \leq 0.10 \quad (2-3)$$

และค่าของสติฟเนสภายหลังจากเกิดการครากของวัสดุ (Post-yield hardening stiffness) โดยคำนวณจากอัตราส่วนระหว่างโมเมนต์สูงสุดของชิ้นส่วนโครงสร้างกับโมเมนต์ที่จุดคราก ดังสมการ (2-4)

$$\frac{M_c}{M_y} = (1.25)(0.89)^v (0.91)^{0.01 c_{units} f_c'} \quad (2-4)$$

โดยที่

ρ = อัตราส่วนของเนื้อที่ทั้งหมดของเหล็กยื่นในเสาคู่ต่อเนื้อที่หน้าตัดประสิทธิภาพของรูปตัดเสาคู่

ρ' = อัตราส่วนของเนื้อที่ของเหล็กเสริมรับแรงอัดในเสาคู่ต่อเนื้อที่หน้าตัด
ประสิทธิภาพของรูปตัดเสาคู่ (A'_s / bd)

ρ_{sh} = อัตราส่วนของเนื้อที่ของเหล็กเสริมทางขวางในเสาคู่ต่อเนื้อที่ของระยะห่าง
ระหว่างเหล็กเสริมทางขวางคูณกับความกว้างของเสาคู่ (A_{sh} / sb)

v = อัตราส่วนของแรงในแนวแกน ($P / A_g f'_c$) (kN)

c_{units} = ค่าคงที่สำหรับแปลงหน่วย มีค่าเท่ากับ 1 เมื่อ f'_c มีหน่วยเป็น MPa และมี
ค่าเท่ากับ 6.9 เมื่อมีหน่วยเป็น ksi

f'_c = กำลังต้านทานแรงอัดสูงสุดของคอนกรีตไร้การอบรูปทรงกระบอก
มาตรฐาน ที่อายุ 28 วัน (MPa)

s_n = ค่าสัมประสิทธิ์การโก่งเดาะของเหล็กยื่นในเสาคู่ = $\left(\frac{s}{d_b}\right)\left(\frac{f_y}{100}\right)^{0.5}$

a_{sl} = ดัชนีนี้วัดการเกิดการรูดของเหล็กยื่น (longitudinal rebar slip) โดยที่ a_{sl}
= 1 เมื่อคำนึงถึงการรูดของเหล็กยื่นและ $a_{sl} = 0$ เมื่อไม่คำนึงถึงการรูดของ
เหล็กยื่น

นอกจากนี้ Haselton และ Deierlein (2008) ยังได้แนะนำให้ใช้วิธีการคำนวณโมเมนต์ที่
จุดครากของหน้าตัด (Yield moment of cross section, M_y) ตามงานวิจัยของ Panagiotakos
และ Fardis (2001) ดังสมการที่ 2-5

$$\frac{M_y}{bd^3} = \phi_y \left\{ \begin{array}{l} E_c \frac{k_y^2}{2} \left(0.5(1+\delta') - \frac{k_y}{3} \right) + \dots \\ \frac{E_s}{2} \left[(1-k_y)\rho_t + (k_y - \delta')\rho' + \frac{\rho_v}{6}(1-\delta') \right] (1-\delta') \end{array} \right\} \quad (2-5)$$

เมื่อ

$$k_y = \left(n^2 A^2 + 2nB \right)^{1/2} - nA$$

$$n = \frac{E_s}{E_c}$$

$$\delta' = \frac{d'}{d}$$

กรณีที่ 1 การครากของหน้าตัดถูกควบคุมโดยเหล็กเสริมรับแรงดึง

$$\phi_y = \frac{f_y}{E_s (1-k_y) d}$$

$$A = \rho + \rho' + \rho_v + \frac{N}{bdf_y}$$

$$B = \rho + \rho'\delta' + 0.5\rho_v(1 + \delta') + \frac{N}{bdf_y}$$

กรณีที่ 2 การครากของหน้าตัดถูกควบคุมโดยหน้าตัดรับแรงอัด (compression zone)

$$\phi_y = \frac{\varepsilon_c}{k_y d} \approx \frac{1.8f'_c}{E_s k_y d}$$

$$A = \rho + \rho' + \rho_v + \frac{N}{\varepsilon_c E_s b d} \approx \rho + \rho' + \rho_v - \frac{N}{1.8n b d f'_c}$$

$$B = \rho + \rho'\delta' + 0.5\rho_v(1 + \delta')$$

โดยที่

d = ความลึกประสิทธิภาพ (effective depth of cross section)

d' = ระยะจากผิวบนสุดด้านรับแรงอัดไปยังจุดศูนย์ถ่วงของเหล็กเสริมรับ

แรงอัด

E_c = โมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีต

E_s = โมดูลัสยืดหยุ่นของเหล็กเสริม

k_y = อัตราส่วนระหว่างระยะที่วัดจากผิวบนของหน้าตัดถึงแนวแกนสะเทินและความลึกประสิทธิภาพ

M_y = โมเมนต์ดัดที่จุดครากของหน้าตัด

N = แรงอัดตามแนวแกนที่กระทำตั้งฉากกับหน้าตัด ให้คิดเป็นบวกสำหรับ

แรงอัด

n = อัตราส่วนโมดูลัส

ε_c = หน่วยการหดตัวของคอนกรีต

ϕ_y = ความโค้งของหน้าตัดที่จุดคราก

ρ = อัตราส่วนระหว่างพื้นที่หน้าตัดของเหล็กเสริมรับแรงดึงต่อพื้นที่หน้าตัดประสิทธิภาพของรูปตัดเส้า

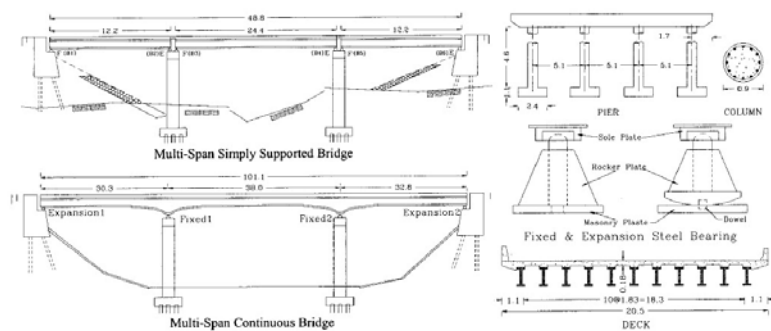
ρ' = อัตราส่วนระหว่างพื้นที่หน้าตัดของเหล็กเสริมรับแรงอัดต่อพื้นที่หน้าตัดประสิทธิภาพของรูปตัดเส้า

2.3 การวิเคราะห์แบบไม่เชิงเส้น

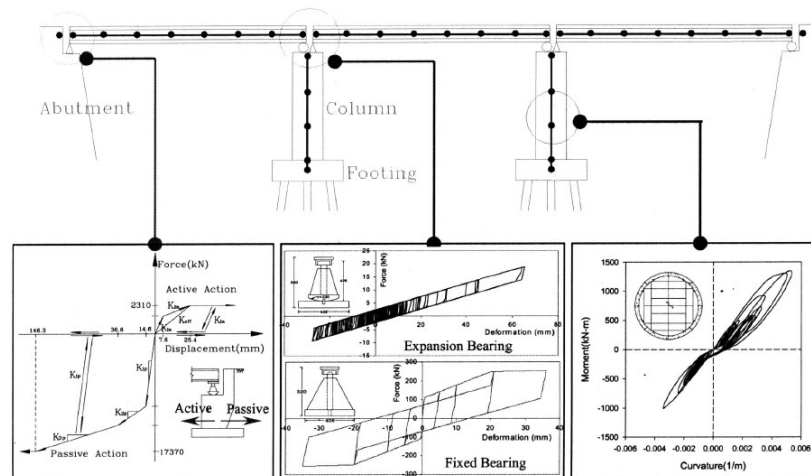
DesRoches และคณะ (2004) ได้ทำการศึกษาการวิเคราะห์สะพานแบบไม่เชิงเส้นที่มีแรงแผ่นดินไหวที่มีคาบการเกิดซ้ำ 475 ปีและ 2475 ปีมากระทำ โดยสะพานตัวอย่างที่เลือกใช้มี 2 แบบคือสะพานที่มีคานสะพานวางพาดอยู่บนหัวเสาแบบ simple span (MSSS) และสะพานที่มีคานสะพานวางพาดอยู่บนหัวเสาแบบต่อเนื่อง (MSC) เนื่องจากสะพาน 2 แบบนี้เป็นสะพานที่มีอยู่มากในแถบ CSUS โดยลักษณะของโครงสร้างสะพานจะประกอบไปด้วยช่วงสะพานตั้งแต่ 2-5 ช่วง โดยแต่ละช่วงจะมีความยาวตั้งแต่ 9-50 เมตร กว้างตั้งแต่ 12-30 เมตร ดังแสดงในรูปที่ 2.42 โดยปลายของคานสะพานจะวางบนที่รองรับแบบยึดแน่น (fixed steel bearing) และที่รองรับแบบขยายตัว (expansion steel bearing) และจะมีหลายตอม่อใน 1 ตับ

คลื่นแผ่นดินไหวที่ใช้ในการวิเคราะห์มีทั้งหมด 3 คลื่น โดยจะเป็นคลื่นที่จำลองขึ้นมาเพื่อให้มีคุณสมบัติที่สอดคล้องกับเมือง Memphis, Carbondale และ St.Louis โดยทั้ง 3 คลื่นจะมีความรุนแรงที่คาบการเกิดซ้ำที่ 475 และ 2475 ปี

ในการวิเคราะห์ได้มีการกำหนดให้ ที่รองรับ, เสา และ ตอม่อตบบริม มีพฤติกรรมแบบไม่เชิงเส้น โดยได้มีการสร้างแบบจำลองของเสาด้วยแบบจำลองไฟเบอร์ ด้วยโปรแกรม DRAIN-2DX โดยแสดงดังรูปที่ 2.43



รูปที่ 2.42 ลักษณะของสะพานที่ใช้ในการวิเคราะห์ (DesRoches, 2004)

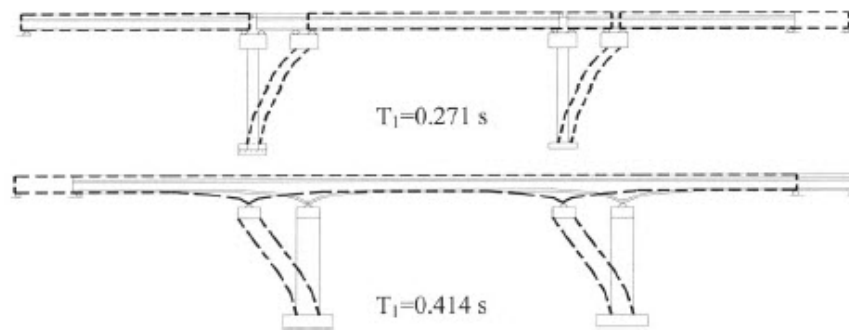


รูปที่ 2.43 ลักษณะของแบบจำลองสะพาน (DesRoches, 2004)

จากผลการวิเคราะห์จะได้ค่าคาบธรรมชาติดังรูปที่ 2.44 และค่าการโยกตัวของสะพานในโหมดที่ 1 ดังรูปที่ 2.45 ซึ่งผลการวิเคราะห์สะพานแบบ MSSS จะได้ค่าการเคลื่อนตัวด้านข้างสัมพัทธ์มีค่า 1.03% ซึ่งมีค่ามากกว่าความสามารถในการต้านทานการเคลื่อนที่ของเสาที่ 1.0% และเกิดการชนกันของพื้นสะพาน เมื่อคลื่นแผ่นดินไหวมีความแรงที่คาบการเกิดซ้ำ 2475 ปี และมีค่า 0.145% เมื่อคลื่นแผ่นดินไหวมีความแรงที่คาบการเกิดซ้ำ 475 ปี ผลการวิเคราะห์สะพานแบบ MSC จะได้ค่าการเคลื่อนตัวด้านข้างสัมพัทธ์มีค่า 1.34% ค่าการเสียรูปของฐานรองรับมีค่า 107 มม. ซึ่งเกินค่าความสามารถในการเคลื่อนตัวขององค์อาคาร เมื่อคลื่นแผ่นดินไหวมีความแรงที่คาบการเกิดซ้ำ 2475 ปี

	MSSS steel girders			MSC steel girders		
	Period (s)	Effective modal mass (%)		Period (s)	Effective modal mass (%)	
Number of mode		Longitudinal (%)	Vertical (%)		Longitudinal (%)	Vertical (%)
First	0.271	81.3	0.0	0.414	94.5	0.0
Second	0.181	0.0	30.9	0.380	0.0	0.4
Third	0.147	1.0	0.0	0.255	0.0	4.0
Fourth	0.080	10.9	0.0	0.191	0.0	57.0
Fifth	0.076	0.0	0.0	0.096	0.0	0.2

รูปที่ 2.44 ค่าคาบธรรมชาติของสะพาน (DesRoches, 2004)

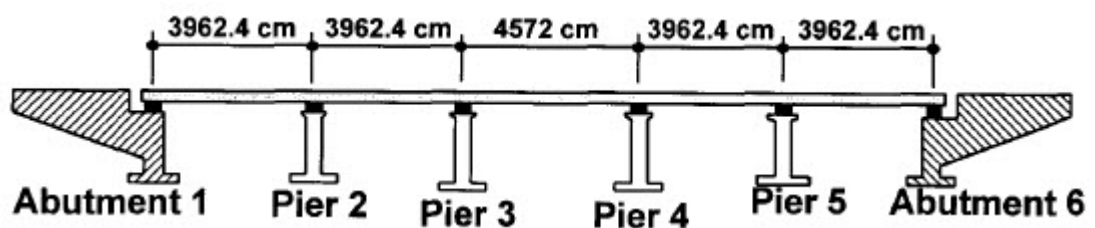


รูปที่ 2.45 การโยกตัวของสะพานตามยาว (DesRoches, 2004)

สรุปการวิเคราะห์จะเห็นได้ว่าสะพานตัวอย่างที่นำมาพิจารณามีความปลอดภัยเมื่อมีคลื่นแผ่นดินไหวที่มีความรุนแรง 475 ปี แต่สะพานจะเสียหายเมื่อมีคลื่นแผ่นดินไหวเกิดขึ้นที่มีความรุนแรง 2475 ปี

Hwang และคณะ (1994) ได้ทำการวิเคราะห์สะพานโดยใช้วิธี equivalent linear analysis ที่ได้มีการแนะนำไว้ในมาตรฐานของประเทศต่างๆคือ American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO), Japanese Public Works Research Institute (JPWRI), New Zealand Ministry of Works and Development (NZMWD) และ California Department of Transportation (CALTRANS) แล้วนำมาเปรียบเทียบกับวิธีการวิเคราะห์แบบไม่เชิงเส้น โดยใช้โปรแกรม DRAIN-2D

สะพานที่ได้ใช้เป็นกรณีตัวอย่างมีจำนวนของช่วงสะพานเท่ากับ 5 ช่วง ดังรูปที่ 2.46 โดยพื้นสะพานวางอยู่บนที่รองรับโดยพฤติกรรมของที่รองรับกำหนดให้เป็นแบบ bi-linear กำหนดให้พื้นสะพานมีความแข็งมากกว่าชิ้นส่วนอื่นๆ สมมติให้ใช้ค่าความหน่วงที่ 5% และสะพานนี้มีฐานรองรับแบบยึดแน่น โดยมีการให้แรงแผ่นดินไหวในทิศทางตามยาวของสะพานทั้งหมด 14 คลื่น



รูปที่ 2.46 สะพานตัวอย่างที่ใช้ในการวิเคราะห์ (Hwangและคณะ, 1994)

จากผลการวิเคราะห์ดังรูปที่ 2.47 จะเห็นได้ว่าถ้าสะพานมีพฤติกรรมที่ไม่ซับซ้อน จะสามารถใช้วิธี equivalent elastic analysis ไปเป็นตัวแทนคำตอบที่ได้จากวิเคราะห์แบบไม่เชิงเส้นได้ และเพียงพอสำหรับนำไปออกแบบสะพานต่อไป

Earthquake Ground Motions	DRAINS-2D		AASHTO		CALTRANS 1		CALTRANS 2		JPWRI	
	D.(cm)	F.(KN)	D.(cm)	F.(KN)	D.(cm)	F.(KN)	D.(cm)	F.(KN)	D.(cm)	F.(KN)
AASHTO Design Earthquake A=0.4, Soil=S1	9.1	3131.9	9.8	3300.7	8.5	3000.7	8.7	3059.6	9.5	3677.4
CALTRANS ARS Design Earthquake S.7GAS1	19.1	5318.8	22.2	6027.2	22.8	6144.9	23.0	6193.9	22.5	6559.7
CALTRANS ARS Design Earthquake S.6GAS1	22.4	6066.3	30.4	8711.0	27.4	7175.3	24.8	6601.2	28.4	7862.0
JPWRI Design Earthquake S0, Soil=I	31.4	8028.0	36.9	9252.3	40.7	10102.8	38.4	9594.2	35.7	9479.4
1940 Imperial Valley E1 Centro (N-S)	6.2	2492.5	5.1	2252.4	7.3	2740.3	7.5	2791.8	5.8	2845.0
1989 Loma Prieta Capitola - Fire Station (00)	10.9	3537.3	14.0	4217.4	12.8	3961.8	13.5	4108.3	16.1	5156.2
1989 Loma Prieta Cornalinos - Eureka Canyon Road (00)	9.2	3132.1	6.3	2521.8	7.7	2839.3	8.0	2892.2	7.4	3223.8
1989 Loma Prieta Oakland - 2 Story Office Building (200)	9.5	3225.1	12.1	3801.8	10.5	3443.6	11.0	3559.3	14.0	4697.1
1989 Loma Prieta Oakland - 2 Story Office Building (290)	9.5	3222.1	12.1	3799.4	10.4	3441.7	10.9	3557.2	13.9	4660.0
1949 Olympia Washington Highway Test Lab (N86E)	3.9	1998.9	4.3	2083.3	3.6	1926.1	3.8	1975.8	3.5	2321.2
1966 Parkfield Cholame Shandon (N65E)	19.0	5317.8	26.3	6935.4	27.6	7219.7	26.2	6894.1	25.9	7322.5
1992 Petrolia Paster Street Overpass (E-W)	10.6	3472.9	11.2	3595.9	9.4	3215.0	10.9	3547.5	10.0	3789.8
1992 Petrolia Paster Street Overpass (N-S)	7.3	2492.5	7.3	2739.4	9.0	3123.5	9.4	3201.4	8.3	3417.0
1971 San Fernando Pacoima Dam (S74W)	32.9	8346.0	37.3	9349.3	33.6	8524.3	32.1	8195.6	38.0	9985.3

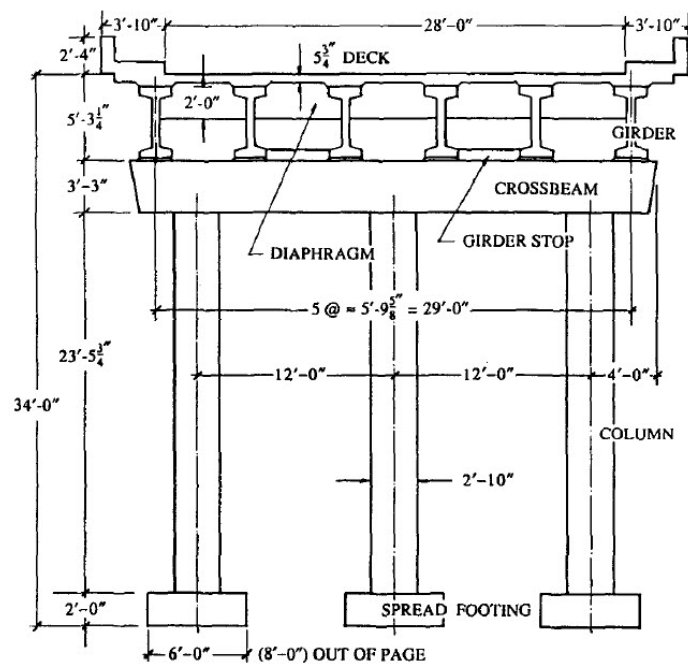
รูปที่ 2.47 ผลการวิเคราะห์ (Hwang และคณะ, 1994)

Marsh และ Brown (1994) ได้มีการวิเคราะห์ว่า เมื่อทำการเพิ่ม หรือลดค่ากำลังต้านทานแรงดัดที่ตำแหน่งต่างๆ ของตอม่อสะพานจะส่งผลอย่างไรกับตอม่ออื่นๆ โดยใช้โปรแกรม DRAIN-2D มาช่วยในการวิเคราะห์ผลตอบสนองแบบไม่เชิงเส้น

สะพานที่ได้ทำการเลือกใช้ในการวิเคราะห์เป็นสะพานที่มีคานเป็นคอนกรีตอัดแรงวางบนตอม่อแบบ simply supported โดยมีก๊อนยาง (elastomeric bearing) รองรับพื้นสะพานอยู่ สะพานที่ใช้ในการวิเคราะห์นี้มีจำนวนช่วงของสะพานทั้งหมด 4 ช่วง เสาแต่ละต้นจะตั้งอยู่บนฐานรากแผ่ดังรูปที่ 2.48 โดยในการสร้างแบบจำลองสะพานจะทำการหาค่ากำลังของหน้าตัดด้วยวิธีแบบไฟเบอร์ และมีการกำหนดให้ค่ากำลังรับแรงดึงที่จุดครากของเหล็กเท่ากับ 52 ksi

ในการศึกษานี้ได้มีการจำลองจุดรองรับด้วยสปริงที่สามารถรับแรงดัดได้ แต่จะไม่สามารถเคลื่อนตัวทางข้างได้ซึ่งในการจำลองที่รองรับของสะพานในลักษณะนี้เนื่องจากต้องการที่จะศึกษาถึงพฤติกรรมของสะพานที่เปลี่ยนไปเมื่อทำการเปลี่ยนค่าสติเฟนสของสปริง

คลื่นแผ่นดินไหวที่นำมากระทำกับสะพานทั้ง 2 คลื่นคือ Olympia N86E (1949) และ Taft N21E (1952) โดยทั้ง 2 คลื่นมีค่า $PGA = 0.3g$



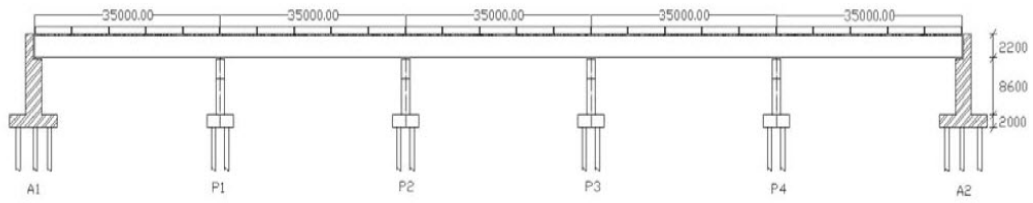
รูปที่ 2.48 สะพานที่ใช้ในการวิเคราะห์ (Marsh และ Brown, 1994)

ผลของการเปลี่ยนแปลงค่าสติฟเนสที่ฐานรองรับ เมื่อมีการลดค่าสติฟเนสลงจะทำให้การโยกตัวที่หัวเสามีค่ามากขึ้น และถ้ามีการเพิ่มสติฟเนสค่าการโยกตัวที่หัวเสาก็จะมีค่าน้อยลง และเมื่อดูผลของการสลายพลังงานที่จุดที่เกิดความเสียหายคือ ที่หัวเสาใต้คานขวาง และที่โคนเสา จะเห็นได้ว่าเมื่อมีการลดค่าสติฟเนสที่ฐานรองรับจะทำให้มีการสลายพลังงานที่ปลายบนของเสามาก แต่ถ้ามีการเพิ่มค่าสติฟเนสที่ฐานรองรับค่าการสลายพลังงานที่หัวเสาก็จะน้อยลง เนื่องจากจะมีการสลายพลังงานที่โคนเสาด้วย

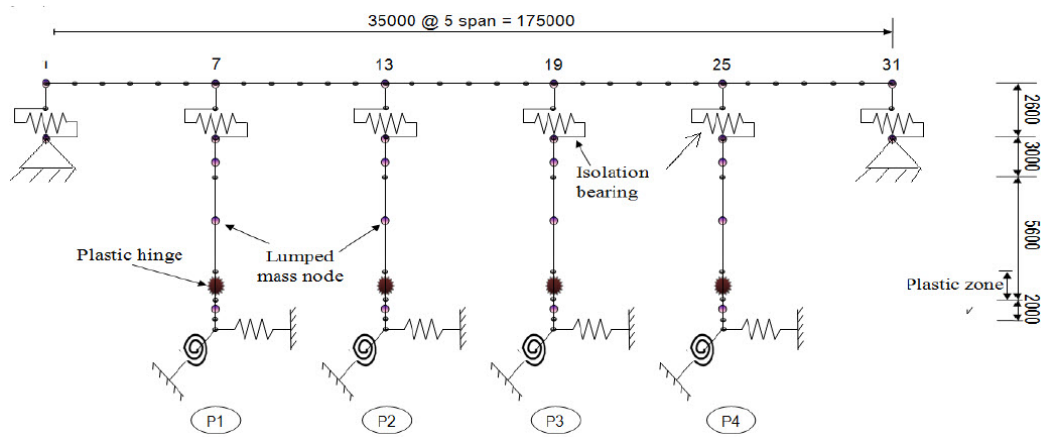
ผลของกำลังต้านทานแรงดัดของโคนเสา โดยจะแบ่งเป็น 2 กรณีคือ 1.เมื่อสะพานมีฐานรองรับแบบสปริงด้านการหมุนซึ่งมีค่าสติฟเนสของสปริงเท่ากับ 3×10^6 in-kips/rad และ 2. ฐานรองรับแบบยึดแน่น ผลจากแบบที่ 1 คือเมื่อกำลังต้านทานแรงดัดที่โคนเสาลดลงค่าการสลายพลังงานที่โคนเสาก็จะมากขึ้น แต่ค่าการสลายพลังงานที่ปลายเสาด้านบนจะน้อยลง แต่ถ้ามีการเพิ่มกำลังรับแรงดัดที่โคนเสาให้มากขึ้นค่าการสลายพลังงานจะมากที่ปลายบนของเสา ส่วนที่โคนเสาคือจะน้อยลง ผลการวิเคราะห์สะพานที่มีฐานแบบที่ 2 คือฐานรองรับแบบยึดแน่นจะมีผลการวิเคราะห์ดังนี้ ความเสียหายส่วนใหญ่จะไปอยู่ที่โคนเสา ดังนั้นเมื่อลดกำลังต้านทานแรงดัดที่โคนเสาก็จะทำให้ยิ่งเสียหาย และเมื่อลดกำลังลงเรื่อยๆจนเท่ากับ 0 การสลายพลังงานจะเกิดมากที่ปลายบนของเสาแทน แต่ถ้ามีการเพิ่มกำลังต้านทานแรงดัดที่โคนเสาให้มากขึ้นจนที่โคนเสามีพฤติกรรมแบบเชิงเส้น ก็จะทำให้ที่ปลายบนของเสาก็จะเกิดความเสียหาย ซึ่งในทางกลับกัน ถ้ามีการเพิ่มกำลังต้านทานแรงดัดที่ปลายเสาด้านบน ความเสียหายที่เกิด ก็เกิดที่โคนเสาแทน

Haque และคณะ (2010) ได้ทำการวิเคราะห์สะพานด้วยวิธีวิเคราะห์แบบไม่เชิงเส้น โดยสะพานจะมีการเสริมก้อนยางสามแบบด้วยกันคือ 1.ยาง (RBs) 2.ยางที่มีความหน่วงสูง (HDRBs) และ 3.lead rubber bearing (LRBs) ซึ่งในการวิเคราะห์จะให้พฤติกรรมของยางแบบที่ 1 มีพฤติกรรมแบบเชิงเส้น และยางแบบที่ 2 กับ 3 จะมีพฤติกรรมแบบ bilinear

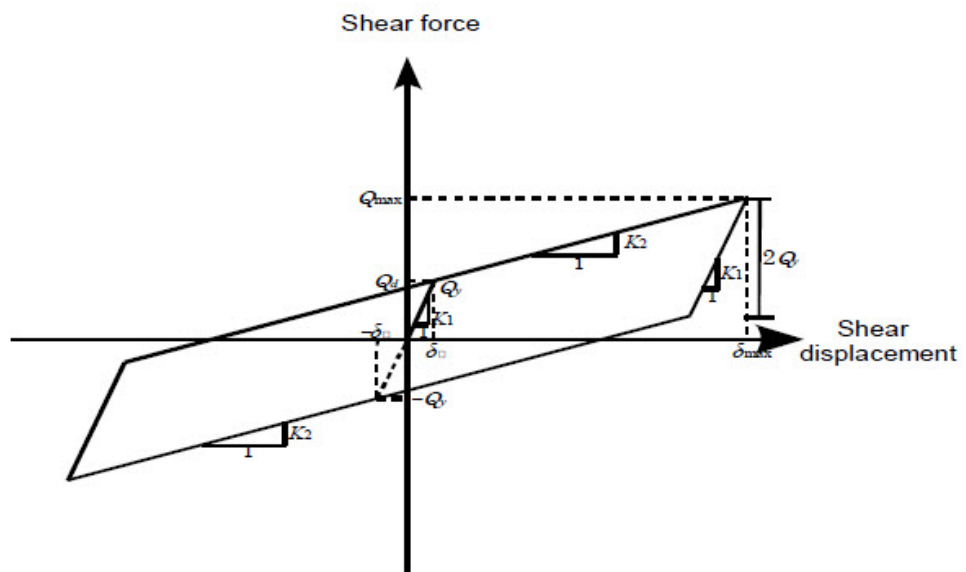
สะพานที่นำมาใช้เป็นสะพานตัวอย่างมี 5 ช่วง แต่ละช่วงยาว 35 เมตร ดังแสดงในรูปที่ 2.49 พื้นหน้า 0.38 เมตร คานสะพานเป็นคานเหล็กหน้าตัดลึก 0.22 เมตร ในการวิเคราะห์จะมีการจำลองสะพานโดยกำหนดให้พื้นสะพานแข็งมากๆ ส่วนต่อม่อสะพานจะมีการกำหนดให้มีจุดหมุนพลาสติกที่โคนเสาโดยจุดหมุนพลาสติกนี้จะให้มีพฤติกรรมแบบ tri-linear ของ Takeda และคณะ (1970) ดังรูปที่ 2.50 และในส่วนก้อนยางนั้นจะมีพฤติกรรมดังแสดงในรูปที่ 2.51



รูปที่ 2.49 สะพานที่ใช้ในการวิเคราะห์ (Haque และคณะ, 2010)



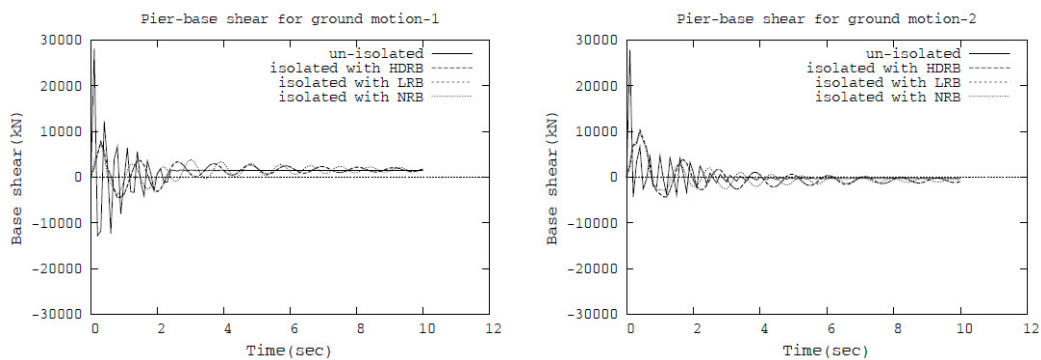
รูปที่ 2.50 แบบจำลองสะพานเพื่อใช้ในการวิเคราะห์ (Haque และคณะ, 2010)



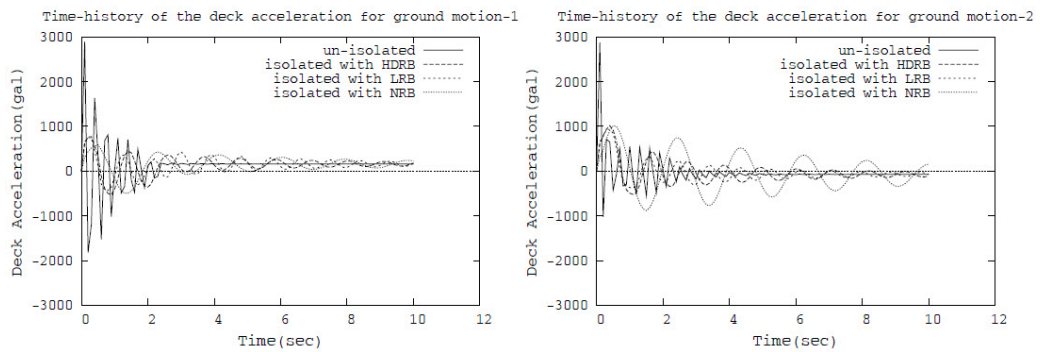
รูปที่ 2.51 พฤติกรรมแบบ bilinear ของก้อนยาง (Haque และคณะ, 2010)

ส่วนคลื่นแผ่นดินไหวที่ใช้จะเป็นคลื่น 1940 El-Centro ที่วัดได้ใน California และมีการคูณปรับค่าคลื่น 2 ครั้งเพื่อให้มีความแรงของคลื่นแตกต่างกันโดยเรียกชื่อว่า Elcentro-1 และ Elcentro-2

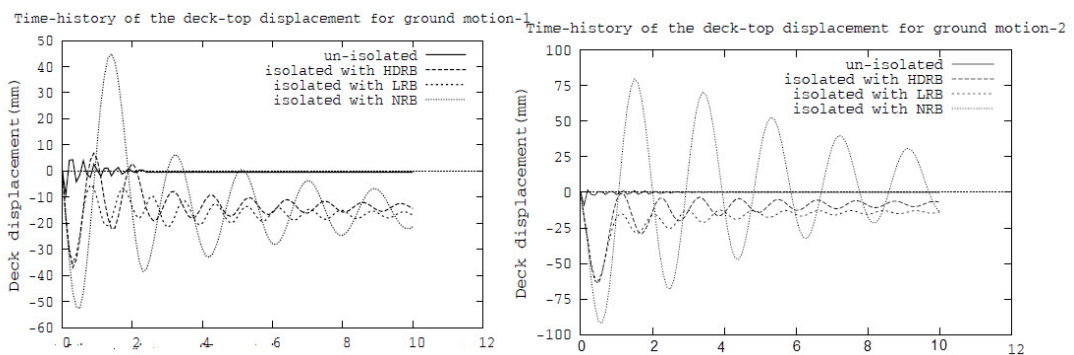
จากการวิเคราะห์จะเห็นได้ว่าเมื่อสะพานมีการเสริมด้วยก้อนยางจะทำให้แรงเฉือนที่ฐานมีค่าน้อยลงเมื่อเปรียบเทียบกับสะพานที่ไม่ได้เสริมก้อนยาง แต่สะพานที่ทำการเสริมก้อนยางแบบ LRBs นั้นจะมีแรงเฉือนที่ฐานเกิดขึ้นน้อยที่สุด ซึ่งหมายความว่ามีการสลายพลังงานได้ดีที่สุดโดยแสดงดังรูปที่ 2.52 ส่วนค่าความเร่งที่พื้นสะพานจะเห็นได้ว่า ค่าความเร่งจะน้อยลงเมื่อสะพานมีการเสริมก้อนยาง แต่ก้อนยางชนิด RBs จะให้ค่าความเร่งมากที่สุดโดยแสดงดังรูปที่ 2.53 และเมื่อมาดูค่าการโยกตัวที่พื้นสะพานจะเห็นได้ว่า สะพานที่ทำการเสริมก้อนยางจะมีการโยกตัวมากกว่าสะพานที่ไม่ได้เสริมก้อนยาง และสะพานที่ทำการเสริมก้อนยางประเภท RBs จะให้ค่าการโยกตัวของสะพานมากที่สุดดังรูปที่ 2.54 จากผลการวิเคราะห์จึงสรุปได้ว่าสะพานที่มีการเสริมด้วยก้อนยางจะทำให้มีการโยกตัวมากขึ้นแต่ค่าของแรงที่เกิดขึ้นกับสะพานจะมีค่าน้อยลง และเมื่อมีการเสริมด้วยก้อนยางแบบ HDRBs จะให้ผลตอบสนองของโครงสร้างที่ใกล้เคียงกันกับสะพานที่มีการเสริมด้วยก้อนยางแบบ LRBs



รูปที่ 2.52 แรงเฉือนที่ฐานของสะพาน (Haque และคณะ, 2010)

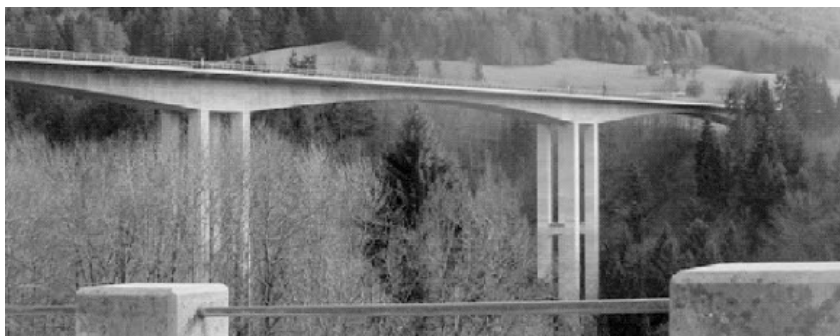


รูปที่ 2.53 ความเร่งที่พื้นสะพาน (Haque และคณะ, 2010)



รูปที่ 2.54 การโยกตัวที่พื้นสะพาน (Haque และคณะ, 2010)

Mellal และคณะ (2007) ได้มีการศึกษาพฤติกรรมของสะพานโดยเลือกใช้วิธีวิเคราะห์ที่แตกต่างกัน 3 วิธีคือ replacement force (FR), nonlinear pushover (PO) และ dynamic time history (TH) โดยวิธี RF คือวิธีที่หาแรงกระทำกับสะพานโดยใช้ความเร่งเทียมที่ได้จากสเปกตรัมผลตอบสนองมาคูณกับมวลของสะพาน เพื่อให้ได้ค่าของแรงสถิตเทียบเท่า สะพานที่ใช้เป็นตัวอย่งในการวิเคราะห์มีลักษณะดังนี้ เป็นสะพานคอนกรีตแบบคานกล่องประกอบด้วย 6 ช่วงสะพานโดยความยาวช่วงสะพานแต่ละช่วงยาวไม่เท่ากัน โดยความยาวรวมทั้งหมดเท่ากับ 512 เมตร ซึ่งพื้นสะพานจะถูกรองรับด้วยกลุ่มตอม่อซึ่งมีจำนวน 4 ต้นตอกกลุ่มโดยแสดงดังรูปที่ 2.55 ในการจำลองสะพานจะทำการจำลองตอม่อเป็นแบบไฟเบอร์ ส่วนของค้ำอาคารอื่นจะเป็นแบบอีลาสติกทั้งหมด ส่วนที่รองรับจะมีการจำลอง 2 แบบคือแบบ BC1 เป็นการจำลองที่รองรับโดยใช้สปริง และ BC2 เป็นสะพานที่มีฐานรองรับแบบยึดแน่น และใช้ค่าความหน่วง 5% โดยค่าคาบธรรมชาติตามยาวและตามขวาง และค่าการโยกตัวตามยาวและตามขวางของสะพานจะแสดงดังรูปที่ 2.56 และ รูปที่ 2.57 ตามลำดับ



รูปที่ 2.55 สะพานตัวอย่างที่ใช้ในการวิเคราะห์ (Mellal และคณะ, 2007)

	BC 1 (deep)	BC 2 (surface)
Period, sec	1.4	0.8
Modal participation factor, Γ	1.06	1.21
Spectral coefficient, S_d , %	7.6	13.0
FR max. displacement (cm)	5.0	2.2
PO max. displacement (cm)	8.0	8.6
TH max. displacement (cm)	4.4	6.2

รูปที่ 2.56 คาบธรรมชาติและการโยกตัวตามยาวของสะพาน (Mellal และคณะ, 2007)

	BC 1 (deep)	BC 2 (surface)
Period, sec	2.2	1.9
Modal participation factor, Γ	1.33	1.29
Spectral coefficient, S_d , %	4.6	5.6
FR max. displacement (cm)	8.5	7.1
PO max. displacement (cm)	11.6	10.0
TH max. displacement (cm)	6.9	10.0

รูปที่ 2.57 คาบธรรมชาติและการโยกตัวตามขวางของสะพาน (Mellal และคณะ, 2007)

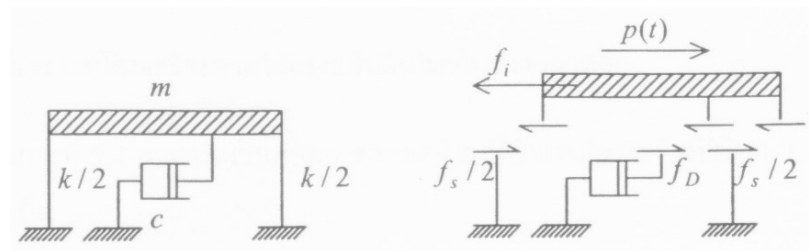
คลื่นแผ่นดินไหวที่ใช้ในการวิเคราะห์จะมีค่า PGA เท่ากับ 0.1g จากการวิเคราะห์จะสามารถสังเกตได้ว่าผลที่ได้จากการวิเคราะห์แบบ TH จะให้ผลตอบสนองที่น้อยที่สุด ส่วนผลตอบสนองของสะพานที่ได้จากการวิเคราะห์แบบ FR นั้นก็มีความแม่นยำเพียงพอที่จะนำไปใช้ในการออกแบบหรือประเมินสะพานต่อไปได้

2.4 ทฤษฎีที่เกี่ยวข้อง

ในการออกแบบโครงสร้างที่รับแรงแผ่นดินไหว อาจกระทำได้โดยวิธีทางสถิต (static analysis) ซึ่งเป็นวิธีที่ไม่ซับซ้อน แต่เพื่อให้ทราบถึงพฤติกรรมที่แท้จริงของโครงสร้างโดยเฉพาะโครงสร้างที่มีความซับซ้อนจำเป็นจะต้องวิเคราะห์ด้วยวิธีพลศาสตร์ (dynamic analysis) นอกจากนี้ในการออกแบบให้โครงสร้างรับแรงแผ่นดินไหวเราจะยอมให้โครงสร้างมีพฤติกรรมถึงช่วงอินอีลาสติก คือยอมให้โครงสร้างมีความเสียหายที่สามารถซ่อมแซมได้แต่ไม่พังทลายลงมา ซึ่งจะได้อธิบายวิธีวิเคราะห์ตามที่ได้กล่าวมาในหัวข้อถัดไป

2.4.1 หลักการวิเคราะห์โครงสร้างด้วยวิธีพลศาสตร์

การวิเคราะห์โครงสร้างด้วยวิธีพลศาสตร์ที่มีระดับความอิสระเท่ากับ 1 โดยระบบประกอบไปด้วยมวลของโครงสร้าง m , สติฟเนส k และตัวหน่วงของโครงสร้างซึ่งมีค่าสัมประสิทธิ์ความหน่วงเท่ากับ c ดังรูปที่ 2.58



รูปที่ 2.58 โครงสร้างที่มีระดับความอิสระเท่ากับ 1 (เจียรักสุวรรณ, 2000)

จากรูปสามารถเขียนสมการสมดุลของแรงได้เป็น

$$f_I + f_D + f_s = p(t) \quad (2-6)$$

โดยที่

$p(t)$ เป็นแรงภายนอกที่มีค่าเปลี่ยนแปลงตามเวลา

\ddot{u} , \dot{u} และ u เป็นความเร่ง, ความเร็วและการเปลี่ยนตำแหน่งของโครงสร้าง ตามลำดับ

สำหรับโครงสร้างที่อยู่ในช่วงอีลาสติก ความสัมพันธ์ระหว่างแรงสติฟเนสกับการเปลี่ยนแปลงรูปร่างจะเป็นเส้นตรงตามกฎของฮุค (Hooke's law) เขียนได้ว่า

$$f_s = ku \quad (2-7)$$

แต่สำหรับโครงสร้างที่มีพฤติกรรมอยู่ในช่วงอินอีลาสติก ความสัมพันธ์ระหว่างแรงสติฟเนสกับการเปลี่ยนแปลงรูปร่างจะไม่เป็นแบบเชิงเส้นแต่จะขึ้นกับการเปลี่ยนแปลงรูปร่างและอัตราการเปลี่ยนแปลงรูปร่าง ดังนี้

$$f_s = f_s(u, \dot{u}) \quad (2-8)$$

สามารถเขียนสมการการเคลื่อนที่ (equation of motion) ได้ดังนี้

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + f_s = p(t) \quad (2-9)$$

โดยที่

$$f_s = ku \quad \text{สำหรับโครงสร้างที่มีพฤติกรรมอยู่ในช่วงอีลาสติก}$$

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

2.4.2 การวิเคราะห์โครงสร้างภายใต้แรงแผ่นดินไหวในช่วงอีลาสติก

จากสมการที่ 2-9 สามารถเขียนให้อยู่ในรูปของสมการการเคลื่อนที่สำหรับโครงสร้างที่มีพฤติกรรมอยู่ในช่วงอีลาสติกได้ดังนี้

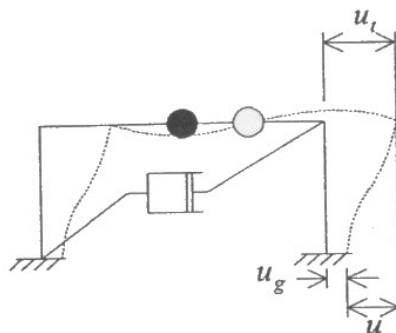
$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = p(t) \quad (2-10)$$

เนื่องจากแผ่นดินไหวทำให้เกิดการเคลื่อนที่ที่ฐานของโครงสร้างถ้าให้ u' เป็นการเคลื่อนที่ทั้งหมดของโครงสร้าง, u_g เป็นการเคลื่อนที่ของพื้นดิน และ u เป็นการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ของโครงสร้างกับพื้นดิน แสดงดังรูปที่ 2.59 สามารถเขียนแสดงความสัมพันธ์ได้ดังนี้

$$u'(t) = u_g(t) + u(t) \quad (2-11)$$

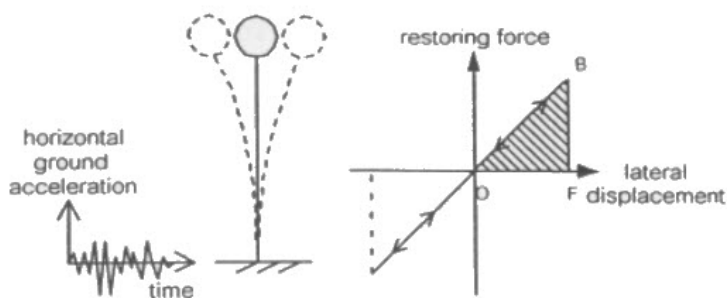
จากความสัมพันธ์ดังกล่าวมาข้างต้น ภายใต้แรงเนื่องจากแผ่นดินไหวเมื่อแรงภายนอกมีค่าเท่ากับศูนย์ และ $f_i = m\ddot{u}'$ จะได้ว่า

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = -m\ddot{u}_g(t) \quad (2-12)$$



รูปที่ 2.59 ความสัมพันธ์ของการเคลื่อนที่ทั้งหมดกับการเคลื่อนที่ของพื้นดิน และการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ (เจียรักสุวรรณ, 2000)

พฤติกรรมการตอบสนองของโครงสร้างที่อยู่ในช่วงอีลาสติก สำหรับระบบที่มีระดับความอิสระเท่ากับ 1 แสดงได้ดังรูปที่ 2.60 เมื่อโครงสร้างยังไม่เกิดความเสียหายและไม่มีการสูญเสียพลังงานออกจากระบบ พลังงานศักย์ของโครงสร้างจะเปลี่ยนเป็นพลังงานจลน์ทั้งหมด



รูปที่ 2.60 โครงสร้างที่มีพฤติกรรมอยู่ในช่วงอีลาสติก (เจียรักสุวรรณ, 2000)

2.4.3 การวิเคราะห์โครงสร้างภายใต้แรงแผ่นดินไหวในช่วงอินอีลาสติก

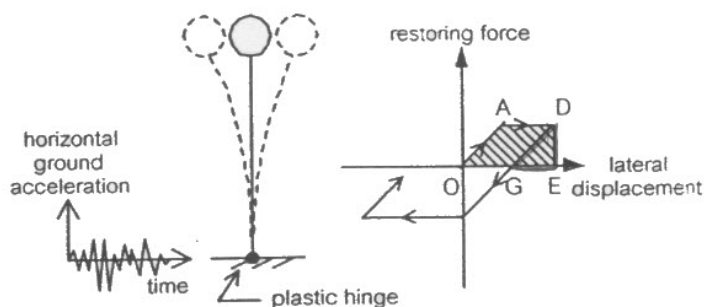
สมการที่ 2.10 สามารถเขียนสมการการเคลื่อนที่สำหรับโครงสร้างที่มีพฤติกรรมอยู่ในช่วงอินอีลาสติกได้เป็น

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + f_s(u, \dot{u}) = p(t) \tag{2-13}$$

สำหรับการเคลื่อนที่ภายใต้แรงเนื่องจากแผ่นดินไหว สามารถเขียนได้เป็น

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + f_s(u, \dot{u}) = -m\ddot{u}_g(t) \tag{2-14}$$

พฤติกรรมของโครงสร้างในช่วงอินอีลาสติก สำหรับระบบที่มีระดับความอิสระเท่ากับ 1 ดังรูปที่ 2.61



รูปที่ 2.61 โครงสร้างที่มีพฤติกรรมอยู่ในช่วงอินอีลาสติก (เจียรักสุวรรณ, 2000)

สำหรับโครงสร้างภายใต้แรงแบบวิญจักร พบว่าโครงสร้างที่มีพฤติกรรมแบบอีลาสติกมีการเปลี่ยนตำแหน่งรอบจุดสมดุลคงที่จุดหนึ่ง แต่สำหรับโครงสร้างที่มีพฤติกรรมแบบอินอีลาสติก โครงสร้างจะมีการเปลี่ยนแปลงตำแหน่งรอบจุดสมดุลที่เปลี่ยนแปลงไป อันเนื่องมาจากการครากที่เกิดขึ้น ทำให้โครงสร้างเกิดการเสียรูปร่างอย่างถาวร พลังงานศักย์ที่เปลี่ยนเป็นพลังงานจลน์มีค่าเท่ากับพื้นที่ใต้กราฟ GDE ดังรูปที่ 2.61 ส่วนพื้นที่ใต้กราฟ OADG จะถูกเปลี่ยนเป็นพลังงานรูปแบบอื่น (dissipate energy) โดยข้อหมุนพลาสติก และบางส่วนจะสะสมอยู่ในโครงสร้างในรูปของความเสียหาย

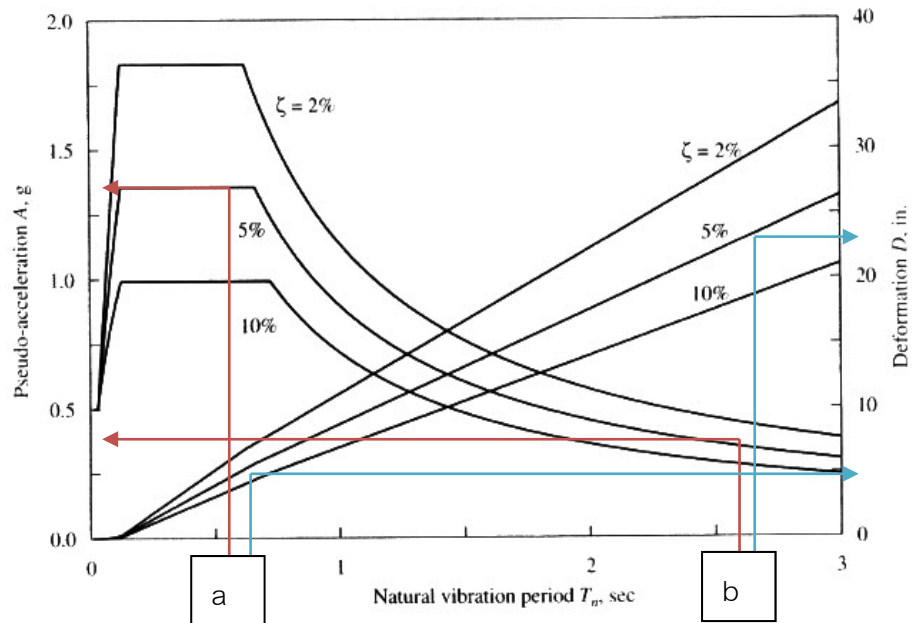
2.4.4 โครงสร้างที่ใช้ฐานรองรับแบบแยกส่วน (Base Isolation)

2.3.4.1 ระบบแยกฐาน (isolation system)

หลักการในการป้องกันความเสียหายของสิ่งปลูกสร้างที่เกิดจากแรงแผ่นดินไหวมีด้วยกันหลายวิธีโดยสามารถเลือกใช้ได้ตามลักษณะของอาคารหรือลักษณะของความเสียหายที่จะเกิดขึ้น แต่ในหัวข้อนี้จะเสนอวิธีการแยกกันของฐานรองรับกับตัวอาคาร (Base Isolation) ซึ่งในหัวข้อนี้จะศึกษาถึงพฤติกรรมทางพลศาสตร์ของโครงสร้างที่มีการแยกฐานรองรับ (Base Isolation), ขอบเขตของระบบและสาเหตุของการที่โครงสร้างรับแรงน้อยกว่าระบบแบบฐานรองรับแบบอื่น

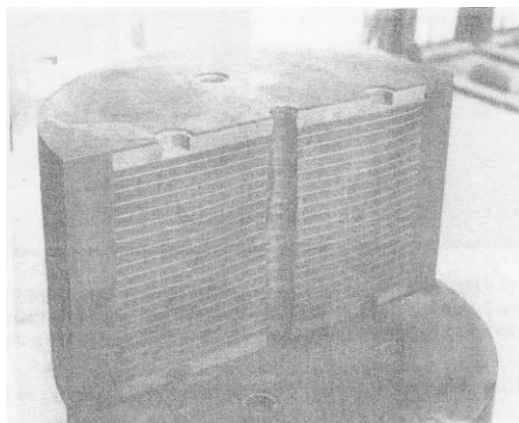
เทคนิคของระบบแยกฐาน (Base Isolation) มี 2 จุดประสงค์พื้นฐานที่สำคัญ อย่างแรกคือตัวของฐานรองรับจะมี stiffness น้อย จากสาเหตุนี้ทำให้โครงสร้างมีคาบธรรมชาติที่ยาวกว่าฐานรองรับแบบยึดแน่น (fixed base) ดังจะแสดงในรูปที่ 2.62 จากรูปจะเห็นว่าเมื่อค่าของคาบการสั่นไหวมีค่ามากขึ้น จะส่งผลให้ค่าความเร่งเทียม (pseudo-acceleration) ลดลงแต่ค่าของระยะการเคลื่อนที่จะมีค่าที่เพิ่มขึ้น ระบบแบบแยกฐานนี้จะสามารถแสดงประสิทธิภาพให้เห็น

ได้เด่นชัดที่สุดเมื่อโครงสร้างที่พิจารณาเป็นแบบเชิงเส้นตรงและไม่มีภาระหน่วง ถ้าโครงสร้างที่พิจารณามีภาระหน่วงก็จะช่วยลดแรงที่เกิดขึ้นกับโครงสร้างได้และลดระยะเวลาการยึดหดของโครงสร้างได้ด้วย

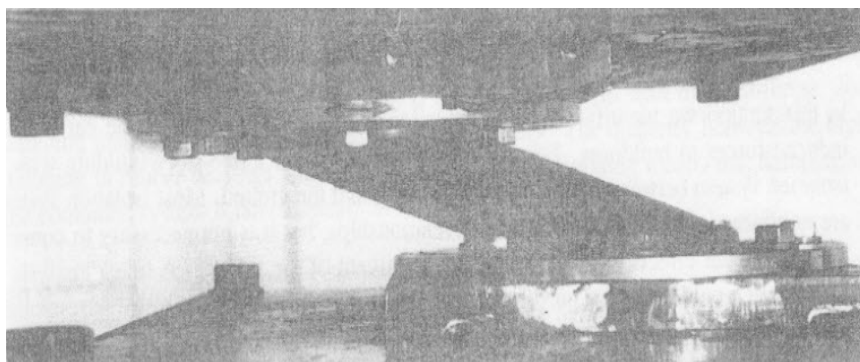


รูปที่ 2.62 ความสัมพันธ์ระหว่างความเร่งกับความคาบของโครงสร้างและระยะเวลาการเคลื่อนที่กับความคาบของโครงสร้าง (Chopra, 2007)

วัสดุที่นำมาใช้เป็นระบบแยกฐานจะเป็นก้อนยางซึ่งจะมีหลายลักษณะหลายประเภทแล้วแต่ความเหมาะสมของโครงสร้างที่จะนำไปใช้ เช่น แบบทรงกระบอก โดยภายในจะเป็นแผ่นเหล็กวางสลับกับก้อนยาง และอาจจะมีรูเจาะตรงกลางเพื่อใส่แท่งเหล็กดังรูปที่ 2.63 ซึ่งแท่งเหล็กนี้จะส่งผลให้ที่รองรับเป็นแบบระบบไม่เชิงเส้นและจากการวางสลับกันระหว่างเหล็กกับยางจะช่วยให้สามารถมีการรับแรงในแนวแกนได้ดี แต่จะสามารถรับแรงด้านข้างได้น้อยมาก ดังรูปที่ 2.64



รูปที่ 2.63 ลักษณะของที่รองรับ (Chopra, 2007)



รูปที่ 2.64 การเสียรูปของที่รองรับ (Chopra, 2007)

อย่างที่สองระบบของการแยกฐานรองรับนี้จะทำให้โครงสร้างสามารถเคลื่อนที่ทางด้านข้างได้มากซึ่งจากการเคลื่อนที่นี้ทำให้การส่งถ่ายแรงเฉือนจากชั้นดินไปยังโครงสร้างถูกจำกัดไว้ด้วยค่าสัมประสิทธิ์แรงเสียดทาน ซึ่งแรงเสียดทานของที่รองรับนี้จะสามารถทานแรงลมและแรงแผ่นดินไหวเล็กได้เพื่อให้โครงสร้างยังอยู่ในสภาพเดิม แต่เมื่อเกิดแรงแผ่นดินไหวที่รุนแรงที่รองรับจะเกิดการเสียรูป ซึ่งการเสียรูปนี้จะถูกควบคุมด้วยแรงดึงของสปริงหรืออย่างอื่นนั้นถ้าเกิดการเสียรูปมากที่รองรับก็จะไม่สามารถกลับคืนสู่ตำแหน่งเดิมได้แต่โครงสร้างจะไม่เกิดความเสียหายหรือเกิดเพียงเล็กน้อย

2.3.4.2 ระบบแยกฐานกับระบบอาคาร 1 ชั้น

ในหัวข้อนี้จะแสดงถึงเหตุผลว่าทำไมฐานรองรับแบบแยกฐานจึงลดแรงกระทำกับโครงสร้างได้ โดยจะทำการศึกษาถึงพฤติกรรมของโครงสร้างแบบอาคาร 1 ชั้นที่มีฐานรองรับ

แบบฐานแยก ซึ่งโดยปกติความสัมพันธ์ระหว่างแรงกับระยะยืดหดจะเป็นความสัมพันธ์แบบไม่เชิงเส้นแต่สำหรับในตอนนี้จะกล่าวถึงแต่พฤติกรรมแบบเชิงเส้นเท่านั้น

โครงสร้างที่มีระดับความอิสระเท่ากับ 1 เป็นโครงสร้างที่มีมวลเท่ากับ m ความแข็งแรงทางด้านข้างเท่ากับ k และความหน่วงทางด้านข้างเท่ากับ c โดยมีความถี่ธรรมชาติเท่ากับ ω_n มีคาบธรรมชาติเท่ากับ T_n และมีอัตราส่วนความหน่วงเท่ากับ ζ สำหรับโครงสร้างที่มีฐานรองรับแบบยึดแน่นจะมีค่าตัวแปรต่างๆดังสมการที่ 2-21

$$\omega_f = \sqrt{\frac{k}{m}} \quad T_f = \frac{2\pi}{\omega_f} \quad \zeta_f = \frac{c}{2m\omega_f} \quad (2-21)$$

จากรูปที่ 2.65ก เป็นโครงสร้างที่มีส่วนของพื้นวางอยู่บนฐานแยกโดยมีมวลเท่ากับ m_b , ความแข็งแรงด้านข้างเท่ากับ k_b และความหน่วงเท่ากับ c_b ดังนั้นค่า T_b และ ζ_b หาได้จากสมการที่ 2-22

$$T_b = \frac{2\pi}{\omega_b} \quad \omega_b = \sqrt{\frac{k_b}{m+m_b}} \quad \zeta_b = \frac{c_b}{2(m+m_b)\omega_b} \quad (2-22)$$

และจากรูปที่ 2.65ข เป็นโครงสร้างที่มีระดับความอิสระเท่ากับ 2 โดยมีมวล, ความแข็งแรง และความหน่วงโดยมีสัญลักษณ์คือ \mathbf{m} , \mathbf{k} และ \mathbf{c} และมีรูปแบบของสมการการเคลื่อนที่ดังสมการที่ 2-23 ดังนี้

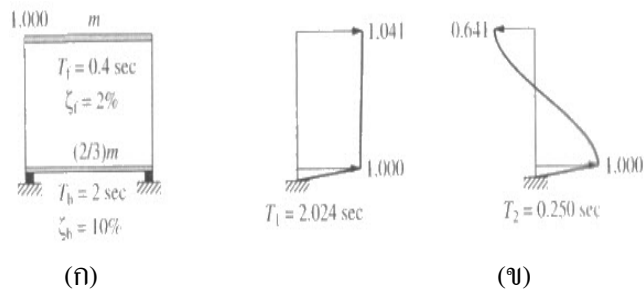
$$\mathbf{m}\ddot{\mathbf{u}} + \mathbf{c}\dot{\mathbf{u}} + \mathbf{k}\mathbf{u} = -\mathbf{m}\mathbf{l}\ddot{u}_g(t) \quad (2-23)$$

ซึ่งสามารถหาค่าของคาบ (T) และค่าโหมด (ϕ) ได้จากการแก้สมการทางพลศาสตร์ของโครงสร้างที่มีความอิสระเท่ากับ 2

2.3.4.3 ผลของระบบแยกฐาน

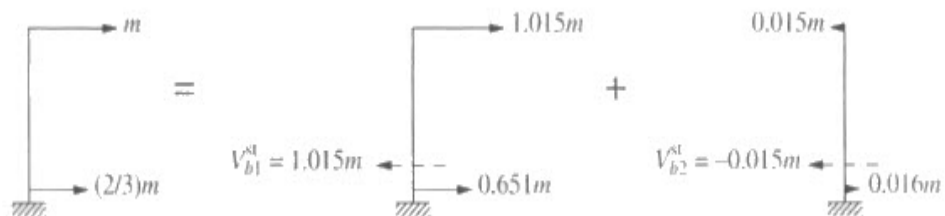
เพื่อความเข้าใจในการศึกษาพฤติกรรมทางพลศาสตร์ของโครงสร้างที่มีที่รองรับเป็นระบบแบบแยกฐานจึงกำหนดให้ $m_b = \frac{2m}{3}$, $T_f = 0.4$ วินาที, $T_b = 2.0$ วินาที, $\zeta_f = 2\%$ และ $\zeta_b = 10\%$ จากการวิเคราะห์จะทำให้ทราบได้ว่า คาบ (T) และค่าโหมด (ϕ) ของอาคารที่ใช้ระบบแยกฐานดังรูปที่ 2.65 ในโหมดแรกเกิดการเคลื่อนที่ของที่รองรับแต่โครงสร้างมีพฤติกรรมแบบแข็งเกร็ง จึงเรียกโหมดนี้ว่า โหมดของฐานแยก (isolation mode) ซึ่งในโหมดนี้ให้ค่าของคาบ (T_1) เท่ากับ 2.024 วินาที ซึ่งใกล้เคียงกับค่าคาบของที่รองรับ (T_b) มาก ซึ่งค่าที่แตกต่างกันของคาบนั้นเกิดจากความอ่อนตัวของโครงสร้าง ส่วนในโหมดที่ 2 จะรวมถึงการเคลื่อนไหวของโครงสร้างเข้าไปด้วยเราจึงเรียกโหมดนี้ว่า โหมดโครงสร้าง (structural mode) ซึ่งในโหมดนี้จะมีการถ่ายแรงจากฐานไปสู่โครงสร้างในปริมาณที่น้อยมากถึงแม้จะมีค่าของความเร่งเทียม (pseudo-acceleration) มากกว่าโหมดที่ 1 ก็ตาม ซึ่งค่าของคาบที่ 2 (T_2) นี้มีค่าเท่ากับ 0.25

วินาที ซึ่งต่างกับค่าของ T_f เนื่องจากค่าที่ได้เป็นค่าจากการเคลื่อนที่ของทั้งที่รองรับและโครงสร้างผสมกันอยู่



รูปที่ 2.65 (ก) อาคาร 1 ชั้นที่วางอยู่บนฐานแบบระบบแยกฐาน (ข) ค่าการสั่นของโครงสร้างและค่าของคาบ โดย (Chopra, 2007)

จากการหาค่าตอบของสมการการเคลื่อนที่ สำหรับโครงสร้างรูปที่ 2.65 จะแสดงให้เห็นในรูปที่ 2.66 จากการคำนวณจะเห็นว่าค่าของ s_1 มากกว่าค่าของ s_2 มากดังนั้นในการหาค่าของ $V_b(t)$ กับค่าของ $u_b(t)$ คิดแค่โหมดที่ 1 ก็ถือว่าเพียงพอ



รูปที่ 2.66 การกระจายตัวของแรงแผ่นดินไหวประสิทธิผล (Chopra, 2007)

จากการคำนวณอัตราส่วนความหน่วงในแต่ละโหมด (modal damping ratios) ซึ่งสามารถหาได้จากสมการที่ 2-24

$$\zeta_n = \frac{C_n}{2M_n \omega_n} \tag{2-24}$$

โดยที่ $M_n = \phi_n^T \mathbf{m} \phi_n$

$$C_n = \phi_n^T \mathbf{c} \phi_n$$

ซึ่งจะได้ค่าเท่ากับ $\zeta_1 = 9.65\%$ และ $\zeta_2 = 5.06\%$ จะเห็นว่าค่าของ ζ_1 ที่เท่ากับ 9.65% นั้นมีค่าที่ใกล้เคียงกับค่า ζ_b ที่มีค่าเท่ากับ 10% มาก ผลที่ออกมาต่างก็เพราะมาจากผลของโครงสร้างที่มีพฤติกรรมเป็นแบบแข็งเกร็งในโหมดที่ 1 นั้นเอง ส่วนค่าของ ζ_2 มีค่าเท่ากับ 5.06% ซึ่งมากกว่าค่าของ ζ_f ที่มีค่าแค่ 2% เพราะจากการวิเคราะห์ให้เป็นแบบ classical จึงทำให้เกิดความแตกต่างขึ้น ($c_{12} = c_{21} = \phi_1^T \mathbf{c} \phi_2$)

ค่าตอบสนองสูงสุดสามารถหาได้จากสมการที่ 2-25

$$r_n = r_n^{st} A_n \quad (2-25)$$

โดยที่ $A_n \equiv A(T_n, \zeta_n)$ ซึ่งหาได้จากสเปกตรัมผลตอบสนอง ที่ T_n และ ζ_n เมื่อได้ค่าความเร่งแล้วก็จะสามารถนำไปหาค่าของแรงเฉือนที่ฐาน V_b และค่าการเคลื่อนที่ของที่รองรับแบบแยกฐาน u_b ได้จากสมการที่ 2-26 และสมการที่ 2-27

$$V_{bn} = V_{bn}^{st} A_n \quad (2-26)$$

$$u_{bn} = (\omega_n^2 u_{bn}^{st}) D_n \quad (2-27)$$

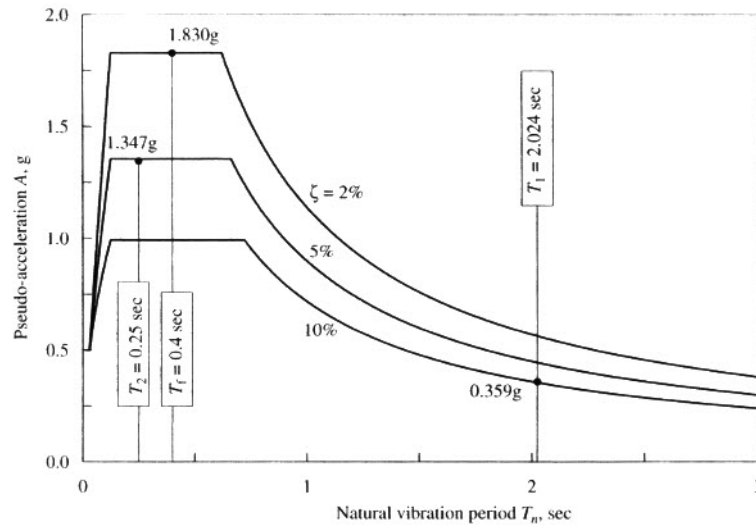
$$\text{โดยที่ } D_n = \frac{A_n}{\omega_n^2}$$

ซึ่งได้แสดงการคำนวณไว้ในตารางที่ 2.8 โดยใช้ค่า A_n จากรูปที่ 2.67 แล้วทำการรวมผลแต่ละโหมดด้วยวิธี SRSS

ตารางที่ 2.8 ผลการคำนวณแรงเฉือนที่ฐานและระยะเคลื่อนที่ของที่รองรับแบบแยกฐาน

(Chopra, 2007)

Mode	Base Shear			Isolator Deformation		
	A_n / g	V_{bn}^{st} / m	V_{bn} / ω	D_n (in.)	$\omega_n^2 u_{bn}^{st}$	u_{bn} (in)
1	0.359	1.015	0.365	14.390	0.976	14.042
2	1.347	-0.015	-0.021	0.823	0.024	0.020
SRSS			0.365			14.042



รูปที่ 2.67 สเปกตรัมผลตอบสนองสำหรับออกแบบสำหรับโครงสร้างที่มีฐานรองรับแบบยึดแน่น และฐานรองรับแบบแยกฐาน (Chopra, 2007)

จากการเปิดค่าในรูปที่ 2.67 ที่ค่าคาบของโครงสร้างแบบฐานยึดแน่น $T_f = 0.4$ วินาที และค่าของอัตราส่วนการหน่วงของโครงสร้างแบบฐานยึดแน่น $\zeta_f = 2\%$ ได้ค่าความเร่ง $A(T_f, \zeta_f) = 1.830g$ ทำให้ได้ค่าแรงเฉือนที่ฐาน

$$V_b = mA(T_f, \zeta_f) = m(1.830g)$$

หรือ

$$\frac{V_b}{\omega} = 1.830$$

ซึ่งหมายความว่าค่าแรงเฉือนที่ฐานมีค่าเท่ากับ 183% ของน้ำหนักทั้งหมดของโครงสร้างโดยรวมน้ำหนักของพื้นที่วางอยู่บนที่รองรับด้วย ซึ่งมีค่ามากกว่าแรงเฉือนที่ฐานของโครงสร้างในระบบแยกฐานอยู่ประมาณ 5 เท่า เนื่องจากค่าของคาบในโหมดแรกๆของโครงสร้างระบบแยกฐานมีค่าที่มากกว่าค่าของคาบในโหมดแรกๆของโครงสร้างแบบฐานยึดแน่นจึงทำให้ค่าของความเร่งที่เกิดขึ้นในโครงสร้างระบบแยกฐานมีค่าเท่ากับ $0.359g$ ซึ่งมีค่าน้อยกว่า $1.830g$ ประมาณ 5 เท่าตามที่ได้อธิบายไว้ตอนต้น

จากการวิเคราะห์ที่ผ่านมาทั้งหมดจึงสามารถสรุปได้ว่าการใช้ระบบที่รองรับแบบแยกฐานมีประสิทธิภาพมากกว่าโครงสร้างที่มีที่รองรับแบบยึดแน่นเพราะ โครงสร้างที่มีระบบฐานรองรับแบบแยกฐานจะมีความยาวของคาบในโหมดแรกๆยาวกว่าคาบของโครงสร้างที่มี

ฐานรองรับแบบยึดแน่นจึงทำให้ค่าความเร่งเทียม (pseudo-acceleration) น้อยลงเป็นผลให้แรงที่ถ่ายไปสู่โครงสร้างนั้นน้อยลงตามไปด้วย ส่วนผลจากความหน่วงจะเป็นส่วนที่สำคัญรองลงมาในการลดแรงกระทำที่เกิดขึ้นในโครงสร้าง

2.3.4.4 การประมาณผลตอบสนองของโครงสร้างระบบแยกฐานด้วยโครงสร้างระบบยึดแน่น

ในการหาค่าแรงเฉือนที่ฐานกับระยะยึดหดของฐานรองรับแบบระบบแยกฐานสามารถใช้ระบบของระดับความอิสระที่เท่ากับ 1 ที่มีระบบของฐานรองรับแบบยึดแน่น สามารถหาได้โดยใช้ค่าคาบของระบบแยกฐาน (T_b) และค่าอัตราส่วนความหน่วงของระบบแยกฐาน (ζ_b) มาหาค่าความเร่งเทียม $A(T_b, \zeta_b)$ และ $D(T_b, \zeta_b)$ จากกราฟและสามารถนำไปคำนวณค่าต่อไปได้ดังสมการที่ 2.23 และ 2.24

$$u_b = D(T_b, \zeta_b) \quad (2-28)$$

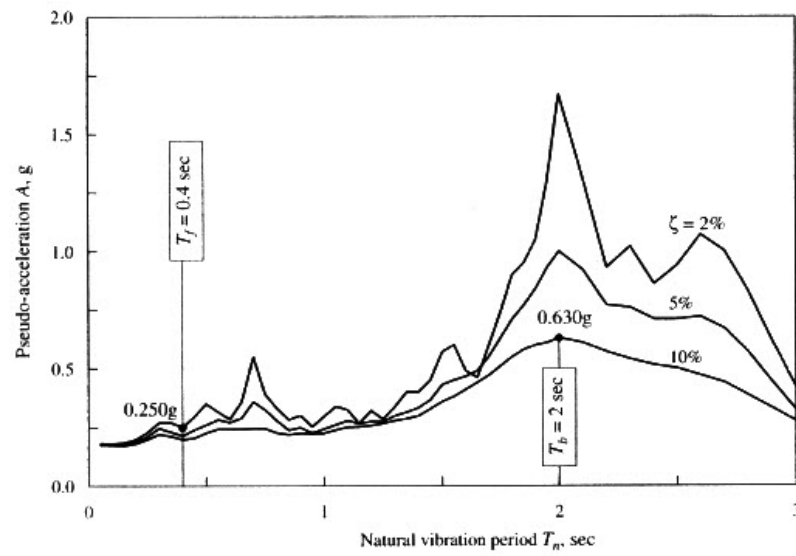
$$V_b = mA(T_b, \zeta_b) \quad (2-29)$$

จากการอ่านค่าจากกราฟจะได้ค่าของความเร่งเทียม $A(T_b, \zeta_b) = 0.359g$, $D(T_b, \zeta_b) = 14.036$ นิ้ว ซึ่งจะได้ค่าแรงเฉือนที่ฐานดังนี้

$$V_b = m(0.359g) \quad \text{หรือ} \quad \frac{V_b}{w} = 0.359$$

เมื่อเรานำมาเปรียบเทียบกับค่าแรงเฉือนที่ฐานที่ได้จากการวิเคราะห์แบบผลตอบสนองเชิงโหมด (modal static responses) เท่ากับ $(1.015m)(0.359g)$ จะได้ว่าค่าที่ต่างกันน้อยมาก เพราะฉะนั้นในการประมาณค่าโดยใช้วิธีโครงสร้างแบบแข็งเกร็ง (rigid-structure) จะสะดวกกว่าและมีความแม่นยำเพียงพอเนื่องจากเรานำค่าของระบบแบบแยกฐานมาคำนวณจึงทำให้ได้ค่าที่ใกล้เคียง

ในการใช้ฐานรองรับแบบแยกฐานอาจจะเกิดผลเสียได้เมื่อคลื่นแผ่นดินไหวที่กระทำกับโครงสร้างเป็นดังรูปที่ 2.68 จากรูปจะเห็นได้ว่าคาบของโครงสร้างที่โหมดที่ 1 ของโครงสร้างที่มีฐานรองรับแบบแยกฐาน มีค่าเท่ากับ 2 วินาทีจะให้ค่าของความเร่งเทียมเท่ากับ $0.630g$ ซึ่งให้ค่ามากกว่าเมื่อนำไปเปรียบเทียบกับค่าความเร่งที่ได้จากคาบของโครงสร้างแบบฐานยึดแน่นที่มีค่าเท่ากับ 0.4 วินาที ให้ค่าความเร่งเทียมเท่ากับ $0.25g$ เพราะฉะนั้นในการเลือกใช้ระบบของฐานรองรับอาจจะต้องคำนึงถึงสภาพของดินบริเวณรอบๆของโครงสร้างด้วย



รูปที่ 2.68 กราฟความเร่งเทียบของคลื่นแผ่นดินไหวที่ Mexico City เมื่อ 19 กันยายน 1985

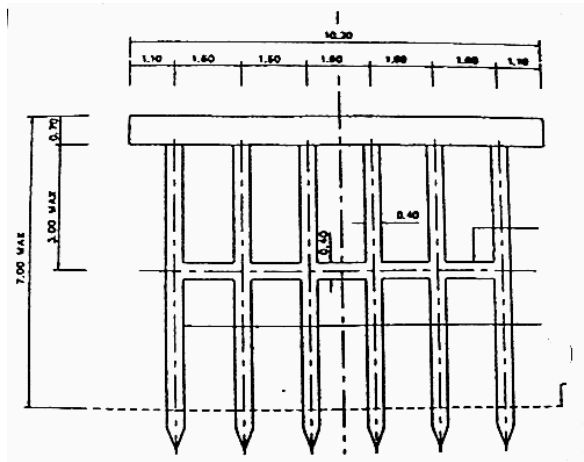
(Chopra, 2007)

บทที่ 3

แบบจำลองสะพาน

3.1 สะพานที่ใช้ในการวิเคราะห์

จากรูปแบบของสะพานทั้งหมดที่ได้มีการรวบรวมมาดังแสดงในภาคผนวก ข. จึงได้เลือกสะพานตัวอย่างเพื่อใช้ในการศึกษา ซึ่งสะพานที่เลือกใช้ในการศึกษานั้น เป็นแบบของสะพานที่ถูกใช้ก่อสร้างจริงมากที่สุด คือ สะพานประเภทแผ่นพื้นคอนกรีตเสริมเหล็ก โดยมีความยาวช่วงของสะพาน 10 เมตร ดังรูปที่ 3.1



รูปที่ 3.1 โครงสร้างสะพานประเภทแผ่นพื้นคอนกรีตเสริมเหล็ก
(กรมทางหลวงชนบท, 2545)

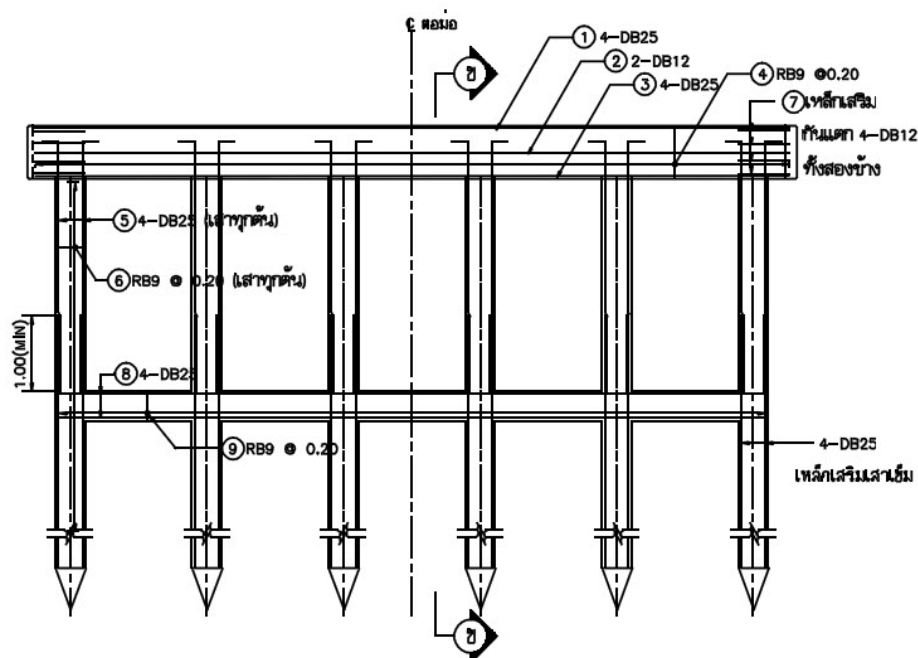
3.2 ลักษณะของสะพานที่ใช้ในการวิเคราะห์

3.2.1 คุณสมบัติเบื้องต้นของชิ้นส่วนสะพาน

พื้นสะพานเป็นพื้นคอนกรีตสำเร็จรูป ซึ่งมีความหนาของพื้นสะพานรวมเททับหน้าอยู่ที่ 0.50 เมตร กว้าง 10 เมตร โดยรอยต่อของพื้นของสะพานในแต่ละช่วงจะมีการเว้นระยะห่างกัน 0.01 เมตร โดยเชื่อมด้วยวัสดุยางยืดหยุ่นแบบเทอร์อน คานพาดหัวเสา (cap beam) ซึ่งทำหน้าที่เป็นที่รองรับพื้นสะพานโดยตรง โดยคานพาดหัวเสาจะยึดต่อกับพื้นโดยใช้เหล็กเดือยขนาด 16 มิลลิเมตร ฝังในพื้นคอนกรีตลึก 0.20 เมตร ทุกๆระยะ 1 เมตร ตลอดความ

ยาวของคานพาดหัวเสา โดยขนาดหน้าตัดของคานพาดหัวเสา 0.50×0.70 เมตร โดยน้ำหนักทั้งหมดของสะพานจะถูกถ่ายลงเสาที่มีขนาดของหน้าตัดเท่ากับ 0.40×0.40 เมตร จำนวน 6 ต้นต่อ 1 ตับ และเสาแต่ละต้นจะมีคานขวางซึ่งทำหน้าที่ให้พฤติกรรมของเสาไปด้วยกันซึ่งมีขนาดหน้าตัดเท่ากับ 0.40×0.40 เมตรเช่นเดียวกับขนาดหน้าตัดของเสาโดยแสดงลักษณะของขนาดและการเสริมเหล็กดังรูปที่ 3.2

กำลังของคอนกรีตหล่อในที่ (f_c') มีค่าเท่ากับ 25 MPa กำลังที่จุดครากของเหล็กกลมมีค่าเท่ากับ 240 MPa และกำลังที่จุดครากของเหล็กข้ออ้อยมีค่าเท่ากับ 400 MPa

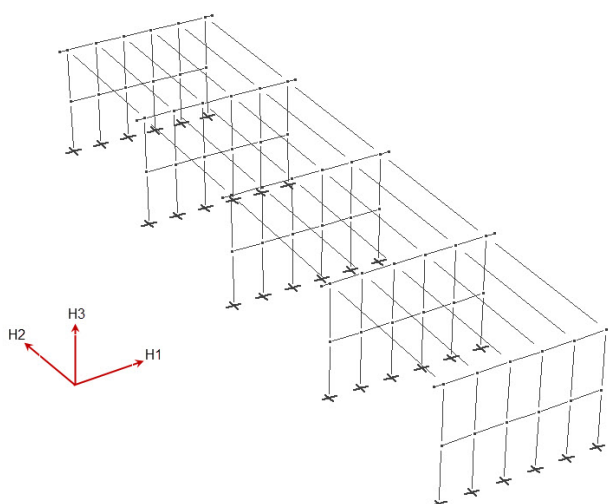


รูปที่ 3.2 ลักษณะการเสริมเหล็กของตอม่อ (กรมทางหลวงชนบท, 2545)

3.2.2 แบบจำลองและเงื่อนไขที่ใช้ในการสร้างแบบจำลอง

การจำลองชิ้นส่วนพื้นของสะพานได้ใช้ beam element เป็นตัวแทนในการจำลอง โดยแบ่งชิ้นส่วนย่อยๆ ออกเป็น 6 ชิ้นดังรูปที่ 3.3 เนื่องจากในแบบมาตรฐาน พื้นสะพานได้มีการเชื่อมต่อกับคานพาดหัวเสาโดยใช้เหล็กเดือยเป็นตัวต่อเชื่อมซึ่งไม่ได้มีการหล่อเป็นชิ้นส่วนเดียวกันจึงกำหนดให้แผ่นพื้นไม่มีการถ่ายแรงตัดจากพื้นไปสู่ตัวเสาของโครงสร้าง โดยที่ฐานของเสาเป็นแบบยึดแน่น

เนื่องจากการศึกษานี้ไม่ได้ใช้สะพานจริงมาทำการศึกษาแต่ใช้คุณสมบัติต่างๆ จากแบบมาตรฐานของกรมทางหลวงชนบท ดังนั้นลักษณะของโครงสร้างที่วิเคราะห์จึงไม่ได้รวมส่วนของตอม่อตัมบริม (abutment) และจำนวนของช่วงสะพานที่ใช้เท่ากับ 4 ช่วงตามคำแนะนำของ Seismic Retrofitting Manual for Highway Structures (FHWA) และเนื่องจากที่ตั้งของสะพานอยู่ห่างจากจุดกำเนิดของแผ่นดินไหวเกินกว่า 10 กิโลเมตร จึงไม่ต้องมีการคิดผลของคลื่นแผ่นดินไหวในทิศทาง vertical ของสะพาน การกำหนดมวลของโครงสร้างจะใช้วิธีการรวมมวล (lumped mass) ที่จุดต่อของโครงสร้าง ใช้ค่าอัตราส่วนความหน่วง (damping ratio) เท่ากับ 5 % เมื่อโครงสร้างเป็นโครงสร้างคอนกรีตตามมาตรฐาน FHWA และใช้ค่าอินเนอร์เซียของหน้าตัด (I) เท่ากับ 0.5I เนื่องจากประสิทธิภาพในการรับแรงของหน้าตัดจะลดลงเมื่อมีแรงกระทำเนื่องจากความเสียหายต่างๆที่เกิดขึ้น



รูปที่ 3.3 โครงสร้างสะพานที่มีความยาวช่วง 10 เมตร

3.3 ความสูงและฐานรองรับของสะพานที่นำมาใช้พิจารณา

3.3.1 ความสูงของสะพาน

เนื่องจากสะพานที่นำมาใช้ในการวิเคราะห์เป็นสะพานที่มีไว้ใช้สำหรับข้ามลำคลอง ดังนั้นความสูงของสะพานจะขึ้นอยู่กับความสูงของลำคลอง เพื่อความครอบคลุมในการศึกษาจึงได้ทำการเปลี่ยนค่าความสูงของสะพาน แต่สะพานจะต้องมีความสูงไม่เกิน 7 เมตร

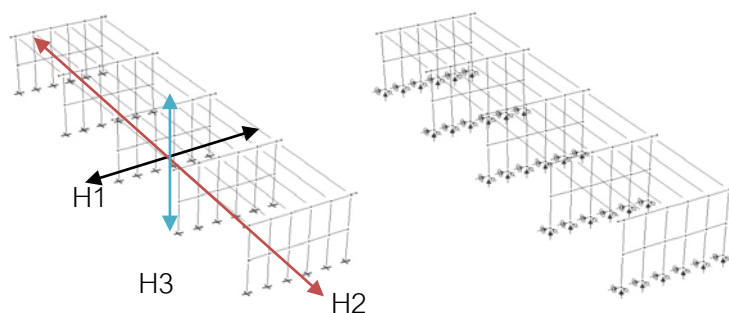
ตามที่แบบมาตรฐานได้กำหนดไว้ ดังนั้นจึงทำการเปลี่ยนค่าความสูงของสะพานจากเดิม สะพานสูง 7 เมตร เป็น 5 และ 3 เมตร โดยแสดงดังรูปที่ 3.4



รูปที่ 3.4 ความสูงของสะพาน 7, 5 และ 3 เมตร

3.3.2 ที่รองรับของสะพาน

เนื่องจากสะพานนี้เป็นสะพานที่อ้างอิงคุณสมบัติต่างๆ จากแบบมาตรฐาน ไม่ได้ทำการอ้างอิงจากสะพานที่ทำการก่อสร้างจริงจึงไม่สามารถหาค่าคุณสมบัติของดินที่ถูกต้องตามความเป็นจริงได้ ซึ่งในการทำวิจัยนี้ได้ทำการจำลองลักษณะของที่รองรับเป็นสองลักษณะคือที่รองรับแบบยึดแน่น และที่รองรับแบบหมุนเพื่อเป็นการศึกษาการตอบสนองของโครงสร้างที่มีฐานรองรับที่ต่างกันอย่างชัดเจนเพื่อดูพฤติกรรมและแรงปฏิกิริยาที่เกิดขึ้น แต่เนื่องจากการเคลื่อนตัวของโครงสร้างในทิศทางตามยาวของสะพานมีค่าที่มากเนื่องจากไม่ได้มีการจำลองในส่วนของการต่อมอดับริม หากเปลี่ยนที่รองรับจากแบบยึดแน่นเป็นแบบหมุนในทิศทางตามยาวด้วย ก็จะทำให้การเคลื่อนที่ทางตามยาวของสะพานมีค่ามากยิ่งขึ้นซึ่งอาจจะทำให้ค่าของแรงที่ฐานของสะพานมีค่ามากเกินไปกว่าความเป็นจริงเนื่องจากผลของ P-delta ได้ ดังนั้นจึงให้ที่รองรับในทิศทางตามยาวของสะพานเป็นแบบยึดแน่นเหมือนเดิมและให้ที่รองรับเป็นแบบหมุนเฉพาะทิศทางตามขวางของสะพานเท่านั้นดังแสดงในรูปที่ 3.5

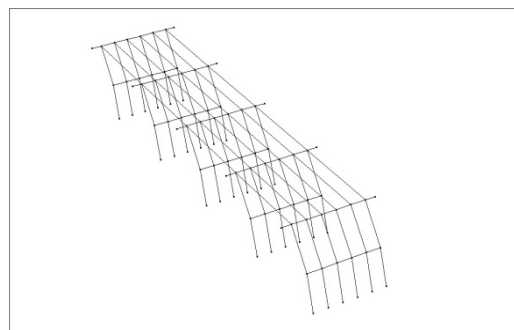


รูปที่ 3.5 ลักษณะของที่รองรับแบบยึดแน่นกับแบบหมุน (ตามขวาง)

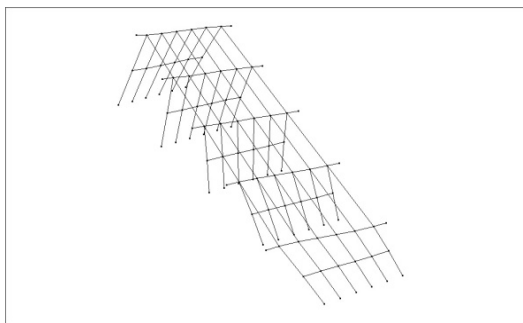
จากการวิเคราะห์ eigenvalue analysis ได้คุณสมบัติเชิงเส้นพลศาสตร์ของโครงสร้าง ได้แก่ คาบธรรมชาติของการสั่นไหวดังตารางที่ 3.1 และรูปร่างของโหมดดังรูปที่ 3.6 ถึง รูปที่ 3.10

ตารางที่ 3.1 คาบธรรมชาติของโครงสร้างสะพาน

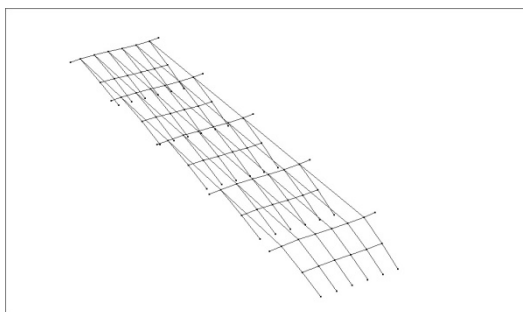
กรณี	ค่าคาบธรรมชาติ (sec)				
	Mode 1	Mode 2	Mode 3	Mode 4	Mode 5
fix					
7 เมตร	1.858	0.5773	0.5633	0.2505	0.1759
5 เมตร	1.047	0.2879	0.2789	0.1825	0.1384
3 เมตร	0.4356	0.1416	0.1257	0.1146	0.1115
pin					
7 เมตร	1.858	0.8898	0.8785	0.2701	0.1776
5 เมตร	1.047	0.4342	0.4254	0.2113	0.1421
3 เมตร	0.4356	0.1874	0.1806	0.1446	0.127



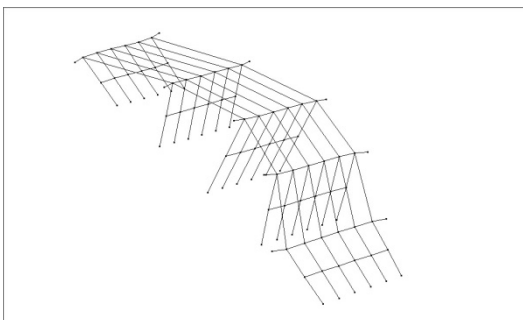
รูปที่ 3.6 รูปร่างโหมดธรรมชาติของการสั่นไหวโหมดที่ 1



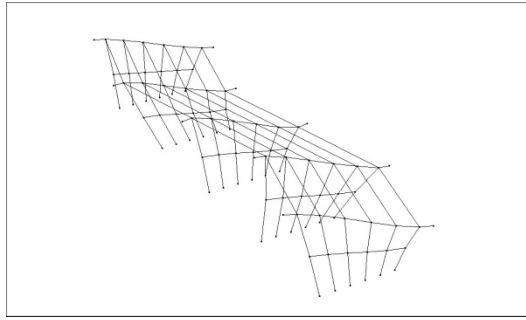
รูปที่ 3.7 รูปร่างโหมดธรรมชาติของการสั่นไหวโหมดที่ 2



รูปที่ 3.8 รูปร่างโหมดธรรมชาติของการสั่นไหวโหมดที่ 3



รูปที่ 3.9 รูปร่างโหมดธรรมชาติของการสั่นไหวโหมดที่ 4



รูปที่ 3.10 รูปร่างโหมดธรรมชาติของการสั่นไหวโหมดที่ 5

โดยโหมดที่ 1 เป็นการโยกตัวตามแนวยาวของสะพาน โหมดที่ 2 เป็นการบิดรอบแกน H3 ของสะพาน ส่วนโหมดที่ 3 เป็นการโยกตัวทางขวางของสะพาน ทว่าการโยกตัวของโหมดที่ 1 ตามแนวยาวอาจจะไม่เกิดขึ้นจริง เพราะสภาพความเป็นจริง หากสะพานนี้เป็นสะพานข้ามลำคลอง พื้นถนนที่บริเวณริมตลิ่งจะค้ำยันไม่ให้สะพานเกิดการโยกตัวตามแนวยาวของสะพาน อย่างไรก็ตามเมื่อสะพานและพื้นดินได้รับความสั่นสะเทือนที่รุนแรงจากแผ่นดินไหวอาจเกิดสภาวะที่การค้ำยันดังกล่าวหายไปเช่น พื้นดินเกิดการทรุดตัวจนพื้นถนนไม่ยันกับพื้นสะพาน ในกรณีศึกษานี้จะสมมติว่าไม่มีการค้ำยันดังกล่าวเพื่อให้สามารถพิจารณาสภาวะที่วิกฤตกว่า

3.4 การสอบเทียบแบบจำลองกับผลการทดสอบเสาของ Sezen (2002)

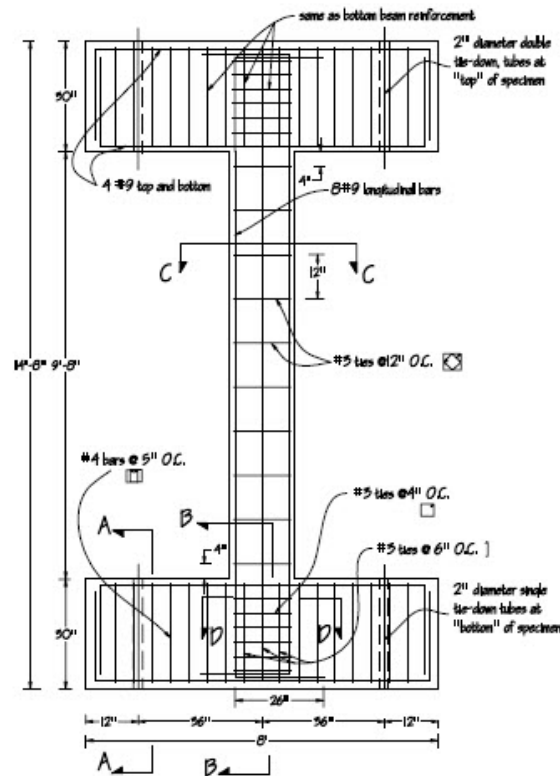
ในการวิเคราะห์เพื่อที่จะประเมินโครงสร้าง ว่ามีความสามารถในการต้านทานแรงที่จะเกิดขึ้นได้มากน้อยแค่ไหนนั้น จำเป็นที่จะต้องมีการให้แรงกระทำกับโครงสร้างมากกว่าค่ากำลังที่จุดครากของแต่ละองค์อาคาร ดังนั้นจึงมีความจำเป็นที่จะต้องทำการจำลองพฤติกรรมแบบไม่เชิงเส้นในส่วนที่มีแรงกระทำมากกว่ากำลังขององค์อาคาร โดยในงานวิจัยนี้ได้ใช้การจำลองพฤติกรรมแบบไม่เชิงเส้นด้วยแบบจำลองแบบรวมพฤติกรรมพลาสติก (lumped-plasticity element model) โดยทำการจำลองพฤติกรรมแบบไม่เชิงเส้นด้วยจุดหมุนพลาสติก โดยค่าที่ไปกำหนดพฤติกรรมของจุดหมุนพลาสติกนั้นคือ ค่าของโมเมนต์ดัดกับค่าของมุมหมุน (moment-rotation) ซึ่งสามารถหาค่าได้จากงานวิจัยของ Haselton และคณะ (2008)

ในการกำหนดจุดหมุนพลาสติกนั้นจะต้องมีการกำหนดพฤติกรรมแบบวัฏจักรด้วยพารามิเตอร์ของการเสื่อมถอยแบบวัฏจักร ซึ่งค่าเหล่านี้จำเป็นต้องทำการสอบเทียบผลการวิเคราะห์ด้วยแบบจำลองกับผลการทดสอบเสาตัวอย่างในห้องปฏิบัติการ เพราะในปัจจุบันยังไม่มีงานวิจัยที่เสนอสูตรสมการสำหรับคำนวณค่าพารามิเตอร์ของการเสื่อมถอยแบบวัฏจักรได้โดยตรง

ในการสอบเทียบครั้งนี้ได้ทำการเลือกการทดสอบเสาของ Sezen (2002) ซึ่งเป็นการทดสอบเสาโดยให้แรงแบบวิถุจักร ในการทดสอบมีทั้งหมด 3 ลักษณะคือ

1. การทดสอบเสาด้วยแรงแบบวิถุจักรโดยมีแรงตามแนวแกนต่ำ
2. การทดสอบเสาด้วยแรงแบบวิถุจักรโดยมีแรงตามแนวแกนสูง
3. การทดสอบเสาโดยให้แรงกระทำทางข้างในทิศทางเดียวและมีแรงตามแนวแกนต่ำ

โดยในการทดสอบทั้ง 3 แบบนั้นจะใช้เสาขนาดเดียวกันทั้งหมดคือ เสามีลักษณะสี่เหลี่ยมจัตุรัสขนาด 18 x 18 นิ้ว สูง 116 นิ้ว และมีคานที่ปลายเสาทั้งสองข้างมีหน้าตัดขนาด 26 x 30 นิ้ว ยาว 96 นิ้ว ดังรูปที่ 3.11 และมีค่ากำลังของคอนกรีตเท่ากับ 3000 psi ใช้เหล็กข้ออ้อยเกรด 60 สำหรับเหล็กเสริมในเสา

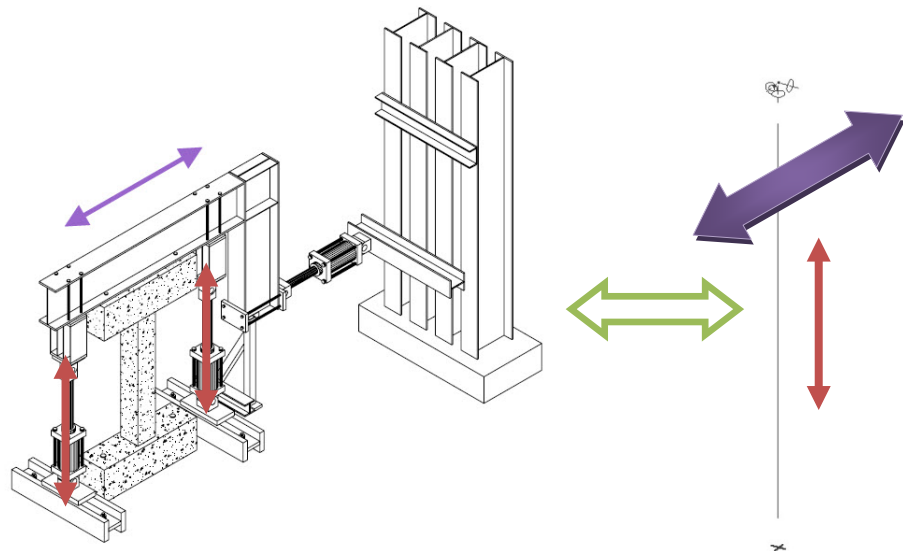


รูปที่ 3.11 ลักษณะของเสาที่ใช้ในการทดสอบ (Sezen, 2002)

แรงที่กระทำกับเสาตัวอย่างที่ใช้ในการทดสอบนั้นมี 2 ลักษณะคือแรงกระทำด้านข้างและแรงกระทำตามแนวแกน โดยแรงกระทำด้านข้างนั้นจะเป็นลักษณะของการกำหนดค่าการเคลื่อนที่ของเสาให้เคลื่อนที่ไปเท่ากับระยะที่เราต้องการ โดยเริ่มจากค่าระยะการเคลื่อนที่ที่ทำให้โครงสร้างคราก (Δ_y) และเพิ่มขึ้นเป็น 2, 3 หรือ 4 เท่าของ Δ_y หรือจนกว่าโครงสร้างจะเกิด

การวิบัติ โดยต้องทำการโยกเสาซ้ำที่ระยะเดิม 3 รอบ ส่วนแรงกระทำตามแนวแกนนั้นจะมีค่าที่แตกต่างกันทั้งสามการทดสอบคือการทดสอบที่ 1 จะมีแรงกระทำตามแนวแกนที่ต่ำมีค่าเท่ากับ 150 kips การทดสอบที่ 2 มีแรงกระทำตามแนวแกนที่สูงซึ่งมีค่าเท่ากับ 600 kips ส่วนการทดสอบที่ 3 นั้นมีค่าของแรงกระทำตามแนวแกนต่ำเท่ากับ 150 kips เหมือนกับการทดสอบที่ 1

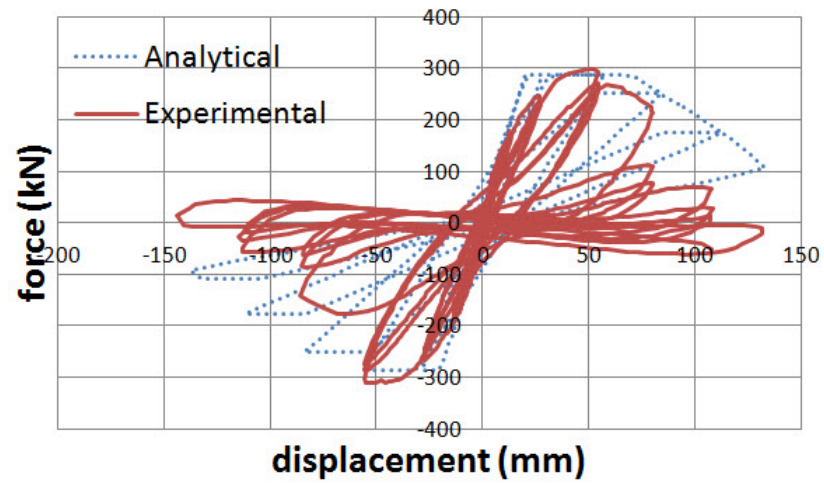
จากคุณสมบัติทั้งหมดได้นำไปสร้างแบบจำลองโครงสร้างด้วยโปรแกรม PERFORM 3D โดยมีการกำหนดที่จุดปลายบนของเสาให้เคลื่อนที่ในแนวราบได้อย่างเดียวเพื่อต้องการให้เสามีการดัดตัวแบบ double curvature และทำการยึดแน่นที่ปลายล่างของเสา โดยแสดงภาพการแสดงผลการทดสอบเสาของ Sezen (2002) และการจำลองการทดสอบเสาในโปรแกรม PERFORM 3D



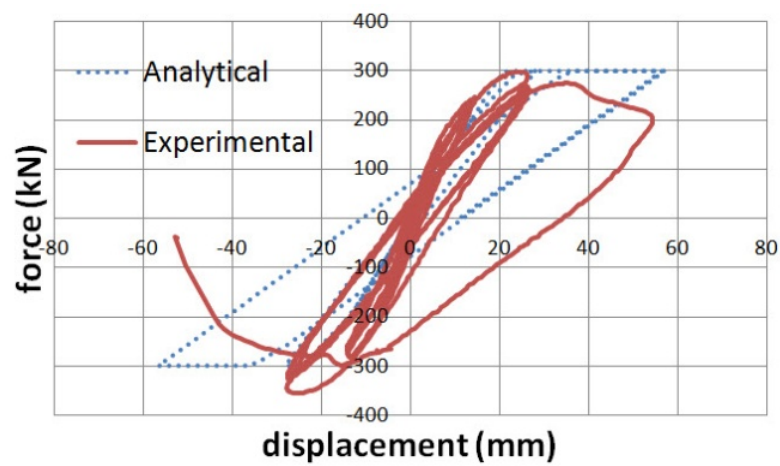
รูปที่ 3.12 การจำลองเสาในโปรแกรม PERFORM 3D จากการทดสอบเสาจริง

(Sezen, 2002)

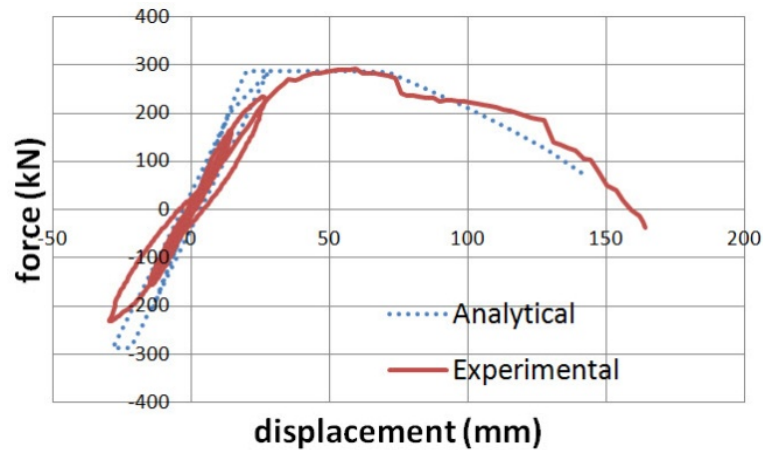
จากผลการวิเคราะห์ทั้ง 3 ลักษณะของการทดสอบ เส้นสีแดงที่บ่งเป็นค่าที่ได้จากการทดสอบเสาดังกล่าวและ เส้นประสีฟ้าเป็นเส้นที่ได้จากการวิเคราะห์ด้วยโปรแกรม โดยแสดงดังรูปที่ 3.13 ถึง รูปที่ 3.15



รูปที่ 3.13 การเปรียบเทียบผลการวิเคราะห์ด้วยแบบจำลองกับผลการทดสอบเสาที่มีแรงอัดตามแนวแกนต่ำ



รูปที่ 3.14 การเปรียบเทียบผลการวิเคราะห์ด้วยแบบจำลองกับผลการทดสอบเสาที่มีแรงอัดตามแนวแกนสูง



รูปที่ 3.15 การเปรียบเทียบผลการวิเคราะห์ด้วยแบบจำลองกับผลการทดสอบเสาที่มีแรงอัดตามแนวแกนต่ำและให้แรงกระทำทางข้างไปในทิศทางเดียว

จากการเปรียบเทียบจะเห็นได้ว่าโปรแกรม PERFORM 3D ให้คำตอบที่ใกล้เคียงกับการทดสอบที่ 3 คือกรณีที่ให้แรงทางข้างทางเดียว เนื่องจากโปรแกรมไม่สามารถพิจารณาการเสื่อมถอยที่เป็นผลเนื่องจากการสะสมของการสลายพลังงานจากการครากภายใต้อัตราส่วนความเหนียวคงที่ได้ ซึ่งสังเกตได้จากรูปที่ 3.13 ผลการทดสอบเสาจริง (เส้นทึบ) มีแรงต้านทานต่ำลงเมื่อถูกผลักไปที่การกระจัดเท่ากับในรอบก่อนหน้า แต่ผลที่ได้จากการวิเคราะห์จากแบบจำลองนั้นจะไม่ลดลงเมื่อเสาถูกผลักไปที่ระยะเท่ากับรอบก่อนหน้า แรงต้านทานของเสาในแบบจำลองจะลดลงก็ต่อเมื่อมีการผลักที่ทำให้ระยะการกระจัดมากขึ้นเท่านั้น โดยการเปรียบเทียบทั้ง 3 กรณีนั้นได้ใช้ค่าพารามิเตอร์ของการเสื่อมถอยในการวิเคราะห์ชุดเดียวกันหมดคือ 0.5, 0.3, 0.2, 0.05, และ 0.05 จึงสรุปได้ว่าแนวทางที่ใช้ในการจำลองพฤติกรรมของจุดหมุนพลาสติกนั้นใช้ได้

บทที่ 4

คลื่นแผ่นดินไหวที่ใช้ในการวิเคราะห์

ในการศึกษานี้จะสมมติว่าสะพานตัวอย่าง ตั้งอยู่ในประเทศไทยที่มีระดับความรุนแรงของแผ่นดินไหวค่อนข้างสูง ซึ่งได้แก่ อำเภอเมือง จังหวัดเชียงใหม่ ระดับความรุนแรงของแผ่นดินไหวที่พื้นที่ดังกล่าวอ้างอิงตามสเปกตรัมผลตอบสนองสำหรับออกแบบโครงสร้างให้ต้านทานความสั่นสะเทือนจากแรงแผ่นดินไหวใน มยผ. 1302-52 แต่จะไม่คูณ 2/3 ในขั้นตอนของการสร้างสเปกตรัมเพื่อออกแบบ ทั้งนี้เพราะการคูณด้วย 2/3 มีสมมติฐานว่าอาคารใหม่จะมีกำลังที่แท้จริงเกินจากค่ากำลังครากะบุ (nominal strength) ประมาณ 1.5 เท่าแต่ในการประเมินโครงสร้างเก่าจะถือว่าพฤติกรรมตามแบบจำลองเป็นค่าที่แท้จริงแล้ว

ระดับความรุนแรงที่อ้างอิงตาม มยผ. 1302-52 นี้สอดคล้องกับแผ่นดินไหวที่มีคาบการเกิดซ้ำ 2475 ปี ซึ่งถือว่าเป็นแผ่นดินไหวสูงสุดที่อาจจะเกิดขึ้นได้

ในการวิเคราะห์เพื่อประเมินสะพานตัวอย่างนี้ จะพิจารณาแรงแผ่นดินไหวที่มากกระทำ 2 ลักษณะคือ แผ่นดินไหวที่กระทำในแนวราบครั้งละ 1 ทิศทางเช่นทิศทางตามขวางหรือทิศทางตามยาว และแผ่นดินไหวที่กระทำในแนวราบ 2 ทิศทางพร้อมกัน โดยแต่ละคลื่นใน 2 ทิศทางนั้นจะไม่เหมือนกัน แต่จะเป็นคลื่น 2 ทิศทางที่สถานีตรวจวัดแผ่นดินไหวบันทึกได้ 2 ทิศทางพร้อมกันระหว่างการเกิดแผ่นดินไหวครั้งหนึ่งๆ

4.1 คลื่นแผ่นดินไหวที่ใช้ในการวิเคราะห์แบบ 1 ทิศทาง

คลื่นแผ่นดินไหวที่ได้ใช้ในการศึกษานี้ได้มีการบันทึกและรวบรวมไว้ในต่างประเทศ โดยเลือกชุดคลื่นแผ่นดินไหวที่มีขนาดอยู่ระหว่าง 6.6 – 6.9 ค่าความเร็วคลื่นเฉือนอยู่ระหว่าง 180-360 ม./วินาที (Soil class D) และมีระยะทางจากแหล่งกำเนิดถึงสถานที่ตรวจวัดใกล้กว่า 30 กิโลเมตร (Large – Magnitude – Large – distance, LMSR) ซึ่งใน 1 ชุดมีข้อมูลการสั่นไหวของพื้นดิน 20 บันทึก โดยแสดงรายการคลื่นแผ่นดินไหวในรูปที่ 4.1 และในตารางที่ 4.1 ซึ่งในตารางแสดงถึงชื่อเหตุการณ์แผ่นดินไหว ขนาดของแผ่นดินไหว สถานีที่บันทึกข้อมูลได้ และระยะห่างจากจุดกำเนิด รวมถึงความเร่ง ความเร็ว และการเคลื่อนที่สูงสุดของพื้นดิน และรูปที่ 4.2 จะแสดงสเปกตรัมผลตอบสนองของคลื่นแผ่นดินไหวทั้งหมด ซึ่งมีอัตราความหน่วงเท่ากับ 5%

ในการวิเคราะห์โครงสร้างสะพานเพื่อประเมินระดับความเสียหายนั้นจะมีการคูณปรับค่าคลื่นแผ่นดินไหวด้วยวิธีของ Shome และ Cornell (1997) โดยคูณปรับค่าของคลื่น

แผ่นดินไหวที่ค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมของคลื่นแผ่นดินไหวเท่ากับสเปกตรัม
ผลตอบสนองสำหรับการประเมินที่คาบการสั่นไหวค่าเดียวกัน โดยสเปกตรัมผลตอบสนองที่ใช้
สำหรับการประเมินนั้นจะใช้สเปกตรัมตามมาตรฐานการออกแบบอาคารต้านทานการ
สั่นสะเทือนของแผ่นดินไหวปี 2552 ของกรมโยธาธิการและผังเมือง (มยผ. 1302-52)

ขั้นตอนการสร้างสเปกตรัมการออกแบบสำหรับพื้นที่อำเภอเมือง จังหวัดเชียงใหม่

1. หาค่าความเร่งเชิงสเปกตรัมที่คาบสั้นตามมาตรฐาน มีค่า $S_s = 0.878$ และความเร่ง
เชิงสเปกตรัมที่คาบ 1 วินาที มีค่า $S_1 = 0.248$
2. โครงสร้างตั้งอยู่บนชั้นดินประเภท D
3. สร้างสเปกตรัมสำหรับการออกแบบด้วยวิธีพลศาสตร์ จะได้ค่าสัมประสิทธิ์สำหรับ
ดินประเภท D ที่คาบสั้นจะได้ค่า $F_a = 1.1488$ ที่คาบยาวจะได้ค่า $F_v = 1.904$ โดย
ใช้การประมาณแบบเส้นตรงจากช่วงของค่าที่แสดงในตารางในมาตรฐาน ดังนั้น
ความเร่งตอบสนองที่ปรับแก้ผลของชั้นดินแล้ว มีค่าเท่ากับ

$$S_{MS} = F_a S_s = 1.148 \times 0.878 = 1.00864$$

$$S_{M1} = F_v S_1 = 1.904 \times 0.248 = 0.4721$$

ค่าความเร่งตอบสนองสำหรับการประเมินนั้นจะไม่ทำการคูณค่าปรับแก้ด้วย 2/3 ดังนั้น
จะได้

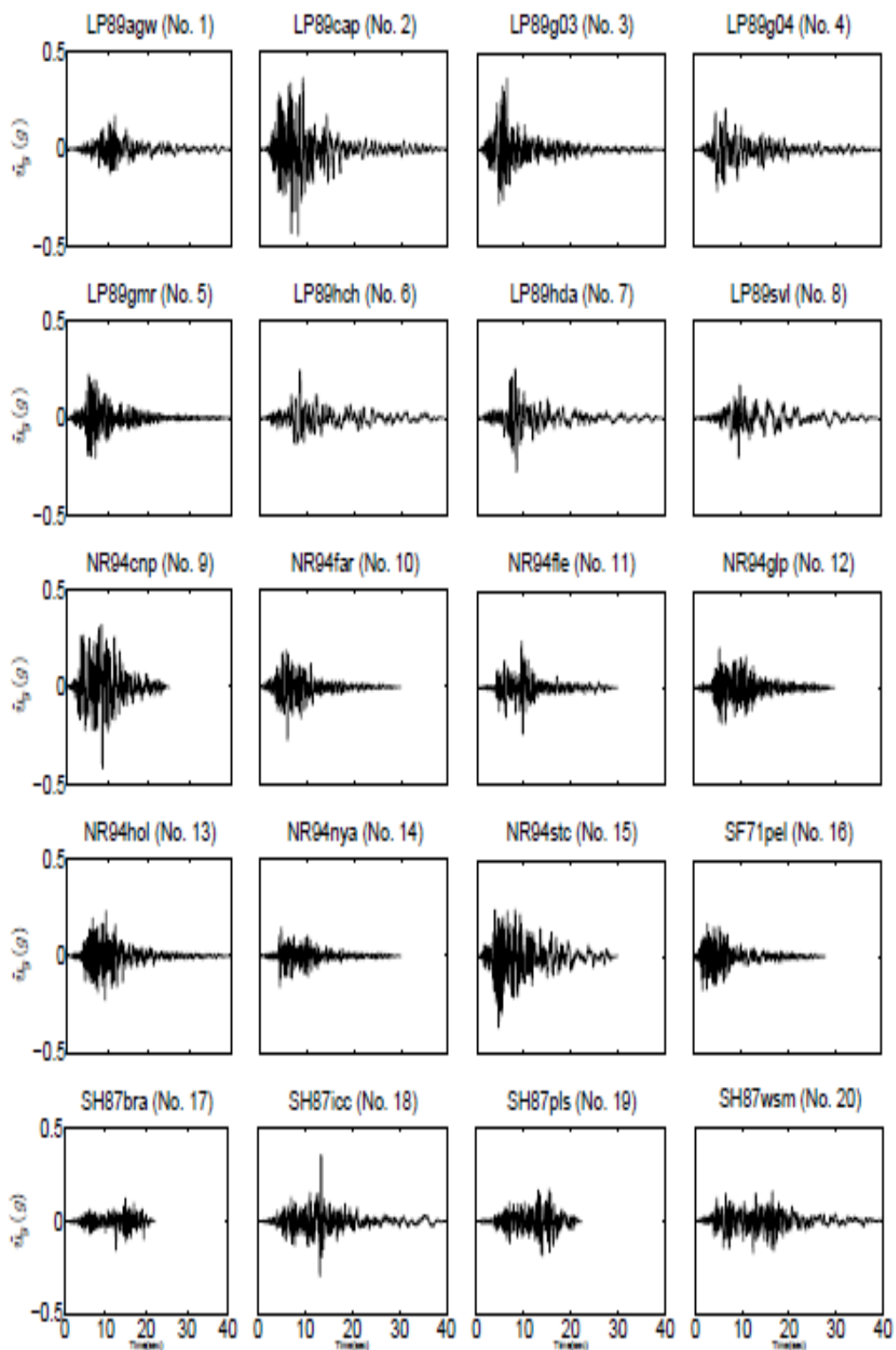
$$S_{DS} = S_{MS}$$

$$S_{D1} = S_{M1}$$

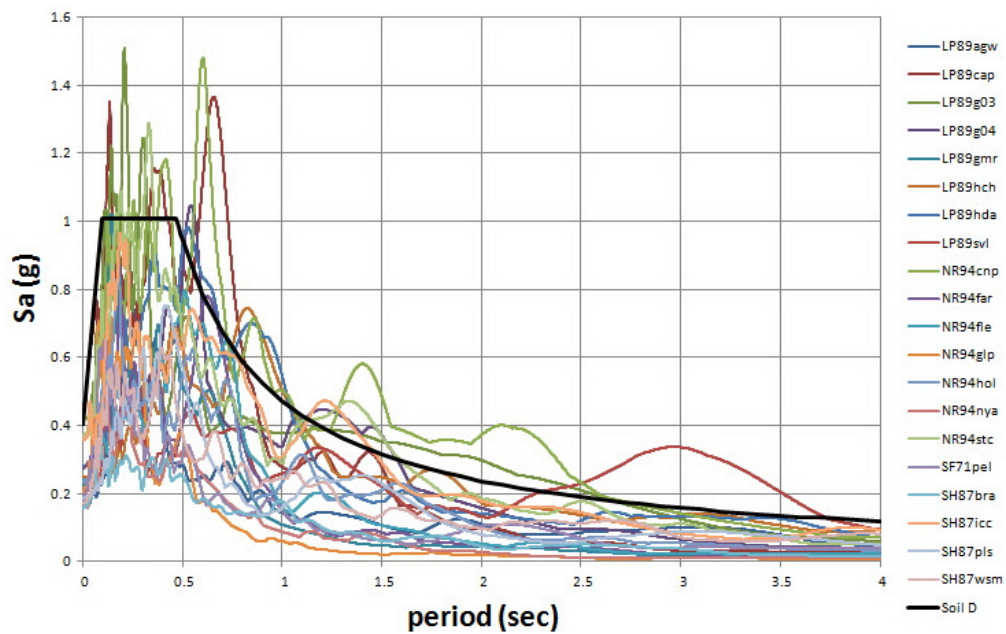
ซึ่งนำไปสร้างกราฟสเปกตรัมเพื่อการออกแบบได้ดังรูปที่ 4-3

ตารางที่ 4.1 รายการชุดคลื่นแผ่นดินไหวขนาดใหญ่ระยะใกล้ (LMSR)

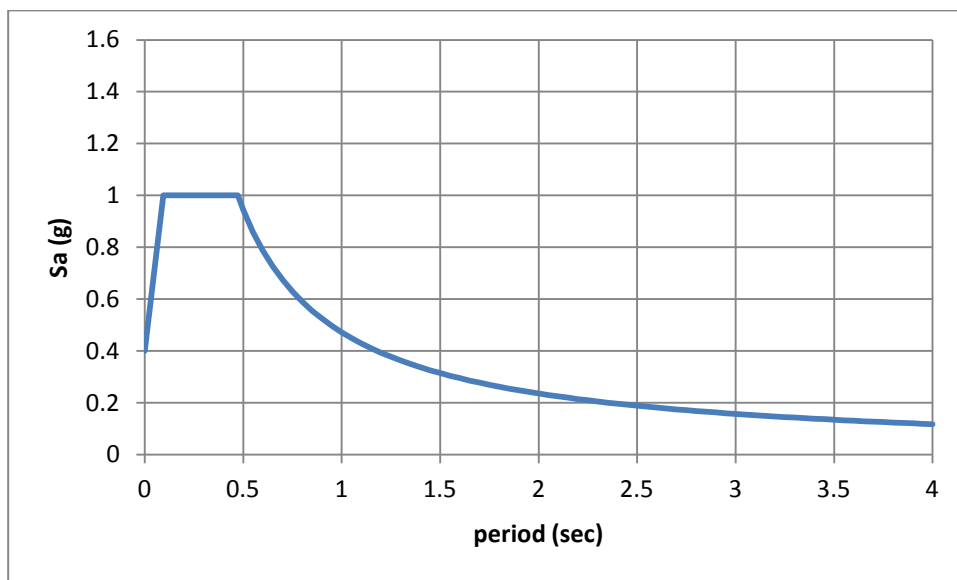
No.	Earthquake name	M	Location	Record	R*(km)	\ddot{u}_{go} (cm/s/s)	\dot{u}_{go} (cm/s)	u_{go} (cm)
1	1989 Loma Prieta	6.9	Agnews State Hospital	LP89agw	28.2	169	25.9	12.6
2	1989 Loma Prieta	6.9	Capitola	LP89cap	14.5	435	29.2	5.5
3	1989 Loma Prieta	6.9	Gilroy Array#3	LP89g03	14.4	360	44.7	19.3
4	1989 Loma Prieta	6.9	Gilroy Array#4	LP89g04	16.1	208	37.9	10.1
5	1989 Loma Prieta	6.9	Gilroy Array#7	LP89gmr	24.2	221	16.4	2.5
6	1989 Loma Prieta	6.9	Hollister City Hall	LP89hch	28.2	242	38.5	17.7
7	1989 Loma Prieta	6.9	Hollister Diff. Array	LP89hda	25.8	274	35.6	13.0
8	1989 Loma Prieta	6.9	Sunnyvale – Colton Ave.	LP89svl	28.8	203	37.3	19.1
9	1994 Northridge	6.7	Canoga Park – Topanga Canyon	NR94cnp	15.8	412	60.7	20.3
10	1994 Northridge	6.7	LA – N Faring Rd	NR94far	23.9	268	15.8	3.3
11	1994 Northridge	6.7	LA – Fletcher Dr	NR94fle	29.5	236	26.2	3.6
12	1994 Northridge	6.7	Glendale – Las Palmas	NR94glp	25.4	202	7.4	1.8
13	1994 Northridge	6.7	LA- Hollywood Stor FF	NR94hol	25.5	227	18.2	4.8
14	1994 Northridge	6.7	LA Crescenta – New York	NR94nya	22.3	156	11.3	3.0
15	1994 Northridge	6.7	Northridge – Saticoy St	NR94stc	13.3	361	28.9	8.4
16	1971 San Fernando	6.6	LA - Hollywood Stor Lot	SF71pel	21.2	171	14.8	6.3
17	1987 Superstition Hills	6.7	Brawley	SH87bra	18.2	153	13.9	5.3
18	1987 Superstition Hills	6.7	El Centro Imp. Co. Center	SH87icc	13.9	351	46.3	17.6
19	1987 Superstition Hills	6.7	Plaster City	SH87pls	21.0	182	20.6	5.4
20	1987 Superstition Hills	6.7	Westmorland Fire Station	SH87wsm	13.3	169	23.5	13.1



รูปที่ 4.1 ประวัติเวลาความเร่งของพื้นดิน ชุดคลื่นแผ่นดินไหว LMSR



รูปที่ 4.2 ความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมของคลื่นแผ่นดินไหว LMSR และ สเปกตรัมของ เชียงใหม่

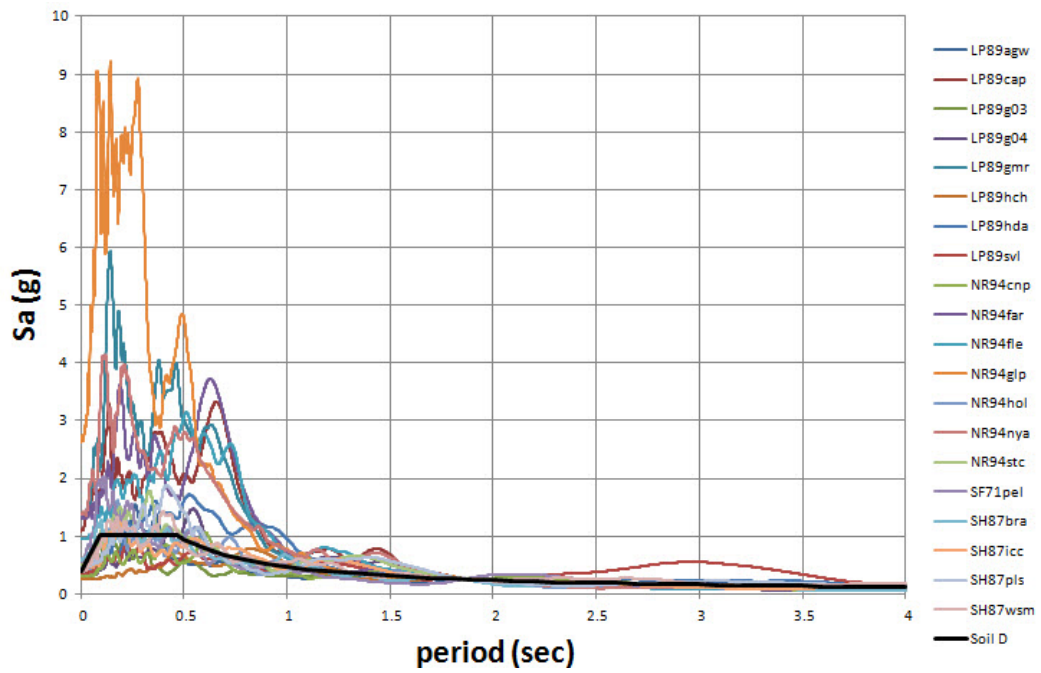


รูปที่ 4.3 ความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมของ อำเภอเมือง จังหวัดเชียงใหม่

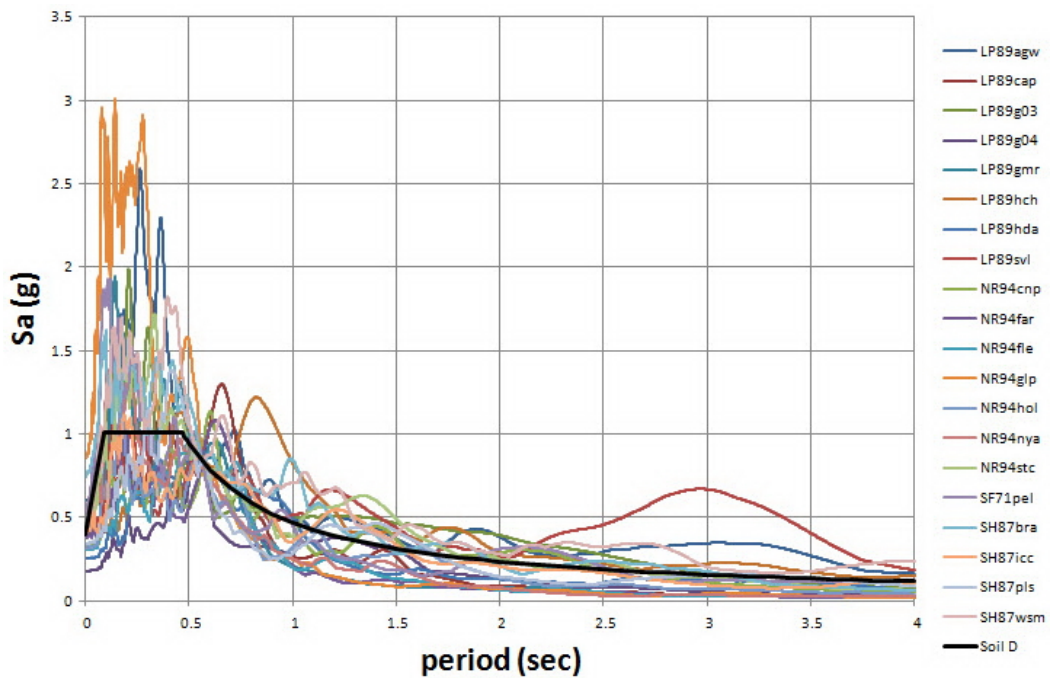
เนื่องจากค่าคาบธรรมชาติของโครงสร้างสะพานที่มีความสูง 7 เมตรในโหมดที่ 1 และ 3 มีค่าเท่ากับ 1.858 วินาที และ 0.563 วินาที ดังนั้นค่าของตัวคูณปรับค่าจะแสดงไว้ในตารางที่ 4.2 ส่วนรูปของสเปกตรัมที่สเกลค่าแล้วจะแสดงดังรูปที่ 4.4 และ รูปที่ 4.5

ตารางที่ 4.2 ตัวคูณปรับค่าความแรงของคลื่นแผ่นดินไหว LMSR ในทิศทางตามยาวและตามขวางของสะพานที่ใช้ในการวิเคราะห์

ชื่อของค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัม	ค่าของตัวคูณปรับค่าในทิศทางตามยาว	ค่าของตัวคูณปรับค่าในทิศทางตามขวาง
LP89agw	2.0864	3.4978
LP89cap	2.4323	0.9504
LP89g03	0.8146	1.3207
LP89g04	1.4027	0.8415
LP89gmr	5.8023	1.9052
LP89hch	1.0502	1.6382
LP89hda	1.7448	0.9213
LP89svl	1.6379	1.9938
NR94cnp	0.7143	0.7661
NR94far	4.7801	1.3915
NR94fle	3.9612	1.2645
NR94glp	12.794	4.1779
NR94hol	1.8461	1.3817
NR94nya	8.6230	2.8931
NR94stc	1.3874	1.338
SF71pel	3.1288	2.9706
SH87bra	3.7756	4.7933
SH87icc	1.2915	1.1608
SH87pls	2.4881	1.8363
SH87wsm	2.2721	2.9028



รูปที่ 4.4 สเปกตรัมตอบสนอง LMSR ในทิศทางตามยาวของสะพานที่ถูกคูณปรับค่าแล้ว



รูปที่ 4.5 สเปกตรัมตอบสนอง LMSR ในทิศทางตามขวางของสะพานที่ถูกคูณปรับค่าแล้ว

ซึ่งในงานวิจัยนี้ไม่ได้ทำการคูณปรับค่าตามข้อกำหนดของ มยผ.1302-52 สำหรับกรณี คลื่นแผ่นดินไหวกระทำทิศทางเดียว ที่กำหนดให้คูณปรับค่าคลื่นแผ่นดินไหวให้มีสเปกตรัมไม่ ต่ำกว่าสเปกตรัมสำหรับออกแบบ เนื่องจากวิธีการคูณปรับค่าตาม มยผ.1302-52 นั้นมี วัตถุประสงค์เพื่อให้การออกแบบโครงสร้างมีความแข็งแรงเพียงพอที่จะต้านทานคลื่น แผ่นดินไหวที่มีองค์ประกอบความถี่ในช่วงกว้าง แต่ในการศึกษานี้เป็นการประเมินโครงสร้างที่มี วัตถุประสงค์เพื่อคำนวณการตอบสนองของโครงสร้างที่กำลังพิจารณา ภายใต้ระดับความ รุนแรงแผ่นดินไหวเทียบเท่า

4.2 คลื่นแผ่นดินไหวที่ใช้ในการวิเคราะห์แบบ 2 ทิศทาง

ในความเป็นจริงเราไม่สามารถที่จะกำหนดให้คลื่นแผ่นดินไหวนั้นกระทำกับโครงสร้าง เพียงทิศทางใดทิศทางหนึ่ง ดังนั้นเพื่อความสมจริงในการวิเคราะห์จึงต้องทำการวิเคราะห์แรง แผ่นดินไหวที่มากระทำในลักษณะทั้งสองทิศทางพร้อมกันด้วย ดังนั้นจึงจำเป็นต้องทำการ คัดเลือกคลื่นแผ่นดินไหวเพิ่มเติม เพื่อใช้สำหรับการวิเคราะห์โครงสร้างให้มีความสมจริงยิ่งขึ้น โดยใช้ข้อมูลที่บ้านที่กได้จากเหตุการณ์จริง 10 คู่ แต่ละคู่ประกอบด้วยความเร่งของพื้นดินใน แนวราบสองทิศทาง รวมเป็น 20 คลื่นโดยมาจากเหตุการณ์แผ่นดินไหวขนาด 6.6 ถึง 6.9 ค่า ความเร็วคลื่นเฉือนอยู่ระหว่าง 180-360 ม./วินาที (Soil class D) และมีระยะห่างจากศูนย์กลาง แผ่นดินไหวถึงสถานีตรวจวัด ไม่เกิน 30 กิโลเมตร ซึ่งเป็นเหตุการณ์ที่อาจจะเกิดขึ้นได้ในพื้นที่ ภาคเหนือของประเทศไทย ข้อมูลคลื่นแผ่นดินไหวที่คัดเลือกมาสำหรับการวิเคราะห์ได้แสดงใน ตารางที่ 4.3

ตารางที่ 4.3 รายการคลื่นแผ่นดินไหวที่ใช้ในการวิเคราะห์ด้วยวิธีประวัติเวลาแบบไม่เชิงเส้น

แบบ 2 ทิศทาง

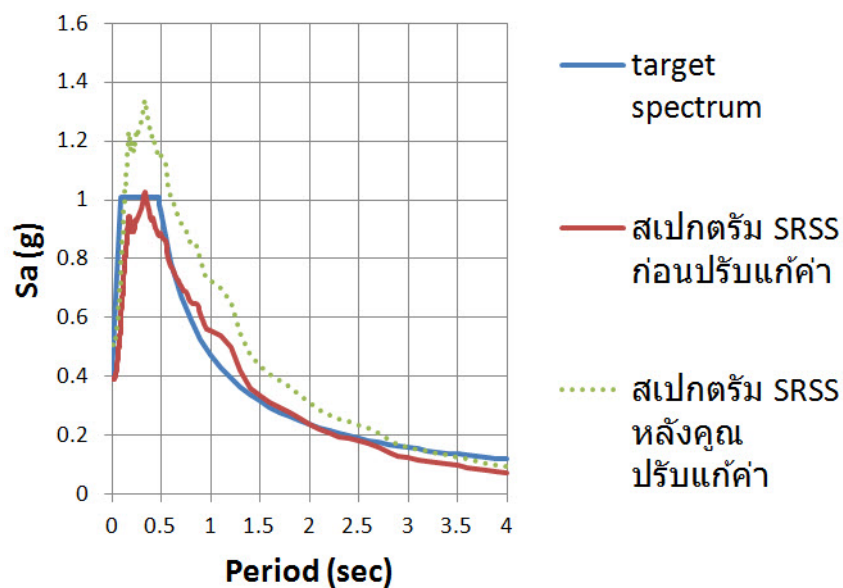
No.	Record	Earthquake name	Magnitude	Location	R* (km)	Component
1	Kobe-1	1995 Kobe Japan	6.9	Shin-Osaka	19.1	FN
2	Kobe-2					FP
3	IMP-1	1979 Imperial Valley-06	6.53	Cerro Prieto	15.2	FN
4	IMP-2					FP
5	Kobe-3	1995 Kobe Japan	6.9	Kakogawa	22.5	FN
6	Kobe-4					FP
7	LOMA-1	1989 Loma Prieta	6.93	Gilroy Array#4	14.3	FN
8	LOMA-2					FP
9	LOMA-3	1989 Loma Prieta	6.93	Hollister-South & Pine	27.9	FN
10	LOMA-4					FP
11	LP89agw-1	1989 Loma Prieta	6.93	Agnews State Hospital	24.6	FN
12	LP89agw-2					FP
13	NORTH-1	1994 Northridge-01	6.69	Northridge-17645 Saticoy St	12.1	FN
14	NORTH-2					FP
15	NORTH-3	1994 Northridge-01	6.69	Hollywood-Willoughby Ave	23.1	FN
16	NORTH-4					FP
17	NORTH-5	1994 Northridge-01	6.69	LA-Century City CC North	23.4	FN
18	NORTH-6					FP
19	SPI-1	1988 Spitak-Armenia	6.77	Gukasian	24	FN
20	SPI-2					FP

เนื่องจากคลื่นแผ่นดินไหวเหล่านี้ประกอบด้วยคู่ของความเร่งที่ผิวดินที่เกิดขึ้นพร้อมๆกัน คลื่นแผ่นดินไหวแต่ละคู่จึงควรจะถูกปรับค่าด้วยค่าคงที่เดียวกัน ทำให้ไม่เหมาะสมที่จะนำวิธีการคูณปรับค่าของคลื่นแผ่นดินไหวแบบ 1 ทิศทางมาใช้ ซึ่งการคูณปรับค่าคลื่นแผ่นดินไหวที่กระทำพร้อมกันทั้ง 2 ทิศทางนั้นได้ทำการอ้างอิงวิธีการตาม มยผ.1302-52

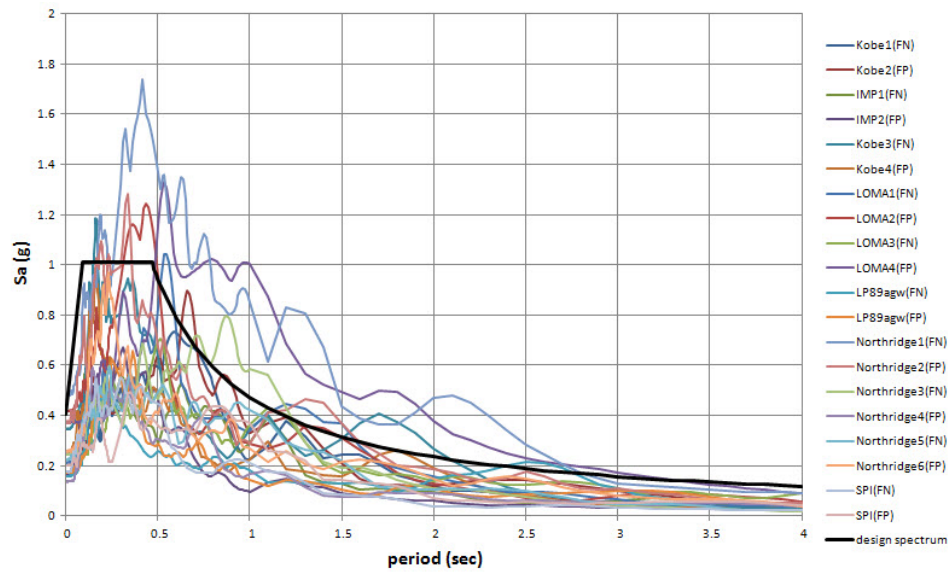
วิธีการคูณปรับค่าตาม มยผ.1302-52 สรุปได้ดังนี้ ขั้นตอนแรกจะต้องคำนวณสเปกตรัมผลตอบสนองของคลื่นแผ่นดินไหวแต่ละทิศทางของข้อมูลคู่หนึ่งๆ จากนั้นคำนวณค่าสเปกตรัม SRSS (square root of sum of square) จากสองทิศทางของข้อมูลแต่ละคู่ ทำให้เรามีสเปกตรัม SRSS สำหรับข้อมูลคลื่นแผ่นดินไหวแต่ละคู่ เป็นจำนวน 10 สเปกตรัม SRSS หลังจากนั้นให้นำแต่ละสเปกตรัม SRSS ไปคำนวณค่าเฉลี่ยของสเปกตรัม SRSS ทั้ง 10 ตาม มยผ.1302-52 ซึ่งได้ระบุว่าจะต้องคูณปรับค่าจนทำให้ค่าเฉลี่ยของสเปกตรัม SRSS มีค่าไม่

น้อยกว่า 1.17 เท่าของสเปกตรัมผลตอบสนองสำหรับออกแบบ ที่ทุกคาบการสั่นในช่วงตั้งแต่ 0.2T ถึง 1.5T โดยที่ T คือคาบการสั่นพื้นฐานของโครงสร้างดังแสดงในรูปที่ 4.6 แต่ในงานวิจัยนี้ มีการปรับวิธีการคูณปรับค่าไปเล็กน้อยคือในขั้นตอนที่จะนำแต่ละสเปกตรัม SRSS ไปคำนวณหาค่าเฉลี่ยนั้นให้นำแต่ละสเปกตรัม SRSS ไปทำการคูณปรับค่าให้มีค่าใกล้เคียง สเปกตรัมออกแบบมากที่สุดก่อน แล้วจึงนำไปคำนวณหาค่าเฉลี่ยตามคำแนะนำของ มยพ.1302-52 ทั้งนี้เนื่องจากการนำสเปกตรัม SRSS ไปทำการคูณปรับค่ากับสเปกตรัม ออกแบบก่อนนั้นเพื่อที่จะให้สเปกตรัมสุดท้ายที่ทำการคูณปรับค่าเสร็จแล้วนั้นมีค่าที่ใกล้เคียง กับสเปกตรัมออกแบบมากที่สุด

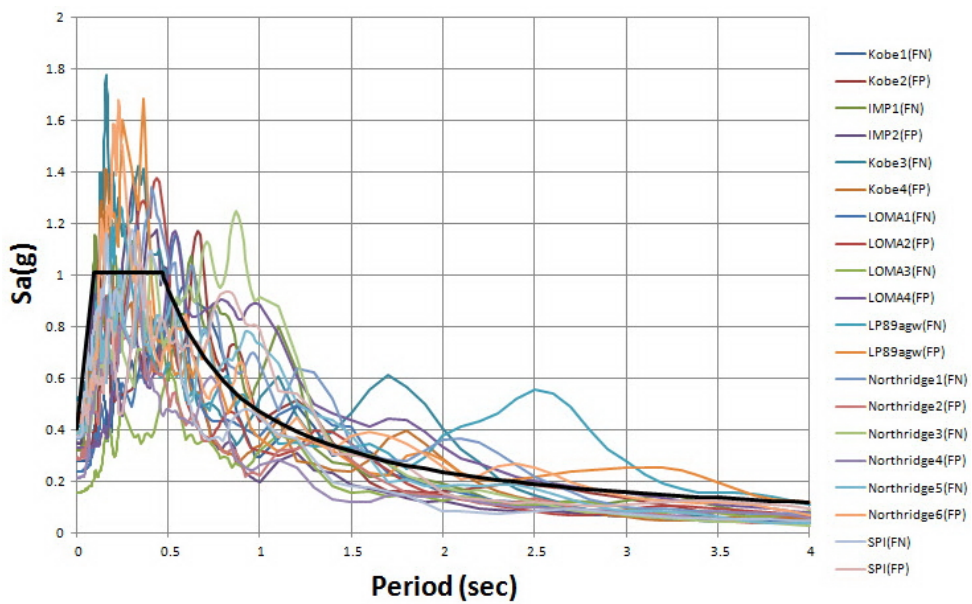
ผลการคำนวณความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมของคลื่นแผ่นดินไหวทั้ง 20 คลื่นก่อน ทำการคูณปรับค่าและค่าเฉลี่ยของความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัม แสดงดังรูปที่ 4.7 และหลัง การคูณปรับค่า แสดงดังรูปที่ 4.8



รูปที่ 4.6 ค่าเฉลี่ยสเปกตรัม SRSS ที่ถูกคูณปรับค่าให้ไม่น้อยกว่า 1.17 เท่าของสเปกตรัม ออกแบบ



รูปที่ 4.7 ความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมของชุดคลื่นแผ่นดินไหวที่กระทำพร้อมกัน 2 ทิศทาง



รูปที่ 4.8 ความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมของชุดคลื่นแผ่นดินไหวที่กระทำพร้อมกัน 2 ทิศทาง
สำหรับการวิเคราะห์และสเปกตรัมการประเมินหลังจากการคูณปรับค่าแล้ว

บทที่ 5

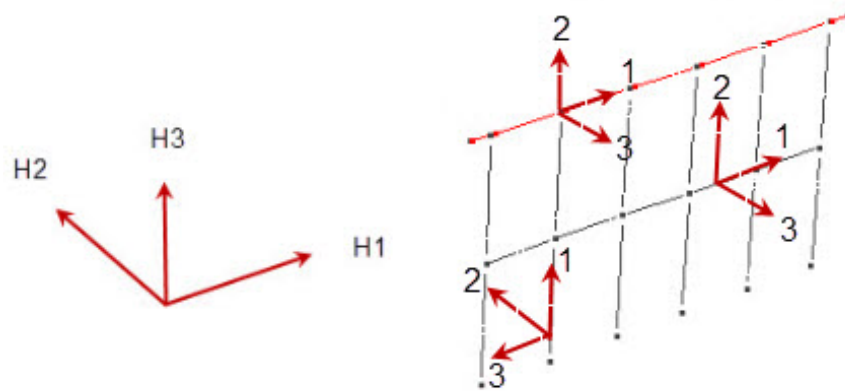
ผลการวิเคราะห์และการประเมินโครงสร้าง

5.1 ผลการวิเคราะห์โครงสร้างแบบเชิงเส้น

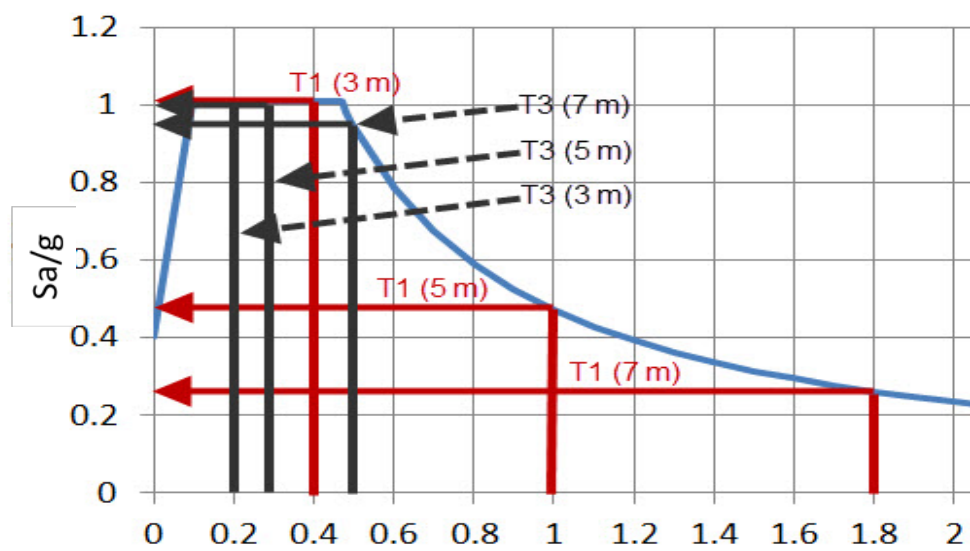
การวิเคราะห์โครงสร้างเพื่อหาการตอบสนองของสะพานเมื่อกระทำด้วยแรงแผ่นดินไหว จะเริ่มด้วยการวิเคราะห์ประวัติเวลาแบบเชิงเส้น (linear RHA) เพื่อตรวจสอบตำแหน่งที่จะเกิดความเสียหายเมื่อแรงภายในเกินกำลังต้านทาน จากนั้นทำการปรับปรุงแบบจำลองในบริเวณที่มีแรงภายในที่เกิดขึ้นมากเกินกว่ากำลังต้านทาน มีพฤติกรรมไม่เชิงเส้นด้วยการเพิ่มจุดหมุนพลาสติก จากนั้นทำการวิเคราะห์ด้วยวิธีประวัติเวลาไม่เชิงเส้น (NL-RHA) เพื่อตรวจสอบระดับความเสียหายว่าเกินระดับที่ยอมให้ตามมาตรฐาน ASCE41-06 หรือไม่

ก่อนการวิเคราะห์การตอบสนองต่อแผ่นดินไหวแบบประวัติเวลาจะต้องใส่หน้าหนักบรรทุกคงที่แนวตั้งค้างไว้แบบสถิตก่อนที่จะให้คลื่นแผ่นดินไหวกระทำแนวนอน และการวิเคราะห์นี้พิจารณาผลของ P-delta ด้วย เพื่อความสะดวกในการแสดงผลจึงตั้งชื่อของคลื่นแผ่นดินไหวกระทำทิศทางเดียวจะเรียกว่า กรณี 1DIR_H1 เมื่อมีคลื่นแผ่นดินไหวกระทำในทิศทางตามขวางของสะพานทิศทางเดียว หรือกรณี 1DIR_H2 เมื่อมีคลื่นแผ่นดินไหวกระทำในทิศทางตามยาวของสะพานทิศทางเดียว ส่วนการใช้คลื่นแผ่นดินไหวกระทำ 2 ทิศทางจะแบ่งเป็น การใช้คลื่นทิศทางที่รุนแรงกว่ากระทำทาง H1 เรียกว่า กรณี 2DIR_H1 ส่วนอีกกรณีคือการใช้คลื่นทิศทางที่รุนแรงกว่ากระทำทาง H2 เรียกว่า กรณี 2DIR_H2 จากการวิเคราะห์ด้วยวิธีประวัติเวลาแบบเชิงเส้น (linear RHA) ได้แสดงค่าของคาบธรรมชาติในตารางที่ 5.1 โดยในโหมดที่ 1 จะเป็นการโยกตัวตามแนวยาวของสะพานซึ่งเป็นทิศทางที่สะพานมีความอ่อนแอมากที่สุดส่วนในโหมดที่ 3 จะเป็นการโยกตัวตามขวางของสะพาน จากค่าคาบธรรมชาติของสะพานจะเห็นได้ว่าสะพานที่มีที่รองรับแบบยึดแน่นกับแบบหมุนจะมีค่าที่เหมือนกันในโหมดที่ 1 เท่านั้น เนื่องจากได้พิจารณาให้ฐานรองรับในแนวยาวของสะพานเป็นแบบยึดแน่นเหมือนกัน ส่วนคาบธรรมชาติในโหมดอื่นๆจะสังเกตเห็นว่าคาบธรรมชาติของสะพานที่มีฐานรองรับแบบหมุนจะมีค่ามากกว่าสะพานที่มีฐานรองรับแบบยึดแน่น เนื่องจากสะพานที่มีฐานรองรับแบบหมุนมีความอ่อนตัวมากกว่า จึงสามารถโยกตัวได้ไกลกว่าสะพานที่มีฐานรองรับแบบยึดแน่นและคาบธรรมชาติสำหรับทุกๆ โหมดจะมีค่าน้อยลงเมื่อสะพานเตี้ยลงเนื่องจากสติฟเนสของสะพานมีค่ามากขึ้นในกรณีที่แรงกระทำในทิศตามยาว (H2) เสาจะมีหน้าที่ในการต้านทานโมเมนต์ดัดเท่านั้นและเสาจะมีการโยกตัวแบบโค้งเดี่ยว (single curvature) ส่วนในกรณีที่ม่แรง

กระทำในทิศตามขวาง (H1) ของสะพานเสาจะมีการโยกตัวแบบโค้งคู่ (double curvature) เนื่องจากมีคานขวางมายึดตั้งในส่วนกลางของเสา ส่วนคานขวางและคานพาดหัวเสาก็จะมีการแอ่นตัวแบบโค้งคู่ด้วยเช่นกัน และเมื่อมีแรงกระทำในทิศ H1 จะทำให้เกิดแรงภายในทุกๆ องค์อาคารโดยแสดงแกนหลักและแกนรองของโครงสร้างดังรูปที่ 5.1 และแรงภายในโครงสร้างที่ได้จากการวิเคราะห์จะแสดงดังตารางที่ 5.2 ถึง ตารางที่ 5.10 โดยจะสังเกตเห็นว่าแรงเฉือนที่โคนเสาในโครงสร้างที่มีฐานรองรับแบบยึดแน่นจะมีค่ามากกว่าแรงเฉือนที่โคนเสาในโครงสร้างที่มีฐานรองรับแบบหมุน ส่วนแรงเฉือนในเสาทิศทางตามยาว (V2) จะมีค่าน้อยกว่าแรงเฉือนในเสาทิศตามขวาง (V3) เนื่องจากคาบธรรมชาติของสะพานในทิศทางตามยาวมีค่ามาก เมื่อดูจากสเปกตรัมผลตอบสนองแล้วจะเห็นว่า แรงแผ่นดินไหวที่มากระทำกับสะพานในทิศทางตามยาวนี้มีค่าที่น้อยซึ่งต่างกับทิศตามขวางของสะพานที่มีคาบธรรมชาติที่น้อยกว่า แต่จะมีแรงที่มากระทำกับสะพานมีค่าสูงกว่า และเมื่อทำการลดความสูงของสะพานลงค่าของแรงเฉือนในเสาก็จะมากขึ้นเนื่องจากสถิติเฟสของสะพานมีค่ามากขึ้นทำให้คาบธรรมชาติของสะพานมีค่าลดลง ซึ่งจะส่งผลให้แรงที่มากระทำกับสะพานมีค่ามากขึ้นเมื่อทำการเปรียบเทียบโมเมนต์ดัดในเสา M2 ที่เกิดจากแรงแผ่นดินไหวกรณี 1DIR_H1 ทำให้ทราบว่าเมื่อสะพานเตี้ยลงค่าของ M2 ก็จะมีค่าลดลงด้วยเนื่องจากแรงที่มากระทำสะพานในทิศทาง H1 มีค่าใกล้เคียงกันมาก โดยสังเกตได้จากเส้นสีดำที่แสดงในรูปที่ 5.2 เนื่องจากคาบธรรมชาติในทิศทางขวางของสะพานไปสอดคล้องกับกราฟสเปกตรัมผลตอบสนองในช่วงที่เป็นเส้นนอนหรือช่วงที่คงที่พอดี ดังนั้นเมื่อสะพานเตี้ยลงค่า M2 ก็จะมีค่าลดลงตาม แต่ในกรณีของ M3 ที่เกิดจากแรงแผ่นดินไหวกรณี 1DIR_H2 จะมีค่ามากขึ้นเมื่อสะพานเตี้ยลง เนื่องจากแรงที่มากระทำในทิศทาง H2 มีค่าที่สูงขึ้น โดยสังเกตจากเส้นสีแดงในรูปที่ 5.2 ดังนั้น ถึงแม้สะพานจะเตี้ยลง แต่ M3 ก็จะมีค่ามากขึ้น ส่วนโมเมนต์ดัดที่ปลายคานขวางสำหรับกรณีที่สะพานมีฐานรองรับแบบยึดแน่นมีค่าน้อยกว่าโครงสร้างที่มีฐานรองรับแบบหมุน เนื่องจากฐานรองรับแบบยึดแน่นจะมีการต้านโมเมนต์ดัดด้วยส่วนหนึ่งซึ่งต่างจากฐานรองรับแบบหมุนที่ไม่สามารถต้านโมเมนต์ดัดได้เลย และเมื่อสะพานเตี้ยลงค่าโมเมนต์ดัดที่ปลายคานขวางและปลายคานพาดหัวเสานั้นจะมีค่าก็จะน้อยลงตามไปด้วย เนื่องจากโมเมนต์ดัดที่ถูกส่งถ่ายจากเสามายังคานนั้นมีค่าน้อยลงเมื่อสะพานเตี้ยลง



รูปที่ 5.1 แกนหลักและแกนรองของโครงสร้าง



รูปที่ 5.2 คาบธรรมชาติในทิศตามยาว (สีแดง) และทิศตามขวาง (สีดำ) ของสะพาน

ตารางที่ 5.1 ค่าคาบธรรมชาติของโครงสร้าง

กรณี	ค่าคาบธรรมชาติ (sec)				
	Mode 1	Mode 2	Mode 3	Mode 4	Mode 5
Fix					
7 เมตร	1.858	0.5773	0.5633	0.2505	0.1759
5 เมตร	1.047	0.2879	0.2789	0.1825	0.1384
3 เมตร	0.4356	0.1416	0.1257	0.1146	0.1115
Pin					
7 เมตร	1.858	0.8898	0.8785	0.2701	0.1776
5 เมตร	1.047	0.4342	0.4254	0.2113	0.1421
3 เมตร	0.4356	0.1874	0.1806	0.1446	0.127

ตารางที่ 5.2 แรงที่เกิดขึ้นที่โคนเสาของโครงสร้างสูง 7 เมตรและมีฐานรองรับแบบยึดแน่น และแบบหมุน

	column							
	M2 (kN-m)		M3 (kN-m)		V2 (kN)		V3 (kN)	
	fix	pin	fix	pin	fix	pin	fix	pin
1DIR_H1	374.68	0	0.05	0.06	0.01	0.01	207.53	134.87
1DIR_H2	0.02	0	373.81	373.81	57.19	57.75	0.01	0.01
2DIR_H1	368.09	0	282.28	283.23	43.62	43.54	205.47	171.28
2DIR_H2	280.49	0	416.88	418.08	63.83	63.97	155.32	100.04
Capacity	296	296	296	296	203	203	214	214

ตารางที่ 5.3 แรงที่เกิดขึ้นปลายคานขวางของโครงสร้างสูง 7 เมตรและมีฐานรองรับแบบยึดแน่น
และแบบหมุน

	crossbeam							
	M2 (kN-m)		M3 (kN-m)		V2 (kN)		V3 (kN)	
	fix	pin	fix	pin	fix	pin	fix	pin
1DIR_H1	0.01	0.06	420.65	452.71	415.22	443.63	0.01	0.04
1DIR_H2	1.46	0.9	0.13	0.13	0.13	0.13	1.47	1.31
2DIR_H1	0.49	0.3	418.7	575.07	413.14	564.32	0.6	0.48
2DIR_H2	0.46	0.35	311.38	334.95	309.53	328.23	0.58	0.51
Capacity	-	-	125	125	163	163	-	-

ตารางที่ 5.4 แรงที่เกิดขึ้นที่ปลายคานพาดหัวเสาของโครงสร้างสูง 7 เมตรและมีฐานรองรับแบบ
ยึดแน่นและแบบหมุน

	capbeam							
	M2 (kN-m)		M3 (kN-m)		V2 (kN)		V3 (kN)	
	fix	pin	fix	pin	fix	pin	fix	pin
1DIR_H1	1.05	0.85	289.61	187.01	247.78	183.01	1.33	1.07
1DIR_H2	29.42	30.43	0.09	0.09	0.07	0.07	18.29	19.27
2DIR_H1	18.65	27.2	288.01	236.55	246.57	231.95	11.18	15.08
2DIR_H2	26.93	19.05	215.33	137.44	185.83	134.81	14.96	11.54
Capacity	-	-	470	470	462	462	-	-

ตารางที่ 5.5 แรงที่เกิดขึ้นที่โคนเสาของโครงสร้างสูง 5 เมตรและมีฐานรองรับแบบยึดแน่น
และแบบหมุน

	column							
	M2 (kN-m)		M3 (kN-m)		V2 (kN)		V3 (kN)	
	fix	pin	fix	pin	fix	pin	fix	pin
1DIR_H1	253.9	0	0.08	0.19	0.08	0.21	229.76	242.4
1DIR_H2	0.04	0	458.44	458.56	99.67	99.92	0.04	0.13
2DIR_H1	227.2	0	388.38	386.12	84.43	83.88	201.84	209.58
2DIR_H2	239.84	0	621.35	630.99	134.73	136.62	212.91	203.39
Capacity	296	296	296	296	205	205	218	218

ตารางที่ 5.6 แรงที่เกิดขึ้นที่ปลายคานขวางของโครงสร้างสูง 5 เมตรและมีฐานรองรับแบบ
ยึดแน่นและแบบหมุน

	crossbeam							
	M2 (kN-m)		M3 (kN-m)		V2 (kN)		V3 (kN)	
	fix	pin	fix	pin	fix	pin	fix	pin
1DIR_H1	0.04	0.11	299.13	527.55	321.5	534.56	5	0.21
1DIR_H2	2.24	0.68	0.07	0.58	0.1	0.59	6.55	2.57
2DIR_H1	0.18	0.21	276.9	455.5	283.07	462.44	0.33	0.37
2DIR_H2	0.8	0.21	292.54	442.06	298.6	448.67	1.26	1.3
Capacity	-	-	125	125	168	168	-	-

ตารางที่ 5.7 แรงที่เกิดขึ้นที่ปลายคานพาดหัวเสาของโครงสร้างสูง 5 เมตรและมีฐานรองรับแบบ
ยึดแน่นและแบบหมุน

	capbeam							
	M2 (kN-m)		M3 (kN-m)		V2 (kN)		V3 (kN)	
	fix	pin	fix	pin	fix	pin	fix	pin
1DIR_H1	2.17	2.03	200.44	227.41	206.42	245.71	2.41	3.32
1DIR_H2	48.64	43.25	0.06	0.27	0.06	0.28	29.33	29.35
2DIR_H1	35.03	34.39	197.59	195.78	181.7	212.09	21.3	20.36
2DIR_H2	59.85	56.61	208.5	190.29	191.74	205.82	32.24	35.12
Capacity	-	-	470	470	473	473	-	-

ตารางที่ 5.8 แรงที่เกิดขึ้นที่โคนเสาของโครงสร้างสูง 3 เมตรและมีฐานรองรับแบบยึดแน่น
และแบบหมุน

	column							
	M2 (kN-m)		M3 (kN-m)		V2 (kN)		V3 (kN)	
	fix	pin	fix	pin	fix	pin	fix	pin
1DIR_H1	138.59	0	0.04	0.06	0.02	0.02	225.96	223.74
1DIR_H2	0.06	0	542.53	542.53	205.38	212.96	0.09	0.14
2DIR_H1	109.55	0	475.61	475.61	179.16	179.16	177.16	209.3
2DIR_H2	109.92	0	478.83	478.83	183.61	181.02	178.43	203.6
Capacity	296	296	296	296	207	207	245	245

ตารางที่ 5.9 แรงที่เกิดขึ้นที่ปลายคานขวางของโครงสร้างสูง 3 เมตรและมีฐานรองรับแบบ
ยึดแน่นและแบบหมุน

	crossbeam							
	M2 (kN-m)		M3 (kN-m)		V2 (kN)		V3 (kN)	
	fix	pin	fix	pin	fix	pin	fix	pin
1DIR_H1	0.01	0.03	148.45	234.41	158.2	246.02	0.01	0.02
1DIR_H2	2.05	0.88	0.12	0.28	0.13	0.28	2.57	1.53
2DIR_H1	1.7	0.73	117.86	219.25	124.41	230.32	2.14	1.27
2DIR_H2	1.69	0.73	118.17	213.21	124.69	223.6	2.14	1.26
Capacity	-	-	125	125	168	168	-	-

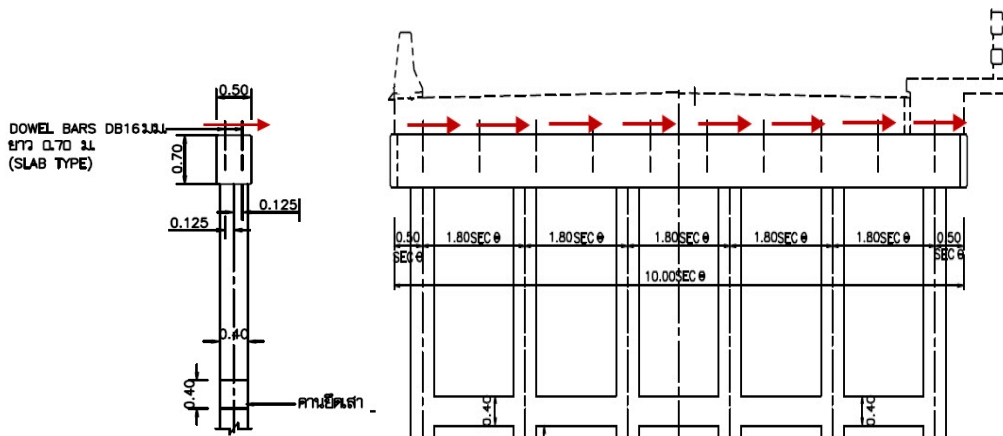
ตารางที่ 5.10 แรงที่เกิดขึ้นที่ปลายคานพาดหัวเสาของโครงสร้างสูง 3 เมตรและมีฐานรองรับ
แบบยึดแน่นและแบบหมุน

	capbeam							
	M2 (kN-m)		M3 (kN-m)		V2 (kN)		V3 (kN)	
	fix	pin	fix	pin	fix	pin	fix	pin
1DIR_H1	0.43	1.07	138.14	139.35	120.7	133.49	0.57	1.33
1DIR_H2	83.99	84.38	0.11	0.16	0.1	0.15	47.18	47.39
2DIR_H1	69.84	70.36	108.74	130.15	94.35	126.42	39.3	39.68
2DIR_H2	70.12	116.33	109.23	126.69	94.71	123.03	39.44	40.06
Capacity	-	-	470	470	466	466	-	-

ในแบบสะพานจะมีการใช้เหล็กข้ออ้อยขนาด 16 มม. จำนวน 10 เส้นเป็นเหล็กสำหรับ
ยึดระหว่างพื้นสะพานกับคานพาดหัวเสาดังแสดงในรูปที่ 5.3 ดังนั้นจึงได้มีการหาแรงเค้นที่

เกิดขึ้นในเหล็กเดือยเพื่อเป็นการตรวจสอบว่าเหล็กเดือยที่ใส่ไว้มีปริมาณที่เพียงพอหรือไม่ในการรับแรงเฉือนที่จะเกิดขึ้นเนื่องจากแรงแผ่นดินไหว

โดยแรงเฉือนที่นำมาพิจารณาจะเป็นแรงที่เกิดขึ้นในทิศตามยาวของสะพาน, ตามขวางของสะพานและ เป็นแรงที่เกิดจากการรวมกันของทั้งสองทิศทาง ซึ่งค่าของแรงเฉือนที่เกิดขึ้นจะมีค่าดังตารางที่ 5.11 จะสังเกตได้ว่าค่าของแรงเฉือนในเหล็กเดือยที่เกิดจากแรงแผ่นดินไหวกระทำในทิศตามขวางของสะพาน จะมีค่ามากกว่าแรงเฉือนที่เกิดขึ้นในเหล็กเดือยจากแรงแผ่นดินไหวกระทำในทิศตามยาวของสะพาน เนื่องมาจากคาบธรรมชาติในทางขวางของสะพานมีค่าน้อยกว่าทางยาวจึงทำให้แรงเฉือนที่มากกระทำกับเหล็กเดือยในทิศทางตามขวางนั้นมีค่ามากกว่าแรงเฉือนในทิศทางตามยาว ส่วนในช่องรวมแรงเฉือน 2 ทิศทางคือการรวมแรงเฉือนในเหล็กเดือยทั้งทิศตามยาวและตามขวางของสะพานด้วยวิธี SRSS โดยนำแรงเฉือนที่เกิดขึ้นมากที่สุด ในทิศตามยาวและตามขวางของสะพานสำหรับทุกกรณีของแรงแผ่นดินไหวที่กระทำ ซึ่งแรงที่เกิดขึ้นก็ยังมีค่าที่น้อยกว่ากำลังต้านทานแรงเฉือนของเหล็กเดือย โดยกำลังต้านทานแรงเฉือนนั้นสามารถหาได้จากนำค่ากำลังรับแรงเฉือนของเหล็กเดือยมาคูณกับหน้าตัดเหล็ก โดยกำลังรับแรงเฉือนนั้นให้มีค่าเท่ากับกำลังรับแรงดึงของเหล็กคือ 400 MPa (อ้างอิงจาก ACI318-05)



รูปที่ 5.3 แรงเฉือนที่เหล็กเดือย

ตารางที่ 5.11 แรงเฉือนที่เกิดขึ้นในเหล็กเดือย

ทิศทาง แรงเฉือน	แรงกระทำ โครงสร้าง	แรงเฉือนในเหล็กเดือย (kN/1 bent)						กำลัง ต้านทานแรง เฉือน (kN/1 bent)
		7 m		5 m		3 m		
		fix (kN)	pin (kN)	fix (kN)	pin (kN)	fix (kN)	pin (kN)	
แรงเฉือน ในทิศตาม ขวางของ สะพาน	1DIR_H1	573	545	574	639	458	520	788
	1DIR_H2	0	0	0	0	0	0	
	2DIR_H1	544	324	435	502	310	401	
	2DIR_H2	466	497	478	532	311	455	
แรงเฉือน ในทิศ ตามยาว ของ สะพาน	1DIR_H1	0	0	0	0	0	0	
	1DIR_H2	492	492	651	618	624	624	
	2DIR_H1	262	262	360	332	534	535	
	2DIR_H2	325	325	582	533	466	466	
รวมแรง แรงเฉือน 2 ทิศทาง	1DIR_H1	573	545	574	639	458	520	
	1DIR_H2	492	492	651	618	624	624	
	2DIR_H1	604	417	565	602	618	669	
	2DIR_H2	569	594	754	753	560	651	

จากผลการวิเคราะห์โครงสร้างแบบ linear RHA สามารถสรุปเป็นอัตราส่วนระหว่างแรงที่เกิดขึ้นกับค่ากำลังของโครงสร้างที่สามารถต้านทานได้ (DCR) เพื่อจะได้ง่ายต่อการสังเกตว่ามีแรงส่วนไหนที่เกินความสามารถในการรับแรงขององค์อาคารเหล่านั้น เมื่อค่า DCR ที่ได้มีค่ามากกว่า 1 นั้นหมายความว่าค่าของแรงภายในที่มากกว่ากำลังต้านทาน แต่ถ้าค่า DCR ที่ได้มีค่าน้อยกว่า 1 ก็หมายความว่าองค์อาคารนั้นสามารถต้านทานแรงภายในที่เกิดขึ้นได้โดยไม่เกิดความเสียหาย จากผลการวิเคราะห์ทำให้เห็นได้ว่า โมเมนต์ดัดที่เกิดขึ้นมีค่ามากกว่ากำลังรับโมเมนต์ดัดของสะพานในบริเวณโคนเสาที่ทุกๆ ความสูงของสะพาน และโมเมนต์ดัดกับแรงเฉือนที่เกิดขึ้นที่ปลายคานขวางสำหรับทุกๆ ความสูงของสะพานมีค่าเกินกว่ากำลังต้านทานของคานขวาง ส่วนสำหรับแรงเฉือนในเสาที่เพิ่มขึ้นเมื่อสะพานเตี้ยลง มีค่าไม่เกินกำลังต้านทานแรง

เฉือนในเสาเนื่องจากผลของแรงตามแนวแกนเมื่อมีแรงในแนวแกนกระทำจะทำให้ความสามารถในการรับแรงเฉือนของเสามีค่ามากขึ้น โดยจะแสดงค่าต่างๆ ดัง ตารางที่ 5.12 ถึง ตารางที่ 5.17

ตารางที่ 5.12 ค่า DCR ของโครงสร้างสูง 7 เมตร มีฐานรองรับแบบยึดแน่น

กรณี	demand-capacity ratio							
	moment				shear			
	cap beam	cross beam	column axis 2	column axis 3	cap beam	cross beam	column axis 2	column axis 3
1DIR_H2	-	-	-	1.25	-	-	0.28	-
1DIR_H1	0.61	3.35	1.26	-	0.53	2.54	-	0.97
2DIR_H2	0.45	2.48	0.94	1.40	0.40	1.89	0.31	0.72
2DIR_H1	0.61	3.33	1.24	0.95	0.53	2.53	0.21	0.96

ตารางที่ 5.13 ค่า DCR ของโครงสร้างสูง 7 เมตร มีฐานรองรับแบบหมุน

กรณี	demand-capacity ratio							
	moment				shear			
	cap beam	cross beam	column axis 2	column axis 3	cap beam	cross beam	column axis 2	column axis 3
1DIR_H2	-	-	-	1.26	-	-	0.28	-
1DIR_H1	0.39	3.60	0	-	0.39	2.72	-	0.63
2DIR_H2	0.29	2.67	0	1.41	0.29	2.01	0.31	0.46
2DIR_H1	0.50	4.58	0	0.95	0.50	3.46	0.21	0.80

ตารางที่ 5.14 ค่า DCR ของโครงสร้างสูง 5 เมตร มีฐานรองรับแบบยึดแน่น

กรณี	demand-capacity ratio							
	moment				shear			
	cap beam	cross beam	column axis 2	column axis 3	cap beam	cross beam	column axis 2	column axis 3
1DIR_H2	-	-	-	1.55	-	-	0.48	-
1DIR_H1	0.42	2.38	0.85	-	0.43	1.91	-	0.98
2DIR_H2	0.44	2.33	0.81	2.10	0.40	1.77	0.65	0.97
2DIR_H1	0.42	2.20	0.76	1.31	0.38	1.68	0.41	0.92

ตารางที่ 5.15 ค่า DCR ของโครงสร้างสูง 5 เมตร มีฐานรองรับแบบหมุน

กรณี	demand-capacity ratio							
	moment				shear			
	cap beam	cross beam	column axis 2	column axis 3	cap beam	cross beam	column axis 2	column axis 3
1DIR_H2	-	-	-	1.55	-	-	0.48	-
1DIR_H1	0.48	4.20	0	-	0.51	3.18	-	0.95
2DIR_H2	0.40	3.52	0	2.13	0.43	2.67	0.66	0.92
2DIR_H1	0.41	3.63	0	1.30	0.44	2.75	0.40	0.95

ตารางที่ 5.16 ค่า DCR ของโครงสร้างสูง 3 เมตร มีฐานรองรับแบบยึดแน่น

กรณี	demand-capacity ratio							
	moment				shear			
	cap beam	cross beam	column axis 2	column axis 3	cap beam	cross beam	column axis 2	column axis 3
1DIR_H2	-	-	-	1.83	-	-	0.99	-
1DIR_H1	0.29	1.18	0.46	-	0.25	0.94	-	0.92
2DIR_H2	0.23	0.94	0.37	1.61	0.20	0.74	0.88	0.72
2DIR_H1	0.23	0.93	0.37	1.60	0.20	0.74	0.86	0.72

ตารางที่ 5.17 ค่า DCR ของโครงสร้างสูง 3 เมตร มีฐานรองรับแบบหมุน

กรณี	demand-capacity ratio							
	moment				shear			
	cap beam	cross beam	column axis 2	column axis 3	cap beam	cross beam	column axis 2	column axis 3
1DIR_H2	-	-	-	1.83	-	-	0.99	-
1DIR_H1	0.29	1.86	0	-	0.28	1.46	-	0.91
2DIR_H2	0.26	1.70	0	1.61	0.26	1.33	0.87	0.83
2DIR_H1	0.27	1.74	0	1.60	0.27	1.37	0.86	0.85

5.2 ผลการวิเคราะห์โครงสร้างแบบไม่เชิงเส้น

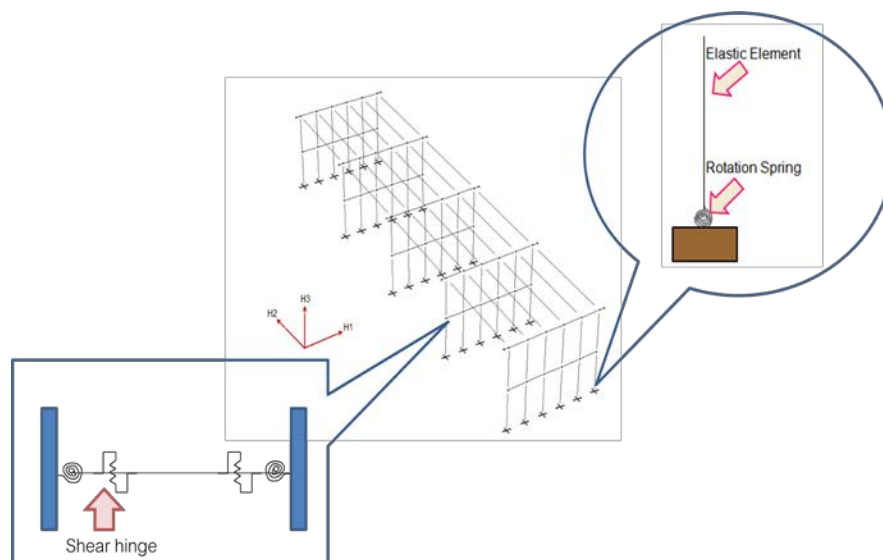
หลังจากการวิเคราะห์โครงสร้างแบบ linear RHA นั้นทำให้ทราบว่าที่จุดโคนเสากับปลายคานขวางมีพฤติกรรมแบบไม่เชิงเส้นจึงทำการจำลองพฤติกรรมแบบไม่เชิงเส้นนั้นด้วยจุดหมุนพลาสติกดังรูปที่ 5.4 แล้วทำการวิเคราะห์โครงสร้างด้วยวิธีปริมาตรเวลาแบบไม่เชิงเส้น (NL-RHA) เพื่อที่จะนำค่าของมุมหมุน (rotation) ที่เกิดขึ้นมาเปรียบเทียบกับมาตรฐาน

ASCE41-06 โดยการวิเคราะห์ในลักษณะนี้ นั่นคือการวิเคราะห์เพื่อประเมินว่าโครงสร้างหลังจากที่ถูกแรงแผ่นดินไหวกระทำแล้วยังอยู่ในสภาพที่จะสามารถนำไปใช้งานได้อีกหรือไม่

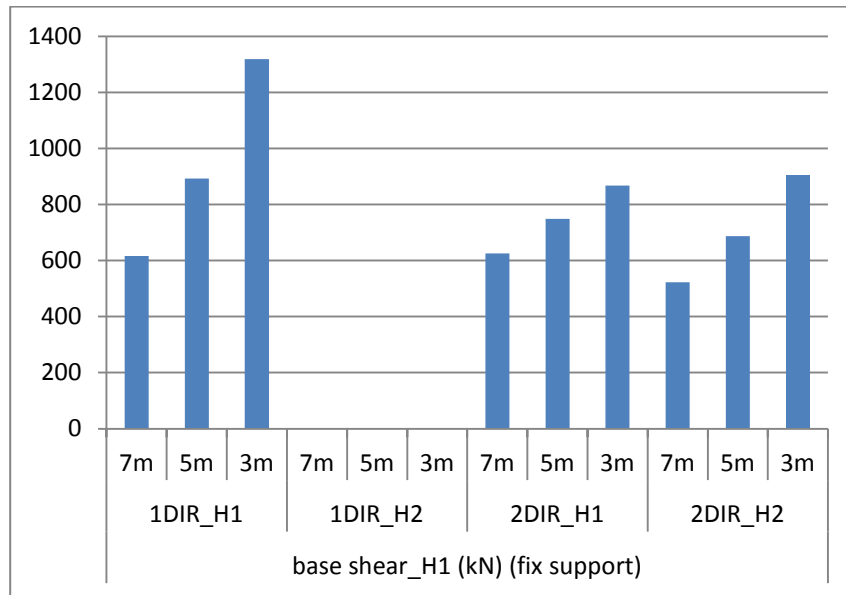
จากการวิเคราะห์จะเห็นได้ว่าแรงเฉือนในทิศตามขวางของสะพาน (H1) มีค่ามากกว่าแรงเฉือนในทิศตามยาวของสะพาน (H2) เนื่องจากคาบธรรมชาติของสะพานในทิศตามยาวมีค่ามาก เมื่อดูจากสเปกตรัมผลตอบสนองแล้วจะเห็นว่า แรงแผ่นดินไหวที่มากกระทำกับสะพานในทิศตามยาวนี้มีค่าน้อยซึ่งต่างกับทิศตามขวางของสะพานที่มีคาบธรรมชาติน้อยกว่า เมื่อสังเกตจากสเปกตรัมผลตอบสนองแล้วจะเห็นได้ว่าแรงที่มากกระทำกับสะพานนั้นมีค่าที่สูงกว่า

แรงเฉือนที่ฐานมีค่ามากขึ้นเมื่อสะพานเตี้ยลงแต่โมเมนต์ดัดที่ฐานจะมีค่าน้อยลงเมื่อสะพานเตี้ยลงเนื่องจากแรงเฉือนที่ฐานมีค่าเพิ่มขึ้นไม่มากนัก ดังนั้นเมื่อเอาแรงเฉือนที่ฐานไปคูณกับความสูงของสะพานจึงทำให้โมเมนต์ดัดที่ฐานมีค่าลดลงเมื่อสะพานเตี้ยลง

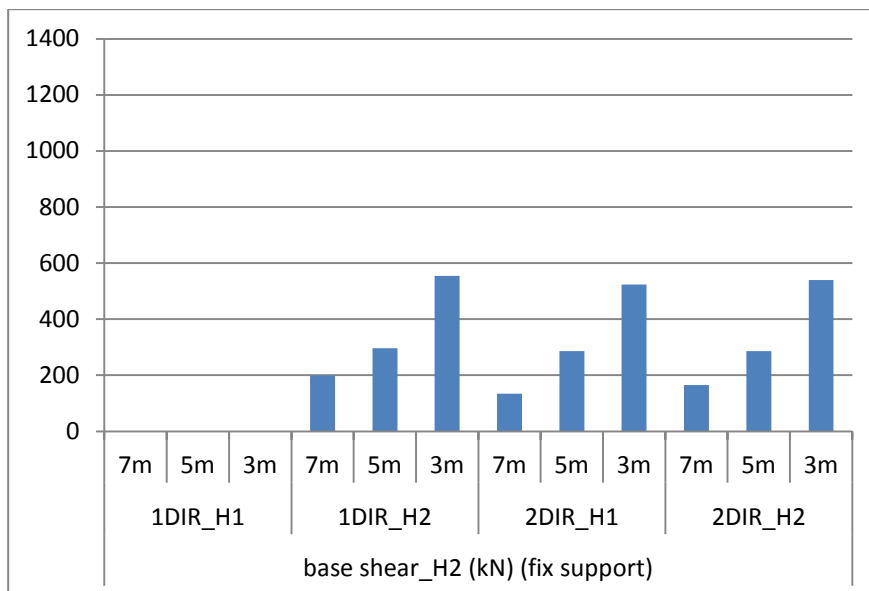
แรงเฉือนที่ฐานที่ได้จากสะพานที่มีฐานรองรับแบบยึดแน่นและสะพานที่มีฐานรองรับแบบหมุนจะเห็นว่า แรงเฉือนที่ฐานของสะพานที่มีฐานรองรับแบบยึดแน่นจะมีค่ามากกว่าเนื่องจากสะพานที่มีฐานรองรับแบบยึดแน่นมีสติเฟนส์ที่มากกว่าทำให้คาบธรรมชาติของสะพานมีค่าน้อยกว่า ดังนั้นจึงส่งผลให้แรงแผ่นดินไหวที่มากกระทำกับสะพานมีค่ามากกว่า โดยแสดงดังรูปที่ 5.5 ถึง รูปที่ 5.12



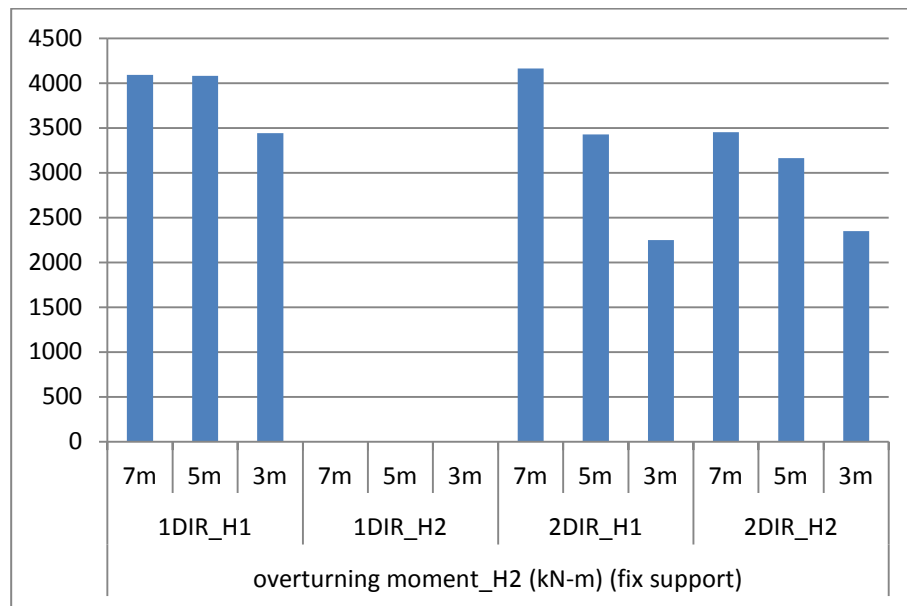
รูปที่ 5.4 บริเวณจุดที่มีพฤติกรรมแบบไม่เชิงเส้น



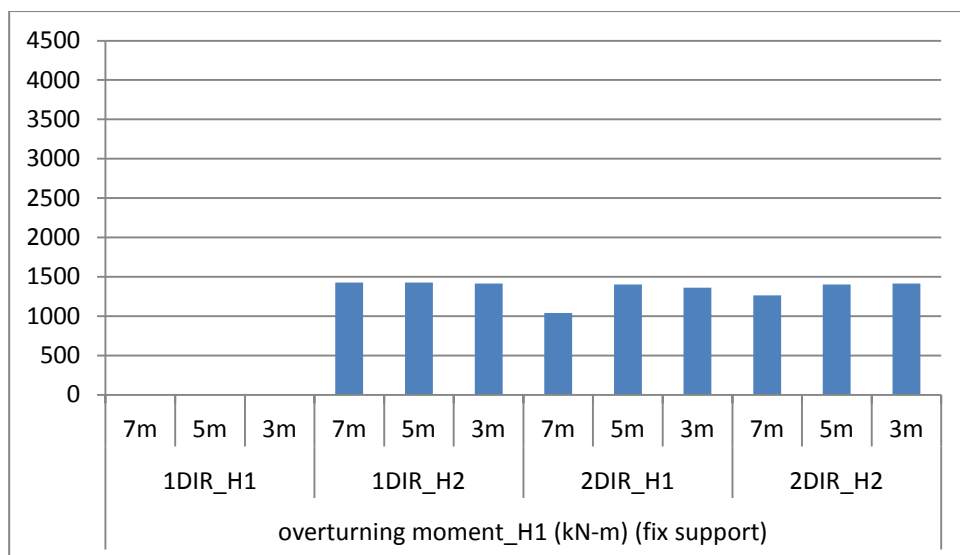
รูปที่ 5.5 แรงเฉือนที่ฐานของสะพานที่ความสูงต่างๆในทิศทางตามขวางของสะพานโดยมีฐานรองรับแบบยึดแน่น



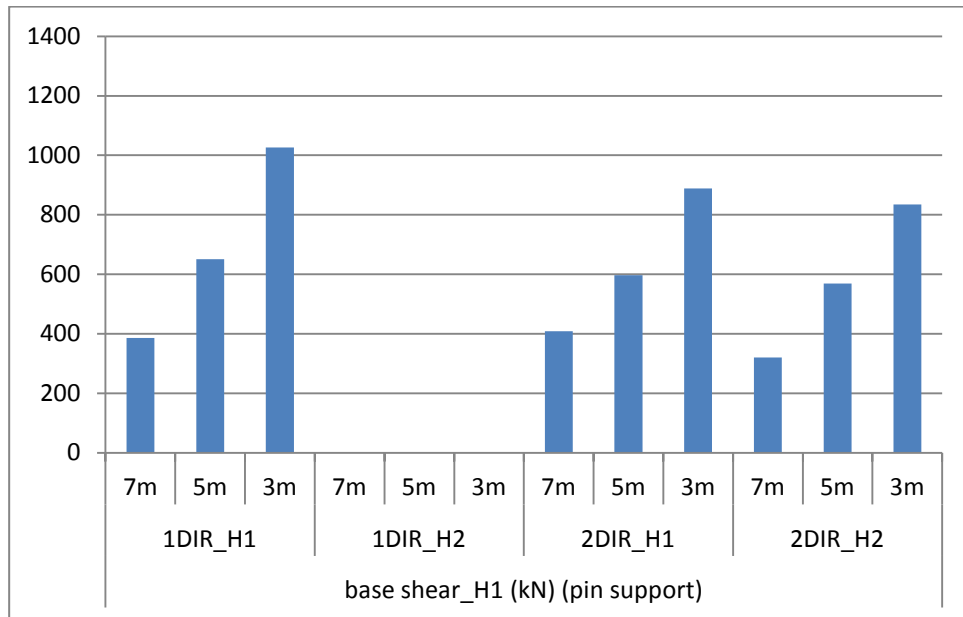
รูปที่ 5.6 แรงเฉือนที่ฐานของสะพานที่ความสูงต่างๆในทิศทางตามยาวของสะพานมีฐานรองรับแบบยึดแน่น



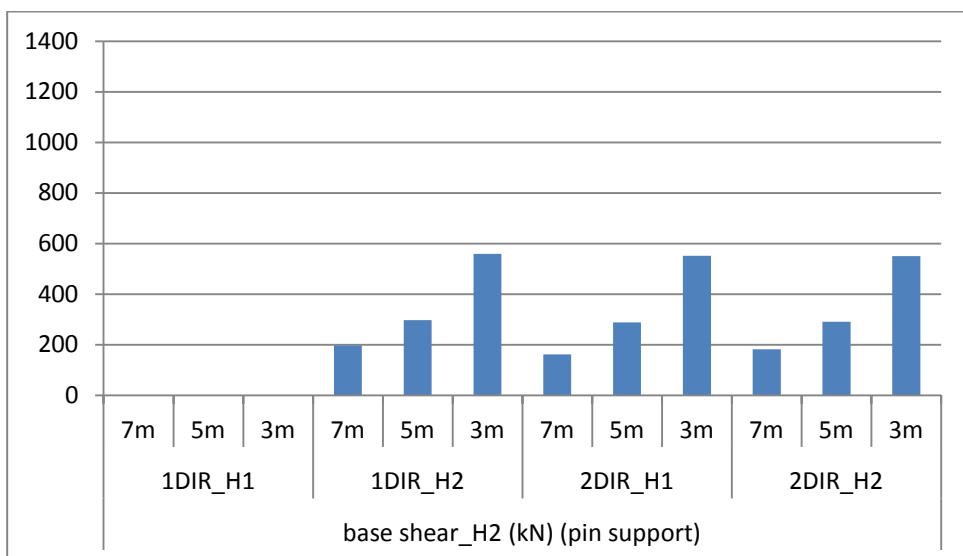
รูปที่ 5.7 โมเมนต์ดัดที่ฐานของสะพานที่ความสูงต่างๆในทิศทางตามขวางของสะพานมีฐานรองรับแบบยึดแน่น



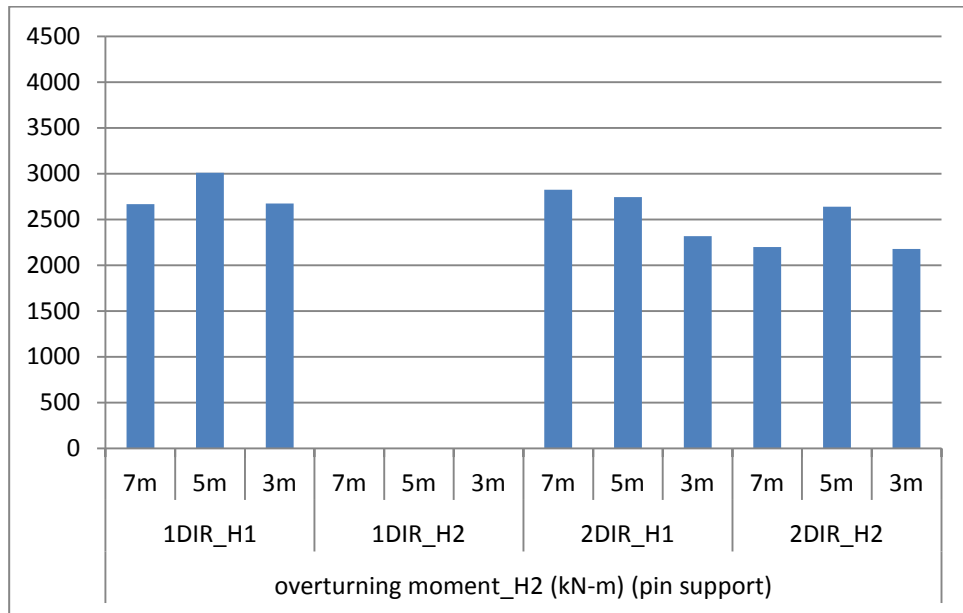
รูปที่ 5.8 โมเมนต์ดัดที่ฐานของสะพานที่ความสูงต่างๆในทิศทางตามยาวของสะพานมีฐานรองรับแบบยึดแน่น



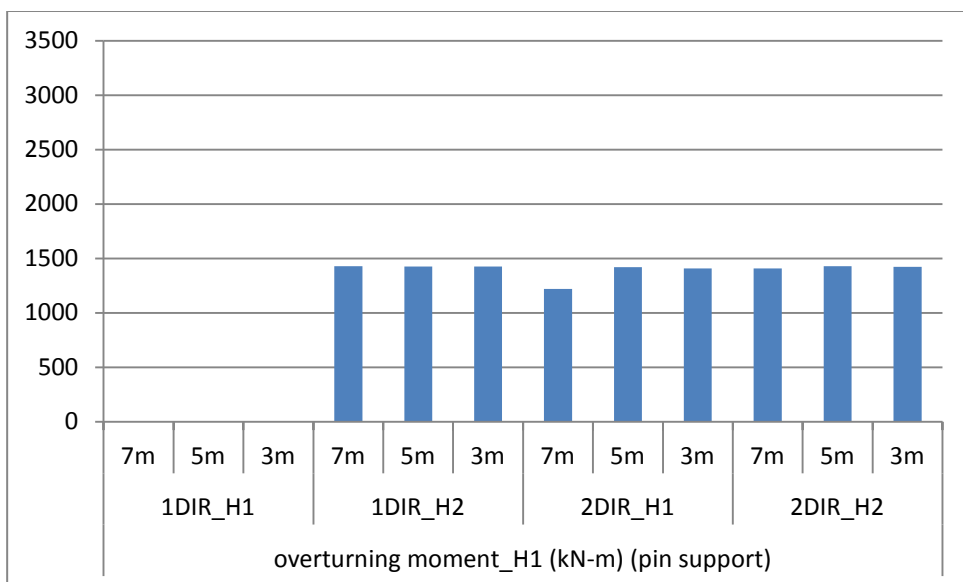
รูปที่ 5.9 แรงเฉือนที่ฐานของสะพานที่ความสูงต่างๆในทิศทางตามขวางของสะพานมีฐานรองรับแบบหมอน



รูปที่ 5.10 แรงเฉือนที่ฐานของสะพานที่ความสูงต่างๆในทิศทางตามยาวของสะพานมีฐานรองรับแบบหมอน



รูปที่ 5.11 โมเมนต์ดัดที่ฐานของสะพานที่ความสูงต่างๆในทิศทางตามขวางของสะพานมีฐานรองรับแบบหมุน



รูปที่ 5.12 โมเมนต์ดัดที่ฐานของสะพานที่ความสูงต่างๆในทิศทางตามยาวของสะพานมีฐานรองรับแบบหมุน

หลังจากการวิเคราะห์แบบ NL-RHA ทำให้เห็นว่า shear hinge ไม่ทำงานเนื่องจากเมื่อ rotation spring ทำงานจะมีการกระจายแรงไปที่ส่วนต่างๆ ของโครงสร้างใหม่ ซึ่งจะทำให้แรงเฉือนที่เกิดขึ้นนั้นมีค่าน้อยลง ดังนั้นจึงได้นำเฉพาะค่าของมูมหมุนที่ได้จากการวิเคราะห์มาทำการเปรียบเทียบกับค่ามูมหมุนที่ยอมให้ของ ASCE41-06 ค่าของระยะการเคลื่อนที่ที่ระดับต่างๆ ของโครงสร้างที่ได้จากการวิเคราะห์จะแสดงให้เห็นดังตารางที่ 5.18 ถึง ตารางที่ 5.19 โดยค่าการเคลื่อนที่ของสะพานที่มีจุดรองรับแบบหมุนจะมีการเคลื่อนที่ที่มากกว่าสะพานที่มีจุดรองรับแบบยึดแน่นเนื่องจากที่รองรับแบบยึดแน่นมีการต้านการหมุนที่โคเนสที่ต่างจากที่รองรับแบบหมุนจะไม่มีการต้านการหมุนที่โคเนสเลยจึงทำให้สะพานเคลื่อนตัวได้ไกลกว่า และเมื่อสะพานเตี้ยลงค่าการเคลื่อนที่ของสะพานก็จะน้อยลงไปด้วยเนื่องจาก เมื่อสะพานเตี้ยลงจะทำให้ค่าสตีเฟนสของสะพานมีค่ามากขึ้นซึ่งจะส่งผลให้ค่าของการเคลื่อนที่ของสะพานนั้นน้อยลงตามไปด้วย

ตารางที่ 5.18 ระยะการเคลื่อนที่หัวเสาในทิศตามขวางและตามยาวของสะพาน

	1DIR_H1		1DIR_H2		2DIR_H1		2DIR_H2	
	fix	pin	fix	pin	fix	pin	fix	pin
7m_H1 (m)	0.064	0.1177	0	0	0.0809	0.131	0.0519	0.0755
5m_H1 (m)	0.0191	0.0475	0	0	0.0141	0.0376	0.0133	0.0334
3m_H1 (m)	0.0039	0.0086	0	0	0.0032	0.0066	0.0038	0.0056
7m_H2 (m)	0	0	0.202	0.198	0.153	0.128	0.183	0.181
5m_H2 (m)	0	0	0.139	0.15	0.097	0.0922	0.117	0.136
3m_H2 (m)	0	0	0.0564	0.0586	0.0359	0.0357	0.0554	0.0502

ตารางที่ 5.19 ระยะการเคลื่อนที่ที่คานขวางของสะพานในทิศตามขวางและตามยาว

	1DIR_H1		1DIR_H2		2DIR_H1		2DIR_H2	
	fix	pin	fix	pin	fix	pin	fix	pin
7m_H1 (m)	0.0336	0.0834	0	0	0.0458	0.0925	0.0286	0.0543
5m_H1 (m)	0.0098	0.0332	0	0	0.0079	0.0265	0.008	0.0236
3m_H1 (m)	0.0019	0.0059	0	0	0.0019	0.0045	0.0024	0.0039
7m_H2 (m)	0	0	0.0741	0.072	0.057	0.0402	0.0683	0.0628
5m_H2 (m)	0	0	0.0545	0.0597	0.0353	0.0327	0.0451	0.0533
3m_H2 (m)	0	0	0.0225	0.0235	0.0135	0.0132	0.0221	0.0197

5.3 การประเมินโครงสร้าง

ในการวิเคราะห์แบบไม่เชิงเส้นนั้นจะทำให้ทราบถึงพฤติกรรมของสะพาน ค่าการเคลื่อนที่ และทำให้ทราบถึงแรงภายในที่เกิดขึ้นเมื่อมีคลื่นแผ่นดินไหวมากระทำในทิศทางต่างๆ แต่สิ่งเหล่านั้นยังไม่สามารถบ่งบอกได้ถึงขีดจำกัดของโครงสร้าง ซึ่งค่าจะสามารถบ่งบอกถึงขีดจำกัดของโครงสร้างนั้นคือค่าของมูมมูน ซึ่งขีดจำกัดต่างๆ จะสามารถอ้างอิงได้จาก ASCE41-06

จากการวิเคราะห์แบบไม่เชิงเส้นทำให้เห็นว่าค่าของมูมมูนที่โคนเสามีค่าเกินกว่าระดับ CP สำหรับสะพานสูง 7 เมตร โดยเฉพาะมูมมูนในทิศตามยาวของสะพานจะมีค่าที่มากกว่าเกณฑ์ที่กำหนดไว้มากเนื่องจากสะพานสามารถโยกตัวในทางตามยาวได้อย่างอิสระ เพราะไม่มีพื้นสะพานมาค้ำยันไว้ในทิศทางตามยาวนี้ ส่วนค่าของมูมมูนของเสาในทิศตามขวางของสะพานสำหรับกรณี 1DIR_H1 จะมีค่าไม่เกินระดับ IO แต่สำหรับกรณี 2DIR_H2 นั้นจะมีค่ามูมมูนที่มากกว่าระดับ IO แต่ไม่เกินระดับ LS ความแตกต่างที่เกิดขึ้นเนื่องมาจากการคูณปรับค่าของคลื่นแผ่นดินไหวแบบ 2 ทิศทางไม่ได้ทำการปรับค่าให้ความแรงของคลื่นทุกคลื่นที่มากระทำกับโครงสร้างมีค่าเท่ากันหมดเหมือนกับการคูณปรับค่าคลื่นแบบ 1 ทิศทาง ดังนั้นค่าของแรงที่มากระทำกับสะพานจะมีความแรงที่สูงและต่ำคละกันไป ทำให้ผลที่ได้จากการวิเคราะห์นั้นจะเป็นค่าเฉลี่ยของมูมมูน ซึ่งค่าเฉลี่ยนี้อาจจะมีค่าที่สูงหรือต่ำกว่ากรณี 1DIR_H1 ก็ได้ สำหรับ

ค่ามูมหมุนที่ปลายคานขวางจะมีค่าที่ไม่ถึงระดับ CP ซึ่งหมายความว่าความเสียหายที่เกิดขึ้นที่ปลายคานขวางเป็นความเสียหายที่สามารถทำการซ่อมแซมเพื่อใช้งานต่อไปได้ ส่วนสะพานที่มีความสูง 5 เมตร และ 3 เมตรนั้น ค่าของมูมหมุนที่โคนเสามีค่าเกินกว่าระดับ CP เฉพาะในการโยกตัวของสะพานทิศทางตามยาวเท่านั้น ส่วนค่ามูมหมุนที่โคนเสาในทิศทางขวางของสะพานหรือค่าของมูมหมุนที่ปลายคานขวาง จะมีค่าไม่เกินระดับ IO ดังที่ได้แสดงใน ตารางที่ 5.20 ถึง ตารางที่ 5.21

ตารางที่ 5.20 ค่ามูมหมุนพลาสติกที่เกิดขึ้นในกรณีโครงสร้างสูง 7,5 และ 3 เมตร ฐานรองรับแบบยึดแน่น

กรณี	องค์อาคาร	มูมหมุนพลาสติก					
		ผลการวิเคราะห์			ค่าที่ยอมรับให้ตาม ASCE41-06		
		7m	5m	3m	IO	LS	CP
1DIR_H1	เสา	0.0029	0.0003	0	0.005	0.005	0.006
	คานขวาง	0.0088	0.0006	0	0.005	0.01	0.02
1DIR_H2	เสา	0.0097	0.0158	0.015	0.005	0.005	0.006
2DIR_H1	เสา						
	แกน 2	0.0079	0.0026	0.0015	0.005	0.005	0.006
	แกน 3	0.0083	0.0077	0.0067	0.005	0.005	0.006
	คานขวาง	0.0112	0.0005	0	0.005	0.01	0.02
2DIR_H2	เสา						
	แกน 2	0.0052	0.0034	0.0022	0.005	0.005	0.006
	แกน 3	0.0099	0.0123	0.0138	0.005	0.005	0.006
	คานขวาง	0.0059	0.0004	0	0.005	0.01	0.02

ตารางที่ 5.21 ค่ามูมหมุนพลาสติกที่เกิดขึ้นในกรณีโครงสร้างสูง 7,5 และ 3 เมตร ฐานรองรับ
แบบหมุน

กรณี	องค์อาคาร	มูมหมุนพลาสติก					
		ผลการวิเคราะห์			ค่าที่ยอมให้ตาม ASCE41-06		
		7m	5m	3m	IO	LS	CP
1DIR_H1	เสา	0	0	0	0.005	0.005	0.006
	คานขวาง	0.0131	0.00087	0.0001	0.005	0.01	0.02
1DIR_H2	เสา	0.0095	0.0197	0.0162	0.005	0.005	0.006
2DIR_H1	เสา						
	แกน 2	0	0	0	0.005	0.005	0.006
	แกน 3	0.00082	0.0059	0.0061	0.005	0.005	0.006
	คานขวาง	0.0161	0.0008	0.0001	0.005	0.01	0.02
2DIR_H2	เสา						
	แกน 2	0	0	0	0.005	0.005	0.006
	แกน 3	0.0059	0.0154	0.0115	0.005	0.005	0.006
	คานขวาง	0.0074	0.0008	9.25E-05	0.005	0.01	0.02

บทที่ 6

การปรับปรุงโครงสร้าง

จากงานวิจัยที่ผ่านมา (บทที่ 2) ทำให้ทราบว่า การเสริมประสิทธิภาพของโครงสร้างสะพานมีด้วยกันหลายแบบซึ่งแต่ละแบบก็必将มีความแตกต่างกันที่จุดประสงค์ในการป้องกันความเสียหายที่จะเกิดขึ้นกับสะพานหรือเพื่อซ่อมแซมความเสียหายที่เกิดขึ้น โดยงานวิจัยนี้ สะพานที่ใช้ในการวิเคราะห์เกิดความเสียหายเนื่องมาจากโมเมนต์ดัดที่โคนเสาและโมเมนต์ดัดที่ปลายคานขวางมีค่าเกินกว่ากำลังต้านทานของโครงสร้าง ดังนั้นการป้องกันความเสียหายที่สามารถทำได้จริงที่นำมาใช้วิเคราะห์ในงานวิจัยนี้มีสามแบบคือ

1. การพอกเสาด้วยคอนกรีต (Concrete jacketing)
2. การเสริมค้ำยัน (tension-only member)
3. การเสริมก้อนยาง (Elastomeric bearing)

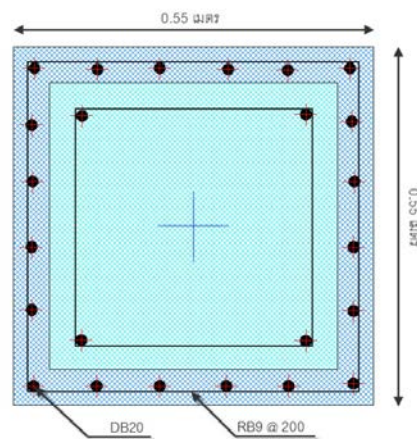
ซึ่งการวิเคราะห์โครงสร้างหลังการเสริมกำลังในงานวิจัยนี้ได้ใช้โครงสร้างสะพานที่มีความสูง 7 เมตรและมีฐานรองรับแบบยึดแน่นเท่านั้น เนื่องจากเป็นกรณีที่มีความเสียหายเกิดขึ้นกับสะพานมากที่สุดเมื่อทำการเปรียบเทียบกับกรณีอื่นๆ

6.1 การพอกเสาด้วยคอนกรีต (Concrete jacketing)

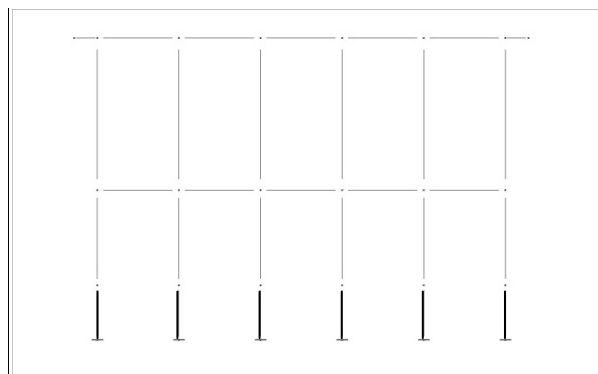
การเพิ่มกำลังต้านทานในการรับโมเมนต์ดัด และการรับแรงเฉือนของเสาหรือคานนั้นสามารถทำได้โดยการพอกคอนกรีตเพื่อให้น้ำหนักของหน้าตัดขององค์อาคารนั้นๆ ใหญ่ขึ้น แต่ผลที่ตามมาคือเมื่อขนาดของหน้าตัดขยายใหญ่ขึ้นแล้วจะส่งผลให้คาบการแกว่งของโครงสร้างนั้นมีค่าน้อยลงซึ่งจะส่งผลให้แรงแผ่นดินไหวที่มากกระทำกับโครงสร้างนั้นมีค่ามากขึ้น

ในการศึกษาครั้งนี้ได้ทำการพอกเสาซึ่งจากเดิมหน้าตัดเสามีขนาด 0.40×0.40 ซม. แต่ได้ทำการขยายให้ขนาดของหน้าตัดเสาเท่ากับ 0.55×0.55 ซม. ดังรูปที่ 6.1 และในการศึกษานี้ได้ทำการพอกขนาดของเสาให้มีความสูงที่ต่างกัน 6 ระดับคือ 0.5, 1, 1.2, 2, 3 เมตร และพอกเต็มความสูงของเสา โดยเลือกระยะที่ 0.5 เมตรเป็นระยะเริ่มแรกเพราะเป็นระยะพลาสติก (plastic hinge length) ของเสา ดังแสดงในรูปที่ 6.2 จากการวิเคราะห์จะได้ค่าของคาบธรรมชาติดังตารางที่ 6.1 โดยคาบธรรมชาติที่ได้จากการวิเคราะห์ของสะพานที่ทำการพอกเสาแล้วนั้น จะมีคาบธรรมชาติในทุกๆ โหมดน้อยกว่าสะพานที่ยังไม่ได้ทำการพอกเสา เนื่องจาก

การพอกเสาจะทำให้หน้าตัดของเสานั้นใหญ่ขึ้นซึ่งจะส่งผลให้ค่าสติฟเนส ของสะพานมีค่ามากขึ้นจึงเป็นสาเหตุที่ทำให้คาบธรรมชาติมีค่าน้อยลง และเมื่อมีการเพิ่มความสูงในการพอกเสาก็จะยิ่งเพิ่มค่าของสติฟเนสให้มีค่ามากขึ้นตามไปด้วย ดังนั้นคาบธรรมชาติก็จะมีค่าน้อยลง เมื่อคาบธรรมชาติมีค่านี้น้อยลง ก็จะส่งผลให้แรงเฉือนที่ฐานของสะพานมีค่ามากขึ้น ถ้ายังมีการพอกสูงมากขึ้นเท่าไรแรงเฉือนที่ฐานก็จะยิ่งมากขึ้นตามไป ส่วนแรงดัดที่ฐานจะมีค่าที่ใกล้เคียงกันทุกๆกรณี เนื่องจากความสูงของสะพานมีค่าที่เท่ากันหมด ต่างกันตรงแรงที่มากระทำกับสะพานเพียงเล็กน้อยเท่านั้น โดยแสดงผลของแรงเฉือนและแรงดัดที่ฐานดังรูปที่ 6.3 ถึง รูปที่ 6.6 และมีการแสดงค่าโมเมนต์ดัดที่โคนเสาเมื่อมีแรงกระทำตามแนวยาวของสะพาน และ เมื่อมีแรงมากระทำในทิศตามขวางของสะพาน ดัง รูปที่ 6.7 และ รูปที่ 6.8 ตามลำดับ



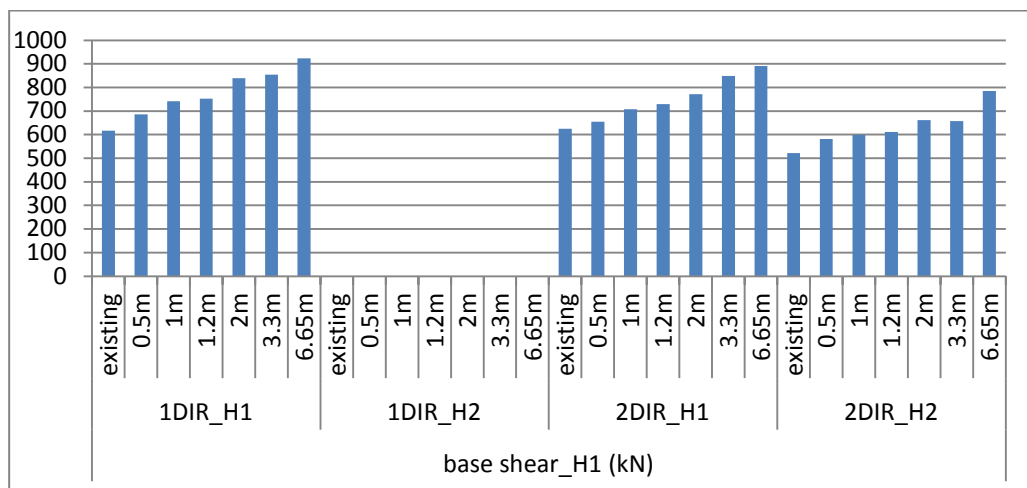
รูปที่ 6.1 หน้าตัดที่มีเพิ่มขึ้นโดยส่วนของสีฟ้าอ่อนเป็นส่วนของหน้าตัดเดิม สีฟ้าเข้มเป็นส่วนของหน้าตัดที่ขยายขึ้น และลักษณะการเสริมเหล็ก



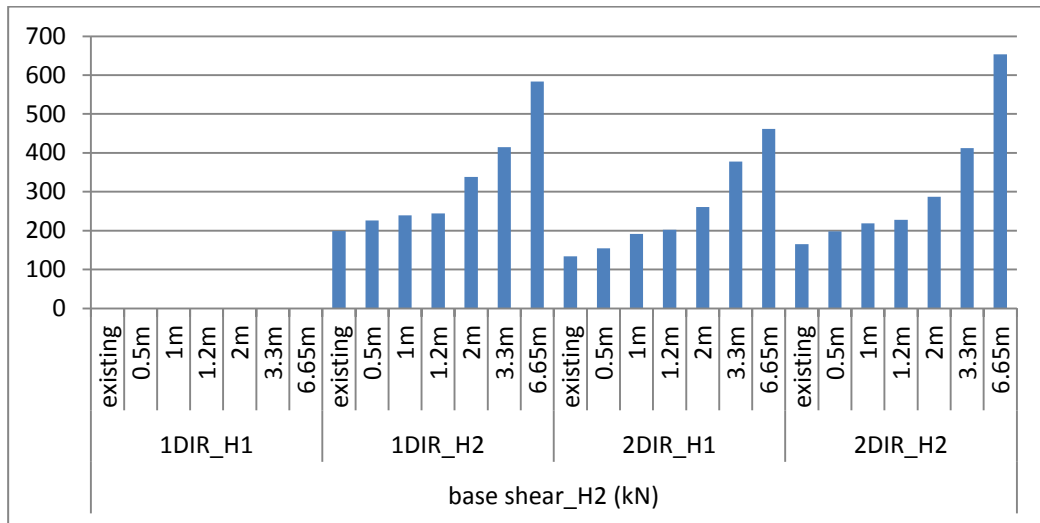
รูปที่ 6.2 ตัวอย่างในการพอกเสาที่ใช้ในการวิเคราะห์

ตารางที่ 6.1 ค่าคาบธรรมชาติของโครงสร้างที่ไม่ได้มีการขยายหน้าตัดเสากับค่าขอบคาบธรรมชาติของโครงสร้างที่พอกเสาแล้ว

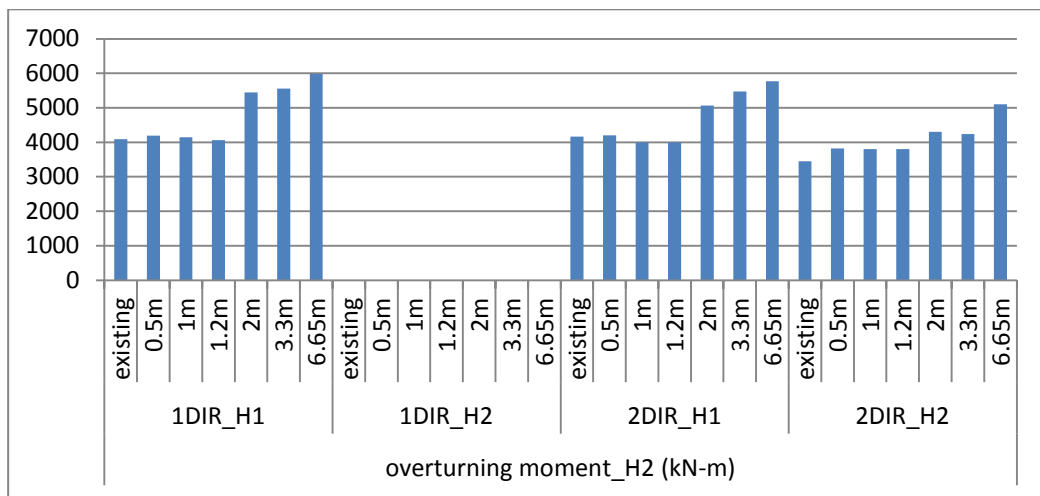
กรณี	ค่าคาบธรรมชาติ (sec)				
	Mode 1	Mode 2	Mode 3	Mode 4	Mode 5
ไม่ได้พอกเสา	1.858	0.5773	0.5633	0.2505	0.1759
พอกเสา					
0.5 เมตร	1.711	0.5405	0.5272	0.2465	0.1754
1 เมตร	1.577	0.5147	0.502	0.2435	0.1748
1.2 เมตร	1.526	0.5074	0.4949	0.2426	0.1747
2 เมตร	1.346	0.4925	0.4806	0.2408	0.1741
3.3 เมตร	1.133	0.48	0.4692	0.239	0.1735
6.65 เมตร	0.984	0.375	0.365	0.221	0.171



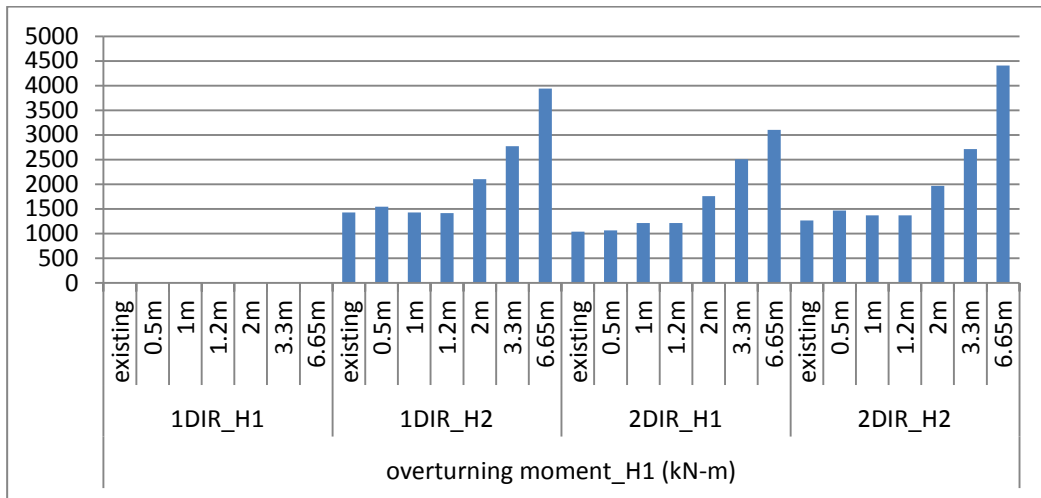
รูปที่ 6.3 เปรียบเทียบค่าของแรงเฉือนที่ฐานทิศทางตามขวางของสะพาน



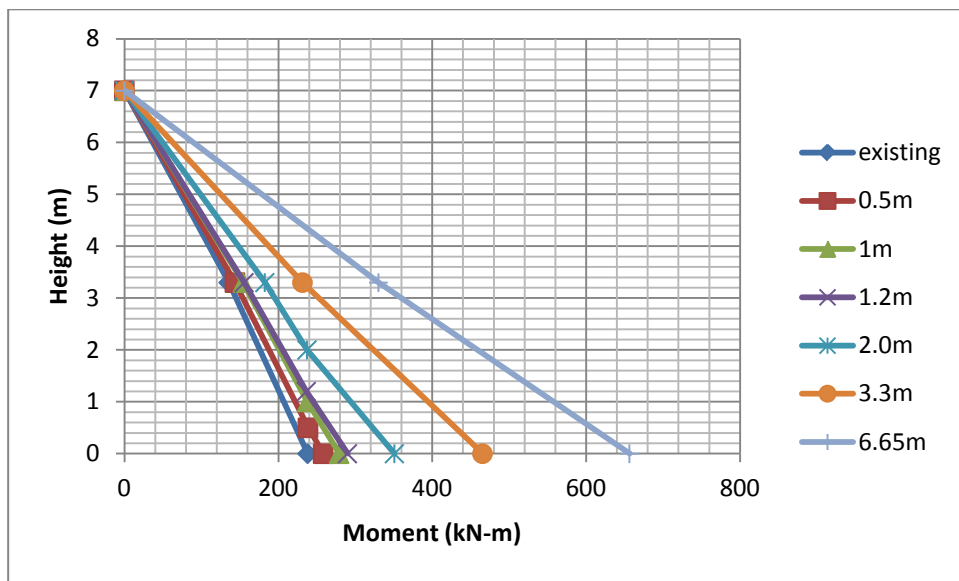
รูปที่ 6.4 เปรียบเทียบค่าของแรงเฉือนที่ฐานทิศทางตามยาวของสะพาน



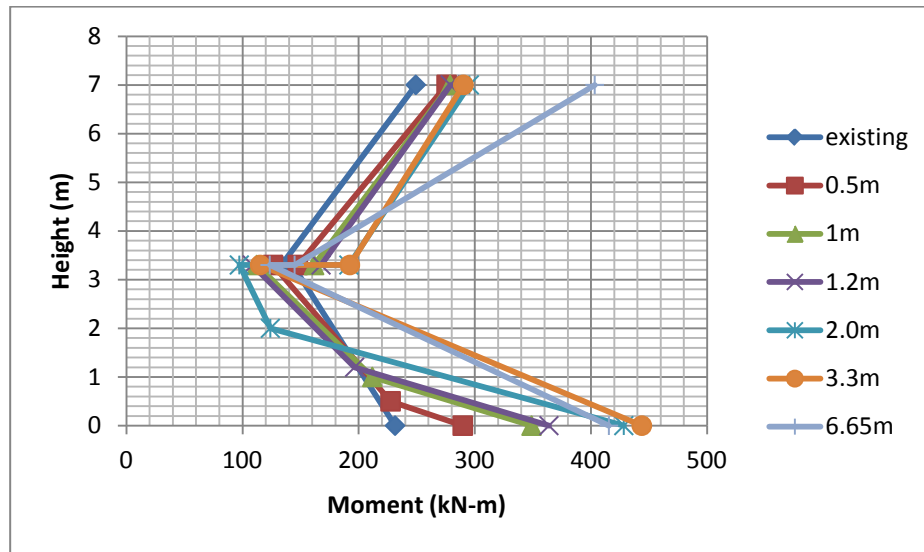
รูปที่ 6.5 เปรียบเทียบค่าของแรงดัดที่ฐานทิศทางตามขวางของสะพาน



รูปที่ 6.6 เปรียบเทียบค่าของแรงดัดที่ฐานที่ทิศทางตามยาวของสะพาน



รูปที่ 6.7 เปรียบเทียบค่าของแรงดัดที่โคนเสาที่ทิศทางตามยาวของสะพาน



รูปที่ 6.8 เปรียบเทียบค่าของแรงดัดที่โคนเสาทิศทางตามขวางของสะพาน

จากผลการวิเคราะห์ทำให้รู้ค่าของมูมมุนที่โคนเสาและปลายคานขวางสำหรับสะพานที่ทำการพอกเสาแล้วดังแสดงในตารางที่ 6.2 ซึ่งค่าของมูมมุนที่บริเวณปลายคานขวางสำหรับทุกๆกรณีจะมีค่าไม่เกินในระดับ LS ซึ่งเมื่อนำไปเปรียบเทียบกับสะพานที่ยังไม่ได้ทำการพอกเสานั้น จะเห็นได้ว่าค่ามูมมุนที่ปลายคานขวางมีค่าน้อยกว่าสะพานที่ไม่ได้ทำการพอกเสา เนื่องจากสะพานที่ทำการพอกเสานั้นจะมีสติเฟเนสที่มากขึ้นทำให้สะพานมีการเคลื่อนที่น้อยลง เมื่อสะพานมีการเคลื่อนที่น้อยลง คานขวางที่ยึดตั้งอยู่ตรงกลางเสาก็จะเกิดการแอ่นตัวน้อยลง ด้วยดังนั้นแรงที่เกิดขึ้นที่คานขวางก็จะมีค่าน้อยลงตาม และเมื่อมีการเพิ่มความสูงในการพอกเสามากขึ้นก็จะยิ่งทำให้ค่ามูมมุนที่ปลายคานขวางมีค่าน้อยลง

ค่ามูมมุนที่โคนเสาบริเวณที่รองรับจะมีค่าไม่เกินระดับ IO สำหรับทุกๆ กรณีเนื่องจากขนาดหน้าตัดและปริมาณเหล็กเสริมที่เพิ่มขึ้น ทำให้โมเมนต์ดัดที่จุดครากของเสามีค่าเพิ่มขึ้น ถึงแม้แรงที่กระทำกับโครงสร้างจะมีค่ามากขึ้นแต่ก็จะมีค่าไม่เกินโมเมนต์ดัดที่จุดครากของเสา ซึ่งเมื่อนำผลของมูมมุนที่ได้ไปเปรียบเทียบกับสะพานที่ไม่ได้ทำการพอกเสาจะเห็นได้ว่าการเสริมกำลังด้วยวิธีการพอกเสา สามารถช่วยลดความเสียหายที่โคนเสาได้ดี

ในการวิเคราะห์ได้มีการกำหนดจุดมุนพลาสติกที่ปลายของเสาในส่วนที่ไม่ได้ทำการพอกเสา เพื่อตรวจสอบว่าจุดต่อระหว่างเสาที่มีการพอกเสาและที่ไม่ได้มีพอกเสานั้นจะเกิดความเสียหายเนื่องจากแรงดัดด้วยหรือไม่ โดยจะแสดงค่าดังตารางที่ 6.3 ซึ่งค่าของมูมมุนที่

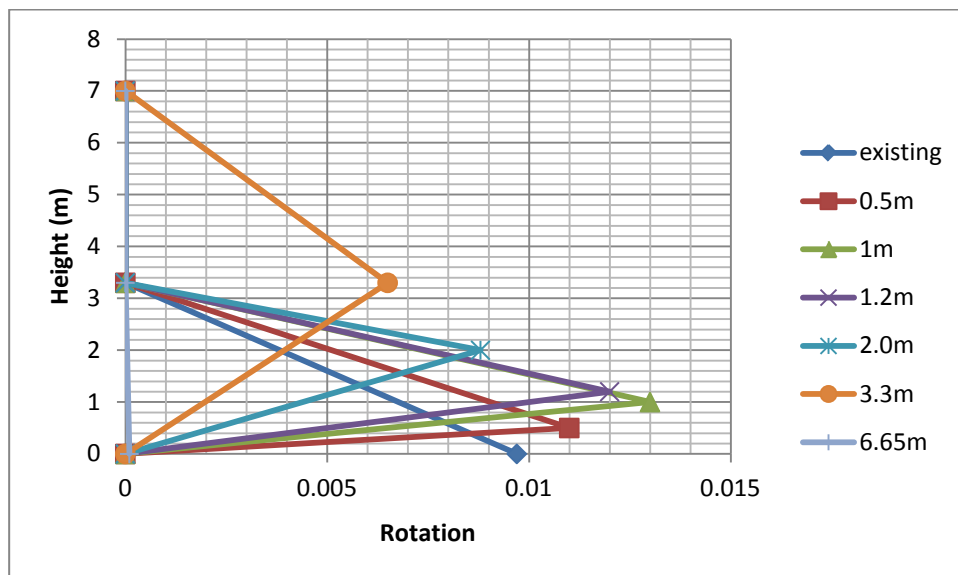
เกิดขึ้นนั้นจะมีค่าไม่เกินระดับ IO สำหรับทุกๆ กรณี ยกเว้นค่าของมูมหมุนในทิศตามยาวของสะพาน กรณี 2DIR_H2 และ 1DIR_H2 ที่มีค่าของมูมหมุนอยู่ในระดับที่มากกว่า CP เนื่องจากสติเฟนส ของสะพานตามแนวยาวมีค่าน้อยมาก ทำให้สะพานมีการโยกตัวในตามแนวยาวได้เยอะมาก ซึ่งถ้าในกรณีคอสสะพานไม่ถูกตัดขาด ค่าของมูมหมุนที่เกิดขึ้นในทิศตามยาวของสะพานก็จะมีค่าไม่เกินระดับ CP และค่าของมูมหมุนที่ปลายเสานั้นจะมีค่าน้อยลงเมื่อมีการเพิ่มขึ้นของความสูงของการพอกเสาส์ ส่วนค่ามูมหมุนของเสาส์เหนือส่วนที่ทำการพอกสูง 3.3 เมตรนั้นจะมีค่าของมูมหมุนในทิศตามขวางของสะพานที่มากขึ้นเนื่องจากค่าของโมเมนต์ดัดในเสาส์ส่วนที่อยู่เหนือคานขวางขึ้นไปนั้นจะเริ่มมีค่ามากขึ้นเรื่อยๆ ดังนั้นค่าของมูมหมุนก็จะมีค่าที่มากขึ้นตาม ซึ่งจะสังเกตได้จาก รูปที่ 6.9 และ รูปที่ 6.10 ซึ่งจะเห็นได้ว่าค่าของมูมหมุนในทิศตามยาวของสะพานนั้นจะมีแนวโน้มที่น้อยลงเรื่อยๆ เมื่อมีการพอกเสาส์สูงขึ้น และเมื่อมีการพอกเสาส์ที่เต็มความสูงเสาส์ค่ามูมหมุนที่เกิดขึ้นนั้นจะมีค่าน้อยมาก และไม่มีค่ามูมหมุนที่องค์อาคารใดเกินระดับ IO เลย

ตารางที่ 6.2 ค่ามูมหมุนพลาสติกที่โคนเสาส์เมื่อมีการเสริมกำลังด้วยการพอกเสาส์

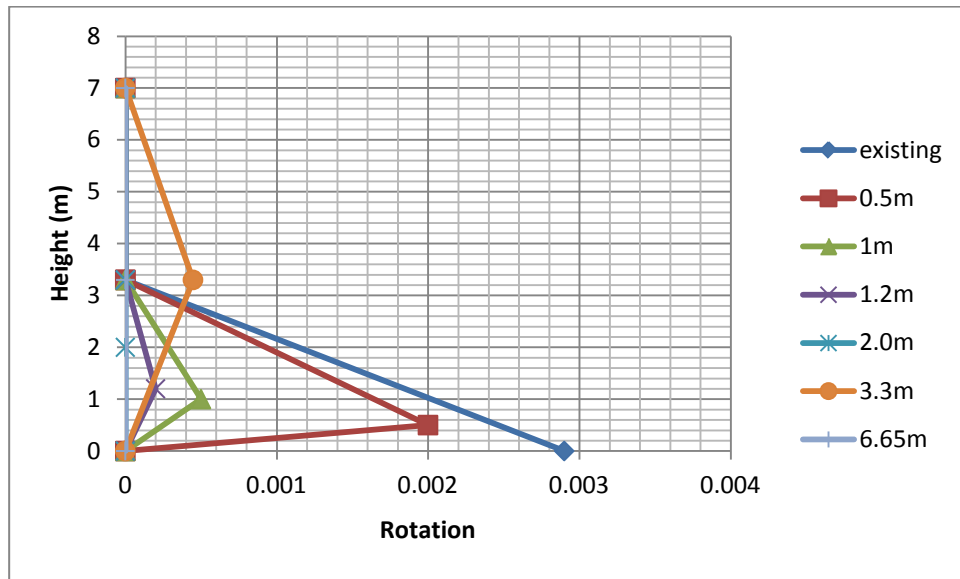
กรณี	องค์อาคาร	มูมหมุนพลาสติก										
		ผลการวิเคราะห์								ค่าที่ยอมให้ตาม ASCE41-06		
		existing	0.5 m	1 m	1.2 m	2 m	3.3 m	6.65 m	IO	LS	CP	
1DIR_H1	เสาส์	0.0029	0	0	0	0	0	0	0.005	0.005	0.006	
	คานขวาง	0.0088	0.0088	0.0082	0.0078	0.0068	0.0057	0.0038	0.005	0.01	0.02	
1DIR_H2	เสาส์	0.0097	0	0	0	0	0	0.0001	0.005	0.005	0.006	
2DIR_H1	เสาส์											
	แกน 2	0.0079	0.0086	0	0	0	0	0.0001	0.005	0.005	0.006	
	แกน 3	0.0083	0.011	0	0	0	0	0.0001	0.005	0.005	0.006	
	คานขวาง	0.0112	0.0091	0.0084	0.0081	0.0065	0.0068	0.0035	0.005	0.01	0.02	
2DIR_H2	เสาส์											
	แกน 2	0.0052	0	0	0	0	0	0.0003	0.005	0.005	0.006	
	แกน 3	0.0099	0	0	0	0	0	0.0007	0.005	0.005	0.006	
	คานขวาง	0.0059	0.0058	0.0054	0.0051	0.0041	0.0027	0.0026	0.005	0.01	0.02	

ตารางที่ 6.3 ค่ามูมหมุนพลาสติกที่เสาน้ำหนักส่วนที่พอก

กรณี	องค์ อาคาร	มูมหมุนพลาสติก								
		ผลการวิเคราะห์						ค่าที่ยอมให้ตาม ASCE41-06		
		0.5 m	1 m	1.2 m	2 m	3.3 m	6.65 m	IO	LS	CP
1DIR_H1	เสาน้ำ	0.002	0.0005	0.0002	0	0.0004	-	0.005	0.005	0.006
1DIR_H2	เสาน้ำ	0.011	0.013	0.012	0.0088	0.0065	-	0.005	0.005	0.006
2DIR_H1	เสาน้ำ									
	แกน 2	0.0001	0.004	0.0038	0.0015	0.0093	-	0.005	0.005	0.006
	แกน 3	0.0002	0.005	0.0049	0.0042	0.0081	-	0.005	0.005	0.006
2DIR_H2	เสาน้ำ									
	แกน 2	0.004	0.004	0.0034	0.0021	0.0072	-	0.005	0.005	0.006
	แกน 3	0.01	0.008	0.0099	0.0105	0.014	-	0.005	0.005	0.006



รูปที่ 6.9 ค่ามูมหมุนพลาสติกในทิศตามยาวของสะพาน



รูปที่ 6.10 ค่ามูเมนต์พลาสติกในทิศตามขวางของสะพาน

ค่าของการเคลื่อนที่ที่ได้จากการวิเคราะห์นั้นทำให้เห็นว่าค่าการเคลื่อนที่ที่เกิดขึ้นบนหัวเสา และ คานขวางของสะพานที่ทำการพอกเสานั้น จะมีค่าการเคลื่อนที่ที่น้อยกว่าสะพานที่ไม่ได้ทำการ พอกเสา เนื่องจากสะพานที่ทำการพอกเสามีค่าสติฟเนสที่สูงขึ้น จึงเป็นสาเหตุที่ทำให้สะพาน มีการโยกตัวในทิศทางต่างๆ ได้น้อยลง และเมื่อมีการเพิ่มความสูงของบริเวณที่มีการพอกเสาก็ จะยิ่งเพิ่มสติฟเนสให้กับสะพาน จึงส่งผลให้การโยกตัวของสะพานจะยิ่งมีค่าน้อยลง โดยแสดง ดังตารางที่ 6.4 ถึง ตารางที่ 6.15 และจากรูปที่ 6.11 และ รูปที่ 6.12 แสดงให้เห็นถึงการโยกตัว ของเสาในทิศตามยาวและตามขวางของสะพานเมื่อมีการเปลี่ยนแปลงความสูงในการพอกเสา ในการโยกตามยาวของสะพานก็จะเห็นได้ว่าการโยกตัวที่ใกล้เคียงกันมากในช่วงการพอกเสา ที่ความสูงตั้งแต่ 0.5 เมตร ถึง 2 เมตร ส่วนการโยกตัวตามขวางของเสาจะมีการลดลงอย่าง ต่อเนื่อง

ตารางที่ 6.4 ระยะเคลื่อนที่ที่หัวเสาของสะพานที่มีการพอกเสาสูง 0.5 เมตร ในทิศทางตามขวาง และตามยาวของสะพาน

	1DIR_H1		1DIR_H2		2DIR_H1		2DIR_H2	
	original	0.5 m	original	0.5 m	original	0.5 m	original	0.5 m
H1 (m)	0.064	0.0601	0	0	0.0809	0.0702	0.0519	0.0467
H2 (m)	0	0	0.202	0.199	0.153	0.159	0.183	0.159

ตารางที่ 6.5 ระยะเคลื่อนที่ที่คานขวางของสะพานที่มีการพอกเสาสูง 0.5 เมตร ในทิศทางตามขวางและตามยาวของสะพาน

	1DIR_H1		1DIR_H2		2DIR_H1		2DIR_H2	
	original	0.5 m	original	0.5 m	original	0.5 m	original	0.5 m
H1 (m)	0.0336	0.0279	0	0	0.0458	0.0394	0.0286	0.0226
H2 (m)	0	0	0.0741	0.0678	0.057	0.0594	0.0683	0.0638

ตารางที่ 6.6 ระยะเคลื่อนที่ที่หัวเสาของสะพานที่มีการพอกเสาสูง 1 เมตร ในทิศทางตามขวาง และตามยาวของสะพาน

	1DIR_H1		1DIR_H2		2DIR_H1		2DIR_H2	
	original	1 m	original	1 m	original	1 m	original	1 m
H1 (m)	0.064	0.0543	0	0	0.0809	0.057	0.0519	0.0425
H2 (m)	0	0	0.202	0.186	0.153	0.13	0.183	0.16

ตารางที่ 6.7 ระยะเคลื่อนที่ที่คานขวางของสะพานที่มีการพอกเสาสูง 1 เมตร ในทิศทางตาม
ขวางและตามยาวของสะพาน

	1DIR_H1		1DIR_H2		2DIR_H1		2DIR_H2	
	original	1 m	original	1 m	original	1 m	original	1 m
H1 (m)	0.0336	0.0219	0	0	0.0458	0.0251	0.0286	0.0183
H2 (m)	0	0	0.0741	0.058	0.057	0.0369	0.0683	0.0477

ตารางที่ 6.8 ระยะเคลื่อนที่ที่หัวเสาของสะพานที่มีการพอกเสาสูง 1.2 เมตร ในทิศทางตามขวาง
และตามยาวของสะพาน

	1DIR_H1		1DIR_H2		2DIR_H1		2DIR_H2	
	original	1.2 m	original	1.2 m	original	1.2 m	original	1.2 m
H1 (m)	0.064	0.052	0	0	0.0809	0.0548	0.0519	0.0402
H2 (m)	0	0	0.202	0.186	0.153	0.13	0.183	0.16

ตารางที่ 6.9 ระยะเคลื่อนที่ที่คานขวางของสะพานที่มีการพอกเสาสูง 1.2 เมตร ในทิศทางตาม
ขวางและตามยาวของสะพาน

	1DIR_H1		1DIR_H2		2DIR_H1		2DIR_H2	
	original	1.2 m	original	1.2 m	original	1.2 m	original	1.2 m
H1 (m)	0.0336	0.0219	0	0	0.0458	0.0251	0.0286	0.0183
H2 (m)	0	0	0.0741	0.058	0.057	0.0369	0.0683	0.0477

ตารางที่ 6.10 ระยะเคลื่อนที่ที่หัวเสาของสะพานที่มีการพอกเสาสูง 2 เมตร ในทิศทางตามขวาง และตามยาวของสะพาน

	1DIR_H1		1DIR_H2		2DIR_H1		2DIR_H2	
	original	2 m	original	2 m	original	2 m	original	2 m
H1 (m)	0.064	0.0503	0	0	0.0809	0.0464	0.0519	0.0362
H2 (m)	0	0	0.202	0.1425	0.153	0.111	0.183	0.1518

ตารางที่ 6.11 ระยะเคลื่อนที่ที่คานขวางของสะพานที่มีการพอกเสาสูง 2 เมตร ในทิศทางตามขวางและตามยาวของสะพาน

	1DIR_H1		1DIR_H2		2DIR_H1		2DIR_H2	
	original	2 m	original	2 m	original	2 m	original	2 m
H1 (m)	0.0336	0.0178	0	0	0.0458	0.0166	0.0286	0.0362
H2 (m)	0	0	0.0741	0.0336	0.057	0.0249	0.0683	0.0355

ตารางที่ 6.12 ระยะเคลื่อนที่ที่หัวเสาของสะพานที่มีการพอกเสาสูง 3.3 เมตร ในทิศทางตามขวางและตามยาวของสะพาน

	1DIR_H1		1DIR_H2		2DIR_H1		2DIR_H2	
	original	3.3 m	original	3.3 m	original	3.3 m	original	3.3 m
H1 (m)	0.064	0.0484	0	0	0.0809	0.0501	0.0519	0.0405
H2 (m)	0	0	0.202	0.1201	0.153	0.1115	0.183	0.135

ตารางที่ 6.13 ระยะเคลื่อนที่ที่คานขวางของสะพานที่มีการพอกเสาสูง 3.3 เมตร ในทิศทางตาม
ขวางและตามยาวของสะพาน

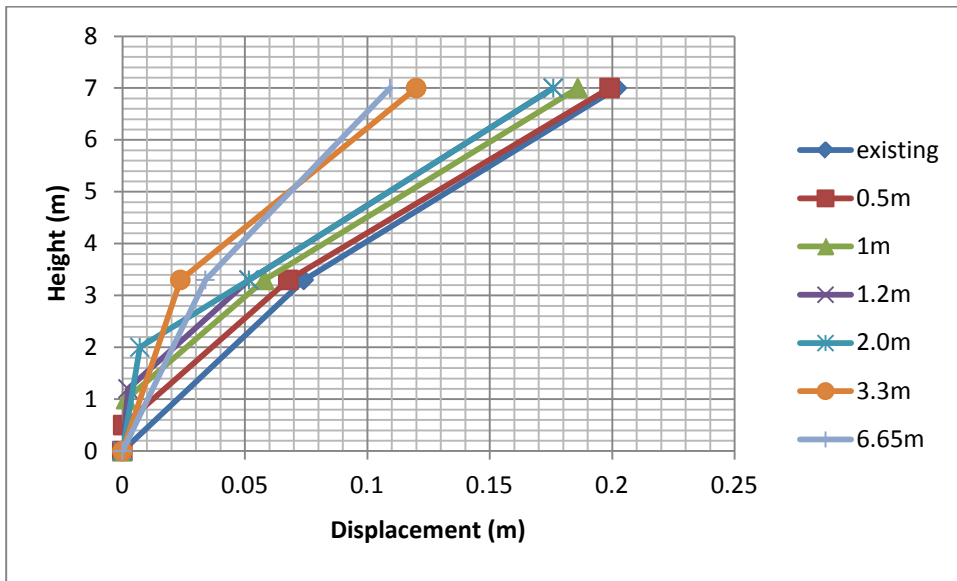
	1DIR_H1		1DIR_H2		2DIR_H1		2DIR_H2	
	original	3.3 m	original	3.3 m	original	3.3 m	original	3.3 m
H1 (m)	0.0336	0.017	0	0	0.0458	0.0159	0.0286	0.01152
H2 (m)	0	0	0.0741	0.0236	0.057	0.0216	0.0683	0.0234

ตารางที่ 6.14 ระยะเคลื่อนที่ที่หัวเสาของสะพานที่มีการพอกเสาสูง 6.65 เมตร ในทิศทางตาม
ขวางและตามยาวของสะพาน

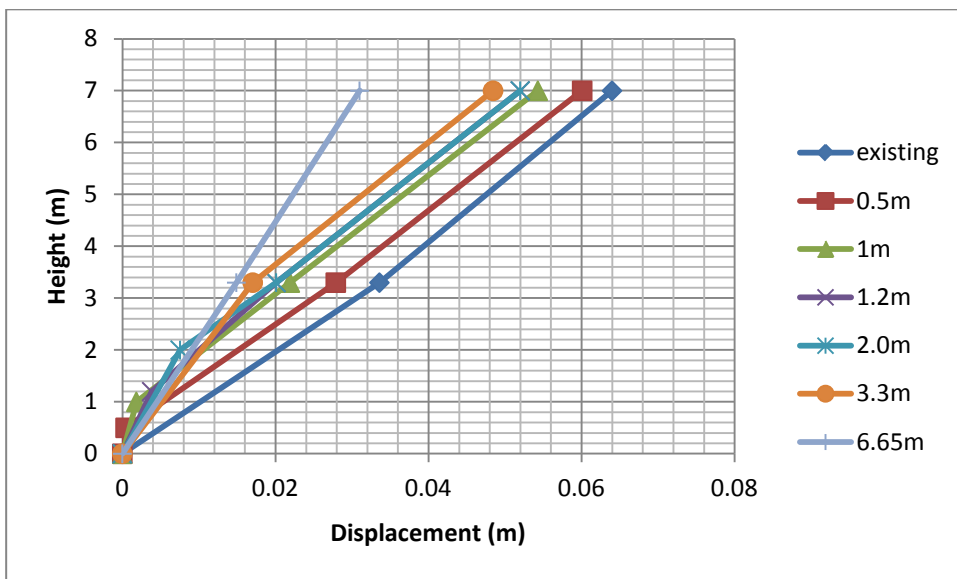
	1DIR_H1		1DIR_H2		2DIR_H1		2DIR_H2	
	original	6.65 m	original	6.65 m	original	6.65 m	original	6.65 m
H1 (m)	0.064	0.031	0	0	0.0809	0.03	0.0519	0.025
H2 (m)	0	0	0.202	0.109	0.153	0.086	0.183	0.127

ตารางที่ 6.15 ระยะเคลื่อนที่ที่คานขวางของสะพานที่มีการพอกเสาสูง 6.65 เมตร ในทิศทาง
ตามขวางและตามยาวของสะพาน

	1DIR_H1		1DIR_H2		2DIR_H1		2DIR_H2	
	original	6.65 m	original	6.65 m	original	6.65 m	original	6.65 m
H1 (m)	0.0336	0.0149	0	0	0.0458	0.0143	0.0286	0.012
H2 (m)	0	0	0.0741	0.0339	0.057	0.027	0.0683	0.0402



รูปที่ 6.11 ค่าการเคลื่อนที่ในทิศตามยาวของสะพาน



รูปที่ 6.12 ค่าการเคลื่อนที่ในทิศตามขวางของสะพาน

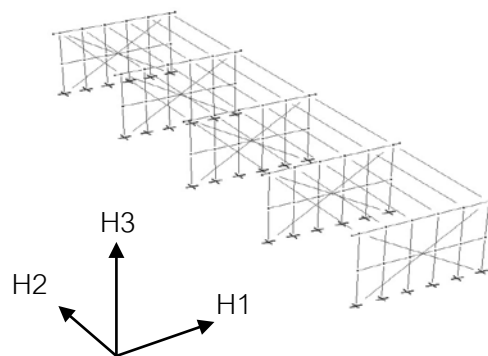
6.2 การเสริมกำลังด้วยค้ำยัน (Bracing)

การเสริมกำลังด้วยค้ำยันเป็นการเสริมกำลังที่ช่วยลดแรงภายในโครงสร้างในทิศทางเดียวกับทิศทางที่เสริมค้ำยัน เนื่องจากแรงจะถูกส่งถ่ายจากองค์อาคารสู่ตัวค้ำยัน โดยลักษณะของการเสริมกำลังด้วยค้ำยันนี้จะแสดงดังรูปที่ 6.13 ซึ่งจะสังเกตเห็นว่าชิ้นส่วนค้ำยันมีความยาวมากดังนั้นเมื่อเกิดแรงกระทำด้านข้างจะทำให้โครงสร้างค้ำยันเกิดการรับแรงอัดและจะทำให้โครงสร้างเกิดการ Buckling ได้ซึ่งจะทำให้ค้ำยันรับแรงอัดได้น้อย ดังนั้นในการวิเคราะห์ที่ใช้ในงานวิจัยนี้จะให้ชิ้นส่วนค้ำยัน สามารถรับแรงดึงได้อย่างเดียว โดยค้ำยันที่ใช้จะเป็นโครงสร้างเหล็กซึ่งไม่ได้จำกัดรูปร่างแต่จะต้องเลือกจากขนาดของหน้าตัดซึ่งมีการเลือกใช้ขนาดหน้าตัดมาทำการวิเคราะห์ทั้งหมด 5 ขนาดโดยมีขนาด 40, 50, 76, 85 และ 185 ซม.². โดยเหล็กที่ใช้ค่า $F_y = 250 \text{ MPa}$

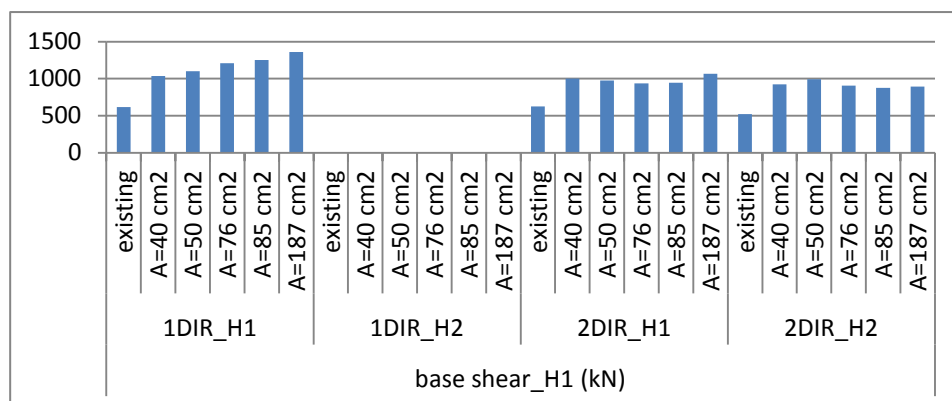
จากการวิเคราะห์จะได้ค่าคาบธรรมชาติดังตารางที่ 6.16 โดยจะเห็นว่าคาบธรรมชาติจะมีค่าลดลงเมื่อมีการเสริมค้ำยันเนื่องจากค้ำยันมีผลทำให้ค่าสติเฟนสของสะพานมีค่ามากขึ้น ซึ่งจะส่งผลให้คาบธรรมชาติของสะพานมีค่าน้อยลง และเมื่อทำการเพิ่มขนาดหน้าตัดของค้ำยันก็ จะเห็นว่าคาบธรรมชาติก็จะลดลงตามไปด้วย แต่จะสังเกตเห็นว่าคาบธรรมชาติในโหมดที่ 1 จะไม่มีการเปลี่ยนแปลงถึงแม้จะเพิ่มขนาดหน้าตัดให้มากขึ้น เนื่องจากการศึกษานี้ได้มีการเสริมค้ำยันในทิศตามขวางของสะพานเท่านั้น ไม่ได้มีการเสริมในทิศตามยาวดังนั้นค้ำยันที่เสริมไป จะไม่ส่งผลกับทิศทางตามยาวของสะพาน และผลเนื่องจากคาบธรรมชาติของสะพานมีค่าน้อยลงนั่นก็คือ จะส่งผลให้แรงเฉือนที่ฐานและโมเมนต์ดัดที่ฐานมีค่ามากขึ้น ดังแสดงในรูปที่ 6.14 ถึง รูปที่ 6.17 แต่ค่าของแรงเฉือนที่ฐานในทิศตามยาวของสะพานจะมีค่าเท่าๆ กัน เนื่องจากค้ำยันมีผลต่อทิศตามยาวของสะพานน้อยมาก โมเมนต์ดัดและแรงเฉือนภายในเสาจะมีค่าน้อยลงเมื่อมีการใช้ค้ำยัน สาเหตุเกิดจากแรงภายในองค์อาคารจะถูกส่งถ่ายไปยังค้ำยัน เป็นส่วนมาก จึงทำให้ค่าของแรงภายในแต่ละองค์อาคารมีค่าน้อยลงดังแสดงในรูปที่ 6.18 ถึง รูปที่ 6.21 และเมื่อมีการเพิ่มขนาดของค้ำยันก็จะเกิดการส่งถ่ายแรงภายในสะพานสู่ค้ำยันมากขึ้นทำให้แรงภายในเสาและคานของสะพานจะมีค่าน้อยลงไปอีก และผลการเปรียบเทียบค่าของ มุมหมุนดังตารางที่ 6.17

ตารางที่ 6.16 คาบธรรมชาติของโครงสร้างที่ทำการเสริมค้ำยันและไม่ได้เสริมค้ำยัน

กรณี	ค่าคาบธรรมชาติ (sec)				
	Mode 1	Mode 2	Mode 3	Mode 4	Mode 5
7 เมตร	1.858	0.5773	0.5633	0.2505	0.1759
A = 40 cm ²	1.858	0.2473	0.2333	0.1791	0.1686
A = 50 cm ²	1.858	0.2296	0.2141	0.17	0.1663
A = 76 cm ²	1.858	0.2036	0.182	0.1588	0.1525
A = 85 cm ²	1.858	0.1984	0.174	0.1556	0.1477
A = 187 cm ²	1.858	0.1822	0.1307	0.1264	0.1184

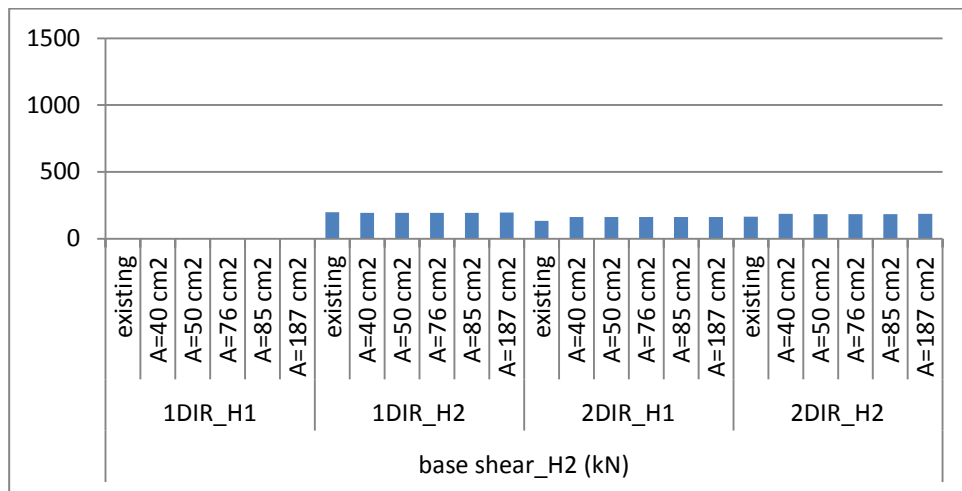


รูปที่ 6.13 โครงสร้างที่ทำการเพิ่มประสิทธิภาพด้วยค้ำยัน



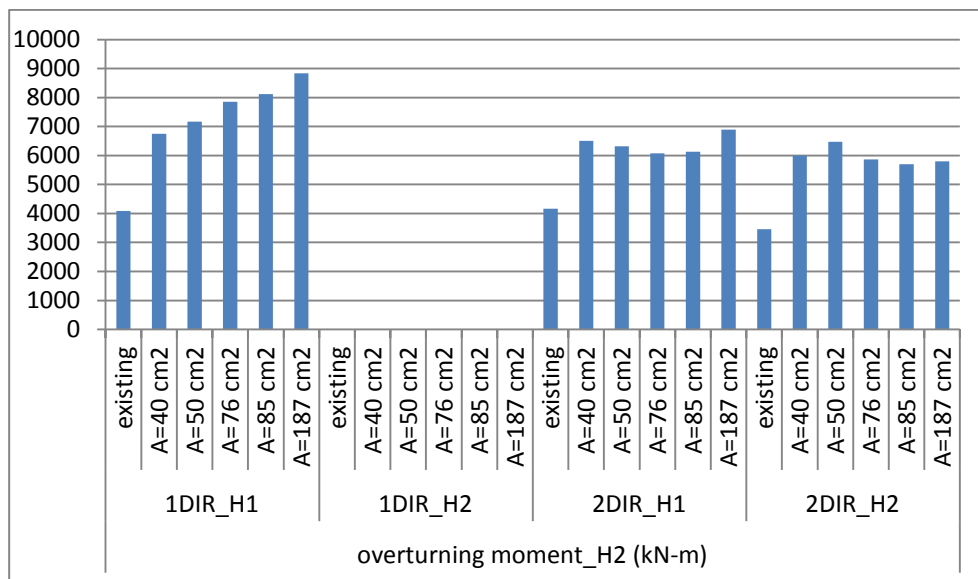
รูปที่ 6.14 แรงเฉือนที่ฐานของสะพานที่ลักษณะการเสริมค้ำยันขนาดต่างๆ

ในทิศทางตามขวางของสะพาน



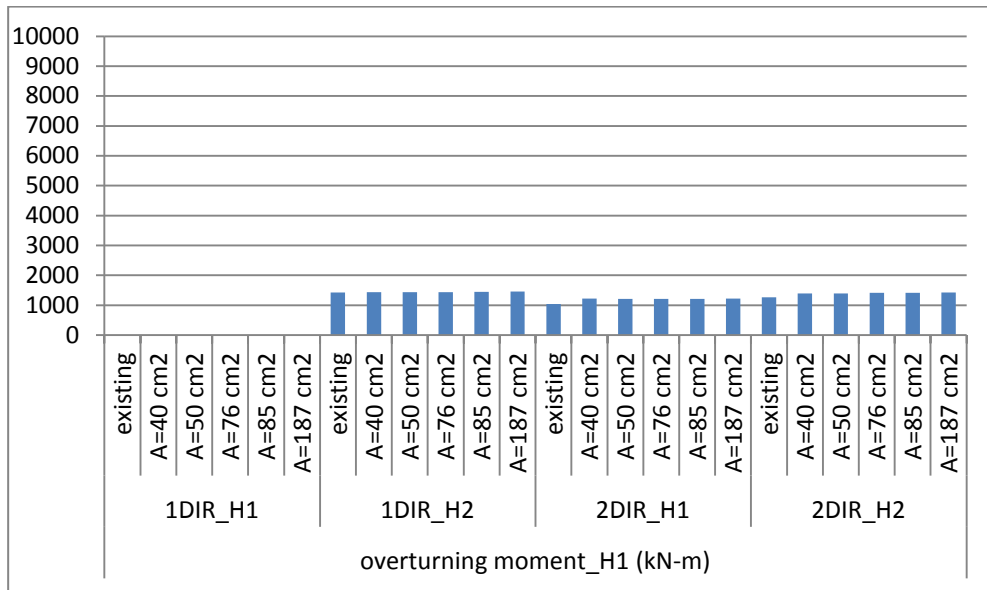
รูปที่ 6.15 แรงเฉือนที่ฐานของสะพานที่ลักษณะการเสริมค้ำยันขนาดต่างๆ

ในทิศทางตามยาวของสะพาน

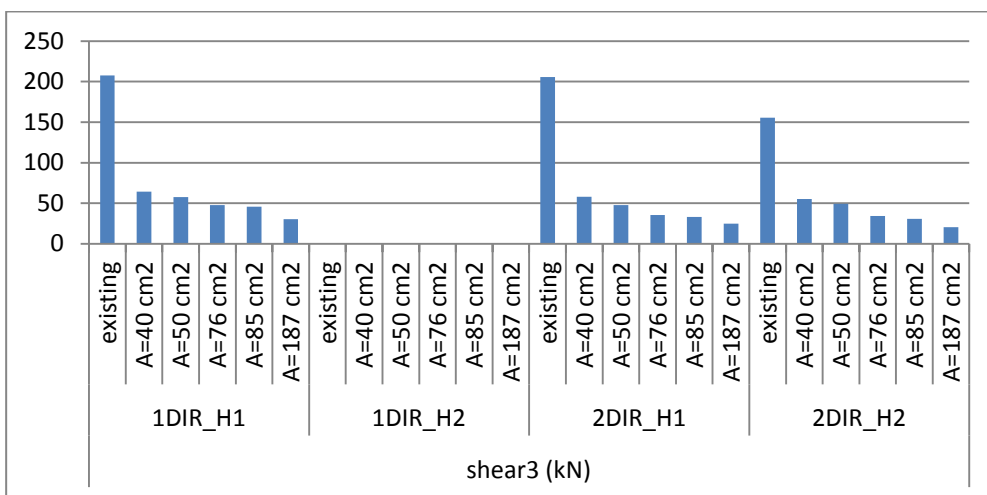


รูปที่ 6.16 โมเมนต์ดัดที่ฐานของสะพานที่ลักษณะการเสริมค้ำยันขนาดต่างๆ

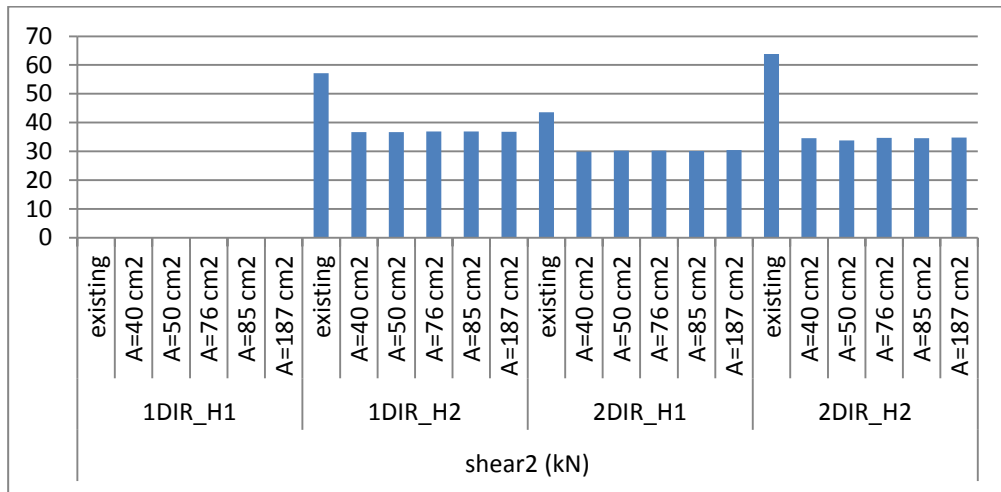
ในทิศทางแกน H2 ของสะพาน



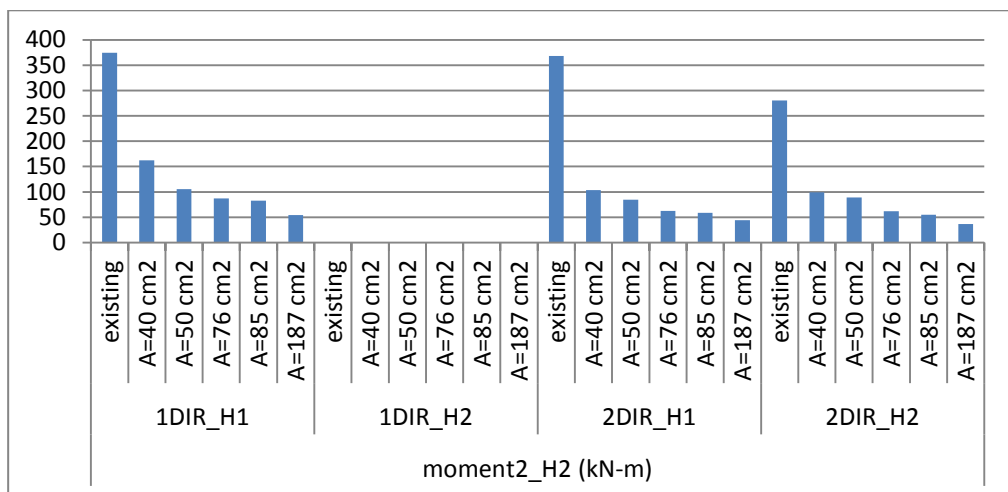
รูปที่ 6.17 โมเมนต์ดัดที่ฐานของสะพานที่ลักษณะการเสริมค้ำยันขนาดต่างๆ ในทิศทางแกน H1 ของสะพาน



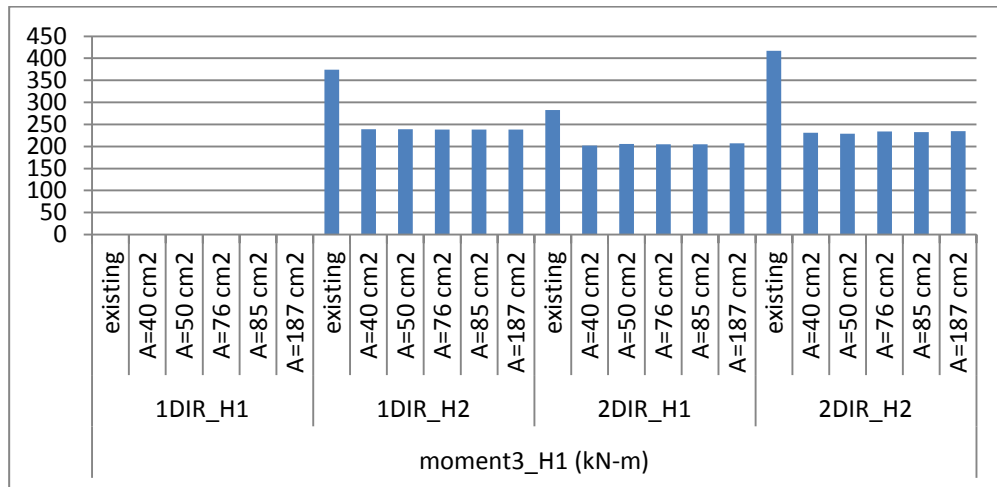
รูปที่ 6.18 แรงเฉือนภายในเสาในทิศทางขวาง (H1) ของสะพาน



รูปที่ 6.19 แรงเฉือนภายในเสาในทิศทางตามยาว (H2) ของสะพาน



รูปที่ 6.20 โมเมนต์ดัดภายในเสารอบแกนทางขวาง (รอบแกน H1) ของสะพาน



รูปที่ 6.21 โมเมนต์ดัดภายในเสารอบแกนทางยาว (รอบแกน H2) ของสะพาน

ตารางที่ 6.17 ค่ามูมหมุนพลาสติกที่เกิดขึ้นที่ของโครงสร้างที่มีการเสริมกำลังด้วยค้ำยัน

กรณี	องค์อาคาร	มูมหมุนพลาสติก							
		ผลการวิเคราะห์					ค่าที่ยอมให้ตาม ASCE41-06		
		A = 40 cm2	A = 50 cm2	A = 76 cm2	A = 87 cm2	A = 185 cm2	IO	LS	CP
1DIR_H1	เสา	0	0	0	0	0	0.005	0.005	0.006
	คานขวาง	0.0008	0.0005	0	0.0002	0.0003	0.005	0.01	0.02
1DIR_H2	เสา	0.0094	0.0094	0.0091	0.0092	0.0093	0.005	0.005	0.006
2DIR_H1	เสา								
	แกน 2	0.0004	0.0004	0.0001	0.0003	0.0003	0.005	0.005	0.006
	แกน 3	0.0013	0.0012	0.0008	0.0009	0.0011	0.005	0.005	0.006
	คานขวาง	0.0002	0	0	0	0	0.005	0.01	0.02
2DIR_H2	เสา								
	แกน 2	0.0018	0.0015	0.0008	0.0012	0.0014	0.005	0.005	0.006
	แกน 3	0.0098	0.0097	0.0088	0.0089	0.0092	0.005	0.005	0.006
	คานขวาง	0.0003	0.0001	0	0	0	0.005	0.01	0.02

จากผลของมุมหมุนที่ได้จากการวิเคราะห์ จะเห็นได้ว่าค่าของมุมหมุนที่โคนเสามีค่าน้อยกว่าระดับ IO สำหรับทุกกรณียกเว้น กรณี 1DIR_H2 และ 2DIR_H2 ซึ่งมีค่าอยู่มากกว่าระดับ CP ซึ่งมีสาเหตุจากค้ำยันเสริมในทิศตามขวางของสะพานจะช่วยรั้งไม่ให้สะพานโยกตัวตามขวางมากเกินไป แต่ค้ำยันไม่สามารถรั้งไม่ให้สะพานโยกตัวในทิศตามยาวได้เลย จึงทำให้ค่ามุมหมุนที่เกิดจากแรงกระทำในทิศตามยาวของสะพานเกินกว่าระดับที่กำหนดไว้ และเมื่อทำการเพิ่มขนาดหน้าตัดของค้ำยันจะเห็นว่าค่าของมุมหมุนที่โคนเสาในทิศตามขวางของสะพานจะมีค่าลดลงเมื่อขนาดหน้าตัดของค้ำยันเพิ่มขึ้น แต่ก็จะไม่ส่งผลกระทบต่อมุมหมุนในทิศตามยาวของสะพานถึงแม้จะมีการเพิ่มขนาดของค้ำยันให้มากขึ้นก็ตาม

ค่าของมุมหมุนที่ปลายคานขวางมีค่าน้อยกว่าระดับ IO เนื่องจากแรงภายในส่วนใหญ่ในสะพานจะถูกส่งถ่ายสู่ค้ำยัน จึงทำให้โมเมนต์ดัดในคานขวางมีค่าลดลงไปมากจนไม่เกินค่าของโมเมนต์ดัดที่จุดครากของคานขวาง และค่ามุมหมุนจะลดลงเมื่อมีการเพิ่มขึ้นของขนาดหน้าตัดของค้ำยัน

จากผลการวิเคราะห์จะได้ค่าการเคลื่อนที่ โดยระยะที่เคลื่อนที่ไปทิศตามขวางของสะพานที่ทำการเสริมค้ำยันแล้วจะมีค่าน้อยกว่าระยะเคลื่อนที่ของสะพานที่ไม่ได้ทำการเสริมค้ำยัน เนื่องจากสะพานไม่สามารถโยกตัวตามขวางได้อย่างอิสระ เพราะจะถูกค้ำยันยึดรั้งไว้แต่การเคลื่อนที่ในแนวตามยาวของสะพานที่มีการเสริมค้ำยันจะไม่มี ความแตกต่างกันกับการเคลื่อนที่ของสะพานที่ไม่มีการเสริมค้ำยันเนื่องจากค้ำยันได้ทำการติดตั้งในทิศตามขวางของสะพานจึงทำให้มีผลต่อทิศตามยาวของสะพานน้อยมาก ดังแสดงในตารางที่ 6.18 ถึง ตารางที่ 6.27

ตารางที่ 6.18 การเคลื่อนที่ที่หัวเสาของสะพานที่มีการเสริมค้ำยันขนาดหน้าตัดเท่ากับ 40 ตร.

ชม. ในทิศทางตามขวางและตามยาวของสะพาน

	1DIR_H1		1DIR_H2		2DIR_H1		2DIR_H2	
	original	A=40 cm2	original	A=40 cm2	original	A=40 cm2	original	A=40 cm2
H1 (m)	0.064	0.0203	0	0	0.0809	0.0187	0.0519	0.0183
H2 (m)	0	0	0.202	0.199	0.153	0.131	0.183	0.185

ตารางที่ 6.19 การเคลื่อนที่ที่คานขวางของสะพานที่มีการเสริมค้ำยันขนาดหน้าตัดเท่ากับ 40 ตร.ชม. ในทิศทางตามขวางและตามยาวของสะพาน

	1DIR_H1		1DIR_H2		2DIR_H1		2DIR_H2	
	original	A=40 cm2	original	A=40 cm2	original	A=40 cm2	original	A=40 cm2
H1 (m)	0.0336	0.0106	0	0	0.0458	0.0095	0.0286	0.0095
H2 (m)	0	0	0.0741	0.0726	0.057	0.0416	0.0683	0.0684

ตารางที่ 6.20 การเคลื่อนที่ที่หัวเสาของสะพานที่มีการเสริมค้ำยันขนาดหน้าตัดเท่ากับ 50 ตร.ชม. ในทิศทางตามขวางและตามยาวของสะพาน

	1DIR_H1		1DIR_H2		2DIR_H1		2DIR_H2	
	original	A=50 cm2	original	A=50 cm2	original	A=50 cm2	original	A=50 cm2
H1 (m)	0.064	0.0188	0	0	0.0809	0.0151	0.0519	0.0167
H2 (m)	0	0	0.202	0.199	0.153	0.129	0.183	0.186

ตารางที่ 6.21 การเคลื่อนที่ที่คานขวางของสะพานที่มีการเสริมค้ำยันขนาดหน้าตัดเท่ากับ 50 ตร.ชม. ในทิศทางตามขวางและตามยาวของสะพาน

	1DIR_H1		1DIR_H2		2DIR_H1		2DIR_H2	
	original	A=50 cm2	original	A=50 cm2	original	A=50 cm2	original	A=50 cm2
H1 (m)	0.0336	0.0094	0	0	0.0458	0.0079	0.0286	0.0085
H2 (m)	0	0	0.0741	0.0726	0.057	0.0411	0.0683	0.0688

ตารางที่ 6.22 การเคลื่อนที่ที่หัวเสาของสะพานที่มีการเสริมค้ำยันขนาดหน้าตัดเท่ากับ 76 ตร.

ชม. ในทิศทางตามขวางและตามยาวของสะพาน

	1DIR_H1		1DIR_H2		2DIR_H1		2DIR_H2	
	original	A=76 cm2	original	A=76 cm2	original	A=76 cm2	original	A=76 cm2
H1 (m)	0.064	0.0197	0	0	0.0809	0.0112	0.0519	0.0107
H2 (m)	0	0	0.202	0.199	0.153	0.128	0.183	0.189

ตารางที่ 6.23 การเคลื่อนที่ที่คานขวางของสะพานที่มีการเสริมค้ำยันขนาดหน้าตัดเท่ากับ 76

ตร.ชม. ในทิศทางตามขวางและตามยาวของสะพาน

	1DIR_H1		1DIR_H2		2DIR_H1		2DIR_H2	
	original	A=76 cm2	original	A=76 cm2	original	A=76 cm2	original	A=76 cm2
H1 (m)	0.0336	0.0077	0	0	0.0458	0.0058	0.0286	0.0058
H2 (m)	0	0	0.0741	0.0723	0.057	0.0405	0.0683	0.069

ตารางที่ 6.24 การเคลื่อนที่ที่หัวเสาของสะพานที่มีการเสริมค้ำยันขนาดหน้าตัดเท่ากับ 85 ตร.

ชม. ในทิศทางตามขวางและตามยาวของสะพาน

	1DIR_H1		1DIR_H2		2DIR_H1		2DIR_H2	
	original	A=85 cm2	original	A=85 cm2	original	A=85 cm2	original	A=85 cm2
H1 (m)	0.064	0.0144	0	0	0.0809	0.0105	0.0519	0.0096
H2 (m)	0	0	0.202	0.2	0.153	0.127	0.183	0.186

ตารางที่ 6.25 การเคลื่อนที่ที่คานขวางของโครงสร้างที่มีการเสริมค้ำยันขนาดหน้าตัดเท่ากับ 85 ตร.ชม. ในทิศทางตามขวางและตามยาวของสะพาน

	1DIR_H1		1DIR_H2		2DIR_H1		2DIR_H2	
	original	A=85 cm2	original	A=85 cm2	original	A=85 cm2	original	A=85 cm2
H1 (m)	0.0336	0.0073	0	0	0.0458	0.0054	0.0286	0.0051
H2 (m)	0	0	0.0741	0.0729	0.057	0.0401	0.0683	0.0677

ตารางที่ 6.26 การเคลื่อนที่ที่หัวเสาของสะพานที่มีการเสริมค้ำยันขนาดหน้าตัดเท่ากับ 187 ตร.ชม. ในทิศทางตามขวางและตามยาวของสะพาน

	1DIR_H1		1DIR_H2		2DIR_H1		2DIR_H2	
	original	A=187 cm2	origina l	A=187 cm2	origina l	A=187 cm2	origina l	A=187 cm2
H1 (m)	0.064	0.009	0	0	0.0809	0.0073	0.0519	0.0061
H2 (m)	0	0	0.202	0.2	0.153	0.128	0.183	0.188

ตารางที่ 6.27 การเคลื่อนที่ที่คานขวางของสะพานที่มีการเสริมค้ำยันขนาดหน้าตัดเท่ากับ 187 ตร.ชม. ในทิศทางตามขวางและตามยาวของสะพาน

	1DIR_H1		1DIR_H2		2DIR_H1		2DIR_H2	
	original	A=187 cm2	origina l	A=187 cm2	origina l	A=187 cm2	origina l	A=187 cm2
H1 (m)	0.0336	0.0047	0	0	0.0458	0.0038	0.0286	0.0034
H2 (m)	0	0	0.0741	0.0724	0.057	0.0403	0.0683	0.0684

จากการวิเคราะห์สะพานที่ทำการเสริมค้ำยัน จะมีค่า strain ในค้ำยันซึ่งจะต้องทำการตรวจสอบว่ามีค่าเฉลี่ยของ strain ที่เกินกว่าค่า strain ที่จุดครากหรือไม่ จากผลการวิเคราะห์แสดงให้เห็นว่าค่าเฉลี่ย strain มีค่าน้อยกว่า strain ที่จุดครากสำหรับทุกๆหน้าตัดดังนั้นถ้าต้องการเสริมกำลังด้วยวิธีนี้หน้าตัดเหล็กที่เหมาะสมจะนำไปใช้ในการเสริมกำลังจะมีค่าเท่ากับ 40 ซม² ซึ่งก็ถือว่าเพียงพอ แต่ถ้าต้องการให้ strain ที่เกิดขึ้นในค้ำยันไม่เกินค่า strain ที่จุดครากเลยจะต้องใช้ค้ำยันที่มีขนาดหน้าตัดที่ใหญ่มากโดยมีขนาดหน้าตัดเท่ากับ 187 ซม² ดังตารางที่ 6.28 ซึ่งจากตารางจะสังเกตเห็นว่าค่าของ strain จะมีค่าน้อยลงเมื่อขนาดของค้ำยันมีค่ามากขึ้น

ตารางที่ 6.28 strain ในค้ำยันที่เกิดขึ้นเทียบกับค่าของ strain ที่จุดคราก

ขนาดหน้าตัด	1DIR_H1		1DIR_H2		2DIR_H1		2DIR_H2	
	strain	elastic strain	strain	elastic strain	strain	elastic strain	strain	elastic strain
A = 40 ซม ²	0.0012	0.00125	7.53E-05	0.00125	0.001	0.00125	0.001	0.00125
A = 50 ซม ²	0.0011	0.00125	7.26E-05	0.00125	0.0008	0.00125	0.0009	0.00125
A = 76 ซม ²	0.0008	0.00125	6.93E-05	0.00125	0.0006	0.00125	0.00057	0.00125
A = 85 ซม ²	0.00077	0.00125	6.63E-05	0.00125	0.0005	0.00125	0.00048	0.00125
A = 187 ซม ²	0.00038	0.00125	4.31E-05	0.00125	0.0003	0.00125	0.00024	0.00125

6.3 การเสริมก້อนยาง (Elastomeric bearing)

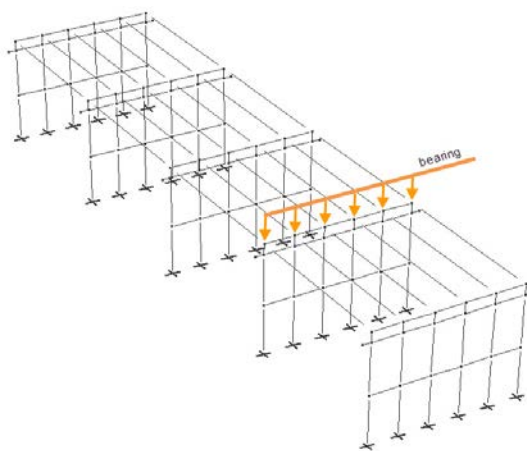
การใช้ก້อนยางเป็นการลดแรงกระทำที่มากกระทำกับโครงสร้างเนื่องจากก້อนยางจะทำให้โครงสร้างมีคาบการสั่นที่ยาวขึ้น เมื่อคาบธรรมชาติของโครงสร้างมีค่ามากขึ้นค่าของแรงแผ่นดินไหวที่มากกระทำกับโครงสร้างก็จะมีค่าน้อยลง

ก້อนยางที่นำมาใช้ในการวิเคราะห์การเสริมกำลังของโครงสร้างสะพานนี้มีลักษณะเป็นสี่เหลี่ยมโดยมีขนาดเท่ากับ 230x150 มม. และมีความสูงของก້อนยางรวมทั้งหมดเท่ากับ 79, 57 และ 35 มม. โดยในการวิเคราะห์จะใช้ความสัมพันธ์ของแรงและระยะทาง (force-

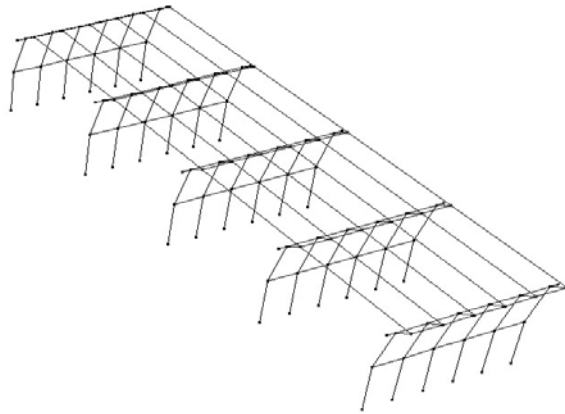
displacement hysteresis loop) แบบ bilinear โดยลักษณะการจำลองโครงสร้างที่เสริมกำลังแล้วในโปรแกรม PERFORM 3D แสดงรูปที่ 6.22

จากการวิเคราะห์จะได้คาบธรรมชาติดังตารางที่ 6.29 ซึ่งจะเห็นว่าคาบธรรมชาติของสะพานที่ทำการเสริมก่อนยางแล้วนั้นมีค่ามากกว่าคาบธรรมชาติของสะพานที่ไม่ได้เสริมก่อนยางเนื่องมาจากก่อนยางมีค่าสติฟเนสที่น้อยและสามารถดูดซับพลังงานได้ดี ดังนั้นเมื่อโครงสร้างเกิดการสั่นไหว ก่อนยางที่มีค่าสติฟเนสน้อยๆนั้นจะมีการเคลื่อนตัวที่มากกว่าองค์อาคารอื่น จากสาเหตุนี้จะทำให้การเคลื่อนตัวของโหมดที่ 1 เป็นการเคลื่อนตัวตามแนวยาวของสะพานโดยพื้นที่ตั้งอยู่บนก่อนยางจะมีการโยกตัวตามแนวยาวมากกว่าการโยกตัวของหัวเสา ดังรูปที่ 6.23 ส่วนโหมดที่สองจะเป็นการหมุนตัวรอบแกน H3 ดังรูปที่ 6.24 จากรูปจะเห็นว่าพื้นที่ตั้งอยู่บนก่อนยางจะมีการบิดตัวรอบแกน H3 ส่วนเสาของสะพานจะมีการบิดตัวน้อยมากและโหมดที่สามมีการโยกตัวในแนวขวางของสะพานดังรูปที่ 6.25 ซึ่งก็เป็นการโยกตัวของพื้นที่อยู่เหนือก่อนยางขึ้นไปเป็นส่วนมาก โดยเสาจะมีการเคลื่อนตัวน้อยมาก

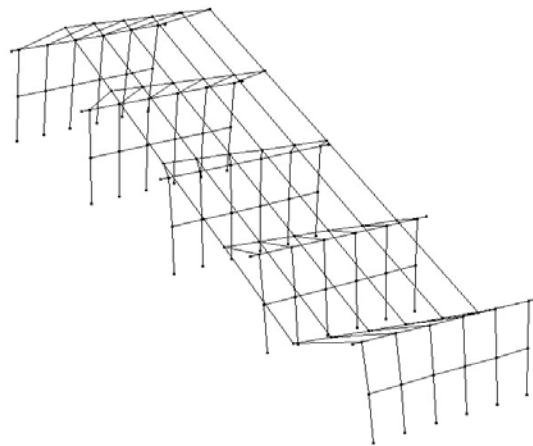
จากการวิเคราะห์สะพานที่ทำการเสริมก่อนยางจะเห็นว่าแรงเฉือนที่ฐานและโมเมนต์ดัดที่ฐานมีค่าน้อยลงกว่าสะพานที่ไม่ได้ทำการเสริมก่อนยางมากเนื่องจากก่อนยางมีค่าสติฟเนสที่น้อย ทำให้คาบธรรมชาติของสะพานมีค่าที่มาก จึงทำให้แรงที่มากกระทำกับโครงสร้างมีค่าน้อยลง โดยแสดงดังรูปที่ 6.26 ถึง รูปที่ 6.29 และเมื่อมีการลดค่าความสูงของก่อนยางก็将会เห็นว่าค่าของคาบธรรมชาติและค่าของแรงเฉือนและแรงดัดที่ฐานจะมีค่ามากขึ้นเนื่องจากค่าสติฟเนสของยางมีค่ามากขึ้น ซึ่งจากผลการวิเคราะห์ทำให้เห็นว่าค่าของแรงภายในไม่ว่าจะเป็นโมเมนต์ดัด หรือแรงเฉือนก็จะมีค่าน้อยกว่ากำลังที่สามารถต้านทานได้ทั้งหมด



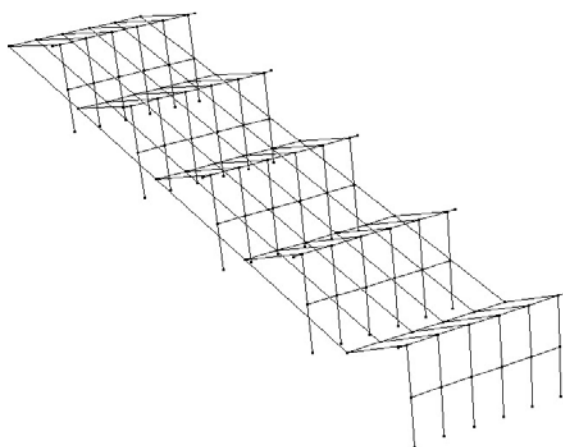
รูปที่ 6.22 ลักษณะโครงสร้างที่ทำการเสริมกำลังด้วยก่อนยางในโปรแกรม PERFORM 3D



รูปที่ 6.23 รูปร่างโหมดธรรมชาติของการสั่นไหวโหมดที่ 1 ของสะพานที่เสริมก่อนยาง



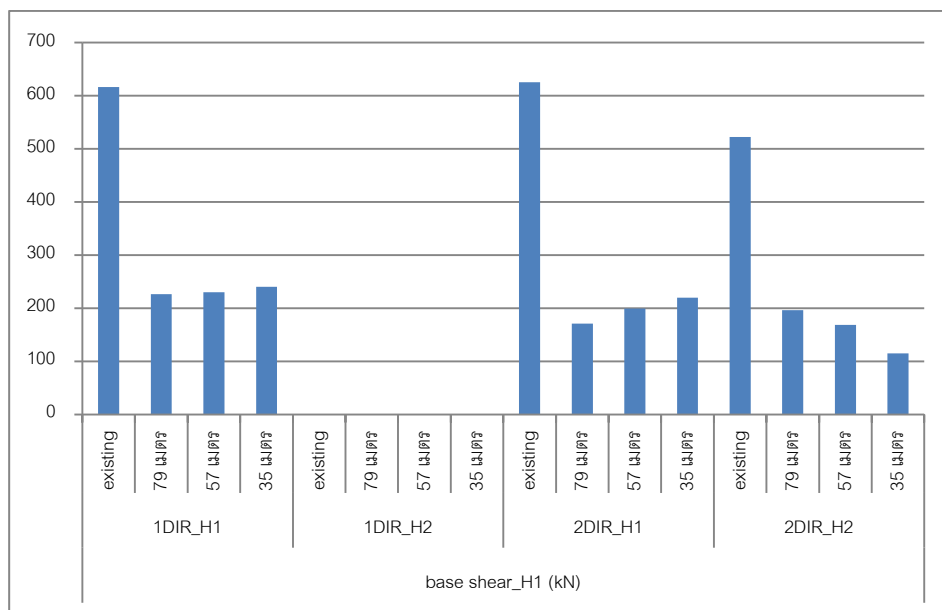
รูปที่ 6.24 รูปร่างโหมดธรรมชาติของการสั่นไหวโหมดที่ 2 ของสะพานที่เสริมก่อนยาง



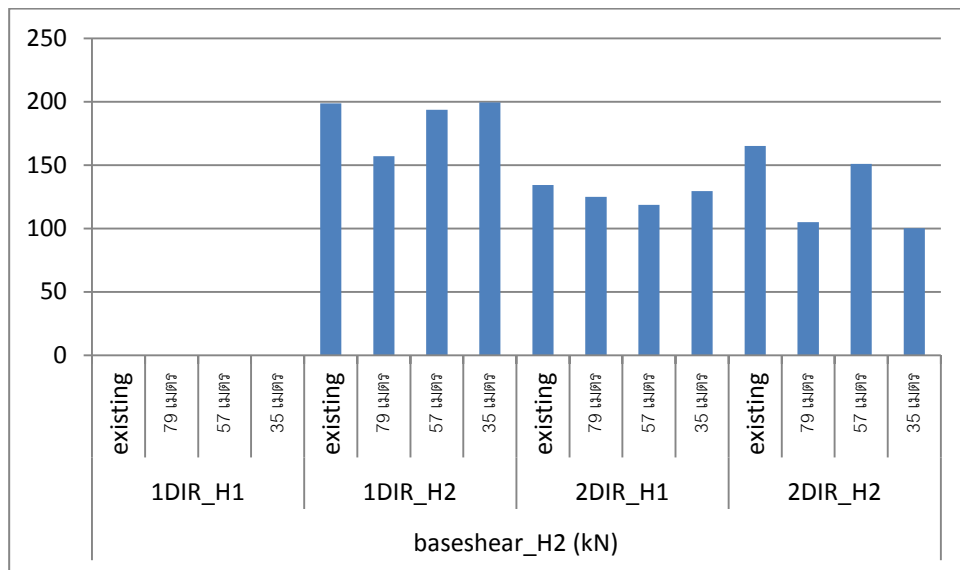
รูปที่ 6.25 รูปร่างโหมดธรรมชาติของการสั่นไหวโหมดที่ 3 ของสะพานที่เสริมก่อนยาง

ตารางที่ 6.29 ค่าคาบธรรมชาติของสะพานที่เสริมและไม่ได้เสริมก่อนยาง

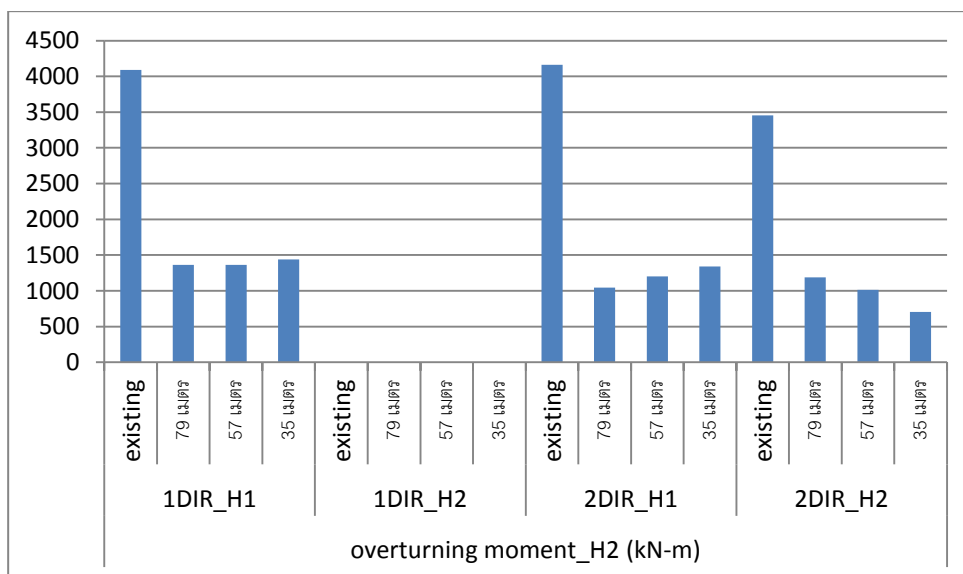
กรณี	ค่าคาบธรรมชาติ (sec)				
	Mode 1	Mode 2	Mode 3	Mode 4	Mode 5
7 เมตร	1.858	0.5773	0.5633	0.2505	0.1759
ที่รองรับสูง					
79 เมตร	2.323	1.331	1.324	0.3162	0.3161
57 เมตร	2.117	1.172	1.165	0.2967	0.2966
35 เมตร	2.026	0.9858	0.9779	0.2467	0.2466



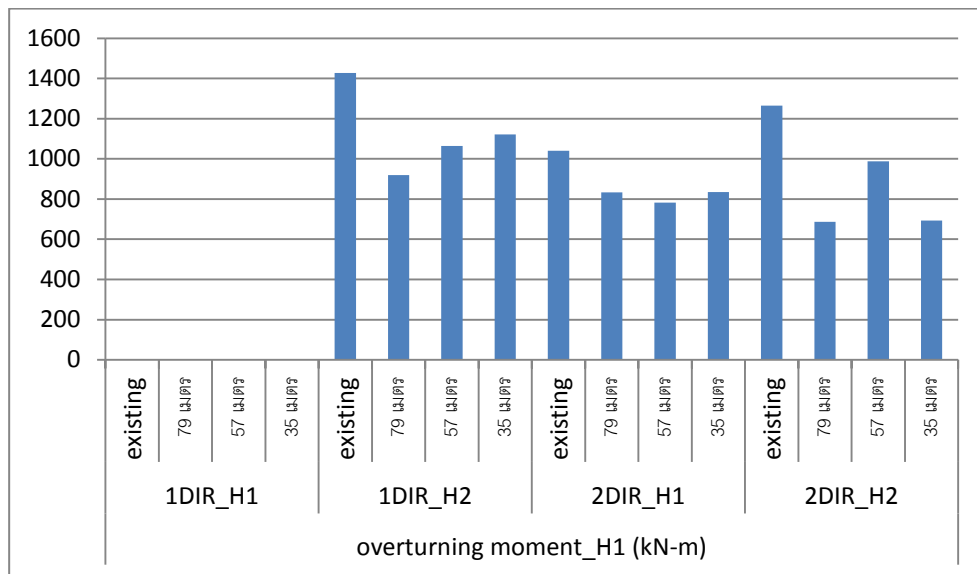
รูปที่ 6.26 แรงเฉือนที่ฐานของสะพานที่มีการเสริมก่อนยางในทิศทาง H1 ของสะพาน



รูปที่ 6.27 แรงเฉือนที่ฐานของสะพานที่มีการเสริมก่อนวางในทิศทาง H2 ของสะพาน



รูปที่ 6.28 โมเมนต์ดัดที่ฐานของสะพานที่มีการเสริมก่อนวางรอบทิศทาง H2 ของสะพาน



รูปที่ 6.29 โมเมนต์ดัดพื้นฐานของสะพานที่มีการเสริมก้อนยางรอบทิศทาง H1 ของสะพาน

จากการวิเคราะห์ทำให้ทราบค่าของการเคลื่อนที่ของสะพานที่ทำการเสริมด้วยก้อนยางมีค่ามากกว่าการเคลื่อนที่ของสะพานที่ไม่ได้ทำการเสริมก้อนยาง เนื่องจากก้อนยางมีค่าสติฟเนสที่น้อย ดังนั้นเมื่อมีแรงมากระทำกับสะพานที่ทำการเสริมก้อนยางนั้น จะทำให้ก้อนยางมีการโยกตัวทันที และถ้ามีแรงมากระทำที่มากขึ้นไปอีกก้อนยางก็จะยังมีการเคลื่อนตัวที่มากขึ้นตามไปด้วยซึ่งหมายความว่าเสาสะพานจะเกิดการโยกตัวที่น้อยมากเมื่อนำไปเปรียบเทียบกับสะพานที่ไม่ได้เสริมก้อนยาง จากตารางที่ 6.30 และ ตารางที่ 6.31 จะเห็นได้ว่าการโยกตัวของพื้นของสะพานสำหรับสะพานที่ทำการเสริมก้อนยางแล้วนั้นจะมีค่าที่มากกว่าสะพานที่ไม่ได้ทำการเสริมก้อนยาง แต่เมื่อดูค่าการโยกตัวที่คานขวางของสะพานที่ทำการเสริมก้อนยางจะเห็นว่ามีการโยกตัวที่น้อยกว่าสะพานที่ไม่ได้ทำการเสริมก้อนยาง

เนื่องจากสะพานที่ใช้วิเคราะห์เป็นสะพานขนาดเล็กทำให้มีที่ว่างก้อนยางน้อยมาก จึงไม่สามารถใช้ก้อนยางที่มีขนาดใหญ่ได้ จากการวิเคราะห์ค่าการเคลื่อนที่ของก้อนยางที่ได้มีค่าเท่ากับ 0.135 ม.ในทิศตามขวางของสะพานและเท่ากับ 0.135 ม.ในทิศตามยาวของสะพานแต่ค่าการเคลื่อนที่ที่ยอมให้ของก้อนยางมีค่าเท่ากับ 0.022 ม.เท่านั้น จึงสังเกตได้ว่าก้อนยางที่สามารถใช้ได้นั้นมีขนาดที่เล็กเกินไป ไม่เหมาะที่จะใช้กับสะพานลักษณะนี้ได้

ตารางที่ 6.30 การเคลื่อนที่จุดบนสุดของสะพานที่มีการเสริมกำลังด้วยก้อนยาง ในทิศทางตามขวางและตามยาวของสะพาน

	การโยกตัวที่ระดับพื้นสะพาน (m)															
	LMSR_H1				LMSR_H2				2DI_H1				2DI_H2			
	EX	79	57	35	EX	79	57	35	EX	79	57	35	EX	79	57	35
H1	0.064	0.147	0.136	0.103	0	0	0	0	0.080	0.155	0.159	0.147	0.051	0.107	0.095	0.069
H2	0	0	0	0	0.202	0.227	0.203	0.194	0.153	0.152	0.143	0.137	0.183	0.221	0.215	0.191

ตารางที่ 6.31 การเคลื่อนที่ระดับคานขวางของสะพานที่มีการเสริมกำลังด้วยก้อนยาง ในทิศทางตามขวางและตามยาวของสะพาน

	การโยกตัวที่ระดับคานขวาง (m)															
	LMSR_H1				LMSR_H2				2DI_H1				2DI_H2			
	EX	79	57	35	EX	79	57	35	EX	79	57	35	EX	79	57	35
H1	0.033	0.006	0.006	0.006	0	0	0	0	0.045	0.005	0.005	0.006	0.028	0.004	0.004	0.004
H2	0	0	0	0	0.074	0.02	0.031	0.033	0.057	0.021	0.024	0.025	0.068	0.025	0.029	0.030

บทที่ 7

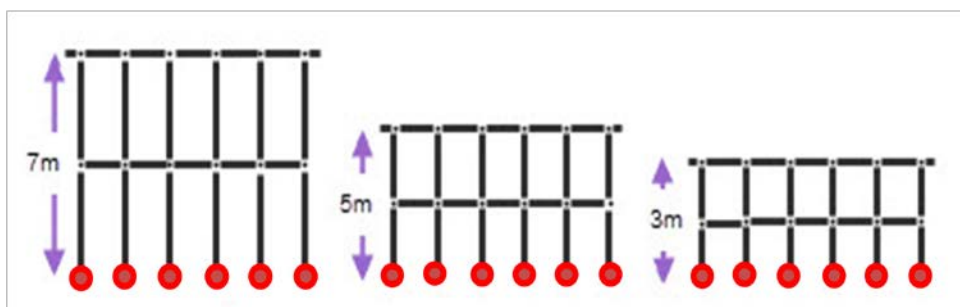
สรุปผลการวิจัย

จากการวิเคราะห์ทั้งหมดในการศึกษานี้สามารถสรุปได้ดังนี้

7.1 สรุปการประเมินสะพาน

สะพานที่ใช้ในการประเมินเป็นสะพานขนาดเล็กที่อยู่ในความดูแลของกรมทางหลวงชนบท โดยมีความยาวช่วงสะพานอยู่ที่ 10 เมตร โดยพื้นสะพานเป็นพื้นคอนกรีตสำเร็จรูป ซึ่งมีความหนาของพื้นสะพานรวมเทปหน้าอยู่ที่ 0.50 เมตร กว้าง 10 เมตร มีคานพาดหัวเสา (cap beam) ซึ่งทำหน้าที่เป็นที่รองรับพื้นสะพานซึ่งมีขนาดหน้าตัดของคานพาดหัวเสา 0.50×0.70 เมตร โดยน้ำหนักทั้งหมดของสะพานจะถูกถ่ายลงเสาที่มีขนาดของหน้าตัดเท่ากับ 0.40×0.40 เมตร จำนวน 6 ต้นต่อ 1 ตับ และเสาแต่ละต้นจะมีคานขวางซึ่งทำหน้าที่ให้พฤติกรรมของเสาไปด้วยกันซึ่งมีขนาดหน้าตัดเท่ากับ 0.40×0.40 เมตรเช่นเดียวกับขนาดหน้าตัดของเสา โดยสะพานที่ใช้ในการประเมินจะตั้งอยู่ในจังหวัดเชียงใหม่ ความสูงที่ใช้ในการประเมินมี 3 ระดับ ความสูงคือ 7, 5 และ 3 เมตร

จากการวิเคราะห์ สะพานสูง 7, 5 และ 3 เมตร จะมีความเสียหายเกินกว่าระดับ Collapse Prevention เนื่องจากโมเมนต์ดัดบริเวณโคนเสาดังรูปที่ 7.1 เนื่องจากสะพานสามารถโยกตัวทางตามยาวได้อย่างอิสระ เพราะไม่มีพื้นสะพานมาค้ำยันไว้ในทิศทางตามยาว

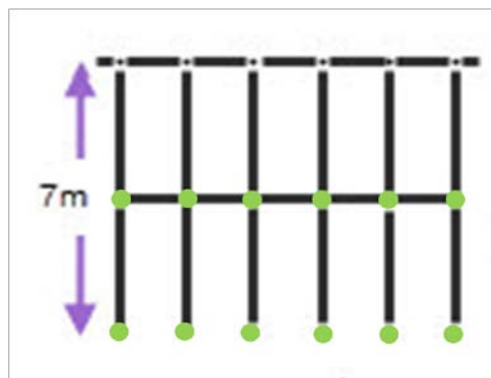


รูปที่ 7.1 ความเสียหายที่โคนเสาสำหรับทุกๆความสูงสะพาน

7.2 สรุปการเสริมกำลังด้วยวิธีต่างๆ

7.2.1 วิธีพอกเสา (Concrete Jacketing)

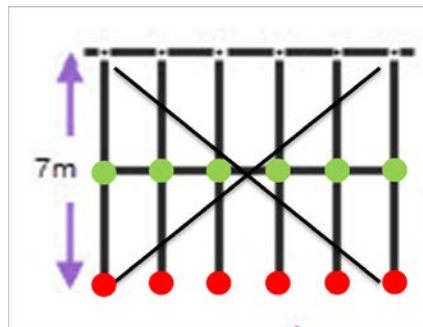
จากการพอกเสาทำให้ความมุงมุมที่โคนเสาในส่วนที่พอกไม่เกิดความเสียหายสำหรับทุกๆ กรณี แต่ถ้าระยะพอกเสาที่มีความสูงตั้งแต่ 0.5 – 3.3 เมตร ในบริเวณเสาในส่วนที่อยู่เหนือการพอกเสานั้นจะมีความเสียหายเกิดขึ้นเนื่องจากแรงแผ่นดินไหวกระทำตามยาวของสะพาน สาเหตุเกิดจากการโยกตัวตามแนวยาวของสะพานมีค่าที่มาก แต่ในความเป็นจริงอาจจะไม่เกิดความเสียหายในกรณีนี้ได้ เนื่องจากสะพานจะมีถนนมาช่วยในการค้ำยันการโยกตัวตามยาวให้มีค่าน้อยลง แต่ถ้าพอกเสาให้สูงตลอดความสูงเสาสะพานก็จะสามารถป้องกันความเสียหายที่เกิดจากแรงตัดได้ ดังนั้นระยะพอกเสาที่เหมาะสมที่สุดคือที่ระยะ 6.65 เมตร เนื่องจากเป็นระยะในการพอกเสาที่พอกแล้วไม่เกิดความเสียหายใดๆ



รูปที่ 7.2 สะพานไม่เกิดความเสียหายเมื่อพอกเสาตลอดความสูงของเสาสะพาน

7.2.2 วิธีการเสริมค้ำยัน (Brace)

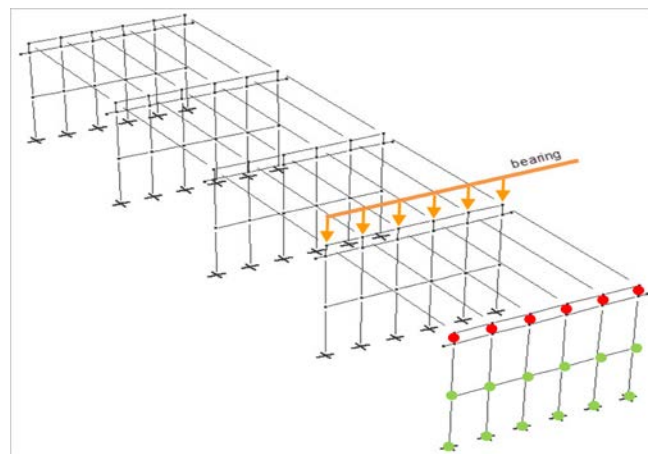
การเสริมค้ำยันจะช่วยให้บริเวณโคนเสาไม่เกิดความเสียหายเมื่อมีแรงแผ่นดินไหวกระทำในทิศตามขวางของสะพาน แต่เมื่อมีแรงแผ่นดินไหวกระทำในทิศตามยาวของสะพาน ก็จะทำให้โคนเสาเกิดความเสียหาย ซึ่งสาเหตุเกิดจากค้ำยันไม่สามารถรับการโยกตัวของสะพานในทิศตามยาวได้เลย ดังนั้นขนาดของค้ำยันที่เหมาะสม ควรมีขนาดหน้าตัดเท่ากับ 40 ซม² ขึ้นไปซึ่งสามารถเทียบได้กับเหล็ก C200x80 หนัก 24.6 กก./ม.



รูปที่ 7.3 ความเสียหายที่เกิดขึ้นบริเวณโคนเสาเมื่อมีการเสริมด้วยค้ำยัน

7.2.3 วิธีการเสริมก้อนยาง (Elastomeric Bearing)

การเสริมก้อนยางทำให้ค่าของแรงภายในที่เกิดขึ้นมีค่าน้อยกว่ากำลังที่สะพานสามารถต้านทานได้ทั้งหมด ดังนั้นสะพานจะไม่เกิดความเสียหายใดๆเลย แต่เนื่องจากสามารถใช้ก้อนยางได้แต่ขนาดเล็กจึงทำให้ก้อนยางเกิดการเสียรูปไปมาก จึงเป็นสาเหตุทำให้พื้นสะพานเกิดการร่วงหล่นลงมาจากที่รองรับได้



รูปที่ 7.4 ความเสียหายที่เกิดขึ้นที่ก้อนยางเนื่องจากการเสียรูปของก้อนยาง

7.3 ข้อเสนอแนะ

1. วิธีพอกเสาจะทำการเสริมกำลังยากถ้าฐานรากสะพานเป็นแบบเสาเข็มเนื่องจาก เมื่อแรงแผ่นดินไหวที่มากระทำมีค่ามากขึ้น ส่วนที่เสียหายอาจจะเป็นส่วนที่อยู่ใต้ดินดังนั้นการทำ concrete jacketing จะต้องทำในส่วนที่อยู่ใต้ผิวดินด้วยเพื่อป้องกันเสาที่อยู่ใต้ดินเสียหาย

2. ในการก่อสร้างจริงอาจจะต้องทำการเทคอนกรีตบริเวณโคนเสาให้เหมือนเป็นฐานรากแผ่ เพื่อป้องกันการเสียหายของเสาสะพานที่อยู่ใต้ดิน หรือเพื่อป้องกันแรงเฉือนที่ถูกส่งถ่ายผ่านตัวค้ำยันมายังเสา

3. เนื่องจากสะพานที่ใช้วิเคราะห์เป็นสะพานขนาดเล็กทำให้มีที่วางก້อนยางน้อยมากจากการวิเคราะห์ค่าการเคลื่อนที่ของก້อนยางที่ได้มีค่ามากกว่าความสามารถในการต้านทานการเคลื่อนที่ของก້อนยางซึ่งจะทำให้พื้นสะพานร่วงลงมาจากที่รองรับได้

รายการอ้างอิง

ภาษาไทย

โยธาธิการและผังเมือง,กรม. 2552. มาตรฐานการออกแบบอาคารด้านทานการสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว (มยผ.1302-52), กรุงเทพมหานคร: กระทรวงมหาดไทย.

วรการ สิงหสุด และ อาณัติ เรืองรัศมี, 2551. สมรรถนะด้านทานแผ่นดินไหวของเสาสะพานคอนกรีตเสริมเหล็กในประเทศไทยภายใต้แรงกระทำแบบวัฏจักร, วิทยานิพนธ์ปริญญา มหาบัณฑิต, ภาควิชาวิศวกรรมโยธา, คณะวิศวกรรมศาสตร์, จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย.

อมร พิมาณมาศ และ ประภาสิต จันทนลิขิต, 2554. การใช้แผ่นคาร์บอนไฟเบอร์เสริมกำลังเสาอาคารด้านทานแผ่นดินไหว, วิทยานิพนธ์ปริญญา มหาบัณฑิต, ภาควิชาวิศวกรรมโยธา, คณะวิศวกรรมศาสตร์, สถาบันเทคโนโลยีนานาชาติสิรินธร.

อาณัติ เรืองรัศมี, 2551. โครงการศึกษาและพัฒนาความสามารถด้านทานแผ่นดินไหวของสะพานในสายทางโครงข่ายทางหลวงชนบท, กรุงเทพมหานคร: กรมทางหลวงชนบท

ภาษาอังกฤษ

American Society of Civil Engineers (ASCE), 2000. Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings, the Federal Emergency Management Agency (FEMA-356): Washinton, D.C.

Azizinamini, A., Corley, W.G., and Johal, L.S., 1992. Effects of Transverse Reinforcement on Seismic Performance of Column. ACI Structural Journal, 89(4): 442-250.

Basoz, N.I., Kiremidjian, A.S., King, S.A., and Law, K.H., 1999. Statistical Analysis of Bridge Damage Data from the 1994 Northridge, CA, Earthquake. Earthquake Spectra, 15(1): 25-54.

Bentz, C.E., and Michael, P.C., 2000. RESPONSE 2000. [Computer Program]. University of Toronto.

- Boen, T., 2006. Structural Damage in the March 2005 Nias-Simeulue Earthquake. Earthquake Spectra, 22(S3): S419-S434.
- Choi, E., Nam, T.H., Oh, J.T., and Cho, B.S., 2006. An isolation bearing for highway bridges using shape memory alloys. Materials Science and Engineering, 438(1): 1081-1084.
- Chopra, A.K., 2007. Dynamics of structures: Theory and Applications to Earthquake Engineering, Third edition. Prentice-Hall.
- Christopoulos, C., Garcia, D.L., and Tsai, K.C., 2005. Educational Reconnaissance of the Area Affected by the 1999 Chi-Chi Earthquake—Three Years Later. Earthquake Spectra, 21(1): 31-52.
- Computer and Structure Inc., 2006. PERFORM 3D. [Computer program]. University of California, Berkeley.
- Cornell, A., 2004. Hazard ground motion and probabilistic assessments for PBSD. In Fajfar, P., and Krawinkler, H. (eds.), Proceedings of the international workshop, pp. 39-52. Bled, Slovenia, June. 28 to July. 1, 2004. Berkeley: Pacific Earthquake Engineering Research Center, 2004.
- DesRoches, R., Choi, E., Leon, R.T., Dyke, S.J. and Aschheim, M., 2004. Seismic Response of Multiple Span Steel Bridges in Central and Southeastern United States. Journal of Bridge Engineering, 9(5): 464-473.
- Dicleli, M., and Mansour, M.Y., 2003. Seismic retrofitting of highway bridges in Illinois using friction pendulum seismic isolation bearings and modeling procedures. Materials Science and Engineering, 25(9): 1139-1156.
- Gates, J.H., Mellon, S., and Klein, G., 1988. The Whittier Narrows, California Earthquake of October 1, 1987 – Damage to State Highway Bridges. Earthquake Spectra, 4(2): 377-388.

- Haque, M.N., Bhuiyan, A.R. and Alam, M.J., 2010. Seismic Response Analysis of Base Isolated Highway Bridge: Effectiveness of Using Laminated Rubber Bearing. IABSE-JSCE Joint Conference on Advances in Bridge Engineering-II, 8-10 August, Dhaka, Bangladesh.
- Harajli, M.H., and Rteil, A.A., 2004. Effect of Confinement Using Fiber-Reinforced Polymer of Fiber-Reinforced Concrete on Seismic Performance of Gravity Load-Designed Columns. ACI Structural Journal, 101(1): 401-415.
- Harries, K.A., Ricles, J.R., Pessiki, S., and Sause, R., 2006. Seismic Retrofit of Lap Splices in Nonductile Square Columns Using Carbon Fiber-Reinforced Jackets. ACI Structural Journal, 103(6): 115-135.
- Haselton, C.B., and Deierlein, G.G., 2008. Assessing Seismic Collapse Safety of Modern Reinforced Concrete Moment-Frame Buildings, Doctoral Dissertation. Department of Civil and Environment Engineering, Faculty of Civil Engineering, Stanford University.
- Hindi, R., and Dicleli, M., 2006. Effect of Modifying Bearing Fixities on the Seismic Response of Short-to Medium-Length Bridges with Heavy Substructures. Earthquake Spectra, 22(1): 65-84.
- Hwang, J.S., Sheng, L.H., and Gates, J.H., 1994. Practical Analysis of Bridges on Isolation Bearings with Bi-Linear Hysteresis Characteristics. Earthquake Spectra, 10(4): 705-727
- Iacobucci, R.D., Sheikh, S.A., and Bayrak, O., 2007. Retrofit of Square Concrete Columns with Carbon Fiber-Reinforced Polymer for Seismic Resistance. ACI Structural Journal, 100(6): 785-794
- Ibarra, L.F., Medina, R.A., and Krawinkler, H., 2005. Hysteretic models that incorporate strength and stiffness deterioration. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 34(12): 1489-1511

- Legeron, F., and Pualtre, P., 2000. Behavior of High-Strength Concrete Columns under Cyclic Flexure and Constant Axial Load. ACI Structural Journal, 97(4): 591-601.
- Lin, C.J., Hung, H.H., Liu, K.Y., and Chai, J.F., 2010. Reconnaissance Observation on Bridge Damage Caused by the 2008 Wenchuan (China) Earthquake. Earthquake Spectra, 26(4): 1057-1083.
- Lukkunaprasit, P., and Sittipunt, C., 2003. Ductility Enhancement of Moderately Confined Concrete Tied Columns with Hook-Clips. ACI Structural Journal, 100(4): 422-429.
- Ma, R., and Xiao, Y., 1999. Seismic Retrofit and Repair of Circular Bridge Columns with Advanced Composite Materials. Earthquake Spectra, 15(4): 747-763.
- Marsh, M.L., and Brown, C.B., 1994. Effects of Column Flexural Strength on the Seismic Response of a Multiple-Column Bridge Bent. Earthquake Spectra, 10(4): 757-776.
- Matthys, S., Toutanji, H., Audenaert, K., and Taerwe, L., 2005. Axial Load Behavior of Large- Scale Columns Confined with Fiber-Reinforced Polymer Composites. ACI Structural Journal, 102(2): 401-415.
- Mellal, A., Commend, S. and Geiser, F., 2007. 3D Finite Element Seismic Analysis of Bridges and Dams. Numerical Model in Geomechanics Proceedings of the Tenth International Symposium on Numerical Models in Geomechanics, 25-27 April, Rhodes, Greece.
- Memon, M.S., and Sheikh, S.A., 2005. Seismic Resistance of Square Concrete Columns Retrofitted with Glass Fiber-Reinforced Polymer. ACI Structural Journal, 102(5): 774-783.

- O'Rourke, T.D., Bonneau, A.L., Pease, J.W., Shi, P., and Wang, Y., 2006. Liquefaction and Ground Failures in San Francisco. Earthquake Spectra, 22(S2): S91-S122.
- Panagiotakos, T.B., and Fardis, M.N., 2001. Deformations of reinforced concrete members at yielding and ultimate. ACI Structural Journal, 98(2): 135-148.
- Priestley, M.N., 1988. The Whittier Narrows, California Earthquake of October 1, 1987 – Damage to the I-5/I-605 Separator. Earthquake Spectra, 4(2): 389-405.
- Saatcioglu, M., Ghojarah, A., and Nistor, L., 2006. Performance of Structures in Indonesia during the December 2004 Great Sumatra Earthquake and Indian Ocean Tsunami. Earthquake Spectra, 22(S3): S295-S319.
- Scawthorn, C., and Rathje, E.M., 2006. The 2004 Niigata Ken Chuetsu, Japan, Earthquake. Earthquake Spectra, 22(S1): S1-S8.
- Sezen, H., 2002. Seismic behavior and modeling of reinforced concrete building columns, Doctoral dissertation. Civil and Environmental Engineering, Graduate division, University of California, Berkeley.
- Sheikh, S.A., and Khoury, S.S., 1993. Confined Concrete Columns with Stubs. ACI Structural Journal, 90(4): 414-431.
- Shome, N. and Cornell, C.A., 1997. Probabilistic Seismic Demand Analysis of Nonlinear Structures, Report No. RMS-35. California: Stanford University.
- Subramanian, N., 2008. I-35W Mississippi river bridge failure – Is it a wakeup call?. The Indian Concrete Journal, 10(1): 29-38.
- Sumnieng Ongsupankul., Torkul Kanchanalai., and Kawashima K., 2006. Behavior of Reinforced Concrete Bridge Pier Columns Subjected to Moderate Seismic Load. ScienceAsia, 33(2): 175-185.

- Thermou, G.E.,and Elnashai, A.S., 2006. Seismic retrofit schemes for RC structures and local-global consequences. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 8(1): 1-15
- U.S.Department of Transportation., 2006. Seismic Retrofitting Manual for Highway Structures Part1, Seismic Retrofitting Manual for Highway Bridges: Georgetown Pike.

ภาคผนวก

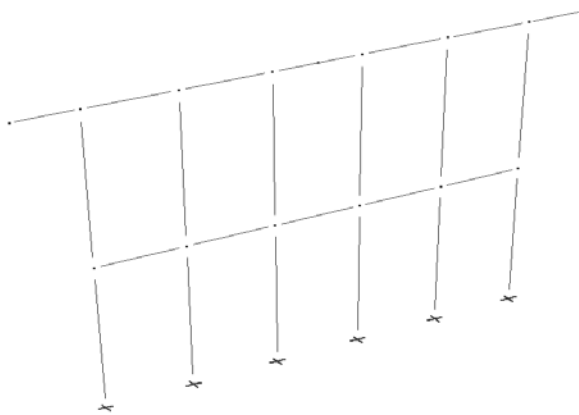
ภาคผนวก ก

การตรวจสอบด้วยวิธีการวิเคราะห์แบบเชิงเส้น

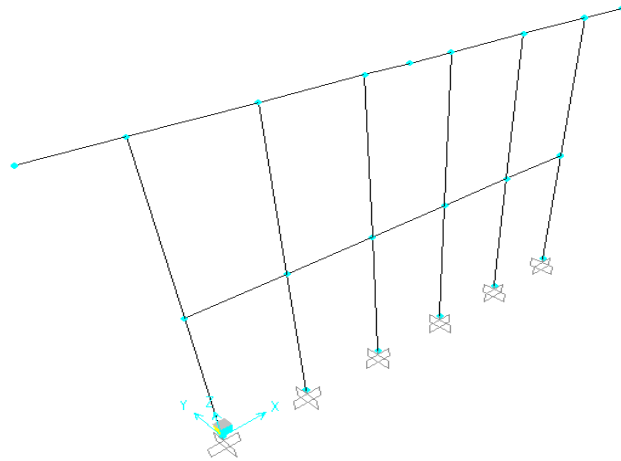
ในการวิเคราะห์จะใช้โปรแกรม PERFORM 3D เป็นโปรแกรมหลักในการวิเคราะห์โครงสร้าง ในการคำนวณเบื้องต้นจะใช้โปรแกรม SAP2000 มาเปรียบเทียบผลที่ได้เพื่อความแม่นยำในการวิเคราะห์ต่อไป

ในการสอบเทียบความถูกต้องของผลการวิเคราะห์ของทั้ง 2 โปรแกรมนี้ จะมีการกำหนดลักษณะของโครงสร้างขึ้นมาใหม่ ซึ่งไม่มีส่วนเกี่ยวข้องกับสะพานตัวอย่างที่นำมาใช้ในการวิเคราะห์

ลักษณะของโครงสร้างหรือ discrete model ที่สร้างจากโปรแกรม PERFORM 3D และ SAP2000 จะได้แสดงให้เห็นดังรูปที่ ก.1 และ ก.2 โดยมีขนาดของหน้าตัดคานพาดหัวเสาเท่ากับ 0.5×0.7 เมตร คานขวางมีหน้าตัดเท่ากับ 0.4×0.4 เมตร และเสามีหน้าตัดขนาด 0.4×0.4 เมตรเช่นกัน ฐานรองรับเป็นแบบยึดแน่น และในโปรแกรม PERFORM 3D มีการรวมมวลไว้ที่จุดปลายขององค์อาคาร และได้รวมมวลของพื้นสะพานไว้ที่จุดกึ่งกลางของคานพาดหัวเสา

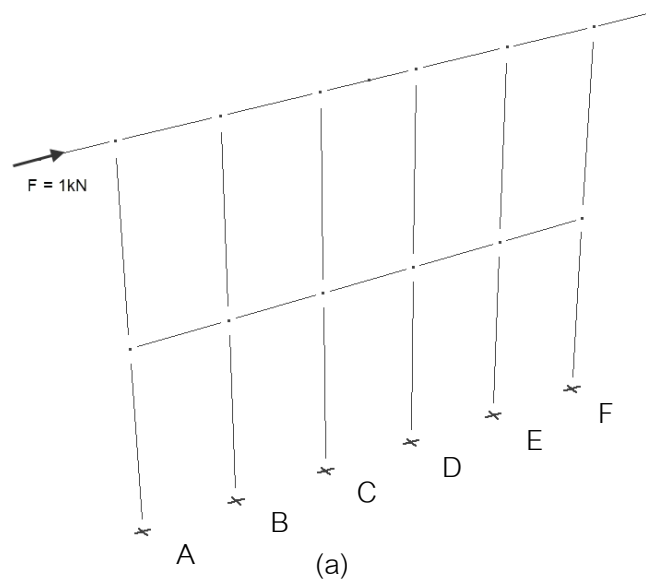


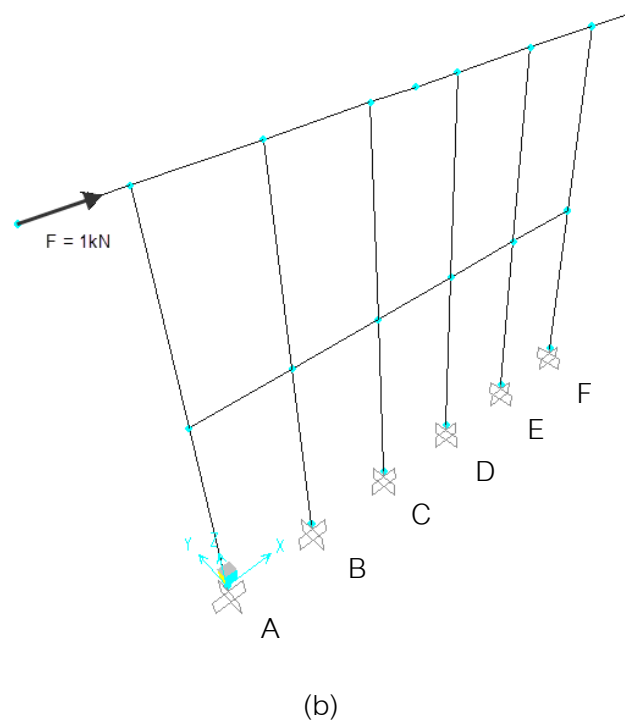
รูปที่ ก.1 โครงสร้างจากโปรแกรม PERFORM 3D



รูปที่ ก.2 โครงสร้างจากโปรแกรม SAP2000

ผลที่นำมาเปรียบเทียบคือค่าของคาบของโครงสร้างและค่าของแรงเฉือนที่เกิดขึ้นที่ฐาน เนื่องจาก point load 1 kN ที่ได้จากการวิเคราะห์ของทั้ง 2 โปรแกรม โดยตำแหน่งของแรงกระทำจะแสดงดังรูปที่ ก.3 a และ b





รูปที่ ก.3 (a).ตำแหน่งและทิศทางของแรง 1 kN กระทำกับโครงสร้างในโปรแกรม PERFORM 3D

(b).ตำแหน่งและทิศทางของแรง 1 kN กระทำกับโครงสร้างในโปรแกรม SAP2000

สรุปผลการวิเคราะห์โครงสร้างสะพานภายใต้แรงกระทำแบบ point load โดยจะทำการเปรียบเทียบด้วยแรงเฉือนที่โคนเสาและแรงดัดที่โคนเสา จะเห็นได้ว่าค่าของแรงดัดและแรงเฉือนที่ได้จากทั้ง 2 โปรแกรมมีความใกล้เคียงกันมากจึงมั่นใจได้ว่าค่าที่ได้จากโปรแกรม PERFORM 3D มีความถูกต้อง

ค่าคาบธรรมชาติที่ได้ต่างกันเพราะโปรแกรม PERFORM 3D ได้มีการกำหนดมวลของโครงสร้างแบบ มวลรวมจุด (lump mass) ไว้ที่ปลายของชิ้นส่วนนั้นๆ แต่โปรแกรม SAP 2000 มีการกำหนดมวลแบบ finite element consistent mass ส่วนค่าของแรงเฉือนและโมเมนต์ดัดที่ฐานรองรับนั้นจะแสดงดังตารางที่ ก.2

ตารางที่ ก.1 คาบธรรมชาติของสะพาน

โปรแกรม	ความสูง (ม.)	ความยาวช่วง (ม.)	คาบธรรมชาติ (วินาที)				
			Mode 1	Mode 2	Mode 3	Mode 4	Mode 5
PERFORM 3D	6.3	10	1.96	0.588	0.234	0.0679	0.0526
SAP2000	6.3	10	1.992	0.589	0.239	0.0668	0.0532

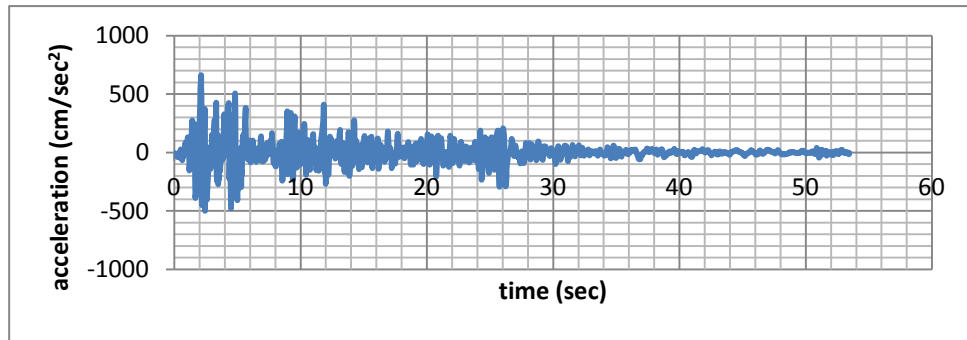
ตารางที่ ก.2 แรงเฉือนและโมเมนต์ที่ฐานรองรับของสะพาน

โปรแกรม	แรงที่ ฐานรองรับ	ตำแหน่งของที่รองรับ					
		A	B	C	D	E	F
Perform 3D	แรงเฉือน (KN)	0.14	0.17	0.17	0.17	0.17	0.14
	โมเมนต์ดัด (KN-m)	0.28	0.32	0.32	0.32	0.32	0.28
SAP2000	แรงเฉือน (KN)	0.14	0.18	0.17	0.17	0.18	0.14
	โมเมนต์ดัด (KN-m)	0.28	0.32	0.32	0.32	0.32	0.28

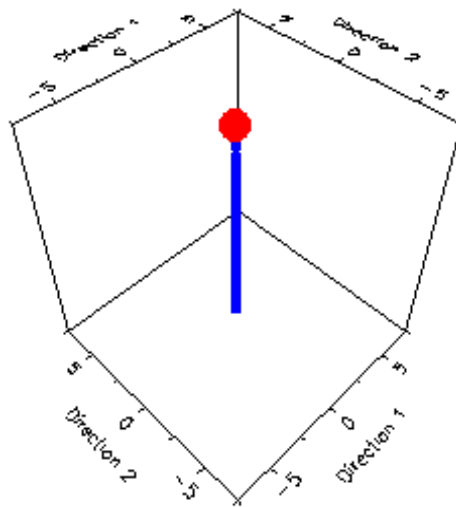
การตรวจสอบด้วยวิธีการวิเคราะห์แบบไม่เชิงเส้น

เมื่อได้ทำการเปรียบเทียบผลที่ได้จากวิธีวิเคราะห์แบบเชิงเส้นแล้ว ต่อไปก็ได้ทำการเปรียบเทียบผลที่ได้มาจากการคำนวณแบบไม่เชิงเส้น โดยจะใช้โปรแกรม PERFORM 3D กับโปรแกรม Bispec วิเคราะห์แบบประวัติเวลา โดยนำคลื่น 1 ชุดซึ่งแสดงให้เห็นในรูปที่ ก.4 มากระทำในทิศทาง direction 1 โดยที่ฐานรองรับเป็นแบบยึดแน่นและมีการรวมมวลทั้งหมดไว้ที่ปลายเสาโดยได้แสดงให้เห็นดังรูปที่ ก.5 และได้มีการกำหนดให้มีพฤติกรรมไม่เชิงเส้นแบบ elastic-perfectly plastic (e-p-p) โดยการคำนวณเปรียบเทียบนี้ก็จะมีการเปลี่ยนค่าคุณสมบัติต่างๆเพื่อดูความแตกต่างที่เกิดขึ้นของทั้งสองโปรแกรม โดยค่าคุณสมบัติต่างๆที่ใช้ในการวิเคราะห์ได้มีการสรุปไว้อย่างชัดเจนในตารางที่ ก.3 ซึ่งจะทำการเปรียบเทียบค่าของการกระจัด

ที่ปลายเสาที่เวลาต่างๆ โดยจะแสดงผลการวิเคราะห์ของการวิเคราะห์เปรียบเทียบครั้งที่ 1, 2, 3, และ 4 ดังรูปที่ ก.6 ถึง ก.9



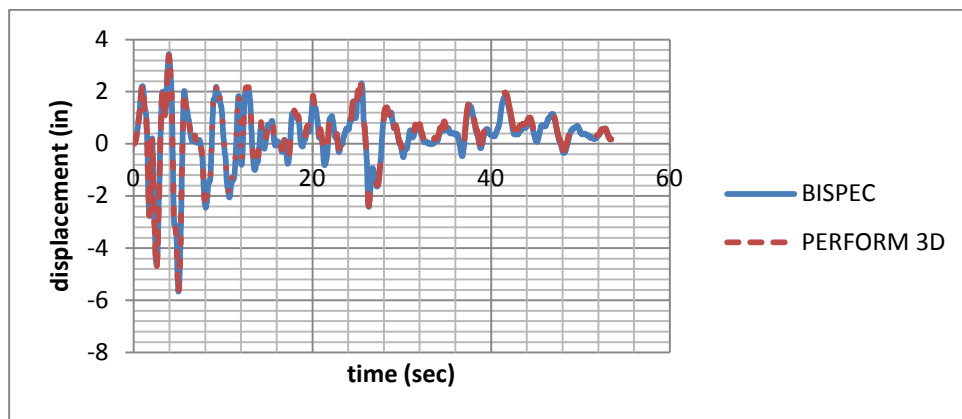
รูปที่ ก.4 คลื่นแผ่นดินไหวที่ใช้ Imperial Valley, 19 May 40, El Centro



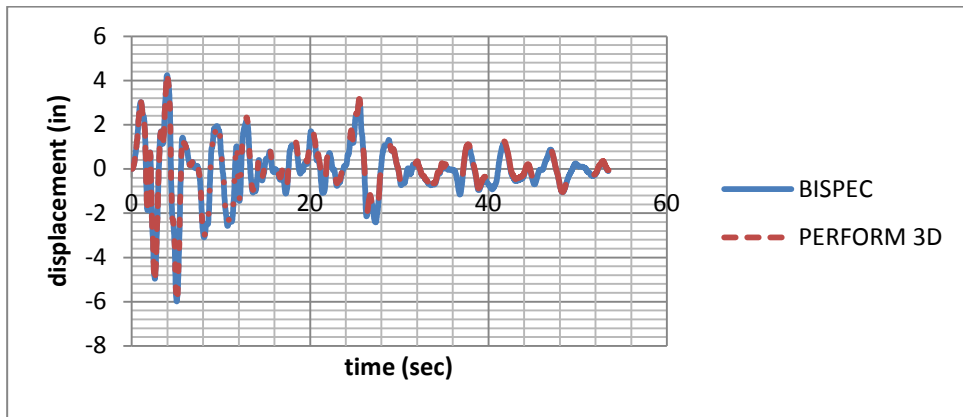
รูปที่ ก.5 ลักษณะของโครงสร้างเสาที่มีมวลรวมจุดอยู่ที่ปลายด้านบน (SDF system)

ตารางที่ ก.3 ค่าคุณสมบัติของโครงสร้างที่ใช้ในการวิเคราะห์เปรียบเทียบ

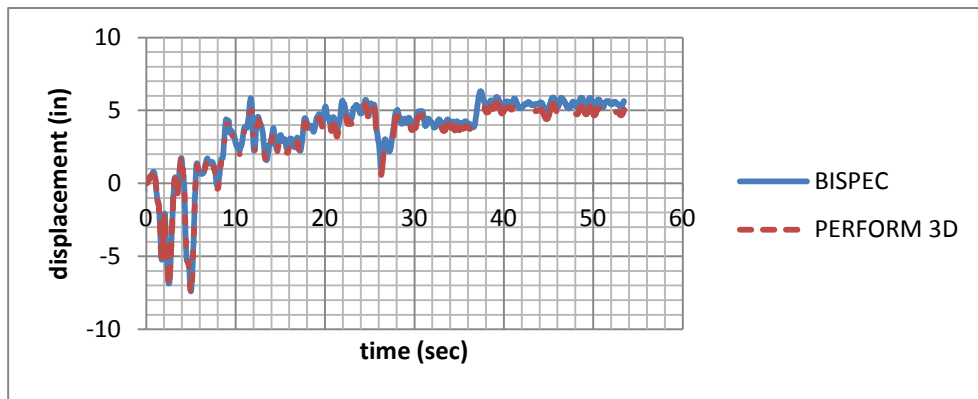
ตัวแปรในการวิเคราะห์	เปรียบเทียบครั้งที่ 1	เปรียบเทียบครั้งที่ 2	เปรียบเทียบครั้งที่ 3	เปรียบเทียบครั้งที่ 4
มวล $\left(\frac{kip \cdot s^2}{in}\right)$	1	5	5	5
อัตราส่วนความหน่วง (%)	5	5	5	5
ค่าคาบธรรมชาติ (sec)	0.5	1	1	1
สติฟเนสของโครงสร้าง (kip/in)	157.91	197.39	197.39	197.39
แรงที่จุดครากของ e-p-p (kip)	1	1	50	125



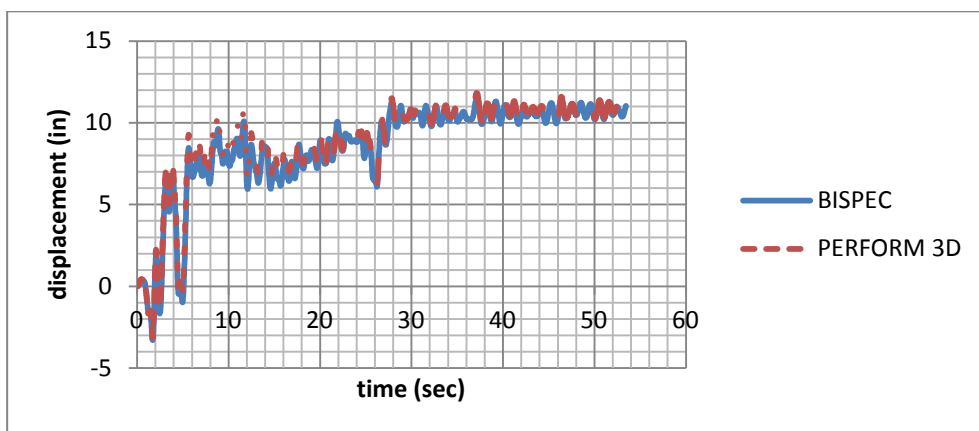
รูปที่ ก.6 ค่าการกระจัดของปลายเสาที่เวลาต่างๆ



รูปที่ ก.7 ค่าการกระจัดของปลายเสาที่เวลาต่างๆ



รูปที่ ก.8 ค่าการกระจัดของปลายเสาที่เวลาต่างๆ

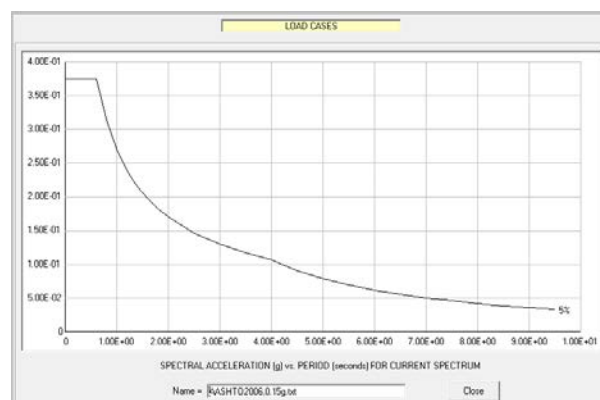


รูปที่ ก.9 ค่าระยะทางที่จุดสูงสุดของเสากับเวลา

จากการวิเคราะห์เปรียบเทียบต่างๆที่ผ่านมาไม่ว่าจะเป็นการวิเคราะห์แบบเชิงเส้นหรือการวิเคราะห์แบบไม่เชิงเส้นจากผลที่ได้แสดงให้เห็นว่าค่าที่ได้จากโปรแกรม Perform 3D มีความสอดคล้องกับโปรแกรมอื่น จึงเชื่อได้ว่ามีความถูกต้อง

การตรวจสอบด้วยวิธีการวิเคราะห์แบบสเปกตรัมผลตอบสนอง

ในการวิเคราะห์สะพานเบื้องต้นจะใช้โครงสร้างที่เป็นวัสดุที่มีความยืดหยุ่นแบบเชิงเส้น โดยมีขนาดของหน้าตัดคานพาดหัวเสาเท่ากับ 0.5×0.7 เมตร คานขวางมีหน้าตัดเท่ากับ 0.4×0.4 เมตร และเสามีหน้าตัดขนาด 0.4×0.4 เมตรเช่นกัน ส่วนชิ้นส่วนของพื้นซึ่งมีความหนาของพื้นอยู่ที่ 0.5 เมตร กว้าง 10 เมตรจะทำการจำลองโดยใช้ beam element 1 ชิ้นส่วนเป็น 1 ช่วงของความยาวของพื้น และพื้นสามารถถ่ายโมเมนต์ไปยังเสาสะพานได้ และใช้สเปกตรัมออกแบบของ AASHTO 2006 โดยมีค่าของ PGA เท่ากับ $0.15g$ โดยใช้ค่าคุณสมบัติของดินเป็นประเภทที่ 3 ดังรูปที่ ก.10 จะได้ค่าของแรงปฏิกิริยาต่างๆดังตารางที่ ก.4 และได้ค่าคาบของโครงสร้างดังตารางที่ ก.5



รูปที่ ก.10 สเปกตรัมตอบสนองของ AASHTO 2006 โดยมีค่า PGA เท่ากับ $0.15g$

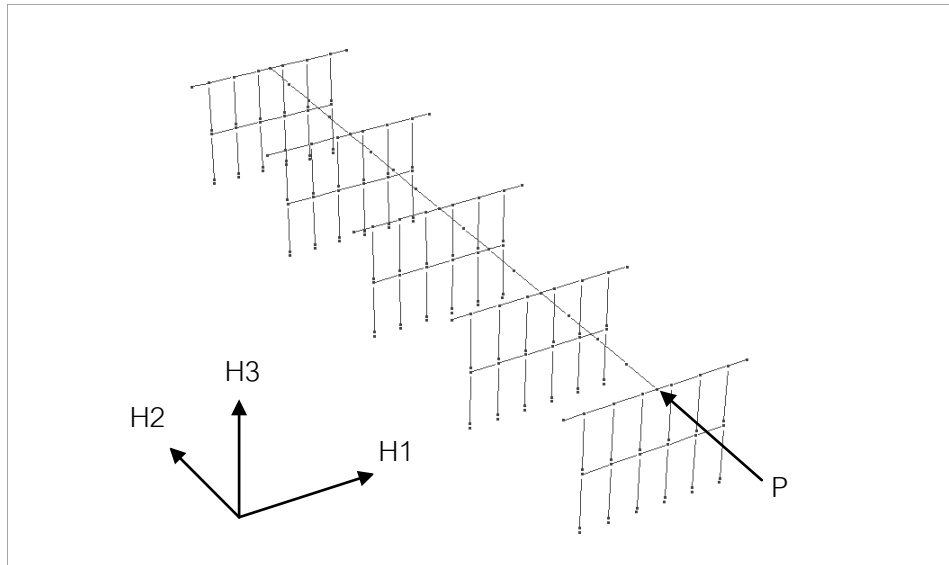
ตารางที่ ก.4 ปฏิกริยาของโครงสร้างสะพานตามแบบมาตรฐานเก่า

ชนิดของแรง	ทิศทาง	RSA
แรงเฉือนฐาน (ตัน)	H1	13.580
	H2	9.900
โมเมนต์ฐาน (ตัน-เมตร)	H1	39.875
	H2	26.917
น้ำหนักที่ฐาน (ตัน)	H3	58.071

ตารางที่ ก.5 คาบของโครงสร้างตามแบบมาตรฐานเก่า

	mode1	mode2	mode3	mode4	mode5	mode6
คาบ ธรรมชาติ (sec)	1.284	0.588	0.567	0.0731	0.06806	0.0594

ซึ่งสามารถตรวจสอบความถูกต้องจากการวิเคราะห์ด้วยวิธีสเปกตรัมผลตอบสนองได้จากการคำนวณด้วยวิธีแรงสถิตเทียบเท่าดังนี้ จากรูปแบบสะพานที่ได้นำมาทำการวิเคราะห์ดังแสดงในรูปที่ ก.11 ทิศทางของแรงที่จะนำมาเปรียบเทียบกันระหว่างสองวิธีก็คือ ทิศทาง H2 และสเปกตรัมที่นำมาใช้ในการคำนวณก็คือสเปกตรัมในรูปที่ ก.10 และค่าคาบการแกว่งของโครงสร้างในโหมดที่ 1 มีค่าเท่ากับ 1.284 วินาที ดังนั้นค่าของแรงสถิตเทียบเท่าจะสามารถคำนวณได้ดังนี้และได้แสดงผลไว้ในตารางที่ ก.6



รูปที่ ก.11 ลักษณะของโครงสร้างและทิศทางของแรงที่กระทำ

$$C_s = \frac{1.2AS}{T^{2/3}}$$

โดย A = 0.15

S = 1.5 (Soil Type 3)

T = 1.284

$$C_s = \frac{1.2(0.15)(1.5)}{(1.284^{2/3})} = 0.22855$$

$$P = C_s W$$

$$P = (0.22855)(2534.4984 \times 5) = 2896.298 \text{ kN}$$

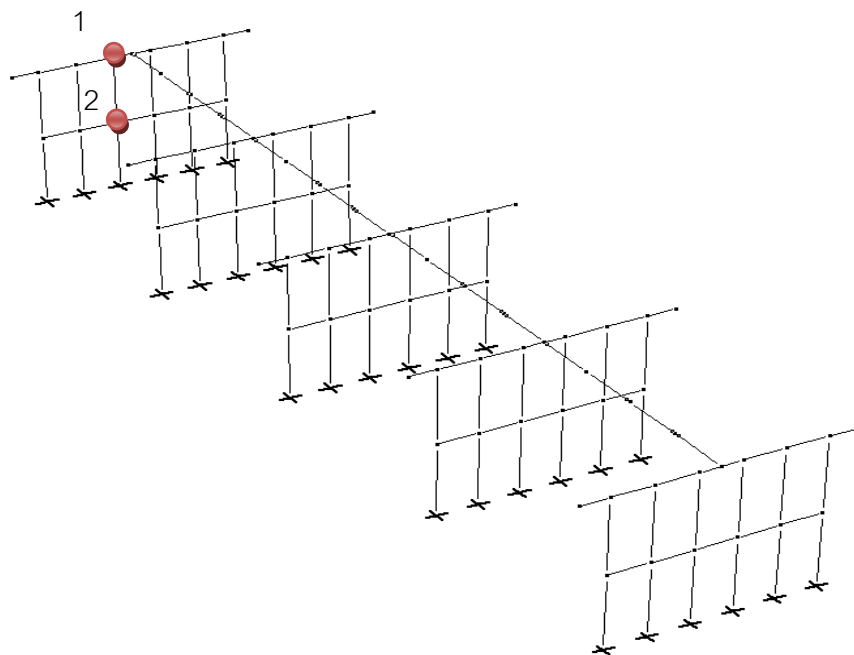
ตารางที่ ก.6 ค่าของแรงตอบสนองที่เกิดขึ้นที่ฐานของแบบจำลองสะพาน

ชนิดของแรง	ทิศทาง	RSA	แรงสถิติเทียบเท่า
แรงเฉือนที่ฐาน (ตัน)	H1	0	0
	H2	291.850	295.239

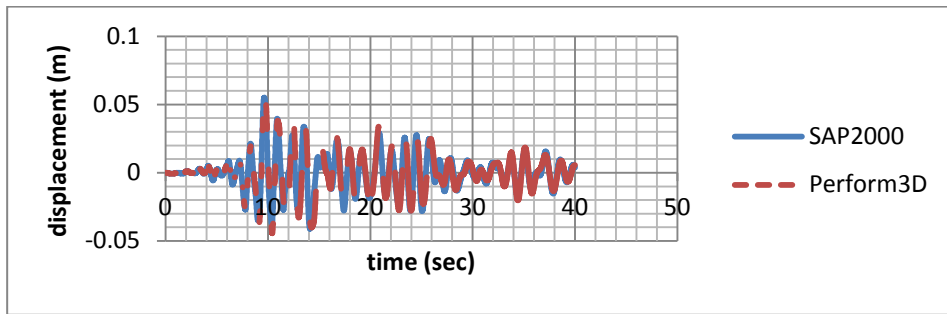
จากการสรุปผลจากตารางด้านบนทำให้ทราบว่าแรงเฉือนพื้นฐานที่เกิดขึ้นทั้งหมดจากการคำนวณด้วยวิธีสเปคตรัมตอบสนองต่างกันกับแรงเฉือนพื้นฐานที่ได้จากวิธีแรงสถิตเทียบเท่าในทิศทาง เท่ากับ 1.14%

การตรวจสอบด้วยวิธีการวิเคราะห์แบบประวัติเวลาแบบเชิงเส้น

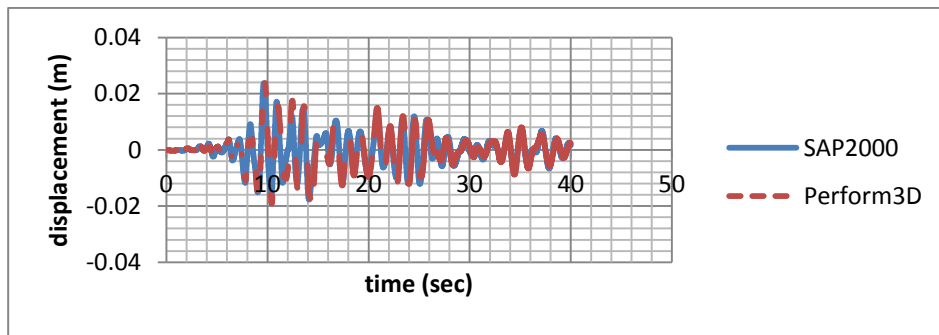
โครงสร้างที่ได้ออกใช้ในการเปรียบเทียบผลการวิเคราะห์คือสะพานประเภทแผ่นพื้นคอนกรีตเสริมเหล็กโดยมีขนาดของหน้าตัดคานพาดหัวเสาเท่ากับ 0.5x0.7 เมตร คานขวางมีหน้าตัดเท่ากับ 0.4x0.4 เมตร และเสามีหน้าตัดขนาด 0.4x0.4 เมตรเช่นกัน ส่วนชั้นส่วนของพื้นซึ่งมีความหนาของพื้นอยู่ที่ 0.5 เมตร กว้าง 10 เมตรจะทำการจำลองโดยใช้ beam element 1 ชั้นส่วนเป็น 1 ช่วงของความยาวของพื้น และพื้นสามารถถ่ายโมเมนต์ไปยังเสาสะพานได้ สะพานมีช่วงสะพาน 10 เมตรจำนวน 4 ช่วง ดังรูปที่ ก.12 คลื่นแผ่นดินไหวที่กระทำนั้นเป็นคลื่นในกลุ่ม LMSR คือคลื่น LP89agw วัดที่ Agnews State Hospital ขนาด 6.9 ซึ่งค่าของคาบธรรมชาติของโครงสร้างที่ได้จากโปรแกรม SAP2000 กับ PERFORM 3D นั้นได้ทำการแสดงไว้ในตารางที่ ก.7 ส่วนรูปที่ ก.13 และรูปที่ ก.14 เป็นรูปที่แสดงผลของระยะการเคลื่อนตัวของจุดสีแดง 1 และ 2 ตามลำดับ ซึ่งจากผลการวิเคราะห์จะเห็นว่า ผลที่ได้จากทั้ง 2 โปรแกรมมีค่าที่เท่ากันจึงทำให้สรุปได้ว่า ผลการวิเคราะห์ของโปรแกรม PERFORM 3D มีความเชื่อถือได้



รูปที่ ก.12 จุดอ้างอิงที่ใช้วัดค่าการเคลื่อนตัวของโครงสร้าง



รูปที่ ก.13 ค่าการเคลื่อนตัวของสองโปรแกรมที่จุดสีแดงจุดที่ 1



รูปที่ ก.14 ค่าการเคลื่อนตัวของสองโปรแกรมที่จุดสีแดงจุดที่ 2

ตารางที่ ก.7 คาบธรรมชาติของโครงสร้าง

	Mode 1	Mode 2	Mode 3	Mode 4	Mode 5	Mode 6
Perform 3D	1.284	0.588	0.567	0.0731	0.068	0.0594
SAP2000	1.122	0.5320	0.441	0.1207	0.1206	0.1205

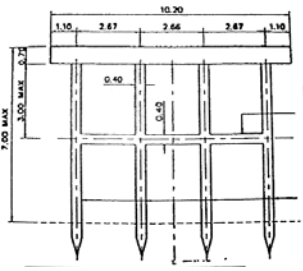
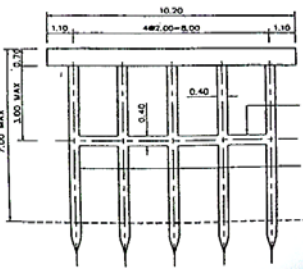
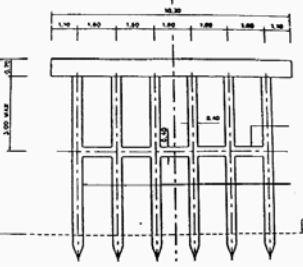
ภาคผนวก ข

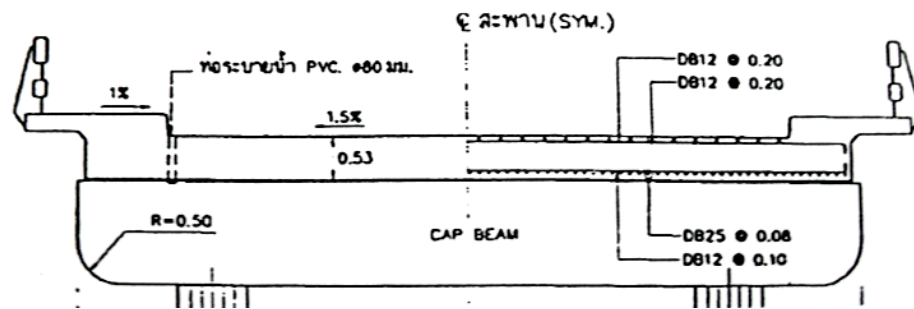
สะพานที่ใช้ในการประเมิน

สะพานในเขตชุมชนในภูมิภาค

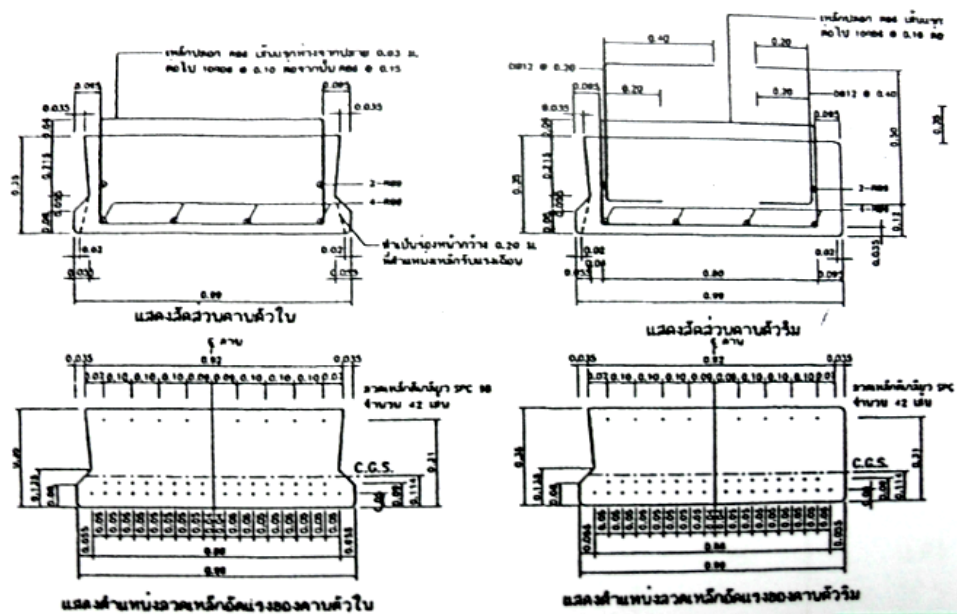
เป็นสะพานขนาดเล็กมีช่วงสะพานยาว 5-10 เมตร ผิวจราจรกว้าง 8 เมตร แบ่งออกเป็น 2 ชนิด คือ ตอม่อชนิดมีเสาเข็มและตอม่อฐานรากแผ่ ดังแสดงใน ตารางที่ ข1 และ ตารางที่ ข2

ตารางที่ ข1 ตอม่อกลางชนิดเสาเข็ม

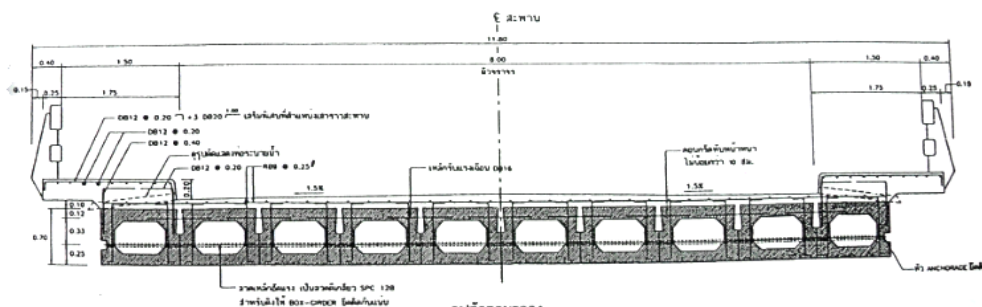
ลักษณะตอม่อกลาง	ช่วง สะพาน (ม.)	ความหนา ของพื้น หล่อในที่ (ม.)	ความหนา ของพื้น คอนกรีตอัด แรง + ทับ หน้า	ขนาดตอม่อ (ม.)	จำนวน เสา
	5	0.32	0.26	0.40x0.40	4
	6	0.36	0.29	0.40x0.40	4
	7	0.39	0.32	0.40x0.40	5
	8	0.43	0.35	0.40x0.40	5
	9	0.47	0.41	0.40x0.40	6
	10	0.53	0.45	0.40x0.40	6



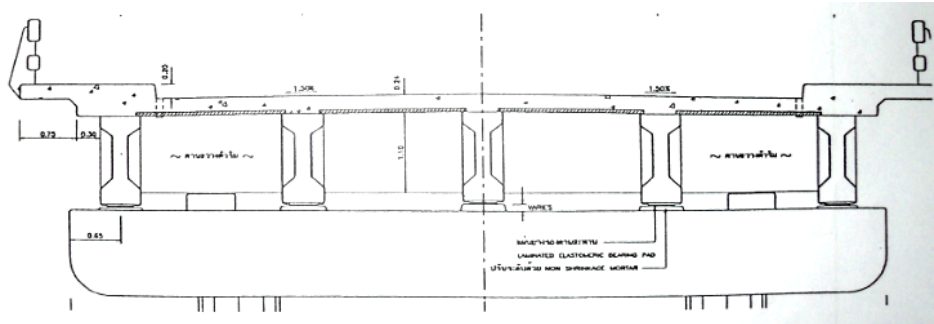
รูปที่ ข.1 พื้นหล่อในที่



รูปที่ ข.2 คานแผ่นพื้น



รูปที่ ข.3 คานกล่อง

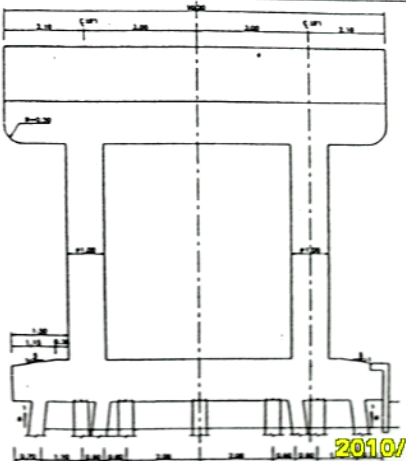


รูปที่ ข.4 คานตัวไอ

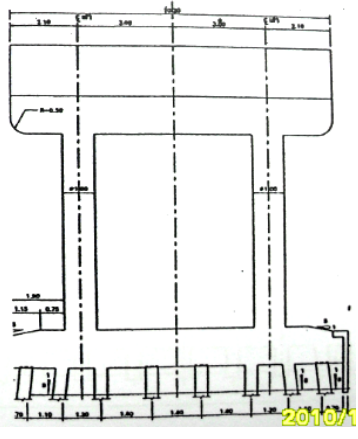
ตารางที่ ข3 ตอม่อชนิดเสาเข็ม ที่มีความยาวช่วง 10 ม. + 10 ม.

ลักษณะตอม่อกลาง	ความสูง (ม.)	ความ หนา ของพื้น หล่อใน ที่ (ม.)	ความหนา ของแผ่น พื้นที่ หน้า (ม.)	เส้นผ่าน ศูนย์กลาง ของตอม่อ (ม.)
	3	0.53	0.45	0.80
	6	0.53	0.45	0.80
	9	0.53	0.45	1.0

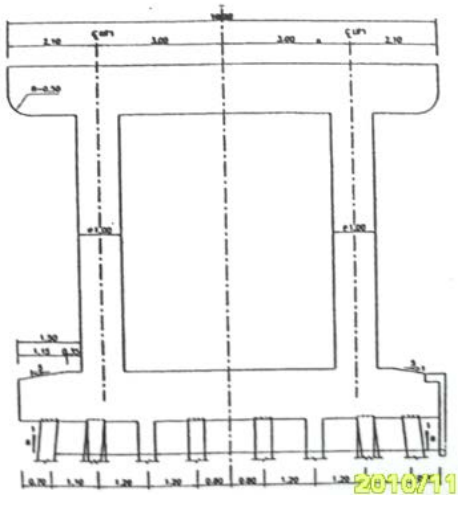
ตารางที่ ข4 ตอม่อชนิดเสาเข็ม ที่มีความยาวช่วง 10 ม. + 20 ม.

ลักษณะตอม่อกลาง	ความสูง (ม.)	เส้นผ่าน ศูนย์กลางของ ตอม่อ (ม.)
	3	1.0
	6	1.0
	9	1.0

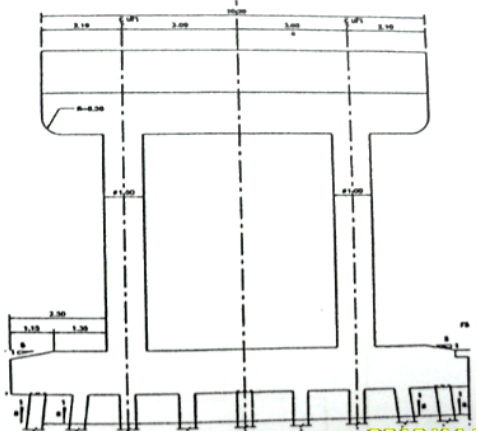
ตารางที่ ข5 ตอม่อชนิดเสาเข็ม ที่มีความยาวช่วง 10 ม. + 30 ม.

ลักษณะตอม่อกลาง	ความสูง (ม.)	เส้นผ่าน ศูนย์กลางของ ตอม่อ (ม.)
	6	1.0
	9	1.2

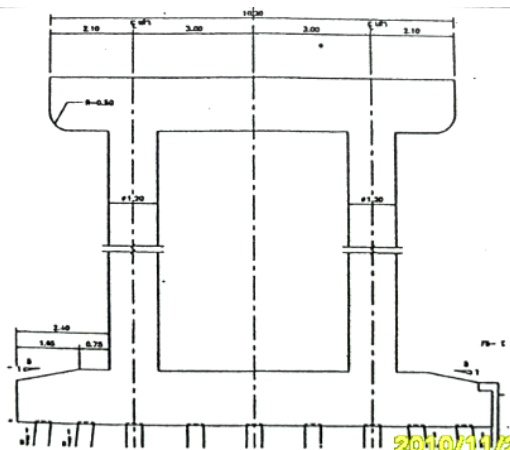
ตารางที่ ข6 ตอม่อชนิดเสาเข็ม ที่มีความยาวช่วง 20 ม. + 20 ม.

ลักษณะตอม่อกลาง	ความสูง (ม.)	เส้นผ่าน ศูนย์กลางของ ตอม่อ (ม.)
	3	1.0
	6	1.0
	9	1.0
	12	1.20
	15	1.50

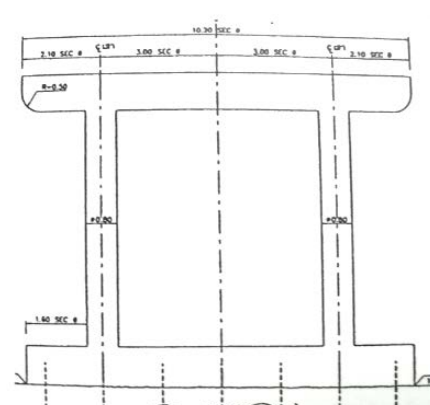
ตารางที่ ข7 ตอม่อชนิดเสาเข็ม ที่มีความยาวช่วง 20 ม. + 30 ม.

ลักษณะตอม่อกลาง	ความสูง (ม.)	เส้นผ่าน ศูนย์กลางของ ตอม่อ (ม.)
	6	1.0
	9	1.2
	12	1.4

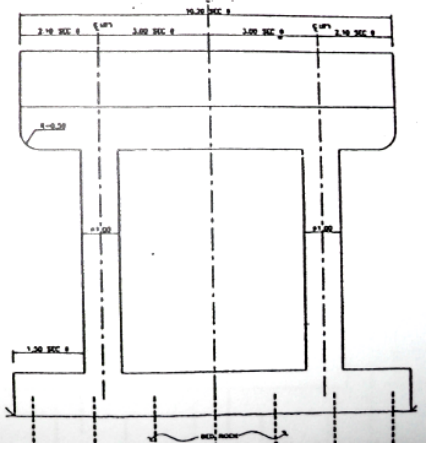
ตารางที่ ข8 ตอม่อชนิดเสาเข็ม ที่มีความยาวช่วง 30 ม. + 30 ม.

ลักษณะตอม่อกลาง	ความสูง (ม.)	เส้นผ่าน ศูนย์กลางของ ตอม่อ (ม.)
	6	1.0
	9	1.20
	12	1.40
	15	1.50

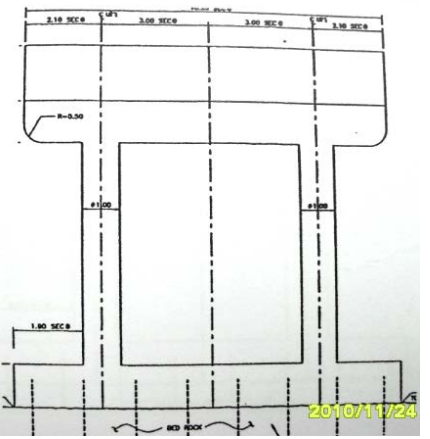
ตารางที่ ข9 ตอม่อกลางชนิดฐานแผ่ ที่มีความยาวช่วง 10 ม. + 10 ม.

ลักษณะตอม่อกลาง	ความสูง (ม.)	ความหนา ของพื้น หล่อในที่ (ม.)	ความหนา ของแผ่นพื้น ทับหน้า (ม.)	เส้นผ่าน ศูนย์กลาง ของตอม่อ (ม.)
	3	0.53	0.45	0.80
	6	0.53	0.45	0.80
	9	0.53	0.45	1.0

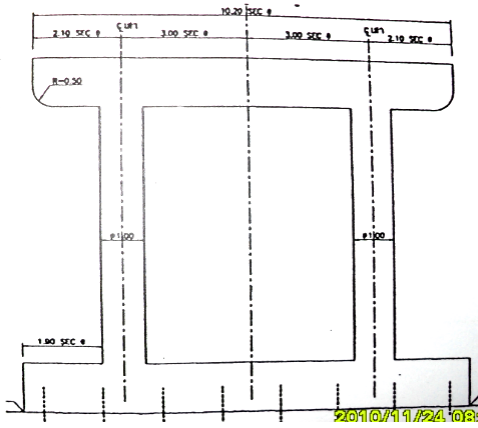
ตารางที่ ข10 ตอม่อกลางชนิดฐานแผ่ ที่มีความยาวช่วง 10 ม. + 20 ม.

ลักษณะตอม่อกลาง	ความสูง (ม.)	เส้นผ่าน ศูนย์กลางของ ตอม่อ (ม.)
	3	1.0
	6	1.0
	9	1.0

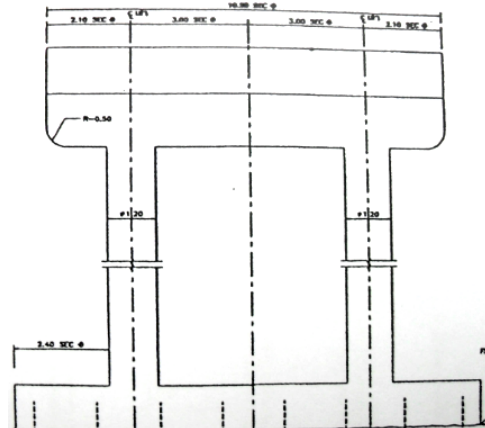
ตารางที่ ข11 ตอม่อกลางชนิดฐานแผ่ ที่มีความยาวช่วง 10 ม. + 30 ม.

ลักษณะตอม่อกลาง	ความสูง (ม.)	เส้นผ่าน ศูนย์กลางของ ตอม่อ (ม.)
	6	1.0
	9	1.2

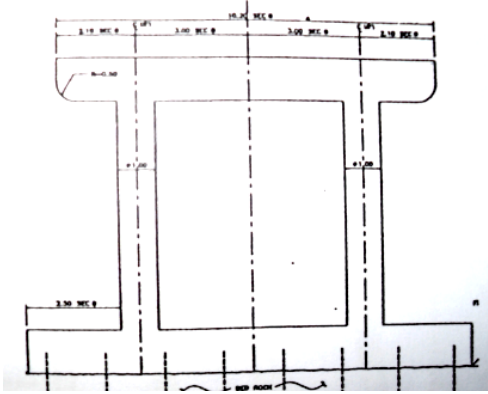
ตารางที่ ข12 ตอม่อกลางชนิดฐานแผ่ ที่มีความยาวช่วง 20 ม. + 20 ม.

ลักษณะตอม่อกลาง	ความสูง (ม.)	เส้นผ่าน ศูนย์กลางของ ตอม่อ (ม.)
	3	1.0
	6	1.0
	9	1.0
	12	1.20
	15	1.50

ตารางที่ ข13 ตอม่อกลางชนิดฐานแผ่ ที่มีความยาวช่วง 20 ม. + 30 ม.

ลักษณะตอม่อกลาง	ความสูง (ม.)	เส้นผ่าน ศูนย์กลางของ ตอม่อ (ม.)
	6	1.0
	9	1.2
	12	1.4

ตารางที่ ข14 ตอม่อกลางชนิดฐานแผ่ ที่มีความยาวช่วง 30 ม. + 30 ม.

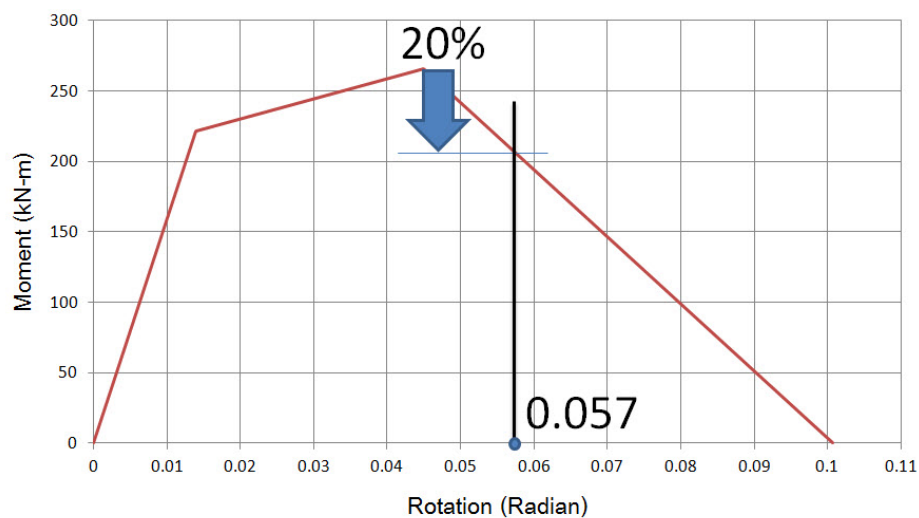
ลักษณะตอม่อกลาง	ความสูง (ม.)	เส้นผ่าน ศูนย์กลางของ ตอม่อ (ม.)
	6	1.0
	9	1.20
	12	1.40
	15	1.50

ภาคผนวก ค

ค่าขีดความสามารถของหน้าตัด

ในการกำหนดขีดจำกัดความสามารถของหน้าตัดในรูปแบบของมูมมุนนั้น จะถือว่าค่าของมูมมุนที่กำลังต้านทานแรงดัดของหน้าตัดนั้นมีกำลังตกลงไป 20% เป็นค่ามูมมุนที่จุดวิบัติขององค์อาคารซึ่งเป็นวิธีของ Sheikh และ Houry (1993) และ Legeron และ Paultre (2000) ดังนั้นจึงได้ทำการวิเคราะห์หน้าตัดด้วยวิธีของ Haselton และ Deierlein (2008) และ Panagiotakos และ Fardis (2001) เพื่อหาจุดดังกล่าว

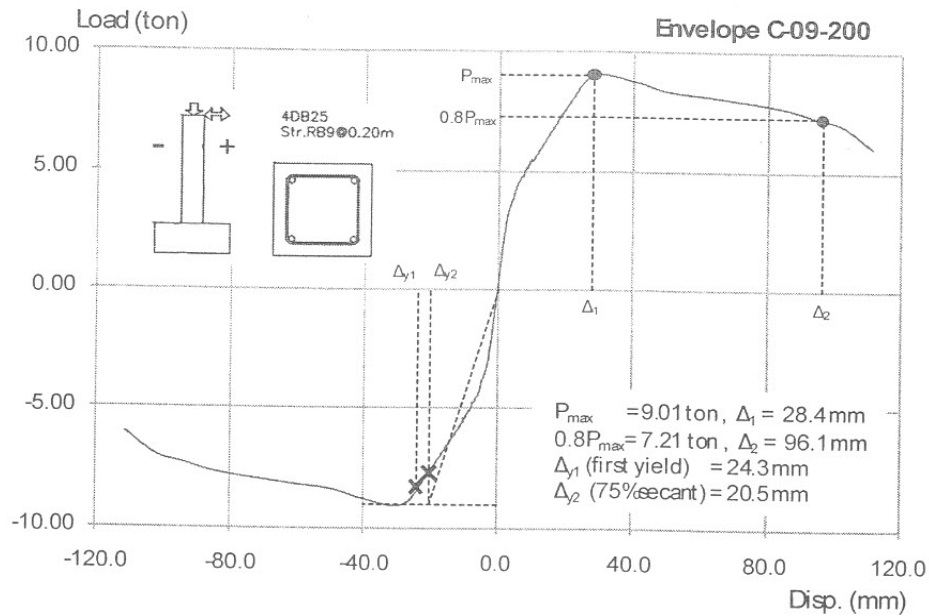
ซึ่งจากผลการวิเคราะห์ในงานวิจัยนี้นั้นจะเห็นว่าสะพานมีความเสียหายที่รุนแรงที่สุดที่บริเวณเสาดอม่อ ซึ่งเกิดความเสียหายที่บริเวณโคนเสา เนื่องจากแรงดัดที่เกิดขึ้นมีค่ามากกว่ากำลังที่สามารถต้านทานได้ ดังนั้นจึงได้ทำการวิเคราะห์หน้าตัดเสาซึ่งมีขนาด 40x40 ซม. ซึ่งจะได้ค่าของโมเมนต์ดัดและมูมมุน ดังแสดงในรูปที่ ค.1 ซึ่งจะเห็นได้ว่าค่าของมูมมุนที่เกิดขึ้นเมื่อค่ากำลังรับแรงดัดของเสามีค่าตกลงไป 20% มีค่าอยู่ที่ 0.057



รูปที่ ค.1 ค่ามูมมุนที่กำลังต้านทานแรงดัดของหน้าตัดลดลง 20%

และจากงานวิจัยของ วรากร สิงห์สุด (2551) ได้มีการทำทดสอบเสาจริงสูง 2.15 เมตร มีขนาดหน้าตัด 40x40 ซม. เหล็กเสริมขนาด 25 มม. จำนวน 4 เส้น เหล็กปลอกมีขนาดหน้าตัดเท่ากับ 9 มม. โดยเว้นระยะห่าง 20 ซม. เท่าๆ กัน ซึ่งจะเห็นได้ว่าขนาดของหน้าตัดและปริมาณเหล็กเสริมที่ใช้ในการทดสอบมีขนาดและปริมาณที่เหมือนกันกับเสาดอม่อสะพานที่ใช้ในการวิเคราะห์ และได้มีการแสดงผลการทดสอบไว้ในรูปที่ ค.2 ซึ่งจะเห็นว่าค่าการโยกตัวของเสาทดสอบที่ $0.8P_{max}$ นั้นมีค่าเท่ากับ 96.1 มม. ซึ่งหมายความว่าค่ามูมมุนทั้งหมดที่เกิดขึ้นมีค่าเท่ากับ

0.0446 ซึ่งค่าที่ได้จากการทดสอบมีค่าที่ใกล้เคียงกับผลการคำนวณของ Haselton และ Deierlein (2008) และ Panagitakos และ Fardis (2001) มาก



รูปที่ ค.2 แรงกระทำด้านข้างกับระยะโยกตัวของเสาทดสอบ (วรากร สิงหสูตร, 2551)

จากผลการวิเคราะห์และผลการทดสอบเสาจากด้านบนทำให้เห็นว่า ในความเป็นจริง สะพานที่มีช่วงยาว 10 เมตรนั้นมีความปลอดภัย เนื่องจากค่ามุมหมุนที่โคนเสาที่ได้จากการวิเคราะห์นั้น มีค่าสูงสุดไม่เกิน 0.0446 แต่เนื่องจากการทำวิจัยครั้งนี้ได้มีการใช้มาตรฐานวัดความเสียหายของโครงสร้างตาม ASCE41-06 ซึ่งค่าที่ทางมาตรฐานแนะนำให้ใช้จะมีค่าน้อยมาก (0.005) เนื่องจากต้องการความปลอดภัยของโครงสร้างและชีวิตเป็นสำคัญ

ประวัติผู้เขียนวิทยานิพนธ์

นายทศพล แก้วนุรักษ์ดาสร เกิดวันที่ 17 ธันวาคม พ.ศ.2528 ที่จังหวัดยะลา สำเร็จการศึกษาชั้นมัธยมศึกษาตอนต้น และมัธยมศึกษาตอนปลายที่โรงเรียนเบตง"วีระราษฎร์ประสาน" อำเภอเบตง จังหวัดยะลา ต่อมาได้สำเร็จการศึกษาระดับปริญญาบัณฑิต หลักสูตรวิศวกรรมศาสตรบัณฑิต สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าพระนครเหนือ จังหวัดกรุงเทพมหานคร ในปี พ.ศ.2550 และเข้าศึกษาต่อในระดับปริญญาโทหลักสูตรวิทยาศาสตรมหาบัณฑิต ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย เมื่อปีการศึกษา 2552