

สารบัญ

	หน้า
บทคัดย่อ	
Abstract	
สารบัญ	ก
บทที่ 1 บทนำ	
1.1 ที่มาและความสำคัญของโครงการ	1-1
1.2 วัตถุประสงค์	1-4
1.3 ขั้นตอนการดำเนินงาน	1-4
1.4 รายละเอียดทั่วไปของโครงการ	1-7
1.5 คณะกรรมการกำกับโครงการ	1-8
1.6 บุคลากรบริหารโครงการ	1-8
บทที่ 2 การตรวจสอบสภาพโครงสร้างสะพาน	
2.1 การตรวจสอบความเสียหายด้วยสายตา	2-1
2.2 เกณฑ์การประเมินสภาพการใช้งานของโครงสร้างสะพาน	2-5
2.3 ผลการตรวจสอบและประเมินสภาพการใช้งานโครงสร้างสะพาน	2-9
2.4 สรุปผลการตรวจสอบและประเมินสภาพโครงสร้างสะพาน	2-62
บทที่ 3 การทดสอบกำลังรับแรงอัดของคอนกรีตโครงสร้าง	
3.1 เครื่องมือและวิธีการทดสอบด้วย Rebound Hammer	3-1
3.2 ตำแหน่งการทดสอบในโครงสร้างสะพาน	3-4
3.3 ผลการทดสอบกำลังรับแรงอัดของคอนกรีตในโครงสร้างสะพาน	3-6
3.4 สรุปผลการทดสอบกำลังรับแรงอัดของคอนกรีต	3-14
บทที่ 4 การตรวจวัดคุณสมบัติทางพลศาสตร์ของสะพาน	
4.1 ตำแหน่งการติดตั้งอุปกรณ์ตรวจวัดความเร่ง (Accelerometer)	4-1
4.2 การตรวจวัดการสั่นไหวของสะพานภายใต้การจราจรปกติ	4-6
4.3 การวิเคราะห์สัญญาณจากการตรวจวัด	4-8
4.4 ผลการวิเคราะห์การสั่นไหวของสะพาน	4-13

สารบัญ (ต่อ)

	หน้า
บทที่ 5 การจำลองคลื่นแผ่นดินไหว	
5.1 ลักษณะของรอยเลื่อนคลองมะรุ่ย	5-1
5.2 คลื่นแผ่นดินไหว	5-4
5.3 หาข้อมูลชั้นดินและประเมินประเภทของชั้นดิน	5-6
5.4 หาความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมตามประเภทของชั้นดิน	5-8
5.5 สร้างกราฟความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมสำหรับการออกแบบ	5-9
5.6 กราฟความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมสำหรับสะพานสารสิน 2 และสะพานเทพกระษัตรี	5-10
5.7 ใช้ PEER Database ในการคัดเลือกและปรับปรุงให้เป็นแบบจำลองคลื่นแผ่นดินไหว	5-15
5.8 สรุปผลการจำลองคลื่นแผ่นดินไหว	5-18
บทที่ 6 การประเมินความสามารถในการต้านทานแผ่นดินไหวของสะพาน	
6.1 การวิเคราะห์โครงสร้างสะพานโดยใช้ระเบียบวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์	6-1
6.2 ทฤษฎีการสร้างแบบจำลองและการวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์	6-2
6.3 หลักการสร้างแบบจำลองโครงสร้างและการเลือกอิเลเมนต์ในแบบจำลอง	6-8
6.4 ขั้นตอนการวิเคราะห์แบบจำลองด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์	6-18
6.5 หลักการวิเคราะห์แบบพลศาสตร์ (Dynamic Analysis)	6-27
6.6 ขั้นตอนการประเมินสะพานเทพกระษัตรีและสะพานสารสิน 2 ภายใต้แรงเนื่องจากแผ่นดินไหว	6-38
6.7 การประเมินโครงสร้างสะพานสารสิน 2 ภายใต้แบบจำลองคลื่นแผ่นดินไหวของรอยเลื่อนคลองมะรุ่ย	6-39
6.8 การประเมินโครงสร้างสะพานเทพกระษัตรี ภายใต้แบบจำลองคลื่นแผ่นดินไหวของรอยเลื่อนคลองมะรุ่ย	6-66
6.9 สรุปผลการประเมินโครงสร้างต้านทานแรงแผ่นดินไหวของสะพาน	6-100

สารบัญ (ต่อ)

	หน้า
6.10 แนวทางการปรับปรุงสะพานเพื่อด้านต้านแรงแผ่นดินไหวเนื่องจากรอย เลื่อนคลองมะรุ่ย	6-102
บทที่ 7 สรุปผลการศึกษาและข้อเสนอแนะ	
7.1 สรุปผลการศึกษา	7-1
7.2 ข้อเสนอแนะ	7-3
เอกสารอ้างอิง	
ภาคผนวก ก แบบแสดงความเสี่ยงภัยของสะพานสารสิน 2 และสะพานเทพกระษัตรี	
ภาคผนวก ข ผลการทดสอบกำลังรับแรงอัดของคอนกรีต	
ภาคผนวก ค ผลการตรวจวัดคุณสมบัติทางพลศาสตร์ของสะพาน	
ภาคผนวก ง แบบก่อสร้างสะพานสารสิน 2 และสะพานเทพกระษัตรี	

บทคัดย่อ

โครงการนี้มีวัตถุประสงค์เพื่อประเมินความสามารถของสะพานสารสิน 2 และสะพานเทพกระษัตรี ในการต้านทานแรงแผ่นดินไหวอันเนื่องมาจากการปลดปล่อยพลังงานของกลุ่มรอยเลื่อนคลองมะรุ่ย โดยการวิเคราะห์จะใช้วิธี Nonlinear Dynamic Time History Analysis นอกจากนี้ยังได้อาศัยข้อมูลการตรวจสอบสภาพการใช้งานของสะพาน การทดสอบกำลังรับแรงอัดคอนกรีต และการตรวจวัดการสั่นไหวเพื่อหาค่าความถี่ธรรมชาติพื้นฐานของสะพานในภาคสนาม สำหรับใช้ในการปรับแก้แบบจำลองไฟไนต์อีลิเมนต์ของสะพานให้สอดคล้องกับสภาพปัจจุบันมากที่สุด จากการวิเคราะห์ความสามารถในการต้านทานแรงแผ่นดินไหวของสะพานสารสิน 2 และสะพานเทพกระษัตรี ด้วยแบบจำลองคลื่นแผ่นดินไหวของรอยเลื่อนคลองมะรุ่ย จำนวน 7 ชุด ที่มีความรุนแรงขนาดประมาณ 5.9 – 6.0 ริคเตอร์ พบว่า ที่ยอดเสาตอม่อของทั้ง 2 สะพาน มีความต้องการในการเคลื่อนที่เกินขีดจำกัดของความสามารถในการเคลื่อนที่ของเสาตอม่อ ดังนั้นจึงแนะนำให้มีการติดตั้ง Restrainers สำหรับลดการเคลื่อนที่ของเสาตอม่อให้อยู่ในระดับที่ยอมรับได้เมื่อเกิดเหตุแผ่นดินไหว โดยเฉพาะอย่างยิ่ง สะพานเทพกระษัตรีควรทำการเสริมกำลังให้กับตอม่อสะพานเพื่อให้มีความสามารถต้านทานการเคลื่อนที่ที่สูงขึ้น และเพื่อป้องกันความเสียหายที่อาจเกิดขึ้นได้หากเกิดแผ่นดินไหวขนาดดังกล่าว

Abstract

The purpose of this study is to evaluate the seismic resistance of Sarasin II and Thep Krasatti Bridges within the realm of ground shaking resulting from movement of Khlong Marui Faults. The evaluation was conducted numerically using nonlinear dynamics time history analysis. Conditions of both bridges as well as their fundamental dynamic properties were field-examined and were used to validate the models. Analyses of both bridges excited by seven selected seismic waves representing an earthquake of magnitude of 5.9 to 6.0 Richter reveal that the top pier displacements of both bridges exceed their limiting capacities. It is recommended that the restrainers should be installed in both bridges to prevent possible damages. In particular, the piers of Thep Krasatti Bridge should also be strengthened.

บทที่ 1 บทนำ

1.1. ที่มาและความสำคัญของโครงการ

สะพานสารสิน 2 และสะพานเทพกระษัตรี เป็นสะพานคู่ขนาน ดังแสดงในรูปที่ 1.1-1 ถึงรูปที่ 1.1-3 ตั้งอยู่บนทางหลวงหมายเลข 402 ซึ่งปัจจุบันเป็นเส้นทางคมนาคมทางรถยนต์เพียงเส้นทางเดียวที่เชื่อมระหว่างแผ่นดินใหญ่ที่จังหวัดพังงาข้ามไปยังเกาะภูเก็ต ดังนั้น สะพานทั้งสองแห่งนี้จึงมีความสำคัญอย่างมากต่อเศรษฐกิจและสังคมของภาคใต้ฝั่งตะวันตก โดยที่ตั้งของสะพานอยู่ห่างจากกลุ่มรอยเลื่อนคลองมะรุ่ย ซึ่งมีศูนย์กลางอยู่ที่อำเภอพนม จังหวัดสุราษฎร์ธานี วัดเป็นระยะทางในแนวราบได้ 90 กิโลเมตร ซึ่งกลุ่มรอยเลื่อนคลองมะรุ่ยเป็น 1 ใน 13 รอยเลื่อนที่มีพลังในประเทศไทย ดังแสดงในรูปที่ 1.1-4 และถือเป็นรอยเลื่อนอันตรายตามประกาศของกรมทรัพยากรธรณี เนื่องจากกลุ่มรอยเลื่อนคลองมะรุ่ยมีพลังน้อยกว่ากลุ่มรอยเลื่อนทางภาคเหนือและภาคตะวันตกของประเทศ พื้นที่ภาคใต้ของประเทศไทยจึงถูกจัดให้เป็นพื้นที่เสี่ยงภัยแผ่นดินไหวในระดับต่ำ ดังนั้นสะพานสารสิน 2 และสะพานเทพกระษัตรีจึงไม่ได้ถูกออกแบบให้ต้านทานแผ่นดินไหวเป็นหลัก แต่อย่างไรก็ตาม กลุ่มรอยเลื่อนที่มีพลังหากปล่อยพลังงานออกมา ก็อาจสร้างความเสียหายให้กับสิ่งปลูกสร้างเช่นสะพานในบริเวณดังกล่าวได้



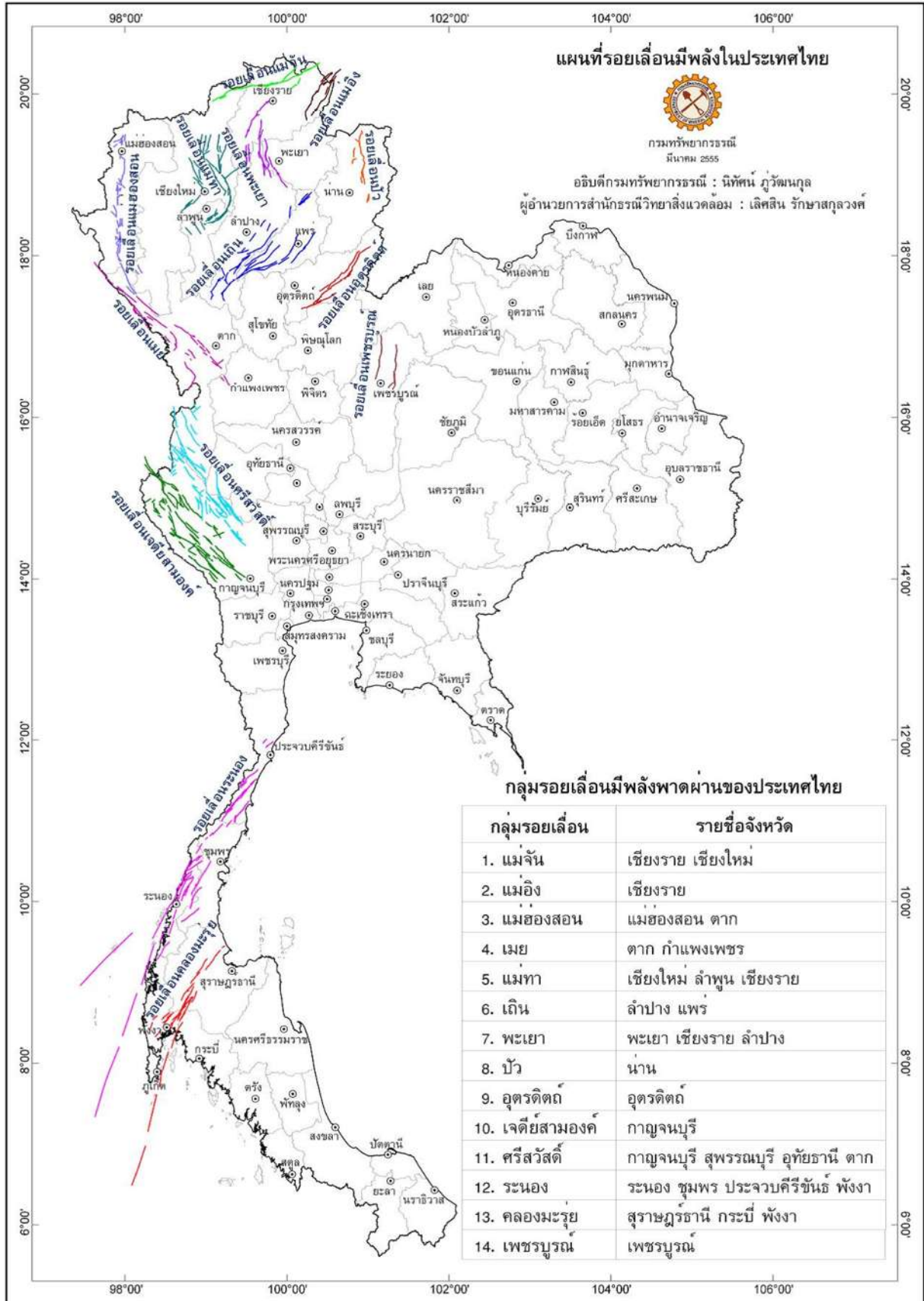
รูปที่ 1.1-1 สะพานสารสิน 2 (ด้านซ้าย) และสะพานเทพกระษัตรี (ด้านขวา)



รูปที่ 1.1-2 ลักษณะโครงสร้างของสะพานสารสิน 2



รูปที่ 1.1-3 ลักษณะโครงสร้างของสะพานเทพกระษัตรี



รูปที่ 1.1-4 รอยเลื่อนมีพลังในประเทศไทย
(ที่มา : กรมทรัพยากรธรณี, 2555)

งานวิจัยนี้จึงมุ่งเน้นที่จะประเมินความสามารถของสะพานสารสิน 2 และสะพานเทพกระษัตรีในการต้านทานแรงแผ่นดินไหว อันเนื่องมาจากการปลดปล่อยพลังงานของกลุ่มรอยเลื่อนคลองมะรุ่ย โดยการประเมินความสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวจะเป็นการวิเคราะห์โครงสร้างสะพานทั้งสองแห่งนี้ด้วยวิธี Nonlinear Dynamic Time History Analysis ภายใต้คลื่นแผ่นดินไหวที่จำลองขึ้นมาจากการปลดปล่อยพลังงานของกลุ่มรอยเลื่อนคลองมะรุ่ย นอกจากนี้เพื่อให้การวิเคราะห์โครงสร้างมีความน่าเชื่อถือสอดคล้องกับสภาพปัจจุบันของสะพาน โครงการนี้จึงได้กำหนดให้ทำการตรวจสอบสภาพสะพานทั้งสองแห่งนี้ รวมถึงทำการตรวจวัดสะพานเพื่อหาคุณสมบัติทางพลศาสตร์ อาทิเช่น ค่าความถี่ธรรมชาติ เพื่อนำมาประกอบในการวิเคราะห์โครงสร้าง

1.2. วัตถุประสงค์

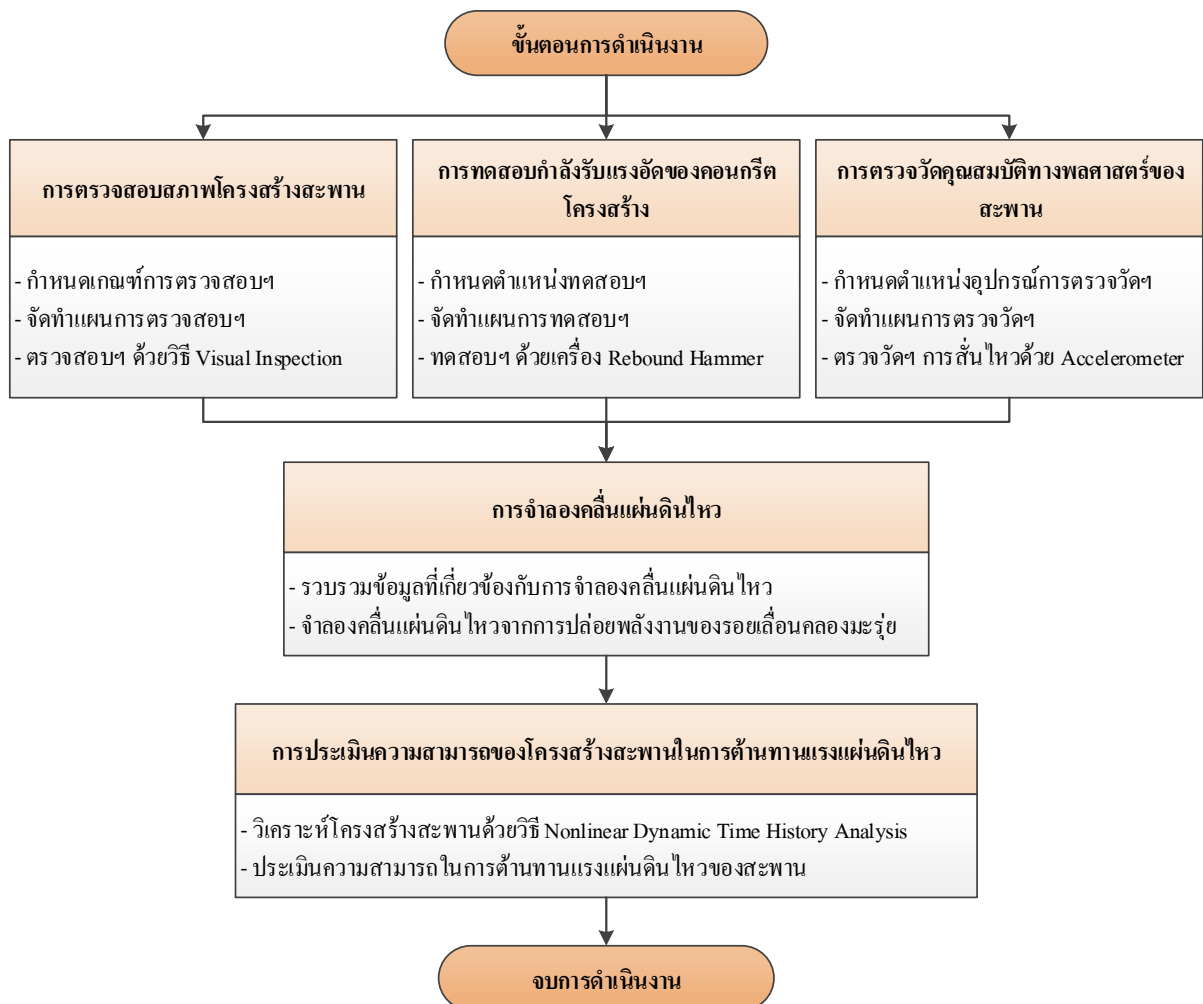
- 1) ตรวจสอบสภาพและตรวจวัดคุณสมบัติทางพลศาสตร์ของสะพานสารสิน 2 และสะพานเทพกระษัตรี
- 2) ประเมินความสามารถของสะพานสารสิน 2 และสะพานเทพกระษัตรีในการต้านทานแรงแผ่นดินไหวอันเนื่องมาจากการปลดปล่อยพลังงานของกลุ่มรอยเลื่อนคลองมะรุ่ย

1.3. ขั้นตอนการดำเนินงาน

ที่ปรึกษาได้กำหนดขั้นตอนการดำเนินงานเพื่อใช้เป็นแนวทางในการทำงาน “โครงการประเมินโครงสร้างต้านทานแผ่นดินไหวของสะพานสารสิน 2 และสะพานเทพกระษัตรี” ดังแสดงในรูปที่ 1.3-1 โดยมีรายละเอียดดังต่อไปนี้

ที่ปรึกษาได้ทำการตรวจสอบสภาพโครงสร้างสะพานสารสิน 2 และสะพานเทพกระษัตรี โดยวิธีการตรวจสอบด้วยสายตา (Visual Inspection) ดังตัวอย่างในรูปที่ 1.3-2 เพื่อรายงานลักษณะความเสียหายเชิงวิศวกรรมที่ตรวจพบ โดยมีภาพถ่ายประกอบคำอธิบาย จากนั้น ได้ทำการทดสอบกำลังรับแรงอัดของคอนกรีตของสะพานสารสิน 2 และสะพานเทพกระษัตรี ด้วย Rebound Hammer ดังตัวอย่างในรูปที่ 1.3-3 โดยทดสอบช่วงสะพานละ 30 ตำแหน่ง และตอม่อละ 30 ตำแหน่ง เพื่อใช้ในการวิเคราะห์และประเมินโครงสร้างสะพาน พร้อมทั้งได้ทำการตรวจวัดการสั่นไหวสะพานสารสิน 2 และสะพานเทพกระษัตรี ภายใต้การแกว่งตัวแบบอิสระ ดังตัวอย่างในรูปที่ 1.3-4 เพื่อนำข้อมูลการตรวจวัดที่ได้นี้ ไปทำการคำนวณหาคุณสมบัติทางพลศาสตร์ของโครงสร้าง เช่น ค่าความถี่ธรรมชาติ (Natural Frequencies) และรูปแบบการสั่นไหวอิสระ (Mode Shapes) โดยทำการตรวจวัดการสั่นไหว สะพานละ 300 ตำแหน่ง

ขณะเดียวกัน ได้ทำการสร้างแบบจำลองคลื่นแผ่นดินไหวที่เกิดขึ้นเนื่องจากการปลดปล่อยพลังงานที่ระดับต่างๆ ของกลุ่มรอยเลื่อนคลองมะรุ่ย จำนวน 7 คลื่น ดังตัวอย่างในรูปที่ 1.3-5 โดยอาศัยมาตรฐานและแนวทางที่อ้างอิงได้จากสถาบันหรือหน่วยงานที่มีชื่อเสียงและเป็นที่ยอมรับในระดับนานาชาติ รวมถึงพิจารณาลักษณะทางธรณีวิทยาของกลุ่มรอยเลื่อนฯ และลักษณะชั้นดินบริเวณที่ตั้งของสะพานประกอบการจำลองฯ จากนั้น ได้ทำการประเมินความสามารถของสะพานสารสิน 2 และสะพานเทพกระษัตรี ในการต้านทานแรงแผ่นดินไหวเนื่องจากการปลดปล่อยพลังงานของกลุ่มรอยเลื่อนคลองมะรุ่ย โดยทำการวิเคราะห์โครงสร้างสะพาน ด้วยวิธี Nonlinear Dynamic Time History Analysis ภายใต้อิทธิพลของคลื่นแผ่นดินไหวที่ได้จำลองขึ้น ดังตัวอย่างในรูปที่ 1.3-6 รวมทั้งนำผลการตรวจสอบสภาพสะพาน การทดสอบกำลังรับแรงอัดของคอนกรีต และการตรวจวัดคุณสมบัติทางพลศาสตร์ มาประกอบการวิเคราะห์ เพื่อประเมินความสามารถของสะพานในการต้านทานแรงแผ่นดินไหว



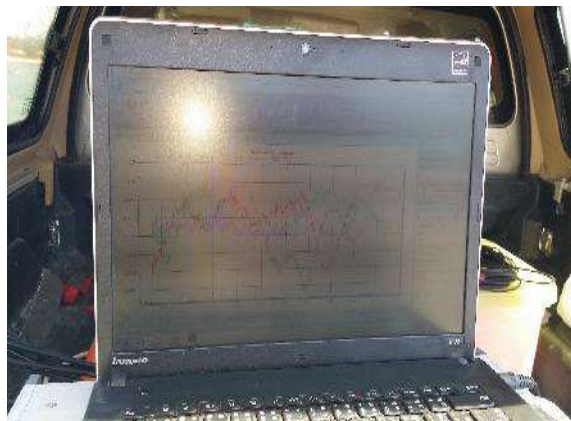
รูปที่ 1.3-1 ขั้นตอนการดำเนินงานโครงการ



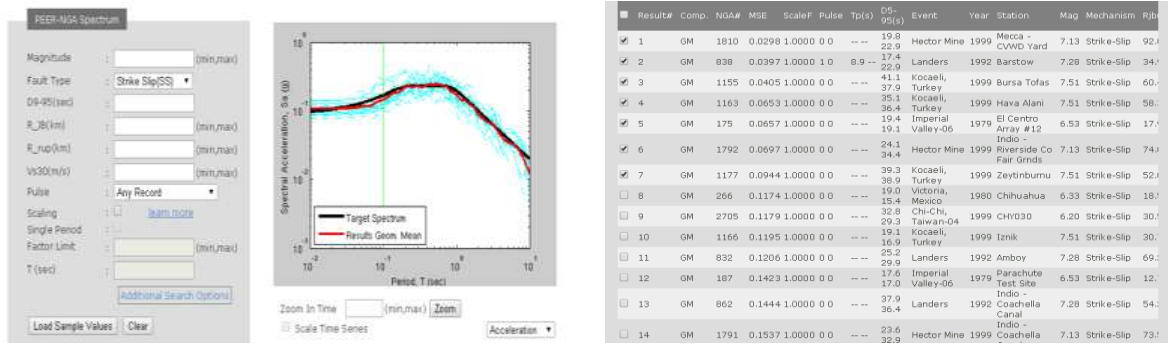
รูปที่ 1.3-2 ตัวอย่างการตรวจสอบสภาพโครงสร้างสะพาน



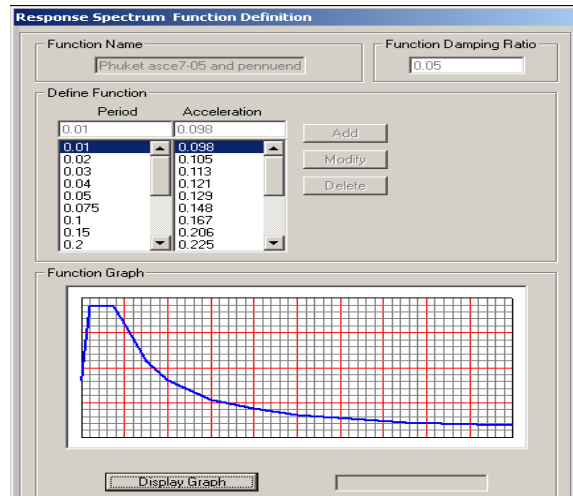
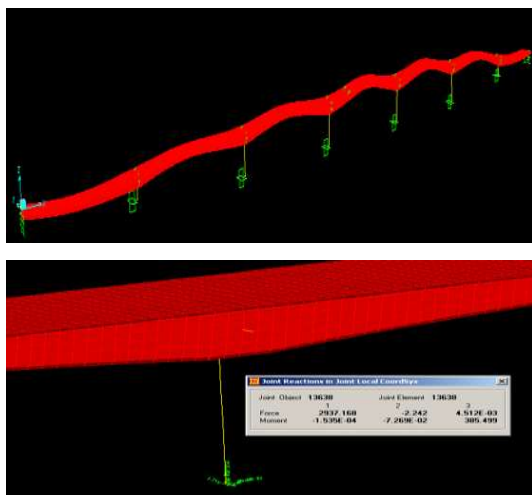
รูปที่ 1.3-3 ตัวอย่างการทดสอบกำลังรับแรงอัดของคอนกรีตโครงสร้าง



รูปที่ 1.3-4 ตัวอย่างการตรวจวัดคุณสมบัติทางพลศาสตร์ของสะพาน



รูปที่ 1.3-5 ตัวอย่างการจำลองคลื่นแผ่นดินไหวของรอยเลื่อนคลองมะรุ่ย โดยอาศัย PEER DATABASE



รูปที่ 1.3-6 ตัวอย่างการประเมินความสามารถของสะพานในการต้านทานแรงแผ่นดินไหวที่เกิดจากรอยเลื่อนคลองมะรุ่ย

1.4. รายละเอียดทั่วไปของโครงการ

ผู้ว่าจ้าง	สำนักวิจัยและพัฒนาทาง กรมทางหลวง
ที่ปรึกษา	กลุ่มร่วมทำงาน บริษัท ซีทาเดล จำกัด และ ห้างหุ้นส่วนจำกัด ดีเอสเค คอนสตรัคชั่น
สัญญาจ้าง	เลขที่ สจ.2/2557 ลงวันที่ 27 มกราคม 2557
มูลค่างาน	3,419,000 บาท
ระยะเวลาดำเนินการ	270 วัน
วันเริ่มต้นโครงการ	28 มกราคม 2557
วันสิ้นสุดโครงการ	24 ตุลาคม 2557

1.5. คณะกรรมการกำกับโครงการ

1. นายวิเชียร	มหาธารงชัย	ผู้อำนวยการสำนักวิจัยและพัฒนา	ประธานกรรมการ
		งานทาง	
2. นายปกรณ์	มิลินทะเลข	วิศวกรโยธาเชี่ยวชาญ	กรรมการ
3. นายเสกชัย	อนุเวชศิริเกียรติ	วิศวกรโยธาชำนาญการพิเศษ	กรรมการ
4. นายอนุสรณ์	เอี่ยมวงศ์	วิศวกรโยธาชำนาญการพิเศษ	กรรมการ
5. ดร.พัฒนพงศ์	ทองสุข	วิศวกรโยธาชำนาญการพิเศษ	กรรมการ
6. ดร.สุกิจ	ยินดีสุข	วิศวกรโยธาชำนาญการ	กรรมการ
7. ดร.อภิชัย	อิสริยานุกูล	วิศวกรโยธาชำนาญการ	กรรมการ
8. ดร.บรรพต	อ่องสุขสันต์	วิศวกรโยธาปฏิบัติการ	กรรมการ
9. นางสาวสาวิตรี	จงรักจิตต์	วิศวกรโยธาปฏิบัติการ	กรรมการ
10. ดร.ราชวัลลภ	กัมพูพงศ์	วิศวกรโยธาปฏิบัติการ	กรรมการและวิศวกร กำกับโครงการ

1.6. บุคลากรบริหารโครงการ

1. นายวิสิฐ	อัจฉยานนทกิจ	ผู้จัดการโครงการ
2. ดร.พลเดช	เทิดพิทักษ์วานิช	วิศวกรผู้เชี่ยวชาญด้านวิเคราะห์โครงสร้างและแผ่นดินไหว
3. นายณัฐพล	สุทธิธรรม	วิศวกรผู้เชี่ยวชาญด้านการตรวจสอบและบำรุงรักษาสะพาน

บทที่ 2 การตรวจสอบสภาพโครงสร้างสะพาน

2.1. การตรวจสอบความเสียหายด้วยสายตา

สะพานเมื่อใช้งานไประยะเวลาหนึ่ง จะเกิดการเสื่อมสภาพและอาจมีความชำรุดเสียหายเกิดขึ้นที่ชิ้นส่วนต่างๆ อาจเป็นผลเนื่องมาจากน้ำหนักบรรทุกการจราจรและสภาวะแวดล้อม อีกทั้งปริมาณจราจรหรือน้ำหนักบรรทุกที่เพิ่มขึ้นในปัจจุบันอาจส่งผลให้ความสามารถรับน้ำหนักของสะพานที่ถูกออกแบบไว้เริ่มไม่สอดคล้องกับสภาพการใช้งานจริง ดังนั้นหน่วยงานที่รับผิดชอบจึงควรตรวจสอบสะพานและทำการบำรุงรักษาอย่างสม่ำเสมอ

การตรวจสอบสะพานในภาคสนาม (Field Inspection) ในโครงการนี้ จะเป็นการตรวจสอบลักษณะทางกายภาพและสภาพความเสียหายของสะพานในปัจจุบัน และทำการประเมินระดับสภาพการใช้งานของสะพาน (Condition Rating) โดยผลที่ได้สามารถนำไปใช้เป็นข้อมูลเบื้องต้นในการวางแผนการบำรุงรักษา ซ่อมแซม หรือเสริมกำลังสะพานให้อยู่ในสภาพที่สามารถใช้งานได้อย่างปลอดภัย และเพื่อใช้ในการวิเคราะห์โครงสร้างสะพานอย่างละเอียดต่อไป โดยการตรวจสอบจะแบ่งออกเป็น 2 ส่วนหลักๆ ดังนี้

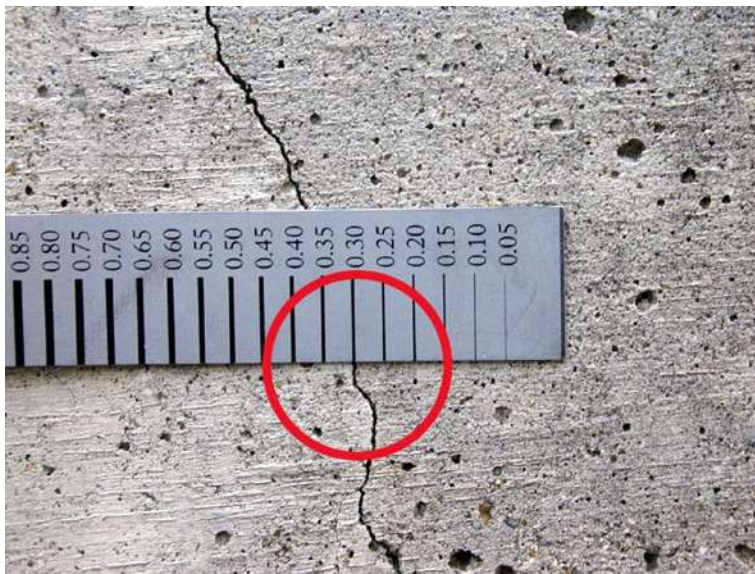
- การตรวจสอบลักษณะทางกายภาพของสะพาน (Physical Inspection) เป็นการสำรวจมิติและส่วนประกอบของสะพาน ได้แก่ ความกว้างผิวจราจร ความยาวช่วงสะพาน ลักษณะราวสะพาน และทิศทางการจราจร เป็นต้น เพื่อใช้เป็นข้อมูลในการจัดทำแบบจำลองโครงสร้าง สะพานให้สอดคล้องกับสภาพความเป็นจริง
- การตรวจสอบสภาพความเสียหายด้วยสายตา (Visual Inspection) เป็นการตรวจสอบและบันทึกสภาพความเสียหายที่เกิดขึ้นกับชิ้นส่วนต่างๆ ของโครงสร้างสะพาน รวมถึงการจัดทำแบบแสดงสภาพความเสียหาย เพื่อใช้เป็นข้อมูลในการปรับลดกำลังรับแรงของหน้าตัดชิ้นส่วนต่างๆ สำหรับการประเมินความสามารถในการรับน้ำหนักของโครงสร้างสะพาน และใช้เป็นข้อมูลสำหรับการวางแผนซ่อมบำรุงในอนาคต

2.1.1. ลักษณะความเสียหายที่พบในโครงสร้างสะพาน

ลักษณะของการชำรุดเสียหายที่พบส่วนใหญ่ของสะพานคอนกรีตเสริมเหล็กหรือสะพานคอนกรีตอัดแรงมีหลากหลายรูปแบบ ซึ่งตาม “คู่มือการตรวจสอบ วิเคราะห์ และประเมินกำลังรับน้ำหนักของสะพานกรมทางหลวง” (กรมทางหลวง, 2549) สามารถจำแนกความเสียหายที่พบในโครงสร้างสะพานได้ดังนี้

1. รอยแตก (Cracking)

รอยแตกที่พบในโครงสร้างคอนกรีตโดยทั่วไปแล้ว มักจะมีขนาดเล็กและไม่มีผลกระทบต่อความสามารถในการรับน้ำหนักของชิ้นส่วนนั้น อย่างไรก็ตามรอยแตกเหล่านี้จะเป็นช่องทางให้น้ำและสารเจือปนอื่นๆ เข้าไปได้ ซึ่งจะนำไปสู่ปัญหาที่ร้ายแรงอื่นๆ ต่อไป ดังนั้น จึงเป็นสิ่งที่สำคัญมากและควรที่จะได้รับการตรวจสอบและบันทึกไว้ สำหรับรอยแตกสามารถแบ่งออกได้ 3 ประเภท ตามขนาดของรอยแตก ได้แก่ รอยแตกขนาดเล็กเท่าเส้นผม (Hairline) รอยแตกขนาดกลาง (Medium) หรือ รอยแตกขนาดใหญ่ (Wide) โดยจะใช้อุปกรณ์วัดขนาดรอยแตก (Crack Gauge)



รูปที่ 2.1-1 การวัดขนาดรอยแตกด้วยอุปกรณ์ Crack Gauge

(ที่มา : <http://www.vistatec.co.jp>)

2. การหลุดแฉะ (Scaling)

เป็นลักษณะการสูญเสียปูนฉาบและมวลรวมคอนกรีตที่ผิวหน้าในบริเวณหนึ่งๆ อย่างต่อเนื่องและเพิ่มขึ้นเรื่อยๆ จนมีความชัดเจนในการมองเห็นมวลรวม สามารถแบ่งออกเป็น 4 ระดับ ได้แก่ ขนาดเบา คือมีความลึกประมาณ 6 มิลลิเมตร ขนาดกลาง คือมีความลึกประมาณ 6 – 12 มิลลิเมตร ขนาดรุนแรง คือมีความลึกประมาณ 12 – 25 มิลลิเมตร และขนาดรุนแรงมาก คือมีความลึกมากกว่า 25 มิลลิเมตร สามารถเห็นเหล็กเสริมโผล่ออกมา

3. การหลุดแยกออกเป็นแผ่นๆ (Delamination)

เป็นลักษณะความเสียหายที่เกิดขึ้นเมื่อชั้นต่างๆ ของคอนกรีตได้หลุดแยกออกที่ผิวนอกสุดหรือส่วนที่อยู่ใกล้ผิวนอกสุดของชั้นเหล็กเสริม สาเหตุหลักคือ การขยายตัวของเหล็กเสริมที่เป็นสนิม ซึ่งเกิดจากการแทรกซึมของสารจำพวกคลอไรด์หรือเกลือ สนิมที่เกิดขึ้นจะเข้าไปครอบคลุมและมี

ปริมาณมากถึง 10 เท่าของปริมาตรเหล็กเสริม พื้นที่ที่เกิดการหลุดออกนี้จะเป็นโพรงข้างใต้ผิวคอนกรีต โดยสังเกตจากการฟังเสียงเมื่อใช้ค้อนเคาะ พื้นที่ส่วนดังกล่าวได้หลุดออกมาอย่างถาวรจึงเรียกได้ว่าเป็นการหลุดแยกออกเป็นแผ่นๆ

4. การหลุดล่อน (Spalling)

เป็นลักษณะความเสียหายของคอนกรีตได้มีการยุบตัวรูปคล้ายวงกลมหรือวงรี มีสาเหตุมาจากการแยกตัวหรือการถูกเคลื่อนย้ายของผิวหน้าคอนกรีต ทำให้เห็นรอยแตกที่ขนานกับผิวคอนกรีต หรืออาจเกิดจากการที่เหล็กเสริมเป็นสนิมและเกิดแรงเสียดทานจากการขยายตัวเนื่องจากความร้อน ส่วนใหญ่เมื่อเกิดการหลุดล่อนแล้วก็จะสามารถเห็นเหล็กเสริมได้ โดยการหลุดล่อนของคอนกรีตสามารถแบ่งออกได้ 2 รูปแบบ คือ การหลุดล่อนขนาดเล็ก จะมีความลึกน้อยกว่า 25 มิลลิเมตร หรือเส้นผ่านศูนย์กลางประมาณ 15 เซนติเมตร และการหลุดล่อนขนาดใหญ่ จะมีความลึกมากกว่า 25 มิลลิเมตร หรือเส้นผ่านศูนย์กลางมากกว่า 15 เซนติเมตร

5. การเกิดขี้เกลือ (Efflorescence)

เป็นลักษณะความเสียหายของคอนกรีตที่เกิดคราบขาวบริเวณผิว มีสาเหตุมาจากการตกผลึกของสารละลายประเภทเกลือแคลเซียมคลอไรด์ ซึ่งออกมาสู่ผิวคอนกรีตโดยผ่านการดูดซับและไหลเวียนของความชื้นในคอนกรีต

6. การเกิดรูพรุนเหมือนรวงผึ้ง (Honey Comb)

เป็นความเสียหายของคอนกรีตลักษณะที่มีช่องว่างเกิดขึ้นในเนื้อคอนกรีต มีสาเหตุมาจากการจี้คอนกรีตไม่เหมาะสมในระหว่างการก่อสร้าง อันเป็นผลทำให้เกิดการแยกตัวของมวลรวมหยาบออกจากมวลรวมละเอียดและซีเมนต์

7. การหลุดออกเป็นเม็ดๆ (Pop-Out)

เป็นความเสียหายของคอนกรีตลักษณะที่ชิ้นส่วนคอนกรีตเล็กๆ รูปโคนได้มีการแตกและหลุดออกจากเนื้อคอนกรีตทำให้เกิดหลุมเล็กๆ ทั่วๆ ไป โดยทั่วไป มักจะพบสะเก็ดของคอนกรีตที่หลุดออกมาอยู่ในบริเวณใต้หลุมที่เกิดขึ้น สาเหตุที่เกิดมาจากการทำปฏิกิริยาของมวลรวมกับซีเมนต์ที่เป็นต่างมากๆ หรือมีสาเหตุมาจากวัสดุมวลรวม เช่น หินดินดานเกิดการขยายตัวเนื่องจากความชื้น

8. การสึกหรอ (Wears)

การสึกหรอเกิดขึ้นที่ผิวคอนกรีตที่สัมผัสกับการจราจร (Exposed to Traffic) เนื่องจากการขัดสีของผิวคอนกรีตกับยางรถยนต์หรือน้ำฝน

9. การสึกกร่อน (Abrasion)

การสึกกร่อนเป็นผลมาจากการที่แรงภายนอกได้กระทำต่อผิวของชิ้นส่วนที่เป็นคอนกรีต การกัดเซาะของกระแสน้ำที่มีโคลนตมอยู่มากซึ่งไหลบนผิวคอนกรีตหรือวัสดุที่ลอยมากับน้ำ สามารถทำให้คอนกรีตเกิดการสึกกร่อนได้ ที่บริเวณตอม่อและเสาเข็ม เช่นเดียวกับคอนกรีตที่อยู่ในบริเวณที่มีคลื่นมาก อาจเกิดการสึกกร่อนได้โดยการถูกระทบจากทรายและโคลนที่อยู่ในน้ำ

10. การเกิดสนิมในเหล็กเสริม (Reinforce Steel Corrosion)

เหล็กเสริมซึ่งฝังอยู่ในเนื้อคอนกรีตจะได้รับการป้องกันมิให้เกิดสนิม ทั้งนี้เนื่องจากสภาพความเป็นด่างของคอนกรีตที่หุ้มผิวเหล็กเสริม แต่อย่างไรก็ตามระบบการป้องกันนี้จะค่อยๆถูกกำจัดออกไปโดยการแทรกซึมของสารจำพวกคลอไรด์ หรือจากปฏิกิริยาคาร์บอนชั่น ซึ่งเมื่อสภาพความเป็นด่างหายไป น้ำและออกซิเจนสามารถเข้าสร้างสร้างไอออนออกไซด์ (สนิม) บนผิวเหล็กได้

11. การเสียหายที่เกิดจากการถูกชน (Collision Damage)

เป็นความเสียหายที่เกิดจากการที่ยานพาหนะประเภทต่างๆ ได้ชนกับสะพาน ซึ่งล้วนแต่สร้างความเสียหายให้แก่ส่วนประกอบของสะพานทั้งสิ้น

12. ความเสียหายที่เกิดจากการบรรทุกน้ำหนักเกิน (Overload Damage)

เป็นความเสียหายที่เกิดขึ้นเมื่อ โครงสร้างคอนกรีตได้มีการแบกรับความเค้นมากเกินไป (Overstressed) หรือเกิดแรงสั่นสะเทือนที่มากเกินไป หรือการแอ่นตัวที่มากเกินไปด้วย

2.1.2. ขั้นตอนการตรวจสอบสภาพโครงสร้างสะพาน

วิธีการตรวจสอบสะพานขึ้นอยู่กับปัจจัยหลายอย่าง เช่น ประเภทของสะพาน ชนิดวัสดุโครงสร้างหลัก และการเข้าถึงชิ้นส่วนต่างๆ ซึ่งรูปแบบชิ้นส่วนที่แตกต่างกันจะมีลักษณะความชำรุดเสียหายที่แตกต่างกันออกไป ดังนั้น ผู้ตรวจสอบสะพานจะต้องมีความคุ้นเคยกับขั้นตอนการตรวจสอบความเสียหายหลากหลายรูปแบบ และบันทึกข้อมูลความเสียหายที่มองเห็นได้ เช่น ชนิด ขนาด และตำแหน่ง โดยขั้นตอนการตรวจสอบสะพานมีดังนี้

1) ทบทวนข้อมูลโครงสร้างและองค์ประกอบต่างๆ ของสะพาน: ทีมงานสำรวจได้สืบค้นข้อมูลการตรวจสอบสะพานในอดีตจากระบบบริหารงานบำรุงรักษาสะพาน (Bridge Maintenance and Management System, BMS) สำนักก่อสร้างสะพาน กรมทางหลวง นอกจากนี้ยังได้ประสานงานขอข้อมูลแบบก่อสร้างสะพานและรายงานที่เกี่ยวข้องจากหน่วยงานต่างๆ เพื่อนำข้อมูลดังกล่าวมาใช้ในการวางแผนการสำรวจสะพาน

- โครงสร้างส่วนล่าง (Substructure) ประกอบด้วย คานรัดหัวเสา (Cap Beam) เสาตอม่อ (Column) ค้ำยันเสาตอม่อ (Bracing) เสาเข็ม (Pile) และฐานราก (Footing)
- ส่วนประกอบรอง (Secondary Component) ประกอบด้วย ผิวทาง (Wearing Surface) รอยต่อเพื่อการขยายตัว (Expansion Joint) ทางเท้า (Side Walk) ราวสะพาน (Barrier) ที่รองรับคาน (Bearing) ลาดป้องกันตลิ่ง (Slope Protection) กำแพงกันดิน (Retaining Wall) และหูช้าง (Wing Wall)

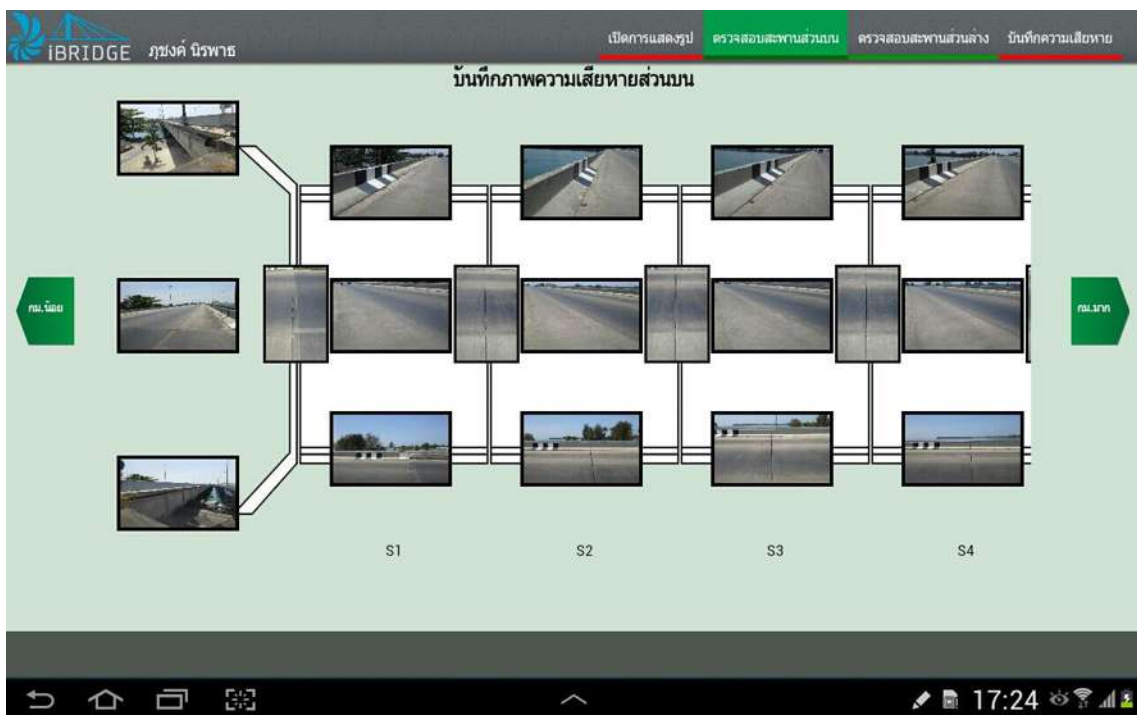
ตารางที่ 2.2-1 เกณฑ์การประเมินสภาพการใช้งานของโครงสร้างสะพาน กรมทางหลวง

ระดับสภาพการใช้งาน		ความหมาย
5	ดีมาก	สภาพโครงสร้างดี หรือเหมือนใหม่
4	ดีพอใช้	- สภาพพอใช้ในเกณฑ์ดี พิจารณำรุงปกติ - โครงสร้างส่วนที่รับแรงหรือส่วนที่สำคัญมีสภาพอยู่ในเกณฑ์ดี พิจารณำรุงปกติ - โครงสร้างส่วนที่ไม่รับแรง หรือส่วนที่ไม่สำคัญ มีสภาพอยู่ในเกณฑ์พอใช้ พิจารณำรุงปกติ
3	พอใช้	- สภาพพอใช้ ต้องพิจารณำรุงตามกำหนดเวลา - โครงสร้างส่วนที่รับแรงหรือส่วนที่สำคัญมีสภาพอยู่ในเกณฑ์พอใช้ พิจารณำรุงตามกำหนดเวลา - โครงสร้างส่วนที่ไม่รับแรง หรือส่วนที่ไม่สำคัญ มีสภาพอยู่ในเกณฑ์พอใช้ พิจารณำรุงตามกำหนดเวลา
2	ชำรุด	- สภาพชำรุดที่ต้องพิจารณาซ่อมแซม หรือบำรุงพิเศษ - โครงสร้างส่วนที่รับแรง หรือส่วนที่สำคัญมีสภาพชำรุดที่ต้องดำเนินการซ่อมแซม หรือต้องทำการบำรุงพิเศษ - โครงสร้างส่วนที่ไม่รับแรง หรือส่วนที่ไม่สำคัญ ต้องดำเนินการซ่อมแซมให้กลับคืนสู่สภาพเดิม
1	วิกฤติ	- สภาพชำรุดที่ต้องพิจารณาซ่อมแซมอย่างเร่งด่วน หรือต้องทำการบูรณะพิเศษอย่างเร่งด่วน - โครงสร้างส่วนที่รับแรง หรือส่วนที่สำคัญมีสภาพชำรุดเสียหายมาก ที่ต้องดำเนินการซ่อมแซมอย่างเร่งด่วน หรือต้องทำการบูรณะ - โครงสร้างส่วนที่ไม่รับแรง หรือส่วนที่ไม่สำคัญ ต้องดำเนินการซ่อมแซมให้กลับคืนสู่สภาพเดิม
0	วิบัติ	สภาพชำรุดเสียหายมาก ควรพิจารณาทุบทิ้งและก่อสร้างใหม่ทั้งสะพาน

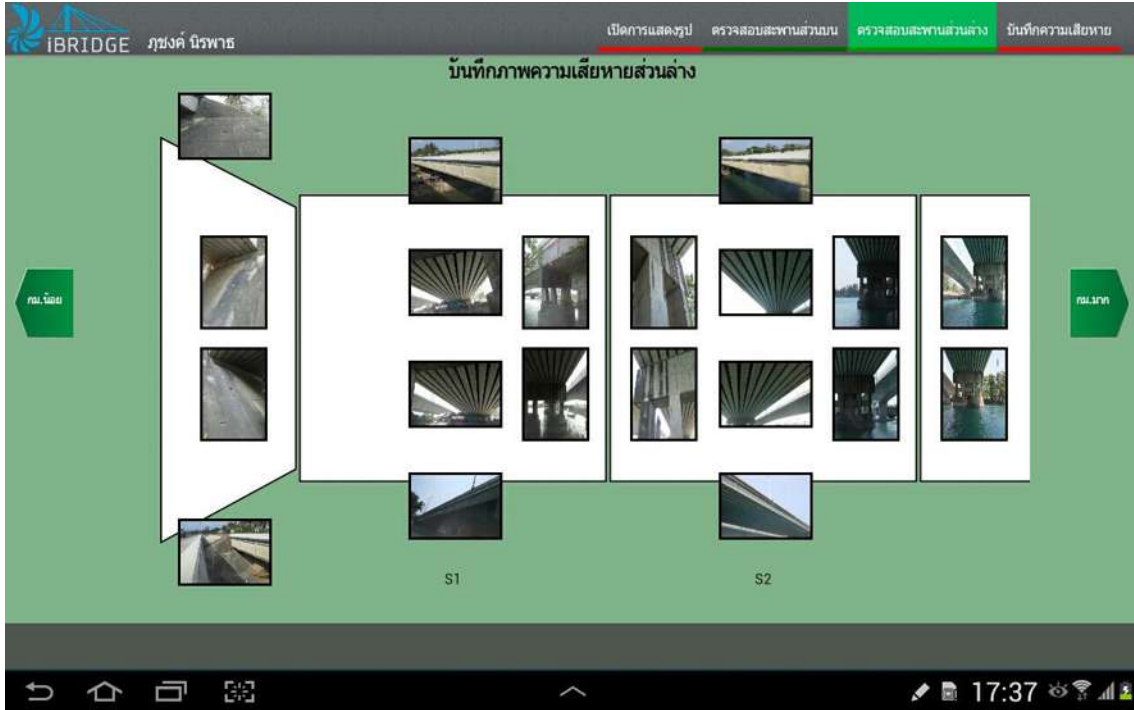
สำหรับเกณฑ์การประเมินสภาพการใช้งานของโครงสร้างสะพาน ดังกล่าว ได้พิจารณาให้มีความสอดคล้องกับเอกสารอ้างอิงเกี่ยวกับ “รายละเอียดรหัสงานและลักษณะงานบำรุงทาง” (กองบำรุง, กรมทางหลวง, 2544) โดยได้แบ่งระดับขึ้นออกได้ ดังนี้

- 1) งานบำรุงปกติ ได้แก่ งานกำกับ ดูแลและซ่อมแซมบำรุงรักษา ทำความสะอาด เสริมแต่งทางหลวง โดยมีปริมาณงานไม่มากนัก ทั้งนี้ให้รวมถึงการปรับปรุงได้บ้างตามความเหมาะสม (งบประมาณน้อยสุด)
- 2) งานบำรุงตามกำหนดเวลา หมายถึง งานซ่อมบำรุงทางหลวงที่จะต้องดำเนินการเมื่อถึงกำหนดเวลา เพื่อยืดอายุการบริการ (งบประมาณมากกว่างานบำรุงปกติ)
- 3) งานบำรุงพิเศษ หมายถึง งานซ่อมทางหลวงที่ชำรุดเสียหาย และมีปริมาณมากกว่าที่จะบำรุงตามกำหนดเวลา หรือบำรุงปกติได้ เพื่อให้ทางหลวงมีขนาด รูปทรง และความแข็งแรงเหมือนตอนที่ก่อสร้างแล้วเสร็จใหม่ๆ (งบประมาณมากกว่างานบำรุงตามกำหนดเวลา)
- 4) งานบูรณะ หมายถึง งานซ่อมทางหลวงที่ชำรุดเสียหายมากจนไม่สามารถแก้ไขได้ด้วยงานบำรุงพิเศษได้ เพื่อให้ทางหลวงมีสภาพกลับมาดีเหมือนเดิม (งบประมาณมากกว่างานบำรุงพิเศษ)

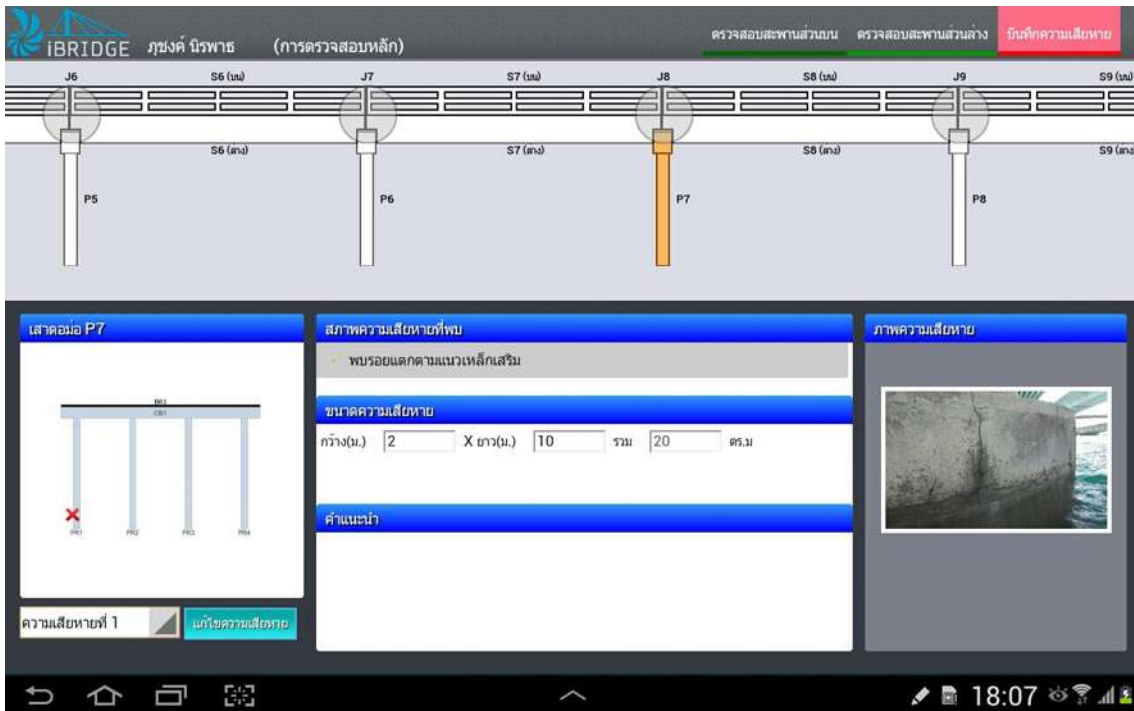
เพื่อให้การตรวจสอบสะพานเป็นไปอย่างสะดวก รวดเร็ว และมีประสิทธิภาพ ที่ปรึกษาจึงได้ใช้แอปพลิเคชัน iBridge บนแท็บเล็ต พัฒนาโดยสำนักก่อสร้างสะพาน ซึ่งเป็นแอปพลิเคชันของระบบบริหารงานบำรุงรักษาสะพาน (Bridge Maintenance and Management System, BMMS) ดังตัวอย่างในรูปที่ 2.2-1 ถึงรูปที่ 2.2-3 โดยแอปพลิเคชัน iBridge จะทำการประเมินระดับสภาพการใช้งาน (Condition Rating) ตามลักษณะความเสียหายที่ได้ทำการตรวจสอบในแต่ละชิ้นส่วนโครงสร้างสะพาน และทำการอัปโหลดข้อมูลการตรวจสอบสะพานเข้าสู่ระบบ BMMS ที่ส่วนกลาง ทำให้กรมทางหลวงสามารถนำข้อมูลไปใช้ประโยชน์ในการบริหารจัดการด้านสะพานกรมทางหลวงต่อไปได้



รูปที่ 2.2-1 ตัวอย่างแอปพลิเคชัน iBridge ในการตรวจสอบสภาพโครงสร้างสะพานส่วนบน



รูปที่ 2.2-2 ตัวอย่างแอปพลิเคชัน iBridge ในการตรวจสอบสภาพโครงสร้างสะพานส่วนล่าง



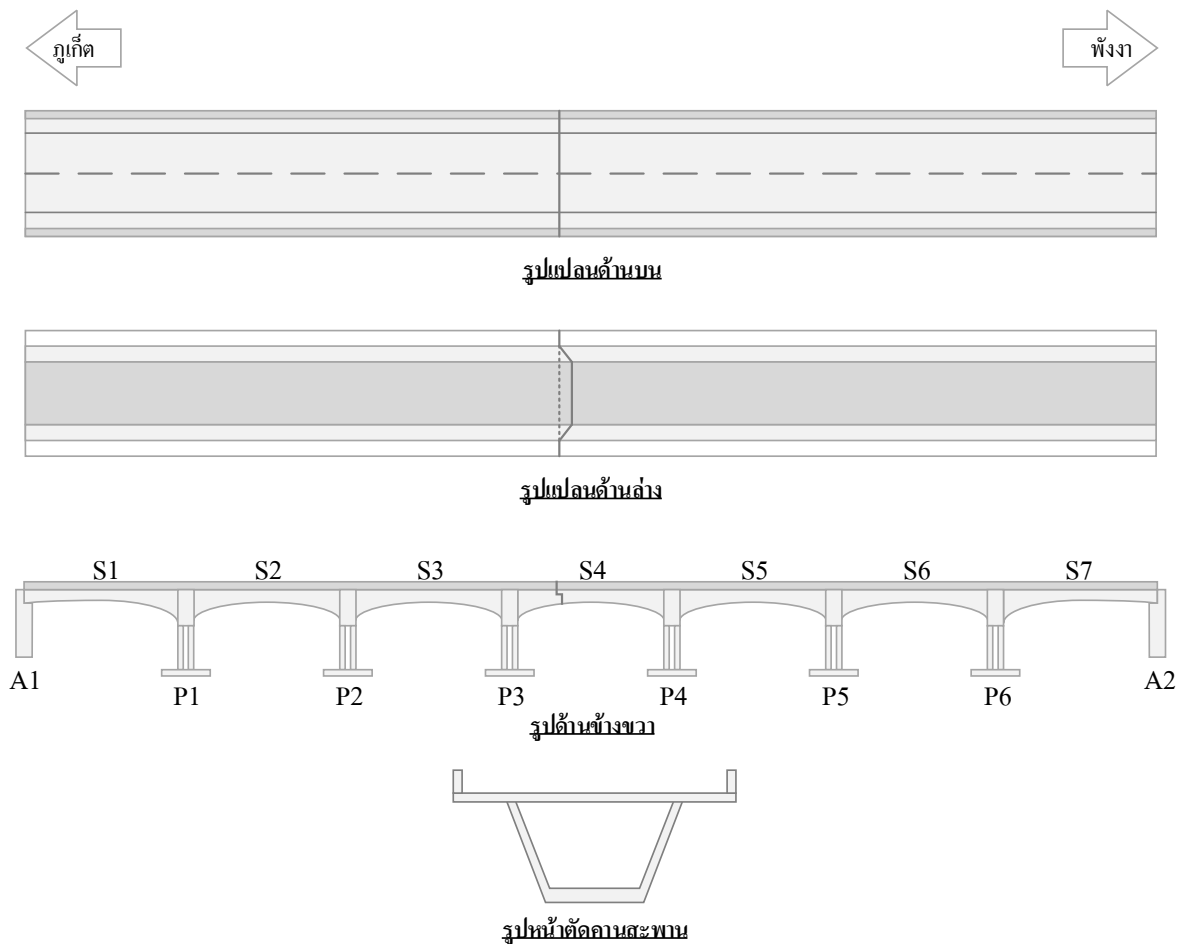
รูปที่ 2.2-3 ตัวอย่างแอปพลิเคชัน iBridge ในการตรวจสอบและบันทึกความเสียหายของสะพาน

2.3. ผลการตรวจสอบและประเมินสภาพการใช้งานโครงสร้างสะพาน

ทีมสำรวจภาคสนามได้ดำเนินการตรวจสอบและประเมินสภาพการใช้งานของโครงสร้างสะพานสารสิน 2 และสะพานเทพกระษัตรี ตามเกณฑ์การประเมินของกรมทางหลวง โดยนำข้อมูลมาจัดทำแบบแสดงความเสียหายของสะพานได้ดังภาคผนวก ก นอกจากนี้ยังทำการอัปโหลดข้อมูลการตรวจสอบเข้าสู่ระบบ BMMS เพื่อประโยชน์ในการบำรุงรักษาสะพานกรมทางหลวงต่อไป ซึ่งผลการตรวจสอบของแต่ละสะพานสามารถสรุปได้ ดังนี้

2.3.1. ผลการตรวจสอบสภาพสะพานสารสิน 2

ลักษณะทางกายภาพและรหัสบริเวณต่างๆ ของสะพานสารสิน 2 แสดงดังรูปที่ 2.3-1 สำหรับข้อมูลทั่วไปของสะพานสารสิน 2 แสดงได้ดังตารางที่ 2.3-1 และตัวอย่างการทำงานตรวจสอบสะพานในภาคสนามแสดงดังรูปที่ 2.3-2 จากนั้นเป็นรายงานผลการตรวจสอบความเสียหายของสะพานสารสิน 2



รูปที่ 2.3-1 ลักษณะทางกายภาพและการกำหนดรหัสบริเวณต่างๆ ของโครงสร้างสะพานสารสิน 2

ตารางที่ 2.3-1 ข้อมูลทั่วไปของสะพานสารสิน 2

ที่ตั้ง	สำนักทางหลวง/สำนักงานทางหลวง	กระบี่ (สุราษฎร์ธานี)		
	แขวงทางหลวง/สำนักงานบำรุงทาง	ภูเก็ต		
	ตอน (ชื่อสายทาง)	โคกกลอย – หมากรอก		
	หมายเลขทางหลวง	402		
	หมายเลขตอนควบคุม	0101		
	หมายเลขกิโลเมตร	7+901.319		
ลักษณะทั่วไป	ชื่อสะพาน	สะพานท้าวศรีสุนทร (สารสิน 2)		
	สิ่งที่สะพานข้าม	ทะเลอันดามัน		
	รหัสสะพาน	183240033		
	ชนิดของสะพาน	Box Girder		
	ขนาดสะพาน	BG(1x83.90)+BG(5x100.00)+BG(1x71.15)		
	ความยาวสะพาน (เมตร)	655.05		
	ความกว้างสะพาน (เมตร)	13.60		
	ชนิดของผิวสะพาน	ลาดยาง		
	จำนวนช่องจราจร	2		
	Skew (องศา)	0		
	ชนิดของราวสะพาน	ราว คสล. Type 1		
	ปี พ.ศ. ที่สร้าง	2554		
ข้อมูลปริมาณการจราจร	พ.ศ.	2554	2555	2556
	ปริมาณจราจร (คัน/วัน/ทิศทาง)	9,000	10,259	10,565
	เปอร์เซ็นต์รถบรรทุกหนัก	15.36	16.35	13.28

หมายเหตุ: ข้อมูลปริมาณการจราจร จากสำนักอำนวยความสะดวกความปลอดภัย กรมทางหลวง



(ก) การตรวจสอบผิวจราจร



(ข) การตรวจสอบรอยต่อสะพาน



(ค) การตรวจสอบที่รองรับสะพาน



(ง) การตรวจสอบคาน Box Girder (ภายนอก)



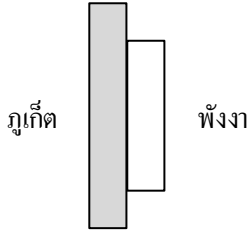

(จ) การตรวจสอบคาน Box Girder (ภายใน)

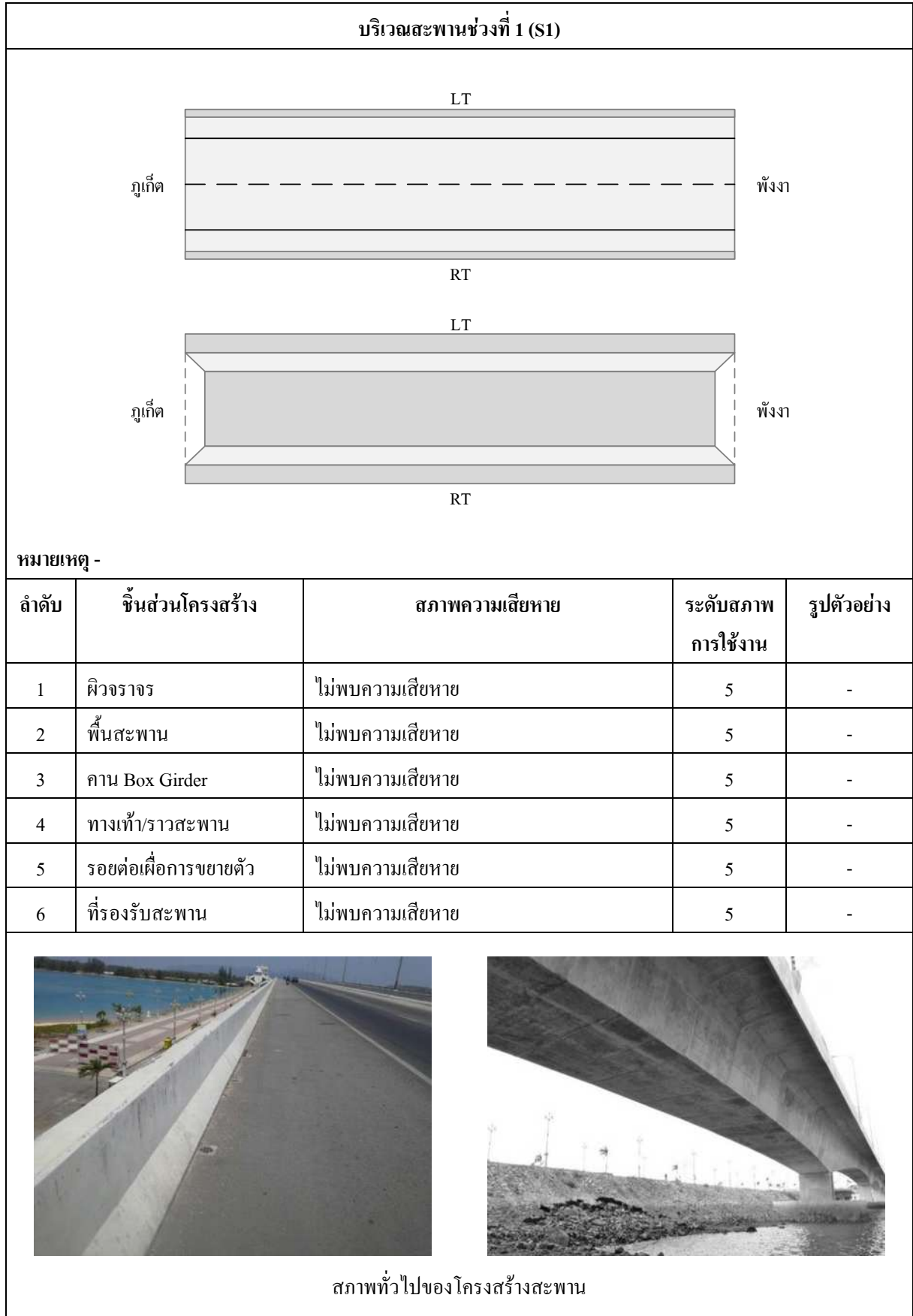


(ฉ) การตรวจสอบตอม่อสะพาน

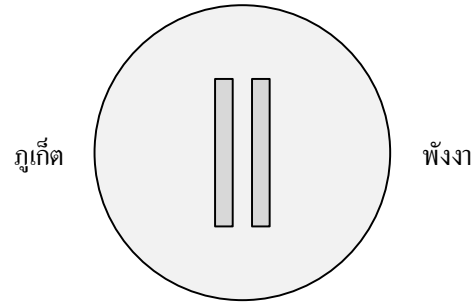
รูปที่ 2.3-2 ตัวอย่างการตรวจสอบสภาพโครงสร้างของสะพานสารสิน 2

สำหรับรายงานผลการตรวจสอบและประเมินสภาพโครงสร้างสะพานสารสิน 2 จะทำการรายงานผลการตรวจสอบเป็นบริเวณ โครงสร้างจากฝั่งภูเก็ตไปฝั่งพังงา โดยแสดงได้ดังนี้

บริเวณตอม่อตัวริมที่ 1 (A1)				
				
หมายเหตุ -				
ลำดับ	ชิ้นส่วนโครงสร้าง	สภาพความเสียหาย	ระดับสภาพการใช้งาน	รูปตัวอย่าง
1	เสาคอม่อ	ไม่พบความเสียหาย	5	-
2	กรอบเสาเข็มคอม่อ	ไม่สามารถตรวจสอบได้	-	-
3	ฐานราก	ไม่สามารถตรวจสอบได้	-	-
				
สภาพทั่วไปของโครงสร้างสะพาน				



บริเวณตอม่อตบกลางที่ 1 (P1)

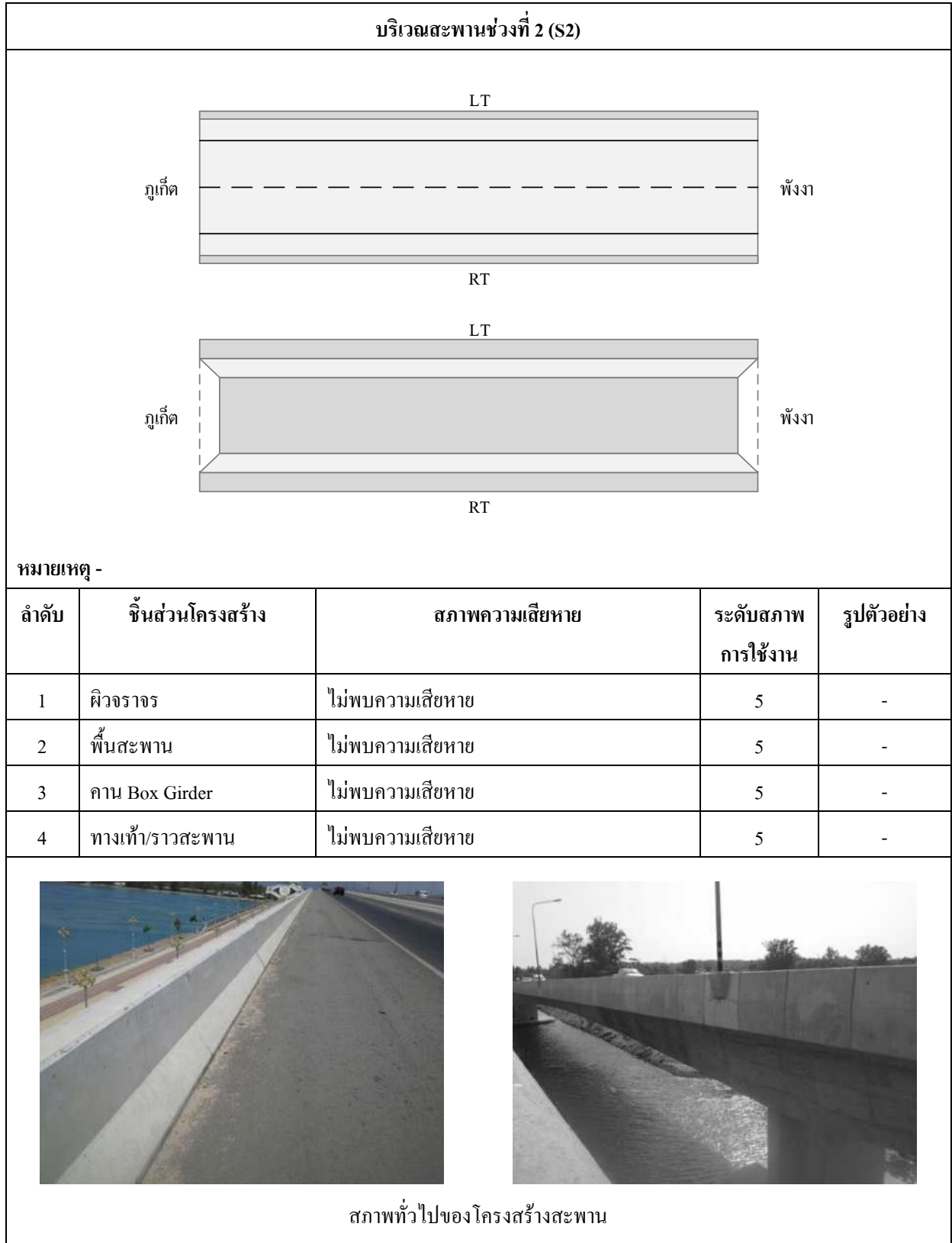


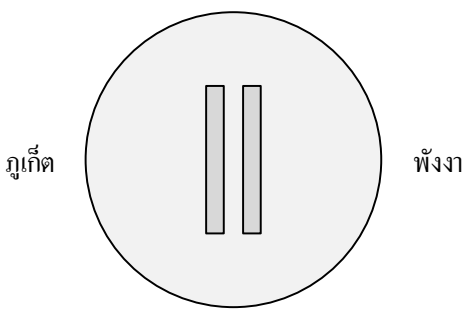

หมายเหตุ -

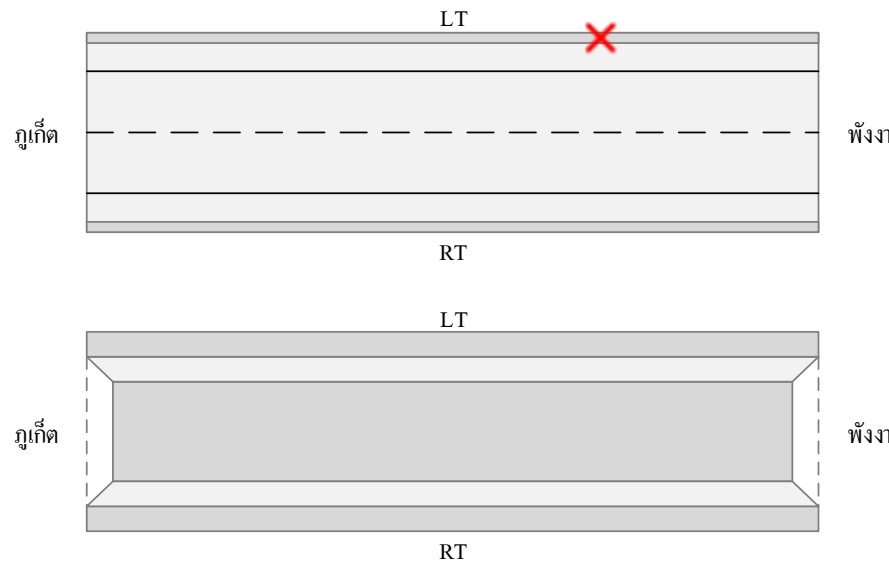


ลำดับ	ชิ้นส่วนโครงสร้าง	สภาพความเสียหาย	ระดับสภาพการใช้งาน	รูปตัวอย่าง
1	เสาตอม่อ	ไม่พบความเสียหาย	5	-
2	กรอบเสาเข็มตอม่อ	ไม่พบความเสียหาย	5	-
3	ฐานราก	ไม่สามารถตรวจสอบได้	-	-



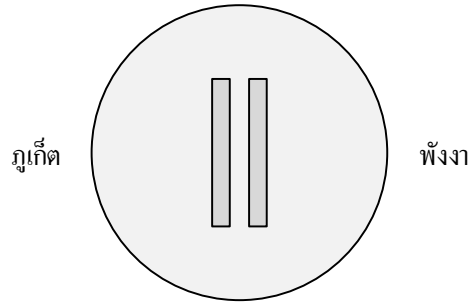
สภาพทั่วไปของโครงสร้างตอม่อสะพาน



บริเวณตอม่อสะพานที่ 2 (P2)				
				
หมายเหตุ -				
ลำดับ	ชิ้นส่วนโครงสร้าง	สภาพความเสียหาย	ระดับสภาพการใช้งาน	รูปตัวอย่าง
1	เสาคอม่อ	ไม่พบความเสียหาย	5	-
2	กรอบเสาเข็มตอม่อ	ไม่พบความเสียหาย	5	-
3	ฐานราก	ไม่สามารถตรวจสอบได้	-	-
				
สภาพทั่วไปของโครงสร้างตอม่อสะพาน				

บริเวณสะพานช่วงที่ 3 (S3)				
				
หมายเหตุ X ตำแหน่งที่ตรวจพบความเสียหาย				
ลำดับ	ชั้นส่วนโครงสร้าง	สภาพความเสียหาย	ระดับสภาพการใช้งาน	รูปตัวอย่าง
1	ผิวจราจร	ไม่พบความเสียหาย	5	-
2	พื้นสะพาน	ไม่พบความเสียหาย	5	-
3	คาน Box Girder	ไม่พบความเสียหาย	5	-
4	ทางเท้า/ราวสะพาน	หลุดล่อน เล็กน้อย	4	(ก)
				
สภาพทั่วไปของ โครงสร้างสะพาน		(ก) คอนกรีตหลุดล่อนเล็กน้อยบริเวณราวสะพาน		

บริเวณตอม่อสะพานที่ 3 (P3)

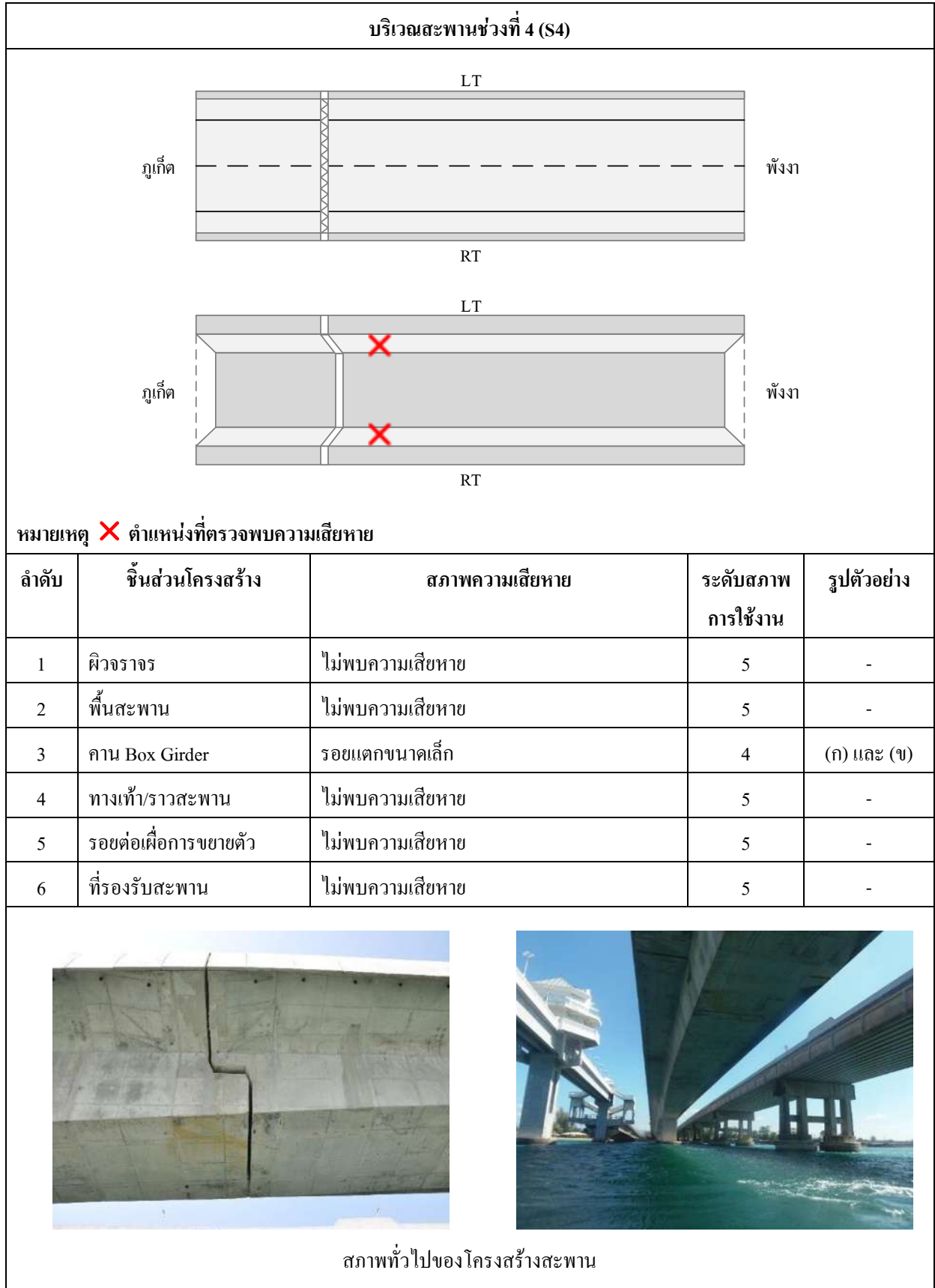


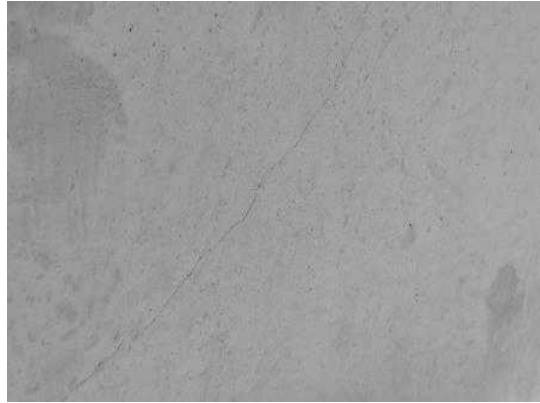
หมายเหตุ -

ลำดับ	ชิ้นส่วนโครงสร้าง	สภาพความเสียหาย	ระดับสภาพการใช้งาน	รูปตัวอย่าง
1	เสาคอม่อ	ไม่พบความเสียหาย	5	-
2	กรอบเสาเข็มตอม่อ	ไม่พบความเสียหาย	5	-
3	ฐานราก	ไม่สามารถตรวจสอบได้	-	-

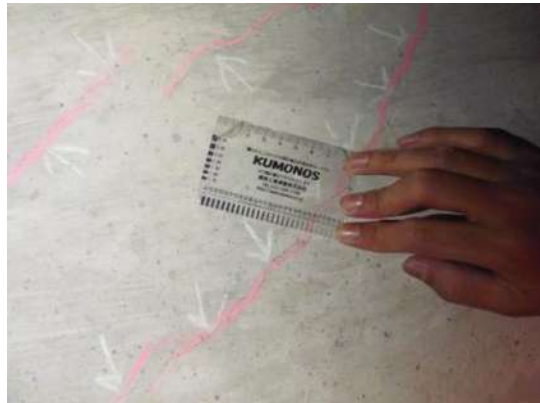


สภาพทั่วไปของโครงสร้างตอม่อสะพาน

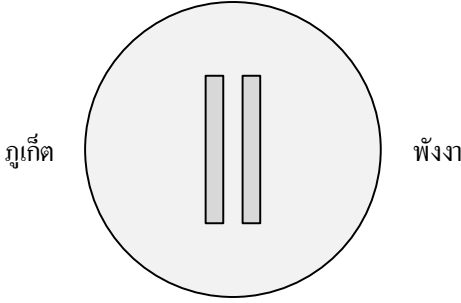



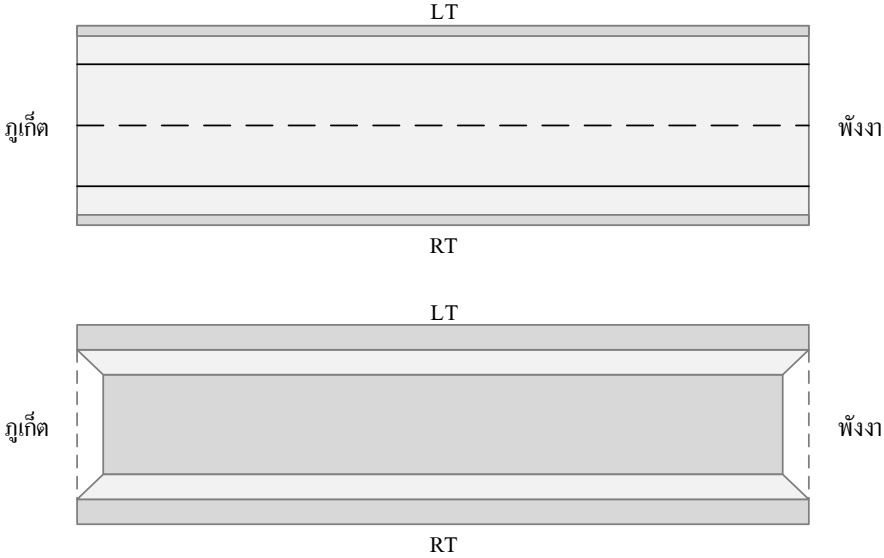



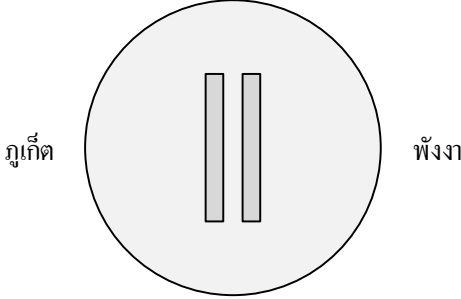

(ก) รอยแตกขนาดเล็กด้านนอกคาน Box Girder

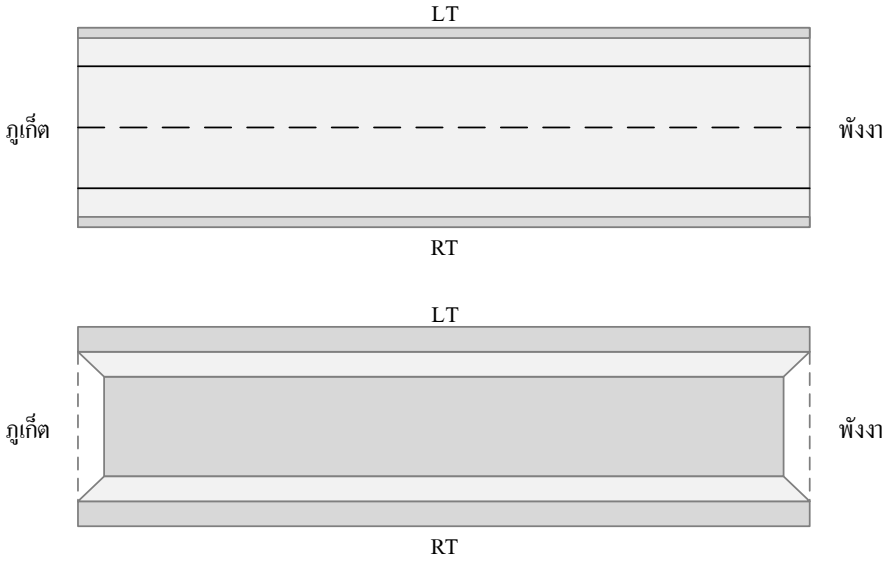



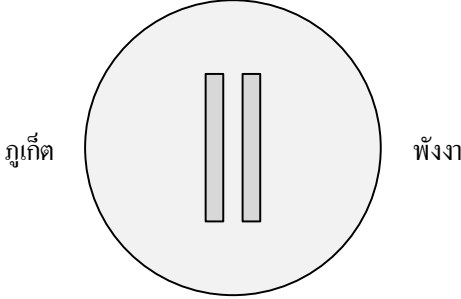

(ข) รอยแตกขนาดเล็กด้านในคาน Box Girder

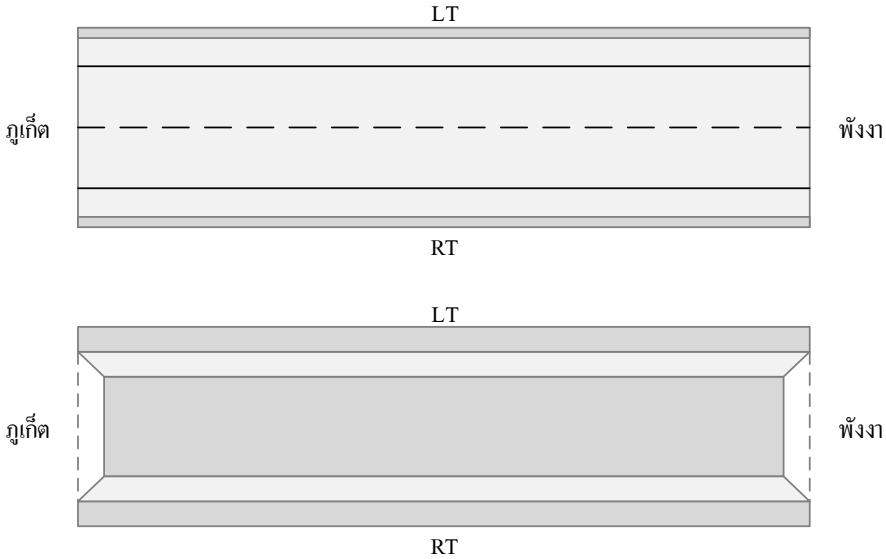

บริเวณตอม่อสะพานที่ 4 (P4)				
				
หมายเหตุ -				
ลำดับ	ชิ้นส่วนโครงสร้าง	สภาพความเสียหาย	ระดับสภาพการใช้งาน	รูปตัวอย่าง
1	เสาตอม่อ	ไม่พบความเสียหาย	5	-
2	กรอบเสาเข็มตอม่อ	ไม่พบความเสียหาย	5	-
3	ฐานราก	ไม่สามารถตรวจสอบได้	-	-
				
สภาพทั่วไปของโครงสร้างตอม่อสะพาน				

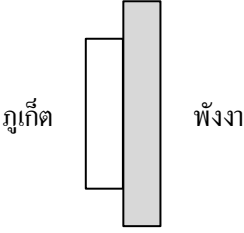

บริเวณสะพานช่วงที่ 5 (S5)				
				
หมายเหตุ -				
ลำดับ	ชิ้นส่วนโครงสร้าง	สภาพความเสียหาย	ระดับสภาพการใช้งาน	รูปตัวอย่าง
1	ผิวจราจร	ไม่พบความเสียหาย	5	-
2	พื้นสะพาน	ไม่พบความเสียหาย	5	-
3	คาน Box Girder	ไม่พบความเสียหาย	5	-
4	ทางเท้า/ราวสะพาน	ไม่พบความเสียหาย	5	-
				
สภาพทั่วไปของโครงสร้างสะพาน				

บริเวณตอม่อสะพานที่ 5(P5)				
				
หมายเหตุ -				
ลำดับ	ชิ้นส่วนโครงสร้าง	สภาพความเสียหาย	ระดับสภาพการใช้งาน	รูปตัวอย่าง
1	เสาตอม่อ	ไม่พบความเสียหาย	5	-
2	กรอบเสาเข็มตอม่อ	ไม่พบความเสียหาย	5	-
3	ฐานราก	ไม่สามารถตรวจสอบได้	-	-
				
สภาพทั่วไปของโครงสร้างตอม่อสะพาน				

บริเวณสะพานช่วงที่ 6 (S6)				
				
หมายเหตุ -				
ลำดับ	ชิ้นส่วนโครงสร้าง	สภาพความเสียหาย	ระดับสภาพการใช้งาน	รูปตัวอย่าง
1	ผิวจราจร	ไม่พบความเสียหาย	5	-
2	พื้นสะพาน	ไม่พบความเสียหาย	5	-
3	คาน Box Girder	ไม่พบความเสียหาย	5	-
4	ทางเท้า/ราวสะพาน	ไม่พบความเสียหาย	5	-
				
สภาพทั่วไปของโครงสร้างสะพาน				

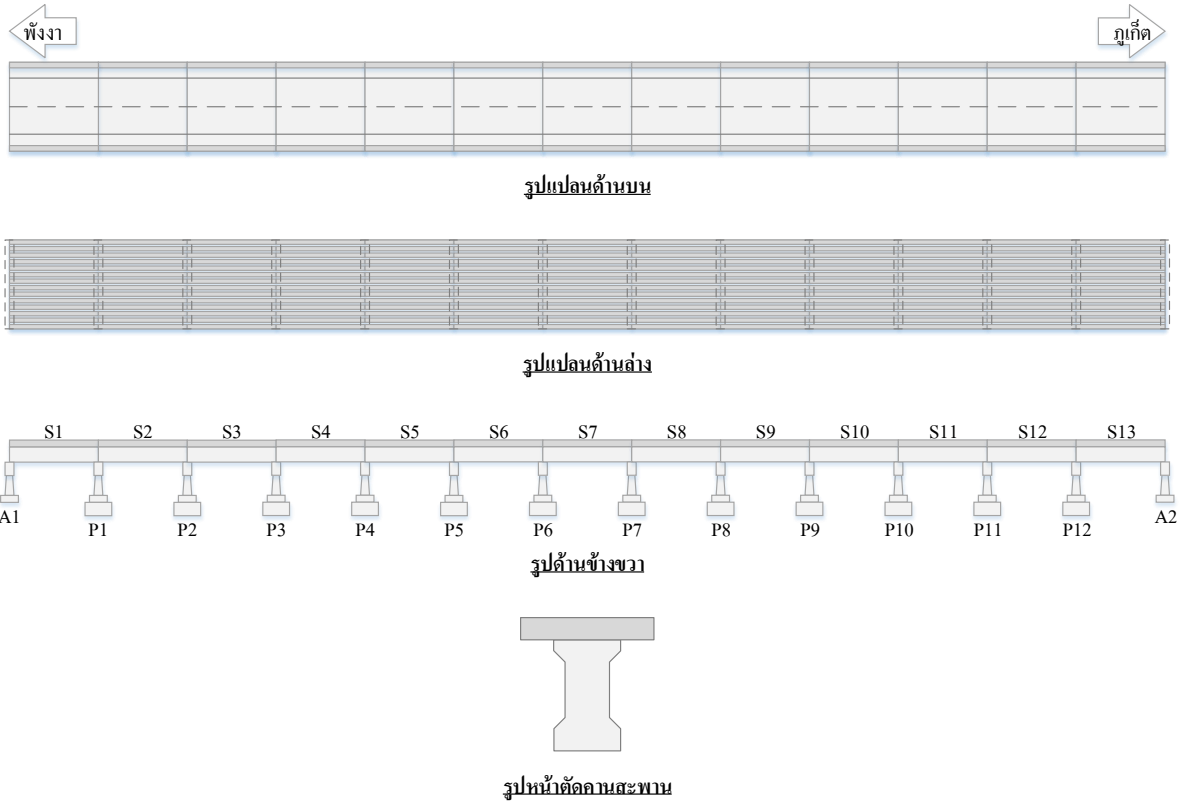
บริเวณตอม่อสะพานที่ 6 (P6)				
				
หมายเหตุ -				
ลำดับ	ชิ้นส่วนโครงสร้าง	สภาพความเสียหาย	ระดับสภาพการใช้งาน	รูปตัวอย่าง
1	เสาคอม่อ	ไม่พบความเสียหาย	5	-
2	กรอบเสาเข็มตอม่อ	ไม่พบความเสียหาย	5	-
3	ฐานราก	ไม่สามารถตรวจสอบได้	-	-
				
สภาพทั่วไปของโครงสร้างตอม่อสะพาน				

บริเวณสะพานช่วงที่ 7 (S7)				
				
หมายเหตุ -				
ลำดับ	ชิ้นส่วนโครงสร้าง	สภาพความเสียหาย	ระดับสภาพการใช้งาน	รูปตัวอย่าง
1	ผิวจราจร	ไม่พบความเสียหาย	5	-
2	พื้นสะพาน	ไม่พบความเสียหาย	5	-
3	คาน Box Girder	ไม่พบความเสียหาย	5	-
4	ทางเท้า/ราวสะพาน	ไม่พบความเสียหาย	5	-
5	รอยต่อเพื่อการขยายตัว	ไม่พบความเสียหาย	5	-
6	ที่รองรับสะพาน	ไม่พบความเสียหาย	5	-
				
สภาพทั่วไปของโครงสร้างสะพาน				

บริเวณตอม่อตบริมที่ 2 (A2)				
				
หมายเหตุ -				
ลำดับ	ชั้นส่วนโครงสร้าง	สภาพความเสียหาย	ระดับสภาพการใช้งาน	รูปตัวอย่าง
1	เสาตอม่อ	ไม่พบความเสียหาย	5	-
2	กรอบเสาเข็มตอม่อ	ไม่สามารถตรวจสอบได้	-	-
3	ฐานราก	ไม่สามารถตรวจสอบได้	-	-
				
สภาพทั่วไปของโครงสร้างสะพาน				

2.3.2. ผลการตรวจวัดสภาพสะพานเทพกระษัตรี

ลักษณะทางกายภาพและรหัสบริเวณต่างๆ ของสะพานเทพกระษัตรี แสดงดังรูปที่ 2.3-3 สำหรับข้อมูลทั่วไปของสะพานเทพกระษัตรี แสดงได้ดังตารางที่ 2.3-2 และตัวอย่างการทำงานตรวจสอบสะพานในภาคสนามแสดงดังรูปที่ 2.3-4 จากนั้นเป็นรายงานผลการตรวจสอบความเสียหายของสะพานเทพกระษัตรี



รูปที่ 2.3-3 ลักษณะทางกายภาพและการกำหนดรหัสบริเวณต่างๆ ของโครงสร้างสะพานเทพกระษัตรี

ตารางที่ 2.3-2 ข้อมูลทั่วไปของสะพานเทพกระษัตรี

ที่ตั้ง	สำนักทางหลวง/สำนักงานทางหลวง	กระบี่ (สุราษฎร์ธานี)		
	แขวงทางหลวง/สำนักงานบำรุงทาง	ภูเก็ต		
	ตอน (ชื่อสายทาง)	โคกกลอย-หมากปรก		
	หมายเลขทางหลวง	402		
	หมายเลขตอนควบคุม	0101		
	หมายเลขกิโลเมตร	8+464.000		
ลักษณะทั่วไป	ชื่อสะพาน	สะพานท้าวเทพกระษัตรี		
	สิ่งที่สะพานข้าม	ทะเลอันดามัน		
	รหัสสะพาน	183240018		
	ชนิดของสะพาน	I Girder		
	ขนาดสะพาน	IG(13x50.00)		
	ความยาวสะพาน (เมตร)	650.00		
	ความกว้างสะพาน (เมตร)	13.60		
	ชนิดของผิวสะพาน	คอนกรีต		
	จำนวนช่องจราจร	2		
	Skew (องศา)	0		
	ชนิดของราวสะพาน	ราว คสล. Type 1		
	ปี พ.ศ. ที่สร้าง	2535		
ข้อมูลปริมาณการจราจร	พ.ศ.	2554	2555	2556
	ปริมาณจราจร (คัน/วัน/ทิศทาง)	8,537	9,563	10,453
	เปอร์เซ็นต์รถบรรทุกหนัก	17.07	16.74	13.73

หมายเหตุ : ข้อมูลปริมาณการจราจร จากสำนักอำนวยความสะดวกความปลอดภัย กรมทางหลวง



(ก) การตรวจสอบผิวจราจร



(ข) การตรวจสอบรอยต่อสะพาน



(ค) การตรวจสอบที่รองรับสะพาน



(ง) การตรวจสอบคาน I-Girder (ด้านข้าง)



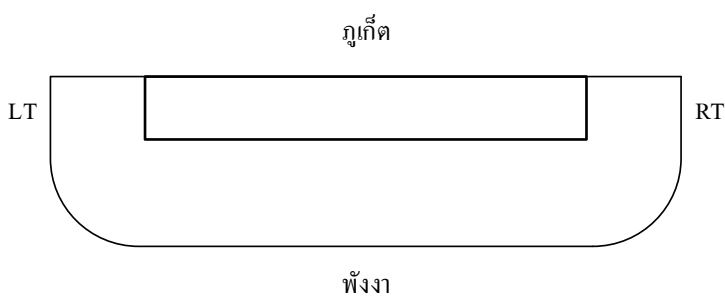

(จ) การตรวจสอบคาน I-Girder (ด้านล่าง)

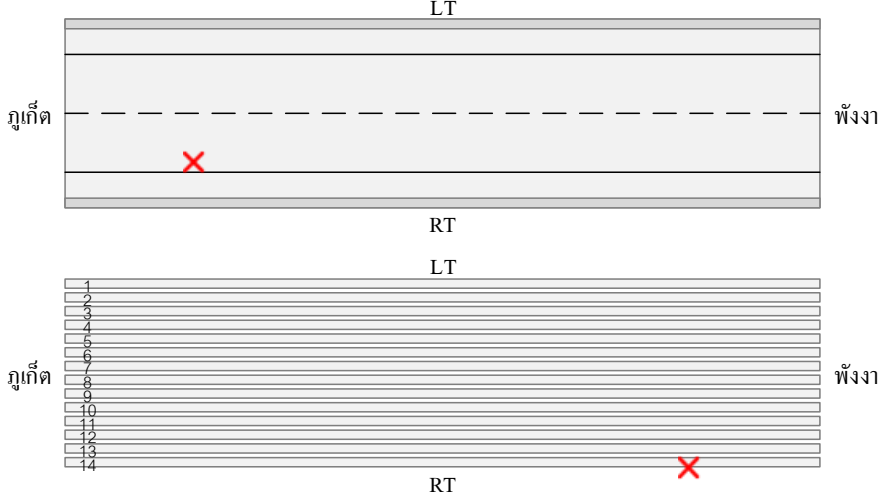




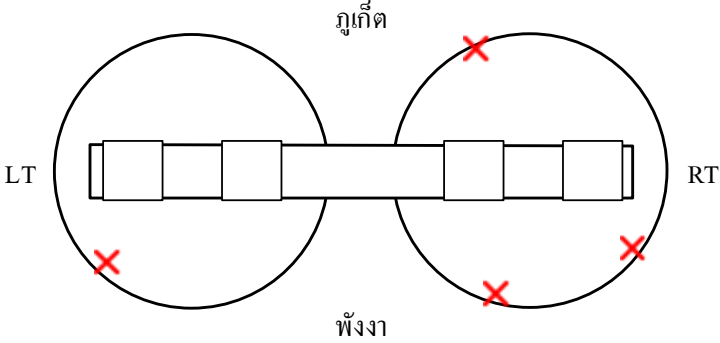

(ฉ) การตรวจสอบตอม่อสะพาน

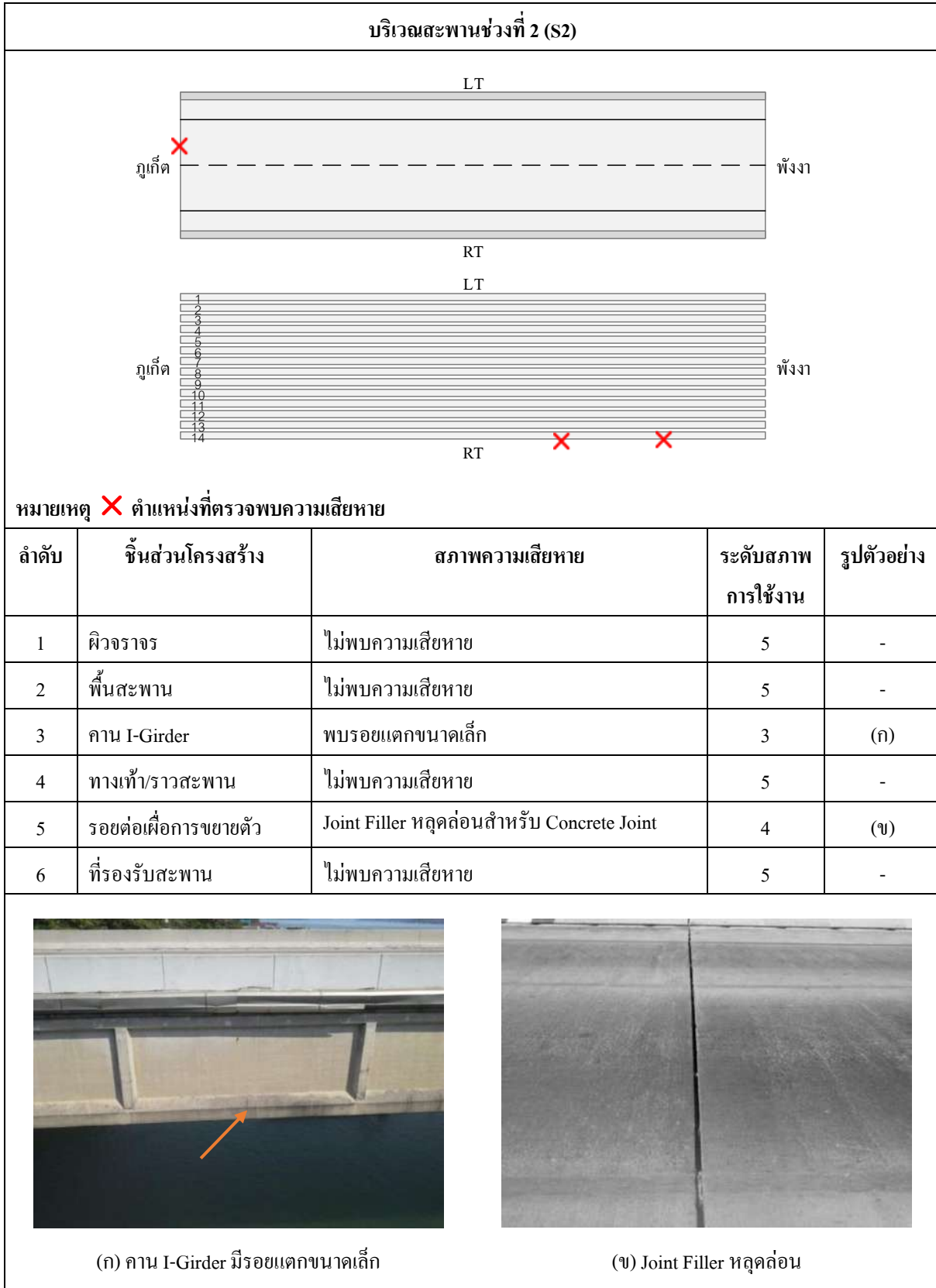
รูปที่ 2.3-4 ตัวอย่างการตรวจสอบสภาพโครงสร้างของสะพานเทพกระษัตรี

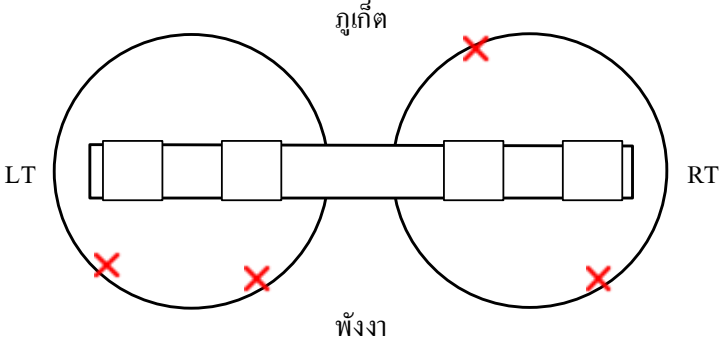

สำหรับรายงานผลการตรวจสอบและประเมินสภาพโครงสร้างสะพานเทพกระษัตรี จะทำการรายงานผลการตรวจสอบเป็นบริเวณโครงสร้างจากฝั่งภูเก็ตไปฝั่งพังงา โดยแสดงได้ดังนี้

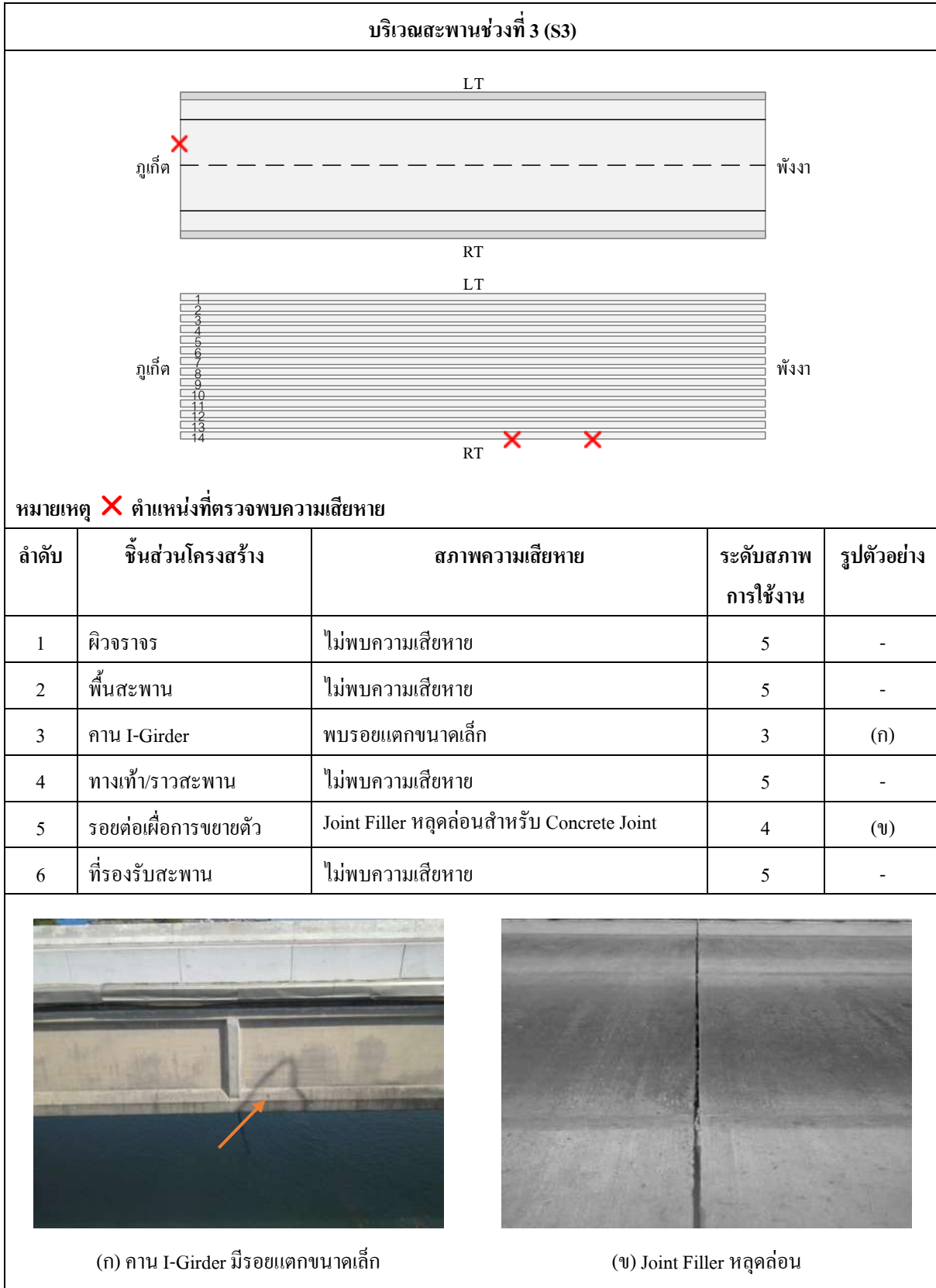
บริเวณตอม่อตัวริมที่ 1 (A1)				
				
หมายเหตุ				
ลำดับ	ชิ้นส่วนโครงสร้าง	สภาพความเสียหาย	ระดับสภาพการใช้งาน	รูปตัวอย่าง
1	คานรัดหัวเสา	ไม่พบความเสียหาย	5	-
2	เสาตอม่อ	ไม่สามารถตรวจสอบได้	5	-
3	ฐานราก	ไม่สามารถตรวจสอบได้	5	-
4	ลาดป้องกันดิ่ง	ไม่พบความเสียหาย	5	-
				
สภาพทั่วไปของโครงสร้างสะพาน				

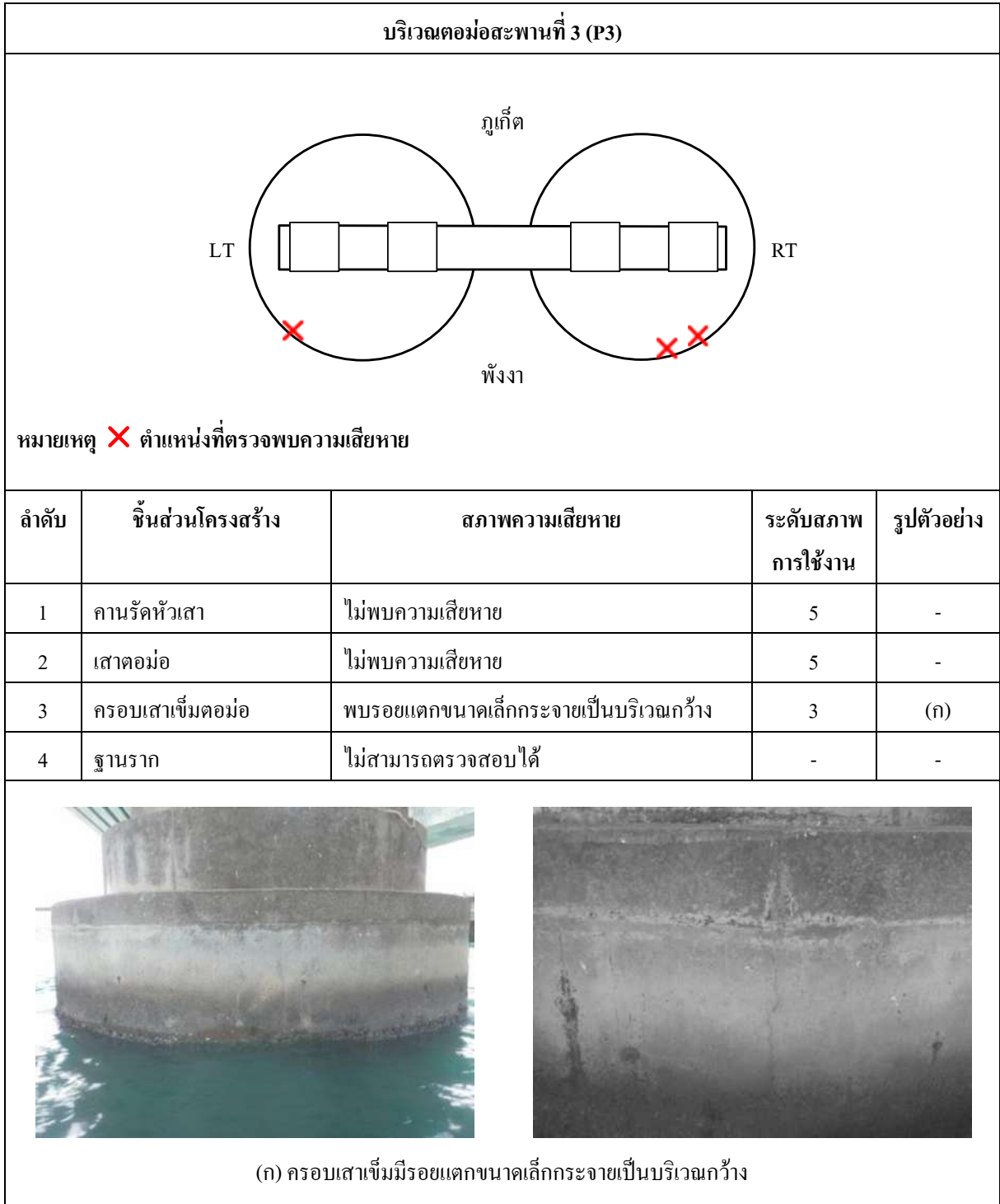
บริเวณสะพานช่วงที่ 1 (S1)				
				
<p>หมายเหตุ X ตำแหน่งที่ตรวจพบความเสียหาย</p>				
ลำดับ	ชิ้นส่วนโครงสร้าง	สภาพความเสียหาย	ระดับสภาพการใช้งาน	รูปตัวอย่าง
1	ผิวจราจร	พบรอยแตกขนาดเล็กกระจายเป็นบริเวณกว้าง	3	(ก)
2	พื้นสะพาน	ไม่พบความเสียหาย	5	-
3	คาน I-Girder	พบรอยแตกขนาดเล็ก	3	(ข)
4	ทางเท้า/ราวสะพาน	ไม่พบความเสียหาย	5	-
5	รอยต่อเพื่อการขยายตัว	ไม่พบความเสียหาย	5	-
6	ที่รองรับสะพาน	ไม่พบความเสียหาย	5	-
				
(ก) ผิวจราจรมีรอยแตกขนาดเล็กกระจายเป็นบริเวณกว้าง		(ข) คาน I-Girder มีรอยแตกขนาดเล็ก		

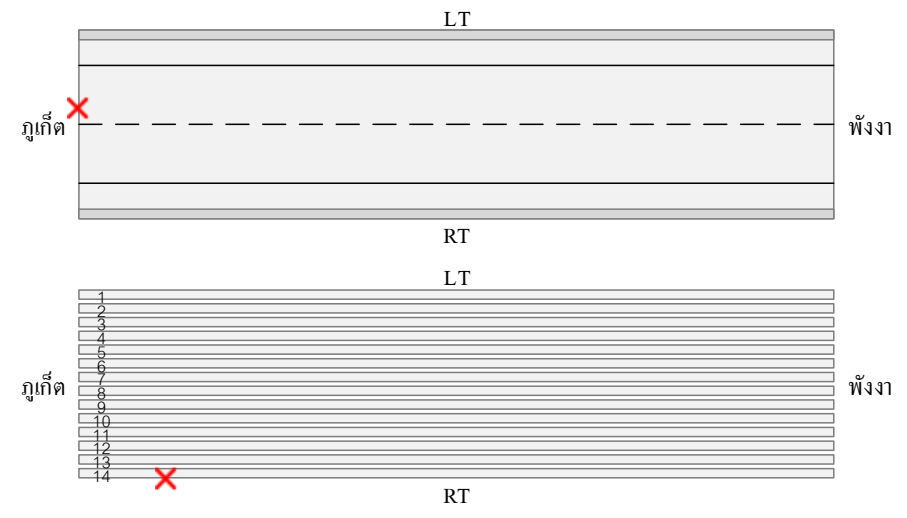


บริเวณตอม่อสะพานที่ 1 (P1)				
				
หมายเหตุ X ตำแหน่งที่ตรวจพบความเสียหาย				
ลำดับ	ชิ้นส่วนโครงสร้าง	สภาพความเสียหาย	ระดับสภาพการใช้งาน	รูปตัวอย่าง
1	คานรัดหัวเสา	ไม่พบความเสียหาย	5	-
2	เสาตอม่อ	ไม่พบความเสียหาย	5	-
3	ครอบเสาเข็มตอม่อ	พบรอยแตกขนาดเล็กกระจายเป็นบริเวณกว้าง	3	(ก)
4	ฐานราก	ไม่สามารถตรวจสอบได้	-	-
				
(ก) ครอบเสาเข็มมีรอยแตกขนาดเล็กกระจายเป็นบริเวณกว้าง				

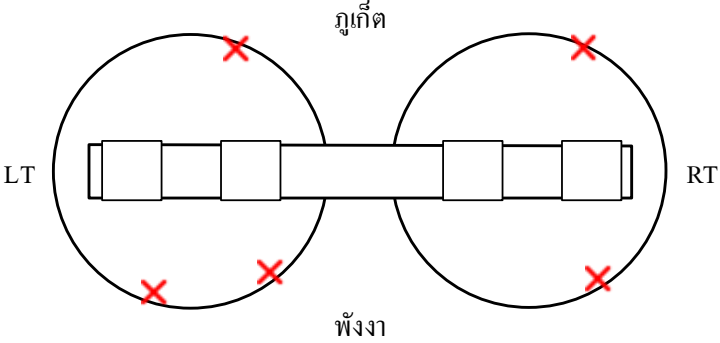
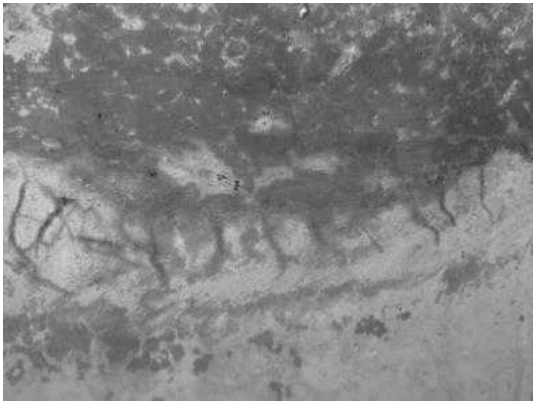
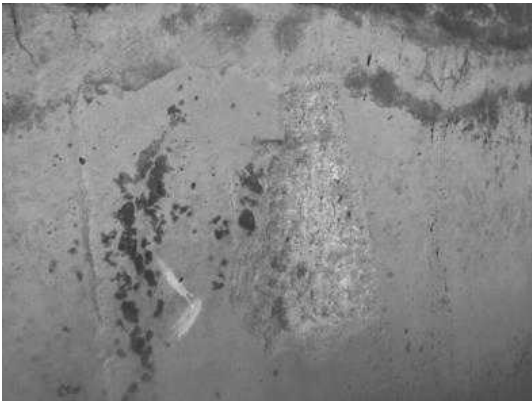


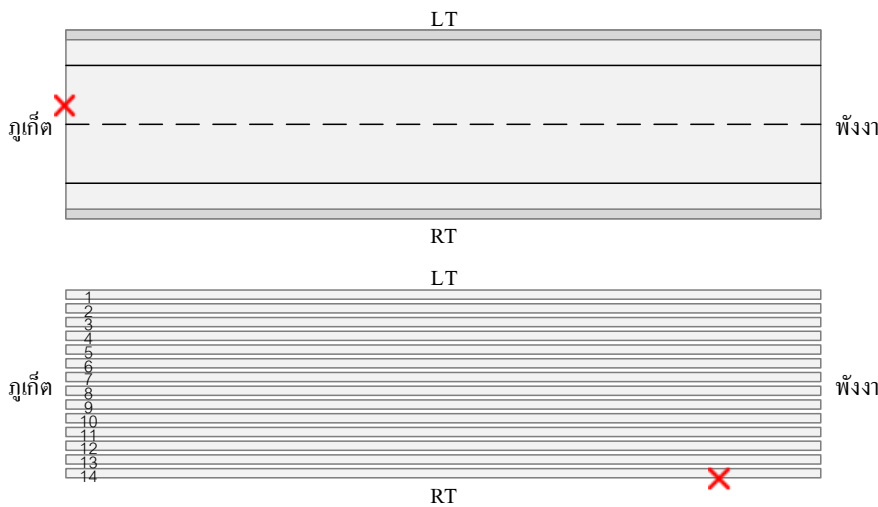


บริเวณตอม่อสะพานที่ 2(P2)				
				
หมายเหตุ X ตำแหน่งที่ตรวจพบความเสียหาย				
ลำดับ	ชิ้นส่วนโครงสร้าง	สภาพความเสียหาย	ระดับสภาพการใช้งาน	รูปตัวอย่าง
1	คานรัดหัวเสา	ไม่พบความเสียหาย	5	-
2	เสาตอม่อ	ไม่พบความเสียหาย	5	-
3	ครอบเสาเข็มตอม่อ	พบรอยแตกขนาดเล็กระบายเป็นบริเวณกว้าง	3	(ก)
4	ฐานราก	ไม่สามารถตรวจสอบได้	-	-
				
(ก) ครอบเสาเข็มมีรอยแตกขนาดเล็กกระจายเป็นบริเวณกว้าง				

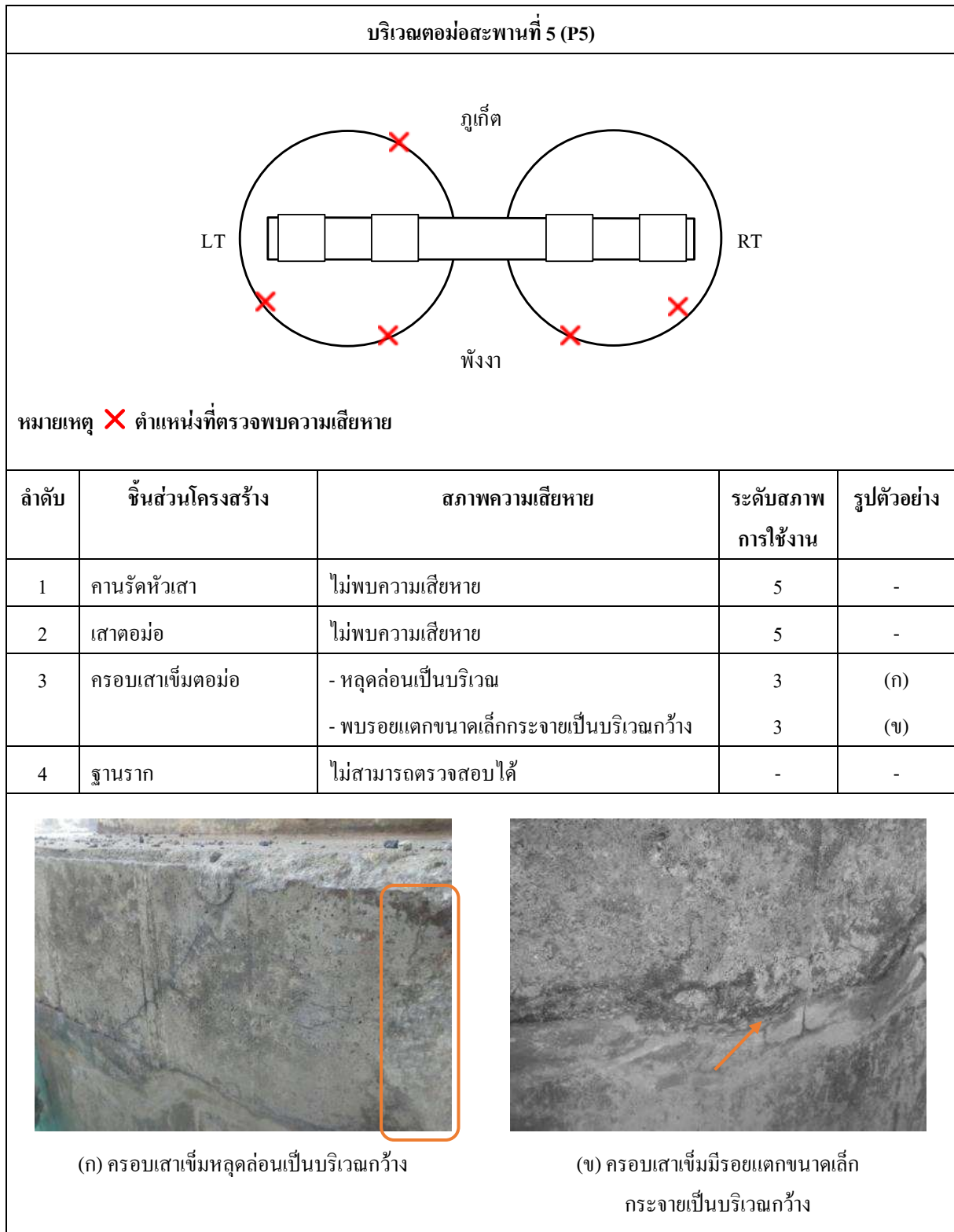


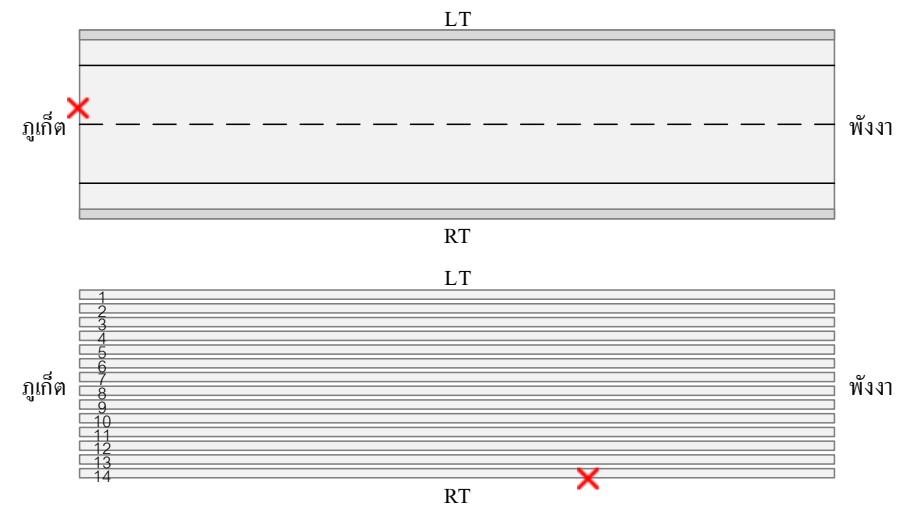




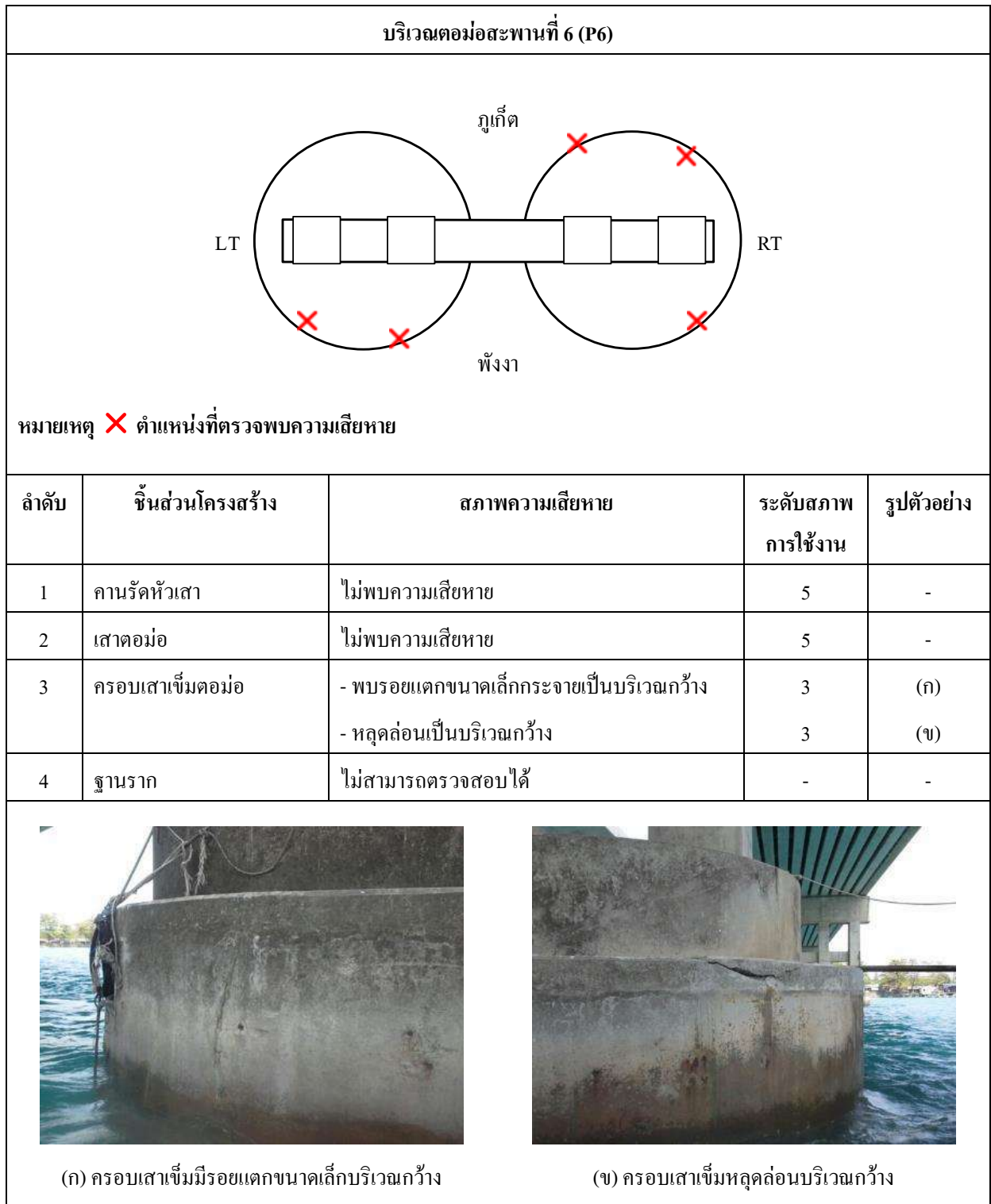
บริเวณสะพานช่วงที่ 4 (S4)				
				
หมายเหตุ X ตำแหน่งที่ตรวจพบความเสียหาย				
ลำดับ	ชิ้นส่วนโครงสร้าง	สภาพความเสียหาย	ระดับสภาพการใช้งาน	รูปตัวอย่าง
1	ผิวจราจร	ไม่พบความเสียหาย	5	-
2	พื้นสะพาน	ไม่พบความเสียหาย	5	-
3	คาน I-Girder	พบรอยแตกขนาดเล็ก	3	(ก)
4	ทางเท้า/ราวสะพาน	ไม่พบความเสียหาย	5	-
5	รอยต่อเพื่อการขยายตัว	Joint Filler หลุดล่อนสำหรับ Concrete Joint	4	(ข)
6	ที่รองรับสะพาน	ไม่พบความเสียหาย	5	-
				
(ก) คาน I-Girder มีรอยแตกขนาดเล็ก		(ข) Joint Filler หลุดล่อน		

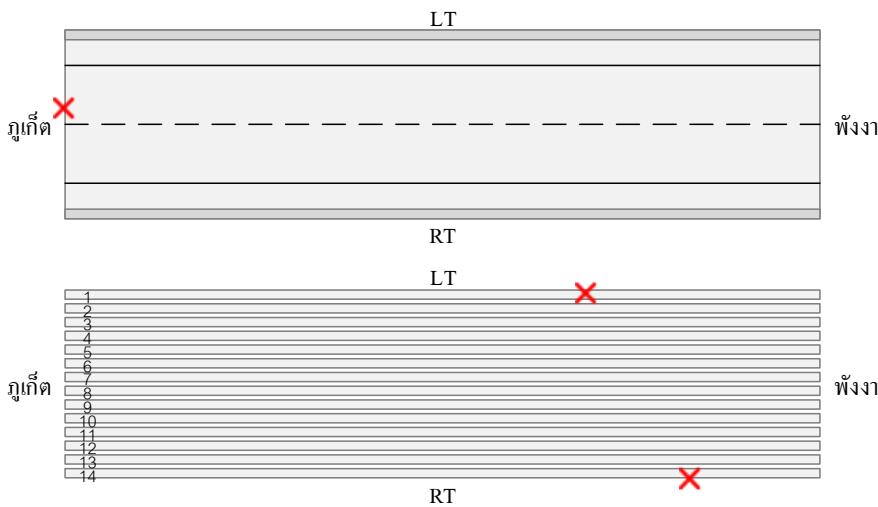

บริเวณตอม่อสะพานที่ 4 (P4)				
				
หมายเหตุ X ตำแหน่งที่ตรวจพบความเสียหาย				
ลำดับ	ชิ้นส่วนโครงสร้าง	สภาพความเสียหาย	ระดับสภาพการใช้งาน	รูปตัวอย่าง
1	คานรัดหัวเสา	ไม่พบความเสียหาย	5	-
2	เสาตอม่อ	ไม่พบความเสียหาย	5	-
3	ครอบเสาเข็มตอม่อ	- พบรอยแตกขนาดเล็กกระจายเป็นบริเวณกว้าง	3	(ก)
		- สึกกร่อน หลุดล่อนเป็นบริเวณแคบ	4	(ข)
4	ฐานราก	ไม่สามารถตรวจสอบได้	-	-
				
				
		(ก) ครอบเสาเข็มมีรอยแตกขนาดเล็ก		
		(ข) ครอบเสาเข็มหลุดล่อนบริเวณแคบ		

บริเวณสะพานช่วงที่ 5 (S5)				
				
<p>หมายเหตุ X ตำแหน่งที่ตรวจพบความเสียหาย</p>				
ลำดับ	ชิ้นส่วนโครงสร้าง	สภาพความเสียหาย	ระดับสภาพการใช้งาน	รูปตัวอย่าง
1	ผิวจราจร	ไม่พบความเสียหาย	5	-
2	พื้นสะพาน	ไม่พบความเสียหาย	5	-
3	คาน I-Girder	พบรอยแตกขนาดเล็ก	3	(ก)
4	ทางเท้า/ราวสะพาน	ไม่พบความเสียหาย	5	-
5	รอยต่อเพื่อการขยายตัว	Joint Filler หลุดล่อนสำหรับ Concrete Joint	4	(ข)
6	ที่รองรับสะพาน	ไม่พบความเสียหาย	5	-
<div style="display: flex; justify-content: space-around;"> <div style="text-align: center;">  <p>(ก) คาน I-Girder มีรอยแตกขนาดเล็ก</p> </div> <div style="text-align: center;">  <p>(ข) Joint Filler หลุดล่อน</p> </div> </div>				



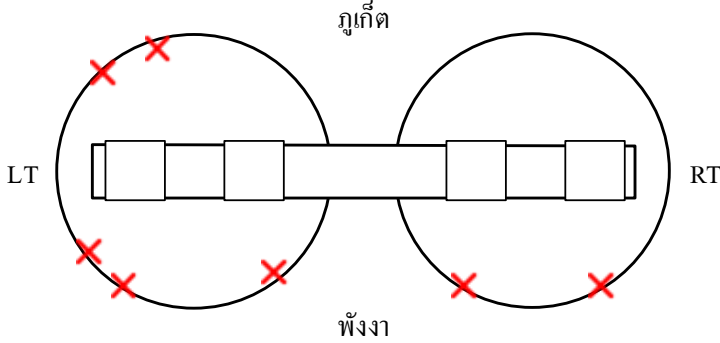


บริเวณสะพานช่วงที่ 6 (S6)				
				
<p>หมายเหตุ X ตำแหน่งที่ตรวจพบความเสียหาย</p>				
ลำดับ	ชิ้นส่วนโครงสร้าง	สภาพความเสียหาย	ระดับสภาพการใช้งาน	รูปตัวอย่าง
1	ผิวจราจร	ไม่พบความเสียหาย	5	-
2	พื้นสะพาน	ไม่พบความเสียหาย	5	-
3	คาน I-Girder	พบรอยแตกขนาดเล็ก	3	(ก)
4	ทางเท้า/ราวสะพาน	ไม่พบความเสียหาย	5	-
5	รอยต่อเพื่อการขยายตัว	Joint Filler หลุดล่อนสำหรับ Concrete Joint	4	(ข)
6	ที่รองรับสะพาน	ไม่พบความเสียหาย	5	-
<div style="display: flex; justify-content: space-around;"> <div style="text-align: center;">  <p>(ก) คาน I-Girder มีรอยแตกขนาดเล็ก</p> </div> <div style="text-align: center;">  <p>(ข) Joint Filler หลุดล่อน</p> </div> </div>				



บริเวณสะพานช่วงที่ 7 (S7)				
				
หมายเหตุ X ตำแหน่งที่ตรวจพบความเสียหาย				
ลำดับ	ชิ้นส่วนโครงสร้าง	สภาพความเสียหาย	ระดับสภาพการใช้งาน	รูปตัวอย่าง
1	ผิวจราจร	ไม่พบความเสียหาย	5	-
2	พื้นสะพาน	ไม่พบความเสียหาย	5	-
3	คาน I-Girder	พบรอยแตกขนาดเล็ก	3	(ก)
4	ทางเท้า/ราวสะพาน	หลุดล่อนเล็กน้อย	4	(ข)
5	รอยต่อเพื่อการขยายตัว	Joint Filler หลุดล่อนสำหรับ Concrete Joint	4	(ค)
6	ที่รองรับสะพาน	ไม่พบความเสียหาย	5	-
				
(ก) คาน I-Girder มีรอยแตกขนาดเล็ก				
(ข) ราวสะพานหลุดล่อนเล็กน้อย				



(ค) Joint Filler หลุดก่อน

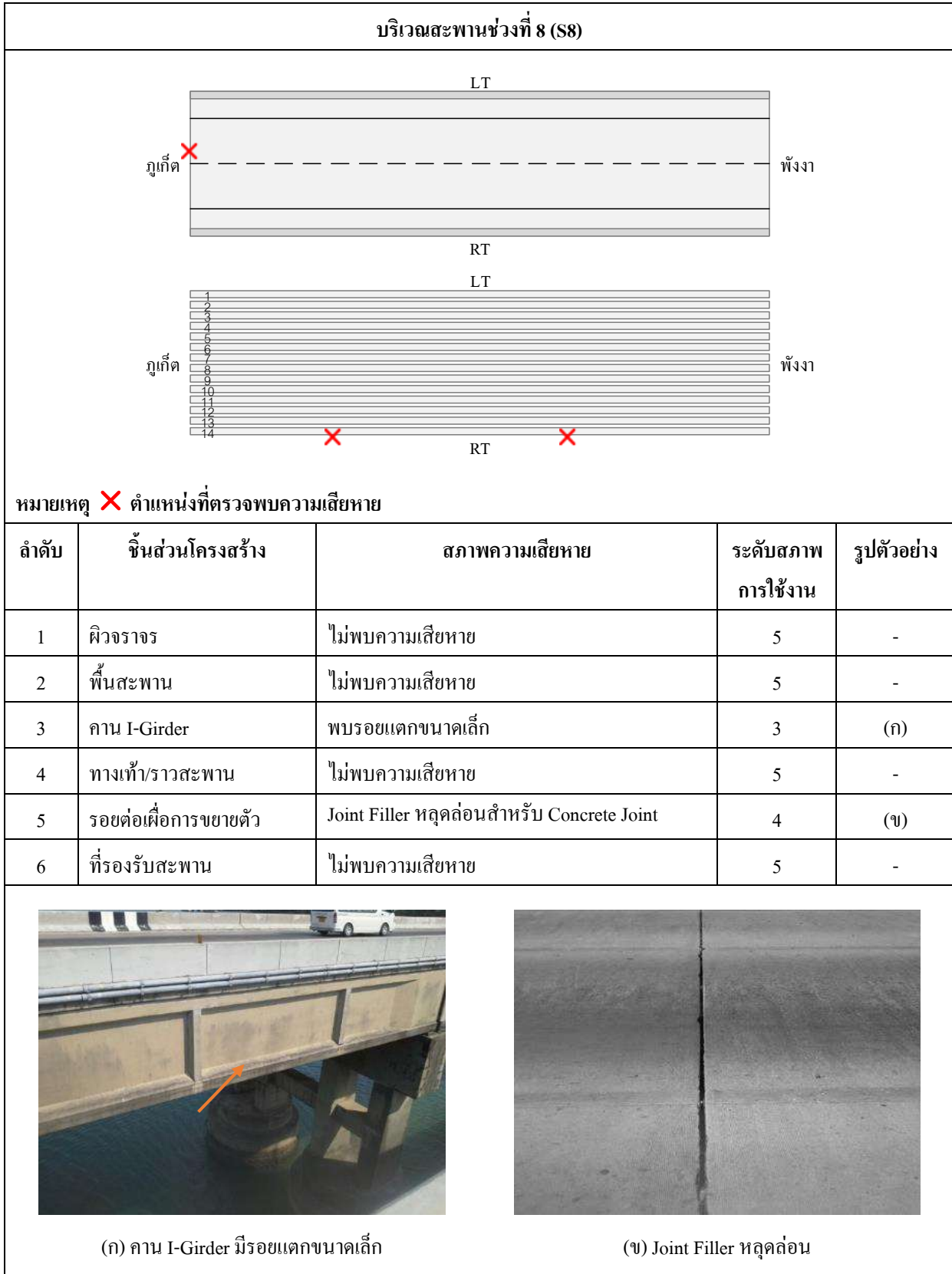
บริเวณตอม่อสะพานที่ 7 (P7)				
				
หมายเหตุ X ตำแหน่งที่ตรวจพบความเสียหาย				
ลำดับ	ชิ้นส่วนโครงสร้าง	สภาพความเสียหาย	ระดับสภาพการใช้งาน	รูปตัวอย่าง
1	คานรัดหัวเสา	ไม่พบความเสียหาย	5	-
2	เสาตอม่อ	ไม่พบความเสียหาย	5	-
3	ครอบเสาเข็มตอม่อ	-พบรอยแตกตามแนวเหล็กเสริม	2	(ก)
		-พบรอยแตกขนาดเล็กกระจายเป็นบริเวณกว้าง	3	(ข)
		-สีกกร่อน หลุดล่อนจนเห็นเหล็กเสริมเล็กน้อย	2	(ค)
		-สีกกร่อน หลุดล่อนเป็นบริเวณกว้าง	3	(ง)
4	ฐานราก	ไม่สามารถตรวจสอบได้	-	-
<div style="display: flex; justify-content: space-around;"> <div style="text-align: center;">  <p>(ก) ครอบเสาเข็มมีรอยแตกตามแนวเหล็กเสริม</p> </div> <div style="text-align: center;">  <p>(ข) ครอบเสาเข็มมีรอยแตกขนาดเล็กบริเวณกว้าง</p> </div> </div>				

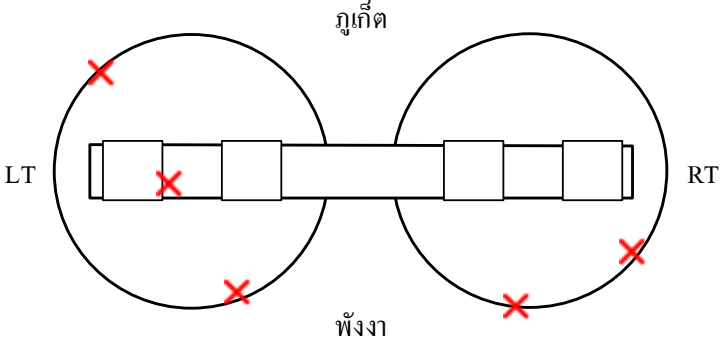




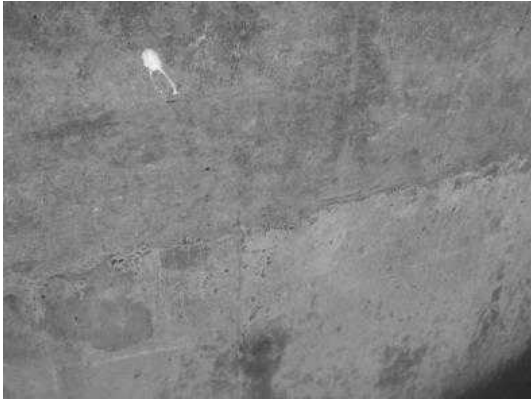
(ค) ครอบเสาเข็มมีหลุดล่อนเห็นเหล็กเสริมเล็กน้อย



(ง) ครอบเสาเข็มหลุดล่อนบริเวณกว้าง



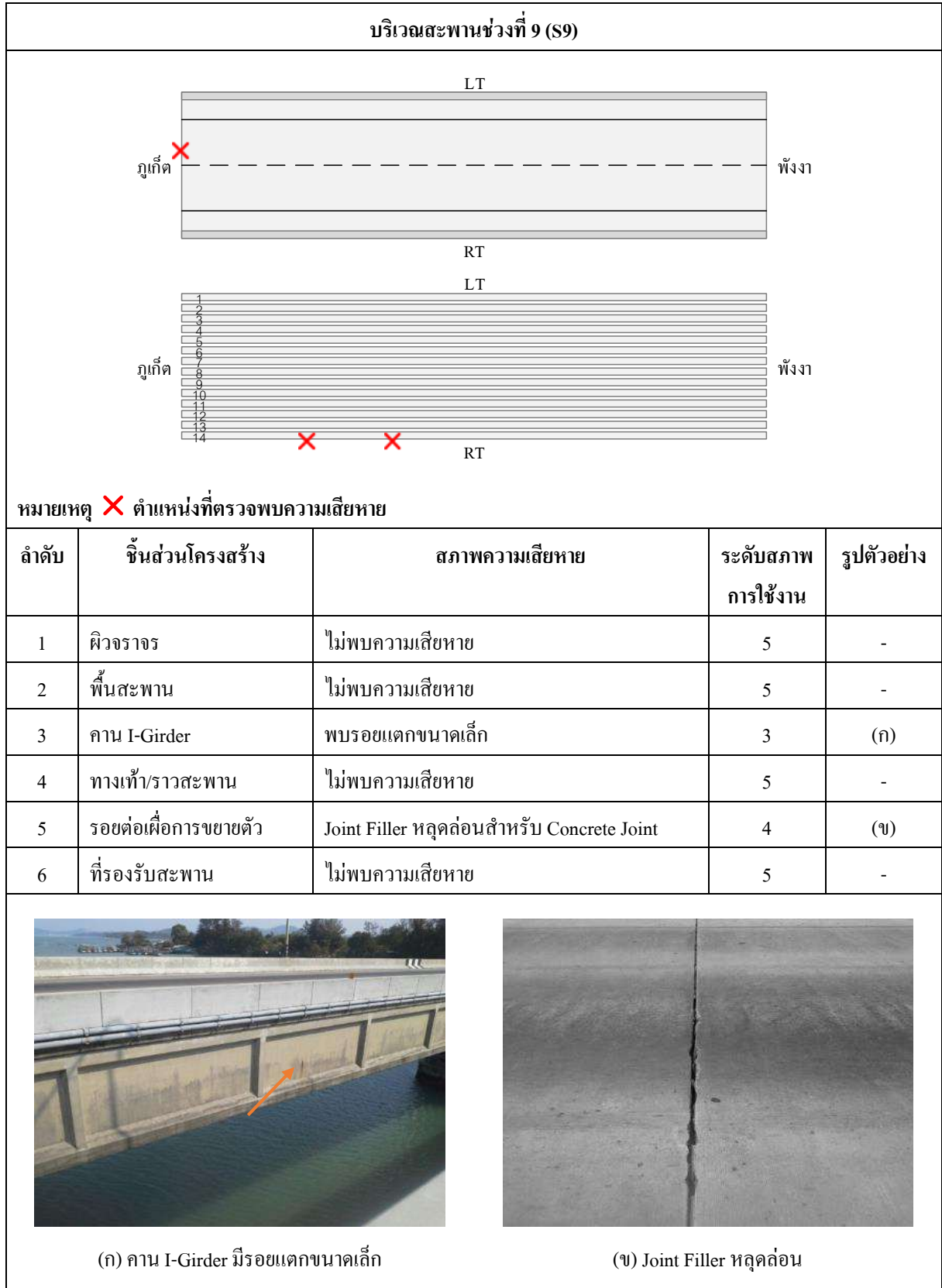
บริเวณตอม่อสะพานที่ 8 (P8)				
				
หมายเหตุ X ตำแหน่งที่ตรวจพบความเสียหาย				
ลำดับ	ชิ้นส่วนโครงสร้าง	สภาพความเสียหาย	ระดับสภาพการใช้งาน	รูปตัวอย่าง
1	คานรัดหัวเสา	ไม่พบความเสียหาย	5	-
2	เสาตอม่อ	คอนกรีตหลุดแยกออกเป็นแผ่นๆ	2	(ก)
3	ครอบเสาเข็มตอม่อ	-พบรอยแตกตามแนวเหล็กเสริม	2	(ข)
		-ลึกร้อน หลุดล่อนเป็นบริเวณกว้าง	3	(ค)
		-พบรอยแตกขนาดเล็กกระจายเป็นบริเวณกว้าง	4	(ง)
4	ฐานราก	ไม่สามารถตรวจสอบได้	-	-
		<div style="display: flex; justify-content: space-around;"> <div style="text-align: center;">  <p>(ก) เสาตอม่อคอนกรีตหลุดแยกออกเป็นแผ่นๆ</p> </div> <div style="text-align: center;">  <p>(ข) ครอบเสาเข็มพบรอยแตกตามแนวเหล็กเสริม</p> </div> </div>		

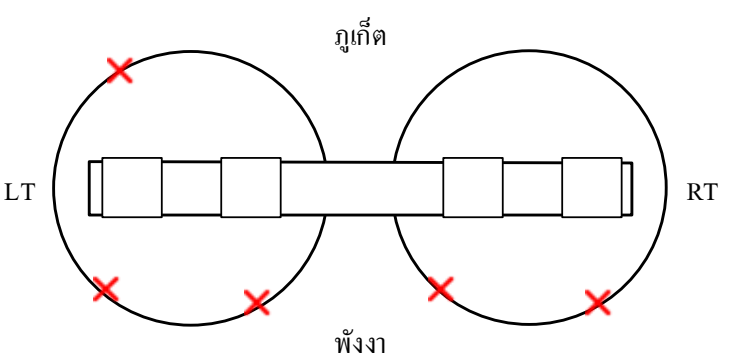




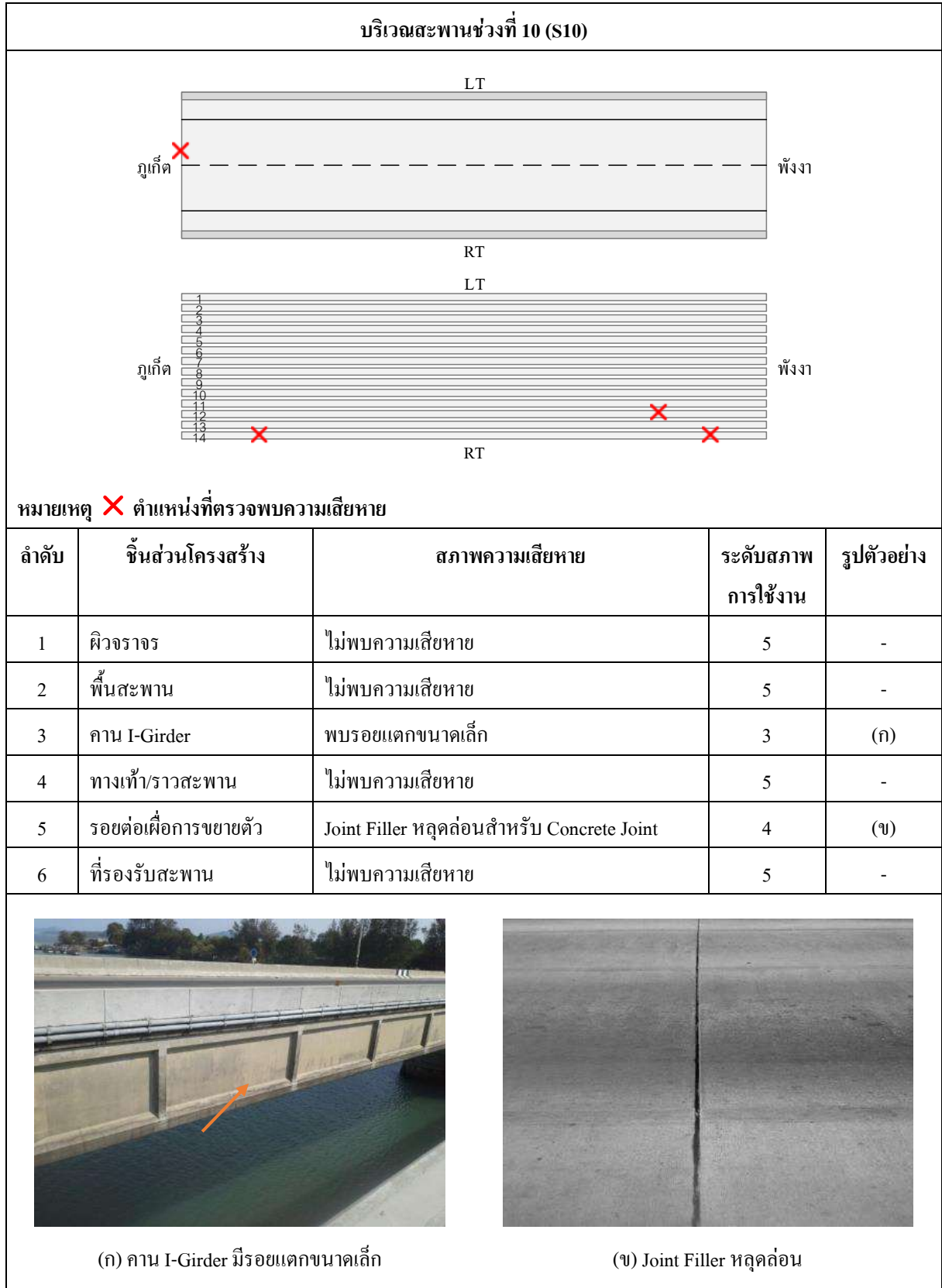
(ค) ครอบเสาเข็มหลุดล่อนบริเวณกว้าง



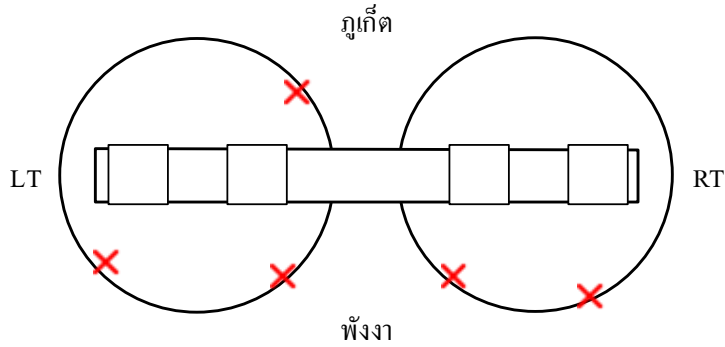
(ง) ครอบเสาเข็มมีรอยแตกขนาดเล็กบริเวณกว้าง



บริเวณตอม่อสะพานที่ 9 (P9)				
				
หมายเหตุ X ตำแหน่งที่ตรวจพบความเสียหาย				
ลำดับ	ชิ้นส่วนโครงสร้าง	สภาพความเสียหาย	ระดับสภาพการใช้งาน	รูปตัวอย่าง
1	คานรัดหัวเสา	ไม่พบความเสียหาย	5	-
2	เสาตอม่อ	ไม่พบความเสียหาย	5	-
3	ครอบเสาเข็มตอม่อ	-พบรอยแตกขนาดเล็กกระจายเป็นบริเวณกว้าง	3	(ก)
		-สี่กร่อน หลุดล่อนเป็นบริเวณแคบ	4	(ข)
4	ฐานราก	ไม่สามารถตรวจสอบได้	-	-
				
(ก) ครอบเสาเข็มมีรอยแตกขนาดเล็กบริเวณกว้าง		(ข) ครอบเสาเข็มหลุดล่อนเป็นบริเวณแคบ		



บริเวณตอม่อสะพานที่ 10 (P10)

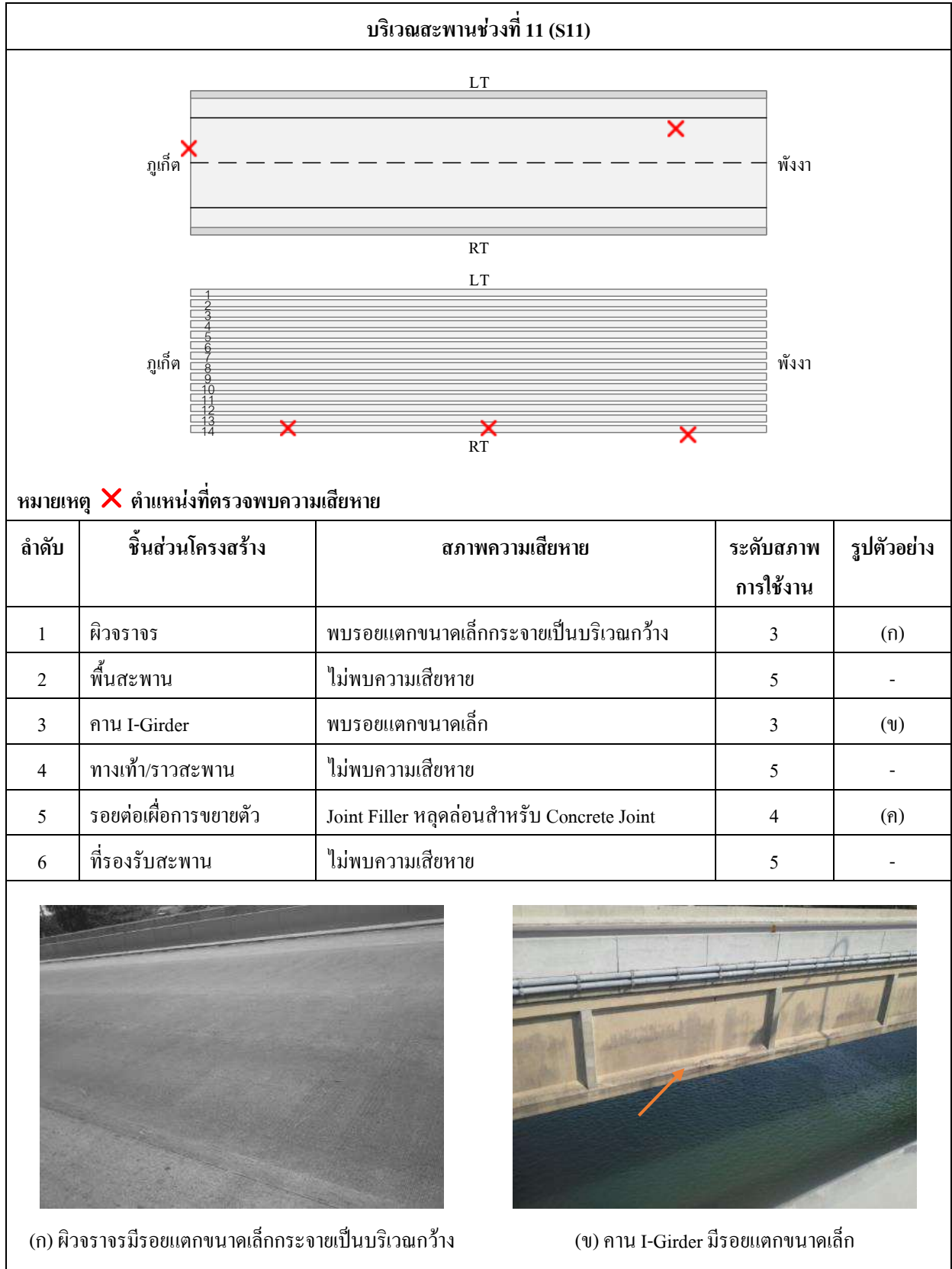


หมายเหตุ X ตำแหน่งที่ตรวจพบความเสียหาย

ลำดับ	ชิ้นส่วนโครงสร้าง	สภาพความเสียหาย	ระดับสภาพการใช้งาน	รูปตัวอย่าง
1	คานรัดหัวเสา	ไม่พบความเสียหาย	5	-
2	เสาตอม่อ	ไม่พบความเสียหาย	5	-
3	ครอบเสาเข็มตอม่อ	พบรอยแตกขนาดเล็กกระจายเป็นบริเวณกว้าง	3	(ก)
4	ฐานราก	ไม่สามารถตรวจสอบได้	-	-

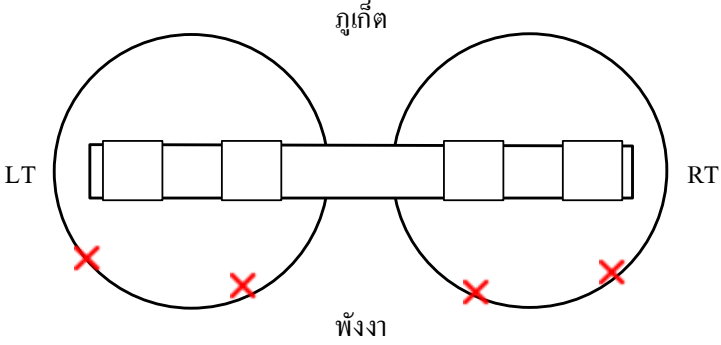
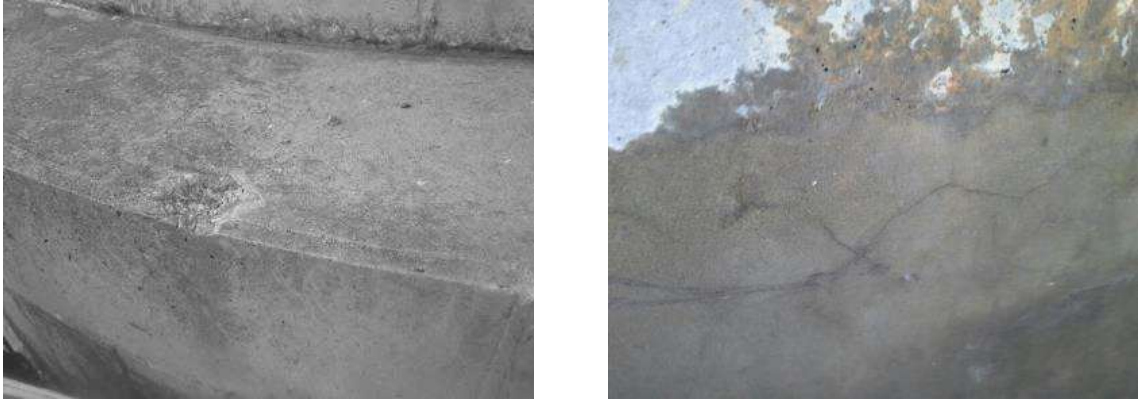


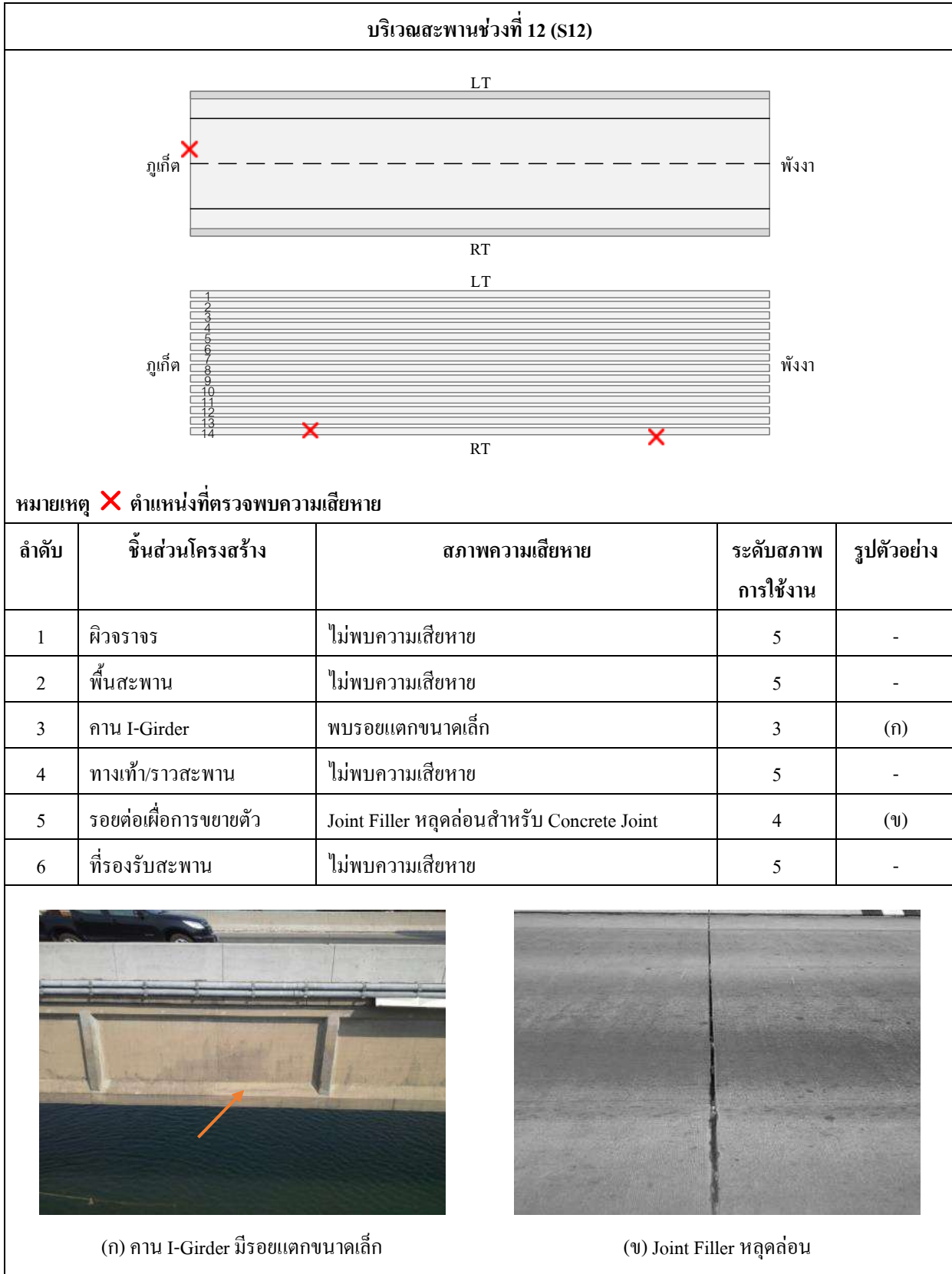
(ก) ครอบเสาเข็มมีรอยแตกขนาดเล็กบริเวณกว้าง

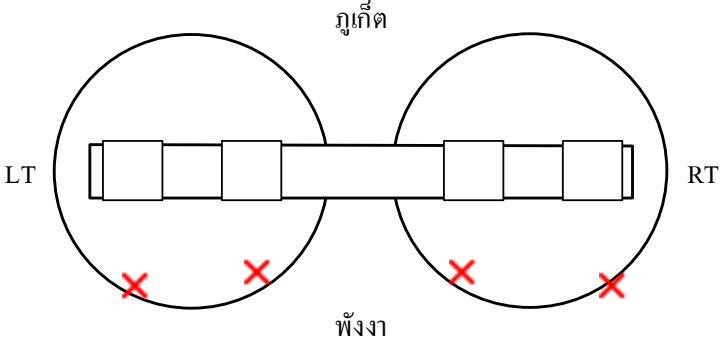



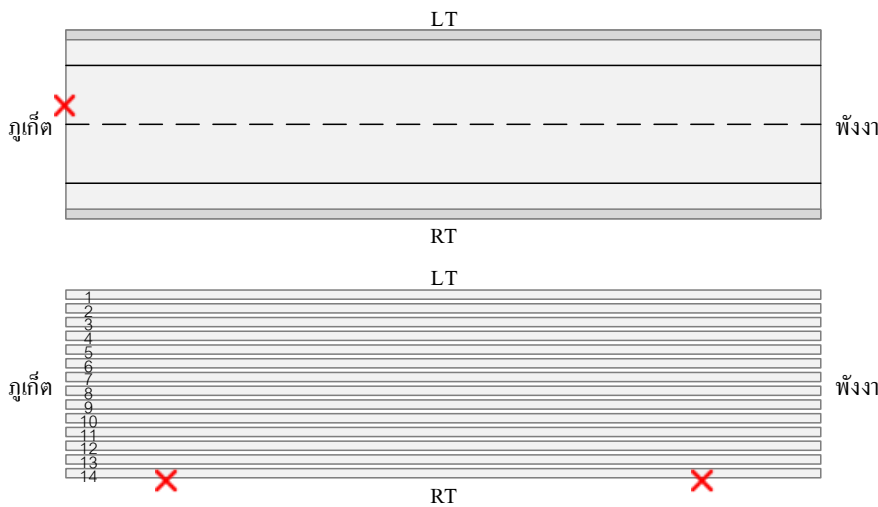




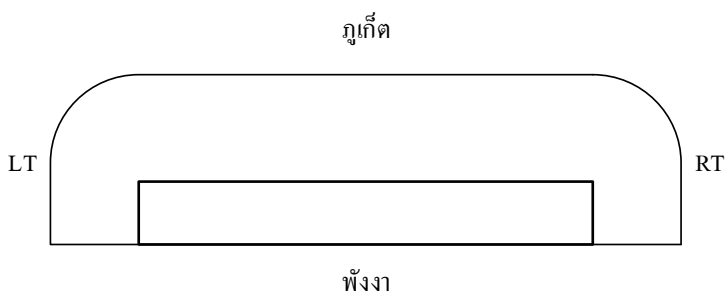

(ค) Joint Filler หลุดล่อน

บริเวณตอม่อสะพานที่ 11 (P11)				
				
หมายเหตุ X ตำแหน่งที่ตรวจพบความเสียหาย				
ลำดับ	ชิ้นส่วนโครงสร้าง	สภาพความเสียหาย	ระดับสภาพการใช้งาน	รูปตัวอย่าง
1	คานรัดหัวเสา	ไม่พบความเสียหาย	5	-
2	เสาตอม่อ	ไม่พบความเสียหาย	5	-
3	ครอบเสาเข็มตอม่อ	พบรอยแตกขนาดเล็กกระจายเป็นบริเวณกว้าง	3	(ก)
4	ฐานราก	ไม่สามารถตรวจสอบได้	-	-
				
(ก) ครอบเสาเข็มมีรอยแตกขนาดเล็กบริเวณกว้าง				



บริเวณตอม่อสะพานที่ 12 (P12)				
				
<p>หมายเหตุ X ตำแหน่งที่ตรวจพบความเสียหาย</p>				
ลำดับ	ชิ้นส่วนโครงสร้าง	สภาพความเสียหาย	ระดับสภาพการใช้งาน	รูปตัวอย่าง
1	คานรัดหัวเสา	ไม่พบความเสียหาย	5	-
2	เสาตอม่อ	ไม่พบความเสียหาย	5	-
3	ครอบเสาเชื่อมตอม่อ	พบรอยแตกขนาดเล็กน้อยกระจายเป็นบริเวณกว้าง	3	(ก)
4	ฐานราก	ไม่สามารถตรวจสอบได้	-	-
				
<p>(ก) ครอบเสาเชื่อมมีรอยแตกขนาดเล็กบริเวณกว้าง</p>				

บริเวณสะพานช่วงที่ 13 (S13)				
				
หมายเหตุ X ตำแหน่งที่ตรวจพบความเสียหาย				
ลำดับ	ชิ้นส่วนโครงสร้าง	สภาพความเสียหาย	ระดับสภาพการใช้งาน	รูปตัวอย่าง
1	ผิวจราจร	ไม่พบความเสียหาย	5	-
2	พื้นสะพาน	ไม่พบความเสียหาย	5	-
3	คาน I-Girder	พบรอยแตกขนาดเล็ก	3	(ก)
4	ทางเท้า/ราวสะพาน	ไม่พบความเสียหาย	5	-
5	รอยต่อเพื่อการขยายตัว	Joint Filler หลุดล่อนสำหรับ Concrete Joint	4	(ข)
6	ที่รองรับสะพาน	ไม่พบความเสียหาย	5	-
<div style="display: flex; justify-content: space-around;"> <div style="text-align: center;">  <p>(ก) คาน I-Girder มีรอยแตกขนาดเล็ก</p> </div> <div style="text-align: center;">  <p>(ข) Joint Filler หลุดล่อน</p> </div> </div>				

บริเวณตอม่อตัวริมที่ 2 (A2)				
				
หมายเหตุ				
ลำดับ	ชิ้นส่วนโครงสร้าง	สภาพความเสียหาย	ระดับสภาพการใช้งาน	รูปตัวอย่าง
1	คานรัดหัวเสา	ไม่พบความเสียหาย	5	-
2	เสาตอม่อ	ไม่สามารถตรวจสอบได้	5	-
3	ฐานราก	ไม่สามารถตรวจสอบได้	5	-
4	ลาดป้องกันตลิ่ง	ไม่พบความเสียหาย	5	-
				
สภาพทั่วไปของโครงสร้างสะพาน				

2.4. สรุปผลการตรวจสอบและประเมินสภาพโครงสร้างสะพาน

จากผลการตรวจสอบสภาพความเสียหายของโครงสร้างสะพาน สามารถทำการประเมินระดับสภาพการใช้งานของชิ้นส่วนโครงสร้างสะพานเทพกระษัตรีและสะพานสารสิน 2 ตามเกณฑ์การประเมินของกรมทางหลวง และจัดทำแบบแสดงความเสียหายของสะพานดังแสดงในภาคผนวก ก ซึ่งสามารถสรุปผลการตรวจสอบสภาพของสะพานตามลักษณะความเสียหายและระดับสภาพการใช้งาน ได้ดังนี้

2.4.1. พิจารณาตามลักษณะความเสียหาย

สะพานสารสิน 2 เป็นสะพานที่ก่อสร้างใหม่ แล้วเสร็จเมื่อปี พ.ศ. 2554 จึงยังมีสภาพการใช้งานที่ค่อนข้างดีมาก แต่อย่างไรก็ตาม ได้มีการพบรอยแตกขนาดเล็กทั้งภายนอกและภายในคาน Box Girder ช่วงสะพานที่ 4 ที่บริเวณโกสัรอยต่อ (Dapped End) ซึ่งมีลักษณะอยู่ในแนวแรงเฉือน ดังนั้น จึงควรพิจารณาดำเนินการซ่อมอุดรอยแตกดังกล่าว เนื่องจากสะพานตั้งอยู่กลางทะเล ซึ่งเป็นสภาพที่ทำให้เกิดสนิมได้ง่าย และควรทำการตรวจสอบสะพานตามกำหนดเวลาเพื่อบันทึกขนาดของรอยแตกว่ามีการขยายตัวเพิ่มขึ้นหรือไม่ โดยผลการตรวจสอบความเสียหายได้แสดงไว้ในตารางที่ 2.4-1

ตารางที่ 2.4-1 สรุปจำนวนความเสียหายที่เกิดขึ้นในแต่ละชิ้นส่วนโครงสร้างของสะพานสารสิน 2

โครงสร้าง	ลักษณะความเสียหาย									
	Joint Filler หลุดล่อน (สำหรับ Concrete Joint)	พบรอยแตกขนาดเล็ก	พบรอยแตกขนาดใหญ่กระจายเป็นบริเวณกว้าง	พบคอนกรีตหลุดแยกออกเป็นแผ่นๆ	พบรอยแตกตามแนวเหล็กเสริม	สีกร่อน หรือหลุดล่อน เล็กน้อย โปรงขนาดเล็ก	สีกร่อน หลุดล่อนจนเห็นเหล็กเสริมเล็กน้อย	สีกร่อน หลุดล่อนเป็นบริเวณกว้าง	สีกร่อน หลุดล่อนเป็นบริเวณแคบ	ผลรวมทั้งหมด
ราวสะพาน (Railing)						1				1
คาน Box Girder (Girder)		2								2
ผลรวมจำนวนความเสียหาย		2				1				3

สำหรับสะพานเทพกระษัตรี ก่อสร้างเมื่อปี พ.ศ. 2535 ปัจจุบันมีอายุ 22 ปี ตรวจสอบพบการเสื่อมสภาพค่อนข้างมาก กระจายอยู่ทั้งโครงสร้างส่วนบนและโครงสร้างส่วนล่าง ความเสียหายส่วนใหญ่เกี่ยวข้องกับรอยแตกขนาดเล็ก การสีกร่อน หลุดล่อน มีบางแห่งที่มองเห็นเหล็กเสริม และคอนกรีตหลุด

แยกออกเป็นแผ่นๆ ดังนั้น จึงควรพิจารณาคำเนิการวางแผนซ่อมบำรุงเพื่อให้สะพานมีสะพานแข็งแรงและปลอดภัย โดยผลการตรวจสอบความเสียหายได้แสดงไว้ในตารางที่ 2.4-2

ตารางที่ 2.4-2 สรุปจำนวนความเสียหายในแต่ละชิ้นส่วนโครงสร้างของสะพานเทพกระษัตรี

โครงสร้าง	ลักษณะความเสียหาย									
	Joint Filler หุดุดลอน (สำหรับ Concrete Joint)	พบรอยแตกขนาดเล็ก	พบรอยแตกขนาดเล็กน้อยถึงปานกลาง	พบคอนกรีตหุดุดแยกออกเป็นแผ่นๆ	พบรอยแตกตามแนวเหล็กเสริม	สึกกร่อน หรือหุดุดลอน เล็กน้อย โฟรงขนาดเล็ก	สึกกร่อน หุดุดลอนจนเห็นเหล็กเสริมเล็กน้อย	สึกกร่อน หุดุดลอนเป็นบริเวณกว้าง	สึกกร่อน หุดุดลอนเป็นบริเวณแคบ	ผลรวมทั้งหมด
ราวสะพาน (Railing)						1				1
ผิวทาง (Wearing Surface)			2							2
รอยต่อเพื่อการขยาย (Expansion Joint)	12									12
คาน I-Girder (Girder)		23								23
เสาตอม่อ (Pier)				1						1
ครอบเสาเข็ม (Pile Cap)			44		3		2	4	2	55
ผลรวมจำนวนความเสียหาย	12	23	46	1	3	1	2	4	2	94

2.4.2. พิจารณาตามระดับสภาพการใช้งาน

การประเมินสภาพการใช้งานของระบบบริหารงานบำรุงรักษาสะพาน (BMMS) จะแบ่งเป็น 4 ระดับ คือ ระดับตำแหน่ง (Location) ระดับชิ้นส่วน (Element) ระดับโครงสร้าง (Structure) และระดับสะพาน (Bridge) ซึ่งสภาพการใช้งานของแต่ละชิ้นส่วนจะขึ้นอยู่กับตำแหน่งความเสียหายที่รุนแรงที่สุดของชิ้นส่วนนั้นๆ (1 ชิ้นส่วนอาจมีมากกว่า 1 ตำแหน่งความเสียหาย) จากนั้นชิ้นส่วนโครงสร้างหลักในแต่ละกลุ่มโครงสร้างที่มีสภาพการใช้งานต่ำที่สุดจะถูกเลือกเป็นตัวแทนระดับสภาพการใช้งานของแต่ละกลุ่มโครงสร้าง และในลำดับสุดท้ายโครงสร้างส่วนบนหรือโครงสร้างส่วนล่างที่มีสภาพการใช้งานต่ำที่สุดจะถูกเลือกเป็นตัวแทนระดับสภาพการใช้งานโดยรวมของสะพาน (Overall Condition Rating) ผลการประเมินระดับสภาพการใช้งานของทั้ง 2 สะพาน สรุปผลได้ดังนี้

- สะพานสารสิน 2 มีสภาพการใช้งานโครงสร้างส่วนบนระดับ 4 (ดีพอใช้) โครงสร้างส่วนล่างระดับ 5 (ดีมาก) ส่วนประกอบรองระดับ 4 (ดีพอใช้) และสภาพการใช้งานโดยรวมระดับ 4 (ดีพอใช้)
- สะพานเทพกระษัตรี มีสภาพการใช้งานโครงสร้างส่วนบนระดับ 3 (พอใช้) โครงสร้างส่วนล่างระดับ 2 (ชำรุด) ส่วนประกอบรองระดับ 3 (พอใช้) และสภาพการใช้งานโดยรวมระดับ 2 (ชำรุด)

บทที่ 3 การทดสอบกำลังรับแรงอัดของ คอนกรีตโครงสร้าง

วิธีการทดสอบเพื่อหาค่ากำลังรับแรงอัดของคอนกรีตด้วย Rebound Hammer เป็นวิธีการทดสอบแบบไม่ทำลาย (Non-Destructive Test) ประเภทหนึ่ง ที่สามารถกระทำได้กับชิ้นส่วนคอนกรีตหลายประเภทโดยไม่ทำให้เกิดความเสียหายต่อโครงสร้าง วิธีการและขั้นตอนการทดสอบอ้างอิงตามมาตรฐาน American Society for Testing and Materials (ASTM) C 805 “Rebound Hammer of Hardened Concrete” ซึ่งเป็นที่นิยมใช้กันมากในทางปฏิบัติ เพราะสามารถกระทำได้รวดเร็ว Rebound Hammer อาศัยหลักการสะท้อนกลับของวงสปริง โดยการทดสอบจะได้ระยะที่ดันลูกตุ้มให้สะท้อนกลับ คือ ค่า Rebound Number ซึ่งสามารถใช้แฟลคเตอร์มาตรฐานในการแปลงให้เป็นค่าเทียบเท่ากำลังรับแรงอัดของคอนกรีตได้

3.1. เครื่องมือและวิธีการทดสอบด้วย Rebound Hammer

3.1.1. เครื่องมือ Rebound Hammer

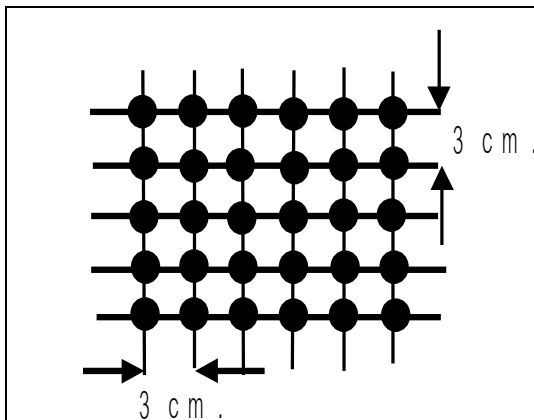
เครื่องมือ Rebound Hammer เป็นเครื่องมือที่ใช้ในการทดสอบหาค่ากำลังรับแรงอัดของคอนกรีตโครงสร้าง โดยเครื่องมือมีพลังงานในการกระแทก (Impact Energy) ต่อครั้งเท่ากับ 0.225 กิโลกรัม-เมตร สามารถตรวจสอบกำลังรับแรงอัดของคอนกรีตได้ในช่วง 100 ถึง 600 กิโลกรัมต่อตารางเซนติเมตร



รูปที่ 3.1-1 เครื่องมือทดสอบกำลังรับแรงอัดคอนกรีต Rebound Hammer

3.1.2. วิธีการทดสอบด้วย Rebound Hammer

- 1) เลือกบริเวณที่จะทดสอบคอนกรีต โดยจะต้องมีผิวเรียบสม่ำเสมอและมีความหนาไม่น้อยกว่า 10 เซนติเมตร โดยระนาบของพื้นผิวที่จะทดสอบเป็นไปได้อีก 4 ทิศทาง คือ ทิศทางกดขึ้น (+90°) ทิศทางกดลง (-90°) ทิศทางกดในแนวราบ (0°) และทิศทางกดในแนวเอียงทำมุม (+45°) กับแนวราบ
- 2) ตรวจสอบสภาพพื้นผิวที่จะทำการทดสอบ โดยพื้นผิวจะต้องขจัดให้เรียบ เนื่องจากพื้นผิวที่โค้งนูนจะให้ค่า Rebound Number ต่ำลง ส่วนพื้นผิวที่เว้าจะให้ค่า Rebound Number สูงขึ้น
- 3) กำหนดบริเวณที่จะทดสอบโดยมีจำนวน 30 ตำแหน่ง แต่ละตำแหน่งอยู่ห่างกันอย่างน้อย 30 มิลลิเมตร และทำการทดสอบด้วย Rebound Hammer ในทิศทางตั้งฉากกับพื้นผิวที่ทำการทดสอบ ดังแสดงในรูปที่ 3.1-2 พร้อมทั้งบันทึกค่า Rebound Number โดยในการทดสอบจะต้องกดให้หัว Plunger ของ Rebound Hammer ให้กระแทกกับพื้นผิวของคอนกรีตจนสุดปลาย Plunger กระทั่งเกิดเสียงกระแทกภายใน Rebound Hammer และปรากฏค่า Rebound Number ขึ้น



(ก) การกำหนดจุดทดสอบ



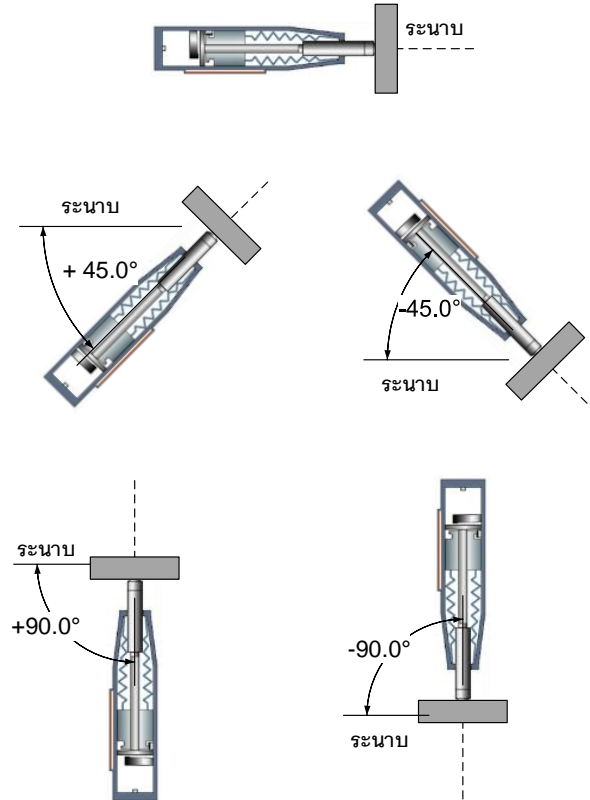
(ข) การทดสอบ Rebound Hammer

รูปที่ 3.1-2 การกำหนดตำแหน่งเพื่อทดสอบหาค่ากำลังรับแรงอัดของคอนกรีตด้วย Rebound Hammer

- 4) นำค่า Rebound Number ที่ได้จาก 30 ตำแหน่ง มาคำนวณเป็นค่าเฉลี่ย และตรวจสอบกับค่า Rebound Number ซึ่งทุกค่าจะต้องต่างจากค่าเฉลี่ยไม่เกินกว่า ± 7 หากมีความแตกต่างมากกว่า ± 7 จะถือว่าข้อมูลของค่า Rebound Number ที่ได้จากการทดสอบครั้งนั้นไม่สามารถใช้ได้ ต้องทำการทดสอบใหม่ โดยต้องเปลี่ยนพื้นผิวที่ทำการทดสอบใหม่ และห่างจากตำแหน่งที่ได้ทำการทดสอบไปแล้วอย่างน้อย 30 มิลลิเมตร จนกว่าทุกค่าจะไม่แตกต่างจากค่าเฉลี่ยเกิน ± 7
- 5) นำค่าเฉลี่ยของ Rebound Number และทิศทางที่ใช้ในการกดทดสอบมาแปลงเป็นค่ากำลังรับแรงอัดของคอนกรีต โดยใช้ตารางแปลงค่ามาตรฐานของเครื่องมือ Rebound Hammer ดังแสดงในตารางที่ 3.1-1

ตารางที่ 3.1-1 การแปลงค่า Rebound Hammer ให้เป็นค่ากำลังรับแรงอัดของคอนกรีต

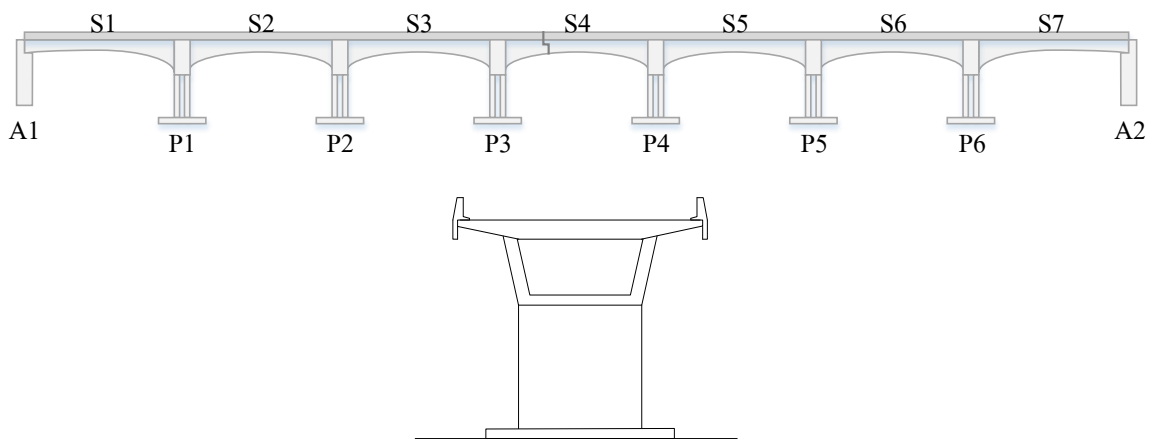
R	kgf/cm ²				
	-90°	-45°	0°	+45°	+90°
20	125	115	-	-	-
21	135	125	-	-	-
22	145	135	110	-	-
23	160	145	120	-	-
24	170	160	130	-	-
25	180	170	140	100	-
26	198	185	158	115	-
27	210	200	165	130	105
28	220	210	180	140	120
29	238	220	190	150	138
30	250	238	210	170	145
31	260	250	220	180	160
32	280	265	238	190	170
33	290	280	250	210	190
34	310	290	260	220	200
35	320	310	280	238	218
36	340	320	290	250	230
37	350	340	310	265	245
38	370	350	320	280	260
39	380	370	340	300	280
40	400	380	350	310	295
41	410	400	370	330	310
42	425	415	380	345	325
43	440	430	400	360	340
44	460	450	420	380	360
45	470	460	430	395	375
46	490	480	450	410	390
47	500	495	465	430	410
48	520	510	480	445	430
49	540	525	500	460	445
50	550	540	515	480	460
51	570	560	530	500	480
52	580	570	550	515	500
53	600	590	565	530	520
54	↑ 600	↑ 600	580	550	530
55	↑ 600	↑ 600	600	570	550



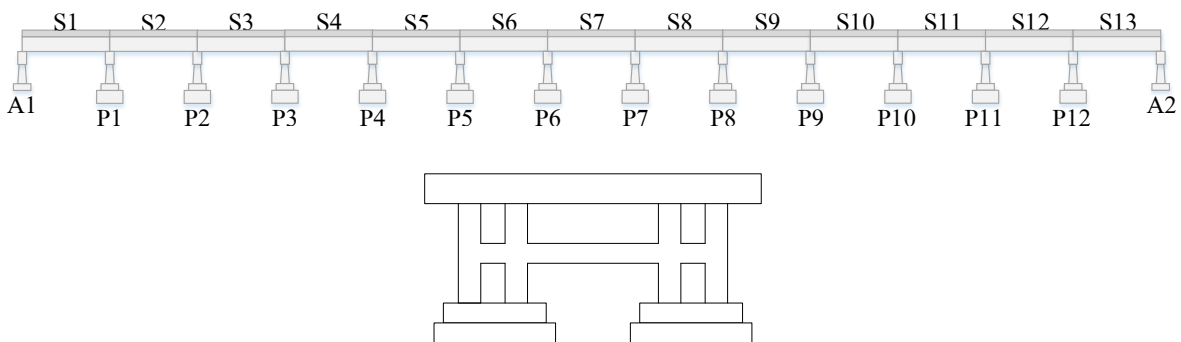
หมายเหตุ : ค่ากำลังรับแรงอัดที่ระบุในตารางนี้ พิจารณาตัวอย่างก้อนคอนกรีตรูปทรงกระบอก (Cylinder) ขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 15 เซนติเมตร สูง 30 เซนติเมตร

3.2. ตำแหน่งการทดสอบในโครงสร้างสะพาน

สะพานสารสิน 2 เป็นสะพานประเภท Box Girder ที่มีช่วงสะพานจำนวน 7 ช่วงสะพาน และมีตอม่อค้ำกลางจำนวน 6 ตอม่อ ในขณะที่สะพานเทพกระษัตรีเป็นสะพานประเภท I-Girder ที่มีช่วงสะพานจำนวน 13 ช่วงสะพาน และมีตอม่อค้ำกลางจำนวน 12 ตอม่อ ดังแสดงในรูปที่ 3.2-1 โดยการทดสอบกำลังรับแรงอัดของคอนกรีตได้พิจารณากระจายตำแหน่งการทดสอบในชิ้นส่วนโครงสร้างที่มีผลต่อพฤติกรรมการรับแรงทั้งบริเวณช่วงสะพานและบริเวณตอม่อ เพื่อเป็นตัวแทนกำลังวัสดุโดยเฉลี่ยของชิ้นส่วน โครงสร้างนั้น สำหรับการทดสอบได้ทำการทดสอบบริเวณช่วงสะพานจำนวน 30 ตำแหน่ง/ช่วงสะพาน และบริเวณตอม่อสะพานจำนวน 30 ตำแหน่ง/ตอม่อสะพาน ตารางที่ 3.2-1 ได้สรุปตำแหน่งและจำนวนการทดสอบกำลังรับแรงอัดของชิ้นส่วนโครงสร้างสะพานทั้งสองสะพาน



(ก) สะพานสารสิน 2



(ข) สะพานเทพกระษัตรี

รูปที่ 3.2-1 ลักษณะโครงสร้างสะพานสารสิน 2 และสะพานเทพกระษัตรี

ตารางที่ 3.2-1 จำนวนตำแหน่งการทดสอบแยกตามชิ้นส่วนหลักของสะพาน

สะพาน	บริเวณโครงสร้าง	ชิ้นส่วน	บริเวณชายฝั่ง	บริเวณกลางทะเล
สารสิน 2	โครงสร้างส่วนบน	คาน Box Girder (Box Girder)	30	
	โครงสร้างส่วนล่าง	กำแพงตอม่อ (Pier Wall)	20	
		ครอบเสาเข็ม (Pile Cap)	10	
เทพกระษัตรี	โครงสร้างส่วนบน	พื้นสะพาน (Deck)	16 (S1, S13)	30 (S2-S12)
		คาน I-Girder (I-Girder)	14 (S1, S13)	0 (S2-S12)
	โครงสร้างส่วนล่าง	เสาตอม่อ (Column)	16	
		คานค้ำยันเสา (Bracing)	4	
	ครอบเสาเข็ม (Pile Cap)	10		

เนื่องจากสะพานสารสิน 2 เป็นสะพานประเภท Box Girder ผิวทางเป็นแอสฟัลต์คอนกรีต ดังนั้นการทดสอบพื้นสะพานจะต้องทำการเปิดผิวทางออกก่อน แต่ถ้ามีการเปิดผิวทางและซ่อมผิวทางเป็นจำนวนมาก อาจส่งผลกระทบต่อความเรียบของผิวจราจร อีกทั้งทำให้สูญเสียทัศนียภาพของสะพานท่องเที่ยวได้ จึงไม่ได้รับคัดเลือกให้ทดสอบพื้นสะพานในครั้งนี้ ถึงแม้ว่าสะพานสารสิน 2 จะใช้ข้ามทะเลลึก แต่คาน Box Girder มีลักษณะเป็นกล่องและมีช่องว่างภายใน จึงทำให้สามารถเข้าไปทดสอบคาน Box Girder ได้ทุกช่วงสะพาน

ส่วนสะพานเทพกระษัตรีเป็นสะพานประเภท I-Girder โดยมีพื้นสะพานด้านบนเป็นคอนกรีต สามารถทำการทดสอบได้สะดวกทุกช่วงสะพาน แต่เนื่องจากเป็นสะพานข้ามทะเล การทดสอบที่ตำแหน่งคาน I-Girder ซึ่งอยู่สูงจากระดับน้ำทะเลมากจึงไม่สามารถกระทำได้ แต่จะกระทำได้เฉพาะที่บริเวณที่อยู่ริมชายฝั่งเท่านั้น ดังนั้นจึงแบ่งการทดสอบที่พื้นสะพาน 16 ตำแหน่ง และคาน I-Girder 14 ตำแหน่ง (เท่ากับจำนวนคาน I-Girder) ที่บริเวณชายฝั่ง (S1 และ S13) ส่วนบริเวณกลางทะเล (S2-S12) จะทดสอบที่พื้นสะพานด้านบนทั้งหมด 30 ตำแหน่ง

3.3. ผลการทดสอบกำลังรับแรงอัดของคอนกรีตในโครงสร้างสะพาน

ผลการทดสอบกำลังรับแรงอัดของคอนกรีตของสะพานสารสิน 2 และสะพานเทพกระษัตรี ได้แสดงข้อมูลผลการทดสอบไว้ในภาคผนวก ข ซึ่งได้มีการพิจารณาค่าปรับแก้ความถูกต้องของเครื่องมือ Rebound Hammer ด้วยโดยสามารถสรุปผลการทดสอบกำลังรับแรงอัดของทั้ง 2 สะพาน ได้ดังนี้

3.3.1. ผลการทดสอบกำลังรับแรงอัดของสะพานสารสิน 2

สำหรับการทดสอบบริเวณช่วงสะพาน (S1-S7) ที่ปรึกษาได้ทำการทดสอบกำลังรับแรงอัดของคอนกรีตภายในคาน Box Girder โดยแบ่งในแต่ละช่วงสะพานออกเป็น 10 หน้าตัดๆ ละ 3 ตำแหน่ง (ด้านซ้าย ด้านขวา และด้านล่าง) รวมทั้งสิ้น 30 ตำแหน่ง/ช่วงสะพาน ตัวอย่างการทำงานแสดงดังรูปที่ 3.3-1 และได้คำนวณเป็นค่าเฉลี่ยและค่า Bias (ค่าเฉลี่ยจากการทดสอบ/ค่าที่ระบุจากแบบก่อสร้าง) ดังแสดงในตารางที่ 3.3-1



(ก) ผนังคาน Box Girder ด้านซ้าย



(ข) ผนังคาน Box Girder ด้านขวา



(ค) คาน Box Girder ด้านล่าง

รูปที่ 3.3-1 ตัวอย่างการทดสอบกำลังรับแรงอัดของคอนกรีตที่บริเวณช่วงสะพานสารสิน 2

และสำหรับตอม่อสะพาน (P1-P6) ที่ปรึกษาได้ทำการทดสอบที่กำแพงตอม่อ 20 ตำแหน่ง และที่
กรอบเสาเข็ม 10 ตำแหน่ง รวมทั้งสิ้น 30 ตำแหน่ง/ตอม่อสะพาน ดังตัวอย่างการทำงานแสดงดังรูปที่ 3.3-2
และได้คำนวณเป็นค่าเฉลี่ยและค่า Bias ดังแสดงในตารางที่ 3.3-2



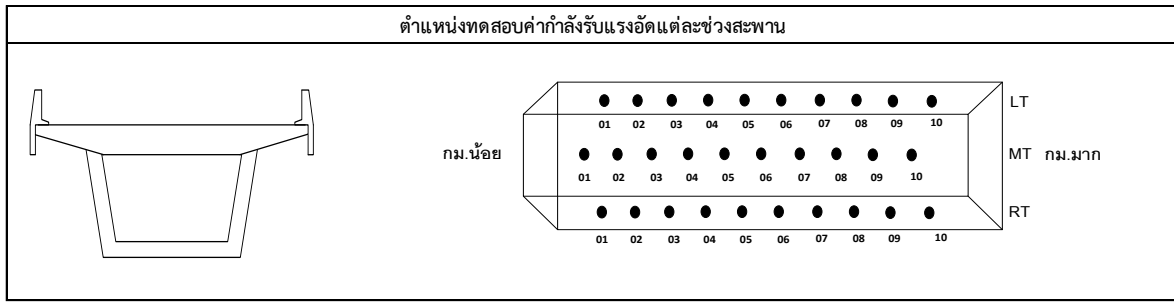
(ก) กำแพงตอม่อ



(ข) กรอบเสาเข็ม

รูปที่ 3.3-2 ตัวอย่างการทดสอบกำลังรับแรงอัดของคอนกรีตที่บริเวณตอม่อของสะพานสารสิน 2

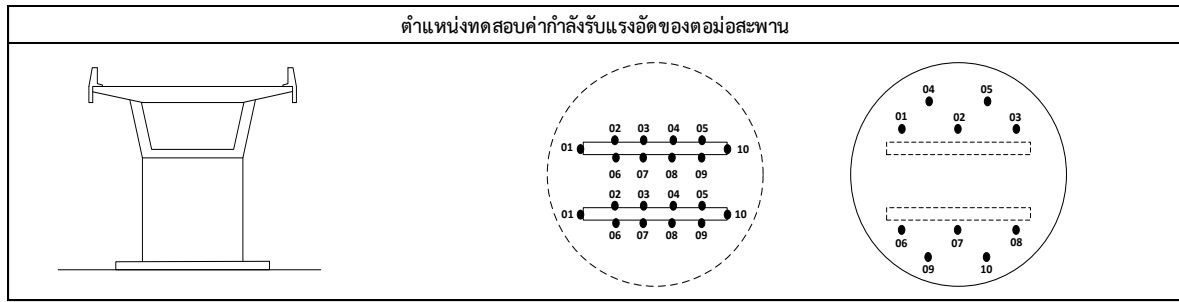
ตารางที่ 3.3-1 ผลการทดสอบกำลังรับแรงอัดของคอนกรีตที่บริเวณช่วงสะพาน (S1-S7) ของสะพานสารสิน 2



ค่ากำลังรับแรงอัดเฉลี่ยเทียบเท่า (ksc)											
ช่วงสะพานที่	ตำแหน่ง	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
S1	LT	479	514	554	537	514	537	502	514	514	554
	MT	442	442	476	465	494	430	494	476	511	511
	RT	502	514	554	514	479	514	502	537	514	514
S2	LT	514	554	537	537	572	537	514	554	479	458
	MT	442	494	476	511	494	494	465	511	476	465
	RT	537	537	554	514	514	537	502	537	502	554
S3	LT	537	554	514	514	537	554	537	514	502	514
	MT	476	511	494	494	476	494	442	442	476	465
	RT	554	537	554	572	514	537	514	502	444	537
S4	LT	444	514	554	514	537	537	593	554	537	572
	MT	511	442	430	465	494	511	476	476	476	511
	RT	479	514	502	537	572	572	479	554	537	537
S5	LT	572	593	479	537	537	554	502	572	502	514
	MT	476	494	494	476	430	494	476	476	442	476
	RT	537	514	514	554	572	479	537	554	554	502
S6	LT	514	514	572	537	458	554	514	514	537	514
	MT	442	476	494	476	494	511	442	465	476	511
	RT	537	554	514	514	537	502	537	479	514	537
S7	LT	479	514	514	502	514	537	554	514	537	514
	MT	442	430	476	476	511	494	476	442	430	511
	RT	479	514	537	537	537	554	514	444	514	537

สรุปผลการทดสอบค่ากำลังรับแรงอัด					
โครงสร้าง	ค่าระบุ (ksc)	ค่าเฉลี่ย (ksc)	ค่า Bias	ส่วนเบี่ยงเบนมาตรฐาน	สัมประสิทธิ์การแปรผัน
คาน Box Girder	400.00	509.08	1.27	36.02	0.07

ตารางที่ 3.3-2 ผลการทดสอบกำลังรับแรงอัดของคอนกรีตที่บริเวณตอม่อสะพาน (P1-P6) สะพานสารสิน 2



ค่ากำลังรับแรงอัดเปรียบเทียบเท่า (ksc)											
ตอม่อที่	ตำแหน่ง	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
P1	Column 1	465	430	488	488	500	465	407	488	430	442
	Column 2	430	465	442	442	442	500	407	488	465	430
	Pile cap	291	395	360	372	372	291	360	395	360	302
P2	Column 1	465	442	430	465	488	395	442	430	465	465
	Column 2	372	465	488	442	430	430	465	465	407	430
	Pile cap	277	325	337	360	360	302	277	325	291	337
P3	Column 1	442	407	442	488	430	465	465	465	442	430
	Column 2	430	430	442	407	442	442	488	488	430	465
	Pile cap	302	325	325	291	360	291	325	360	337	337
P4	Column 1	407	465	488	442	430	442	430	442	465	430
	Column 2	395	442	430	442	407	465	465	488	442	430
	Pile cap	302	325	372	360	337	291	360	337	360	395
P5	Column 1	500	442	488	488	430	465	407	465	442	488
	Column 2	407	442	442	430	407	465	430	500	488	442
	Pile cap	337	360	325	360	395	360	395	325	302	372
P6	Column 1	442	407	540	500	442	500	488	430	523	488
	Column 2	465	488	500	442	523	465	442	500	430	488
	Pile cap	360	360	372	372	360	395	325	407	360	360

สรุปผลการทดสอบค่ากำลังรับแรงอัด					
โครงสร้าง	ค่าระบุ (ksc)	ค่าเฉลี่ย (ksc)	ค่า Bias	ส่วนเบี่ยงเบนมาตรฐาน	สัมประสิทธิ์การแปรผัน
กำแพงตอม่อ	300.00	452.94	1.51	31.01	0.07
กรอบเสาเข็ม	300.00	343.05	1.14	33.72	0.10

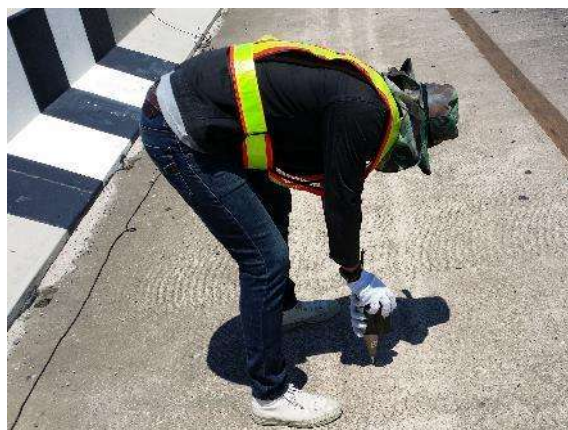
3.3.2. ผลการทดสอบกำลังรับแรงอัดของสะพานเทพกระษัตรี

เนื่องจากสะพานเทพกระษัตรีไม่มีแบบก่อสร้างสะพาน ทำให้ไม่สามารถทราบค่าที่ระบุของกำลังรับแรงอัดได้ ดังนั้น ที่ปรึกษาจึงพิจารณาใช้ค่าที่ระบุจากแบบก่อสร้างของสะพานสารสิน 2 แทนในการคำนวณ เพื่อให้สามารถอ้างอิงที่มาได้

สำหรับการทดสอบบริเวณช่วงสะพานริมชายฝั่ง (S1 และ S13) ได้ทดสอบกำลังรับแรงอัดของคอนกรีตที่ได้ท้องถิ่น I-Girder จำนวน 14 ตำแหน่ง ตามจำนวนของ I-Girder ที่มี 14 ตัว และได้ทดสอบที่พื้นสะพานคอนกรีตด้านบนอีก 2 ช่วงๆ ละ 8 ตำแหน่ง รวมทั้งสิ้น 30 ตำแหน่ง/ช่วงสะพาน ดังแสดงในรูปที่ 3.3-3 ส่วนบริเวณช่วงสะพานที่อยู่กลางทะเล (S2-S12) สามารถทดสอบได้เฉพาะที่พื้นสะพานคอนกรีตด้านบน 2 ช่วงๆ ละ 15 ตำแหน่ง รวมทั้งสิ้น 30 ตำแหน่ง/ช่วงสะพาน โดยค่าเฉลี่ยกำลังรับแรงอัดของคอนกรีตและค่า Bias ของพื้นสะพานและคาน I-Girder ได้แสดงไว้ในตารางที่ 3.3-3



(ก) คาน I-Girder



(ข) พื้นสะพานด้านบน

รูปที่ 3.3-3 ตัวอย่างการทดสอบกำลังรับแรงอัดของคอนกรีตที่บริเวณช่วงสะพานเทพกระษัตรี

และสำหรับตอม่อสะพาน (P1-P12) ได้ทำการทดสอบที่เสาตอม่อ 16 ตำแหน่ง ที่ครอบเสาเข็ม 10 ตำแหน่ง และที่คานค้ำยันเสาอีก 4 ตำแหน่ง รวมทั้งสิ้น 30 ตำแหน่ง/ตอม่อสะพาน ดังตัวอย่างภาพการทำงานในรูปที่ 3.3-4 โดยค่าเฉลี่ยกำลังรับแรงอัดของคอนกรีตและค่า Bias ได้แสดงไว้ในตารางที่ 3.3-4



(ก) เสาตอม่อ



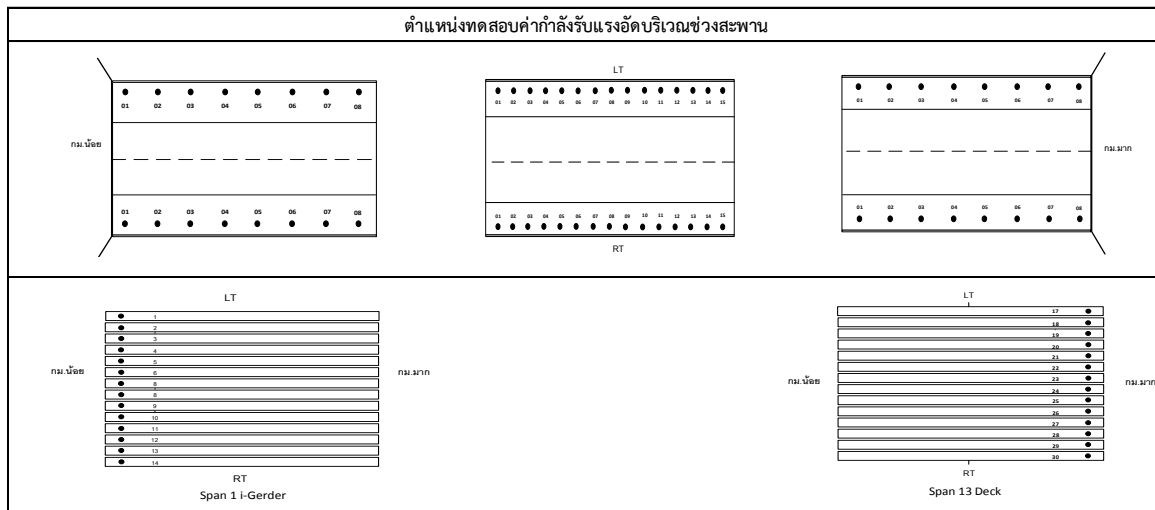
(ข) คานค้ำยันเสา



(ค) ครอบเสาเข็ม

รูปที่ 3.3-4 ตัวอย่างการทดสอบกำลังรับแรงอัดของคอนกรีตที่บริเวณตอม่อสะพานเทพกระษัตรี

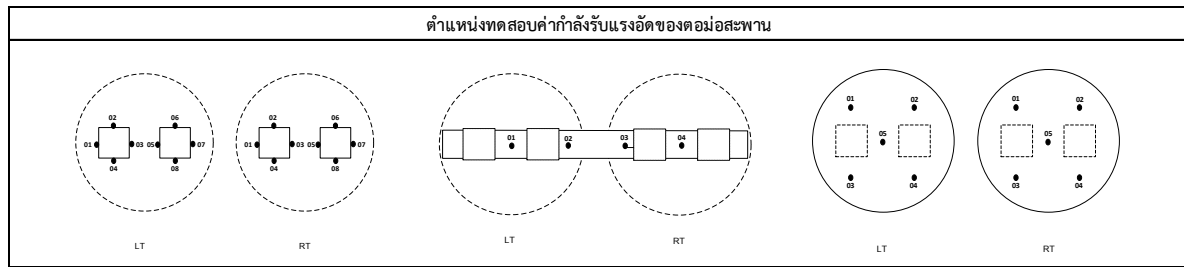
ตารางที่ 3.3-3 ผลการทดสอบกำลังรับแรงอัดของคอนกรีตที่บริเวณช่วงสะพาน (S1-S13) ของสะพานเทพกระษัตรี



ค่ากำลังรับแรงอัดเฉลี่ยเทียบเท่า (ksc)																
ช่วงสะพานที่	ตำแหน่ง	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
S1	LT	395	337	360	395	360	372	360	291							
	RT	337	395	372	360	407	360	360	372							
	I-Girder	517	558	581	500	476	517	535	558	604	500	500	558	535	616	
S2	LT	407	372	430	372	372	360	395	407	372	430	395	372	395	360	407
	RT	372	395	395	360	372	360	372	407	395	395	430	395	372	407	360
S3	LT	337	407	360	360	372	395	372	337	407	407	372	395	395	360	372
	RT	291	372	372	360	360	395	372	360	407	360	360	372	360	395	325
S4	LT	337	395	372	395	395	407	395	465	372	395	337	337	360	395	360
	RT	337	395	395	407	372	372	360	360	372	407	337	337	395	360	360
S5	LT	360	372	360	372	395	360	360	372	407	372	395	372	372	360	430
	RT	360	372	372	395	360	372	360	395	395	372	372	337	395	360	407
S6	LT	360	372	360	337	360	407	372	395	337	360	372	360	360	395	395
	RT	372	337	360	372	372	360	337	325	360	360	395	372	395	372	337
S7	LT	360	372	360	360	395	372	360	407	395	360	372	372	360	395	372
	RT	325	395	360	372	372	360	325	337	360	337	360	360	372	395	360
S8	LT	372	337	360	360	395	372	395	372	360	395	360	372	395	395	372
	RT	291	360	325	302	395	360	360	360	337	372	395	337	360	360	407
S9	LT	430	372	360	395	372	395	395	395	360	407	337	360	372	360	395
	RT	372	372	360	337	302	360	325	302	337	360	360	395	325	360	337
S10	LT	430	372	395	395	372	360	372	395	395	360	407	395	395	372	430
	RT	302	360	372	325	395	372	325	360	372	337	372	337	360	325	407
S11	LT	360	372	395	372	407	395	360	372	360	372	372	395	360	372	360
	RT	337	360	372	360	337	337	325	360	372	372	360	325	325	337	372
S12	LT	395	430	395	407	494	465	395	360	430	395	407	372	372	407	465
	RT	372	407	360	430	395	360	395	407	395	372	372	360	407	395	337
S13	LT	442	407	430	465	407	395	430	476							
	RT	407	360	395	360	430	407	442	395							
	I-Girder	476	517	500	558	581	535	535	558	517	558	535	500	535	558	

สรุปผลการทดสอบค่ากำลังรับแรงอัด					
โครงสร้าง	ค่าระบุ (ksc)	ค่าเฉลี่ย (ksc)	ค่า Bias	ส่วนเบี่ยงเบนมาตรฐาน	สัมประสิทธิ์การแปรผัน
พื้นสะพาน	300.00	374.57	1.25	29.37	0.08
คาน I-Girder	400.00	536.36	1.34	35.27	0.07

ตารางที่ 3.3-4 ผลการทดสอบกำลังรับแรงอัดของคอนกรีตที่บริเวณตอม่อ (P1-P12) ของสะพานเทพกระษัตรี



ค่ากำลังรับแรงอัดเฉลี่ยเทียบเท่า (ksc)																	
ตอม่อที่	ตำแหน่ง	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
P1	Column	337	407	407	395	430	407	302	430	325	277	395	277	302	209	581	372
	Bracing	517	453	436	558												
	Pile Cap	442	372	407	395	360	277	325	372	360	302						
P2	Column	407	442	395	430	372	430	500	430	372	360	407	395	302	430	372	395
	Bracing	378	360	418	395												
	Pile Cap	395	360	395	372	372	291	325	337	337	360						
P3	Column	500	540	500	465	465	488	465	500	500	465	465	442	430	488	430	442
	Bracing	500	476	500	535												
	Pile Cap	325	337	302	360	337	302	325	325	302	302						
P4	Column	395	442	430	430	442	465	430	407	488	372	430	407	430	372	395	442
	Bracing	535	558	500	581												
	Pile Cap	395	430	407	494	407	546	372	360	302	395						
P5	Column	488	465	465	500	442	465	488	430	465	442	430	465	465	430	442	395
	Bracing	535	476	453	535												
	Pile Cap	325	291	302	291	337	209	256	291	302	277						
P6	Column	395	430	407	442	465	488	465	430	442	407	407	395	430	407	430	465
	Bracing	476	453	517	476												
	Pile Cap	277	325	302	302	256	198	244	209	256	277						
P7	Column	465	430	488	430	465	442	430	430	500	442	430	407	372	442	430	395
	Bracing	535	558	500	535												
	Pile Cap	407	395	395	372	360	395	360	360	325	256						
P8	Column	407	430	395	395	465	430	442	430	430	372	407	395	430	442	372	407
	Bracing	517	535	535	581												
	Pile Cap	395	337	360	337	372	325	360	325	360	360						
P9	Column	488	500	465	407	488	500	442	465	488	465	407	430	442	465	488	488
	Bracing	604	517	500	558												
	Pile Cap	291	360	302	325	360	325	244	277	256	209						
P10	Column	500	465	407	430	442	465	465	407	395	430	465	488	442	430	430	465
	Bracing	500	517	476	476												
	Pile Cap	302	337	337	360	325	360	302	325	277	325						
P11	Column	488	523	523	488	540	430	465	465	395	442	430	488	523	465	465	465
	Bracing	436	418	453	418												
	Pile Cap	360	302	277	337	337	325	302	325	256	277						
P12	Column	465	523	488	488	500	465	430	465	430	407	488	395	442	442	465	430
	Bracing	517	500	500	558												
	Pile Cap	325	360	325	395	302	325	291	291	302	337						

สรุปผลการทดสอบค่ากำลังรับแรงอัด					
โครงสร้าง	ค่าระบุ (ksc)	ค่าเฉลี่ย (ksc)	ค่า Bias	ส่วนเบี่ยงเบนมาตรฐาน	สัมประสิทธิ์การแปรผัน
เสาตอม่อ	300.00	437.27	1.46	49.49	0.11
คานค้ำยันเสา	300.00	497.19	1.66	54.20	0.11
ครอบเสาเข็ม	300.00	330.95	1.10	54.07	0.16

3.4. สรุปผลการทดสอบกำลังรับแรงอัดของคอนกรีต

ผลการทดสอบด้วย Rebound Hammer เพื่อหาลำดับรับแรงอัดของคอนกรีตที่ขึ้นส่วน โครงสร้างต่างๆ ของสะพานสารสิน 2 และสะพานเทพกระษัตรี สามารถสรุปได้ดังนี้

1. สะพานสารสิน 2 มีกำลังรับแรงอัดเฉลี่ย ของคาน Box Girder กำแพงตอม่อ และครอบเสาเข็ม เท่ากับ 509, 453 และ 343 กิโลกรัมต่อตารางเซนติเมตร ตามลำดับ และมีค่าเฉลี่ยต่อค่าระบุจากแบบก่อสร้าง (Bias) เท่ากับ 1.27, 1.51 และ 1.14 ตามลำดับ
2. สะพานเทพกระษัตรี มีกำลังรับแรงอัดเฉลี่ย ของพื้นสะพาน คาน I-Girder เสาตอม่อ คานค้ำยัน เสา และครอบเสาเข็ม เท่ากับ 375, 536, 437, 497 และ 331 กิโลกรัมต่อตารางเซนติเมตร ตามลำดับ และมีค่าเฉลี่ยต่อค่าระบุจากแบบก่อสร้าง (Bias) เท่ากับ 1.25, 1.34, 1.46, 1.66 และ 1.10 ตามลำดับ

โดยทั่วไปจะเห็นได้ว่าสะพานสารสิน 2 มีค่ากำลังรับแรงอัดของคอนกรีตโดยเฉลี่ยสูงกว่าค่าที่ระบุไว้ในแบบก่อสร้าง ทั้งนี้เนื่องจากสะพานสารสิน 2 เป็นสะพานที่ค่อนข้างใหม่ ก่อสร้างเสร็จเมื่อปี พ.ศ. 2554 ส่วนสะพานเทพกระษัตรีได้ก่อสร้างเสร็จเมื่อปี พ.ศ. 2535 ถึงแม้ว่าจะผ่านการใช้งานมาแล้วประมาณ 22 ปี สะพานก็ยังมีกำลังรับแรงอัดของคอนกรีตโดยเฉลี่ยค่อนข้างสูงกว่าค่าที่ระบุไว้ในแบบก่อสร้าง ซึ่งสำหรับผลการทดสอบกำลังรับแรงอัดของคอนกรีตนี้จะนำไปใช้ประกอบในการสร้างแบบจำลองสะพานเพื่อใช้ในการวิเคราะห์และประเมินโครงสร้างสะพานต่อไป

บทที่ 4 การตรวจวัดคุณสมบัติทางพลศาสตร์ ของสะพาน

ทีมงานได้ทำการตรวจวัดการสั่นไหวแบบอิสระของสะพานสารสิน 2 และสะพานเทพกระษัตรี ภายใต้การจราจรปกติ เพื่อให้ได้ข้อมูลไปใช้วิเคราะห์หาคุณสมบัติทางพลศาสตร์ของสะพาน อันได้แก่ ค่าความถี่ธรรมชาติ (Natural Frequency) และรูปแบบการสั่นไหวอิสระ (Mode Shape) โดยมีรายละเอียดในการศึกษา ดังนี้

4.1. ตำแหน่งการติดตั้งอุปกรณ์ตรวจวัดความเร่ง (Accelerometer)

การตรวจวัดพฤติกรรมของสะพานภายใต้การแกว่งตัวแบบอิสระ เพื่อนำมาวิเคราะห์หาค่าความถี่ธรรมชาติและรูปแบบการสั่นไหวอิสระ จะทำการติดตั้งอุปกรณ์ตรวจวัดความเร่ง (Accelerometer) บนโครงสร้างสะพานส่วนบน จากการตรวจสอบสภาพที่หน้างาน พบว่าตำแหน่งที่เหมาะสมในการติดตั้ง คือ บริเวณราวสะพานคอนกรีต ดังรูปที่ 4.1-1 เนื่องจากราวสะพานยึดติดกับโครงสร้างสะพาน มีการสั่นไหวไปพร้อมๆ กับโครงสร้างสะพานส่วนบน ผิวราวสะพานมีลักษณะเรียบทั้งระนาบในแนวนอนและแนวตั้ง ทำให้สามารถติดอุปกรณ์ได้แน่นและได้ระดับตลอดช่วงที่บันทึกค่าการสั่นไหว ทำให้ข้อมูลที่ได้มีความคลาดเคลื่อนน้อยที่สุด

ในแต่ละสะพาน การตรวจวัดการสั่นไหวแบบอิสระจะติดตั้ง Accelerometer จำนวน 300 ตำแหน่งกระจายไปในแต่ละช่วงสะพาน แต่เนื่องจากสะพานมีความยาวมาก อุปกรณ์มีจำนวนจำกัด การลากสายสัญญาณเพื่อเชื่อมอุปกรณ์ทั้งหมดพร้อมกัน 300 ตัวกระทำไม่ได้ ดังนั้นในการการตรวจวัดแต่ละครั้งจะใช้ Accelerometer จำนวน 10 ตัว ติดตั้งใน 10 ตำแหน่ง เพื่อบันทึกข้อมูลการสั่นไหวจากรอบรถทุกที่สัญจรไปมา โดยรูปแบบการติดตั้ง Accelerometer ในแต่ละครั้งๆ ละ 10 ตำแหน่ง ภายในแต่ละช่วงสะพานของสะพานสารสิน 2 ซึ่งมี 7 ช่วงสะพาน และสะพานเทพกระษัตรีซึ่งมี 13 ช่วงสะพาน ได้ดังแสดงไว้ในตารางที่ 4.1-1 และตารางที่ 4.1-2 ตามลำดับ

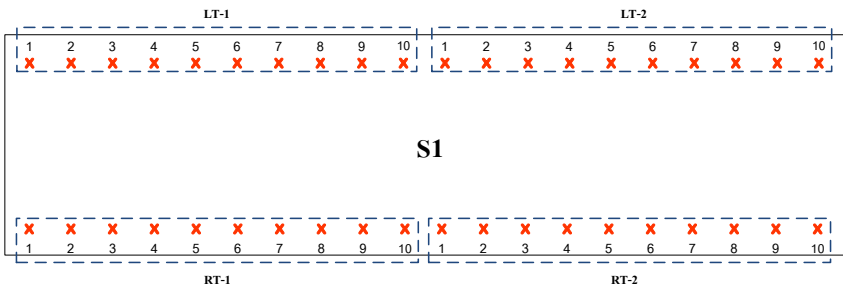
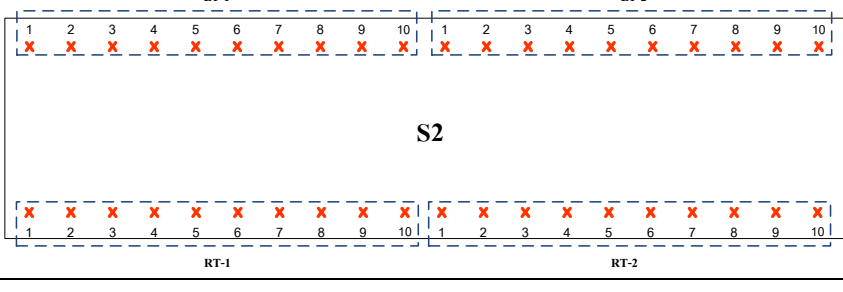


(ก) อุปกรณ์ตรวจวัดความเร่ง (Accelerometer)

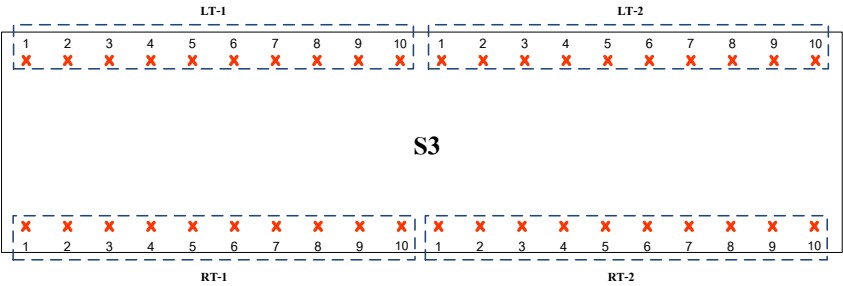
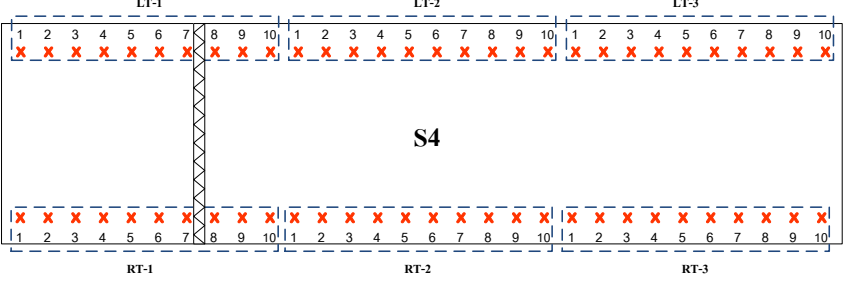
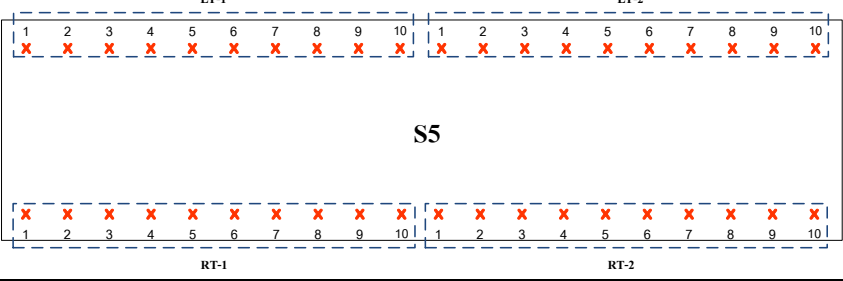
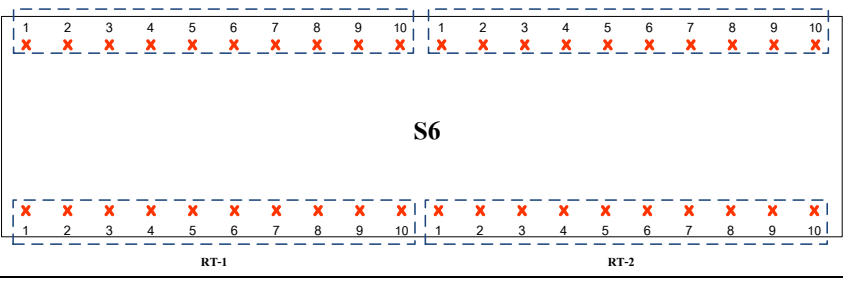
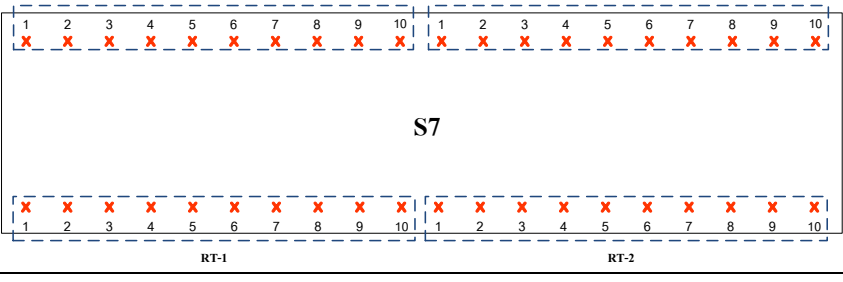
(จ) ตำแหน่งที่เหมาะสมสำหรับการติดตั้ง Accelerometer

รูปที่ 4.1-1 อุปกรณ์ตรวจวัดความเร่ง (Accelerometer) และตำแหน่งการติดตั้งที่เหมาะสม (ราวสะพาน)

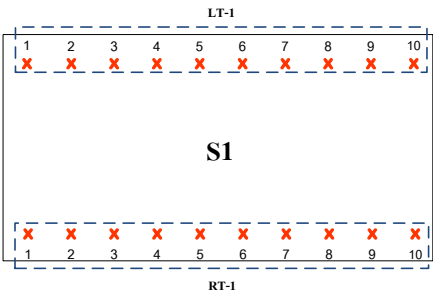
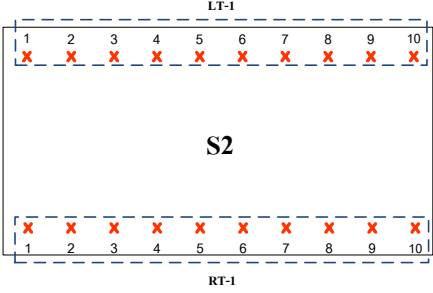
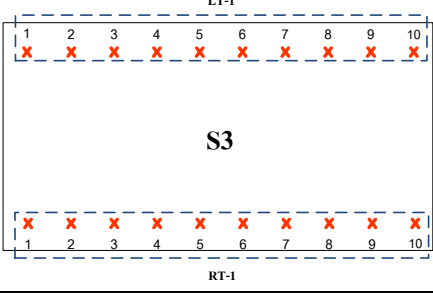
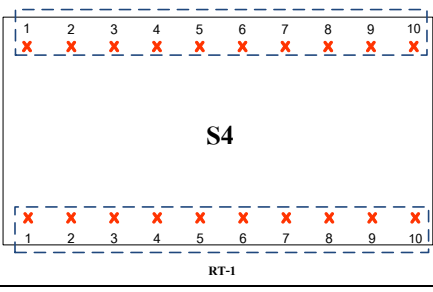
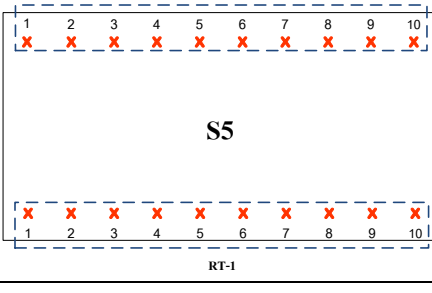
ตารางที่ 4.1-1 ตำแหน่งการติดตั้งอุปกรณ์ Accelerometer และกลุ่มการตรวจวัดในแต่ละครั้งของสะพานสารสิน 2

ช่วงสะพาน	ความยาว (ม.)	จำนวนอุปกรณ์	ตำแหน่งกลุ่มการตรวจวัดในแต่ละครั้งของแต่ละช่วงสะพาน
1	83.90	40	
2	100.00	40	

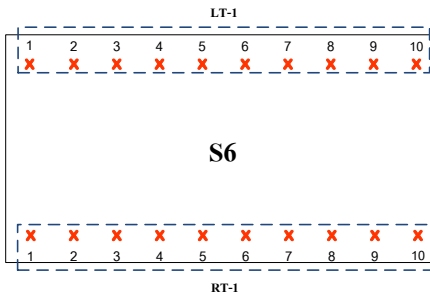
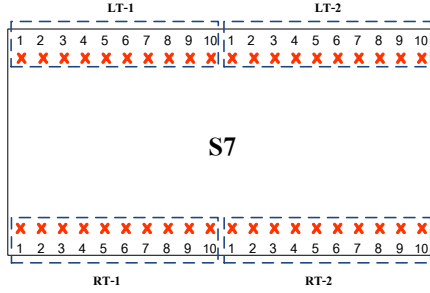
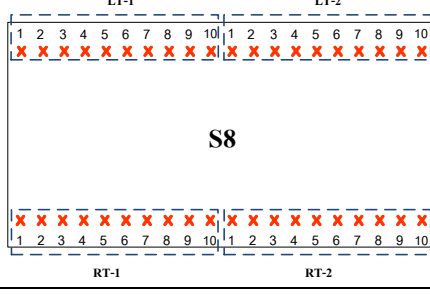
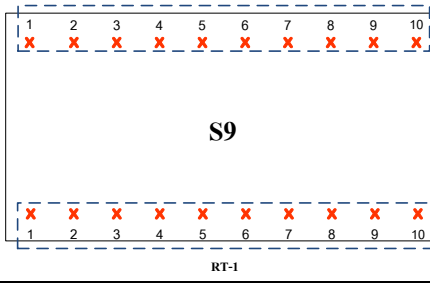
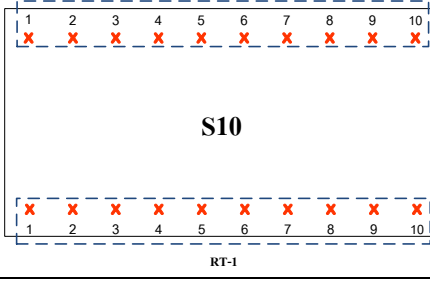
ตารางที่ 4.1-1 (ต่อ) ตำแหน่งการติดตั้งอุปกรณ์ Accelerometer และกลุ่มการตรวจวัดในแต่ละครั้งของแต่ละช่วงสะพาน

ช่วงสะพาน	ความยาว (ม.)	จำนวนอุปกรณ์	ตำแหน่งกลุ่มการตรวจวัดในแต่ละครั้งของแต่ละช่วงสะพาน
3	100.00	40	
4	100.00	60	
5	100.00	40	
6	100.00	40	
7	71.15	40	
รวม	655.05	300	

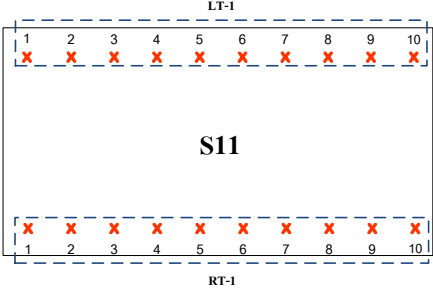
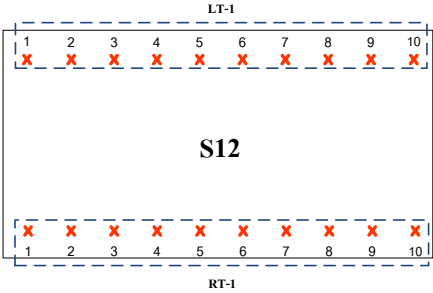
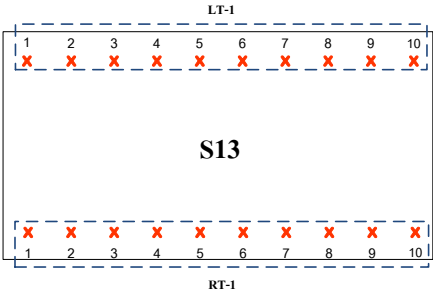
ตารางที่ 4.1-2 ตำแหน่งการติดตั้งอุปกรณ์ Accelerometer และกลุ่มการตรวจวัดในแต่ละครั้งของสะพานเทพกระษัตรี

ช่วงสะพาน	ความยาว (ม.)	จำนวนอุปกรณ์	ตำแหน่งกลุ่มการตรวจวัดในแต่ละครั้งของแต่ละช่วงสะพาน
1	50.00	20	 <p style="text-align: center;">S1</p>
2	50.00	20	 <p style="text-align: center;">S2</p>
3	50.00	20	 <p style="text-align: center;">S3</p>
4	50.00	20	 <p style="text-align: center;">S4</p>
5	50.00	20	 <p style="text-align: center;">S5</p>

ตารางที่ 4.1-2 (ต่อ) ตำแหน่งการติดตั้งอุปกรณ์ Accelerometer และกลุ่มการตรวจวัดในแต่ละครั้งของสะพานเทพกระษัตรี

ช่วงสะพาน	ความยาว (ม.)	จำนวนอุปกรณ์	ตำแหน่งกลุ่มการตรวจวัดในแต่ละครั้งของแต่ละช่วงสะพาน
6	50.00	20	
7	50.00	40	
8	50.00	40	
9	50.00	20	
10	50.00	20	

ตารางที่ 4.1-2 (ต่อ) ตำแหน่งการติดตั้งอุปกรณ์ Accelerometer และกลุ่มการตรวจวัดในแต่ละครั้งของสะพานเทพกระษัตรี

ช่วงสะพาน	ความยาว (ม.)	จำนวนอุปกรณ์	ตำแหน่งกลุ่มการตรวจวัดในแต่ละครั้งของแต่ละช่วงสะพาน
11	50.00	20	
12	50.00	20	
13	50.00	20	
รวม	650.00	300	

4.2. การตรวจวัดการสั่นไหวของสะพานภายใต้การจราจรปกติ

ทีมงานภาคสนามได้ดำเนินการตรวจวัดผลการสั่นไหวภายใต้การจราจรปกติ ซึ่งกระทำโดยไม่มี การปิดการจราจรบนสะพาน แต่จะอาศัยการบันทึกข้อมูลการสั่นไหวในขณะที่มีน้ำหนักรถบรรทุกมากระทำกับ สะพานในแต่ละช่วง พร้อมทั้งบันทึกประเภทของรถบรรทุกที่วิ่งผ่าน เวลาที่เกิดขึ้น และอุณหภูมิ เพื่อนำ ข้อมูลที่ได้มาใช้ในการวิเคราะห์หาคุณสมบัติด้านพลศาสตร์และการสร้างแบบจำลองของสะพานสำหรับใช้ ในการวิเคราะห์ประเมินผลต่อไป โดยตัวอย่างการดำเนินงานภาคสนามได้แสดงไว้ในรูปที่ 4.2-1

	
<p>(ก) ทำการเบี่ยงการจราจรและติดตั้ง Accelerometer</p>	<p>(ข) ต่อสายสัญญาณเข้ากับ Accelerometer ปิดเทปปิด เพื่อให้ Accelerometer ติดแน่นกับผิวราวสะพาน</p>
	
<p>(ค) ตัวอย่างการติดตั้ง Accelerometer</p>	<p>(ง) เมื่อติดตั้ง Accelerometer ครบทุกตำแหน่ง รอรถบรรทุกหนักวิ่งผ่าน</p>
	
<p>(ง) ตรวจสอบข้อมูลการสั่นไหวที่ระบบคอมพิวเตอร์</p>	<p>(ง) การแสดงผลข้อมูลแบบกราฟิกบนระบบคอมพิวเตอร์</p>

รูปที่ 4.2-1 ตัวอย่างการตรวจวัดการสั่นไหวของสะพานภายใต้การจราจรปกติ

4.3. การวิเคราะห์สัญญาณจากการตรวจวัด

ข้อมูลสัญญาณที่ได้จากการตรวจวัดภาคสนามจะถูกนำมาวิเคราะห์เพื่อหาคุณสมบัติด้านพลศาสตร์ของสะพาน โดยค่าความถี่ธรรมชาติของสะพานสามารถหาได้จากการนำข้อมูลในช่วงการสั่นไหวแบบอิสระที่อยู่รูปแบบของ Time-History มาแปลงให้เป็นข้อมูลที่อยู่ในรูปของความถี่ (Frequency Domain) ด้วยวิธีการฟูรีเยร์ (Fourier Transform) โดยจะพิจารณาค่าความถี่ที่มีขนาดของค่าสัมประสิทธิ์ฟูรีเยร์สูงสุดเป็นค่าความถี่หลักหรือความถี่ธรรมชาติของสะพาน

4.3.1. ทฤษฎีที่เกี่ยวข้อง

อนุกรมฟูรีเยร์ (Fourier Series)

อนุกรมฟูรีเยร์เป็นฟังก์ชันทางคณิตศาสตร์ที่ใช้ในการจำลองชุดข้อมูลซึ่งมีลักษณะเป็นคาบของเวลา (t) หรือ ฟังก์ชันคาบ (Periodic Function) ให้อยู่ในรูปของฟังก์ชัน Sine และ Cosine ดังแสดงในสมการที่ (4.3-1)

$$F(t) = a_0 + \sum_{n=1}^{\infty} (a_n \cos n\omega t + b_n \sin n\omega t) \quad (4.3-1)$$

โดยที่ ω = ความถี่ มีค่าเท่ากับ $\frac{2\pi}{T}$ (รอบ/วินาที)

T = คาบเวลาของฟังก์ชัน (วินาที)

$$a_0 = \frac{1}{T} \int_{t_1}^{t_1+T} F(t) dt$$

$$a_n = \frac{2}{T} \int_{t_1}^{t_1+T} F(t) \cos(n\omega t) dt$$

$$b_n = \frac{2}{T} \int_{t_1}^{t_1+T} F(t) \sin(n\omega t) dt$$

t_1 = ตัวกำหนดช่วงของการอินทิเกรต ซึ่งโดยปกติจะเป็นค่า $-\frac{T}{2}$ หรือ 0

ฟังก์ชัน Sine และ Cosine นั้นสามารถเขียนให้อยู่ในรูปของฟังก์ชัน Exponential ได้โดยอาศัยความสัมพันธ์จากสมการของ Euler ดังแสดงในสมการที่ (4.3-2) และ (4.3-3)

$$\sin n\omega = \frac{e^{in\omega} - e^{-in\omega}}{2i} \quad (4.3-2)$$

$$\cos n\omega = \frac{e^{in\omega} + e^{-in\omega}}{2i} \quad (4.3-3)$$

แทนสมการที่ (4.3-2) และ (4.3-3) ลงในสมการที่ (4.3-1) จะได้สมการของอนุกรมฟูรีเยร์ในรูปเชิงซ้อน ดังแสดงในสมการที่ (4.3-4)

$$F(t) = \sum_{n=-\infty}^{\infty} C_n e^{in\omega t} \tag{4.3-4}$$

โดยที่ $C = \frac{1}{T} \int_0^T F(t) e^{-in\omega t} dt$

จากสมการที่ (4.3-4) จะเห็นว่าอนุกรมฟูเรียร์ที่อยู่ในรูปของฟังก์ชัน Exponential จะอยู่ในรูปที่ง่ายกว่าอนุกรมที่อยู่ในรูปของฟังก์ชันตรีโกณมิติ

Discrete Fourier Transform Analysis (DFT) และ Fast Fourier Transform Analysis (FFT)

การวิเคราะห์ DFT เป็นกระบวนการที่ใช้สำหรับหาค่าสัมประสิทธิ์ของอนุกรมฟูเรียร์ จากข้อมูลซึ่งมีลักษณะเป็นค่าเฉพาะเวลาไม่ต่อเนื่อง (Discrete Data) กล่าวคือ เมื่อฟังก์ชันต่อเนื่องซึ่งมีลักษณะเป็นคาบถูกแบ่งออกเป็นช่วงต่างๆ กัน จำนวน N ช่วง โดยแต่ละช่วงมีค่า $t_0, t_1, t_2, \dots, t_{N-2}$ ($\Delta t = \frac{T}{N}$) โดยที่ $t_j = j\Delta t$ สามารถประมาณค่าสัมประสิทธิ์ของอนุกรมฟูเรียร์ได้จากสมการที่ (4.3-5) (Newland, D.E., 1993)

$$F(t) = 2 \sum_{n=0}^{\infty} (a_n \cos n\omega t + b_n \sin n\omega t) \quad n=0,1,2,3,\dots \tag{4.3-5}$$

โดยที่ $a_n = \frac{1}{T} \sum_{j=0}^{N-1} F(t) \cos n\omega t_j \Delta t$

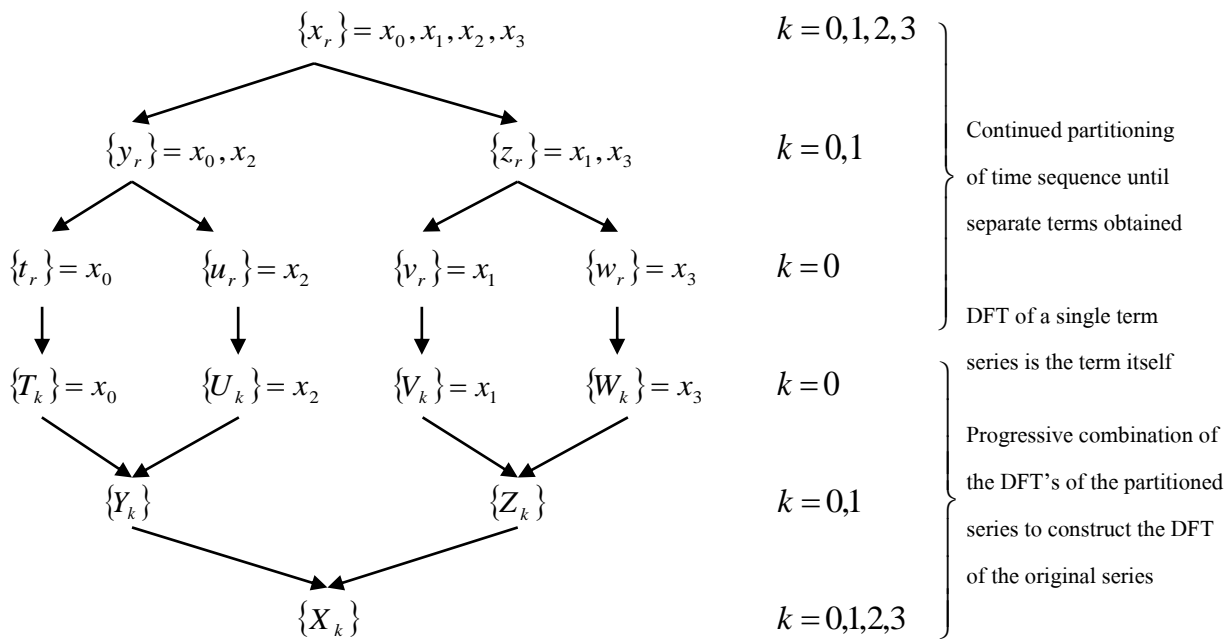
$b_n = \frac{1}{T} \sum_{j=0}^{N-1} F(t) \sin n\omega t_j \Delta t$

จากสมการที่ (4.3-5) สามารถแปลงให้อยู่ในรูปเชิงซ้อนได้ดังสมการที่ (4.3-6)

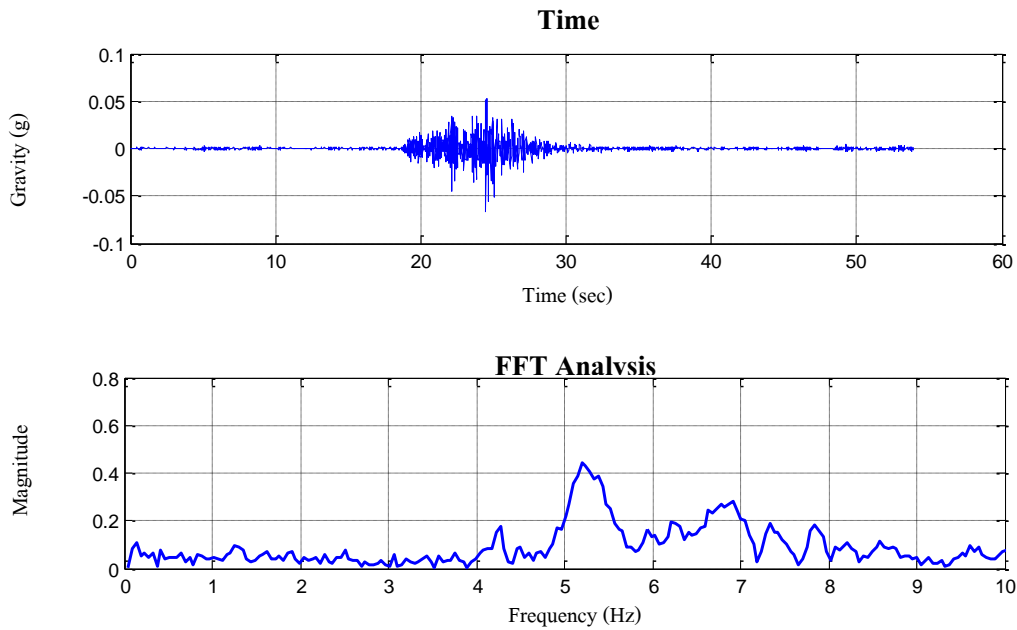
$$F(t) = \sum_{n=0}^{N-1} C_n e^{2\pi i(nj/N)} \quad , \quad n=0,1,2,3,\dots,(N-1) \tag{4.3-6}$$

โดยที่ $C = \frac{1}{T} \sum_{j=0}^{N-1} F(t_j) e^{-2\pi i(nj/N)} \Delta t$

การวิเคราะห์ FFT เป็นกระบวนการคำนวณทางคณิตศาสตร์ที่เหมาะสมกับการวิเคราะห์ด้วยคอมพิวเตอร์ โดยจะทำการแยกช่วงชุดข้อมูลออกด้วยช่วงสม่ำเสมอออกเป็นชุดข้อมูลหลาย ๆ ชุด (Shorter Sequences) พร้อมทำการวิเคราะห์หา DFT ในส่วนย่อยดังกล่าวแทนเพื่อเพิ่มความสะดวกในกระบวนการคำนวณ



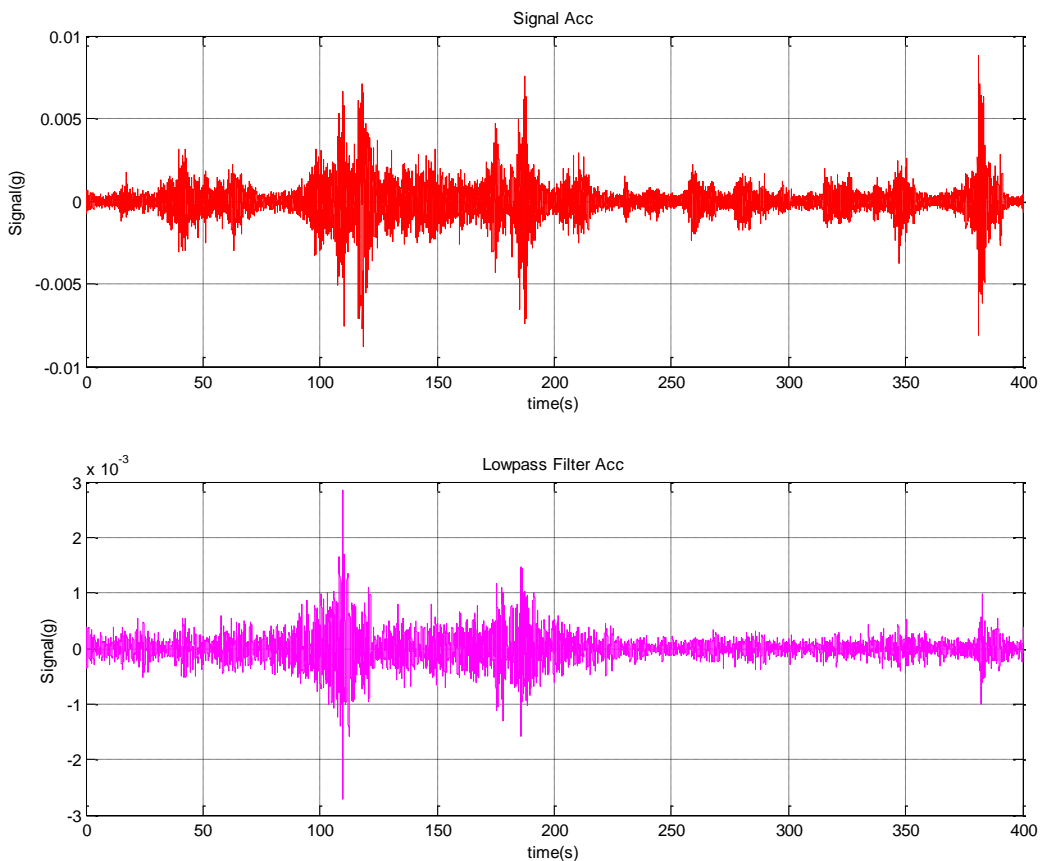
รูปที่ 4.3-1 Logical steps during operation of the FFT algorithm on a four-term sequence $\{x_r\}$
 (Newland, D.E., 1993)



รูปที่ 4.3-2 ตัวอย่างผลการวิเคราะห์สัญญาณโดยวิธี FFT Analysis

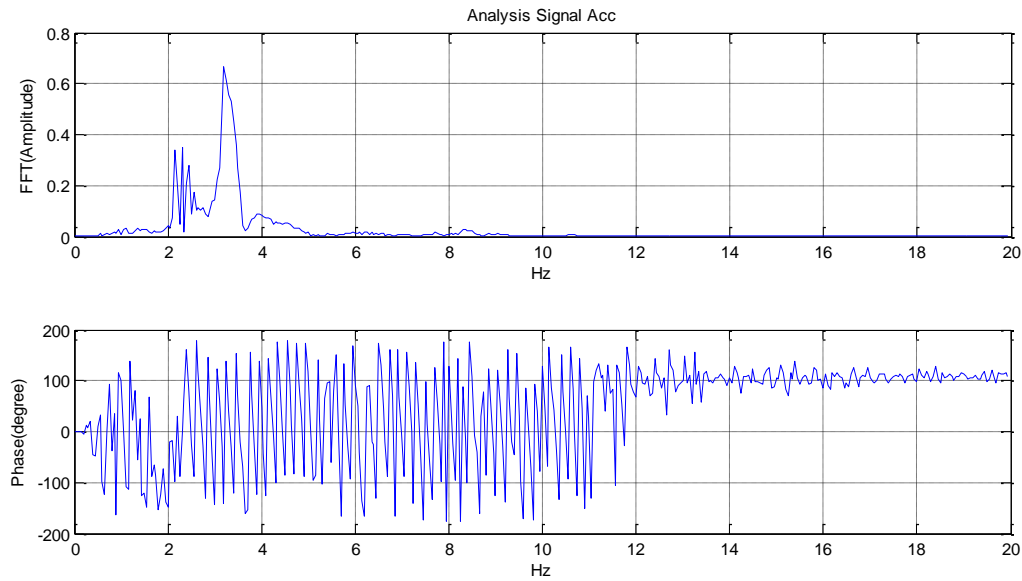
4.3.2. แนวทางการวิเคราะห์ข้อมูลการสั่นไหวของสะพาน

จากผลการตรวจวัดสัญญาณการสั่นไหวของสะพานสารสิน 2 และสะพานเทพกระษัตรี ภายใต้การจราจรปกติโดยไม่มีกรปิดการจราจร จะสามารถบันทึกข้อมูลสัญญาณการสั่นไหวมาได้ จากนั้นทำการกรองสัญญาณความถี่ด้วยวิธี Lowpass Filter เพื่อตัดความถี่สูงออกเนื่องจากสะพานเป็นโครงสร้างที่มีช่วงยาวดังนั้นคาบเวลาในการแกว่งจะสูง ส่งผลให้ค่าความถี่จะมีค่าค่อนข้างต่ำ ผลสัญญาณที่บันทึกและทำการ Lowpass Filter สามารถแสดงได้ดังตัวอย่างรูปที่ 4.3-3



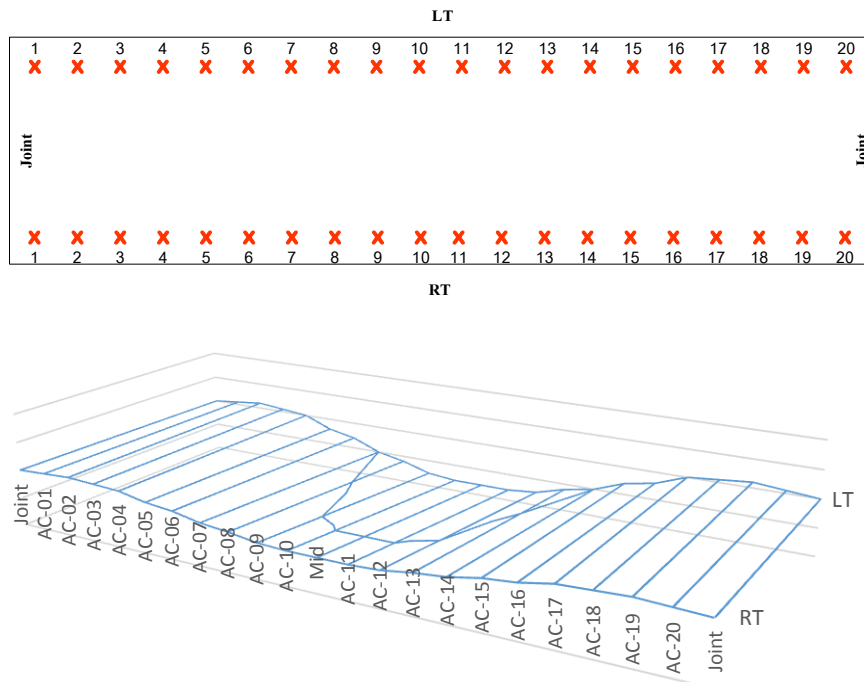
รูปที่ 4.3-3 ตัวอย่างสัญญาณการตรวจวัดการสั่นไหวและการกรองสัญญาณด้วยวิธี Lowpass Filter

ในการคัดเลือกสัญญาณเพื่อนำมาวิเคราะห์นั้น จะเลือกช่วงในขณะรถบรรทุกที่พิจารณาวิ่งผ่านสะพาน เช่น ช่วงเวลา 180 – 200 วินาที มีรถบรรทุก 10 ล้อ ที่มีการบรรทุกวิ่งผ่านสะพาน เป็นต้น เพื่อนำสัญญาณที่ผ่านกระบวนการ Lowpass Filter แล้ว มาทำการวิเคราะห์สัญญาณด้วยกระบวนการ Fast Fourier Transform (FFT) เพื่อหาค่าความถี่ธรรมชาติของสะพานในแต่ละช่วง พร้อมทั้งวิเคราะห์หาค่าทิศทางของเฟส (Phase) ที่เกิดขึ้นเพื่อหารูปแบบการสั่นไหวของสะพาน โดยตัวอย่างการวิเคราะห์สัญญาณแสดงได้ดังรูปที่ 4.3-4



รูปที่ 4.3-4 ตัวอย่างการวิเคราะห์สัญญาณด้วยกระบวนการ FFT

ภายหลังจากวิเคราะห์สัญญาณของ Accelerometer แต่ละตำแหน่งในช่วงสะพานแล้ว จะทำการพล็อตรูปร่างการสั่นไหวของสะพาน โดยจะพิจารณาค่าความถี่ที่ให้ค่า Amplitude สูงที่สุด กำหนดเป็นค่าความถี่ธรรมชาติ และพิจารณาทิศทางของเฟสที่เกิดขึ้นว่าเป็นบวกหรือลบ จากนั้น จะทำการสร้างกราฟความสัมพันธ์ระหว่าง ตำแหน่งติดตั้งอุปกรณ์ในช่วงสะพาน ค่า Amplitude ที่ค่าความถี่เดียวกัน และทิศทางของเฟสที่เกิดขึ้น จะสามารถแสดงรูปร่างของการสั่นไหวของสะพานได้ดังตัวอย่างรูปที่ 4.3-5



รูปที่ 4.3-5 ตัวอย่างตำแหน่งติดตั้งอุปกรณ์และรูปร่างการสั่นไหวของสะพาน

อย่างไรก็ตาม เนื่องจากข้อจำกัดด้านจำนวนอุปกรณ์ตรวจวัดการสั่นไหวจึงต้องดำเนินการตรวจวัดตามกลุ่มอุปกรณ์ที่กำหนดไว้ข้างต้น ดังนั้น ถึงแม้ว่าจะพิจารณาผลกระทบทุกประเภทเดียวกันแต่จะมีผลเนื่องจากน้ำหนักบรรทุกที่ไม่เท่ากัน รวมถึงสะพานไม่ได้มีการปิดการจราจร จึงทำให้ค่า Amplitude ของการวัดในแต่ละครั้งไม่เท่ากัน ที่ปรึกษาจึงต้องดำเนินการปรับแก้ค่า Amplitude ของการวัดแต่ละครั้งให้มีความสอดคล้องกันเพื่อแสดงให้เห็นถึงพฤติกรรมรูปร่างการสั่นไหวของสะพาน

4.4. ผลการวิเคราะห์การสั่นไหวของสะพาน



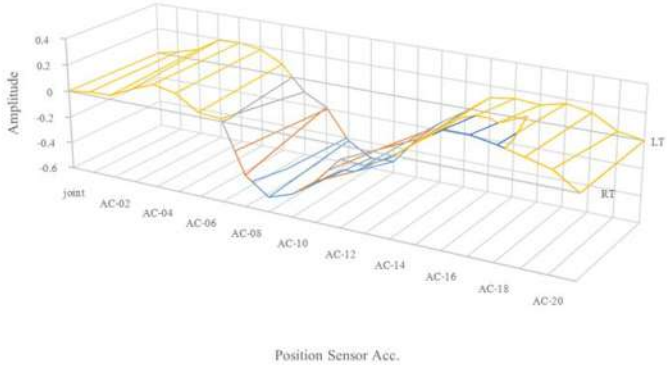
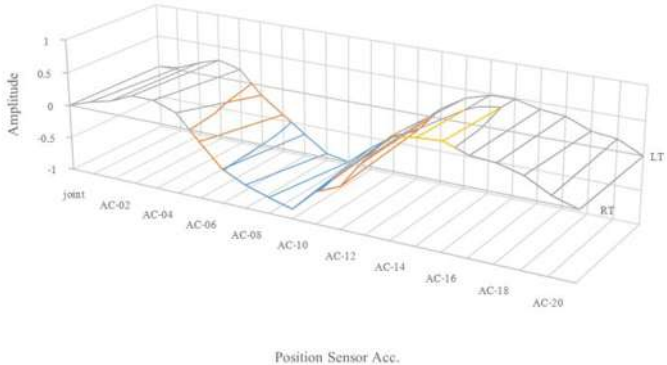
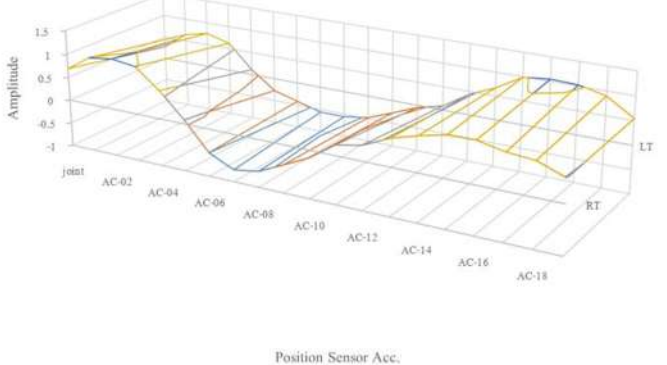
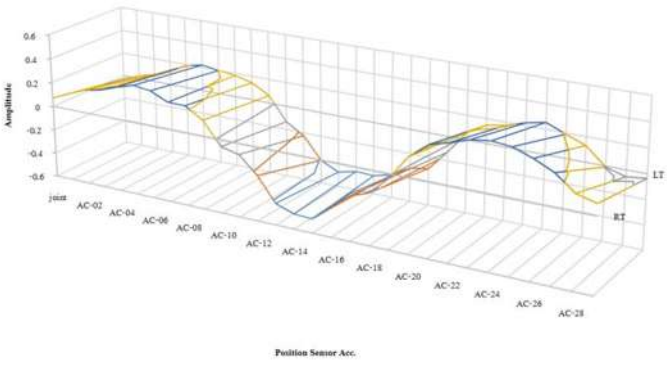
รูปที่ 4.4-1 ตัวอย่างรถบรรทุก 3 เพลา 6 ล้อ ยาง 10 เส้น ที่นำมาพิจารณาการสั่นไหวของสะพาน

ภายหลังจากได้ดำเนินการวิเคราะห์ข้อมูลสัญญาณการตรวจวัดการสั่นไหวอิสระของสะพานสารสิน 2 และสะพานเทพกระษัตรี โดยพิจารณาผลเนื่องจากแรงของรถบรรทุก 3 เพลา 6 ล้อ ยาง 10 เส้น ที่วิ่งผ่านช่วงสะพานขณะทำการทดสอบ ดังตัวอย่างรูปที่ 4.4-1 จะได้ผลการวิเคราะห์ค่าความถี่ธรรมชาติของสะพานดังแสดงในภาคผนวก ค จากผลการวิเคราะห์จะสามารถสรุปผลค่าความถี่ธรรมชาติ (Natural Frequency) และรูปแบบการสั่นไหว (Shape Mode) ของทั้ง 2 สะพานได้ดังนี้

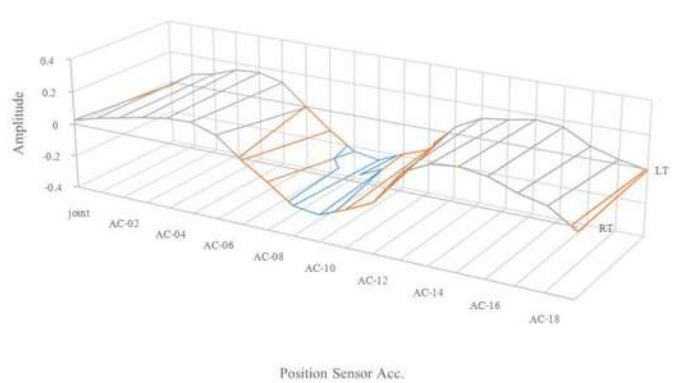
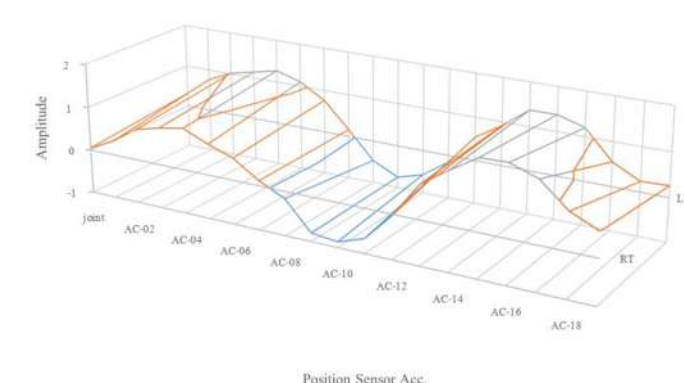
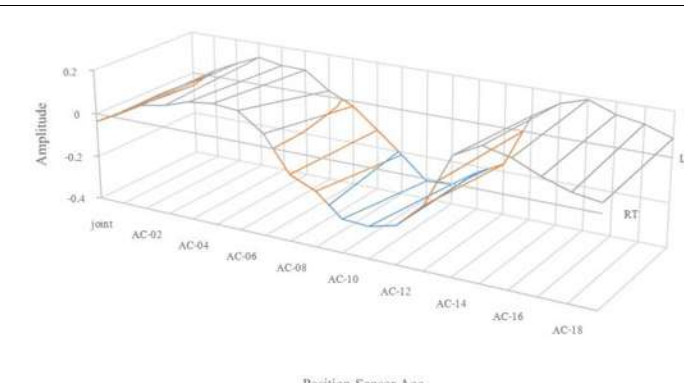
4.4.1. สรุปผลการวิเคราะห์คุณสมบัติทางพลศาสตร์ของสะพานสารสิน 2

จากการวิเคราะห์ข้อมูลการสั่นไหวภายใต้การจราจรปกติของสะพานสารสิน 2 จำนวน 7 ช่วงสะพาน บริเวณด้านซ้ายทาง (LT) และขวาทาง (RT) พบว่าค่าความถี่ธรรมชาติพื้นฐานจะอยู่ในช่วง 4.50 – 5.67 เฮิรตซ์ และรูปแบบการสั่นไหว (Shape Mode) แต่ละช่วงสะพาน แสดงได้ดังตารางที่ 4.4-1 จะเห็นได้ว่ารูปแบบการสั่นไหวมีลักษณะเป็นการดัด (Bending Mode) ซึ่งในขณะที่ทำการตรวจวัดได้ทำการบันทึกค่าอุณหภูมิซึ่งมีค่าอยู่ในช่วง 29-33 องศาเซลเซียส

ตารางที่ 4.4-1 ค่าความถี่ธรรมชาติพื้นฐานและรูปแบบการสั่นไหวแต่ละช่วงสะพาน ของสะพานสารสิน 2

Span	Length (m)	Natural Frequency (Hz)	Shape Mode
1	83.90	5.17	
2	100.00	5.57	
3	100.00	5.67	
4	100.00	5.25	

ตารางที่ 4.4-1 (ต่อ) ค่าความถี่ธรรมชาติพื้นฐานและรูปแบบการสั่นไหวแต่ละช่วงสะพาน ของสะพานสารสิน 2

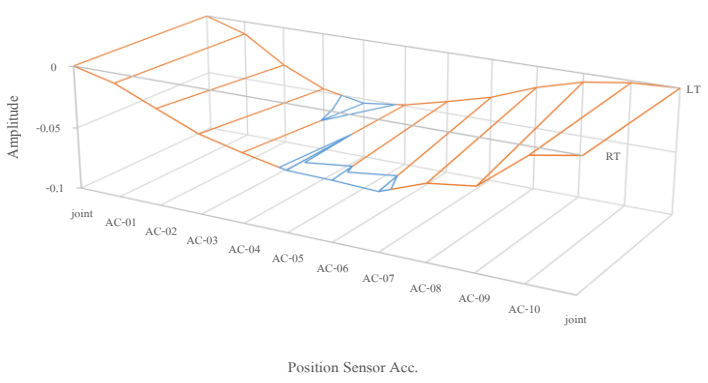
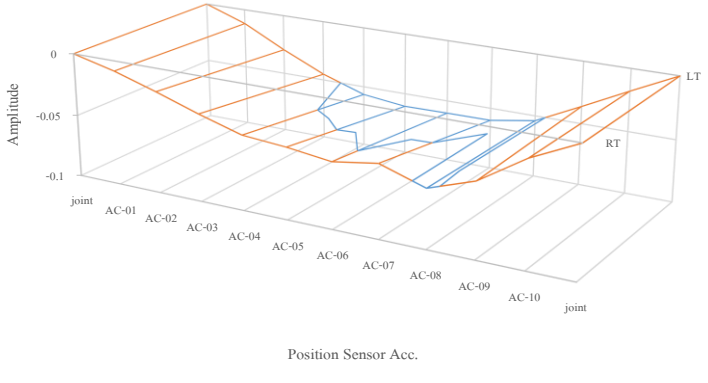
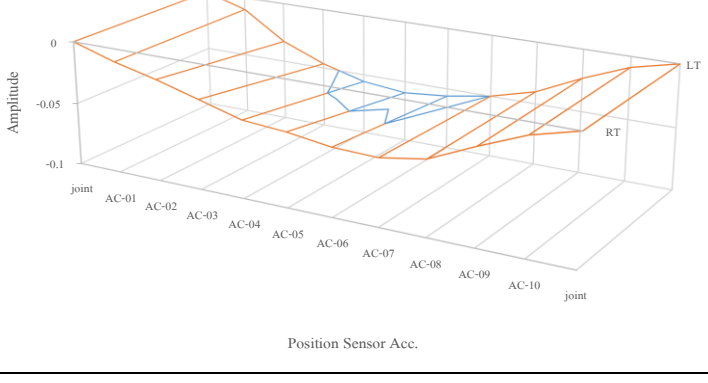
Span	Length (m)	Natural Frequency (Hz)	Shape Mode
5	100.00	5.12	
6	100.00	4.50	
7	71.15	5.18	

หมายเหตุ : รูปร่างของ Shape Mode ดังที่แสดงในตาราง เป็นรูปร่างเพียงทิศทางเดียวเท่านั้น ซึ่งตามปกติแล้วจะเกิดทั้งสองทิศทาง

4.4.2. ผลการวิเคราะห์คุณสมบัติทางพลศาสตร์ของสะพานเทพกระษัตรี

จากการวิเคราะห์ข้อมูลการสั่นไหวภายใต้การจลาจลปกติของสะพานเทพกระษัตรี จำนวน 13 ช่วง สะพานบริเวณด้านซ้ายทาง (LT) และขวาทาง (RT) พบว่าค่าความถี่ธรรมชาติพื้นฐานอยู่ในช่วง 3.05 – 3.50 เฮิรตซ์ และรูปแบบการสั่นไหว (Shape Mode) แต่ละช่วงสะพาน แสดงได้ดังตารางที่ 4.4-2 จะเห็นได้ว่ารูปแบบการสั่นไหวมีลักษณะเป็นการคด (Bending Mode) ซึ่งในขณะที่ทำการตรวจวัดได้ทำการบันทึกค่าอนุกรมมิด้วย โดยมีค่าอยู่ในช่วง 28-33 องศาเซลเซียส

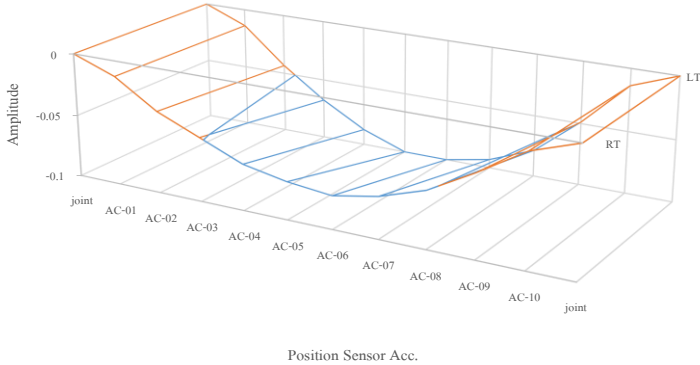
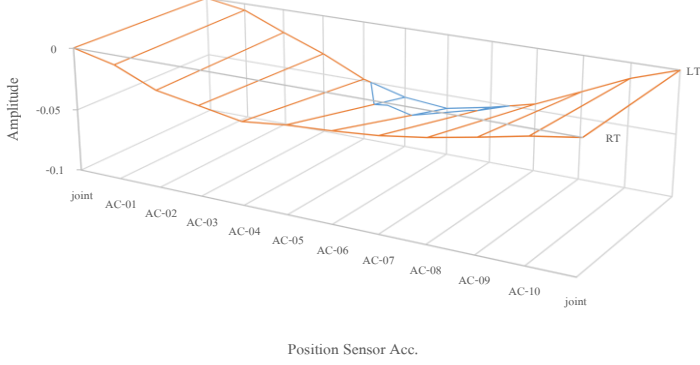
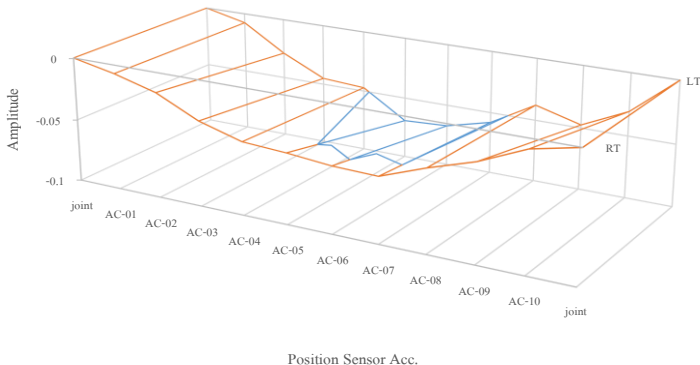
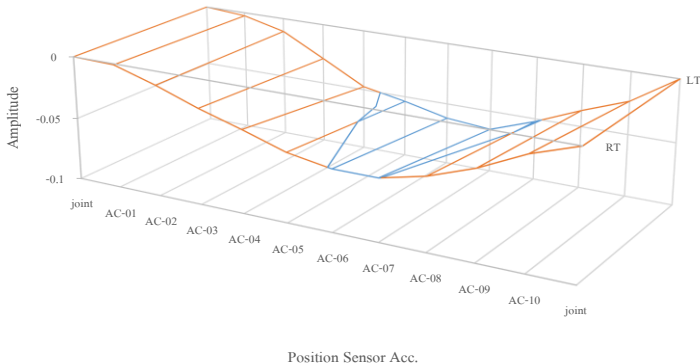
ตารางที่ 4.4-2 ค่าความถี่ธรรมชาติพื้นฐานและรูปแบบการสั่นไหวแต่ละช่วงสะพาน ของสะพานเทพกระษัตรี

Span	Length (m)	Natural Frequency (Hz)	Shape Mode
1	50.00	3.20	
2	50.00	3.30	
3	50.00	3.25	

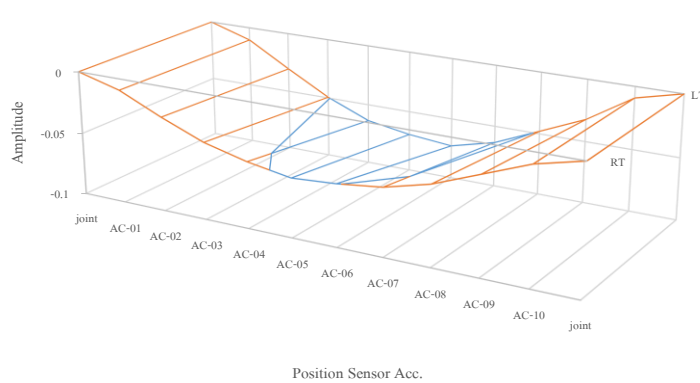
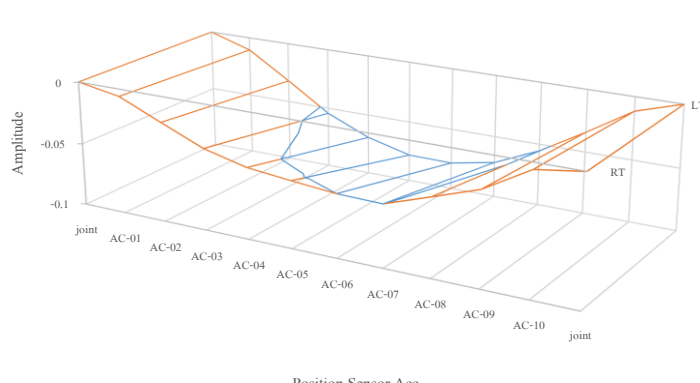
ตารางที่ 4.4-2 (ต่อ) ค่าความถี่ธรรมชาติพื้นฐานและรูปแบบการสั่นไหวแต่ละช่วงสะพาน ของสะพานเทพกระษัตรี

Span	Length (m)	Natural Frequency (Hz)	Shape Mode
4	50.00	3.10	
5	50.00	3.20	
6	50.00	3.05	
7	50.00	3.10	

ตารางที่ 4.4-2 (ต่อ) ค่าความถี่ธรรมชาติพื้นฐานและรูปแบบการสั่นไหวแต่ละช่วงสะพาน ของสะพานเทพกระษัตรี

Span	Length (m)	Natural Frequency (Hz)	Shape Mode
8	50.00	3.05	 <p>Position Sensor Acc.</p>
9	50.00	3.05	 <p>Position Sensor Acc.</p>
10	50.00	3.45	 <p>Position Sensor Acc.</p>
11	50.00	3.10	 <p>Position Sensor Acc.</p>

ตารางที่ 4.4-2 (ต่อ) ค่าความถี่ธรรมชาติพื้นฐานและรูปแบบการสั่นไหวแต่ละช่วงสะพาน ของสะพานเทพกระษัตรี

Span	Length (m)	Natural Frequency (Hz)	Shape Mode
12	50.00	3.50	 <p>Position Sensor Acc.</p>
13	50.00	3.40	 <p>Position Sensor Acc.</p>

หมายเหตุ : รูปร่างของ Shape Mode ดังที่แสดงในตาราง เป็นรูปร่างเพียงทิศทางเดียวเท่านั้น ซึ่งตามปกติแล้วจะมีรูปร่างทั้งสองทิศทาง

บทที่ 5 การจำลองคลื่นแผ่นดินไหว

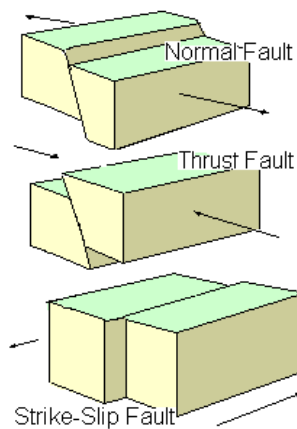
5.1. ลักษณะของรอยเลื่อนคลองมะรุ่ย

จากรายงาน “การศึกษาคาบอุบัติซ้ำในพื้นที่ที่แสดงร่องรอยการเคลื่อนตัวของรอยเลื่อนในจังหวัด ประจวบคีรีขันธ์ หุมพร ระนอง สุราษฎร์ธานี กระบี่ พังงา และภูเก็ต (รอยเลื่อนระนองและรอยเลื่อนคลองมะรุ่ย)” (กองธรณีวิทยาสิ่งแวดล้อม กรมทรัพยากรธรณี กระทรวงทรัพยากรธรรมชาติและสิ่งแวดล้อม, 2550) สรุปได้ว่า

“รอยเลื่อนมีพลังของกลุ่มรอยเลื่อนระนองและคลองมะรุ่ยมีความยาว 300 และ 180 กิโลเมตร ตามลำดับ และประกอบด้วยรอยเลื่อนย่อยรวม 26 รอย ซึ่งเป็นของกลุ่มรอยเลื่อนระนอง 16 รอยเลื่อน และของกลุ่มรอยเลื่อนคลองมะรุ่ยอีก 10 รอยเลื่อน กลุ่มรอยเลื่อนทั้งหมดนี้มีการวางตัวในแนว ตะวันออกเฉียงเหนือ – ตะวันตกเฉียงใต้ และเฉียงเทไปทิศตะวันตกเฉียงเหนือเป็นส่วนใหญ่ ในการเคลื่อนตัวของรอยเลื่อนเป็นการเคลื่อนตัวตามแนวระดับ (strike-slip fault) แบบเหลื่อมซ้ายเป็นส่วนใหญ่ โดยมีการเคลื่อนตัวตามแนวเอียงร่วมด้วย จากการประเมินขนาดแผ่นดินไหวในอดีตพบว่ารอยเลื่อนย่อยของกลุ่มรอยเลื่อน พบว่าก่อให้เกิดแผ่นดินไหวตั้งแต่ 5.7-7.0 ริกเตอร์ โดยรอยเลื่อนย่อยกระบี่และรอยเลื่อนระนอง เคยเกิดแผ่นดินไหวขนาด 7.0 ริกเตอร์ สำหรับรอยเลื่อนย่อยของกลุ่มรอยเลื่อนคลองมะรุ่ย ผลการประเมินแผ่นดินไหวในอดีต พบว่าก่อให้เกิดแผ่นดินไหวตั้งแต่ 6.3-7.2 ริกเตอร์ โดยรอยเลื่อนทับปุด (68 กิโลเมตร) เคยเกิดแผ่นดินไหวขนาด 7.2 ริกเตอร์

จากการศึกษาหาอายุรอยเลื่อนจากตะกอนมีควอตซ์และอินทรียวัตถุพบว่ากลุ่มรอยเลื่อนทั้งระนองและคลองมะรุ่ยได้โดยเกิดแผ่นดินไหวมาแล้วอย่างน้อย 5 ครั้ง โดยที่ครั้งแรกประมาณเมื่อ 40,000 ปี มาแล้ว โดยเกิดในกลุ่มรอยเลื่อนระนอง (รอยเลื่อนย่อยหนองก่) มีอัตราการเคลื่อนตัว 0.7 มิลลิเมตร/ปี ครั้งที่ 2 เมื่อ 9,000-10,000 ปี มาแล้ว เกิดทั้งในกลุ่มรอยเลื่อนระนองและคลองมะรุ่ย โดยเกิดจากรอยเลื่อนย่อยระนองและรอยเลื่อนย่อยทับปุด มีอัตราการเคลื่อนตัว 0.18 มิลลิเมตร/ปี และ 0.11 มิลลิเมตร/ปี ตามลำดับ ครั้งที่ 3 เมื่อประมาณ 4,000 ปีมาแล้ว เกิดจากรอยเลื่อนย่อยเคี่ยมพะาะของกลุ่มรอยเลื่อนคลองมะรุ่ย อัตราการเคลื่อนตัว 0.17 มิลลิเมตร/ปี ครั้งที่ 4 เมื่อ 2,700-3,000 ปีมาแล้วเกิดในรอยเลื่อนย่อยทับปุดอีกครั้ง อัตราการเคลื่อนตัว 0.4-0.5 มิลลิเมตร/ปี และ ครั้งที่ 5 เมื่อประมาณ 2,000 ปี มาแล้ว โดยเกิดจากรอยเลื่อนย่อยบางสะพาน รอยเลื่อนย่อยทับปุด (ครั้งที่ 3) และรอยเลื่อนย่อยสองแพรก ของกลุ่มรอยเลื่อนระนองและจากของกลุ่มรอยเลื่อนคลองมะรุ่ย โดยมีอัตราการเคลื่อนตัว 0.27 มิลลิเมตร/ปี, 0.43 มิลลิเมตร/ปีและ 0.5 มิลลิเมตร/ปี ตามลำดับ

เมื่อพิจารณาทั้งจากข้อมูลโทรสัมผัส ข้อมูลในสนาม ข้อมูลธรณีฟิสิกส์และข้อมูลการวิเคราะห์ภูมิประเทศ และการหาอายุ พบว่ารอยเลื่อนย่อยที่กล่าวมาทั้งหมดคือรอยเลื่อนมีพลัง โดยในกลุ่มรอยเลื่อนคลองมะรุ่ยมีคาบอุบัติซ้ำของการเกิดแผ่นดินไหว (Recurrence Interval) คือประมาณ 1,000 ปี และคาบอุบัติซ้ำของกลุ่มรอยเลื่อนระนองประมาณ 2,000 ปี และจากการวิเคราะห์พบว่าอันตรายจากแผ่นดินไหวมากที่สุดจะเกิดขึ้นในบริเวณใกล้เคียงกับรอยเลื่อนด้วยอัตราเร็วของพื้นดินสูงสุดประมาณ 0.30 – 0.35 โดยเฉพาะในพื้นที่ 10 อำเภอ 4 จังหวัดดังนี้ (1) อำเภอบางสะพาน บางสะพานน้อย จังหวัดประจวบคีรีขันธ์ (2) อำเภอละอุ่น อำเภอกระบุรีและอำเภอเมือง จังหวัดระนอง (3) อำเภอบ้านตาขุน อำเภอพนม อำเภอทับปุด จังหวัดสุราษฎร์ธานี (4) อำเภอเมือง อำเภอดงตาล จังหวัดพังงา”



รูปที่ 5.1-1 ตัวอย่างแสดงลักษณะรอยเลื่อนประเภท Strike-Slip Fault

รอยเลื่อนคลองมะรุ่ย เป็นรอยเลื่อนประเภท Strike-Slip ที่ตัดผ่านด้านตะวันออกของเกาะภูเก็ตเข้าไปในอ่าวพังงาและตามแนวคลองมะรุ่ย คลองชะอุ่นและคลองพุมดวงทางทิศตะวันออกเฉียงเหนือ จนกระทั่งไปออกอ่าวบ้านดอนระหว่างอำเภอพุนพินกับอำเภอท่าฉาง รวมความยาวทั้งสิ้นประมาณ 150 กิโลเมตร แผ่นดินไหวตามแนวรอยเลื่อนนี้ มีรายงานเมื่อวันที่ 16 พฤษภาคม พ.ศ. 2476 ที่จังหวัดพังงาและทางด้านตะวันตกเฉียงใต้ของฝั่งภูเก็ต เมื่อวันที่ 7 เมษายน พ.ศ. 2519 เมื่อวันที่ 17 สิงหาคม พ.ศ. 2542 และวันที่ 29 สิงหาคม พ.ศ. 2542 โดยตั้งแต่วันที่ 16 เมษายน 2555 ที่ผ่านมา จนถึงวันที่ 20 เมษายน เกิดเหตุแผ่นดินไหวที่ จ. ภูเก็ตแล้ว 24 ครั้ง ดังนี้

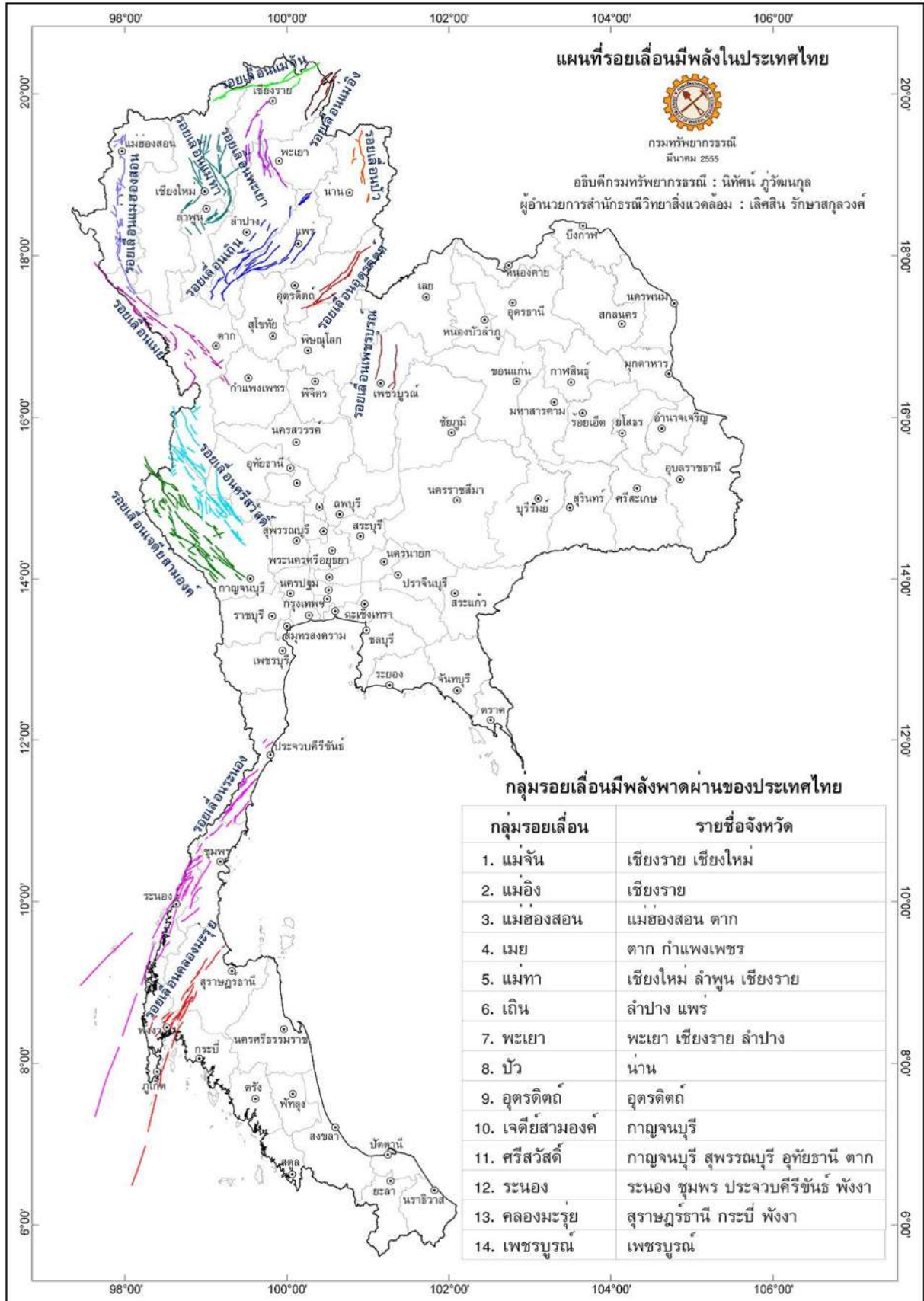
วันที่ 16 เมษายน เกิดขึ้น 6 ครั้ง ครั้งแรกที่ ต.ศรีสุนทร อ.ถลาง วัดขนาดความแรงได้ถึง 4.3 ริคเตอร์

วันที่ 17 เมษายน เกิดขึ้น 5 ครั้ง ที่ อ.ถลาง วัดขนาดความแรงได้ 3.1 ริคเตอร์

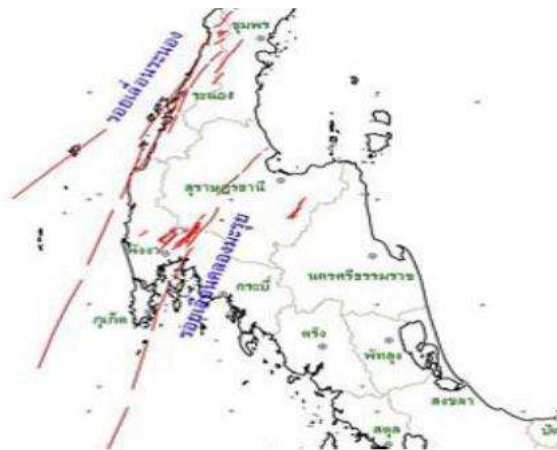
วันที่ 19 เมษายน เกิดขึ้น 3 ครั้ง ที่ อ.ถลาง วัดขนาดความแรงได้ 2.2 ริคเตอร์

วันที่ 20 เมษายน เกิดขึ้น 3 ครั้ง ที่ อ.ถลาง วัดขนาดความแรงได้ 3.2 ริคเตอร์

อย่างไรก็ตามจากข้อมูลทางธรณีวิทยาพบว่ารอยเลื่อนคลองมะรุ่ยเคยเกิดแผ่นดินไหวบนบกขนาด 6-7 ริคเตอร์ เมื่อประมาณ 2000 ปี และ 4000 ปี ที่แล้ว



รูปที่ 5.1-2 ตัวอย่างแสดงตำแหน่งรอยเลื่อนต่างๆ ในประเทศไทย



รูปที่ 5.1-3 ตัวอย่างแสดงตำแหน่งรอยเลื่อนคลองมะรุ่ย

5.2. คลื่นแผ่นดินไหว

คลื่นแผ่นดินไหวที่มาตามพื้นดินจะทำให้ฐานรากของสะพานเกิดการสั่นไหวไปในทิศทางต่างๆ เมื่อมวลของชิ้นส่วนสะพานเคลื่อนที่ด้วยความเร่งจะทำให้เกิดแรงเฉื่อย (Inertia Force) กระทำต่อโครงสร้าง และเกิดแรงภายในชิ้นส่วนขึ้น โดยกลศาสตร์ของแรงที่เกิดจากแผ่นดินไหวสามารถอธิบายเป็นสมการได้ ดังนี้

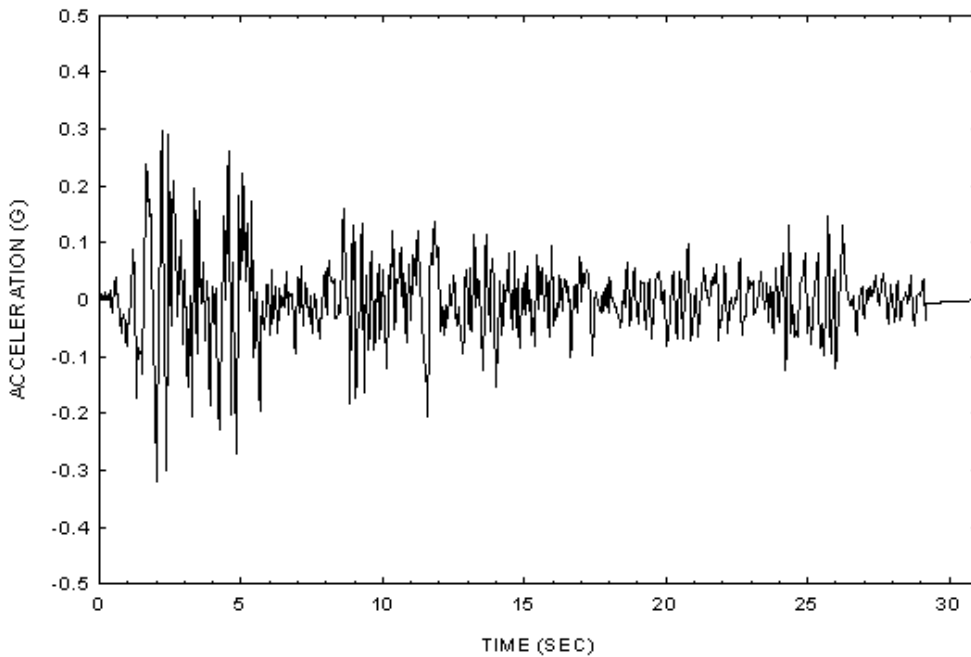
$$[M]\{\ddot{U}\} + [C]\{\dot{U}\} + [K]\{U\} = [M]\{\ddot{u}_g\} \quad (5.2-1)$$

โดยที่

- M คือ มวลของชิ้นส่วนสะพาน (Mass Matrix)
- \ddot{U} คือ ความเร่งที่จุดต่างๆ (Node) ของโครงสร้าง (Acceleration Vector)
- C คือ ความหนืดของโครงสร้าง (Damping Matrix)
- \dot{U} คือ ความเร็วที่จุดต่างๆ (Node) ของโครงสร้าง (Velocity Vector)
- K คือ สติฟเนสของโครงสร้าง (Stiffness Matrix)
- U คือ ระยะเวลาจัดของจุดต่างๆ (Node) ของโครงสร้าง (Displacement Vector)
- \ddot{u}_g คือ ประวัติความเร่งของพื้นดิน (Ground Acceleration Time History Vector)

จากสมการที่ (5.2-1) จะเห็นได้ว่าประวัติความเร่งของพื้นดิน (\ddot{u}_g) เป็นตัวที่ก่อให้เกิดแรงแผ่นดินไหว กระทำต่อโครงสร้างสะพาน ดังนั้นการหาประวัติความเร่งของพื้นดินที่เหมาะสมจึงมีความสำคัญต่อการวิเคราะห์แรงแผ่นดินไหว โดยรูปที่ 5.2-1 แสดงตัวอย่างประวัติความเร่งของผิวดิน EL CENTRO ในประเทศสหรัฐอเมริกา

EL CENTRO EARTHQUAKE MAY 18, 1940
NORTH-SOUTH COMPONENT



รูปที่ 5.2-1 ตัวอย่างประวัติความเร่งของพื้นดินจากแผ่นดินไหว EL CENTRO ในประเทศสหรัฐอเมริกา

การจำลองคลื่นแผ่นดินไหวสำหรับใช้ในการวิเคราะห์สะพานสารสิน 2 และสะพานเทพกระษัตรี จะใช้ข้อมูลคลื่นแผ่นดินไหวที่มีอยู่ในเว็บฐานข้อมูลแผ่นดินไหว PEER Ground Motion Database ของ Pacific Earthquake Engineering Research Center โดยจะคัดเลือกประวัติความเร่งของพื้นดินมา 7 ชุด ตามข้อมูลทางธรณีวิทยาของรอยเลื่อนคลองมะรุ่ยและข้อมูลดินบริเวณสะพาน ซึ่งข้อมูลดินบริเวณสะพานจะถูกใช้ในการสร้างกราฟความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมตามแนวทางที่แนะนำโดยมาตรฐานการออกแบบอาคารต้านทานการสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว (มยพ.1302) ปี พ.ศ.2552 การคัดเลือกและจำลองคลื่นแผ่นดินไหวมีขั้นตอนดังนี้

- 1) หาข้อมูลชั้นดินและประเมินประเภทของชั้นดิน
- 2) หาคความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมตามประเภทของชั้นดิน
- 3) สร้างกราฟความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมสำหรับการออกแบบ
- 4) กราฟความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมสำหรับสะพานสารสิน 2 และสะพานเทพกระษัตรี
- 5) ใช้ PEER Database ในการคัดเลือกและปรับปรุงให้เป็นแบบจำลองคลื่นแผ่นดินไหว

5.3. หาข้อมูลชั้นดินและประเมินประเภทของชั้นดิน

การวิเคราะห์โครงสร้างสะพานเนื่องจากแรงกระทำแผ่นดินไหวจำเป็นต้องทราบข้อมูลดินและประเภทดินที่บริเวณสะพาน ซึ่งทฤษฎีและสมการที่ใช้กัน โดยทั่วไปในการวิเคราะห์ข้อมูลดินและจำแนกประเภทชั้นดิน มีดังนี้

สมการที่ใช้ประมาณค่าความเร็วคลื่นเฉือน (v_s) สำหรับชั้นดินเหนียว โดยใช้ค่า N-value จาก SPT

$$\text{Dickenson (1994)} \quad v_s = 88.392(N + 1)^{0.3} \quad (5.3-1)$$

$$\text{Seed, Idress and Arango (1983)} \quad v_s = 56.388N^{0.5} \quad (5.3-2)$$

$$\text{Sycora and Stokoe (1983)} \quad v_s = 100.584N^{0.29} \quad (5.3-3)$$

สมการที่ใช้ประมาณค่าความเร็วคลื่นเฉือน (v_s) สำหรับชั้นดินทราย โดยใช้ค่า N-value จาก SPT

$$\text{Imai and Tonouchi (1982)} \quad v_s = 96.926N^{0.341} \quad (5.3-4)$$

$$\text{Ohsaki and Iwasaki (1973)} \quad v_s = 81.686N^{0.39} \quad (5.3-5)$$

$$\text{Ohta and Goto (1978)} \quad v_s = 85.344N^{0.341} \quad (5.3-6)$$

การประเมินประเภทชั้นดิน A-F ที่แสดงในตารางที่ 5.3-1 จะต้องคำนวณค่าเฉลี่ยของพารามิเตอร์ต่างๆ จากข้อมูลชั้นดินในบริเวณสะพาน เช่น ค่าความเร็วคลื่นเฉือนเฉลี่ย (\bar{v}_s) ค่าของการทดสอบฝั่งจุมมาตรฐานเฉลี่ย (\bar{N}) ค่าของการทดสอบฝั่งจุมมาตรฐานเฉลี่ยสำหรับชั้นทราย (\bar{N}_{ch}) ค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำเฉลี่ย (\bar{s}_u) ซึ่งสามารถคำนวณได้ตามสมการ (5.3-7) ถึง (5.3-10) (มยพ.1302)

ตารางที่ 5.3-1 การจำแนกประเภทชั้นดิน (มยพ. 1302)

ประเภทชั้นดิน	\bar{v}_s	\bar{N} หรือ \bar{N}_{ch}	\bar{s}_u
A	>1500 เมตร/วินาที	-	-
B	750 - 1500 เมตร/วินาที	-	-
C	360 – 750 เมตร/วินาที	>50	> 100 กิโลปาสกาล
D	180 – 360 เมตร/วินาที	15 – 50	50 – 100 กิโลปาสกาล
E	< 180 เมตร/วินาที	< 15	< 50 กิโลปาสกาล
	มีชั้นดินที่มีความหนามากกว่า 3 เมตร ที่มีคุณสมบัติดังนี้ Plasticity Index (PI) > 20 Moisture Content (w) > 40% $\bar{s}_u < 25$ กิโลปาสกาล		
F	เกณฑ์ตามที่กำหนดในหัวข้อ ก.3.1		

ค่าความเร็วคลื่นเฉือนเฉลี่ย (\bar{v}_s) ของชั้นดินสามารถคำนวณได้จาก

$$\bar{v}_s = \frac{\sum_{i=1}^n d_i}{\sum_{i=1}^n \frac{d_i}{v_{si}}} \quad (5.3-7)$$

- โดยที่ d_i คือ ความหนาของชั้น i ใดๆ ในช่วงความลึก 30 เมตรแรก
 v_{si} คือ ความเร็วคลื่นเฉือนในชั้น i ใดๆ (เมตร/วินาที)
 n คือ จำนวนชั้นดินในช่วงความลึก 30 เมตรแรก

ค่าของการทดสอบฝั่งจุมมาตรฐานเฉลี่ย (\bar{N}) ในช่วงความลึก 30 เมตรแรกสามารถคำนวณได้จาก

$$\bar{N} = \frac{\sum_{i=1}^n d_i}{\sum_{i=1}^n \frac{d_i}{N_i}} \quad (5.3-8)$$

- โดยที่ N_i เป็นค่าการทดสอบฝั่งจุมมาตรฐานสำหรับชั้นดินทรายดินเหนียวและหินชั้นดินที่ i
 d_i เป็นความหนาสำหรับชั้นดินทรายดินเหนียวและหินชั้นดินที่ i
 n เป็นจำนวนชั้นดินในช่วงความลึก 30 เมตรแรก

ค่าของการทดสอบฝั่งจุมมาตรฐานเฉลี่ยสำหรับชั้นทราย (\bar{N}_{ch}) ในช่วงความลึก 30 เมตรแรกสามารถคำนวณได้จาก

$$\bar{N}_{ch} = \frac{d_s}{\sum_{i=1}^m \frac{d_i}{N_i}} \text{ และ } d_s = \sum_{i=1}^m d_i \quad (5.3-9)$$

- โดยที่ N_i เป็นค่าการทดสอบฝั่งจุมมาตรฐานสำหรับชั้นดินทรายที่ i
 d_i เป็นความหนาสำหรับชั้นดินทรายชั้นดินที่ i
 d_s เป็นความหนาของชั้นดินทรายทั้งหมดในช่วง 30 เมตรแรก
 m เป็นจำนวนชั้นดินทราย

ค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำเฉลี่ย (\bar{s}_u) ของชั้นดินสามารถคำนวณได้จาก

$$\bar{s}_u = \frac{d_c}{\sum_{i=1}^k \frac{d_i}{s_{ui}}} \text{ และ } d_c = \sum_{i=1}^m d_i \quad (5.3-10)$$

- โดยที่ d_c เป็นความหนาของชั้นดินเหนียวทั้งหมดในช่วง 30 เมตรแรก
 d_i เป็นความหนาสำหรับชั้นดินเหนียวชั้นดินที่ i
 s_{ui} เป็นค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำของชั้นดิน i แต่ไม่เกิน 240 kPa

5.4. หาคความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมตามประเภทของชั้นดิน

สะพานเทพกระษัตรี และสะพานสารสิน 2 เป็นสะพานที่เชื่อมระหว่างแผ่นดินใหญ่ที่อำเภอตะกั่วทุ่ง จังหวัดพังงา กับ อำเภอ ถลาง จังหวัด ภูเก็ต สามารถหาค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมที่คาบสั้น (S_s) และที่คาบ 1 วินาที (S_1) ของแผ่นดินไหวรุนแรงสูงสุดได้จากตารางที่ 5.4-1

ตารางที่ 5.4-1 ความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมที่คาบสั้น (S_s) และที่คาบ 1 วินาที (S_1) ของแผ่นดินไหวรุนแรงสูงสุดที่พิจารณา (มยศ.1302)

จังหวัด	อำเภอ	ค่าตอบสนอง (g)	
		S_s	S_1
พังงา	กะปง	0.136	0.117
	เกาะยาว	0.179	0.118
	คุระบุรี	0.110	0.116
	ตะกั่วทุ่ง	0.176	0.119
	ตะกั่วป่า	0.122	0.119
	ทับปุด	0.138	0.110
	ท้ายเหมือง	0.184	0.125
	เมืองพังงา	0.161	0.115
ภูเก็ต	กะทู้	0.207	0.131
	ถลาง	0.211	0.129
	เมืองภูเก็ต	0.199	0.129

เมื่อทราบประเภทชั้นดิน (A-F) ของสะพานเป็นที่เรียบร้อยแล้ว จะทำการปรับแก้ค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมที่ได้ ด้วยสมการ (5.4-1) และ (5.4-2) และค่าสัมประสิทธิ์ F_a และ F_v จากตารางที่ 5.4-2 และตารางที่ 5.4-3

$$S_{MS} = F_a S_s \quad (5.4-1)$$

$$S_{M1} = F_v S_1 \quad (5.4-2)$$

ตารางที่ 5.4-2 ค่าสัมประสิทธิ์ F_a สำหรับชั้นดินที่ ณ ที่ตั้งอาคาร (มยผ.1302)

ประเภทของชั้นดิน	ความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมของแผ่นดินไหวรุนแรงสูงสุดที่พิจารณาที่คาบ 0.2 วินาที (g)				
	$S_s \leq 0.25$	$S_s = 0.5$	$S_s = 0.75$	$S_s = 1.0$	$S_s \geq 1.25$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0
D	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0
E	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9
F	จำเป็นต้องทำการวิเคราะห์การตอบสนองของดินเป็นกรณีๆไป				

ตารางที่ 5.4-3 ค่าสัมประสิทธิ์ F_v สำหรับชั้นดิน ณ ที่ตั้งอาคาร (มยผ.1302)

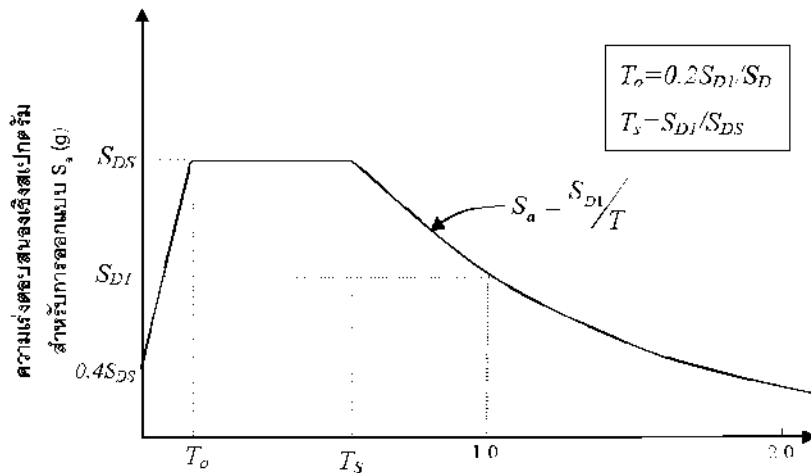
ประเภทของชั้นดิน	ความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมของแผ่นดินไหวรุนแรงสูงสุดที่พิจารณาที่คาบ 1.0 วินาที (g)				
	$S_I \leq 0.1$	$S_I = 0.2$	$S_I = 0.3$	$S_I = 0.4$	$S_I \geq 0.5$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
D	2.4	2.0	1.8	1.6	1.5
E	3.5	3.2	2.8	2.4	2.4
F	จำเป็นต้องทำการวิเคราะห์การตอบสนองของดินเป็นกรณีๆไป				

5.5. สร้างกราฟความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมสำหรับการออกแบบ

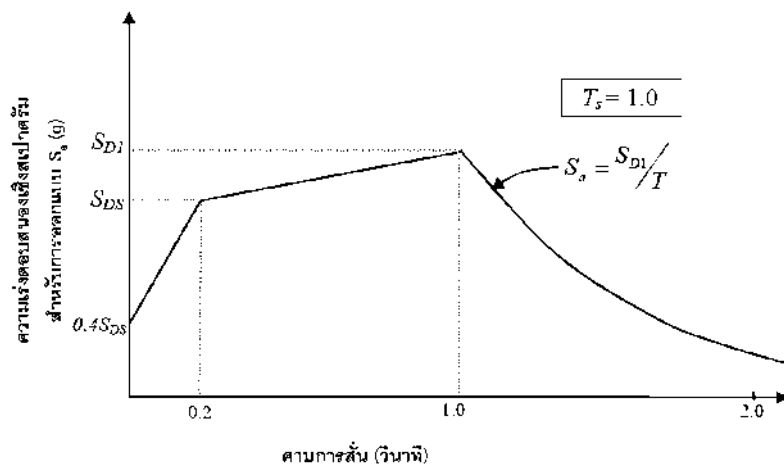
กราฟความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมสำหรับการออกแบบสามารถสร้างได้โดยใช้สมการ (5.5-1) และ (5.5-2) จากนั้นทำการเปรียบเทียบว่าค่าที่ใช้ในการออกแบบ S_{DS} หรือ S_{D1} มีค่ามากกว่ากัน และเลือกรูปแบบกราฟที่เหมาะสมดังแสดงในรูปที่ 5.5-1

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS} \quad (5.5-1)$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} S_{M1} \quad (5.5-2)$$



(ก) กรณี ค่า $S_{D1} < S_{DS}$

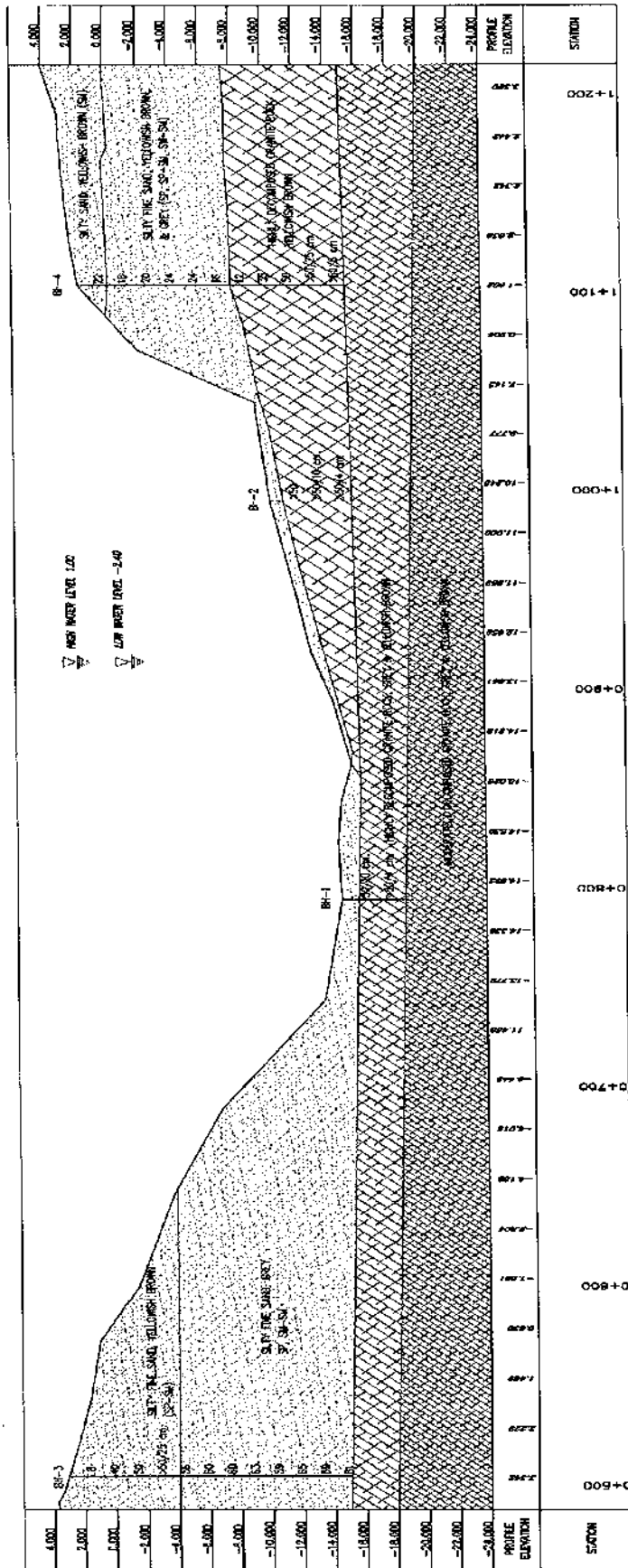


(ข) กรณี ค่า $S_{D1} > S_{DS}$

รูปที่ 5.5-1 สเปกตรัมผลตอบสนองสำหรับการออกแบบด้วยวิธีเชิงพลศาสตร์ สำหรับพื้นที่ทั่วประเทศไทย
(ยกเว้นแอ่งกรุงเทพ) (มยพ.1302)

5.6. กราฟความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมสำหรับสะพานสารสิน 2 และสะพานเทพกระษัตรี

จากข้อมูลชั้นดินของสะพานสารสินที่ได้จากแบบก่อสร้าง (As built Drawing) ดังรูปที่ 5.6-1 และข้อมูลหลุมเจาะดินแบบ Boring Log ที่บริเวณใกล้เคียงสะพาน จำนวน 2 หลุม จากโครงการก่อสร้างระบบประปาสุขาภิบาลสาคร อำเภอดง จังหวัดภูเก็ต ดังตารางที่ 5.6-1 และตารางที่ 5.6-2 โดยข้อมูลชั้นดินในช่วงความลึก 30 เมตรแรกได้ถูกนำมาใช้จำแนกประเภทดินและสร้างกราฟความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัม (Response Spectrum Curve) สำหรับการออกแบบและสร้างคลื่นแผ่นดินไหว (Ground Motion) ตามข้อแนะนำของ มยพ.1302 ดังรูปที่ 5.6-3



GENERALIZED SOIL PROFILES

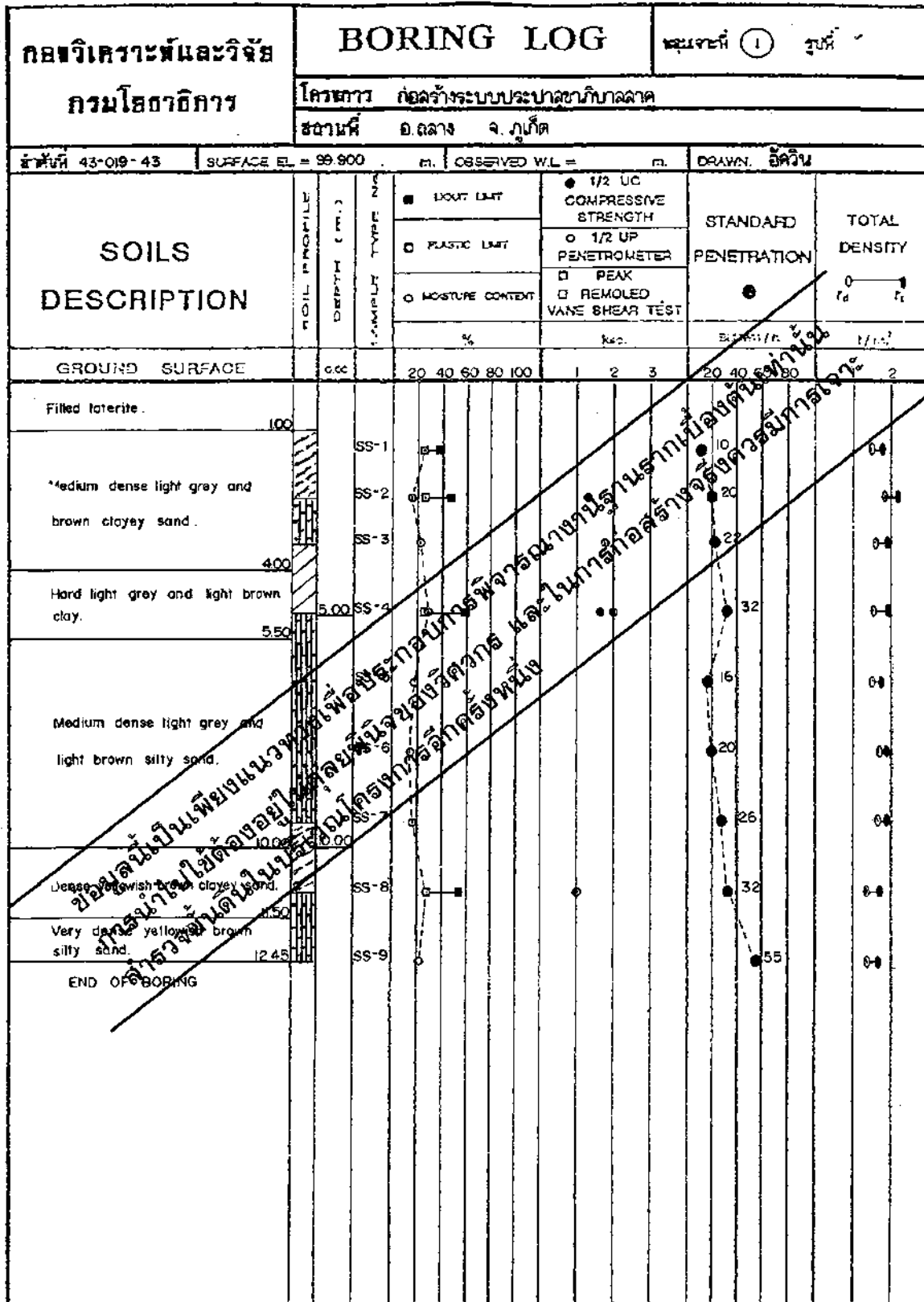
NOTES

1. ALL DIMENSIONS ARE SHOWN IN METERS.

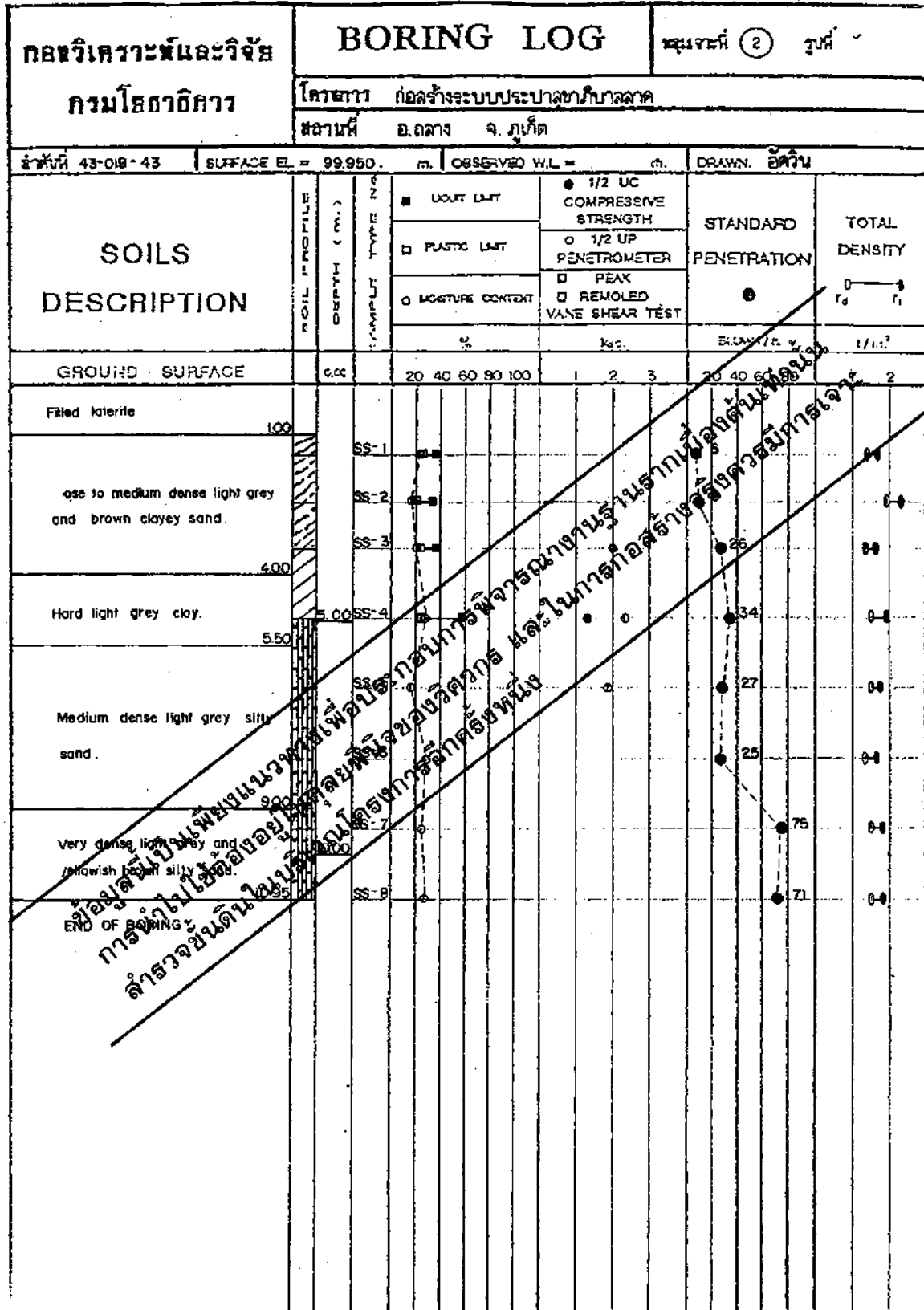
นางพนพร มนต์วิ.
(นายทัศนพงษ์ ทองคำ)
ท.ท.โครงการ สะพานสารสิน 2, ภูเก็ต

รูปที่ 5.6-1 ข้อมูลชั้นดินบริเวณก่อสร้างสะพานสารสิน 2 จากแบบก่อสร้าง (As Built Drawing)

ตารางที่ 5.6-1 ข้อมูลหลุมเจาะดิน (Boring Log) บริเวณใกล้เคียงสะพาน อ.กลาง จ.ภูเก็ต (หลุมที่ 1)



ตารางที่ 5.6-2 ข้อมูลหลุมเจาะดิน (Boring Log) บริเวณใกล้เคียงสะพาน อ.กลาง จ.ภูเก็ต (หลุมที่ 2)



ตารางที่ 5.6-3 Boring Log บริเวณใกล้เคียงสะพาน อ.กลาง จ.ภูเก็ต ที่ใช้ประกอบการสร้างกราฟตาม มยผ. 1302

การจำแนกประเภทของชั้นดิน ณ ที่ตั้งสะพาน

หลุมเจาะ

ข้อมูลการสำรวจดิน

ชั้น	ความลึก		ความหนา (ม.) (di)	ชนิดของ ดิน	ความชื้นเหลว (Consistency)	SPT ครั้ง/ฟุต Ni	Su (ตัน/ม ²)	φ
1	0.0	3.0	3.0	Sand	FIND SAND	9		
2	3.0	7.0	4.0	Sand	FIND SAND	50		
3	7.0	18.0	11.0	Sand	FIND SAND	64		
4	18.0	21.0	3.0	Sand	GRANITE	250		
5								
6								
7								
8								
9								
10								
11								
12								

 ค่าการทดสอบการเจาะทะลวงมาตรฐานเฉลี่ยสำหรับชั้นทราย (N_{ch}) ในช่วง 30 เมตรแรกคำนวณได้
 จากสมการ

$$\bar{N}_{ch} = \frac{d_s}{\sum_{i=1}^m \frac{d_i}{N_i}}$$

เมื่อ

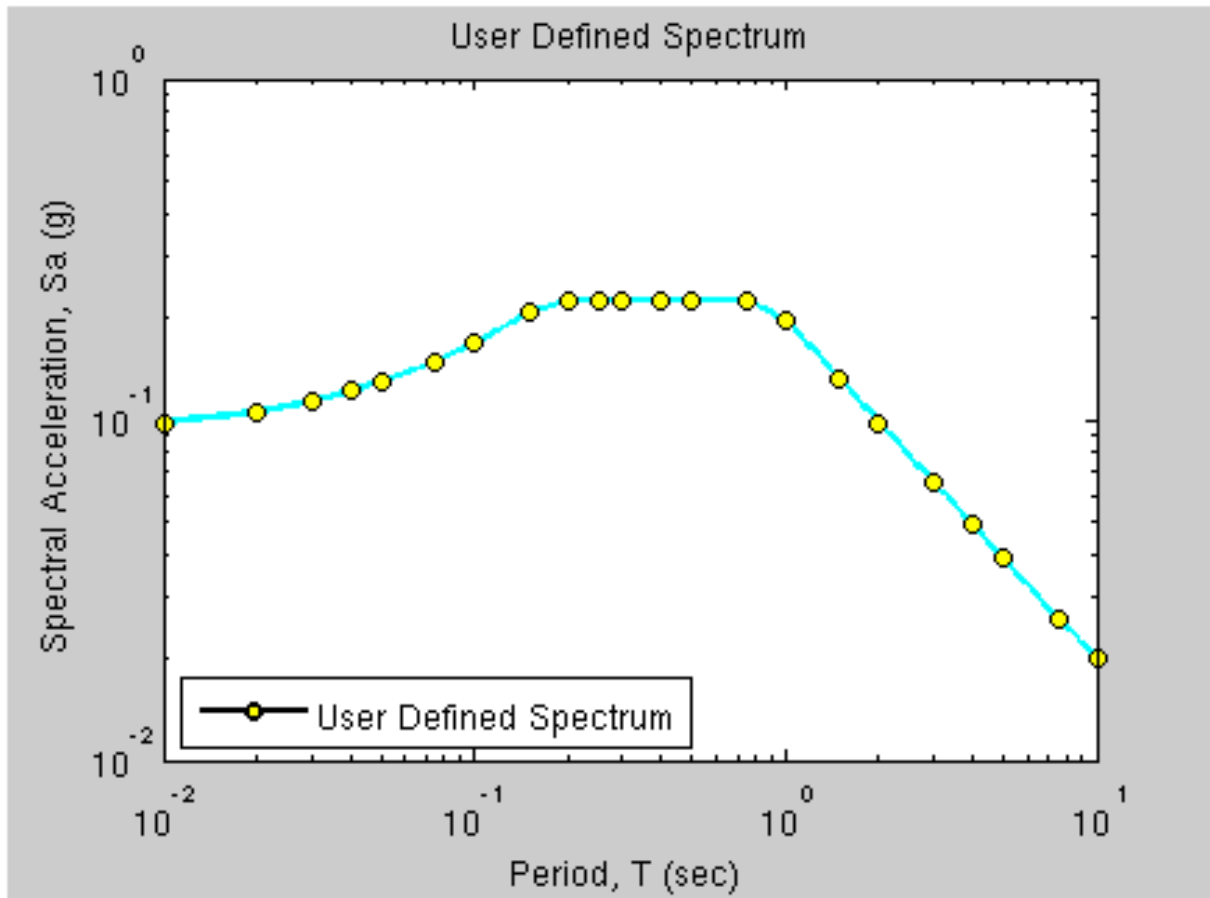
- m เป็นจำนวนชั้นดินทรายในช่วงความลึก 30 เมตรแรก
- d_i ความหนาของชั้นดินทรายชั้นที่ i
- d_s เป็นความหนาของชั้นดินทรายทั้งหมดในช่วง 30 เมตร
- N_i ค่าการทดสอบการเจาะทะลวงมาตรฐาน (Standard Penetration Test, SPT) สำหรับชั้นดินทรายชั้นที่ i

$$d_s = \sum_{i=1}^m d_i = 21 \text{ เมตร}$$

$$\sum_{i=1}^m \frac{d_i}{N_i} = 0.60$$

$$\bar{N}_{ch} = \frac{d_s}{\sum_{i=1}^m \frac{d_i}{N_i}} = 35.16 \text{ ครั้ง/ฟุต}$$

 ดังนั้นชั้นดินดังกล่าวจัดเป็นดินประเภท **D**
รูปที่ 5.6-2 ตัวอย่างการประมาณหาประเภทชั้นดินที่ตั้งสะพาน ตาม มยผ.1302



รูปที่ 5.6-3 กราฟความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัม (Response Spectrum Curve) สำหรับการออกแบบและสร้างคลื่นแผ่นดินไหว (Ground Motion)

5.7. ใช้ PEER Database ในการคัดเลือกและปรับปรุงให้เป็นแบบจำลองคลื่นแผ่นดินไหว

กราฟความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัม (Response Spectrum Curve) ตามแนวทางของ มยศ.1302 สำหรับสะพานทั้งสอง ได้ถูกนำไปใช้เป็นข้อมูลนำเข้า (User Defined Spectrum) เพื่อค้นหาและเลือกคลื่นแผ่นดินไหวในฐานข้อมูล PEER Ground Motion Database และทำการปรับแก้ค่า Amplitude ของคลื่นแผ่นดินไหวให้สอดคล้องกับ Response Spectrum Curve กลายเป็นแบบจำลองคลื่นแผ่นดินไหวเพื่อใช้ในการวิเคราะห์แรงกระทำเนื่องจากแผ่นดินไหวสำหรับโครงการนี้ โดยได้สร้างแบบจำลองคลื่นแผ่นดินไหวที่เหมาะสมรวมทั้งสิ้น 7 ชุด ด้วยกัน ตัวอย่างการใส่ Response Spectrum Curve ในฐานข้อมูล ค่าพารามิเตอร์สำหรับคัดเลือกคลื่นแผ่นดินไหว ได้แสดงไว้ในรูปที่ 5.7-1 ถึงรูปที่ 5.7-4

Spectra was successfully created.

Edit Spectra

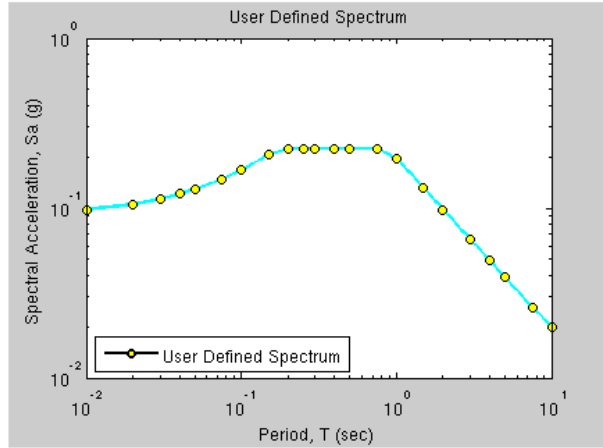
Select Spectrum Model

Select models to generate target spectrum :

User Defined Spectrum

Filename:

[Download Example file \(.csv\)](#)



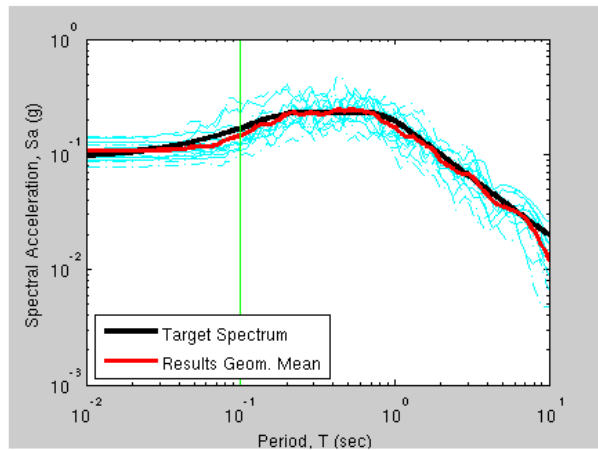
[Show notations](#)

รูปที่ 5.7-1 การสร้างเส้น Response Spectrum ตาม มยพ.1302

PEER-NGA Spectrum

Magnitude : (min,max)
 Fault Type :
 D9-95(sec) :
 R_JB(km) : (min,max)
 R_rup(km) : (min,max)
 Vs30(m/s) : (min,max)
 Pulse :
 Scaling : [learn more](#)
 Single Period :
 Factor Limit : (min,max)
 T (sec) :

[Additional Search Options](#)



Zoom In Time (min,max)

Scale Time Series

รูปที่ 5.7-2 การเลือกคลื่นแผ่นดินไหวที่สอดคล้องกับ Response Spectrum ตาม มยพ.1302

Result#	Comp.	NGA#	MSE	ScaleF	Pulse	Tp(s)	D5-95(s)	Event	Year	Station	Mag	Mechanism	Rjb
<input checked="" type="checkbox"/> 1	GM	1810	0.0298	1.0000	0 0	-- --	19.8 22.9	Hector Mine	1999	Mecca - CVWD Yard	7.13	Strike-Slip	92.0
<input checked="" type="checkbox"/> 2	GM	838	0.0397	1.0000	1 0	8.9 --	17.4 22.9	Landers	1992	Barstow	7.28	Strike-Slip	34.0
<input checked="" type="checkbox"/> 3	GM	1155	0.0405	1.0000	0 0	-- --	41.1 37.9	Kocaeli, Turkey	1999	Bursa Tofas	7.51	Strike-Slip	60.0
<input checked="" type="checkbox"/> 4	GM	1163	0.0653	1.0000	0 0	-- --	35.1 36.4	Kocaeli, Turkey	1999	Hava Alani	7.51	Strike-Slip	58.0
<input checked="" type="checkbox"/> 5	GM	175	0.0657	1.0000	0 0	-- --	19.4 19.1	Imperial Valley-06	1979	El Centro Array #12	6.53	Strike-Slip	17.0
<input checked="" type="checkbox"/> 6	GM	1792	0.0697	1.0000	0 0	-- --	24.1 34.4	Hector Mine	1999	Riverside Co Fair Grnds	7.13	Strike-Slip	74.0
<input checked="" type="checkbox"/> 7	GM	1177	0.0944	1.0000	0 0	-- --	39.3 38.9	Kocaeli, Turkey	1999	Zeytinburnu	7.51	Strike-Slip	52.0
<input type="checkbox"/> 8	GM	266	0.1174	1.0000	0 0	-- --	19.0 15.4	Victoria, Mexico	1980	Chihuahua	6.33	Strike-Slip	18.0
<input type="checkbox"/> 9	GM	2705	0.1179	1.0000	0 0	-- --	32.8 29.3	Chi-Chi, Taiwan-04	1999	CHY030	6.20	Strike-Slip	30.0
<input type="checkbox"/> 10	GM	1166	0.1195	1.0000	0 0	-- --	19.1 16.9	Kocaeli, Turkey	1999	Iznik	7.51	Strike-Slip	30.0
<input type="checkbox"/> 11	GM	832	0.1206	1.0000	0 0	-- --	25.2 29.9	Landers	1992	Amboy	7.28	Strike-Slip	69.0
<input type="checkbox"/> 12	GM	187	0.1423	1.0000	0 0	-- --	17.6 17.0	Imperial Valley-06	1979	Parachute Test Site	6.53	Strike-Slip	12.0
<input type="checkbox"/> 13	GM	862	0.1444	1.0000	0 0	-- --	37.9 36.4	Landers	1992	Coachella Canal	7.28	Strike-Slip	54.0
<input type="checkbox"/> 14	GM	1791	0.1537	1.0000	0 0	-- --	23.6 32.9	Hector Mine	1999	Indio - Coachella	7.13	Strike-Slip	73.0

รูปที่ 5.7-3 รายการคลื่นแผ่นดินไหวที่สอดคล้องกับ Response Spectrum ตาม มยผ.1302 (เลือกใช้ 7 คลื่น)

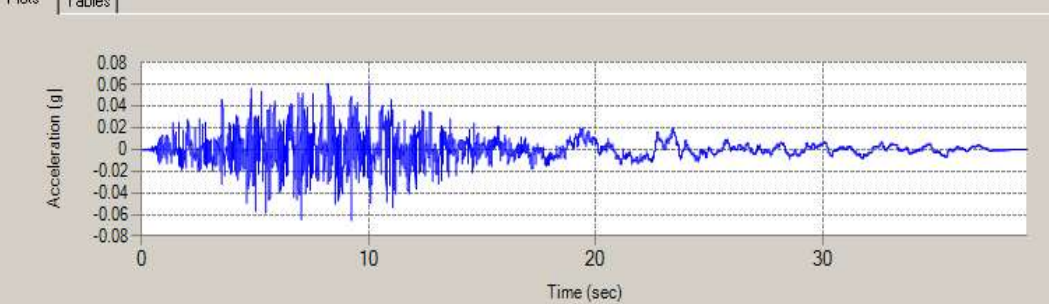
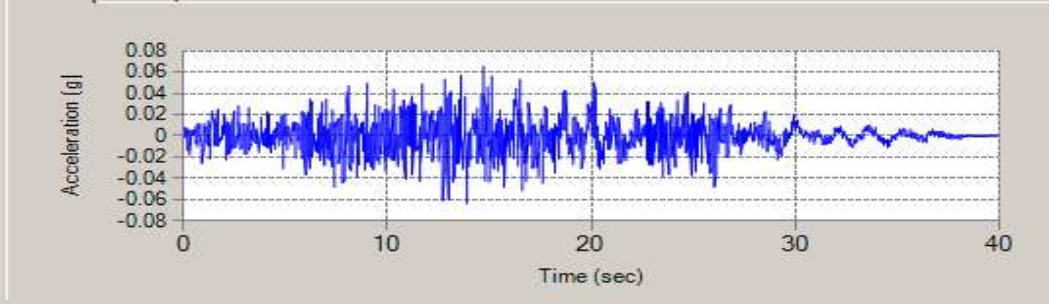
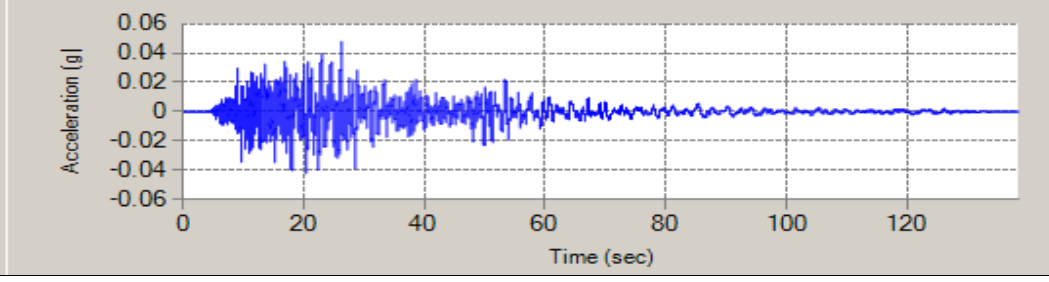


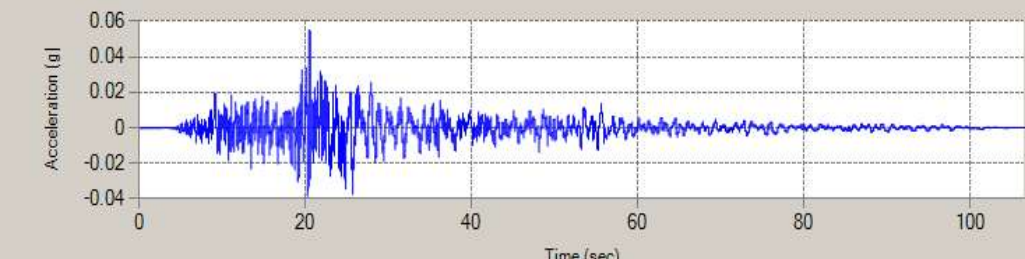
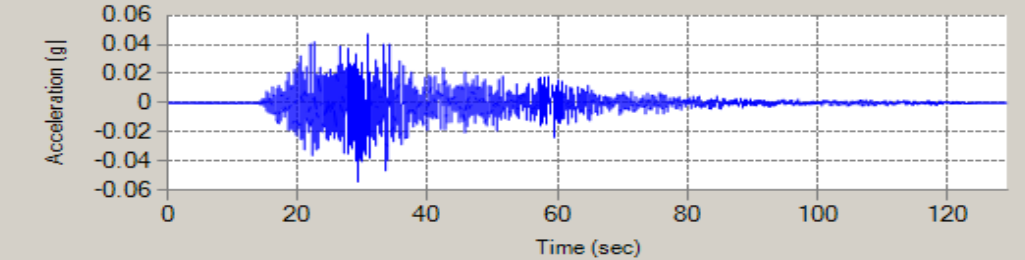
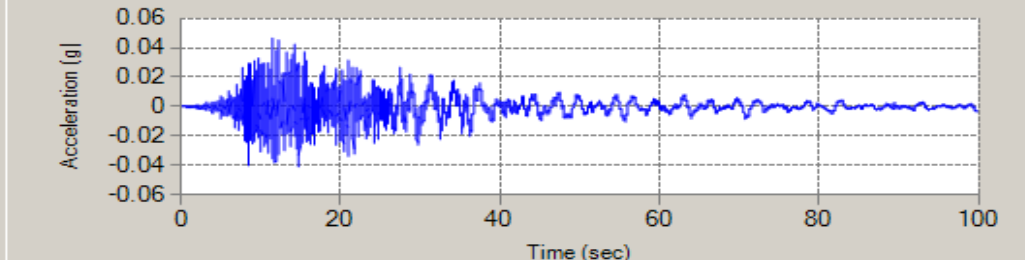
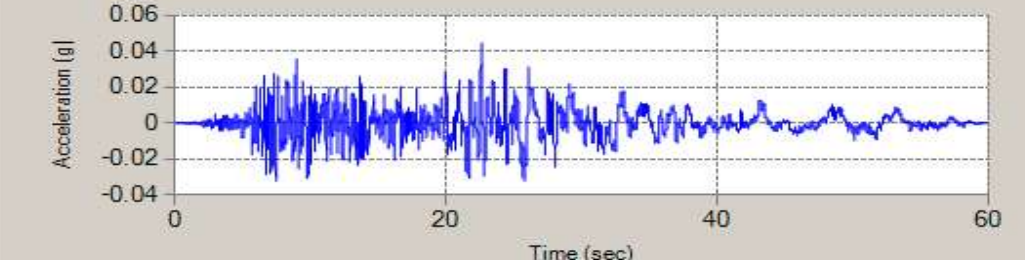
รูปที่ 5.7-4 ตัวอย่างตำแหน่งของสถานที่ตรวจวัดแผ่นดินไหวที่ใช้ประกอบการเลือกคลื่นแผ่นดินไหวที่สอดคล้องกับ Response Spectrum ตาม มยผ.1302

5.8. สรุปผลการจำลองคลื่นแผ่นดินไหว

จากการจำลองคลื่นแผ่นดินไหวของรอยเลื่อนคลองมะรุ่ยที่มีลักษณะเป็นการเลื่อนตัวตามแนวระดับ (strike-slip fault) จากฐานข้อมูล PEER Ground Motion Database เพื่อนำไปใช้ในการประเมินโครงสร้างของสะพานสารสิน 2 และสะพานเทพกระษัตรีในการต้านทานแรงแผ่นดินไหว โดยสามารถเลือกแบบจำลองคลื่นแผ่นดินไหวที่สอดคล้องกับ Response Spectrum ตาม มยผ.1302 ได้จำนวน 7 ชุด ได้สรุปไว้ในตารางที่ 5.8-1

ตารางที่ 5.8-1 คลื่นแผ่นดินไหว (No.1-No.7) หลังปรับค่า Amplitude ให้สอดคล้องกับ Response Spectrum ตาม มยผ.1302

ลำดับ	ชื่อและรูปแบบคลื่นแผ่นดินไหว
No.1	<p>Motion File: NGA_vert175_IMPVAL.H-E12-UP.txt</p> <p>Plots Tables</p> 
No.2	<p>Motion File: NGA_vert838_LANDERS.BRS-UP.txt Scale</p> <p>Plots Tables</p> 
No.3	<p>Motion File: NGA_vert1155_KOCAELI.BUR-UP.txt Scale</p> <p>Plots Tables</p> 

ลำดับ	ชื่อและรูปแบบคลื่นแผ่นดินไหว
No.4	<p>Motion File: NGA_vert1163_KOCAELI.DHM-UP.txt</p> <p>Plots Tables</p> 
No.5	<p>Motion File: NGA_vert1177_KOCAELI.ZYT-UP.txt Scale</p> <p>Plots Tables</p> 
No.6	<p>Motion File: NGA_vert1792_HECTOR.12543-UP.txt Scale</p> <p>Plots Tables</p> 
No.7	<p>Motion File: NGA_vert1810_HECTOR.11625-UP.txt Scale</p> <p>Plots Tables</p> 

บทที่ 6 การประเมินความสามารถในการ ต้านทานแผ่นดินไหวของสะพาน

ภายหลังจากที่ปรึกษาได้ดำเนินการตรวจสอบสภาพโครงสร้าง การทดสอบกำลังรับแรงอัดของคอนกรีตโครงสร้าง การตรวจวัดคุณสมบัติทางพลศาสตร์ของสะพานสารสิน 2 และสะพานเทพกระษัตรี และการสร้างแบบจำลองคลื่นแผ่นดินไหวเนื่องจากการปล่อยพลังงานของรอยเลื่อนคลองมะรุ่ย เรียบร้อยแล้ว จึงได้ทำการประเมินความสามารถของสะพานสารสิน 2 และสะพานเทพกระษัตรี ในการต้านทานแรงแผ่นดินไหวอันเนื่องจากการปลดปล่อยพลังงานของกลุ่มรอยเลื่อนคลองมะรุ่ย โดยทำการวิเคราะห์โครงสร้างด้วยวิธี Nonlinear Analysis and Dynamic Time History Analysis ภายใต้อินเตอร์แอคชันจากการจำลอง โดยรายละเอียดความก้าวหน้าของงานมีดังต่อไปนี้

6.1. การวิเคราะห์โครงสร้างสะพานโดยใช้ระเบียบวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์

โดยปกติเป็นที่ยอมรับกันแล้วว่าแบบจำลองทางคณิตศาสตร์ที่ใช้ในการจำลองพฤติกรรมของโครงสร้างต่างๆ นั้นส่วนใหญ่นิยมใช้ระเบียบวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ (Finite Element Method) โดยวิธีนี้เหมาะสมอย่างมากสำหรับการวิเคราะห์โครงสร้างที่มีความซับซ้อนหรือมีขนาดใหญ่ ซึ่งจะต้องจำลองโครงสร้างในรูปของแบบจำลองทางคณิตศาสตร์ ที่มีรูปร่างคุณลักษณะต่างๆ ใกล้เคียงกับโครงสร้างจริงมากที่สุด โดยวิธีดังกล่าวนี้สามารถใช้ในการวิเคราะห์หาค่าการตอบสนอง และพฤติกรรมของโครงสร้างต่างๆ รวมถึงส่วนของสะพานเช่น ตอม่อสะพานได้ โดยผลตอบสนองและพฤติกรรมของโครงสร้างสะพาน (Bridge Response) ที่ได้จากการวิเคราะห์จากวิธีนี้มีตัวอย่างดังนี้

- การแอ่นตัว (Deflection)
- การบิด (Torsion)
- ความเค้น (Stress)
- การเคลื่อนตัวตามยาวของสะพาน
- ความแรงที่เกิดจากการสั่นไหว
- ค่าความถี่ธรรมชาติ (Natural Frequency) ของโครงสร้างสะพาน
- ลักษณะการสั่นไหวอิสระ

- ลักษณะและขนาดการแตกร้าว
- ค่าของสติเฟนของโครงสร้างก่อนและหลังการแตกร้าว
- ค่าของความเหนียวของโครงสร้าง
- ลักษณะความเสียหายและพังทลายของโครงสร้างภายใต้แรงกระทำลักษณะต่างๆ

การสร้างแบบจำลองทางคณิตศาสตร์ของสะพานซึ่งทำการศึกษาในครั้งนี้ เป็นไปตามมาตรฐานการออกแบบสากล อันได้แก่ มาตรฐานของ American Association of State Highways and Transportation Officials (AASHTO, 2007) มาตรฐานการออกแบบของวิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทย (วสท.) และมาตรฐานสากลอื่นๆ อันเป็นที่ยอมรับ โดยกำหนดให้ Design Criteria เป็นไปตามมาตรฐานตามที่กล่าวถึงในข้างต้น

ในการศึกษานี้จะจำลองโครงสร้างตอม่อสะพานแบบ 1 มิติ ซึ่งเป็นรูปแบบที่ได้รับการยอมรับว่ามีพฤติกรรมใกล้เคียงกับพฤติกรรมจริงของสะพานมากที่สุด โดยใช้โปรแกรม อาทิเช่น SAP 2000, CSiBridge, PERFORM3D, ABAQUS, ATENA หรือ โปรแกรมอื่นที่มีความเหมาะสม มีความน่าเชื่อถือ และนิยมใช้กันอย่างแพร่หลายในปัจจุบัน

6.2. ทฤษฎีการสร้างแบบจำลองและการวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์

ในการวิเคราะห์โครงสร้างด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ มีความจำเป็นอย่างยิ่งที่จะต้องมีความรู้เบื้องต้นในสมการพื้นฐานของกลศาสตร์โครงสร้าง หลักการวิเคราะห์ปัญหาชนิดต่างๆ ขั้นตอนในการวิเคราะห์ ตลอดจนการประมวลผลและนำผลที่ได้ไปประยุกต์ใช้ โดยความรู้เบื้องต้นดังกล่าวสามารถอธิบาย ได้ดังนี้

6.2.1. สมการพื้นฐานของกลศาสตร์โครงสร้าง

สมการพื้นฐานสำหรับการวิเคราะห์เชิงกลศาสตร์ของโครงสร้าง สามารถแบ่งได้เป็น 3 ประเภท คือ

1.) สมการสถานะสมดุล (Equilibrium Equations)

กล่าวคือ โครงสร้างโดยรวมและชิ้นส่วน (Element) แต่ละชิ้นที่ประกอบกันเป็นโครงสร้าง โดยรวม จะต้องอยู่ภายใต้สภาวะสมดุลของแรงที่กระทำจากภายนอกและภายใน โดยกำหนดให้แรงภายนอกจะมีค่าเท่ากับผลรวมของแรงภายในของชิ้นส่วน ณ จุดต่อ (Joint) ทั้งหมดของระบบโครงสร้างนั้น

สมการสถานะสมดุลเป็นกฎพื้นฐานทางฟิสิกส์ และเป็นสมการพื้นฐานแรกสุดที่ใช้ในการวิเคราะห์และออกแบบโครงสร้าง ดังนั้นจึงมีความสำคัญมากที่แบบจำลองทางคณิตศาสตร์ซึ่งถูกใช้ในการจำลองพฤติกรรมของโครงสร้างจริง จะต้องสอดคล้องกับสมการพื้นฐานของภาวะสมดุลต่างๆ

สำหรับที่จุดต่อ ภายในโครงสร้าง 3 มิติ สมการของการสมดุล ทั้ง 6 สมการจะต้องเป็นไปตามเงื่อนไข ดังต่อไปนี้

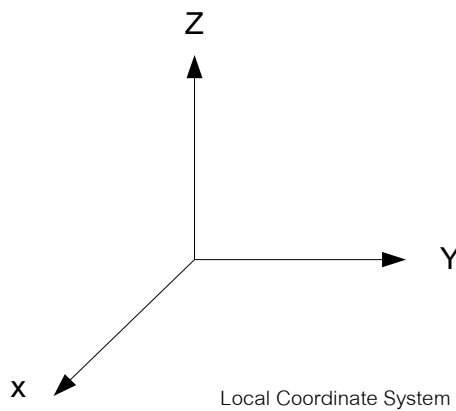
$$\sum F_1 = 0 \quad \sum F_2 = 0 \quad \sum F_3 = 0$$

$$\sum M_1 = 0 \quad \sum M_2 = 0 \quad \sum M_3 = 0$$

สำหรับโครงสร้าง 2 มิติ นั้น มีเพียง 3 สมการเท่านั้นที่จำเป็นต้องสอดคล้องกัน คือ

$$\sum F_1 = 0 \quad \sum F_2 = 0 \quad \sum M_3 = 0$$

โดยที่ F คือ แรง และ M คือ โมเมนต์

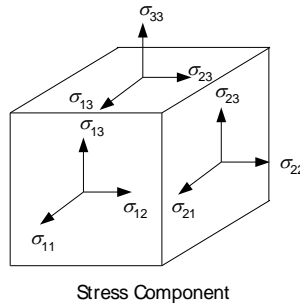


รูปที่ 6.2-1 ระบบ Coordinate System

2.) สมการความสัมพันธ์ระหว่างความเค้น และความเครียด (Stress-Strain Relationship)

ในทางปฏิบัติสมการความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดจะถูกสมมุติให้เป็นความสัมพันธ์เชิงเส้น (Linear Stress-Strain Relationship) ในช่วงความยืดหยุ่น (Elastic) ของวัสดุ โดยความสัมพันธ์เชิงเส้นนี้ สามารถเรียกอีกอย่างหนึ่งว่า กฎของฮุก (Hook's Law)

จากกฎของฮุก (Hook's Law) และการยืดหดตัวของวัสดุภายใต้การเปลี่ยนอุณหภูมิ ความสัมพันธ์เชิงเส้นของความเค้นและความเครียด (Linear Stress-Strain Relationship) สามารถถูกเขียนให้อยู่ในรูปของคุณสมบัติเชิงกลของวัสดุ เช่น ค่าโมดูลัสของการยืดหยุ่น (Modulus of Elasticity, E) ค่าอัตราส่วนปัวซอง (Poisson's ratio, ν) และ ค่าสัมประสิทธิ์ของการยืดหดตัวของวัสดุภายใต้การเปลี่ยนอุณหภูมิ (Coefficient of Thermal Expansion and Contraction, α)



รูปที่ 6.2-2 ความเค้นในชิ้นส่วนเล็กๆ ของวัสดุใน 3 มิติ

รูปข้างบนแสดงความเค้นในชิ้นส่วนเล็กๆ ของวัสดุใน 3 มิติ (เครื่องหมายของความเค้นในรูปนี้จะเป็นบวก) ค่าความเค้น คือ หน่วยของแรงต่อหนึ่งหน่วยของพื้นที่ ส่วนความเครียด คือ หน่วยการเปลี่ยนแปลงรูปร่าง และสามารถเขียนความเค้นและความเครียดบนชิ้นส่วนเล็กๆ ของวัสดุให้อยู่ในรูปของเวกเตอร์ (Vector) ได้ดังสมการดังนี้

$$\begin{matrix} \vec{F} \\ \vec{u} \end{matrix}$$

อนึ่งวัสดุแบบ Isotropic จะมีคุณสมบัติทางกลศาสตร์เหมือนกันโดยไม่ขึ้นอยู่กับการทิศทาง เป็นวัสดุที่นิยมใช้ในการทำแบบจำลองทางคณิตศาสตร์มากที่สุดเนื่องจากมีความซับซ้อนน้อย ทำให้การคำนวณและแก้สมการเป็นไปได้สะดวกและง่าย โดยสามารถเขียนสมการ Stress-Strain Relationship ได้ดังนี้

$$\begin{bmatrix} \epsilon_1 \\ \epsilon_2 \\ \epsilon_3 \\ \gamma_{21} \\ \gamma_{31} \\ \gamma_{23} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{1}{E} & -\nu & -\nu & 0 & 0 & 0 \\ -\nu & \frac{1}{E} & -\nu & 0 & 0 & 0 \\ -\nu & -\nu & \frac{1}{E} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{1}{G} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{G} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{G} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \sigma_1 \\ \sigma_2 \\ \sigma_3 \\ \tau_{21} \\ \tau_{31} \\ \tau_{23} \end{bmatrix} + \alpha \Delta T \begin{bmatrix} 1 \\ 1 \\ 1 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix} \quad (6.2-1)$$

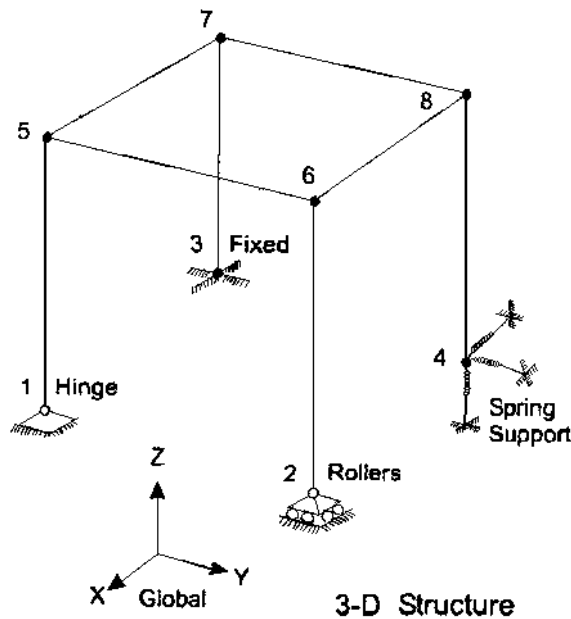
โดยที่ $G = \frac{E}{2(1+\nu)}$

จะนั้น สำหรับ Isotropic Materials แล้วมีเพียงค่าโมดูลัสยืดหยุ่น (E) และค่าอัตราส่วนปัวซอง (ν) เท่านั้นที่ต้องมีการกำหนด โปรแกรมคอมพิวเตอร์ส่วนใหญ่จะใช้สมการนี้ในการคำนวณค่า Shear Modulus (G) (ถ้าไม่ได้มีการกำหนดค่ามาให้)

3.) สมการความต่อเนื่องของการเปลี่ยนแปลงรูปร่างและสภาพฐานรองรับ

ข้อกำหนดของความต่อเนื่องกัน (Compatibility Requirements) จะต้องเป็นไปตามที่กำหนด ในการวิเคราะห์ระบบโครงสร้างของชิ้นส่วนชิ้นใดชิ้นหนึ่ง หรือทุกๆ ชิ้นส่วนที่ติดต่อกับจุดต่อ จะต้องให้ค่าของการเคลื่อนที่ที่เท่ากัน หากกำหนดค่าการเคลื่อนที่ของจุดต่อ (Node Displacement) มาด้วย การเปลี่ยนรูป (Deformation) ของชิ้นส่วนก็จะคำนวณได้จากการใช้สมการพื้นฐานของเรขาคณิต ในการวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์โดยยึดหลักการของการเคลื่อนที่นี้ การสอดคล้องกันของการเคลื่อนที่ของจุดต่อจะเป็นไปตามเงื่อนไขที่กำหนดไว้

ในการกำหนดเงื่อนไขฐานรองรับ (Boundary Conditions) จะต้องกำหนดให้สอดคล้องกับ สภาพความเป็นจริงตามที่ได้สำรวจพบ เช่น ฐานรองรับแบบหมุนได้ แต่เคลื่อนที่ไม่ได้ (Hinge) ฐานรองรับแบบเคลื่อนที่ได้เฉพาะแนวตามความยาวของสะพาน (Roller) ฐานรองรับที่ไม่อนุญาตให้มีการหมุนและเคลื่อนที่ (Fixed) และฐานรองรับแบบสปริง (Spring) เป็นต้น อย่างไรก็ตามสภาพของ ฐานรองรับอาจจะมีพฤติกรรมก้ำกึ่งระหว่างฐานรองรับที่ได้กล่าวมาทั้ง 3 ดังนั้นผู้ทำการวิเคราะห์จะใช้วิจารณญาณในการเลือกแบบพฤติกรรมที่เหมาะสม และใกล้เคียงกับความเป็นจริงมากที่สุด ทั้งนี้ผู้ทำการวิเคราะห์จะต้องพิจารณาเงื่อนไขของการต่อเนื่องของสะพานด้วย



รูปที่ 6.2-3 ตัวอย่างแบบจำลองเงื่อนไขฐานรองรับ (Boundary Conditions)

6.2.2. หลักการวิเคราะห์แบบสถิตเชิงเส้น (Linear Static Analysis)

การวิเคราะห์แบบสถิตของโครงสร้าง เพื่อหาการกระจายแรงภายในสะพานเนื่องจากน้ำหนักของรถบรรทุก และการจรจร จะเกี่ยวข้องกับระบบของสมการเชิงเส้นซึ่งแสดงได้โดย

$$Ku = r \quad (6.2-2)$$

โดย K = Stiffness Matrix

r = เวกเตอร์ของน้ำหนักที่บรรทุก (Vector of Applied Loads)

u = เวกเตอร์ของการขจัดสถิต (Static Displacement)

ค่า Stiffness Matrix สามารถหาได้จากการกำหนดความสัมพันธ์ระหว่างความเค้น และความเครียด และคุณสมบัติของพื้นที่หน้าตัด ในแต่ละกรณีของการบรรทุกน้ำหนัก (Load Case)

6.2.3. หลักการวิเคราะห์แบบสถิตไม่เชิงเส้น (Non Linear Static Analysis)

นอกจากการวิเคราะห์แบบสถิตเชิงเส้นที่ได้แสดงในหัวข้อที่ผ่านมาแล้วนั้น ในการจำลองพฤติกรรมของตอม่อสะพานในโครงการนี้ ยังพิจารณาการวิเคราะห์แบบสถิตที่ไม่เป็นเชิงเส้นด้วยหรือเรียกว่า Nonlinear Static Analysis ซึ่งระบบสมการแบบไม่เป็นเชิงเส้นนี้แสดงดังสมการข้างล่าง

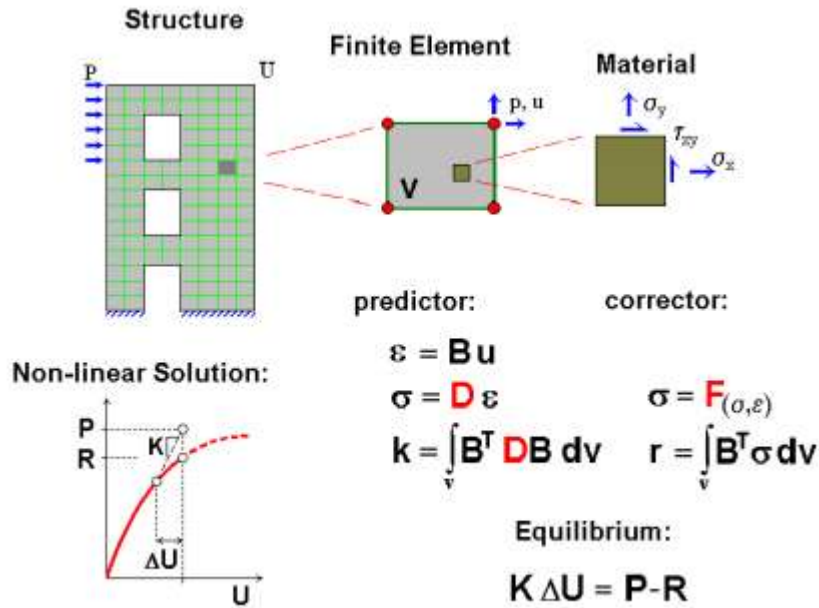
$$K(u)*u = r(u) \quad (6.2-3)$$

โดย $K(u)$ = Stiffness Matrix ที่ขึ้นกับเวกเตอร์ของการขจัดสถิต u

r = เวกเตอร์ของน้ำหนักที่บรรทุก (Vector of Applied Loads) ที่ขึ้นกับการขจัดสถิต u

u = เวกเตอร์ของการขจัดสถิต (Static Displacement)

ค่า Stiffness Matrix สามารถหาได้จากการกำหนดความสัมพันธ์ระหว่างความเค้น และความเครียดของวัสดุก่อสร้างที่ไม่เป็นเชิงเส้นขึ้นกับรูปแบบและระดับความเสียหาย และคุณสมบัติของพื้นที่หน้าตัด ในแต่ละกรณีของการบรรทุกน้ำหนัก (Load Case) และ การเคลื่อนตัวของโครงสร้าง ตัวอย่างของภาพรวมของการวิเคราะห์โครงสร้างแบบไม่เป็นเชิงเส้น โดยระเบียบวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์แสดงดังรูปต่อไปนี้

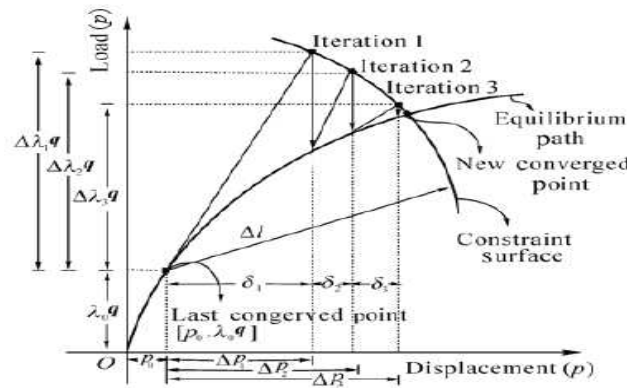
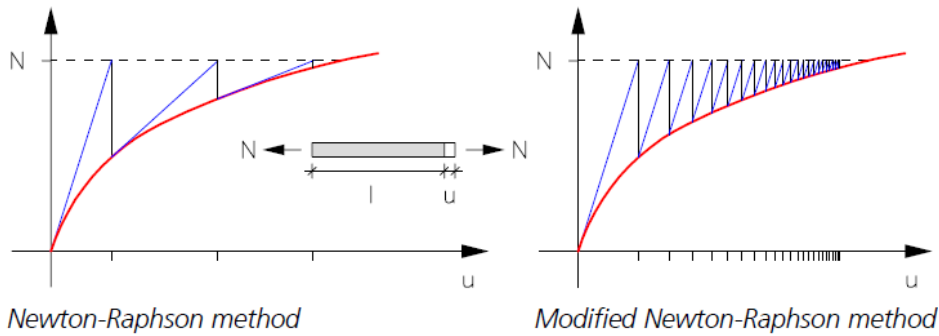


รูปที่ 6.2-4 ภาพรวมการวิเคราะห์ที่ใช้ระเบียบวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์โดยพิจารณาความไม่เป็นเชิงเส้น

โดยการวิเคราะห์ลักษณะนี้จะมีค่าสำคัญอย่างมากเพื่อที่จะสามารถวิเคราะห์ผลตอบสนองของโครงสร้างสะพานหรือตอม่อที่อยู่ภายใต้แรงกระทำหรือการเคลื่อนตัวที่ทำให้เกิดความเสียหาย เช่นการแตกร้าว การถึงจุดคลากของเหล็กเสริม การคั่งของเหล็กเสริม การประลัยของคอนกรีต เป็นต้น ซึ่งสภาวะเหล่านี้การวิเคราะห์แบบจำลองจะต้องพิจารณาผลอันเนื่องมาจากความไม่เป็นเชิงเส้นของวัสดุก่อสร้างต่างๆที่ประกอบกันขึ้น (Nonlinear Materiality) นอกจากนี้ในกรณีที่ โครงสร้างตอม่อสะพานมีความยาวชะลูดซึ่งทำให้ผลของความไม่เป็นเชิงเส้นเนื่องจาก Secondary Effect มีผลอย่าง เป็นนัยสำคัญและต้องพิจารณาในการวิเคราะห์นั้นด้วยการวิเคราะห์แบบจำลองที่พิจารณาความไม่ เป็นเชิงเส้นของรูปร่างของโครงสร้าง(Nonlinear Geometry)

ในการพิจารณาความไม่เป็นเชิงเส้นข้างต้นที่เกิดทั้งจากวัสดุก่อสร้าง (Nonlinear Materiality) และ ความไม่เป็นเชิงเส้นเนื่องจากความชะลูดหรือรูปร่างของโครงสร้าง (Nonlinear Geometry) ใน การวิเคราะห์โครงสร้างนั้น วิธีการวิเคราะห์หรือแก้ระบบสมการจะมีความสำคัญอย่างมากโดยวิธีที่ เลือกใช้จะต้องมีความเหมาะสมและเสถียรมีความถูกต้องและความรวดเร็วสูง ตัวอย่างของวิธีการแก้ ระบบสมการที่นิยมใช้ในการวิเคราะห์แบบไม่เป็นเชิงเส้นได้แก่ Newton-Raphson method ซึ่ง สามารถจำแนกเป็นวิธีย่อยๆ ได้อีกหลากหลายเช่น Incremental Newton-Raphson Method, Modified Newton-Raphson, Newton-Raphson using Tangential stiffness matrix, Newton-Raphson using secant stiffness matrix และ Newton-Raphson with Arc-Length Scheme เป็นต้น

ตัวอย่างของวิธี Newton-Raphson method และ Modified Newton-Raphson method แสดงใน รูปดังต่อไปนี้



รูปที่ 6.2-5 ตัวอย่างของวิธี Newton-Raphson method with Arc Length

6.3. หลักการสร้างแบบจำลองโครงสร้างและการเลือกอิเลเมนต์ในแบบจำลอง

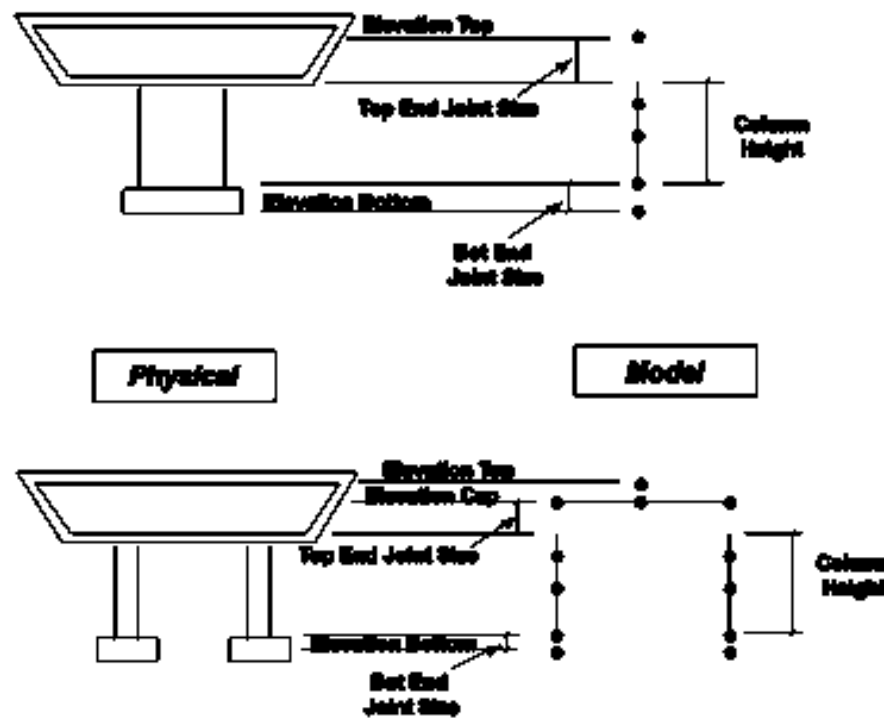
นอกจากวิธีการแก้ระบบสมการที่ใช้ในกรณีความไม่เป็นเชิงเส้นแล้วนั้น ในการใช้ระเบียบวิธีไฟไนต์อิเลเมนต์ในการวิเคราะห์โครงสร้างและต่อม่อสะพานในโครงการนี้นั้น หลักการสร้างแบบจำลองโครงสร้างและการเลือกลักษณะของอิเลเมนต์ (Elements) ที่ใช้ในการสร้างรูปร่างของโครงสร้างก็มีความสำคัญอย่างมาก

สำหรับหลักการสร้างแบบจำลองโครงสร้างต่างๆ รวมทั้งต่อม่อสะพานมีหลักการต่างๆ ไปดังนี้ 1) สำหรับโครงสร้างที่ออกแบบใหม่ แบบจำลองควรที่จะสร้างมาเพื่อจำลองความสัมพันธ์ทางสมการคณิตศาสตร์ที่ใช้ในการวิเคราะห์พฤติกรรมและออกแบบโครงสร้าง ดังนั้นส่วนของรอยต่อและฐานรองรับของโครงสร้างที่เลือกใช้ในแบบจำลองควรใกล้เคียงกับที่สมมติให้เกิดขึ้นจริงหรือให้รายละเอียดไว้ในแบบก่อสร้าง นอกจากนั้นขนาดและรูปร่างและคุณสมบัติทางวิศวกรรมต่างๆ ที่ใช้ในแบบจำลองควรมีความใกล้เคียงกับที่กำหนดในแบบก่อสร้างอีกด้วย 2) สำหรับโครงสร้างที่มีอยู่เดิมแบบจำลองควรที่จะเลือกใช้สร้างให้ใกล้เคียงกับสภาพและลักษณะของโครงสร้างที่มีอยู่เดิมซึ่งอาจใกล้เคียงกับแบบ as-built หรือสภาพที่ตรวจวัดได้เป็นต้น นอกจากนั้นความละเอียดและระดับความถูกต้องของแบบจำลองที่เลือกใช้ในการวิเคราะห์โครงสร้างต่างๆ ยังขึ้นกับปัจจัยอื่นๆ ด้วยเช่น ความสำคัญของโครงสร้าง, จุดประสงค์ของการวิเคราะห์, ระดับความถูกต้องและระดับความคลาดเคลื่อนที่ยอมรับได้ เป็นต้น

ในการสร้างแบบจำลองของโครงสร้างสะพานเพื่อใช้ในการวิเคราะห์โดยระเบียบวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์นั้นจะใช้เอลิเมนต์ย่อยๆ มาประกอบขึ้นเป็นแบบจำลองของโครงสร้างสะพาน โดยกระบวนการนี้เรียกว่า Modeling Discretization ซึ่งเป็นการเปลี่ยนสมการทางคณิตศาสตร์ที่มีความต่อเนื่อง (Continuous Function) เป็นแบบช่วง (Discrete Function) หรือเรียกว่า discrete mathematical element ซึ่งจากหลักการนี้หลักการเลือกตำแหน่งและระดับของขนาดของเอลิเมนต์ย่อยๆ มีดังนี้

- ตำแหน่งที่เป็น Joints/Nodes ที่ได้จากการแบ่งย่อยของเอลิเมนต์ส่วนใหญ่ใช้ในตำแหน่งที่ต้องการหาการเคลื่อนตัวของโครงสร้างนั้นๆ
- การแบ่งย่อยของเอลิเมนต์และการเชื่อมต่อเอลิเมนต์จะทำที่บริเวณ joints ของโครงสร้าง
- มวล ความเฉื่อยและแรงกระทำต่อโครงสร้างจะกระทำต่อ joints หรือ elements ของโครงสร้างนั้น
- บริเวณของโครงสร้างที่เป็นการเปลี่ยนทางรูปร่างเช่น มุมต่างๆ
- บริเวณที่มีการเปลี่ยนแปลงของวัสดุก่อสร้าง
- บริเวณที่มีการเปลี่ยนแปลงของคุณสมบัติทางหน้าตัดของโครงสร้าง
- ตำแหน่งที่เป็นฐานรองรับของโครงสร้าง
- ตำแหน่งที่เป็นจุดกระทำของแรงต่างๆ เช่น Pointed Loads

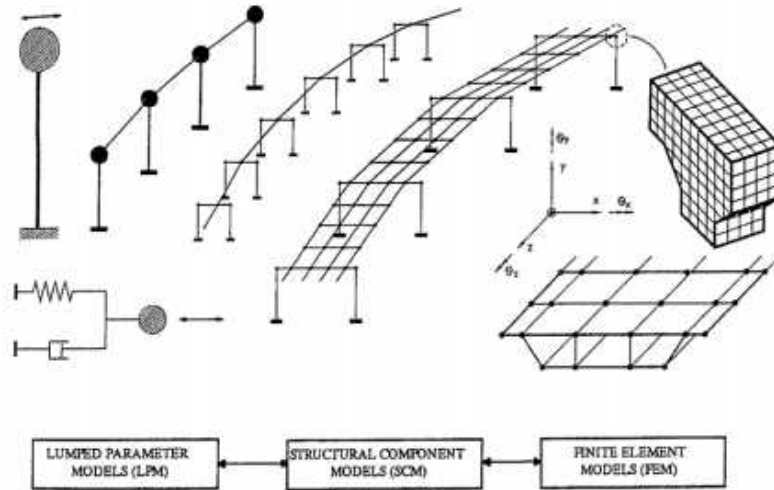
ตัวอย่างของการสร้างแบบจำลองของตอม่อสะพานโดยใช้หลักการของ Model Discretization แสดงดังรูปด้านล่าง



รูปที่ 6.3-1 ตัวอย่างของ Model Discretization ของตอม่อสะพาน

6.3.1. ระดับความละเอียดของการสร้างแบบจำลอง

สำหรับระดับความละเอียดของแบบจำลองที่ใช้ในการสร้างแบบจำลองของโครงสร้างสะพานหรือตอม่อสะพานนั้นมีดังต่อไปนี้



รูปที่ 6.3-2 ตัวอย่างของระดับความละเอียดของแบบจำลองในการจำลองสะพาน

1.) ระดับความละเอียดในการสร้างแบบจำลองโดยใช้ Lumped-Parameter Model (LPMs) ดำเนินการโดยใช้หลักการดังนี้

มวล สติฟเนส และ damping ของส่วนโครงสร้างจะสมมติให้รวมและกำหนดตำแหน่งที่จุดใดๆ บนโครงสร้าง ซึ่งโดยส่วนใหญ่การใช้วิธีการนี้จะเหมาะกับผู้วิเคราะห์ที่มีประสบการณ์อย่างมาก เพื่อที่จะสามารถเลือกตำแหน่งของจุดที่สมมติให้รวมผลของมวล สติฟเนส เพื่อให้ได้ผลตอบสนองใกล้เคียงกับโครงสร้างจริง

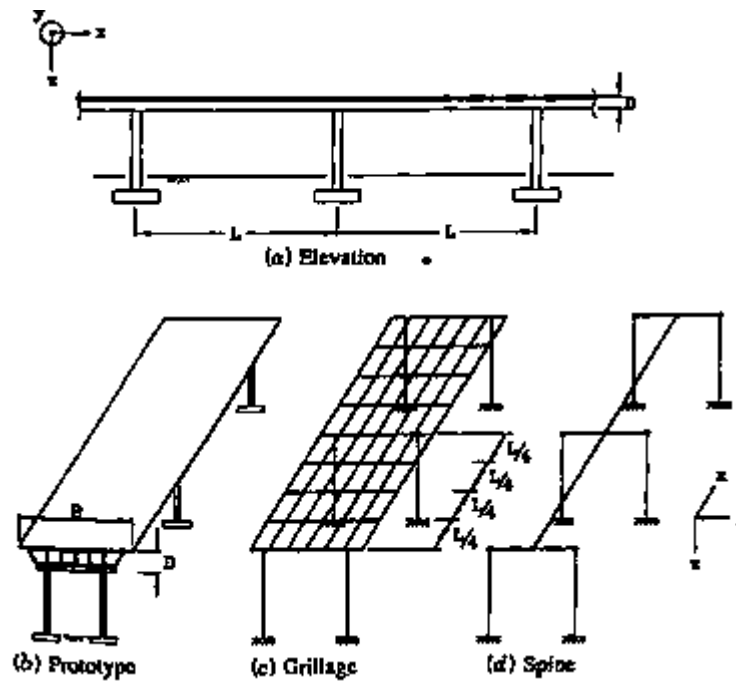
2.) ระดับความละเอียดในการสร้างแบบจำลองโดยใช้ Structural Component Models (SCMs) ดำเนินการโดยใช้หลักการดังนี้

ใช้อิเลเมนต์ที่พัฒนาขึ้นเพื่อให้มีรูปร่างใกล้เคียงกับโครงสร้างจริง โดยผลตอบสนองของโครงสร้างสามารถหาได้จากความสัมพันธ์ของแรงและการเคลื่อนตัวของส่วนอิเลเมนต์นั้น

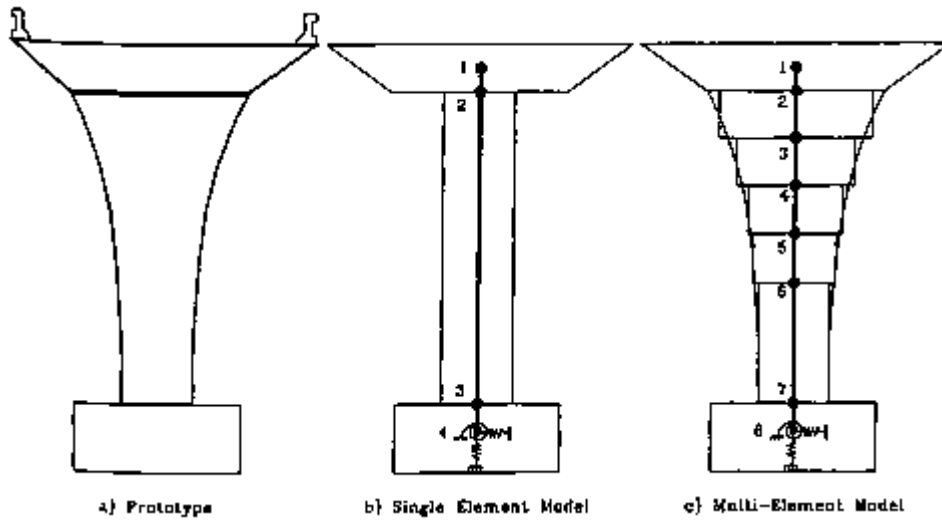
3.) ระดับความละเอียดในการสร้างแบบจำลองโดยใช้ Finite Element Models (FEMs) ดำเนินการโดยใช้หลักการดังนี้

ใช้อิเลเมนต์ย่อยๆ ที่พัฒนาขึ้นโดยใช้แบบจำลองของวัสดุที่สอดคล้องกับโครงสร้างสะพานนั้นๆ มาประกอบเพื่อสร้างแบบจำลองของโครงสร้างสะพานโดยใช้หลักการของ Model Discretization และ Element Assembly ดังที่ได้กล่าวมาในหัวข้อก่อนหน้านี้

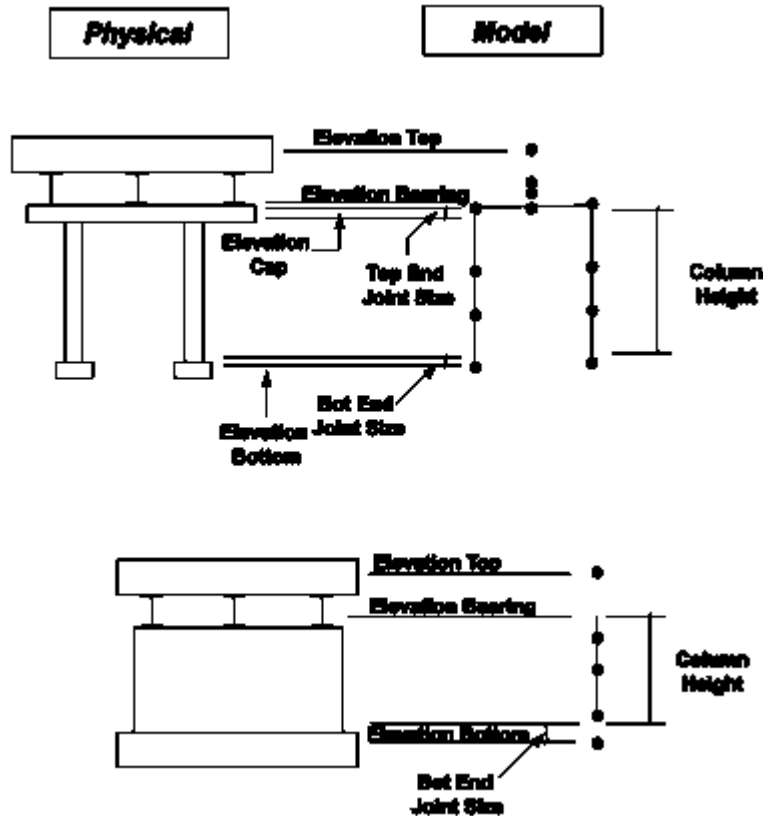
ตัวอย่างการเลือกใช้ระดับความละเอียดของแบบจำลองแสดงเพิ่มเติมดังนี้



รูปที่ 6.3-3 ตัวอย่างของระดับความละเอียดของแบบจำลองในการจำลองสะพาน (Slab-Girder Bridge)

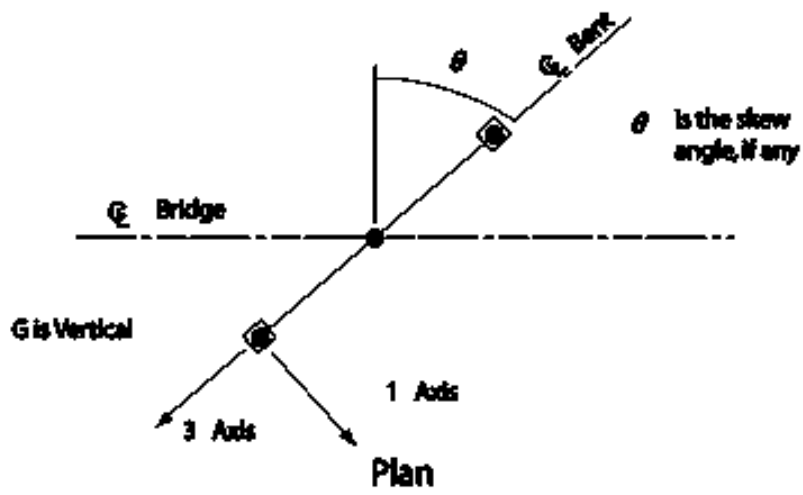
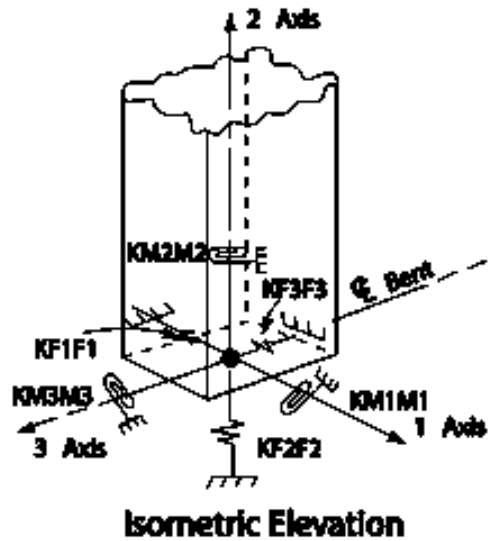


รูปที่ 6.3-4 ตัวอย่างของระดับความละเอียดของแบบจำลองในการจำลองสะพาน (ตอม่อสะพาน)

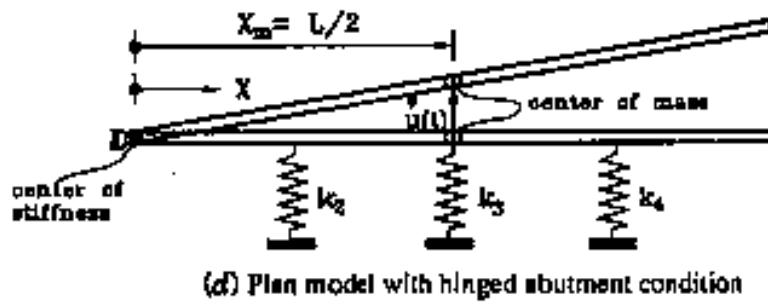
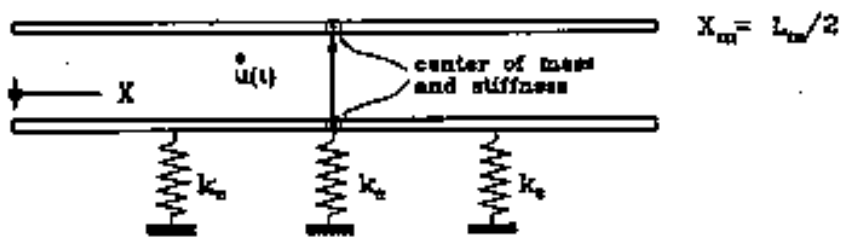
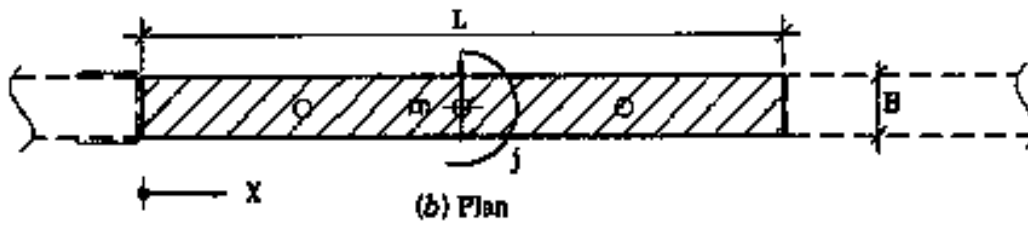
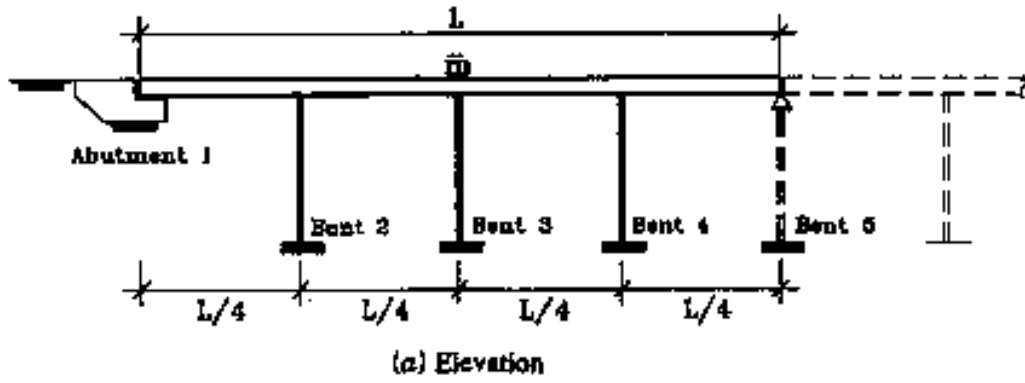


รูปที่ 6.3-5 ตัวอย่างของระดับความละเอียดของแบบจำลองในการจำลองสะพาน
(Superstructure to Substructure Connection)

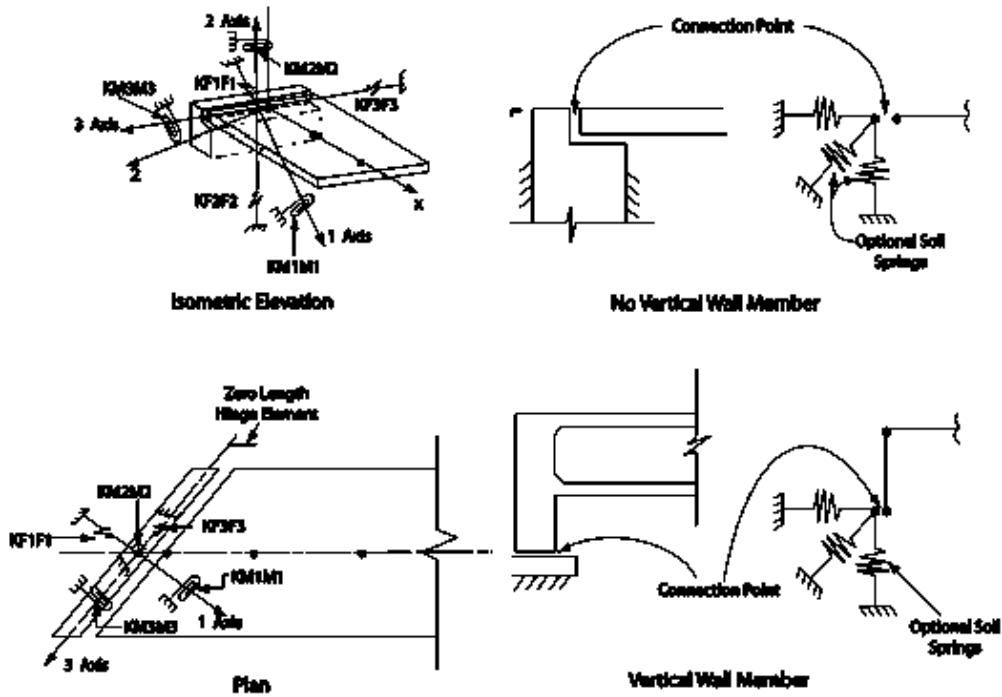
นอกจากการเลือกลักษณะและลักษณะความละเอียดของแบบจำลองที่ใช้ในการจำลองโครงสร้างข้างต้นแล้วการจำลองลักษณะของฐานรองรับหรือ Boundary Conditions ของทั้งอิลิเมนต์และโครงสร้างก็ยังมีมีความสำคัญอย่างมาก โดยในการจำลองโครงสร้างของสะพานนั้น ฐานรองรับของสะพานที่พิจารณาในแบบจำลองควรจะใกล้เคียงกัน โดยปกติในขั้นตอนออกแบบโครงสร้างใหม่ ฐานรองรับของโครงสร้างมักสมมติให้อยู่ในอุดมคติเช่น ฐานรองรับแบบ Fixed Support, ฐานรองรับแบบ Pinned Support, หรือ ฐานรองรับแบบ Roller Support ซึ่งหลังจากออกแบบสะพานแล้วแบบจำลองของฐานรองรับของสะพานควรที่จะทำการจำลองให้ใกล้เคียงกับลักษณะของประเภทของฐานรองรับที่กำหนดติดตั้งในแบบสะพานจริงๆ เช่น elastomeric bearing , pot bearing, disc bearing, หรือ expansion joints เป็นต้น ตัวอย่างของแบบจำลอง boundary conditions ของสะพานตามลักษณะของอุปกรณ์ฐานรองรับของสะพานแสดงดังต่อไปนี้



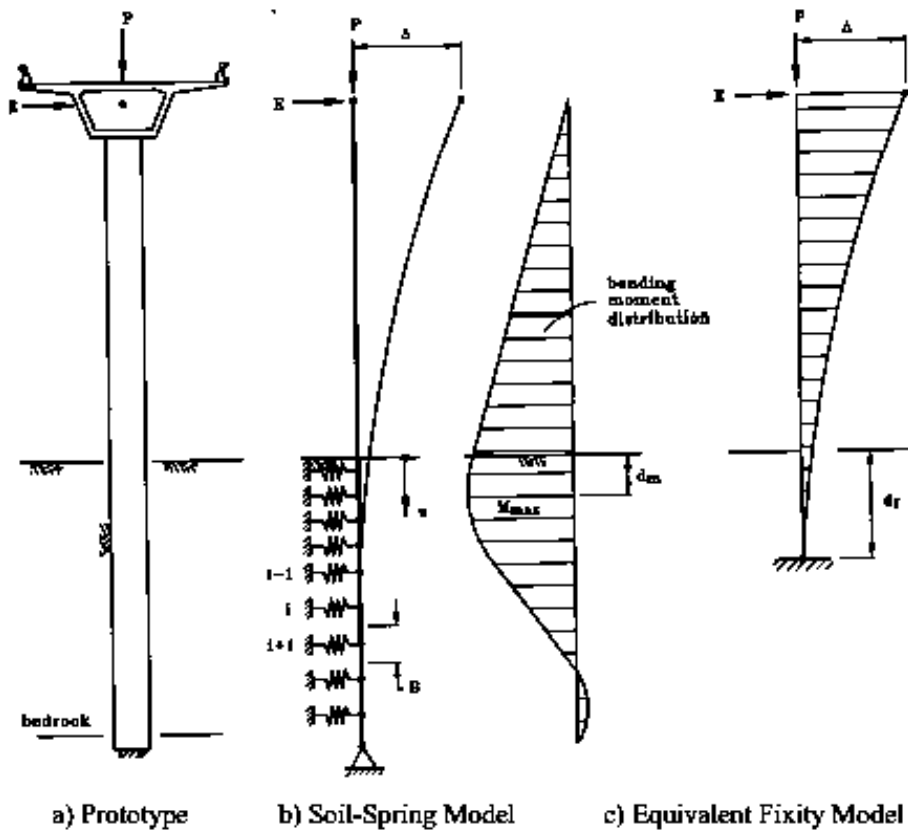
รูปที่ 6.3-6 ตัวอย่างของการจำลองฐานรองรับของสะพานกรณี Pile Bent



รูปที่ 6.3-7 ตัวอย่างของการจำลองฐานรองรับของสะพานกรณี Bents และ Abutment



รูปที่ 6.3-8 ตัวอย่างของการจำลองฐานรองรับของสะพานกรณี Abutment



รูปที่ 6.3-9 ตัวอย่างของการจำลองฐานรองรับของสะพานกรณี Pile Shaft

6.3.2. ประเภทของอิลิเมนต์ (Element)

สำหรับประเภทของอิลิเมนต์ที่เลือกใช้ควรเลือกใช้ให้เหมาะสมกับลักษณะของแบบจำลองและค่าของพารามิเตอร์หรือพฤติกรรมของโครงสร้างสะพานที่ต้องการหา โดยทั่วไป ประเภทของอิลิเมนต์ที่ใช้ในการสร้างแบบจำลองของโครงสร้างสะพานมีดังนี้

1.) Truss Element

Truss Element คืออิลิเมนต์ที่มีลักษณะเป็น โครงสร้างที่รองรับแรงในแนวแกนของอิลิเมนต์ที่ปลายทั้งสองด้านของอิลิเมนต์ หรือเรียกว่า two-force member ซึ่งแรงที่เกิดขึ้นในแนวแกนของอิลิเมนต์สามารถเป็นไปได้ทั้งแรงดึงและแรงอัด เนื่องจากแรงที่พิจารณาในอิลิเมนต์ประเภทนี้มีเพียงสองแรงที่ปลายทั้งสองด้าน ดังนั้น ตัวแปรอิสระหรือ degree of freedom ของอิลิเมนต์ประเภทนี้มีเพียงสองจำนวนคือการเคลื่อนตัวในแนวแกนทั้งสองด้านของอิลิเมนต์ โดยปกติ truss element นั้นสามารถนำไปใช้สร้างแบบจำลองของโครงสร้างร่วมกับอิลิเมนต์ประเภทอื่นๆ ได้ เช่น การเชื่อมต่อ อิลิเมนต์นี้กับ 2D หรือ 3D อิลิเมนต์เพื่อจำลองพฤติกรรมของเหล็กเสริมหรือส่วนของโครงสร้างต่างๆ เป็นต้น นอกจากนี้ อิลิเมนต์ประเภทนี้จะพบได้กับการสร้างแบบจำลองเพื่อวิเคราะห์โครงสร้างที่เป็นลักษณะ โครงถัก (Truss Structure) อีกด้วย ตัวอย่างของ truss element แสดงดังต่อไปนี้

2.) Beam Element

โดยทั่วไป beam element คืออิลิเมนต์ที่สร้างขึ้นเพื่อใช้จำลองพฤติกรรมของส่วนของโครงสร้างที่มีการรับและถ่ายแรงเป็นลักษณะคานอ่อน (Flexural Beam) โดยรับและถ่ายแรงในแนวขวางกับองค์อาคารร่วมกับแรงดัด (lateral loads and bending moments) ซึ่งโดยทั่วไปค่าของตัวแปรอิสระที่ปลายทั้งสองด้านของอิลิเมนต์ประเภทนี้มีค่าเท่ากับ 6 degrees of freedom ซึ่งมาจากการเคลื่อนตัวในแนวราบทั้งสามทิศทางและการหมุนตัวรอบแกนสามแกน สำหรับกรณีที่อิลิเมนต์ประเภทนี้พิจารณาใน 2 มิติตามลักษณะของคานทั่วไป ตัวแปรอิสระจะลดเหลือเท่ากับ 4 เท่านั้นต่อหนึ่งอิลิเมนต์

3.) Frame Element

สำหรับ frame element คืออิลิเมนต์ที่สร้างขึ้นเพื่อใช้จำลองพฤติกรรมของส่วนของโครงสร้างที่มีการรับและถ่ายแรงเป็นลักษณะคานอ่อน (Flexural Beam) โดยรับและถ่ายแรงในแนวขวางและแนวแกนขององค์อาคารร่วมกับแรงดัดและแรงบิด (axial load, lateral loads, bending moments, and torsions) ซึ่งโดยทั่วไปค่าของตัวแปรอิสระที่ปลายทั้งสองด้านของอิลิเมนต์ประเภทนี้มีค่าเท่ากับ 6 degrees of freedom ซึ่งมาจากการเคลื่อนตัวในแนวราบทั้งสามทิศทางและการหมุนตัวรอบแกนสามแกน

4.) Plate Element

โดยทั่วไป Plate Element คืออิเลเมนต์ที่สร้างเพื่อจำลองพฤติกรรมของโครงสร้างลักษณะแผ่น ซึ่งมีตัวแปรอิสระประกอบด้วยการหมุนรอบแกนหลักที่ทิศทางหมุนไม่อยู่ในระนาบ ของอิเลเมนต์ และการเคลื่อนตัวในแนวตั้งฉากกับระนาบของอิเลเมนต์ ซึ่งจากตัวแปรอิสระที่ใช้ในการสร้างแบบจำลองของอิเลเมนต์ประเภทนี้ทำให้สามารถจำลองพฤติกรรมการแอ่นตัวของโครงสร้างแผ่นในระนาบสองมิติได้ ซึ่งการจำลองอิเลเมนต์ลักษณะนี้เทียบเท่ากับการจำลองโดยใช้ Shell Element โดยที่ไม่ได้พิจารณาแรงที่เกิดขึ้นในแนวระนาบ (membrane loadings) ของอิเลเมนต์นั่นเอง

5.) Shell Element

สำหรับ shell element นั้นคือแบบจำลองที่สร้างขึ้นเพื่อจำลองพฤติกรรมประเภท solid element ที่มีขนาดของอิเลเมนต์ด้านหนึ่งน้อยกว่าด้านอื่นๆ อย่างมาก ซึ่งด้วยลักษณะดังกล่าวทำให้อิเลเมนต์ประเภทนี้เหมาะสำหรับการจำลองพฤติกรรมของโครงสร้างที่รองรับและถ่ายแรงเป็นลักษณะ plate bending, shear และ membrane loadings โดยปกติ shell element สามารถมีรูปร่างเป็นทั้งสี่เหลี่ยมด้านขนาน หรือ สามเหลี่ยม

6.) Plane Element

Plane element ได้แก่ลักษณะของอิเลเมนต์ที่สร้างขึ้นมาเพื่อจำลองพฤติกรรมของโครงสร้างที่เป็นลักษณะแผ่นในสองมิติที่มีพฤติกรรมถ่ายแรงเฉพาะที่เกิดขึ้นในระนาบของอิเลเมนต์นั้นเท่านั้นและไม่สามารถถ่ายโมเมนต์ได้ โดยปกติ Plane Element ที่ใช้กันทั่วไปเป็นลักษณะ plane stress หรือ plane strain ซึ่ง plane stress ใช้สำหรับการจำลองพฤติกรรมของโครงสร้างแผ่นบางที่สามารถเคลื่อนตัวในทิศทางที่ตั้งฉากกับแนวระนาบของอิเลเมนต์นั้น สำหรับ plane strain จะใช้ในการจำลองพฤติกรรมของโครงสร้างที่ไม่สามารถเคลื่อนตัวได้ในทิศทางที่ตั้งฉากกับแนวระนาบของอิเลเมนต์นั้น เป็นต้น

7.) Solid Element

สำหรับ solid element นั้นคืออิเลเมนต์ที่สร้างขึ้นเพื่อจำลองพฤติกรรมของโครงสร้างในสามมิติ ซึ่งตัวแปรอิสระที่พิจารณาในแต่ละ node ของอิเลเมนต์จะมีเท่ากับ 3 ได้แก่ การเคลื่อนตัวในแต่ละทิศทางในสามมิติ ซึ่งจำนวน node ของอิเลเมนต์ประเภทนี้มีเท่ากับ 8 (eight-node element) หรือ 9 ถ้าพิจารณาการแอ่นตัวแบบไม่สอดคล้องด้วยในอิเลเมนต์นั้น (incompatible bending modes) โดยทั่วไป solid element จะใช้ในการสร้างแบบจำลองของโครงสร้างที่มีความซับซ้อนหรือต้องการพิจารณาความเค้นหรือความเครียดที่เกิดขึ้นเฉพาะตำแหน่งอย่างละเอียด

8.) Nonlinear Spring or Link Element

สำหรับ Nonlinear Spring หรือ Link Element เป็นอิลิเมนต์ที่ใช้เพื่อจำลองผลของพฤติกรรมแบบไม่เป็นเชิงเส้นที่เกิดขึ้นเฉพาะบริเวณของโครงสร้างโดยส่วนที่ไม่เกิดความเป็นเชิงเส้นส่วนอื่นๆ สามารถใช้อิลิเมนต์แบบเชิงเส้นที่กล่าวมาข้างต้นสร้างแบบจำลองได้ โดยปกติ Nonlinear Spring หรือ Link Element มีลักษณะที่เป็น 1 node หรือ 2 nodes ขึ้นกับการเชื่อมต่อกับโครงสร้างหรืออิลิเมนต์อื่นๆ ซึ่งแต่ละ node จะสมมติให้มี springs ทั้งหมด 6 ตัวโดยแต่ละตัวแทนการเคลื่อนตัวและการหมุนตัวในระบบสามมิติได้แก่ การเคลื่อนตัวตามแนวแกน การเคลื่อนตัวด้านข้าง การบิด การตัดตัวของโครงสร้าง เป็นต้น

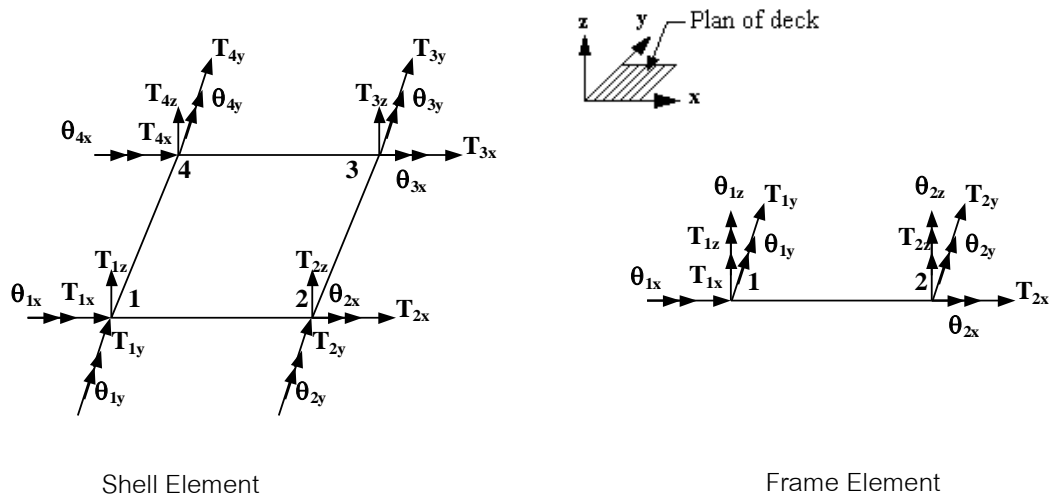
ขั้นตอนการวิเคราะห์แบบจำลองด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์

6.4. ขั้นตอนการสร้างและวิเคราะห์แบบจำลองโครงสร้างเบื้องต้นของตอม่อสะพาน ด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์โดยโปรแกรม SAP2000 หรือ CSI2000 จะใช้สำหรับแบบจำลองแบบ 1D และ ATENA หรือ ABAQUS จะใช้สำหรับแบบจำลองแบบ 2D จะประกอบด้วยขั้นตอนต่างๆ ตามลำดับดังต่อไปนี้

6.4.1. การกำหนดชนิดของ Element ให้เหมาะสมกับสะพานที่ทำการวิเคราะห์

การเลือกใช้ชนิดของชิ้นส่วนนั้นอาจจะเลือกใช้ Element ในหนึ่งมิติ หรือสองมิติ และเลือกใช้ชนิดของชิ้นส่วนให้เหมาะสมกับลักษณะของโครงสร้างจริงที่จะทำการวิเคราะห์ โดยที่ชนิดของชิ้นส่วนจะต้องมีพฤติกรรมที่ใกล้เคียงกับสภาพความเป็นจริงมากที่สุด ตัวอย่างเช่น ใช้ Shell Element และ Frame Element สำหรับเสาหรือคานของตอม่อสะพาน ในการวิเคราะห์จะต้องคำนึงถึงการกระทำของน้ำหนักและการถ่ายเทของแรง ตามความละเอียดของ Element ที่ผู้วิเคราะห์เลือกโดยต้องพิจารณาเป็นแต่ละกรณีไป

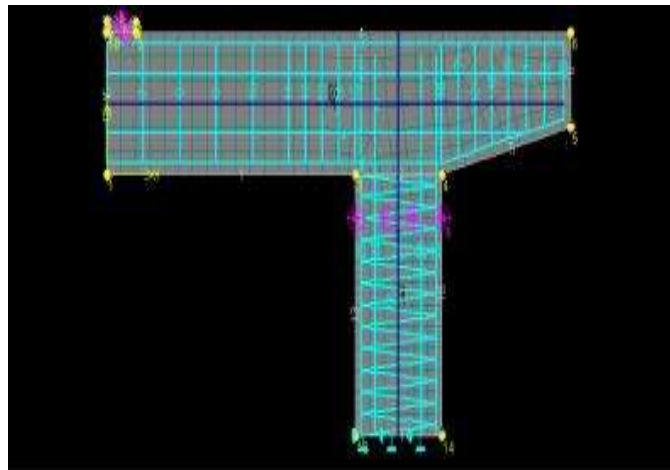
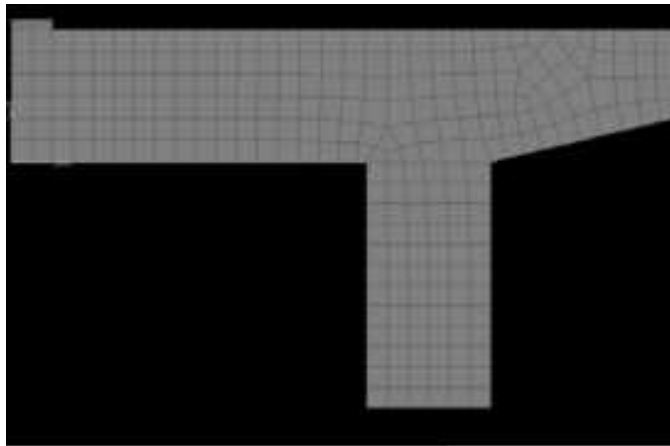
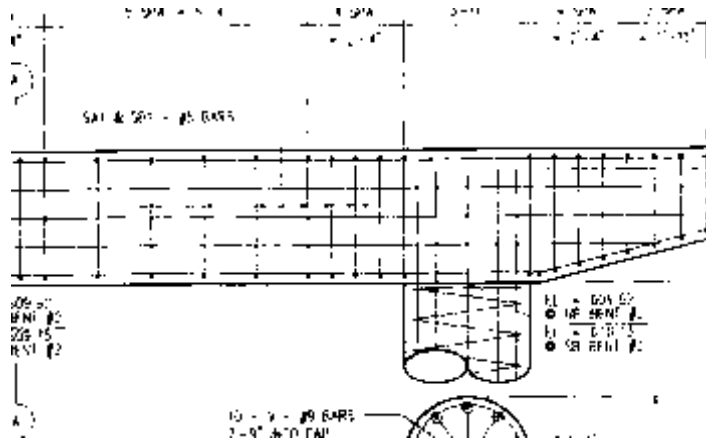
ซึ่ง “ที่ปรึกษา” คาดว่าชนิดของ Element ที่จะทำการเลือกใช้คือแบบจำลองแบบ 1D เลือกใช้ Beam Element และ Nonlinear Spring Element หรือ Fiber Model และสำหรับแบบจำลองแบบ 2D เลือกใช้ Shell Element หรือ Plane Element ที่พิจารณาผลของความไม่เป็นเชิงเส้นของวัสดุในลักษณะ Multi-Layer Model หรือ Fiber Model หรือ Nonlinear Plane and Shell Model ได้



รูปที่ 6.4-1 ตัวอย่างชนิดของ Element

6.4.2. แบ่งโครงสร้างสะพานเป็น Element ย่อยๆ (Discretization)

การแบ่งส่วนประกอบของแบบจำลองโครงสร้างสะพานจริงออกให้เป็นชิ้นส่วนย่อยๆ หลายๆ ชิ้นส่วน โดยแต่ละชิ้นส่วนจะต้องต่อเนื่องกับชิ้นส่วนข้างเคียงตรงจุด (Node) หรือตามขอบของชิ้นส่วน (Element) ซึ่งเรียกว่าจุดต่อเนื่อง และจะต้องคำนึงถึงรูปร่างลักษณะของโครงสร้างเดิมให้มากที่สุด กล่าวคือแบบจำลองทางไฟไนต์เอลิเมนต์จะต้องเหมือนหรือสอดคล้องกับโครงสร้างเดิมมากที่สุด ตัวอย่างเช่น ในการจำลองส่วนที่รองรับน้ำหนักบรรทุกโดยตรง เช่นเสาหรือคานต้องจำลองโดยพิจารณาอัตราส่วนความยาวต่อความกว้างของชิ้นส่วนที่เหมาะสม และจำลองขนาดชิ้นส่วน (Meshing) ขนาดเล็กเพียงพอที่จะให้ผลการวิเคราะห์นั้นถูกต้องแม่นยำ แต่ถ้าแบบจำลองมีจำนวนชิ้นส่วนมากเกินไปก็จะทำให้ค่าใช้จ่ายในการคำนวณสูง และอาจไม่สามารถทำงานได้ถ้าคอมพิวเตอร์มีข้อจำกัดในเรื่องหน่วยความจำ และการนำเสนอข้อมูล



รูปที่ 6.4-2 ตัวอย่างแบบจำลองต่อม่อสะพาน

6.4.3. การเลือกฟังก์ชันการขจัด (Displacement)

จะต้องเลือกใช้ฟังก์ชันการขจัดภายในชิ้นส่วนให้สอดคล้องกับจำนวนจุดต่อของชิ้นส่วนหรือสอดคล้องกับระดับความเสรีของชิ้นส่วน (Degree of freedom) ฟังก์ชันการขจัดที่นิยมใช้คือ โพลิโนเมียลฟังก์ชัน (Polynomial function) ซึ่งกำลังของโพลิโนเมียลอย่างน้อยต้องเท่ากับสาม ส่วนฟังก์ชันที่เป็นอนุกรมทางเรขาคณิตก็สามารถเลือกใช้ได้แต่ไม่เป็นที่นิยม ทั้งนี้เพราะ โพลิโนเมียลฟังก์ชันให้ความสะดวกมากกว่าในกรณีของปัญหา 2 มิติ ฟังก์ชันการขจัดที่จุดต่อจะเขียนอยู่ในเทอมของพิกัดของระนาบ เช่น ระนาบ $x-y$ เป็นต้น ฟังก์ชันการขจัดที่จะเลือกใช้จะต้องทำให้ผลเฉลยมีความต่อเนื่องทั้งภายในชิ้นส่วน และแบบจำลองของระบบรวม

6.4.4. การกำหนดความสัมพันธ์ระหว่างความเครียด/การขจัด และความเค้น/ความเครียด

การหาสมการทางไฟไนต์เอลิเมนต์ของแต่ละชิ้นส่วนจำเป็นต้องอาศัยความสัมพันธ์ระหว่างความเครียดกับการขจัด และความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกับความเครียด ในกรณีของปัญหามิติเดียว การยืดหดตัว (u) ของชิ้นส่วนในทิศทางใดทิศทางหนึ่ง เช่น ทิศทาง x จะมีความสัมพันธ์กับความเครียด ϵ_x ($\epsilon_x = du / dx$ ในกรณีที่ ϵ_x มีค่าน้อย) ถ้าวัสดุอยู่ในช่วงยืดหยุ่นและจากกฎของฮุก ความสัมพันธ์ของความเค้นและความเครียด คือ

$$\sigma_x = E\epsilon_x \tag{6.4-1}$$

ซึ่ง σ_x = ค่าความเค้นในทิศทาง x และ

E = ค่าโมดูลัสยืดหยุ่น

6.4.5. การหา Stiffness Matrix และสมการของชิ้นส่วน

วิธีสมมูลโดยตรงนี้เป็นวิธีที่ง่ายที่สุด เราสามารถหา Stiffness Matrix และสมการสมมูลของแรงในเทอมการกระจัดที่จุดต่อของชิ้นส่วนได้โดยใช้เงื่อนไขการสมมูลของแรงในชิ้นส่วน ส่วนมากจะใช้หา Stiffness Matrix ของชิ้นส่วนมิติเดียว เช่น สปริง ท่อน โลหะ เหล็ก และคาน เป็นต้น

โดยอาศัยวิธีสมมูล เราจะได้รับสมการสมมูลของแรง (Static) ในเทอมของ Stiffness Matrix และการกระจัดที่จุดต่อของชิ้นส่วน สมการดังกล่าวสามารถเขียนในรูปของเมตริกซ์ ได้ดังนี้

$$\begin{Bmatrix} f1 \\ f2 \\ f3 \\ \cdot \\ f4 \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} k11 & k12 & \cdot & \cdot & k1n \\ k21 & k22 & \cdot & \cdot & k2n \\ k31 & k32 & \cdot & \cdot & k3n \\ \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot \\ kn1 & kn2 & \cdot & \cdot & knn \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} d1 \\ d2 \\ d3 \\ d4 \\ d5 \end{Bmatrix} \tag{6.4-2}$$

หรือ $\{F\} = [K]\{d\}$

2.) สำหรับ Truss Element

$$\{k_1\} = \frac{AE}{L} \begin{bmatrix} C_1 & 0 & 0 & -C_1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -C_1 & 0 & 0 & C_1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \quad (6.4-4)$$

โดย A = พื้นที่หน้าตัดของ Element

E = โมดูลัสยืดหยุ่น

L = ความยาวของ Element

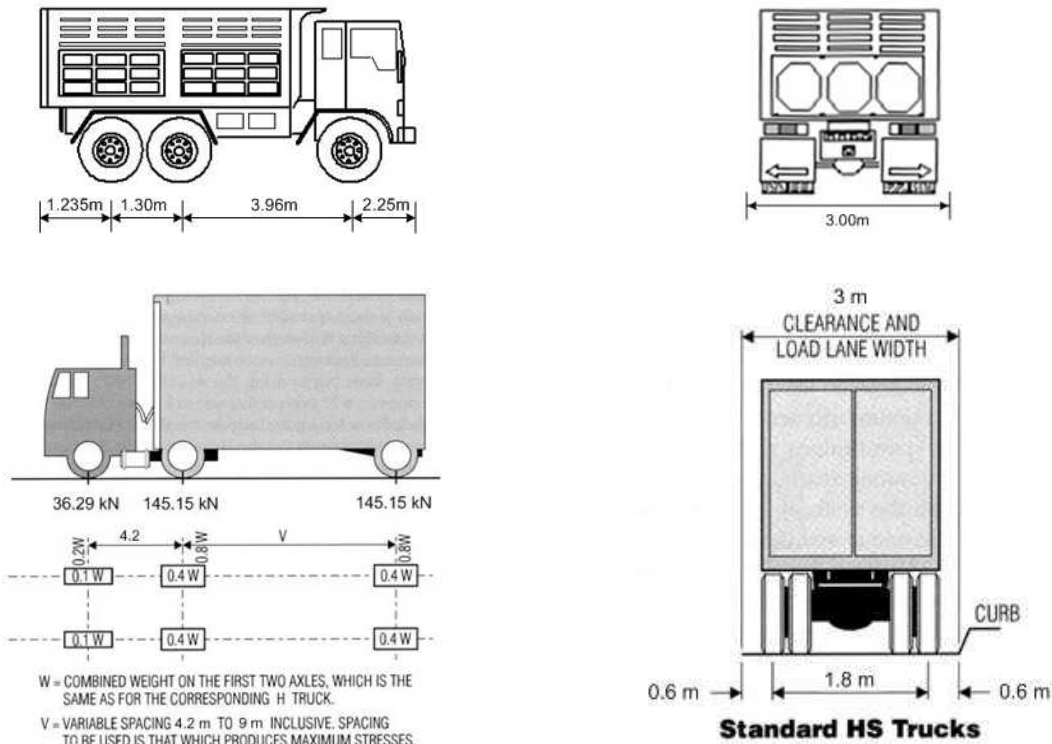
C_1 = 1.0 เมื่อเป็นแรงดึง และ 1.0×10^6 เมื่อเป็นแรงอัด

6.4.6. กำหนดลักษณะของน้ำหนักบรรทุก (Loads)

น้ำหนักที่กระทำต่อโครงสร้างต่อสะพานที่พิจารณาในโครงการนี้แบ่งเป็น 2 ประเภทตามทิศทางของแรงกระทำ คือ แรงกระทำในแนวตั้งเนื่องจากแรงโน้มถ่วงของโลก ได้แก่ น้ำหนักบรรทุกคงที่และน้ำหนักบรรทุกจร และแรงกระทำทางด้านข้างเนื่องจากภัยธรรมชาติ ได้แก่ แรงลม แรงแผ่นดินไหว

- น้ำหนักบรรทุกคงที่ (Dead Loads – Bridge Self Weight) คือ น้ำหนักบรรทุกที่กระทำต่อสะพานอยู่ตลอดอายุการใช้งานเช่น น้ำหนักของโครงสร้างสะพาน ตลอดจนอุปกรณ์สาธารณูปการอื่นๆ ทั้งหมด (All the Utilities) โดยปกติน้ำหนักบรรทุกคงที่ของ Element จะขึ้นอยู่กับขนาดและหน่วยน้ำหนักของ Element นั้นๆ ดังนั้นเพื่อความถูกต้องขนาดและหน่วยน้ำหนักที่ใช้ต้องใกล้เคียงกับความเป็นจริงมากที่สุด โดยน้ำหนักที่บางชนิดเช่น น้ำหนักคอนกรีตเสริมเหล็กและคอนกรีตอัดแรง 24.5 กิโลนิวตันต่อลูกบาศก์เมตร น้ำหนักโครงสร้างเหล็ก 77.0 กิโลนิวตันต่อลูกบาศก์เมตร น้ำหนักของสายเคเบิล 0.0126 กิโลนิวตันต่อเมตร น้ำหนักของแอสฟัลท์ 22.0 กิโลนิวตันต่อลูกบาศก์เมตร และน้ำหนักของแผ่นปิดใต้สะพาน 0.31 กิโลนิวตันต่อลูกบาศก์เมตร
- น้ำหนักบรรทุกจร (Live Loads – Vehicle / Bicycle / Pedestrian Loading) ใช้ในการวิเคราะห์เพื่อคำนวณหาค่าการตอบสนองต่างๆ ที่เกิดขึ้น น้ำหนักบรรทุกจรมีทั้งน้ำหนักของยานพาหนะ และน้ำหนักจากคนเดินบนทางเท้า ซึ่งตามมาตรฐานของ AASHTO(2007) น้ำหนักจรสำหรับออกแบบทางเดินเท้า (Pedestrian) บนสะพานลอย ใช้น้ำหนัก 3.60×10^{-3} เมกะพาสคัล แต่ถ้าสะพานสำหรับคนเดินข้ามถนนทางหลวง ให้น้ำหนัก 4.10×10^{-3} เมกะพาสคัล

ซึ่งการออกแบบน้ำหนักบรรทุกของสะพานที่จำนวน 1 ช่องจราจร 2 ช่องจราจรและ 4 ช่องจราจร โดยต้องคำนวณการลดน้ำหนักบรรทุกที่จะใช้ค่า 1.20, 1.00 และ 0.65 ตามลำดับ และต้องมีกา พิจารณาน้ำหนักบรรทุกที่เพิ่มตัวคูณแรงกระทำ (Impact Factor) โดยจะใช้ที่รอยต่อของพื้น (deck joints) 75% ชิ้นส่วนที่มีผลของความล้า (fatigue) และการแตกหัก (fracture) 15% และชิ้นส่วนอื่นๆ 33%

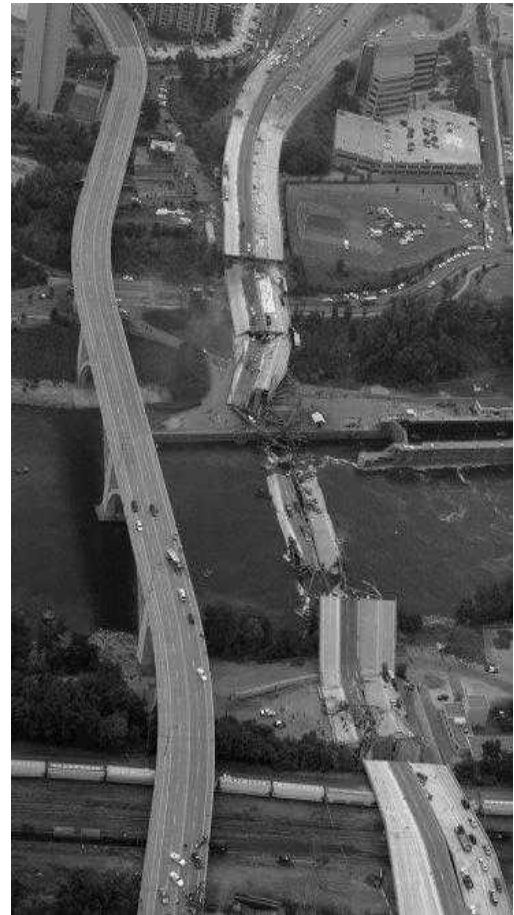


รูปที่ 6.4-3 รูปแบบน้ำหนักบรรทุกของรถบรรทุกสิบล้อไทยหนัก 25 ตัน ตามมาตรฐานของกรมทางหลวง

แรงแผ่นดินไหว เป็นแรงกระทำด้านข้างที่ขึ้นอยู่กับลักษณะของคลื่นแผ่นดินไหว ลักษณะสถานที่เกิดแผ่นดินไหว ลักษณะของโครงสร้าง ในช่วงระยะเวลา 10 กว่าปีที่ผ่านมา มีเหตุการณ์ภัยพิบัติจากธรรมชาติเกิดขึ้นและคร่าชีวิตผู้คนไปเป็นจำนวนมากมาย โดยเฉพาะเหตุการณ์ภัยพิบัติจากแผ่นดินไหว ซึ่งมักจะเป็นสาเหตุเบื้องต้นในการเกิดภัยและความเสียหายอื่นๆ ตามมา เช่น สึนามิ หรือเพลิงไหม้ เป็นต้น ซึ่งจะเห็นว่าการเกิดแผ่นดินไหวแต่ละครั้งได้สร้างความสูญเสียให้กับผู้คนไม่น้อย ดังนั้นมีความจำเป็นอย่างยิ่งที่จะต้องมีการเตรียมความพร้อมในทุกด้านเพื่อที่จะรับมือกับเหตุการณ์ที่ไม่อาจคาดการณ์ล่วงหน้าได้

สำหรับประเทศไทย เหตุการณ์ภัยพิบัติจากธรรมชาติได้เริ่มเกิดขึ้นให้เห็นบ้าง เช่น เหตุการณ์ที่เกิดขึ้นกับประเทศพม่าล่าสุดเมื่อวันที่ 24 มีนาคม 2554 ที่มีความรุนแรงประมาณ 6.7 ริกเตอร์ ซึ่งเกิดบริเวณใกล้ชายแดนของประเทศไทยบริเวณจังหวัดเชียงราย และรับรู้ได้อีกหลายจังหวัดในภาคเหนือรวมถึงกรุงเทพมหานคร ซึ่งอาคารสูงหลายแห่งรับรู้ได้ถึงการสั่นไหวที่เกิดขึ้น พร้อมกันนี้ได้สร้างความเสียหายให้กับอาคารสถานที่ต่างๆ เช่น อาคารเกิดรอยร้าว พื้นปูกระเบื้องเกิดการแตกร้าว รวมถึงศาสนสถานอย่างยอดเจดีย์ของวัดในจังหวัดเชียงราย เกิดความเสียหายและเอียงจากตำแหน่งเดิม ผนังก่ออิฐมีการแตกร้าวและ

ร่วงลงมา และที่สำคัญคือ การเสียชีวิตที่เกิดจากผนัง ของบ้านพักอาศัยเกิดความเสียหายและพังลงมาทับร่างเจ้าของบ้าน ซึ่งเกิดที่อำเภอแม่สาย จังหวัดเชียงราย ซึ่งถือเป็นความเสียหายจากโครงสร้างอาคารที่เกิดขึ้น ซึ่งอาจจะต้องมองย้อนกลับไปถึงมาตรการป้องกันและข้อกำหนด ในการออกแบบโครงสร้างต่างๆ ดังนั้นในการออกแบบจึงจำเป็นต้องมีการเพิ่มแรงแผ่นดินไหวเข้าไปด้วย เพื่อลดความเสียหายที่เกิดขึ้นต่อโครงสร้างจากการเกิดแผ่นดินไหว (<http://sscc.isit.or.th>)



รูปที่ 6.4-4 ตัวอย่างการวิบัติของสะพานข้ามแม่น้ำมิสซิสซิปปีจากการเกิดแผ่นดินไหว
(รัฐมินนิโซตา USA, 1 สิงหาคม พ.ศ. 2550)

6.4.7. การหาสมการรวมของระบบและการกำหนดเงื่อนไขขอบ

ในกรณีของการวิเคราะห์แบบ Static สมการรวมของระบบโครงสร้างหาได้จาก การรวมผลเนื่องจาก stiffness ที่ไม่เป็นเชิงเส้นของแต่ละชิ้นส่วน ในขั้นที่ 4 เข้าด้วยกันหรือเรียกว่า Global Stiffness Assembly สมการรวมของระบบโครงสร้างที่ได้รับ สามารถเขียนในรูปของเมตริกซ์ได้คือ

$$\{F\} = [K]\{d\} \quad (6.4-5)$$

ซึ่ง $\{F\}$ คือ เมตริกซ์รวมของแรงที่จุดต่อ

$[K]$ คือ Stiffness matrix รวมของระบบ และ

$\{d\}$ คือ เมตริกซ์รวมของการกระจัดของการกระจัดที่อาจจะทราบค่าบางค่า และบางตัวอาจไม่ทราบค่า

เนื่องจาก $[K]$ เป็น Singular matrix ซึ่งมี Determinant เท่ากับ 0 จึงไม่สามารถหาค่า $\{d\}$ โดยตรงได้ จึงต้องมีเงื่อนไขขอบ (Boundary Condition) หรือ เงื่อนไขบังคับ (Constraints) ที่เหมาะสมกับลักษณะของจุดรองรับจริง (Supports) และไม่เกิดการเคลื่อนที่ในลักษณะ Rigid Body Motion ซึ่งทำให้ $[K]$ ไม่เป็น Singular Matrix และสามารถหาค่าการกระจัดที่แต่ละจุดต่อที่ต้องการได้

6.4.8. การหาการขจัดของระบบ

หลังจากกำหนดเงื่อนไขขอบ หรือเงื่อนไขบังคับแล้วจะสามารถหาการขจัด $d_1, d_2, d_3, \dots, d_n$ ได้โดยการแก้สมการพีชคณิตพร้อมๆ กัน โดยใช้วิธีการแก้สมการแบบไม่เป็นเชิงเส้นดังที่แสดงก่อนหน้านี้ได้แก่ Newton-Raphson สำหรับตัวอย่างของสมการสมดุลแรงของระบบ คือ

$$\begin{Bmatrix} F1 \\ F2 \\ \cdot \\ \cdot \\ Fn \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} K11 & K12 & \cdot & \cdot & K1n \\ K21 & K22 & \cdot & \cdot & K2n \\ \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot \\ \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot \\ Kn1 & Kn2 & \cdot & \cdot & Knn \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} d1 \\ d2 \\ \cdot \\ \cdot \\ dn \end{Bmatrix} \quad (6.4-6)$$

6.4.9. การหาค่าความเครียดและความเค้น

ในการวิเคราะห์โครงสร้างหรือชิ้นส่วนเครื่องจักรกล นอกจากต้องการทราบการกระจัดแล้วยังต้องการทราบค่าของความเครียด ความเค้น หรือค่าของโมเมนต์ และแรงเฉือน ค่าต่างๆ เหล่านี้สามารถคำนวณหาได้โดยใช้ความรู้พื้นฐานทางกลศาสตร์ของแข็ง อาทิเช่น ปัญหามิติเดียว ถ้าทราบค่าการกระจัด u ก็สามารหาค่าความเครียดจาก $\epsilon_x = du / dx$ และหาค่าความเค้นจาก $\sigma_x = E\epsilon_x$ โดยในโครงการนี้ ความสัมพันธ์ของความเครียดและความเค้นจะอยู่ในรูปแบบไม่เป็นเชิงเส้นเพื่อพิจารณาผลเนื่องจากความเสียหาย การแตกร้าว ลักษณะการพังทลายและความเหนียวของตอม่อ สะพานภายใต้สภาวะแรงเนื่องจากแผ่นดินไหวโดยจะแสดงในหัวข้อที่ 6.7

6.4.10. คุณสมบัติของวัสดุ

คุณสมบัติของวัสดุในแต่ละชิ้นส่วนมีความสำคัญในการออกแบบจำลองและวิเคราะห์ เพื่อให้มีความใกล้เคียงกับโครงสร้างจริงมากที่สุด ซึ่งโครงสร้างต่อมอสะพานที่ใช้ในโครงการนี้จะสอดคล้องกับแบบมาตรฐานกรมทางหลวงและผลการทดสอบวัสดุที่ได้จากภาคสนาม มีกำลังรับแรงอัดของคอนกรีตดังนี้

- เสาเข็มหล่อสำเร็จ: 21 เมกะพาสคัล ที่ 28 วัน
- ต่อมอแบบ Pile Bent: 21 เมกะพาสคัล ที่ 28 วัน
- ส่วนเหล็กเสริมมีกำลังครากต่ำสุด 300 เมกะพาสคัล

หลักการวิเคราะห์แบบพลศาสตร์ (Dynamic Analysis)

- 6.5. การวิเคราะห์แบบพลศาสตร์คือวิธีการวิเคราะห์เพื่อหาผลตอบสนองของโครงสร้างภายใต้แรงที่ขึ้นกับเวลา โดยผลตอบสนองของโครงสร้างเชิงพลศาสตร์จะขึ้นกับมวลของโครงสร้าง Damping และสติเฟนสของโครงสร้าง ซึ่งสามารถอธิบายโดยใช้สมการการเคลื่อนที่ดังนี้

$$[M]\{\ddot{U}\} + [C]\{\dot{U}\} + [K]\{U\} = \{P(t)\} \quad (6.5-1)$$

โดย K = Stiffness Matrix

C = Damping Matrix

M = Mass Matrix

$P(t)$ = เวกเตอร์ของแรงกระทำภายนอกที่ขึ้นกับเวลา (Vector of Applied Loads)

U = เวกเตอร์ของการขจัดสถิต (Displacement) ตามเวลา (t)

\dot{U} = เวกเตอร์ของการความเร็ว (Velocity) ตามเวลา (t)

\ddot{U} = เวกเตอร์ของการความเร่ง (Acceleration) ตามเวลา (t)

โดยตัวอย่างของการประยุกต์ใช้การวิเคราะห์แบบพลศาสตร์ได้แก่ การหาค่าความถี่ธรรมชาติ รูปแบบการสั่นไหวอิสระของสะพาน การกระจายแรงเนื่องจากการวิ่งของรถบรรทุกและการจราจรเทียบกับเวลาและค่าสูงสุด และ ผลตอบสนองของโครงสร้างสะพานเนื่องจากแรงลม แรงเนื่องจากน้ำหรือคลื่นและแผ่นดินไหว เป็นต้น

สำหรับตัวอย่างของวิธีวิเคราะห์ที่เกี่ยวข้องกับหลักการทางพลศาสตร์ที่ใช้ในโครงการนี้ได้แก่ การวิเคราะห์หา Eigen-Value และ Eigen Vector หรือ Eigen Analysis และการวิเคราะห์ในพิสัยเวลา (Time History Analysis) โดยที่การวิเคราะห์ Eigen-Value จะใช้ในการหาการกระจัดที่คาบเวลาต่างๆ ของโครงสร้าง (Mode Shape) สำหรับการวิเคราะห์ในพิสัยเวลา (Time History Analysis) จะใช้ในการหาค่าการตอบสนองแบบประวัติเวลาและผลตอบสนองสูงสุด เช่น ค่าการแอ่นตัวแบบประวัติเวลา (Deflection Time

History) ค่าการแอ่นตัวสูงสุด (Maximum Deflection) ค่าความเค้นแบบประวัติเวลา (Stress Time History) และค่าความเค้นสูงสุด (Maximum Stress) ซึ่งผลตอบสนองแบบประวัติเวลาเหล่านี้เกิดขึ้นในกรณีเช่น ในขณะที่รถวิ่งผ่านสะพาน หรือการสั่นไหวของโครงสร้างเนื่องจากแรงลมและแผ่นดินไหว นอกจากนั้น การวิเคราะห์ในพิสัยเวลายังสามารถใช้ประเมินผลกระทบเนื่องจากการปฏิสัมพันธ์ระหว่างรถที่วิ่งบน สะพานกับการสั่นไหวของโครงสร้างสะพาน สำหรับในกรณีของการนำการวิเคราะห์แบบพลศาสตร์ในการ วิเคราะห์และประเมินหาผลกระทบของแผ่นดินไหวต่อโครงสร้างสะพาน โดยใช้การวิเคราะห์ในพิสัยเวลา (Time History Analysis) จะใช้ในการหาผลตอบสนองของสะพานต่อการสั่นไหวเนื่องจากแผ่นดินไหวใน เวลาต่างๆ รวมทั้งการหาค่าการตอบสนองสูงสุดเช่นการเคลื่อนตัวสูงสุด ความเร็วและความเร่งสูงสุด รวมทั้งแรงภายในหรือระดับของความเสียหายของสะพานเทียบกับเวลาขณะและภายหลังการเกิด แผ่นดินไหวโดยรายละเอียดที่เกี่ยวข้องกับแผ่นดินไหวจะนำเสนอในส่วนต่อไป

6.5.1. การวิเคราะห์หาการหาการกระจัดที่คาบเวลาต่างๆ ของโครงสร้าง (Mode Shape) และคาบ การสั่นโดยธรรมชาติ (Natural Period)

Eigenvector Analysis คือการคำนวณหา Mode Shapes ของการสั่นโดยอิสระแบบ Undamped และ ความถี่ (Frequency) ของระบบซึ่งจะเกี่ยวข้องกับการหาคำตอบจาก Eigenvector ทั่วไป ดังนี้

$$[K - \Omega^2 M] \phi = 0 \quad (6.5-2)$$

โดยที่ K = Stiffness Matrix

M = Diagonal Mass Matrix

Ω = Diagonal Matrix of Eigenvalue

ϕ = Matrix of Corresponding Eigenvector (Mode Shape)

ปกติจะเรียกแต่ละคู่ของ Eigenvalue-Eigenvector ว่า Natural Vibration Mode of Structure โดยที่ Mode ต่างๆ ถูกบ่งชี้โดยหมายเลข 1 ถึง n ตามลำดับ เพื่อให้จะให้โปรแกรมสามารถคำนวณหา Mode ได้

เมื่อ Eigenvalue คือ ค่า Circular Frequency (ω) ของ Mode นั้นยกกำลังสอง ส่วนค่า Cycle Frequency (f) และ Period (T) ของ Mode นั้น จะสัมพันธ์กับ ω ดังนี้

$$T = \frac{1}{f} \text{ และ } f = \frac{\omega}{2\pi} \quad (6.5-3)$$

สำหรับการวิเคราะห์หาการหาการกระจัดที่คาบเวลาต่างๆ ของโครงสร้าง (Mode Shape) รวมทั้งคาบ การสั่นโดยธรรมชาติ (Natural Period) ของโครงสร้างสะพานที่มีความซับซ้อนและมีความสำคัญเช่น สะพานขึง (Cable Stayed Bridge) นั้นเนื่องจากสะพานลักษณะนี้เป็นสะพานที่มีขนาดใหญ่ในขั้นตอนการ ออกแบบจะพิจารณาผลเนื่องจากการก่อสร้าง (Construction Stage) ซึ่งในระหว่างและหลังการก่อสร้าง โครงสร้างสะพานจะมีแรงภายในเกิดขึ้นและเปลี่ยนแปลงไปตามเวลา

ต่างๆของวัสดุก่อสร้าง เช่น (Creep, Shrinkage, และ Relaxation) โดยแรงภายในเหล่านี้มีความสำคัญและส่งผลต่อลักษณะการเคลื่อนตัวของโครงสร้างในระหว่างการใช้งานรวมทั้งยังส่งผลต่อการกระจัดที่คาบเวลาต่างๆ ของโครงสร้าง (Mode Shape) รวมทั้งคาบการสั่นโดยธรรมชาติ (Natural Period) ของโครงสร้าง สะพานอีกด้วย ด้วยเหตุนี้ในการวิเคราะห์หาค่าการกระจัดที่คาบเวลาต่างๆ ของโครงสร้าง (Mode Shape) รวมทั้งคาบการสั่นโดยธรรมชาติ (Natural Period) ของโครงสร้างสะพานให้มีความถูกต้อง นอกจากการนำวิธีการปรับค่าแบบจำลอง (Finite Element Calibration and Updating) มาใช้ในการปรับค่าที่ใช้ในการสร้างแบบจำลองกับค่าที่ตรวจวัดได้จากในสนามแล้ว การคำนวณหาการกระจัดที่คาบเวลาต่างๆ ของโครงสร้าง (Mode Shape) รวมทั้งคาบการสั่นโดยธรรมชาติ (Natural Period) ของโครงสร้างสะพานโดยใช้วิธีที่เรียกว่า Stressed Eigen Analysis จะทำให้การหา Mode Shape และ Natural Period มีความถูกต้องกับสภาพของสะพานในปัจจุบันมากขึ้นด้วย

6.5.2. การวิเคราะห์หาผลตอบสนองของสะพานเนื่องจากแผ่นดินไหว

การวิเคราะห์หาผลตอบสนองของสะพานเนื่องจากแผ่นดินไหวประกอบด้วยขั้นตอนสำคัญๆ ดังนี้ 1) การเลือกคลื่นและระดับของแผ่นดินไหว 2) แบบจำลองของสะพานที่ปรับค่าแล้ว 3) วิธีการวิเคราะห์เชิงพลศาสตร์ เพื่อใช้วิเคราะห์หาความสามารถในการต้านทานแผ่นดินไหวของโครงสร้างสะพานตามมาตรฐาน AASHTO ในส่วนของโครงสร้างสะพานต่างๆ เช่น คานและพื้นของสะพาน รวมทั้งเสาตอม่อและฐานราก โดยระดับของความรุนแรงของแผ่นดินไหวที่ใช้ในการพิจารณาในโครงการนี้กำหนดให้ใช้ค่าความเร่งสูงสุดของพื้นดินตามข้อมูลของประเทศไทย หรืออย่างน้อยเท่ากับ 0.10 g สำหรับความน่าจะเป็นที่จะเกิดแผ่นดินไหวเกินขนาดดังกล่าวเท่ากับ 10 % ในระยะเวลา 50 ปี โดยจะอธิบายในรายละเอียดของพารามิเตอร์ต่างๆ ดังนี้

1.) ระดับบริเวณการสั่นสะเทือนจากแผ่นดินไหว (Seismic Performance Zone)

จาก AASHTO และ มยพ.1302 โดยทั่วไปสามารถแบ่งระดับในบริเวณที่มีโครงสร้างสะพานได้ 4 ระดับตามสัมประสิทธิ์ความเร่งของดิน ดังแสดงในตารางที่ 6.5-1 และตารางที่ 6.5-2 สำหรับกรณีของ มยพ.1302

ตารางที่ 6.5-1 ระดับบริเวณการสั่นสะเทือนจากแผ่นดินไหวตาม AASHTO

Acceleration Coefficient	Seismic Zone
$A \leq 0.09$	1
$0.09 < A \leq 0.19$	2
$0.19 < A \leq 0.29$	3
$0.29 < A$	4

โดยที่ A คือ สัมประสิทธิ์ความเร่งของพื้นดินซึ่งมีค่าเป็นจำนวนเท่าของความเร่งโน้มถ่วง

ตารางที่ 6.5-2 ระดับบริเวณการสั่นสะเทือนจากแผ่นดินไหวตาม มยผ.1302 ที่จังหวัดภูเก็ต

ภูเก็ต	กะทู้	0.18	0.13
	ถลาง	0.18	0.13
	เมืองภูเก็ต	0.18	0.13

โดยค่าสัมประสิทธิ์ความเร่งของพื้นดินสามารถหาได้จากแผนที่ความเสี่ยงภัยแผ่นดินไหวในแต่ละบริเวณที่ได้จากวิธี Probabilistic Seismic Hazard Analysis โดยค่าของความเร่งของพื้นดินจะขึ้นกับลักษณะของรอยเลื่อนแผ่นดินไหวในบริเวณนั้น ระยะห่างของที่ตั้งสะพานจากรอยเลื่อน ทิศทางของรอยเลื่อน การเคลื่อนตัวของรอยเลื่อน ลักษณะชั้นดินในตำแหน่งที่ตั้งสะพาน นอกจากนั้นค่าของความเร่งของพื้นดินจะขึ้นกับคาบการเกิดแผ่นดินไหวที่พิจารณาในการออกแบบหรือประเมินโครงสร้างอีกด้วย ซึ่งจะนำเสนอต่อไป

2.) ตัวคูณค่าสัมประสิทธิ์สำหรับคุณสมบัติของดิน (Site Effects) ตาม AASHTO

ตารางที่ 6.5-3 สัมประสิทธิ์ของดินที่ตั้งโครงสร้าง

Site Coefficient	Soil Profile Type			
	I	II	III	IV
S	1.0	1.2	1.5	2.0

- ประเภทดิน ชนิดที่ I มีลักษณะเป็นหิน ดินแข็ง มีความลึกของดินน้อยกว่า 60 เมตร
- ประเภทดิน ชนิดที่ II มีลักษณะเป็นดินเหนียวแข็งซึ่งมีความหนามากกว่า 60 เมตร
- ประเภทดิน ชนิดที่ III มีลักษณะเป็นดินเหนียวอ่อนถึงแข็งปานกลางหรือทรายซึ่งมีความหนาของชั้นดินเหนียวมากกว่า 19 เมตร
- ประเภทดิน ชนิดที่ IV มีลักษณะเป็นดินเหนียวอ่อนซึ่งมีความหนามากกว่า 12 เมตร

สำหรับค่า สัมประสิทธิ์สำหรับชั้นดินตาม มยพ.1302 แสดงดังนี้

ค่าสัมประสิทธิ์สำหรับชั้นดินที่ตั้งอาคาร F_u

ประเภทของชั้นดิน	ความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมของแผ่นดินไหวใหญ่ที่คาบ 0.2 วินาที (g)				
	$S_s \leq 0.25$	$S_s = 0.5$	$S_s = 0.75$	$S_s = 1.0$	$S_s \geq 1.25$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0
D	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0
E	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9
F	ทำการวิเคราะห์การตอบสนองของดิน				

ค่าสัมประสิทธิ์สำหรับชั้นดินที่ตั้งอาคาร F_v

ประเภทของชั้นดิน	ความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมของแผ่นดินไหวใหญ่ที่คาบ 1.0 วินาที				
	$S_v \leq 0.1$	$S_v = 0.2$	$S_v = 0.3$	$S_v = 0.4$	$S_v \geq 0.5$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
D	2.4	2.0	1.8	1.6	1.5
E	3.5	3.2	2.8	2.4	2.4
F	ทำการวิเคราะห์การตอบสนองของดิน				

3.) การคำนวณหาสัมประสิทธิ์การยึดหยุ่นเพื่อตอบสนองความต้านทานแผ่นดินไหว (Elastic Seismic Response Coefficient) ตาม AASHTO

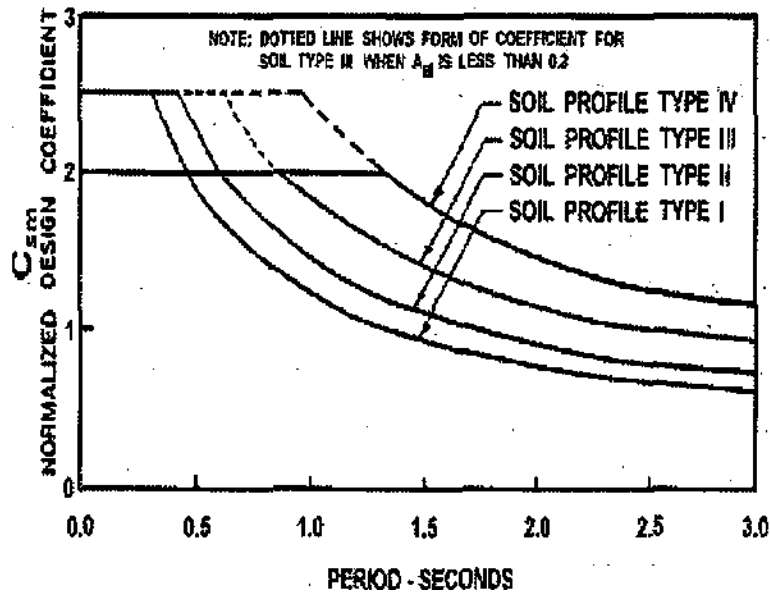
$$C_{sm} = \frac{1.2AS}{T_m^{2/3}} \leq 2.5A$$

โดยที่ T_m = คาบการสั่นไหวที่โหมด m^{th} (วินาที)

A = สัมประสิทธิ์ความเร่งของพื้นดิน

S = สัมประสิทธิ์ของดินที่ตั้งโครงสร้าง

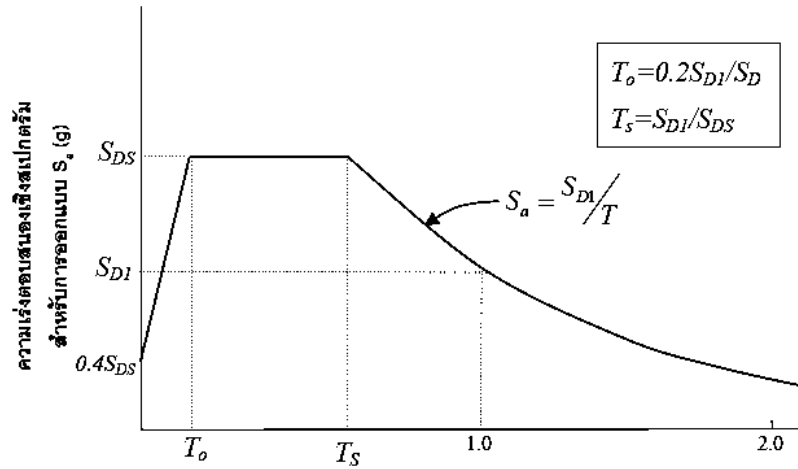
ซึ่งค่าสัมประสิทธิ์การยึดหยุ่นเพื่อตอบสนองความต้านทานแผ่นดินไหว สามารถหาได้จากการทราบค่าสัมประสิทธิ์ความเร่งของพื้นดินและผลของการวาดกราฟคาบของการสั่นไหว ดังตัวอย่างในรูปที่ 6.5-1 ซึ่งมีเปอร์เซ็นต์ Damping เท่ากับ 5



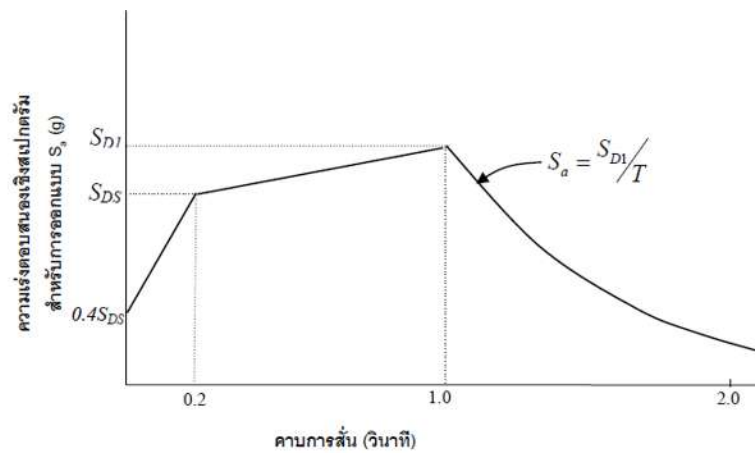
รูปที่ 6.5-1 สัมประสิทธิ์การตอบสนองต้านทานแผ่นดินไหวสำหรับชนิดของดิน และสัมประสิทธิ์ความเร่งของพื้นดิน

- สำหรับดินอยู่ในชนิดที่ III หรือ IV และค่าสัมประสิทธิ์ความเร่งของพื้นดิน “A” ไม่น้อยกว่า 0.30 กำหนดให้ C_{sm} ต้องไม่เกิน $2.0 A$
- สำหรับดินอยู่ในชนิดที่ III และ IV และในโหมดของฐานรากมีคาบน้อยกว่า 0.30 วินาที กำหนดให้ $C_{sm} = A(0.8 + 4.0T_m)$
- ถ้าคาบของการสั่นไหวในทุกโหมด มากเกิน 4.0 วินาที กำหนดให้ $C_{sm} = \frac{3AS}{T_m^{4/3}}$

สำหรับการประมาณค่าของเส้นการตอบสนองของโครงสร้างเนื่องจากแผ่นดินไหวตาม มยพ. 1302 จะสร้างจากกราฟดังนี้



สเปกตรัมผลตอบสนองสำหรับการออกแบบด้วยวิธีเชิงพลศาสตร์ในพื้นที่นอกเขต กรุงเทพมหานครและปริมณฑลที่มีค่า $S_{DI} \leq S_{DS}$



สเปกตรัมผลตอบสนองสำหรับการออกแบบด้วยวิธีเชิงพลศาสตร์ในพื้นที่นอกเขต กรุงเทพมหานครและปริมณฑลที่มีค่า $S_{DI} > S_{DS}$

4.) ตัวประกอบปรับผลตอบสนอง (Response Modification Factors)

ในการออกแบบแรงแผ่นดินไหวมีผลต่อส่วนของโครงสร้างของสะพานทั้งด้านล่าง และรอย การเชื่อมต่อกันระหว่างส่วน โครงสร้างด้านบนและด้านล่าง การใช้ตัวประกอบปรับผลตอบสนองจะ สามารถบอกถึงแรงที่มีผลกระทบต่อโครงสร้างมากที่สุด ที่พัฒนาไปเป็น Inelastic hinging ของเสาได้ ซึ่งโดยปกติจะใช้ค่าตัวประกอบปรับผลตอบสนองที่ใช้ในการออกแบบโครงสร้างใหม่สำหรับการ ประเมินสะพานในโครงการนี้การวิเคราะห์หาระดับแรงของแผ่นดินไหวที่เกิดขึ้นใน โครงสร้าง สะพานต่างๆจะใช้การวิเคราะห์ในพิสัยเวลา (Time History Analysis) เป็นหลัก โดยลักษณะของความ

เสียหายหรือการสลายพลังงานของส่วนของโครงสร้างจะจำลองโดยใช้ Inelastic hinging ในรูปแบบต่างๆที่เหมาะสมที่ได้แนะนำไว้ในข้อกำหนดต่างๆ เช่น AASHTO, CALTRAN, และ FHWA เป็นต้น

ตารางที่ 6.5-4 ตัวประกอบปรับผลตอบแทนที่โครงสร้างสะพานส่วนล่าง

Substructure	Importance Category		
	Critical	Essential	Other
Wall-type piers-larger dimension	1.5	1.5	2.0
Reinforced concrete pile bents			
Vertical piles only	1.5	2.0	3.0
With batter piles	1.5	1.5	2.0
Single columns	1.5	2.0	3.0
Steel or composite steel and concrete pile bents			
Vertical piles only	1.5	3.5	5.0
With batter piles	1.5	2.0	3.0
Multiple column bents	1.5	3.5	5.0

ตารางที่ 6.5-5 ตัวประกอบปรับผลตอบแทนที่รอยต่อ

Connection	All Importance Categories
Superstructure to abutment	0.8
Expansion joints within a span of the superstructure	0.8
Columns, piers, or pile bents to cap beam or superstructure	1.0
Columns or piers to foundation	1.0

5.) การรวมแรงจากแผ่นดินไหว

แรงแผ่นดินไหวมีความไม่แน่นอนในทิศทางที่กระทำกับ โครงสร้างสะพาน จึงต้องคิดผลของแรงกระทำใน 2 ทิศทางที่ตั้งฉากกัน โดยพิจารณาเป็น 2 แรงกระทำ ดังนี้

แรงกระทำที่ 1: แรงที่กระทำในทิศทางตามยาว รวมกับ 30% ของแรงที่กระทำในทิศทางตามขวาง

แรงกระทำที่ 2: แรงที่กระทำในทิศทางตามขวาง รวมกับ 30% ของแรงที่กระทำในทิศทางตามยาว

6.) แผนที่ความเสี่ยงแผ่นดินไหว

สำหรับประเทศไทย ได้มีการจัดทำแผนที่แบ่งเขตแผ่นดินไหวหลายครั้ง ในที่นี้ได้นำเอาแผนที่ฉบับที่จัดทำขึ้นโดยกรมทรัพยากรธรณี กระทรวงทรัพยากรธรรมชาติและสิ่งแวดล้อม ซึ่งได้เสนอเขตพื้นที่ที่มีความรุนแรงของคลื่นแผ่นดินไหวตามเส้นแบ่งเขต 4 เขต จาก 0 ถึง 2ข ดังนี้

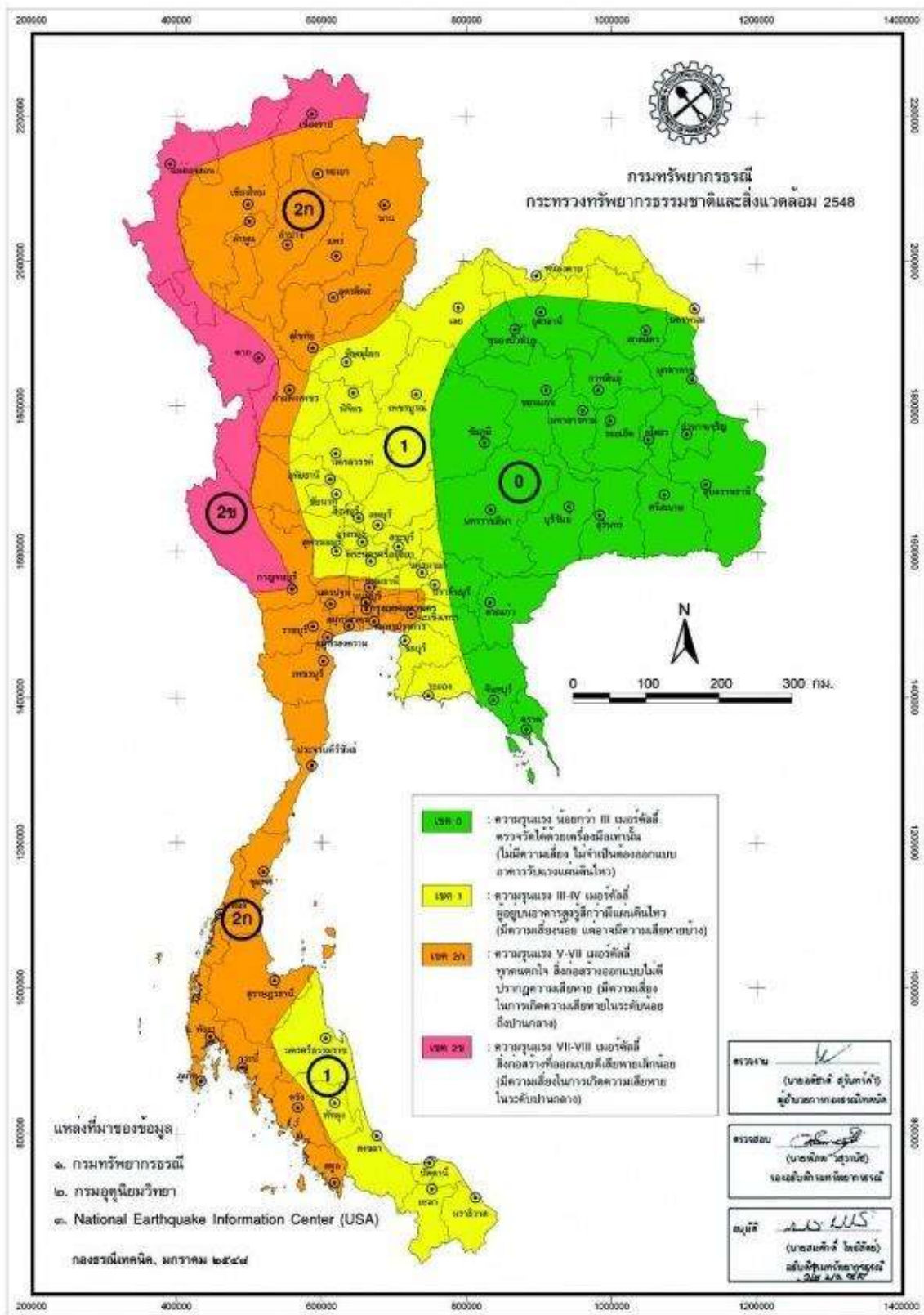
เขต 2ข: ความรุนแรง VII-VII เมอร์คัลลี : สิ่งก่อสร้างที่ออกแบบดีเสียหายเล็กน้อย (มีความเสี่ยงในการเกิดความเสียหายในระดับปานกลาง)

เขต 2ก: ความรุนแรง V-VII เมอร์คัลลี : ทุกคนตกใจ สิ่งก่อสร้างออกแบบไม่ดี ปรากฏความเสียหาย (มีความเสี่ยงในการเกิดความเสียหายในระดับน้อยถึงปานกลาง)

เขต 1: ความรุนแรง III-IV เมอร์คัลลี : ผู้อยู่บนอาคารสูงรู้สึกว่ามีแผ่นดินไหว (มีความเสี่ยงน้อย แต่อาจมีความเสียหายบ้าง)

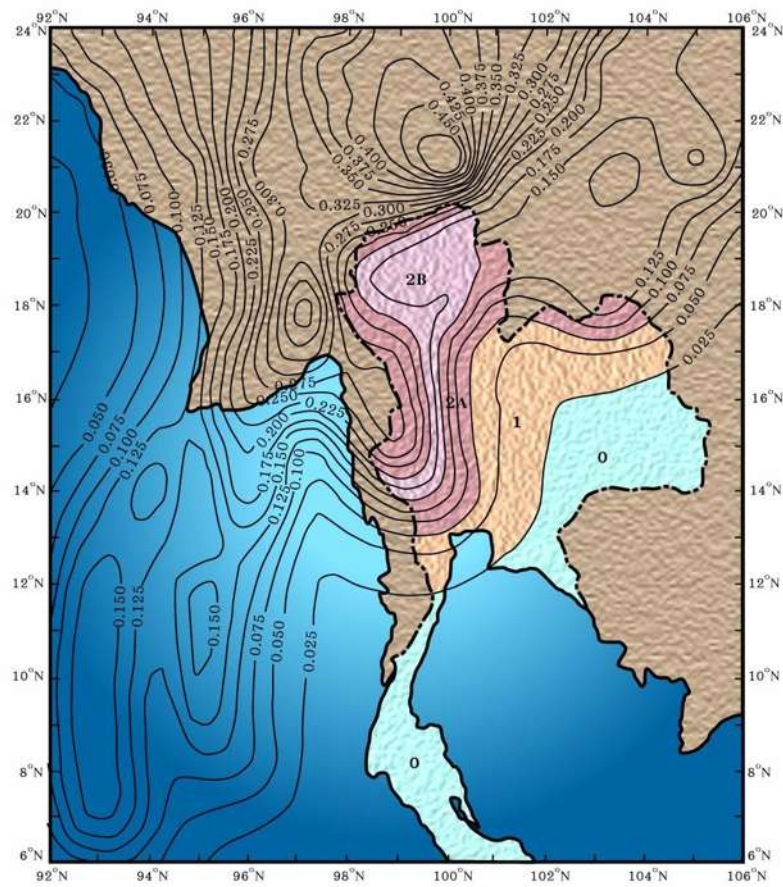
เขต 0: ความรุนแรงน้อยกว่า III เมอร์คัลลี : ตรวจวัดได้ด้วยเครื่องมือเท่านั้น (ไม่มีความเสี่ยง ไม่จำเป็นต้องออกแบบอาคารรับแรงแผ่นดินไหว)

โดยมาตราเมอร์คัลลีเป็นมาตราที่ใช้กำหนดชั้นความรุนแรงของแผ่นดินไหวมีทั้งหมด 12 อันดับจากความรุนแรงน้อย (I) ไปสู่ความรุนแรงมาก (XII)



รูปที่ 6.5-2 แผนที่แบ่งเขตแผ่นดินไหว (<http://civil.eng.cmu.ac.th/sites/default/files/PGA.pdf>)

นอกจากนั้นยังมีการจัดทำแผนที่ความเสี่ยงแผ่นดินไหวที่ให้ข้อมูลเชิงปริมาณที่สามารถนำมาใช้ในประกอบการออกแบบโครงสร้างต่างๆ ได้เช่น ความเร่งที่ผิวดินสูงสุด (Peak Ground Acceleration, PGA) โดยนักวิชาการต่างๆ โดยใช้หลักการของความน่าจะเป็นหรือการวิเคราะห์ความเสี่ยงที่เรียกว่า Probabilistic Seismic Hazard Analysis ดังตัวอย่างข้างล่างซึ่งจัดทำโดย Dr. Pennueng et al ซึ่งแสดงระดับของ PGA ของพื้นที่ต่างๆ ในประเทศไทยโดยค่าของความเร่งบนผิวดินนี้ได้สร้างขึ้นจากผลของแผ่นดินไหวที่เกิดจากรอยเลื่อนในประเทศไทยและรอยเลื่อนต่างๆ โดยรอบประเทศไทย โดยลักษณะของชั้นดินที่ใช้ในการวิเคราะห์และนำเสนอในแผนที่ความเสี่ยงนี้เป็น หินแข็งซึ่งมีค่าของความเร็วของคลื่นเฉือนในชั้นดิน (Shear Wave Velocity) สูง โดยการนำแผนที่ความเสี่ยงนี้มาใช้ประกอบการออกแบบโครงสร้างบริเวณชั้นดินที่แตกต่างไปจะต้องทำการพิจารณาผลของชั้นดินนั้น (Site Effect) โดยเฉพาะกรณีชั้นดินอ่อน



รูปที่ 6.5-3 แผนที่ความเสี่ยงแผ่นดินไหวสำหรับคาบการเกิดแผ่นดินไหว 475 ปี หรือโอกาสในการเกิดแผ่นดินไหวเกินค่าที่กำหนดในรูปมีค่าน้อยกว่า 10% ในรอบ 50 ปี

ขั้นตอนการประเมินสะพานเทพกระษัตรีและสะพานสารสิน 2 ภายใต้แรงเนื่องจากแผ่นดินไหว

6.6. ขั้นตอนการประเมินสะพานเทพกระษัตรีและสะพานสารสิน 2 ภายใต้แรงแผ่นดินไหว ที่ปรึกษาได้ดำเนินการดังต่อไปนี้

- พิจารณาแบบ As-Built ของสะพานถ้ำมี และทำการตรวจวัดขนาดและสภาพของสะพานจาก
หน้างานจริง
- 1) ทำการใช้โปรแกรม Finite Element ในการสร้างแบบจำลองทางคณิตศาสตร์ของสะพาน
 - 2) ทำการวิเคราะห์แบบจำลองในส่วนของ Modal Analysis เพื่อหารูปแบบของการสั่นพื้นฐานและค่าของการสั่นพื้นฐาน (Natural Mode Shape) และ Natural Period
 - 3) นำผลการทดสอบในสนามค่า Natural Period และ รูปแบบการสั่นของสะพาน มาเปรียบเทียบกับค่าจากแบบจำลอง
 - 4) ทำการปรับค่าแบบจำลองเพื่อให้ ค่าของ Natural Period และรูปแบบการสั่นไหว ใกล้เคียงกับค่าที่ตรวจวัดจากในสนาม
 - 5) นำแบบจำลองที่ได้ปรับค่าแล้วไปทำการวิเคราะห์ Nonlinear Analysis และ Time History Analysis
 - 6) เตรียมคลื่นแผ่นดินไหวสำหรับ Time History Analysis โดยการนำ Response Spectrum ที่สร้างจาก มยผ.1302 ของบริเวณพื้นที่สะพานไปใช้ประกอบการ scale ค่าของ Amplitude ของคลื่นแผ่นดินไหวที่ได้จากการตรวจวัดที่ได้จาก PEER Database
 - 7) นำค่าของคลื่นแผ่นดินไหวที่ได้ Scale แล้วไปทำการวิเคราะห์ Time History Analysis เพื่อประมาณหาค่าการเคลื่อนตัวสูงสุดของสะพาน โดยพิจารณาค่านี้คือ Maximum Displacement Demand
 - 8) จากนั้นทำการวิเคราะห์ Nonlinear Analysis ของโครงสร้างสะพาน เพื่อประมาณหาค่าของ Maximum Displacement Capacity
- ในการประเมินความสามารถในการต้านทานแรงแผ่นดินไหวของสะพาน ที่ปรึกษาจะนำ Displacement Demand มาเปรียบเทียบกับ Maximum Displacement Capacity หากค่าของ Demand น้อยกว่า Capacity และสภาพความเสียหายของโครงสร้างอยู่ในระดับที่รับได้ ก็สรุปได้ว่าสะพานมีความแข็งแรงเพียงพอ

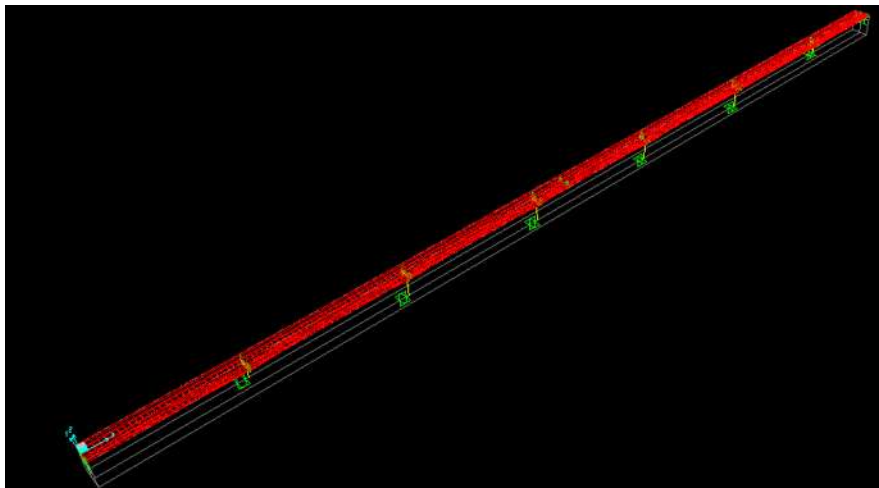
จากขั้นตอนข้างต้นที่ปรึกษาได้นำประกอบการวิเคราะห์และประเมินสะพาน ดังแสดงในขั้นตอนต่อไป

การประเมินโครงสร้างสะพานสารสิน 2 ภายใต้แบบจำลองคลื่นแผ่นดินไหวของรอยเลื่อนคลองมะรุ่ย

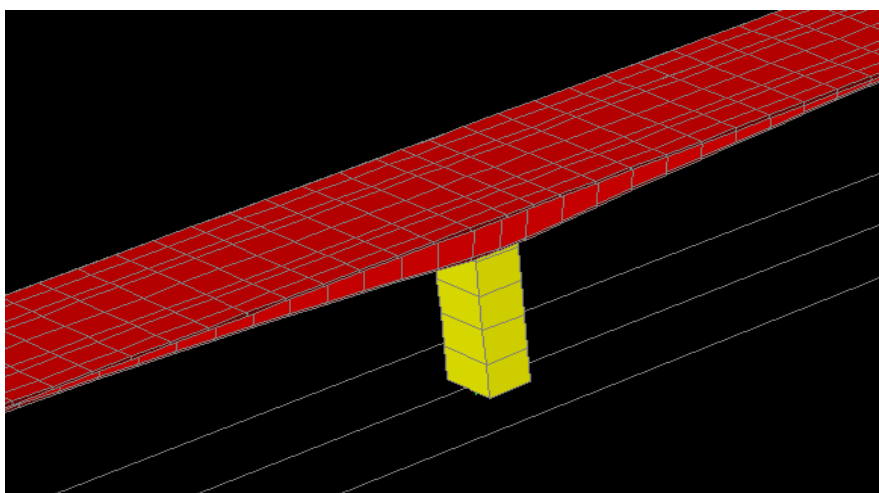
6.7. 6.7.1. การสร้างแบบจำลองโครงสร้างสะพาน

ที่ปรึกษาได้นำข้อมูลการตรวจสอบสภาพโครงสร้างสะพาน สภาพความเสียหายของสะพาน การทดสอบกำลังรับแรงอัดของคอนกรีต การตรวจสอบคุณสมบัติทางพลศาสตร์ของสะพาน และแบบจำลองคลื่นแผ่นดินไหวของรอยเลื่อนคลองมะรุ่ย รวมถึงพิจารณาแบบก่อสร้างสะพานสารสิน 2 ดังแสดงในภาคผนวก ก เพื่อสร้างแบบจำลองทางคณิตศาสตร์ของสะพานโดยใช้ Finite Element Analysis และ Modeling ซึ่งได้ผลดังนี้

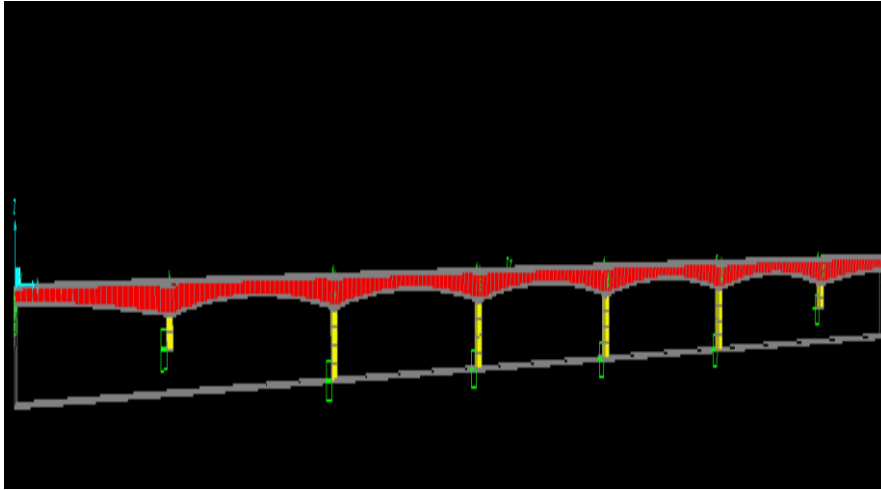
1.) แบบจำลองโครงสร้างของสะพานสารสิน 2



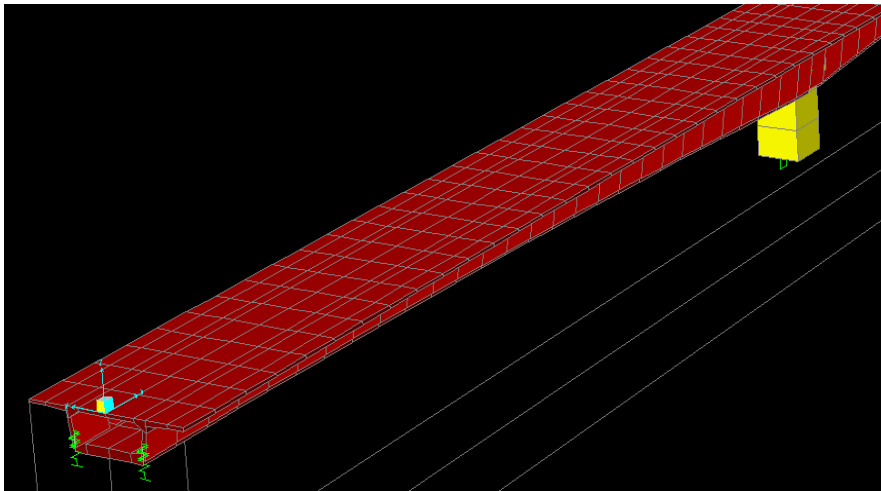
รูปที่ 6.7-1 ตัวอย่างแบบจำลองของสะพานสารสิน 2 (3D Wireframe View)



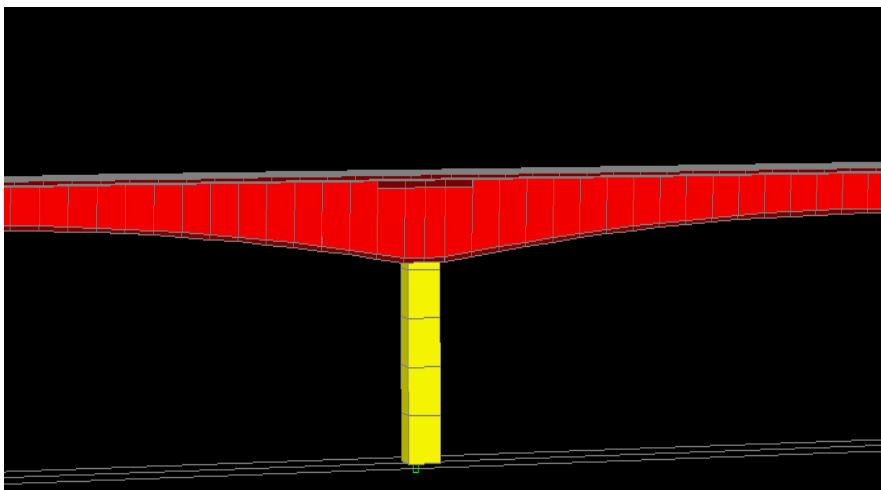
รูปที่ 6.7-2 ตัวอย่างแบบจำลองพื้น คาน และตอม่อ ของสะพานสารสิน 2 (3D Extruded View)



รูปที่ 6.7-3 ตัวอย่างแบบจำลองของคานสะพานสารสิน 2 (3D Extruded View)



รูปที่ 6.7-4 ตัวอย่างแบบจำลองของคานและตอม่อสะพานสารสิน 2 (3D Extruded View)

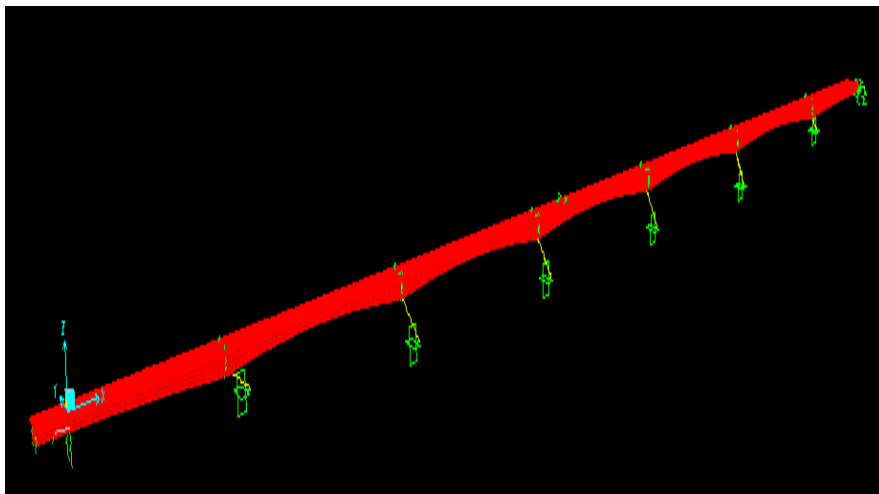


รูปที่ 6.7-5 ตัวอย่างแบบจำลองของ Piers สะพานสารสิน 2 (3D Extruded View)

2.) การปรับค่าของแบบจำลองเทียบกับข้อมูลตรวจวัดจากภาคสนาม

ตารางที่ 6.7-1 ผลของ Natural Frequency และ Error ใน สะพานสารสิน2 ภายหลังจากปรับค่ากับผลทดสอบในสนาม

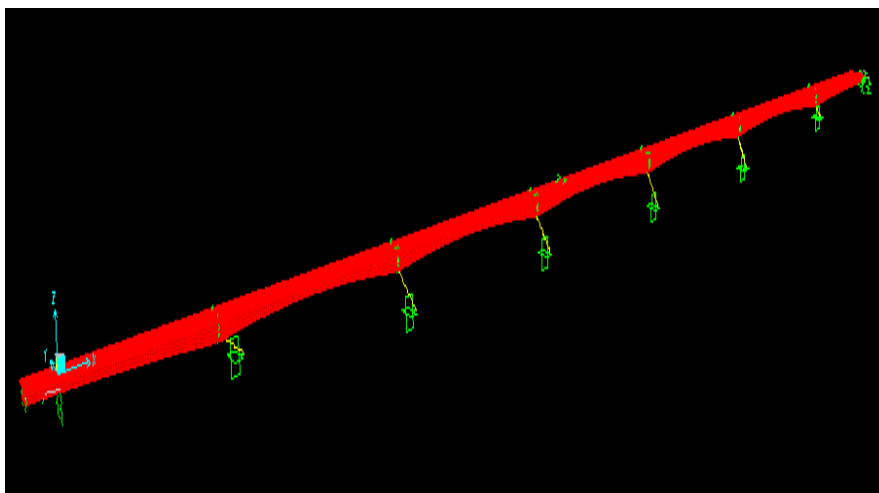
Iteration No	Stiffness Modified	Natural Period (s)		Error (%)	Note
		FEA	Measured		
1	1	0.960	0.196	390.880	FEA Mode 7 and 8
2	2	0.865	0.196	342.303	FEA Mode 6 and 9
3	4	0.616	0.196	214.726	FEA Mode 12 and 17
4	8	0.333	0.196	70.069	FEA Mode 16, 23,24,27,29
5	16	0.267	0.196	36.270	FEA Mode 22,23,24,27
6	32	0.193	0.196	-1.210	FEA Mode 22,23,25,27,29



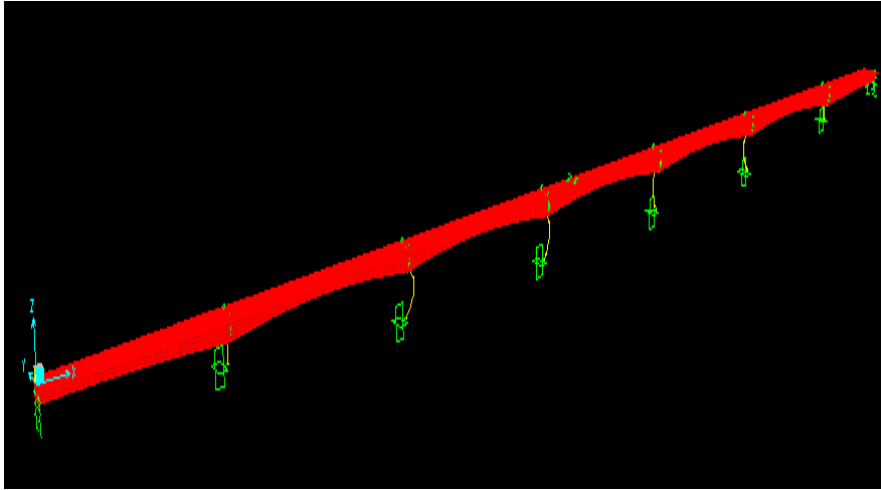
รูปที่ 6.7-6 ผลของ Mode Shape ใน สะพานสารสิน2 ภายหลังจากปรับค่ากับผลทดสอบในสนาม

3.) ผลการวิเคราะห์ของสะพานสารสิน 2 หลังการปรับค่าแบบจำลอง

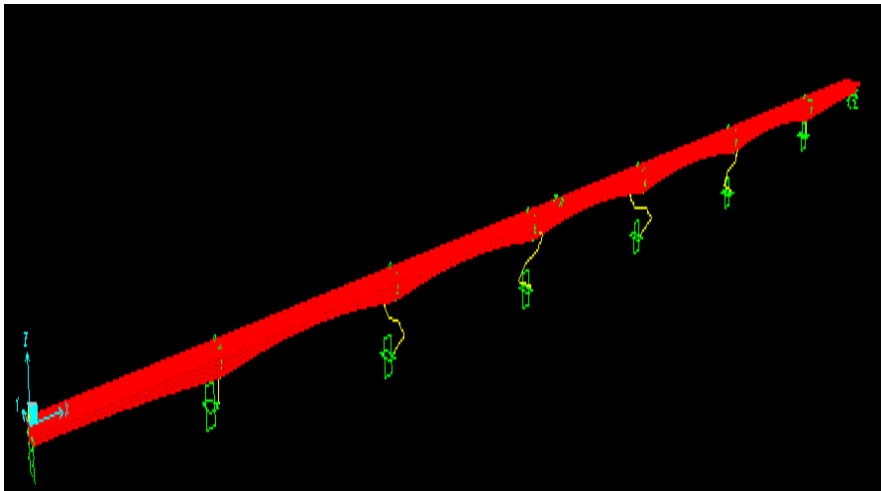
Load Case: Modal Analysis (Structural Mode Shape)



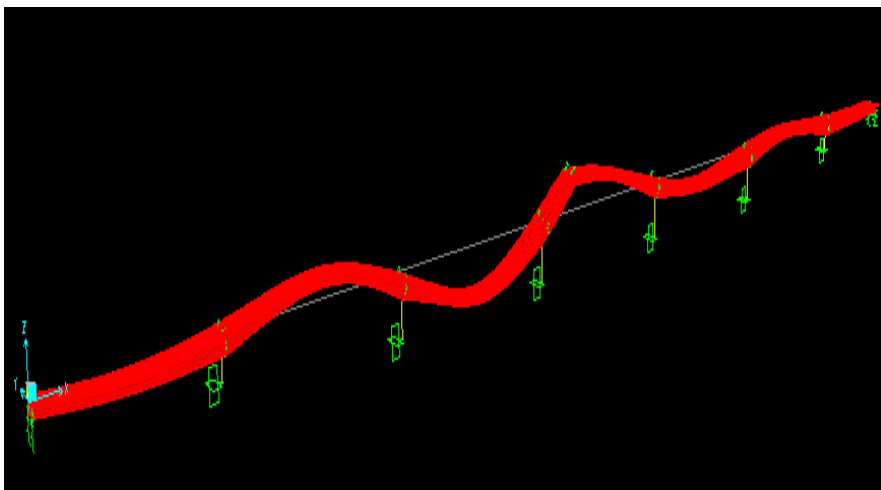
รูปที่ 6.7-7 ผลของ Mode Shape ใน Piers สะพานสารสิน 2 Longitudinal Translation No.1 of Bridge Mode (T= 17.6 s)



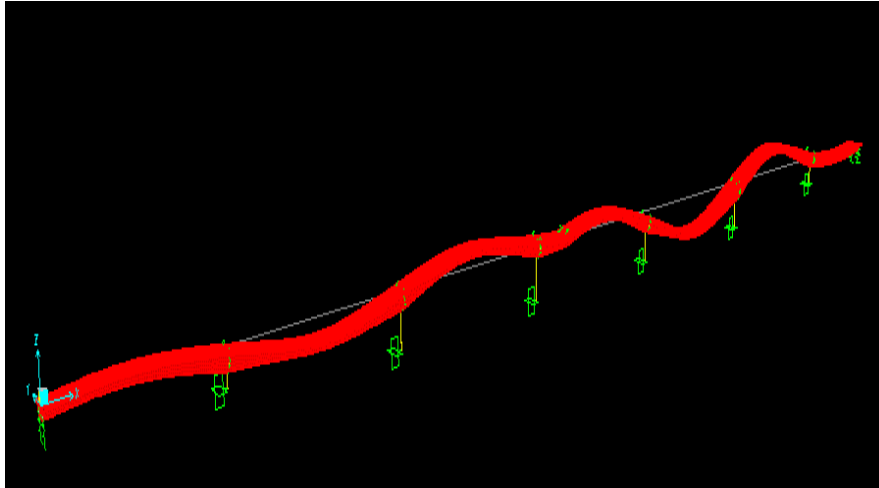
รูปที่ 6.7-8 ผลของ Mode Shape ใน Piers สะพานสารสิน 2 Single Curvature No.1 of Column Mode ($T= 2.01$ s)



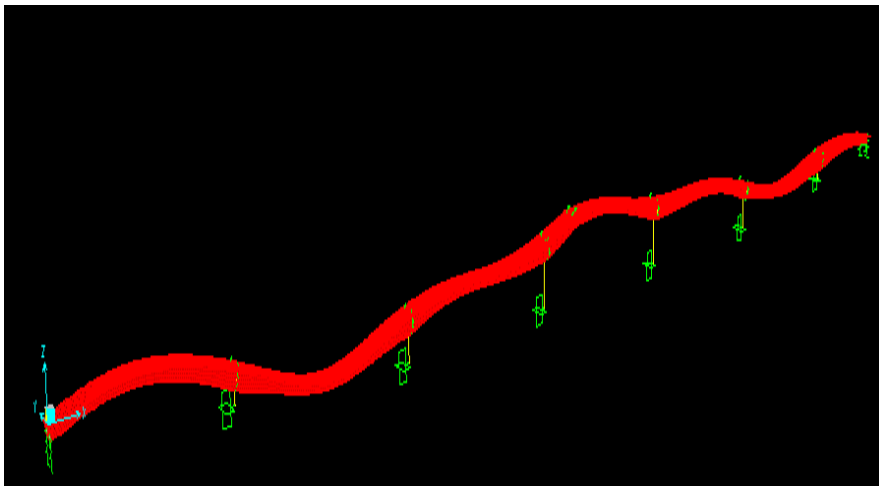
รูปที่ 6.7-9 ผลของ Mode Shape ใน Piers สะพานสารสิน 2 Double Curvature No.1 of Column Mode ($T= 1.07$ s)



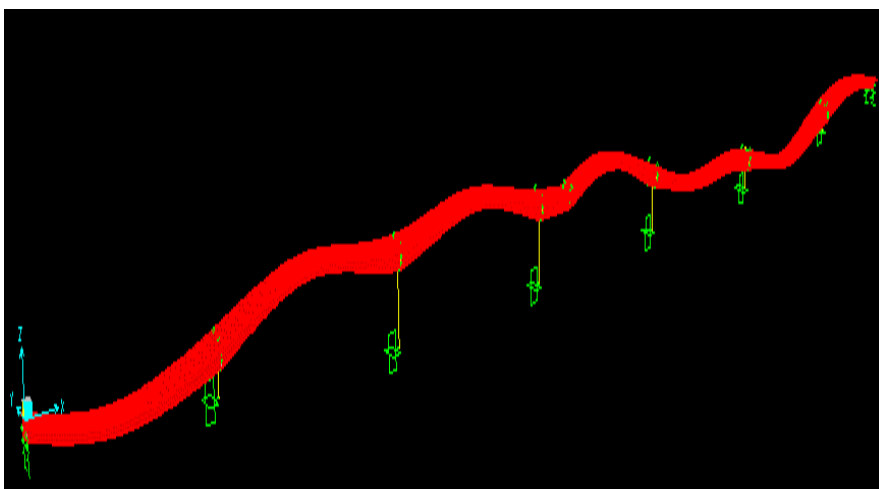
รูปที่ 6.7-10 ผลของ Mode Shape ใน Piers สะพานสารสิน 2 Vertical Translation No.1 of Deck Mode ($T= 0.36$ s) Used for Calibration with Measurement Data



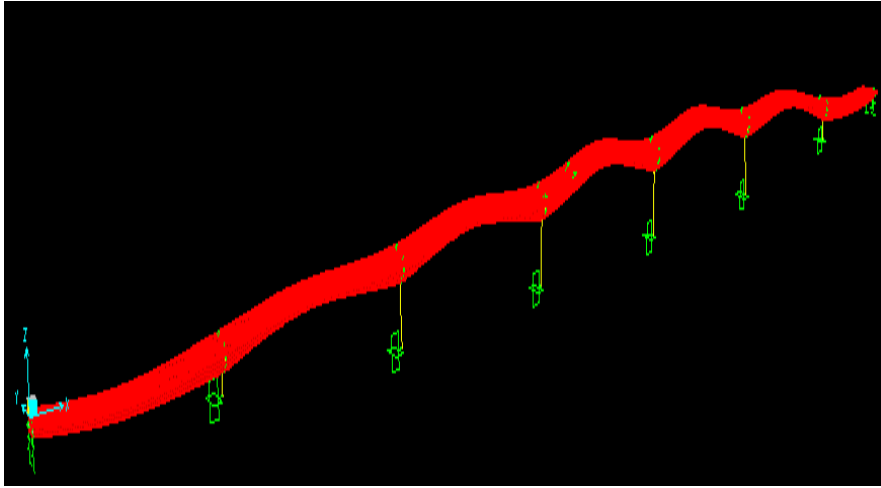
รูปที่ 6.7-11 ผลของ Mode Shape ใน Piers สะพานสารสิน 2 Vertical Translation No.2 of Deck Mode ($T= 0.29$ s)
Used for Calibration with Measurement Data



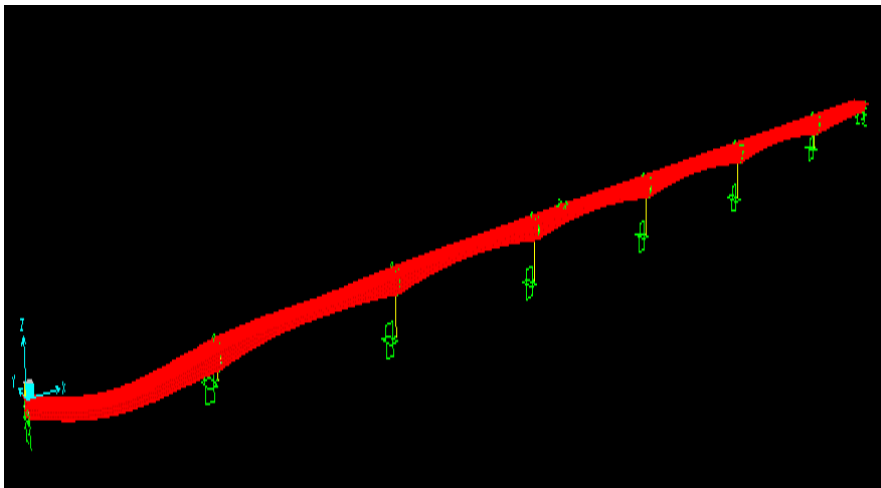
รูปที่ 6.7-12 ผลของ Mode Shape ใน Piers สะพานสารสิน 2 Vertical Translation No.3 of Deck Mode ($T= 0.256$ s)
Used for Calibration with Measurement Data



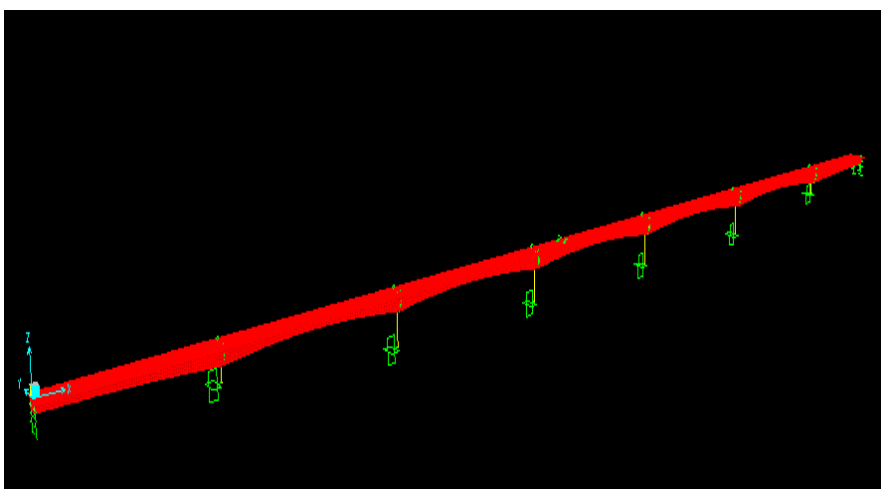
รูปที่ 6.7-13 ผลของ Mode Shape ใน Piers สะพานสารสิน 2 Vertical Translation No.4 of Deck Mode ($T= 0.237$ s)
Used for Calibration with Measurement Data



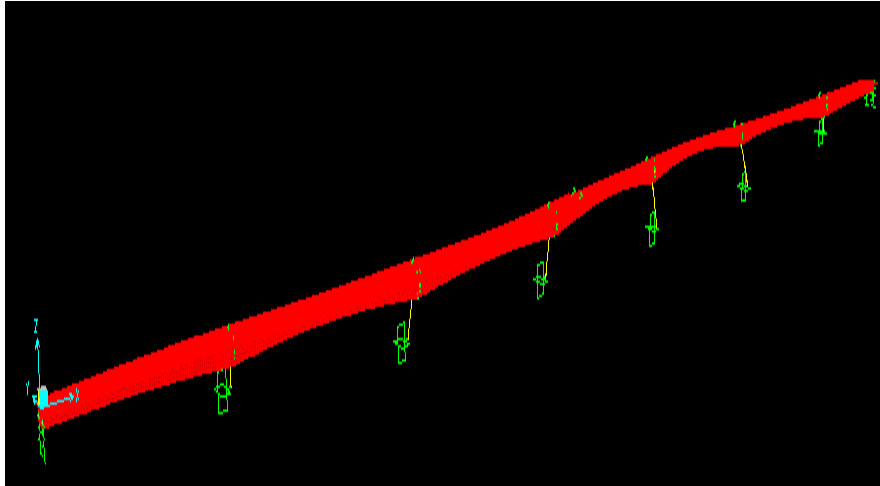
รูปที่ 6.7-14 ผลของ Mode Shape ใน Piers สะพานสารสิน 2 Vertical Translation No.5 of Deck Mode ($T= 0.224$ s)
Used for Calibration with Measurement Data



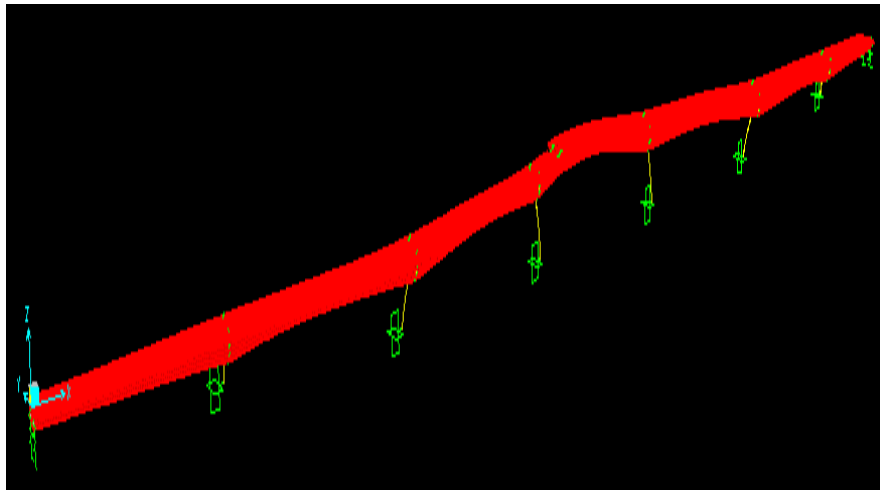
รูปที่ 6.7-15 ผลของ Mode Shape ใน Piers สะพานสารสิน 2 Vertical Translation No.6 of Deck Mode ($T= 0.198$ s)
Used for Calibration with Measurement Data



รูปที่ 6.7-16 ผลของ Mode Shape ใน Piers สะพานสารสิน 2 Transverse Translation No.1 of Bridge Mode ($T= 0.267$ s)

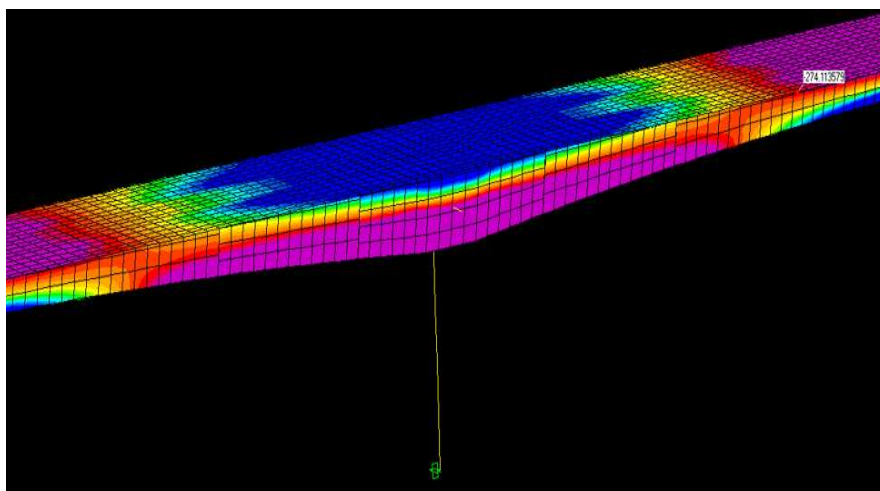


รูปที่ 6.7-17 ผลของ Mode Shape ใน Piers สะพานสารสิน 2 Transverse Translation No.2 of Bridge Mode ($T= 0.253$ s)

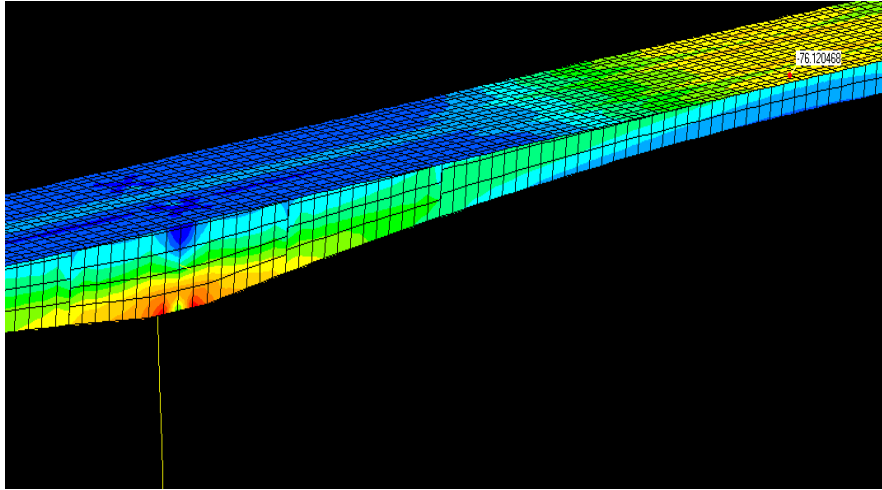


รูปที่ 6.7-18 ผลของ Mode Shape ใน Piers สะพานสารสิน 2 Transverse Translation No.3 of Bridge Mode ($T= 0.227$ s)

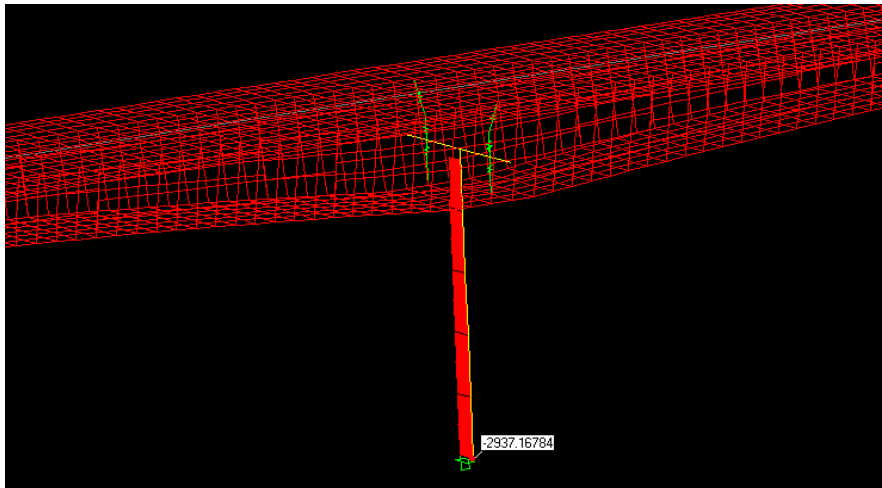
Load Case: DL+SDL



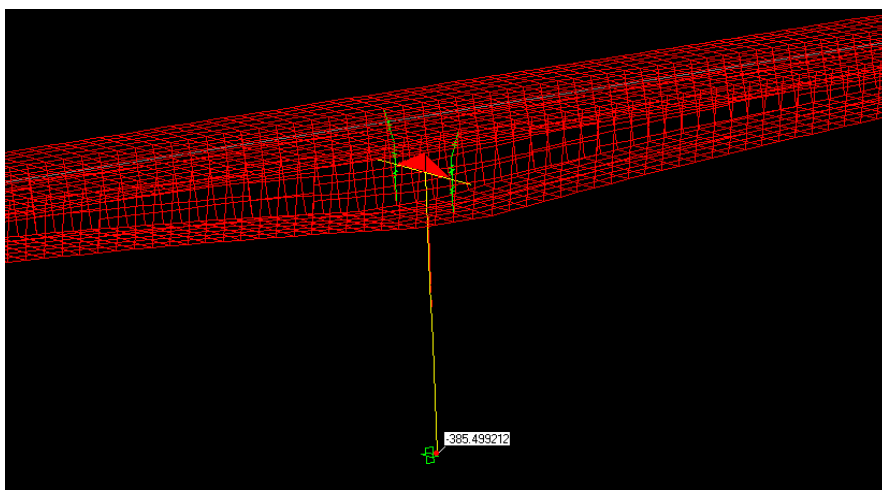
รูปที่ 6.7-19 ผลของ F11 ใน Box Girder ของ สะพานสารสิน 2 เนื่องจาก DL+SDL (3D)-Shell Element



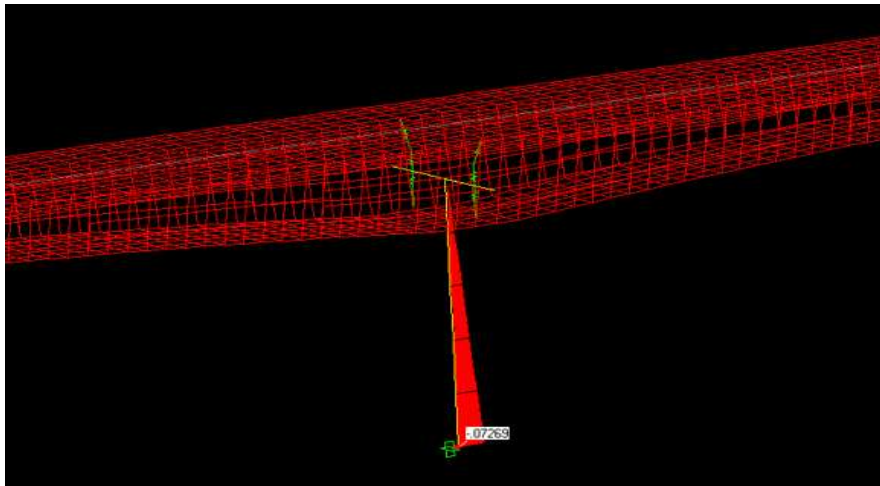
รูปที่ 6.7-20 ผลของ S_{min} ใน Box Girder ของ สะพานสารสิน 2 เนื่องจาก DL+SDL (3D) -Shell Element



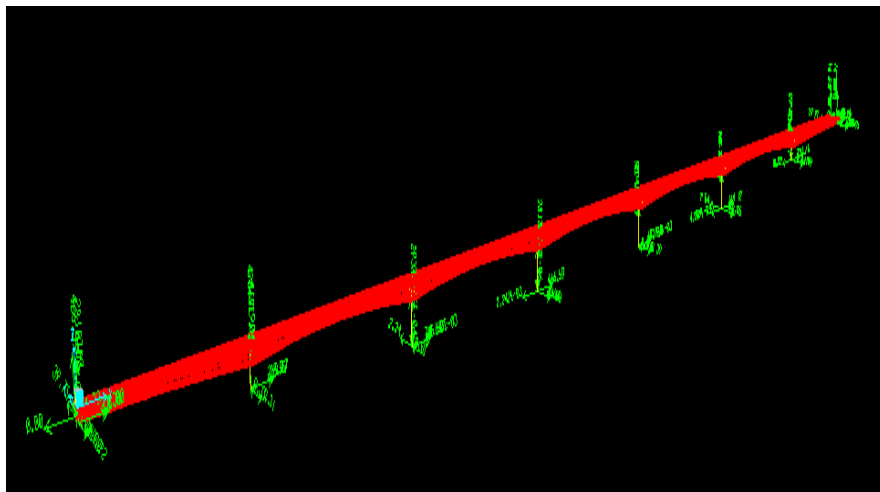
รูปที่ 6.7-21 ผลของ $N11$ ใน Pier No.3 สะพานสารสิน 2 เนื่องจาก DL+SDL (3D)-Frame Element



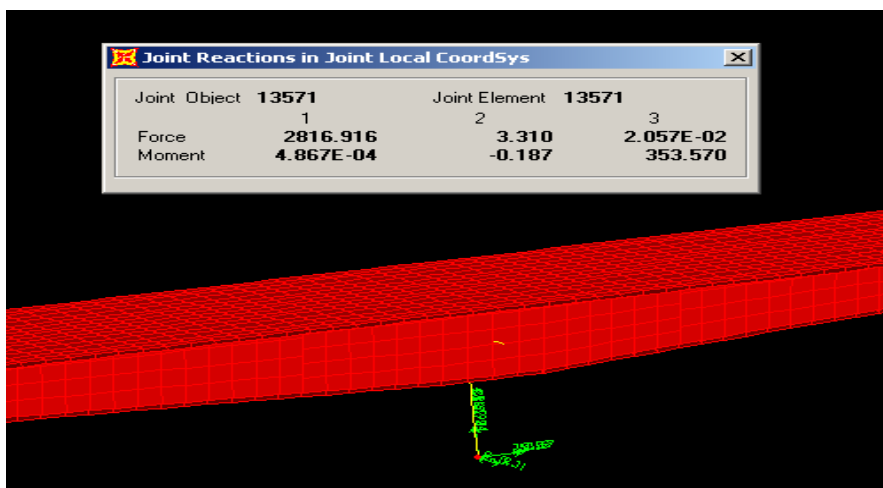
รูปที่ 6.7-22 ผลของ $M33$ ใน Pier No.3 สะพานสารสิน 2 เนื่องจาก DL+SDL (3D) -Frame Element



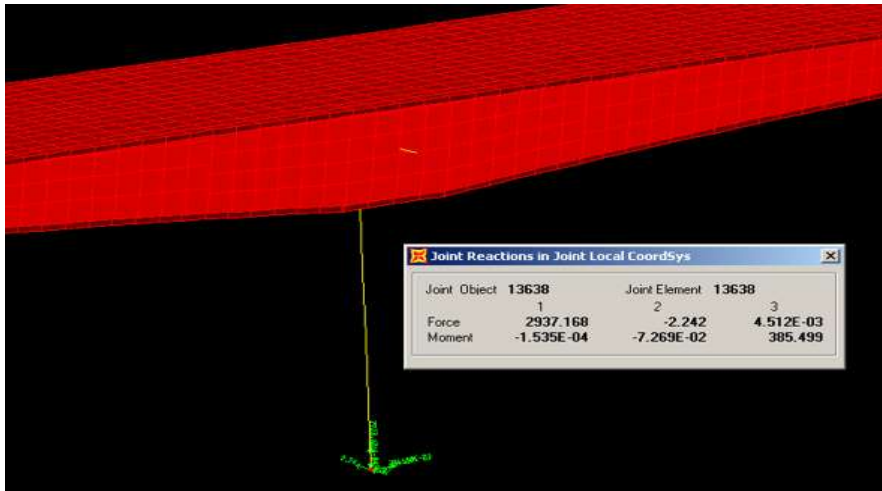
รูปที่ 6.7-23 ผลของ M22 ใน Pier No.3 สะพานสารสิน 2 เนื่องจาก DL+SDL (3D) -Frame Element



รูปที่ 6.7-24 ผลของ Reactions ใน Piers สะพานสารสิน 2 เนื่องจาก DL+SDL (3D)

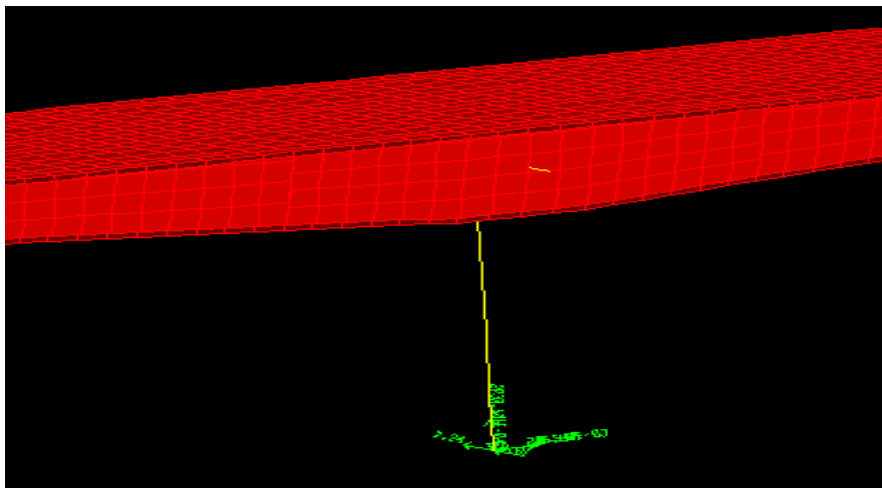


รูปที่ 6.7-25 ผลของ Reactions ใน Pier No.2 สะพานสารสิน 2 เนื่องจาก DL+SDL (3D)



รูปที่ 6.7-26 ผลของ Reactions ใน Pier No.3 สะพานสารสิน 2 เนื่องจาก DL+SDL (3D)

Summary of Internal Forces in Pier



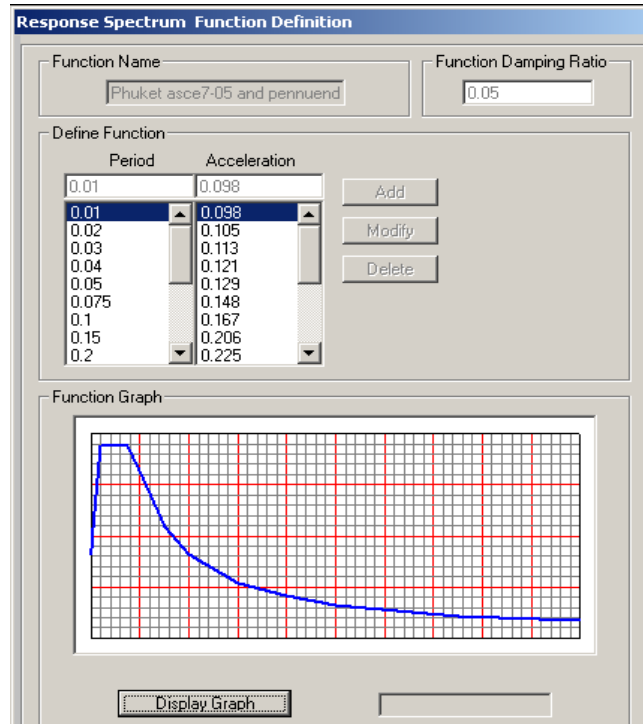
รูปที่ 6.7-27 ผลของ Reaction ที่ฐานรองรับของ Pier สะพานสารสิน 2

ตารางที่ 6.7-2 สรุปแรงภายในเนื่องจาก Load Cases ต่างๆ ของ Pier สะพานสารสิน 2

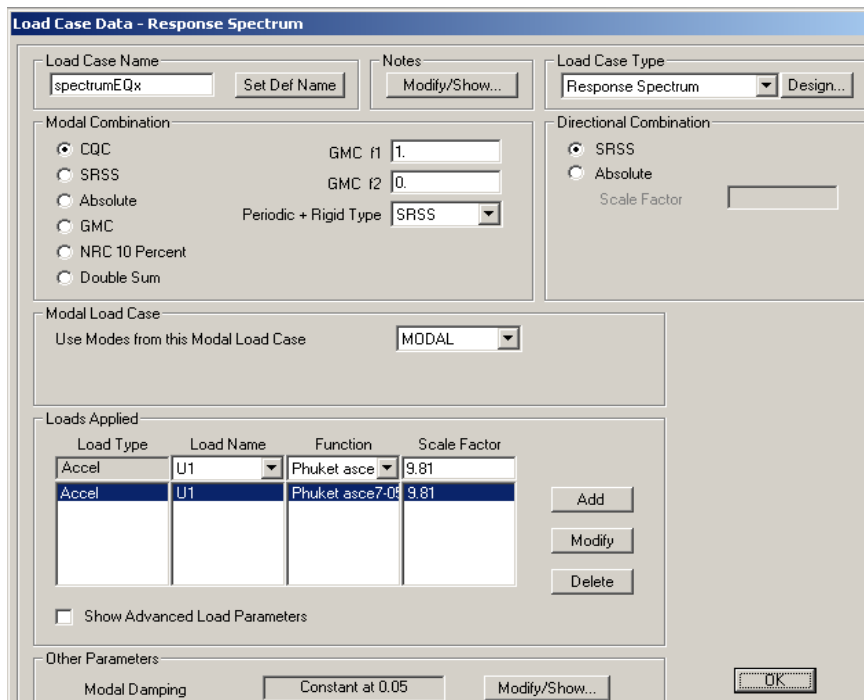
Member	Load Case	N11 (T)	V22 (T)	M33 (T-M)-
Column	DL+SDL	-2937	70	390

6.7.2. การวิเคราะห์แรงแผ่นดินไหวโดยใช้วิธี Response Spectrum Analysis

1.) Load Case: EQx (Response Spectrum Analysis)



รูปที่ 6.7-28 การสร้างกราฟ Response Spectrum ที่ใช้ในการวิเคราะห์ Response Spectrum



รูปที่ 6.7-29 การเลือกค่าการรวมผลจาก Mode และ Direction ที่ใช้ในการวิเคราะห์ Response Spectrum

Modal Load Participation Ratios

File View Format-Filter-Sort Select Options

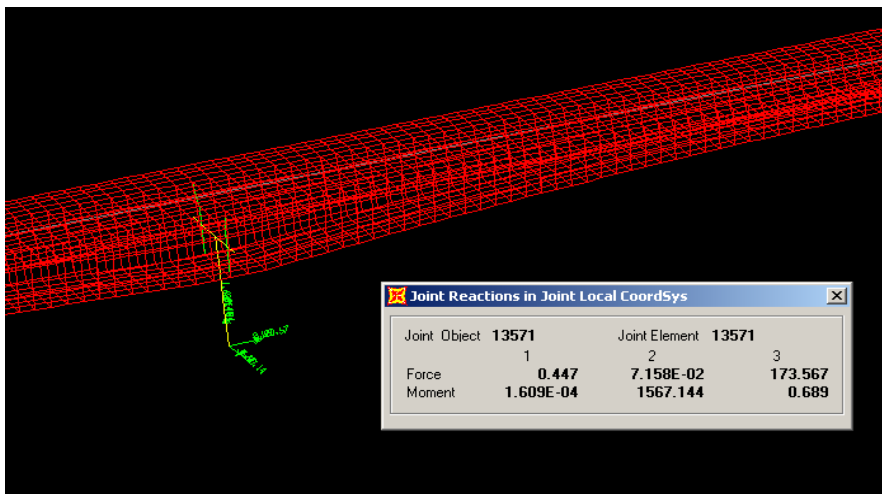
Units: As Noted Modal Load Participation Ratios

OutputCase Text	ItemType Text	Item Text	Static Percent	Dynamic Percent
MODAL	Acceleration	UX	99.9999	99.1324
MODAL	Acceleration	UY	99.9999	99.4238
MODAL	Acceleration	UZ	99.982	91.4271

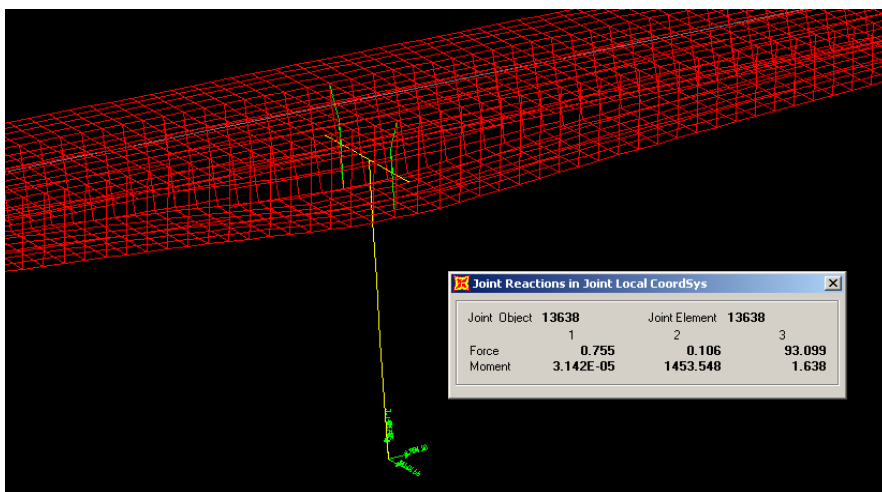
รูปที่ 6.7-30 การปรับค่าของ Modal Load Participation Ratio ที่ใช้ในการวิเคราะห์ Response Spectrum

2.) ผลการวิเคราะห์กรณี EQx (Response Spectrum Analysis)

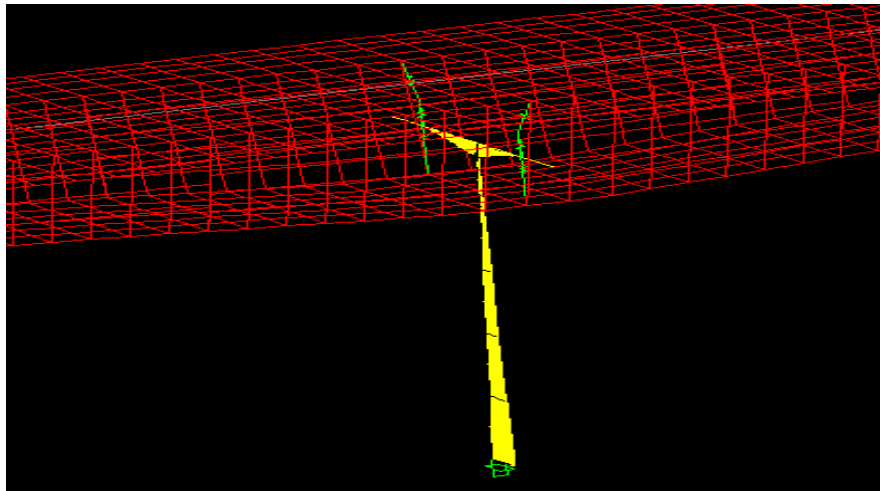
Based Reaction Results



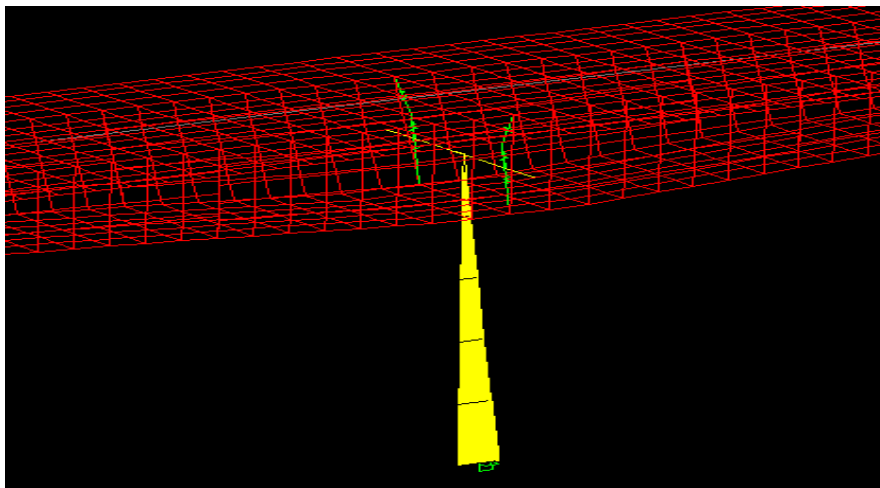
รูปที่ 6.7-31 ผลของ Joint Reaction ของ Pier No.1 (EQx Response Spectrum)



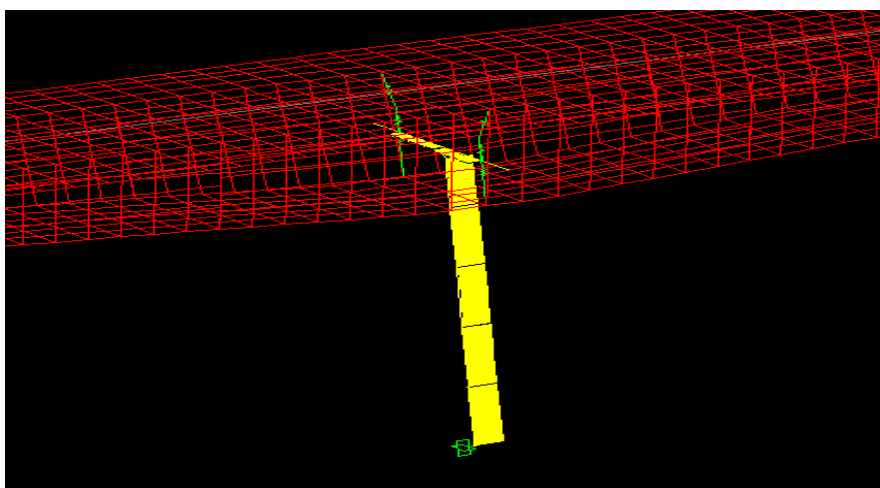
รูปที่ 6.7-32 ผลของ Joint Reaction ของ Pier No.2 (EQx Response Spectrum)



รูปที่ 6.7-33 ผลของ M33 ของ Pier No.2 (EQx Response Spectrum)



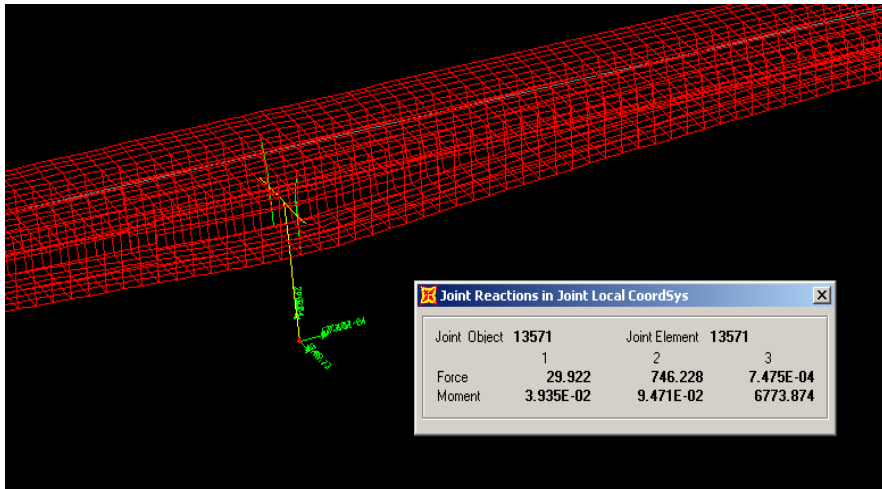
รูปที่ 6.7-34 ผลของ M22 ของ Pier No.2 (EQx Response Spectrum)



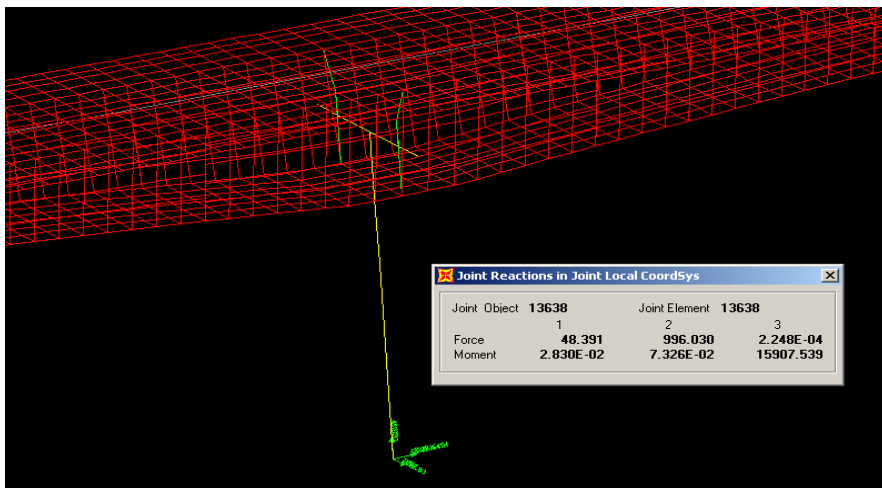
รูปที่ 6.7-35 ผลของ V33 ของ Pier No.2 (EQx Response Spectrum)

3.) ผลการวิเคราะห์กรณี EQy (Response Spectrum Analysis)

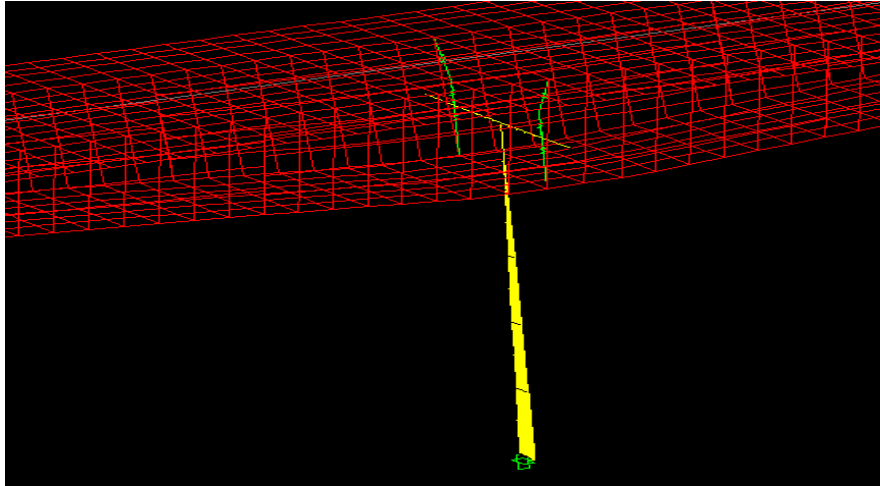
Based Reaction Results



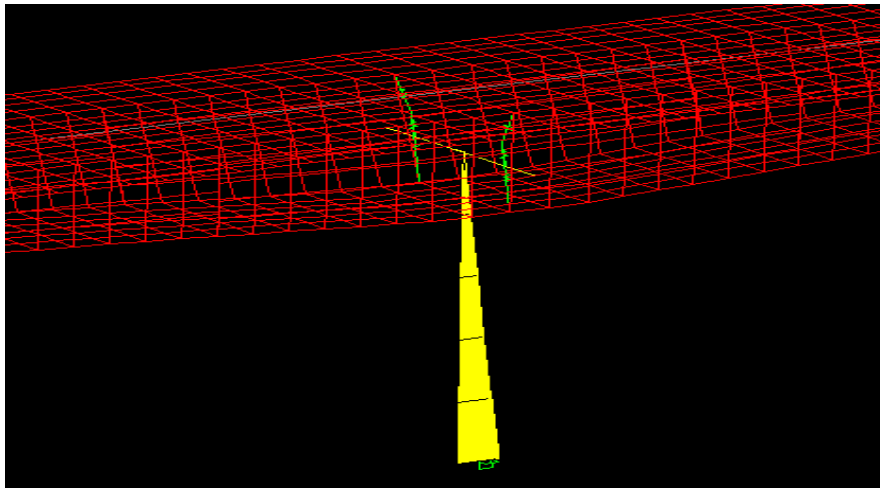
รูปที่ 6.7-36 ผลของ Joint Reaction ของ Pier No.1 (EQy Response Spectrum)



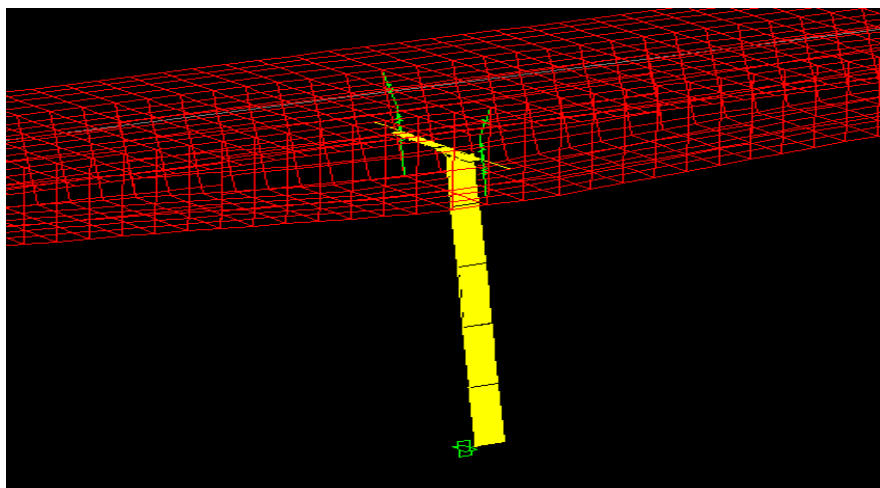
รูปที่ 6.7-37 ผลของ Joint Reaction ของ Pier No.2 (EQy Response Spectrum)



รูปที่ 6.7-38 ผลของ M33 ของ Pier No.2 (EQy Response Spectrum)

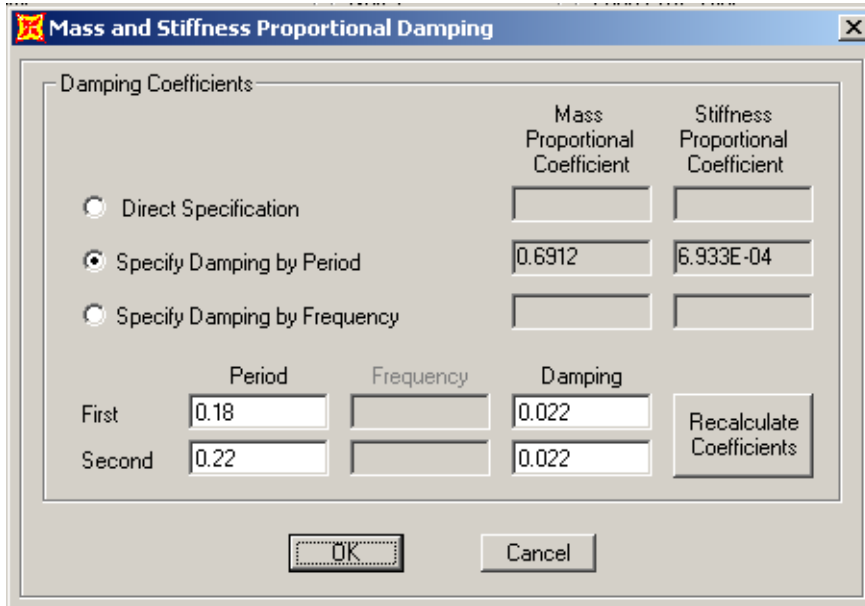


รูปที่ 6.7-39 ผลของ M22 ของ Pier No.2 (EQy Response Spectrum)

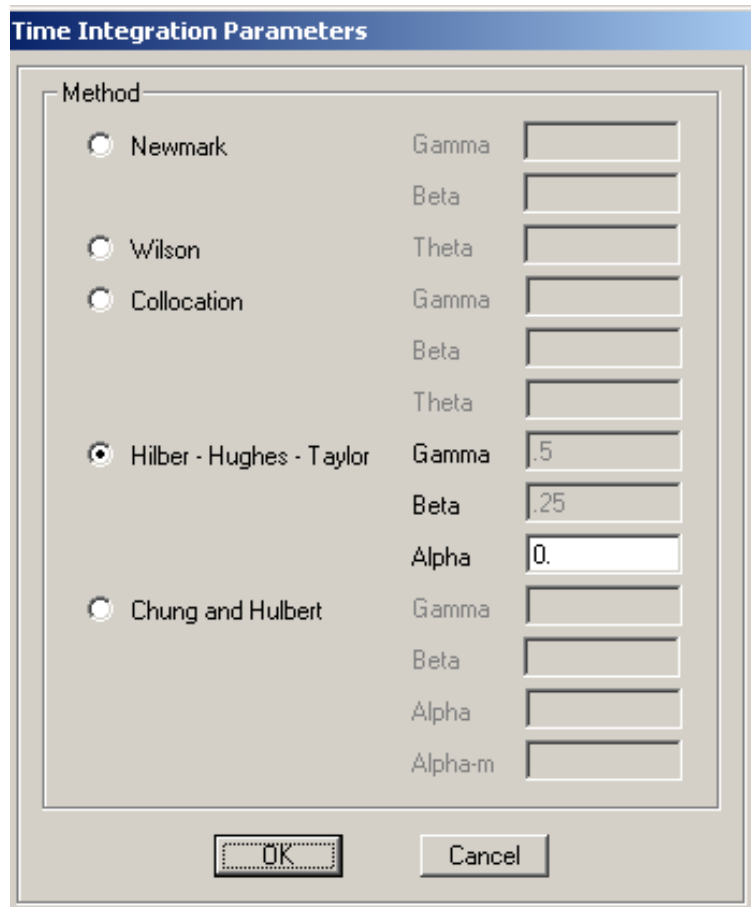


รูปที่ 6.7-40 ผลของ V33 ของ Pier No.2 (EQy Response Spectrum)

6.7.3. การวิเคราะห์แรงแผ่นดินไหวโดยใช้วิธี Linear Elastic Response Spectrum Analysis

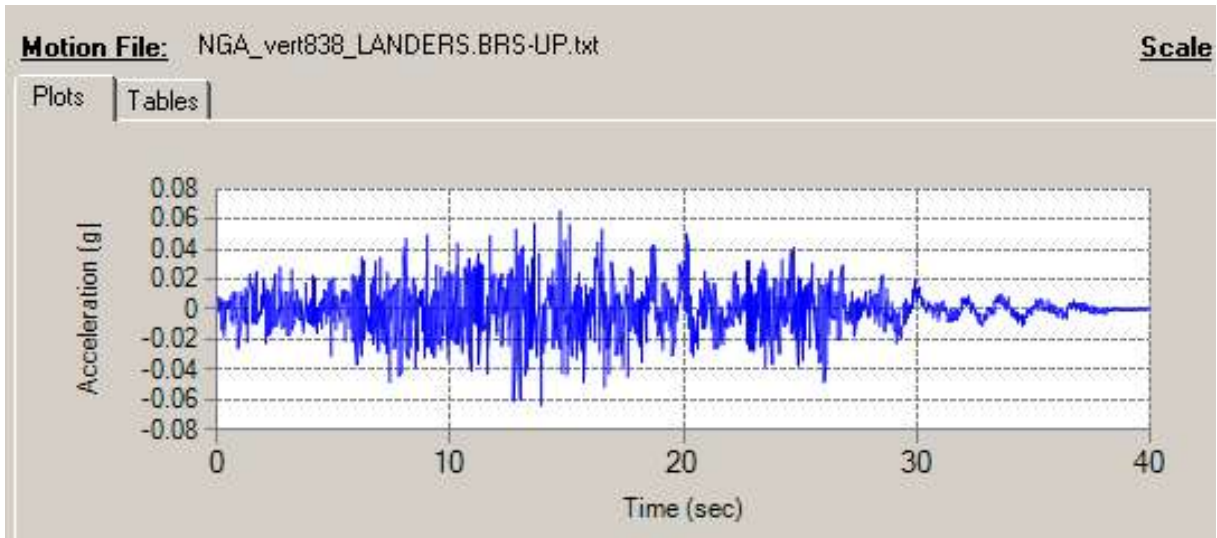


รูปที่ 6.7-41 ตัวอย่าง Damping Parameters ที่ใช้ในการวิเคราะห์ Time History



รูปที่ 6.7-42 ตัวอย่าง Time Integration Parameter ที่ใช้ในการวิเคราะห์ Time History

ตัวอย่าง คลื่นแผ่นดินไหว NGA No.838 ที่ใช้ในการวิเคราะห์ (1 ใน 7 แบบจำลองคลื่นแผ่นดินไหว)

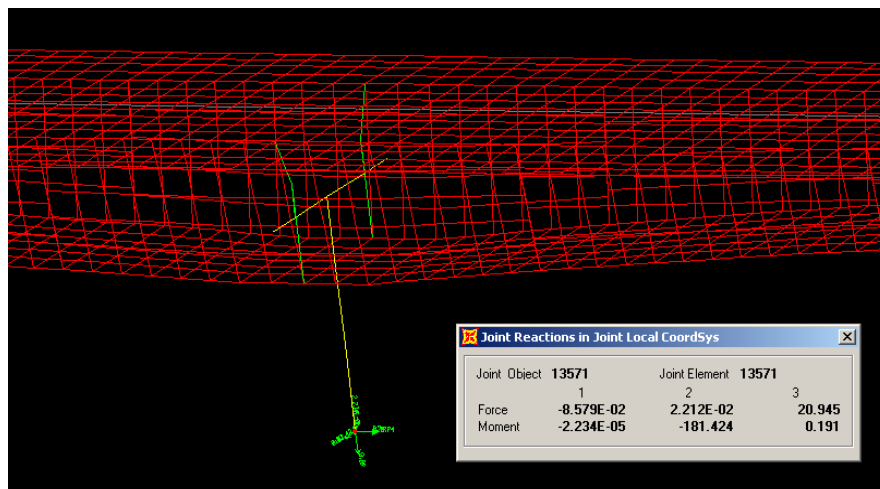


รูปที่ 6.7-43 ตัวอย่างคลื่นแผ่นดินไหว NGA No.838 ภายหลังจากปรับค่า Amplitude ที่สอดคล้องกับ Response Spectrum ตาม มยพ.1302

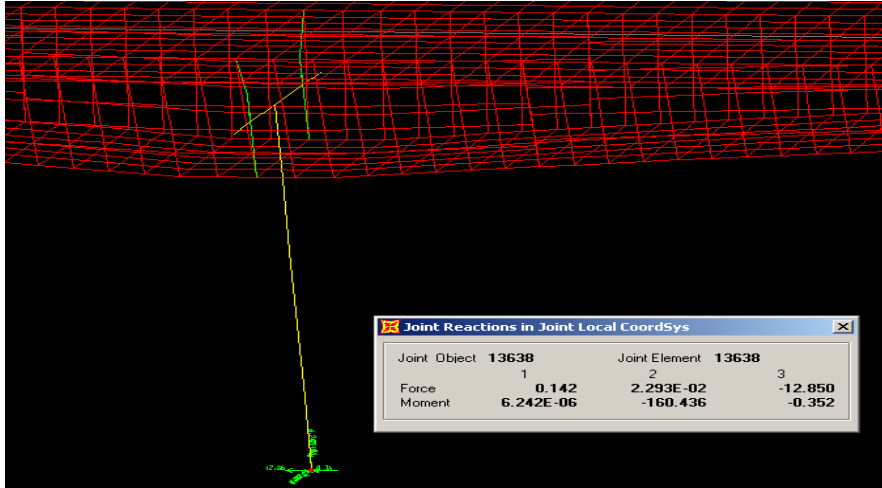
1.) ผลการวิเคราะห์กรณี EQx (Time History Analysis)

ยกตัวอย่างคลื่นแผ่นดินไหว NGA No.838 ซึ่งเป็น 1 ใน 7 แบบจำลองคลื่นแผ่นดินไหวที่วิเคราะห์จากรอยเลื่อนคลองมะรุ่ย

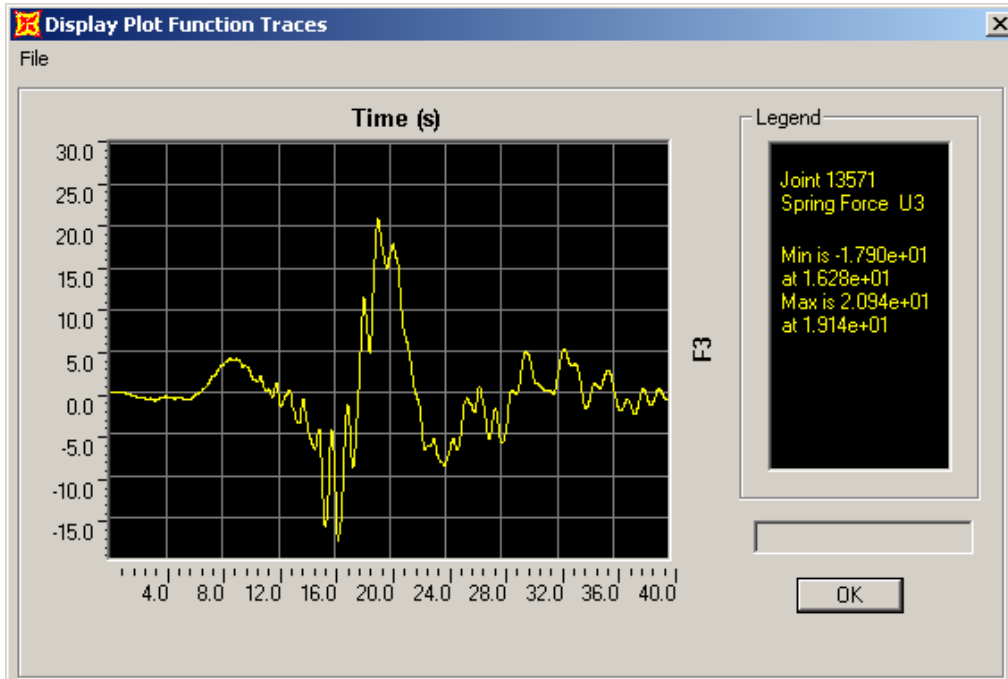
Based Reaction Results



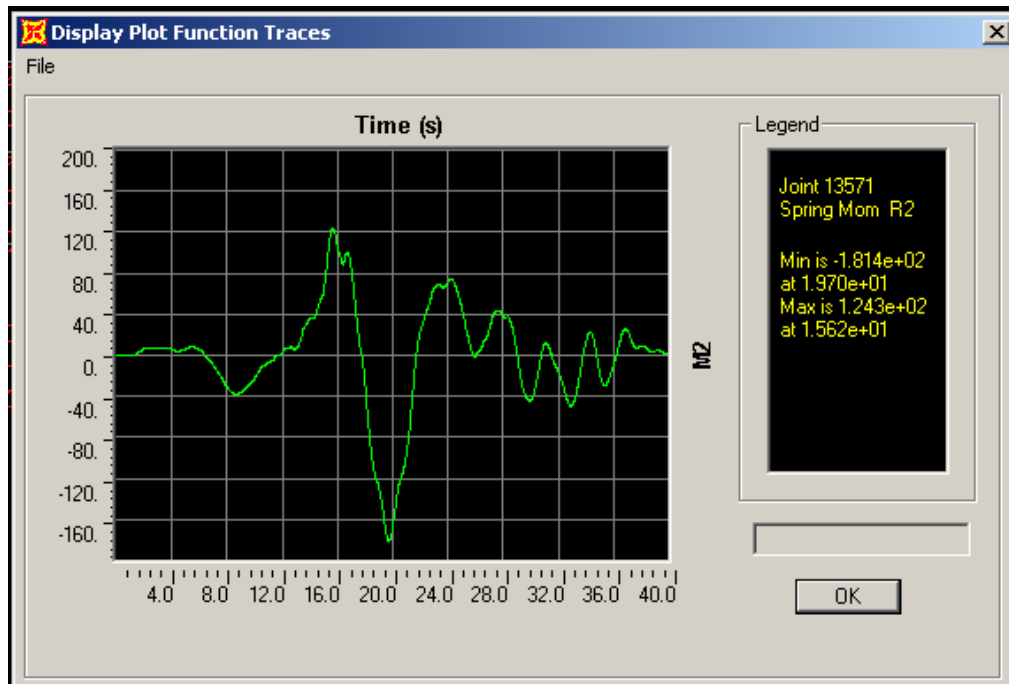
รูปที่ 6.7-44 ผลของ Joint Reaction ของ Pier No.1 (EQx Time History: NGA 838) Enveloped



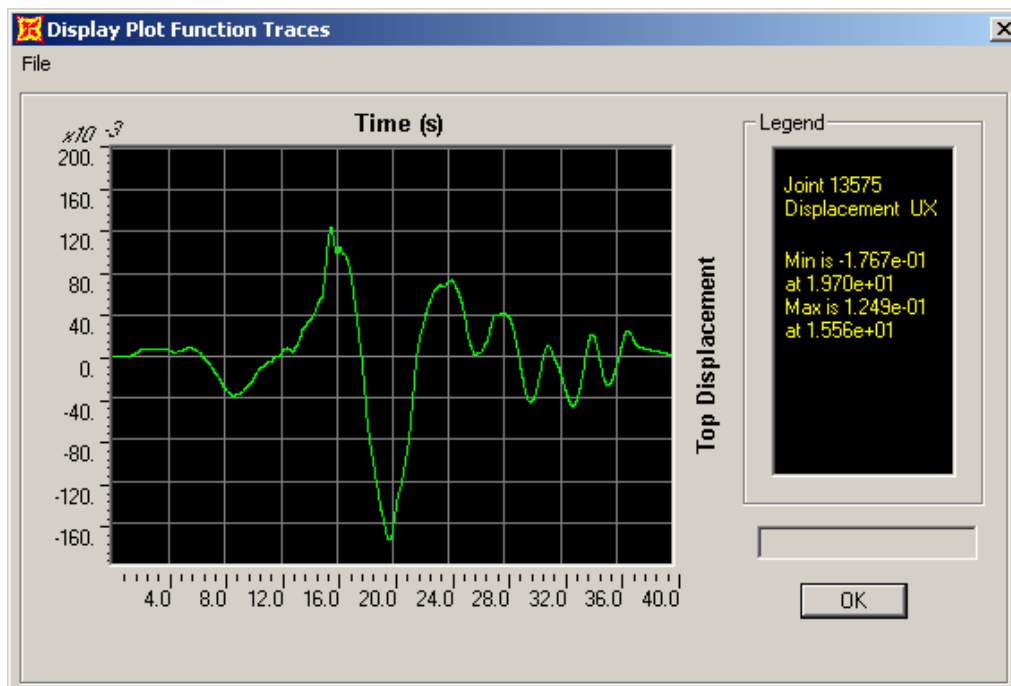
รูปที่ 6.7-45 ผลของ Joint Reaction ของ Pier No.2 (EQx Time History: NGA 838) Enveloped



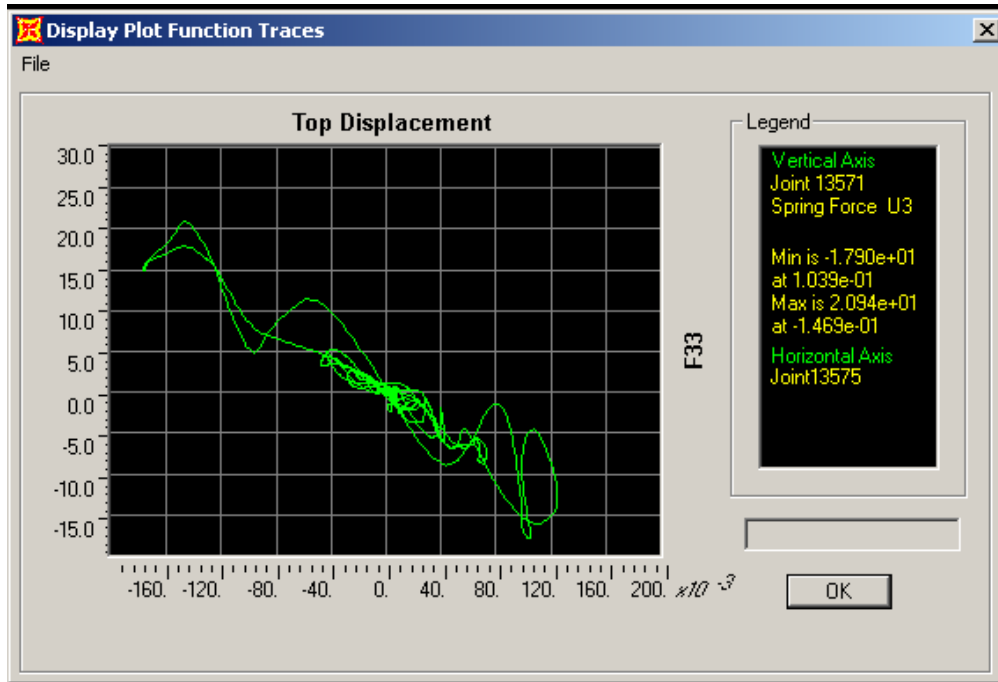
รูปที่ 6.7-46 ผลของ F33 ของ (EQx Time History: NGA 838)



รูปที่ 6.7-47 ผลของ M22 ของ (EQx Time History: NGA 838)



รูปที่ 6.7-48 ผลของ Uxx ที่ Top Pier ของ (EQx Time History: NGA 838)

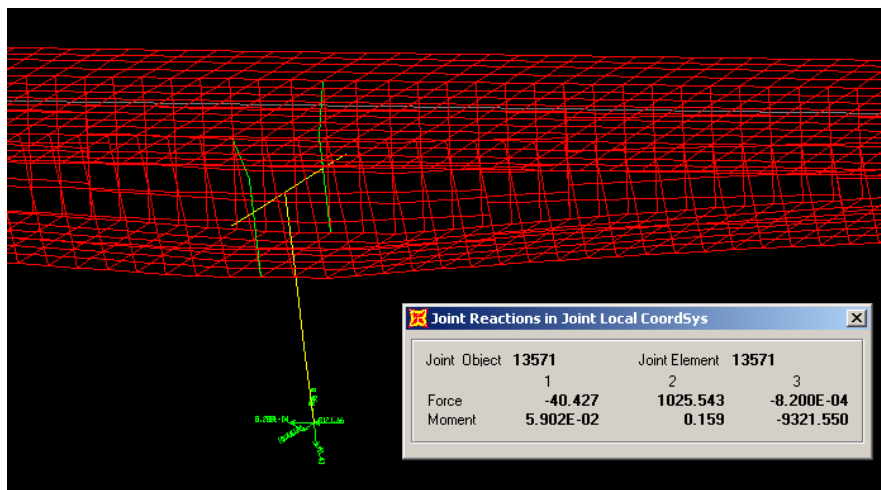


รูปที่ 6.7-49 ผลของ F_{xx} - U_{xx} ที่ Top Pier ของ (EQx Time History: NGA 838)

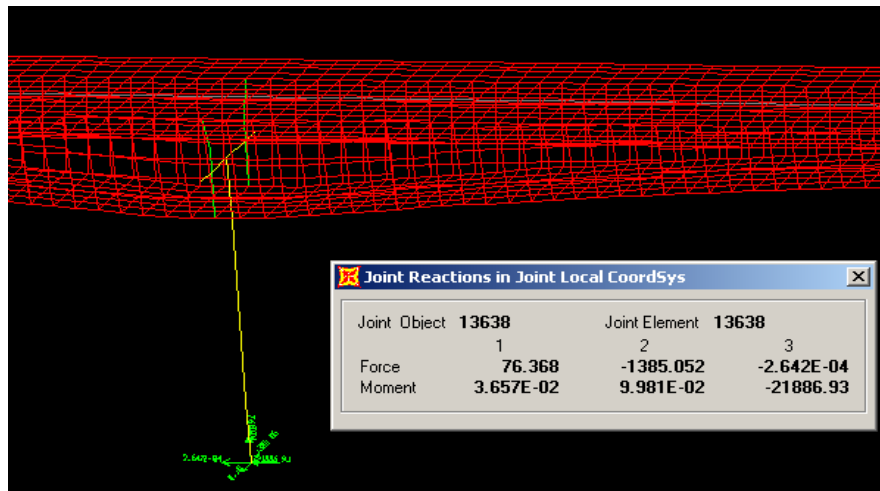
2.) ผลการวิเคราะห์กรณี EQy (Time History Analysis)

ยกตัวอย่างคลื่นแผ่นดินไหว NGA No. 838 ซึ่งเป็น 1 ใน 7 แบบจำลองคลื่นแผ่นดินไหวที่วิเคราะห์จากรอยเลื่อนคลองมะรุ่ย

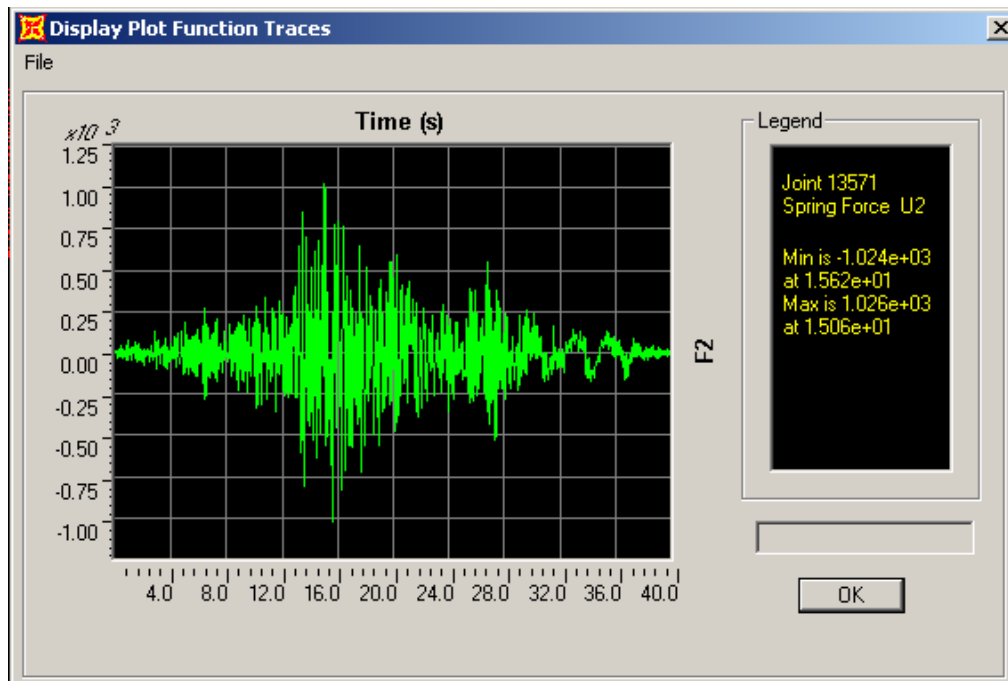
Based Reaction Results



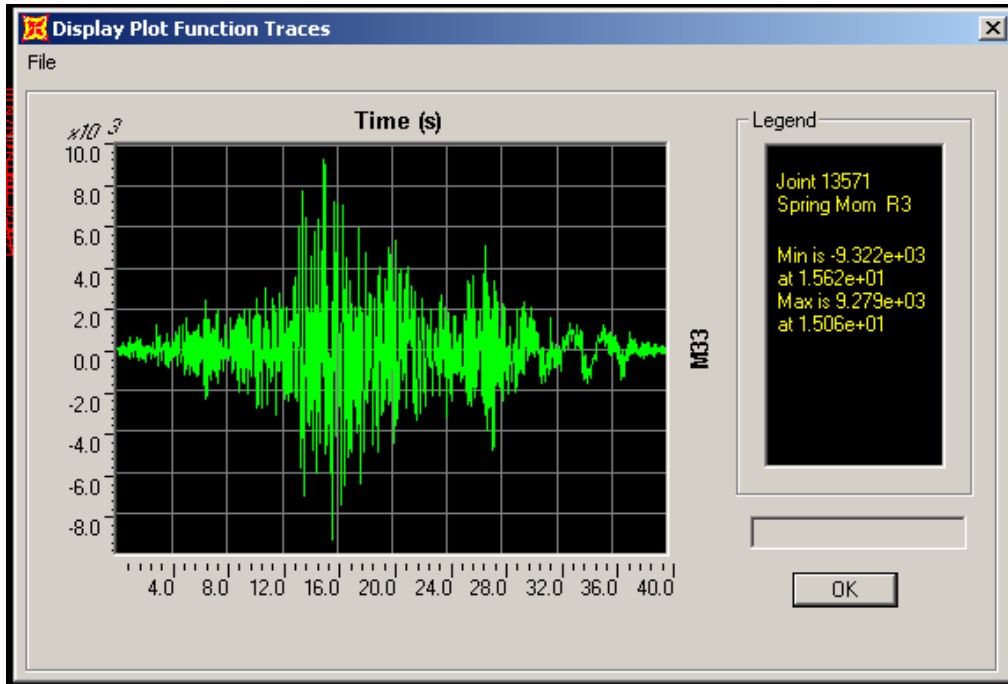
รูปที่ 6.7-50 ผลของ Joint Reaction ของ Pier No.1 (EQy Time History: NGA 838) Enveloped



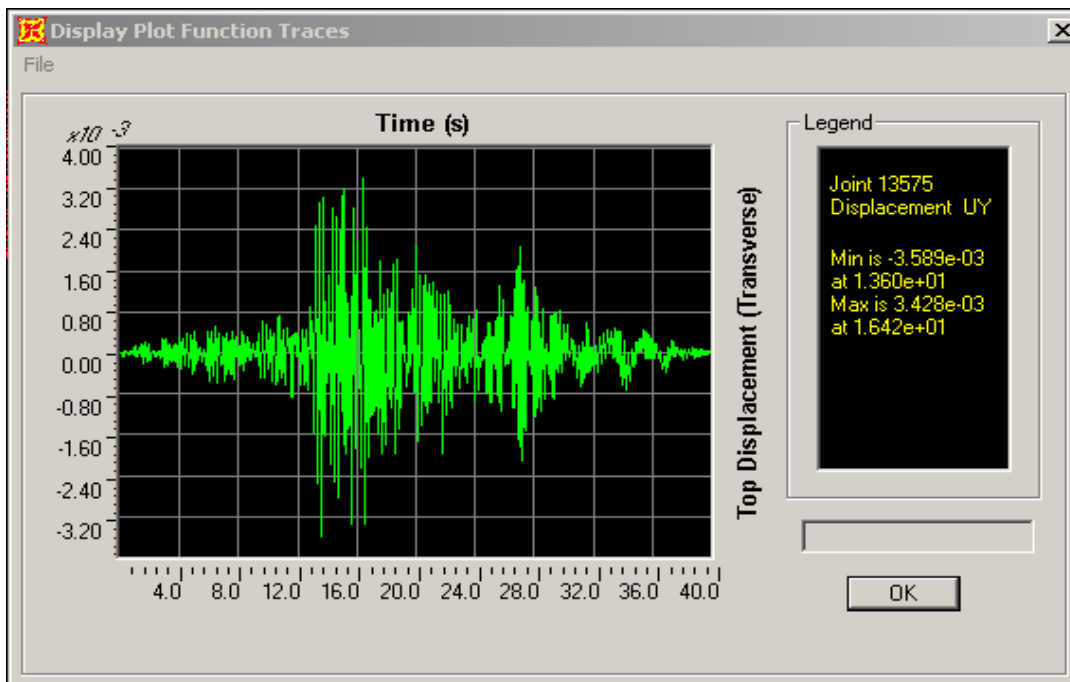
รูปที่ 6.7-51 ผลของ Joint Reaction ของ Pier No.2 (EQy Time History: NGA 838) Enveloped



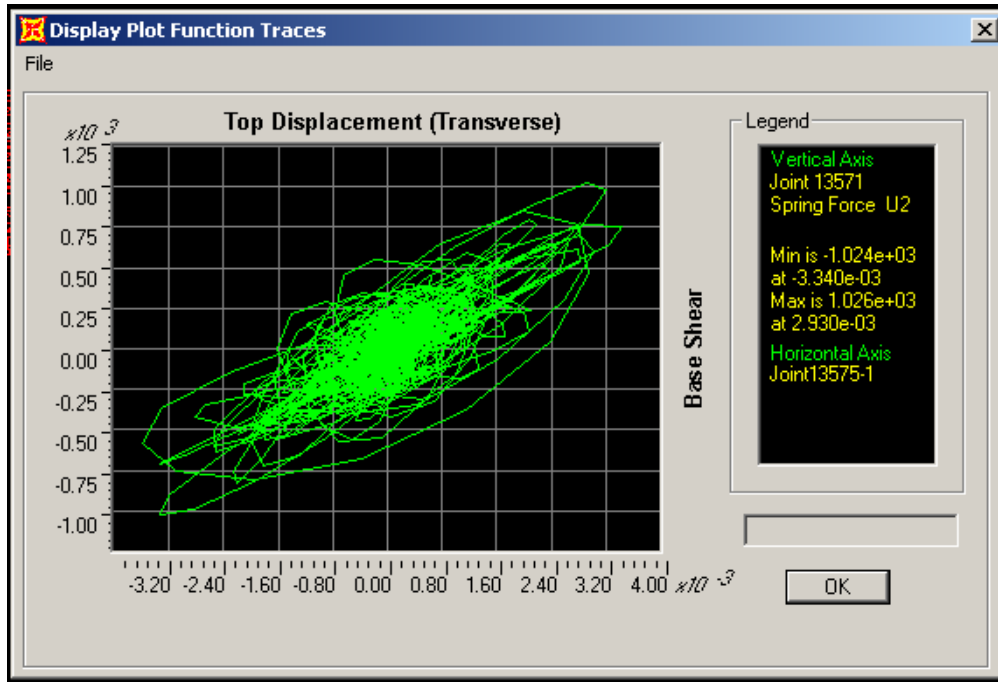
รูปที่ 6.7-52 ผลของ F22 ของ (EQy Time History: NGA 838)



รูปที่ 6.7-53 ผลของ M33 ของ (EQy Time History: NGA 838)



รูปที่ 6.7-54 ผลของ Uyy ที่ Top Pier ของ (EQy Time History: NGA 838)

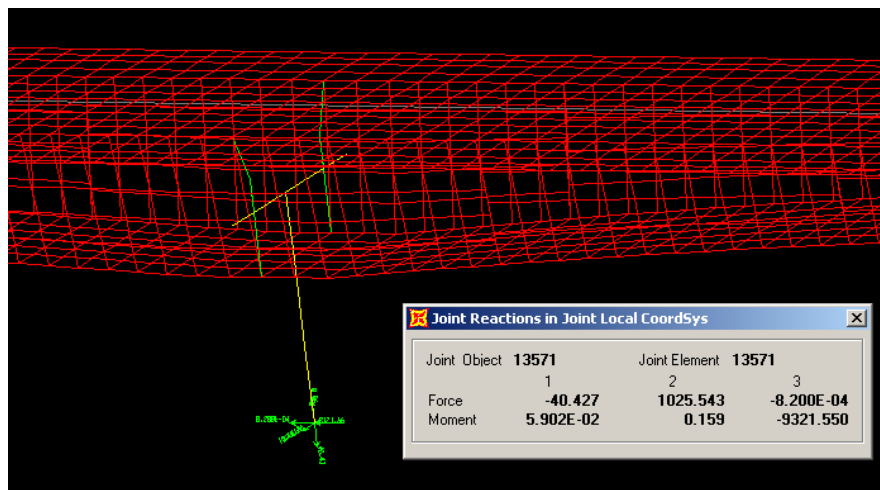


รูปที่ 6.7-55 ผลของ F_{yy} - U_{yy} ที่ Top Pier ของ (EQy Time History: NGA 838)

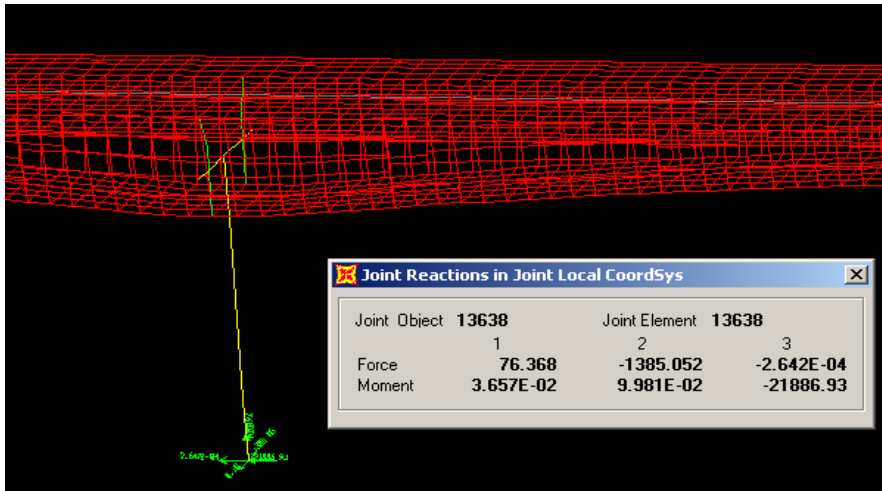
3.) ผลการวิเคราะห์กรณี EQx+EQy (Time History Analysis)

ยกตัวอย่างคลื่นแผ่นดินไหว NGA No. 838 ซึ่งเป็น 1 ใน 7 แบบจำลองคลื่นแผ่นดินไหวที่วิเคราะห์จากรอยเลื่อนคลองมะรุ่ย

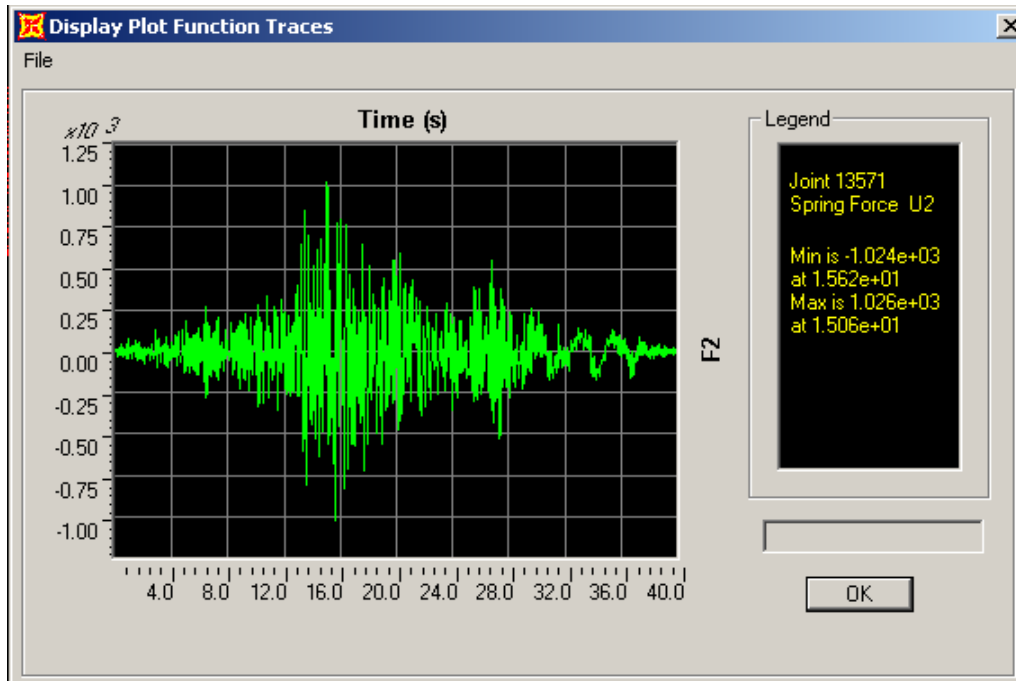
Based Reaction Results



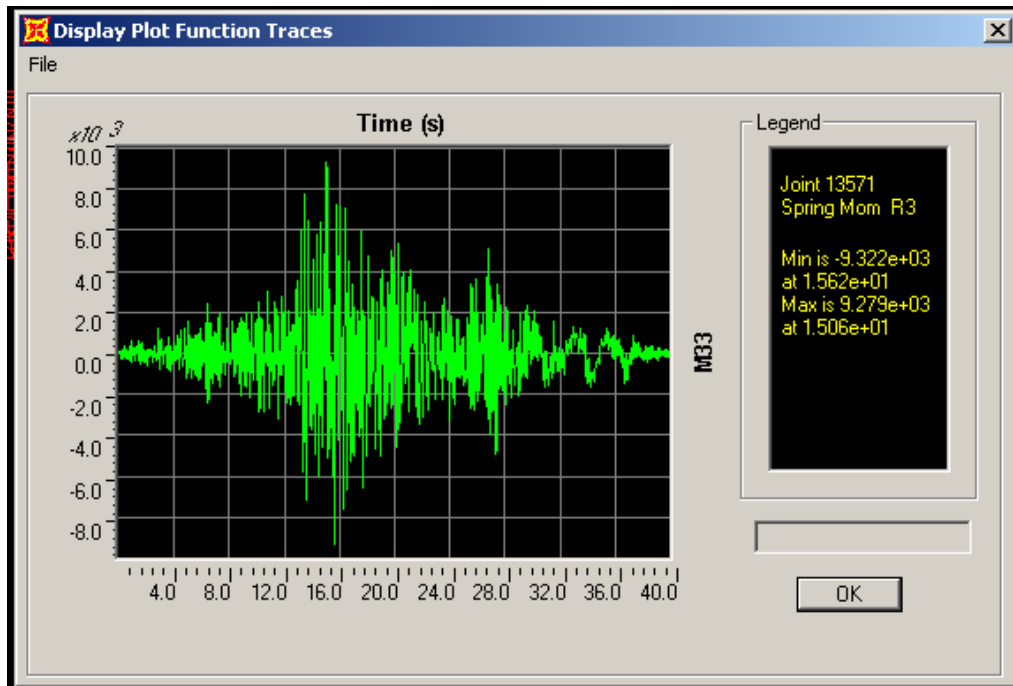
รูปที่ 6.7-56 ผลของ Joint Reaction ของ Pier No.1 (EQy Time History: NGA 838) Enveloped



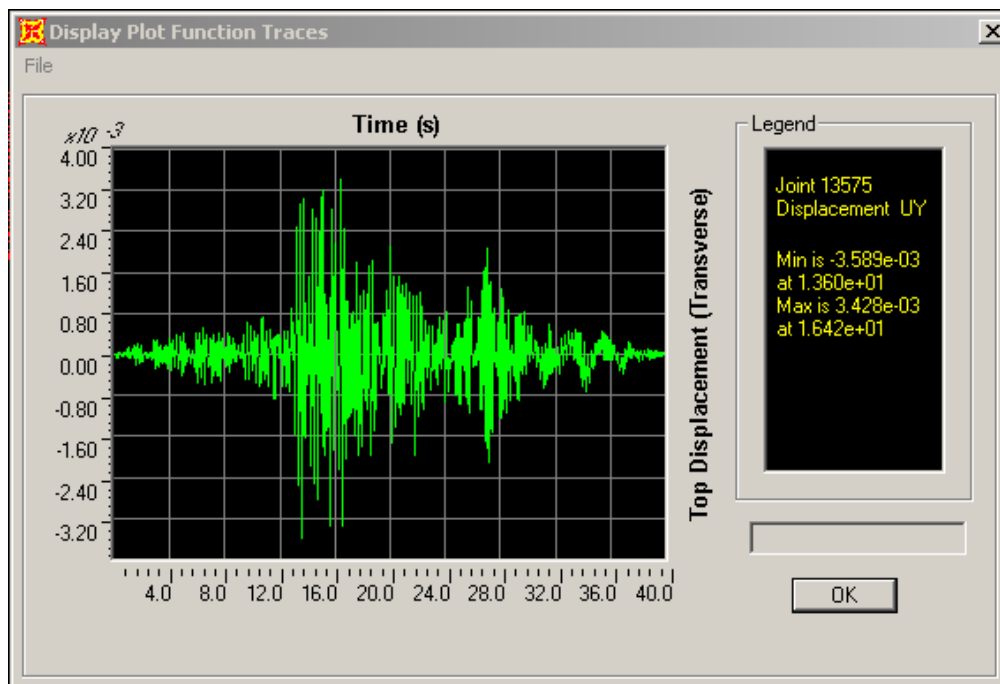
รูปที่ 6.7-57 ผลของ Joint Reaction ของ Pier No.2 (EQy Time History: NGA 838) Enveloped



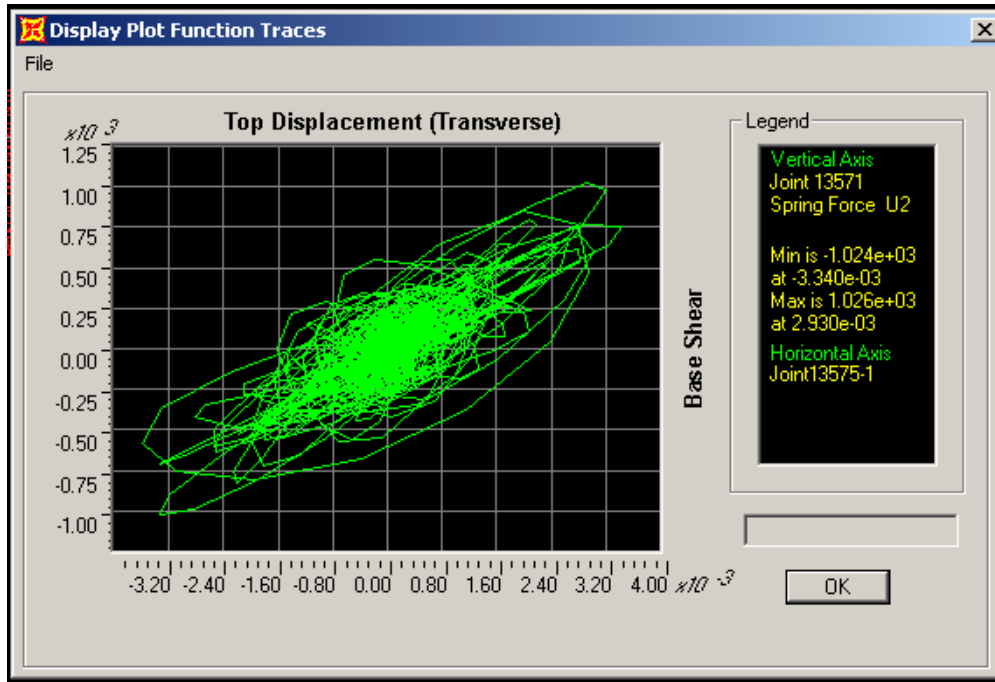
รูปที่ 6.7-58 ผลของ F22 ของ (EQy Time History: NGA 838)



รูปที่ 6.7-59 ผลของ M33 ของ (EQy Time History: NGA 838)

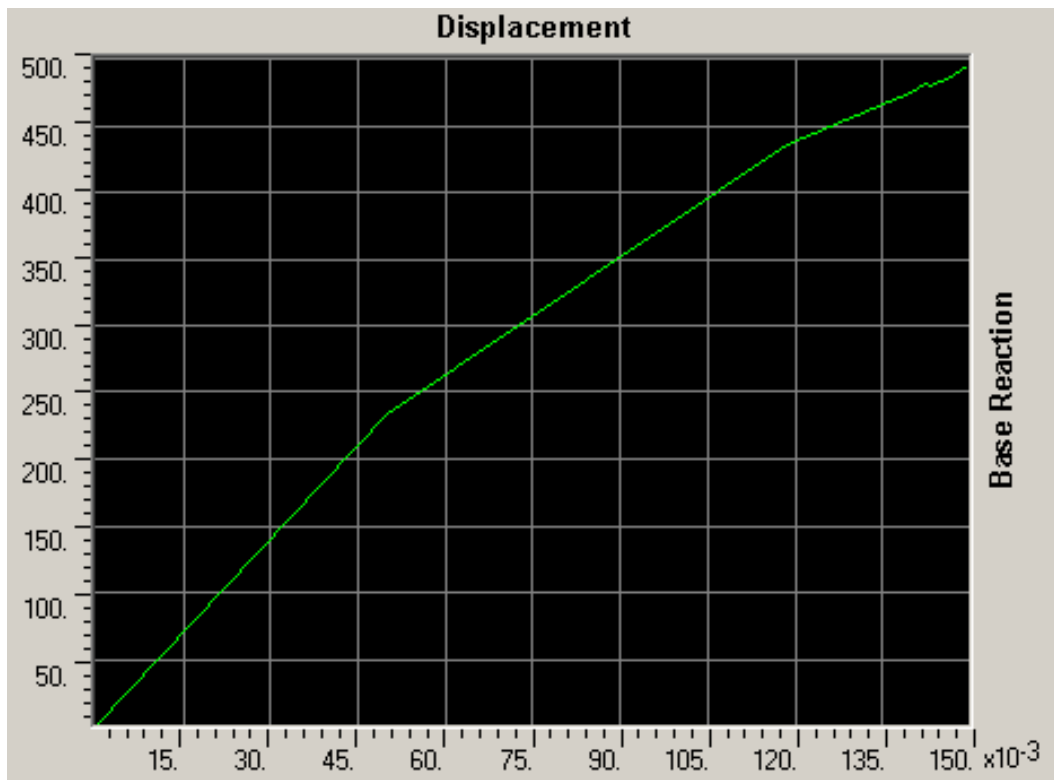


รูปที่ 6.7-60 ผลของ Uyy ที่ Top Pier ของ (EQy Time History: NGA 838)

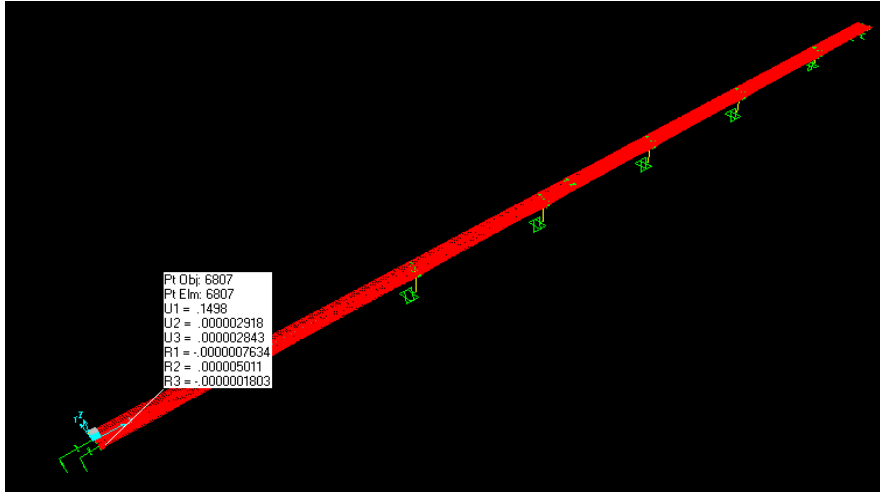


รูปที่ 6.7-61 ผลของ $F_{yy}-U_{yy}$ ที่ Top Pier ของ (EQy Time History: NGA 838)

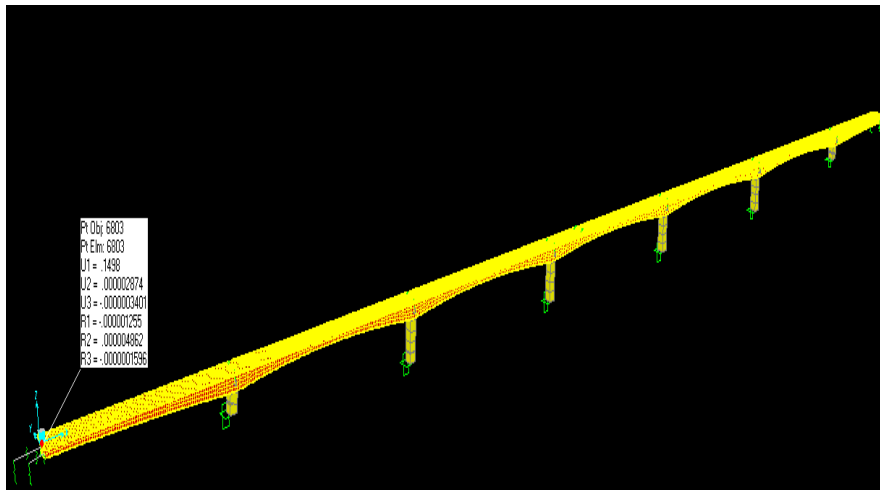
4.) ผลการวิเคราะห์ Pushover Analysis ของตอม่อสะพานสารสิน 2



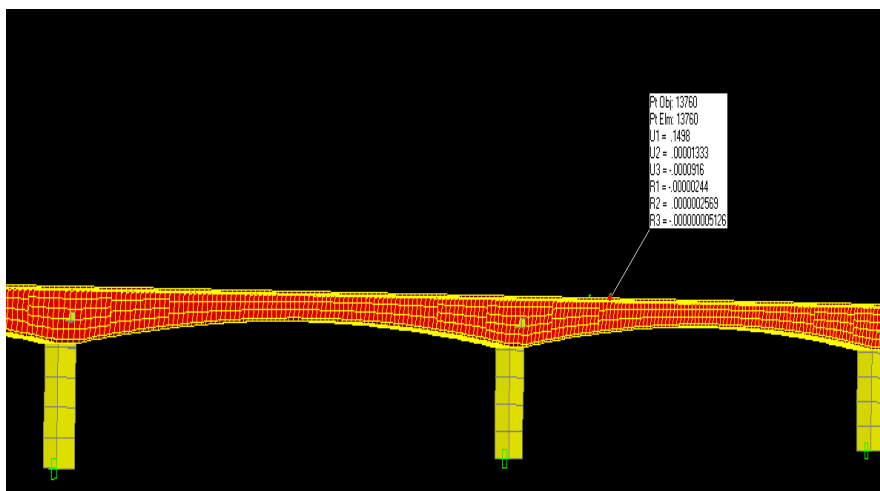
รูปที่ 6.7-62 Pushover Curve ของตอม่อสะพานสารสิน 2



รูปที่ 6.7-63 การเคลื่อนตัวของตอม่อสะพานสารสิน 2



รูปที่ 6.7-64 การเคลื่อนตัวของตอม่อสะพานสารสิน 2



รูปที่ 6.7-65 การเคลื่อนตัวของตอม่อสะพานสารสิน 2

6.7.4. ผลการประเมินแผ่นดินไหวของสะพานสารสิน 2

จากผลการวิเคราะห์ Pushover และ Time History Analysis ของสะพานสารสิน 2 พบว่าค่าของ Displacement Demand สูงสุดเนื่องจากแผ่นดินไหว มีค่าเท่ากับ 19.7 cm เนื่องจากคลื่นของ EQx Time History: NGA 838 ในทิศทางตามยาวของสะพาน หรือแสดงว่าตอม่อจะมีการเคลื่อนตัวประมาณ 19.7 cm รวมทั้ง Expansion Joint ของสะพานก็จะมีการเคลื่อนที่ขึ้นและหดตัวเป็นระยะ 19.7 cm หากเกิดแผ่นดินไหว ตาม มยผ.1302 ในทิศทางตามยาวของสะพาน

สำหรับ Pushover Analysis ซึ่งแสดงกำลังของตอม่อสะพานนั้น มีความสามารถในการเคลื่อนตัวตามยาวสูงสุดคือ 14 cm ซึ่งเป็นระดับการเคลื่อนตัวที่ตอม่อมีการเสียหายของคอนกรีตในเสาทำให้ สรุปลได้ว่า ตอม่ออาจมีความเสียหายค่อนข้างมากหากเกิดแผ่นดินไหวตามระดับของ มยผ. 1302

สำหรับ Expansion Joint ของสะพานสารสินนั้น มี Joint Capacity เท่ากับ 11 cm ดังนั้นหากเกิดแผ่นดินไหวที่ทำให้การเคลื่อนตัวเท่ากับ 19.7 cm จะทำให้ Expansion Joint บริเวณรอยต่อกับ Abutment อาจมีโอกาเสียหายได้

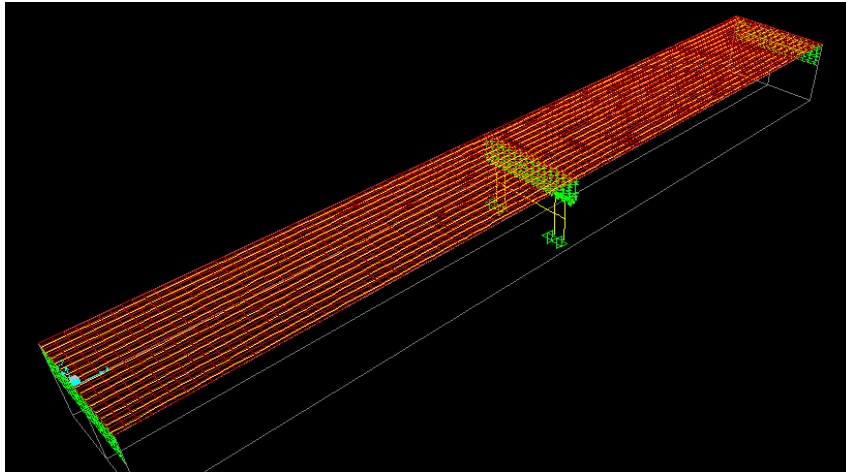
6.8. การประเมินโครงสร้างสะพานเทพกระษัตรี ภายใต้แบบจำลองคลื่นแผ่นดินไหวของรอยเลื่อนคลองมะรุ่ย

6.8.1. การสร้างแบบจำลองโครงสร้างสะพาน

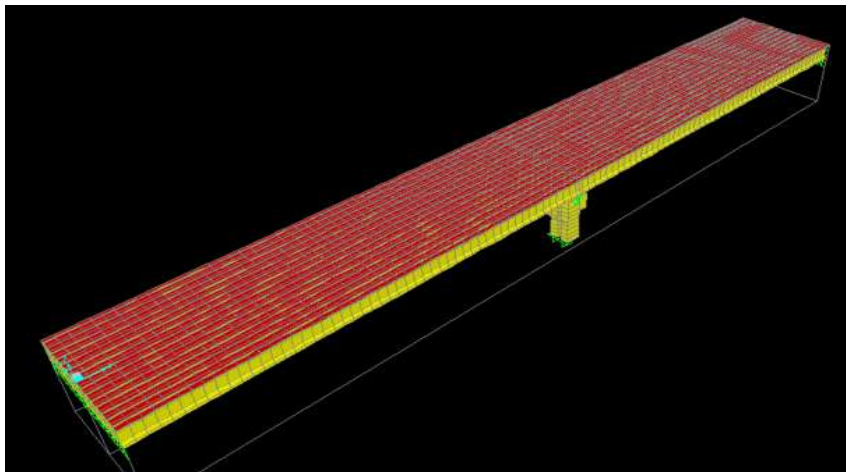
ที่ปรึกษาได้นำข้อมูลการตรวจสอบสภาพโครงสร้างสะพาน สภาพความเสียหายของสะพาน การทดสอบกำลังรับแรงอัดของคอนกรีต การตรวจสอบคุณสมบัติทางพลศาสตร์ของสะพาน และแบบจำลองคลื่นแผ่นดินไหวของรอยเลื่อนคลองมะรุ่ย รวมถึงพิจารณาข้อมูลการสำรวจสะพานเทพกระษัตรี ดังแสดงในภาคผนวก ง เพื่อสร้างแบบจำลองทางคณิตศาสตร์ของสะพานโดยใช้ Finite Element Analysis และ Modeling ซึ่งได้ผลดังนี้

1.) แบบจำลองโครงสร้างของสะพานเทพกระษัตรี

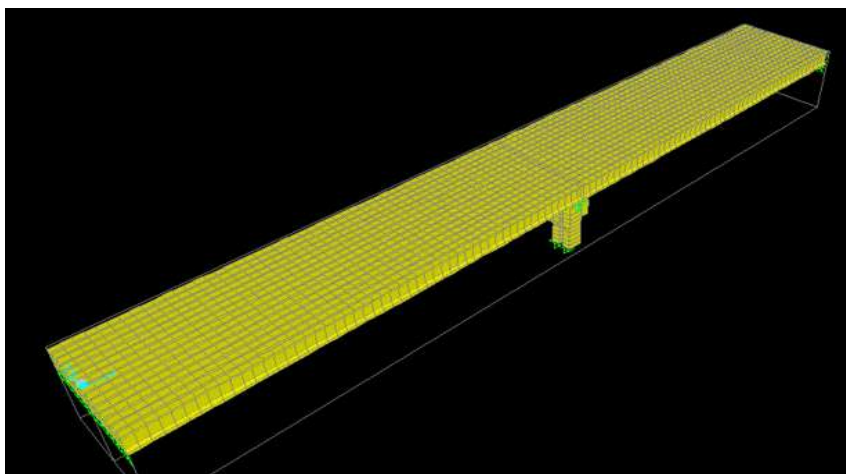
แบบจำลองของสะพานโดยใช้หลักการของ Finite Element Analysis และ Modeling



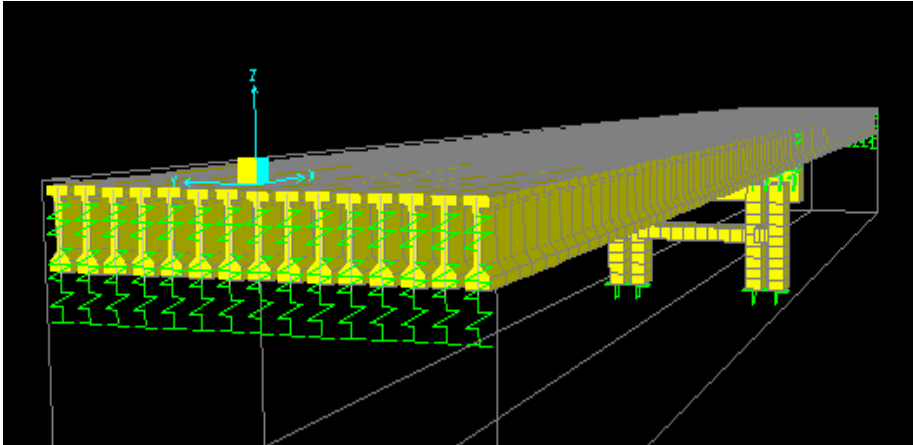
รูปที่ 6.8-1 ตัวอย่างแบบจำลองของสะพานเทพกระษัตรี (3D Wireframe View)



รูปที่ 6.8-2 ตัวอย่างแบบจำลองพื้น คาน และตอม่อ ของสะพานเทพกระษัตรี (3D Extruded View)



รูปที่ 6.8-3 ตัวอย่างแบบจำลองของคานสะพานเทพกระษัตรี (3D Extruded View)



รูปที่ 6.8-4 ตัวอย่างแบบจำลองของคานและตอม่อสะพานเทพกระษัตรี (3D Extruded View)

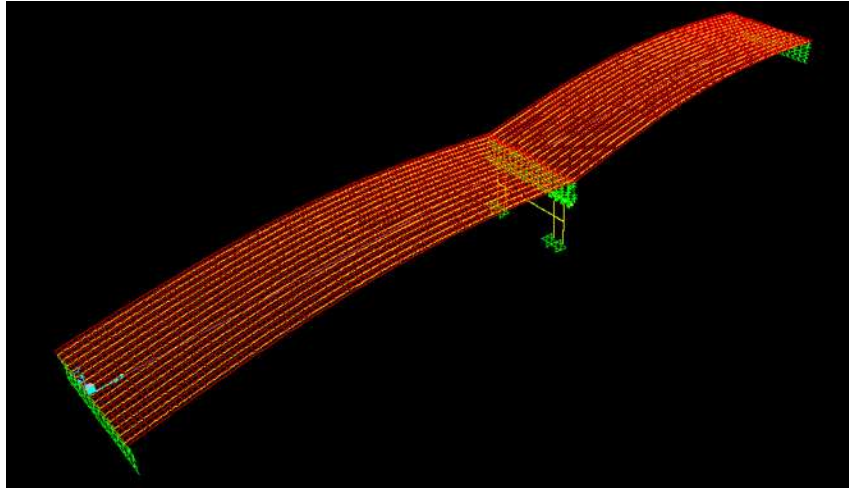


รูปที่ 6.8-5 ตัวอย่างแบบจำลองของ Piers สะพานเทพกระษัตรี (3D Extruded View)

2.) การปรับค่าของแบบจำลองเทียบกับข้อมูลตรวจวัดจากภาคสนาม

ตารางที่ 6.8-1 ผลของ Natural Frequency และ Error ใน สะพานเทพกระษัตรี ภายหลังจากปรับค่ากับผลทดสอบในสนาม

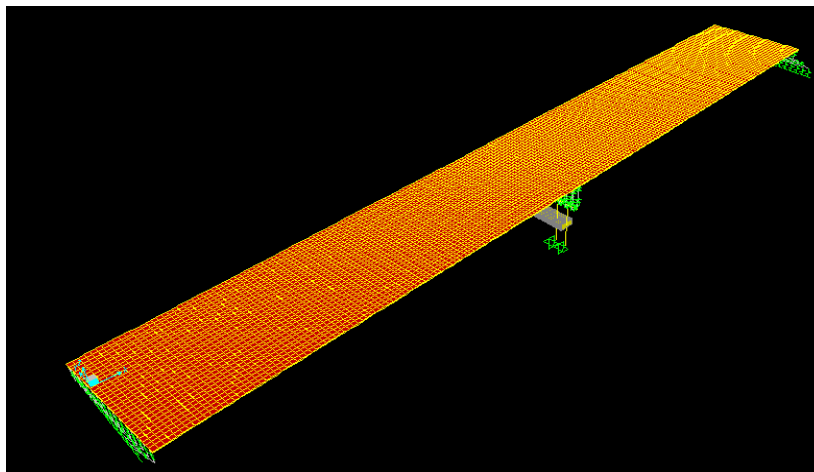
Trial No.	Mode Shape No.	Period (s)	Frequency (Hz)	Measured Frequency (Hz)		Error Ave Ratio
				Min	Max	
1.00	4.00	0.547	1.828	3.05	3.50	0.56
2.00	4.00	0.509	1.965	3.05	3.50	0.60
3.00	4.00	0.431	2.320	3.05	3.50	0.71
4.00	4.00	0.374	2.674	3.05	3.50	0.82
5.00	4.00	0.346	2.890	3.05	3.50	0.89
6.00	4.00	0.30	3.28	3.05	3.50	1.01



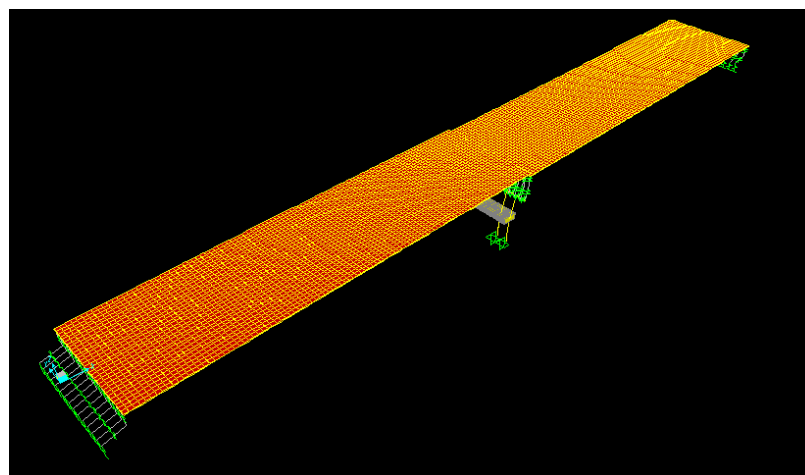
รูปที่ 6.8-6 ผลของ *Mode Shape* ใน สะพานเทพกระษัตรี ภายหลังจากการปรับค่ากับผลทดสอบในสนาม

3.) ผลการวิเคราะห์ของสะพานเทพกระษัตรีหลังการปรับค่าแบบจำลอง

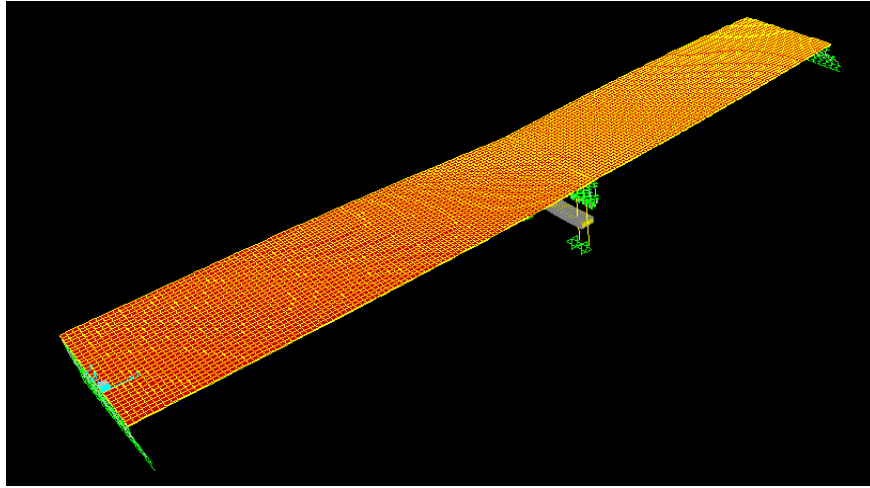
Load Case: Modal Analysis (Structural Mode Shape)



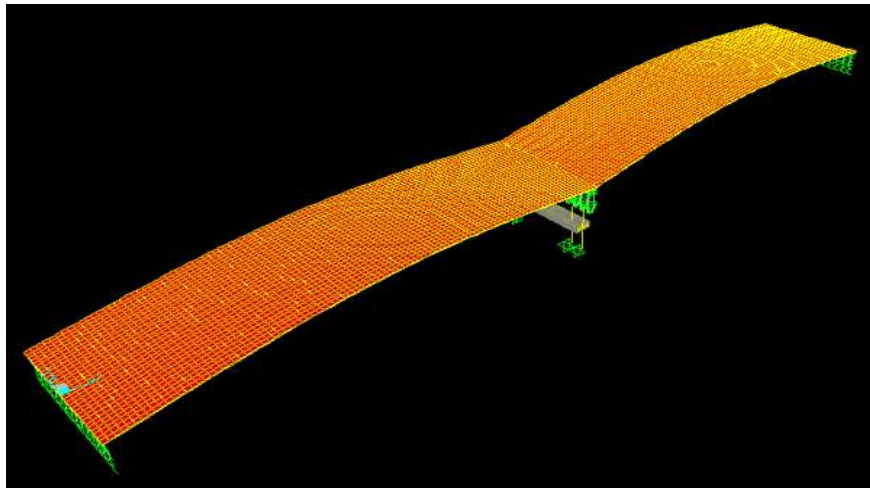
รูปที่ 6.8-7 ผลของ *Mode Shape* ใน *Piers* สะพานเทพกระษัตรี 1st Mode ($T= 2.91$ s)



รูปที่ 6.8-8 ผลของ *Mode Shape* ใน *Piers* สะพานเทพกระษัตรี 2nd Mode ($T= 0.822$ s)

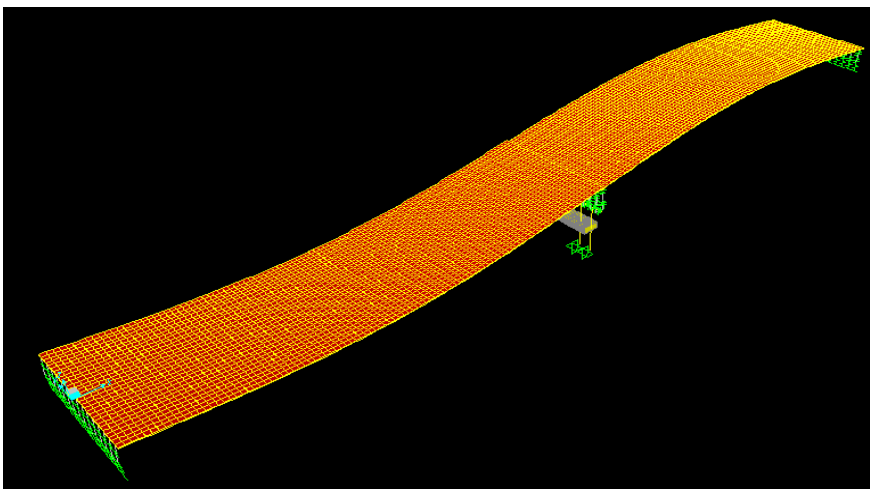


รูปที่ 6.8-9 ผลของ Mode Shape ใน Piers สะพานเทพกระษัตรี 3rd Mode ($T= 0.693$ s)

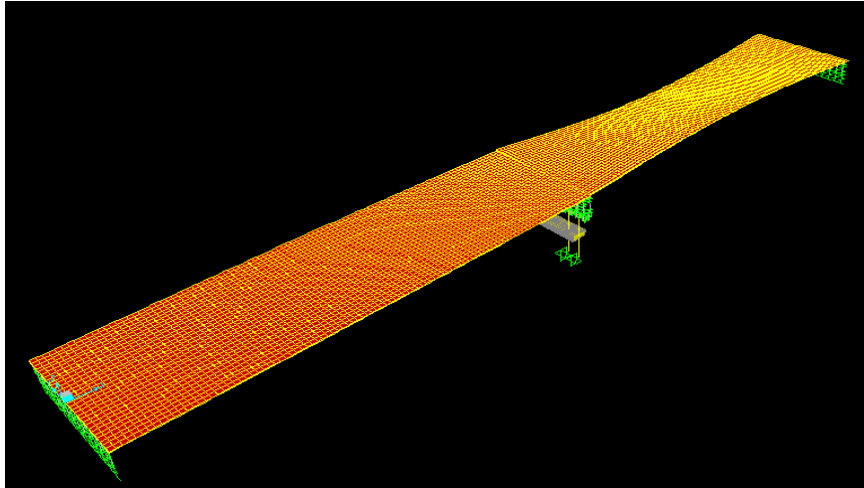


รูปที่ 6.8-10 ผลของ Mode Shape ใน Piers สะพานเทพกระษัตรี 4th Mode ($T= 0.305$ s)

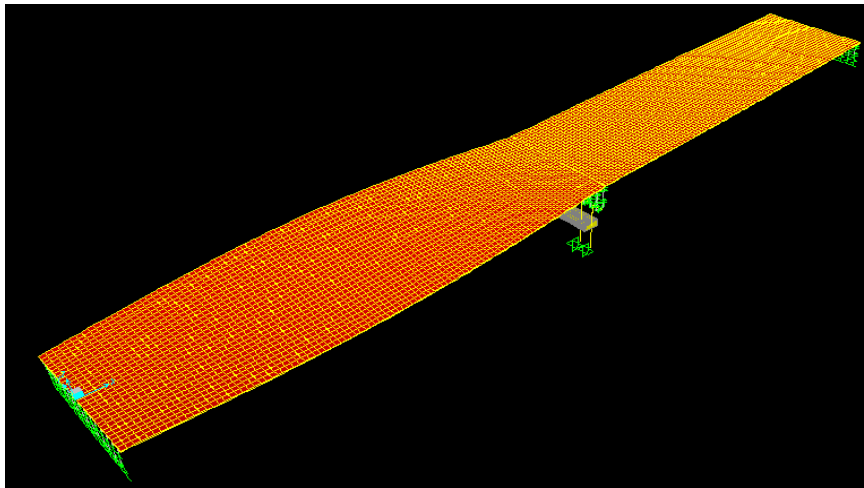
Used for Calibration with Field Data



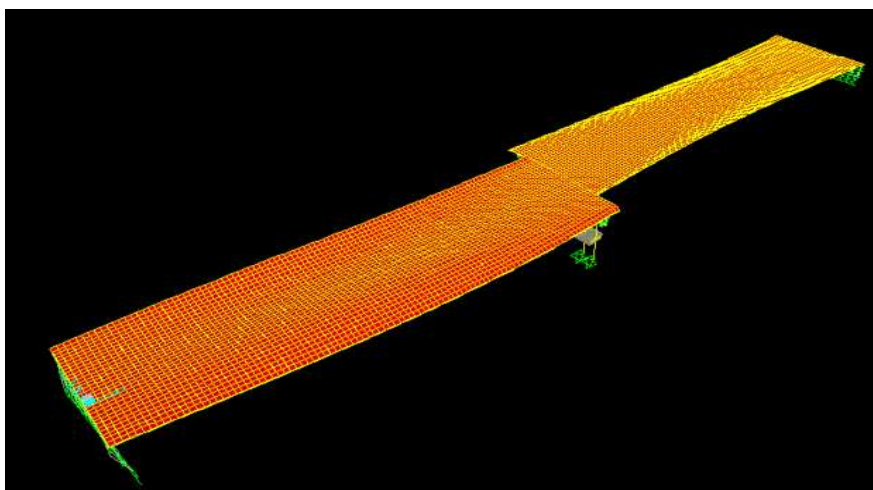
รูปที่ 6.8-11 ผลของ Mode Shape ใน Piers สะพานเทพกระษัตรี 5th Mode ($T= 0.300$ s)



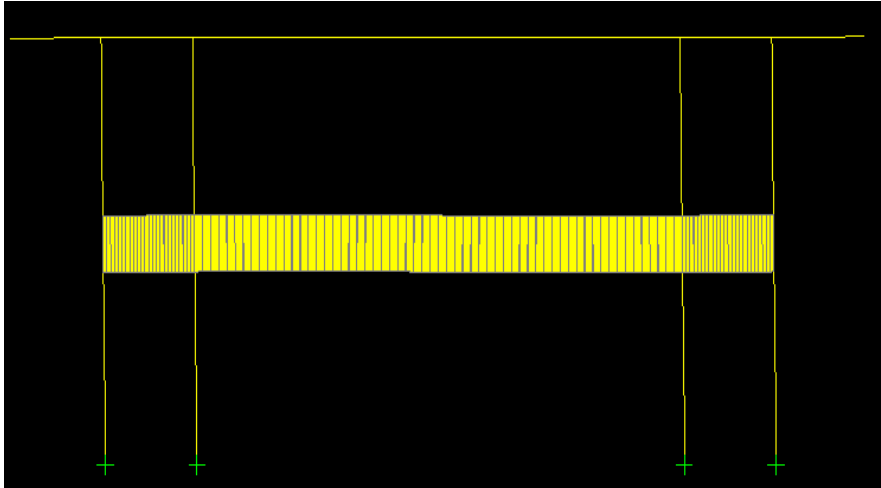
รูปที่ 6.8-12 ผลของ Mode Shape ใน Piers สะพานเทพกระษัตรี 6th Mode ($T= 0.293$ s)



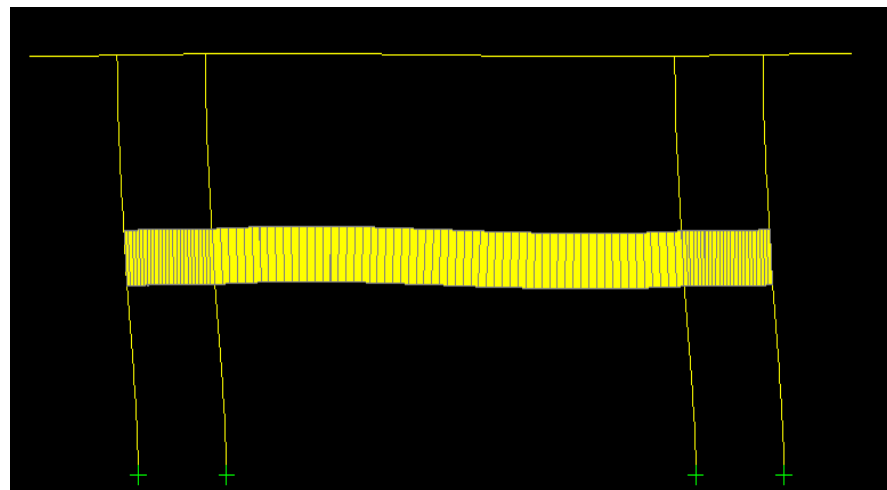
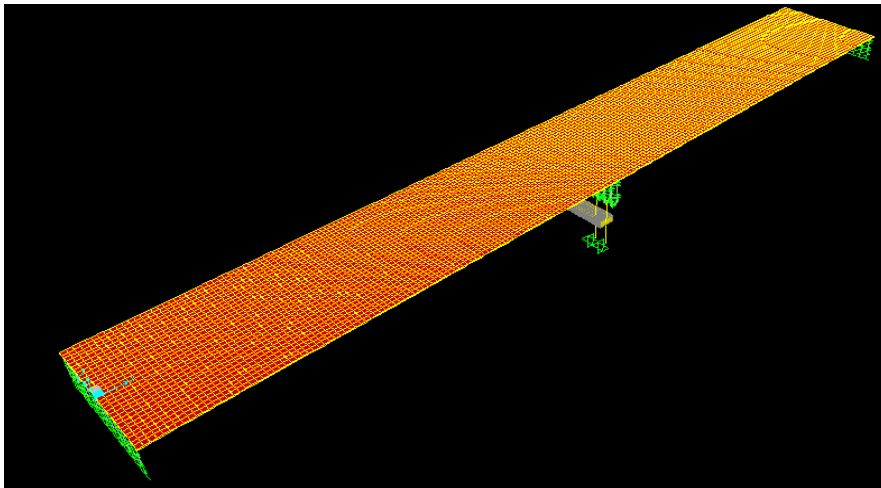
รูปที่ 6.8-13 ผลของ Mode Shape ใน Piers สะพานเทพกระษัตรี 7th Mode ($T= 0.292$ s)



รูปที่ 6.8-14 ผลของ Mode Shape ใน Piers สะพานเทพกระษัตรี 10th Mode ($T= 0.209$ s)

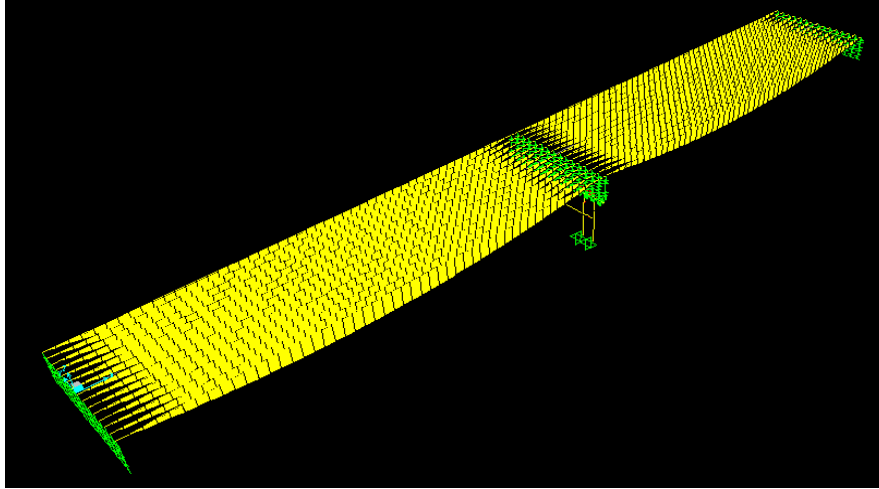


รูปที่ 6.8-14 (ต่อ) ผลของ Mode Shape ใน Piers สะพานเทพกระษัตรี 10th Mode ($T= 0.209$ s)

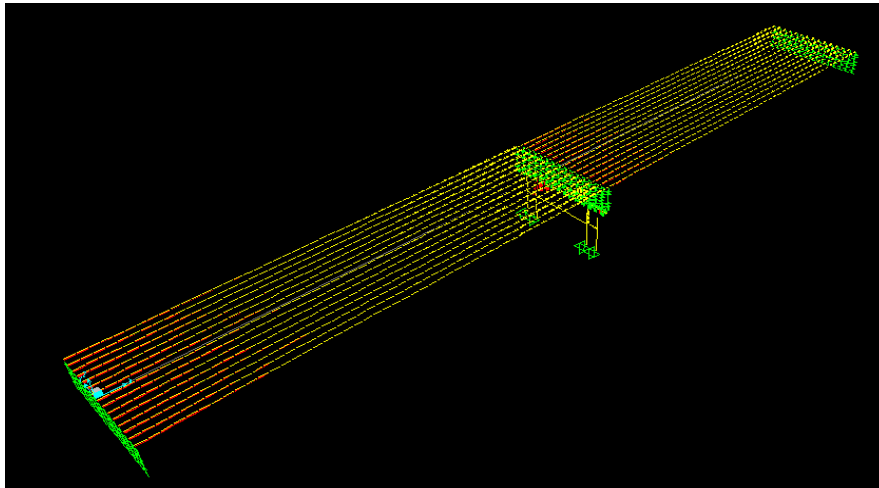


รูปที่ 6.8-15 ผลของ Mode Shape ใน Piers สะพานเทพกระษัตรี 18th Mode ($T= 0.086$ s)

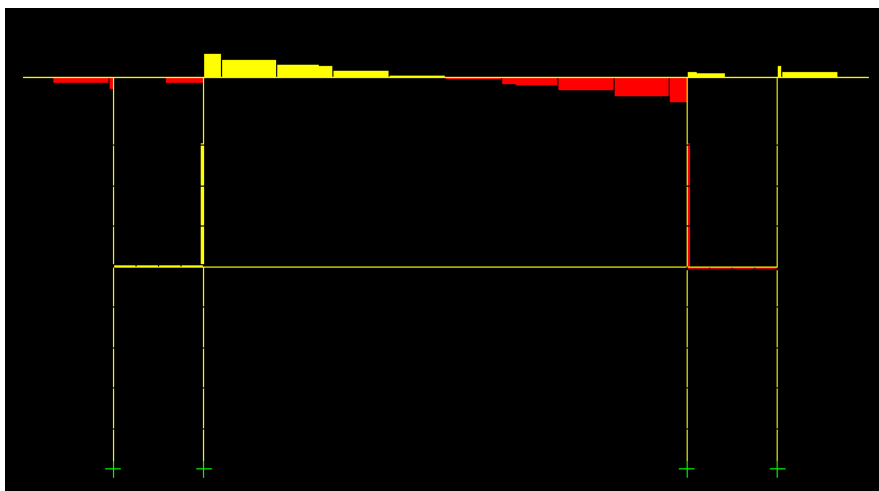
Load Case: DL+SDL



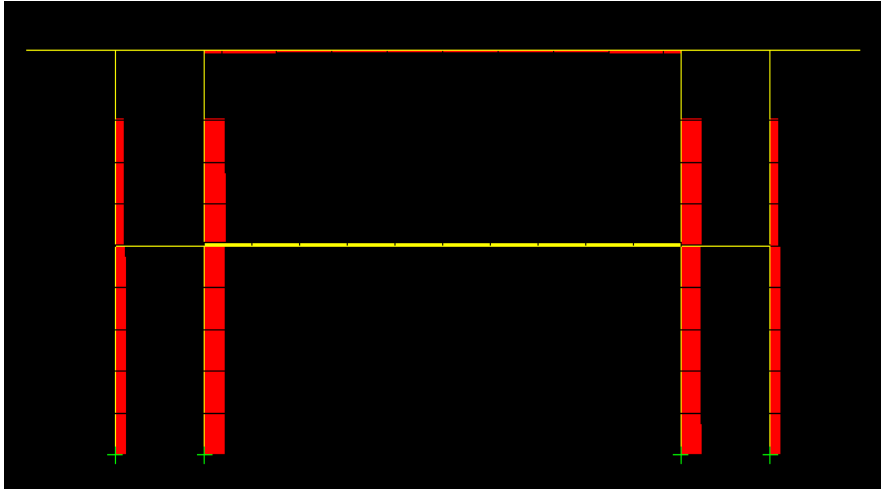
รูปที่ 6.8-16 ผลของ M33 ใน Girder สะพานเทพกระษัตรี เนื่องจาก DL+SDL (3D)



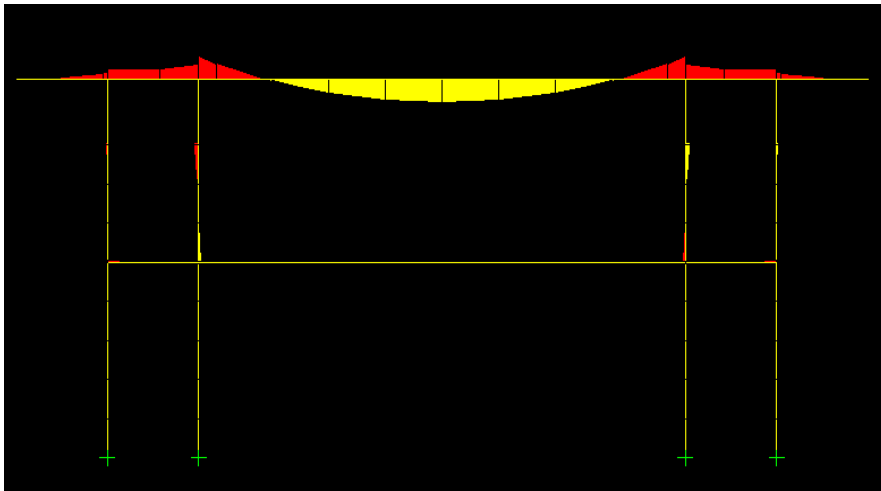
รูปที่ 6.8-17 ผลของ V22 ใน Girder สะพานเทพกระษัตรี เนื่องจาก DL+SDL (3D)



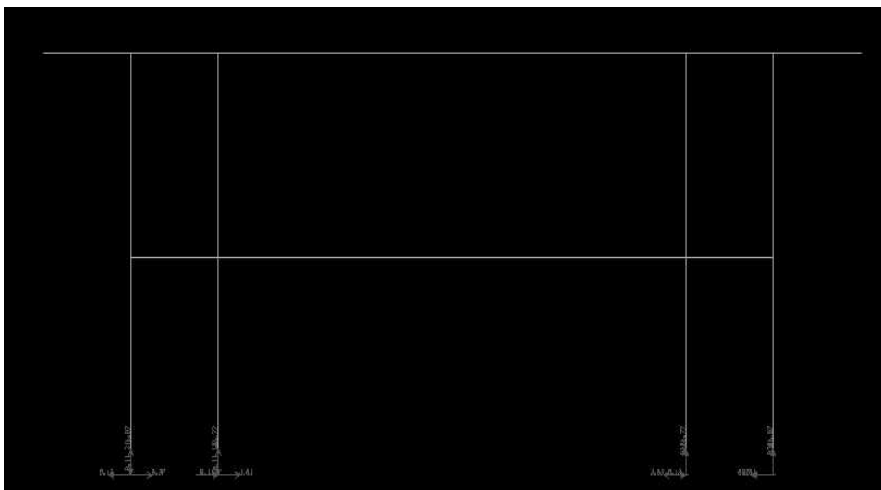
รูปที่ 6.8-18 ผลของ V22 ใน Piers สะพานเทพกระษัตรี เนื่องจาก DL+SDL (2D)



รูปที่ 6.8-19 ผลของ N11 ใน Piers สะพานเทพกระษัตรี เนื่องจาก DL+SDL (2D)

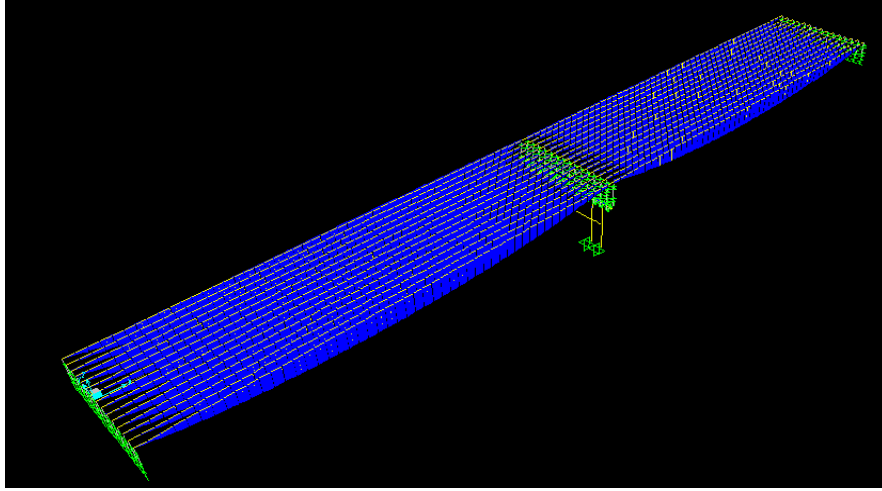


รูปที่ 6.8-20 ผลของ M33 ใน Piers สะพานเทพกระษัตรี เนื่องจาก DL+SDL (2D)

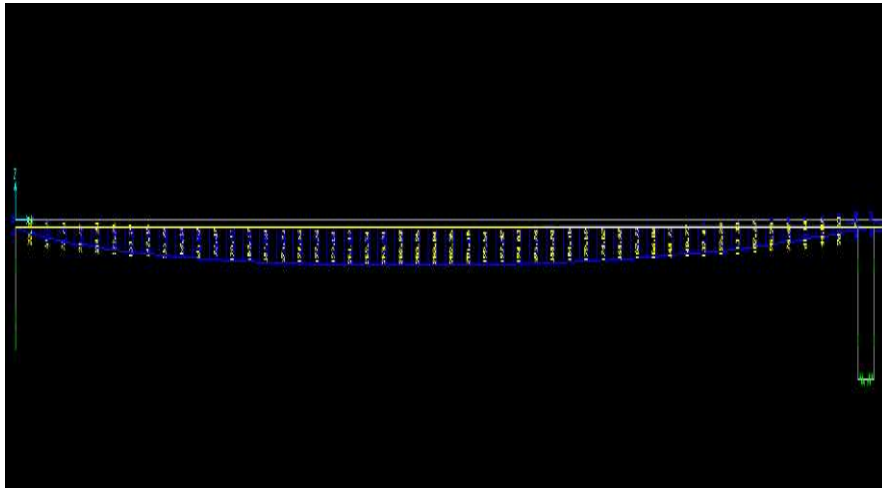


รูปที่ 6.8-21 ผลของ Reactions ใน Piers สะพานเทพกระษัตรี เนื่องจาก DL+SDL (2D)

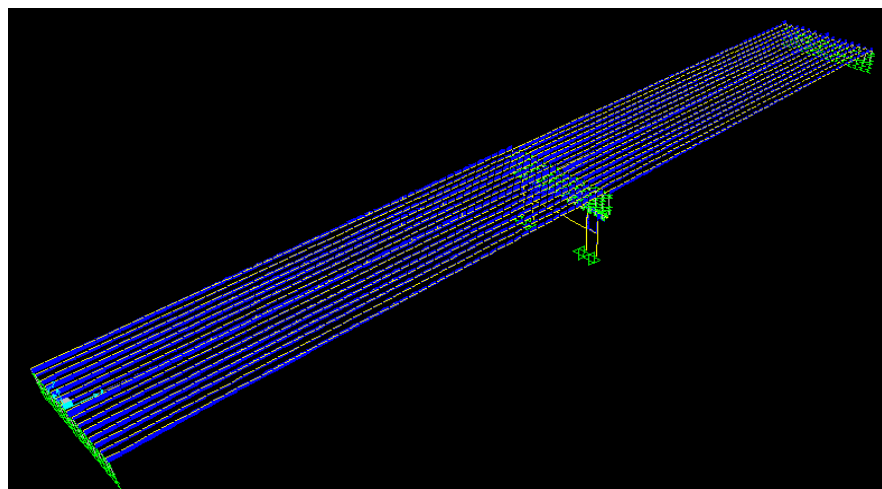
Load Case: HL-93 (1+IM), IM = 33%



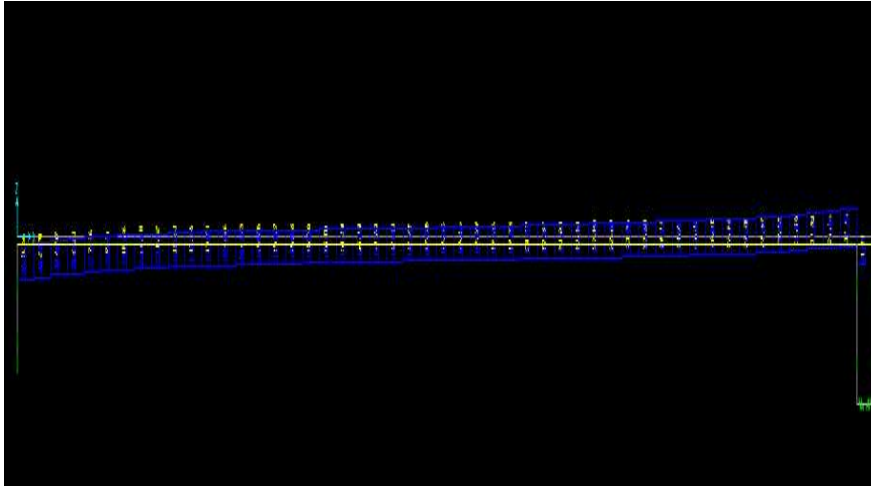
รูปที่ 6.8-22 ผลของ M33 ใน คาน สะพานเทพกระษัตรี เนื่องจาก HL-93 (3D)



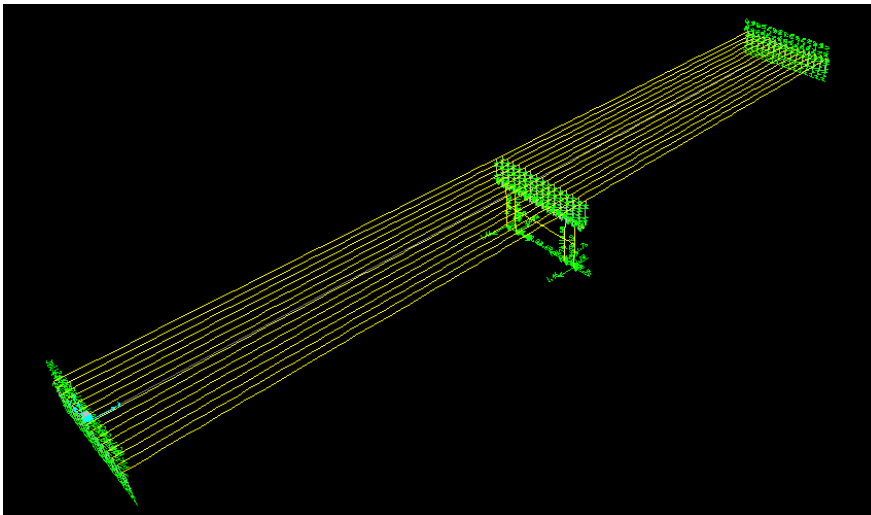
รูปที่ 6.8-23 ผลของ M33 ใน คาน สะพานเทพกระษัตรี เนื่องจาก HL-93 (2D)



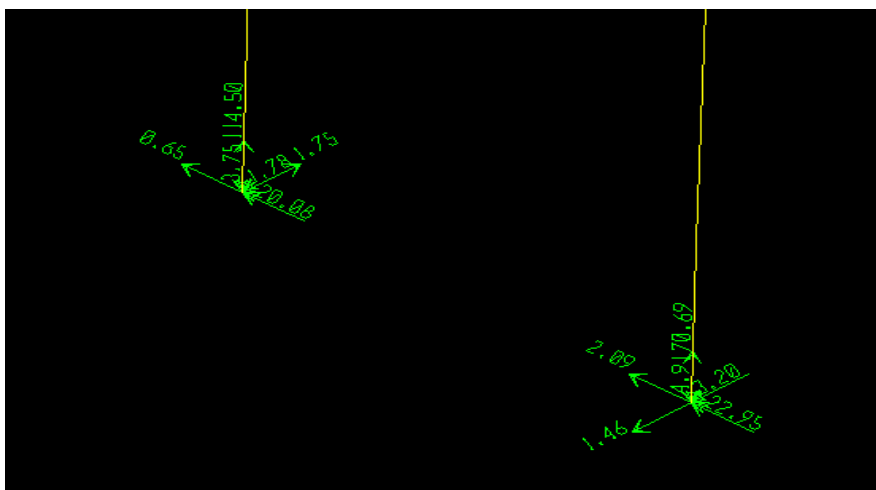
รูปที่ 6.8-24 ผลของ V22 ใน คาน สะพานเทพกระษัตรี เนื่องจาก HL-93 (3D)



รูปที่ 6.8-25 ผลของ V22 ใน คาน สะพานเทพกระษัตรี เนื่องจาก HL-93 (2D)

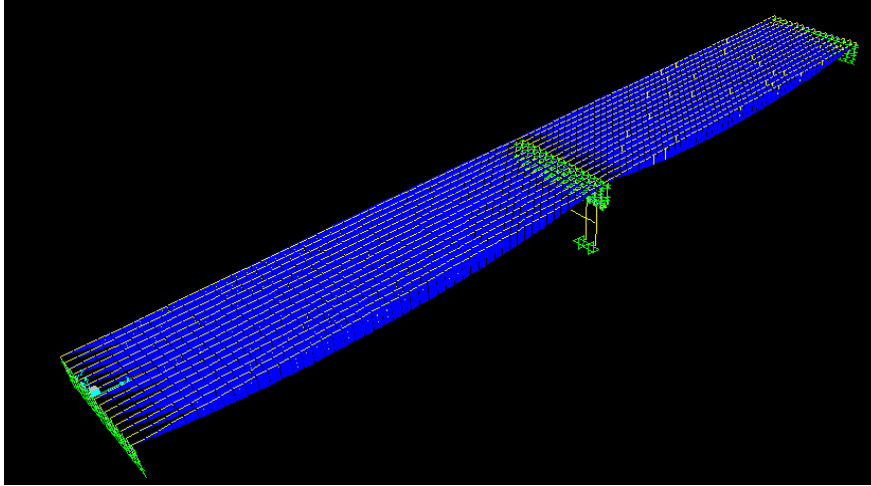


รูปที่ 6.8-26 ผลของ Reactions ใน Pier และ Abutment สะพานเทพกระษัตรี เนื่องจาก HL-93 (3D)

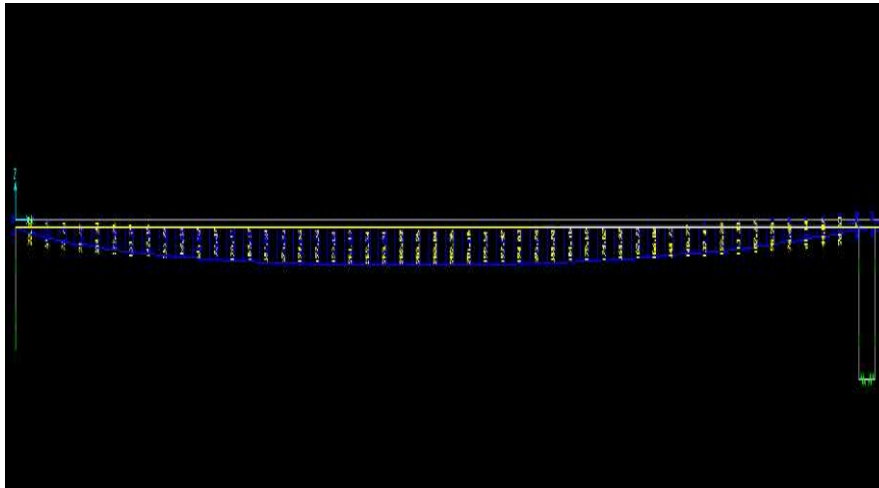


รูปที่ 6.8-27 ผลของ Reactions ใน Pier สะพานเทพกระษัตรี เนื่องจาก HL-93 (3D)

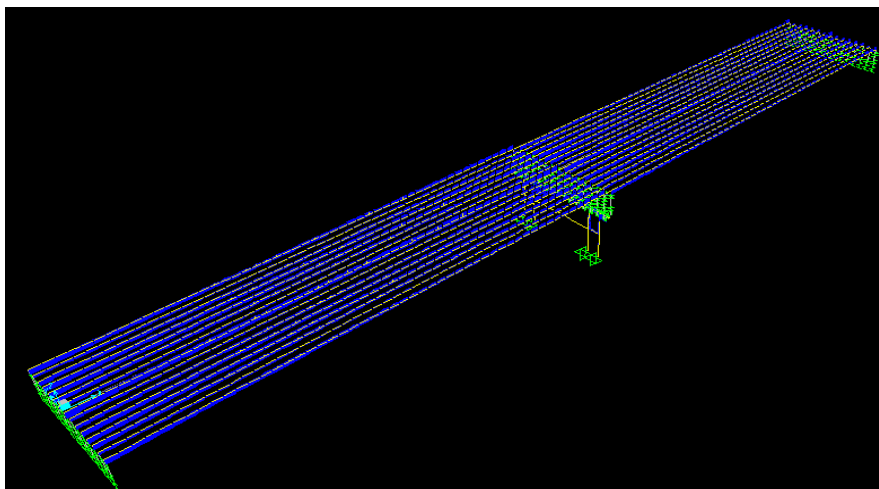
Load Case: HS20-44



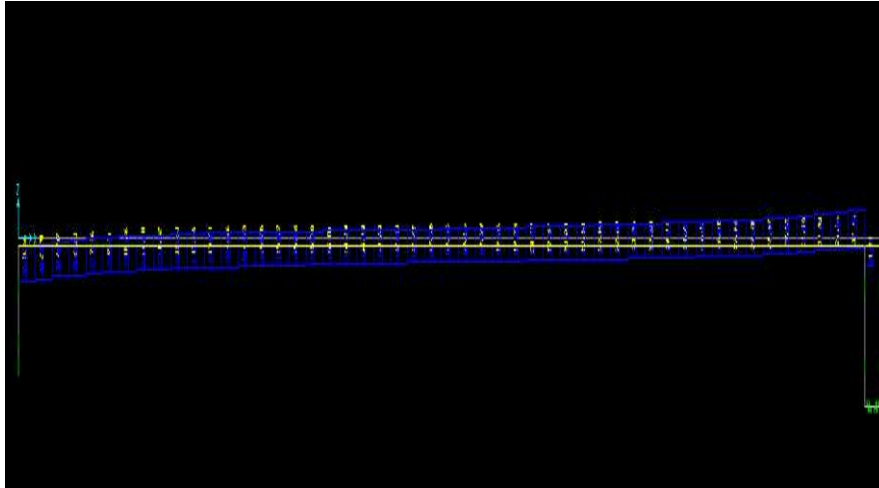
รูปที่ 6.8-31 ผลของ M33 ใน Girder สะพานเทพกระษัตรี เนื่องจาก HS20-44 (3D)



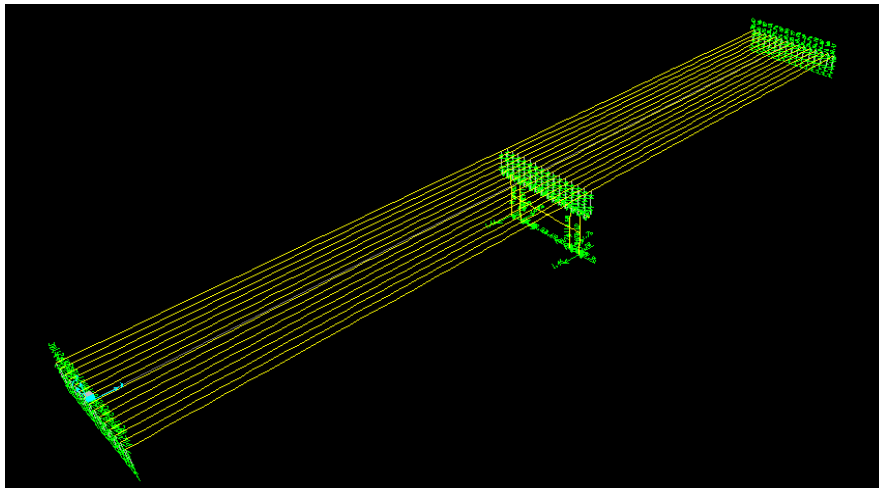
รูปที่ 6.8-32 ผลของ M33 ใน Girder สะพานเทพกระษัตรี เนื่องจาก HS20-44 (2D)



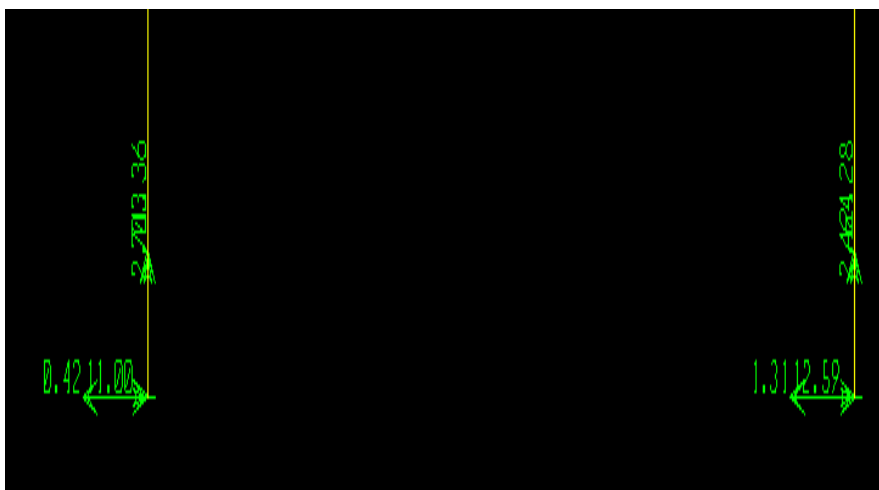
รูปที่ 6.8-33 ผลของ V22 ใน Girder สะพานเทพกระษัตรี เนื่องจาก HS20-44 (3D)



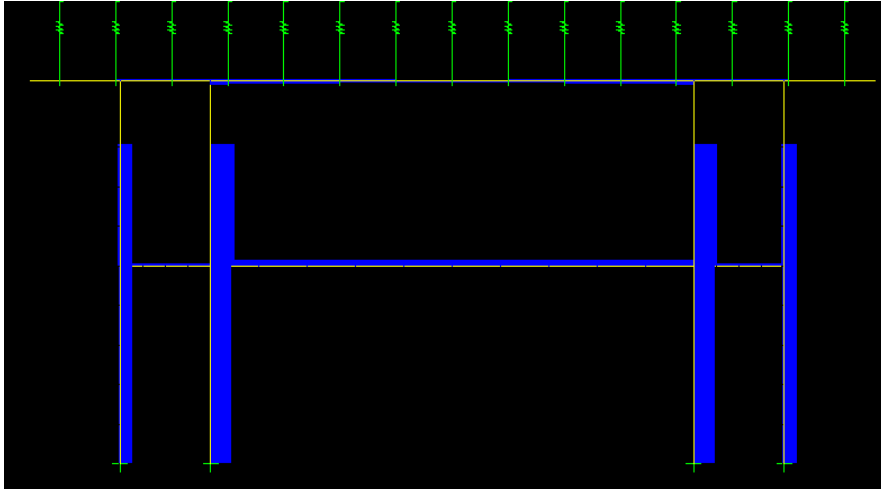
รูปที่ 6.8-34 ผลของ V22 ใน Girder สะพานเทพกระษัตรี เนื่องจาก HS20-44 (2D)



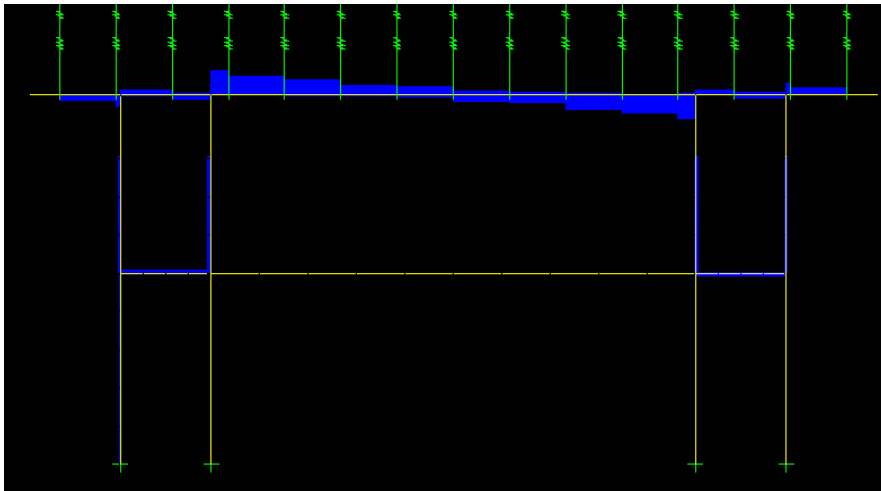
รูปที่ 6.8-35 ผลของ Reactions ของ Pier แสดง 3D Model ของ สะพานเทพกระษัตรี



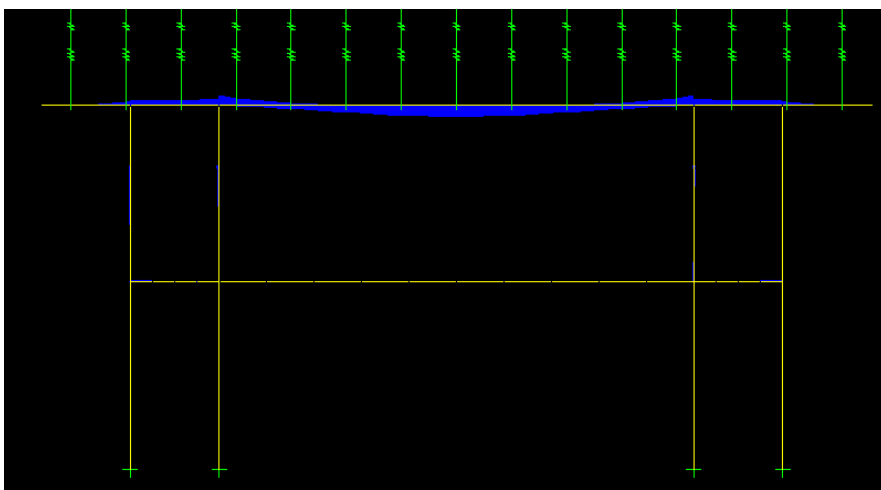
รูปที่ 6.8-36 ผลของ Reactions ของ Pier สะพานเทพกระษัตรี



รูปที่ 6.8-37 ผลของ N11 ของ Pier สะพานเทพกระษัตรี

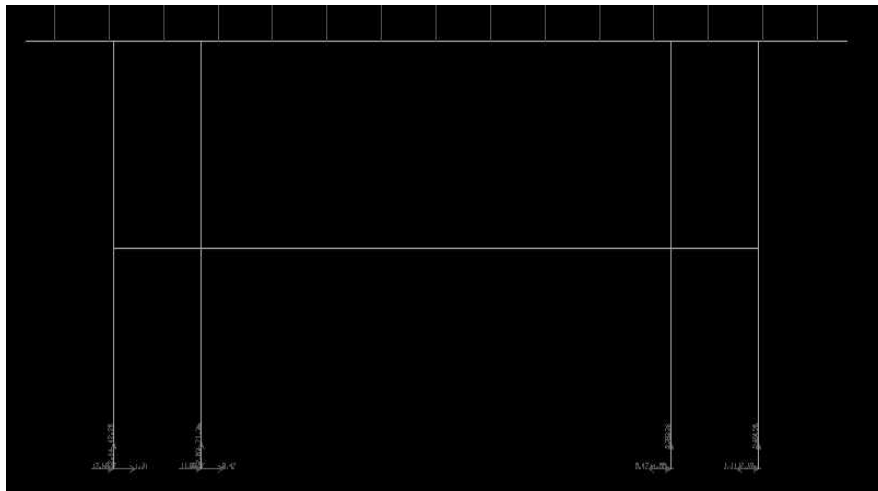


รูปที่ 6.8-38 ผลของ V22 ของ Pier สะพานเทพกระษัตรี



รูปที่ 6.8-39 ผลของ M33 ของ Pier สะพานเทพกระษัตรี

Summary of Internal Forces in Pier



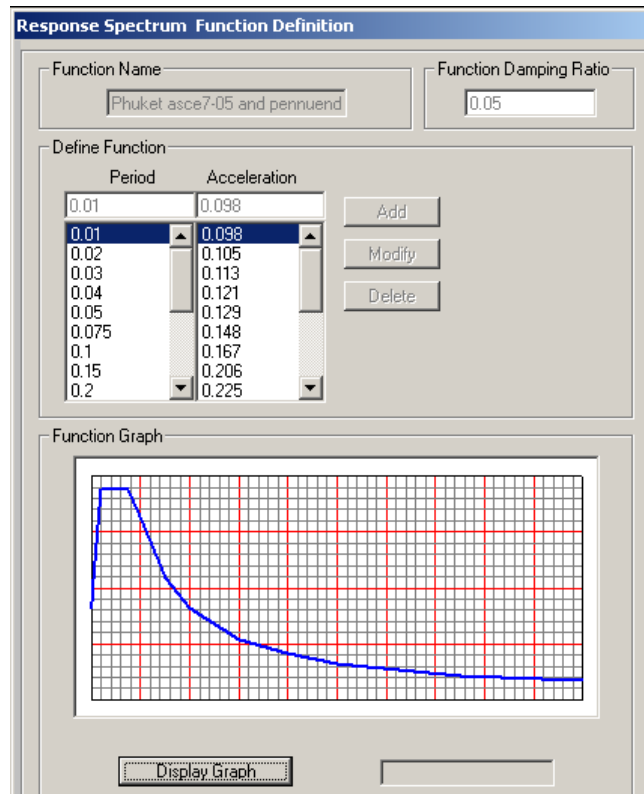
รูปที่ 6.8-40 ผลของ Reaction ที่ฐานรองรับของ Pier สะพานเทพกระษัตรี

ตารางที่ 6.8-2 สรุปแรงภายในเนื่องจาก Load Cases ต่างๆ ของ Pier สะพานเทพกระษัตรี

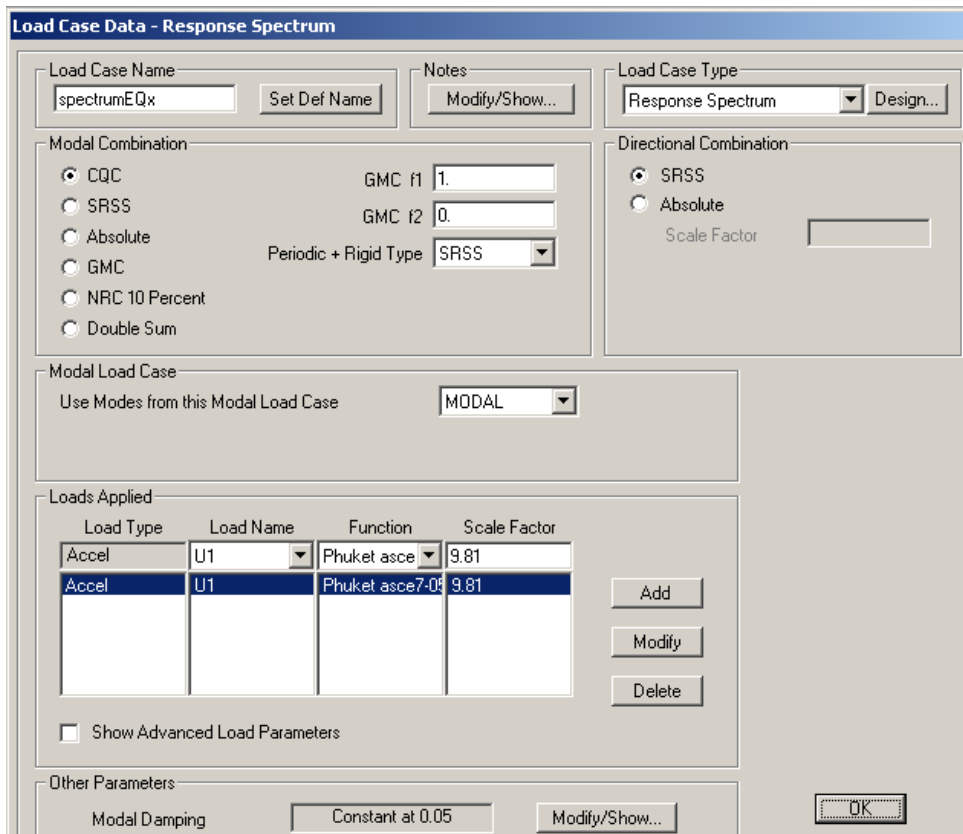
Member	Load Case	N11(T)	V22(T)	M11(T-M)	M33(T-M)+	M33(T-M)-
Crossbeam	DL+SDL	-85	478	0.5	417	-420
	HL-93 (1+IM)	-22	110	38	116	-90
	HS20-44 (1+IM)	-18.2	87.1	26	87.1	-71.5
Bracing	DL+SDL	84	70	0.5	20	-18
	HL-93 (1+IM)	24	0.5	1.5	1.5	-1.5
	HS20-44 (1+IM)	-20.15	0.65	0.78	1.3	-1.3
Column	DL+SDL	-585	70	0.5	155	-155
	HL-93 (1+IM)	-127	18	4	5	-20
	HS20-44 (1+IM)	-104	13	-4.55	9.75	-9.75

6.8.2. การวิเคราะห์แรงแผ่นดินไหวโดยใช้วิธี Response Spectrum Analysis

1.) Load Case: EQx (Response Spectrum Analysis)



รูปที่ 6.8-41 การสร้างกราฟ Response Spectrum ที่ใช้ในการวิเคราะห์ Response Spectrum



Load Case Data - Response Spectrum

Load Case Name: spectrumEQx [Set Def Name] Notes: [Modify/Show...]

Load Case Type: Response Spectrum [Design...]

Modal Combination:

- CQC GMC f1: 1.0
- SRSS GMC f2: 0.0
- Absolute
- GMC
- NRC 10 Percent
- Double Sum

 Periodic + Rigid Type: SRSS

Directional Combination:

- SRSS
- Absolute

 Scale Factor: []

Modal Load Case: Use Modes from this Modal Load Case: MODAL

Loads Applied:

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Accel	U1	Phuket asce	9.81
Accel	U1	Phuket asce7-08	9.81

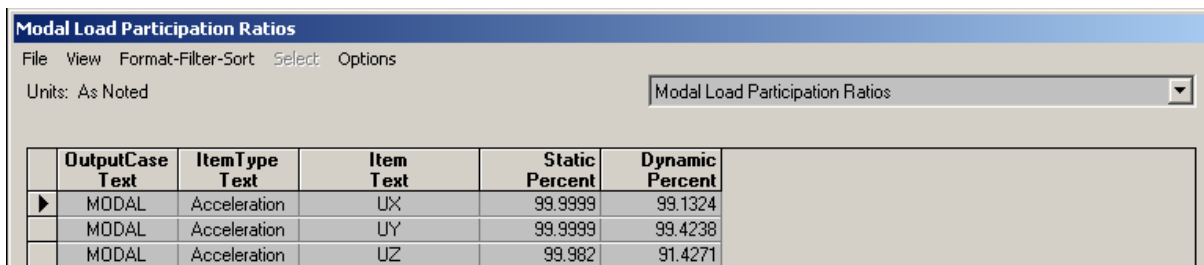
[Add] [Modify] [Delete]

Show Advanced Load Parameters

Other Parameters: Modal Damping: Constant at 0.05 [Modify/Show...]

[OK]

รูปที่ 6.8-42 การเลือกค่าการรวมผลจาก Mode และ Direction ที่ใช้ในการวิเคราะห์ Response Spectrum



Modal Load Participation Ratios

File View Format-Filter-Sort Select Options

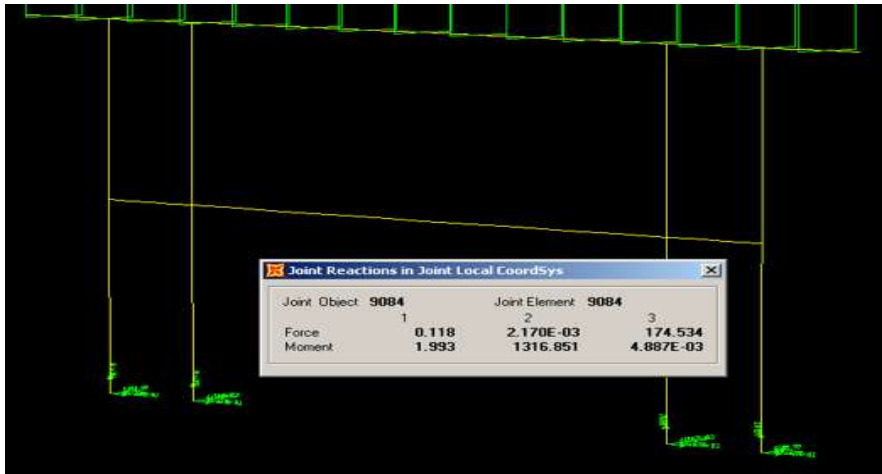
Units: As Noted Modal Load Participation Ratios

	OutputCase Text	ItemType Text	Item Text	Static Percent	Dynamic Percent
▶	MODAL	Acceleration	UX	99.9999	99.1324
	MODAL	Acceleration	UY	99.9999	99.4238
	MODAL	Acceleration	UZ	99.982	91.4271

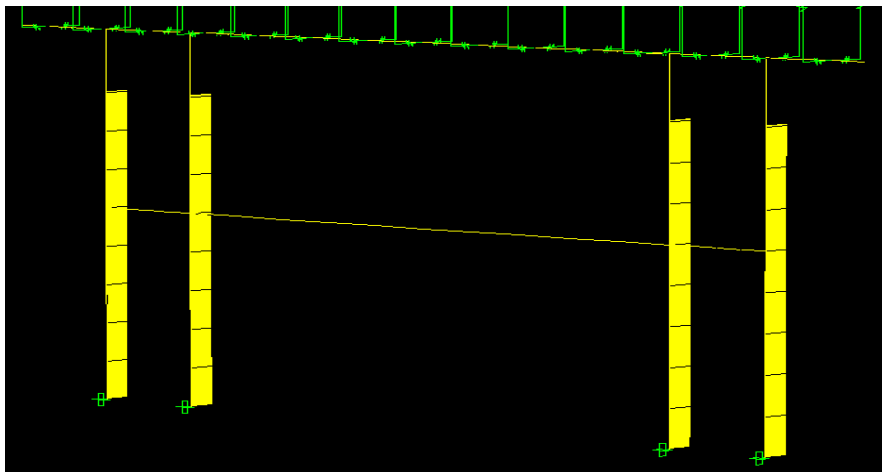
รูปที่ 6.8-43 การปรับค่าของ Modal Load Participation Ratio ที่ใช้ในการวิเคราะห์ Response Spectrum

2.) ผลการวิเคราะห์กรณี EQx (Response Spectrum Analysis)

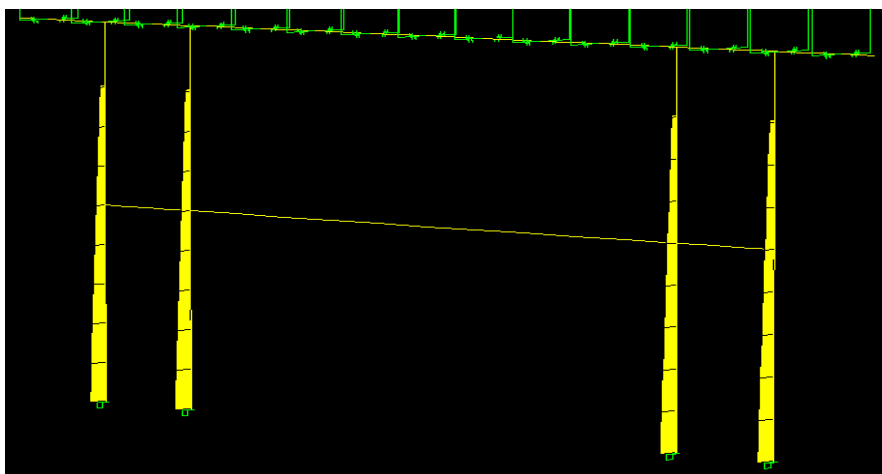
Based Reaction Results



รูปที่ 6.8-44 ผลของ Joint Reaction ของ Pier (EQx Response Spectrum)

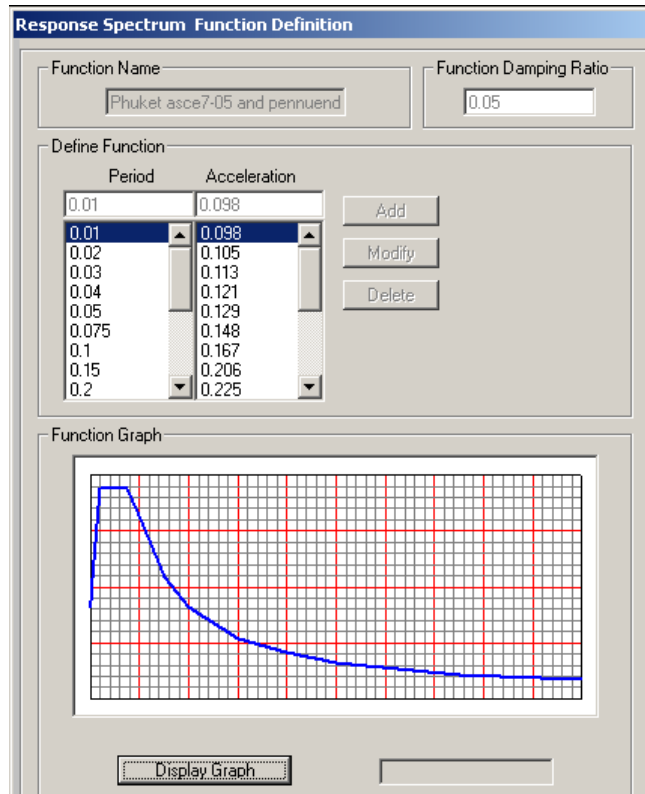


รูปที่ 6.8-45 ผลของ V33 ของ Pier (EQx Response Spectrum)

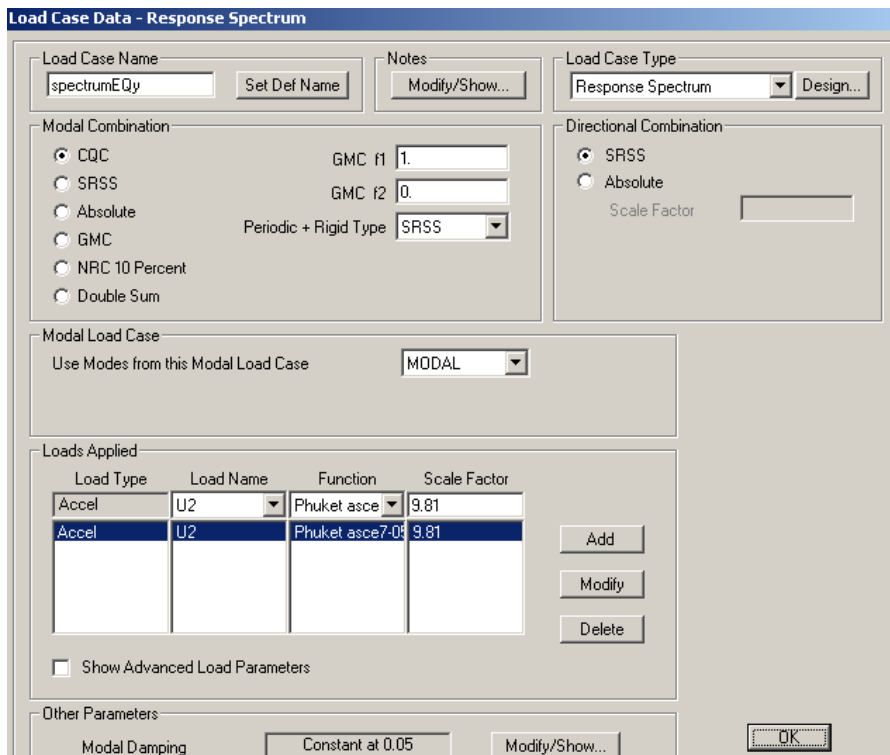


รูปที่ 6.8-46 ผลของ M22 ของ Pier (EQx Response Spectrum)

Load Case: EQy (Response Spectrum Analysis)



รูปที่ 6.8-47 การสร้างกราฟ Response Spectrum ที่ใช้ในการวิเคราะห์ Response Spectrum



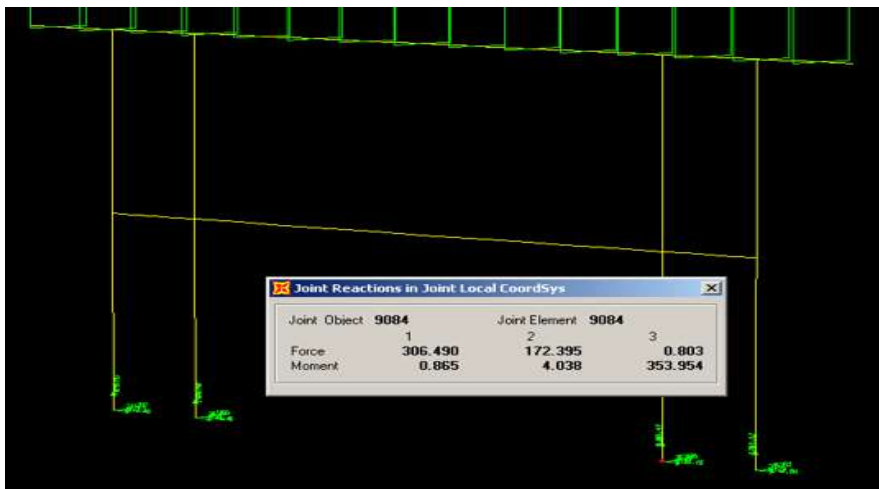
รูปที่ 6.8-48 การเลือกค่าการรวมผลจาก Mode และ Direction ที่ใช้ในการวิเคราะห์ Response Spectrum

Modal Load Participation Ratios					
File View Format-Filter-Sort Select Options					
Units: As Noted					
Modal Load Participation Ratios					
OutputCase Text	ItemType Text	Item Text	Static Percent	Dynamic Percent	
MODAL	Acceleration	UX	99.9999	99.1324	
MODAL	Acceleration	UY	99.9999	99.4238	
MODAL	Acceleration	UZ	99.982	91.4271	

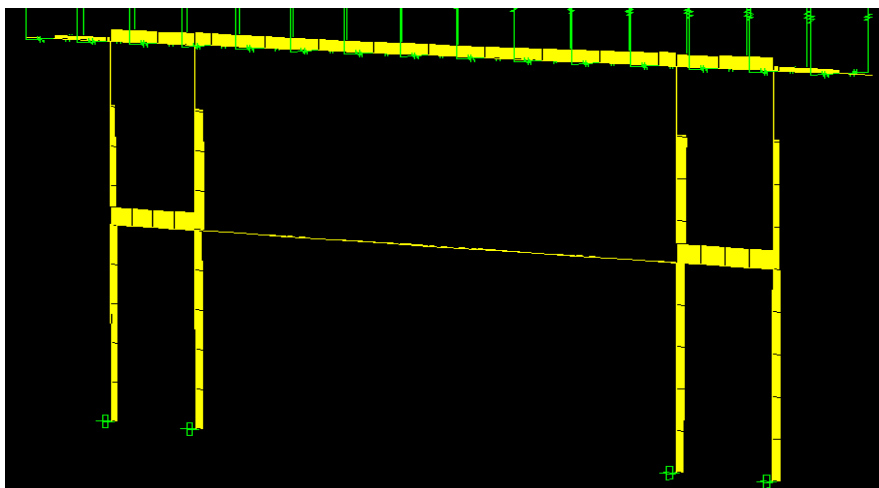
รูปที่ 6.8-49 การปรับค่าของ Modal Load Participation Ratio ที่ใช้ในการวิเคราะห์ Response Spectrum

3.) ผลการวิเคราะห์กรณี EQy (Response Spectrum Analysis)

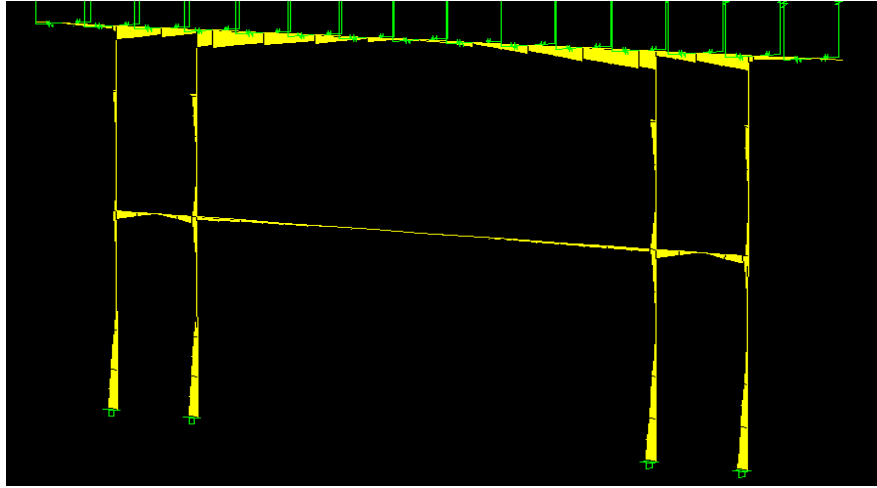
Based Reaction Results



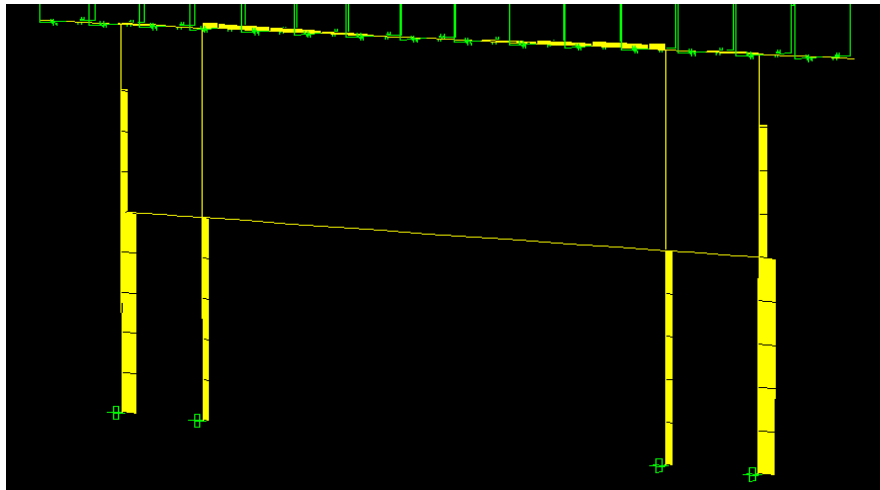
รูปที่ 6.8-50 ผลของ Joint Reaction ของ Pier (EQy Response Spectrum)



รูปที่ 6.8-51 ผลของ V22 ของ Pier (EQy Response Spectrum)



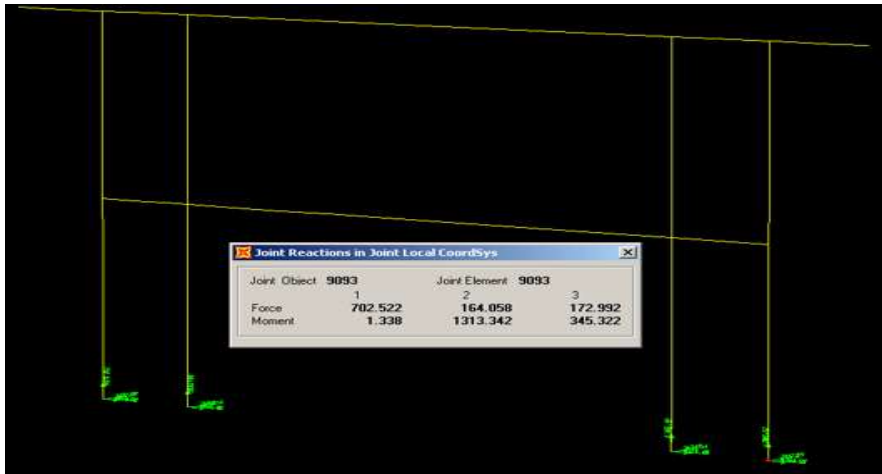
รูปที่ 6.8-52 ผลของ M33 ของ Pier (EQy Response Spectrum)



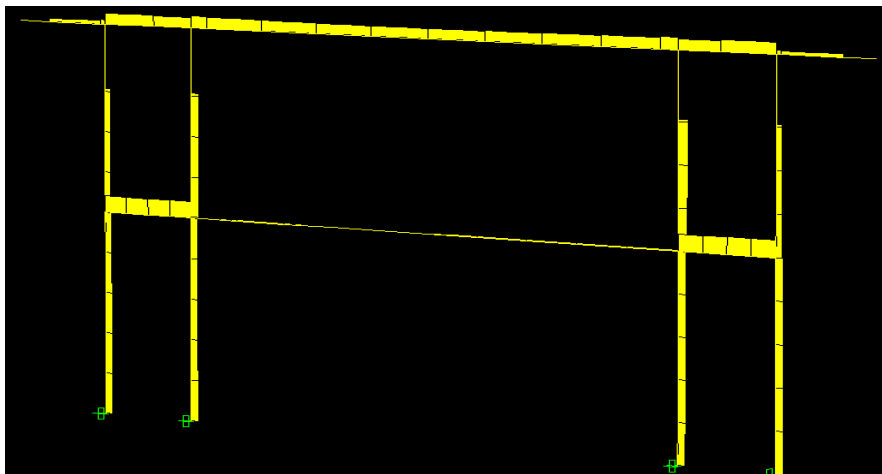
รูปที่ 6.8-53 ผลของ N11 ของ Pier (EQy Response Spectrum)

4.) ผลการวิเคราะห์กรณี EQx+EQy (Response Spectrum Analysis) using SRSS

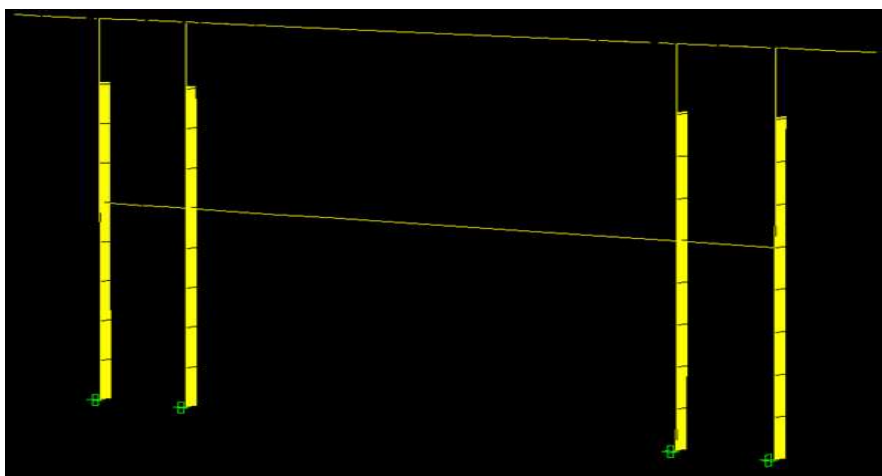
Based Reaction Results



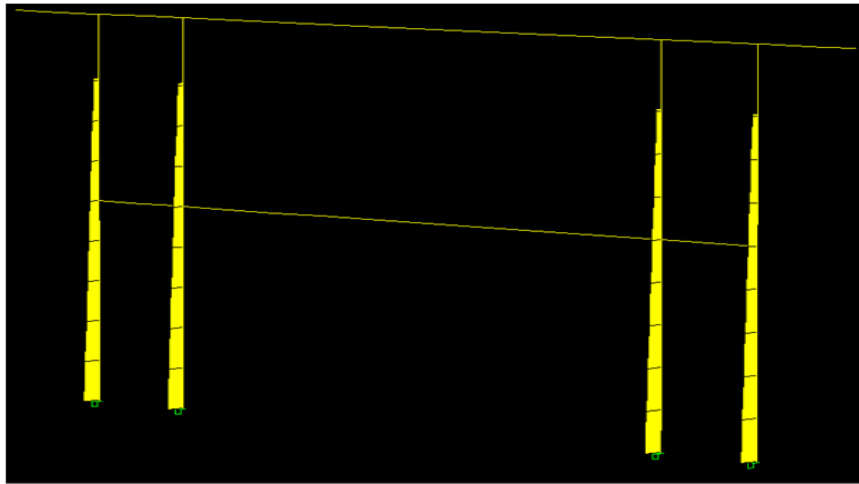
รูปที่ 6.8-54 ผลของ Joint Reaction ของ Pier (EQx+EQy Response Spectrum)



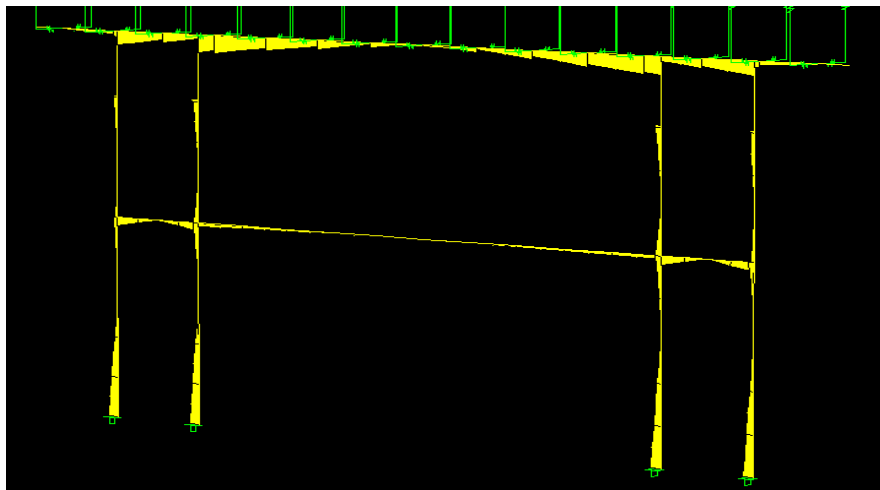
รูปที่ 6.8-55 ผลของ V22 ของ Pier (EQx+EQy Response Spectrum)



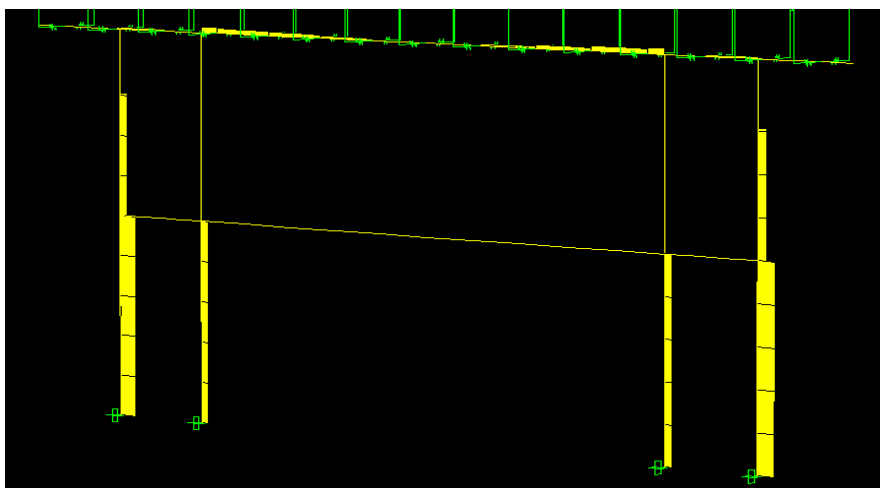
รูปที่ 6.8-56 ผลของ V33 ของ Pier (EQx+EQy Response Spectrum)



รูปที่ 6.8-57 ผลของ M22 ของ Pier (EQx+EQy Response Spectrum)



รูปที่ 6.8-58 ผลของ M33 ของ Pier (EQx+EQy Response Spectrum)



รูปที่ 6.8-59 ผลของ N11 ของ Pier (EQy Response Spectrum)

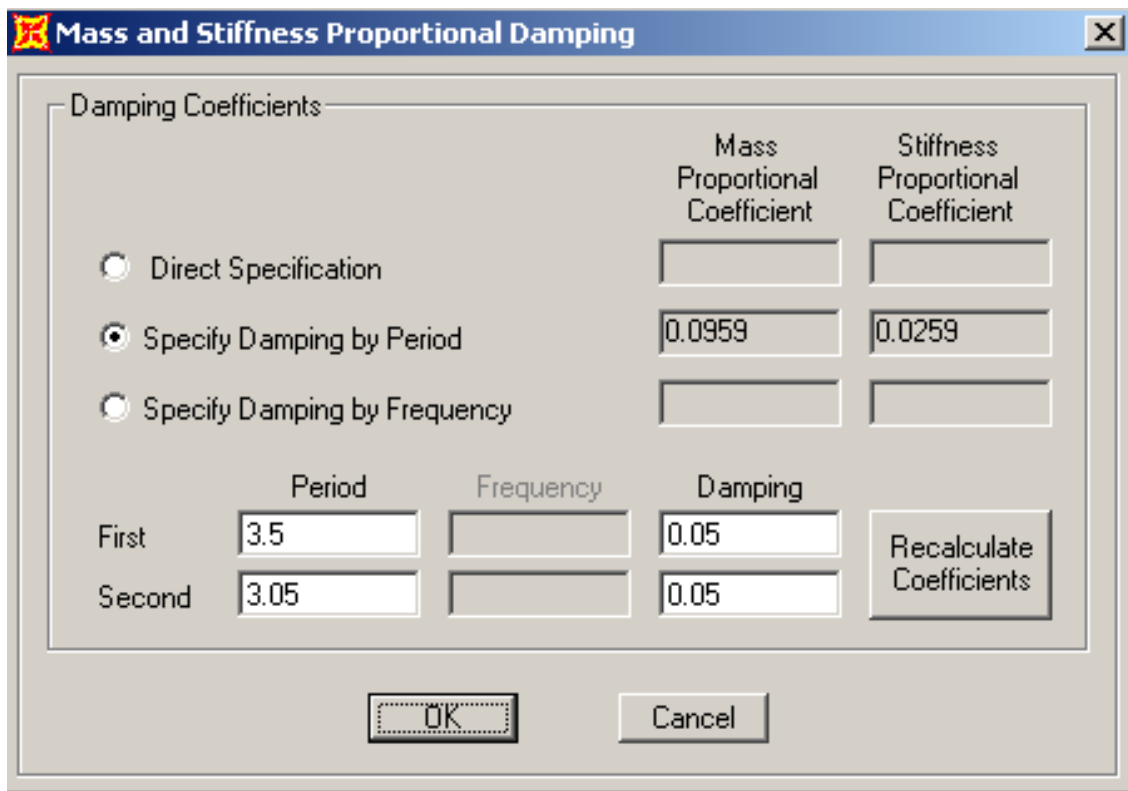
Summary of Internal Forces due to Response Spectrum Analysis

ตารางที่ 6.8-3 ผลการวิเคราะห์แรงภายในแต่ละส่วนของ Pier สะพานเทพกระษัตรี ภายใต้แรงแผ่นดินไหวโดยวิธี

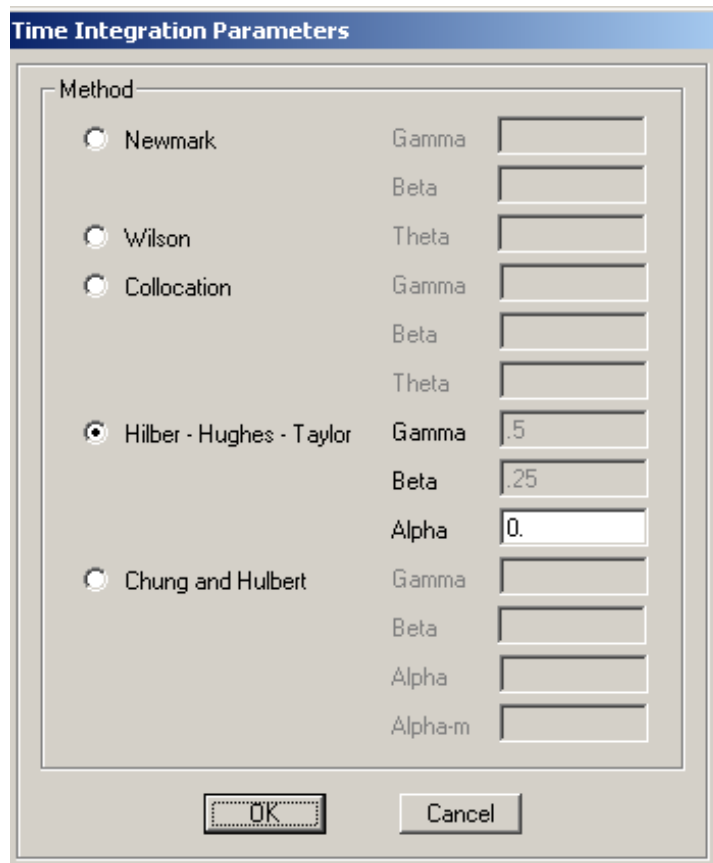
Response Spectrum

Member	Load Case	N11(T)	V22(T)	V33(T)	M11(T-M)	M33(T-M)+	M33(T-M)-	M22(T-M)+	M22(T-M)-
Crossbeam	EQx response spec.	232	261		7	563	-563		
	EQy response spec.	232	261		7	563	-563		
	EQx+Eqy	232	261		7	563	-563		
Bracing	EQx response spec.	1	30		1	105	-105		
	EQy response spec.	1	30		1	105	-105		
	EQx+Eqy	1	30		1	105	-105		
Column	EQx response spec.	-703	165	175		345	-345	1317	-1317
	EQy response spec.	-702	173	175	3	353	-353	1317	-1317
	EQx+Eqy	-702	173	175	3	353	-353	1317	-1317

6.8.3. การวิเคราะห์แรงแผ่นดินไหวโดยใช้วิธี Linear Elastic Response Spectrum Analysis

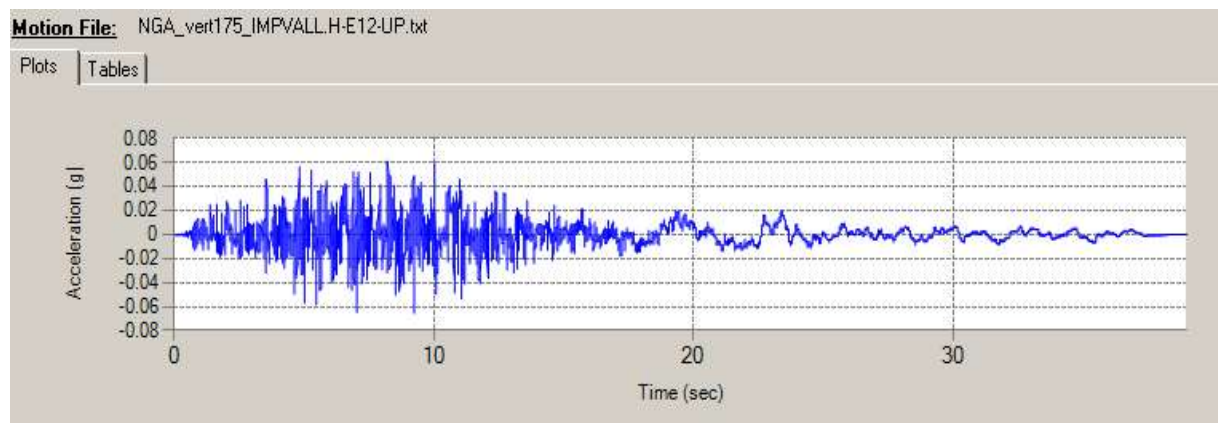


รูปที่ 6.8-60 ตัวอย่าง Damping Parameters ที่ใช้ในการวิเคราะห์ Time History



รูปที่ 6.8-61 ตัวอย่าง Time Integration Parameter ที่ใช้ในการวิเคราะห์ Time History

ตัวอย่าง คลื่นแผ่นดินไหว NGA No.175 ที่ใช้ในการวิเคราะห์ (1 ใน 7 แบบจำลองคลื่นแผ่นดินไหว)

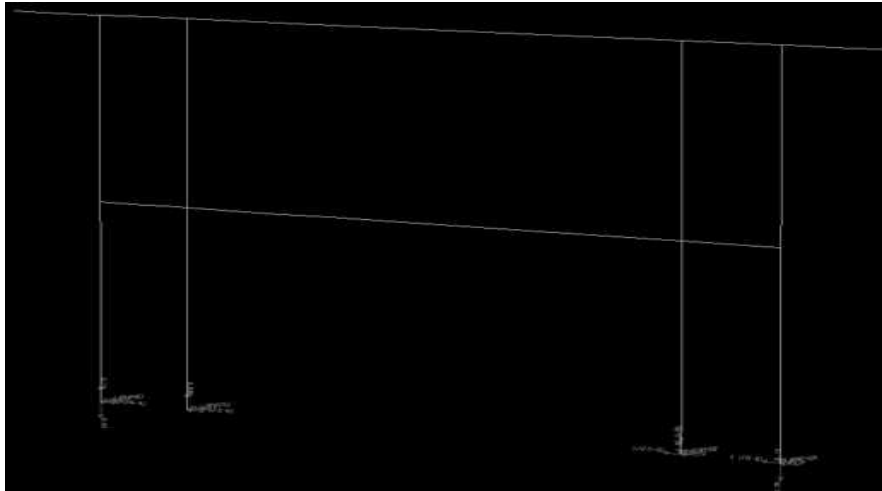


รูปที่ 6.8-62 ตัวอย่างคลื่นแผ่นดินไหว NGA No.175 ภายหลังจากการปรับค่า Amplitude ที่สอดคล้องกับ Response Spectrum ตาม มยผ.1302

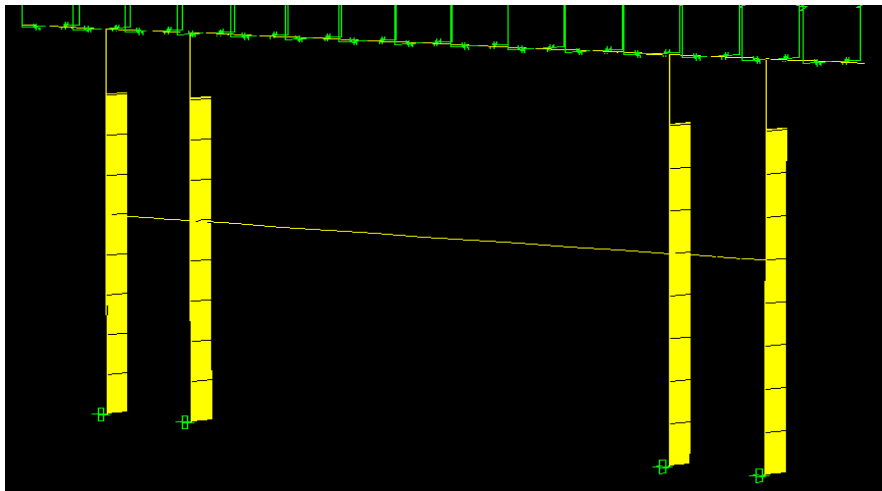
1.) ผลการวิเคราะห์ห้กรณี EQx (Time History Analysis)

ยกตัวอย่างคลื่นแผ่นดินไหว NGA No.175 ซึ่งเป็น 1 ใน 7 แบบจำลองคลื่นแผ่นดินไหวที่วิเคราะห์จากรอยเลื่อนคลองมะรุ่ย

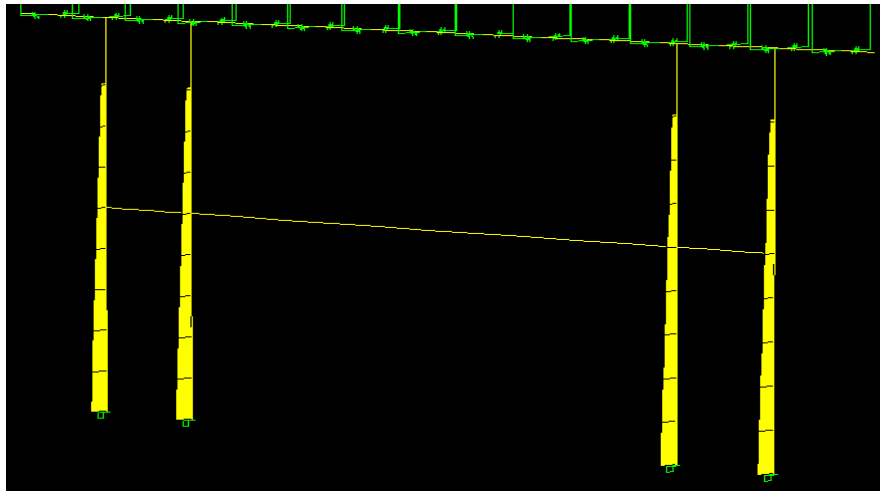
Based Reaction Results



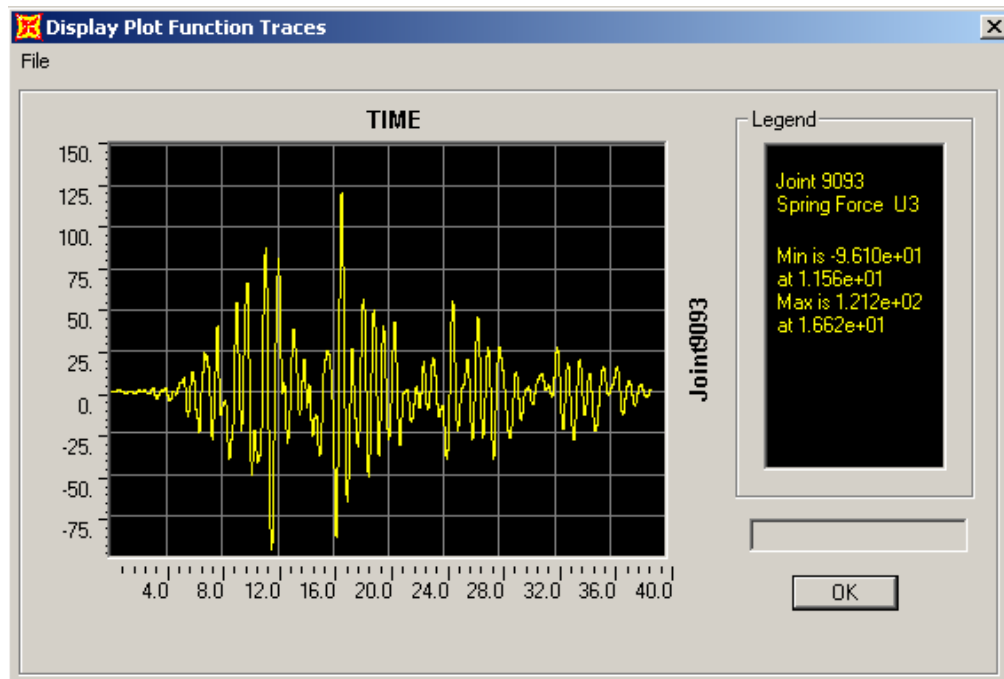
รูปที่ 6.8-63 ผลของ Joint Reaction ของ Pier (EQx Time History: NGA 175) Enveloped



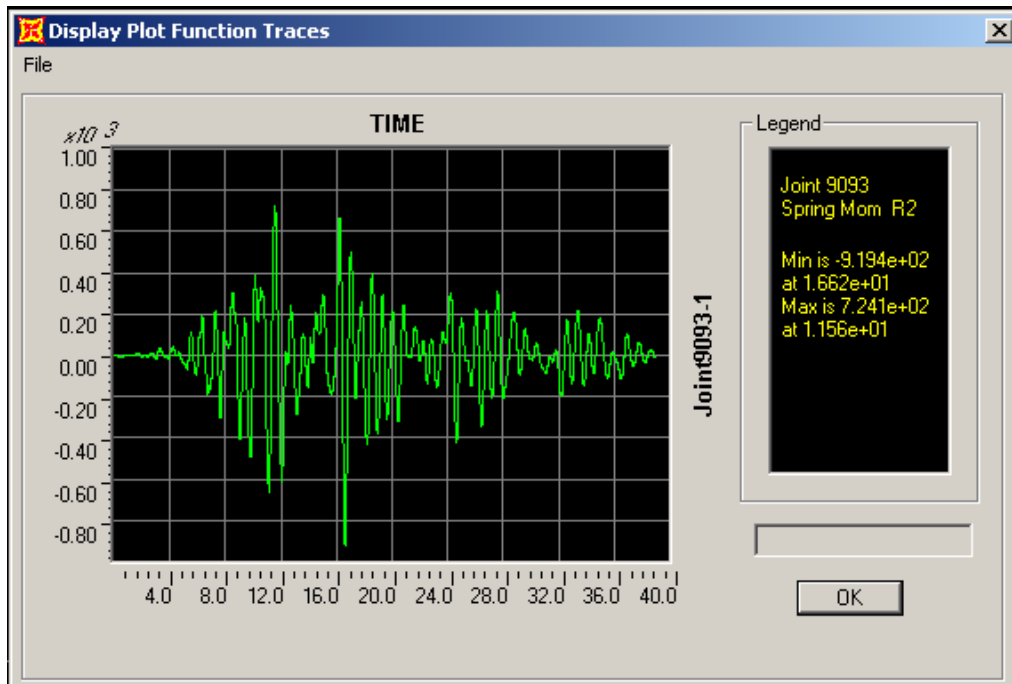
รูปที่ 6.8-64 ผลของ V33 ของ Pier (EQx Time History: NGA 175) Enveloped



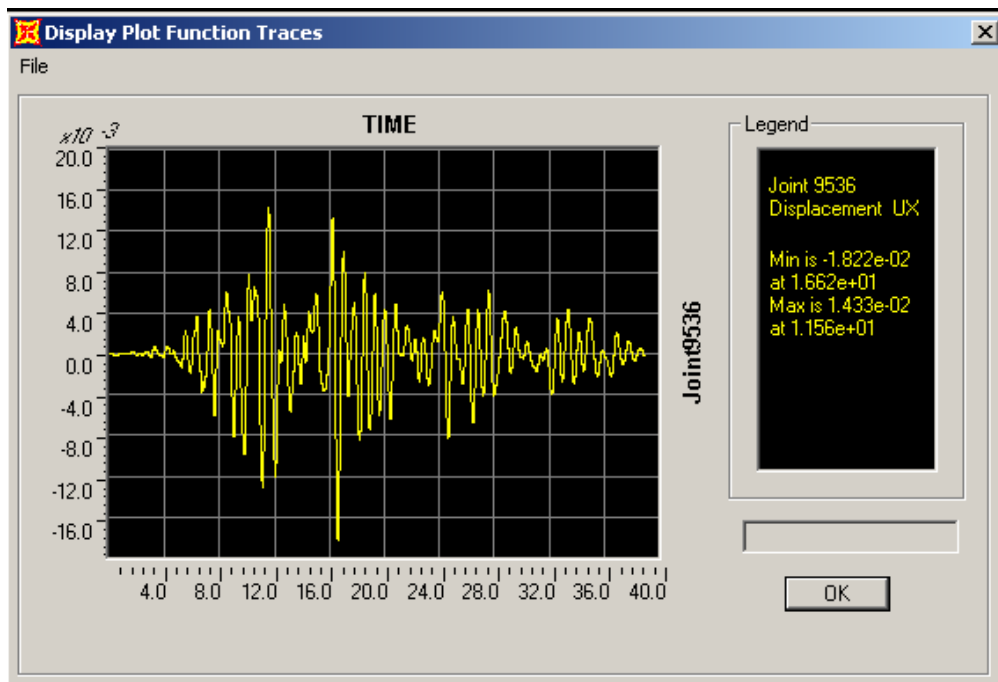
รูปที่ 6.8-65 ผลของ M22 ของ (EQx Time History: NGA 175) Enveloped



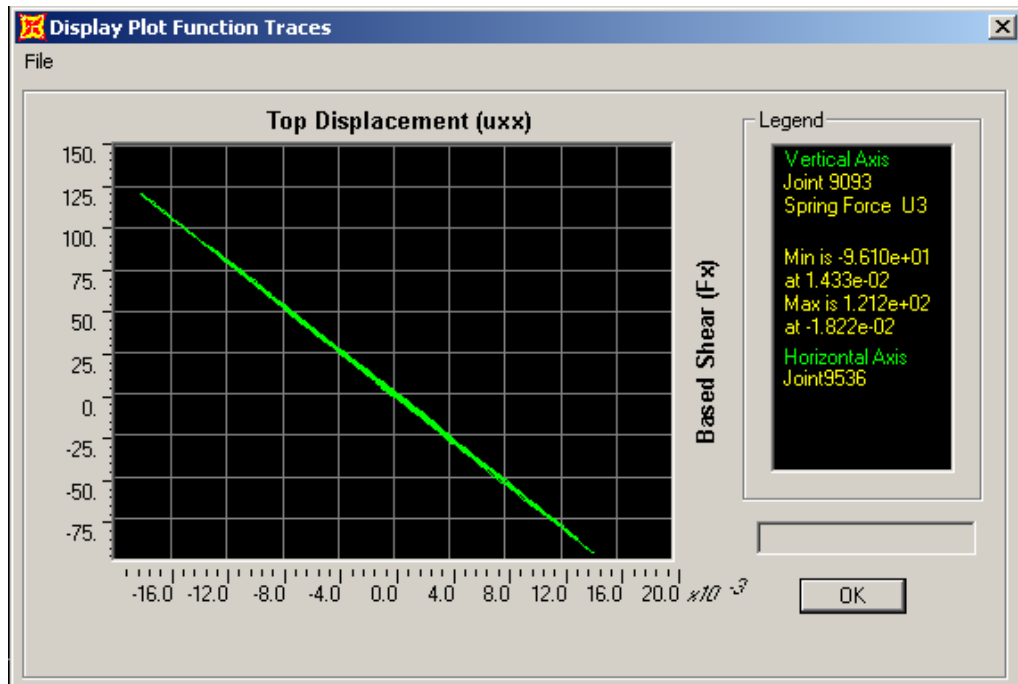
รูปที่ 6.8-66 ผลของ F33 ของ (EQx Time History: NGA 175)



รูปที่ 6.8-67 ผลของ M22 ของ (EQx Time History: NGA 175)

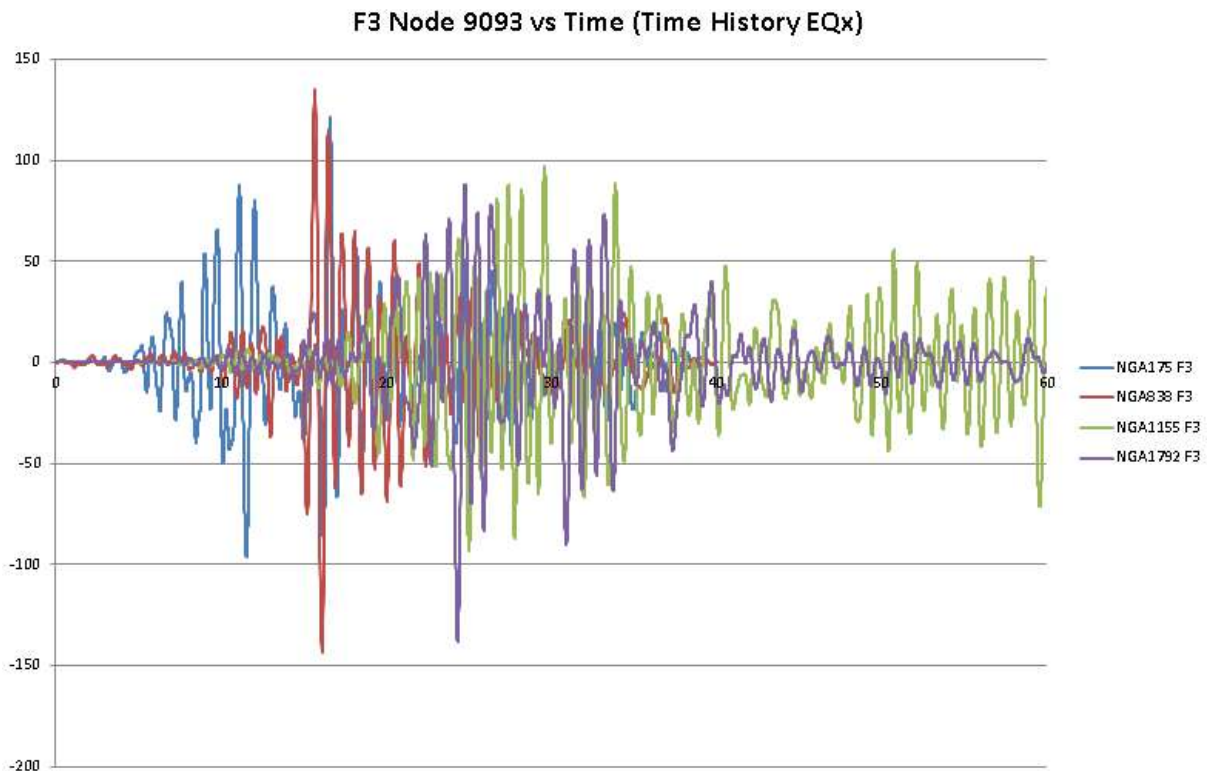


รูปที่ 6.8-68 ผลของ Uxx ที่ Top Pier ของ (EQx Time History: NGA 175)

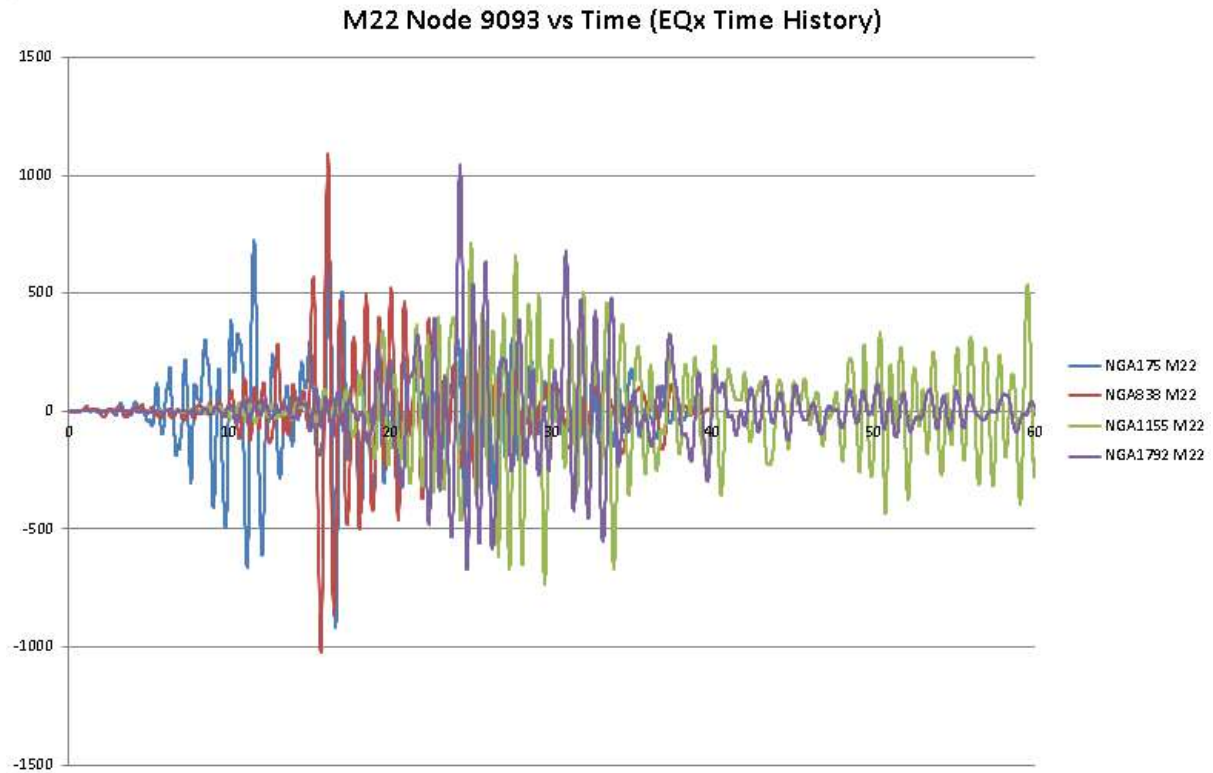


รูปที่ 6.8-69 ผลของ F_{xx} - U_{xx} ที่ Top Pier ของ (EQx Time History: NGA 175)

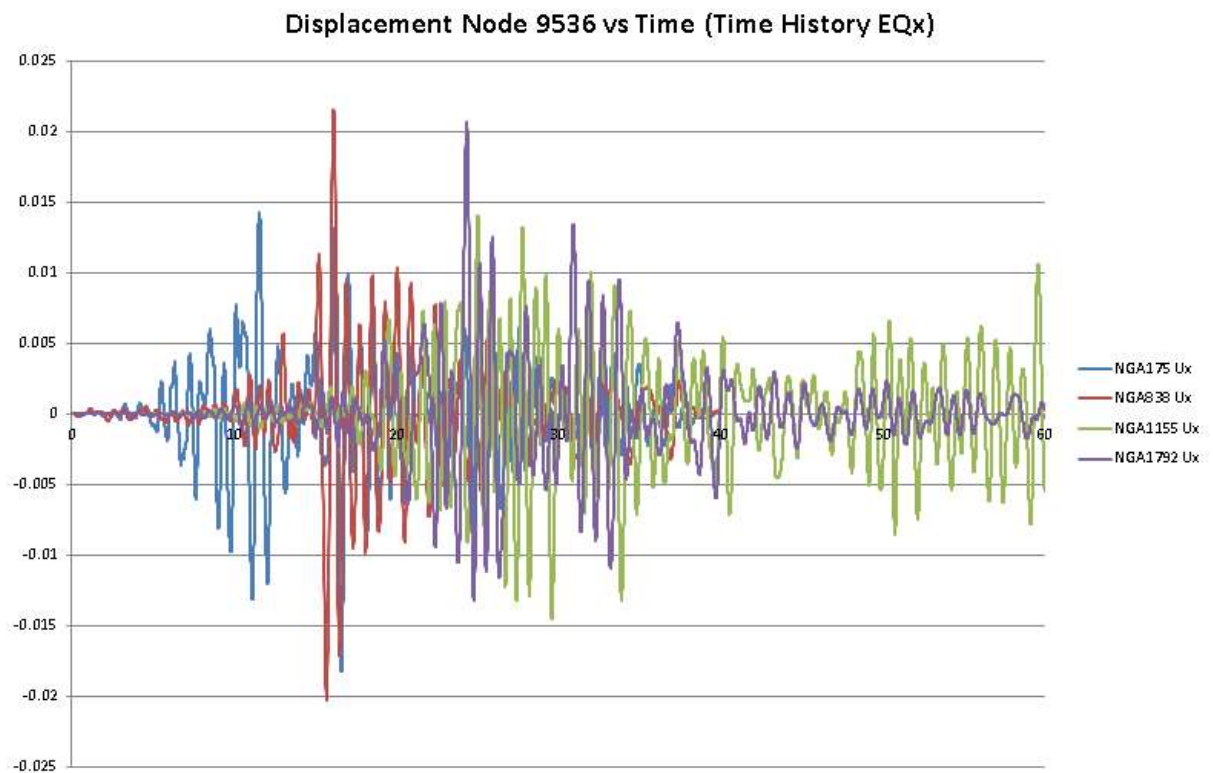
ตัวอย่าง ผลการวิเคราะห์แรงที่เกิดขึ้นเนื่องจากแบบจำลองคลื่นแผ่นดินไหว NGA No.175 No.838 No.1155 และ No.1792 (4 ใน 7 แบบจำลองคลื่นแผ่นดินไหว)



รูปที่ 6.8-70 ตัวอย่างผลของ F3-Time ที่ Base Pier ของ (EQx Time History)



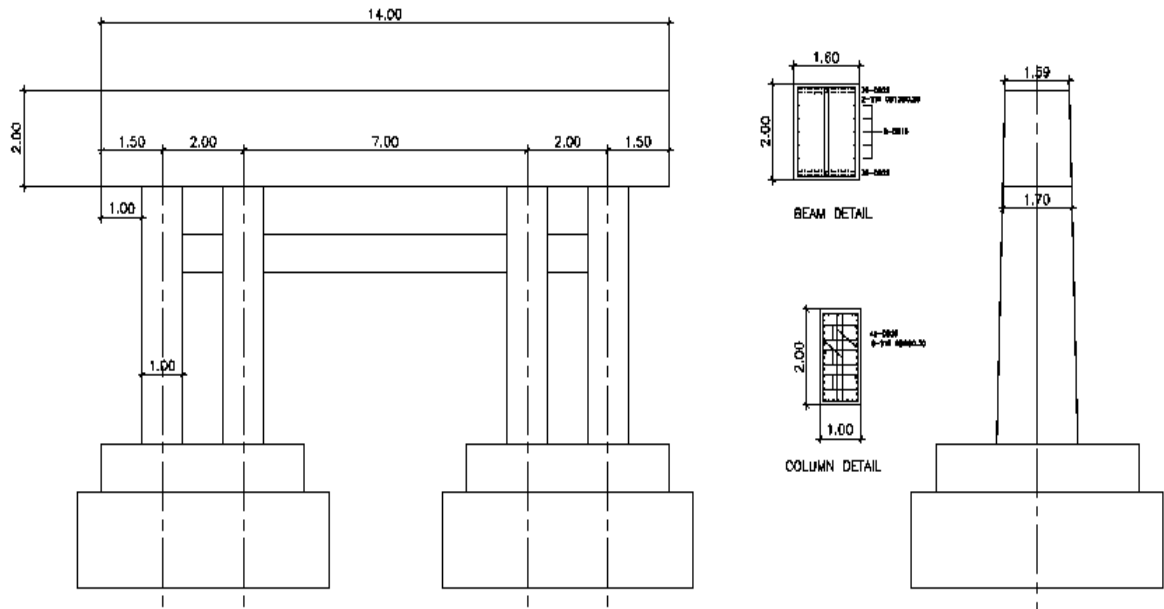
รูปที่ 6.8-71 ตัวอย่างผลของ M2-Time ที่ Base Pier ของ (EQx Time History)



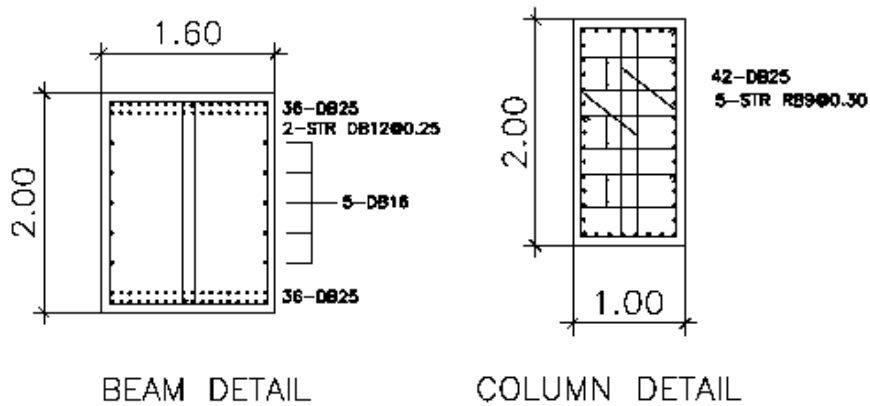
รูปที่ 6.8-72 ตัวอย่างผลของ Displacement-Time ที่ Top Pier ของ (EQx Time History)

2.) แบบเหล็กเสริมต่อม่อสะพานเทพกระษัตรีสำหรับการวิเคราะห์ Pushover analysis

เนื่องจากสะพานเทพกระษัตรีไม่มีแบบก่อสร้างสะพานทำให้ไม่สามารถทราบรูปแบบการเสริมเหล็กของเสาตอม่อได้ ดังนั้น ที่ปรึกษาจึงสมมุติว่าตอม่อสะพานใช้ปริมาณเหล็กเสริมน้อยสุดตามการออกแบบเพื่อใช้ในการวิเคราะห์ ซึ่งแสดงได้ดังนี้

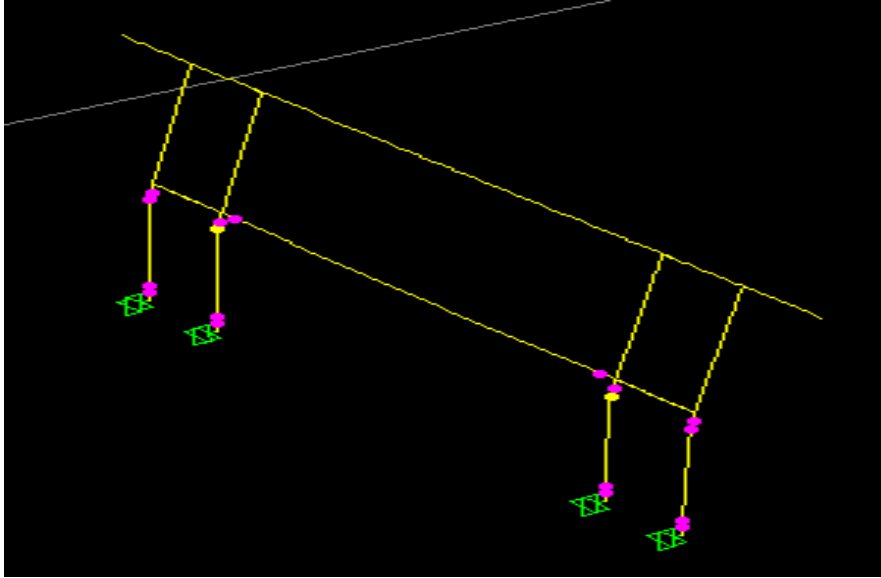


รูปที่ 6.8-73 รูปขนาดและเหล็กเสริมในตอม่อสะพานเทพกระษัตรี

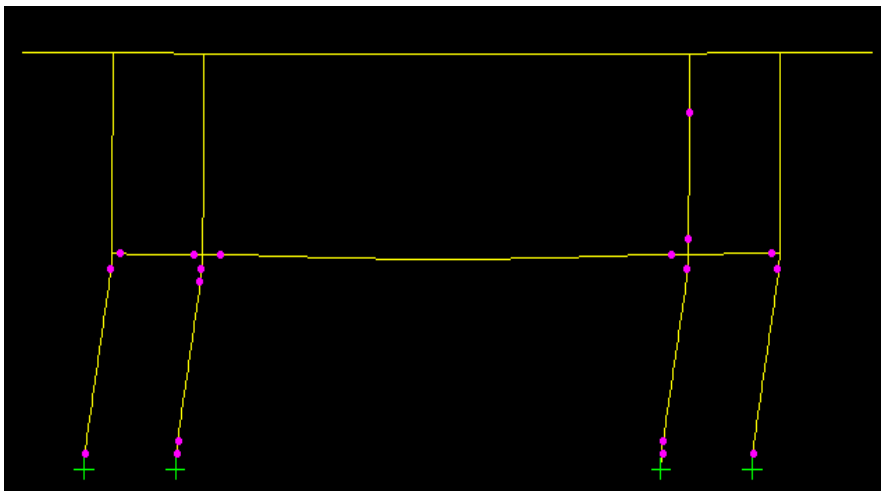


รูปที่ 6.8-74 รูปขยายขนาดและเหล็กเสริมในคานและตอม่อสะพานเทพกระษัตรี

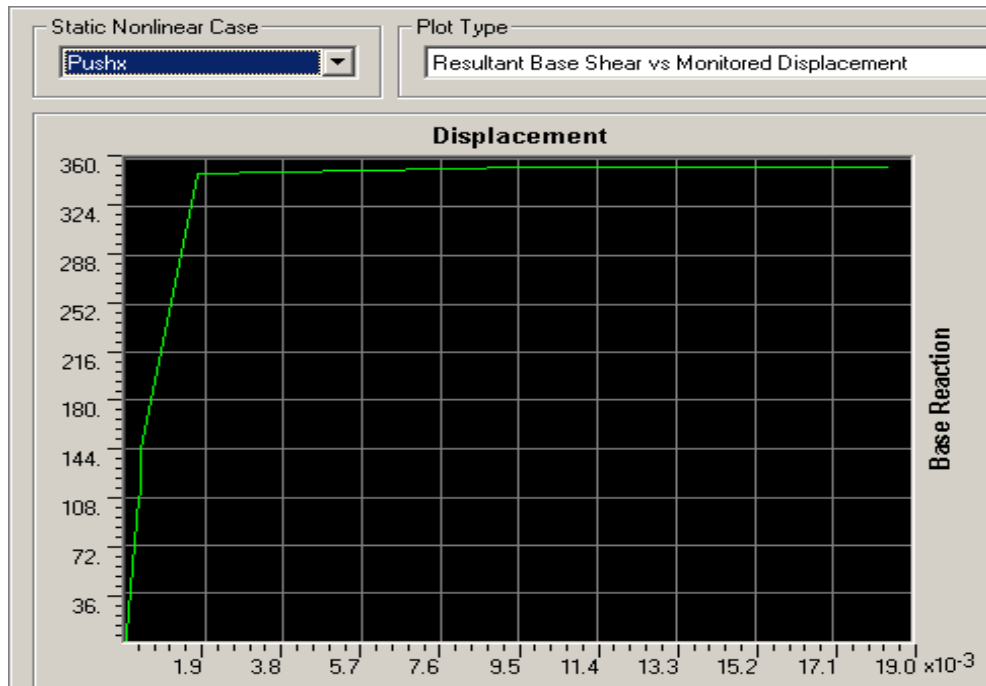
3.) การวิเคราะห์ Pushover Analysis ของตอม่อสะพานเทพกระษัตรี



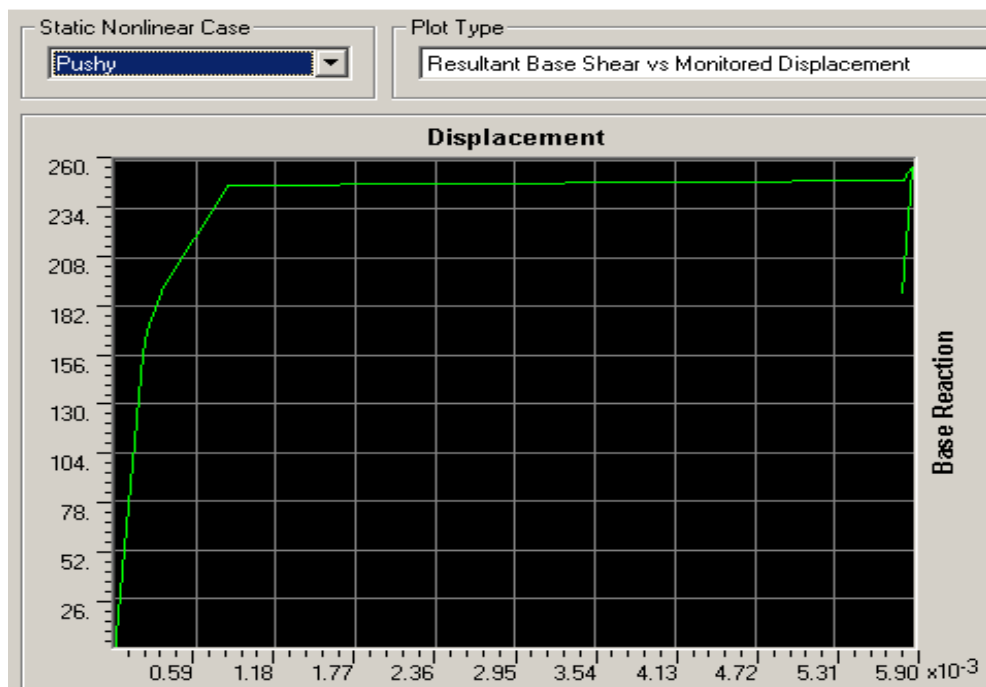
รูปที่ 6.8-75 การเคลื่อนตัวของตอม่อสะพานเทพกระษัตรี กรณี Pushover ในทิศทาง X (ด้านยาวของสะพาน)



รูปที่ 6.8-76 การเคลื่อนตัวของตอม่อสะพานเทพกระษัตรี กรณี Pushover ในทิศทาง Y (ด้านข้างของสะพาน)



รูปที่ 6.8-77 Pushover Curve ต่อม่อสะพานเทพกระษัตรี กรณี Pushover ในทิศทาง X (ด้านยาวของสะพาน)



รูปที่ 6.8-78 Pushover Curve ต่อม่อสะพานเทพกระษัตรี กรณี Pushover ในทิศทาง Y (ด้านขวางของสะพาน)

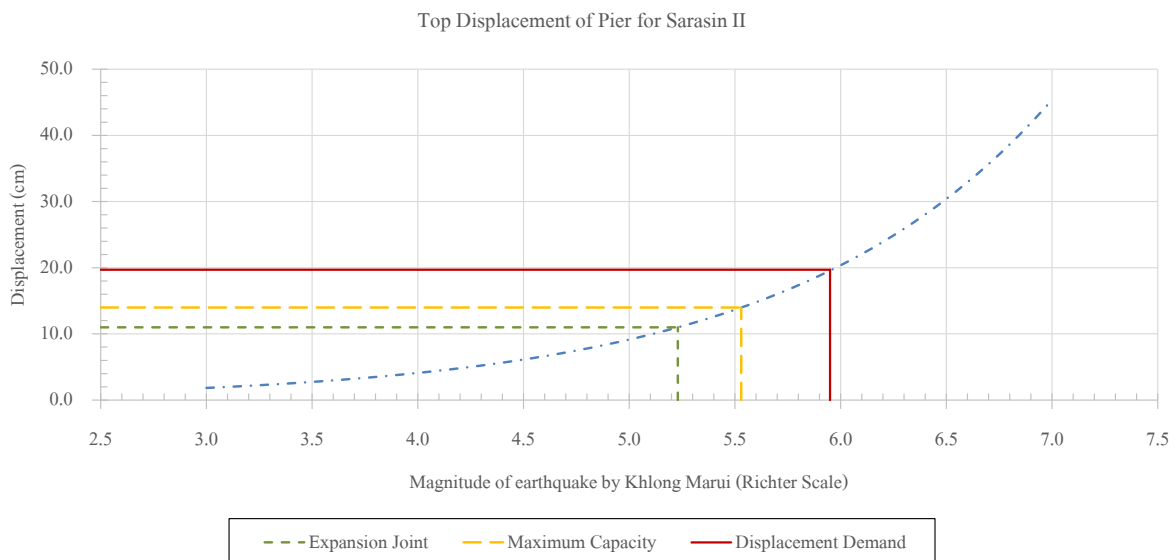
6.8.4. ผลการประเมินแผ่นดินไหวของสะพานเทพกระษัตรี

จากผลการวิเคราะห์ Pushover และ Time History Analysis ของสะพานเทพกระษัตรี พบว่า ค่าของ Displacement Demand สูงสุดเนื่องจากแผ่นดินไหว มีค่าเท่ากับ 2.16 cm หรือแสดงว่าตอม่อจะมีการเคลื่อนตัวประมาณ 2.16 cm หากเกิดแผ่นดินไหวตาม มยผ.1302 ในทิศทางตามยาวของสะพาน

สำหรับ Pushover Analysis ซึ่งแสดง กำลังของตอม่อสะพานนั้น มีความสามารถในการเคลื่อนตัวตามยาวสูงสุดคือ 1.9 cm ซึ่งเป็นระดับการเคลื่อนตัวที่ตอม่อมีการคลากของเหล็กในเสา ทำให้สรุปได้ว่า ตอม่ออาจมีความเสียหายค่อนข้างมากหากเกิดแผ่นดินไหวตามระดับของ มยผ. 1302

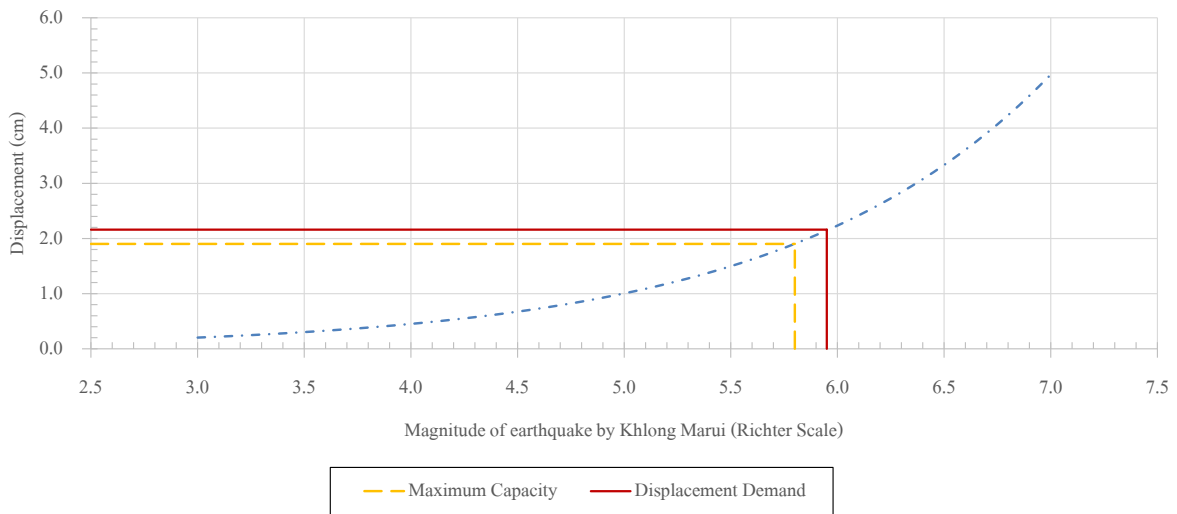
สรุปผลการประเมินโครงสร้างต้านทานแรงแผ่นดินไหวของสะพาน

6.9. ในการสร้างแบบจำลองคลื่นแผ่นดินไหวของรอยเลื่อนคลองมะรุ่ย มีสมมติฐานอยู่ที่ความเร่งผิวดินสูงสุด ณ ตำแหน่งที่ตั้งของสะพานเป็นไปตามความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมของ มยผ.1302 โดยมีค่าประมาณ 0.0768g ซึ่งสามารถเทียบเคียงได้กับการเกิดแผ่นดินไหวจากการปลดปล่อยพลังงานจากกลุ่มรอยเลื่อนคลองมะรุ่ยขนาดประมาณ 5.9 ถึง 6.0 ริกเตอร์ ดังนั้น เพื่อให้เห็นภาพรวมของผลกระทบที่มีต่อโครงสร้างสะพานสารสิน 2 และสะพานเทพกระษัตรี หากเกิดแผ่นดินไหวจากกลุ่มรอยเลื่อนคลองมะรุ่ย ที่ปรึกษาจึงได้ทำการวิเคราะห์เทียบเคียงขนาดของแรงแผ่นดินไหวในช่วง 3 ถึง 7 ริกเตอร์ ที่ส่งผลกระทบต่อความสามารถในการเคลื่อนที่ของตอม่อสะพานทั้ง 2 ได้ดังแสดงในรูปที่ 6.9-1 และรูปที่ 6.9-2



รูปที่ 6.9-1 ขนาดเทียบเคียงของแรงแผ่นดินไหวจากรอยเลื่อนคลองมะรุ่ยต่อการเคลื่อนตัวตามยาวของสะพานสารสิน 2

Top Displacement of Pier for Thep Krasatti



รูปที่ 6.9-2 ขนาดเทียบเคียงของแรงแผ่นดินไหวจากรอยเลื่อนคลองมะรุ่ยต่อการเคลื่อนตัวของเสาตามยาวของสะพานเทพกระษัตรี

ผลการวิเคราะห์ Nonlinear Dynamic Time History Analysis ของสะพานสารสิน 2 พบว่า เมื่อเกิดแรงแผ่นดินไหวจากการปลดปล่อยพลังงานของกลุ่มรอยเลื่อนคลองมะรุ่ยขนาดประมาณ 5.9 ริกเตอร์ ที่ยอดเสาตอม่อจะมีความต้องการในการเคลื่อนที่ (Displacement Demand) สูงสุดเท่ากับ 19.7 เซนติเมตร ในทิศทางตามแนวยาวของสะพาน ซึ่งการวิเคราะห์กำลังต้านทานของเสาตอม่อด้วยวิธี Pushover Analysis พบว่า เสาตอม่อสามารถต้านทานการเคลื่อนที่ได้สูงสุด 14 เซนติเมตร หรือเกิดแผ่นดินไหวขนาดประมาณ 5.5 ริกเตอร์ อาจทำให้เสาตอม่อเกิดความเสียหายขึ้นได้ นอกจากนี้ หากเกิดแผ่นดินไหวขนาดประมาณ 5.2 ริกเตอร์ จะทำให้รอยต่อเพื่อการขยายตัว (Expansion Joint) ที่สามารถรองรับการเคลื่อนที่ได้เพียง 11 เซนติเมตร เกิดความเสียหายจากการชนกระแทกบริเวณรอยต่อของสะพานได้

ดังนั้น ที่ปรึกษาเสนอให้มีการเสริมและปรับปรุงสะพานสารสิน 2 โดยการติดตั้งอุปกรณ์ยึดรั้ง (Restrainer) เพื่อลดระดับการเคลื่อนตัวของสะพานภายใต้แรงแผ่นดินไหวให้อยู่ในระดับที่ยอมรับได้และน้อยกว่าความสามารถในการเคลื่อนที่ของรอยต่อเพื่อขยาย เพื่อลดโอกาสเกิดที่จะเกิดความเสียหายบริเวณรอยต่อ หากเกิดแผ่นดินไหวขนาดใหญ่ในอนาคต

สำหรับผลการวิเคราะห์ Nonlinear Dynamic Time History Analysis ของสะพานเทพกระษัตรี พบว่า เมื่อเกิดแรงแผ่นดินไหวจากการปลดปล่อยพลังงานของกลุ่มรอยเลื่อนคลองมะรุ่ยขนาดประมาณ 5.9 ริกเตอร์ ที่ยอดเสาตอม่อจะมีความต้องการในการเคลื่อนที่ (Displacement Demand) สูงสุดเท่ากับ 2.16 เซนติเมตร ในทิศทางตามแนวยาวของสะพาน และจากการวิเคราะห์กำลังต้านทานของเสาตอม่อด้วยวิธี Pushover Analysis พบว่า เสาตอม่อสามารถต้านทานการเคลื่อนที่ได้สูงสุด 1.90 เซนติเมตร หรือเกิดแรงแผ่นดินไหวขนาดประมาณ 5.8 ริกเตอร์ ซึ่งอาจทำให้เสาตอม่อเกิดความเสียหายขึ้นได้

ดังนั้น ที่ปรึกษาเสนอให้มีการเสริมกำลังและปรับปรุงตอม่อสะพานเทพกระษัตรี เพื่อลดระดับความเสียหายให้อยู่ในระดับที่ยอมรับได้หากเกิดแผ่นดินไหวขนาดใหญ่ในอนาคต

แนวทางการปรับปรุงสะพานเพื่อด้านทานแรงแผ่นดินไหวเนื่องจากรอยเลื่อนคลองมะรุ่ย

วิธีการที่สะดวกในการปรับปรุงสะพานสารสิน 2 และสะพานเทพกระษัตรี ให้สามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวได้มากขึ้นนั้น คือ การติดตั้งอุปกรณ์เพื่อลดการเคลื่อนตัวของตอม่อสะพานในทิศทางตามยาวของสะพาน หรือการเสริมกำลังสะพานบริเวณตอม่อเพื่อเพิ่มความต้านทานของเสาตอม่อและลดระดับความเสียหายที่อาจเกิดขึ้นหากมีการเคลื่อนตัวของตอม่อสะพานเนื่องจากแผ่นดินไหวขนาดใหญ่

การติดตั้งอุปกรณ์เพิ่มเติมลงไปบนสะพาน เช่น การติดตั้งอุปกรณ์ควบคุมการยัดรั้ง (Restraining Devices) และการเปลี่ยนแผ่นรองรับคานใหม่ให้เป็นอุปกรณ์จำพวก Isolation Bearing เพื่อช่วยลดการเคลื่อนตัวของโครงสร้างและยังสามารถลดแรงกระทำจากโครงสร้างส่วนบนที่กระทำต่อโครงสร้างส่วนล่าง และ/หรือ ช่วยคลายพลังงานที่เกิดจากแผ่นดินไหว

โดยในการติดอุปกรณ์เพิ่มเติมในสะพานดังกล่าวจะสามารถลดระดับการเคลื่อนที่ของสะพานได้ในระดับหนึ่งโดยการเลือกและการติดอุปกรณ์จะต้องควบคู่ไปกับการตรวจวัดสะพานก่อนและหลังการติดอุปกรณ์เพื่อใช้ประกอบการ Tune Up คุณสมบัติของอุปกรณ์ให้เหมาะสมกับโครงสร้างสะพานมากที่สุด

อย่างไรก็ดี หากการประยุกต์ใช้ระบบข้างต้นยังไม่เพียงพอ ควรเสริมกำลังโครงสร้างเพิ่มเติมหรือเพิ่มความเหนียว (Ductility) ให้กับโครงสร้างในบางตำแหน่ง ซึ่งจะต้องมีการวิเคราะห์โครงสร้างเพิ่มเติมเพื่อเปรียบเทียบความเหมาะสมของระบบป้องกันแผ่นดินไหวสำหรับสะพานนั้นๆ ให้เกิดประสิทธิภาพมากที่สุด

6.10.1. Restrainer

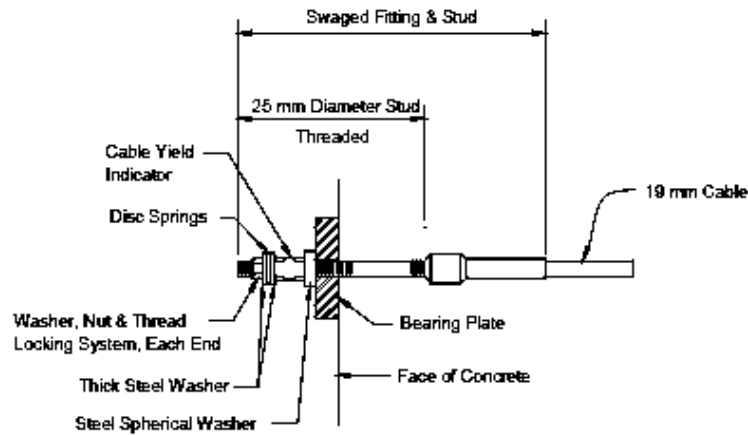
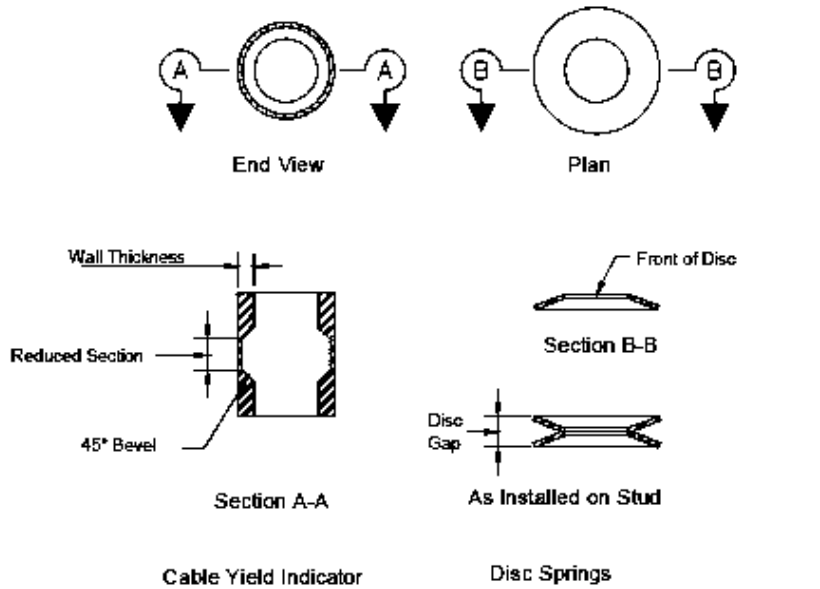
มีสะพานเป็นจำนวนมากที่พังทลายเมื่อเกิดเหตุการณ์แผ่นดินไหว โดยเป็นผลเนื่องมาจากการสูญเสียจากรองรับของโครงสร้างส่วนบนที่ส่วนของบริเวณรองรับคาน (bearing seat) โดยปกติแล้วความเสียหายจากการพังทลายดังกล่าวไม่สามารถที่จะซ่อมแซมได้และจำเป็นต้องรื้อถอนและก่อสร้างใหม่สำหรับช่วงสะพานที่เกิดการพังทลาย ดังนั้น แนวทางปฏิบัติที่เหมาะสมและใช้งบประมาณไม่มากในการป้องกันหรือลดผลกระทบต่อแผ่นดินไหวต่อโครงสร้างสะพานสามารถติดตั้งอุปกรณ์จำพวกสายคาดแบบเคเบิลในทิศทางตามแนวยาวเพื่อจำกัดการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ของรอยต่อแผ่ขยาย ซึ่งแนวคิดนี้ Caltrans (1989) ได้เป็นผู้ริเริ่มขึ้นภายหลังเกิดแผ่นดินไหวครั้งใหญ่เมื่อปี ค.ศ. 1971 ที่ San Fernando ในทางตอนใต้ของ California

การออกแบบระบบ Restrainer นั้น จะต้องไม่ใช่เพียงแต่มีความแข็งแรงที่จะป้องกันการแยกตัวของรอยต่ออย่างเพียงพอเท่านั้น แต่ยังคงต้องทำให้สะพานสามารถต้านแรงที่เกิดจากตัว Restrainers ได้อีกด้วยตัวอุปกรณ์ Restrainers เมื่อได้รับแรงจากแผ่นดินไหวมากๆ แรงจะถูกส่งผ่านไปยังโครงสร้างองค์ประกอบอื่นของสะพาน อาทิเช่น แบร็ง และเสาตอม่อ และอาจจะทำให้โครงสร้างเหล่านั้นเกิดการพังทลายได้ ดังนั้นการออกแบบอุปกรณ์ดังกล่าว จำเป็นต้องคำนึงถึงแรงเหล่านี้เพียงพอ

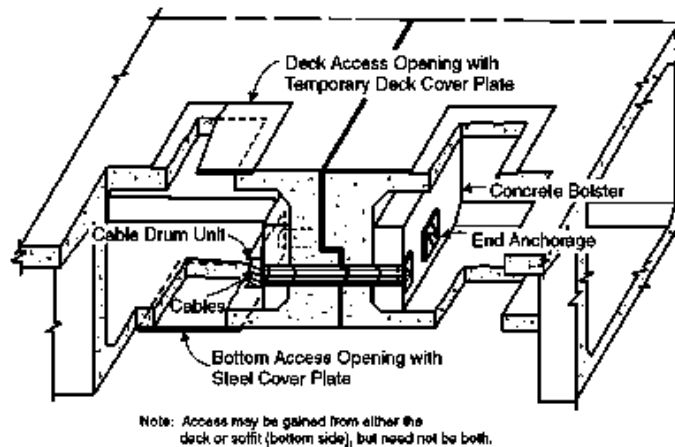
1.) Longitudinal Joint Restrainer

Longitudinal Joint Restrainer จะช่วยจำกัดการเคลื่อนที่สัมผัสที่บริเวณรอยต่อ ซึ่งจะเป็นการลดโอกาสในการสูญเสียจุดรองรับในบริเวณนี้ ซึ่ง Longitudinal Restrainers นี้ยังสามารถช่วยถ่ายแรงเฉื่อยตามแนวยาวของโครงสร้างส่วนบนไปยังโครงสร้างส่วนล่าง และเนื่องจาก Restrainers สามารถถ่ายแรงเฉพาะแรงดึงเท่านั้น ดังนั้น จึงควรที่จะติดตั้ง Restrainers ทั้งสองฝั่งของช่วงสะพาน กล่าวคือ ทั้งฝั่ง Free และฝั่ง Fixed

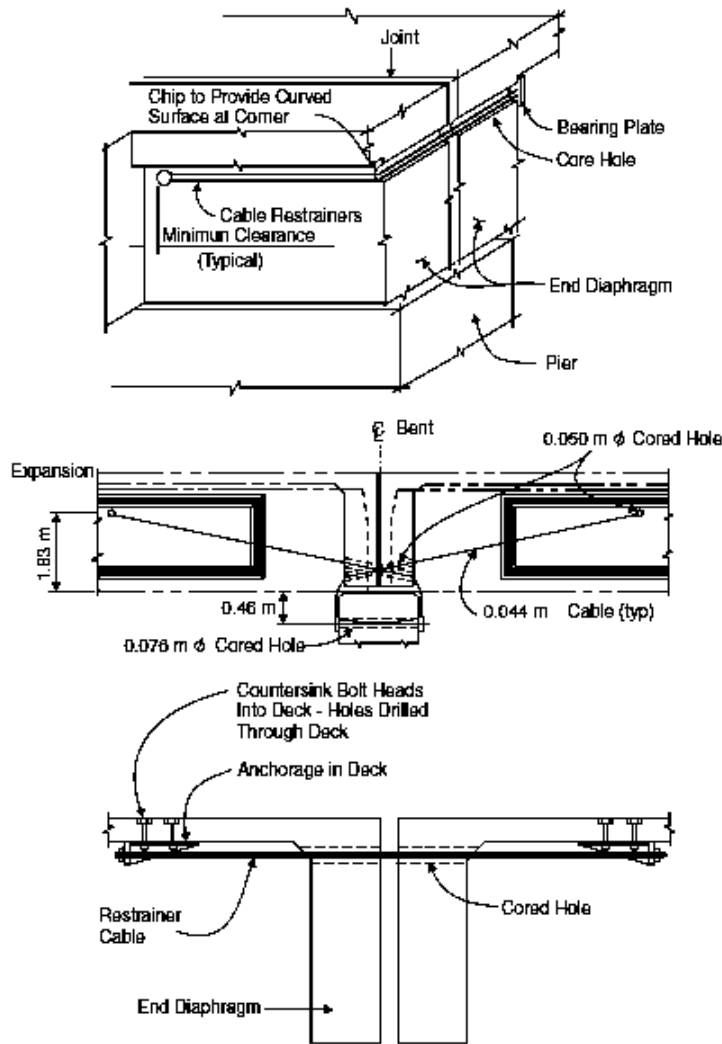
Restrainer ควรที่จะต้องได้รับการออกแบบให้สามารถต้านแรงสูงสุดได้ในช่วงยึดหยุ่น ระบบ Restrainers ที่สมมาตร 2 ชุด ต่อหนึ่งรอยต่อเพื่อขยายจะช่วยลดการเคลื่อนตัวของศูนย์กลางบริเวณรอยต่อให้เหลือน้อยที่สุด ช่องว่างที่เพียงพอจะช่วยจัดการให้เกิดการเคลื่อนที่หรือการเคลื่อนตัวที่เหมาะสมภายใต้สภาวะการใช้งานปกติ สำหรับรอยต่อที่บริเวณตอม่อ นั้น ตัว Restrainers จะช่วยจัดการรอยต่อโดยตรงระหว่างโครงสร้างส่วนบนกับตอม่อ ยกเว้นในกรณีที่ หัวเสาตอม่อมีความกว้างที่เพียงพอที่จะป้องกันการสูญเสียจุดรองรับที่บริเวณปลายของช่วงสะพานได้ อีกทั้ง Restrainers นั้นจะช่วยให้การเคลื่อนที่ที่คาดว่าจะมีที่มากที่สุดของโครงสร้างส่วนบนได้ซึ่งจะเป็นการลดความเสียหายไม่ให้เกิดมากเกินไป ตัวอย่างอุปกรณ์ Restrainer ที่ใช้ในการป้องกันแรงแผ่นดินไหวมีดังต่อไปนี้



รูปที่ 6.10-1 Caltran cable restrainer unit (ที่มา : FHWA, 2006)



รูปที่ 6.10-2 Multi-cable restrainer assembly (ที่มา : FHWA, 2006)



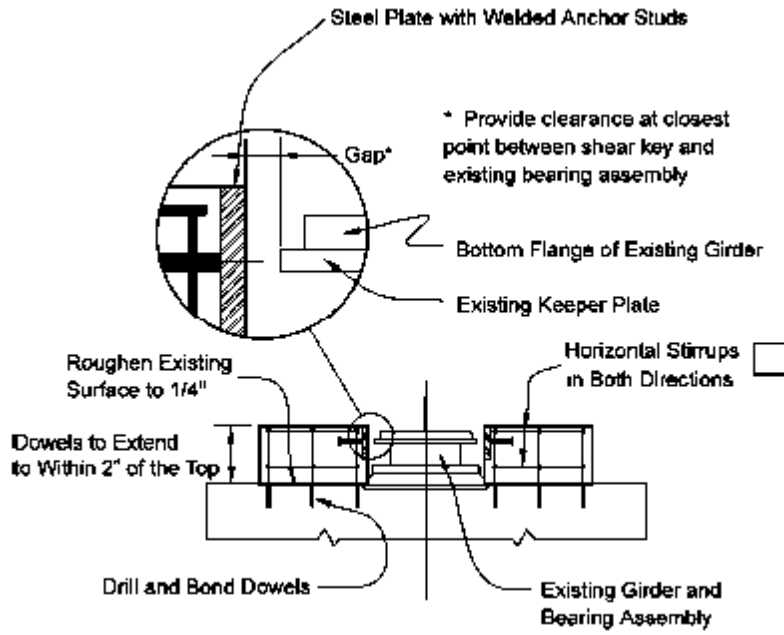
รูปที่ 6.10-3 Restrainer anchorage (ที่มา : FHWA, 2006)

2.) Transverse Restrainers

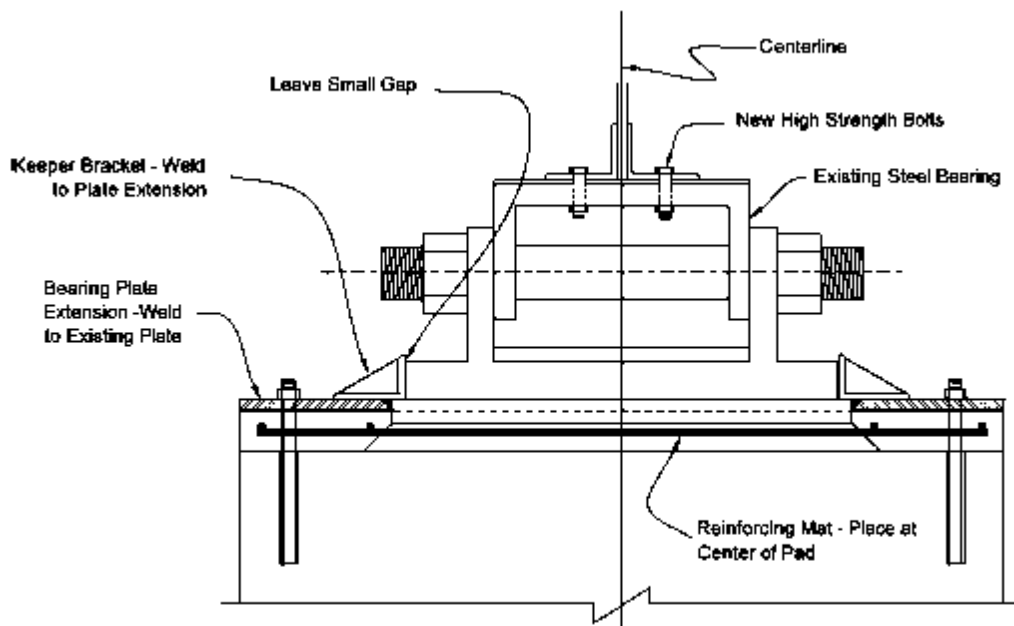
Transvers Restrainers มีความจำเป็นในหลาย ๆ กรณีที่จะต้องติดตั้งอุปกรณ์ประเภทนี้เพื่อที่จะรักษาโครงสร้างส่วนบนจากไถลออกจากจุดรองรับเมื่อแบร์ริงเกิดการพังในทิศทางตามแนวขวาง โดยเฉพาะอย่างยิ่งสะพานที่มีเงื่อนไขเสี่ยงต่อเหตุการณ์ดังกล่าวมักจะมีเงื่อนไขดังนี้

- การใช้แท่นคอนกรีตสูงเป็น bearing seat เพื่อรองรับคานแต่ละตัว
- Bearing seat มีความแคบและมีมุมเอียงสูง
- ระยะทางตามแนวขวางระหว่างขอบของแบร์ริงกับขอบของ seat น้อยมาก

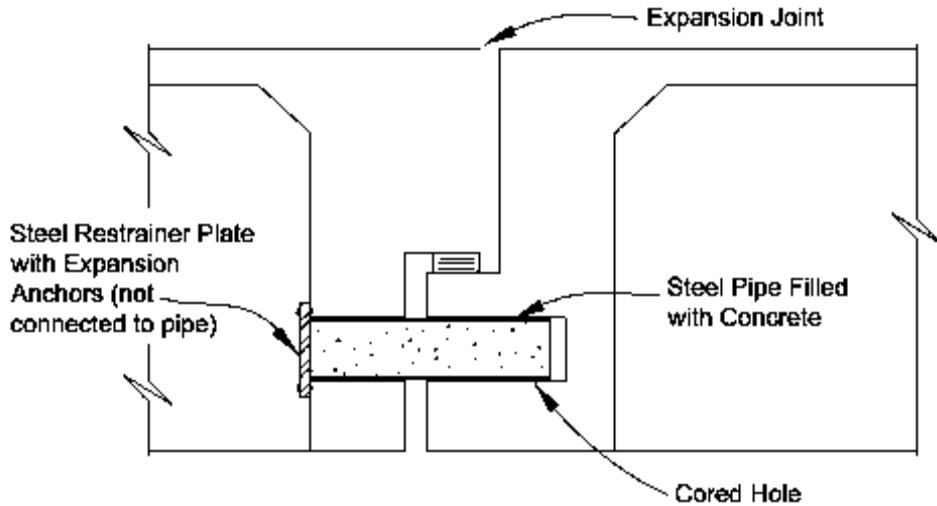
ซึ่งเมื่อใดก็ตามที่เกิดการเคลื่อนที่ในแนวขวางจะทำให้เกิดความสูญเสียที่จุดรองรับ ดังนั้น การยับยั้งการเคลื่อนที่ในแนวขวางจึงเป็นมาตรการที่จำเป็นในการปรับปรุงเพื่อป้องกันแผ่นดินไหว สำหรับตัวอย่างอุปกรณ์ที่เกี่ยวข้องกับ Transverse Restrainers แสดงดังรูปต่อไปนี้



รูปที่ 6.10-4 Transvers shear keys (ที่มา : FHWA, 2006)



รูปที่ 6.10-5 Bearing keeper bracket retrofit (ที่มา : FHWA, 2006)



รูปที่ 6.10-6 Steel pipe restrainers (ที่มา : FHWA, 2006)

ตัวอย่างสะพานขนาดใหญ่ที่ได้มีการประยุกต์อุปกรณ์ช่วยลดผลกระทบแรงแผ่นดินไหวต่อโครงสร้างสะพาน ได้แก่ สะพาน Deh Cho Bridge ประเทศ Canada โดยได้ติดตั้งอุปกรณ์ Lock up devices แบบ Viscous damper ในขณะที่ก่อสร้าง เพื่อช่วยป้องกันแผ่นดินไหวที่จะส่งผลกระทบต่อสะพาน ซึ่งสะพานดังกล่าวได้พิจารณาผลของอุณหภูมิต่อโครงสร้าง แรงลม และแผ่นดินไหว



รูปที่ 6.10-7 Deh Cho Bridge ประเทศ Canada



รูปที่ 6.10-8 อุปกรณ์ Lock up devices และ Viscous damper
(ที่มา : <https://www.youtube.com/watch?v=0TrYLFyvQe8>)

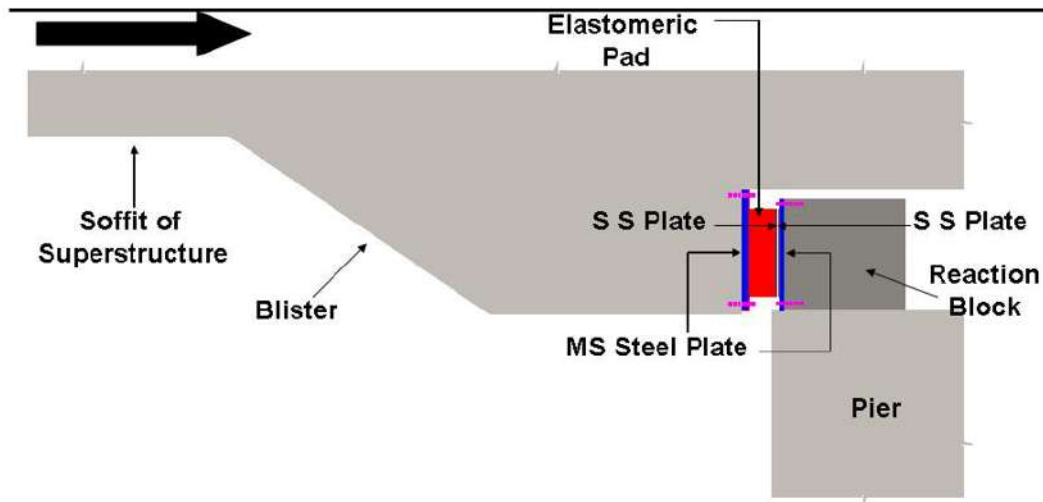
สำหรับตัวอย่างการประยุกต์ใช้ระบบต่างๆ ที่ช่วยให้สะพานมีประสิทธิภาพสูงสุดในการลดผลกระทบจากแรงแผ่นดินไหว ซึ่ง Tandon (2005) ได้นำเสนอตัวอย่างสะพานที่ได้รับการออกแบบและติดตั้งอุปกรณ์เพื่อป้องกันแรงจากแผ่นดินไหวดังนี้



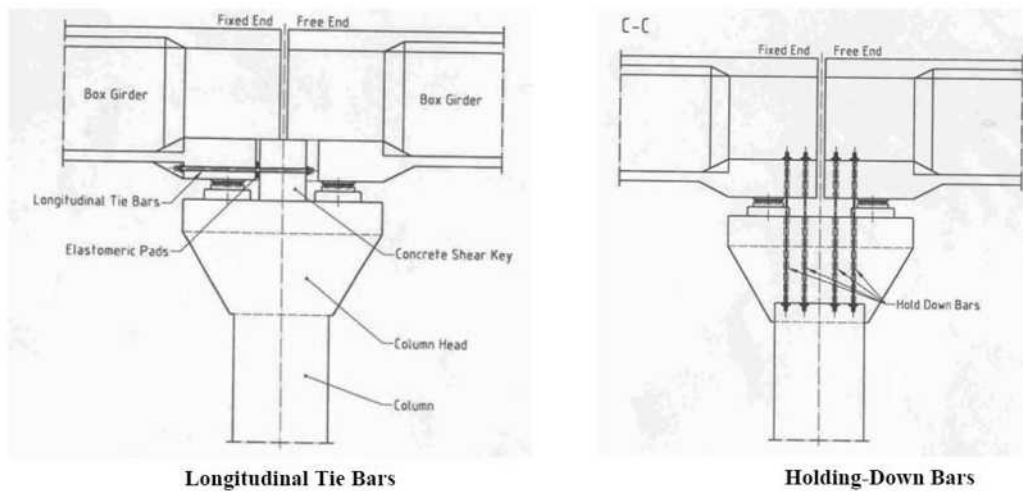
รูปที่ 6.10-9 ตัวอย่างสะพานที่ติดตั้ง Longitudinal Seismic Restrainer สำหรับสะพานต่อเนื่อง (ที่มา : Tandon, 2005)



รูปที่ 6.10-10 Britannia Chowk Flyover : Elevation of restrainer pier (ที่มา : Tandon, 2005)



รูปที่ 6.10-11 Britannia Chowk Flyover : Longitudinal seismic restrainer (vertical elastomeric pad introduces damping to longitudinal forces) (ที่มา : Tandon, 2005)



รูปที่ 6.10-12 Britannia Chowk Flyover : Prevention of dislodgement (ที่มา : Tandon, 2005)

โดยทั่วไปแล้ว Longitudinal Joint Restrainer สามารถใช้ได้กับสะพานทั้งแบบ Simple Span และแบบ Continuous Span โดยการติดตั้งสำหรับสะพานแบบ Simple Span จะติดตั้งกับทุกๆตอม่อ ส่วนสะพานแบบ Continuous Span จะกระทำเฉพาะตอม่อที่มี Expansion Joint เท่านั้น นอกจากนี้ Restrainer รูปแบบพิเศษ เช่น Steel Pipe Restrainers (รูปที่ 6.10-6) จะติดตั้งเฉพาะที่บริเวณ Dapped End เท่านั้น โดยการเลือกใช้รูปแบบของ Steel Pipe Restrainers กับกรณีสะพานที่สร้างเสร็จแล้วอาจต้องคำนึงถึงการเจาะติดตั้งกับบริเวณของ End Segment แบบ Dapped End ที่ส่วนใหญ่จะมีการเสริมเหล็กและการดึงลวดอัดแรงค่อนข้างมากซึ่งอาจจะกระทบกับความแข็งแรงและกระบวนการก่อสร้างสะพานได้ ส่วน Transverse Restrainer จะใช้ติดตั้งในกรณีที่มีความจำเป็นและโครงสร้างมีช่องว่างที่สามารถดำเนินการได้

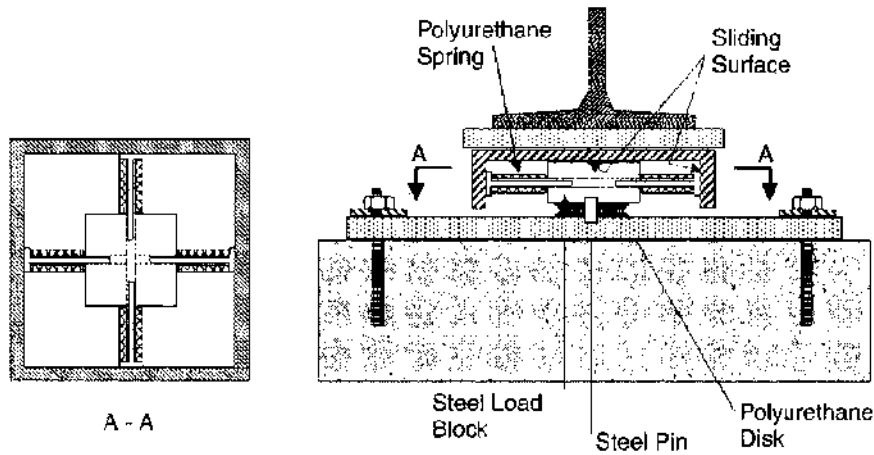
6.10.2. การเปลี่ยน Bearing เดิมเป็น Seismic Isolation Bearings

การเปลี่ยนใช้ Seismic Isolation Bearing เป็นแนวทางสำหรับมาตรการการป้องกันผลกระทบจากแผ่นดินไหวนั้นจะสามารถช่วยลดความเสียหายของโครงสร้างองค์ประกอบอื่น ๆ อีกด้วย ซึ่งปัจจุบันสะพานในประเทศสหรัฐอเมริกามากกว่า 150 สะพาน ได้ถูกเปลี่ยนและใช้ Bearing ประเภทนี้เพื่อช่วยลดผลกระทบต่อแรงแผ่นดินไหวต่อสะพาน (FHWA, 2006)

การแยกแรงแผ่นดินไหวให้ออกจากโครงสร้างด้วยเบริง (Seismic Isolation Bearings) สามารถใช้เพื่อลดผลตอบแทนของโครงสร้างสะพานขณะเกิดแผ่นดินไหว หลักการ คือ การเพิ่มค่าคาบการสั่นธรรมชาติของการสั่นของโครงสร้างซึ่งจะเป็นการช่วยลดค่าความเร่งในโครงสร้างส่วนบนและแรงเฉื่อยที่ส่งผ่านไปยังโครงสร้างส่วนล่าง ในขณะที่เดียวกัน ค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างโครงสร้างส่วนบนกับโครงสร้างส่วนล่างจะเพิ่มขึ้น ซึ่งระดับค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ที่ยอมรับนี้จะถูกกำหนดในคุณลักษณะของเบริงที่จะต้องทำการสลายพลังงาน ซึ่งจำเป็นต้องมีการวิเคราะห์เพื่อหาขนาดของแรงกระทำและการเคลื่อนที่ที่จะทำให้เกิดความมั่นใจได้ว่าแรงและการเคลื่อนที่ดังกล่าวจะไม่เกินกำลังของโครงสร้างสะพานนั้น

Isolation bearing ควรจะต้องมีความแข็งแรงภายใต้เงื่อนไขการใช้งานปกติและสามารถให้ตัวได้หรือมีความยืดหยุ่นภายใต้แรงจากแผ่นดินไหว ทั้งนี้เพราะว่า Isolators จะต้องสามารถต้านทานน้ำหนักบรรทุกภายใต้สภาวะการใช้งานปกติด้วยการเคลื่อนที่ที่น้อยที่สุดที่เป็นไปได้ ในทางกลับกัน Isolators จะทำการแยกแรงแผ่นดินไหวอย่างมีประสิทธิภาพเมื่อมีแอมพลิจูดของแรงสูง ๆ มากกระทำ โดยจะทำให้ Isolators นั้นเกิดความยืดหยุ่นได้ ซึ่งโดยปกติแล้วจะหมายถึงค่าคุณลักษณะของแรงและการเคลื่อนที่ของอุปกรณ์ที่จะเป็นรูปแบบไม่เชิงเส้น ซึ่งอุปกรณ์ระบบ Isolators ที่มีคุณลักษณะแบบไม่เชิงเส้นเหล่านี้จะสามารถช่วยในการสลายพลังงานของแรงแผ่นดินไหวได้นั่นเอง

การเลือกรูปแบบของ Isolator มีความสำคัญมากเนื่องจากจะต้องพิจารณาคคุณลักษณะและสมรรถภาพทั้งเงื่อนไขการใช้งานแบบระยะสั้น (Short-term) และแบบระยะยาว (Long-term) ในกรณีการใช้งานระยะสั้น สิ่งที่ต้องพิจารณาคือ ความสามารถในการต้านทานแรงลมและแรงจากการเบรคของน้ำหนักบรรทุกซึ่งไม่ควรเกินค่าการเคลื่อนที่ที่กำหนดไว้ โดยจะต้องมีความแข็งแรงและมีการเคลื่อนที่หรือการเสียรูปที่น้อยมากที่สุดที่ได้กล่าวมาแล้วข้างต้น อย่างไรก็ตาม ด้วยอุปกรณ์เดียวกันนี้จะต้องสามารถยอมให้มีการยืดและหดตัวจากผลของอุณหภูมิที่เกิดขึ้นในโครงสร้างส่วนบนได้โดยไม่ทำให้เกิดความเค้นที่เกินในโครงสร้างส่วนล่างสำหรับกรณีการใช้งานในระยะยาวนั้น ความน่าเชื่อถือของศักยภาพของ Isolator นี้เป็นสิ่งที่สำคัญยิ่ง ระบบ Isolator นี้ควรจะต้องรองรับการใช้งานที่รองรับแผ่นดินไหวได้เป็นทศวรรษ ถึงแม้ว่าแผ่นดินไหวจะยังไม่เกิดขึ้นก็ตามในช่วงระยะเวลาที่ยาวนานก็ตาม ระบบ Isolator ควรจะต้องยังคงคุณสมบัติที่มีเสถียรภาพในระยะยาวได้ กล่าวคือ ควรเป็นระบบที่ไม่ต้องการการดูแลรักษา (Maintenance free) ต้องก่อสร้างจากวัสดุที่สามารถทนสารเคมีได้เป็นอย่างดี และสามารถต้านทานสิ่งแวดล้อมที่เป็นมลพิษได้ ตัวอย่างระบบ Seismic Isolation System มีดังนี้



รูปที่ 6.10-13 Eradquake Isolation Bearing (ที่มา : FHWA, 2006)

ตัวอย่างการประยุกต์ใช้ Dynamic Isolation System กับโครงสร้างตอม่อและฐานรากเพื่อให้การสั่นไหวแยกตัวจากโครงสร้างส่วนบน โดยการติดตั้ง Dynamic Isolation System นี้ สามารถนำมาติดตั้งกับโครงสร้างสะพานที่ได้ก่อสร้างอยู่แล้วได้ ซึ่งจะทำให้ผู้ออกแบบสามารถให้ Dynamic Isolation System นี้ทำการลดแรงกระทำจากแผ่นดินไหวต่อโครงสร้างสะพานที่สนใจได้ โดยปัจจุบันได้นำ Dynamic Isolation System ไปติดตั้งกับสะพานต่าง ๆ ทั่วโลกมากกว่า 50 สะพาน อาทิเช่น

- Rio Vista Bridge ที่ California
- Richmond San Rafael Bridge ติดตั้ง Dynamic Isolation System เพื่อทำให้แรงกระจายตลอดโครงสร้าง ซึ่งจากเดิมที่ไม่มี Dynamic Isolation System ตอม่อที่มีความสูงมากจะเป็นสาเหตุให้ตอม่อรับแรงกระทำทางด้านข้าง โดยโครงการนี้มีคุณลักษณะของระบบ Isolator ที่สูง เนื่องจากมีแรงลมที่กระทำมาก โดย Dynamic Isolation System ที่ออกแบบและติดตั้งมีขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 55 นิ้ว
- Golden Gate Bridge North ติดตั้ง Dynamic Isolation System เพื่อให้สามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวถึง Magnitude 8.3



รูปที่ 6.10-14 ตัวอย่างสะพาน Rio Vista ที่ California ที่ติดตั้ง Dynamic Isolation System
(ที่มา : http://www.dis-inc.com/applications.html#bridge_retrofits)



รูปที่ 6.10-15 ตัวอย่างสะพาน Richmond San Rafael ที่ติดตั้ง Dynamic Isolation System
(ที่มา: http://www.dis-inc.com/applications.html#bridge_retrofits)



รูปที่ 6.10-16 ตัวอย่างสะพาน Golden Gate ที่ติดตั้ง Dynamic Isolation System
(ที่มา: http://www.dis-inc.com/applications.html#bridge_retrofits)

โดยทั่วไปแล้ว Seismic Isolation Bearing จะเหมาะกับสะพานที่สามารถยกโครงสร้างส่วนบนได้สะดวก เช่น สะพานแบบ Simple Span ในกรณีที่เป็นสะพานแบบ Continuous Span จะดำเนินการได้ค่อนข้างยากในทางปฏิบัติ และจะไม่สามารถกระทำได้กับสะพาน (หรือช่วงสะพาน) ที่มีโครงสร้างส่วนบนยึดติดกับโครงสร้างส่วนล่าง

6.10.3. การเสริมกำลังตอม่อสะพาน

นอกจากการติดตั้งอุปกรณ์ยึดรั้ง (Restrainers) เพื่อไม่ให้โครงสร้างส่วนบนมีการเคลื่อนที่มากเกินไปแล้วนั้น และ/หรือการติดตั้ง Seismic Isolation Bearings เพื่อแยกการเคลื่อนที่ของโครงสร้างส่วนบนให้เป็นอิสระจากโครงสร้างส่วนล่าง ซึ่งจะช่วยลดแรงเฉื่อยที่จะถ่ายลงสู่โครงสร้างส่วนล่างแล้ว ในการปรับปรุงตอม่อสำหรับต้านทานแรงแผ่นดินไหวนั้น อาจจำเป็นต้องปรับปรุงเสริมกำลัง (Retrofit) ด้านต่างๆ เพื่อให้ตอม่อมีความสามารถสูงขึ้น เช่น ความเหนียว (Ductility) กำลัง (Strength) และสติฟเนส (Stiffness) โดยวิธีการเสริมกำลังที่นิยมใช้กับตอม่อคอนกรีต มีดังนี้

- Reinforced Concrete Jacketing
- Steel Jacketing
- Fiber Composite Jacketing
- Retrofit for Wall Pier

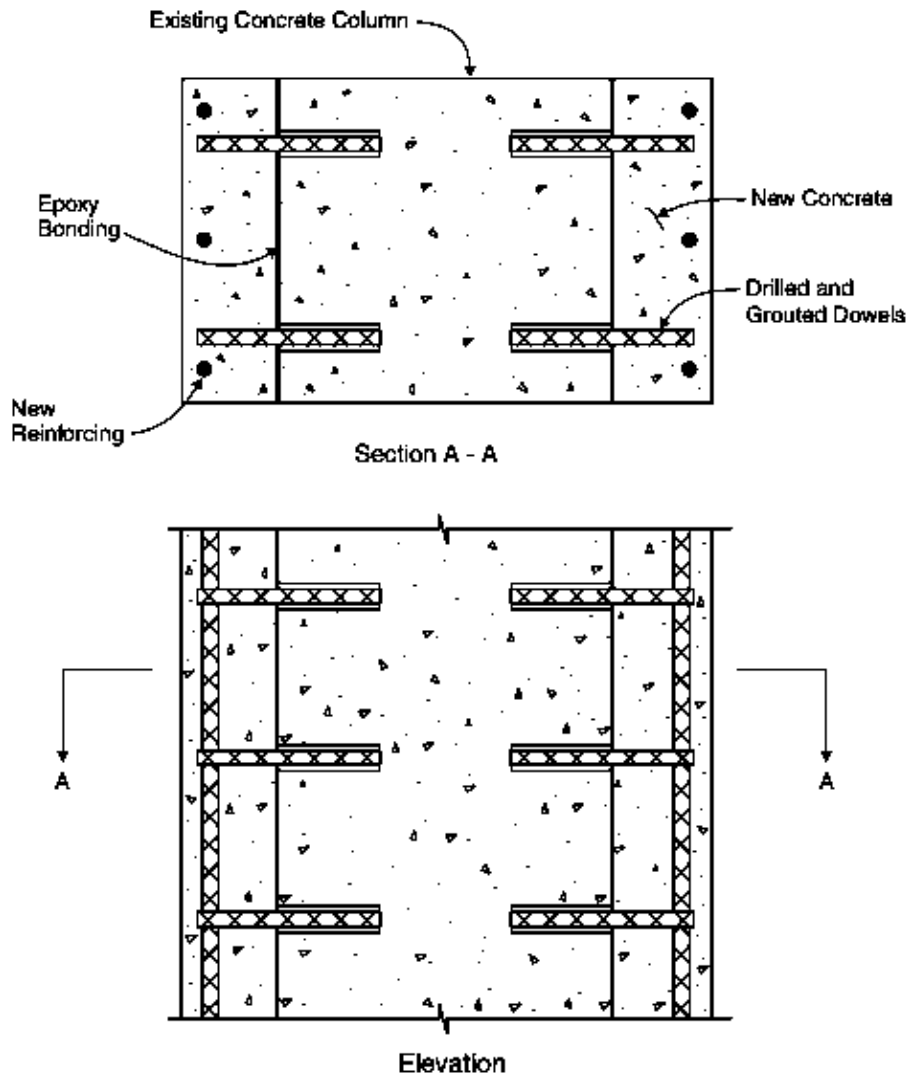
Reinforced Concrete Jacketing เป็นการเสริมเหล็กรับแรงดัดและ/หรือเหล็กรับแรงเฉือนให้กับเสาตอม่อและฉาบคอนกรีตปิดทับ วิธีการนี้จะช่วยเพิ่มความสามารถด้านกำลัง (Strength) และสติฟเนส (Stiffness) ให้สูงขึ้น ในกรณีเป็นเสาเหลี่ยม การเสริมเหล็กปลอกจะไม่ช่วยเพิ่มความสามารถด้านความเหนียว (Ductility) แต่ถ้าเป็นเสากลม จะสามารถใช้เหล็กปลอกเกลียวพัน โดยรอบเพื่อเพิ่มความเหนียวได้ วิธีการนี้อาจทำให้แรงกระทำภายในโครงสร้างมีการเปลี่ยนแปลงไปจากเดิม และอาจทำให้เกิดความเสียหายที่ตำแหน่งอื่นที่ไม่ต้องการได้ ดังนั้น ผู้ออกแบบจะต้องวิเคราะห์และเสริมกำลังที่ตำแหน่งต่างๆ ในโครงสร้างอย่างเหมาะสม ตัวอย่างการเสริมกำลังในเสาตอม่อและที่รอยต่อระหว่างเสาและคานรัศหัวเสาได้แสดงไว้ในรูปที่ 6.10-17 และรูปที่ 6.10-18 ตามลำดับ

Steel Jacketing เป็นการใช้แผ่นเหล็กขนาดบางโอบรอบเสาตอม่อคอนกรีต โดยเผื่อช่องว่างระหว่างแผ่นเหล็กและผิวเสา เพื่อใส่เหล็กเสริมและเทคอนกรีต โดยทั่วไปจะนิยมใช้กับเสากลม เนื่องจากสามารถก่อสร้างได้ง่าย ในสภาวะประลัยที่คอนกรีตมีการแตกและขยายตัว (Dilation) แผ่นเหล็กวงกลมที่โอบรอบเสาจะทำให้เกิดแรงดันรอบแกนคอนกรีต (Confinement) ทำให้เสากลมสามารถรับน้ำหนักได้สูงขึ้นโดยไม่มีวิบัติ (ความเหนียวสูงขึ้น) แต่ในกรณีที่เป็นเสาเหลี่ยม การเสริมด้วยแผ่นเหล็กรูปสี่เหลี่ยมจะไม่มีประสิทธิภาพด้านความเหนียว เนื่องจากแผ่นเหล็กจะถูกตัดและไม่เกิด Confinement หรือเกิดได้น้อย ดังนั้น สำหรับเสาเหลี่ยมจะเสริมด้วยแผ่นเหล็กรูปวงรี เพื่อให้เกิด Confinement คล้ายกับการทำงานของแผ่นเหล็กรูปวงกลม การเสริมกำลังรูปแบบนี้จะช่วยเพิ่มความสามารถด้านกำลัง (Strength) ความเหนียว (Ductility)

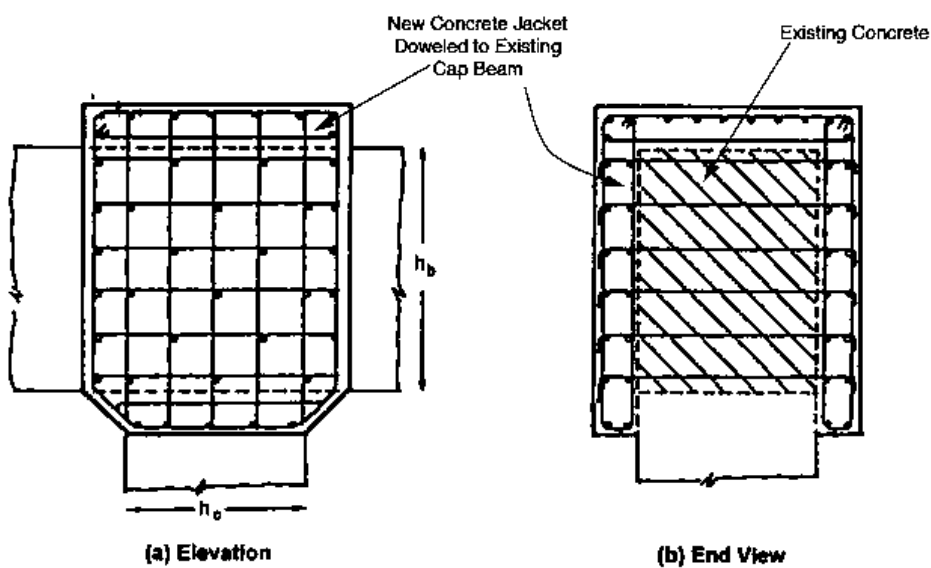
และสติฟเนส (Stiffness) ซึ่งผู้ออกแบบจะต้องระวังการเปลี่ยนแปลงแรงภายในโครงสร้างที่ต่างไปจากที่ออกแบบไว้เดิมด้วย ตัวอย่างการเสริมกำลังรูปแบบนี้แสดงไว้ในรูปที่ 6.10-19

Fiber Composite Jacketing เป็นการใช้แผ่นไฟเบอร์พันรอบชิ้นส่วนที่ต้องการเสริมกำลัง โดยใช้อิพอกซีเป็นตัวประสาน ชนิดไฟเบอร์ที่นิยมใช้ คือ Carbon Fiber และ Glass Fiber วิธีการนี้แตกต่างจากการใช้ Steel Jacketing ตรงที่แผ่นเหล็กมีความสามารถทุกทิศทาง (Isotropic Material) แต่แผ่นไฟเบอร์สามารถเลือกปริมาณเส้นใยในแต่ละทิศทางได้ ว่าจะให้เป็นแบบทิศทางเดียวหรือสองทิศทาง (Anisotropic Material) โดยทั่วไปจะใช้ไฟเบอร์ทิศทางเดียว (ทิศทางรอบแกนชิ้นส่วน) ซึ่งจะช่วยเสริมกำลังรับแรงเฉือน และเพิ่ม Confinement (กรณีใช้พันรอบเสากลม) แต่จะไม่เป็นการเพิ่มกำลังรับแรงดัดและสติฟเนส ทำให้การเปลี่ยนแปลงการกระจายแรงภายในโครงสร้างมีน้อยกว่าวิธีการใช้แผ่นเหล็ก แต่อย่างไรก็ตาม การใช้ Fiber Composite Jacketing อาจมีปัญหาด้านความคงทนจากการดูดซับความชื้น (Moisture Absorbs ion) ดังนั้นจึงควรออกแบบอย่างเหมาะสมตามข้อแนะนำของ ACI's Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures (ACI, 2002) ตัวอย่างการเสริมกำลังด้วยวิธีนี้ได้แสดงไว้ในรูปที่ 6.10-20

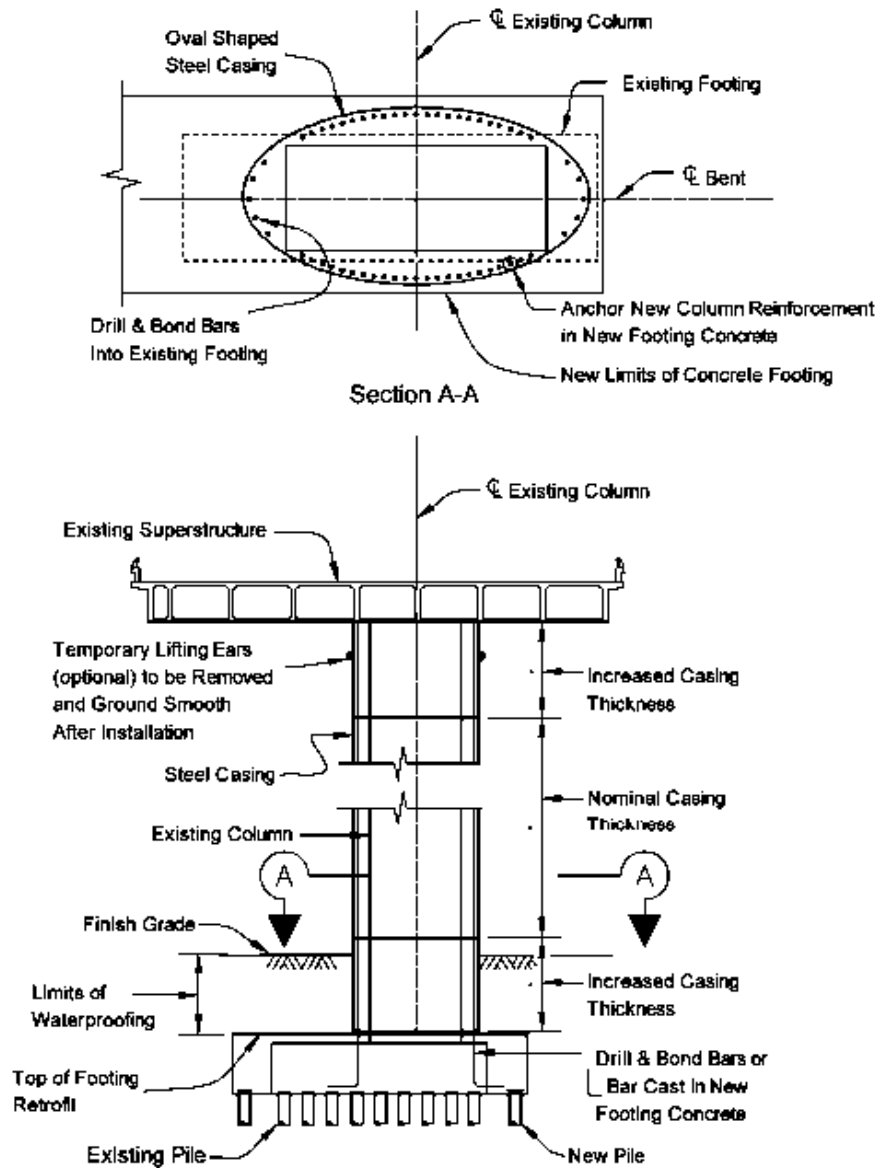
Retrofit for Wall Pier โดยทั่วไปแล้วตอม่อชนิดกำแพงจะมีความสามารถต้านทานแรงกระทำด้านข้าง (Lateral Force) ได้เป็นอย่างดี นอกจากนี้ กำแพงมีความเหนียวในทิศทางตามแนวยาวของสะพาน (Longitudinal Direction) โดยทั่วไปแล้วการเสริมกำลังให้กับกำแพงตอม่อจะไม่ค่อยมีความจำเป็น ยกเว้นในกรณีที่เหล็ก Starter bar มีปริมาณไม่เพียงพอในบริเวณที่จะเกิด Plastic Zone หากเกิดแผ่นดินไหวรุนแรงอาจทำให้กำแพงตอม่อหลุดออกจากฐานรากได้ ตัวอย่างการเสริมกำลังรูปแบบนี้ได้แสดงไว้ในรูปที่ 6.10-21



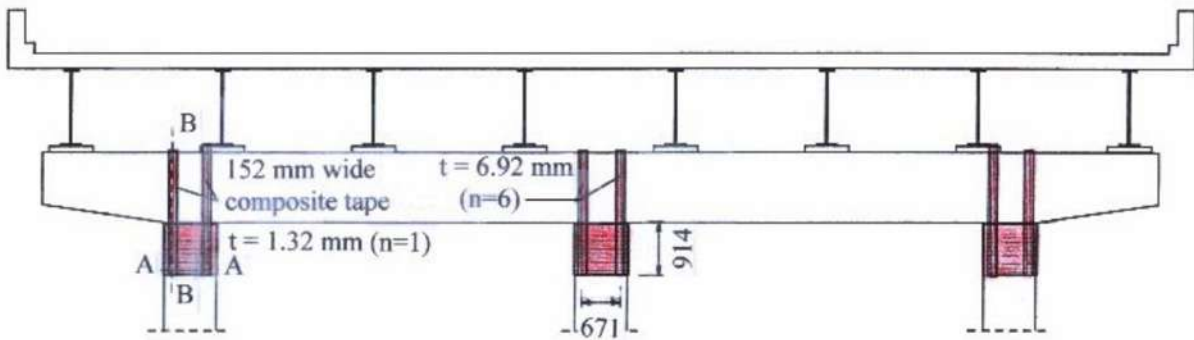
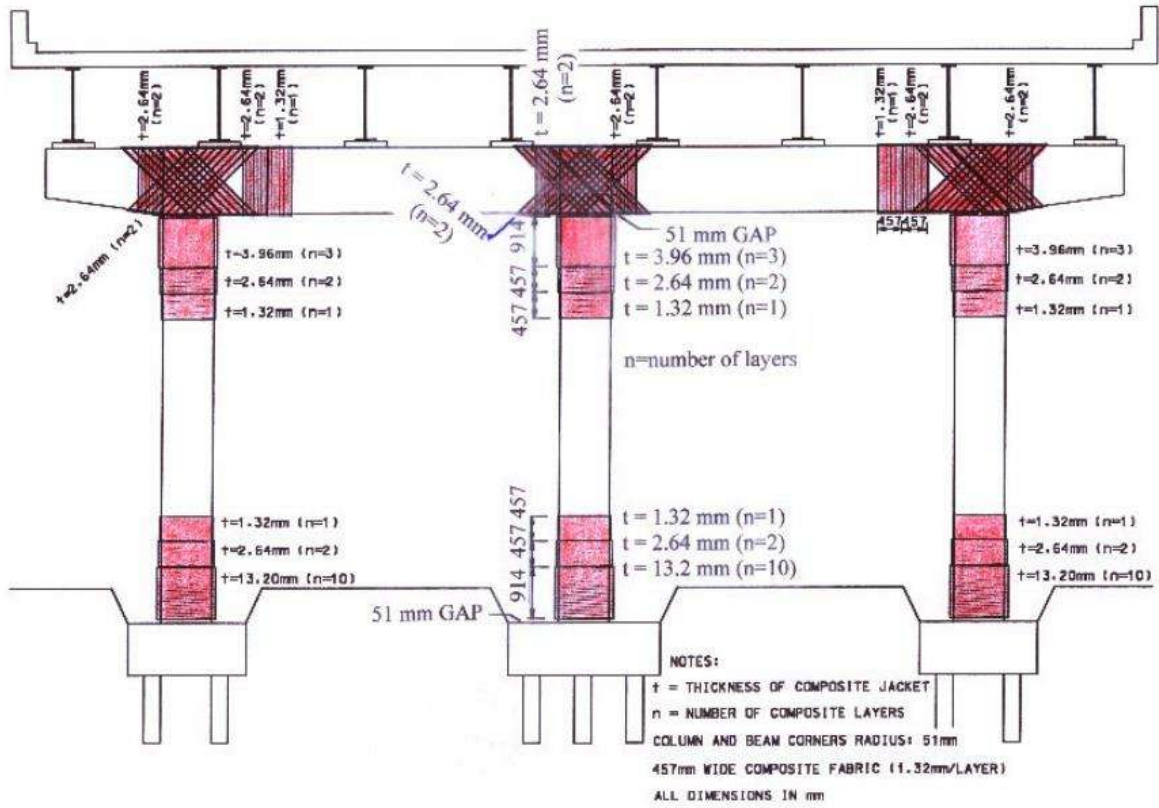
รูปที่ 6.10-17 Column Strengthening by Concrete Overlay (ที่มา: FHWA, 2006)



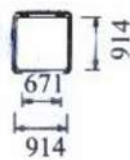
รูปที่ 6.10-18 Joint Retrofit with External Concrete Jacket (ที่มา: FHWA, 2006)



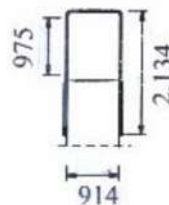
รูปที่ 6.10-19 Column Strengthening by Adding Reinforcement within Steel Shell (ที่มา: FHWA, 2006)



All Dimensions in mm

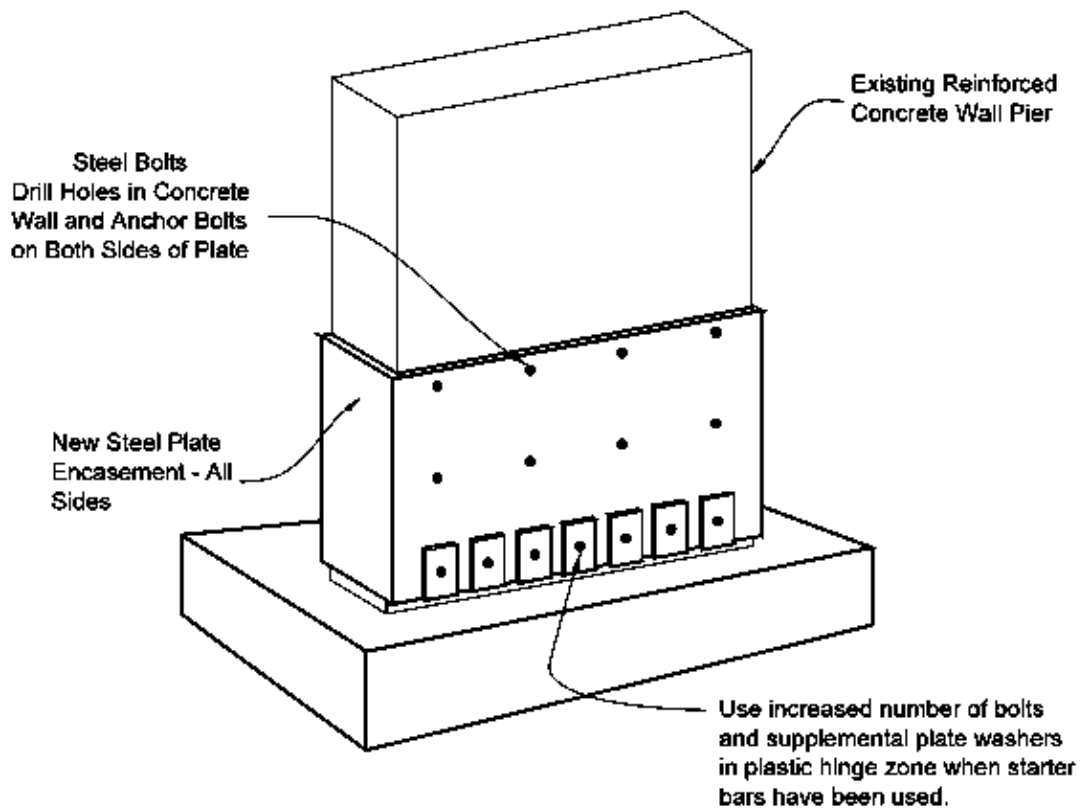


SECTION A-A



SECTION B-B

รูปที่ 6.10-20 ตัวอย่าง Fiber Composite Jacketing (ที่มา: Pantelides et al, 2000)



รูปที่ 6.10-21 Retrofit for Wall Pier with Starter Bars (ที่มา: FHWA, 2006)

บทที่ 7 สรุปผลการศึกษาและข้อเสนอแนะ

7.1. สรุปผลการศึกษา

1) ผลการตรวจสอบสภาพการใช้งานของสะพาน พบว่า สะพานสารสิน 2 มีระดับสภาพการใช้งานโดยรวม 4 (ดีพอใช้) เนื่องจากส่วนใหญ่โครงสร้างอยู่ในสภาพดี พบเพียงรอยแตกขนาดเล็กทั้งภายนอกและภายในคาน Box Girder ที่บริเวณใกล้รอยต่อ (Dapped End) ของช่วงสะพานที่ 4 ซึ่งมีลักษณะอยู่ในแนวแรงเฉือน สำหรับสะพานเทพกระษัตรี มีระดับสภาพการใช้งานโดยรวม 2 (ชำรุด) เนื่องจากโครงสร้างมีการเสื่อมสภาพค่อนข้างมากทั้งโครงสร้างส่วนบนและส่วนล่าง ลักษณะความเสียหายส่วนใหญ่ที่พบได้แก่ รอยแตกขนาดเล็ก การสึกกร่อน หลุดหล่อน บางแห่งมองเห็นเหล็กเสริม และคอนกรีตหลุดแยกออกเป็นแผ่นๆ เป็นต้น

2) ผลการทดสอบกำลังรับแรงอัดของคอนกรีต พบว่า สะพานสารสิน 2 มีกำลังรับแรงอัดเฉลี่ยของคาน Box Girder กำแพงตอม่อ และคอรอบเสาเข็ม เท่ากับ 509, 453 และ 343 กิโลกรัมต่อตารางเซนติเมตร ตามลำดับ และมีค่าเฉลี่ยต่อค่าระบุจากแบบก่อสร้าง (Bias) เท่ากับ 1.27, 1.51 และ 1.14 ตามลำดับ ส่วนสะพานเทพกระษัตรี มีกำลังรับแรงอัดเฉลี่ย ของพื้นสะพาน คาน I-Girder เสาตอม่อ คานค้ำยันเสา และคอรอบเสาเข็ม เท่ากับ 375, 536, 437, 497 และ 330 กิโลกรัมต่อตารางเซนติเมตร ตามลำดับ และมีค่าเฉลี่ยต่อค่าระบุจากแบบก่อสร้าง (Bias) เท่ากับ 1.25, 1.34, 1.46, 1.66 และ 1.10 ตามลำดับ สรุปได้ว่าโดยทั่วไปแล้วกำลังรับแรงอัดของคอนกรีตทั้ง 2 สะพานยังมีค่าสูงกว่าค่าที่ระบุในแบบก่อสร้าง

3) ผลการตรวจวัดการสั่นไหวของสะพานเพื่อหาค่าความถี่ธรรมชาติพื้นฐาน (Natural Frequency) พบว่า สะพานสารสิน 2 มีค่าความถี่ธรรมชาติพื้นฐานอยู่ในช่วง 4.50 – 5.67 เฮิรตซ์ และสะพานเทพกระษัตรี มีค่าความถี่ธรรมชาติพื้นฐานอยู่ในช่วง 3.05 – 3.50 เฮิรตซ์ โดยมีรูปแบบการสั่นไหวของสะพานทั้ง 2 มีลักษณะเป็นแบบการคด (Bending Mode)

4) ผลการสร้างแบบจำลองคลื่นแผ่นดินไหวของรอยเลื่อนคลองมะรุ่ยที่สอดคล้องกับ Response Spectrum ตาม มยพ.1302 โดยอาศัยฐานข้อมูล PEER Ground Motion Database และทำการปรับแก้ค่า Amplitude ของคลื่นแผ่นดินไหวให้สอดคล้องกับ Response Spectrum Curve พบว่า สามารถทำการเลือกแบบจำลองคลื่นแผ่นดินไหวได้จำนวน 7 ชุด ดังแสดงในตารางที่ 7.1-1

ตารางที่ 7.1-1 แบบจำลองคลื่นแผ่นดินไหวจำนวน 7 ชุด ที่สอดคล้องกับ Response Spectrum ตาม มยผ.1302

No.	NGA No.	Event	Year	Station	Magnitude	Mechanism
1	1810	Hector Mine	1999	Mecca – CVWD Yard	7.13	Strike-Slip
2	838	Landers	1992	Barstow	7.28	Strike-Slip
3	1155	Kocaeli, Turkey	1999	Bursa Tofas	7.51	Strike-Slip
4	1163	Kocaeli, Turkey	1999	Hava Alani	7.51	Strike-Slip
5	175	Imperial Valley-06	1979	El Centro Array #12	6.53	Strike-Slip
6	1792	Hector Mine	1999	Indio – Reverside Co Fair Grnds	7.13	Strike-Slip
7	1177	Kocaeli, Turkey	1999	Zeytinburnu	7.51	Strike-Slip

5) ผลการวิเคราะห์ Nonlinear Dynamic Time History Analysis ของสะพานสารสิน 2 พบว่า เมื่อเกิดแรงแผ่นดินไหวจากการปลดปล่อยพลังงานของกลุ่มรอยเลื่อนคลองมะรุ่ยขนาดประมาณ 5.9 ริกเตอร์ ที่ยอดเสาตอม่อจะมีความต้องการในการเคลื่อนที่ (Displacement Demand) สูงสุดเท่ากับ 19.7 เซนติเมตร ในทิศทางตามแนวยาวของสะพาน ซึ่งการวิเคราะห์กำลังต้านทานของเสาตอม่อด้วยวิธี Pushover Analysis พบว่า เสาตอม่อสามารถต้านทานการเคลื่อนที่ได้สูงสุด 14 เซนติเมตร หรือหากเกิดแผ่นดินไหวขนาดประมาณ 5.5 ริกเตอร์ อาจจะทำให้เสาตอม่อเกิดความเสียหายขึ้นได้ นอกจากนี้ หากเกิดแผ่นดินไหวขนาดประมาณ 5.2 ริกเตอร์ อาจจะทำให้รอยต่อเพื่อการขยายตัว (Expansion Joint) ที่สามารถรองรับการเคลื่อนที่ได้เพียง 11 เซนติเมตร เกิดความเสียหายเนื่องจากการชนกระแทกบริเวณรอยต่อของสะพานได้

6) สำหรับผลการวิเคราะห์ ของสะพานเทพกระษัตรี พบว่า เมื่อเกิดแรงแผ่นดินไหวขนาดประมาณ 5.9 ริกเตอร์ ที่ยอดเสาตอม่อจะมีความต้องการในการเคลื่อนที่สูงสุดเท่ากับ 2.16 เซนติเมตร ในทิศทางตามแนวยาวของสะพาน และจากการวิเคราะห์กำลังต้านทานของเสาตอม่อ พบว่า เสาตอม่อสามารถต้านทานการเคลื่อนที่ได้สูงสุด 1.90 เซนติเมตร หรือหากเกิดแรงแผ่นดินไหวขนาดประมาณ 5.8 ริกเตอร์ อาจจะทำให้เสาตอม่อเกิดความเสียหายขึ้นได้

7.2. ข้อเสนอแนะ

1) สะพานสารสิน 2 ควรดำเนินการซ่อมรอยแตกขนาดเล็ก เนื่องจากสะพานตั้งอยู่กลางทะเล ซึ่งเป็นสภาพที่ทำให้เกิดสนิมได้ง่าย และหมั่นตรวจสอบขนาดของรอยแตกว่ามีขยายตัวเพิ่มขึ้นหรือไม่ สำหรับสะพานเทพกระษัตรี ควรพิจารณาดำเนินการซ่อมบำรุงสะพาน เนื่องจากพบความเสียหายค่อนข้างมาก อีกทั้งบริเวณที่เกิดความเสียหายเริ่มเกิดสนิมที่เหล็กเสริม ดังนั้น เพื่อให้สะพานมีสภาพแข็งแรงและปลอดภัยต่อการใช้งาน จึงควรเร่งบำรุงรักษาสะพาน และควรทำการตรวจสอบเป็นประจำ

2) ค่าความถี่ธรรมชาติของทั้งสองสะพานได้จากการสั่นไหวในแนวดิ่งจากน้ำหนักบรรทุกทุกสลิปล้อยู่ที่เท่ากัน เพื่อให้แบบจำลองสะพานและผลการวิเคราะห์มีความถูกต้องยิ่งขึ้น ดังนั้น จึงควรทำการตรวจวัดการสั่นไหวในแนวราบที่บริเวณเสาตอม่อ โดยใช้อุปกรณ์ตรวจวัดที่มีความละเอียดสูงเพียงพอที่จะสามารถวัดการสั่นไหวของเสาตอม่อในแนวราบได้

3) แนะนำให้มีการปรับปรุงสะพานสารสิน 2 โดยติดตั้งอุปกรณ์ยึดรั้ง (Restrainer) เพื่อลดระดับการเคลื่อนตัวของสะพานเนื่องจากแรงแผ่นดินไหวให้อยู่ในระดับที่ยอมรับได้ และน้อยกว่าความสามารถเคลื่อนที่ของรอยต่อเพื่อขยาย โดยอุปกรณ์ยึดรั้งนี้ควรเป็นชนิดที่จะให้การยึดรั้งหากมีแรงภายนอกมากระทำอย่างรวดเร็ว เช่น แผ่นดินไหว แต่ไม่ให้การยึดรั้งถ้าเป็นแรงกระทำอย่างช้าๆ เช่น การยึดหดตัวของสะพานเนื่องจากอุณหภูมิ

4) แนะนำให้มีการปรับปรุงสะพานเทพกระษัตรีโดยการเสริมกำลังให้กับตอม่อสะพาน เพื่อให้มีความสามารถในการต้านทานการเคลื่อนที่สูงขึ้นและลดระดับความเสียหายให้อยู่ในระดับที่ยอมรับได้หากเกิดแผ่นดินไหวขนาดใหญ่ขึ้นในอนาคต

5) กรมทางหลวงควรพิจารณาออกแบบรอยต่อเพื่อขยาย (Expansion Joint) ของสะพานขนาดใหญ่ ให้มีความสามารถในการรองรับการเคลื่อนตัวของสะพานได้หากเกิดแผ่นดินไหวในอนาคตจากรอยเคลื่อนที่มีพลังในประเทศไทย เพื่อลดโอกาสที่โครงสร้างสะพานจะเกิดความเสียหายจนไม่สามารถใช้งานได้

เอกสารอ้างอิง

- 1) AASHTO 2007, AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 4th Edition, 2008 and 2009 Interim. American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, DC.
- 2) AASHTO 2009, Guide Specifications for LRFD Seismic Bridge Design,” American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, D.C.
- 3) Applied Technology Council (1981), “Seismic Design Guidelines for Highway Bridges,” ATC-6, pp.210.
- 4) ASCE 2005, Minimum Design Loads for Building and Other Structures, ASCE 7-05, American Society of Civil Engineers, New York, NY.
- 5) ATC/MCEER (2003) Recommended LRFD Guidelines for the Seismic Design of Highway Bridges, Specifications and Commentary”, Applied Technology Council/Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research Joint Venture, MCEER-ATC 49, University at Buffalo, Buffalo, NY.
- 6) Caltrans (1989) “Bridge Design Aids – Equivalent Static Analysis of Restrainers”, California Department of Transportation, Sacramento, California, 14-11 to 14-25.
- 7) Dynamic Isolator System, <http://www.dis-inc.com/>
- 8) FHWA (2006) “Seismic Retrofitting Manual for Highway Structures: Part 1 – Bridges”, Publication No. FHWA-HRT-06-032, U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration.
- 9) NCHRP (2002), “NCHRP 12-49, Comprehensive Specifications for the seismic design of bridges, liquefaction study report,” October 8th, 2002.
- 10) Pantelides, C.P. (2000) “Seismic Strengthening of Reinforced Concrete Bridge Pier with Frp Composites”, 12th World Conference on Earthquake Engineering; Auckland, New Zeland, 2000.
- 11) PCI 2003, PCI Bridge Design Manual, The precast/prestressed concrete institute, Chicago, IL.
- 12) Tandon, M. (2005) “Economic Design of Earthquake-Resistant Bridge”, 25th ISET Annual Lecture, ISET Journal of Earthquake Technology, Vol. 42, No. 1, 13-20.
- 13) มยผ.1302 (พ.ศ. 2552) มาตรฐานการออกแบบอาคารต้านทานการสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว กรมโยธาธิการและผังเมือง กระทรวงมหาดไทย