

การเพิ่มอายุใช้งานสะพานเหล็กด้วยการปรับปรุงสตีฟเนส

นาย สิริเชษฐ์ ตำราญอยู่ดี

วิทยานิพนธ์นี้เป็นส่วนหนึ่งของการศึกษาตามหลักสูตรปริญญาวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต

สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา ภาควิชาวิศวกรรมโยธา

คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ปีการศึกษา 2551

ลิขสิทธิ์ของจุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

SERVICE LIFE EXTENSION OF STEEL BRIDGES BY STIFFNESS IMPROVEMENT

Mr. Sirichete Sumranyoodee

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

Department of Civil Engineering

Faculty of Engineering

Chulalongkorn University

Academic Year 2008

Copyright of Chulalongkorn University

หัวข้อวิทยานิพนธ์

การเพิ่มอายุใช้งานสะพานเหล็กด้วยการปรับปรุงสตีเฟนส

โดย

นายสิริเชษฐ์ ตำราญอยู่ดี

สาขาวิชา

วิศวกรรมโยธา

อาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์หลัก

รองศาสตราจารย์ ดร. ทศพล ปิ่นแก้ว

คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย อนุมัติให้หัวข้อวิทยานิพนธ์ฉบับนี้เป็นส่วน
หนึ่งของการศึกษาตามหลักสูตรปริญญาวิทยาศาสตรบัณฑิต

..... คณบดีคณะวิศวกรรมศาสตร์
(รองศาสตราจารย์ ดร. บุญสม เลิศหิรัญวงศ์)

คณะกรรมการสอบวิทยานิพนธ์

..... ประธานกรรมการ
(ศาสตราจารย์ ดร. ทักษิณ เทพชาตรี)

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

..... กรรมการ
(ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร. อาณัติ เรืองรัมย์)

..... กรรมการ
(ดร. อัครวัชร เล่นวารี)

..... กรรมการภายนอกมหาวิทยาลัย
(รองศาสตราจารย์ ดร. นคร ภู่วโรดม)

สิริเชษฐ์ สำราญอยู่ดี : การเพิ่มอายุใช้งานสะพานเหล็กด้วยการปรับปรุงสติฟเนส. (Service life extension of steel bridges by stiffness improvement) อ. ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์หลัก : รศ.ดร. ทศพล ปิ่นแก้ว ,158 หน้า.

อายุการใช้งานสะพานที่ยาวนาน ปริมาณจราจรและน้ำหนักบรรทุกที่เพิ่มขึ้น และสภาพแวดล้อมที่รุนแรง ประกอบกับความจำเป็นในการคงสภาพสะพานเพื่อใช้งานสะพานได้ยาวนานขึ้น ทำให้สะพานเหล็กที่ใช้งานเกิดการเสื่อมสภาพหรือเสียหายขึ้นในบางกรณีอาจอันตรายถึงขั้นทำให้สะพานวิบัติได้ โดยลักษณะการวิบัติของสะพานที่สำคัญอย่างหนึ่ง คือ ความล้าของเหล็ก เนื่องจากเป็นรูปแบบความเสียหายที่ไม่สามารถสังเกตเห็นได้ง่าย จึงยากต่อการตรวจสอบป้องกัน อย่างไรก็ตามการวิจัยของคณาจารย์ของภาควิชาวิศวกรรมโยธาได้แสดงให้เห็นอย่างชัดเจนว่าการลดค่าความเค้นในส่วน โครงสร้างเป็นวิธีที่มีประสิทธิภาพมากในการลดความเสี่ยงในการเกิดความล้า ทั้งนี้เพราะความเสียหายเนื่องจากความล้าเป็นปฏิกิริยาโดยตรงกับค่าความเค้นยกกำลัง 3 ดังนั้นในงานวิจัยนี้จึงมุ่งเสนอแนวคิดในการเพิ่มอายุใช้งานสะพานเหล็กด้วยการปรับปรุงค่าสติฟเนสของโครงสร้างสะพาน โดยจะทำการปรับเพิ่มค่าสติฟเนสขึ้นในระดับต่างๆ เพื่อวิเคราะห์ถึงความเป็นไปได้และประสิทธิภาพของการเพิ่มอายุการใช้งานสะพานเหล็กด้วยการปรับปรุงสติฟเนส นอกจากนี้จะศึกษาถึงผลกระทบของปัจจัยต่างๆ ต่ออัตราความเสียหายเนื่องจากความล้าที่เกิดขึ้น อาทิเช่น น้ำหนักของรถ ความเร็วของรถ ฯลฯ

จากผลการศึกษายืนยันถึงความเป็นไปได้ในการเพิ่มอายุการใช้งานสะพานด้วยการเพิ่มสติฟเนสแม้จะได้พิจารณาถึงความแปรปรวนของการจราจร น้ำหนักบรรทุก ความเร็วของรถ และ ลักษณะตัวรถแบบต่างๆ โดยพบว่าเมื่อเพิ่มค่าสติฟเนสของสะพานจะส่งผลให้อัตราความเสียหายเนื่องจากความล้าลดลงอย่างมีนัยสำคัญ ซึ่งจากกรณีที่ศึกษากับสะพานตัวอย่างพบว่าสามารถเพิ่มอายุใช้งานสะพานที่ถูกใช้งานมาแล้ว 30 ปี ได้อีกกว่า 20 ปี ด้วยการเพิ่มสติฟเนสของสะพานประมาณ 20%

ภาควิชา.....วิศวกรรมโยธา.....

ลายมือชื่อนิสิต.....

สาขาวิชา.....วิศวกรรมโยธา.....

ลายมือชื่ออาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์หลัก.....

ปีการศึกษา.....2551.....

4970735021 : MAJOR CIVIL ENGINEERING

KEYWORDS : SERVICE LIFE OF BRIDGE / FATIGUE DAMAGE / STIFFNESS IMPROVEMENT OF
BRIDGE

SIRICHETE SUMRANYOODEE : SERVICE LIFE EXTENSION OF STEEL BRIDGES BY
STIFFNESS IMPROVEMENT.

ADVISOR : ASSOC.PROF. TOSPOL PINKAEW , Ph.D. , 158 pp.

Due to severe environment , increasing of traffic volume and truck weight as well as need of longer service life of existing steel bridges , the bridges are subjected to deterioration or damage. In some cases, they were collapsed. One of the reasons is fatigue. Since it is hardly noticed, inspected and prevented. However, theoretically, fatigue damage can be effectively reduced by reduction of stresses. This is because the fatigue damage is propotional to cubic stress ranges. Therefore, this research attempts to extend the service life of steel bridges by stiffness improvement. Various levels of stiffness increment and various vehicle configurations are considered.

Although the variations of traffic and vehicle are taken into account, the numerical simulations reveal that it is possible to extend the service life by stiffness improvement. Based on the considered bridge example, it is found that the remain service life of the 30 years old bridge can be extended about 20 years by 20% increasing of its stiffness.

Department :CIVIL ENGINEERING.....

Student's signature :

Field of Study :CIVIL ENGINEERING.....

Advisor's signature :

Academic year :2008.....

กิตติกรรมประกาศ

กระผมขอกราบขอบพระคุณ บิดา มารดา และครอบครัวทุกท่านที่ได้อบรม สั่งสอน ให้ความดูแลเอาใจใส่ และให้การอุปถัมภ์ทำให้กระผมได้มีโอกาสศึกษาเล่าเรียนและมีหน้าที่การงานที่ดีในปัจจุบันนี้ และครูบาอาจารย์ทุกท่านที่ได้ให้ความรู้ ความคิด ในการทำวิทยานิพนธ์ฉบับนี้

วิทยานิพนธ์นี้จะไม่สำเร็จล่วงได้ หากปราศจากคณาจารย์ทุกท่านที่ให้ความรู้วิชาพื้นฐาน ภาคทฤษฎีก่อนทำงานวิจัย หากปราศจากการให้คำปรึกษา แนะนำวิธีการศึกษาและการแก้ปัญหาในการทำวิทยานิพนธ์ โดยอาจารย์ที่ปรึกษา รองศาสตราจารย์ ดร.ทศพล ปิ่นแก้ว จนวิทยานิพนธ์ฉบับนี้เสร็จสมบูรณ์ ปราศจากความกรุณาเป็นประธานกรรมการสอบวิทยานิพนธ์โดยศาสตราจารย์ ดร.ทักษิณ เทพชาติ และความกรุณาเป็นกรรมการสอบวิทยานิพนธ์ รวมทั้งได้ให้ความกรุณาตรวจแก้และให้คำปรึกษาในการทำวิทยานิพนธ์นี้โดย รองศาสตราจารย์ ดร.นคร กุวัชรโรดม ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร.อาณัติ เรืองรัศมี และ ดร.อัศวินทร์ เล่นวาริ

ขอขอบคุณหน่วยงานบัณฑิตวิทยาลัยและหน่วยงานบัณฑิตภาควิชากรรมโยธา คุณ วรณา ช้างเกิด ชุรการภาคส่วนประสานงานบัณฑิตศึกษา ที่ช่วยประสานงานด้านระเบียบการจบการศึกษา และหน่วยงานบรรณารักษ์ประจำห้องสมุดคณะวิศวกรรมศาสตร์ทุกท่าน ที่ให้ความอนุเคราะห์ช่วยเหลือในการสืบค้นข้อมูลในการทำงานวิจัยเป็นอย่างดี

ขอขอบคุณเพื่อนๆ นิสิตปริญญาโท และปริญญาเอก รหัสปีการศึกษา 49 และรุ่นพี่รุ่นน้อง สาขาวิชาวิศวกรรมโครงสร้างทุกคนที่ร่วมศึกษาเล่าเรียนด้วยกันมา โดยเฉพาะอย่างยิ่ง คุณธีระชัย ดิสมสุข , คุณพัทธพงษ์ อาสนจินดา , คุณपालพิพัฒน์ แสงชูวงศ์ รุ่นพี่นิสิตที่อยู่ในความดูแลของ รศ.ดร.ทศพล ปิ่นแก้ว ที่ได้ให้คำแนะนำ ความช่วยเหลือต่างๆ ในการศึกษาตลอดการทำงานวิจัยนี้ รวมทั้งคุณสรียา หินทอง ที่ได้ให้คำแนะนำในการเขียนบทคัดย่อวิทยานิพนธ์ภาษาอังกฤษ

ท้ายที่สุดนี้หวังเป็นอย่างยิ่งว่างานวิจัยนี้มีส่วนให้ข้อมูลผู้ที่สนใจศึกษา จุดประกายความคิดและเป็นรากฐานงานวิจัยอื่นเพื่อประโยชน์ของประเทศชาติต่อไป

สารบัญ

	หน้า
บทคัดย่อภาษาไทย	ง
บทคัดย่อภาษาอังกฤษ	จ
กิตติกรรมประกาศ	ฉ
สารบัญ	ช
สารบัญตาราง	ญ
สารบัญภาพ	ฎ
บทที่	
1 บทนำ	1
1.1 ความเป็นมา	1
1.2 งานวิจัยที่ผ่านมา	2
1.2.1 ความล้าของวัสดุ	2
1.2.2 การประเมินอายุการใช้งานของสะพานเหล็ก	3
1.2.3 การเพิ่มค่าสถิติเฟนสของสะพาน	5
1.2.4 การเพิ่มค่าความหน่วงของสะพาน	8
1.3 วัตถุประสงค์	14
1.4 ขอบเขตการวิจัย	14
1.5 การดำเนินงานวิจัย	15
1.6 ประโยชน์ที่ได้รับ	15
2 หลักการและทฤษฎีที่เกี่ยวข้อง	16
2.1 บทนำ	16
2.2 ความล้าของวัสดุ	16
2.3 กฎของพาลเกรน-ไมเนอร์ (Palgren - Miner Rule) และ ความเสียหายของสะพาน	18
2.4 วิธีการเรนโพล์วเคาน์ดิง (Rainflow Counting Method)	19
2.5 วิธีหาค่าช่วงความเค้นเทียบเท่า (Equivalent Stress Range)	20
2.6 วิธีหาค่าช่วงความเค้นประสิทธิผล (Effective Stress Range)	23
2.7 วิธีการประเมินอายุการใช้งานของสะพานเนื่องจากความล้า	23
3 แบบจำลองชนิดแรงกระทำแบบจุดเคลื่อนที่ผ่านสะพาน	26
3.1 การคำนวณค่าการโก่งตัวของสะพาน	26
3.1.1 กรณีที่รถบรรทุกอยู่บนสะพาน	26
3.1.2 กรณีที่รถบรรทุกไม่อยู่บนสะพาน	27
3.2 การคำนวณค่าความเค้นและค่าช่วงความเค้นเทียบเท่าที่เกิดขึ้นกับสะพาน	29
3.2.1 กรณีที่รถบรรทุกอยู่บนสะพาน	29

บทที่	หน้า
3.2.2	30
3.3	35
3.3.1	37
3.3.2	41
4	45
4.1	45
4.2	47
4.3	48
4.4	49
4.4.1	49
4.4.2	53
4.5	64
4.6	65
5	69
5.1	69
5.1.1	70
5.1.2	72
5.1.3	76
5.1.4	79
5.1.5	80
5.1.6	81
5.2	83
5.3	83
6	84
6.1	84
6.1.1	85
6.1.2	94
6.2	97
6.2.1	97
6.2.1.1	100
6.2.1.2	104
6.2.2	114
6.2.2.1	114
6.2.2.2	117

บทที่	หน้า
6.3 การวิเคราะห์และประเมินประสิทธิภาพ	127
6.4 อายุใช้งานสะพานหลังทำการเพิ่มค่าสถิติเนส	132
7 สรุปผลการศึกษา.....	137
รายการอ้างอิง	139
ภาคผนวก	141
ประวัติผู้เขียนวิทยานิพนธ์	158

สารบัญตาราง

		หน้า
ตารางที่ 5.1	ค่าของคุณสมบัติต่างๆของสะพานและรถที่ทำการศึกษา	71
ตารางที่ 5.2	ค่าสัมประสิทธิ์สหสัมพันธ์ของปัจจัยต่างๆต่อค่าสัดส่วนความเสียหาย	72
ตารางที่ 5.3	ค่าของพจน์หน้าและพจน์หลังของสมการที่ 5.2 และค่าสัดส่วนความเสียหายที่เกิดขึ้นเมื่อทำการปรับเปลี่ยนน้ำหนักรถ และ สติฟเนสของสะพาน	74
ตารางที่ 5.4	ค่าความแปรปรวน ค่าความแปรปรวนร่วมของแต่ละปัจจัย และค่าสัมประสิทธิ์สหสัมพันธ์ของน้ำหนักรถและค่าสติฟเนสของสะพานเทียบกับค่าสัดส่วนความเสียหาย.....	75
ตารางที่ 5.5	ค่าความถี่ธรรมชาติของรูปแบบสะพานและรถทั้งหมดที่ใช้ในงานวิจัย.....	84
ตารางที่ 6.1	ค่าโมเมนต์ดัดสูงสุดที่เกิดขึ้นในแต่ละคานสะพานในกรณีที่ใช้รถบรรทุกประเภทต่างๆ....	90
ตารางที่ 6.2	ค่ากำลังต้านทานของหน้าตัดสะพาน โมเมนต์ดัดจากน้ำหนักบรรทุกทุกครั้งที่ โมเมนต์ดัดจากรถบรรทุกที่วิ่งผ่านสะพาน และ ค่า Rating factor ของคานสะพานตัวที่ 1	95
ตารางที่ 6.3	ค่ากำลังต้านทานของหน้าตัดสะพาน โมเมนต์ดัดจากน้ำหนักบรรทุกทุกครั้งที่ โมเมนต์ดัดจากรถบรรทุกที่วิ่งผ่านสะพาน และ ค่า Rating factor ของคานสะพานตัวที่ 2	95
ตารางที่ 6.4	ค่ากำลังต้านทานของหน้าตัดสะพาน โมเมนต์ดัดจากน้ำหนักบรรทุกทุกครั้งที่ โมเมนต์ดัดจากรถบรรทุกที่วิ่งผ่านสะพาน และ ค่า Rating factor ของคานสะพานตัวที่ 3	96
ตารางที่ 6.5	คุณสมบัติต่างๆของชิ้นส่วนประกอบคานสะพาน	102
ตารางที่ 6.6	ขนาดความหนาของแผ่นเหล็กที่ใช้ในการเพิ่มค่าสติฟเนสของสะพานและค่าสติฟเนสของสะพานเมื่อเพิ่มค่าสติฟเนสในระดับต่างๆ	106
ตารางที่ 6.7	ค่าความเค้นที่เกิดจากน้ำหนักบรรทุกทุกครั้งที่ น้ำหนักของรถที่วิ่งผ่านสะพาน และ ค่าความเค้นรวมบริเวณต่างๆในกรณีที่ยังไม่ได้เพิ่มค่าสติฟเนสของสะพาน และ กรณีเพิ่มค่าสติฟเนสของสะพานขึ้น 5%.....	108
ตารางที่ 6.8	พื้นที่ลวดอัดแรง ค่าโมเมนต์ดัด ค่าช่วงความเค้น อายุใช้งานสะพานที่เพิ่มขึ้น และ อายุใช้งานสะพานใหม่เมื่อเพิ่มค่าสติฟเนสของสะพานขึ้นในระดับต่างๆขณะที่สะพานถูกใช้งานมาแล้ว30 ปี	124
ตารางที่ 6.9	ค่าช่วงความเค้นที่เกิดขึ้นเนื่องจากผลของรถบรรทุกความลำที่ตำแหน่งต่างๆของปีกล่างของคาน สะพานในกรณีเพิ่มค่าสติฟเนสของสะพานด้วยวิธีต่างๆ	132
ตารางที่ 6.10	หน่วยแรงเนื่องจากผลของรถบรรทุกความลำที่บริเวณต่างๆในแผ่นเหล็ก และ ในเกลียวลวด	133

สารบัญญภาพ

	หน้า
รูปที่ 1.1 ตัวอย่างการติดชิ้นส่วนเพิ่มได้ปีกของคานเหล็กด้านที่รับแรงดึง และค่าความเค้นที่เกิดขึ้น	6
รูปที่ 1.2 ตัวอย่างการติดตั้ง CFRP เข้ากับคานของสะพาน	6
รูปที่ 1.3 ตัวอย่างการติดตั้ง Tie rod เข้ากับคานเหล็กที่ทำการศึกษา	7
รูปที่ 1.4 ตัวอย่างแบบคานเหล็กที่ทำการติดตั้งซึ่งภายนอก (external tendon) ที่ทำมาจากAFRP	8
รูปที่ 1.5 ส่วนประกอบภายในของ Friction Damper	9
รูปที่ 1.6 ตัวอย่างลักษณะภายนอกของ Friction Damper	9
รูปที่ 1.7 ลักษณะของ Viscous Fluid Damper	10
รูปที่ 1.8 Viscous Fluid Damper ขนาดใหญ่ที่ใช้ในสะพานทางหลวงที่ ประเทศสหรัฐอเมริกา	10
รูปที่ 1.9 ตัวอย่างลักษณะของการติดตั้ง Viscous Fluid Damper ที่ตัวสะพาน	11
รูปที่ 1.10 แบบจำลองของ Tuned Mass Damper ที่ติดตั้งกับสะพาน	12
รูปที่ 1.11 รูปแบบการติดตั้ง Tuned Mass Damper กับสะพาน	12
รูปที่ 1.12 ลักษณะของ Semi-active Tuned Mass Damper ชนิด MR fluid damper	13
รูปที่ 1.13 รูปแบบของการติดตั้ง MR fluid Damper เข้ากับสะพาน	13
รูปที่ 2.1 ตัวอย่างกราฟ S-N	17
รูปที่ 2.2 ค่าช่วงความเค้น ความเค้นเฉลี่ย ของหน่วยแรงที่มีแอมพลิจูดคงที่	17
รูปที่ 2.3 ค่าหน่วยแรงที่มีแอมพลิจูดไม่คงที่	19
รูปที่ 2.4 กราฟความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกับความเครียดและวิธีการเรน โฟล์วเคาน์ดิ่ง	20
รูปที่ 2.5 ลักษณะของสัญญาณความเครียดที่ได้ทำการตรวจวัด	21
รูปที่ 2.6 สัญญาณความเค้นที่ผ่านวิธีเรน โฟล์วเคาน์ดิ่ง	23
รูปที่ 3.1 แบบจำลองรถวิ่งผ่านสะพานชนิดแรงกระทำแบบจุดในกรณีที่รถอยู่บนสะพาน	27
รูปที่ 3.2 การเคลื่อนที่ของสะพานที่ตำแหน่งกึ่งกลางสะพานตั้งแต่เริ่มเคลื่อนที่กระทั่งหยุดสั้น	29
รูปที่ 3.3 ค่าความคลาดเคลื่อนของค่าความเค้นที่เกิดขึ้นเทียบกับความเร็วของรถขณะวิ่งผ่านสะพาน	32
รูปที่ 3.4 ตัวอย่างลักษณะและคุณสมบัติต่างๆของสะพานที่ใช้ในการศึกษาก่อนเพิ่มค่าสตีเฟนสและความหน่วง	35
รูปที่ 3.5 ค่าการ โกงตัวบริเวณกึ่งกลางสะพานของตัวอย่างลักษณะและคุณสมบัติต่างๆของสะพานที่ทำการศึกษา	36
รูปที่ 3.6 ค่าความเค้นบริเวณกึ่งกลางสะพานของตัวอย่างลักษณะและคุณสมบัติต่างๆของสะพานที่ทำการศึกษา	37
รูปที่ 3.7 ค่าสัดส่วนความเสียหายเนื่องจากความล้าที่เกิดขึ้นเทียบกับความเร็วของรถขณะวิ่งผ่านสะพานและค่าสตีเฟนสของสะพาน	38
รูปที่ 3.8 การแอ่นตัวบริเวณกึ่งกลางสะพานเมื่อรถมีความเร็ว 5 เมตร/วินาที ที่สตีเฟนสของสะพานค่าต่างๆ	39

รูปที่ 3.9	การแอ่นตัวบริเวณกึ่งกลางสะพานเมื่อรถมีความเร็ว 25 เมตร/วินาที ที่สตีเฟนของสะพานค่า ต่างๆ	40
รูปที่ 3.10	ค่าการโก่งตัวบริเวณกึ่งกลางสะพานเทียบกับความเร็วค่าต่างๆของรถขณะวิ่งผ่านสะพานใน กรณีทีค่าสตีเฟนของสะพานคงเดิมเท่ากับ $EI = 6.27 \times 10^9 \text{ N-m}^2$	41
รูปที่ 3.11	แสดงค่าการโก่งตัวบริเวณกึ่งกลางสะพานเทียบกับความเร็วค่าต่างๆของรถขณะวิ่งผ่านสะพาน ในกรณีทีค่าสตีเฟนของสะพานเพิ่มขึ้น 50% เท่ากับ $EI = 9.41 \times 10^9 \text{ N-m}^2$	41
รูปที่ 3.12	ค่าสัดส่วนความเสียหายเนื่องจากความล้าที่เกิดขึ้นเทียบกับความเร็วของรถขณะวิ่งผ่าน สะพานและค่าความหน่วงของสะพาน	42
รูปที่ 3.13	การแอ่นตัวบริเวณกึ่งกลางสะพานเมื่อรถมีความเร็ว 5 เมตร/วินาที ทีค่าความหน่วงของ สะพานต่างๆ	42
รูปที่ 3.14	การแอ่นตัวบริเวณกึ่งกลางสะพานเมื่อรถมีความเร็ว 25 เมตร/วินาที ทีค่าความหน่วงของ สะพานต่างๆ	43
รูปที่ 3.15	ค่าการโก่งตัวบริเวณกึ่งกลางสะพานเทียบกับความเร็วค่าต่างๆของรถขณะวิ่งผ่านสะพานใน กรณีทีค่าความหน่วงคงเดิมเท่ากับ 0.02	43
รูปที่ 3.16	ค่าการโก่งตัวบริเวณกึ่งกลางสะพานเทียบกับความเร็วค่าต่างๆของรถขณะวิ่งผ่านสะพานใน กรณีทีค่าความหน่วงของสะพานเพิ่มขึ้นเท่ากับ 0.2	44
รูปที่ 4.1	แบบจำลองรถบรรทุกวิ่งบนสะพาน	45
รูปที่ 4.2	แบบจำลองสะพานโดยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์	47
รูปที่ 4.3	ลักษณะชิ้นส่วนของสะพาน	47
รูปที่ 4.4	แบบจำลองสะพานข้ามแยกแห่งหนึ่งใน กรุงเทพฯ ที่นำมาใช้ในงานวิจัย	48
รูปที่ 4.5	Free Body Diagram ทีส่วนต่างๆของรถบรรทุก	49
รูปที่ 4.6	การแปลงแรงทีกระทำ ณ ตำแหน่งใดๆให้เป็นแรงกระทำทีปลายของชิ้นส่วนสะพาน	58
รูปที่ 4.7	ตำแหน่งบนสะพานทีทำการวัดค่าความเครียดทีเกิดขึ้น	60
รูปที่ 4.8	ค่าการเคลื่อนตัวในแนวตั้งของรถบรรทุกขณะเคลื่อนทีผ่านสะพาน	68
รูปที่ 4.9	ค่าการโก่งตัว ณ บริเวณ $L/4$, $L/2$ และ $3L/4$ ของสะพานในขณะทีรถบรรทุกเคลื่อนทีผ่าน สะพาน	68
รูปที่ 4.10	ค่าความเค้น ณ บริเวณ $L/4$, $L/2$ และ $3L/4$ ของสะพานในขณะทีรถบรรทุกเคลื่อนทีผ่านสะพาน	69
รูปที่ 5.1	ค่าสัดส่วนความเสียหายทีเกิดจากน้ำหนักรถ และ ค่าสตีเฟนของสะพานค่าต่างๆ	72
รูปที่ 5.2	ค่าสัดส่วนความเสียหายทีเกิดขึ้นในกรณีค่าสตีเฟนของสะพานค่าต่างๆ	75
รูปที่ 5.3	ค่าสัดส่วนความเสียหายทีเกิดขึ้นในกรณีค่าน้ำหนักของรถค่าต่างๆ	76
รูปที่ 5.4	ค่าสัดส่วนความเสียหายทีเกิดขึ้นในกรณีสตีเฟนของสะพานค่าต่างๆเมื่อน้ำหนักรถมีค่าคงที ..	77
รูปที่ 5.5	ค่าสัดส่วนความเสียหายทีเกิดขึ้นในแต่ละลักษณะของพื้นผิวสะพาน	78
รูปที่ 5.6	ค่าการเคลื่อนทีในแนวตั้งของรถขณะวิ่งผ่านสะพาน	78

รูปที่ 5.7	ค่าสัดส่วนความเสียหายที่เกิดขึ้นในลักษณะของพื้นผิวสะพานแบบต่างๆ	79
รูปที่ 5.8	ค่าสัดส่วนความเสียหายที่เกิดขึ้นในกรณีค่าสัดส่วนความหน่วงของสะพานและค่าความเร็วรถ ค่าต่างๆ	80
รูปที่ 5.9	ค่าสัดส่วนความเสียหายที่เกิดขึ้นในพื้นที่ผิวของสะพานแบบต่างๆและค่าความเร็วรถค่าต่างๆ ...	82
รูปที่ 5.10	ค่าสัดส่วนความเสียหายที่เกิดขึ้นในกรณีค่าสัดส่วนความหน่วงของสะพานและค่าสถิติในสข องช่วงล่างรถค่าต่างๆ	83
รูปที่ 6.1ก	ช่วงสะพานของสะพาน โครงสร้างเหล็กแห่งหนึ่งที่ใช้ในการศึกษา	85
รูปที่ 6.1ข	ภาพตัดขวางของสะพาน โครงสร้างเหล็กแห่งหนึ่งที่ใช้ในการศึกษา	86
รูปที่ 6.2	รูปแบบรถบรรทุกที่ใช้ในการประเมินกำลังของสะพาน	87
รูปที่ 6.3	ภาพตัดขวางสะพานเมื่อมีรถบรรทุกวิ่งในช่องจราจรทางซ้ายของสะพานเท่านั้น	88
รูปที่ 6.4	ภาพตัดขวางสะพานเมื่อมีรถบรรทุกวิ่งพร้อมกันทั้งสองช่องจราจรของสะพาน	88
รูปที่ 6.5	ค่าความเค้นที่เกิดขึ้นบริเวณกึ่งกลางสะพานขณะที่รถบรรทุกอยู่บริเวณกึ่งกลางสะพานใน กรณีที่มีรถบรรทุกวิ่งช่องจราจรทางซ้ายคันเดียวเทียบกับกรณีที่มีรถบรรทุกวิ่งทั้ง 2 ช่อง จราจร	89
รูปที่ 6.6	ตำแหน่งของรถบรรทุกที่ทำการหาค่าความเค้นที่เกิดขึ้นกับคานสะพาน	91
รูปที่ 6.7	ข้อมูลน้ำหนักรถบรรทุกทั้งหมดที่ได้ทำการเก็บข้อมูลภาคสนามบนเส้นทางหลวงแผ่นดินเส้น หนึ่งในช่วงปี พ.ศ. 2548-2549	96
รูปที่ 6.8	ค่าช่วงความเค้นที่เกิดขึ้นบริเวณกึ่งกลางสะพานของคานสะพานทั้งหมดในกรณีที่รถวิ่งช่อง จราจรทางซ้ายเพียงช่องเดียวเมื่อรถบรรทุกอยู่ ณ ตำแหน่งต่างๆบนสะพาน	97
รูปที่ 6.9	แบบรอยต่อของ Category type C ตามมาตรฐาน ASHTO และค่าคงที่ต่างๆตามลักษณะ ของรอยต่อ	98
รูปที่ 6.10	หน้าตัดสะพานจริงของสะพาน โครงสร้างเหล็กแห่งหนึ่งที่ใช้ในงานวิจัยนี้หลังติดตั้งแผ่น เหล็ก 99	
รูปที่ 6.11	หน้าตัดจำลองของสะพานข้ามแยกแห่งหนึ่งในกรุงเทพฯที่ใช้ในงานวิจัยนี้หลังติดตั้ง แผ่นเหล็ก	99
รูปที่ 6.12	หน้าตัดคานสะพานตัวในหลังติดตั้งแผ่นเหล็ก	100
รูปที่ 6.13	กำลังของสะพานที่เปลี่ยนแปลงในกรณีที่ทำการเพิ่มค่าสถิติในสขของสะพานขึ้นในระดับต่างๆ เทียบกับกำลังของสะพานเดิมก่อนทำการเพิ่มค่าสถิติในสขของสะพาน	104
รูปที่ 6.14	ขนาดของแผ่นเหล็กที่ต้องใช้ในการเพิ่มค่าสถิติในสขของสะพานในระดับต่างๆ	106
รูปที่ 6.15	ลักษณะที่เกิดค่าความเค้นจากน้ำหนักบรรทุกทุกคันที่ และ น้ำหนักของรถที่วิ่งผ่านสะพาน	106
รูปที่ 6.16	ค่าช่วงความเค้นที่ลดลงเทียบกับค่าช่วงความเค้นเดิมในกรณีที่ใช้พื้นที่แผ่นเหล็กค่าต่างๆ.....	107
รูปที่ 6.17	อัตราส่วนของพื้นที่แผ่นเหล็กที่ใช้ในการเพิ่มค่าสถิติในสขของสะพานขึ้นในระดับต่างๆเทียบ กับพื้นที่ของปีกคานเดิม	108

รูปที่ 6.18	ภาพตามความยาวของสะพานในบริเวณที่ทำการตรวจสอบอายุการใช้งานสะพานทางด้านความล้าหลังทำการคิดแผ่นเหล็กแล้ว.....	110
รูปที่ 6.19	ภาพหน้าตัดของคานสะพานบริเวณกึ่งกลางสะพานในบริเวณที่ทำการตรวจสอบอายุการใช้งานสะพานทางด้านความล้าหลังทำการคิดแผ่นเหล็กแล้ว.....	110
รูปที่ 6.20	รถบรรทุกความล้าขณะวิ่งผ่านสะพาน.....	112
รูปที่ 6.21	อายุสะพานที่เพิ่มขึ้นเมื่อคิดแผ่นเหล็กได้สะพานในกรณีที่สะพานถูกใช้งานมาแล้ว 30 ปี.....	114
รูปที่ 6.22	หน้าตัดของคานสะพานกับลวดอัดแรงหลังทำการอัดแรงภายนอกสะพาน.....	117
รูปที่ 6.23	ค่าช่วงความเค้นที่ลดลงเทียบกับค่าช่วงความเค้นเดิมในกรณีที่ใช้พื้นที่ลวดอัดแรงค่าต่างๆ....	122
รูปที่ 6.24	หน้าตัดคานสะพานที่ทำการอัดแรงภายนอกในระดับการเพิ่มค่าสตีเฟนเสของสะพานต่างๆ.....	125
รูปที่ 6.25	การเปรียบเทียบพื้นที่แผ่นเหล็กกับลวดอัดแรงที่ใช้ในการลดค่าช่วงความเค้นในระดับต่างๆ...	126
รูปที่ 6.26	แบบจำลองสะพานที่ได้ทำการคิดตั้งแผ่นเหล็กหนา 10 มิลลิเมตร ได้คานสะพาน.....	128
รูปที่ 6.27	แบบจำลองสะพานที่ได้ทำการคิดตั้งเกลียวลวดอัดแรงจำนวน 40 เส้น.....	128
รูปที่ 6.28	ค่าช่วงความเค้นที่เกิดขึ้นเนื่องจากผลของรถบรรทุกความล้าบริเวณปีกล่างของคานสะพานที่รับน้ำหนักมากที่สุดก่อนทำการเพิ่มค่าสตีเฟนเสของสะพาน.....	129
รูปที่ 6.29	ค่าช่วงความเค้นที่เกิดขึ้นเนื่องจากผลของรถบรรทุกความล้าบริเวณปีกล่างของคานสะพานที่รับน้ำหนักมากที่สุดในการเพิ่มค่าสตีเฟนเสของสะพานขึ้น 20% โดยวิธีคิดแผ่นเหล็กได้ห้อยคานสะพาน.....	130
รูปที่ 6.30	ค่าช่วงความเค้นที่เกิดขึ้นเนื่องจากผลของรถบรรทุกความล้าบริเวณปีกล่างของคานสะพานที่รับน้ำหนักมากที่สุดในการเพิ่มค่าสตีเฟนเสของสะพานขึ้น 20% โดยวิธีใช้ลวดอัดแรง.....	130
รูปที่ 6.31	การเปรียบเทียบค่าช่วงความเค้นที่เกิดขึ้นเนื่องจากผลของรถบรรทุกความล้าบริเวณปีกล่างของคานสะพานที่รับน้ำหนักมากที่สุดในการที่ยังไม่เพิ่มค่าสตีเฟนเสของสะพานและเพิ่มค่าสตีเฟนเสของสะพาน.....	131
รูปที่ 6.32	อายุสะพานที่เพิ่มขึ้นเทียบกับอายุสะพานก่อนซ่อมแซมในกรณีคิดแผ่นเหล็กหนา 10 มิลลิเมตร (เพิ่มสตีเฟนเส 20%).....	133
รูปที่ 6.33	อายุการใช้งานสะพานที่เพิ่มขึ้นเมื่อเพิ่มค่าสตีเฟนเสของสะพานในระดับต่างๆ และอายุสะพานก่อนการเพิ่มค่าสตีเฟนเสค่าต่างๆเทียบกับอายุใช้งานที่เหลืออยู่ของสะพานในกรณีที่ไม่ได้ทำการเพิ่มค่าสตีเฟนเส.....	135
รูปที่ 6.34	อายุการใช้งานสะพานที่เหลืออยู่หลังเพิ่มค่าสตีเฟนเสของสะพานในระดับต่างๆ และอายุสะพานก่อนการเพิ่มค่าสตีเฟนเสค่าต่างๆ.....	135
รูปที่ 6.35	การเปรียบเทียบอายุสะพานที่เพิ่มขึ้นกับอายุสะพานที่เหลืออยู่กรณีที่เพิ่มค่าสตีเฟนเสของสะพานขึ้นในระดับต่างๆและเมื่อสะพานถูกใช้งานมาเป็นเวลาต่างๆ.....	136

บทที่ 1

บทนำ

1.1 บทนำ

ปัจจุบันสะพานเหล็กมีจำนวนเพิ่มมากขึ้นกว่าในอดีตมาก เนื่องจากมีความสะดวกในการก่อสร้าง และ ใช้เวลาในการก่อสร้างน้อยกว่าสะพานคอนกรีตเสริมเหล็กทั่วไป จึงส่งผลกระทบต่อการใช้งานน้อยกว่าซึ่งเป็นปัจจัยสำคัญในการเลือกรูปแบบของสะพานที่จะก่อสร้าง โดยเฉพาะในเขตเมืองที่มีปริมาณการจราจรหนาแน่นอย่าง กรุงเทพมหานคร แต่ด้วยสภาพแวดล้อมและปริมาณการจราจรที่หนาแน่น ทำให้สะพานที่ใช้งานเกิดการเสื่อมสภาพ หรือมีความเสียหายเกิดขึ้น จึงควรทราบว่าสะพานเหล็กที่ใช้งานอยู่นั้นมีอายุการใช้งานที่ปลอดภัยเหลืออีกกี่ปี และ ปัจจัยใดบ้างที่ส่งผลกระทบต่ออายุการใช้งานที่เหลืออยู่ของสะพานเหล็ก นอกจากนี้ถ้าเราสามารถหาวิธีที่ช่วยเพิ่มอายุการใช้งานของสะพานเหล็กได้ ก็จะทำให้สะพานเหล็กมีอายุการใช้งานที่ยาวนานขึ้น ซึ่งจะช่วยลดค่าใช้จ่ายในการซ่อมบำรุงสะพานเหล็กได้มาก

ในการประเมินความเสียหายที่เกิดขึ้นกับสะพานเหล็ก เป็นที่ทราบว่าปัจจัยหลักนั้นเกิดจากความล้า(fatigue) ของตัวสะพานเหล็กเนื่องจากมีน้ำหนักบรรทุกกระทำต่อสะพานเหล็ก ซ้ำไป-ซ้ำมา หลากๆรอบ ดังนั้นจึงใช้หลักการทางด้านความล้าของวัสดุเหล็กในการประเมินความเสียหาย และ ประมาณอายุการใช้งานของสะพานเหล็ก โดยจะใช้คุณสมบัติของวัสดุทางด้านความล้าตามมาตรฐานของ AASHTO (Association of State Highway and Transportation Officials) ซึ่งได้ให้กราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่าง ค่าช่วงความเค้น (stress range) กับ จำนวนรอบที่กระทำกระทั่งวัสดุหมดสภาพ (number of cycle) ซึ่งเรียกว่า S-N Curve ตามแต่ละชนิดของรอยต่อ (category) และใช้ กฎของพาลเกรน-ไมเนอร์ เพื่อช่วยในการหาค่าความเสียหายของสะพานเหล็ก และ อายุการใช้งานของสะพานเหล็กต่อไป

โดยในการวิจัยนี้จะใช้การสร้างแบบจำลองรถยนต์วิ่งผ่านสะพานเหล็กเพื่อหาค่าความเค้น ณ ตำแหน่งต่างๆ และนำไปหาค่าช่วงความเค้น จากนั้นจะทำการคำนวณค่าความเสียหายของสะพานเหล็กที่เกิดจากรถบรรทุกประเภทต่างๆวิ่งผ่านสะพาน โดยจะพิจารณารูปแบบรถบรรทุกให้ครอบคลุมกับสภาพรถยนต์ที่วิ่งอยู่บนการจราจรจริง โดยในการวิจัยนี้จะทำการศึกษาปัจจัยต่างๆที่มีผลต่อความเสียหายของสะพานเหล็ก อาทิเช่น น้ำหนักบรรทุก , ความเร็วรถบรรทุก , ค่าความขรุขระของพื้นผิวสะพานเหล็ก ฯลฯ เพื่อศึกษาถึงอิทธิพลของปัจจัยต่างๆที่มีผลก่อให้เกิดความเสียหายต่อสะพานเหล็ก นอกจากนั้นในงานวิจัยนี้จะทดลองปรับเปลี่ยนคุณสมบัติต่างๆของสะพานเหล็ก คือ ค่าสตีเฟนส และ ค่าความหน่วง เพื่อดูว่าเมื่อสะพานเหล็กมีค่าสตีเฟนส และ ค่าความหน่วง เปลี่ยนแปลงจะมีผลให้ความเสียหายเนื่องจากความล้าของสะพานเหล็กที่เกิดจากรถบรรทุกวิ่งผ่านมีค่าเปลี่ยนแปลงหรือไม่ เพื่อที่ทราบได้ว่าวิธีใดที่สามารถลดความเสียหายของสะพานเหล็กได้อย่างมีประสิทธิภาพ ซึ่งผลการศึกษาที่ได้นั้นจะเป็นประโยชน์ต่อการนำไปประยุกต์ใช้งานจริงต่อไป ซึ่งจากผลการศึกษาพบว่าการเพิ่มค่าสตีเฟนสของสะพานสามารถช่วยลดค่าลดความเสียหายของสะพานเหล็กได้ดีกว่าการเพิ่มค่าความหน่วง โดยในงานวิจัยนี้ได้นำเสนอวิธีการเพิ่มค่าสตีเฟนสของสะพาน 2 วิธี คือ การติดแผ่นเหล็กใต้คานสะพาน และ การใช้ลวดอัดแรงภายนอก และได้ทำการเปรียบเทียบประสิทธิภาพในการลดความเสียหายของสะพานทางด้านความล้าของแต่ละวิธีไว้ด้วย ซึ่งจากการศึกษาพบว่าการติดแผ่นเหล็กใต้คานสะพานสามารถลดความเสียหายของสะพานได้ดีกว่าการใช้ลวดอัดแรงภายนอก ส่วนทางวิธีการเพิ่มค่าความหน่วงของสะพานได้แสดงไว้หลายวิธี เช่น การติดตั้งตัวหน่วงชนิดของเหลวหนืด , การติดมวลหน่วงชนิดตั้งค่า ฯลฯ เข้ากับสะพาน ดังแสดงต่อไป

1.2 งานวิจัยที่ผ่านมา

วัสดุที่เป็นโลหะเมื่อได้รับน้ำหนักกระทำซ้ำ (repeating load) จะก่อให้เกิดรอยแตกขนาดเล็ก (microscopic crack) ขึ้นในเนื้อวัสดุและขยายใหญ่ขึ้นส่งผลให้พื้นที่รับน้ำหนักลดลงทำให้เกิดหน่วยแรงมากขึ้นจนกระทั่งเกินกำลังรับน้ำหนักของวัสดุส่งผลให้วัสดุวิบัติเนื่องจากความล้า ดังนั้นในปัจจุบันการตรวจสอบสภาพของสะพานทางด้านความล้าจึงมีความสำคัญมากขึ้น และเนื่องจากมีสะพานขนาดใหญ่หลายแห่งที่พังทลายลงมาโดยมีสาเหตุมาจากความล้า เช่น สะพาน Silver ในประเทศสหรัฐอเมริกา ในปี 1967 , สะพาน Fujigawa ในประเทศญี่ปุ่น ในปี 1975 , สะพาน Sungsoo Grand ในประเทศเกาหลีใต้ ในปี 1996 เป็นต้น โดยความล้าที่เกิดขึ้นในสะพานเหล็กมีผลมาจากการจราจรบนสะพานเหล็กทำให้เกิดน้ำหนักกระทำต่อสะพานเหล็ก ซ้ำไป-ซ้ำมา หลายๆรอบ ซึ่งจะก่อให้เกิดรอยแตกขนาดเล็ก (micro crack) ขึ้นในเนื้อเหล็ก และเมื่อมีน้ำหนักกระทำ ซ้ำไป-ซ้ำมา ต่อสะพานเหล็กอีกก็จะทำให้รอยแตกนี้มีขนาดใหญ่ขึ้นๆ กระทั่งทำให้พื้นที่หน้าตัดที่รับน้ำหนักของสะพานมีค่าลดลงก่อให้เกิดค่าความเค้นที่มากกว่ากำลังเหล็กจะรับได้จึงทำให้สะพานเหล็กพังทลายลงมา โดยเหตุผลที่ทำให้การพังทลายของสะพานเหล็กเนื่องจากความล้ามีความสำคัญ คือ การพังทลายเนื่องจากความล้าจะค่อนข้างเปราะและไม่มีอาการเตือนล่วงหน้าคือรอยแตกเนื่องจากความล้า (fatigue crack) สังเกตเห็นได้ค่อนข้างยากทำให้ไม่สามารถตรวจสอบและซ่อมแซมได้ทั้งหมดเป็นสาเหตุให้สะพานพังทลายลงมา ดังนั้นการประเมินความเสียหายของสะพานเหล็กเนื่องจากความล้าจึงมีความสำคัญอย่างยิ่งที่จะช่วยตรวจสอบสภาพของสะพานเหล็กว่าสามารถใช้งานได้อย่างปลอดภัยหรือไม่ และหากตรวจสอบพบว่าสะพานเหลืออายุการใช้งานที่จำกัดจะสามารถเพิ่มอายุการใช้งานสะพานได้อย่างไร

1.2.1 ความล้าของวัสดุ

Li W.F. และ Zhang X.P. (2001) ได้ทำการศึกษาการเกิดรอยแตก (crack) ขึ้นในเนื้อวัสดุเนื่องจากความล้าระยะสั้น (short fatigue) เมื่อวัสดุนั้นได้รับแรงกระทำกลับไป-กลับมามากหลายรอบ โดยใช้กล้องจุลทรรศน์อิเล็กตรอน (Scanning electron microscope, SEM) ในการสังเกตจุดที่เกิดรอยแตก และติดตามการขยายขนาดของรอยแตกที่เกิดขึ้น โดยทำการบากชิ้นวัสดุที่จะทำการทดสอบให้เกิดรอยบาก (notch root) ขึ้น ซึ่งเขาใช้วัสดุประเภทอะลูมิเนียมอัลลอย (aluminum alloy) ในการทดสอบนี้ และวัสดุนำไปทำการรับแรงกลับไป-กลับมามากหลายรอบ ซึ่งหลังการทดสอบสามารถสรุปได้ว่า การเกิดรอยแตกขึ้นในวัสดุที่ทำการทดสอบมีสาเหตุมาจาก การสะสมของการไหลตัวของอนุภาค (grain) วัสดุที่ผิวของวัสดุใกล้ๆบริเวณรอยบาก และการเกิดรอยแตกขนาดเล็ก (micro crack) ขึ้นในหลายๆจุดของเนื้อวัสดุ นอกจากนี้ยังพบว่า การขยายขนาดของรอยแตกที่เกิดขึ้นในช่วงแรกๆของการขยายตัวมีผลมาจากการขยายขนาดของรอยแตกขนาดเล็กหลายๆจุด โดยจะมีจุดหนึ่งเท่านั้นที่มีการขยายขนาดมากที่สุดและจะขยายต่อไปกระทั่งมีขนาดใหญ่ขึ้นจนกลายเป็นรอยแตกเนื่องจากความล้า ส่วนรอยแตกที่เหลือก็จะมีขนาดที่น้อยลงและหยุดการขยายขนาดในเวลาต่อมา และยังพบว่ารอยแตกหลัก (main crack) ที่เกิดขึ้นบริเวณรอยบากนั้นในช่วงแรกของการขยายขนาดรอยแตกจะเกิดการขยายขนาดรอยแตกเพียงเล็กน้อยเท่านั้น

Shiozawa K. , Lu L. และ Ishihara S. (2001) ได้ทำการศึกษาถึงความสัมพันธ์ระหว่างค่าช่วงความเค้นที่เกิดขึ้นกับจำนวนรอบที่กระทำกระทั่งหมดสภาพ โดยทำการทดสอบกับเหล็กที่มีคาร์บอนและโครเมียมเป็นองค์ประกอบพบว่าเกิดการพังทลายขึ้น 2 กรณี ซึ่งมีสาเหตุแตกต่างกัน โดย กรณีแรกจะเกิดเมื่อวัสดุได้รับค่าช่วงความเค้นสูงๆ ทำให้เกิดรอยแตกบริเวณผิวของวัสดุซึ่งวัสดุจะหมดสภาพอย่างรวดเร็ว ส่วนกรณีที่สองจะเกิดเมื่อวัสดุได้รับค่าช่วงความเค้นน้อยๆ ทำให้เกิดรอยแตกภายในเนื้อของวัสดุซึ่งวัสดุจะสามารถรับแรงได้นานกว่ากรณีแรก

Skaloud M. และ Zornerova M. (2005) ได้ทำการทดสอบคานเหล็กที่มีแผ่นดั่งสูงชะลูด (slender web) โดยให้คานเหล็กรับน้ำหนักกระทำซ้ำไป-ซ้ำมาหลายรอบ จากผลการทดสอบพบว่าความเสียหายเนื่องจากความล้าที่แผ่นดั่ง (web) ของคานมีสาเหตุมาจากรอยแตกขนาดเล็กเนื่องจากความล้า (fatigue crack) ที่เกิดขึ้นตรงรอยเชื่อมระหว่างแผ่นดั่งของคานกับปีกของคาน (flange) และพบว่าพฤติกรรมของคานเมื่อรับน้ำหนักกระทำซ้ำไป-ซ้ำมาหลายรอบ จะขึ้นอยู่กับ 3 ปัจจัย คือ รูปทรงของคาน คือ ค่าความชะลูด (slender ratio) ของแผ่นดั่งของคานและขนาดของปีกคาน , คุณภาพของรอยเชื่อมระหว่างแผ่นดั่งกับปีกของคาน และ ความไม่สมบูรณ์ (imperfection) ทางด้านรูปทรงและขนาดของแผ่นดั่งของคาน นอกจากนี้ผู้วิจัยได้สร้างกราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่างค่าช่วงความเค้น กับ จำนวนรอบที่รับน้ำหนักกระทำทั้งหมดสภาพ (S-N Curve) โดยใช้ผลจากการทดลองที่ผู้วิจัยได้ทำการทดสอบมา ซึ่งได้แสดงค่าที่มีความสำคัญ 2 ค่า คือ ขีดจำกัดทางด้านความล้าของคานเหล็กที่ทำให้คานเหล็กพัง (fatigue limit state) และ ขีดจำกัดทางด้านความล้าของคานเหล็กที่ทำให้คานเหล็กเกิดความเสียหายขึ้น (serviceability limit state)

Walther F. และ Eifler D. (2007) ได้ทำการศึกษาคุณสมบัติทางด้านความล้าของเหล็ก 2 ชนิดที่มีองค์ประกอบภายในต่างกัน คือ SAE 1050 และ SAE 1065 โดยพิจารณาที่สภาพโครงสร้างภายในของเนื้อเหล็กเมื่อได้รับแรงกระทำซ้ำไป-ซ้ำมา โดยทำการวัดค่าความเครียดสูงสุด อุณหภูมิ และ ค่าความต้านทานไฟฟ้าของเหล็กซึ่งจะเกิดการเปลี่ยนแปลงเมื่อโครงสร้างภายในของเนื้อเหล็กที่ทำการทดลองเกิดการเปลี่ยนแปลง จากผลการศึกษาพบว่าค่าความเครียดสูงสุด อุณหภูมิที่เปลี่ยนแปลง และ ค่าความต้านทานไฟฟ้าที่เปลี่ยนแปลง เป็นตัวบ่งชี้สภาพทางด้านความล้าของเหล็กที่ดีพอๆกันแต่อุณหภูมิที่เปลี่ยนแปลง และ ค่าความต้านทานไฟฟ้าที่เปลี่ยนแปลงมีประสิทธิภาพมากกว่า การวัดค่าความเครียดสูงสุดเนื่องจากสามารถสังเกตได้ง่ายกว่าและสะดวกในการตรวจวัดมากกว่า โดยจากการศึกษาพบว่าค่าอุณหภูมิที่เปลี่ยนแปลง และ ค่าความต้านทานไฟฟ้าที่เปลี่ยนแปลงมีความสัมพันธ์กับจำนวนรอบที่รับแรงเป็นเส้นตรงในช่วงแรก และจะเปลี่ยนเป็นความสัมพันธ์แบบเอกซ์โปเนนเชียลเมื่อเหล็กใกล้จะหมดสภาพ

1.2.2 การประเมินอายุการใช้งานของสะพานเหล็ก

การตรวจสอบและการบำรุงรักษาสะพานเป็นเรื่องที่มีความสำคัญเพื่อความปลอดภัยของผู้ใช้สะพานในการเดินทาง ดังนั้นจึงควรมีการประเมินสภาพของสะพานเหล็กทางด้านความล้าเป็นประจำโดยมีการกำหนดช่วงเวลาที่จะต้องทำการตรวจสอบ เช่นในประเทศสหรัฐอเมริกากำหนดไว้ที่ 2 ปี โดยสาเหตุที่ต้องทำการประเมินสภาพของสะพานเหล็กทางด้านความล้าเป็นประจำเนื่องจากการพังทลายของสะพานเนื่องจากความล้ามีลักษณะที่ค่อนข้างประหลาดและไม่สามารถสังเกตได้จากภายนอก และอีกเหตุผล คือ สะพานเหล็กส่วนมากที่มีการพังทลายนั้นมีสาเหตุจากความล้าโดยเฉพาะสะพานเหล็กที่มีอายุการใช้งานมาก โดยการประมาณอายุการใช้งานที่เหลืออยู่ทางด้านความล้าของสะพานเหล็กได้มีนักวิจัยหลายคนได้ทำการศึกษาเกี่ยวกับปัจจัยที่มีผลต่ออายุการใช้งานที่เหลืออยู่ทางด้านความล้าของสะพานเหล็ก โดยใช้วิธีต่างๆดังแสดงต่อไปนี้

Moses F. , Schilling C.G. และ Raju K.S. (1987) ได้นำเสนอแนวทางในการออกแบบและประเมินสภาพการใช้งานสะพานทางด้านความล้าและได้นำเสนอแนวทางการประเมินสะพานตามมาตรฐานของ AASHTO ประกอบไว้ด้วย โดยแนวทางการประเมินสภาพสะพานที่นำเสนอมีการคำนวณค่าช่วงความเค้นที่เกิดขึ้น และ กำลังของรอยต่อรูปแบบต่างๆเหมือนกับมาตรฐานของ AASHTO แต่ได้คำนึงถึงผลของความไม่แน่นอนของน้ำหนักที่วิ่งผ่านสะพานและปริมาณการจราจรจึงพิจารณาโดยอาศัยหลักทางสถิติขึ้นเพื่อคำนวณหาอายุใช้งานสะพานทางด้านความล้าซึ่งมีผลดี คือ การประเมินสภาพของสะพานจะใกล้เคียงสภาพจริงมากยิ่งขึ้นและมีการประเมินสภาพสะพานใน

หลายๆระดับของความไม่แน่นอนของข้อมูลที่ใช้ซึ่งผู้ใช้งานสามารถเลือกพิจารณาได้ตามความเหมาะสมของข้อมูลที่ใช้ในการประเมินสภาพของสะพานต่างๆ

Byers W.G. , Marley M.J. , Mohammadi J. , Nielsen R.J. และ Sarkani S. (1997) ได้ทำการประมาณอายุการใช้งานที่เหลืออยู่ของสะพานเหล็กทางด้านความล้า และสรุปวิธีที่ใช้ในการประเมินสภาพของสะพานเหล็กที่ใช้ทางด้านความล้า โดยอาศัยเทคนิคการตรวจสอบหลายวิธีเพื่อคุณลักษณะภายในต่างๆของสะพานเหล็กที่มีผลต่ออายุการใช้งานของสะพานเหล็กว่าปัจจุบันมีสภาพอย่างไร อาทิเช่น การใช้รังสีในการตรวจสอบรอยเชื่อม (radiographic inspection) , การใช้คลื่นในการตรวจจับตำหนิในรอยเชื่อม (sonic and ultrasonic method) , การทดสอบทางพลศาสตร์ (dynamic testing method) ฯลฯ โดยวิธีการดังที่ได้กล่าวมาแล้วจะมีข้อดี-ข้อเสียต่างกัันขึ้นอยู่กับผู้ใช้งานว่าต้องการความถูกต้องในการตรวจสอบสภาพทางด้านความล้าของสะพานเหล็กมากน้อยเพียงใด จากนั้นเมื่อทำการตรวจสอบสภาพทางด้านความล้าของสะพานเหล็กในปัจจุบันเรียบร้อยแล้วจะนำข้อมูลที่ได้นำมารวมกับข้อมูลของการจราจรที่เกิดขึ้นกับสะพานทั้ง น้ำหนักรถบรรทุก และปริมาณรถบรรทุกที่วิ่งผ่านเฉลี่ยต่อวัน เพื่อนำไปใช้ในการหาอายุการใช้งานที่เหลืออยู่ของสะพานเหล็กทางด้านความล้า โดยใช้วิธีที่นิยมใช้กันทั่วไป คือ กราฟ S-N curve และ กฎของพาลเกรน-ไมเนอร์ (Palmgren - Miner Rule) เพื่อตรวจสอบความเสียหายของสะพานเหล็กเนื่องจากความล้า และนำไปใช้ในการหาอายุการใช้งานที่เหลืออยู่ของสะพานเหล็กทางด้านความล้า

กุ่มท นุญวรรณ (1998) ได้ทำการประเมินอายุการใช้งานเนื่องจากความล้าของสะพานเหล็กข้ามทางแยก โดยทำการตรวจวัดค่าความเครียดในสะพานข้ามทางแยกจำนวน 6 สะพานในกรุงเทพฯ โดยเก็บข้อมูลต่อเนื่อง 72 ชั่วโมง และทำการประเมินอายุการใช้งานโดยวิธีมาตรฐานของ AASHTO และวิธีการประเมินของ Palmgren-Miner ซึ่งพบว่า การประเมินอายุการใช้งานตามมาตรฐานของ AASHTO โดยใช้ข้อมูลจากการตรวจวัดจริง มีอายุการใช้งานที่เหลือต่ำกว่าการประเมินตามวิธีของ Palmgren-Miner มาก เพราะทาง AASHTO ได้คำนึงถึงผลของความน่าเชื่อถือของข้อมูลที่ได้นำมาทำการประเมิน

Mohammadi J., Guralnick S. และ Polepeddi R. (1998) ได้ทำการศึกษาถึงการประเมินอายุการใช้งานเนื่องจากความล้า โดยการเก็บข้อมูลการตรวจวัดสะพานทางด่วนจำนวน 15 สะพาน ซึ่งเป็นแบบคานเหล็กที่มีพื้นเป็นคอนกรีตเสริมเหล็ก ทำการเก็บข้อมูลประมาณ 2-3 วัน และนำข้อมูลที่ได้นำไปทำการประเมินอายุการใช้งานที่เหลืออยู่โดยใช้หลักการของ Miner และกราฟ S-N และได้ทำการคิดถึงผลจากการเพิ่มขึ้นของการใช้งานด้วย จากผลการศึกษาพบว่า การเก็บข้อมูลประมาณ 2-3 วัน ก็จะได้ตัวแทนของน้ำหนักรถยนต์เพียงพอต่อการนำไปประเมิน และจากข้อมูลค่าความเครียดที่ตรวจวัดมาก็สามารถนำไปใช้ประเมินอายุการใช้งานได้โดยง่าย และสามารถประเมินอายุการใช้งานเมื่อมีผลจากการเพิ่มขึ้นของการใช้งานได้

Mori T., Lee H.H. และ Kyung K.S. (2006) ได้ทำการศึกษาตัวแปรที่มีผลต่อการหาอายุการใช้งานของสะพานสำหรับสะพานทางหลวงที่มีช่วงความยาวของสะพานสั้น และ ปานกลางเพื่อนำไปเป็น แนวทางในการป้องกันความเสียหายของสะพานเนื่องจากความล้า โดยจากการศึกษาพบว่ามี 2 ปัจจัยที่มีผลต่อการประมาณอายุการใช้งานของสะพานทางด้านความล้า คือ คุณสมบัติของสะพาน และ ลักษณะของการจราจรที่เกิดขึ้นกับสะพานนั้น โดยพบว่าตัวแปรที่มีประสิทธิภาพในการจัดลำดับคุณสมบัติของสะพานต่างๆว่ามีผลต่ออายุการใช้งานของสะพานมากน้อยเพียงใด คือ พิกัดประสิทธิผล (effective ordinate) ของค่าความเค้นที่เกิดขึ้นกับสะพาน ส่วนตัวแปรที่มีประสิทธิภาพในการจัดลำดับลักษณะการจราจรที่มีผลต่ออายุการใช้งานของสะพานมากน้อยเพียงใด คือ [ค่าน้ำหนักเทียบเท่าปรับปรุง (modified equivalent load)]³ คูณกับ ปริมาณรถบรรทุกที่วิ่งผ่านสะพานต่อวัน (ADTT) ดังนั้นจึงเสนอว่าตัวแปรที่มี ประสิทธิภาพในการจัดลำดับปัจจัยต่างๆที่มีผลต่อการประมาณอายุการใช้งานของสะพาน คือ [พิกัดประสิทธิผล (effective ordinate)]³ คูณกับ [ค่าน้ำหนักเทียบเท่าปรับปรุง (modified equivalent load)]³ คูณกับ ปริมาณ

รถบรรทุกที่วิ่งผ่านสะพานต่อวัน (ADTT) โดยค่าตัวแปรที่เสนอนี้สามารถนำไปเป็นแนวทางในการออกแบบและบำรุงรักษาสะพานเหล็กได้ โดยตัวแปรเหล่านี้มีพื้นฐานจากกฎของไมเนอร์ (Miner's Rule)

Alampalli S. , Lund R. (2006) ได้ทำการประมาณอายุการใช้งานของสะพานทางด้านความล้าโดยใช้ค่าความเครียดที่ได้ทำการตรวจวัดจริงเมื่อมีรถวิ่งผ่านสะพานที่ทำการศึกษาเพื่อให้ได้ข้อมูลที่มีความถูกต้องและแม่นยำ โดยจากค่าความเครียดที่วัดได้จากบริเวณที่เสี่ยงต่อการพังทลายเนื่องจากความล้าเมื่อนำมาทำการคำนวณอายุการใช้งานทางด้านความล้าพบว่ามียุการใช้งานทางด้านความล้าที่เหลืออยู่ไม่จำกัด (infinite remaining fatigue life) แต่มีบริเวณอื่น ๆ ที่มีอายุใช้งานทางด้านความล้าที่เหลืออยู่จำกัด ซึ่งอายุการใช้งานที่เหลืออยู่มีค่าน้อยที่สุดประมาณ 27 ปี โดยบริเวณนั้นคือ รอยเชื่อมระหว่างแผ่นเหล็กกับปีกคานบนของคานสะพาน ดังนั้นนักวิจัยจึงได้เสนอให้ทำการยึดทั้งสองแผ่นด้วยน๊อตเพื่อให้บริเวณรอยต่อมีกำลังทางด้านความล้ามากขึ้น โดยข้อดีของวิธีนี้คือ สามารถคำนวณอายุใช้งานสะพานที่เหลืออยู่ได้ก่อนข้างแม่นยำแต่ข้อเสียคือ จะสิ้นเปลืองเวลาและค่าใช้จ่ายเนื่องจากต้องติดตั้งตัววัดค่าความเครียดหลายจุด และไม่สามารถใช้ประมาณอายุการใช้งานที่เหลืออยู่ของสะพานที่ถูกใช้งานมาก่อนแล้วได้

ในวิทยานิพนธ์นี้จะพิจารณาความเป็นไปได้ในการเพิ่มอายุการใช้งานสะพานด้วยการเพิ่มค่าสติเฟนส และค่าความหน่วงของสะพานซึ่งมีหลายวิธีที่นิยมใช้กัน โดยในงานวิจัยนี้จะเสนอวิธีการเพิ่มค่าสติเฟนสของสะพาน และวิธีการเพิ่มค่าความหน่วงของสะพาน อย่างคร่าวๆเพื่อเป็นแนวทางในการนำไปประยุกต์ใช้ในการทำงานจริงโดยแยกเป็นแต่ละส่วนดังนี้

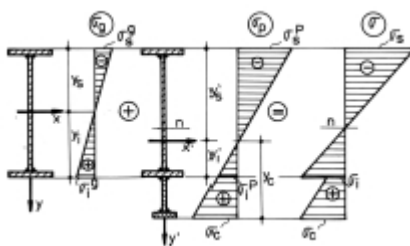
1.2.3 การเพิ่มค่าสติเฟนสของสะพานเหล็ก

ในงานวิจัยนี้จะพิจารณารูปแบบของการเพิ่มค่าสติเฟนส (stiffness) ของสะพานที่ใช้กันอย่างแพร่หลายจำนวน 3 วิธี คือ การเพิ่มพื้นที่หน้าตัดของสะพาน , การเพิ่มกำลังวัสดุด้วยการดัดสารสังเคราะห์เข้ากับตัวสะพาน และการติดตั้งระบบอัดแรงภายนอก

1.2.3.1 การเพิ่มพื้นที่หน้าตัดของสะพาน (Increasing bridge cross section)

ตัวอย่างเช่น

Moga P. , Kollo G. , Gutiu S. และ Moga C. (2000) ได้ทำการศึกษการดัดชิ้นส่วนเพิ่มเติมได้ปีกของคานเหล็กด้านที่รับแรงดึง (tension flange) เพื่อเพิ่มพื้นที่หน้าตัดของคานเหล็ก ซึ่งจะช่วยให้เพิ่มค่าโมเมนต์ของความเฉื่อย (moment of Inertia) ของคานเหล็ก พบว่าสามารถช่วยลดหน่วยแรงที่เกิดขึ้นต่อคานเหล็กได้ และช่วยลดค่าการแอ่นตัวของคานเหล็ก (deflection) เมื่อคานเหล็กรับน้ำหนักได้ด้วย และในงานวิจัยนี้ได้แสดงการคำนวณค่าความเค้นที่เกิดขึ้นกับคานเหล็กหลังเพิ่มขึ้นส่วนได้ปีกของคานเหล็กด้านที่รับแรงดึงไว้ด้วย



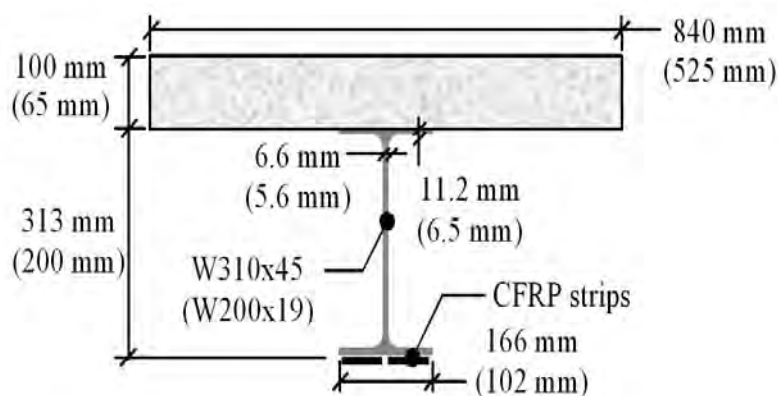
รูปที่ 1.1 แสดงตัวอย่างการติดชิ้นส่วนเพิ่มเติมได้ปีกของคานเหล็กค้ำที่รับแรงดึง และค่าความเค้นที่เกิดขึ้น

1.2.3.2 การเพิ่มกำลังวัสดุด้วยการติดวัสดุใยสังเคราะห์เข้ากับตัวสะพาน (CFRP)

ตัวอย่างเช่น

Sen R. , Liby L. และ Mullins G. (2000) ได้ทำการทดลองติด CFRP laminate เข้ากับคานเหล็กที่ทำการรับน้ำหนักมากกระทั่งเกิดความเสียหายขึ้น พบว่าค่ากำลังประลัย (ultimate strength) มีค่าเพิ่มขึ้นมากกว่าชิ้นที่ไม่มีการติดตั้ง CFRP laminate อย่างชัดเจน จึงสรุปได้ว่า CFRP laminate มีความสามารถที่ช่วยเพิ่มความแข็งแรงให้กับคานเหล็กได้

Dawood M. , Summer E. , Rizkalla S. และ Schnerch D. (2005) ได้ทำการสร้างโปรแกรมจำลองผลของสะพานทางด้านความล้าเมื่อใส่ High Modulus Carbon Fiber Reinforce Polymer (HMCFRP) เข้ากับคานของสะพาน โดยทำการทดลองใช้ Carbon Fiber Reinforce Polymer ที่มีค่า modulus สูง 2 ชนิด คือ DC-I และ THM-450 ติดตั้งกับด้านล่างของคานสะพานดังรูปข้างล่าง โดยแยกพิจารณาเป็น 3 หัวข้อ คือ ความเป็นไปได้ของการติดตั้ง HMCFRP ชนิดต่างๆเข้ากับสะพาน , พฤติกรรมของสะพานที่ทำการติดตั้ง HMCFRP เมื่อมีน้ำหนักมากมากระทำ และ ผลของการติดตั้ง HMCFRP ทางด้านความล้าของสะพาน โดยพบว่าสะพานที่ทำการติดตั้ง HMCFRP มีค่าสตีเฟนส์ที่เพิ่มขึ้น และค่ากำลังประลัย (ultimate strength) ที่สูงขึ้นเช่นกัน นอกจากนี้ยังพบว่าสะพานมีคุณสมบัติทางด้านความล้าที่ดีขึ้นอีกด้วย ซึ่งจากผลการวิจัยนี้จึงสรุปได้ว่าการติดตั้ง HMCFRP เข้ากับสะพานเพื่อช่วยเพิ่มความแข็งแรง หรือซ่อมบำรุงสะพานเป็นวิธีที่มีประสิทธิภาพ และมีค่าใช้จ่ายที่ไม่สูงมาก นอกจากนี้ในงานวิจัยนี้ได้เสนอรูปแบบการติดตั้ง HMCFRP และได้ทำการค้นคว้าเกี่ยวกับกำลังของรอยต่อระหว่าง คานเหล็ก กับ CFRP ด้วยว่ามีกำลังมากพอที่จะไม่หลุดออกมาขณะรับน้ำหนักหรือไม่

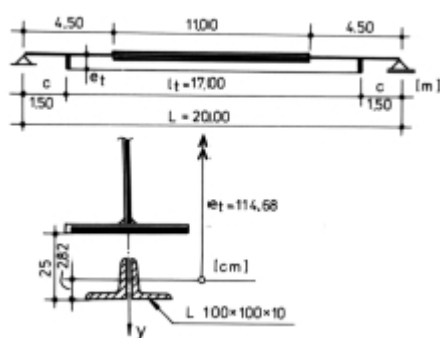


รูปที่ 1.2 แสดงตัวอย่างการติดตั้ง CFRP เข้ากับคานของสะพาน

1.2.3.3 การติดตั้งระบบอัดแรงภายนอก (External Post-tensioning Process)

Li W. , Albrecht P. และ Saadatmanesh H. (1995) ได้ทำการรวบรวมและวิเคราะห์ผลการทดสอบคุณสมบัติทางด้านความล้าของสะพานคอนกรีตเสริมเหล็กซึ่งพิจารณาชิ้นส่วนที่เสริมกำลังของสะพาน คือ เกลียวลวด และ แผ่นเหล็กประกบ โดยนำกำลังทางด้านความล้าของชิ้นส่วนต่างๆที่ได้จากการศึกษาในอดีตที่ได้รวบรวมมาไปเทียบกับมาตรฐานของ AASHTO โดยจากการศึกษาพบว่าเกลียวลวดมีกำลังทางด้านความล้าแบบ A ตามมาตรฐานของ AASHTO เมื่อค่าความเค้นต่ำสุดเท่ากับ 0.4 เท่าของกำลังรับแรงดึงประลัยของเกลียวลวด แต่ถ้าค่าความเค้นต่ำสุดที่เกลียวลวดได้รับมีค่าเท่ากับ 0.6 เท่าของกำลังรับแรงดึงประลัยของเกลียวลวด พบว่าเกลียวลวดมีกำลังทางด้านความล้าแบบ B ตามมาตรฐานของ AASHTO ดังนั้นจากการวิเคราะห์หันทักวิจยจึงเสนอให้ออกแบบเกลียวลวดที่ใช้ในการอัดแรงภายนอกให้มีกำลังทางด้านความล้าแบบ C เพื่อความปลอดภัย และจากการศึกษาพบว่าปัจจัยที่มีผลต่อกำลังทางด้านความล้าของเกลียวลวด คือ ค่าช่วงความเค้นที่เกลียวลวดได้รับ และ ค่าความเค้นต่ำสุด ส่วนปัจจัยอื่นๆ เช่น ขนาดและความยาวของเกลียวลวด กำลังรับแรงดึงประลัยของเกลียวลวด ไม่ค่อยมีผลต่อกำลังทางด้านความล้าของเกลียวลวด ส่วนกำลังทางด้านความล้าของแผ่นเหล็กประกบพบว่าส่วนใหญ่มีกำลังทางด้านความล้ามากกว่ากำลังความล้าแบบ E ตามมาตรฐานของ ASSHTO ดังนั้นจึงเสนอให้ออกแบบแผ่นเหล็กประกบให้มีกำลังทางด้านความล้าแบบ E ตามมาตรฐานของ AASHTO เพื่อความปลอดภัย

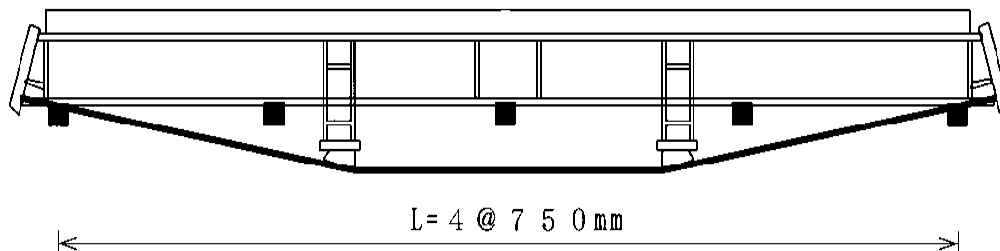
Moga P. , Kollo G. , Gutiu S. และ Moga C. (2000) ได้ทำการศึกษาคิดตั้งลวดอัดแรงที่ด้านล่างของคานเหล็กด้านที่รับแรงดึง (construct rigid tie rod @ bottom of girder) ดังแสดงในรูปที่ 1.3 โดยใช้วิธีเชิงตัวเลข (numerical analysis) พบว่าสามารถช่วยลดหน่วยแรงที่เกิดขึ้นต่อคานเหล็กได้ และยังสามารถช่วยลดค่าการแอ่นตัวของคานเหล็กได้ด้วย โดยเมื่อเทียบกับวิธีการเพิ่มพื้นที่หน้าตัดของคานเหล็กพบว่าการติดตั้งลวดอัดแรงมีประสิทธิภาพมากกว่า และยังสะดวกในการติดตั้งมากกว่าด้วย



รูปที่ 1.3 แสดงตัวอย่างการติดตั้ง Tie rod เข้ากับคานเหล็ก (Moga P. , Kollo G. , Gutiu S. และ Moga C.,2000)

Miyamoto A. , Tie K. , Nakamura H. และ John W.B. (2000) ได้ทำการศึกษาค่าความถี่ธรรมชาติของการสั่นไหว (natural frequency) ของคานเหล็กที่ได้ทำการติดตั้งตัวซึงภายนอก (external tendon) โดยทำการศึกษาใน 2 ส่วน คือ ทางทฤษฎี และการทดสอบจริง เพื่อตรวจสอบความถูกต้องของการศึกษา โดยในทางทฤษฎีจะหาค่าความถี่ธรรมชาติของสะพานจากสมการการสั่นไหวของสะพานเมื่อมีแรงภายนอกมากระทำ ส่วนในการทดสอบจริงได้ทำการจำลองโครงสร้างคานเหล็กขึ้นมาและทดสอบด้วยการตีค้อนที่ส่วนต่างๆของแบบจำลองและเก็บข้อมูลความเร่งที่

เกิดขึ้นที่จุดต่างๆเพื่อนำไปหาค่าความถี่ธรรมชาติของคานเหล็ก โดยจากผลการศึกษาพบว่า การติดตั้งตัวจิ้งภายนอกเข้ากับคานเหล็กทำให้คานเหล็กมีความถี่ธรรมชาติเปลี่ยนไป ส่งผลให้พฤติกรรมการสั่นไหวของคานเหล็กเมื่อมีแรงภายนอกกระทำเปลี่ยนไปด้วยและทำให้ค่าสตีเฟนของสะพานเกิดการเปลี่ยนแปลง



รูปที่ 1.4 แสดงตัวอย่างแบบคานเหล็กที่ทำการติดตั้งจิ้งภายนอก (external tendon) ที่ทำมาจาก AFRP

1.2.4 การเพิ่มค่าความหน่วงของสะพาน

ในงานวิจัยนี้จะเสนอรูปแบบของตัวหน่วงที่นิยมใช้กันอย่างแพร่หลายเพื่อช่วยลดการสั่นไหวของสะพาน โดยแบ่ง 2 ประเภท คือ การติดตั้งตัวหน่วง และการติดตั้งมวลหน่วง

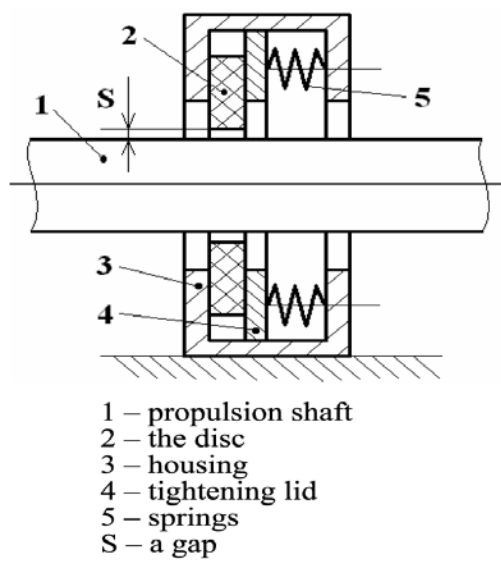
1.2.4.1 การติดตั้งตัวหน่วง (Passive Damper)

ตัวหน่วงที่ใช้ คือ ตัวหน่วงที่ติดเข้ากับสะพานเพื่อช่วยลดการสั่นไหว โดยไม่ได้เพิ่มน้ำหนักให้กับตัวสะพานเลย ตัวอย่างเช่น

(1) ตัวหน่วงชนิดแรงเสียดทาน (Friction Damper)

ตัวหน่วงชนิดแรงเสียดทาน (Friction Damper) เป็นตัวหน่วงที่อาศัยหลักการของแรงเสียดทานของ วัสดุแข็งกับผิวสัมผัสของวัสดุอ่อนนั้น ที่ติดตั้งอยู่ในตัวหน่วงแบบเสียดทาน โดยพลังงานที่ถูกดูดซับเข้าไปโดยตัวหน่วงชนิดนี้จะกลายเป็นงานเนื่องจากแรงเสียดทานที่เกิดขึ้นภายในตัวหน่วงชนิดนี้ โดยที่งานเนื่องจากแรงเสียดทาน คือ พลังงานที่ใช้ในการเคลื่อนวัสดุแข็งจากที่หนึ่งไปอีกที่หนึ่งตามผิวสัมผัสของวัสดุแข็งก่อนนั้น และเนื่องจากเราต้องการลดการสั่นไหวของสะพานเมื่อได้รับพลังงานจากภายนอกที่มากระทำต่อสะพาน ดังนั้นตัวหน่วงแบบเสียดทานที่ดีควรมีการดูดซับพลังงานได้มากๆเพื่อให้ตัวสะพานได้รับพลังงานที่กระทำต่อตัวสะพานลดลงส่งผลให้เกิดการสั่นไหวน้อยลง

โดยจากทฤษฎีของแรงเสียดทาน พบว่าค่าแรงเสียดทานจะแปรผันตามค่า แรงกดที่กระทำตั้งฉากกับผิวสัมผัสของวัสดุแข็ง และ ค่าสัมประสิทธิ์ของแรงเสียดทาน ดังนั้นเราจึงต้องการให้ผิวสัมผัสของวัสดุแข็งแห้งอยู่เสมอ เพื่อที่จะได้ค่าสัมประสิทธิ์ของแรงเสียดทานที่มากส่งผลให้เกิดแรงเสียดทานมาก และมีการดูดซับพลังงานได้ดี แต่ในสภาพการใช้งานจริงเป็นไปได้ยากที่ค่าสัมประสิทธิ์ของแรงเสียดทานจะมีค่าสูงๆ ได้ตลอดอายุการใช้งาน เนื่องจากมีสภาพการใช้งานที่ต่างกันในแต่ละที่ และสภาพการถูกกัดกร่อนจากสิ่งแวดล้อมภายนอกด้วย จึงทำให้ค่าสัมประสิทธิ์ของแรงเสียดทานของผิวสัมผัสมีค่าเปลี่ยนแปลงตลอดเวลา โดยส่วนประกอบภายใน และ ลักษณะภายนอกของตัวหน่วงชนิดแรงเสียดทานได้แสดงในรูป 1.5 และ 1.6 ตามลำดับ



รูปที่ 1.5 แสดงส่วนประกอบภายในของ Friction Damper



รูปที่ 1.6 แสดงตัวอย่างลักษณะภายนอกของ Friction Damper

(2) ตัวหน่วงชนิดของเหลวหนืด (Viscous Fluid Damper)

ตัวหน่วงชนิดของเหลวหนืด (Viscous Fluid Damper) คือ ตัวหน่วงที่อาศัยความหนืดของของเหลวเพื่อช่วยดูดซับพลังงานที่จะเข้าสู่ตัวสะพาน ทำให้ตัวสะพานรับพลังงานน้อยลงส่งผลให้ลดการสั่นไหวของสะพานเมื่อมีแรงภายนอกมากระทำได้

โดยหลักการสำคัญของตัวหน่วงชนิดของเหลวหนืด คือ กฎการอนุรักษ์โมเมนตัม (Conservation of Momentum) และ กฎการอนุรักษ์มวล (Conservation of Mass) ของของเหลว ซึ่งสมการทั้ง 2 ของกฎข้างบนจะนำไปใช้ในการคำนวณหาค่าความความหนืดที่ตัวหน่วงชนิดของเหลวหนืด สามารถเพิ่มให้ตัวสะพานได้



รูปที่ 1.7 แสดงลักษณะของตัวหน่วงชนิดของเหลวหนืด



รูปที่ 1.8 แสดงตัวหน่วงชนิดของเหลวหนืดขนาดใหญ่ที่ใช้ในสะพานทางหลวงที่ ประเทศสหรัฐอเมริกา



รูปที่ 1.9 แสดงตัวอย่างลักษณะของการติดตั้งตัวหน่วงชนิดของเหลวหนีตเข้ากับสะพาน

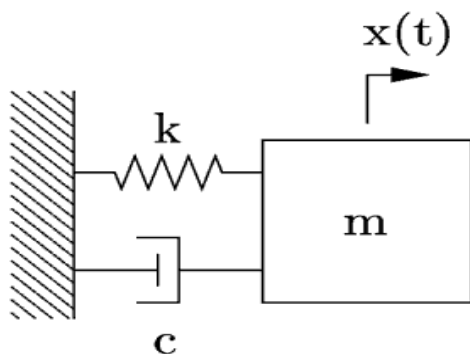
P.Museros , M.D.martinez-Rodrigo (2006) ได้ทดลองค้นคว้าหา รูปแบบของตัวหน่วงชนิดของเหลวหนีตที่มีประสิทธิภาพในการลดค่าความเร่งที่เกิดที่ตัวสะพาน โดยทำการจำลองสะพานที่เป็นแบบฐานรองรับธรรมดา (simple support) และให้มีแรงวิ่งผ่าน (moving load) กระทำต่อสะพานเพื่อค้นคว้าหา รูปแบบของตัวหน่วงชนิดของเหลวหนีตที่มีประสิทธิภาพมากที่สุดในการลดค่าความเร่งที่เกิดขึ้นกับสะพาน โดยทำการทดลองในสภาวะที่เกิดการสั่นพ้อง (resonance) ขึ้นระหว่างสะพานกับแรงที่มากกระทำต่อสะพาน และได้ทำการทดลองติดตั้งตัวหน่วงชนิดของเหลวหนีตที่มีประสิทธิภาพมากที่สุดเข้ากับสะพานเหล็กจริงที่มีรถไฟวิ่งผ่าน และนำผลที่ได้มาเปรียบเทียบกับสะพานเหล็กจริงที่มีรถไฟวิ่งผ่านที่ยังไม่ได้ติดตั้งตัวหน่วงชนิดของเหลวหนีตเข้าไปพบว่าสามารถลดค่าความเร่งที่เกิดที่ตัวสะพานได้ และยังสามารถติดตั้งได้โดยสะดวก โดยสามารถใช้งานได้จริงกับรถไฟที่มีน้ำหนักมาก และวิ่งด้วยความเร็วสูงๆ

1.2.4.2 การติดตั้งมวลหน่วง (Mass Damper)

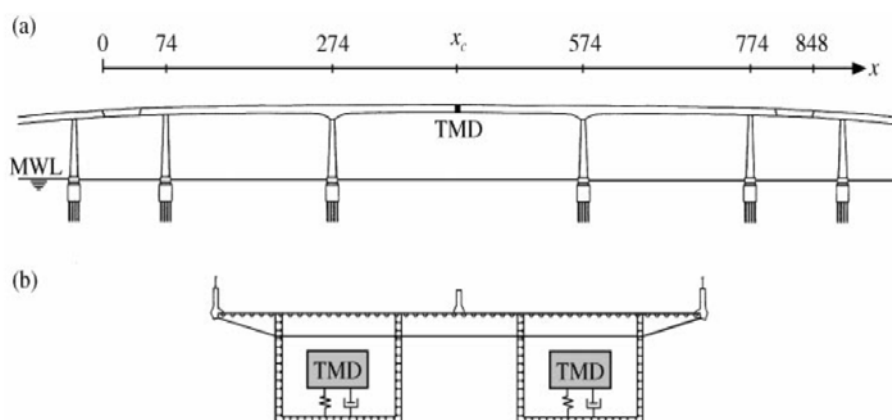
มวลหน่วงประเภทนี้จะทำหน้าที่เพิ่มอัตราการสลายพลังงานการสั่นของสะพานด้วยการติดตั้งมวลให้กับสะพาน เพื่อให้สะพานมีการสั่นไหวลดลง โดยมีหลายชนิดดังกล่าวต่อไปนี้

(1) มวลหน่วงชนิดตั้งค่า (Tuned Mass Damper)

มวลหน่วงชนิดตั้งค่า (Tuned Mass Damper) คือ ตัวหน่วงชนิดที่มีมวล และมีค่าสติเฟนของตัวเองซึ่งเมื่อทำการติดตั้งกับสะพานจะทำหน้าที่เป็น โครงสร้างรอง (sub structure) ของตัวสะพานซึ่งเป็น โครงสร้างหลัก (main structure) เพื่อช่วยดูดซับพลังงานที่สะพานได้รับ ทำให้สะพานมีการสั่นไหวลดลง โดยมวลหน่วงชนิดตั้งค่ามีลักษณะดังแสดงในรูปข้างล่าง



รูปที่ 1.10 แสดงแบบจำลองของมวลหน่วงชนิดตั้งค่าที่ติดเข้ากับสะพาน

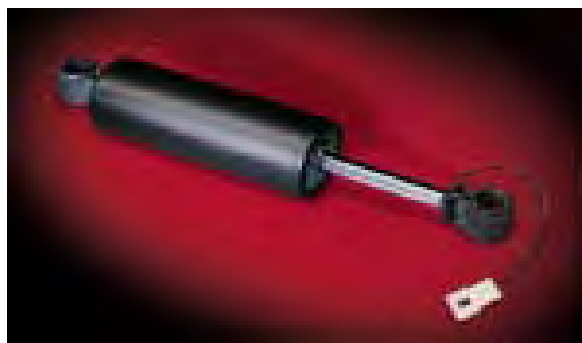


รูปที่ 1.11 แสดงรูปแบบการติดตั้งมวลหน่วงชนิดตั้งค่ากับสะพาน

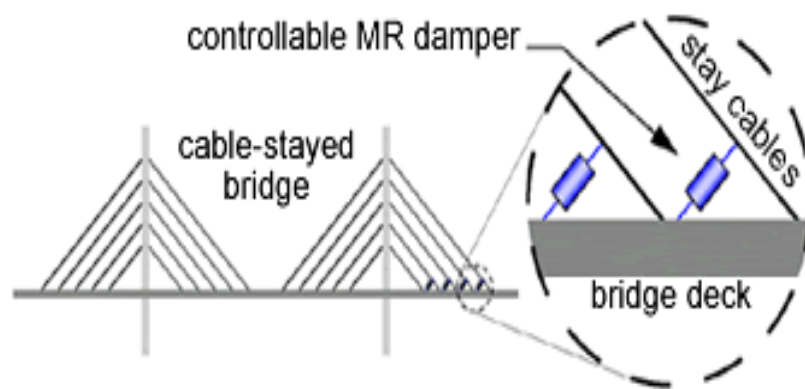
Byung-Wan Jo, Ghi-Ho Tae, Du-Wha Lee (2001) ได้ทดลองทำการศึกษาผลของการติดตั้งมวลหน่วงชนิดตั้งค่าเข้าไปในสะพานที่มีคานเป็นรูปสี่เหลี่ยม (box girder) ซึ่งมี 3 ช่วงสะพาน โดยทำการจำลองรถยนต์วิ่งผ่านสะพาน เพื่อหาการตอบสนองของสะพานเมื่อมีรถยนต์วิ่งผ่าน และพิจารณาถึงผลของความขรุขระของผิวสะพานด้วย จากผลการศึกษาเมื่อทำการติดตั้งมวลหน่วงชนิดตั้งค่าเข้ากับสะพาน พบว่าค่าแอมพลิจูดของสะพานสูงสุดเมื่อรถยนต์วิ่งผ่านสะพานเกิดการเปลี่ยนแปลงไม่มาก โดยมีค่าลดลงเพียงเล็กน้อยเท่านั้น โดยสามารถช่วยค่าการโก่งตัวสูงสุดของสะพานได้เพียง 2.6% แต่ในทางกลับกันสามารถลดการสั่นไหวของสะพานเมื่อรถยนต์วิ่งผ่านสะพานแล้วซึ่งเป็นการสั่นแบบอิสระได้ดีมากเนื่องจากมวลหน่วงชนิดตั้งค่าจะช่วยลดค่าการสั่นไหวสูงสุดในโหมดการสั่นไหวที่ 1 ของสะพานซึ่งเป็นโหมดการสั่นไหวหลักของการสั่นไหวของสะพาน

(2) ชนิดกึ่งแอคทีฟ (Semi-active Damper)

T.Pinkaew & Y.Fujino (2000) ได้ทำการทดสอบประสิทธิภาพของตัวหน่วงชนิดกึ่งแอคทีฟโดยใช้วิธีเชิงตัวเลข (numerical technic) ในการหาค่าการตอบสนองของโครงสร้างเมื่อเกิดการเคลื่อนที่บริเวณพื้นของโครงสร้าง ซึ่งทดลองกับโครงสร้างที่มอดุลีความถี่ธรรมชาติเท่ากับ 1 (s.dof) โดยทำการเปรียบเทียบผลของการสั่นไหวของโครงสร้างทั้งในช่วงสภาวะกระตุ้น (transient response) และในช่วงสภาวะคงที่ (steady-state response) ระหว่างโครงสร้างที่ทำการติดตั้งตัวหน่วงชนิดกึ่งแอคทีฟกับโครงสร้างที่มีการติดตั้งมวลหน่วงชนิดตั้งค่าแบบธรรมดาพบว่าตัวหน่วงชนิดกึ่งแอคทีฟสามารถลดการสั่นไหวทั้งในช่วงสภาวะกระตุ้น (transient response) และในช่วงสภาวะคงที่ (steady-state response) ได้ดีกว่ามวลหน่วงชนิดตั้งค่ารูปแบบเดิมๆ โดยสามารถลดการสั่นไหวได้เทียบเท่ากับมวลหน่วงชนิดตั้งค่าที่มีน้ำหนักมากกว่าถึง 4 เท่า



รูปที่ 1.12 แสดงลักษณะของตัวหน่วงชนิดกึ่งแอคทีฟชนิด MR fluid damper



รูปที่ 1.13 แสดงรูปแบบของการติดตั้ง MR fluid Damper เข้ากับสะพาน

นอกจากนี้ยังอาจจะติดตั้งระบบลดการสั่นไหว (active damper) เข้ากับสะพานเหล็ก เพื่อเป็นการลดการสั่นไหวของสะพานเหล็ก โดยวิธีนี้จะติดตั้งตัวจับสัญญาณเข้ากับสะพานเหล็กที่ตำแหน่งต่างๆ ซึ่งเมื่อสะพานเกิดการสั่นไหวขึ้นตัวจับสัญญาณนี้จะอ่านค่าทิศทางและช่วงคาบเวลาของการสั่นไหว และส่งข้อมูลไปเข้าระบบเพื่อที่จะคำนวณและออกแรงต้านทิศทางของการสั่นไหว ทำให้สะพานเหล็กมีการสั่นไหวที่ลดลง

จากผลการศึกษาที่ผ่านมาจะเห็นได้ว่าการประเมินอายุการใช้งานที่เหลืออยู่ของสะพานเหล็กเนื่องจากความล้ามีความสำคัญอย่างยิ่งเพื่อความปลอดภัยของประชาชนที่ใช้สะพานเหล็กในการสัญจร ดังนั้นจึงจำเป็นที่จะต้องมีการตรวจสอบสภาพของสะพานเหล็กทางด้านความล้าว่าสามารถใช้งานได้อย่างปลอดภัยหรือไม่ โดยจากงานวิจัยในอดีตแสดงให้เห็นว่าความเสียหายของสะพานเหล็กเนื่องจากความล้าส่วนมากมีผลมาจากค่าช่วงความเค้นที่เกิดจากน้ำหนักของรถบรรทุกที่วิ่งผ่านสะพานเหล็กส่งผลให้อายุการใช้งานของสะพานเหล็กทางด้านความล้ามีค่าลดลง ดังนั้นในงานวิจัยนี้จึงทำการศึกษาถึงผลของการเปลี่ยนแปลงค่าสถิติเฟนสและความหน่วงของสะพานเหล็กที่สามารถลดค่าความเสียหายของสะพานเนื่องจากความล้าได้อย่างมีประสิทธิภาพหรือไม่ เพื่อนำไปประยุกต์ใช้ในการยืดอายุการใช้งานของสะพานเหล็กทางด้านความล้า และทำการศึกษาถึงรูปแบบของการเปลี่ยนแปลงสถิติเฟนสและความหน่วงที่เหมาะสมที่จะใช้ในการเพิ่มอายุการใช้งานของสะพานเหล็ก

1.3 วัตถุประสงค์ในงานวิจัย

- 1.3.1 ประเมินพฤติกรรมความเสียหายด้านความล้าของสะพานเหล็กภายใต้ลักษณะของขั้วคานและผิวทางแบบต่างๆ
- 1.3.2 นำเสนอถึงผลของการเปลี่ยนแปลงค่าสถิติเฟนสและความหน่วงของสะพานเหล็กที่มีต่ออายุการใช้งานของสะพานเหล็ก
- 1.3.3 พิจารณาถึงรูปแบบของการเปลี่ยนแปลงสถิติเฟนสและความหน่วงที่เหมาะสมสำหรับการเพิ่มอายุการใช้งานของสะพานเหล็ก

1.4 ขอบเขตการศึกษาในงานวิจัย

- 1.4.1 พิจารณารถบรรทุกที่มีคุณสมบัติต่าง ๆ กัน 4-5 รูปแบบ โดยแบ่งตามน้ำหนักเพื่อตรวจสอบผลความเสียหายของสะพานเหล็กเนื่องจากรถบรรทุกรูปแบบต่างๆวิ่งผ่าน
- 1.4.2 พิจารณาปัจจัยต่างๆที่มีผลต่อความเสียหายของสะพานเหล็ก อาทิเช่น ความเร็วของรถบรรทุก , ความขรุขระของผิวสะพาน ฯลฯ
- 1.4.3 ไม่พิจารณาผลของการเสื่อมสภาพของสะพานเหล็กเนื่องจากสภาพแวดล้อม
- 1.4.4 พิจารณาสะพานเหล็กเป็นแบบ ฐานรองรับธรรมดา (simple support) และสมมติให้โครงสร้างมีคุณสมบัติแบบยืดหยุ่นเชิงเส้น (linear elastic)
- 1.4.5 สมมติให้ความเร็วของรถบรรทุกขณะวิ่งผ่านสะพานเหล็กมีค่าคงที่
- 1.4.6 สมมติรถบรรทุกวิ่งผ่านสะพานทีละ 1 คัน เท่านั้น
- 1.4.7 พิจารณาบริเวณปีกกลางของคานสะพานที่รับแรงดึงเท่านั้นเท่านั้น โดยไม่คำนึงถึงการหมดสภาพทางความล้าของชิ้นส่วนต่างๆของสะพาน เช่น หมุดยึด แผ่นตั้งของคาน สะพาน ฯลฯ

1.5 การดำเนินงานวิจัย

- 1.5.1 ศึกษางานวิจัยที่ผ่านมา โดยเป็นการค้นคว้าหาข้อมูล และ บทความที่เกี่ยวข้องกับงานวิจัย เพื่อนำมาประยุกต์ใช้ในงานวิจัย
- 1.5.2 ค้นคว้า และ ทบทวน ทฤษฎีต่างๆที่เกี่ยวข้องกับงานวิจัย อาทิเช่น คุณสมบัติทางด้านความถี่ของเหล็ก , กฎของพลาเกรน-ไมเนอร์ ฯลฯ
- 1.5.3 คำนวณค่าสัดส่วนความเสียหายโดยใช้แบบจำลองชนิดแรงกระทำแบบจุดเคลื่อนที่ผ่านสะพานเหล็ก
- 1.5.4 คำนวณค่าสัดส่วนความเสียหายโดยใช้แบบจำลองรถบรรทุกชนิด 4 การเปลี่ยนตำแหน่งอิสระ เคลื่อนที่ผ่านสะพานเหล็ก
 - 1.5.4.1 จำลองแบบรถบรรทุก โดยพิจารณาพิจารณาในเชิงพลศาสตร์ (dynamic)
 - 1.5.4.2 จำลองแบบสะพาน โดยให้มีความยาวขนาดต่างๆ ด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ และ พิจารณาในเชิงพลศาสตร์
 - 1.5.4.3 จำลองความขรุขระ (roughness) ของพื้นผิวสะพาน
 - 1.5.4.4 สร้างความสัมพันธ์ระหว่าง รถบรรทุก กับ สะพาน (vehicle-bridge interaction)
 - 1.5.4.5 การแก้สมการเพื่อหาค่าการเคลื่อนที่ของสะพาน ณ ตำแหน่งต่างๆ และ ค่าความเค้น ณ ตำแหน่งต่างๆของสะพานเหล็กเทียบกับเวลา
 - 1.5.4.6 คำนวณค่าช่วงความเค้นเทียบเท่า โดย นำค่าความเค้นที่ได้ไปทำการนับแบบ เรนโพล์ เกาน์ดิง
 - 1.5.4.7 คำนวณค่าความเสียหายของสะพานเนื่องจากรถบรรทุกแต่ละประเภท โดยใช้กฎของพลาเกรน-ไมเนอร์ และ ค่าช่วงความเค้นเทียบเท่าที่ได้มา
- 1.5.5 พิจารณาปรับเปลี่ยนค่าปัจจัยต่างๆ อาทิเช่น น้ำหนักรถบรรทุก , ความเร็วรถบรรทุก ฯลฯ เพื่อหาค่าความเสียหายที่อาจเกิดขึ้นในสภาวะต่างๆกัน
- 1.5.6 ทำการเพิ่มค่าสตีเฟนส และ ค่าความหน่วงของสะพาน เพื่อศึกษาว่ามีผลต่อการเปลี่ยนแปลงการเกิดความเสียหายด้านความถี่ของสะพานอย่างไร
- 1.5.7 ศึกษา และ ค้นคว้า หาแนวทางที่เหมาะสม และมีประสิทธิภาพที่จะใช้ในการเพิ่มค่าสตีเฟนส และ ค่าความหน่วงของสะพาน เพื่อเพิ่มอายุการใช้งานให้กับสะพานเหล็ก

1.6 ประโยชน์ที่ได้รับจากงานวิจัย

- 1.6.1 ทราบถึงผลของรถบรรทุกลักษณะต่างๆ ที่มีต่อความเสียหายด้านความถี่ของสะพานเหล็ก
- 1.6.2 ทราบถึงอิทธิพลของการเพิ่มค่าสตีเฟนส และ ค่าความหน่วงของสะพาน ต่อความเสียหายทางด้านความถี่ของสะพานเหล็ก
- 1.6.3 ทราบถึงแนวทางที่เหมาะสม และมีประสิทธิภาพในการยืดอายุการใช้งานของสะพานเหล็ก

บทที่ 2

หลักการและทฤษฎีที่เกี่ยวข้อง

2.1 บทนำ

ในวัสดุที่เป็นโลหะ การจัดเรียงตัวของอะตอมจะมีการจัดตามรูปแบบทางเรขาคณิตที่แตกต่างกันตามชนิดของโลหะ และเมื่อวัสดุได้รับน้ำหนักกระทำซ้ำ (repeating load) ความไม่สมบูรณ์ (dislocation) ของโลหะที่มีอยู่แล้ว และที่เกิดขึ้นใหม่จากน้ำหนักกระทำซ้ำ จะเกิดเป็นรอยแตกขนาดเล็ก (microscopic crack) และเมื่อได้รับน้ำหนักกระทำซ้ำต่อไปรอยแตกจะขยายยาวมากขึ้นเป็นรอยแตกขนาดใหญ่ (macroscopic crack) ทำให้พื้นที่รับน้ำหนักมีค่าลดลงส่งผลให้เกิดหน่วยแรงมากขึ้นจนกระทั่งเกินกำลังรับน้ำหนักของวัสดุก่อให้เกิดการวิบัติ ซึ่งลักษณะการวิบัติเนื่องจากน้ำหนักกระทำซ้ำนี้เรียกว่า การวิบัติเนื่องจากความล้า (fatigue failure)

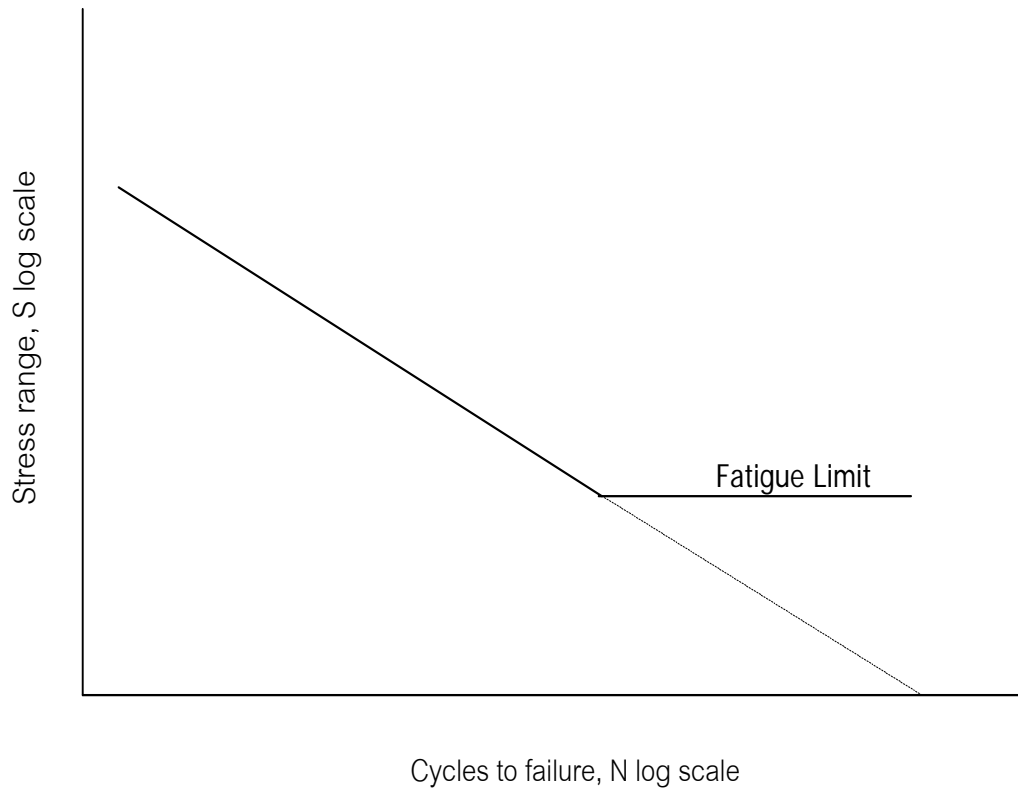
สำหรับสะพานที่ทำการศึกษาซึ่งเป็นสะพานเหล็ก เมื่อมีรถยนต์แล่นผ่านบนสะพานจะรับน้ำหนักกระทำขึ้น-ลงแบบซ้ำๆ โดยเฉพาะรถยนต์ที่มีน้ำหนักมากจะก่อให้เกิดหน่วยแรงกระทำซ้ำที่มีค่าสูง ซึ่งจะทำให้เกิดความเสียหายของสะพานเนื่องจากความล้าได้มาก ทำให้มีผลต่ออายุการใช้งานของสะพานโดยตรง โดยเฉพาะอย่างยิ่งในบริเวณที่มีความหนาแน่นของความเค้น (stress concentration) ที่สูงค้ำยแล้ว อาจทำให้สะพานได้รับความเสียหายหรือเกิดการวิบัติเนื่องจากความล้า

2.2 ความล้าของวัสดุ

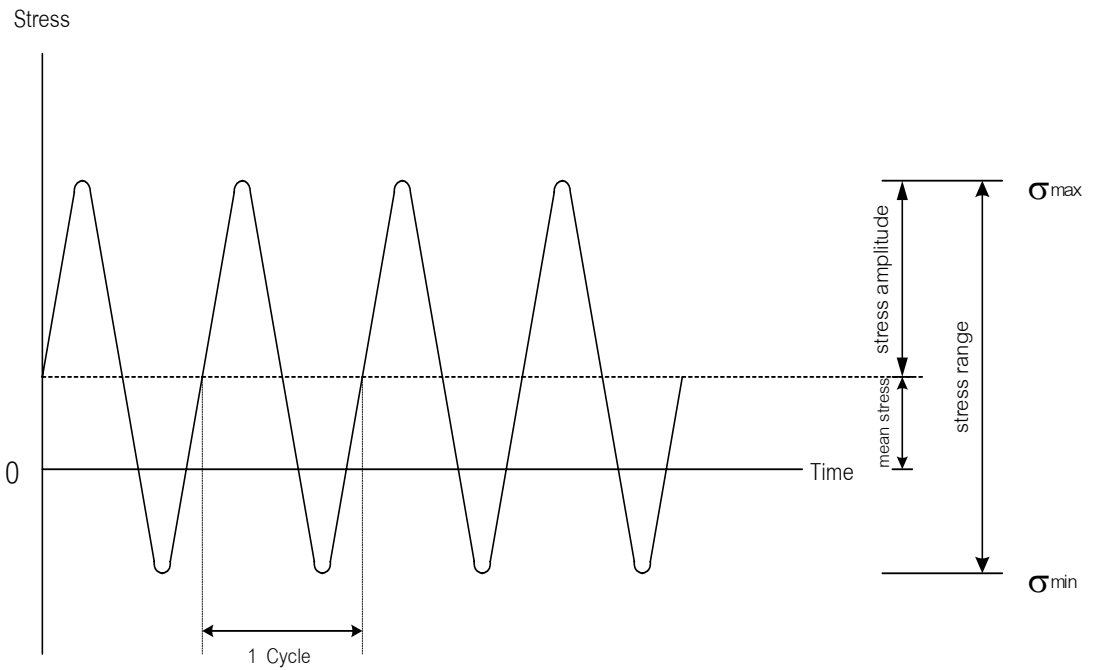
ความล้า (fatigue) เป็นการเปลี่ยนแปลงอย่างถาวรในโครงสร้างของวัสดุที่เกิดเป็นจุด ๆ โดยเกิดขึ้นเนื่องจากการเปลี่ยนแปลงของหน่วยแรงที่เกิดจากน้ำหนักกระทำซ้ำ ทำให้เกิดรอยแตกขึ้นเนื่องจากความไม่สมบูรณ์ที่มีอยู่แล้วในโครงสร้างของวัสดุ ซึ่งเรียกว่า รอยแตกขนาดเล็ก และเมื่อได้รับน้ำหนักกระทำซ้ำๆ แบบนี้ต่อไปอีก รอยแตกขนาดเล็กที่เกิดขึ้นนั้นจะขยายยาวมากขึ้นและรวมกันเป็นรอยแตกขนาดใหญ่ ทำให้พื้นที่รับแรงในวัสดุลดลงจนกระทั่งไม่เพียงพอต่อการต้านทานหน่วยแรงดึงที่มากกระทำ ส่งผลให้เกิดการวิบัติเนื่องจากความล้า โดยที่หน่วยแรงดึงสูงสุดที่เกิดขึ้นนั้นมีค่าน้อยกว่ากำลังดึงประลัย (ultimate tensile strength) ของวัสดุ

ปัจจัยที่มีความสำคัญต่อการวิบัติเนื่องจากความล้าคือ ค่าช่วงความเค้น (stress range) จำนวนรอบ (number of cycle) ที่เกิดขึ้นสำหรับแต่ละค่าช่วงความเค้นนั้นๆ กำลังของวัสดุด้านความล้า รวมทั้งลักษณะของรอยต่อของชิ้นส่วนโครงสร้างนั้นๆ โดยที่คุณสมบัติทางด้านความล้าของวัสดุสามารถแสดงด้วยกราฟ S-N (S-N curve) ซึ่งประกอบด้วยค่าช่วงความเค้นต่างๆ (S) และจำนวนรอบที่เกิดการวิบัติของค่าช่วงความเค้นนั้น ๆ (N)

กราฟ S-N จะได้จากทดสอบวัสดุในห้องปฏิบัติการ โดยใช้หน่วยแรงกระทำซ้ำที่มีลักษณะคงที่ (constant amplitude stressing) กระทำจนกระทั่งวัสดุเกิดการวิบัติเนื่องจากความล้า ก็จะทราบจำนวนรอบที่วิบัติ และสามารถนำมาสร้างกราฟ S-N ได้บนกราฟอัตราส่วนลอการิทึม (log scale) ซึ่งจะได้กราฟที่มีลักษณะดังรูปที่ 2.1 โดยที่ค่าช่วงความเค้น (stress range) คือค่าความแตกต่างระหว่างหน่วยแรงสูงสุดและหน่วยแรงต่ำสุด และขนาดแอมพลิจูดของความเค้น (stress amplitude) มีค่าเท่ากับครึ่งหนึ่งของค่าช่วงความเค้น และค่าความเค้นเฉลี่ย (mean stress) คือค่าเฉลี่ยระหว่างหน่วยแรงสูงสุดและหน่วยแรงต่ำสุด ดังรูปที่ 2.2



รูปที่ 2.1 แสดงตัวอย่างกราฟ S-N



รูปที่ 2.2 แสดงค่าช่วงความเค้น ความเค้นเฉลี่ย ของหน่วยแรงที่มีแอมพลิจูดคงที่

นอกจากนี้ในกราฟ S-N ยังมีส่วนที่สำคัญอีกส่วนหนึ่ง คือ ชีดจำกัดความล้า (fatigue limit) ซึ่งเป็นค่าที่ต่ำสุดของหน่วยแรงที่กระทำต่อวัสดุแล้วเกิดการวิบัติเนื่องจากความล้า กล่าวคือ ถ้าหน่วยแรงที่กระทำต่อวัสดุต่ำกว่าค่าดังกล่าวแล้ววัสดุจะไม่เกิดการวิบัติเนื่องจากความล้าแม้ว่าจำนวนรอบของการเกิดหน่วยแรงจะมีจำนวนมากเท่าใดก็ตาม

จากกราฟ S-N จะสามารถหาความสัมพันธ์ระหว่างจำนวนรอบสูงสุดที่เกิดการวิบัติกับค่าช่วงความเค้นได้ดังนี้

$$NS^B = A \quad (2.1)$$

โดยที่	N	=	จำนวนรอบสูงสุดที่เกิดการวิบัติเนื่องจากความล้า
	S	=	ช่วงความเค้น
	B	=	ค่าคงที่ซึ่งขึ้นอยู่กับประเภทของวัสดุ
	A	=	ค่าคงที่ ซึ่งขึ้นอยู่กับลักษณะของรอยต่อหรือชิ้นส่วน

จากผลการศึกษาของ Miner พบว่าค่า B สำหรับเหล็ก มีค่าประมาณ 3.0 ดังนั้นสมการที่ 2.1 จะเป็น

$$NS^3 = A \quad (2.2)$$

2.3 กฎของพาลเกรน-ไมเนอร์ (Palgren - Miner Rule) และ ความเสียหายของสะพาน

Miner ได้เสนอหลักการประเมินสัดส่วนความเสียหาย (damage ratio) ของวัสดุเนื่องจากความล้าในค่าช่วงความเค้นที่แตกต่างกันหรือค่าช่วงความเค้นที่มีค่าเท่ากัน โดยอธิบายผ่านเส้นความเสียหาย (damage line) ที่ค่าช่วงความเค้นต่าง ๆ ซึ่งแทนด้วยกราฟ S-N ดังนั้นจะสามารถหาจำนวนรอบที่ทำให้เกิดการวิบัติ (N_i) ที่ค่าช่วงความเค้น (S_i) นั้นๆ ได้ และอัตราความเสียหายเนื่องจากความล้าของค่าช่วงความเค้นนั้นๆ ก็คือ อัตราส่วนจำนวนรอบที่หน่วยแรงนั้นเกิดขึ้น (n_i) ต่อจำนวนรอบที่ทำให้เกิดการวิบัติที่ค่าช่วงความเค้นนั้นๆ ซึ่งสามารถเขียนเป็นสมการได้ดังนี้

$$D_i = \frac{n_i}{N_i} \quad (2.3)$$

โดยที่ D_i คือ ค่าอัตราความเสียหายที่เกิดขึ้นต่อวัสดุ และ โครงสร้างจะเกิดการวิบัติเนื่องจากความล้าก็ต่อเมื่อ ผลรวมของสัดส่วนความเสียหายเท่ากับหนึ่ง ดังนั้นถ้าให้ ค่าช่วงความเค้น S_1, S_2, \dots, S_t มีจำนวนรอบที่ทำให้เกิดการวิบัติที่ได้จากกราฟ S-N เป็น N_1, N_2, \dots, N_t ตามลำดับ โดยกระทำเป็นจำนวน n_1, n_2, \dots, n_t รอบ ดังรูปที่ 2.3 โครงสร้างจะเกิดการวิบัติเมื่อ

$$\frac{n_1}{N_1} + \frac{n_2}{N_2} + \dots + \frac{n_t}{N_t} = 1 \quad (2.4)$$

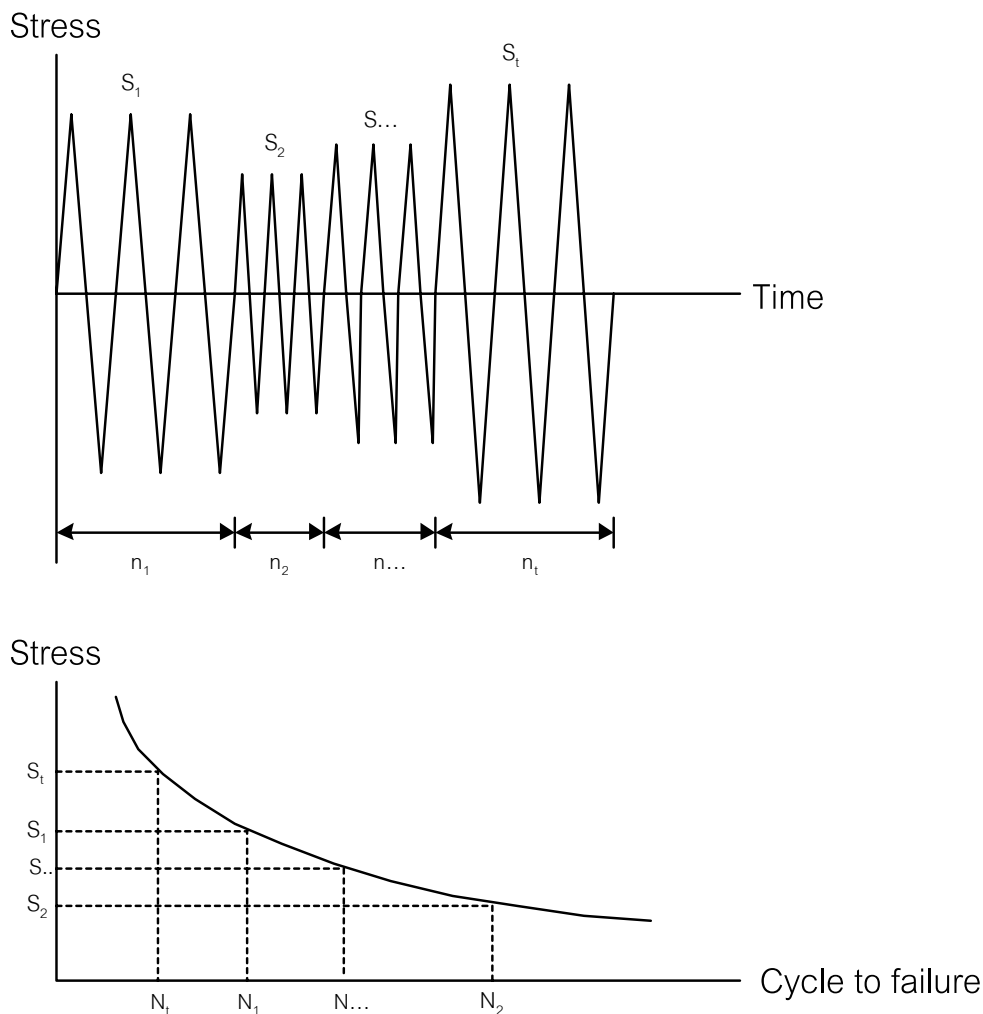
หรือ

$$\sum_{i=1}^t \frac{n_i}{N_i} = 1 \quad (2.5)$$

ดังนั้นโดยอาศัยหลักการความล้าของวัสดุ และ กฎของพาลเกรน-ไมเนอร์ จะพบว่าถ้ารยนต์ 1 ครั้งที่วิ่งผ่าน สะพานก่อให้เกิดค่าช่วงความเค้น 1 ค่าคือ S_i ดังนั้น ความเสียหายของสะพานที่เกิดจากรยนต์คันนี้ (D_i) จะมีค่า เท่ากับ

$$D_i = \frac{1}{N_i} = \frac{S_i^3}{A} \tag{2.6}$$

จะเห็นว่าค่าความเสียหายของสะพานที่เกิดจากรยนต์วิ่งผ่านจะมีค่าแปรผันตามค่าช่วงความเค้นที่เกิดจากรยนต์คันนั้น กล่าวคือ ถ้ารยนต์คันไหนก่อให้เกิดค่าช่วงความเค้นมากก็จะทำความเสียหายต่อสะพานมากด้วย



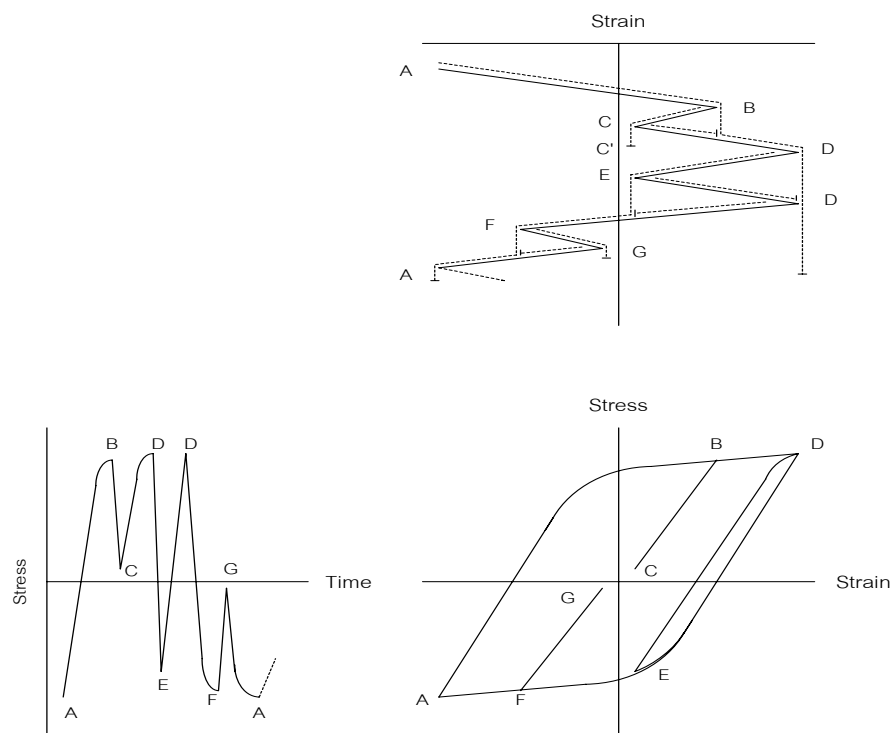
รูปที่ 2.3 แสดงค่าหน่วยแรงที่มีแอมพลิจูดไม่คงที่

2.4 วิธีการเรนโฝลิว์เคาน์ติง (Rainflow Counting Method)

ในการตรวจวัดสัญญาณของหน่วยแรงที่เกิดจากรยนต์วิ่งผ่านสะพานนั้น สัญญาณที่ตรวจวัดได้มีลักษณะที่ ซับซ้อนและไม่คงที่ คือ ค่าช่วงความเค้นและค่าความเค้นเฉลี่ยจะไม่คงที่ และโดยทั่วไปแล้ว ค่าช่วงความเค้นจะมีผล ต่อความล้ามากกว่าค่าความเค้นเฉลี่ยมาก (Moses F. ,Schilling C.G. and Raju K.S. 1987) ดังนั้นจึงไม่จำเป็นต้อง พิจารณาถึงความแตกต่างของค่าความเค้นเฉลี่ย และ ในการประเมินอายุการใช้งานของสะพานเหล็กนั้น จำเป็นที่

จะต้องทราบจำนวนรอบของแต่ละค่าช่วงความเค้น ดังนั้นจึงจำเป็นที่จะต้องแยกจำนวนรอบของแต่ละค่าช่วงความเค้นออกจากความเค้นที่ซับซ้อนและไม่คงที่โดยวิธีการเรนโพล์แควนติ้ง

หลักการของวิธีเรนโพล์แควนติ้ง เป็นการเปลี่ยนสัญญาณของหน่วยแรงที่มีลักษณะที่ซับซ้อนให้เป็นสัญญาณที่มีลักษณะคงที่หลายๆ ค่า คิดค้นโดยชาวญี่ปุ่น (Anzai H. and Endo T. 1979) ซึ่งชื่อเรนโพล์แควนติ้งสื่อความหมายมาจากแนวความคิดของการหยดของน้ำฝน ณ ตำแหน่งที่ขอบหลังคาของพระเจดีย์ในประเทศญี่ปุ่น ซึ่งวิธีการที่จะอธิบายได้ดีโดยการหมุนแกนของกราฟหน่วยแรงและเวลา 90 องศา ดังรูปที่ 2.4 เปรียบจุดยอดของสัญญาณเป็นขอบของหลังคา และจินตนาการว่าหยดฝนจะเริ่มไหลจากจุดยอดของสัญญาณ (A) และจากด้านในของทุก ๆ จุดยอด การไหลจะเปลี่ยนทิศทางเมื่อไหลถึงจุดยอดและจะหยุดลงที่สัญญาณที่ต่ำกว่า (C-C') การไหลจะหยุดเมื่อพบกับการไหลจากชั้นที่สูงกว่า (F) และมีขนาดทางคณิตศาสตร์ที่ใหญ่กว่า หรือจุดที่หยุดมีขนาดทางคณิตศาสตร์ที่เล็กกว่าสัญญาณด้านล่าง (C') การแยกการไหลแต่ละค่าจะถูกนับเป็นครั้งรอบ ดังนั้นสัญญาณที่มีลักษณะที่ซับซ้อนจะถูกลดเป็นจำนวนครั้งรอบของหน่วยแรงที่คงที่แต่ละค่า และจะเห็นได้ว่าจำนวนครั้งรอบของสัญญาณที่ได้จะสามารถจับคู่กัน ได้เป็นหนึ่งรอบยกเว้นสัญญาณที่จำกัดซึ่งอาจจะไม่สามารถจับคู่ได้บริเวณปลายของสัญญาณ ซึ่งสัญญาณที่ได้สามารถแสดงลักษณะของหน่วยแรงและจำนวนรอบได้ด้วยวงรอบของฮิสเทอรีซิส (hysteresis loop) ดังรูปที่ 2.4



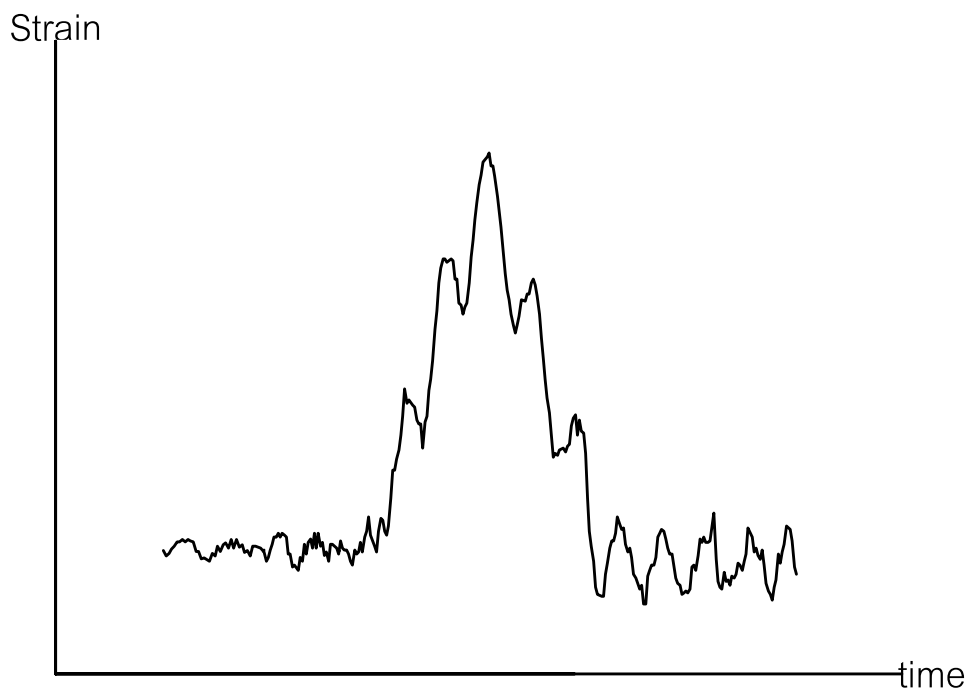
รูปที่ 2.4 แสดงกราฟความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกับความเครียดและวิธีการเรนโพล์แควนติ้ง

2.5 วิธีหาค่าช่วงความเค้นเทียบเท่า (Equivalent Stress Range)

จากค่าความเครียดที่ได้จากแบบจำลองรถบรรทุกวิ่งผ่านสะพานเหล็ก เมื่อรถยนต์คันที่ i วิ่งผ่านช่วงสะพานที่ทำการตรวจวัด ซึ่งสัญญาณความเครียดที่ได้จะมีลักษณะดังรูปที่ 2.5 และจากกฎของฮุก (Hook's law) สามารถแปลงความเครียดเป็นความเค้นได้จาก ความสัมพันธ์ คือ

$$\sigma_i = E\varepsilon_i \quad (2.7)$$

โดยที่ σ_i = ค่าความเค้นที่เกิดขึ้นจากรอบครั้งที่ i ตลอดช่วงเวลาที่รถยนต์วิ่งผ่านช่วงสะพาน
 ε_i = ค่าความเครียดที่เกิดขึ้นจากรอบครั้งที่ i ตลอดช่วงเวลาที่รถยนต์วิ่งผ่านช่วงสะพาน
 E = ค่าโมดูลัสยืดหยุ่นของเหล็ก



รูปที่ 2.5 แสดงลักษณะของสัญญาณความเครียดที่ได้ทำการตรวจวัด

และจากลักษณะของสัญญาณค่าความเค้น ที่ได้พบว่ามีลักษณะที่ซับซ้อนเช่นเดียวกับค่าความเครียด ดังนั้นจึงนำมาผ่านวิธีการของเร็นโพลว์เคาน์ติ้งเพื่อที่จะได้ค่าช่วงความเค้นที่แยกกันอย่างชัดเจนทั้งหมด n รอบ โดยมีความเค้นเป็น $S_{i1}, S_{i2}, \dots, S_{in}$ ตามลำดับดังรูปที่ 2.6 และคำนวณอัตราความเสียหายเนื่องจากความล้าที่เกิดจากช่วงความเค้น S_{i1} โดยใช้กฎของพาลเกรน-ไมเนอร์ และ สมการของกราฟ S-N จะได้เท่ากับ

$$D_{i1} = \frac{1}{N_{i1}} = \frac{S_{i1}^3}{A} \quad (2.8)$$

ดังนั้นอัตราความเสียหายรวมทั้งหมดของสะพานที่เกิดจากรอบรถทุกครั้งที่ i วิ่งผ่าน ซึ่งทำให้เกิดค่าช่วงความเค้น $S_{i1} S_{i2} \dots S_{in}$ จำนวน n ค่าช่วงความเค้น คือ

$$D_i = D_{i1} + D_{i2} + \dots + D_{in} \quad (2.9)$$

$$D_i = \sum_{j=1}^n \frac{S_{ij}^3}{A} \quad (2.10)$$

เนื่องจากต้องการแทนค่าช่วงความเค้นทั้งหมด n รอบด้วยค่าช่วงความเค้นเทียบเท่าเพียง 1 รอบ ที่มีขนาด S_i ซึ่งมีอัตราความเสียหายเนื่องจากค่าช่วงความเค้นเทียบเท่า S_i เท่ากับ

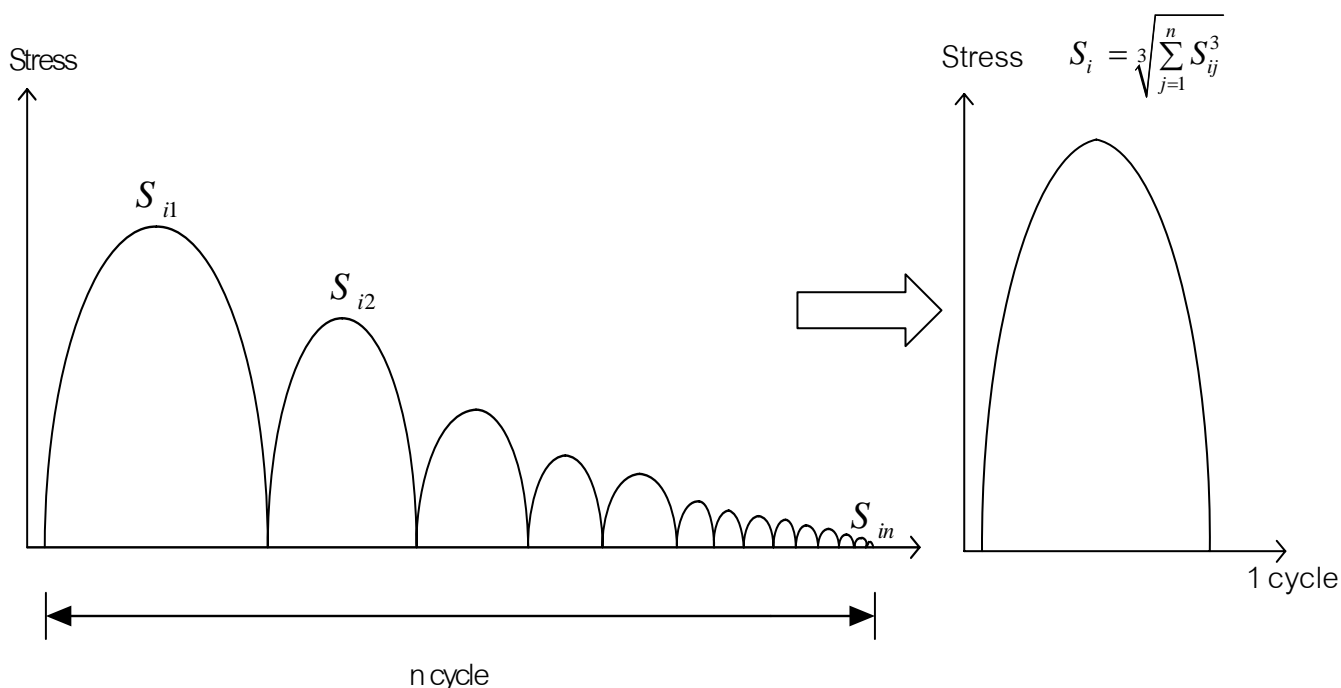
$$D_i = \frac{1}{N_i} = \frac{S_i^3}{A} \quad (2.11)$$

โดยที่ค่าช่วงความเค้นเทียบเท่า 1 ลูก เป็นค่าช่วงความเค้นที่สามารถทำให้เกิดความเสียหายต่อสะพาน เนื่องจากความล้าเท่ากับความเสียหายที่เกิดเนื่องจากความล้าของค่าช่วงความเค้นที่เกิดขึ้นจริงเนื่องจากรอบบรรทุกครั้งที่ i วิ่งผ่านสะพาน ซึ่งเมื่อรอบบรรทุกครั้งที่ i วิ่งผ่านจะทำให้เกิดความเค้น $S_{i1}, S_{i2}, \dots, S_{in}$ จำนวน n ลูก ตามที่ได้กล่าวข้างต้น ดังนั้นอัตราความเสียหายที่เกิดขึ้นย่อมเท่ากัน นั่นคือสมการที่ 2.10 จะมีค่าเท่ากับสมการที่ 2.11 ดังนั้นจะได้

$$\frac{S_i^3}{A} = \sum_{j=1}^n \frac{S_{ij}^3}{A} \quad (2.12)$$

$$S_i = \sqrt[3]{\sum_{j=1}^n S_{ij}^3} \quad (2.13)$$

นั่นคือ ค่าช่วงความเค้นเทียบเท่า S_i เพียง 1 ลูก จะทำให้เกิดความเสียหายเนื่องจากความล้าเทียบเท่ากับความเสียหายเนื่องจากความล้าของรอบบรรทุกครั้งที่ i จำนวน 1 ครั้งวิ่งผ่านสะพาน



รูปที่ 2.6 แสดงสัญญาณความเค้นที่ผ่านวิธีเรน โพล์วคาน์ดั่ง

2.6 วิธีหาค่าช่วงความเค้นประสิทธิผล (Effective Stress Range)

เมื่อมีจำนวนรอยร้าวที่วิ่งผ่านสะพานจำนวน T คัน โดยที่รอยร้าวแต่ละคันมีค่าช่วงความเค้นเทียบเท่าเป็น S_i ดังนั้นอัตราความเสียหายรวมเนื่องจากรอยร้าว T คันวิ่งผ่านสะพาน มีค่าเท่ากับ

$$\sum_{i=1}^T D_i = \sum_{i=1}^T \frac{1}{N_i} = \sum_{i=1}^T \frac{S_i^3}{A} \quad (2.14)$$

ค่าช่วงความเค้นประสิทธิผล (S_e) เป็นค่าเฉลี่ยของอัตราความเสียหายของค่าช่วงความเค้นเทียบเท่า S_1, S_2, \dots, S_T จำนวน T ลูก นั่นคือ ความเสียหายเนื่องจากความล้าที่เกิดจากค่าช่วงความเค้นประสิทธิผล จำนวน T ลูก ทำให้เกิดความเสียหายเท่ากับความเค้นเทียบเท่า S_1, S_2, \dots, S_T ทั้งหมดรวมกัน ดังนั้นอัตราความเสียหายที่เกิดจากค่าช่วงความเค้นประสิทธิผล (D_e) จำนวน T ลูกเป็น

$$TD_e = \frac{TS_e^3}{A} \quad (2.15)$$

จากสมการข้างต้นเมื่ออัตราความเสียหายเท่ากัน จะได้

$$\frac{TS_e^3}{A} = \sum_{i=1}^T \frac{S_i^3}{A} \quad (2.16)$$

$$S_e = \sqrt[3]{\sum_{i=1}^T f_i S_i^3} \quad (2.17)$$

โดยที่ S_i = ค่าช่วงความเค้นเทียบเท่าที่เกิดจากรอยร้าวคันที่ i
 S_e = ค่าช่วงความเค้นประสิทธิผล
 f_i = ความถี่ของค่าช่วงความเค้นเทียบเท่าที่ i (จำนวนค่าช่วงความเค้นเทียบเท่าที่ i หารด้วยจำนวนค่าช่วงความเค้นเทียบเท่าทั้งหมด)

2.7 วิธีการประเมินอายุการใช้งานของสะพานเนื่องจากความล้า

ในการประเมินผลของอัตราความเสียหายของสะพานเนื่องจากความล้า กราฟ S-N ที่นำมาใช้ประเมินอายุการใช้งานที่เหลืออยู่ของสะพานเป็นแบบช่วงความเค้นคงที่ แต่เนื่องจากสัญญาณที่ทำการตรวจวัดมีลักษณะเป็นสัญญาณที่ซับซ้อนไม่คงที่ ซึ่งขีดจำกัดความล้าสำหรับช่วงความเค้นไม่คงที่จะต่ำกว่าขีดจำกัดสำหรับช่วงความเค้นคงที่ ดังนั้นจะพิจารณาว่าวัสดุไม่มีขีดจำกัดความล้า เพื่อค่าที่ได้ในการประเมินอายุการใช้งานจะอยู่ในด้านปลอดภัย รวมทั้งมีความสะดวกในการประเมินอายุการใช้งาน

พิจารณาสมการที่ 2.2 เมื่อให้ค่าช่วงความเค้นที่เกิดขึ้นแทนด้วยค่าช่วงความเค้นประสิทธิผลที่ได้จากการตรวจวัดสัญญาณความเครียดในแบบจำลองรอยร้าวที่วิ่งผ่านสะพาน จะได้จำนวนรอบทั้งหมดที่ทำให้โครงสร้างสะพานเกิดการวิบัติเนื่องจากค่าช่วงความเค้นประสิทธิผลเป็น

$$N = \frac{A}{S_e^3} \quad (2.18)$$

หากกำหนดให้ปริมาณการจราจรที่ผ่านสะพานต่อวันในอดีตมีค่าเท่ากับปัจจุบัน ดังนั้นจำนวนรอบที่เกิดขึ้นจากการใช้งานในอดีต คือ

$$N_p = 365 \times ADTT \times Y_p \quad (2.19)$$

โดยที่ N_p = จำนวนรอบที่เกิดขึ้นจากการใช้งานในอดีต
 $ADTT$ = ปริมาณการจราจรที่ผ่านสะพานต่อวันในปัจจุบัน
 Y_p = อายุการใช้งานของสะพาน (ปี)

ดังนั้นจะสามารถหาอายุการใช้งานที่เหลืออยู่ (Y_R) ได้จากสมการ

$$365 \times ADTT \times Y_R = N - N_p$$

จะได้
$$Y_R = \frac{N - N_p}{365 \times ADTT} \quad (2.20)$$

สำหรับการประเมินอายุการใช้งานของสะพานนี้ ถ้ามีการเพิ่มค่าสถิติเนสของสะพานจะทำให้อายุการใช้งานที่เหลือของสะพานเปลี่ยนแปลง โดยสามารถหาได้จากขั้นตอนต่อไป

เนื่องจากการเพิ่มค่าสถิติเนสของสะพานจะส่งผลให้เกิดค่าช่วงความเค้นที่กระทำต่อสะพานลดลง ดังนั้นค่าสัดส่วนความเสียหายที่เกิดจากรถยนต์ชนิดเดียวกันในกรณีที่ยังไม่มีการเพิ่มค่าสถิติเนสของสะพาน กับ มีการเพิ่มค่าสถิติเนสของสะพานแล้ว จะมีค่าต่างกันได้ โดยในการคำนวณจะต้องหาค่าสัดส่วนความเสียหายที่เกิดขึ้นตั้งแต่อดีตถึงปัจจุบันก่อนที่จะมีการเพิ่มค่าสถิติเนสของสะพาน ซึ่งสามารถหาดังสมการที่ 2.21

$$D_{iP} = \frac{365 \times ADTT \times Y_p \times S_{eP}^3}{A} \quad (2.21)$$

เนื่องจากสะพานจะหมดสภาพเมื่อผลรวมของค่าสัดส่วนความเสียหายเท่ากับ 1 ดังนั้นค่าสัดส่วนความเสียหายที่สะพานสามารถรับได้อีกก่อนจะหมดสภาพ คือ $D_{iR} = 1 - D_{iP}$ ถ้าสมมุติให้ปริมาณการจราจรเท่ากันทั้งก่อน และ หลังการเพิ่มค่าสถิติเนสของสะพาน ดังนั้นสัดส่วนความเสียหายของสะพานหลังการเพิ่มค่าสถิติเนสของสะพานแล้วคำนวณได้จาก

$$D_{iR} = \frac{365 \times ADTT \times Y_R \times S_{eR}^3}{A} \quad (2.22)$$

ดังนั้นจะคำนวณอายุที่เหลือของสะพานเมื่อมีการเพิ่มค่าสถิติเนสของสะพานได้จาก

$$\frac{365 \times ADTT \times Y_R \times S_{eR}^3}{A} = 1 - \frac{365 \times ADTT \times Y_P \times S_{eP}^3}{A} \quad (2.23)$$

จะได้

$$Y_R = \frac{A}{365 \times ADTT \times S_{eR}^3} - \left(\frac{S_{eP}}{S_{eR}} \right)^3 Y_P \quad (2.24)$$

ดังนั้นเมื่อนำสมการที่ 2.20 กับ สมการที่ 2.24 มาลบกันจะได้อายุการใช้งานที่เหลือทางด้านความล้าของสะพานที่เพิ่มขึ้นเมื่อเพิ่มค่าสถิติเนสของสะพาน ดังนี้

$$\Delta Y = \frac{A}{365 \times ADTT} \left[\frac{1}{S_{eR}^3} - \frac{1}{S_{eP}^3} \right] + Y_P \left[1 - \left(\frac{S_{eP}}{S_{eR}} \right)^3 \right] \quad (2.25)$$

- โดยที่ S_{eP} = ค่าช่วงความเค้นประสิทธิผลที่เกิดขึ้นก่อนการเพิ่มสถิติเนสของสะพาน
 S_{eR} = ค่าช่วงความเค้นประสิทธิผลที่เกิดขึ้นหลังการเพิ่มสถิติเนสของสะพาน
 ΔY = อายุการใช้งานสะพานทางด้านความล้าที่เพิ่มขึ้นเมื่อมีการเพิ่มค่าสถิติเนสของสะพาน

จากสมการที่ 2.25 ทำให้สามารถหาอายุการใช้งานของสะพานที่เพิ่มขึ้นได้ ซึ่งจะทำการหาค่าอายุการใช้งานของสะพานที่เพิ่มในกรณีต่างๆ โดยจะทำการปรับเปลี่ยน อายุสะพานก่อนการเพิ่มค่าสถิติเนสของสะพาน , ปริมาณค่าสถิติเนสของสะพานที่เพิ่มขึ้น , ปริมาณการจราจรต่อวัน เพื่อทำการศึกษาถึงผลที่มีต่ออายุการใช้งานที่เพิ่มขึ้นของสะพานต่อไป

บทที่ 3

แบบจำลองแรงกระทำแบบจุดเคลื่อนที่ผ่านสะพานเหล็ก

เนื่องจากในกรณีที่รถบรรทุกวิ่งผ่านสะพานนั้นแบ่งออกได้เป็นสองช่วง คือ ช่วงที่รถบรรทุกอยู่บนสะพาน และ ช่วงที่รถบรรทุกออกจากสะพานไปแล้ว ดังนั้นจึงแยกพิจารณาออกเป็น 2 ช่วง ดังนี้

3.1 การคำนวณค่าการโก่งตัวของสะพาน

3.1.1 กรณีที่รถบรรทุกอยู่บนสะพาน

เมื่อรถบรรทุกอยู่บนสะพานจะทำให้สะพานเกิดการโก่งตัวขึ้น โดยสามารถแสดงค่าการโก่งตัวของสะพานที่ตำแหน่งและเวลาต่างๆ ได้ตามสมการของ ออยเลอร์-เบอร์นูลลี (Euler-Bernoulli's equation) เมื่อมีแรงกระทำต่อสะพาน โดยรวมผลของการโก่งตัวของสะพานในโหมดของการสั่นไหวต่างๆ ของสะพานเข้าไว้ด้วยกัน ดังแสดงในสมการ ที่ 3.1 (Fryba L.,1999) ดังนี้

$$v(x,t) = v_0 \sum_{j=1}^{\infty} C_j \left[\begin{array}{l} j^2(j^2 - \beta^2) \sin(j\omega_v t) \\ - \frac{j\beta[j^2(j^2 - \beta^2) - 2\xi^2]}{(j^4 - \xi^2)^{1/2}} e^{-\omega_{(j)}\xi t} \sin \omega_{d(j)} t \\ - 2j\beta\xi (\cos j\omega_v t - e^{-\omega_{(j)}\xi t} \cos \omega_{d(j)} t) \end{array} \right] \sin \frac{j\pi x}{L} \quad (3.1)$$

$$\text{โดยที่ } C_j = \frac{1}{j^2[j^2(j^2 - \beta^2)^2 + 4\beta^2\xi^2]}$$

$$v_0 = \frac{PL^3}{48EI} = \text{ค่าการโก่งตัวของสะพานที่ตำแหน่งกึ่งกลางสะพานเมื่อมีแรง
คงที่กระทำที่กึ่งกลางสะพาน}$$

$$\omega_v = \frac{\pi c}{L} = \text{ความถี่ของรถบรรทุกที่วิ่งผ่านสะพาน}$$

$$\omega_{(j)} = \text{ความถี่ธรรมชาติของสะพานในโหมดของการสั่นไหวที่ } j$$

$$\beta_{(j)} = \frac{\omega_v}{\omega_{(j)}} = \text{ค่าความถี่ของรถเทียบกับสะพาน (relative frequency)}$$

$$\xi = \text{ค่าสัดส่วนความหน่วงของสะพาน (damping ratio)}$$

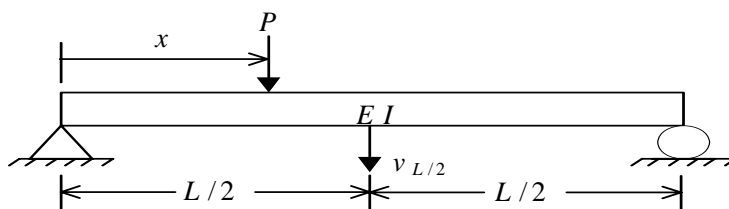
$$x = \text{ตำแหน่งที่วัดค่าการโก่งตัวของสะพาน โดยในกรณีนี้วัดที่ตำแหน่งกึ่งกลางสะพาน}$$

$$\omega_{d(j)} = \omega_{(j)} \sqrt{1 - \xi^2}$$

$$c = \text{ความเร็วของรถบรรทุก}$$

$$L = \text{ความยาวสะพานเหล็ก}$$

โดยรถบรรทุกจะอยู่บนสะพานเป็นเวลา L/c วินาที จากนั้นเมื่อรถออกจากสะพานไปแล้วตัวสะพานก็จะสั่นไหวโดยอิสระ (free vibration) ดังแสดงต่อไป



รูปที่ 3.1 แสดงแบบจำลองรถวิ่งผ่านสะพานชนิดแรงกระทำแบบจุดในกรณีที่รถอยู่บนสะพาน

3.1.2 กรณีที่รถบรรทุกไม่อยู่บนสะพาน

เมื่อรถบรรทุกออกจากสะพานไปแล้วสะพานก็ยังคงสั่นไหวอยู่เช่นเดิมแต่เป็นการสั่นไหวแบบอิสระ โดยสามารถหาสมการแสดงการเคลื่อนตัวของสะพานที่ตำแหน่งและเวลาต่างๆ ได้จากสมการการเคลื่อนที่แบบอิสระของสะพาน ซึ่งได้สมการการเคลื่อนตัวของสะพานที่รวมหลายๆ โหมดของการสั่นไหวของสะพาน ดังนี้

$$v_f(x, t_f) = \sum_{j=1}^{\infty} [A_{(j)} e^{-\omega_{(j)} \xi t_f} \sin \omega_{d(j)} t_f + B_{(j)} e^{-\omega_{(j)} \xi t_f} \cos \omega_{d(j)} t_f] \sin \frac{j\pi x}{L} \quad (3.2)$$

โดยที่

$$t_f = t - \frac{L}{c} ; t > \frac{L}{c} = \text{ช่วงเวลาที่รถออกจากสะพานไปแล้ว}$$

$$A_{(j)} = \text{ค่าคงที่ของโหมดการสั่นไหวที่ } j \text{ ของสะพาน}$$

$$B_{(j)} = \text{ค่าคงที่ของโหมดการสั่นไหวที่ } j \text{ ของสะพาน}$$

โดยที่ค่า $A_{(j)}$ และ $B_{(j)}$ จะขึ้นอยู่กับค่าเริ่มต้นของสะพานก่อนที่จะเกิดการสั่นไหวแบบอิสระ (initial condition) นั่นคือ ค่าการโก่งตัวของสะพาน และค่าความเร็วของการเคลื่อนตัวของสะพานขณะที่รถบรรทุกกำลังวิ่งออกจากสะพาน โดยสมการค่าความเร็วของการเคลื่อนตัวของสะพาน คือ อนุพันธ์ของค่าการโก่งตัวของสะพานเทียบกับเวลา โดยแยกออกเป็น 2 ช่วงดังที่ได้กล่าวมาแล้ว คือ

$$v'(x, t) = v_0 \sum_{j=1}^{\infty} C_j \left[\begin{array}{l} j^2(j^2 - \beta^2)(j\omega_v) \cos(j\omega_v t) \\ - \frac{j\beta[j^2(j^2 - \beta^2) - 2\xi^2]}{(j^4 - \xi^2)^{1/2}} \{ [e^{-\omega_{(j)} \xi t} \omega_{d(j)} \cos \omega_{d(j)} t] - \\ [e^{-\omega_{(j)} \xi t} \omega_{(j)} \xi \sin \omega_{d(j)} t] \} \\ - 2j\beta\xi \{ [j\omega_v (-\sin j\omega_v t)] + \\ [(e^{-\omega_{(j)} \xi t} \omega_{(j)} \xi \cos \omega_{d(j)} t) + (e^{-\omega_{(j)} \xi t} \omega_{d(j)} \sin \omega_{d(j)} t)] \} \end{array} \right] \sin \frac{j\pi x}{L} \quad (3.3)$$

$$v_f'(x, t_f) = \sum_{j=1}^{\infty} \left(\begin{array}{l} A_{(j)} [e^{-\omega_{(j)} \xi t_f} \cos(\omega_{d(j)} t_f) \omega_{d(j)} - \omega_{(j)} \xi e^{-\omega_{(j)} \xi t_f} \sin(\omega_{d(j)} t_f)] \\ + B_{(j)} [e^{-\omega_{(j)} \xi t_f} (-\sin(\omega_{d(j)} t_f)) \omega_{d(j)} - \omega_{(j)} \xi e^{-\omega_{(j)} \xi t_f} \cos(\omega_{d(j)} t_f)] \end{array} \right) \sin \frac{j\pi x}{L} \quad (3.4)$$

ดังนั้นค่าคงที่ $A_{(j)}$ และ $B_{(j)}$ สามารถหาได้โดยการแทนค่าเวลาเท่ากับ L/c ในสมการที่ (3.2) และ (3.4) จะได้ดังนี้

$$v_f(x, 0) = \sum_{j=1}^{\infty} B_{(j)} \sin \frac{j\pi x}{L} \quad \text{และ} \quad v_f'(x, 0) = \sum_{j=1}^{\infty} (A_{(j)} \omega_{d(j)} + B_{(j)} (-\omega \xi)) \sin \frac{j\pi x}{L} \quad (3.5)$$

โดยที่ค่าเริ่มต้นของช่วงการสั่นไหวอิสระมีค่าเท่ากับค่าการเคลื่อนตัวและค่าความเร็วของสะพานในขณะที่รถบรรทุกกำลังจะออกจากสะพานพอดี ดังนี้

$$v_f(x, 0) = v(x, \frac{L}{c}) \quad \text{และ} \quad v_f'(x, 0) = v'(x, \frac{L}{c}) \quad (3.6)$$

จากสมการข้างบนเมื่อแยกคิดหาค่าคงที่ของแต่ละโหมดการสั่นไหว จะได้ค่า $A_{(j)}$ และ $B_{(j)}$ ของแต่ละโหมดของการสั่นไหวได้ ดังนี้

$$B_{(j)} = \frac{v_{(j)}(x, \frac{L}{c})}{\sin(\frac{j\pi x}{L})} \quad \text{และ} \quad A_{(j)} = \frac{\left[\frac{v_{(j)}'(x, 0)}{\sin(\frac{j\pi x}{L})} + B_{(j)} (\omega \xi) \right]}{\omega_{d(j)}} \quad (3.7)$$

เนื่องจากเราคิดค่าความเค้นที่ตำแหน่งกึ่งกลางสะพาน คือ $x = L/2$ ดังนั้นค่าคงที่ $A_{(j)}$ และ $B_{(j)}$ จะได้สมการ

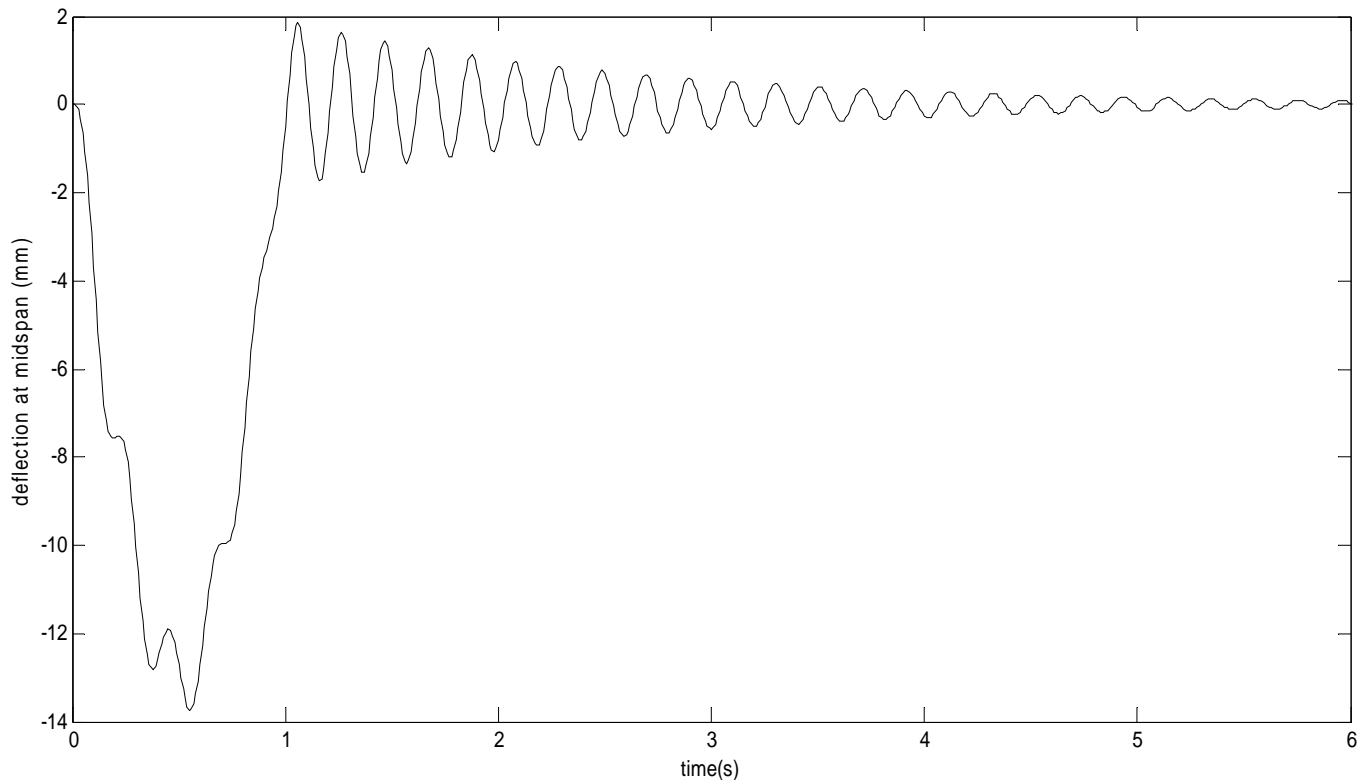
$$B_{(j)} = (-1)^{\frac{(j-1)}{2}} v_{(j)}(x, \frac{L}{c}) \quad \text{เมื่อ } j \text{ เป็นจำนวนคี่ เช่น } 1, 3, 5, 7, 9, \dots \quad (3.8)$$

$$B_{(j)} = 0 \quad \text{เมื่อ } j \text{ เป็นจำนวนคู่ เช่น } 2, 4, 6, 8, 10, \dots$$

$$A_{(j)} = \frac{(B_{(j)}(\omega \xi)) + (-1)^{\frac{(j-1)}{2}} v_{(j)}'(x, \frac{L}{c})}{\omega_{d(j)}} \quad \text{เมื่อ } j \text{ เป็นจำนวนคี่ เช่น } 1, 3, 5, 7, 9, \dots \quad (3.9)$$

$$A_{(j)} = 0 \quad \text{เมื่อ } j \text{ เป็นจำนวนคู่ เช่น } 2, 4, 6, 8, 10, \dots$$

จากนั้นเมื่อได้ค่าการโก่งตัวของสะพานทั้งหมดตั้งแต่เริ่มเคลื่อนตัวกระทั่งหยุด ดังแสดงในรูปที่ 3.2 ก็จะนำมาทำการคำนวณหาค่าความเค้นทั้งหมดของสะพานที่เกิดขึ้นต่อไป โดยการหาค่าความเค้นที่เกิดขึ้นก็จะแยกออกเป็น 2 ช่วงเช่นกัน คือ ช่วงที่รถบรรทุกอยู่บนสะพาน และ ช่วงที่รถบรรทุกออกจากสะพานไปแล้ว โดยอาศัยหลักการของวัสดุศาสตร์ (mechanic of material) ในการคำนวณค่าความเค้นที่เกิดขึ้น ดังแสดงต่อไป



รูปที่ 3.2 แสดงการเคลื่อนที่ของสะพานที่ตำแหน่งกึ่งกลางสะพานตั้งแต่เริ่มเคลื่อนที่กระทั่งหยุดสั้น

3.2 การคำนวณค่าความเค้นและค่าช่วงความเค้นเทียบเท่าที่เกิดขึ้นกับสะพาน

3.2.1 กรณีที่รถบรรทุกอยู่บนสะพาน

เนื่องจากความสัมพันธ์ระหว่างค่าการเคลื่อนตัวของสะพานกับค่าความเครียดแสดงได้ดังสมการ

$$\varepsilon(x,t) = -d \left[\frac{\partial^2 v(x,t)}{\partial x^2} \right] \quad (3.10)$$

และจากกฎของฮุก (Hook's Law) ที่แสดงความสัมพันธ์ระหว่างค่าความเค้นกับค่าความเครียดจะได้สมการแสดงความสัมพันธ์ระหว่างค่าการเคลื่อนตัวของสะพานกับค่าความเค้นได้ ดังนี้

$$\sigma(x,t) = -Ed \left[\frac{\partial^2 v(x,t)}{\partial x^2} \right] \quad (3.11)$$

ดังนั้นจะได้สมการแสดงค่าความเค้นของสะพานที่ตำแหน่งและเวลาต่างๆเมื่อรถอยู่บนสะพานได้ ดังนี้

$$\sigma(x,t) = -Edv_0 \sum_{j=1}^{\infty} C_j (j\pi/L)^2 \begin{bmatrix} j^2(j^2 - \beta^2) \sin(j\omega_v t) \\ -\frac{j\beta[j^2(j^2 - \beta^2) - 2\xi^2]}{(j^4 - \xi^2)^{1/2}} e^{-\omega_{(j)}\xi t} \sin \omega_{d(j)} t \\ -2j\beta\xi(\cos j\omega_v t - e^{-\omega_{(j)}\xi t} \cos \omega_{d(j)} t) \end{bmatrix} \left(-\sin \frac{j\pi x}{L}\right) \quad (3.12)$$

โดยที่ d = ระยะที่วัดจากขอบบน หรือ ขอบล่างของสะพานถึงแกนสะเทิน (Neutral Axis)
 E = ค่าโมดูลัสยืดหยุ่นของเหล็ก

3.2.2 กรณีที่รถบรรทุกไม่อยู่บนสะพาน

จากความสัมพันธ์ระหว่างค่าความเค้นที่เกิดขึ้นกับค่าการเคลื่อนตัวของสะพานดังที่ได้กล่าวมาแล้ว ดังนั้นเมื่อแทนค่าการเคลื่อนตัวของสะพานในช่วงที่รถไม่อยู่บนสะพานลงในสมการที่ 3.7 จะได้สมการแสดงค่าความเค้นของสะพานที่ตำแหน่งและเวลาต่างๆเมื่อรถออกจากสะพานไปแล้ว ดังนี้

$$\sigma_f(x,t_f) = -Ed \sum_{j=1}^{\infty} \left(\frac{j\pi}{L}\right)^2 \left(A_{(j)} e^{-\omega_{(j)}\xi t_f} \sin \omega_{d(j)} t_f + B_{(j)} e^{-\omega_{(j)}\xi t_f} \cos \omega_{d(j)} t_f \right) \left(-\sin \frac{j\pi x}{L}\right) \quad (3.13)$$

เมื่อได้ค่าความเค้นทั้งสองช่วงครบแล้วเราจะนำมาเข้ากระบวนการเรนโพล์วเค้าน์ดิ่งเพื่อทำการหาค่าช่วงความเค้น (Stress Range) และนับจำนวนลูกที่เกิดขึ้นเพื่อนำไปคำนวณค่าความเค้นประสิทธิผลต่อไป เนื่องจากกระบวนการเรนโพล์วเค้าน์ดิ่งจะอาศัยหลักการนับแบบค่าสูงสุด (Peak) ถึง ค่าต่ำสุด (Valley) แล้วนับเป็น 1 รอบ นับไปเรื่อยๆกระทั่งครบ ดังนั้นการจะหาค่าสูงสุด-ค่าต่ำสุดของค่าความเค้นต้องทำการหาอนุพันธ์ (differential) ของสมการความเค้นเทียบกับเวลาในแต่ละช่วงก่อน โดยสมการอนุพันธ์ของค่าความเค้นในแต่ละช่วง แสดงได้ดังนี้

1. ช่วงที่รถอยู่บนสะพาน

$$\sigma'(x,t) = -Edv_0 \sum_{j=1}^{\infty} C_j (j\pi/L)^2 \left[\begin{array}{l} j^2(j^2 - \beta^2)(j\omega_v) \cos(j\omega_v t) \\ - \frac{j\beta[j^2(j^2 - \beta^2) - 2\xi^2]}{(j^4 - \xi^2)^{1/2}} \{ [e^{-\omega_{(j)}\xi t} \omega_{d(j)} \cos \omega_{d(j)} t] - \\ [e^{-\omega_{(j)}\xi t} \omega_{(j)}\xi \sin \omega_{d(j)} t] \} \\ - 2j\beta\xi \{ [j\omega_v (-\sin j\omega_v t)] + \\ [(e^{-\omega_{(j)}\xi t} \omega_{(j)}\xi \cos \omega_{d(j)} t) + (e^{-\omega_{(j)}\xi t} \omega_{d(j)} \sin \omega_{d(j)} t)] \} \end{array} \right] \left(-\sin \frac{j\pi x}{L} \right) \quad (3.14)$$

2. ช่วงที่รถออกจากสะพานไปแล้ว

$$\sigma'_f(x,t_f) = -Ed \sum_{j=1}^{\infty} \left(\frac{j\pi}{L} \right)^2 \left(\begin{array}{l} A_{(j)} [e^{-\omega_{(j)}\xi t_f} \cos(\omega_{d(j)} t_f) \omega_{d(j)} - \\ \omega_{(j)}\xi e^{-\omega_{(j)}\xi t_f} \sin(\omega_{d(j)} t_f)] \\ + B_{(j)} [e^{-\omega_{(j)}\xi t_f} (-\sin(\omega_{d(j)} t_f)) \omega_{d(j)} - \\ \omega_{(j)}\xi e^{-\omega_{(j)}\xi t_f} \cos(\omega_{d(j)} t_f)] \end{array} \right) \left(-\sin \frac{j\pi x}{L} \right) \quad (3.15)$$

เมื่อได้สมการอนุพันธ์ของค่าความเค้นเทียบกับเวลาแล้วก็จะนำไปทำการหาค่าเวลาที่เกิดความเค้นน้อยที่สุดมากที่สุด โดยการแทนค่า $\dot{\sigma}(x,t)$ และ $\dot{\sigma}_f(x,t)$ ในสมการที่ 3.11 และ 3.12 ตามลำดับเท่ากับศูนย์ และคิดแค่โหมดแรกของการสั่นไหวเนื่องจากการสั่นไหวหลักของการสั่นไหวของสะพาน จะแก้สมการหาค่าเวลาออกมาได้ดังนี้

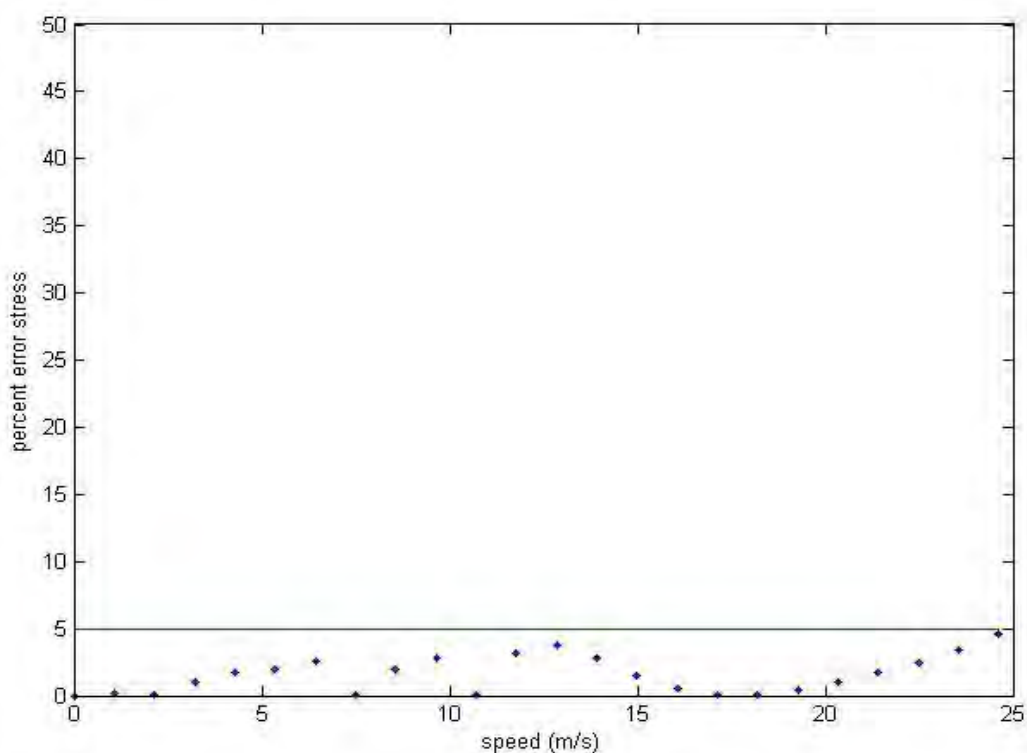
1. ช่วงที่รถอยู่บนสะพาน

$$(1 - \beta^2)(\omega_v) \cos(\omega_v t) = \frac{\beta[(1 - \beta^2) - 2\xi^2]}{(1 - \xi^2)^{1/2}} \{ [e^{-\omega_{(1)}\xi t} \omega_{d(1)} \cos \omega_{d(1)} t] - [e^{-\omega_{(1)}\xi t} \omega_{(1)}\xi \sin \omega_{d(1)} t] \} \\ + 2\beta\xi \{ [\omega_v (-\sin \omega_v t)] + [(e^{-\omega_{(1)}\xi t} \omega_{(1)}\xi \cos \omega_{d(1)} t) + (e^{-\omega_{(1)}\xi t} \omega_{d(1)} \sin \omega_{d(1)} t)] \} \quad (3.16)$$

โดยจะนำสมการที่ 3.16 ไปคำนวณในโปรแกรม MATLAB เพื่อหาค่าเวลา (t) ออกมา เนื่องจากไม่สามารถคำนวณได้โดยง่ายด้วยมือเปล่า แต่เนื่องจากความสลับซับซ้อนในการคำนวณค่าเวลาที่เกิดความเค้นมากที่สุดจึงสมมุติให้เกิดค่าความเค้นมากที่สุด ณ ตำแหน่งที่รถอยู่ตรงกลางสะพานพอดี คือ $t = \frac{L}{2c}$ ซึ่งเมื่อนำไปแทนค่าในสมการที่ 3.12 จะทำการคำนวณค่าความเค้นที่มากที่สุดออกมาได้ ดังนี้

$$\sigma\left(\frac{L}{2}, \frac{L}{2c}\right) = E d v_0 \sum_{j=1}^{\infty} C_j(c, \xi) (j\pi / L)^2 \left[\begin{array}{l} j^2 \left(j^2 - \left(\frac{\pi c / L}{\omega_{(j)}} \right)^2 \right) \sin\left(\frac{j\pi}{2} \right) \\ \frac{j\pi c \left[j^2 \left(j^2 - \left(\frac{\pi c / L}{\omega_{(j)}} \right)^2 \right) - 2\xi^2 \right]}{L\omega_{(j)} (j^4 - \xi^2)^{1/2}} e^{-\frac{\omega_{(j)}\xi L}{2c}} \sin\left(\omega_{d(j)} \frac{L}{2c} \right) \\ \frac{-2j\pi c \xi}{L\omega_{(j)}} \left[\cos\left(j \frac{j\pi}{2} \right) - e^{-\frac{\omega_{(j)}\xi L}{2c}} \cos\left(\omega_{d(j)} \frac{L}{2c} \right) \right] \end{array} \right] \left(\sin \frac{j\pi}{2} \right) \quad (3.17)$$

โดยที่ค่าความเค้นที่ได้นั้นจะมีความคลาดเคลื่อนจากค่าความเค้นที่มากที่สุดที่เกิดขึ้นจริงอยู่บ้าง แต่มีค่าไม่มากนักโดยค่าความคลาดเคลื่อนนั้นคำนวณได้จากค่าความเค้นที่คำนวณได้จากสมการที่ 3.17 เทียบกับค่าความเค้นสูงสุดที่คำนวณได้ตามสมการที่ 3.12 ซึ่งมีค่าความคลาดเคลื่อนสูงสุดไม่เกิน 4% โดยค่าความคลาดเคลื่อนที่ความเร็วของรถค่าต่างๆแสดงดังกราฟข้างล่าง



รูปที่ 3.3 แสดงค่าความคลาดเคลื่อนของค่าความเค้นที่เกิดขึ้นเทียบกับความเร็วของรถขณะวิ่งผ่านสะพาน

เมื่อสมมุติให้ค่าความเค้นที่เกิดขึ้นเมื่อรถอยู่ตรงกลางสะพานเป็นค่าความเค้นที่มากที่สุดที่เกิดขึ้น ดังนั้นจึงใช้ค่าความเค้นที่ได้จากสมการที่ 3.17 เป็นค่าความเค้นสูงสุดของสะพานที่เกิดขึ้นในขณะที่รถยังอยู่บนสะพาน โดยถือเป็นค่าช่วงความเค้นที่เกิดขึ้นขณะที่รถยังอยู่บนสะพานซึ่งเกิดขึ้นแค่ 1 ลูกเท่านั้น จากนั้นจะนำไปรวม

กับค่าช่วงความเค้นที่เกิดขึ้นในกรณีที่รูดออกจากสะพานไปแล้ว เพื่อนำไปคำนวณค่าช่วงความเค้นเทียบเท่าที่เกิดขึ้นเมื่อรถหนึ่งคันวิ่งผ่านสะพานต่อไป โดยค่าช่วงความเค้นที่เกิดขึ้นเมื่อรถอยู่บนสะพาน (S_L) แสดงได้ดังสกร

$$S_L = \frac{PL^3 d}{48I} \sum_{j=1}^{\infty} C_j(c, \xi) (j\pi/L)^2 \left[\begin{array}{l} j^2 (j^2 - (\frac{\pi c/L}{\omega_{(j)}})^2) \sin(\frac{j\pi}{2}) \\ j\pi c [j^2 (j^2 - (\frac{\pi c/L}{\omega_{(j)}})^2) - 2\xi^2] \frac{-\omega_{(j)} \xi L}{2c} \sin(\omega_{d(j)} \frac{L}{2c}) \\ \frac{-2j\pi c \xi}{L\omega_{(j)}} [\cos(\frac{j\pi}{2}) - e^{\frac{-\omega_{(j)} \xi L}{2c}} \cos(\omega_{d(j)} \frac{L}{2c})] \end{array} \right] (\sin \frac{j\pi}{2}) \quad (3.18)$$

2. ช่วงที่รูดออกจากสะพานไปแล้ว

$$0 = A_{(1)} [e^{-\omega_{(1)} \xi t_f} \cos(\omega_{d(1)} t_f) \omega_{d(1)} - \omega_{(1)} \xi e^{-\omega_{(1)} \xi t_f} \sin(\omega_{d(1)} t_f)] \\ + B_{(1)} [e^{-\omega_{(1)} \xi t_f} (-\sin(\omega_{d(1)} t_f)) \omega_{d(1)} - \omega_{(1)} \xi e^{-\omega_{(1)} \xi t_f} \cos(\omega_{d(1)} t_f)] \quad (3.19)$$

$$e^{-\omega_{(1)} \xi t_f} \cos(\omega_{d(1)} t_f) [A_{(1)} \omega_{d(1)} - B_{(1)} \omega_1 \xi] = e^{-\omega_{(1)} \xi t_f} \sin(\omega_{d(1)} t_f) [A_{(1)} \omega_{d(1)} + B_{(1)} \omega_1 \xi] \quad (3.20)$$

ดังนั้นจะได้

$$\tan(\omega_{d(1)} t_f) = \frac{[A_{(1)} \omega_{d(1)} - B_{(1)} \omega_1 \xi]}{[A_{(1)} \omega_1 \xi + B_{(1)} \omega_{d(1)}]} \quad (3.21)$$

$$t_f = \frac{\tan^{-1} \left\{ \frac{[A_{(1)} \omega_{d(1)} - B_{(1)} \omega_1 \xi]}{[A_{(1)} \omega_1 \xi + B_{(1)} \omega_{d(1)}]} \right\}}{\omega_{d(1)}} \quad (3.22)$$

โดยจะนำสมการที่ 3.18 ไปทำการหาค่าเวลาต่อไป จากนั้นจะนำค่าเวลาที่ได้ของช่วงที่รูดออกจากสะพานแล้วไปแทนค่าในสมการที่ 3.13 เพื่อหาค่าความเค้นที่สูงที่สุดและต่ำที่สุดที่เกิดขึ้นเมื่อรถออกจากสะพาน และนำมาคำนวณค่าช่วงความเค้น (stress range) โดยนำเอาค่าความเค้นที่สูงที่สุดมาลบกับค่าความเค้นที่ต่ำที่สุด และคำนวณไปเรื่อยๆ กระทั่งมีค่าช่วงความเค้นเป็นศูนย์แล้วจึงหยุด และทำการนับจำนวนค่าช่วงความเค้นที่ได้เพื่อนำไปทำการคำนวณค่าช่วงความเค้นเทียบเท่า ดังจะแสดงต่อไปนี้

เมื่อนำค่าเวลาจากสมการที่ 3.18 มาแทนค่าในสมการที่ 3.13 จะได้ค่าความเค้นที่สูงสุดและต่ำสุดออกมา แต่เนื่องจากเราค่าความเค้นสูงสุดและต่ำสุดมีหลายครั้ง โดยแต่ละครั้งจะเกิดต่างกันคิดเป็นเวลาครึ่งคาบของการสั่นไหวของสะพาน ดังนั้นจึงต้องแทนค่าเวลาหลายๆค่าลงในสมการซึ่งค่าของเวลาทั้งหมดที่ทำให้เกิดค่าความเค้นสูงสุดและต่ำสุด แสดงดังสมการข้างล่าง

$$t_f(i) = \frac{\tan^{-1} \left\{ \frac{[A_{(1)}\omega_{d(1)} - B_{(1)}\omega_1\xi]}{[A_{(1)}\omega_1\xi + B_{(1)}\omega_{d(1)}]} \right\}}{\omega_{d(1)}} + \frac{(i-1)\pi}{\omega_{(1)}} \quad (3.23)$$

ดังนั้นเมื่อนำค่าเวลาในสมการที่ 3.22 ไปแทนค่าในสมการที่ 3.13 และคิดค่าความเค้นที่ตำแหน่งกึ่งกลางสะพาน จะได้สมการแสดงค่าความเค้นที่สูงสุดและต่ำสุดทั้งหมดที่เกิดขึ้น ณ ตำแหน่งกึ่งกลางสะพานออกมา ดังนี้

$$\sigma_{f(i)}\left(\frac{L}{2}, t_f(i)\right) = Ed \sum_{j=1}^{\infty} \left(\frac{j\pi}{L}\right)^2 \left\{ \begin{array}{l} \left[A_{(j)} e^{-\omega_{(j)}\xi t_f(i, \omega_1, \xi)} \sin \omega_{d(j)} t_f(i, \omega_1, \xi) \right] \\ + \left[B_{(j)} e^{-\omega_{(j)}\xi t_f(i, \omega_1, \xi)} \cos \omega_{d(j)} t_f(i, \omega_1, \xi) \right] \end{array} \right\} \left(\sin \frac{j\pi}{2} \right) \quad (3.24)$$

ดังนั้นค่าช่วงความเค้นที่เกิดขึ้นเมื่อรถออกจากสะพานไปแล้ว คือ

$$S_{F(p)} = \left| \sigma_{f(i)}\left(\frac{L}{2}, t_i\right) - \sigma_{f(i+1)}\left(\frac{L}{2}, t_{i+1}\right) \right| \quad (3.25)$$

โดยที่ $S_{f(p)}$ = ค่าช่วงความเค้นที่เกิดขึ้นในช่วงการสั่นไหวอิสระลูกที่ p
 n = จำนวนลูกของค่าช่วงความเค้นทั้งหมดที่เกิดขึ้นซึ่งมีค่าเท่ากับ $i/2$

ต่อมาจะทำการคำนวณค่าช่วงความเค้นเทียบเท่าโดยใช้สมการที่ 2.13 ในการรวมค่าช่วงความเค้นทั้งหมดที่เกิดขึ้นตั้งแต่รถเริ่มวิ่งเข้าสะพานซึ่งแบ่งออกเป็น 2 ช่วง ดังที่ได้กล่าวมาแล้ว โดยจะได้ค่าช่วงความเค้นเทียบเท่า (S_i) ได้ดังนี้

$$S_i = \sqrt[3]{S_L^3 + \sum_{p=1}^n S_{F(p)}^3} \quad (3.26)$$

จากนั้นจะทำการคำนวณค่าสัดส่วนความเสียหาย (Damage ratio) ที่เกิดขึ้นตามสมการที่ 2.11 จะได้สมการแสดงค่าสัดส่วนความเสียหายของสะพานที่เกิดขึ้นเมื่อมีรถหนึ่งคันวิ่งผ่าน ดังนี้

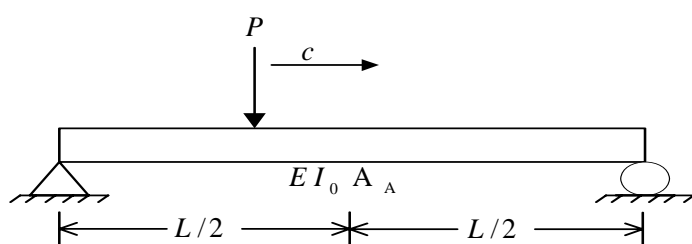
$$D_i = \frac{S_L^3 + \sum_{p=1}^n S_{F(p)}^3}{A} \quad (3.27)$$

โดยจะเห็นว่าค่าความเสียหายที่เกิดขึ้นเนื่องจากความล้มแปรผันตรงกับค่าช่วงความเค้นเทียบเท่ากำลังสาม และค่าช่วงความเค้นเทียบเท่าจะแปรผกผันกับสถิติเนสของสะพาน (I) ดังแสดงในสมการที่ 3.18 ซึ่งเป็นค่าช่วงความเค้นในกรณีที่รถยังอยู่บนสะพาน ส่วนในกรณีที่รถออกจากสะพานไปแล้วซึ่งค่าช่วงความเค้นที่เกิดขึ้นแสดงดังสมการที่ 3.25 นั้นจะพบว่าค่าช่วงความเค้นเทียบเท่าจะแปรผกผันกับค่าสถิติเนสเช่นกัน แต่ไม่เห็นได้อย่างชัดเจน โดยผลของค่าสถิติเนสของสะพานจะแฝงอยู่ในพจน์ของค่าความถี่ธรรมชาติของสะพาน ดังนั้นเมื่อเราทำการปรับเปลี่ยนค่าสถิติเนสของสะพานก็จะทำให้ค่าสัดส่วนความเสียหายของสะพานเนื่องจากความล้มเปลี่ยนแปลงไปในทิศทางตรงกันข้ามด้วย กล่าวคือ เมื่อเพิ่มค่าสถิติเนสของสะพานก็จะทำให้ค่าความเสียหายลดลงด้วย

นอกจากค่าสถิติเนสของสะพานแล้วจากสมการค่าช่วงความเค้นที่เกิดขึ้นยังพบว่ายังมีอีกหลายปัจจัยที่มีผลต่อค่าช่วงความเค้นซึ่งส่งผลโดยตรงต่อค่าความเสียหายที่เกิดขึ้น อาทิเช่น ความเร็วของรถขณะวิ่งผ่านสะพาน , ค่าความหน่วงของสะพาน , ค่าน้ำหนักของรถบรรทุกที่วิ่งผ่านสะพาน ฯลฯ ซึ่งจะทำให้การศึกษาถึงผลของปัจจัยต่างๆ เหล่านี้ที่มีต่อค่าความเสียหายที่เกิดขึ้นต่อไป แต่เนื่องด้วยการคำนวณโดยตรงตามวิธีที่ได้แสดงข้างต้นนี้มีความยุ่งยากและสลับซับซ้อนในการคำนวณมาก และยังมิช้องจำเป็นในการศึกษาถึงผลของ คุณสมบัติเชิงพลศาสตร์ของรถบรรทุก , ความขรุขระของพื้นผิวสะพาน ฯลฯ ดังนั้นจึงได้ทำการสร้างโปรแกรมจำลองรถวิ่งผ่านสะพานขึ้นมาเพื่อความสะดวกรวดเร็วในการคำนวณ และสามารถศึกษาถึงผลของปัจจัยต่างๆ ที่มีต่อค่าความเสียหายของสะพานได้หลากหลายขึ้นกว่าการคำนวณโดยตรง และได้ทำการตรวจสอบความถูกต้องของโปรแกรมจำลองรถวิ่งผ่านสะพาน เพื่อให้มีความน่าเชื่อถือได้ของผลที่ได้จากตัวโปรแกรมจำลองรถวิ่งผ่านสะพาน ดังจะแสดงในบทต่อไป

3.3 ตัวอย่างการคำนวณค่าสัดส่วนความเสียหายของสะพานเนื่องจากความล้ม

จากสมการค่าสัดส่วนความเสียหายของสะพานที่เกิดขึ้นเมื่อมีรถหนึ่งคันวิ่งผ่านสะพานแสดงดังสมการที่ 3.27 ซึ่งจะเห็นว่าค่าสัดส่วนความเสียหายที่เกิดขึ้นมีปัจจัยหลายอย่างที่มีผลต่อค่าสัดส่วนความเสียหายที่เกิดขึ้น อาทิเช่น ความเร็วของรถ , ค่าสถิติเนสของสะพาน , ค่าความหน่วงของสะพาน ฯลฯ โดยในที่นี้จะทำการคำนวณค่าสัดส่วนความเสียหายในกรณีที่รถมีความเร็วต่างกัน ตั้งแต่ 5 m/s – 15m/s และในกรณีที่เพิ่มค่าโมเมนต์ความเฉื่อย (I) ของสะพานขึ้นทำให้สะพานมีค่าสถิติเนสเพิ่มขึ้น 5% ถึง 50% และในกรณีที่สะพานมีค่าความหน่วง ตั้งแต่ 2% ถึง 50% ซึ่งจะได้ค่าสัดส่วนความเสียหายของแต่ละกรณีออกมาดังแสดงต่อไป โดยลักษณะและคุณสมบัติต่างๆ ของสะพานก่อนเพิ่มค่าสถิติเนสและความหน่วงของสะพานที่ใช้ในการศึกษาแสดงดังรูปที่ 3.4 โดยค่าสัดส่วนความเสียหายที่เกิดขึ้นในกรณีเพิ่มค่าสถิติเนสของสะพานและค่าความหน่วงของสะพานเมื่อรถมีความเร็วค่าต่างๆ จะถูกนำมาวิเคราะห์ต่อไป



$$EI_0 = 6.27 \times 10^9 \text{ N-m}^2, \xi_0 = 0.02$$

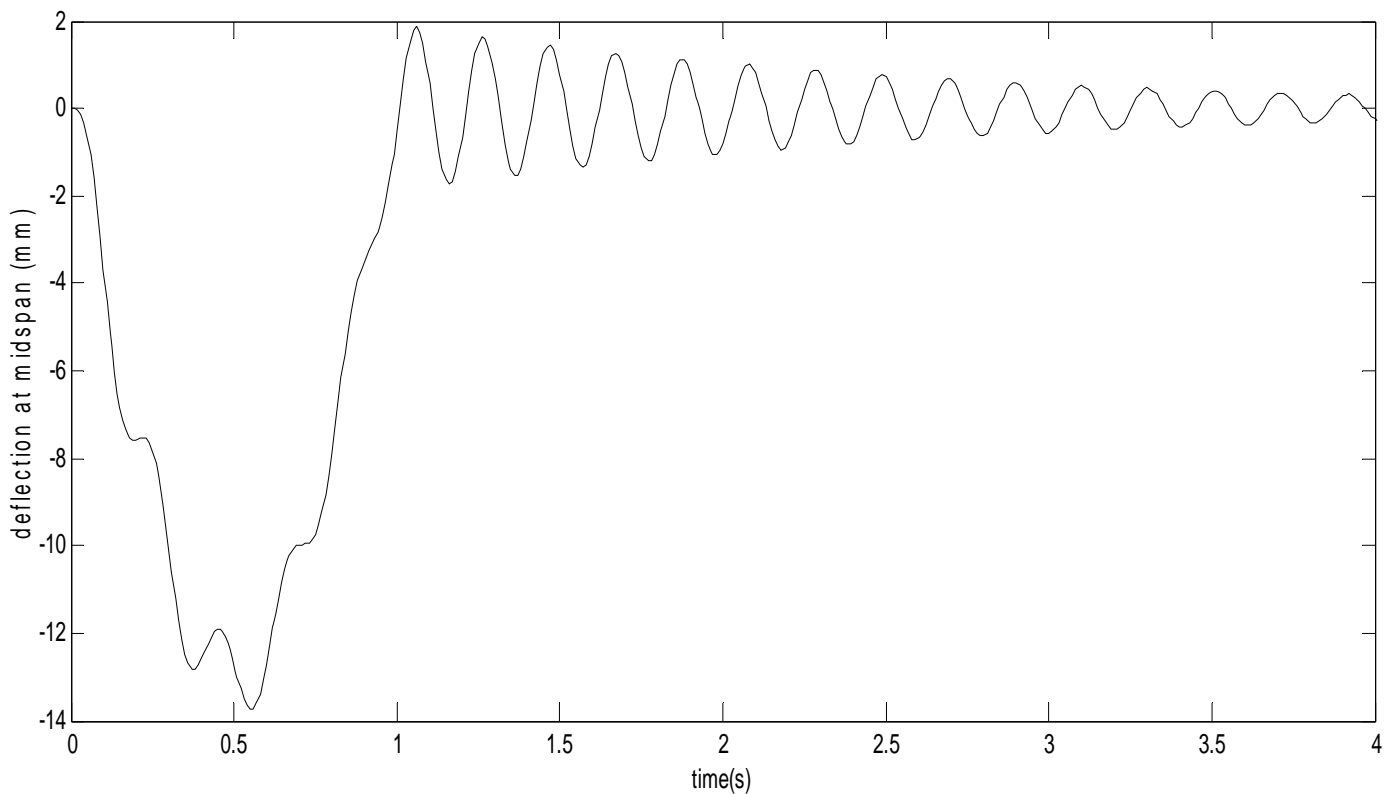
$$L = 25 \text{ m}, A_A = 9.61 \times 10^{15}$$

$$c = 25 \text{ m/s}, P = 25 \text{ t}$$

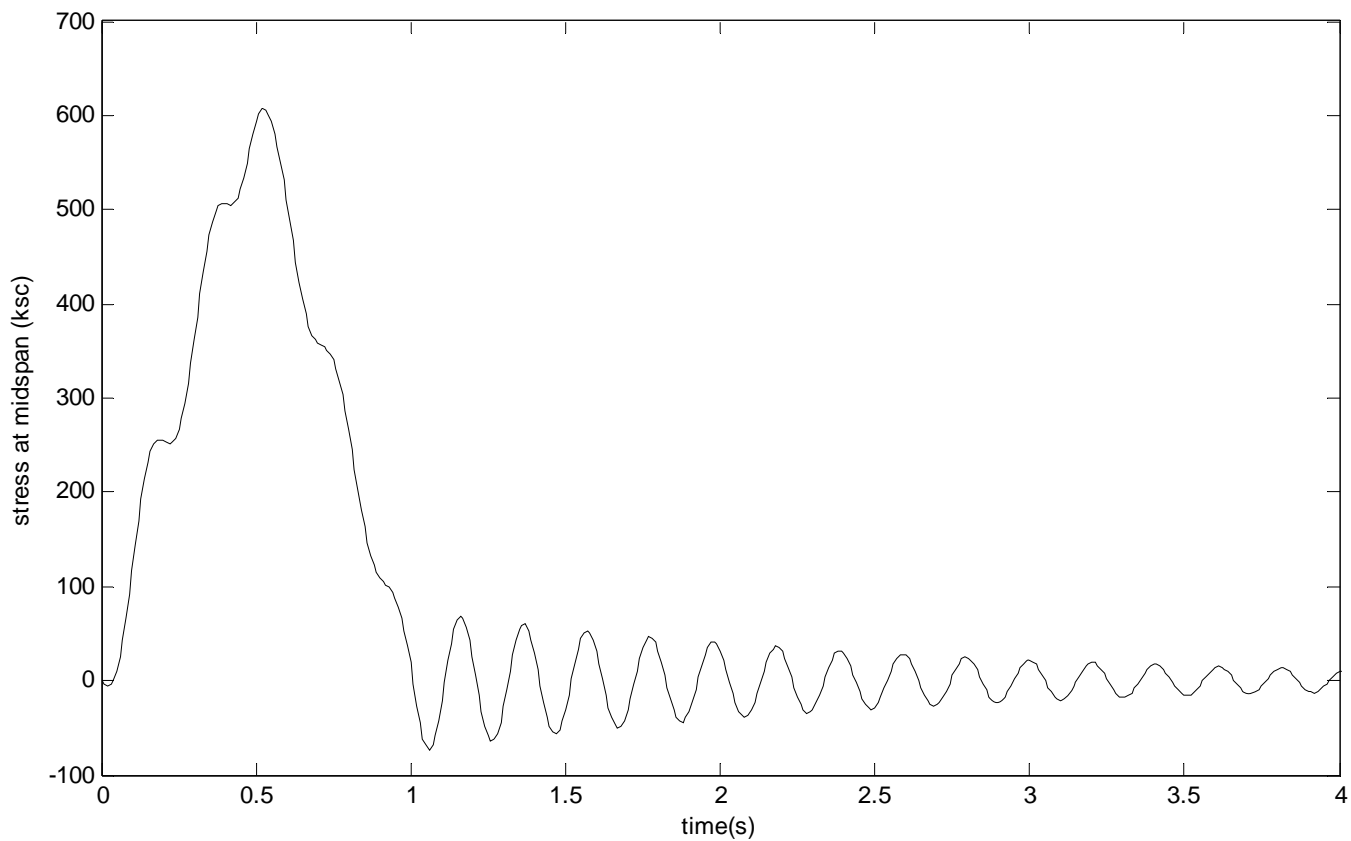
รูปที่ 3.4 แสดงตัวอย่างลักษณะและคุณสมบัติต่างๆของสะพานที่ใช้ในการศึกษาก่อนเพิ่มค่าสถิติเนสและความหน่วง

โดยจากผลการวิเคราะห์เมื่อมีรถวิ่งผ่านสะพานตามลักษณะและคุณสมบัติต่างๆของสะพานในรูปที่ 3.4 จะได้ค่าการโก่งตัวและค่าความเค้นที่เกิดขึ้นบริเวณกึ่งกลางสะพานออกมา ดังแสดงในรูปที่ 3.5 และ 3.6 โดยจากรูป 3.6 จะพบว่าค่าความเค้นที่เกิดขึ้นบริเวณกึ่งกลางสะพานในขณะที่รถยังวิ่งอยู่บนสะพานจะมีค่ามากกว่ากรณีที่รถวิ่งออกจากสะพานไปแล้วซึ่งสะพานจะสั่นไหวอย่างอิสระ ดังนั้นในการคำนวณค่าสัดส่วนความเสียหายที่เกิดขึ้นจึงพิจารณาเพียงแต่ค่าความเค้นที่เกิดขึ้นในกรณีที่รถยังวิ่งอยู่บนสะพานเท่านั้น โดยค่าสัดส่วนความเสียหายที่เกิดขึ้นในกรณีของตัวอย่างที่ได้นำเสนอไว้สามารถคำนวณได้ตามสมการที่ 3.27 ซึ่งมีค่าเท่ากับ

$$D_i = \frac{S_L^3}{A} = \frac{(593.37)^3}{9.61 \times 10^{15}} = 2.27 \times 10^{-8}$$



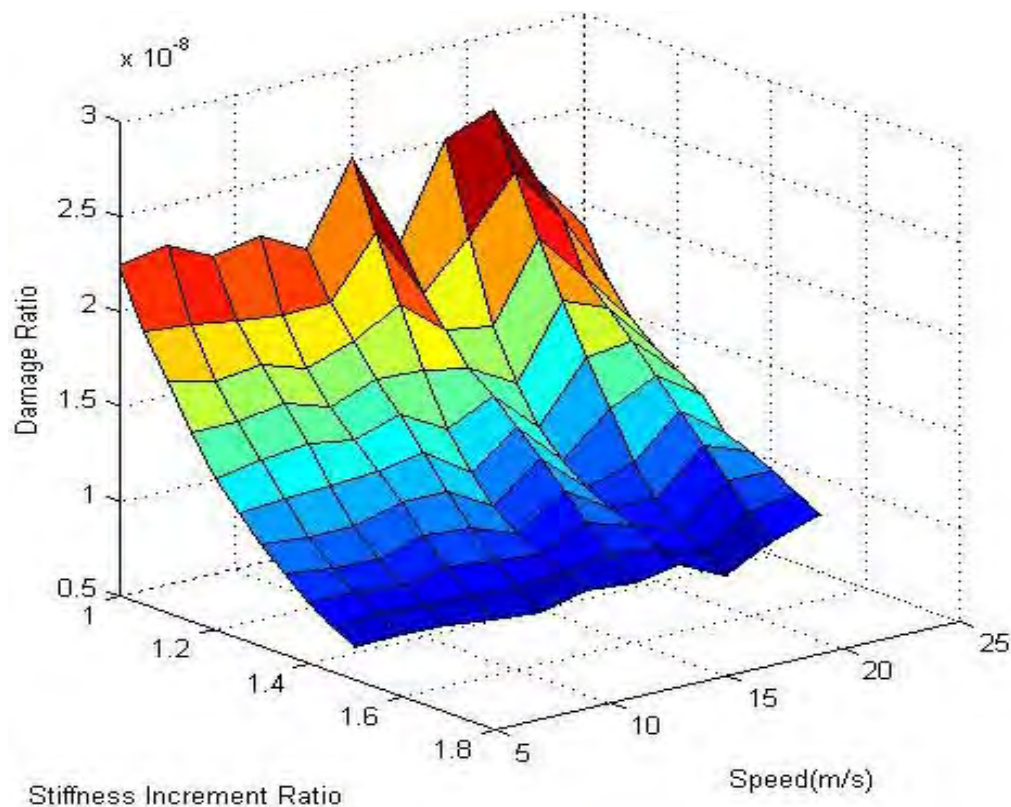
รูปที่ 3.5 แสดงค่าการโก่งตัวบริเวณกึ่งกลางสะพานของตัวอย่างลักษณะและคุณสมบัติต่างๆของสะพานที่ทำการศึกษา



รูปที่ 3.6 แสดงค่าความเค้นบริเวณกึ่งกลางสะพานของตัวอย่างลักษณะและคุณสมบัติต่างๆของสะพานที่ทำการศึกษา

3.3.1 กรณีที่ปรับเปลี่ยนค่าความเร็วรถและค่าสติเฟนสของสะพาน

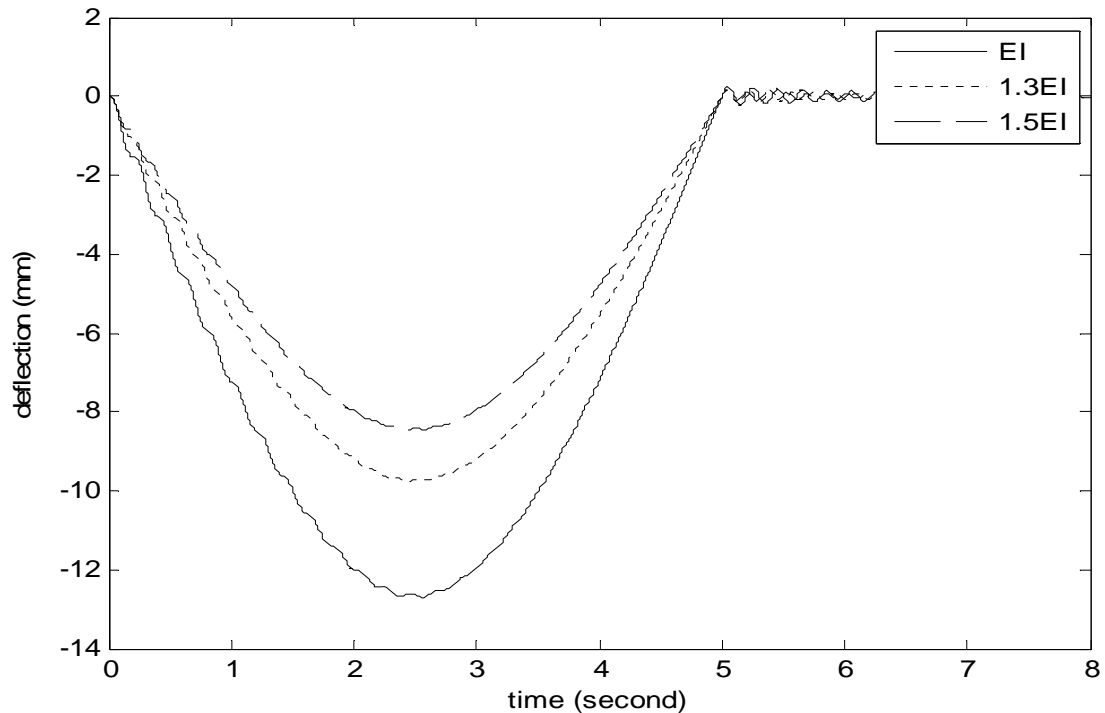
ผลค่าสัดส่วนความเสียหายที่ได้เมื่อทำการปรับเปลี่ยนค่าความเร็วรถ และค่าสติเฟนสของสะพาน แสดงดังรูปที่ 3.7 ดังนี้



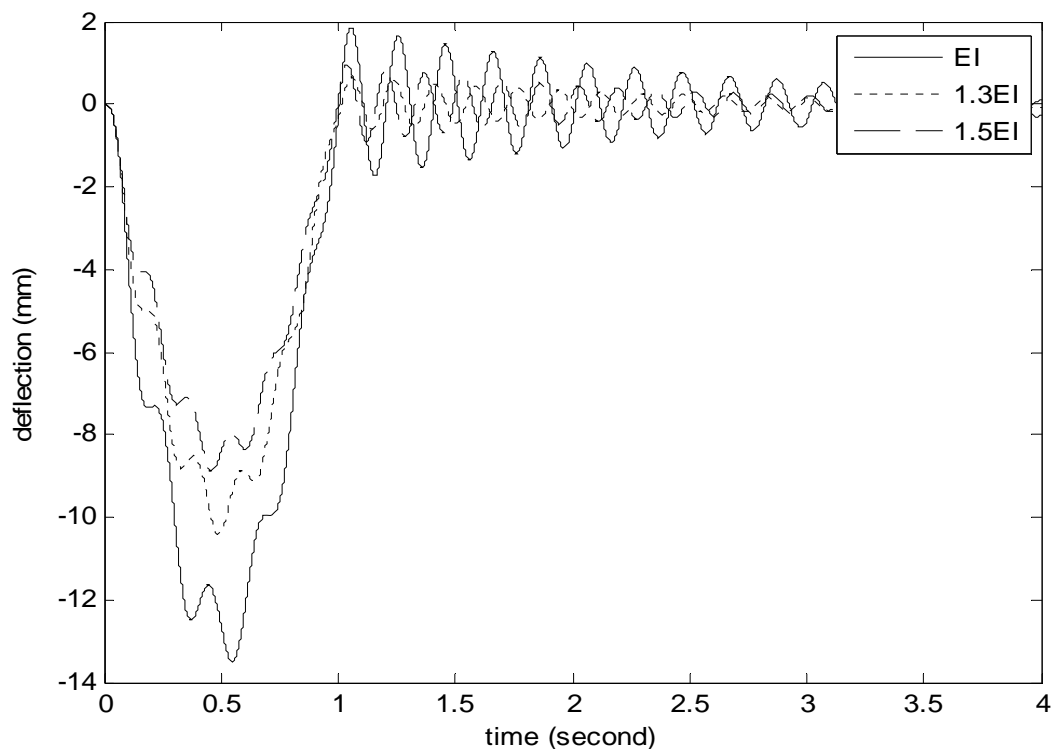
รูปที่ 3.7 แสดงค่าสัดส่วนความเสียหายเนื่องจากความล้าที่เกิดขึ้นเทียบกับความเร็วของรถขณะวิ่งผ่าน สะพานและค่าสติเฟนสของสะพาน

โดยจากรูปที่ 3.7 แสดงให้เห็นว่าเมื่อเพิ่มค่าสติเฟนสของสะพานให้มากขึ้นจะทำให้ค่าสัดส่วนความเสียหายของสะพานมีค่าลดลงอย่างชัดเจน แต่ในส่วนของความเร็วรถพบว่ามีความสัมพันธ์ที่ไม่แน่นอน กล่าวคือ ในกรณีที่ความเร็วของรถมีค่าน้อยค่าสัดส่วนความเสียหายจะมีค่าค่อนข้างคงที่ แต่เมื่อความเร็วของรถมากขึ้นค่าสัดส่วนความเสียหายจะเปลี่ยนแปลงเพิ่มขึ้นหรือลดลงค่อนข้างมาก ซึ่งจะเกิดขึ้นในช่วงที่ค่าสติเฟนสของสะพานมีค่าน้อยและค่าสติเฟนสของสะพานมีค่ามากแต่ในกรณีที่สะพานมีค่าสติเฟนสน้อยจะสังเกตเห็นได้ง่ายกว่ากรณีที่สะพานมีค่าสติเฟนสมากเนื่องจากค่าสัดส่วนความเสียหายที่เกิดขึ้นมีค่ามากกว่า โดยมีสาเหตุมาจากการที่สะพานเกิดการสั่นไหวซึ่งส่งผลต่อค่าช่วงความถี่ที่เกิดขึ้นทำให้เกิดค่าสัดส่วนความเสียหายที่แตกต่างกันมากดังแสดงในรูปที่ 3.7 ซึ่งจากรูปการโก่งตัวของสะพานที่ความเร็วของรถที่วิ่งผ่านสะพานค่าต่างๆดังแสดงในรูปที่ 3.10 จะสังเกตเห็นว่ามี การสั่นไหวเกิดขึ้นซึ่งเมื่อทำการตรวจสอบพบว่าค่าความถี่ของการสั่นไหวนั้นมีค่าใกล้เคียงกับค่าความถี่การสั่นไหวของสะพานในโหมดที่ 1 คือ 4.45 Hz ซึ่งเมื่อทำการเพิ่มค่าสติเฟนสของสะพานขึ้น 50% จะทำให้ค่าการแอ่นตัวของสะพานลดลงดังแสดงในรูปที่ 3.11 ส่งผลให้ค่าสัดส่วนความเสียหายมีค่าลดลงด้วยจึงทำให้เราสังเกตเห็นค่าสัดส่วนความเสียหายมีการเปลี่ยนแปลงเพียงเล็กน้อยเท่านั้น และนอกจากนี้เมื่อทำการเพิ่มค่าความหน่วงของสะพานขึ้นเป็น 20% จะส่งผลให้การสั่นไหวที่เกิดขึ้นในกราฟแสดงการโก่งตัวของสะพานที่ความเร็วรถต่างๆหายไป ดังนั้น จึงสรุปได้ว่าค่าสัดส่วนความเสียหายที่มีค่าแตกต่างกันมากเมื่อรถวิ่งด้วยความเร็วสูงๆในช่วงที่สะพานมีค่าสติเฟนสน้อยๆเกิดจากการที่สะพานติดตัวกลับไป-กลับมา ตามค่าความถี่ธรรมชาติของการสั่นไหวของสะพาน ทำให้ในบางความเร็วมีค่าสัดส่วนความเสียหายน้อย และบางความเร็วมีค่าสัดส่วนความเสียหายมาก ซึ่งค่าที่แปรปรวนนี้จะลดลงเมื่อสะพานมีค่า

สติฟเนสมากขึ้น หรือ ค่าความหน่วงมากขึ้น เนื่องจากสะพานมีการสั่นไหวที่ลดลงนั่นเอง จึงไม่ค่อยส่งผลต่อค่าสัดส่วนความเสียหายของสะพานทำให้มีค่าสัดส่วนความเสียหายของสะพานค่อนข้างคงที่ ดังแสดงในรูปที่ 3.7 โดยค่าการแอ่นตัวบริเวณกึ่งกลางสะพานในกรณีที่เกิดด้วยความเร็วร้อยละ 5 เมตร/วินาที และ กรณีที่เกิดด้วยความเร็วมากประมาณ 25 เมตร/วินาที เมื่อสะพานมีค่าสติฟเนสต่างๆแสดงดังรูปที่ 3.8 และ 3.9 ตามลำดับ

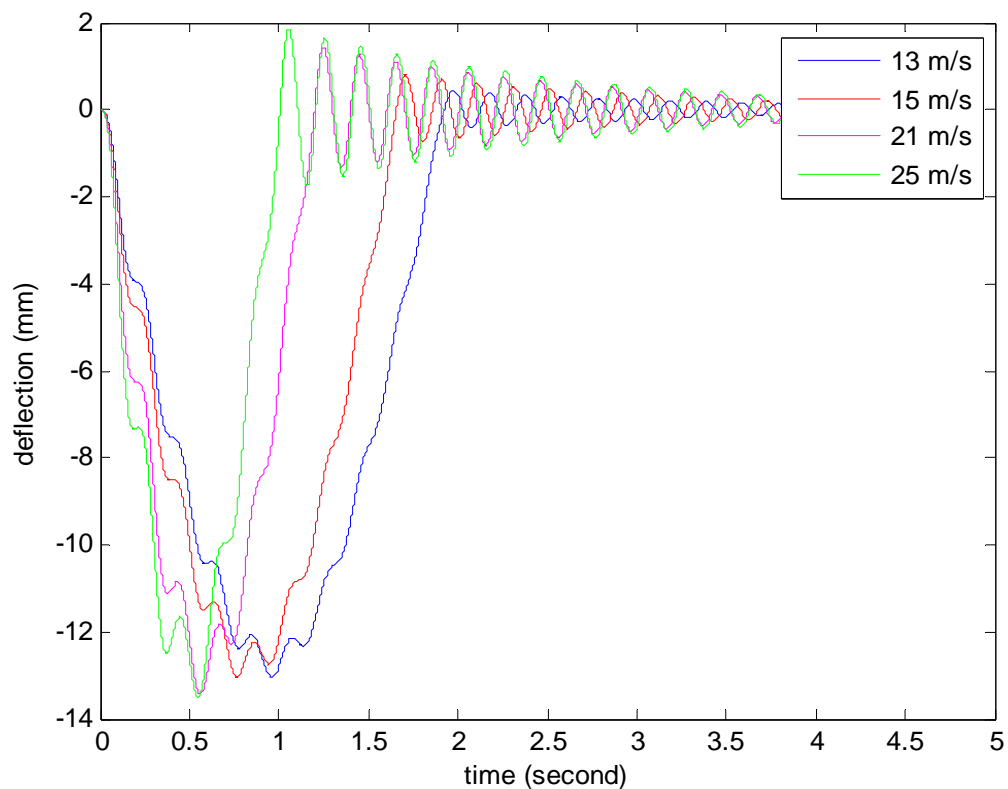


รูปที่ 3.8 แสดงการแอ่นตัวบริเวณกึ่งกลางสะพานเมื่อรถมีความเร็ว 5 เมตร/วินาที ที่สติฟเนสของสะพานค่าต่างๆ

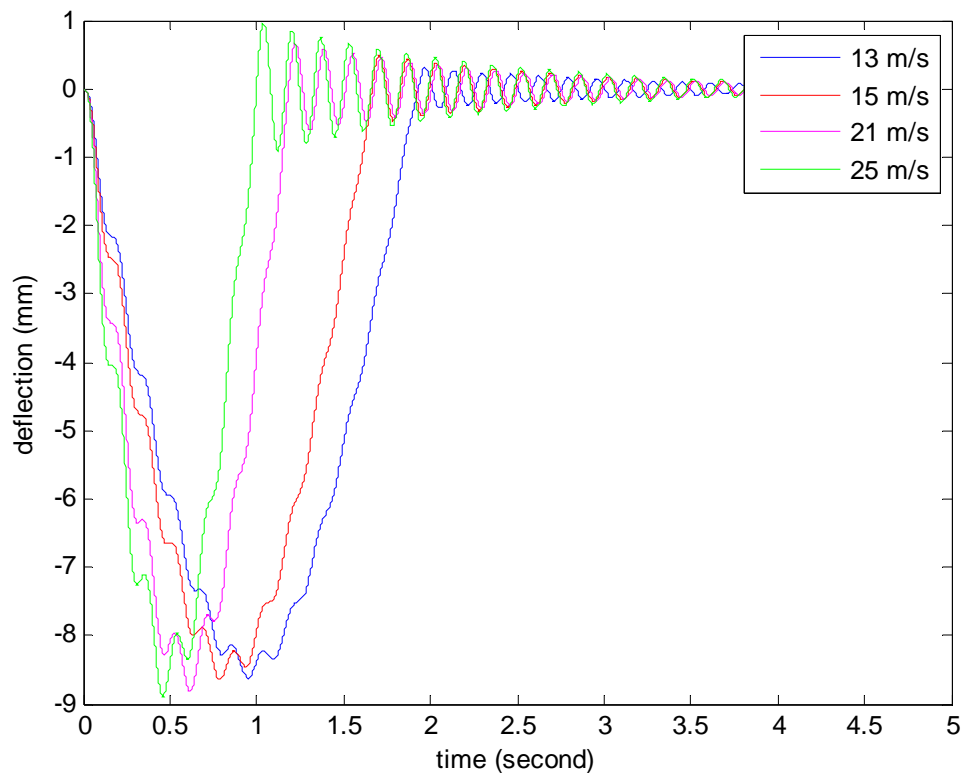


รูปที่ 3.9 แสดงการแอ่นตัวบริเวณกึ่งกลางสะพานเมื่อรถมีความเร็ว 25 เมตร/วินาที ที่สติฟเนสของสะพานค่าต่างๆ

โดยจากรูปที่ 3.8 และ 3.9 จะพบว่าเมื่อรูดึงด้วยความเร็วต่ำสะพานจะไม่เกิดการสั่นไหวมากนักโดยสะพานจะเกิดการแอ่นตัวเท่านั้น แต่เมื่อรูดึงด้วยความเร็วสูงจะส่งผลให้สะพานเกิดการสั่นไหวด้วยความถี่ธรรมชาติของสะพานซึ่งส่งผลให้ค่าสัดส่วนความเสียหายในกรณีที่รูดึงด้วยความเร็วสูงมีค่าเปลี่ยนแปลงค่อนข้างมาก แต่ถ้าทำการเพิ่มค่าสติเฟนของสะพานจะทำให้การแอ่นตัวของสะพานมีค่าลดลงส่งผลให้ค่าสัดส่วนความเสียหายที่เกิดขึ้นมีค่าน้อยเราจึงสังเกตเห็นค่าสัดส่วนความเสียหายมีค่าค่อนข้างคงที่ถึงแม้จะรูดึงด้วยความเร็วสูงก็ตาม ซึ่งต่างจากกรณีที่สะพานมีค่าสติเฟนน้อยที่จะสังเกตเห็นค่าสัดส่วนความเสียหายมีการเปลี่ยนแปลงค่อนข้างมากเนื่องจากค่าสัดส่วนความเสียหายที่เกิดขึ้นมีค่ามาก โดยค่าการแอ่นตัวบริเวณกึ่งกลางสะพานเมื่อรูดึงด้วยความเร็วต่างๆในกรณีที่ยังไม่ได้เพิ่มค่าสติเฟนของสะพานและกรณีที่เพิ่มค่าสติเฟนของสะพานขึ้น 50% แสดงดังรูปที่ 3.10 และ 3.11 ตามลำดับ



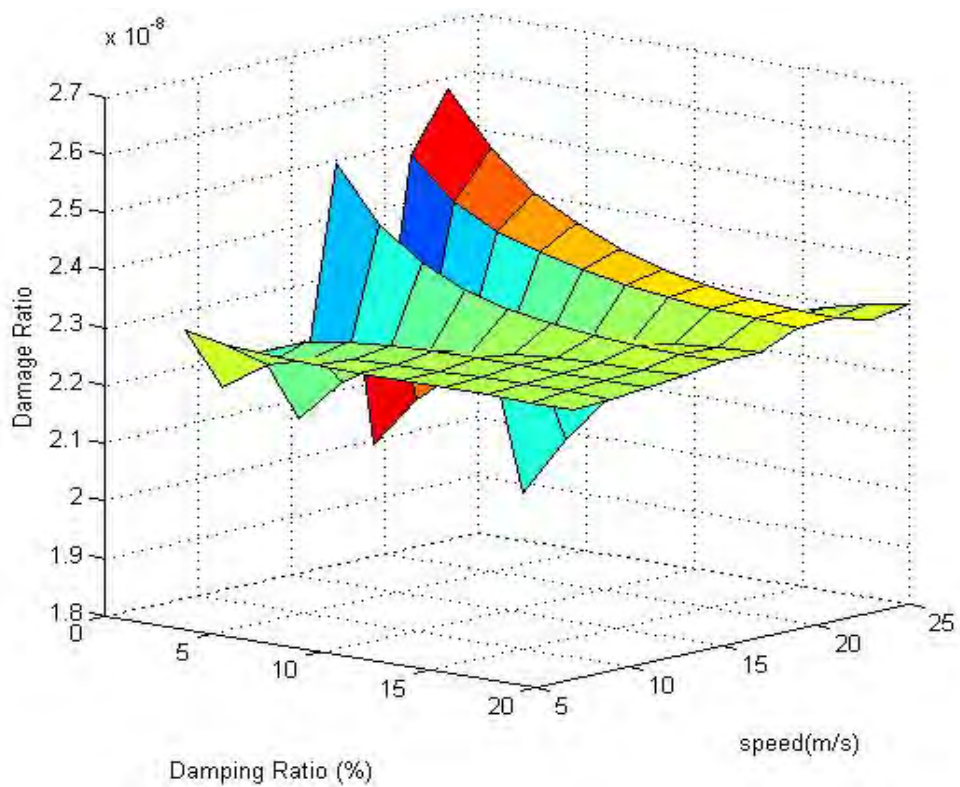
รูปที่ 3.10 แสดงค่าการ โกงตัวบริเวณกึ่งกลางสะพานเทียบกับความเร็วค่าต่างๆของรถขณะวิ่งผ่านสะพานในกรณีที่มีค่าสติเฟนของสะพานคงเดิมเท่ากับ $EI = 6.27 \times 10^9 \text{ N}\cdot\text{m}^2$



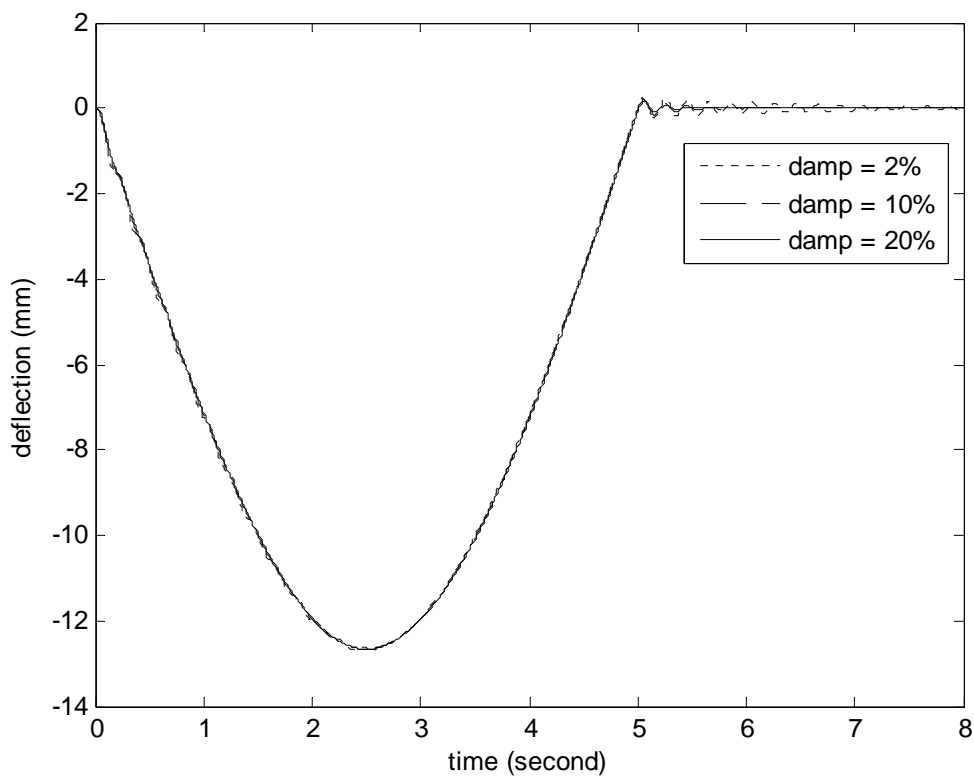
รูปที่ 3.11 แสดงค่าการโก่งตัวบริเวณกึ่งกลางสะพานเทียบกับความเร็วค่าต่างๆของรถขณะวิ่งผ่านสะพานในกรณีที่ว่าสติเฟนของสะพานเพิ่มขึ้น 50% เท่ากับ $EI = 9.41 \times 10^9 \text{ N-m}^2$

3.3.2 กรณีที่ปรับเปลี่ยนค่าความเร็วรถและค่าหน่วงของสะพาน

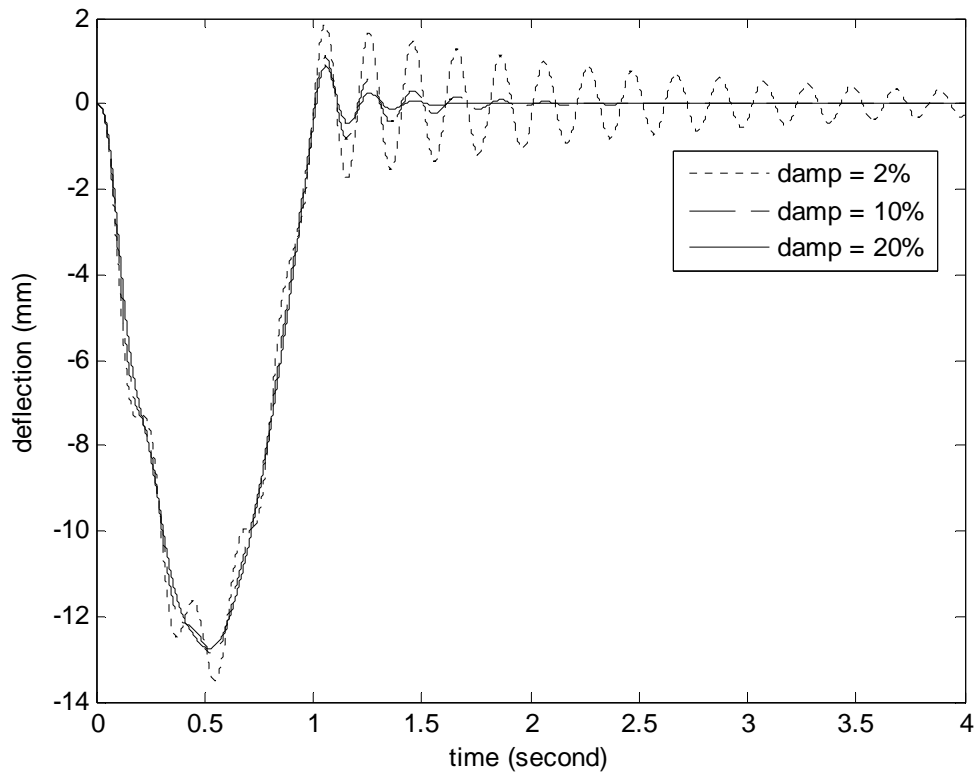
ผลค่าสัดส่วนความเสียหายที่ได้เมื่อทำการปรับเปลี่ยนค่าความเร็วรถ และค่าความหน่วงของสะพาน แสดงดังรูปที่ 3.12 ดังนี้



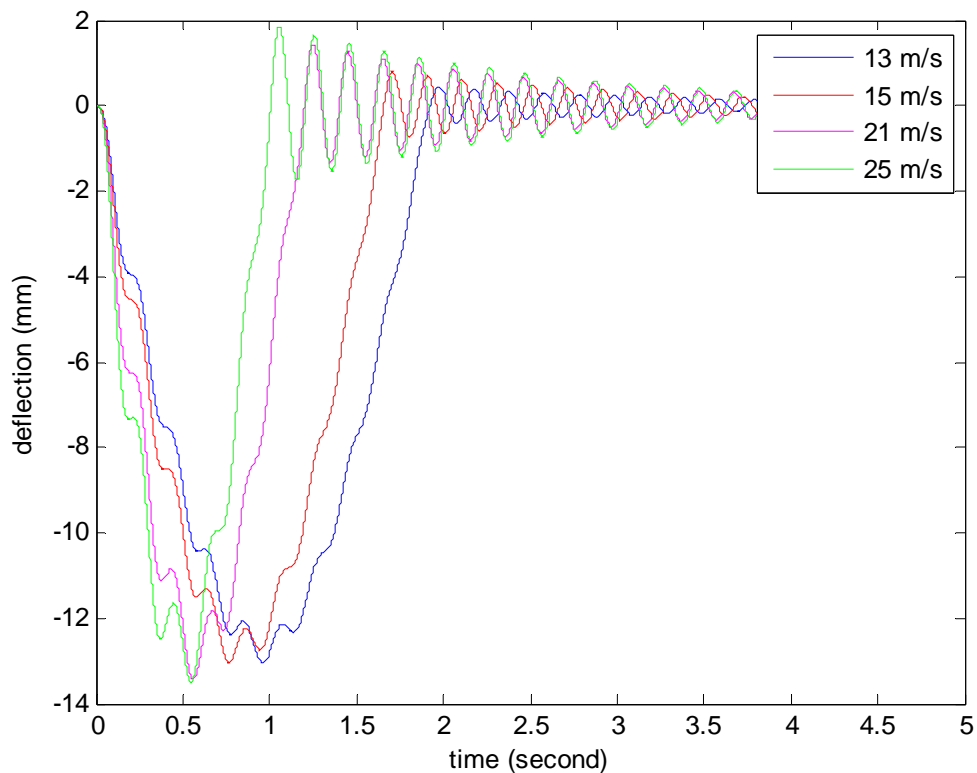
รูปที่ 3.12 แสดงค่าสัดส่วนความเสียหายเนื่องจากความล้าที่เกิดขึ้นเทียบกับความเร็วของรถขณะวิ่งผ่าน สะพานและค่าความหน่วงของสะพาน



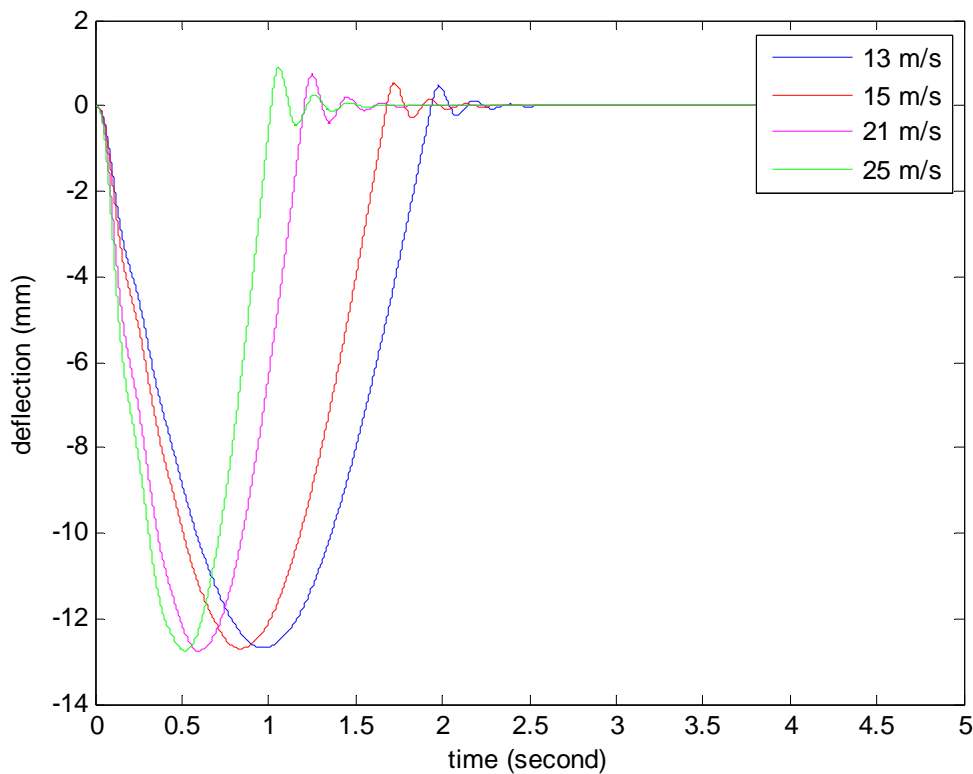
รูปที่ 3.13 แสดงการแอ่นตัวบริเวณกึ่งกลางสะพานเมื่อรถมีความเร็ว 5 เมตร/วินาที ที่ค่าความหน่วงของสะพานต่างๆ



รูปที่ 3.14 แสดงการแอ่นตัวบริเวณกึ่งกลางสะพานเมื่อรถมีความเร็ว 25 เมตร/วินาที ที่ค่าความหน่วงของสะพานต่างๆ



รูปที่ 3.15 แสดงค่าการโก่งตัวบริเวณกึ่งกลางสะพานเทียบกับความเร็วค่าต่างๆของรถขณะวิ่งผ่านสะพานในกรณีที่ค่าความหน่วงคงเดิมเท่ากับ 0.02



รูปที่ 3.16 แสดงค่าการ โกงตัวบริเวณกึ่งกลางสะพานเทียบกับความเร็วค่าต่างๆของรถขณะวิ่งผ่านสะพานในกรณีที่ค่าความหน่วงของสะพานเพิ่มขึ้นเท่ากับ 0.2

จากรูปที่ 3.12 พบว่าการเพิ่มค่าความหน่วงของสะพานขึ้นจะส่งผลให้ค่าสัดส่วนความเสียหายของสะพานมีค่าค่อนข้างคงที่เสมอในกรณีที่ความเร็วของรถมีค่ามากขึ้นเนื่องจากช่วงลดค่าการสั่นไหวของสะพานทำให้ผลกระทบที่มีต่อค่าสัดส่วนความเสียหายลดลง แต่การเพิ่มค่าความหน่วงของสะพานนั้นอาจทำให้ค่าสัดส่วนความเสียหายมีค่ามากขึ้นหรือลดลงก็ได้ดังแสดงในรูปที่ 3.12 ดังนั้นจึงพอสรุปได้ว่าการเพิ่มค่าความหน่วงของสะพานไม่มีนัยสำคัญในการลดค่าสัดส่วนความเสียหายของสะพานเนื่องจากความถี่ แต่จะช่วยในการลดการสั่นไหวของสะพานได้ ซึ่งทำให้ค่าสัดส่วนความเสียหายของสะพานค่อนข้างคงที่ในความเร็วรถค่าต่างๆ โดยค่าการแอ่นตัวบริเวณกึ่งกลางสะพานในกรณีที่รถวิ่งด้วยความเร็วประมาณ 5 เมตร/วินาที และ กรณีที่วิ่งด้วยความเร็วประมาณ 25 เมตร/วินาที เมื่อสะพานมีค่าความหน่วงต่างๆแสดงดังรูปที่ 3.13 และ 3.14 ตามลำดับ และค่าการแอ่นตัวบริเวณกึ่งกลางสะพานเมื่อรถมีความเร็วต่างๆในกรณีที่ขังไม่ได้เพิ่มค่าความหน่วงของสะพานและกรณีที่เพิ่มค่าสติเฟนของสะพานขึ้นเป็น 20% แสดงดังรูปที่ 3.15 และ 3.16 ตามลำดับ จากรูปที่ 3.16 จะพบว่าเมื่อสะพานมีค่าความหน่วงมากขึ้นจะเกิดการสั่นไหวน้อยลงส่งผลให้ค่าสัดส่วนความเสียหายค่อนข้างคงที่ต่างจากกรณีที่สะพานมีค่าความหน่วงน้อย ดังแสดงในรูปที่ 3.15 ซึ่งจะเกิดการสั่นมากส่งผลให้ค่าสัดส่วนความเสียหายเปลี่ยนแปลงค่อนข้างมาก

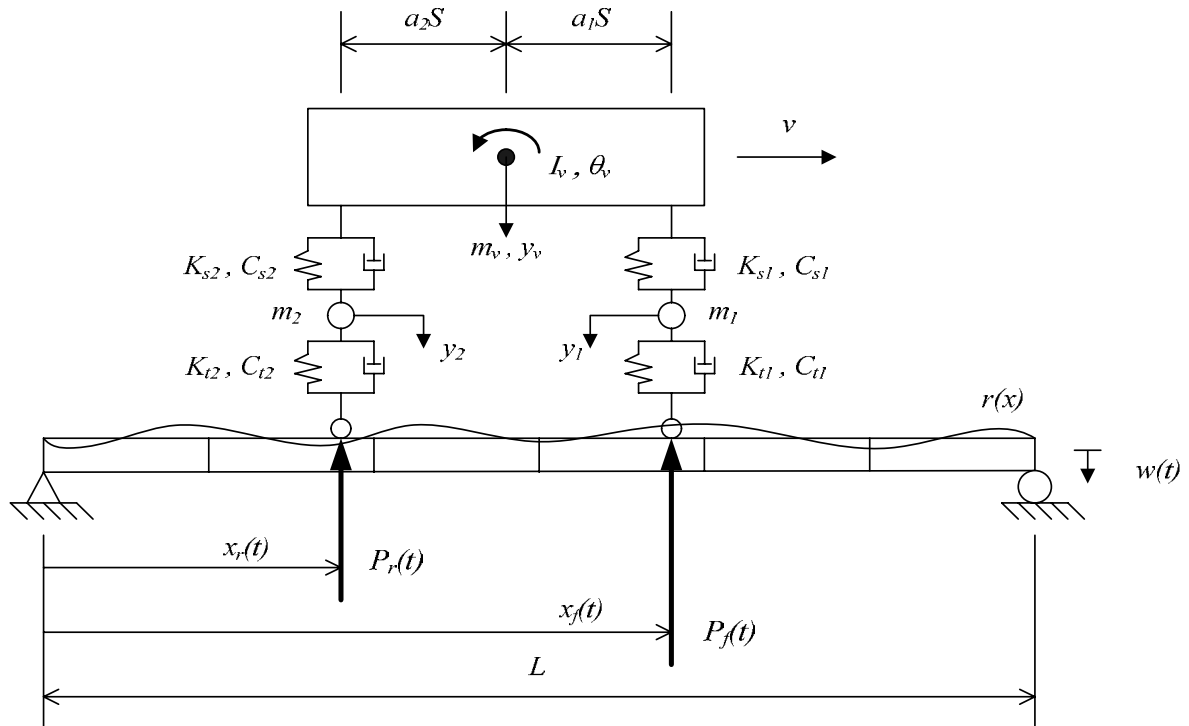
บทที่ 4

แบบจำลองรถบรรทุกชนิด 4 การเปลี่ยนตำแหน่งอิสระเคลื่อนที่ผ่านสะพานเหล็ก

จากการศึกษาค่าสัดส่วนความเสียหายที่เกิดขึ้นเมื่อรถเคลื่อนที่ผ่านสะพานในบทที่ 3 โดยใช้การจำลองให้แรง 1 แรง เคลื่อนที่ผ่านสะพานพบว่าค่าสถิติเฟนส และ ค่าความหน่วงของสะพานมีผลต่อค่าสัดส่วนความเสียหายของสะพาน แต่การศึกษาผ่านแบบจำลองชนิดแรงหนึ่งแรงเคลื่อนที่ผ่านสะพานนั้นไม่สามารถพิจารณาถึงปัจจัยอื่นๆ เช่น ค่าความขรุขระของพื้นผิวสะพาน ค่าสถิติเฟนสของช่วงล่างรถ ฯลฯ ที่อาจจะมีส่วนต่อค่าสัดส่วนความเสียหายได้ ดังนั้นจึงทำการศึกษาผ่านแบบจำลองรถยนต์ชนิด 4 การเปลี่ยนตำแหน่งอิสระเคลื่อนที่ผ่านสะพานเพื่อให้ได้ผลการศึกษาที่สมบูรณ์และใกล้เคียงความเป็นจริงยิ่งขึ้น โดยในแบบจำลองรถยนต์ชนิด 4 การเปลี่ยนตำแหน่งอิสระเคลื่อนที่ผ่านสะพานจะทำการสร้างแบบจำลองรถบรรทุก และ สะพาน และทำการจำลองให้รถบรรทุกเคลื่อนที่ผ่านสะพานจากนั้นจะนำค่าช่วงความเค้นที่เกิดขึ้นมาทำการคำนวณค่าสัดส่วนความเสียหายที่เกิดขึ้น ดังแสดงต่อไป

4.1 แบบจำลองรถบรรทุกชนิด 4 การเปลี่ยนตำแหน่งอิสระ

ในงานวิจัยนี้จะทำการจำลองรถบรรทุกให้มีส่วนประกอบ 3 ส่วนที่สำคัญ คือ ตัวถังรถ , ระบบช่วงล่าง และ ยางรถยนต์ เนื่องจากส่วนประกอบของรถบรรทุกทั้ง 3 นี้มีความสำคัญต่อพฤติกรรมรถเคลื่อนที่ของตัวรถบรรทุก และมีผลต่อค่าความเครียดที่เกิดขึ้นต่อสะพานเมื่อมีรถบรรทุกวิ่งผ่านด้วย โดยจะสมมติว่ารถบรรทุกมี 2 เพลา คือ เพลาหน้า และ เพลาหลัง ดังนั้นแบบจำลองรถบรรทุกจะมีจำนวนการเปลี่ยนตำแหน่งอิสระ (degree of freedom) 4 ค่า คือ y_v, θ_v, y_1, y_2 ดังรูปที่ 4.1



รูปที่ 4.1 แสดงแบบจำลองรถบรรทุกวิ่งบนสะพาน

โดยที่	y_v	คือ	ค่าการเคลื่อนที่ในแนวตั้งของตัวถังรถบรรทุก
	θ_v	คือ	ค่าการหมุนของตัวถังรถบรรทุก
	y_1, y_2	คือ	ค่าการเคลื่อนที่ในแนวตั้งของระบบช่วงล่างของรถบรรทุกที่เพลาหน้า และ เพลาหลัง ตามลำดับ

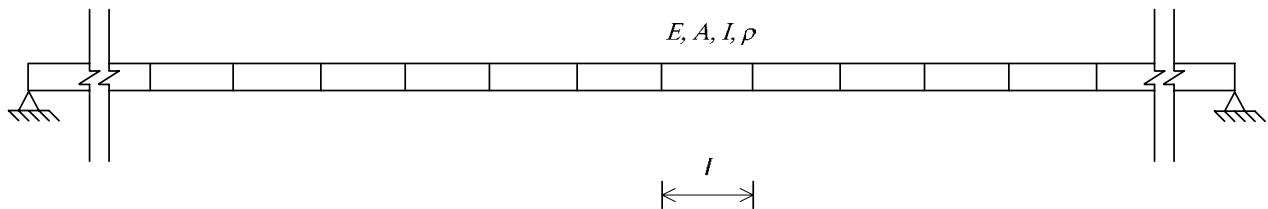
โดยที่เนื่องจากมีรถบรรทุกจำนวนมากที่มีเพลาจำนวน 3 เพลา เช่น รถบรรทุกสินค้า รถบัส ฯลฯ ดังนั้นถ้าจะทำการจำลองรถบรรทุกเหล่านั้น จะต้องทำการรวมน้ำหนักของ 2 เพลาหลังของรถบรรทุกตามสภาพจริงให้ลงที่จุดเดียวกัน โดยตำแหน่งที่จะให้น้ำหนักลงคือ จุดกึ่งกลางระหว่างเพลาหลังทั้ง 2 เพลาซึ่งเป็นตำแหน่งของเพลาหลังของรถบรรทุกในแบบจำลองนี้ ส่วนน้ำหนักที่ลงล้อหน้ายังคงเป็นตำแหน่งเดิม โดยข้อมูลการชั่งน้ำหนักรถยนต์ที่มี 3 เพลา จะทำการชั่งน้ำหนักของแต่ละเพลาแยกกัน

นอกจากนี้ในแบบจำลองรถบรรทุกยังมีตัวแปรที่สำคัญซึ่งมีผลต่อค่าความเครียดของสะพานเมื่อมีรถบรรทุกวิ่งผ่านสะพาน ดังนี้

m_v	=	น้ำหนักของตัวถังรถบรรทุก
I_v	=	ค่าโมเมนต์ความเฉื่อยของรถบรรทุก
m_1	=	น้ำหนักช่วงล่างรถบรรทุกที่เพลาหน้า
m_2	=	น้ำหนักช่วงล่างรถบรรทุกที่เพลาหลัง
K_{s1}, K_{s2}	=	ค่าสตีเฟนสของช่วงล่างรถบรรทุกที่เพลาหน้า และ เพลาหลัง ตามลำดับ
C_{s1}, C_{s2}	=	ค่าความหน่วงของช่วงล่างรถบรรทุกที่เพลาหน้า และ เพลาหลัง ตามลำดับ
K_{t1}, K_{t2}	=	ค่าสตีเฟนสของล้อรถบรรทุกที่ล้อหน้า และ ล้อหลัง ตามลำดับ
C_{t1}, C_{t2}	=	ค่าความหน่วงของล้อรถบรรทุกที่ล้อหน้า และ ล้อหลัง ตามลำดับ
S	=	ระยะห่างระหว่างเพลาหน้า-เพลาหลัง ของรถบรรทุกในแบบจำลอง
v	=	ความเร็วของรถบรรทุกขณะวิ่งผ่านสะพาน
a_1, a_2	=	อัตราส่วนของระยะจากเพลาหน้า และ เพลาหลัง ถึงจุดศูนย์กลางมวลของรถบรรทุก
$x_f(t), x_r(t)$	=	ตำแหน่งของเพลาหน้า และ เพลาหลัง ของรถบรรทุกที่เวลาใดๆขณะวิ่งผ่านสะพาน

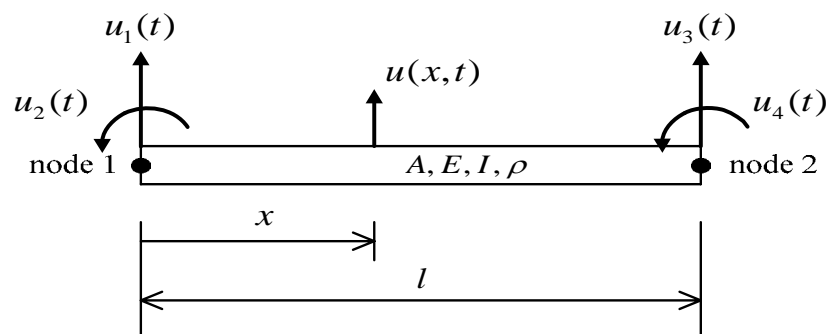
4.2 แบบจำลองสะพาน

ในงานวิจัยนี้จะทำการจำลองแบบสะพานให้มีรูปแบบฐานรองรับปกติ และ มีความยาวสะพานตามที่ ต้องการ โดยที่เราจะแบ่งสะพานออกเป็นชิ้นส่วนเล็กๆ (finite element) หลายๆชิ้นส่วน ดังรูปที่ 4.2 เพื่อทำการ วิเคราะห์ต่อไป



รูปที่ 4.2 แสดงแบบจำลองสะพานโดยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์

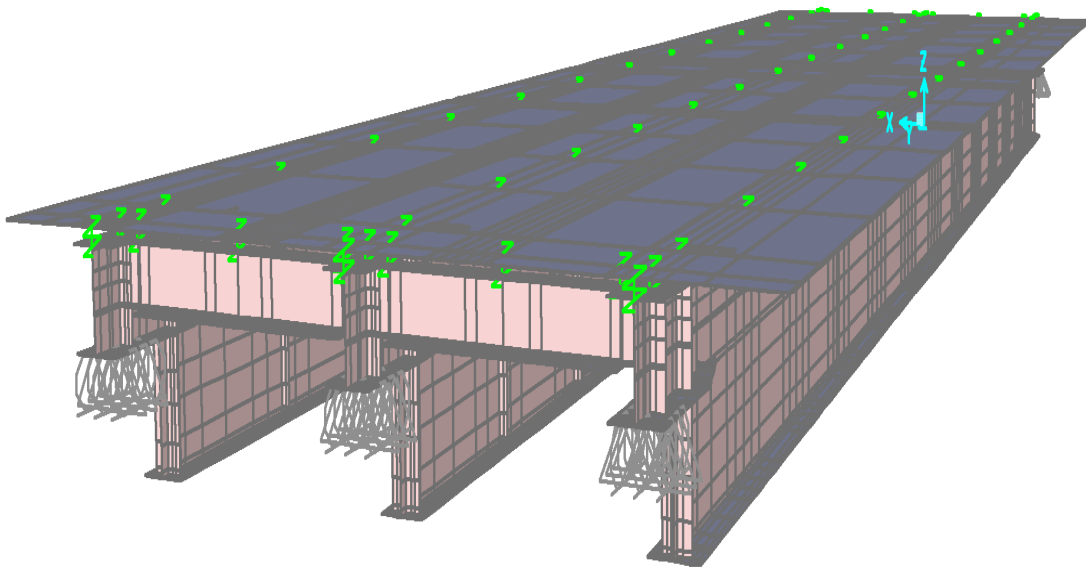
โดยที่เราสมมุติให้แต่ละชิ้นส่วนมีคุณสมบัติต่างๆเหมือนกัน คือ A , E , I และ ρ และมีการเปลี่ยน ตำแหน่งอิสระที่ปลายแต่ละเอลิเมนต์ ดังรูปที่ 4.3



รูปที่ 4.3 แสดงลักษณะชิ้นส่วนของสะพาน

โดยที่	A	=	พื้นที่หน้าตัดของชิ้นส่วนสะพาน
	E	=	ค่าโมดูลัสยืดหยุ่นของสะพาน
	I	=	ค่าโมเมนต์ความเฉื่อยของหน้าตัดสะพาน
	ρ	=	ค่าน้ำหนักต่อความยาวของสะพาน
	l	=	ความยาวของชิ้นส่วนของสะพาน

โดยในงานวิจัยนี้ได้ใช้สะพานข้ามแยกในกรุงเทพฯแห่งหนึ่งเป็นแบบในการคำนวณคุณสมบัติต่างๆของ สะพาน อาทิเช่น ค่าโมเมนต์ความเฉื่อยของหน้าตัด , น้ำหนักต่อความยาว , ความยาวช่วงของสะพาน ฯลฯ เพื่อให้ได้ คุณสมบัติต่างๆที่สมจริงยิ่งขึ้น โดยแบบสะพานที่นำมาใช้ แสดงดังรูปที่ 4.4



รูปที่ 4.4 แสดงแบบจำลองสะพานข้ามแยกแห่งหนึ่งใน กรุงเทพฯ ที่นำมาใช้ในงานวิจัย

4.3 แบบจำลองความขรุขระของผิวสะพาน

ในการหาค่าช่วงความเค้นที่เกิดขึ้นต่อสะพานเมื่อรถยนต์วิ่งผ่านสะพานนั้น พบว่ามีปัจจัยหนึ่งที่มีผลต่อความถูกต้องของค่าช่วงความเค้นที่ได้ คือ ความขรุขระของผิวสะพาน ดังนั้นในแบบจำลองจึงต้องใส่ค่าความขรุขระของผิวสะพานเข้าไปด้วย โดยที่ในงานวิจัยนี้ได้ใช้สมการที่ใช้ในการหาความขรุขระของผิวสะพานซึ่งเป็นที่ยอมรับโดยทั่วไป คือ มาตรฐาน ISO 8606 (ISO, 1995) ดังนี้

$$S_d(f) = S_d(f_0) \left(\frac{f}{f_0} \right)^{-\alpha} \quad (4.1)$$

โดยที่

$$f_0 = 0.1$$

$$\alpha = 2$$

f คือ ความถี่ของความขรุขระ (รอบ/เมตร)

จากสมการ 3.1 เราสามารถนำมาใช้เพื่อจำลองความขรุขระของผิวสะพาน (bridge roughness profile) ได้โดยใช้วิธี inverse fast Fourier transformation จากสมการ 4.1 ซึ่งระดับของความขรุขระของผิวสะพานที่ระยะ x ใดๆ สามารถเขียนได้ดังนี้

$$r(x) = \sum_{i=1}^N \sqrt{4S(f_i)\Delta f} \cos(2\pi f_i x + R_i) \quad (4.2)$$

และ

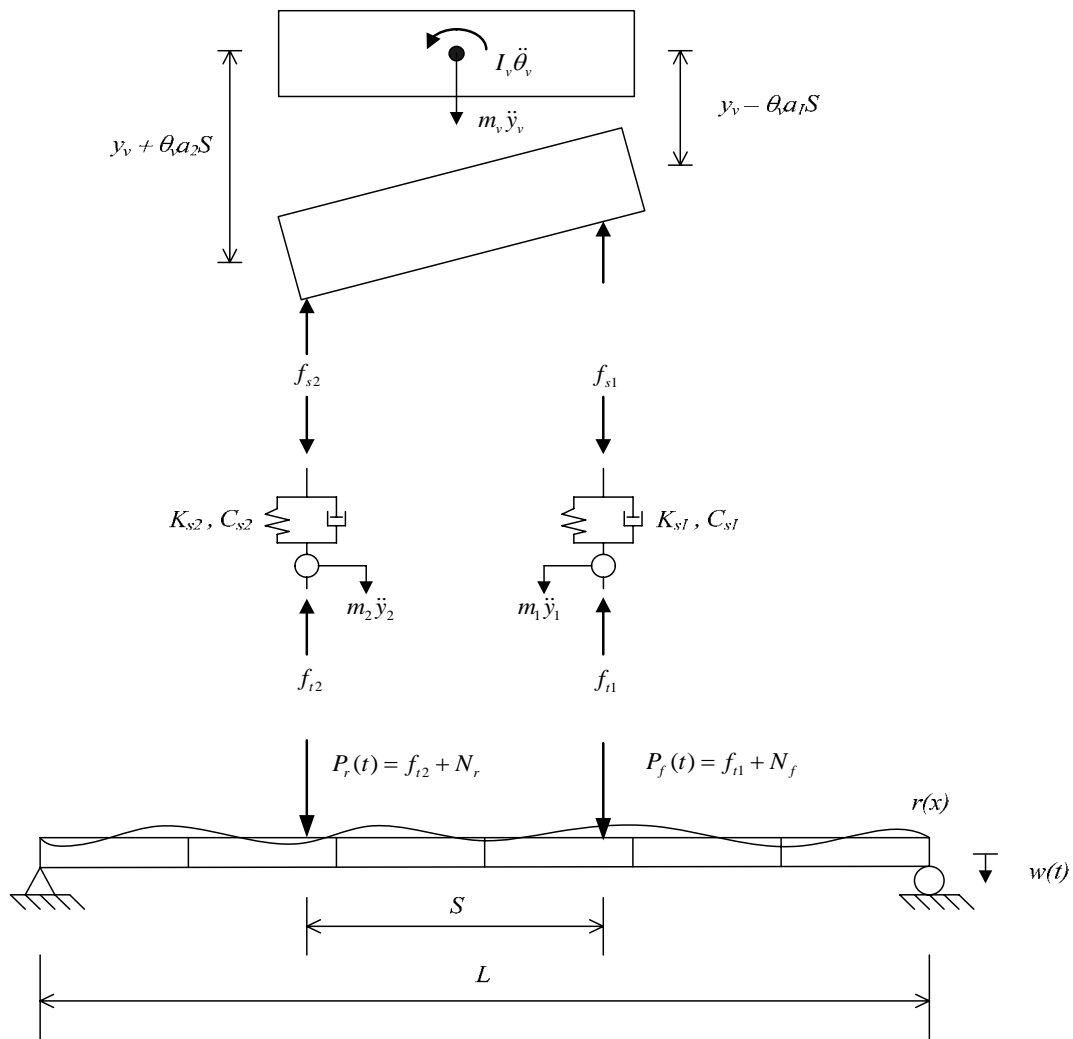
$$f_i = i\Delta f \quad , \quad \Delta f = 1/(N\Delta)$$

โดยที่	Δ	คือ	ระยะทางระหว่างจุดบนผิวสะพานที่ติดกัน
	N	คือ	จำนวนจุดที่พิจารณาบนผิวสะพาน
	$r(x)$	คือ	ระดับของความขรุขระบนสะพานที่ระยะ x ใดๆ
	f_i	คือ	ค่า f ที่จุดกึ่งกลางของช่วงที่ i
	R_i	คือ	ค่าตัวเลขสุ่ม (Random number) ของช่วงที่ i

4.4 การเชื่อมโยงแบบจำลองรถบรรทุก กับ แบบจำลองสะพาน

4.4.1 สมการของแบบจำลองรถบรรทุก

จากแบบจำลองรถบรรทุกในรูปที่ 4.1 สามารถเขียน Free Body Diagram ของรถบรรทุกได้ดังรูปที่ 4.5 โดยเมื่อพิจารณาแบบพลศาสตร์ (Dynamic) จะสามารถสร้างสมการแสดงความสัมพันธ์ของแรงที่ส่วนประกอบต่างๆของรถบรรทุกได้ดังนี้



รูปที่ 4.5 แสดง Free Body Diagram ที่ส่วนต่างๆของรถบรรทุก

จากรูปที่ 4.5 เมื่อพิจารณากฎของ นิวตัน (Newton's Law) สามารถหาสมการสมดุลของแรงโดยแยกพิจารณาที่แต่ละชิ้นส่วนของรถบรรทุกได้ ดังนี้

- ตัวถังรถบรรทุก : จากพิจารณาการเคลื่อนที่ในแนวตั้งของตัวถังรถบรรทุก จะได้สมการสมดุลของแรงภายนอกที่ทำต่อตัวถังรถบรรทุก ดังนี้

$$\text{จากสมดุลของแรง} \quad \sum F = m_v \ddot{y}_v \quad , \quad -f_{s1} - f_{s2} = m_v \ddot{y}_v \quad (4.3)$$

โดยที่ f_{s1}, f_{s2} คือ แรงที่ช่วงล่างของล้อหน้า และ ล้อหลังทำต่อตัวถังรถบรรทุก ตามลำดับ

ซึ่งสามารถหาค่าได้จากการพิจารณาการเคลื่อนที่ในแนวตั้งของช่วงล่างที่เพลาลหน้า และเพลาลหลัง ของรถบรรทุกโดยมีค่าเท่ากับ

$$f_{s1} = K_{s1}(y_v - \theta_v a_1 S - y_1) + C_{s1}(\dot{y}_v - \dot{\theta}_v a_1 S - \dot{y}_1) \quad (4.4)$$

$$f_{s2} = K_{s2}(y_v + \theta_v a_2 S - y_2) + C_{s2}(\dot{y}_v + \dot{\theta}_v a_2 S - \dot{y}_2) \quad (4.5)$$

แทนค่าสมการที่ 4.4 และ 4.5 ในสมการที่ 4.3 จะได้เป็น

$$\begin{aligned} m_v \ddot{y}_v + (C_{s1} + C_{s2}) \dot{y}_v + (K_{s1} + K_{s2}) y_v \\ + (-C_{s1} a_1 S + C_{s2} a_2 S) \dot{\theta}_v + (-K_{s1} a_1 S + K_{s2} a_2 S) \theta_v \\ + (-C_{s1}) \dot{y}_1 + (-K_{s1}) y_1 + (-C_{s2}) \dot{y}_2 + (-K_{s2}) y_2 = 0 \end{aligned} \quad (4.6)$$

ต่อมาพิจารณาสมดุลของการหมุนรอบจุดศูนย์กลางมวล (C.G) ของรถบรรทุกจะได้สมการ ดังนี้

$$\text{จากสมดุลการหมุน} \quad \sum M_c = I_v \ddot{\theta}_v \quad , \quad f_{s1} a_1 S - f_{s2} a_2 S = I_v \ddot{\theta}_v \quad (4.7)$$

ดังนั้นแทนค่า f_{s1}, f_{s2} ลงในสมการที่ 4.7 จะได้เป็น

$$\begin{aligned} I_v \ddot{\theta}_v + (-C_{s1} a_1 S + C_{s2} a_2 S) \dot{y}_v + (-K_{s1} a_1 S + K_{s2} a_2 S) y_v \\ + (C_{s1} a_1^2 S^2 + C_{s2} a_2^2 S^2) \dot{\theta}_v + (K_{s1} a_1^2 S^2 + K_{s2} a_2^2 S^2) \theta_v \\ + (C_{s1} a_1 S) \dot{y}_1 + (K_{s1} a_1 S) y_1 + (-C_{s2} a_2 S) \dot{y}_2 + (-K_{s2} a_2 S) y_2 = 0 \end{aligned} \quad (4.8)$$

โดยที่สมการที่ 4.6 และ 4.8 เป็นสมการสมดุลของแรง และ โมเมนต์ ที่ตัวถังรถบรรทุก ต่อไปจะคิดในส่วน ของระบบช่วงล่างของรถบรรทุก

- ช่วงล่างของเพลาหน้า และ เพลาหลัง : พิจารณาการเคลื่อนที่ในแนวตั้งของช่วงล่างที่เพลาหน้า และ เพลาหลัง สามารถหาสมการสมดุลของแรงที่ทำต่อช่วงล่างของเพลาหน้า และ เพลาหลังได้ ดังนี้

$$\text{จากสมดุลของแรง} \quad \Sigma F = m_1 \ddot{y}_1 \quad , \quad f_{s1} - f_{t1} = m_1 \ddot{y}_1 \quad (4.9)$$

$$\Sigma F = m_2 \ddot{y}_2 \quad , \quad f_{s2} - f_{t2} = m_2 \ddot{y}_2 \quad (4.10)$$

โดยที่ f_{t1}, f_{t2} = แรงที่ยางรถบรรทุกทำต่อช่วงล่างของเพลาหน้า และ เพลาหลังของรถบรรทุกตามลำดับ

ซึ่ง f_{t1}, f_{t2} สามารถหาค่าได้โดย พิจารณาการเคลื่อนที่ในแนวตั้งที่ล้อหน้า และ ล้อหลังของรถบรรทุก ดังนั้น f_{t1}, f_{t2} มีค่าเท่ากับ

$$f_{t1} = K_{t1}(y_1 - \Delta_1) + C_{t1}(\dot{y}_1 - \dot{\Delta}_1) \quad (4.11)$$

$$f_{t2} = K_{t2}(y_2 - \Delta_2) + C_{t2}(\dot{y}_2 - \dot{\Delta}_2) \quad (4.12)$$

โดยที่ Δ_1, Δ_2 คือ ระยะการเคลื่อนที่ในแนวตั้งของสะพานที่เพลาหน้า และ เพลาหลังของรถบรรทุกตามลำดับ ซึ่งมีค่าเท่ากับ

$$\Delta_1 = (w_1(x_f(t), t) + r(x_f(t))) \quad (4.13)$$

$$\dot{\Delta}_1 = (\dot{w}_1(x_f(t), t) + \dot{r}(x_f(t)))$$

$$\Delta_2 = (w_2(x_r(t), t) + r(x_r(t))) \quad (4.14)$$

$$\dot{\Delta}_2 = (\dot{w}_2(x_r(t), t) + \dot{r}(x_r(t)))$$

ดังนั้นเมื่อนำค่าของ f_{s1}, f_{t1} มาแทนค่าในสมการที่ 3.9 และนำค่าของ f_{s2}, f_{t2} มาแทนค่าในสมการที่ 4.10 จะได้สมการสมดุลของแรงที่ช่วงล่างของเพลาหน้า และ เพลาหลังของรถบรรทุกตามลำดับ คือ

$$\begin{aligned} m_1 \ddot{y}_1 + (-C_{s1}) \dot{y}_v + (-K_{s1}) y_v + (C_{s1} a_1 S) \dot{\theta}_v + (K_{s1} a_1 S) \theta_v \\ + (C_{s1}) \dot{y}_1 + (K_{s1}) y_1 = -f_{t1} \end{aligned} \quad (4.15)$$

และ

$$\begin{aligned} m_2 \ddot{y}_2 + (-C_{s2}) \dot{y}_v + (-K_{s2}) y_v + (-C_{s2} a_2 S) \dot{\theta}_v + (-K_{s2} a_2 S) \theta_v \\ + (C_{s2}) \dot{y}_2 + (K_{s2}) y_2 = -f_{t2} \end{aligned} \quad (4.16)$$

ซึ่งเมื่อรวมสมการสมดุลทั้งหมดของส่วนประกอบต่างๆของรถบรรทุก และจัดรูปให้เป็นสมการการเคลื่อนที่แบบพลศาสตร์ (Equation of Motion) คือ

$$\mathbf{M} \ddot{\mathbf{u}} + \mathbf{C} \dot{\mathbf{u}} + \mathbf{K} \mathbf{u} = \mathbf{0} \quad (4.17)$$

ดังนั้นจะได้สมการแสดงการเคลื่อนที่ของรถบรรทุก ดังนี้

$$\mathbf{M}_v \ddot{\mathbf{Y}} + \mathbf{C}_v \dot{\mathbf{Y}} + \mathbf{K}_v \mathbf{Y} = \mathbf{P}_v \quad (4.18)$$

โดยที่ \mathbf{M}_v , \mathbf{C}_v , \mathbf{K}_v คือ เมทริกซ์มวล, เมทริกซ์ความหน่วง และ สติฟเนสเมทริกซ์ ของรถบรรทุกตามลำดับโดยมีค่า ดังนี้

$$\mathbf{M}_v = \begin{bmatrix} m_v & 0 & 0 & 0 \\ 0 & I_v & 0 & 0 \\ 0 & 0 & m_1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & m_2 \end{bmatrix}$$

$$\mathbf{C}_v = \begin{bmatrix} C_{s1} + C_{s2} & (-C_{s1}a_1 + C_{s2}a_2)S & -C_{s1} & -C_{s2} \\ (-C_{s1}a_1 + C_{s2}a_2)S & (C_{s1}a_1^2 + C_{s2}a_2^2)S^2 & C_{s1}a_1S & -C_{s2}a_2S \\ -C_{s1} & C_{s1}a_1S & C_{s1} & 0 \\ -C_{s2} & -C_{s2}a_2S & 0 & C_{s2} \end{bmatrix}$$

$$\mathbf{K}_v = \begin{bmatrix} K_{s1} + K_{s2} & (-K_{s1}a_1 + K_{s2}a_2)S & -K_{s1} & -K_{s2} \\ (-K_{s1}a_1 + K_{s2}a_2)S & (K_{s1}a_1^2 + K_{s2}a_2^2)S^2 & K_{s1}a_1S & -K_{s2}a_2S \\ -K_{s1} & K_{s1}a_1S & K_{s1} & 0 \\ -K_{s2} & -K_{s2}a_2S & 0 & K_{s2} \end{bmatrix}$$

และ \mathbf{P}_v , \mathbf{Y} คือ เมทริกซ์ของแรงภายนอกที่ทำต่อรถบรรทุก และ เมทริกซ์การเคลื่อนที่ของส่วนต่างๆ ของรถบรรทุก ตามลำดับโดยมีค่า ดังนี้

$$\mathbf{P}_v = - \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \\ P_f \\ P_r \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \\ N_f \\ N_r \end{Bmatrix} \quad \mathbf{Y} = \begin{Bmatrix} y_v \\ \theta_v \\ y_1 \\ y_2 \end{Bmatrix}$$

โดยที่

$$\begin{aligned} P_f &= (f_{t1} + N_f) = K_{t1}(y_1 - \Delta_1) + C_{t1}(\dot{y}_1 - \dot{\Delta}_1) + N_f \\ P_r &= (f_{t2} + N_r) = K_{t2}(y_2 - \Delta_2) + C_{t2}(\dot{y}_2 - \dot{\Delta}_2) + N_r \\ N_f &= (m_1 + a_2 m_v)g \\ N_r &= (m_2 + a_1 m_v)g \end{aligned} \quad (4.19)$$

จากสมการที่ 4.19 N_f , N_r คือ น้ำหนักสถิตของรถบรรทุกที่ลงที่เพลหน้า และเพลหลัง ตามลำดับ

4.4.2 สมการของแบบจำลองสะพาน

จากรูปที่ 4.3 ซึ่งแสดงชิ้นส่วนของสะพาน ทำให้สามารถสมการแสดงการเคลื่อนที่ของสะพานที่ตำแหน่ง x ต่างๆ ณ เวลาใดๆ ได้ดังนี้

$$\frac{\partial^2}{\partial x^2} \left[EI \frac{\partial^2 u(x, t)}{\partial x^2} \right] = 0 \quad (4.20)$$

ดังนั้นเมื่อหน้าตัดสะพานมีขนาดเท่าเดิม และสะพานทำมาจากวัสดุชนิดเดียวกันจะทำให้ค่า EI ในสมการ 4.20 มีค่าคงที่ ทำให้สามารถแก้สมการได้ค่าการเคลื่อนที่ที่ตำแหน่งต่างๆของสะพาน ณ เวลาใดๆ ได้ ดังนี้

$$u(x, t) = c_1(t)x^3 + c_2(t)x^2 + c_3(t)x + c_4(t) \quad (4.21)$$

โดยที่ $c_i(t)$ คือ ค่าคงที่ของการอินทิเกรต

ดังนั้นจากเงื่อนไขที่ปลายชิ้นส่วนของสะพาน (Boundary Condition) ทำให้สามารถหาค่าคงที่ของสมการที่ 4.21 ได้โดยเงื่อนไขที่ปลายชิ้นส่วนของสะพาน คือ

$$\begin{aligned} u(0, t) = u_1(t) \quad , \quad u(l, t) = u_3(t) \\ \frac{\partial u(0, t)}{\partial x} = u_2(t) \quad , \quad \frac{\partial u(l, t)}{\partial x} = u_4(t) \end{aligned} \quad (4.22)$$

เมื่อนำสมการที่ 4.22 เข้าไปแทนค่าในสมการที่ 4.21 จะสามารถหาค่าคงที่ของการอินทิเกรต $c_i(t)$ ต่างๆ ได้ ดังนี้

$$\begin{aligned} c_1(t) &= \frac{1}{l^3} [2(u_1 - u_3) - l(u_2 + u_4)] \\ c_2(t) &= \frac{1}{l^2} [3(u_3 - u_1) - l(2u_2 + u_4)] \\ c_3(t) &= u_2(t) \quad \text{และ} \quad c_4(t) = u_1(t) \end{aligned} \quad (4.23)$$

ดังนั้นเมื่อนำค่าคงที่ทั้งหมดในสมการที่ 4.23 ไปแทนค่าในสมการที่ 4.21 และจัดรูปใหม่ให้ค่าการเคลื่อนที่ ณ ตำแหน่งต่างๆของชิ้นส่วนสะพานอยู่ในรูปของการเคลื่อนที่ที่ปลายของชิ้นส่วนสะพาน (nodal displacement) จะได้สมการการแอ่นตัวของชิ้นส่วนสะพานที่ระยะ x และ ณ เวลา t ใดๆ ดังนี้

$$u(x,t) = \left[1 - \frac{3x^2}{l^2} + \frac{2x^3}{l^3}\right] u_1(t) + l \left[\frac{x}{l} - \frac{2x^2}{l^2} + \frac{x^3}{l^3}\right] u_2(t) \\ + \left[\frac{3x^2}{l^2} - \frac{2x^3}{l^3}\right] u_3(t) + l \left[-\frac{x^2}{l^2} + \frac{x^3}{l^3}\right] u_4(t) \quad (4.24)$$

โดยที่ค่าสัมประสิทธิ์ที่อยู่ข้างหน้าของค่าการเคลื่อนที่ที่ปลายของชิ้นส่วนสะพาน $u_i(t)$ คือ ฟังก์ชันสัมฐาน (shape function) ของการแอ่นตัวของชิ้นส่วนสะพาน

ต่อมาทำการหาค่าเมทริกซ์มวล (mass matrix) ของชิ้นส่วนสะพานสามารถคำนวณได้จากการแทนสมการ 4.24 ลงไปใน สมการของพลังงานจลน์ คือ

$$T(t) = \frac{1}{2} \int_0^l \rho A \left[\frac{\partial u(x,t)}{\partial t} \right]^2 dx \quad (4.25)$$

และสมการ 4.25 สามารถเขียนให้อยู่ในอีกรูปแบบหนึ่งได้ คือ

$$T(t) = \frac{1}{2} \dot{\mathbf{u}}^T \mathbf{M}_e \dot{\mathbf{u}} \quad (4.26)$$

โดยที่ \mathbf{M}_e คือ เมทริกซ์มวลของชิ้นส่วนสะพาน และ เวกเตอร์ $\dot{\mathbf{u}}$ คือ อนุพันธ์ของเวกเตอร์ $\mathbf{u}(t)$ เทียบกับ เวลาซึ่งเวกเตอร์ $\mathbf{u}(t)$ สามารถกำหนดได้ดังนี้

$$\mathbf{u}(t) = \begin{bmatrix} u_1(t) \\ u_2(t) \\ u_3(t) \\ u_4(t) \end{bmatrix} \quad (4.27)$$

ดังนั้นเมื่อทำการอินทิเกรตสมการที่ 4.25 และนำมาเทียบกับสมการที่ 4.26 จะสามารถหามเมทริกซ์ \mathbf{M}_e ซึ่งเป็นเมทริกซ์มวลของชิ้นส่วนสะพานได้ดังนี้

$$\mathbf{M}_e = \frac{\rho A l}{420} \begin{bmatrix} 156 & 22l & 54 & -13l \\ 22l & 4l^2 & 13l & -3l^2 \\ 54 & 13l & 156 & -22l \\ -13l & -3l^2 & -22l & 4l^2 \end{bmatrix} \quad (4.28)$$

จากนั้นจะพิจารณหามเมทริกซ์สติฟเนสของชิ้นส่วนสะพาน โดยในทำนองเดียวกันซึ่งเราสามารถหามเมทริกซ์ สติฟเนสของชิ้นส่วนสะพาน (stiffness matrix) ได้จากการแทนสมการ 4.24 ลงในสมการพลังงานความเครียด (strain energy) คือ

$$V(t) = \frac{1}{2} \int_0^l EI \left[\frac{\partial^2 u(x,t)}{\partial x^2} \right]^2 dx \quad (4.29)$$

โดยที่ พลังงานความเครียดสามารถเขียนได้ในอีกรูปหนึ่ง คือ

$$V(t) = \frac{1}{2} \mathbf{u}^T \mathbf{K}_e \mathbf{u} \quad (4.30)$$

ดังนั้นจากเวกเตอร์ $\mathbf{u}(t)$ มีค่าตามที่ได้กำหนดแล้วในสมการที่ 4.27 เมื่อนำสมการที่ 4.29 มาเทียบกับสมการที่ 4.30 จะสามารถหาค่าสติเฟนสมทริกซ์ (\mathbf{K}_e) ของชิ้นส่วนสะพานได้ดังนี้

$$\mathbf{K}_e = \frac{EI}{l^3} \begin{bmatrix} 12 & 6l & -12 & 6l \\ 6l & 4l^2 & -6l & 2l^2 \\ -12 & -6l & 12 & -6l \\ 6l & 2l^2 & -6l & 4l^2 \end{bmatrix} \quad (4.31)$$

จากนั้นจะทำการหามทริกซ์ความหน่วง (damping matrix) ของชิ้นส่วนสะพาน โดยเนื่องจากไม่สามารถหาค่าเมทริกซ์ความหน่วงของชิ้นส่วนสะพานได้โดยตรง ดังนั้นจึงอาศัยหลักการของเมทริกซ์ความหน่วงเชิงโหมด (Modal Damping) ช่วยในการหามทริกซ์ความหน่วง (damping matrix) ของชิ้นส่วนสะพาน ดังนี้

จากสมการการเคลื่อนที่แบบอิสระ (free vibration) คือ

$$\mathbf{M}_b \ddot{\mathbf{u}} + \mathbf{C}_b \dot{\mathbf{u}} + \mathbf{K}_b \mathbf{u} = \mathbf{0} \quad (4.32)$$

จากนั้นนำ \mathbf{M}_b^{-1} มาคูณตลอดทั้งสมการที่ 4.32 จะได้ว่า

$$\ddot{\mathbf{u}} + \overline{\mathbf{C}}_b \dot{\mathbf{u}} + \overline{\mathbf{K}}_b \mathbf{u} = \mathbf{0} \quad (4.33)$$

โดยที่ $\overline{\mathbf{C}}_b = \mathbf{M}_b^{-1} \mathbf{C}_b$ และ $\overline{\mathbf{K}}_b = \mathbf{M}_b^{-1} \mathbf{K}_b$

จากนั้นแปลงเป็น โคออร์ดิเนตเชิงโหมด (q) โดยอาศัยความสัมพันธ์ระหว่าง \mathbf{u} กับ \mathbf{q} คือ

$$\mathbf{u} = \mathbf{V} \mathbf{q} \quad (4.34)$$

โดยที่ \mathbf{V} คือ ไอเจนเวกเตอร์ (eigenvector) ของเมทริกซ์ $\overline{\mathbf{K}}_b$

จากนั้นแทนสมการที่ 4.34 ลงในสมการที่ 4.33 แล้วคูณตลอดสมการด้วย \mathbf{V}^{-1} จะได้

$$\mathbf{I}\ddot{\mathbf{q}} + \mathbf{V}^{-1}\bar{\mathbf{C}}_b\mathbf{V}\dot{\mathbf{q}} + \mathbf{V}^{-1}\bar{\mathbf{K}}_b\mathbf{V}\mathbf{q} = 0 \quad (4.35)$$

หรือ

$$\mathbf{I}\ddot{\mathbf{q}} + \mathbf{C}_b^*\dot{\mathbf{q}} + \mathbf{K}_b^*\mathbf{q} = 0 \quad (4.36)$$

โดยที่ $\mathbf{K}_b^* = \mathbf{V}^{-1}\bar{\mathbf{K}}_b\mathbf{V} =$

$$\begin{bmatrix} \omega_1^2 & 0 & \cdots & 0 \\ 0 & \omega_2^2 & \ddots & \vdots \\ \vdots & \ddots & \ddots & 0 \\ 0 & \cdots & 0 & \omega_n^2 \end{bmatrix} \quad (4.37)$$

ซึ่งเมื่อสมมติให้ \mathbf{C}_b^* มีคุณสมบัติ orthogonality เช่นเดียวกับ \mathbf{K}_b^* จะได้

$$\bar{\mathbf{C}}_b = \mathbf{V}^{-1}\mathbf{C}_b^*\mathbf{V} = \begin{bmatrix} 2\xi_1\omega_1 & 0 & \cdots & 0 \\ 0 & 2\xi_2\omega_2 & \ddots & \vdots \\ \vdots & \ddots & \ddots & 0 \\ 0 & \cdots & 0 & 2\xi_n\omega_n \end{bmatrix} \quad (4.38)$$

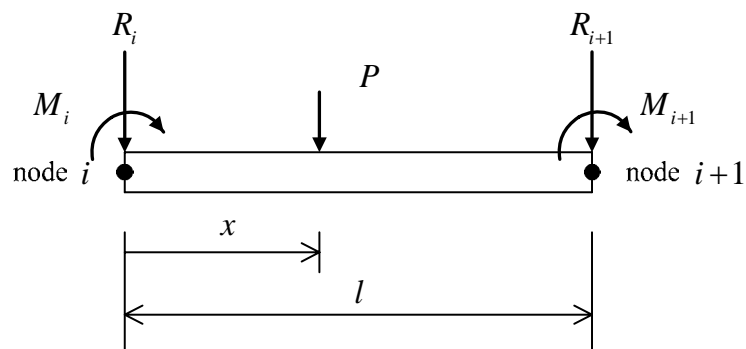
โดยที่ ξ_i คือ สัดส่วนความหน่วง (Damping ratio) ของโหมดที่ i
 ω_i คือ ความถี่ธรรมชาติ (Natural frequency) ของโหมดที่ i

ดังนั้นเมื่อทราบค่าสัดส่วนความหน่วง และความถี่ธรรมชาติ ที่โหมดต่างๆจะสามารถหามเมทริกซ์ \mathbf{C}_b^* ได้ และนำเมทริกซ์ \mathbf{C}_b^* ไปหาค่าเมทริกซ์ \mathbf{C}_b ต่อไปดังนี้

$$\bar{\mathbf{C}}_b = \mathbf{V}\mathbf{C}_b^*\mathbf{V}^{-1} \quad (4.39)$$

$$\mathbf{C}_b = \mathbf{M}_b\bar{\mathbf{C}}_b \quad (4.40)$$

จากนั้นเมื่อเราสามารถหามเมทริกซ์ \mathbf{M}_e , \mathbf{K}_e ของชิ้นส่วนสะพานได้แล้วซึ่งจะทำการรวมเมทริกซ์ \mathbf{M}_e , \mathbf{K}_e ของแต่ละชิ้นส่วนสะพานเข้าด้วยกันก็จะได้ค่าเมทริกซ์ \mathbf{M}_b , \mathbf{K}_b และ \mathbf{C}_b ของสะพานออกมา ต่อมาเราจะทำการหาค่าแรงที่กระทำที่ปลายของชิ้นส่วนสะพาน (node) โดยเนื่องจากแรงที่กระทำต่อชิ้นส่วนสะพานอาจไม่ได้กระทำที่ปลายของชิ้นส่วนสะพาน (node) ดังนั้นจึงต้องแปลงแรงเหล่านั้นให้เป็นแรงกระทำที่ปลายของชิ้นส่วนสะพาน (nodal force) ก่อนดังนี้



รูปที่ 4.6 แสดงการแปลงแรงที่กระทำ ณ ตำแหน่งใดๆ ให้เป็นแรงกระทำที่ปลายของชิ้นส่วนสะพาน

จากรูปที่ 4.6 เราสามารถหาค่าแรงที่กระทำที่ปลายของชิ้นส่วนสะพานได้ ดังนี้

$$R_i = \left(1 - \frac{3x^2}{l^2} + \frac{2x^3}{l^3} \right) P \quad (4.41)$$

$$M_i = \left(x - \frac{2x^2}{l} + \frac{x^3}{l^2} \right) P \quad (4.42)$$

$$R_{i+1} = \left(\frac{3x^2}{l^2} - \frac{2x^3}{l^3} \right) P \quad (4.43)$$

$$M_{i+1} = \left(\frac{x^3}{l^2} - \frac{x^2}{l} \right) P \quad (4.44)$$

โดยที่ $R_i, R_{i+1} =$ แรงในแนวตั้งที่กระทำที่ปลายชิ้นส่วนของสะพานทั้ง 2 ข้าง
 $M_i, M_{i+1} =$ โมเมนต์ที่กระทำที่ปลายชิ้นส่วนของสะพานทั้ง 2 ข้าง

ดังนั้นสามารถรวมสมการที่ 4.41 ถึง 4.44 ให้เป็นรูปของเมทริกซ์ได้ดังนี้

$$\mathbf{F} = \mathbf{H}(x)P \quad (4.45)$$

โดยที่ $\mathbf{F} =$ เมทริกซ์ของแรงที่กระทำที่ปลายชิ้นส่วนสะพาน
 $\mathbf{H}(x) =$ เมทริกซ์ที่แปลงแรงภายนอกเป็นแรงที่กระทำที่ปลายชิ้นส่วนสะพาน
 (Transformation Matrix)
 $P =$ แรงภายนอกที่กระทำชิ้นส่วนสะพาน

ในกรณีที่มีแรงภายนอกกระทำต่อชิ้นส่วนสะพานมากกว่า 1 แรงจะสามารถหาค่าแรงกระทำที่ปลายชิ้นส่วนสะพานได้ โดยการแยกคิดทีละ 1 แรงแล้วนำค่าแรงที่กระทำที่ปลายชิ้นส่วนสะพานของแรงภายนอกแต่ละแรงมา

รวมกัน จะได้แรงที่กระทำที่ปลายชิ้นส่วนสะพานทั้งหมดออกมา โดยการหาค่าแรงที่กระทำที่ปลายชิ้นส่วนสะพานของแรงภายนอกแต่ละแรงจะใช้สมการคล้ายกับสมการที่ 4.45 คือ

$$\mathbf{F}_i = \mathbf{H}(x_i)P_i \quad (4.46)$$

ดังนั้นเมื่อเราหาค่าตัวแปรต่างๆของสะพานครบแล้วก็จะนำมาใส่ในสมการการเคลื่อนที่ของแบบจำลองสะพาน คือ

$$\mathbf{M}_b \ddot{\mathbf{u}} + \mathbf{C}_b \dot{\mathbf{u}} + \mathbf{K}_b \mathbf{u} = \mathbf{F}_b \quad (4.47)$$

- โดยที่
- \mathbf{M}_b = เมทริกซ์มวลของสะพาน
 - \mathbf{K}_b = สติฟเนสเมทริกซ์ของสะพาน
 - \mathbf{C}_b = เมทริกซ์ความหน่วงของสะพาน
 - \mathbf{u} = ค่าการเปลี่ยนตำแหน่งอิสระ (degree of freedom) ต่างๆของสะพาน
 - \mathbf{F}_b = แรงที่กระทำบริเวณการเปลี่ยนตำแหน่งอิสระต่างๆของสะพาน (global load)

จากสมการที่ 4.47 ทำให้เราสามารถคำนวณหาค่า \mathbf{u} ณ เวลาใดๆได้ แล้วทำการหาค่าการแอ่นตัวของสะพานที่ตำแหน่งต่างๆ (x) และ ณ เวลาใดๆได้โดยอาศัยสมการ 4.48 คือ

$$w(x, t) = \mathbf{H}^T(x)\mathbf{u}(t) \quad (4.48)$$

ซึ่งอนุพันธ์ของ $w(x, t)$ เทียบกับเวลา (time derivative) คือ

$$\dot{w}(x, t) = \frac{\partial \mathbf{H}^T(x)}{\partial x} \mathbf{u}(t) \dot{x}(t) + \mathbf{H}^T(x) \dot{\mathbf{u}}(t) \quad (4.49)$$

ดังนั้นเราจะนำค่าการแอ่นตัวของสะพานมาใช้ในการหาค่าความเครียด (Strain) ของสะพาน ณ ตำแหน่งที่ทำการวัด โดยอาศัยความสัมพันธ์ คือ

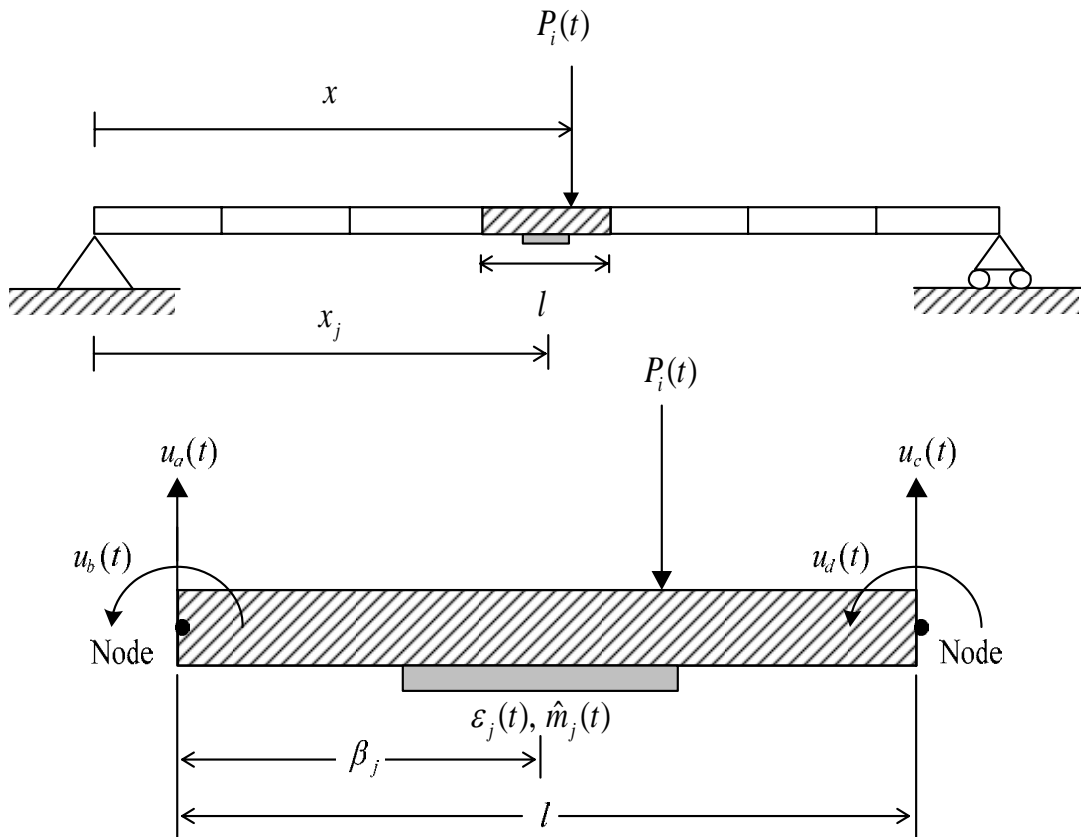
$$e_j(x_j, t) = -x_j \left. \frac{\partial^2 w(x, t)}{\partial x^2} \right|_{x=x_j} \quad (4.50)$$

- โดยที่
- x_j คือ ระยะทางของตำแหน่งที่ทำการวัดค่าความเครียดของสะพาน โดยวัดจากปลายสุดของสะพาน ดังรูปที่ 4.7
 - x_j คือ ระยะทางจากแกนสะเทินของหน้าตัดของชิ้นส่วนสะพาน (neutral axis) ถึงขอบล่างของหน้าตัดของชิ้นส่วนสะพาน (bottom surface)
 - e_j คือ ค่าความเครียดของสะพานที่ตำแหน่งที่ทำการวัด

จากสมการที่ 4.50 เมื่อเราทราบค่าทำการหาค่าอนุพันธ์ของการแ่นตัวของสะพานเทียบกับระยะ x ได้ ก็จะสามารถเขียนสมการ 4.50 ได้ในอีกรูปแบบหนึ่ง คือ

$$e_j(b_j, t) = \frac{1}{l^3} \left[(12b_j - 6l)u_a(t) + l(6b_j - 4l)u_b(t) - (12b_j - 6l)u_c(t) + l(6b_j - 2l)u_d(t) \right] \tag{4.51}$$

โดยที่ u_i = ค่าการเคลื่อนที่ที่ปลายชิ้นส่วนสะพาน
 b_j = ระยะที่ทำการวัดความเครียดของสะพาน โดยวัดจากปลายชิ้นส่วนสะพาน
 ดังรูปที่ 4.7



รูปที่ 4.7 แสดงตำแหน่งบนสะพานที่ทำการวัดค่าความเครียดที่เกิดขึ้น

ดังนั้นเนื่องจากการทราบค่าความเค้น (Stress) ของสะพานที่ตำแหน่งต่างๆที่ทำการตรวจวัดจึงอาศัยกฎของฮุก (Hook's Law) ช่วยในการหาค่าความเค้นของสะพานที่ตำแหน่งต่างๆ จากค่าความเครียดที่ได้ ดังนี้

$$s_j(t) = E e_j(t) \tag{4.52}$$

โดยที่ E คือ ค่าโมดูลัสยืดหยุ่นของเหล็ก

ดังนั้นสมการที่ 4.52 สามารถเขียนได้เป็น

$$s_j(b_j, t) = \frac{E x_j}{l^3} \begin{Bmatrix} (12b_j - 6l) & l(6b_j - 4l) & -(12b_j - 6l) & l(6b_j - 2l) \end{Bmatrix} \begin{Bmatrix} u_a(t) \\ u_b(t) \\ u_c(t) \\ u_d(t) \end{Bmatrix} \quad (4.53)$$

จากนั้นทำการรวมสมการของแบบจำลองรถบรรทุก กับสมการของแบบจำลองสะพานเข้าด้วยกัน โดยใช้สมการของแรงที่กระทำที่ล้อหน้า และล้อหลังของรถบรรทุกเป็นตัวเชื่อม โดยสมการของแรงที่กระทำที่ล้อหน้า และล้อหลังของรถบรรทุก คือ

$$P_f = K_{t1}(y_1 - w_1(x_f(t), t) - r(x_f)) + C_{t1}(\dot{y}_1 - \dot{w}_1(x_f(t), t) - \dot{r}(x_f)) + N_f \quad (4.54)$$

$$P_r = K_{t2}(y_2 - w_2(x_r(t), t) - r(x_r)) + C_{t2}(\dot{y}_2 - \dot{w}_2(x_r(t), t) - \dot{r}(x_r)) + N_r \quad (4.55)$$

เมื่อนำสมการที่ 4.48 และ 4.49 มาแทนในสมการที่ 4.54 และ 4.55 จะได้

$$P_f = K_{t1}(y_1 - \mathbf{H}^T(x_f)\mathbf{u}(t) - r(x_f)) + C_{t1}(\dot{y}_1 - \frac{\partial \mathbf{H}^T(x_f)}{\partial x} \mathbf{u}(t)v - \mathbf{H}^T(x_f)\dot{\mathbf{u}}(t)) + N_f \quad (4.56)$$

$$P_r = K_{t2}(y_2 - \mathbf{H}^T(x_r)\mathbf{u}(t) - r(x_r)) + C_{t2}(\dot{y}_2 - \frac{\partial \mathbf{H}^T(x_r)}{\partial x} \mathbf{u}(t)v - \mathbf{H}^T(x_r)\dot{\mathbf{u}}(t)) + N_r \quad (4.57)$$

โดยสามารถเขียนให้อยู่ในรูปเมทริกซ์ได้ ดังนี้

$$\begin{aligned} \begin{bmatrix} P_f \\ P_r \end{bmatrix} &= \begin{bmatrix} K_{t1} & 0 \\ 0 & K_{t2} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} y_1 \\ y_2 \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} C_{t1} & 0 \\ 0 & C_{t2} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{y}_1 \\ \dot{y}_2 \end{Bmatrix} \\ &\quad - \begin{bmatrix} K_{t1}\mathbf{H}^T(x_f) + C_{t1}v \frac{\partial \mathbf{H}^T(x_f)}{\partial x} \\ K_{t2}\mathbf{H}^T(x_r) + C_{t2}v \frac{\partial \mathbf{H}^T(x_r)}{\partial x} \end{bmatrix} \{\mathbf{u}(t)\} - \begin{bmatrix} C_{t1}\mathbf{H}^T(x_f) \\ C_{t2}\mathbf{H}^T(x_r) \end{bmatrix} \{\dot{\mathbf{u}}(t)\} \\ &\quad - \begin{bmatrix} K_{t1}r(x_f) \\ K_{t2}r(x_r) \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} (m_1 + a_2m_v)g \\ (m_2 + a_1m_v)g \end{bmatrix} \end{aligned} \quad (4.58)$$

จากนั้นนำสมการที่ 4.58 ไปแทนในสมการการเคลื่อนที่ของรถบรรทุกในสมการที่ 4.18 จะได้สมการแสดงสมดุลของแรงที่กระทำต่อรถบรรทุก ดังนี้

$$\begin{aligned}
& \left[\begin{array}{c|ccccc} 0 & & & & \\ \hline 0 & m_v & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & I_v & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & m_1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & m_2 \end{array} \right] \begin{Bmatrix} \ddot{\mathbf{u}}(t) \\ \ddot{y}_v(t) \\ \ddot{\theta}_v(t) \\ \ddot{y}_1(t) \\ \ddot{y}_2(t) \end{Bmatrix} \\
& + \left[\begin{array}{c|ccccc} 0 & & & & \\ \hline 0 & C_{s1}+C_{s2} & (-C_{s1}a_1+C_{s2}a_2)S & -C_{s1} & -C_{s2} \\ 0 & (-C_{s1}a_1+C_{s2}a_2)S & (C_{s1}a_1^2+C_{s2}a_2^2)S^2 & C_{s1}a_1S & -C_{s2}a_2S \\ -C_{t1}\mathbf{H}^T(x_f) & -C_{s1} & C_{s1}a_1S & C_{s1}+C_{t1} & 0 \\ -C_{t2}\mathbf{H}^T(x_r) & -C_{s2} & -C_{s2}a_2S & 0 & C_{s2}+C_{t2} \end{array} \right] \begin{Bmatrix} \dot{\mathbf{u}}(t) \\ \dot{y}_v(t) \\ \dot{\theta}_v(t) \\ \dot{y}_1(t) \\ \dot{y}_2(t) \end{Bmatrix} \\
& + \left[\begin{array}{c|ccccc} 0 & & & & \\ \hline 0 & K_{s1}+K_{s2} & (-K_{s1}a_1+K_{s2}a_2)S & -K_{s1} & -K_{s2} \\ 0 & (-K_{s1}a_1+K_{s2}a_2)S & (K_{s1}a_1^2+K_{s2}a_2^2)S^2 & K_{s1}a_1S & -K_{s2}a_2S \\ -K_{t1}\mathbf{H}^T(x_f)-C_{t1}v\partial\mathbf{H}^T(x_f)/\partial x & -K_{s1} & K_{s1}a_1S & K_{s1}+K_{t1} & 0 \\ -K_{t2}\mathbf{H}^T(x_r)-C_{t2}v\partial\mathbf{H}^T(x_r)/\partial x & -K_{s2} & -K_{s2}a_2S & 0 & K_{s2}+K_{t2} \end{array} \right] \begin{Bmatrix} \mathbf{u}(t) \\ y_v(t) \\ \theta_v(t) \\ y_1(t) \\ y_2(t) \end{Bmatrix} \\
& = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \\ K_{t1}r(x_f) \\ K_{t2}r(x_r) \end{Bmatrix}
\end{aligned} \tag{4.59}$$

และทำเช่นเดียวกันกับแบบจำลองสะพาน คือนำสมการที่ 4.58 ไปแทนในสมการการเคลื่อนที่ของแบบจำลองสะพานในสมการที่ 4.47 จะได้สมการสมดุลของแรงที่ทำต่อสะพาน ดังนี้

$$\begin{aligned}
& \left[\begin{array}{c|cccc} \mathbf{M}_b & 0 & 0 & 0 & 0 \\ \hline 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{array} \right] \begin{Bmatrix} \ddot{\mathbf{u}}(t) \\ \ddot{y}_v(t) \\ \ddot{\theta}_v(t) \\ \ddot{y}_1(t) \\ \ddot{y}_2(t) \end{Bmatrix} \\
& + \left[\begin{array}{c|cccc} \mathbf{C}_b + \begin{bmatrix} \mathbf{H}(x_f) & \mathbf{H}(x_r) \end{bmatrix} \begin{bmatrix} C_{t1} \mathbf{H}^T(x_f) \\ C_{t2} \mathbf{H}^T(x_r) \end{bmatrix} & 0 & 0 & -\mathbf{H}(x_f)C_{t1} & -\mathbf{H}(x_r)C_{t2} \\ \hline 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{array} \right] \begin{Bmatrix} \dot{\mathbf{u}}(t) \\ \dot{y}_v(t) \\ \dot{\theta}_v(t) \\ \dot{y}_1(t) \\ \dot{y}_2(t) \end{Bmatrix} \\
& + \left[\begin{array}{c|cccc} \mathbf{K}_b + \begin{bmatrix} \mathbf{H}(x_f) & \mathbf{H}(x_r) \end{bmatrix} \begin{bmatrix} K_{t1} \mathbf{H}^T(x_f) + v \frac{\partial \mathbf{H}(x_f)}{\partial x} C_{t1} \\ K_{t2} \mathbf{H}^T(x_r) + v \frac{\partial \mathbf{H}(x_r)}{\partial x} C_{t2} \end{bmatrix} & 0 & 0 & -\mathbf{H}(x_f)K_{t1} & -\mathbf{H}(x_r)K_{t2} \\ \hline 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{array} \right] \begin{Bmatrix} \mathbf{u}(t) \\ y_v(t) \\ \theta_v(t) \\ y_1(t) \\ y_2(t) \end{Bmatrix} \\
& = \left\{ \begin{array}{c} -\begin{bmatrix} \mathbf{H}(x_f) & \mathbf{H}(x_r) \end{bmatrix} \begin{bmatrix} K_{t1} r(x_f) \\ K_{t2} r(x_r) \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \mathbf{H}(x_f) & \mathbf{H}(x_r) \end{bmatrix} \begin{bmatrix} (m_1 + a_2 m_v) g \\ (m_2 + a_1 m_v) g \end{bmatrix} \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{array} \right\}
\end{aligned} \tag{4.60}$$

ดังนั้นในการหาสมการแสดงความสัมพันธ์ระหว่างรถบรรทุก กับ สะพานจะสามารถทำได้โดยการรวมสมการที่ 4.59 เข้ากับสมการที่ 4.60 จะได้สมการแสดงความสัมพันธ์ระหว่างรถบรรทุก กับ สะพาน (Vehicle-Bridge Interaction) ดังนี้

$$\mathbf{M} \ddot{\mathbf{u}}(t) + \mathbf{C} \dot{\mathbf{u}}(t) + \mathbf{K} \mathbf{u}(t) = \mathbf{P}(t) \tag{4.61}$$

หรือ

$$\begin{aligned}
& \left[\begin{array}{c|cccc} \mathbf{M}_b & 0 & 0 & 0 & 0 \\ \hline 0 & m_v & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & I_v & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & m_1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & m_2 \end{array} \right] \begin{Bmatrix} \ddot{\mathbf{u}}(t) \\ \ddot{y}_v(t) \\ \ddot{\theta}_v(t) \\ \ddot{y}_1(t) \\ \ddot{y}_2(t) \end{Bmatrix} \\
& + \left[\begin{array}{cc|cc} \mathbf{C}_b + [\mathbf{H}(x_f) \ \mathbf{H}(x_r)] \begin{bmatrix} C_{i1} \mathbf{H}^T(x_f) \\ C_{i2} \mathbf{H}^T(x_r) \end{bmatrix} & 0 & 0 & -\mathbf{H}(x_f)C_{i1} & -\mathbf{H}(x_r)C_{i2} \\ \hline 0 & C_{s1} + C_{s2} & (-C_{s1}a_1 + C_{s2}a_2)S & -C_{s1} & -C_{s2} \\ 0 & (-C_{s1}a_1 + C_{s2}a_2)S & (C_{s1}a_1^2 + C_{s2}a_2^2)S^2 & C_{s1}a_1S & -C_{s2}a_2S \\ -C_{i1} \mathbf{H}^T(x_f) & -C_{s1} & C_{s1}a_1S & C_{s1} + C_{i1} & 0 \\ -C_{i2} \mathbf{H}^T(x_r) & -C_{s2} & -C_{s2}a_2S & 0 & C_{s2} + C_{i2} \end{array} \right] \begin{Bmatrix} \dot{\mathbf{u}}(t) \\ \dot{y}_v(t) \\ \dot{\theta}_v(t) \\ \dot{y}_1(t) \\ \dot{y}_2(t) \end{Bmatrix} \\
& + \left[\begin{array}{cc|cc} \mathbf{K}_b + [\mathbf{H}(x_f) \ \mathbf{H}(x_r)] \begin{bmatrix} K_{i1} \mathbf{H}^T(x_f) + v \frac{\partial \mathbf{H}^T(x_f)}{\partial x} C_{i1} \\ K_{i2} \mathbf{H}^T(x_r) + v \frac{\partial \mathbf{H}^T(x_r)}{\partial x} C_{i2} \end{bmatrix} & 0 & 0 & -\mathbf{H}(x_f)K_{i1} & -\mathbf{H}(x_r)K_{i2} \\ \hline 0 & K_{s1} + K_{s2} & (-K_{s1}a_1 + K_{s2}a_2)S & -K_{s1} & -K_{s2} \\ 0 & (-K_{s1}a_1 + K_{s2}a_2)S & (K_{s1}a_1^2 + K_{s2}a_2^2)S^2 & K_{s1}a_1S & -K_{s2}a_2S \\ -K_{i1} \mathbf{H}^T(x_f) - C_{i1}v \frac{\partial \mathbf{H}^T(x_f)}{\partial x} & -K_{s1} & K_{s1}a_1S & K_{s1} + K_{i1} & 0 \\ -K_{i2} \mathbf{H}^T(x_r) - C_{i2}v \frac{\partial \mathbf{H}^T(x_r)}{\partial x} & -K_{s2} & -K_{s2}a_2S & 0 & K_{s2} + K_{i2} \end{array} \right] \begin{Bmatrix} \mathbf{u}(t) \\ y_v(t) \\ \theta_v(t) \\ y_1(t) \\ y_2(t) \end{Bmatrix} \\
& = \left\{ \begin{array}{c} -[\mathbf{H}(x_f) \ \mathbf{H}(x_r)] \begin{bmatrix} K_{i1}r(x_f) \\ K_{i2}r(x_r) \end{bmatrix} + [\mathbf{H}(x_f) \ \mathbf{H}(x_r)] \begin{bmatrix} (m_1 + a_2m_v)g \\ (m_2 + a_1m_v)g \end{bmatrix} \\ 0 \\ 0 \\ K_{i1}r(x_f) \\ K_{i2}r(x_r) \end{array} \right\}
\end{aligned} \tag{4.62}$$

ดังนั้นจากสมการที่ 4.61 จึงสามารถหาค่าการเคลื่อนที่ของรถบรรทุกและสะพานได้ (\mathbf{u} , y_v , θ_v , y_1 , y_2) แต่เนื่องจากสมการข้างบนเป็นสมการที่มีความสัมพันธ์ซึ่งกันและกันระหว่างสมการ (Couple Equation) ซึ่งทำการแก้สมการได้ยาก จึงใช้วิธีของ นิวมาร์คเบต้า (Newmark's β method) ช่วยในการแก้สมการ โดยจะทำการแบ่งเวลาทั้งหมดออกเป็นช่วงเวลา (time step) แล้วทำการหาค่าการเคลื่อนที่ของรถบรรทุก และสะพานของแต่ละช่วงเวลา ตั้งแต่เวลาที่รถบรรทุกเริ่มเข้าสู่สะพานกระทั่งวิ่งออกจากสะพาน ดังนั้นจะสามารถนำค่าการเคลื่อนที่ของสะพาน (\mathbf{u}) ที่ช่วงเวลาต่างๆมาคำนวณค่าความเค้นของสะพานได้ตามสมการที่ 4.53 ซึ่งจะนำค่าความเค้นที่ได้ไปผ่านกระบวนการเรนไฟลด์เคาน์ดิ่ง และทำการหาค่าความเค้นเทียบเท่าตามสมการที่ 2.13 เพื่อนำไปทำการหาค่าความเสียหายของสะพานที่เกิดจากรถบรรทุกคันนี้วิ่งผ่านสะพานตามสมการที่ 2.6 ซึ่งสามารถนำไปคำนวณหาอายุการใช้งานของสะพานเหล็กทางด้านความล้าได้

4.5 วิธีการแก้สมการของนิวมาร์ค

ปัญหาทางพลศาสตร์ส่วนมากจะอยู่ในรูปสมการเชิงอนุพันธ์ลำดับที่สองเทียบกับเวลา ดังนั้นในการวิเคราะห์ปัญหาจะพิจารณาพฤติกรรมของโครงสร้างที่เกิดขึ้นในช่วงเวลาจาก t ไป $t + \Delta t$ โดยที่ Δt เป็นการเปลี่ยนแปลงของเวลาที่น้อยมาก โดยสมการต่อไปนี้เป็นสมการแสดงการเคลื่อนที่ของโครงสร้าง ณ เวลา $t + \Delta t$

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{u}}_{t+\Delta t} + \mathbf{C}\dot{\mathbf{u}}_{t+\Delta t} + \mathbf{K}\mathbf{u}_{t+\Delta t} = \mathbf{P}_{t+\Delta t} \quad (4.63)$$

โดยที่ \mathbf{M} , \mathbf{C} และ \mathbf{K} คือ เมตริกซ์ของมวล, เมตริกซ์ความหน่วง และ เมตริกซ์สติเฟนส ของโครงสร้าง

\mathbf{u} คือ เวกเตอร์ของการกระจัดของโครงสร้าง

\mathbf{P} คือ เวกเตอร์ของแรงที่มากระทำต่อโครงสร้าง

Newmark ได้เสนอวิธีแก้ปัญหาทางพลศาสตร์ ซึ่งพิจารณาเป็นช่วงของเวลา โดยต้องทราบข้อมูลของระบบที่เวลา t โดยที่ในการวิเคราะห์ Newmark เสนอสองสมการพื้นฐานเพื่อใช้ในการหาความเร็ว และการกระจัดของระบบที่เวลา $t + \Delta t$ คือ

$$\begin{aligned} \dot{\mathbf{u}}_{t+\Delta t} &= \dot{\mathbf{u}}_t + [(1 - \gamma)\ddot{\mathbf{u}}_t + \gamma\ddot{\mathbf{u}}_{t+\Delta t}]\Delta t \\ \mathbf{u}_{t+\Delta t} &= \mathbf{u}_t + \dot{\mathbf{u}}_t\Delta t + \left[\left(\frac{1}{2} - \beta\right)\ddot{\mathbf{u}}_t + \beta\ddot{\mathbf{u}}_{t+\Delta t}\right](\Delta t)^2 \end{aligned} \quad (4.64)$$

โดยที่ตัวแปร β คือ ความผันแปรของความเร่งในการเปลี่ยนเวลา t ไป $t + \Delta t$ ส่วนตัวแปร γ ซึ่งมีความสัมพันธ์กับคุณสมบัติของความหน่วงเชิงตัวเลข (property of numerical damping) นั้นสามารถหาค่าได้โดย การพิจารณาในช่วงของเวลาที่ทำการวิเคราะห์ สำหรับการศึกษานี้จะใช้วิธีค่าความเร่งเฉลี่ยคงที่ (constant average acceleration method) โดยที่ตัวแปร β , γ มีค่าเท่ากับ $1/4$ และ $1/2$ ตามลำดับ

ตามสมการ (4.63) ค่าความเร่ง และความเร็ว ที่เวลา $t + \Delta t$ สามารถแสดงได้ดังนี้

$$\begin{aligned} \ddot{\mathbf{u}}_{t+\Delta t} &= a_0(\mathbf{u}_{t+\Delta t} - \mathbf{u}_t) - a_2\dot{\mathbf{u}}_t - a_3\ddot{\mathbf{u}}_t \\ \dot{\mathbf{u}}_{t+\Delta t} &= \dot{\mathbf{u}}_t + a_6\ddot{\mathbf{u}}_t + a_7\ddot{\mathbf{u}}_{t+\Delta t} \end{aligned} \quad (4.65)$$

โดยที่

$$\begin{aligned} a_0 &= \frac{1}{\beta\Delta t^2}, & a_1 &= \frac{\gamma}{\beta\Delta t}, & a_2 &= \frac{1}{\beta\Delta t}, \\ a_3 &= \frac{1}{2\beta} - 1, & a_4 &= \frac{\gamma}{\beta} - 1, & a_5 &= \frac{\Delta t}{2} \left(\frac{\gamma}{\beta} - 2\right), \\ a_6 &= \Delta t(1 - \gamma), & a_7 &= \gamma\Delta t. \end{aligned} \quad (4.66)$$

ซึ่งเมื่อแทนค่าตัวแปรในสมการที่ 4.65 ลงไปในสมการที่ 4.63 และทำการจัดรูปสมการใหม่จะได้ดังนี้

$$\mathbf{K}_{\text{eff}} \mathbf{u}_{t+\Delta t} = (\mathbf{P}_{\text{eff}})_{t+\Delta t} \quad (4.67)$$

โดยที่

$$\begin{aligned} \mathbf{K}_{\text{eff}} &= a_0 \mathbf{M} + a_1 \mathbf{C} + \mathbf{K}, \\ (\mathbf{P}_{\text{eff}})_{t+\Delta t} &= \mathbf{P}_{t+\Delta t} + \mathbf{M}(a_0 \mathbf{u}_t + a_2 \dot{\mathbf{u}}_t + a_3 \ddot{\mathbf{u}}_t) \\ &\quad + \mathbf{C}(a_1 \mathbf{u}_t + a_4 \dot{\mathbf{u}}_t + a_5 \ddot{\mathbf{u}}_t) \end{aligned} \quad (4.68)$$

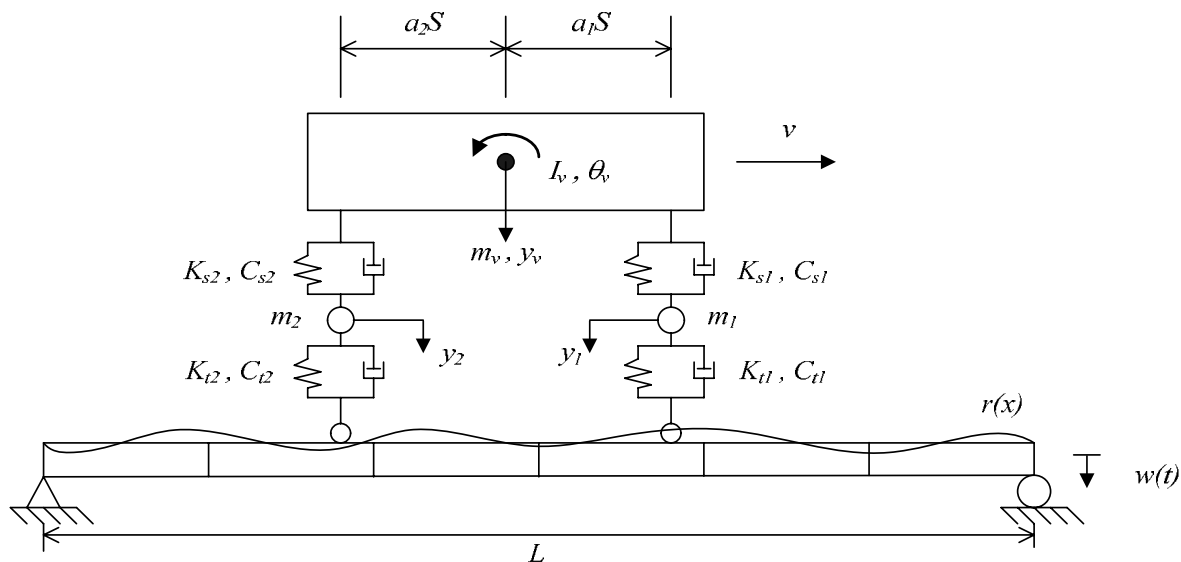
จากสมการที่ 4.67 ค่าการเคลื่อนที่ของโครงสร้าง \mathbf{u} ที่เวลา $t + \Delta t$ ใดๆสามารถหาได้โดยการคูณด้วยเมทริกซ์อินเวอร์สของ \mathbf{K}_{eff} ตลอดสมการที่ 4.67 ดังนั้นจะได้

$$\mathbf{u}_{t+\Delta t} = \mathbf{K}_{\text{eff}}^{-1} (\mathbf{P}_{\text{eff}})_{t+\Delta t} \quad (4.69)$$

โดยที่เมื่อทราบค่าการเคลื่อนที่ของโครงสร้างที่เวลา $t + \Delta t$ ใดๆแล้ว ดังนั้นความเร็วและความเร่งที่เวลา $t + \Delta t$ จะสามารถคำนวณได้จากสมการที่ 4.65 ซึ่งเมื่อทราบค่าการเคลื่อนที่ ความเร็ว และความเร่งที่เวลา $t + \Delta t$ ใดๆเราก็สามารถใช้ข้อมูลนี้เพื่อหาข้อมูลที่เวลาถัดไปได้ โดยทำตามกระบวนการข้างต้นก็จะได้ข้อมูลของโครงสร้างที่เวลาต่างๆ

4.6 ผลการวิเคราะห์แบบจำลองรถยนต์ชนิด 4 การเปลี่ยนตำแหน่งอิสระเคลื่อนที่ผ่านสะพาน

เมื่อทำการสร้างแบบจำลองรถบรรทุกและสะพานเรียบร้อยแล้วจะทำการจำลองให้รถบรรทุกวิ่งผ่านสะพานด้วยความเร็วต่างๆ โดยทำการเปลี่ยนคุณสมบัติต่างๆของรถบรรทุกและสะพานเพื่อศึกษาผลของปัจจัยต่างๆที่มีต่อค่าสัดส่วนความเสียหาย ดังนั้นเพื่อความถูกต้องของข้อมูลที่ได้จากแบบจำลองจึงได้ทำการตรวจสอบความถูกต้องของแบบจำลองรถยนต์ชนิด 4 การเปลี่ยนตำแหน่งอิสระเคลื่อนที่ผ่านสะพานดังแสดงในภาคผนวกซึ่งพบว่าแบบจำลองมีความถูกต้องน่าเชื่อถือ โดยผลการวิเคราะห์ที่ได้จากแบบจำลองแสดงดังตัวอย่างต่อไปนี้



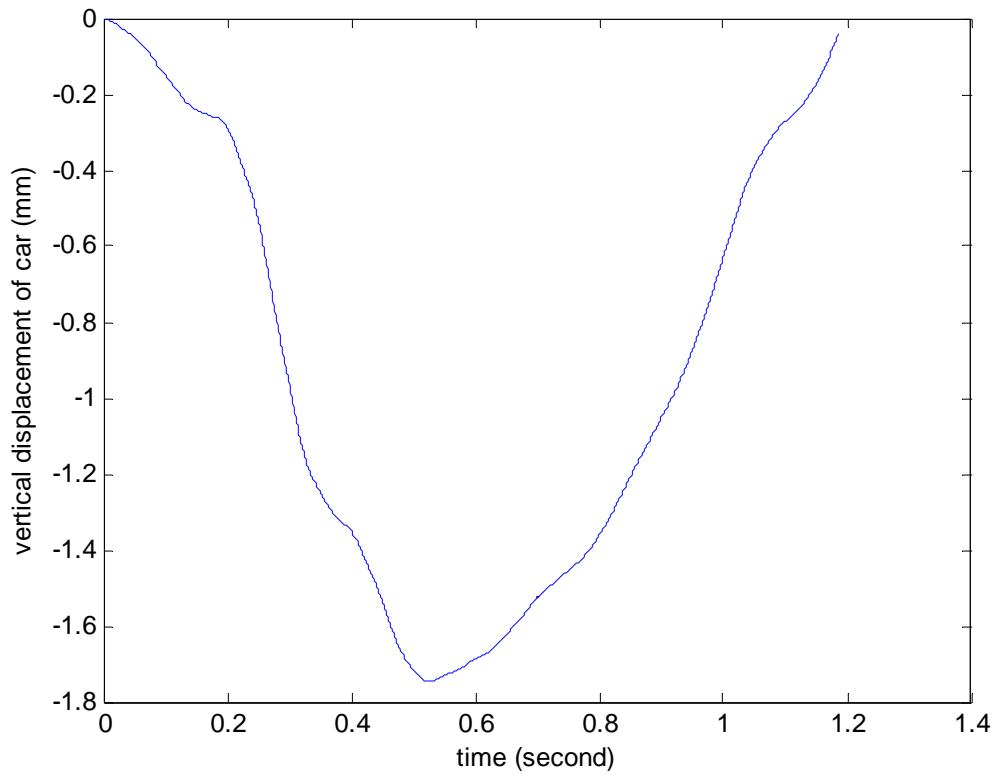
คุณสมบัติของรถบรรทุก (วุฒิชัย อ่อนนุ่ม , 2543) :

$$\begin{aligned}
 m_v &= 23.8 \text{ t}, I_v = 48.7 \text{ t-m}^2, m_1 = 0.5 \text{ t}, m_2 = 0.7 \text{ t}, K_{s1} = 2 \times 4.75 \times 10^6 \text{ N-m} \\
 K_{s2} &= 2 \times 8.49 \times 10^6 \text{ N-m}, K_{t2} = 2 \times 6.41 \times 10^6 \text{ N-m}, K_{t1} = 2 \times 2.69 \times 10^6 \text{ N-m} \\
 C_{s1} &= C_{s2} = 2 \times 2.0 \times 10^4 \text{ N-s/m}, C_{t1} = C_{t2} = 2 \times 2.0 \times 10^4 \text{ N-s/m}, v = 25 \text{ m/s}
 \end{aligned}$$

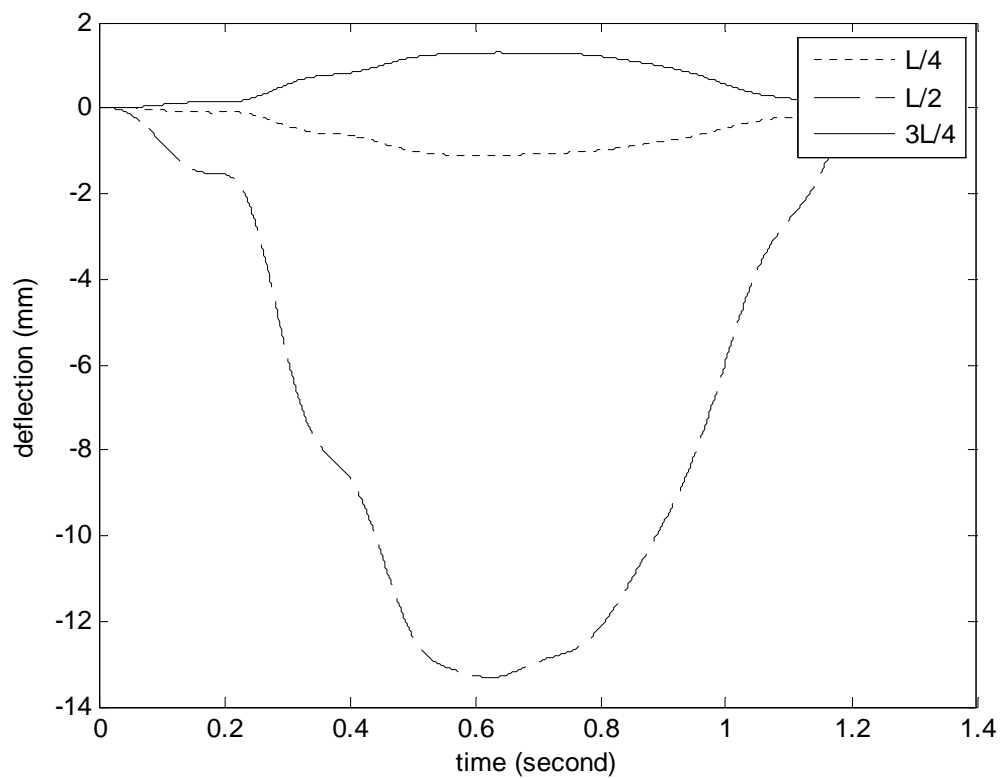
คุณสมบัติของสะพาน :

$$L = 25 \text{ m}, EI = 6.27 \times 10^9 \text{ N-m}^2, \xi = 0.02, \text{mass/length} = 1.65 \text{ t/m}$$

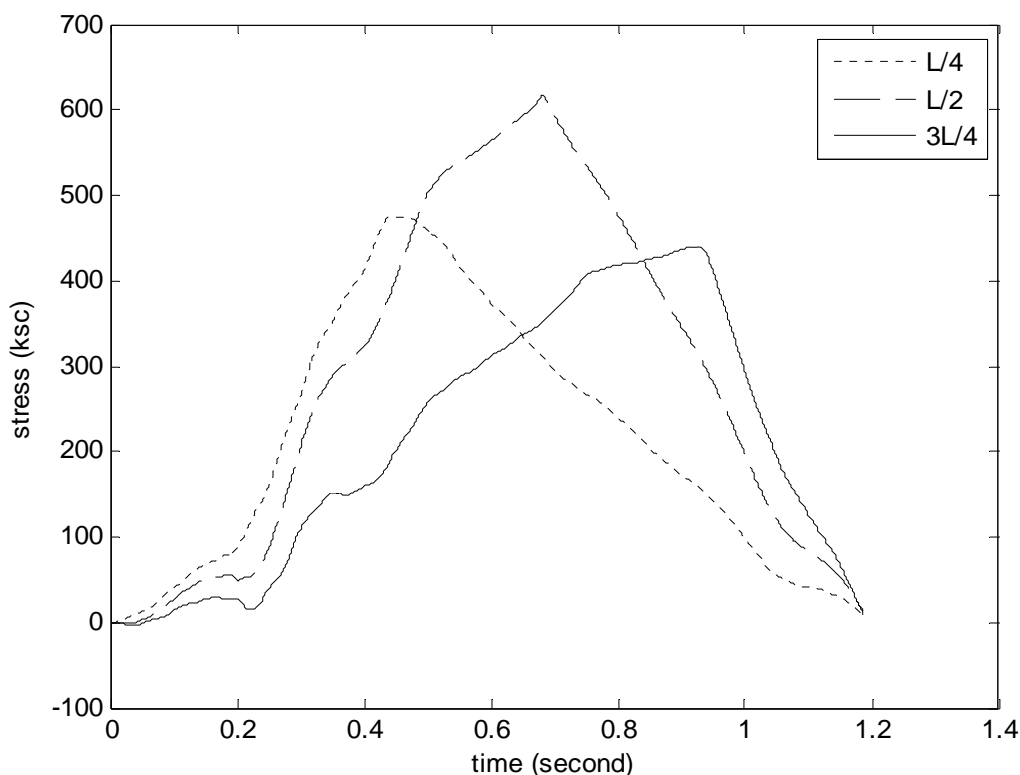
โดยผลการวิเคราะห์ตามคุณสมบัติของรถบรรทุกและสะพานดังแสดงข้างต้นจะได้ ค่าการเคลื่อนตัวในแนวตั้งของรถบรรทุก ค่าการเคลื่อนที่บริเวณต่างๆของสะพานในแนวตั้ง ค่าความเค้นบริเวณต่างๆของสะพาน ดังแสดงต่อไปนี้



รูปที่ 4.8 แสดงค่าการเคลื่อนตัวในแนวดิ่งของรถบรรทุกขณะเคลื่อนที่ผ่านสะพาน



รูปที่ 4.9 แสดงค่าการโก่งตัว ณ บริเวณ $L/4$, $L/2$ และ $3L/4$ ของสะพานในขณะที่รถบรรทุกเคลื่อนที่ผ่านสะพาน



รูปที่ 4.10 แสดงค่าความเค้น ณ บริเวณ L/4 , L/2 และ 3L/4 ของสะพานในขณะที่รถบรรทุกเคลื่อนที่ผ่านสะพาน

จากรูปที่ 4.10 เมื่อทราบค่าความเค้นที่เกิดขึ้น ณ บริเวณต่างๆของสะพานจะนำไปเข้ากระบวนการเรนโพล์วเคาน์ดิ่งเพื่อทำการคำนวณค่าช่วงความเค้นที่เกิดขึ้นจากนั้นจะคำนวณค่าช่วงความเค้นประสิทธิผลเพื่อนำไปหาค่าสัดส่วนความเสียหายที่เกิดขึ้นต่อไป โดยบริเวณที่เกิดค่าความเค้นมากที่สุด คือ กึ่งกลางสะพาน ดังนั้นจึงทำการพิจารณาค่าสัดส่วนความเสียหายที่เกิดขึ้นบริเวณกึ่งกลางสะพานซึ่งมีค่าดังแสดง

จากรูปที่ 4.10 เมื่อนำไปผ่านกระบวนการเรนโพล์วเคาน์ดิ่งจะได้ค่าช่วงความเค้นที่เกิดขึ้น 6 ค่า คือ

$$S_1 = 0.061 \text{ ksc}, S_2 = 0.014 \text{ ksc}, S_3 = 0.022 \text{ ksc}, S_4 = 5.63 \text{ ksc}, S_5 = 0.097 \text{ ksc}, S_6 = 617.8 \text{ ksc}$$

ดังนั้นค่าช่วงความเค้นประสิทธิผลและค่าสัดส่วนความเสียหายที่เกิดขึ้นมีค่าเท่ากับ

$$\text{effective stress} = \sqrt[3]{\sum_{i=1}^6 S_i^3} = \sqrt[3]{(0.061)^3 + \dots + (617.8)^3} = 617.8 \text{ ksc}$$

$$\text{damage ratio} = \frac{(\text{effective stress})^3}{A} = \frac{(617.8)^3}{9.61 \times 10^{15}} = 2.45 \times 10^{-8}$$

จากตัวอย่างการคำนวณดังแสดงข้างต้นพบว่าค่าช่วงความเค้นประสิทธิผลมีค่าใกล้เคียงกับค่าความเค้นสูงสุดที่เกิดขึ้น ดังนั้นในการคำนวณค่าสัดส่วนความเสียหายจึงสามารถใช้ค่าความเค้นสูงสุดแทนค่าช่วงความเค้นประสิทธิผลได้ ต่อมาเราจะทำการปรับเปลี่ยนคุณสมบัติต่างๆของสะพานและรถบรรทุกเพื่อคำนวณค่าสัดส่วนความเสียหายที่เกิดขึ้นและนำไปวิเคราะห์ถึงปัจจัยต่างๆที่มีผลต่อค่าสัดส่วนความเสียหายดังแสดงในบทที่ 5

บทที่ 5

ผลกระทบของคุณสมบัติของรถและสะพานต่อค่าสัดส่วนความเสียหายที่เกิดขึ้น

จากการศึกษาถึงผลของคุณสมบัติต่างๆของรถและสะพานต่อค่าสัดส่วนความเสียหายที่เกิดขึ้นเมื่อมีรถวิ่งผ่านสะพาน โดยคุณสมบัติต่างๆของรถที่ทำการศึกษาถึงผลที่มีต่อสัดส่วนความเสียหาย คือ ความเร็วรถ , น้ำหนักรถ และ ค่าสติเฟนสของระบบช่วงล่างรถ ทางด้านคุณสมบัติของสะพานที่ทำการศึกษา คือ ค่าสติเฟนสของสะพาน , ค่าสัดส่วนความหน่วงของสะพาน และ ค่าความขรุขระของพื้นผิวสะพาน โดยผลการศึกษาแสดงดังต่อไปนี้

จากการศึกษาถึงผลของปัจจัยต่างๆที่มีต่อค่าสัดส่วนความเสียหายที่เกิดขึ้นเมื่อมีรถวิ่งผ่านสะพานดังที่ได้ทำการศึกษาในบทที่ 4 โดยสร้างแบบจำลองรถยนต์และสะพานและให้รถยนต์เคลื่อนที่ผ่านสะพานและทำการคำนวณค่าสัดส่วนความเสียหายที่เกิดขึ้นโดยจะทำการปรับเปลี่ยนคุณสมบัติต่างๆของแบบจำลองรถยนต์และคุณสมบัติต่างๆของแบบจำลองสะพาน ตามที่ได้กล่าวในข้างต้นเพื่อศึกษาปัจจัยต่างๆที่มีผลต่อค่าสัดส่วนความเสียหายที่เกิดขึ้น โดยจะทำการปรับเปลี่ยนค่าสติเฟนสของสะพานจำนวน 5 ค่า ค่าความหน่วงของสะพานจำนวน 5 ค่า ค่าความเร็วของรถจำนวน 5 ค่า ค่าสติเฟนสของช่วงล่างรถจำนวน 5 ค่า ค่าน้ำหนักรถจำนวน 5 ค่า และ ลักษณะพื้นผิวของสะพาน 3 รูปแบบ ซึ่งรวมกรณีทั้งหมดที่ทำการศึกษาเท่ากับ 3750 กรณี โดยค่าของคุณสมบัติต่างๆที่ทำการปรับเปลี่ยนแสดงดังตารางที่ 5.1 โดยจากการวิเคราะห์ผลการศึกษาพบว่า น้ำหนักของรถ และ ค่าสติเฟนสของสะพาน มีผลต่อค่าช่วงความเค้นที่เกิดขึ้นมากที่สุด และเนื่องจากค่าสัดส่วนความเสียหายแปรผัน โดยตรงกับค่าช่วงความเค้นที่เกิดขึ้นยกกำลังสาม ดังนั้น ค่าน้ำหนักรถยกกำลังสาม และ ค่าสติเฟนสของสะพานยกกำลังสาม คือ ตัวแปรที่มีผลต่อค่าสัดส่วนความเสียหายมากที่สุด ส่วนปัจจัยอื่นๆ อาทิเช่น ค่าสัดส่วนความหน่วงของสะพาน ค่าความเร็วรถ ฯลฯ ไม่ค่อยส่งผลต่อค่าสัดส่วนความเสียหายที่เกิดขึ้น ดังแสดงผ่านค่าสัมประสิทธิ์สหสัมพันธ์ (correlation coefficient) ของน้ำหนักของรถ และ ค่าสติเฟนสของสะพานกับค่าสัดส่วนความเสียหายที่เกิดขึ้นซึ่งจะมีค่ามากกว่าปัจจัยอื่นๆ โดยค่าสัมประสิทธิ์สหสัมพันธ์ของตัวแปรต่างๆกับค่าสัดส่วนความเสียหายที่เกิดขึ้นแสดงดังต่อไปนี้

ตารางที่ 5.1 แสดงค่าของคุณสมบัติต่างๆของสะพานและรถที่ทำการศึกษา

ค่าสติเฟนสของสะพาน	I_0	$1.05I_0$	$1.1I_0$	$1.15I_0$	$1.2I_0$
ค่าความหน่วงของสะพาน (%)	2	5	10	15	20
ความเร็วรถ (m/s)	5	10	15	20	25
ค่าสติเฟนสและค่าความหน่วงของช่วงล่างรถ	$0.8K_0$	$0.9K_0$	K_0	$1.1K_0$	$1.2K_0$
ค่าน้ำหนักของรถ (t)	15	20	25	30	35

5.1 ค่าสัมประสิทธิ์สหสัมพันธ์ของปัจจัยต่างๆเทียบกับค่าสัดส่วนความเสียหาย

จากทฤษฎีสหสัมพันธ์นั้นค่าสัมประสิทธิ์สหสัมพันธ์ สามารถคำนวณได้ตามสมการที่ 5.1 โดยใช้ค่าความแปรปรวนร่วมของตัวแปรทั้งสอง และ ความแปรปรวนของตัวแปรแต่ละตัว ในการคำนวณค่าสัมประสิทธิ์สหสัมพันธ์ ซึ่งถ้าค่าสัมประสิทธิ์สหสัมพันธ์ระหว่างค่าสัดส่วนความเสียหายกับปัจจัยใดมีค่ามากแสดงว่าปัจจัยนั้นมี

ความสัมพันธ์กับค่าสัดส่วนความเสียหายค่อนข้างมาก แต่ถ้าค่าสัมประสิทธิ์สหสัมพันธ์ที่ได้มีค่าน้อยแสดงว่าปัจจัยนั้นไม่ค่อยมีความสัมพันธ์กับค่าสัดส่วนความเสียหาย

$$R = \frac{COV(X, Y)}{\sqrt{V(X) \cdot V(Y)}} \quad (5.1)$$

ซึ่งจากการศึกษาถึงผลกระทบของปัจจัยต่างๆต่อค่าสัดส่วนความเสียหายที่เกิดขึ้นเมื่อรถวิ่งผ่านสะพาน โดยอาศัยค่าสัมประสิทธิ์สหสัมพันธ์พบว่าแต่ละตัวแปรมีค่าประสิทธิ์สหสัมพันธ์ดังแสดงในตารางที่ 5.2

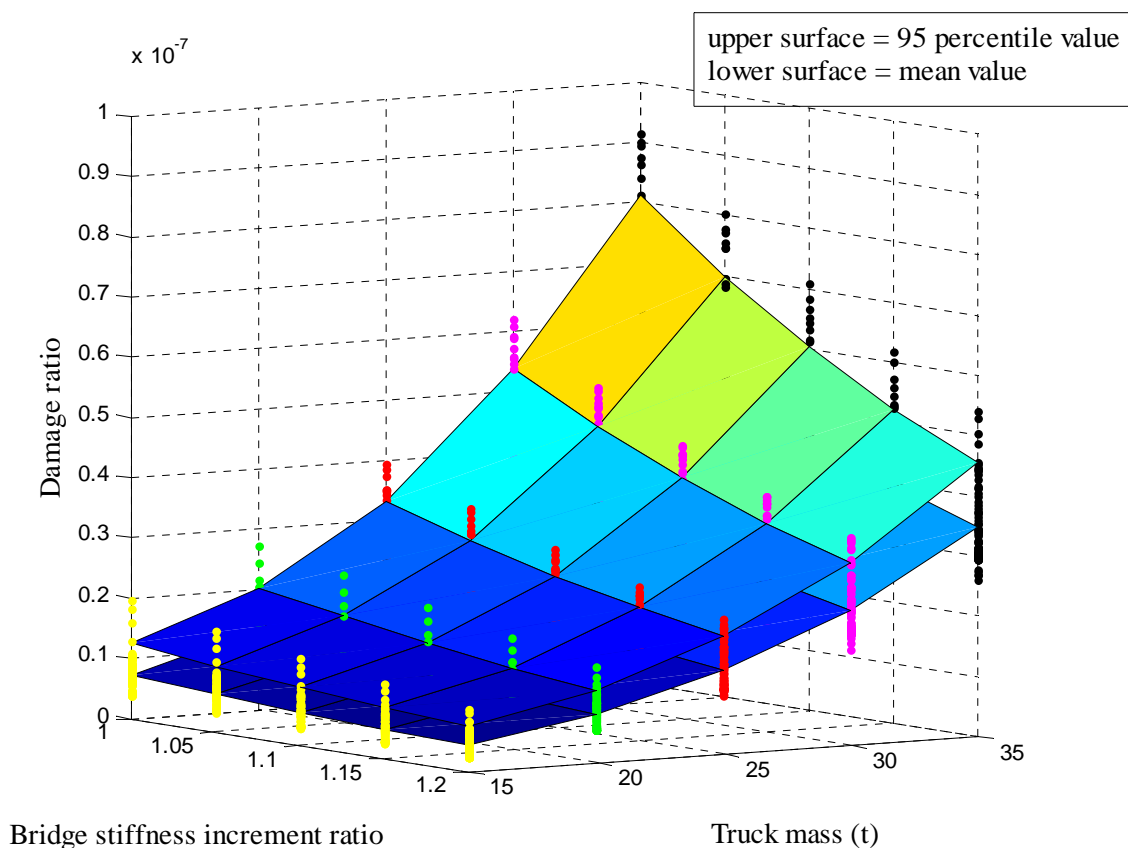
ตารางที่ 5.2 แสดงค่าสัมประสิทธิ์สหสัมพันธ์ของปัจจัยต่างๆต่อค่าสัดส่วนความเสียหาย

ปัจจัย	ค่าสัมประสิทธิ์สหสัมพันธ์
ค่าน้ำหนักของรถ	0.91
ค่าสถิติเอนของสะพาน	-0.259
ค่าความขรุขระของพื้นผิวสะพาน	0.13
ค่าความหน่วงของสะพาน	-0.054
ค่าความเร็วของรถ	0.036
ค่าสถิติเอนของช่วงล่างรถ	0.030

จากค่าสัมประสิทธิ์สหสัมพันธ์ระหว่างปัจจัยต่างๆเทียบกับสัดส่วนความเสียหายพบว่าค่าน้ำหนักของรถมีความสัมพันธ์กับค่าสัดส่วนความเสียหายมากที่สุด รองลงมา คือ ค่าสถิติเอนของสะพาน และ ค่าสถิติเอนของช่วงล่างรถมีความสัมพันธ์กับค่าสัดส่วนความเสียหายน้อยที่สุด กล่าวคือ การเปลี่ยนแปลงน้ำหนักรถจะส่งผลให้ค่าสัดส่วนความเสียหายเปลี่ยนแปลงอย่างมีนัยสำคัญมากที่สุด รองลงมา คือ ค่าสถิติเอนของสะพาน แต่การเปลี่ยนแปลงค่าสถิติเอนของช่วงล่างรถจะไม่ค่อยส่งผลต่อการเปลี่ยนแปลงของค่าสัดส่วนความเสียหาย โดยหลักการของค่าสัมประสิทธิ์สหสัมพันธ์ คือ จะมีค่าเป็นบวกถ้าตัวแปรมีความสัมพันธ์แบบแปรผันโดยตรงซึ่งกันและกัน แต่จะมีค่าเป็นลบถ้ามีความสัมพันธ์แบบแปรผกผัน ดังนั้นจากค่าสัมประสิทธิ์สหสัมพันธ์ที่ได้ทำให้สามารถวิเคราะห์ผลของปัจจัยต่างๆที่มีต่อค่าสัดส่วนความเสียหาย ดังนี้

5.1.1 ผลของน้ำหนักรถต่อสัดส่วนความเสียหาย

เนื่องจากค่าสัมประสิทธิ์สหสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักรถกับสัดส่วนความเสียหาย มีค่าเท่ากับ 0.91 ดังนั้นแสดงว่าเมื่อน้ำหนักรถมีค่าเพิ่มขึ้นมีแนวโน้มที่จะทำให้ค่าสัดส่วนความเสียหายมีค่ามากขึ้นด้วย แต่ถ้าน้ำหนักรถมีค่าลดลงมีแนวโน้มที่จะทำให้ค่าสัดส่วนความเสียหายมีค่าลดลงด้วยเช่นกัน และเนื่องจากค่าสัมประสิทธิ์สหสัมพันธ์มีค่ามากถึง 0.91 แสดงว่า น้ำหนักของรถมีผลต่อค่าสัดส่วนความเสียหายมากที่สุดไม่ว่าปัจจัยอื่นๆจะเปลี่ยนแปลงอย่างไรก็ตาม ค่าสัดส่วนความเสียหายยังคงแปรผันโดยตรงกับค่าน้ำหนักของรถเสมอ ดังแสดงในรูปที่ 5.1



รูปที่ 5.1 แสดงค่าสัดส่วนความเสียหายที่เกิดจากน้ำหนักรถ และ ค่าสถิติเอนสของสะพานค่าต่างๆ

ในรูปที่ 5.1 พื้นผิวด้านบนแสดงค่าสัดส่วนความเสียหายที่เปอร์เซ็นต์ไทล์ 95 ของข้อมูลทั้งหมด ส่วนพื้นผิวด้านล่างแสดงค่าสัดส่วนความเสียหายเฉลี่ยของข้อมูลทั้งหมด และ จุดต่างๆแสดงกรณีทั้งหมดที่ทำการศึกษาโดยปรับเปลี่ยนคุณสมบัติต่างๆของสะพานและรถไม่ว่าจะเป็นค่าสถิติเอนสของช่วงล่างรถ ค่าความเร็วรถ ค่าความขรุขระของพื้นผิวสะพาน ฯลฯ จึงมีค่าสัดส่วนความเสียหายแตกต่างกันออกไป โดยจากรูปที่ 5.1 พบว่าค่าเฉลี่ยของค่าสัดส่วนความเสียหายจะมีค่ามากขึ้นเสมอเมื่อน้ำหนักรถมากขึ้น ถึงแม้ได้ทำการปรับเปลี่ยนคุณสมบัติต่างๆของสะพานและรถ ผลปรากฏว่าไม่ว่าค่าตัวแปรอื่นๆจะเปลี่ยนแปลงอย่างไรค่าสัดส่วนความเสียหายที่เกิดขึ้นยังแปรผัน โดยตรงกับน้ำหนักรถเสมอ แสดงว่าน้ำหนักของรถมีผลต่อค่าสัดส่วนความเสียหายมากที่สุด แต่จากการศึกษาผ่านแบบจำลองชนิดแรง 1 แรงเคลื่อนที่ผ่านสะพานดังแสดงในบทที่ 3 ทำให้สามารถแสดงผลของปัจจัยต่างๆต่อค่าสัดส่วนความเสียหายที่เกิดขึ้นได้ตามสมการที่ 5.2 โดยจากสมการที่ 5.2 พบว่าค่าสถิติเอนสของสะพานควรจะมีผลต่อค่าสัดส่วนความเสียหายพอกๆกับน้ำหนักของรถ แต่มีสาเหตุสำคัญ 2 ประการที่ทำให้ค่าสัมประสิทธิ์สหสัมพันธ์ของ 2 ตัวแปรมีค่าต่างกัน ดังแสดงต่อไป

5.1.2 ผลของค่าสตีเฟนสของสะพานต่อสัดส่วนความเสียหาย

ค่าสัมประสิทธิ์สหสัมพันธ์ระหว่างสตีเฟนสของสะพานกับสัดส่วนความเสียหาย มีค่าเท่ากับ -0.259 แสดงว่าเมื่อค่าสตีเฟนสของสะพานมีค่ามากขึ้นมีแนวโน้มที่จะทำให้ค่าสัดส่วนความเสียหายมีค่าลดลง และถ้าค่าสตีเฟนสของสะพานมีค่าน้อยลงมีแนวโน้มที่จะทำให้ค่าสัดส่วนความเสียหายมีค่ามากขึ้น แต่เนื่องจากค่าสัมประสิทธิ์สหสัมพันธ์มีค่าน้อยกว่าในกรณีของน้ำหนักรถ หมายความว่า ปัจจัยเนื่องจากค่าสตีเฟนสของสะพานมีผลต่อค่าสัดส่วนความเสียหายน้อยกว่าน้ำหนักรถ แต่จากที่ทราบว่าค่าสัดส่วนความเสียหายของสะพานจะแปรผันโดยตรงกับน้ำหนักรถยกกำลังสาม และ แปรผกผันกับ สตีเฟนสของสะพานยกกำลังสาม ดังนั้นค่าน้ำหนักรถ และ ค่าสตีเฟนสของสะพาน ควรจะมีอิทธิพลต่อค่าสัดส่วนความเสียหายพอกัน แต่จากค่าสัมประสิทธิ์สหสัมพันธ์ที่คำนวณได้ในงานวิจัยพบว่าน้ำหนักรถมีผลต่อสัดส่วนความเสียหายมากกว่าสตีเฟนสของสะพาน ซึ่งสาเหตุสำคัญที่ส่งผลให้ค่าสัมประสิทธิ์สหสัมพันธ์ของน้ำหนักรถเทียบกับค่าสัดส่วนเสียหายมีค่ามากกว่าในกรณีของค่าสตีเฟนสของสะพาน คือ

1. การเปลี่ยนแปลงน้ำหนักรถจะส่งผลเพียงแก่พจน์แรกในสมการค่าสัดส่วนความเสียหายที่เกิดขึ้นเมื่อมีแรงหนึ่งแรงเคลื่อนที่ผ่านสะพาน ดังแสดงในสมการที่ 5.2 ส่วนค่าต่างๆในพจน์หลังที่อยู่ในรูปผลรวมของแต่ละโหมดการสั่นไหวจะมีค่าคงที่เสมอ ดังนั้นค่าสัดส่วนความเสียหายจะเปลี่ยนแปลงอย่างไรขึ้นกับพจน์หน้าในสมการที่ 5.2 เท่านั้น กล่าวคือ เมื่อน้ำหนักรถมีค่าเพิ่มมากขึ้นจะส่งผลให้พจน์หน้ามีค่ามากขึ้นทำให้ค่าสัดส่วนความเสียหายมีค่ามากขึ้นด้วย และเมื่อน้ำหนักรถมีค่าลดลงก็จะทำให้ค่าสัดส่วนความเสียหายมีค่าลดลงด้วยแสดงว่าค่าสัดส่วนความเสียหายแปรผันโดยตรงกับน้ำหนักรถยกกำลังสามเสมอ แต่ในกรณีของค่าสตีเฟนสของสะพานจะพบว่า เมื่อค่าสตีเฟนสของสะพานเปลี่ยนแปลงจะส่งผลให้ทั้งพจน์หน้าและพจน์หลังในสมการที่ 5.2 มีการเปลี่ยนแปลงทั้งคู่ โดยเมื่อค่าสตีเฟนสของสะพานมีค่ามากขึ้นจะทำให้พจน์หน้าจะมีค่าลดลงเสมอแต่พจน์หลังอาจมีค่ามากขึ้นหรือน้อยลงก็ได้ขึ้นอยู่กับหลายปัจจัยไม่ว่าจะเป็น ค่าสัดส่วนความหน่วงของสะพาน ค่าความเร็วรถ ฯลฯ ดังแสดงในตารางที่ 5.3

$$D_i = \left[\frac{P^3 L^9 d^3}{1.1 \times 10^5 I^3 A} \right] [f(c, \omega, \xi, L)] \quad (5.2)$$

ตารางที่ 5.3 แสดงค่าของพจน์หน้าและพจน์หลังของสมการที่ 5.2 และค่าสัดส่วนความเสียหายที่เกิดขึ้น เมื่อทำการปรับเปลี่ยนน้ำหนักรถ และ สตีเฟนสของสะพาน

M(t)	I(m ⁴)	พจน์หน้า	%เปลี่ยนแปลง	พจน์หลัง	%เปลี่ยนแปลง	ค่าสัดส่วนความเสียหาย	%เปลี่ยนแปลง
25	0.0336	2.65E+12	-	7.81E-21	-	2.07E-08	-
30	0.0336	4.58E+12	72.83	7.81E-21	0	3.57E-08	72.46
20	0.0336	1.36E+12	-48.68	7.81E-21	0	1.06E-08	-48.80
25	0.0352	2.30E+12	-13.21	8.27E-21	5.89	1.90E-08	-8.21
25	0.032	3.07E+12	15.85	7.30E-21	-6.53	2.24E-08	8.21

จากตารางที่ 5.3 จะพบว่าในกรณีที่ทำการปรับเปลี่ยนค่าสตีเฟนสของสะพาน จะส่งผลให้พจน์หน้าของสมการที่ 5.2 มีการเปลี่ยนแปลงมากกว่าพจน์หลังของสมการเสมอ ดังนั้นพจน์หน้าของสมการจึงมีผลต่อค่าสัดส่วนความเสียหายมากกว่าพจน์หลังของสมการ จึงส่งผลให้ค่าสัดส่วนความเสียหายมีค่าลดลงเสมอเมื่อค่าสตีเฟนสของ

สะพานมากขึ้น และเช่นเดียวกันในกรณีที่ค่าสถิติเอนของสะพานลดลงพจน์หน้าจะมีค่ามากขึ้นเสมอส่วนพจน์หลังจะมีค่ามากขึ้นหรือน้อยลงก็ได้ แต่สุดท้ายค่าสัดส่วนความเสียหายจะมีค่ามากขึ้นเสมอ ดังแสดงในตารางที่ 5.3 ดังนั้นจึงสรุปได้ว่าค่าสถิติเอนของสะพานมีผลต่อค่าสัดส่วนความเสียหายแต่ไม่ได้แปรผกผันกำลังสามเสมอไปเนื่องจากผลของพจน์หลังของสมการที่ 5.2 ทำให้ค่าสัมประสิทธิ์สหสัมพันธ์ของค่าสถิติเอนของสะพานเทียบกับค่าสัดส่วนความเสียหายมีค่าน้อยกว่ากรณีของค่าสัมประสิทธิ์สหสัมพันธ์ของน้ำหนักรถเทียบกับค่าสัดส่วนความเสียหาย

2. ในงานวิจัยนี้ได้ทำการปรับเปลี่ยนค่าน้ำหนักรถ คือ 15 20 25 30 และ 35 ตัน ซึ่งคิดเป็นอัตราส่วนการเพิ่ม 33% 66% 100% และ 133% ของน้ำหนักรถที่น้อยที่สุด แต่ในการปรับเปลี่ยนค่าสถิติเอนของสะพานนั้นได้ทำการปรับเปลี่ยนในอัตราส่วน 5% 10% 15% และ 20% ของค่าสถิติเอนเดิมของสะพานที่ใช้ในงานวิจัย ดังนั้นจึงเห็นได้ว่าค่าน้ำหนักที่ทำการปรับเปลี่ยนมีอัตราส่วนที่มากกว่าค่าสถิติเอนของสะพานที่ทำการปรับเปลี่ยนดังนั้นจึงส่งผลให้ค่าสัดส่วนความเสียหายที่ได้จากการปรับเปลี่ยนน้ำหนักรถมีขอบเขตที่ซ้อนทับกันน้อยกว่าค่าสัดส่วนความเสียหายที่ได้จากการปรับเปลี่ยนค่าสถิติเอนของสะพาน ดังแสดงในรูปที่ 5.2 และ 5.3 ส่งผลให้ค่าสัมประสิทธิ์สหสัมพันธ์ในกรณีน้ำหนักรถเทียบกับสัดส่วนความเสียหายมีค่ามากกว่าในกรณีของค่าสถิติเอนของสะพาน ซึ่งเป็นตามหลักการของค่าสัมประสิทธิ์สหสัมพันธ์ ดังนั้นถ้าทำการปรับเปลี่ยนค่าสถิติเอนของสะพานให้มีอัตราส่วนใกล้เคียงกับการปรับเปลี่ยนน้ำหนักรถจะส่งผลให้ค่าสัมประสิทธิ์สหสัมพันธ์ในกรณีของค่าสถิติเอนของสะพานเทียบกับสัดส่วนความเสียหายมีค่ามากขึ้นกระทั่งใกล้เคียงกับกรณีของน้ำหนักรถ แต่เนื่องจากในความจริงการเพิ่มค่าสถิติเอนของสะพานสามารถทำได้ในขอบเขต 5%-20% ดังนั้นจึงทำการศึกษาในช่วงค่าสถิติเอนดังกล่าว

ดังนั้นถ้าทำการคำนวณค่าสัมประสิทธิ์สหสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักของรถกับสัดส่วนความเสียหายที่เกิดขึ้นจะพบว่ามีความมากกว่ากรณีสถิติเอนของสะพานกับสัดส่วนความเสียหายที่เกิดขึ้น เนื่องมาจากค่าความแปรปรวนรวมในกรณีของน้ำหนักรถกับสัดส่วนความเสียหายมีค่ามากกว่าความแปรปรวนรวมในกรณีของค่าสถิติเอนของสะพาน ดังแสดงในตารางที่ 5.4 เนื่องจากค่าสัดส่วนความเสียหายจะขึ้นอยู่กับค่าน้ำหนักรถและค่าสถิติเอนของสะพานเป็นส่วนใหญ่ซึ่งเป็นไปตามสมการค่าสัดส่วนความเสียหายในสมการที่ 5.2 ดังนั้นในตัวอย่างจึงสมมติให้ค่าสัดส่วนความเสียหายมีค่าเท่ากับของค่าน้ำหนักรถยกกำลังสามหารด้วยค่าสถิติเอนของสะพานยกกำลังสาม และค่าน้ำหนักรถจะทำการกำหนดให้มีสัดส่วนเท่ากับสัดส่วนที่ใช้ในงานวิจัยเช่นเดียวกับค่าสถิติเอนของสะพาน ซึ่งสามารถคำนวณค่าสัมประสิทธิ์สหสัมพันธ์ของปัจจัยต่างๆ ได้ดังแสดงในตัวอย่างข้างล่างนี้

ตารางที่ 5.4 แสดงค่าความแปรปรวน ค่าความแปรปรวนรวมของแต่ละปัจจัย และค่าสัมประสิทธิ์สหสัมพันธ์ของน้ำหนักรถและค่าสถิติเอนของสะพานเทียบกับค่าสัดส่วนความเสียหาย

COV(M ³ ,D)	V(M ³)	V(D)	R(M ³)
13.550657	18.324984	12.0423704	0.9121842
COV(1/T ³ ,D)	V(1/T ³)	V(D)	R(1/T ³)
0.1275931	0.0231877	12.0423704	0.24145825

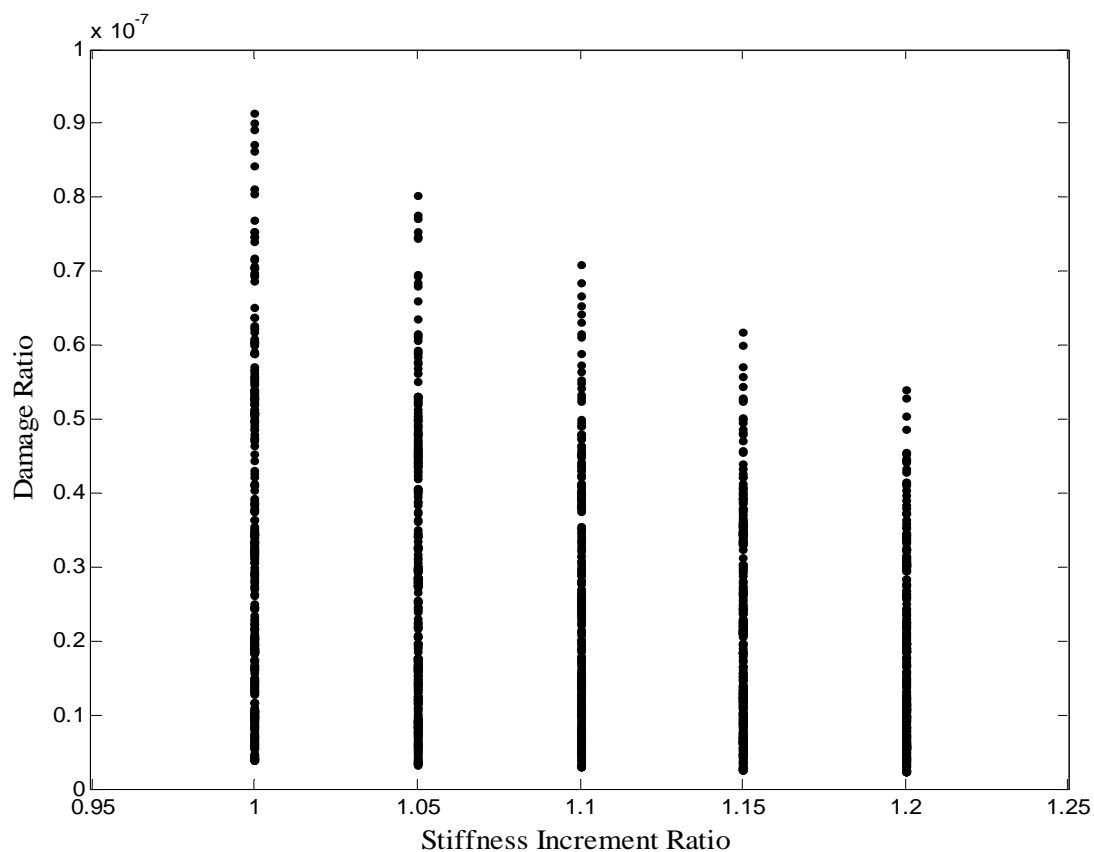
$$D = \frac{M^3}{I^3}$$

$$M = 1, 1.33, 1.67, 2, 2.33$$

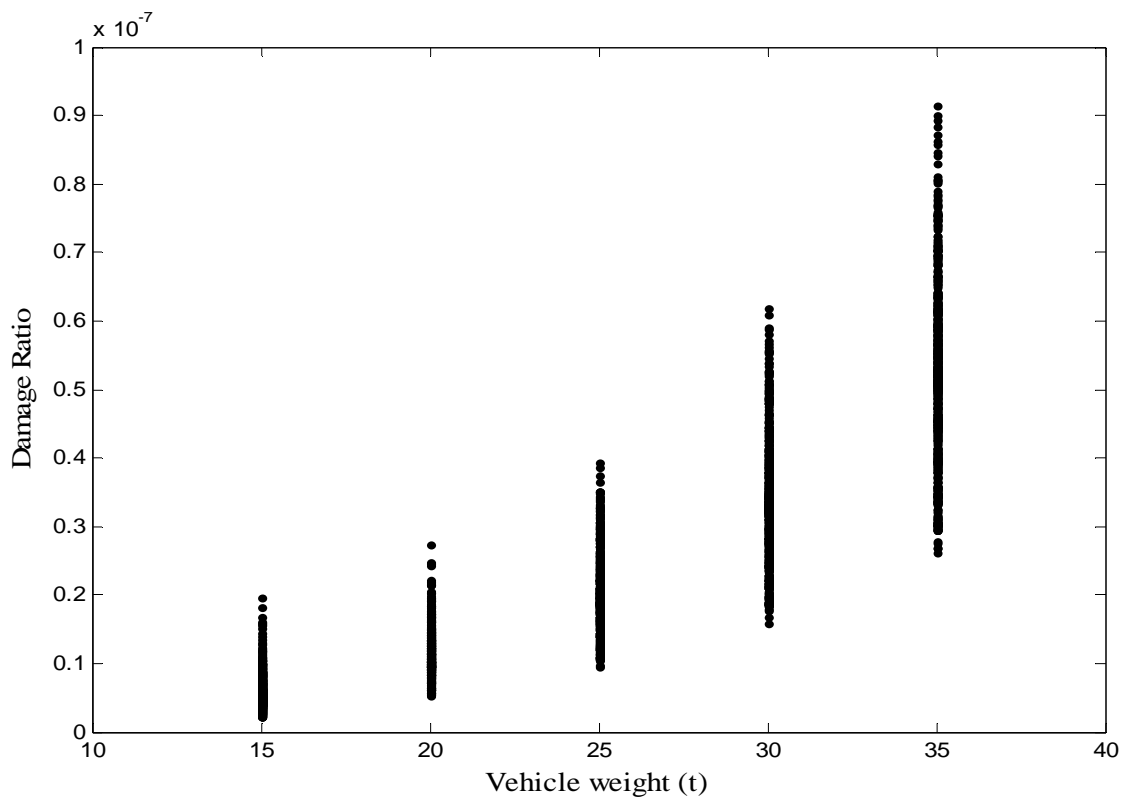
$$I = 1, 1.05, 1.1, 1.15, 1.2$$

จากตารางที่ 5.4 จะพบว่าค่าสัมประสิทธิ์สหสัมพันธ์ของน้ำหนักรถและค่าสถิติเอนของสะพานที่ได้จากตัวอย่างมีค่าใกล้เคียงกับการวิเคราะห์ข้อมูลจริงที่ได้จากการวิจัย แสดงว่าสาเหตุสำคัญที่ทำให้ค่าสัมประสิทธิ์สหสัมพันธ์ของน้ำหนักรถมีค่ามากกว่าค่าสัมประสิทธิ์สหสัมพันธ์ของค่าสถิติเอนของสะพาน คือ อัตราส่วนการปรับเปลี่ยนค่าน้ำหนักรถที่มีค่ามากกว่าการปรับเปลี่ยนค่าสถิติเอนของสะพานมาก ซึ่งผลของอัตราส่วนการ

ปรับเปลี่ยนที่ต่างกันมากนี้จึงทำให้ค่าสัดส่วนความเสียหายที่เกิดขึ้นในแต่ละค่าสตีเฟนของสะพานที่ทำการวิจัยมีขอบเขตที่ซ้อนทับกันมากกว่าในกรณีของค่าสัดส่วนความเสียหายที่เกิดจากน้ำหนักของรถค่าต่างๆ ดังแสดงในรูปที่ 5.2 และ 5.3 ข้างล่างนี้ และส่งผลให้ค่าสัมประสิทธิ์สหสัมพันธ์ของน้ำหนักของรถมีค่ามากกว่าสัมประสิทธิ์สหสัมพันธ์ของค่าสตีเฟนของสะพาน นอกจากนี้ยังพบว่าค่าสัมประสิทธิ์สหสัมพันธ์ที่ได้จากตัวอย่างมีค่าต่างไปจากที่ได้ในงานวิจัยจริง เนื่องมาจากเราสมมุติให้ค่าสัดส่วนความเสียหายมีค่าเท่ากับของค่าน้ำหนักรถยกกำลังสามหารด้วยค่าสตีเฟนของสะพานยกกำลังสาม ซึ่งในความจริงค่าสัดส่วนความเสียหายมีความสลับซับซ้อนมากกว่าที่เราได้ทำการสมมติไว้ โดยค่าสัดส่วนความเสียหายที่เกิดขึ้นจริงคำนวณได้จากสมการที่ 5.2 ดังนั้นค่าที่ได้จึงแตกต่างกัน



รูปที่ 5.2 แสดงค่าสัดส่วนความเสียหายที่เกิดขึ้นในกรณีค่าสตีเฟนของสะพานค่าต่างๆ



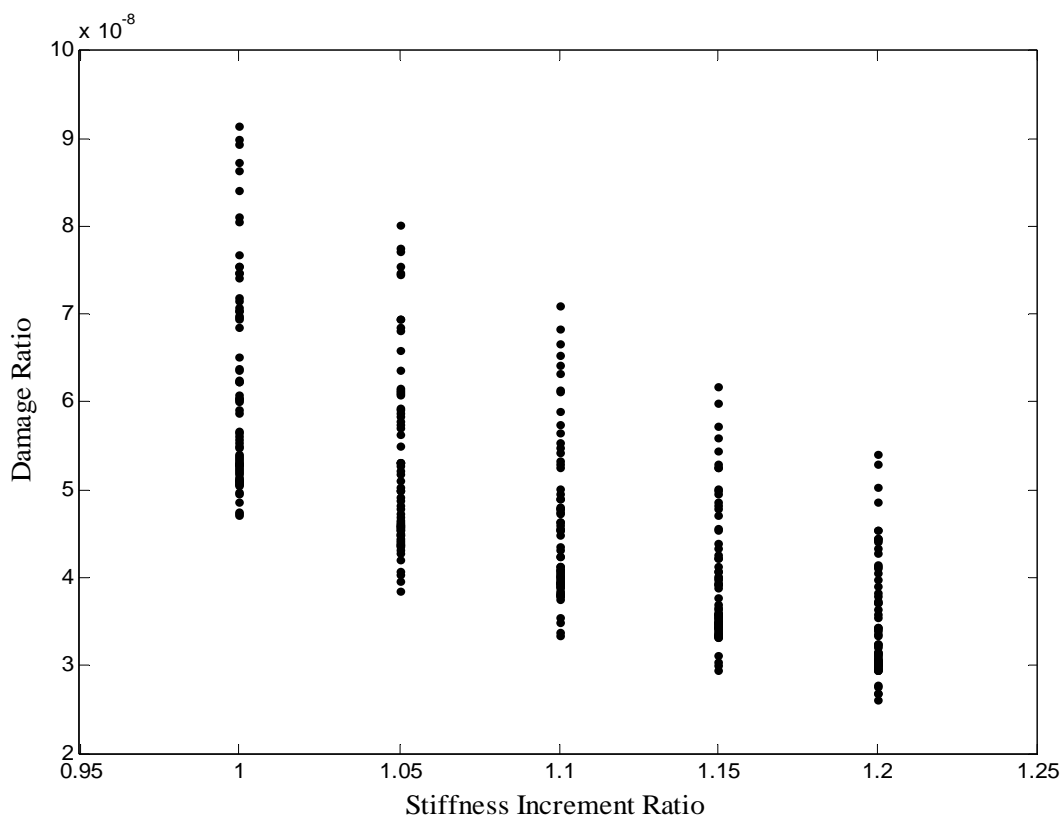
รูปที่ 5.3 แสดงค่าสัดส่วนความเสียหายที่เกิดขึ้นในกรณีค่าน้ำหนักของรถค่าต่างๆ

ดังนั้นค่าสัมประสิทธิ์สหสัมพันธ์ในกรณีค่าสถิติเนสของสะพานจึงมีค่าน้อยกว่าในกรณีของน้ำหนักของรถ แต่ถ้าพิจารณาที่ค่าเฉลี่ยของสัดส่วนความเสียหายที่เกิดขึ้นในแต่ละค่าสถิติเนสของสะพานที่ทำการปรับเปลี่ยนพบว่า เมื่อค่าสถิติเนสของสะพานมากขึ้นจะส่งผลให้ค่าสัดส่วนความเสียหายลดลง ดังแสดงในรูปที่ 5.1 และถ้าทำการกำหนดค่าปัจจัยอื่นๆให้คงเดิมแล้วทำการเพิ่มค่าสถิติเนสของสะพานจะส่งผลให้ค่าสัดส่วนความเสียหายลดลงเสมอ โดยปัจจัยอื่นนอกเหนือจากค่าสถิติเนสของสะพานที่มีผลต่อค่าสัดส่วนความเสียหายมากที่สุด คือ น้ำหนักของรถ ดังนั้นถ้ากำหนดน้ำหนักของรถให้มีค่าคงที่แล้วทำการเพิ่มค่าสถิติเนสของสะพานจะส่งผลให้ค่าสัดส่วนความเสียหายส่วนใหญ่มิ่ค่าลดลงเสมอ ดังแสดงในรูปที่ 5.4 ดังนั้นการเพิ่มค่าสถิติเนสของสะพานจะช่วยลดค่าสัดส่วนความเสียหายที่เกิดขึ้นเมื่อรถยนต์วิ่งผ่านสะพานได้เสมอ ซึ่งจะช่วยในการเพิ่มอายุการใช้งานสะพานทางด้านความล้าด้วย

จากการศึกษาผลของน้ำหนักของรถและสถิติเนสของสะพานต่อค่าสัดส่วนความเสียหายที่เกิดขึ้นเมื่อมีรถวิ่งผ่านสะพานโดยอาศัยหลักการของค่าสัมประสิทธิ์สหสัมพันธ์พบว่า ค่าสัดส่วนความเสียหายที่เกิดขึ้นจะขึ้นอยู่กับค่าน้ำหนักของรถ และ ค่าสถิติเนสของสะพาน เสียเป็นส่วนใหญ่ โดยผลกระทบจากปัจจัยอื่นๆต่อค่าสัดส่วนความเสียหายมีค่าน้อยมาก ดังแสดงในค่าสัมประสิทธิ์สหสัมพันธ์ของแต่ละปัจจัยดังที่ได้กล่าวมาแล้วข้างต้น และเนื่องจากตามสมการที่ 5.2 พบว่าค่าสัดส่วนความเสียหายจะแปรผันโดยตรงกับน้ำหนักของรถยกกำลังสาม และ แปรผกผันกับค่าสถิติเนสของสะพานยกกำลังสาม ดังนั้นตัวแปรที่นำจะส่งผลต่อค่าสัดส่วนความเสียหายที่เกิดขึ้นมากที่สุด คือ ค่าน้ำหนักของรถยกกำลังสามหารด้วยค่าสถิติเนสของสะพานยกกำลังสาม ซึ่งเมื่อทำการคำนวณค่าสัมประสิทธิ์สหสัมพันธ์ระหว่างตัวแปรดังกล่าวกับค่าสัดส่วนความเสียหายจะพบว่า ค่าสัมประสิทธิ์สหสัมพันธ์ระหว่างค่าน้ำหนักของรถยกกำลังสามหารด้วยค่าสถิติเนสของสะพานยกกำลังสามเทียบกับค่าสัดส่วนความเสียหายที่เกิดขึ้น มีค่าเท่ากับ 0.94

แสดงว่าค่าน้ำหนักของรถยกกำลังสามหารด้วยค่าสถิติเนสของสะพานยกกำลังสามมีความสัมพันธ์กับค่าสัดส่วนความเสียหายที่เกิดขึ้นมากที่สุดเนื่องจากมีค่าสัมประสิทธิ์สหสัมพันธ์กับค่าสัดส่วนความเสียหายมากที่สุดเมื่อ

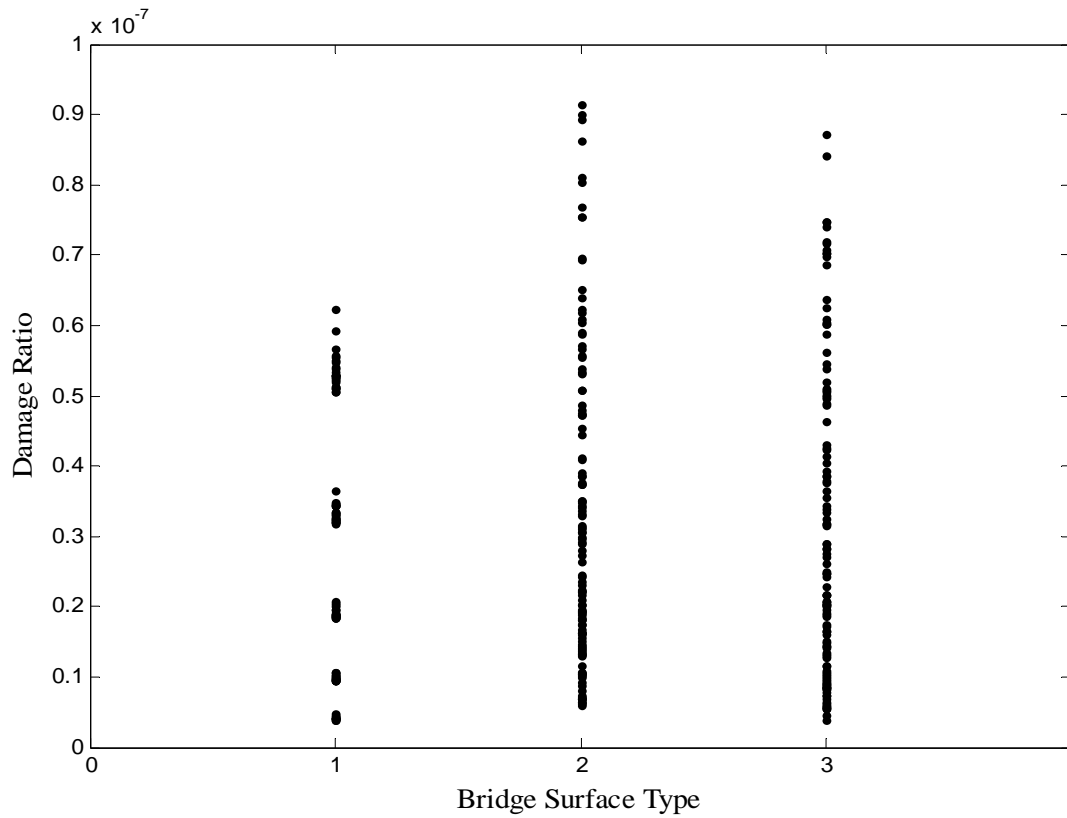
เทียบกับปัจจัยอื่นๆที่ได้ทำการศึกษา ดังนั้นค่าน้ำหนักของรอยก้ำกึ่งสามารถด้วยค่าสถิติเฟนสของสะพานก้ำกึ่งสาม จึงเป็นตัวแปรที่ใช้ทำนายค่าสัดส่วนความเสียหายที่เกิดขึ้นเมื่อรถวิ่งผ่านสะพานได้ดีที่สุด



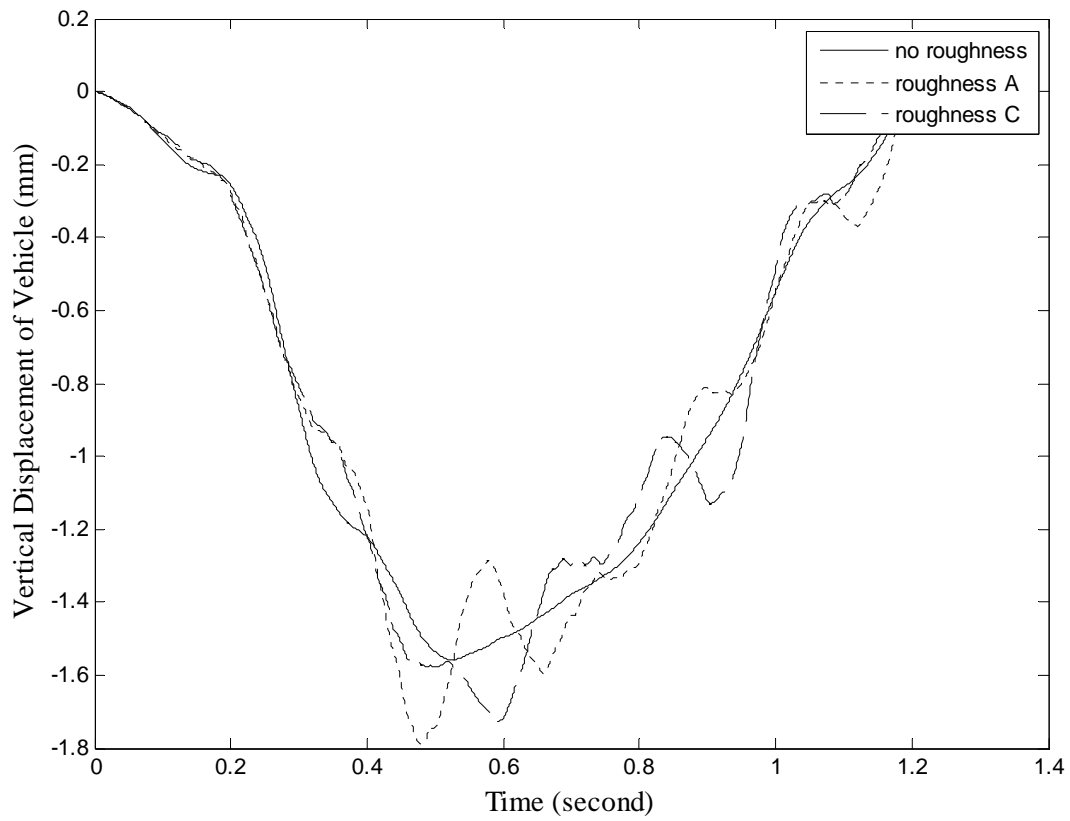
รูปที่ 5.4 แสดงค่าสัดส่วนความเสียหายที่เกิดขึ้นในกรณีสถิติเฟนสของสะพานค่าต่างๆเมื่อน้ำหนักรถมีค่าคงที่

5.1.3 ผลของความขรุขระของพื้นผิวสะพานต่อสัดส่วนความเสียหาย

ค่าสัมประสิทธิ์สหสัมพันธ์ระหว่างความขรุขระของพื้นผิวสะพานกับค่าสัดส่วนความเสียหายมีค่าเท่ากับ 0.13 ดังนั้นแสดงว่าเมื่อพื้นผิวของสะพานมีความขรุขระมากขึ้นมีแนวโน้มที่จะส่งผลให้ค่าสัดส่วนความเสียหายมีค่าเพิ่มขึ้นด้วย และถ้าพื้นผิวของสะพานมีความขรุขระน้อยลงมีแนวโน้มที่จะส่งผลให้ค่าสัดส่วนความเสียหายมีค่าลดลง แต่จากการศึกษาผลของค่าสัดส่วนความเสียหายที่เกิดขึ้นในแต่ละชนิดของพื้นผิวสะพานซึ่งเรียงจากความขรุขระน้อยไปมากโดยหมายเลข 1 แทนพื้นผิวสะพานแบบเรียบ , 2 แทนพื้นผิวสะพานที่มีความขรุขระชนิด A ตามมาตรฐานของ ISO14001 และ 3 แทนพื้นผิวสะพานที่มีความขรุขระชนิด C ตามมาตรฐานของ ISO14001 พบว่าเมื่อพื้นผิวสะพานมีลักษณะเรียบค่าสัดส่วนความเสียหายที่เกิดขึ้นจะมีค่าน้อยกว่าในกรณีที่พื้นผิวของสะพานขรุขระ แต่พื้นผิวของสะพานที่มีความขรุขระมากอาจจะเกิดค่าสัดส่วนความเสียหายน้อยกว่าในกรณีที่พื้นผิวของสะพานที่มีความขรุขระน้อยก็ได้ ดังแสดงในรูปที่ 5.5 นอกจากนี้การที่พื้นผิวสะพานมีความขรุขระจะมีส่งผลให้รถมีการสั่นไหวมากขึ้นเทียบกับกรณีที่รถเคลื่อนที่ผ่านสะพานที่มีพื้นผิวเรียบ ดังแสดงในรูปที่ 5.6

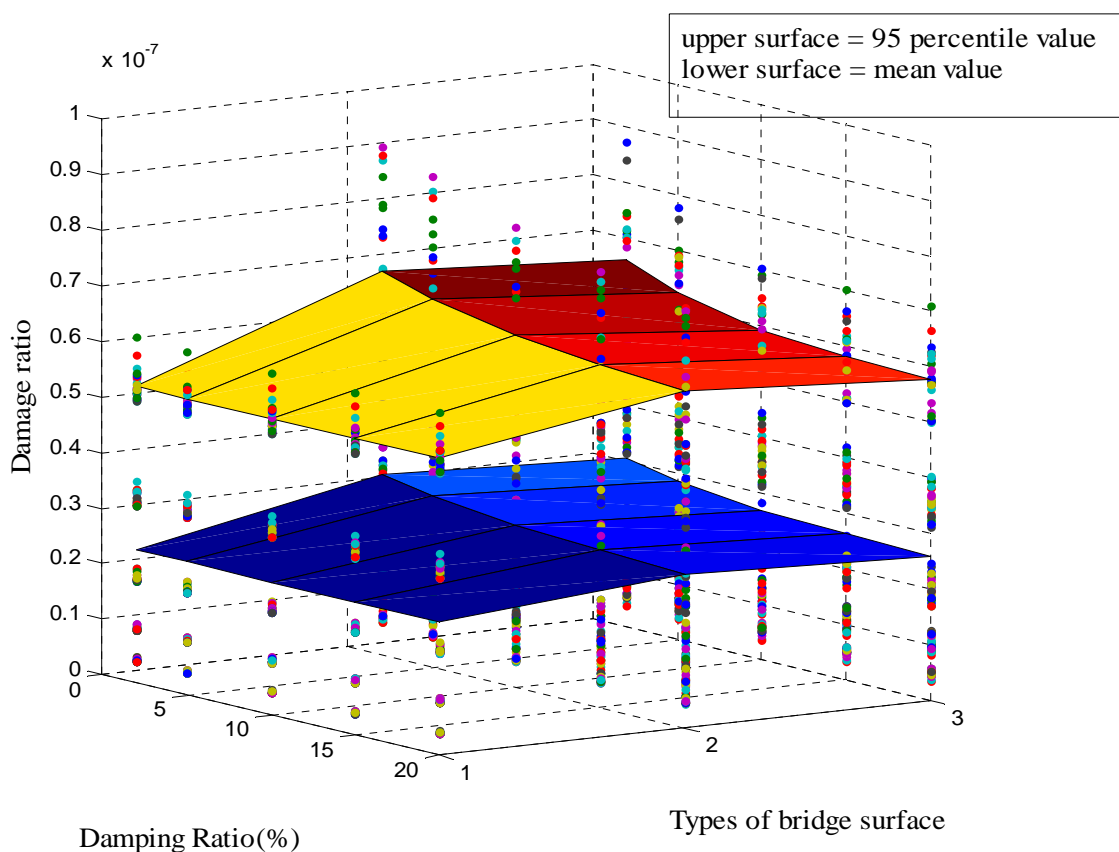


รูปที่ 5.5 แสดงค่าสัดส่วนความเสียหายที่เกิดขึ้นในแต่ละลักษณะของพื้นผิวสะพาน



รูปที่ 5.6 แสดงค่าการเคลื่อนที่ในแนวตั้งของรถขณะวิ่งผ่านสะพาน

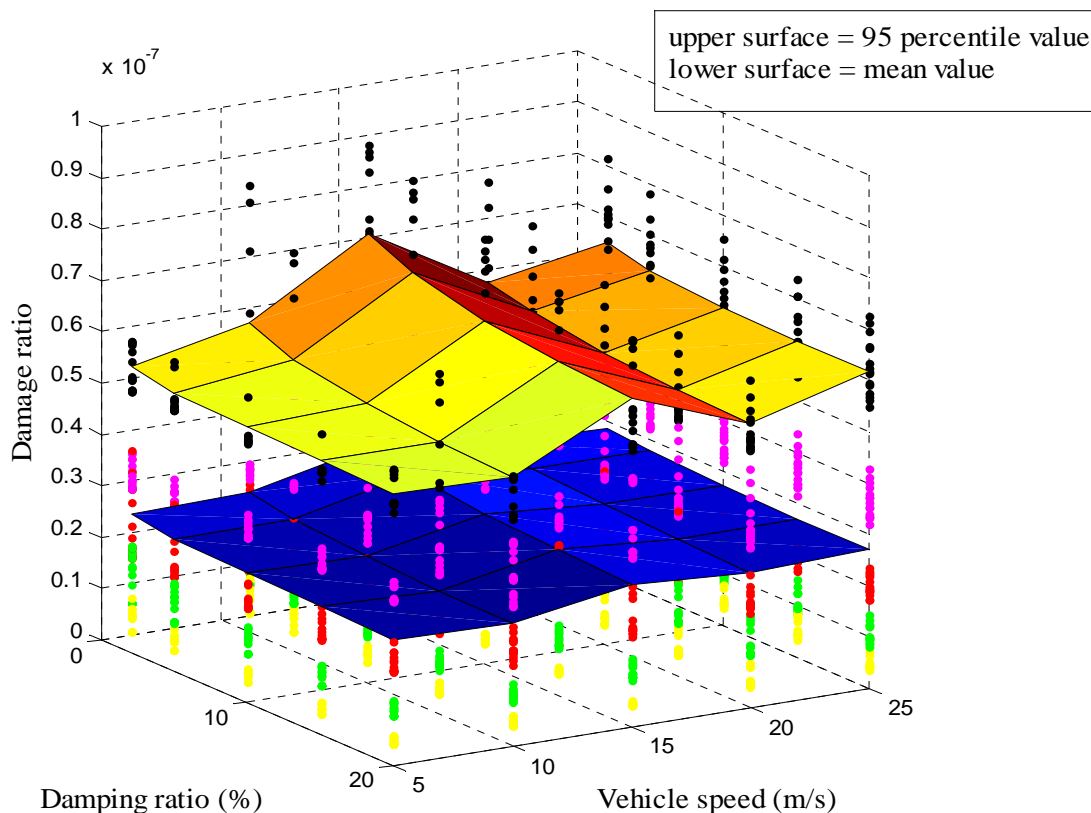
จากรูปที่ 5.5 และ 5.6 จะพบว่าเมื่อพื้นผิวสะพานมีความขรุขระจะส่งผลให้ค่าสัดส่วนความเสียหายมีค่าเพิ่มขึ้น และตัวรถจะเกิดการสั่นไหวมากขึ้นด้วย โดยสาเหตุที่สำคัญที่ส่งผลให้ค่าสัดส่วนความเสียหายมากขึ้นเมื่อพื้นผิวของสะพานขรุขระ คือ เมื่อพื้นผิวของสะพานเรียบจะทำให้ตัวรถที่วิ่งผ่านสะพานมีการสั่นเพียงเล็กน้อยเท่านั้น ทำให้แรงที่รถกระทำต่อสะพานมีเพียงแรงทางสถิตศาสตร์เท่านั้นเนื่องจากรถมีการสั่นไหวเพียงเล็กน้อยทำให้แรงทางพลศาสตร์ที่รถกระทำต่อสะพานมีค่าน้อยมากจึงละทิ้งได้ แต่เมื่อพื้นผิวของสะพานมีความขรุขระจะทำให้รถเกิดการสั่นไหวเมื่อเคลื่อนที่ผ่านสะพานทำให้เกิดแรงทางพลศาสตร์ที่รถกระทำต่อสะพานขึ้นและแรงทางสถิตศาสตร์ซึ่งก็คือน้ำหนักรถที่กระทำต่อสะพานยังมีค่าคงที่อยู่เสมอ จึงทำให้เกิดแรงทั้งหมดที่กระทำต่อสะพานมีค่ามากขึ้นทำให้ค่าความเค้นที่เกิดขึ้นในสะพานมีค่ามากขึ้นส่งผลให้ค่าสัดส่วนความเสียหายมีค่ามากขึ้นด้วย แต่ในกรณีที่พื้นผิวสะพานมีความขรุขระที่มากขึ้นนั้นอาจจะทำให้ค่าสัดส่วนความเสียหายมีค่ามากขึ้นหรือน้อยลงก็ได้เนื่องมาจากการที่พื้นผิวสะพานมีความขรุขระมากขึ้นนั้นจะทำให้รถมีการสั่นมากขึ้นแต่แรงรวมที่รถกระทำต่อสะพานนั้นอาจจะมีค่ามากขึ้นหรือน้อยลงก็ได้เนื่องมาจากการสั่นของรถในบางกรณีจะเพิ่มค่าแรงรวมที่รถกระทำต่อสะพานแต่ในบางกรณีจะลดค่าแรงรวมที่รถกระทำต่อสะพานขึ้นอยู่กับหลายๆปัจจัยทั้ง ความเร็วรถ น้ำหนักรถ ฯลฯ ดังนั้นการที่พื้นผิวสะพานมีความขรุขระมากขึ้นอาจก่อให้เกิดค่าสัดส่วนความเสียหายมากขึ้นหรือลดลงก็ได้ โดยค่าสัดส่วนความเสียหายเฉลี่ยและที่เปอร์เซ็นต์ไทล์ที่ 95 ของข้อมูลทั้งหมดเมื่อพื้นผิวของสะพานมีลักษณะต่างๆแสดงในรูปที่ 5.7



รูปที่ 5.7 แสดงค่าสัดส่วนความเสียหายที่เกิดขึ้นในลักษณะของพื้นผิวสะพานแบบต่างๆ

5.1.4 ผลของค่าสัดส่วนความหน่วงของสะพานต่อสัดส่วนความเสียหาย

ค่าสัมประสิทธิ์สหสัมพันธ์ระหว่างค่าสัดส่วนความหน่วงของสะพานกับค่าสัดส่วนความเสียหายมีค่าเท่ากับ -0.054 ดังนั้นแสดงว่าเมื่อค่าสัดส่วนความหน่วงของสะพานมีค่าเพิ่มขึ้นมีแนวโน้มที่จะส่งผลให้ค่าสัดส่วนความเสียหายมีค่าลดลง แต่ถ้าค่าสัดส่วนความหน่วงของสะพานมีค่าลดลงมีแนวโน้มที่จะส่งผลให้ค่าสัดส่วนความเสียหายมีค่าเพิ่มขึ้น อย่างไรก็ตามเนื่องจากค่าสัมประสิทธิ์สหสัมพันธ์มีค่าน้อยมากแสดงว่าผลของค่าสัดส่วนความหน่วงของสะพานไม่มีผลต่อค่าสัดส่วนความเสียหายที่เกิดขึ้นอย่างมีนัยสำคัญ โดยในรูปที่ 5.8 แสดงค่าสัดส่วนความเสียหายที่เกิดขึ้นในกรณีค่าสัดส่วนความหน่วงของสะพานค่าต่างๆที่ทำการศึกษา ซึ่งจะพบว่าเมื่อเพิ่มค่าสัดส่วนความหน่วงของสะพานค่าเฉลี่ยของสัดส่วนความเสียหายจะมีค่าลดลงเพียงแต่เล็กน้อยเท่านั้น ดังนั้นการเพิ่มค่าความหน่วงของสะพานจึงไม่ใช่วิธีที่มีประสิทธิภาพในการลดค่าสัดส่วนความเสียหายที่เกิดขึ้นเพื่อช่วยเพิ่มอายุการใช้งานของสะพานทางด้านความล้า



รูปที่ 5.8 แสดงค่าสัดส่วนความเสียหายที่เกิดขึ้นในกรณีค่าสัดส่วนความหน่วงของสะพานและค่าความเร็วรถค่าต่างๆ

โดยสาเหตุที่ทำให้การเปลี่ยนแปลงค่าสัดส่วนความหน่วงของสะพานไม่ค่อยส่งผลต่อค่าสัดส่วนความเสียหายที่เกิดขึ้นสังเกตได้จากสมการที่ 5.2 จะพบว่าเมื่อค่าสัดส่วนความหน่วงของสะพานเปลี่ยนแปลงจะส่งผลเพียงแค่ว่าพจน์หลังของสมการเท่านั้นแต่พจน์หน้ายังคงมีค่าคงที่ ซึ่งจากที่ได้เคยกล่าวมาแล้วว่าพจน์หน้าของสมการที่ 5.2 มีผลต่อค่าสัดส่วนความเสียหายที่เกิดขึ้นมากกว่าพจน์หลังของสมการ ดังนั้นการเปลี่ยนแปลงค่าสัดส่วนความหน่วงของสะพานจึงไม่ค่อยส่งผลต่อค่าสัดส่วนความเสียหายเท่าไรนัก และจากการศึกษายังพบว่า การเพิ่มค่าสัดส่วนความหน่วงของสะพานจะช่วยลดค่าสัดส่วนความเสียหายได้มากในกรณีที่พื้นผิวสะพานมีความขรุขระแต่ในกรณีที่

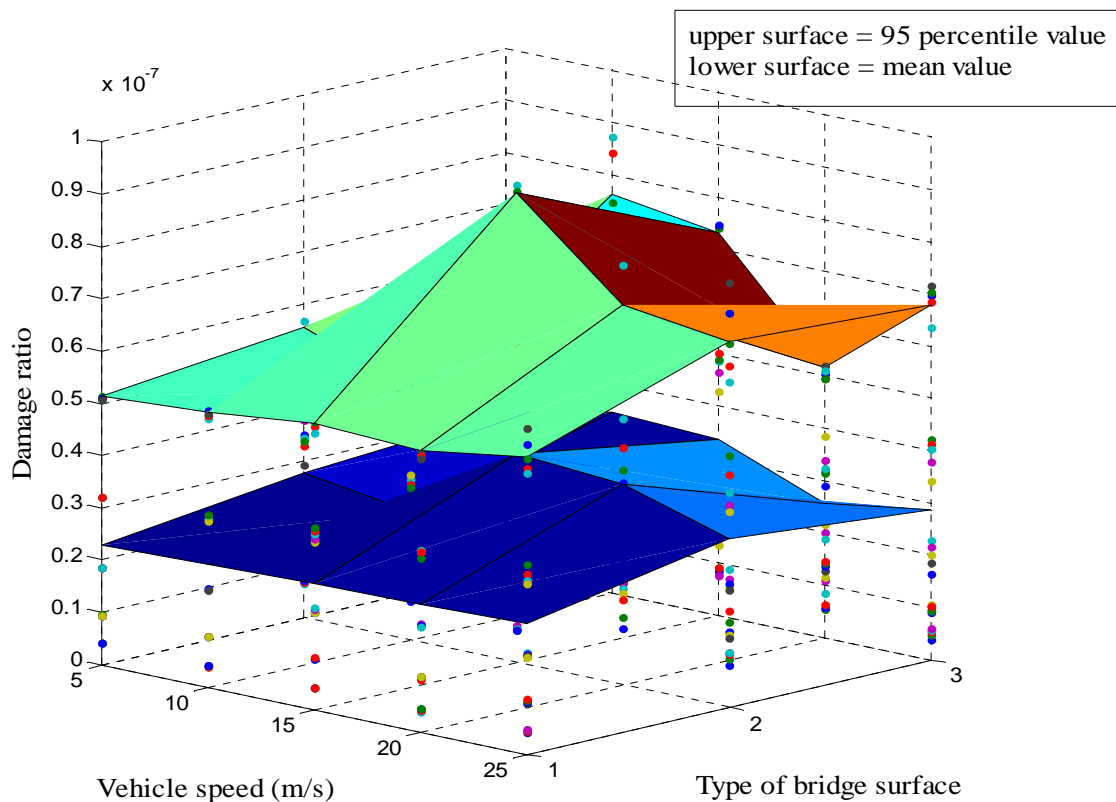
พื้นผิวสะพานเรียบค่าสัดส่วนความเสียหายจะไม่ค่อยลดลงแม้ว่าได้ทำการเพิ่มค่าสัดส่วนความหน่วงของสะพานแล้วก็ตาม ดังแสดงในรูปที่ 5.7 โดยหมายเลขต่างๆแสดงความขรุขระของพื้นผิวสะพานจากน้อยไปมาก ดังที่ได้กล่าวมาแล้วข้างต้น ซึ่งสาเหตุเกิดจากเมื่อพื้นผิวสะพานมีความขรุขระจะส่งผลให้รถเกิดการสั่นไหวขึ้นซึ่งก่อให้เกิดค่าแรงทางพลศาสตร์ที่รถกระทำต่อสะพานทำให้มีแรงกระทำทั้งหมดมากขึ้นดังนั้นจึงเกิดค่าความเค้นรวมที่มีค่ามากขึ้นทำให้ค่าสัดส่วนความเสียหายที่เกิดขึ้นมากขึ้นด้วย ดังนั้นถ้าเราเพิ่มค่าสัดส่วนความหน่วงของสะพานจะส่งผลให้แรงทางพลศาสตร์ที่รถกระทำต่อสะพานมีค่าลดลงซึ่งทำให้ค่าความเค้นรวมที่เกิดขึ้นลดลงด้วยทำให้ค่าสัดส่วนความเสียหายลดลงเช่นกัน แต่ถ้าพื้นผิวของสะพานมีลักษณะเรียบค่าของแรงทางพลศาสตร์ที่รถกระทำต่อสะพานมีค่าน้อยมากเนื่องจากรถไม่ค่อยเกิดการสั่นไหวดังนั้นการเพิ่มค่าสัดส่วนความหน่วงของสะพานเพื่อลดแรงทางพลศาสตร์นี้จึงส่งผลน้อยมากจนแทบไม่เห็นความแตกต่างเลย ดังนั้นการเพิ่มค่าสัดส่วนความหน่วงของสะพานจะช่วยลดค่าสัดส่วนความเสียหายที่เกิดขึ้นได้มากในกรณีที่พื้นผิวสะพานมีความขรุขระแต่จะไม่ค่อยส่งผลถ้าพื้นผิวสะพานเรียบ

5.1.5 ผลของค่าความเร็วรถต่อสัดส่วนความเสียหาย

ค่าสัมประสิทธิ์สหสัมพันธ์ระหว่างค่าความเร็วของรถกับค่าสัดส่วนความเสียหายมีค่าเท่ากับ 0.036 ดังนั้นแสดงว่าเมื่อค่าความเร็วของรถมีค่าเพิ่มขึ้นมีแนวโน้มที่จะส่งผลให้ค่าสัดส่วนความเสียหายมีค่าเพิ่มขึ้น และถ้าค่าความเร็วของรถมีค่าลดลงมีแนวโน้มที่จะส่งผลให้ค่าสัดส่วนความเสียหายมีค่าลดลงด้วย แต่เนื่องจากค่าสัมประสิทธิ์สหสัมพันธ์มีค่าน้อยมากแสดงว่าผลของค่าความเร็วของรถไม่มีผลต่อค่าสัดส่วนความเสียหายที่เกิดขึ้นอย่างมีนัยสำคัญ โดยจากการศึกษาค่าสัดส่วนความเสียหายที่เกิดขึ้นเมื่อค่าความเร็วรถเปลี่ยนแปลงไป ดังแสดงในรูปที่ 5.8 พบว่าค่าสัดส่วนความเสียหายอาจจะเพิ่มขึ้น หรือ ลดลงก็ได้ เมื่อความเร็วรถมีค่าเพิ่มขึ้น

โดยสาเหตุที่ทำให้ค่าสัดส่วนความเสียหายที่เกิดขึ้นมีค่าแตกต่างกัน ดังรูปที่ 5.8 เนื่องมาจากตามสมการที่ 5.2 เมื่อค่าความเร็วของรถเปลี่ยนแปลงจะส่งผลให้พจน์หน้าของสมการยังคงมีค่าคงที่แต่พจน์หลังของสมการจะมีค่าเพิ่มขึ้นหรือลดลงก็ได้ขึ้นอยู่กับค่าความถี่สัมพัทธ์ระหว่างความถี่ธรรมชาติของรถกับความถี่ธรรมชาติของสะพาน โดยในบางค่าความเร็วของรถจะช่วยเสริมการสั่นไหวของสะพานส่งผลให้สะพานเกิดการโก่งตัวมากจึงเกิดค่าสัดส่วนความเสียหายมากด้วย แต่ในบางค่าความเร็วของรถจะต้านการสั่นไหวของสะพานทำให้สะพานเกิดการโก่งตัวน้อยจึงเกิดค่าสัดส่วนความเสียหายน้อยด้วย ดังนั้นผลกระทบของการเปลี่ยนแปลงค่าความเร็วของรถต่อค่าสัดส่วนความเสียหายที่เกิดขึ้นจะมีความไม่แน่นอนขึ้นอยู่กับคุณสมบัติตามธรรมชาติของสะพานว่าเป็นเช่นไร

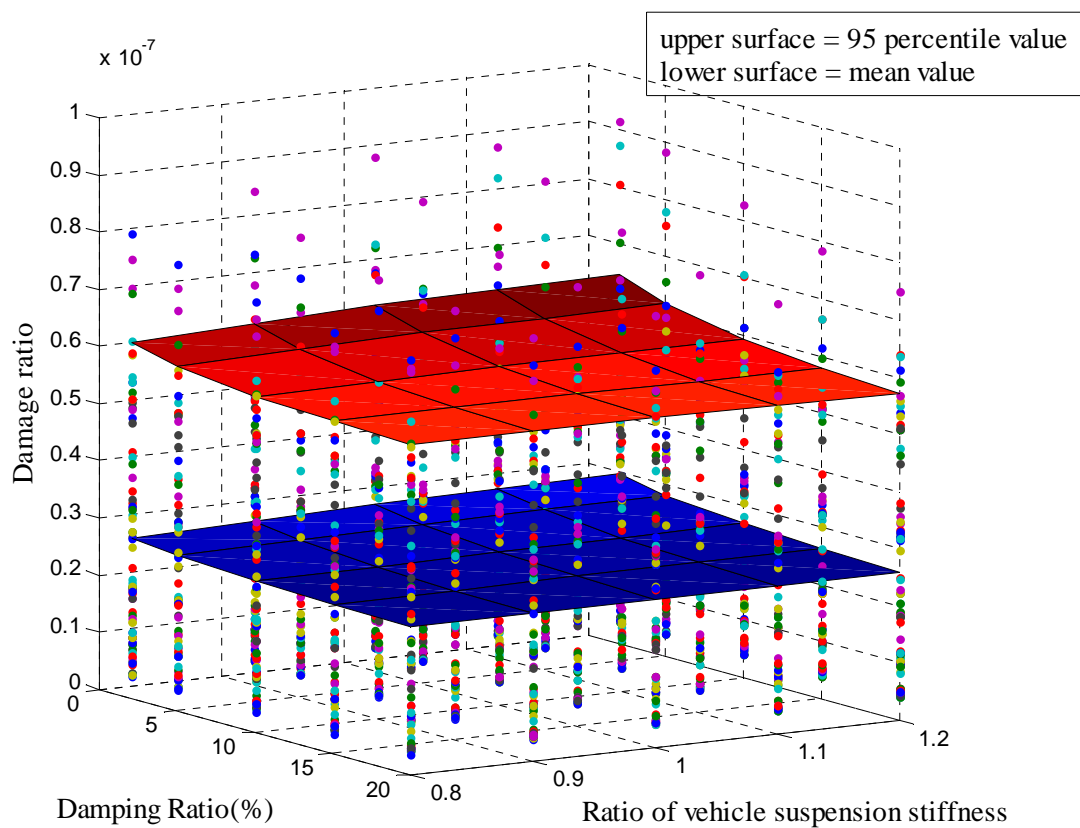
แต่ถ้าเราทำการเพิ่มค่าสัดส่วนความหน่วงของสะพานจะส่งผลให้สะพานมีการสั่นไหวลดลงทำให้ผลของความเร็วยรถที่มีต่อการสั่นไหวของสะพานลดลง จึงส่งผลให้ความแตกต่างของค่าสัดส่วนความเสียหายมีค่าลดลง ดังนั้นค่าสัดส่วนความเสียหายที่เกิดขึ้นเมื่อความเร็วรถมีค่าต่างๆจึงมีค่าไม่แตกต่างกันมากนัก กล่าวคือ เมื่อค่าสัดส่วนความหน่วงของสะพานเพิ่มมากขึ้นจะส่งผลให้ความแตกต่างของค่าสัดส่วนความเสียหายที่เกิดขึ้นในแต่ละค่าความเร็วรถมีค่าลดลง ดังแสดงในรูปที่ 5.8 และจากการศึกษาค่าสัดส่วนความเสียหายที่เกิดขึ้นในกรณีรูดิ่งด้วยความเร็วต่างๆโดยมีลักษณะของพื้นผิวสะพานแบบต่างๆ พบว่าผลของความเร็วยรถที่ทำให้เกิดค่าสัดส่วนความเสียหายแตกต่างกันมากจะเกิดที่ต่อเมื่อพื้นผิวสะพานมีความขรุขระเท่านั้น แต่ถ้าพื้นผิวสะพานเรียบจะพบว่าไม่ว่าความเร็วรถมีค่าเท่าใดก็ตามค่าสัดส่วนความเสียหายจะมีค่าไม่แตกต่างกันมากนัก ดังแสดงในรูปที่ 5.9



รูปที่ 5.9 แสดงค่าสัดส่วนความเสียหายที่เกิดขึ้นในพื้นที่ผิวของสะพานแบบต่างๆและค่าความเร็วรถค่าต่างๆ

5.1.6 ผลของค่าสถิติเนสของช่วงล่างรถต่อสัดส่วนความเสียหาย

ค่าสัมประสิทธิ์สหสัมพันธ์ระหว่างค่าสถิติเนสของช่วงล่างรถกับค่าสัดส่วนความเสียหายมีค่าเท่ากับ 0.030 แสดงว่าเมื่อค่าสถิติเนสของช่วงล่างรถมีค่าเพิ่มขึ้นมีแนวโน้มที่จะส่งผลให้ค่าสัดส่วนความเสียหายมีค่าเพิ่มขึ้น และถ้าค่าสถิติเนสของช่วงล่างรถมีค่าลดลงมีแนวโน้มที่จะส่งผลให้ค่าสัดส่วนความเสียหายมีค่าลดลงด้วย แต่เนื่องจากค่าสัมประสิทธิ์สหสัมพันธ์มีค่าน้อยมากแสดงว่าผลของค่าความเร็วของรถไม่มีผลต่อค่าสัดส่วนความเสียหายที่เกิดขึ้นอย่างมีนัยสำคัญ โดยเมื่อทำการศึกษาค่าสัดส่วนความเสียหายที่เกิดขึ้นในกรณีที่ค่าสถิติเนสของช่วงล่างรถมีค่าต่างๆ พบว่ามีค่าสัดส่วนความเสียหายมีค่าไม่แตกต่างกันมากนัก ดังแสดงในรูปที่ 5.10



รูปที่ 5.10 แสดงค่าสัดส่วนความเสียหายที่เกิดขึ้นในกรณีค่าสัดส่วนความหน่วงของสะพานและค่าสติเฟนสของช่วงล่างรถค่าต่างๆ

โดยจากผลการศึกษาผลกระทบของการเปลี่ยนแปลงค่าสติเฟนสของช่วงล่างรถต่อค่าสัดส่วนความเสียหายที่เกิดขึ้น ดังแสดงในรูปที่ 5.10 พบว่าค่าสติเฟนสของช่วงล่างรถไม่ค่อยมีผลต่อค่าสัดส่วนความเสียหาย ซึ่งเมื่อการตรวจสอบค่าความถี่ธรรมชาติของสะพานและรถทุกรูปแบบที่ใช้ในงานวิจัยพบว่ามีค่าต่างกันพอสมควร ดังแสดงในตารางที่ 5.5 จึงส่งผลให้ค่าสติเฟนสของช่วงล่างรถไม่ค่อยมีผลต่อค่าสัดส่วนความเสียหายอย่างมีนัยสำคัญ แต่ในบางกรณีที่ค่าความถี่ธรรมชาติของสะพานกับรถมีค่าใกล้เคียงกันอาจก่อให้เกิดค่าการโก่งตัวของสะพานมากเนื่องจากเกิดการสั่นพ้องขึ้นระหว่างสะพานกับรถส่งผลให้ค่าสัดส่วนความเสียหายมีค่ามากขึ้นได้ ดังนั้นในการทำงานจริงควรตรวจสอบค่าความถี่ธรรมชาติของสะพานกับตัวรถด้วยว่ามีค่าใกล้เคียงกันหรือไม่เพื่อความปลอดภัยในการใช้งานสะพาน

ตารางที่ 5.5 แสดงค่าความถี่ธรรมชาติของรูปแบบสะพานและรถทั้งหมดที่ใช้ในงานวิจัย

ชนิด	ช่วงความถี่ธรรมชาติ (Hz)
สะพาน	4.85-5.45
รถยนต์	2.80-3.50

5.2 ตัวแปรที่เหมาะสมในการประมาณค่าสัดส่วนความเสียหาย

จากการศึกษาถึงผลของปัจจัยต่างๆที่มีต่อค่าสัดส่วนความเสียหายที่เกิดขึ้นในหัวข้อที่ 5.1 พบว่าน้ำหนักรถและค่าสถิติเนสของสะพานมีผลต่อค่าสัดส่วนความเสียหายมากที่สุด ประกอบกับค่าสัดส่วนความเสียหายที่เกิดขึ้นซึ่งสามารถคำนวณได้ตามสมการที่ 5.2 จะสังเกตได้ว่าค่าสัดส่วนความเสียหายแปรผัน โดยตรงกับน้ำหนักของรถยกกำลังสาม และแปรผกผันกับค่าสถิติเนสของสะพานยกกำลังสาม ดังนั้นจึงทำการคำนวณค่าสัมประสิทธิ์สหสัมพันธ์ระหว่าง ค่าสัดส่วนความเสียหาย กับ น้ำหนักของรถยกกำลังสามหารด้วยค่าสถิติเนสของสะพานยกกำลังสาม พบว่ามีค่าสัมประสิทธิ์สหสัมพันธ์เท่ากับ 0.94 ซึ่งมีค่ามากที่สุดเมื่อเทียบกับปัจจัยอื่นๆที่ได้ทำการศึกษา จึงสรุปได้ว่าตัวแปรที่มีผลต่อค่าสัดส่วนความเสียหายมากที่สุด คือ น้ำหนักของรถยกกำลังสามหารด้วยค่าสถิติเนสของสะพานยกกำลังสาม ซึ่งสามารถแสดงความสัมพันธ์ระหว่างตัวแปรดังกล่าวกับค่าสัดส่วนความเสียหาย ได้ดังสมการที่ 5.3

$$D = A \cdot \frac{M^3}{I^3} \quad (5.3)$$

โดยที่ A = ค่าคงที่

อย่างไรก็ตามค่าสัดส่วนความเสียหายที่ได้จากสมการที่ 5.3 เป็นแค่เพียงค่าประมาณเท่านั้นเนื่องจากยังไม่ได้คำนึงถึงผลของความขรุขระของพื้นผิวสะพาน ค่าความเร็วรถ ค่าสถิติเนสของช่วงล่างรถ ฯลฯ

5.3 สรุปแนวทางที่เหมาะสมในการเพิ่มอายุการใช้งานสะพาน

จากการศึกษาผลของปัจจัยต่างๆต่อค่าสัดส่วนความเสียหายดังแสดงในบทที่ 5.1 พบว่าค่าสถิติเนสของสะพาน และ น้ำหนักของรถมีผลต่อค่าสัดส่วนความเสียหายมากที่สุด ส่วนปัจจัยอื่นๆผลเล็กน้อยแตกต่างกันออกไป ดังนั้นในการศึกษาหาแนวทางที่เหมาะสมในการเพิ่มอายุการใช้งานสะพาน โดยพิจารณาที่ปัจจัยต่างๆจะพบว่า

ค่าสถิติเนสของสะพาน : มีประสิทธิภาพมากเพราะการเปลี่ยนแปลงค่าสถิติเนสของสะพานมีผลต่อค่าสัดส่วนความเสียหายอย่างมีนัยสำคัญ และสามารถนำไปปฏิบัติได้จริง

ค่าความหน่วงของสะพาน : ไม่ค่อยมีประสิทธิภาพเนื่องจากถึงแม้ว่าสามารถนำไปปฏิบัติได้จริง แต่การเปลี่ยนแปลงค่าความหน่วงของสะพานไม่มีผลต่อค่าสัดส่วนความเสียหายอย่างมีนัยสำคัญ

น้ำหนักของรถ : ไม่ค่อยมีประสิทธิภาพเนื่องจากไม่สามารถนำไปปฏิบัติได้จริง เพราะต้องควบคุมน้ำหนักรถที่วิ่งผ่านสะพาน ถึงแม้ว่าการเปลี่ยนแปลงน้ำหนักรถจะมีผลต่อค่าสัดส่วนความเสียหายอย่างมีนัยสำคัญก็ตาม

ลักษณะพื้นผิวของสะพาน : ไม่ค่อยมีประสิทธิภาพเนื่องจากโดยปกติเราต้องการให้พื้นผิวของสะพานเรียบ ซึ่งจะเกิดค่าความเสียหายน้อยที่สุดอยู่แล้ว ดังนั้นการปรับเปลี่ยนลักษณะพื้นผิวของสะพานเพื่อเพิ่มอายุการใช้งานสะพาน จึงทำได้ค่อนข้างยาก

ค่าสถิติเนสของช่วงล่างรถ และ ค่าความเร็วรถ : ไม่ค่อยมีประสิทธิภาพเนื่องจากเป็นปัจจัยที่ควบคุมได้ยาก และไม่ค่อยมีผลต่อค่าสัดส่วนความเสียหายอย่างมีนัยสำคัญ

ดังนั้นแนวทางในการเพิ่มอายุการใช้งานสะพานที่เหมาะสม คือ การเพิ่มค่าสถิติเนสของสะพาน ซึ่งจะแสดงตัวอย่างการเพิ่มค่าสถิติเนสของสะพานและอายุสะพานที่เพิ่มขึ้นในบทต่อไป

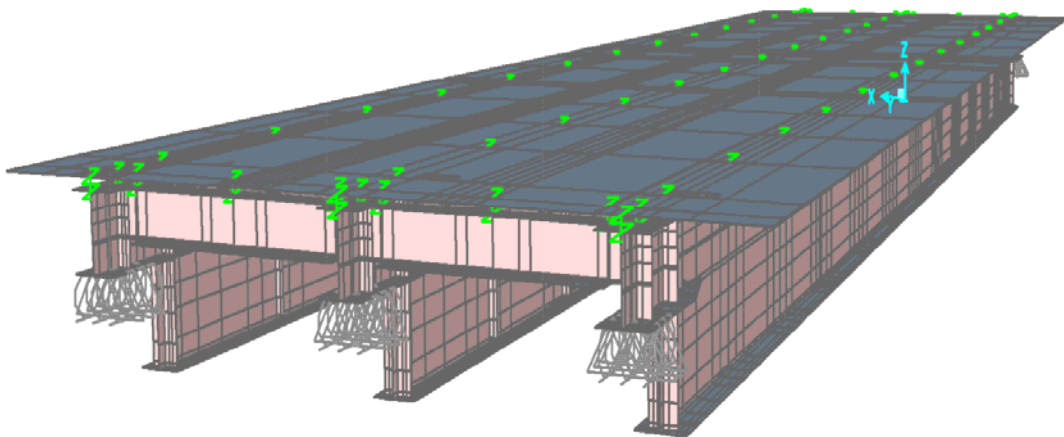
บทที่ 6

กรณีศึกษาการเพิ่มอายุการใช้งานสะพานด้วยการเพิ่มค่าสติฟเนสของสะพานเหล็ก

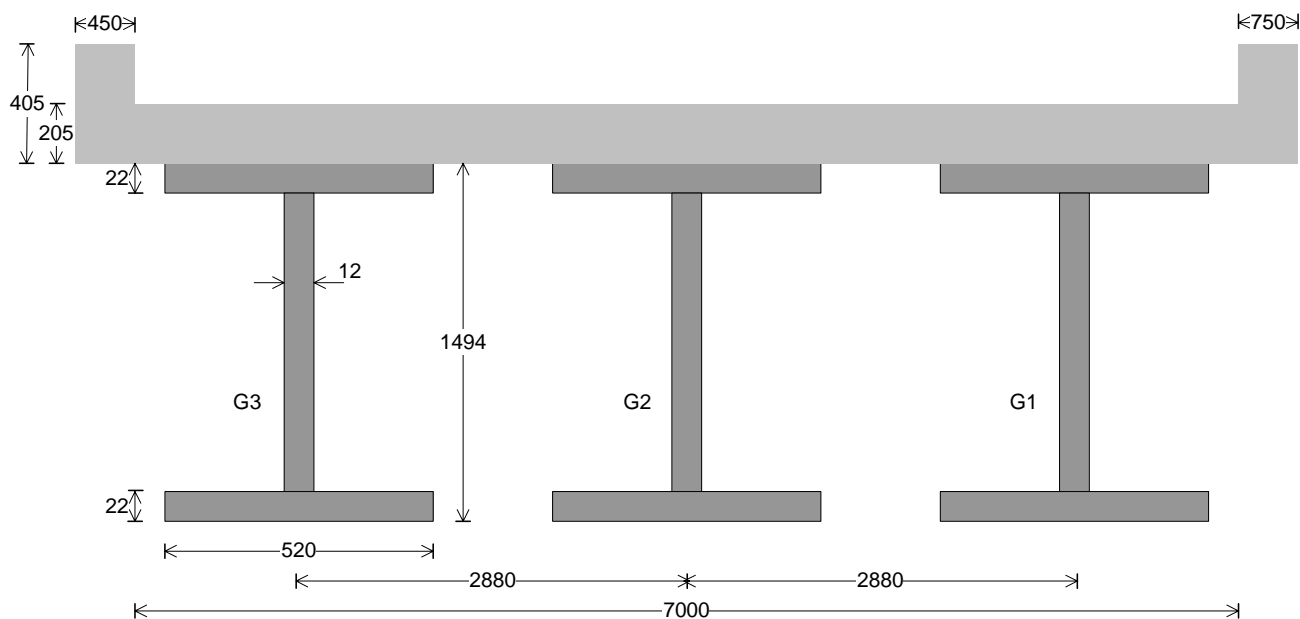
การเพิ่มค่าสติฟเนสให้แก่สะพานเพื่อให้เกิดผลในการลดค่าช่วงหน่วยแรงอันจะเป็นการเพิ่มอายุการใช้งานสะพานนั้นสามารถทำได้หลายวิธี อาทิเช่น การติดตั้งเหล็กใต้ท้องคานเดิม (cover steel plate) การใช้ลวดอัดแรงภายนอก (external post tension) หรือ การเปลี่ยนแปลงรูปแบบของฐานรองรับ ฯลฯ โดยในงานวิจัยนี้จะพิจารณาวิธีการเพิ่มค่าสติฟเนสของสะพาน 2 วิธี คือ การติดตั้งเหล็กใต้ท้องคานเดิม และ การใช้ลวดอัดแรงภายนอก เพื่อนำไปใช้ในการทำงานจริงในกรณีที่ต้องการเพิ่มค่าสติฟเนสของสะพานขึ้นในระดับต่างๆ คือ 5% 10% 15% และ 20% นอกจากนี้จะเสนอวิธีการคำนวณขนาดเหล็กที่ต้องใช้ในการเพิ่มค่าสติฟเนสของสะพาน โดยการนำโครงสร้างสะพานเหล็กที่ก่อสร้างจริงมาพิจารณาในกรณีศึกษาซึ่งจะสมมติให้สะพานมีอายุการใช้งานที่เหลืออยู่อย่างจำกัดและสมมติให้บริเวณกึ่งกลางช่วงคานเหล็กที่มีค่าโมเมนต์ดัดสูงสุดเป็นจุดวิกฤติด้านความล้า

6.1 ความสามารถในการรับน้ำหนักบรรทุกและอายุการใช้งานของสะพานตัวอย่าง

สะพานตัวอย่างที่ใช้ในการศึกษาเป็นสะพานโครงสร้างเหล็ก ซึ่งมี 2 ช่องทางการจราจรใน 1 ทิศทาง โดยมีลักษณะเป็นสะพานช่วงเดียว (simply supported bridge) และมีคานสะพาน 3 คานทำจากเหล็กที่มีค่ากำลังรับแรงดึงประลัย (ultimate tensile strength) ประมาณ 3500 กิโลกรัมต่อตารางเซนติเมตร ส่วนพื้นสะพานทำจากคอนกรีต ดังแสดงในรูปที่ 6.1ก และ 6.1ข ดังนั้นสะพานแห่งนี้จึงมีพฤติกรรมแบบสะพานผสมระหว่างคอนกรีตกับเหล็ก (composite bridge)



รูปที่ 6.1ก แสดงช่วงสะพานของสะพานโครงสร้างเหล็กแห่งหนึ่งที่ใช้ในการศึกษา



รูปที่ 6.1ข แสดงภาพตัดขวางของสะพาน โครงสร้างเหล็กแห่งหนึ่งที่ใช้ในการศึกษา

โดยจะทำการศึกษากำลังของสะพานและอายุการใช้งานสะพานทางด้านความล้าซึ่งอาศัยข้อมูลน้ำหนักบรรทุกทุกและปริมาณบรรทุกทั้งหมดที่วิ่งผ่านสะพานในแต่ละวันร่วมกับคุณสมบัติต่างๆของสะพานในการพิจารณากำลังของสะพานและอายุการใช้งานสะพานทางด้านความล้า

6.1.1 กำลังของสะพาน

การประเมินความสามารถในการรับน้ำหนักบรรทุกของสะพานจะพิจารณาความสามารถในการรับน้ำหนักบรรทุกของชิ้นส่วนที่สำคัญ โดยในการประเมินกำลังของสะพานได้ใช้วิธี Load Factor ที่ระบุไว้ใน Manual for Condition Evaluation ของสมาคมทางหลวงและขนส่งแห่งประเทศไทย (American Association of State Highway and Transportation Officials: AASHTO) ปี 1994

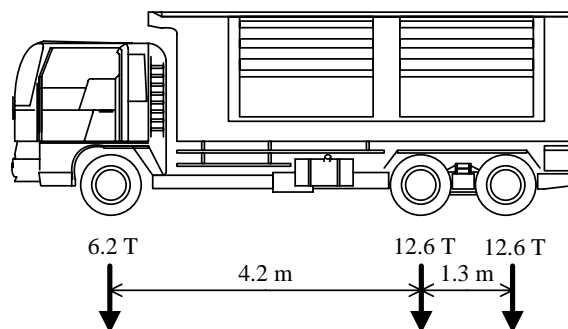
โดยการประเมินกำลังของสะพานด้วยวิธี Load Factor จะใช้ค่า Rating factor ในการประเมินความปลอดภัยของสะพาน โดยสมการที่ใช้ในการคำนวณค่า Rating factor ของชิ้นส่วนแสดงดังสมการที่ 6.1

$$RF = \frac{C - A_1 D}{A_2 L(1 + I)} \quad (6.1)$$

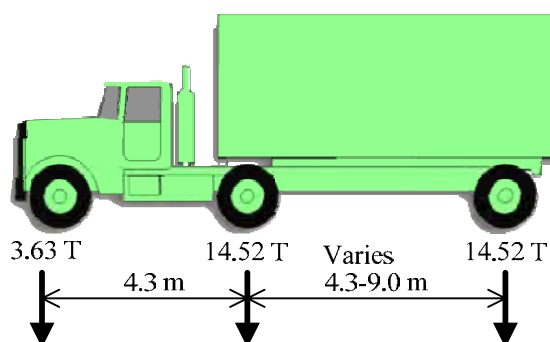
โดยที่	RF	คือ	ค่า Rating factor
	C	คือ	ค่ากำลังต้านทานของชิ้นส่วน
	D	คือ	แรงเนื่องจากน้ำหนักบรรทุกคงที่
	L	คือ	แรงเนื่องจากน้ำหนักบรรทุกจร
	I	คือ	ค่าตัวคูณเนื่องจากการกระแทกของน้ำหนักบรรทุกจร
	A_1	คือ	ค่าตัวคูณแรงเนื่องจากน้ำหนักบรรทุกคงที่ มีค่าเท่ากับ 1.3

A_2 คือ ค่าตัวคูณแรงเนื่องจากน้ำหนักบรรทุกจร มีค่าเท่ากับ 1.3 ในระดับ operating และมีค่าเท่ากับ 2.17 ในระดับ inventory

โดยการประเมินกำลังของสะพานจะใช้แบบจำลองรถบรรทุก 2 ประเภท คือ รถบรรทุกที่ใช้ในประเทศไทย และรถบรรทุกประเภท HS20-44 ตามมาตรฐานของ AASHTO ดังแสดงในรูปที่ 6.2(ก) และ 6.2(ข)



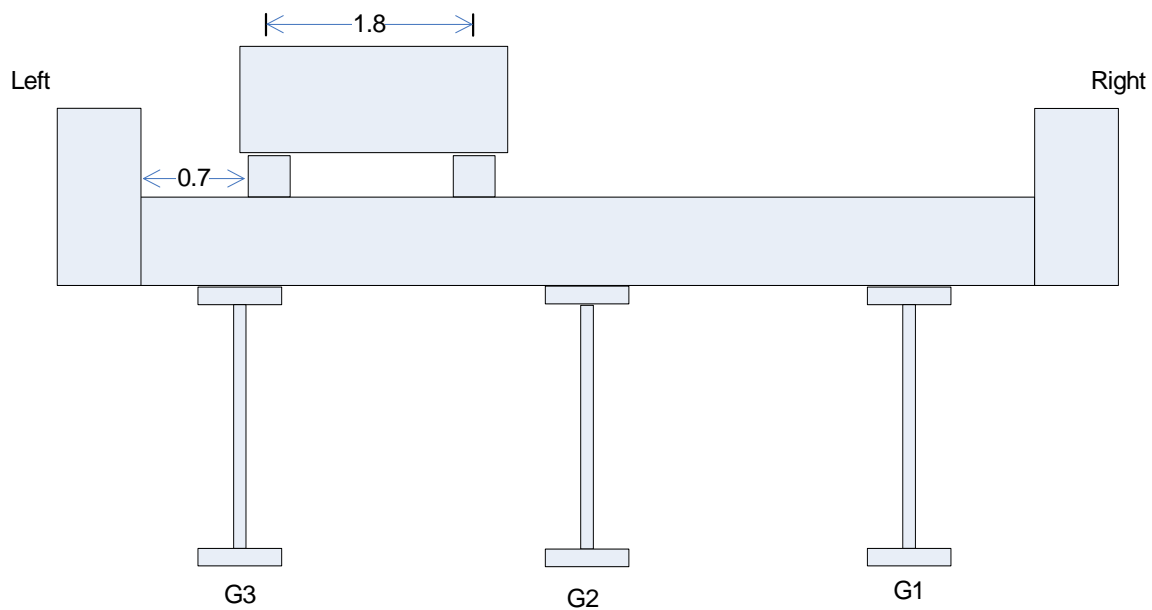
(ก) รถบรรทุกที่ใช้ในประเทศไทย



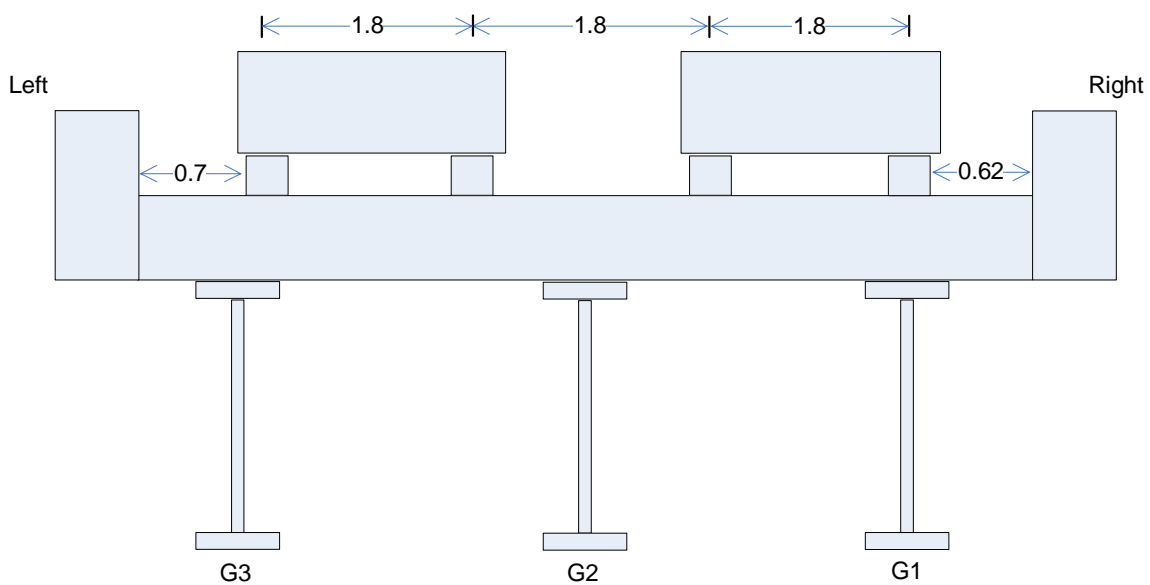
(ข) รถบรรทุกในมาตรฐาน AASHTO ประเภท HS20-44

รูปที่ 6.2 แสดงรูปแบบรถบรรทุกที่ใช้ในการประเมินกำลังของสะพาน

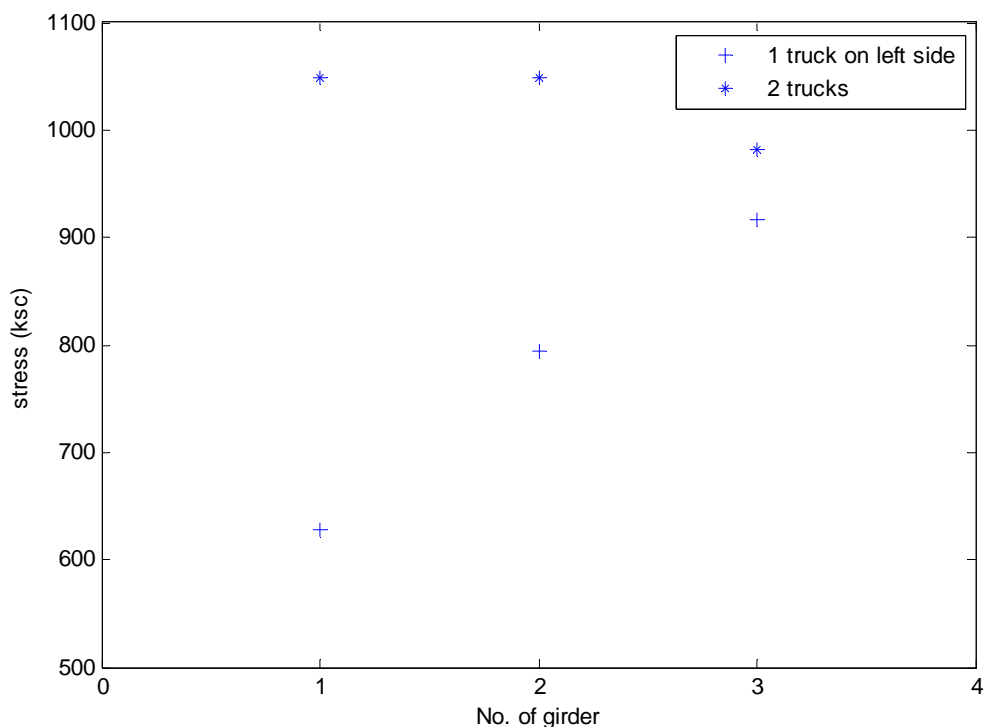
จากนั้นจะนำรถบรรทุกทั้ง 2 ประเภทไปวิ่งผ่านแบบจำลองสะพานในโปรแกรม SAP2000 เพื่อทำการตรวจสอบค่าความเค้นที่เกิดขึ้นบริเวณกึ่งกลางช่วงสะพาน โดยจะแยกพิจารณาเป็น 2 กรณี คือ กรณีที่มีรถบรรทุกวิ่งในช่องจราจรทางซ้ายเพียงคันเดียว และ กรณีที่มีรถบรรทุก 2 คัน วิ่งทั้งสองช่องจราจรของสะพาน ดังแสดงในรูปที่ 6.3 และ 6.4 ตามลำดับ ซึ่งเมื่อทำการคำนวณค่าความเค้นบริเวณกึ่งกลางสะพานขณะที่รถบรรทุกอยู่บริเวณกึ่งกลางสะพาน และนำผลจากการศึกษาของทั้ง 2 กรณี มาเปรียบเทียบกันพบว่ากรณีที่มีรถบรรทุก 2 คัน วิ่งทั้งสองช่องจราจรของสะพานจะก่อให้เกิดความเค้นมากกว่ากรณีที่มีรถบรรทุกวิ่งในช่องจราจรทางซ้ายเพียงคันเดียว ดังแสดงในรูปที่ 6.5



รูปที่ 6.3 แสดงภาพตัดขวางสะพานเมื่อมีรถบรรทุกวิ่งในช่องจราจรทางซ้ายของสะพานเท่านั้น



รูปที่ 6.4 แสดงภาพตัดขวางสะพานเมื่อมีรถบรรทุกวิ่งพร้อมกันทั้งสองช่องจราจรของสะพาน

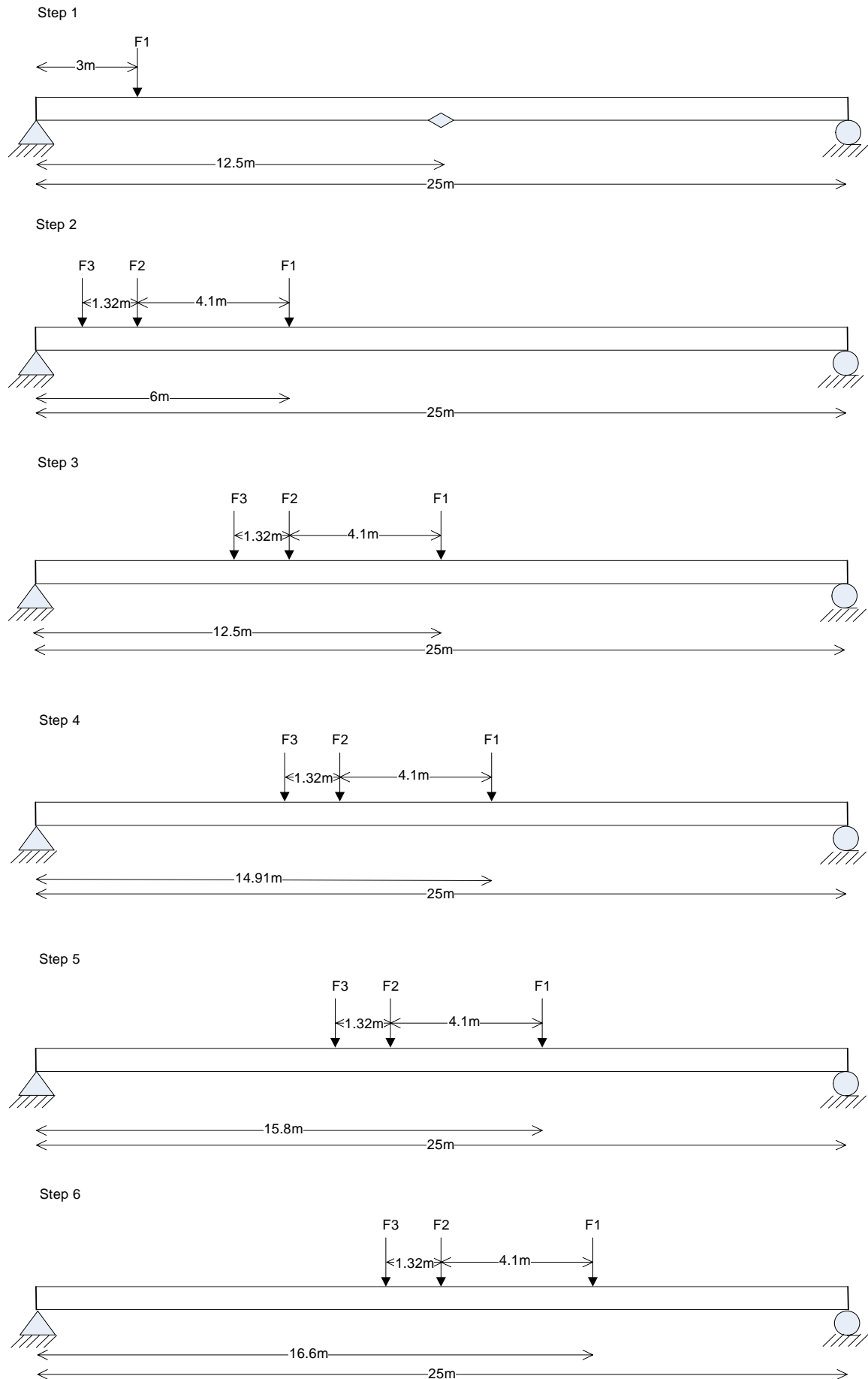


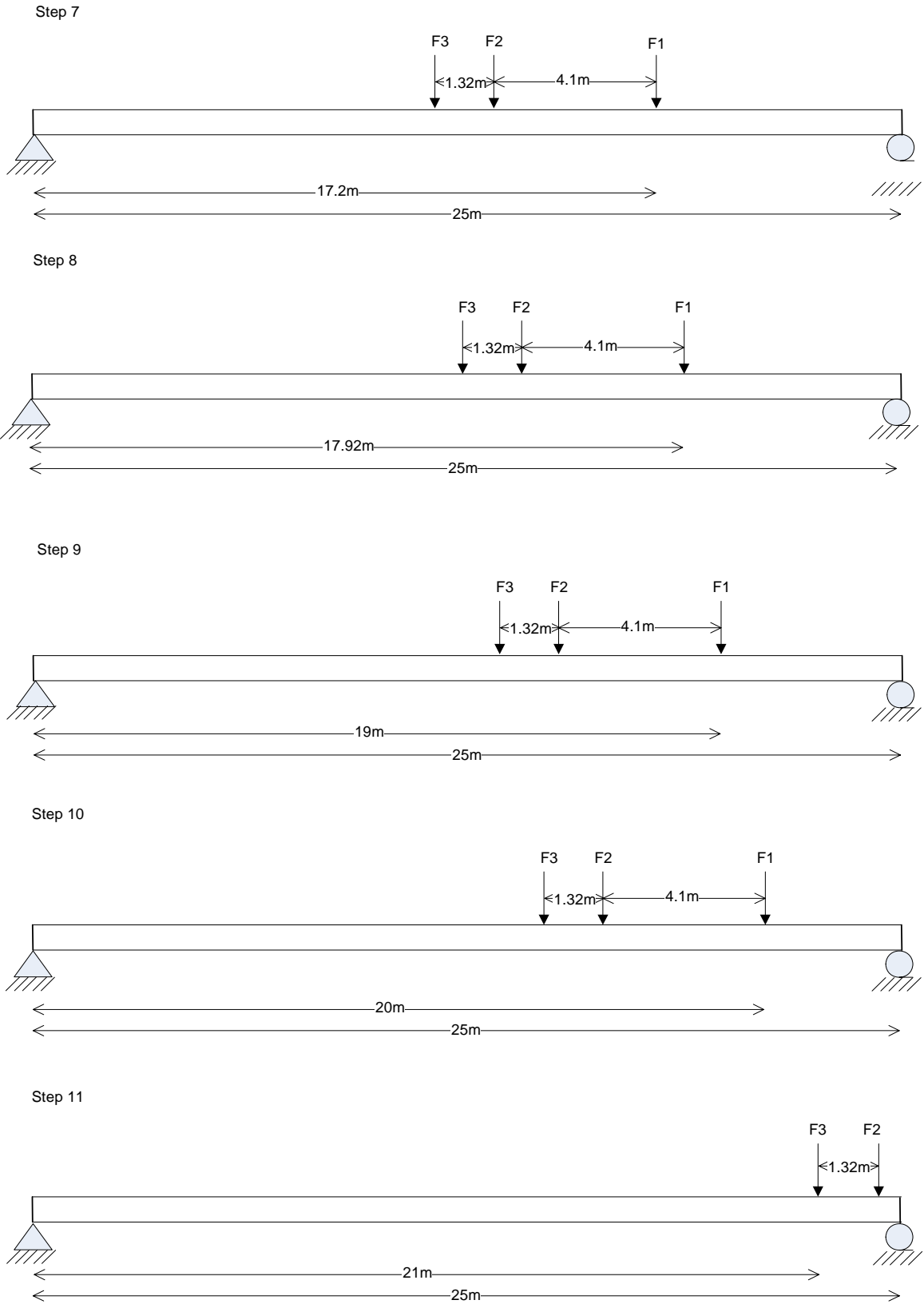
รูปที่ 6.5 แสดงค่าความเค้นที่เกิดขึ้นบริเวณกึ่งกลางสะพานขณะที่รถบรรทุกอยู่บริเวณกึ่งกลางสะพานในกรณีที่มีรถบรรทุกวิ่งช่องจราจรทางซ้ายคันเดียวเทียบกับกรณีที่มีรถบรรทุกวิ่งทั้ง 2 ช่องจราจร

โดยจากรูปที่ 6.5 จะพบว่าค่าความเค้นที่คานสะพานทุกคานในกรณีที่มีรถบรรทุกวิ่ง 2 คันมีค่ามากกว่าในกรณีที่มีรถบรรทุกวิ่งทางช่องจราจรซ้ายเพียงคันเดียว ดังนั้นในการประเมินกำลังของสะพานจึงพิจารณากรณีที่มีรถบรรทุก 2 คันวิ่งผ่านสะพาน เนื่องจากในการคำนวณค่า Rating factor ต้องทราบค่าโมเมนต์คัตสูงสุดบริเวณกึ่งกลางสะพานที่เกิดขึ้นเมื่อรถบรรทุกวิ่งผ่านสะพาน ดังนั้นจึงทำการคำนวณค่าโมเมนต์คัตบริเวณกึ่งกลางสะพานตั้งแต่ที่รถบรรทุกเริ่มวิ่งเข้าสู่สะพานกระทั่งวิ่งออกจากสะพานซึ่งแบ่งออกเป็น 11 ช่วงเวลาตามตำแหน่งของรถบรรทุกที่วิ่งผ่านสะพาน โดยจะทำการแบ่งอย่างละเอียดในช่วงที่รถบรรทุกอยู่บริเวณกึ่งกลางสะพาน ดังแสดงในรูปที่ 6.6 โดยค่าโมเมนต์คัตสูงสุดที่เกิดขึ้นในแต่ละคานสะพานในกรณีที่ใช้รถบรรทุกประเภทต่างๆวิ่งผ่านสะพานแสดงในตารางที่ 6.1

ตารางที่ 6.1 แสดงค่าโมเมนต์คัตสูงสุดที่เกิดขึ้นในแต่ละคานสะพานในกรณีที่ใช้รถบรรทุกประเภทต่างๆ

กรณี	ค่าโมเมนต์คัตสูงสุดบริเวณกึ่งกลางคานสะพาน (t-m)		
	G1	G2	G3
รถบรรทุกในประเทศไทยวิ่งทั้ง 2 ช่องจราจร	105.68	105.60	103.55
รถบรรทุกประเภท HS20-44 วิ่งทั้ง 2 ช่องจราจร	100.00	96.58	97.87





รูปที่ 6.6 แสดงตำแหน่งของรถบรรทุกที่ทำการหาค่าความเค้นที่เกิดขึ้นกับคานสะพาน

จากตารางที่ 6.1 พบว่าคานสะพานที่ 1 เกิดค่าโมเมนต์ดัดมากที่สุดเนื่องจากแนวของล้อรถบรรทุกผ่านตรงกลางคานสะพานพอดี แต่คานสะพานที่ 3 แนวของล้อรถบรรทุกไม่ผ่านกลางคานสะพานดังแสดงในรูปที่ 6.4 ทางด้านค่ากำลังต้านทานของคานสะพาน และ โมเมนต์ดัดจากน้ำหนักบรรทุกทุกกองที่จะสามารถคำนวณได้ดังแสดงในตัวอย่างต่อไป

พิจารณาคานสะพานตัวที่ 1

กำหนดให้ $F_y = 3500 \text{ ksc}$, $I_x = 0.0154 \text{ m}^4$, $S_x = 0.021 \text{ m}^3$, $h = 1.45 \text{ m}$ และค่าความยาวของชิ้นส่วนต่างๆของคานสะพานตัวที่ 1 แสดงในรูปที่ 6.1(ข) ดังนั้นจะสามารถคำนวณหาค่ากำลังต้านทานของคานสะพานตัวที่ 1 ได้ดังขั้นตอนต่อไป

1. กำหนดตำแหน่งแนวแกนสะเทิน (NA)

จากรูปที่ 6.1(ข) พบว่าหน้าตัดของคานสะพานตัวที่ 1 สมมาตร ดังนั้น ตำแหน่งของแนวแกนสะเทินจึงอยู่ที่กึ่งกลางความลึกของหน้าตัดคานสะพาน

2. ทำการวิเคราะห์หาโมเมนต์ดัดที่จุดกลาง (M_y) และ โมเมนต์ดัดพลาสติก (M_p) ของหน้าตัดคานสะพาน จะได้ค่าเท่ากับ

$$M_y = F_y S_x = 723.6 \text{ t-m} \quad \text{และ} \quad M_p = 810.2 \text{ t-m}$$

$$\text{ดังนั้นจะได้} \quad M_p / M_y = 1.12$$

3. ทำการตรวจสอบประเภทของชิ้นส่วนคานสะพานว่าเป็นประเภทอัดแน่นหรือไม่

$$\text{ปีกคาน :} \quad \lambda_f = \frac{b_f / 2}{t_f} = \frac{52 / 2}{2.2} = 11.8$$

$$\text{แผ่นตั้ง :} \quad \lambda_w = \frac{h}{t_w} = \frac{145}{1.2} = 120.8$$

โดยค่าขอบเขตในการพิจารณาประเภทของชิ้นส่วนสะพาน คือ

$$\text{ปีกคาน :} \quad \lambda_{pf} = 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 9.08 \quad \text{และ} \quad \lambda_{rf} = 0.95 \sqrt{\frac{E k_c}{F_L}} = 16.3$$

$$\text{โดยที่} \quad k_c = \frac{4}{\sqrt{h / t_w}} = 0.36 \quad \text{และ} \quad F_L = 0.7 F_y$$

$$\text{แผ่นตั้ง :} \quad \lambda_{pw} = 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 89.9 \quad \text{และ} \quad \lambda_{rw} = 5.70 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 136.3$$

ดังนั้นหน้าตัดคานประกอบด้วยแผ่นปีกคานประเภทไม่อัดแน่น ($\lambda_{pf} < \lambda_f < \lambda_{rf}$) และแผ่นตั้งประเภทไม่อัดแน่น ($\lambda_{pw} < \lambda_w < \lambda_{rw}$)

4. คำนวณกำลังรับโมเมนต์ระดับ (M_n) โดยพิจารณาที่กำลังของชิ้นส่วนคานสะพานเมื่อเกิดการพังทลายในรูปแบบต่างๆ ดังนี้

4.1 การคลากของปีกรับแรงอัด (Compression flange yielding :Y)

กำลังรับโมเมนต์ระดับมีค่าเท่ากับ $M_n = R_{pc} M_y$ และเนื่องจาก $\lambda = \frac{h_c}{t_w} = 120.8 > \lambda_{pw}$

$$\text{ดังนั้น} \quad R_{pc} = \left[\frac{M_p}{M_y} - \left(\frac{M_p}{M_y} - 1 \right) \left(\frac{\lambda - \lambda_{pw}}{\lambda_{rw} - \lambda_{pw}} \right) \right] \leq \frac{M_p}{M_y} = 1.04$$

$$M_n = 1.04 \times 723.6 = 752.6 \text{ t - m}$$

4.2 การโก่งเดาะทางข้างเนื่องจากการบิด (Lateral torsional buckling :LTB)

เราสมมติให้คานสะพานไม่เกิดการโก่งเดาะทางข้างเนื่องจากการบิด ดังนั้นจึงไม่ทำการตรวจสอบ

4.3 การโก่งเดาะเฉพาะที่ที่ปีกคาน (Compression flange local buckling :FLB)

เนื่องจากแผ่นปีกคานเป็นประเภทไม่อัดแน่น

$$M_n = R_{pc} M_y - (R_{pc} M_y - F_L S_x) \left(\frac{\lambda - \lambda_{pf}}{\lambda_{rf} - \lambda_{pf}} \right) = 659.9 \text{ t-m}$$

ดังนั้นกำลังรับโมเมนต์ระดับของคานสะพานตัวที่ 1 มีค่าเท่ากับ

$$M_n = 659.9 \text{ ton - m}$$

ส่วนค่าโมเมนต์ดัดบริเวณกึ่งกลางสะพานที่เกิดจากน้ำหนักบรรทุกคงที่ที่สามารถคำนวณได้จากโปรแกรม SAP2000 โดยพบว่าค่าโมเมนต์ดัด เท่ากับ 138.14 t-m ดังนั้นจะสามารถคำนวณค่า Rating factor ของคานสะพานตัวที่ 1 ในกรณีต่างออกมาได้ ดังแสดงต่อไปนี้

กรณีที่ใช้รถบรรทุกในประเทศไทยวิ่งทั้ง 2 ช่องจราจร

$$\text{Inventory : } RF = \frac{C - A_1 D}{A_2 L(1 + I)} = \frac{659.9 - 1.3 \times 138.14}{2.17 \times 105.68(1 + 0.3)} = 1.61$$

$$\text{Operation : } RF = \frac{C - A_1 D}{A_2 L(1 + I)} = \frac{659.9 - 1.3 \times 138.14}{1.3 \times 105.68(1 + 0.3)} = 2.69$$

กรณีที่ใช้รถบรรทุกประเภท HS20-44 ตามมาตรฐานของ AASHTO วิ่งทั้ง 2 ช่องจราจร

$$\text{Inventory : } RF = \frac{C - A_1 D}{A_2 L(1 + I)} = \frac{659.9 - 1.3 \times 138.14}{2.17 \times 100(1 + 0.3)} = 1.70$$

$$\text{Operation : } RF = \frac{C - A_1 D}{A_2 L(1 + I)} = \frac{659.9 - 1.3 \times 138.14}{1.3 \times 100(1 + 0.3)} = 2.84$$

โดยค่ากำลังต้านทานของหน้าตัดสะพาน โมเมนต์ดัดจากน้ำหนักบรรทุกคงที่ โมเมนต์ดัดจากรถบรรทุกที่วิ่งผ่านสะพาน และ ค่า Rating factor ของคานสะพานทั้งหมดที่ได้ทำการคำนวณแสดงในตารางที่ 6.2 ถึง 6.4

ตารางที่ 6.2 แสดงค่ากำลังต้านทานของหน้าตัดสะพาน โมเมนต์ดัดจากน้ำหนักบรรทุกคงที่ โมเมนต์ดัดจากรถบรรทุกที่วิ่งผ่านสะพาน และ ค่า Rating factor ของคานสะพานตัวที่ 1

กรณี	กำลังต้านทาน ของคาน สะพาน	โมเมนต์ดัดจาก น้ำหนักบรรทุก คงที่	โมเมนต์ดัดจาก รถบรรทุกที่วิ่ง ผ่านสะพาน	Rating factor	
	M_n (ton-m)	M_{DL} (ton-m)	M_{LL} (ton-m)	inventory	operating
รถบรรทุกในประเทศไทยวิ่งทั้ง 2 ช่องจราจร	660	138.14	105.68	1.61	2.69
รถบรรทุกประเภท HS20-44 วิ่งทั้ง 2 ช่องจราจร			100.00	1.70	2.84

ตารางที่ 6.3 แสดงค่ากำลังต้านทานของหน้าตัดสะพาน โมเมนต์ดัดจากน้ำหนักบรรทุกคงที่ โมเมนต์ดัดจากรถบรรทุกที่วิ่งผ่านสะพาน และ ค่า Rating factor ของคานสะพานตัวที่ 2

กรณี	กำลังต้านทาน ของคาน สะพาน	โมเมนต์ดัดจาก น้ำหนักบรรทุก คงที่	โมเมนต์ดัดจาก รถบรรทุกที่วิ่ง ผ่านสะพาน	Rating factor	
	M_n (ton-m)	M_{DL} (ton-m)	M_{LL} (ton-m)	inventory	operating
รถบรรทุกในประเทศไทยวิ่งทั้ง 2 ช่องจราจร	660	120.72	105.60	1.62	2.70
รถบรรทุกประเภท HS20-44 วิ่งทั้ง 2 ช่องจราจร			96.58	1.77	2.95

ตารางที่ 6.4 แสดงค่ากำลังต้านทานของหน้าตัดสะพาน โมเมนต์ค้ดจากน้ำหนักบรรทุกคงที่ โมเมนต์ค้ดจากรถบรรทุกที่วิ่งผ่านสะพาน และ ค่า Rating factor ของคานสะพานตัวที่ 3

กรณี	กำลังต้านทาน ของคาน สะพาน	โมเมนต์ค้ดจาก น้ำหนักบรรทุก คงที่	โมเมนต์ค้ดจาก รถบรรทุกที่วิ่ง ผ่านสะพาน	Rating factor	
	M_n (ton-m)	M_{DL} (ton-m)	M_{LL} (ton-m)	inventory	operating
รถบรรทุกในประเทศไทยวิ่งทั้ง 2 ช่องจราจร	660	122	103.55	1.72	2.86
รถบรรทุกประเภท HS20-44 วิ่งทั้ง 2 ช่องจราจร			97.87	1.82	3.03

จากค่า Rating factor ที่คำนวณได้ดังแสดงในตารางที่ 6.2 ถึง 6.4 พบว่ารถบรรทุกทั่วไปที่ใช้ในประเทศไทย จะมีค่า Rating factor น้อยกว่ารถบรรทุกประเภท HS20-44 ตามมาตรฐานของ AASHTO และคานสะพานตัวที่ 1 มีค่า Rating factor น้อยที่สุด เท่ากับ 1.61 ซึ่งเกิดในกรณีที่ใช้รถบรรทุกในประเทศไทยวิ่งทั้ง 2 ช่องจราจร แต่อย่างไรก็ตาม ค่า Rating factor ที่เกิดขึ้นมีค่ามากกว่า 1 แสดงว่าสะพานมีกำลังในการรับน้ำหนักที่พอเพียงทั้งรถบรรทุกทั่วไปที่ใช้ในประเทศไทย และ รถบรรทุกประเภท HS20-44 ตามมาตรฐานของ AASHTO

6.1.2 อายุการใช้งานสะพาน

ปัจจัยที่มีผลต่ออายุการใช้งานสะพาน คือ ความล้าของวัสดุที่เป็นส่วนประกอบของสะพานซึ่งในการศึกษานี้ คือ วัสดุเหล็ก โดยน้ำหนักของรถบรรทุกทางด้านความล้า (fatigue truck) ที่เป็นตัวแทนของรถบรรทุกทั้งหมดที่มีจำนวน 2589 คัน ที่ได้ทำการเก็บข้อมูลภาคสนามบนเส้นทางหลวงแผ่นดินเส้นหนึ่งในช่วงปี พ.ศ. 2548-2549 (ธีระชัย ดิสมสุข , 2549) สามารถคำนวณได้โดยอาศัยทฤษฎีความเสียหายของ พาลเกรน-ไมเนอร์ คือ ความเสียหายจากความล้าที่เกิดจากรถบรรทุกความล้า (fatigue truck) จำนวนเท่ากับรถบรรทุกที่วิ่งผ่านสะพานทั้งหมด มีค่าเท่ากับ ความเสียหายจากความล้าที่เกิดจากรถบรรทุกจริงทั้งหมดที่ได้จากการเก็บข้อมูลวิ่งผ่านสะพาน โดยข้อมูลน้ำหนักรถบรรทุกทั้งหมดที่ได้ทำการเก็บรวบรวมข้อมูลมาแสดงในรูปที่ 6.7 ดังนั้นน้ำหนักแต่ละเพลลาของรถบรรทุกความล้าสามารถคำนวณได้จากสมการที่ 6.2 คือ

$$W_e = \sqrt[3]{\frac{\sum_{i=1}^N W_i^3}{N}} \quad (6.2)$$

โดยที่ W_e คือ น้ำหนักของรถบรรทุกความล้าที่เป็นตัวแทนของรถบรรทุกทั้งหมดที่วิ่งผ่านสะพาน
 W_i คือ น้ำหนักของรถบรรทุกทั้งหมดที่วิ่งผ่านสะพาน
 N คือ จำนวนรถบรรทุกทั้งหมดที่ทำการเก็บข้อมูล

ดังนั้นน้ำหนักแต่ละเพลของรถบรรทุกความด้า คือ

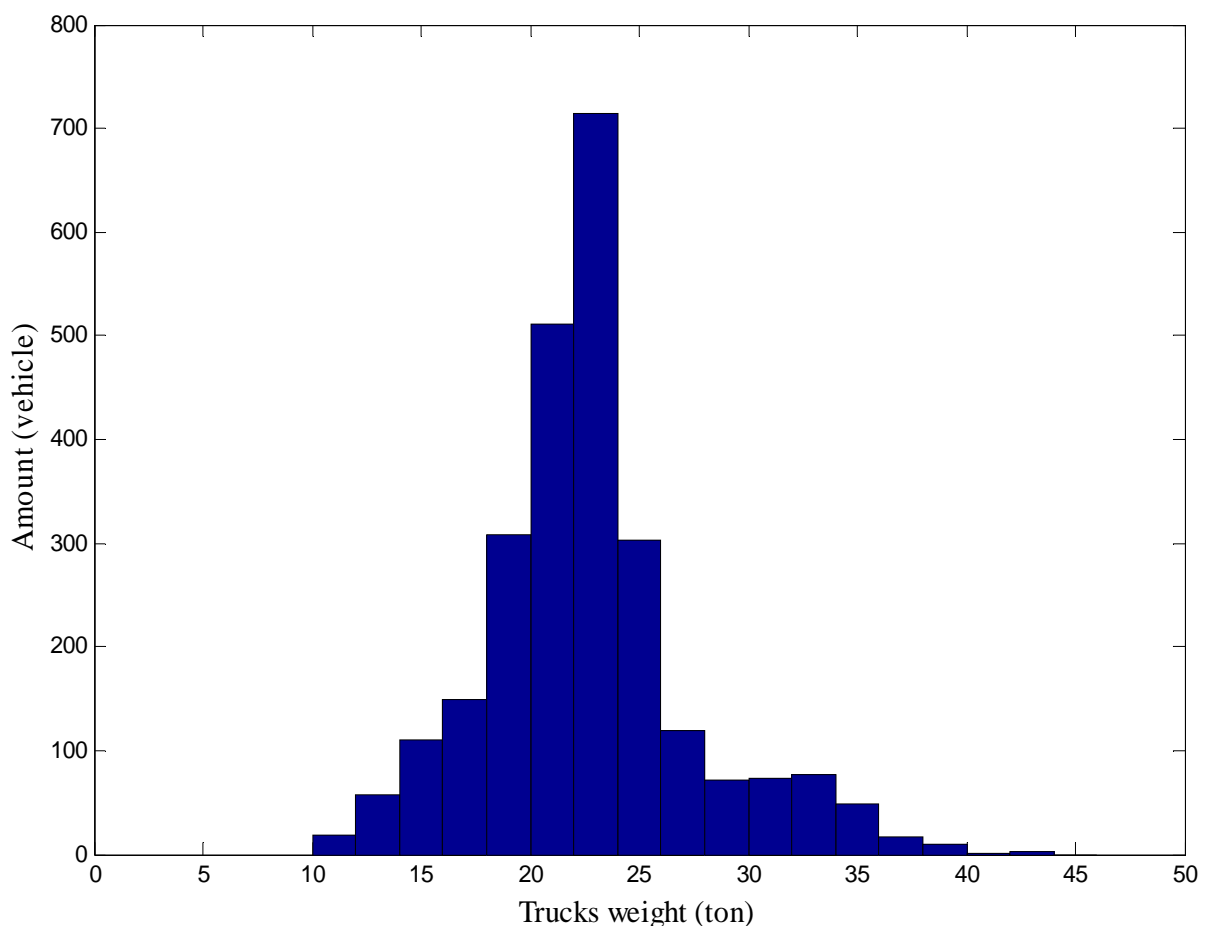
$$N_f = \sqrt[3]{\frac{(6.8)^3 + (3.7)^3 + (4.9)^3 + \dots + (3.4)^3 + (4.1)^3}{2589}} = 5.9 \text{ ตัน}$$

$$N_r = \sqrt[3]{\frac{(23.4)^3 + (17)^3 + (18.1)^3 + \dots + (18.2)^3 + (19)^3}{2589}} = 21.9 \text{ ตัน}$$

เมื่อได้น้ำหนักของรถบรรทุกความด้าแล้วจะทำการคำนวณค่าช่วงความเค้นที่เกิดขึ้นเมื่อรถบรรทุกความด้าวิ่งผ่านสะพานซึ่งเมื่อรวมผลของการกระทกเพิ่มเข้าไปอีก 15% จะส่งผลให้ได้ค่าน้ำหนักรถบรรทุกความด้าที่ใช้ในการคำนวณค่าช่วงความเค้นที่เกิดขึ้น ดังนี้

$$\text{ที่เพลหน้า} : N_f = 1.15 \times 5.1 = 5.9 \text{ ตัน}$$

$$\text{ที่เพลหลัง} : N_r = 1.15 \times 19 = 21.9 \text{ ตัน}$$

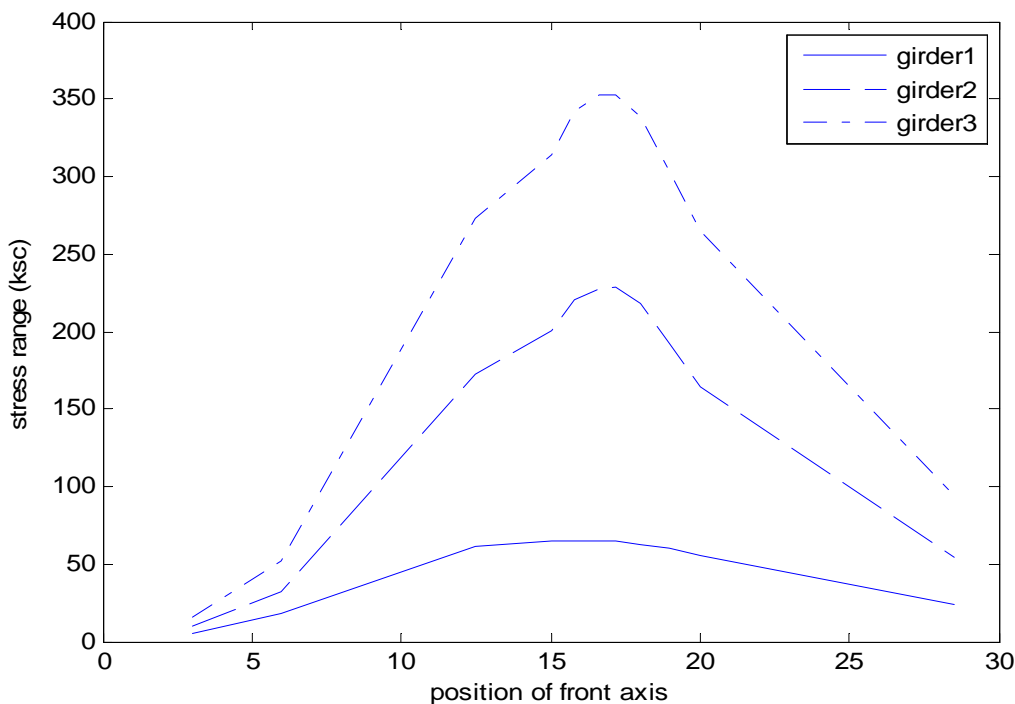


รูปที่ 6.7 แสดงข้อมูลน้ำหนักรถบรรทุกทั้งหมดที่ได้ทำการเก็บข้อมูลภาคสนามบนเส้นทางหลวงแผ่นดินเส้นหนึ่ง ในช่วงปี พ.ศ. 2548-2549 (ธีระชัย คีสมสุข , 2549)

โดยรถบรรทุกทั่วไปจะวิ่งช่องจราจรทางซ้ายมือของสะพานดังนั้นในการศึกษานี้อายุการใช้งานสะพานนี้จะจำลองให้รถบรรทุกความล้าวิ่งในช่องจราจรทางซ้ายมือของสะพานเท่านั้น โดยจะวิเคราะห์โครงสร้างในแบบสถิติตามตำแหน่งการเคลื่อนที่ 11 ตำแหน่งตามความยาวสะพาน ดังแสดงในรูปที่ 6.6 ซึ่งค่าช่วงความเค้นที่เกิดขึ้นที่แต่ละกานของสะพานในช่วงเวลาต่างๆแสดงในรูปที่ 6.8 ซึ่งจากรูปที่ 6.8 จะพบว่ากานตัวที่ 3 ซึ่งเป็นกานทางซ้ายของสะพานจะเกิดค่าช่วงความเค้นมากที่สุดเนื่องจากรถบรรทุกความล้าวิ่งในช่องจราจรทางซ้ายของสะพาน โดยจากการศึกษาพบว่าค่าช่วงความเค้นสูงสุดที่เกิดขึ้นมีค่าเท่ากับ 353 กิโลกรัมต่อตารางเซนติเมตร และหากสมมติให้รูปแบบรอยต่อของสะพานตัวอย่างตรงกับมาตรฐานของ ASHTO แบบ C ดังแสดงในรูปที่ 6.9 จึงใช้ค่าคงที่เท่ากับ 1.53×10^{15} ดังนั้นจะสามารถคำนวณอายุใช้งานสะพานได้ดังนี้

จากทฤษฎีความเสียหายของ พาลเกรน-ไมเนอร์ สะพานจะหมดสภาพเมื่อผลรวมของค่าสัดส่วนความเสียหายเท่ากับ 1 ดังนั้นถ้าปริมาณรถบรรทุกต่อวันเท่ากับ 1500 คัน อายุการใช้งานสะพาน คือ

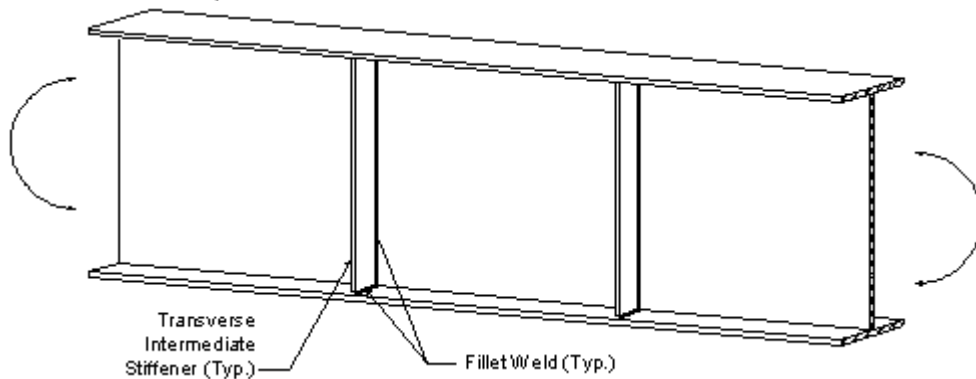
$$Y = \frac{A}{365 \times ADTT \times S^3} = \frac{1.53 \times 10^{15}}{365 \times 1500 \times (353)^3} = 63.5 \text{ ปี}$$



รูปที่ 6.8 แสดงค่าช่วงความเค้นที่เกิดขึ้นบริเวณกึ่งกลางสะพานของกานสะพานทั้งหมดในกรณีที่มีการวิ่งช่องจราจรทางซ้ายเพียงช่องเดียวเมื่อรถบรรทุกอยู่ ณ ตำแหน่งต่างๆบนสะพาน

**TABLE 10.3.1A Allowable Fatigue Stress Range
Redundant Load Path Structures^a**

Category (See Table 10.3.1B)	Allowable Range of Stress, F_{sr} (ksi) ^b			
	For 100,000 Cycles	For 500,000 Cycles	For 2,000,000 Cycles	For over 2,000,000 Cycles
A	63 (49) ^c	37 (29) ^c	24 (18) ^c	24 (16) ^c
B	49	29	18	16
B'	39	23	14.5	12
C	35.5	21	13	10 12 ^d
D	28	16	10	7
E	22	13	8	4.5
E'	16	9.2	5.8	2.6
F	15	12	9	8



รูปที่ 6.9 แสดงแบบรอยต่อของ Category type C ตามมาตรฐาน ASHTO และค่าคงที่ต่างๆตามลักษณะของรอยต่อ

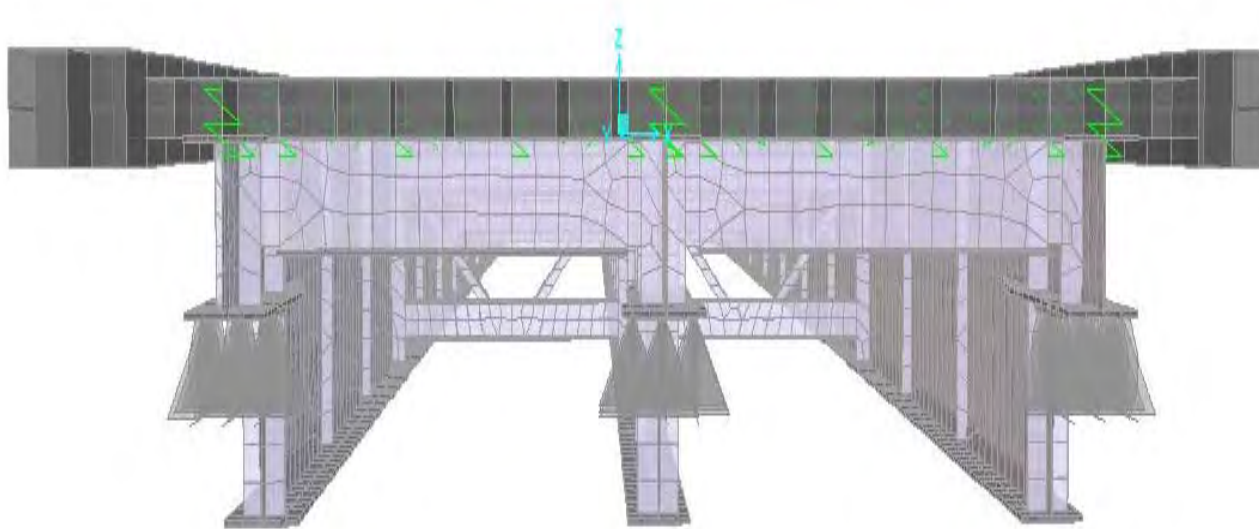
โดยการศึกษากำลังและอายุการใช้งานสะพานได้ใช้แบบจำลองแบบสถิต คือ จำลองให้รถบรรทุกอยู่ ณ ตำแหน่งต่างๆบนสะพานแทนการใช้รถบรรทุกวิ่งผ่านสะพาน เนื่องจากค่าความเค้นและค่าช่วงความเค้นที่เกิดขึ้นกับคานสะพานเมื่อมีรถบรรทุกวิ่งผ่านสะพานในกรณี que ที่พิจารณาแบบจลนศาสตร์ (dynamic) จะมีค่าใกล้เคียงกับในกรณี que ที่พิจารณาแบบสถิตศาสตร์ (static) ดังนั้นเพื่อความสะดวกจึงทำการคำนวณกำลัง และ อายุการใช้งานสะพานแบบสถิตศาสตร์ โดยจากผลการศึกษากำลังและอายุใช้งานของสะพานตัวอย่างพบว่าสะพานมีค่า Rating factor เท่ากับ 1.61 และ สะพานมีอายุใช้งานประมาณ 63 ปี

6.2 การเพิ่มค่าสติเฟนของสะพาน

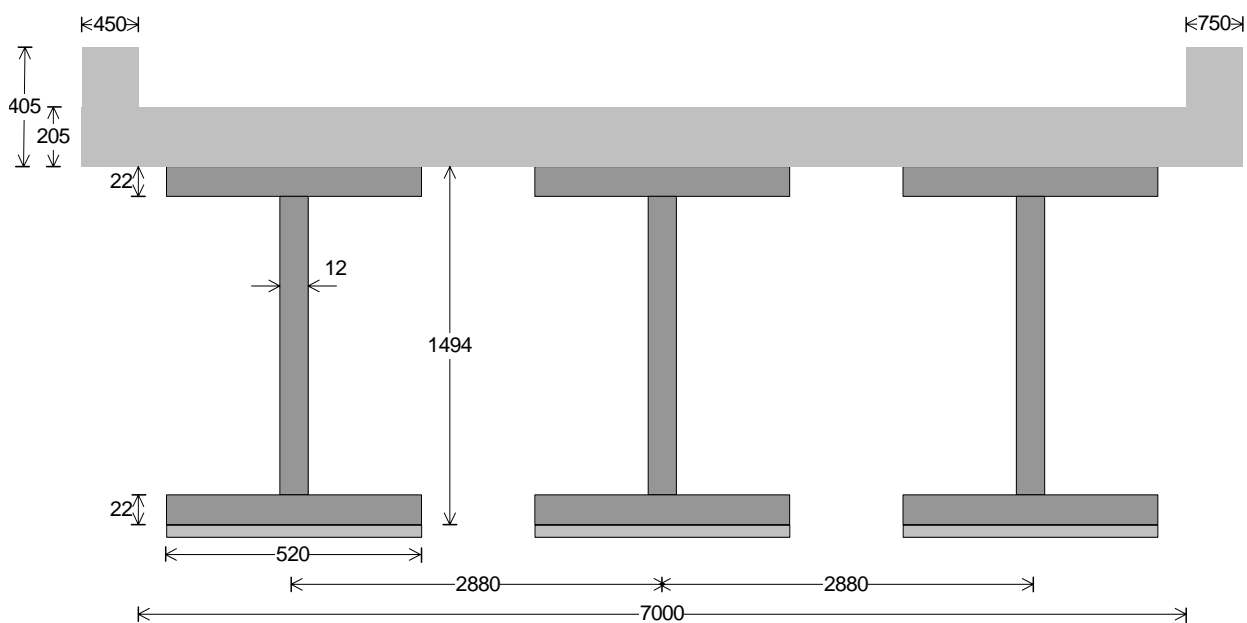
6.2.1 การออกแบบติดตั้งแผ่นเหล็กใต้ท้องคานสะพาน

การติดแผ่นเหล็กบริเวณใต้ท้องคานสะพานนี้เป็นวิธีการทั่วไปที่นิยมใช้กันเพื่อเสริมกำลังของสะพาน โดยเมื่อติดแผ่นเหล็กเข้ากับคานสะพานจะส่งผลให้สะพานมีพื้นที่หน้าตัดมากขึ้นทำให้มีค่าโมเมนต์ความเฉื่อยมากขึ้นซึ่งจะส่งผลโดยตรงให้กำลัง และ ค่าสติเฟนของสะพานมากขึ้น เนื่องจากการติดแผ่นเหล็กใต้ท้องคานของสะพานจะ

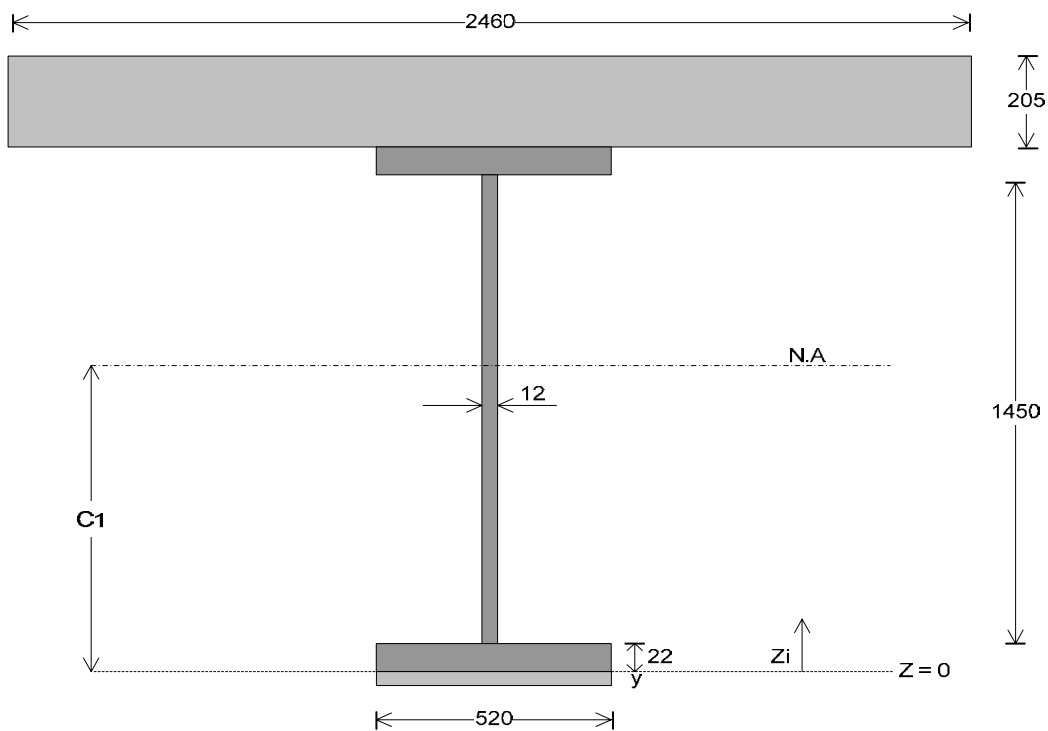
ส่งผลให้ค่าโมเมนต์ความเฉื่อย ระยะแกนสะเทิน และ ค่าความลึกของคานสะพาน มีการเปลี่ยนแปลง จึงต้องทำการคำนวณค่าต่างๆที่เปลี่ยนแปลงไปเพื่อหาค่ากำลัง และ ค่าสติเฟนของสะพานที่เพิ่มขึ้น



รูปที่ 6.10 แสดงหน้าตัดสะพานจริงของสะพาน โครงสร้างเหล็กแห่งหนึ่งที่ใช้ในงานวิจัยนี้หลังติดตั้งแผ่นเหล็ก



รูปที่ 6.11 แสดงหน้าตัดจำลองของสะพานข้ามแยกแห่งหนึ่งในกรุงเทพฯที่ใช้ในงานวิจัยนี้หลังติดตั้งแผ่นเหล็ก



รูปที่ 6.12 แสดงหน้าตัดคานสะพานตัวในหลังคดแผ่นเหล็ก

โดยในรูปที่ 6.10 แสดงหน้าตัดจริงของสะพานตัวอย่างที่ใช้ในการศึกษาซึ่งเมื่อนำมาจำลอง โดยพิจารณาเฉพาะชิ้นส่วนที่สำคัญของสะพาน คือ พื้นสะพาน และ คานสะพาน จะได้หน้าตัดของสะพานดังรูปที่ 6.11 โดยเมื่อทำการพิจารณาที่คานตัวในของสะพาน โดยคำนวณค่าความกว้างประสิทธิผลของคานตัวใน (effective flange width) ตามมาตรฐาน AASHTO ได้เท่ากับ 2460 มิลลิเมตร จะได้หน้าตัดคานตัวในของสะพานที่ใช้ในการศึกษาการเพิ่มค่าสถิติเฟนส ดังแสดงในรูปที่ 6.12

เนื่องจากความกว้างของปีกคานเหล็กเท่ากับ 520 มิลลิเมตร ดังนั้นจึงสมมุติให้ใช้แผ่นเหล็กประกบได้ทั้งองคานที่มีความกว้าง 520 มิลลิเมตร โดยจะทำการปรับเปลี่ยนความหนาของแผ่นเหล็กค่าต่างๆเพื่อให้ได้ค่าสถิติเฟนสของสะพานตามที่ต้องการ

โดยหน้าตัดคานใหม่ที่ได้หลังคดแผ่นเหล็กสามารถทำการคำนวณระยะแกนสะเทินได้ตามสมการที่ 6.3 ดังนี้

$$\bar{z} = \frac{\sum_{i=1}^n A_i z_i}{\sum_{i=1}^n A_i} \tag{6.3}$$

และค่าโมเมนต์ความเฉื่อยของหน้าตัดใหม่สามารถคำนวณได้ตามสมการที่ 6.4 คือ

$$\bar{I} = \sum_{i=1}^n A_i z_i^2 + \sum_{i=1}^n I_i - \left(\sum_{i=1}^n A_i \right) (\bar{z})^2 \tag{6.4}$$

โดยที่	z_i	คือ	ระยะแกนสะเทินของชิ้นส่วนต่างๆ โดยวัดจากขอบล่างของปีกคานเดิม ดังแสดงในรูปที่ 6.12
	A_i	คือ	พื้นที่หน้าตัดของชิ้นส่วนต่างๆ
	I_i	คือ	โมเมนต์ความเฉื่อยของชิ้นส่วนต่างๆ รอบแกนสะเทินของชิ้นส่วนนั้น

ดังนั้นเราสามารถคำนวณค่าระยะแกนสะเทิน และ ค่าโมเมนต์ความเฉื่อยของหน้าตัดรวมได้ดังแสดงต่อไปนี โดยคุณสมบัติต่างๆของชิ้นส่วนประกอบคานสะพานแสดงในตารางที่ 6.5

ตารางที่ 6.5 แสดงคุณสมบัติต่างๆของชิ้นส่วนประกอบคานสะพาน

ชิ้นส่วน	$A(\text{cm}^2)$	$z(\text{cm})$	$Az(\text{cm}^3)$	$Az^2(\text{cm}^4)$	$I_o(\text{cm}^4)$
Steel girder	402.8	74.7	30089.16	2247660.3	1544355.2
Deck (n=9)	560.33	159.65	89456.68	14281759.7	19620.95
Steel plate	$52y$	$-y/2$	$-26y^2$	$52y^3/4$	$52y^3/12$

ดังนั้นระยะแกนสะเทินของหน้าตัดรวม คือ

$$\bar{z} = \frac{\sum_{i=1}^n A_i z_i}{\sum_{i=1}^n A_i} = \frac{119545.84 - 26y^2}{963.13 + 52y} \quad (6.5)$$

และค่าโมเมนต์ความเฉื่อยของหน้าตัดรวม คือ

$$\begin{aligned} \bar{I} &= \sum_{i=1}^n A_i z_i^2 + \sum_{i=1}^n I_i - \left(\sum_{i=1}^n A_i \right) (\bar{z})^2 \\ &= 16529420 + \frac{52y^3}{4} + 1563976 + \frac{52y^3}{12} - (963.13 + 52y) \left(\frac{119546 - 26y^2}{963.13 + 52y} \right)^2 \end{aligned} \quad (6.6)$$

6.2.1.1 กำลังของสะพาน

ทางด้านกำลังของสะพานที่เพิ่มขึ้นหลังทำการติดแผ่นเหล็กเข้าไปนั้นสามารถทำการคำนวณได้โดยการคำนวณค่าโมเมนต์ที่มากที่สุดที่คานสะพานสามารถรับได้หลังจากติดแผ่นเหล็กเทียบกับในกรณีที่ยังไม่ได้ทำการติดแผ่นเหล็กซึ่งในกรณีที่ยังไม่ได้ติดแผ่นเหล็กได้คานสะพานจุดวิกฤต คือ บริเวณใต้ท้องคาน ณ ตำแหน่งกึ่งกลางสะพาน เนื่องจากมีระยะทางจากแกนสะเทินมากที่สุดส่งผลให้เกิดค่าความเค้นมากที่สุด ส่วนในกรณีที่ทำการติดแผ่นเหล็กแล้วจะมีจุดวิกฤตอยู่ 2 จุด คือ บริเวณขอบล่างของคานสะพานเดิม และ บริเวณขอบล่างของแผ่นเหล็กที่ติดเข้าไป ณ ตำแหน่งกึ่งกลางสะพาน ดังแสดงในรูปที่ 6.18 และ 6.19 ซึ่งการที่เราต้องทำการตรวจสอบกำลังของคานสะพาน

หลังคิดแผ่นเหล็กเข้าไปทั้ง 2 จุดก็เพราะ คานสะพานเดิมซึ่งถึงแม้จะรับหน่วยแรงจากแรงกระทำแบบจร (live load) น้อยกว่าที่แผ่นเหล็กแต่ละรับน้ำหนักบรรทุกคงที่ (dead load) มากขึ้นเนื่องจากมีน้ำหนักของแผ่นเหล็กเพิ่มเข้าไปด้วย และส่วนบริเวณขอบล่างของแผ่นเหล็กถึงแม้จะรับหน่วยแรงจากแรงกระทำแบบจรมากที่สุดแต่จะไม่ได้ช่วยคานสะพานรับน้ำหนักบรรทุกคงที่เลย โดยค่าโมเมนต์มากที่สุดที่แต่ละกรณีสามารถรับได้สามารถจะต้องนำไปทำการหักล้างกับโมเมนต์ที่เกิดจากน้ำหนักบรรทุกคงที่ที่แต่ละกรณีได้รับก่อน แล้วจึงนำค่าโมเมนต์ที่ได้มาทำการเปรียบเทียบกันว่ากรณีใดมีกำลังในการรับน้ำหนักมากที่สุด โดยสามารถคำนวณได้ดังแสดง

เมื่อสมมติให้กำลังต้านทานแรงค้ำของหน้าตัด มีค่าตามสมการที่ 6.7

$$M_0 = \frac{0.5F_y I_0}{c_1} \quad (6.7)$$

กรณีที่ขังไม่ได้คิดแผ่นเหล็ก

ที่บริเวณใต้ท้องคานสะพาน

$$M_0 = \frac{0.5F_y I_0}{c_1} - M_{DL} \quad (6.8)$$

โดยที่ M_0 คือ ค่าโมเมนต์มากที่สุดที่คานสะพานก่อนคิดแผ่นเหล็กสามารถรับได้
 I_0 คือ ค่าโมเมนต์ความเฉื่อยของคานสะพานก่อนคิดแผ่นเหล็ก
 F_y คือ ค่าความเค้น ณ จุดครากของเหล็ก
 M_{DL} คือ ค่าโมเมนต์ที่เกิดจากน้ำหนักบรรทุกคงที่ที่บริเวณใต้ท้องคานได้รับ

กรณีที่ทำการคิดแผ่นเหล็กแล้ว

ที่บริเวณใต้ท้องคานสะพาน

$$\overline{M}_g = \frac{0.5F_y \overline{I}}{c_1} - M_{DL} - M_p \quad (6.9)$$

ที่บริเวณใต้แผ่นเหล็ก

$$\overline{M}_p = \frac{0.5F_y \overline{I}}{c_2} \quad (6.10)$$

โดยที่ \overline{M}_g คือ ค่าโมเมนต์ที่มากที่สุดที่บริเวณใต้ท้องคานสะพานสามารถรับได้หลังคิดแผ่นเหล็กเข้ากับสะพานแล้ว
 \overline{M}_p คือ ค่าโมเมนต์ที่มากที่สุดที่บริเวณแผ่นเหล็กสามารถรับได้หลังคิดแผ่นเหล็กเข้ากับสะพานแล้ว
 M_p คือ ค่าโมเมนต์ที่เกิดจากน้ำหนักของแผ่นเหล็กที่บริเวณใต้ท้องคานได้รับ
 \overline{I} คือ ค่าโมเมนต์ความเฉื่อยของคานสะพานหลังคิดแผ่นเหล็กแล้ว

โดยค่า M_{DL} สามารถคำนวณได้จากน้ำหนักของหน้าตัดคานสะพานซึ่งมีค่าเท่ากับ 1650 kg/m และค่า M_p สามารถคำนวณได้จากน้ำหนักของแผ่นเหล็กมีค่าเท่ากับ 3.93y kg/m โดยที่ y คือ ค่าความหนาของแผ่นเหล็ก ดังนั้นค่า M_{DL} มีค่าเท่ากับ M_p ดังนี้

$$M_{DL} = \frac{wL^2}{8} = \frac{1650(25)^2}{8} = 128906.25 \text{ kg-m}$$

$$M_p = \frac{wL^2}{8} = \frac{3.93y(25)^2}{8} = 307y \text{ kg-m}$$

จากนั้นเมื่อทำการคิดค่าโมเมนต์ที่มากที่สุดที่แต่ละบริเวณรับได้แล้วก็จะสามารถทำการเปรียบเทียบกำลังของสะพานว่าเพิ่มขึ้น หรือ ลดลงมากน้อยเพียงใดจากกำลังของสะพานก่อนมีการติดแผ่นเหล็ก ซึ่งทำได้โดยการเทียบสมการที่ 6.9 กับสมการที่ 6.10 โดยค่าที่น้อยกว่า คือ กำลังของสะพานหลังการติดแผ่นเหล็ก ซึ่งเมื่อทำการเปรียบเทียบกับกำลังของสะพานก่อนการติดแผ่นเหล็กตามสมการที่ 6.8 ทำให้ทราบว่ากำลังของสะพานหลังติดแผ่นเหล็กมีการเปลี่ยนแปลงไปอย่างไร ดังแสดงในตัวอย่างต่อไปนี้

กรณี que เพิ่มค่าสติเฟนของสะพานขึ้น 5%

จากกำลังของสะพานก่อนติดแผ่นเหล็ก คือ

$$M_0 = \frac{0.5F_y I_0}{c_1} - M_{DL} = \frac{0.5 \times 4000 \times 10^4 (0.03256)}{1.241} - 128906.25$$

$$= 524738.12 - 128906.25$$

$$= 395831.87 \text{ kg-m}$$

และกำลังของสะพานหลังติดแผ่นเหล็กทั้ง 2 จุดวิกฤต คือ

จากค่า $\bar{I} = 1.05I_0$ และค่า c_1' และค่า c_2' คำนวณได้ตามสมการที่ 6.5 ดังนี้

$$c_1' = \frac{119545.84 - 25(0.21)^2}{963.13 + 50(0.21)} \text{ cm} = 122.8 \text{ cm} = 1228 \text{ mm}$$

$$c_2' = 0.21 + \frac{119545.84 - 25(0.21)^2}{963.13 + 50(0.21)} \text{ cm} = 123 \text{ cm} = 1230 \text{ mm}$$

ดังนั้นค่ากำลังที่แต่ละบริเวณ คือ

ที่บริเวณใต้ท้องคานสะพาน

$$\overline{M}_g = \frac{0.5F_y \bar{I}}{c_1'} - M_{DL} - M_p = \frac{0.5 \times 4000 \times 10^4 (1.05 \cdot 0.03256)}{1.228} - 128906.25 - 307(2.1)$$

$$= 556807.82 - 128906.25 - 645$$

$$= 427256.57 \text{ kg-m}$$

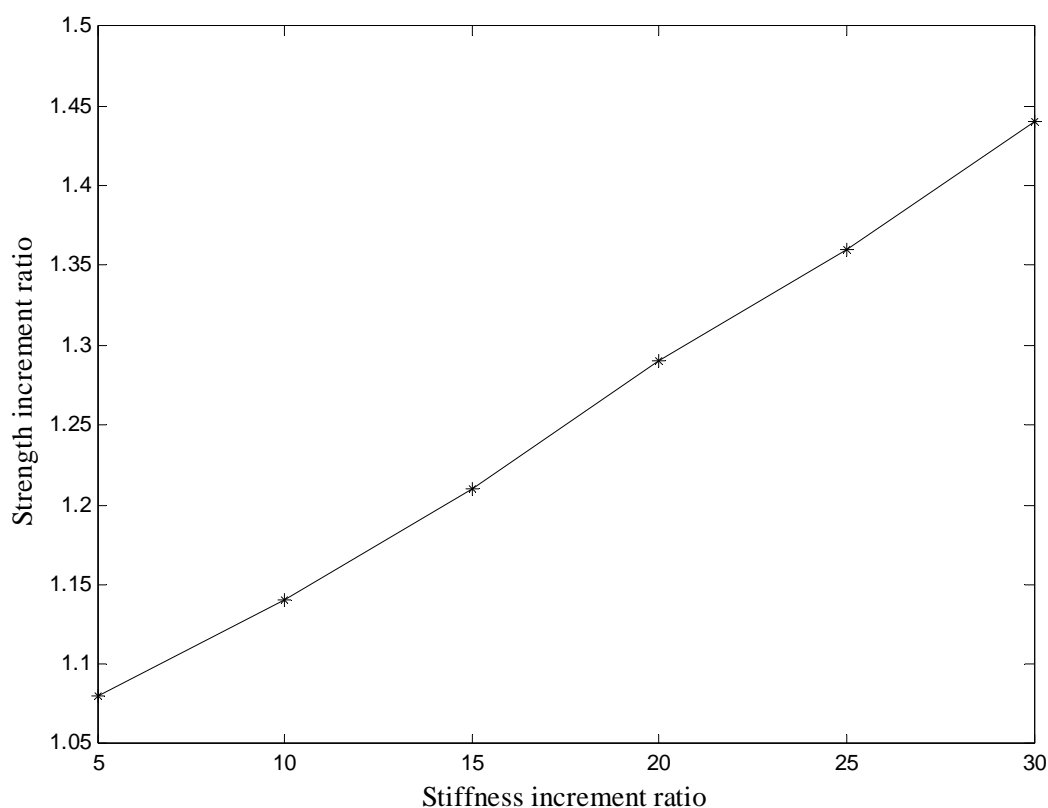
ที่บริเวณแผ่นเหล็ก

$$\begin{aligned}\overline{M}_p &= \frac{0.5F_y \bar{I}}{c_2} = \frac{0.5 \times 4000 \times 10^4 (1.05 \times 0.03256)}{1.23} \\ &= 555902.44 \text{ kg-m}\end{aligned}$$

เนื่องจากกำลังที่บริเวณใต้ท้องคานสะพานมีค่าน้อยกว่าที่แผ่นเหล็ก ดังนั้นกำลังของสะพานหลังติดแผ่นเหล็ก (\overline{M}) ในกรณีเพิ่มค่าสติฟเนสขึ้น 5% คือ 427256.57 kgm และเนื่องจากกำลังของคานสะพานก่อนการติดแผ่นเหล็ก คือ 920,567 kgm ดังนั้น คิดเป็นสัดส่วนกำลังที่เพิ่มขึ้น เท่ากับ

$$\frac{\overline{M}}{M_0} = \frac{427256.57}{395831.87} = 1.08$$

และในกรณีเพิ่มค่าสติฟเนสขึ้น 10% 15% 20% 25% และ 30% สะพานจะมีกำลังที่เปลี่ยนแปลงเทียบกับกำลังเดิม คือ 1.14 1.21 1.29 1.36 และ 1.44 ตามลำดับ ซึ่งแสดงดังในรูปที่ 6.13 โดยจากรูปแสดงให้เห็นว่าเมื่อทำการติดแผ่นเหล็กเข้ากับคานสะพานนอกจากจะส่งผลให้สะพานมีค่าสติฟเนสที่เพิ่มขึ้นดังที่ได้กล่าวมาแล้วยังส่งผลให้สะพานมีกำลังในการรับน้ำหนักมากขึ้นอีกด้วย ดังนั้นการติดแผ่นเหล็กใต้ท้องคานสะพานจะช่วยเพิ่มทั้งกำลัง และ ค่าสติฟเนสของสะพาน ทำให้สะพานมีอายุการใช้งานทั้งด้านความล้าเพิ่มขึ้นและยังสามารถรับน้ำหนักได้มากขึ้นอีกด้วย



รูปที่ 6.13 แสดงกำลังของสะพานที่เปลี่ยนแปลงในกรณีที่ทำกรเพิ่มค่าสติฟเนสของสะพานขึ้นในระดับต่างๆเทียบกับกำลังของสะพานเดิมก่อนทำการเพิ่มค่าสติฟเนสของสะพาน

6.2.1.2 อายุใช้งานสะพาน

จากค่าโมเมนต์ความเฉื่อยของคานสะพานก่อนติดแผ่นเหล็ก (I_0) มีค่าเท่ากับ 3255632 cm^4 ดังนั้นถ้าต้องการเพิ่มค่าสติเฟนของสะพานขึ้น 5% 10% 15% และ 20% ซึ่งจะเปรียบเสมือนกับการเพิ่มค่าโมเมนต์ความเฉื่อยของหน้าตัดคานสะพานขึ้น 5% 10% 15% และ 20% ตามลำดับ ดังนั้นจะสามารถคำนวณค่าความหนาของแผ่นเหล็กที่ต้องการใช้ในการเพิ่มค่าสติเฟนของสะพานค่าต่างๆได้โดยใช้สมการที่ 6.11

$$\left(1 + \frac{a}{100}\right) I_0 = 16529420 + \frac{52y^3}{4} + 1563976 + \frac{52y^3}{12} - (963.13 + 52y) \left(\frac{119546 - 26y^2}{963.13 + 52y}\right)^2 \quad (6.11)$$

โดยที่ a = ค่าสติเฟนของสะพานที่เพิ่มขึ้น (%)

y = ความหนาของแผ่นเหล็กที่ต้องใช้ในการเพิ่มค่าสติเฟนขึ้นในระดับต่างๆ

โดยตัวอย่างการคำนวณความหนาของแผ่นเหล็กที่ต้องใช้ในการเพิ่มค่าสติเฟนขึ้นในระดับต่างๆแสดงดังต่อไปนี้

กรณีเพิ่มค่าสติเฟนของสะพานขึ้น 5%

$$\left(1 + \frac{5}{100}\right) I_0 = 1.05(3255632) = 16529420 + \frac{52y^3}{4} + 1563976 + \frac{52y^3}{12} - (963.13 + 52y) \left(\frac{119546 - 26y^2}{963.13 + 52y}\right)^2$$

ดังนั้น จัดรูปใหม่ได้เป็นสมการพหุนามกำลัง 4 คือ

$$208.33y^4 + 16052y^3 + 5977292y^2 + 733749094y - 152337307 = 0 \quad (6.12)$$

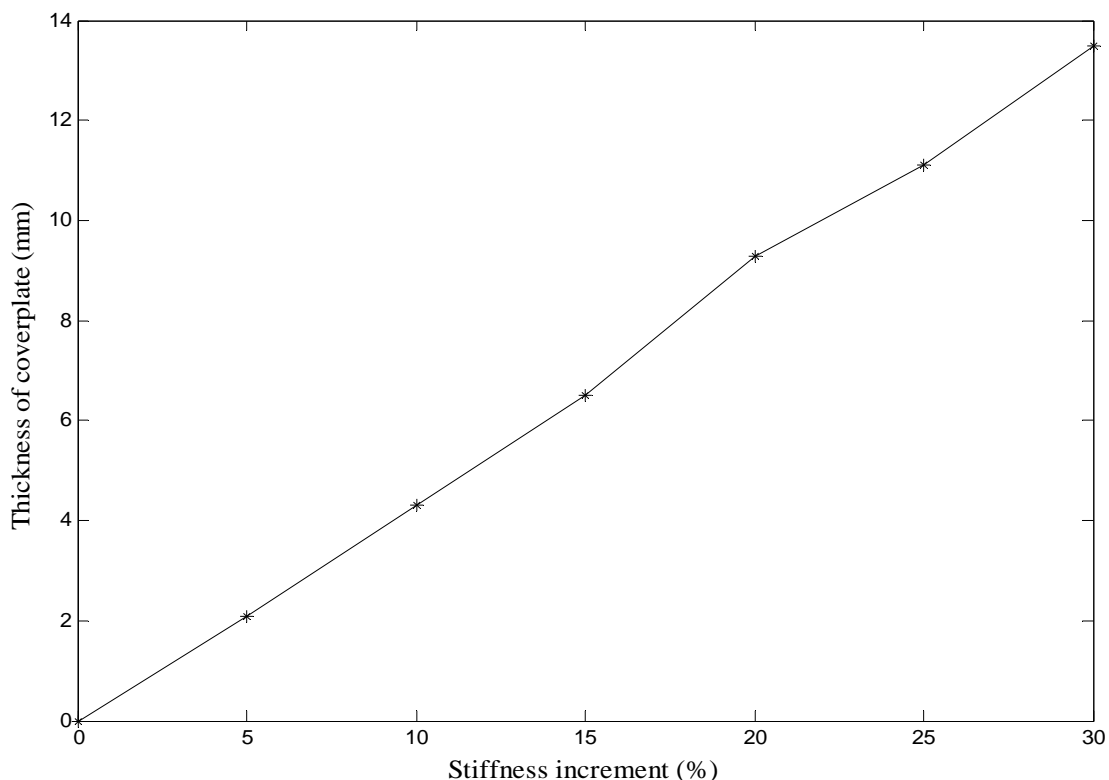
แก้สมการหาค่า y ออกมาได้เท่ากับ

$$y = 0.21 \text{ cm} = 2.1 \text{ mm}$$

ดังนั้นจึงสรุปได้ว่าต้องใช้แผ่นเหล็กหนา 2.1 mm ในการเพิ่มค่าสติเฟนของสะพานขึ้น 5% และจากการคำนวณในลักษณะเดียวกันพบว่าในกรณีเพิ่มค่าสติเฟนของสะพานขึ้น 10% 15% และ 20% นั้นจะต้องใช้แผ่นเหล็กที่มีความหนา 4.3 mm 6.5 mm และ 9.3 mm ตามลำดับ ดังแสดงในตารางที่ 6.6

ตารางที่ 6.6 แสดงขนาดความหนาของแผ่นเหล็กที่ใช้ในการเพิ่มค่าสติเฟนของสะพานและค่าสติเฟนของสะพานเมื่อเพิ่มค่าสติเฟนขึ้นในระดับต่างๆ

Stiffness increment	5%	10%	15%	20%	25%	30%
Thickness (mm)	2.1	4.3	6.5	9.3	11.1	13.5
$I \text{ (m}^4\text{)}$	0.0342	0.0358	0.0374	0.0391	0.0407	0.0423

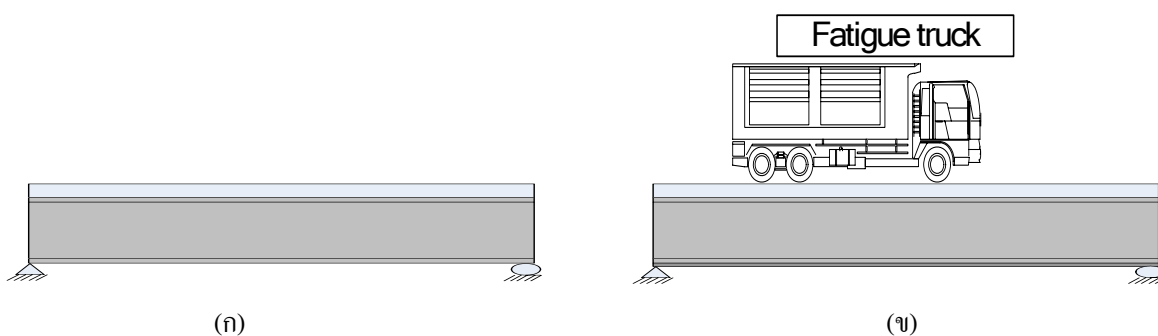


รูปที่ 6.14 แสดงขนาดของแผ่นเหล็กที่ต้องใช้ในการเพิ่มค่าสติฟเนสของสะพานในระดับต่างๆ

ดังนั้นจากการคำนวณค่าความหนาของแผ่นเหล็กที่ต้องการดังแสดงข้างบนทำให้ทราบพื้นที่หน้าตัดของแผ่นเหล็กที่ต้องใช้ในการเพิ่มค่าสติฟเนสของสะพานขึ้นในระดับต่างๆซึ่งเมื่อเทียบเป็นค่าช่วงความเค้นที่ลดลงเมื่อมีการติดแผ่นเหล็กใต้ท้องคานสะพานจะได้ดังนี้

เนื่องจากค่าช่วงความเค้นที่เกิดขึ้นเมื่อมีรถเคลื่อนที่ผ่านสะพานจะแปรผกผันกับค่าโมเมนต์ความเฉื่อยของสะพาน ดังนั้นถ้าค่าโมเมนต์ความเฉื่อยของสะพานเพิ่มขึ้น 5% 10% 15% และ 20% จะทำให้ค่าช่วงความเค้นที่เปลี่ยนแปลงเทียบกับค่าช่วงความเค้นเดิมมีค่าเท่ากับ 0.048 0.091 0.13 และ 0.167 ตามลำดับ ดังแสดงในรูปที่ 6.16 และอัตราส่วนของพื้นที่แผ่นเหล็กที่ใช้ในการเพิ่มค่าสติฟเนสของสะพานขึ้นในระดับต่างๆเทียบกับพื้นที่ของปีกคานสะพานเดิมแสดงดังรูปที่ 6.17

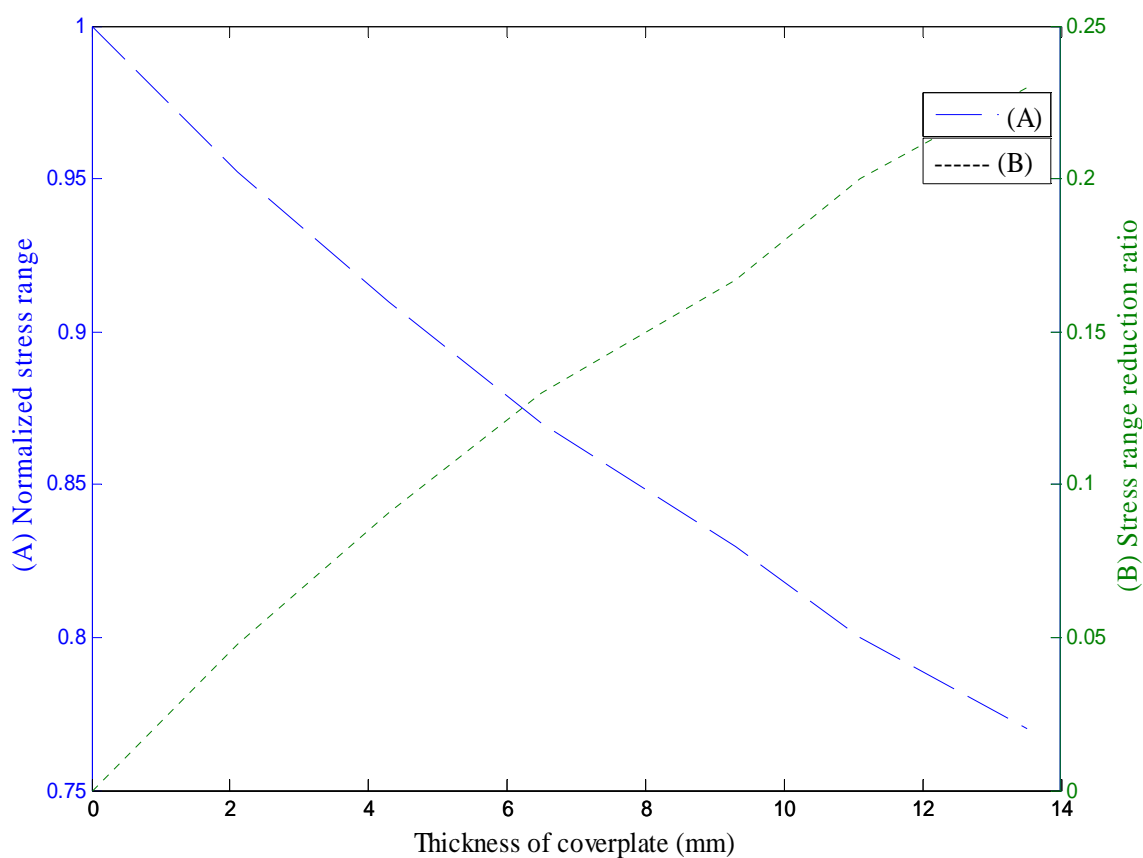
ดังนั้นเนื่องจากเมื่อทำการติดแผ่นเหล็กใต้คานสะพานจะส่งผลให้ค่าสติฟเนสของสะพานเกิดการเปลี่ยนแปลง ซึ่งทำให้ค่าช่วงความเค้นที่เกิดขึ้นกับสะพานเมื่อมีรถบรรทุกเคลื่อนที่ผ่านสะพานเปลี่ยนแปลง ส่วนค่าความเค้นที่เกิดจากน้ำหนักบรรทุกทุกครั้งที่ยังคงมีค่าเท่าเดิม ทำให้ค่าความเค้นรวมที่เกิดขึ้นเปลี่ยนแปลง ดังแสดงในรูปที่ 6.15 และ ตารางที่ 6.7 ดังนั้นจึงส่งผลให้อายุการใช้งานสะพานทางด้านความล้ามีการเปลี่ยนแปลง



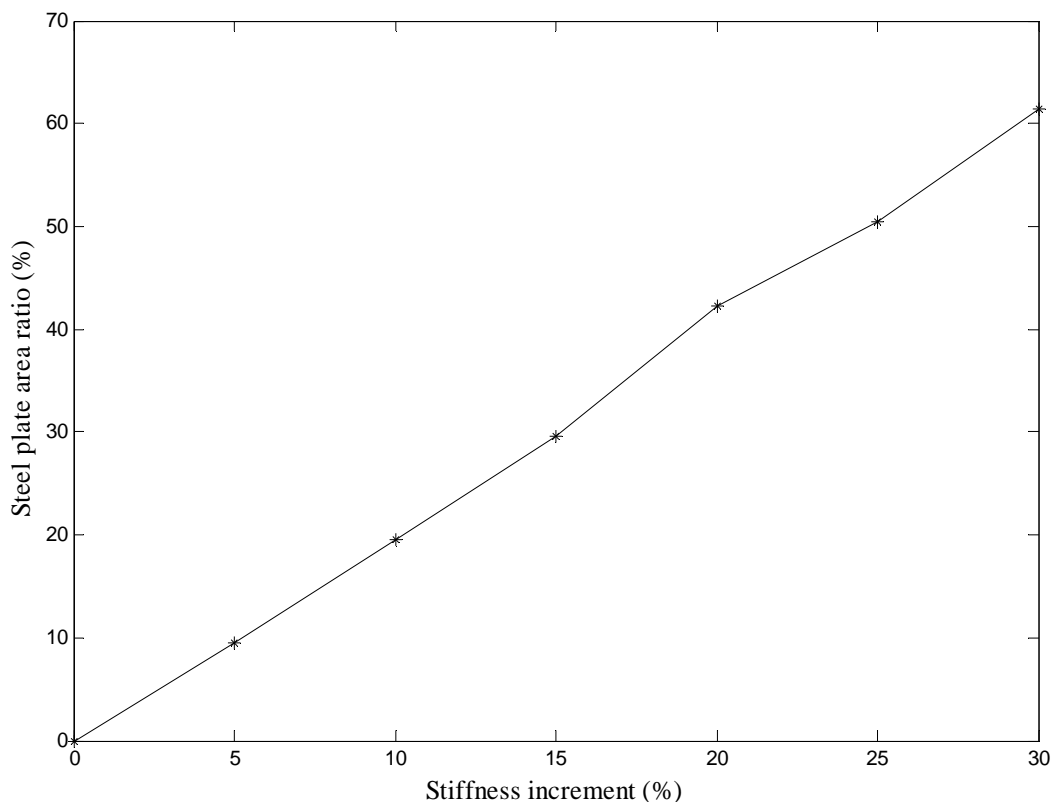
รูปที่ 6.15 แสดงลักษณะที่เกิดค่าความเค้นจากน้ำหนักบรรทุกทุกครั้งที่ (ก) และน้ำหนักของรถที่วิ่งผ่านสะพาน (ข)

ตารางที่ 6.7 แสดงค่าความเค้นที่เกิดจากน้ำหนักบรรทุกคงที่ที่น้ำหนักของรถที่วิ่งผ่านสะพาน และ ค่าความเค้นรวม บริเวณต่างๆ ในกรณีที่ยังไม่ได้เพิ่มค่าสติเฟนของสะพานและกรณีเพิ่มค่าสติเฟนของสะพานขึ้น 5%

กรณี	บริเวณ	$I(m^4)$	$c(m)$	$M_{DL}(kg-m)$	$M_{LL}(kg-m)$	σ_{DL}	σ_{LL}	σ_{TOTAL}
ยังไม่ได้ติดตั้งแผ่นเหล็ก	คานสะพาน	0.032	1.241	128906	159708	500	619.4	1119.4
ติดตั้งแผ่นเหล็กแล้ว	คานสะพาน	0.0336	1.228	129551	159708	502.4	583.7	1086.1
	แผ่นเหล็ก		1.230	0	159708	0	584.7	584.7



รูปที่ 6.16 แสดงค่าช่วงความเค้นที่ลดลงเทียบกับค่าช่วงความเค้นเดิมในกรณีที่ใช้พื้นที่แผ่นเหล็กค่าต่างๆ



รูปที่ 6.17 แสดงอัตราส่วนของพื้นที่แผ่นเหล็กที่ใช้ในการเพิ่มค่าสติเฟนของสะพานขึ้นในระดับต่างๆเทียบกับพื้นที่ของปีกคานเดิม

ดังนั้นเราจึงทำการศึกษาถึงอายุการใช้งานสะพานทางด้านความล้าที่เปลี่ยนแปลงเมื่อเพิ่มค่าสติเฟนของสะพาน โดยจากการศึกษาพบว่ามีความเสี่ยงต่อการพังทลายเนื่องจากความล้ามากที่สุดอยู่ 2 บริเวณ คือ ที่คานสะพาน ณ ตำแหน่งกึ่งกลางคานด้านล่างท้องคาน กับ ที่แผ่นเหล็กที่ติดเข้าไปใหม่ ณ ตำแหน่งกึ่งกลางคานเช่นกัน ดังแสดงในรูปที่ 6.18 และ 6.19 โดยมีสาเหตุมาจากการที่บริเวณคานสะพานเดิมเกิดความเสียหายเนื่องจากความล้ามาก่อนที่จะทำการติดแผ่นเหล็กเข้าไปบริเวณใต้ท้องคาน แต่บริเวณนี้จะเกิดค่าช่วงความเค้นน้อยกว่าที่แผ่นเหล็ก ส่วนที่แผ่นเหล็กนั้นถึงแม้จะมีเกิดค่าช่วงความเค้นที่มากกว่าบริเวณใต้ท้องคานเดิม แต่ยังไม่เกิดความเสียหายเนื่องจากความล้าเลยก่อนทำการติดตั้งเข้ากับสะพาน ดังนั้นจึงต้องทำการคำนวณบริเวณที่จะหมดสภาพเนื่องจากความล้าก่อนซึ่งจะเป็นบริเวณที่ควบคุมอายุการใช้งานสะพานทางด้านความล้า ดังแสดงต่อไปนี้

จากค่าสัดส่วนความเสียหายเนื่องจากความล้าเมื่อรอบบรรทุก 1 คันเคลื่อนที่ผ่านสะพาน คือ

$$D_i = \frac{n_i}{N_i} = \frac{S_i^3}{A} \quad (6.13)$$

โดยที่ N_i คือ จำนวนรอบที่รับแรงกระทำทั้งหมดสภาพของค่าช่วงความเค้น S_i
 S_i คือ ค่าช่วงความเค้นเทียบเท่าที่เกิดขึ้นจากรอบบรรทุก 1 คัน
 A คือ ค่าคงที่ขึ้นอยู่กับชนิดของรอยต่อ

และจากทฤษฎีความเสียหายของพลาเกรน-ไมเนอร์ สะพานจะหมดสภาพเมื่อผลรวมของค่าสัดส่วนความเสียหายที่เกิดขึ้นมีค่าเท่ากับ 1 ($D = 1$) ดังนั้นจึงสามารถคำนวณอายุการใช้งานสะพานของแต่ละบริเวณออกมาได้ ดังนี้

พิจารณาที่คานสะพาน

เนื่องจากบริเวณคานสะพานมีลักษณะรอยต่อตรงกับมาตรฐานของ ASHHTO แบบ C ดังนั้นจะได้

$$D = 1 = \left(\frac{S_1^3}{A_C} \right) 365 \times ADTT \times Y_p + \left(\frac{S_1'^3}{A_C} \right) 365 \times ADTT \times Y_{rg} \quad (6.14)$$

โดยที่	S_1	คือ	ค่าช่วงความเค้นเทียบเท่าที่เกิดขึ้นที่ท้องคานบริเวณกึ่งกลางสะพานก่อนทำการตีแผ่นเหล็ก
	$ADTT$	คือ	ปริมาณรถบรรทุกที่วิ่งผ่านสะพานในหนึ่งวัน
	Y_p	คือ	อายุการใช้งานสะพานก่อนทำการตีแผ่นเหล็ก
	S_1'	คือ	ค่าช่วงความเค้นเทียบเท่าที่เกิดขึ้นที่ท้องคานบริเวณกึ่งกลางสะพานหลังทำการตีแผ่นเหล็ก
	Y_{rg}	คือ	อายุการใช้งานสะพานทางด้านความล้าที่เหลืออยู่ในกรณีหมดสภาพที่คานสะพาน
	A_C	คือ	ค่าคงที่ความล้าตามมาตรฐานของ ASHHTO แบบ C มีค่าเท่ากับ 1.53×10^{15}

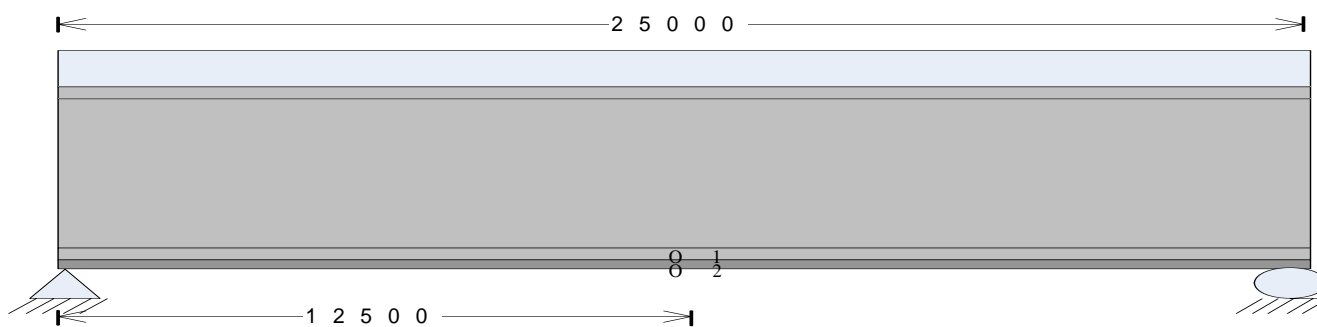
ต่อมาพิจารณาที่แผ่นเหล็ก

เนื่องจากบริเวณแผ่นเหล็กมีลักษณะรอยต่อตรงกับมาตรฐานของ ASHHTO แบบ E แต่เนื่องจากเราตีแผ่นเหล็กตลอดความยาวสะพานดังนั้นจึงทำให้ค่าช่วงความเค้นที่เกิดขึ้นบริเวณจุดปลายของรอยเชื่อมระหว่างแผ่นเหล็กกับ คานสะพานมีค่าน้อยมาก ดังนั้นบริเวณที่เสี่ยงต่อการเสียหายจากความล้าในแผ่นเหล็กมากที่สุด คือ บริเวณกึ่งกลางสะพานที่จะเกิดค่าช่วงความเค้นมากที่สุด โดยรอยต่อระหว่างแผ่นเหล็กกับ คานสะพานบริเวณกึ่งกลางสะพานตรงกับมาตรฐานของ ASHHTO แบบ B

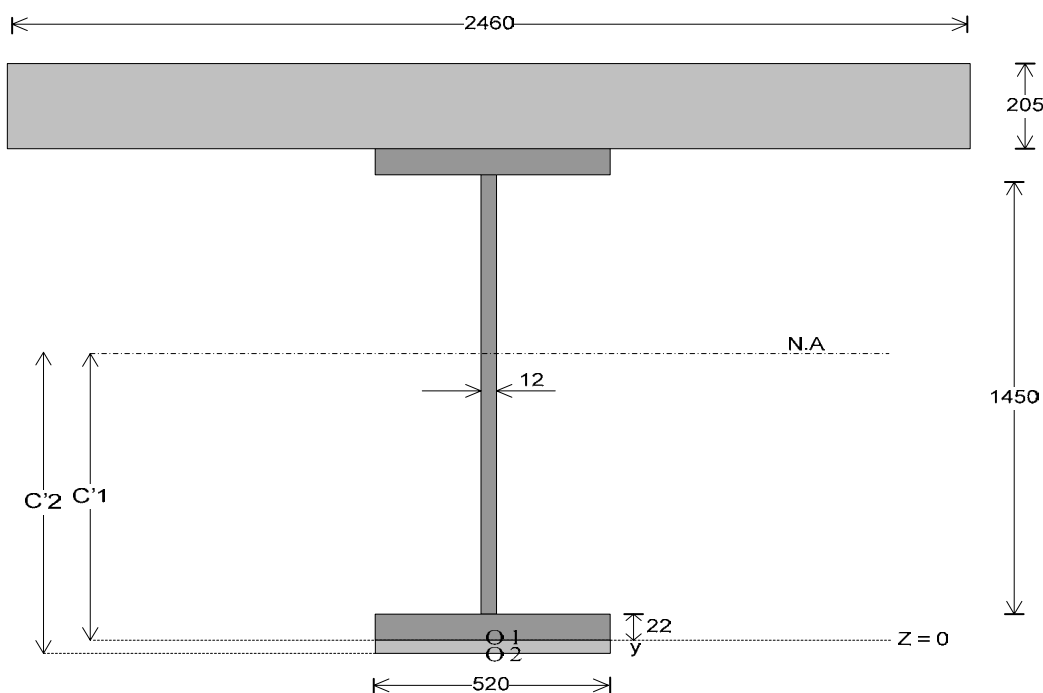
ดังนั้นจะได้

$$D = 1 = \left(\frac{S_2^3}{A_B} \right) 365 \times ADTT \times Y_p \quad (6.15)$$

โดยที่	S_2	คือ	ค่าช่วงความเค้นเทียบเท่าที่เกิดขึ้นที่แผ่นเหล็กหลังทำการติดกับคานสะพาน
	Y_p	คือ	อายุการใช้งานสะพานทางด้านความล้าที่เหลืออยู่ในกรณีหมดสภาพที่แผ่นเหล็ก
	A_B	คือ	ค่าคงที่ความล้าตามมาตรฐานของ ASHHTO แบบ B มีค่าเท่ากับ 4.05×10^{15}



รูปที่ 6.18 แสดงภาพตามความยาวของสะพานในบริเวณที่ทำการตรวจสอบอายุการใช้งานสะพานทางด้านความล้า หลังทำการคิดแผ่นเหล็กแล้ว



รูปที่ 6.19 แสดงภาพหน้าตัดของคานสะพานบริเวณกึ่งกลางสะพานในบริเวณที่ทำการตรวจสอบอายุการใช้งาน สะพานทางด้านความล้าหลังทำการคิดแผ่นเหล็กแล้ว

จากสมการที่ 6.14 และ 6.15 ทำให้ทราบว่าบริเวณใดที่ควบคุมอายุการใช้งานสะพานทางด้านความล้า โดยจะพบว่าอายุการใช้งานสะพานในอดีตก่อนการคิดแผ่นเหล็ก (Y_p) เป็นปัจจัยสำคัญที่จะเป็นตัวบ่งชี้ว่าบริเวณใดที่ควบคุมอายุการใช้งานสะพานทางด้านความล้า ซึ่งถ้านำสมการที่ 6.14 และ 6.15 มาเทียบกันโดยให้ S_g และ Y_{rp} มีค่าเท่ากัน คือ Y_{pl} แล้วคือ ให้หมดสภาพพร้อมกันทั้งบริเวณท้องคาน และ แผ่นเหล็ก จะสามารถคำนวณอายุการใช้งานสะพานในอดีตก่อนการเพิ่มค่าสถิติเนสซึ่งทำให้คานสะพาน และ แผ่นเหล็ก หมดสภาพพร้อมกัน ได้ดังแสดง

จากสมการที่ 6.14 คำนวณอายุการใช้งานที่เหลืออยู่ของสะพานออกมาได้ ดังนี้

$$Y_r = \left(1 - \left(\frac{S_1^3}{A_c} \right) 365 \times ADTT \times \bar{Y}_p \right) \left(\frac{A_c}{365 \times ADTT \times S_1^3} \right) \tag{6.16}$$

และจากสมการที่ 6.15 อายุการใช้งานที่เหลืออยู่ของสะพาน คือ

$$Y_r = \left(\frac{A_B}{365 \times ADTT \times S_2^3} \right) \quad (6.17)$$

ดังนั้น เมื่อนำสมการที่ 6.16 และ 6.17 มาแก้ระบบสมการโดยค่า Y_r เท่ากันจะสามารถคำนวณค่าอายุสะพานในอดีตก่อนการเพิ่มค่าสถิติเนสซึ่งทำให้คานสะพาน และ แผ่นเหล็ก หมดสภาพพร้อมกันออกมาได้ ดังสมการ

$$\bar{Y}_p = \frac{A_C}{365 \times ADTT} \left[\frac{1}{S_1^3} - \frac{A_B S_1^3}{A_C S_1^3 S_2^3} \right] \quad (6.18)$$

ดังนั้นเราจะสามารถคำนวณค่าอายุการใช้งานสะพานในอดีตที่ทำให้คานสะพานและแผ่นเหล็กหมดสภาพทางความล้าพร้อมกันได้ ซึ่งจากสมการที่ 6.18 จะพบว่าเราต้องทราบค่าช่วงความเค้นที่เกิดขึ้นที่คานสะพานทั้งก่อนและ หลังการติดแผ่นเหล็กเข้าไป และ ค่าช่วงความเค้นที่เกิดขึ้นที่แผ่นเหล็ก โดยความสัมพันธ์ระหว่างค่าช่วงความเค้น กับ โมเมนต์สูงสุดที่เกิดขึ้น เมื่อมีรถบรรทุกตัวอย่างเคลื่อนที่ผ่านสะพาน คือ

$$S = \frac{M_{\max} c}{I} \quad (6.19)$$

โดยที่ M_{\max} คือ โมเมนต์สูงสุดที่เกิดขึ้นเมื่อรถเคลื่อนที่ผ่านสะพาน
 c คือ ระยะจากบริเวณที่สนใจถึงแนวแกนสะเทิน

ซึ่งถ้าสมมุติให้นำหน้ารถบรรทุกในอดีต กับ ปัจจุบันมีค่าเท่ากัน ดังนั้นค่าโมเมนต์ที่เกิดขึ้นจะมีค่าเท่ากันด้วยทั้งในอดีต และ ปัจจุบัน ดังนั้นจะสามารถเขียนสมการที่ 6.18 ใหม่ได้ดังนี้

$$\bar{Y}_p = \frac{A_C I^3}{365 \times ADTT \times M_{\max}^3 c_1^3} \left[1 - \frac{A_B c_1^3}{A_C c_2^3} \right] \quad (6.20)$$

โดยที่ c_1 คือ ระยะทางจากขอบล่างของคานสะพานถึงแนวแกนสะเทินในกรณีที่ไม่ได้ติดแผ่นเหล็ก
 c_1' คือ ระยะทางจากขอบล่างของคานสะพานถึงแนวแกนสะเทินในกรณีที่ติดแผ่นเหล็กแล้ว
 c_2 คือ ระยะทางจากขอบล่างของแผ่นเหล็กถึงแนวแกนสะเทินในกรณีที่ติดแผ่นเหล็กแล้ว

ดังนั้นถ้าเราทราบคุณสมบัติต่างๆของหน้าตัดคานสะพาน คือ ค่าโมเมนต์ความเฉื่อย และ ระยะจากบริเวณที่สนใจถึงแนวแกนสะเทิน ทั้งก่อนและหลังการติดแผ่นเหล็ก และทราบค่าปริมาณการจราจรของรถบรรทุกต่อวัน กับ นำหน้ารถบรรทุก จะทำให้สามารถคำนวณหาอายุสะพานในอดีตก่อนการเพิ่มค่าสถิติเนสซึ่งทำให้คานสะพาน และ แผ่นเหล็ก หมดสภาพพร้อมกัน (\bar{Y}_p) ออกมาได้ ซึ่งก็มีค่าแตกต่างกันของแต่ละสะพาน จึงสรุปได้ว่า

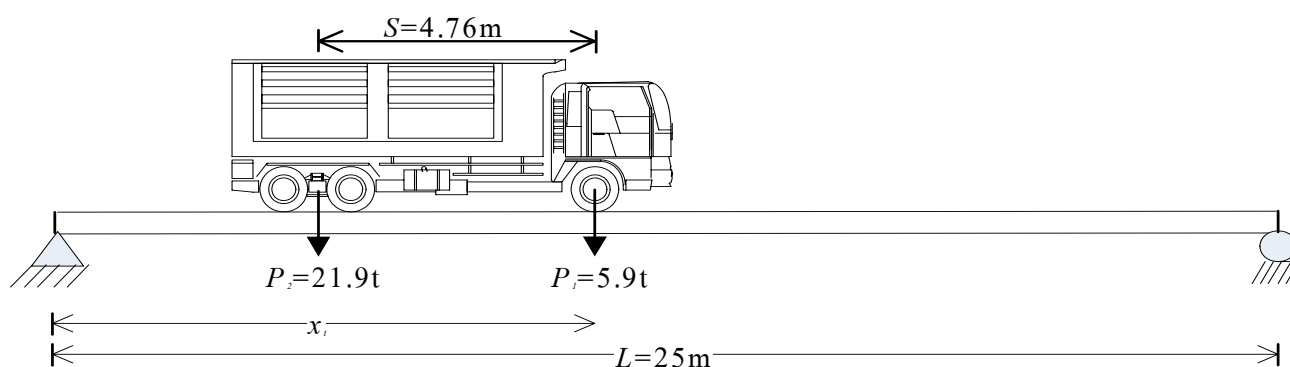
ถ้า	$Y_p < \overline{Y_p}$	แผ่นเหล็กจะเป็นตัวควบคุมอายุการใช้งานทางด้านความล้าของสะพาน
	$Y_p = \overline{Y_p}$	แผ่นเหล็ก และ กานสะพานจะเป็นตัวควบคุมอายุการใช้งานทางด้านความล้าของสะพาน
	$Y_p > \overline{Y_p}$	กานสะพานจะเป็นตัวควบคุมอายุการใช้งานทางด้านความล้าของสะพาน

โดยในงานวิจัยนี้เราได้ทำการเก็บข้อมูลปริมาณการจราจร และ น้ำหนักของรถบรรทุกเพื่อนำมาใช้ในการศึกษาโดยปริมาณรถบรรทุกที่ทำการเก็บข้อมูลมาได้ คือ 1500 คัน/วัน และ รถบรรทุกที่ใช้ คือ รถบรรทุกความล้า (fatigue truck) ที่เป็นตัวแทนของรถบรรทุกทั้งหมดจำนวน 2589 คันที่ได้ทำการเก็บข้อมูลน้ำหนักรถบรรทุกที่วิ่งผ่านสะพานโดยอาศัยทฤษฎีความเสียหายของพลาเกรน-ไมเนอร์ ดังที่ได้กล่าวมาในข้างต้นแล้ว โดยลักษณะของรถบรรทุกความล้าที่วิ่งผ่านสะพาน แสดงดังรูปที่ 6.20 ดังนั้นค่าโมเมนต์สูงสุดที่เกิดขึ้น ณ ตำแหน่งกึ่งกลางสะพานเมื่อมีรถบรรทุกความล้าเคลื่อนที่ผ่านสะพานสามารถคำนวณได้ตามสมการที่ 6.21

$$M_{\max} = \frac{1}{2} [(P_1 L - P_2 s) + (P_2 - P_1) x_r] \quad (6.21)$$

โดยที่	P_1	คือ	น้ำหนักที่เพลหน้าของรถบรรทุกความล้า
	P_2	คือ	น้ำหนักที่เพลหลังของรถบรรทุกความล้า
	s	คือ	ระยะห่างระหว่างเพลหน้ากับเพลหลังของรถบรรทุกความล้า
	x_r	คือ	ตำแหน่งเพลหน้าของรถบรรทุกความล้า

โดยพบว่าค่าโมเมนต์สูงสุด มีค่าประมาณ 159708 กิโลกรัม-เมตร หรือเท่ากับ 159.71 ตัน-เมตร ซึ่งเกิดขึ้นในขณะที่เพลหลังของรถบรรทุกความล้าอยู่บริเวณกึ่งกลางช่วงสะพานพอดี



รูปที่ 6.20 แสดงรถบรรทุกความล้าขณะวิ่งผ่านสะพาน

ดังนั้นเมื่อเราทราบค่าต่างๆครบแล้วจึงทำให้สามารถคำนวณค่าอายุการใช้งานสะพานในอดีตที่ทำให้กานสะพานและแผ่นเหล็กหมดสภาพพร้อมกันในแต่ละระดับของการเพิ่มค่าสถิติของสะพานออกมาได้ซึ่งในแต่ละระดับของการเพิ่มค่าสถิติในสก็จะมีค่าอายุการใช้งานสะพานในอดีตที่ทำให้กานสะพานและแผ่นเหล็กหมดสภาพพร้อมกันแตกต่างกันออกไป เนื่องจากมีค่า c_1, c_2 ที่แตกต่างกัน ซึ่งเมื่อทราบค่าอายุการใช้งานสะพานในอดีตที่ทำให้กานสะพานและแผ่นเหล็กหมดสภาพพร้อมกันแล้วก็จะทำให้เราสามารถวางแผนกำหนดการในการเพิ่มค่าสถิติ

ของสะพานได้ และทราบสมการที่ใช้ในการคำนวณอายุการใช้งานสะพานทางด้านความล้าที่เหลืออยู่กล่าวคือ ถ้า Y_p มีค่าน้อยกว่า \bar{Y}_p ต้องใช้สมการที่ 6.15 แต่ถ้า Y_p มีค่าน้อยกว่า \bar{Y}_p ต้องใช้สมการที่ 6.14 โดยอายุการใช้งานสะพานทางด้านความล้าที่เพิ่มขึ้นเมื่อเพิ่มค่าสถิติเนสของสะพานสามารถคำนวณได้โดยนำค่าอายุการใช้งานสะพานทางด้านความล้าที่เหลืออยู่ในกรณีที่ทำการศึกษาแล้วมาเทียบกับในกรณีที่ยังไม่ได้ทำการคิดแผ่นเหล็ก ซึ่งอายุการใช้งานสะพานทางด้านความล้าที่เหลืออยู่ในกรณีที่ยังไม่ได้ทำการคิดแผ่นเหล็กสามารถคำนวณได้ตามสมการที่ 6.22 คือ

$$Y_{ro} = \left[\frac{A_c}{365 \times ADTT \times S_1^3} - Y_p \right] \quad (6.22)$$

ดังนั้นจะทำให้เราทราบอายุการใช้งานสะพานทางด้านความล้าที่เพิ่มขึ้นในแต่ละระดับของการเพิ่มค่าสถิติเนสของสะพาน แต่เนื่องจากในกรณีที่แผ่นเหล็กเกิดการพังทลายเนื่องจากความล้าก่อนคานสะพานนั้นตัวสะพานยังสามารถใช้งานได้เนื่องจากคานสะพานยังไม่พังทลายเนื่องจากความล้า ดังนั้นเพื่อความสะดวกในการทำงานจึงกำหนดให้คานสะพานพังทลายเนื่องจากความล้าก่อนแผ่นเหล็กเสมอ ซึ่งการที่คานสะพานจะพังทลายเนื่องจากความล้าก่อนแผ่นเหล็กจะเกิดเมื่อทำการเพิ่มค่าสถิติเนสของสะพานหลังจากที่ใช้งานสะพานนานกว่าอายุใช้งานสะพานที่ทำให้แผ่นเหล็กกับคานสะพานหมดสภาพทางความล้าพร้อมๆกัน ($Y_p > \bar{Y}_p$) ซึ่งโดยทั่วไปเราจะทำการซ่อมแซมสะพานเมื่อใช้งานสะพานมาได้เป็นเวลาพอสมควรแล้วโดยในงานวิจัยนี้สมมติให้ทำการซ่อมแซมสะพานเมื่อใช้งานสะพานมาแล้ว 30 ปี ดังนั้น ค่าอายุใช้งานสะพานที่ทำให้แผ่นเหล็กกับคานสะพานหมดสภาพทางความล้าพร้อมๆกันจะต้องมีค่าน้อยกว่า 30 ปี ด้วย ซึ่งทำให้สามารถคำนวณขอบเขตของขนาดแผ่นเหล็กที่ติดเข้าไปเพื่อให้ตัวคานสะพานพังทลายเนื่องจากความล้าก่อนแผ่นเหล็กได้ ดังแสดงต่อไปนี้

เนื่องจากคานสะพานจะพังทลายเนื่องจากความล้าก่อนหรือพร้อมกับแผ่นเหล็กก็ต่อเมื่อ $\bar{Y}_p \leq 30$ ดังนั้นเมื่อแทนค่า \bar{Y}_p ลงในสมการที่ 6.20 จะได้

$$\frac{A_B c_1^3}{A_C c_2^3} = 1 - \frac{10950 \times ADTT \times M^3 c_1^3}{A_C I^3} \quad (6.23)$$

โดยเมื่อแทนค่าตัวแปรต่างๆลงในสมการ คือ

$$ADTT = 1500, c_1 = 124.1 \text{ cm}, I = 3.256 \times 10^6 \text{ cm}^4, M = 159.71 \text{ t-m}, A_C = 1.53 \times 10^{15}, A_B = 4.05 \times 10^{15}$$

$$\text{จะได้} \quad \frac{c_1^3}{c_2^3} = 0.38(1 - 0.48) = 0.2 \quad (6.24)$$

เนื่องจากเมื่อทำการคิดแผ่นเหล็กได้คานสะพานจะทำให้ระยะ c_1', c_2' มีค่าเปลี่ยนแปลงไปตามสมการ

$$c_1' = \frac{119545.84 - 25y^2}{963.13 + 50y} \quad (6.25)$$

และ

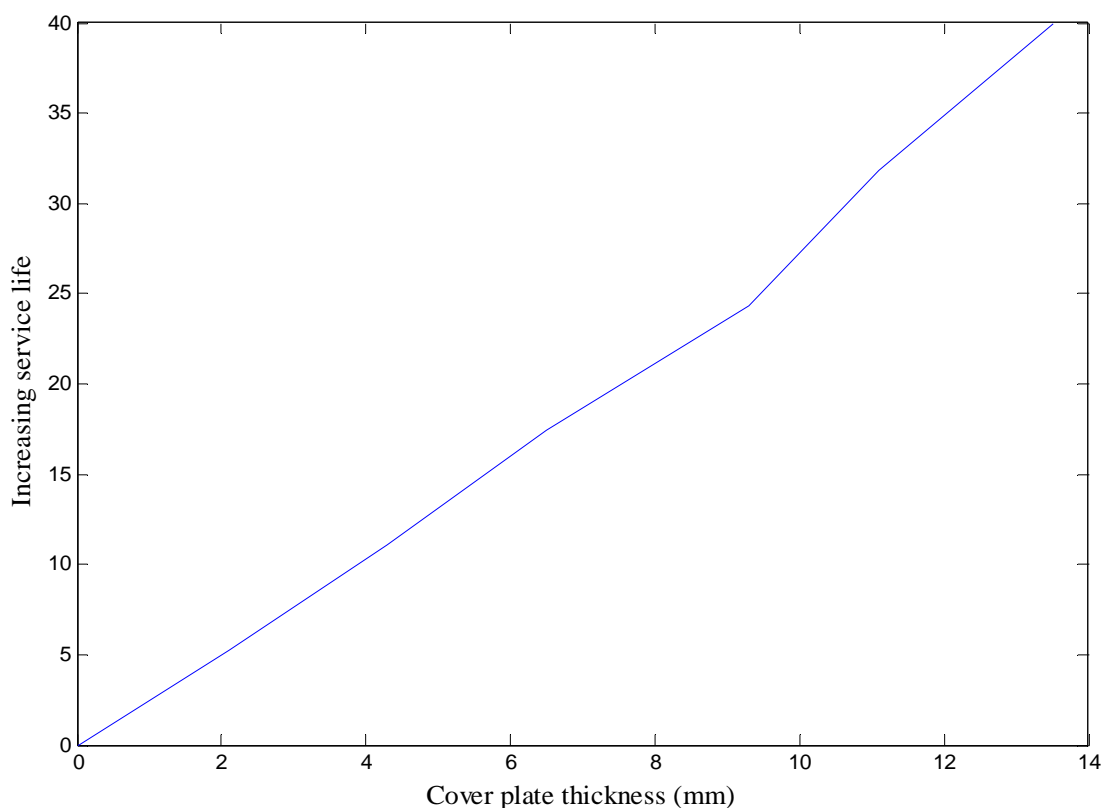
$$c_2' = y + \frac{119545.84 - 25y^2}{963.13 + 50y} \quad (6.26)$$

ดังนั้นเมื่อนำสมการที่ 6.25 และ 6.26 มาแทนค่าในสมการที่ 6.24 ทำให้สามารถคำนวณค่าความหนาของแผ่นเหล็กที่มากที่สุดที่สามารถติดเข้ากับคานสะพานและยังคงทำให้คานสะพานพังทลายเนื่องจากความล้าก่อนแผ่นเหล็กที่ติดเข้าไปได้ตั้งสมการ

$$39.5y^2 + 558.62y - 50209 = 0 \quad (6.27)$$

แก้สมการออกมาได้ $y = 29.28 \text{ cm} \approx 293 \text{ mm}$

ดังนั้นค่าความหนาของแผ่นเหล็กที่มากที่สุดที่สามารถติดเข้ากับสะพานได้โดยไม่ทำให้แผ่นเหล็กพังทลายเนื่องจากความล้าก่อนคานสะพาน คือ 293 mm ซึ่งจากการคำนวณค่าความหนาแผ่นเหล็กที่ต้องการในการเพิ่มค่าสถิติเนสของสะพานขึ้น 20% จะต้องใช้แผ่นเหล็กที่มีความหนาเพียงแค่ 9.3 mm เท่านั้น ดังนั้นในการเพิ่มค่าสถิติเนสของสะพานถึง 20% ก็ยังคงทำให้คานสะพานพังทลายเนื่องจากความล้าก่อนแผ่นเหล็ก ซึ่งส่งผลให้คานสะพานเป็นบริเวณที่ควบคุมอายุการใช้งานสะพานทางด้านความล้า โดยผลของการติดแผ่นเหล็กขนาดต่างๆเข้ากับคานสะพานจะมีผลทำให้อายุการใช้งานสะพานเพิ่มขึ้นในระดับต่างๆกัน โดยขึ้นอยู่กับระดับในการเพิ่มค่าสถิติเนสของสะพานและอายุการใช้งานสะพานก่อนการเพิ่มค่าสถิติเนสของสะพาน ตัวอย่างเช่นถ้ากำหนดให้ใช้งานสะพานมาแล้ว 30 ปี จึงจะทำการซ่อมแซมสะพานจะพบว่า การเพิ่มค่าสถิติเนสของสะพานขึ้น 5% จะส่งผลให้สะพานมีอายุการใช้งานเพิ่มขึ้นอีกประมาณ 24 ปี จากอายุใช้งานเดิมที่เหลืออยู่อีกประมาณ 33 ปี เพิ่มขึ้นเป็น 57 ปี โดยอายุการใช้งานสะพานที่เพิ่มขึ้นเมื่อเพิ่มค่าสถิติเนสของสะพานขึ้นตั้งแต่ 5% ถึง 30% เมื่อสะพานถูกใช้งานมานาน 30 ปี แสดงดังรูปที่ 6.21



รูปที่ 6.21 แสดงอายุสะพานที่เพิ่มขึ้นเมื่อติดแผ่นเหล็กใต้สะพานในกรณีที่สะพานถูกใช้งานมาแล้ว 30 ปี

ดังนั้นเนื่องจากเป้าหมายของงานวิจัยนี้ คือ การเพิ่มอายุใช้งานสะพานโดยการเพิ่มค่าสตีเฟนของสะพานซึ่งต้องการเพิ่มอายุใช้งานสะพานขึ้นอีกประมาณ 20 ปี หลังจากสะพานถูกใช้งานมาแล้ว 30 ปี ดังนั้นจากรูปที่ 6.21 จะพบว่าเราต้องเพิ่มค่าสตีเฟนของสะพานขึ้น 20% จึงจะสามารถเพิ่มอายุการใช้งานสะพานได้ตามที่ต้องการ โดยจากการศึกษาผ่านสะพานตัวอย่างจะพบว่าค่าสตีเฟนของสะพานขึ้น 20% ต้องคิดแผ่นเหล็กประทับที่มีความหนา 9.3 มิลลิเมตร ดังนั้นจะนำขนาดความหนาของแผ่นเหล็กประทับที่คำนวณได้ไปสร้างแบบจำลองในโปรแกรม SAP2000 เพื่อคำนวณอายุสะพานขึ้นหลังทำการเพิ่มค่าสตีเฟนของสะพานและจะนำผลที่ได้จากโปรแกรมมาเปรียบเทียบกับผลการศึกษานี้ต่อไป

6.2.2 การใช้ลวดอัดแรงภายนอกคานสะพาน

6.2.2.1 กำลังของสะพาน

การใช้ลวดอัดแรงภายนอกเป็นวิธีการที่นิยมใช้เพื่อเพิ่มกำลังของสะพานมากกว่าวิธีการคิดแผ่นเหล็กใต้คานสะพานเนื่องจากสามารถเพิ่มกำลังของสะพานได้มากกว่าในกรณีที่ใช้พื้นที่ของลวดอัดแรงเท่ากับพื้นที่ของแผ่นเหล็ก และนอกจากนี้วิธีลวดอัดแรงภายนอกยังสามารถเพิ่มค่าสตีเฟนของสะพานได้ด้วยดังแสดงต่อไป

โดยทางด้านกำลังของสะพานที่เพิ่มขึ้นเมื่อทำการอัดแรงภายนอกสามารถคำนวณได้เมื่อทราบค่าแรงดึงที่ใช้ในการอัดแรงภายนอก โดยจากการศึกษาในส่วนของค่าสตีเฟนของสะพานพบว่าค่าแรงดึงในลวดอัดแรงไม่มีผลต่อค่าสตีเฟนของสะพานที่เพิ่มขึ้นเลยแต่การเพิ่มค่าสตีเฟนของสะพานจะมีความสัมพันธ์กับพื้นที่หน้าตัดของลวดอัดแรงที่ใช้ ดังนั้นเราจึงสามารถดึงลวดอัดแรงด้วยแรงดึงขนาดเท่าใดก็ได้แต่เพื่อประโยชน์ในด้านการเพิ่มกำลังของสะพานจึงทำการดึงลวดอัดแรงด้วยแรงดึงมากที่สุดที่สามารถทำได้โดยไม่ทำให้บริเวณใดๆของสะพานเสี่ยงต่อการพังทลาย เนื่องจากการวิจัยนี้ศึกษาสะพานที่ผ่านการใช้งานมาแล้ว ดังนั้นการอัดแรงภายนอกต้องตรวจสอบพื้นสะพานซึ่งทำจากคอนกรีตไม่ให้เกิดแรงดึงเกินกำลังรับแรงดึงของคอนกรีตเนื่องจากโมเมนต์ลบที่เกิดขึ้นจากการอัดแรงภายนอก ดังแสดงต่อไปนี้

พิจารณาที่พื้นสะพานหลังการอัดแรงภายนอกจะเกิดค่าความเค้น ดังนี้

กรณีที่ไม่มีรถเคลื่อนที่ผ่านสะพาน

$$\sigma_t^n = \frac{Pec_t}{I} - \frac{P}{A} \quad (6.28)$$

กรณีที่มีรถเคลื่อนที่ผ่านสะพาน

$$\sigma_t^m = \frac{Pec_t}{I} - \frac{P}{A} - \sigma_{LL} + \frac{\Delta Pec_t}{I} - \frac{\Delta P}{A} \quad (6.29)$$

โดยที่	σ_t^n	คือ	ค่าความเค้นที่เกิดขึ้นที่พื้นสะพานในกรณีที่ไม่มีรถเคลื่อนที่ผ่านสะพาน
	σ_t^m	คือ	ค่าความเค้นที่เกิดขึ้นที่พื้นสะพานในกรณีที่มีรถเคลื่อนที่ผ่านสะพาน
	c_t	คือ	ระยะจากขอบบนของพื้นสะพานถึงแนวแกนสะเทิน
	P	คือ	ค่าแรงภายนอกที่ใช้ดึงลวดอัดแรง (Prestress force)
	A	คือ	พื้นที่หน้าตัดทั้งหมดของคานสะพาน

- I คือ โมเมนต์ความเฉื่อยของหน้าตัดคานสะพาน
 e คือ ระยะจากแนวแกนสะเทินถึงลวดอัดแรง

โดยในสมการที่ 6.28 และ 6.29 จะสังเกตว่าค่าโมเมนต์ความเฉื่อยของหน้าตัดคานสะพานเมื่อทำการอัดแรงภายนอกแล้วยังคงมีค่าเท่าเดิม เนื่องจากพื้นที่หน้าตัดของคานสะพานมีค่าคงที่ แต่การที่ค่าสติเฟนสของสะพานเพิ่มขึ้นเมื่อทำการอัดแรงภายนอกนั้นเป็นเพียงแค่ค่าสติเฟนสเทียบเท่าเท่านั้น ซึ่งมีสาเหตุมาจากค่าช่วงความเค้นที่ลดลงเมื่อทำการอัดแรงภายนอก โดยเมื่อพิจารณาสมการแสดงความสัมพันธ์ระหว่างค่าช่วงความเค้นที่เกิดขึ้นกับค่าโมเมนต์ความเฉื่อยของหน้าตัดสะพาน ตามสมการที่ 6.19 จะพบว่าเมื่อค่าช่วงความเค้นที่เกิดขึ้นมีค่าลดลงจะเปรียบเสมือนค่าโมเมนต์ความเฉื่อยของหน้าตัดคานสะพานมีค่าเพิ่มขึ้นส่งผลให้ค่าสติเฟนสของสะพานมีค่าเพิ่มขึ้นด้วย ดังนั้นการอัดแรงภายนอกจะเพิ่มค่าสติเฟนสเทียบเท่าของหน้าตัดคานสะพานเท่านั้น แต่ไม่ส่งผลให้ค่าโมเมนต์ความเฉื่อยของหน้าตัดคานสะพานมีค่าเพิ่มขึ้น

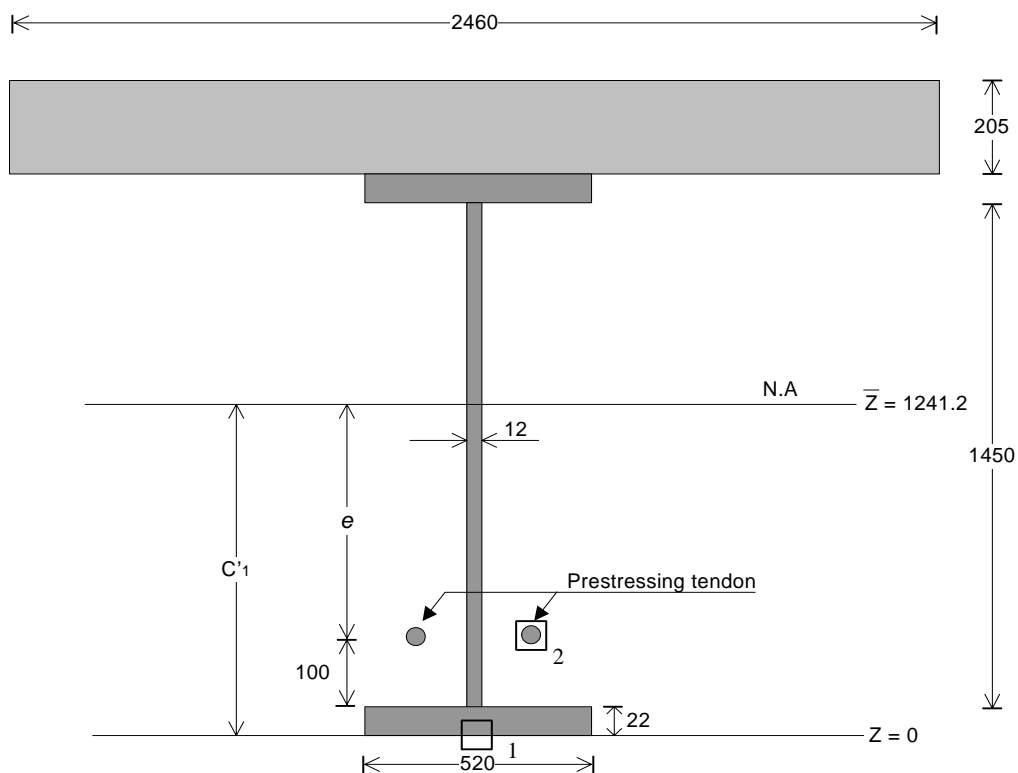
ซึ่งในสมการที่ 6.28 และ 6.29 จะพบว่าพื้นสะพานไม่ได้รับแรงจากน้ำหนักบรรทุกทุกครั้งที่เลยเพราะคานสะพานจะรับน้ำหนักบรรทุกทุกครั้งที่ไว้ทั้งหมด และเนื่องจากบริเวณพื้นสะพานซึ่งเป็นคอนกรีตจะต้องไม่เกิดค่าความเค้นเกินกำลังในการรับแรงดึงของคอนกรีต โดยกำลังในการรับแรงดึงของคอนกรีตมีค่าเท่ากับ 33.54 ksc ซึ่งกรณีพื้นสะพานจะรับแรงดึงมากที่สุดคือ กรณีที่ไม่มีรถเคลื่อนที่ผ่านสะพาน ดังนั้นจากสมการที่ 6.28 ทำให้สามารถคำนวณค่าแรงดึงในลวดอัดแรงมากที่สุดที่ไม่ทำให้พื้นสะพานพังเพราะแรงดึง ดังนี้

$$\frac{Pec_t}{I} - \frac{P}{A} = 33.54 \quad (6.30)$$

$$P = \frac{33.54}{\left(\frac{113.665 \times 45.78}{3255632.61} - \frac{1}{963.13} \right)} = 60072 \text{ kg} = 60 \text{ t}$$

และเมื่อทำการอัดแรงภายนอกด้วยแรงดึงขนาด 60 ตัน จากสมการที่ 6.29 จะสามารถตรวจสอบบริเวณพื้นสะพานในกรณีที่มีรถเคลื่อนที่ผ่านว่าเกิดรับค่าแรงอัดเกินกำลังในการรับแรงอัดของคอนกรีตหรือไม่ โดยการแทนค่าตัวแปรต่างๆในสมการที่ 6.29 ดังแสดงในตัวอย่างข้างล่างนี้ โดยกำลังในการรับแรงอัดของคอนกรีตมีค่าเท่ากับ 281.23 ksc และค่าความเค้นที่เกิดขึ้นบริเวณพื้นสะพานเมื่อรถบรรทุกทุกความล้าวิ่งผ่านสะพาน (σ_{LL}) มีค่าเท่ากับ 176.1 ksc ดังนั้นจะได้ค่าความเค้นที่พื้นสะพานได้รับเมื่อรถเคลื่อนที่ผ่านสะพาน ดังนี้

$$\begin{aligned} \sigma_t^m &= 33.54 - 176.1 + \frac{21999611.4}{3255632.61} - \frac{4227.78}{963.13} \\ &= -140.19 \text{ ksc} \leq -281.23 \text{ ksc} \end{aligned}$$



รูปที่ 6.22 แสดงหน้าตัดของคานสะพานกับลวดอัดแรงหลังทำการอัดแรงภายนอกสะพาน

ดังนั้นจะพบว่าพื้นสะพานรับค่าแรงอัดไม่เกินกำลังในการรับแรงอัดของคอนกรีตจึงปลอดภัย จากนั้นทำการพิจารณาที่ขอบล่างของคานสะพานในกรณี que เพิ่มค่าสถิติเเนสของสะพานขึ้น 5% โดยการอัดด้วยแรงขนาด 60 ตัน จะทำให้สามารถคำนวณค่าโมเมนต์ที่สะพานสามารถรับได้โดยไม่ทำให้คานสะพานได้รับค่าแรงดึงเกินกำลังยอมให้ในการรับแรงดึงเหล็กซึ่งมีค่าเท่ากับ $0.5F_y$ ดังนี้

พิจารณาที่คานสะพานหลังการอัดแรงภายนอกจะเกิดค่าความเค้นขณะที่มีรถเคลื่อนที่ผ่านสะพาน ดังนี้

$$\sigma_b = \sigma_{DL} + \sigma'_{LL} - \frac{Pec_b}{I} - \frac{P}{A} - \frac{\Delta Pec_b}{I} - \frac{\Delta P}{A} \tag{6.31}$$

ดังนั้นค่าโมเมนต์ที่มากที่สุดที่เกิดจากรถเคลื่อนที่ผ่านสะพาน (M_{LL}) โดยไม่ทำให้คานสะพานพังทลายแสดงดังสมการข้างล่างนี้

$$M'_{LL} = \frac{0.5F_y I}{c_b} - M_{DL} + Pe + \frac{PI}{Ac_b} + \Delta Pe + \frac{\Delta PI}{Ac_b} \tag{6.32}$$

พิจารณาที่คานสะพานก่อนการอัดแรงภายนอกจะเกิดค่าความเค้นขณะที่มีรถเคลื่อนที่ผ่านสะพาน ดังนี้

$$\sigma_b = \sigma_{DL} + \sigma_{LL} \tag{6.33}$$

ดังนั้นค่าโมเมนต์ที่มากที่สุดที่เกิดจากรถเคลื่อนที่ผ่านสะพาน (M_{LL}) โดยไม่ทำให้คานสะพานพังทลาย แสดงดังสมการข้างล่างนี้

$$M_{LL} = \frac{0.5F_y I}{c_b} - M_{DL} \quad (6.34)$$

เนื่องจากกำลังของสะพาน คือ ค่าโมเมนต์ที่สะพานสามารถรับได้เมื่อหักล้างค่าโมเมนต์ที่เกิดจากน้ำหนักบรรทุกคงที่ (M_{DL}) ของสะพานแล้วซึ่งก็คือ ค่าโมเมนต์ที่มากที่สุดที่เกิดจากน้ำหนักบรรทุกจร (M_{LL}) ที่สะพานสามารถรับได้ ดังนั้นกำลังของสะพานก่อนและหลังทำการอัดแรงภายนอกแสดงดังสมการที่ 6.34 และ 6.32 ตามลำดับ ซึ่งสามารถหาค่ากำลังของสะพานที่เพิ่มขึ้นหลังทำการอัดแรงภายนอกได้ดังแสดง

กำลังของสะพานที่เพิ่มขึ้นหลังทำการอัดแรงภายนอก คือ ผลต่างของสมการที่ 6.34 กับ 6.32 คือ

$$M'_{LL} - M_{LL} = Pe + \frac{PI}{Ac_b} + \Delta Pe + \frac{\Delta PI}{Ac_b} \quad (6.35)$$

ดังนั้นเมื่อแทนค่าตัวแปรต่างๆลงในสมการที่ 6.35 จะคำนวณค่ากำลังของสะพานที่เพิ่มขึ้นได้ ดังนี้

$$\begin{aligned} M'_{LL} - M_{LL} &= 60000(113.665) + \frac{60000(3255632.61)}{963.13(124.1)} + 4227.78(113.665) + \frac{4227.78(3255632.61)}{963.13(124.1)} \\ &= 9049901 \text{ kg-cm} = 90499 \text{ kg-m} \end{aligned}$$

ซึ่งเมื่อทำการแปลงเป็นกำลังของสะพานที่เพิ่มขึ้นเทียบกับกำลังของสะพานเดิมก่อนการอัดแรงภายนอกจะมีค่าเท่ากับ

$$\frac{M'_{LL} - M_{LL}}{M_{LL}} \times 100 = \frac{90499}{1293388.47} \times 100 = 7\%$$

ดังนั้นเมื่อทำการศึกษากำลังของสะพานที่เพิ่มขึ้นเมื่อทำการเพิ่มค่าสติเฟนสของสะพานขึ้น 10% 15% และ 20% จะพบว่ามีค่าเท่ากับ 7% เช่นเดียวกับในกรณีเพิ่มค่าสติเฟนสของสะพานขึ้น 5% เนื่องจากการเพิ่มค่าสติเฟนสของสะพานด้วยวิธีอัดแรงภายนอกนั้นจะขึ้นกับขนาดพื้นที่หน้าตัดของลวดอัดแรงเท่านั้นแต่ค่าแรงดึงในลวดอัดแรงไม่มีความสัมพันธ์กับการเพิ่มค่าสติเฟนสของสะพานเลย ดังนั้นการเพิ่มค่าสติเฟนสของสะพานขึ้น 5% 10% 15% และ 20% จะใช้แรงดึงในลวดอัดแรงเท่ากัน คือ 60 ตัน เสมอเพื่อไม่ให้พื้นสะพานซึ่งเป็นคอนกรีตเกิดการแตกร้าว จึงส่งผลให้ค่ากำลังของสะพานที่เพิ่มขึ้นในแต่ละกรณีของการเพิ่มค่าสติเฟนสของสะพานมีค่าเท่ากัน

6.2.2.2 อายุใช้งานสะพาน

ส่วนทางด้าน การเพิ่มค่าสติเฟนสของสะพานเมื่อทำการอัดแรงภายนอกจะพบว่าการใช้ลวดอัดแรงภายนอกส่งผลให้ค่าสติเฟนสของสะพานเพิ่มขึ้นเนื่องจากช่วยลดค่าช่วงความเค้นที่เกิดขึ้นบริเวณคานสะพานขณะที่มีรถเคลื่อนที่ผ่านสะพาน ดังนั้นค่าสติเฟนสของสะพานที่เพิ่มขึ้นจากวิธีนี้สามารถคำนวณได้จากหน่วยแรงที่ลวดอัดแรง

กระทำต่อสะพาน โดยหลักการของการใช้ลวดอัดแรงภายนอก คือ การลดค่าความเค้นที่เกิดขึ้นต่อคานสะพานเพื่อช่วยให้คานสะพานสามารถรับน้ำหนักได้มากขึ้น ดังนั้นเมื่อพิจารณาค่าความเค้นที่เกิดขึ้นบริเวณใต้ท้องคานสะพานจะพบว่า

ขณะที่มีรถเคลื่อนที่ผ่านสะพาน

ก่อนทำการอัดแรงภายนอก

$$\sigma_1 = \frac{M_{DL}c_1}{I} + \frac{M_{LL}c_1}{I} \quad (6.36)$$

หลังทำการอัดแรงภายนอก

$$\sigma_1' = \frac{M_{DL}c_1}{I} + \frac{M_{LL}c_1}{I} - \frac{P}{A} - \frac{Pec_1}{I} - \frac{\Delta P}{A} - \frac{\Delta Pec_1}{I} \quad (6.37)$$

ขณะที่ไม่มีรถเคลื่อนที่ผ่านสะพาน

ก่อนทำการอัดแรงภายนอก

$$\sigma_1 = \frac{M_{DL}c_1}{I} \quad (6.38)$$

หลังทำการอัดแรงภายนอก

$$\sigma_1' = \frac{M_{DL}c_1}{I} - \frac{P}{A} - \frac{Pec_1}{I} \quad (6.39)$$

โดยที่ σ_1 คือ ค่าความเค้นที่เกิดขึ้นบริเวณใต้ท้องคานสะพานก่อนทำการอัดแรงภายนอก
 σ_1' คือ ค่าความเค้นที่เกิดขึ้นบริเวณใต้ท้องคานสะพานหลังทำการอัดแรงภายนอก
 ΔP คือ ค่าแรงอัดที่เกิดขึ้นในลวดอัดแรงเมื่อมีรถเคลื่อนที่ผ่านสะพาน (Increment force)

เนื่องจากขนาดของเครื่องอัดแรงที่ใช้ในการอัดแรงภายนอกซึ่งในงานวิจัยนี้สมมุติให้มีค่าเท่ากับ 100 มิลลิเมตร ดังนั้นจึงทำให้ระยะจากลวดอัดแรงถึงแกนสะพาน (e) สามารถมีค่าได้มากที่สุดดังแสดงในรูปที่ 6.22 คือ

$$e = c_1 - t_f - 100 \text{ mm} \quad (6.40)$$

โดยที่ t_f คือ ความหนาปีกค้ำกลางของคานสะพาน

ดังนั้นจากความเสียหายของคานสะพานเนื่องจากความล้าจะขึ้นอยู่กับค่าช่วงความเค้นที่เกิดขึ้น โดยค่าช่วงความเค้นที่เกิดขึ้นมีค่าเท่ากับผลต่างของความเค้นที่เกิดขึ้นในกรณีที่มีรถเคลื่อนที่ผ่านสะพาน กับ กรณีที่ไม่มีรถเคลื่อนที่ผ่านสะพาน ดังนั้นค่าช่วงความเค้นที่เกิดขึ้นในกรณีที่ยังไม่ได้ทำการอัดแรงภายนอก และในกรณีที่ทำกรอัด

แรงภายนอกแล้วสามารถคำนวณได้จาก ผลต่างของสมการที่ 6.36 กับ 6.38 และผลต่างของสมการที่ 6.37 กับ 6.39 ตามลำดับดังนี้

ก่อนทำการอัดแรงภายนอก

$$S_1 = \frac{M_{LL}c_1}{I} = f(P_1, P_2, s, x_t) \quad (6.41)$$

หลังทำการอัดแรงภายนอก

$$S_1' = \frac{M_{LL}c_1}{I} - \frac{\Delta P}{A} - \frac{\Delta Pec_1}{I} = f(P_1, P_2, s, x_t, e, A_t) \quad (6.42)$$

โดยที่ S_1 คือ ค่าช่วงความเค้นที่เกิดขึ้นบริเวณใต้ท้องคานสะพานก่อนทำการอัดแรงภายนอก

S_1' คือ ค่าช่วงความเค้นที่เกิดขึ้นบริเวณใต้ท้องคานสะพานหลังทำการอัดแรงภายนอก

ดังนั้นจากสมการที่ 6.41 และ 6.42 ทำให้ทราบว่าค่าช่วงความเค้นที่เกิดขึ้นต่อสะพานหลังทำการอัดแรงภายนอกมีค่าลดลง และเนื่องจากค่าช่วงความเค้นที่เกิดขึ้นจะแปรผกผันกับค่าสติเฟนสของสะพานดังแสดงในสมการที่ 6.19 ดังนั้นเมื่อเพิ่มค่าสติเฟนสของสะพานขึ้น $a\%$ จะส่งผลให้ค่าช่วงความเค้นเปลี่ยนแปลงไป ดังนี้

$$S_1' = \frac{S_1}{\left(1 + \frac{a}{100}\right)} \quad (6.43)$$

ดังนั้นเมื่อทำการเพิ่มค่าสติเฟนสของสะพานขึ้น 5% 10% 15% และ 20% จะทำให้ค่าช่วงความเค้นใหม่ที่เกิดขึ้นมีค่าเท่ากับ 0.952 0.9091 0.8696 และ 0.8333 เท่าของค่าช่วงความเค้นเดิม และเมื่อนำสมการที่ 6.42 มาหักล้างกับสมการที่ 6.41 จะทำให้ได้สมการแสดงค่าช่วงความเค้นที่ลดลงเมื่อทำการเพิ่มค่าสติเฟนสของสะพานขึ้นในระดับต่างๆ ดังนี้

$$S_1 - S_1' = \frac{\Delta P}{A} + \frac{\Delta Pec_1}{I} \quad (6.44)$$

ซึ่งเมื่อแทนค่าสมการที่ 6.43 ในสมการที่ 6.44 และจัดรูปสมการใหม่จะได้ ดังนี้

$$S_1 \left[1 - \frac{1}{\left(1 + \frac{a}{100}\right)} \right] = \frac{\Delta P}{A} + \frac{\Delta Pec_1}{I} \quad (6.45)$$

โดยค่าแรงอัดที่เกิดขึ้นในลวดอัดแรงขณะที่รถเคลื่อนที่ผ่านสะพานจะมีความสัมพันธ์กับขนาดของลวดอัดแรงที่ใช้ ดังแสดงในสมการที่ 6.46 และเนื่องจากน้ำหนักของรถที่กระทำต่อสะพานมีลักษณะเป็นแรงกระทำแบบจุดจำนวน 2 แรง เคลื่อนที่ผ่านสะพาน ดังนั้นแรงอัดในลวดอัดแรงขณะที่รถเคลื่อนที่ผ่านสะพาน คือ

$$\Delta P = \frac{e \left[L(P_1 x_t + P_2(x_t - s)) - (P_1 x_t^2 + P_2(x_t - s)^2) \right]}{2L \left[e^2 + \frac{I}{A} + \frac{EI}{E_t A_t} \right]} \quad (6.46)$$

โดยที่	L	คือ	ความยาวช่วงของสะพานที่ใช้ในงานวิจัย
	P_1	คือ	น้ำหนักที่เพลาน้ำของรถบรรทุกความถี่
	P_2	คือ	น้ำหนักที่เพลาลังของรถบรรทุกความถี่
	x_t	คือ	ตำแหน่งเพลาน้ำของรถบรรทุกความถี่
	s	คือ	ระยะห่างระหว่างเพลาน้ำกับเพลาลังของรถ
	E_t	คือ	ค่าโมดูลัสยืดหยุ่นของลวดอัดแรงที่ใช้
	A_t	คือ	พื้นที่หน้าตัดของลวดอัดแรงที่ใช้

โดยเราสมมติให้ค่าโมดูลัสยืดหยุ่นของลวดอัดแรงมีค่าเท่ากับ โมดูลัสยืดหยุ่นของคานสะพาน ดังนั้นเมื่อนำสมการที่ 6.46 มาแทนในสมการที่ 6.45 จะทำให้ได้สมการที่ใช้ในการคำนวณปริมาณลวดอัดแรงที่ต้องใช้ในการเพิ่มค่าสถิติของสะพานในระดับต่างๆ ดังแสดงในสมการที่ 6.47 โดยเนื่องจากค่าช่วงความเค้นที่เกิดขึ้นมีค่าเท่ากับผลต่างของค่าความเค้นในกรณีที่เกิดไม่ได้วิ่งผ่านสะพานกับค่าความเค้นสูงสุดที่เกิดขึ้นในขณะที่รถวิ่งผ่านสะพาน ดังนั้นค่าแรงอัดที่เกิดขึ้นในลวดอัดแรงต้องใช้ค่าที่เกิดขึ้นเมื่อเกิดค่าความเค้นสูงสุดบริเวณกึ่งกลางสะพานเท่านั้น ซึ่งจะเกิดขึ้นในขณะที่เพลาลังของรถอยู่บริเวณกึ่งกลางช่วงสะพาน

$$S_1 \left[1 - \frac{1}{\left(1 + \frac{a}{100} \right)} \right] = \left[\frac{e \left[L(P_1 x_t + P_2(x_t - s)) - (P_1 x_t^2 + P_2(x_t - s)^2) \right]}{2L \left[e^2 + \frac{I}{A} + \frac{I}{A_t} \right]} \right] \left(\frac{1}{A} + \frac{ec_1}{I} \right) \quad (6.47)$$

ดังนั้นเมื่อต้องการเพิ่มค่าสถิติของสะพานขึ้นในระดับต่างๆ จะสามารถคำนวณขนาดหน้าตัดของลวดอัดแรงที่ต้องการออกมาได้ ดังแสดงในตัวอย่างต่อไปนี้

กรณีเพิ่มค่าสถิติขึ้น 5%

$$L = 25 \text{ m} \quad a = 5 \quad e = 1.12 \text{ m} \quad A = 0.0963 \text{ m}^2 \quad I = 0.03256 \text{ m}^4 \quad c_1 = 1.241 \text{ m}$$

และค่าโมเมนต์ดัดที่เกิดขึ้นเนื่องจากรถบรรทุกความถี่วิ่งผ่านสะพานบริเวณกึ่งกลางสะพานก่อนทำการอัดแรงที่มีค่ามากที่สุดสามารถคำนวณได้จากสมการที่ 6.21 โดยค่าโมเมนต์ดัดสูงสุดมีค่าเท่ากับ 159.71 ตัน-เมตร และตำแหน่งที่เกิดค่าโมเมนต์ดัดสูงสุด คือ เพลาน้ำอยู่ที่ระยะ 17.26 เมตร และเพลาลังอยู่บริเวณกึ่งกลางช่วงสะพานที่ระยะ 12.5 เมตร ดังนั้นค่า $M_{LL}, S_1, P_1, P_2, x_t$ แสดงดังต่อไปนี้

$$M_{LL} = 159.71 \text{ t-m}, S_1 = 608.23 \text{ ksc}, P_1 = 5.9 \text{ ton}, P_2 = 21.9 \text{ ton}, x_t = 17.26 \text{ m}$$

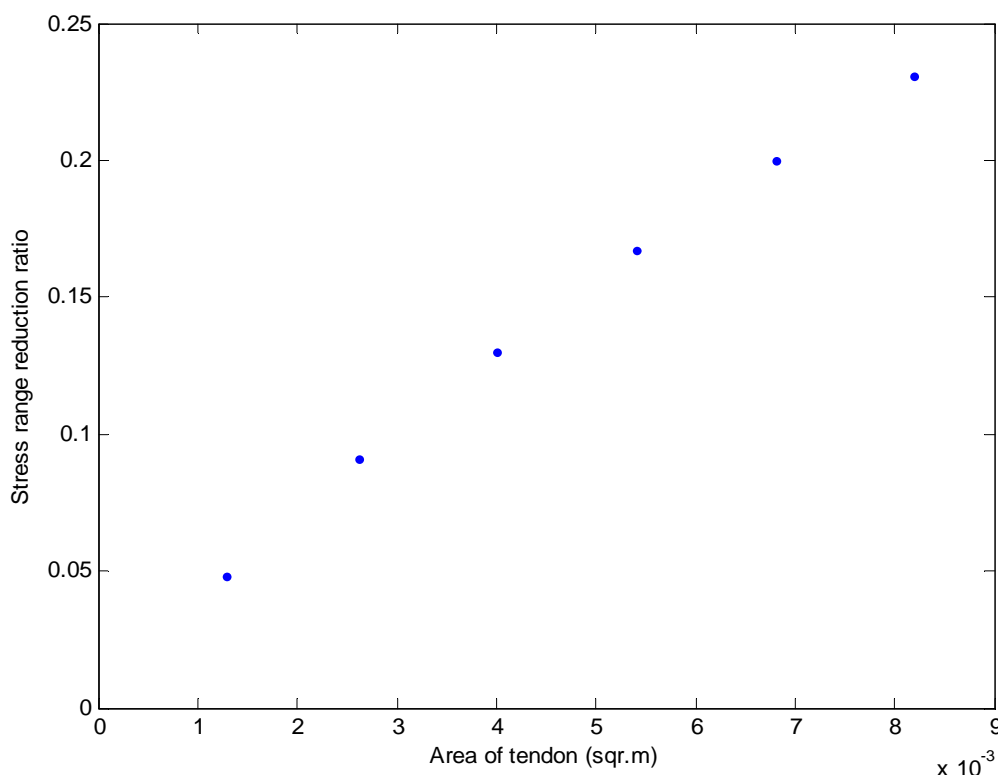
ดังนั้นเมื่อนำค่าตัวแปรต่างๆ มาแทนค่าในสมการที่ 6.33 และแก้สมการออกมาทำให้คำนวณปริมาณหน้าตัดลวดอัดแรงที่ต้องการในการเพิ่มค่าสถิติของสะพานขึ้น 5% ออกมาได้ดังนี้

จากสมการที่ 6.39 เมื่อแทนค่าและแก้สมการออกมา จะได้

$$1.631 + \frac{0.03256}{A_t} = 26.85$$

ดังนั้น $A_t = 1.29 \times 10^{-3} \text{ m}^2$

โดยเมื่อคำนวณการเพิ่มค่าสติฟเนสของสะพานในระดับต่างๆทำให้ได้พื้นที่หน้าตัดของลวดอัดแรงที่ต้องการในการเพิ่มค่าสติฟเนสของสะพานในระดับต่างๆออกมา โดยเมื่อทำการเพิ่มค่าสติฟเนสของสะพานขึ้น 10% 15% และ 20% จะต้องใช้พื้นที่หน้าตัดของลวดอัดแรงเท่ากับ 2.62×10^{-3} 4×10^{-3} 5.4×10^{-3} ตารางเมตร ตามลำดับ และเนื่องจากค่าช่วงความเค้นที่เกิดขึ้นเมื่อมีรถเคลื่อนที่ผ่านสะพานจะแปรผกผันกับค่าโมเมนต์ความเฉื่อยของสะพาน ดังนั้นถ้าค่าโมเมนต์ความเฉื่อยของสะพานเพิ่มขึ้น 5% 10% 15% และ 20% จะทำให้ค่าช่วงความเค้นที่เปลี่ยนแปลงเทียบกับค่าช่วงความเค้นเดิมมีค่าเท่ากับ 0.048 0.091 0.13 และ 0.167 ตามลำดับ ซึ่งกราฟแสดงขนาดหน้าตัดของลวดอัดแรงที่ใช้เทียบกับค่าช่วงความเค้นที่เปลี่ยนแปลงเทียบกับค่าช่วงความเค้นเดิม แสดงในรูปที่ 6.23



รูปที่ 6.23 แสดงค่าช่วงความเค้นที่ลดลงเทียบกับค่าช่วงความเค้นเดิมในกรณีที่ใช้พื้นที่ลวดอัดแรงค่าต่างๆ

และเมื่อทำการคำนวณอายุใช้งานสะพานที่เพิ่มขึ้น และ อายุใช้งานสะพานใหม่หลังทำการเพิ่มค่าสติฟเนสของสะพานขึ้นในระดับต่างๆพบว่ามีความเท่ากับในกรณีเพิ่มค่าสติฟเนสของสะพานด้วยวิธีติดแผ่นเหล็กใต้คานสะพาน ซึ่งอายุใช้งานสะพานที่เพิ่มขึ้น และ อายุใช้งานสะพานใหม่หลังทำการเพิ่มค่าสติฟเนสของสะพานจะขึ้นอยู่กับ ค่าสติฟเนสของสะพานที่เพิ่มขึ้น และ อายุสะพานก่อนทำการเพิ่มค่าสติฟเนส โดยอายุใช้งานสะพานที่เพิ่มขึ้น และ อายุใช้งานสะพานใหม่หลังทำการเพิ่มค่าสติฟเนสขึ้นในระดับต่างๆเมื่อสะพานถูกใช้งานมาแล้ว 30 ปี แสดงดังตารางที่ 6.8

ตารางที่ 6.8 แสดงพื้นที่ลวดอัดแรง ค่าโมเมนต์ดัด ค่าช่วงความเค้น อายุใช้งานสะพานที่เพิ่มขึ้น และ อายุใช้งานสะพานใหม่เมื่อเพิ่มค่าสถิติเอนสของสะพานขึ้นในระดับต่างๆขณะที่สะพานถูกใช้งานมาแล้ว 30 ปี

Stiffness increment ratio	0%	5%	10%	15%	20%	25%	30%
A_t (cm ²)	-	12.9	26.2	40.0	54.0	68.5	82.3
M_{LL} (t-m)	159.71	159.71	159.71	159.71	159.71	159.71	159.71
S_{LL} (ksc)	Girder	608.23	579.27	552.94	528.90	506.86	467.87
	Tendon	-	418.1	393.1	369.4	349.8	317.7
Increased service life (year)	-	5.27	11.06	17.40	24.32	31.84	40
New retaining service life (year)	33.41	38.68	44.47	50.81	57.73	65.25	63.40

โดยลวดอัดแรงที่นิยมใช้ในการอัดแรงภายนอกมีอยู่ 3 ประเภท คือ ลวดขึง (wire) เกลียวลวด (strand) และ แท่งเหล็ก (bar) ซึ่งในงานวิจัยนี้เลือกใช้ลวดชนิดที่มีลวดขึงเป็นส่วนประกอบ 7 เส้น (seven-wire strands) เนื่องจากสะดวกในการทำงานและขนส่งเพราะสามารถม้วนได้ต่างจากแท่งเหล็ก โดยพื้นที่หน้าตัดของเกลียวลวดที่ใช้มีขนาด 142 ตารางมิลลิเมตร ดังนั้นจากพื้นที่หน้าตัดลวดอัดแรงที่ต้องใช้ในการเพิ่มค่าสถิติเอนสของสะพานในระดับต่างๆทำให้คำนวณจำนวนลวดที่ต้องการได้ ดังนี้

กรณีเพิ่มค่าสถิติเอนสขึ้น 5% คือ ใช้ลวด จำนวน 10 เส้น

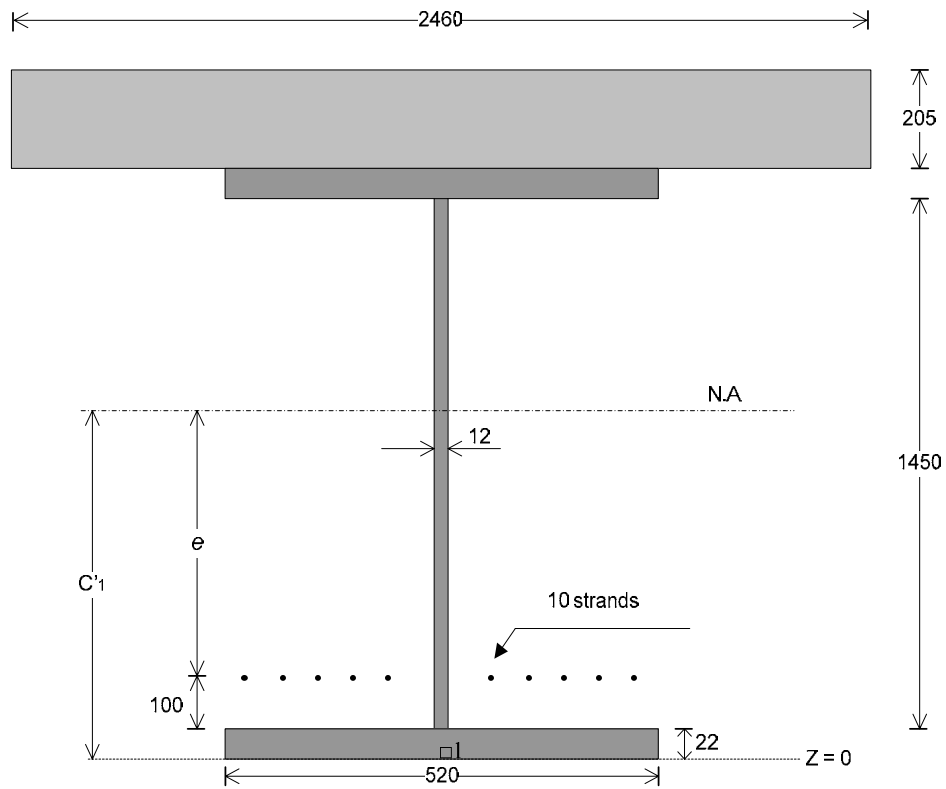
กรณีเพิ่มค่าสถิติเอนสขึ้น 10% คือ ใช้ลวด จำนวน 20 เส้น

กรณีเพิ่มค่าสถิติเอนสขึ้น 15% คือ ใช้ลวด จำนวน 30 เส้น

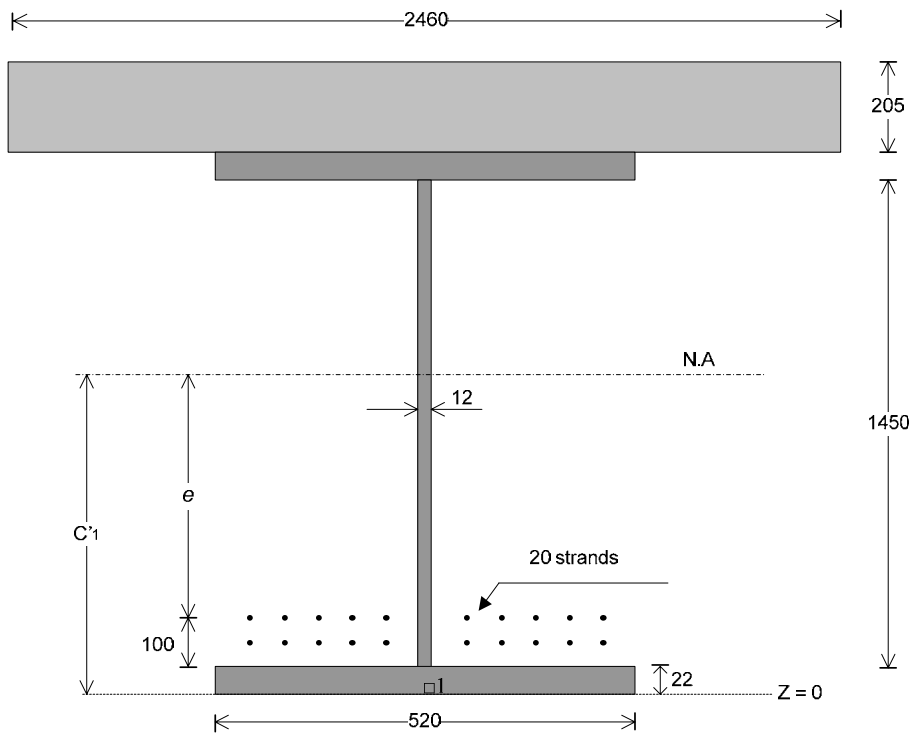
กรณีเพิ่มค่าสถิติเอนสขึ้น 20% คือ ใช้ลวด จำนวน 40 เส้น

โดยภาพแสดงหน้าตัดคานสะพานที่ทำการอัดแรงภายนอกในระดับการเพิ่มค่าสถิติเอนสของสะพานต่างๆแสดงดังรูปที่ 6.24

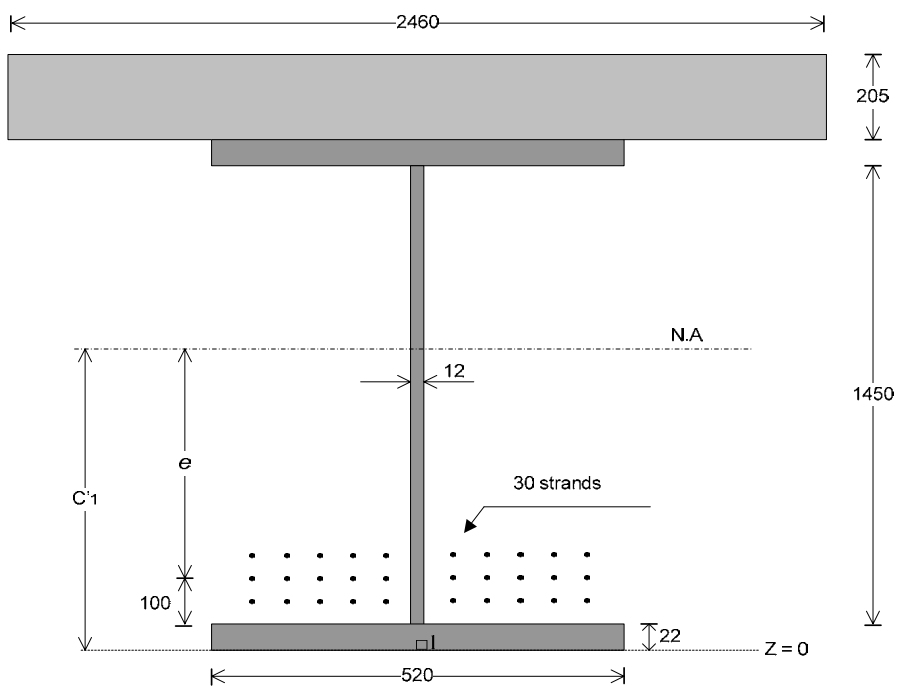
กรณีเพิ่มค่าตติพนขึ้น 5%



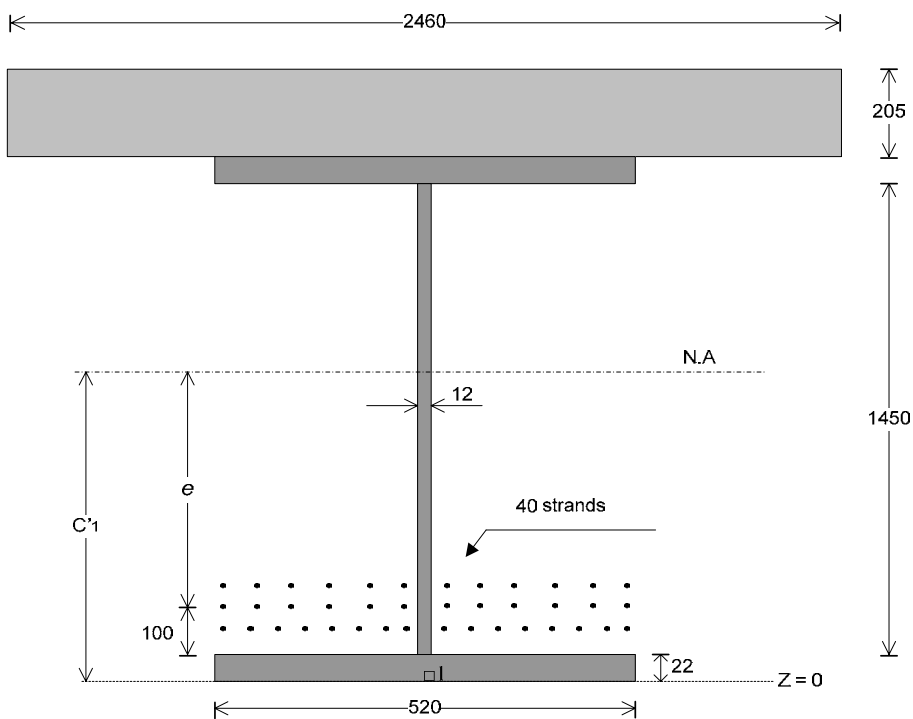
กรณีเพิ่มค่าตติพนขึ้น 10%



กรณีเพิ่มค่าสติเฟนขึ้น 15%

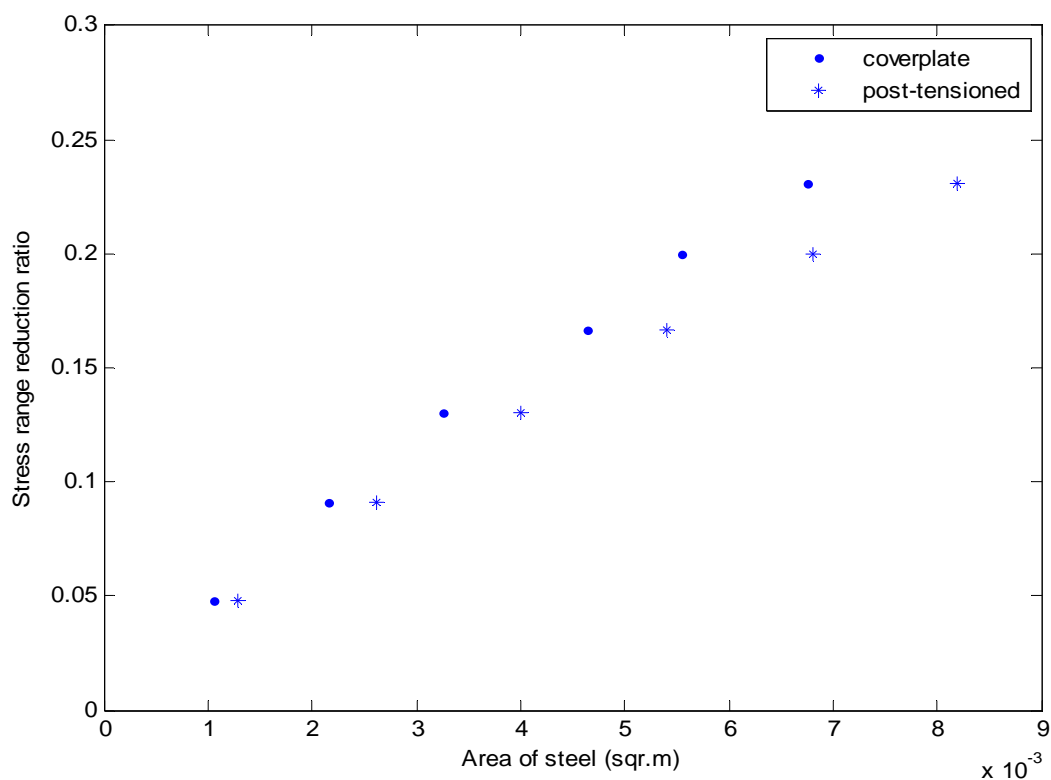


กรณีเพิ่มค่าสติเฟนขึ้น 20%



รูปที่ 6.24 แสดงหน้าตัดคานสะพานที่ทำการอัดแรงภายนอกในระดับการเพิ่มค่าสติเฟนของสะพานต่างๆ

โดยเมื่อทำการเปรียบเทียบขนาดหน้าตัดของแผ่นเหล็กกับลวดอัดแรงที่ใช้ในการเพิ่มค่าสตีเฟนของสะพานในระดับเดียวกันจะพบว่าวิธีการติดแผ่นเหล็กใต้ท้องคานใช้พื้นที่เหล็กน้อยกว่าวิธีอัดแรงภายนอก ซึ่งเมื่อทำการแปลงค่าการเพิ่มค่าสตีเฟนของสะพานเป็นค่าช่วงความเค้นที่ลดลง จะได้ดังแสดงในรูปที่ 6.25



รูปที่ 6.25 แสดงการเปรียบเทียบพื้นที่แผ่นเหล็กกับลวดอัดแรงที่ใช้ในการลดค่าช่วงความเค้นในระดับต่างๆ

โดยเมื่อทำการอัดแรงภายนอกจะทำให้สะพานมีค่าสตีเฟนเพิ่มขึ้นซึ่งส่งผลให้ความเสียหายของสะพานเนื่องจากความล้ามีค่าลดลงทำให้อายุการใช้งานสะพานทางด้านความล้ามากขึ้น โดยมีบริเวณที่เสี่ยงต่อการพังทลายเนื่องจากความล้ามากที่สุดอยู่ 2 บริเวณ คือ ที่คานสะพาน ณ ตำแหน่งกึ่งกลางคานด้านล่างท้องคาน กับ ที่ลวดอัดแรงที่ติดเข้าไปใหม่ ดังแสดงในรูปที่ 6.22 ดังนั้นเราจึงต้องทำการตรวจสอบว่าบริเวณใดที่จะพังทลายเนื่องจากความล้าก่อนซึ่งจะเป็นบริเวณที่ควบคุมอายุการใช้งานสะพานทางด้านความล้า ดังแสดงต่อไปนี้

พิจารณาที่คานสะพาน

อายุการใช้งานสะพานทางด้านความล้าที่เหลืออยู่ในกรณีที่คานสะพานพังทลายเนื่องจากความล้ามีค่าเท่ากับในกรณีการเพิ่มค่าสตีเฟนของสะพานโดยการติดแผ่นเหล็กใต้ท้องคาน ตามสมการที่ 6.14 คือ

$$D = 1 = \left(\frac{S_1^3}{A_C} \right) 365 \times ADTT \times Y_p + \left(\frac{S_1^3}{A_C} \right) 365 \times ADTT \times Y_{rg} \quad (6.14)$$

พิจารณาที่ลวดอัดแรง

เนื่องจากลวดอัดแรงที่ทำการติดเข้ากับคานสะพานยังไม่เกิดความเสียหายเนื่องจากความล้าเลยก่อนทำการอัดแรงภายนอก แต่เนื่องจากลวดอัดแรงภายนอกมีกำลังทางด้านความล้าต่างจากโครงสร้างเหล็กทั่วไป โดยจากผลการศึกษาของ Wulin Li , Pedro Albrecht และ Hamid Saadatmanesh (1995) ที่ได้ทำการรวบรวมผลการทดสอบกำลังของลวดอัดแรงทางด้านความล้า ประมาณ 700 ชิ้น พบว่าเกิดการพังทลายได้ 2 รูปแบบ คือ ลวดอัดแรงหมดสภาพบริเวณตัวยึดลวด และ ลวดอัดแรงหมดสภาพภายนอกตัวยึด ซึ่งพบว่าลวดอัดแรงที่หมดสภาพภายนอกตัวยึดส่วนมากมีกำลังทางด้านความล้าใกล้เคียงกับมาตรฐานของ AASHTO แบบ B ส่วนลวดอัดแรงที่หมดสภาพบริเวณตัวยึดมีกำลังทางด้านความล้าใกล้เคียงกับมาตรฐานของ AASHTO แบบ C

นอกจากนี้ยังพบว่าการพังทลายเนื่องจากความล้าส่วนใหญ่เกิดที่โครงสร้างอื่นๆ ไม่ใช่ที่ลวดอัดแรงเนื่องจากค่าช่วงความเค้นที่เกิดขึ้นบริเวณลวดอัดแรงมีค่าน้อยกว่าขีดจำกัดความล้า (fatigue limit) ของรอยต่อชนิด C ตามมาตรฐานของ AASHTO และลวดอัดแรงภายนอก (non-bond) จะเกิดค่าช่วงความเค้นน้อยกว่า ลวดอัดแรงภายใน (bond) ดังนั้นจึงทำการคำนวณค่าช่วงความเค้นที่เกิดขึ้นในลวดอัดแรงภายนอก โดยค่าช่วงความเค้นที่ลวดอัดแรงรับจะมีค่าดังสมการ

$$S_2' = \frac{\Delta P}{A_t} \quad (6.48)$$

โดยที่ S_2' คือ ค่าช่วงความเค้นที่เกิดขึ้นที่ลวดอัดแรง
 ΔP คือ ค่าแรงดึงในลวดอัดแรงที่เกิดขึ้นขณะที่มีรถเคลื่อนที่ผ่านสะพาน
 A_t คือ พื้นที่หน้าตัดทั้งหมดของลวดอัดแรง

เนื่องจากในงานวิจัยนี้มีเป้าหมายที่จะเพิ่มอายุใช้งานสะพานขึ้นอีกประมาณ 20 ปี เมื่อสะพานถูกใช้งานมาแล้ว 30 ปี ดังนั้นจึงต้องเพิ่มค่าสถิติเนสของสะพานขึ้น 20% ซึ่งเมื่อคำนวณค่า ΔP ตามสมการที่ 6.46 จะได้เท่ากับ 18885 กิโลกรัม และพื้นที่หน้าตัดของลวดอัดแรงที่ใช้ในการเพิ่มค่าสถิติเนสของสะพานขึ้น 20% มีค่าเท่ากับ 54 ตารางเซนติเมตร ซึ่งเมื่อนำไปแทนค่าในสมการที่ 6.48 จะสามารถคำนวณค่าช่วงความเค้นที่ลวดอัดแรงได้รับออกมาได้ซึ่งมีค่าเท่ากับ

$$S_2' = \frac{18885}{54} \approx 350 \text{ ksc}$$

ซึ่งค่าช่วงความเค้นที่ลวดอัดแรงได้รับมีค่าน้อยกว่าค่าช่วงความเค้นที่เกิดขึ้นบริเวณคานสะพานในกรณีเพิ่มค่าสถิติเนสของสะพาน 20% ดังแสดงในตารางที่ 6.8 และในกรณีเพิ่มค่าสถิติเนสของสะพานขึ้นในระดับอื่นๆ ค่าความเค้นที่ลวดอัดแรงได้รับจะมีค่าน้อยกว่าบริเวณคานสะพานเสมอ และเนื่องจากคานสะพานกับลวดอัดแรงมีกำลังทางด้านความล้าตามมาตรฐานของ AASHTO ของรอยต่อชนิด C เหมือนกัน ดังนั้นการพังทลายของสะพานเนื่องจากความล้าในกรณีที่ลวดอัดแรงพังทลายเนื่องจากความล้าก่อนคานสะพานจึงไม่เกิดขึ้น ซึ่งสอดคล้องกับความต้องการในการออกแบบการเพิ่มค่าสถิติเนสของสะพานด้วยวิธีอัดแรงภายนอก เนื่องจากถ้าลวดอัดแรงพังทลายเนื่องจากความล้าก่อนคานสะพานจะทำให้ยังคงใช้งานสะพานต่อไป ดังนั้นเพื่อความสะดวกในการคำนวณอายุใช้งานสะพานเราจึงต้องการออกแบบให้คานสะพานพังทลายเนื่องจากความล้าก่อนลวดอัดแรงเสมอ ดังนั้นจากผลการศึกษาจึงสรุปได้ว่าคานสะพานเป็นบริเวณที่ควบคุมอายุการใช้งานสะพานทางด้านความล้า โดยปริมาณลวดอัดแรงที่ทำการอัดแรงเข้ากับ

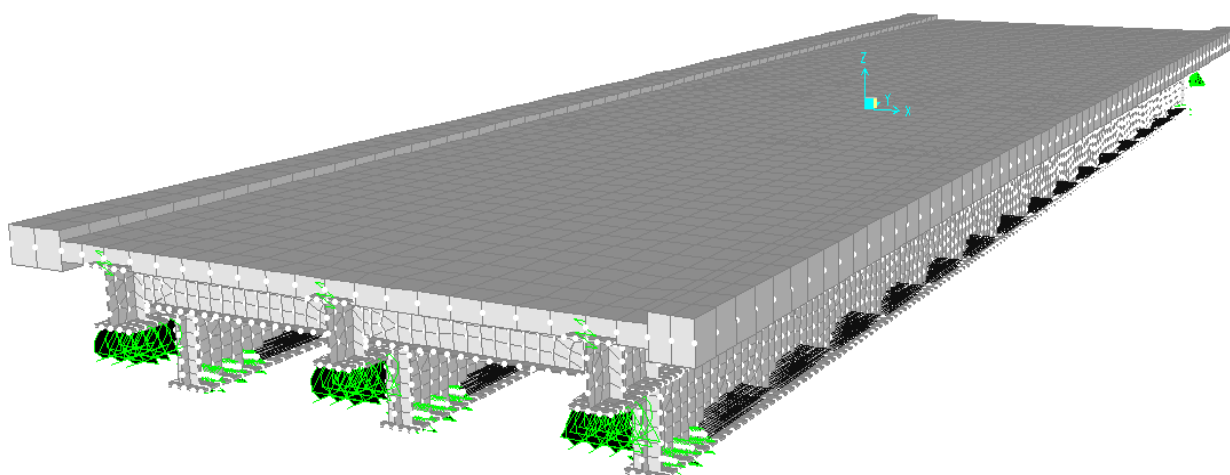
คานสะพานจะส่งผลให้อายุการใช้งานสะพานทางด้านความล้ามีค่าเพิ่มขึ้นเนื่องจากช่วยลดค่าช่วงความเค้นที่คานสะพานได้รับ

6.3 การวิเคราะห์ และ ประเมินประสิทธิภาพ

จากการศึกษาการเพิ่มค่าสตีเฟนของสะพานด้วยวิธีติดแผ่นเหล็กใต้ท้องคาน และ วิธีอัดแรงภายนอก ซึ่งสามารถคำนวณขนาดของแผ่นเหล็ก และ จำนวนเกลียวลวดที่ต้องการในการเพิ่มค่าสตีเฟนของสะพานในระดับต่างๆ และเนื่องจากเป้าหมายในงานวิจัยนี้ คือ การเพิ่มอายุใช้งานสะพานขึ้นอีก 20 ปี เมื่อสะพานถูกใช้งานมาแล้ว 30 ปี ซึ่งต้องเพิ่มค่าสตีเฟนของสะพานขึ้น 20% ซึ่งจากการคำนวณเบื้องต้นพบว่าถ้าต้องการเพิ่มค่าสตีเฟนของสะพานขึ้น 20% ต้องติดแผ่นเหล็กหนา 10 มิลลิเมตร หรือ ใช้เกลียวลวดจำนวน 40 เส้น ดังนั้นในส่วนนี้จึงทำการตรวจสอบผลของการคำนวณเบื้องต้นว่ามีความสมจริงมากน้อยเพียงใดโดยการจำลองเพิ่มค่าสตีเฟนของสะพานขึ้น 20% ทั้งแบบ ติดแผ่นเหล็ก และ อัดแรงภายนอก ในโปรแกรม SAP2000 ดังแสดงในรูปที่ 6.26 และ 6.27 ตามลำดับ



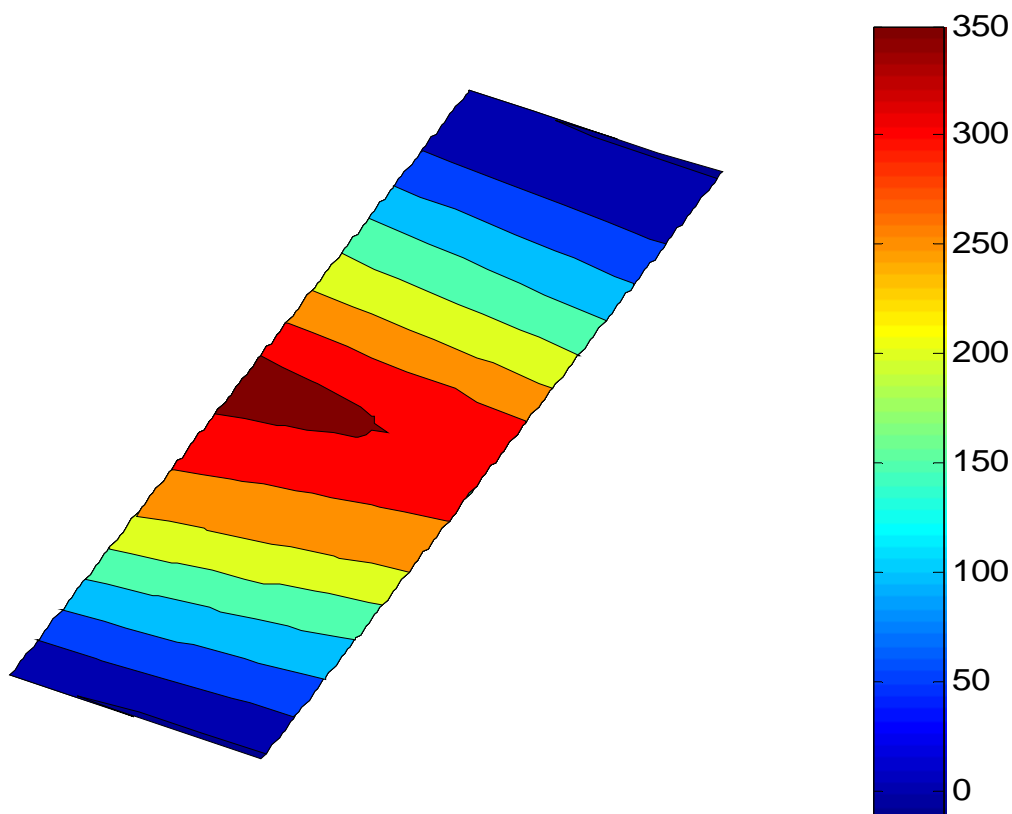
รูปที่ 6.26 แสดงแบบจำลองสะพานที่ได้ทำการติดตั้งแผ่นเหล็กหนา 10 มิลลิเมตร ใต้คานสะพาน



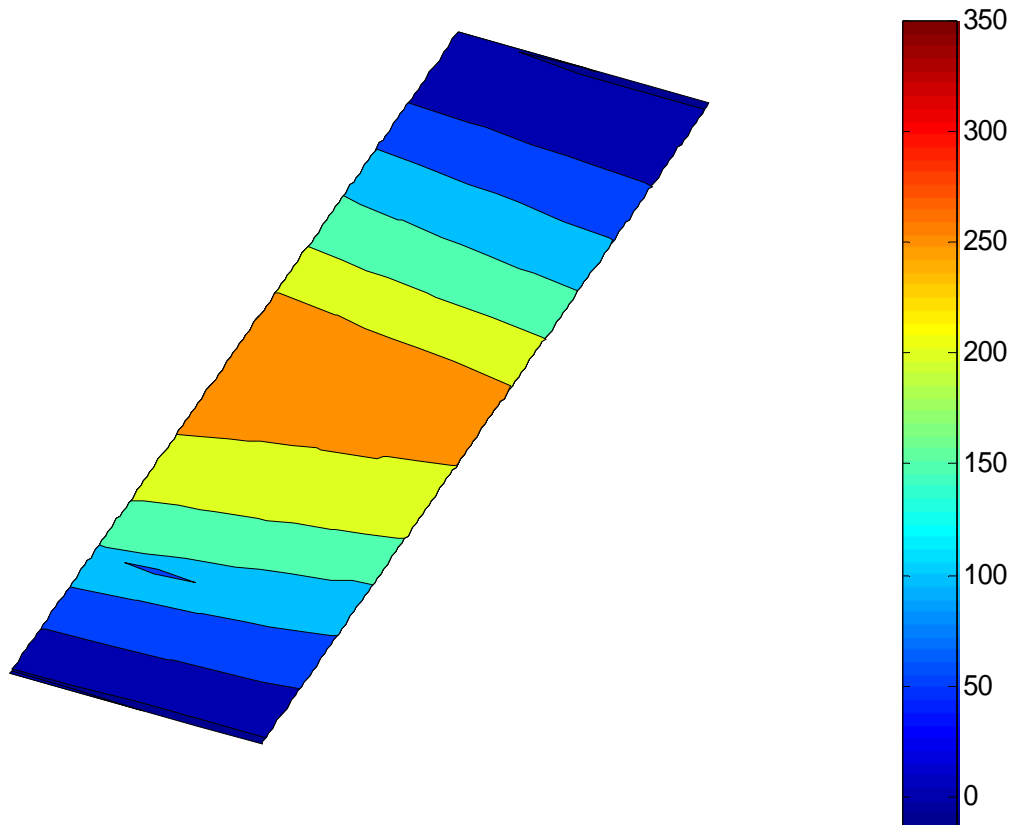
รูปที่ 6.27 แสดงแบบจำลองสะพานที่ได้ทำการติดตั้งเกลียวลวดอัดแรงจำนวน 40 เส้น

จากผลการศึกษาการเพิ่มค่าสถิติเอนของสะพานทั้ง 2 วิธี พบว่าสามารถลดค่าช่วงความเค้นที่เกิดขึ้นบริเวณคานสะพานได้ ดังแสดงต่อไปนี้

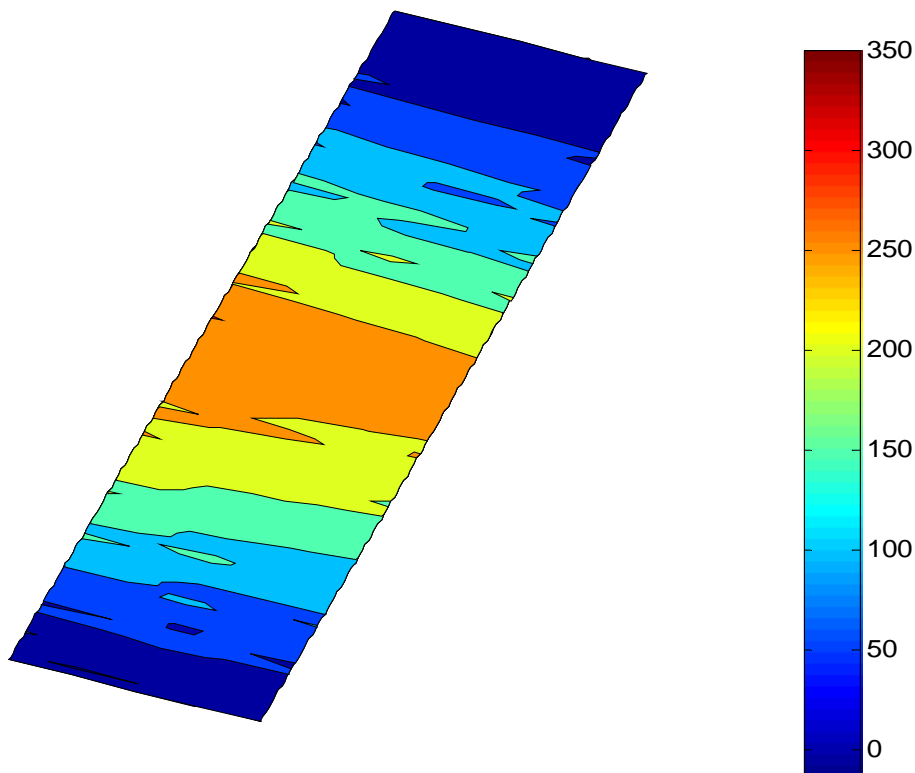
โดยจากการศึกษาผ่านแบบจำลองสะพานที่ได้ทำการเพิ่มค่าสถิติเอนของสะพานขึ้น 20% ทั้งแบบ ติดแผ่นเหล็ก และ อัดแรงภายนอก ในโปรแกรม SAP2000 พบว่าในกรณีที่ยังไม่ได้ทำการเพิ่มค่าสถิติเอนของสะพานค่าช่วงความเค้นที่เกิดขึ้นเนื่องจากน้ำหนักของรถบรรทุกความล้าที่วิ่งผ่านสะพานบริเวณปีกกลางของคานสะพานตัวที่ 3 (G3) ซึ่งรับน้ำหนักมากที่สุด (critical girder) บริเวณ $L/4$, $L/2$ และ $3L/4$ ของความยาวสะพาน มีค่าเท่ากับ 147 , 353 และ 195 กิโลกรัมต่อตารางเซนติเมตร ตามลำดับ และในกรณีที่ทำการเพิ่มค่าสถิติเอนของสะพานขึ้น 20% ด้วยการติดแผ่นเหล็กใต้ท้องคานสะพานพบว่าค่าช่วงความเค้นที่เกิดขึ้นบริเวณ $L/4$, $L/2$ และ $3L/4$ ของความยาวสะพาน มีค่าเท่ากับ 123.4 , 281.7 และ 158 กิโลกรัมต่อตารางเซนติเมตร ตามลำดับ ส่วนในกรณีที่ทำการเพิ่มค่าสถิติเอนของสะพานขึ้น 20% ด้วยการอัดแรงภายนอกพบว่าค่าช่วงความเค้นที่เกิดขึ้นบริเวณ $L/4$, $L/2$ และ $3L/4$ ของความยาวสะพาน มีค่าเท่ากับ 111 , 282.5 และ 145 กิโลกรัมต่อตารางเซนติเมตร ตามลำดับ ซึ่งค่าช่วงความเค้นที่เกิดขึ้นบริเวณปีกกลางของคานสะพานที่รับน้ำหนักมากที่สุดในกรณีต่างๆแสดงดังรูปที่ 6.28 ถึง 6.31



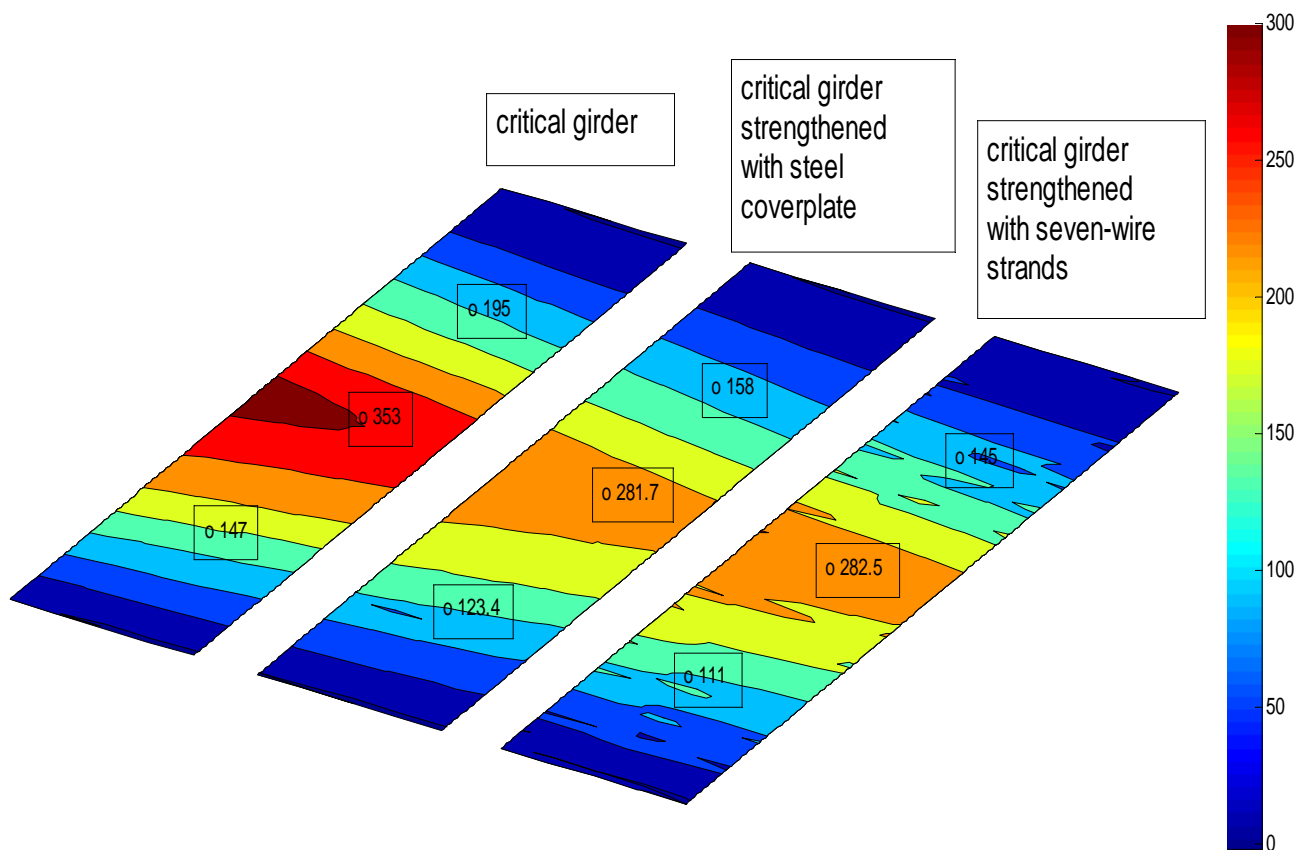
รูปที่ 6.28 แสดงค่าช่วงความเค้นที่เกิดขึ้นเนื่องจากผลของรถบรรทุกความล้าบริเวณปีกกลางของคานสะพานที่รับน้ำหนักมากที่สุดก่อนทำการเพิ่มค่าสถิติเอนของสะพาน



รูปที่ 6.29 แสดงค่าช่วงความเค้นที่เกิดขึ้นเนื่องจากผลของรอบรรทุกความล้าบริเวณปีกล่างของคานสะพานที่รับน้ำหนักมากที่สุดในกรณีเพิ่มค่าสตีเฟนของสะพานขึ้น 20% โดยวิธีตัดแผ่นเหล็กใต้ท้องคานสะพาน



รูปที่ 6.30 แสดงค่าช่วงความเค้นที่เกิดขึ้นเนื่องจากผลของรอบรรทุกความล้าบริเวณปีกล่างของคานสะพานที่รับน้ำหนักมากที่สุดในกรณีเพิ่มค่าสตีเฟนของสะพานขึ้น 20% โดยวิธีใช้ลวดอัดแรง



รูปที่ 6.31 แสดงการเปรียบเทียบค่าช่วงความเค้นที่เกิดขึ้นเนื่องจากผลของรบบรรทุกความด้าบริเวณปีกล่างของคาน สะพานที่รับน้ำหนักมากที่สุดในกรณีที่ยังไม่เพิ่มค่าสติเฟนสของสะพานและเพิ่มค่าสติเฟนสของสะพาน

ซึ่งจากผลการศึกษาก็จะพบว่าค่าช่วงความเค้นที่บริเวณกึ่งกลางสะพานหลังการเพิ่มค่าสติเฟนสของสะพาน ขึ้น 20% ทั้งในกรณีติดแผ่นเหล็กใต้ท้องคานสะพาน และ ใช้ลวดอัดแรงภายนอกมีค่าลดลงเทียบกับกรณีที่ยังไม่ได้ทำ การเพิ่มค่าสติเฟนสของสะพาน ดังแสดงในตารางที่ 6.9

ตารางที่ 6.9 แสดงค่าช่วงความเค้นที่เกิดขึ้นเนื่องจากผลของรบบรรทุกความด้าที่ตำแหน่งต่างๆของปีกล่างของคาน สะพานในกรณีเพิ่มค่าสติเฟนสของสะพานด้วยวิธีต่างๆ

ตำแหน่งที่ทำการศึกษา	L/4	L/2	3L/4
	(ksc)	(ksc)	(ksc)
คานสะพานเดิมก่อนการเพิ่มค่าสติเฟนส	147	353	195
การเพิ่มค่าสติเฟนสโดยการติดแผ่นเหล็กใต้ท้องคานสะพาน	123.4	281.7	158
การเพิ่มค่าสติเฟนสโดยใช้ลวดอัดแรงภายนอก	111	282.5	145

ตารางที่ 6.10 แสดงหน่วยแรงเนื่องจากผลของรถบรรทุกความถี่ที่บริเวณต่างๆ ในแผ่นเหล็ก และ ในเกลียวลวด

ตำแหน่งที่ทำการศึกษา	L/4	L/2	3L/4
	(ksc)	(ksc)	(ksc)
ชิ้นส่วนที่ทำการศึกษา			
แผ่นเหล็กใต้คานสะพานที่รับแรงมากที่สุด (G3)	147	353	195
เกลียวลวดอัดแรงที่รับแรงมากที่สุดในคานสะพานที่รับแรงมากที่สุด (G3)	37.58		

เนื่องจากค่าช่วงความเค้นจะแปรผกผันกับค่าสถิติเอนสของสะพาน ดังนั้นเมื่อทำการเพิ่มค่าสถิติเอนสของสะพานขึ้น 20% ค่าช่วงความเค้นใหม่ควรมีค่าลดลงเป็น 1.2 เท่าของค่าช่วงความเค้นเดิมก่อนทำการเพิ่มค่าสถิติเอนสของสะพานดังแสดงในสมการที่ 6.49

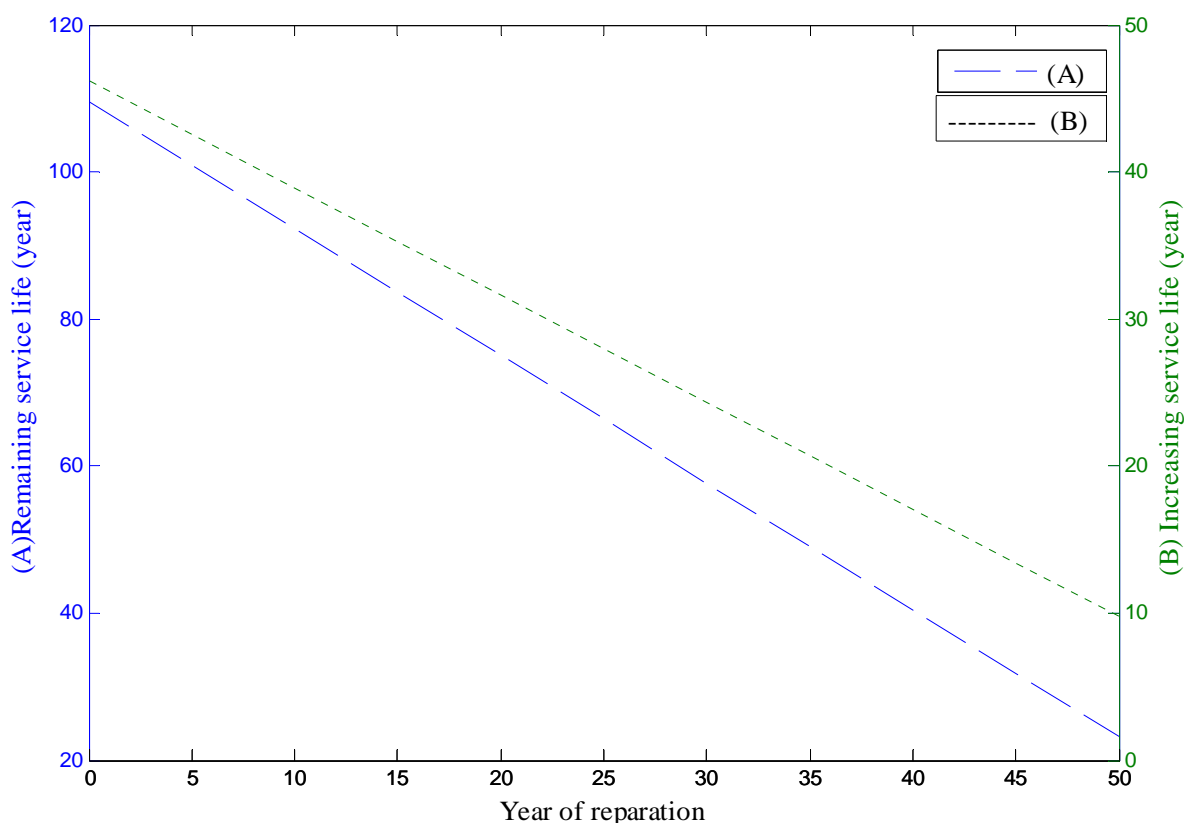
$$S' = \frac{S}{1.2} = \frac{353}{1.2} = 294.2 \text{ ksc} \quad (6.49)$$

แต่จากตารางที่ 6.9 จะพบว่าค่าช่วงความเค้นที่เกิดขึ้นหลังเพิ่มค่าสถิติเอนสของสะพานขึ้น 20% ทั้ง 2 วิธี มีค่าต่ำกว่าค่าช่วงความเค้นที่คำนวณได้ตามสมการที่ 6.49 โดยมีค่าใกล้เคียงกันทั้ง 2 วิธี คือ 282 ksc ซึ่งถ้าทำการเทียบเป็นเปอร์เซ็นต์ของการเพิ่มค่าสถิติเอนสของสะพานจะมีค่าประมาณ 25% ดังแสดงในสมการที่ 6.50

$$\text{stiffness increment ratio} = \frac{353}{282} \approx 1.25 \approx 25\% \quad (6.50)$$

โดยสาเหตุสำคัญที่ส่งผลให้ค่าช่วงความเค้นที่คำนวณได้จากการวิเคราะห์โครงสร้างสะพานแบบ 3 มิติ มีค่าน้อยกว่าที่ทำการคำนวณในเบื้องต้นซึ่งเป็นการวิเคราะห์เฉพาะโครงสร้างคานเหล็กใน 2 มิติ คือ ในแบบจำลองสะพานแบบ 3 มิติ ได้ทำการติดแผ่นเหล็กใต้คานสะพานทั้ง 3 คาน และ วิเคราะห์ค่าช่วงความเค้นที่เกิดขึ้นโดยคิดทั้งสะพานจึงทำให้คานสะพานที่รับน้ำหนักมากที่สุดถูกกระจายแรงออกไปให้กับคานสะพานอีก 2 คานที่เหลือด้วย ซึ่งต่างจากกรณีที่ทำการคำนวณเบื้องต้นที่พิจารณาคานสะพานใน 2 มิติ เพียงแค่อานเดียวจึงไม่มีการถ่ายแรงไปยังคานสะพานตัวอื่นๆ ดังนั้นจึงคำนวณได้ค่าช่วงความเค้นมากกว่ากรณีที่วิเคราะห์ทั้งสะพาน

จากการศึกษาการเพิ่มอายุใช้งานสะพานด้วยการเพิ่มค่าสถิติเอนสของสะพาน พบว่าถ้าต้องการเพิ่มอายุใช้งานสะพานขึ้นอีก 20 ปี เมื่อสะพานถูกใช้งานมาแล้ว 30 ปี จะต้องเพิ่มค่าสถิติเอนสของสะพานขึ้น 20% โดยจากการคำนวณเบื้องต้นพบว่า ถ้าใช้วิธีติดแผ่นเหล็กใต้คานสะพานจะต้องใช้แผ่นเหล็กที่มีความหนา 10 มิลลิเมตร และถ้าใช้วิธีอัดแรงภายนอกพบว่าจะต้องใช้เกลียวลวดจำนวน 40 เส้น นอกจากนี้ยังพบว่าอายุสะพานก่อนทำการเพิ่มค่าสถิติเอนสของสะพานก็มีผลต่ออายุใช้งานสะพานที่เพิ่มขึ้นเช่นกัน ดังแสดงในรูปที่ 6.32



รูปที่ 6.32 แสดงอายุสะพานที่เพิ่มขึ้นเทียบกับอายุสะพานก่อนซ่อมแซมในกรณีตัดแผ่นเหล็กหนา 10 มิลลิเมตร หรือ ใช้เกลียวลวดอัดแรงจำนวน 40 เส้น (เพิ่มสตีฟเนส 20%)

6.4 อายุใช้งานสะพานหลังทำการเพิ่มค่าสตีฟเนส

จากศึกษาการเพิ่มอายุใช้งานสะพาน โดยการเพิ่มค่าสตีฟเนสของสะพานผ่านสะพานตัวอย่าง ซึ่งผลการวิเคราะห์จากโปรแกรม SAP2000 พบว่าเมื่อนำรถบรรทุกความล้าวิ่งผ่านสะพานตัวอย่างจะเกิดค่าช่วงความเค้นบริเวณกึ่งกลางสะพานมากที่สุด เท่ากับ 353 ksc ทำให้สามารถคำนวณอายุใช้งานสะพานได้เท่ากับ 63 ปี ซึ่งเมื่อทำการเพิ่มค่าสตีฟเนสของสะพานจะส่งผลให้อายุใช้งานสะพานเพิ่มขึ้น แต่จากการศึกษาพบว่าอายุการใช้งานสะพานก่อนทำการเพิ่มค่าสตีฟเนสของสะพานเป็นอีกหนึ่งตัวแปรที่มีผลต่ออายุใช้งานสะพานที่เพิ่มขึ้นเมื่อทำการเพิ่มค่าสตีฟเนสของสะพาน ดังแสดงในสมการที่ 6.51 ถึง 6.53 โดยในสมการที่ 6.51 แสดงอายุใช้งานสะพานที่เหลืออยู่ในกรณีที่ไม่มีเพิ่มค่าสตีฟเนสของสะพาน ส่วนสมการที่ 6.52 แสดงแสดงอายุใช้งานสะพานที่เหลืออยู่ในกรณีที่เพิ่มค่าสตีฟเนสของสะพานในระดับต่างๆ และสมการที่ 6.53 แสดงอายุใช้งานสะพานที่เพิ่มขึ้นเทียบกับอายุการใช้งานเดิมของสะพานเมื่อเพิ่มค่าสตีฟเนสของสะพานขึ้น

$$Y_{ro} = \left(\frac{A}{365 \times ADTT \times S^3} - Y_p \right) \tag{6.51}$$

$$Y_m = \left(\frac{A}{365 \times ADTT \times S^3} - \left(\frac{S}{S'} \right)^3 Y_p \right) \tag{6.52}$$

$$\Delta Y = \left(\frac{A}{365 \times ADTT} \right) \left(\frac{1}{S^3} - \frac{1}{S'^3} \right) + \left(1 - \left(\frac{S}{S'} \right)^3 \right) Y_p \quad (6.53)$$

โดยที่	Y_{ro}	คือ	อายุใช้งานสะพานที่เหลืออยู่ในกรณีที่ไม่เพิ่มค่าสถิติเนสของสะพาน
	Y_m	คือ	อายุใช้งานสะพานที่เหลืออยู่ในกรณี que เพิ่มค่าสถิติเนสของสะพาน
	ΔY	คือ	อายุใช้งานสะพานที่เพิ่มขึ้นเมื่อเพิ่มค่าสถิติเนสของสะพาน
	Y_p	คือ	อายุสะพานก่อนทำการเพิ่มค่าสถิติเนสของสะพาน
	S	คือ	ค่าช่วงความเค้นมากที่สุดบริเวณกึ่งกลางสะพานก่อนทำการเพิ่มค่าสถิติเนสของสะพาน
	S'	คือ	ค่าช่วงความเค้นมากที่สุดบริเวณกึ่งกลางสะพานหลังทำการเพิ่มค่าสถิติเนสของสะพานในระดับต่างๆ

โดยจากสมการที่ 6.51 ถึง 6.53 จะพบว่าอายุสะพานก่อนทำการเพิ่มค่าสถิติเนสของสะพานมีผลให้อายุใช้งานสะพานที่เพิ่มขึ้นมีค่าต่างๆกันถึงแม้จะเพิ่มค่าสถิติเนสของสะพานขึ้นในระดับเดียวกันก็ตามเนื่องมาจากสะพานที่ถูกใช้งานมานานกว่าจะเกิดค่าสัดส่วนความเสียหายสะสมรวมมากกว่าสะพานที่ถูกใช้งานน้อยกว่า ดังนั้นถึงแม้จะเพิ่มค่าสถิติเนสของสะพานขึ้นในระดับที่เท่ากัน แต่อายุใช้งานสะพานที่เพิ่มขึ้นของสะพานที่ถูกใช้งานมานานกว่าจะมีค่าน้อยกว่าในกรณีที่สะพานถูกใช้งานมาน้อยกว่าเสมอ ตัวอย่างเช่น ในกรณีที่เพิ่มค่าสถิติเนสของสะพานขึ้น 5% ในขณะที่สะพานถูกใช้งานมาแล้ว 10 ปี กับ 20 ปี จะมีอายุใช้งานที่เพิ่มขึ้น ดังนี้

ในกรณีที่เพิ่มค่าสถิติเนส 5% เมื่อสะพานถูกใช้งานมาแล้ว 10 ปี

$$ADTT = 1500 \text{ veh/day}, A_c = 1.53 \times 10^{15}, S = 353 \text{ ksc}, S' = 336.2 \text{ ksc}, Y_p = 10 \text{ years}$$

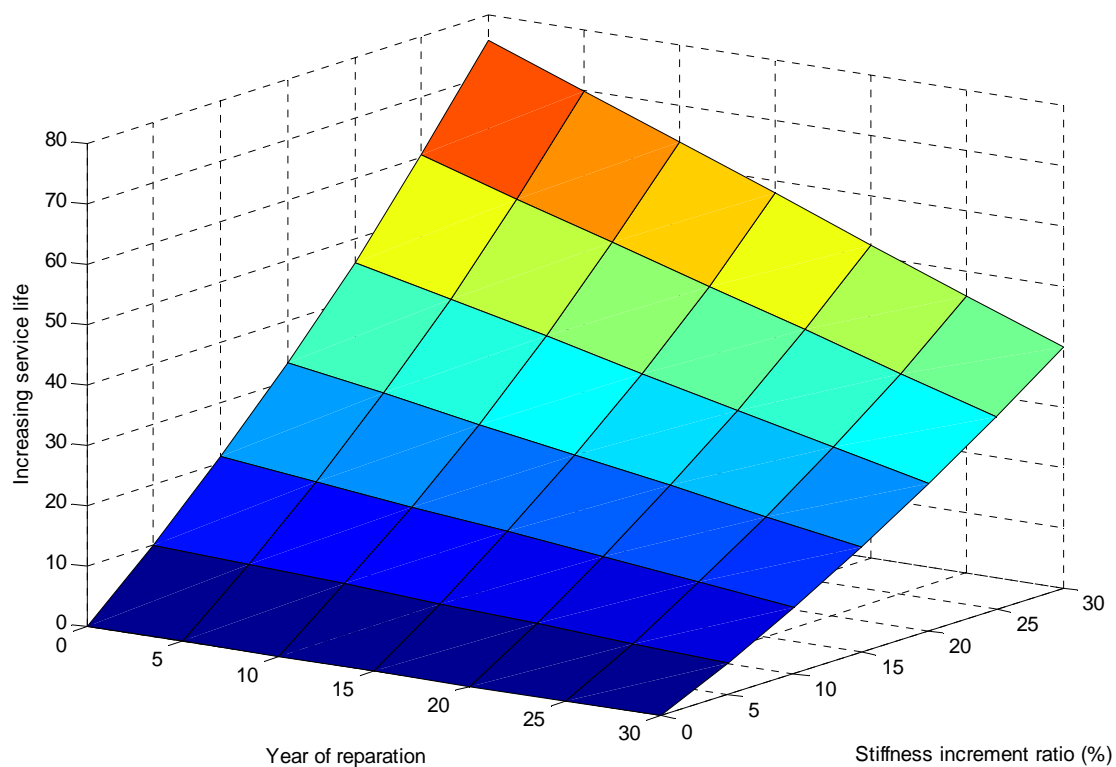
$$\begin{aligned} \text{ดังนั้น} \quad \Delta Y &= \left(\frac{1.53 \times 10^{15}}{1500 \times 365} \right) \left(\frac{1}{(336.2)^3} - \frac{1}{(353)^3} \right) + \left(1 - \left(\frac{353}{336.2} \right)^3 \right) 10 \\ &= 8.42 \text{ ปี} \end{aligned}$$

ในกรณีที่เพิ่มค่าสถิติเนส 5% เมื่อสะพานถูกใช้งานมาแล้ว 20 ปี

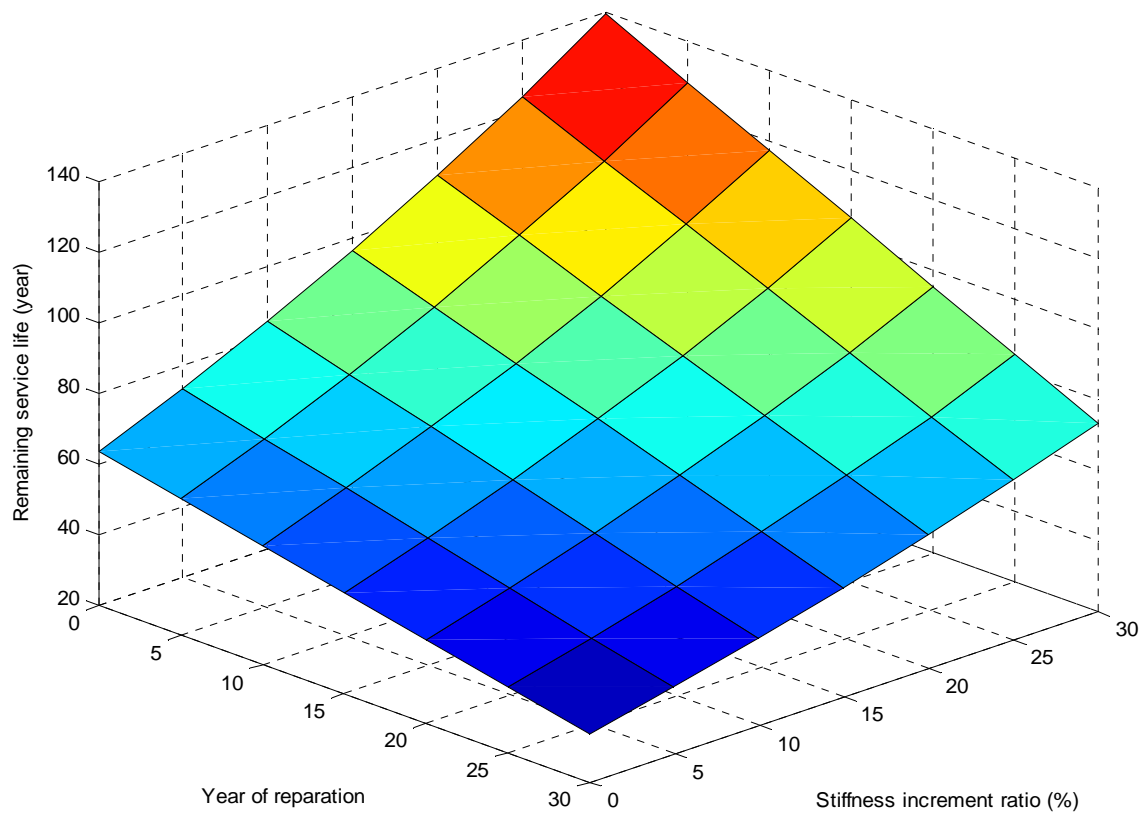
$$ADTT = 1500 \text{ veh/day}, A_c = 1.53 \times 10^{15}, S = 353 \text{ ksc}, S' = 336.2 \text{ ksc}, Y_p = 20 \text{ years}$$

$$\begin{aligned} \text{ดังนั้น} \quad \Delta Y &= \left(\frac{1.53 \times 10^{15}}{1500 \times 365} \right) \left(\frac{1}{(336.2)^3} - \frac{1}{(353)^3} \right) + \left(1 - \left(\frac{353}{336.2} \right)^3 \right) 20 \\ &= 6.84 \text{ ปี} \end{aligned}$$

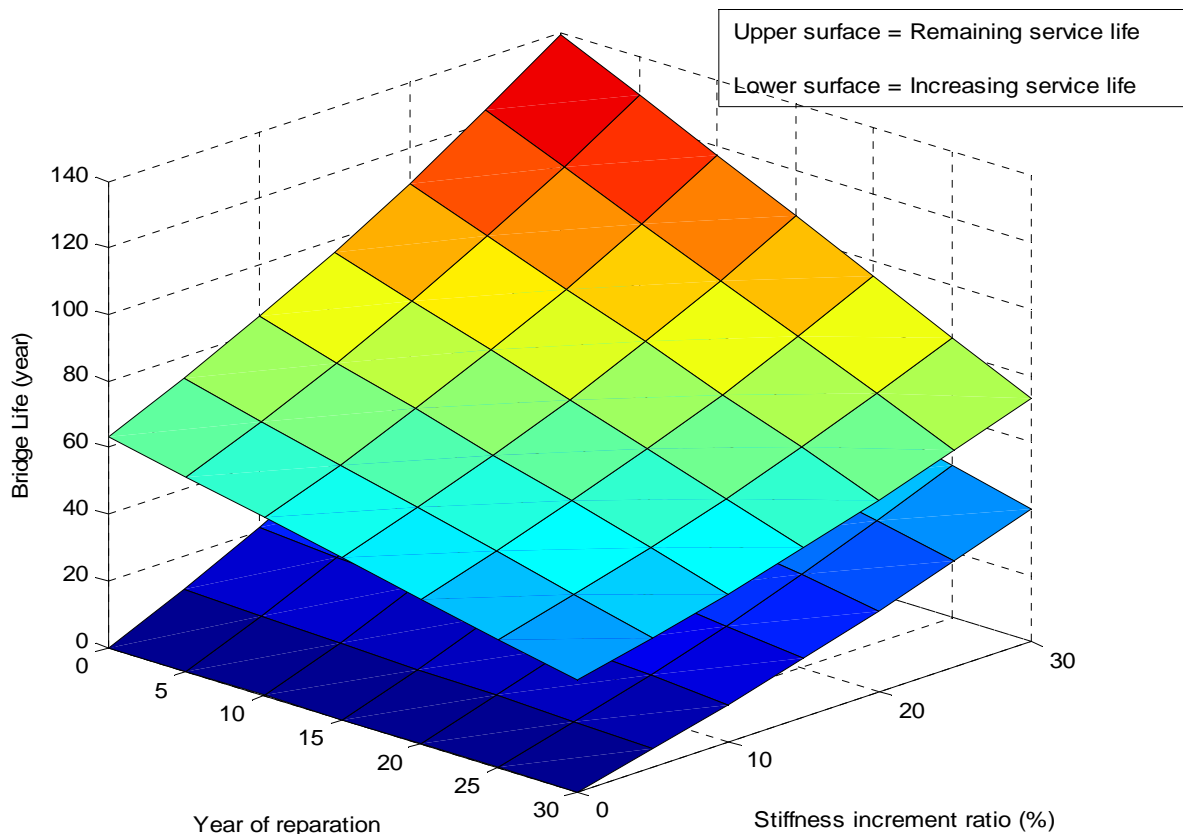
โดยอายุใช้งานสะพานที่เพิ่มขึ้นเมื่อเพิ่มค่าสถิติเนสของสะพานในระดับต่างๆ และอายุสะพานก่อนการเพิ่มค่าสถิติเนสค่าต่างๆเทียบกับอายุใช้งานที่เหลืออยู่ของสะพานในกรณีที่ไม่ได้ทำการเพิ่มค่าสถิติเนสแสดงในรูปที่ 6.33 และอายุใช้งานสะพานใหม่หลังการเพิ่มค่าสถิติเนสแสดงในรูปที่ 6.34



รูปที่ 6.33 แสดงอายุการใช้งานสะพานที่เพิ่มขึ้นเมื่อเพิ่มค่าสติฟเนสของสะพานในระดับต่างๆ และอายุสะพานก่อนการเพิ่มค่าสติฟเนสค่าต่างๆเทียบกับอายุใช้งานที่เหลืออยู่ของสะพานในกรณีที่ไม่ได้ทำการเพิ่มค่าสติฟเนส



รูปที่ 6.34 แสดงอายุการใช้งานสะพานที่เหลืออยู่หลังเพิ่มค่าสติฟเนสของสะพานขณะที่สะพานถูกใช้งานมาเป็นเวลาต่างๆ



รูปที่ 6.35 แสดงการเปรียบเทียบอายุสะพานที่เพิ่มขึ้นกับอายุสะพานที่เหลืออยู่ในกรณีที่เพิ่มค่าสติฟเนสของสะพานขึ้นในระดับต่างๆและเมื่อสะพานถูกใช้งานมาเป็นเวลาต่างๆ

ดังนั้นจากรูปที่ 6.33 ถึง 6.35 แสดงให้เห็นว่าถ้าต้องการเพิ่มอายุใช้งานสะพานขึ้นอีก 20 ปี เมื่อสะพานถูกใช้งานมาแล้ว 30 ปี จะต้องเพิ่มค่าสติฟเนสของสะพานขึ้น 20% โดยวิธีการเพิ่มค่าสติฟเนสของสะพานขึ้น 20% ได้แสดงไว้แล้วในข้างต้นทั้งวิธีตีค้อนเหล็กใต้ท้องคานสะพาน และ ใช้สลวดอัดแรงภายนอก นอกจากนั้นยังได้แสดงถึงการเพิ่มค่าสติฟเนสของสะพานขึ้นในระดับต่างๆเพื่อนำไปใช้ในการทำงาน และถ้าต้องการเพิ่มอายุสะพานขึ้นเมื่อสะพานถูกใช้งานมาแล้วสามารถดูรูปที่ 6.33 ถึง 6.35 หากค่าสติฟเนสของสะพานที่ต้องทำการเพิ่มได้ เพื่อนำไปใช้ในการตัดสินใจเพิ่มค่าสติฟเนสของสะพานโดยวิเคราะห์ถึงปัจจัยต่างๆทั้งทางด้าน เศรษฐกิจ การจราจร ฯลฯ ร่วมด้วย

จากการศึกษาการเพิ่มอายุใช้งานสะพาน โดยการเพิ่มค่าสติฟเนสของสะพานพบว่ามีผลสอดคล้องในการนำไปใช้งาน โดยการเพิ่มค่าสติฟเนสของสะพานขึ้น 5%-20% สามารถช่วยเพิ่มอายุใช้งานสะพานได้มากพอสมควร เช่น เพิ่มค่าสติฟเนสขึ้น 20% เมื่อสะพานมีอายุ 30 ปี จะทำให้อายุใช้งานสะพานเพิ่มขึ้นอีก 20 ปี ดังแสดงในรูปที่ 6.33 และการเพิ่มค่าสติฟเนสขึ้น 20% สามารถนำไปปฏิบัติได้จริงในการทำงาน โดยจะใช้การตีค้อนเหล็กหนา 10 มิลลิเมตร หรือ ใส่สลวดอัดแรงภายนอกจำนวน 40 เส้น เข้ากับสะพาน

บทที่ 7

สรุปผลการศึกษา

สะพานที่ถูกใช้งานมาเป็นเวลานานย่อมเสี่ยงต่อการพังทลายด้วยสาเหตุต่างๆ เช่น น้ำหนักบรรทุกเกิน การกัดกร่อน ความล้า เป็นต้น แต่การพังทลายเนื่องจากความล้าอาจจะเสี่ยงต่อการพังทลายโดยป้องกันได้ยาก เนื่องจากลำบากต่อการสังเกต และ ตรวจสอบ เพราะรอยแตกในเนื้อวัสดุสามารถขยายใหญ่ขึ้น ได้ตลอดเวลา ซึ่งการสร้างสะพานใหม่แทนที่สะพานเดิมเป็นวิธีการหนึ่งที่จะช่วยลดความเสี่ยงในการพังทลายของสะพาน แต่เนื่องจากค่าใช้จ่ายในการก่อสร้างที่ค่อนข้างสูง ประกอบกับต้องทำการปิดช่องทางจราจรในช่วงเวลาที่ทำการก่อสร้างสะพานใหม่ จึงทำการศึกษาวิธีเพิ่มอายุใช้งานสะพานทางด้านความล้า ซึ่งจากทฤษฎีความล้าพบว่า และ ทฤษฎีความเสียหายของพลาเกรน-ไมเนอร์ พบว่า อายุใช้งานสะพานจะแปรผกผันกับค่าสัดส่วนความเสียหายจากความล้าที่เกิดขึ้นเมื่อมีรถเคลื่อนที่ผ่านสะพาน และ ค่าสัดส่วนความเสียหายจะมีความสัมพันธ์กับ จำนวนรถที่วิ่งผ่านสะพาน ค่าช่วงความเค้นที่เกิดขึ้นเมื่อรถวิ่งผ่านสะพาน และ กำลังด้านความล้าของวัสดุและรอยต่อ โดยเมื่อพิจารณาที่จำนวนรถที่วิ่งผ่านสะพาน พบว่าจะต้องลดจำนวนรถที่วิ่งผ่านสะพานเพื่อให้ค่าสัดส่วนความเสียหายมีค่าลดลงซึ่งเป็นไปได้ยากในทางปฏิบัติ ส่วนทางด้านกำลังด้านความล้าของวัสดุและรอยต่อพบว่าต้องทำการเพิ่มกำลังด้านความล้าของวัสดุและรอยต่อซึ่งค่อนข้างสลับซับซ้อน เมื่อทำการพิจารณาที่ค่าช่วงความเค้นที่เกิดขึ้น พบว่าค่าสัดส่วนความเสียหายจะแปรผันโดยตรงกับค่าช่วงความเค้นยกกำลังสาม ดังนั้นการลดค่าช่วงความเค้นที่เกิดขึ้นจะช่วยลดค่าสัดส่วนความเสียหายและเพิ่มอายุใช้งานสะพานซึ่งเป็นแนวทางที่ไม่สลับซับซ้อน และสามารถนำไปใช้งานได้จริง จึงใช้วิธีการลดค่าช่วงความเค้นในการเพิ่มอายุใช้งานสะพาน โดยในงานวิจัยนี้จะศึกษาการลดค่าช่วงความเค้นด้วยการเพิ่มค่าสติเฟนสของสะพาน ซึ่งจากการศึกษาพบว่าการเพิ่มค่าสติเฟนสของสะพานมีความสมเหตุสมผลในการนำไปใช้งาน โดยการเพิ่มค่าสติเฟนสของสะพานขึ้น 5%-20% สามารถช่วยเพิ่มอายุใช้งานสะพานได้มากพอสมควร เช่น เพิ่มค่าสติเฟนสขึ้น 20% เมื่อสะพานมีอายุ 30 ปี จะทำให้อายุใช้งานสะพานเพิ่มขึ้นอีก 20 ปี และการเพิ่มค่าสติเฟนสขึ้น 20% สามารถนำไปปฏิบัติได้จริงในการทำงาน ด้วยการติดแผ่นเหล็กบริเวณใต้ท้องคานสะพาน หรือ ใต้อัดแรงภายนอกจำนวนหนึ่ง

นอกจากนี้ในงานวิจัยนี้จะทำการศึกษาถึงปัจจัยที่มีผลต่อค่าสัดส่วนความเสียหายจากความล้าที่เกิดขึ้นเมื่อมีรถเคลื่อนที่ผ่านสะพาน โดยในตอนแรกจะทำการศึกษาผ่านแบบจำลองแรงกระทำแบบจุดเคลื่อนที่ผ่านสะพาน เพื่อศึกษาสมการแสดงความสัมพันธ์ระหว่างค่าสัดส่วนความเสียหายกับ ขนาดแรง ความเร็วของแรง ค่าสติเฟนสของสะพาน และ ค่าความหน่วงของสะพาน ซึ่งทำให้ทราบว่าปัจจัยที่มีผลต่อค่าสัดส่วนความเสียหายอย่างมีนัยสำคัญ คือ ขนาดแรง และ ค่าสติเฟนสของสะพาน โดยค่าสัดส่วนความเสียหายจะแปรผันโดยตรงกับขนาดแรงยกกำลังสาม และ แปรผกผันกับค่าสติเฟนสของสะพานยกกำลังสาม ส่วนปัจจัยอื่นๆพบว่าไม่ค่อยมีผลต่อค่าสัดส่วนความเสียหายอย่างมีนัยสำคัญ แต่การศึกษาผ่านแบบจำลองแรงกระทำแบบจุดเคลื่อนที่ผ่านสะพานมีข้อเสีย คือ ไม่สามารถศึกษาถึงผลของปัจจัยอื่นๆ อาทิเช่น ความขรุขระของพื้นผิวสะพาน ความเร็วของรถที่เคลื่อนที่ผ่านสะพาน ฯลฯ ดังนั้นจึงมาทำการศึกษาต่อในแบบจำลองรถชนิด 4 การเปลี่ยนตำแหน่งอิสระเคลื่อนที่ผ่านสะพานโดยทำการคำนวณในโปรแกรม MATLAB ซึ่งสามารถศึกษาถึงผลของปัจจัยต่างๆที่มีต่อค่าสัดส่วนความเสียหายจากความล้าเมื่อมีรถเคลื่อนที่ผ่านสะพาน ซึ่งในงานวิจัยนี้ได้ทำการศึกษาค่าสัดส่วนความเสียหายที่เกิดขึ้นผ่านสะพานตัวอย่าง เพื่อให้ค่าที่ได้ออกมาใกล้เคียงความจริงมากที่สุด โดยใช้คุณสมบัติต่างๆของสะพานตัวอย่างในการคำนวณค่าสัดส่วนความเสียหายที่เกิดขึ้น เช่น ค่าสติเฟนสของสะพาน น้ำหนักของสะพาน ฯลฯ ส่วนทางด้านแบบจำลองรถบรรทุกที่ใช้ในการศึกษาได้นำค่าน้ำหนักรถบรรทุกที่ได้ทำการเก็บข้อมูลมาหาค่าน้ำหนักของรถบรรทุกทุกความล้า (fatigue truck) โดยอาศัยทฤษฎีความเสียหายของ พลาเกรน-ไมเนอร์ ส่วนทางด้านความขรุขระของพื้นผิวสะพานได้จำลองตามมาตรฐาน

ของ ASHTO โดยการวิเคราะห์ผลของปัจจัยต่างๆต่อสัดส่วนความเสียหายจากความล้าที่เกิดขึ้นเมื่อรถเคลื่อนที่ผ่านสะพานแสดงในบทที่ 5

โดยจากการศึกษาปัจจัยที่มีผลต่อค่าสัดส่วนความเสียหายของสะพานเนื่องจากความล้าพบว่าค่าสถิติในสของสะพาน และ น้ำหนักของรถบรรทุกที่วิ่งผ่านสะพานมีผลต่อค่าสัดส่วนความเสียหายของสะพานเนื่องจากความล้ามากที่สุด ส่วนค่าความเร็วของรถ ค่าสถิติในสของช่วงล่างรถ ค่าความหน่วงของสะพาน และ ความขรุขระของพื้นผิวสะพานไม่ค่อยมีผลต่อค่าสัดส่วนความเสียหายจากความล้าที่เกิดขึ้น จึงพิจารณาที่ค่าสถิติในสของสะพาน และ น้ำหนักของรถบรรทุก เพื่อที่จะหาวิธีในการลดค่าสัดส่วนความเสียหายจากความล้าที่เกิดขึ้นเพื่อช่วยเพิ่มอายุการใช้งานสะพาน โดยจากการศึกษาพบว่า ค่าสัดส่วนความเสียหายจะแปรผันโดยตรงกับน้ำหนักบรรทุกยกกำลังสาม ดังนั้นถ้าต้องการให้ค่าสัดส่วนความเสียหายที่เกิดขึ้นมีค่าลดลงจะต้องลดน้ำหนักของรถบรรทุกที่วิ่งผ่านสะพาน ส่วนทางด้านค่าสถิติในสของสะพานพบว่า ค่าสัดส่วนความเสียหายจะแปรผกผันโดยตรงกับค่าสถิติในสของสะพานยกกำลังสาม ดังนั้นถ้าต้องการลดค่าสัดส่วนความเสียหายของสะพานจะต้องเพิ่มค่าสถิติในสของสะพาน ซึ่งเมื่อพิจารณาจะพบว่าวิธีที่เหมาะสม คือ การเพิ่มค่าสถิติในสของสะพาน เนื่องจากการจำกัดน้ำหนักบรรทุกที่เคลื่อนที่ผ่านสะพานกระทำได้ยากในการปฏิบัติ งานวิจัยนี้จึงเสนอการลดค่าสัดส่วนความเสียหายของสะพานเนื่องจากความล้าโดยการลดค่าช่วงความเค้นที่เกิดขึ้นด้วยวิธีการเพิ่มค่าสถิติในสของสะพาน

จากการศึกษาถึงวิธีการเพิ่มค่าสถิติในสของสะพานซึ่งในงานวิจัยนี้ได้เสนอ 2 วิธี คือ การคิดแผ่นเหล็กใต้ท้องคานสะพาน และ การใช้ลวดอัดแรงภายนอก โดยทำการศึกษารูปแบบจำลองสะพานตัวอย่างซึ่งทำการศึกษาในโปรแกรม SAP2000 เพื่อให้ได้ผลการศึกษาที่ได้มีความถูกต้องและสมจริงมากยิ่งขึ้น โดยในการคำนวณออกแบบพื้นที่หน้าตัดของแผ่นเหล็ก และ จำนวนลวดอัดแรง ที่ใช้เพิ่มค่าสถิติในสของสะพาน จะพิจารณาคานสะพานเพียงคานเดียวแบบ 2 มิติเพื่อความสะดวก โดยให้คานสะพานที่ทำการออกแบบมีความยาวของปีกคานด้านบนเท่ากับความยาวปีกคานประสิทธิภาพ (effective flange width) และ น้ำหนักบรรทุกที่กระทำต่อคานสะพานจะถูกปรับแก้ด้วยค่าสัมประสิทธิ์การกระจายแรง (distribution factor) ตามมาตรฐานในการออกแบบของ AASHTO จากผลการศึกษาพบว่าวิธีคิดแผ่นเหล็กใต้ท้องคานสะพานสามารถเพิ่มค่าสถิติในสของสะพานได้ดีกว่าวิธีใช้ลวดอัดแรงภายนอก เนื่องจากใช้พื้นที่หน้าตัดของเหล็กน้อยกว่าในการเพิ่มค่าสถิติในสของสะพานในระดับเดียวกัน เนื่องจากอายุใช้งานของสะพานตัวอย่างมีค่าประมาณ 63 ปี ซึ่งสามารถคำนวณได้โดยการจำลองให้รถบรรทุกความล้าวิ่งผ่านสะพานตัวอย่างและทำการคำนวณค่าช่วงความเค้นที่เกิดขึ้นเพื่อนำไปหาค่าสัดส่วนความเสียหายและนำไปคำนวณหาอายุการใช้งานสะพานก่อนพังทลายเนื่องจากความล้า

โดยจากการศึกษาพบว่า การเพิ่มอายุการใช้งานสะพานตัวอย่างที่ถูกใช้งานมาแล้วประมาณ 30 ปี ให้มีอายุใช้งานเพิ่มขึ้นอีกประมาณ 20 ปี ต้องเพิ่มค่าสถิติในสของสะพานขึ้น 20% โดยในการออกแบบเบื้องต้นซึ่งพิจารณาแค่คานสะพานเพียงคานเดียวแบบ 2 มิติ พบว่าการเพิ่มค่าสถิติในสของสะพานขึ้น 20% โดยวิธีคิดแผ่นเหล็กใต้ท้องคานสะพานจะต้องใช้แผ่นเหล็กหนา 10 มิลลิเมตร ส่วนทางด้านวิธีลวดอัดแรงภายนอกพบว่าต้องใช้ลวดจำนวน 40 เส้น ดังนั้นเมื่อทำการออกแบบขนาดแผ่นเหล็ก และ จำนวนลวดที่ต้องใช้ในการเพิ่มค่าสถิติในสของสะพานขึ้น 20% ได้แล้วจึงทำการจำลองสะพานที่ทำการคิดแผ่นเหล็กตามขนาดที่ได้จากการคำนวณ หรือ ใส่ลวดตามจำนวนที่ได้จากการคำนวณในแบบจำลองไฟไนท์อีลิเมนต์แบบ 3 มิติ อีกครั้งด้วยโปรแกรม SAP2000 เพื่อตรวจสอบว่าการคำนวณเบื้องต้นถูกต้องหรือไม่ โดยจากผลที่ได้จากโปรแกรม SAP2000 พบว่าการเพิ่มค่าสถิติในสของสะพานตามที่ได้จากการออกแบบในเบื้องต้นจะช่วยลดค่าช่วงความเค้นลงได้โดยเทียบได้กับการเพิ่มค่าสถิติในสของสะพานขึ้นประมาณ 25% แสดงว่าการคำนวณเบื้องต้นในการออกแบบเพิ่มค่าสถิติในสของสะพานที่ได้นำเสนอสามารถนำไปใช้งานได้เนื่องจากให้ผลที่อยู่ในด้านปลอดภัย (conservative) โดยสาเหตุที่ค่าสถิติในสของสะพานเพิ่มขึ้นมากกว่าที่ได้จากการ

คำนวณในเบื้องต้น คือ ทำการตัดแผ่นเหล็ก หรือ เกลียวลวดเข้ากับคานสะพานทุกคานในการวิเคราะห์แบบ 3 มิติ ในโปรแกรม SAP2000 ซึ่งต่างจากการคำนวณเบื้องต้นที่พิจารณาแค่คานสะพานเพียงคานเดียวแบบ 2 มิติ โดยจากผลการวิเคราะห์แบบจำลองสะพานที่ได้ทำการเพิ่มค่าสติเฟนส์ทั้ง 2 วิธี พบว่าเกิดค่าช่วงความเค้นบริเวณกึ่งกลางช่วงสะพานใกล้เคียงกัน กล่าวคือ เมื่อเทียบเป็นค่าสติเฟนส์ของสะพานที่เพิ่มขึ้นจะมีค่าใกล้เคียงกันคือประมาณ 25% แสดงว่าแบบจำลองสะพานที่ทำการเพิ่มค่าสติเฟนส์ทั้ง 2 วิธี มีความถูกต้อง และการตัดแผ่นเหล็กได้ห้องคานสะพาน หรือ ใส่เกลียวลวดอัดแรงที่สะพานทั้ง 3 คานจะส่งผลให้สะพานมีค่าสติเฟนส์เพิ่มขึ้นมากกว่า การตัดแผ่นเหล็กได้ห้องคานสะพาน หรือ ใส่เกลียวลวดอัดแรงที่สะพานเพียงแค่นคานเดียว

นอกจากนี้ผลการศึกษาอายุใช้งานสะพานที่เพิ่มขึ้นเมื่อทำการเพิ่มค่าสติเฟนส์ของสะพานยังชี้ให้เห็นว่า อายุใช้งานสะพานก่อนทำการเพิ่มค่าสติเฟนส์ก็มีผลต่ออายุใช้งานสะพานที่เพิ่มขึ้นเช่นกัน โดยจากการศึกษาพบว่า ถ้าทำการเพิ่มค่าสติเฟนส์ของสะพานในขณะที่ใช้งานสะพานมาเป็นเวลานานนั้นจะส่งผลให้อายุใช้งานสะพานเพิ่มขึ้นมากกว่ากรณีที่สะพานถูกใช้งานมาเป็นเวลานานแล้วเมื่อเพิ่มค่าสติเฟนส์ขึ้นเท่าๆกัน โดยมีสาเหตุมาจากสะพานที่ถูกใช้งานมาเป็นเวลานานนั้นจะมีค่าสัดส่วนความเสียหายสะสมที่เกิดขึ้นไม่มาก แต่ในส่วนของสะพานที่ถูกใช้งานมาเป็นเวลานานจะมีค่าสัดส่วนความเสียหายสะสมที่เกิดขึ้นมาก ดังนั้นการกำหนดจุดเวลาที่เหมาะสมในการเพิ่มค่าสติเฟนส์ของสะพานจึงเป็นอีกปัจจัยสำคัญสำหรับการวางแผนเพิ่มอายุการใช้งานสะพาน นอกเหนือไปจากขนาดของการเพิ่มค่าสติเฟนส์ที่เหมาะสม ซึ่งทั้งสองปัจจัยนี้ควรจะได้พิจารณาไปพร้อมกัน โดยคำนึงถึงหลักความคุ้มค่าทางเศรษฐกิจประกอบ เพื่อให้การประยุกต์ใช้เกิดประสิทธิภาพสูงสุดต่อไป

รายการอ้างอิง

ภาษาไทย

ธีระชัย ดิสมสุข. การประเมินอายุการใช้งานที่เหลืออยู่เนื่องจากความล้าของสะพานรถไฟแบบโครงถักที่มีรอยต่อแบบหมุดยึด. วิทยานิพนธ์ปริญญาโทบริหารธุรกิจ, ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย. 2549.

วุฒิชัย อ่อนน้อม. การศึกษาพฤติกรรมเชิงพลศาสตร์ของโครงสร้างสะพานทางหลวงประเภทแผ่นพื้นวางบนคานภายใต้แรงกระทำจากรถบรรทุก. วิทยานิพนธ์ปริญญาโทบริหารธุรกิจ, ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยธรรมศาสตร์. 2543.

ภาษาอังกฤษ

Alampalli, S., and Lund, R. Estimating Fatigue Life of Bridge Components Using Measured Strains. Journal of Bridge Engineering (2006) : 725-736.

Bannantine, J.A., Comer, J.J., and Handrock, J.L. Fundamentals of Metal Fatigue Analysis. New Jersey: Prentice Hall, 1990.

Boonwan, K. Fatigue Life Evaluation of Steel Overpass Bridges. Master's Thesis, Faculty of Engineer Chulalongkorn University. 1998.

Byers, W.G., Marley, M.J. , Mohammadi, J. and Nielsen, R.J. and Sarkani S. Fatigue Reliability Reassessment Procedure. Journal of Structural Engineering (1997) : 271-276.

Craig, R.R., and Kurdila, A.J. Fundamentals of Structural Dynamics. New Jersey : John Wiley & Sons, 2006.

Dawood, M., Summer, E., Rizkalla, S. and Schnerch, D. Strengthening Steel Bridges with New High Modulus CFRP Materials. North Carolina State University, Raleigh, North Carolina (2005) : 30-40.

Dunker, K.F., Klaiber, F.W., and Sander, W.W. Design Manual for Strengthening Single-Span Composite Bridges by Post-Tensioning. Department of Civil Engineering, Engineering Research Institute, Iowa State University, Ames, 1985.

Fryba, L. Vibration of solid structure under moving loads. Czech Republic :Thomas Telford, 1999.

Jo, B.W., Tae, G.H., and Lee,D.W. Structural Vibration of Tuned Mass Damper-Installed Three-Span Steel Box Bridge. International Journal of Pressure Vessels and Piping 78 (2001) : 667-675.

Keating, P.B. and Fisher, J.W. Review of Fatigue Test and Design Criteria on Welded Details. Fritz Engineering Laboratory Report 488-1 , Lehigh University , USA, 1985.

Li, W., Albrecht, P. and Saadatmanesh, H. Strengthening of Composite Steel-Concrete Bridges. Journal of Structural Engineering (1995) : 1842-1849.

Li, W.F. and Zhang, X.P. Investigation of initiation and growth behavior of short fatigue cracks emanating from a single edge notch specimen using in-situ SEM. Department of Mechanical and Mechatronical Engineering, The University of Sydney, Sydney NSW, Australia (2001) : 129-136.

Miyamoto, A., Tie, K., Nakamura, H. and John, W.B. Behavior of Prestressed Beam Strengthened with External Tendons. Journal of Structural Engineering (2000) : 1033-1044.

- Moga, P., Kollo, G., Gutiu, S. and Moga, C. Efficient Method for Bridge Steel Plate Girders Strengthening. Technical University of Cluj (2000) : 25-33.
- Mohammadi, J., Guralnick, S. and Polepeddi, R. Bridge Fatigue Life Estimation from Field Data. Practice Periodical on Structural Design and Construction (1998) : 128-133.
- Mori, T., Lee, H.H. and Kyung, K.S. Fatigue Life Estimation parameter for Short and Medium Span Steel Highway Girder Bridge. Engineering Structure (2006) : 1-13.
- Moses, F., Schilling, C.G. and Raju, K.S. Fatigue Evaluation Procedures for Steel Bridges. Cleveland : Transportation Research Board, 1987.
- Museros, P., and martinez-Rodrigo, M.D. Vibration Control of Simply Supported beams under moving loads using fluid viscous dampers. Journal of Sound and Vibration 300 (2007) : 292-315.
- Pinkaew, T. and Fujino, Y. Effectiveness of Semi-Active Tuned Mass Dampers Under Harmonic Excitation. Engineering Structures 23 (2001) : 850-856.
- Ryall, M.J. Bridge Management. Kent : Genesis Typesetting, 2001.
- Sen, R., Liby, L. and Mullins, G. Strengthening Steel Bridge Sections Using CFRP Laminates. National Technical Information Service (2000) : 243-251.
- Shiozawa, K., Lu, L. and Ishihara, S. S-N curve characteristics and subsurface crack initiation behavior in ultra-long life fatigue of a high carbon-chromium bearing steel. Department of Mechanical System Engineering, Toyama University, Toyama, Japan (2001) : 781-790
- Skaloud M. and Zornerova M. The Fatigue Behavior of The Breathing Webs of Steel Bridge Girders . Journal of Civill Engineering and Management (2005) : 323-336.
- Standard Specifications for Highway Bridges. American Association of State Highway and Transportation Officials , USA, 2002.
- Walther, F. and Eifler, D. Fatigue life calculation of SAE1050 and SAE1065 steel under random loading. International Journal of Fatigue 29 (2007) : 1885-1892.

ภาคผนวก

ภาคผนวก ก

การโก่งตัวของสะพานเมื่อมีแรงกระทำแบบจุดเคลื่อนที่ผ่านสะพาน

เมื่อมีแรงกระทำแบบจุดเคลื่อนที่ผ่านสะพานค่าการโก่งตัวของสะพานที่บริเวณต่างๆ ณ เวลาใดๆ สามารถคำนวณได้จากสมการการเคลื่อนที่ของสะพาน ดังนี้

$$EI \frac{\partial^4 v(x,t)}{\partial x^4} + \mu \frac{\partial^2 v(x,t)}{\partial t^2} + 2\mu\omega\xi \frac{\partial v(x,t)}{\partial t} = \delta(x-ct)P \quad (ก-1)$$

โดยที่ $v(x,t)$ = ค่าการโก่งตัวของสะพานที่ตำแหน่งต่างๆ ณ เวลาใดๆเมื่อมีแรงกระทำแบบจุดเคลื่อนที่ผ่านสะพาน

$\omega_{(j)}$ = ความถี่ธรรมชาติของสะพานในโหมดของการสั่นไหวที่ j

ξ = ค่าสัดส่วนความหน่วงของสะพาน (damping ratio)

x = ตำแหน่งที่วัดค่าการโก่งตัวของสะพาน โดยในกรณีนี้วัดที่ตำแหน่งกึ่งกลางสะพาน

$$\omega_{d(j)} = \omega_{(j)}\sqrt{1-\xi^2}$$

c = ความเร็วของรถบรรทุก

L = ความยาวสะพานหลัก

E = ค่าโมดูลัสยืดหยุ่นของวัสดุที่ใช้สร้างสะพาน

I = ค่าโมเมนต์ความเฉื่อยของหน้าตัดคานสะพาน

μ = น้ำหนักต่อความยาวของสะพานหลัก

P = ค่าแรงกระทำแบบจุด

$\delta(x-ct)$ = Dirac function ของแรงที่กระทำต่อสะพาน

โดยเมื่อทำการแปลงสมการที่ ก-1 ด้วยวิธี Fourier sine integral transformation โดยความสัมพันธ์ระหว่าง $v(x,t)$ กับตัวแปลง $V(j,t)$ แสดงดังสมการที่ ก-2 และ ก-3

$$V(j,t) = \int_0^L v(x,t) \sin\left(\frac{j\pi x}{L}\right) dx \quad (ก-2)$$

$$v(x,t) = \frac{2}{L} \sum_{j=1}^{\infty} V(j,t) \sin\left(\frac{j\pi x}{L}\right) \quad (ก-3)$$

โดยคุณสมบัติของ Dirac function คือ

$$\int_{-\infty}^{\infty} \delta(x-a) f(x) dx = f(a) \quad (ก-4)$$

ดังนั้นเมื่อทำการแปลงสมการ ก-1 ด้วยวิธี Fourier sine integral transformation จะได้สมการที่ ก-5 ดังนี้

$$\frac{j^4 \pi^4}{L^4} EIV(j,t) + \mu \ddot{V}(j,t) + 2\mu\omega\xi \dot{V}(j,t) = P \sin\left(\frac{j\pi ct}{L}\right) \quad (\text{ก-5})$$

เมื่อสมมติให้

$$\omega_{(j)}^2 = \frac{j^4 \pi^4}{L^4} \frac{EI}{\mu} \quad (\text{ก-6})$$

และ

$$\omega_v = \frac{\pi c}{L} \quad (\text{ก-7})$$

และจัดรูปสมการใหม่จะได้

$$\ddot{V}(j,t) + 2\omega\xi \dot{V}(j,t) + \omega_{(j)}^2 V(j,t) = \frac{P}{\mu} \sin(j\omega_v t) \quad (\text{ก-8})$$

การแก้สมการข้างบนต้องใช้วิธี Laplace-Carson integral transformation ซึ่งต้องแปลง $V(j,t)$ ให้เป็น $V^*(j,p)$ โดยมีความสัมพันธ์ ดังแสดง

$$V^*(j,p) = p \int_0^{\infty} V(j,t) e^{-pt} dt \quad (\text{ก-9})$$

$$V(j,t) = \frac{1}{2\pi i} \int_{a-i\infty}^{a+i\infty} \frac{V^*(j,p)}{p} e^{pt} dp \quad (\text{ก-10})$$

โดยเมื่อทำการแปลงสมการ ก-8 ด้วยวิธี Laplace-Carson integral transformation จะได้

$$p^2 V^*(j,p) + 2\omega\xi p V^*(j,p) + \omega_{(j)}^2 V^*(j,p) = \frac{Pj\omega}{\mu} \frac{p}{p^2 + j^2 \omega^2} \quad (\text{ก-11})$$

ดังนั้นจะแก้สมการหาค่า $V^*(j,p)$ ได้ดังแสดง

$$\left(p^2 + 2\omega\xi p + \omega_{(j)}^2\right) V^*(j,p) = \frac{Pj\omega}{\mu} \frac{p}{p^2 + j^2 \omega^2} \quad (\text{ก-12})$$

$$V^*(j,p) = \frac{Pj\omega}{\mu} \frac{p}{p^2 + j^2 \omega^2} \frac{1}{p^2 + 2\omega\xi p + \omega_{(j)}^2} \quad (\text{ก-13})$$

จากนั้นทำการแปลงค่า $V^*(j,p)$ ให้กลับมาเป็น $V(j,t)$ จะได้

$$V(j,t) = \frac{P}{\mu\omega^2} \frac{1}{j^2[j^2(j^2 - \beta^2)^2 + 4\beta^2\xi^2]} \begin{bmatrix} j^2(j^2 - \beta^2)\sin(j\omega_v t) \\ -\frac{j\beta[j^2(j^2 - \beta^2) - 2\xi^2]}{(j^4 - \xi^2)^{1/2}} e^{-\omega_{(j)}\xi t} \sin \omega_{d(j)} t \\ -2j\beta\xi(\cos j\omega_v t - e^{-\omega_{(j)}\xi t} \cos \omega_{d(j)} t) \end{bmatrix} \quad (\text{ก-14})$$

โดยที่ $\beta_{(j)} = \frac{\omega_v}{\omega_{(j)}} =$ ค่าความถี่ของรถเทียบกับสะพาน (relative frequency)

ดังนั้นเมื่อแปลง $V(j,t)$ ให้เป็น $v(x,t)$ ตามสมการที่ ก-3 จะได้

$$v(x,t) = \frac{2P}{\mu L\omega^2} \sum_{j=1}^{\infty} \frac{1}{j^2[j^2(j^2 - \beta^2)^2 + 4\beta^2\xi^2]} \begin{bmatrix} j^2(j^2 - \beta^2)\sin(j\omega_v t) \\ -\frac{j\beta[j^2(j^2 - \beta^2) - 2\xi^2]}{(j^4 - \xi^2)^{1/2}} e^{-\omega_{(j)}\xi t} \sin \omega_{d(j)} t \\ -2j\beta\xi(\cos j\omega_v t - e^{-\omega_{(j)}\xi t} \cos \omega_{d(j)} t) \end{bmatrix} \sin \frac{j\pi x}{L} \quad (\text{ก-15})$$

และเนื่องจากค่าการโก่งตัวของสะพานที่ตำแหน่งกึ่งกลางสะพานเมื่อมีแรงกระทำที่กึ่งกลางสะพาน มีค่าเท่ากับ

$$v_0 = \frac{PL^3}{48EI} \approx \frac{2P}{\mu L\omega^2} \quad (\text{ก-16})$$

ดังนั้นค่าการโก่งตัวของสะพานเมื่อมีแรงกระทำแบบจุดเคลื่อนที่ผ่านสะพาน คือ

$$v(x,t) = v_0 \sum_{j=1}^{\infty} \frac{1}{j^2[j^2(j^2 - \beta^2)^2 + 4\beta^2\xi^2]} \begin{bmatrix} j^2(j^2 - \beta^2)\sin(j\omega_v t) \\ -\frac{j\beta[j^2(j^2 - \beta^2) - 2\xi^2]}{(j^4 - \xi^2)^{1/2}} e^{-\omega_{(j)}\xi t} \sin \omega_{d(j)} t \\ -2j\beta\xi(\cos j\omega_v t - e^{-\omega_{(j)}\xi t} \cos \omega_{d(j)} t) \end{bmatrix} \sin \frac{j\pi x}{L} \quad (\text{ก-17})$$

ภาคผนวก ข

การตรวจสอบความถูกต้องของโปรแกรมแบบจำลองรถบรรทุกวิ่งผ่านสะพาน

เนื่องจากความถูกต้องของค่าความเค้นที่ใช้ในการหาค่าสัดส่วนความเสียหายของสะพานเนื่องจากความถี่ขึ้นอยู่กับความถูกต้องของ โปรแกรมแบบจำลองรถบรรทุกวิ่งผ่านสะพาน ดังนั้นจึงจำเป็นต้องทำการตรวจสอบความถูกต้องของโปรแกรม โดยจะแยกทำการตรวจสอบออกเป็น 3 ส่วน คือ

1. การตรวจสอบความถูกต้องของแบบจำลองสะพาน
2. การตรวจสอบความถูกต้องของแบบจำลองรถบรรทุก
3. การตรวจสอบความถูกต้องของการเชื่อมโยงแบบจำลองสะพานเข้ากับแบบจำลองรถบรรทุก

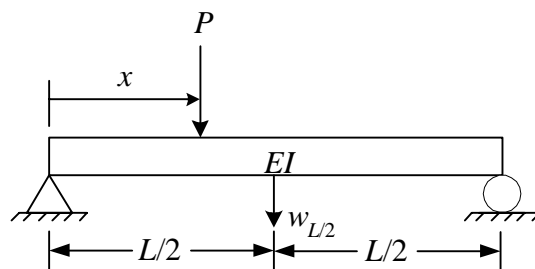
โดยวิธีการตรวจสอบในแต่ละส่วนของโปรแกรมจะแสดงดังต่อไปนี้

1 การตรวจสอบความถูกต้องของแบบจำลองสะพาน

ในการตรวจสอบความถูกต้องของแบบจำลองสะพานจะทำการตรวจสอบทั้งแบบ สถิติศาสตร์ และ พลศาสตร์ เพื่อให้มีความเชื่อมั่นในโปรแกรมแบบจำลองรถบรรทุกวิ่งผ่านสะพานที่ได้สร้างขึ้นมามากยิ่งขึ้น โดย จะทำการจำลองในโปรแกรมทั้งแบบ สถิติศาสตร์ และ พลศาสตร์ แล้วนำค่าการ โกงตัวที่จุดกึ่งกลางสะพานที่เวลา ใดๆมาเปรียบเทียบกับ ค่าการ โกงตัวที่ตำแหน่งกึ่งกลางของคานที่มีฐานรองรับแบบปกติ (simple support) เพื่อ เป็นการตรวจสอบความถูกต้องของแบบจำลอง ดังแสดงต่อไปนี้

1.1 เริงสถิติศาสตร์

จะทำการจำลองในโปรแกรมให้รถบรรทุกวิ่งด้วยความเร็วเรื่อยๆ ประมาณ 0.01 m/s และสมมติว่าไม่มี ความขรุขระเพื่อให้มีลักษณะใกล้เคียงกับแรงทางสถิติศาสตร์ และทำการเปรียบเทียบกับผลที่ได้จากกรณีที่มี น้ำหนักคงที่ 2 แรงเคลื่อนที่ผ่านสะพาน



รูปที่ ข.1 แบบจำลองของสะพานที่มีจุดรองรับแบบธรรมดาและมีแรงวิ่งผ่าน

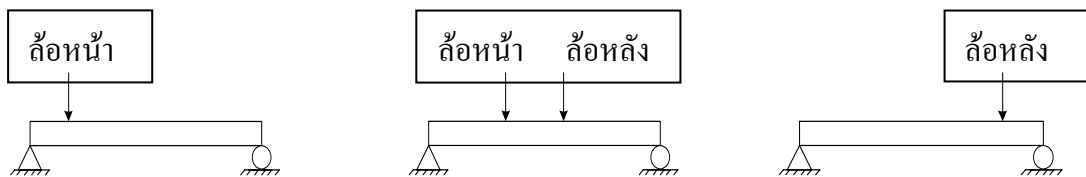
โดยจะนำค่าการโก่งตัวที่ตำแหน่งกึ่งกลางของสะพานมาใช้ในการเปรียบเทียบ ซึ่งค่าการโก่งตัวที่ตำแหน่งกึ่งกลางของสะพานเมื่อมีน้ำหนักคงที่ P วิ่งผ่าน ซึ่งแสดงได้ดังสมการ

$$U = (P/6*EI)*((L/2-x)^3+(3/8*L^2*(L-x)-(1/2*(L-x)^3)) \text{ เมื่อ } x \leq L/2 \quad (\text{ข-1})$$

$$U = (P*(L-x)/(12*EI))*((3*L^2/4)-(L-x)^2) \text{ เมื่อ } x > L/2$$

- โดยที่ P = ขนาดของแรงที่วิ่งผ่านสะพาน
 L = ความยาวสะพาน
 EI = ค่าความแข็งของสะพาน
 x = ตำแหน่งที่แรงอยู่ ณ เวลาใดๆ

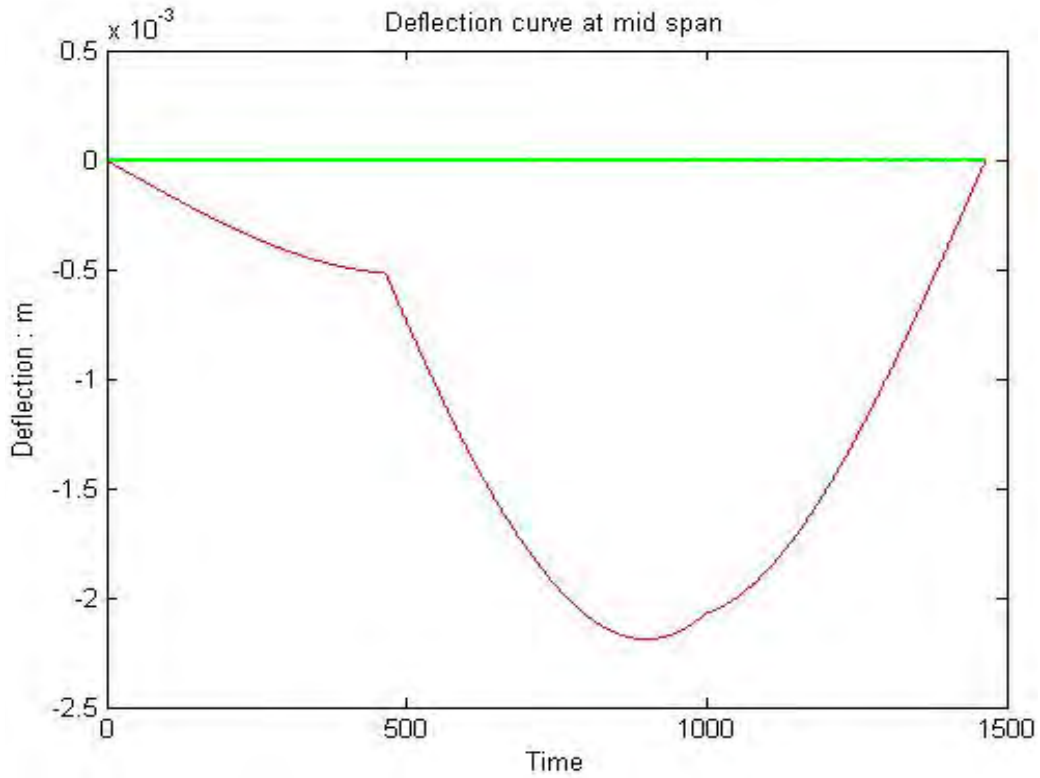
โดยค่าการโก่งตัวที่ตำแหน่งกึ่งกลางของสะพานที่เกิดจากน้ำหนักที่ 2 แรงเคลื่อนที่ผ่านสะพานสามารถคำนวณได้จากการรวมค่าการโก่งตัวที่ตำแหน่งกึ่งกลางของสะพาน เนื่องจากแรงแต่ละแรงเข้าด้วยกัน โดยสามารถพิจารณาได้เป็น 3 ช่วง ดังนี้



รูปที่ ข.2 การเข้ามาบนสะพานของล้อหน้าและล้อหลังในแต่ละช่วง

จากนั้นจะนำค่าการโก่งตัวที่ตำแหน่งกึ่งกลางของสะพานมาเขียนกราฟเทียบกับเวลา t ใดๆ โดยเปลี่ยนแกนพิกัดระยะทาง x ใดๆ เป็นแกนพิกัดเวลา t ใดๆ แล้วทำการเปรียบเทียบกับผลที่ได้จากแบบจำลองที่สร้างขึ้นมา ดังแสดงในรูปที่ ข.3

จากรูปที่ ข.3 จะเห็นได้ว่าผลที่ได้จากสมการ 1 กับผลที่ได้จากแบบจำลองเกือบจะซ้อนทับกันพอดี แสดงว่าแบบจำลองที่นำเสนอขึ้นมามีความน่าเชื่อถือในการตรวจสอบทางสถิติศาสตร์



รูปที่ ข.3 กราฟเปรียบเทียบการโก่งตัวที่จุดกึ่งกลางคาน ณ เวลาใดๆ ระหว่างแบบจำลองกับสมการที่ ข-1

1.2 เชิงพลศาสตร์

ทำการจำลองให้รถวิ่งด้วยความเร็ว 15 m/s ในโปรแกรมเพื่อให้มีลักษณะใกล้เคียงกับแรงที่กระทำแบบพลศาสตร์ และ นำค่าการโก่งตัวที่ตำแหน่งกึ่งกลางของสะพานที่เวลาใดๆมาเปรียบเทียบกับสมการที่ข-2 ซึ่งเป็นสมการแสดงการโก่งตัวที่ตำแหน่งกึ่งกลางของสะพานเมื่อมีแรงคงที่หนึ่งแรงวิ่งผ่านสะพาน ดังนั้นจึงต้องทำการกำหนดค่าระยะห่างระหว่างเพลาน้ำ และ เพลาลัง (s) ให้มีค่าน้อยที่สุดโดยให้ใกล้ ศูนย์ มากที่สุดเพื่อให้แรงที่ลงที่ล้อหน้า และล้อหลังมีลักษณะใกล้เคียงกับแรงเพียงหนึ่งแรงที่วิ่งผ่านสะพาน

$$v(x,t) = v_0 \sum_{j=1}^{\infty} C_j \left[\begin{array}{l} j^2(j^2 - \beta^2) \sin(j\omega_v t) \\ -\frac{j\beta[j^2(j^2 - \beta^2) - 2\xi^2]}{(j^4 - \xi^2)^{1/2}} e^{-\omega_{(j)}\xi t} \sin \omega_{d(j)} t \\ -2j\beta\xi(\cos j\omega_v t - e^{-\omega_{(j)}\xi t} \cos \omega_{d(j)} t) \end{array} \right] \sin \frac{j\pi x}{L} \quad (\text{ข-2})$$

โดยที่

$$C_j = \frac{1}{j^2 [j^2 (j^2 - \beta^2)^2 + 4\beta^2 \xi^2]}$$

$$v_0 = \frac{PL^3}{48EI} = \text{ค่าการโก่งตัวของสะพานที่ตำแหน่งกึ่งกลางสะพานเมื่อมีแรง
คงที่กระทำที่กึ่งกลางสะพาน}$$

$$\omega_v = \frac{\pi c}{L} = \text{ความถี่ของรถบรรทุกที่วิ่งผ่านสะพาน}$$

$$\omega_{(j)} = \text{ความถี่ธรรมชาติของสะพานในโหมดของการสั่นไหวที่ } j$$

$$\beta_{(j)} = \frac{\omega_v}{\omega_{(j)}} = \text{ค่าความถี่ของรถเทียบกับสะพาน (relative frequency)}$$

$$\xi = \text{ค่าสัดส่วนความหน่วงของสะพาน (damping ratio)}$$

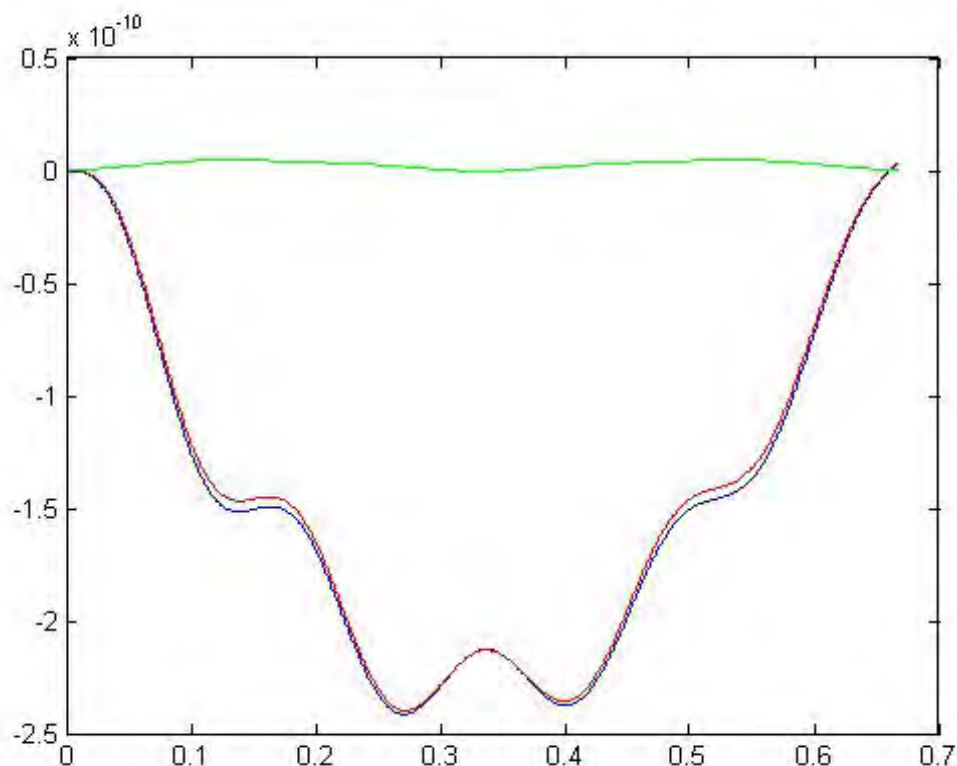
$$x = \text{ตำแหน่งที่วัดค่าการโก่งตัวของสะพานโดยในกรณีนี้วัดที่ตำแหน่งกึ่งกลางสะพาน}$$

$$\omega_{d(j)} = \omega_{(j)} \sqrt{1 - \xi^2}$$

$$c = \text{ความเร็วของรถบรรทุก}$$

$$L = \text{ความยาวสะพานหลัก}$$

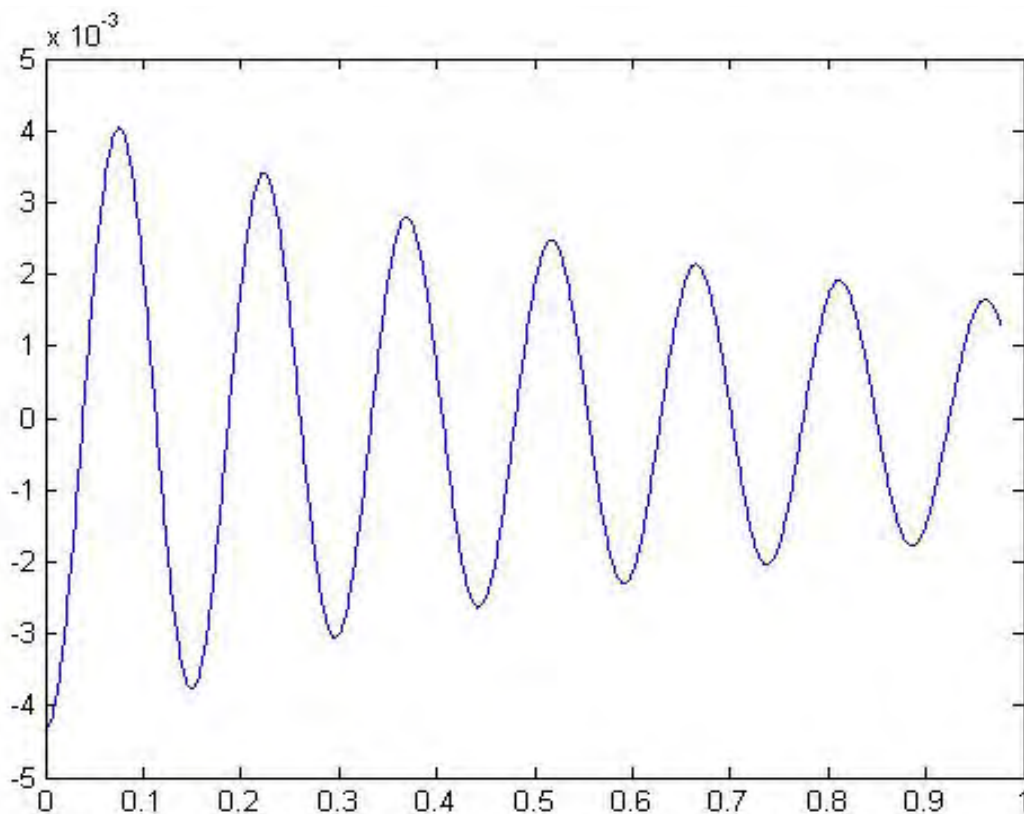
จากนั้นนำค่าการโก่งตัวที่ตำแหน่งกึ่งกลางของสะพานที่ได้จากสมการที่ ข-2 มาทำการเปรียบเทียบกับที่
ได้จากโปรแกรมจำลองจะได้กราฟดังรูปที่ ข.4



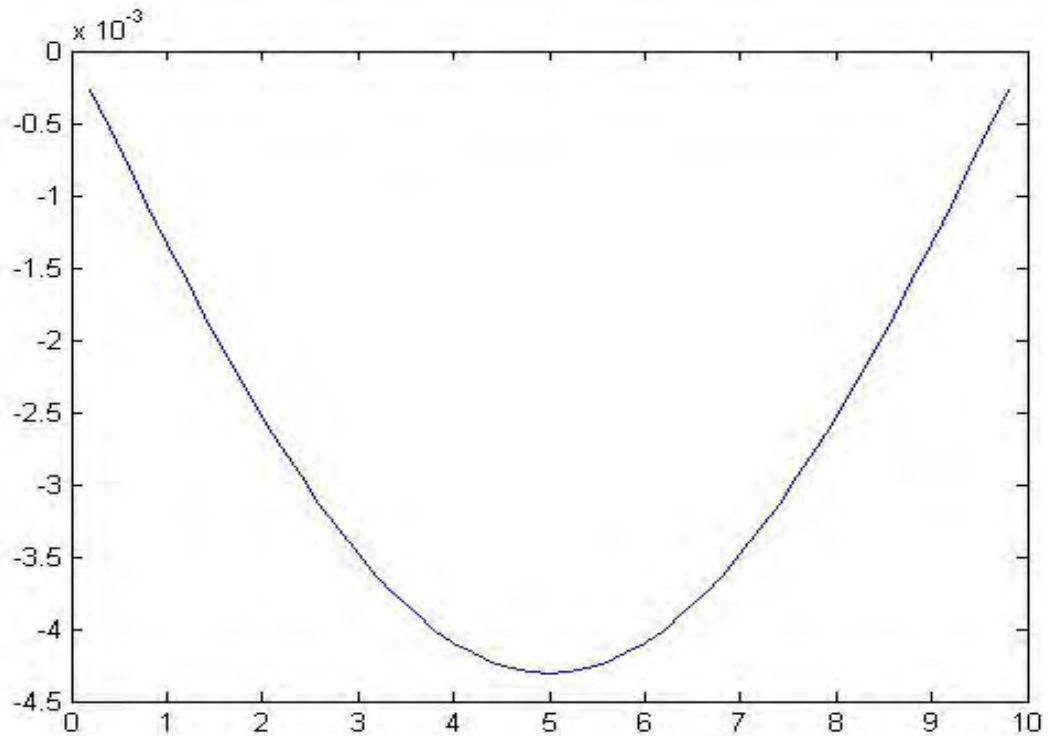
รูปที่ ข.4 กราฟเปรียบเทียบการโก่งตัวที่จุดกึ่งกลางคาน ณ เวลาใดๆ ระหว่างแบบจำลองกับสมการที่ 2

จากรูปที่ ข.4 จะเห็นได้ว่าผลที่ได้จากสมการ ข-2 กับผลที่ได้จากแบบจำลองเกือบจะซ้อนทับกันพอดี แสดงว่าแบบจำลองที่นำเสนอขึ้นมามีความน่าเชื่อถือในการตรวจสอบทางพลศาสตร์

นอกจากนี้เรายังทำการตรวจสอบค่าคาบการแกว่งตามธรรมชาติของสะพานเมื่อให้ค่าสภาวะเริ่มต้น (Initial condition) ของโหมคการสั่นไหวที่ 1 ให้กับสะพาน และปล่อยให้สั่นโดยอิสระ (Free vibration) และกำหนดให้รถบรรทุกมีน้ำหนักน้อยมากๆ จากนั้นทำการวัดค่าคาบการแกว่งตามธรรมชาติของสะพานซึ่งพบว่ามีความใกล้เคียงกับค่าคาบการสั่นไหวในโหมดที่ 1 ที่ได้จากการคำนวณ คือ ประมาณ 0.15 วินาที โดยการการสั่นไหวที่จุดกึ่งกลางสะพาน ณ เวลาใดๆ เมื่อปล่อยให้สั่นอย่างอิสระ แสดงในรูปที่ ข.5



รูปที่ ข.5 แสดงการสั่นไหวที่จุดกึ่งกลางสะพาน ณ เวลาใดๆ เมื่อปล่อยให้สั่นอย่างอิสระ



รูปที่ ข.6 แสดงลักษณะการสั่นไหวในโหมดการสั่นไหวที่ 1 ของสะพาน

2 การตรวจสอบความถูกต้องของแบบจำลองรถบรรทุก

ในการตรวจสอบความถูกต้องของแบบจำลองรถบรรทุกจะทำการตรวจสอบใน 3 ชั้นส่วนสำคัญของรถบรรทุก คือ เพลาหน้า เพลาหลัง และ ตัวถังรถ โดยจะทำการจำลองให้สะพานแข็งแรงมาก ๆ และ ยางของรถบรรทุกมีความแข็งแรงมาก ๆ เช่นกัน เพื่อให้ค่าการเคลื่อนที่ของสะพานมีค่าน้อยมาก ๆ กล่าวคือค่าการเคลื่อนที่ที่ได้จะเป็นค่าการเคลื่อนที่ของส่วนต่างๆของรถบรรทุกเท่านั้น แล้วจะทำการตรวจสอบการสั่นไหวของชิ้นส่วนต่างๆรถบรรทุกทีละส่วน โดยกำหนดค่าความขรุขระของผิวสะพานให้เป็นรูปฟังก์ชันไซน์ และนำค่าการสั่นไหวในช่วงสภาวะคงที่ (steady-state response) ของแต่ละชิ้นส่วนของรถบรรทุกมาเปรียบเทียบกับ การเคลื่อนที่ของระบบที่มีองศาเสรีเชิงเดี่ยว (single degree of freedom system) ภายใต้การเคลื่อนที่ของฐานรองรับ (base motion) ซึ่งแสดงได้ดังสมการที่ ข-3 คือ

$$u(t) = U(\sin(\Omega t)) \quad (\text{ข-3})$$

โดยที่ Ω = ความถี่เชิงมุมของการเคลื่อนที่ของฐานรองรับ
 U = ค่าการเคลื่อนที่สูงสุดของระบบ
 $u(t)$ = ค่าการเคลื่อนที่ของระบบ

ดังนั้นถ้ากำหนดค่าความขรุขระของสะพานที่เวลาใดๆให้อยู่ในรูปของฟังก์ชันไซน์ ตามสมการที่ ข-4 คือ

$$z(t) = Z \sin(\Omega t) \quad (\text{ข-4})$$

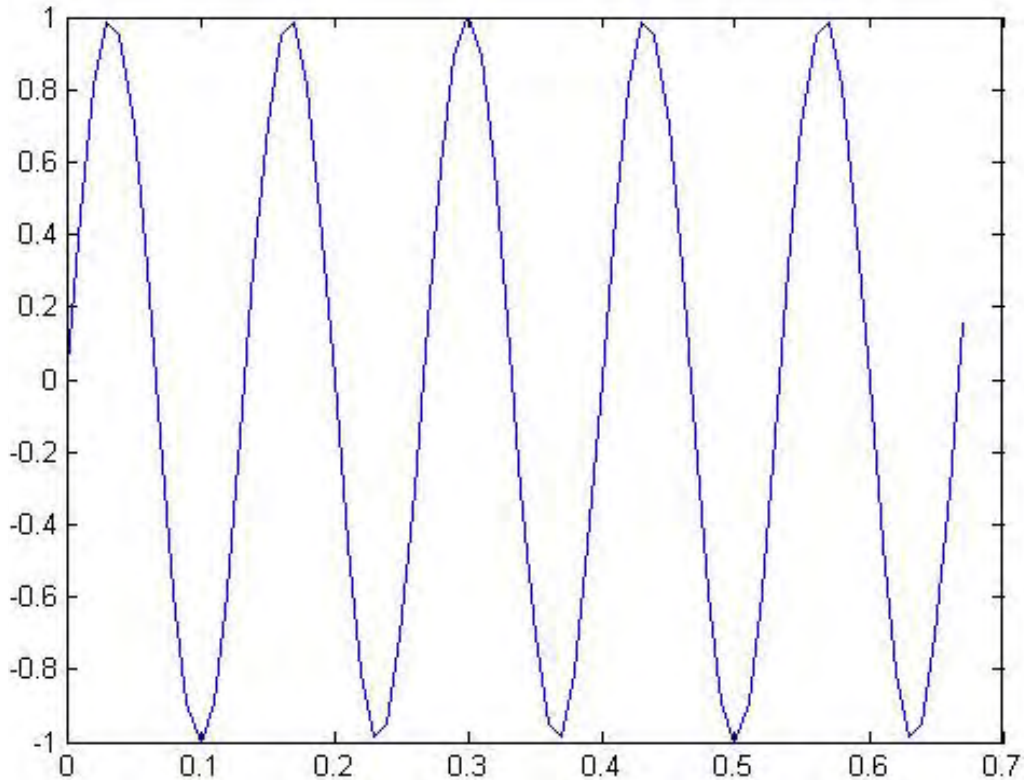
โดยที่ $Z =$ ค่าการเคลื่อนที่สูงสุดของฐานรองรับให้มีค่าเท่ากับ 1
 $\Omega =$ ความถี่เชิงมุมของการเคลื่อนที่ของฐานรองรับให้มีค่าเท่ากับ 15π

ดังนั้นจะสามารถวาดกราฟแสดงการเคลื่อนที่ของระบบที่มีองศาเสรีเชิงเดียวได้ตามสมการที่ ข-3 โดยที่ค่า U หาได้จากสมการแสดงความสัมพันธ์ระหว่าง U กับ Z ดังนี้

$$U = Z \left[\frac{1 + (2\xi\beta)^2}{(1 - \beta^2)^2 + (2\xi\beta)^2} \right]^{1/2} \quad (\text{ข-5})$$

โดยที่ $\xi =$ ค่าสัดส่วนความหน่วงของระบบ
 $\beta = \frac{\Omega}{\omega} =$ ค่าสัดส่วนความถี่
 $\omega = \sqrt{\frac{k}{m}} =$ ค่าความถี่เชิงมุมตามธรรมชาติของระบบ
 $k =$ ค่าสติฟเนสของระบบ
 $m =$ ค่ามวลของระบบ

แต่เนื่องจากเรากำหนดค่าให้ยางของรถบรรทุกแข็งมาก ดังนั้นค่า k จึงมีค่าสูงมาก ทำให้ค่า ω มีค่ามาก ดังนั้นค่า β จึงมีค่าน้อย กล่าวคือเราจะคำนวณได้ ค่า $U = Z = 1$ ดังนั้น กราฟแสดงการเคลื่อนที่ของระบบที่มีองศาเสรีเชิงเดียวแสดงได้ ดังรูป

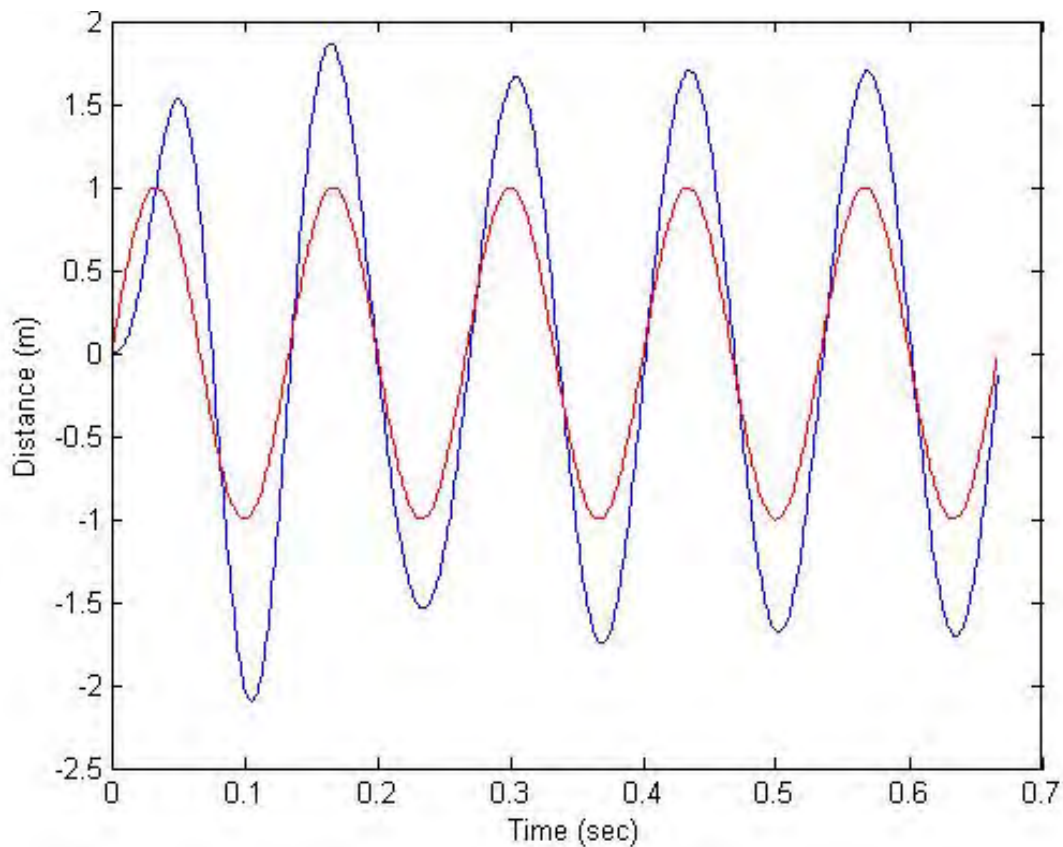


รูปที่ ข.7 แสดงการเคลื่อนที่ของระบบที่มีองศาเสรีเชิงเดี่ยวภายใต้การเคลื่อนที่ของฐานรองรับ

จากรูปเมื่อได้กราฟแสดงการเคลื่อนที่ของระบบที่มีองศาเสรีเชิงเดี่ยวแล้วจะนำมาเปรียบเทียบกับกราฟแสดงการสั่นไหวของชิ้นส่วนต่างๆของรถบรรทุกต่อไป เพื่อทำการตรวจสอบว่าแบบจำลองชิ้นส่วนต่างๆของรถบรรทุกมีความถูกต้องมากน้อยเพียงใด

2.1 การตรวจสอบการสั่นไหวของเพลาน้ำของรถบรรทุก

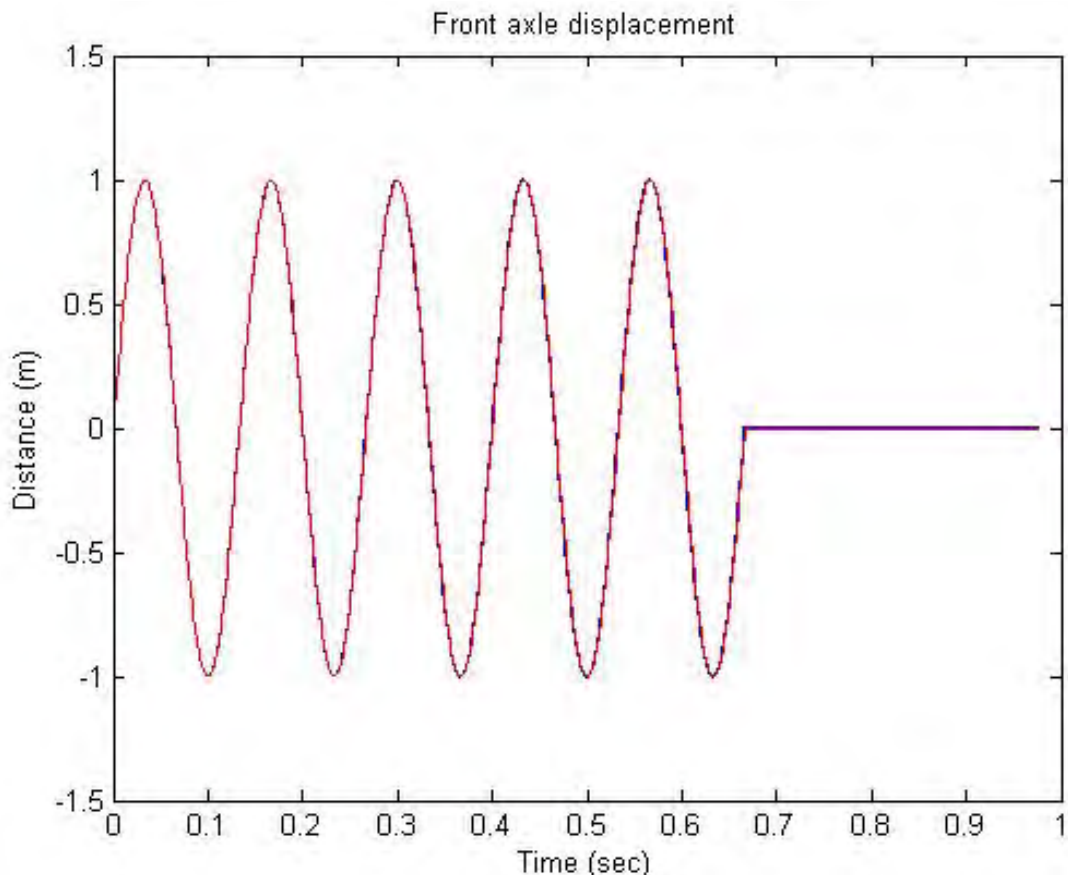
ในการตรวจสอบการสั่นไหวของเพลาน้ำจะทำการจำลองให้น้ำหนักของเพลาลัง และ ตัวถังรถ มีค่าน้อยที่สุด และให้มีแก่น้ำหนักของเพลาน้ำเท่านั้น เพื่อให้มีลักษณะใกล้เคียงกับระบบที่มีองศาเสรีเชิงเดี่ยว และเนื่องจากเรากำหนดให้ยางของรถบรรทุกแข็งมาก ดังนั้นค่า k จึงมีค่าสูงมาก ทำให้ค่า ω มีค่ามาก ดังนั้นค่า β จึงมีค่าน้อย กล่าวคือเราจะคำนวณได้ ค่า $U = Z = 1$ ซึ่งกราฟแสดงการสั่นไหวของเพลาน้ำเทียบกับกราฟแสดงการเคลื่อนที่ของระบบที่มีองศาเสรีเชิงเดี่ยวแสดงได้ ดังรูป



รูปที่ ข.10 แสดงการสั่นไหวของตัวถังรถเทียบกับระบบที่มีองศาเสรีเชิงเดี่ยวเมื่อมีการเคลื่อนที่ของฐาน

จากรูปที่ ข.10 จะเห็นได้ว่าการสั่นไหวของตัวถังรถบรรทุกที่ได้จากแบบจำลองมีค่าการเคลื่อนตัวสูงสุด (Amplitude) มากกว่าค่าการเคลื่อนที่สูงสุดของระบบที่มีองศาเสรีเชิงเดี่ยวเมื่อมีการเคลื่อนที่ของฐานรองรับ แต่ค่าความถี่ของการสั่นไหวของทั้ง 2 กรณีมีค่าใกล้เคียงกันตามสมการที่ ข-3 แสดงว่าแบบจำลองของตัวถังของรถบรรทุกที่นำเสนอขึ้นมามีความน่าเชื่อถือ

และจะสังเกตเห็นว่าช่วงแรกของการสั่นไหวของชิ้นส่วนต่างๆของรถบรรทุกจะมีค่าแอมพลิจูดที่ไม่คงที่ และ ความถี่การสั่นไหวก็ต่างจาก กรณีการเคลื่อนที่ของระบบที่มีองศาเสรีเชิงเดี่ยว เนื่องจากเป็นช่วงการเคลื่อนที่เริ่มต้น (transient response) แต่หลังจากนั้นจะมีค่าแอมพลิจูดที่คงที่ และมีค่าความถี่การสั่นไหวเหมือนกับกรณีการเคลื่อนที่ของระบบที่มีองศาเสรีเชิงเดี่ยว เนื่องจากเป็นช่วงสภาวะคงที่ (steady-state response) ดังนั้นถ้ามวลมากกว่านี้ก็จะยังมีช่วงการเคลื่อนที่เริ่มต้นที่ยาวขึ้นแต่ เมื่อเวลาผ่านไปนานๆก็จะกลับสู่สภาวะคงที่เช่นเดิม และจากการตรวจสอบการสั่นไหวของชิ้นส่วนต่างๆของรถบรรทุกเทียบกับค่าการเคลื่อนที่สูงสุดของระบบที่มีองศาเสรีเชิงเดี่ยวเมื่อมีการเคลื่อนที่ของฐานรองรับ แสดงให้เห็นว่าแบบจำลองรถบรรทุกมีความถูกต้องและน่าเชื่อถือได้

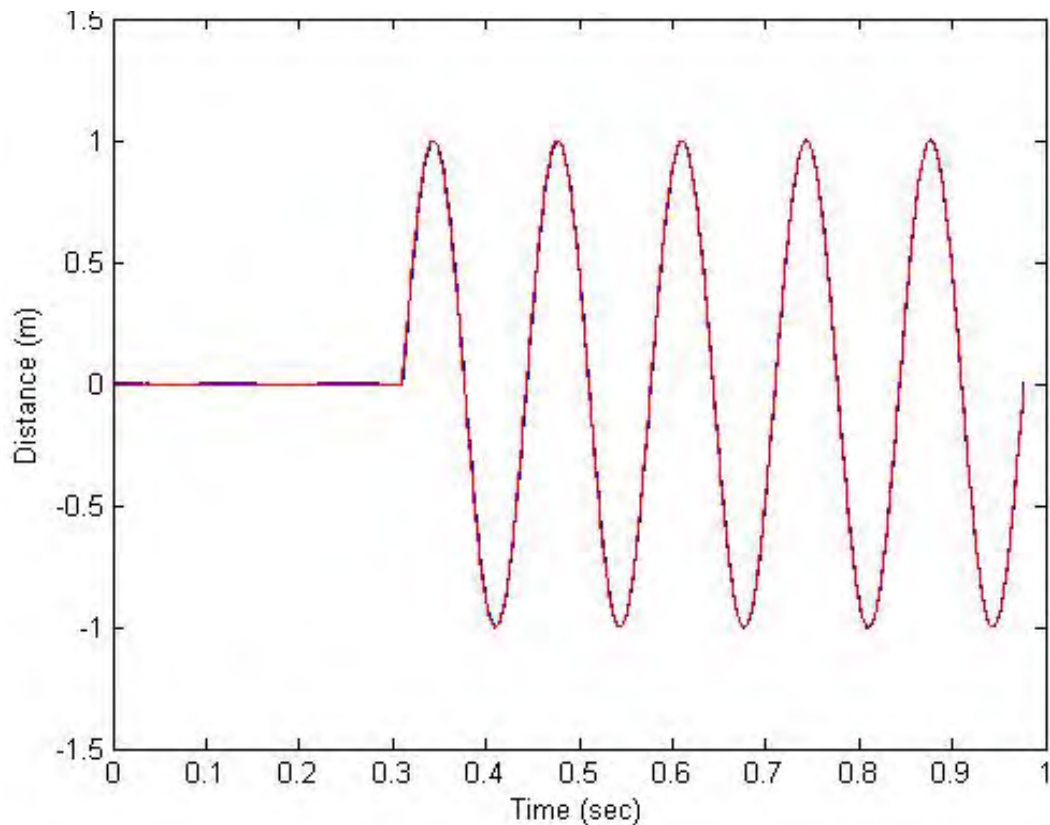


รูปที่ ข.8 แสดงการสั่นไหวของเพลหน้าเทียบกับระบบที่มีองศาเสรีเชิงเดี่ยวเมื่อมีการเคลื่อนที่ของฐาน

จากรูปที่ ข.8 จะเห็นได้ว่าการสั่นไหวของเพลหน้าที่ได้จากแบบจำลองเกือบจะซ้อนทับกันพอดี กับการเคลื่อนที่ของระบบที่มีองศาเสรีเชิงเดี่ยวเมื่อมีการเคลื่อนที่ของฐานรองรับ แสดงว่าแบบจำลองของเพลหน้าของรถบรรทุกที่นำเสนอขึ้นมามีความน่าเชื่อถือ และจะทำการตรวจสอบการสั่นไหวที่เพลหลังต่อไป

2.2 การตรวจสอบการสั่นไหวของเพลหลังของรถบรรทุก

ในการตรวจสอบการสั่นไหวของเพลหลังจะทำการจำลองให้น้ำหนักของเพลหน้า และ ตัวถังรถ มีค่าน้อยที่สุด และให้มีแค่น้ำหนักของเพลหลังเท่านั้น เพื่อให้มีลักษณะใกล้เคียงกับระบบที่มีองศาเสรีเชิงเดี่ยว และเนื่องจากเรากำหนดให้ยางของรถบรรทุกแข็งมาก ดังนั้นค่า k จึงมีค่าสูงมาก ทำให้ค่า ω มีค่ามาก ดังนั้นค่า β จึงมีค่าน้อย กล่าวคือเราจะคำนวณได้ ค่า $U = Z = 1$ ซึ่งกราฟแสดงการสั่นไหวของเพลหลังเทียบกับกราฟแสดงการเคลื่อนที่ของระบบที่มีองศาเสรีเชิงเดี่ยวแสดงได้ ดังรูป



รูปที่ ข.9 แสดงการสั่นไหวของเพลาหลังเทียบกับระบบที่มีองศาเสรีเชิงเดี่ยวเมื่อมีการเคลื่อนที่ของฐาน

จากรูปที่ ข.9 จะเห็นได้ว่าการสั่นไหวของเพลาหลังที่ได้จากแบบจำลองเกือบจะซ้อนทับกันพอดี กับการเคลื่อนที่ของระบบที่มีองศาเสรีเชิงเดี่ยวเมื่อมีการเคลื่อนที่ของฐานรองรับ เช่นเดียวกับกรณีของการสั่นไหวของเพลาหน้า แสดงว่าแบบจำลองของเพลาหลังของรถบรรทุกที่นำเสนอขึ้นมามีความน่าเชื่อถือ

2.3 การตรวจสอบการสั่นไหวของตัวถังของรถบรรทุก

ในการตรวจสอบการสั่นไหวของตัวถังของรถบรรทุก จะทำการจำลองให้น้ำหนักของเพลาหน้า และเพลาหลัง มีค่าน้อยที่สุด และให้มีแค่น้ำหนักของตัวถังรถเท่านั้น เพื่อให้มีลักษณะใกล้เคียงกับระบบที่มีองศาเสรีเชิงเดี่ยว และต้องกำหนดให้ค่าระยะห่างระหว่างเพลาหน้า กับ เพลาหลัง มีค่าใกล้เคียงศูนย์มากที่สุด โดยในที่นี้ใช้ค่าประมาณ 0.0001 m และเนื่องจากเรากำหนดให้ยางของรถบรรทุกแข็งมาก ดังนั้นค่า k จึงมีค่าสูงมาก แต่เนื่องจากมวลของตัวถังของรถบรรทุกมีค่ามาก จึงทำให้ค่า ω มีค่าพอประมาณ ดังนั้นค่า β จึงมีค่าไม่น้อยมากนัก กล่าวคือเราจะคำนวณได้ ค่า $U \neq Z \neq 1$ ดังนั้นกราฟจึงไม่ทับกันสนิทกับกราฟแสดงการเคลื่อนที่ของระบบที่มีองศาเสรีเชิงเดี่ยวที่ฐานรองรับเคลื่อนที่ คือ จะมีค่าการเคลื่อนตัวสูงสุด (Amplitude) แตกต่างกัน แต่ควรมีความถี่ของการสั่นไหวเหมือนกัน ซึ่งกราฟแสดงการสั่นไหวของตัวถังรถบรรทุกเทียบกับกราฟแสดงการเคลื่อนที่ของระบบที่มีองศาเสรีเชิงเดี่ยวแสดงได้ ดังรูป

3 การตรวจสอบความถูกต้องของการเชื่อมโยงแบบจำลองสะพานเข้ากับแบบจำลองรถบรรทุก

ในส่วนของ การตรวจสอบความถูกต้องของการเชื่อมโยงแบบจำลองสะพานเข้ากับแบบจำลองรถบรรทุก (vehicle-bridge interaction) เราจะทำการจำลองสะพานและรถบรรทุกให้มีลักษณะคล้ายคลึงกับ ระบบที่มีองศาเสรีเชิงคู่ (multi-degree of freedom system) และทำการตรวจสอบการสั่นไหวของสะพาน และ รถบรรทุกที่ได้จากแบบจำลอง โดยนำมาเปรียบเทียบกับ ค่าการสั่นไหวของระบบที่มีองศาเสรีเชิงคู่ โดยเราจะทำการจำลองให้รถบรรทุกวิ่งด้วยความเร็วที่ช้ามากๆ เมื่อวิ่งมาถึงกลางสะพานเสมือนกับรถบรรทุกหยุดนิ่งอยู่ที่กึ่งกลางสะพาน แล้วทำการตรวจวัดค่าการสั่นไหวของรถบรรทุก และ สะพาน ในช่วงเวลาดังกล่าว เพื่อนำมาเปรียบเทียบกับ ค่าการสั่นไหวของระบบที่มีองศาเสรีเชิงคู่ ซึ่งสามารถคำนวณได้จากสมการ ดังนี้

$$u_1(t) = \left\{ \left[\left(\frac{u_{10} + u_{20}}{2} \right) \cos \omega_1 t + \omega_1 \left(\frac{\dot{u}_{10} + \dot{u}_{20}}{2} \right) \sin \omega_1 t \right] + \left[\left(\frac{u_{10} - u_{20}}{2} \right) \cos \omega_2 t + \omega_2 \left(\frac{\dot{u}_{10} - \dot{u}_{20}}{2} \right) \sin \omega_2 t \right] \right\} \quad (\text{ข-6})$$

$$u_2(t) = \left\{ \left[\left(\frac{u_{10} + u_{20}}{2} \right) \cos \omega_1 t + \omega_1 \left(\frac{\dot{u}_{10} + \dot{u}_{20}}{2} \right) \sin \omega_1 t \right] - \left[\left(\frac{u_{10} - u_{20}}{2} \right) \cos \omega_2 t + \omega_2 \left(\frac{\dot{u}_{10} - \dot{u}_{20}}{2} \right) \sin \omega_2 t \right] \right\} \quad (\text{ข-7})$$

- โดยที่
- u_{10} = ค่าการเคลื่อนที่ ณ จุดเริ่มต้นของวัตถุก้อนที่ 1
 - u_{20} = ค่าการเคลื่อนที่ ณ จุดเริ่มต้นของวัตถุก้อนที่ 2
 - \dot{u}_{10} = ค่าความเร็ว ณ จุดเริ่มต้นของวัตถุก้อนที่ 1
 - \dot{u}_{20} = ค่าความเร็ว ณ จุดเริ่มต้นของวัตถุก้อนที่ 2
 - ω_1 = ค่าความถี่เชิงมุมตามธรรมชาติของระบบในโหมดการสั่นไหวที่ 1
 - ω_2 = ค่าความถี่เชิงมุมตามธรรมชาติของระบบในโหมดการสั่นไหวที่ 2

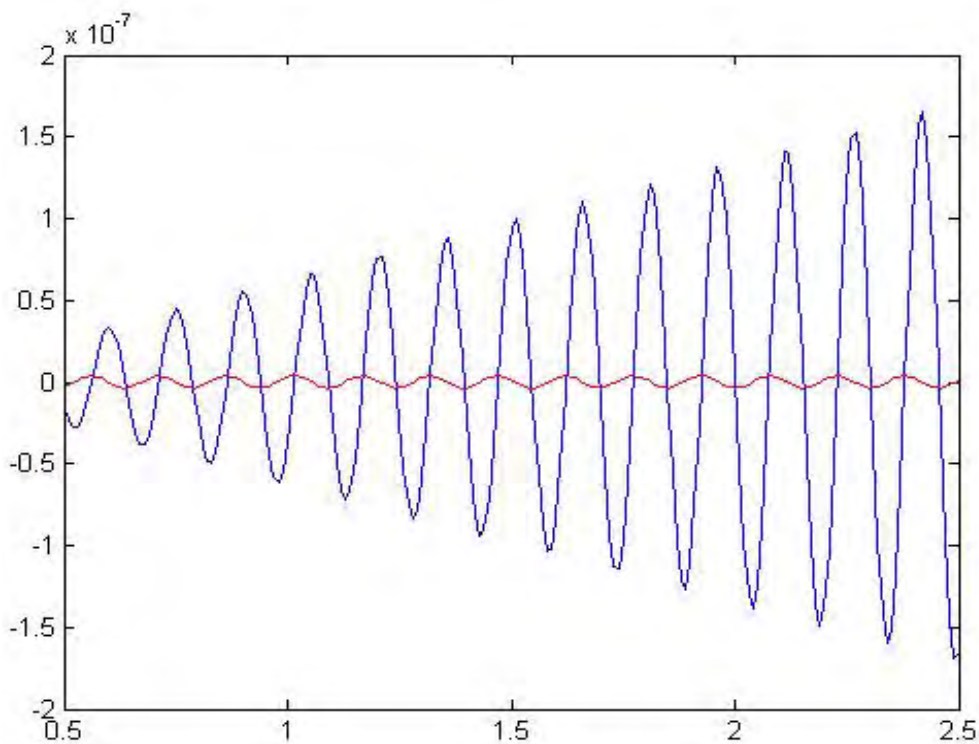
ซึ่งค่า ω_1 และ ω_2 นี้สามารถคำนวณได้จากค่า eigen value ของ สติเฟนสมเมทริกซ์ (K) และ เมทริกซ์มวล (M) ของระบบโดยที่ สติเฟนสมเมทริกซ์ และ เมทริกซ์มวล คือ

$$K = \begin{bmatrix} k_v & -k_v \\ -k_v & k_v + k_b \end{bmatrix} \quad \text{และ} \quad M = \begin{bmatrix} m_v & 0 \\ 0 & m_b \end{bmatrix}$$

- โดยที่
- k_v = ค่าสติเฟนของรถบรรทุก
 - k_b = ค่าสติเฟนของสะพาน
 - m_v = มวลของรถบรรทุก
 - m_b = มวลของสะพาน

แต่เนื่องจากในความเป็นจริงนั้นรถบรรทุก และ สะพานไม่ได้ยึดติดกันตลอดเวลาเหมือนกับที่สมมุติให้เป็นแบบระบบที่มีองศาเสรีเชิงคู่ (multi-degree of freedom system) กล่าวคือ ตัวสะพาน กับ ตัวรถบรรทุกจะไม่ได้สั่นด้วยค่าความถี่ที่เท่ากัน ซึ่งต่างจากกรณีของระบบที่มีองศาเสรีเชิงคู่ (multi-degree of freedom system) แต่จะสั่นด้วยค่าความถี่ตามธรรมชาติของตัวเองซึ่งมีค่าต่างหากกัน ดังนั้นเราจึงทำการปรับแต่งค่าสติเฟเนส และ มวลของรถบรรทุกในแบบจำลองเพื่อให้ รถบรรทุกมีค่าความถี่ของการสั่นตามธรรมชาติใกล้เคียงกับค่าความถี่ของการสั่นตามธรรมชาติของสะพาน แล้วทำการศึกษาการสั่นไหวของรถบรรทุกและสะพานในช่วงที่รถบรรทุกวิ่งเข้ามาๆ

จากการศึกษาพบว่าค่าการสั่นไหวของสะพานจะมีค่าใกล้เคียงกับ ค่าการสั่นไหวของสะพานเมื่อปล่อยให้สั่นโดยอิสระ แต่ค่าการสั่นไหวของรถบรรทุกจะมีค่ามากขึ้นเรื่อยๆตามเวลา ดังรูป และเนื่องจากตามทฤษฎีกล่าวไว้ว่า เมื่อค่าความถี่ของการสั่นไหวของฐานมีค่าใกล้เคียงกับค่าความถี่ของการสั่นไหวตามธรรมชาติของวัตถุที่อยู่บนฐานจะทำให้เกิดปรากฏการณ์ที่เรียกว่า การสั่นพ้อง (Resonance) ขึ้น แสดงว่าสะพานจะมีลักษณะเป็นฐานของรถบรรทุก กล่าวคือเมื่อปล่อยให้สะพานสั่นไหวโดยอิสระด้วยความถี่ธรรมชาติของสะพานซึ่งมีค่าใกล้เคียงกับค่าความถี่ธรรมชาติของรถบรรทุกจะเปรียบเสมือนการที่ฐานของวัตถุเกิดการสั่นด้วยความถี่ที่ใกล้เคียงกับความถี่ธรรมชาติของวัตถุที่อยู่บนฐาน ดังนั้นค่าการสั่นไหวของรถบรรทุกจึงมีค่ามากขึ้นเรื่อยๆ ดังแสดงในรูปที่ ข.11



รูปที่ ข.11 แสดงการสั่นไหวของสะพานกับรถบรรทุกเมื่อสะพานและรถบรรทุกมีค่าความถี่ใกล้เคียงกัน

ดังนั้นจากรูปที่ ข.11 จะเห็นว่าในแบบจำลองที่สร้างขึ้นมีการเชื่อมโยงกันระหว่างแบบจำลองสะพานกับ แบบจำลองรถบรรทุกจึงทำให้เกิดปรากฏการณ์ การสั่นพ้อง ขึ้นแสดงว่าแบบจำลองมีความน่าเชื่อถือ จึงทำการนำแบบจำลองไปทำการศึกษาค้นคว้าปัจจัยที่มีผลต่อความเสียหายของสะพานเนื่องจากความล้า และ วิธีการปรับปรุงสะพานเพื่อให้สะพานมีอายุการใช้งานทางด้านความล้ามากขึ้น

ประวัติผู้เขียนวิทยานิพนธ์

นาย สิริเชษฐ์ สำนารณอยู่ดี เกิดวันที่ 5 กรกฎาคม พ.ศ. 2527 ที่จังหวัดกรุงเทพมหานคร สำเร็จการศึกษา ระดับประถมศึกษาจากโรงเรียนประจักษ์ จังหวัดพระนครศรีอยุธยา สำเร็จการศึกษาระดับมัธยมศึกษาตอนต้น และปลาย จากโรงเรียนสาริตศถาบันราชภัฏพระนครศรีอยุธยา จังหวัดพระนครศรีอยุธยา สำเร็จการศึกษาระดับปริญญาตรี ทางด้านวิศวกรรมศาสตรบัณฑิต สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย ในปีการศึกษา 2548 และเข้าศึกษาต่อในหลักสูตรวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต สาขาวิชาวิศวกรรมโครงสร้าง ภาควิชาวิศวกรรมโยธา ที่จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย เมื่อ พ.ศ. 2549