

คณะกรรมการกำกับโครงการ

1.	นายวิเชียร	มหาอำรังชัย	ผู้อำนวยการสำนักวิจัยและ พัฒนางานทาง	ประธานกรรมการ
2.	นายธานินทร์	วิรัตน์พงษ์	วิศวกรโยธาเชี่ยวชาญ	กรรมการ
3.	นายธานินทร์	นิยมสินธุ์	วิศวกรโยธาชำนาญการพิเศษ	กรรมการ
4.	ดร.ปณิธิศรี	เชื้อสุดกิจ	วิศวกรโยธาชำนาญการพิเศษ	กรรมการ
5.	ดร.นิพนธ์	ใหญ่อรุณ	วิศวกรโยธาชำนาญการพิเศษ	กรรมการ
6.	นายวิศิษฐ์ศักดิ์	หนูสุวรรณ	วิศวกรโยธาชำนาญการพิเศษ	กรรมการ
7.	นายนพพล	พรหมจรรย์	วิศวกรโยธาชำนาญการพิเศษ	กรรมการ
8.	นายวุฒิชัย	อมรประสิทธิ์ผล	วิศวกรโยธาปฏิบัติการ	กรรมการ
9.	ดร.ราชวัลลภ	กัมพูพงศ์	วิศวกรโยธาปฏิบัติการ	กรรมการและวิศวกรกำกับโครงการ

บุคลากรบริหารโครงการ

1.	นายจิตรพงศ์	กฤตยเรืองโรจน์	ผู้จัดการโครงการ
2.	นายสุกชัย	อิศรางกูร ณ อยุธยา	ผู้เชี่ยวชาญด้านการทดสอบสะพาน
3.	ดร.ศุภสิทธิ์	ศิริศักดิ์	ผู้เชี่ยวชาญด้านการวิเคราะห์โครงสร้าง
4.	ดร.วิมล	ลาวัณย์วิสุทธิ	ผู้เชี่ยวชาญด้านการตรวจสอบและบำรุงรักษาสะพาน
5.	ดร.โชติ	สรณาคมน์	วิศวกรผู้ช่วยด้านการตรวจสอบและบำรุงรักษาสะพาน
6.	ดร.ธิดารัตน์	จิระวัฒนาสมกุล	วิศวกรผู้ช่วยด้านการวิเคราะห์โครงสร้าง
7.	นายปรเมศวร์	ภูประเสริฐ	วิศวกรผู้ช่วยด้านการทดสอบสะพาน
8.	นายศรัณยู	เย็นใจ	วิศวกรผู้ช่วยด้านการทดสอบสะพาน, เลขานุการ

บทคัดย่อ

สะพานเดชาติวงศ์ 2 และ สะพานเดชาติวงศ์ 3 เป็นสะพานรุ่นเก่าของกรมทางหลวง ถูกออกแบบให้รองรับชุดรถบรรทุกออกแบบเดิม ซึ่งอาจจะไม่สอดคล้องกับการเพิ่มขึ้นของปริมาณจราจรและน้ำหนักของรถบรรทุกที่วิ่งผ่านสะพานในปัจจุบัน สะพานทั้งสองมีลักษณะที่น่าสนใจเชิงวิศวกรรมสำหรับกรณีศึกษา คือ ช่วงสะพานที่ยาวที่สุดประกอบด้วย ช่วงยื่นข้างละ 11 เมตร และ ช่วงแขวนตรงกลางยาว 40 เมตร หน้าตัดสะพานประกอบด้วยโครงสร้างเดิมที่มี 2 ช่องจราจร เชื่อมต่อกับโครงสร้างใหม่ 1 ช่องจราจร เพื่อรองรับการจราจรที่เพิ่มมากขึ้น โครงการนี้มีวัตถุประสงค์หลักในการศึกษาพฤติกรรมการรับน้ำหนักบรรทุกและประเมินศักยภาพในการให้บริการของสะพานทั้งสอง

ผลการตรวจสอบสภาพการใช้งาน พบว่าสะพานเดชาติวงศ์ 2 และ 3 ต่างมีความเสียหายที่สำคัญเหมือนกัน คือ แผ่นคอนกรีต Formwork ที่ใช้รองรับพื้นสะพานแตกเป็นแนวยาวตามแนวรอยต่อระหว่างโครงสร้างเก่า (2 ช่องจราจร) และโครงสร้างใหม่ (1 ช่องจราจร) ส่งผลทำให้ปีกคานด้านบนที่ยึดกับแผ่นคอนกรีต Formwork แตกและเห็นเหล็กเสริมเป็นบริเวณกว้าง สะพานทั้งสองมีสภาพการใช้งานโดยรวมเท่ากัน คือ ระดับ 2 (ชำรุด)

ผลการศึกษาค่าตัวคูณแรงกระแทก (Impact Factor, IM) พบว่ากรณีรถบรรทุกวิ่งในช่องจราจรที่ 1 และ 2 ของสะพานเดชาติวงศ์ 2 และ 3 มีค่าใกล้เคียงกัน โดยมีค่าสูงสุดไม่เกิน 16 % แต่สภาพการใช้งานของสะพานเดชาติวงศ์ 3 มีรถบรรทุกหนักวิ่งในช่องจราจรที่ 3 ด้วย ซึ่งคาดว่าจะวิ่งเร็วกว่าช่องจราจรที่ 1 และ 2 เมื่อวิเคราะห์เป็นค่าตัวคูณแรงกระแทก พบว่ามีค่าสูงสุดที่ 24.1% เมื่อนำไปเปรียบเทียบกับค่าที่ประเมินในขั้นตอนการออกแบบ พบว่าวิธี AASHTO LRFD 2010 ให้ค่า IM = 33 % ซึ่งมีความปลอดภัย ขณะที่วิธี AASHTO LRFD 2002 ให้ค่า IM = 20 % ซึ่งยังไม่เพียงพอ

การศึกษากฎการกระจายแรงดัดลงคาน (Girder Distribution Factor, GDF) พบว่ากรณีที่มีรถบรรทุกวิ่ง 3 ช่องจราจรพร้อมกัน ค่าสัมประสิทธิ์การกระจายแรงดัดสูงสุดที่เกิดขึ้นในคานของสะพานเดชาติวงศ์ 2 และ 3 $GDF_{Field(max)}$ มีค่าเท่ากับ 88.5 % และ 85.7 % ตามลำดับ แต่เนื่องจากโอกาสที่รถบรรทุกจะวิ่ง 3 ช่องจราจร พร้อมกันมีน้อย ดังนั้นวิธี AASHTO LRFD 2010 จะใช้ค่า Multiple presence factor ($m=0.85$) คูณกับค่าที่ได้เพื่อความปลอดภัยในการออกแบบ ดังนั้นค่า $GDF_{Field(max)}$ ของสะพานเดชาติวงศ์ 2 และ 3 จะลดลงเหลือ 75.2 % และ 72.8 % ตามลำดับ ซึ่งยังไม่เกินค่าที่ใช้ออกแบบ $GDF_{LRFD(max)} = 77.2 %$ หรือ $GDF_{LRFD(max)} = 82 %$ ดังนั้นค่าสัมประสิทธิ์การกระจายแรงดัดตามวิธี AASHTO LRFD 2010 และ AASHTO LFD 2002 ต่างมีความเพียงพอด้วยกันทั้งคู่เมื่อพิจารณาความน่าจะเป็นร่วมด้วย

การประเมินความสามารถการรับน้ำหนักบรรทุกของสะพาน (Rating Factor, RF) ตามมาตรฐาน AASHTO ที่ระดับ Inventory ของสะพานเดชาติวงศ์ 2 และ 3 พบว่ากรณีความสามารถการรับแรงดัด สะพานทั้งสองต่างมีค่า RF_m มากกว่า 1.0 ค่อนข้างมาก (ปลอดภัยมาก) ส่วนกรณีความสามารถการรับแรงเฉือน ถ้าประเมินด้วย AASHTO LRFD 2010 ที่ระดับ Inventory พบว่าสะพานทั้งสองมีค่า RF_v มากกว่า 1.0 เพียงเล็กน้อย การตรวจสอบความเสียหายในบริเวณตำแหน่งแรงเฉือนวิกฤติ พบรอยแตกขนาดเล็กในบางตำแหน่ง ดังนั้นศักยภาพของคานช่วงยื่นและคานช่วงแขวนของสะพานทั้งสองมีแนวโน้มที่จะมีต่ำกว่ามาตรฐาน ควรเสริมกำลังรับแรงเฉือนเพื่อเพิ่มความปลอดภัยในการใช้งาน

การประเมินความล้าของคอนกรีตพื้นสะพาน พบว่าผลรวมความเครียดดึงที่เกิดจากน้ำหนักบรรทุกคงที่และน้ำหนักบรรทุกจรในหลายตำแหน่งของสะพานเดชาติวงศ์ 2 และ 3 มีค่าเกินความเครียดที่จุดแตกร้าว (Cracking Strain) ดังนั้นพื้นสะพานสามารถเกิดรอยแตกร้าวได้ภายใต้ น้ำหนักบรรทุกจรปัจจุบัน แต่จากการตรวจสอบด้วยสายตาในบริเวณพื้นสะพานดังกล่าว ยังไม่พบรอยแตกที่เห็นได้อย่างเด่นชัด อาจเป็นไปได้ว่ารอยแตกถูกควบคุมด้วยเหล็กเสริมพื้นสะพาน การตรวจสอบสะพานในวงรอบถัด ๆ ไป ควรสังเกตรอยร้าวที่อาจจะลุกลามเป็นรอยแตกขนาดใหญ่ที่สามารถมองเห็นได้ หากตรวจพบรอยแตก ควรซ่อมบำรุงเชิงป้องกันเพื่อความคงทนในการใช้งาน

Abstract

Dechatiwong 2 and Dechatiwong 3 bridges were designed and constructed in accordance with previous design specifications. The design loads are believed to underestimate current truck traffic conditions using the bridges. To ensure structural integrity and public safety, response of both bridges subjected to both controlled truck loads and unrestricted truck traffic were investigated in this study.

The visual inspection found that both Dechatiwong 2 and 3 have similar damages. The concrete formwork used for casting concrete deck had longitudinal crack along the line joining the old superstructure (two lanes) and new superstructure (one lane). This caused spalling and exposure of rebar in large area at the top flange of I-girder attached to the formwork. These two bridges had overall condition rating level 2 (damaged).

The impact study revealed that both Dechatiwong 2 and 3 had relatively the same impact factor for the cases of trucks running in lane 1 and lane 2, which had the maximum value less than 16 %. However, the traffic condition in Dechatiwong 3 had heavy trucks running in lane 3 as well and possibly running faster than the trucks ran in lane 1 and lane 2. The impact factors calculated from the trucks ran in lane 3 yielded the maximum value of 24.1 %. When compared to the impact factors calculated by design codes, the AASHTO LRFD 2010 gave a safe IM of 33 % while AASHTO LFD 2002 gave an unsafe IM of 20 %.

The study of girder distribution factor (GDF) found that the maximum distribution factor from 3-lane load in Dechatiwong 2 and 3 were 88.5 % and 85.7 %, respectively. However, the chance of trucks running in 3 lanes simultaneously is very unlikely. The AASHTO LRFD 2010 uses multiple presence factor $m=0.85$ to decrease the actual load for economic design. Therefore, the distribution factor for Dechatiwong 2 and 3 were reduced to 75.2 % and 72.8 %, respectively. These value were below the $GDF_{LRFD(max)} = 77.2 \%$ and $GDF_{LFD(max)} = 82 \%$. It can be said that the distribution factor calculated by AASHTO LRFD 2010 and AASHTO LFD 2002 were both sufficient when considers the probability of the truck presence in multiple lanes.

The load capacity of the bridges was evaluated at inventory level by AASHTO methods. The moment rating factors (RF_m) for Dachtiwong 2 and 3 were significantly more than 1.0 (very safe). For shear capacity according to AASHTO LRFD 2010, the shear rating factors (RF_v) for Dachtiwong 2 and 3 were slightly above 1.0. Visual inspection around shear critical locations found small cracks in some locations. Thus, Dachtiwong 2 and 3 may have shear capacity below the standard level. Shear strengthening is recommended to increase public safety.

The fatigue evaluation on concrete deck found that the combined tensile strains from dead load and live load in several locations on Dechatiwong 2 and 3 exceeded the cracking strain. Thus, the concrete deck can crack under current service load. However, inspection of the concrete deck in those areas did not find any noticeable cracks. It was possible that the cracks were well controlled by deck reinforcement. Thus, the next cycle of bridge inspection shall pay attention to the cracks that may grow into visible cracks. If cracks are found, preventive maintenance should be applied in order to defer deterioration.

บทสรุปสำหรับผู้บริหาร

สะพานเดชาติวงศ์ 2 และ สะพานเดชาติวงศ์ 3 เป็นสะพานคู่ขนาน ตั้งอยู่บนทางหลวงหมายเลข 1 ซึ่งเป็นเส้นทางสายหลัก ซึ่งมีการจราจรสูง โดยสะพานเดชาติวงศ์ 2 เปิดให้บริการตั้งแต่ปี พ.ศ. 2514 ปัจจุบัน (พ.ศ. 2560) ผ่านการใช้งานมาแล้ว 46 ปี ส่วนสะพานเดชาติวงศ์ 3 เปิดให้บริการตั้งแต่ปี พ.ศ. 2532 ปัจจุบันผ่านการใช้งานมาแล้ว 28 ปี สะพานทั้งสองนี้เป็นสะพานรุ่นเก่าของกรมทางหลวง ได้รับการออกแบบด้วยชุดรถบรรทุกออกแบบเดิม ซึ่งมีน้ำหนักน้อยกว่าระดับน้ำหนักบรรทุกตามกฎหมายในปัจจุบัน จึงมีความเป็นไปได้ที่ศักยภาพในการให้บริการของสะพาน ณ ปัจจุบัน อาจไม่เพียงพอ นอกจากนี้ สะพานทั้งสองยังมีลักษณะเชิงวิศวกรรมที่น่าสนใจสำหรับใช้เป็นกรณีศึกษา คือ ช่วงสะพานที่ยาวที่สุดประกอบด้วย ช่วงยื่นข้างละ 11 เมตร และ ช่วงแขวนตรงกลางยาว 40 เมตร หน้าตัดสะพานประกอบด้วยโครงสร้างเดิมที่มี 2 ช่องจราจร เชื่อมต่อกับโครงสร้างใหม่ 1 ช่องจราจร เพื่อรองรับการจราจรที่เพิ่มมากขึ้น โครงการนี้มีวัตถุประสงค์ในการเก็บข้อมูลรถบรรทุกที่วิ่งผ่านสะพาน ศึกษาพฤติกรรมการรับน้ำหนักบรรทุก และประเมินศักยภาพในการให้บริการของสะพาน

โครงการนี้ได้เริ่มต้นโดยการตรวจสอบสภาพการใช้งานของสะพาน เพื่อหาความเสียหายที่อาจเกิดขึ้นในส่วนต่างๆ ทำการติดตั้งอุปกรณ์ตรวจวัดความเครียดที่ตำแหน่งต่าง ๆ ของสะพาน เพื่อตรวจวัดค่าความเครียดที่เกิดขึ้นจากการวิ่งของรถบรรทุกประเภทต่าง ๆ พร้อมทั้งบันทึกภาพการวิ่งของรถบรรทุกภายใต้การจราจรปกติด้วยกล้องวิดีโอ นอกจากนี้ ได้สอบเทียบแพลตฟอร์มน้ำหนักบรรทุกสำหรับรถบรรทุกแต่ละประเภทบนแต่ละสะพาน จากนั้นได้นำข้อมูลความเครียดและข้อมูลรถบรรทุกมาวิเคราะห์ร่วมกันเพื่อหา น้ำหนักบรรทุกที่วิ่งบนสะพาน ค่าตัวคูณแรงกระแทก ค่าสัมประสิทธิ์การกระจายแรงดัด ความล่าช้าของคอนกรีตพื้นสะพาน และความสามารถการรับน้ำหนักของคาน ผลการดำเนินงานของโครงการสามารถสรุปได้ ดังนี้

ผลการตรวจสอบความเสียหายด้วยสายตา พบว่าสะพานเดชาติวงศ์ 2 มีการเสื่อมสภาพในบริเวณต่างๆ โดยมีความเสียหายที่สำคัญ คือ แผ่นคอนกรีต Formwork ที่ใช้รองพื้นสะพานแตกเป็นแนวยาวตามแนวรอยต่อระหว่างโครงสร้างเก่า (2 ช่องจราจร) กับ โครงสร้างใหม่ (1 ช่องจราจร) ทำให้ปีกคานด้านบนที่ยึดกับแผ่นคอนกรีต Formwork แตก และเห็นเหล็กเสริมเป็นบริเวณกว้าง ผลการตรวจสอบชิ้นส่วนทั้งหมดสรุปว่า สะพานเดชาติวงศ์ 2 มีสภาพการใช้งานโครงสร้างส่วนบนระดับ 2 (ชำรุด) โครงสร้างส่วนล่างระดับ 4 (ดีพอใช้) ส่วนประกอบรองระดับ 3 (พอใช้) และสภาพโดยรวมระดับ 2 (ชำรุด) ในกรณีสะพานเดชาติวงศ์ 3 พบการเสื่อมสภาพและความเสียหายคล้ายคลึงกับสะพานเดชาติวงศ์ 2 โดยมีความเสียหายที่สำคัญ คือ แผ่นคอนกรีต Formwork ที่ใช้รองพื้นสะพานแตกเป็นแนวยาวตามแนวรอยต่อระหว่างโครงสร้างเก่า (2 ช่องจราจร) และโครงสร้างใหม่ (1 ช่องจราจร) ทำให้ปีกคานด้านบนที่ยึดกับแผ่นคอนกรีต Formwork แตก และเห็นเหล็กเสริมเป็นบริเวณกว้าง นอกจากนี้ยังพบว่ารอยต่อของสะพานได้หลุดหายไป ผลการตรวจสอบชิ้นส่วนทั้งหมดสรุปว่า สะพานเดชาติวงศ์ 3 มีสภาพการใช้งานโครงสร้างส่วนบนระดับ 2 (ชำรุด) โครงสร้างส่วนล่างระดับ 4 (ดีพอใช้) ส่วนประกอบรองระดับ 1 (วิกฤติ) และสภาพโดยรวมระดับ 2 (ชำรุด) ถึงแม้ระดับความเสียหายจะยังไม่ส่งผลกระทบต่อโครงสร้าง แต่ควรเร่งดำเนินการซ่อมแซมรอยแตกของพื้นสะพาน และรอยต่อที่หลุดหายไป เพื่อความปลอดภัยของผู้สัญจรบนสะพานและใต้สะพาน โดยการประมาณราคาค่าซ่อมบำรุงสำหรับสะพานเดชาติวงศ์ 2 และ 3 มีค่าใช้จ่ายเท่ากับ 14,300,000 บาท และ 15,000,000 บาท ตามลำดับ

ผลการวิเคราะห์ข้อมูลรถบรรทุกและสภาพการจราจรบนสะพานเดชาติวงศ์ 2 และ 3 พบว่า สะพานทั้งสองมีปริมาณรถบรรทุกเฉลี่ยต่อวันใกล้เคียงกัน สัดส่วนรถบรรทุกประเภทต่างๆ ใกล้เคียงกัน แต่สะพานเดชาติวงศ์ 3 มีสัดส่วน

รถบรรทุกที่วิ่งในช่องจราจรที่ 2 มากถึง 44 % สูงกว่า สะพานเดชาติวงศ์ 3 ที่มีเพียง 11 % การจราจรบนสะพานเดชาติวงศ์ 3 มีทิศมุ่งเข้าสู่ตัวเมือง ในช่วงเวลาเร่งด่วน พบว่าในบางครั้งมีการจราจรติดสะสมจนถึงช่วงสะพานที่ทดสอบ ส่วนการจราจรบนสะพานเดชาติวงศ์ 2 มีทิศมุ่งออกจากตัวเมือง การจราจรมีโอกาสติดสะสมน้อยกว่า ผลการคำนวณน้ำหนักบรรทุกที่วิ่งบนสะพาน พบว่ารถบรรทุกที่วิ่งบนสะพานเดชาติวงศ์ 2 มีน้ำหนักโดยเฉลี่ยสูงกว่ารถบรรทุกที่วิ่งบนสะพานเดชาติวงศ์ 3 โดยทั่วไปแล้ว ผลรวมของแรงกระทำในสะพานจะสูงที่สุดกรณีที่มีรถบรรทุกวิ่งในหลายช่องจราจรพร้อมกันและหรือวิ่งเรียงติดต่อกันเป็นขบวน ดังนั้นสภาพการให้น้ำหนักบรรทุกจรบนสะพานเดชาติวงศ์ 3 จึงมีโอกาสที่จะเกิดผลรวมของแรงกระทำได้สูงกว่าสะพานเดชาติวงศ์ 2

การศึกษาพฤติกรรมแรงกระแทก พบว่าค่าตัวคูณแรงกระแทก (Impact Factor, IM) กรณีรถบรรทุกวิ่งในช่องจราจรที่ 1 และ 2 ของสะพานเดชาติวงศ์ 2 และ 3 มีค่าใกล้เคียงกัน โดยมีค่า IM สูงสุดไม่เกิน 16 % แต่ในสภาพการใช้งานของสะพานเดชาติวงศ์ 3 พบว่ามีรถบรรทุกหนักวิ่งในช่องจราจรที่ 3 ด้วย ซึ่งคาดว่าจะวิ่งเร็วกว่าช่องจราจรที่ 1 และ 2 เมื่อคำนวณเป็นค่า IM จึงได้ค่าสูงสุดที่ 24.1% เมื่อนำไปเปรียบเทียบกับค่าที่ประเมินในขั้นตอนการออกแบบ พบว่าวิธี AASHTO LRFD 2010 จะได้ค่า $IM = 33\%$ ซึ่งจะปลอดภัยกว่าวิธี AASHTO LFD 2002 ที่ได้ค่า $IM = 20\%$ สูตรการคำนวณค่า IM ของ LFD จะขึ้นอยู่กับความยาวช่วงพาด (L) ซึ่งเหมาะสมกับสะพานปกติ ที่หน้าตัดของสะพานมีความต่อเนื่องเป็นโครงสร้างเดียว และวางพาดระหว่างตอม่อถึงตอม่อที่มีความมั่นคง แต่ในกรณีสะพานเดชาติวงศ์ 2 และ 3 ที่หน้าตัดของสะพานมีการเชื่อมต่อกันระหว่างโครงสร้างเก่ากับโครงสร้างใหม่ และวางพาดบนปลายของคานช่วงยื่นที่ยาวถึง 11 เมตร ด้วยลักษณะโครงสร้างดังกล่าว คานสะพานอาจมีการสั่นไหวได้มากกว่าสะพานปกติ อาจกล่าวได้ว่าค่า IM ที่คำนวณด้วย AASHTO LRFD 2010 เพื่อความปลอดภัยมากกว่าและครอบคลุมสะพานหลากหลายลักษณะมากกว่า AASHTO LFD 2002

การศึกษาพฤติกรรมการกระจายแรงดัดลงคาน (Girder Distribution Factor, GDF) พบว่ากรณีที่มีรถบรรทุกวิ่ง 3 ช่องจราจรพร้อมกัน ค่าสัมประสิทธิ์การกระจายแรงดัดสูงสุดที่เกิดขึ้นในคานของสะพานเดชาติวงศ์ 2 และ 3 $GD_{Field(max)}$ มีค่าเท่ากับ 88.5 % และ 85.7 % ตามลำดับ ในกรณีที่เลือกใช้ค่าสัมประสิทธิ์การกระจายแรงดัดสูงสุดระหว่างคานตัวในและคานตัวนอกในการออกแบบ วิธี AASHTO LRFD 2010 จะให้ค่า $GDF_{LRFD(max)} = 77.2\%$ ซึ่งจะปลอดภัยน้อยกว่าวิธี AASHTO LFD 2002 ที่ให้ค่า $GDF_{LFD(max)} = 82\%$ แต่เนื่องจากโอกาสที่รถบรรทุกจะวิ่ง 3 ช่องจราจรพร้อมกันมีน้อย การออกแบบสะพานจึงลดแรงกระทำที่เกิดขึ้นลงไปเล็กน้อย เพื่อความประหยัดในการออกแบบ ในกรณี AASHTO LRFD 2010 จะใช้ค่า Multiple presence factor ($m=0.85$) ดังนั้นค่าสัมประสิทธิ์การกระจายแรงดัดสูงสุดที่เกิดขึ้นในคานที่พิจารณาความน่าจะเป็นของสะพานเดชาติวงศ์ 2 และ 3 จะเหลือ 75.2 % และ 72.8 % ตามลำดับ ซึ่งยังไม่เกินค่าที่ใช้ออกแบบ $GDF_{LRFD(max)} = 77.2\%$ หรือ $GDF_{LFD(max)} = 82\%$ ดังนั้นอาจกล่าวได้ว่าค่าสัมประสิทธิ์การกระจายแรงของ AASHTO LRFD 2010 และ AASHTO LFD 2002 ต่างมีความเพียงพอด้วยกันทั้งคู่เมื่อพิจารณาความน่าจะเป็นร่วมด้วย

การประเมินความสามารถรับน้ำหนักบรรทุกของสะพาน (Rating Factor, RF) ตามมาตรฐาน AASHTO ที่ระดับ Inventory ของสะพานเดชาติวงศ์ 2 และ 3 พบว่ากรณีความสามารถรับแรงดัด สะพานทั้งสองต่างมีค่า RF_m มากกว่า 1.0 ค่อนข้างมาก (ปลอดภัยมาก) ส่วนกรณีความสามารถรับแรงเฉือน ถ้าประเมินด้วย AASHTO LRFD 2010 ที่ระดับ Inventory พบว่าสะพานทั้งสองมีค่า RF_v มากกว่า 1.0 เพียงเล็กน้อย การตรวจสอบความเสียหายในบริเวณตำแหน่งแรงเฉือนวิกฤติ พบรอยแตกขนาดเล็กในบางตำแหน่ง ดังนั้นศักยภาพของสะพานเดชาติวงศ์ 2 และ 3 จึงมีแนวโน้มที่จะมีต่ำกว่ามาตรฐาน หน่วยงานที่รับผิดชอบควรพิจารณาเสริมกำลังรับแรงเฉือนให้กับช่วงสะพานที่ยาวที่สุด (62 เมตร) จำนวน 2 ช่วงสะพาน ของทั้งสองสะพาน เพื่อเพิ่มความปลอดภัยในการใช้งาน การประมาณราคาสำหรับ 3

ทางเลือกของรูปแบบการเสริมกำลังโดยใช้วัสดุ GFRP, AFRP และ CFRP มีค่าใช้จ่ายเท่ากับ 5,500,000 บาท/ช่วงสะพาน, 4,400,000 บาท/ช่วงสะพาน และ 4,200,000 บาท/ช่วงสะพาน ตามลำดับ

การประเมินความล้าของคอนกรีตพื้นสะพาน พบว่าผลรวมความเครียดดึงที่เกิดจากน้ำหนักบรรทุกคงที่และน้ำหนักบรรทุกจรในหลายตำแหน่งของสะพานเดชาติวงศ์ 2 และ 3 มีค่าเกินความเครียดที่จุดแตกร้าว (Cracking Strain) ดังนั้นพื้นสะพานสามารถเกิดรอยแตกร้าวได้ภายใต้น้ำหนักบรรทุกจรปัจจุบัน แต่จากการตรวจสอบด้วยสายตาในบริเวณพื้นสะพานดังกล่าว ยังไม่พบรอยแตกที่เห็นได้อย่างเด่นชัด อาจเป็นไปได้ว่ารอยแตกในคอนกรีตถูกควบคุมด้วยเหล็กเสริมพื้นสะพาน การตรวจสอบสะพานในวงรอบถัด ๆ ไป ควรสังเกตรอยร้าวที่อาจจะลุกลามเป็นรอยแตกขนาดที่สามารถมองเห็นได้ หากตรวจพบรอยแตก ควรซ่อมบำรุงเชิงป้องกันเพื่อความคงทนในการใช้งาน

Executive Summary

Dechatiwong 2 and Dechatiwong 3 are the parallel bridges on Highway 1 which is a primary highway, carrying high traffic level. Dechatiwong 2 was opened in 1971 and has been in service up to now (2017) for 46 years. Dechatiwong 3 was opened in 1989 and has been in service up to now for 28 years. They both were old generation bridges in Department of Highways (DOH) inventory. The bridges were designed to withstand old design truck load which was lighter than the legal truck load used today. Thus, it is possible that the current capacity and serviceability of these two bridges may not be adequate. Besides that, these two bridges have interesting engineering aspects for case study. They have the longest span consisting of cantilever part of 11 meters on each side and the suspended part of 40 meters in the middle. On the transverse direction, they consisted of old cross section for two lanes joining to the new cross section for one lane, aiming to serve the higher traffic demand. The project had main objectives to collect truck information that ran on each bridge, study loading behaviors, and evaluate bridge capacity and serviceability.

The project started with visual inspection in order to find any damages in bridge members. Then, strain gauges were installed at several locations to measure the strain induced by different types of trucks running on the bridges. Video camera was also installed in order to record the trucks running on the bridges. In addition, each type of truck on each bridge was calibrated for weight factor. The strain data from strain gauges and truck data from videos were matched and analyzed to identify the weight of truck running on each bridge, impact factor, moment distribution factor, fatigue on concrete deck, and load capacity of girders. The main findings were summarized in subsequence paragraphs.

The bridge inspection found that Dechatiwong 2 had deterioration in different areas. The major damage was the concrete formwork used for casting concrete deck had longitudinal crack along the line joining the old superstructure (two lanes) and new superstructure (one lane). This caused concrete spalling and exposure of rebar in large area at the top flange of I girder attached to the formwork. After all members were inspected, the Dechatiwong 2 had condition rating for superstructure level 2 (damaged), substructure level 4 (fairly good), secondary component level 3 (fair) and overall condition rating level 2 (damaged). For the Dechatiwong 3, the deterioration and damages were quite similar to those in Dechatiwong 2. The major damage was the concrete formwork used for casting concrete deck had longitudinal crack along the line joining old superstructure and new superstructure. This caused concrete spalling and exposure of rebar in large area at the top flange of I girder attached to the formwork. The expansion joint was detached and fell out. After all members were inspected, the Dechatiwong 3 had condition rating for superstructure level 2 (damaged), substructure level 4 (fairly good), secondary component level 1 (critical) and overall condition rating level 2 (damaged). Despite the damage does not affect the structural capacity seriously, the deck shall be urgently repaired for safety of travelers under the bridges. The cost estimation for repairing Dechatiwong 2 and 3 are 14.3 Million baht and 15.0 Million baht respectively.

According to the truck data and traffic condition, it found that both bridges had approximately the same average daily truck traffic and proportion of truck for each type. However, Dechatiwong 3 had the trucks travelling in lane 2 as much as 44%, which several times higher than that of Dechatiwong 2, which had only 11%. The traffic on Dechatiwong 3 had the direction heading to town. In rush hours, there was traffic jam and sometimes the traffic was accumulated up to the test span. On the other hand, the traffic on Dechatiwong 2 had the direction out of town and had less chance of accumulated traffic up to the test span. The weight calculation revealed that the trucks on Dechatiwong 2 on average carry more weight than the trucks on Dechatiwong 3. In general, the worst load case for bridge analysis occurs when trucks are presence on several lanes simultaneously or trucks ran in series with small headway. Therefore, the traffic conditions on Dechatiwong 3 are likely to yield the worst load case than those of Dechatiwong 2.

The impact study found that the impact factors (IM) for the cases of trucks ran in lane 1 and lane 2 on Dechatiwong 2 and Dechatiwong 3 were approximately the same. The maximum impact factor was less than 16 %. However, the traffic condition on Dechatiwong 3 had heavy trucks ran in lane 3 as well. It was possible that the trucks ran faster than the trucks ran in lane 1 and lane 2. Thus, the maximum impact factor for lane 3 was 24.1%. When compared to the impact factors calculated by design codes. The AASHTO LRFD 2010 gave a safe IM of 33 % while the AASHTO LFD 2002 gave an unsafe IM of 20%. The IM formula by LFD method depends on the span length, which is suitable for normal case that the bridge cross section is monolithic and each end of the span rest on solid piers. In the case of Dechatiwong 2 and 3, the bridge had old cross section joining to a new cross section and each end of the suspended part rests on an 11-meters long cantilever part. With these engineering aspects, the girder may have higher vibration than normal bridge. It can be said that AASHTO LRFD 2010 give more conservative impact factor and cover more varieties of bridges than AASHTO LFD 2002 does.

The study of girder distribution factor (GDF) found that the maximum distribution factor for 3-lane load from the field data ($GDF_{Field(max)}$) in Dechatiwong 2 and 3 were 88.5 % and 85.7%, respectively. However, the chance of truck presence in 3 lanes simultaneously is very small. The AASHTO LRFD 2010 uses multiple presence factor $m=0.85$ multiplying to the obtained value for economic design. Thus, the distribution factor from the field data for Dechatiwong 2 and 3 were reduced to 75.2% and 72.8%, respectively, which were not exceed the values determined by design codes, $GDF_{LRFD(max)} = 77.2 \%$ or $GDF_{LFD(max)} = 82 \%$. It can be said that the distribution factor determined by AASHTO LRFD 2010 and AASHTO LFD 2002 were both sufficient when consider the probability of the truck presence in multiple lanes.

The load capacity of the bridges was evaluated at inventory level by AASHTO methods. The moment rating factors (RF_m) for Dachtiwong 2 and 3 were significantly more than 1.0 (very safe). For shear capacity according to AASHTO LRFD 2010, the shear rating factors (RF_v) for Dachtiwong 2 and 3 were slightly above 1.0. Visual inspection around shear critical locations found small cracks in some locations. Thus, Dachtiwong 2 and 3 may have shear capacity below the standard level. Shear strengthening for the two longest spans (62 meters) of both bridges is recommended to increase public safety. The cost estimations for 3 alternatives using

different type of materials (GFRP, AFRP and CFRP) were 5.5 Million bath/span, 4.4 Million bath/span and 4.2 Million bath/span, respectively.

The fatigue evaluation on concrete deck found that the combined tensile strains from dead load and live load in several locations on Dechatiwong 2 and 3 exceeded the cracking strain. Thus, the concrete deck can crack under current service load. However, inspection of the concrete deck in those areas did not find any noticeable cracks. It was possible that the cracks were well controlled by deck reinforcement. Thus, the next cycle of bridge inspection shall pay attention to the cracks that may grow into visible cracks. If cracks are found, preventive maintenance should be applied in order to defer deterioration.

สารบัญ

	หน้า
บทคัดย่อ	i
Abstract	ii
บทสรุปสำหรับผู้บริหาร	iii
Executive Summary	vi
บทที่ 1 บทนำ	1-1
1.1 ที่มาและความสำคัญ	1-1
1.2 วัตถุประสงค์	1-6
1.3 ขอบเขตของงาน	1-6
1.4 รายละเอียดของโครงการ	1-7
บทที่ 2 การตรวจสอบสะพาน	2-1
2.1 หลักการและวิธีการตรวจสอบสะพาน	2-1
2.2 การตรวจสอบสภาพของสะพานเดชาติวงศ์ 2	2-13
2.3 การตรวจสอบสภาพของสะพานเดชาติวงศ์ 3	2-25
2.4 สรุปผลการตรวจสอบสะพาน	2-38
บทที่ 3 การตรวจวัดสะพานภายใต้การจราจรปกติ	3-1
3.1 ผังการติดตั้งอุปกรณ์ตรวจวัด	3-1
3.2 อุปกรณ์ที่ใช้ในการตรวจวัด	3-4
3.3 การจำแนกประเภทรถบรรทุก	3-6
3.4 การเตรียมงานและการติดตั้งอุปกรณ์ตรวจวัดสะพาน	3-8
3.5 ผลการตรวจวัดสะพานเดชาติวงศ์ 2	3-15
3.6 ผลการตรวจวัดสะพานเดชาติวงศ์ 3	3-37
3.7 สรุปผลการตรวจวัดสะพานเดชาติวงศ์ 2 และสะพานเดชาติวงศ์ 3	3-59

สารบัญ

	หน้า
บทที่ 4 การสอบเทียบค่าความเครียดกับน้ำหนักบรรทุกทุก	4-1
4.1 ประเภทบรรทุกที่ใช้สอบเทียบ	4-1
4.2 การทดสอบสะพานภายใต้สภาวะควบคุม	4-3
4.3 การสอบเทียบค่าความเครียดกับน้ำหนักบรรทุกทุก	4-29
บทที่ 5 การวิเคราะห์ข้อมูลความเครียด	5-1
5.1 การหาค่าความเครียดสูงสุด ค่าตัวคูณแรงกระทำ และค่าสัมประสิทธิ์การกระจายแรง	5-1
5.2 ผลการวิเคราะห์ของสะพานเดชาติวงศ์ 2	5-9
5.3 ผลการวิเคราะห์ของสะพานเดชาติวงศ์ 3	5-18
5.4 สรุปผลการวิเคราะห์ข้อมูลความเครียด	5-27
บทที่ 6 การคำนวณน้ำหนักบรรทุกทุก	6-1
6.1 การคำนวณน้ำหนักบรรทุกทุกภายใต้การจราจรปกติของสะพานเดชาติวงศ์ 2	6-1
6.2 การคำนวณน้ำหนักบรรทุกทุกภายใต้การจราจรปกติของสะพานเดชาติวงศ์ 3	6-14
6.3 สรุปผลการคำนวณน้ำหนักบรรทุกทุก	6-27
บทที่ 7 การศึกษาพฤติกรรมการรับน้ำหนักบรรทุก	7-1
7.1 การคำนวณค่าตัวคูณแรงกระทำและค่าสัมประสิทธิ์การกระจายแรงด้วยวิธี AASHTO LFD 2002	7-1
7.2 การคำนวณค่าตัวคูณแรงกระทำและค่าสัมประสิทธิ์การกระจายแรงด้วยวิธี AASHTO LRFD 2010	7-3
7.3 ผลการศึกษาพฤติกรรมของสะพานเดชาติวงศ์ 2	7-5
7.4 ผลการศึกษาพฤติกรรมของสะพานเดชาติวงศ์ 3	7-12
7.5 สรุปผลการศึกษาพฤติกรรมของสะพานเดชาติวงศ์ 2 และ สะพานเดชาติวงศ์ 3	7-16
บทที่ 8 การประเมินศักยภาพในการให้บริการ	8-1
8.1 การประเมินความสามารถการรับน้ำหนักบรรทุกของคานคอนกรีตอัดแรง	8-1
8.2 ผลการประเมินศักยภาพของคานสะพานเดชาติวงศ์ 2 และ 3	8-14
8.3 การประเมินความล้าของคอนกรีตพื้นสะพาน	8-35
8.4 ผลการประเมินคอนกรีตพื้นสะพานจากความล้า	8-37
8.5 สรุปผลการประเมินศักยภาพ	8-47

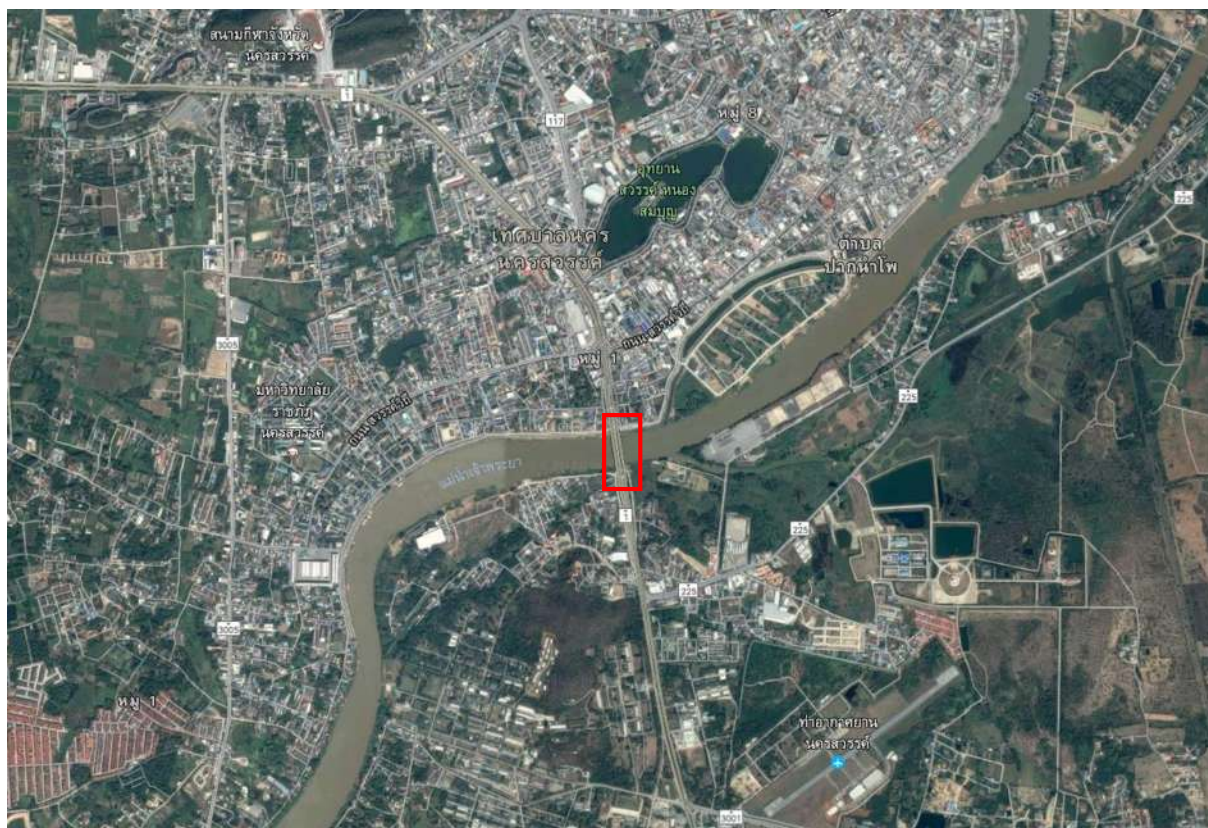
สารบัญ

	หน้า
บทที่ 9 บทสรุปและข้อแนะนำ	9-1
ผนวก ก รายงานการตรวจสอบสะพานเดชาติวงศ์ 2	ก-1
ผนวก ข รายงานการตรวจสอบสะพานเดชาติวงศ์ 3	ข-1
ผนวก ค แนวทางการซ่อมแซมและเสริมกำลังสะพานเดชาติวงศ์ 2 และ 3	
ผนวก ค-1 รูปแบบวิธีการซ่อมแซมสะพานเดชาติวงศ์ 2 และ 3	ค-1-1
ผนวก ค-2 แนวทางการซ่อมแซมสะพานเดชาติวงศ์ 2	ค-2-1
ผนวก ค-3 แนวทางการซ่อมแซมสะพานเดชาติวงศ์ 3	ค-3-1
ผนวก ค-4 การประมาณราคา	ค-4-1
ผนวก ง รายการคำนวณมาตรฐานการออกแบบ AASHTO LFD-2002 สะพานเดชาติวงศ์ 2 และ 3	ง-1
ผนวก จ รายการคำนวณมาตรฐานการออกแบบ AASHTO LRFD-2010 สะพานเดชาติวงศ์ 2 และ 3	จ-1
ผนวก ฉ การถ่ายทอดความรู้	ฉ-1

บทที่ 1 บทนำ

1.1 ที่มาและความสำคัญ

สะพานเดชาติวงศ์ 2 และสะพานเดชาติวงศ์ 3 เป็นสะพานคู่ขนานบนทางหลวงหมายเลข 1 ก่อสร้างข้ามแม่น้ำเจ้าพระยา ก่อนเข้าตัวจังหวัดนครสวรรค์ดังแสดงในรูปที่ 1.1-1 และ รูปที่ 1.1-2 สะพานเดชาติวงศ์ 2 เป็นสะพานฝั่งขวาทาง (RT) เปิดให้บริการเมื่อปี พ.ศ. 2514 ส่วนสะพานเดชาติวงศ์ 3 เป็นสะพานฝั่งซ้ายทาง (LT) เปิดให้บริการเมื่อปี พ.ศ. 2532 สะพานทั้งสองแห่งเป็นสะพานบนทางหลวงสายหลัก มีความสำคัญเป็นอย่างมากต่อระบบเศรษฐกิจและสังคมของพื้นที่ภาคกลางตอนบน และภาคเหนือตอนล่าง รวมถึงของประเทศ เดิมสะพานทั้งสองแห่งเป็นสะพานขนาด 2 ช่องจราจร ปัจจุบันได้รับการขยายความกว้างเป็น 3 ช่องจราจร เพื่อรองรับปริมาณการจราจรเฉลี่ยต่อวันสูงถึง 38,000 คัน และรถบรรทุกขนาดใหญ่สูงถึง 10,000 คัน



รูปที่ 1.1-1 แผนที่ตั้งของโครงการ (สะพานเดชาติวงศ์ 2 และสะพานเดชาติวงศ์ 3)



รูปที่ 1.1-2 สะพานเดชาติวงศ์

ลักษณะโครงสร้างของสะพานเดชาติวงศ์ 2 และ สะพานเดชาติวงศ์ 3 แสดงในรูปที่ 1.1-3 ถึง รูปที่ 1.1-7 ซึ่งในเชิงวิศวกรรม สะพานเดชาติวงศ์ 2 และสะพานเดชาติวงศ์ 3 ถือได้ว่าเป็นสะพานคอนกรีตช่วงยาว โดยสะพานทั้งสองแห่งมีคานแขวนช่วงยาวที่สุดถึง 40 เมตร และคานยันช่วงยาวที่สุดถึง 11 เมตร ด้วยลักษณะดังกล่าว การเพิ่มขึ้นของน้ำหนักบรรทุกทุกจะมีผลอย่างมากต่อการเพิ่มขึ้นของหน่วยแรงในโครงสร้างสะพาน ทั้งสะพานเดชาติวงศ์ 2 และสะพานเดชาติวงศ์ 3 จัดเป็นสะพานรุ่นเก่าของกรมทางหลวง ออกแบบโดยใช้ชุดน้ำหนักบรรทุกเดิม ซึ่งอาจจะไม่สอดคล้องกับการเพิ่มขึ้นของปริมาณการจราจร และน้ำหนักของรถบรรทุกที่วิ่งผ่านสะพานในปัจจุบัน ดังนั้น จึงควรตรวจวัดหน่วยแรงที่เกิดขึ้นในโครงสร้างของสะพานทั้งสองเนื่องจากน้ำหนักบรรทุกทุก และนำข้อมูลที่ได้มาประมวลผลเพื่อประเมินศักยภาพในการให้บริการ รวมทั้งหาแนวทางเสริมกำลังหรือปรับปรุงโครงสร้างที่เหมาะสม เพื่อให้มั่นใจได้ว่าสะพานทั้งสองแห่งจะสามารถให้บริการได้อย่างปลอดภัย รองรับภาระเจริญเติบโตทางเศรษฐกิจและสังคมของประเทศต่อไป



(ก) ผิวทาง



(ข) ราวสะพาน



(ค) พื้น คาน และไดอะแฟรม



(ง) ช่วงยื่น



(จ) ช่วงแขวน



(ฉ) แผ่นรองรับคาน



(ช) ตอม่อตัวกลาง



(ซ) ตอม่อตัวริม

รูปที่ 1.1-3 ลักษณะโครงสร้างของสะพานเดชาติวงศ์ 2



(ก) ผิวทาง



(ข) ราวสะพาน



(ค) พื้น คาน และไดอะแฟรม



(ง) ช่วงยื่น



(จ) ช่วงแขวน



(ฉ) แผ่นรองรับคาน

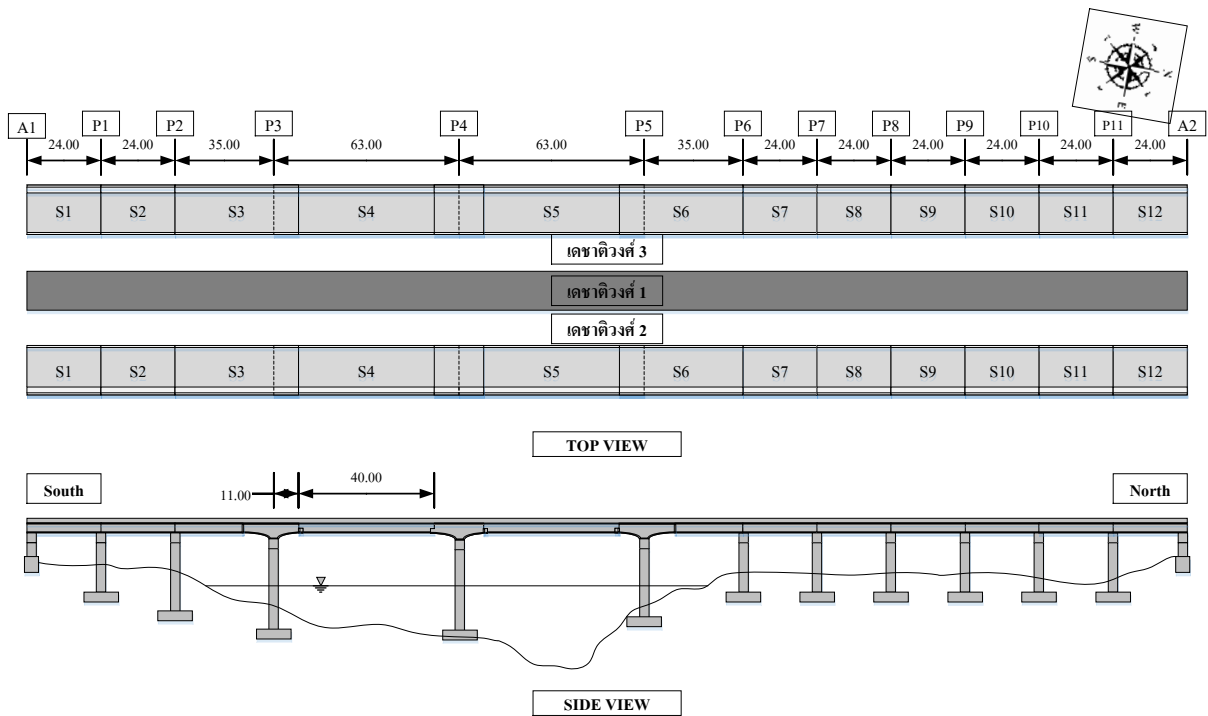


(ช) ตอม่อตักกลาง

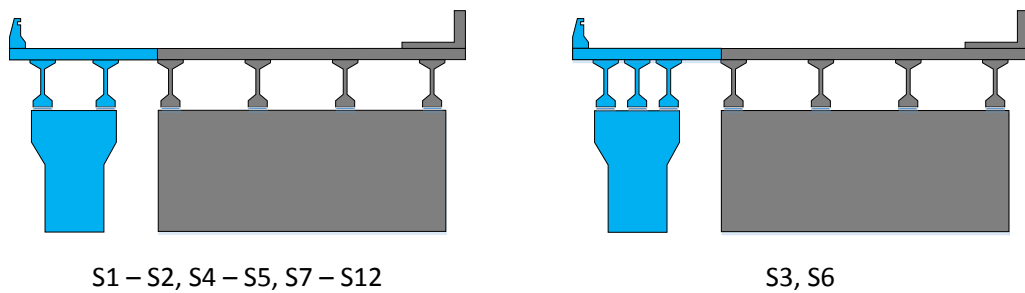


(ซ) ตอม่อตักบริม

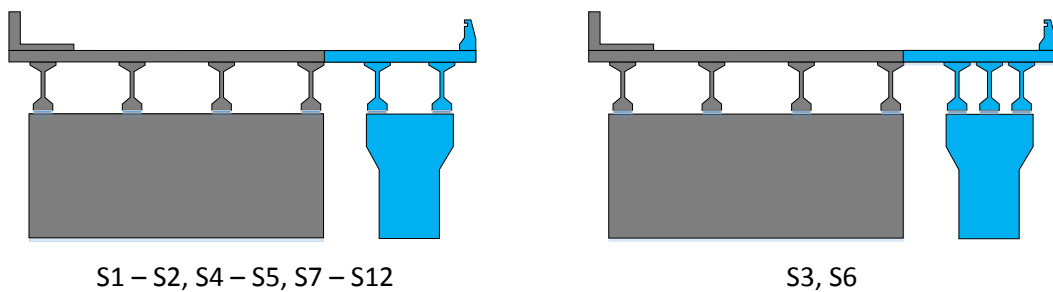
รูปที่ 1.1-4 ลักษณะโครงสร้างของสะพานเดชาติวงศ์ 3



รูปที่ 1.1-5 แผนผังแสดงลักษณะโครงสร้างของสะพานเดชาติวงศ์ 2 และสะพานเดชาติวงศ์ 3



รูปที่ 1.1-6 ลักษณะโครงสร้างส่วนล่างของสะพานเดชาติวงศ์ 2



รูปที่ 1.1-7 ลักษณะโครงสร้างส่วนล่างของสะพานเดชาติวงศ์ 3

การประเมินศักยภาพในการให้บริการของสะพานจำเป็นต้องทราบถึงลักษณะความเสียหายที่คาดว่าจะเกิดขึ้นในกรณีของสะพานเดชาติวงศ์ 2 และสะพานเดชาติวงศ์ 3 ซึ่งเป็นสะพานคอนกรีต โดยทั่วไปน้ำหนักรถบรรทุกจะก่อให้เกิดความเสียหายต่อโครงสร้างสะพานใน 2 รูปแบบ

- 1) **รูปแบบที่ 1** น้ำหนักรถบรรทุกจะทำให้เกิดหน่วยแรงในโครงสร้างสะพานสูงเกินกว่ากำลังของวัสดุ โดยมักจะเกิดขึ้นกับสะพานเก่าเนื่องจากน้ำหนักรถบรรทุกที่ใช้ในการออกแบบมีค่าต่ำกว่าน้ำหนักรถบรรทุกที่เกิดขึ้นจริงในปัจจุบันมาก หรืออาจจะเกิดขึ้นกับสะพานใหม่ที่มีรถบรรทุกหนักเป็นพิเศษวิ่งผ่าน บริเวณที่พบความเสียหายมักจะเป็นส่วนโครงสร้างหลัก เช่น คานสะพาน
- 2) **รูปแบบที่ 2** น้ำหนักรถบรรทุกทำให้โครงสร้างสะพานเกิดการล้า ถึงแม้ว่าหน่วยแรงที่เกิดขึ้นจะต่ำกว่ากำลังของวัสดุแต่โครงสร้างสามารถแตกร้าวได้ หากจำนวนรอบแรงกระทำซ้ำ หรือปริมาณการจราจรของรถบรรทุกที่วิ่งผ่านสะพานมีมากพอ บริเวณที่พบความเสียหายมักจะเป็นส่วนโครงสร้างที่สัมผัสกับล้อรถโดยตรง เช่น พื้นสะพาน

ดังนั้น งานวิจัยนี้จึงมุ่งเน้นที่จะประเมินศักยภาพในการให้บริการของสะพานเดชาติวงศ์ 2 และสะพานเดชาติวงศ์ 3 จากน้ำหนักรถบรรทุก ทั้งในส่วนของประเมินความสามารถของคานสะพานในการต้านทานน้ำหนักบรรทุก และในส่วนของประเมินความล้าของคอนกรีตพื้นสะพาน โดยอาศัยการวิเคราะห์ข้อมูลความเครียดที่ได้จากอุปกรณ์ตรวจวัด ซึ่งติดตั้งตามตำแหน่งต่างๆ ของคานสะพาน และพื้นสะพาน ภายใต้การจราจรปกติ งานวิจัยนี้ ยังครอบคลุมถึง การนำข้อมูลการตรวจวัดความเครียดมาศึกษาพฤติกรรมการรับน้ำหนัก เช่น การกระจายน้ำหนัก และแรงกระทำ ในคานสะพานของสะพานทั้งสองแห่งจากพฤติกรรมการจราจรของรถบรรทุกบนสะพาน รวมถึงการคำนวณน้ำหนักรถบรรทุกที่วิ่งผ่านสะพานทั้งสองแห่ง จากการทดสอบเทียบค่าความเครียดกับรถบรรทุกที่ทราบน้ำหนัก ซึ่งข้อมูลที่ได้สามารถใช้ประโยชน์ในการศึกษาวิจัยด้านอื่นๆ ของกรมทางหลวงต่อไป

1.2 วัตถุประสงค์

- 1) เพื่อประเมินศักยภาพในการให้บริการของสะพานเดชาติวงศ์ 2 และ สะพานเดชาติวงศ์ 3 และในกรณีที่มีความจำเป็น ให้จัดทำข้อเสนอแนะ และแบบแผนแนะนำการเสริมกำลังหรือปรับปรุงโครงสร้างสะพาน
- 2) เพื่อศึกษาพฤติกรรมการรับน้ำหนักบรรทุกของสะพานเดชาติวงศ์ 2 และ สะพานเดชาติวงศ์ 3
- 3) เพื่อเก็บข้อมูลน้ำหนักของรถบรรทุกประเภทต่างๆ ที่วิ่งผ่านสะพานเดชาติวงศ์ 2 และ สะพานเดชาติวงศ์ 3

1.3 ขอบเขตของงาน

ที่ปรึกษาได้ดำเนินการตรวจสอบสภาพโครงสร้างสะพานเดชาติวงศ์ 2 และ สะพานเดชาติวงศ์ 3 ด้วยวิธีการตรวจสอบด้วยสายตา (Visual Inspection) โดยอาศัยหลักเกณฑ์การตรวจสอบของกรมทางหลวง เพื่อรายงานลักษณะการชำรุดเชิงวิศวกรรมโดยมีภาพถ่ายประกอบคำอธิบาย จากนั้น ได้ทำการตรวจวัดสะพานทั้ง 2 สะพาน ภายใต้การจราจรปกติ ซึ่งในแต่ละสะพานได้ทำการตรวจวัดคานแขวนช่วงยาว 40 เมตร และคานยื่นยาว 11 เมตร โดยทำการติดตั้งอุปกรณ์ตรวจวัดความเครียดจำนวนสะพานละ 84 ตำแหน่ง เป็นเวลา 20 วัน พร้อมทั้งบันทึกพฤติกรรมการจราจรบนสะพานด้วยเครื่องบันทึกภาพระบบดิจิตอล (Digital Video Recorder) และในระหว่างการตรวจวัดที่ปรึกษาได้ทำการสอบเทียบค่าความเครียดกับน้ำหนักรถบรรทุกโดยพิจารณาน้ำหนักรถบรรทุกประเภทต่างๆ จำนวน 10 ประเภท ที่ทราบค่าน้ำหนักมาวิ่งผ่านสะพานเพื่อทำการสอบเทียบค่าความเครียดที่เกิดขึ้น

ภายหลังจากการตรวจวัดในภาคสนามเสร็จเรียบร้อยแล้ว ที่ปรึกษาได้ทำการวิเคราะห์ข้อมูลความเครียดที่ได้จากการตรวจวัดทั้งสองสะพานร่วมกับหลักการทางสถิติ เพื่อคำนวณหาค่าสัมประสิทธิ์การกระจายแรง และ ค่าตัวคูณแรงกระทำ ในคานสะพาน ค่าความเครียดสูงสุดที่เกิดขึ้นในคานสะพาน และค่าความล้าสะสมที่เกิดขึ้นในคอนกรีตพื้นสะพาน ขณะเดียวกัน ที่ปรึกษาได้ทำการวิเคราะห์หน้าตัดคานสะพานด้วยวิธีไฟไนต์อีลิเมนต์แบบไม่เชิงเส้นที่สามารถจำลองพฤติกรรมของคอนกรีต ก่อนและหลังการแตกร้าว รวมถึงพฤติกรรมของเหล็กเสริมและลวดอัดแรง ก่อนและหลังเกิดการคราก เพื่อคำนวณหาความเครียดที่จุดครากของหน้าตัดคานสะพาน จากนั้น ได้ทำการศึกษาพฤติกรรมการรับน้ำหนักบรรทุกของสะพานโดยใช้ค่าสัมประสิทธิ์การกระจายแรงและค่าตัวคูณแรงกระทำในคานสะพานมาเปรียบเทียบกับค่าตามมาตรฐานการออกแบบ AASHTO LFD (2002) และ AASHTO LRFD (2010)

ที่ปรึกษาได้ทำการประเมินศักยภาพในการให้บริการของสะพานทั้งสอง โดยพิจารณาปัจจัยต่างๆ ได้แก่ การประเมินความสามารถของคานสะพานในการต้านทานน้ำหนักบรรทุก โดยเปรียบเทียบค่าความเครียดสูงสุดที่เกิดขึ้นในคานสะพาน ที่ระยะเวลาต่างๆ กัน ที่ได้จากการวิเคราะห์ข้อมูลความเครียด กับค่าความเครียดที่จุดครากของหน้าตัดคานสะพานที่ได้จากการวิเคราะห์หน้าตัดคาน ตามรูปแบบสมการการออกแบบที่ได้ระบุไว้ในมาตรฐานการออกแบบ AASHTO LFD (2002) และ AASHTO LRFD (2010) และทำการประเมินความล้าของคอนกรีตพื้นสะพาน โดยนำความล้าสะสมที่เกิดขึ้นในคอนกรีตพื้นสะพาน ที่ระยะเวลาต่างๆ กัน ที่ได้จากการวิเคราะห์ข้อมูลความเครียด และที่ปรึกษาได้ทำการคำนวณน้ำหนักของรถบรรทุกประเภทต่างๆ ที่วิ่งผ่านสะพานทั้งสอง โดยอาศัยผลการวิเคราะห์ข้อมูลความเครียดกับผลทดสอบเทียบค่าความเครียดกับน้ำหนักบรรทุก

ที่ปรึกษาได้ทำการถ่ายทอดความรู้เกี่ยวกับการตรวจวัดสะพานทั้งสอง และการวิเคราะห์ต่างๆ ให้กับวิศวกรของทางหลวงจำนวน 53 คน โดยวิธีการและเนื้อหาของการถ่ายทอดเป็นไปตามดุลยพินิจของวิศวกรกำกับโครงการ

1.4 รายละเอียดของโครงการ

ผู้ว่าจ้าง	สำนักวิจัยและพัฒนาทาง กรมทางหลวง
ผู้รับจ้าง	บริษัท ไอเอ็มเอ็มเอส จำกัด และ บริษัท แอสโคนา เอ็ม จำกัด
เลขที่สัญญา	สจ.2/2560 ลงวันที่ 2 พฤศจิกายน 2559
วันเริ่มต้นโครงการ	วันที่ 3 พฤศจิกายน 2559
วันสิ้นสุดโครงการ	วันที่ 28 กันยายน 2560
ระยะเวลาดำเนินงาน	330 วัน

บทที่ 2 การตรวจสอบสะพาน

สะพานเดชาติวงศ์ 2 เปิดให้ใช้บริการตั้งแต่ปี พ.ศ. 2514 ปัจจุบัน (พ.ศ. 2560) มีอายุ 46 ปี สะพานเดชาติวงศ์ 3 เปิดให้ใช้บริการตั้งแต่ปี พ.ศ. 2532 ปัจจุบันมีอายุ 28 ปี โดยสะพานทั้งสองนี้จัดเป็นสะพานรุ่นเก่าของกรมทางหลวง ซึ่งถูกออกแบบด้วยชุดน้ำหนักบรรทุกทุกเดิม (HS20) แต่ปัจจุบันน้ำหนักบรรทุกตามกฎหมายได้เพิ่มสูงขึ้น ซึ่งกรมทางหลวงได้ใช้ชุดบรรทุกใหม่ HL93 ในการออกแบบสะพาน ดังนั้นสะพานที่ผ่านการใช้งานมานานและถูกออกแบบรองรับน้ำหนักบรรทุกที่ต่ำกว่าระดับการจราจรปัจจุบัน อาจเกิดการเสื่อมสภาพได้เร็วกว่าปกติ หรือ อาจมีปัญหาเนื่องจากความล้าได้ ดังนั้นสะพานรุ่นเก่าจึงควรได้รับการตรวจสอบสภาพการใช้งานตามวงรอบที่เหมาะสม เพื่อระบุความเสียหายและหาแนวทางการซ่อมบำรุงหรือเสริมกำลัง เพื่อความปลอดภัยและเป็นการยืดอายุการใช้งานจนกระทั่งสะพานหมดอายุบริการ

2.1 หลักการและวิธีการตรวจสอบสะพาน

การตรวจสอบสะพาน (Bridge Inspection) ในโครงการนี้ประกอบด้วย 2 ส่วนหลัก ดังนี้

- 1.) การตรวจสอบลักษณะทางกายภาพของสะพาน (Physical Inspection) เป็นการสำรวจขนาดองค์ประกอบต่างๆ ของสะพาน และสภาพการจราจรบนสะพาน อาทิเช่น ความกว้างผิวจราจร ความยาวช่วงสะพาน ลักษณะราวสะพาน และทิศทางการจราจร เป็นต้น เพื่อใช้เป็นข้อมูลในการจัดทำแบบจำลองโครงสร้างสะพานให้สอดคล้องกับสภาพความเป็นจริง รวมถึงใช้วาดแบบแสดงความเสียหาย
- 2.) การตรวจสอบความเสียหายด้วยสายตา (Visual Inspection) เป็นการตรวจสอบและบันทึกความเสียหายที่เกิดขึ้นกับชิ้นส่วนต่างๆ ของโครงสร้างสะพาน ข้อมูลความเสียหายสามารถนำไปใช้วางแผนซ่อมบำรุง อีกทั้งยังสามารถใช้เป็นข้อมูลในการปรับลดกำลังรับแรงของชิ้นส่วนโครงสร้างที่มีความเสียหายในการประเมินความสามารถรับน้ำหนักของสะพาน (Bridge Load Rating)

การตรวจสอบความเสียหายของสะพานในโครงการนี้เป็นการตรวจสอบด้วยสายตา (Visual Inspection) โดยใช้อุปกรณ์พื้นฐานประเภทต่างๆ เช่น ไม้บรรทัด มาตรวัดขนาดรอยแตก กล้องถ่ายรูป และแบบฟอร์มบันทึกความเสียหาย เป็นต้น การตรวจสอบสะพานจำเป็นต้องมีความรู้พื้นฐานด้านวิศวกรรมโครงสร้าง พฤติกรรมของคอนกรีต และเทคนิคการก่อสร้าง รวมถึงต้องมีการวางแผนและการเตรียมการที่ดี จึงจะสามารถเก็บข้อมูลต่างๆ ได้อย่างถูกต้อง ชัดเจน และครบถ้วน ทั้งข้อมูลด้านตำแหน่ง ขนาดของความเสียหาย และลักษณะความเสียหาย สามารถนำข้อมูลไปใช้ประโยชน์ได้อย่างสะดวกในภายหลัง หลักการที่ใช้ในการตรวจสอบสะพานที่สำคัญมี ดังนี้

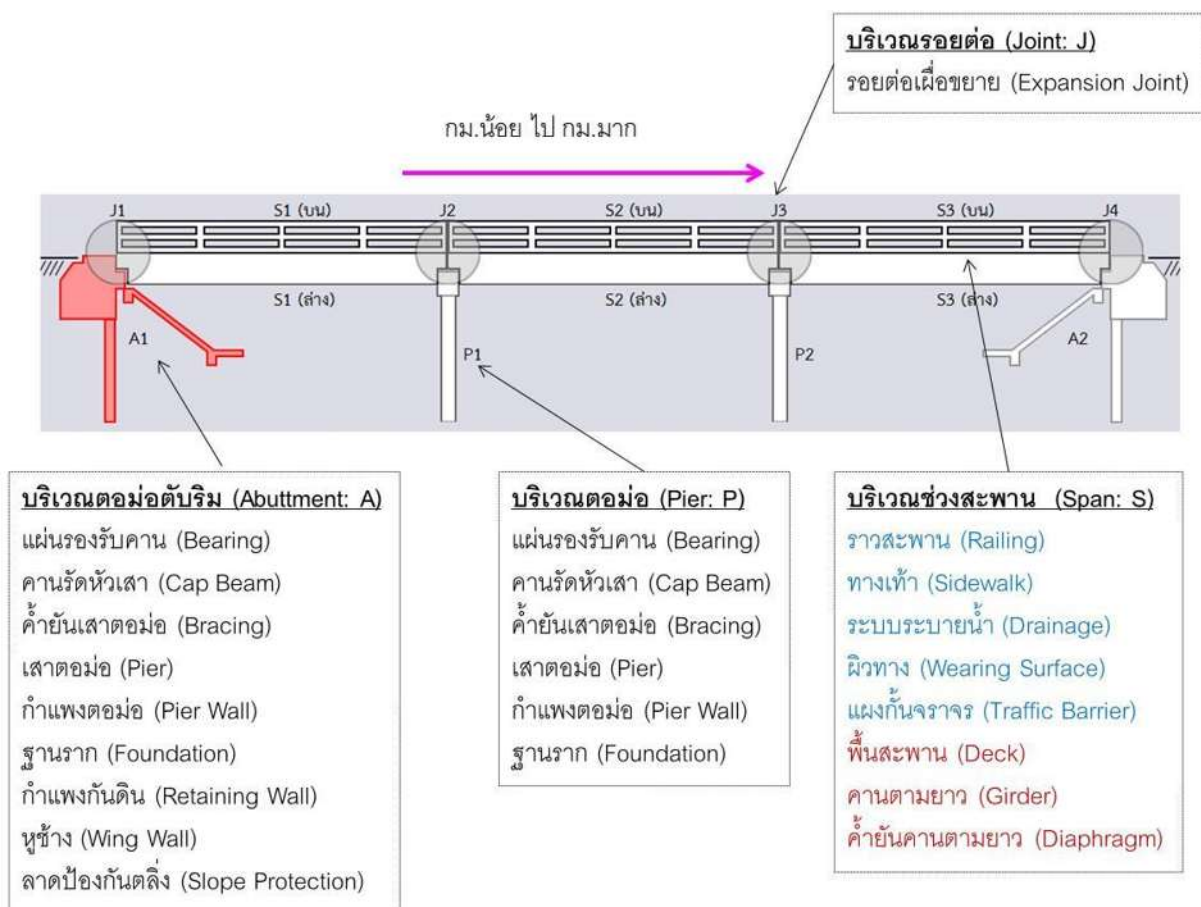
2.1.1. การแบ่งชิ้นส่วนโครงสร้างสะพาน

โดยทั่วไปสะพานจะมีชิ้นส่วนหลายประเภทและมีเป็นจำนวนมาก ดังนั้น เพื่อให้สามารถตรวจสอบสะพานได้ครบทุกชิ้นส่วน จึงได้แบ่งสะพานออกเป็นองค์ประกอบต่างๆ ตามระบบบริหารงานบำรุงรักษาสะพาน (Bridge Maintenance

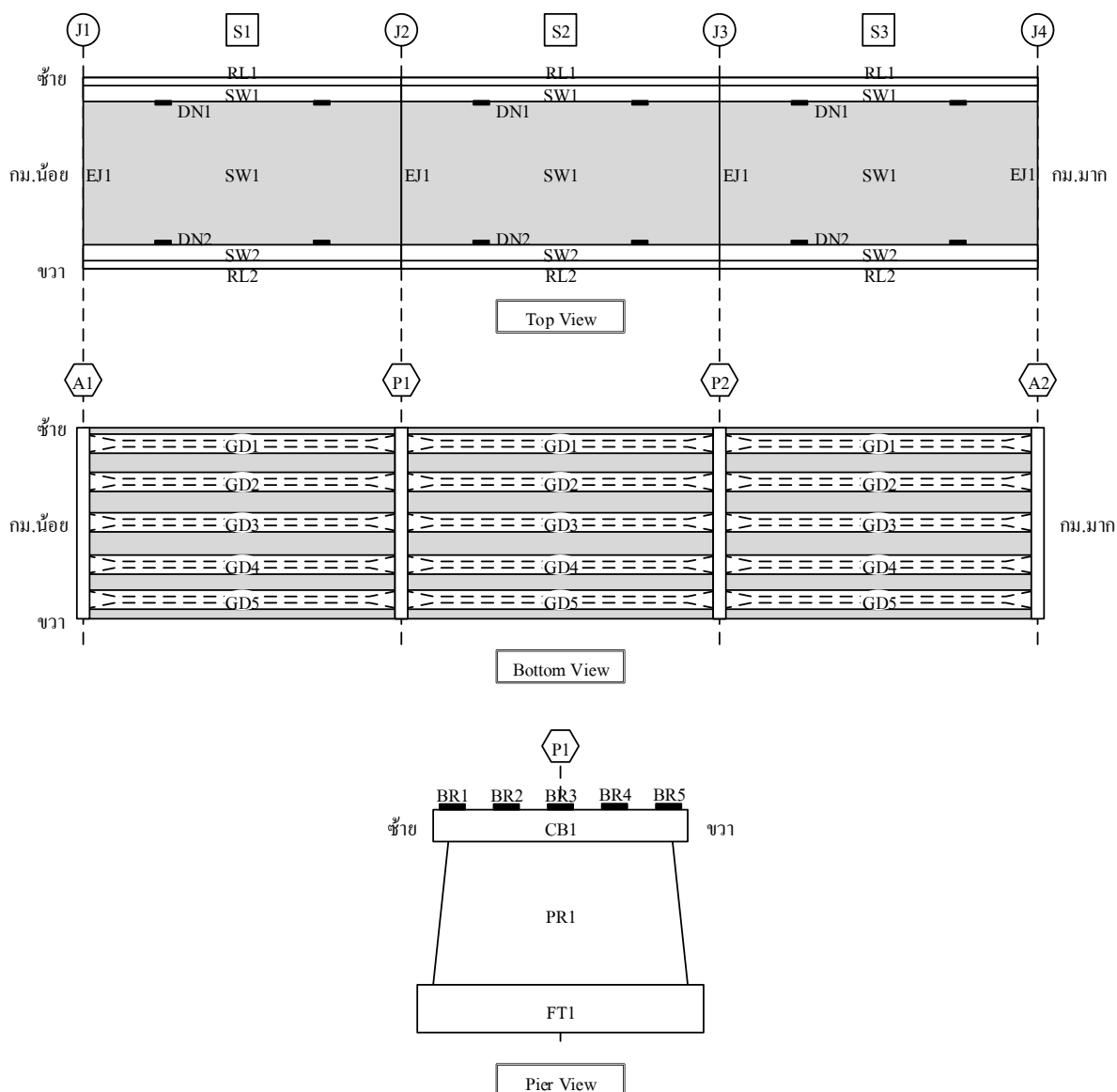
and Management System, BMMS) ของสำนักก่อสร้างสะพาน กรมทางหลวง โดยจะแบ่งสะพาน (Bridge) ออกเป็น บริเวณ (Area) และในแต่ละบริเวณจะแบ่งเป็นชิ้นส่วน (Member) ประเภทต่างๆ ดังรูปที่ 2.1-1 ซึ่งสะพานมี 4 ประเภท บริเวณ ดังนี้

- บริเวณตอม่อตบริม (Abutment, A)
- บริเวณตอม่อ (Pier, P)
- บริเวณช่วงสะพาน (Span, S)
- บริเวณรอยต่อ (Joint, J)

ระบบ BMMS แบ่งทิศทางของสะพานออกเป็น 3 ทิศ ได้แก่ ทิศตามยาว ทิศตามขวาง และ ทิศตามแนวดิ่ง โดยทิศตามยาวจะเริ่มจากฝั่ง กม. น้อย ไปยังฝั่ง กม. มาก ซึ่งจะใช้ในการเรียงเลขรหัสของบริเวณต่างๆ ดังตัวอย่างที่แสดงในรูปที่ 2.1-1 {A1, A2}, {P1, P2}, {S1, S2, S3} และ {J1, J2, J3, J4} รูปที่ 2.1-2 แสดงการเรียงเลขรหัสชิ้นส่วนภายในแต่ละบริเวณของสะพาน โดยทิศตามขวางจะเริ่มจากซ้ายมือไปขวามือ ซึ่งจะใช้เรียงเลขรหัสของชิ้นส่วนที่อยู่ตามแนวขวางของสะพานในแต่ละบริเวณ เช่น ในบริเวณ S1 มีราวสะพาน RL1 และ RL2 ส่วนทิศแนวดิ่งจะเริ่มจากบนลงล่าง เพื่อใช้เรียงเลขรหัสของชิ้นส่วนที่อยู่ในแนวดิ่งของสะพานในแต่ละบริเวณ เช่น ในบริเวณ P1 มี คานรัดหัวเสาเพียงแถวเดียว CB1 การแบ่งสะพานออกเป็นบริเวณและชิ้นส่วน ตลอดจนการกำหนดทิศทางการเรียงลำดับเลขรหัสบริเวณและรหัสชิ้นส่วน จะทำให้ผู้ตรวจสอบสามารถตรวจสอบชิ้นส่วนที่มีทั้งหมดในสะพานได้อย่างครบถ้วน ไม่ซ้ำซ้อน และไม่สลับทิศทางกัน



รูปที่ 2.1-1 ทิศทางของสะพานและการเรียงเลขรหัสบริเวณ



รูปที่ 2.1-2 การเรียงเลขรหัสขึ้นส่วนภายในแต่ละบริเวณของสะพาน

ในการตรวจสอบสะพาน ระบบ BMMS จะแบ่งขึ้นส่วนสะพานออกเป็น 3 กลุ่ม คือ โครงสร้างส่วนบน โครงสร้างส่วนล่าง และส่วนประกอบรอง โดยกลุ่มโครงสร้างส่วนบน คือ ขึ้นส่วนหลัก (Primary Member) ที่อยู่ด้านบน ซึ่งทำหน้าที่รับแรงโดยตรง กลุ่มโครงสร้างส่วนล่าง คือ ขึ้นส่วนหลักที่อยู่ด้านล่าง ซึ่งทำหน้าที่รับแรงโดยตรง และส่วนประกอบรอง คือ ขึ้นส่วนอื่นๆ ที่ช่วยเสริมด้านความมั่นคง (Stability) หรือใช้งานในด้านต่างๆ ของสะพาน (Functional & Utility) ตารางที่ 2.1-1 สรุปประเภทขึ้นส่วนที่อาจมีอยู่ในบริเวณต่างๆ และกลุ่มโครงสร้างของแต่ละประเภทขึ้นส่วนนั้นๆ ตลอดจนสัญลักษณ์ที่ใช้ในการตั้งรหัสบริเวณและรหัสขึ้นส่วน

ตารางที่ 2.1-1 การแบ่งบริเวณ ชิ้นส่วน และกลุ่มโครงสร้าง

บริเวณ	Area Code	ชิ้นส่วนโครงสร้าง (Member)	Member Code	กลุ่มโครงสร้าง
ช่วงสะพาน (Span)	S	ราวสะพาน (Railing)	RL	ส่วนประกอบรอง
		ทางเท้า (Sidewalk)	SW	ส่วนประกอบรอง
		ระบบระบายน้ำ (Drainage)	DN	ส่วนประกอบรอง
		ผิวทาง (Wearing Surface)	WS	ส่วนประกอบรอง
		แผงกั้นจราจร (Traffic Barrier)	TB	ส่วนประกอบรอง
		พื้นสะพาน (Deck)	DK	โครงสร้างส่วนบน
		คานตามยาว (Girder)	GD	โครงสร้างส่วนบน
		ค้ำยันคานตามยาว (Diaphragm)	DP	ส่วนประกอบรอง
รอยต่อสะพาน (Joint)	J	รอยต่อเพื่อขยาย (Expansion Joint)	EJ	ส่วนประกอบรอง
ตอม่อสะพาน (Pier)	P	อุปกรณ์รองรับคาน (Bearing)	BR	ส่วนประกอบรอง
		คานรัดหัวเสา (Cap Beam)	CB	โครงสร้างส่วนล่าง
		เสาตอม่อ (Pier)	PR	โครงสร้างส่วนล่าง
		กำแพงตอม่อ (Pier Wall)	PW	โครงสร้างส่วนล่าง
		ค้ำยันเสาตอม่อ (Bracing)	BC	ส่วนประกอบรอง
		ฐานราก (Foundation)	FD	โครงสร้างส่วนล่าง
ตอม่อตบริม (Abutment)	A	อุปกรณ์รองรับคาน (Bearing)	BR	ส่วนประกอบรอง
		คานรัดหัวเสา (Cap Beam)	CB	โครงสร้างส่วนล่าง
		เสาตอม่อ (Pier)	PR	โครงสร้างส่วนล่าง
		กำแพงตอม่อ (Pier Wall)	PW	โครงสร้างส่วนล่าง
		ค้ำยันเสาตอม่อ (Bracing)	BC	ส่วนประกอบรอง
		กำแพงกันดิน (Retaining Wall)	RW	ส่วนประกอบรอง
		หูช้าง (Wing Wall)	WW	ส่วนประกอบรอง
		ลาดป้องกันตลิ่ง (Slope Protection)	SP	ส่วนประกอบรอง
		เชิงลาดสะพาน (Approach)	AP	ส่วนประกอบรอง
		ฐานราก (Foundation)	FD	โครงสร้างส่วนล่าง

2.1.2. แนวทางการตรวจสอบสะพาน

การตรวจสอบสะพานเริ่มต้นจากการศึกษาแบบก่อสร้าง ขั้นตอนการก่อสร้าง ลักษณะการเสริมเหล็ก ระบบการดึงลวดอัดแรง (ถ้ามี) และอุปกรณ์ประเภทต่างๆ ที่ใช้บนสะพาน เพื่อทำความเข้าใจพฤติกรรมของสะพานและตำแหน่งวิกฤติของผลรวมแรงกระทำ ซึ่งอาจเป็นจุดเสี่ยงที่โครงสร้างจะเกิดความเสียหาย รวมถึงลักษณะเด่นของโครงสร้างบางประการที่ควรพิจารณาเป็นพิเศษ เช่น การเชื่อมต่อกันระหว่างโครงสร้างเดิมและโครงสร้างใหม่ หากออกแบบให้มีพฤติกรรมแยกเป็นอิสระจากกัน แต่การก่อสร้างมีชิ้นส่วนที่ยึดรั้งกัน อาจทำให้เกิดรอยแตกในบริเวณนั้นได้

จากนั้นทำการแบ่งสะพานออกเป็นบริเวณและชิ้นส่วน เพื่อให้สามารถตรวจสอบชิ้นส่วนสะพานได้อย่างครบถ้วน การกำหนดรหัสบริเวณและรหัสชิ้นส่วนตามระบบ BMMS และแบ่งงานให้ทีมผู้ตรวจสอบหลายคนช่วยดำเนินการจะทำให้การตรวจสอบเป็นไปอย่างรวดเร็ว อย่างไรก็ตามเพื่อให้การประเมินความเสียหายมีความสม่ำเสมอ ผู้ตรวจสอบแต่ละคนจะจำแนกลักษณะความเสียหายตามระบบ BMMS เหมือนกัน แนวทางการตรวจสอบชิ้นส่วนสะพานประเภทต่างๆ สามารถสรุปโดยย่อได้ ดังนี้

- **ราวสะพาน (Railing):** ตรวจสอบการเสื่อมสภาพตามธรรมชาติ เช่น สีส้มคอนกรีตซีด รอยร้าวจากแดดและฝน และการเกิดสนิมของราวเหล็ก เป็นต้น และตรวจสอบความเสียหายประเภทต่างๆ เช่น รอยแตก การหลุดล่อน (เห็น/ไม่เห็นเหล็กเสริม) และร่องรอยการถูกชน รวมถึงความมั่นคงของโครงสร้างราวสะพาน
- **ทางเท้า (Side Walk):** ตรวจสอบการเสื่อมสภาพตามธรรมชาติ เช่น รอยร้าว การสึกหรอเล็กน้อย และสีขอบทางซีด เป็นต้น และตรวจสอบความเสียหายประเภทต่างๆ เช่น รอยแตก การหลุดล่อน (เห็น/ไม่เห็นเหล็กเสริม) รวมถึงสภาพความเสียหายที่อาจเป็นอันตรายต่อผู้ใช้ทางเท้า เป็นต้น
- **ระบบระบายน้ำ (Drainage System):** ตรวจสอบความสามารถด้านการระบายน้ำออกจากผิวทาง ว่ามีเศษวัสดุอุดตัน หรือมีรอยชำรุดเสียหายหรือไม่ นอกจากนี้ กรณีที่มีท่อระบายน้ำ ควรตรวจสอบตัวท่อที่ใช้ระบายน้ำ ว่ามีรอยร้าวซึม รอยแตกชำรุด หรือหลุดออกจากที่ยึด ซึ่งอาจจะเป็นอันตรายต่อผู้ใช้ทางหรือต่อโครงสร้าง
- **ผิวทาง (Wearing Surface):** ตรวจสอบการเสื่อมสภาพและความเสียหายที่เกิดขึ้นบนผิวทางประเภทต่างๆ เช่น รอยแตกตามยาว รอยแตกตามขวาง รอยแตกรูปตาข่าย การหลุดล่อน หลุมบ่อ และความผิดปกติอื่นๆ
- **คานหลัก (Girder):** ตรวจสอบความเสียหายทั่วไปที่มักเกิดขึ้นกับชิ้นส่วนคอนกรีตเสริมเหล็กหรือคอนกรีตอัดแรง เช่น คราบเกลือ คราบสนิม การเกิดรูพรุนเป็นรังผึ้ง การสึกกร่อน รอยแตกรูปแบบต่างๆ การแยกตัวเป็นแผ่นๆ การหลุดล่อน (เห็น/ไม่เห็นเหล็กเสริม) เป็นต้น นอกจากนี้ คานแผ่น (Plank Girder) ควรตรวจสอบการยึดรั้งของ Tie Rod เพิ่มเติม คานประเภทที่ใช้เรียงติดๆ กัน (Plank Girder และ Box Beam) ควรตรวจสอบการแยกตัวระหว่างแผ่นคาน และ รอยร้าวซึมของน้ำตามแนวยาวของคาน
- **รอยต่อเพื่อขยาย (Expansion Joint):** ตรวจสอบความเสียหายที่เกิดขึ้นภายในอุปกรณ์รอยต่อเพื่อขยาย เช่น การขยับตัวระหว่างช่องว่างของรอยต่อ การเสื่อมสภาพของวัสดุอุดรอยต่อ การหลุดล่อนของวัสดุ รอยแตก รอยหัก หรือ การชำรุด นอกจากนี้ให้ตรวจสอบความเสียหายตามขอบคอนกรีตที่อยู่ติดกับรอยต่อเพื่อขยายนั้น เช่น รอยแตก รอยกะเทาะ หรือ หลุดล่อน ความต่างระดับ รวมถึงสิ่งต่างๆ ที่อาจส่งผลกระทบต่อโครงสร้าง หรือ เป็นอันตรายต่อผู้ใช้ทาง

- **อุปกรณ์รองรับคาน (Bearing):** ตรวจสอบการเสื่อมสภาพ รอยแตก รอยบุบยุบ การบิดเบี้ยว หรือ การเคลื่อนที่ของแผ่นยางรองรับคาน (กรณีเป็นแบบ Elastomeric) ตรวจสอบความผิด การไม่เคลื่อนตัว สนิม หรือ ตัวยึดต่างๆ ของอุปกรณ์รองรับคาน (กรณีเป็นแบบ Mechanical Device) นอกจากนี้ ควรตรวจสอบร่องรอย ความเสียหายประเภทต่างๆ ที่บริเวณผิวสัมผัสระหว่างแผ่นรองรับคานด้านบนกับผิวคานด้านล่าง ซึ่งบริเวณนี้จะมีแรงกระทำในแนวดิ่งสูงมาก โดยปกติคานหลักของสะพานช่วงเดียวจะสามารถยึดติดตัวได้ค่อนข้างอิสระ หากปรับปรุงให้เป็นคานต่อเนื่องที่มีความยาวมากขึ้นมาก ควรตรวจสอบพฤติกรรมและความเสียหายที่อาจจะเกิดขึ้นบริเวณที่สามารถยึดติดได้อิสระ (Free) และบริเวณที่ยึดรั้ง (Fix)
- **คานรัดหัวเสา (Cap Beam):** ตรวจสอบความเสียหายทั่วไปที่มักเกิดขึ้นกับชิ้นส่วนคอนกรีตเสริมเหล็ก เช่น ทรานสเวิร์ส ทรานสเวิร์ส การเกิดรูลงเป็นรังผึ้ง การสึกกร่อน รอยแตกรูปแบบต่างๆ การแยกตัวเป็นแผ่นๆ การหลุดล่อน (เห็น/ไม่เห็นเหล็กเสริม) เป็นต้น
- **กำแพงตอม่อ (Pier Wall):** ตรวจสอบความเสียหายทั่วไปที่มักเกิดขึ้นกับชิ้นส่วนคอนกรีตเสริมเหล็ก เช่น ทรานสเวิร์ส ทรานสเวิร์ส การเกิดรูลงเป็นรังผึ้ง การสึกกร่อน รอยแตกรูปแบบต่างๆ การแยกตัวเป็นแผ่นๆ การหลุดล่อน (เห็น/ไม่เห็นเหล็กเสริม) รวมถึงการทรุดตัวและเอียงตัวของโครงสร้าง
- **ฐานราก (Foundation):** ตรวจสอบความเสียหายทั่วไปที่มักเกิดขึ้นกับชิ้นส่วนคอนกรีตเสริมเหล็ก เช่น ทรานสเวิร์ส ทรานสเวิร์ส การเกิดรูลงเป็นรังผึ้ง รอยแตกรูปแบบต่างๆ การแยกตัวเป็นแผ่นๆ การหลุดล่อน (เห็น/ไม่เห็นเหล็กเสริม) นอกจากนี้ควรตรวจสอบสภาพดินถมบริเวณใต้พื้นเชิงลาดสะพาน การสูญเสียดินถมปริมาณมากอาจทำให้โครงสร้างตอม่อดัดบิด (Abutment) ขาดเสถียรภาพ และเกิดความเสียหายกับชิ้นส่วนโครงสร้างบริเวณนี้ได้
- **กำแพงกันดิน (Retaining Wall):** ตรวจสอบการสูญเสียดินถมบริเวณใต้เชิงลาดสะพาน ซึ่งจะทำให้โครงสร้างบริเวณเชิงลาดสะพานและตอม่อดัดบิดเสียเสถียรภาพและเกิดความเสียหายได้
- **ลาดป้องกันตลิ่ง (Slope Protection):** ตรวจสอบความเสียหายทั่วไป เช่น รอยร้าว รอยแตก และการหลุดล่อนของผิวลาดป้องกันตลิ่ง รวมถึงตรวจสอบการกัดเซาะดินบริเวณตลิ่ง ซึ่งอาจทำให้เกิดโพรงด้านล่างจนทำให้โครงสร้างขาดเสถียรภาพและพังทลายได้
- **เชิงลาดสะพาน (Approach):** ตรวจสอบความเสียหายต่างๆ เช่น รอยแตก การหลุดล่อน การสึกกร่อน ดินถมใต้เชิงลาดหายไป หรือมีการยุบตัวของผิวทาง เป็นต้น

2.1.3. แบบฟอร์มการตรวจสอบสะพาน

โครงการนี้จะใช้แบบฟอร์มการตรวจสอบสะพานในการบันทึกข้อมูลที่เกี่ยวข้องกับการสำรวจความเสียหายของสะพานนั้นๆ เช่น ชื่อผู้ตรวจสอบ ข้อมูลทั่วไปของสะพาน ที่ตั้งของสะพาน ภาพสเก็ตสะพานโดยรวม ภาพสเก็ตความเสียหาย และลักษณะความเสียหาย เป็นต้น โดยทำการบันทึกข้อมูลที่ละบริเวณ (Area) จากนั้นจึงนำผลการตรวจสอบที่ได้ไปบันทึกผ่านทางเว็บไซต์ของระบบ BMMS เพื่อช่วยในการประเมินสภาพการใช้งานของชิ้นส่วน และลดความแตกต่างระหว่างดุลพินิจของผู้ประเมินแต่ละคน ตัวอย่างการบันทึกการตรวจสอบสะพานแสดงได้ดัง รูปที่ 2.1-3 ถึงรูปที่ 2.1-4

	แบบบันทึกการตรวจสอบสะพานด้วยสายตา (Visual Inspection)		
ผู้ตรวจสอบ			
ชื่อผู้ตรวจสอบ		วันที่ตรวจสอบ	
ข้อมูลทั่วไปของสะพาน			
ชื่อสะพาน		รหัสสะพาน	
สิ่งที่ยึด		จำนวนช่องสะพาน	
ขนาดสะพาน (ม.)			
ความกว้างสะพาน (ม.)		ชนิดผิวจราจร	
ความกว้างทางเท้า/ราวสะพาน ซ้าย (ม.)		จำนวนช่องจราจร	
ความกว้างทางเท้า/ราวสะพาน ขวา (ม.)		ทิศทางการจราจร	
ปีที่สร้าง (พ.ศ.)		อายุสะพาน (ปี)	
พื้นที่ตั้งสะพาน			
สำนักงานทางหลวง		แขวงทางหลวง	
ชื่อตอน			
หมายเลขทางหลวง		หลักกิโลเมตร	ตำแหน่งคันทาง
พิกัดสะพาน (N, E)			
ภาพสเก็ตช์โครงสร้างโดยรวม			

รูปที่ 2.1-3 แบบบันทึกการตรวจสอบสะพานด้วยสายตา (Visual Inspection)

	แบบบันทึกสภาพความเสียหายของโครงสร้างสะพาน	รหัสสะพาน	
		แผ่นที่	/

บริเวณ		รหัสบริเวณ	
--------	--	------------	--

ภาพเกิดความเสียหาย

ความเสียหาย				
ลำดับ	ชั้นส่วน	ลักษณะความเสียหาย	พื้นที่ความเสียหาย	หมายเลข ภาพถ่าย

รูปที่ 2.1-4 แบบบันทึกสภาพความเสียหายของโครงสร้างสะพาน

2.1.4. การประเมินสภาพการใช้งาน (Condition Rating, CR)

เมื่อตรวจสอบความเสียหายของชิ้นส่วนสะพานเรียบร้อยแล้ว ผู้ตรวจสอบจะต้องประเมินสภาพการใช้งาน (Condition Rating) ของชิ้นส่วนนั้นๆ ในรูปตัวเลข โดยระดับสภาพการใช้งานของชิ้นส่วนสามารถนำไปใช้เลือกแฟคเตอร์ลดกำลัง (Condition Factor) ในการประเมินความสามารถรับน้ำหนักบรรทุกของสะพาน (Bridge Load Rating) ตามคู่มือ AASHTO The Manual for Bridge Evaluation 2008 ได้ โดย AASHTO ได้อ้างอิงวิธีการประเมินสภาพการใช้งานชิ้นส่วนโครงสร้างตามคู่มือ Recording and Coding Guide for the Structure Inventory and Appraisal of the Nation's Bridge, FHWA (1995) ซึ่งแบ่งสภาพการใช้งานของโครงสร้างเป็น 10 ระดับ (0-9) ดังตารางที่ 2.1-2

ตารางที่ 2.1-2 การประเมินสภาพการใช้งาน โครงสร้างส่วนบน (Superstructure) โครงสร้างส่วนล่าง (Substructure) และพื้นสะพาน (Deck) (FHWA, 1995)

Code	Condition	Description
N	Not Applicable	ไม่เกี่ยวข้อง
9	Excellent	สภาพดีมาก
8	Very Good	ไม่พบความเสียหาย
7	Good	พบความเสียหายที่ไม่สำคัญอยู่บ้าง
6	Satisfactory	ชิ้นส่วนโครงสร้างมีการเสื่อมสภาพอยู่บ้าง
5	Fair	ชิ้นส่วนโครงสร้างหลักทั้งหมดยังมั่นคงแข็งแรง แต่อาจมีการสูญเสียพื้นที่หน้าตัดเล็กน้อย มีรอยแตก กะเทาะหลุดล่อน หรือการกัดเซาะ (Scour)
4	Poor	มีการสูญเสียหน้าตัดชิ้นส่วนค่อนข้างมาก เสื่อมสภาพ กะเทาะหลุดล่อน หรือการกัดเซาะ (Scour)
3	Serious	มีการสูญเสียพื้นที่หน้าตัด เสื่อมสภาพ กะเทาะหลุดล่อน หรือการกัดเซาะ (Scour) ส่งผลกระทบต่อชิ้นส่วนโครงสร้างหลัก มีโอกาสเกิดการวิบัติเฉพาะจุด (Local Failure) อาจมีรอยแตกจากความล้าในเหล็ก (Steel Fatigue Cracking) หรือ รอยแตกจากแรงเฉือน (Shear Cracking) ในคอนกรีต
2	Critical	ชิ้นส่วนโครงสร้างหลักมีการเสื่อมสภาพค่อนข้างมาก อาจมีรอยแตกจากความล้าในเหล็ก (Steel Fatigue Cracking) หรือ รอยแตกจากแรงเฉือน (Shear Cracking) ในคอนกรีต การกัดเซาะทำให้สูญเสียดินที่รับน้ำหนักของโครงสร้างส่วนล่าง อาจมีความจำเป็นต้องปิดสะพาน เว้นแต่จะมีการเฝ้าระวังอย่างใกล้ชิด
1	Imminent Failure	ชิ้นส่วนที่วิกฤติมีการเสื่อมสภาพหรือสูญเสียหน้าตัดเป็นอย่างมาก หรือ มีการเคลื่อนที่แนวตั้งหรือแนวนอนที่ส่งผลกระทบต่อความมั่นคงของโครงสร้าง สะพานควรปิดซ่อม และสามารถเปิดกลับใช้งานได้กับการจราจรต่ำ (Light Service)
0	Failed	ไม่สามารถใช้งานสะพานได้ ความเสียหายเกินกว่าที่จะซ่อมแซมได้

สำนักก่อสร้างสะพาน กรมทางหลวง ได้ริเริ่มโครงการตรวจสอบสะพาน (Bridge Inspection) และการทดสอบสะพาน (Bridge Load Test) ตั้งแต่ปี พ.ศ. 2545 -2550 โดยเริ่มแรกได้ใช้วิธีการประเมินสภาพการใช้งานตามแนวทางของ AASHTO (0-9) ซึ่งพบว่ามีความยุ่งยากในทางปฏิบัติ ต่อมาสำนักวิจัยและพัฒนาทาง กรมทางหลวง (พ.ศ. 2550 - 2555) ได้จัดทำโครงการวิจัยตรวจสอบและทดสอบสะพานประเภทต่างๆ ตลอดจนทำการรวบรวมข้อมูลและพัฒนาเป็นระบบฐานข้อมูลสะพานขึ้น ซึ่งได้ปรับสภาพการใช้งานลดลงเหลือ 6 ระดับ (0-5) ตั้งแต่ปี พ.ศ. 2551 ทั้งนี้เพื่อให้สะดวกและสอดคล้องกับการทำงานของประเทศไทยมากขึ้นดังแสดงในตารางที่ 2.1-3 อีกทั้งได้เสนอแฟคเตอร์ลดกำลัง (Condition Factor) สำหรับแต่ละระดับสภาพการใช้งาน เพื่อใช้ในการประเมินความสามารถการรับน้ำหนักสะพาน (Bridge Load Rating) ดังแสดงในตารางที่ 2.1-4 ต่อมา (พ.ศ. 2554-2555) สำนักก่อสร้างสะพานได้พัฒนาต่อระบบฐานข้อมูลสะพานของสำนักวิจัยและพัฒนาทาง ให้เป็นระบบบริหารงานบำรุงรักษาสะพาน (Bridge Maintenance and Management System, BMMS) ดังนั้นระบบการประเมินสภาพการใช้งานของกรมทางหลวงปัจจุบันจึงมี 6 ระดับ (0-5) เทียบเท่ากับระบบของ AASHTO (0-9) ที่เคยทดลองใช้งานในอดีต โดยโครงการนี้จะประเมินระดับสภาพการใช้งานตามระบบบริหารงานบำรุงรักษาสะพาน (BMMS) ของสำนักก่อสร้างสะพาน กรมทางหลวง

ตารางที่ 2.1-3 การประเมินสภาพการใช้งานโครงสร้างสะพาน กรมทางหลวง (สำนักวิจัยและพัฒนาทาง,
2551 และ ระบบบริหารงานบำรุงรักษาสะพาน สำนักก่อสร้างสะพาน, 2555)

ระดับ สภาพ	สภาพ	ขอบเขต
5	ดีมาก	- สภาพโครงสร้างดี หรือใหม่
4	ดีพอใช้	- สภาพพอใช้ในเกณฑ์ดี - โครงสร้างส่วนที่รับแรงหรือส่วนที่สำคัญมีสภาพอยู่ในเกณฑ์ดี พิจารณาซ่อมบำรุงปกติ - โครงสร้างส่วนที่ไม่รับแรงหรือส่วนที่ไม่สำคัญมีสภาพอยู่ในเกณฑ์พอใช้ พิจารณาซ่อมบำรุงตามกำหนดเวลา
3	พอใช้	- สภาพพอใช้ที่ต้องพิจารณาซ่อมบำรุงตามกำหนดเวลา - โครงสร้างส่วนที่รับแรงหรือส่วนที่สำคัญ มีสภาพอยู่ในเกณฑ์พอใช้ พิจารณาซ่อมบำรุงตามกำหนดเวลา - โครงสร้างส่วนที่ไม่รับแรงหรือส่วนที่ไม่สำคัญมีสภาพอยู่ในเกณฑ์พอใช้ พิจารณาซ่อมบำรุงตามกำหนดเวลา
2	ชำรุด	- สภาพชำรุดที่ต้องพิจารณาซ่อมแซมหรือการบำรุงพิเศษ - โครงสร้างส่วนที่รับแรงหรือส่วนที่สำคัญ มีสภาพชำรุดที่ต้องพิจารณาซ่อมแซมหรือการบำรุงพิเศษ - โครงสร้างส่วนที่ไม่รับแรงหรือส่วนที่ไม่สำคัญต้องดำเนินการซ่อมแซมให้กลับคืนสู่สภาพเดิม
1	วิกฤติ	- สภาพชำรุดที่ต้องพิจารณาซ่อมแซมอย่างเร่งด่วนหรือต้องทำการบูรณะ - โครงสร้างส่วนที่รับแรงหรือส่วนที่สำคัญ มีสภาพชำรุดเสียหายมากที่ต้องดำเนินการซ่อมแซมอย่างเร่งด่วนหรือต้องทำการบูรณะ - โครงสร้างส่วนที่ไม่รับแรงหรือส่วนที่ไม่สำคัญต้องดำเนินการซ่อมแซมให้กลับคืนสู่สภาพเดิม
0	วิบัติ	- สภาพชำรุดเสียหายมาก ต้องทุบสะพานทิ้งและก่อสร้างใหม่

ตารางที่ 2.1-4 ระดับสภาพการใช้งานชิ้นส่วนโครงสร้าง (Condition Rating) และแฟคเตอร์ลดกำลัง (Condition Factor)

AASHTO The Manual for Bridge Evaluation 2008			สำนักวิจัยและพัฒนาทาง กรมทางหลวง 2551			
Condition Rating	Description	Condition Factor (ϕ_c)	Condition Rating (AASHTO)	Condition Rating (สำนักวิจัยฯ)	ความจำกัด ความ	Condition Factor (ϕ_c)
6 – 9	Good or Satisfactory	1.00	8-9	5	ดีมาก	1.00
			6-7	4	ดีพอใช้	0.95
5	Fair	0.95	5	3	พอใช้	0.90
1-4	Poor	0.85	3-4	2	ชำรุด	0.85
			1-2	1	วิกฤติ	0.80

ที่ปรึกษาได้ดำเนินการตรวจสอบสภาพของโครงสร้างสะพานเดชาติวงศ์ 2 และสะพานเดชาติวงศ์ 3 ในช่วงระหว่างวันที่ 9 – 20 มกราคม 2560 โดยพบว่า เดิมทั้งสองสะพานมีขนาดความกว้าง 2 ช่องจราจร ปัจจุบันได้ขยายความกว้างเป็น 3 ช่องจราจร เพื่อรองรับปริมาณการจราจรที่เพิ่มสูงขึ้น สำหรับการตรวจสอบและเกณฑ์การประเมินสภาพของทั้ง 2 สะพาน ได้พิจารณาตามหลักเกณฑ์ของสำนักก่อสร้างสะพาน กรมทางหลวง โดยผลการตรวจสอบสภาพการใช้งานของทั้ง 2 สะพาน มีรายละเอียดดังต่อไปนี้

2.2 การตรวจสอบสภาพของสะพานเดชาติวงศ์ 2

ที่ปรึกษาได้ทำการบันทึกข้อมูลทั่วไปของสะพาน ตรวจสอบและประเมินสภาพโครงสร้างของสะพานเดชาติวงศ์ 2 โดยรายละเอียดการตรวจสอบสะพานแสดงได้ดังต่อไปนี้

2.2.1. ข้อมูลทั่วไปของสะพานเดชาติวงศ์ 2

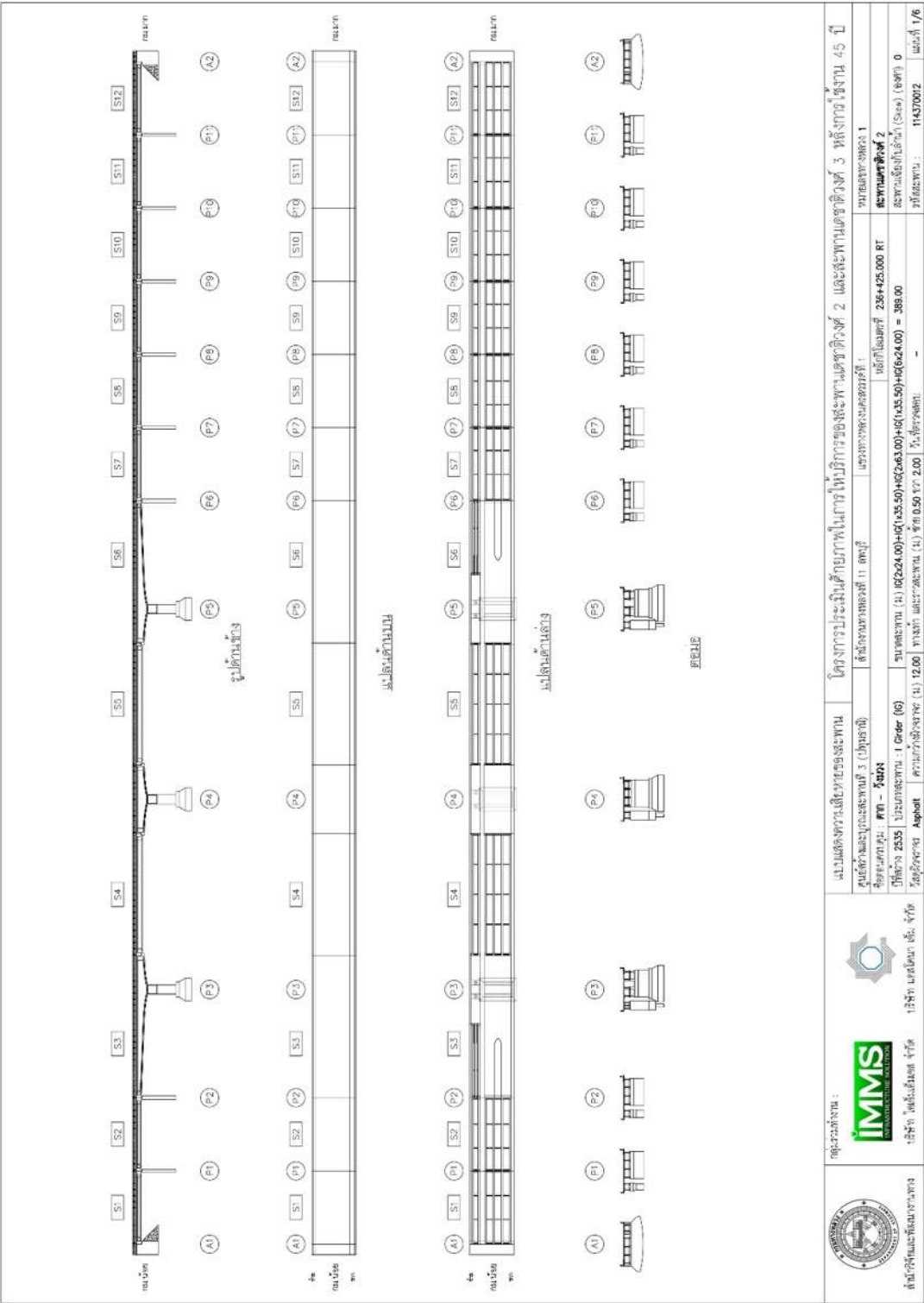
ข้อมูลทั่วไปของสะพานเดชาติวงศ์ 2		
ที่ตั้ง	สำนักงานทางหลวงที่	ที่ 11 (ลพบุรี)
	แขวงทางหลวง	นครสวรรค์ที่ 1
	ชื่อตอน (ชื่อสายทาง)	บ้านห้วย – แยกเวียงดอย
	หมายเลขทางหลวง	1 (พหลโยธิน)
	หมายเลขตอนควบคุม	0802
	หมายเลขกิโลเมตร	340+300.000
ลักษณะทั่วไป	ชื่อสะพาน	สะพานเดชาติวงศ์ 2 (ฝั่งขวาทาง)
	สิ่งกีดขวางที่สะพานข้าม	แม่น้ำเจ้าพระยา
	รหัสสะพาน	114370012
	ชนิดของสะพาน	I-Girder
	ขนาดสะพาน	IG(2x24)+IG(1x35.5)+IG(2x63)+IG(1x35.5)+IG(6x24)
	ความยาวสะพาน (เมตร)	389.00
	ความกว้างสะพาน (เมตร)	14.50
	ชนิดของผิวสะพาน	แอสฟัลต์
	จำนวนช่องจราจร	3
	Skew (องศา)	0
	ชนิดของราวสะพาน	ราวคอนกรีตเสริมเหล็ก
	ปริมาณจราจร (คัน/วัน)	33,006
	ปริมาณรถบรรทุกหนัก	4,049 (12.27%)
	ปี พ.ศ. ที่สร้าง	2514

หมายเหตุ : 1.ข้อมูลจากระบบสารสนเทศโครงข่ายทางหลวง และระบบบริหารงานบำรุงรักษาสะพาน

2.ปริมาณการจราจรปี พ.ศ.2558 จากสำนักอำนวยการความปลอดภัย กรมทางหลวง

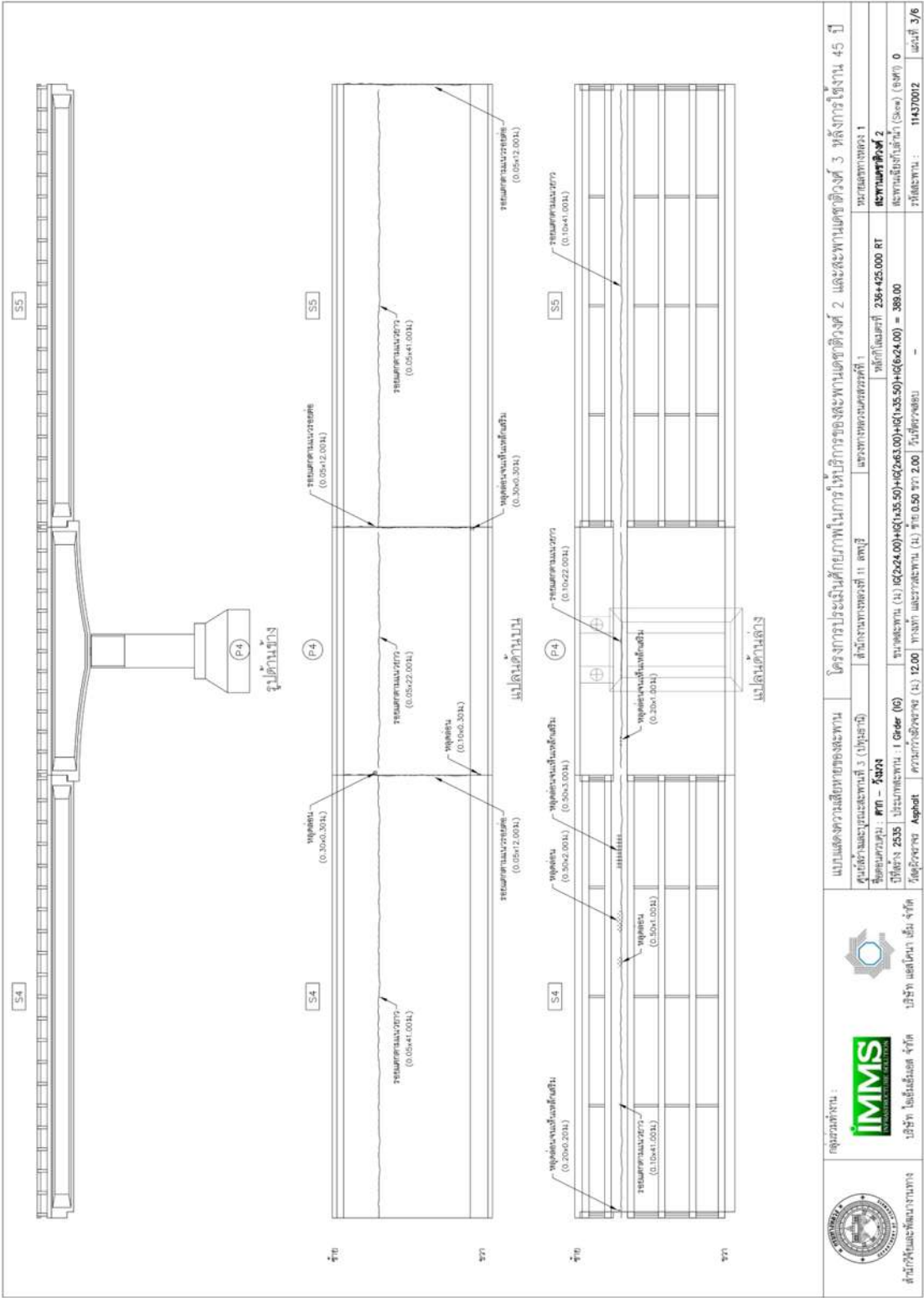


รูปที่ 2.2-1 การดำเนินงานตรวจสอบสภาพสะพานเดชาติวงศ์ 2



รูปที่ 2-2-2 แบบแสดงความเสียหายของสะพานเดชาติวงศ์ 2





รูปที่ 2.2-2 แบบแสดงรายละเอียดของสะพานเดชาติวงศ์ 2 (ต่อ)

2.2.2. ผลการตรวจสอบสภาพสะพานเดชาติวงศ์ 2

ผลการตรวจสอบสภาพสะพานเดชาติวงศ์ 2				
ลำดับ	ชิ้นส่วนโครงสร้าง	สภาพความเสียหาย	ระดับสภาพ	
			CR	สภาพ
1	ฐานราก/เสาเข็ม	ผิวคอนกรีตเกิดการสึกกร่อน	4	ดีพอใช้
2	เสา/กำแพง ตอม่อ	ผิวคอนกรีตเกิดการสึกกร่อน คอนกรีตเกิดการหลุดล่อน	4 4	ดีพอใช้ ดีพอใช้
3	คานรัดหัวเสา	ไม่พบความเสียหาย	5	ดีมาก
4	แผ่นยางรองคาน	พบการเสื่อมสภาพของยางรองคาน	3	พอใช้
5	คานสะพาน	ปีกคานบนแตกหลุดล่อนจนเห็นเหล็กเสริมเป็นบริเวณกว้าง	2	ชำรุด
6	ค้ำยันคานสะพาน	ไม่พบความเสียหาย	5	ดีมาก
7	พื้นสะพาน	แผ่นคอนกรีต formwork แตกหักหลุดร่วง	2	ชำรุด
8	ผิวจราจร	ผิวแอสฟัลต์แตกตามแนวรอยต่อเพื่อขยาย ผิวแอสฟัลต์หลุดล่อนเป็นหลุม ผิวแอสฟัลต์แตกตามแนวรอยต่อตามยาว บริเวณ ส่วนขยายสะพาน ผิวแอสฟัลต์สึกกร่อน ยุบตัวตามร่องล้อ	4 3 4 4	ดีพอใช้ พอใช้ ดีพอใช้ ดีพอใช้
9	รอยต่อสะพาน	วัสดุอุดรอยต่อสะพานเสื่อมสภาพ หลุดหายไป	3	พอใช้
10	ทางเท้า/ราวสะพาน	ทางเท้าหลุดล่อนจนเห็นเหล็กเสริม ราวสะพานเสียรูปเนื่องจากการชน	3 4	พอใช้ ดีพอใช้
11	ระบบระบายน้ำ	ไม่พบความเสียหาย	5	ดีมาก
12	ลาดป้องกันตลิ่ง	ไม่พบความเสียหาย	5	ดีมาก

โครงสร้างสะพาน	ระดับสภาพ	สภาพการใช้งาน
สภาพการใช้งานโครงสร้างส่วนบน (Super-Structure)	2	ชำรุด
สภาพการใช้งานโครงสร้างส่วนล่าง (Sub-Structure)	4	ดีพอใช้
สภาพการใช้งานส่วนประกอบโครงสร้าง (Secondary Component)	3	พอใช้
สภาพการใช้งานโดยรวม (Overall)	2	ชำรุด

ที่ปรึกษาได้อัปเดตข้อมูลการตรวจสอบสะพานเดชาติวงศ์ 2 เข้าสู่ระบบ BMMS ของสำนักก่อสร้างสะพาน กรมทางหลวง เรียบร้อยแล้วดังเอกสารแนบในภาคผนวก ก

 ฐานราก - ผิวคอนกรีตเกิดการสึกกร่อน	 กำแพงตอม่อ - ผิวคอนกรีตเกิดการสึกกร่อน
 กำแพงตอม่อ - คอนกรีตหลุดล่อนเล็กน้อย	 แผ่นยางรองคาน - พบการเสื่อมสภาพ
 คานสะพาน - ปีกคานบนแตกหลุดล่อนจนเห็นเหล็กเสริม เป็นบริเวณกว้าง	 พื้นสะพาน - แผ่นคอนกรีต formwork บริเวณส่วนต่อ ขยายสะพานแตก หัก และหลุดร่วง

รูปที่ 2.2-3 ตัวอย่างความเสียหายที่ตรวจพบของสะพานเดชาติวงศ์ 2

 ผิวจราจร – ผิวแอสฟัลต์แตกตามแนวรอยต่อเพื่อขยาย	 ผิวจราจร – ผิวแอสฟัลต์หลุดล่อนเป็นหลุม
	
 ผิวจราจร – ผิวแอสฟัลต์สึกกร่อน ยุบตัวตามร่องล้อ	 รอยต่อสะพาน – วัสดุอุดรอยต่อสะพานเสื่อมสภาพ หลุดหายไป

รูปที่ 2.2-3 ตัวอย่างความเสียหายที่ตรวจพบของสะพานเดชาติวงศ์ 2 (ต่อ)



ทางเท้า – หลุดล่อนจนเห็นเหล็กเสริม



ราวสะพาน – เสียรูปเนื่องจากการชน

รูปที่ 2.2-3 ตัวอย่างความเสียหายที่ตรวจพบของสะพานเดชาติวงศ์ 2 (ต่อ)

2.3 การตรวจสอบสภาพของสะพานเดชาติวงศ์ 3

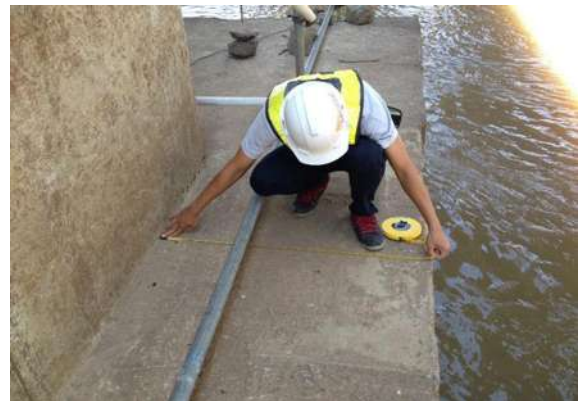
ที่ปรึกษาได้ทำการบันทึกข้อมูลทั่วไปของสะพาน ตรวจสอบและประเมินสภาพโครงสร้างของสะพานเดชาติวงศ์ 3 โดยรายละเอียดการตรวจสอบสะพานแสดงได้ดังต่อไปนี้

2.3.1. ข้อมูลทั่วไปของสะพานเดชาติวงศ์ 3

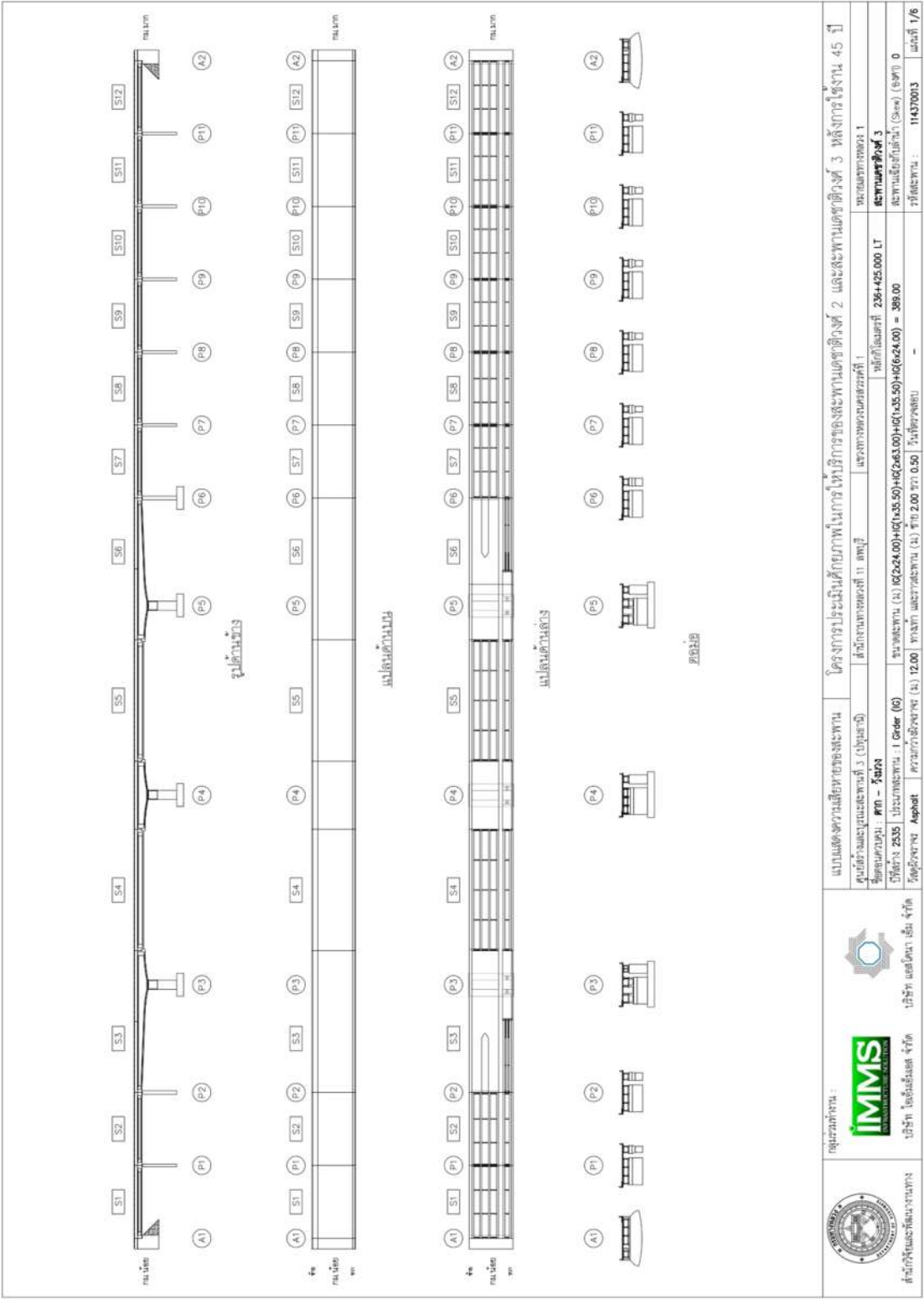
ข้อมูลทั่วไปของสะพานเดชาติวงศ์ 3		
ที่ตั้ง	สำนักงานทางหลวงที่	ที่ 11 (ลพบุรี)
	แขวงทางหลวง	นครสวรรค์ที่ 1
	ชื่อตอน (ชื่อสายทาง)	บ้านหว่า – แยกเวียงดอย
	หมายเลขทางหลวง	1 (พหลโยธิน)
	หมายเลขตอนควบคุม	0802
	หมายเลขกิโลเมตร	340+300.000
ลักษณะทั่วไป	ชื่อสะพาน	สะพานเดชาติวงศ์ 3 (ฝั่งซ้ายทาง)
	สิ่งที่สะพานข้าม	แม่น้ำเจ้าพระยา
	รหัสสะพาน	114370013
	ชนิดของสะพาน	I-Girder
	ขนาดสะพาน	IG(2x24)+IG(1x35.5)+IG(2x63)+IG(1x35.5)+IG(6x24)
	ความยาวสะพาน (เมตร)	389.00
	ความกว้างสะพาน (เมตร)	14.50
	ชนิดของผิวสะพาน	แอสฟัลต์
	จำนวนช่องจราจร	3
	Skew (องศา)	0
	ชนิดของราวสะพาน	ราวคอนกรีตเสริมเหล็ก
	ปริมาณจราจร (คัน/วัน)	33,006
	ปริมาณรถบรรทุกหนัก	4,049 (12.27%)
	ปี พ.ศ. ที่สร้าง	2532

หมายเหตุ : 1.ข้อมูลจากระบบสารสนเทศโครงข่ายทางหลวง และระบบบริหารงานบำรุงรักษาสะพาน

2.ปริมาณการจราจรปี พ.ศ.2558 จากสำนักอำนวยความปลอดภัย กรมทางหลวง



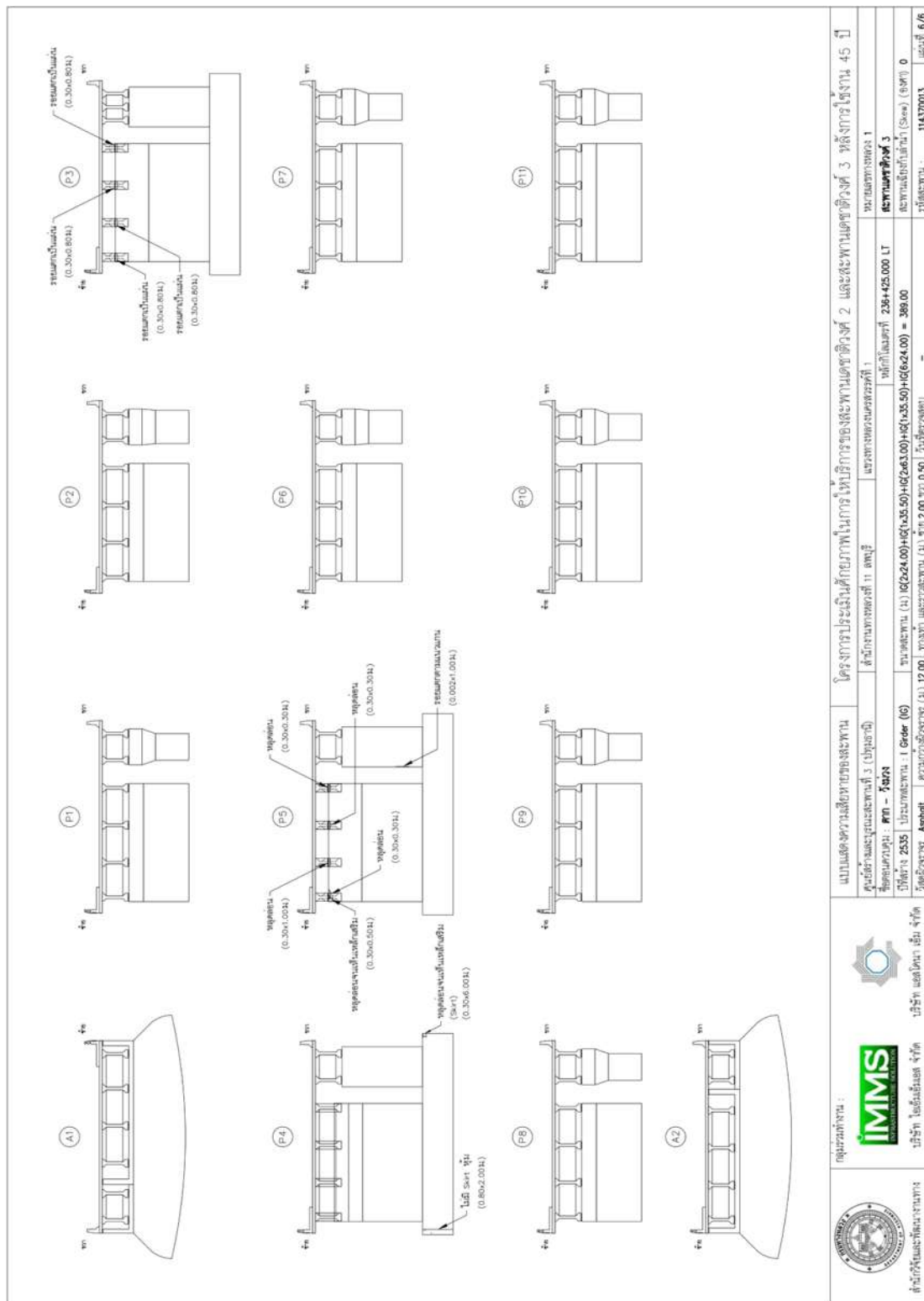
รูปที่ 2.3-1 การดำเนินงานตรวจสอบสภาพสะพานเดชาติวงศ์ 3



รูปที่ 2.3-2 แบบแสดงรายละเอียดของสะพานเดชาติวงศ์ 3







รูปที่ 2.3-2 แบบแสดงความเสี่ยงของสะพานเดชาติวงศ์ 3 (ต่อ)

2.3.2. ผลการตรวจสอบสภาพสะพานเดชาติวงศ์ 3

ผลการตรวจสอบสภาพสะพานเดชาติวงศ์ 3				
ลำดับ	ชิ้นส่วนโครงสร้าง	สภาพความเสียหาย	ระดับสภาพ	
			CR	สภาพ
1	ฐานราก/เสาเข็ม	แผ่นคอนกรีตปิดฐานรากหลุดหายไป	4	ดีพอใช้
		แผ่นคอนกรีตปิดฐานรากหลุดล่อนจนเห็นเหล็กเสริม	3	พอใช้
		พบรอยแตกขนาดเล็กบนฐานราก	4	ดีพอใช้
2	เสา/กำแพง ตอม่อ	พบรอยแตกตามแนวเหล็กเสริม	3	พอใช้
3	คานรัดหัวเสา	พบรอยแตกหลุดล่อนบริเวณจุดรองรับคานสะพาน	3	พอใช้
		พบรอยแตกขนาดเล็กบริเวณมุมบ่าปลายคานยื่น	4	ดีพอใช้
		พบคอนกรีตหลุดล่อนบริเวณมุมบ่าปลายคานยื่น	3	พอใช้
4	แผ่นยางรองคาน	พบการเสื่อมสภาพของยาง	3	พอใช้
5	คานสะพาน	ปีกคานล่างหลุดล่อน	4	ดีพอใช้
		ปีกคานด้านบนหลุดล่อนจนเห็นเหล็กเสริม	2	ชำรุด
		พบรอยแตกขนาดเล็กในแนวทแยง	3	พอใช้
		พบรอยแตกขนาดเล็กในแนวนอนที่บริเวณบ่าของคานยื่น	3	พอใช้
6	ค้ำยันคานสะพาน	ไม่พบความเสียหาย	5	ดีมาก
7	พื้นสะพาน	แผ่นคอนกรีต formwork พบรอยแตก	4	ดีพอใช้
		แผ่นคอนกรีต formwork แตกหลุดล่อนจนเห็นเหล็กเสริม	3	พอใช้
8	ผิวจราจร	ผิวแอสฟัลต์ยุบตัวเป็นหลุมบริเวณรอยต่อเพื่อขยาย	2	ชำรุด
		ผิวแอสฟัลต์แตกตามแนวรอยต่อเพื่อขยาย	4	ดีพอใช้
		ผิวแอสฟัลต์แตกตามแนวรอยต่อตามยาวส่วนขยายสะพาน	4	ดีพอใช้
9	รอยต่อสะพาน	รอยต่อสะพานหลุดหายไปเป็นบริเวณกว้าง	1	วิกฤติ
10	ทางเท้า/ราวสะพาน	ราวสะพานพบรอยแตกขนาดเล็ก	4	ดีพอใช้
11	ระบบระบายน้ำ	ไม่พบความเสียหาย	5	ดีมาก
12	ลาดป้องกันตลิ่ง	ไม่พบความเสียหาย	5	ดีมาก

โครงสร้างสะพาน	ระดับสภาพ	สภาพการใช้งาน
สภาพการใช้งานโครงสร้างส่วนบน (Super-Structure)	2	ชำรุด
สภาพการใช้งานโครงสร้างส่วนล่าง (Sub-Structure)	4	ดีพอใช้
สภาพการใช้งานส่วนประกอบโครงสร้าง (Secondary Component)	1	วิกฤติ
สภาพการใช้งานโดยรวม (Overall)	2	ชำรุด

ที่ปรึกษาได้อัปเดตข้อมูลการตรวจสอบสะพานเดชาติวงศ์ 3 เข้าสู่ระบบ BMMS ของสำนักก่อสร้างสะพาน กรมทางหลวง เรียบร้อยแล้วดังเอกสารแนบในภาคผนวก ข



ฐานราก - แผ่นคอนกรีตปิดฐานรากหลุดหายไป



ฐานราก - แผ่นคอนกรีตปิดฐานรากหลุดล่อนจนเห็นเหล็กเสริม



ฐานราก - พบรอยแตกขนาดเล็กบนฐานราก



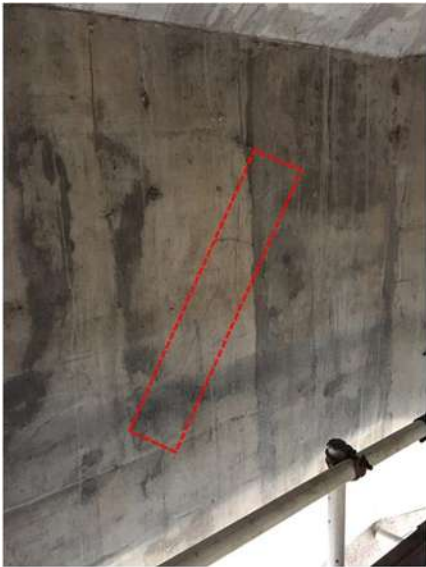
กำแพงตอม่อ - รอยแตกตามแนวเหล็กเสริม



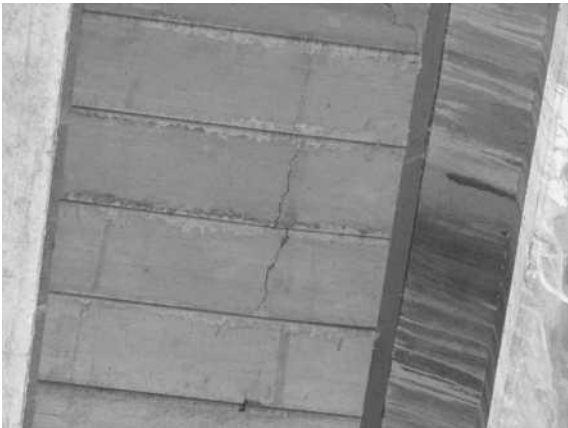
คานรัดหัวเสา - พบรอยแตกหลุดล่อนบริเวณจุดรองรับคานสะพาน



รูปที่ 2.3-3 ตัวอย่างความเสียหายที่ตรวจพบของสะพานเดชาติวงศ์ 3

 คานรัดหัวเสา – พบรอยแตกขนาดเล็กบริเวณมุมบ่าปลายคานยื่น	 คานรัดหัวเสา – พบคอนกรีตหลุดล่อนบริเวณมุมบ่าปลายคานยื่น
 แผ่นยางรองคาน – พบการเสื่อมสภาพของยาง	 คานสะพาน – ปีกคานล่างหลุดล่อน
 คานสะพาน-รอยแตกขนาดเล็กในแนวทแยง	 คานสะพาน-รอยแตกขนาดเล็กในแนวนอน

รูปที่ 2.3-3 ตัวอย่างความเสียหายที่ตรวจพบของสะพานเดชาติวงศ์ 3 (ต่อ)

 คานสะพาน – ปีกคานบนหลุดล่อนจนเห็นเหล็กเสริม	 พื้นสะพาน – แผ่นคอนกรีต formwork พบรอยแตก
 พื้นสะพาน – แผ่นคอนกรีต formwork แตกหลุดล่อนจนเห็นเหล็กเสริม	 ผิวจราจร – ผิวแอสฟัลต์ยุบตัวเป็นหลุมบริเวณรอยต่อเพื่อขยาย
 ผิวจราจร – ผิวแอสฟัลต์แตกตามแนวรอยต่อเพื่อขยาย	 ผิวจราจร – แตกตามแนวรอยต่อตามยาว บริเวณส่วนขยายสะพาน

รูปที่ 2.3-3 ตัวอย่างความเสียหายที่ตรวจพบของสะพานเดชาติวงศ์ 3 (ต่อ)



รอยต่อสะพาน – รอยต่อสะพานหลุดหายไปเป็นบริเวณกว้าง



ราวสะพาน – รอยแตกขนาดเล็ก

รูปที่ 2.3-3 ตัวอย่างความเสียหายที่ตรวจพบของสะพานเดชาติวงศ์ 3 (ต่อ)

2.4 สรุปผลการตรวจสอบสะพาน

ผลการตรวจสอบสะพานเดชาติวงศ์ 2 และสะพานเดชาติวงศ์ 3 พบว่า ทั้ง 2 สะพานมีสภาพการใช้งานโดยรวมอยู่ในระดับชำรุด (CR=2) ซึ่งลักษณะความเสียหายสำคัญ ได้แก่ คานสะพานและพื้นสะพานมีการแตก หลุดล่อนจนเห็นเหล็กเสริมเป็นบริเวณกว้าง ส่งผลกระทบต่อกำลังรับน้ำหนักของโครงสร้าง แผ่นคอนกรีต Formwork บริเวณส่วนต่อขยาย สะพานมีการแตกและหลุดร่วง ซึ่งถึงแม้จะไม่ส่งผลกระทบต่อโครงสร้างอย่างรุนแรง แต่แผ่นคอนกรีตอาจหลุดร่วง ก่อให้เกิดอันตรายต่อผู้สัญจรทางน้ำได้สะพานได้ นอกจากนี้ รอยต่อบนสะพานเดชาติวงศ์ 3 หลุดหายไปเป็นบริเวณกว้าง เป็นอันตรายต่อผู้สัญจรบนสะพาน อาจทำให้เกิดอุบัติเหตุได้ อีกทั้งพบรอยแตกขนาดเล็กในแนวทแยงที่เอวของคานช่วงแขวน และรอยแตกขนาดเล็กในแนวนอนที่บริเวณป่าของคานช่วงยื่น ควรตรวจสอบกำลังรับแรงเฉือนเพิ่มเติมว่าเพียงพอหรือไม่อย่างไร และควรพิจารณาเร่งซ่อมแซมสภาพการใช้งานของสะพานทั้งสองให้อยู่ในสภาพที่ปลอดภัยต่อการใช้งาน

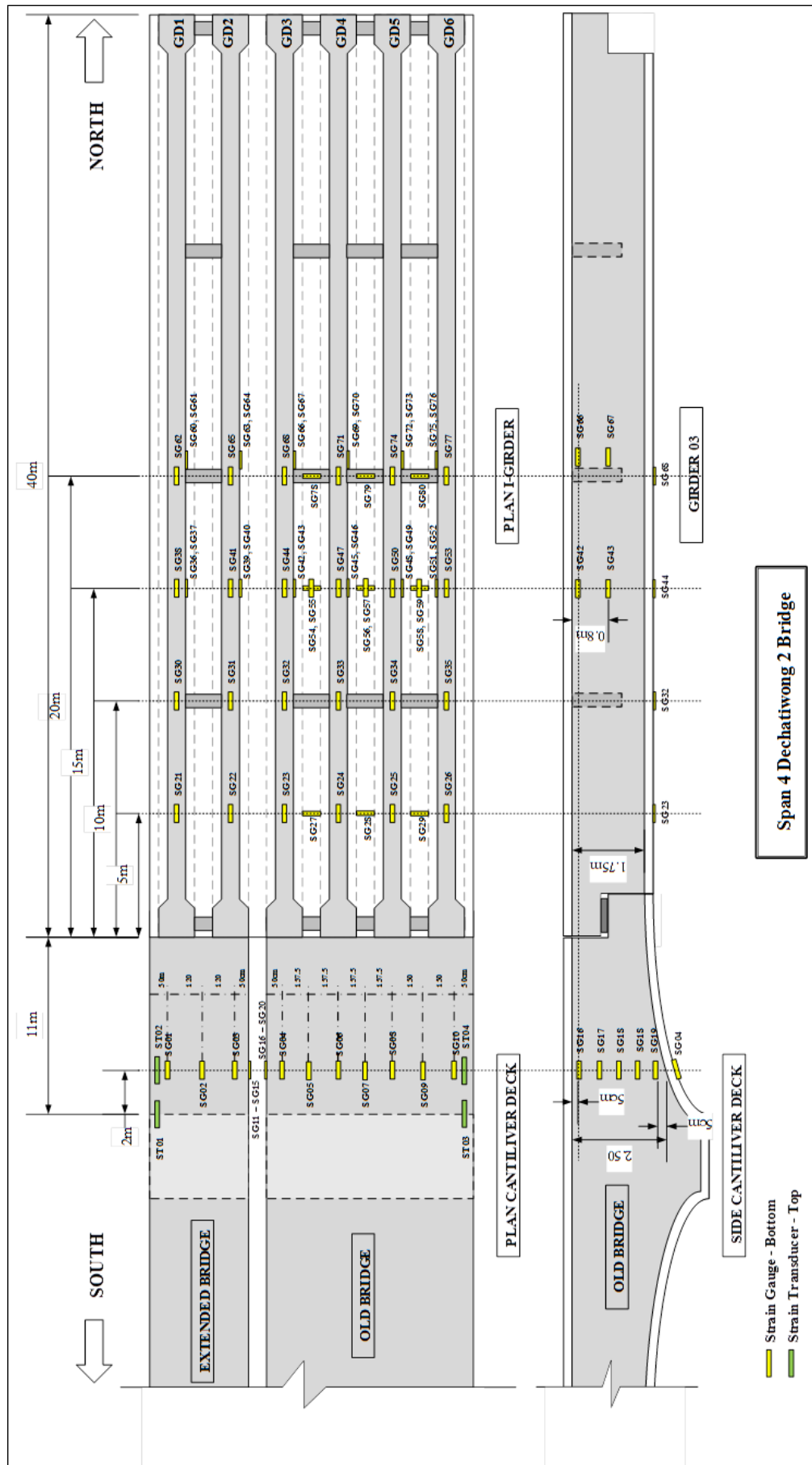
เพื่อให้สะพานเดชาติวงศ์ 2 และสะพานเดชาติวงศ์ 3 สามารถใช้งานได้อย่างปลอดภัยทั้งต่อโครงสร้างสะพานและต่อผู้สัญจรไปมา ที่ปรึกษาจึงได้แนะนำรูปแบบและวิธีการซ่อมแซมทั้ง 2 สะพาน โดยได้แสดงไว้ใน **ภาคผนวก ค** เพื่อให้เจ้าหน้าที่ของกรมทางหลวงที่รับผิดชอบสามารถนำไปพิจารณาเป็นแนวทางในการซ่อมแซมได้ โดยสะพานเดชาติวงศ์ 2 และ สะพานเดชาติวงศ์ 3 มีค่าใช้จ่ายในการซ่อมบำรุงเท่ากับ 14,300,000 บาท และ 15,000,000 บาท ตามลำดับ

บทที่ 3 การตรวจวัดสะพานภายใต้ การจราจรปกติ

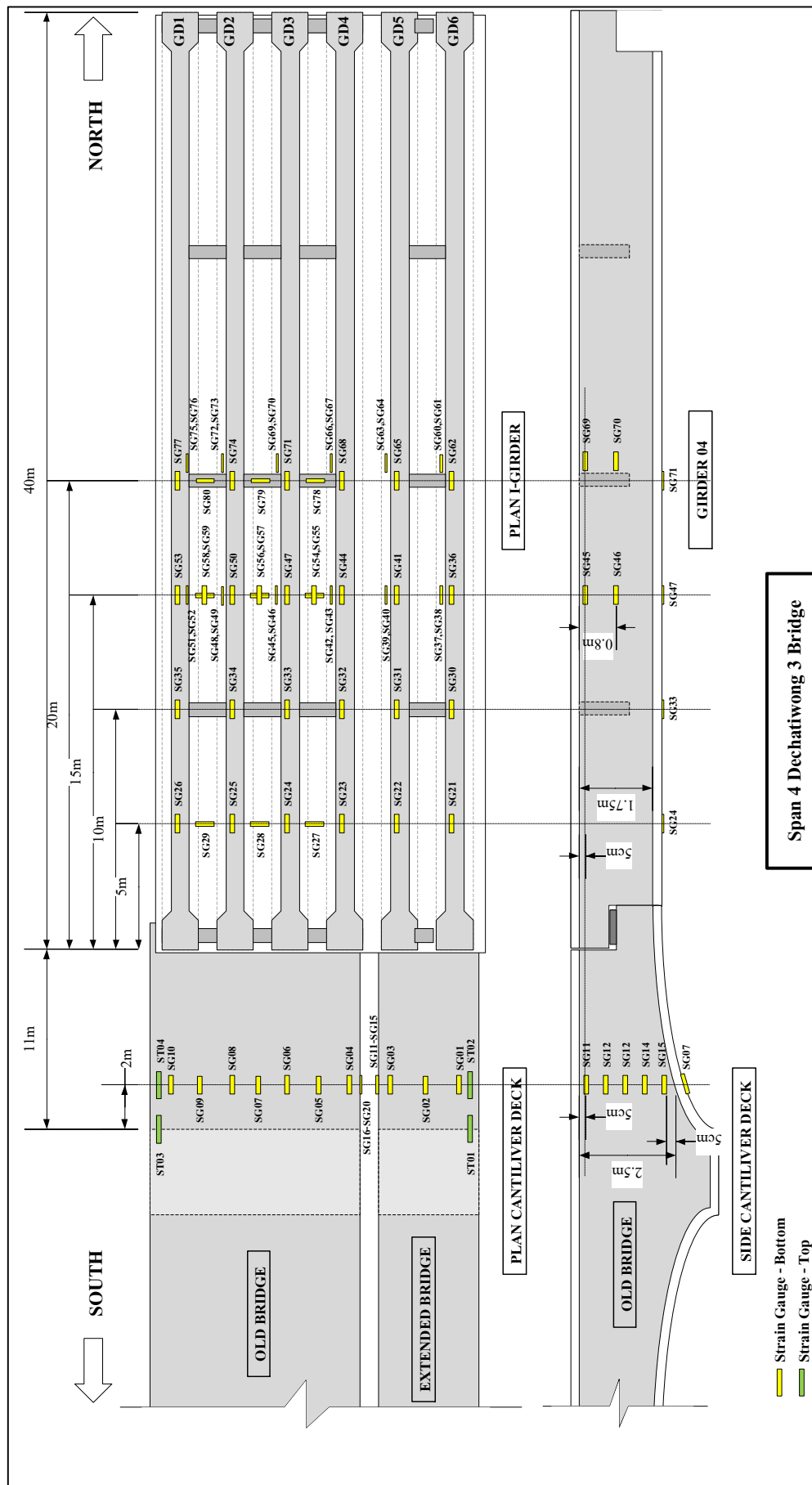
การตรวจวัดสะพานภายใต้การจราจรปกติ (Normal Traffic) เป็นการตรวจวัดค่าความเครียดในโครงสร้างสะพานเดชาติวงศ์ 2 และ สะพานเดชาติวงศ์ 3 ที่เกิดจากรถบรรทุกประเภทต่าง ๆ ที่วิ่งผ่านสะพาน นอกจากนี้ ได้ติดตั้งกล้องวีดีโอแบบดิจิทัล เพื่อบันทึกสภาพการจราจรขณะทำการตรวจวัดด้วย โดยการตรวจวัดสะพานภายใต้การจราจรปกติได้ดำเนินการ 20 วันต่อสะพาน ข้อมูลที่รวบรวมได้จะนำไปใช้ในการศึกษาพฤติกรรมด้านต่าง ๆ ของโครงสร้างสะพานและใช้ในการประเมินศักยภาพของสะพานในลำดับถัดไป

3.1 ผังการติดตั้งอุปกรณ์ตรวจวัด

บริเวณที่ทำการศึกษาพฤติกรรมการรับน้ำหนักบรรทุกของสะพาน คือ พื้นและคานหลัก ในช่วงสะพานที่ยาวที่สุดซึ่งประกอบไปด้วย ช่วงที่เป็นคานยื่น 11 เมตร และช่วงที่เป็นคานแขวน 40 เมตร โดยอุปกรณ์ที่ใช้ในการตรวจวัดทั้งหมดคือ Strain Gauge โดยแบ่งการติดตั้งออกเป็น 3 บริเวณ คือ ช่วงคานยื่น 20 ตำแหน่ง ช่วงคานแขวน 60 ตำแหน่ง และที่ผิวด้านบนของพื้นสะพานอีก 4 ตำแหน่ง รวมทั้งสิ้น 84 ตำแหน่ง แบบติดตั้งอุปกรณ์ตรวจวัดของสะพานเดชาติวงศ์ 2 และ สะพานเดชาติวงศ์ 3 แสดงไว้ในรูปที่ 3.1-1 และ รูปที่ 3.1-2 ตามลำดับ



รูปที่ 3.1-1 แบบติดตั้งอุปกรณ์ตรวจวัดของสะพานเดชาติวงศ์ 2



รูปที่ 3.1-2 แบบติดตั้งอุปกรณ์ตรวจวัดของสะพานเดชาติวงศ์ 3

3.2 อุปกรณ์ที่ใช้ในการตรวจวัด

3.2.1. อุปกรณ์รวบรวมสัญญาณ (Data Acquisition Unit)

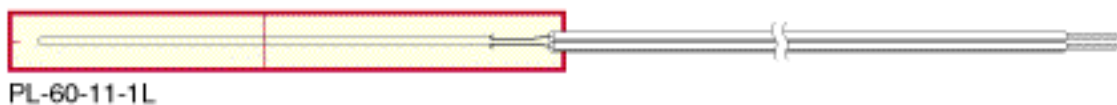
Data Acquisition Unit เป็นอุปกรณ์ที่ใช้ในการรวบรวมสัญญาณตรวจวัดจากอุปกรณ์ประเภทต่างๆ ที่ติดตั้งบนสะพาน สามารถติดตั้งชุดขยายสัญญาณแบบ Plug-in ขนาด 4 Divs (20.3 มม.) ได้สูงสุด 16 ชุด (Amplifier + Plug-in module) A/D converter ไม่ต่ำกว่า 24 บิต สามารถรองรับช่องสัญญาณ (Channel) ได้รวม 154 ช่องสัญญาณ สามารถรองรับอุปกรณ์ขยายสัญญาณที่ติดตั้งใหม่ได้ และสามารถวัดและบันทึกสัญญาณได้ในเวลาเดียวกัน (Real Time) มีหน่วยประมวลผล (Processor) ที่มีความเร็วในการเชื่อมต่อ (Band Rate) และเก็บข้อมูลได้ ไม่น้อยกว่า 10,000 ข้อมูลต่อวินาที ใช้ระบบไฟฟ้า 115/230V 1 phase $-25+15\%$



รูปที่ 3.2-1 อุปกรณ์รวบรวมสัญญาณ (Data Acquisition Unit)

3.2.2. อุปกรณ์วัดความเครียด (Strain Gauge)

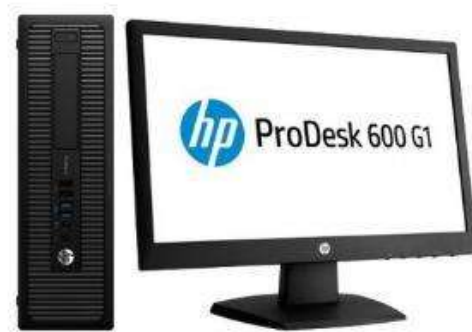
Strain Gauge เป็นอุปกรณ์สำหรับใช้ตรวจวัดค่าความเครียดที่เกิดจากการยืดหรือหดตัวของโครงสร้าง โดย Strain Gauge อาศัยหลักการความต้านทานทางไฟฟ้า เมื่อวัสดุที่ใช้ทำ Strain Gauge ถูกแรงกระทำจะเกิดการเปลี่ยนแปลงด้านรูปร่าง เช่น ยืด หด บิด หรือ งอ เป็นต้น ทำให้ความต้านทานของวัสดุนั้นเปลี่ยนไปตามแรงที่กระทำ Strain Gauge ส่วนใหญ่จะทำจากเส้นลวดโลหะขนาดเล็ก ขดเป็นรูปร่างต่างๆ อยู่บนแผ่นฉนวน นอกจากนี้ ยังมี Strain Gauge แบบอุปกรณ์กึ่งตัวนำด้วย ซึ่งมีความไวสูงกว่า และมีขนาดเล็กกว่าแบบลวดโลหะ แต่ก็มีราคาแพงกว่าเช่นกัน เนื่องจากคอนกรีตเป็นวัสดุที่มีลักษณะไม่เป็นเนื้อเดียวกัน (Heterogeneous) ดังนั้น โครงการนี้จึงได้เลือกใช้ Strain Gauge ที่มีความยาวเกจ 60 มิลลิเมตร ซึ่งครอบคลุมระยะตรวจวัดได้ประมาณสองเท่าของหินขนาดใหญ่สุด (1 นิ้ว)



รูปที่ 3.2-2 อุปกรณ์วัดความเครียดบนผิวคอนกรีต ขนาด 60 มิลลิเมตร

3.2.3. คอมพิวเตอร์ (Computer System)

คอมพิวเตอร์ที่ใช้ในโครงการนี้เป็นคอมพิวเตอร์รุ่น HP ProDesk 600 G1 มีหน่วยประมวลผลกลาง (CPU) คือ Intel Core i5-4570 Processor (4 Core) มีความเร็วสัญญาณนาฬิกาพื้นฐาน 3.2 GHz มีหน่วยความจำ (RAM) ชนิด DDR3 SDRAM ขนาด 4 GB 1600 MHz มีฮาร์ดดิสก์จัดเก็บข้อมูล (Hard Disk) ชนิด SATA ขนาดความจุ 1 TB ความเร็วการหมุน 7200 rpm มีหน่วยประมวลผลเพื่อแสดงภาพแยกจากแผงวงจรหลัก มีหน่วยความจำหลักขนาด 1 GB - 1.8 GB และมีช่องเชื่อมต่อระบบเครือข่าย แบบ 10/100/1,000 Mbps



รูปที่ 3.2-3 คอมพิวเตอร์รุ่น HP ProDesk 600 G1

3.2.4. ระบบบันทึกภาพแบบดิจิทัล

ระบบบันทึกภาพแบบดิจิทัลประกอบไปด้วย กล้องบันทึกภาพรุ่น วาตาชิ WVI20027 บันทึกภาพความละเอียดสูงสุด 2 ล้านพิกเซล (1920x1080 พิกเซล) ที่ 25/30 ภาพต่อวินาที (fps) และเครื่องบันทึกข้อมูลภาพ (DVR) รุ่น วาตาชิ WVR 035 บันทึกภาพความละเอียดสูงสุด 4 ล้านพิกเซล 4K (3840 x 2160 พิกเซล) หน่วยความจำในเครื่อง (HDD) 2 TB ช่องรับสัญญาณ จำนวน 8 ช่อง



รูปที่ 3.2-4 กล้องบันทึกภาพรุ่น วาตาชิ WVI20027

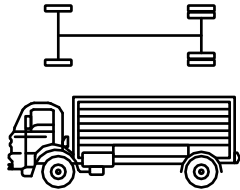
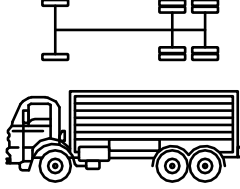
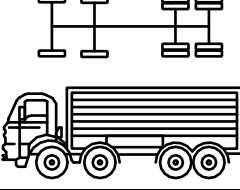
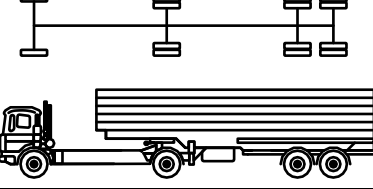
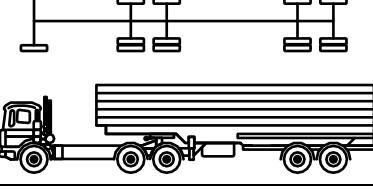


รูปที่ 3.2-5 เครื่องบันทึกข้อมูลภาพ (DVR) รุ่น วาตาชิ WVR 035

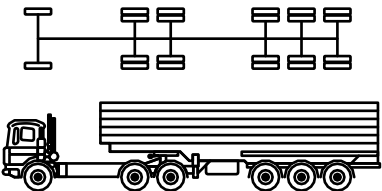
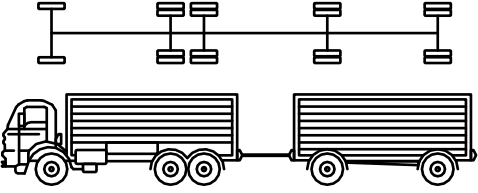
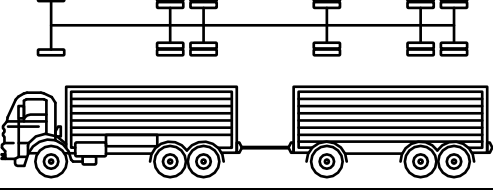
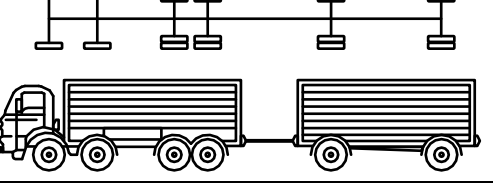
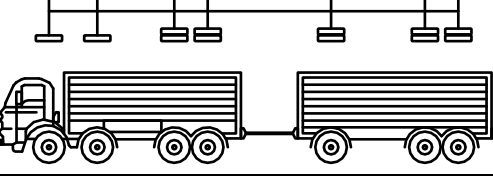
3.3 การจำแนกประเภทรถบรรทุก

เมื่อมีการจราจรวิ่งผ่านสะพานจะเกิดความเครียดขึ้นที่ชิ้นส่วนโครงสร้าง อย่างไรก็ตามสะพานขนาดใหญ่จะมีความสามารถในการรับน้ำหนักที่สูงมาก รถขนาดเล็กทำให้เกิดความเครียดได้น้อย และมีขนาดใกล้เคียงกับค่าการสั่นไหวทั่วไปของสะพาน (Normal Vibration) ที่เกิดจากการซ้อนกันของคลื่นสั่นไหวของรถคันต่างๆ ทำให้การตรวจวัดความเครียดของรถขนาดเล็กกระทำได้ลำบาก ดังนั้น การศึกษาพฤติกรรมการรับน้ำหนักบรรทุกจรของสะพานจึงได้มุ่งเน้นที่รถบรรทุกหนัก ซึ่งทำให้เกิดความเครียดในระดับที่สามารถตรวจวัดได้แม่นยำ โดยการศึกษาจะจำแนกรถบรรทุกออกเป็น 10 ประเภทตามประกาศของกรมทางหลวง ดังแสดงในตารางที่ 3.3-1 และเพื่อความสะดวกในการจัดบันทึกข้อมูล จึงได้กำหนดรหัสประเภทของรถบรรทุก ซึ่งประกอบด้วย ตัวอักษร 1 ตัว และ ตัวเลข 1 หรือ 2 ตัว โดยตัวอักษรมีความหมาย ดังนี้ T = Truck, S = Semi-Trailer, F = Full-Trailer กรณีที่มีตัวเลข 1 ตัว จะหมายถึงจำนวนเพลารวม และกรณีที่มีตัวเลข 2 ตัว ตัวเลขแรกจะหมายถึงจำนวนเพลาก่อน และตัวเลขหลังจะหมายถึงจำนวนเพลาลัง

ตารางที่ 3.3-1 การจำแนกรถบรรทุก 10 ประเภท

รหัส	ประเภท	ลักษณะรถบรรทุก	น้ำหนักรวมสูงสุดตามกฎหมาย (ตัน)
T2	รถบรรทุก 2 เพลา 4 ล้อ ยาง 6 เส้น		15
T3	รถบรรทุก 3 เพลา 6 ล้อ ยาง 10 เส้น		25
T4	รถบรรทุก 4 เพลา 8 ล้อ ยาง 12 เส้น		30
2S2	รถบรรทุกกึ่งพ่วง 4 เพลา 8 ล้อ ยาง 14 เส้น		35
3S2	รถบรรทุกกึ่งพ่วง 5 เพลา 10 ล้อ ยาง 18 เส้น		45

ตารางที่ 3.3-1 การจำแนกรถบรรทุก 10 ประเภท (ต่อ)

รหัส	ประเภท	ลักษณะรถบรรทุก	น้ำหนักรวมสูงสุด ตามกฎหมาย (ตัน)
3S3	รถบรรทุกกึ่งพ่วง 6 เพลา 12 ล้อ ยาว 22 เส้น		45 - 50.5
3F2	รถบรรทุกพ่วง 5 เพลา 10 ล้อ ยาว 18 เส้น		47
3F3	รถบรรทุกพ่วง 6 เพลา 12 ล้อ ยาว 22 เส้น		50.5
4F2	รถบรรทุกพ่วง 6 เพลา 12 ล้อ ยาว 20 เส้น		50.5
4F3	รถบรรทุกพ่วง 7 เพลา 14 ล้อ ยาว 24 เส้น		50.5

3.4 การเตรียมงานและการติดตั้งอุปกรณ์ตรวจวัดสะพาน

3.4.1. การเตรียมงานตรวจวัดสะพาน

ก่อนดำเนินการติดตั้งอุปกรณ์และตรวจวัดพฤติกรรมของสะพานที่ภาคสนามนั้น ที่ปรึกษาได้ดำเนินการต่างๆ ดังนี้

- ประสานงานกับหน่วยงานที่รับผิดชอบสะพานเดชาติวงศ์ เพื่อทำการติดตั้งป้ายประชาสัมพันธ์บริเวณโดยรอบของโครงการดังแสดงในรูปที่ 3.4-1
- ติดตั้งสำนักงานสนามชั่วคราวสำหรับการเก็บข้อมูลการตรวจวัดสะพานเดชาติวงศ์ 2 และสะพานเดชาติวงศ์ 3 ดังแสดงในรูปที่ 3.4-2
- ดำเนินการติดตั้งนั่งร้านสำหรับการทำงานบริเวณสะพานเดชาติวงศ์ 2 และสะพานเดชาติวงศ์ 3 ดังแสดงในรูปที่ 3.4-3 และ รูปที่ 3.4-4 ตามลำดับ



(ก) ป้ายประชาสัมพันธ์ผู้สัญจรทางบก



(ข) ป้ายประชาสัมพันธ์ผู้สัญจรทางน้ำ

รูปที่ 3.4-1 การติดตั้งป้ายประชาสัมพันธ์



(ก) สำนักงานสนาม



(ข) อุปกรณ์ภายในสำนักงานสนาม

รูปที่ 3.4-2 การจัดเตรียมสำนักงานสนามบริเวณสะพานเดชาติวงศ์



(ก) นั่งร้านบริเวณคานยื่น



(ข) นั่งร้านบริเวณคานแขวน



(ค) นั่งร้านบริเวณตอม่อ



(ง) ทางเดินเชื่อมระหว่างชุดนั่งร้าน

รูปที่ 3.4-3 การติดตั้งนั่งร้าน สะพานเดชาติวงศ์ 2



(ก) นั่งร้านบริเวณคานแขวน



(ข) นั่งร้านบริเวณคานแขวน



(ค) นั่งร้านบริเวณคานยื่น



(ง) นั่งร้านบริเวณตอม่อ

รูปที่ 3.4-4 การติดตั้งนั่งร้าน สะพานเดชาติวงศ์ 3

3.4.2. การติดตั้งอุปกรณ์บนสะพานเดชาติวงศ์ 2

ที่ปรึกษาได้ดำเนินการต่างๆ ดังนี้

- ติดตั้งอุปกรณ์ตรวจวัดความเครียด (Strain Gauge) ตามแบบติดตั้งอุปกรณ์ตรวจวัดของสะพานเดชาติวงศ์ 2 จำนวนรวมทั้งสิ้น 84 ตำแหน่ง ดังแสดงในรูปที่ 3.4-5
- เดินสายสัญญาณจากอุปกรณ์ตรวจวัดความเครียดที่ตำแหน่งต่าง ๆ เข้าสู่อุปกรณ์รวบรวมสัญญาณ ดังแสดงในรูปที่ 3.4-6 และเมื่อดำเนินการแล้วเสร็จจะได้ผลลัพธ์ดังรูปที่ 3.4-7
- ดำเนินการตรวจวัดความเครียดของโครงสร้างสะพานเดชาติวงศ์ 2 ภายใต้การจราจรปกติ และบันทึกวิดีโอสภาพการจราจรบนสะพานอย่างต่อเนื่องเป็นเวลา 20 วัน ดังแสดงในรูปที่ 3.4-8



(ก) การกำหนดตำแหน่งติดตั้ง Strain Gauge



(ข) การปรับผิวชิ้นส่วนให้เรียบก่อนติดตั้ง



(ค) การติดตั้ง Strain Gauge ที่ชิ้นส่วนโครงสร้าง



(ง) การติดตั้ง Strain Gauge ได้ผิวแอสฟัลต์

รูปที่ 3.4-5 การติดตั้งอุปกรณ์ตรวจวัดความเครียด (Strain Gauge) สะพานเดชาติวงศ์ 2



(ก) หลังการติดตั้ง Strain Gauge



(ข) เชื่อมต่อสายสัญญาณ

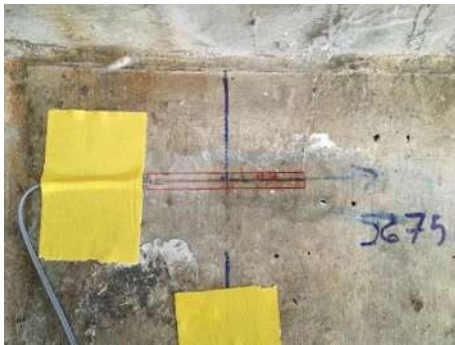


(ค) เชื่อมต่ออุปกรณ์รวบรวมสัญญาณ



(ง) ตรวจสอบสัญญาณการตรวจวัด

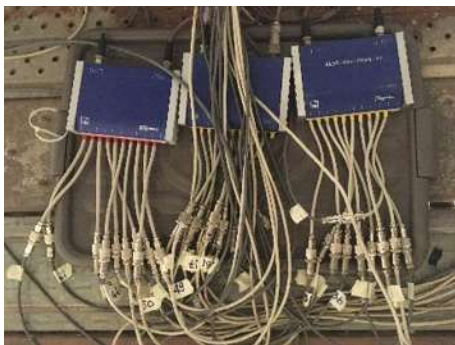
รูปที่ 3.4-6 การติดตั้งอุปกรณ์รวมสัญญาณ สะพานเดชาติวงศ์ 2



(ก) Strain Gauge ที่ผิวคอน



(ข) Strain Gauge ที่พื้นสะพานใต้ผิวแอสฟัลต์



(ค) อุปกรณ์เชื่อมต่อสัญญาณ



(ง) อุปกรณ์รวบรวมสัญญาณ

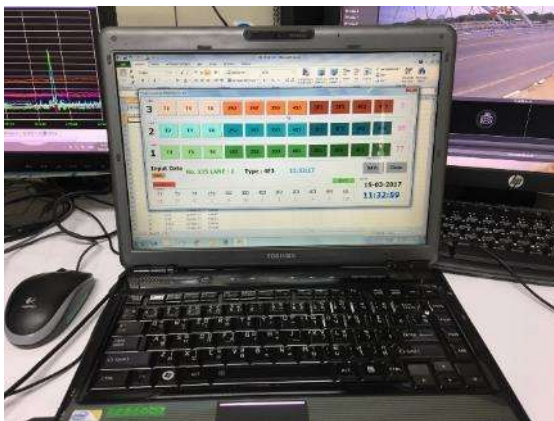
รูปที่ 3.4-7 หลังการติดตั้งอุปกรณ์ตรวจวัดแล้วเสร็จ สะพานเดชาติวงศ์ 2



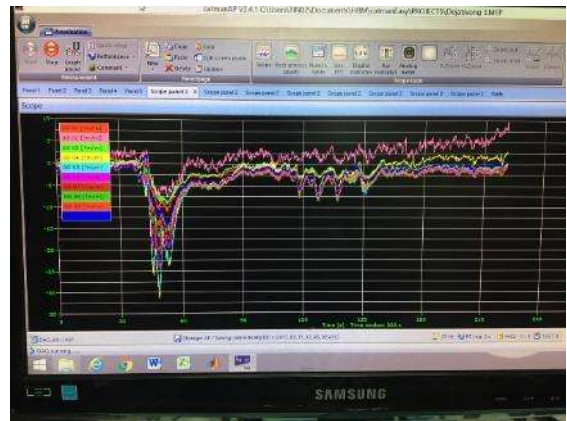
(ก) อุปกรณ์ภายในสำนักงานสนาม



(ข) การบันทึกสภาพการจราจรบนสะพาน



(ค) การบันทึกประเภทรถบรรทุกที่ผ่านสะพาน



(ง) ตัวอย่างสัญญาณการตรวจวัด

รูปที่ 3.4-8 การตรวจวัดสะพานเดชาติวงศ์ 2 ภายใต้การจราจรปกติ

3.4.3. การติดตั้งอุปกรณ์สะพานเดชาติวงศ์ 3

ที่ปรึกษาได้ดำเนินการต่างๆ ดังนี้

- ติดตั้งอุปกรณ์ตรวจวัดความเครียด (Strain Gauge) ตามแบบติดตั้งอุปกรณ์ตรวจวัดของสะพานเดชาติวงศ์ 3 จำนวนรวมทั้งสิ้น 84 ตำแหน่ง ดังแสดงในรูปที่ 3.4-9
- เชื่อมต่อสัญญาณจากอุปกรณ์ตรวจวัดความเครียดที่ตำแหน่งต่าง ๆ เข้าสู่อุปกรณ์รวบรวมสัญญาณ ดังแสดงในรูปที่ 3.4-10 และเมื่อดำเนินการแล้วเสร็จจะได้ผลลัพธ์ดังรูปที่ 3.4-11
- ตรวจวัดค่าความเครียดของโครงสร้างสะพานเดชาติวงศ์ 3 ภายใต้การจราจรปกติ และบันทึกวิดีโอสภาพการจราจรบนสะพานอย่างต่อเนื่องเป็นเวลา 20 วัน ดังแสดงในรูปที่ 3.4-12



(ก) การปรับผิวงานให้เรียบก่อนการติดตั้ง



(ข) การทำความสะอาดผิวงานด้วยอะซิโตน



(ค) การติดตั้ง Strain Gauge บริเวณคานสะพาน



(ง) การติดตั้ง Strain Gauge บริเวณพื้นสะพาน

รูปที่ 3.4-9 การติดตั้งอุปกรณ์ตรวจวัดความเครียด (Strain Gauge) สะพานเดชาติวงศ์ 3



(ก) การเชื่อมต่อสายสัญญาณ



(ข) การเชื่อมต่อสายสัญญาณ



(ค) การตรวจสอบสายสัญญาณ



(ง) เชื่อมต่ออุปกรณ์รวมสัญญาณ

รูปที่ 3.4-10 การติดตั้งอุปกรณ์รวมสัญญาณ สะพานเดชาติวงศ์ 3



(ก) Strain Gauge ที่ผิวคานสะพาน



(ข) Strain Gauge ที่พื้นสะพานใต้ผิวแอสฟัลต์



(ค) อุปกรณ์เชื่อมต่อสัญญาณ



(ง) อุปกรณ์รวมสัญญาณ

รูปที่ 3.4-11 หลังการติดตั้งอุปกรณ์ตรวจวัดแล้วเสร็จ สะพานเดชาติวงศ์ 3



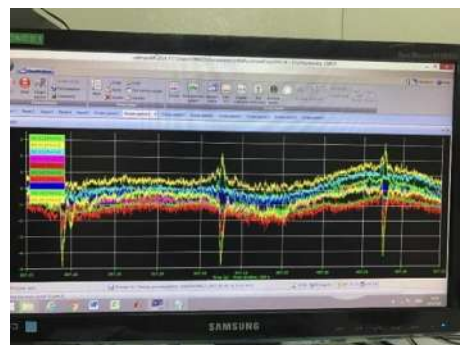
(ก) การตรวจวัดสะพาน



(ข) การบันทึกพฤติกรรมจราจรบนสะพาน



(ค) การบันทึกประเภทรถบรรทุกที่ผ่านสะพาน



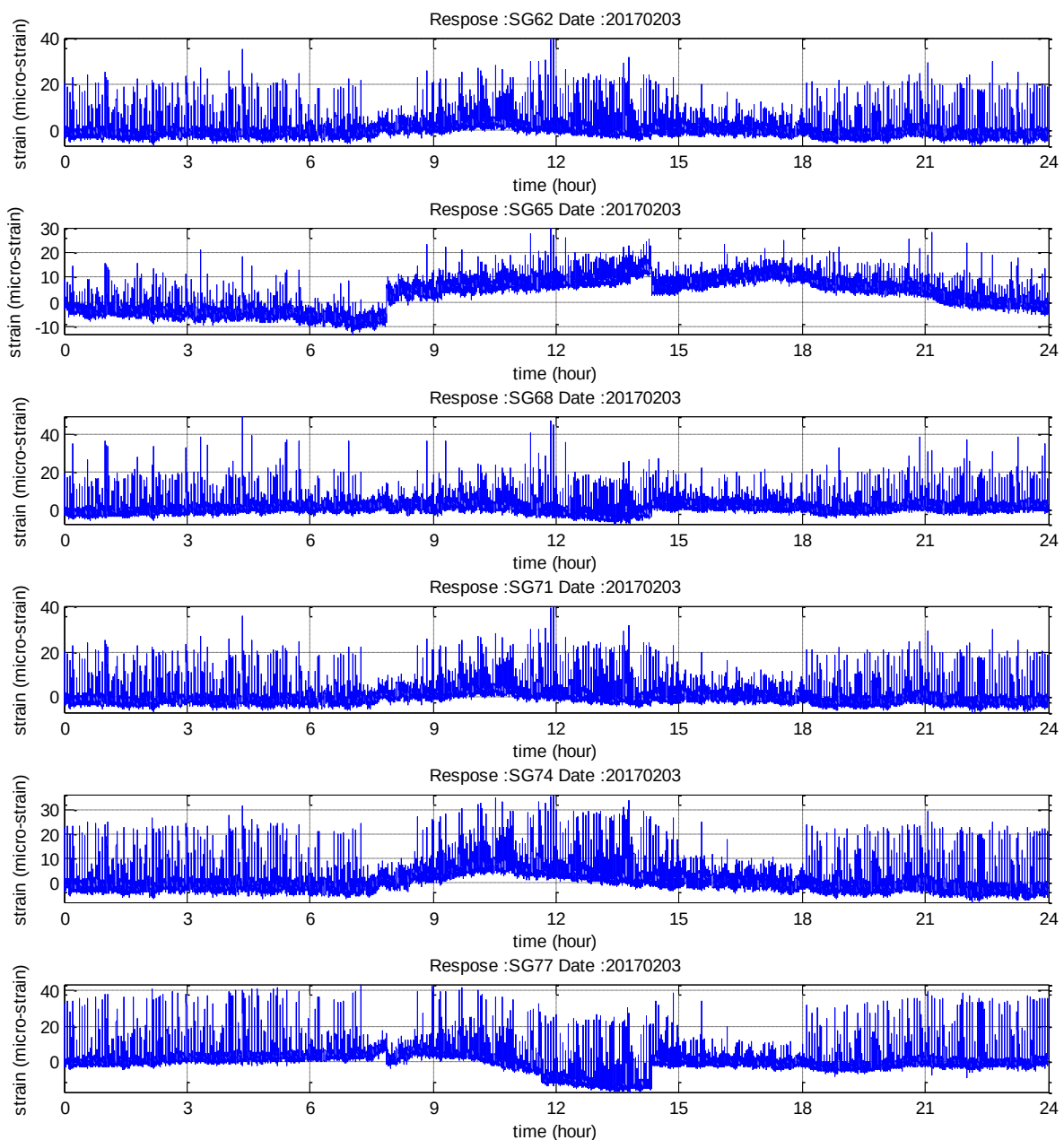
(ง) ตัวอย่างสัญญาณการตรวจวัด

รูปที่ 3.4-12 การตรวจวัดสะพานเดชาติวงศ์ 3 ภายใต้การจราจรปกติ

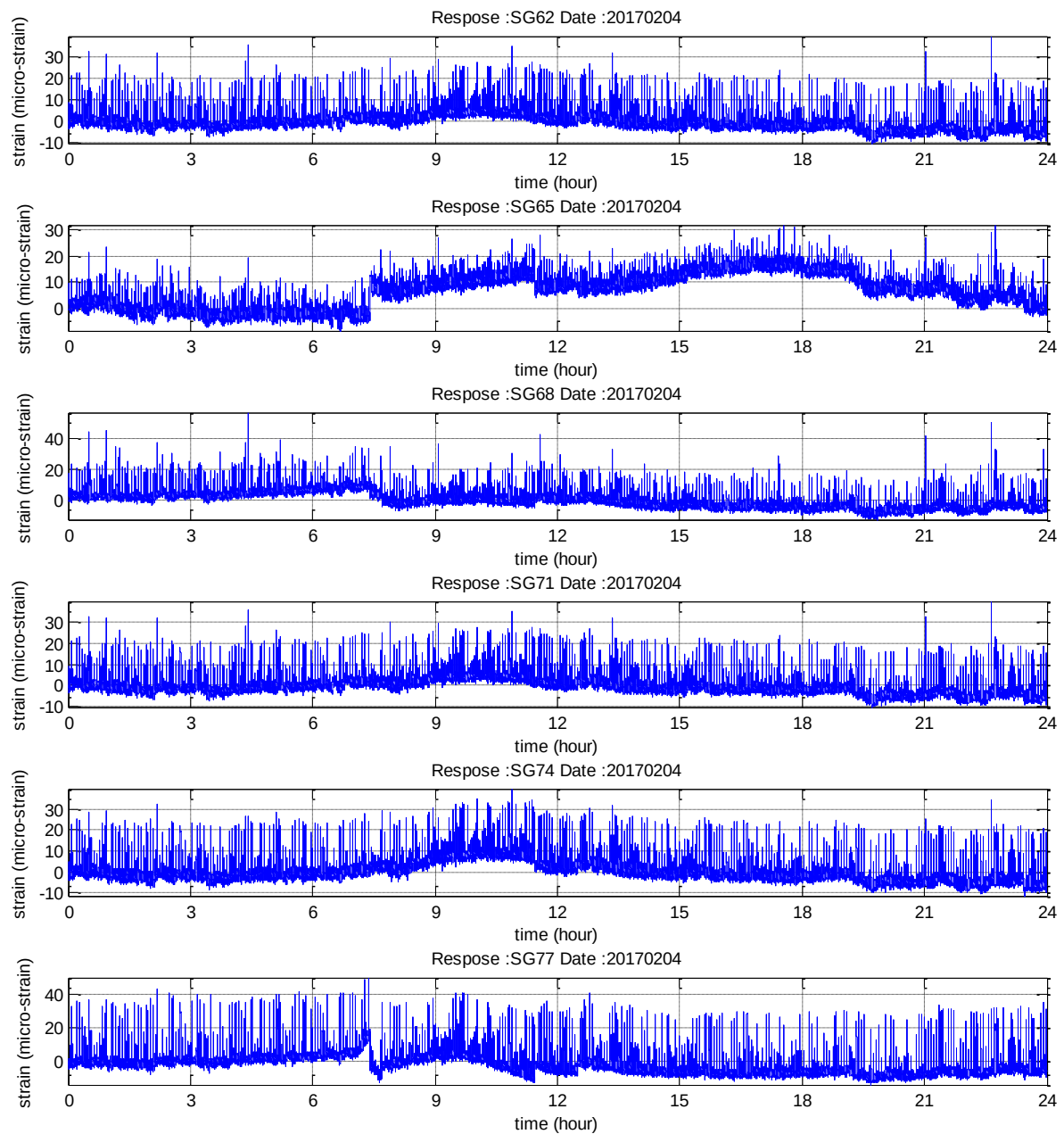
3.5 ผลการตรวจวัดสะพานเดชาติวงศ์ 2

3.5.1. การตรวจวัดค่าความเครียด

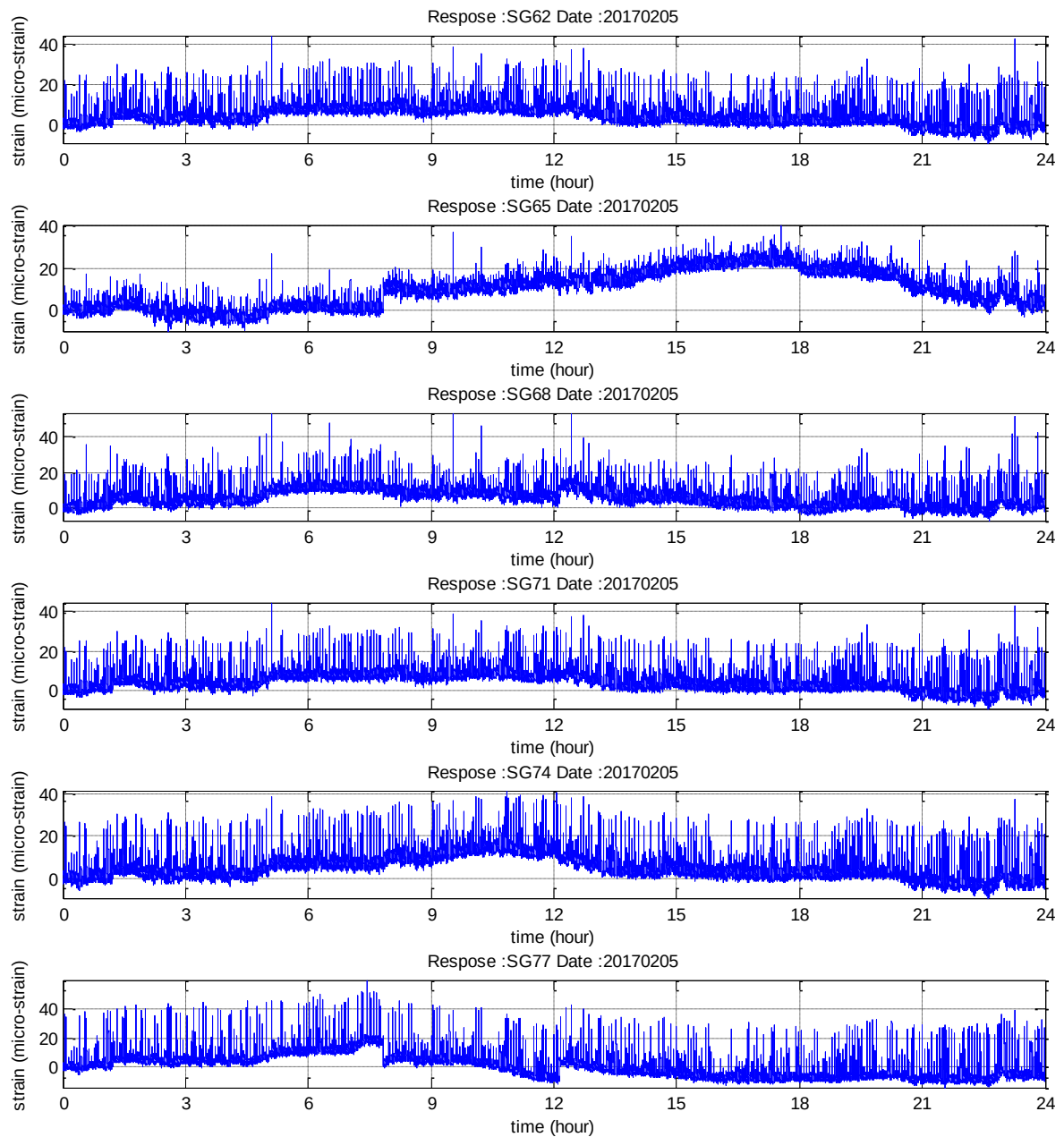
การตรวจวัดความเครียดของโครงสร้างสะพานเดชาติวงศ์ 2 มีจำนวนรวมทั้งสิ้น 84 ตำแหน่ง และเก็บข้อมูลต่อเนื่องรวม 20 วัน (3-8 กุมภาพันธ์ 2560 และ 10-23 กุมภาพันธ์ 2560) ผลการตรวจวัดความเครียดจากอุปกรณ์ทั้งหมดได้แสดงไว้ในเอกสารอิเล็กทรอนิกส์ โดยรูปที่ 3.5-1 ถึงรูปที่ 3.5-20 แสดงตัวอย่างการตรวจวัดความเครียดของ Strain Gauge หมายเลข SG-62, SG-65, SG-68, SG-71, SG-74, SG-77 ตามลำดับ ซึ่งติดตั้งที่ด้านล่างบริเวณกึ่งกลาง (L/2) ของคานช่วงแขวน 40 เมตร โดยความเครียดที่เกิดขึ้นในแต่ละยอดจะหมายถึง ณ ขณะนั้น มีรถบรรทุกกระทำต่อสะพาน แต่จะยังไม่ทราบประเภทและน้ำหนักของรถบรรทุกนั้น



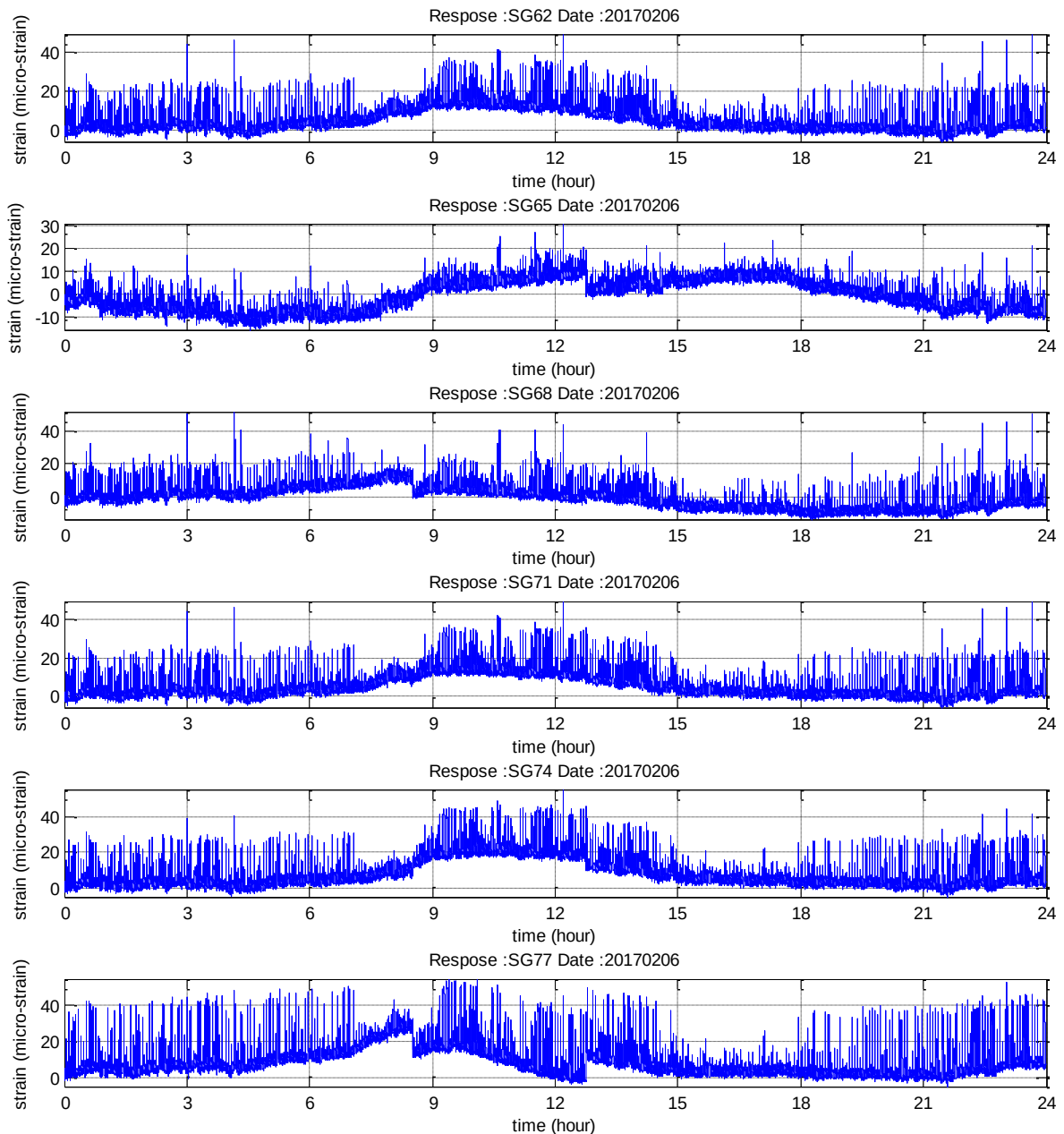
รูปที่ 3.5-1 ตัวอย่างข้อมูลความเครียด SG-62, SG-65, SG-68, SG-71, SG-74 และ SG-77 วันที่ 3/02/2560



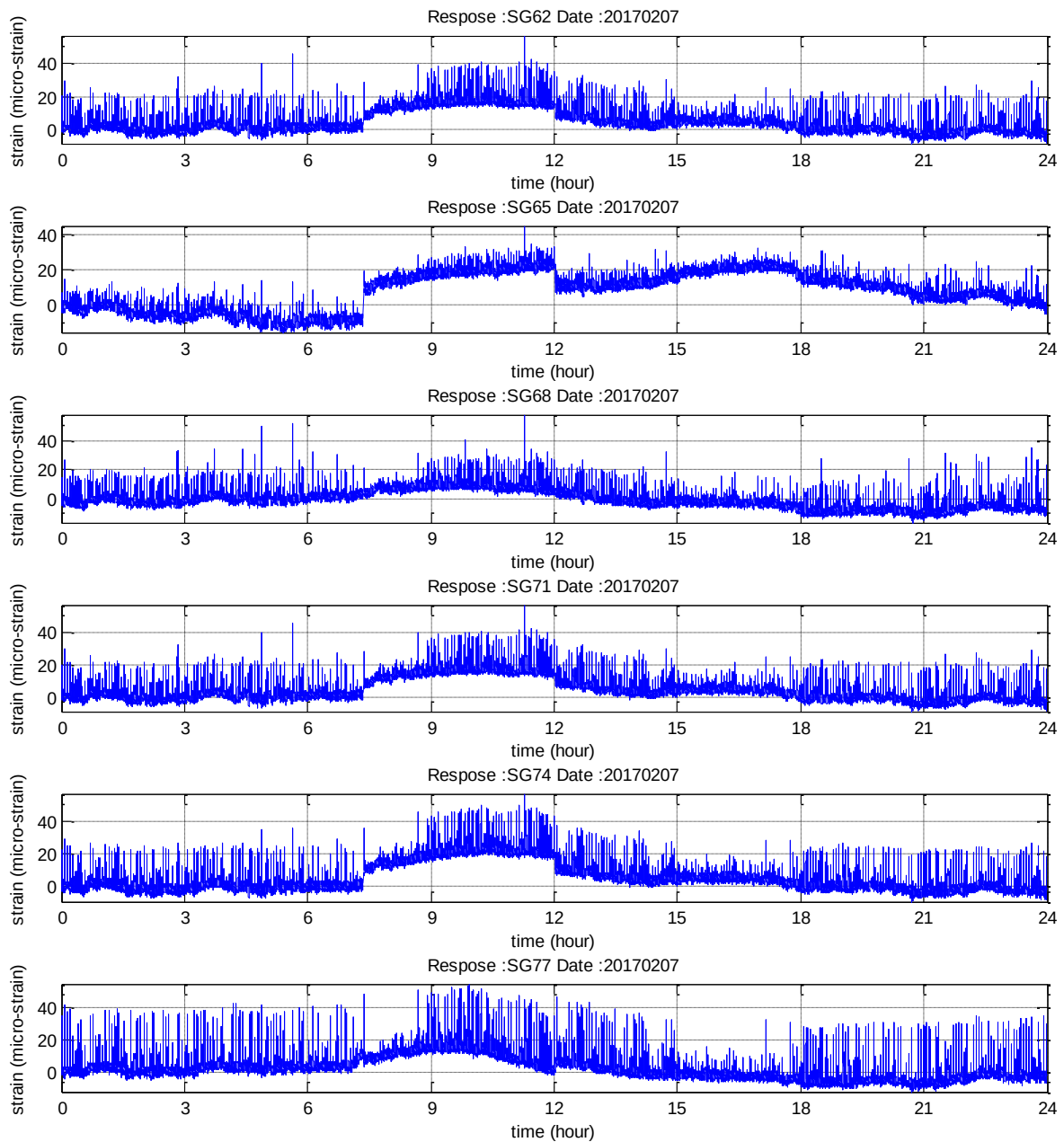
รูปที่ 3.5-2 ตัวอย่างข้อมูลความเครียด SG-62, SG-65, SG-68, SG-71, SG-74 และ SG-77 วันที่ 4/02/2560



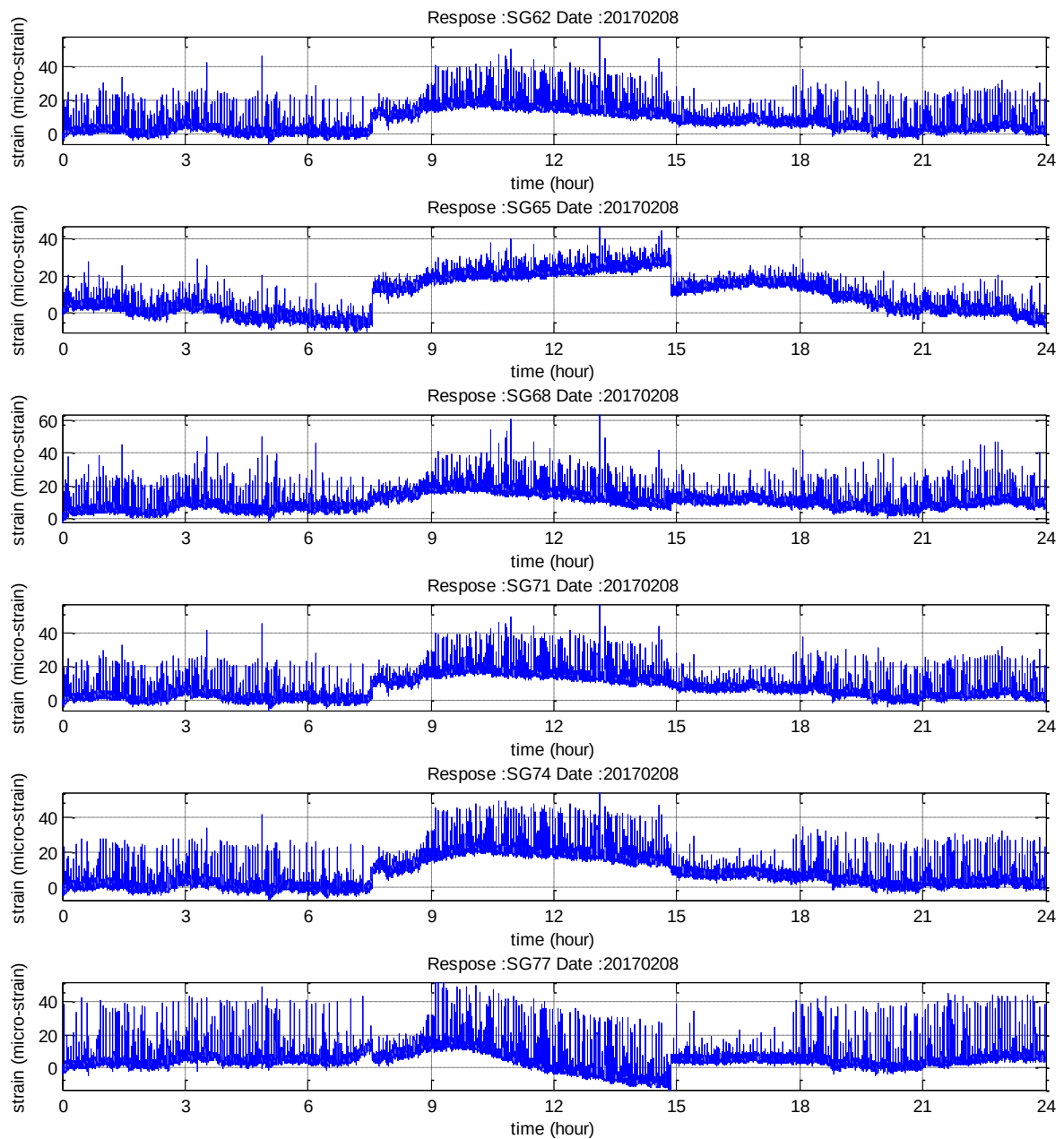
รูปที่ 3.5-3 ตัวอย่างข้อมูลความเครียด SG-62, SG-65, SG-68, SG-71, SG-74 และ SG-77 วันที่ 5/02/2560



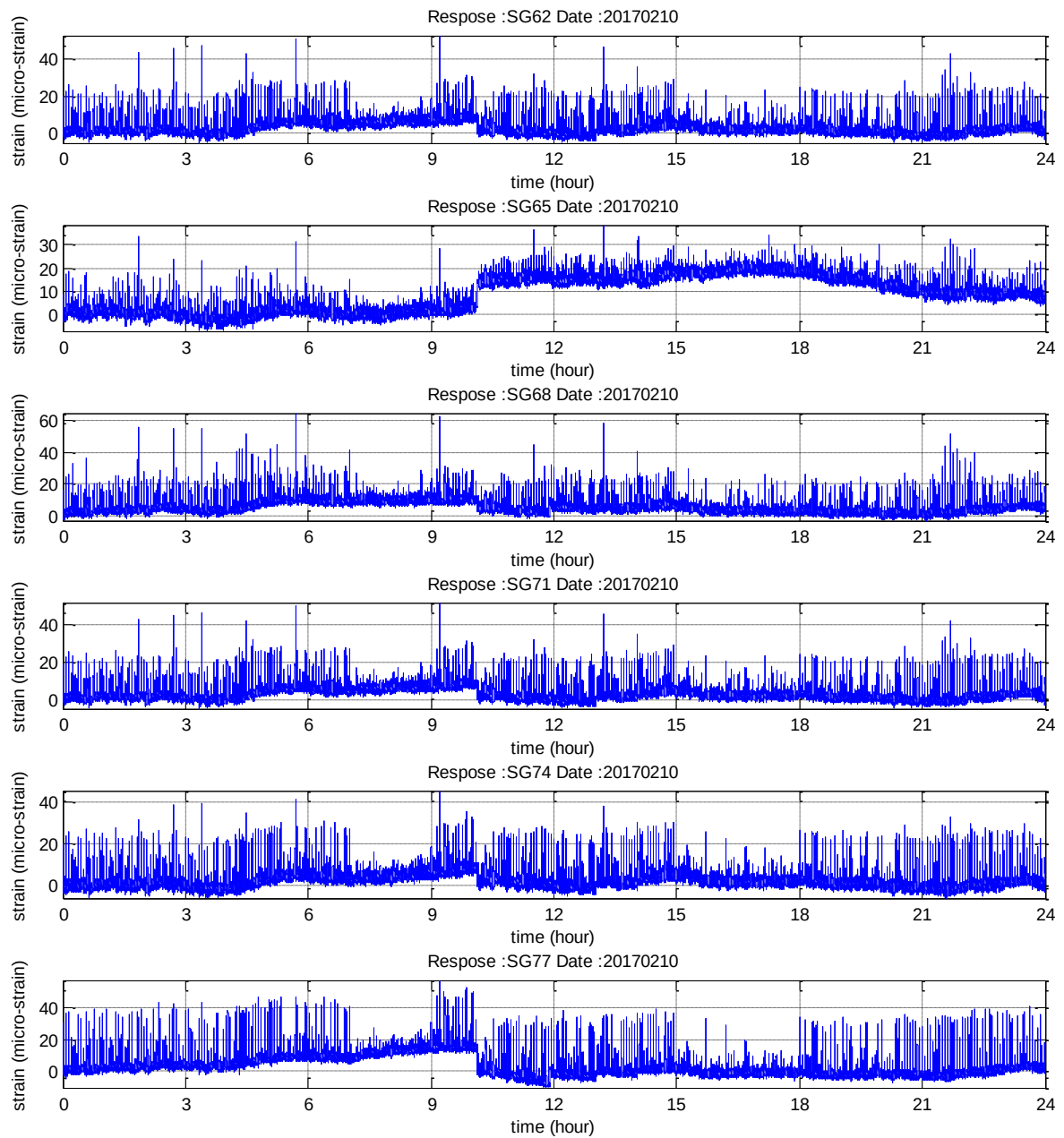
รูปที่ 3.5-4 ตัวอย่างข้อมูลความเครียด SG-62, SG-65, SG-68, SG-71, SG-74 และ SG-77 วันที่ 6/02/2560



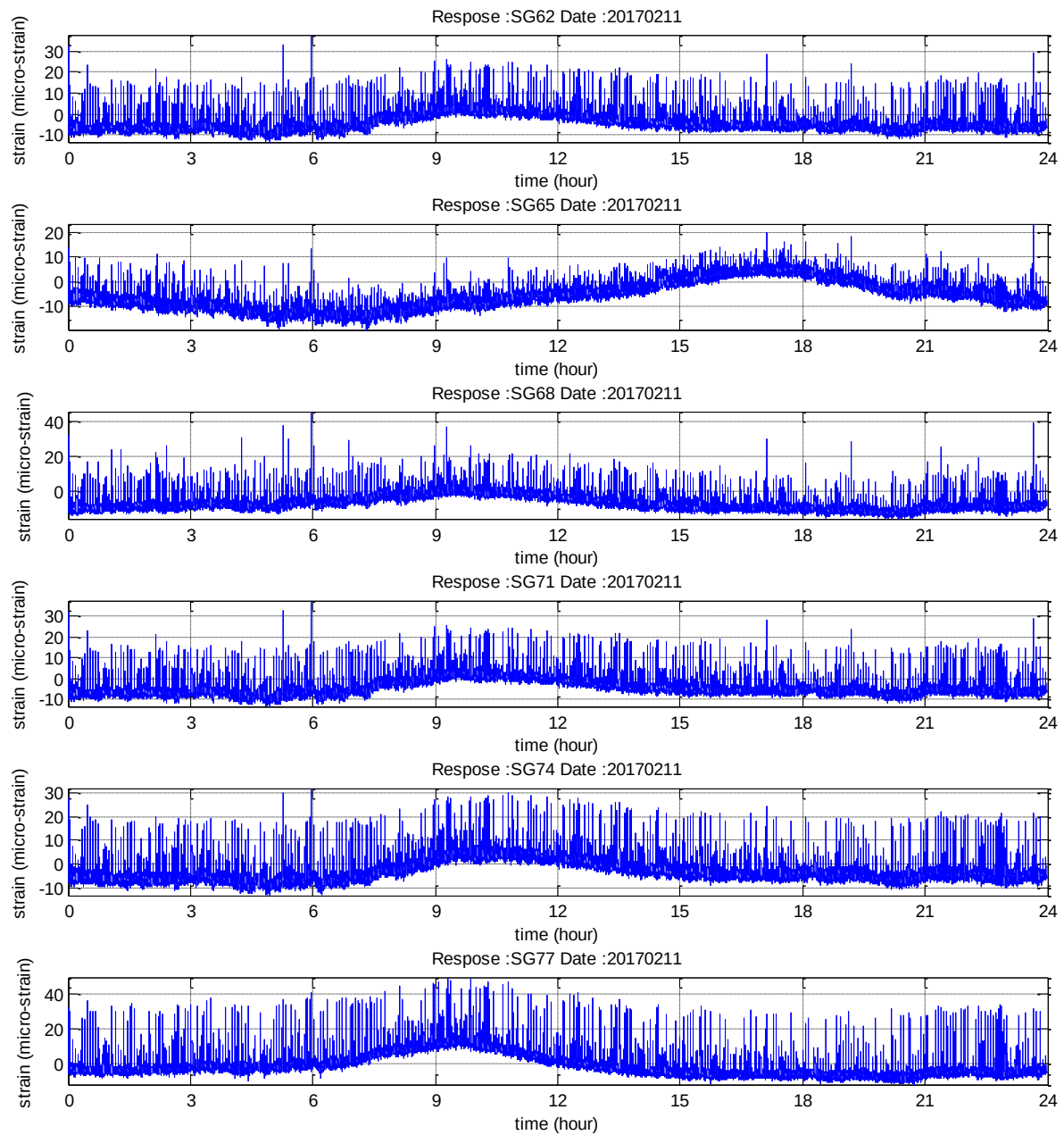
รูปที่ 3.5-5 ตัวอย่างข้อมูลความเครียด SG-62, SG-65, SG-68, SG-71, SG-74 และ SG-77 วันที่ 7/02/2560



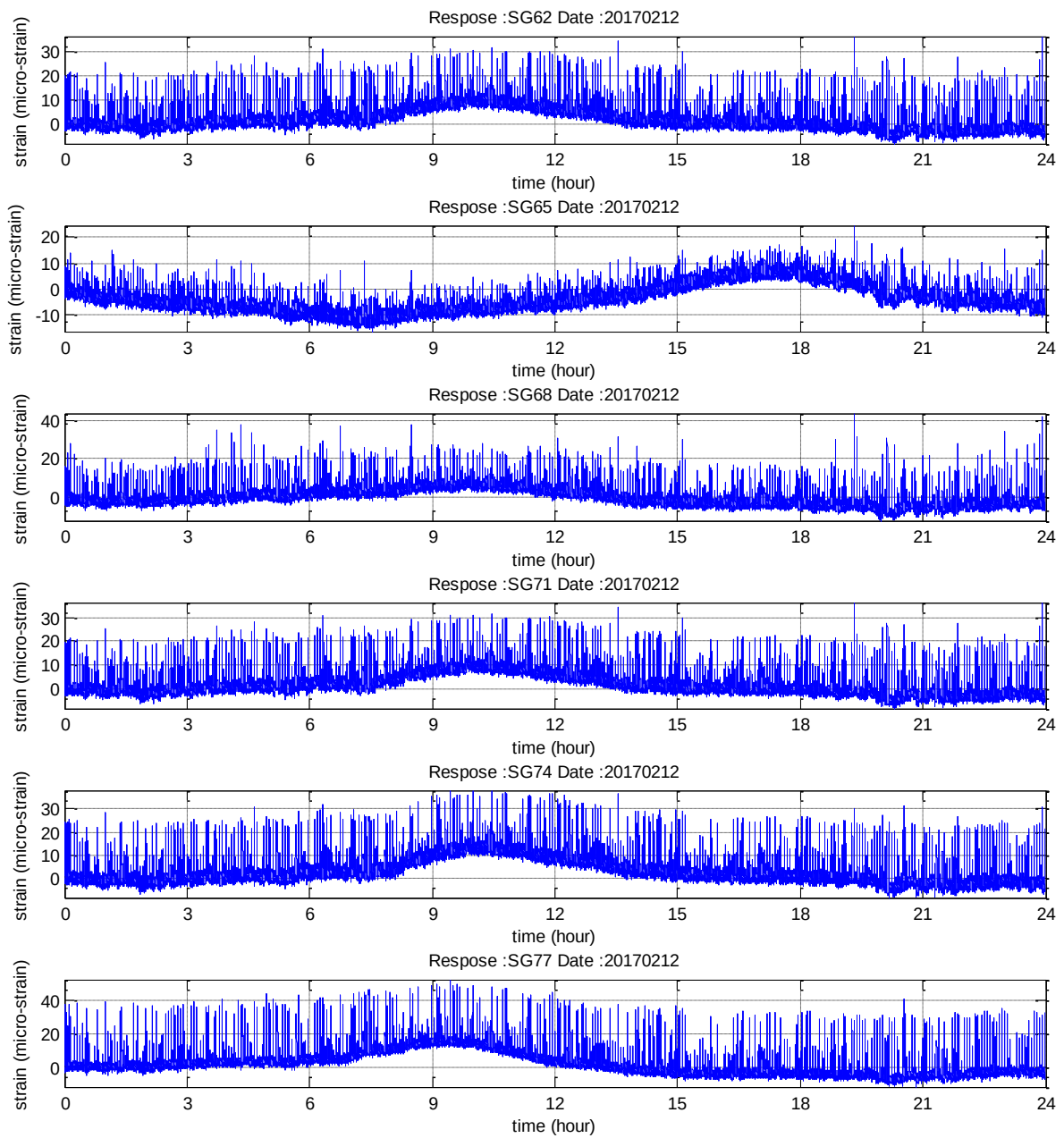
รูปที่ 3.5-6 ตัวอย่างข้อมูลความเครียด SG-62, SG-65, SG-68, SG-71, SG-74 และ SG-77 วันที่ 8/02/2560



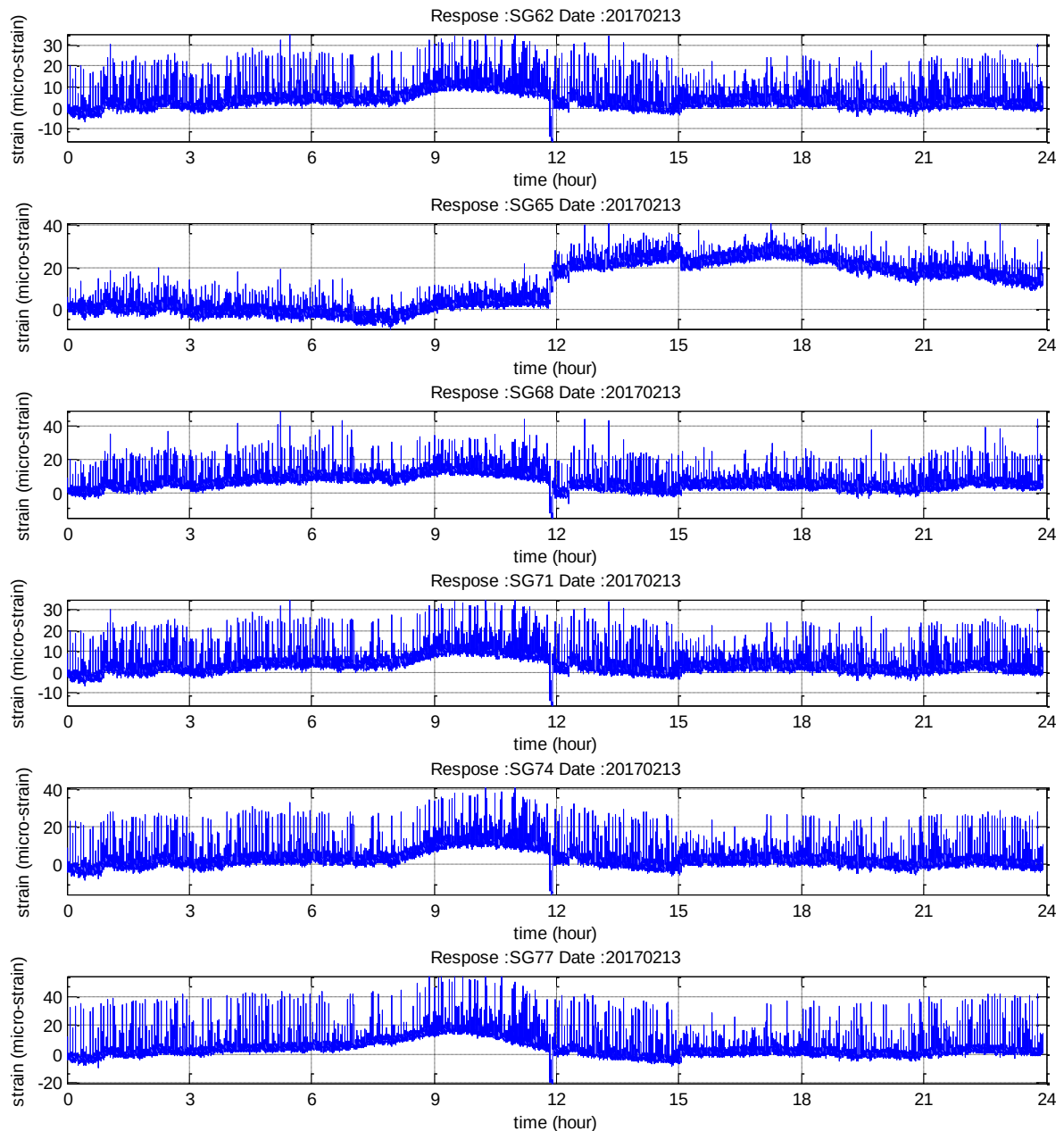
รูปที่ 3.5-7 ตัวอย่างข้อมูลความเครียด SG-62, SG-65, SG-68, SG-71, SG-74 และ SG-77 วันที่ 10/02/2560



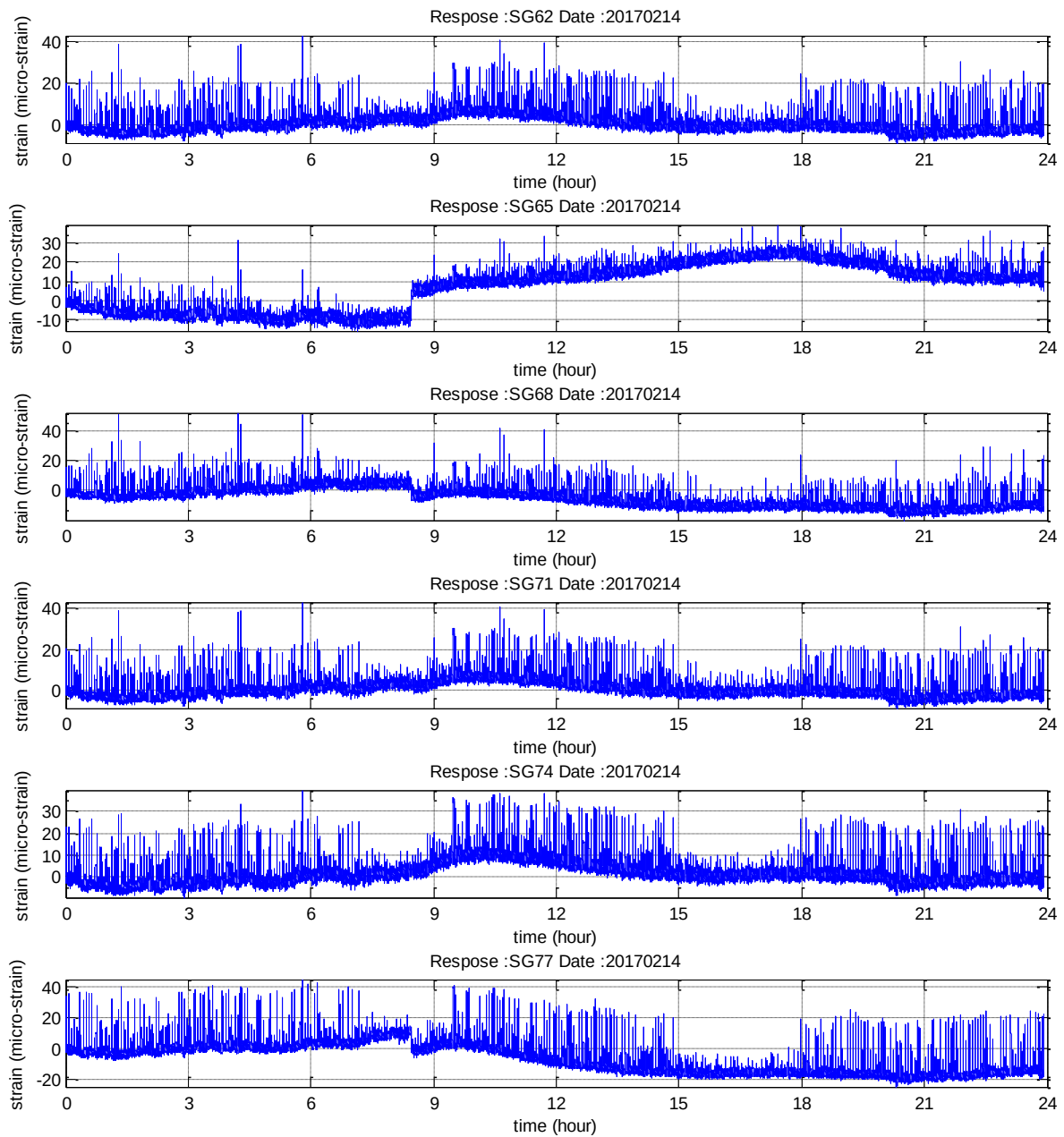
รูปที่ 3.5-8 ตัวอย่างข้อมูลความเครียด SG-62, SG-65, SG-68, SG-71, SG-74 และ SG-77 วันที่ 11/02/2560



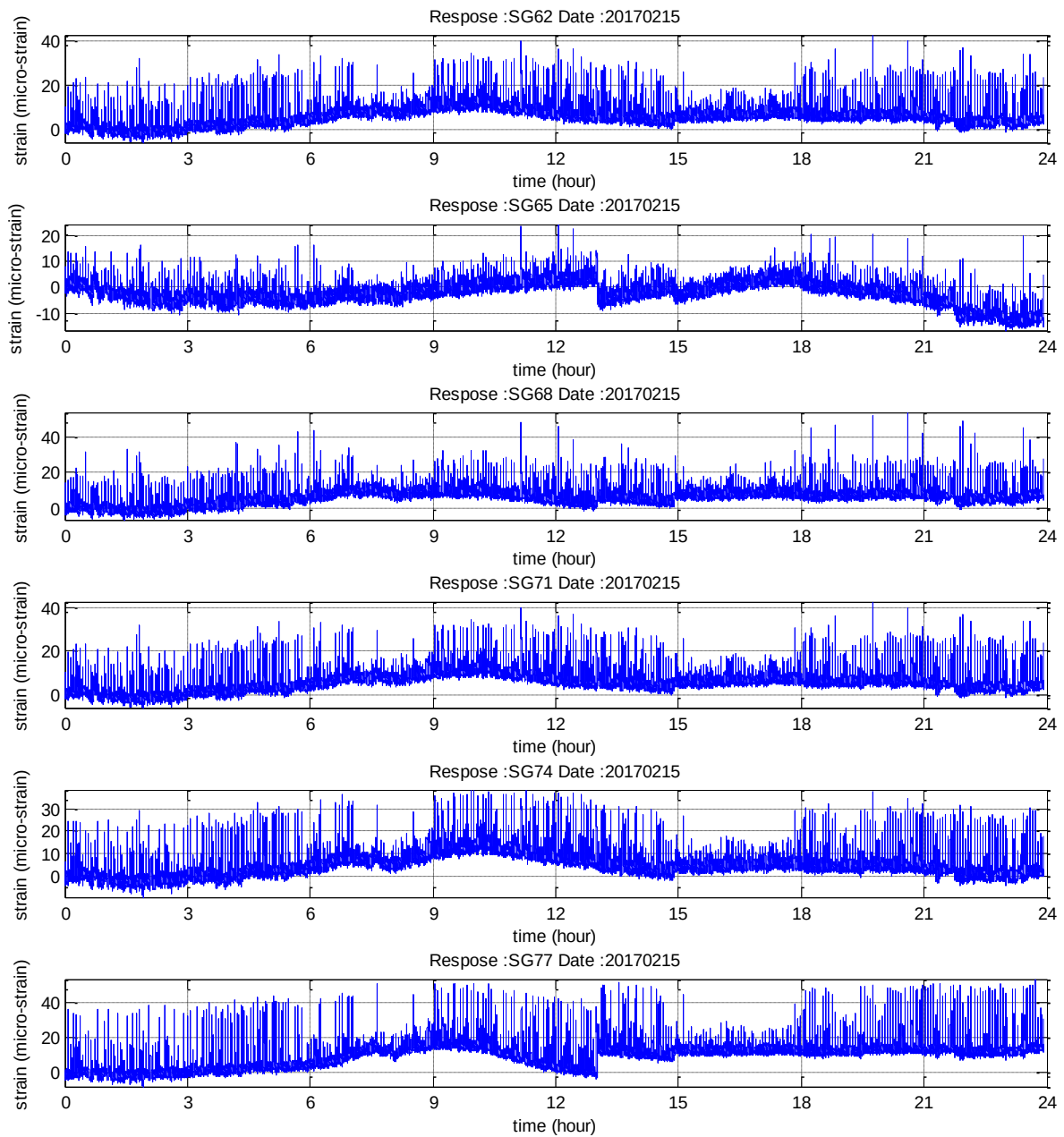
รูปที่ 3.5-9 ตัวอย่างข้อมูลความเครียด SG-62, SG-65, SG-68, SG-71, SG-74 และ SG-77 วันที่ 12/02/2560



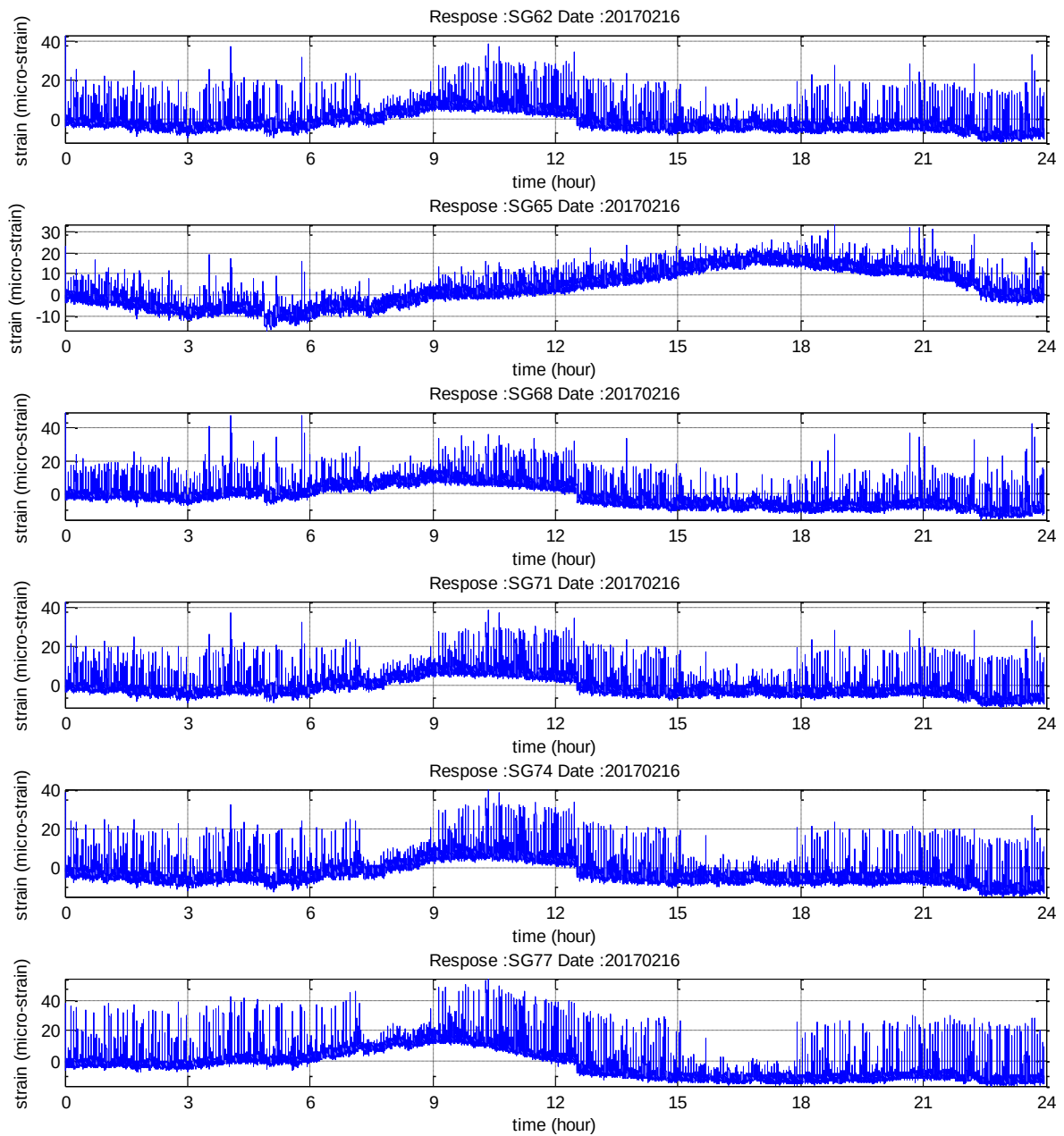
รูปที่ 3.5-10 ตัวอย่างข้อมูลความเครียด SG-62, SG-65, SG-68, SG-71, SG-74 และ SG-77 วันที่ 13/02/2560



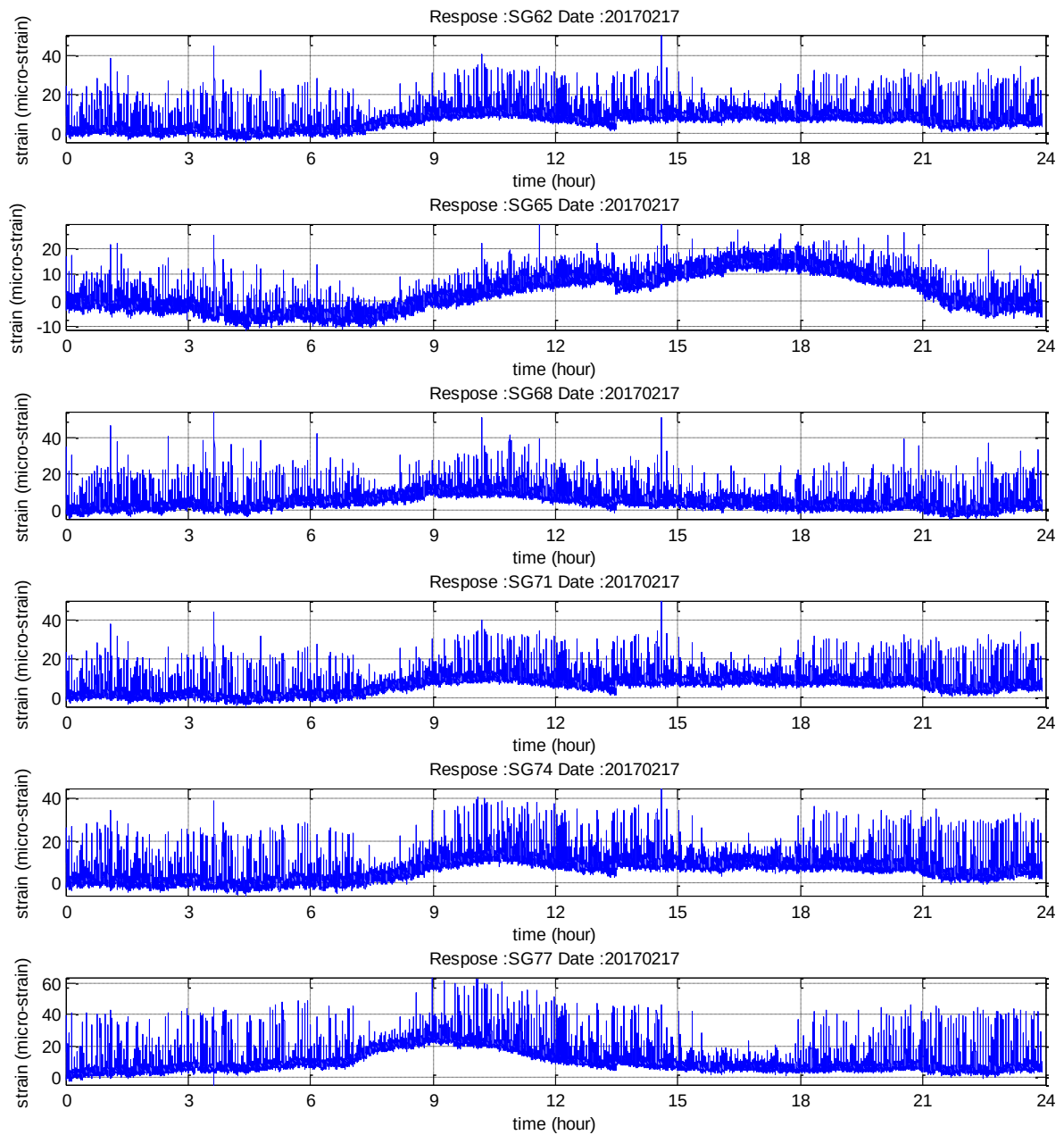
รูปที่ 3.5-11 ตัวอย่างข้อมูลความเครียด SG-62, SG-65, SG-68, SG-71, SG-74 และ SG-77 วันที่ 14/02/2560



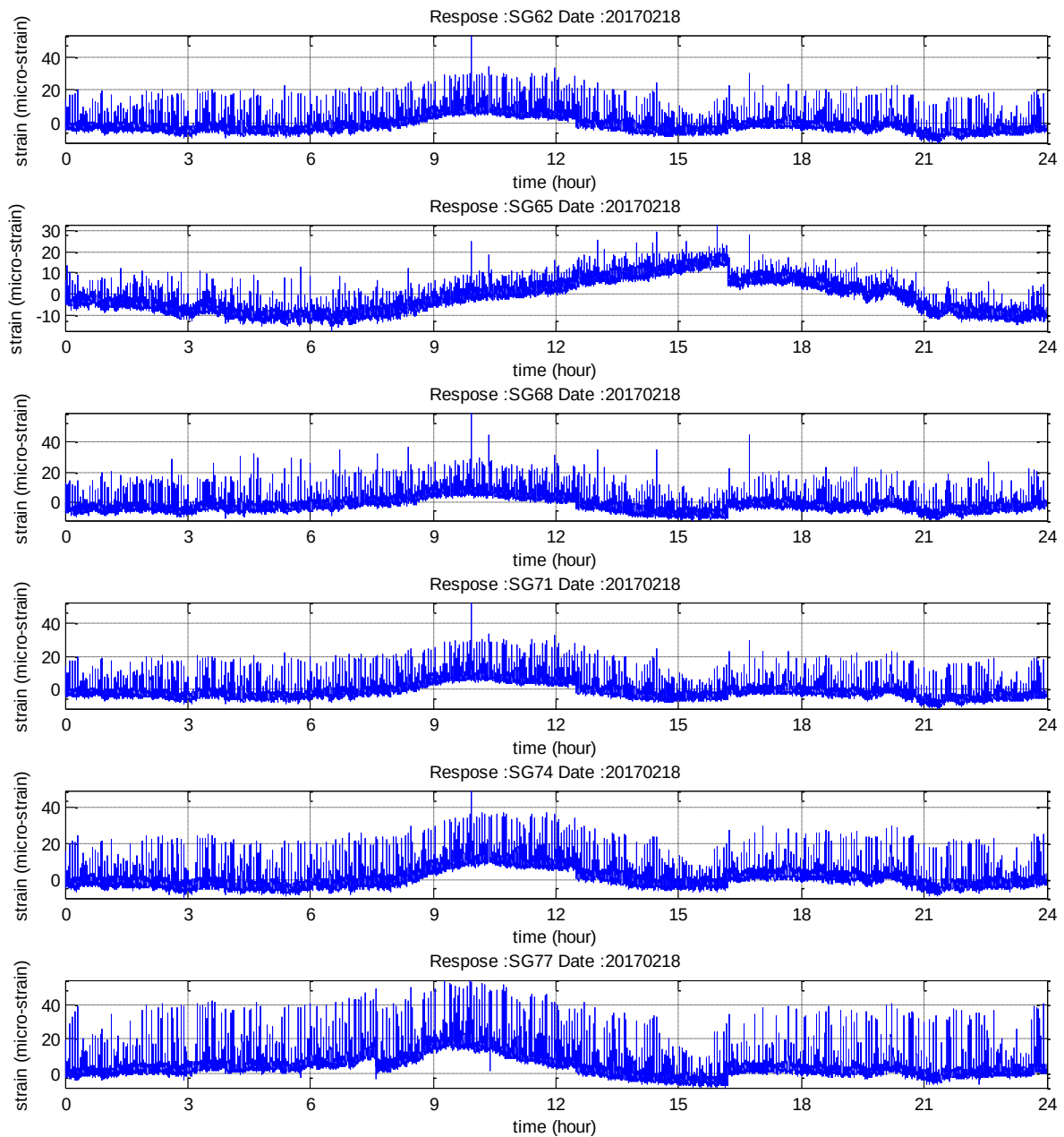
รูปที่ 3.5-12 ตัวอย่างข้อมูลความเครียด SG-62, SG-65, SG-68, SG-71, SG-74 และ SG-77 วันที่ 15/02/2560



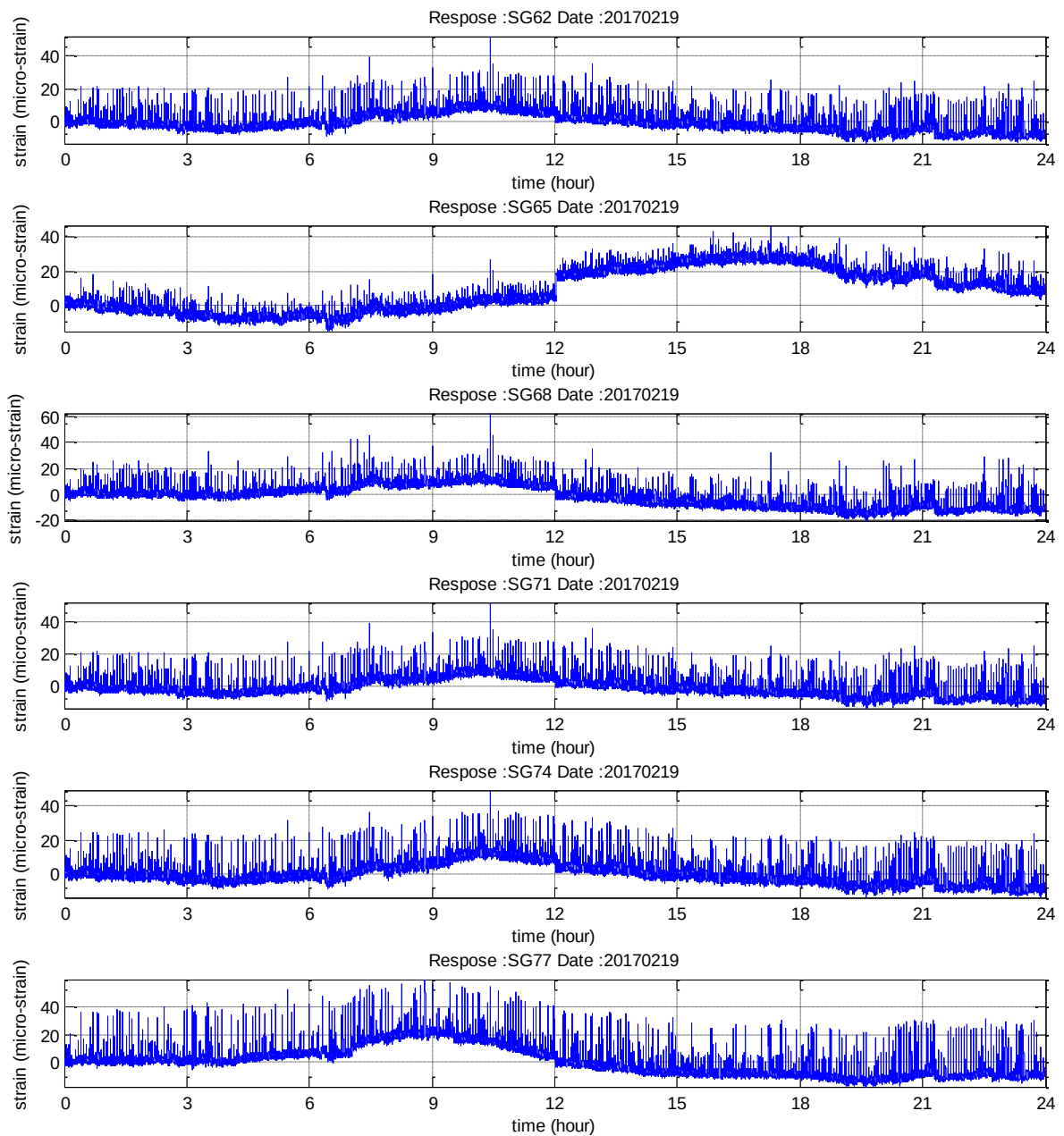
รูปที่ 3.5-13 ตัวอย่างข้อมูลความเครียด SG-62, SG-65, SG-68, SG-71, SG-74 และ SG-77 วันที่ 16/02/2560



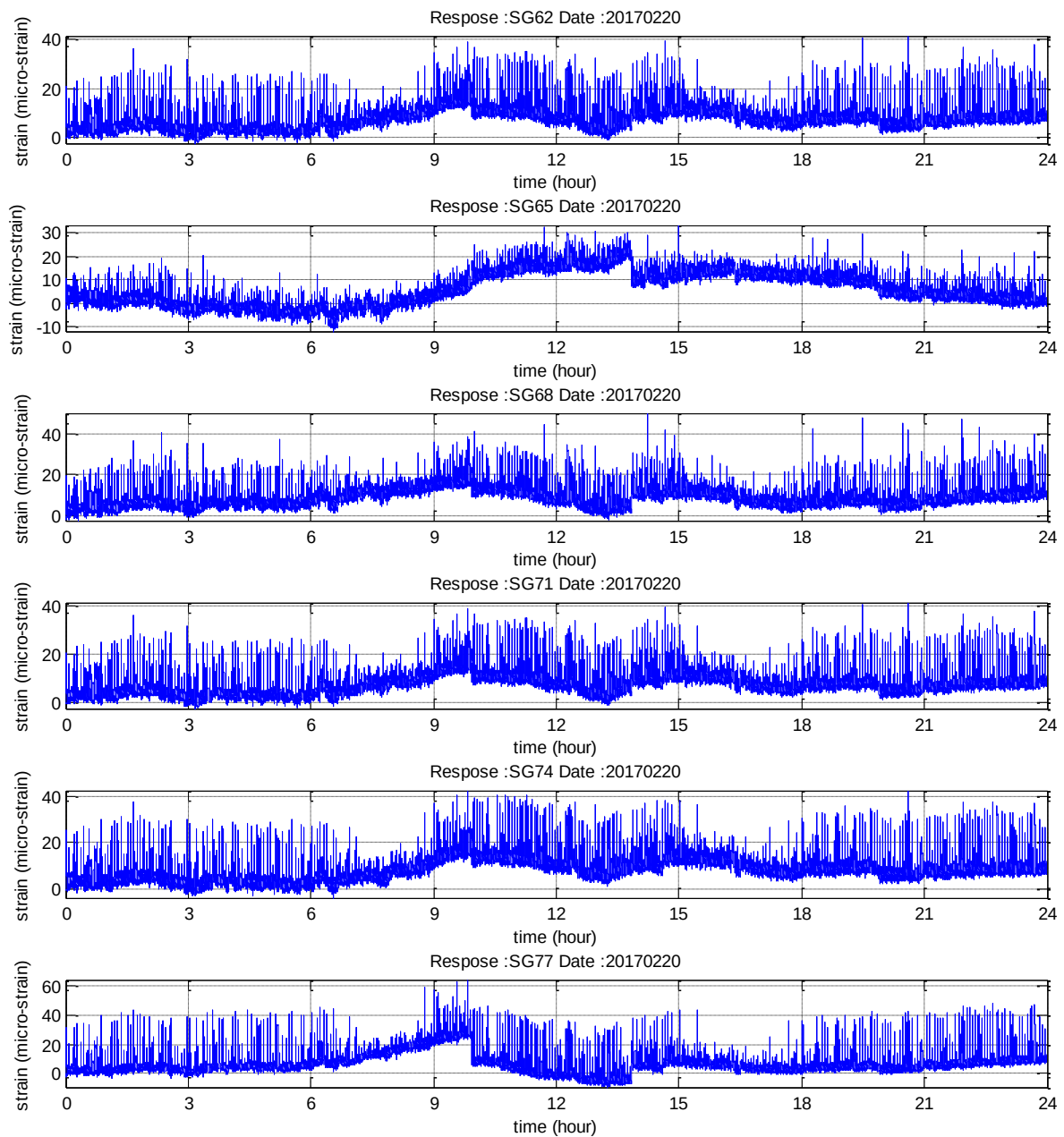
รูปที่ 3.5-14 ตัวอย่างข้อมูลความเครียด SG-62, SG-65, SG-68, SG-71, SG-74 และ SG-77 วันที่ 17/02/2560



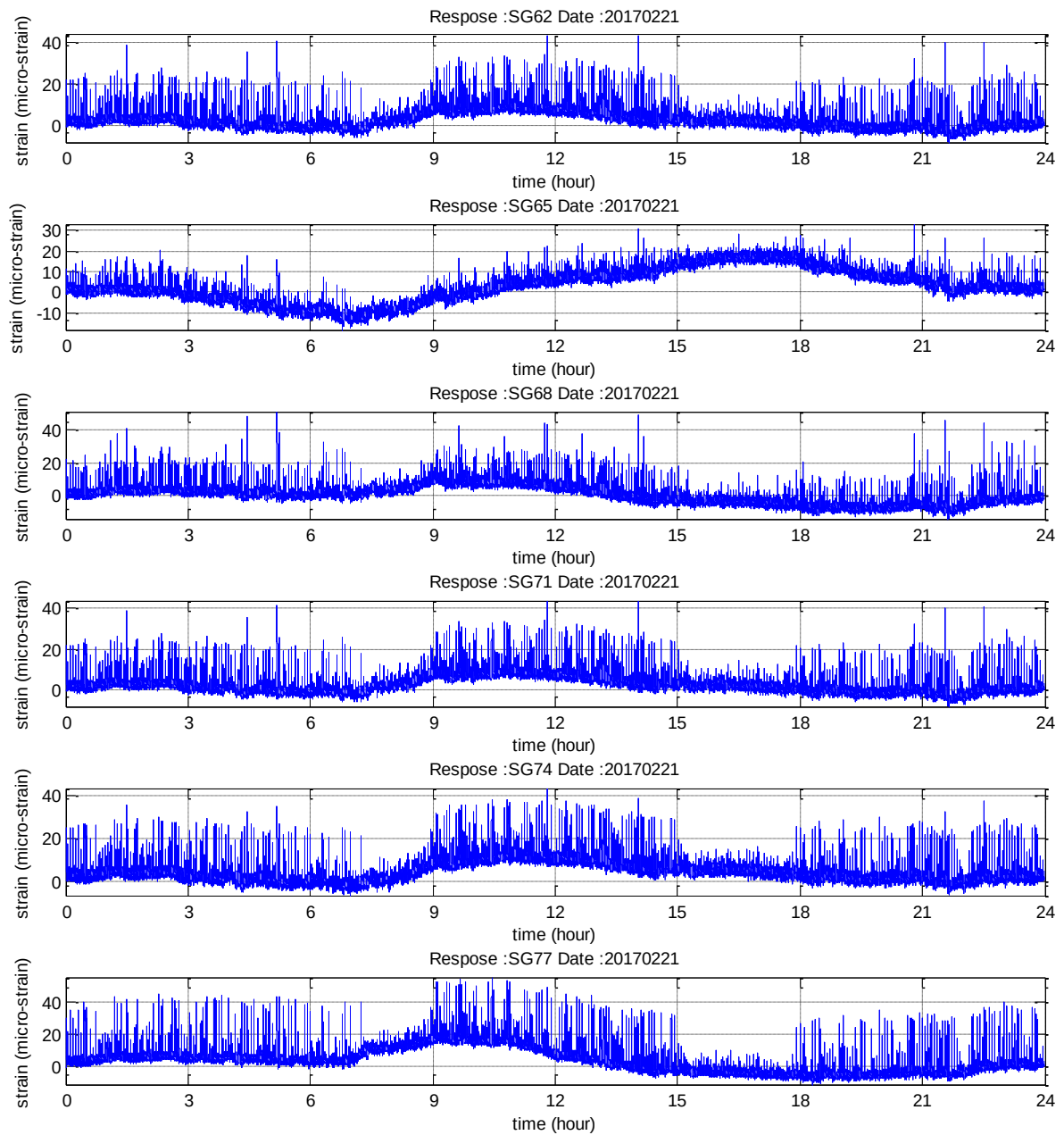
รูปที่ 3.5-15 ตัวอย่างข้อมูลความเครียด SG-62, SG-65, SG-68, SG-71, SG-74 และ SG-77 วันที่ 18/02/2560



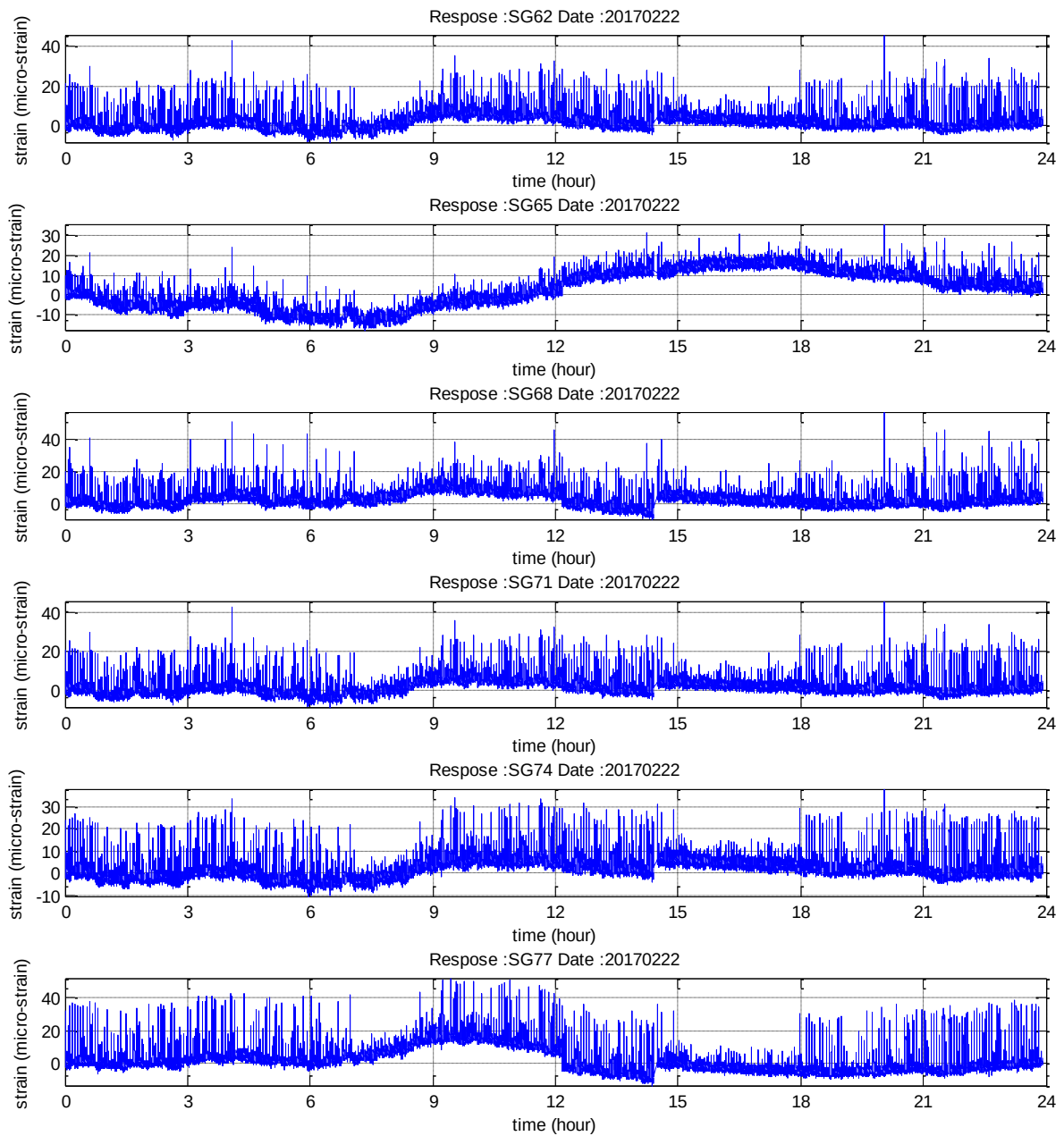
รูปที่ 3.5-16 ตัวอย่างข้อมูลความเครียด SG-62, SG-65, SG-68, SG-71, SG-74 และ SG-77 วันที่ 19/02/2560



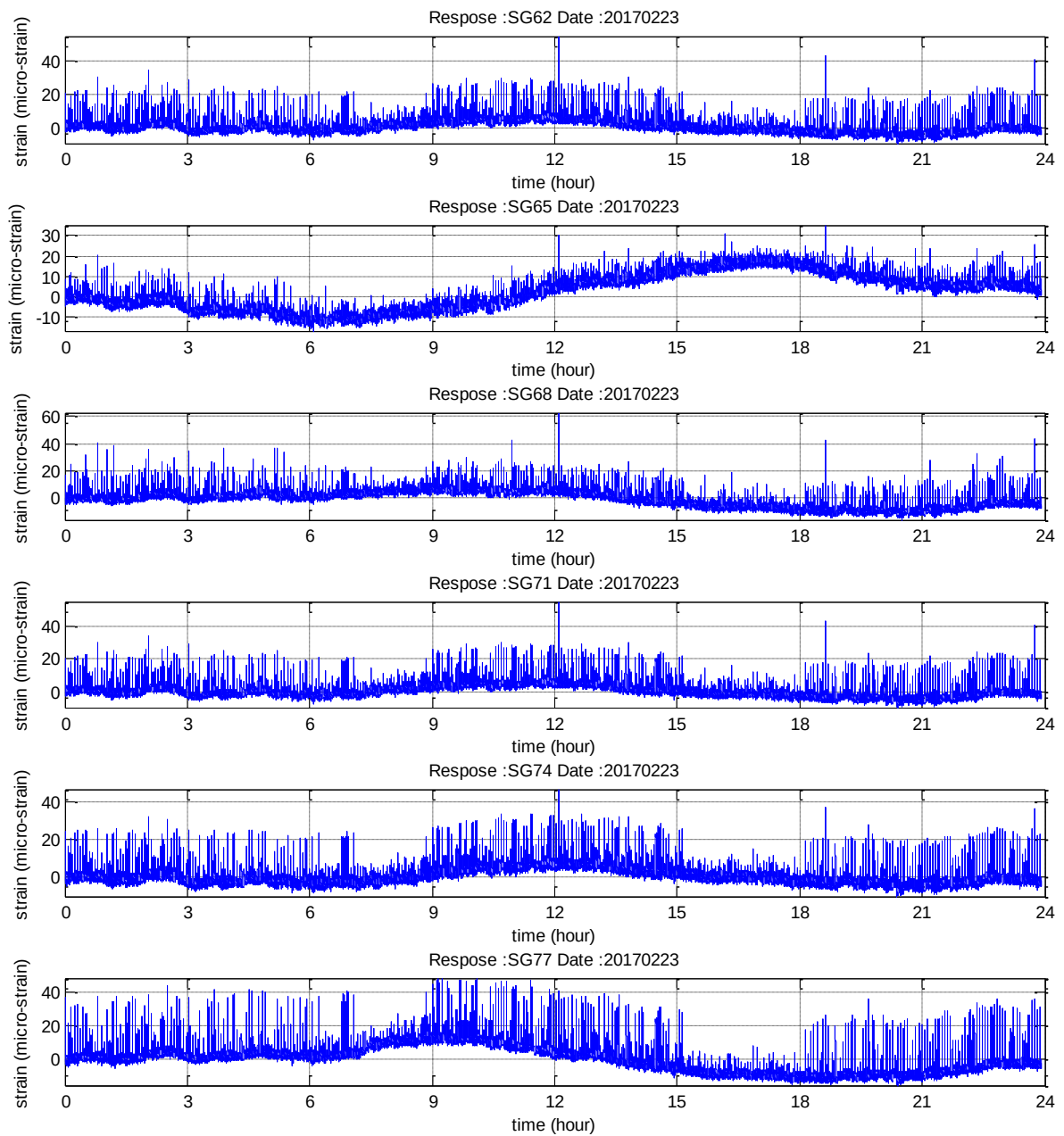
รูปที่ 3.5-17 ตัวอย่างข้อมูลความเครียด SG-62, SG-65, SG-68, SG-71, SG-74 และ SG-77 วันที่ 20/02/2560



รูปที่ 3.5-18 ตัวอย่างข้อมูลความเครียด SG-62, SG-65, SG-68, SG-71, SG-74 และ SG-77 วันที่ 21/02/2560



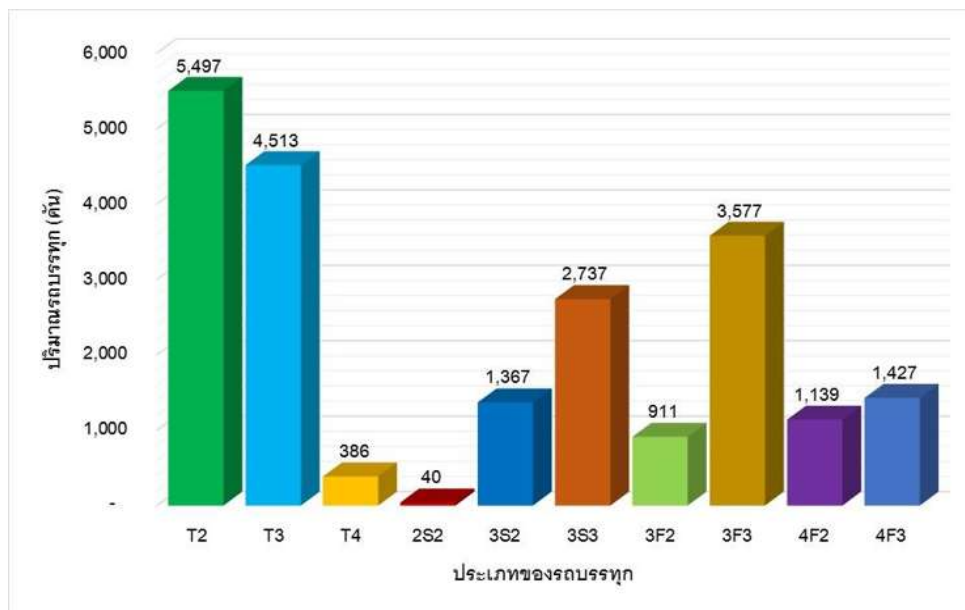
รูปที่ 3.5-19 ตัวอย่างข้อมูลความเครียด SG-62, SG-65, SG-68, SG-71, SG-74 และ SG-77 วันที่ 22/02/2560



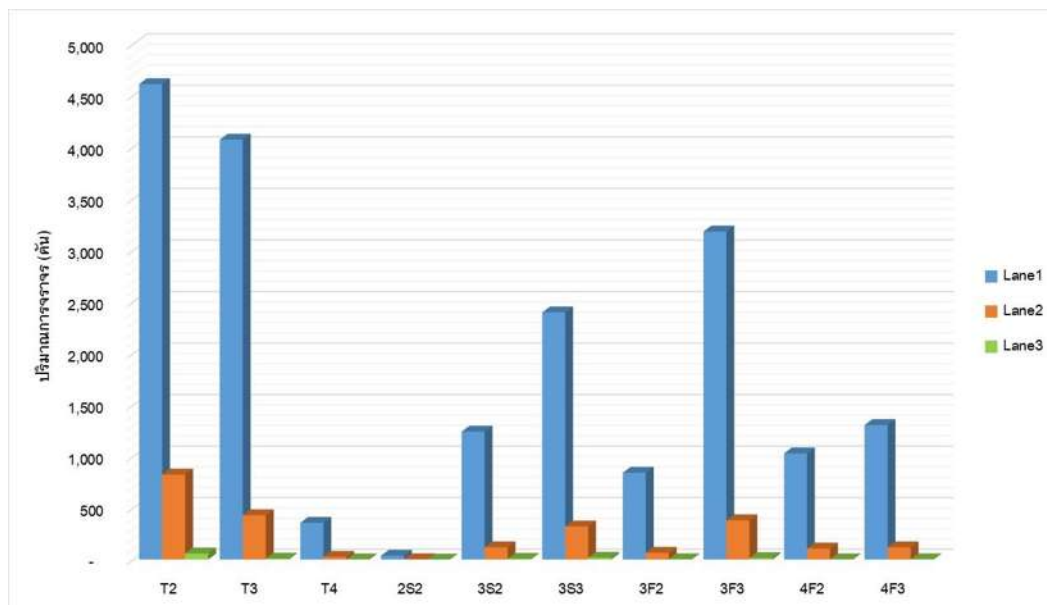
รูปที่ 3.5-20 ตัวอย่างข้อมูลความเครียด SG-62, SG-65, SG-68, SG-71, SG-74 และ SG-77 วันที่ 23/02/2560

3.5.2. ปริมาณรถบรรทุก

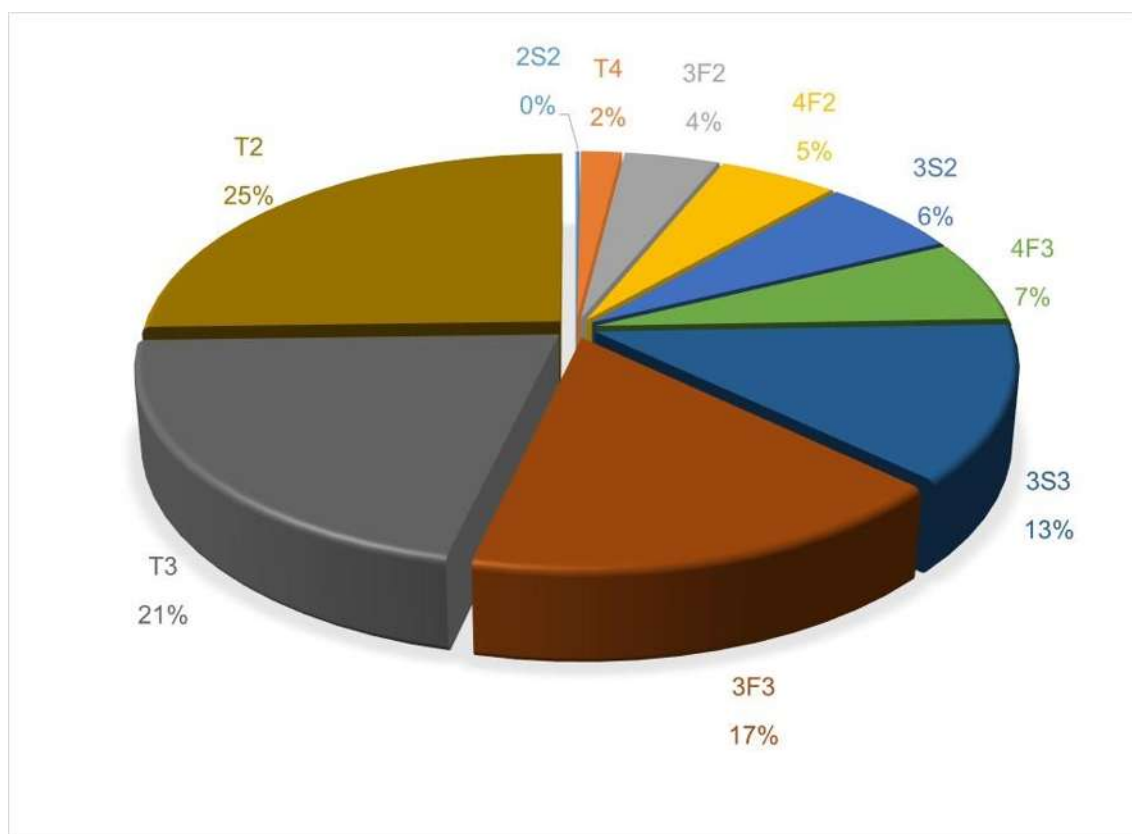
ในการตรวจวัดสะพาน ที่ปรึกษาได้ติดตั้งกล้องบันทึกภาพเคลื่อนไหวแบบดิจิทัลเพื่อใช้บันทึกสภาพการจราจรบนสะพานเดชาติวงศ์ 2 เป็นระยะเวลา 20 วัน และนำข้อมูลที่ได้มานับปริมาณรถ จำแนกตามประเภทรถบรรทุก และจำแนกตามช่องจราจร (ช่องจราจรที่ 1, 2 และ 3) ดังแสดงในรูปที่ 3.5-21 ถึง รูปที่ 3.5-23 ผลการตรวจนับพบว่าปริมาณรถบรรทุกที่วิ่งตลอดระยะเวลา 20 วัน มีจำนวนรวมทั้งสิ้น 21,594 คัน หรือคิดเป็นค่าเฉลี่ย 1,080 คันต่อวัน และมีสัดส่วนปริมาณรถบรรทุกที่วิ่งในช่องจราจรที่ 1, 2 และ 3 เท่ากับ 88, 11 และ 1 เปอร์เซ็นต์ ตามลำดับ สำหรับรายละเอียดผลการตรวจนับปริมาณรถบรรทุกของสะพานเดชาติวงศ์ 2 แสดงอยู่ในเอกสารอิเล็กทรอนิกส์



รูปที่ 3.5-21 ปริมาณรถบรรทุกแยกตามประเภทบนสะพานเดชาติวงศ์ 2 (รวม 20 วัน)



รูปที่ 3.5-22 ปริมาณรถบรรทุกแยกตามประเภทและแยกตามช่องจราจรบนสะพานเดชาติวงศ์ 2 (รวม 20 วัน)

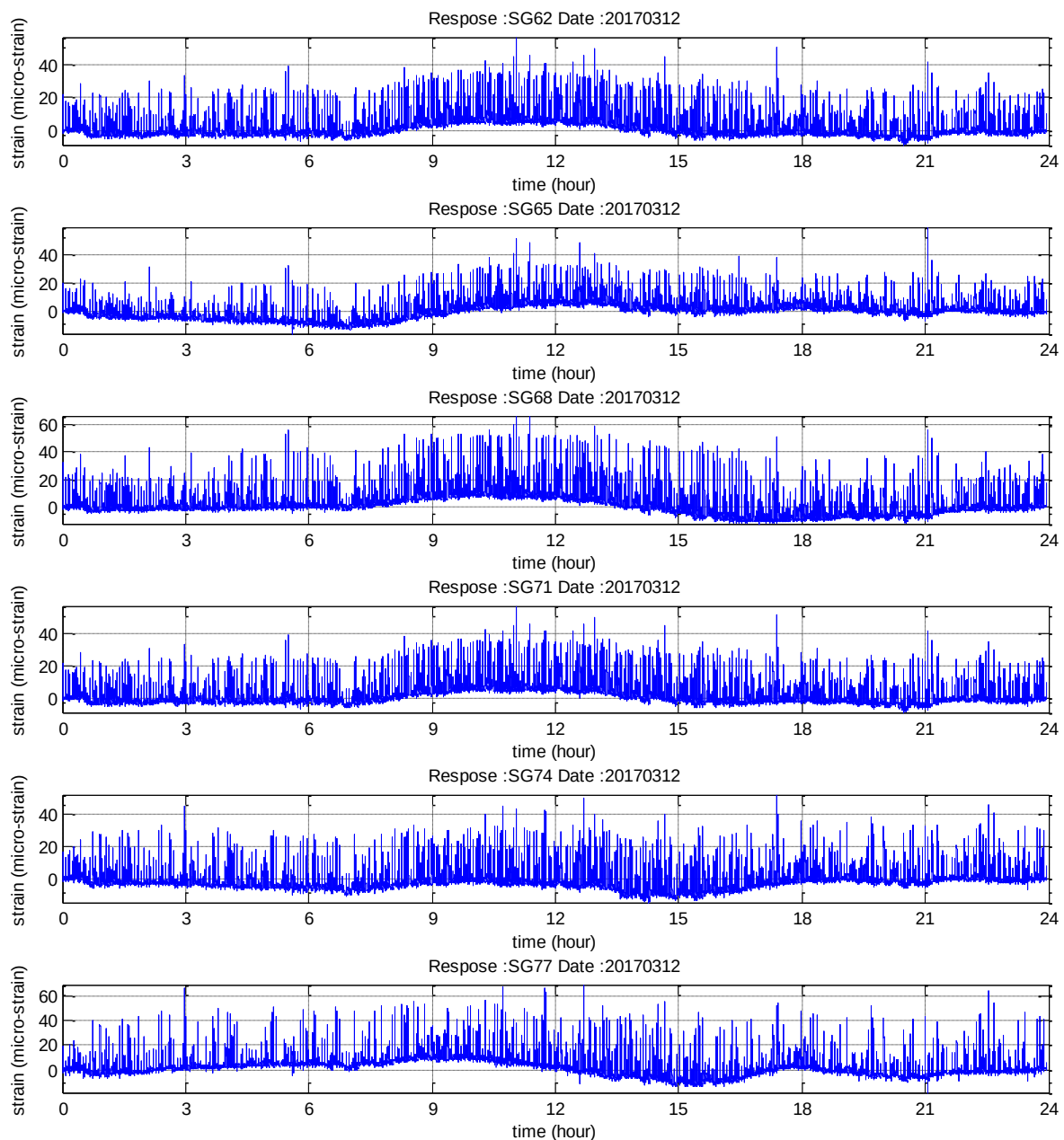


รูปที่ 3.5-23 สัดส่วนประเภทถนนบรรทุกที่วิ่งบนสะพานเดชาติวงศ์ 2 (รวม 20 วัน)

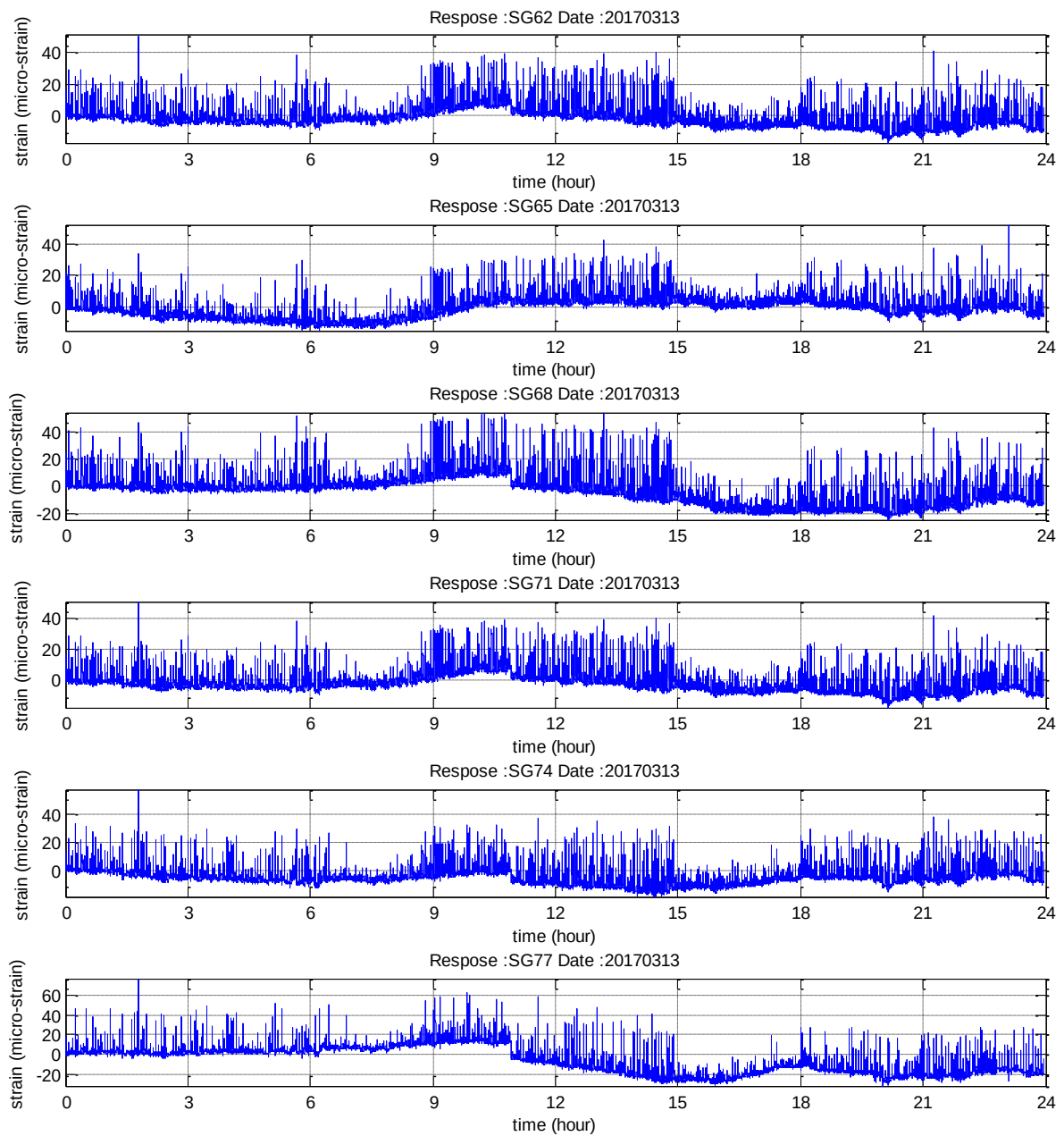
3.6 ผลการตรวจวัดสะพานเดชาติวงศ์ 3

3.6.1. การตรวจวัดค่าความเครียด

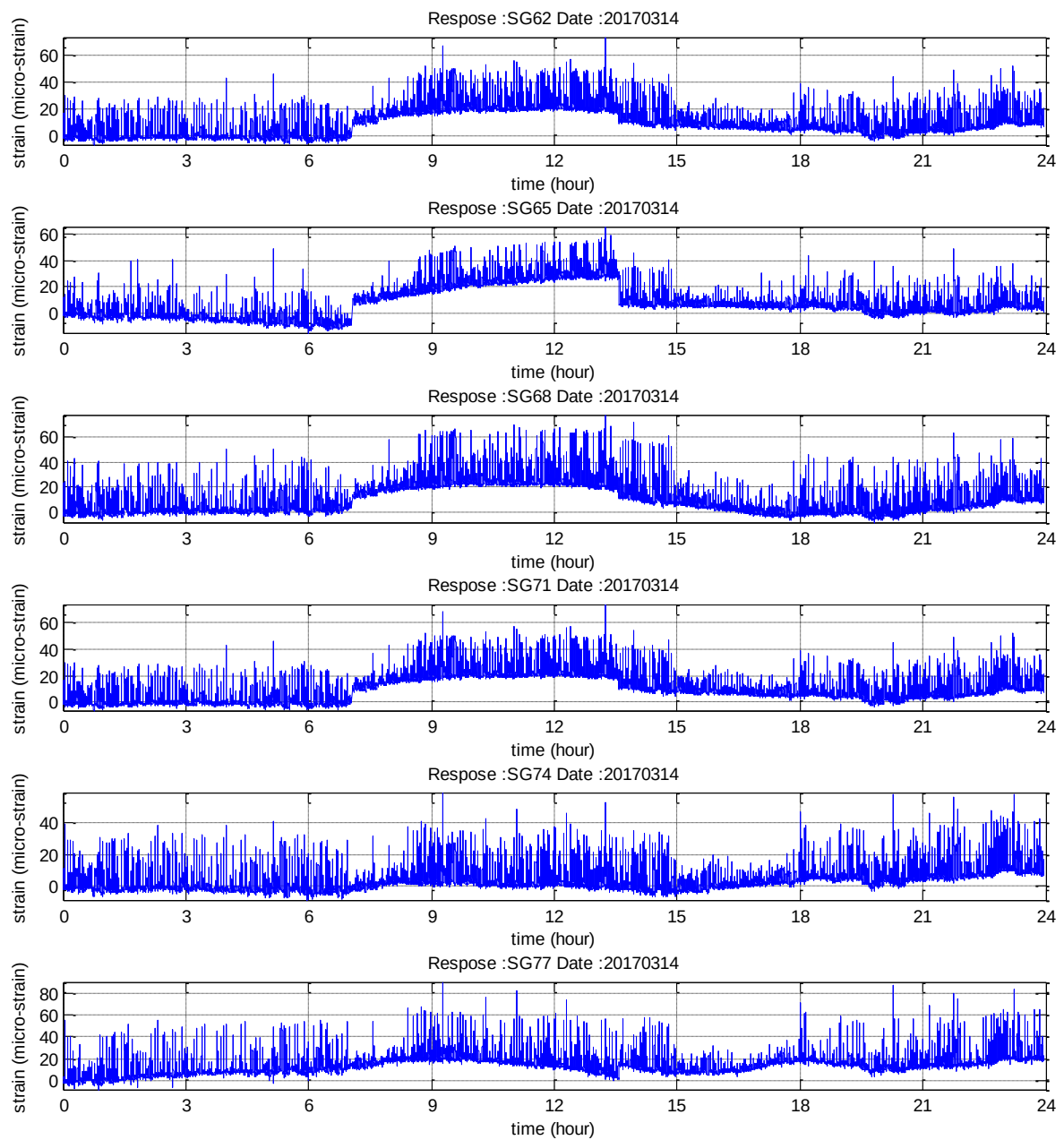
การตรวจวัดความเครียดของโครงสร้างสะพานเดชาติวงศ์ 3 มีจำนวนรวมทั้งสิ้น 84 ตำแหน่ง และเก็บข้อมูลต่อเนื่องรวม 20 วัน (12-31 มีนาคม 2560) ผลการตรวจวัดความเครียดของอุปกรณ์ทั้งหมดได้แสดงไว้ในเอกสารอิเล็กทรอนิกส์ โดย รูปที่ 3.6-1 ถึงรูปที่ 3.6-20 แสดงตัวอย่างการตรวจวัดความเครียดของ Strain Gauge หมายเลข SG-62, SG-65, SG-68, SG-71, SG-74 และ SG-77 ตามลำดับ ซึ่งติดตั้งที่ด้านล่างบริเวณกึ่งกลาง (L/2) ของคานช่วงแขวน 40 เมตร โดยความเครียดที่เกิดขึ้นในแต่ละยอดจะหมายถึง ณ ขณะนั้น มีรถบรรทุกกระทำต่อสะพาน แต่จะยังไม่ทราบประเภทและน้ำหนักของรถบรรทุกนั้น



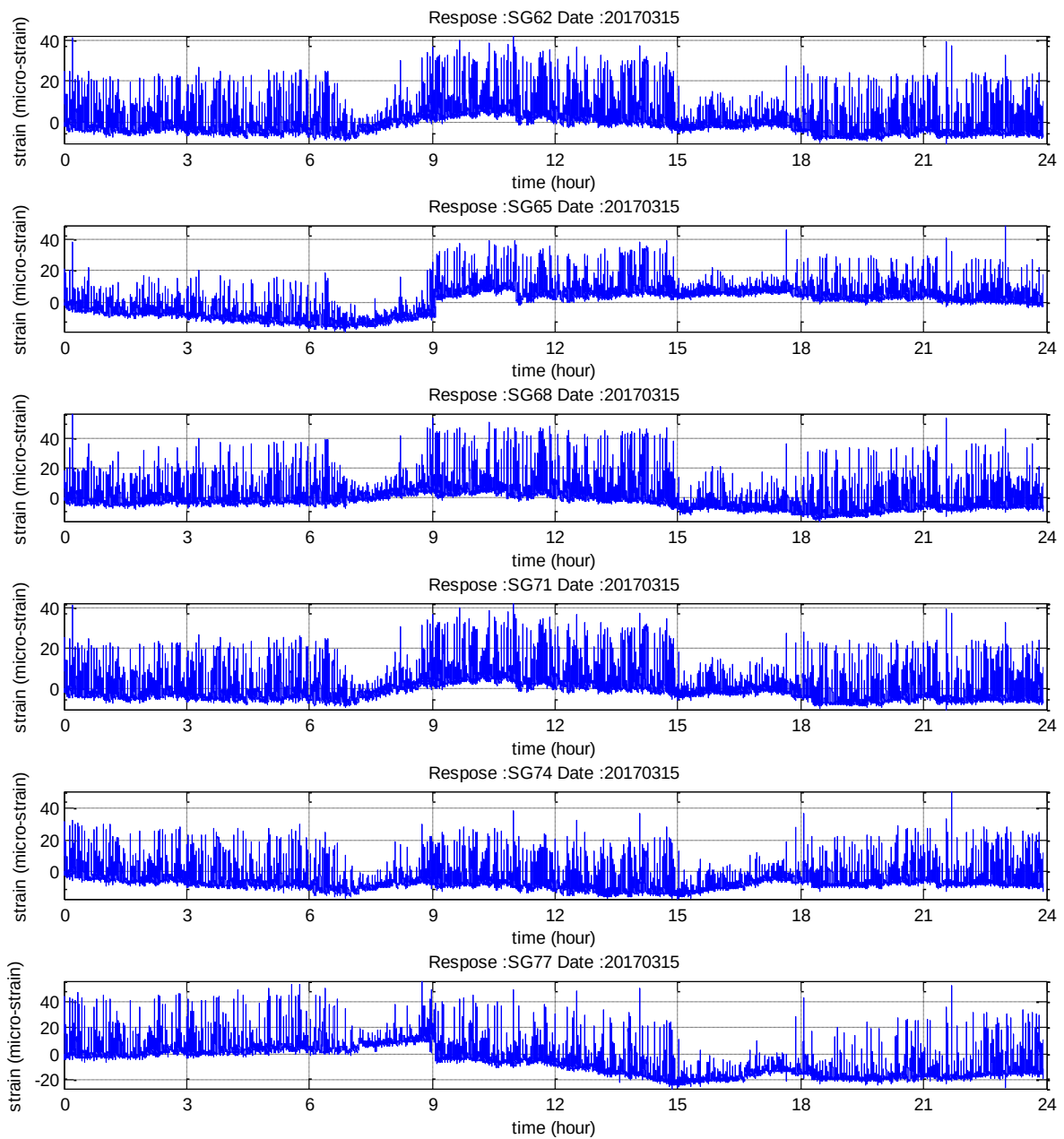
รูปที่ 3.6-1 ตัวอย่างข้อมูลความเครียด SG-62, SG-65, SG-68, SG-71, SG-74 และ SG-77 วันที่ 12/03/2560



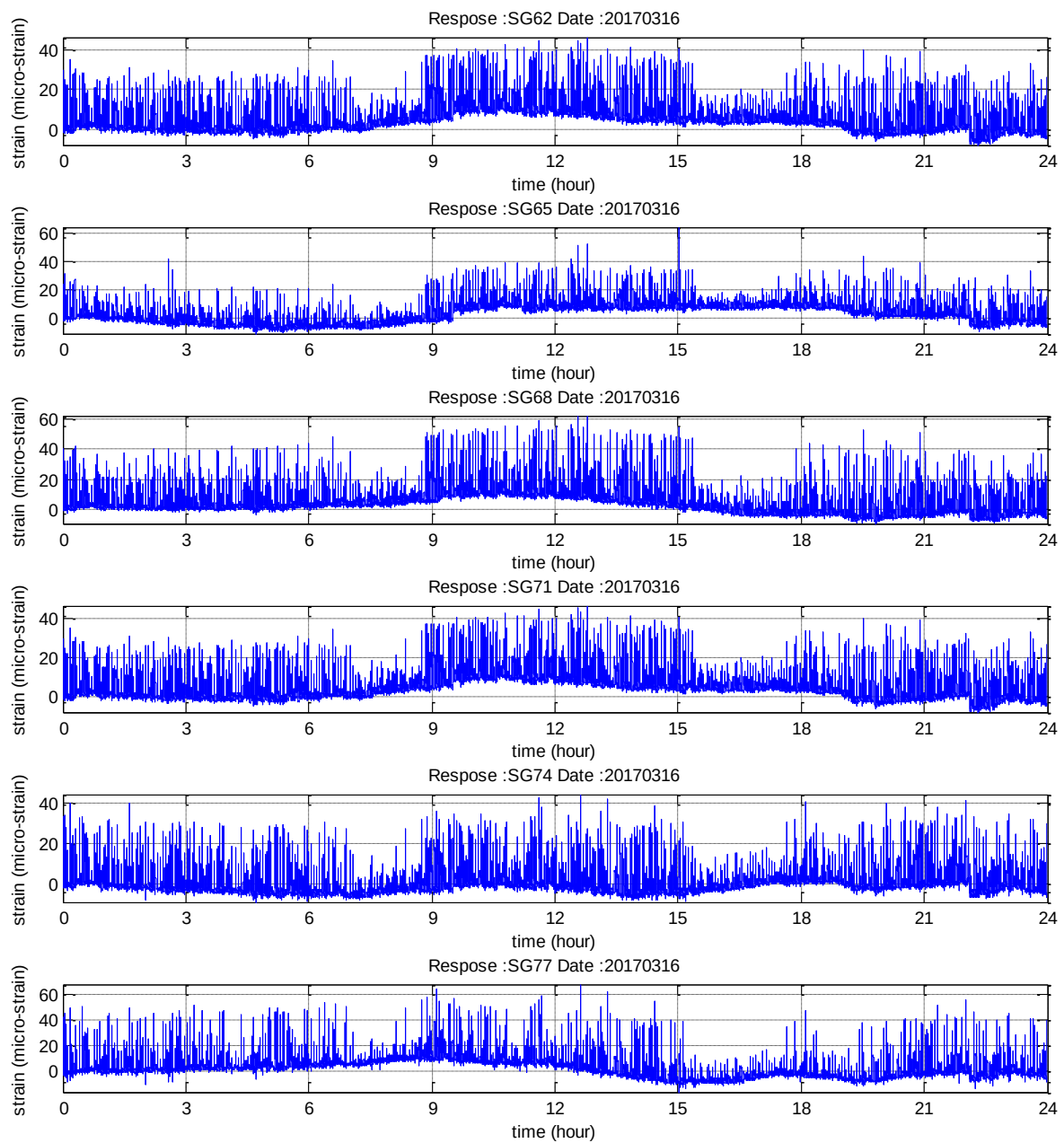
รูปที่ 3.6-2 ตัวอย่างข้อมูลความเครียด SG-62, SG-65, SG-68, SG-71, SG-74 และ SG-77 วันที่ 13/03/2560



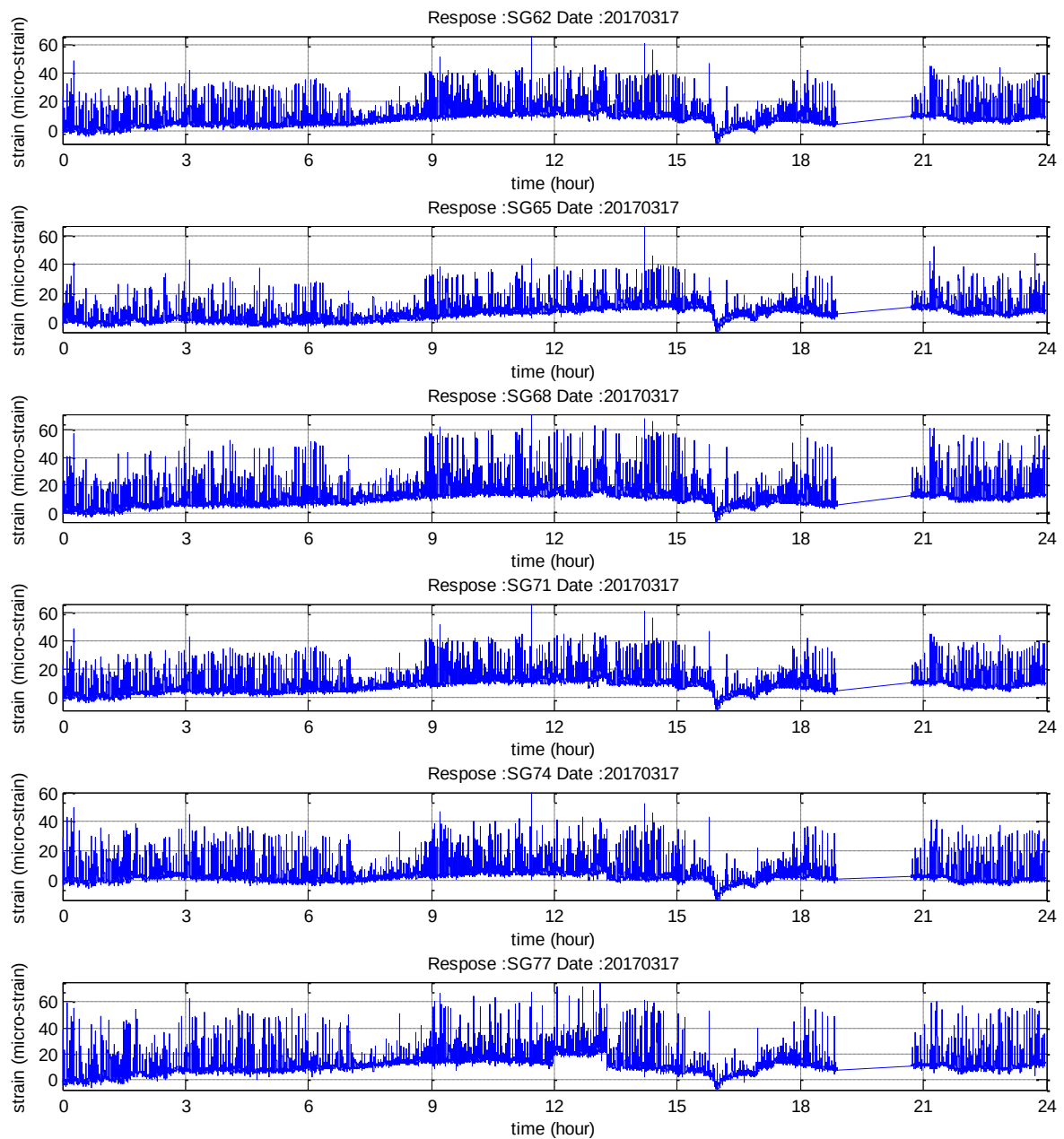
รูปที่ 3.6-3 ตัวอย่างข้อมูลความเครียด SG-62, SG-65, SG-68, SG-71, SG-74 และ SG-77 วันที่ 14/03/2560



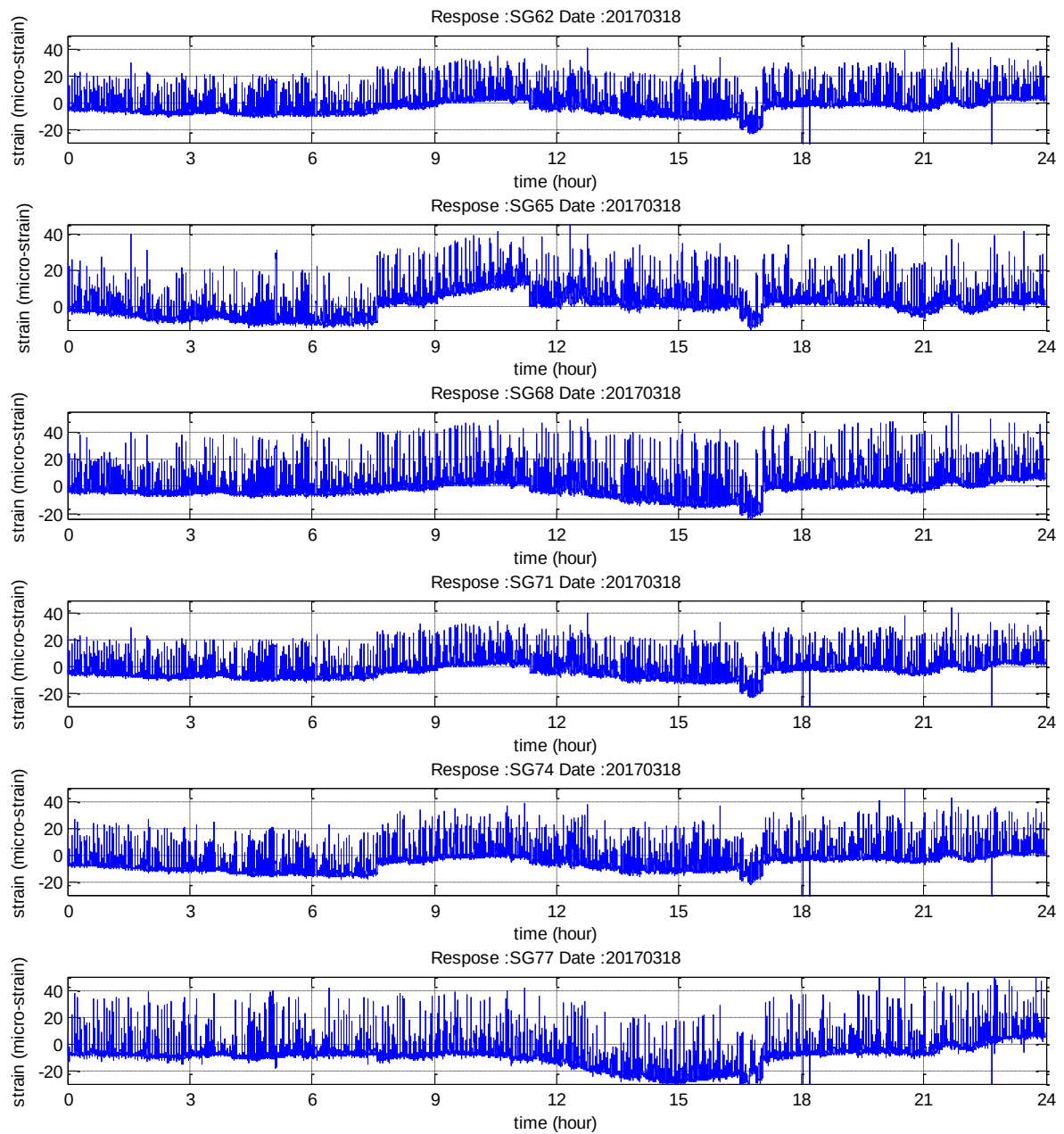
รูปที่ 3.6-4 ตัวอย่างข้อมูลความเครียด SG-62, SG-65, SG-68, SG-71, SG-74 และ SG-77 วันที่ 15/03/2560



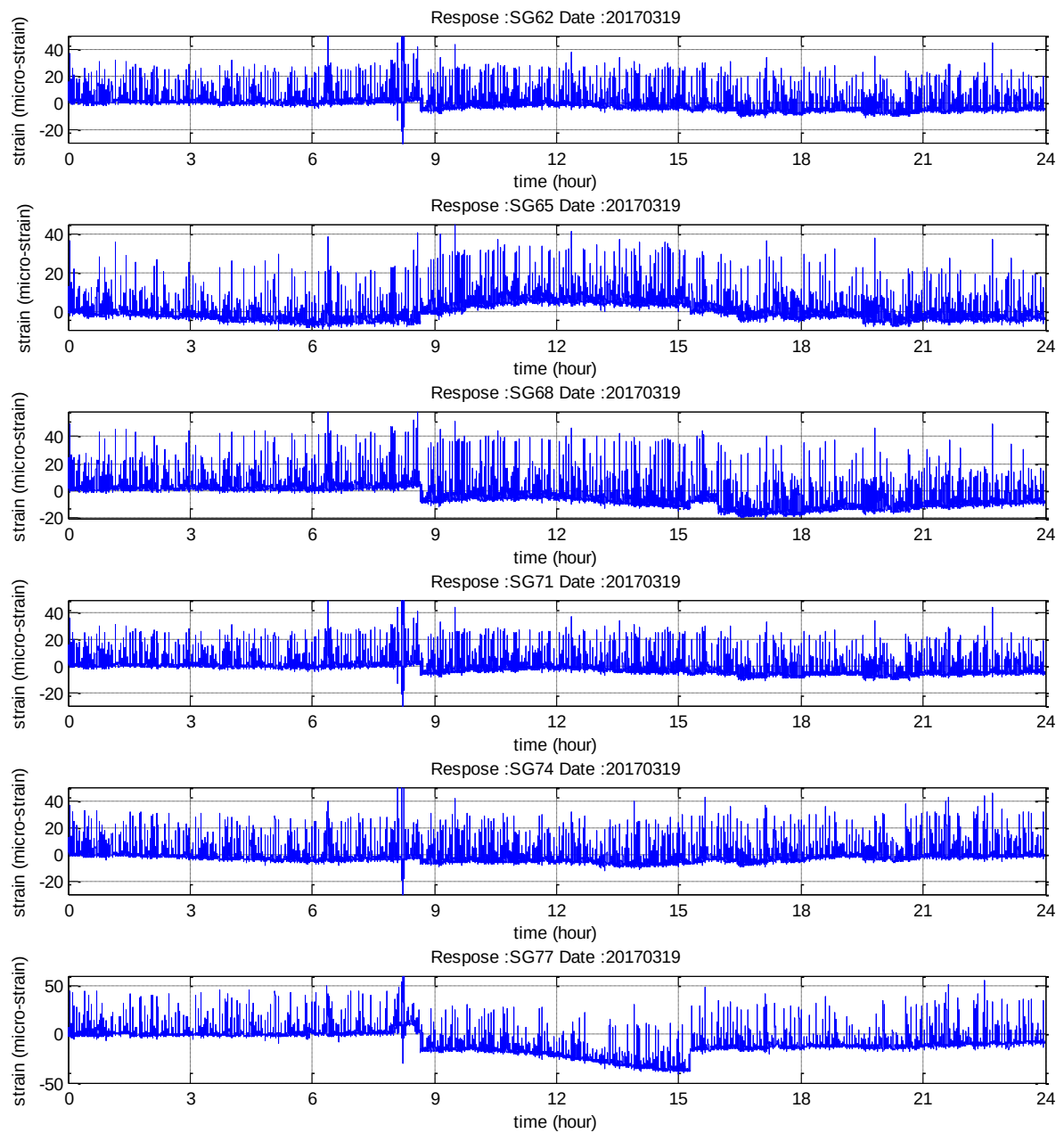
รูปที่ 3.6-5 ตัวอย่างข้อมูลความเครียด SG-62, SG-65, SG-68, SG-71, SG-74 และ SG-77 วันที่ 16/03/2560



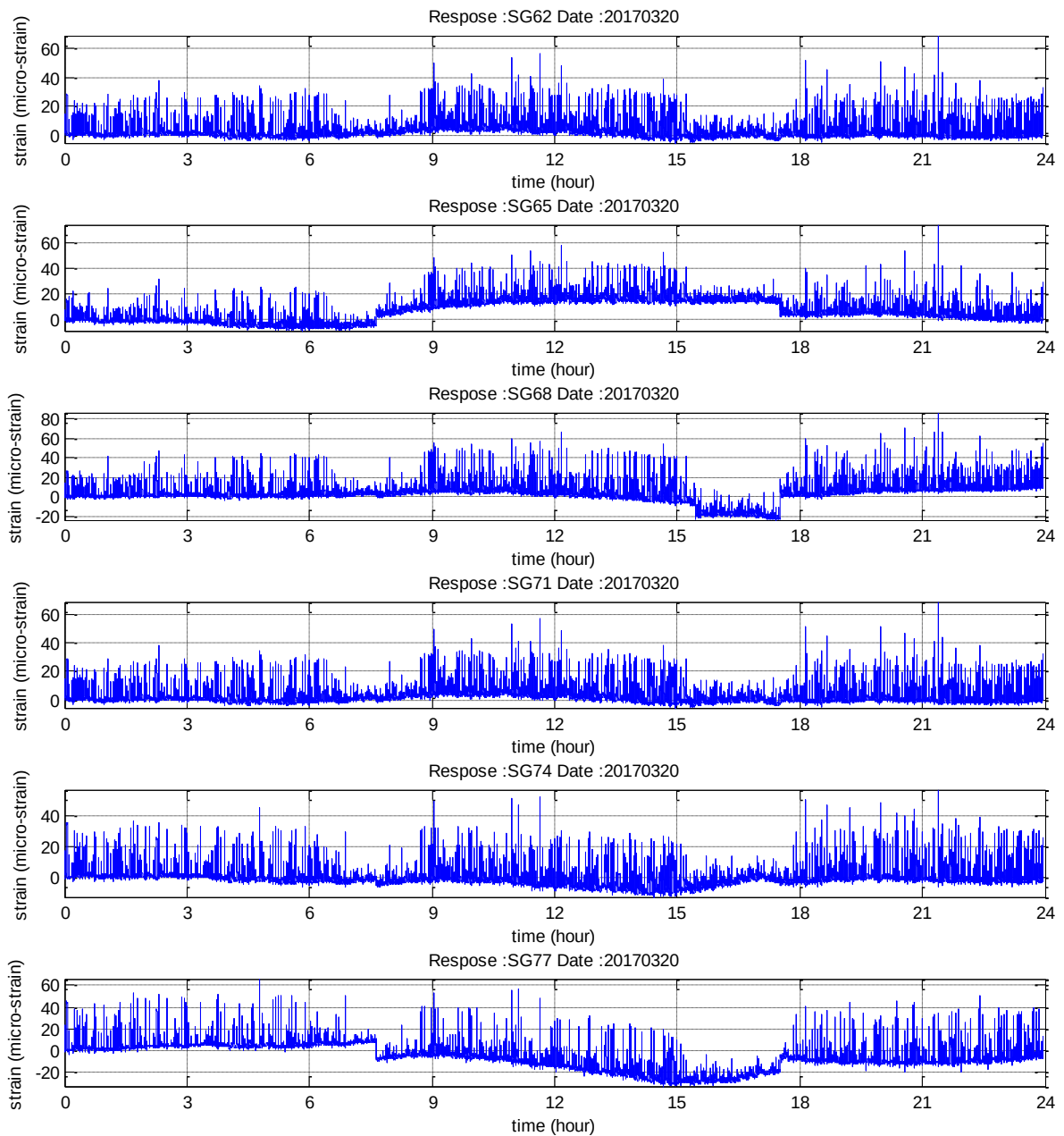
รูปที่ 3.6-6 ตัวอย่างข้อมูลความเครียด SG-62, SG-65, SG-68, SG-71, SG-74 และ SG-77 วันที่ 17/03/2560



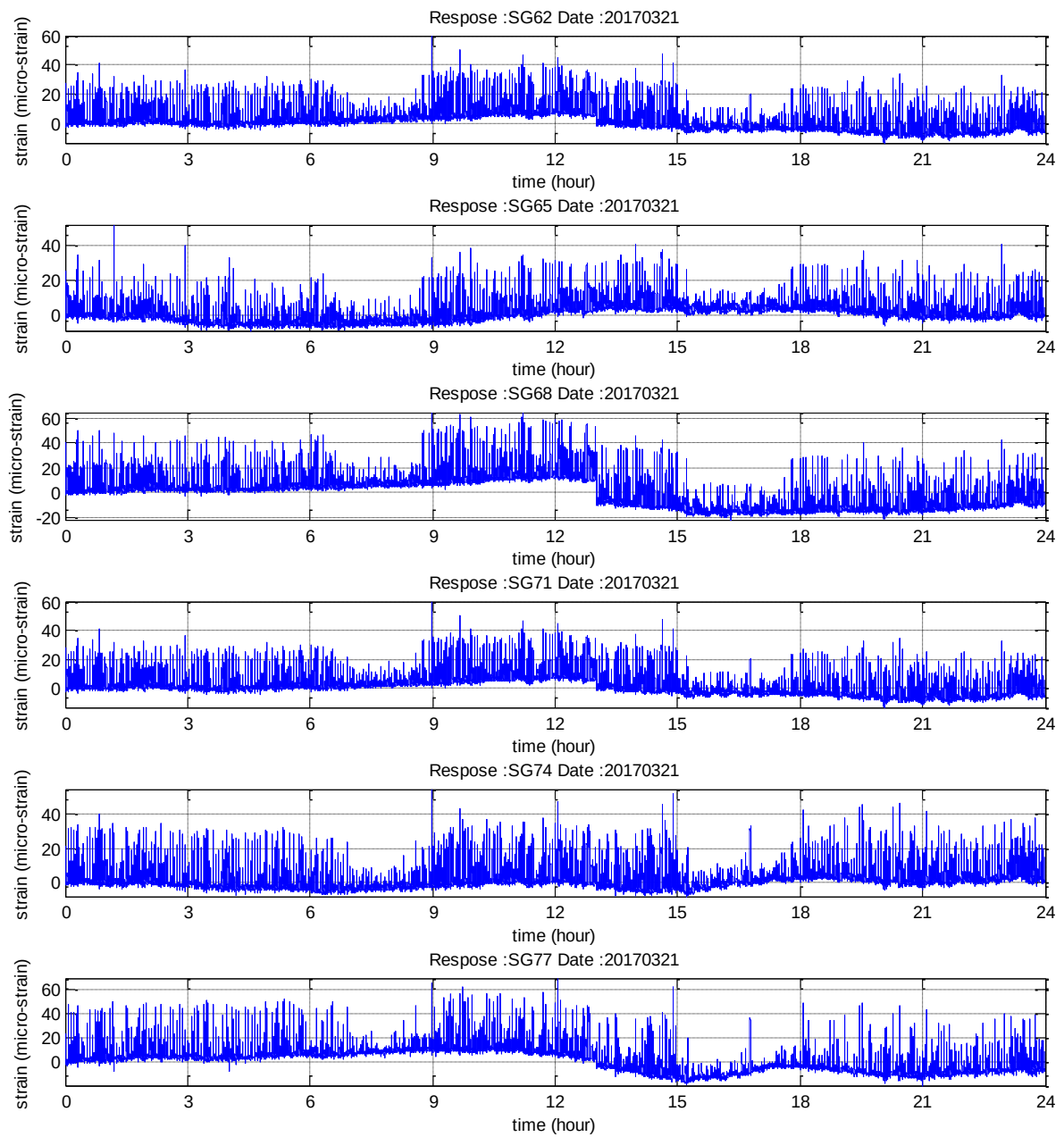
รูปที่ 3.6-7 ตัวอย่างข้อมูลความเครียด SG-62, SG-65, SG-68, SG-71, SG-74 และ SG-77 วันที่ 18/03/2560



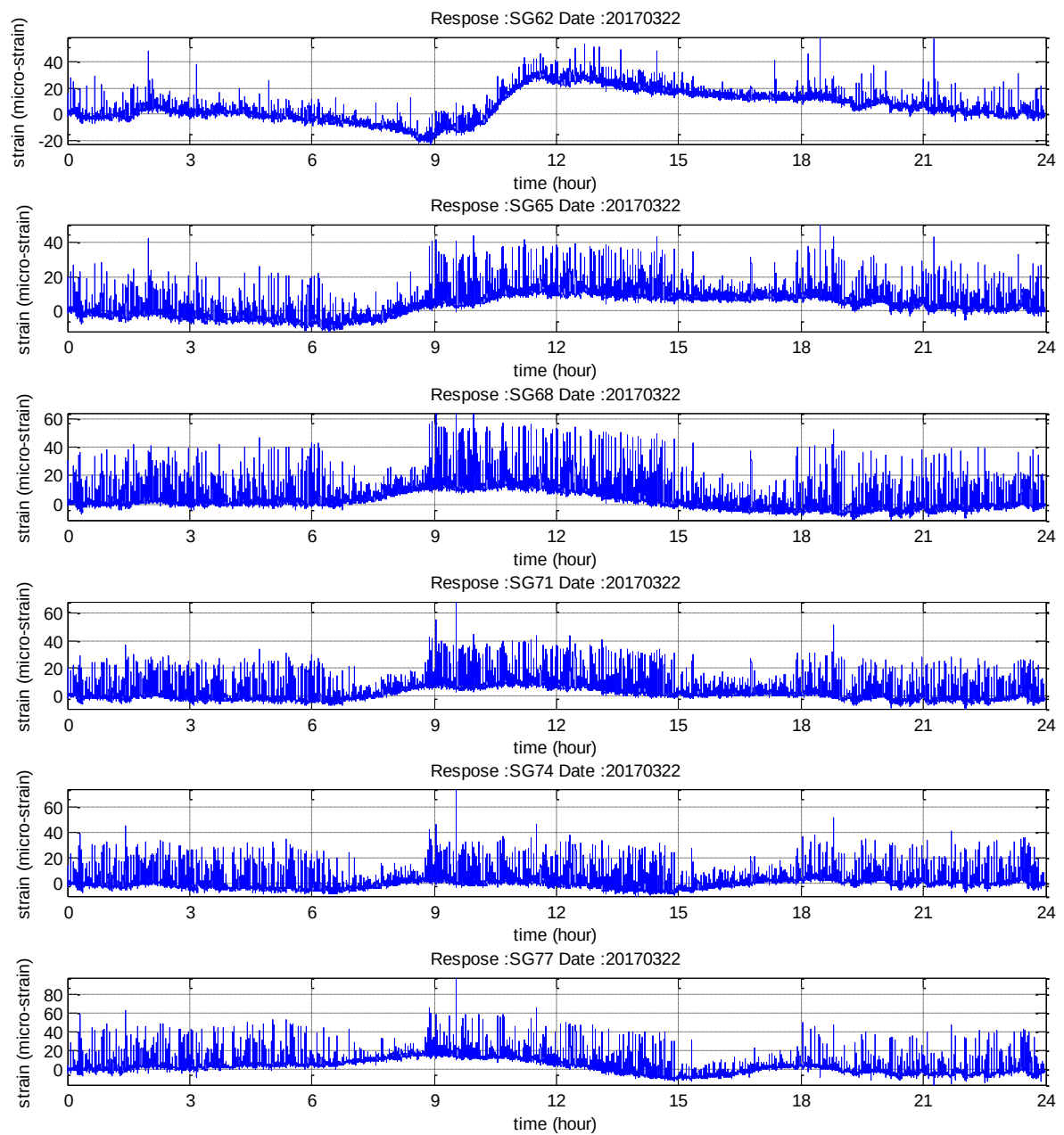
รูปที่ 3.6-8 ตัวอย่างข้อมูลความเครียด SG-62, SG-65, SG-68, SG-71, SG-74 และ SG-77 วันที่ 19/03/2560



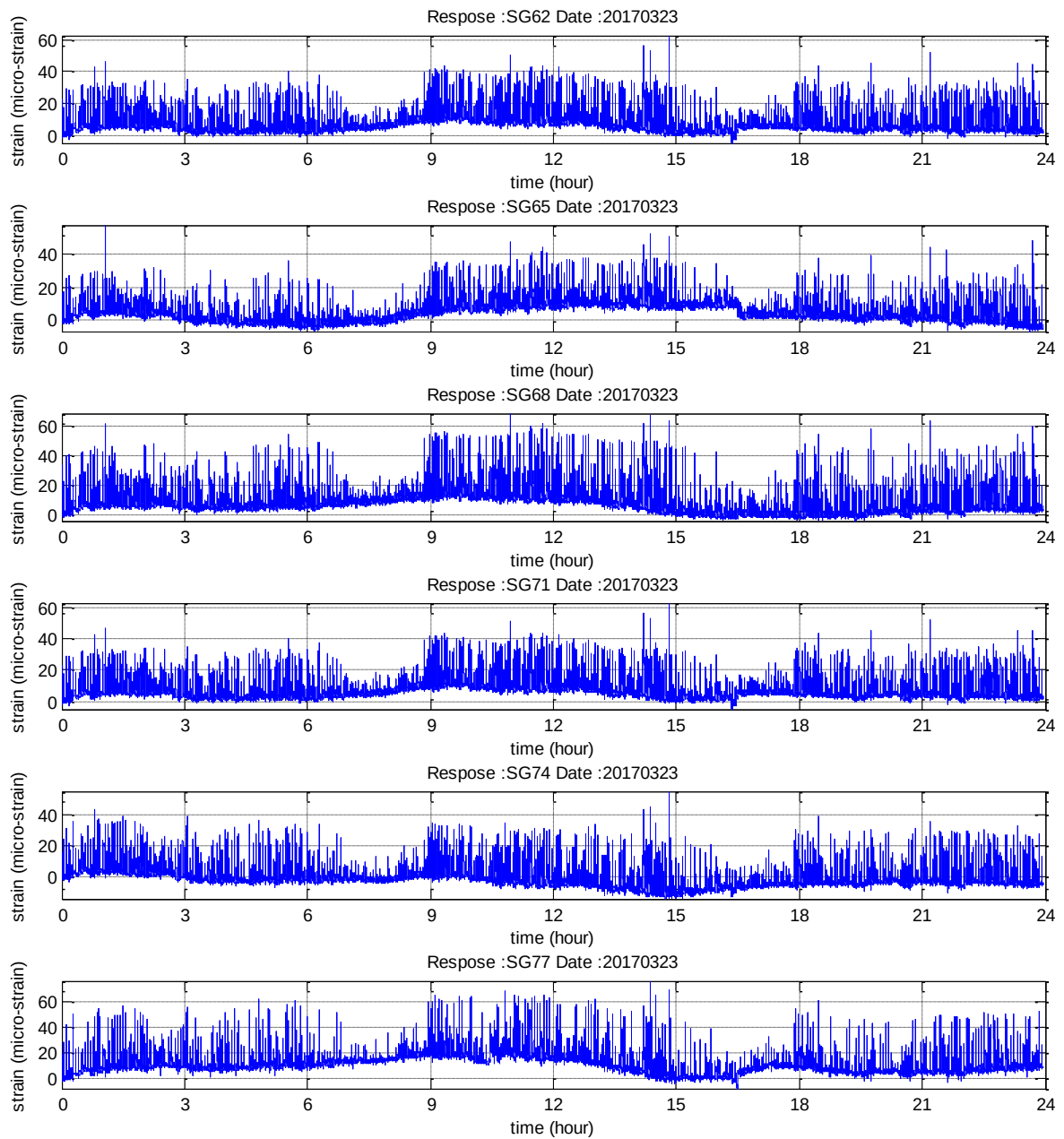
รูปที่ 3.6-9 ตัวอย่างข้อมูลความเครียด SG-62, SG-65, SG-68, SG-71, SG-74 และ SG-77 วันที่ 20/03/2560



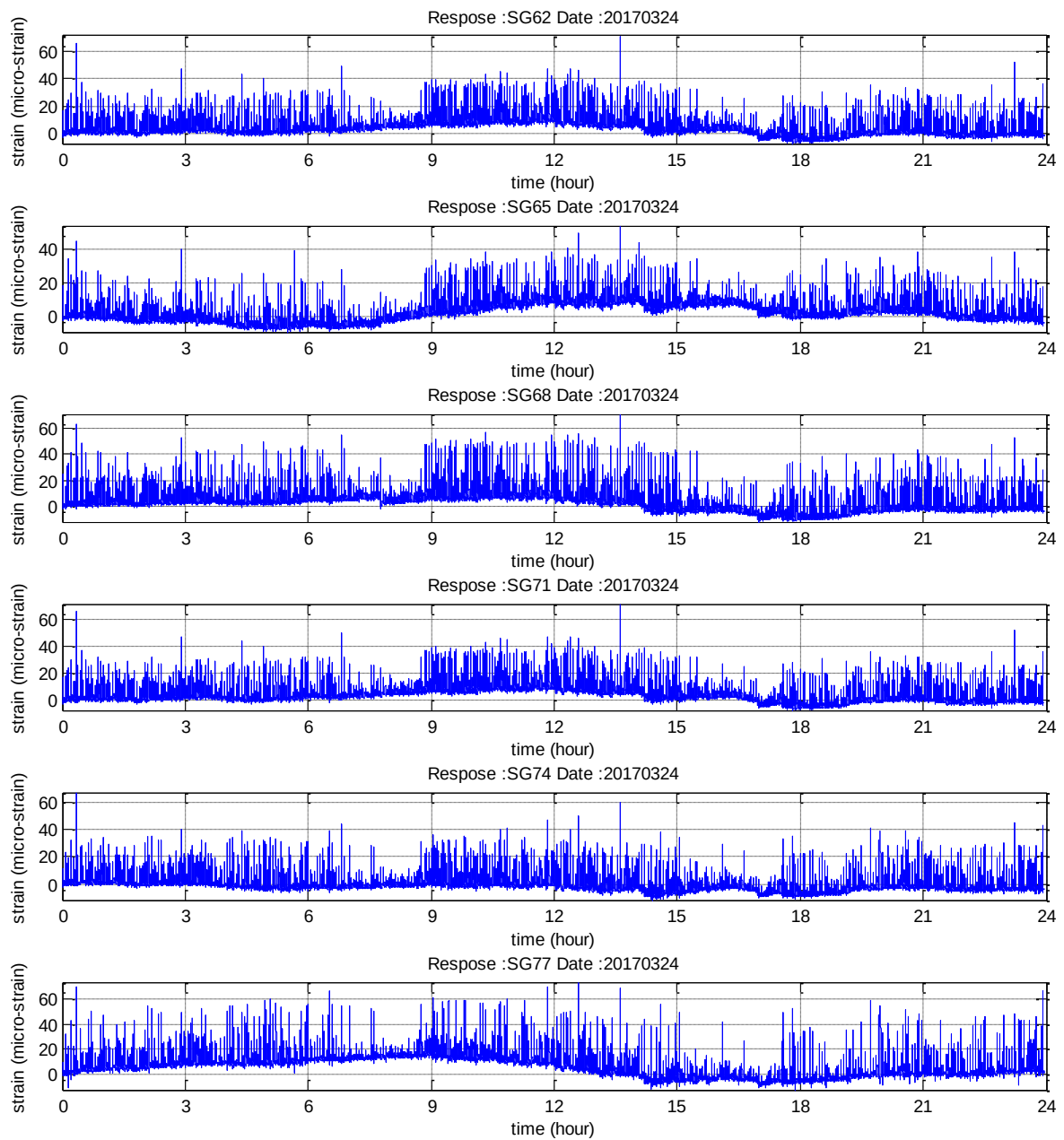
รูปที่ 3.6-10 ตัวอย่างข้อมูลความเครียด SG-62, SG-65, SG-68, SG-71, SG-74 และ SG-77 วันที่ 21/03/2560



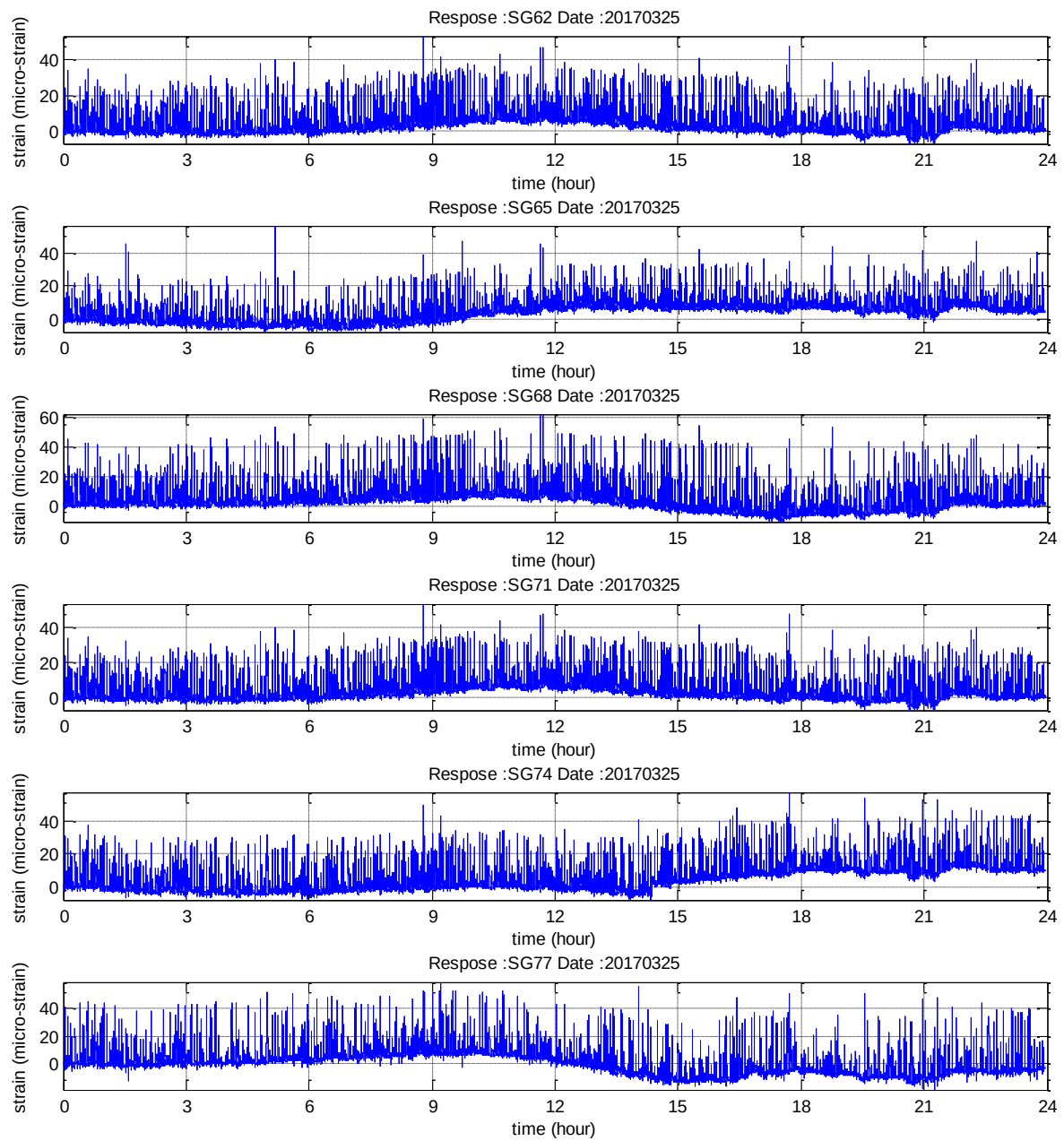
รูปที่ 3.6-11 ตัวอย่างข้อมูลความเครียด SG-62, SG-65, SG-68, SG-71, SG-74 และ SG-77 วันที่ 22/03/2560



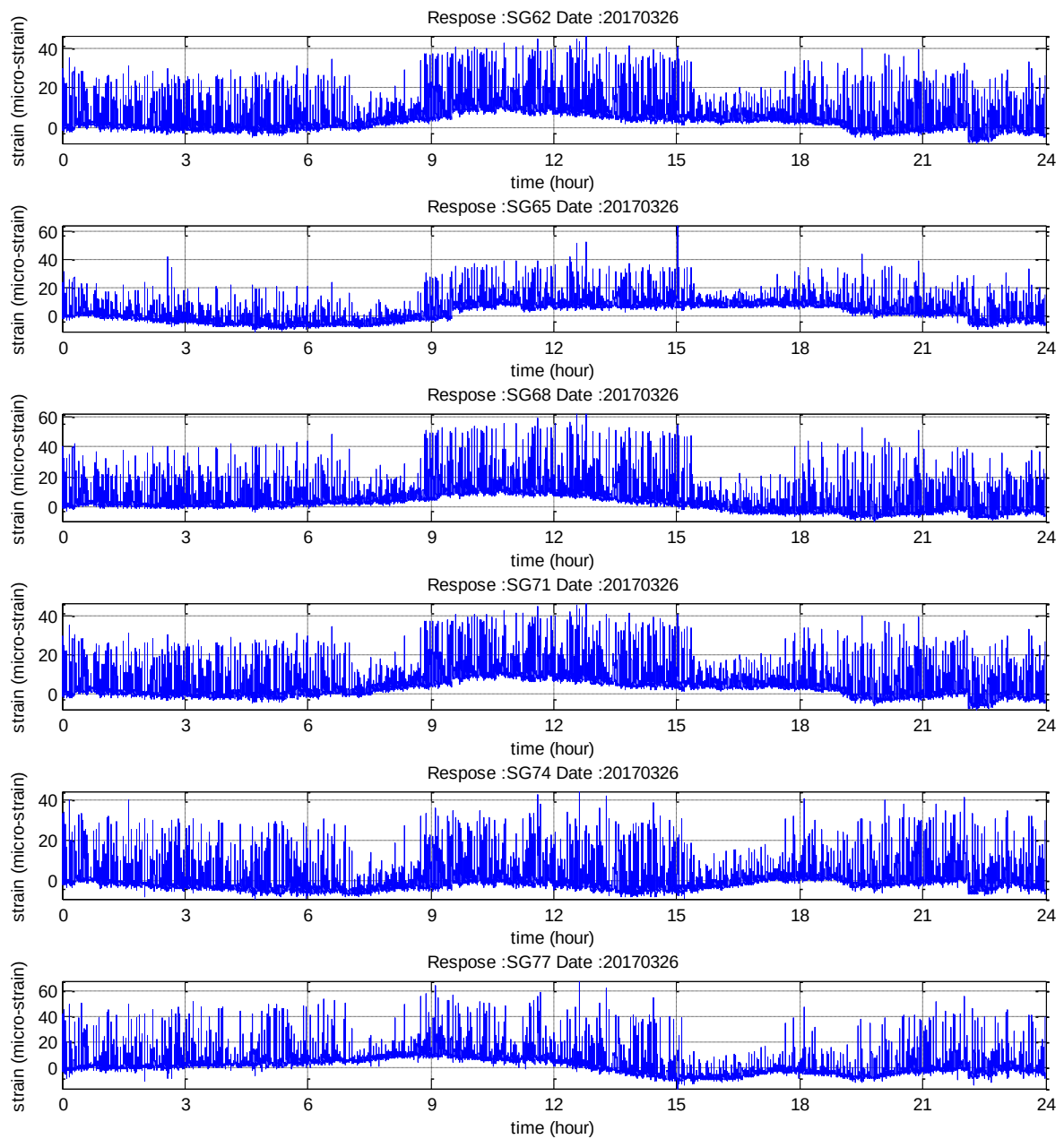
รูปที่ 3.6-12 ตัวอย่างข้อมูลความเครียด SG-62, SG-65, SG-68, SG-71, SG-74 และ SG-77 วันที่ 23/03/2560



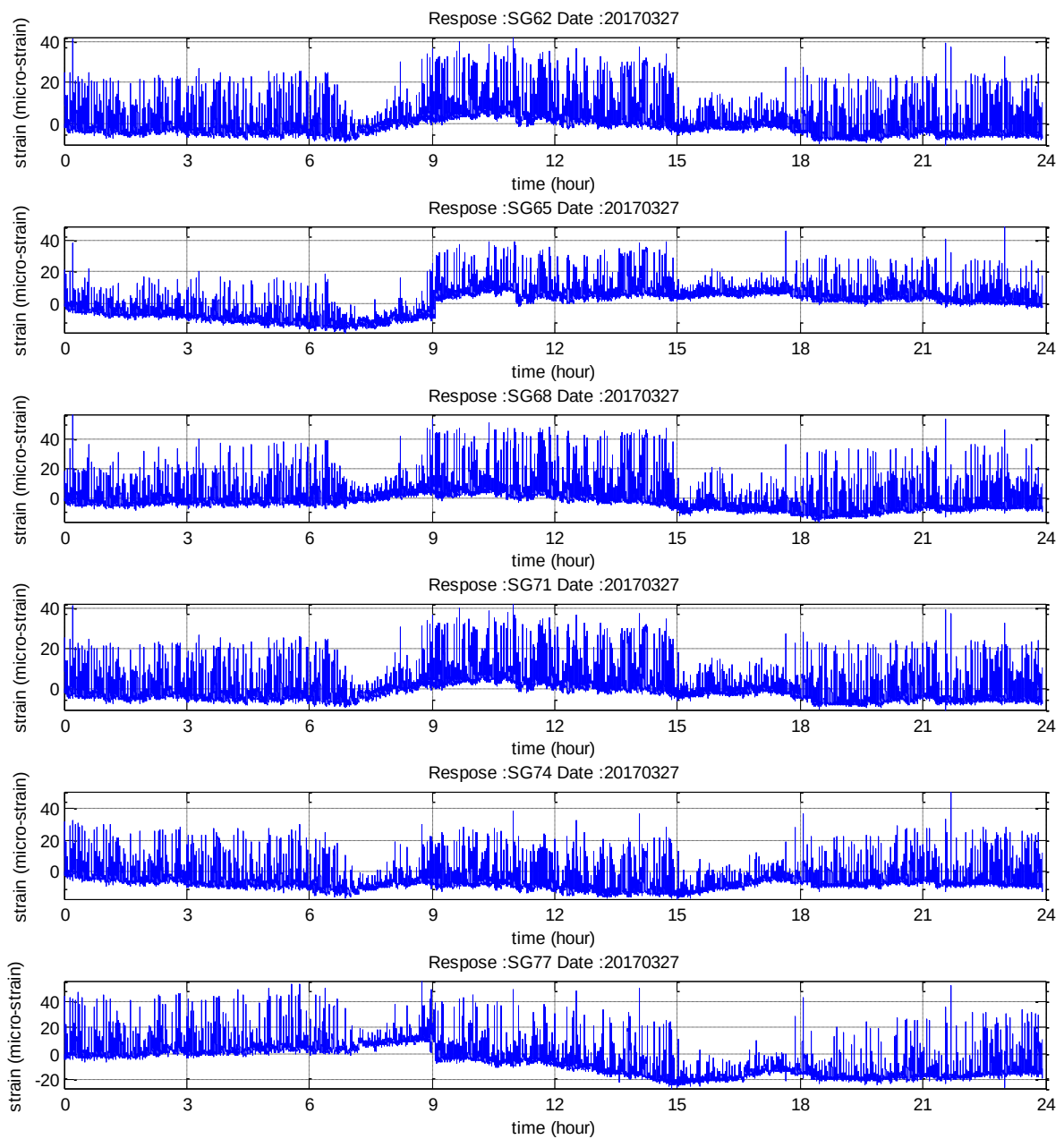
รูปที่ 3.6-13 ตัวอย่างข้อมูลความเครียด SG-62, SG-65, SG-68, SG-71, SG-74 และ SG-77 วันที่ 24/03/2560



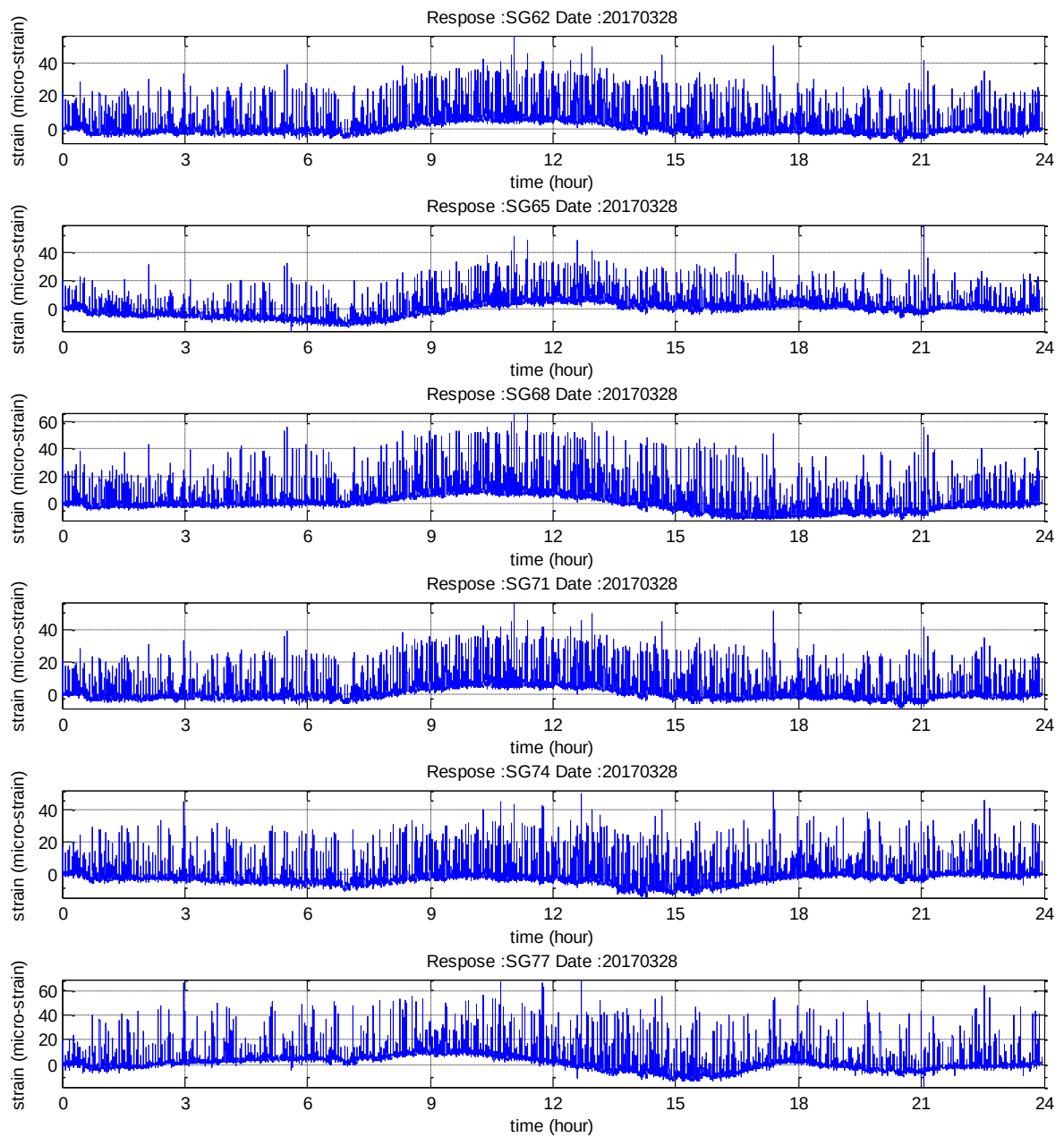
รูปที่ 3.6-14 ตัวอย่างข้อมูลความเครียด SG-62, SG-65, SG-68, SG-71, SG-74 และ SG-77 วันที่ 25/03/2560



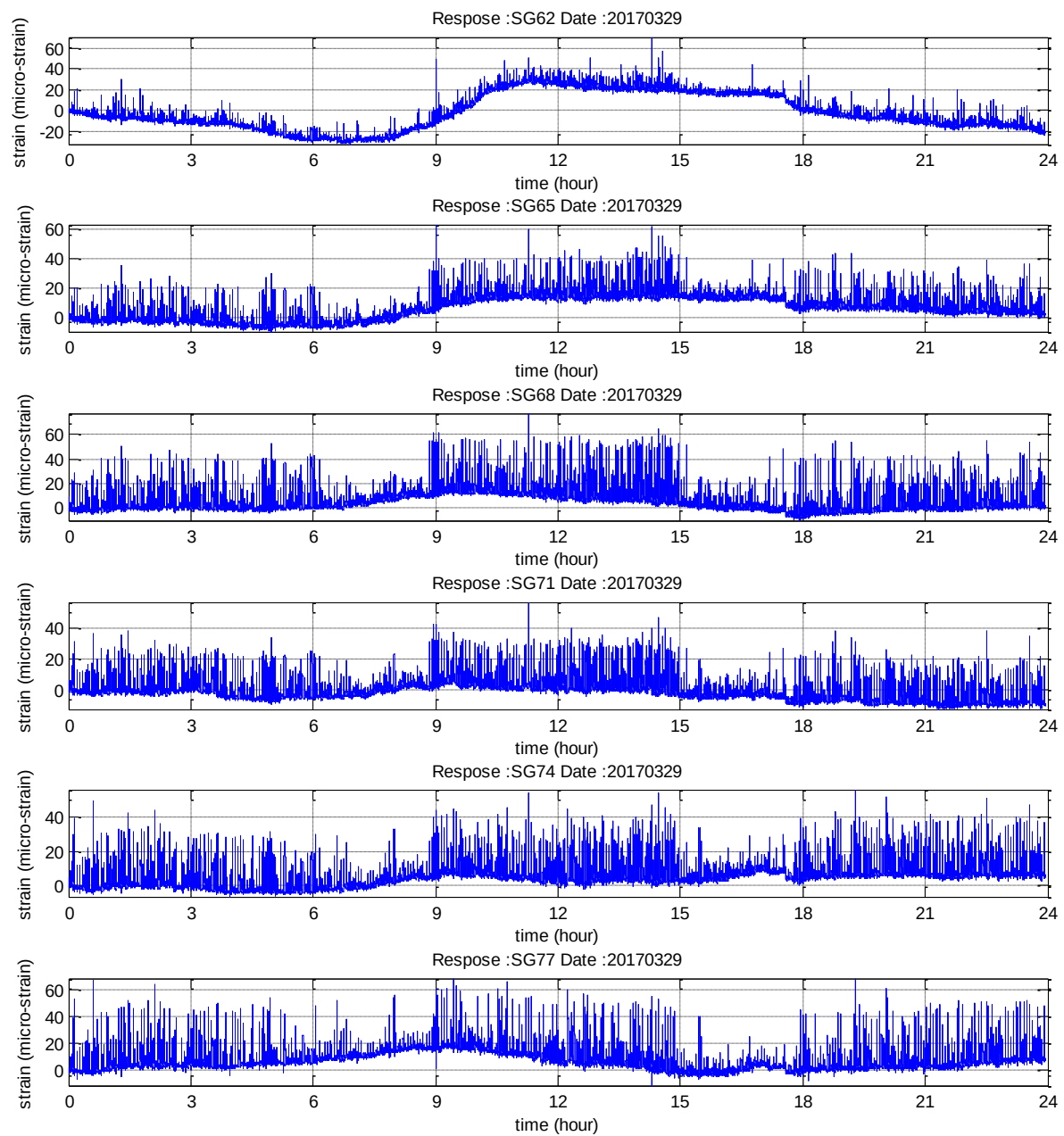
รูปที่ 3.6-15 ตัวอย่างข้อมูลความเครียด SG-62, SG-65, SG-68, SG-71, SG-74 และ SG-77 วันที่ 26/03/2560



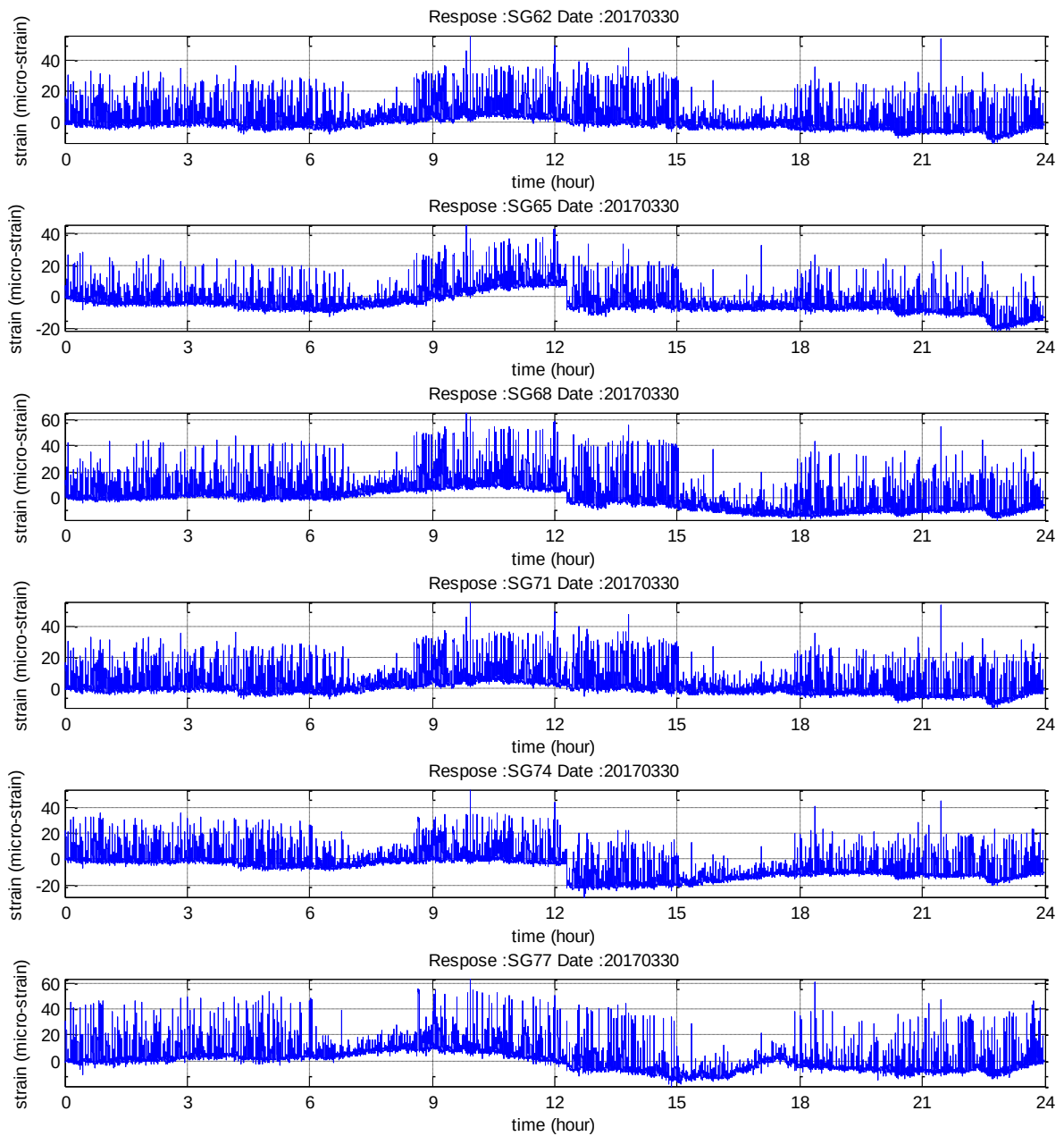
รูปที่ 3.6-16 ตัวอย่างข้อมูลความเครียด SG-62, SG-65, SG-68, SG-71, SG-74 และ SG-77 วันที่ 27/03/2560



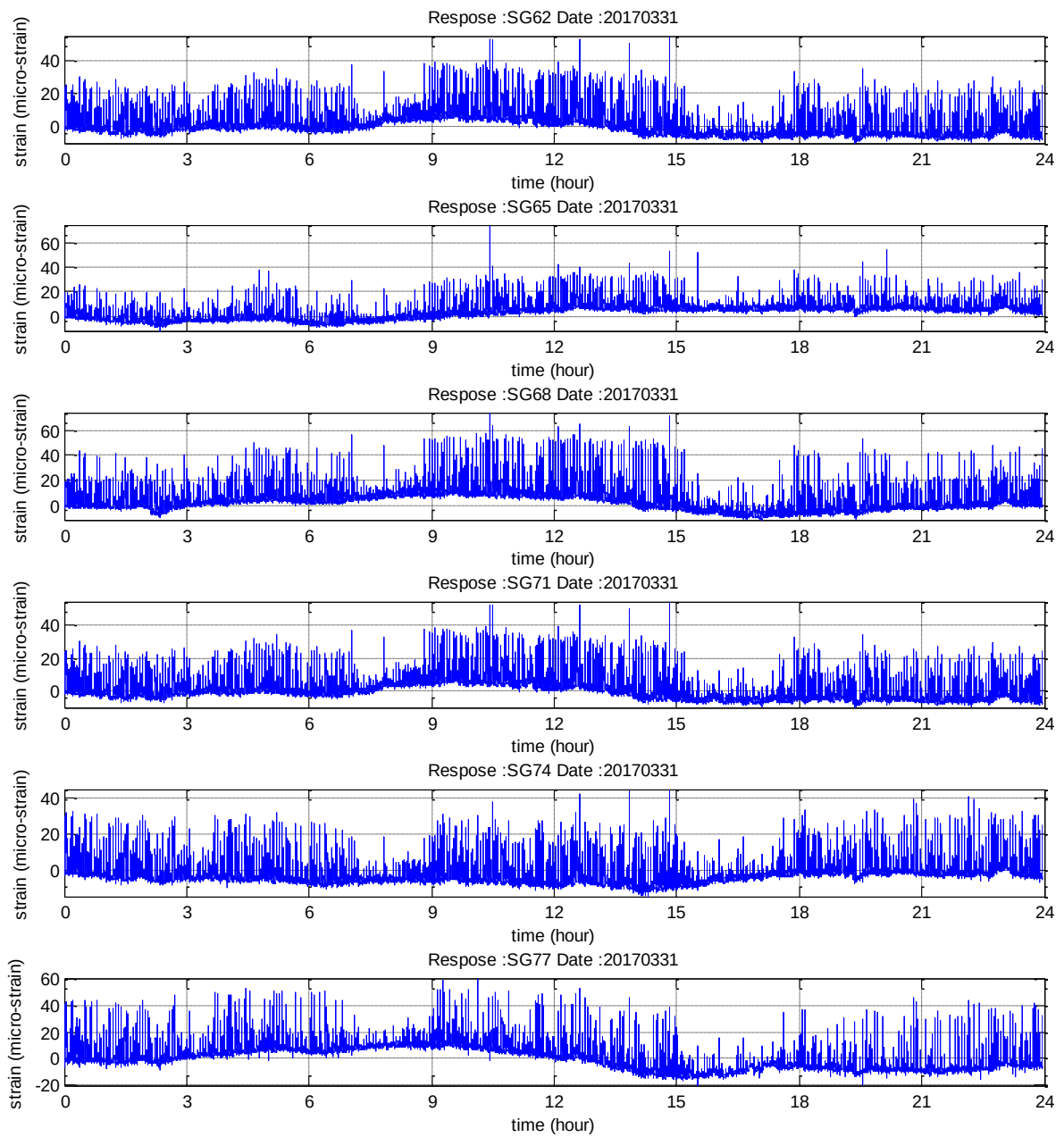
รูปที่ 3.6-17 ตัวอย่างข้อมูลความเครียด SG-62, SG-65, SG-68, SG-71, SG-74 และ SG-77 วันที่ 28/03/2560



รูปที่ 3.6-18 ตัวอย่างข้อมูลความเครียด SG-62, SG-65, SG-68, SG-71, SG-74 และ SG-77 วันที่ 29/03/2560



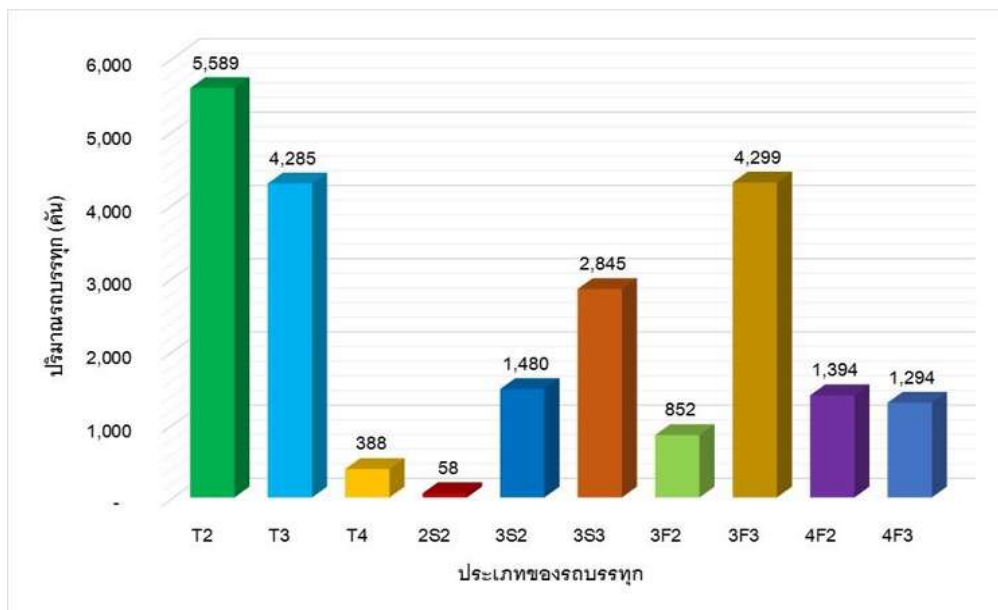
รูปที่ 3.6-19 ตัวอย่างข้อมูลความเครียด SG-62, SG-65, SG-68, SG-71, SG-74 และ SG-77 วันที่ 30/03/2560



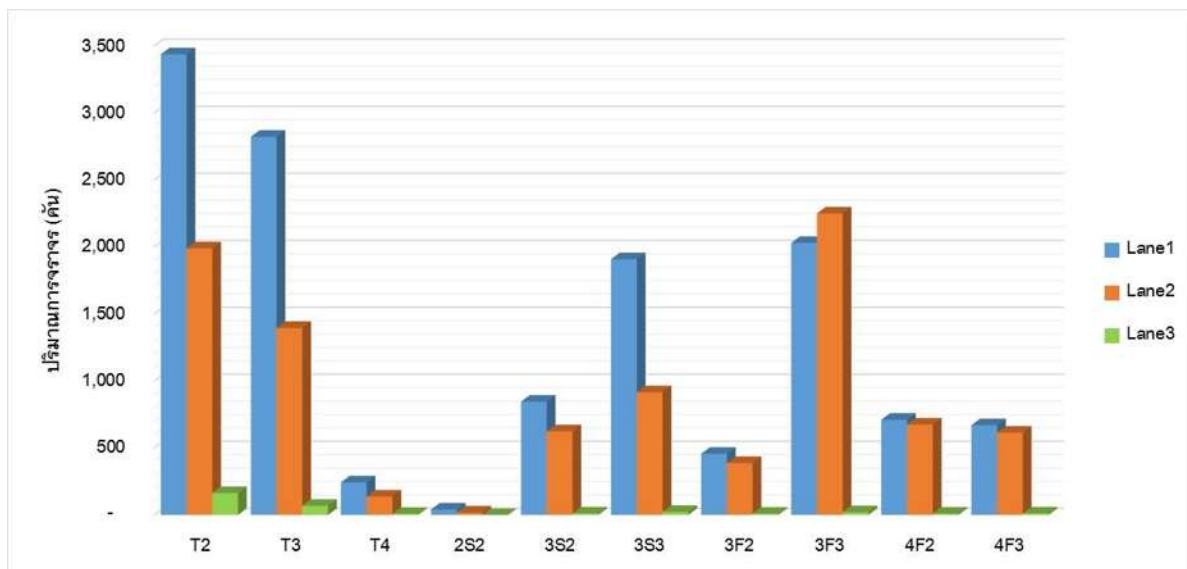
รูปที่ 3.6-20 ตัวอย่างข้อมูลความเครียด SG-62, SG-65, SG-68, SG-71, SG-74 และ SG-77 วันที่ 31/03/2560

3.6.2. ปริมาณรถบรรทุก

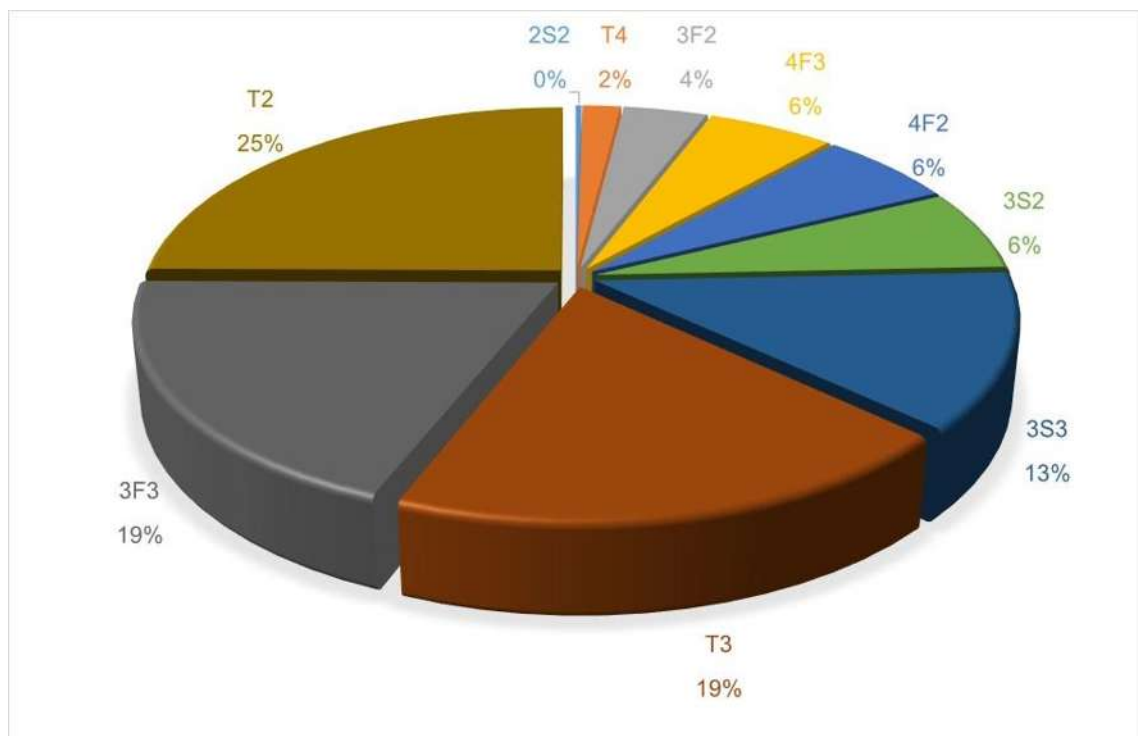
ในการตรวจวัดสะพาน ได้ติดตั้งกล้องวิดีโอแบบดิจิทัลเพื่อใช้บันทึกสภาพการจราจรบนสะพานเดชาติวงศ์ 3 เป็นระยะเวลา 20 วัน และนำข้อมูลที่ได้มานับปริมาณรถ จำแนกตามประเภทรถบรรทุก และจำแนกตามช่องจราจร (ช่องจราจรที่ 1, 2 และ 3) ดังแสดงในรูปที่ 3.6-21 ถึง รูปที่ 3.6-23 ผลการตรวจนับพบว่าปริมาณรถบรรทุกที่วิ่งตลอดระยะเวลา 20 วัน มีจำนวนรวมทั้งสิ้น 22,484 คัน หรือคิดเป็นค่าเฉลี่ย 1,124 คันต่อวัน และมีสัดส่วนปริมาณรถบรรทุกที่วิ่งในช่องจราจรที่ 1, 2 และ 3 คิดเป็นร้อยละ 59, 40 และ 1 ตามลำดับ สำหรับรายละเอียดผลการตรวจนับปริมาณรถบรรทุกของสะพานเดชาติวงศ์ 3 แสดงอยู่ในเอกสารอิเล็กทรอนิกส์



รูปที่ 3.6-21 ปริมาณรถบรรทุกแยกตามประเภทบนสะพานเดชาติวงศ์ 3 (รวม 20 วัน)



รูปที่ 3.6-22 ปริมาณรถบรรทุกแยกตามประเภทและแยกตามช่องจราจรบนสะพานเดชาติวงศ์ 3 (รวม 20 วัน)



รูปที่ 3.6-23 สัดส่วนประเภทบรรทุกบนสะพานเดชาติวงศ์ 3 (รวม 20 วัน)

3.7 สรุปผลการตรวจวัดสะพานเดชาติวงศ์ 2 และสะพานเดชาติวงศ์ 3

จากการวิเคราะห์ข้อมูลรถบรรทุกที่วิ่งบนสะพานเดชาติวงศ์ 2 และสะพานเดชาติวงศ์ 3 พบว่า สะพานเดชาติวงศ์ 3 มีปริมาณรถบรรทุกเฉลี่ย 1,124 คัน/วัน สูงกว่า สะพานเดชาติวงศ์ 2 ที่มีปริมาณรถบรรทุกเฉลี่ย 1,080 คัน/วัน เพียงเล็กน้อย สะพานเดชาติวงศ์ 3 มีสัดส่วนประเภทรถบรรทุกหนักสูงกว่าสะพานเดชาติวงศ์ 2 เพียงเล็กน้อย อย่างไรก็ตาม สะพานเดชาติวงศ์ 3 มีสัดส่วนรถบรรทุกที่วิ่งในช่องจราจรที่ 2 มากถึง 44 % สูงกว่า สะพานเดชาติวงศ์ 3 ที่มีเพียง 11 % ดังนั้นโอกาสที่รถบรรทุกจะวิ่งใน 2 ช่องจราจร หรือ 3 ช่องจราจร พร้อมกันบนสะพานเดชาติวงศ์ 3 จึงมีสูงกว่าสะพานเดชาติวงศ์ 2 นอกจากนี้ การจราจรบนสะพานเดชาติวงศ์ 3 ที่มีทิศมุ่งเข้าสู่ตัวเมือง และเมื่อลงสะพานไปไม่ไกลจะพบสัญญาณไฟจราจร ในช่วงเวลาเร่งด่วน พบว่าบางครั้งการจราจรมีการติดสะสมจนถึงช่วงสะพานที่ทอดสอบ ส่วนการจราจรบนสะพานเดชาติวงศ์ 2 ซึ่งมีทิศมุ่งออกจากตัวเมือง ถึงแม้จะมีสัญญาณไฟจราจรอยู่ไม่ไกลหลังลงสะพาน แต่การจราจรมีโอกาสติดสะสมน้อยกว่า ดังนั้นสภาพการให้น้ำหนักบนสะพานเดชาติวงศ์ 3 จึงมีโอกาที่จะเกิดผลรวมของแรงกระทำได้สูงกว่าสะพานเดชาติวงศ์ 2

สำหรับข้อมูลความเครียดที่ตรวจวัดได้ในตำแหน่งต่าง ๆ ของสะพานเดชาติวงศ์ 2 และ สะพานเดชาติวงศ์ 3 รวม 20 วัน/สะพาน จะถูกนำไปวิเคราะห์ร่วมกับข้อมูลรถบรรทุกที่วิ่งผ่านสะพานรวม 20 วัน/สะพาน เพื่อใช้วิเคราะห์ ค่าตัวคูณแรงกระทำ ค่าสัมประสิทธิ์การกระจายแรง น้ำหนักรถบรรทุกที่วิ่งผ่านสะพาน ความล้าของคอนกรีตพื้นสะพาน และความสามารถรับน้ำหนักของคาน โดยจะได้นำเสนอในบทถัดไป

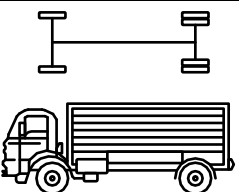
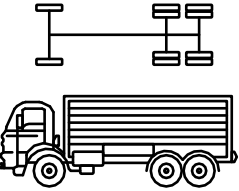
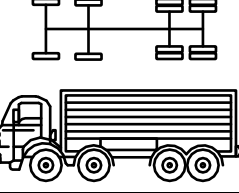
บทที่ 4 การสอบเทียบค่าความเครียดกับ น้ำหนักบรรทุกทุก

การสอบเทียบค่าความเครียดกับน้ำหนักบรรทุกทุกกระทำโดยการทดสอบสะพานเดชาติวงศ์ 2 และ สะพานเดชาติวงศ์ 3 ภายใต้สภาวะควบคุม ซึ่งจะเลือกใช้รถบรรทุกประเภทต่างๆ ตามประกาศกรมทางหลวงที่ทราบน้ำหนักและระยะห่างระหว่างเพลาน้ำหนักที่แน่นอน โดยจะให้รถบรรทุกแต่ละประเภทวิ่งบนสะพาน แล้วทำการตรวจวัดค่าความเครียดที่เกิดขึ้น จากนั้นหารน้ำหนักบรรทุกด้วยผลรวมค่าความเครียดตลอดหน้าตัดสะพานให้เป็นค่าแฟคเตอร์น้ำหนักบรรทุกสำหรับรถบรรทุกประเภทนั้นๆ ซึ่งค่าแฟคเตอร์น้ำหนักบรรทุกที่ได้นี้สามารถนำไปคูณกับค่าความเครียดของรถบรรทุกประเภทเดียวกันที่ตรวจวัดได้ภายใต้การจราจรปกติให้เป็นน้ำหนักของรถบรรทุกคันนั้นๆ ได้

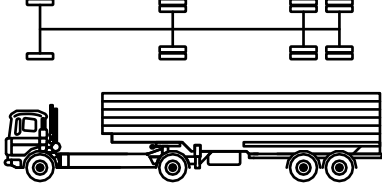
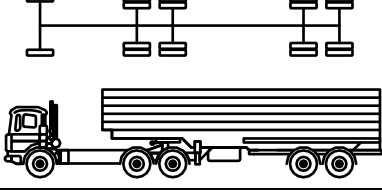
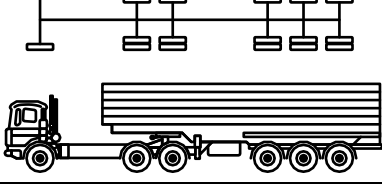
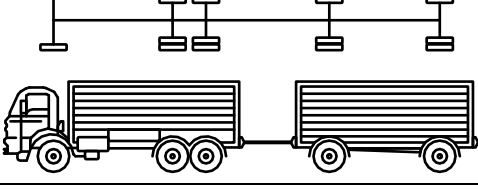
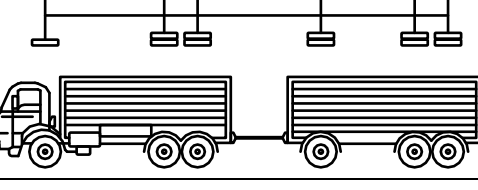
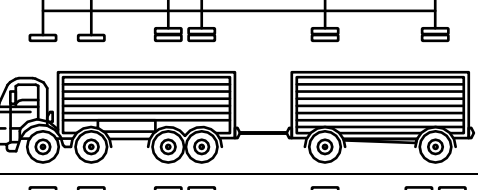
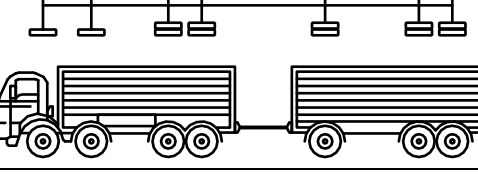
4.1 ประเภทรถบรรทุกที่ใช้สอบเทียบ

ประเภทของรถบรรทุกที่ใช้ในการสอบเทียบมีจำนวนรวมทั้งสิ้น 10 ประเภท ดังแสดงในตารางที่ 4.1-1 ซึ่งเป็นรถบรรทุกประเภทเดียวกันกับที่ได้จำแนกไว้ในบทที่ 3 (การตรวจวัดสะพานภายใต้การจราจรปกติ)

ตารางที่ 4.1-1 รถบรรทุก 10 ประเภท ที่ใช้สอบเทียบค่าความเครียด

รหัส	ประเภท	ลักษณะรถบรรทุก	น้ำหนักรวมสูงสุดตามกฎหมาย (ตัน)
T2	รถบรรทุก 2 เพลาน้ำหนัก 4 ล้อ ยาง 6 เส้น		15
T3	รถบรรทุก 3 เพลาน้ำหนัก 6 ล้อ ยาง 10 เส้น		25
T4	รถบรรทุก 4 เพลาน้ำหนัก 8 ล้อ ยาง 12 เส้น		30

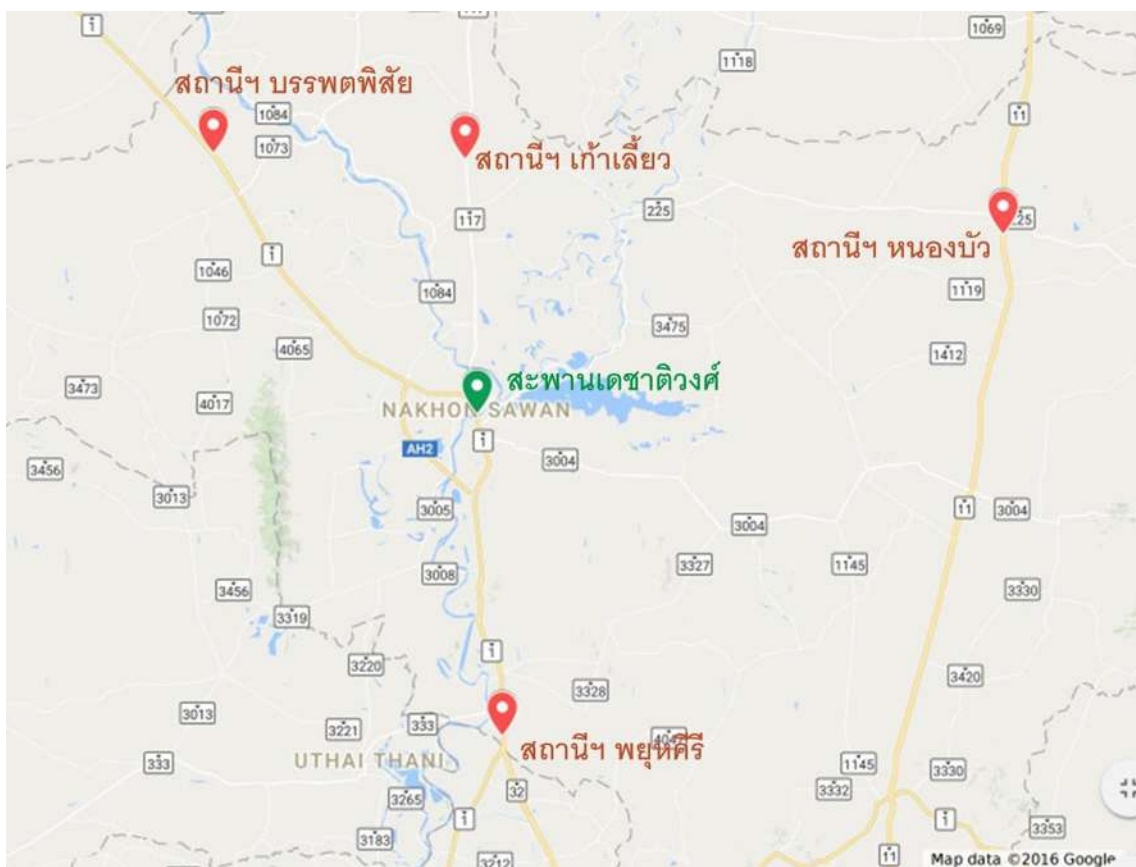
ตารางที่ 4.1-1 รถบรรทุก 10 ประเภท ที่ใช้สอบเทียบค่าความเครียด (ต่อ)

รหัส	ประเภท	ลักษณะรถบรรทุก	น้ำหนักรวมสูงสุดตาม กฎหมาย (ตัน)
2S2	รถบรรทุกกึ่งพ่วง 4 เพลลา 8 ล้อ ยาง 14 เส้น		35
3S2	รถบรรทุกกึ่งพ่วง 5 เพลลา 10 ล้อ ยาง 18 เส้น		45
3S3	รถบรรทุกกึ่งพ่วง 6 เพลลา 12 ล้อ ยาง 22 เส้น		45 - 50.5
3F2	รถบรรทุกพ่วง 5 เพลลา 10 ล้อ ยาง 18 เส้น		47
3F3	รถบรรทุกพ่วง 6 เพลลา 12 ล้อ ยาง 22 เส้น		50.5
4F2	รถบรรทุกพ่วง 6 เพลลา 12 ล้อ ยาง 20 เส้น		50.5
4F3	รถบรรทุกพ่วง 7 เพลลา 14 ล้อ ยาง 24 เส้น		50.5

4.2 การทดสอบสะพานภายใต้สภาวะควบคุม

เนื่องจากสะพานเดชาติวงศ์ 2 และสะพานเดชาติวงศ์ 3 เป็นเส้นทางหลักที่เชื่อมต่อภาคกลางกับภาคเหนือ ทำให้มีปริมาณการจราจรสูง การปิดการจราจรเพื่อทดสอบสะพานอาจจะส่งผลกระทบต่อระบบคมนาคมเป็นบริเวณกว้าง ดังนั้น การทดสอบสะพานภายใต้สภาวะควบคุมจึงได้ทดสอบแบบไม่มีการปิดการจราจร แต่จะมีการจัดการจราจรที่เหมาะสมเพื่อให้ได้ผลทดสอบที่สามารถนำไปใช้วิเคราะห์และสอบเทียบต่อไปได้

รูปที่ 4.2-1 ถึง รูปที่ 4.2-5 แสดงตำแหน่งที่ตั้งของสะพาน ด้านข้างน้ำหน้ก ตำแหน่งการติดตั้งอุปกรณ์ตรวจวัดค่าความเครียด และ ภาพการดำเนินงานทดสอบน้ำหน้กบรรทุกทุกภายใต้สภาวะควบคุม การทดสอบได้ใช้รถบรรทุกจำนวน 10 ประเภท ดังแสดงในตารางที่ 4.1-1 โดยได้ดำเนินการที่ละประเภท ขั้นตอนแรกจะให้รถบรรทุกเข้าตรวจวัดน้ำหน้กที่ด่านซ้กเก้เลี้ยว ตั้งอยู่บน ทล.117 กม.23+855 (ระยะห่างจากสะพาน 25 กม.) และด่านซ้กพยุหะคีรี ตั้งอยู่บน ทล.1 กม. 307+125 (ระยะห่างจากสะพาน 34 กม.) สำหรับสะพานเดชาติวงศ์ 2 และสะพานเดชาติวงศ์ 3 ตามลำดับ จากนั้นนำรถบรรทุกที่ผ่านการตรวจวัดน้ำหน้กจากด่านซ้กเข้ามาเตรียมทดสอบ โดยรอช่วงเวลาที่ไม่ม่มีรถหรือมีเพียงรถเบาจำนวนไม่กี่คันบนสะพาน จึงให้รถบรรทุกวิ่งผ่านสะพานในช่องจราจรด้านซ้กสุด (รถซ้กวิ่งช่องซ้ก) และทำการตรวจวัดค่าความเครียดที่ด้านล่างบริเวณกึ่งกลางของคานช่วงแขวนจำนวน 6 ตำแหน่ง เพื่อใช้เป็นตัวแทนของรถบรรทุกประเภทนั้นๆ นอกจากนี้ได้เพิ่มอีก 1 กรณี โดยให้รถบรรทุกประเภท T3 (รถบรรทุก 3 เพลา 6 ล้อ ยาง 10 เส้น) วิ่งในช่องจราจรด้านซ้กสุด รวมการทดสอบ 11 ครั้ง



รูปที่ 4.2-1 ตำแหน่งที่ตั้งของสถานีตรวจสอบน้ำหน้ก

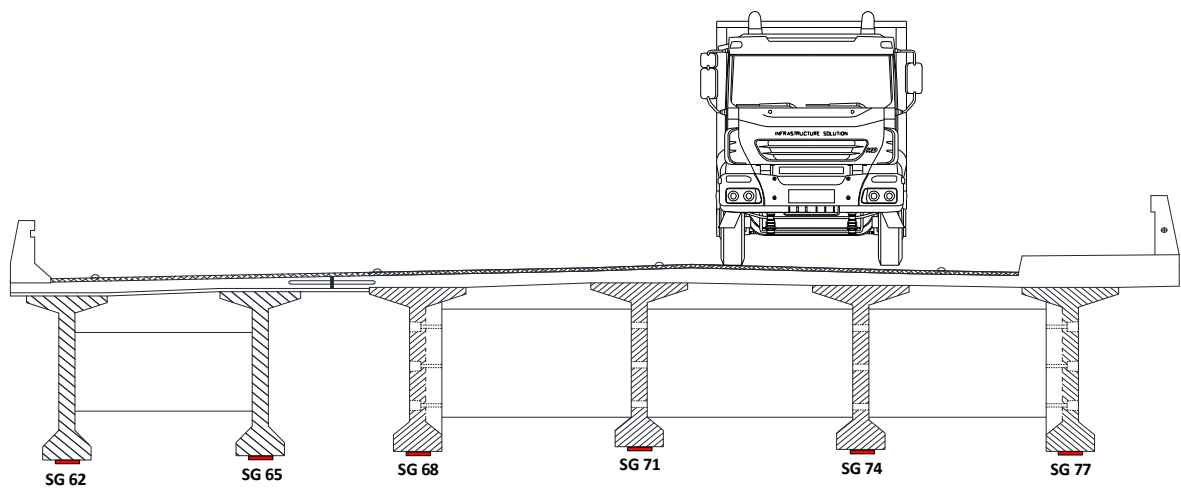


(ก) สถานีตรวจสอบน้ำหนักพยุหะคีรี

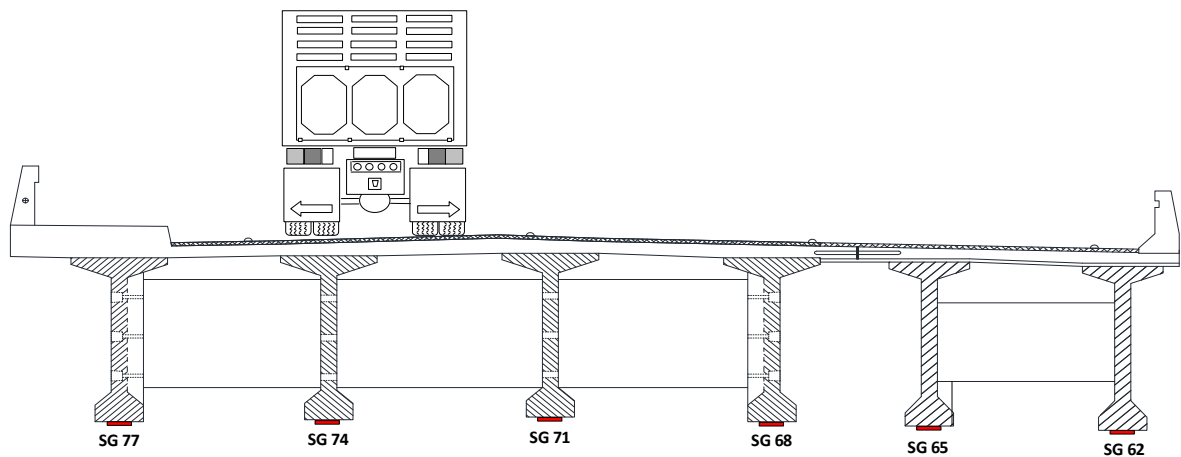


(ข) สถานีตรวจสอบน้ำหนักเก้าเลี้ยว

รูปที่ 4.2-2 สถานีตรวจสอบน้ำหนักพยุหะคีรี และเก้าเลี้ยว



(ก) สะพานเดชาติวงศ์ 2 (ฝั่งขวาทาง) รถวิ่งออกจากตัวเมืองนครสวรรค์



(ข) สะพานเดชาติวงศ์ 3 (ฝั่งซ้ายทาง) รถวิ่งเข้าตัวเมืองนครสวรรค์

รูปที่ 4.2-3 การติดตั้ง Strain Gauge บนสะพานเดชาติวงศ์ 2 และ 3 เพื่อตรวจวัดน้ำหนักรถทดสอบ



(ก) ตรวจวัดมิติของรถบรรทุก



(ข) ตรวจวัดมิติของรถบรรทุก



(ค) จัดการจราจรบริเวณคอสะพาน



(ง) เตรียมความพร้อมก่อนการทดสอบ



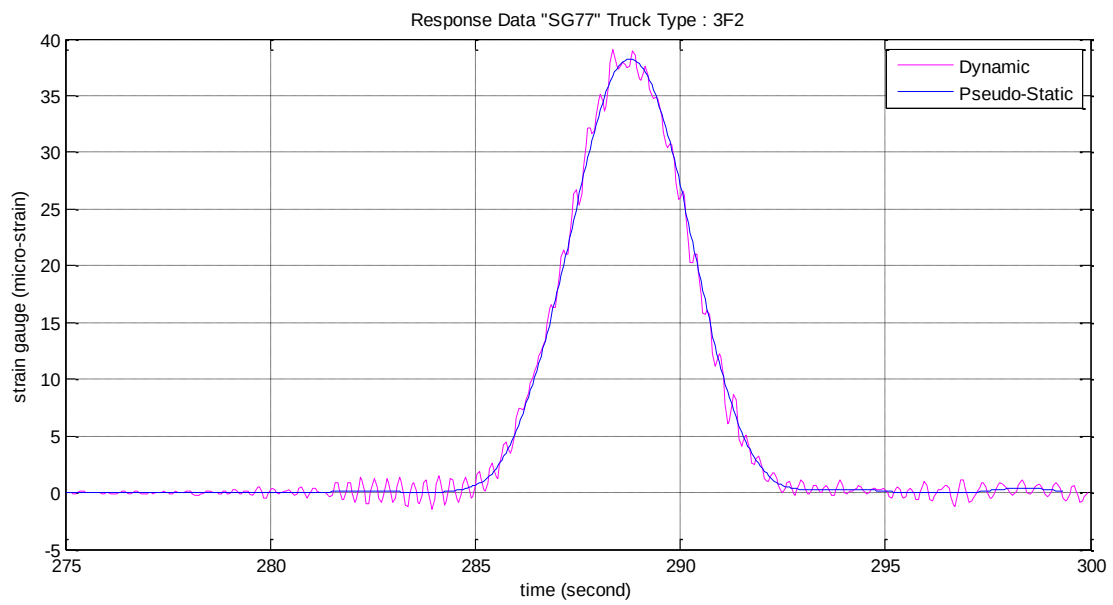
(จ) รถบรรทุกวิ่งผ่านช่วงสะพานทดสอบ



(ฉ) รถบรรทุกวิ่งผ่านช่วงสะพานทดสอบ

รูปที่ 4.2-4 การทดสอบแบบควบคุม (Control Truck)

ถึงแม้รถบรรทุกแต่ละคันที่วิ่งจะมีน้ำหนักที่แน่นอน แต่ค่าความเครียดที่ตรวจวัดได้ซึ่งเป็นแบบพลวัต (Dynamic Strain) จะมีค่าไม่แน่นอนและไม่สม่ำเสมอ ทั้งนี้เนื่องจากการสั่นไหวของสะพานจากการเคลื่อนที่ผ่านของรถบรรทุกดังแสดงในรูปที่ 4.2-5 เพื่อให้การสอบเทียบมีความแม่นยำยิ่งขึ้น ค่าความเครียดแบบพลวัตจะผ่านกระบวนการกรองความถี่แบบ Low Pass Filter เพื่อกรองความถี่สูงจากการสั่นไหวออกไป เหลือเฉพาะส่วนที่เป็นความเครียดเสมือนสถิต (Pseudo-Static) ซึ่งจะมีค่าใกล้เคียงกับผลทดสอบแบบสถิตและเป็นค่าที่แม่นยำขึ้นสำหรับการทดสอบรถบรรทุกแต่ละประเภท

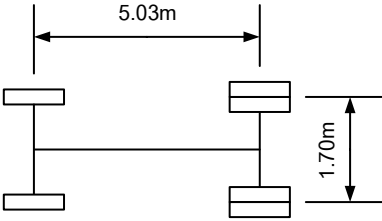
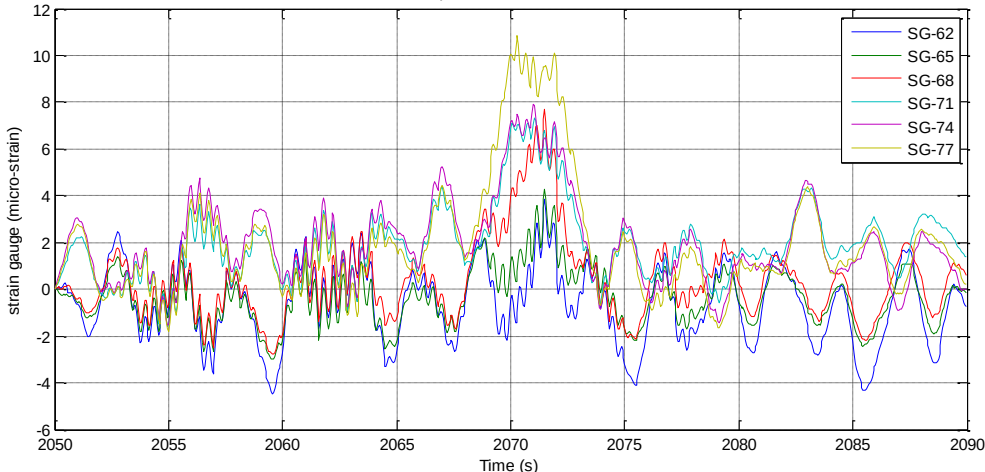
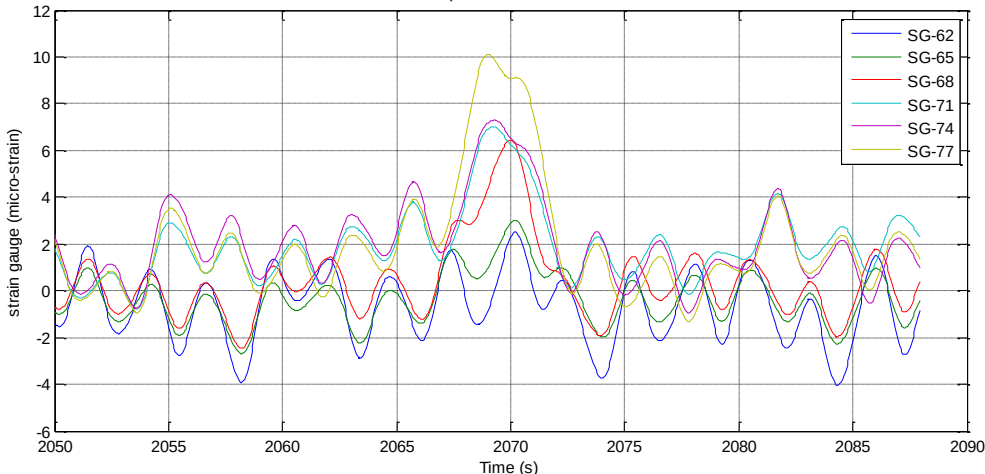


รูปที่ 4.2-5 ลักษณะการตอบสนองแบบ Dynamic และแบบ Pseudo Static

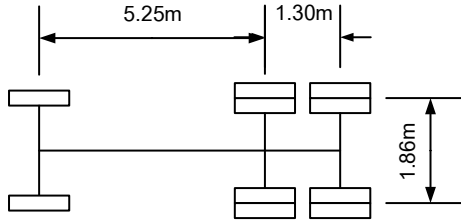
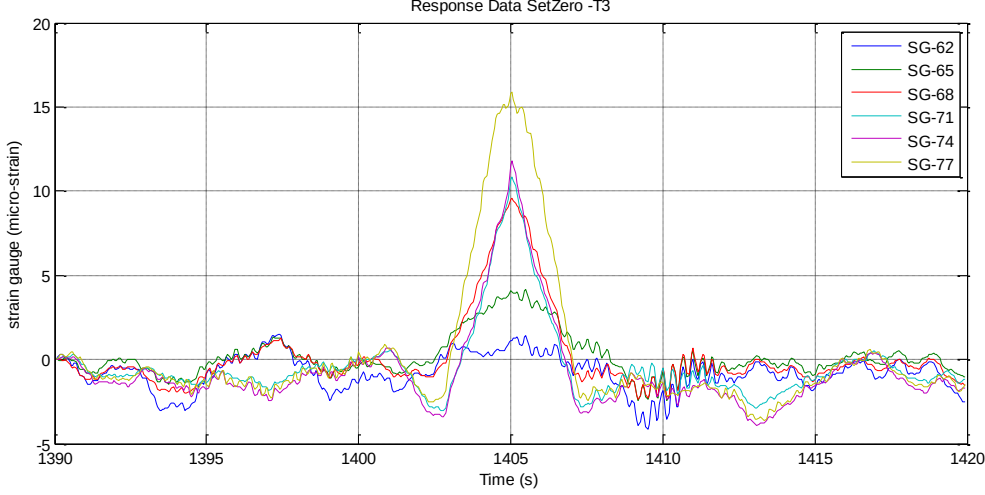
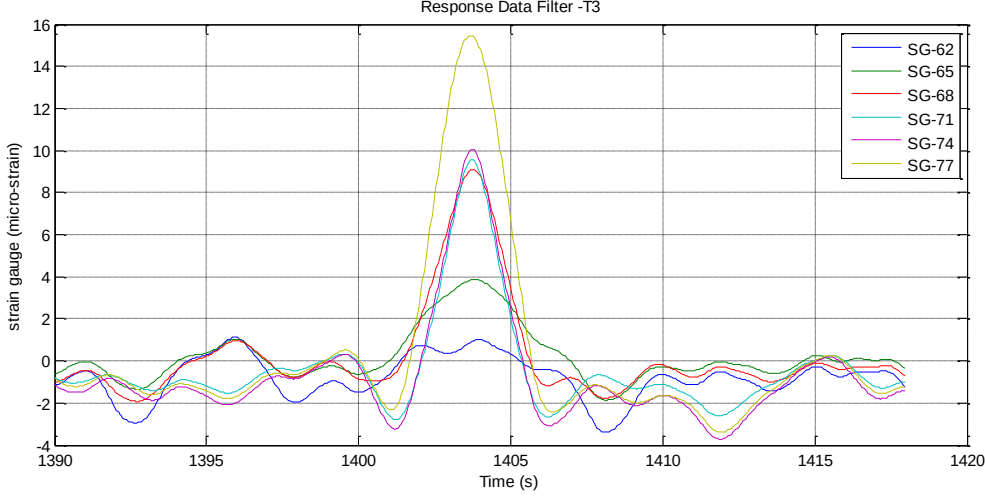
4.2.1. ผลการทดสอบสะพานภายใต้สภาวะควบคุมของสะพานเดชาติวงศ์ 2

การทดสอบสะพานเดชาติวงศ์ 2 ภายใต้น้ำหนักบรรทุกที่กระทำ ทั้ง 10 ประเภะนั้น สามารถตรวจวัดสัญญาณการตอบสนองของโครงสร้างสะพานได้ แสดงดังตารางที่ 4.2-1 ถึง ตารางที่ 4.2-11

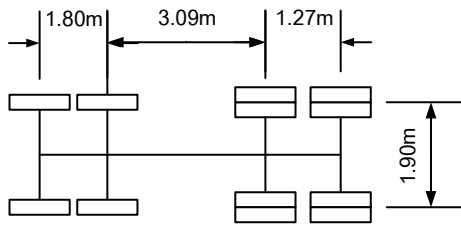
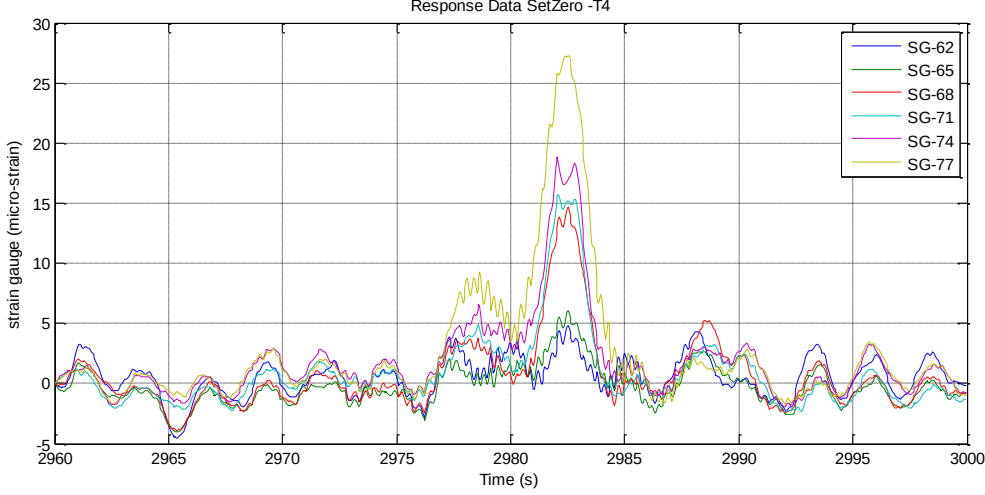
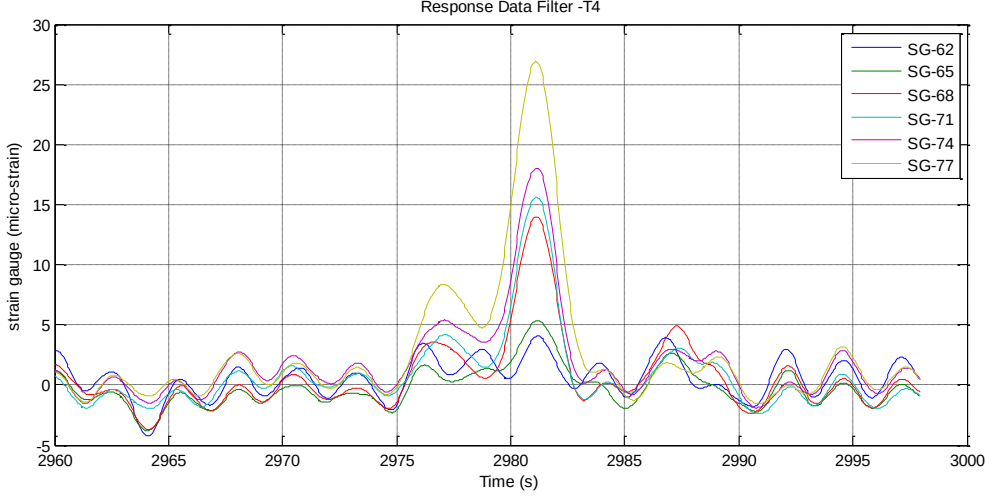
ตารางที่ 4.2-1 ผลการทดสอบสะพานเดชาติวงศ์ 2 (รถบรรทุก T2 วิ่งในช่องจราจรด้านซ้ายสุด)

1. ประเภท T2		
รถบรรทุกทดสอบ	ลักษณะรถบรรทุก	น้ำหนักบรรทุก
(กท 70-6387) 		14,760 กิโลกรัม
Response Data SetZero -T2  Response Data Filter -T2 		

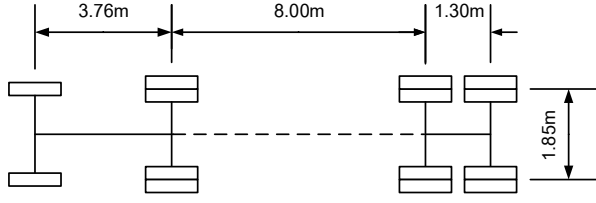
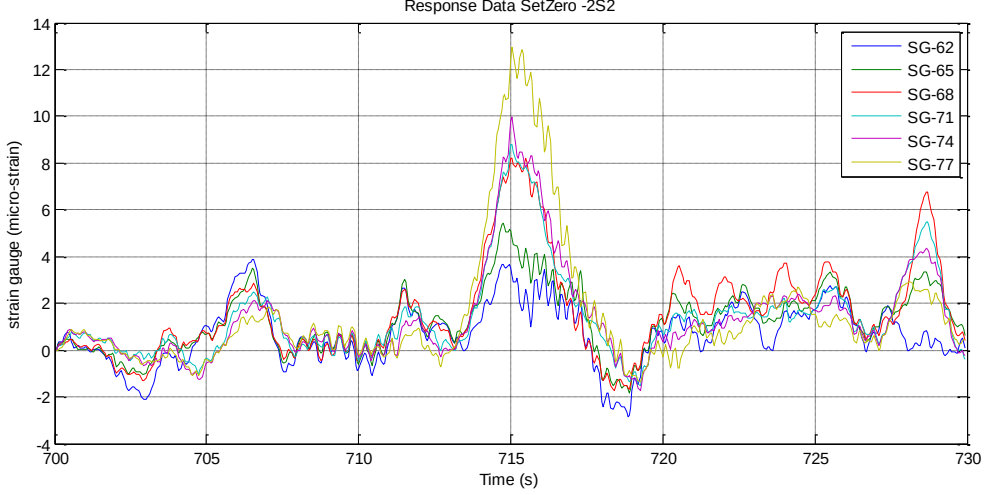
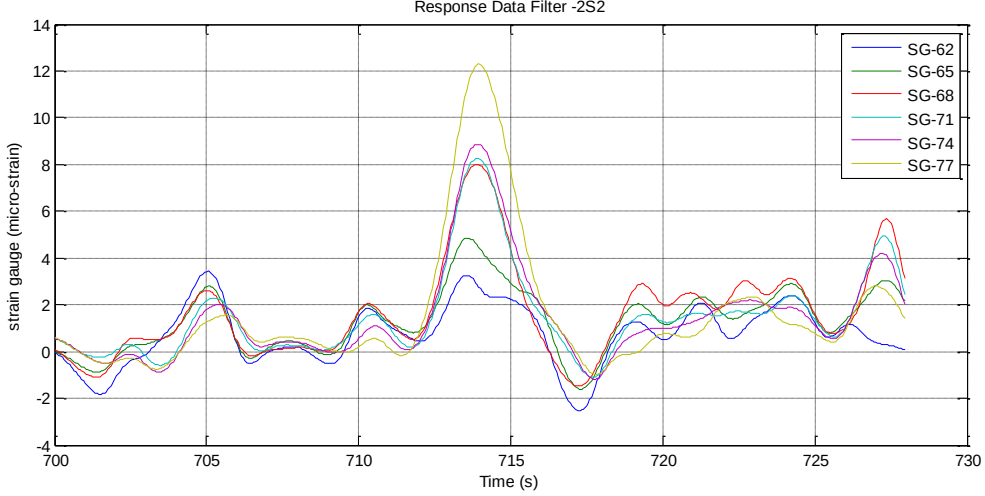
ตารางที่ 4.2-2 ผลการทดสอบสะพานเดชาติวงศ์ 2 (รถบรรทุก T3 วิ่งในช่องจราจรด้านซ้ายสุด)

2. ประเภท T3		
รถบรรทุกทดสอบ	ลักษณะรถบรรทุก	น้ำหนักรถบรรทุก
(กท 70-2045) 		24,820 กิโลกรัม
Response Data SetZero -T3  Response Data Filter -T3 		

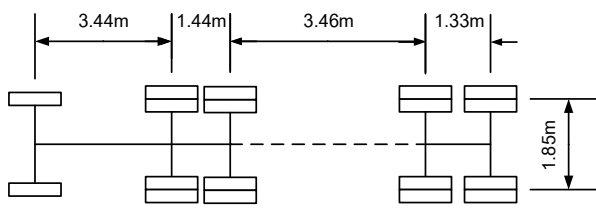
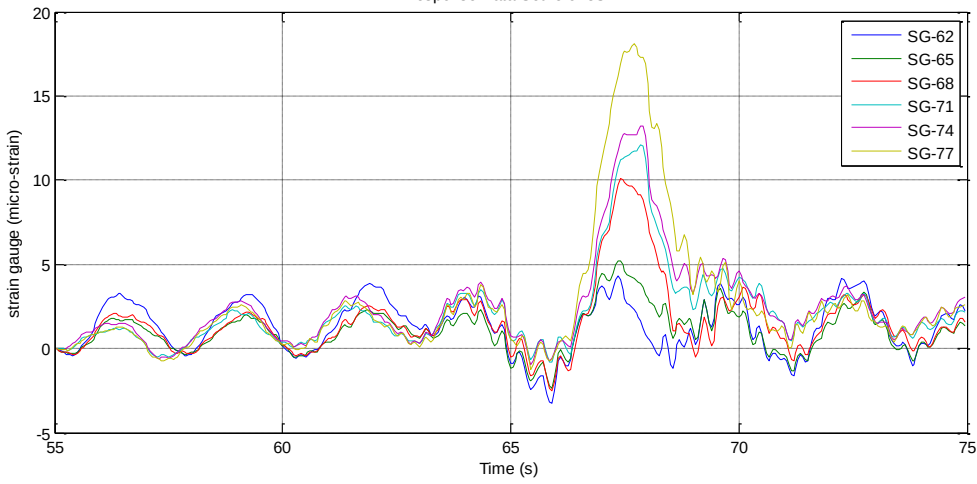
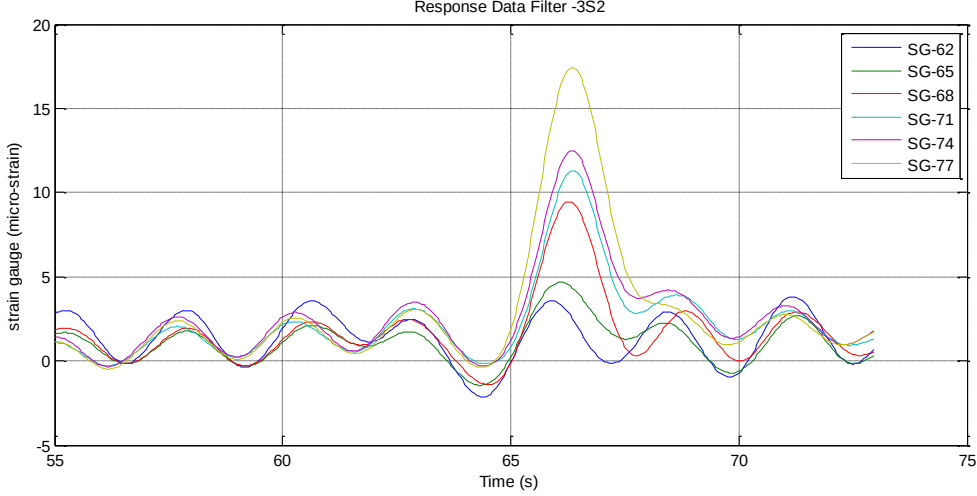
ตารางที่ 4.2-3 ผลการทดสอบสะพานเดชาติวงศ์ 2 (รถบรรทุก T4 วิ่งในช่องจราจรด้านซ้ายสุด)

3. ประเภท T4		
รถบรรทุกทดสอบ	ลักษณะรถบรรทุก	น้ำหนักรถบรรทุก
(กท 70-1322) 		29,600 กิโลกรัม
Response Data SetZero -T4  Response Data Filter -T4 		

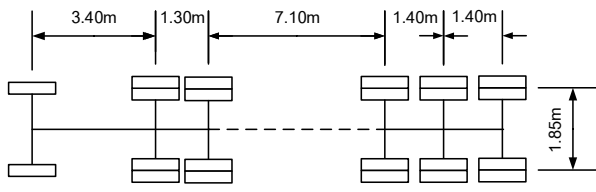
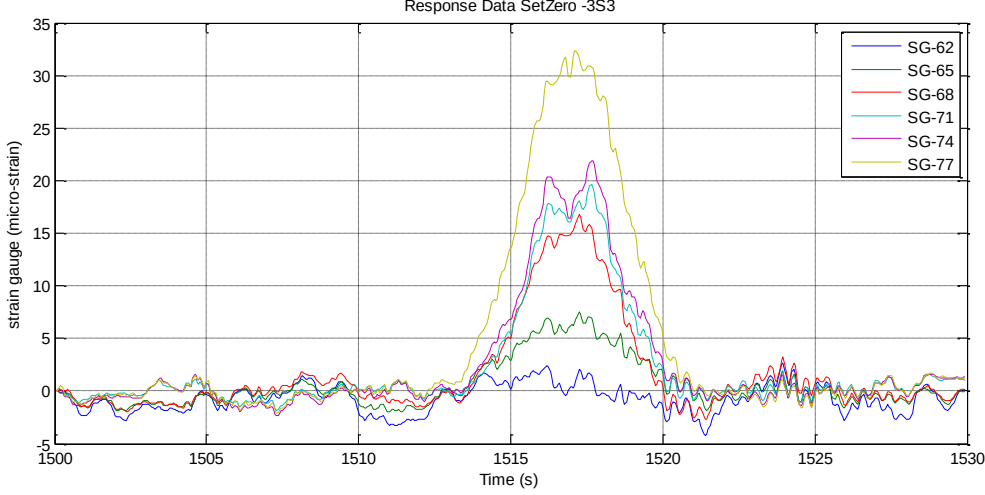
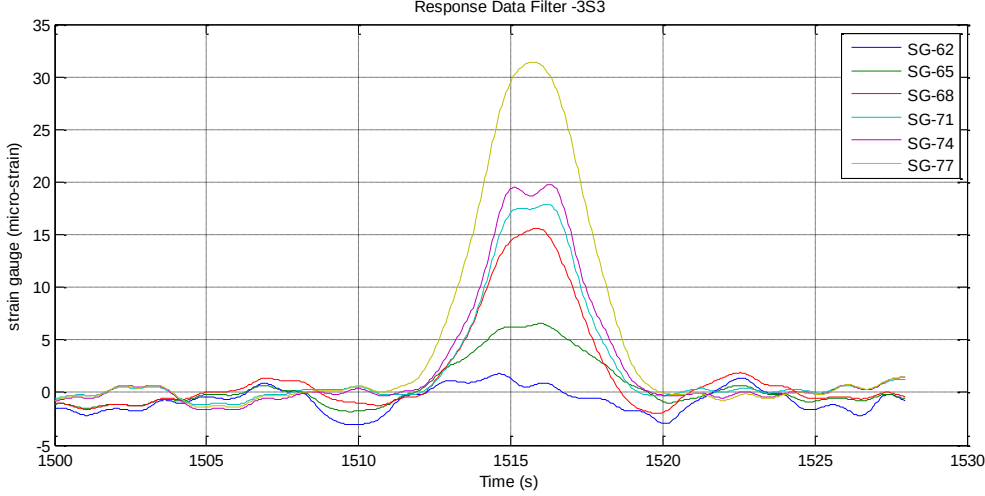
ตารางที่ 4.2-4 ผลการทดสอบสะพานเดชาติวงศ์ 2 (รถบรรทุก 2S2 วิ่งในช่องจราจรด้านซ้ายสุด)

4. ประเภท 2S2		
รถบรรทุกทดสอบ	ลักษณะรถบรรทุก	น้ำหนักรถบรรทุก
(กท 70-1146) 		21,350 กิโลกรัม
Response Data SetZero -2S2  Response Data Filter -2S2 		

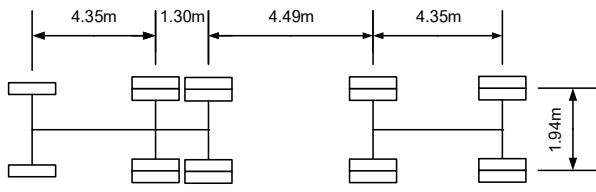
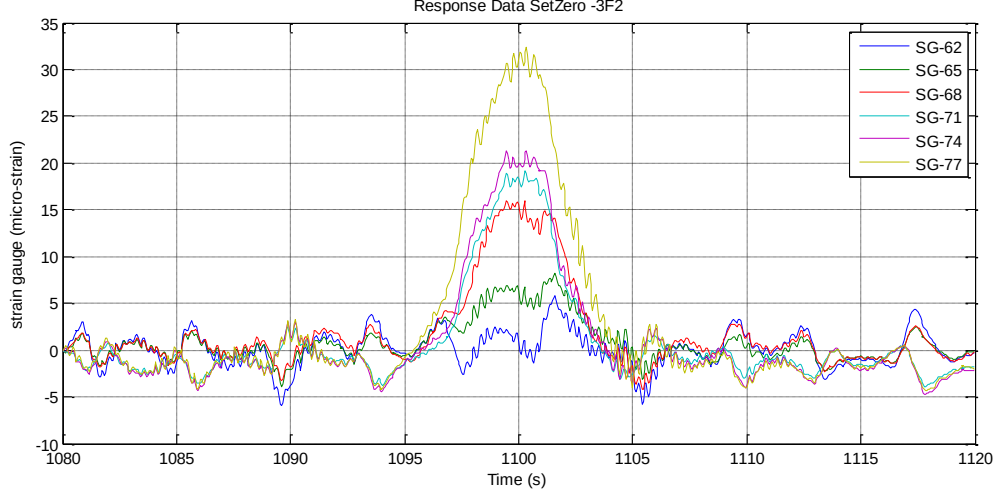
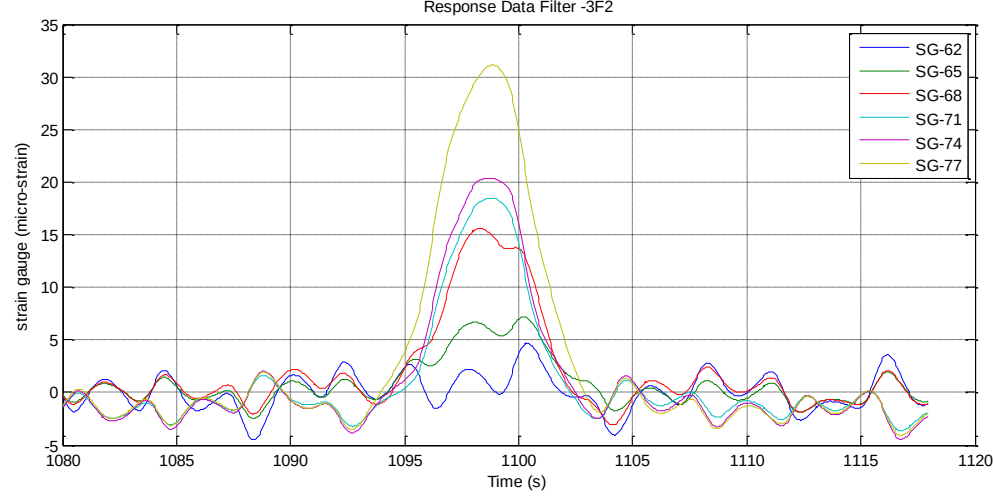
ตารางที่ 4.2-5 ผลการทดสอบสะพานเดชาติวงศ์ 2 (รถบรรทุก 3S2 วิ่งในช่องจราจรด้านซ้ายสุด)

5. ประเภท 3S2		
รถบรรทุกทดสอบ	ลักษณะรถบรรทุก	น้ำหนักรถบรรทุก
(กท 63-2476) 		25,340 กิโลกรัม
Response Data SetZero -3S2  Response Data Filter -3S2 		

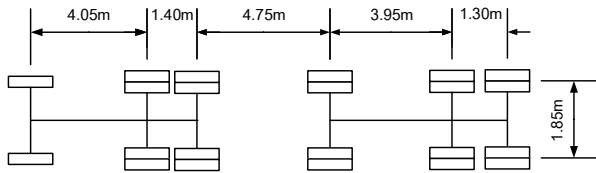
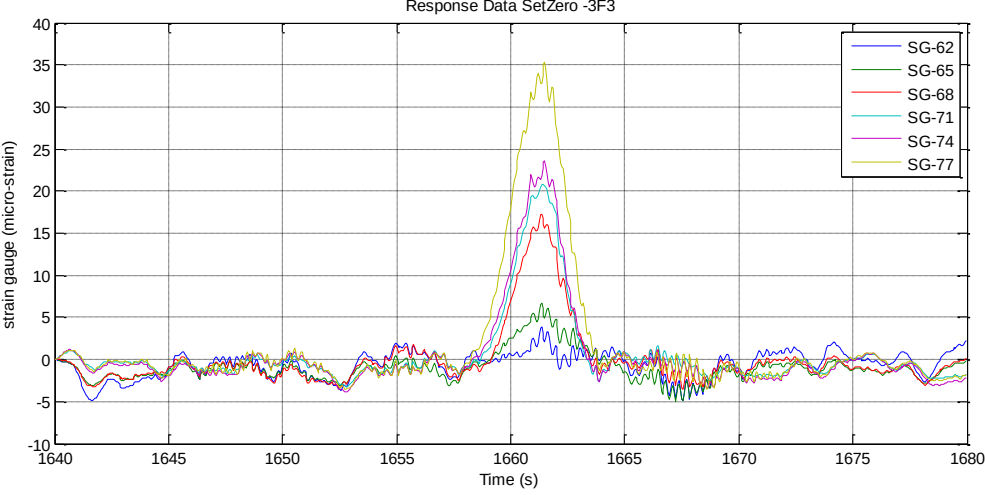
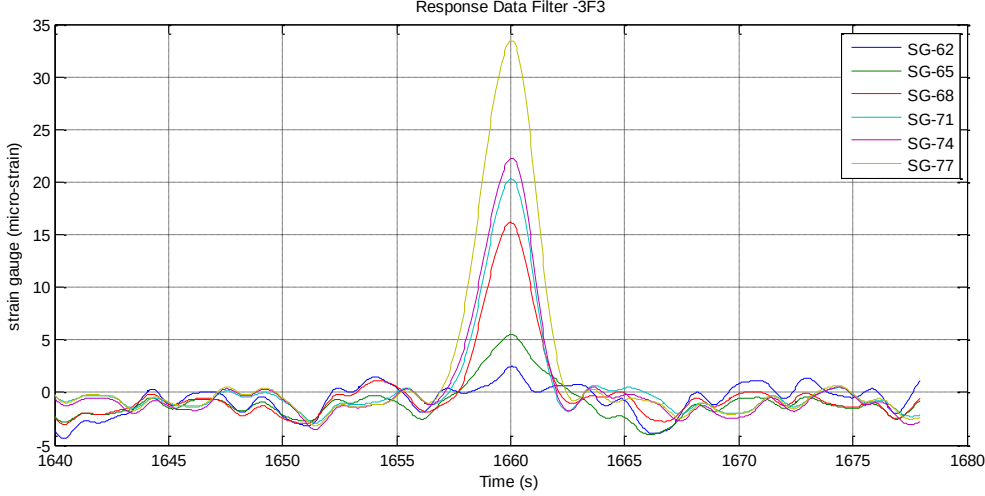
ตารางที่ 4.2-6 ผลการทดสอบสะพานเดชาติวงศ์ 2 (รถบรรทุก 3S3 วิ่งในช่องจราจรด้านซ้ายสุด)

6. ประเภท 3S3		
รถบรรทุกทดสอบ	ลักษณะรถบรรทุก	น้ำหนักรถบรรทุก
(กท 83-2510) 		49,490 กิโลกรัม
Response Data SetZero -3S3  Response Data Filter -3S3 		

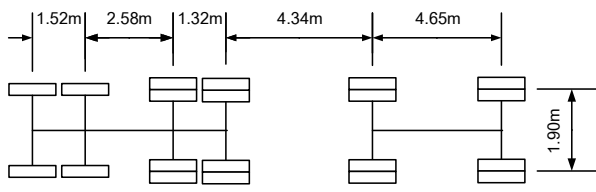
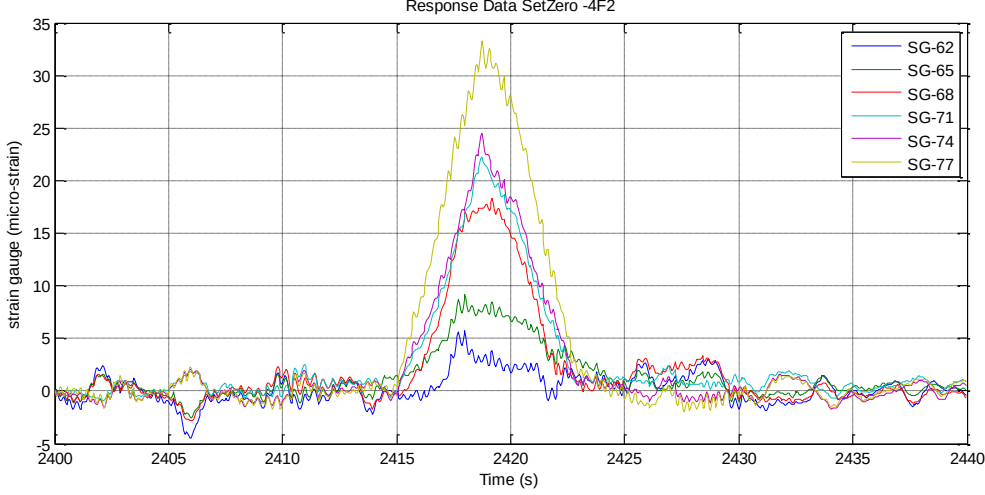
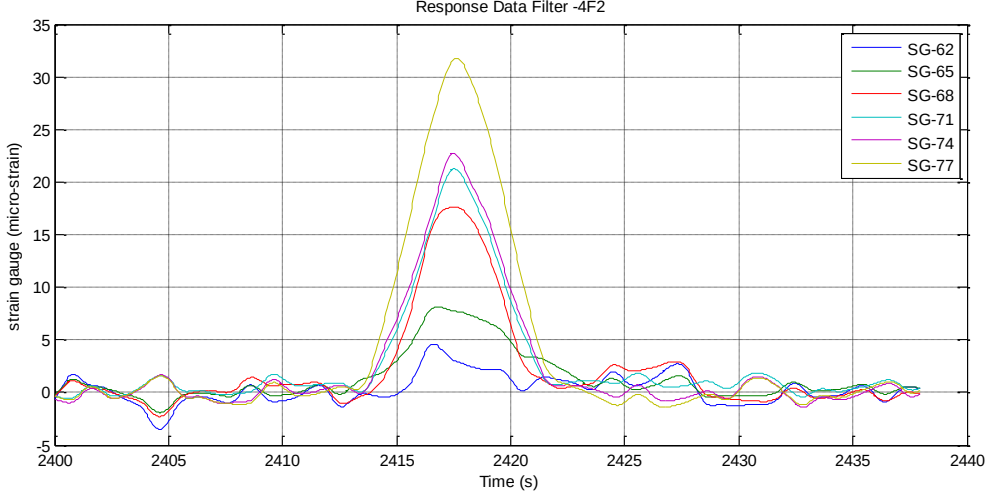
ตารางที่ 4.2-7 ผลการทดสอบสะพานเดชาติวงศ์ 2 (รถบรรทุก 3F2 วิ่งในช่องจราจรด้านซ้ายสุด)

7. ประเภท 3F2		
รถบรรทุกทดสอบ	ลักษณะรถบรรทุก	น้ำหนักรถบรรทุก
(กท 80-8880) 		46,740 กิโลกรัม
Response Data SetZero -3F2  Response Data Filter -3F2 		

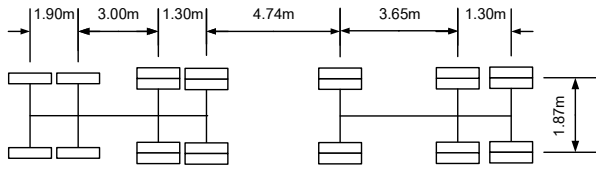
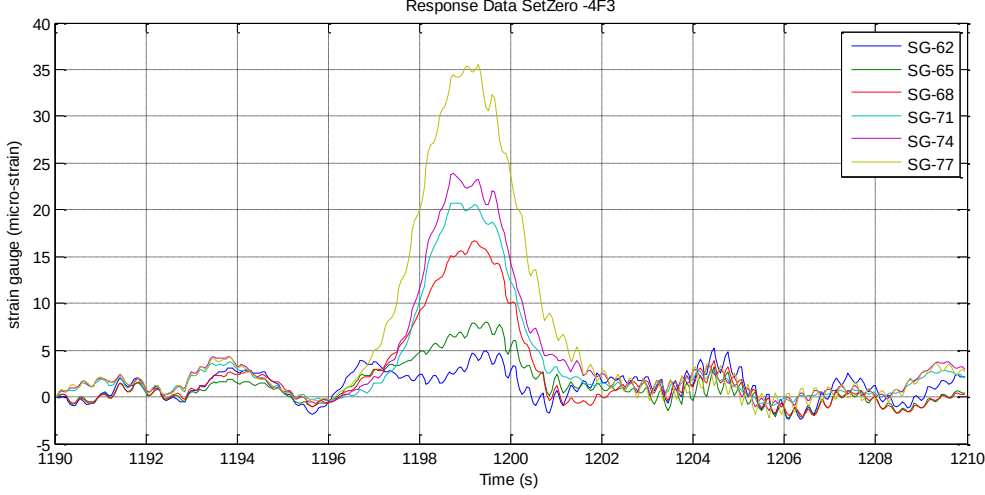
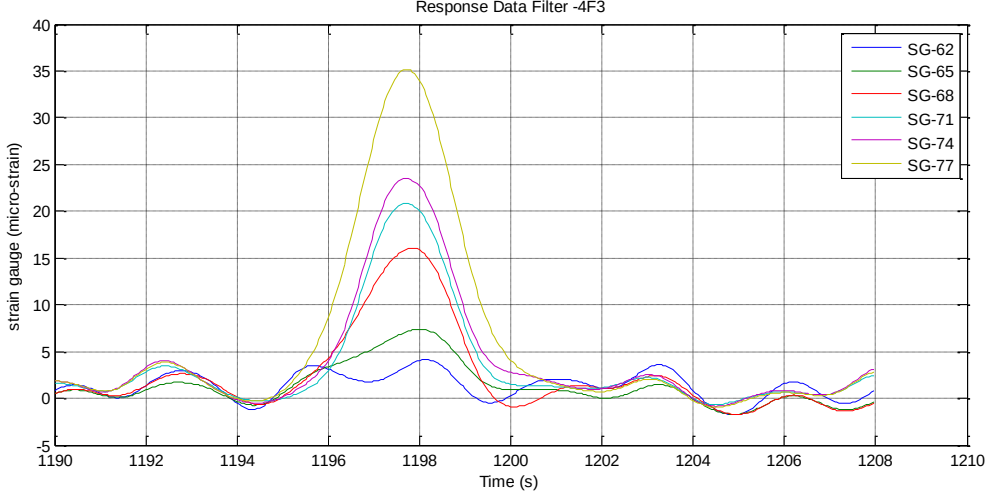
ตารางที่ 4.2-8 ผลการทดสอบสะพานเดชาติวงศ์ 2 (รถบรรทุก 3F3 วิ่งในช่องจราจรด้านซ้ายสุด)

8. ประเภท 3F3		
รถบรรทุกทดสอบ	ลักษณะรถบรรทุก	น้ำหนักรถบรรทุก
(กท 70-3595) 		50,200 กิโลกรัม
Response Data SetZero -3F3  Response Data Filter -3F3 		

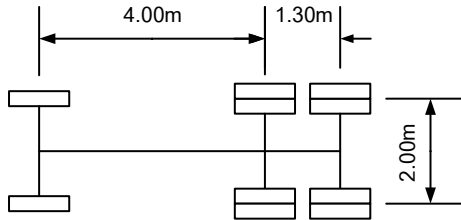
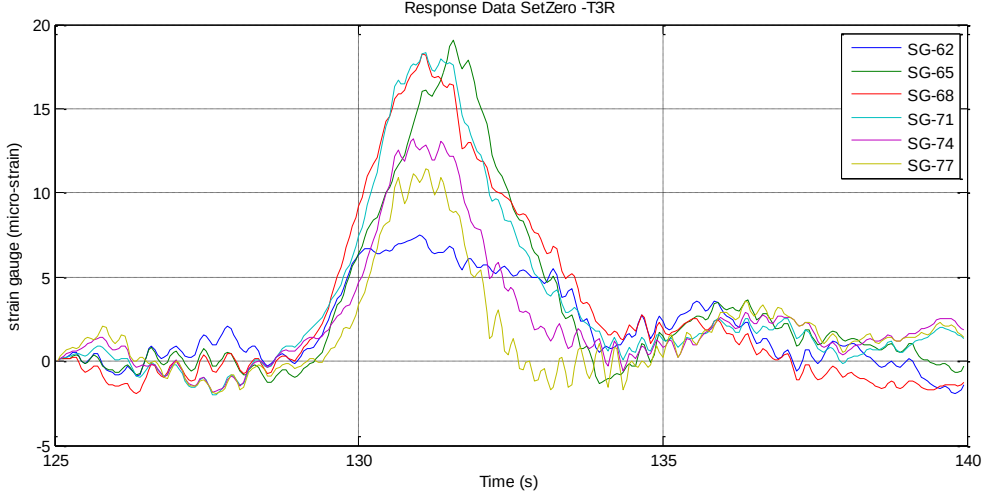
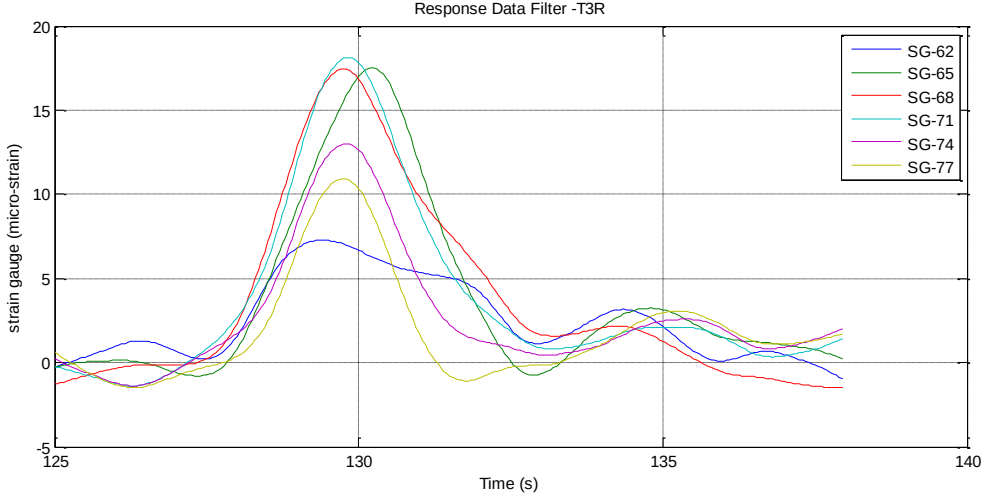
ตารางที่ 4.2-9 ผลการทดสอบสะพานเดชาติวงศ์ 2 (รถบรรทุก 4F2 วิ่งในช่องจราจรด้านซ้ายสุด)

9. ประเภท 4F2		
รถบรรทุกทดสอบ	ลักษณะรถบรรทุก	น้ำหนักรถบรรทุก
(กท 82-7094) 		47,500 กิโลกรัม
Response Data SetZero -4F2  Response Data Filter -4F2 		

ตารางที่ 4.2-10 ผลการทดสอบสะพานเดชาติวงศ์ 2 (รถบรรทุก 4F3 วิ่งในช่องจราจรด้านซ้ายสุด)

10. ประเภท 4F3		
รถบรรทุกทดสอบ	ลักษณะรถบรรทุก	น้ำหนักรถบรรทุก
(กท 81-4966) 		44,870 กิโลกรัม
Response Data SetZero -4F3  Response Data Filter -4F3 		

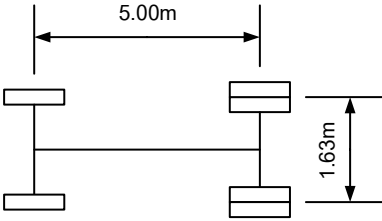
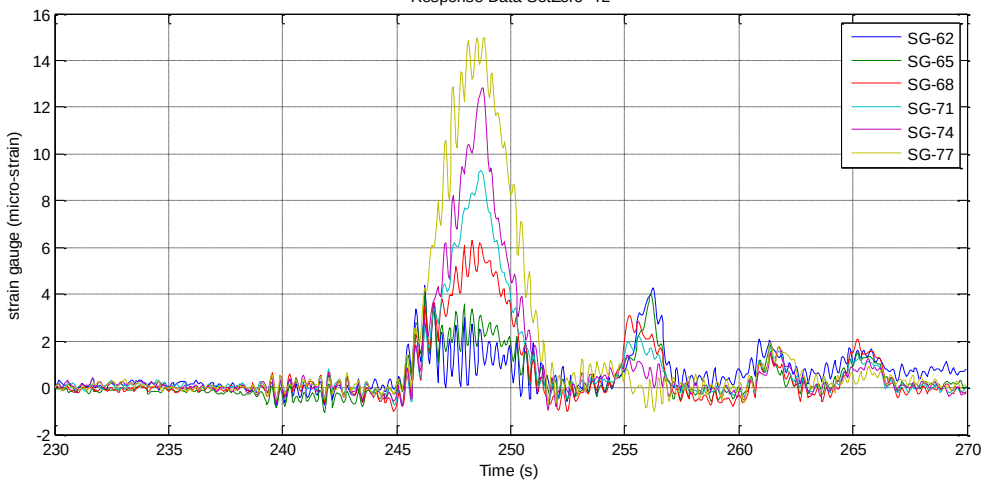
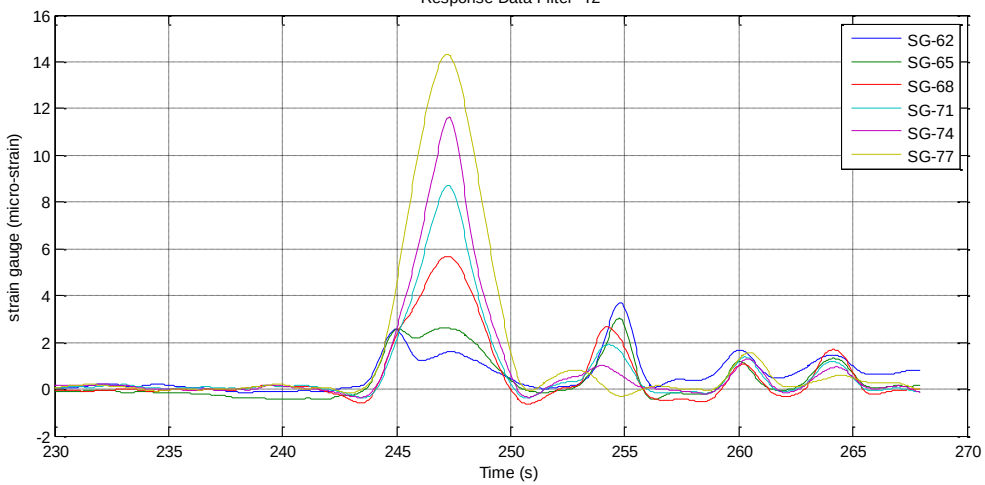
ตารางที่ 4.2-11 ผลการทดสอบสะพานเดชาติวงศ์ 2 (รถบรรทุก T3 วิ่งในช่องจราจรด้านขวาสุด เพิ่มกรณีพิเศษ)

11. ประเภท T3 (R)		
รถบรรทุกทดสอบ	ลักษณะรถบรรทุก	น้ำหนักรถบรรทุก
(กท 86-8563) 		24,920 กิโลกรัม
Response Data SetZero -T3R  Response Data Filter -T3R 		

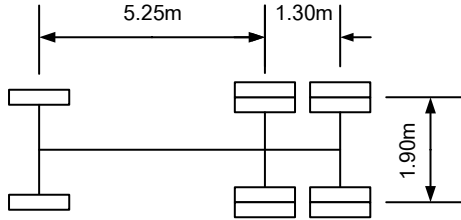
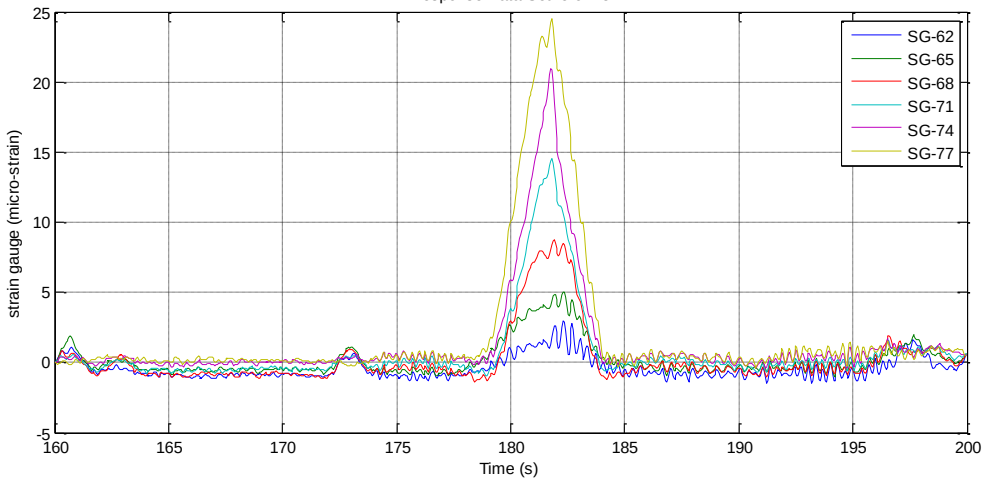
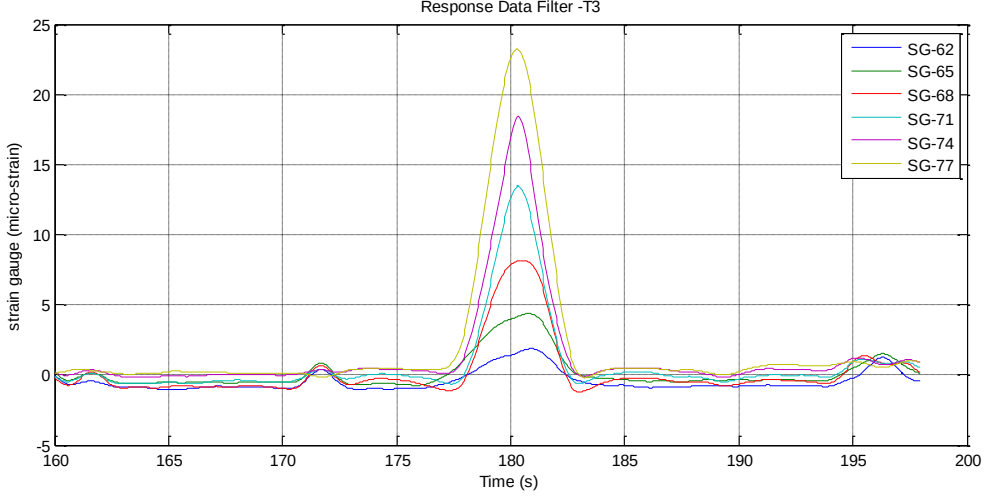
4.2.2. ผลการทดสอบสะพานภายใต้สภาวะควบคุมของสะพานเดชาติวงศ์ 3

การทดสอบสะพานเดชาติวงศ์ 3 ภายใต้น้ำหนักบรรทุกทุกที่กระทำ ทั้ง 10 ประเภที่นั้น สามารถตรวจวัดสัญญาณการตอบสนองของโครงสร้างสะพานได้ ดังตารางที่ 4.2-12 ถึง ตารางที่ 4.2-22

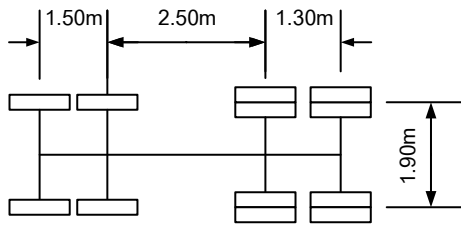
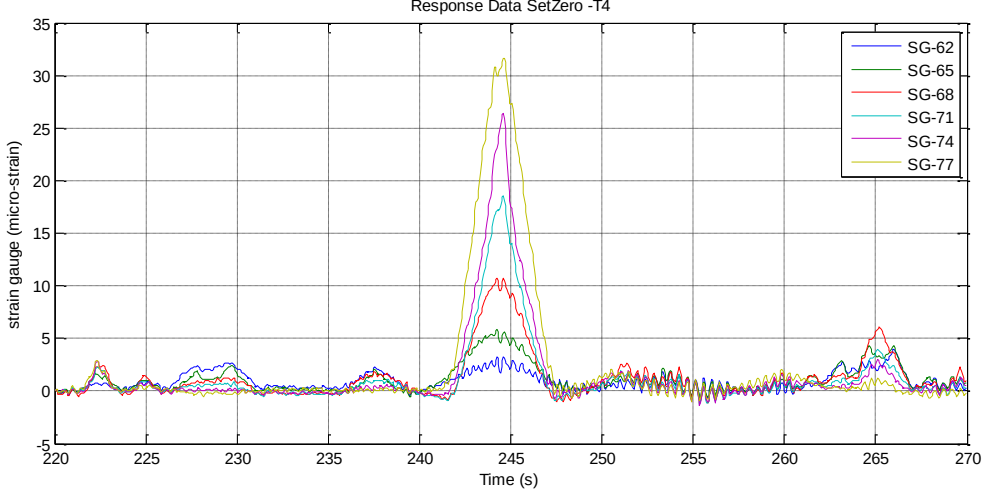
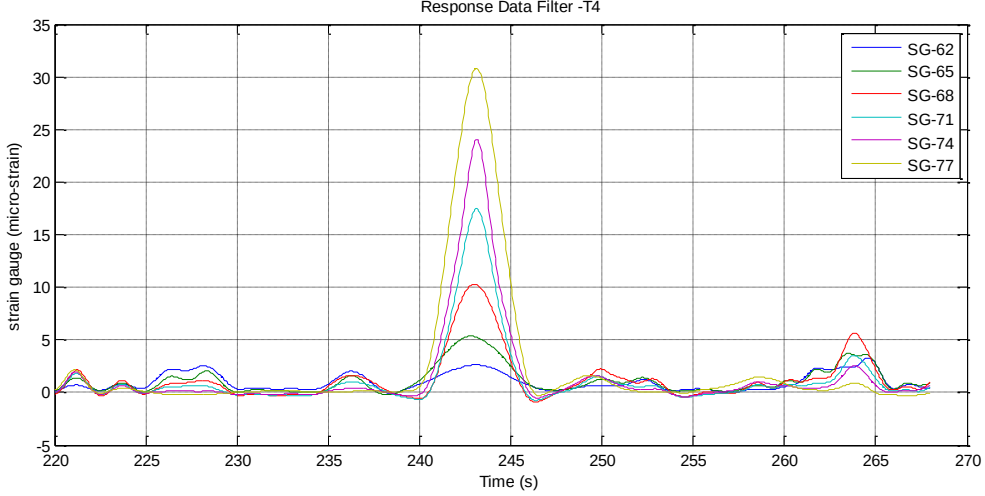
ตารางที่ 4.2-12 ผลการทดสอบสะพานเดชาติวงศ์ 3 (รถบรรทุก T2 วิ่งในช่องจราจรด้านซ้ายสุด)

1. ประเภท T2		
รถบรรทุกทดสอบ	ลักษณะรถบรรทุก	น้ำหนักบรรทุก
(กท 51-3302) 		14,650 กิโลกรัม
Response Data SetZero -T2  Response Data Filter -T2 		

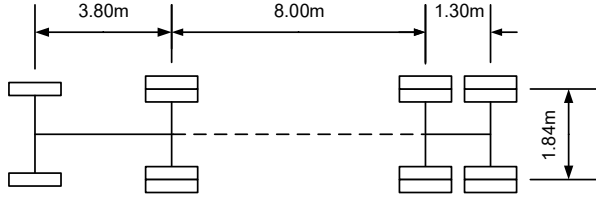
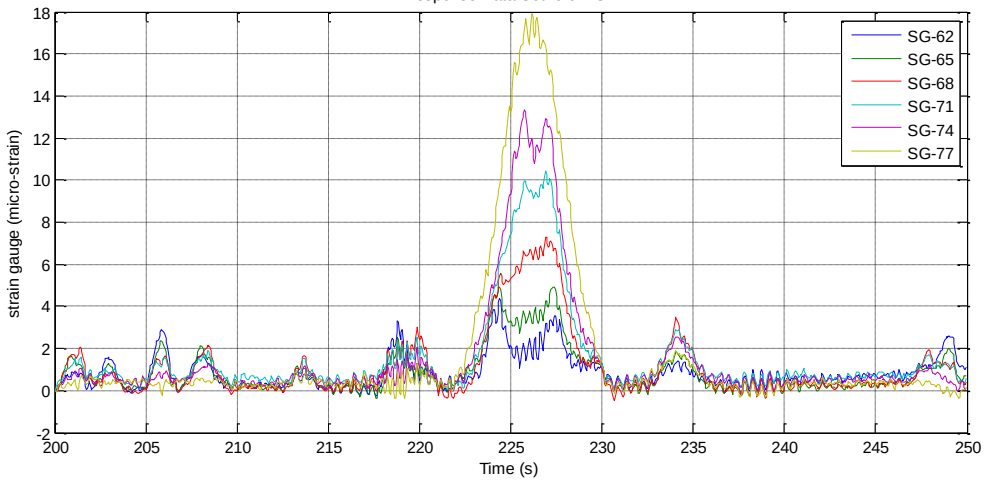
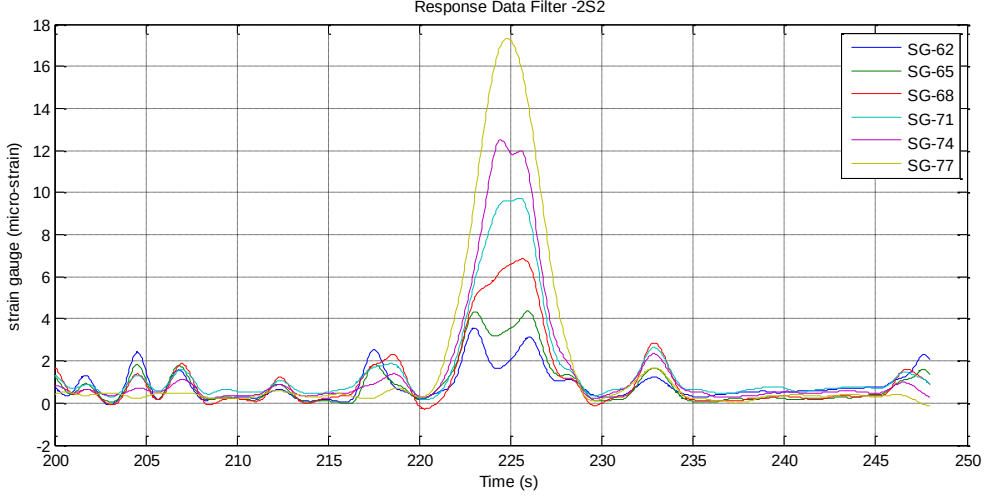
ตารางที่ 4.2-13 ผลการทดสอบสะพานเดชาติวงศ์ 3 (รถบรรทุก T3 วิ่งในช่องจราจรด้านซ้ายสุด)

2. ประเภท T3		
รถบรรทุกทดสอบ	ลักษณะรถบรรทุก	น้ำหนักรถบรรทุก
(กท 82-8768) 		22,850 กิโลกรัม
Response Data SetZero - T3  Response Data Filter - T3 		

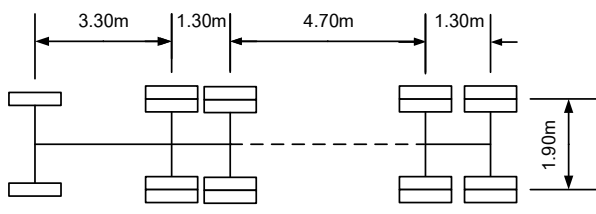
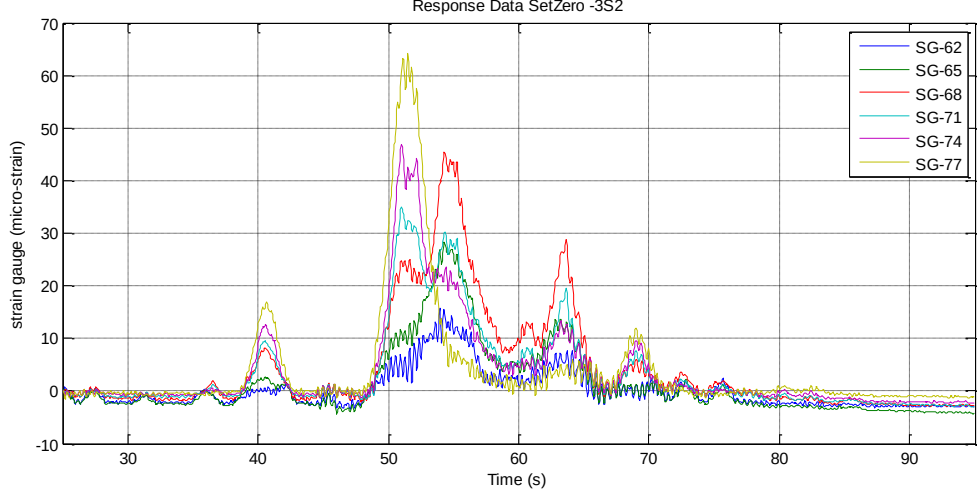
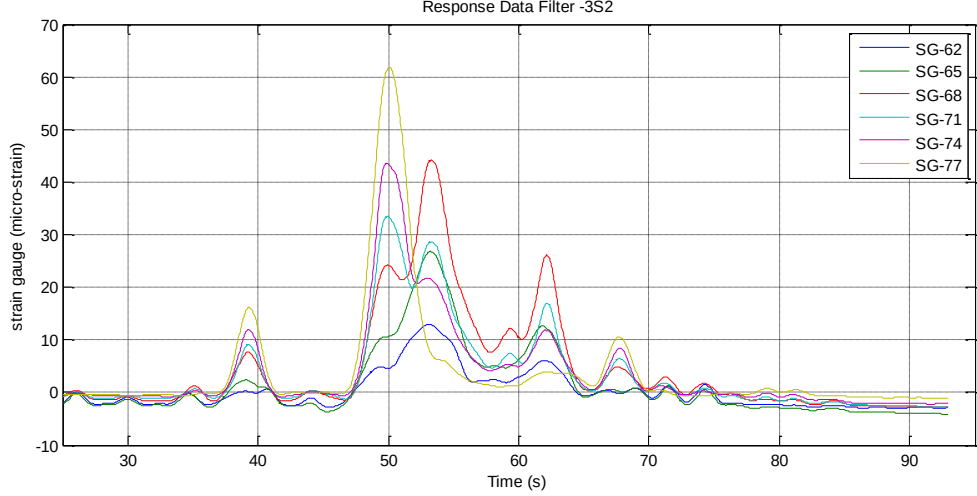
ตารางที่ 4.2-14 ผลการทดสอบสะพานเดชาติวงศ์ 3 (รถบรรทุก T4 วิ่งในช่องจราจรด้านซ้ายสุด)

3. ประเภท T4		
รถบรรทุกทดสอบ	ลักษณะรถบรรทุก	น้ำหนักรถบรรทุก
(กท 70-0735) 		29,000 กิโลกรัม
Response Data SetZero - T4  Response Data Filter - T4 		

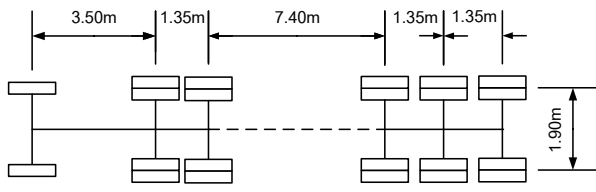
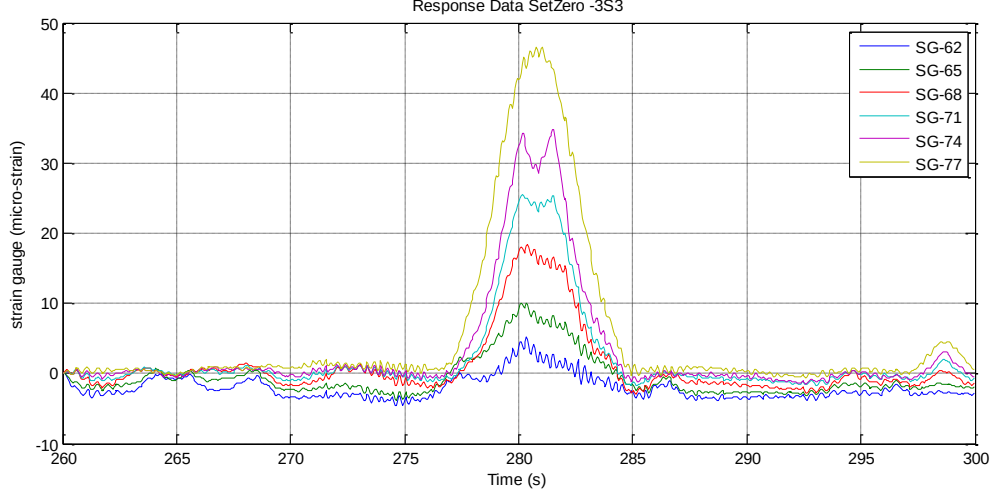
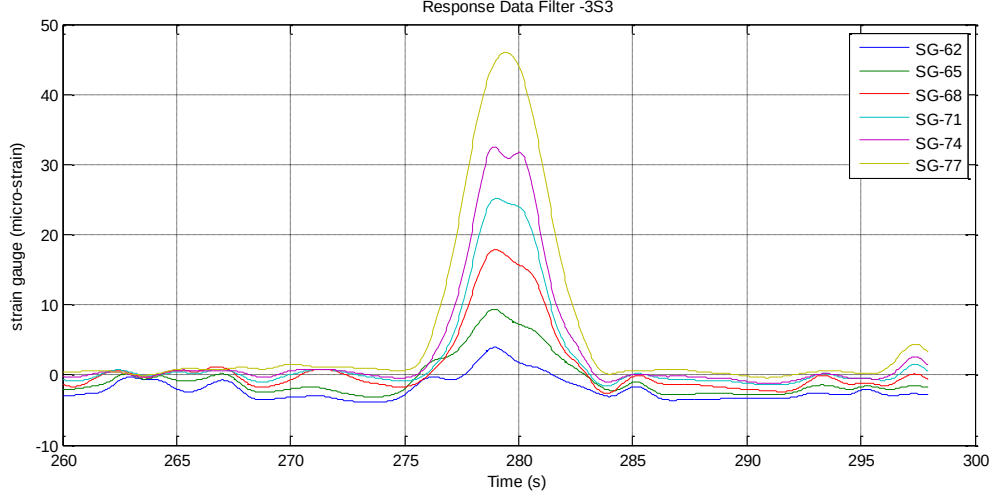
ตารางที่ 4.2-15 ผลการทดสอบสะพานเดชาติวงศ์ 3 (รถบรรทุก 2S2 วิ่งในช่องจราจรด้านซ้ายสุด)

4. ประเภท 2S2		
รถบรรทุกทดสอบ	ลักษณะรถบรรทุก	น้ำหนักรถบรรทุก
(กท 70-4669) 		19,700 กิโลกรัม
Response Data SetZero -2S2  Response Data Filter -2S2 		

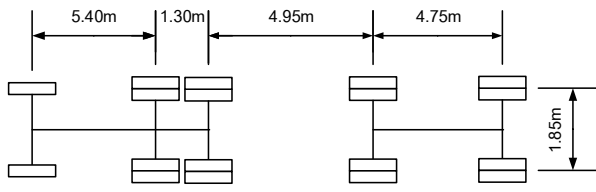
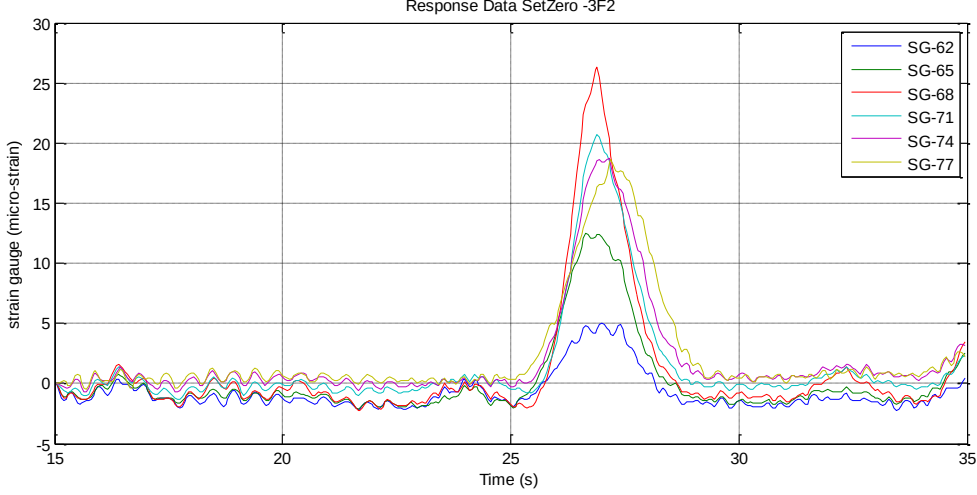
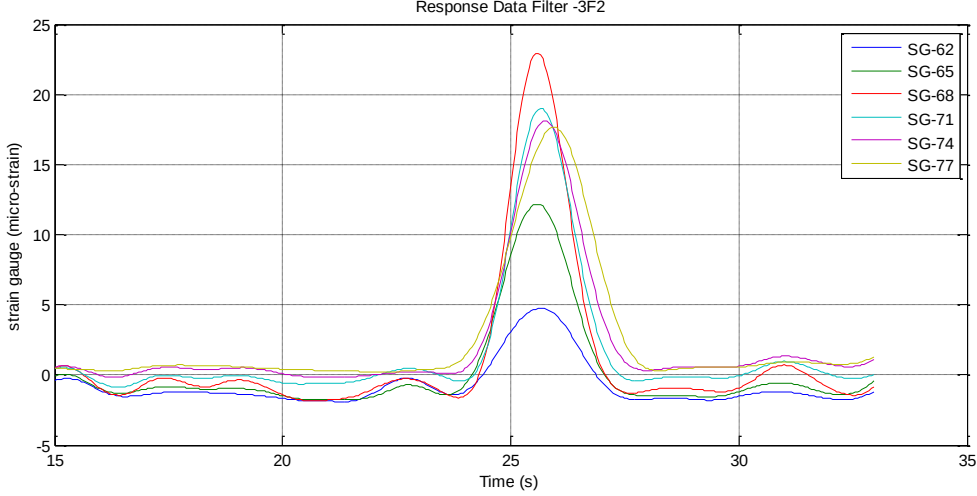
ตารางที่ 4.2-16 ผลการทดสอบสะพานเดชาติวงศ์ 3 (รถบรรทุก 3S2 วิ่งในช่องจราจรด้านซ้ายสุด)

5. ประเภท 3S2		
รถบรรทุกทดสอบ	ลักษณะรถบรรทุก	น้ำหนักรถบรรทุก
(กท 71-1105) 		44,800 กิโลกรัม
Response Data SetZero -3S2  Response Data Filter -3S2 		

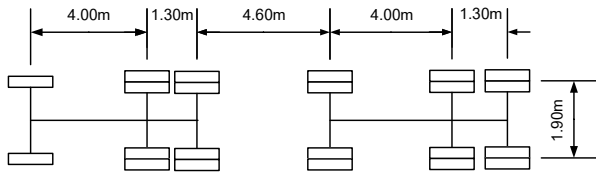
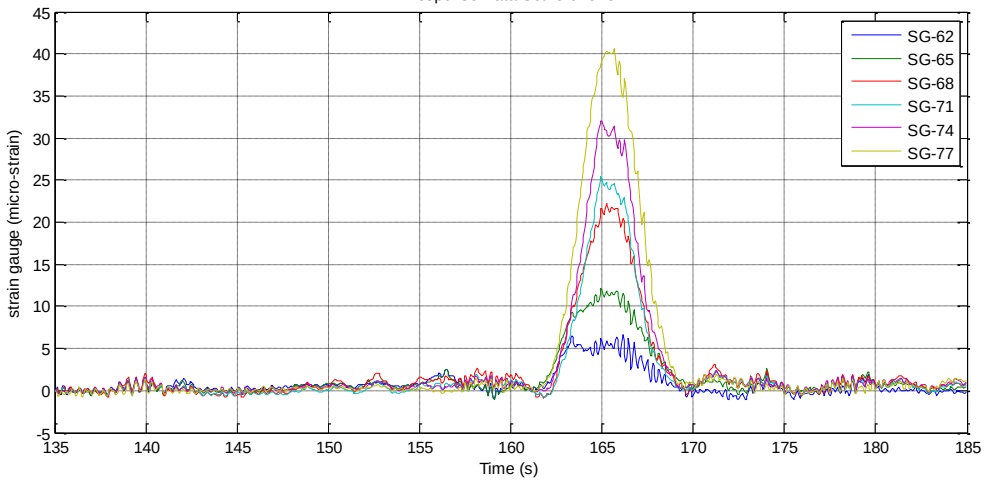
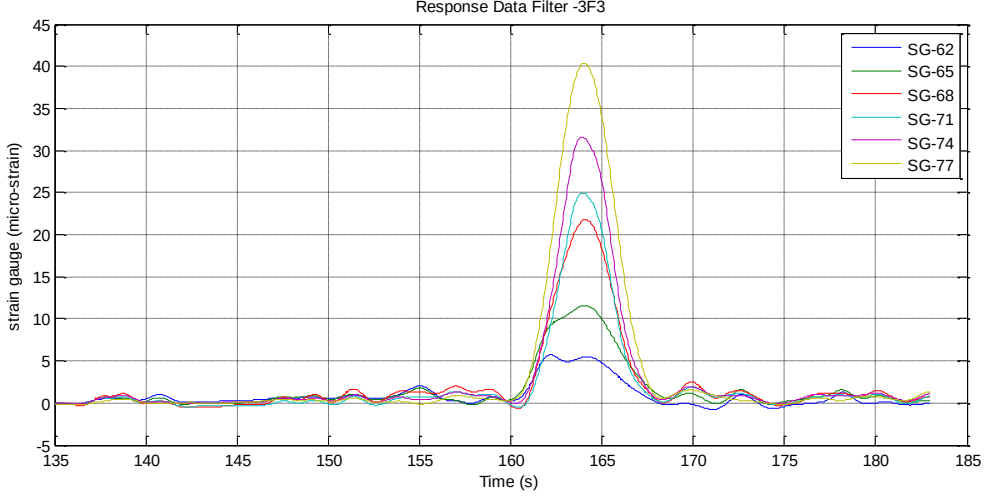
ตารางที่ 4.2-17 ผลการทดสอบสะพานเดชาติวงศ์ 3 (รถบรรทุก 3S3 วิ่งในช่องจราจรด้านซ้ายสุด)

6. ประเภท 3S3		
รถบรรทุกทดสอบ	ลักษณะรถบรรทุก	น้ำหนักรถบรรทุก
(กท 70-6246) 		50,160 กิโลกรัม
Response Data SetZero -3S3  Response Data Filter -3S3 		

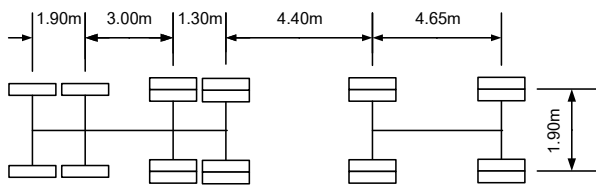
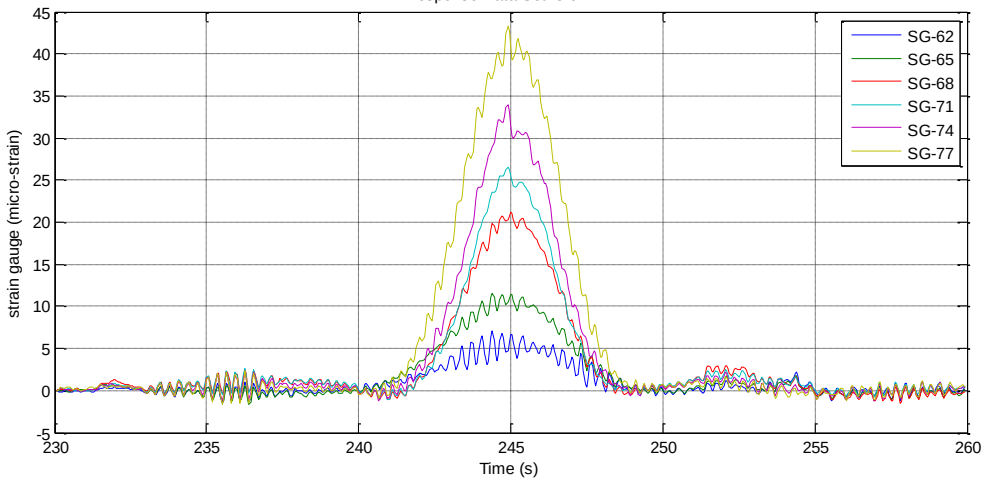
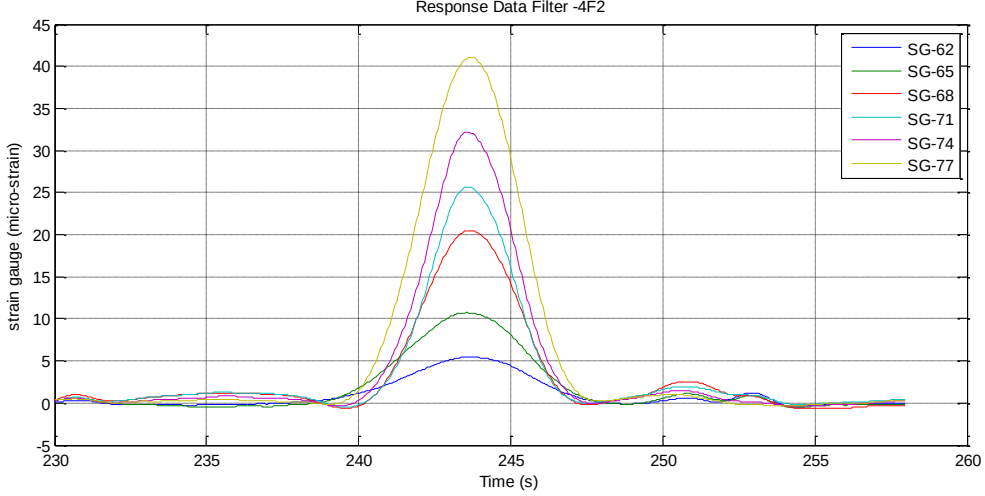
ตารางที่ 4.2-18 ผลการทดสอบสะพานเดชาติวงศ์ 3 (รถบรรทุก 3F2 วิ่งในช่องจราจรด้านซ้ายสุด)

7. ประเภท 3F2		
รถบรรทุกทดสอบ	ลักษณะรถบรรทุก	น้ำหนักรถบรรทุก
(กท 62-2988) 		45,230 กิโลกรัม
Response Data SetZero -3F2  Response Data Filter -3F2 		

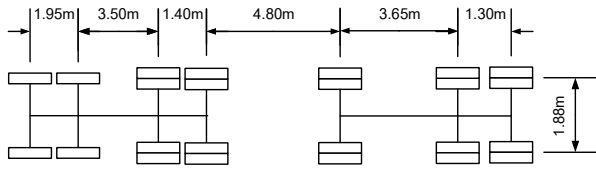
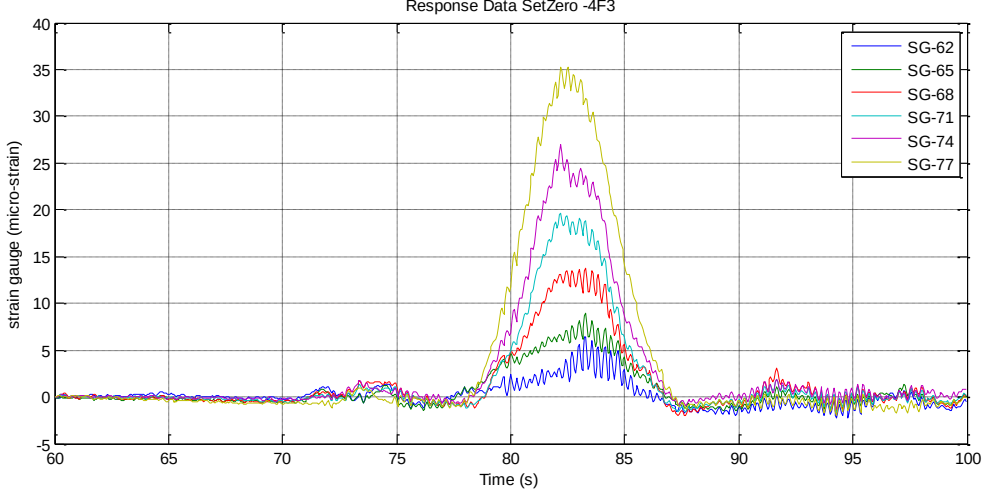
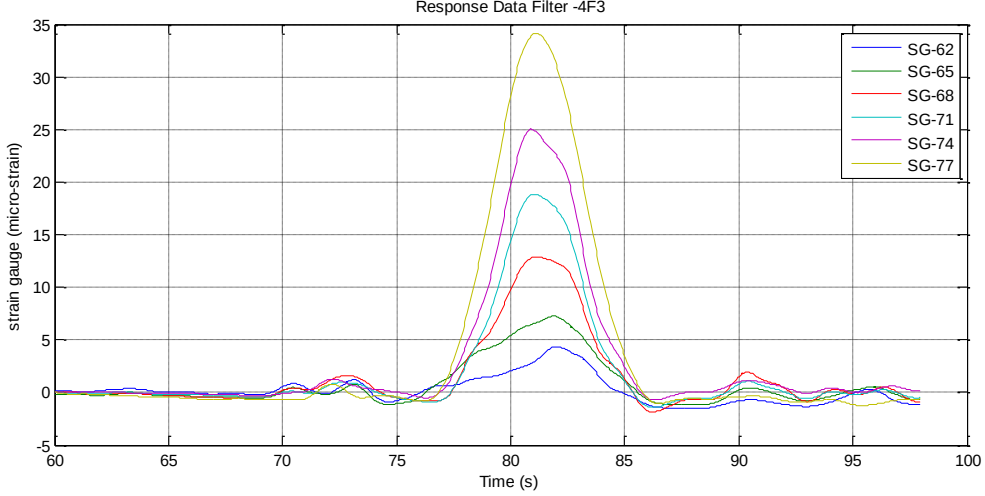
ตารางที่ 4.2-19 ผลการทดสอบสะพานเดชาติวงศ์ 3 (รถบรรทุก 3F3 วิ่งในช่องจราจรด้านซ้ายสุด)

8. ประเภท 3F3		
รถบรรทุกทดสอบ	ลักษณะรถบรรทุก	น้ำหนักรถบรรทุก
(กท 81-1751) 		49,840 กิโลกรัม
Response Data SetZero -3F3  Response Data Filter -3F3 		

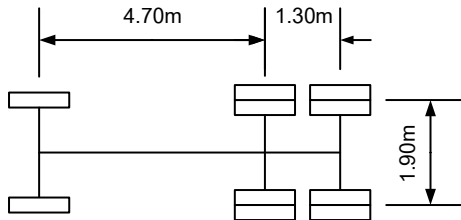
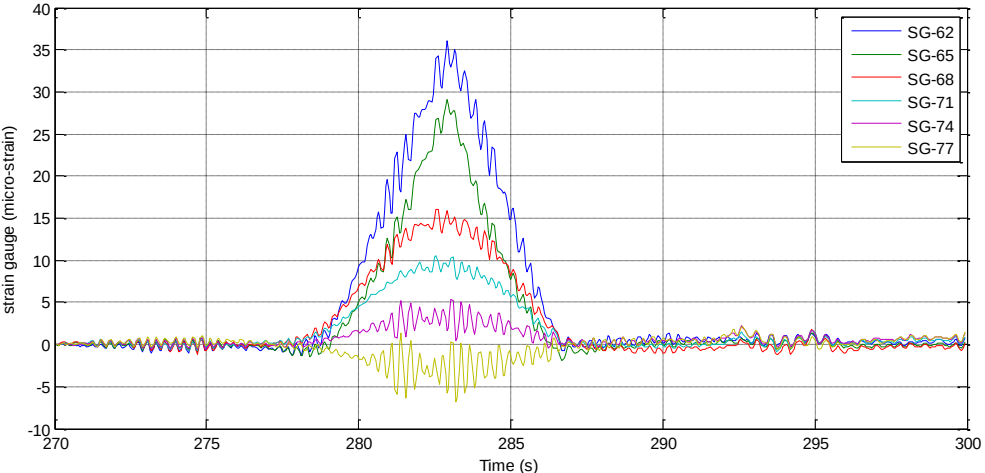
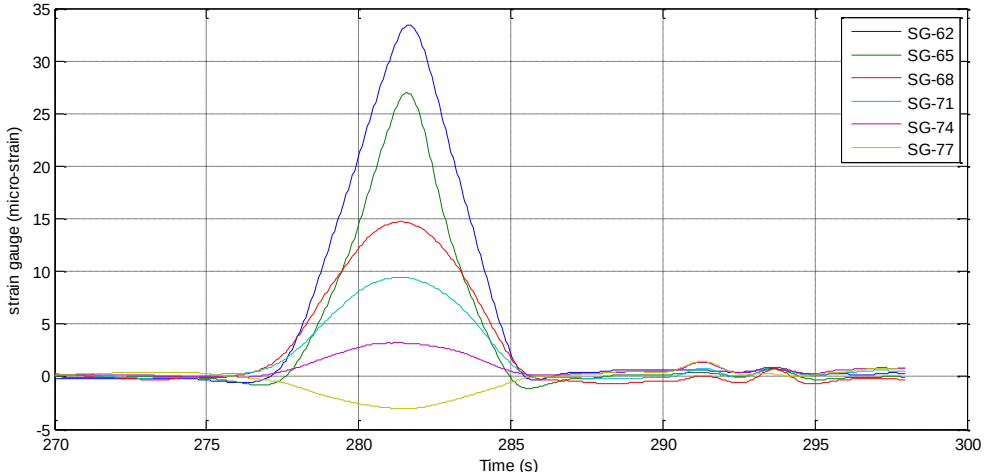
ตารางที่ 4.2-20 ผลการทดสอบสะพานเดชาติวงศ์ 3 (รถบรรทุก 4F2 วิ่งในช่องจราจรด้านซ้ายสุด)

9. ประเภท 4F2		
รถบรรทุกทดสอบ	ลักษณะรถบรรทุก	น้ำหนักรถบรรทุก
(กท 70-3004) 		39,600 กิโลกรัม
Response Data SetZero -4F2  Response Data Filter -4F2 		

ตารางที่ 4.2-21 ผลการทดสอบสะพานเดชาติวงศ์ 3 (รถบรรทุก 4F3 วิ่งในช่องจราจรด้านซ้ายสุด)

10. ประเภท 4F3		
รถบรรทุกทดสอบ	ลักษณะรถบรรทุก	น้ำหนักรถบรรทุก
(กท 70-1403) 		37,970 กิโลกรัม
Response Data SetZero -4F3  Response Data Filter -4F3 		

ตารางที่ 4.2-22 ผลการทดสอบสะพานเดชาติวงศ์ 3 (รถบรรทุก T3 วิ่งในช่องจราจรด้านขวาสุด เพิ่มกรณีพิเศษ)

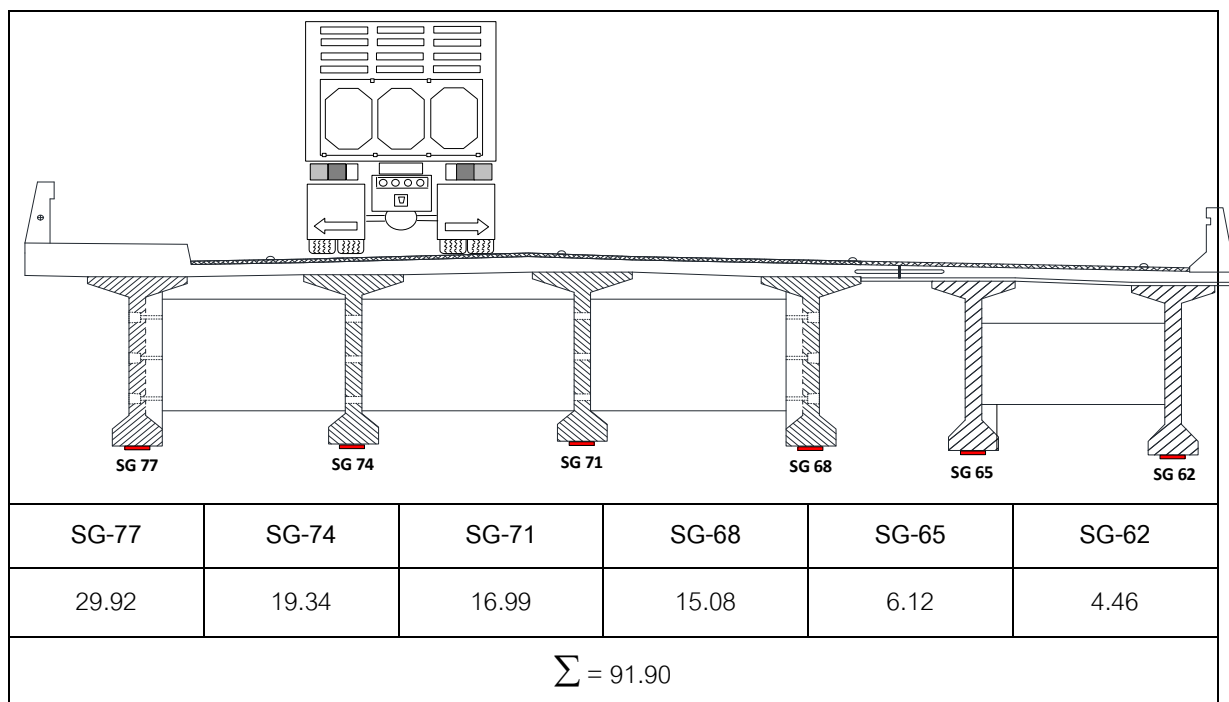
11. ประเภท T3 (R)		
รถบรรทุกทดสอบ	ลักษณะรถบรรทุก	น้ำหนักรถบรรทุก
(กท 82-9452) 		24,630 กิโลกรัม
Response Data SetZero -T3R  Response Data Filter -T3R 		

4.3 การสอบเทียบค่าความเครียดกับน้ำหนักบรรทุกทุก

การใช้ข้อมูลการตรวจวัดเพียงตำแหน่งเดียวในการสอบเทียบอาจมีความคลาดเคลื่อนได้มาก ดังนั้น การสอบเทียบจะใช้ค่าผลรวมขนาดความเครียดของทุกคันที่รับแรงแล้วกระจายจากบรรทุกตลอดหน้าตัดสะพาน ตัวอย่างการสอบเทียบค่าความเครียดกับของรถบรรทุกประเภท 3F3 บนสะพานเดชาติวงศ์ 2 แสดงในรูปที่ 4.3-1 ซึ่งมีรายละเอียด ดังนี้

- สะพานประเภท I-Girder มีคานตามยาว 6 ตัว
- มีอุปกรณ์ตรวจวัดความเครียด 6 ตัว ติดตั้งที่ด้านล่าง ณ ตำแหน่งกึ่งกลางคาน
- รถบรรทุกประเภทรถพ่วง 6 เพลา 12 ล้อ ยาง 22 เส้น (3F3) มีน้ำหนักบรรทุกรวม 50.20 ตัน
- ผลรวมความเครียดของทุกคันในหน้าตัดสะพานมีค่าเท่ากับ 91.90 ไมโครสเตรน
- ดังนั้นค่าแฟคเตอร์น้ำหนักบรรทุกของรถบรรทุกประเภท 3F3 = $50.20/91.90 = 0.55$ ตัน/ไมโครสเตรน

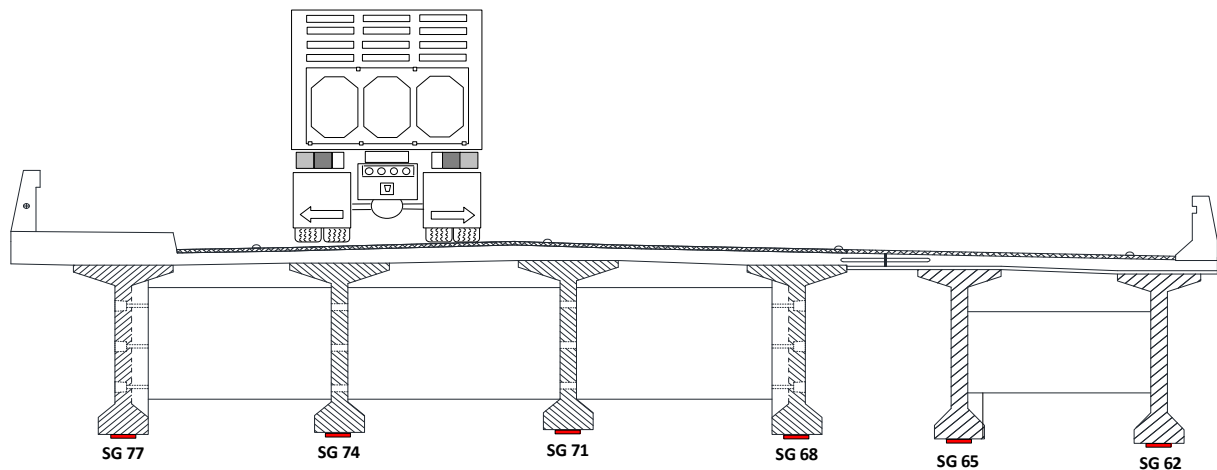
ดังนั้น หากนำรถบรรทุกประเภทอื่นๆ ที่ทราบน้ำหนักมาสอบเทียบก็จะสามารถหาค่าแฟคเตอร์น้ำหนักบรรทุกของรถบรรทุกประเภทนั้นๆ ได้



รูปที่ 4.3-1 ตัวอย่างรูปแบบการสอบเทียบน้ำหนักบรรทุกทุกประเภท 3F3

4.3.1. การสอบเทียบค่าความเครียดของสะพานเดชาติวงศ์ 2

การสอบเทียบค่าความเครียดกับรถบรรทุกของสะพานเดชาติวงศ์ 2 ได้ใช้ค่าความเครียดที่ด้านล่างบริเวณกึ่งกลางสะพานจำนวน 6 ตำแหน่ง ได้แก่ SG-62, SG-65, SG-68, SG-71, SG-74 และ SG77 ดังรูปที่ 4.3-2 โดยนำน้ำหนักบรรทุกแต่ละประเภทที่ตรวจวัดได้จริง (W) หารด้วยค่าผลรวมขนาดความเครียด ($\sum|\epsilon|$) ของทุกคานในหน้าตัดสะพาน จะได้ค่าแฟคเตอร์น้ำหนักบรรทุก ($W/\sum|\epsilon|$) สำหรับรถบรรทุกประเภทนั้น ๆ ดังแสดงในตารางที่ 4.3-1



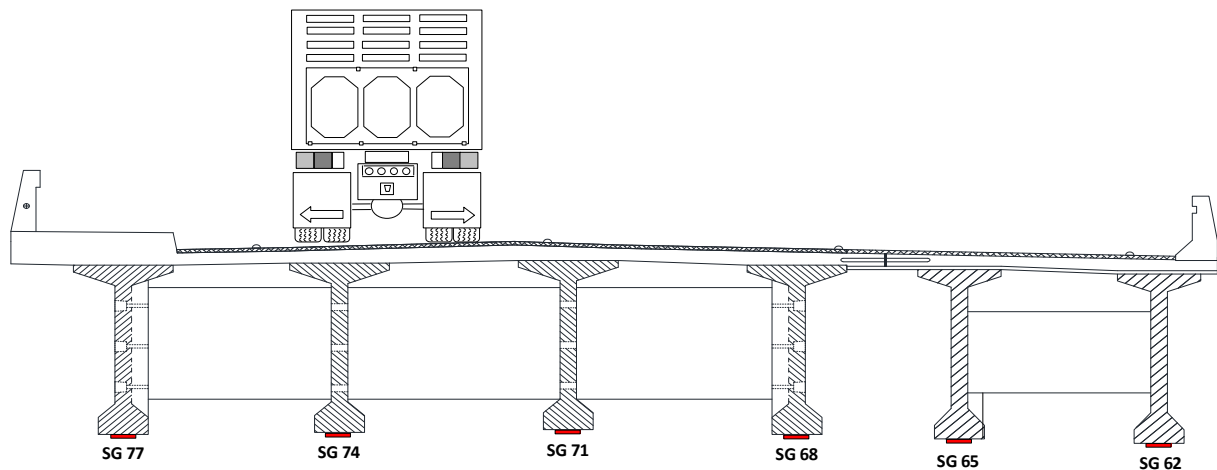
รูปที่ 4.3-2 ตำแหน่งอุปกรณ์ตรวจวัดบริเวณกึ่งกลางคานสะพานเดชาติวงศ์ 2

ตารางที่ 4.3-1 ผลการสอบเทียบค่าความเครียดกับน้ำหนักบรรทุกทุกของสะพานเดชาติวงศ์ 2

ลำดับ	ประเภทรถบรรทุก	ช่องจราจรที่วิ่ง	น้ำหนักบรรทุกจริง (W) (ตัน)	ผลรวมค่าความเครียด ($\sum \epsilon $) (ไมโครสเตรน)	ค่าแฟคเตอร์น้ำหนักบรรทุก ($W/\sum \epsilon $) (ตัน/ไมโครสเตรน)
1	T2	ซ้ายสุด	14.76	34.57	0.43
2.1	T3	ซ้ายสุด	24.82	47.72	0.52
2.2	T3	ขวาสุด	24.92	69.85	0.36
3	T4	ซ้ายสุด	29.60	71.19	0.42
4	2S2	ซ้ายสุด	21.35	35.62	0.60
5	3S2	ซ้ายสุด	25.34	38.67	0.66
6	3S3	ซ้ายสุด	49.49	93.79	0.53
7	3F2	ซ้ายสุด	46.74	101.18	0.46
8	3F3	ซ้ายสุด	50.20	91.90	0.55
9	4F2	ซ้ายสุด	47.50	110.31	0.43
10	4F3	ซ้ายสุด	44.87	79.72	0.56

4.3.2. การสอบเทียบค่าความเครียดสะพานเดชาติวงศ์ 3

การสอบเทียบค่าความเครียดกับรถบรรทุกของสะพานเดชาติวงศ์ 3 ได้ใช้ค่าความเครียดที่ด้านล่างบริเวณกึ่งกลางสะพานจำนวน 6 ตำแหน่ง ได้แก่ SG-62, SG-65, SG-68, SG-71, SG-74 และ SG77 ดังรูปที่ 4.3-3 โดยนำน้ำหนักบรรทุกทุกแต่ละประเภทที่ตรวจวัดได้จริง (W) หาคด้วยค่าผลรวมขนาดความเครียด ($\sum|\epsilon|$) ของทุกคานในหน้าตัดสะพานที่พิจารณา จะได้ค่าแฟคเตอร์น้ำหนักบรรทุก ($W/\sum|\epsilon|$) สำหรับรถบรรทุกประเภทนั้น ๆ ดังแสดงในตารางที่ 4.3-2



รูปที่ 4.3-3 ตำแหน่งอุปกรณ์ตรวจวัดบริเวณกึ่งกลางคานสะพานเดชาติวงศ์ 3

ตารางที่ 4.3-2 ผลการสอบเทียบค่าความเครียดกับน้ำหนักบรรทุกทุกของสะพานเดชาติวงศ์ 3

ลำดับ	ประเภทรถบรรทุก	ช่องจราจรที่วิ่ง	น้ำหนักบรรทุกจริง (W) (ตัน)	ผลรวมค่าความเครียด ($\sum \epsilon $) (ไมโครสเตรน)	ค่าแฟคเตอร์น้ำหนักบรรทุก ($W/\sum \epsilon $) (ตัน/ไมโครสเตรน)
1	T2	ซ้ายสุด	14.65	41.28	0.35
2.1	T3	ซ้ายสุด	22.85	62.85	0.36
2.2	T3	ขวาสุด	24.63	29.13	0.85
3	T4	ซ้ายสุด	29.00	74.70	0.39
4	2S2	ซ้ายสุด	19.70	51.01	0.39
5	3S2	ซ้ายสุด	44.80	212.58	0.21
6	3S3	ซ้ายสุด	50.16	133.10	0.38
7	3F2	ซ้ายสุด	45.23	63.09	0.72
8	3F3	ซ้ายสุด	49.84	128.62	0.39
9	4F2	ซ้ายสุด	39.60	129.08	0.31
10	4F3	ซ้ายสุด	37.97	103.03	0.37

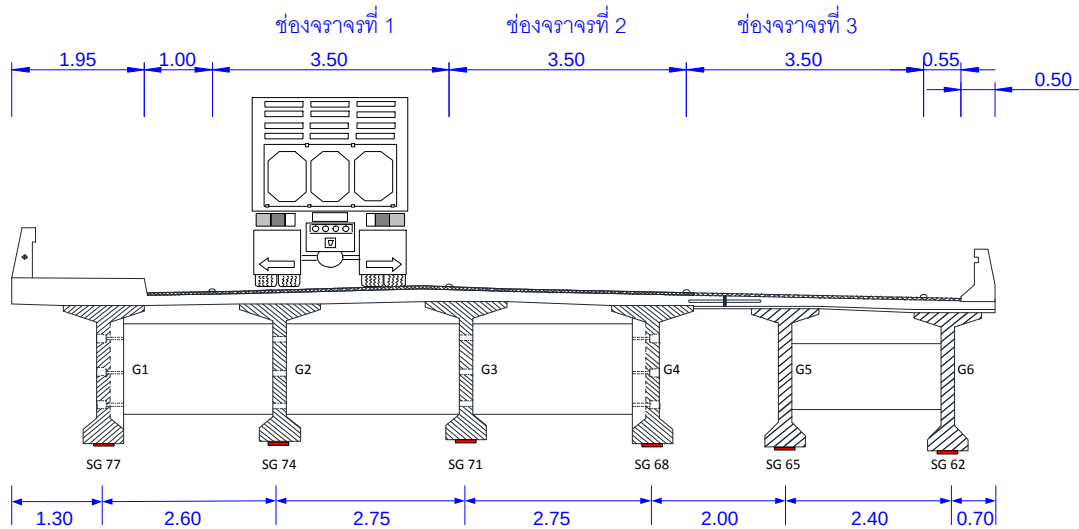
บทที่ 5 การวิเคราะห์ข้อมูลความเครียด

ข้อมูลความเครียดที่ได้จากการตรวจวัดภายใต้การจราจรปกติจำนวน 20 วัน จะถูกนำมาจับคู่กับข้อมูลรถบรรทุกที่วิ่งผ่านสะพาน เพื่อหาค่าความเครียดสูงสุด หรือ จุดยอด (Peak Strain) เมื่อทราบเวลาที่รถบรรทุกวิ่งผ่านสะพานที่ทำให้เกิดจุดยอดแล้ว จะทำการแยกค่าความเครียดออกเป็น 2 องค์ประกอบ คือ ค่าความเครียดเสมือนสถิต (Pseudo Static Strain, ϵ_{stat}) และ ค่าความเครียดพลวัต (Dynamic Strain, ϵ_{dyn}) เพื่อใช้คำนวณค่าตัวคูณแรงกระแทก (Impact Factor, IM) ค่าสัมประสิทธิ์การกระจายแรงลงสู่คาน (Girder Distribution Factor, GDF) นอกจากนี้ค่าความเครียดสูงสุดในช่วงเวลาต่างๆ จะถูกนำไปใช้ในการวิเคราะห์รอยแตกเนื่องจากความล้าของพื้นสะพาน และใช้ประเมินความสามารถการรับน้ำหนักของคาน

5.1 การหาค่าความเครียดสูงสุด ค่าตัวคูณแรงกระแทก และค่าสัมประสิทธิ์การกระจายแรง

ในการตรวจวัดสะพานภายใต้การจราจรปกติเป็นระยะเวลา 20 วัน ทีมงานได้ติดตั้งกล่องวีดีโอเพื่อบันทึกสภาพการจราจรบนสะพาน เพื่อนำมาจดบันทึกประเภทรถบรรทุกที่วิ่งเข้าสู่สะพาน ซึ่งจะแบ่งออกเป็น 10 ประเภท ได้แก่ T2, T3, T4, 2S2, 3S2, 3S3, 3F2, 3F3, 4F2 และ 4F3 โดยจะระบุช่องจราจรที่รถบรรทุกวิ่ง และเวลาที่รถบรรทุกวิ่งถึงกึ่งกลางสะพาน เพื่อนำข้อมูลรถบรรทุกที่ได้จากกล่องวีดีโอไปจับคู่กับค่าความเครียดที่ได้จากอุปกรณ์ตรวจวัดที่เกิดขึ้น ณ เวลาเดียวกัน

ในช่วงเวลาเดียวกัน ได้ทำการรวบรวมข้อมูลค่าความเครียดที่เกิดขึ้นที่ตำแหน่งต่างๆ จากการวิ่งผ่านของรถบรรทุก โดยตำแหน่งที่อ่อนไหวต่อรถบรรทุกมากที่สุด คือ ที่บริเวณด้านล่างของกึ่งกลางสะพาน ดังนั้นจึงได้เลือก Strain Gauge จำนวน 3 ตำแหน่ง คือ SG77, SG71 และ S62 ดังรูปที่ 5.1-1 ในการตรวจจับ (Detect) รถบรรทุกที่วิ่งในช่องจราจรที่ 1 (ด้านซ้ายสุด) ช่องจราจรที่ 2 (ตรงกลาง) และ ช่องจราจรที่ 3 (ด้านขวาสุด) ตามลำดับ โดยจะทำการจับคู่เวลาที่รถบรรทุกวิ่งมาถึงกึ่งกลางคาน และจุดยอดที่ค่าความเครียดขึ้นสูงสุด (Peak Strain) เมื่อทราบเวลาที่ทำการเกิดจุดยอดแล้ว จะใช้เวลาเดียวกันนี้ในการหาค่าความเครียดของทุกคานที่กึ่งกลางสะพาน (SG77, SG74, SG71, SG68, SG65 และ SG63)

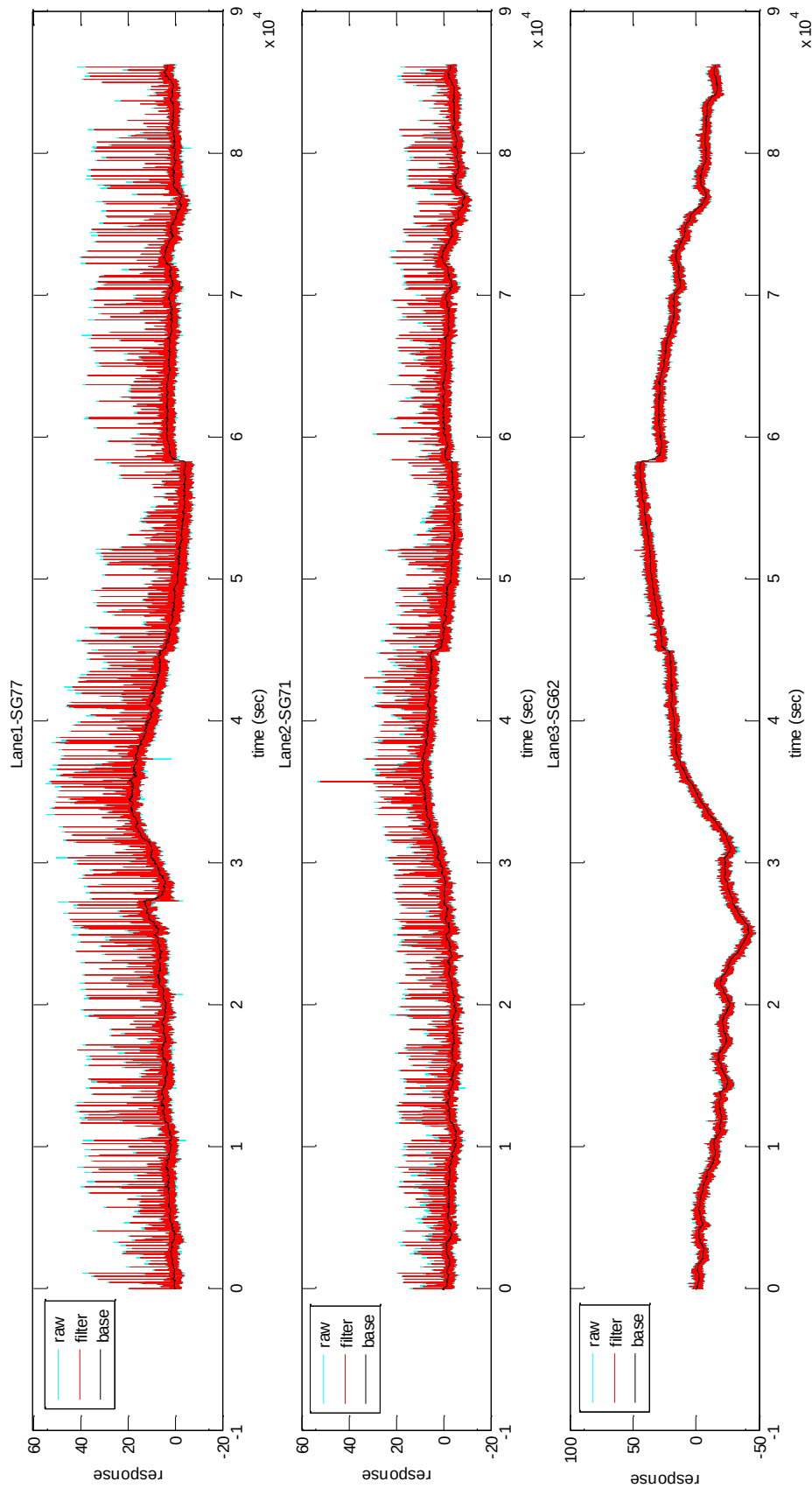


รูปที่ 5.1-1 ตำแหน่งอุปกรณ์ตรวจวัดบริเวณกึ่งกลางคานสะพานเดชาติวงศ์ 2 และ สะพานเดชาติวงศ์ 3

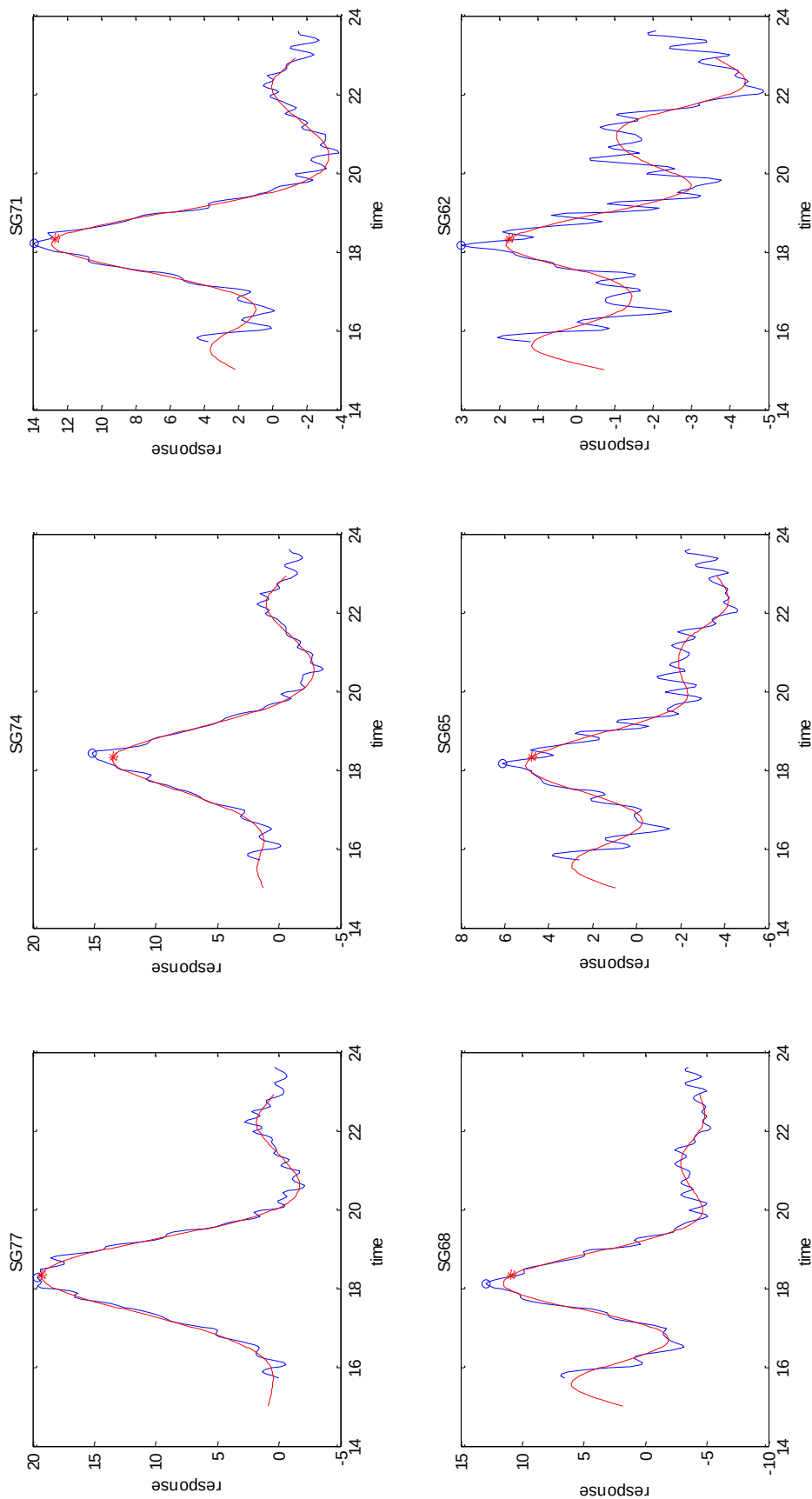
ถึงแม้รถบรรทุกในแต่ละเที่ยวจะมีน้ำหนักที่แน่นอน แต่ค่าความเครียดที่ตรวจวัดได้จะเป็นค่าที่รวมผลจากการสั่นไหวแบบพลวัต ซึ่งจะมีค่าไม่แน่นอนและไม่สม่ำเสมอ ดังนั้น เพื่อให้การจับคู่ข้อมูลมีความแน่นอนยิ่งขึ้น ค่าความเครียดที่ได้จากการตรวจวัดจะผ่านกระบวนการกรองความถี่แบบ Low Pass Filter เพื่อกรองความถี่สูงที่เกิดจากการสั่นไหวออกไป เหลือเฉพาะส่วนที่เป็นความเครียดเสมือนสถิต (Pseudo-Static Strain) ซึ่งจะเป็นค่าที่แน่นอนยิ่งขึ้นสำหรับรถบรรทุกแต่ละประเภท

รูปที่ 5.1-2 ถึง รูปที่ 5.1-4 แสดงตัวอย่างการจับคู่รถบรรทุกกับค่าความเครียดที่วิ่งผ่านสะพานเดชาติวงศ์ 2 จำนวน 1 วัน (ข้อมูลของวันที่ 18 กุมภาพันธ์ 2560) โดยรูปที่ 5.1-2 แสดงค่าสัญญาณความเครียดที่อุปกรณ์ SG77, SG 71 และ SG 62 ที่ใช้ในการจับคู่กับรถบรรทุกที่วิ่งในช่องจราจรจราจรที่ 1, 2 และ 3 ตามลำดับ โดยข้อมูล 1 วัน มี 86,400 วินาที ข้อมูลดิบของแต่ละสัญญาณความเครียด (Raw Data) จะถูกกรองเอาความถี่สูงออกไปให้เป็นค่าความเครียดเสมือนสถิต (Filtered Data) นอกจากนี้ข้อมูลดิบจะถูกกรองเอาความถี่ต่ำถึงสูงออกไปเหลือเฉพาะความถี่ที่ต่ำมาก ซึ่งใกล้เคียงกับสภาพที่ไม่มีการจราจร (Base Data) มีแต่การเปลี่ยนแปลงความเครียดเนื่องจากอุณหภูมิระหว่างวัน สำหรับใช้เป็นค่าอ้างอิงในการคำนวณหาจุดยอดของความเครียด (Peak Strain) ในแต่ละช่วงเวลาสั้นๆ ที่รถบรรทุกวิ่งผ่าน ซึ่งส่วนต่างระหว่าง จุดยอดของ Raw Data กับ Base Data คือ ค่าความเครียดสูงสุดที่รวมการสั่นไหว ในขณะที่ส่วนต่างระหว่างจุดยอดของ Filtered Data กับ Base Data คือ ค่าความเครียดสูงสุดแบบสถิต

รูปที่ 5.1-3 แสดงตัวอย่างการจับคู่รถบรรทุกที่วิ่งผ่านสะพานกับจุดยอดของความเครียด (Filtered Peak) ที่เกิดขึ้นจากข้อมูลในกล้องวิดีโอ ซึ่งพบว่ามียุทธรถบรรทุกประเภท T3 วิ่งมาในช่องจราจรที่ 1 (ด้านซ้ายสุด) และถึงกึ่งกลางสะพานที่เวลา 19 วินาที ซึ่งในช่วงเวลาดังกล่าวจะใกล้เคียงกับเวลา 18.35 วินาที ซึ่งพบจุดยอดของความเครียดขนาด 19 ไมโครสเตรน บนอุปกรณ์หมายเลข SG77 เวลาที่คนจดบันทึกเมื่อเห็นรถบรรทุกวิ่งมาถึงกึ่งกลางสะพานอาจคลาดเคลื่อนจากเวลาที่อุปกรณ์ตรวจพบจุดยอดไปบ้าง ในการวิเคราะห์การจับคู่จะอ้างอิงเวลาของสัญญาณความเครียดเป็นหลัก (18.35 วินาที) และใช้เวลานี้ในการหาจุดยอดความเครียดของทุกคาน (SG77 บน G1 , SG74 บน G2, SG71 บน G3, SG68 บน G4, SG65 บน G5 และ SG62 บน G6) นอกจากนี้ ยังได้หาจุดยอดของค่าความเครียดของข้อมูลดิบ (Raw Peak) ที่มีการสั่นไหวขึ้นลง โดยจะทำการขยับเวลา $\pm$ ไม่เกิน 0.25 วินาที จากจุดยอด Filtered Peak นั้น เพื่อหาจุดยอดย่อย ๆ ที่อาจจะสูงขึ้นเนื่องจากการสั่นไหว และใช้ค่าดังกล่าวในการวิเคราะห์ผลกระทบเนื่องจากแรงกระแทก (Impact Factor)



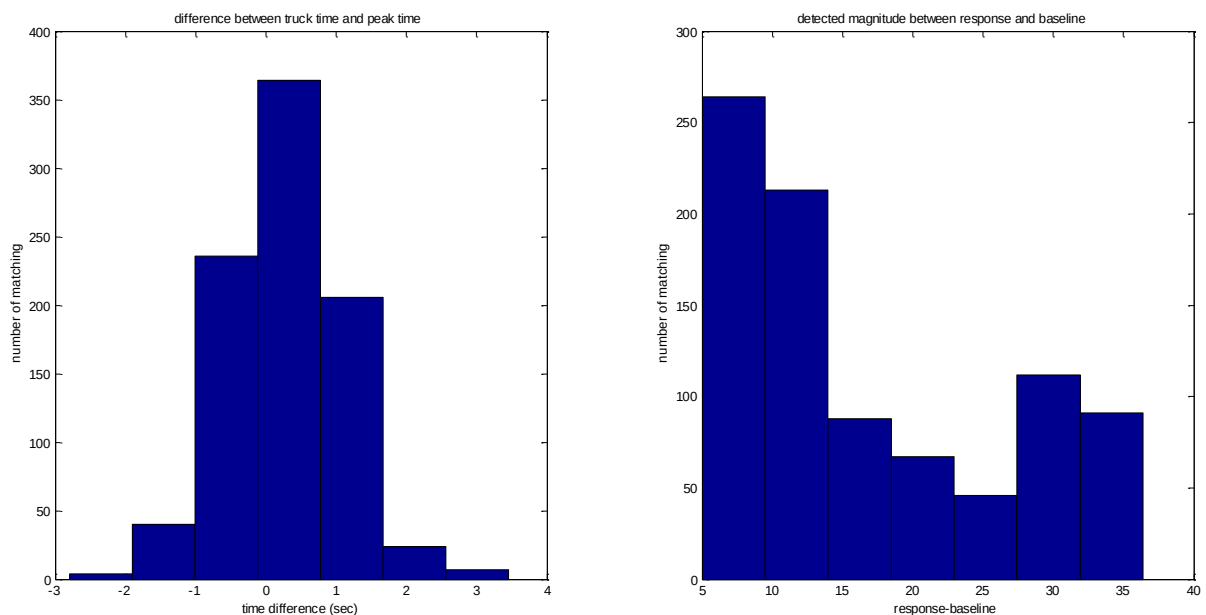
รูปที่ 5.1-2 ตัวอย่างค่าความเครียดที่ 3 ตำแหน่ง สำหรับใช้กับกรอบบรรทุกที่วิ่งในแต่ละช่องจราจรบนสะพานเดชาติวงศ์ 2 จำนวน 1 วัน (86,400 วินาที)



รูปที่ 5.1-3 ตัวอย่างการบรรทุกประเภท T3 ซึ่งวิ่งในช่องจราจรที่ 1 (ด้านซ้ายสุด) ทำให้เกิดความเครียดสูงสุดที่อุปกรณ์ SG77 ในวินาทีที่ 18.35

รูปที่ 5.1-4 แสดงตัวอย่างผลการจับคู่รถบรรทุกประเภทต่างๆ ที่ได้จากกล้องวิดีโอกับจุดยอดของความเครียด (Filtered Peak) โดยในการวิเคราะห์การจับคู่อาจมีการตัดข้อมูลบางส่วนออกไป เช่น ถ้าเวลาที่รถบรรทุกเข้าถึงกึ่งกลางสะพานและเวลาที่พบจุดยอดแตกต่างกันมากกว่า ± 4 วินาที จะตัดข้อมูลนั้นทิ้งไป เพราะอาจมีความคลาดเคลื่อนการจับคู่จุดยอดของความเครียดกับรถบรรทุกได้ หรือ ถ้ารถบรรทุกทำให้เกิดความเครียดต่ำกว่า 5 ไมโครสเตรน จะตัดข้อมูลนั้นทิ้งไป เนื่องจากไม่สามารถแยกจุดยอดจริงออกจากจุดยอดการสั่นไหวปกติของสะพานที่เกิดจากรถหลายขนาดวิ่งในช่วงเวลาแตกต่างกันได้ (Noise Peak ~ 2 -3 ไมโครสเตรน) ถึงแม้ผลการจับคู่ที่ได้ในแต่ละวันจะเหลือน้อยลง แต่ผลลัพธ์ที่ได้จะมีความแม่นยำมากขึ้นสำหรับใช้วิเคราะห์ในขั้นตอนถัดๆ ไป

num truck=1107.vs. matching=881or79.5845%



รูปที่ 5.1-4 ตัวอย่างจำนวนรถบรรทุกที่ตรวจจับได้บนสะพานเดชาติวงศ์ 2 จำนวน 1 วัน

ในการวิเคราะห์หาค่าความเครียดสูงสุดสำหรับใช้ประเมินความล้าของคอนกรีตพื้นสะพานและประเมินความสามารถรับแรงดัดของคานจะพิจารณาค่าความเครียดที่เกิดจากผลรวมของคลื่นการสั่นไหวของรถบรรทุกและรถประเภทอื่นๆ ที่เกิดขึ้นหลายรอบในแต่ละวัน โดยจะเลือกจุดยอดของความเครียดที่รวมกันสั่นไหว (Raw Peak Strain) ที่อยู่ห่างกันอย่างน้อย 4 วินาที เรียงจากจุดยอดที่มีขนาดใหญ่สุดไปยังจุดยอดที่มีขนาดเล็กที่สุด โดยมีจำนวนเท่ากับรถบรรทุกที่วิ่งในแต่ละวัน รวมข้อมูลทั้งสิ้น 20 วัน

ค่าความเครียดสูงสุด หรือ จุดยอดของความเครียด (Peak Strain) ที่เกิดขึ้นจากรถบรรทุกวิ่งผ่านสะพานจะถูกนำมาใช้ในการวิเคราะห์ ค่าตัวคูณแรงกระแทก (Impact Factor, IM) ค่าสัมประสิทธิ์การกระจายแรงลงสู่คาน (Girder Distribution Factor, GDF) ใช้ประเมินรอยแตกในพื้นสะพานจากความล้า (Fatigue Cracking) ใช้ประเมินศักยภาพของคาน และใช้คำนวณน้ำหนักบรรทุกแต่ละประเภทที่วิ่งผ่านสะพาน โดยในบทนี้จะอธิบายเฉพาะการคำนวณค่าตัวคูณแรงกระแทก ค่าสัมประสิทธิ์การกระจายแรงลงสู่คาน และการกรองข้อมูลค่าความเครียดสูงสุดสำหรับใช้ประเมินความล้าของพื้นสะพานและศักยภาพของคานเท่านั้น สรุปการนำค่าความเครียดสูงสุดไปใช้ในการวิเคราะห์ต่างๆ เป็นดังนี้

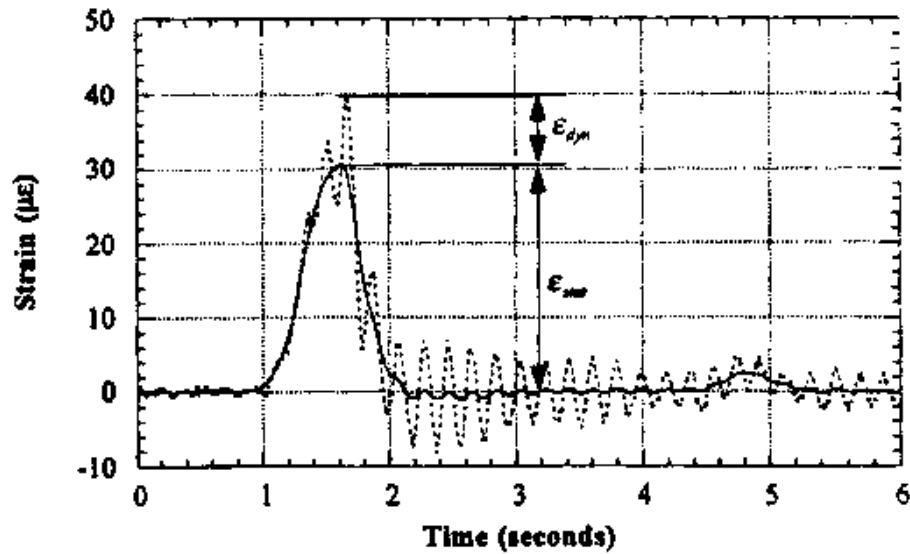
- ค่าความเครียดสูงสุดที่รวมคลื่นสั้นไหวจากรถบรรทุกที่วิ่งบนสะพาน ซึ่งกรองข้อมูลให้เหลือเฉพาะกรณีมีรถบรรทุก 1 คัน ($\epsilon_{1_trucks} = \epsilon_{1_stat} + \epsilon_{1_dyn}$) จะถูกนำไปวิเคราะห์ ค่าตัวคูณแรงกระแทก (Impact Factor, IM)
- ค่าความเครียดสูงสุดแบบเสมือนสถิตจากรถบรรทุกที่วิ่งบนสะพาน ซึ่งกรองข้อมูลให้เหลือเฉพาะกรณีมีรถบรรทุก 1 คัน (ϵ_{1_stat}) จะถูกนำไปวิเคราะห์
 - ค่าสัมประสิทธิ์การกระจายแรงลงคาน (Girder Distribution Factor, GDF)
 - น้ำหนักของรถบรรทุกประเภทต่างๆ ที่วิ่งผ่านสะพาน โดยอาศัยค่าแฟคเตอร์น้ำหนักสอบเทียบ
- ค่าความเครียดสูงสุดที่รวมคลื่นสั้นไหวจากรถบรรทุกที่วิ่งบนสะพาน ซึ่งอาจมากกว่า 1 คัน ($\epsilon_{n_trucks} = \epsilon_{n_stat} + \epsilon_{n_dyn}$) ที่อยู่ในตำแหน่งต่างๆ จะถูกนำไปวิเคราะห์
 - ความล้าของคอนกรีตพื้นสะพาน
 - ความสามารถในการรับน้ำหนักบรรทุกของคานคอนกรีตอัดแรง

รูปที่ 5.1-5 แสดงลักษณะจุดยอดของความเครียดที่ได้จากการตรวจวัด ซึ่งประกอบด้วยข้อมูล 2 ส่วน คือ ค่าความเครียดเสมือนสถิต ϵ_{stat} ที่ได้จากวัฏจักรหลัก และค่าความเครียดพลวัต ϵ_{dyn} จากการสั่นไหว โดยค่าตัวคูณแรงกระแทกจะมีค่าเท่ากับค่าความเครียดที่เพิ่มขึ้นจากการสั่นไหว (ϵ_{dyn}) ต่อความเครียดที่เกิดจากน้ำหนักบรรทุกแบบสถิต (ϵ_{stat}) ของคานตัวเดียวกัน สามารถเขียนเป็นสมการได้ดังนี้

$$IM = \frac{\epsilon_{dyn}}{\epsilon_{stat}} \quad (5.1.1)$$

ค่าสัมประสิทธิ์การกระจายแรงลงบนคานแต่ละตัวจะพิจารณาเฉพาะค่า ϵ_{stat} ตามหลักการวิเคราะห์โครงสร้างแบบสถิต (Static Analysis) กรณีที่คานแต่ละตัวมีค่าสติฟเนสรับแรงดัด (Flexural Stiffness, EI) เท่ากันหรือใกล้เคียงกัน ค่าสัมประสิทธิ์การกระจายแรงดัดลงในแต่ละคานจะมีค่าเท่ากับอัตราส่วนของ ϵ_{stat} ของคานนั้นต่อผลรวมของขนาด ϵ_{stat} ของทุกคานตลอดหน้าตัดสะพาน สามารถเขียนเป็นสมการได้ดังนี้

$$GDF_i = \frac{\epsilon_{stat,i}}{\sum_{j=1}^{NG} |\epsilon_{stat,j}|} \quad (5.1.2)$$



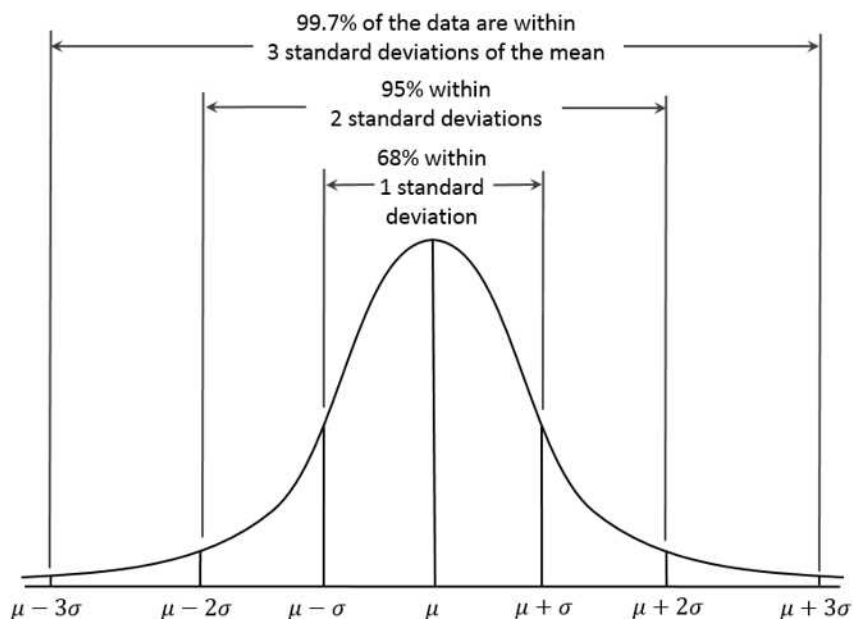
รูปที่ 5.1-5 วัฏจักรความเครียดที่เกิดขึ้นเนื่องจากรถบรรทุกเคลื่อนที่ผ่านสะพานด้วยความเร็วปกติ

การออกแบบคานสะพานโดยทั่วไปจะพิจารณากรณีที่มีรถบรรทุกมากกว่า 1 คันวิ่งบนสะพาน เพื่อให้ได้ผลรวมของแรงกระทำสูงสุดที่สามารถเกิดขึ้นได้ในคาน และออกแบบให้คานมีความสามารถรับแรงกระทำนั้นได้อย่างปลอดภัย สะพานเดชาติวงศ์ 2 และ สะพานเดชาติวงศ์ 3 เป็นสะพานที่ลักษณะโครงสร้างเหมือนกัน มีจำนวนช่องจราจรเท่ากัน คือ 3 ช่องจราจร ค่าสัมประสิทธิ์การกระจายแรงที่เกิดจากรถบรรทุกวิ่งผ่านในแต่ละช่องจราจรโดยทั่วไปจะมีลักษณะการกระจายตัวเป็นแบบปกติ (Normal Distribution) ตามหลักการทางสถิติ ผลรวมของข้อมูลที่มีการกระจายตัวแบบปกติและไม่มี ความสัมพันธ์ซึ่งกันและกัน ค่าเฉลี่ย (mean, μ) และความแปรปรวน (Variance, σ^2) ของผลรวมจาก 3 ช่องจราจร สามารถเขียนได้ดังนี้

$$\text{mean}_{\text{tot}} = \text{mean}_{\text{lane1}} + \text{mean}_{\text{lane2}} + \text{mean}_{\text{lane3}} \quad (5.1.3)$$

$$\text{var}_{\text{tot}}^2 = \text{var}_{\text{lane1}}^2 + \text{var}_{\text{lane2}}^2 + \text{var}_{\text{lane3}}^2 \quad (5.1.4)$$

นอกจากนี้ สำหรับค่าตัวคูณแรงกระทำ (IM) และ ค่าสัมประสิทธิ์การกระจายแรง (GDF) จะทำการวิเคราะห์ค่า ขีดจำกัดสูง (Upper Bound) ที่ครอบคลุมความน่าจะเป็น 95% ของข้อมูล ซึ่งเป็นระดับที่นิยมใช้กันในการประเมินทาง สถิติ ซึ่งสามารถคำนวณได้โดย $\text{Data}@95\% = \text{mean} + 2 * \text{standard deviation}$ ดังแสดงในรูปที่ 5.1-6 โดยค่าขีดจำกัด บนนี้จะใช้เป็นตัวแทนในการเปรียบเทียบกับค่าที่กำหนดในการออกแบบสะพาน

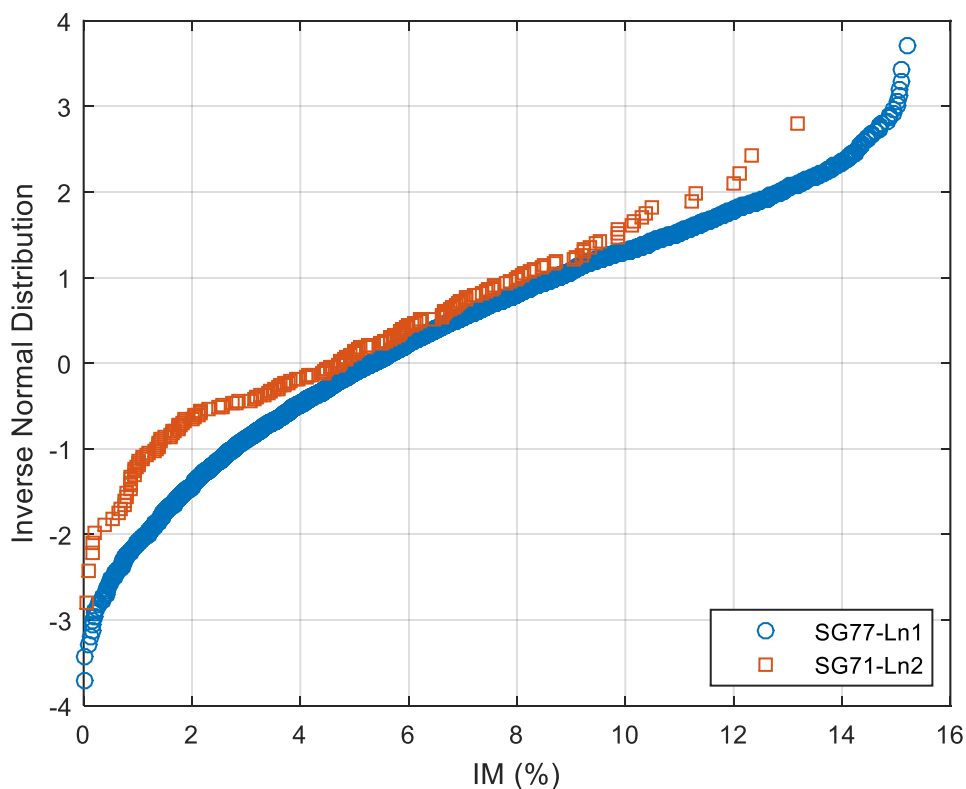


รูปที่ 5.1-6 ความน่าจะเป็นของข้อมูล

ในการวิเคราะห์หาค่าตัวคูณแรงกระทำและค่าสัมประสิทธิ์การกระจายแรงจะเลือกเฉพาะข้อมูลความเครียดที่เกิดจากรถบรรทุกวิ่งเพียง 1 คัน ในช่วงจราจรที่พิจารณาเท่านั้น ทั้งนี้เพื่อตัดผลกระทบค่าความเครียดที่เกิดจากรถบรรทุกคันอื่นๆ ที่อาจส่งผลต่อแรงกระทำ หรือเพิ่มแรงที่กระจายลงในแต่ละคานที่กำลังพิจารณา ส่วนกรณีการหาค่าความเครียดสูงสุดสำหรับใช้ประเมินความล้าของพื้นสะพานและคานสะพาน จะพิจารณาค่าผลรวมความเครียดที่รวมการสั่นไหว ทั้งกรณีที่มีรถบรรทุก 1 คัน หรือ มากกว่า 1 คัน วิ่งบนสะพาน ทั้งนี้เพื่อให้ได้ผลรวมค่าความเครียดสูงสุดที่เกิดขึ้นจริงบนสะพาน ณ ช่วงเวลาต่างๆ กัน

5.2 ผลการวิเคราะห์ของสะพานเดชาติวงศ์ 2

ในการวิเคราะห์ค่าตัวคูณแรงกระทำ (IM) จะทำการเปรียบเทียบค่าความเครียดแบบพลวัต (ϵ_{dyn}) กับความเครียดเสมือนสถิต (ϵ_{stat}) ที่ตำแหน่ง SG77 บนคานตัวที่ 1, SG71 บนคานตัวที่ 3 และ SG62 บนคานตัวที่ 6 สำหรับกรณีที่รถบรรทุกวิ่งในช่องจราจรที่ 1, 2 หรือ 3 ตามลำดับ ในการออกแบบ ค่า IM จะใช้คู่กับน้ำหนักของรถบรรทุกร่วมกับการวิเคราะห์แรงกระทำแบบสถิต (Static Analysis) เพื่อให้ได้ผลลัพธ์เทียบเท่ากับแรงกระทำจริงที่เป็นแบบพลวัต จากข้อมูลการสอบเทียบน้ำหนักบรรทุกบนสะพานเดชาติวงศ์ 2 รถบรรทุกประเภท T3 (รถบรรทุกสิบล้อ 25 ตัน ซึ่งเป็นรถบรรทุกประเภทที่นิยมใช้งานมากที่สุด) จะทำให้เกิดค่าความเครียดที่ SG77 ประมาณ 15 ไมโครสเตรน ดังนั้นในการวิเคราะห์จะเลือกเฉพาะค่าจุดยอดของความเครียด (Peak Strain) ที่เกิน 15 ไมโครสเตรน เท่านั้นในการคำนวณเป็นค่า IM แต่เนื่องจากช่องจราจรที่ 3 (ด้านขวาสุด) ไม่ข้อมูลที่ค่าความเครียดจากรถบรรทุกหนักที่วิ่งคันเดียวแล้วมีค่าเกิน 15 ไมโครสเตรน จึงไม่มีค่า IM ในช่องจราจรที่ 3 นี้ ผลการวิเคราะห์ค่า IM สรุปได้ดังแสดงในรูปที่ 5.2-1 และตารางที่ 5.2-1 ซึ่งจะเห็นว่าค่าตัวคูณแรงกระทำมีค่าเฉลี่ย (Inverse Normal Distribution = 0) อยู่ในช่วง 4.8 – 5.7% และจะสั้นไหวรุนแรงที่สุดเมื่อมีรถบรรทุกวิ่งในช่องจราจรที่ 1 ซึ่งจะเกิดสูงสุดที่ 15.2 % และมีค่าขีดจำกัดบนที่ 11.6%

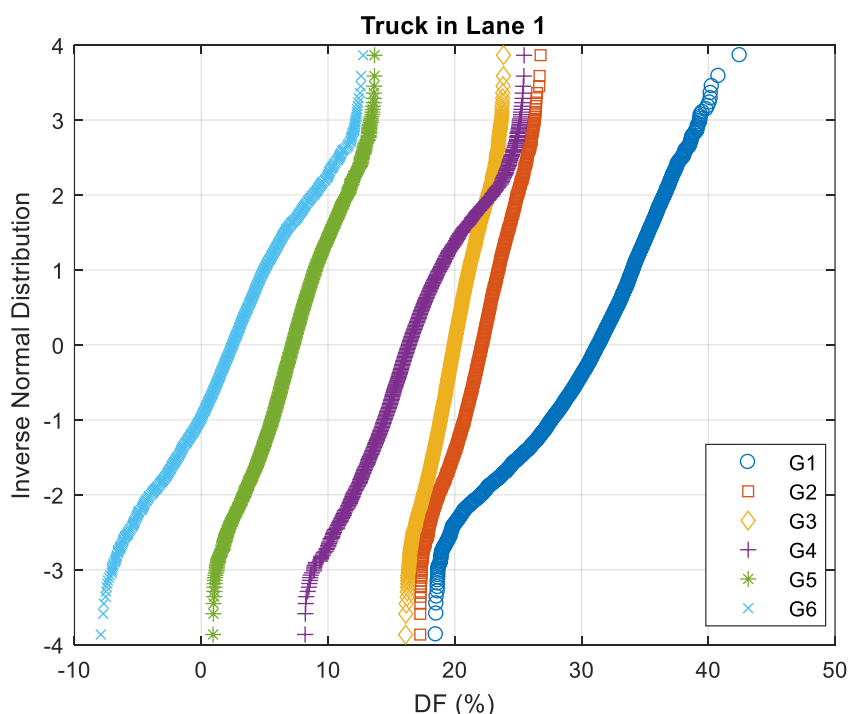


รูปที่ 5.2-1 ค่าตัวคูณแรงกระทำในคานที่ใช้ตรวจจับรถบรรทุกวิ่งในแต่ละช่องจราจร (สะพานเดชาติวงศ์ 2)

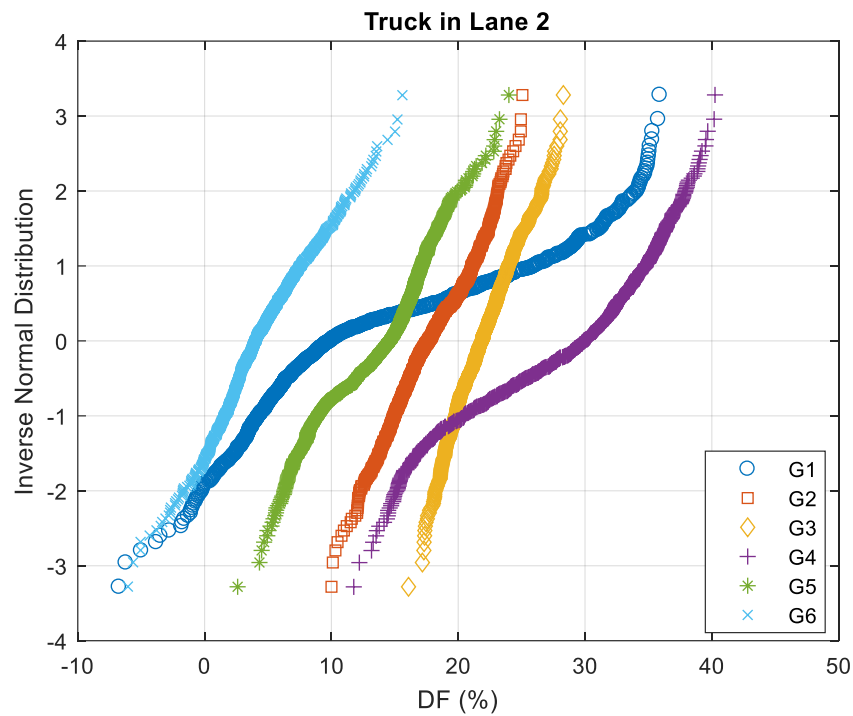
ตารางที่ 5.2-1 ค่าทางสถิติของค่าตัวคูณแรงกระทำ (สะพานเดชาติวงศ์ 2)

ค่าทางสถิติ	ค่าตัวคูณแรงกระทำ (IM, %)		
	SG77-Ln1	SG71-Ln2	SG62-Ln3
ค่าเฉลี่ย (mean)	5.7	4.8	ไม่มีข้อมูล
ค่าเบี่ยงเบนมาตรฐาน (std)	3.0	3.1	ไม่มีข้อมูล
ค่าขีดจำกัดบนที่ 95% (mean+2std)	11.6	10.9	ไม่มีข้อมูล
ค่าสูงสุด (max)	15.2	13.2	ไม่มีข้อมูล

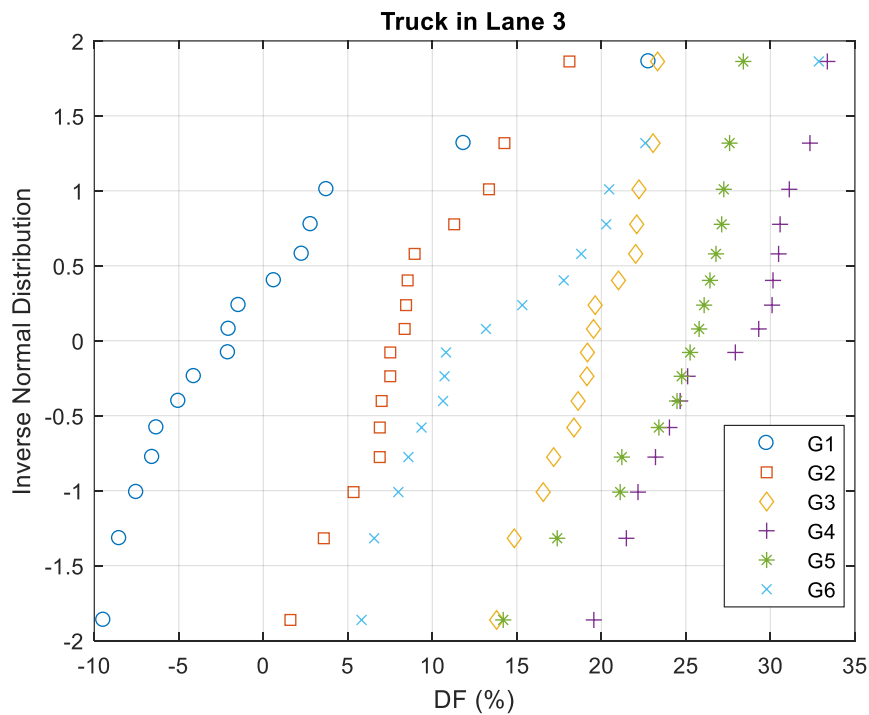
ผลการวิเคราะห์ค่าสัมประสิทธิ์การกระจายแรงในกรณีที่มีรถบรรทุกวิ่งในช่องจราจรที่ 1, 2 และ 3 แสดงดังรูปที่ 5.2-2 ถึง รูปที่ 5.2-4 ตามลำดับ เมื่อพิจารณาที่ระดับค่าเฉลี่ย (Inverse Normal Distribution = 0) จะเห็นได้ว่าเมื่อรถบรรทุกวิ่งในช่องจราจรที่ 1 คาน G1 และ G2 จะมีค่าสัมประสิทธิ์การกระจายแรงมากกว่าคานตัวอื่นๆ เมื่อรถบรรทุกวิ่งในช่องจราจรที่ 2 คาน G4 และ G3 จะมีค่าสัมประสิทธิ์การกระจายแรงมากกว่าคานตัวอื่นๆ แต่เมื่อรถบรรทุกวิ่งในช่องจราจรที่ 3 คาน G4 และ G5 จะมีค่าสัมประสิทธิ์การกระจายแรงมากกว่าคานตัวอื่นๆ ส่วนคาน G6 มีค่าสัมประสิทธิ์เป็นลำดับที่ 4 โดยภาพรวมการกระจายแรงของสะพานมีแนวโน้มค่อนข้างไปทางฝั่งซ้ายที่เป็นสะพานเก่าที่มีค่าสตีเฟนส์แรงดัดสูงกว่าสะพานใหม่เล็กน้อย



รูปที่ 5.2-2 ค่าสัมประสิทธิ์การกระจายแรงในกรณีที่มีรถบรรทุกวิ่งในช่องจราจรที่ 1 (สะพานเดชาติวงศ์ 2)



รูปที่ 5.2-3 ค่าสัมประสิทธิ์การกระจายแรงในกรณีที่รถบรรทุกวิ่งในช่องจราจรที่ 2 (สะพานเดชาติวงศ์ 2)

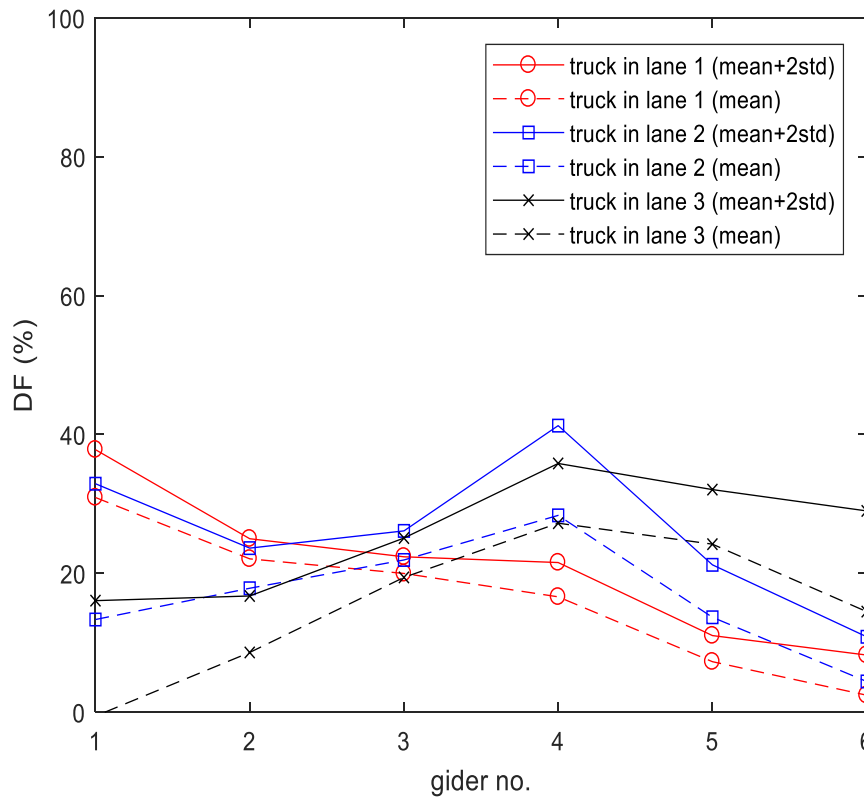


รูปที่ 5.2-4 ค่าสัมประสิทธิ์การกระจายแรงในกรณีที่รถบรรทุกวิ่งในช่องจราจรที่ 3 (สะพานเดชาติวงศ์ 2)

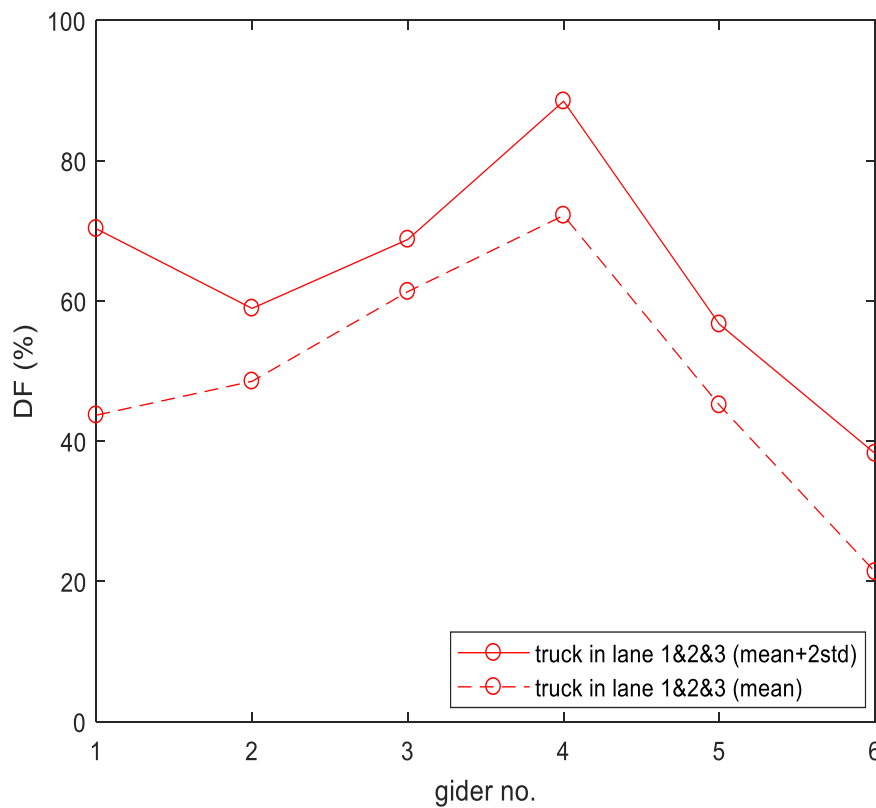
ตารางที่ 5.2-2 แสดงค่าทางสถิติของค่าสัมประสิทธิ์การกระจายแรงลงคาน G1 ถึง G6 ซึ่งประกอบด้วยค่าเฉลี่ย (mean) ค่าเบี่ยงเบนมาตรฐาน (std) ค่าขีดจำกัดบนที่ 95% (mean+2std) และค่าสูงสุด (max) ในกรณีที่มีรถบรรทุกวิ่งช่องจราจรที่ 1, 2 และ 3 และค่าผลรวมสัมประสิทธิ์การกระจายแรงลงคานกรณีที่มีรถบรรทุกวิ่ง 3 ช่องจราจรพร้อมกัน รูปที่ 5.2-5 แสดงลักษณะการกระจายตัวของค่าสัมประสิทธิ์การกระจายแรงลงคานพร้อมทั้งขีดจำกัดบนแยกในแต่ละกรณี (รถวิ่งช่องจราจรที่ 1, 2 และ 3) ส่วนรูปที่ 5.2-6 แสดงลักษณะการกระจายตัวของผลรวมค่าเฉลี่ยสัมประสิทธิ์การกระจายแรงลงแต่ละคานพร้อมทั้งขีดจำกัดบน กรณีที่มีรถบรรทุกวิ่ง 3 ช่องจราจรพร้อมกัน ซึ่งจะเห็นได้ว่าคานตัวใน (Interior Girder) ตัวที่ 4 จะรับแรงดัดมากที่สุด ภาพรวมการกระจายแรงมีลักษณะไม่สมมาตร โดยมีแนวโน้มค่อนไปทางฝั่งซ้ายซึ่งเป็นสะพานเก่าที่มีค่าสติฟเนสรับแรงดัดสูงกว่าฝั่งขวาที่เป็นสะพานใหม่เล็กน้อย

ตารางที่ 5.2-2 ค่าทางสถิติของค่าสัมประสิทธิ์การกระจายแรง (สะพานเดชาติวงศ์ 2)

Truck in	ค่าทางสถิติ	G1	G2	G3	G4	G5	G6
		SG77	SG74	SG71	SG68	SG65	SG62
Lane 1	mean	30.9	22.1	20.0	16.6	7.3	2.4
	std	3.44	1.45	1.20	2.47	1.88	2.89
	mean+2std	37.8	25.0	22.4	21.6	11.0	8.2
	max	42.5	26.8	23.8	25.5	13.7	12.8
Lane 2	mean	13.3	17.9	21.9	28.3	13.7	4.4
	std	9.78	2.89	2.09	6.46	3.78	3.22
	mean+2std	32.9	23.6	26.1	41.3	21.2	10.9
	max	35.9	25.1	28.3	40.3	24.0	15.6
Lane 3	mean	-0.6	8.6	19.4	27.2	24.2	14.5
	std	8.31	4.07	2.83	4.30	3.93	7.25
	mean+2std	16.1	16.7	25.1	35.8	32.1	29.0
	max	22.8	18.1	23.3	33.4	28.4	32.9
Lane1+2+3	mean	43.7	48.5	61.3	72.2	45.1	21.4
	std	13.29	5.20	3.72	8.15	5.77	8.45
	mean+2std	70.3	58.9	68.8	88.5	56.7	38.2



รูปที่ 5.2-5 ค่าสัมประสิทธิ์การกระจายแรงในกรณีที่รถบรรทุกวิ่งในช่องจราจรที่ 1, 2, 3 (สะพานเดชาติวงศ์ 2)

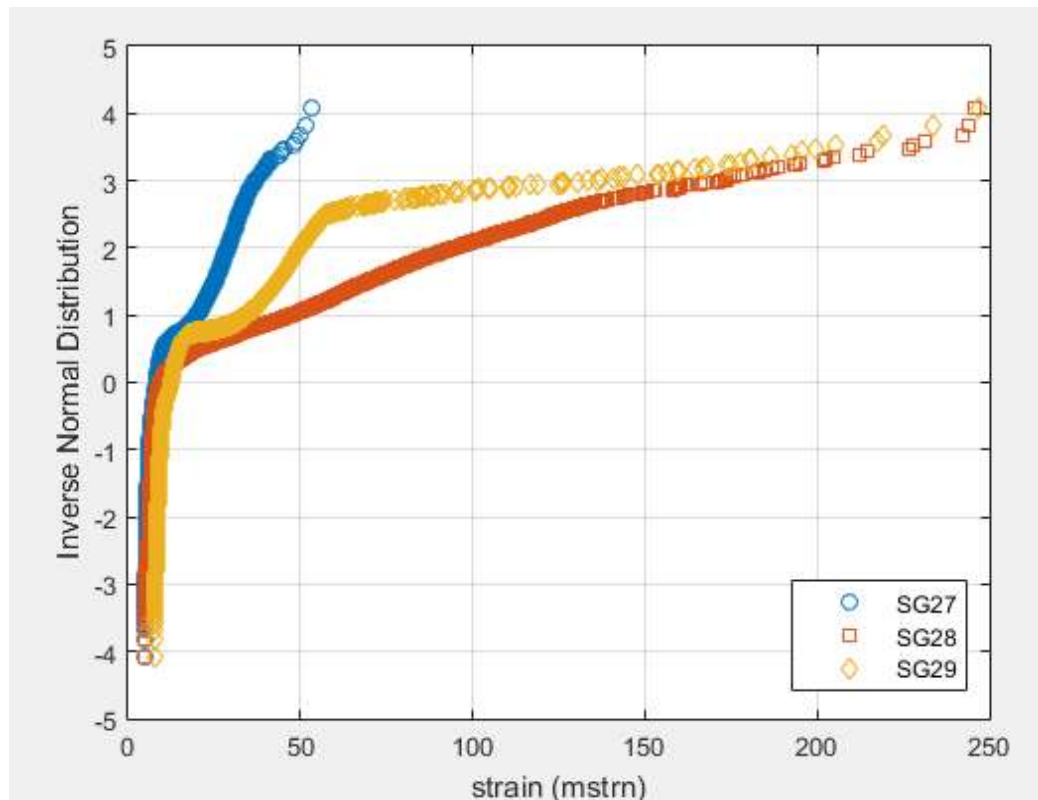


รูปที่ 5.2-6 ค่าสัมประสิทธิ์การกระจายแรงในกรณีที่รถบรรทุกวิ่งในช่องจราจรที่ 1, 2, 3 (สะพานเดชาติวงศ์ 2)

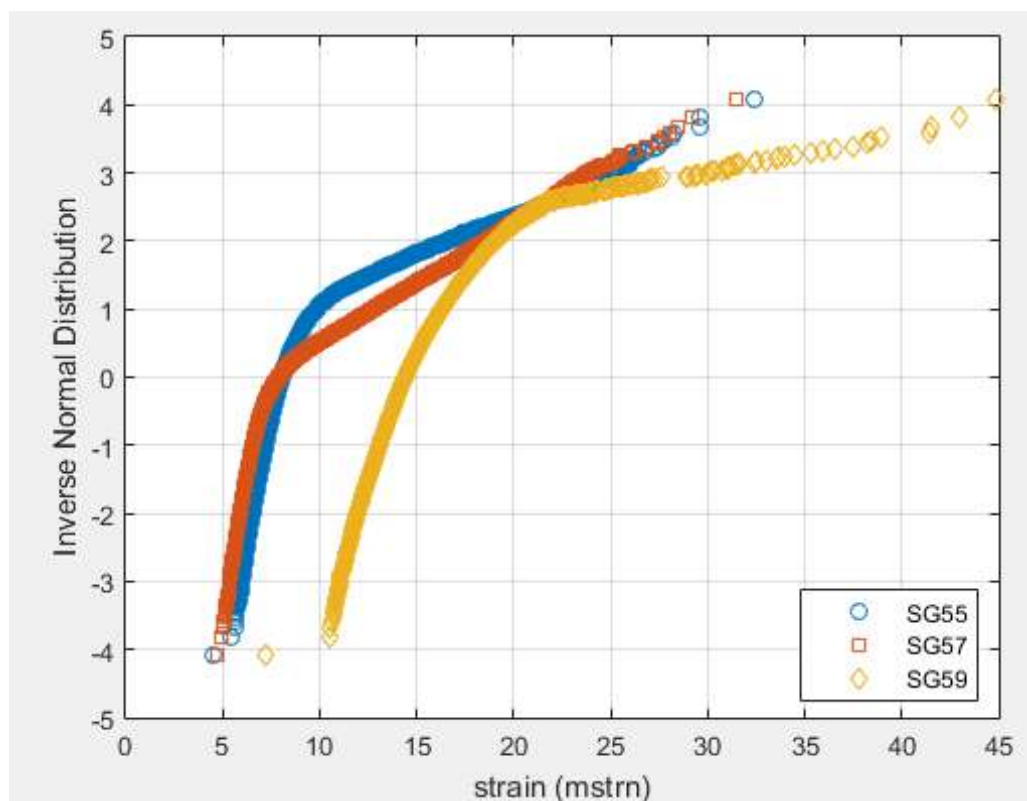
ตารางที่ 5.2-3 สรุปค่าความเครียดดึงสูงสุด (Maximum Tensile Strain) ที่เกิดขึ้นในแต่ละบริเวณของสะพานที่ได้จากการเก็บข้อมูล 20 วัน บนสะพานเดชาติวงศ์ 2 ซึ่งจะเห็นได้ว่าที่พื้นสะพานด้านล่างของช่วงแขวนที่ระยะ L/8 มีค่าความเครียดดึงสูงสุด 247.0 ไมโครสเตรน ที่ตำแหน่ง SG29 พื้นสะพานด้านล่างของช่วงแขวนที่ระยะ 3L/8 มีค่าความเครียดดึงสูงสุด 44.9 ไมโครสเตรน ที่ตำแหน่ง SG59 พื้นสะพานด้านล่างของช่วงแขวนที่ระยะ L/2 มีค่าความเครียดดึงสูงสุดที่ 110.9 ไมโครสเตรน ที่ตำแหน่ง SG79 ส่วนคานช่วงแขวนด้านล่างที่ระยะ L/2 มีค่าความเครียดดึงสูงสุด 54.8 ไมโครสเตรน ที่ปีกคานด้านบนของคานช่วงยื่นเหนือตอม่อมีค่าความเครียดดึงสูงสุด 113.0 ไมโครสเตรน ที่ตำแหน่ง ST02 โดยลักษณะการกระจายตัวของค่าความเครียดที่ตรวจวัดได้ในบริเวณต่างๆ แสดงในรูปที่ 5.2-7 ถึง รูปที่ 5.2-11

ตารางที่ 5.2-3 ค่าความเครียดดึงสูงสุดในแต่ละบริเวณของสะพานเดชาติวงศ์ 2

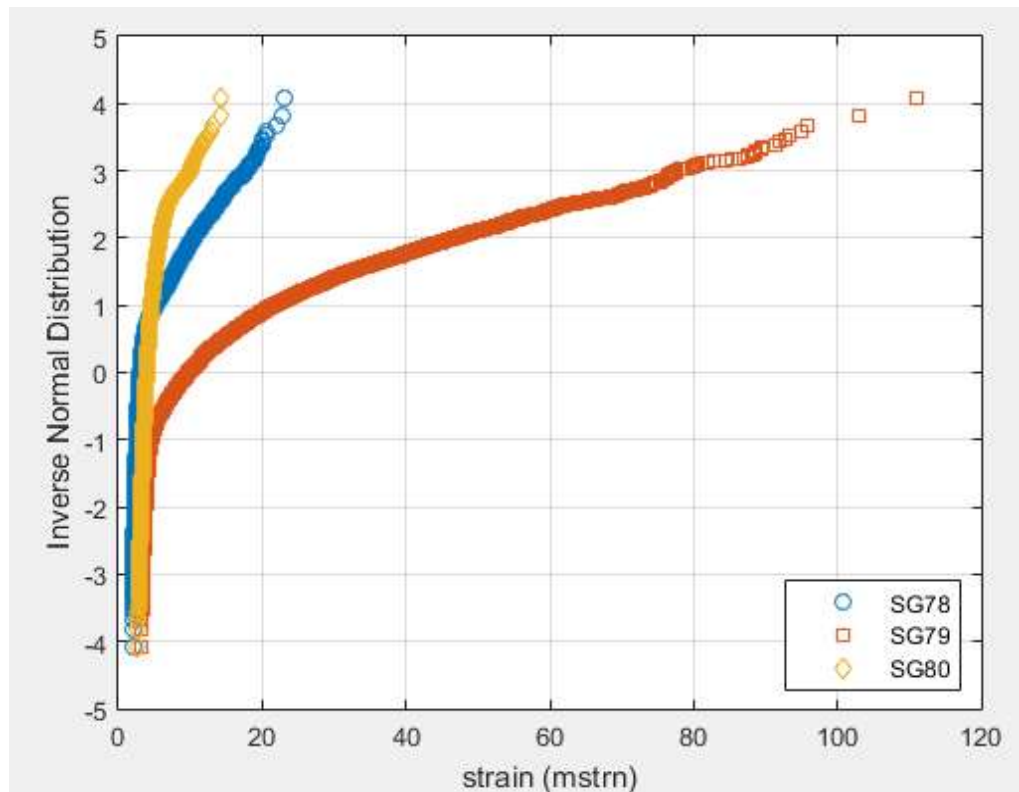
ชั้นส่วน	บริเวณ	ตำแหน่ง	ค่าความเครียดดึงสูงสุด (μstrn)
พื้น	ด้านล่างของช่วงแขวนที่ระยะ L/8 (ช่วงแขวน 40 เมตร)	SG27	53.4
		SG28	245.8
		SG29	247.0
	ด้านล่างของช่วงแขวนที่ระยะ 3L/8 (ช่วงแขวน 40 เมตร)	SG55	32.4
		SG57	31.5
		SG59	44.9
	ด้านล่างของช่วงแขวนที่ระยะ L/2 (ช่วงแขวน 40 เมตร)	SG78	23.1
		SG79	110.9
		SG80	14.2
คาน	ด้านล่างของกึ่งกลางช่วงแขวน L/2 (ช่วงแขวน 40 เมตร)	SG62	43.6
		SG65	39.1
		SG68	54.8
		SG71	48.8
		SG74	41.3
		SG77	46.8
	พื้นด้านบนของช่วงยื่นเหนือตอม่อ (ช่วงยื่น 11 เมตร)	ST01	28.7
		ST02	113.0
		ST03	25.6
		ST04	89.1



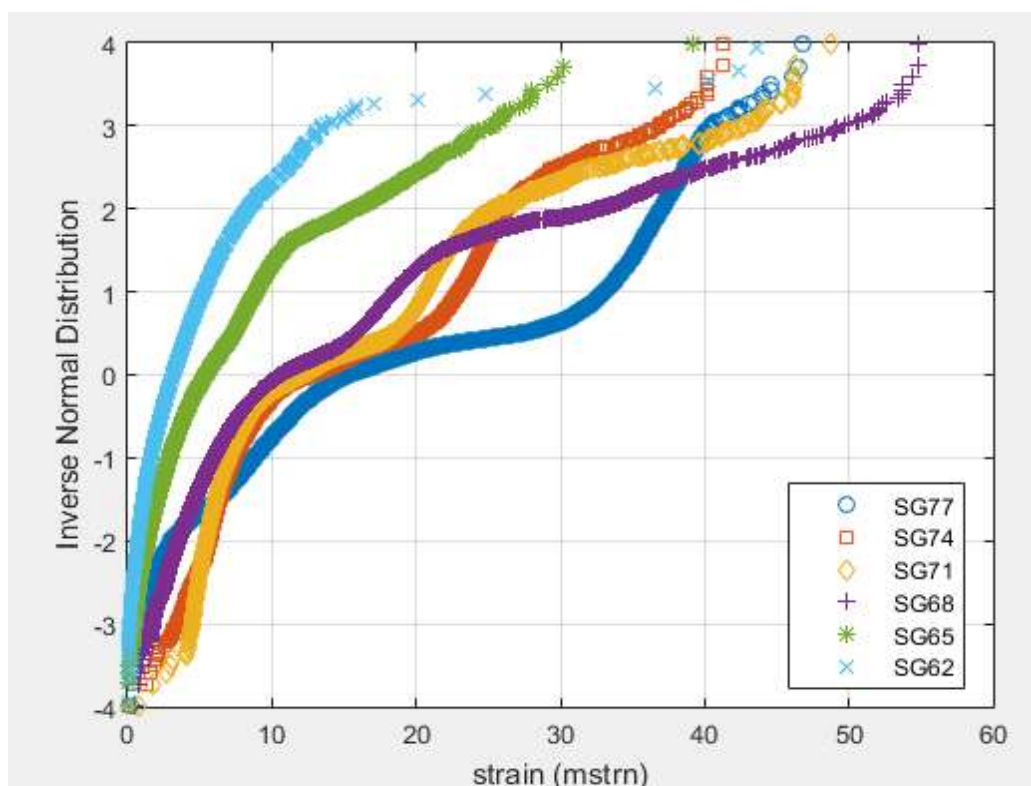
รูปที่ 5.2-7 ค่าความเครียดที่พื้นสะพานด้านล่างที่ L/8 (สะพานเดชาติวงศ์ 2)



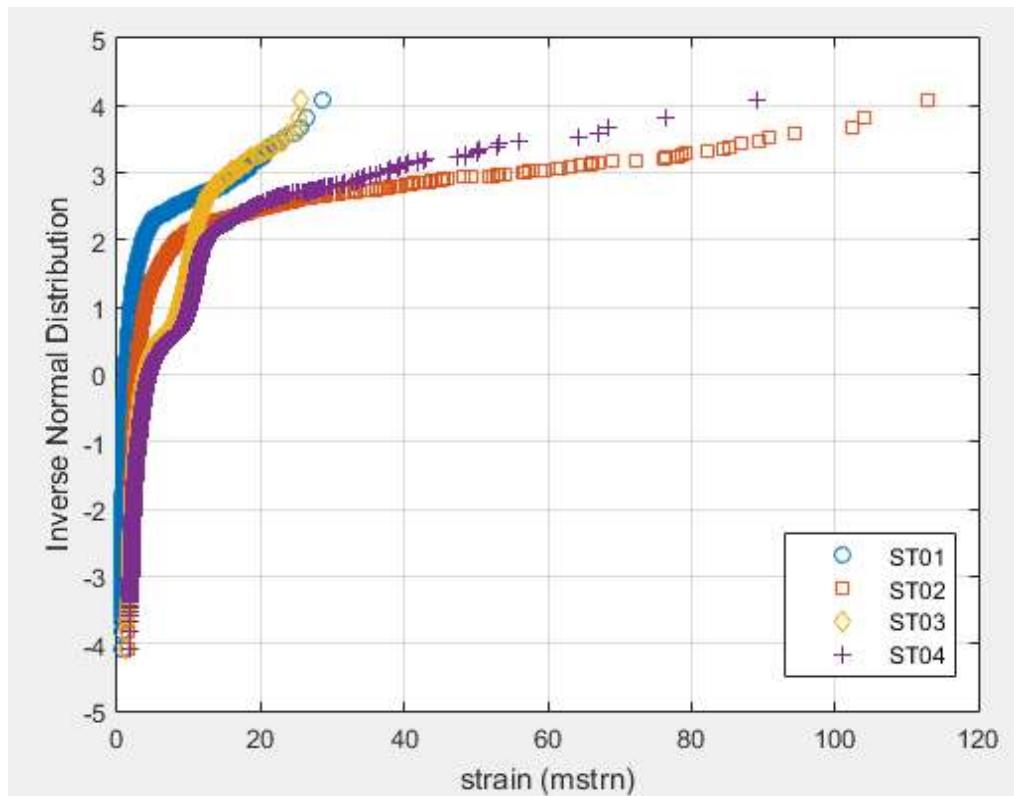
รูปที่ 5.2-8 ค่าความเครียดที่พื้นสะพานด้านล่างที่ 3/8L (สะพานเดชาติวงศ์ 2)



รูปที่ 5.2-9 ค่าความเครียดที่พื้นสะพานด้านล่างที่กึ่งกลางคาน (L/2) (สะพานเดชาติวงศ์ 2)



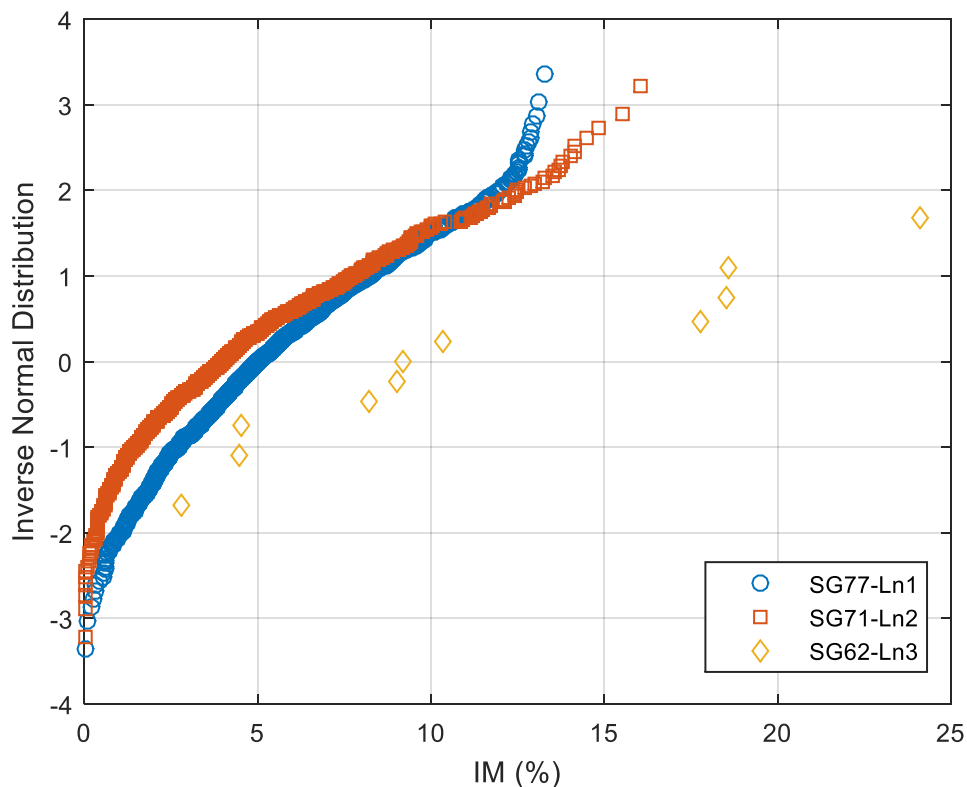
รูปที่ 5.2-10 ค่าความเครียดที่ท้องคานคอนกรีตอัดแรงด้านล่างที่กึ่งกลางคาน (L/2) (สะพานเดชาติวงศ์ 2)



รูปที่ 5.2-11 ค่าความเครียดที่พื้นสะพานด้านบนบริเวณเหนือตอม่อ (สะพานเดชาติวงศ์ 2)

5.3 ผลการวิเคราะห์ของสะพานเดชาติวงศ์ 3

ในการวิเคราะห์ค่าตัวคูณแรงกระทำ จะทำการเปรียบเทียบค่าความเครียดแบบพลวัต (ϵ_{dyn}) กับความเครียดเสมือนสถิต (ϵ_{stat}) ที่ตำแหน่ง SG77 บนคานตัวที่ 1, SG71 บนคานตัวที่ 3 และ SG62 บนคานตัวที่ 6 สำหรับกรณีที่รถบรรทุกวิ่งในช่องจราจรที่ 1, 2 หรือ 3 ตามลำดับ ในการออกแบบ ค่า IM จะใช้คู่กับน้ำหนักของรถบรรทุกร่วมกับการวิเคราะห์แรงกระทำแบบสถิต (Static Analysis) เพื่อให้ได้ผลลัพธ์เทียบเท่ากับแรงกระทำจริงที่เป็นแบบพลวัต จากข้อมูลการสอบเทียบน้ำหนักรถบรรทุกบนสะพานเดชาติวงศ์ 3 พบว่ารถบรรทุกประเภท T3 (รถบรรทุกสิบล้อ 25 ตัน ซึ่งเป็นประเภทยานิยามใช้งานมากที่สุด) จะทำให้เกิดความเครียดที่ SG77 ประมาณ 23 ไมโครสเตรน ดังนั้นในการวิเคราะห์จะเลือกเฉพาะค่าจุดยอดของความเครียด (Peak Strain) ที่เกิน 23 ไมโครสเตรน เท่านั้นในการคำนวณเป็นค่า IM โดยผลการวิเคราะห์แสดงดังรูปที่ 5.3-1 และตารางที่ 5.3-1 หากพิจารณา ค่า IM กรณีรถบรรทุกวิ่งในช่องจราจรที่ 1 และ 2 จะได้ค่า IM ใกล้เคียงกับสะพานเดชาติวงศ์ 2 (ตารางที่ 5.2-1) โดยมีค่าสูงสุดไม่เกิน 16% แต่สะพานเดชาติวงศ์ 3 มีรถบรรทุกหนักวิ่งในช่องจราจรที่ 3 ด้วย ซึ่งคาดว่าจะวิ่งเร็วกว่าปกติ ทำให้เกิดค่า IM สูงสุดที่ 24.1 % และมีค่าขีดจำกัดบนที่ 25.7%

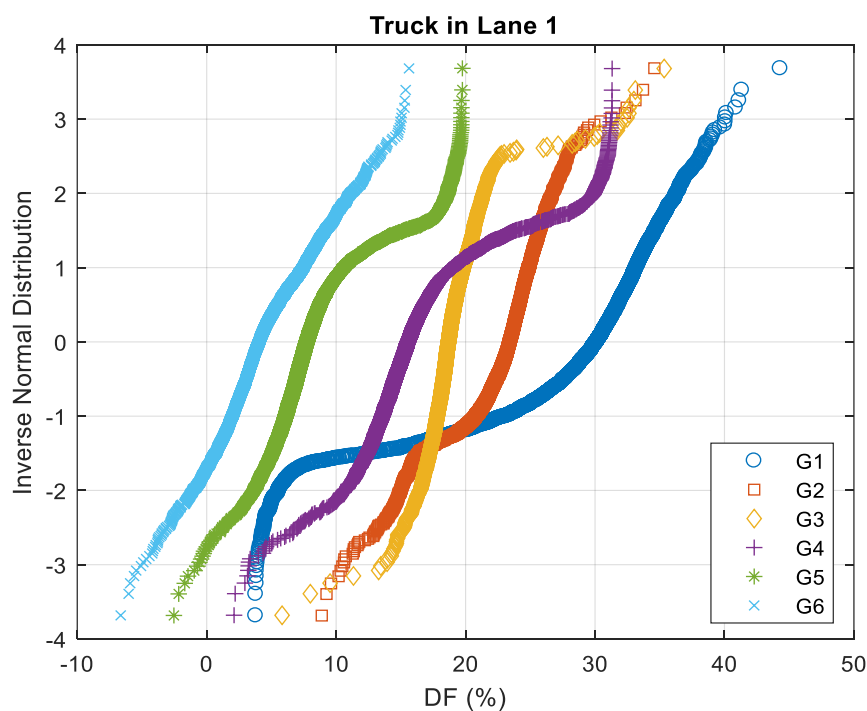


รูปที่ 5.3-1 ค่าตัวคูณแรงกระทำในคานที่ใช้ตรวจจับรถบรรทุกวิ่งในแต่ละช่องจราจร (สะพานเดชาติวงศ์ 3)

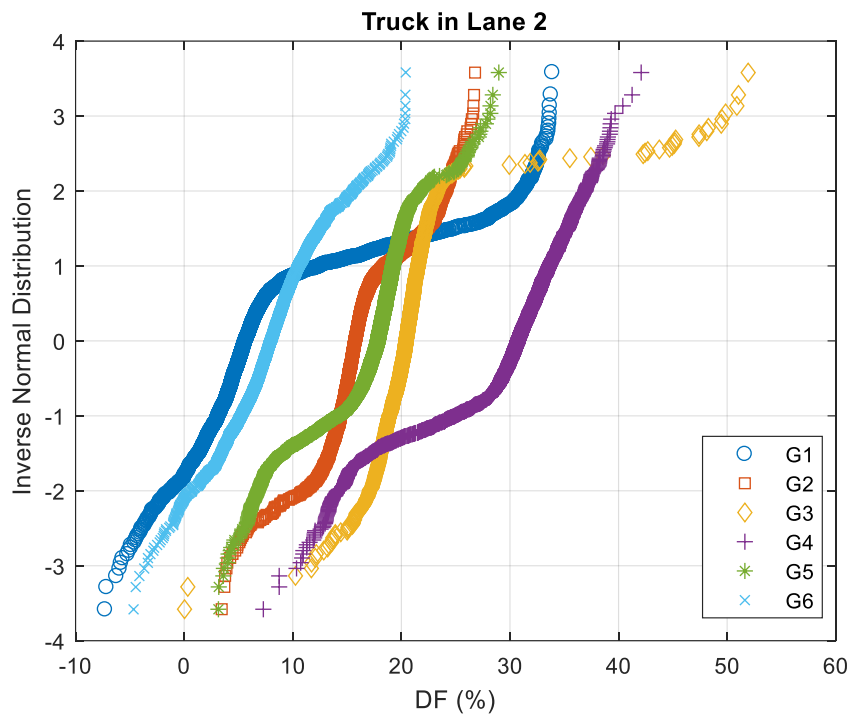
ตารางที่ 5.3-1 ค่าสถิติของค่าตัวคูณแรงกระทำ (สะพานเดชาติวงศ์ 3)

ค่าทางสถิติ	ค่าตัวคูณแรงกระทำ (IM, %)		
	SG77-Ln1	SG71-Ln2	SG62-Ln3
ค่าเฉลี่ย (mean)	5.4	4.5	11.6
ค่าเบี่ยงเบนมาตรฐาน (std)	2.7	3.1	7.0
ค่าขีดจำกัดบนที่ 95% (mean+2std)	10.8	10.8	25.7
ค่าสูงสุด (max)	13.3	16.0	24.1

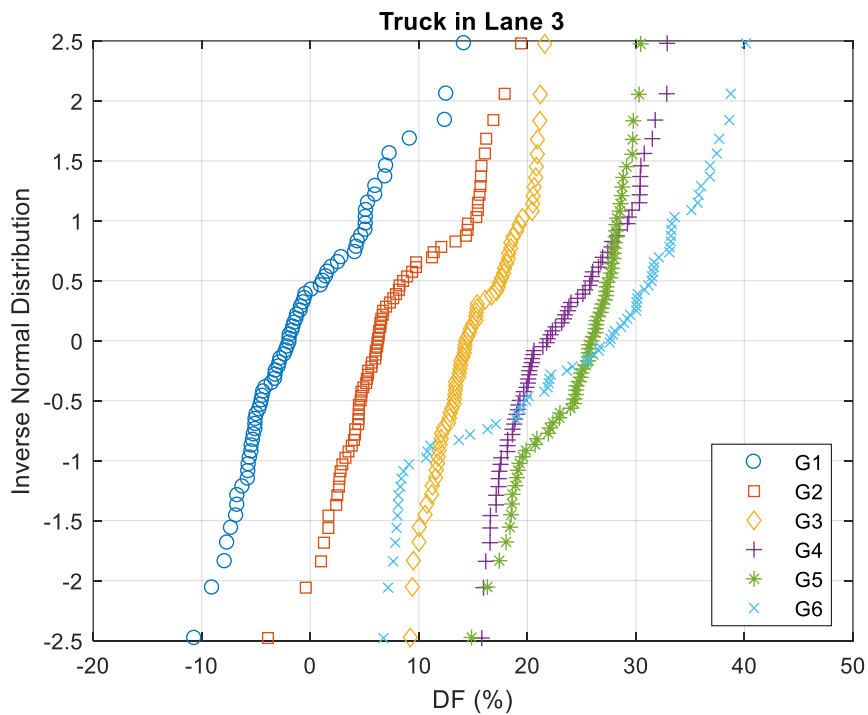
ผลการวิเคราะห์ค่าสัมประสิทธิ์การกระจายแรงในกรณีที่มีรถบรรทุกวิ่งในช่องจราจรที่ 1, 2 และ 3 แสดงดังรูปที่ 5.3-2 ถึง รูปที่ 5.3-4 ตามลำดับ เมื่อพิจารณาที่ระดับค่าเฉลี่ย (Inverse Normal Distribution =0) จะเห็นได้ว่าเมื่อรถบรรทุกวิ่งในช่องจราจรที่ 1 คาน G1 และ G2 จะมีค่าสัมประสิทธิ์การกระจายแรงมากกว่าคานตัวอื่นๆ เมื่อรถบรรทุกวิ่งในช่องจราจรที่ 2 คาน G4 และ G3 จะมีค่าสัมประสิทธิ์การกระจายแรงมากกว่าคานตัวอื่นๆ แต่เมื่อรถบรรทุกวิ่งในช่องจราจรที่ 3 คาน G6 และ G5 จะมีค่าสัมประสิทธิ์การกระจายแรงมากกว่าคานตัวอื่นๆ



รูปที่ 5.3-2 ค่าสัมประสิทธิ์การกระจายแรงในกรณีที่มีรถบรรทุกวิ่งในช่องจราจรที่ 1 (สะพานเดชาติวงศ์ 3)



รูปที่ 5.3-3 ค่าสัมประสิทธิ์การกระจายแรงในกรณีที่มีรถบรรทุกวิ่งในช่องจราจรที่ 2 (สะพานเดชาติวงศ์ 3)

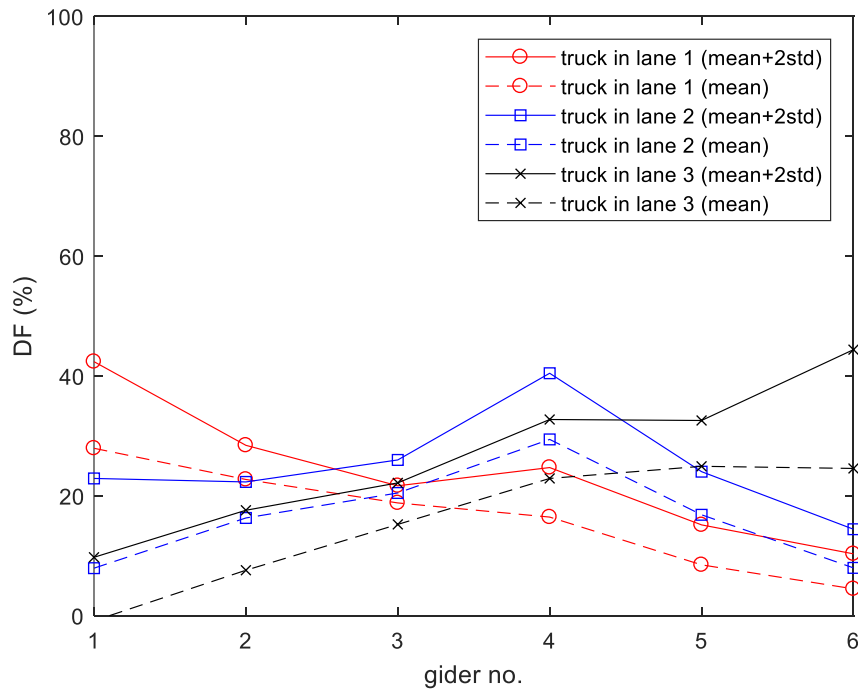


รูปที่ 5.3-4 ค่าสัมประสิทธิ์การกระจายแรงในกรณีที่มีรถบรรทุกวิ่งในช่องจราจรที่ 3 (สะพานเดชาติวงศ์ 3)

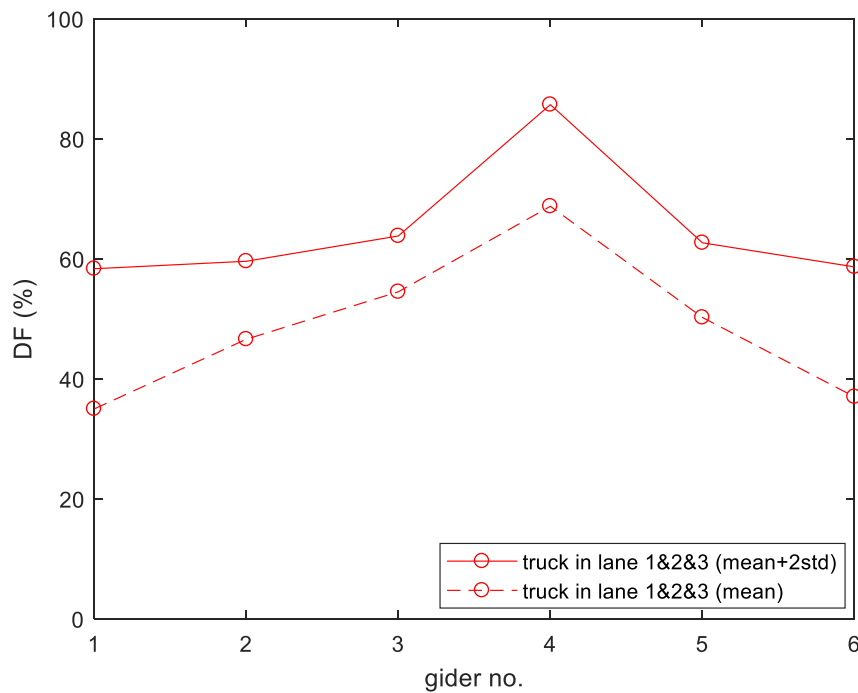
ตารางที่ 5.3-2 แสดงค่าทางสถิติของค่าสัมประสิทธิ์การกระจายแรงลงคาน G1 ถึง G6 ซึ่งประกอบด้วยค่าเฉลี่ย (mean) ค่าเบี่ยงเบนมาตรฐาน (std) ค่าขีดจำกัดบนที่ 95% (mean+2std) และค่าสูงสุด (max) ในกรณีที่มีรถบรรทุกวิ่งช่องจราจรที่ 1, 2 และ 3 และค่าผลรวมสัมประสิทธิ์การกระจายแรงลงคานกรณีที่มีรถบรรทุกวิ่ง 3 ช่องจราจรพร้อมกัน รูปที่ 5.3-5 แสดงลักษณะการกระจายตัวของค่าสัมประสิทธิ์การกระจายแรงลงคานพร้อมทั้งขีดจำกัดบนแยกในแต่ละกรณี (รถวิ่งช่องจราจรที่ 1, 2 และ 3) ส่วนรูปที่ 5.2-6 แสดงลักษณะการกระจายตัวของผลรวมค่าเฉลี่ยสัมประสิทธิ์การกระจายแรงลงแต่ละคานพร้อมทั้งขีดจำกัดบนกรณีที่มีรถบรรทุกวิ่ง 3 ช่องจราจรพร้อมกัน ซึ่งจะเห็นได้ว่าคานตัวใน (Interior Girder) ตัวที่ 4 รับแรงดัดมากที่สุด

ตารางที่ 5.3-2 ค่าทางสถิติของค่าสัมประสิทธิ์การกระจายแรง (สะพานเดชาติวงศ์ 3)

Truck in	ค่าทางสถิติ	G1	G2	G3	G4	G5	G6
		SG77	SG74	SG71	SG68	SG65	SG62
Lane 1	mean	27.9	22.7	18.8	16.4	8.5	4.5
	std	7.23	2.85	1.43	4.13	3.33	2.92
	mean+2std	42.4	28.4	21.7	24.7	15.1	10.3
	max	44.3	34.6	35.3	31.3	19.8	15.6
Lane 2	mean	7.7	16.3	20.5	29.4	16.8	8.0
	std	7.19	3.01	2.76	5.52	3.60	3.22
	mean+2std	22.1	22.3	26.0	40.4	24.0	14.4
	max	32.6	26.8	51.9	42.1	29.0	20.4
Lane 3	mean	-0.9	7.6	15.2	22.9	24.9	24.6
	std	5.30	5.00	3.46	4.92	3.82	9.91
	mean+2std	9.7	17.6	22.1	32.7	32.6	44.4
	max	14.2	19.4	21.6	32.9	30.4	40.1
Lane1+2+3	mean	34.8	46.6	54.5	68.7	50.2	37.0
	std	11.49	6.50	4.65	8.47	6.22	10.82
	mean+2std	57.8	59.6	63.8	85.7	62.6	58.6



รูปที่ 5.3-5 ค่าสัมประสิทธิ์การกระจายแรงในกรณีที่รถบรรทุกวิ่งในช่องจราจรที่ 1, 2, 3 (สะพานเดชาติวงศ์ 3)

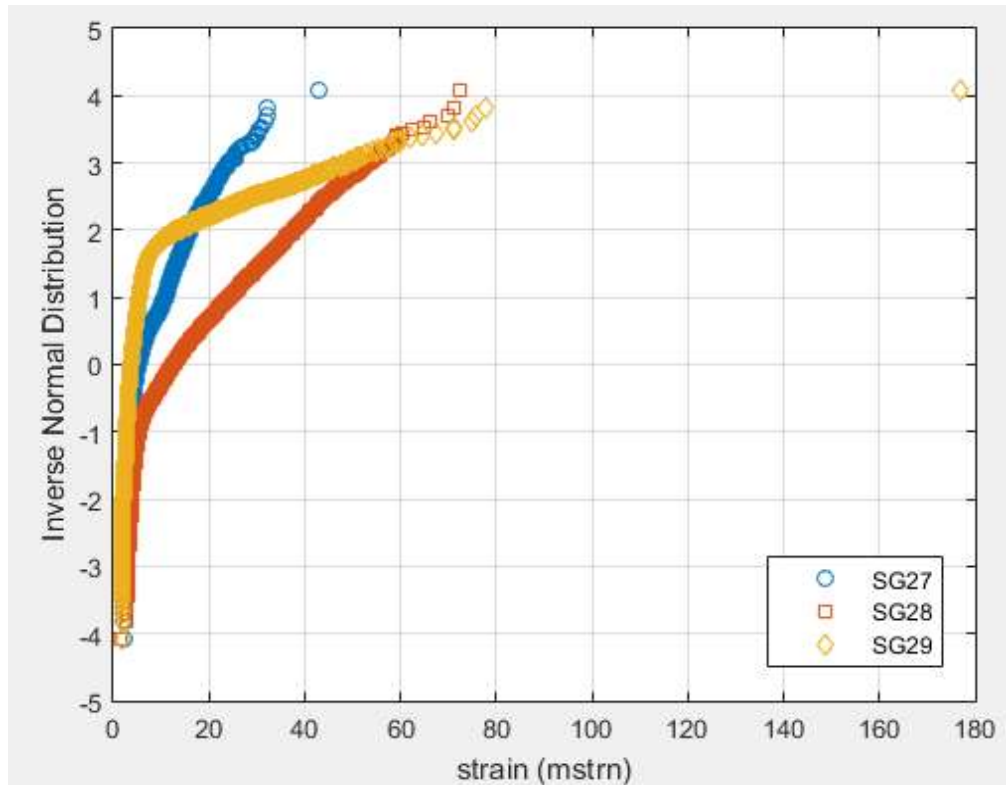


รูปที่ 5.3-6 ค่าสัมประสิทธิ์การกระจายแรงในกรณีที่รถบรรทุกวิ่งในช่องจราจรที่ 1, 2, 3 (สะพานเดชาติวงศ์ 3)

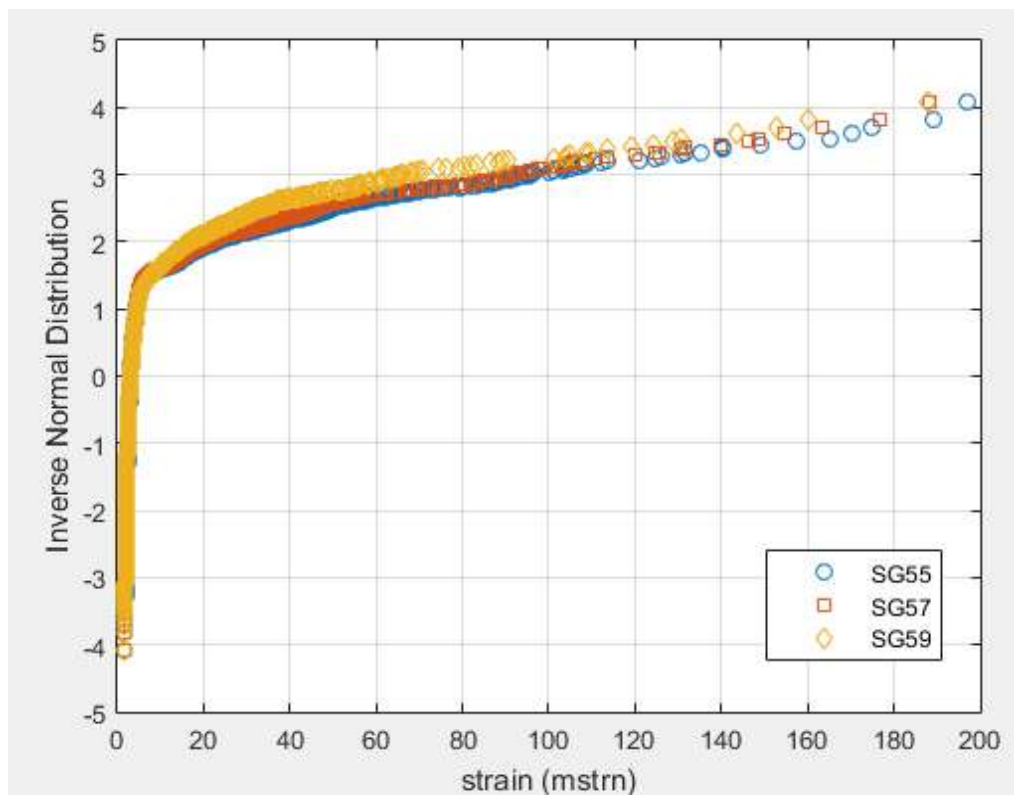
ตารางที่ 5.3-1 สรุปค่าความเครียดดึงสูงสุด (Maximum Tensile Strain) ที่เกิดขึ้นในแต่ละบริเวณของสะพานที่ได้จากการเก็บข้อมูล 20 วัน บนสะพานเดชาติวงศ์ 3 จากข้อมูลจะเห็นได้ว่าที่พื้นสะพานด้านล่างของช่วงแขวนที่ระยะ L/8 มีค่าความเครียดดึงสูงสุด 176.9 ไมโครสเตรน ที่ตำแหน่ง SG29 พื้นสะพานด้านล่างของช่วงแขวนที่ระยะ 3L/8 มีค่าความเครียดดึงสูงสุด 196.9 ไมโครสเตรน ที่ตำแหน่ง SG55 พื้นสะพานด้านล่างของช่วงแขวนที่ระยะ L/2 มีค่าความเครียดดึงสูงสุดที่ 242.1 ไมโครสเตรน ที่ตำแหน่ง SG79 ส่วนคานช่วงแขวนด้านล่างที่ระยะ L/2 มีค่าความเครียดดึงสูงสุด 199.4 ไมโครสเตรน ที่ตำแหน่ง SG71 และ SG74 คานช่วงยื่นเหนือตอม่อมีค่าความเครียดดึงสูงสุด 287.5 ไมโครสเตรน ที่ตำแหน่ง ST01 โดยลักษณะการกระจายตัวของค่าความเครียดที่ตรวจวัดได้ในบริเวณต่างๆแสดงใน รูปที่ 5.3-7 ถึง รูปที่ 5.3-11

ตารางที่ 5.3-3 ค่าความเครียดดึงสูงสุดในแต่ละบริเวณของสะพานเดชาติวงศ์ 3

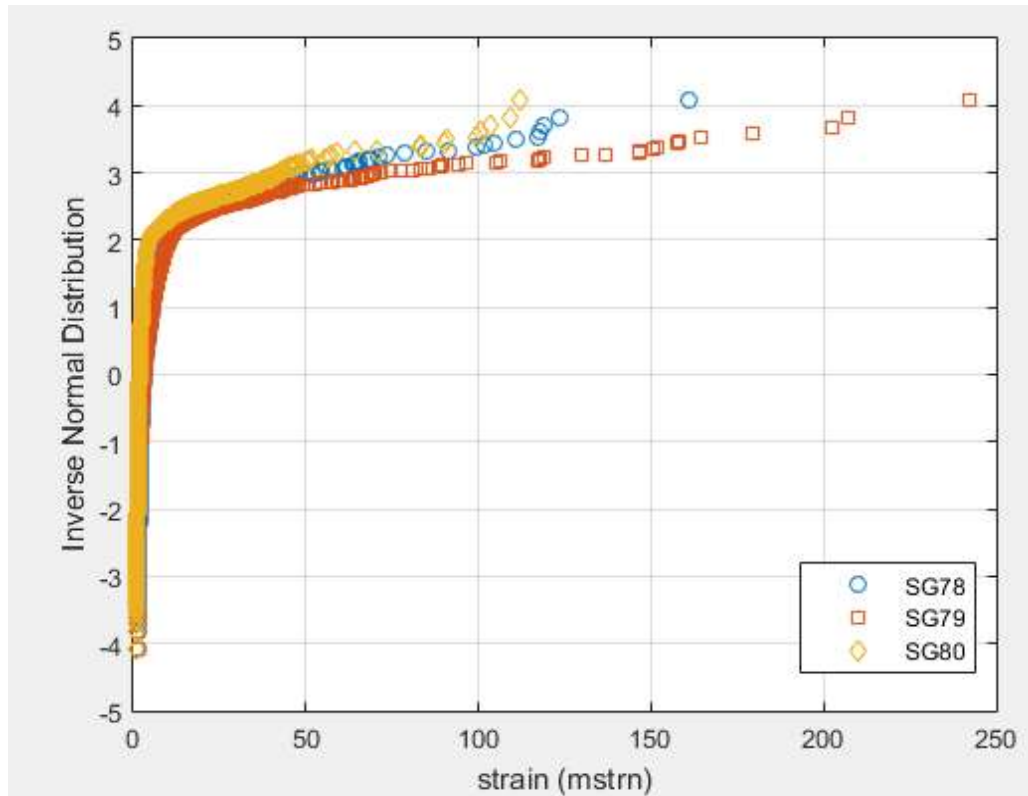
ชั้นส่วน	บริเวณ	ตำแหน่ง	ค่าความเครียดดึงสูงสุด (μstrn)
พื้น	ด้านล่างของช่วงแขวนที่ระยะ L/8	SG27	42.8
		SG28	72.6
		SG29	176.9
	ด้านล่างของช่วงแขวนที่ระยะ 3L/8	SG55	196.9
		SG57	188.4
		SG59	187.8
	ด้านล่างของช่วงแขวนที่ระยะ L/2	SG78	160.8
		SG79	242.1
		SG80	111.9
คาน	ด้านล่างของกึ่งกลางช่วงแขวน L/2 ช่วงแขวน 40 เมตร	SG62	186.2
		SG65	88.6
		SG68	159.1
		SG71	199.4
		SG74	199.4
		SG77	187.0
	พื้นด้านบนของช่วงยื่นเหนือตอม่อ ช่วงยื่น 11 เมตร	ST01	287.5
		ST02	20.4
		ST03	51.6
		ST04	78.8



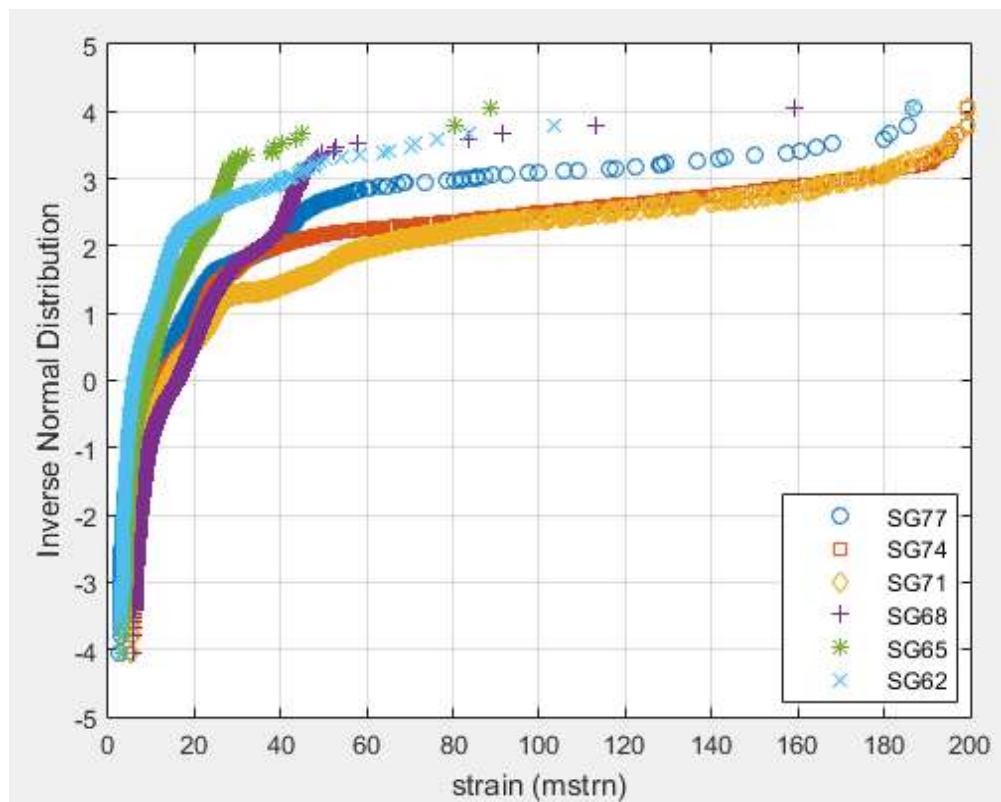
รูปที่ 5.3-7 ค่าความเครียดที่พื้นสะพานด้านล่างที่ L/8 (สะพานเดชาติวงศ์ 3)



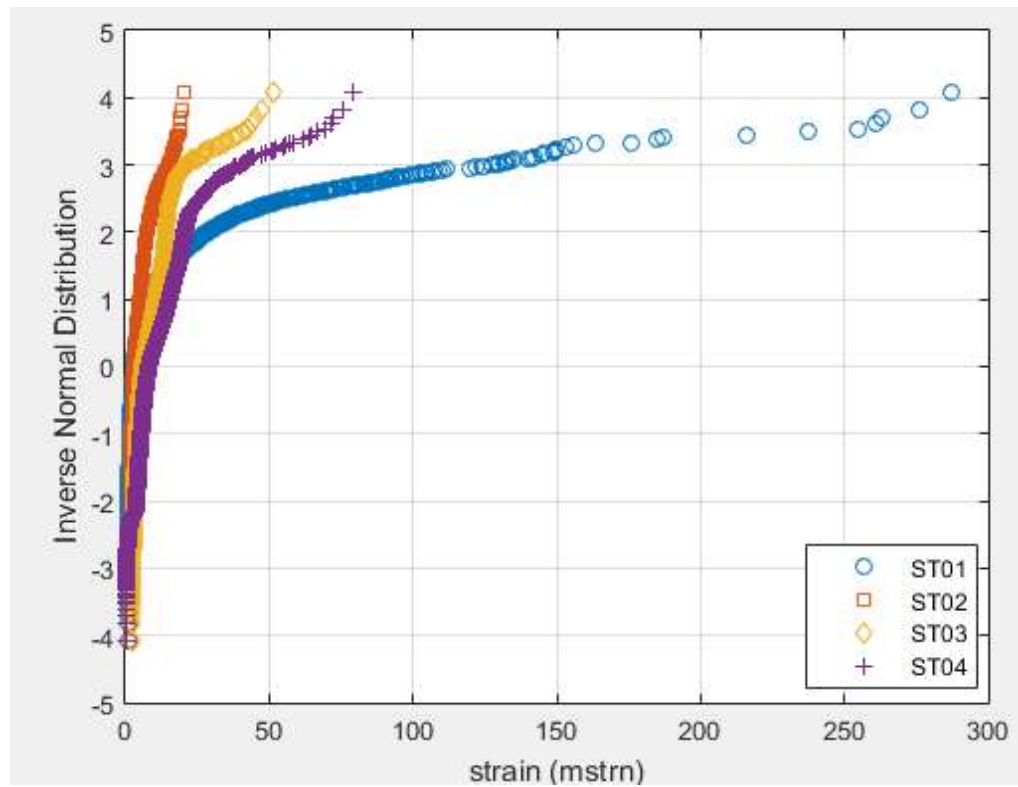
รูปที่ 5.3-8 ค่าความเครียดที่พื้นสะพานด้านล่างที่ 3/8L (สะพานเดชาติวงศ์ 3)



รูปที่ 5.3-9 ค่าความเครียดที่พื้นสะพานด้านล่างที่กึ่งกลางคาน (L/2) (สะพานเดชาติวงศ์ 3)



รูปที่ 5.3-10 ค่าความเครียดที่ท้องคานคอนกรีตอัดแรงด้านล่างที่กึ่งกลางคาน (L/2) (สะพานเดชาติวงศ์ 3)



รูปที่ 5.3-11 ค่าความเครียดที่พื้นสะพานด้านบนบริเวณเหนือตอม่อ (สะพานเดชาติวงศ์ 3)

5.4 สรุปผลการวิเคราะห์ข้อมูลความเครียด

จากข้อมูลการตรวจวัดพฤติกรรมของสะพานในภาคสนามรวม 20 วัน/สะพาน โดยพิจารณาค่าความเครียดที่ได้
ท้องถิ่นจำนวน 6 ตัว ที่ตำแหน่งกึ่งกลางคานช่วงแขวนของสะพานเดชาติวงศ์ 2 และสะพานเดชาติวงศ์ 3 เพื่อนำมาจับคู่
กับข้อมูลรถบรรทุกที่วิ่งผ่านสะพานเพียง 1 คัน เพื่อหาค่าความเครียดสูงสุด หรือ จุดยอดของความเครียด (Peak Strain) ที่
เกิดจากรถบรรทุกคันนั้นๆ จากนั้นทำการแยกค่าความเครียดสูงสุดออกเป็น 2 องค์ประกอบ คือ ค่าความเครียดเสมือนสถิต
(Pseudo Static Strain) และ ค่าความเครียดพลวัต (Dynamic Strain) โดยผลการวิเคราะห์สามารถสรุปได้ดังนี้

จากการวิเคราะห์หาค่าตัวคูณแรงกระแทก (Impact Factor) โดยพิจารณาช่องจราจรที่ 1 และ 2 พบว่า สะพาน
เดชาติวงศ์ 2 มีค่าเฉลี่ยอยู่ในช่วง 4.8 – 5.7 เปอร์เซ็นต์ และมีค่าขีดจำกัดบนที่ 11.6 เปอร์เซ็นต์ โดยจะมีแรงกระแทกมาก
สุดเมื่อมีรถบรรทุกวิ่งในช่องจราจรที่ 1 ซึ่งจะเกิดสูงสุดที่ 15.2 เปอร์เซ็นต์ สำหรับสะพานเดชาติวงศ์ 3 จะมีค่าเฉลี่ยอยู่
ในช่วง 4.5 – 5.4 เปอร์เซ็นต์ และมีค่าขีดจำกัดบนที่ 10.8 เปอร์เซ็นต์ โดยจะมีแรงกระแทกมากสุดเมื่อมีรถบรรทุกวิ่งในช่อง
จราจรที่ 2 ซึ่งจะเกิดสูงสุดที่ 16.0 เปอร์เซ็นต์

จากการวิเคราะห์หาค่าสัมประสิทธิ์การกระจายแรง (Distribution Factor) พบว่า สะพานเดชาติวงศ์ 2 จะมีค่าเฉลี่ย
มากที่สุดแยกตามช่องจราจรอยู่ในช่วง 27.2 – 30.9 และเมื่อพิจารณารวมทุกช่องจราจรจะมีค่าเฉลี่ยอยู่ในช่วง 21.4 – 72.2
โดยคานตัวที่ 4 (Interior Girder) จะรับแรงมากที่สุด สำหรับสะพานเดชาติวงศ์ 3 จะมีค่าเฉลี่ยมากที่สุดแยกตามช่องจราจร
อยู่ในช่วง 24.9 – 29.4 และเมื่อพิจารณารวมทุกช่องจราจรจะมีค่าเฉลี่ยอยู่ในช่วง 34.8 – 68.7 โดยคานตัวที่ 4 (Interior
Girder) จะรับแรงมากที่สุด

จากการวิเคราะห์หาค่าความเครียดสูงสุด (Maximum Strain) พบว่า สะพานเดชาติวงศ์ 2 จะมีค่าความเครียด
สูงสุดสำหรับพื้นสะพานเท่ากับ 14.2 – 245.8 ไมโครสเตรน สำหรับคานช่วงแขวนเท่ากับ 39.1 – 54.8 ไมโครสเตรน และ
สำหรับคานช่วงยื่นเท่ากับ 25.6 – 113.0 ไมโครสเตรน และสะพานเดชาติวงศ์ 3 จะมีค่าความเครียดสูงสุดสำหรับพื้น
สะพานเท่ากับ 42.8 – 242.1 ไมโครสเตรน สำหรับคานช่วงแขวนเท่ากับ 88.6 – 199.4 ไมโครสเตรน และสำหรับคานช่วง
ยื่นเท่ากับ 20.4 – 287.5 ไมโครสเตรน

สำหรับผลการวิเคราะห์ข้อมูลความเครียดชุดนี้จะนำไปเปรียบเทียบกับค่าที่ประเมินในขั้นตอนออกแบบในบทที่ 7
และข้อมูลความเครียดชุดเดียวกันนี้จะถูกใช้คำนวณหาน้ำหนักบรรทุกที่วิ่งผ่านสะพานในบทที่ 6 นอกจากนี้ยังได้
วิเคราะห์ผลรวมค่าความเครียดที่ผิวรับแรงดึงของพื้นและคานที่ตำแหน่งสำคัญที่เกิดจากรถบรรทุก ซึ่งอาจวิ่งหลายคัน
พร้อมกัน โดยมีจำนวนจุดยอดความเครียดที่รวมผลการสั้นไหวเท่ากับจำนวนรถบรรทุกที่นับได้ในแต่ละวัน รวม 20 วัน เพื่อ
นำข้อมูลชุดนี้ไปใช้ประเมินความล้าของคอนกรีตพื้นสะพาน และ ประเมินความสามารถการรับน้ำหนักของคานสะพาน
ด้วยวิธีการใช้ค่าความเครียดสูงสุดในบทที่ 8

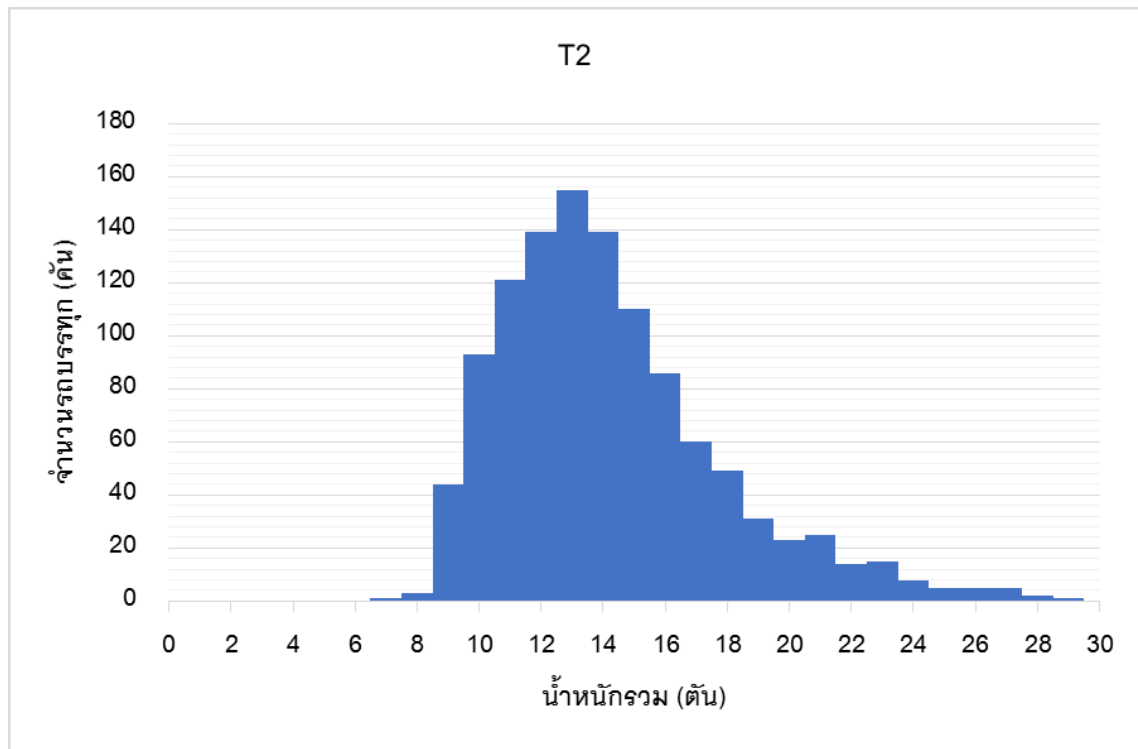
บทที่ 6 การคำนวณน้ำหนักบรรทุก

การคำนวณน้ำหนักของรถบรรทุกประเภทต่างๆ ที่วิ่งบนสะพานเดชาติวงศ์ 2 และ สะพานเดชาติวงศ์ 3 ดำเนินการโดยใช้ผลการตรวจวัดสะพานภายใต้การจราจรปกติ ซึ่งจะทราบประเภทรถบรรทุกที่วิ่งผ่านสะพาน ณ เวลาต่างๆ จากกล้องวิดีโอ และจะทราบค่าความเครียดจากอุปกรณ์ตรวจวัด เมื่อนำค่าความเครียดที่เกิดขึ้นจากการวิ่งของรถบรรทุกมาคูณกับค่าแฟกเตอร์น้ำหนักบรรทุกของรถบรรทุกประเภทนั้นๆ ที่ได้จากการสอบเทียบของแต่ละสะพาน จะได้ค่าน้ำหนักของรถบรรทุกที่วิ่งบนสะพานในเที่ยวนั้นๆ

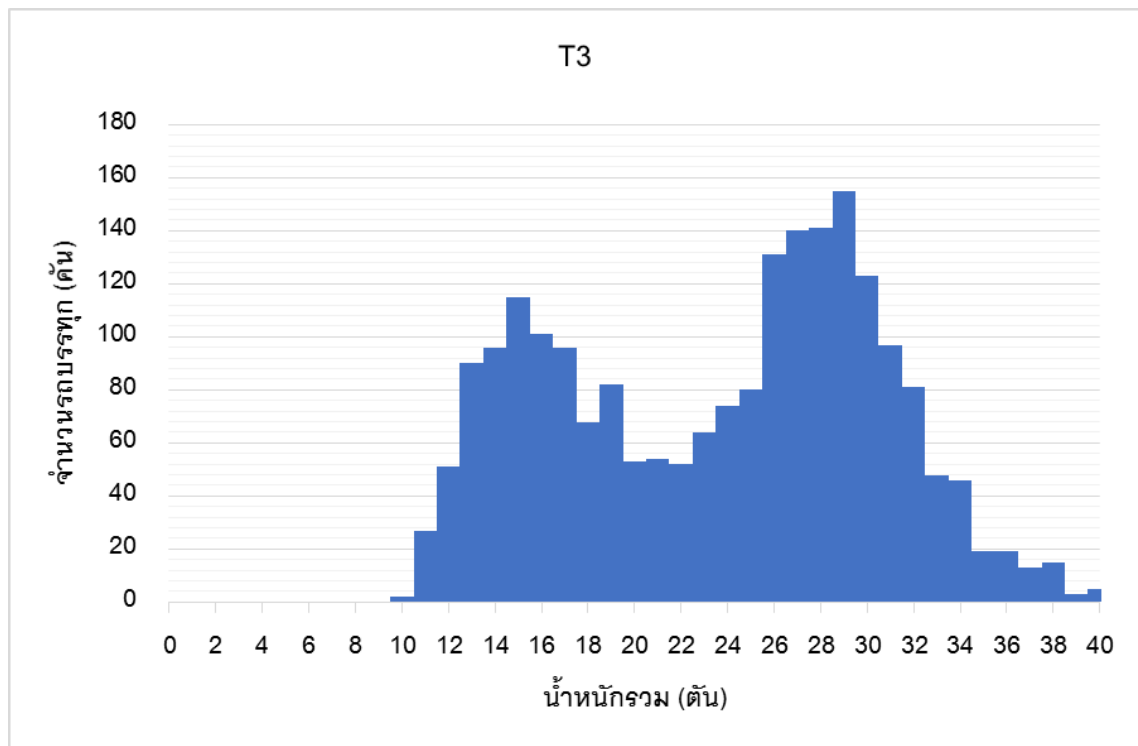
6.1 การคำนวณน้ำหนักบรรทุกภายใต้การจราจรปกติของสะพานเดชาติวงศ์ 2

เมื่อนำข้อมูลรถบรรทุกที่วิ่งผ่านสะพานเดชาติวงศ์ 2 และค่าความเครียดที่รวบรวมได้ภายใต้การจราจรปกติในช่วงระหว่างวันที่ 3 - 8 กุมภาพันธ์ 2560 และ 10 - 23 กุมภาพันธ์ 2560 (รวม 20 วัน) มาวิเคราะห์จับคู่ตามวิธีที่ได้นำเสนอไปแล้วในบทที่ 5 และกรองคลื่นความถี่สูงจากการสั่นไหวออกไปจะได้จุดยอดของความเครียดเสมือนสถิต (Peak Pseudo Static Strain) ที่เกิดจากรถบรรทุกประเภทต่างๆ และเมื่อนำค่านี้ไปคูณกับค่าแฟกเตอร์น้ำหนักบรรทุกของรถบรรทุกแต่ละประเภทที่ได้สอบเทียบกับสะพานเดชาติวงศ์ 2 ดังอธิบายไว้ในบทที่ 4 จะได้ค่าน้ำหนักบรรทุกที่วิ่งบนสะพาน

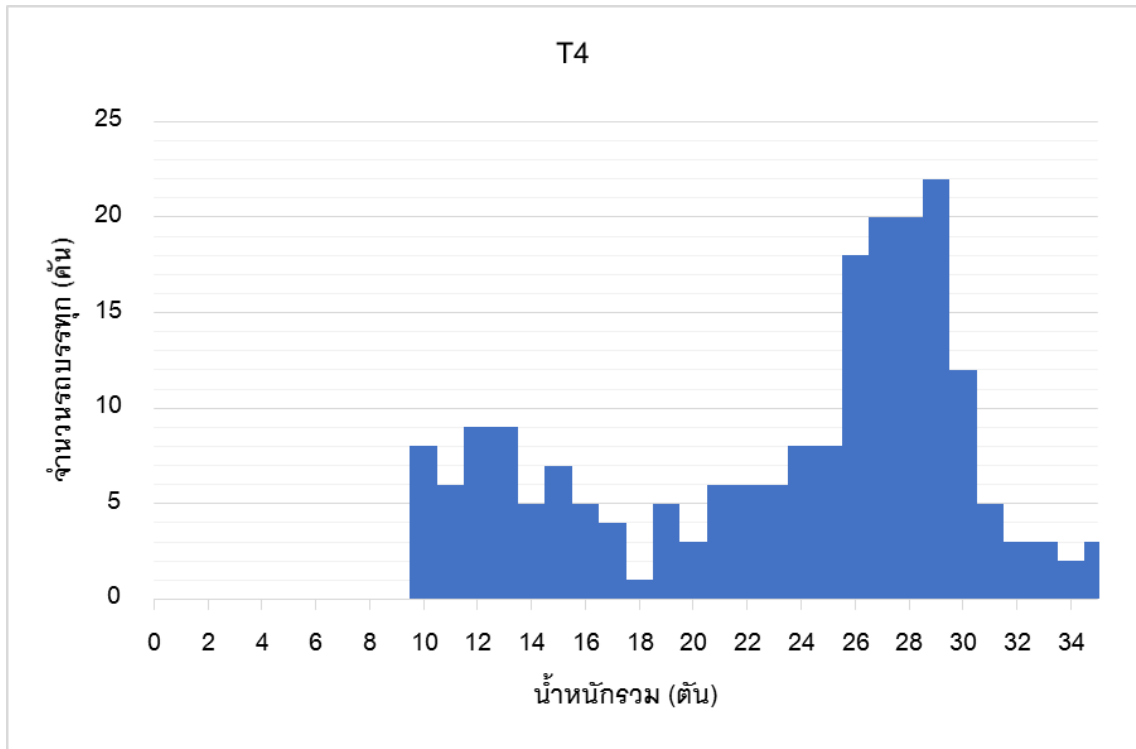
การคำนวณน้ำหนักบรรทุกภายใต้การจราจรปกติได้เลือกข้อมูลเฉพาะกรณีที่มีรถบรรทุกวิ่งเพียง 1 คัน บนสะพานเท่านั้น เพื่อนำมาคูณกับแฟกเตอร์น้ำหนักบรรทุก ซึ่งสอบเทียบในกรณีที่มีรถบรรทุกวิ่ง 1 คัน บนสะพานเหมือนกัน โดยได้ตัดข้อมูลกรณีที่มีรถบรรทุกคันที่ 1 และ คันที่ 2 วิ่งตามกัน ห่างกันน้อยกว่า 4 วินาที ออกไป ซึ่งคิดเป็นระยะทางประมาณ 40 เมตร ถ้ารถบรรทุกวิ่งด้วยความเร็วเฉลี่ย 10 เมตร / วินาที (36 กม./ชม.) ซึ่งจะได้ผลการวิเคราะห์ที่ถูกต้องยิ่งขึ้น อย่างไรก็ตามสะพานเดชาติวงศ์ 2 ตั้งอยู่บนทางหลวงหมายเลข 1 ซึ่งมีการจราจรสูง จึงอาจยังมีรถเบียดกันอยู่บ้าง แต่จะมีผลกระทบต่อค่าที่คำนวณได้เพียงเล็กน้อย ผลการคำนวณน้ำหนักบรรทุกประเภทต่างๆ ที่วิ่งบนสะพานเดชาติวงศ์ 2 ได้แสดงไว้ในรูปที่ 6.1-1 ถึง รูปที่ 6.1-10



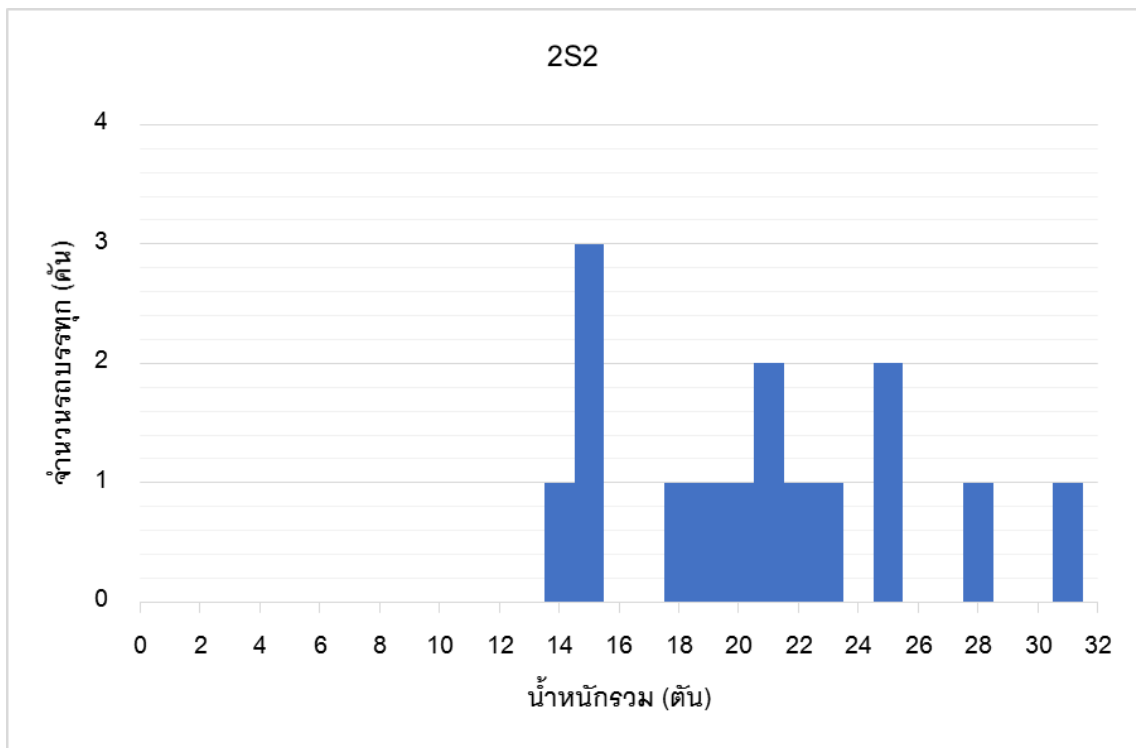
รูปที่ 6.1-1 น้ำหนักรถบรรทุก 2 เพลา 4 ล้อ ยาง 6 เส้น (T2: น้ำหนักรถบรรทุกตามกฎหมาย 15 ตัน)



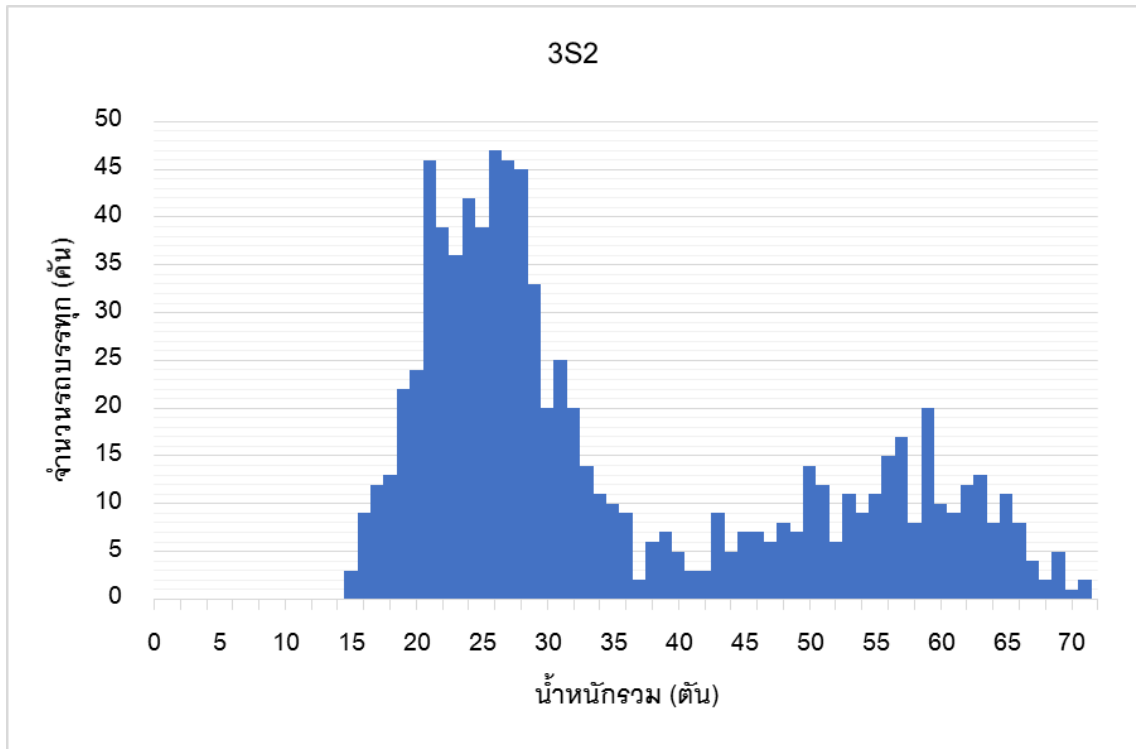
รูปที่ 6.1-2 น้ำหนักรถบรรทุก 3 เพลา 6 ล้อ ยาง 10 เส้น (T3: น้ำหนักรถบรรทุกตามกฎหมาย 25 ตัน)



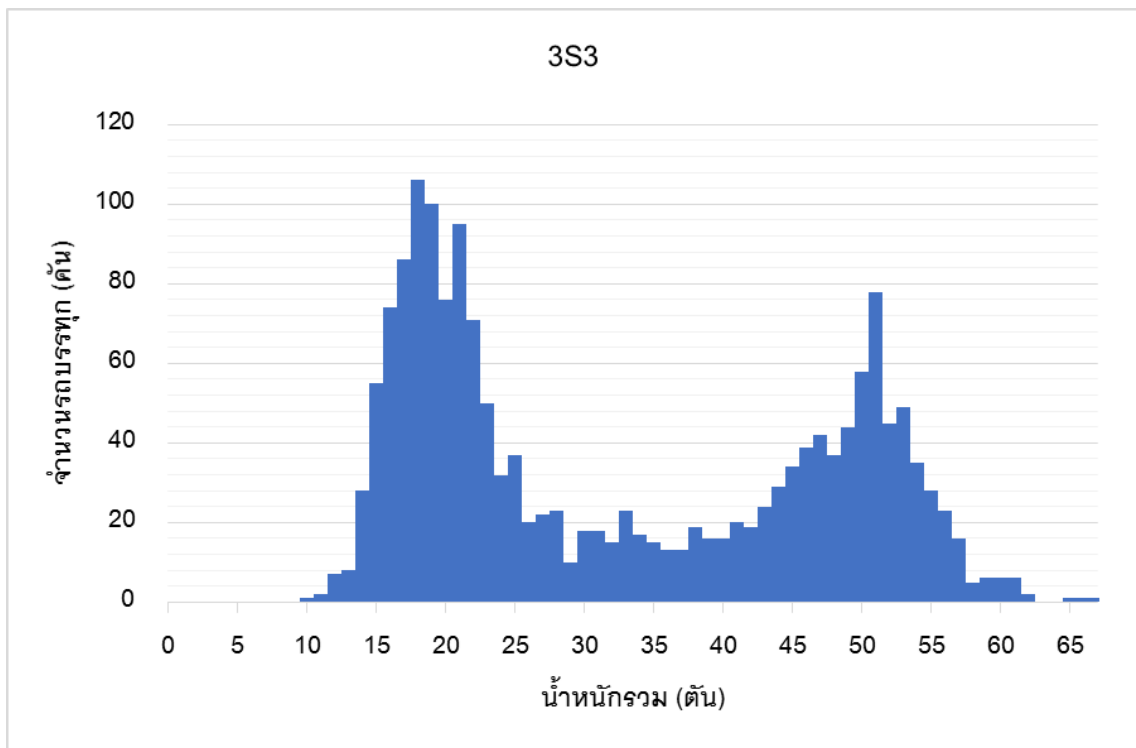
รูปที่ 6.1-3 น้ำหนักรถบรรทุก 4 เพลา 8 ล้อ ยาง 12 เส้น (T4: น้ำหนักบรรทุกตามกฎหมาย 30 ตัน)



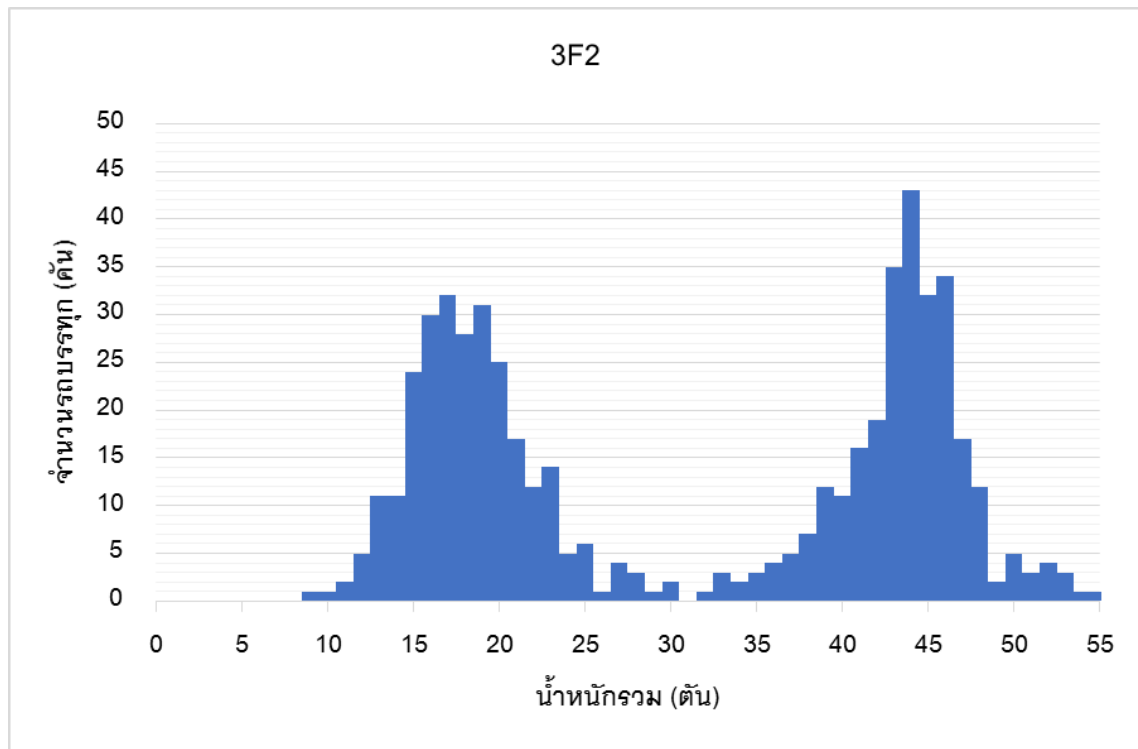
รูปที่ 6.1-4 น้ำหนักรถกึ่งพ่วง 4 เพลา 8 ล้อ ยาง 14 เส้น (2S2: น้ำหนักบรรทุกตามกฎหมาย 35 ตัน)



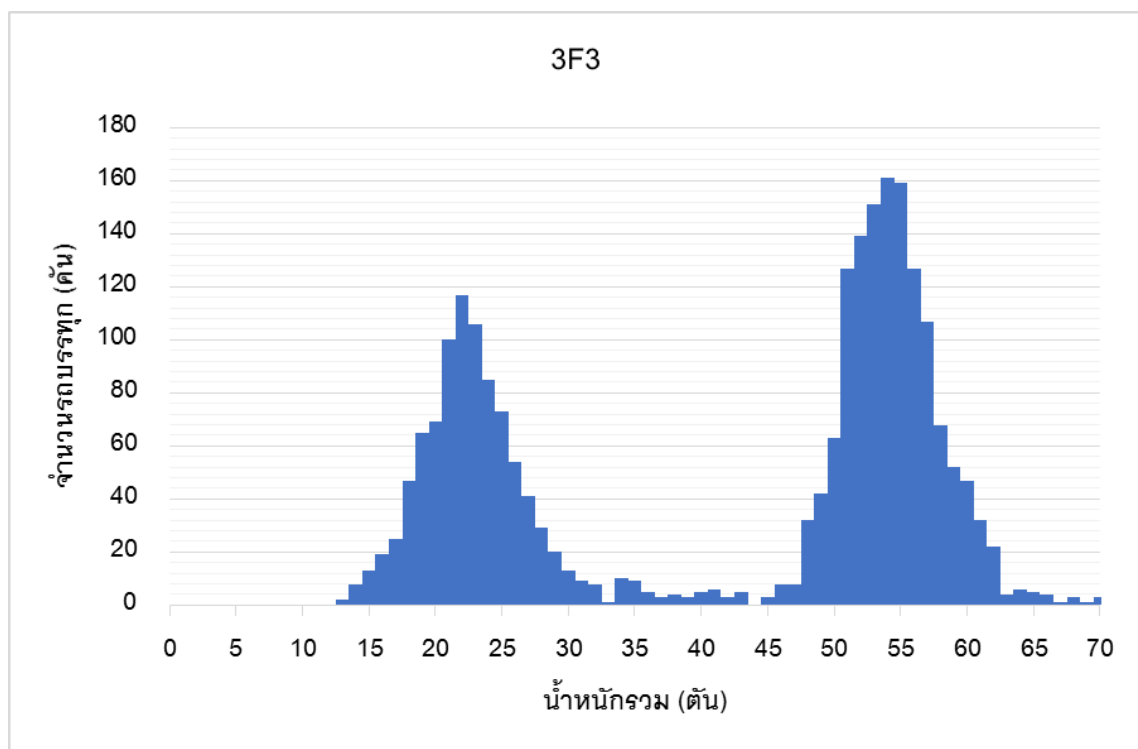
รูปที่ 6.1-5 น้ำหนักรถถึงพ่วง 5 เพลา 10 ล้อ ยาง 18 เส้น (3S2 : น้ำหนักบรรทุกตามกฎหมาย 45 ตัน)



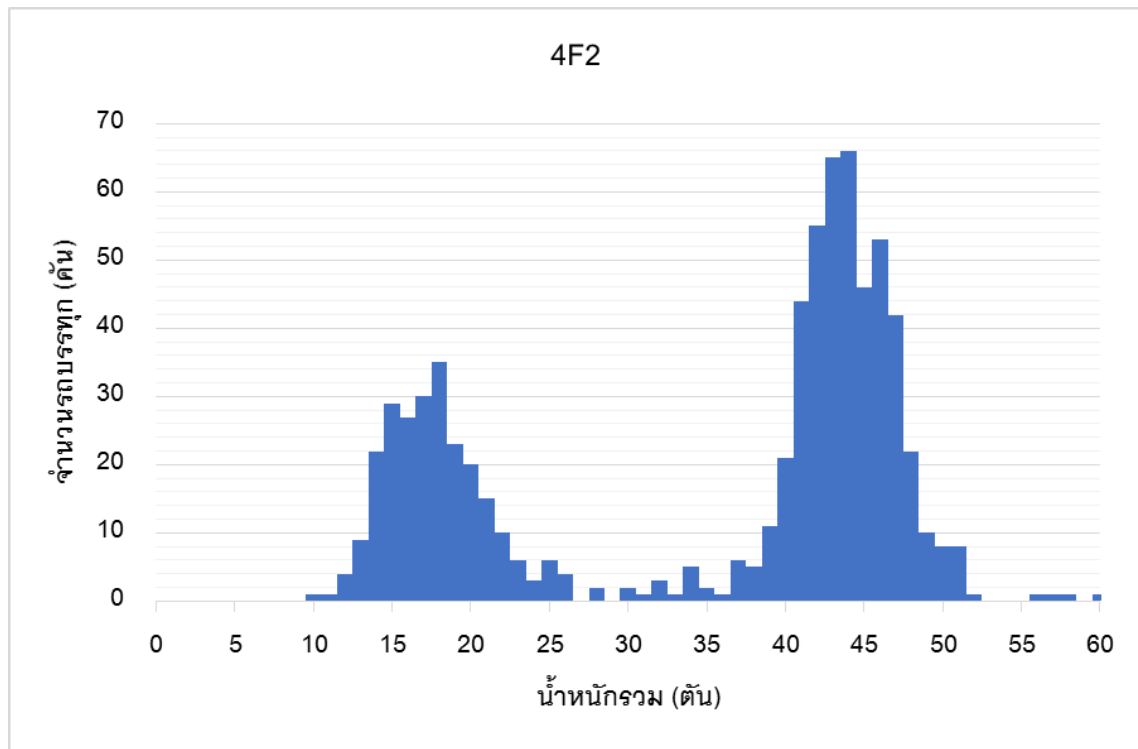
รูปที่ 6.1-6 น้ำหนักรถถึงพ่วง 6 เพลา 12 ล้อ ยาง 22 เส้น (3S3 : น้ำหนักบรรทุกตามกฎหมาย 45-50.5 ตัน)



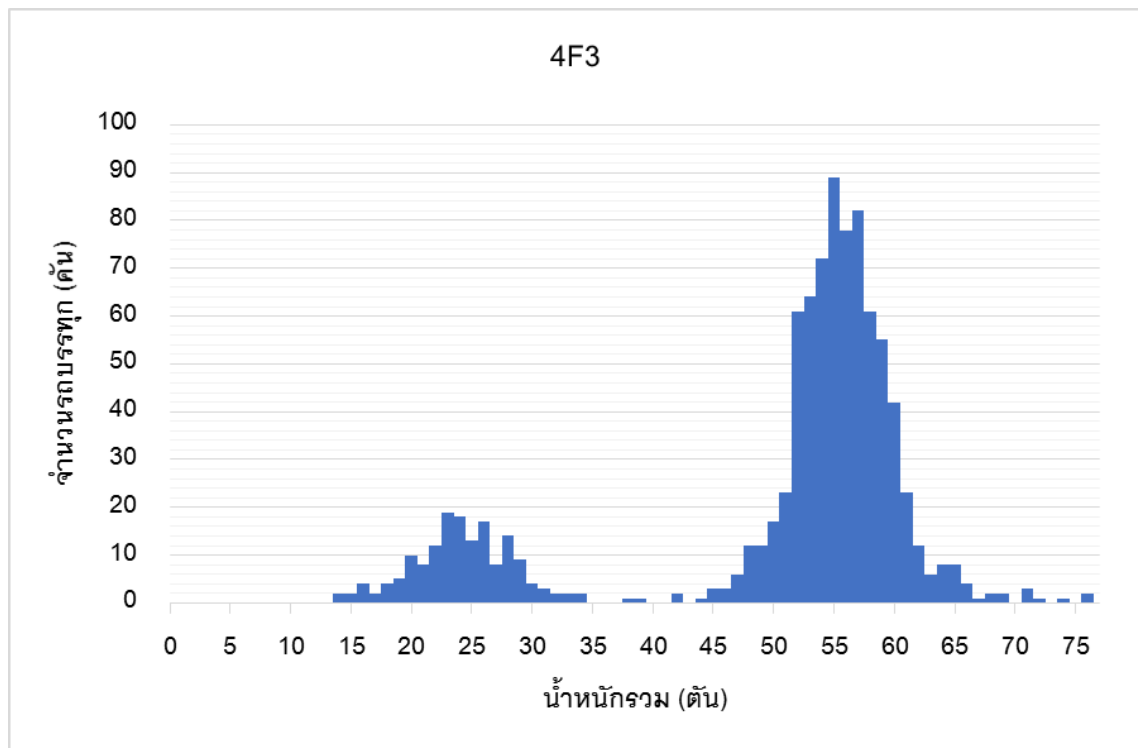
รูปที่ 6.1-7 น้ำหนักรถพ่วง 5 เพลา 10 ล้อ ยาง 18 เส้น (3F2: น้ำหนักบรรทุกตามกฎหมาย 47 ตัน)



รูปที่ 6.1-8 น้ำหนักรถพ่วง 6 เพลา 12 ล้อ ยาง 22 เส้น (3F3: น้ำหนักบรรทุกตามกฎหมาย 50.5 ตัน)



รูปที่ 6.1-9 น้ำหนักรถพ่วง 6 เพลา 12 ล้อ ยาง 20 เส้น (4F2: น้ำหนักบรรทุกทุกตามกฎหมาย 50.5 ตัน)



รูปที่ 6.1-10 น้ำหนักรถพ่วง 7 เพลา 14 ล้อ ยาง 24 เส้น (4F3: น้ำหนักบรรทุกทุกตามกฎหมาย 50.5 ตัน)

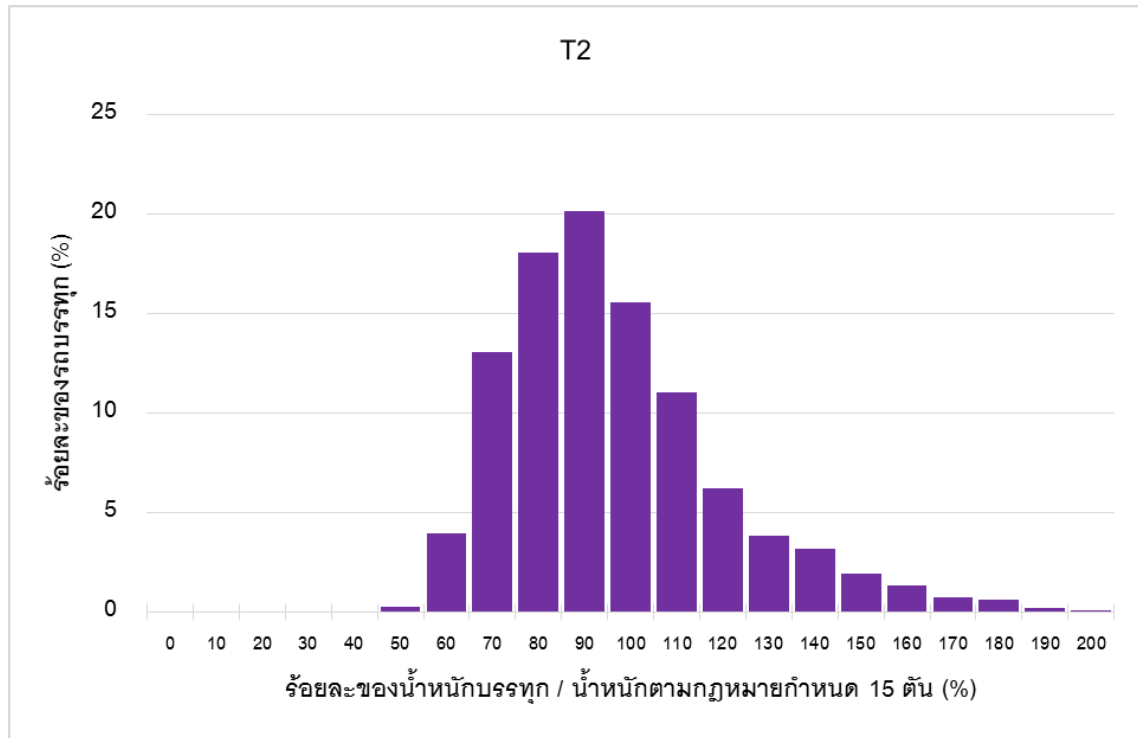
จาก รูปที่ 6.1-1 ถึง รูปที่ 6.1-10 จะสังเกตเห็นได้ว่า น้ำหนักบรรทุกแต่ละประเภทจะแยกเป็น 2 กลุ่มข้อมูล โดยกลุ่มแรกมีน้ำหนักเบา ซึ่งอาจหมายถึง กลุ่มบรรทุกเปล่า และกลุ่มที่สองที่มีน้ำหนักมาก ซึ่งอาจหมายถึง กลุ่มบรรทุกสินค้า ยกเว้นกรณีบรรทุก T2 ที่เห็นข้อมูลเพียงกลุ่มเดียว ซึ่งใกล้เคียงกับน้ำหนักบรรทุกตามกฎหมาย 15 ตัน ทั้งนี้เนื่องจากบรรทุก T2 เป็นบรรทุกขนาดเล็ก หากไม่มีการบรรทุกสินค้าจะมีน้ำหนักประมาณ 8 ตัน ซึ่งทำให้เกิดความเครียดได้น้อย ซึ่งขนาดจุดยอดของความเครียด (Peak Strain) จะไม่ต่างจากจุดยอดที่เกิดจากผลรวมของคลื่นการสั่นไหวของรถยนต์หลายประเภทที่วิ่งบนสะพาน (ประมาณ 3-5 ไมโครสเตรน) ซึ่งในการวิเคราะห์ค่าความเครียดที่ต่ำกว่า 5 ไมโครสเตรนจะถูกกรองออกไป และกรณีบรรทุก 2S2 ที่เห็นข้อมูลเพียงกลุ่มเดียวเนื่องจากจำนวนข้อมูลไม่เพียงพอต่อการวิเคราะห์ ตารางที่ 6.1-1 สรุปค่าเฉลี่ยน้ำหนักของบรรทุกที่วิ่งบนสะพานจำนวน 10 ประเภท แยกตาม 2 กลุ่มข้อมูล

ตารางที่ 6.1-1 ค่าเฉลี่ยน้ำหนักบรรทุก 10 ประเภท ที่วิ่งบนสะพานเดชาติวงศ์ 2

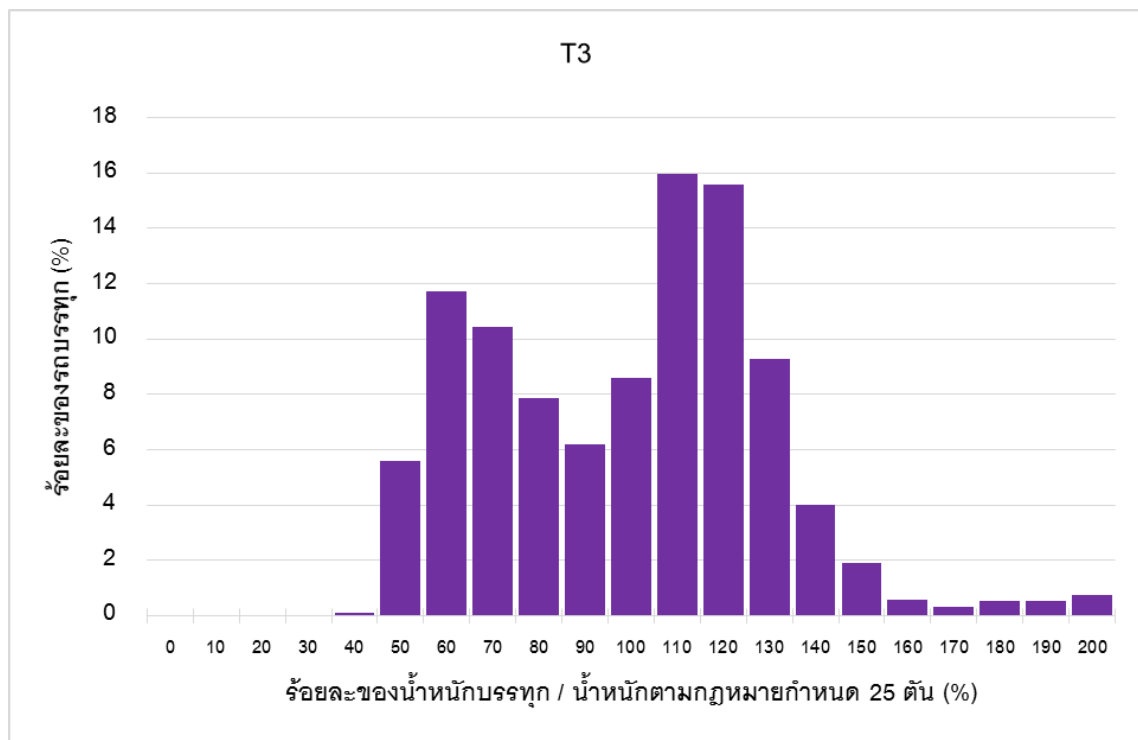
รหัส	ประเภทบรรทุก	น้ำหนักบรรทุก ตามกฎหมาย (ตัน)	กลุ่มบรรทุก เปล่า ค่าเฉลี่ย (ตัน)	กลุ่มบรรทุก สินค้า ค่าเฉลี่ย (ตัน)
T2	รถบรรทุก 2 เพลา 4 ล้อ ยาง 6 เส้น	15	14.22	
T3	รถบรรทุก 3 เพลา 6 ล้อ ยาง 10 เส้น	25	15.70	28.17
T4	รถบรรทุก 4 เพลา 8 ล้อ ยาง 12 เส้น	30	13.19	27.15
2S2	รถกึ่งพ่วง 4 เพลา 8 ล้อ ยาง 14 เส้น	35	20.80	
3S2	รถบรรทุกกึ่งพ่วง 5 เพลา 10 ล้อ ยาง 18 เส้น	45	25.88	55.70
3S3	รถบรรทุกกึ่งพ่วง 6 เพลา 12 ล้อ ยาง 22 เส้น	45-50.5	19.98	49.38
3F2	รถบรรทุกพ่วง 5 เพลา 10 ล้อ ยาง 18 เส้น	47	18.44	43.29
3F3	รถบรรทุกพ่วง 6 เพลา 12 ล้อ ยาง 22 เส้น	50.5	22.77	54.36
4F2	รถบรรทุกพ่วง 6 เพลา 12 ล้อ ยาง 20 เส้น	50.5	17.56	43.82
4F3	รถบรรทุกพ่วง 7 เพลา 14 ล้อ ยาง 24 เส้น	50.5	24.32	55.62

ตารางที่ 6.1-2 ร้อยละของจำนวนรถบรรทุก และร้อยละน้ำหนักบรรทุกต่อน้ำหนักบรรทุกตามกฎหมาย
(W_{act}/W_{max})

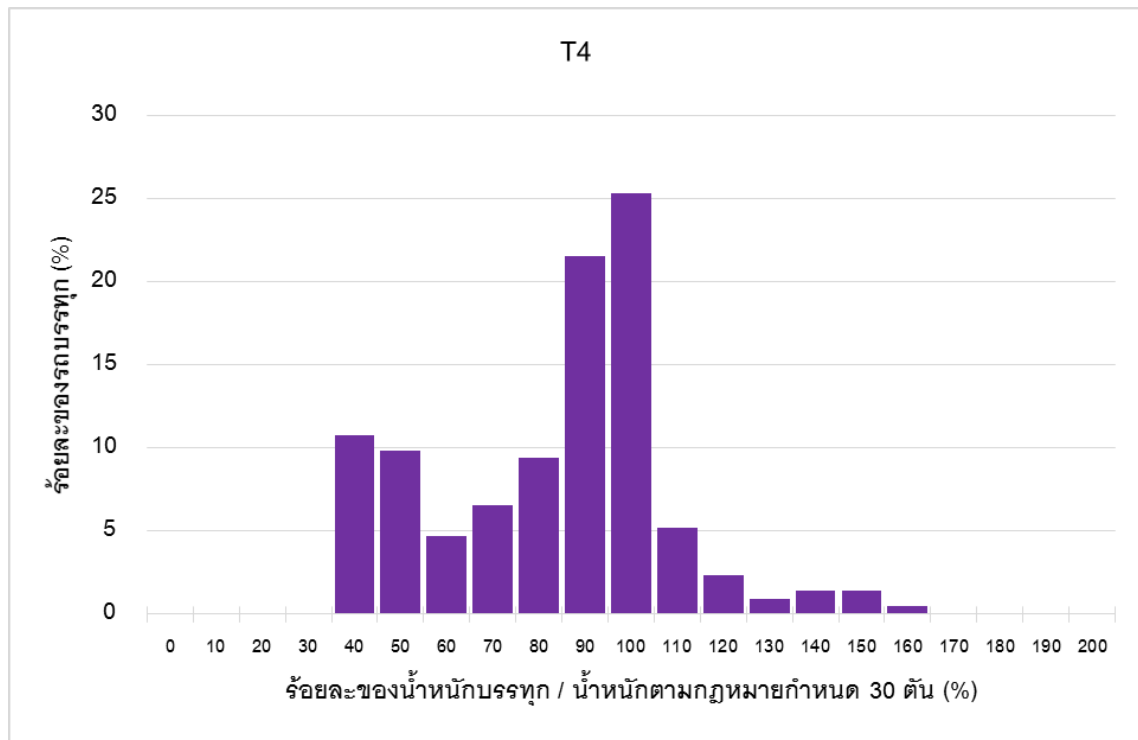
W_{act}/W_{max} (%)	ร้อยละของจำนวนรถบรรทุก (%)									
	T2	T3	T4	2S2	3S2	3S3	3F2	3F3	4F2	4F3
	15 ตัน	25 ตัน	30 ตัน	35 ตัน	45 ตัน	45-50.5 ตัน	47 ตัน	50.5 ตัน	50.5 ตัน	50.5 ตัน
0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
10	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.06	0.18	0.00	0.14	0.00
30	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	6.30	5.37	1.06	9.43	0.43
40	0.00	0.09	10.80	6.25	4.32	25.67	24.51	10.39	18.99	2.83
50	0.26	5.58	9.86	25.00	17.29	15.87	13.77	20.43	4.51	8.04
60	3.97	11.75	4.69	25.00	22.55	5.33	3.22	5.92	0.96	5.22
70	13.05	10.42	6.57	18.75	15.65	4.70	1.25	1.58	1.64	0.87
80	18.08	7.86	9.39	12.50	6.19	4.64	2.86	0.89	9.15	0.22
90	20.11	6.22	21.60	6.25	2.45	7.85	12.34	0.64	38.11	0.65
100	15.52	8.59	25.35	6.25	3.04	13.81	27.73	8.60	15.16	6.96
110	11.02	15.95	5.16	0.00	4.32	12.15	4.47	32.35	1.09	37.17
120	6.17	15.59	2.35	0.00	5.02	2.46	1.43	14.90	0.41	31.20
130	3.79	9.28	0.94	0.00	7.24	0.46	0.89	2.09	0.00	4.89
140	3.17	4.02	1.41	0.00	6.19	0.17	1.07	0.64	0.27	0.54
150	1.94	1.92	1.41	0.00	3.74	0.11	0.00	0.26	0.14	0.76
160	1.32	0.59	0.47	0.00	1.05	0.17	0.36	0.09	0.00	0.00
170	0.71	0.32	0.00	0.00	0.93	0.00	0.36	0.00	0.00	0.00
180	0.62	0.55	0.00	0.00	0.00	0.06	0.18	0.04	0.00	0.11
190	0.18	0.55	0.00	0.00	0.00	0.06	0.00	0.04	0.00	0.11
200	0.09	0.73	0.00	0.00	0.00	0.11	0.00	0.09	0.00	0.00



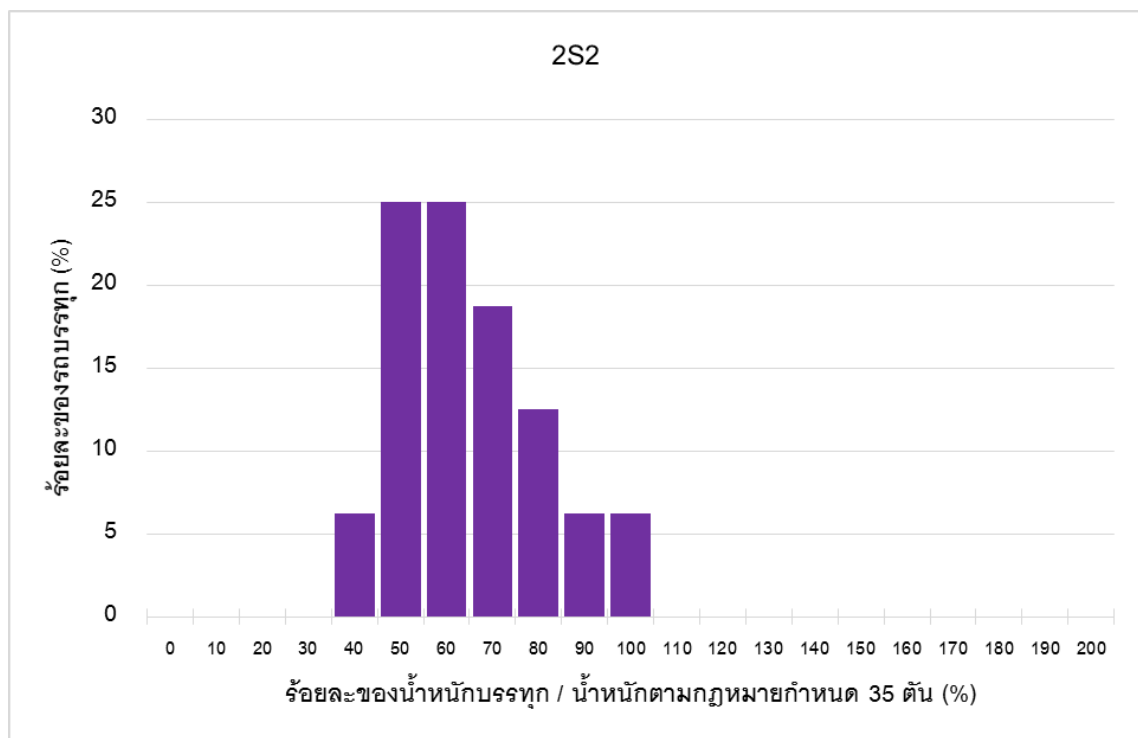
รูปที่ 6.1-11 ร้อยละของรถบรรทุก (T2) กับร้อยละน้ำหนักรถบรรทุกตามกฎหมาย W_{act}/W_{max} (T2: 15 ตัน)



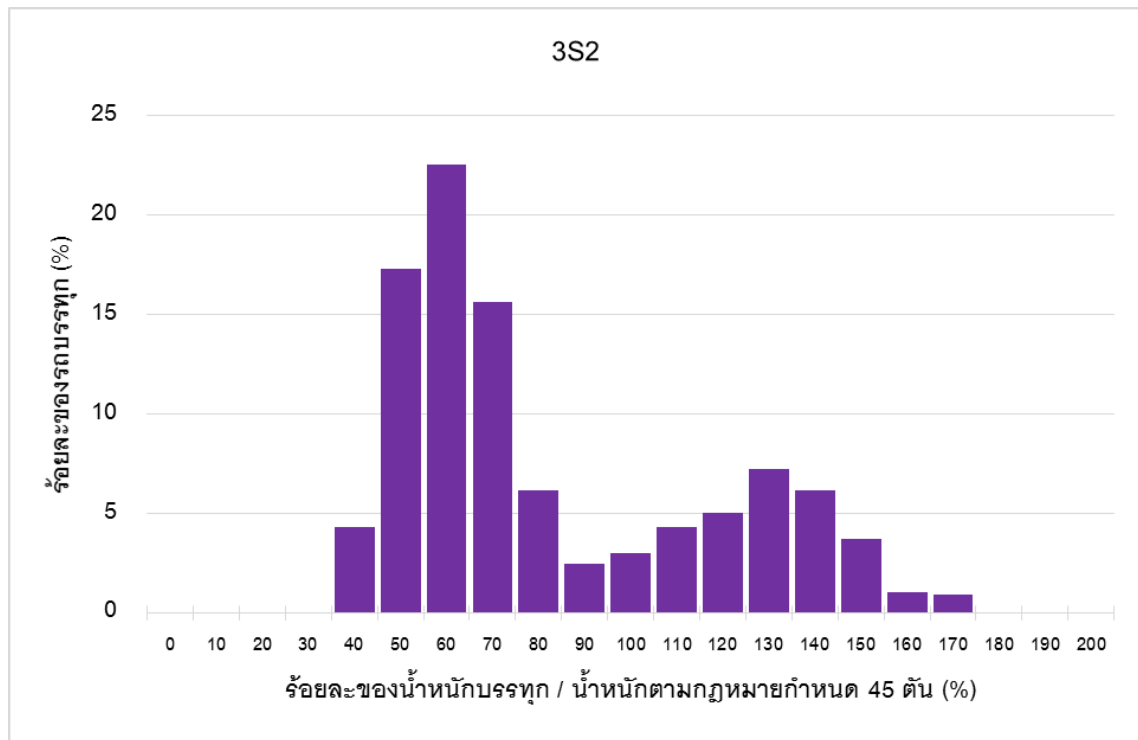
รูปที่ 6.1-12 ร้อยละของรถบรรทุก (T3) กับร้อยละน้ำหนักรถบรรทุกตามกฎหมาย W_{act}/W_{max} (T3: 25 ตัน)



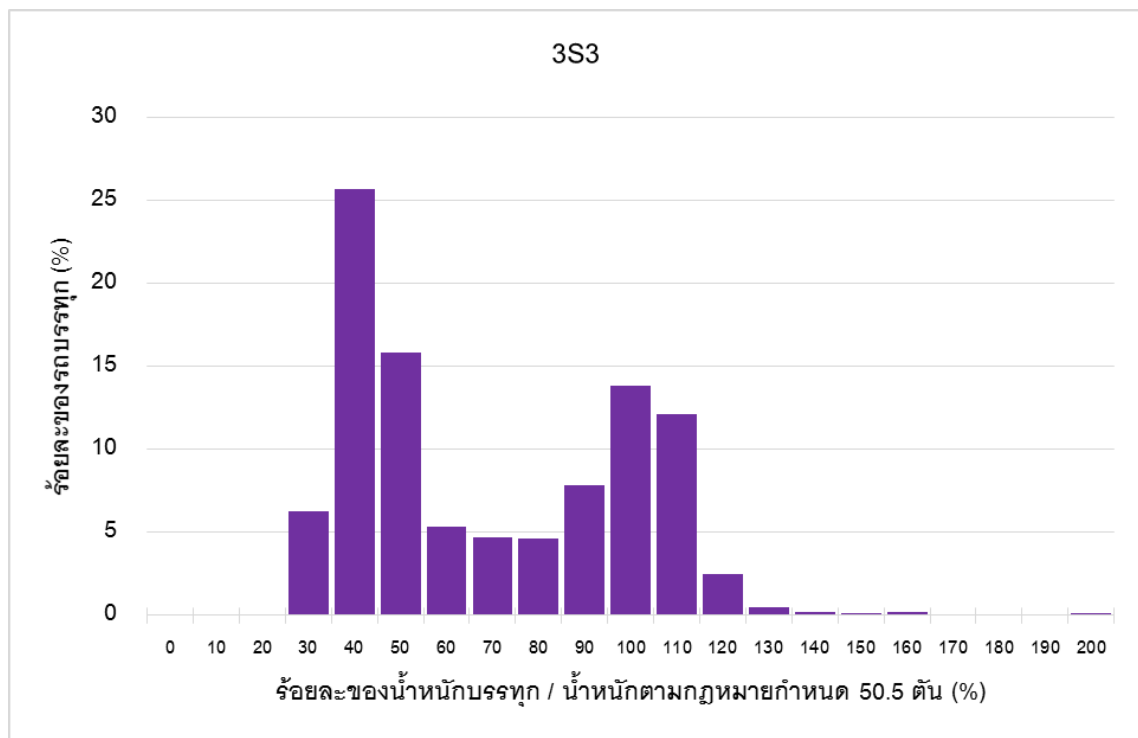
รูปที่ 6.1-13 ร้อยละของรถบรรทุก (T4) กับร้อยละน้ำหนักบรรทุกตามกฎหมาย W_{act}/W_{max} (T4: 30 ตัน)



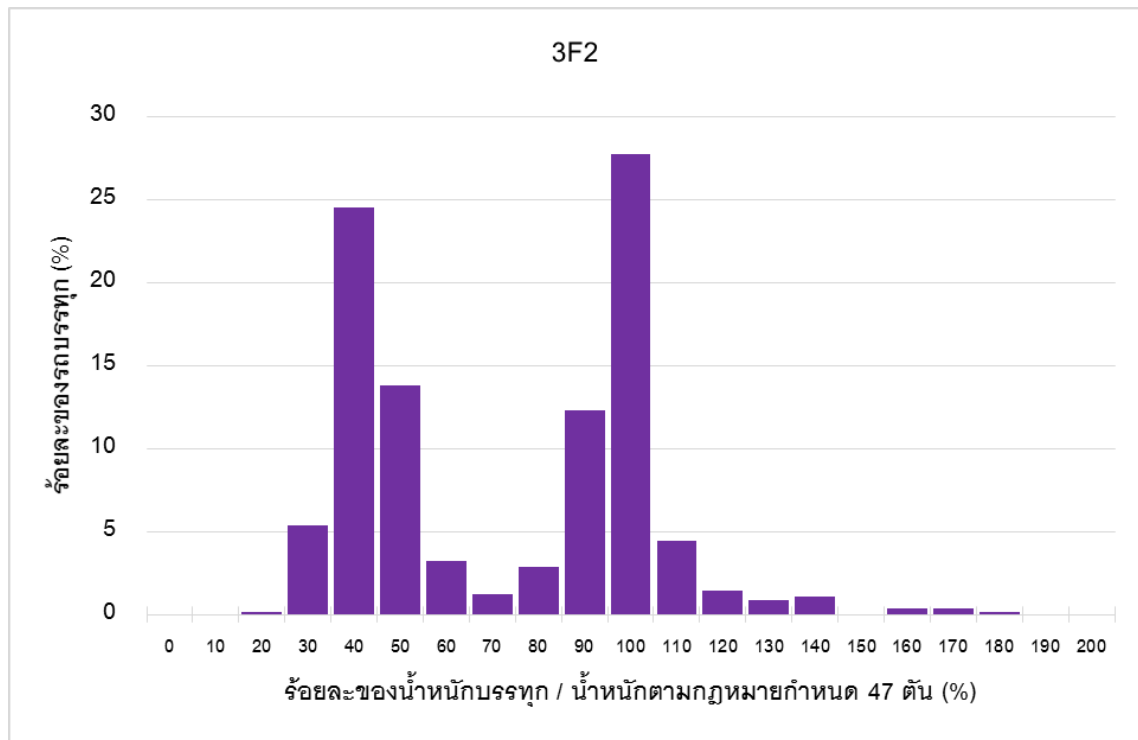
รูปที่ 6.1-14 ร้อยละของรถบรรทุก (2S2) กับร้อยละน้ำหนักบรรทุกตามกฎหมาย W_{act}/W_{max} (2S2: 35 ตัน)



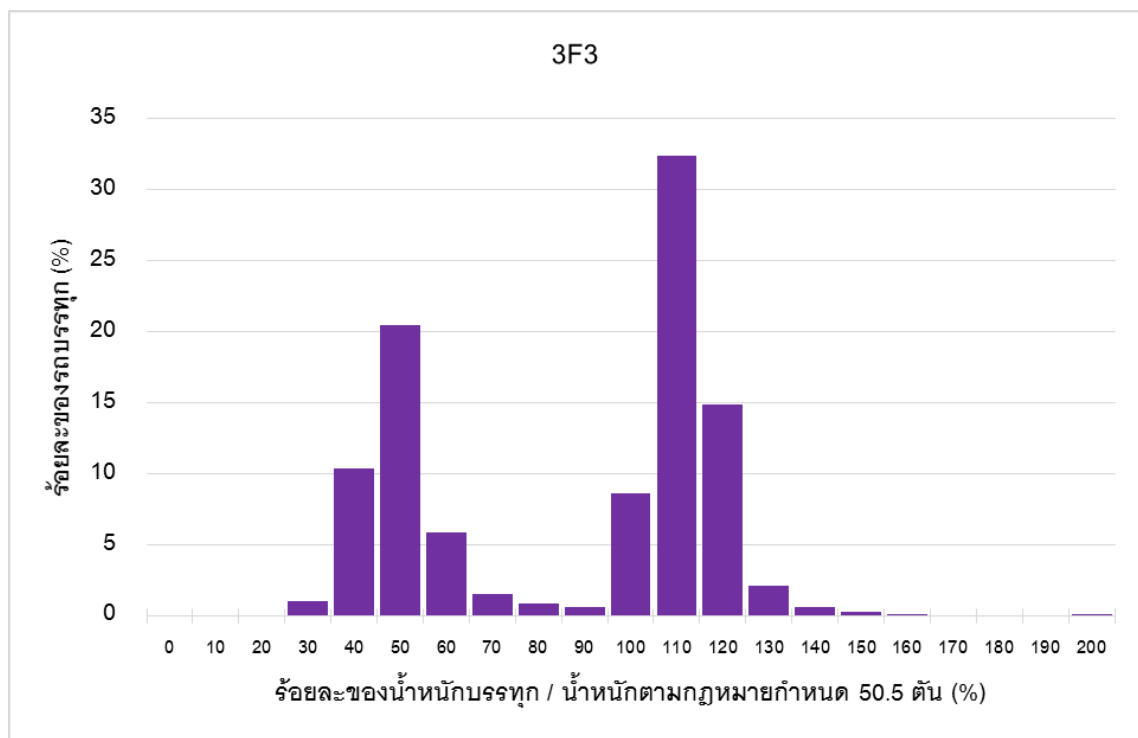
รูปที่ 6.1-15 ร้อยละของรถบรรทุก (3S2) กับร้อยละน้ำนักบรรทุกตามกฎหมาย W_{act}/W_{max} (3S2: 45 ตัน)



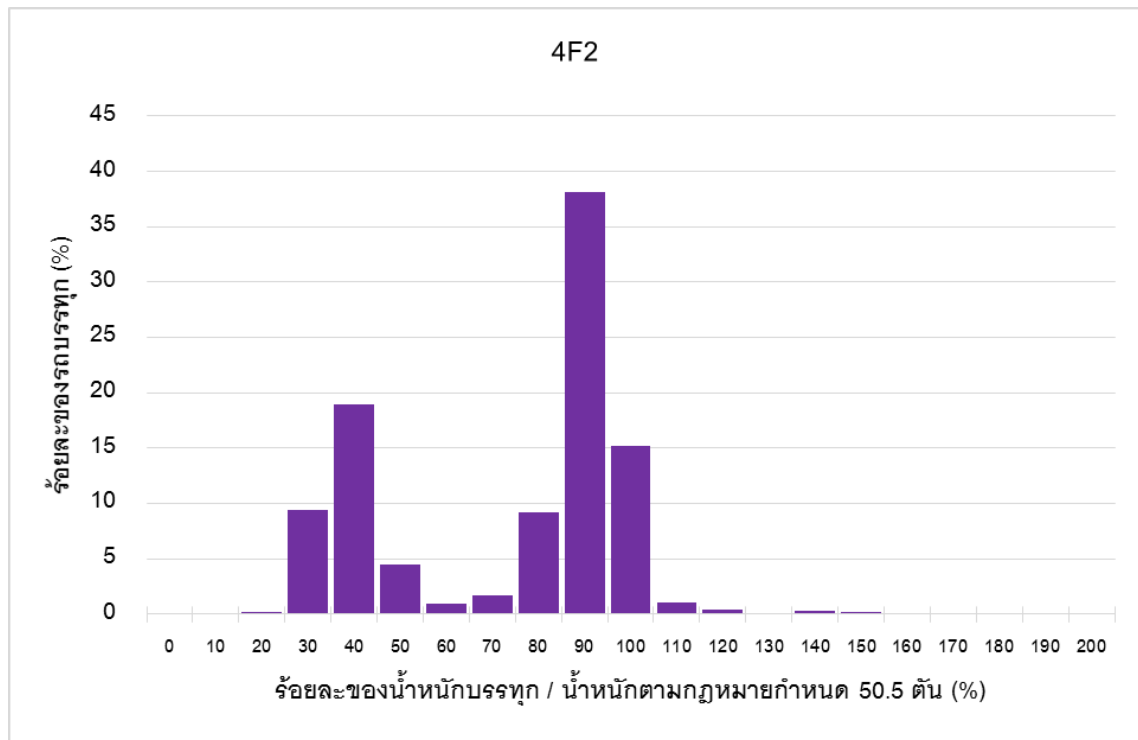
รูปที่ 6.1-16 ร้อยละของรถบรรทุก (3S3) กับร้อยละน้ำนักบรรทุกตามกฎหมาย W_{act}/W_{max} (3S3: 50.5 ตัน)



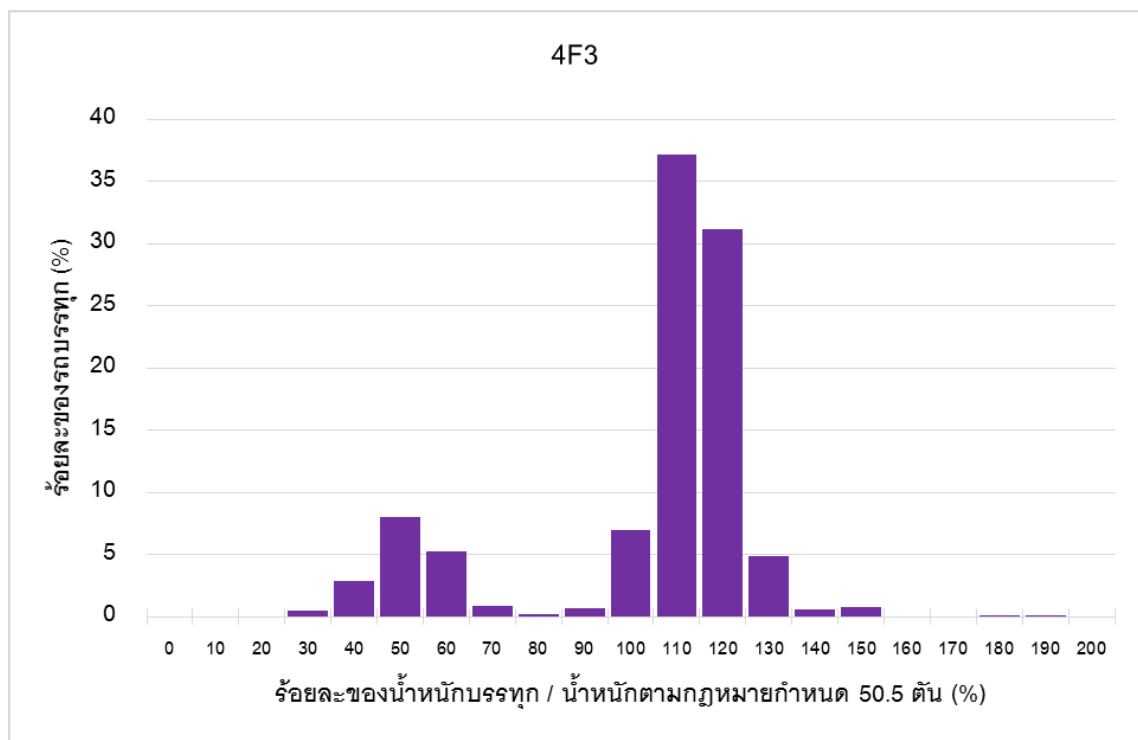
รูปที่ 6.1-17 ร้อยละของรถบรรทุก (3F2) กับร้อยละน้ำหนักรถบรรทุกตามกฎหมาย W_{act}/W_{max} (3F2: 47 ตัน)



รูปที่ 6.1-18 ร้อยละของรถบรรทุก (3F3) กับร้อยละน้ำหนักรถบรรทุกตามกฎหมาย W_{act}/W_{max} (3F3: 50.5 ตัน)



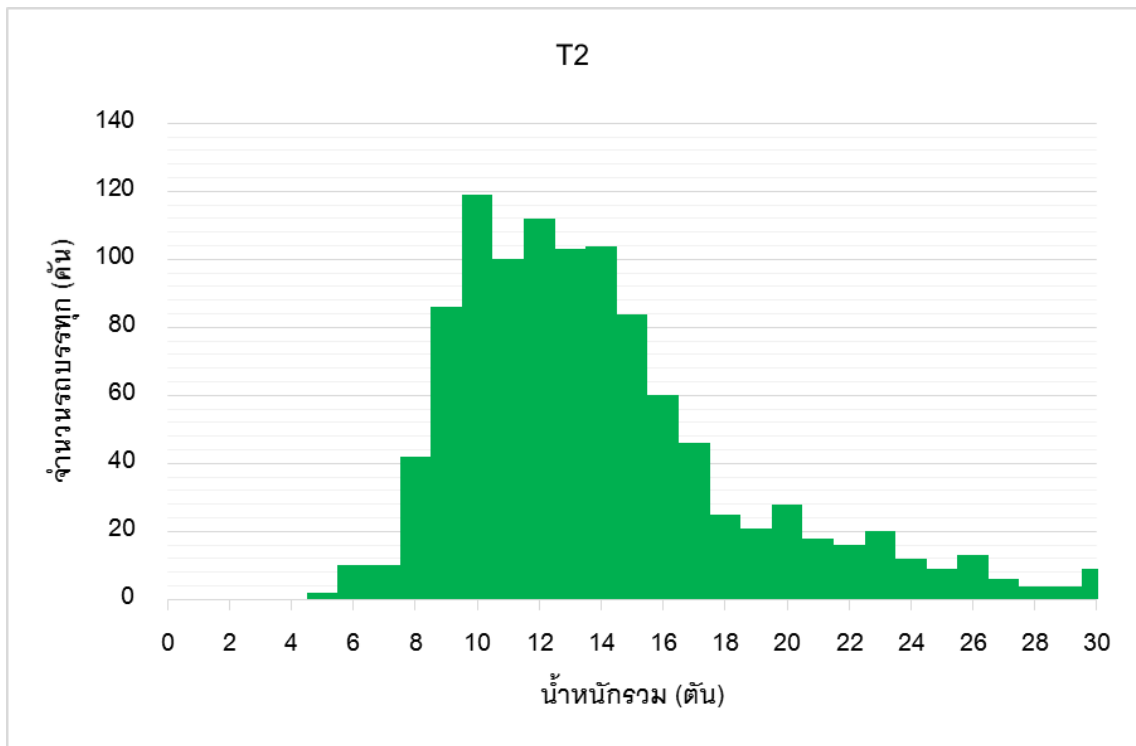
รูปที่ 6.1-19 ร้อยละของรถบรรทุก (4F2) กับร้อยละน้ำหนักบรรทุกตามกฎหมาย W_{act}/W_{max} (4F2: 50.5 ตัน)



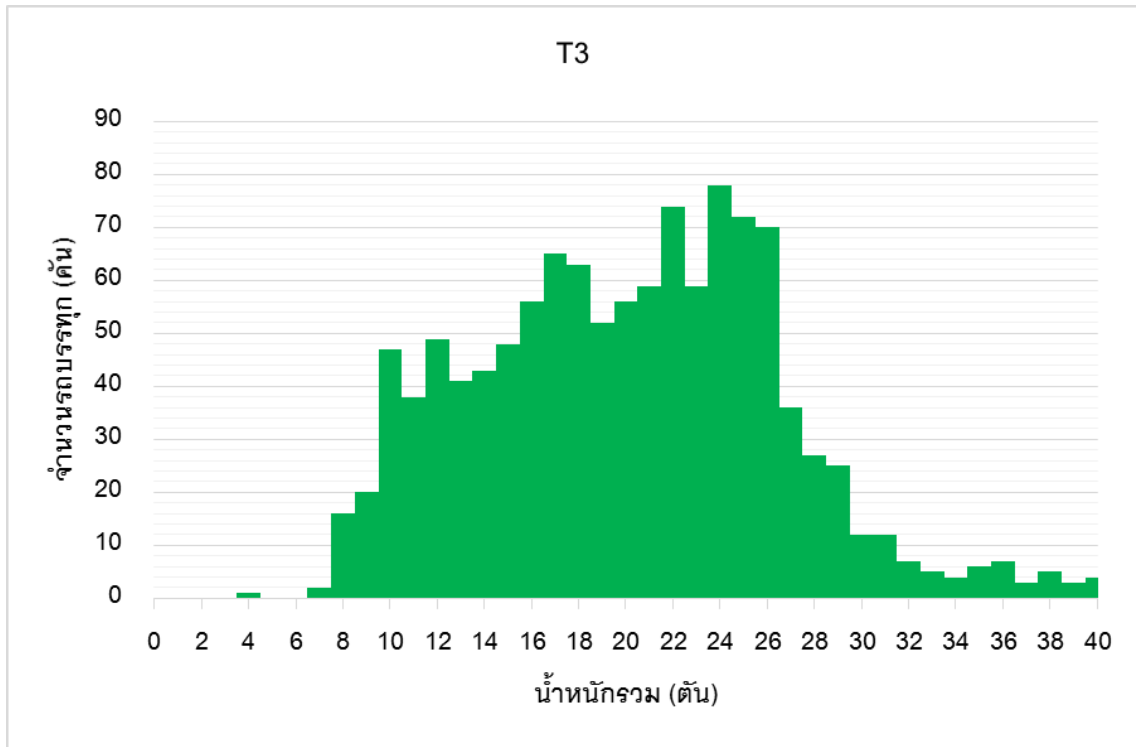
รูปที่ 6.1-20 ร้อยละของรถบรรทุก (4F3) กับร้อยละน้ำหนักบรรทุกตามกฎหมาย W_{act}/W_{max} (4F3: 50.5 ตัน)

6.2 การคำนวณน้ำหนักบรรทุกภายใต้การจราจรปกติของสะพานเดชาติวงศ์ 3

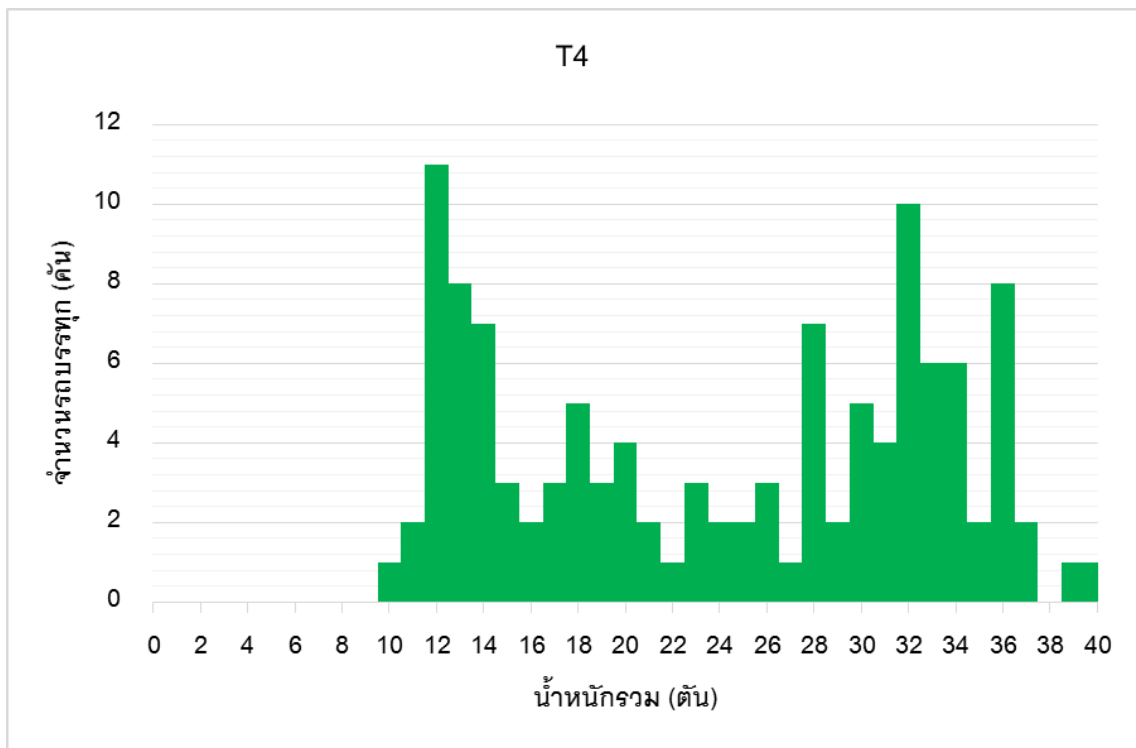
เมื่อนำข้อมูลรถบรรทุกที่วิ่งผ่านสะพานเดชาติวงศ์ 3 และค่าความเครียดที่รวบรวมได้ในช่วงระหว่างวันที่ 12 - 31 มีนาคม 2560 (รวม 20 วัน) มาวิเคราะห์จับคู่ตามวิธีที่ได้นำเสนอไปในบทที่ 5 แล้วนั้น จะได้จุดยอดของความเครียดที่เกิดจากรถบรรทุกประเภทต่างๆ จากนั้นทำการกรองข้อมูลกรณีพบว่ามียานพาหนะที่วิ่งมากกว่า 1 คัน บนสะพานพร้อมกันออกไป และนำข้อมูลที่ผ่านการกรองเรียบร้อยแล้วมาคูณกับค่าแฟคเตอร์น้ำหนักบรรทุกของรถบรรทุกแต่ละประเภทที่สอบเทียบกับสะพานเดชาติวงศ์ 3 ในบทที่ 4 แล้ว จะได้ค่าน้ำหนักบรรทุกที่วิ่งบนสะพาน ดังแสดงในรูปที่ 6.2-1 ถึง รูปที่ 6.2-10



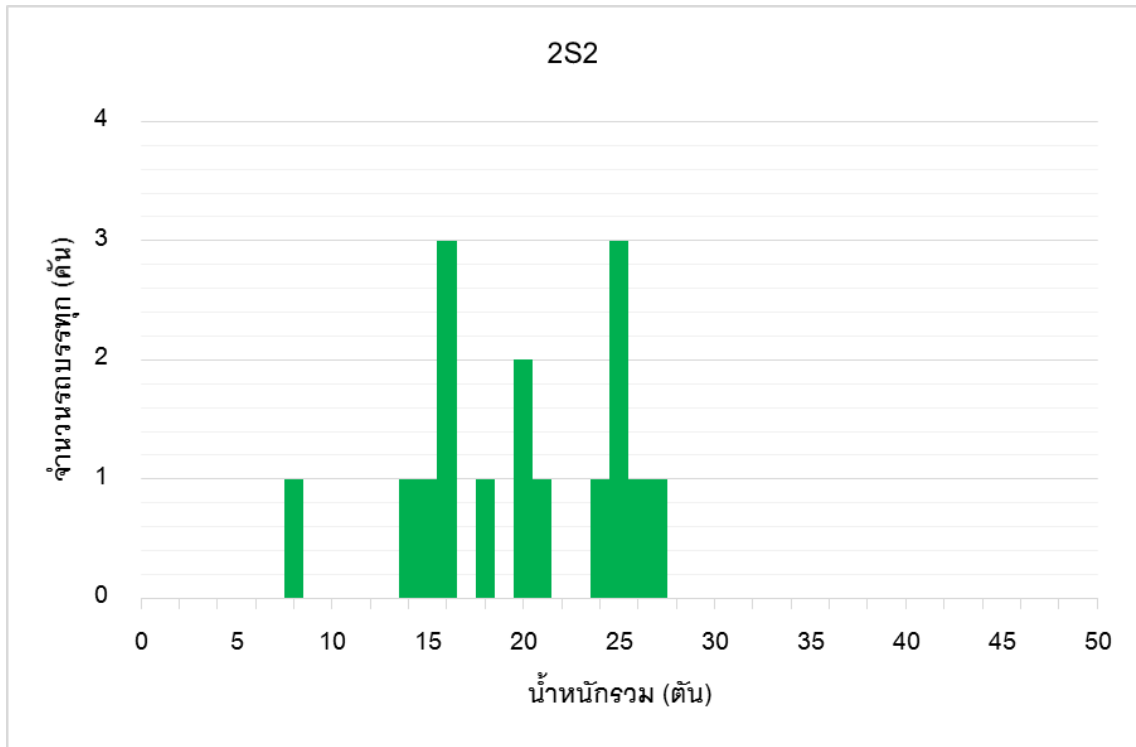
รูปที่ 6.2-1 น้ำหนักบรรทุก 2 เพลา 4 ล้อ ยาง 6 เส้น (T2: น้ำหนักบรรทุกตามกฎหมาย 15 ตัน)



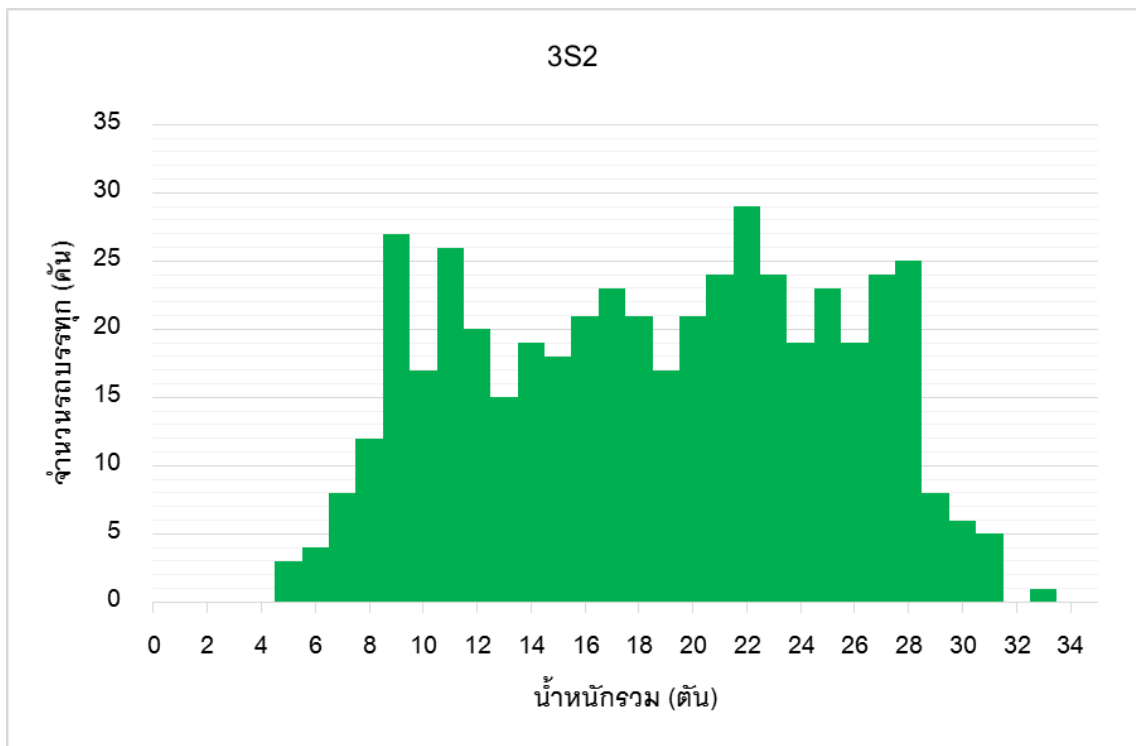
รูปที่ 6.2-2 น้ำหนักรถบรรทุก 3 เพลา 6 ล้อ ยาง 10 เส้น (T3: น้ำหนักรถบรรทุกตามกฎหมาย 25 ตัน)



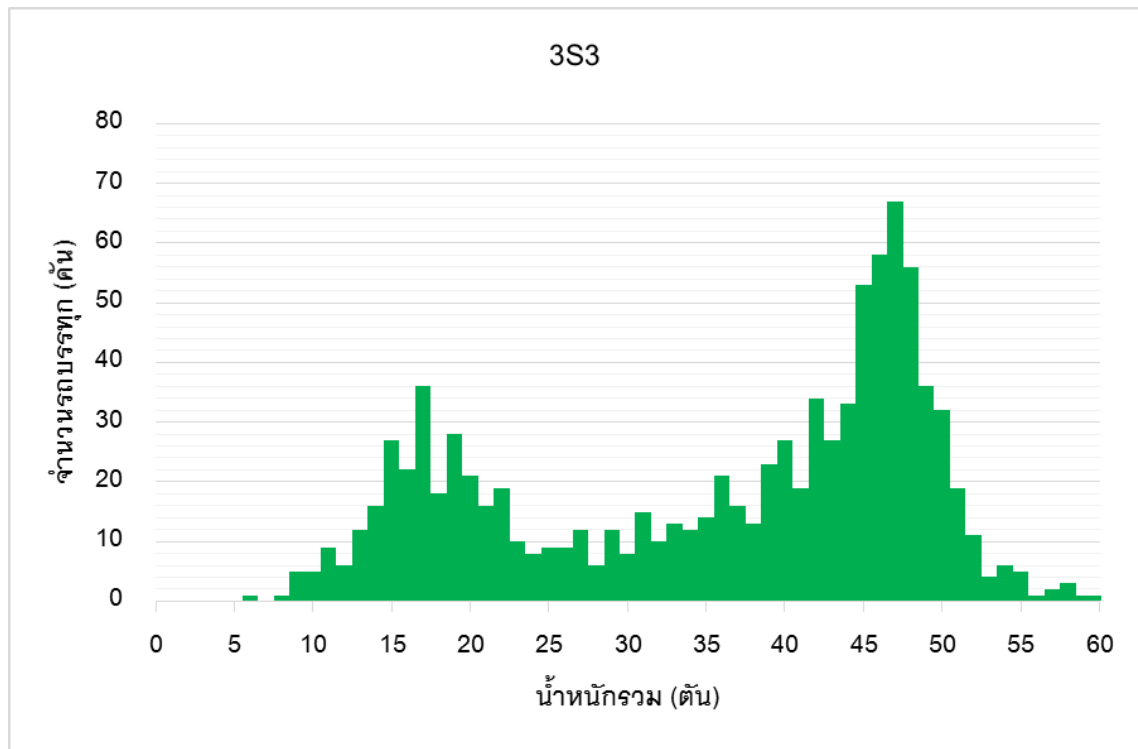
รูปที่ 6.2-3 น้ำหนักรถบรรทุก 4 เพลา 8 ล้อ ยาง 12 เส้น (T4: : น้ำหนักรถบรรทุกตามกฎหมาย 30 ตัน)



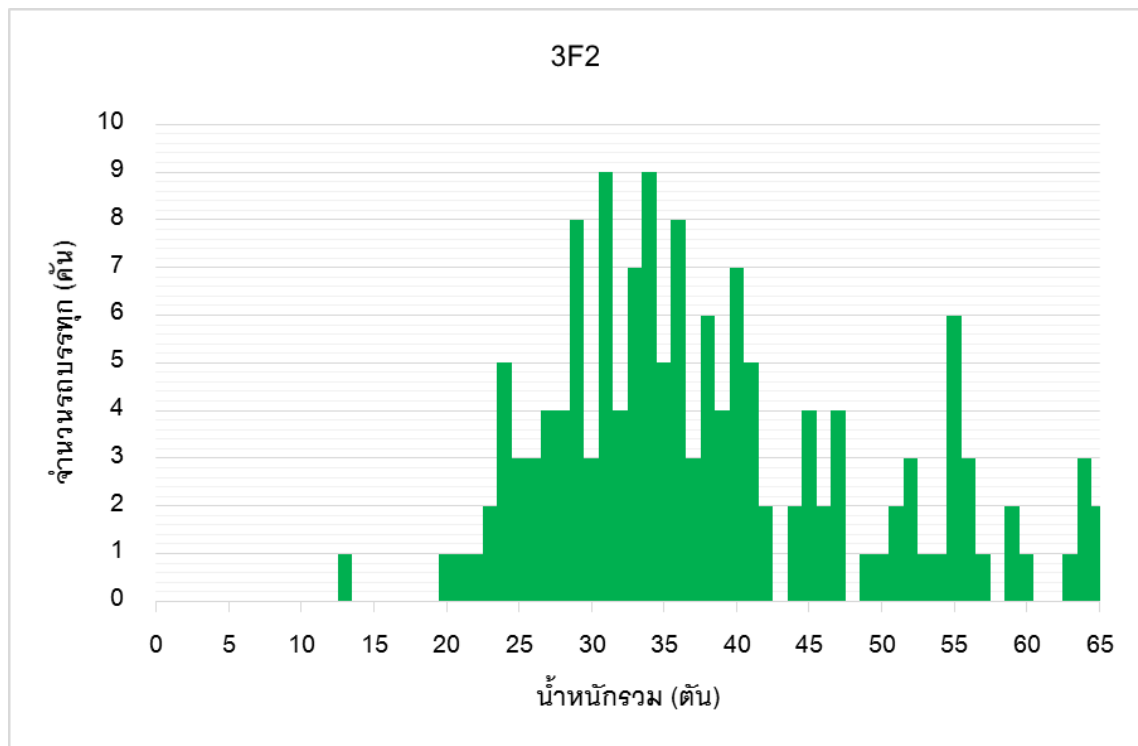
รูปที่ 6.2-4 น้ำหนักรถกึ่งพ่วง 4 เพลา 8 ล้อ ยาง 14 เส้น (2S2: น้ำหนักบรรทุกทุกตามกฎหมาย 35 ตัน)



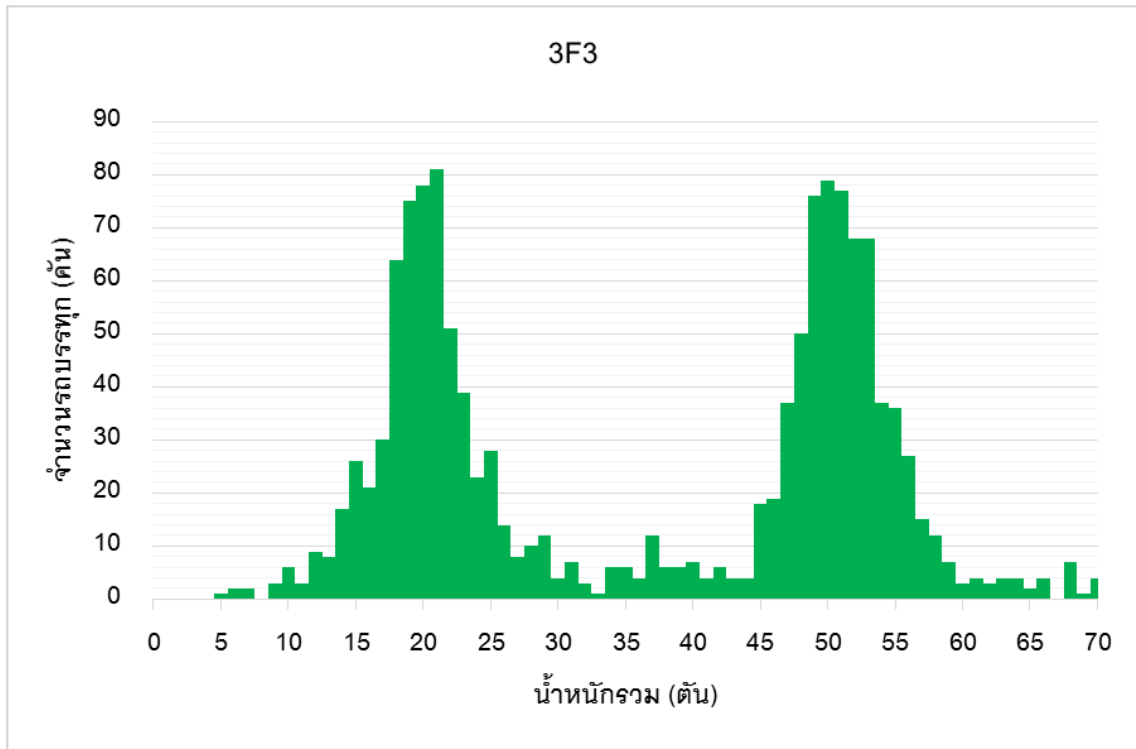
รูปที่ 6.2-5 น้ำหนักรถกึ่งพ่วง 5 เพลา 10 ล้อ ยาง 18 เส้น (3S2 : น้ำหนักบรรทุกทุกตามกฎหมาย 45 ตัน)



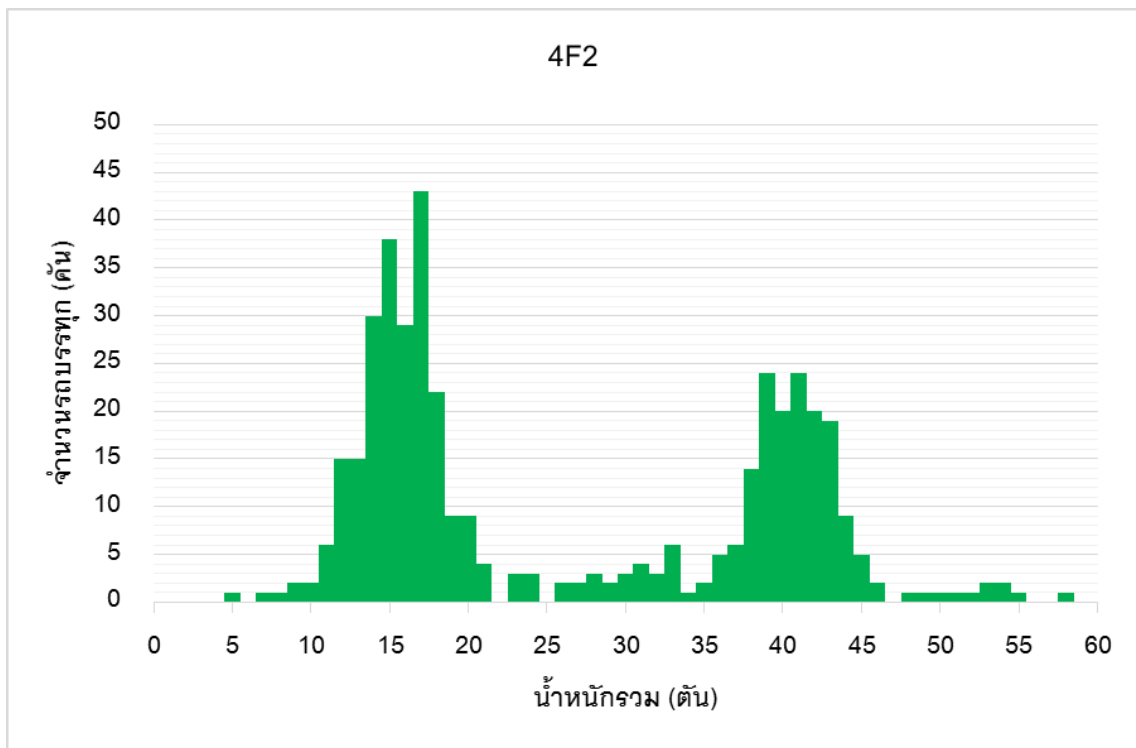
รูปที่ 6.2-6 น้ำหนักรถถึงฟ่วง 6 เพลา 12 ล้อ ยาง 22 เส้น (3S3: น้ำหนักบรรทุกตามกฎหมาย 45-50.5 ตัน)



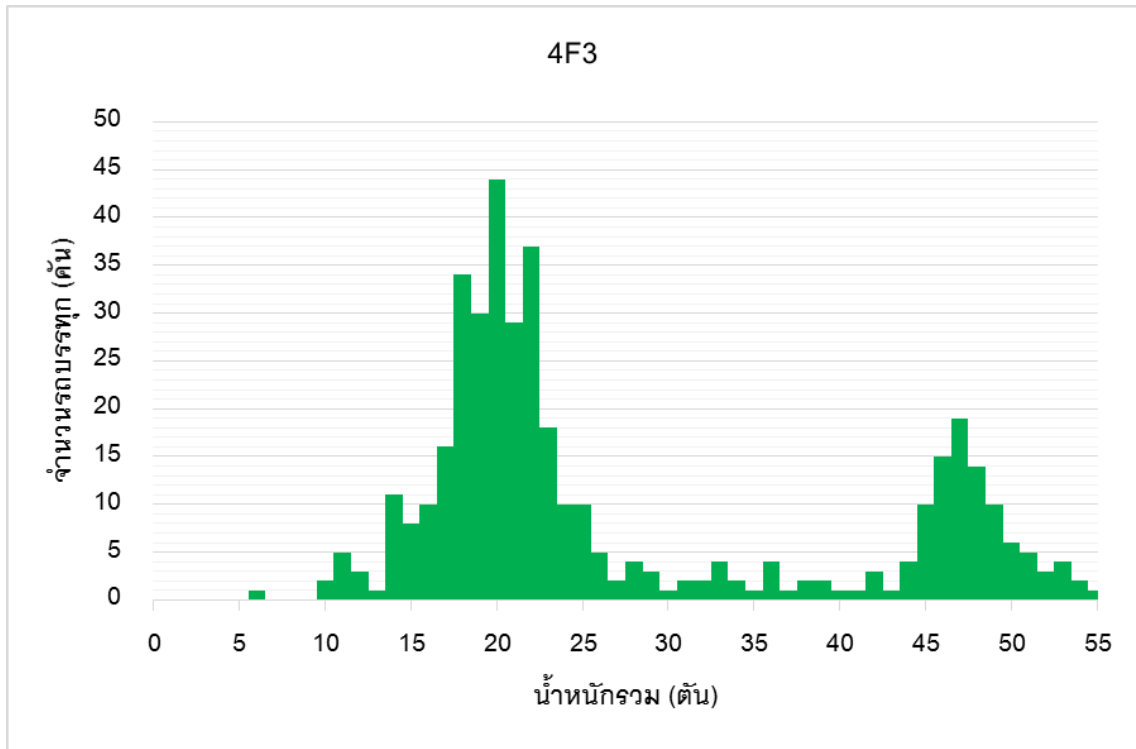
รูปที่ 6.2-7 น้ำหนักรถฟ่วง 5 เพลา 10 ล้อ ยาง 18 เส้น (3F2: น้ำหนักบรรทุกตามกฎหมาย 47 ตัน)



รูปที่ 6.2-8 น้ำหนักรถพ่วง 6 เพลา 12 ล้อ ยาง 22 เส้น (3F3: น้ำหนักบรรทุกทุกตามกฎหมาย 50.5 ตัน)



รูปที่ 6.2-9 น้ำหนักรถพ่วง 6 เพลา 12 ล้อ ยาง 20 เส้น (4F2: น้ำหนักบรรทุกทุกตามกฎหมาย 50.5 ตัน)



รูปที่ 6.2-10 น้ำหนักบรรทุก 7 เพลา 14 ล้อ ยาง 24 เส้น (4F3: น้ำหนักบรรทุกตามกฎหมาย 50.5 ตัน)

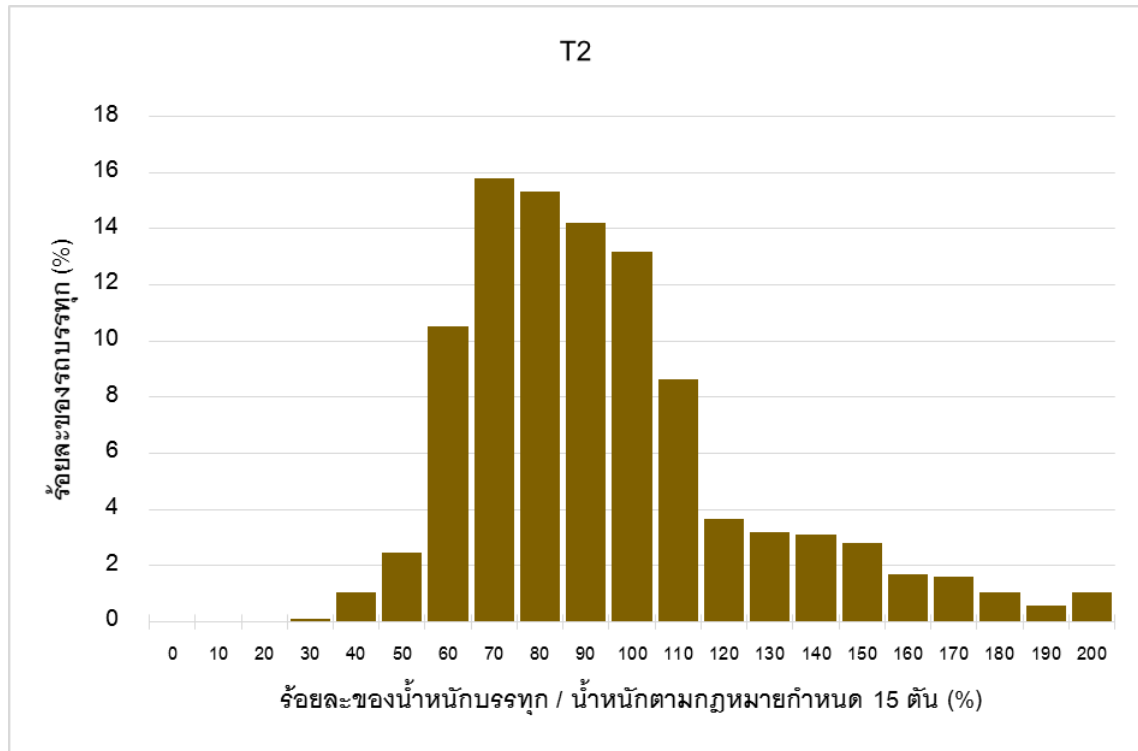
จาก รูปที่ 6.2-1 ถึงรูปที่ 6.2-10 จะสังเกตเห็นได้ว่า น้ำหนักบรรทุกแต่ละประเภทจะแยกเป็น 2 กลุ่มข้อมูล โดยกลุ่มแรกมีน้ำหนักเบา ซึ่งอาจหมายถึง กลุ่มรถบรรทุกเปล่า และกลุ่มที่สองที่มีน้ำหนักมาก ซึ่งอาจหมายถึง กลุ่มรถบรรทุกสินค้า ยกเว้นกรณีรถบรรทุก T2 ที่เห็นข้อมูลเพียงกลุ่มเดียว ซึ่งใกล้เคียงกับน้ำหนักบรรทุกตามกฎหมาย 15 ตัน ทั้งนี้ เนื่องจากรถบรรทุก T2 เป็นรถบรรทุกขนาดเล็ก หากไม่มีการบรรทุกสินค้าจะมีน้ำหนักประมาณ 8 ตัน ซึ่งทำให้เกิดความเครียดได้น้อย ซึ่งขนาดของจุดยอดจะไม่ต่างจากจุดยอดที่เกิดจากผลรวมของคลื่นการสั่นไหวของรถยนต์หลายประเภทที่วิ่งบนสะพาน (ประมาณ 3-5 ไมโครสเตรน) ซึ่งในการวิเคราะห์ค่าความเครียดที่ต่ำกว่า 5 ไมโครสเตรน จะถูกกรองออกไป และกรณีรถบรรทุก 2S2 ที่เห็นข้อมูลเพียงกลุ่มเดียวเนื่องจากจำนวนข้อมูลไม่เพียงพอต่อการวิเคราะห์ ตารางที่ 6.1-1 สรุปค่าเฉลี่ยน้ำหนักของรถบรรทุกที่วิ่งบนสะพานจำนวน 10 ประเภท แยกตาม 2 กลุ่มข้อมูล

ตารางที่ 6.2-1 ค่าเฉลี่ยน้ำหนักบรรทุก 10 ประเภท ที่วิ่งบนสะพานเดชาติวงศ์ 3

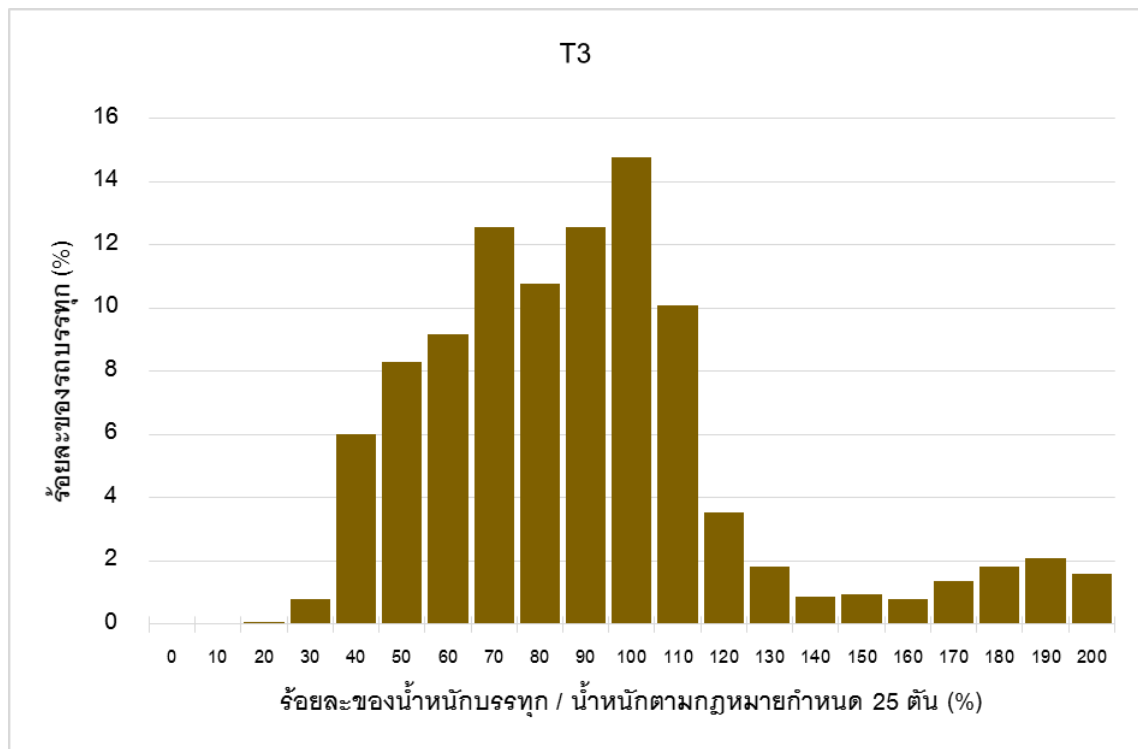
รหัส	ประเภทรถบรรทุก	น้ำหนักบรรทุก ตามกฎหมาย (ตัน)	กลุ่มรถบรรทุก เปล่า ค่าเฉลี่ย (ตัน)	กลุ่มรถบรรทุก สินค้า ค่าเฉลี่ย (ตัน)
T2	รถบรรทุก 2 เพลา 4 ล้อ ยาง 6 เส้น	15	12.72	
T3	รถบรรทุก 3 เพลา 6 ล้อ ยาง 10 เส้น	25	13.91	23.61
T4	รถบรรทุก 4 เพลา 8 ล้อ ยาง 12 เส้น	30	15.10	31.91
2S2	รถกึ่งพ่วง 4 เพลา 8 ล้อ ยาง 14 เส้น	35	21.00	
3S2	รถบรรทุกกึ่งพ่วง 5 เพลา 10 ล้อ ยาง 18 เส้น	45	12.68	24.09
3S3	รถบรรทุกกึ่งพ่วง 6 เพลา 12 ล้อ ยาง 22 เส้น	45-50.5	17.49	43.67
3F2	รถบรรทุกพ่วง 5 เพลา 10 ล้อ ยาง 18 เส้น	47	33.99	53.74
3F3	รถบรรทุกพ่วง 6 เพลา 12 ล้อ ยาง 22 เส้น	50.5	20.13	51.19
4F2	รถบรรทุกพ่วง 6 เพลา 12 ล้อ ยาง 20 เส้น	50.5	15.56	40.55
4F3	รถบรรทุกพ่วง 7 เพลา 14 ล้อ ยาง 24 เส้น	50.5	20.09	48.10

ตารางที่ 6.2-2 ร้อยละของจำนวนรถบรรทุก และร้อยละของน้ำหนักบรรทุกต่อน้ำหนักบรรทุกตามกฎหมาย
(W_{act}/W_{max})

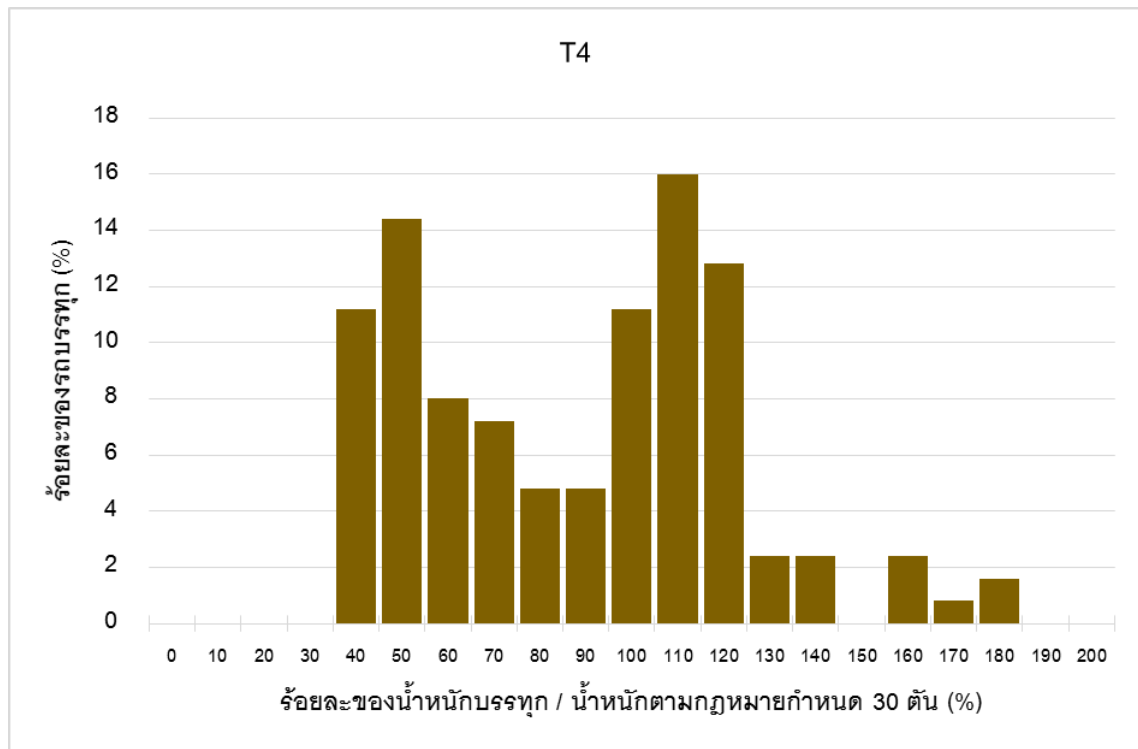
W_{act}/W_{max} (%)	ร้อยละของจำนวนรถบรรทุก (%)									
	T2	T3	T4	2S2	3S2	3S3	3F2	3F3	4F2	4F3
	15 ตัน	25 ตัน	30 ตัน	35 ตัน	45 ตัน	45-50.5 ตัน	47 ตัน	50.5 ตัน	50.5 ตัน	50.5 ตัน
0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
10	0.00	0.00	0.00	0.00	0.61	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
20	0.00	0.08	0.00	6.25	14.34	1.55	0.00	0.37	1.19	0.96
30	0.09	0.80	0.00	6.25	20.08	7.12	0.35	0.89	11.64	7.18
40	1.03	6.00	11.20	31.25	21.31	13.21	0.35	2.51	35.87	32.54
50	2.45	8.31	14.40	18.75	25.00	6.30	4.61	8.35	5.46	24.64
60	10.54	9.19	8.00	37.50	15.98	4.54	8.51	19.36	2.14	2.87
70	15.80	12.55	7.20	0.00	1.02	7.22	11.70	9.68	3.33	2.63
80	15.33	10.79	4.80	0.00	1.02	10.42	10.64	3.10	3.56	2.39
90	14.21	12.55	4.80	0.00	0.20	18.47	3.55	1.77	17.34	5.50
100	13.17	14.79	11.20	0.00	0.00	24.77	3.19	1.11	16.15	14.59
110	8.65	10.07	16.00	0.00	0.20	3.51	4.61	2.00	1.19	3.35
120	3.67	3.52	12.80	0.00	0.00	0.83	1.77	1.33	1.43	1.20
130	3.20	1.84	2.40	0.00	0.00	0.93	2.84	2.59	0.48	1.20
140	3.10	0.88	2.40	0.00	0.20	0.52	2.84	12.79	0.00	0.24
150	2.82	0.96	0.00	0.00	0.00	0.31	3.55	18.92	0.24	0.00
160	1.69	0.80	2.40	0.00	0.00	0.00	5.32	10.05	0.00	0.24
170	1.60	1.36	0.80	0.00	0.00	0.21	7.45	2.66	0.00	0.24
180	1.03	1.84	1.60	0.00	0.00	0.00	13.48	0.89	0.00	0.24
190	0.56	2.08	0.00	0.00	0.00	0.00	11.35	0.74	0.00	0.00
200	1.03	1.60	0.00	0.00	0.00	0.10	3.90	0.89	0.00	0.00



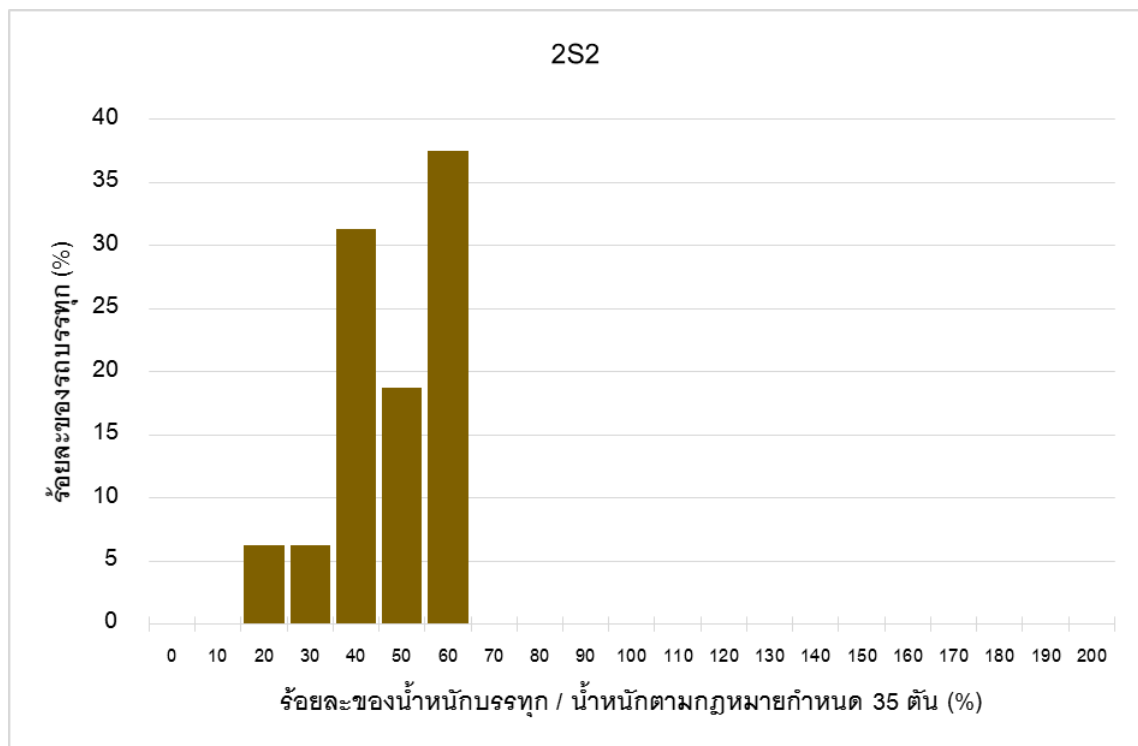
รูปที่ 6.2-11 ร้อยละของรถบรรทุก (T2) กับร้อยละน้ำหนักบรรทุกตามกฎหมาย W_{act}/W_{max} (T2: 15 ตัน)



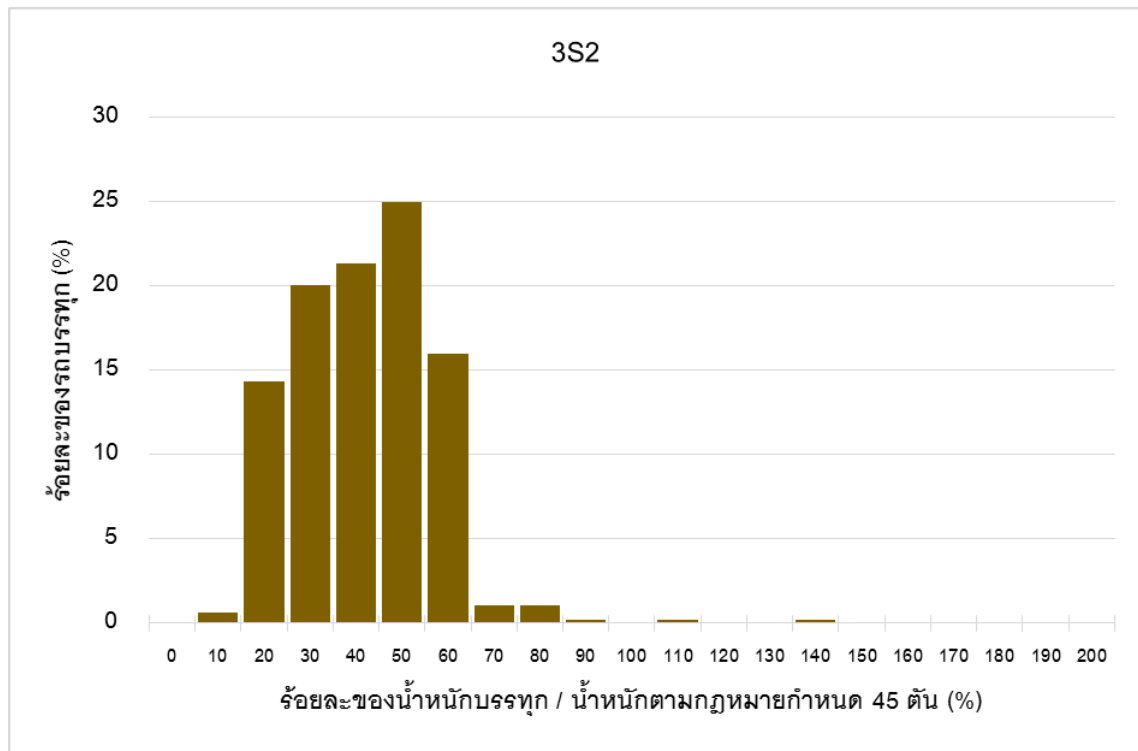
รูปที่ 6.2-12 ร้อยละของรถบรรทุก (T3) กับร้อยละน้ำหนักบรรทุกตามกฎหมาย W_{act}/W_{max} (T3: 25 ตัน)



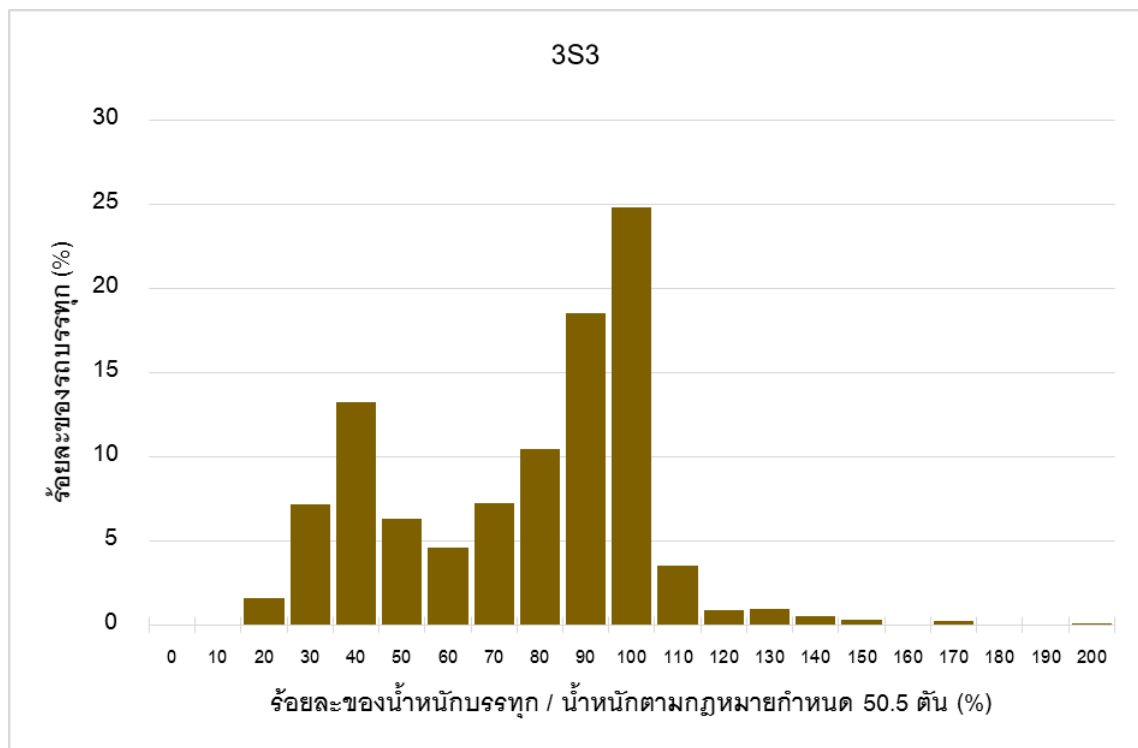
รูปที่ 6.2-13 ร้อยละของรถบรรทุก (T4) กับร้อยละน้ำหนักบรรทุกตามกฎหมาย W_{act}/W_{max} (T4: 30 ตัน)



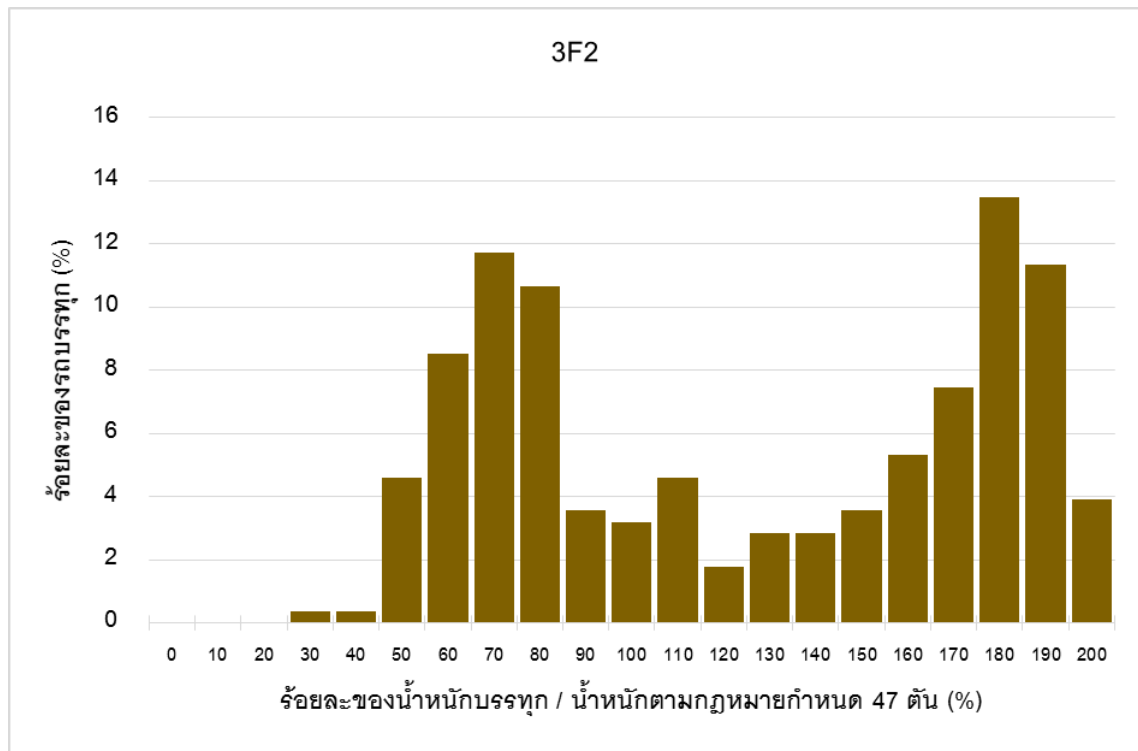
รูปที่ 6.2-14 ร้อยละของรถบรรทุก (2S2) กับร้อยละน้ำหนักบรรทุกตามกฎหมาย W_{act}/W_{max} (2S2: 35 ตัน)



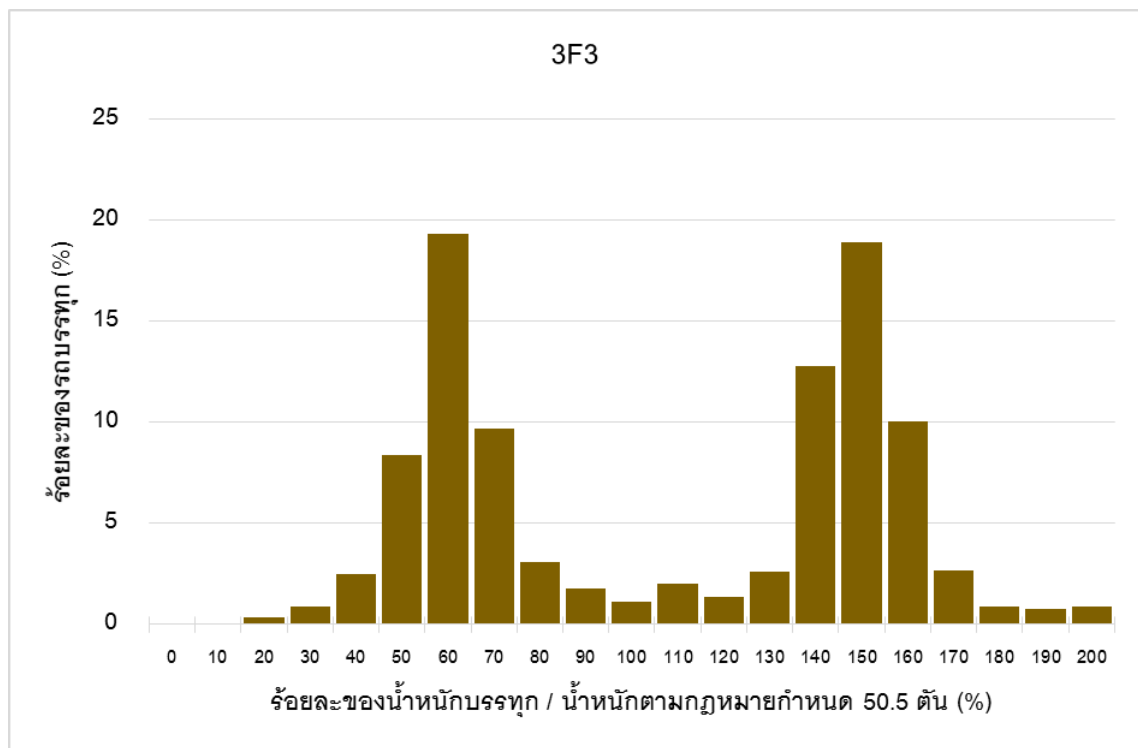
รูปที่ 6.2-15 ร้อยละของรถบรรทุก (3S2) กับร้อยละน้ำหนักบรรทุกตามกฎหมาย W_{act}/W_{max} (3S2: 45 ตัน)



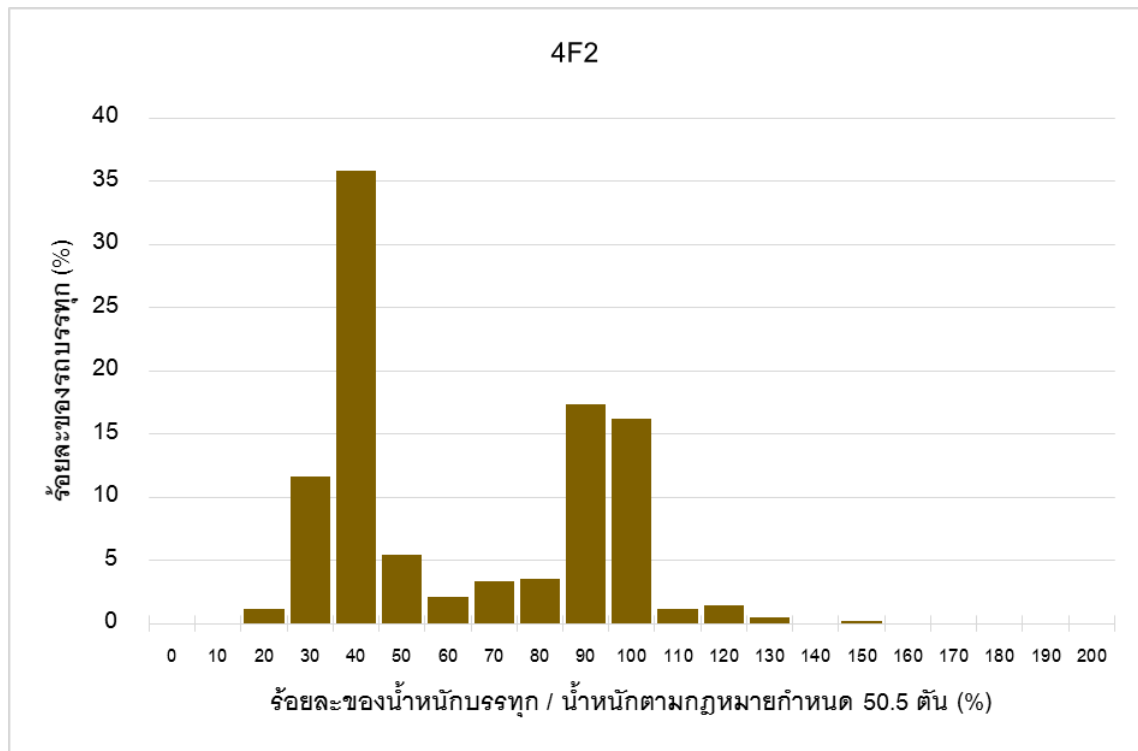
รูปที่ 6.2-16 ร้อยละของรถบรรทุก (3S3) กับร้อยละน้ำหนักบรรทุกตามกฎหมาย W_{act}/W_{max} (3S3: 50.5 ตัน)



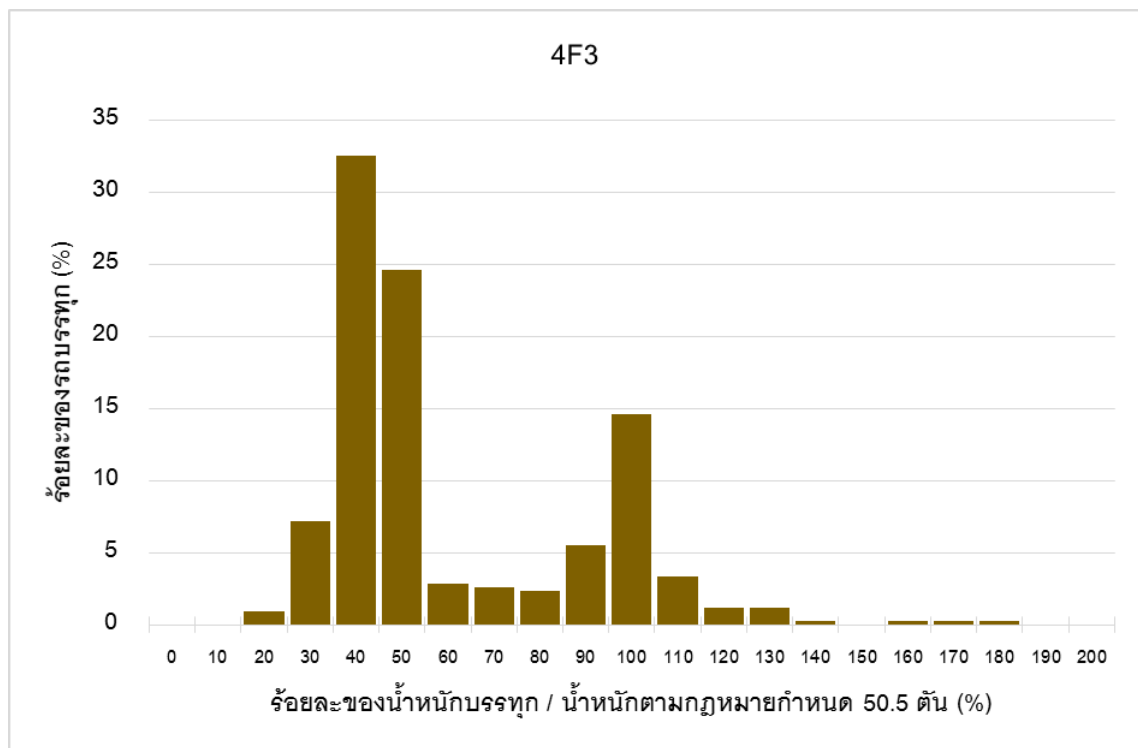
รูปที่ 6.2-17 ร้อยละของรถบรรทุก (3F2) กับร้อยละน้ำหนักบรรทุกตามกฎหมาย W_{act}/W_{max} (3F2: 47 ตัน)



รูปที่ 6.2-18 ร้อยละของรถบรรทุก (3F3) กับร้อยละน้ำหนักบรรทุกตามกฎหมาย W_{act}/W_{max} (3F3: 50.5 ตัน)



รูปที่ 6.2-19 ร้อยละของรถบรรทุก (4F2) กับร้อยละน้ำหนักบรรทุกตามกฎหมาย W_{act}/W_{max} (4F2: 50.5 ตัน)

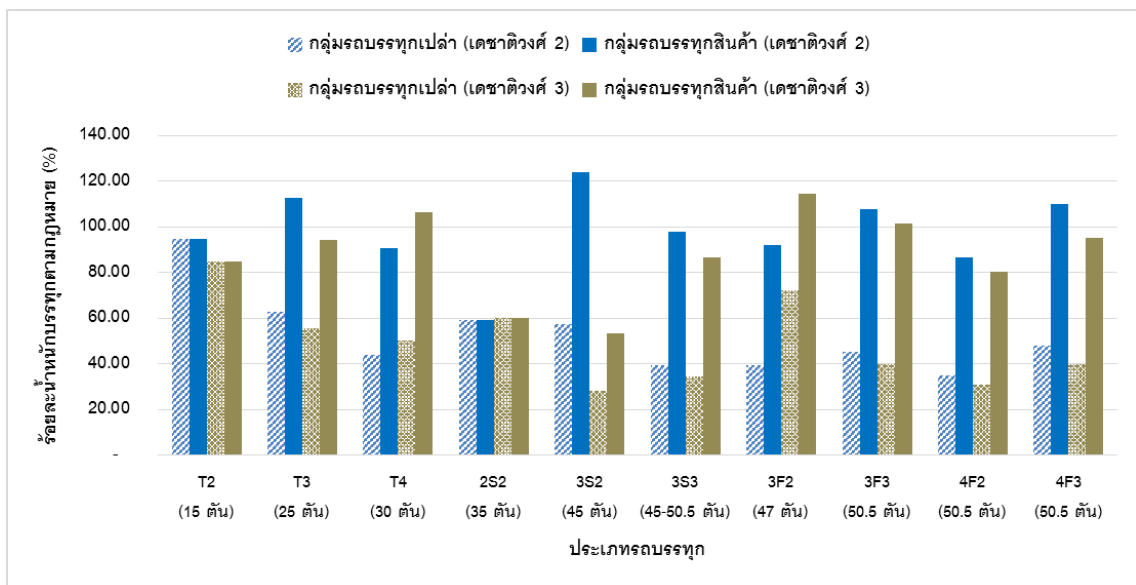


รูปที่ 6.2-20 ร้อยละของรถบรรทุก (4F3) กับร้อยละน้ำหนักบรรทุกตามกฎหมาย W_{act}/W_{max} (4F3: 50.5 ตัน)

6.3 สรุปผลการคำนวณน้ำหนักบรรทุก

รูปที่ 6.3-1 แสดงผลการเปรียบเทียบกลุ่มข้อมูลรถบรรทุกเปล่ากับกลุ่มรถบรรทุกสินค้าที่วิ่งบนสะพานเดชาติวงศ์ 2 ซึ่งมีทิศทางวิ่งออกจากตัวเมืองนครสวรรค์ไปกรุงเทพฯ และ บนสะพานเดชาติวงศ์ 3 ซึ่งมีทิศทางวิ่งจากกรุงเทพฯ เข้าสู่ตัวเมืองนครสวรรค์ จะเห็นได้ว่าสะพานเดชาติวงศ์ 2 มีรถบรรทุกที่มีน้ำหนักเกินกว่ากฎหมายกำหนด ($> 100\%$) จำนวน 6 ประเภท คือ T2, T3, 3S2, 3S3, 3F3, และ 4F3 ในขณะที่สะพานเดชาติวงศ์ 3 มีรถบรรทุกสินค้าที่มีน้ำหนักเกินกว่ากฎหมายกำหนดจำนวน 2 ประเภทเท่านั้น คือ T4 และ 3F2

อย่างไรก็ตาม สะพานเดชาติวงศ์ 2 และ สะพานเดชาติวงศ์ 3 ตั้งอยู่บนทางหลวงหมายเลข 1 ซึ่งมีการจราจรอยู่ตลอดเวลา ถึงแม้การคำนวณน้ำหนักบรรทุกจะเลือกเฉพาะข้อมูลที่มีรถบรรทุกวิ่งเพียง 1 คันบนสะพาน และตัดข้อมูลบางส่วนในช่วงเวลาเร่งด่วนออกไปแล้ว อาจยังมีรถเล็กวิ่งร่วมกับรถบรรทุก 1 คันอยู่บ้าง ทำให้ค่าที่คำนวณได้เกินความจริงไปเล็กน้อย แต่ในกรณีรถบรรทุกเบา เช่น T4 ซึ่งมีน้ำหนัก 15 ตัน อิทธิพลของรถเล็กอาจทำให้ค่าที่คำนวณได้อาจสูงกว่าความเป็นจริงไปพอสมควร



รูปที่ 6.3-1 ร้อยละน้ำหนักบรรทุกตามกฎหมายของรถบรรทุกแต่ละประเภท
บนสะพานเดชาติวงศ์ 2 และสะพานเดชาติวงศ์ 3

บทที่ 7 การศึกษาพฤติกรรมการรับน้ำหนัก บรรทุก

การศึกษาพฤติกรรมการรับน้ำหนักบรรทุกของสะพานเดชาติวงศ์ 2 และ สะพานเดชาติวงศ์ 3 เป็นการศึกษาผลกระทบเนื่องจากแรงกระแทกและการกระจายแรงดัดลงสู่คานแต่ละตัว โดยจะตรวจสอบพฤติกรรมการรับแรงที่เกิดขึ้นจริงที่ได้จากตรวจวัดภายใต้การจราจรปกติ และนำค่าที่ได้ไปเปรียบเทียบกับค่าที่ประเมินในขั้นตอนการออกแบบ โดยการประเมินจะใช้ 2 วิธี คือ AASHTO LFD 2002 และ AASHTO LRFD 2010

7.1 การคำนวณค่าตัวคูณแรงกระแทกและค่าสัมประสิทธิ์การกระจายแรงด้วยวิธี AASHTO LFD 2002

การออกแบบสะพานตามมาตรฐาน AASHTO LFD 2002 จะพิจารณาผลกระทบจากแรงกระแทก ค่าสัมประสิทธิ์การกระจายแรงดัดลงสู่คานตามยาว (Longitudinal Girder) ซึ่งสามารถเขียนเป็นสมการได้ดังนี้

$$M_{LL+IM} = (1+IM)GDF \frac{1}{2} (M_{Tr} \text{ or } M_{Ta} \text{ or } M_{Ln\&P}) \quad (7.1.1)$$

โดยที่

IM	คือ ค่าตัวคูณแรงกระแทก
GDF	คือ ค่าสัมประสิทธิ์การกระจายแรงดัดลงสู่คาน ใช้คูณกับแรงกระทำที่เกิดจากรถบรรทุกครึ่งซึก (P/2)
M_{Tr}	คือ ค่าแรงดัดสูงสุดจากรถบรรทุก (Truck)
M_{Ta}	คือ ค่าแรงดัดสูงสุดจากเพลาคู่ (Tandem)
$M_{Ln\&P}$	คือ ค่าแรงดัดสูงสุดจากน้ำหนักการจราจรสม่ำเสมอ (Uniform Lane Load) ร่วมกับแรงกดแบบจุด 80 kN และ 116 kN สำหรับแรงดัดและแรงเฉือนตามลำดับ

โดยค่าตัวคูณแรงกระแทกจะขึ้นอยู่กับความยาวช่วงพาดของสะพาน (L , เมตร) และกำหนดไว้ไม่เกิน 0.30 ดังนี้

$$IM = \frac{15.24}{L+38} \leq 0.30 \quad (7.1.2)$$

ค่าสัมประสิทธิ์การกระจายแรงดัดลงสู่คานจะขึ้นอยู่กับประเภทของคานและจำนวนช่องจราจรที่รถบรรทุกวิ่งพร้อมกัน ในกรณีที่ระบบพื้นสะพานคอนกรีตที่วางบนคานคอนกรีตอัดแรงรูปตัวไอ มีระยะห่างระหว่างคาน (S) ไม่เกิน 4.267 เมตร และมีรถบรรทุกวิ่งตั้งแต่ 2 ช่องจราจรขึ้นไป สูตรการคำนวณค่าสัมประสิทธิ์การกระจายแรงดัดลงสู่คานเป็นดังนี้

$$GDF = \frac{S}{1.676} \quad (7.1.3)$$

โดยที่

S คือ ระยะห่างระหว่างคาน (เมตร)

GDF คือ ค่าสัมประสิทธิ์การกระจายแรงดัดลงสู่คาน ใช้คูณกับแรงกระทำที่เกิดจากรถบรรทุกครึ่งซีก (P/2)

โดยทั่วไปการที่รถบรรทุกจะวิ่งพร้อมกันในทุกช่องจราจรมีโอกาสเกิดขึ้นได้น้อย ดังนั้น AASHTO LFD 2002 จึงได้กำหนดค่าร้อยละการลดค่าน้ำหนักรถบรรทุก (% Reduction in Load Intensity, r) สำหรับกรณีที่มีรถบรรทุกวิ่งตั้งแต่ 3 ช่องจราจรขึ้นไปดังแสดงในตารางที่ 7.1-1 อย่างไรก็ตามค่าดังกล่าวนี้จะไม่ใช่กับค่าสัมประสิทธิ์การกระจายแรงดัด (AASHTO LFD 2002 Art 3.12.2)

ตารางที่ 7.1-1 การลดค่าน้ำหนักรถบรรทุก (Reduction in Load Intensity) AASHTO LFD 2002

จำนวนช่องจราจรที่รถบรรทุกวิ่ง (Number of Loaded Lane)	ร้อยละการลดค่าน้ำหนักรถบรรทุก (% Reduction in Load Intensity)
1	1.00
2	1.00
3	0.90
4 ช่องจราจร ขึ้นไป	0.75

7.2 การคำนวณค่าตัวคูณแรงกระแทกและค่าสัมประสิทธิ์การกระจายแรงด้วยวิธี AASHTO LRFD 2010

การออกแบบสะพานตามมาตรฐาน AASHTO LRFD 2010 จะต้องพิจารณาผลกระทบเนื่องจากแรงกระแทก ค่าสัมประสิทธิ์การกระจายแรงดัดลงสู่คานตัวในและคานตัวนอก และจำนวนช่องจราจรที่รถบรรทุกวิ่งพร้อมกัน ซึ่งสามารถเขียนเป็นสมการได้ดังนี้

$$M_{LL+IM} = (1+IM)(GDF)(M_{Tr} \text{ or } M_{Ta}) + M_{Ln} \quad (7.2.1)$$

โดยที่

- IM** คือ ค่าตัวคูณแรงกระแทก ใช้คู่กับรถบรรทุก (Truck) หรือ เพลาคู่ (Tandem) เท่านั้น
- GDF** คือ ค่าสัมประสิทธิ์การกระจายแรงดัดลงสู่คาน ใช้คู่กับแรงกระทำที่เกิดจากรถบรรทุกเต็มคัน (P)
- M_{Tr}** คือ ค่าแรงดัดสูงสุดจากรถบรรทุก (Truck)
- M_{Ta}** คือ ค่าแรงดัดสูงสุดจากเพลาคู่ (Tandem)
- M_{Ln}** คือ ค่าแรงดัดสูงสุดจากน้ำหนักจราจรสม่ำเสมอ (Uniform Lane Load)

ค่าตัวคูณแรงกระแทกสำหรับชิ้นส่วนคานที่ Strength Limit State กำหนดไว้ดังนี้

$$IM=0.33 \quad (7.2.2)$$

ค่าสัมประสิทธิ์การกระจายแรงลงสู่คานตัวใน (Interior Girder) จะขึ้นอยู่กับประเภทคานและจำนวนช่องจราจรที่รถบรรทุกวิ่งพร้อมกัน ในกรณีที่พื้นสะพานคอนกรีตที่วางบนคานคอนกรีตอัดแรงรูปตัวไอและมีรถบรรทุกวิ่งตั้งแต่ 2 ช่องจราจรขึ้นไป สูตรคำนวณค่าสัมประสิทธิ์การกระจายแรงดัดลงสู่คานตัวในและคานตัวนอกเป็นดังนี้

$$GDF_{int} = 0.075 + \left(\frac{S}{2900} \right)^{0.6} \left(\frac{S}{L} \right)^{0.2} \left(\frac{K_g}{L t_s^3} \right)^{0.1} \quad (7.2.3)$$

$$GDF_{ext} = e \times GDF_{int} \quad (7.2.4)$$

$$e = 0.77 + \frac{d_c}{2800} \quad (7.2.5)$$

โดยที่

- GDF_{int}** คือ ค่าสัมประสิทธิ์การกระจายแรงดัดลงสู่คานตัวใน ใช้คู่กับแรงกระทำที่เกิดจากรถบรรทุกเต็มคัน (P)
- GDF_{ext}** คือ ค่าสัมประสิทธิ์การกระจายแรงดัดลงสู่คานตัวนอก ใช้คู่กับแรงกระทำที่เกิดจากรถบรรทุกเต็มคัน (P)
- S** คือ ระยะห่างระหว่างคาน (มม.)
- L** คือ ความยาวช่วงคาน (มม.)
- K_g** คือ ค่าสถิติเนส (มม.⁴) ของคานที่ย้ายไปอยู่ที่ระดับเดียวกันกับพื้นสะพาน โดย $K_g = n(I_g + Ae_g^2)$

- n คือ modular ratio = $E_{\text{girder}} / E_{\text{deck}}$
- I_g คือ moment of inertia ของคาน (มม.⁴)
- A คือ หน้าตัดคาน (มม.²)
- e_g คือ ระยะจาก c_g ของคานถึง c_g ของพื้น (มม.)
- e คือ อัตราส่วนระหว่างการกระจายแรงดัดลงสู่คานตัวนอก (GDF_{ext}) ต่อกานตัวใน (GDF_{int})
- d_e คือ ระยะยื่นจากคานตัวนอกถึงขอบด้านในของราวสะพาน หรือ ขอบทางเท้า (ถ้ามี) (มม.) หากขอบด้านในของราวสะพานหรือขอบทางเท้าอยู่ระหว่างคานตัวนอกกับคานตัวใน ค่า d_e จะติดลบ โดย d_e จะต้องมีค่าอยู่ในช่วง -300 มม. ถึง 1700 มม.

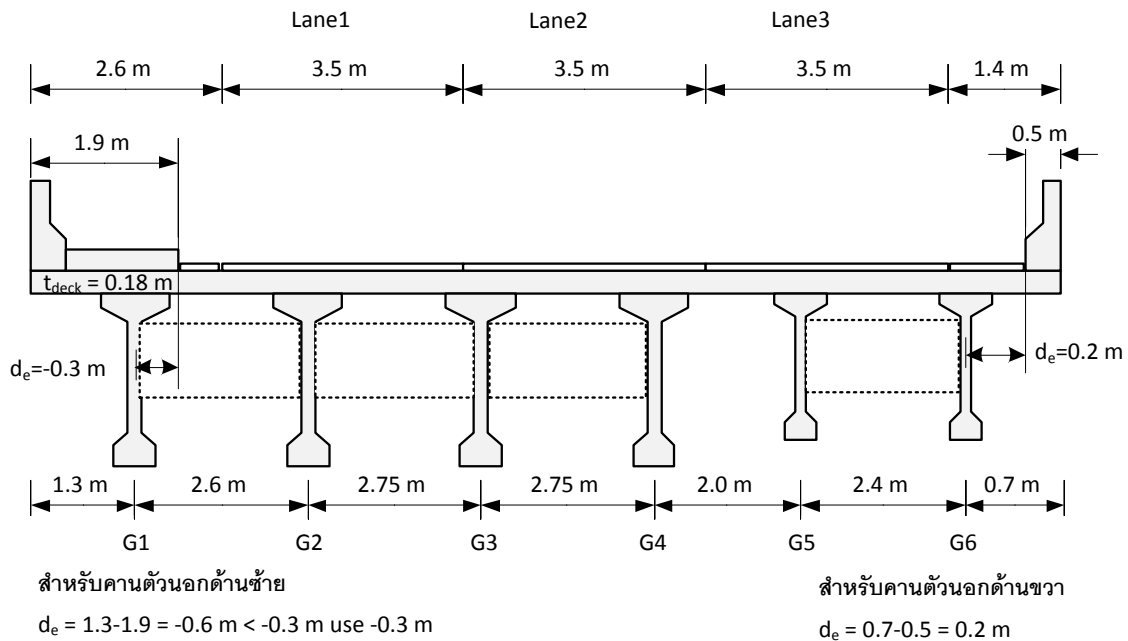
โดยทั่วไปการที่รถบรรทุกจะวิ่งพร้อมกันในทุกช่องจราจรมีโอกาสเกิดขึ้นได้น้อย ดังนั้น AASHTO LRFD 2010 จึงได้กำหนดค่าตัวคูณจำนวนช่องจราจร (Multiple Presence Factor, m) ดังแสดงในตารางที่ 7.2-1 โดยค่าดังกล่าวนี้ได้พิจารณาเข้าไปในสมการ 7.2.3 ถึง 7.2.5 เรียบร้อยแล้ว จึงไม่ต้องคูณซ้ำอีกรอบ

ตารางที่ 7.2-1 ค่าตัวคูณจำนวนช่องจราจรที่รถบรรทุกจะวิ่งพร้อมกัน (Multiple Lane Presence Factor, m)
AASHTO LRFD 2010

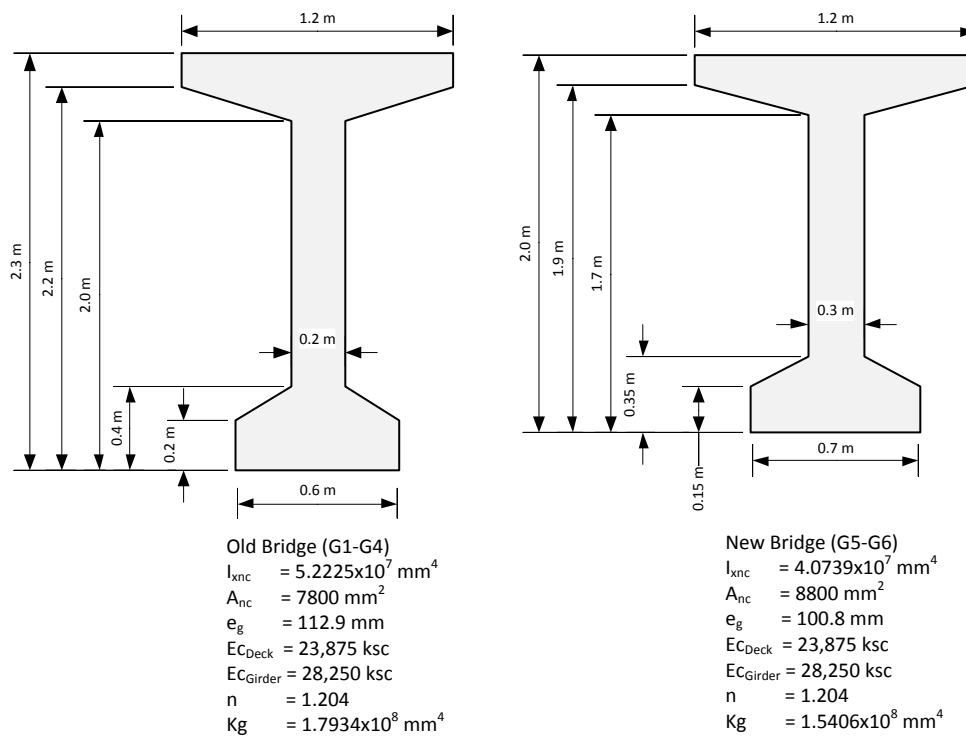
จำนวนช่องจราจรที่รถบรรทุกวิ่ง (Number of Loaded Lane)	ค่าตัวคูณจำนวนช่องจราจร (Multiple Presence Factor, m)
1	1.20
2	1.00
3	0.85
4 ช่องจราจร ขึ้นไป	0.65

7.3 ผลการศึกษาพฤติกรรมของสะพานเดชาติวงศ์ 2

รูปที่ 7.3-1 แสดงลักษณะหน้าตัดโครงสร้างของสะพานเดชาติวงศ์ 2 ในบริเวณที่เป็นช่วงแขวน ซึ่งมีความยาว 40 เมตร เดิมทีสะพานเดชาติวงศ์มี 2 ช่องจราจร ต่อมาได้ก่อสร้างช่องจราจรทางด้านขวาเพิ่มเติมอีก 1 ช่องจราจร ปัจจุบันสะพานจึงมี 3 ช่องจราจร สะพานเดิมมีคานหลัก (Girder) G1-G4 ใหญ่กว่าคานหลักของฝั่งสะพานใหม่ G5-G6 เพียงเล็กน้อยดังแสดงในรูปที่ 7.3-2 ตามแบบก่อสร้างสะพาน กำลังรับแรงอัดของคานคอนกรีตอัดแรงและพื้นสะพานมีค่าเท่ากับ 350 ksc และ 250 ksc (Cylindrical Strength) ตามลำดับ



รูปที่ 7.3-1 หน้าตัดโครงสร้างสะพานเดชาติวงศ์ 2



รูปที่ 7.3-2 หน้าตัดคานหลักของสะพานเดชาติวงศ์ 2 (สะพานเดิมและสะพานใหม่)

7.3.1. ค่าตัวคูณแรงกระทำ

ค่าตัวคูณแรงกระทำของสะพานเดชาติวงศ์ 2 ซึ่งคำนวณโดยใช้สมการ AASTO LFD 2002 และ AASTO LRFD 2010 มีค่าดังนี้

$$IM_{LFD} = \frac{15.24}{40+38} = 0.20$$

$$IM_{LRFD} = 0.33$$

การใช้ค่าตัวคูณแรงกระทำตามวิธี LFD จะใช้คู่กับกรณีแรงกระทำที่สูงที่สุด (Worst Load Case) ซึ่งอาจเป็นกรณีรถบรรทุก (Truck) หรือ เพลาคู่ (Tandem) หรือ น้ำหนักบรรทุกทุกจากรถสม่ำเสมอร่วมกับแรงกระทำแบบจุด (Uniform Lane Load + Point Load) อย่างไรก็ตามในกรณีที่เป็นการคำนวณช่วงยาวปานกลาง เช่น สะพานเดชาติวงศ์ ซึ่งมีช่วงแขวนยาว 40 เมตร ผลของแรงกระทำที่ได้จากกรณีรถบรรทุก (Truck) จะสูงกว่ากรณีเพลาคู่และกรณีน้ำหนักบรรทุกทุกจากรถสม่ำเสมอร่วมกับแรงกระทำแบบจุดดังแสดงในตารางที่ 7.3-1 ส่วนการใช้ค่าตัวคูณแรงกระทำตามวิธี LRFD จะใช้คู่กับแรงที่เกิดจากรถบรรทุก (Truck) หรือ เพลาคู่ (Tandem) ของรถบรรทุกเท่านั้น ดังนั้นค่า IM ของ LFD และ LRFD ในกรณีสะพานเดชาติวงศ์จึงสามารถเปรียบเทียบกันได้โดยตรง ซึ่งจะเห็นว่าค่า IM_{LRFD} 0.33 เพื่อความปลอดภัยไว้สูงกว่าค่า IM_{LFD} 0.20 ประมาณ 65 %

ตารางที่ 7.3-1 แรงดัดและแรงเฉือนต่อ 1 ช่องจราจรในคานสะพานช่วงพาด 10 - 80 เมตร

Span (m)	Moment (kN-m)			End shear and End reaction (kN)		
	Truck ¹	Tandem ²	Lane ³	Truck	Tandem	Lane
10	426	484	316	243	207	163
15	833	759	562	263	211	186
20	1239	1034	865	279	213	209
25	1645	1309	1227	288	215	232
28	1889	1474	1471	292	215	246
30	2051	1584	1646	294	216	256
35	2458	1859	2124	299	216	279
40	2864	2134	2660	302	217	302
45	3270	2409	3254	304	217	325
50	3676	2684	3906	307	217	349
55	4083	2959	4617	308	218	372
60	4489	3234	5385	310	218	395
65	4895	3509	6212	311	218	418
70	5301	3784	7096	312	218	442
75	5708	4059	8039	313	218	465
80	6114	4334	9040	313	218	488

¹ Truck ใช้น้ำหนักของยานพาหนะ Truck Load HS 20-44

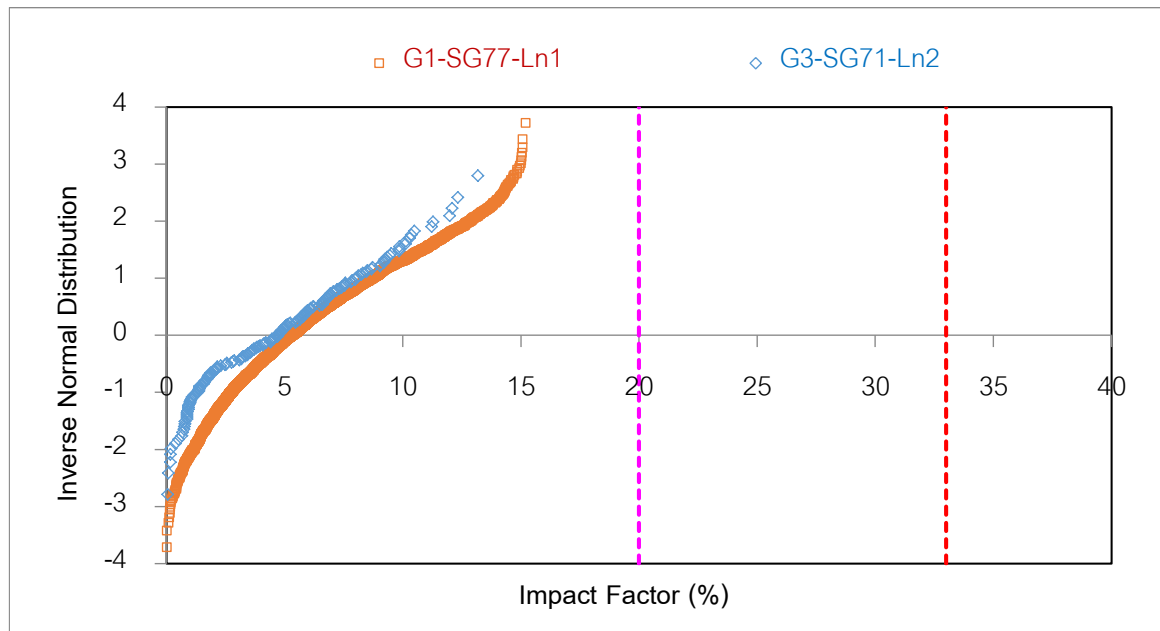
² Tandem ใช้น้ำหนักของยานพาหนะ Military Loading ขนาด 2x110 kN วางห่างกัน 1.20 เมตร

³ Lane ใช้น้ำหนักของยานพาหนะ Lane Load แม้กระจาย 9.30 kN/m กระทำร่วมกับแรง 80 kN และ 116 kN สำหรับโมเมนต์ดัดและแรงเฉือนตามลำดับ

ผลการเปรียบเทียบค่าตัวคูณแรงกระทำที่ได้จากการตรวจวัดกับค่าที่ใช้ในการออกแบบแสดงในตารางที่ 7.3-2 และรูปที่ 7.3-3 ซึ่งจะเห็นได้ว่ากรณีที่มีรถบรรทุกวิ่งในช่องจราจรที่ 1 จะทำให้เกิดค่าตัวคูณแรงกระทำสูงสุด (Max) ที่ 15.2 % หรือหากพิจารณาด้วยค่าขีดจำกัดบน (mean+2std) ที่ 11.6 % ก็พบว่าค่าทั้งสองยังคงไม่เกินค่า IM_{LFD} หรือค่า IM_{LRFD} ดังนั้น AASSTO LFD 2002 และ AASSTO LRFD 2010 ต่างให้ค่าที่ปลอดภัยสำหรับกรณีสะพานเดชาติวงศ์ 2 โดย AASSTO LRFD 2010 ให้ค่าที่ปลอดภัยมากกว่า

ตารางที่ 7.3-2 ค่าสถิติของค่าตัวคูณแรงกระแทก (สะพานเดชาติวงศ์ 2)

ค่าทางสถิติ / ค่าออกแบบ	ค่าตัวคูณแรงกระแทก (IM, %)		
	SG77-Ln1	SG71-Ln2	SG62-Ln3
ค่าเฉลี่ย (mean)	5.7	4.8	ไม่มีข้อมูล
ค่าเบี่ยงเบนมาตรฐาน (std)	3.0	3.1	ไม่มีข้อมูล
ค่าขีดจำกัดบนที่ 95% (mean+2std)	11.6	10.9	ไม่มีข้อมูล
ค่าสูงสุด (max)	15.2	13.2	ไม่มีข้อมูล
AASSTO LFD 2002	20	20	20
AASSTO LRFD 2010	33	33	33



รูปที่ 7.3-3 เปรียบเทียบค่าตัวคูณแรงกระแทกที่ได้จากการตรวจวัดกับค่าที่ใช้ออกแบบ (สะพานเดชาติวงศ์ 2)

7.3.2. ค่าสัมประสิทธิ์การกระจายแรง

ตามวิธีการออกแบบของ AASHTO LFD 2002 ค่าสัมประสิทธิ์การกระจายแรงดัดลงสู่คานกรณีที่มีรถบรรทุกวิ่งตั้งแต่ 2 ช่องจราจรขึ้นไป สามารถคำนวณได้ตามสมการ 6.1.3 ดังนี้

$$GDF = \frac{S}{1.676} = \frac{2.75}{1.676} = 1.64$$

ค่าสัมประสิทธิ์การกระจายแรงตามวิธี AASHTO LFD 2002 เป็นค่าที่ใช้คู่กับแรงดัดที่เกิดจากรถบรรทุกครึ่งซีก ดังนั้นการที่จะนำค่าดังกล่าวไปเปรียบเทียบกับค่าที่ได้จากวิธี AASHTO LRFD 2010 ซึ่งเป็นค่าที่ใช้คู่กับรถบรรทุกเต็มคัน จะต้องหารด้วย 2 ก่อน ซึ่งค่า GDF จะเหลือเท่ากับ 0.82

ในกรณีเป็นการออกแบบตามวิธี AASHTO LRFD 2010 ค่าสัมประสิทธิ์การกระจายแรงดัดลงสู่คานตัวในสำหรับกรณีที่มีรถบรรทุกวิ่งตั้งแต่ 2 ช่องจราจรขึ้นไป (Multiple Lane Load) สามารถคำนวณได้ตามสมการ 6.2.3 ดังนี้

$$GDF_{int} = 0.075 + \left(\frac{2,750}{2,900} \right)^{0.6} \left(\frac{2,750}{40,000} \right)^{0.2} \left(\frac{1.8251 \times 10^{12}}{40,000 \times 180^3} \right)^{0.1} = 0.772$$

เนื่องจากระยะห่างระหว่างคานที่บริเวณด้านซ้ายและด้านขวามีความแตกต่างกัน ค่าสัมประสิทธิ์การกระจายแรงดัดลงสู่คานตัวนอกด้านซ้ายและด้านขวาจึงแตกต่างกัน ซึ่งสามารถคำนวณได้ตามสมการ 6.2.4-6.2.5 ดังนี้

$$e_L = 0.77 + \frac{d_c}{2800} = 0.77 + \frac{-300}{2800} = 0.6629$$

$$GDF_{ext_L} = 0.6629 \times 0.772 = 0.511$$

$$e_R = 0.77 + \frac{d_c}{2800} = 0.77 + \frac{200}{2800} = 0.8414$$

$$GDF_{ext_R} = 0.8414 \times 0.772 = 0.6492$$

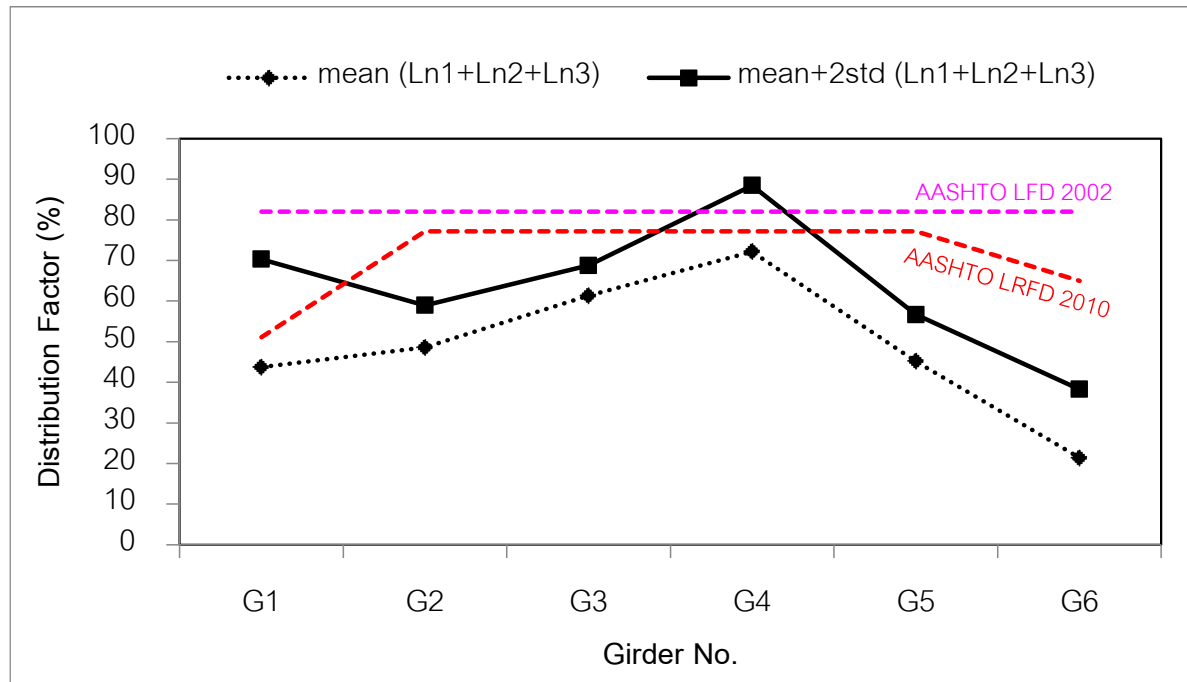
ค่าสัมประสิทธิ์การกระจายแรงตามวิธี AASHTO LRFD 2010 ใช้คู่กับแรงดัดที่เกิดจากรถบรรทุกเต็มคัน และเป็นค่าที่พิจารณา Multiple Presence Factor (m) เรียบร้อยแล้ว

ตารางที่ 7.3-3 สรุปผลค่าสัมประสิทธิ์การกระจายแรงดัดที่ได้จากการวิเคราะห์ข้อมูลภาคสนามกับค่าที่ใช้ในการออกแบบ รูปที่ 7.3-4 เป็นการพล็อตเปรียบเทียบผลรวมค่าสัมประสิทธิ์การกระจายแรงดัดที่ได้จากตรวจวัดได้จริงในภาคสนามเปรียบเทียบกับค่าที่ใช้ในการออกแบบสะพานสำหรับกรณีรถบรรทุกวิ่ง 3 ช่องจราจร หากพิจารณาค่าสัมประสิทธิ์ที่ขีดจำกัดบน (mean + 2std) จะเห็นได้ว่าแรงที่ถ่ายลงในคานตัวนอกด้านซ้าย คานตัวใน และ คานตัวนอกด้านขวา มีค่าเท่ากับ 70.3%, 88.5 % และ 38.2 % ตามลำดับ ซึ่งแรงที่กระจายลงคานตัวในมีค่ามากกว่าค่าที่ใช้ในการออกแบบด้วยวิธี AASHTO LFD 2002 ซึ่งกำหนดไว้ที่ 82.0 % (ขาดไป 6.5 %) แต่เมื่อพิจารณาค่าที่ใช้ในการออกแบบด้วยวิธี AASHTO LRFD 2010 ที่กำหนดไว้สำหรับคานตัวนอกด้านซ้าย คานตัวใน และคานตัวนอกด้านขวา 51.1 %, 77.2 % และ 64.9 % ตามลำดับ พบว่าค่าที่ใช้ในออกแบบคานตัวนอกด้านซ้ายยังขาดอีก 19.2% และคานตัวในยังขาดอีก 11.3 %

อย่างไรก็ตามการออกแบบโดยทั่วไปจะเลือกใช้ค่าสูงสุดที่ลงในคานตัวนอกหรือคานตัวในเป็นค่าที่ใช้ในการออกแบบสำหรับคานทุกตัว ซึ่งในที่นี้คือ 88.5% ดังนั้น วิธี AASSTO LRFD 2010 ที่ให้ค่าสัมประสิทธิ์การกระจายแรงดัดเท่ากับ 77.2 % จะปลอดภัยน้อยกว่าวิธี AASSTO LFD 2002 ที่ให้ค่าสัมประสิทธิ์การกระจายแรงดัดเท่ากับ 82.0% ซึ่งทั้งสองวิธีต่างประเมินค่าไว้ต่ำกว่าแรงดัดสูงสุดที่เกิดขึ้นจริงในกรณีที่มีรถบรรทุกวิ่ง 3 ช่องจราจรพร้อมกัน (ไม่ปลอดภัย)

ตารางที่ 7.3-3 เปรียบเทียบค่าสัมประสิทธิ์การกระจายแรงระหว่างค่าที่ได้จากผลทดสอบและค่าที่ใช้ในการออกแบบสะพานเดชาติวงศ์ 2

ช่องจราจรที่รถบรรทุกวิ่ง	ค่าทางสถิติ / ออกแบบ	ค่าสัมประสิทธิ์การกระจายแรงในแต่ละคาน					
		G1 SG77	G2 SG74	G3 SG71	G4 SG68	G5 SG65	G6 SG62
Lane 1	mean	30.9	22.1	20.0	16.6	7.3	2.4
	std	3.44	1.45	1.20	2.47	1.88	2.89
	mean+2std	37.8	25.0	22.4	21.6	11.0	8.2
	max	42.5	26.8	23.8	25.5	13.7	12.8
Lane 2	mean	13.3	17.9	21.9	28.3	13.7	4.4
	std	9.78	2.89	2.09	6.46	3.78	3.22
	mean+2std	32.9	23.6	26.1	41.3	21.2	10.9
	max	35.9	25.1	28.3	40.3	24.0	15.6
Lane 3	mean	-0.6	8.6	19.4	27.2	24.2	14.5
	std	8.31	4.07	2.83	4.30	3.93	7.25
	mean+2std	16.1	16.7	25.1	35.8	32.1	29.0
	max	22.8	18.1	23.3	33.4	28.4	32.9
Lane1+2+3	mean	43.7	48.5	61.3	72.2	45.1	21.4
	std	13.29	5.20	3.72	8.15	5.77	8.45
	mean+2std	70.3	58.9	68.8	88.5	56.7	38.2
กรณี 3 Lane (ไม่ใช้ r)	AASHTO LFD 2002	82	82	82	82	82	82
กรณี 3 Lane (รวม m แล้ว)	AASHTO LRFD 2010	51.1	77.2	77.2	77.2	77.2	64.9



รูปที่ 7.3-4 เปรียบเทียบค่าสัมประสิทธิ์การกระจายแรงระหว่างค่าที่ได้จากผลทดสอบและค่าที่ใช้ในการออกแบบสะพานเดชาติวงศ์ 2

7.4 ผลการศึกษาพฤติกรรมของสะพานเดชาติวงศ์ 3

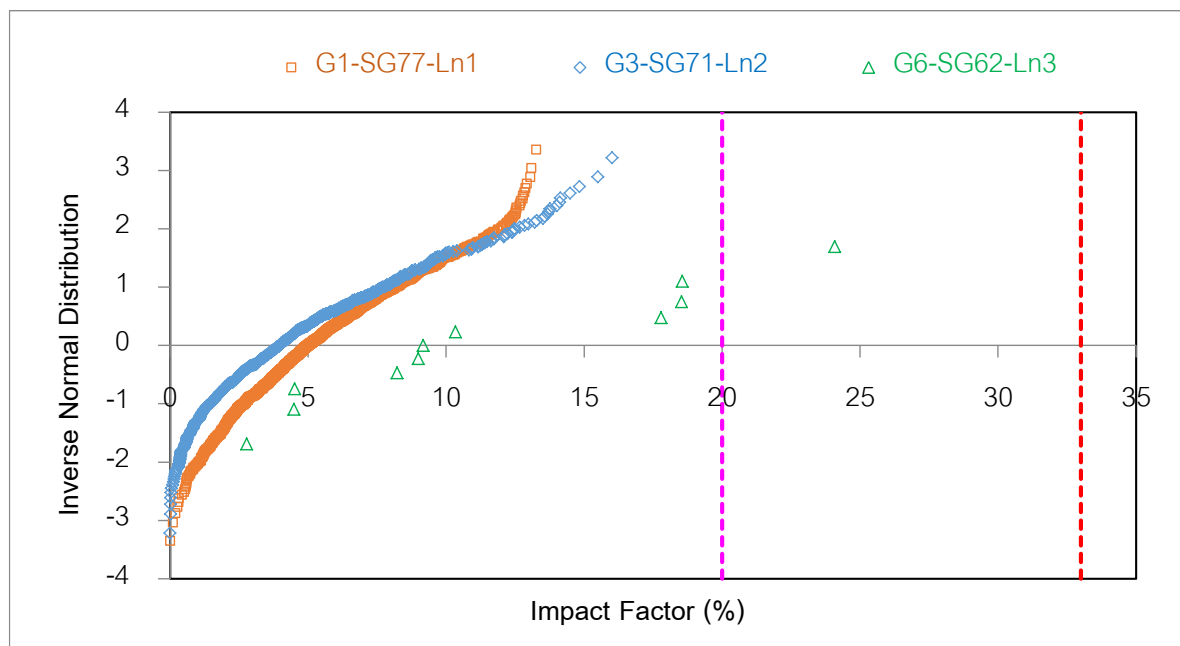
สะพานเดชาติวงศ์ 3 มีลักษณะทางโครงสร้างและขนาดเหมือนกับสะพานเดชาติวงศ์ 2 ทุกประการ การติดตั้งและการเรียงรหัสของอุปกรณ์ตรวจวัดความเครียดก็เหมือนกันกับอุปกรณ์ที่ติดตั้งบนสะพานเดชาติวงศ์ 2 ดังนั้น การคำนวณค่าตัวคูณแรงกระทำ ค่าสัมประสิทธิ์การกระจายแรงดัด ตามวิธี AASHTO LFD 2002 และ AASHTO LRFD 2010 จึงมีค่าเหมือนกับสะพานเดชาติวงศ์ 2 ถึงแม้สะพานทั้งสองจะมีลักษณะทางกายภาพที่เหมือนกัน แต่ก็อาจมีพฤติกรรมที่แตกต่างกันได้ จากคุณภาพงานก่อสร้างและสภาพการใช้งานที่แตกต่างกัน

7.4.1. ค่าตัวคูณแรงกระทำ

ตารางที่ 7.4-1 และ รูปที่ 7.4-1 แสดงค่าทางสถิติของตัวคูณแรงกระทำ โดยตัวคูณแรงกระทำกรณีที่มีรถบรรทุกวิ่งในช่องจราจรที่ 1 และ 2 มีค่าใกล้เคียงกับค่าที่ได้จากสะพานเดชาติวงศ์ 2 (ตารางที่ 7.3-2) แต่ในกรณีสะพานเดชาติวงศ์ 3 พบว่ามีรถบรรทุกหนักวิ่งในช่องจราจรที่ 3 ด้วย ซึ่งเป็นช่องจราจรที่รถส่วนใหญ่จะวิ่งเร็ว เป็นไปได้ว่าเมื่อรถบรรทุกวิ่งในช่องจราจรที่ 3 อาจเร่งความเร็วให้สูงขึ้นและทำให้เกิดแรงกระทำมากขึ้น โดยมีค่าตัวคูณแรงกระทำสูงสุด (Max) ที่ 24.1 % หรือค่าขีดจำกัดบน (mean+2std) เท่ากับ 25.7 % ซึ่งสูงกว่าค่า IM_{LFD} (20%) แต่ยังไม่เกินค่า IM_{LRFD} (33%) ดังนั้นอาจกล่าวได้ว่า ค่าตัวคูณแรงกระทำที่คำนวณด้วย AASHTO LRFD 2010 ให้ค่าที่ปลอดภัยกว่าสำหรับสภาพการใช้งานของสะพานเดชาติวงศ์ 3

ตารางที่ 7.4-1 ค่าสถิติของตัวคูณแรงกระทำ (สะพานเดชาติวงศ์ 3)

ค่าทางสถิติ / ค่าออกแบบ	ค่าตัวคูณแรงกระทำ (IM, %)		
	SG77-Ln1	SG71-Ln2	SG62-Ln3
ค่าเฉลี่ย (mean)	5.4	4.5	11.6
ค่าเบี่ยงเบนมาตรฐาน (std)	2.7	3.1	7.0
ค่าขีดจำกัดบนที่ 95% (mean+2std)	10.8	10.8	25.7
ค่าสูงสุด (max)	13.3	16.0	24.1
AASHTO LFD 2002	20	20	20
AASHTO LRFD 2010	33	33	33



รูปที่ 7.4-1 เปรียบเทียบค่าตัวคูณแรงกระแทกที่ได้จากการตรวจวัดกับค่าที่ใช้ออกแบบ (สะพานเดชาติวงศ์ 3)

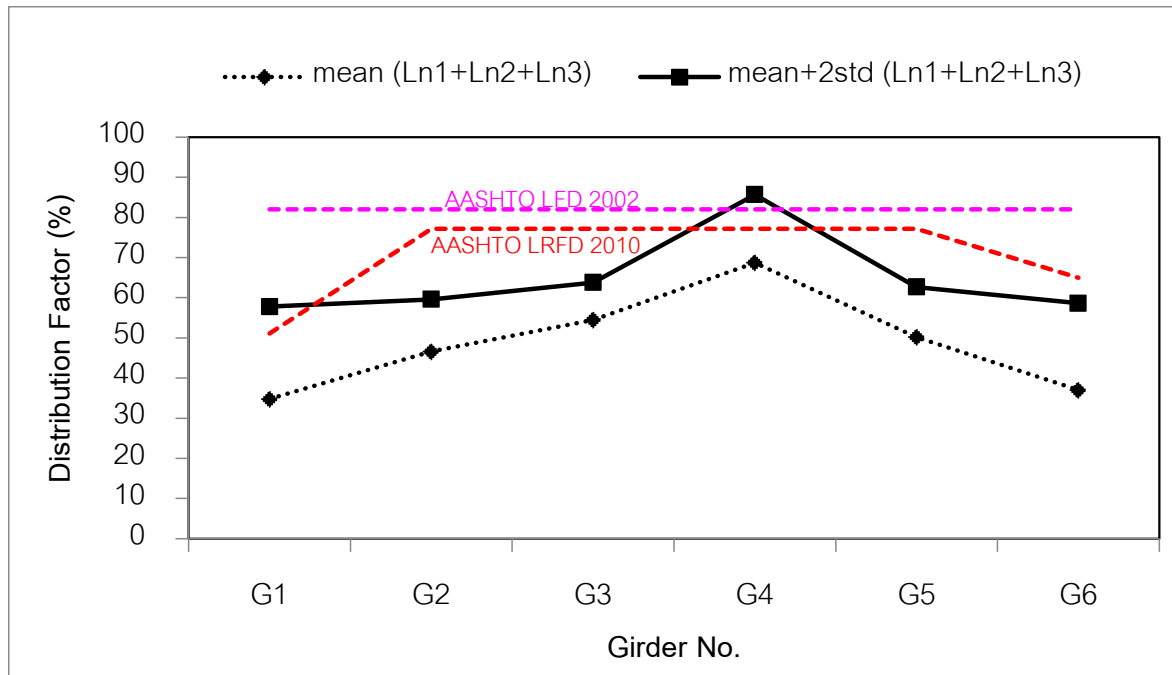
7.4.2. ค่าสัมประสิทธิ์การกระจายแรง

ตารางที่ 7.4-2 สรุปผลค่าสัมประสิทธิ์การกระจายแรงตัดที่ได้จากการวิเคราะห์ข้อมูลภาคสนามกับค่าที่ใช้ในการออกแบบ รูปที่ 7.4-2 เป็นการพล็อตเปรียบเทียบผลรวมค่าสัมประสิทธิ์การกระจายแรงตัดที่ได้จากการตรวจวัดได้จริงในภาคสนามเปรียบเทียบกับค่าที่ใช้ในการออกแบบสะพานสำหรับกรณีรถบรรทุกทั้ง 3 ช่องจราจร หากพิจารณาค่าสัมประสิทธิ์ที่ขีดจำกัดบน (mean + 2std) จะเห็นได้ว่าแรงที่ถ่ายลงในคานตัวนอกด้านซ้าย คานตัวใน และ คานตัวนอกด้านขวา มีค่าเท่ากับ 57.8%, 85.7 % และ 58.6 % ตามลำดับ ซึ่งแรงที่กระจายลงคานตัวในมีค่ามากกว่าค่าที่ใช้ในการออกแบบด้วยวิธี AASHTO LFD 2002 ซึ่งกำหนดไว้ที่ 82.0 % (ขาดไป 3.7 %) แต่เมื่อพิจารณาค่าที่ใช้ในการออกแบบด้วยวิธี AASHTO LRFD 2010 ที่กำหนดไว้สำหรับคานตัวนอกด้านซ้าย คานตัวใน และคานตัวนอกด้านขวาเท่ากับ 51.1 %, 77.2 % และ 64.9 % ตามลำดับ พบว่าค่าที่ใช้ในออกแบบคานตัวนอกด้านซ้ายขาดไป 6.7% และคานตัวในยังขาดอีก 8.5%

อย่างไรก็ตามการออกแบบโดยทั่วไปจะเลือกใช้ค่าสูงสุดที่ลงในคานตัวนอกหรือคานตัวในเป็นค่าที่ใช้ในการออกแบบสำหรับคานทุกตัว ซึ่งในที่นี้คือ 85.7% ดังนั้น วิธี AASSTO LRFD 2010 ที่ให้ค่าสัมประสิทธิ์การกระจายแรงตัดเท่ากับ 77.2 % จะปลอดภัยน้อยกว่าวิธี AASSTO LFD 2002 ที่ให้ค่าสัมประสิทธิ์การกระจายแรงตัดเท่ากับ 82.0% ซึ่งทั้งสองวิธีต่างประเมินค่าไว้ต่ำกว่าแรงตัดสูงสุดที่เกิดขึ้นจริงในกรณีที่มีรถบรรทุกทั้ง 3 ช่องจราจรพร้อมกัน (ไม่ปลอดภัย)

ตารางที่ 7.4-2 เปรียบเทียบค่าสัมประสิทธิ์การกระจายแรงระหว่างค่าที่ได้จากผลทดสอบและค่าที่ใช้ในการ
ออกแบบสะพานเดชาติวงศ์ 3

ช่องจราจรที่รถบรรทุกวิ่ง	ค่าทางสถิติ / ออกแบบ	ค่าสัมประสิทธิ์การกระจายแรงในแต่ละคัน					
		G1 SG77	G2 SG74	G3 SG71	G4 SG68	G5 SG65	G6 SG62
Lane 1	mean	27.9	22.7	18.8	16.4	8.5	4.5
	std	7.23	2.85	1.43	4.13	3.33	2.92
	mean+2std	42.4	28.4	21.7	24.7	15.1	10.3
	max	44.3	34.6	35.3	31.3	19.8	15.6
Lane 2	mean	7.7	16.3	20.5	29.4	16.8	8.0
	std	7.19	3.01	2.76	5.52	3.60	3.22
	mean+2std	22.1	22.3	26.0	40.4	24.0	14.4
	max	32.6	26.8	51.9	42.1	29.0	20.4
Lane 3	mean	-0.9	7.6	15.2	22.9	24.9	24.6
	std	5.30	5.00	3.46	4.92	3.82	9.91
	mean+2std	9.7	17.6	22.1	32.7	32.6	44.4
	max	14.2	19.4	21.6	32.9	30.4	40.1
Lane1+2+3	mean	34.8	46.6	54.5	68.7	50.2	37.0
	std	11.49	6.50	4.65	8.47	6.22	10.82
	mean+2std	57.8	59.6	63.8	85.7	62.6	58.6
กรณี 3 Lane (ไม่ใช้ r)	AASHTO LFD 2002	82	82	82	82	82	82
กรณี 3 Lane (รวม m แล้ว)	AASHTO LRFD 2010	51.1	77.2	77.2	77.2	77.2	64.9



รูปที่ 7.4-2 เปรียบเทียบค่าสัมประสิทธิ์การกระจายแรงระหว่างค่าที่ได้จากผลทดสอบและค่าที่ใช้ในการออกแบบสะพานเดชาติวงศ์ 3

7.5 สรุปผลการศึกษาพฤติกรรมของสะพานเดชาติวงศ์ 2 และ สะพานเดชาติวงศ์ 3

จากการตรวจวัดพฤติกรรมของสะพานเดชาติวงศ์ 2 และ สะพานเดชาติวงศ์ 3 พบว่า ค่าตัวคูณแรงกระทำที่ได้จากช่องจราจรที่ 1 และ 2 มีค่าใกล้เคียงกัน (ไม่เกิน 16 %) แต่เนื่องจากสภาพการใช้งานของสะพานเดชาติวงศ์ 3 มีรถบรรทุกหนักวิ่งในช่องจราจรที่ 3 ด้วย ซึ่งเป็นช่องจราจรที่รถส่วนใหญ่จะวิ่งเร็ว ทำให้ค่าตัวคูณแรงกระทำสูงสุด (Max) ที่วัดได้มีค่าเท่ากับ 24.1% หรือหากพิจารณาที่ค่าขีดบน (mean+2std) จะเท่ากับ 25.7% เมื่อนำมาเปรียบเทียบกับค่าที่ประเมินในขั้นตอนการออกแบบ ค่า IM ที่คำนวณด้วยวิธี AASHTO LRFD 2010 ($IM = 33\%$) จะให้ค่าที่ปลอดภัยกว่าวิธี AASHTO LRFD 2002 ($IM = 20\%$) ซึ่งสูตรการคำนวณค่า IM ของ LFD จะขึ้นอยู่กับความยาวช่วงพาด (L) เหมาะสมกับสะพานปกติ ที่หน้าตัดของสะพานมีความต่อเนื่อง และวางพาดระหว่างตอม่อถึงตอม่อ แต่ในกรณีสะพานเดชาติวงศ์ 2 และ สะพานเดชาติวงศ์ 3 หน้าตัดของสะพานมีการเชื่อมต่อกันระหว่างโครงสร้างเก่า 2 ช่องจราจร กับ โครงสร้างใหม่ 1 ช่องจราจร และวางพาดบนปลายของคานช่วงยื่นที่ยาวถึง 11 เมตร ด้วยลักษณะโครงสร้างดังกล่าว คานสะพานอาจมีการสั่นไหวได้มากกว่าสะพานปกติ อาจกล่าวได้ว่าค่า IM ของ AASHTO LRFD 2010 เพื่อความปลอดภัยมากกว่าและครอบคลุมสะพานหลากหลายลักษณะมากกว่า

จากการตรวจวัดพฤติกรรมสะพานเดชาติวงศ์ 2 และ สะพานเดชาติวงศ์ 3 พบว่ากรณีที่มีรถบรรทุกวิ่ง 3 ช่องจราจรพร้อมกัน ค่าสัมประสิทธิ์การกระจายแรงดัดที่เกิดสูงสุดในคานของสะพาน $GD_{Field(max)}$ จะเท่ากับ 88.5 % และ 85.7 % ตามลำดับ ในกรณีที่เลือกใช้ค่าสัมประสิทธิ์การกระจายแรงดัดสูงสุดระหว่างคานตัวในและคานตัวนอกในการออกแบบ วิธี AASHTO LRFD 2010 จะให้ค่า $GD_{LRFD(max)} = 77.2\%$ ซึ่งจะปลอดภัยน้อยกว่าวิธี AASHTO LFD 2002 ที่ให้ค่า $GD_{LFD(max)} = 82\%$ อย่างไรก็ตามโอกาสที่รถบรรทุกจะวิ่ง 3 ช่องจราจรพร้อมกันมีน้อย การออกแบบสะพานอาจพิจารณาลดแรงกระทำที่คำนวณได้ลงไป ทั้งนี้เพื่อความประหยัด กรณี AASHTO LRFD 2010 จะใช้ค่า Multiple presence lane factor ($m=0.85$ กรณี 3 ช่องจราจร) ดังนั้นค่าสัมประสิทธิ์การกระจายแรงดัดที่เกิดสูงสุดในคานที่พิจารณาโอกาสความน่าจะเป็นแล้วของสะพานเดชาติวงศ์ 2 และสะพานเดชาติวงศ์ 3 จะเท่ากับ $0.85 \cdot GD_{Field(max)} = 75.2\%$ และ 72.8% ตามลำดับ ซึ่งไม่เกิน $GD_{LRFD(max)} = 77.2\%$ และไม่เกิน $GD_{LFD(max)} = 82\%$ ดังนั้นอาจกล่าวได้ว่าค่าสัมประสิทธิ์การกระจายแรงของ AASHTO LRFD 2010 และ AASHTO LFD 2002 ต่างเพียงพอด้วยกันทั้งคู่เมื่อพิจารณาความน่าจะเป็นร่วมด้วย วิธี AASHTO LFD 2002 จะให้ค่าที่ปลอดภัยมากกว่า แต่วิธี AASHTO LRFD 2010 จะให้ค่าที่ประหยัดมากกว่า

บทที่ 8 การประเมินศักยภาพในการ ให้บริการ

การประเมินศักยภาพในการให้บริการของสะพานเดชาติวงศ์ 2 และ สะพานเดชาติวงศ์ 3 เป็นการประเมินความสามารถการรับน้ำหนักบรรทุกทุกของคานคอนกรีตอัดแรงและความล้าของคอนกรีตพื้นสะพาน โดยจะทำการประเมินเฉพาะโครงสร้างส่วนบน (Superstructure) ของช่วงสะพานที่ยาวที่สุด ซึ่งประกอบไปด้วยส่วนที่เป็นช่วงยื่นยาว 11 เมตร และช่วงแขวนยาว 40 เมตร การประเมินจะใช้แบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ที่สามารถจำลองพฤติกรรมการแตกร้าวของคอนกรีตและพฤติกรรมการยืดหดตัวของลวดอัดแรงได้ เพื่อใช้หาความสัมพันธ์ระหว่างความสามารถการต้านทานแรงดัดเมื่อผิวบนสุดของคานเกิดความเครียดถึงที่ระดับต่างๆ จากนั้นจะนำค่าความเครียดถึงสูงสุดที่ตรวจวัดได้ภายใต้การจราจรปกติไปรวมกับความเครียดถึงที่เกิดจากน้ำหนักบรรทุกคงที่และเปรียบเทียบกับค่าความเครียดที่จุดแตกร้าวและที่จุดครากของแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ เพื่อประเมินว่าสะพานมีศักยภาพในการรับน้ำหนักมากน้อยเพียงไร อีกทั้งจะประเมินความสามารถรับแรงดัดของคานคอนกรีตอัดแรงตามมาตรฐานการออกแบบ AASHTO LFD 2002 และ AASHTO LRFD 2010 ส่วนการประเมินความล้าของคอนกรีตพื้นสะพานจะใช้ข้อมูลความเครียดถึงที่ได้จากการตรวจวัดภายใต้การจราจรปกติไปรวมกับความเครียดถึงที่เกิดจากน้ำหนักบรรทุกคงที่และเปรียบเทียบกับเส้นโค้งต้านทานความล้า (S-N Curve) ตามรูปแบบของ ACI 1992 หากผลรวมความเครียดที่เกิดขึ้นสูงกว่าค่าความเครียดที่จุดแตกร้าว คอนกรีตพื้นสะพานก็จะแตกได้ทันที แต่ถ้าเกิดต่ำกว่า คอนกรีตพื้นสะพานจะสะสมความล้าไปเรื่อยๆ ตามจำนวนรอบของแรงกระทำซ้ำ หากแรงกระทำซ้ำมีค่าสูงและมีจำนวนรอบเพียงพอ คอนกรีตพื้นสะพานก็อาจเกิดการแตกร้าวได้เช่นกัน

8.1 การประเมินความสามารถการรับน้ำหนักบรรทุกทุกของคานคอนกรีตอัดแรง

การประเมินความสามารถในการรับน้ำหนักบรรทุกทุกของคานคอนกรีตอัดแรง แบ่งออกเป็น 3 ขั้นตอน ดังนี้

- 1) การประเมินความสามารถการต้านทานแรงดัดของคานคอนกรีตอัดแรงตามมาตรฐานการออกแบบ AASHTO LFD 2002 และ AASHTO LRFD 2010
- 2) การประเมินค่า Rating factor (RF) เพื่อแสดงถึงระดับความปลอดภัยของน้ำหนักบรรทุกจร ตามมาตรฐานการออกแบบ AASHTO LFD 2002 และ AASHTO LRFD 2010
- 3) การประเมินความสามารถการรับแรงดัดของคานคอนกรีตอัดแรง ด้วยการวิเคราะห์แบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์

8.1.1. การประเมินความสามารถต้านทานแรงดัดของคานคอนกรีตอัดแรงตามมาตรฐานการออกแบบ AASHTO LFD 2002 และ AASHTO LRFD 2010

โครงสร้างคานคอนกรีตอัดแรงจะต้องออกแบบให้มีความสามารถในการต้านทานแรงดัดที่สภาวะประลัยได้ เพื่อความปลอดภัยในการใช้งาน โดยในการโครงการนี้ได้ทำการประเมินความสามารถต้านทานแรงดัดของคานคอนกรีตอัดแรงตามมาตรฐาน AASHTO ซึ่งมี 2 วิธีดังนี้

8.1.1.1. ความสามารถต้านทานแรงดัดตามมาตรฐานการออกแบบ AASHTO LFD 2002

การคำนวณกำลังต้านทานแรงดัดของหน้าตัดของคานคอนกรีตอัดแรงสามารถแบ่งได้เป็น 2 กรณี คือ

$$1) a > h_f$$

กรณีพื้นที่รับแรงอัดของคอนกรีตอยู่ลึกเข้าไปในส่วนของเวยคาน มีขั้นตอนการคำนวณดังต่อไปนี้

- ความลึกของการกระจายของหน่วยแรงอัดของคอนกรีต (a)

$$a = \frac{A_{sr}^* f_{su}^*}{0.85 f_c' b_w} \quad (8.1-1)$$

โดยที่ A_{sr}^* = $A_s^* A_{sf}$, พื้นที่หน้าตัดเหล็กเสริมที่ต้องการที่สมมูลกับกำลังอัดในตัวแกน

$$A_{sf} = \frac{0.85 f_c'}{f_{su}^*} (b - b_w) h_f, \text{ พื้นที่หน้าตัดเหล็กเสริมที่สมมูลกับกำลังอัดของปีกคาน}$$

A_s^* = พื้นที่หน้าตัดลวดอัดแรง

b = ความกว้างของปีกคานรับแรงอัด

b_w = ความกว้างของเวยคาน

h_f = ความหนาของปีกคาน

$$\text{และ} \quad f_{su}^* = f_s' \left(1 - \frac{\gamma^*}{\beta_1} \rho^* \frac{f_s'}{f_c'} \right) \quad (8.1-2)$$

โดยที่ f_s' = หน่วยแรงดึงครากเหล็กเสริมธรรมดารับแรงอัด

f_c' = กำลังต้านทานแรงอัดประลัยของคอนกรีต เมื่ออายุ 28 วัน (ทรงกระบอก)

γ^* = ค่าคงที่ขึ้นอยู่กับประเภทของลวดอัดแรง ที่คำนึงถึงกำลังครากของลวดอัดแรง

= 0.28 สำหรับลวดอัดแรงความล้าต่ำ (low-relaxation strand), $f_{py}/f_{pu} \geq 0.90$

= 0.40 สำหรับ stress-relieved steel, $0.85 \leq f_{py}/f_{pu} \leq 0.90$

$$\begin{aligned}\beta_1 &= 0.85 - \frac{0.05}{7} (f'_c - 28 \text{ MPa}) \\ &= 0.85 \quad \text{for } f'_c \leq 28 \text{ MPa} \\ &= 0.65 \quad \text{for } f'_c \geq 56 \text{ MPa} \\ \rho^* &= A_s^*/bd, \text{ อัตราส่วนของลวดอัดแรง}\end{aligned}$$

- กำลังต้านทานแรงดัดของหน้าตัดของคานคอนกรีตอัดแรง (ϕM_n)

$$\phi M_n = \phi \left\{ A_{sr}^* f_{su}^* d \left(1 - \frac{0.6 A_{sr}^* f_{su}^*}{b_w d f'_c} \right) + 0.85 f'_c (b - b_w) h_f \left(d - \frac{h_f}{2} \right) \right\} \quad (8.1-3)$$

โดยที่ d = ระยะจากขอบผิวด้านที่รับแรงอัดถึงจุดศูนย์กลางของลวดอัดแรง

2) $a < h_f$ (พื้นที่รับแรงอัดของคอนกรีตอยู่ในส่วนของแผ่นปีกคานเท่านั้น)

เมื่อตรวจสอบความลึกของการกระจายของหน่วยแรงอัดของคอนกรีตแล้วได้ $a < h_f$ ดังนั้น
คำนวณใหม่ตามขั้นตอนดังต่อไปนี้

- ความลึกของการกระจายของหน่วยแรงอัดของคอนกรีต (a)

$$a = \frac{A_{sr}^* f_{su}^*}{0.85 f'_c b} \quad (8.1-4)$$

- กำลังต้านทานแรงดัดของหน้าตัดของคานคอนกรีตอัดแรง (ϕM_n)

$$\phi M_n = \phi A_s^* f_{su}^* d \left(1 - \frac{0.6 \rho^* f'_{su}}{f'_c} \right) \quad (8.1-5)$$

8.1.1.2. ความสามารถต้านทานแรงดัดตามมาตรฐานการออกแบบ AASHTO LRFD 2010

การหาความสามารถต้านทานแรงดัดในเบื้องต้นจะต้องทราบตำแหน่งแนวแกนสะเทิน (c) และค่าหน่วยแรงดึงเฉลี่ยสำหรับลวดอัดแรง (f_{ps}) เนื่องจากคานคอนกรีตอัดแรงในสะพานเดชาติวงศ์นั้นเป็นคานหน้าตัดประกอบหน้าตัดรูปตัวที ฉะนั้นเราจำเป็นต้องพิจารณาตำแหน่งแนวแกนสะเทินว่าอยู่ต่ำกว่าปีกคานหรือไม่ โดยพิจารณาสมดุลของแรงอัดและแรงดึงทั้งหมดดังสมการที่ 8.1-7a ถึง 8.1-7c ซึ่งเบื้องต้นจะสมมติให้เหล็กเสริมรับแรงอัดคราก และในส่วนค่าหน่วยแรงดึงเฉลี่ยของลวดอัดแรงนั้นจะขึ้นอยู่กับอัตราส่วน c/d_p สำหรับลวดอัดแรงชนิดยึดเหนี่ยว ดังสมการที่ 8.1-6

$$f_{ps} = f_{pu} \left(1 - k \frac{c}{d_p} \right) \quad (8.1-6)$$

โดยที่ $k = 2 \left(1.04 - \frac{f_{py}}{f_{pu}} \right)$

$$C = T \quad (8.1-7a)$$

$$C = C_w + C_f + C_s \quad (8.1-7b)$$

$$T = A_{ps} f_{ps} + A_s f_y \quad (8.1-7c)$$

โดยที่ $C_w = 0.85 \beta_1 c f'_c b_w$

$$C_f = 0.85 f'_c (b - b_w) h_f$$

$$C_s = A'_s f'_y \quad (\text{กรณีเหล็กรับแรงอัดคราก})$$

จากสมการที่ 8.1-6 และ 8.1-7a ถึง 8.1-7b จะได้สมการสำหรับหาดำแหน่งแนวแกนสะเทินของหน้าตัดรูปตัวที่ดังนี้

$$c = \frac{A_{ps} f_{pu} + A_s f_s - A'_s f'_s - 0.85 f'_c (b - b_w) h_f}{0.85 \beta_1 f'_c b + k A_{ps} \left(\frac{f_{pu}}{d_p} \right)} \quad (8.1-8)$$

โดยที่ A_{ps} = พื้นที่หน้าตัดลวดอัดแรง

f_{pu} = หน่วยแรงดึงประลัยของลวดอัดแรง

f_{py} = หน่วยแรงดึงครากของลวดอัดแรง

A_s = พื้นที่หน้าตัดเหล็กเสริมรับแรงดึง

A'_s = พื้นที่หน้าตัดเหล็กเสริมรับแรงอัด

f_s = หน่วยแรงดึงครากของเหล็กเสริมไม่อัดแรง

f'_s = หน่วยแรงอัดของเหล็กเสริมไม่อัดแรง

b = ความกว้างของปีกรับแรงอัด

b_w = ความกว้างของเวลาดาน

h_f = ความลึกของปีกรับแรงอัด

d_p = ระยะจากผิวที่เกิดหน่วยแรงอัดมากที่สุดถึงจุดศูนย์ถ่วงลวดอัดแรง

- c = ระยะจากขอบผิวด้านที่รับแรงอัดถึงแกนสะเทิน
- β_1 = แฟคเตอร์ความลึกของหน่วยแรงอัดคอนกรีตรูปสี่เหลี่ยม
- f_y = หน่วยแรงดึงครากของเหล็กเสริมไม่อัดแรง

เมื่อคำนวณค่าตำแหน่งแนวแกนสะเทินจากสมการที่ 8.1-8 แล้วมีค่าน้อยกว่าความหนาของปีกคาน ให้แทนค่า $b_w = b$ แล้วคำนวณค่าตำแหน่งแนวแกนสะเทินใหม่ ค่าใหม่ที่ได้เมื่อนำไปคำนวณกำลังต้านทานแรงอัดจะพิจารณาคานเป็นหน้าตัดรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้า

เมื่อทราบตำแหน่งแนวแกนสะเทินของหน้าตัด และค่าหน่วยแรงดึงเฉลี่ยของลวดอัดแรงแล้ว เราจะสามารถคำนวณกำลังต้านทานแรงอัด (M_n) ของหน้าตัดได้โดยจะมีค่าเท่ากับแรงดัดของแรงต่างๆ รอบศูนย์กลางแรงอัดคอนกรีต ได้จากสมการที่ 8.1-9 และ 8.1-10 สำหรับคานที่มีตำแหน่งแนวแกนสะเทินต่ำกว่าและสูงกว่าปีกคานตามลำดับ

$$M_n = \left[A_{ps} f_{ps} \left(d_p - \frac{a}{2} \right) + A_s f_s \left(d_s - \frac{a}{2} \right) + A'_s f'_s \left(\frac{a}{2} - d'_s \right) + 0.85 f'_s (b - b_w) h_f \left(\frac{a}{2} - \frac{h_f}{2} \right) \right] \quad (8.1-9)$$

$$M_n = \left[A_{ps} f_{ps} \left(d_p - \frac{a}{2} \right) + A_s f_s \left(d_s - \frac{a}{2} \right) + A'_s f'_s \left(\frac{a}{2} - d'_s \right) \right] \quad (8.1-10)$$

- โดยที่ a = การกระจายของหน่วยแรงอัดของคอนกรีตเทียบเท่าเป็นรูปสี่เหลี่ยมมีค่าเท่ากับ $\beta_1 c$
- d_s = ระยะจากผิวที่เกิดหน่วยแรงอัดมากที่สุดถึงจุดศูนย์กลางเหล็กเสริมรับแรงดึง
- d'_s = ระยะจากผิวที่เกิดหน่วยแรงอัดมากที่สุดถึงจุดศูนย์กลางเหล็กเสริมรับแรงอัด

8.1.2. การประเมินค่า Rating Factor (RF)

8.1.2.1. วิธี Load Factor Rating (LFR)

วิธี LFR เป็นวิธีการประเมินความสามารถในการรับน้ำหนักบรรทุกของชิ้นส่วนโครงสร้างที่สำคัญต่างๆ โดยอ้างอิงวิธี Load Factor Method ที่ระบุไว้ใน มาตรฐานการออกแบบ AASHTO LFD 2002 ซึ่งเป็นวิธีประเมินกำลังสะพานภายใต้เงื่อนไขพฤติกรรมของโครงสร้างที่เกิดแรงภายในสูงขึ้นจนถึงจุดครากหรือที่เรียกว่าจุดประลัย และยอมให้น้ำหนักบรรทุกเพิ่มค่าขึ้นได้ภายใต้กรอบพฤติกรรมของการรับแรงสูงสุด

สมการที่ใช้ในการคำนวณค่าดัชนีความปลอดภัย (Rating Factor) ของชิ้นส่วนโครงสร้าง แสดงไว้ในสมการดังต่อไปนี้

$$RF = \frac{\phi C - A_1 D}{A_2 L (1 - I)} \quad (8.1-11)$$

โดยที่	RF	= ค่าดัชนีความปลอดภัย (Rating Factor)
	ϕC	= ค่ากำลังรับแรงดัดของชิ้นส่วนโครงสร้าง
	D	= แรงดัดเนื่องจากน้ำหนักบรรทุกคงที่
	L	= แรงดัดเนื่องจากน้ำหนักบรรทุกจร
	I	= ค่าตัวคูณเนื่องจากการกระแทกของน้ำหนักบรรทุกจร
		= 1.3 กรณีความยาวช่วงสะพานไม่เกิน 10.00 เมตร
		= น้อยกว่า 1.3 กรณีความยาวช่วงสะพานเกิน 10.00 เมตร
	A_1	= ค่าคงที่สำหรับน้ำหนักบรรทุกคงที่มีค่าเท่ากับ 1.3
	A_2	= ค่าคงที่สำหรับน้ำหนักบรรทุกจรมีค่าเท่ากับ 2.17 ในระดับ inventory และเท่ากับ 1.3 ในระดับ operating

โดย A_2 สามารถระบุค่าได้จากระดับ inventory และ operating ซึ่งเป็นระดับที่ AASHTO ได้แบ่งระดับไว้สำหรับการประเมินความแข็งแรงของโครงสร้างสะพาน ภายใต้เงื่อนไขการใช้งานที่ต่างกันดังนี้

- 1) ระดับ Inventory เป็นระดับการใช้งานสะพานโดยปลอดภัย ภายใต้น้ำหนักบรรทุกจรปกติ ตลอดอายุการใช้งาน
- 2) ระดับ Operating เป็นระดับการใช้งานสะพานโดยปลอดภัย ภายใต้น้ำหนักบรรทุกจรสูงสุดที่ยอมให้ จากสภาวะที่ไม่ปกติหรือสภาวะที่จ่ายยอมให้เกิดน้ำหนักบรรทุกจรเพิ่มขึ้นได้ในบางครั้ง

โดยปกติค่า Rating Factor จะต้องสูงกว่า 1.0 โครงสร้างจึงจะปลอดภัยในการใช้งาน ไม่ว่าจะอยู่ที่ระดับใดก็ตาม หากพบว่าสะพานใดผลการประเมินที่ระดับ Operating ต่ำกว่า 1.0 แสดงว่าโครงสร้างอาจเกิดความเสียหายและมีโอกาสวิบัติ (Collapse) ได้

8.1.2.2. วิธี Load and Resistance Factor Design (LRFD)

มาตรฐาน AASHTO 2010 ในหมวดว่าด้วยวิธีประเมินกำลังสะพาน ได้เสนอวิธีประเมินเพิ่มเติมขึ้นใหม่ เพื่อให้สอดคล้องกับการพัฒนาการออกแบบสะพานโดยใช้เทคนิคและวิธีการที่ละเอียดขึ้น โดยเฉพาะอย่างยิ่งหลักการออกแบบด้วยวิธีตัวคูณความต้านทานและน้ำหนักบรรทุก (Load and Resistance Factor Design, LRFD) เป็นการจำแนกตัวคูณจากน้ำหนักบรรทุกแต่ละประเภท เรียกว่าหลักการ Load and Resistance Factor Rating, LRFR โดยมีสมการสำหรับคำนวณค่า Rating Factor ดังแสดงในสมการต่อไปนี้

$$RF = \frac{C - \gamma_{DC} DC - \gamma_{DW} DW \pm \gamma_P P}{\gamma_L LL (1 + IM)} \quad (8.1-12)$$

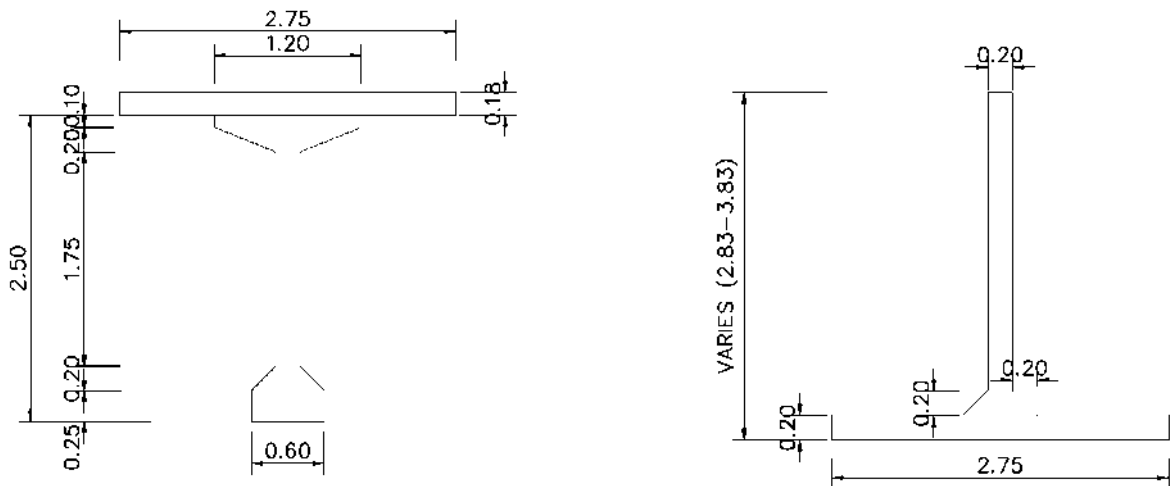
โดยที่	RF	= ค่าดัชนีความปลอดภัย (Rating Factor)
	C	= ค่ากำลังรับแรงดัดของชิ้นส่วนโครงสร้าง = $\phi_c \cdot \phi_s \cdot \phi R_n$ ($\phi_c \cdot \phi_s \geq 0.85$)
	ϕ_c	= ตัวคูณลดกำลังเนื่องจากสภาพการใช้งานที่ตรวจพบ

ϕ_s	= ตัวคูณลดกำลังเนื่องจากระบบของโครงสร้าง
ϕ	= ตัวคูณความต้านทานจากข้อกำหนดในการออกแบบ = 1.0 สำหรับกำลังรับแรงดัด
R_n	= กำลังรับน้ำหนักของโครงสร้าง
DC	= แรงดัดเนื่องจากน้ำหนักบรรทุกคงที่ของโครงสร้าง
DW	= แรงดัดเนื่องจากน้ำหนักบรรทุกคงที่ของชั้นบนสุดของถนน (wearing surface)
LL	= แรงดัดเนื่องจากน้ำหนักบรรทุกจร
P	= แรงดัดเนื่องจากน้ำหนักบรรทุกถาวรอื่นๆ
IM	= ค่าตัวคูณเนื่องจากการกระแทกของน้ำหนักบรรทุกจร
γ_p	= ค่าคงที่สำหรับน้ำหนักบรรทุกถาวรอื่นนอกเหนือจากน้ำหนักบรรทุกคงที่
γ_L	= ค่าคงที่สำหรับน้ำหนักบรรทุกจรมีค่าเท่ากับ 1.75 ในระดับ inventory และเท่ากับ 1.35 ในระดับ operating
γ_{DC}	= ค่าคงที่สำหรับน้ำหนักบรรทุกคงที่ของโครงสร้างมีค่าเท่ากับ 1.25 ทั้งระดับ inventory และระดับ operating
γ_{DW}	= ค่าคงที่สำหรับน้ำหนักบรรทุกคงที่ของชั้นบนสุดของถนน (wearing surface) ที่มีค่าเท่ากับ 1.5 ทั้งระดับ inventory และระดับ operating

8.1.3. การประเมินความสามารถรับแรงดัดของคานคอนกรีตอัดแรง ด้วยการวิเคราะห์แบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์

เนื่องจากคานสะพานของสะพานเดชาติวงศ์ 2 และสะพานเดชาติวงศ์ 3 มีรายละเอียดการออกแบบและก่อสร้างแบบเดียวกัน ดังนั้น ในการวิเคราะห์หน้าตัดคานสะพาน จึงได้ทำการวิเคราะห์หน้าตัดคานสะพานเพียงสะพานเดียว ในโครงการนี้ ได้ทำการวิเคราะห์หน้าตัดคานสะพานช่วงแวน 40 เมตร และคานสะพานช่วงยื่น 11 เมตร ซึ่งเป็นคานช่วงแวนและคานช่วงยื่นที่ยาวที่สุด และเป็นคานที่ได้ทำการติดตั้งอุปกรณ์ตรวจวัดความเครียด โดยผลการตรวจวัดความเครียดที่เกิดขึ้นเนื่องจากการจราจรของรถบรรทุก จะถูกนำมาวิเคราะห์ร่วมกับค่าความเครียดที่จุดครากที่ได้จากการวิเคราะห์หน้าตัด เพื่อประเมินความสามารถของคานสะพานในการต้านทานน้ำหนักบรรทุกต่อไป คานสะพานช่วงแวน 40 เมตร และคานสะพานช่วงยื่น 11 เมตร พิจารณาวิเคราะห์เฉพาะคานในส่วนโครงสร้างเดิม เนื่องจากเป็นส่วนหนึ่งของโครงสร้างที่รองรับการจราจรของรถบรรทุกหนัก

การวิเคราะห์หน้าตัดคานช่วงแวน 40 เมตร และคานช่วงยื่น 11 เมตร อาศัยการวิเคราะห์แบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ของคานภายใต้แรงกระทำแบบจุดที่กึ่งกลางคานและที่ปลายคานด้านอิสระในกรณีของคานช่วงแวนและคานช่วงยื่นตามลำดับ รูปที่ 8.1-1 แสดงหน้าตัดประสิทธิภาพของคานช่วงแวน 40 เมตร (รูปตัวที่) และคานช่วงยื่น 11 เมตร (รูปตัวที่หัวกลับ) ซึ่งประกอบไปด้วยคานสะพานและพื้นสะพานที่มีความกว้างประสิทธิภาพ 2.75 เมตร



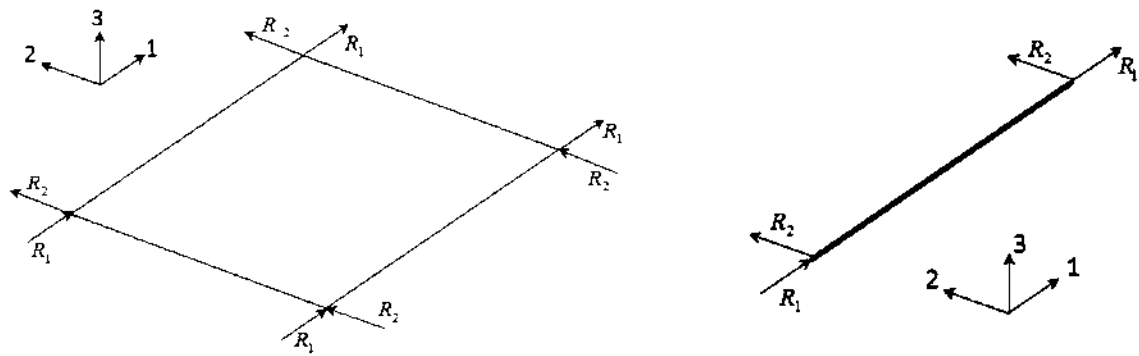
รูปที่ 8.1-1 หน้าตัดประสิทธิภาพของคานช่วงแวน 40 เมตร (รูปตัวทึ) และคานช่วงยื่น 11 เมตร (รูปตัวทึหัวกลับ)

การวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์อีลิเมนต์ เป็นการจำลองพฤติกรรมการรับแรงของคานสะพาน ตั้งแต่เริ่มให้แรงกระทำ ผิวคานคอนกรีตฝั่งรับแรงดึงยึดตัวจนเกิดรอยแตกกว้าง ลวดอัดแรงยึดจนถึงจุดคราก จนกระทั่งคานเกิดการวิบัติ สามารถสร้างเส้นโค้งความสัมพันธ์ระหว่างแรงดัดและความเครียดที่ผิวรับแรงดึงได้ โดยตำแหน่งที่พิจารณาความเครียด ได้แก่ ตำแหน่งกึ่งกลางคานบริเวณท้องคานในกรณีของคานช่วงแวน และตำแหน่งปลายคานด้านยึดแน่นบริเวณด้านบนของคานในกรณีของคานช่วงยื่น

การสร้างแบบจำลองไฟไนต์อีลิเมนต์

การสร้างและการวิเคราะห์แบบจำลองไฟไนต์อีลิเมนต์ของคานและพื้นสะพานดำเนินการโดยใช้โปรแกรม ABAQUS ซึ่งเป็นโปรแกรมไฟไนต์อีลิเมนต์ที่สามารถป้อนข้อมูลพฤติกรรมการรับแรงของคอนกรีต เหล็กเสริมธรรมดา และลวดอัดแรง ทั้งก่อนและหลังเกิดการครากได้ ทำให้โปรแกรม ABAQUS สามารถจำลองพฤติกรรมของโครงสร้างคานคอนกรีตอัดแรงและพื้นคอนกรีตเสริมเหล็กธรรมดา ตั้งแต่เริ่มต้นให้แรงกระทำจนกระทั่งคานเกิดการครากและวิบัติได้ โปรแกรม ABAQUS ได้ถูกนำมาใช้ในงานวิเคราะห์พฤติกรรมโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กและคอนกรีตอัดแรงต่างๆ อย่างแพร่หลาย

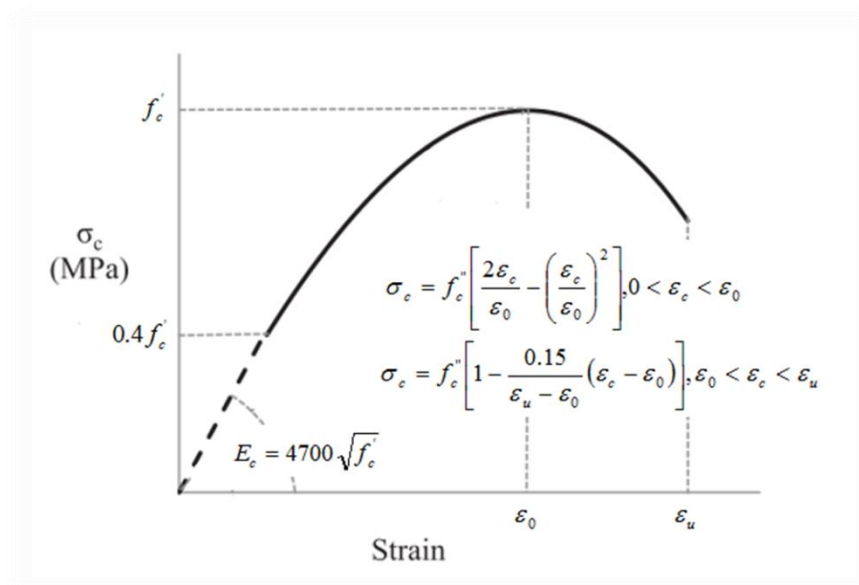
ในการศึกษานี้ การสร้างและการวิเคราะห์แบบจำลองไฟไนต์อีลิเมนต์ของคานและพื้นสะพาน ได้พิจารณาเป็นปัญหา 2 มิติในระนาบของคาน จำลองชิ้นส่วนคอนกรีต ด้วย Four Node Quadrilateral Plane Element ที่แต่ละจุดต่อประกอบด้วย 2 Degree of Freedoms (DOFs) ซึ่งประกอบด้วยการจัดสองแนวแกน โดยทำการแบ่งชิ้นส่วน (mesh) ออกเป็นชิ้นย่อยขนาด 50 มิลลิเมตร ในส่วนของชิ้นส่วนที่เป็นเหล็กเสริมอัดแรงและเหล็กเสริมธรรมดานั้น จำลองด้วย Truss Element ที่แต่ละจุดต่อประกอบด้วย 2 DOFs การจัดสองแนวแกน และได้ทำการแบ่งชิ้นส่วน (mesh) ออกเป็นชิ้นย่อยขนาด 50 มิลลิเมตร เช่นกัน รูปที่ 8.1-2 แสดง Four Node Quadrilateral Plane Element และ Truss Element



รูปที่ 8.1-2 Four Node Quadrilateral Plane Element และ Truss Element

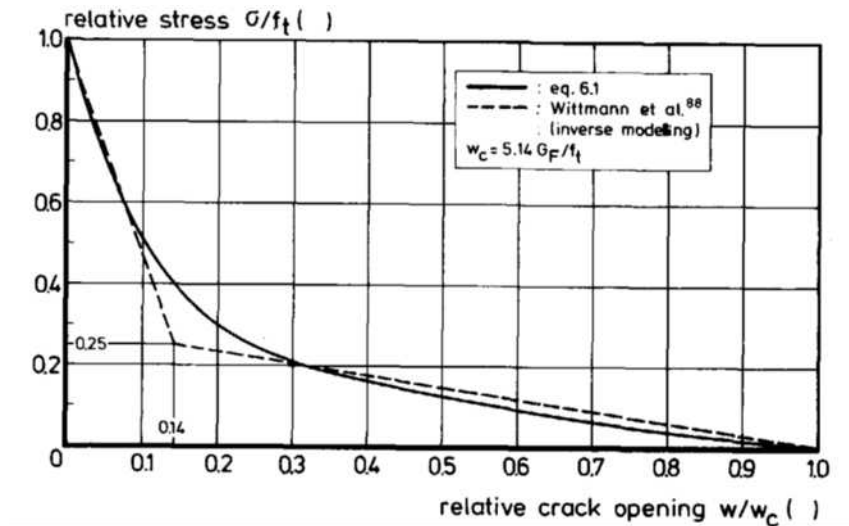
พฤติกรรมการรับแรงของคอนกรีต ลวดอัดแรง และเหล็กเสริมธรรมดา ที่กำหนดใน Four Node Quadrilateral Plane Element และ Truss Element สรุปได้ดังนี้

พฤติกรรมการรับแรงอัดของคอนกรีต ใช้ความสัมพันธ์ของความเค้นและความเครียดตามแบบจำลองของ Hognestad (1951)



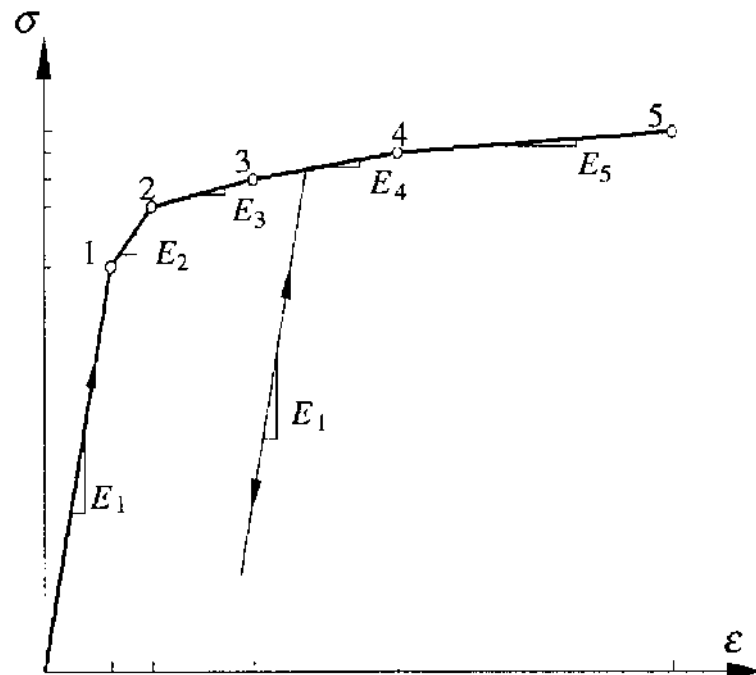
รูปที่ 8.1-3 พฤติกรรมการรับแรงอัดของคอนกรีต Hognestad (1951)

พฤติกรรมการรับแรงดึงของคอนกรีต ใช้ความสัมพันธ์ของความเค้นและความเครียดตามแบบจำลองของ Hordijk (1991)



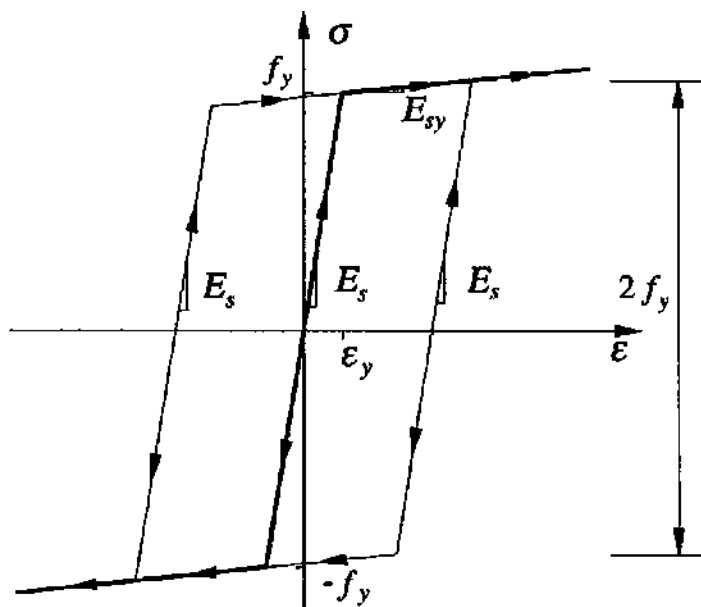
รูปที่ 8.1-4 พฤติกรรมการรับแรงดึงของคอนกรีต Hordijk (1991)

พฤติกรรมการรับแรงดึงของลวดอัดแรง ใช้ความสัมพันธ์ของความเค้นและความเครียดตามแบบจำลองของ Xiao-Han Wu et al. (2001) ในการศึกษาครั้งนี้ พิจารณาการสูญเสียการอัดแรง 25%



รูปที่ 8.1-5 พฤติกรรมการรับแรงดึงของลวดอัดแรง Xiao-Han Wu et al. (2001)

พฤติกรรมการรับแรงดึงของเหล็กเสริมธรรมดา ใช้ความสัมพันธ์ของความเค้นและความเครียดแบบ Bi-linear ทั่วไป



รูปที่ 8.1-6 พฤติกรรมการรับแรงดึงของเหล็กเสริมธรรมดา

รายละเอียดแบบก่อสร้างและคุณสมบัติของวัสดุที่ใช้ในการสร้างแบบจำลองไฟไนต์อีลิเมนต์เป็นดังนี้

คานสะพานที่พิจารณาเป็นคานสะพานคอนกรีตอัดแรงชนิดดึงที่หลัง (Post Tension) มีระยะหุ้มคอนกรีต 3 เซนติเมตร โดยพิจารณาคานสะพาน 2 ประเภท คือ คานช่วงแขวน และคานช่วงยื่น คานสะพานประเภทแรก คือ คานช่วงแขวน 40 เมตร มีหน้าตัดเป็นรูปตัวไอ ความลึกของคานแขวน เท่ากับ 2.5 เมตร ส่วนความกว้างของปีกคานและเอวคาน เท่ากับ 1.2 และ 0.2 เมตร ตามลำดับ ส่วนคานสะพานประเภทที่ 2 คือ คานช่วงยื่น 11 เมตร มีหน้าตัดเป็นรูปตัวทีกลับหัว ความลึกสูงสุดที่บริเวณหัวตอม่อของคานยื่น เท่ากับ 3.83 เมตร และมีความลึกลดลงจนถึงปลายคานยื่นอยู่ที่ 2.83 เมตร ส่วนความกว้างของปีกคานและเอวคาน เท่ากับ 2.75 และ 0.2 เมตร ตามลำดับ รายละเอียดของข้อมูลต่างๆ ของคอนกรีตแสดงดังต่อไปนี้

ตารางที่ 8.1-1 รายละเอียดคานสะพานและกำลังรับแรงอัดประลัยออกแบบของคอนกรีต

ประเภทคานสะพาน	ประเภทหน้าตัด	ความยาว (เมตร)	ช่วงความกว้าง (เมตร)	ช่วงความลึก (เมตร)	กำลังต้านทานแรงอัดประลัย (กก/ชม ²)
คานช่วงแขวน	ตัวไอ	40	0.2 - 1.2	2.5	350
	พื้นสะพาน	40	2.75	0.18	250
คานช่วงยื่น	ตัวทีกลับหัว	11	0.2 - 2.75	2.83 - 3.83	300

คานสะพานช่วงแขวน 40 เมตร และคานสะพานช่วงยื่น 11 เมตร มีลวดอัดแรงจำนวน 17 และ 10 เคเบิล ตามลำดับ โดยลวดอัดแรง 1 เคเบิล มีจำนวน 4 เคเบิลย่อย และ 1 เคเบิลย่อย มีขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง เท่ากับ 7 มิลลิเมตร จำนวน 12 เส้น รวมมีพื้นที่หน้าตัดรวมของลวดอัดแรง เท่ากับ 1,847 มม²/เคเบิล โดยลวดอัดแรงมีกำลังต้านทานแรงดึงที่จุดคราก เท่ากับ 13,770 กิโลกรัม/ตารางเซนติเมตร และกำลังต้านทานแรงดึงประลัย เท่ากับ 16,320 กิโลกรัม/ตารางเซนติเมตร

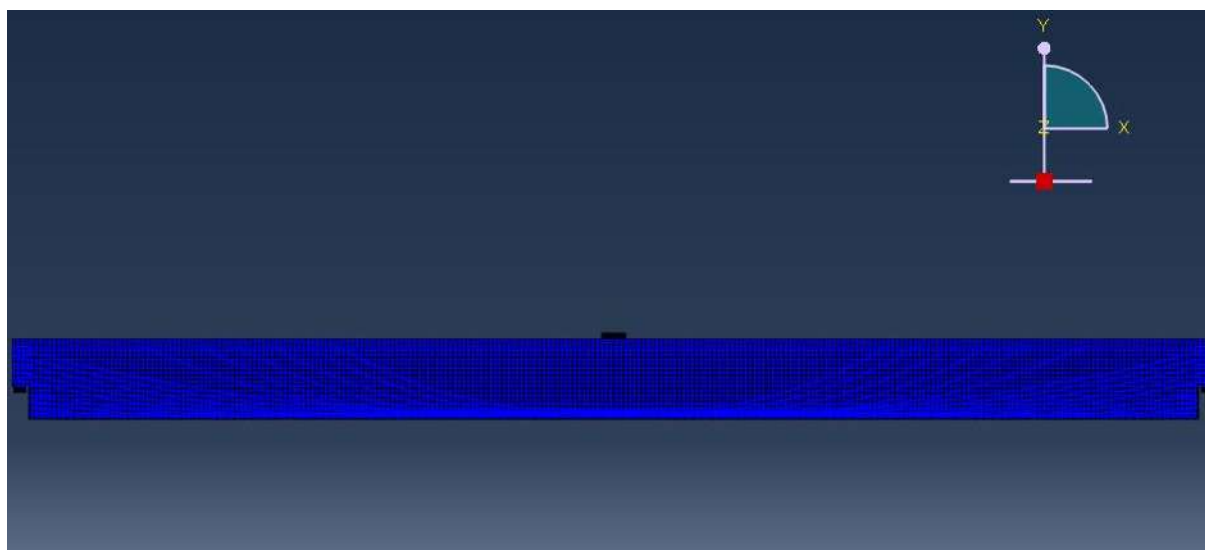
เหล็กเสริมที่ใช้ในคานสะพานแบ่งเป็น 2 ชนิด คือ เหล็กกลม และเหล็กข้ออ้อย ซึ่งมีคุณสมบัติของเหล็กเสริมดังนี้ เหล็กกลมมีกำลังต้านทานแรงดึงที่จุดคราก เท่ากับ 2,400 กิโลกรัม/ตารางเซนติเมตร และกำลังต้านทานแรงดึงประลัย

เท่ากับ 2,640 กิโลกรัม/ตารางเซนติเมตร ส่วนเหล็กข้ออ้อยมีกำลังต้านทานแรงดึงที่จุดคราก เท่ากับ 4,000 กิโลกรัม/ตารางเซนติเมตร และกำลังต้านทานแรงดึงประลัย เท่ากับ 4,354 กิโลกรัม/ตารางเซนติเมตร รายละเอียดข้อมูลต่างๆ ของเหล็กเสริมแสดงดังต่อไปนี้

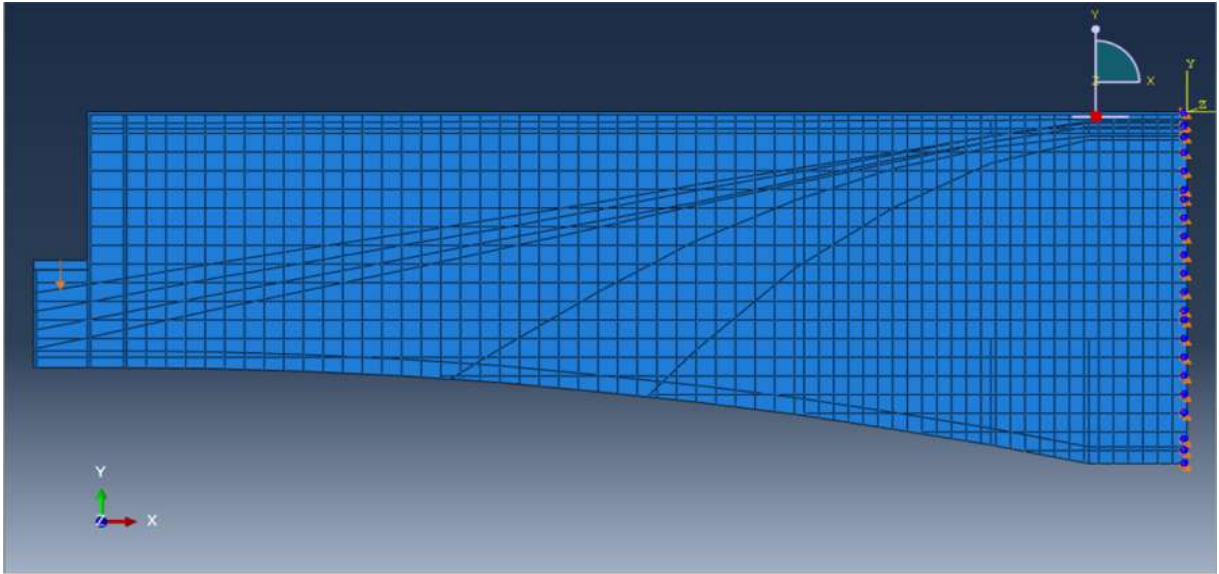
ตารางที่ 8.1-2 รายละเอียดข้อมูลต่างๆ ของเหล็กเสริม

ประเภทคานสะพาน		ประเภทของเหล็กเสริม	ขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง (มม)	ระยะห่างระหว่างเหล็กเสริม (ซม)
คานช่วงแขวน	เหล็กเสริมรับแรงเฉือน	ข้ออ้อย	10	15
	เหล็กเสริมป้องกันการโก่งเดาะ	ข้ออ้อย	10	15
คานช่วงยื่น	เหล็กเสริมรับแรงเฉือน	ข้ออ้อย	12	15 - 20
	เหล็กเสริมป้องกันการโก่งเดาะ	ข้ออ้อย	9	20

แบบจำลองไฟไนต์อีลิเมนต์ของคานและพื้นสะพาน ของคานช่วงแขวน 40 เมตรและคานช่วงยื่น 11 เมตร แสดงไว้ในรูปที่ 8.1-7 และรูปที่ 8.1-8 ตามลำดับ ในรูปแสดงตำแหน่งรับแรงกระทำแบบจุดของคานทั้งสองประเภท ได้แก่ ตำแหน่งกึ่งกลางคานและตำแหน่งปลายคาน ของคานช่วงแขวน 40 เมตรและคานช่วงยื่น 11 เมตร ตามลำดับ



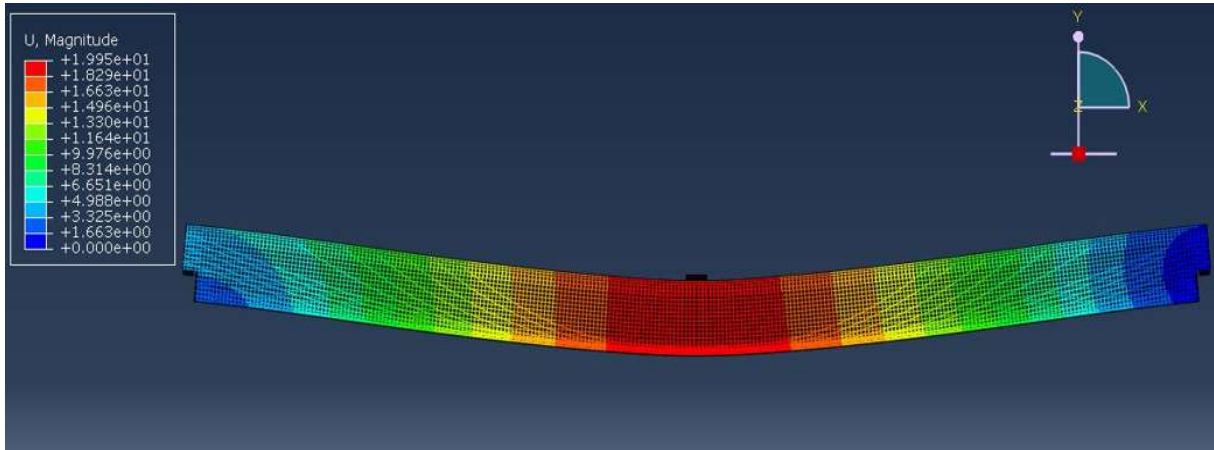
รูปที่ 8.1-7 แบบจำลองไฟไนต์อีลิเมนต์ของคานและพื้นสะพาน ของคานช่วงแขวน 40 เมตร



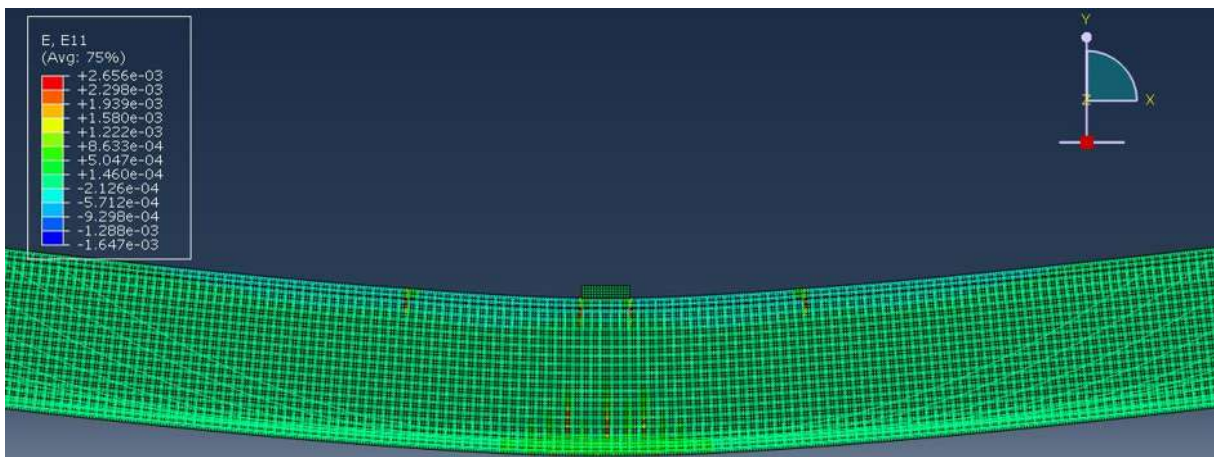
รูปที่ 8.1-8 แบบจำลองไฟไนต์อีลิเมนต์ของคานและพื้นสะพาน ของคานช่วงยื่น 11 เมตร

8.2 ผลการประเมินศักยภาพของคานสะพานเดชาติวงศ์ 2 และ 3

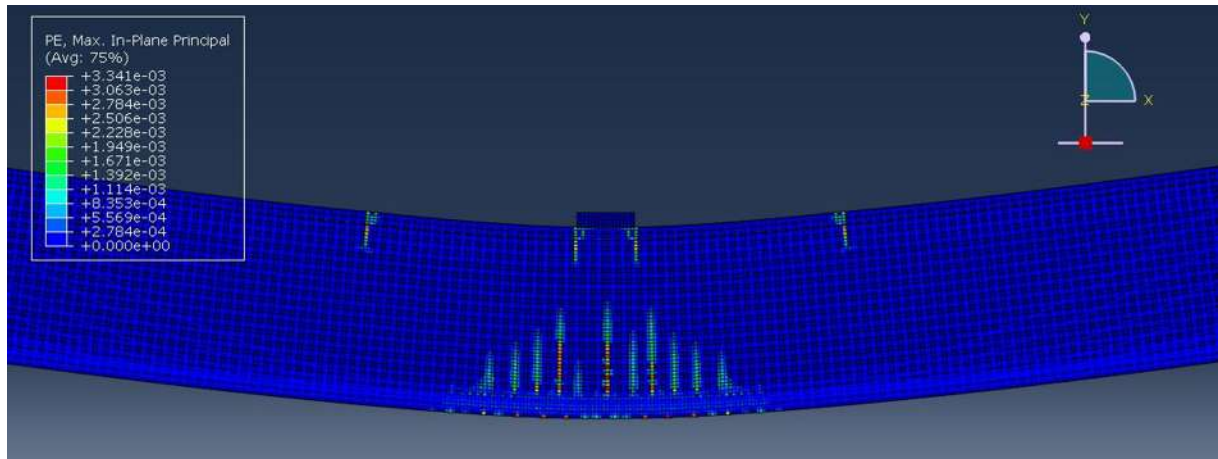
การวิเคราะห์แบบจำลองไฟไนต์อีลิเมนต์ของคานช่วงแขวน 40 เมตร ได้แสดงผล การแอ่นตัว ความเครียด การแตกร้าวของคาน และเส้นโค้งความสัมพันธ์ระหว่างแรงดัดและความเครียดที่เกิดขึ้นเนื่องจากแรงกระทำภายนอก ดังรูปที่ 8.2-1 ถึงรูปที่ 8.2-4 ตามลำดับ โดยตำแหน่งที่พิจารณาค่าความเครียด คือ ที่ท้องคานบริเวณกึ่งกลางคาน



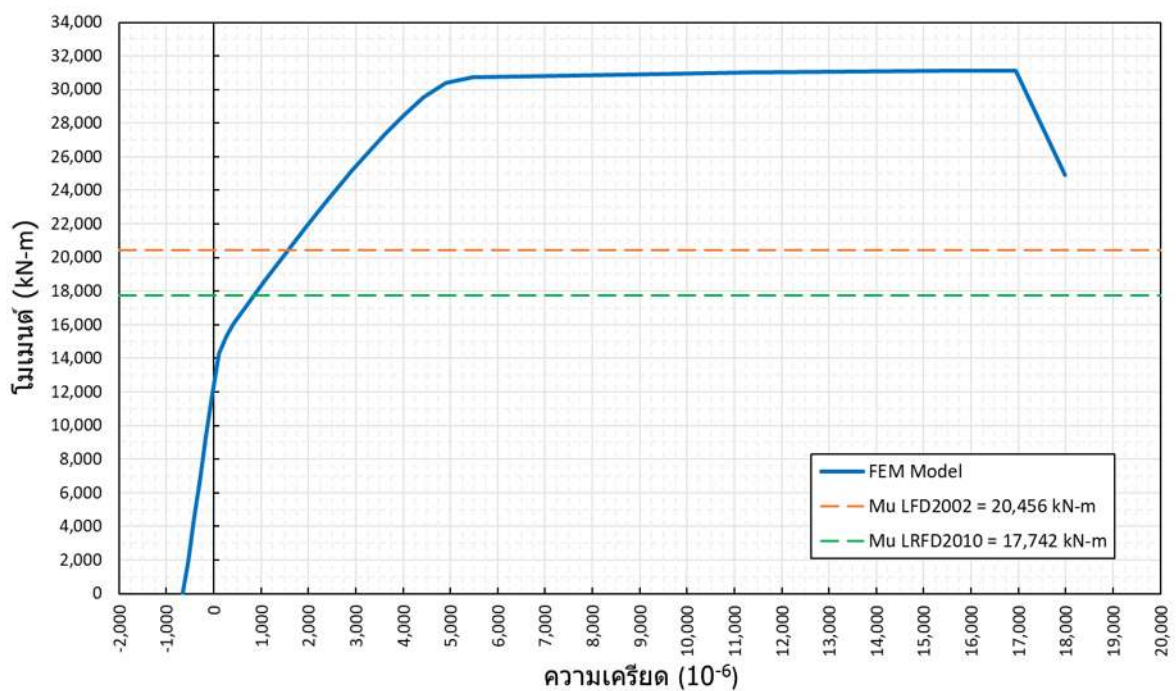
รูปที่ 8.2-1 การแอ่นตัวของคานช่วงแขวน 40 เมตร ภายใต้แรงกระทำแบบจุดที่กึ่งกลางคาน
สะพานเดชาติวงศ์ 2 และ 3



รูปที่ 8.2-2 ความเครียดของคานช่วงแขวน 40 เมตร ภายใต้แรงกระทำแบบจุดที่กึ่งกลางคาน
สะพานเดชาติวงศ์ 2 และ 3



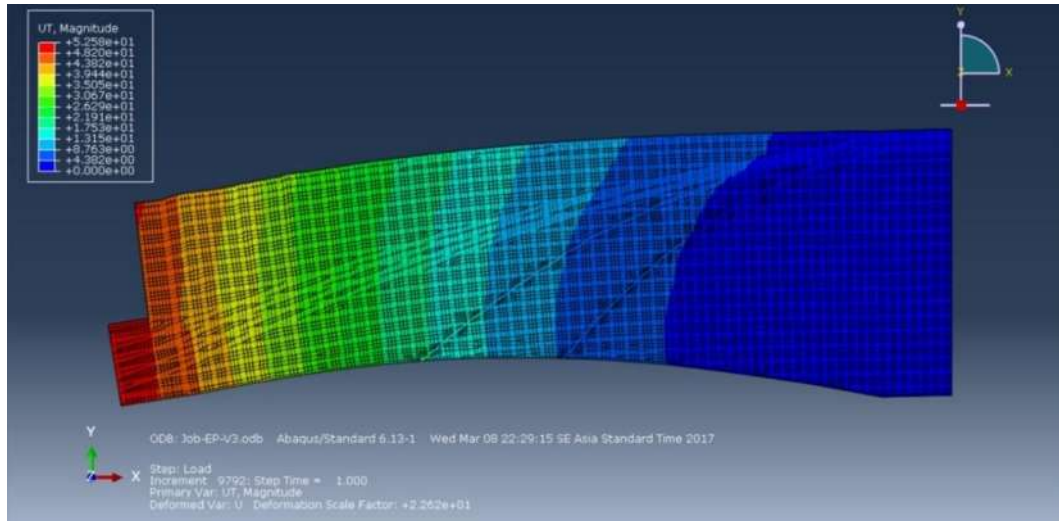
รูปที่ 8.2-3 การแตกร้าวของคานช่วงแขวน 40 เมตร ภายใต้แรงกระทำแบบจุดที่กึ่งกลางคาน สะพานเดชาติวงศ์ 2 และ 3



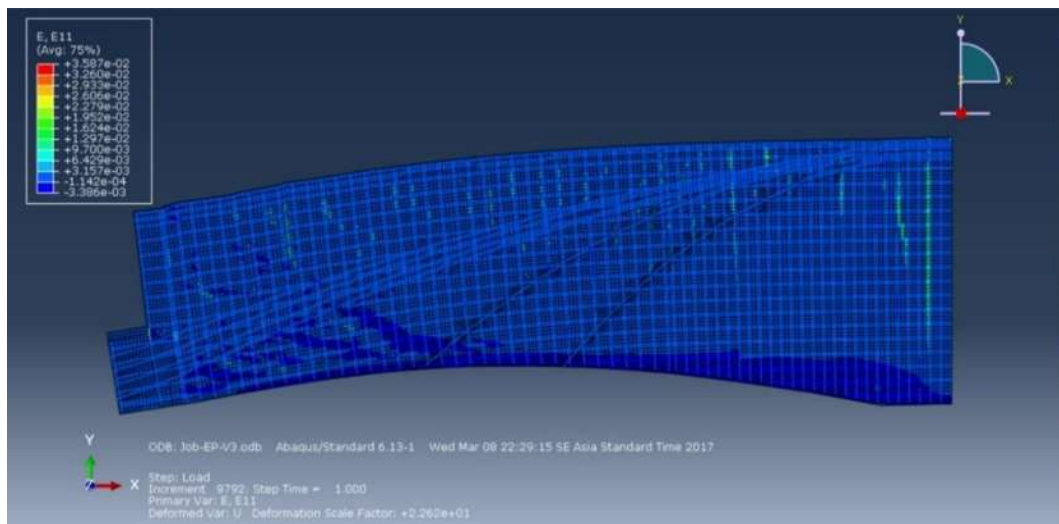
รูปที่ 8.2-4 เส้นโค้งความสัมพันธ์ระหว่างแรงดัดบนหน้าตัดที่กึ่งกลางคานและความเครียดที่ผิวล่างของคานช่วงแขวน 40 เมตร ภายใต้แรงกระทำแบบจุดที่กึ่งกลางคาน สะพานเดชาติวงศ์ 2 และ 3

จากเส้นโค้งความสัมพันธ์ระหว่างแรงดัดและความเครียดที่ผิวล่างของคานช่วงแขวนในรูปที่ 8.2-4 แสดงให้เห็นว่าเมื่อเริ่มต้นผิวล่างของคานจะมีค่าความเครียดอัดประมาณ 660 ไมโครสเตรน เมื่อแรงดัดเพิ่มขึ้นถึงประมาณ 14,280 กิโลนิวตันเมตร จะเกิดรอยร้าวที่ความเครียดประมาณ 100 ไมโครสเตรน หากมีแรงดัดเพิ่มขึ้นอีก การแตกร้าวจะพัฒนาไปสู่การแตกร้าวแบบถาวร จนกระทั่งลดอัดแรงถึงจุดครากและผิวล่างของคานเกิดความเครียดประมาณ 5000 ไมโครสเตรน จากนั้นความสามารถของคานจะไม่เพิ่มขึ้น โดยแรงดัดสูงสุดที่รับได้มีค่าประมาณ 31,100 กิโลนิวตันเมตร

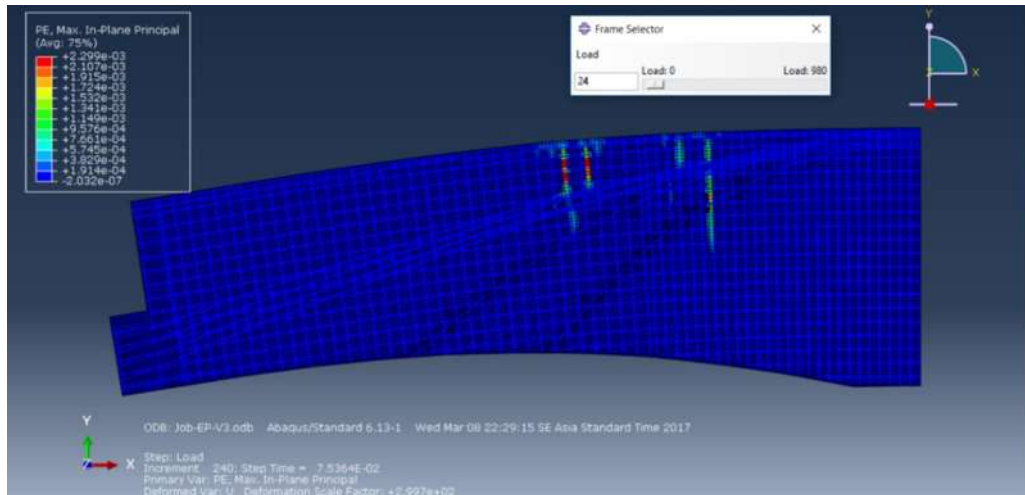
ส่วนการวิเคราะห์แบบจำลองไฟไนต์อีลิเมนต์ของคานช่วงย่น 11 เมตร ได้แสดงผล การแอ่นตัว ความเครียด การแตกร้าวของคาน และเส้นโค้งความสัมพันธ์ระหว่างแรงดัดและความเครียดที่เกิดขึ้นเนื่องจากแรงกระทำภายนอก ในรูปที่ 8.2-5 ถึง รูปที่ 8.2-8 ตามลำดับ โดยตำแหน่งที่พิจารณาค่าความเครียด คือ ที่ผิวด้านบนของปลายคานฝั่งยึดแน่น



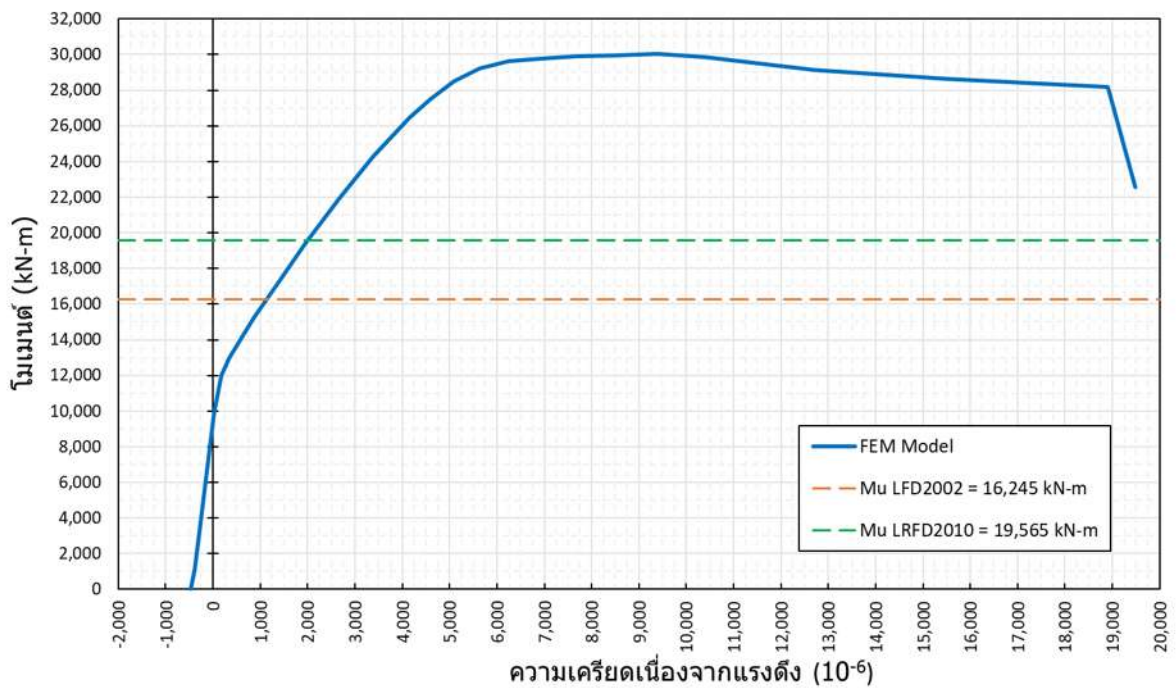
รูปที่ 8.2-5 การแอ่นตัวของคานช่วงย่น 11 เมตร ภายใต้แรงกระทำแบบจุดที่ปลายคาน
สะพานเดชาติวงศ์ 2 และ 3



รูปที่ 8.2-6 ความเครียดของคานช่วงย่น 11 เมตร ภายใต้แรงกระทำแบบจุดที่ปลายคาน
สะพานเดชาติวงศ์ 2 และ 3



รูปที่ 8.2-7 การแตกร้าวของคานช่วงยื่น 11 เมตร ภายใต้แรงกระทำแบบจุดที่ปลายคาน สะพานเดชาติวงศ์ 2 และ 3

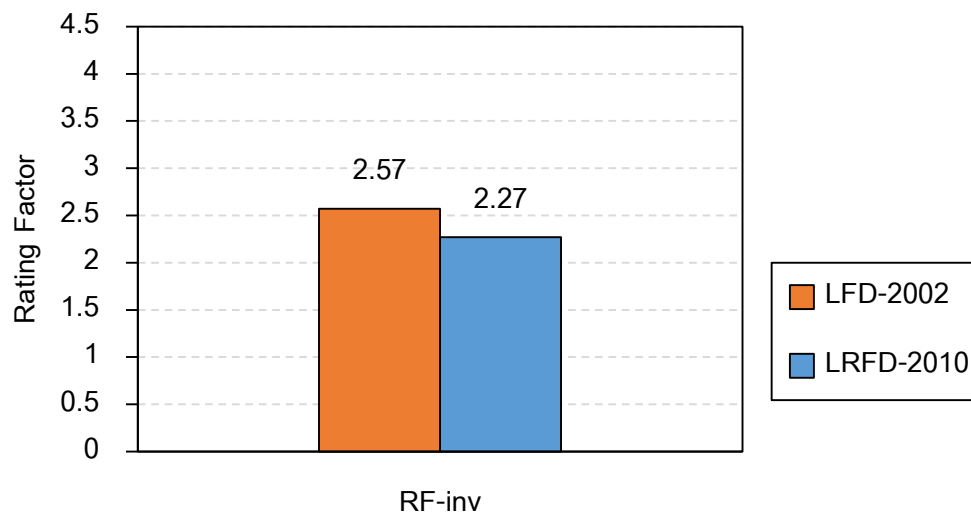


รูปที่ 8.2-8 เส้นโค้งความสัมพันธ์ระหว่างแรงดัดบนหน้าตัดที่ปลายคานและความเครียดที่ผิวบนของคานช่วงยื่น 11 เมตร ภายใต้แรงกระทำแบบจุดที่ปลายคาน สะพานเดชาติวงศ์ 2 และ 3

จากเส้นโค้งความสัมพันธ์ระหว่างแรงดัดและความเครียดที่ผิวบนของคานช่วงยื่นใน รูปที่ 8.2-8 แสดงให้เห็นว่าเมื่อเริ่มต้นผิวบนของคานจะมีค่าความเครียดอัดประมาณ 470 ไมโครสเตรน เมื่อแรงดัดเพิ่มขึ้นถึงประมาณ 12,000 กิโลนิวตันเมตร จะเกิดรอยร้าวที่ความเครียดประมาณ 170 ไมโครสเตรน หากมีแรงดัดเพิ่มขึ้นอีก การแตกร้าวจะพัฒนาไปสู่การแตกร้าวแบบถาวร จนกระทั่งลวดอัดแรงถึงจุดครากและผิวบนของคานเกิดความเครียดประมาณ 5,500 ไมโครสเตรน จากนั้นความสามารถของคานจะไม่เพิ่มขึ้น โดยแรงดัดสูงสุดที่รับได้มีค่าประมาณ 30,000 กิโลนิวตันเมตร

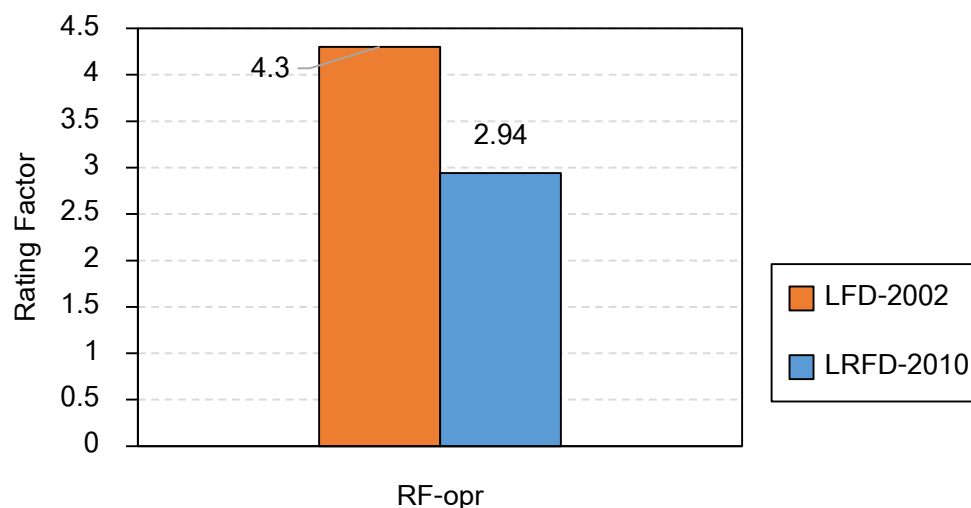
8.2.1. ผลการประเมินความสามารถการต้านทานแรงดัดของคานช่วงแขนยาว 40 เมตร สะพาน เดชาติวงศ์ 2 และ 3

จากการประเมินค่า Rating factor ตามมาตรฐานการออกแบบ AASHTO LFD 2002 (ภาคผนวก ง) และ AASHTO LRFD 2010 (ภาคผนวก จ) พบว่าคานช่วงแขนยาว 40 เมตร ของสะพานเดชาติวงศ์ 2 และ 3 ยังสามารถใช้งานได้อย่างปลอดภัย เนื่องจากค่า Rating Factor ที่ระดับ Inventory และ Operating มีค่ามากกว่า 1.0 ดังแสดงใน รูปที่ 8.2-9 และ รูปที่ 8.2-10 ตามลำดับ



คานช่วงแขน 40 เมตร (Inventory)
เดชาติวงศ์ 2 และ 3 (Moment)

รูปที่ 8.2-9 Rating factor ที่ระดับ Inventory ของคานช่วงแขน 40 เมตร ของสะพานเดชาติวงศ์ 2 และ 3

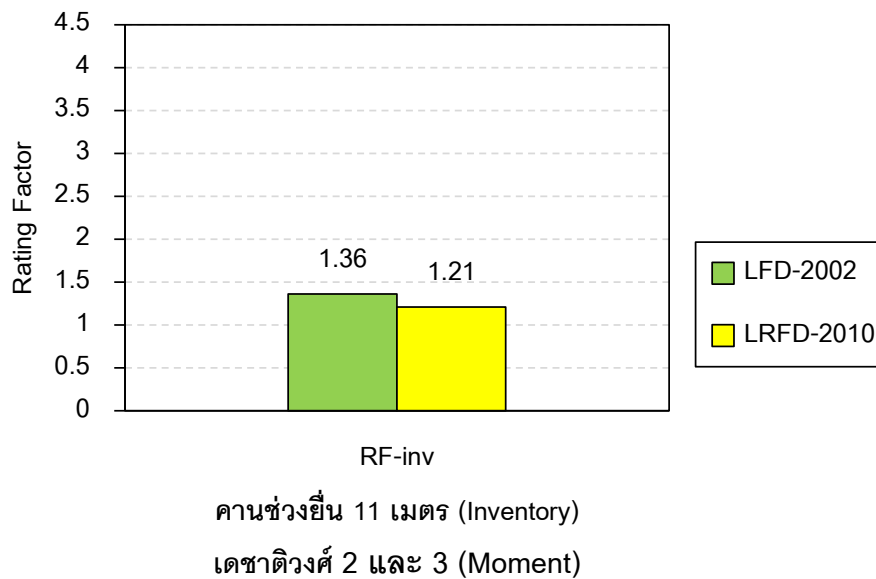


คานช่วงแขน 40 เมตร (Operating)
เดชาติวงศ์ 2 และ 3 (Moment)

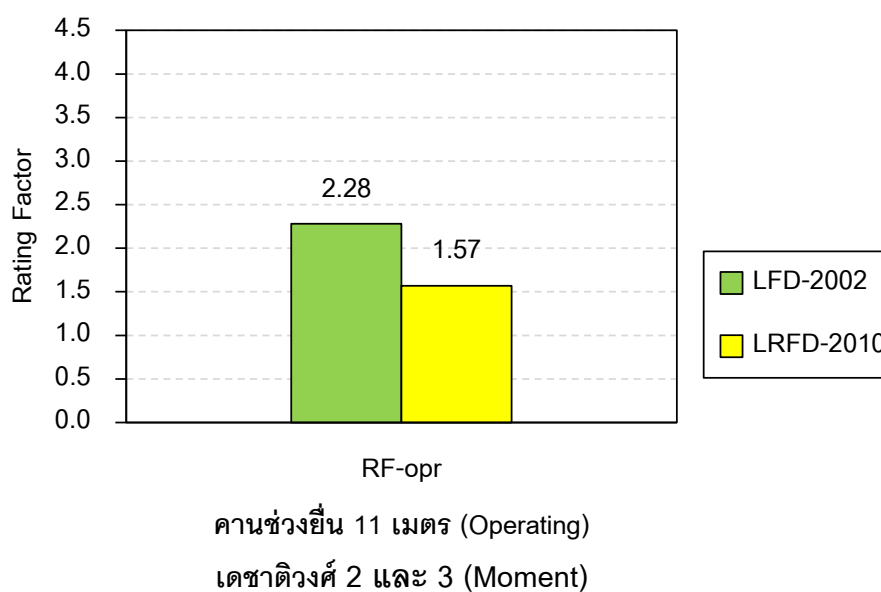
รูปที่ 8.2-10 Rating factor ที่ระดับ Operating ของคานช่วงแขน 40 เมตร ของสะพานเดชาติวงศ์ 2 และ 3

8.2.2. ผลการประเมินความสามารถการรับแรงดัดของคานช่วงยื่นยาว 11 เมตร สะพานเดชาติวงศ์ 2 และ 3

จากการประเมินค่า Rating factor ตามมาตรฐานการออกแบบ AASHTO LFD 2002 (ภาคผนวก ง) และ AASHTO LRFD 2010 (ภาคผนวก จ) พบว่าคานช่วงยื่นยาว 11 เมตร ของสะพานเดชาติวงศ์ 2 และ 3 ยังสามารถใช้งานได้อย่างปลอดภัย เนื่องจากค่า Rating Factor ที่ระดับ Inventory และ Operating มีค่ามากกว่า 1.0 ดังแสดงใน รูปที่ 8.2-11 และ รูปที่ 8.2-12 ตามลำดับ



รูปที่ 8.2-11 Rating factor ที่ระดับ Inventory ของคานช่วงยื่น 11 เมตร ของสะพานเดชาติวงศ์ 2 และ 3

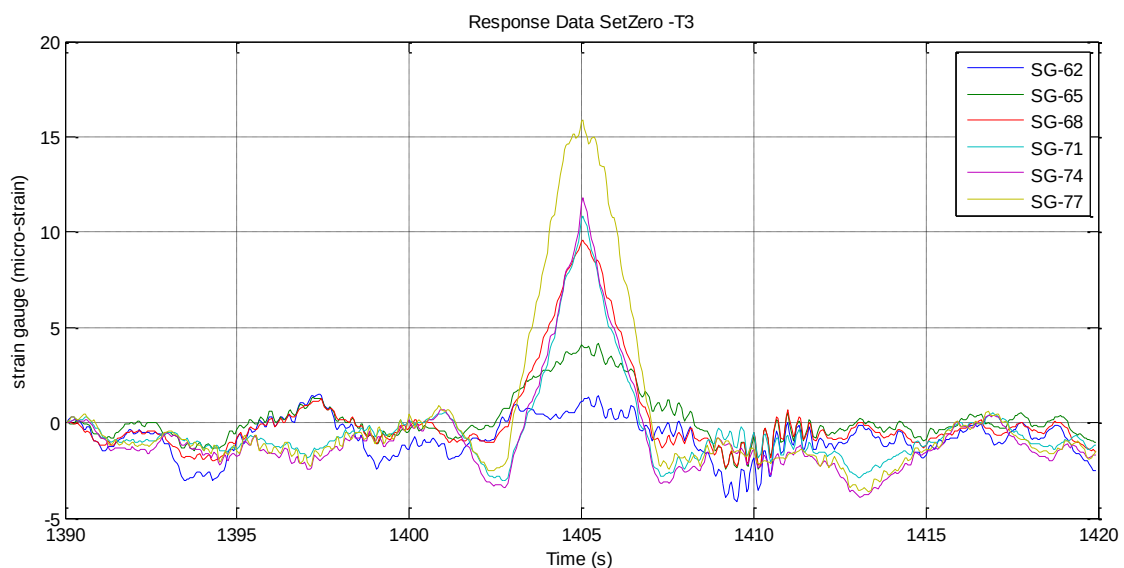


รูปที่ 8.2-12 Rating factor ที่ระดับ Operating ของคานช่วงยื่น 11 เมตร ของสะพานเดชาติวงศ์ 2 และ 3

8.2.3. ผลการประเมินความสามารถการรับน้ำหนักบรรทุกของคานสะพานโดยใช้ค่าความเครียดสูงสุด

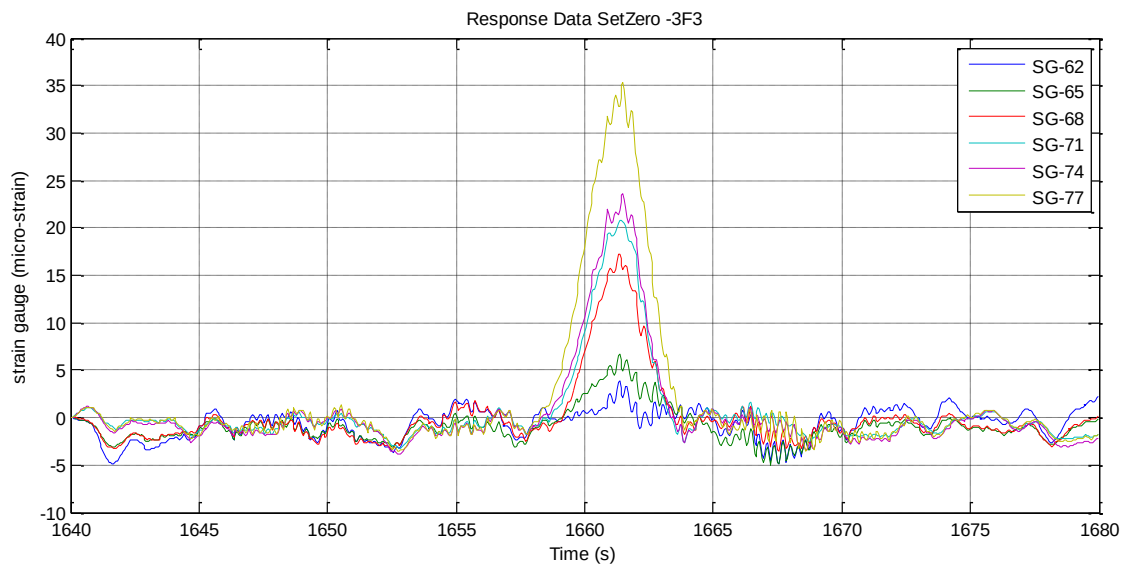
8.2.3.1. ผลการประเมินความสามารถการรับน้ำหนักบรรทุกของคานสะพานโดยใช้ค่าความเครียดสูงสุด (สะพานเดชาติวงศ์ 2)

จากผลการสอบเทียบค่าน้ำหนักของรถบรรทุกประเภทต่างๆ บนสะพานเดชาติวงศ์ 2 พบว่ามีค่าความเครียดค่อนข้างต่ำ เช่น รถบรรทุก T3 น้ำหนัก 24.82 ตัน และรถบรรทุก 3F3 น้ำหนัก 50.2 ตัน ทำให้เกิดค่าความเครียดสูงสุดที่รวมผลการสั่นไหวแล้วประมาณ 15 และ 35 ไมโครสเตรน ตามลำดับ ดังแสดงในรูปที่ 8.2-13 ซึ่งความเครียดดังกล่าวมีค่าค่อนข้างน้อยเมื่อเปรียบเทียบกับค่าความเครียดที่แสดงในเส้นโค้งความสัมพันธ์ระหว่างแรงดัดกับค่าความเครียดที่ได้จากแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ (รูปที่ 8.2-4 และ รูปที่ 8.2-8) ถึงแม้ค่าความเครียดที่ได้จากการสอบเทียบจะมีค่าค่อนข้างต่ำ แต่ก็สอดคล้องกับผลการตรวจวัดค่าความเครียดของคานที่ตำแหน่งเดียวกันภายใต้การจราจรปกติตลอดระยะเวลา 20 วัน ซึ่งพบว่าค่าความเครียดสูงสุดที่รวมผลการสั่นไหวแล้วมีค่าประมาณ 55 ไมโครสเตรน ดังแสดงในรูปที่ 8.2-14 (เทียบเท่ากับการมีรถบรรทุกหนัก 2 คัน และรถเล็กหลายคัน วิ่งบนสะพานช่วงแขวน 40 เมตร พร้อมกัน) รูปที่ 8.2-15 แสดงค่าความความเครียดสูงสุดที่รวมผลการสั่นไหวที่ตำแหน่งปีกคานด้านบนเหนือตอม่อของคานช่วงยื่น 11 เมตร



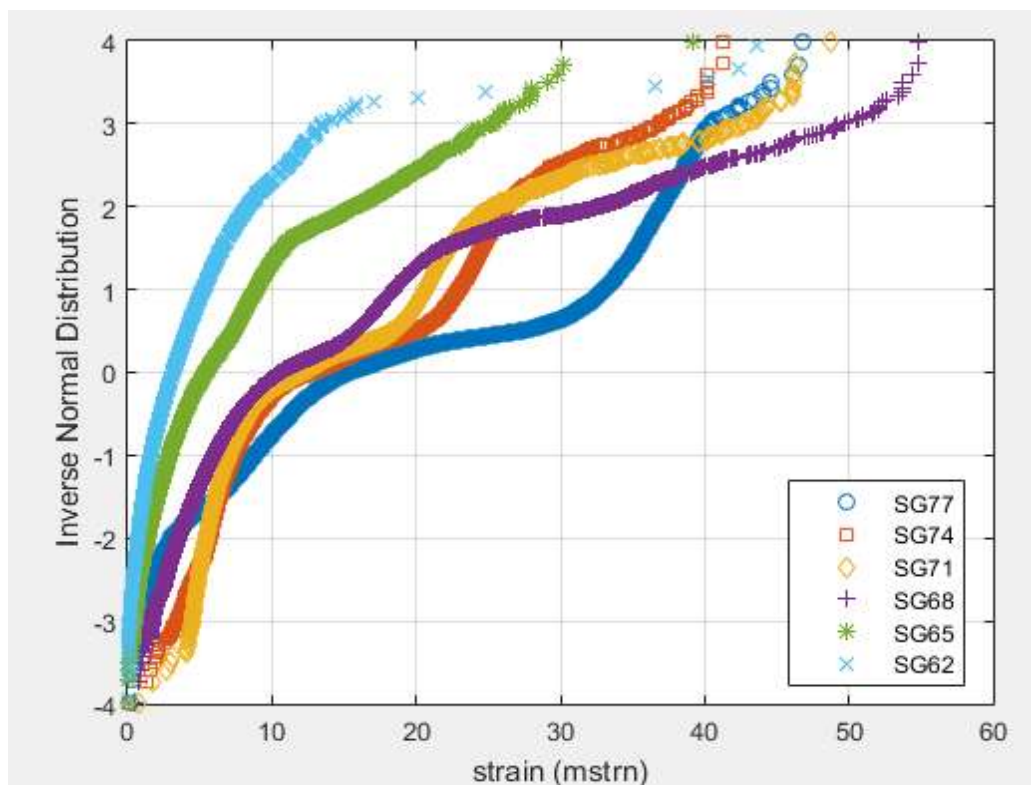
(ก) รถบรรทุกประเภท T3 น้ำหนัก 24.82 ตัน

รูปที่ 8.2-13 ค่าความเครียดที่รวมผลการสั่นไหวที่ได้จากการสอบเทียบคานสะพานที่ตำแหน่ง L/2

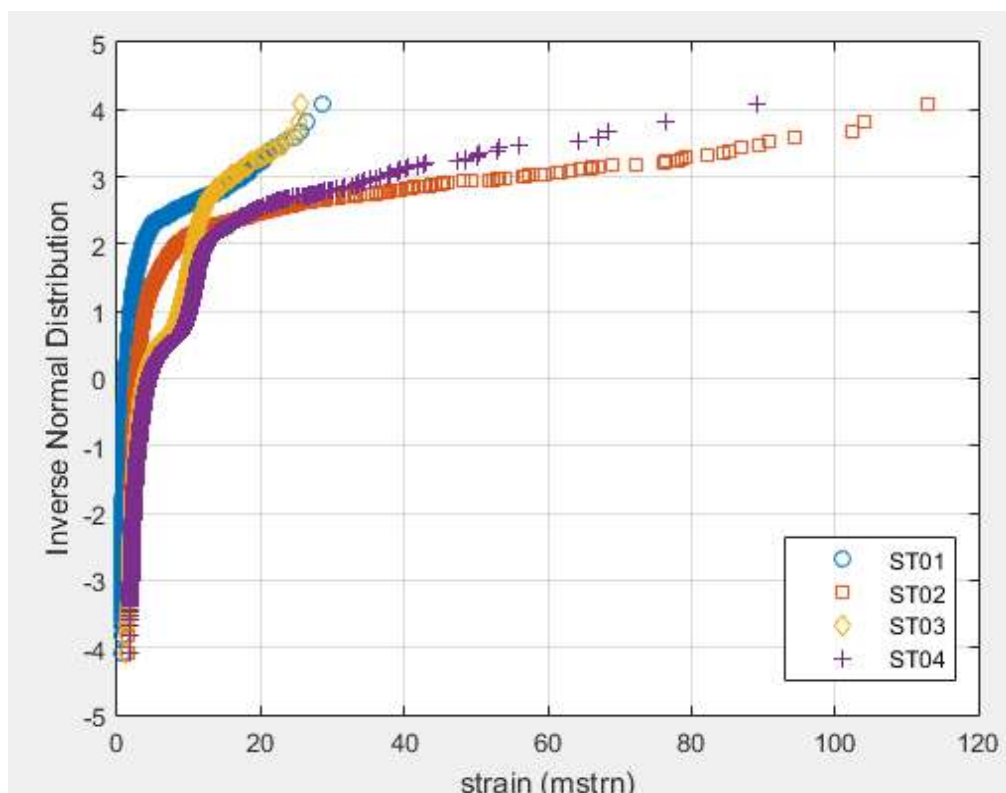


(ข) รถบรรทุกประเภท 3F3 น้ำหนัก 50.2 ตัน

รูปที่ 8.2-13 ค่าความเครียดที่รวมผลการสั่นไหวที่ได้จากการสอบเทียบคานสะพานที่ตำแหน่ง L/2 (ต่อ)



รูปที่ 8.2-14 ค่าความเครียดที่รวมผลการสั่นไหวจากการตรวจวัดที่กึ่งกลางคานช่วงแขวน 40 เมตร
ภายใต้การจราจรปกติ ตลอดระยะเวลา 20 วัน



รูปที่ 8.2-15 ค่าความเครียดที่รวมผลการสั่นไหวจากการตรวจวัดที่คานยื่น 11 เมตร (เหนือตอม่อ)
ภายใต้การจราจรปกติ ตลอดระยะเวลา 20 วัน

สาเหตุหนึ่งที่ทำให้ความเครียดที่ได้จากการตรวจวัดมีค่าค่อนข้างน้อย คือ กำลังรับแรงอัดของคอนกรีตในสนามโดยทั่วไปจะสูงกว่าค่าที่ระบุไว้ในแบบก่อสร้าง (f'_c) ค่อนข้างมาก ตามมาตรฐานการควบคุมงานก่อสร้าง ค่ากำลังรับแรงอัดของคอนกรีตโดยเฉลี่ย (f_{cm}) จะต้องสูงกว่าค่าที่ระบุไว้ในแบบก่อสร้าง (f'_c) ทั้งนี้เพื่อป้องกันโอกาสที่กำลังรับแรงอัดจะมีค่าต่ำกว่าค่าที่ระบุในแบบก่อสร้างเนื่องจากความแปรปรวนของวัสดุ ในกรณีที่ไม่นิยามความแปรปรวนของวัสดุ ว.ส.ท. แนะนำค่ากำลังรับแรงอัดดังแสดงในตารางที่ 8.2-1

ตารางที่ 8.2-1 ค่าเฉลี่ยกำลังรับแรงอัดคอนกรีตและค่าขั้นต่ำที่ใช้ในการออกแบบ (กรณี $N < 30$ ตัวอย่าง)

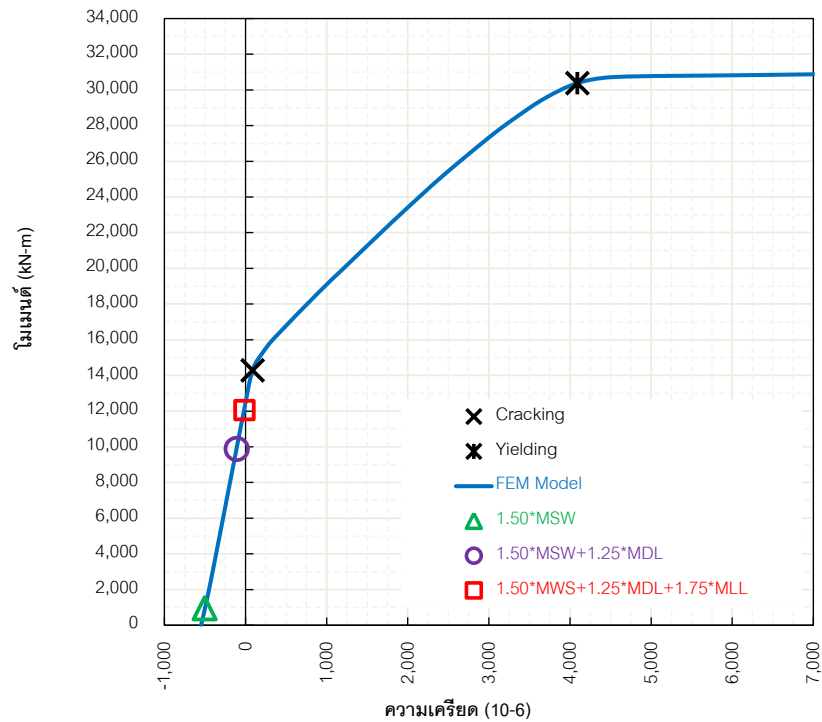
กำลังรับแรงอัดของคอนกรีตที่ใช้ออกแบบ $f_{c,cyl}$ (ksc)	กำลังรับแรงอัดเฉลี่ยของคอนกรีต $f_{cm,cyl}$ (ksc)
น้อยกว่า 210 ksc	$f'_c + 70$
210 – 350 ksc	$f'_c + 85$
มากกว่า 350 ksc ขึ้นไป	$f'_c + 100$

ค่ากำลังรับแรงอัดของคอนกรีตที่ใช้ออกแบบโดยทั่วไปจะอ้างอิงที่อายุ 28 วัน แต่เมื่อเวลาผ่านไป กำลังรับแรงอัดของคอนกรีตยังสามารถเพิ่มขึ้นได้อีก แต่ในบางกรณีอาจลดลงเนื่องจากการเสื่อมสภาพหรือเสียหาย ผลการทดสอบสะพานของสำนักวิจัยและพัฒนาทาง กรมทางหลวง 2551-2555 หลายโครงการ พบว่ากำลังรับแรงอัดของคอนกรีตโดยเฉลี่ยจะสูงกว่าค่าที่ระบุไว้ในแบบก่อสร้าง ดังแสดงในตารางที่ 8.2-2 ซึ่งจะเห็นได้ว่าอัตราส่วนกำลังรับแรงอัดในสนามโดยเฉลี่ยจะสูงกว่าค่าที่ระบุไว้ในแบบก่อสร้าง 1.40 เท่า หรือ หากจะพิจารณาเฉพาะกลุ่มพื้นสะพานและคานคอนกรีตรูป

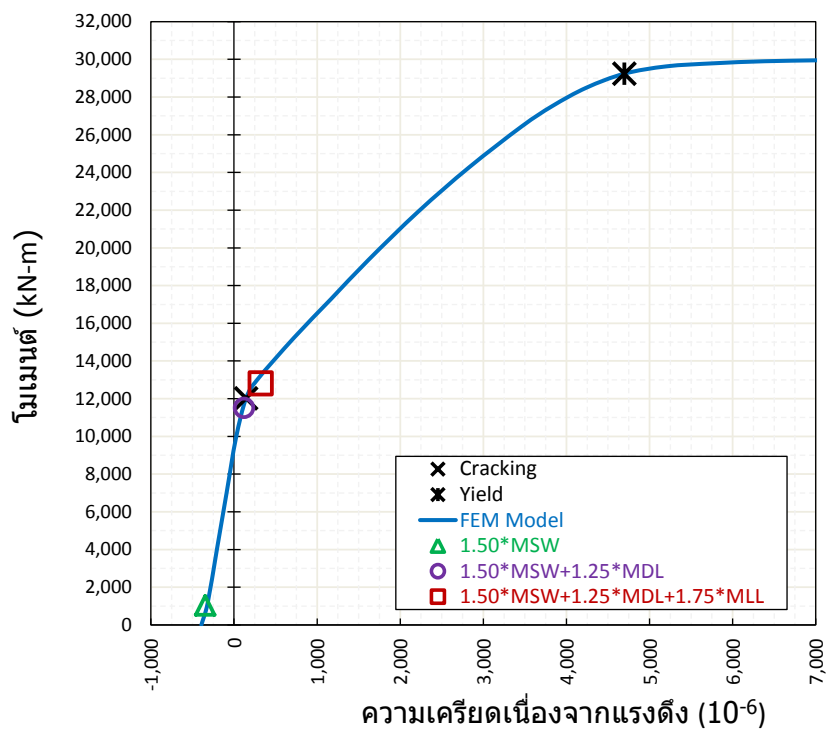
ตัวไอ อัตราส่วนกำลังรับแรงอัดในสนามจะสูงกว่าค่าที่ระบุในแบบก่อสร้าง 1.43 เท่า ดังนั้นค่าโมดูลัสยืดหยุ่นในสนามจะสูงกว่าค่าที่สมมุติในการออกแบบ $1.43^{0.5} = 1.196 \sim 1.20$ หรือ ค่าความเครียดในเส้นเค้งความสัมพันธ์ระหว่างแรงดัด และค่าความเครียดที่ได้จากแบบจำลอง FEM ควรลดลง 1.20 เท่า ดังแสดงในรูปที่ 8.2-16 ซึ่งจะทำให้คานาแน่นแข็งขึ้นและแอ่นตัวได้น้อยลง แต่กำลังรับแรงดัดประลัยยังคงเท่าเดิม

ตารางที่ 8.2-2 กำลังรับแรงอัดตามแบบก่อสร้างและผลทดสอบภาคสนาม (สำนักวิจัยและพัฒนาทาง กรม
ทางหลวง 2551-2555)

ชนิดสะพาน	ชิ้นส่วน	ค่าออกแบบ — 0 ที่อายุ 28 วัน		ผลทดสอบภาคสนาม อายุ 2-53 ปี		อัตราส่วน
		$f'_{c,cube}$ ksc	$f'_{c,cyl}$ ksc	$f_{cm,cyl}$ (ค่าเฉลี่ย) ksc	ค่าเบี่ยงเบนมาตรฐาน ksc	
Slab Type	พื้นสะพาน	210	170	362	86.1	2.13
Plank Girder	พื้นสะพาน	300	255	293	55.3	1.15
	คานสะพาน	420	365	462	98.9	1.27
Box Beam	พื้นสะพาน	360	310	298	57.1	0.96
	คานสะพาน	360	310	414	81.1	1.34
I-Girder 16-22.75 m	พื้นสะพาน	300	255	406	80.2	1.59
	คานสะพาน	480	420	517	54.8	1.23
I-Girder 25-30 m	พื้นสะพาน	300	255	406	80.2	1.59
	คานสะพาน	450	395	517	54.8	1.31
					เฉลี่ย	1.40



(ก) ที่กึ่งกลางคานช่วงแขวน



(ข) ที่หัวตอม่อของคานช่วงยื่น

รูปที่ 8.2-16 เส้นโค้งความสัมพันธ์ระหว่างแรงดัดและความเคียวที่ผิวด้านรับแรงดิ่ง (ปรับแก้ความเคียว)

การประเมินความสามารถการรับน้ำหนักบรรทุกจรของสะพานเดชาติวงศ์ 2 โดยใช้ค่าความเครียดสูงสุดที่ตรวจวัดได้ภายใต้การจราจรปกติ จะเป็นการประเมินที่ระดับน้ำหนักบรรทุกจรสูงสุดในช่วงระยะเวลาเก็บข้อมูล 20 วัน ซึ่งมิใช่การประเมินที่ระดับน้ำหนักออกแบบ HL93 หรือ HS20 ดังนั้นจะนำค่า Rating Factor มาเปรียบเทียบกับไม่ได้ โดยวิธีการประเมินจะทำการแปลงค่าแรงดัดเนื่องจากน้ำหนักบรรทุกคงที่ที่รวมแพคเตอร์ต่าง ๆ เรียบร้อยแล้วให้อยู่ในรูปของความเครียดปรับแก้ ส่วนแรงดัดจากน้ำหนักบรรทุกจรจะได้จากค่าความเครียดสูงสุดที่รวมการสั่นไหวคูณกับแพคเตอร์น้ำหนัก (Load Factor) ซึ่งมีค่าเท่ากับ 1.75 และ 1.35 สำหรับ ระดับ Inventory และ Operation ตามลำดับ ตารางที่ 8.2-3 และตารางที่ 8.2-4 แสดงผลการประเมินความสามารถการรับน้ำหนักบรรทุกจรของช่วงแขวน 40 เมตร และ ช่วงยื่น 11 เมตร ภายใต้การจราจรปกติของสะพานเดชาติวงศ์ 2

ตารางที่ 8.2-3 การประเมินความสามารถการรับน้ำหนักบรรทุกจรของคานช่วงแขวน 40 เมตร ที่กึ่งกลางคาน
โดยอาศัยผลการตรวจวัดความเครียด 20 วัน (สะพานเดชาติวงศ์ 2)

Rating Level	Type	γ	M (kN-m)	γ^*M (kN-m)	γ^*M สะสม (kN-m)	$\Delta\varepsilon$ (μstrn)	ε (μstrn)
Inventory operation	DW	1.50	633	949	949	42.1	-505.5
	DL	1.25	7,147	8,934	9,882	396.3	-109.2
	LL+IM (field)	1.75	1,240	2,170	12,052	96.25	-13.0
	LL+IM (field)	1.35	1,240	1,673.9	Superstructure CR=2, $\phi_c=0.85$		
$RF_{inv} = \frac{(0.85 * 31100 - 1.25 * 7147 - 1.5 * 633)}{1.75 * 1240} = 7.63$ (LRFR method)							
$RF_{opr} = \frac{(0.85 * 31100 - 1.25 * 7147 - 1.5 * 633)}{1.35 * 1240} = 9.89$ (LRFR method)							

ตารางที่ 8.2-4 การประเมินความสามารถการรับน้ำหนักบรรทุกจรของคานช่วงยื่น 11 เมตร โดยอาศัยผลการ
ตรวจวัดความเครียด (สะพานเดชาติวงศ์ 2)

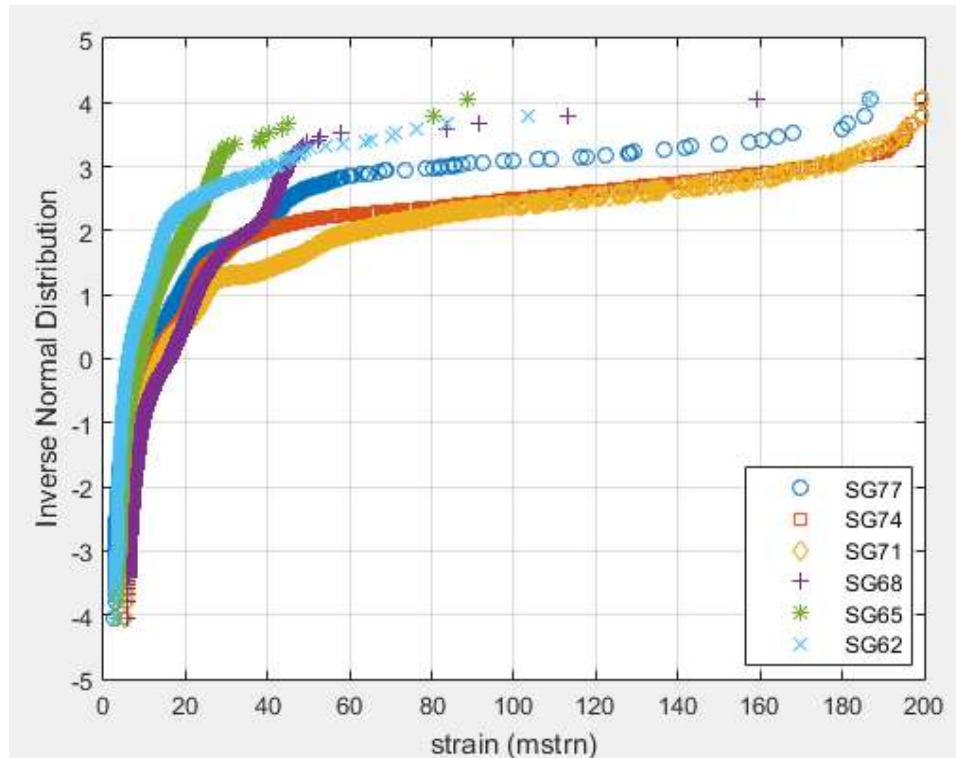
Rating Level	Type	γ	M (kN-m)	γ^*M (kN-m)	γ^*M สะสม (kN-m)	$\Delta \epsilon$ (μstrn)	ϵ (μstrn)
Inventory operation	DW	1.50	689	1,034	1,034	46.3	-346.9
	DL	1.25	8,383	10,479	11,513	469.0	122.1
	LL+IM (field)	1.75	746	1,306	12,819	197.75	319.8
	LL+IM (field)	1.35	746	1,007.5	Superstructure CR=2, $\phi_c=0.85$		
$RF_{inv} = \frac{(0.85 * 30000 - 1.25 * 8383 - 1.5 * 689)}{1.75 * 746} = 10.71$ (LRFR method)							
$RF_{opr} = \frac{(0.85 * 30000 - 1.25 * 8383 - 1.5 * 689)}{1.35 * 746} = 13.88$ (LRFR method)							

ผลการประเมินความสามารถรับน้ำหนักของช่วงแขวน 40 เมตร และช่วงยื่น 11 เมตร มีค่า RF อยู่ในช่วง 7.63 -13.88 ซึ่งเกิน 1 ค่อนข้างมาก (ปลอดภัยมาก) ทั้งนี้เนื่องจากค่า Rating Factor เป็นค่าที่ขึ้นอยู่กับระดับน้ำหนักบรรทุกที่พิจารณาประเมิน หากน้ำหนักบรรทุกที่พิจารณาประเมินมีค่าค่อนข้างต่ำ ตัวหารจะน้อยและค่า Rating Factor จะสูง ซึ่งผลการตรวจวัดค่าความเครียดของสะพานเดชาติวงศ์ 2 มีค่าค่อนข้างน้อย ประเมินรถบรรทุกหนัก 2 คัน วิ่งร่วมกับรถเล็กหลายคันบนสะพานช่วงแขวน 40 เมตร ซึ่งไม่รุนแรงเท่ากับสมมุติฐานการออกแบบที่ใช้ชุดรถบรรทุก HL93 (สะพานเดชาติวงศ์ 2 มีช่วงคานยื่นและคานแขวนยาวรวมกัน 62 เมตร สามารถมีรถบรรทุก 3 คัน วิ่งเรียงต่อกัน ห่างกัน 15 เมตร ได้พร้อมกัน 3 ช่องจราจร (รวม 9 คัน) และมีน้ำหนัก Lane Load แปรกระจายใน 3 ช่องจราจร อย่างไรก็ตามหากติดตามพฤติกรรมของสะพานนานกว่า 20 วัน อาจพบเหตุการณ์ที่มีรถบรรทุกน้ำหนักเต็มพิกัดวิ่งหลายคันร่วมกับรถเล็กหลายคันได้ ซึ่งจะทำให้ได้น้ำหนักบรรทุกที่เพิ่มขึ้น และหากประเมินใหม่จะได้ค่า Rating Factor ที่ต่ำลง

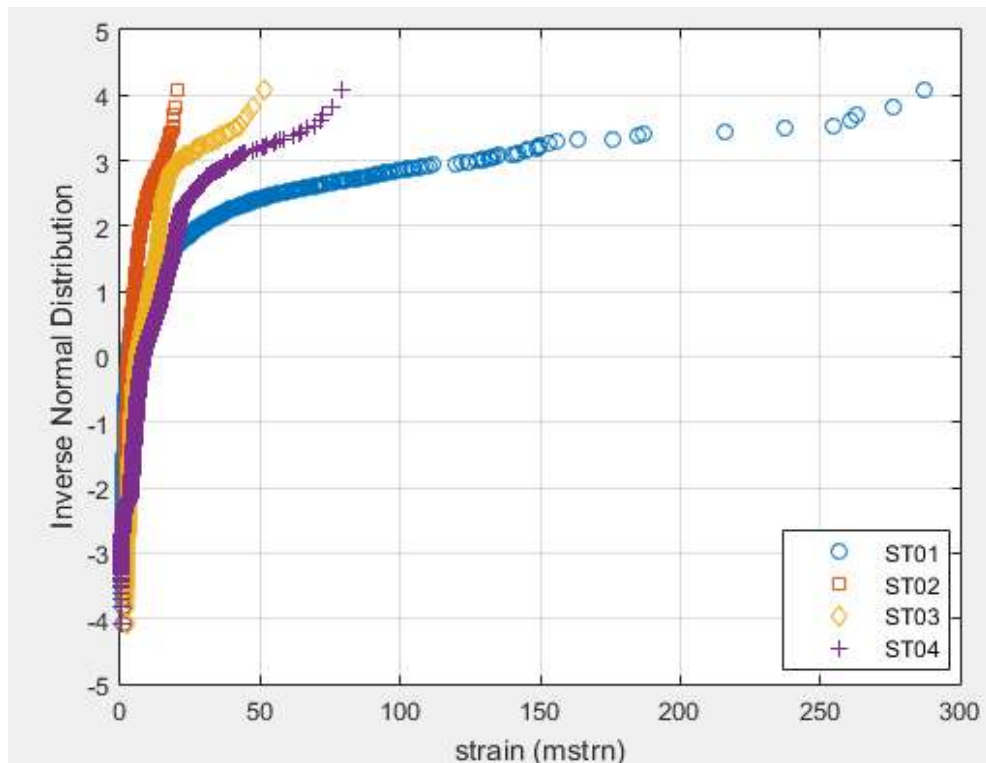
8.2.3.2. ผลการประเมินความสามารถรับน้ำหนักบรรทุกของคานสะพานโดยใช้ค่าความเครียดสูงสุด (สะพานเดชาติวงศ์ 3)

การประเมินความสามารถรับน้ำหนักบรรทุกของคานสะพานเดชาติวงศ์ 3 โดยใช้ค่าความเครียดสูงสุดกระทำโดยอาศัยหลักการเดียวกันกับสะพานเดชาติวงศ์ 2 เนื่องจากแบบก่อสร้างของสะพานเดชาติวงศ์ 3 เหมือนกับสะพานเดชาติวงศ์ 2 และปัจจุบันโครงสร้างส่วนบนก็มีสภาพการใช้งานเท่ากัน คือ ระดับ 2 (ชำรุด) ค่า Condition Factor ของคานที่ใช้ประเมินจึงเหมือนกัน รูปที่ 8.2-17 แสดงค่าความความเครียดสูงสุดที่รวมผลการสั่นไหวที่ตำแหน่งท้องคานด้านล่างที่กึ่งกลางของคานช่วงแขวน 40 เมตร รวม 20 วัน และรูปที่ 8.2-18 แสดงค่าความความเครียดสูงสุดที่รวมผลการสั่นไหวที่ตำแหน่งปีกคานด้านบนเหนือตอม่อของคานช่วงยื่น 11 เมตร

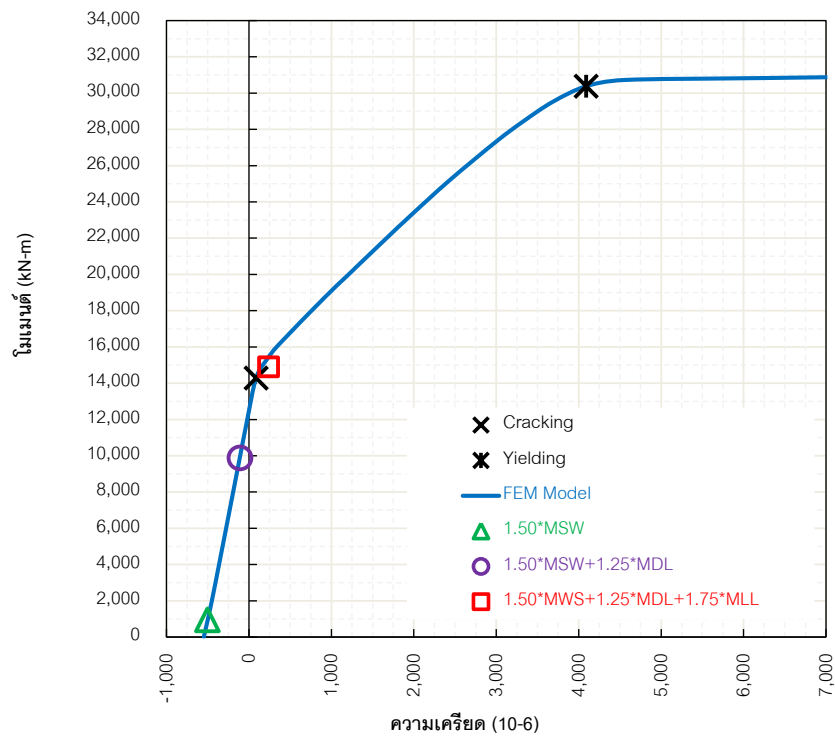
เส้นโค้งความสัมพันธ์ระหว่างค่าแรงดัดและค่าความเครียด (M- ϵ diagram) ที่ได้จากแบบจำลอง FEM จะถูกปรับค่าความเครียดให้ลง 1.20 เท่า เพื่อให้มีพฤติกรรมแข็งขึ้น สอดคล้องกับพฤติกรรมจริงภาคสนาม ดังแสดงในรูปที่ 8.2-19



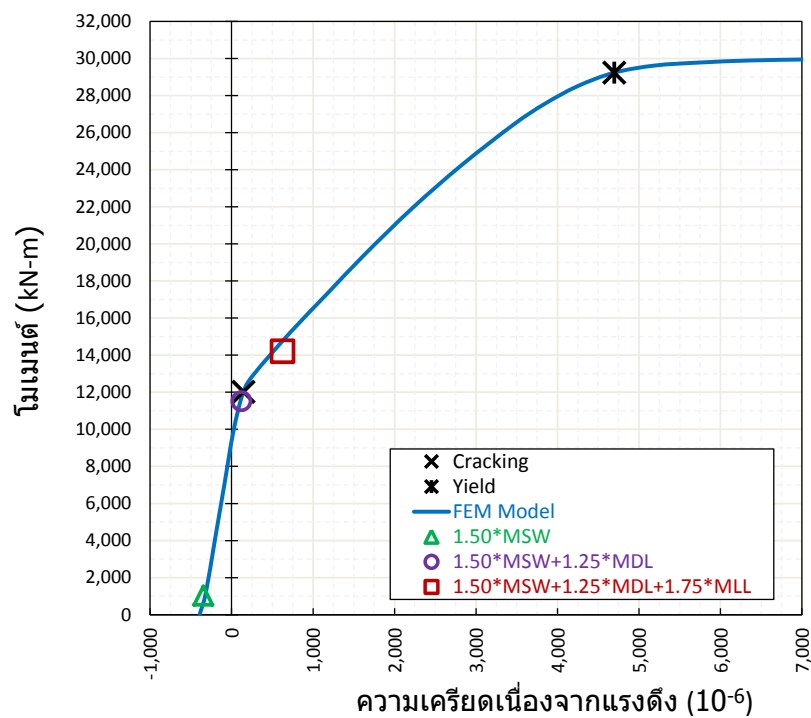
รูปที่ 8.2-17 ค่าความเคียดที่รวมผลการสั่นไหวจากการตรวจวัดที่กึ่งกลางคานช่วงแขวน 40 เมตร
ภายใต้การจราจรปกติ ตลอดระยะเวลา 20 วัน



รูปที่ 8.2-18 ค่าความเคียดที่รวมผลการสั่นไหวจากการตรวจวัดที่คานยื่น 11 เมตร (เหนือตอม่อ)
ภายใต้การจราจรปกติ ตลอดระยะเวลา 20 วัน



(ก) ที่กึ่งกลางคานช่วงแขวน



(ข) ที่หัวตอม่อของคานช่วงยื่น

รูปที่ 8.2-19 เส้นโค้งความสัมพันธ์ระหว่างแรงดัดและความเครียดที่ผิวด้านรับแรงดึง (ปรับแก้ความเครียด)

การประเมินความสามารถรับน้ำหนักบรรทุกจรของสะพานเดชาติวงศ์ 3 จะทำการแปลงค่าแรงดัดเนื่องจากน้ำหนักบรรทุกคงที่ที่รวมแพคเตอร์ต่าง ๆ เรียบร้อยแล้วให้อยู่ในรูปของความเครียดปรับแก้ ส่วนแรงดัดจาก

น้ำหนักบรรทุกจรจะได้จากค่าความเครียดสูงสุดที่รวมการสั่นไหวคูณกับแฟกเตอร์น้ำหนัก (Load Factor) ซึ่งมีค่าเท่ากับ 1.75 และ 1.35 สำหรับ ระดับ Inventory และ Operation ตามลำดับ ตารางที่ 8.2-5 และตารางที่ 8.2-6 แสดงผลการประเมินความสามารถรับน้ำหนักบรรทุกจรของช่วงแขวน 40 เมตร และ ช่วงยื่น 11 เมตร ภายใต้การจราจรปกติของสะพานเดชาติวงศ์ 3

ตารางที่ 8.2-5 การประเมินความสามารถการรับน้ำหนักบรรทุกจรของคานช่วงแขวน 40 เมตร ที่กึ่งกลางคาน โดยอาศัยผลการตรวจวัดความเครียด 20 วัน (สะพานเดชาติวงศ์ 3)

Rating Level	Type	γ	M (kN-m)	γ^*M (kN-m)	γ^*M สะสม (kN-m)	$\Delta\epsilon$ (μstrn)	ϵ (μstrn)
Inventory operation	DW	1.50	633	949	949	42.1	-505.5
	DL	1.25	7,147	8,934	9,882	396.3	-109.2
	LL+IM (field)	1.75	2,865	5,013	14,896	348.25	239.0
	LL+IM (field)	1.35	2,865	3,867.5	Superstructure CR=2, $\phi_c=0.85$		
$RF_{inv} = \frac{(0.85 * 31100 - 1.25 * 7147 - 1.5 * 633)}{1.75 * 2865} = 3.30$ (LRFR method)							
$RF_{opr} = \frac{(0.85 * 31100 - 1.25 * 7147 - 1.5 * 633)}{1.35 * 2865} = 4.28$ (LRFR method)							

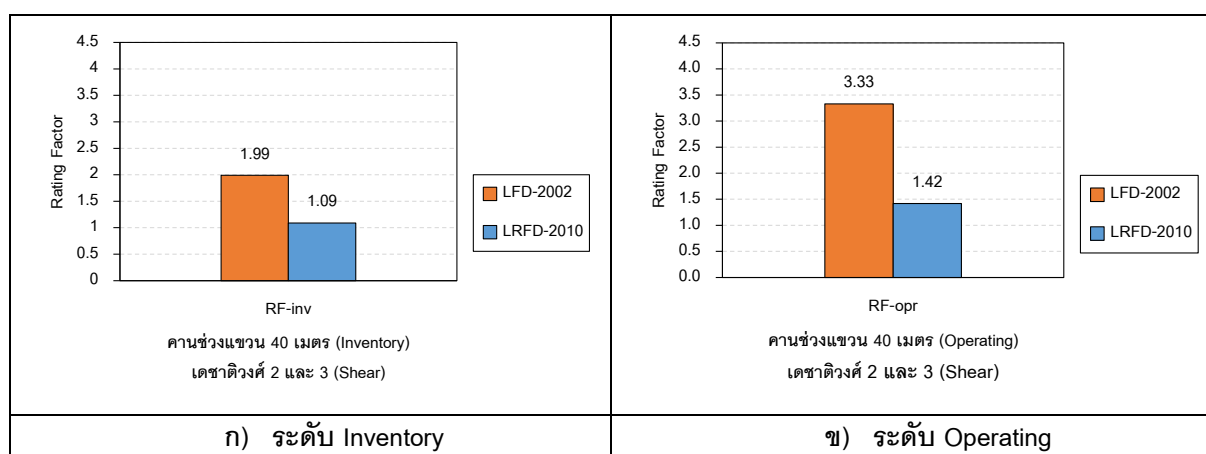
ตารางที่ 8.2-6 การประเมินความสามารถการรับน้ำหนักบรรทุกจรของคานช่วงยื่น 11 เมตร โดยอาศัยผลการตรวจวัดความเครียด (สะพานเดชาติวงศ์ 2)

Rating Level	Type	γ	M (kN-m)	γ^*M (kN-m)	γ^*M สะสม (kN-m)	$\Delta\varepsilon$ (μstrn)	ε (μstrn)
Inventory operation	DW	1.50	689	1,034	1,034	46.3	-346.9
	DL	1.25	8,383	10,479	11,513	469.0	122.1
	LL+IM (field)	1.75	1,541	2,696	14,209	504	626.1
	LL+IM (field)	1.35	1,541	2,080	Superstructure CR=2, $\phi_c=0.85$		
$RF_{inv} = \frac{(0.85 * 30000 - 1.25 * 8383 - 1.5 * 689)}{1.75 * 1541} = 5.19$ (LRFR method)							
$RF_{opr} = \frac{(0.85 * 30000 - 1.25 * 8383 - 1.5 * 689)}{1.35 * 1541} = 6.72$ (LRFR method)							

ผลการประเมินความสามารถการรับน้ำหนักของคานช่วงแขน 40 เมตร และคานช่วงยื่น 11 เมตร มีค่า RF อยู่ในช่วง 3.3 - 6.72 ซึ่งเกิน 1.0 ค่อนข้างมาก (ปลอดภัยมาก) ค่าความเครียดที่ตรวจวัดได้ในสะพานเดชาติวงศ์ 3 (199 ไมโครสเตรนที่คานช่วงแขน และ 288 ไมโครสเตรนที่คานช่วงยื่น) มีค่าสูงกว่าค่าความเครียดที่ตรวจวัดได้ในสะพานเดชาติวงศ์ 2 (55 ไมโครสเตรนที่คานช่วงแขน และ 113 ไมโครสเตรนที่คานช่วงยื่น) ทั้งนี้อาจเกิดจากสะพานเดชาติวงศ์ 3 มีสัดส่วนรถบรรทุกที่วิ่งในช่องจราจรที่ 2 (44%) มากกว่าสะพานเดชาติวงศ์ 2 (11%) อีกทั้งการจราจรบนสะพานเดชาติวงศ์ 3 มีทิศมุ่งเข้าสู่ตัวเมืองนครสวรรค์ และมีสัญญาณไฟจราจรอยู่ไม่ไกลจากทางลงสะพาน ทำให้โอกาสที่จะมีรถบรรทุก 2 หรือ 3 ช่องจราจรพร้อมกัน และมีรถเล็กจำนวนมากจอดติดเรียงต่อเนื่องกัน ได้มากกว่าสะพานเดชาติวงศ์ 2 อย่างไรก็ตาม เมื่อแปลงค่าความเครียดเป็นแรงดัดเนื่องจากน้ำหนักบรรทุกทุกจรแล้ว แรงกระทำที่เกิดขึ้นยังคงน้อยกว่าสมมุติฐานการออกแบบที่ใช้ชุดรถบรรทุก HL93

8.2.4. การประเมินศักยภาพในการรับแรงเฉือนคานแขน 40 เมตร และคานยื่น 11 เมตร

จากการคำนวณค่า Rating Factor สำหรับแรงเฉือน ตามมาตรฐานการออกแบบ AASHTO LFD 2002 (ภาคผนวก ง) และ AASHTO LRFD 2010 (ภาคผนวก จ) พบว่าคานช่วงแขนยาว 40 เมตร ของสะพานเดชาติวงศ์ 2 และ 3 ยังสามารถใช้งานได้อย่างปลอดภัย เนื่องจากค่า Rating Factor มากกว่า 1.0 ทั้งในระดับ Inventory และ Operating ดังแสดงในรูปที่ 8.2-20

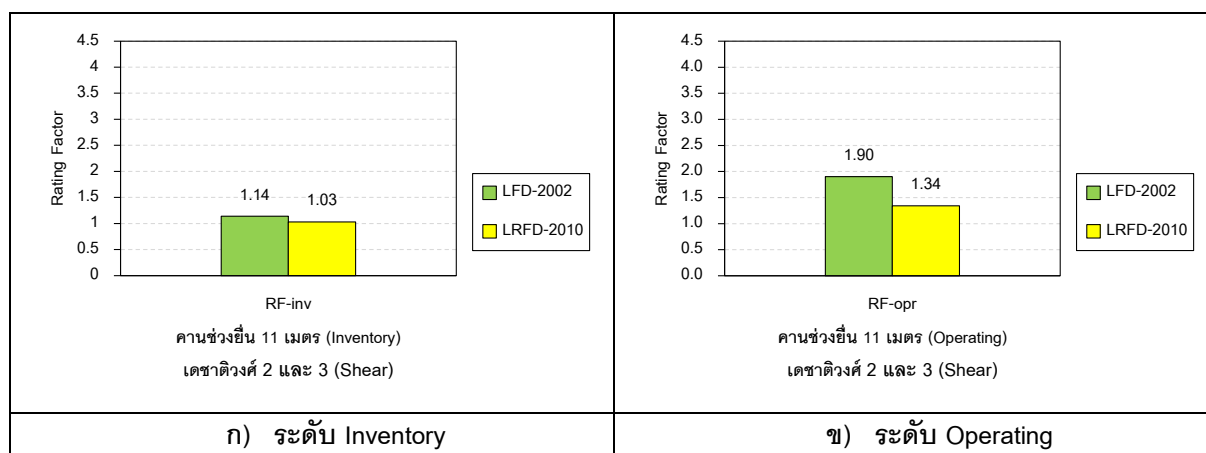


รูปที่ 8.2-20 ค่า Rating Factor สำหรับแรงเฉือนของคานช่วงแขน 40 เมตร

จากการคำนวณค่า Rating Factor สำหรับแรงเฉือน ตามมาตรฐานการออกแบบ AASHTO LFD 2002 (ภาคผนวก ง) และ AASHTO LRFD 2010 (ภาคผนวก จ) พบว่าคานช่วงยื่น 11 เมตร ของสะพานเดชาติวงศ์ 2 และ 3 ยังสามารถใช้งานได้อย่างปลอดภัย เนื่องจากค่า Rating Factor มากกว่า 1.0 ทั้งในระดับ Inventory และ Operating ดังแสดงในรูปที่ 8.2-21

ถึงแม้ค่า Rating Factor สำหรับแรงเฉือนของคานช่วงแขน 40 เมตร และ คานช่วงยื่น 11 จะผ่านการประเมิน AASHTO LRFD 2010 ด้วยน้ำหนักบรรทุก HL93 ที่ระดับ Inventory Level แต่ก็มีค่าเกิน 1.0 เพียงเล็กน้อย ซึ่งค่าดังกล่าวเป็นการประเมินตามรายละเอียดของแบบก่อสร้างและคุณสมบัติวัสดุที่ระบุไว้ในแบบก่อสร้าง จากการตรวจสอบความเสียหายด้วยสายตาในตำแหน่งที่อาจเป็นจุดวิกฤติของแรงเฉือน พบว่าในบางตำแหน่งมีความเสียหายเล็กน้อย โดยสังเกตเห็นรอยร้าวขนาดเล็กในแนวทแยงที่บริเวณเอวของคานช่วงแขน และสังเกตเห็นรอยแตกขนาดเล็กในแนวนอนที่

บริเวณปลายของคานช่วงยื่นที่รับคานช่วงแขวน ดังนั้นเพื่อเพิ่มปลอดภัยในการใช้งานสะพาน ควรพิจารณาเสริมกำลังรับแรงเฉือนในช่วงสะพานที่ยาวที่สุด (คานช่วงยื่น 2 ช่วง และ คานช่วงแขวน 1 ช่วง ความยาวรวม 62 เมตร) ซึ่งจะทำให้สะพานมีศักยภาพในการรับน้ำหนักเพิ่มขึ้นและช่วยยืดอายุการใช้งานให้นานขึ้น โดยหัวข้อถัดไปจะนำเสนอวิธีการเสริมกำลังรับแรงเฉือน และการเสริมกำลังในบริเวณที่ตรวจพบความเสียหายจากแรงเฉือนอีกด้วย

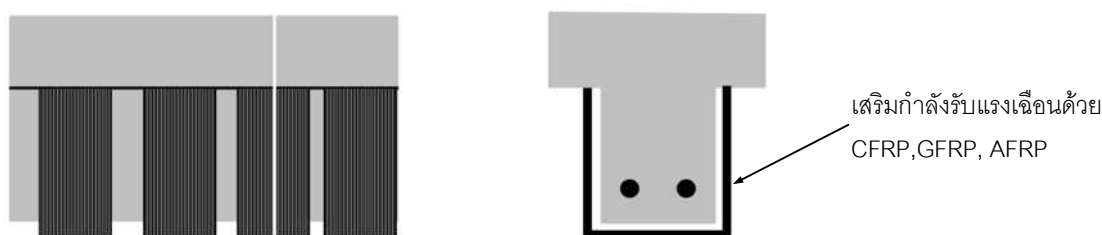


รูปที่ 8.2-21 ค่า Rating Factor สำหรับแรงเฉือนของคานช่วงยื่น 11 เมตร

8.2.5. ข้อเสนอแนะในการเสริมกำลังโครงสร้าง (Strengthening of Structures)

1) การเสริมกำลังรับแรงเฉือน (Shear strengthening)

การเสริมกำลังรับแรงเฉือนให้แก่คานช่วงยื่น อาจพิจารณาใช้มาตรฐานการออกแบบ ACI440.2R ซึ่งได้เสนอแนวทางการเสริมกำลัง เพื่อเพิ่มกำลังรับแรงเฉือนไว้โดยใช้วัสดุคอมโพสิตเสริมเส้นใยชนิดต่างๆ คือ 1) เส้นใยคาร์บอน (Carbon Fiber Reinforced Polymer, CFRP), 2) เส้นใยแก้ว (Glass Fiber Reinforced Polymer, GFRP) และ 3) เส้นใยอะรามิด (Aramid Fiber Reinforced Polymer, AFRP) โดยทำการยึดติดเส้นใยดังกล่าวด้วยกาวอีพ็อกซี่ (Epoxy resin) ตลอดความยาวของคาน ดังแสดงในรูป 7.4-3

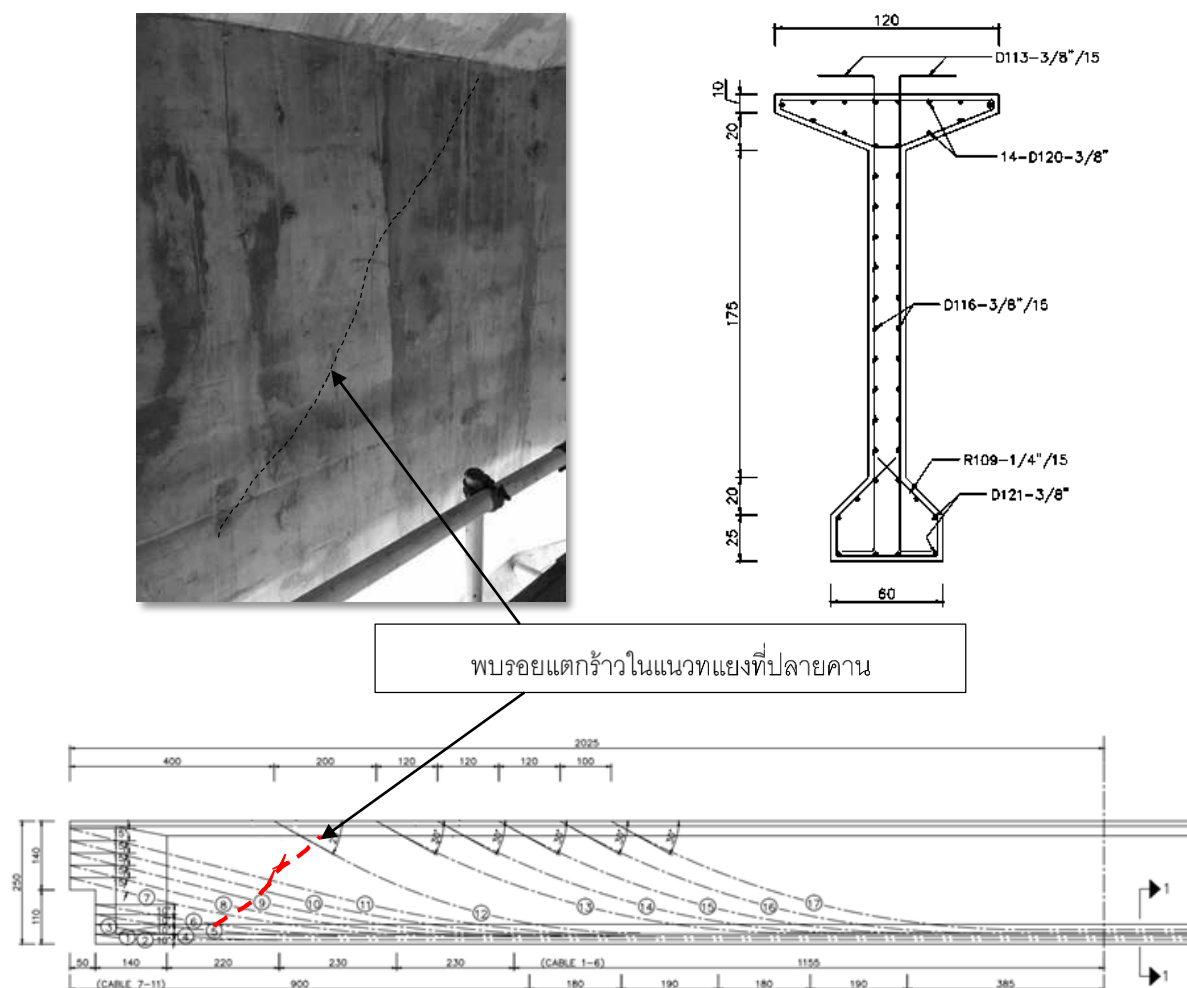


รูปที่ 8.2-22 การเสริมกำลังรับแรงเฉือนของคานช่วงยื่น 11 เมตร

2) การเสริมกำลังคานสะพานเฉพาะบริเวณที่เสียหาย

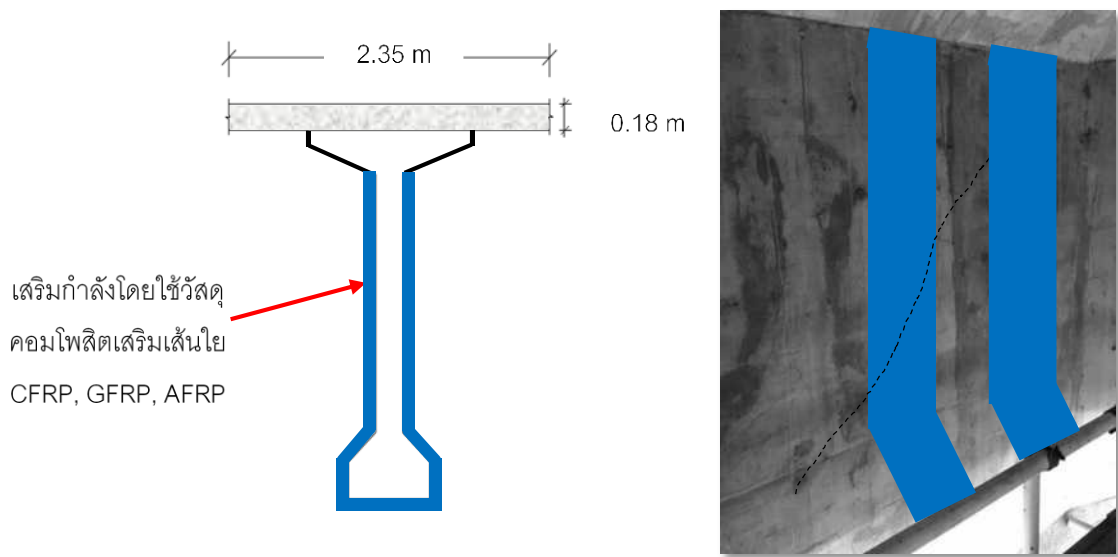
● คานช่วงแขวน 40 เมตร

จากการตรวจสอบความเสียหายด้วยสายตา พบว่ามีรอยร้าวในแนวทแยง (Diagonal crack) บนปลายของคานช่วงแขวน 40 เมตร ดังแสดงในรูปที่ 8.2-23 ซึ่งตรงกับลักษณะการวิบัติเนื่องจากแรงเฉือนของคานรูปตัวไอที่มีความกว้างเอวคาน (Web) ที่แคบ ซึ่งในที่นี้มีค่า 20 ซม.



รูปที่ 8.2-23 รอยร้าวในแนวทแยง (Diagonal crack) บนปลายของคานช่วงแขวน 40 เมตร

จากมาตรฐานการออกแบบของ ACI440.2R ได้เสนอแนวทางการเสริมกำลัง เพื่อเพิ่มกำลังรับแรงเฉือนบริเวณปลายบาคไว้โดยใช้วัสดุคอมโพสิตเสริมเส้นใยชนิดต่างๆ คือ 1) เส้นใยคาร์บอน (Carbon Fiber Reinforced Polymer, CFRP), 2) เส้นใยแก้ว (Glass Fiber Reinforced Polymer, GFRP) และ 3) เส้นใยอะรามิด (Aramid Fiber Reinforced Polymer, AFRP) โดยทำการยึดติดเส้นใยดังกล่าวด้วยกาวอีพ็อกซี่ (Epoxy resin) ตลอดความยาวของคาน ดังแสดงในรูปที่ 8.2-24



รูปที่ 8.2-24 การเสริมกำลังรับแรงเฉือนโดยใช้วัสดุคอมโพสิตเสริมเส้นใยสำหรับคานช่วงแฉวน 40 เมตร

- คานยื่น 11 เมตร

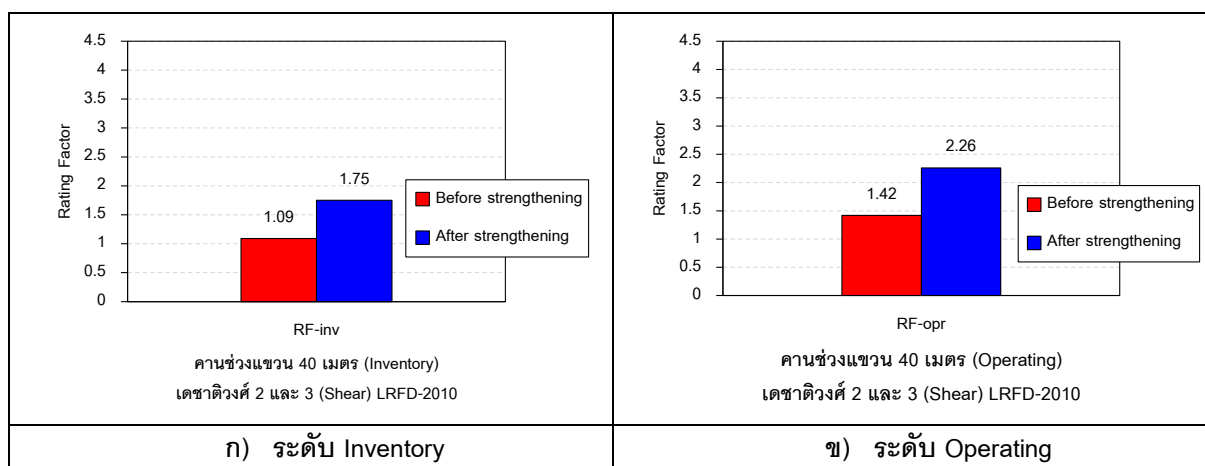
การตรวจสอบด้วยสายตา พบว่าเกิดรอยร้าวในแนวนอน (Horizontal crack) บนปลายของคานช่วงยื่น 11 เมตร ดังแสดงในรูปที่ 8.2-25 ซึ่งสันนิษฐานสาเหตุของการแตกร้าวนี้ คือ การอัดแรงของลวดอัดแรงทำให้เกิดรอยร้าวในช่วงของการก่อสร้าง โดยการเสริมกำลังดังแสดงในรูปที่ 8.2-25



รูปที่ 8.2-25 การเสริมกำลังรับแรงเฉือนโดยใช้วัสดุคอมโพสิตเสริมเส้นใยสำหรับคานช่วงยื่น 11 เมตร

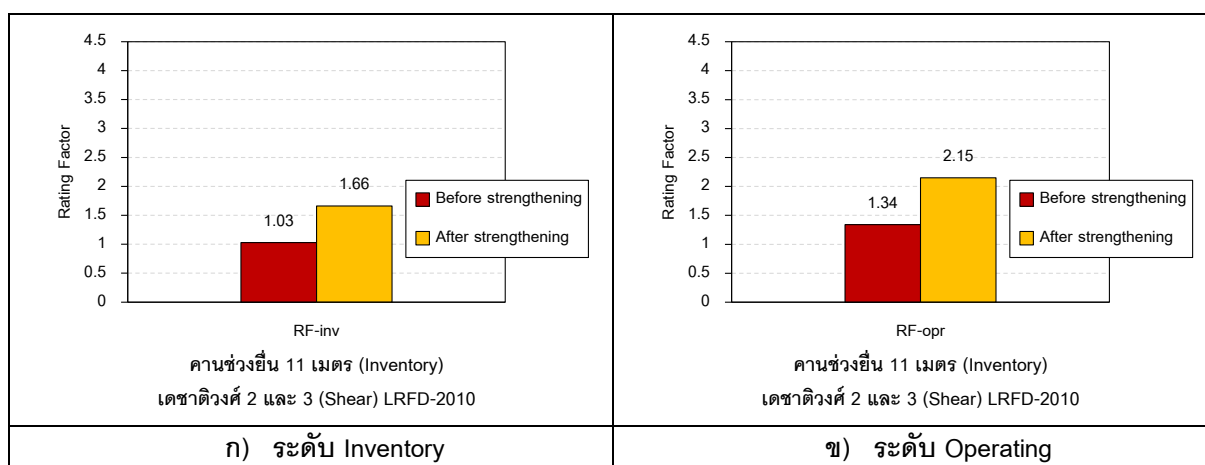
8.2.6. การประเมินศักยภาพในการรับแรงเฉือนคานแขวน 40 เมตร และคานยื่น 11 เมตร หลังการเสริมกำลังรับแรงเฉือน

หากคานช่วงแขวนที่ยาว 40 เมตร ของสะพานเดชาติวงศ์ 2 และ 3 ได้รับการเสริมกำลังรับแรงเฉือนตามวิธีการออกแบบของ ACI440.2R แล้ว เมื่อประเมิน Rating Factor อีกครั้งตามมาตรฐาน AASHTO LRFD 2010 (ภาคผนวก จ) ค่า Rating Factor ที่ระดับ Inventory และ Operating จะเพิ่มขึ้นเป็น 1.75 และ 2.26 ตามลำดับ ดังแสดงในรูปที่ 8.2-26 ซึ่งสะพานจะมีความปลอดภัยต่อการใช้งานยิ่งขึ้น



รูปที่ 8.2-26 ค่า Rating Factor สำหรับแรงเฉือน กรณีก่อนและหลังการเสริมกำลังของคานช่วงแขวน 40 เมตร

หากคานช่วงยื่นที่ยาว 11 เมตร ของสะพานเดชาติวงศ์ 2 และ 3 ได้รับการเสริมกำลังรับแรงเฉือนตามวิธีการออกแบบของ ACI440.2R แล้ว เมื่อประเมิน Rating Factor อีกครั้งตามมาตรฐาน AASHTO LRFD 2010 (ภาคผนวก จ) ค่า Rating Factor ที่ระดับ Inventory และ Operating จะเพิ่มขึ้นเป็น 1.66 และ 2.15 ตามลำดับ ดังแสดงในรูปที่ 8.2-27 ซึ่งสะพานจะมีความปลอดภัยต่อการใช้งานยิ่งขึ้น



รูปที่ 8.2-27 ค่า Rating Factor สำหรับแรงเฉือน กรณีก่อนและหลังการเสริมกำลังของคานช่วงยื่น 11 เมตร

8.3 การประเมินความล้าของคอนกรีตพื้นสะพาน

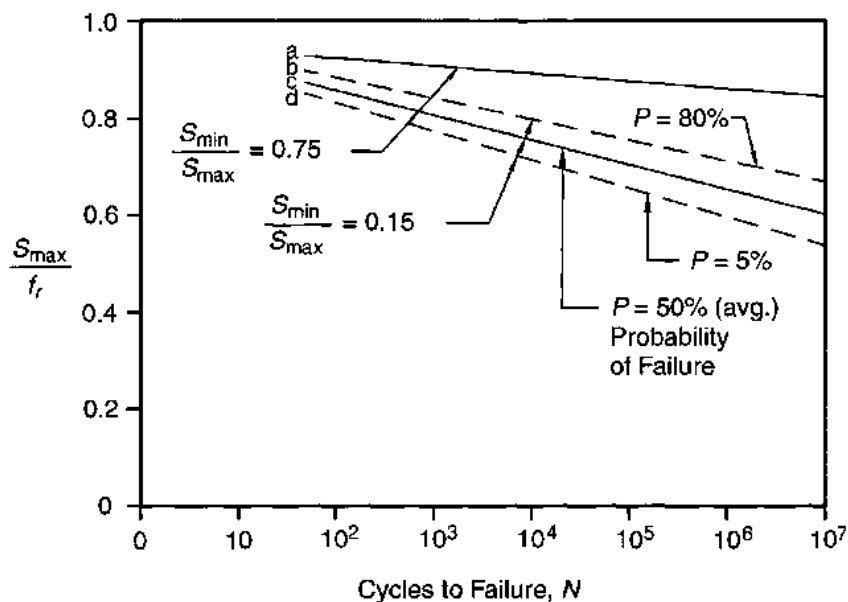
แรงกระทำจากการจราจรบนพื้นสะพานจะมีลักษณะเป็นแรงกระทำซ้ำ (Repeated Load) ถึงแม้ว่าหน่วยแรง (Stress) ที่เกิดขึ้นในพื้นสะพานคอนกรีตจะมีค่าน้อยกว่ากำลังรับแรงดึงของคอนกรีตก็ตาม คอนกรีตก็อาจเกิดการแตกร้าวได้ ในการประเมินรอยแตกเนื่องจากความล้าของคอนกรีตในโครงการนี้จะใช้วิธีเส้นโค้งด้านทานความล้า หรือ S-N Curve ดังแสดงในรูปที่ 8.3-1 โดยจะเลือกใช้เส้นโค้งที่ให้ค่าปลอดภัย (Conservative) คือ เลือกกรณี $S_{min}/S_{max} = 0.15$ (ความเค้นจากน้ำหนักบรรทุกทุกครั้งที่ต่อความเค้นรวมสูงสุดเท่ากับ 0.15) ที่ระดับความน่าจะเป็น 50% เป็นแนวทางในการคำนวณความล้าที่เกิดจากความเครียดดึงขึ้นที่ระดับต่างๆ โดย S-N Curve ดังกล่าวสามารถเขียนเป็นสมการได้ดังนี้

$$\frac{S_{max}}{f_r} = 0.9585 - 0.0507 \cdot \log(N) \quad (8.3-1)$$

$$f_r = 0.63 \sqrt{f'_c} \quad (8.3-2)$$

โดยที่

- S_{max} คือ ค่าความเค้นดึงรวมสูงสุดที่เกิดจากน้ำหนักบรรทุกทุกครั้งที่และน้ำหนักบรรทุกจร (MPa)
- f_r คือ ค่าโมดูลัสการแตกร้าว (Modulus of Rupture, MPa) LRFD Spec 5.4.2.6
- N คือ จำนวนรอบที่คอนกรีตสามารถรับแรงกระทำซ้ำได้
- f'_c คือ ค่ากำลังรับแรงอัดประลัยของคอนกรีตรูปทรงกระบอก (MPa)



รูปที่ 8.3-1 เส้นโค้งด้านทานความล้าของคอนกรีตเปลือย (Plain Concrete) S-N Curve
ACI Committee 215 (1992)

จากความสัมพันธ์เชิงเส้นตามกฎของ Hook ($\epsilon = \sigma \cdot E$) ความเค้นในสมการ 8.3.1 สามารถนำมาเขียนให้อยู่ในรูปของความเครียดได้ ดังนี้

$$\log(N)=18.91-19.72 \frac{\epsilon_{\max}}{\epsilon_{cr}} \quad (8.3-3)$$

$$\epsilon_{cr} = \frac{f_r}{E_c} \quad (8.3-4)$$

$$E_c = 4800 \sqrt{f'_c} \quad (8.3-5)$$

โดยที่

- $\epsilon_{\max}$ คือ ค่าความเครียดรวมสูงสุดที่เกิดจากน้ำหนักบรรทุกคงที่และน้ำหนักบรรทุกจร (mm/mm)
 ϵ_{cr} คือ ความเครียดที่จุดแตกร้าว (mm/mm)
 E_c คือ ค่าโมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีต (MPa)

ความเครียดที่เกิดขึ้นในพื้นสะพานคอนกรีตมาจาก 2 ส่วนหลัก คือ น้ำหนักบรรทุกคงที่ (Dead Load) และน้ำหนักบรรทุกจร (Live Load) โดยค่าความเครียดที่ผิวรับแรงดึงของพื้นสะพานที่เกิดจากน้ำหนักบรรทุกคงที่ก่อนวัสดุแตกร้าว (ϵ_{DL}) สามารถคำนวณได้ตามสูตรกลศาสตร์วัสดุ ดังนี้

$$\epsilon_{DL} = \frac{M_{DL} (h/2)}{I_g E_c} \quad (8.3-6)$$

$$I_g = \frac{bh^3}{12} \quad (8.3-7)$$

โดยที่

- M_{DL} คือ แรงดัดจากน้ำหนักบรรทุกคงที่ (N*mm)
 I_g คือ moment of inertia ของหน้าตัดพื้นสะพานก่อนแตกร้าว (mm⁴)
 b คือ ความกว้างของหน้าตัดพื้นสะพานตามแนวขวาง (mm) โดยคิดต่อ 1 เมตร ตามแนวยาว
 h คือ ความหนาของพื้นสะพาน (mm)

ส่วนความเครียดจากน้ำหนักบรรทุกจร (ϵ_{LL}) ทราบได้จากการตรวจวัดพื้นสะพานภายใต้การจราจรปกติ โดยจะใช้ข้อมูลความเครียดที่รวมผลการสั่นไหว ($\epsilon_{LL} = \epsilon_{stat} + \epsilon_{dyn}$) ในการประเมินความล้า หากผลรวมความเครียดที่เกิดจากน้ำหนักบรรทุกคงที่และน้ำหนักบรรทุกจรในรอบแรงกระทำใดมีค่าสูงกว่าความเครียดที่จุดแตกร้าว (ϵ_{cr}) พื้นสะพานจะเกิดรอยแตกทันทีในรอบนั้น แต่ถ้ามีค่าต่ำกว่า คอนกรีตจะสะสมความล้ารอบละ $1/N_i$ และหากความล้าสะสมมีค่าเกินกว่า 1.0 จะเกิดการแตกร้าวตามหลักเกณฑ์การสะสมความล้าเชิงเส้นของ Palmgren และ Miner (Palmgren-Miner linear criterion of cumulative damage) ซึ่งสามารถเขียนเป็นสมการได้ดังนี้

$$\sum \frac{1}{N_i} = 1 \quad (8.3-8)$$

โดยที่ N_i คือ ความล้าที่เกิดจากแรงกระทำ 1 รอบ

8.4 ผลการประเมินคอนกรีตพื้นสะพานจากความล้า

8.4.1. ผลการประเมินคอนกรีตพื้นสะพานจากความล้า (สะพานเดชาติวงศ์ 2)

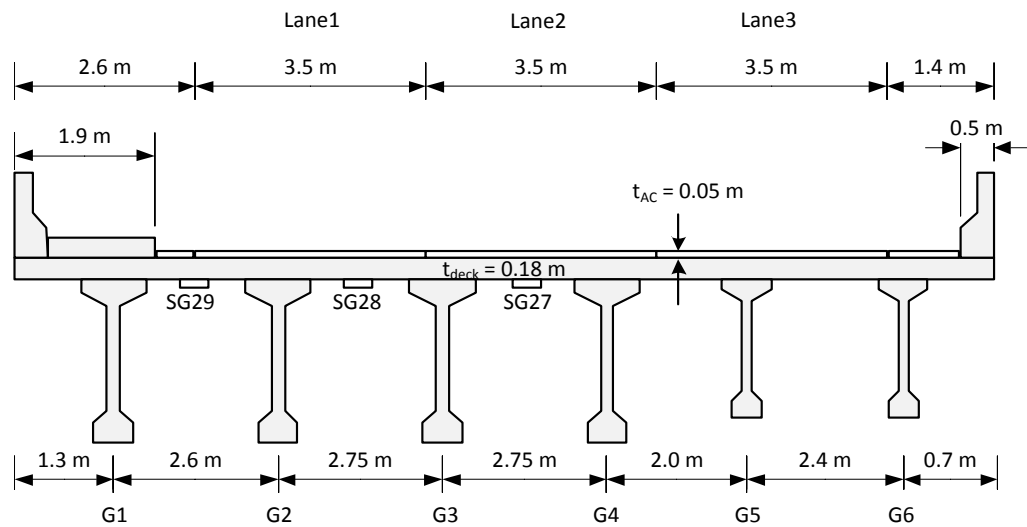
สะพานเดชาติวงศ์ 2 มีระบบพื้นสะพานเป็นคอนกรีตเสริมเหล็ก ซึ่งมีความหนา 180 มม. ผิวทางด้านบนปูทับด้วยแอสฟัลต์คอนกรีตหนา 50 มม. มีราวสะพานทั้งฝั่งซ้ายและขวา แต่มีทางเท้าเฉพาะฝั่งซ้าย ดังแสดงในรูปที่ 8.4-1 พื้นสะพานใช้คอนกรีต Class A ที่มีกำลังรับแรงอัดประลัยทรงกระบอก 250 ksc หรือ ~25 MPa ดังนั้นค่าโมดูลัสแตกร้าว ค่าโมดูลัสยืดหยุ่น และค่าความเครียดที่จุดแตกร้าว สามารถคำนวณได้ดังนี้

$$f_r = 0.63\sqrt{25} = 3.15 \text{ MPa}$$

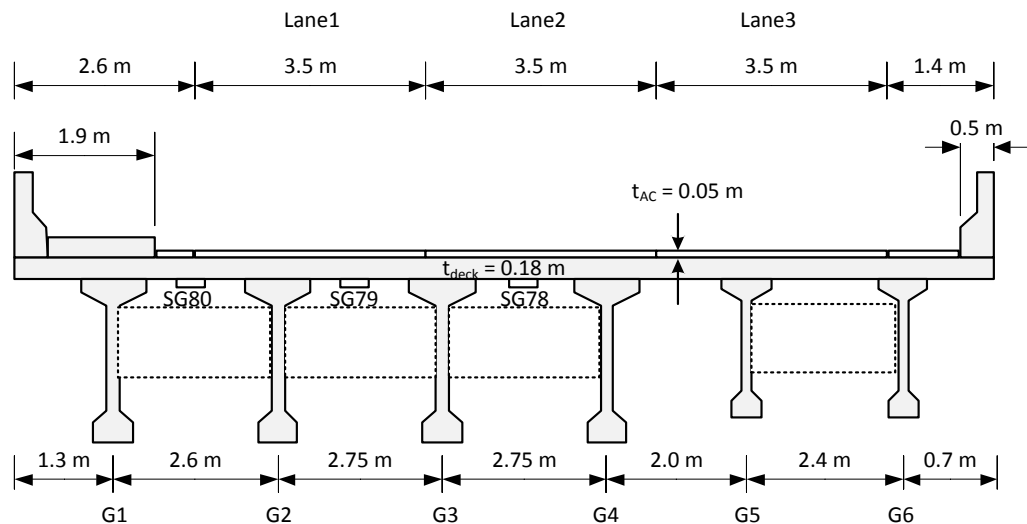
$$E_c = 4800\sqrt{25} = 24,000 \text{ MPa}$$

$$\epsilon_{cr} = 3.15/24,000 = 131.3 \times 10^{-6} \text{ mm/mm}$$

การตรวจสอบค่าความเครียดดึงในพื้นที่พื้นสะพานกระทำโดยติดตั้งอุปกรณ์ตรวจวัดความเครียด (Strain Gauge) ไว้ที่ 3 ตำแหน่งหน้าตัด คือ L/8, 3L/8 และ L/2 จากผลการวิเคราะห์ความเครียดในบทที่ 5 พบว่า ที่หน้าตัด L/8 และ L/2 มีค่าความเครียดดึงในพื้นที่พื้นสะพานสูงสุดเป็น 2 ลำดับแรก จึงนำมาวิเคราะห์ในหัวข้อนี้ โดยที่ตำแหน่งหน้าตัด L/8 ได้ติดตั้งอุปกรณ์ SG29, SG28, SG27 ไว้ที่กึ่งกลางของช่วงพื้นด้านล่างระหว่างคานตัวที่ G1-G2, G2-G3 และ G3-G4 ตามลำดับ และได้ติดตั้งอุปกรณ์ SG80, SG79, SG78 ไว้ที่กึ่งกลางของช่วงพื้นด้านล่างระหว่างคานตัวที่ G1-G2, G2-G3 และ G3-G4 ตามลำดับ ดังแสดงในรูปที่ 8.4-1



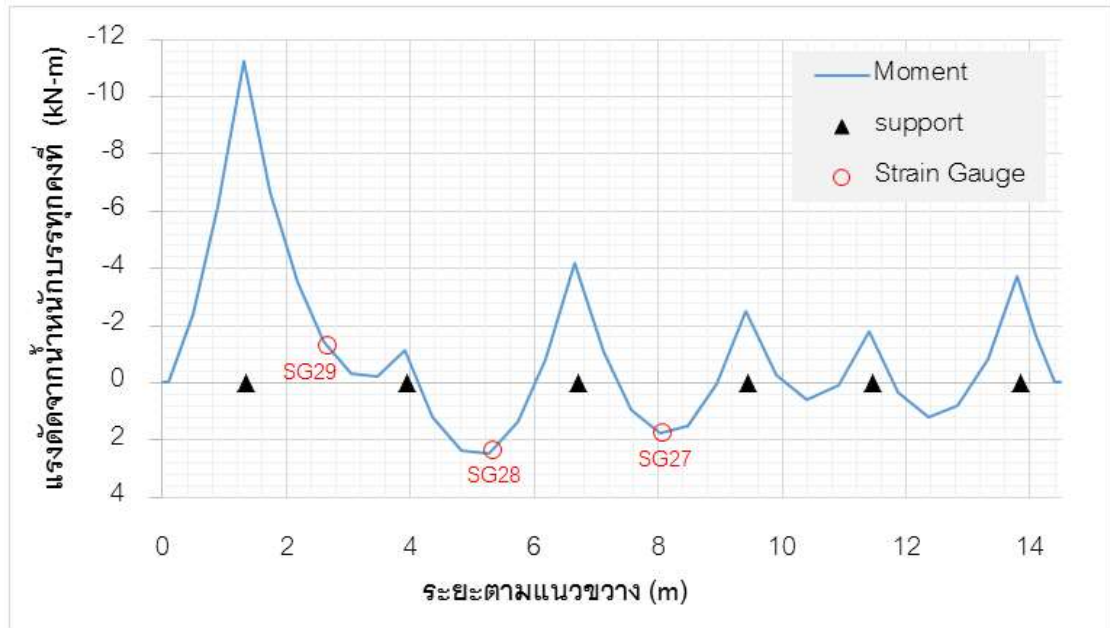
(ก) หน้าตัดสะพานที่ระยะ L/8 ของช่วงแขวน



(ข) หน้าตัดสะพานที่ระยะ L/2 ของช่วงแขวน

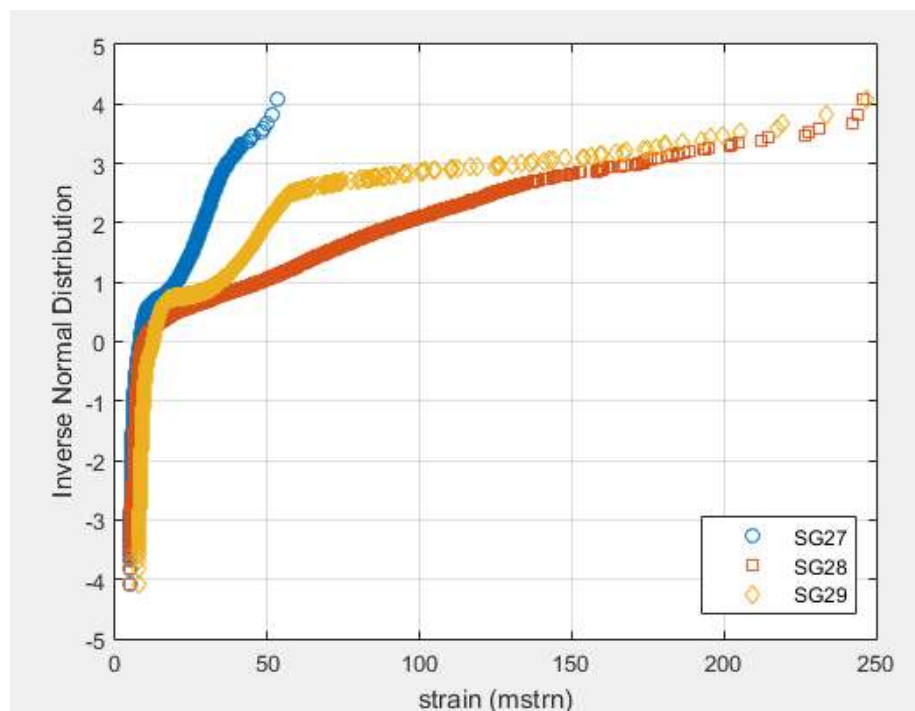
รูปที่ 8.4-1 ตำแหน่งติดตั้งอุปกรณ์ตรวจวัดความเครียดที่พื้นสะพานเดชาติวงศ์ 2

รูปที่ 8.4-2 แสดงผลการวิเคราะห์แรงดัดในพื้นสะพานที่เกิดจากน้ำหนักบรรทุกคงที่ ซึ่งประกอบไปด้วย พื้นสะพาน คอนกรีต ผิวทางแอสฟัลต์คอนกรีต ราวสะพาน และทางเท้า โดยแสดงเป็นค่าแรงดัดต่อความกว้างพื้นสะพาน 1 เมตร (ตามแนวยาว) จะเห็นได้ว่าโครงสร้างพื้นสะพานมีลักษณะเหมือนคานต่อเนื่อง โดยเกิดแรงดัดลบที่คานและเกิดแรงดัดบวกระหว่างช่วงพื้นสะพาน อย่างไรก็ตามน้ำหนักราวสะพานและทางเท้าฝั่งซ้ายทำให้เกิดแรงดัดลบมากและส่งผลเข้าไปในพื้นสะพานด้านซ้ายช่วงแรก โดยแรงดัดที่ SG29, SG28 และ SG27 มีค่า -1.30, 2.33, 1.73 kN-m ตามลำดับ

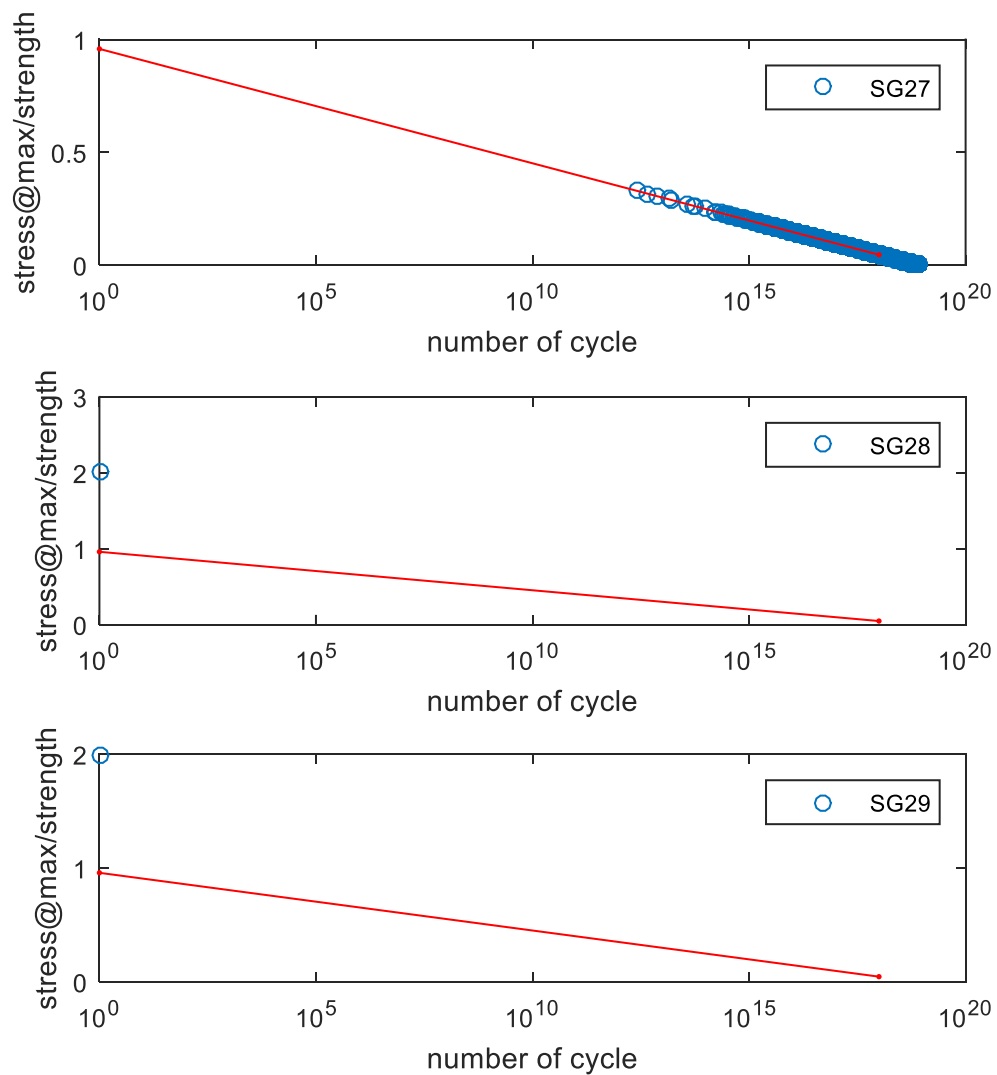


รูปที่ 8.4-2 แรงดัดจากน้ำหนักบรรทุกทุกคงที่ ตำแหน่งติดตั้งอุปกรณ์ตรวจวัดความเครียดดิ่งที่พื้นสะพานคอนกรีต

เมื่อนำแรงดัดที่เกิดจากน้ำหนักบรรทุกทุกคงที่มาแปลงให้อยู่ในรูปความเครียดและนำไปรวมกับความเครียดจากน้ำหนักบรรทุกจรที่ได้จากการตรวจวัด (รูปที่ 8.4-3) จะได้ค่าความเครียดสูงสุด (ϵ_{max}) ซึ่งหากมีค่าเกินค่าความเครียดที่จุดแตกร้าว (ϵ_{cr}) จะเกิดรอยแตกในรอบนั้นทันที แต่ถ้ามีค่าต่ำกว่า จะนำมาหาอัตราส่วน $\epsilon_{max}/\epsilon_{cr}$ และคำนวณความถี่ที่เกิดขึ้น ($1/N_i$) ในแต่ละรอบแรงกระทำ เมื่อพิจารณาค่าความเครียดสูงสุดหลายรอบแรงกระทำจนกระทั่งครบ 20 วัน และนำไปพล็อตบน S-N Curve จะได้ผลดังแสดงในรูปที่ 8.4-4 ความถี่สะสมที่เกิดขึ้นในช่วง 20 วัน สามารถนำมาหาค่าเฉลี่ยต่อวัน และคาดการณ์เป็นจำนวนปีที่จะทำให้เกิดรอยแตกได้



รูปที่ 8.4-3 ค่าความเครียดที่พื้นสะพานจากรถบรรทุกวิ่งผ่านที่ตำแหน่งหน้าตัด L/8



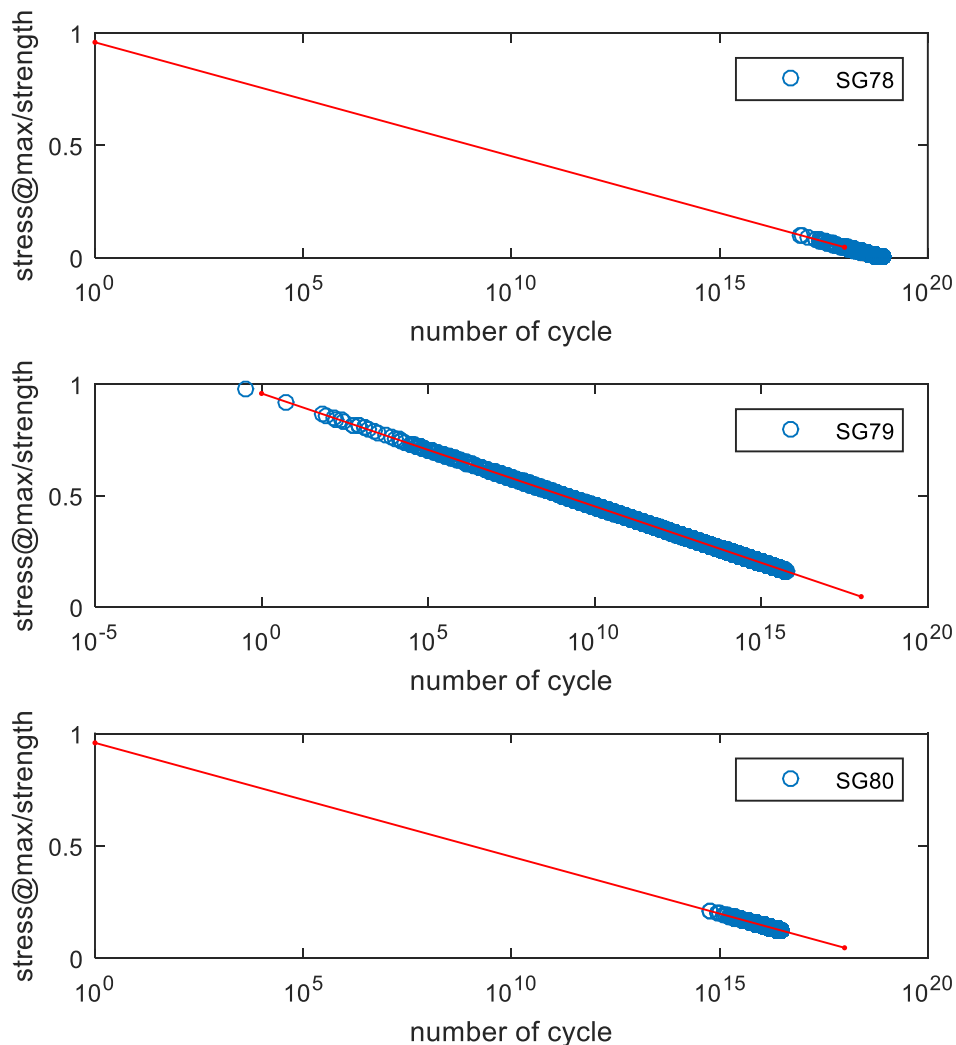
รูปที่ 8.4-4 การประเมินความล้าของคอนกรีตพื้นสะพานที่หน้าตัดตำแหน่ง L/8

ตารางที่ 8.4-1 แสดงผลการวิเคราะห์หรือแยกแยะเนื่องจากความล้าที่ตำแหน่งหน้าตัด L/8 ซึ่งจะเห็นได้ว่าที่ตำแหน่ง SG28 และ SG29 จะเกิดรอยแตกทันทีเนื่องจากมีค่าความเค้นรวมรวมเท่ากับ 263.8 และ 260.4 ไมโครสเตรน ตามลำดับ ซึ่งสูงกว่าค่าความเค้นที่จุดแตกร้าวที่ 131.3 ไมโครสเตรน ส่วนตำแหน่ง SG27 มีค่าความเค้นรวมต่ำมาก คือ 43.3 ไมโครสเตรน ดังนั้นต้องใช้เวลาอย่างมาก จึงจะเกิดรอยแตกร้าวจากแรงกระทำซ้ำได้ โดยในที่นี้จะพิจารณาว่า นานกว่า 75 ปี (Design Service Life = 75 ปี)

ตารางที่ 8.4-1 ผลการประเมินความล้าคอนกรีตพื้นสะพานที่หน้าตัดตำแหน่ง L/8

Sensor ID	$\epsilon_{ct,DL}$ (mm/mm)	$\epsilon_{ct,LL,max}$ (mm/mm)	$\epsilon_{ct,Tot,max}$ (mm/mm)	ϵ_{cr} (mm/mm)	ความล้าสะสม เฉลี่ยต่อวัน	จำนวนปีที่จะเกิดรอยแตก (ปี)
SG27	-10.0E-6	53.4E-6	43.3E-6	131.3E-6	5.99E-14	> 75
SG28	18.0E-6	245.8E-6	263.8E-6	131.3E-6	1	0
SG29	13.4E-6	247.0E-6	260.4E-6	131.3E-6	1	0

ด้วยหลักการวิเคราะห์ห้อย่างเดียวกัน รูปที่ 8.4-5 แสดงความเสียหายที่เกิดในแต่ละรอบแรงกระทำซ้ำที่ตำแหน่งหน้าตัดสะพาน L/2 และได้สรุปผลการวิเคราะห์ในตารางที่ 8.4-2 ซึ่งจะเห็นได้ว่าที่ตำแหน่ง SG78, SG79 และ SG80 มีความเครียดรวม 13.0, 128.9 และ 27.6 ไมโครสเตรน ตามลำดับ ซึ่งต่ำกว่าค่าความเครียดที่จุดแตกร้าวที่ 131.3 ไมโครสเตรน ดังนั้นต้องให้แรงกระทำหลายรอบจึงจะเกิดรอยแตกร้าวได้ โดย SG79 จะเกิดรอยร้าวภายใน 0.0179 ปี (6.5 วัน) ส่วน SG78 และ SG79 จะใช้เวลานานมากจึงจะเกิดรอยแตกร้าว ในที่นี้จะระบุไว้ว่านานกว่า 75 ปี



รูปที่ 8.4-5 การประเมินความล้าของคอนกรีตพื้นสะพานที่หน้าตัดตำแหน่ง L/2

ตารางที่ 8.4-2 ผลการประเมินความล้าคอนกรีตพื้นสะพานที่หน้าตัดตำแหน่ง L/2

Sensor ID	$\epsilon_{ct.DL}$ (mm/mm)	$\epsilon_{ct.LL.max}$ (mm/mm)	$\epsilon_{ct.Tot.max}$ (mm/mm)	ϵ_{cr} (mm/mm)	ความล้าสะสม เฉลี่ยต่อวัน	จำนวนปีที่จะเกิดรอยแตก (ปี)
SG78	-10.0E-6	23.1E-6	13.0E-6	131.3E-6	1.42E-17	> 75
SG79	18.0E-6	110.9E-6	128.9E-6	131.3E-6	0.153	0.0179
SG80	13.4E-6	14.2E-6	27.6E-6	131.3E-6	5.81E-14	> 75

8.4.2. ผลการประเมินคอนกรีตพื้นสะพานจากความล้า (สะพานเดชาติวงศ์ 3)

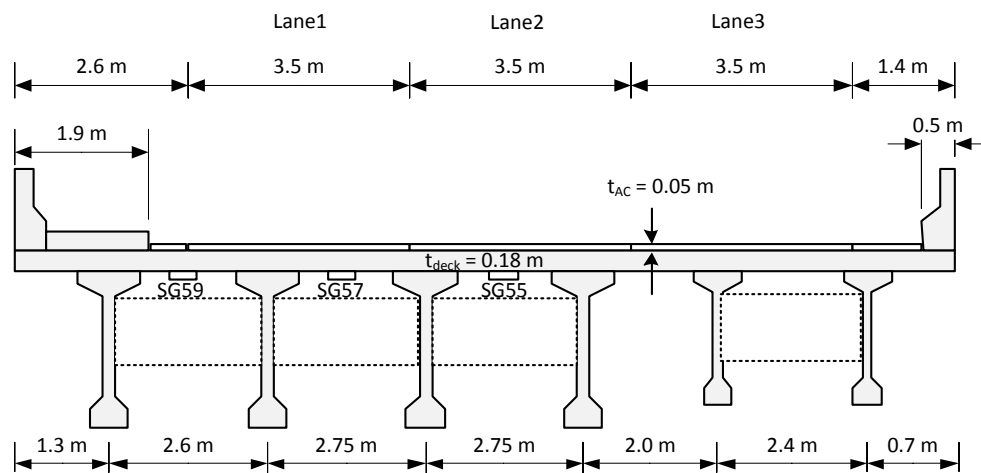
สะพานเดชาติวงศ์ 3 มีระบบพื้นสะพานเป็นคอนกรีตเสริมเหล็กเหมือนสะพานเดชาติวงศ์ 2 ซึ่งมีความหนา 180 มม. ผิวทางด้านบนปูทับด้วยแอสฟัลต์คอนกรีตหนา 50 มม. มีราวสะพานทั้งฝั่งซ้ายและขวา แต่มีทางเท้าเฉพาะฝั่งซ้าย ดังแสดงในรูปที่ 8.4-1 พื้นสะพานใช้คอนกรีต Class A ที่มีกำลังรับแรงอัดประลัยทรงกระบอก 250 ksc หรือ ~25 MPa ดังนั้นค่าโมดูลัสแตกกร้าว ค่าโมดูลัสยืดหยุ่น และค่าความเครียดที่จุดแตกกร้าว สามารถคำนวณได้ดังนี้

$$f_r = 0.63\sqrt{25} = 3.15 \text{ MPa}$$

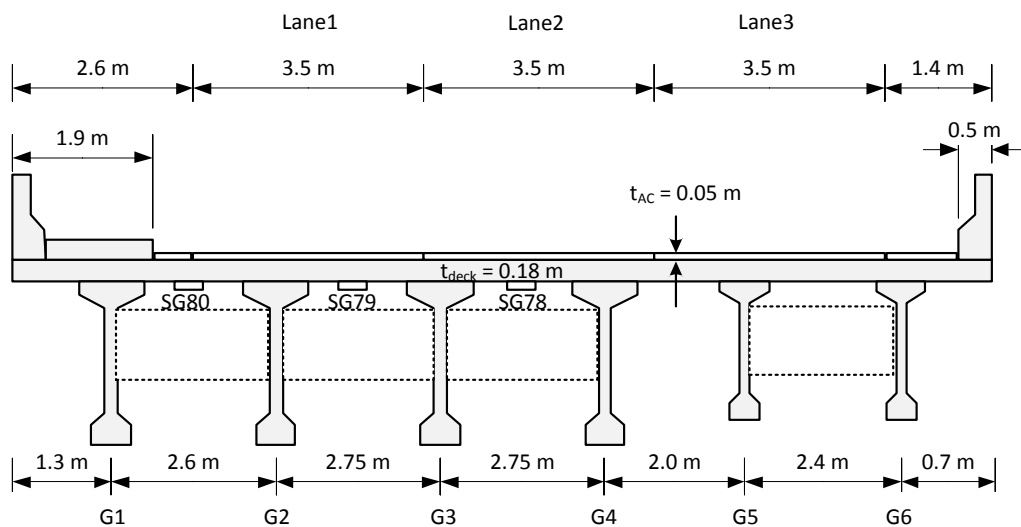
$$E_c = 4800\sqrt{25} = 24,000 \text{ MPa}$$

$$\epsilon_{cr} = 3.15/24,000 = 131.3 \times 10^{-6} \text{ mm/mm}$$

การตรวจสอบความเครียดดึงในพื้นที่พื้นสะพานได้ติดตั้งอุปกรณ์ตรวจวัดความเครียด (Strain Gauge) ไว้ที่ 3 ตำแหน่งหน้าตัด คือ L/8, 3L/8 และ L/2 จากผลการวิเคราะห์ความเครียดในบทที่ 5 พบว่า ที่หน้าตัด 3L/8 และ L/2 มีค่าความเครียดดึงในพื้นที่พื้นสะพานสูงสุดเป็น 2 ลำดับแรก จึงนำมาวิเคราะห์ในหัวข้อนี้ โดยที่ตำแหน่งหน้าตัด 3L/8 ได้ติดตั้งอุปกรณ์ SG59, SG57, SG55 ไว้ที่กึ่งกลางของช่วงพื้นด้านล่างระหว่างคานตัวที่ G1-G2, G2-G3 และ G3-G4 ตามลำดับ และได้ติดตั้งอุปกรณ์ SG80, SG79, SG78 ไว้ที่กึ่งกลางของช่วงพื้นด้านล่างระหว่างคานตัวที่ G1-G2, G2-G3 และ G3-G4 ตามลำดับ



(ก) หน้าตัดสะพานที่ระยะ 3L/8 ของช่วงแขวน

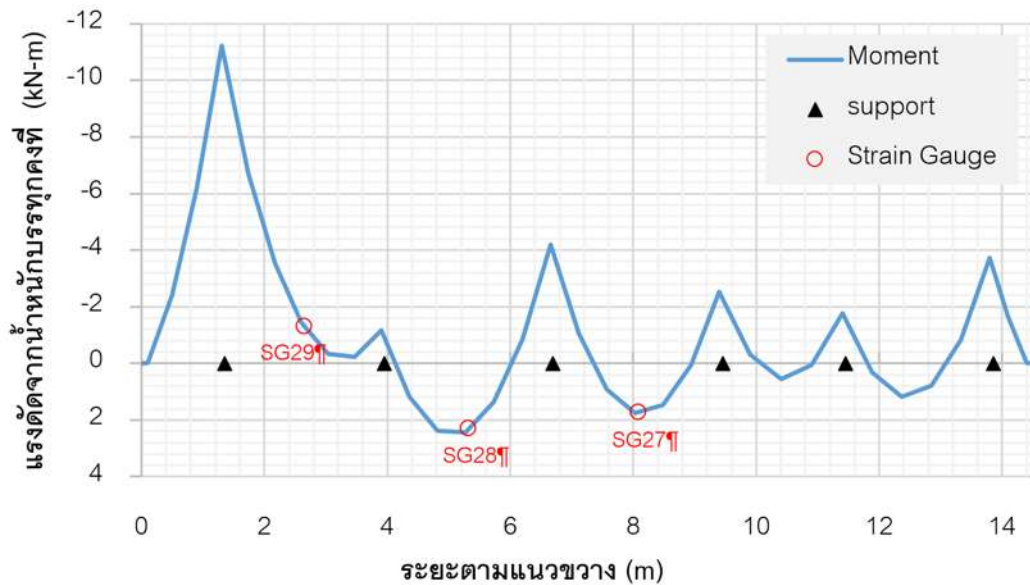


(ข) หน้าตัดสะพานที่ระยะ L/2 ของช่วงแขวน

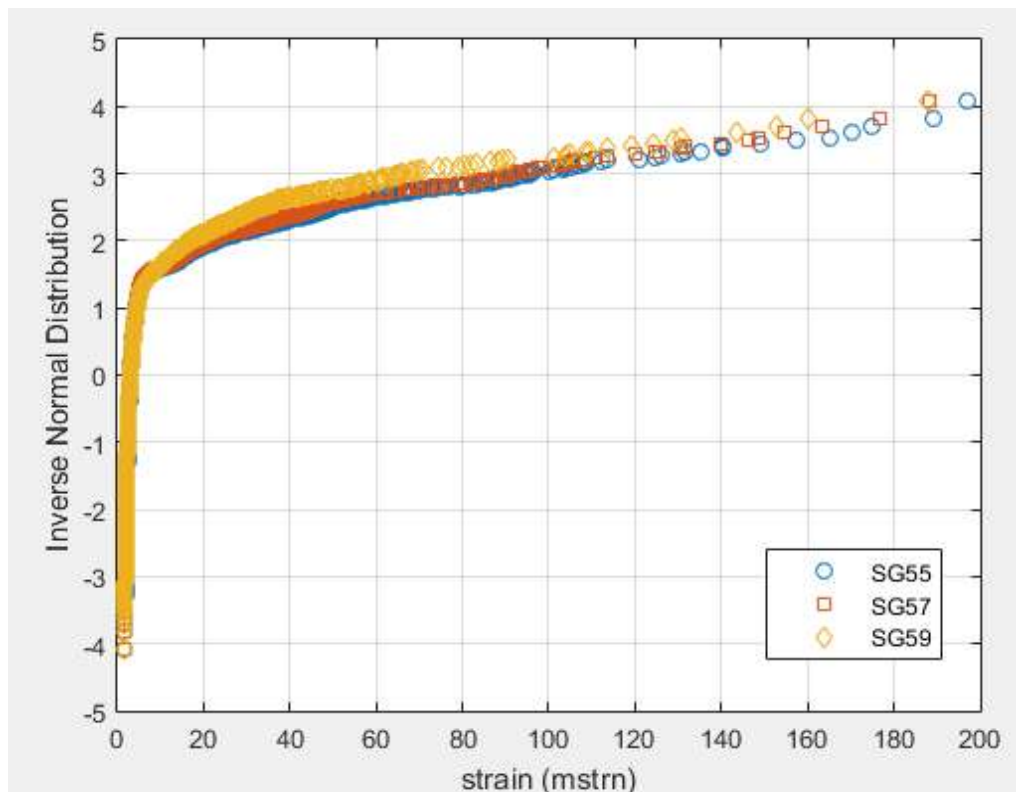
รูปที่ 8.4-6 ตำแหน่งติดตั้งอุปกรณ์ตรวจวัดความเครียดที่พื้นสะพานเดชาติวงศ์ 2

รูปที่ 8.4-2 แสดงผลวิเคราะห์แรงดัดในพื้นสะพานที่เกิดจากน้ำหนักบรรทุกทุกครั้งที่ ซึ่งประกอบไปด้วย พื้นสะพาน คอนกรีต ผิวทางแอสฟัลต์คอนกรีต ราวสะพาน และทางเท้า โดยแสดงเป็นค่าแรงดัดต่อความกว้างพื้นสะพาน 1 เมตร (ตามแนวยาว) จะเห็นได้ว่าโครงสร้างพื้นสะพานมีลักษณะเหมือนคานต่อเนื่อง โดยเกิดแรงดัดลบที่คานและเกิดแรงดัดบวกระหว่างช่วงพื้นสะพาน อย่างไรก็ตามน้ำหนักบรรทุกและทางเท้าฝั่งซ้ายทำให้เกิดแรงดัดลบมากและส่งผลเข้าไปในพื้นสะพานด้านซ้ายช่วงแรก โดยแรงดัดที่ SG29, SG28 และ SG27 มีค่า -1.30, 2.33, 1.73 kN-m ตามลำดับ เมื่อนำแรงดัดที่เกิดจากน้ำหนักบรรทุกทุกครั้งที่มาแปลงให้อยู่ในรูปความเครียดและนำไปรวมกับความเครียดจากน้ำหนักบรรทุกจรที่ได้จากการตรวจวัด (รูปที่ 8.4-3) จะได้ค่าความเครียดสูงสุด (ϵ_{max}) ซึ่งหากมีค่าเกินค่าความเครียดที่จุดแตกร้าว (ϵ_{cr}) จะเกิดรอยแตกในรอบนั้นทันที หากมีค่าต่ำกว่า จะนำมาหาอัตราส่วน $\epsilon_{max}/\epsilon_{cr}$ และคำนวณความถี่ที่เกิดขึ้น ($1/N_f$) เมื่อพิจารณาข้อมูลความเครียดครบ 20 วัน และนำไปพล็อตบน S-N Curve จะได้ผลดังแสดงในรูปที่ 8.4-4 และสามารถนำความถี่สะสมมาหาค่าเฉลี่ยต่อวัน และคิดเป็นจำนวนปีที่เกิดรอยแตกได้

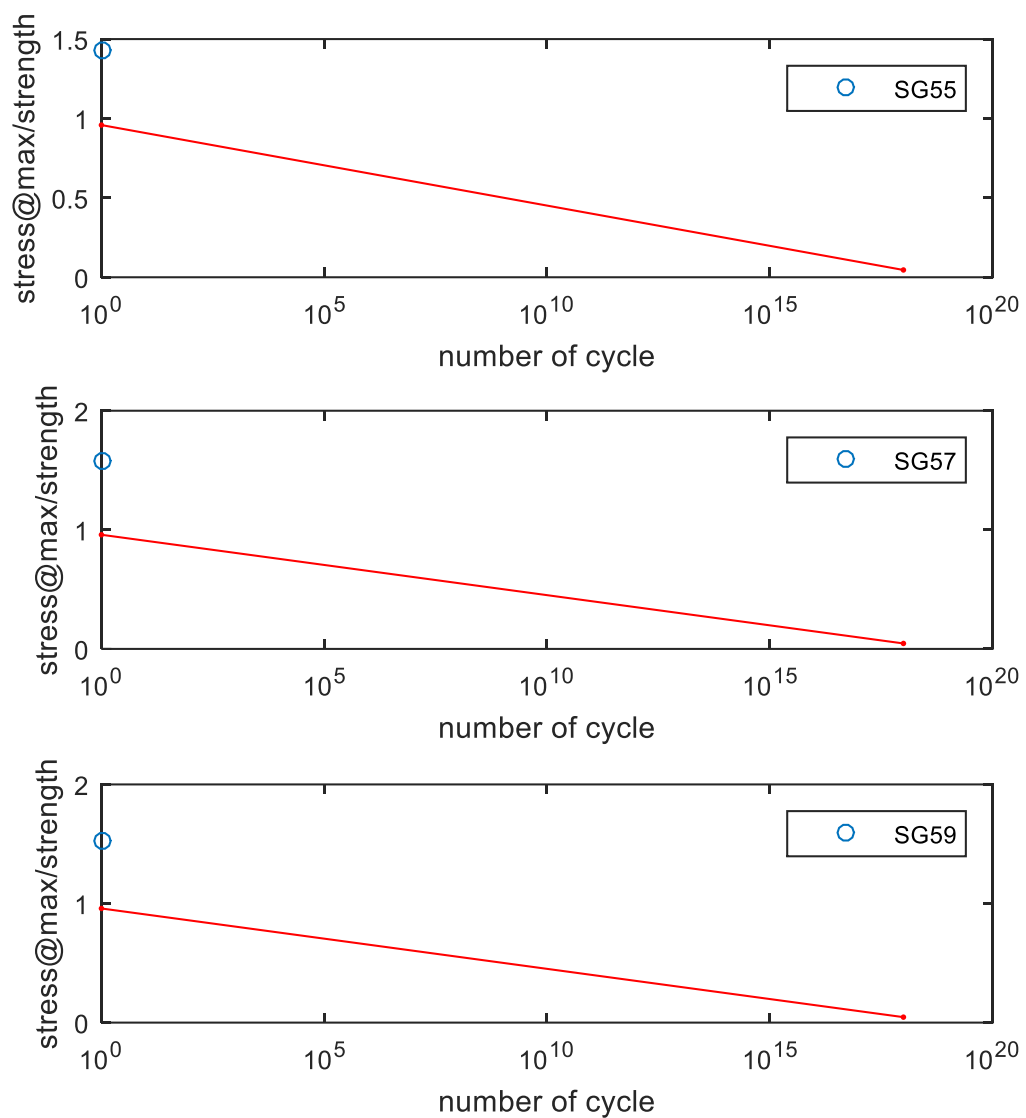
ตารางที่ 8.4-3 แสดงผลการวิเคราะห์หรือแยกเนื่องจากความล้าที่ตำแหน่งหน้าตัด 3L/8 ซึ่งจะเห็นได้ว่าที่ตำแหน่ง SG27, SG28 และ SG29 จะเกิดรอยแตกทันทีเนื่องจากมีค่าความเครียดรวมเท่ากับ 186.9, 206.4 และ 201.2 ไมโครสเตรน ตามลำดับ ซึ่งสูงกว่าค่าความเครียดที่จุดแตกร้าวที่ 131.3 ไมโครสเตรน โดยในที่นี้จะพิจารณาว่านานกว่า 75 ปี (Design Service Life = 75 ปี)



รูปที่ 8.4-7 แรงดัดจากน้ำหนักบรรทุกคงที่ ตำแหน่งติดตั้งอุปกรณ์ตรวจวัดความเครียดดึงที่พื้นสะพานคอนกรีต



รูปที่ 8.4-8 ค่าความเครียดที่พื้นสะพานจากรถบรรทุกวิ่งผ่านที่ตำแหน่งหน้าตัด 3L/8

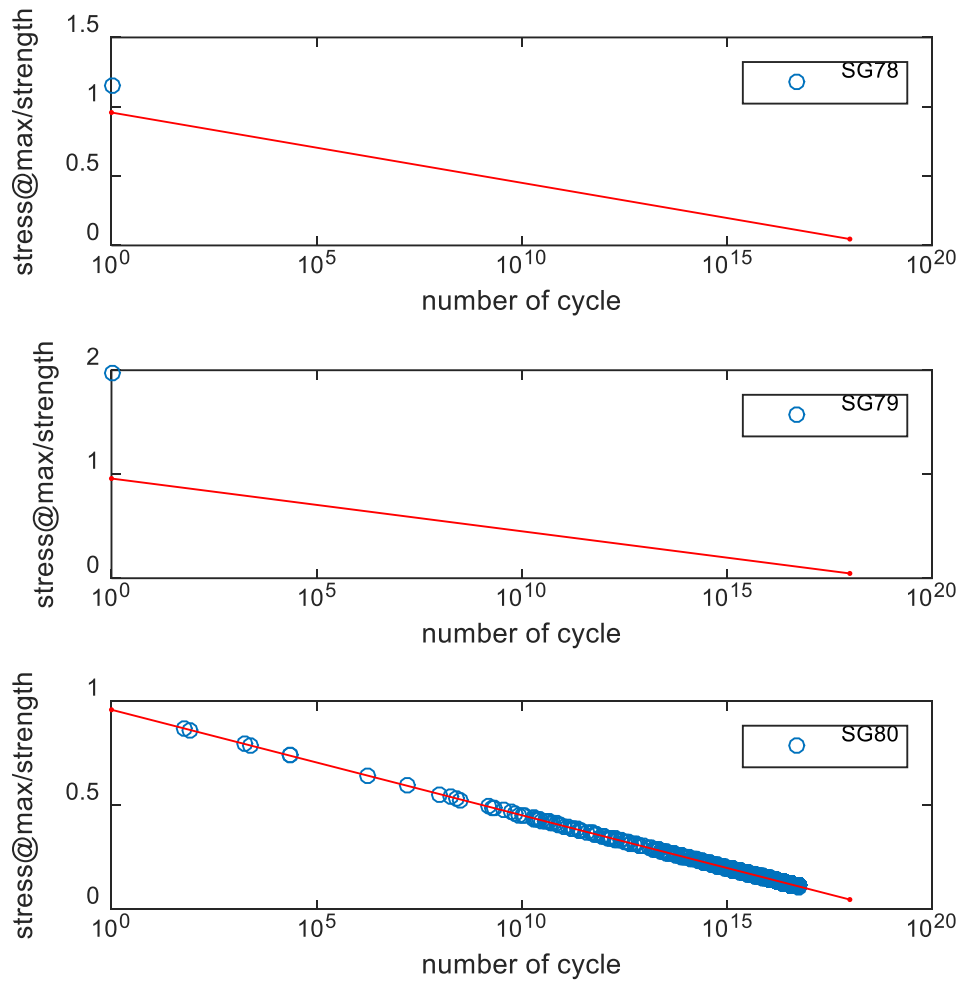


รูปที่ 8.4-9 การประเมินความล้าของคอนกรีตพื้นสะพานที่หน้าตัดตำแหน่ง 3L/8

ตารางที่ 8.4-3 ผลการประเมินความล้าคอนกรีตพื้นสะพานที่หน้าตัดตำแหน่ง 3L/8

Sensor ID	$\epsilon_{ct.DL}$ (mm/mm)	$\epsilon_{ct.LL.max}$ (mm/mm)	$\epsilon_{ct.Tot.max}$ (mm/mm)	ϵ_{cr} (mm/mm)	ความล้าสะสม เฉลี่ยต่อวัน	จำนวนปีที่จะเกิดรอยแตก (ปี)
SG27	-10.0E-6	196.9E-6	186.9E-6	131.3E-6	1	0
SG28	18.0E-6	188.4E-6	206.4E-6	131.3E-6	1	0
SG29	13.4E-6	187.8E-6	201.2E-6	131.3E-6	1	0

ด้วยหลักการวิเคราะห์ห้อย่างเดียวกัน รูปที่ 8.4-5 แสดงความล้าที่เกิดขึ้นในแต่ละรอบแรงกระทำซ้ำที่ตำแหน่งหน้าตัดสะพาน L/2 และได้สรุปผลการวิเคราะห์ในตารางที่ 8.4-4 ซึ่งจะเห็นว่าที่ตำแหน่ง SG78 และ SG79 มีความเครียดรวม 150.7 และ 260.0 ไมโครสเตรน ตามลำดับ ซึ่งเกินกว่าค่าความเครียดที่จุดแตกร้าวที่ 131.3 ไมโครสเตรน ดังนั้นจะเกิดรอยแตกร้าวทันที ส่วนที่ตำแหน่ง SG79 มีความเครียด 114.0 ไมโครสเตรน จะต้องใช้แรงกระทำหลายรอบจึงจะเกิดรอยแตกร้าวได้ โดย SG79 จะเกิดรอยร้าวภายใน 1.88 ปี



รูปที่ 8.4-10 การประเมินความล้าของคอนกรีตพื้นสะพานที่หน้าตัดตำแหน่ง L/2

ตารางที่ 8.4-4 ผลการประเมินความล้าคอนกรีตพื้นสะพานที่หน้าตัดตำแหน่ง L/2

Sensor ID	$\epsilon_{ct,DL}$ (mm/mm)	$\epsilon_{ct,LL,max}$ (mm/mm)	$\epsilon_{ct,Tot,max}$ (mm/mm)	ϵ_{cr} (mm/mm)	ความล้าสะสม เฉลี่ยต่อวัน	จำนวนปีที่จะเกิดรอยแตก (ปี)
SG78	-10.0E-6	160.8E-6	150.7E-6	131.3E-6	1	0
SG79	18.0E-6	242.1E-6	260.0E-6	131.3E-6	1	0
SG80	13.4E-6	100.6E-6	114.0E-6	131.3E-6	0.00146	1.88

8.5 สรุปผลการประเมินศักยภาพ

การประเมินความสามารถการรับน้ำหนักบรรทุกของสะพาน (Rating Factor, RF) ตามมาตรฐาน AASHTO ของสะพานเดชาติวงศ์ 2 และ 3 พบว่ากรณีความสามารถการรับแรงดัด สะพานทั้งสองต่างมีค่า RF_m มากกว่า 1.0 ค่อนข้างมาก (ปลอดภัยมาก) ส่วนกรณีความสามารถการรับแรงเฉือน ถ้าประเมินด้วย AASHTO LRFD 2010 ด้วยน้ำหนักบรรทุก HL 93 ที่ระดับ Inventory พบว่าสะพานทั้งสองมีค่า RF_v มากกว่า 1.0 เพียงเล็กน้อย โดยคานช่วงยื่น 11 เมตร มีค่า $RF_v = 1.03$ และ คานช่วงแขวน 40 เมตร มีค่า $RF_v = 1.09$ จากการตรวจสอบความเสียหายด้วยสายตาในบริเวณที่เป็นจุดวิกฤติสำหรับแรงเฉือน พบรอยร้าวขนาดเล็กในบางตำแหน่ง ดังนั้นสะพานเดชาติวงศ์ 2 และ 3 มีแนวโน้มที่จะมีศักยภาพต่ำกว่ามาตรฐาน เนื่องจากการวิบัติจากแรงเฉือนเป็นแบบฉับพลัน (Sudden Failure) หน่วยงานที่รับผิดชอบควรพิจารณาเสริมกำลังรับแรงเฉือนสำหรับคานช่วงยื่นและคานช่วงแขวนเพื่อเพิ่มความปลอดภัยในการใช้งาน การประมาณราคาสำหรับ 3 ทางเลือกของรูปแบบการเสริมกำลังโดยใช้วัสดุ GFRP, AFRP และ CFRP มีค่าใช้จ่ายเท่ากับ 5,437,825.60 บาท/ช่วงสะพาน, 4,324,469.20 บาท/ช่วงสะพาน และ 4,166,473.00 บาท/ช่วงสะพาน ตามลำดับ โดยมีรายละเอียดดังแสดงในภาคผนวก ค-4

การประเมินความล้าของคอนกรีตพื้นสะพานเดชาติวงศ์ 2 และ สะพานเดชาติวงศ์ 3 พบว่าผลรวมความเครียดดึงที่เกิดจากน้ำหนักบรรทุกคงที่และน้ำหนักบรรทุกจรในหลายตำแหน่งมีค่าเกินความเครียดที่จุดแตกร้าว (Cracking Strain) 131 ไมโครสเตรน ทำให้พื้นสะพานสามารถเกิดรอยแตกได้ โดยผลรวมความเครียดดึงสูงสุดที่ตรวจวัดได้ คือ 264 ไมโครสเตรน แต่จากการตรวจสอบด้วยสายตา (Visual Inspection) ในบริเวณพื้นสะพานดังกล่าว ยังไม่พบรอยแตกที่เห็นอย่างเด่นชัด เป็นไปได้ว่ารอยแตกในคอนกรีตถูกควบคุมด้วยเหล็กเสริมพื้นสะพาน ซึ่งใช้เหล็กด้านล่าง DB 16 @ 300 มม.+ DB 16 @ 300 มม. (รวม 2 ชุด) รอยแตกในคอนกรีตจึงไม่ปริและลุกลามเป็นรอยแตกขนาดใหญ่ ขนาดความเครียดดึงเทียบกับค่าความเครียดที่จุครากของเหล็กเสริมที่ใช้ ($SD\ 40$) = $264/2000 = 13.2\%$ ซึ่งก็ยังนับว่ามีผลต่อเหล็กเสริมน้อยมากเช่นกัน สาเหตุที่พื้นสะพานเกิดความเครียดดึงได้ค่อนข้างมาก เนื่องจากพื้นสะพานมีช่วงพาดระหว่างคานค่อนข้างยาว ($S=2.7$ ม.) ประกอบกับพื้นสะพานมีความหนาค่อนข้างน้อย ($t=18$ ซม.) ทำให้พื้นสะพานแอ่นตัวและยืดตัวได้ค่อนข้างมาก การตรวจสอบสะพานในวงรอบถัด ๆ ไป ควรสังเกตรอยร้าวที่อาจจะเกิดขึ้น และควรซ่อมบำรุงอย่างเพื่อความคงทนการใช้งาน

บทที่ 9 บทสรุปและข้อแนะนำ

สะพานเดชาติวงศ์ 2 และ 3 เป็นสะพานคู่ขนาน ตั้งอยู่บนทางหลวงหมายเลข 1 ซึ่งเป็นสายทางสายหลักที่มีการจราจรสูง และมีรถบรรทุกใช้งานเป็นจำนวนมาก สะพานเดชาติวงศ์ 2 เปิดให้บริการตั้งแต่ปี พ.ศ. 2514 ปัจจุบัน (พ.ศ. 2560) ผ่านการใช้งานมาแล้ว 46 ปี สะพานเดชาติวงศ์ 3 เปิดให้บริการตั้งแต่ปี พ.ศ. 2532 ปัจจุบันผ่านการใช้งานมาแล้ว 28 ปี สะพานทั้งสองนี้เป็นสะพานรุ่นเก่า ถูกออกแบบให้รองรับชุดรถบรรทุกออกแบบเดิม ซึ่งมีน้ำหนักน้อยกว่าระดับน้ำหนักบรรทุกตามกฎหมายในปัจจุบัน จึงมีความเป็นไปได้ที่ศักยภาพในการให้บริการของสะพาน ณ ปัจจุบัน จะไม่เพียงพอ

โครงการนี้จึงได้ทำการตรวจสอบสะพาน เพื่อตรวจหาความเสียหายที่อาจเกิดขึ้นในส่วนต่างๆ ทำการติดตั้งอุปกรณ์ตรวจวัดความเครียดที่ตำแหน่งต่าง ๆ ของสะพาน เพื่อตรวจวัดความเครียดที่เกิดขึ้นจากรถบรรทุกประเภทต่างๆ ที่วิ่งบนสะพาน พร้อมทั้งบันทึกภาพการวิ่งของรถบรรทุกภายใต้การจราจรปกติด้วยกล้องวิดีโอ นอกจากนี้ได้ทำการสอบเทียบแพลตฟอร์มน้ำหนักบรรทุกสำหรับรถบรรทุกแต่ละประเภทในแต่ละสะพาน จากนั้นได้นำข้อมูลความเครียดและข้อมูลรถบรรทุกมาวิเคราะห์หา น้ำหนักบรรทุกที่วิ่งบนสะพาน ค่าตัวคูณแรงกระทำ ค่าสัมประสิทธิ์การกระจายแรงดัด ความถี่ของคอนกรีตพื้นสะพาน และความสามารถรับน้ำหนักของคาน ผลการดำเนินงานโครงการสรุปได้ ดังนี้

ผลการตรวจสอบความเสียหาย พบว่าสะพานเดชาติวงศ์ 2 มีการเสื่อมสภาพในบริเวณต่างๆ โดยมีความเสียหายที่สำคัญ คือ แผ่นคอนกรีต Formwork ที่ใช้รองรับพื้นสะพานแตกเป็นแนวยาวตามแนวรอยต่อระหว่างโครงสร้างเก่า (2 ช่องจราจร) และโครงสร้างใหม่ (1 ช่องจราจร) ส่งผลทำให้ปีกคานด้านบนที่ยึดกับแผ่นคอนกรีต Formwork แตก เห็นเหล็กเสริมเป็นบริเวณกว้าง ผลการประเมินสรุปได้ว่า สะพานเดชาติวงศ์ 2 มีสภาพการใช้งานโครงสร้างส่วนบนระดับ 2 (ชำรุด) โครงสร้างส่วนล่างระดับ 4 (ดีพอใช้) ส่วนประกอบรองรับระดับ 3 (พอใช้) และสภาพโดยรวมระดับ 2 (ชำรุด) การตรวจสอบสะพานเดชาติวงศ์ 3 พบการเสื่อมสภาพและความเสียหายคล้ายคลึงกับสะพานเดชาติวงศ์ 2 โดยมีความเสียหายที่สำคัญ คือ แผ่นคอนกรีต Formwork ที่ใช้รองรับพื้นสะพานแตกเป็นแนวยาวตามแนวรอยต่อระหว่างโครงสร้างเก่า (2 ช่องจราจร) และโครงสร้างใหม่ (1 ช่องจราจร) ส่งผลทำให้ปีกคานด้านบนที่ยึดกับแผ่นคอนกรีต Formwork แตก เห็นเหล็กเสริมเป็นบริเวณกว้าง นอกจากนี้ยังพบวาร์รอยต่อของสะพานได้หลุดหายไป ผลการประเมินสรุปได้ว่า สะพานเดชาติวงศ์ 3 มีสภาพการใช้งานโครงสร้างส่วนบนระดับ 2 (ชำรุด) โครงสร้างส่วนล่างระดับ 4 (ดีพอใช้) ส่วนประกอบรองรับระดับ 1 (วิกฤติ) และสภาพโดยรวมระดับ 2 (ชำรุด) ถึงแม้ระดับความเสียหายจะไม่ส่งผลต่อโครงสร้างอย่างรุนแรง แต่อาจก่อให้เกิดอันตรายต่อผู้สัญจรบนสะพานและผู้สัญจรทางน้ำได้สะพานได้ หน่วยงานที่รับผิดชอบควรเร่งทำการซ่อมแซมสะพานให้อยู่ในสภาพที่สามารถใช้งานได้อย่างปลอดภัย โดยการประมาณราคาค่าซ่อมบำรุงสำหรับสะพานเดชาติวงศ์ 2 และ 3 มีค่าใช้จ่ายเท่ากับ 14,300,000 บาท และ 15,000,000 บาท ตามลำดับ

การเก็บข้อมูลรถบรรทุกและผลการวิเคราะห์สภาพการจราจรบนสะพานเดชาติวงศ์ 2 และ 3 พบว่า สะพานทั้งสองมีปริมาณรถบรรทุกเฉลี่ยต่อวันใกล้เคียงกัน สัดส่วนรถบรรทุกประเภทต่างๆ ใกล้เคียงกัน แต่สะพานเดชาติวงศ์ 3 มีสัดส่วน

รถบรรทุกที่วิ่งในช่องจราจรที่ 2 มากถึง 44 % สูงกว่า สะพานเดชาติวงศ์ 3 ที่มีเพียง 11 % การจราจรบนสะพานเดชาติวงศ์ 3 มีทิศมุ่งเข้าสู่ตัวเมือง ในช่วงเวลาเร่งด่วน พบว่าในบางครั้งมีการจราจรติดสะสมจนถึงช่วงสะพานที่ทดสอบ ส่วนการจราจรบนสะพานเดชาติวงศ์ 2 มีทิศมุ่งออกจากตัวเมือง การจราจรมีโอกาสติดสะสมน้อยกว่า ผลการคำนวณน้ำหนักรถบรรทุก พบว่ารถบรรทุกที่วิ่งบนสะพานเดชาติวงศ์ 2 มีน้ำหนักโดยเฉลี่ยสูงกว่ารถบรรทุกที่วิ่งบนสะพานเดชาติวงศ์ 3 เล็กน้อย โดยทั่วไปแล้ว ผลรวมของแรงกระทำในสะพานจะสูงสุดในกรณีที่มียานพาหนะวิ่งในหลายช่องจราจรพร้อมกัน และหรือ วิ่งเรียงต่อ ๆ กันเป็นขบวน ดังนั้นสภาพการให้น้ำหนักบรรทุกจรบนสะพานเดชาติวงศ์ 3 จึงมีโอกาสที่จะเกิดผลรวมของแรงกระทำได้สูงกว่าสะพานเดชาติวงศ์ 2

การศึกษาพฤติกรรมแรงกระแทก พบว่าค่าตัวคูณแรงกระแทก (Impact Factor, IM) กรณีรถบรรทุกวิ่งในช่องจราจรที่ 1 และ 2 ของสะพานเดชาติวงศ์ 2 และ 3 มีค่าใกล้เคียงกัน โดยมีค่า IM สูงสุดไม่เกิน 16 % แต่สภาพการใช้งานของสะพานเดชาติวงศ์ 3 มีรถบรรทุกหนักวิ่งในช่องจราจรที่ 3 ด้วย และคาดว่ารถบรรทุกอาจวิ่งเร็วกว่าปกติ เมื่อคำนวณเป็นค่าตัวคูณแรงกระแทกจึงได้ค่าสูงสุดที่ 24.1 % เมื่อนำมาเปรียบเทียบกับค่าที่ประเมินในขั้นตอนการออกแบบ พบว่าวิธี AASHTO LRFD 2010 จะใช้ค่า IM = 33 % ซึ่งปลอดภัยกว่าวิธี AASHTO LRFD 2002 ที่ใช้ค่า IM = 20 % โดยสูตรการคำนวณค่า IM ของ LFD จะขึ้นอยู่กับความยาวช่วงพาด (L) ซึ่งมีความเหมาะสมกับสะพานปกติ ที่หน้าตัดของสะพานมีความต่อเนื่อง และวางพาดระหว่างตอม่อถึงตอม่อ แต่ในกรณีสะพานเดชาติวงศ์ 2 และ 3 หน้าตัดของสะพานมีการเชื่อมต่อกันระหว่างโครงสร้างเก่ากับโครงสร้างใหม่ และวางพาดบนปลายของคานช่วงยื่นที่ยาวถึง 11 เมตร ด้วยลักษณะโครงสร้างดังกล่าว คานสะพานอาจสั่นไหวได้มากกว่าสะพานปกติ อาจกล่าวได้ว่าค่า IM ที่คำนวณด้วย AASHTO LRFD 2010 เพื่อความปลอดภัยมากกว่าและครอบคลุมสะพานหลากหลายลักษณะมากกว่า

การศึกษาพฤติกรรมการกระจายแรงดัดลงคาน (Girder Distribution Factor, GDF) พบว่ากรณีที่มียานพาหนะวิ่ง 3 ช่องจราจรพร้อมกัน ค่าสัมประสิทธิ์การกระจายแรงดัดสูงสุดที่ลงสู่คานของสะพานเดชาติวงศ์ 2 และ 3 $GDF_{Field(max)}$ มีค่าเท่ากับ 88.5 % และ 85.7 % ตามลำดับ ในกรณีที่เลือกใช้ค่าสัมประสิทธิ์การกระจายแรงดัดสูงสุดของคานตัวในและคานตัวนอกในการออกแบบ วิธี AASHTO LRFD 2010 จะให้ค่า $GDF_{LRFD(max)} = 77.2 %$ ซึ่งจะปลอดภัยน้อยกว่าวิธี AASHTO LFD 2002 ที่ให้ค่า $GDF_{LFD(max)} = 82 %$ แต่เนื่องจากโอกาสที่รถบรรทุกจะวิ่ง 3 ช่องจราจรพร้อมกันมีน้อย การออกแบบสะพานจึงอาจลดแรงกระทำที่คำนวณได้ลงไปเพื่อความประหยัด โดยวิธี AASHTO LRFD 2010 จะใช้ค่า Multiple presence factor ($m=0.85$ กรณี 3 ช่องจราจร) ดังนั้นค่าสัมประสิทธิ์การกระจายแรงดัดสูงสุดที่เกิดขึ้นในคานที่พิจารณาความน่าจะเป็นแล้วของสะพานเดชาติวงศ์ 2 และ 3 จะเท่ากับ $0.85 \cdot GDF_{Field(max)} = 75.2 %$ และ $72.8 %$ ตามลำดับ ซึ่งยังไม่เกินค่าที่ใช้ออกแบบ $GDF_{LRFD(max)} = 77.2 %$ หรือ $GDF_{LFD(max)} = 82 %$ ดังนั้นอาจกล่าวได้ว่าค่าสัมประสิทธิ์การกระจายแรงตามวิธี AASHTO LRFD 2010 และ AASHTO LFD 2002 ต่างเพียงพอด้วยกันทั้งคู่เมื่อพิจารณาความน่าจะเป็นร่วมด้วย

การประเมินความสามารถรับน้ำหนักบรรทุกของสะพาน (Rating Factor, RF) ตามมาตรฐาน AASHTO ที่ระดับ Inventory ของสะพานเดชาติวงศ์ 2 และ 3 พบว่ากรณีความสามารถรับแรงดัด สะพานทั้งสองต่างมีค่า RF_m มากกว่า 1.0 ค่อนข้างมาก (ปลอดภัยมาก) ส่วนกรณีความสามารถรับแรงเฉือน ถ้าประเมินด้วย AASHTO LRFD 2010 ด้วยรถบรรทุก HL93 ที่ระดับ Inventory พบว่าสะพานทั้งสองมีค่า RF_v มากกว่า 1.0 เพียงเล็กน้อย การตรวจสอบความเสียหายที่จุดวิกฤติสำหรับแรงเฉือน พบรอยแตกขนาดเล็กในแนวทแยงที่เอนของคานช่วงแขวนและรอยแตกขนาดเล็กในแนวนอนที่ป่าของคานช่วงยื่นของสะพานเดชาติวงศ์ 3 ดังนั้นศักยภาพของสะพานเดชาติวงศ์ 2 และ 3 จึงมีแนวโน้มที่จะมีต่ำกว่ามาตรฐาน ควรพิจารณาเสริมกำลังรับแรงเฉือนให้กับช่วงสะพานที่ยาวที่สุด (62 เมตร) จำนวน 2 ช่วงสะพาน

ของทั้งสองสะพาน เพื่อเพิ่มความปลอดภัยในการใช้งาน การประมาณราคาสำหรับ 3 ทางเลือกของรูปแบบการเสริมกำลัง โดยใช้วัสดุ GFRP, AFRP และ CFRP มีค่าใช้จ่ายเท่ากับ 5,500,000 บาท/ช่วงสะพาน, 4,400,000 บาท/ช่วงสะพาน และ 4,200,000 บาท/ช่วงสะพาน ตามลำดับ

การประเมินความล้าของคอนกรีตพื้นสะพานเดชาติวงศ์ 2 และ 3 พบว่าผลรวมของความเครียดดึงที่เกิดจากน้ำหนักบรรทุกคงที่และน้ำหนักบรรทุกจรในหลายตำแหน่งมีค่าเกินค่าความเครียดที่จุดแตกร้าว (Cracking Strain) ดังนั้นพื้นสะพานสามารถเกิดรอยแตกร้าวได้ภายใต้น้ำหนักบรรทุกจรปัจจุบัน แต่จากการตรวจสอบด้วยสายตาในบริเวณพื้นสะพานดังกล่าว ยังไม่พบรอยแตกที่เห็นได้อย่างเด่นชัด อาจเป็นไปได้ว่ารอยแตกในคอนกรีตถูกควบคุมด้วยเหล็กเสริมพื้นสะพาน รอยแตกในคอนกรีตจึงไม่ปริเพิ่มและลุกลามเป็นรอยแตกขนาดใหญ่ ขนาดความเครียดดึงสูงสุดเมื่อเทียบกับค่าความเครียดที่จุดครากของเหล็กเสริมที่ใช้ในพื้นสะพานก็ยังไม่มากนัก (ไม่ถึง 13%) ไม่ทำให้เหล็กเสริมเกิดความเสียหายเนื่องจากความล้าได้ การตรวจสอบสะพานในวงรอบถัดๆ ไป ควรสังเกตรอยร้าวที่อาจจะลุกลามเป็นรอยแตกขนาดใหญ่ที่สังเกตเห็นได้ และควรซ่อมบำรุงอย่างสม่ำเสมอเพื่อความคงทนในการใช้งาน