

รายงานการวิจัย
โครงการส่งเสริมการทำงานวิจัยเชิงลึกในสาขาวิชาที่มีศักยภาพสูง
กองทุนรัชดาภิเษกสมโภช

โครงการวิจัย เรื่อง

การศึกษาปัญหาความล้าเนื่องจากการบิดในสะพานเหล็ก (A Study on Distortion-induced Fatigue Problem in Steel Bridges)

สัญญาเลขที่ CU-CLUSTER-Advanced-7-57-53

ชื่อหัวหน้าโครงการ ดร. อัครวัชร เล่นวารี (Dr. Akhrawat Lenwari)

ภาควิชา วิศวกรรมโยธา คณะ/ สถาบัน วิศวกรรมศาสตร์

โทรศัพท์ 02-218-6693 โทรสาร 02-251-7304

E-mail Akhrawat.L@chula.ac.th

รายงานการวิจัย
โครงการส่งเสริมการทำงานวิจัยเชิงลึกในสาขาวิชาที่มีศักยภาพสูง
กองทุนรัชดาภิเษกสมโภช

โครงการวิจัย เรื่อง

การศึกษาปัญหาความล้าเนื่องจากการบิดในสะพานเหล็ก (A Study on Distortion-induced Fatigue Problem in Steel Bridges)

สัญญาเลขที่ CU-CLUSTER-Advanced-7-57-53

ชื่อหัวหน้าโครงการ ดร. อัครวัชร เล่นวารี (Dr. Akhrawat Lenwari)

ภาควิชา วิศวกรรมโยธา คณะ/ สถาบัน วิศวกรรมศาสตร์

โทรศัพท์ 02-218-6693 โทรสาร 02-251-7304

E-mail Akhrawat.L@chula.ac.th

กิตติกรรมประกาศ

โครงการวิจัยนี้ได้รับทุนอุดหนุนการวิจัยจาก โครงการส่งเสริมการทำงานวิจัยเชิงลึกในสาขาวิชาที่มี ศักยภาพสูง กองทุนรัชดาภิเษกสมโภช (CU-CLUSTER-FUND)

บทคัดย่อ

โครงการวิจัยนี้ศึกษาอายุความล้าและพฤติกรรมการบิดของสะพานเหล็ก โดยการศึกษาประกอบด้วย การสำรวจข้อมูลรถบรรทุกหนักประเภทต่าง ๆ และข้อมูลทางโครงสร้างของสะพานเหล็กในประเทศไทย และการวิเคราะห์สะพานตัวแทนเพื่อทราบผลกระทบของตัวแปรสะพานและประเภทรถบรรทุกต่ออายุความล้า จากการสำรวจพบว่า สะพานที่ไม่ใช่สะพานรถไฟส่วนมาก (ประมาณ 80 เปอร์เซ็นต์) อยู่ในการดูแลของสำนักงานการโยธากรุงเทพมหานคร โดยมีอายุเฉลี่ยระหว่าง 16-20 ปี และมีโครงสร้างส่วนใหญ่เป็นประเภทคานแผ่นเหล็กประกอบ (Plate girder) ในการวิเคราะห์ได้เลือกสะพานคานเหล็กรูปตัวไอเชิงประกอบ (Composite I-girder bridge) โดยสะพานมี 2 ช่องจราจร และปริมาณรถบรรทุกหนักเฉลี่ย 880 คันต่อวันต่อทิศทาง ในการวิเคราะห์ได้พิจารณารถบรรทุกประเภทต่าง ๆ ประกอบด้วย รถบรรทุกมาตรฐานของ AASHTO, รถบัส, รถบรรทุก 6 ล้อ, รถบรรทุก 10 ล้อ, รถบรรทุกกึ่งพ่วง และรถบรรทุกพ่วง ซึ่งมีน้ำหนักรวมเท่ากับ 24.5, 14, 12, 21, 37.4 และ 37.4 ตัน ตามลำดับ จากการวิเคราะห์พบว่า รถบรรทุกพ่วงมีผลต่ออายุความล้าของสะพานมากที่สุด รองมาคือ รถบรรทุกกึ่งพ่วง, รถบรรทุก 10 ล้อ, รถบัส, รถบรรทุก 6 ล้อ และรถบรรทุก AASHTO ตามลำดับ ในกรณีนี้น้ำหนักรถบรรทุกเท่ากันที่ 24.8 ตัน พบว่า รถบรรทุก 6 ล้อมีผลต่ออายุสะพานมากที่สุด รองมาคือ รถบรรทุก 10 ล้อ, รถบัสโดยสาร, รถบรรทุกกึ่งพ่วง รถพ่วงและรถบรรทุก AASHTO ตามลำดับ โดยคานที่วิกฤติที่สุดคือคานตัวนอกทั้งในกรณีรถบน 1 และ 2 ช่องจราจร นอกจากนี้พบว่า ไตอะแฟรมและโครงเฟรมขวางเพิ่มอายุความล้าได้ประมาณ 20 เปอร์เซ็นต์ เนื่องไตอะแฟรมและโครงเฟรมขวางช่วยให้การกระจายน้ำหนักทางขวางจากแผ่นพื้นลงบนคานดีขึ้นและลดหน่วยแรงเนื่องจากการบิด

คำสำคัญ ความล้า, คานเหล็ก, สะพาน, การบิดตัวนอกกระนาบ

ABSTRACT

This research project investigates the fatigue life and distortional behavior of steel bridges. The study includes the survey on configurations of heavy trucks and structural data of steel bridges in Thailand and the analysis of the effects of bridge parameters and truck types on fatigue life. The survey results indicate that most non-railway bridges (about 80 percent) belong to the Bangkok Metropolitan Administration (BMA). Most bridges are 16-20 years old and their structure is plate girder type. In the analysis, the composite I-girder bridge is chosen. The bridge has two lanes and the average daily truck traffic volume is 880 trucks per day per direction. The truck types in the analysis include the standard AASHTO truck, bus, six-wheel truck, ten-wheel truck, semitrailer, and trailer. Their total weights are 24.5, 14, 12, 21, 31.4, and 37.4 tons, respectively. The analysis results indicate that the trailer has the most effect on the fatigue life followed by semi-trailer, 10-wheel truck, AASHTO truck, bus and 6-wheel truck, respectively. In case of the same weight, the 6-wheel truck has the most effect followed by 10-wheel truck, bus, semi-trailer, trailer and AASHTO truck, respectively. The critical girder is the exterior girder for both one truck and two truck loading cases. In addition, the diaphragms and cross frames increase the fatigue life by approximately 20 percent because they improve the lateral load distribution from the slab to girders and reduce the distortion-induced stresses.

Keywords fatigue, steel girder, bridge, out-of-plane distortion

สารบัญเรื่อง

	หน้า
1. บทนำ	10
1.1 ความสำคัญของปัญหาและงานวิจัยในอดีตที่ผ่านมา	10
1.2 วัตถุประสงค์	13
1.3 ขอบเขตการวิจัย	13
1.4 วิธีดำเนินการวิจัย	13
1.5 ประโยชน์ที่คาดว่าจะได้รับ	14
2. การสำรวจข้อมูลรถบรรทุกหนักประเภทต่าง ๆ และข้อมูลทางโครงสร้างของสะพานเหล็กในประเทศไทย	15
2.1 ข้อมูลสะพานเหล็กในประเทศไทย	15
2.2 รูปแบบโครงสร้างของสะพานเหล็กข้ามทางแยก	21
2.3 ข้อมูลรถบรรทุกในประเทศไทย	26
3. แบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ของโครงสร้างสะพานเหล็ก	27
3.1 รายละเอียดแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ของสะพาน	27
3.2 การปรับแก้แบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์	30
4. วิเคราะห์ผลการศึกษา	32
4.1 ผลกระทบของตัวแปรสะพานต่อพฤติกรรมการบิดในโครงสร้างสะพาน	32
4.2 ผลกระทบของประเภทรถบรรทุกต่ออายุความล้าของโครงสร้างสะพาน	46
5. สรุปผลการศึกษา	52
5.1 สรุปผลและประโยชน์ในทางประยุกต์ของงานวิจัย	52
5.2 งานวิจัยในขั้นต่อไป	53
5.3 ผลผลิต (output) ที่ได้จากงานวิจัย	54
6. บรรณานุกรม	56
7. ประวัตินักวิจัย	58
ภาคผนวก ก. ข้อมูลรถบรรทุกจากการสำรวจ	60
ภาคผนวก ข. บทความวิจัยจากโครงการวิจัย	70

สารบัญตาราง

ตารางที่ 4.1 ค่าของตัวแปรต่าง ๆ ในแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์

ตารางที่ 4.2 การจัดลำดับผลกระทบของตัวแปรสะพานต่อการโก่งตัวสัมพัทธ์และหน่วยแรงจากการบิด

สารบัญรูป

- รูปที่ 1.1 การโค้งตัวสัมพัทธ์ของคานาโกล์เคียง
- รูปที่ 1.2 การบิดนอกระนาบและตำแหน่งที่มีความเสี่ยงต่อการเกิดรอยร้าวคือ Web Gap ที่ใกล้ปีกบน
- รูปที่ 1.3 การบิดนอกระนาบและตำแหน่งที่มีความเสี่ยงต่อการเกิดรอยร้าวคือ Web Gap ที่ใกล้ปีกล่าง
- รูปที่ 2.1 ตัวอย่างสะพานประเภทคานแผ่นเหล็กประกอบ (Plate girder)
- รูปที่ 2.2 ตัวอย่างสะพานประเภทคานแผ่นเหล็กประกอบที่มีพื้นเหล็กแผ่น (Orthotropic deck) แบบ Closed ribs
- รูปที่ 2.3 ตัวอย่างสะพานโค้ง
- รูปที่ 2.4 ตัวอย่างสะพานโครงข้อหมุน
- รูปที่ 2.5 รูปแบบต่าง ๆ ของสะพานขึง
- รูปที่ 2.6 สัดส่วนจำนวนสะพานเหล็กจำแนกตามหน่วยงานที่รับผิดชอบ
- รูปที่ 2.7 สัดส่วนจำนวนสะพานเหล็กจำแนกตามประเภทโครงสร้าง
- รูปที่ 2.8 สัดส่วนจำนวนสะพานเหล็กจำแนกตามความยาวช่วงหลักของสะพาน
- รูปที่ 2.9 สัดส่วนจำนวนสะพานเหล็กจำแนกตามอายุของสะพาน
- รูปที่ 2.10 สะพานรูปแบบที่ 1 (Composite I-girder bridge)
- รูปที่ 2.11 บริเวณที่เกิดการบิดนอกระนาบของสะพานรูปแบบที่ 1
- รูปที่ 2.12 สะพานรูปแบบที่ 2 (Orthotropic steel box-girder bridge)
- รูปที่ 2.13 บริเวณที่เกิดการบิดนอกระนาบของสะพานรูปแบบที่ 2
- รูปที่ 2.14 สะพานรูปแบบที่ 3 (Orthotropic steel I-girder bridge)
- รูปที่ 2.15 บริเวณที่เกิดการบิดนอกระนาบของสะพานรูปแบบที่ 3

- รูปที่ 3.1 หน้าตัดของโครงสร้างส่วนบนคานเหล็กรูปตัวไอเชิงประกอบในการศึกษา (หน่วยมิลลิเมตร)
- รูปที่ 3.2 แบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ของโครงสร้างส่วนบนคานเหล็กรูปไอเชิงประกอบ
- รูปที่ 3.3 แบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ละเอียดของโครงสร้างส่วนบนคานเหล็กรูปไอเชิงประกอบ
- รูปที่ 3.4 การจำลองพฤติกรรมเชิงประกอบระหว่างคานเหล็กและพื้นคอนกรีตด้วย rigid link
- รูปที่ 3.5 เปรียบเทียบค่าความเครียดจากแบบจำลองและผลทดสอบในกรณีรถบรรทุกหนัก 25 ตัน บนสะพาน 2 ช่องจราจร
- รูปที่ 4.2 ขนาดและน้ำหนักลงเพลาของรถบรรทุกมาตรฐานของ AASHTO
- รูปที่ 4.3 ตำแหน่งรถบรรทุกตามขวางรูปแบบต่าง ๆ (ก) ภายนอก-ภายนอก (ข) กลางช่อง-กลางช่อง (ค) ภายใน-ภายใน (ง) ภายนอก-กลางช่อง (จ) ภายนอก-ภายใน (ฉ) กลางช่อง-ภายใน
- รูปที่ 4.4 ผลกระทบของระยะห่างระหว่างคาน (ก) รถบรรทุก 1 คันในช่องจราจรซ้าย (ข) รถบรรทุก 2 คันใน 2 ช่องจราจร
- รูปที่ 4.5 ผลกระทบของความหนาของแผ่นพื้น (ก) รถบรรทุก 1 คันในช่องจราจรซ้าย (ข) รถบรรทุก 2 คันใน 2 ช่องจราจร
- รูปที่ 4.6 ผลกระทบของสติฟเนสของคานเหล็ก (ก) รถบรรทุก 1 คันในช่องจราจรซ้าย (ข) รถบรรทุก 2 คันใน 2 ช่องจราจร
- รูปที่ 4.7 ผลกระทบของความยาวช่วงของสะพาน (ก) รถบรรทุก 1 คันในช่องจราจรซ้าย (ข) รถบรรทุก 2 คันใน 2 ช่องจราจร
- รูปที่ 4.8 หน้าตัดที่กึ่งกลางความยาวช่วงของสะพานของแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์แบบละเอียด
- รูปที่ 4.9 การบิดตัวของสะพานภายใต้รถบรรทุก 1 คัน
- รูปที่ 4.10 การบิดตัวของสะพานภายใต้รถบรรทุก 2 คัน

- รูปที่ 4.11 การกระจายของหน่วยแรงในแนวตั้งเนื่องจากการบิดตัวของสะพานในคาน G1 ภายใต้
รถบรรทุก 1 คัน (ก) มุมมอง 3 มิติ (ข) มุมมองด้านข้างคาน
- รูปที่ 4.12 การกระจายของหน่วยแรงในแนวตั้งเนื่องจากการบิดตัวของสะพานในคาน G2 ภายใต้
รถบรรทุก 1 คัน (ก) มุมมอง 3 มิติ (ข) มุมมองด้านข้างคาน
- รูปที่ 4.13 ตำแหน่งที่มีหน่วยแรงเนื่องจากการบิดสูงสุด
- รูปที่ 4.14 หน่วยแรงเนื่องจากการบิดที่ Web gap ที่ตำแหน่งปลายของแผ่นเหล็กเสริมตั้ง (ก) รถบรรทุก
1 คันในช่องจราจรซ้าย (ข) รถบรรทุก 2 คันใน 2 ช่องจราจร
- รูปที่ 4.15 หน่วยแรงเนื่องจากการบิดที่ Web gap ที่ตำแหน่งรอยต่อระหว่างเอวและปีกล่าง (ก)
รถบรรทุก 1 คันในช่องจราจรซ้าย (ข) รถบรรทุก 2 คันใน 2 ช่องจราจร
- รูปที่ 4.16 ผลกระทบของระยะห่างระหว่างคานต่อหน่วยแรงเนื่องจากการบิดที่ Web gap (ก) รถบรรทุก
1 คันในช่องจราจรซ้าย (ข) รถบรรทุก 2 คันใน 2 ช่องจราจร
- รูปที่ 4.17 ผลกระทบของความหนาของแผ่นพื้นต่อหน่วยแรงเนื่องจากการบิดที่ Web gap (ก) รถบรรทุก
1 คันในช่องจราจรซ้าย (ข) รถบรรทุก 2 คันใน 2 ช่องจราจร
- รูปที่ 4.18 ผลกระทบของสติเฟนสของคานเหล็กต่อหน่วยแรงเนื่องจากการบิดที่ Web gap (ก) รถบรรทุก
1 คันในช่องจราจรซ้าย (ข) รถบรรทุก 2 คันใน 2 ช่องจราจร
- รูปที่ 4.19 ผลกระทบของความยาวช่วงของสะพานต่อหน่วยแรงเนื่องจากการบิดที่ Web gap (ก)
รถบรรทุก 1 คันในช่องจราจรซ้าย (ข) รถบรรทุก 2 คันใน 2 ช่องจราจร
- รูปที่ 4.20 ตำแหน่งของรถบรรทุกที่ทำให้โมเมนต์ที่กลางช่วงคานมีค่าสูงสุด
- รูปที่ 4.21 ตำแหน่งของรถบรรทุกที่ปรับน้ำหนักเทียบเท่า 24.8 ตัน
- รูปที่ 4.22 ผลวิเคราะห์อายุความล้า
- รูปที่ 4.23 ผลวิเคราะห์อายุความล้าในกรณีที่รถบรรทุกมีน้ำหนักเท่ากัน

1. บทนำ

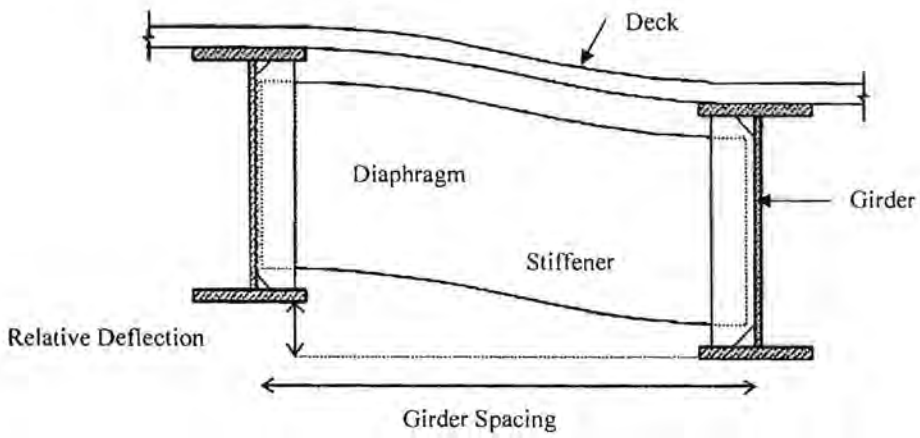
1.1 ความสำคัญของปัญหาและงานวิจัยในอดีตที่ผ่านมา

ปัญหาความล้าเป็นปัญหาสำคัญที่กำหนดอายุการใช้งานอย่างปลอดภัยของสะพานภายใต้น้ำหนักจากยานพาหนะที่วิ่งผ่านบนสะพาน โดยอายุความล้าจะขึ้นอยู่กับน้ำหนักของยานพาหนะและปริมาณการจราจร ในกรณีสะพานเหล็ก ความเสียหายเนื่องจากความล้าจะอยู่ในรูปการเกิดรอยร้าวและขยายตัวของรอยร้าวจนกระทั่งทำให้สะพานเกิดการวิบัติ

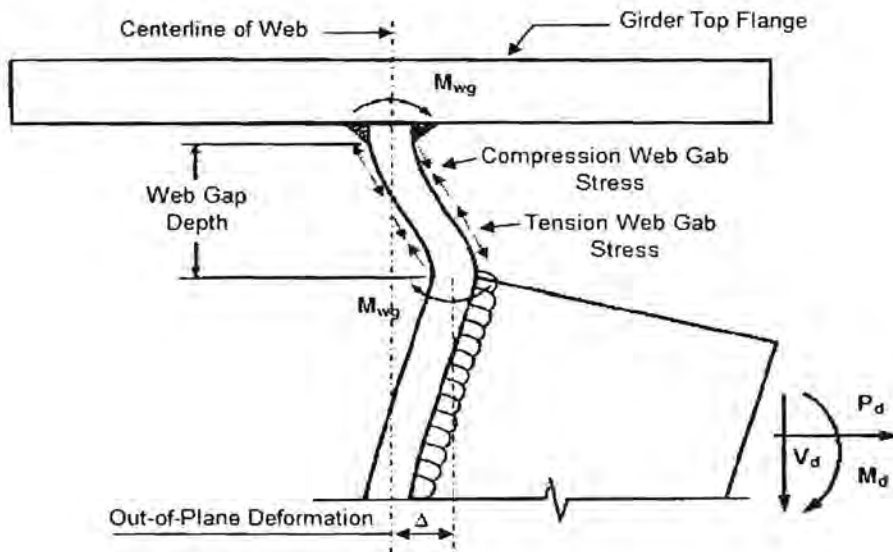
ในประเทศสหรัฐอเมริกา Conners และ Fisher (2006) ได้สำรวจพบว่า ปัญหาความล้าประมาณร้อยละ 90 มีสาเหตุมาจากการบิดตัวของสะพานนอกระนาบ (Out-of-plane distortion) หรือ หน่วยแรงทุติยภูมิ (Secondary stresses) และในประเทศญี่ปุ่น Nishikawa และ คณะ (1998) ได้สำรวจข้อมูลสะพานเหล็กจำนวน 459 สะพานและสรุปว่า การเกิดปัญหาความล้ามีสาเหตุจาก 3 ปัจจัยหลัก คือ 1. รถบรรทุกหนักขนาดใหญ่ 2. การออกแบบรอยต่อโครงสร้างที่ไม่เหมาะสม และ 3. หน่วยแรงเนื่องจากการบิด โดยระบุว่ารอยร้าวเกือบทั้งหมดที่มีการตรวจพบมีสาเหตุมาจากการบิดตัวของสะพานเช่นกัน

Cousins และคณะ (1998) ได้ทำการศึกษาตำแหน่งที่มีความเสี่ยงต่อการเกิดรอยร้าวเนื่องจากการบิด โดยพบว่า ตำแหน่งที่มีความเสี่ยงคือตำแหน่งรอยต่อระหว่างไดอะแฟรมและคานเหล็ก (Diaphragm-girder connections) เนื่องจากเกิดหน่วยแรงสูง ในขณะที่ Fraser และคณะ (2000) ได้ศึกษาพฤติกรรมการบิดของสะพานจากการทดสอบส่วนโครงสร้างสะพานจริง

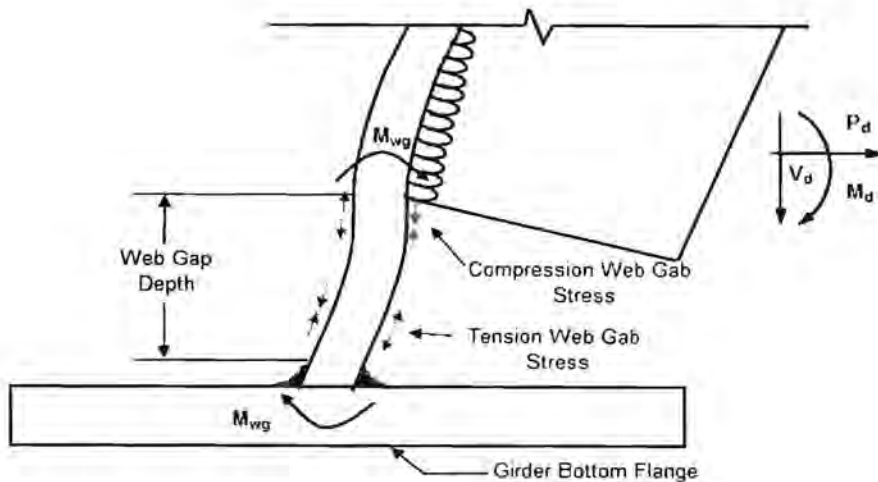
ในการวิเคราะห์อายุความล้า Jajich และ Schultz (2003), Berglund และ Schultz (2001, 2006) ได้สมมุติให้การบิดตัวของสะพานมีความสัมพันธ์กับค่าการโก่งตัวสัมพัทธ์ระหว่างคานเหล็ก ดังแสดงในรูปที่ 1.1 โดยคณะนักวิจัยได้ทำการตรวจวัดค่าหน่วยแรงเนื่องจากการบิดที่เกิดขึ้นในสะพาน ณ ตำแหน่งที่มีความเสี่ยงต่อการเกิดรอยร้าว (ตำแหน่ง Web gap ในรูปที่ 1.2 และ 1.3) เพื่อตรวจสอบความถูกต้องของแบบจำลองและสมมุติฐานที่ใช้



รูปที่ 1.1 การโก่งตัวสัมพัทธ์ของคานใกล้เคียง



รูปที่ 1.2 การบิดนอกระนาบและตำแหน่งที่มีความเสี่ยงต่อการเกิดรอยร้าวคือ Web Gap ที่ใกล้กับบน



รูปที่ 1.3 การบิดนอกระนาบและตำแหน่งที่มีความเสี่ยงต่อการเกิดรอยร้าวคือ Web Gap ที่ใกล้ปีกล่าง

จากงานวิจัยและการศึกษาในอดีตที่ผ่านมาสรุปได้ว่า รอยร้าวส่วนใหญ่ที่พบในสะพานเหล็กในต่างประเทศมีสาเหตุหลักมาจากการบิดนอกระนาบของโครงสร้างสะพานเนื่องจากเกิดหน่วยแรงทุดียภูมิซึ่งไม่ได้พิจารณาในการออกแบบ ดังนั้น การศึกษาพฤติกรรมการบิดตัวของสะพานและกำหนดแนวทางวิเคราะห์อายุความล้าอย่างเหมาะสมจึงมีความสำคัญเพื่อป้องกันปัญหาความล้าเนื่องจากการบิดตัวของสะพาน อย่างไรก็ตามการศึกษาวิจัยที่เกี่ยวข้องในยังมีไม่มากทั้งในและต่างประเทศ

ในประเทศไทยได้มีการใช้สะพานเหล็กอย่างกว้างขวาง โดยเฉพาะในกรุงเทพมหานครได้ใช้สะพานเหล็กเป็นสะพานข้ามทางแยกที่สำคัญหลายแห่งเพื่อลดปัญหาการจราจร เนื่องจากข้อดีของสะพานเหล็ก คือ มีน้ำหนักโครงสร้างที่เบา และสามารถก่อสร้างได้อย่างรวดเร็วทำให้ลดปัญหาการปิดจราจรในระหว่างก่อสร้าง อย่างไรก็ตาม ในปัจจุบันสะพานเหล็กเหล่านี้เกือบทั้งหมดมีอายุการใช้งานมากกว่า 15 ปีและมีแนวโน้มที่จะรับน้ำหนักของรถบรรทุกและปริมาณการจราจรที่สูงขึ้นในอนาคต การปิดสะพานเพื่อทำการตรวจสอบและซ่อมแซมสะพานมีผลกระทบต่อประชาชน เศรษฐกิจ พลังงานและสังคมในวงกว้าง

โครงการวิจัยนี้ทำการสำรวจข้อมูลรถบรรทุกหนักประเภทต่าง ๆ และข้อมูลทางโครงสร้างของสะพานเหล็กในประเทศไทยเพื่อใช้ประกอบในการศึกษาผลกระทบของรถบรรทุกหนักและตัวแปรต่างๆของสะพานต่ออายุความล้าและพฤติกรรมการบิดของสะพาน และเสนอแนวทางในการป้องกันปัญหาความล้าเนื่องจากการบิดในสะพานเหล็ก

1.2 วัตถุประสงค์

วัตถุประสงค์หลักของโครงการ ประกอบด้วย

1. สำรวจข้อมูลรถบรรทุกหนักประเภทต่าง ๆ และข้อมูลทางโครงสร้างของสะพานเหล็กในประเทศไทย
2. วิเคราะห์ผลกระทบของรถบรรทุกประเภทต่าง ๆ ต่อพฤติกรรมการบิดในโครงสร้างสะพานเหล็ก
3. เสนอแนวทางในการประเมินอายุและป้องกันปัญหาความล้าเนื่องจากการบิดในสะพานเหล็ก

1.3 ขอบเขตการวิจัย

งานวิจัยนี้มีพิจารณาเฉพาะสะพานเหล็กที่รับน้ำหนักรถบรรทุก (ไม่รวมสะพานรถไฟ)

1.4 วิธีดำเนินการวิจัย

วิธีการดำเนินการวิจัย ประกอบด้วย

1. ทบทวนงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง
2. สำรวจข้อมูลรถบรรทุกหนักประเภทต่าง ๆ และข้อมูลทางโครงสร้างของสะพานเหล็กในประเทศไทย จากหน่วยงานของรัฐที่เกี่ยวข้อง เช่น กรุงเทพมหานคร กรมทางหลวง และ กรมทางหลวงชนบท เป็นต้น
3. สร้างแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์เพื่อวิเคราะห์พฤติกรรมการบิดในโครงสร้างสะพานเหล็ก
4. ศึกษาผลกระทบของรถบรรทุกประเภทต่าง ๆ ต่อพฤติกรรมการบิดในโครงสร้างสะพาน

5. ศึกษาผลกระทบของตัวแปรสะพานต่อพฤติกรรมการบินในโครงสะพาน
6. เสนอแนวทางในการประเมินอายุและป้องกันปัญหาความล้าเนื่องจากการบิดในสะพานเหล็ก

1.5 ประโยชน์ที่คาดว่าจะได้รับ

ประโยชน์ที่คาดว่าจะได้รับ มีดังนี้

1. ข้อมูลรถบรรทุกและโครงสร้างสะพานเหล็กในประเทศไทย
2. ตำแหน่งในสะพานที่มีความเสี่ยงต่อความเสียหายจากความล้า
3. แนวทางในการกำหนดน้ำหนักของรถบรรทุกประเภทต่าง ๆ ที่วิ่งผ่านบนสะพาน
4. แนวทางในการประเมินอายุ และการป้องกันปัญหาความล้าเนื่องจากการบิดในสะพานเหล็ก

2. การสำรวจข้อมูลรถบรรทุกทุกหนักประเภทต่าง ๆ และข้อมูลทางโครงสร้างของสะพานเหล็กในประเทศไทย

2.1 ข้อมูลสะพานเหล็กในประเทศไทย

จากการสำรวจข้อมูลโครงสร้างของสะพานเหล็กในประเทศไทยจากหน่วยงานต่าง ๆ ที่รับผิดชอบประกอบด้วย กรมทางหลวง กรมทางหลวงชนบท สำนักการโยธากรุงเทพมหานคร และการทางรถไฟแห่งประเทศไทย สามารถจำแนกสะพานเหล็กสะพานเหล็กข้ามทางแยกและข้ามแม่น้ำตามประเภทโครงสร้างได้ ดังนี้

- 1) สะพานประเภทคานแผ่นเหล็กประกอบ (Plate girder) เป็นสะพานที่มีโครงสร้างส่วนบนเป็นคานแผ่นเหล็กเชื่อมประกอบและมีพื้นเป็นคอนกรีตหรือเหล็กแผ่น (Orthotropic steel deck) ดังแสดงในรูป 2.1 จากการสำรวจพบว่า สะพานข้ามแยกในกรุงเทพมหานครเกือบทั้งหมดเป็นโครงสร้างสะพานประเภทนี้และอยู่ในความดูแลของสำนักการโยธา กรุงเทพมหานคร



รูปที่ 2.1 ตัวอย่างสะพานประเภทคานแผ่นเหล็กประกอบ (Plate girder)

ในกรณีของพื้นเหล็กแผ่นจะมีการเสริมความแข็งแรงในแนวความยาว 2 รูปแบบ คือ Opened ribs

และ Closed ribs ดังแสดงในรูปที่ 2.2



รูปที่ 2.2 ตัวอย่างสะพานประเภทคานแผ่นเหล็กประกอบที่มีพื้นเหล็กแผ่น (Orthotropic deck) แบบ

Closed ribs

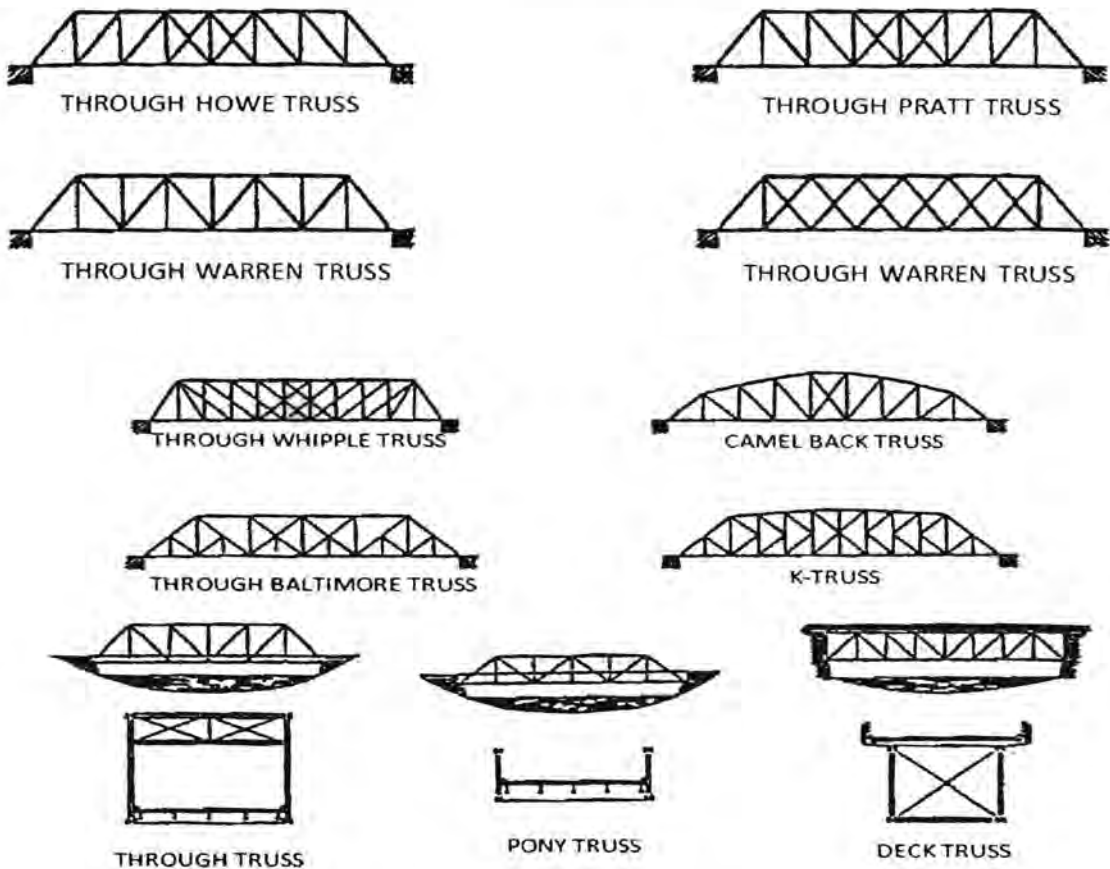
2) สะพานโค้ง (Arch bridge) เป็นสะพานที่มีรูปร่างโค้งลักษณะคล้ายครึ่งวงกลม ดังแสดงในรูปที่

2.3 จากการสำรวจไม่พบสะพานเหล็กประเภทนี้ในประเทศไทย



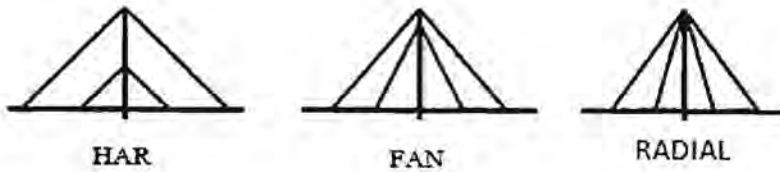
รูปที่ 2.3 ตัวอย่างสะพานโค้ง

- 3) สะพานโครงข้อหมุน (Truss bridge) มีรูปแบบต่าง ๆ ขึ้นอยู่กับความยาวช่วงของสะพานและแรงกระทำ ดังแสดงในรูปที่ 2.4 จากการสำรวจพบว่า สะพานประเภทนี้มักใช้เป็นสะพานข้ามแม่น้ำซึ่ง สะพานโดยอยู่ในความดูแลของหน่วยงานกรมทางหลวงชนบทเป็นส่วนใหญ่ สำหรับสะพานที่อยู่ในความดูแลของการรถไฟแห่งประเทศไทยจะมี 2 รูปแบบ คือ Deck truss สำหรับความยาวช่วงหลัก 40-60 เมตรและ Through truss สำหรับความยาวช่วงหลัก 10-20 เมตร



รูปที่ 2.4 ตัวอย่างสะพานโครงข้อหมุน

- 4) สะพานแขวน (Suspension bridge) จากการสำรวจไม่พบสะพานเหล็กประเภทนี้ในประเทศไทย
- 5) สะพานซิง (Cable-stayed bridge) มีรูปแบบต่าง ๆ ดังแสดงในรูปที่ 2.5 จากการสำรวจพบว่า มีสะพานประเภทนี้อยู่ 4 สะพาน



รูปที่ 2.5 รูปแบบต่าง ๆ ของสะพานขึง

การจำแนกข้อมูลที่ได้จากการสำรวจสะพาน ประกอบด้วย

1. หน่วยงานที่รับผิดชอบ (รูปที่ 2.6)

- การรถไฟแห่งประเทศไทย มีจำนวน 1,502 ตัว คิดเป็น 96.7%
- สำนักการโยธากรุงเทพมหานคร มีจำนวน 40 ตัว คิดเป็น 2.5%
- กรมทางหลวงชนบท มีจำนวน 5 ตัว คิดเป็น 0.3%
- กรมทางหลวง มีจำนวน 3 ตัว คิดเป็น 0.25%
- การทางพิเศษแห่งประเทศไทย มีจำนวน 2 ตัว คิดเป็น 0.25%

2. ประเภทโครงสร้าง (รูปที่ 2.7)

- สะพานคานแผ่นเหล็กประกอบ มีจำนวน 17 ตัว คิดเป็น 81%
- สะพานโครงข้อหมุน มีจำนวน 4 ตัว คิดเป็น 19%
- สะพานขึง มีจำนวน 4 ตัว คิดเป็น 19%

3. ความยาวช่วงหลัก (รูปที่ 2.8)

- 50 เมตร มีจำนวน 6 ตัว คิดเป็น 54.5%
- 35 เมตร มีจำนวน 4 ตัว คิดเป็น 36.3%
- 30, 40, 45 เมตร มีจำนวนความยาวช่วงละ 1 ตัว คิดเป็น 9.2%

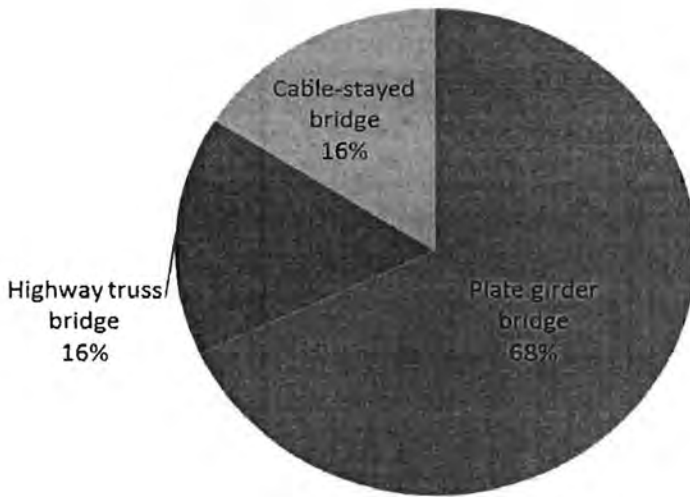
4. อายุสะพาน (รูปที่ 2.9)

- 16 – 20 ปี มีจำนวน 18 ตัว คิดเป็น 46%
- 6 - 10 ปี มีจำนวน 9 ตัว คิดเป็น 23%
- 0 – 5 ปี มีจำนวน 7 ตัว คิดเป็น 18%
- มากกว่า 50 ปี มีจำนวน 4 ตัว คิดเป็น 10%
- 21 – 25 ปี, 26 – 50 ปี มีจำนวนอายุละ 1 ตัว คิดเป็น 1%



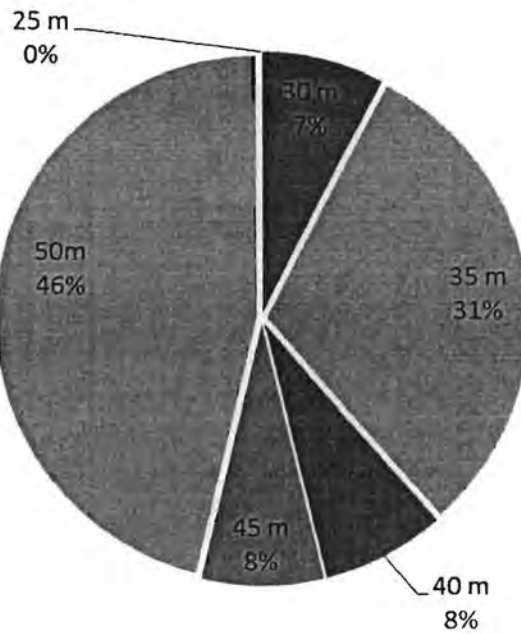
รูปที่ 2.6 สัดส่วนจำนวนสะพานหลักจำแนกตามหน่วยงานที่รับผิดชอบ

แผนภูมิการแบ่งประเภทสะพานข้ามแยก



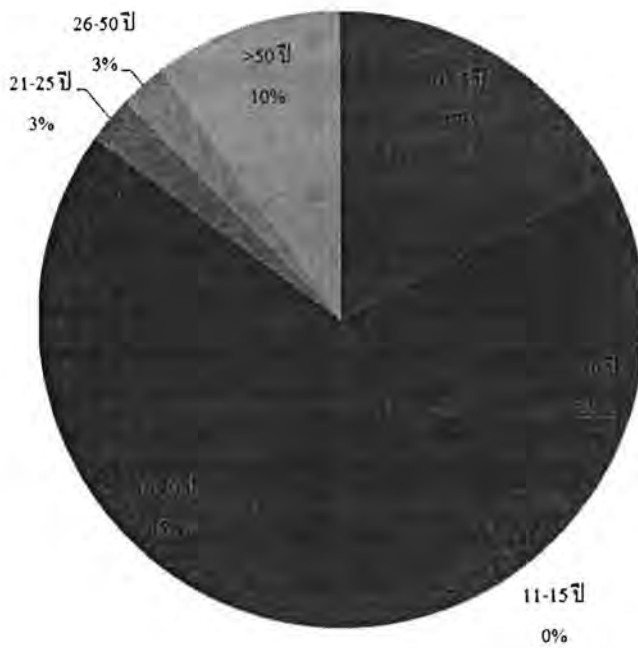
รูปที่ 2.7 สัดส่วนจำนวนสะพานหลักจำแนกตามประเภทโครงสร้าง

แผนภูมิช่วงความยาวหลักของสะพานหลัก



รูปที่ 2.8 สัดส่วนจำนวนสะพานหลักจำแนกตามความยาวช่วงหลักของสะพาน

แผนภูมิอายุสะพานเหล็กข้ามแยกและข้ามแม่น้ำ



รูปที่ 2.9 สัดส่วนจำนวนสะพานเหล็กจำแนกตามอายุของสะพาน

จากการสำรวจข้อมูลของสะพานเหล็กในประเทศไทย สามารถสรุปได้ ดังนี้

- สะพานเหล็กในประเทศไทย ส่วนใหญ่อยู่ในการดูแลของการรถไฟ (ร้อยละ 97)
- สะพานที่ไม่ใช่สะพานรถไฟ ส่วนใหญ่อยู่ในการดูแลของสำนักงานโยธากรุงเทพมหานคร
- สะพานที่ไม่ใช่สะพานรถไฟ ส่วนใหญ่มีอายุเฉลี่ยประมาณ 16-20 ปี
- สะพานที่ไม่ใช่สะพานรถไฟ ส่วนใหญ่มีโครงสร้างประเภทคานแผ่นเหล็กประกอบ

2.2 รูปแบบโครงสร้างของสะพานเหล็กข้ามทางแยก

สะพานรูปแบบที่ 1 สะพานคานเหล็กรูปไอเชิงประกอบ (Composite I-Girder bridge)

ประกอบด้วย แผ่นพื้นคอนกรีต (Concrete deck) และคานเหล็กรูปตัวไอ (Steel I - girders) ซึ่งมีการ

เชื่อมต่อระหว่างคานเหล็กและแผ่นพื้นคอนกรีตโดยใช้สลักรับแรงเฉือน (Shear studs) เพื่อให้เป็นระบบโครงสร้างเชิงประกอบ ในคานเหล็กมีแผ่นเหล็กเสริมข้างคาน (Stiffeners) ตลอดความยาวคาน และมีชิ้นส่วนตามแนวขวางประกอบด้วย โครงเฟรมขวาง (Cross frames) ณ ตำแหน่ง $\frac{1}{4}$ และ $\frac{3}{4}$ ของความยาวช่วงสะพานและไดอะแฟรม ณ ตำแหน่งกึ่งกลางของความยาวช่วงสะพาน ดังแสดงรายละเอียดในรูปที่ 2.10 โดยบริเวณที่เกิดผลของการบิดนอกระนาบของสะพานนี้คือ บริเวณ Web gap ที่ใกล้กับปีกกลางของคานที่ตำแหน่งระหว่างแผ่นเหล็กเสริมข้างคานกับโครงเฟรมขวางและระหว่างแผ่นเหล็กเสริมข้างคานกับไดอะแฟรม ดังแสดงในรูปที่ 2.11 (ก) และ 2.11 (ข) ตามลำดับ



รูปที่ 2.10 สะพานรูปแบบที่ 1 (Composite I-girder bridge)



(ก) บริเวณโครงเฟรมทางขวาง

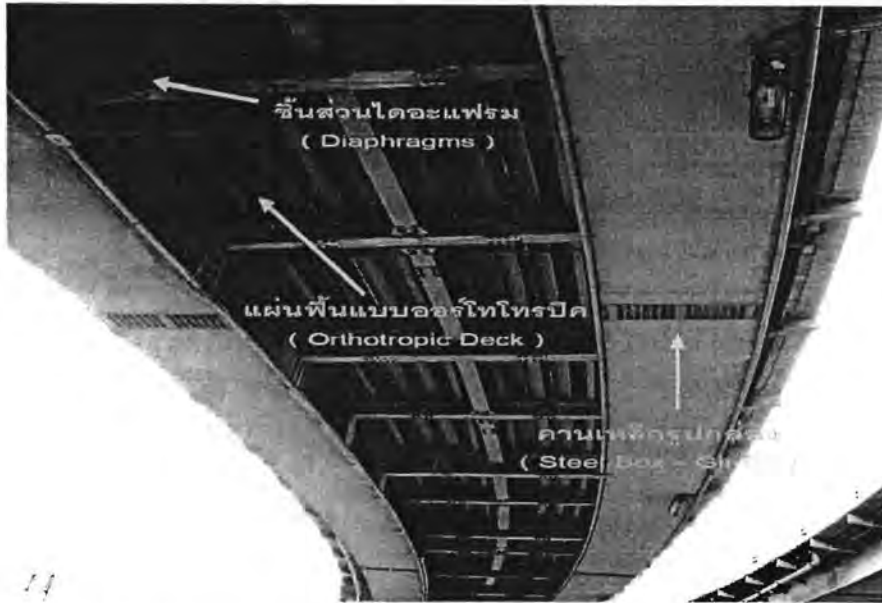


(ข) บริเวณไดอะแฟรม

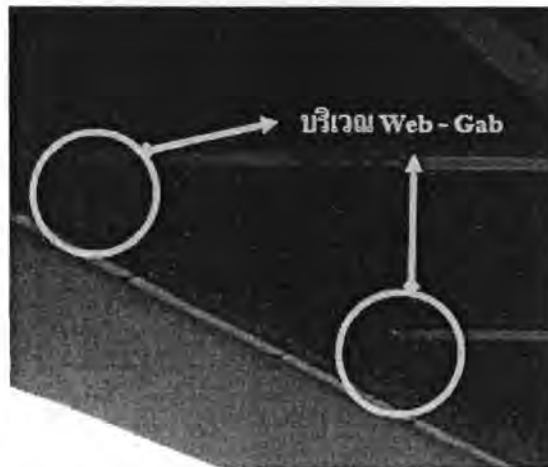
รูปที่ 2.11 บริเวณที่เกิดการบิดนอกระนาบของสะพานรูปแบบที่ 1

สะพานรูปแบบที่ 2 เป็นสะพานที่มีโครงสร้างหลักตามแนวยาวของสะพานประกอบด้วยคานเหล็กรูปกล่อง (Box girder) และมีระบบแผ่นพื้นเป็นแบบออร์โทโทรปิก (Orthotropic deck) โดยระบบแผ่นพื้นเป็นแบบออร์โทโทรปิกจะมีชิ้นส่วนตามแนวยาวและตามแนวขวาง เรียกว่า Ribs เชื่อมติดกับแผ่นพื้นเหล็กเพื่อช่วยเสริมกำลังและลดการโก่งตัวของระบบแผ่นพื้น สำหรับชิ้นส่วนทางขวางของสะพานประกอบด้วยไดอะแฟรมที่ยึดติดกับเอวของคานเหล็ก ดังแสดงในรูปที่ 2.12 รูปแบบนี้มักใช้เป็นโครงสร้างช่วงหลัก (Main span) ของสะพานที่มีช่วงข้ามทางแยกที่มีความโค้ง

รูปที่ 2.13 แสดงบริเวณที่เกิดผลของการบิดนอกระนาบของสะพานคือ บริเวณ Web gap ที่ตำแหน่งไดอะแฟรมใกล้กับปีกล่างของคาน



รูปที่ 2.12 สะพานรูปแบบที่ 2 (Orthotropic steel box-girder bridge)

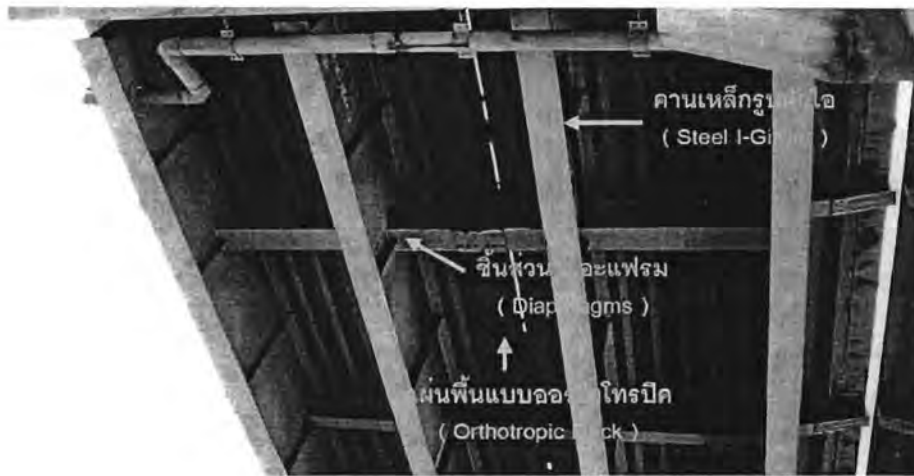


รูปที่ 2.13 บริเวณที่เกิดการบิดนอกระนาบของสะพานรูปแบบที่ 2

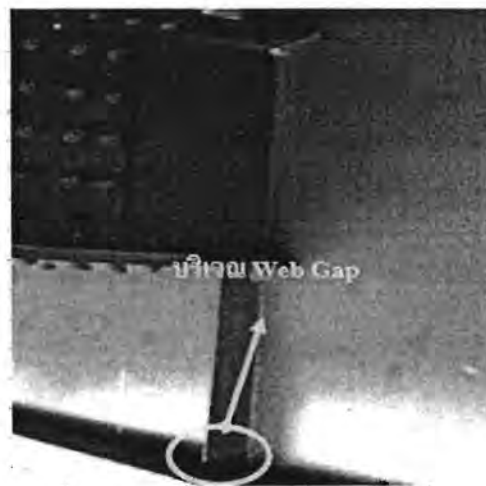
สะพานรูปแบบที่ 3 โครงสร้างหลักตามแนวยาวของสะพานประกอบด้วยคานที่เป็นแผ่นเหล็ก ประกอบรูปตัวไอ และระบบแผ่นพื้นแบบออร์โทโทรปิก ประกอบไปด้วยและมี RIBS เชื่อมติดกับแผ่นพื้น เหล็ก โดยมักใช้เป็นโครงสร้างช่วงหลัก (Main span) ของสะพานที่มีช่วงข้ามทางแยกที่ตรง

โครงสร้างในช่วง Typical span เหมือนกับสะพานในรูปแบบที่ 2 สำหรับชิ้นส่วนทางขวางของ สะพาน คือ ชิ้นส่วนไดอะแฟรมยึดติดกับชิ้นส่วนเอวของคาน ซึ่งแสดงดังแสดงในรูปที่ 2.14 และบริเวณที่

ทำให้เกิดผลของการบิดในนอกระนาบของสะพานนี้คือ บริเวณ Web gap ที่ใกล้กับชิ้นส่วนปีกด้านล่างที่ตำแหน่งการเชื่อมติดระหว่างแผ่นเหล็กเสริมข้างคานกับไดอะแฟรม ดังแสดงในรูปที่ 2.15



รูปที่ 2.14 สะพานรูปแบบที่ 3 (Orthotropic steel I-girder bridge)



รูปที่ 2.15 บริเวณที่เกิดการบิดนอกระนาบของสะพานรูปแบบที่ 3

2.3 ข้อมูลรถบรรทุกในประเทศไทย

รถบรรทุกหนักในประเทศไทย อาจจำแนกได้เป็นประเภทต่าง ๆ ประกอบด้วย รถบรรทุกหกล้อ รถบรรทุกสิบล้อ รถบรรทุกสิบสองล้อ รถบรรทุกกึ่งพ่วง และรถบรรทุกพ่วง โดยหน่วยงานที่เกี่ยวข้อง คือ กรมทางหลวงได้มีข้อกำหนดในการห้ามใช้พาหนะที่มีน้ำหนัก น้ำหนักบรรทุก หรือน้ำหนักลงเพลาเกินกว่าที่ได้กำหนด รวมทั้งได้กำหนดระยะ king pin สำหรับรถบรรทุกกึ่งพ่วงที่มีรถลากจูงประเภทต่าง ๆ

ในงานวิจัยนี้ได้สำรวจข้อมูลของระยะระหว่างล้อและความกว้างระหว่างล้อของรถบรรทุกที่ผลิตตามท้องตลาดประกอบไปด้วยรถบรรทุกยี่ห้อ ฮีโน่ อีซูซุ มิตรubishi และนิสสันดีเซล ซึ่งรถบรรทุกประเภทต่าง ๆ ของแต่ละยี่ห้อและแต่ละรุ่นจะมีระยะระหว่างล้อ ความกว้างระหว่างล้อ และ ตำแหน่งของน้ำหนักบรรทุกที่ลงแต่ละล้อที่แตกต่างกัน

ภาคผนวก ก. แสดงข้อมูลรถบรรทุกจากการสำรวจ ประกอบด้วย น้ำหนักและขนาดของรถบรรทุกประเภทต่าง ๆ ตามข้อกำหนดของกรมทางหลวงและรถบรรทุกที่ผลิตในท้องตลาด

3. แบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ของโครงสร้างสะพานเหล็ก

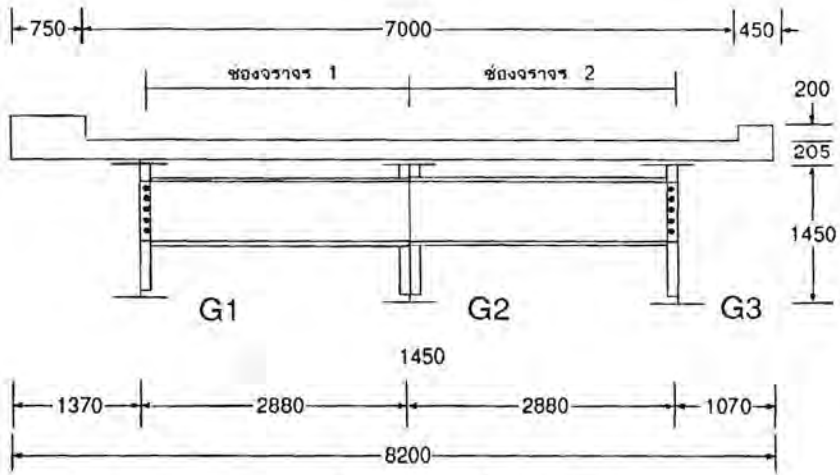
3.1 รายละเอียดแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ของสะพาน

การสร้างแบบจำลองของสะพานได้ใช้โปรแกรมไฟไนต์เอลิเมนต์ SAP2000 (Computer and Structures 2007) โดยจำลองพื้นสะพานคอนกรีตด้วยชิ้นส่วนเปลือกบาง (shell element) และคานเหล็กด้วยชิ้นส่วนโครงข้อแข็ง (frame element) และใช้ rigid links เพื่อจำลองพฤติกรรมเชิงประกอบระหว่างคานเหล็กกับพื้นคอนกรีต (Mabsout และคณะ 1997, Hidayat 2008)

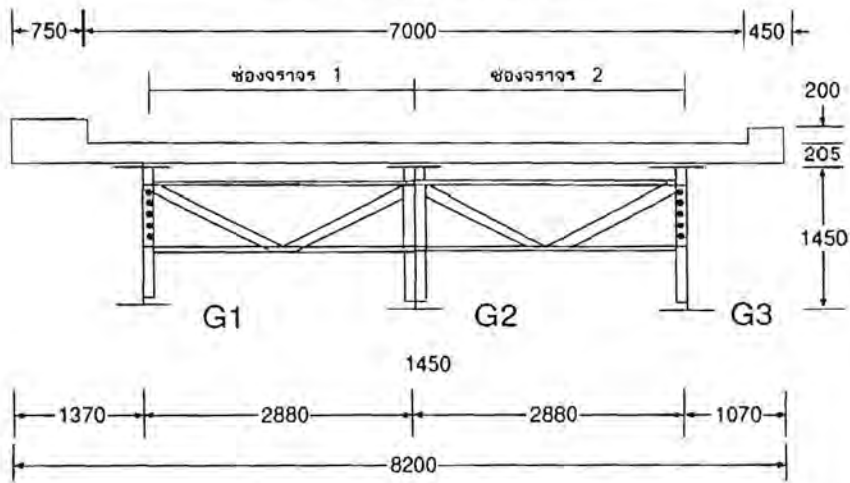
โครงสร้างส่วนบนคานเหล็กรูปไอเชิงประกอบที่ทำการศึกษาคือเป็นโครงสร้างส่วนบนของสะพานประชาชนกุล และสะพานวงศ์สว่าง โดยมีความยาวช่วงเท่ากับ 25 เมตร และ 2 ช่องจราจร ปริมาณรถบรรทุกเฉลี่ยต่อวันของทั้งสองสะพานมีค่า 880 และ 895 คันต่อวัน ตามลำดับ (ศูนย์บริการวิชาการแห่งจุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย 2551) รูปที่ 3.1 แสดงหน้าตัดของโครงสร้างส่วนบนคานเหล็กรูปตัวไอเชิงประกอบของสะพานข้ามแยกประชาชนกุล

รูปที่ 3.2 และ 3.3 แสดงแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ในการศึกษา โดยแบบจำลองแรกใช้ในการศึกษาพฤติกรรมการโค้งตัวสัมพัทธ์ระหว่างคาน และแบบจำลองที่สอง (แบบจำลองละเอียด) ใช้ในการวิเคราะห์หน่วยแรงเนื่องจากการบิดของสะพาน

คุณสมบัติของวัสดุในการวิเคราะห์ประกอบด้วย ค่าโมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีตและเหล็กเท่ากับ 24000 และ 200000 เมกะปาสกาล ตามลำดับ และ ค่าอัตราส่วนปัวซองของคอนกรีตและเหล็กเท่ากับ 0.2 และ 0.3 ตามลำดับ

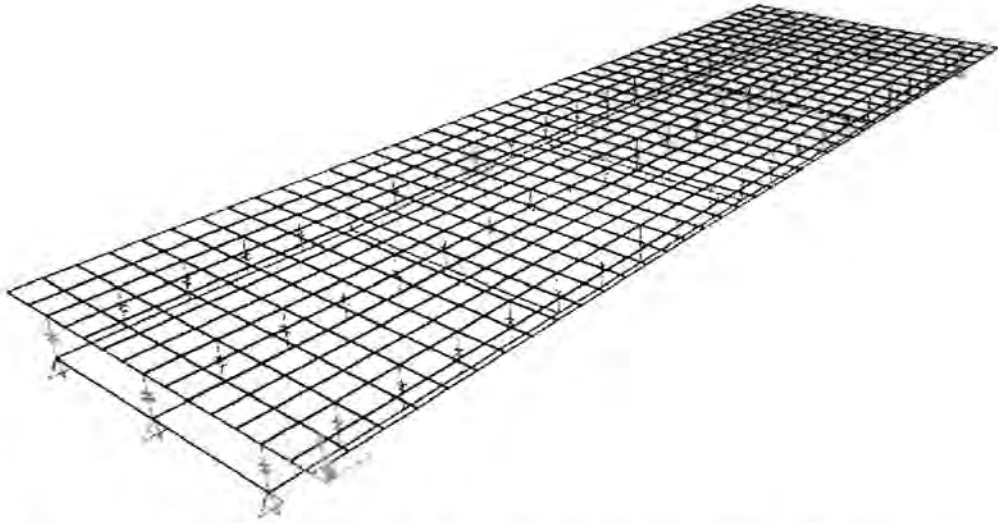


(ก) โต๊ะแอฟรม (กึ่งกลางช่วง)

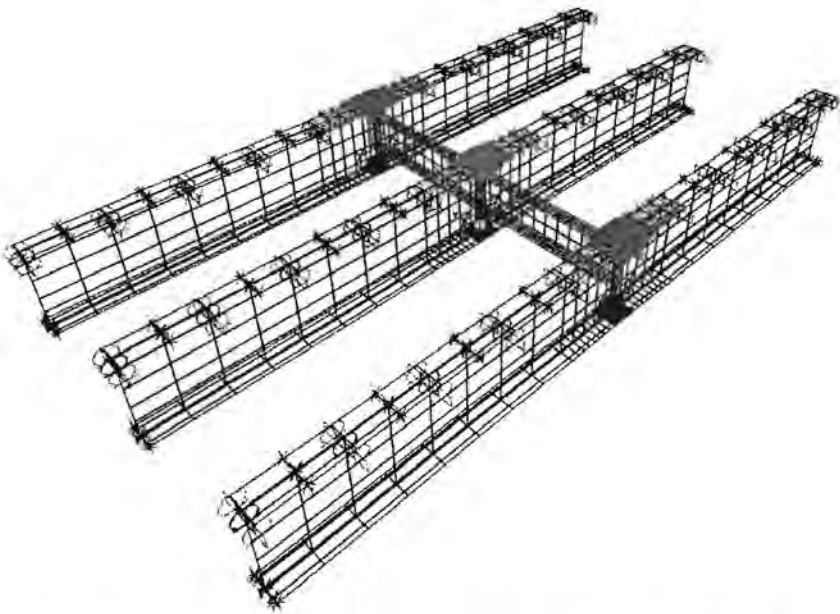


(ข) โครงเฟรมขวาง (1 ใน 4 ของช่วง)

รูปที่ 3.1 หน้าตัดของโครงสร้างส่วนบนคานเหล็กรูปตัวไอเชิงประกอบในการศึกษา (หน่วยมิลลิเมตร)

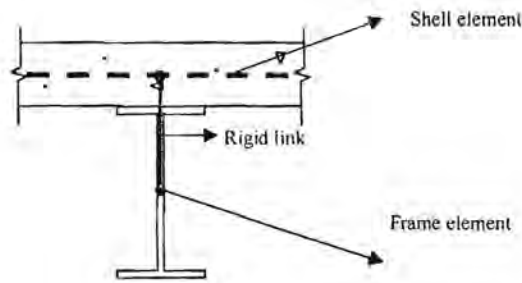


รูปที่ 3.2 แบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ของโครงสร้างส่วนบนคานเหล็กรูปไอเชิงประกอบ



รูปที่ 3.3 แบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ละเอียดของโครงสร้างส่วนบนคานเหล็กรูปไอเชิงประกอบ

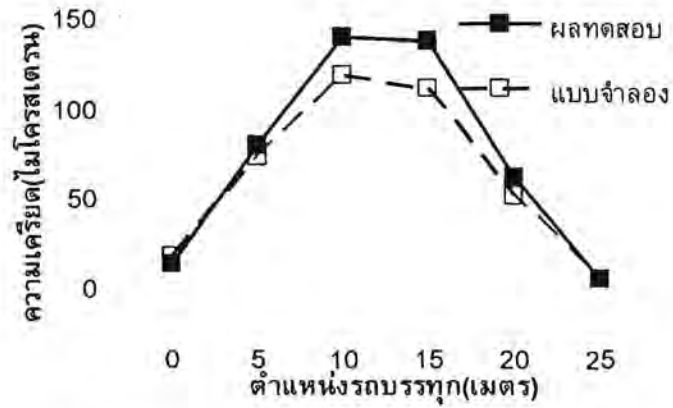
พฤติกรรมเชิงประกอบระหว่างคานเหล็กและพื้นคอนกรีตที่มีการยึดต่อโดยใช้สลักรับแรงเฉือน
จำลองด้วย rigid link ดังแสดงในรูปที่ 3.4



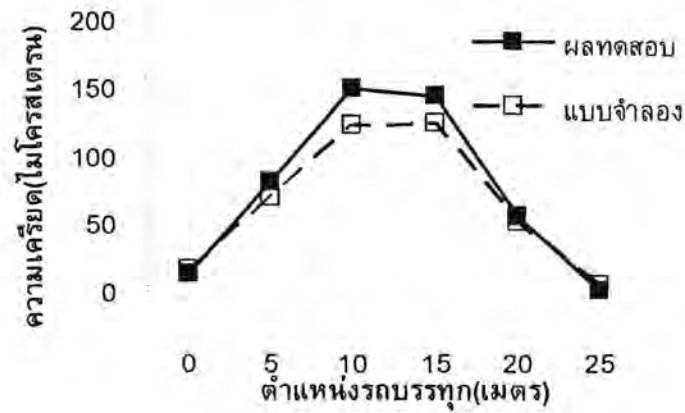
รูปที่ 3.4 การจำลองพฤติกรรมเชิงประกอบระหว่างคานเหล็กและพื้นคอนกรีตด้วย rigid link

3.2 การปรับแก้แบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์

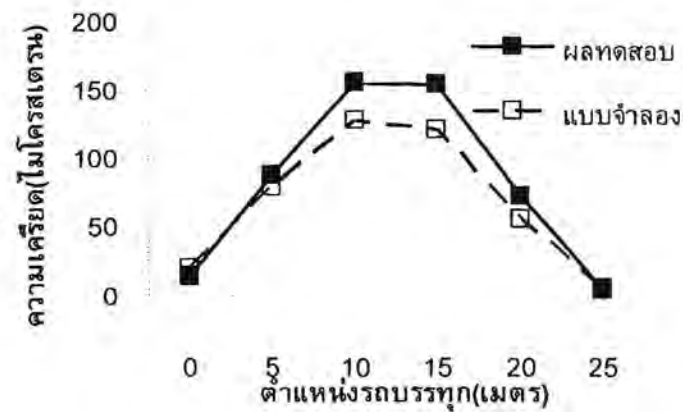
การปรับแก้แบบจำลองได้ใช้ผลจากการทดสอบสะพานในภาคสนาม (ศูนย์บริการวิชาการแห่งจุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย 2551) จากการวางรถบรรทุกที่ทราบขนาดและน้ำหนักที่ตำแหน่งต่าง ๆ บนสะพาน โดยแนวทางในการปรับแก้แบบจำลอง ได้แก่ ความหนาของพื้น, จำนวนและคุณสมบัติของ rigid links (จำนวนระดับชั้นความเสื่อที่ส่งผ่าน) โดยพบว่า การเลือกใช้แบบจำลองที่ปรับความหนาพื้นหนาเท่ากับ 15 ซม. และทำการยึดรั้งระดับความเสื่อระหว่างพื้นกับคานทั้ง 6 ค่า (ได้แก่ ระดับชั้นความเสื่อการเคลื่อนที่ 3 ค่า และระดับชั้นความเสื่อการหมุน 3 ค่า) ใช้ rigid links 26 ตัว ได้ผลของค่าความเครียดใกล้เคียงกับการตรวจวัดจริงมากที่สุด กล่าวคือมีค่าความคลาดเคลื่อนไม่เกิน 20% รูปที่ 3.5 แสดงการเปรียบเทียบค่าความเครียดในคานจากแบบจำลองและข้อมูลผลทดสอบในกรณีรถบรรทุกหนัก 25 ตันวิ่งบนสะพาน 2 ช่องจราจร จากรูปพบว่า ค่าความเครียดที่เกิดขึ้นจากแบบจำลองมีค่าต่ำกว่าความเครียดที่วัดได้จริงทำให้มีการปรับแก้แบบจำลองให้มีความอ่อนตัวลงโดยการลดความหนาของพื้นและปรับจำนวน rigid link จนกระทั่งได้แบบจำลองที่มีค่าใกล้เคียงมากที่สุด



(ก) คานตัวริมนอก (G1)



(ข) คานตัวกลาง (G2)



(ค) คานตัวริมใน (G3)

รูปที่ 3.5 เปรียบเทียบค่าความเครียดจากแบบจำลองและผลทดสอบในกรณีรถบรรทุกหนัก 25 ตัน บนสะพาน 2 ช่องจราจร

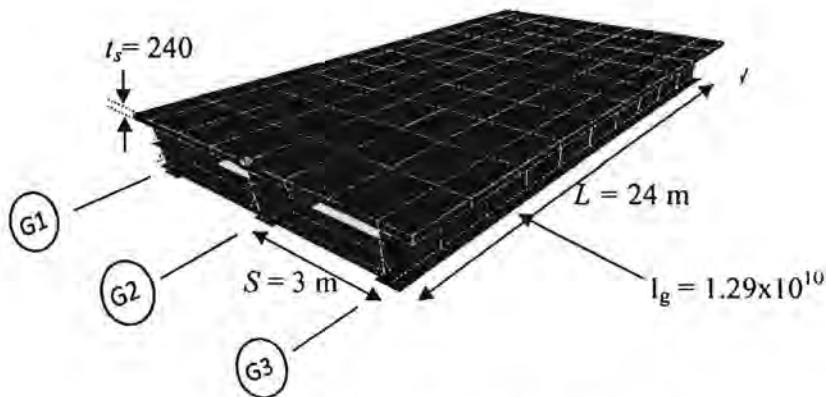
4. วิเคราะห์ผลการศึกษา

4.1 ผลกระทบของตัวแปรสะพานต่อพฤติกรรมการบิดในโครงสร้างสะพาน

พฤติกรรมการบิดในการศึกษาประกอบด้วย การโก่งตัวสัมพัทธ์ระหว่างคาน และหน่วยแรง

เนื่องจากการบิดที่ตำแหน่งที่มีความเสี่ยง ตัวแปรของสะพานที่ทำการศึกษา คือ ความยาวช่วงสะพาน (L) ระยะห่างระหว่างคาน (S) ความหนาของพื้นคอนกรีต (t_s) และ สติฟเนสของคานเหล็ก (I_g) ดังแสดงในรูปที่

4.1



รูปที่ 4.1 ตัวแปรสะพานในการศึกษา

ช่วงของค่าของตัวแปรอ้างอิงช่วงที่ใช้งานของสมการ Lateral Load Distribution Factor ของ AASHTO (1998) ดังต่อไปนี้ คือ ความยาวช่วงของสะพานมีค่าตั้งแต่ 18 ถึง 36 เมตร ระยะห่างระหว่างคานมีค่าตั้งแต่ 2.1 ถึง 3.0 เมตร และ ความหนาของแผ่นพื้นมีค่าตั้งแต่ 210 ถึง 300 มิลลิเมตร สำหรับ สติฟเนสของคานเหล็กมีค่าขึ้นอยู่กับการออกแบบ โดยในการศึกษาได้เลือกค่าตั้งแต่ 1.1×10^{10} มม⁴ to 1.7×10^{10} มม⁴

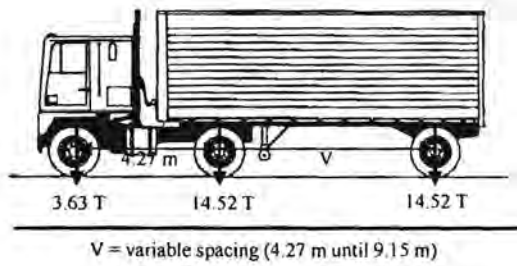
แบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์พื้นฐานมีค่าของตัวแปร ดังต่อไปนี้ ความยาวสะพานมีค่าเท่ากับ 24 เมตร ระยะห่างระหว่างคานมีค่าเท่ากับ 3.0 เมตร ความหนาของแผ่นพื้นมีค่าเท่ากับ 240 มม สติฟเนสของคานเหล็กอ้างอิงหน้าตัดปีกกว้างขนาด $1450 \times 450 \times 12 \times 22$ มม. ที่มีค่าโมเมนต์อินเนอร์เซียเท่ากับ

12.9×10^9 มม⁴ และโต๊ะแฟรมอ้างอิงหน้าตัดปีกกว้างขนาด 678×253×12×16 มม. ที่มีค่าโมเมนต์อินเนอร์เซียเท่ากับ 1.6×10^9 มม⁴ โดยในการศึกษาผลกระทบของตัวแปรสะพานหนึ่ง ๆ จะกำหนดให้ค่าของตัวแปรอื่นมีค่าเท่ากับแบบจำลองพื้นฐาน ดังสรุปในตารางที่ 4.1

ตารางที่ 4.1 ค่าของตัวแปรต่าง ๆ ในแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์

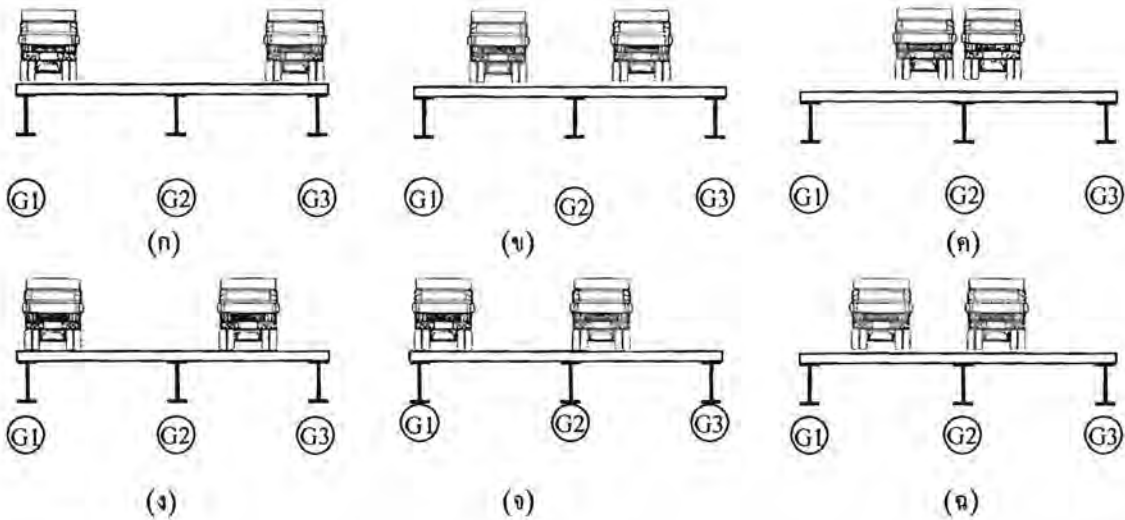
ระยะห่างระหว่างคาน (เมตร)	ความหนาของแผ่นพื้น (มม)	สติฟเนสของคานเหล็ก (มม ⁴)	ความยาวของสะพาน (เมตร)
2.1	240	1.2×10^{10}	24
2.4	240	1.2×10^{10}	24
2.7	240	1.2×10^{10}	24
3.0	240	1.2×10^{10}	24
3.0	210	1.2×10^{10}	24
3.0	240	1.2×10^{10}	24
3.0	270	1.2×10^{10}	24
3.0	300	1.2×10^{10}	24
3.0	240	1.0×10^{10}	24
3.0	240	1.2×10^{10}	24
3.0	240	1.5×10^{10}	24
3.0	240	1.7×10^{10}	24
3.0	240	1.2×10^{10}	18
3.0	240	1.2×10^{10}	24
3.0	240	1.2×10^{10}	30
3.0	240	1.2×10^{10}	36

ในการวิเคราะห์ผลกระทบของตัวแปรสะพานได้ใช้กรอบทุกมาตรฐานของ AASHTO (1998) ที่มีขนาดและน้ำหนักลงเพลา ดังแสดงในรูปที่ 4.2



รูปที่ 4.2 ขนาดและน้ำหนักของเพลากลางเพลลาของรถบรรทุกมาตรฐานของ AASHTO (1998)

ในการศึกษาพฤติกรรมการบิดจะกำหนดตำแหน่งทางขวางของรถบรรทุกบนสะพานที่วิกฤตทั้งกรณีรถบรรทุก 1 และทั้ง 2 คัน รูปที่ 4.3 แสดงตำแหน่งทางขวางที่เป็นไปได้ในกรณีรถบรรทุก 2 คันวิ่งขนานกันใน 2 ช่องจราจร



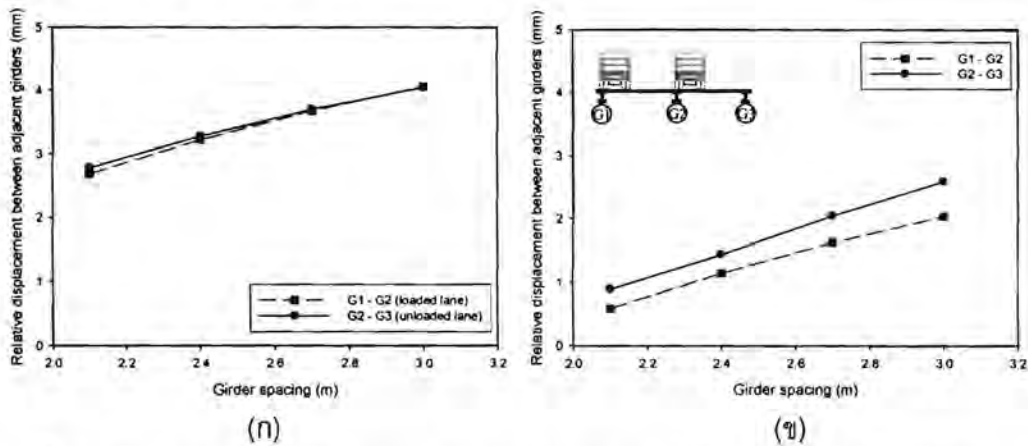
รูปที่ 4.3 ตำแหน่งรถบรรทุกตามขวางรูปแบบต่าง ๆ (ก) ภายนอก-ภายนอก (ข) กลางช่อง-กลางช่อง (ค) ภายใน-ภายใน (ง) ภายนอก-กลางช่อง (จ) ภายนอก-ภายใน (ฉ) กลางช่อง-ภายใน

ในการวิเคราะห์กำหนดให้รถบรรทุกมีการเปลี่ยนตำแหน่งตามยาวบนสะพานทุกระยะ 0.1 เมตร โดยพบว่า การโก่งตัวสัมพัทธ์ระหว่างคานมีค่าสูงสุดเมื่อรถบรรทุกอยู่ที่ตำแหน่งประมาณกลางความยาว

ช่วง ในกรณีความยาวช่วง 18, 30 และ 36 เมตร และตำแหน่งทางขวางวิกฤต คือ ตำแหน่งในรูป 4.3 (จ) กล่าวคือ รถบรรทุกคันแรกอยู่ที่ภายนอกของช่องจราจรซ้ายและคันที่สองอยู่ในช่องจราจรขวา

4.1.1 การโก่งตัวสัมพัทธ์ระหว่างคานเหล็ก

4.1.1.1. ผลกระทบของระยะห่างระหว่างคาน

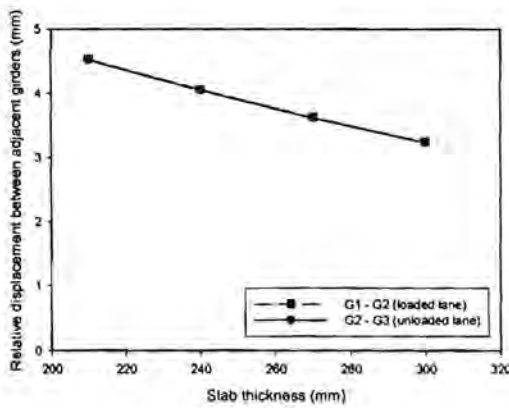


รูปที่ 4.4 ผลกระทบของระยะห่างระหว่างคาน (ก) รถบรรทุก 1 คันในช่องจราจรซ้าย (ข) รถบรรทุก 2 คันใน 2 ช่องจราจร

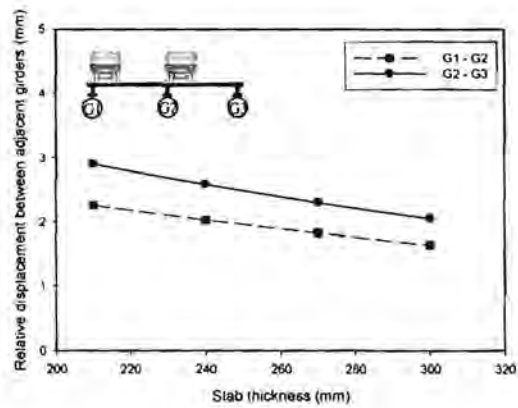
รูปที่ 4.4 แสดงผลกระทบของระยะห่างระหว่างคาน โดยพบว่า การโก่งตัวสัมพัทธ์ระหว่างคานเหล็กมีค่าสูงขึ้นเมื่อระยะห่างระหว่างคานเพิ่มขึ้น เนื่องจากเมื่อระยะระหว่างคานเพิ่มขึ้น ไดอะแฟรมจะมีความยาวมากขึ้นทำให้สติฟเนสของไดอะแฟรมมีค่าลดลงและการบิดตัวของสะพานสูงขึ้น ในกรณีของรถบรรทุก 1 คัน (ตำแหน่งทางขวางที่ภายนอกของช่องจราจร) การโก่งตัวสัมพัทธ์ระหว่างคาน G1 และ G2 (ช่องจราจรซ้าย) และ G2 และ G3 (ช่องจราจรขวา) มีค่าไม่แตกต่างกัน ดังแสดงในรูปที่ 4.4 (ก) ในกรณีของรถบรรทุก 2 คัน (ตำแหน่งทางขวางที่ตำแหน่งวิกฤติในรูป 4.3 (จ)) การโก่งตัวสัมพัทธ์ระหว่างคาน G1 และ G2 (ช่องจราจรซ้าย) มีค่าต่ำกว่าการโก่งตัวสัมพัทธ์ระหว่างคาน G2 และ G3 (ช่องจราจรขวา) ดัง

แสดงในรูปที่ 4.4 (ข) โดยคานที่มีการโก่งตัวมากที่สุด คือ คาน G1 รองลงมาคือ คาน G2 และ G3 โดยค่าการโก่งตัวสัมพัทธ์ระหว่างคานมีค่าน้อยกว่าในกรณีรถบรรทุก 1 คัน

4.1.1.2. ผลกระทบของความหนาของแผ่นพื้น



(ก)



(ข)

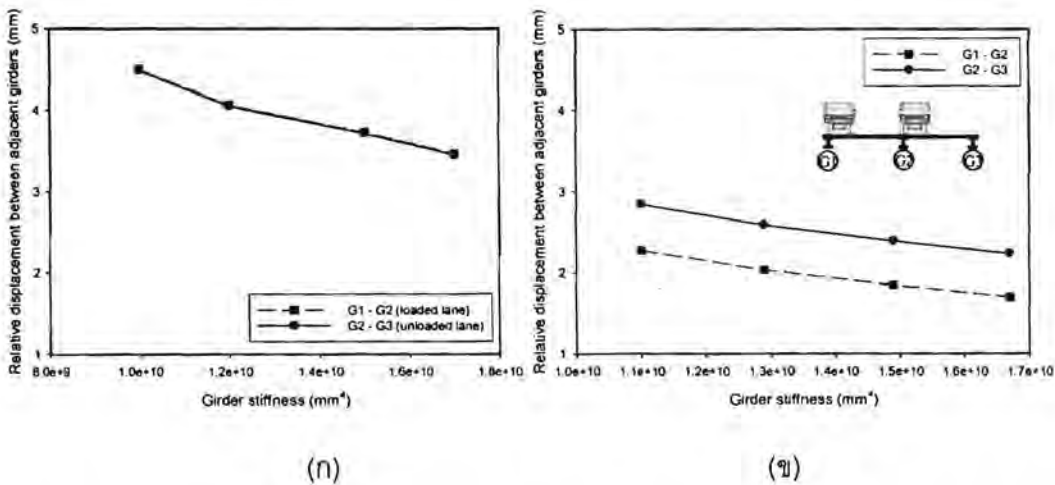
รูปที่ 4.5 ผลกระทบของความหนาของแผ่นพื้น (ก) รถบรรทุก 1 คันในช่องจราจรซ้าย (ข) รถบรรทุก 2 คันใน 2 ช่องจราจร

รูปที่ 4.5 แสดงผลกระทบของความหนาของแผ่นพื้น โดยพบว่า การโก่งตัวสัมพัทธ์ระหว่างคานเหล็กมีค่าลดลงเมื่อความหนาของแผ่นพื้นเพิ่มขึ้น เนื่องจากเมื่อความหนาของแผ่นพื้นเพิ่มขึ้นแผ่นพื้นจะมีสติเฟนสูงขึ้นทำให้ช่วยกระจายน้ำหนักลงคาน ทำให้ลดการบิดตัวของสะพาน ในกรณีของรถบรรทุก 1 คัน (ตำแหน่งทางขวางที่ภายนอกของช่องจราจร) การโก่งตัวสัมพัทธ์ระหว่างคาน G1 และ G2 (ช่องจราจรซ้าย) และ G2 และ G3 (ช่องจราจรขวา) มีค่าไม่แตกต่างกัน ดังแสดงในรูปที่ 4.5 (ก) ในกรณีของรถบรรทุก 2 คัน (ตำแหน่งทางขวางที่ตำแหน่งวิกฤติในรูป 4.3 (จ)) การโก่งตัวสัมพัทธ์ระหว่างคาน G1 และ G2 (ช่องจราจรซ้าย) มีค่าต่ำกว่าการโก่งตัวสัมพัทธ์ระหว่างคาน G2 และ G3 (ช่องจราจรขวา) ดังแสดงในรูปที่ 4.5 (ข) โดยค่าการโก่งตัวสัมพัทธ์ระหว่างคานมีค่าน้อยกว่าในกรณีรถบรรทุก 1 คัน

4.1.1.3. ผลกระทบของสติฟเนสของคานเหล็ก

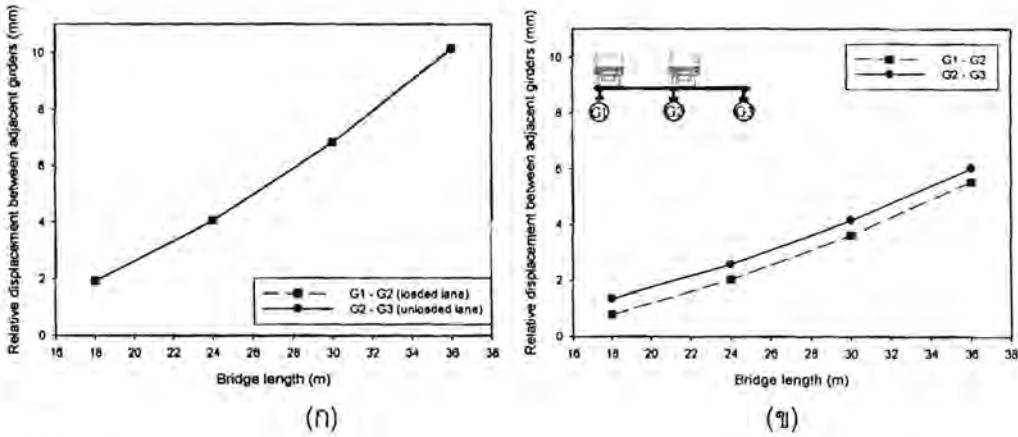
คานเหล็กเป็นองค์อาคารหลักของสะพานเนื่องจากกำหนดค่าสติฟเนสตามยาวโดยรวมของสะพาน กล่าวคือ เมื่อค่าสติฟเนสสูงสะพานจะมีการโก่งตัวลดลง และการโก่งตัวสัมพัทธ์จะลดลงเช่นกัน ผลที่ได้จากการวิเคราะห์ แสดงดังรูปที่ 4.6

ในกรณีของรถบรรทุก 1 คัน (ตำแหน่งทางขวางที่ภายนอกของช่องจราจร) การโก่งตัวสัมพัทธ์ระหว่างคาน G1 และ G2 (ช่องจราจรซ้าย) และ G2 และ G3 (ช่องจราจรขวา) มีค่าไม่แตกต่างกัน ดังแสดงในรูปที่ 4.6 (ก) ในกรณีของรถบรรทุก 2 คัน (ตำแหน่งทางขวางที่ตำแหน่งวิกฤติในรูป 4.3 (จ)) การโก่งตัวสัมพัทธ์ระหว่างคาน G1 และ G2 (ช่องจราจรซ้าย) มีค่าต่ำกว่าการโก่งตัวสัมพัทธ์ระหว่างคาน G2 และ G3 (ช่องจราจรขวา) ดังแสดงในรูปที่ 4.6 (ข) โดยค่าการโก่งตัวสัมพัทธ์ระหว่างคานมีค่าน้อยกว่าในกรณีรถบรรทุก 1 คัน



รูปที่ 4.6 ผลกระทบของสติฟเนสของคานเหล็ก (ก) รถบรรทุก 1 คันในช่องจราจรซ้าย (ข) รถบรรทุก 2 คัน ใน 2 ช่องจราจร

4.1.1.4. ผลกระทบของความยาวช่วงของสะพาน

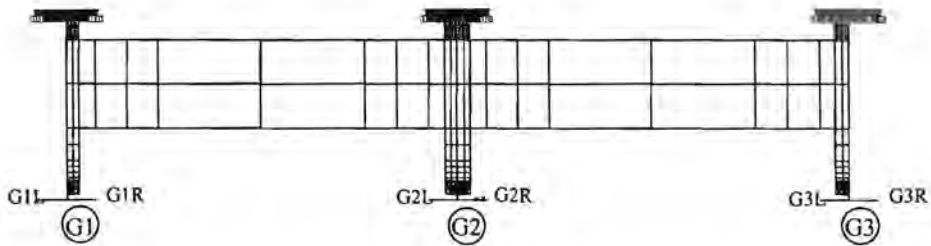


รูปที่ 4.7 ผลกระทบของความยาวช่วงของสะพาน (ก) รถบรรทุก 1 คันในช่องจราจรซ้าย (ข) รถบรรทุก 2 คันใน 2 ช่องจราจร

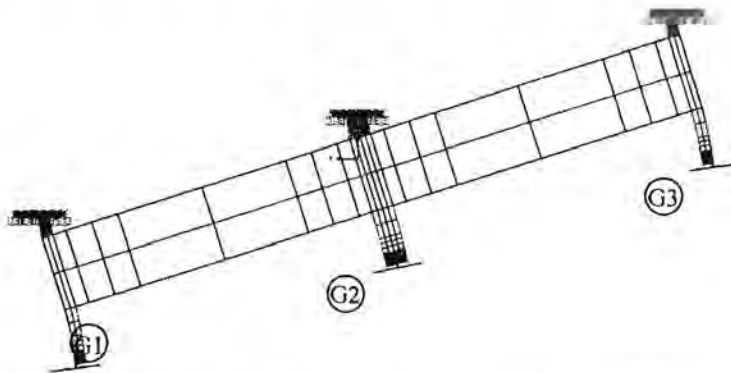
รูปที่ 4.7 แสดงผลกระทบของของความยาวช่วงของสะพาน โดยพบว่า การโก่งตัวสัมพัทธ์ระหว่างคานเหล็กมีค่าเพิ่มขึ้นเมื่อความยาวช่วงของสะพานมีค่าสูงขึ้น ในกรณีของรถบรรทุก 1 คัน (ตำแหน่งทางขวางที่ภายนอกของช่องจราจร) การโก่งตัวสัมพัทธ์ระหว่างคาน G1 และ G2 (ช่องจราจรซ้าย) และ G2 และ G3 (ช่องจราจรขวา) มีค่าไม่แตกต่างกัน ดังแสดงในรูปที่ 4.7 (ก) ในกรณีของรถบรรทุก 2 คัน (ตำแหน่งทางขวางที่ตำแหน่งวิกฤติในรูป 4.3 (จ)) การโก่งตัวสัมพัทธ์ระหว่างคาน G1 และ G2 (ช่องจราจรซ้าย) มีค่าต่ำกว่าการโก่งตัวสัมพัทธ์ระหว่างคาน G2 และ G3 (ช่องจราจรขวา) ดังแสดงในรูปที่ 4.7 (ข) โดยค่าการโก่งตัวสัมพัทธ์ระหว่างคานมีค่าน้อยกว่าในกรณีรถบรรทุก 1 คัน

4.1.2 หน่วยแรงเนื่องจากการบิดในคานเหล็ก (แบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ละเอียด)

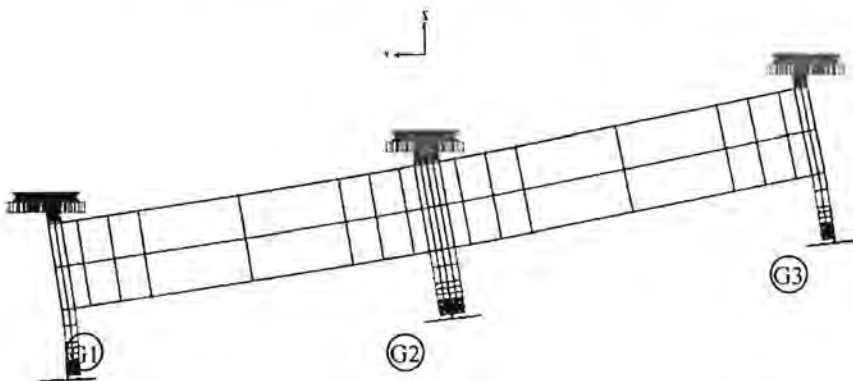
รูปที่ 4.8 แสดงหน้าตัดที่กึ่งกลางความยาวช่วงของสะพานของแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์แบบละเอียดที่ใช้วิเคราะห์ค่าหน่วยแรงเนื่องจากการบิดในคานเหล็ก รูปที่ 4.9 และ 4.10 แสดงการบิดตัวของสะพานภายใต้รถบรรทุก 1 และ 2 คัน ตามลำดับ



รูปที่ 4.8 หน้าตัดที่กึ่งกลางความยาวช่วงของสะพานของแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์แบบละเอียด

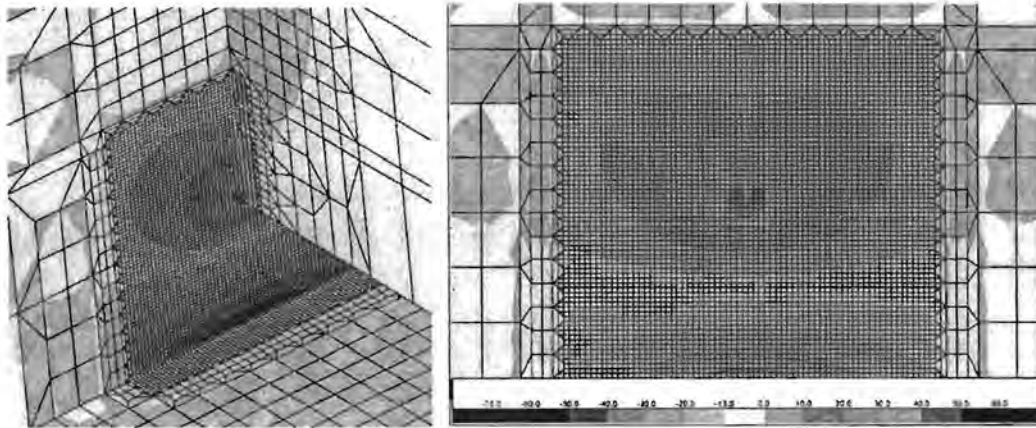


รูปที่ 4.9 การบิดตัวของสะพานภายใต้รถบรรทุก 1 คัน



รูปที่ 4.10 การบิดตัวของสะพานภายใต้รถบรรทุก 2 คัน

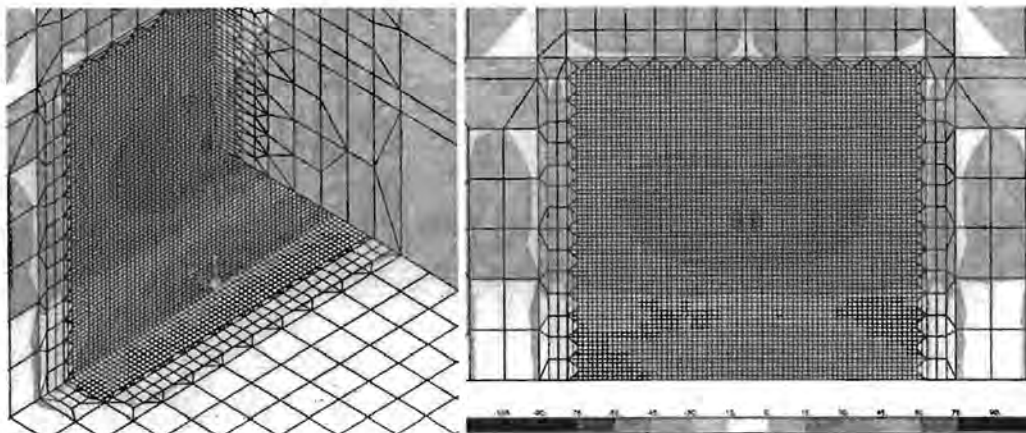
การใช้แบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์แบบละเอียดทำให้สามารถวิเคราะห์หาค่าหน่วยแรงสูงสุดบริเวณ Web gap ได้ รูปที่ 4.11 และ 4.12 แสดงการกระจายของหน่วยแรงในแนวตั้งบริเวณ Web gap เนื่องจากการปิดตัวของสะพานภายใต้รถบรรทุก 1 คันในคาน G1 และ G2 ตามลำดับ จากรูปพบว่า หน่วยแรงสูงสุดเกิดขึ้นที่ปลายของแผ่นเหล็กเสริมตั้งข้างคาน โดยตำแหน่งดังกล่าวแสดงในรูปที่ 4.13



(ก)

(ข)

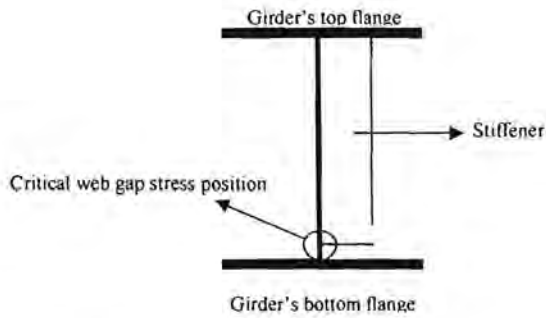
รูปที่ 4.11 การกระจายของหน่วยแรงในแนวตั้งเนื่องจากการปิดตัวของสะพานในคาน G1 ภายใต้รถบรรทุก 1 คัน (ก) มุมมอง 3 มิติ (ข) มุมมองด้านข้างคาน



(ก)

(ข)

รูปที่ 4.12 การกระจายของหน่วยแรงในแนวตั้งเนื่องจากการปิดตัวของสะพานในคาน G2 ภายใต้รถบรรทุก 1 คัน (ก) มุมมอง 3 มิติ (ข) มุมมองด้านข้างคาน

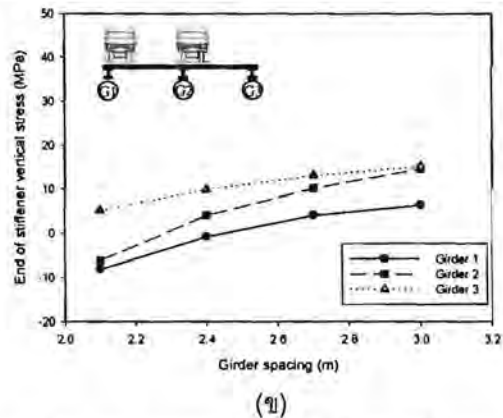
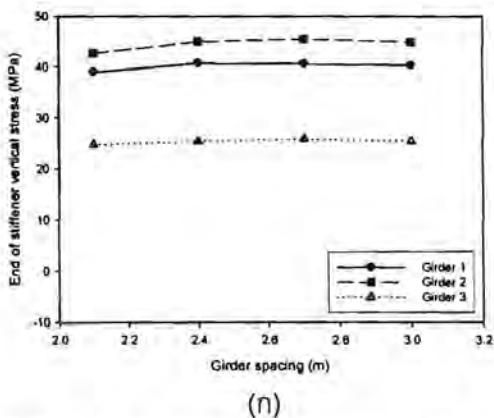


รูปที่ 4.13 ตำแหน่งที่มีหน่วยแรงเนื่องจากการบิดสูงสุด

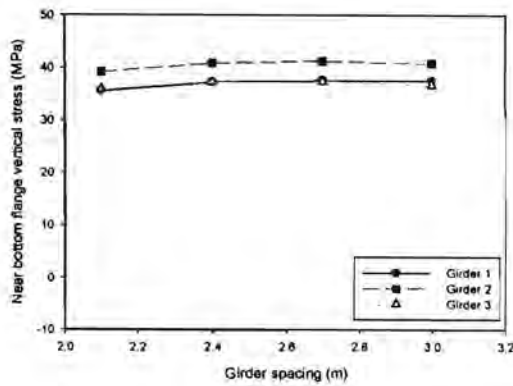
จากการศึกษาผลกระทบของตัวแปรสะพานต่อหน่วยแรงเนื่องจากการบิด สามารถสรุปได้ ดังนี้

4.1.2.1 ผลกระทบของระยะห่างระหว่างคาน

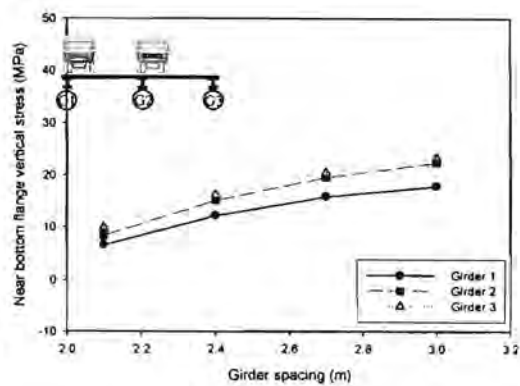
รูปที่ 4.14 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงเนื่องจากการบิดที่ Web gap ที่ตำแหน่งปลายของแผ่นเหล็กเสริมตั้งและระยะห่างระหว่างคาน ในขณะที่รูปที่ 4.15 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงเนื่องจากการบิดที่ Web gap ที่ตำแหน่งรอยต่อระหว่างเวยและปีกล่าง โดยพบว่า ค่าหน่วยแรงสูงสุดเกิดขึ้นที่ปลายของแผ่นเหล็กเสริมตั้งในคาน G2 ในกรณีรถบรรทุก 1 คัน สำหรับในกรณีรถบรรทุก 2 คัน ค่าหน่วยแรงสูงสุดเกิดขึ้นที่ตำแหน่งรอยต่อระหว่างเวยและปีกล่างในคาน G3



รูปที่ 4.14 หน่วยแรงเนื่องจากการบิดที่ Web gap ที่ตำแหน่งปลายของแผ่นเหล็กเสริมตั้ง (ก) รถบรรทุก 1 คันในช่องจราจรซ้าย (ข) รถบรรทุก 2 คันใน 2 ช่องจราจร



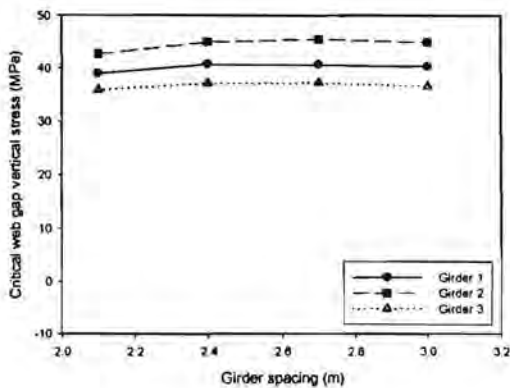
(ก)



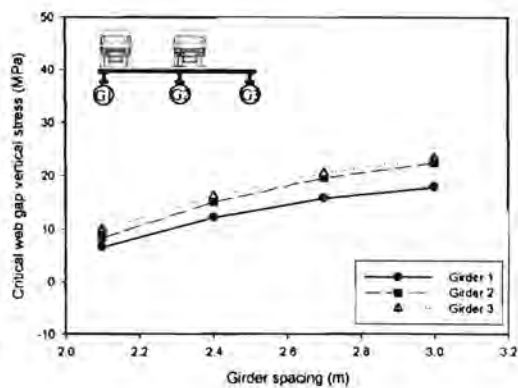
(ข)

รูปที่ 4.15 หน่วยแรงเนื่องจากการบิดที่ Web gap ที่ตำแหน่งรอยต่อระหว่างเอวและปีกล่าง (ก) รถบรรทุก

1 คันในช่องจราจรซ้าย (ข) รถบรรทุก 2 คันใน 2 ช่องจราจร



(ก)



(ข)

รูปที่ 4.16 ผลกระทบของระยะห่างระหว่างคานต่อหน่วยแรงเนื่องจากการบิดที่ Web gap (ก) รถบรรทุก 1

คันในช่องจราจรซ้าย (ข) รถบรรทุก 2 คันใน 2 ช่องจราจร

รูปที่ 4.16 แสดงผลกระทบของระยะห่างระหว่างคานต่อค่าหน่วยแรงสูงสุดเนื่องจากการบิดที่

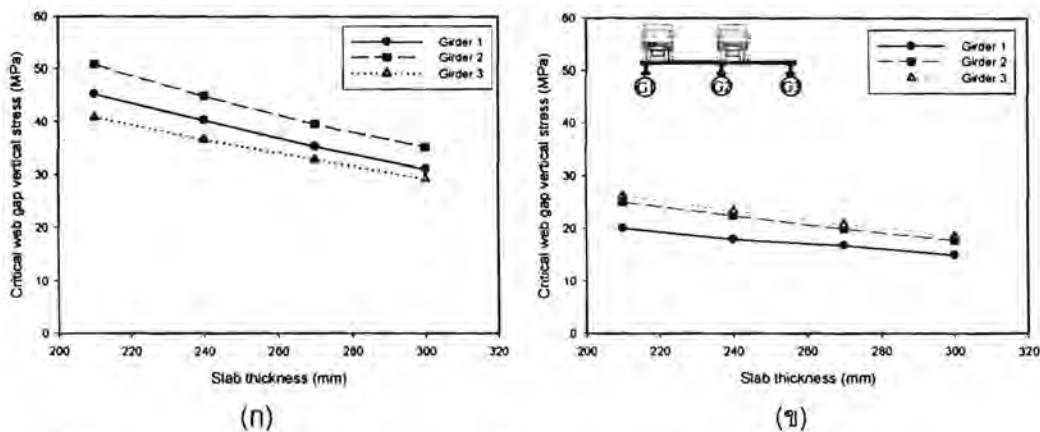
Web gap ในกรณีรถบรรทุก 1 คันในช่องจราจรซ้าย และ รถบรรทุก 2 คันใน 2 ช่องจราจร โดยพบว่า ใน

กรณีรถบรรทุก 1 คัน ค่าหน่วยแรงไม่เปลี่ยนแปลงเมื่อระยะห่างระหว่างคานเพิ่มขึ้น ดังแสดงในรูปที่ 4.16

(ก) เนื่องจากการหมุนของไดอะแฟรมซึ่งคำนวณจากระยะโค้งตัวสัมพันธ์หารด้วยระยะห่างระหว่างคานมีค่า

ค่อนข้างคงที่ไม่ขึ้นอยู่กักระยะห่างระหว่างคาน สอดคล้องกับ Jajich และคณะ (2000) ที่ตั้งสมมุติฐานว่า หน่วยแรงเนื่องจากการบิดใน Web gap มีค่าขึ้นอยู่กับค่าการหมุนของไดอะแฟรม สำหรับในกรณี รถบรรทุก 2 คัน ค่าหน่วยแรงเนื่องจากการบิดสูงขึ้นเมื่อระยะห่างระหว่างคานเพิ่มขึ้น ดังแสดงในรูปที่ 4.16 (ข) โดยค่าหน่วยแรงในคาน G2 และ G3 สูงกว่าในคาน G1 เนื่องจากการโก่งตัวสัมพันธ์ระหว่างคาน G2 และ G3 มีค่าสูงกว่าการโก่งตัวสัมพันธ์ระหว่างคาน G1 และ G2 และหน่วยแรงเนื่องจากการบิดในกรณี รถบรรทุก 1 คันมีค่าสูงกว่าในกรณีรถบรรทุก 2 คัน

4.1.2.2 ผลกระทบของความหนาของแผ่นพื้น

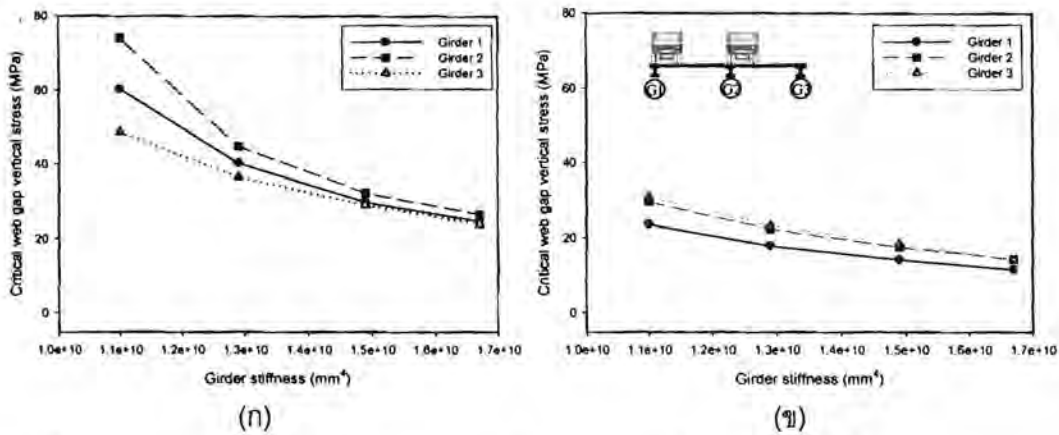


รูปที่ 4.17 ผลกระทบของความหนาของแผ่นพื้นต่อหน่วยแรงเนื่องจากการบิดที่ Web gap (ก) รถบรรทุก 1 คันในช่องจรรยาชัย (ข) รถบรรทุก 2 คันใน 2 ช่องจรรยา

รูปที่ 4.17 แสดงผลกระทบของความหนาของแผ่นพื้นต่อค่าหน่วยแรงสูงสุดเนื่องจากการบิดที่ Web gap ในกรณีรถบรรทุก 1 คันในช่องจรรยาชัย และ รถบรรทุก 2 คันใน 2 ช่องจรรยา โดยพบว่า หน่วยแรงมีค่าลดลงเมื่อแผ่นพื้นมีความหนาเพิ่มขึ้นในทั้งสองกรณี โดยหน่วยแรงมีค่าสูงสุดในคาน G2 และ G3 ในกรณีรถบรรทุก 1 คันและรถบรรทุก 2 คัน ตามลำดับ ทั้งนี้เนื่องจากการโก่งตัวสัมพันธ์ระหว่าง

คาน G2 และ G3 มีค่าสูงกว่าการโก่งตัวสัมพัทธ์ระหว่างคาน G1 และ G2 และหน่วยแรงเนื่องจากการบิด
ในกรณีรถบรรทุก 1 คันมีค่าสูงกว่าในกรณีรถบรรทุก 2 คัน

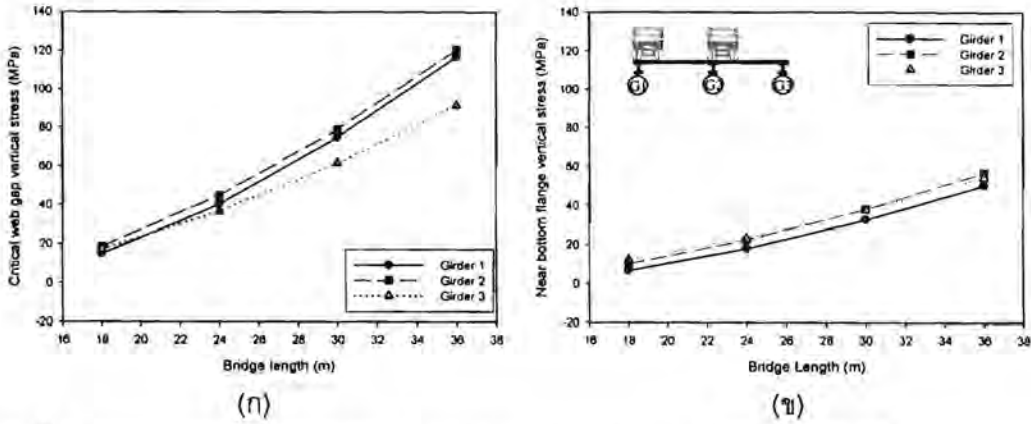
4.1.2.3 ผลกระทบของสติฟเนสของคานเหล็ก



รูปที่ 4.18 ผลกระทบของสติฟเนสของคานเหล็กต่อหน่วยแรงเนื่องจากการบิดที่ Web gap (ก) รถบรรทุก
1 คันในช่องจราจรซ้าย (ข) รถบรรทุก 2 คันใน 2 ช่องจราจร

ในการวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์ได้ทำการปรับเพิ่มค่าสติฟเนสของคานเหล็กด้วยการเพิ่มความหนาของปีกและเวบของคานเหล็ก รูปที่ 4.18 แสดงผลกระทบของสติฟเนสของคานเหล็กต่อค่าหน่วยแรงสูงสุดเนื่องจากการบิดที่ Web gap ในกรณีรถบรรทุก 1 คันในช่องจราจรซ้าย และ รถบรรทุก 2 คันใน 2 ช่องจราจร โดยพบว่า หน่วยแรงมีค่าลดลงเมื่อสติฟเนสของคานเหล็กมีค่าเพิ่มขึ้นในทั้งสองกรณี เนื่องจากการโก่งตัวสัมพัทธ์มีค่าลดลง โดยหน่วยแรงมีค่าสูงสุดในคาน G2 และ G3 ในกรณีรถบรรทุก 1 คันและรถบรรทุก 2 คัน ตามลำดับ ทั้งนี้เนื่องจากการโก่งตัวสัมพัทธ์ระหว่างคาน G2 และ G3 มีค่าสูงกว่าการโก่งตัวสัมพัทธ์ระหว่างคาน G1 และ G2 และหน่วยแรงเนื่องจากการบิดในกรณีรถบรรทุก 1 คันมีค่าสูงกว่าในกรณีรถบรรทุก 2 คัน

4.1.2.4 ผลกระทบของความยาวช่วงของสะพาน



รูปที่ 4.19 ผลกระทบของความยาวช่วงของสะพานต่อหน่วยแรงเนื่องจากการบิดที่ web gap (ก)

รถบรรทุก 1 คันในช่องจราจรซ้าย (ข) รถบรรทุก 2 คันใน 2 ช่องจราจร

รูปที่ 4.19 แสดงผลกระทบของความยาวช่วงของสะพานต่อค่าหน่วยแรงสูงสุดเนื่องจากการบิดที่ Web gap ในกรณีรถบรรทุก 1 คันในช่องจราจรซ้าย และ รถบรรทุก 2 คันใน 2 ช่องจราจร โดยพบว่า หน่วยแรงมีค่าสูงขึ้นเมื่อความยาวช่วงมีค่าเพิ่มขึ้นในทั้งสองกรณี เนื่องจากการโค้งตัวสัมพัทธ์มีค่าสูงขึ้น โดยหน่วยแรงมีค่าสูงสุดในคาน G2 และ G3 ในกรณีรถบรรทุก 1 คันและรถบรรทุก 2 คัน ตามลำดับ ทั้งนี้ เนื่องจากการโค้งตัวสัมพัทธ์ระหว่างคาน G2 และ G3 มีค่าสูงกว่าการโค้งตัวสัมพัทธ์ระหว่างคาน G1 และ G2 และหน่วยแรงเนื่องจากการบิดในกรณีรถบรรทุก 1 คันมีค่าสูงกว่าในกรณีรถบรรทุก 2 คัน

จากการวิเคราะห์ผลกระทบของตัวแปรสะพานต่อพฤติกรรมการบิดสามารถสรุปได้ ดังนี้

- o การโค้งตัวสัมพัทธ์ระหว่างคานมีค่าสูงขึ้นเมื่อความยาวช่วงของสะพานและระยะห่างระหว่างคานเพิ่มขึ้น และมีค่าลดลงเมื่อสติเฟนสของคานเหล็กและความหนาของแผ่นพื้นเพิ่มขึ้น
- o ในกรณีรถบรรทุก 1 คันใน 1 ช่องจราจร พบว่า ค่าการโค้งตัวสูงสุดเกิดขึ้นเมื่อรถบรรทุกอยู่ที่ตำแหน่งภายนอกของช่องจราจรซ้าย

- o ในกรณีรถบรรทุก 2 คันใน 2 ช่องจราจร พบว่า ค่าการโค้งตัวสูงสุดเกิดขึ้นเมื่อรถบรรทุกคันแรกอยู่ที่ตำแหน่งภายนอกของช่องจราจรซ้ายและคันที่สองอยู่ที่ตำแหน่งภายในช่องจราจรขวา
- o ค่าหน่วยแรงเนื่องจากการบิดสูงสุดเกิดที่ Web gap ที่ตำแหน่งปลายของแผ่นเหล็กเสริมตั้งข้างคาน
- o ตารางที่ 4.2 แสดงการจัดลำดับผลกระทบของตัวแปรสะพานต่อการโค้งตัวสัมพัทธ์และหน่วยแรงเนื่องจากการบิด

ตารางที่ 4.2 การจัดลำดับผลกระทบของตัวแปรสะพานต่อการโค้งตัวสัมพัทธ์และหน่วยแรงจากการบิด

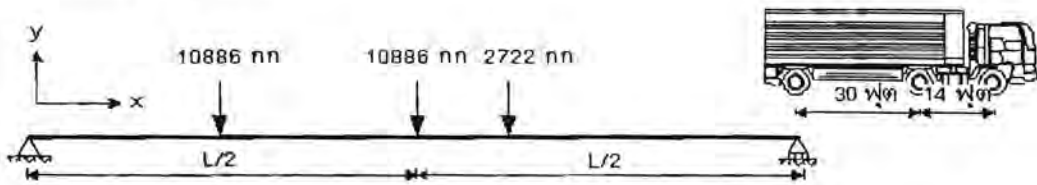
การโค้งตัวสัมพัทธ์		หน่วยแรงเนื่องจากการบิดสูงสุด	
รถบรรทุก 1 คัน	รถบรรทุก 2 คัน	รถบรรทุก 1 คัน	รถบรรทุก 2 คัน
ความยาวช่วงสะพาน	ความยาวช่วงสะพาน	สติฟเนสของคาน	ความยาวช่วงสะพาน
ความหนาแผ่นพื้น	ระยะห่างระหว่างคาน	ความยาวช่วงสะพาน	สติฟเนสของคาน
ระยะห่างระหว่างคาน	ความหนาแผ่นพื้น	ความหนาแผ่นพื้น	ระยะห่างระหว่างคาน
สติฟเนสของคาน	สติฟเนสของคาน	ระยะห่างระหว่างคาน	ความหนาแผ่นพื้น

4.2 ผลกระทบของประเภทรถบรรทุกต่ออายุความล้าของโครงสร้างสะพาน

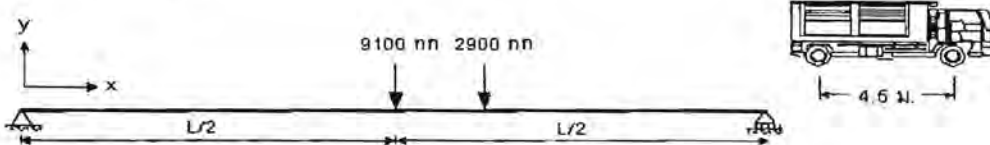
ในการวิเคราะห์จะพิจารณาน้ำหนักรถบรรทุกไทย 5 ประเภท ได้แก่ รถบัสน้ำหนัก 14 ตัน, รถบรรทุก 6 ล้อน้ำหนัก 12 ตัน, รถบรรทุก 10 ล้อน้ำหนัก 21 ตัน, รถบรรทุกกึ่งพ่วงน้ำหนัก 37.4 ตัน และรถบรรทุกพ่วงน้ำหนัก 37.4 ตัน รวมทั้ง รถบรรทุก AASHTO (ชัชชาณู ยวนะศิริ 2542)

รูปที่ 4.20 แสดงตำแหน่งของรถบรรทุกที่ทำให้โมเมนต์ที่กลางช่วงคานมีค่าสูงสุด

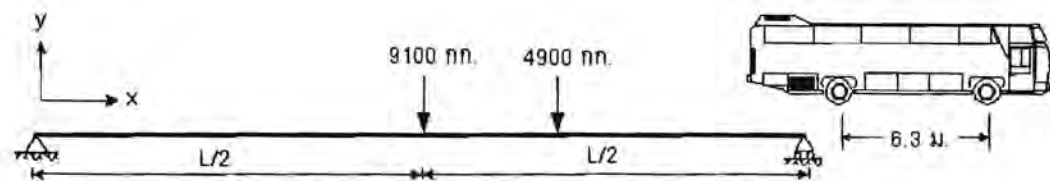
- รถบรรทุก AASHTO



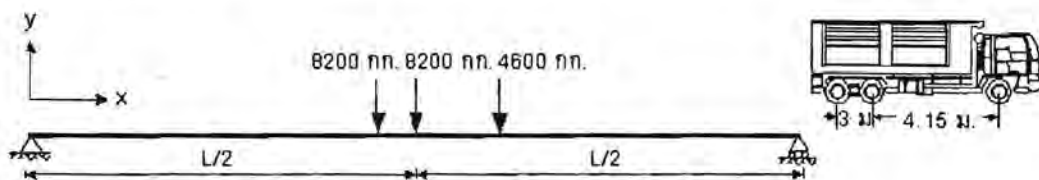
- รถบรรทุก 6 ล้อ



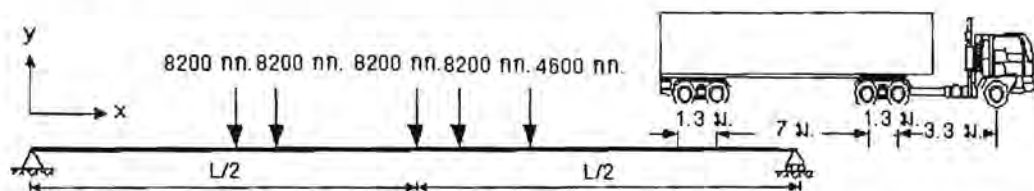
- รถบัสโดยสาร



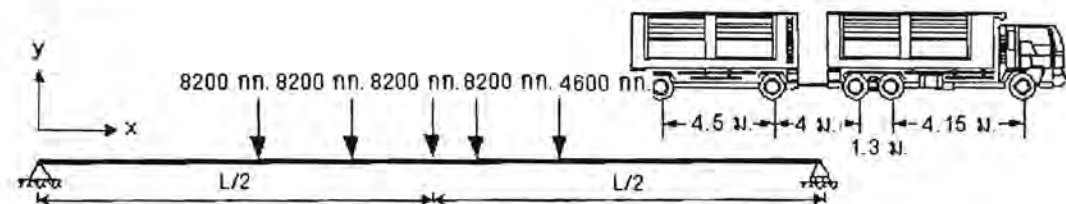
- รถบรรทุก 10 ล้อ



- รถกึ่งพ่วง



- รถพ่วง

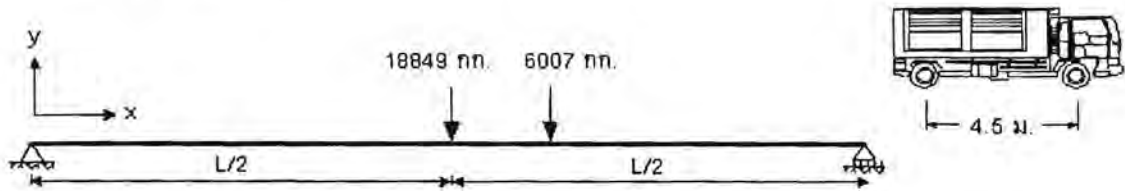


รูปที่ 4.20 ตำแหน่งของรถบรรทุกที่ทำให้โมเมนต์ที่กลางช่วงคานมีค่าสูงสุด

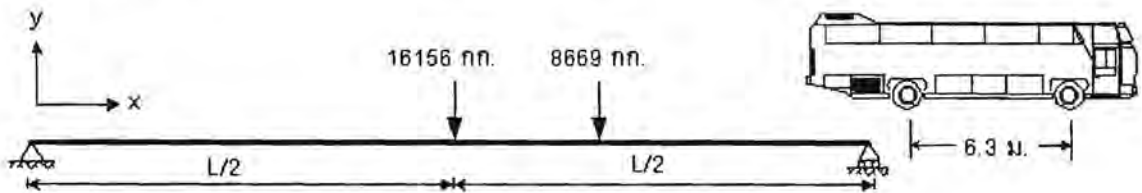
รูปที่ 4.21 แสดงตำแหน่งของรถบรรทุกที่ทำให้โมเมนต์ที่กึ่งกลางช่วงคานมีค่าสูงสุด ในกรณีน้ำหนัก

เทียบเท่ารถบรรทุก AASHTO (24.8 ตัน)

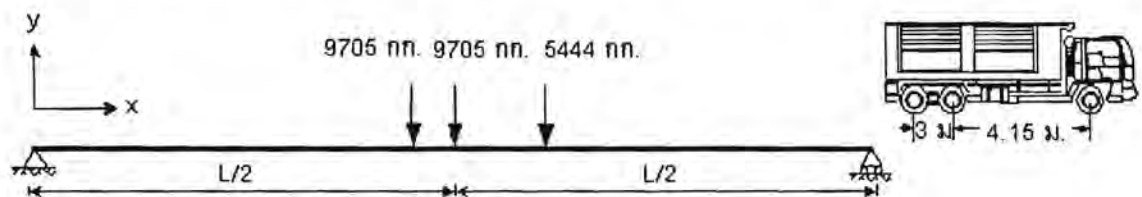
- รถบรรทุก 6 ล้อ



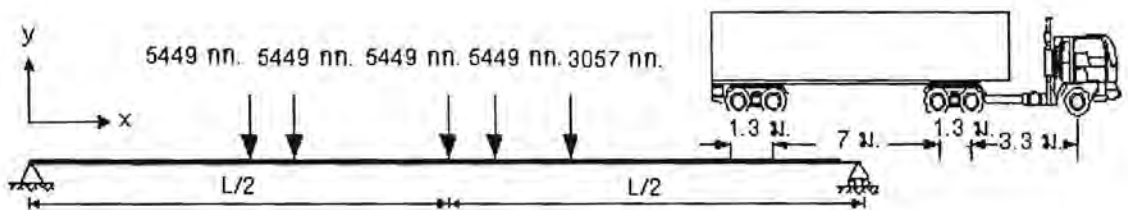
- รถโดยสาร



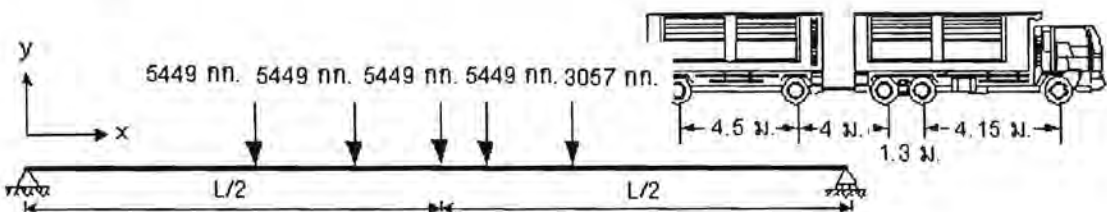
- รถบรรทุก 10 ล้อ



- รถกึ่งพ่วง



- รถพ่วง



รูปที่ 4.21 ตำแหน่งของรถบรรทุกที่ปรับน้ำหนักเทียบเท่า 24.8 ตัน

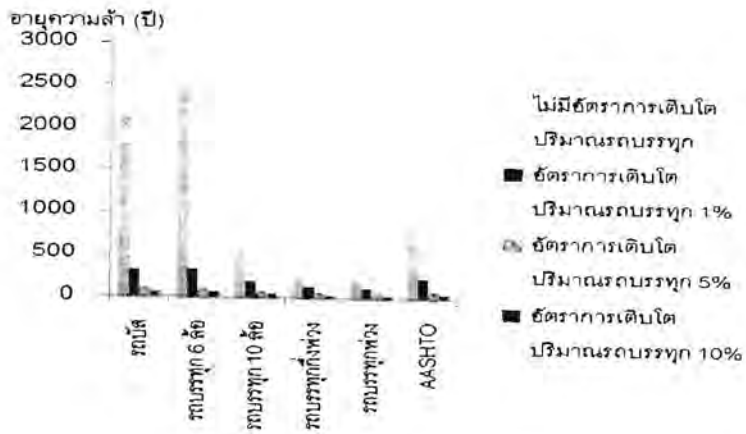
การกำหนดตำแหน่งทางขวางของรถบรรทุกจะอ้างอิงตำแหน่งเส้นกึ่งกลางช่องจราจร 6 แบบ เพื่อหาจุดที่ทำให้คานรับน้ำหนักวิกฤต ดังนี้ ช่องจราจรที่ 1 ตำแหน่งนอก, ช่องจราจรที่ 1 ตำแหน่งกลาง, ช่องจราจรที่ 1 ตำแหน่งใน, ช่องจราจรที่ 2 ตำแหน่งใน, ช่องจราจรที่ 2 ตำแหน่งกลาง, ช่องจราจรที่ 2 ตำแหน่งนอก

จากการวิเคราะห์ พบว่ารถบรรทุกพ่วงมีผลต่ออายุความล้ามากที่สุด (อายุความล้าน้อยที่สุด) รองมาคือ รถบรรทุกกึ่งพ่วง, รถบรรทุก 10 ล้อ, รถบรรทุก AASHTO, รถบัสและรถบรรทุก 6 ล้อ โดยผลการวิเคราะห์ได้ค่าอายุความล้าในกรณีที่ไม่นับคิดอัตราการเติบโตของปริมาณรถบรรทุกหนักเท่ากับ 79, 94, 225, 357, 920 และ 1074 ปี ตามลำดับ ดังแสดงในรูปที่ 4.22

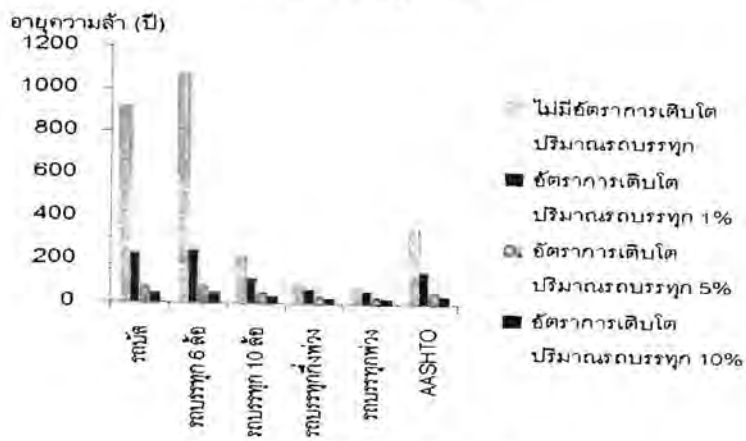
เมื่อเปรียบเทียบน้ำหนักรถบรรทุกที่เท่ากัน (มีค่าเท่ากับน้ำหนักรถบรรทุก AASHTO) พบว่ารถบรรทุก 6 ล้อมีผลต่ออายุความล้ามากที่สุด รองมาคือ รถบรรทุก 10 ล้อ, รถบัส, รถบรรทุกกึ่งพ่วง, รถบรรทุกพ่วง และ รถบรรทุก AASHTO โดยผลการวิเคราะห์ได้ค่าอายุความล้าในกรณีที่ไม่นับคิดอัตราการเติบโตของปริมาณรถบรรทุกหนักเท่ากับ 94, 136, 165, 268, 319, 357 ปี ตามลำดับ ดังแสดงในรูปที่ 4.23

จากผลการวิเคราะห์สามารถสรุปได้ว่า การใช้รถบรรทุก AASHTO ในการวิเคราะห์อายุความล้าเป็นการวิเคราะห์ที่ไม่เหมาะสม เนื่องจากมีผลต่ออายุความล้าสะพานน้อยกว่ารถบรรทุกหนักไทยบางประเภท

นอกจากนั้น เมื่อพิจารณาผลของไดอะแฟรมและโครงเฟรมขวางของสะพาน พบว่า การที่สะพานมีโครงสร้างไดอะแฟรมและโครงเฟรมขวางจะมีอายุความล้ามากกว่าสะพานที่ไม่มีไดอะแฟรมและโครงเฟรมขวางประมาณ 20% เนื่องจากไดอะแฟรมและโครงเฟรมขวางสามารถช่วยในการกระจายน้ำหนักจากแผ่นพื้นคอนกรีตลงบนคานเหล็กได้ดีขึ้น ทำให้คานหน่วยแรงสูงสุดที่เกิดขึ้นต่ำกว่าโครงสร้างที่ไม่มีไดอะแฟรมและโครงเฟรมขวาง

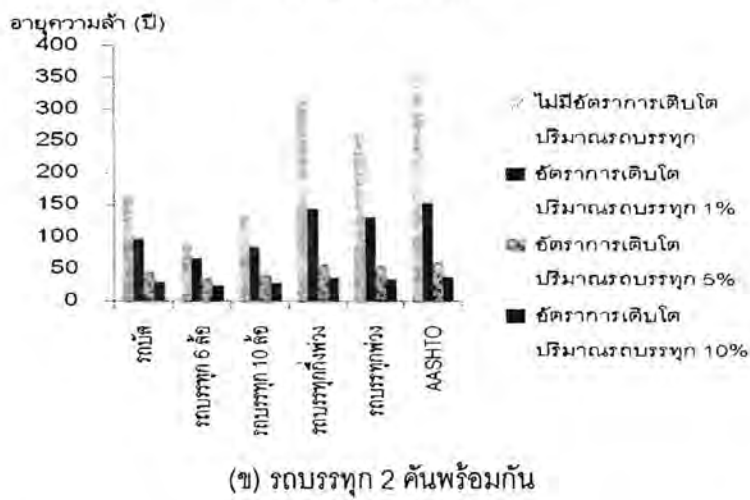
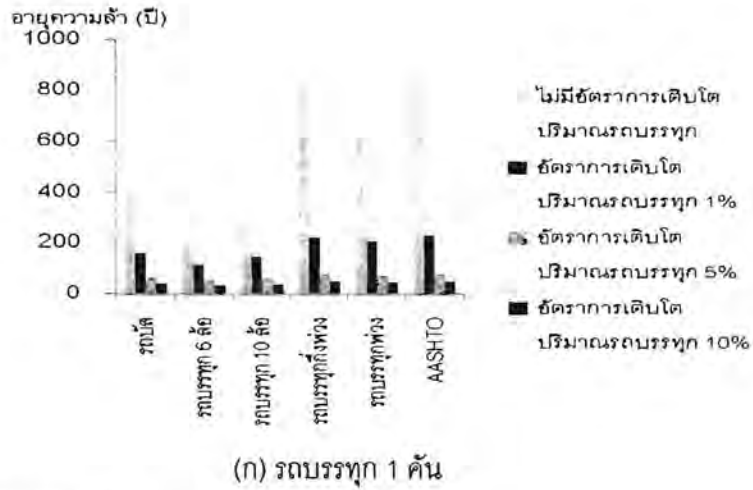


(ก) รมบรทุก 1 คืน



(ข) รมบรทุก 2 คืนพร้อมกัน

รูป 4.22 ผลวิเคราะห์อายุความล้า



รูป 4.23 ผลวิเคราะห์อายุความล้าในกรณีที่รถบรรทุกมีน้ำหนักเท่ากัน

5. สรุปผลการศึกษาและงานวิจัยในขั้นต่อไป

5.1 สรุปผลและประโยชน์ในทางประยุกต์ของงานวิจัย

ผลที่ได้จากงานวิจัยสามารถสรุปได้ ดังนี้

- งานวิจัยนี้ได้ประยุกต์ใช้วิธี S-N ในการประเมินอายุความล้าของสะพานเหล็ก
- จากการสำรวจพบว่า สะพานเหล็กในประเทศไทยที่ไม่ใช่สะพานรถไฟมีปริมาณน้อย โดยส่วนใหญ่เป็นสะพานข้ามทางแยก และอยู่ในการดูแลของของสำนักงานการโยธากรุงเทพมหานคร
- โครงสร้างส่วนบนของสะพานเหล็กข้ามทางแยกสามารถจำแนกได้เป็น 3 ประเภท คือ Composite I-girder bridge, Orthotropic I-girder bridge และ Orthotropic box-girder bridge
- จากการวิเคราะห์โครงสร้าง Composite I-girder bridge พบว่า คานที่มีความเสี่ยงต่อการเกิดรอยร้าว คือ คานตัวริมนอก
- การโก่งตัวสัมพัทธ์ระหว่างคานมีค่าสูงขึ้นเมื่อความยาวช่วงของสะพานและระยะห่างระหว่างคานเพิ่มขึ้น และมีค่าลดลงเมื่อสตีเฟนสของคานเหล็กและความหนาของแผ่นพื้นเพิ่มขึ้น
- ในกรณีรถบรรทุก 1 คันใน 1 ช่องจราจร พบว่า ค่าการโก่งตัวสูงสุดเกิดขึ้นเมื่อรถบรรทุกอยู่ที่ตำแหน่งภายนอกของช่องจราจรซ้าย
- ในกรณีรถบรรทุก 2 คันใน 2 ช่องจราจร พบว่า ค่าการโก่งตัวสูงสุดเกิดขึ้นเมื่อรถบรรทุกคันแรกอยู่ที่ตำแหน่งภายนอกของช่องจราจรซ้ายและคันที่สองอยู่ที่ตำแหน่งภายในช่องจราจรขวา
- ค่าหน่วยแรงเนื่องจากการบิดสูงสุดเกิดที่ Web gap ที่ตำแหน่งปลายของแผ่นเหล็กเสริมตั้งข้างคาน
- รถบรรทุกพ่วงมีผลต่ออายุความล้าของสะพานมากที่สุด รองมาคือ รถบรรทุกกึ่งพ่วง, รถบรรทุก 10 ล้อ, รถบรรทุก AASHTO, รถบัส และรถบรรทุก 6 ล้อ ตามลำดับ

- o ในกรณีที่น้ำหนักบรรทุกเท่ากันพบว่า รถบรรทุก 6 ล้อมีผลต่ออายุสะพานมากที่สุด รองมาคือ รถบรรทุก 10 ล้อ, รถบัส, รถบรรทุกกึ่งพ่วง, รถพ่วง และ รถบรรทุก AASHTO ตามลำดับ
- o การใช้ไดอะแฟรมและโครงเฟรมขวางสามารถช่วยเพิ่มอายุความล้าได้ เนื่องจากช่วยให้การกระจายน้ำหนักจากแผ่นพื้นคอนกรีตลงบนคานเหล็กดีขึ้น

ประโยชน์ในทางประยุกต์ของงานวิจัย ประกอบด้วย

- o หน่วยงานที่เกี่ยวข้องของทราบแนวทางในการประเมินอายุความล้าและการตรวจสอบความเสียหาย เนื่องจากความล้าในสะพานเหล็กที่เหมาะสม เช่น ตำแหน่งที่มีความเสี่ยงต่อการเกิดรอยร้าว และ ระยะเวลาระหว่างการตรวจสอบสะพานแต่ละครั้ง
- o หน่วยงานที่เกี่ยวข้องของทราบผลกระทบของรถบรรทุกหนักแต่ละประเภทต่ออายุความล้าและใช้พิจารณากำหนดน้ำหนักของรถบรรทุกที่ยอมให้วิ่งบนสะพาน

5.2 งานวิจัยในขั้นต่อไป

- o วิเคราะห์ผลกระทบของรถบรรทุกหนักต่อพฤติกรรมการบิดของสะพานเหล็กโดยใช้แบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ 3 มิติที่ให้ความถูกต้องมากขึ้น (อยู่ระหว่างการศึกษา)
- o วิเคราะห์ผลกระทบของรถบรรทุกหนักต่อพฤติกรรมการบิดของสะพานเหล็กรูปแบบอื่น คือ Orthotropic I-girder bridge และ Orthotropic box-girder bridge (อยู่ระหว่างการศึกษา)
- o ทดสอบกำลังความล้าเนื่องจากการบิดของตำแหน่งที่มีความเสี่ยงต่อการเกิดรอยร้าว (อยู่ระหว่างการศึกษา)
- o พัฒนาแนวทางในการออกแบบปรับปรุงกำลังความล้าของตำแหน่งที่มีความเสี่ยงต่อการเกิดรอยร้าว เช่น การใช้วัสดุประสานแทนการเชื่อม และ การใช้เหล็กชนิดที่มีคุณภาพสูงหรือมีกำลังต้านทานการแตกหักสูง เป็นต้น

(Proceedings) ในการประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ ๑๖ จัดโดยวิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทยในพระบรมราชูปถัมภ์และภาควิชาวิศวกรรมโยธา มหาวิทยาลัยมหิดล ณ โรงแรมเดอะชาयน์ พัทยา ชลบุรี วันที่ 18-20 พฤษภาคม 2554

2. การประชุมระดับนานาชาติ "The 4th ASEAN CIVIL ENGINEERING CONFERENCE (4th ACEC)" ประเทศอินโดนีเซีย

- o Akhrawat Lenwari. "FATIGUE LIFE ANALYSIS OF COMPOSITE STEEL I-GIRDER BRIDGES IN BANGKOK" (to be presented in November 2011)

3. วารสารนานาชาติ

- o Akhrawat Lenwari, Thaksin Thepchatri, and Prawit Santisukpotha. "A Fracture-Based Criterion for Debonding Strength Of Adhesive-Bonded Double-Strap Steel Joints." *Engineering Journal* (submitted in June 2011).
- o Hung The Dinh, Akhrawat Lenwari, and Teerapong Senjuntichai "Finite Element Simulation of Mixed-Mode Crack Propagation based on Strain Energy Density Criterion." *Engineering Structures* (to be submitted in August 2011).

6. บรรณานุกรม

1. American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO) (1998). *LRFD bridge specifications*. 2nd ed. Washington, DC.
2. Berglund, E. M., and Schultz, A. E. (2001). "Analysis tools and rapid screening data for distortional fatigue in steel bridge girders." *Final Report no. MN/RC-2002-06*, MN.
3. Berglund, E. M., and Schultz, A. E. (2006). "Girder differential deflection and distortion-induced fatigue in skewed steel bridges." *J. Bridge Engineering, ASCE*, Vol. 11, No. 2, 169-177.
4. Computer and Structures (2007). *SAP2000 Analysis reference*, Computer and Structure, Inc, Berkeley, Calif.
5. Conner, R. and Fisher, J. (2006). "Identifying effective and ineffective retrofits for distortion fatigue cracking in steel bridges using field instrumentation." *J. Bridge Engineering, ASCE*, Vol. 11, No. 6, 745-752.
6. Cousins, T. E., Stallings, J. M., Lower, D. A., and Stafford, T. E. (1998). "Field evaluation of fatigue cracking in diaphragm-girder connections." *J. Performance of Constructed Facilities, ASCE*, Vol. 12, No. 1, 25-32.
7. Fraser, R. E. K., Grondin, G. Y., and Kulak, G. L. (2000). "Behaviour of distortion-induced fatigue cracks in bridge girders." *Structural Engineering Report 235*, Department of Civil and Environmental Engineering, University of Alberta, Alberta, Canada.

8. Hidayat, M.S. (2008). *Distortion-Induced Stresses in Composite Steel I-Girder Bridges*. Master thesis, Department of Civil Engineering, Chulalongkorn University.
9. Jajich, D., and Schultz, A. E. (2003). "Measurement and analysis of distortion-induced fatigue in multigirder steel bridges." *J. Bridge Engineering, ASCE*, Vol. 8, No. 2, 84-91.
10. Jajich, D., Schultz, A., E., Bergson, P., M., and Galambos, T., V. (2000) "Distortion Induced Fatigue in Multigirder Steel Bridges." Technical Report. Department of Civil Engineering. University of Minnesota.
11. Mabsout, M. E., Tarhini, K. M., Fredrick, G. R., and Kobrosly, M. (1997). "Finite Element Analysis of Steel Girder Highway Bridges." *Journal of Bridge Engineering, ASCE*, Vol. 2, 83-87.
12. Nishikawa, K., Murakoshi, J., and Matsuki, T. (1998). "Study on the fatigue of steel highway bridges in Japan." *Construction and Building Materials*, Vol. 12, Nos 2-3, 133-141.
13. ชัยชาญ ยวนะศิริ (2542). ผลกระทบของรถบรรทุกหนักต่อการเสื่อมสภาพเนื่องจากความล้าของสะพานเหล็ก, วิทยานิพนธ์มหาบัณฑิต, ภาควิชาวิศวกรรมโยธา, จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย
14. ศูนย์บริการวิชาการแห่งจุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย (2551).โครงการตรวจสอบและประเมินสะพานโครงสร้างเหล็ก.

7. ประวัติผู้วิจัย

ชื่อหัวหน้าโครงการ (หรือผู้ร่วมโครงการ)

(ภาษาไทย) นาย อัครวัชร เล่นวารีย์ ตำแหน่งทาวิชาการ อาจารย์

(ภาษาอังกฤษ) Akhrawat Lenwari

ภาควิชา วิศวกรรมโยธา คณะ วิศวกรรมศาสตร์

โทรศัพท์ 02-218-6693 โทรสาร 02-251-7304 E-mail : akhrawat.l@chula.ac.th

ที่อยู่ปัจจุบัน 4/57 บรมราชชนนี 77 แขวงจิมพลี เขตตลิ่งชัน กรุงเทพฯ 10170 โทรศัพท์ 02-448-6618

มหาวิทยาลัย	ปริญญา	สาขาวิชา	ปีที่ได้รับ พ.ศ.
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย	วิศวกรรมศาสตรบัณฑิต (วศ.บ.)	วิศวกรรมโยธา	2541
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย	วิศวกรรมศาสตรบัณฑิต (วศ.ด.)	วิศวกรรมโยธา (โครงสร้าง)	2546

ผลงานวิจัยที่พิมพ์เผยแพร่ (ระบุแหล่งพิมพ์และปีที่พิมพ์)

Proceedings of International Conference

1. Lenwari, A., and Thepchatri, T. (2001). "Prediction of Failure Load in Steel Beams Bonded with CFRP Plates Due to Fracture at Plate Ends Using Stress Singularity Parameter." *Proceedings of the 14th KKNN Symposium on Civil Engineering*, Kyoto, Japan, 259-265.
2. Lenwari, A., Albrecht, P., and Albrecht, M. (2005). "SED Method of Measuring Yield Strength of Adhesives and Other Materials." *Advances in Adhesives, Adhesion Science, and Testing*, ASTM STP 1463, D. Damico, Ed., American Society for Testing and Materials, Washington, D. C., 35-52.
3. Senjuntichai, T., and Lenwari, A. (2008). "Three-Dimensional Finite Element Analysis of Flyover Steel Bridges." *The 4th International Conference on Advances in Structural Engineering and Mechanics (ASEM'08)*, Jeju, Korea, May 26-28.
4. Hidayat, M. S. and Lenwari, A. (2009). "Effects of Bridge Parameters on Distortion-Induced Fatigue in Multi I-Girder Steel Bridges." *The 1st ASEAN Civil Engineering Conference*, Pattaya, Thailand, March 12-13.

International Journal Papers

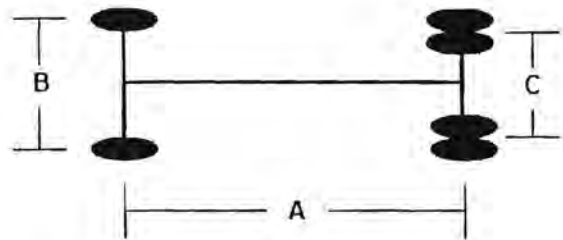
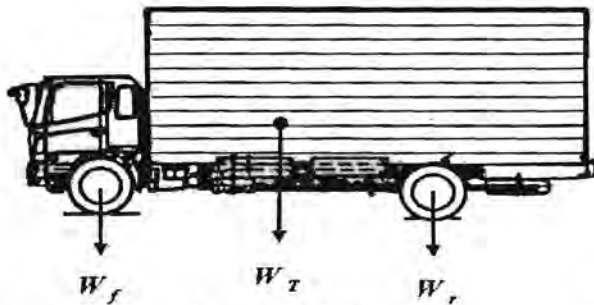
1. Lenwari, A., Thepchatri, T., and Watanabe, E. (2002). "Prediction of Premature Separation of Bonded CFRP Plates from Strengthened Steel Beams Using a Fracture Criterion." *Structural Engineering and Mechanics*, Vol.14, No. 5, 565-574.
2. Lenwari, A., Albrecht, P., and Albrecht, M. (2005). "SED Method of Measuring Yield Strength of Adhesives and Other Materials." *Journal of ASTM International*, Vol. 2, No. 10, 377-394.
3. Lenwari, A., Thepchatri, T., and Albrecht, P. (2005). "Flexural Response of Steel Beams Strengthened with Partial-Length CFRP Plates." *J. Composites for Construction, ASCE*, Vol. 9, No. 4, 296-303.
4. Lenwari, A., Thepchatri, T., and Albrecht, P. (2006). "Debonding Strength of Steel Beams Strengthened with CFRP Plates." *J. Composites for Construction, ASCE*, Vol. 10, No. 1, 69-78.
5. Albrecht, P., and Lenwari, A. (2006). "Stress Intensity Factor for Center-Cracked Plate With Crack Surface Interference." *Engineering Fracture Mechanics*, Vol. 73, No. 8, 1035-1045.
6. Albrecht, P., and Lenwari, A. (2007). "Fatigue-Proofing Cover Plates." *J. Bridge Engineering, ASCE*, Vol. 12, No. 3, 275-283.
7. Albrecht, P., and Lenwari, A. (2008). "Fatigue Strength of Trolley Bridge Stringers Made of ASTM A7 Steel." *J. Bridge Engineering, ASCE*, Vol. 13, No. 1, 67-74.
8. Albrecht, P., Lenwari, A., and Feng, D. (2008). "Stress Intensity Factors for Structural Steel I-Beams." *J. Structural Engineering, ASCE*, Vol. 134, No. 3, 421-429.
9. Albrecht, P., and Lenwari, A. (2008). "Fatigue Strength of Repaired Prestressed Composite Beams." *J. Bridge Engineering, ASCE*, Vol. 13, No. 4, 409-417.
10. Albrecht, P., and Lenwari, A. (2008). "Design of Prestressing Tendons for Strengthening Steel Truss Bridges." *J. Bridge Engineering, ASCE*, Vol. 13, No. 5, 449-454.
11. Albrecht, P., and Lenwari, A. (2009). "Variable Amplitude Fatigue Strength of Structural Steel Bridge Details: Review and Simplified Model." *J. Bridge Engineering, ASCE*, Vol. 14, No. 4, 226-237.
12. Albrecht, P., and Lenwari, A. (2009). "Fatigue Strength of Weathered A588 Steel Beams." *J. Bridge Engineering, ASCE*, Vol. 14, No. 6, 436-443.
13. Lenwari, A. and Thepchatri, T. (2009). "Experimental Study on RC Beams Strengthened with Carbon and Glass Fiber Sheets." *Engineering Journal*, Vol. 13, no. 2, 9-18.

ภาคผนวก ก. ข้อมูลรถบรรทุกจากการสำรวจ

ข้อมูลรถบรรทุกหนักในไทยที่ที่สำรวจประกอบด้วย ข้อกำหนดน้ำหนักบรรทุกรวมของรถบรรทุก (W_T) น้ำหนักบรรทุกลงแต่ละเพล่า (W_f , W_r) และระยะห่างระหว่างสลักพ่วง ตามประกาศผู้อำนวยการทางหลวงพิเศษ ผู้อำนวยการทางหลวงแผ่นดินและผู้อำนวยการทางหลวงสัมปทาน เล่มที่ 122 ตอนพิเศษ 150 ง ราชกิจจานุเบกษา 28 ธันวาคม 2548 และเล่มที่ 126 ตอนพิเศษ 92 ง ราชกิจจานุเบกษา 30 มิถุนายน 2552

สำหรับระยะระหว่างล้อตามแนวยาว และระยะระหว่างล้อตามแนวกว้าง ซึ่งไม่ได้ถูกกำหนดไว้ตามกรมทางหลวงและกรมขนส่ง จะใช้ข้อมูลรถบรรทุกที่ผลิตตามท้องตลาด ประกอบไปด้วย รถบรรทุกยี่ห้อฮิโน้ อีซูซุ มิตซูบิชิ และนิสสันดีเซล

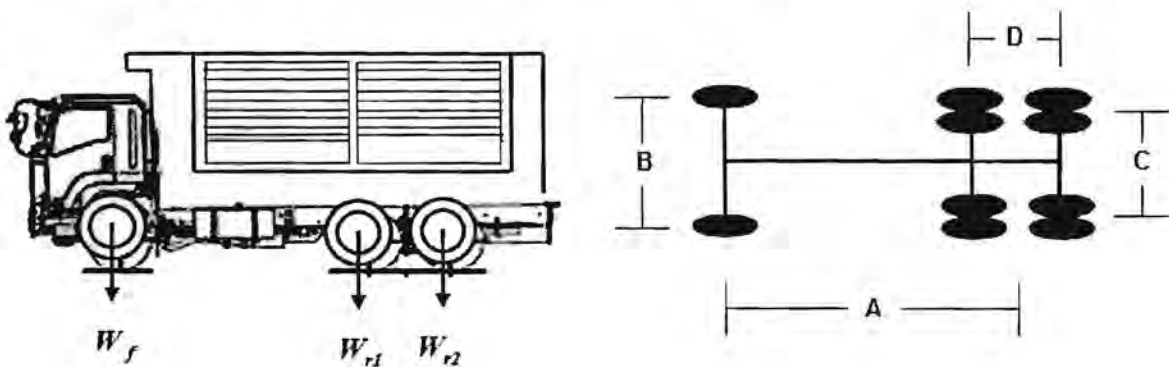
1. รถบรรทุก 6 ล้อ



ที่มาของแหล่งข้อมูล		W_f (ตัน)	W_r (ตัน)	A (มม)	B (มม)	C (มม)	W_T (ตัน)
1. กรมทางหลวง		4	11	-	-	-	15
1. ยี่ห้อ HINO	- รุ่น FG8JPLG	4	11	5,530	1,920	1,825	15
	- รุ่น FG8JRLA	4	11	5,800	1,920	1,840	15
	- รุ่น FG8JGLD	4	11	3,780	1,915	1,840	15
	- รุ่น FG8JJLA	4	11	4,280	1,915	1,835	15
	- รุ่น FG8JMLA	4	11	5,050	1,920	1,840	15
	- รุ่น FG8JPLA	4	11	5,530	1,920	1,840	15
	- รุ่น FG8JGLE	4	11	3,780	1,915	1,820	15
	- รุ่น FG8JJLB	4	11	4,280	1,915	1,835	15
	- รุ่น FG1JPKA	4	11	5,530	1,920	1,840	15
2. ยี่ห้อ Mitsubishi	- รุ่น FM65FF1RDH1	4	11	3,680	1,930	1,850	15
	- รุ่น FM65FH1RDH1	4	11	4,280	1,930	1,850	15
	- รุ่น FM65FJ1RDH1	4	11	4,620	1,930	1,850	15
	- รุ่น FM65FM1RDH1	4	11	5,550	1,930	1,850	15

ที่มาของแหล่งข้อมูล		W_f (ตัน)	W_r (ตัน)	A (มม)	B (มม)	C (มม)	W_T (ตัน)
3. ยี่ห้อ Isuzu	- รุ่น FTR34JZL	4	11	3,650	1,970	1,790	15
	- รุ่น FTR34LZL	4	11	4,250	1,970	1,790	15
	- รุ่น FTR34PZL	4	11	5,050	1,970	1,790	15
	- รุ่น FTR34QZ	4	11	5,550	1,970	1,790	15
4. ยี่ห้อ Nissan Diesel	- รุ่น PKB214E	4	11	3,750	1,960	1,800	14.2
	- รุ่น PKB214G	4	11	4,400	1,960	1,800	14.2
	- รุ่น PKB214N	4	11	5,550	1,960	1,800	14.2

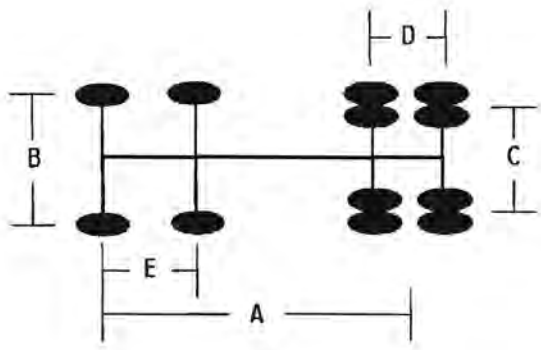
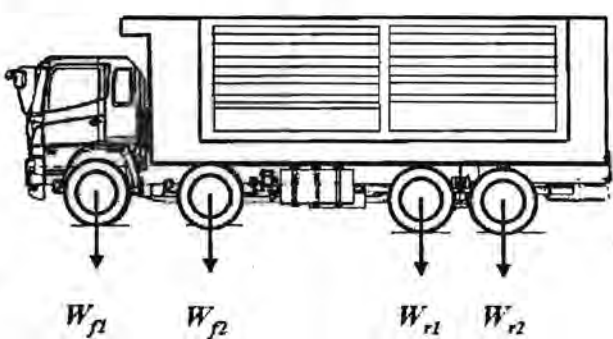
2. รถบรรทุก 10 ล้อ



ที่มาของแหล่งข้อมูล		W_f (ตัน)	W_{r1} (ตัน)	W_{r2} (ตัน)	A (มม)	B (มม)	C (มม)	D (มม)	W_T (ตัน)
1. กรมทางหลวง		5	10	10	-	-	-	-	25
1. ยี่ห้อ HINO	- รุ่น FL8JNKA	5	10	10	4,780	1,930	1,855	1,300	25
	- รุ่น FL8JTKA	5	10	10	5,630	1,930	1,855	1,300	25
	- รุ่น FL8JNLA	5	10	10	4,780	1,930	1,855	1,300	25
	- รุ่น FM8JNKD	5	10	10	4,780	1,930	1,855	1,300	25
	- รุ่น FM8JNLD	5	10	10	4,780	1,930	1,855	1,300	25
	- รุ่น FM1AKKM	5	10	10	4,030	1,930	1,855	1,300	25
	- รุ่น FM1ANKD	5	10	10	4,780	1,935	1,855	1,300	25
	- รุ่น FM1ANLD	5	10	10	4,780	1,935	1,855	1,300	25
	- รุ่น FM2PNLD	5	10	10	4,780	1,935	1,855	1,300	25
2. ยี่ห้อ Mitsubishi	- รุ่น FN61FR2RDH1	5	10	10	5,650	1,930	1,850	1,300	25
	- รุ่น FN62FM1RDH1	5	10	10	4,800	1,930	1,850	1,300	25

ที่มาของแหล่งข้อมูล		W_f (ตัน)	W_{r1} (ตัน)	W_{r2} (ตัน)	A (มม)	B (มม)	C (มม)	D (มม)	W_T (ตัน)
3. ยี่ห้อ Isuzu	- รุ่น FVZ34PNDH	5	10	10	4,650	1,970	1,850	1,300	25
	- รุ่น FVZ34PSDFH	5	10	10	4,650	1,970	1,850	1,300	25
	- รุ่น FVZ34PSDTH	5	10	10	4,650	1,970	1,850	1,300	25
	- รุ่น FXZ77QDFH	5	10	10	4,700	2,056	1,850	1,300	25
	- รุ่น FXZ77QDTH	5	10	10	4,700	2,056	1,850	1,300	25
	- รุ่น FVM34QNH	5	10	10	4,850	1,970	1,850	1,300	25
	- รุ่น FVM34QNAK	5	10	10	4,850	1,970	1,850	1,300	25
	- รุ่น FVM34QSH	5	10	10	4,850	1,970	1,850	1,300	25
	- รุ่น FVM34RNH	5	10	10	5,200	1,970	1,850	1,300	25
	- รุ่น FVM34RNAK	5	10	10	5,200	1,970	1,850	1,300	25
	- รุ่น FVM34TNH	5	10	10	5,700	1,970	1,850	1,300	25
	- รุ่น FVM34TNAK	5	10	10	5,700	1,970	1,850	1,300	25
- รุ่น FVM34TSH	5	10	10	5,700	1,970	1,850	1,300	25	
4. ยี่ห้อ Nissan Diesel	- รุ่น CWM454M/6	5	10	10	4,800	2,020	1,860	1,300	25
	- รุ่น CWM454M/12	5	10	10	4,800	2,020	1,860	1,300	25
	- รุ่น CWM454M	5	10	10	4,050	2,020	1,860	1,300	25
	- รุ่น CWM454HM	5	10	10	4,050	2,020	1,860	1,300	25

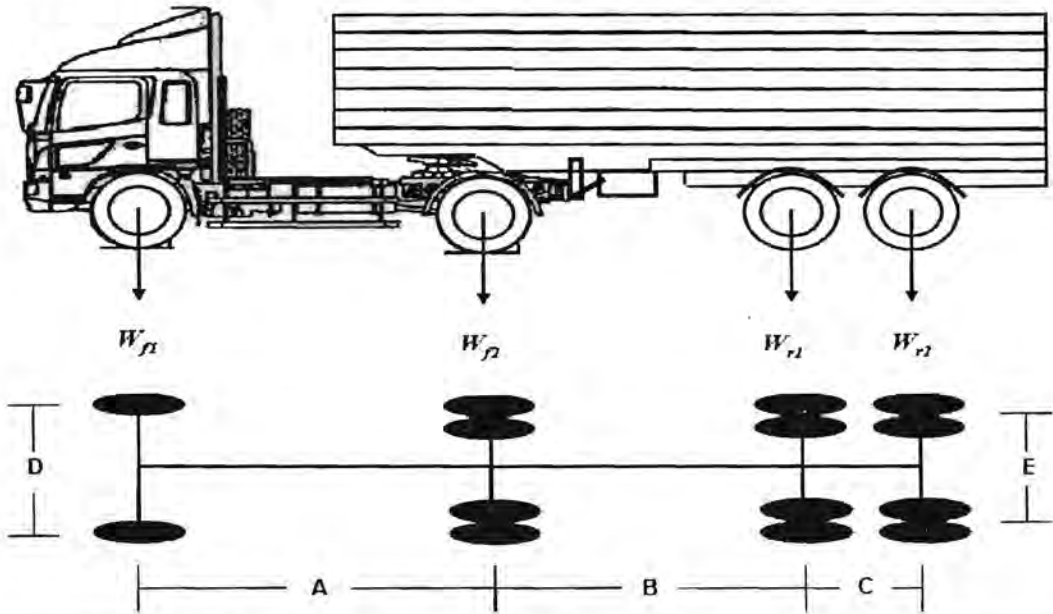
3. รถบรรทุก 12 ล้อ



ที่มาของแหล่งข้อมูล	W_f (ตัน)	W_{r1} (ตัน)	W_{r2} (ตัน)	A (มม)	B (มม)	C (มม)	D (มม)	E (มม)	W_T (ตัน)	
1. กรมทางหลวง	5	5	10	10	-	-	-	-	30	
2. ยี่ห้อ HINO รุ่น GY2PSLA	5	5	10	10	6,000	1,935	1,855	1,300	1,890	30

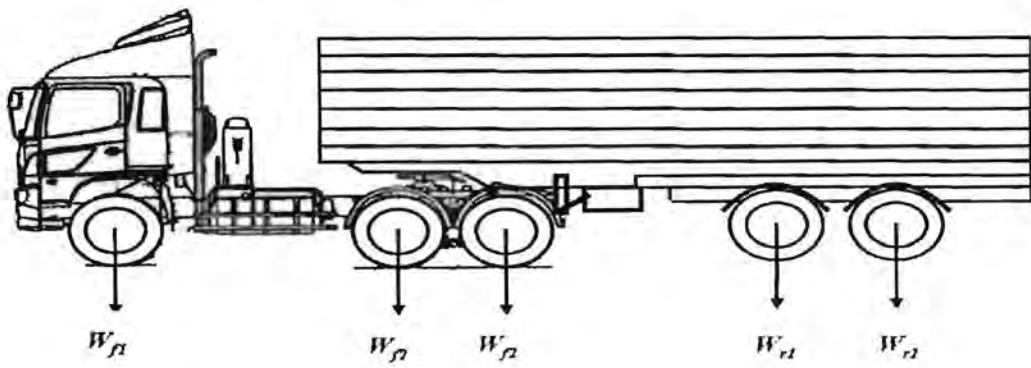
4. รถกึ่งพ่วง

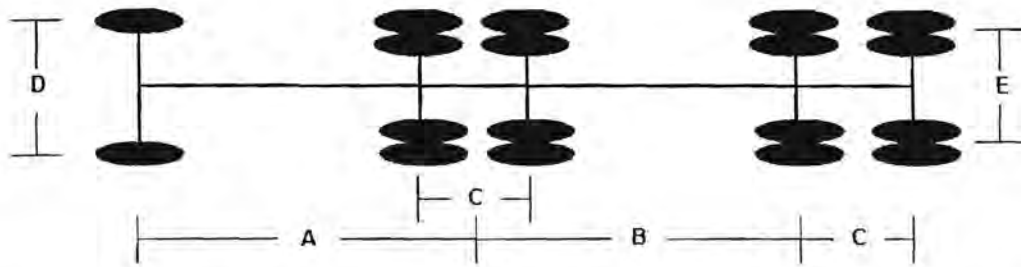
4.1 ชนิดหัวลาก 6 ล้อ และรถลากจูงชนิด 2 เพลา 8 ล้อ



ที่มาของแหล่งข้อมูล	W_{r1} (ตัน)	W_{r2} (ตัน)	W_{r1} (ตัน)	W_{r2} (ตัน)	A (มม)	B (มม)	C (มม)	D (มม)	E (มม)	W_T (ตัน)
1. กรมทางหลวง	4	11	10	10	-	-	-	-	-	35
2. ยี่ห้อ HINO รุ่น FG8JGLT	4	11	10	10	3,780	-	1,300	1,915	1,820	35

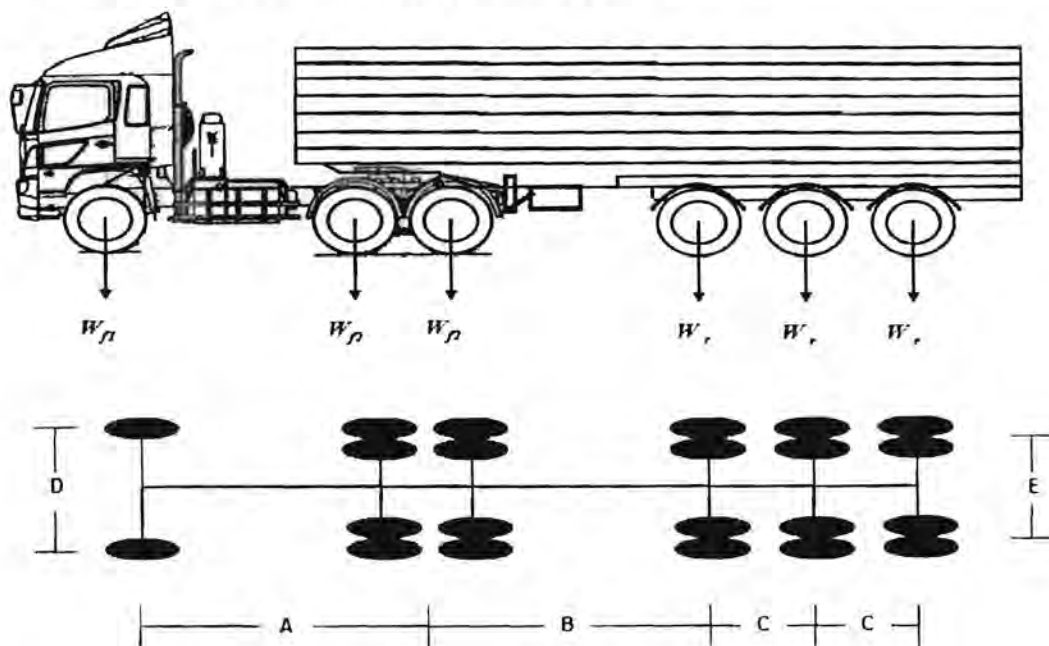
4.2 ชนิดหัวลาก 10 ล้อ และรถลากจูงชนิด 2 เพลา 8 ล้อ





ที่มาของแหล่งข้อมูล		W_{f1} (ตัน)	W_{f2} (ตัน)	W_{r1} (ตัน)	W_{r2} (ตัน)	A (มม)	B (มม)	C (มม)	D (มม)	E (มม)	W_T (ตัน)
1. กรมทางหลวง		5	10	10	10	-	-	-	-	-	45
2. ยี่ห้อ HINO	รุ่น FM1AKKA	5	10	10	10	3780	-	1300	1935	1855	45
	รุ่น FM1AKLA	5	10	10	10	4030	-	1300	1935	1855	45
	รุ่น FM1JKKA	5	10	10	10	4030	-	1300	1935	1855	45
	รุ่น FM2PKLA	5	10	10	10	4030	-	1300	1935	1855	45
3. ยี่ห้อ Mitsubishi รุ่น FV51JHR3RDHA		5	10	10	10	3710	-	1300	2050	1850	45
4. ยี่ห้อ Nissan Diesel รุ่น CWM454/320 และ รุ่น CWM454/350		5	10	10	10	4050	-	1300	2050	1860	45

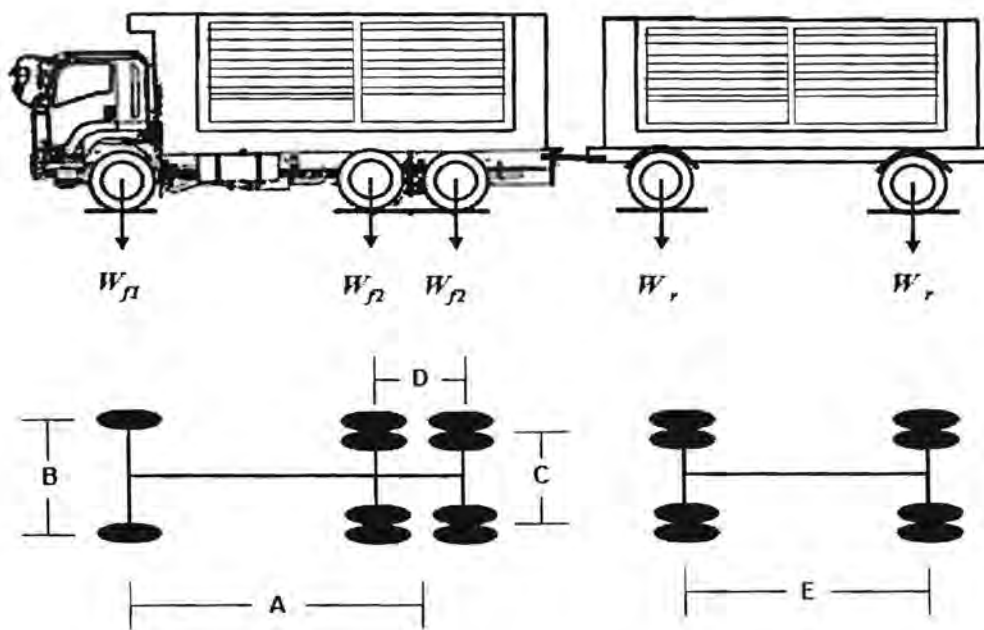
4.3 ชนิดหัวลาก 10 ล้อ และรถลากจูงชนิด 3 เพลา 12 ล้อ



ที่มาของแหล่งข้อมูล		W_{F1} (ตัน)	W_{F2} (ตัน)	W_r (ตัน)	A (มม)	B (มม)	C (มม)	D (มม)	E (มม)	W_T (ตัน)
1. กรมทางหลวง		5	10	8.5	-	-	-	-	-	50.5
2. ยี่ห้อ HINO	รุ่น FM1AKKA	5	10	8.5	3780	4150	1300	1935	1855	50.5
	รุ่น FM1AKLA	5	10	8.5	4030	4150	1300	1935	1855	50.5
	รุ่น FM1JKKA	5	10	8.5	4030	4260	1300	1935	1855	50.5
	รุ่น FM2PKLA	5	10	8.5	4030	4150	1300	1935	1855	50.5
3. ยี่ห้อ Mitsubishi รุ่น FV51JHR3RDHA		5	10	8.5	3710	4200	1300	2050	1850	50.5
4. ยี่ห้อ Nissan Diesel รุ่น CWM454/320 และ รุ่น CWM454/350		5	10	8.5	4050	-	1300	2050	1860	50.5

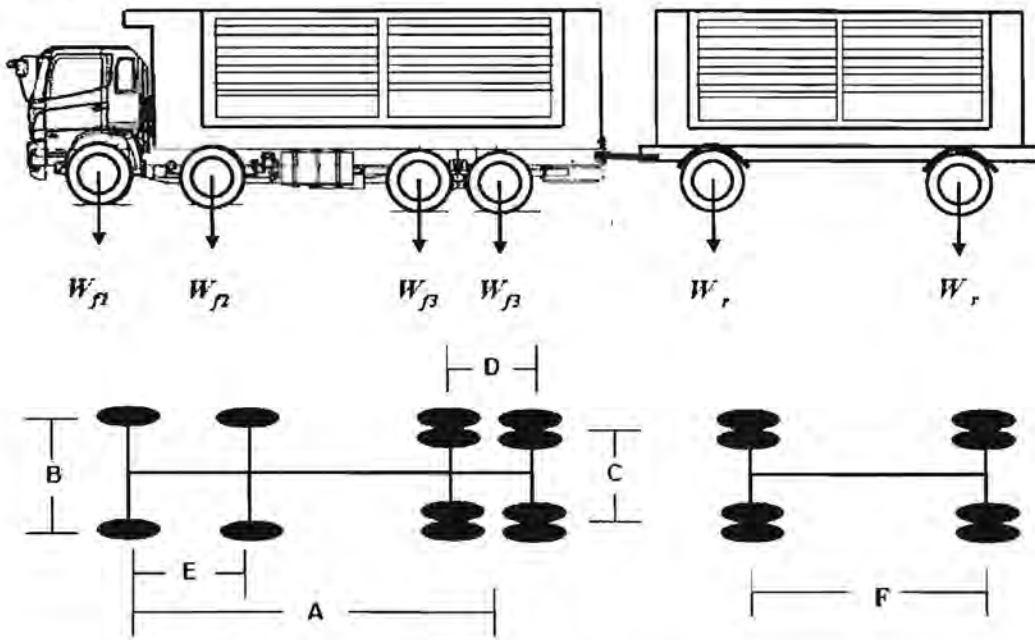
6. รถบรรทุกพ่วง

6.1 รถพ่วง 18 ล้อ



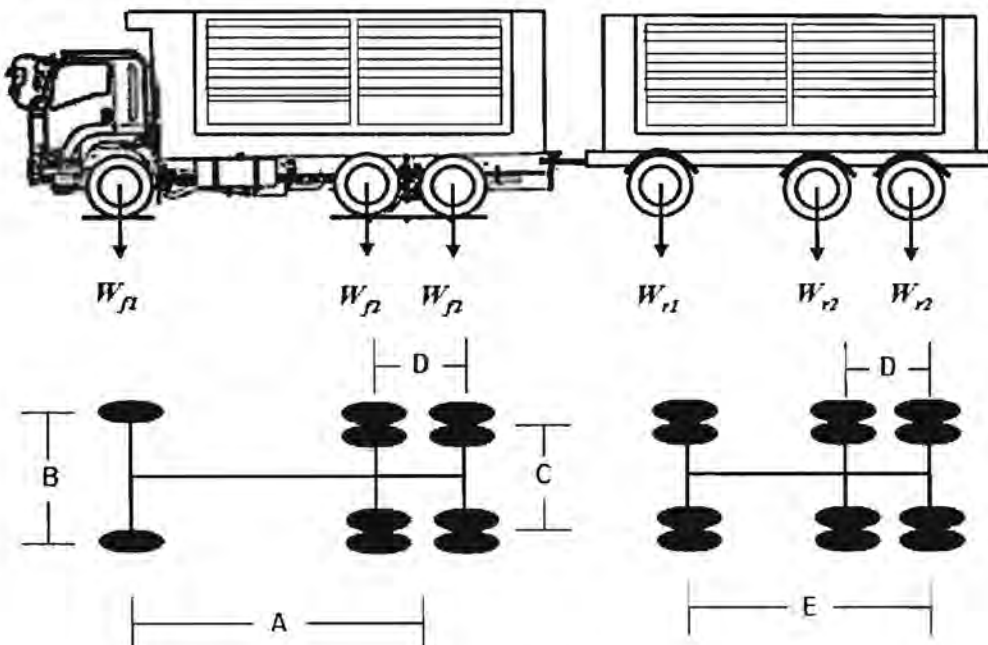
ที่มาของแหล่งข้อมูล		W _π (ตัน)	W ₁₂ (ตัน)	W _r (ตัน)	A (มม)	B (มม)	C (มม)	D (มม)	E (มม)	W _T (ตัน)
1. กรมทางหลวง		5	10	11	-	-	-	-	-	47
2. ยี่ห้อ HINO	รุ่น FL8JNKA	5	10	11	4,780	1,930	1,855	1,300		47
	รุ่น FL8JTKA	5	10	11	5,630	1,930	1,855	1,300		47
	รุ่น FL8JNLA	5	10	11	4,780	1,930	1,855	1,300		47
	รุ่น FM8JNKD	5	10	11	4,780	1,930	1,855	1,300		47
	รุ่น FM8JNLD	5	10	11	4,780	1,930	1,855	1,300		47
	รุ่น FM1AKKM	5	10	11	4,030	1,930	1,855	1,300		47
	รุ่น FM1ANKD	5	10	11	4,780	1,935	1,855	1,300		47
	รุ่น FM1ANLD	5	10	11	4,780	1,935	1,855	1,300		47
	รุ่น FM2PNLD	5	10	11	4,780	1,935	1,855	1,300		47
2. ยี่ห้อ Missubriishi	รุ่น FN61FR2RDH1	5	10	11	5,650	1,930	1,850	1,300		47
	รุ่น FN62FM1RDH1	5	10	11	4,800	1,930	1,850	1,300		47
	รุ่น FN62FM2RDH	5	10	11	4,800	1,930	1,850	1,300		47
3. ยี่ห้อ Isuzu	รุ่น FVZ34PNDH	5	10	11	4,650	1,970	1,850	1,300		47
	รุ่น FVZ34PSDFH	5	10	11	4,650	1,970	1,850	1,300		47
	รุ่น FVZ34PSDTH	5	10	11	4,650	1,970	1,850	1,300		47
	รุ่น FXZ77QDFH	5	10	11	4,700	2,056	1,850	1,300		47
	รุ่น FXZ77QDTH	5	10	11	4,700	2,056	1,850	1,300		47
	รุ่น FVM34QNH	5	10	11	4,850	1,970	1,850	1,300		47
	รุ่น FVM34QNAK	5	10	11	4,850	1,970	1,850	1,300		47
	รุ่น FVM34QSH	5	10	11	4,850	1,970	1,850	1,300		47
	รุ่น FVM34RNH	5	10	11	5,200	1,970	1,850	1,300		47
	รุ่น FVM34RNAK	5	10	11	5,200	1,970	1,850	1,300		47
	รุ่น FVM34TNH	5	10	11	5,700	1,970	1,850	1,300		47
	รุ่น FVM34TNAK	5	10	11	5,700	1,970	1,850	1,300		47
รุ่น FVM34TSH	5	10	11	5,700	1,970	1,850	1,300		47	
4. ยี่ห้อ Nissan Diesel	รุ่น CWM454M/6	5	10	11	4,800	2,020	1,860	1,300		47
	รุ่น CWM454M/12	5	10	11	4,800	2,020	1,860	1,300		47
	รุ่น CWM454M	5	10	11	4,050	2,020	1,860	1,300		47
	รุ่น CWM454HM	5	10	11	4,050	2,020	1,860	1,300		47

6.2 รถพ่วง 20 ล้อ



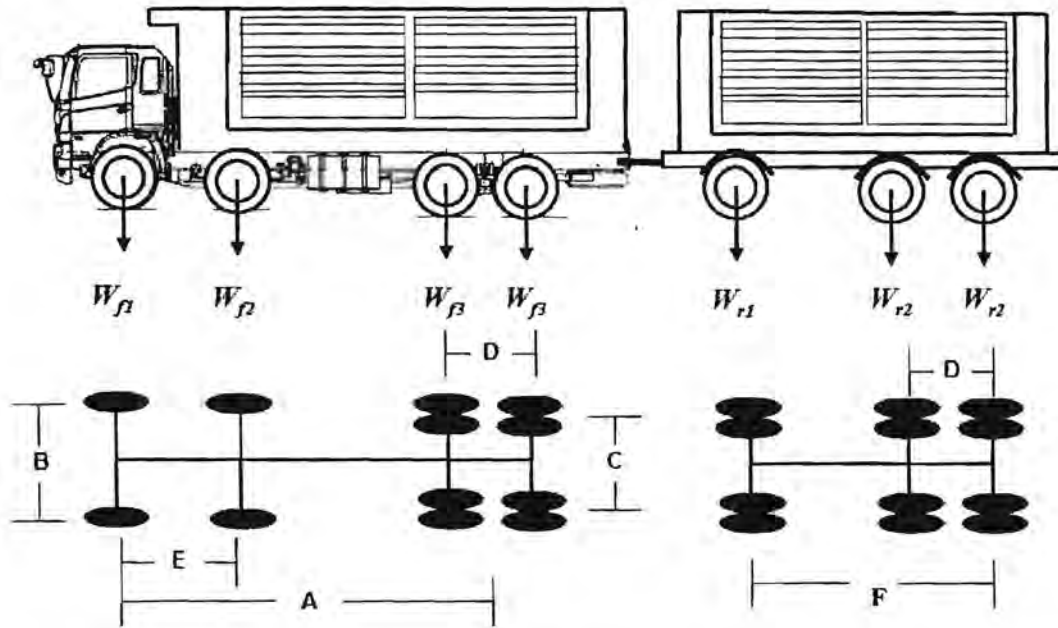
ที่มาของแหล่งข้อมูล	W_{f1} (ตัน)	W_{f2} (ตัน)	W_{f3} (ตัน)	W_r (ตัน)	A (มม)	B (มม)	C (มม)	D (มม)	E (มม)	F (มม)	W_T (ตัน)
1. กรมทางหลวง	5	5	10	11	-	-	-	-	-	-	52
2. ยี่ห้อ HINO รุ่น GY2PSLA	5	5	10	11	6,000	1,935	1,855	1,300	1,890		52

6.3 รถพ่วง 22 ล้อ



ที่มาของแหล่งข้อมูล		W ₀ (ตัน)	W ₁₂ (ตัน)	W ₁₁ (ตัน)	W ₁₂ (ตัน)	A (มม)	B (มม)	C (มม)	D (มม)	E (มม)	W _T (ตัน)
1. กรมทางหลวง		5	10	10	9	-	-	-	-	-	53
2. ยี่ห้อ HINO	รุ่น FL8JNKA	5	10	10	9	4,780	1,930	1,855	1,300		53
	รุ่น FL8JTKA	5	10	10	9	5,630	1,930	1,855	1,300		53
	รุ่น FL8JNLA	5	10	10	9	4,780	1,930	1,855	1,300		53
	รุ่น FM8JNKD	5	10	10	9	4,780	1,930	1,855	1,300		53
	รุ่น FM8JNLD	5	10	10	9	4,780	1,930	1,855	1,300		53
	รุ่น FM1AKKM	5	10	10	9	4,030	1,930	1,855	1,300		53
	รุ่น FM1ANKD	5	10	10	9	4,780	1,935	1,855	1,300		53
	รุ่น FM1ANLD	5	10	10	9	4,780	1,935	1,855	1,300		53
	รุ่น FM2PNLD	5	10	10	9	4,780	1,935	1,855	1,300		53
2. ยี่ห้อ Missu brishi	รุ่น FN61FR2RDH1	5	10	10	9	5,650	1,930	1,850	1,300		53
	รุ่น FN62FM1RDH1	5	10	10	9	4,800	1,930	1,850	1,300		53
	รุ่น FN62FM2RDH	5	10	10	9	4,800	1,930	1,850	1,300		53
3. ยี่ห้อ Isuzu	รุ่น FVZ34PNDH	5	10	10	9	4,650	1,970	1,850	1,300		53
	รุ่น FVZ34PSDFH	5	10	10	9	4,650	1,970	1,850	1,300		53
	รุ่น FVZ34PSDTH	5	10	10	9	4,650	1,970	1,850	1,300		53
	รุ่น FXZ77QDFH	5	10	10	9	4,700	2,056	1,850	1,300		53
	รุ่น FXZ77QDTH	5	10	10	9	4,700	2,056	1,850	1,300		53
	รุ่น FVM34QNH	5	10	10	9	4,850	1,970	1,850	1,300		53
	รุ่น FVM34QNAK	5	10	10	9	4,850	1,970	1,850	1,300		53
	รุ่น FVM34QSH	5	10	10	9	4,850	1,970	1,850	1,300		53
	รุ่น FVM34RNH	5	10	10	9	5,200	1,970	1,850	1,300		53
	รุ่น FVM34RNAK	5	10	10	9	5,200	1,970	1,850	1,300		53
	รุ่น FVM34TNH	5	10	10	9	5,700	1,970	1,850	1,300		53
	รุ่น FVM34TNAK	5	10	10	9	5,700	1,970	1,850	1,300		53
รุ่น FVM34TSH	5	10	10	9	5,700	1,970	1,850	1,300		53	
4. ยี่ห้อ Nissan Diesel	รุ่น CWM454M/6	5	10	10	9	4,800	2,020	1,860	1,300		53
	รุ่น CWM454M/12	5	10	10	9	4,800	2,020	1,860	1,300		53
	รุ่น CWM454M	5	10	10	9	4,050	2,020	1,860	1,300		53
	รุ่น CWM454HM	5	10	10	9	4,050	2,020	1,860	1,300		53

6.4 รถพ่วง 24 ล้อ



ที่มาของ แหล่งข้อมูล	W_{f1} (ตัน)	W_{f2} (ตัน)	W_{f3} (ตัน)	W_{r1} (ตัน)	W_{r2} (ตัน)	A (มม)	B (มม)	C (มม)	D (มม)	E (มม)	F (มม)	W_T (ตัน)
1. กรมทางหลวง	5	5	10	10	9	-	-	-	-	-	-	58
2. ยี่ห้อ HINO รุ่น GY2PSLA	5	5	10	10	9	6,000	1,935	1,855	1,300	1,890		58

ภาคผนวก ข. บทความวิจัยจากโครงการวิจัย

International Journal

- o Lenwari, A., Thepchatri, T., and Santisukpotha. "A fracture-based criterion for debonding strength of adhesive-bonded double-strap steel joints." *Engineering Journal*. (submitted June 20, 2011)
- o Hung The Dinh, Akhrawat Lenwari, and Teerapong Senjuntichai "Finite Element Simulation of Mixed-Mode Crack Propagation based on Strain Energy Density Criterion." *Engineering Structures* (to be submitted in August 2011).

A Fracture-Based Criterion for Debonding Strength Of Adhesive-Bonded Double-Strap Steel Joints

Akhrawat Lenwari^{1,*}, Thaksin Thepchatri², and Prawit Santisukpotha³

¹ Lecturer, Department of Civil Engineering, Faculty of Engineering, Chulalongkorn University Phayathai Rd., Pathumwan, Bangkok, Thailand 10330

² Professor, Department of Civil Engineering, Faculty of Engineering, Chulalongkorn University, Phayathai Rd., Pathumwan, Bangkok, Thailand 10330

³ Graduate student, Department of Civil Engineering, Faculty of Engineering, Chulalongkorn University, Phayathai Rd., Pathumwan, Bangkok, Thailand 10330

E-mail: akhrawat.l@chula.ac.th

Abstract. This paper addresses the debonding strength of adhesive-bonded double-strap steel joints. A fracture-based criterion was formulated in terms of a stress singularity parameter, i.e., the stress intensity factor, which governs the magnitude of a singular stress field near the joint ends. No existing crack was assumed. A total of 24 steel joint specimens were tested under constant amplitude fatigue loadings at stress ratio of 0.2 and frequency of 2 Hz. The joint stiffness ratio was slightly less than one to control the maximum adhesive stresses at the joint ends. To detect the debonding, a simple and practical technique was developed. The test results showed that the interfacial failure near the steel/adhesive corner was a dominant failure mode. The failure was brittle and the debonding life was governed by the crack initiation stage. The finite element analysis was employed to calculate the stress intensity factors and investigate the effects of the adhesive layer thickness, lap length and joint stiffness ratio on the debonding strength.

Keywords: Double-strap joints, adhesive bonding, fatigue, debond detection, bi-material, Reciprocal work contour integral, stress singularity.

ENGINEERING JOURNAL Volume # Issue #

Received Date Month Year

Accepted Date Month Year

Published Date Month Year

Online at <http://www.ej.eng.chula.ac.th/eng/>

DOI:10.4186/ej.20xx.xx.x.xx

1. Introduction

An adhesive bonding has been widely used to connect both metallic and non-metallic structural members. Dissimilar materials such as steel, concrete, fiber-reinforced polymers (FRP) can be joined. For bridge structures subjected to repetitive loadings, an adhesive bonding offers good fatigue performance in that cracking is not likely to occur in load-carrying members. Albrecht et al. [1] reported that the bonded and bolted connections exhibit much higher fatigue strength than typical welded connections. However, one main disadvantage of an adhesive bonding is that a very high local stress field can lead to a debonding failure which governs the static and fatigue strengths of the bonded joints.

In comparison with the stress-based approach, the fracture-based approach has been less employed to assess the strength of adhesive-bonded joints [2-14]. From the linear elasticity viewpoint, the stress singularity exists near the corner of a bi-material wedge in Fig. 1 [15-17], which is the condition at the joint ends. The singularity criterion is particularly suitable for structures subjected to a fatigue loading conditions in which a small scale yielding can be assumed.

This paper presents a fracture-based criterion for the debonding strength of adhesive-bonded steel joints subjected to constant amplitude fatigue loadings. The double-strap joint configuration, which was commonly used in practice and recommended in many standard test methods, was chosen. The Reciprocal Work Contour Integral Method (RWCIM) was used to calculate a stress intensity factor, the singularity parameter which governs the singular stress field. No preexisting crack was assumed. Finally, the effects of joint parameters on the stress intensity factors were discussed using the finite element analysis results.

2. Reciprocal Work Contour Integral Method (RWCIM)

Figure 1 shows an elastic bi-material wedge which is the condition at the joint end. The stress field near the wedge corner, a singular point, can be expressed as

$$\sigma_{ij}(r, \theta) = \sum_{k=1}^N \frac{K}{r^{\alpha_k}} f_{ijk}(\theta) + \sigma_{ij0}(\theta) \quad (1)$$

where r and θ = polar coordinates; N = number of r -dependent stress terms; and $f_{ijk}(\theta)$ is a function dependent on the angle θ . The regular term, $\sigma_{ij0}(\theta)$, and the constant K depend on the loading and global geometry. The strengths of singularity, α_k , depend on the elastic moduli (E_1, E_2), the Poisson's ratio (ν_1, ν_2), and the angle θ_1 and θ_2 of the bi-material [15].

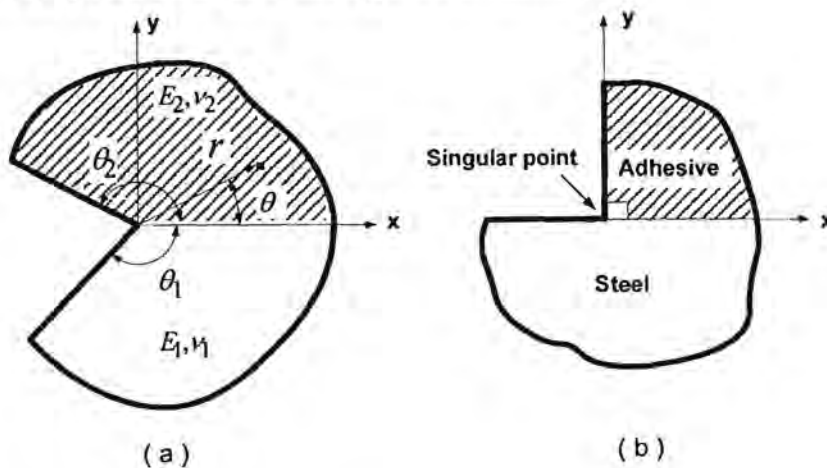


Fig. 1. Bi-material wedge (a) general (b) this study (square end).

When only the strongest singularity (dominant singularity), α_1 , is considered, the stress field near the singular point along a specific angle can be written as

$$\sigma_{ij}(r, \theta) = Q_{ij} / r^{\alpha_1} \quad (2)$$

In this study, the values of Q_{ij} , defined as the stress intensity factor, in MPa-mm $^{\alpha_1}$, are calculated using the RWCIM [18-19]. The advantage of the method is that the finite element solutions including stresses and displacements are only used in the region away from the singular point where a relatively coarse mesh is sufficient. Therefore, the very fine finite element mesh or a special element near the singular point is not required.

3. Experimental Program

3.1. Specimen Design

Figure 2 shows a double-strap steel joint used as a test specimen. Based on the shear lag analysis [20], the joint was designed to have the value of stiffness ratio, i.e., the ratio of the axial stiffness of the inner adherend to the sum of axial stiffnesses of the two outer adherends, equal to 0.96 which is slightly less than one. This results in the maximum adhesive stresses at the joint ends. This joint design also represents a typical steel joint design which prevents the failure of the outer adherends.

In the experiments, the properties of the steel/adhesive bi-material were $E_1 = 200$ GPa, $\nu_1 = 0.3$, $E_2 = 2.75$ GPa, and $\nu_2 = 0.35$. The adhesive angle was perpendicular to the bottom flange (square end condition) with $\theta_1 = 180^\circ$ and $\theta_2 = 90^\circ$. Singular points are corners A, B, C, and D. In a study by Lenwari [21], the dominant singularities at corner A and D were found to be 0.271 and 0.326 under plane stress and plane strain, respectively, while those at corner B and C were 0.248 and 0.305 under plane stress and plane strain, respectively. In the experiments, a spew fillet can occur at the corner D which leads to a reduction of singularity.

The grade of steel plates was SS400 according to TIS 1227 (equivalent to JIS G3101). The steel surface was sandblasted according to the Steel Structure Painting Council specification no. 5 [22] and cleaned with an isopropyl alcohol before the adhesive was applied. The adhesive used was Sikadur®30, a two-part epoxy. The thickness of an adhesive layer was controlled to be 1 mm. The condition at the joint terminus was square end. The curing time for adhesive was at least 2 weeks before testing.

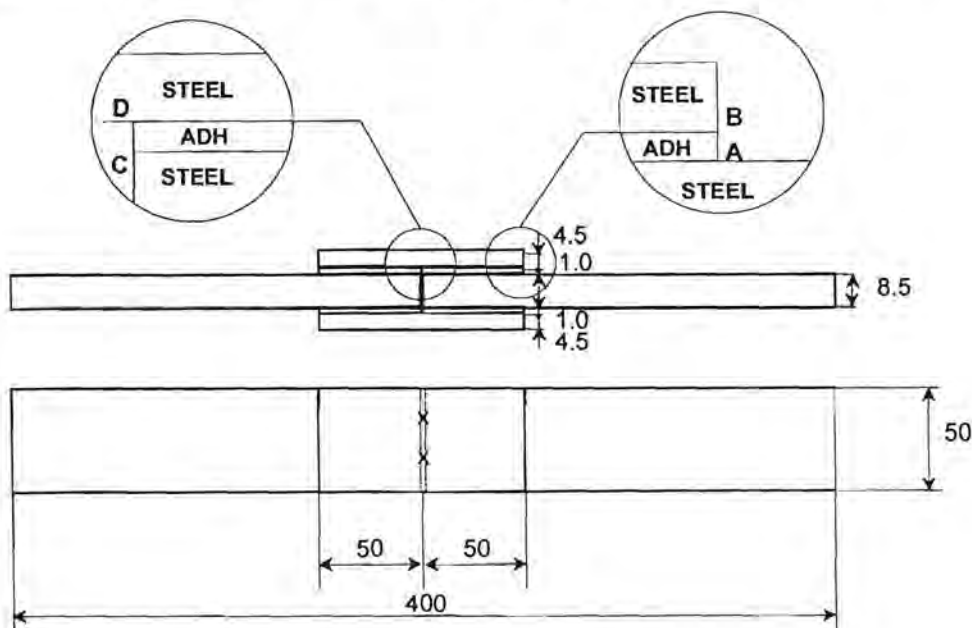


Fig. 2. Double-strap steel joint specimen (dimensions in millimeter).

3.2. Constant Amplitude Fatigue Tests

A total of 24 specimens were tested under constant amplitude fatigue loadings. Sine-waveform loadings were generated by a servo-hydraulic actuator. The stress ratio (R), i.e., the minimum-to-maximum stress ratio, was 0.2 and the test frequency was 2 Hz. All tests were performed at an ambient temperature.

Seven levels of stress ranges having maximum stresses correspond to 17%, 40%, 50%, 60%, 65%, 70%, and 80% of the joint static strength were investigated. Based on a static test on three joints which revealed the strengths of 84.9, 95.2, and 83.4 kN, the lowest value (83.4 kN) was used as the joint static strength.

A simple technique was developed to automatically detect the joint debonding. A sensor with a silver line tracing across the adhesive terminus was constructed at the joint end, as shown in Fig. 3. As the joint debonded, the silver trace was cut, causing the measured voltage to a zero value. In this technique, it was necessary to prevent the current flow by spraying a thin layer of an insulating material before tracing the silver line because steel material is electrically conductive. This technique was also employed in a study on the debonding strength of steel beams strengthened with CFRP plates [23].

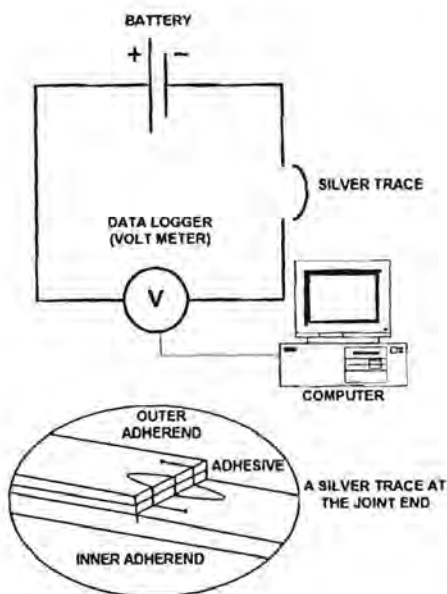


Fig. 3. Debond detection technique (schematic).

4. Finite Element Modelling

A 2D finite element model of the double-strap joint is shown in Fig. 4. A quarter model was analyzed due to symmetry. The elements used were 8-node elements having two degrees of freedom at each node. Lenwari et al. [24] assumed a plane strain condition since the plate was rigid compared with the adhesive and, further, the joint thickness was small compared with the joint width. In this study, the plane stress condition was also assumed. The mesh near the joint end is shown Fig. 5. Elements near a singular point had a length of $t_a/8$, where t_a is an adhesive layer thickness. Other elements have the size of approximately 1 mm. The RWCIM was used to calculate the value of stress intensity factors.

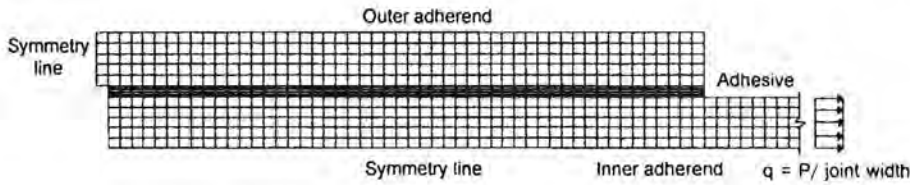


Fig. 4. Quarter model of double-strap joint.

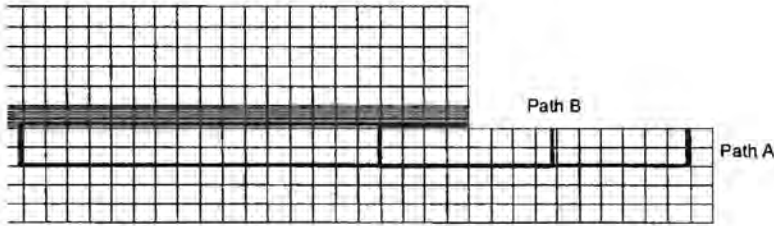


Fig. 5. Mesh near the joint terminus and contours.

In the RWCIM, the finite element solutions were used along the outer contour. The chosen contours were rectangles, namely, path A and B (as shown in Fig. 5). Along the inner contour the singular solution was used. The chosen inner contour was a circular segment with a radius of 0.001 mm [21]. The numerical integration along the contour was carried out by the trapezoidal rule. A convergent study was conducted to ensure a sufficient number along contour points and mesh fineness.

5. Results and Discussion

5.1. Debonding Strength and Failure Mode

Figure 6 shows a measured voltage signal from the sensor during the fatigue testing. Typically, all joints failed suddenly once visible cracks occurred, thus causing an abrupt change to zero voltage in all specimens. The moment when the voltage value became zero was used to determine the debonding life.

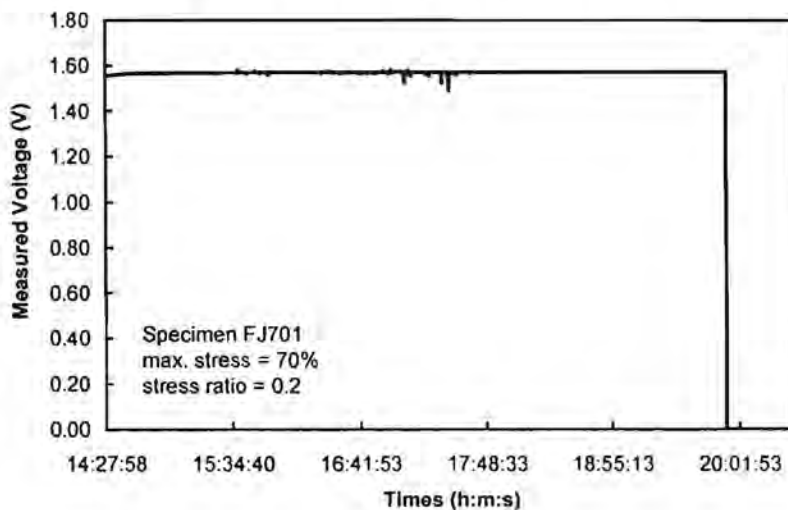


Fig. 6. Example voltage signal from a sensor.

Figure 7 shows an interfacial failure along the steel/adhesive corners at the joint ends, which is typical for the joints. A surface preparation before bonding process significantly influences the interfacial failures. One advantage of adhesive bonding was that no fatigue crack initiated at the steel plates.

Figure 8 plots the relationships between the stress intensity factor range and the cycles to debonding. The data with arrows indicate that the joint did not fail when the test stopped at 1.5 million cycles. The debonding strength criterion obtained from regression analysis of experimental data was proposed

$$\Delta Q_{\theta\theta} = -1.5367 \ln(N) + 29.226 \quad \text{under plane strain condition} \quad (3)$$

And
$$\Delta Q_{\theta\theta} = -1.8573 \ln(N) + 35.324 \quad \text{under plane stress condition} \quad (4)$$

where $\Delta Q_{\theta\theta}$ = ranges of stress intensity factor along the interface in $\text{MPa}\cdot\text{mm}^{0.271}$ and $\text{MPa}\cdot\text{mm}^{0.326}$ for plane stress and plane strain conditions, respectively; and N = number of cycles to debonding. The coefficient of determination in Eq. (3) and (4) is $r^2 = 0.88$. Because the values of ratio $Q_{rr}/Q_{r\theta}$ were 1.34 and 1.70 for plane stress and plane strain conditions, respectively, and the ratio $Q_{\theta\theta}/Q_{r\theta}$ were 3.65 and 3.24 for plane stress and plane strain conditions, respectively, any stress intensity factor, Q_j , can be used as the debonding strength criterion.

The criterion may be used for the evaluation of debond initiation in real structures with the bi-material's properties (steel substrate and adhesive layer) and interface characteristics (surface treatment) the same as those in the experiments. The test data also suggested that an endurance limit might exist, under which the joint has no chance of debonding.



Fig. 7. Debonding failure of specimens.

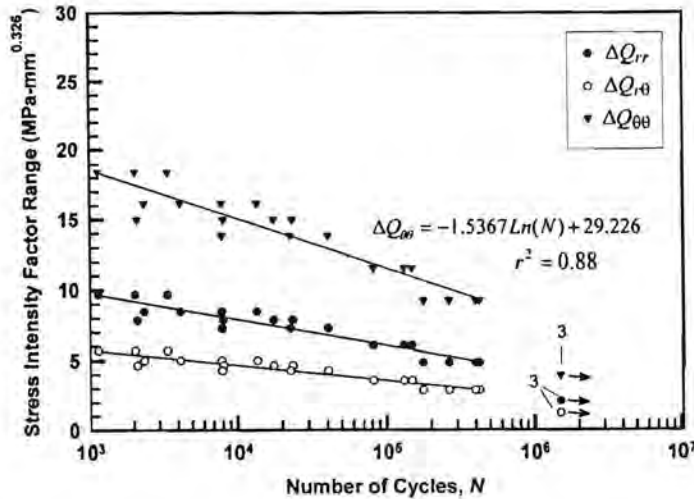


Fig. 8. Fracture-based criterion for debonding strength (plane strain condition).

5.2. Effects of Adhesive Layer Thickness, Joint Stiffness Ratio and Lap Length

A finite element analysis was performed to investigate the effects of joint parameters including the joint stiffness ratio, adhesive layer thickness, and lap length on the stress intensity factors. A case study was the joint subjected to an axial force of 86.8 kN. The stress intensity factors were calculated from RWCIM under plane strain condition. The properties of the joint, except the value of the parameter in the investigation, were same as those of the joint specimen.

Figure 9 shows the effect of lap length on stress intensity factors Q_{rr} , $Q_{r\theta}$, $Q_{\theta\theta}$ along the interface. The lap length was varied at 25, 50, 100, and 250 mm. The values of stress intensity factors decrease as the lap length increases. This implies that the joint with longer lap length has a longer life when subjected to the same fatigue loading. Beyond a specific lap length, however, the debonding strength is practically insensitive to the lap length.

Figure 10 shows the effect of joint stiffness ratio on stress intensity factors Q_{rr} , $Q_{r\theta}$, $Q_{\theta\theta}$ along the interface. The stiffness ratio was varied at 0.2, 0.5, 0.94, and 2. The values of stress intensity factors decrease as the stiffness ratio increases. This implies an increase in the debonding strength as the sum thickness of outer adherends decreases. In practice, however, the stiffness ratio value should be less than one to cause failure at the inner adherend.

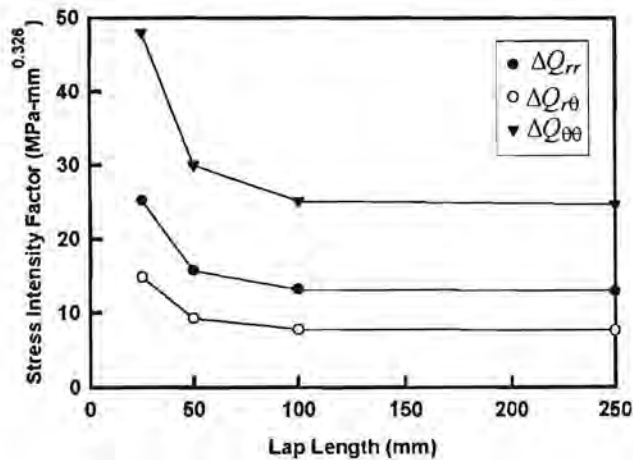


Fig. 9. Effect of lap length on stress intensity factors.

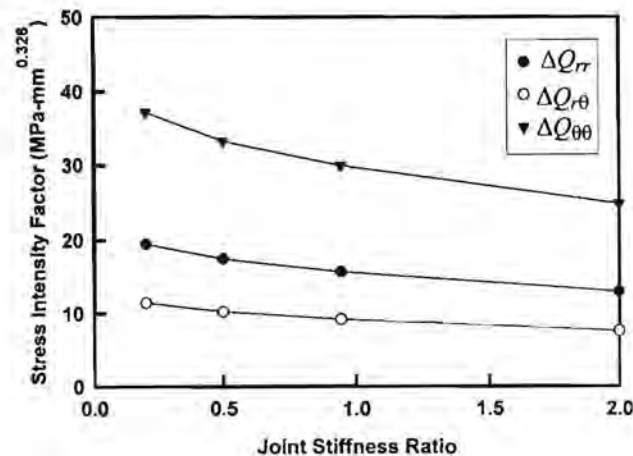


Fig. 10. Effect of joint stiffness ratio on stress intensity factors.

Figure 11 shows the effect of adhesive layer thickness on the stress intensity factors Q_{rr} , $Q_{r\theta}$, $Q_{\theta\theta}$ along the interface. The adhesive layer thickness was varied at 0.5, 1, 2, and 5 mm. The stress intensity factors increase with the adhesive layer thickness. However, the effect of adhesive layer thickness is less pronounced than those of the lap length and joint stiffness ratio.

From the results, the lap length was found to be the most affecting factor on the stress intensity factors provided that the interfacial failure near the steel/adhesive corner was a governing failure mode. Similar results were found in case of plane stress condition.

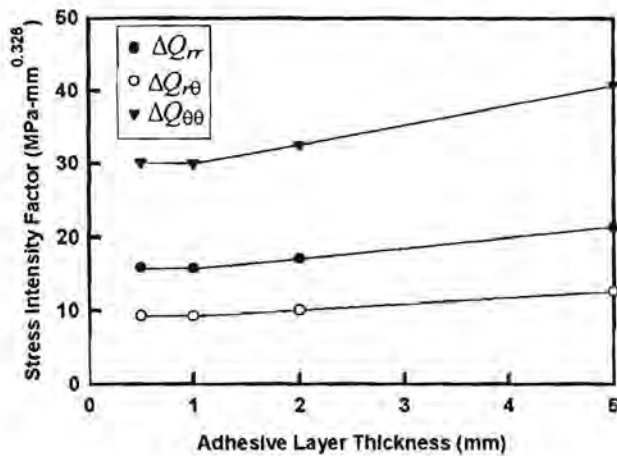


Fig. 11. Effect of adhesive layer thickness on stress intensity factors.

6. Conclusions

This study investigates the debonding strength of adhesive-bonded double-strap joints subjected to a constant amplitude fatigue loading. The main conclusions are as follows:

1. Adhesive (interfacial) failure was observed near the steel/adhesive corners. Therefore, the surface preparation significantly affects the joint debonding strength.
2. The debonding life was governed by the crack initiation. All joints failed suddenly once visible cracks occurred.
3. The debonding strength criterion was proposed in terms of a stress intensity factor. The criterion is limited to the same bi-material properties and interface characteristics.
4. Based on the finite element analysis, the debonding strength increases with the lap length and joint stiffness ratio. It decreases as the adhesive layer becomes thicker.
5. The lap length is the most affecting factor on the debonding strength provided that the interfacial failure near the steel/adhesive corner was a governing failure mode.

7. Acknowledgements

The authors would like to acknowledge the grant for development of new faculty staff and the Ratchadapiseksomphot Endowment Fund from Chulalongkorn University. Thanks to Sika Thailand, Ltd. for providing adhesive materials and the assistance on specimen preparation. The financial support from Chulalongkorn graduate school thesis grant to the third author is also appreciated.

References

- [1] Albrecht, P., Sahli, A., Crute, D., Albrecht, Ph., and Evans, B. "Application of adhesives to steel bridges." Final Report, FHWA/RD-84/037, Federal Highway Administration, McLean, Virginia, 1984.
- [2] Groth, H.L. "A method to predict fracture in an adhesively bonded joint," *Int. J. Adhes. Adhes.*, vol. 5, no. 1, pp. 19-22, 1985.
- [3] Kinloch, A.J. *Adhesion and Adhesive: Science and Technology*. Chapman & Hall, London, 1987.
- [4] Hattori, T., Sakata, S., Hatsuda, T., and Murakami, G. "A stress singularity parameter approach for evaluating adhesive strength," *JSME Int. J.*, Series I, vol. 31, no. 4, pp. 718-723, 1988.
- [5] Hattori, T. "A stress-singularity-parameter approach for evaluating the adhesive strength of single-lap joints," *JSME Int. J.* Series I, vol. 34, no. 3, pp. 326-331, 1991.
- [6] Reedy Jr., E.D. and Guess, T.R. "Comparison of butt tensile strength data with interface corner stress intensity factor prediction," *Int. J. Solids Struct.*, vol. 30, no. 21, pp. 2929-2936, 1993.
- [7] Imanaka, M. and Iwata, T. "Effect of adhesive layer thickness on fatigue strength of adhesively bonded butt, scarf and butterfly type butt joints," *Int. J. Fract.*, vol. 80, pp. R69-R76, 1996.
- [8] Imanaka, M., Ishii, K., and Nakayama, H. "Evaluation of fatigue strength of adhesively bonded single and single step double lap joints based on stress singularity parameters," *Eng. Fract. Mech.*, vol. 62, pp. 409-424, 1999.
- [9] Lefebvre, D.R., and Dillard, D.A. "A stress singularity approach for the prediction of fatigue crack initiation in adhesive bonds. part 1: theory," *J. Adhes.*, vol. 70, pp. 119-138, 1999.
- [10] Lefebvre, D.R., and Dillard, D.A. "A stress singularity approach for the prediction of fatigue crack initiation in adhesive bonds. part 2: experimental," *J. Adhes.*, vol. 70, pp. 139-154, 1999.
- [11] Quaresimin, M. and Ricotta, M. "Life prediction of bonded joints in composite materials," *Int. J. Fatigue*, vol. 28, pp. 1166-1176, 2006.
- [12] Bocciarelli, M., Colombi, P., Fava, G., and Poggi, C. "Prediction of debonding strength of tensile steel/CFRP joints using fracture mechanics and stress based criteria," *Eng. Fract. Mech.*, vol. 76, no. 2, pp. 299-313, 2009.
- [13] Azari, S., Eskandarian, M., Papini, M., Schroeder, J.A., and Spelt, J.K. "Fracture load predictions and measurements for highly toughened epoxy adhesive joints," *Eng. Fract. Mech.*, vol. 76, pp. 2039-2055, 2009.
- [14] Choupani, N. "Characterization of fracture in adhesively bonded double-lap joints," *Int. J. Adhes. Adhes.*, vol. 29, pp. 761-773, 2009.
- [15] Bogy, D.B. "Two edge-bonded elastic wedges of different materials and wedge angles under surface tractions," *J. Appl. Mech.*, vol. 35, pp. 377-386, 1971.
- [16] Hein, V.L. and Erdogan, F. "Stress singularities in a two-material wedge," *Int. J. Fract.*, vol. 7, no. 3, pp. 317-330, 1971.
- [17] Dempsey, J.P. and Sinclair, G.B. "On the singular behavior at the vertex of a bi-material wedge," *J. Elast.*, vol. 11, no. 3, pp. 317-327, 1981.
- [18] Carpenter, W.C. and Byers, C. "A path independent integral for computing stress intensities for V-notched cracks in a bi-material," *Int. J. Fract.*, vol. 35, pp. 245-268, 1987.
- [19] Carpenter, W.C. "Insensitivity of the reciprocal work contour integral method to higher order eigenvectors," *Int. J. Fract.*, vol. 73, pp. 93-108, 1995.
- [20] Volkersen, O. "Die Nietkraftverteilung in Zugbeanspruchten Nietverbindungen mit Konstanten Laschenquerschnitten," *Luftfahrtforschung*, vol. 15, pp. 41-47, 1938 (in German).
- [21] Lenwari, A. "Terminal distances for CFRP plates adhesively bonded to steel girders." PhD thesis, Chulalongkorn University, Bangkok, Thailand, 2002.
- [22] Society for Protective Coatings (SSPC). *SSPC-SP 5/NACE No. 1, White Metal Blast Cleaning*, SSPC, Pittsburgh, 2000.
- [23] Lenwari, A., Thepchatri, T., and Albrecht, P. "Debonding strength of steel beams strengthened with CFRP plates," *J. Compos. Constr.*, ASCE, vol. 10, no. 1, pp. 69-78, 2006.
- [24] Lenwari, A., Thepchatri, T., and Watanabe, E. "Prediction of premature separation of bonded CFRP plates from strengthened steel beams using a fracture criterion," *Struct. Eng. Mech.*, vol. 14, no. 5, pp. 565-574, 2002.

Finite Element Simulation of Mixed-Mode Crack Propagating based on Strain Energy Density Criterion

Hung The Dinh¹, Akhrawat Lenwari², Teerapong Senjuntichai³

Department of Civil Engineering, Chulalongkorn University, Bangkok 10330, Thailand.

ABSTRACT

Numerical modeling of crack propagation under mixed mode conditions has found important applications in a wide variety of practical engineering problems. This paper is concerned with numerical simulation of crack propagation for plane problems by using finite element analysis. Strain energy density (SED) criterion is employed to predict the path of mixed mode crack growth. To capture the kinking angle for minimum strain energy density value around the crack tip, ring elements are constructed, then the values of SED are calculated to capture the new crack tip at each propagation step. Both remeshing and nodal relaxations are employed to predict the crack propagation. Comparisons between numerical results from the present study and those available in the literature are illustrated. The numerical scheme presented in this study will be employed in the analysis of the distortion-induced fatigue cracks in web gap in I-beams of steel bridges.

Keywords: finite element analysis; fracture mechanics; strain energy density; mixed mode; crack propagation.

1. Introduction

Begin on early 1920s, Inglis [1], Griffith [2] and Irwin [3] set up the foundation for fracture mechanics. Up to now, the research on linear elastic fracture mechanics has a mass development in theories and applications. Predict crack path during crack propagation up to failure is an important task in fracture mechanics. But it gets stuck in two main problems:

- 1- The suitable theory using in prediction. Now, there are many theories maybe apply to predict the crack path, such as maximum circumferential stress criterion, minimum strain energy density criterion, maximum strain energy release rate criterion,... With the development of computation, energy based criteria are more and more useful and accuracy in calculation.
- 2- The application of fracture theory in finite element method (FEM). The propagation of a crack leads to an important displacement discontinuity. The more accurate way of modeling such a discontinuity in a finite element mesh is to modify the part topology (due to crack propagation) and to perform remeshing technique.

Besides that, several other methods have been proposed to model this discontinuity without remeshing technique. In the beginning of meshless field, Belytschko has suggested Element free Galerkin method [4] where the discretisation is obtained by a model which consists of nodes and a description of the surface. Recently, there are two famous technique describe the discontinuity without remeshing stage have been proposed. The Strong Discontinuity Approach (SDA) in which displacement jumps due to the presence crack are embedded locally in each cracked finite element without affecting neighboring elements. The amplitude of displacement jumps across to the crack are defined by using additional degrees of freedom related to the plastic multiplier. The Extended Finite Element Method (XFEM) in which the displacement-based approximation is enriched near a crack by incorporating both discontinuous fields and the near tip asymptotic fields through partition of unity method. However, these techniques still have to be improved in order to solve complex configurations such as multiple cracks, large deformation of crack propagation, etc. When remeshing is applied in suitable case, a real mesh discontinuity will represent the crack and get more accurate. However, in any

¹ Graduate student: dinhthehung13@yahoo.com

² Lecturer: akhrawat.l@chula.ac.th

³ Professor: Teerapong.S@eng.chula.ac.th

technique which using to predict crack path, the accuracy of the crack propagation strongly depends on the accuracy of kinking criteria.

In recent paper, Bouchard et al [5] have introduced an interesting remeshing technique to model crack propagation accurately using the discrete crack approach. This remeshing technique is used in this paper combined with strain energy density criteria. First the definition of strain energy density criteria is introduced with hypothesis for kinking angle of crack direction. The theoretical aspect and the numerical tools which dealing with SED are also described. Several results of experiments are presented to compare the result of crack path with criteria applying.

II. Strain energy density criterion

Sih [6] introduced the concept of strain energy density to analyze mixed mode fractures. The strain energy density dW/dV has a singularity of inverse r near the crack tip given by

$$\frac{dW}{dV} = \left(a_{11}k_1^2 + 2a_{12}k_1k_2 + a_{22}k_2^2 + a_{33}k_3^2 \right) \frac{1}{r} \quad [1]$$

It is apparent that the coefficient of the $1/r$ term in the above equation is defined only if $r \neq 0$. Hence, the element volume is always kept at a finite distance away from the crack border. This coefficient is termed as the strain energy density factor, i.e.

$$S = a_{11}k_1^2 + 2a_{12}k_1k_2 + a_{22}k_2^2 + a_{33}k_3^2 \quad [2]$$

The k_i are defined as: $k_i = K_i / \sqrt{\pi}$ with ($i = I, II, III$)

when K_i are stress intensity factors for modes I, II, and III, respectively, which vary with the location along the crack border. The coefficients a_{ij} , which vary with the spherical angles (θ, ϕ) measured from the crack tip, are given by:

$$16\mu a_{11} = (1 + \cos\theta)(\kappa - \cos\theta) \quad [3a]$$

$$16\mu a_{12} = \sin\theta [2 \cos\theta - (\kappa - 1)] \quad [3b]$$

$$16\mu a_{22} = (\kappa + 1)(1 - \cos\theta) + (1 + \cos\theta)(3 \cos\theta - 1) \quad [3c]$$

$$16\mu a_{33} = 4 \quad [3d]$$

where μ and ν are the shear modulus of elasticity and Poisson's ratio, respectively. In the special case of $\phi = 0^\circ$, the coefficients a_{ij} reduce to those for the two-dimensional crack problems.

It is assumed that the crack will start to extend in a direction for which the strain energy density factor possesses a relative minimum value, as Hypothesis I:

$$\left(\frac{\partial S}{\partial \theta} \right)_{\theta=\theta_0} = 0 \text{ and } \left(\frac{\partial^2 S}{\partial \theta^2} \right)_{\theta=\theta_0} > 0 \quad [4a]$$

$$\left(\frac{\partial S}{\partial \phi} \right)_{\phi=\phi_0} = 0 \text{ and } \left(\frac{\partial^2 S}{\partial \phi^2} \right)_{\phi=\phi_0} > 0 \quad [4b]$$

Based on $\partial S / \partial \theta = 0$ and $\partial S / \partial \phi = 0$ at θ_0 and ϕ_0 , the directions of crack growth ϕ_0 and θ_0 for various values of a around the crack periphery can be determined. Note that the above total strain energy is evaluated along a constant circle with radius r around the crack tip based on the theory of elasticity.

III. Implementation for finite element model in 2D problem

When a crack propagates through a mesh, controlling accuracy at the crack tip is an important task. In this paper, a nodal relaxation is combined with a remeshing technique. This enables to avoid the problem of disturb at the crack tip and to continue with a new, well suited mesh. The transfer of data from the old to the new mesh at each remeshing stage is performed so as to preserve the fields of the various state variables.

In basic, fracture progress can be classified in 2 stages: crack initiation and crack propagation.

In first step of crack, initiation of crack is crucial but quite complicated. Many fracture criterion codes avoid to this period and their study concentrate in analysis of pre-crack existing. In damage-based numerical model, the adaption for this problem is better because these models study the evolution of damage continuously and a crack initiated for a critical damage value. But these codes will be more serious for crack propagation without a local collapse criterion. Actually, it is difficult to define exactly the location of crack beginning. Micro-failure and inclusions always induce local stress concentrations which are at the origin of failure and cracks. Of course, these defects cannot be treated in numerically model, even assumption that the material is perfect or homogenised exists, or the location of initiation is imposed by identifying a pre-crack. Moreover, the initiation of a crack in a mesh induces a severe topological change which is rarely supported by numerical codes.

In this paper, the definition of crack initiation criterion is based on critical strain energy value (or stress value in fracture elastic mechanics concepts), which is a characteristic of the material. So at a instant time, the minimum strain energy density value is computed and even when it reaches the critical one, a crack initiate and the propagation of crack begin.

When a new crack occurs, at each time step, there is a problem need to be checked, that's if crack is going to propagate, which direction will be the next step of crack.

As introduction on SED model, Sih considers that high values of strain energy, W_e . Tend to prevent crack growth. Then the crack grows in the direction that minimizes this energy. Let w be the strain energy density: in which W_e is the sum of the volumetric part of the strain energy W_v and the distortion energy W_d . This quantity is proportional to the square of stress, and since the stress has a $1/\sqrt{r}$ singularity at the crack tip (where r represents the distance to the crack tip), the strain energy density w has a $1/\sqrt{r}$ singularity. Therefore the so called strain energy density factor, $S = rw$, remains bounded.

Parameter S can be computed using two different techniques:

- *An analytical formulation.* The strain energy density is inversely proportional to the distance r to the crack tip [17]. Then S represents the intensity of the local energy field:

$$S = rw = r \left(\frac{1+\nu}{2E} \right) \left[\sigma_{11}^2 + \sigma_{22}^2 + \sigma_{33}^2 - \frac{\nu}{1+\nu} (\sigma_{11} + \sigma_{22} + \sigma_{33})^2 + \sigma_{12}^2 \right] \quad [5]$$

- *A numerical formulation.* In the simulation, the strain power P_e is computed at each time step and for each integration point. A time integration of P_e gives the strain energy for each integration point of the

$$\text{mesh: } W_e = \int_0^t P_e dt.$$

In the numerical formulation, parameter S is computed by introducing a ring of elements around the crack tip. The curve $S(\theta)$ is plotted for each element of this ring as a function of the angle between the centre of the element and the crack axis.

The kinking angle θ_0 is the angle corresponding to the local minimum of the curve $S(\theta)$:

$$\left(\frac{\partial S}{\partial \theta} \right)_{\theta=\theta_0} = 0 \quad \text{and} \quad \left(\frac{\partial^2 S}{\partial \theta^2} \right)_{\theta=\theta_0} > 0 \quad [6]$$

To find the kinking angle θ_0 as strain energy density criteria in FEM model, a ring element is introduced as way to capture the next step of crack propagation. the accuracy is directly dependent on the number of elements in the ring around the crack tip (Figure 1). The strain energy density is computed for each element of this ring and the local minimum is then evaluated using the $S(\theta)$ curve.

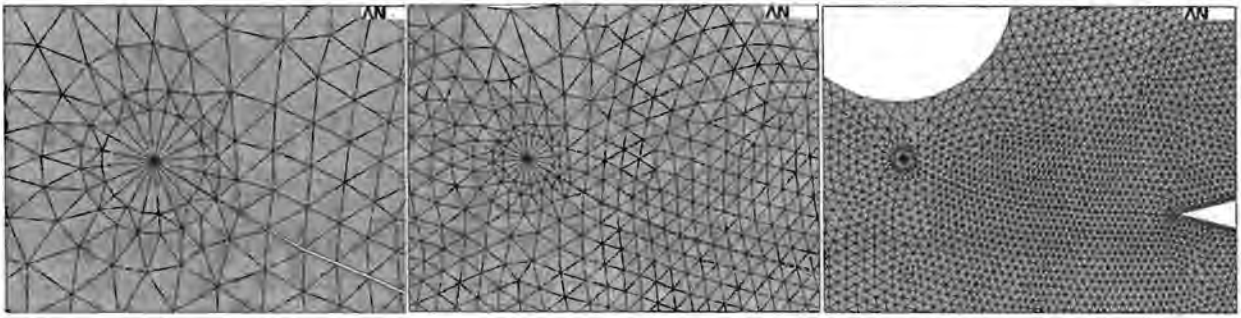


Fig. 1. Evolutionary mesh refinement at the tip of the crack, and un-refinement elsewhere

However, there is a slight difference between values from external elements of the ring (ext in Figure 2a) and values from internal elements (int in Figure 2a). This difference makes the computation of the local minimum difficult. In this case, it is recommended to separate values for external and internal elements (Figure 2b). The computation of the local minimum may be improved by taking the local minimum and the values in the two neighbour elements. The local minimum is then computed as the minimum of the parabola fitting these three points.

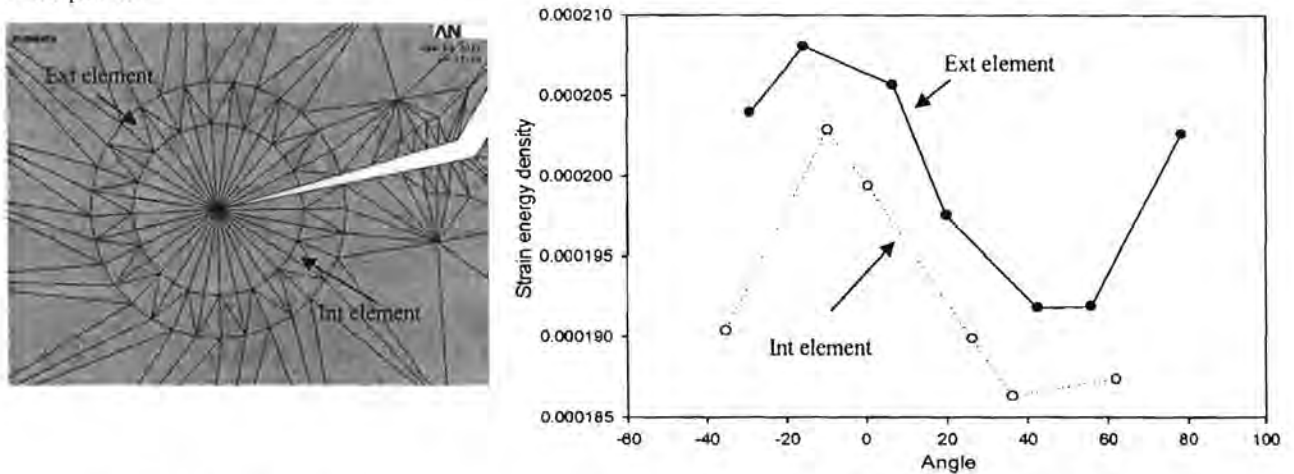


Fig. 2. (a) Ring elements and (b) calculated $S(\theta)$ curve for the SED with the numerical formulation.

During crack propagation, after one step of crack length increase, besides it is possible to visualise the strain energy during propagation. It is concentrated around the crack tip, and in the direction for which this energy is minimum (Figure 2).

If the technique of the parabola is not used, and if all elements of the ring are taken into account, the same criterion appears to be rather inaccurate. The global direction of propagation is the appropriate one, but the crack trajectory is perturbed. This is not important in this example, but gives raise to wrong trajectories for more complex parts or loading conditions.

One should stress that it is important to compute the local minimum of the curve, and not the global minimum which can lead to results corresponding to angles which do not belong to about $[-70^\circ; 70^\circ]$, and therefore are not relevant. Moreover, the computation accuracy is quantitatively linked to the number of elements in the ring around the crack tip.

After that mesh refinement around the crack tip enables to keep a good precision in the vicinity of the crack. As the crack tip moves along, the areas which need to be refined will change; a new mesh is created and refined only in the areas where it is needed in order to optimise calculation time. When a crack propagates through a mesh, the accuracy at the crack tip is of prime importance. In this study, a nodal relaxation is combined with a remeshing technique (see Fig 1). This enables us to avoid the problem of changing at the crack tip and to continue with a new and well suited mesh. The transfer of data from the old mesh to the new one at each remeshing stage is performed so as to preserve the fields of the various state variables

At last, this criterion may not exactly be considered as a global criterion since the computation of the strain energy density is based on local mechanical parameters.

IV. Strain energy density and maximum tangential stress criteria

This section presents the comparison between the applying of SED criterion with the using Maximum tangential stress (MTS) criterion in predict the crack kinking angle, as well as validate with the experimental results.

MTS criterion based on the plastic blunting crack growth mechanism concepts. The magnitude of blunting is suggested by the authors to be related to the plastic tangential strain and applied to develop in small scale yielding. Normally, the strains within the plastic region and those further away from crack tip were thought to be compatible, especially in elastic field. Thus, based on linear elastic behavior, tangential strains near the crack tip are assumed to be approximately as equal as those in plastic zone, even though the stresses are beyond the yield stress. And the direction of fatigue crack growth can be predicted following the maximum tangential stress criterion.

Under cyclic mixed mode loading, Tanaka [9] use specimen made of pure aluminum to solve a basic problem in fracture mechanics, the inclined central crack in infinite plate under uniaxial cyclic load, pre-cracked under mode I loading as figure 3. The direction of initial crack is rolled to find down the change of crack kinking angle under cyclic mixed mode loading.

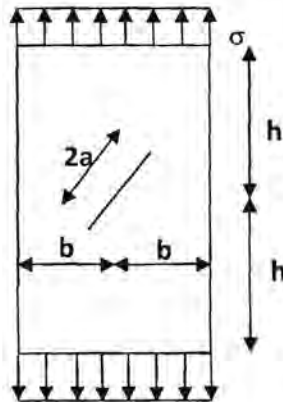


Fig. 3. Inclined center crack under uniaxial loading.

The crack growth direction was observed to significantly deviate from the predicted directions based on MTS criterion. The fatigue crack growth direction was observed to be approximately perpendicular to the applied tensile load axis at stress ranges just above the threshold values. Tanaka [9] also compared the difference of initial crack angles between the experimental results of J.D. William and P.D. Ewing [8] with MTS prediction as shown in figure 4.

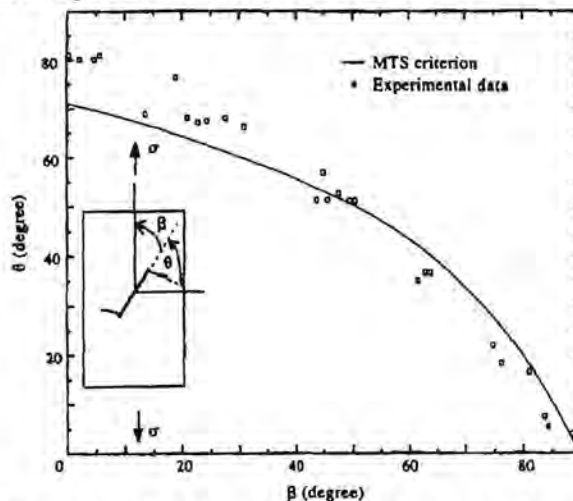


Fig. 4. Typical experimental results from specimens with inclined center crack under monotonic uniaxial tension load [9].

In this paper, the authors try to establish model the condition of inclined center crack in infinite plate as the problem solved in Tanaka's research. Based on H. Tada [10] definition about infinite plate with center crack, the proportion between height (h) and width (b) of plate as well as the pre-crack length (a) and width (b) of plate are: $\frac{h}{b} \geq 3$ and $\frac{a}{b} \leq 0.1$. So the geometries of model are as: $h = 150\text{mm}$, $b = 50\text{mm}$, $a = 2\text{mm}$. The type of

material properties are the same as in Tanaka's research which made of pure aluminum. The radius of ring elements must be small enough to guarantee the elements which calculated for predicting the kinking angle must be inside the singularity zone. Thus the radius of ring elements equal 0.2mm. To ensure the accuracy of angle predict less than 5o and prevent the problem of shape element in FEM, the number of element around the crack tip are decided as 32. The meshing of model and around crack tip are shown in figure 5.

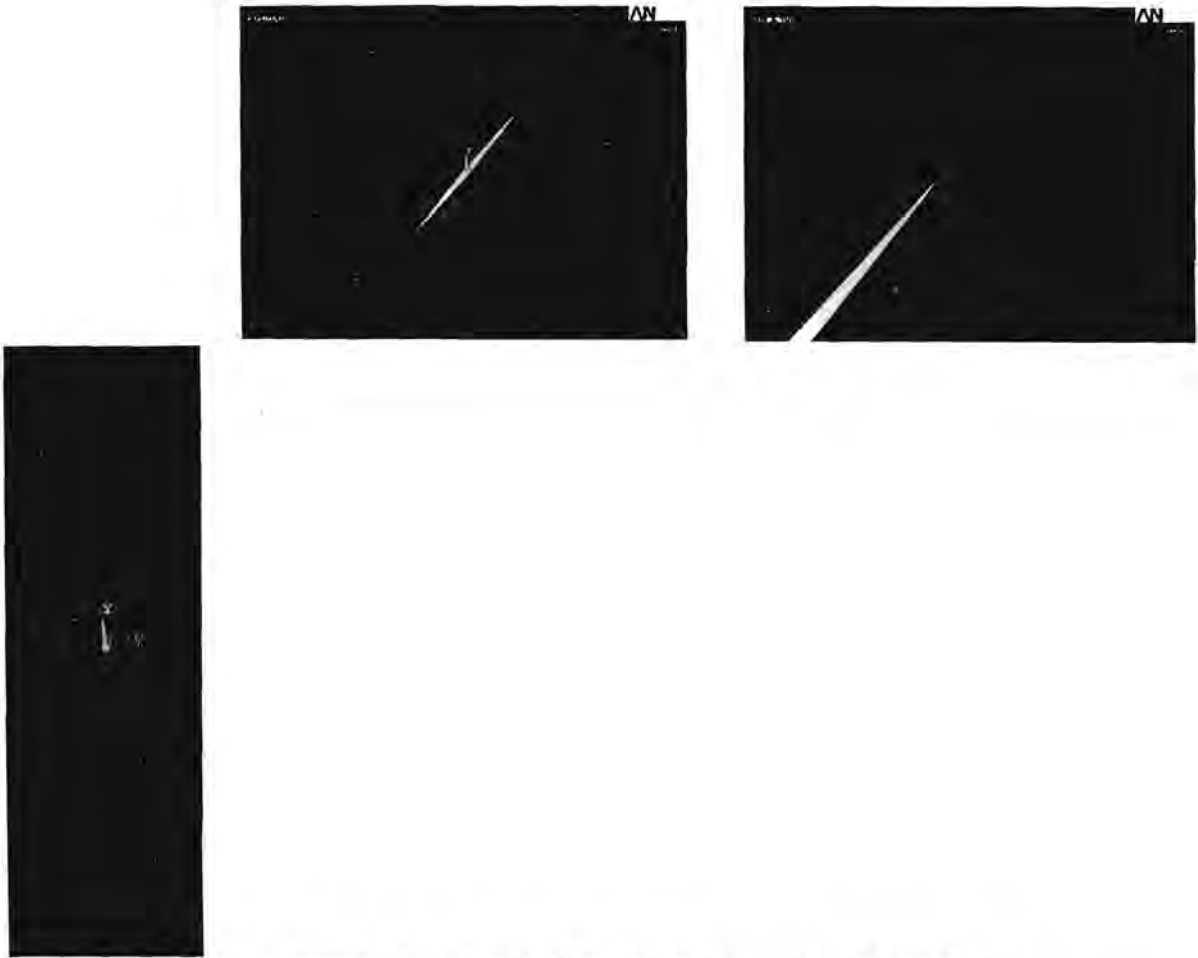


Fig. 5. Meshing control in FEM model of inclined center crack with infinite plate.

The changing of pre-crack angle made the effect of mixed mode change also, from pure mode I (opening crack) to pure mode II (shearing crack). The initial cracks were perpendicular to one of the loading axes. It was found that a crack would turn to the direction perpendicular to one of the higher tensile load if it was initially perpendicular to the lower tensile load. Under shear only loading, the crack turned to the direction perpendicular to the maximum principal stress. Also using SED criterion with remeshing technique and ring elements control, the results show good fit to the experiments data as figure 6. The kinking angle shows the direction of crack propagation during progress as the minimum strain energy occurs. The good results depend on the radius of ring element and the number of element around crack tips.

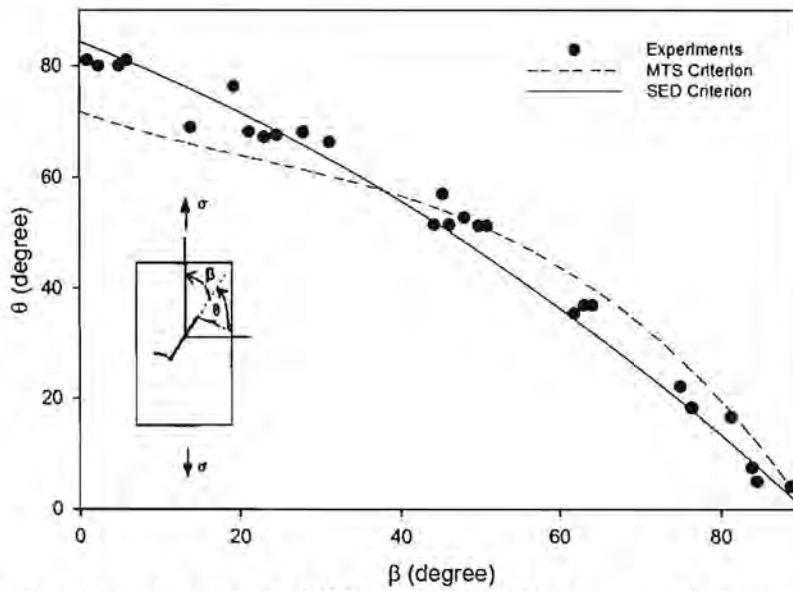


Fig. 6. Comparison the results of MTS criterion, SED criterion and experiments from specimen with inclined center crack in infinite plate.

V. Experimental verification of the crack propagation modeling procedures in 2D geometries

This section describes the experiments to check the application of SED model in FEM for predicting the curved crack propagation. The experiments results was collected from Department of Civil Engineering, Pontifical Catholic University of Rio de Janeiro [7]. Tests were performed under constant amplitude fatigue loading for compact tension (CT) specimens.

The tested material was a cold rolled SAE 1020 steel, with the analyzed weight percent composition: C 0.19, Mn 0.46, Si 0.14, Ni 0.052, Cr 0.045, Mo 0.007, Cu 0.11 Nb 0.002, Ti 0.002, Fe balance. The Young's modulus was $E = 205 \text{ GPa}$, $\sigma_y = 285 \text{ MPa}$ the yield strength, $\sigma_u = 491 \text{ MPa}$ the ultimate strength, and $RA = 53.7\%$ the area reduction. These properties were measured according to the ASTM E 8M-99 standard.

Four modified CT specimens have been tested. Each one had a 7mm diameter hole positioned at a slightly different horizontal distance A and vertical distance B from the notch root, as shown in Figure 7. This hole will control the effect of Mode II of fracture during crack propagation. This odd configuration was chosen because two non-trivial and unexpected crack growth behaviors had been predicted by the FE modeling of the holed CT specimens, depending on the hole position.

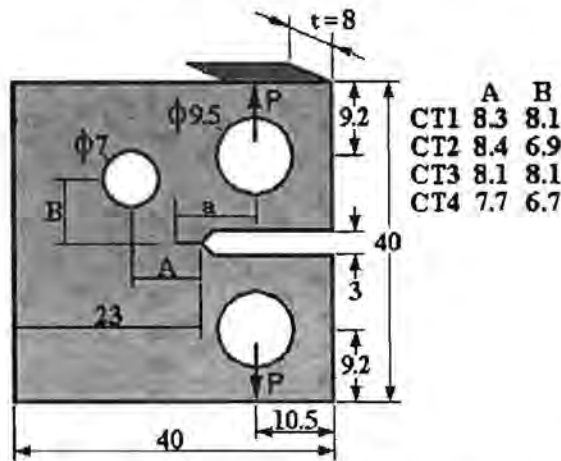


Fig. 7. Geometry of the modified CT specimens (dimensions in mm).

The calculation procedure used for test specimens was: (i) the FE model of the holed specimen with initial crack tip location at the notch to obtain its strain energy density per element, and calculate corresponding propagation direction for the first crack from notch; (ii) the crack was incremented in growth direction by the (small) specified step; (iii) the model was remeshed to account for the new crack tip; (iv) the process was repeated until the required final crack size was reached.

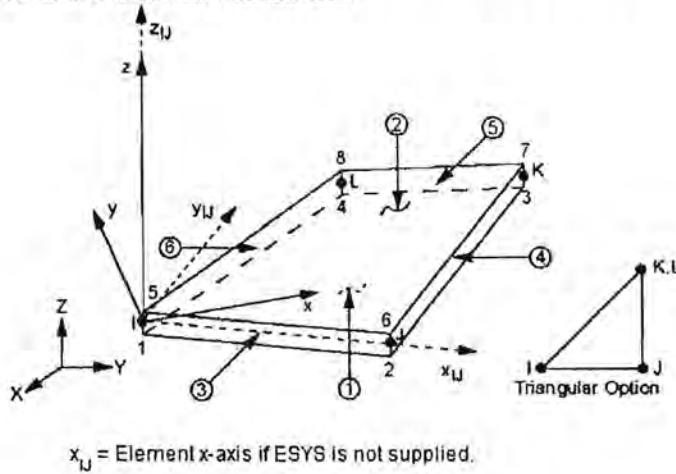
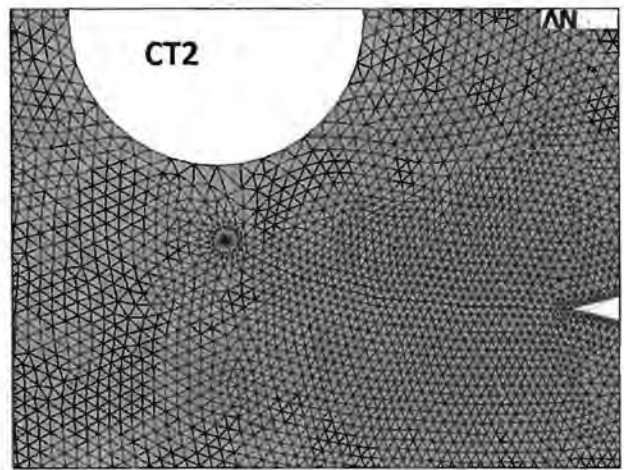
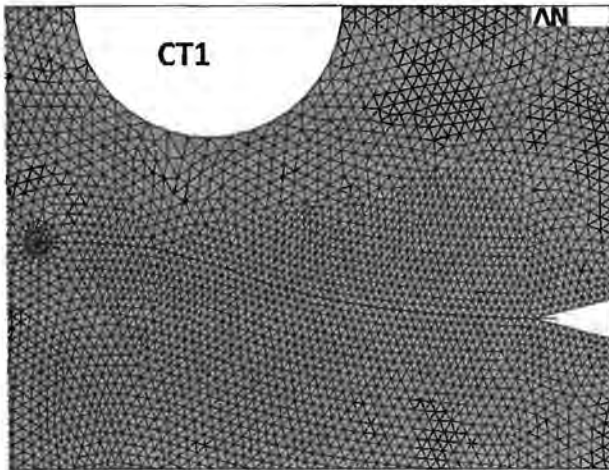


Fig. 8. Element “shell 63” in ANSYS using for FEM modeling

The FEM models are built in ANSYS release 12 software to detect the crack path. With applying element “shell 63”, a simple and basic 4 node element, the simulation gets good results without singular element specify for crack propagation. The radius of ring element in this paper is 0.5 mm, and an increment of each step crack propagate is 2 time of radius of ring element. Number of element is about 49000 element using in each model.

The predictions indicated that the fatigue crack was always attracted by the hole, but it could either curve its path and grow toward the hole or just be deflected by the hole and continue to propagate after missing it. Fig. 9 illustrates the prediction of these two quite different curved crack paths.



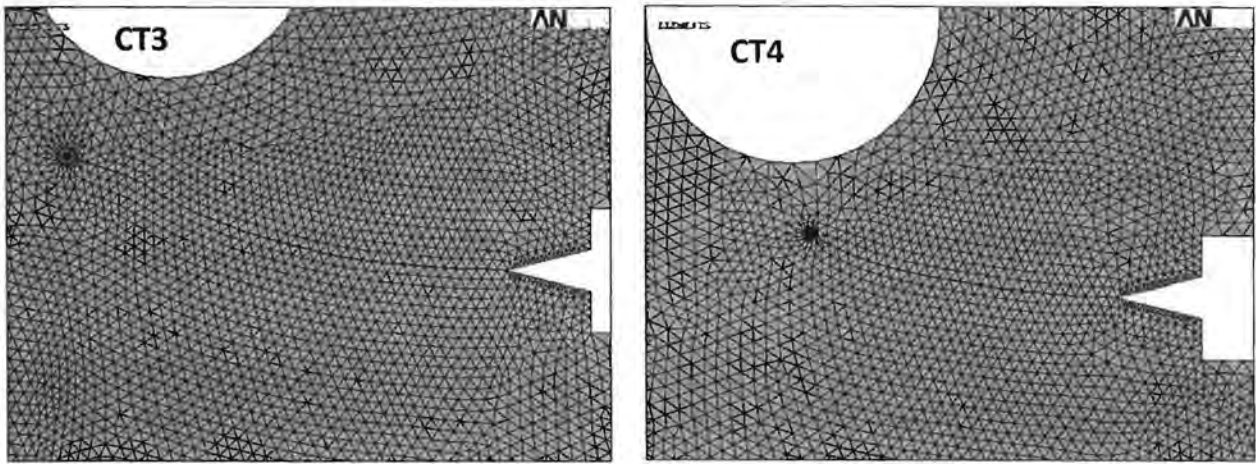


Fig. 9. FE meshes automatically generated for the modified CT specimens

To test the accuracy of the FE modeling, the transition point between the “sink in the hole” and the “miss the hole” crack growth behaviors was identified. Then, two borderline specimens were dimensioned: one with the hole just half a millimeter below that point and the other with the hole half a millimeter above it. Due to machining tolerances, the actual difference between the vertical position of the holes in specimens CT1, CT3 and CT2 turned out to be 1.2 mm instead (the maximum tolerance in CT2). These specimens were then remodeled to predict the actual crack path. The measured and the predicted crack paths are compared in Figure 6.

These results were so encouraging that another specimen, CT4, was built to recheck the experiments. This time, the vertical distance between their holes turned out to be 1.4 mm, and they were also FE remodeled to account for this deviation. However, the crack path in this specimen was not as well predicted as they were in CT1, CT2, and CT3 as is also shown in Figure 10. But, in fact, the predicted paths were in between the measured ones in the two faces of the specimens, which was an indication that an unwanted transversal moment had also loaded them. Indeed, frictional problems have been found in the universal joint of the load train, which had to be substituted after those tests. However, since the average path between the two faces showed a good match with the FE predictions, it confirmed the predicted “sink in the hole” and the “miss the hole” crack growth behaviors. The predicted and measured are shown in Figure 10, and they also show a quite good match.

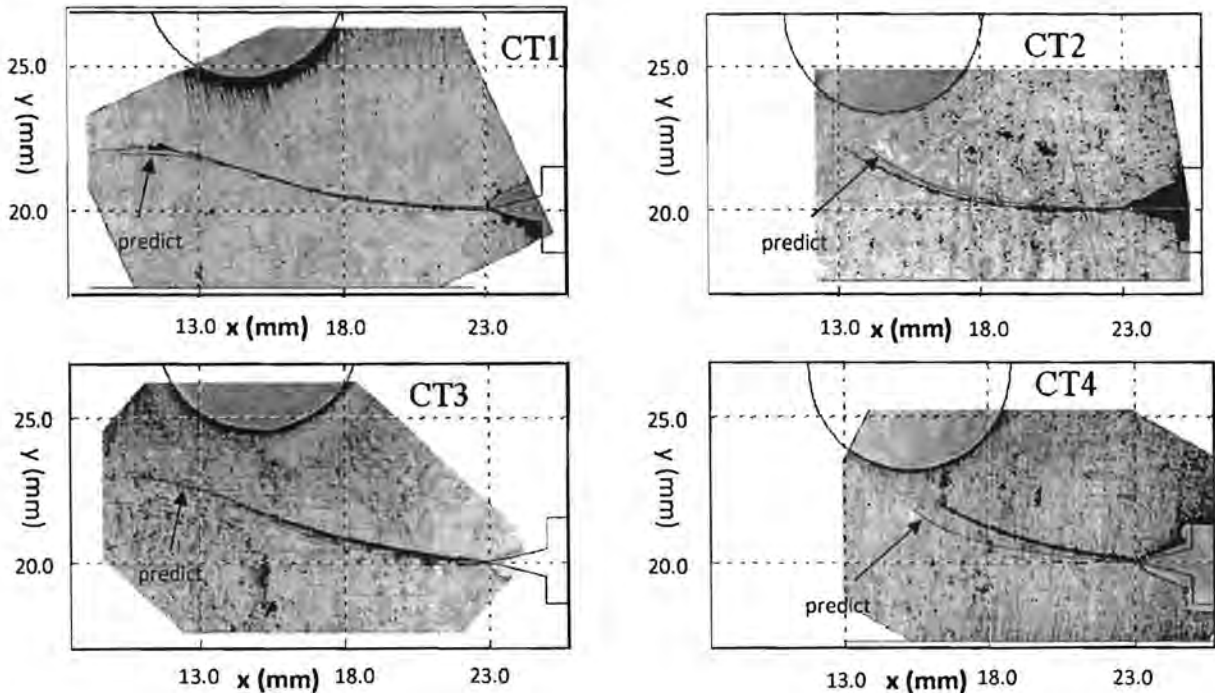


Fig. 10. Predicted and measured crack paths for the modified CT specimens.

Miranda [7] also suggest a progress to get the crack path prediction for these specimens by implement special technique applying on element and results are shown on figure 11. The predicts of Miranda show good results on CT1 and CT2 while the results using ring element with SED applying in this paper get good agreement in CT1, CT2 and even CT3. The CT4 specimen get disturb because of effect of free boundary.

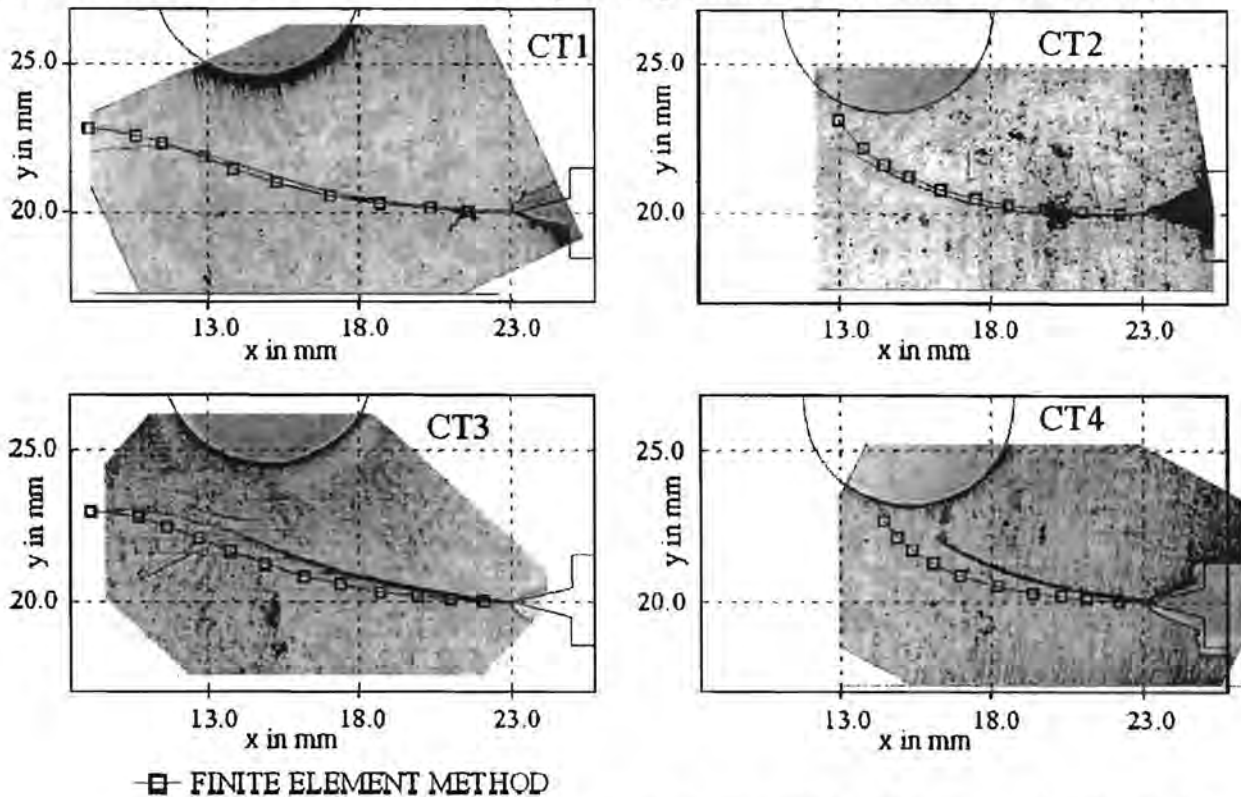


Fig. 11. Predicted and measured crack paths for the modified CT specimens by Miranda [7].

VI. Conclusion

An advanced remeshing technique is used to propagate cracks through finite element meshes. Every step in the multiple applications presented above is a combination of node relaxation and remeshing technique. It shows the robustness and the accuracy of the coupled numerical techniques associated with the discrete crack propagation.

Strain energy density kinking criteria have been implemented and compared. All these comparisons show that the minimum strain energy density criteria are quite equivalent in terms of accuracy and time computation. However it requires a refined mesh at the crack tip. SED criterion is the complex but gives good results. It requires a ring of elements around the crack tip, but its accuracy is mesh-independent. Anyway, because Sih present criteria in elastic materials, so the application is limited to elastic fracture mechanics.

The most advance in SED theory when applying in FEM modeling is using simple element, not require special element to define the singularity zone around crack tip. The singularity zone will be capture by set up the radius of ring element. The numerical scheme presented in this study will be employed in the analysis of the distortion-induced fatigue cracks in web gap in I-beams of steel bridges.

Acknowledgements

The authors would like to acknowledge the AUN/SEED-net scholarship and the Ratchadapiseksomphot Endowment Fund from Chulalongkorn University for providing the financial supports to the research project.

References

- [1] C.E. Inglis, Stresses in a plate due to the presence of cracks and sharp corners, Proc. Inst. Naval Architects 60 (1913) 219–241.
- [2] A.A. Griffith, The phenomena of rupture and flow in solid, Phil. Trans. Roy. Soc. London A 221 (1920) 163–197.
- [3] G.R. Irwin, D.C. Washington, Analysis of stresses and strains near the end of a crack traversing a plate, J. Appl. Mech. (1957) 361–364.
- [4] T. Belytschko, Y.Y. Lu, L. Gu, Element free Galerkin methods, Int. J. Numer. Methods Engrg. 37 (1994) 229–256.
- [5] P.O. Bouchard, F. Bay, Y. Chastel, I. Tovenca, Crack propagation modelling using an advanced remeshing technique, Comput. Methods Appl. Mech. Engrg. 189 (2000) 723–742.
- [6] Sih, G.C., Strain energy density factor applied to mixed mode crack problems, International Journal of Fracture, Vol. 10, (1974) 305-322.
- [7] A.C.O. Miranda, M.A. Meggiolaro, J.T.P. Castro, L.F. Martha, T.N. Bittencourt, Fatigue life and crack path predictions in generic 2D structural components, Engineering Fracture Mechanics 70 (2003) 1259–1279.
- [8] Williams, J. G. and Ewing, P. D., Fracture under complex stress – the angled crack problem, Int. J. Fracture Mechanics., (1972), 8, 441-446.
- [9] Tanaka, K., Fatigue crack propagation from a crack inclined to the cyclic tensile axis, Engng Fracture Mechanics., (1974), 6, 493-507.
- [10] H. Tada, Paul C. Paris and George R. Irwin, The Stress Analysis of Cracks Handbook, Del Research Corporation, 1973.