

การวิเคราะห์เปรียบเทียบผลกระทบของการแตกร้าวและการเกิดการกัดกร่อนของสนิม โดยใช้แบบจำลองเชิงตัวเลขสำหรับระบบเฝ้าระวังสะพาน

Comparative Analysis of the Effects of Cracking and Corrosion using Numerical Model for Bridge Monitoring System

พิชญะ ชัยรุ่งเรืองศรี^{1,*}, ณัฐดนัย สันสมุทรผดุง¹ และ กวิน สายประเสริฐกิจ²

¹ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ สถาบันเทคโนโลยีพระจอมเกล้าเจ้าคุณทหารลาดกระบัง ลาดกระบัง
ลาดกระบัง กรุงเทพมหานคร 10520

²วิศวกรรมโยธา ระดับชำนาญการพิเศษ กรมทางหลวงชนบท ออสเตรเลีย บางเขน กรุงเทพมหานคร 10220

Pitchaya Chairungruangsri^{1,*}, Natdanai Sinsamutpadung¹ and Kawin Saiprasertkit²

¹Department of Civil Engineering, King Mongkut's Institute of Technology Ladkrabang, Ladkrabang,
Ladkrabang, Bangkok, 10520, Thailand

²Civil Engineering, Senior Professional Level, Department of Rural Roads, Anusawari, Bang Khen, Bangkok, 10220,
Thailand

*Corresponding Author E-mail: 63601132@kmitl.ac.th

Received: Oct 26, 2022; **Revised:** Feb 23, 2023; **Accepted:** Feb 28, 2023

บทคัดย่อ

ระบบเฝ้าระวังสะพานถูกนำมาใช้เพื่อประเมินสภาพสะพานจากระยะไกลและช่วยลดภาระในการตรวจสอบ เมื่อสะพานคานเหล็กกล่องได้รับความเสียหายจากการแตกร้าวและการกัดกร่อน จึงมีระบบดังกล่าวเข้ามาช่วยประกอบด้วย เซนเซอร์วัดค่าการโก่งตัวและค่าความเครียดที่ใช้ตรวจสอบความเสียหายเหล่านี้ได้ ในงานวิจัยฉบับนี้มีการสร้างแบบจำลอง ไฟไนต์เอลิเมนต์ของสะพานด้วยแบบจำลองความเสียหายเชิงโครงสร้างในระดับต่างๆ ถูกนำมาจำลองในรูปแบบของรอยแตกบนแผ่นพื้นคอนกรีตเสริมเหล็กสำเร็จรูปและการกัดกร่อนในคานเหล็ก จากนั้นจึงมีการจำลองโดยใช้น้ำหนักของรถบรรทุกมากระทำกับแบบจำลองสะพาน ผลลัพธ์ที่ได้ประกอบด้วยค่าการโก่งตัวและความเครียดที่ส่วนวิกฤตของสะพาน เป็นผลให้มีการสร้างกราฟความสัมพันธ์ระหว่างระดับความเสียหายและค่าการโก่งตัวและค่าความเครียด นอกจากนี้ ตำแหน่งการติดตั้งเซนเซอร์ตรวจสอบสะพานที่เหมาะสมสามารถวิเคราะห์ได้โดยใช้ผลการศึกษานี้

คำสำคัญ: ระบบการเฝ้าระวังของโครงสร้าง, แผ่นพื้นคอนกรีตเสริมเหล็กสำเร็จรูป, สะพานคานเหล็กกล่อง, แบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์, การแตกร้าว, การกัดกร่อน, ความเสียหายของสะพาน

Abstract

Bridge monitoring system can be used to remotely assess bridge conditions and reduce an inspection gap. Steel box girder bridges suffer from cracking and corrosion damage. A system consists of displacement and strain sensor can be used to monitor these damages. A finite element model of the bridge has been created. A various level of structural damage was introduced to the model in form of cracks in the RC deck, and corrosion in steel girders. Then, a conventional truck load

has been applied in the model. Thus, the severity of the damage can be observed based on the deflection and strain value at the critical section of the bridge. As a result, the relationship between damage level and monitoring deflection and strain index has been established. In addition, the proper location of bridge monitoring sensors can be determined by using the result of this study.

Keywords: Structural health monitoring, RC deck, Steel box girder bridge, Finite element model, Cracks, Corrosion, Bridge damage

1 บทนำ

สะพานเป็นโครงสร้างพื้นฐาน (Infrastructure) ที่สำคัญอย่างมากในการเชื่อมโยงระบบคมนาคม (Transportation network) ให้มีประสิทธิภาพ [1–3] ถูกสร้างขึ้นเพื่อหลีกเลี่ยงสิ่งกีดขวางทางกายภาพ เช่น แหล่งน้ำ, หุบเขา หรือถนน [4] โดยตั้งแต่อดีตมาจนถึงปัจจุบันมีการพัฒนาทั้งรูปแบบของสะพาน วัสดุที่ใช้ และกระบวนการออกแบบเพื่อให้เหมาะสมตามการใช้งาน และลักษณะภูมิประเทศที่สร้าง [5] แต่เมื่อเวลาผ่านไปสะพานก็เริ่มเสื่อมสภาพและชำรุดเสียหายไปตามระยะเวลาการใช้งาน ส่งผลให้ความแข็งแรงของตัวโครงสร้างลดต่ำลง ใช้งานได้ไม่เต็มประสิทธิภาพ ซึ่งการตรวจสอบการเสื่อมสภาพของโครงสร้างเป็นสิ่งที่จะต้องทำเป็นอย่างมาก และหากโครงสร้างได้รับการดูแลรักษาเป็นอย่างดีและต่อเนื่องสะพานก็จะสามารถใช้งานได้ดีและยืดอายุการใช้งานได้มากขึ้น [6],[7]

สำหรับการดูแลรักษาและการตรวจสอบสะพานนั้นจะใช้วิศวกรที่มีทักษะและประสบการณ์สูงมาทำการตรวจสอบอย่างสม่ำเสมอ ซึ่งในการตรวจสอบจะต้องใช้เวลา แรงงานวิศวกรมากและค่าใช้จ่ายค่อนข้างสูงในแต่ละครั้ง [6] รวมถึงความเสียหายบางประเภทนั้นวิศวกรก็ไม่สามารถจะตรวจสอบหรือมองเห็นได้ เช่น ความลึกของรอยแตกร้าวที่เกิดขึ้นจากผิวสะพานลึกลงไปในโครงสร้าง ดังนั้น ระบบของคอมพิวเตอร์ที่มีความก้าวหน้า รวมถึงการเพิ่มประสิทธิภาพการวิเคราะห์ปัญหาทางวิศวกรรม จึงถูกนำมาช่วยให้การตรวจสอบและแก้ไขปัญหานั้นสามารถทำได้สะดวกและแม่นยำมากขึ้น [8],[9] นักวิจัยจึงมีการศึกษาค้นคว้าและให้ความสนใจในการพัฒนาความสามารถในการประเมินสภาพโครงสร้างอย่างมาก เพื่อยืดอายุการใช้งานและทำให้โครงสร้างใช้งานได้อย่างปลอดภัย [10]

ระบบการเฝ้าระวังของโครงสร้าง (Structural health monitoring system; SHM) เป็นการประยุกต์ใช้เทคโนโลยีด้านคอมพิวเตอร์ร่วมกับเครื่องมือตรวจวัด (เช่น Strain gauge, Accelerometer, Inclinator) นำไปต่อยอดและบูรณาการให้สามารถนำไปใช้ในสภาพแวดล้อมจริงได้ [11],[12] โดยระบบดังกล่าวได้ถูกใช้งานในอุตสาหกรรมการผลิต ยานยนต์ และอวกาศมาหลายปีแล้ว [13] ในส่วนของระบบโครงสร้างโยธา นั้น ได้มีหลายประเทศทั้งสหรัฐอเมริกา ญี่ปุ่น สหราชอาณาจักร และประเทศในแถบยุโรป พยายามที่จะนำระบบดังกล่าวมาใช้ โดยเจาะจงที่การใช้งานบนทางหลวงและสะพานที่มีช่วงยาว [13] ซึ่งหากนำมาใช้งานได้เป็นอย่างดีจะช่วยทำให้การประเมินสภาพของโครงสร้างนั้นทำได้อย่างรวดเร็ว เพิ่มประสิทธิภาพในการดำเนินงาน ช่วยแจ้งเตือนในจุดที่ชำรุดเสียหายได้ทันที และประเมินความปลอดภัยเพื่อการตัดสินใจในการบำรุงรักษาได้อย่างเหมาะสม [14] โดยงานวิจัยที่ผ่านมาได้มีการศึกษาเกี่ยวกับการประเมินสะพานจากค่าการโก่งตัวและความเครียดที่วัดได้ [15],[16] นำมาวิเคราะห์ร่วมกับแบบจำลอง โดยค่าที่ได้สามารถแสดงให้เห็นถึงพฤติกรรมของโครงสร้าง รวมถึงในงานวิจัยนี้ยังแสดงให้เห็นถึงความเป็นไปได้ที่จะนำเครื่องมือตรวจวัดมาใช้ร่วมกับระบบดังกล่าว ถึงแม้ในช่วงระยะเวลาที่ผ่านมา ระบบการเฝ้าระวังของโครงสร้างจะมีการพัฒนาอย่างต่อเนื่อง ช่วยให้การดำเนินงานสะดวกและรวดเร็วยิ่งขึ้น [17] แต่การจะนำระบบดังกล่าวมาใช้ได้อย่างคุ้มค่าและมีประสิทธิภาพนั้น ก็จำเป็นต้องจะต้องมีความเข้าใจโครงสร้างและแบบจำลองที่นำมาวิเคราะห์เพื่อทำนายและคาดการณ์ผลที่เกิดขึ้น ซึ่งจะช่วยให้การใช้ระบบดังกล่าวมีประสิทธิภาพสูงสุด รวมถึงการติดตั้งอุปกรณ์ในตำแหน่งที่เหมาะสมนั้น ก็จำเป็นต้องจะต้องมีการคำนึงถึงขนาดและ

ทิศทางของโครงสร้างที่ถ่ายทอดไปยังอุปกรณ์ การรักษาความสามารถในการวัดค่าต่าง ๆ ในช่วงเวลาที่ต้องการ ซึ่งหากวางในตำแหน่งที่ไม่เหมาะสมอาจส่งผลเสียถึงค่าที่ได้จากการวัดที่ไม่ถูกต้อง ทำให้การวิเคราะห์ผลอาจผิดพลาด

ในปัจจุบันมีรูปแบบของสะพานให้เลือกใช้มากมาย เช่น สะพานแบบ โค้ง (Arch bridge), สะพานแบบคาน (Beam bridge), สะพานแบบ โครง (Truss bridge), สะพานแขวน (Suspension bridge) ตามความเหมาะสม และลักษณะภูมิประเทศที่ใช้งาน [4] โดยในการศึกษานี้ได้เลือกใช้รูปแบบของสะพานคานเหล็กกล่อง (Steel box girder bridge) มาทำการวิเคราะห์ ซึ่งเป็นรูปแบบของสะพานที่ได้รับความนิยมอย่างมากเนื่องจากการก่อสร้างและบำรุงรักษาได้ง่าย เหมาะกับโครงการที่มีช่วงยาวและมีแนวโค้ง [8],[18],[19] ในส่วนของหน้าตัดของคานกล่องนั้น มีหลายรูปแบบ โดยส่วนใหญ่แบบหน้าตัดสี่เหลี่ยมผืนผ้าและสี่เหลี่ยมคางหมูจะถูกเลือกมาใช้งานมากที่สุด [20] และจำนวนของคานกล่องนั้นอาจเป็นแบบกล่องเดี่ยว (One box) แบบหลายกล่อง (Separate boxes) หรือแบบหลายกล่องต่อเนื่องกัน (Continuous cells) ขึ้นอยู่กับความกว้าง ความยาวของช่วงและน้ำหนักบรรทุก [21–23]

ในส่วนของความเสียหายนั้นสามารถเกิดขึ้นได้ เมื่อสะพานถูกใช้งานไป โดยทั่วไปสะพานคานเหล็กกล่องจะพบความเสียหายประเภทการแตกร้าว (Cracking) และการกัดกร่อนของสนิม (Corrosion) ในคานเหล็ก โดยการแตกร้าวอาจเกิดจากโครงสร้างถูกใช้งานในระยะเวลาานานหรือเกิดจากการหดตัวของแผ่นพื้นทางคอนกรีต (Concrete shrinkage) และการรับแรงดึงของคอนกรีต (Concrete tension strength) ซึ่งเป็นสาเหตุทั่วไปที่พบได้ [24] หรืออาจเกิดจากสาเหตุทางธรรมชาติที่ทำให้เกิดความเสียหาย เช่น การเปลี่ยนแปลงของอุณหภูมิ (Temperature changes), การเปลี่ยนรูปร่างของพื้น (Ground deformation) [25] ซึ่งความเสียหายที่เกิดขึ้นนั้นอาจสามารถซ่อมแซมบำรุงรักษาได้ แต่บางกรณีอาจซ่อมแซมได้ยากหรือไม่ได้เลย และกรณีที่เลวร้ายที่สุดคือการวิบัติของโครงสร้าง จึงจำเป็นที่จะต้องทำการศึกษา วิเคราะห์เกี่ยวกับความเสียหายดังกล่าว ในส่วนของความเสียหายที่เกิดจากการกัดกร่อนของสนิมในคานเหล็กนั้น โดยทั่วไปเกิดจากกระบวนการทางเคมี

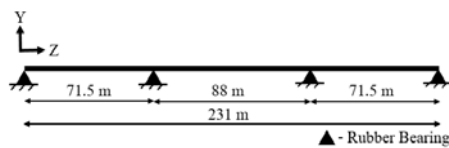
และไฟฟ้าระหว่างเหล็กและสภาพแวดล้อม ตัวอย่างเช่น การกัดกร่อนที่เกิดขึ้นในชั้นบรรยากาศ อาจมีหลายปัจจัยที่ส่งผลกระทบ เช่น อุณหภูมิ ความชื้นสัมพัทธ์ [26] หรืออีกตัวอย่าง คือ การกัดกร่อนที่เกิดขึ้นนอกชายฝั่ง จะเกิดการกัดกร่อนที่ไม่เท่ากันขึ้นอยู่กับตำแหน่งของโครงสร้าง เช่น โครงสร้างที่ถูกฝังอยู่ใต้ดินจะเกิดอัตราการกัดกร่อน 0.06–0.10 มิลลิเมตรต่อปี โครงสร้างที่อยู่ในบริเวณเปียก (Splash zone) จะเกิดอัตราการกัดกร่อน 0.20–0.40 มิลลิเมตรต่อปี โครงสร้างที่อยู่ในชั้นบรรยากาศ (Atmospheric Zone) นอกชายฝั่ง จะเกิดอัตราการกัดกร่อน 0.050–0.075 มิลลิเมตรต่อปี เป็นต้น [27] ในส่วนของวัสดุโลหะในแต่ละชนิดก็มีความแตกต่างกันของธาตุทางเคมีที่ส่งผลให้เกิดการกัดกร่อน ตัวอย่างเช่น เหล็กกล้าไร้สนิมจะสร้างชั้นออกไซด์ป้องกันที่พื้นผิว ในขณะที่เหล็กกล้าอัลลอยด์ต่ำจะมีความไวต่อการกัดกร่อน [27],[28] ทำให้การกัดกร่อนของสนิมมีความซับซ้อนมาก ซึ่งทั้งหมดนี้ล้วนส่งผลต่อพฤติกรรมและกระบวนการในการกัดกร่อนที่แตกต่างกัน

ในการศึกษานี้ได้นำเอาสะพานคานเหล็กกล่อง (Steel box girder bridge) ที่มีส่วนประกอบแผ่นพื้นคอนกรีตเสริมเหล็ก (RC Deck) มาใช้ในการวิเคราะห์ โดยทำการจำลองรูปแบบการเกิดรอยแตกในแผ่นพื้นคอนกรีตเสริมเหล็ก และการจำลองการเกิดสนิมในคานเหล็ก จากนั้นจะทำการสร้างแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ของสะพานและจำลองรูปแบบความเสียหายดังกล่าวเพื่อแสดงถึงผลกระทบที่เกิดขึ้นกับสะพาน โดยนำค่าการโก่งตัว (Deflection) และค่าความเครียด (Strain) ที่บริเวณใต้แผ่นพื้นสะพานมาวิเคราะห์เพื่อพิจารณาการติดตั้งเกจวัดความเครียดที่เหมาะสม

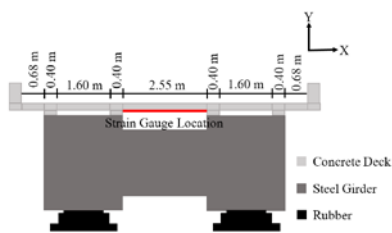
2 ลักษณะสะพาน (Target Bridge)

สะพานที่นำมาใช้ในการวิเคราะห์มีลักษณะเป็น สะพานคานเหล็กกล่อง (Steel box girder bridge) ประกอบด้วยแผ่นพื้นคอนกรีตเสริมเหล็ก (RC Deck) หนา 220 มิลลิเมตร และคานที่ถูกออกแบบเป็นคานเหล็กแบบไม่ประกอบ (Non-composited girder) สะพานแบ่งความยาวออกเป็น 3 ช่วงต่อเนื่องกัน ประกอบด้วยช่วงด้านข้าง

ทั้ง 2 ฟันยาว 71.5 เมตรและช่วงตรงกลางยาว 88 เมตร สะพานที่นำมาใช้ ได้ถูกออกแบบและอ้างอิงระยะช่วง สะพานจากมาตรฐาน AASHTO [29],[30] และการศึกษา ก่อนหน้า [31] ดังแสดงในรูปที่ 1 ในส่วนของการติดตั้ง เภววัดความเครียดจะติดตั้งที่บริเวณใต้พื้นผิวของสะพาน ในช่วงกึ่งกลางของแผ่นพื้นดังแสดงในรูปที่ 2 เนื่องจากใน การศึกษาก่อนหน้าพบรอยแตกร้าวในบริเวณดังกล่าว และ มีค่าการ โกงตัวที่สูง [31] รวมถึงการติดตั้งเภววัด ความเครียดสามารถทำได้ง่ายที่สุด ณ บริเวณดังกล่าว



รูปที่ 1 มุมมองด้านข้างของลักษณะสะพาน



รูปที่ 2 หน้าตัดของลักษณะสะพาน

3 แบบจำลองเชิงตัวเลข (Numerical model)

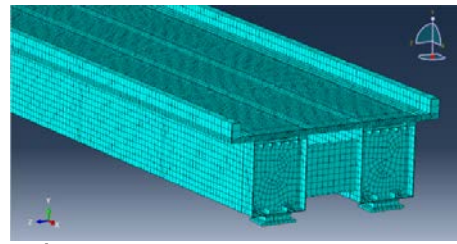
3.1 รายละเอียดสะพาน (Bridge details)

สะพานที่ใช้ในการวิเคราะห์ถูกจำลองขึ้นในรูปแบบของ แบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ (FE Model) โดยใช้โปรแกรม ABAQUS [32] วิธีการสร้างแบบจำลองจะทำการขึ้นชิ้นส่วนของ โครงสร้างของสะพานทีละชิ้นส่วน ประกอบด้วยแผ่นพื้น คอนกรีตเสริมเหล็ก และฐานยางรองคอสสะพาน (Rubber bearing) โดยถูกจำลองเป็นรูปแบบทรงตัน (Solid) และคาน เหล็ก ซึ่งถูกจำลองในรูปแบบแผ่นเปลือก (Shell) นำมา ประกอบกันเป็นแบบจำลองสะพานดังแสดงในรูปที่ 3

3.2 คุณสมบัติของวัสดุ (Material Properties)

คุณสมบัติของวัสดุได้แสดงไว้ในตารางที่ 1 โดยที่ คอนกรีตและเหล็กเป็นค่าที่ถูกระบุไว้ในมาตรฐาน ในส่วน ของฐานรองคอสสะพาน จะคำนวณโดยใช้สมการการ ประมาณค่า (Estimate equation) โดยที่ฐานรองคอสสะพาน

ตัวริม (Abutment) และตัวใน (Pier) นั้นมีขนาดที่ไม่เท่ากัน จึงมีการคำนวณที่ต่างกันของทั้ง 2 แบบ [31],[32]



รูปที่ 3 แบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ของสะพาน

ตารางที่ 1 คุณสมบัติวัสดุ

Index	Material	Young's Modulus
1	Concrete	28 GPa
2	Steel	200 GPa
3	Abutment bearing rubber	54.14 MPa
4	Pier bearing rubber	60.14 MPa

3.3 การจำลองความเสียหาย

3.3.1 การจำลองรอยแตก (Crack modeling)

การใช้แบบจำลองเชิงตัวเลขนั้นสามารถนำมาใช้ในการ จำลองการเสื่อมสภาพของวัสดุได้ โดยมีงานวิจัยที่ได้ ใช้แบบจำลองเชิงตัวเลขในการปรับแก้ค่าของวัสดุ เพื่อ จำลองความเสียหายของชิ้นส่วนโครงสร้างต่าง ๆ เช่น การ ลดกำลังของลวดรับแรงอัดในคอนกรีต [33]

โดยในการศึกษานี้ จากการสำรวจ ณ สถานที่จริง พบว่า สะพานมีรอยร้าวที่แผ่นพื้นคอนกรีตสะพานเป็นสาเหตุหลัก โดยทางผู้วิจัยมีแนวคิดว่า รอยร้าวของแผ่นพื้น คอนกรีตไม่ได้รับแรงในทิศทางแนวดิ่งและแนวขวาง เนื่องจากได้แตกร้าวไปแล้ว โดยที่ยังเหลือกำลังในทางแนว ยาวเนื่องจากเหล็กเสริมในแผ่นพื้นที่ยังเชื่อมติดกันอยู่ เพื่อให้ใช้แนวคิดดังกล่าวได้ในทางปฏิบัติของการสร้าง แบบจำลอง จึงได้เลือกใช้คุณสมบัติของวัสดุประเภท Orthotropic elasticity จำลองลงในชิ้นส่วนที่จะทำให้เกิด ความเสียหาย [32] เพื่อระบุพฤติกรรมดังกล่าวในแต่ละ ทิศทางดังที่กล่าวมาข้างต้น โดยการระบุคุณสมบัติของวัสดุ ดังกล่าวตามแนวรอยร้าวร่วมกับการใส่ปริมาณรอยร้าวใน ปริมาณที่ต่างกัน จะทำให้แบบจำลองสะพานสามารถ

จำลองความเสียหายของสะพานในระดับที่แตกต่างกันได้ ซึ่งส่งผลให้แบบจำลองดังกล่าวสามารถใช้ในการสร้างความสัมพันธ์ระหว่างความเสียหายในระดับต่าง ๆ กับดัชนีชี้วัดจากเซนเซอร์ ที่ได้จากระบบเฝ้าระวังสะพานได้

รูปแบบรอยแตกที่นำมาศึกษาและทำการจำลองในสะพาน ได้แก่ รอยแตกตามขวาง (T-crack), รอยแตกตามยาว (L-crack) และรอยแตกแบบผสม (TL-crack) โดยการจำลองรอยแตกเหล่านี้สามารถทำได้โดยการลดค่าความแข็งแกร่ง (Stiffness) ของวัสดุลง [31] โดยคุณสมบัติของออร์โธโทรปิกได้แสดงไว้ในสมการที่ (1) และ (2) ประกอบด้วยค่าความเค้น (σ), ความเครียด (ϵ), ความเครียดเฉือน (γ), โมดูลัสของยัง (E), โมดูลัสของแรงเฉือน (G) และอัตราส่วนปัวซอง (ν) ส่วนการจำลองรูปแบบรอยแตกแสดงไว้ในรูปที่ 4 และคุณสมบัติออร์โธโทรปิกแต่ละแบบแสดงไว้ในตารางที่ 2

ตารางที่ 2 คุณสมบัติออร์โธโทรปิกของรอยแตก

Index	Case	Young's Modulus		
		E_{xx}	E_{yy}	E_{zz}
1	 T-element	5 GPa	1 GPa	1 GPa
2	 L-element	1 GPa	5 GPa	1 GPa
3	 TL-element	1 GPa	1 GPa	1 GPa

3.3.2 การจำลองการกัดกร่อนของสนิม (Corrosion modeling)

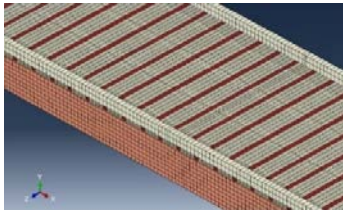
เหล็กนั้นถูกนำมาใช้ในงาน โครงสร้างทางวิศวกรรมค่อนข้างมาก เนื่องจากมีต้นทุนที่ต่ำและมีความแข็งแรงเชิงกลที่ดี [26] แต่เมื่อถูกนำมาใช้งานไปในระยะเวลาหนึ่งจะเกิดการกัดกร่อนของเหล็ก ซึ่งจะส่งผลกับอายุการใช้งานรวมถึงการเกิดการกัดกร่อนนั้นก็จะใช้เวลาที่ต่างกัน สภาพแวดล้อม และตำแหน่งที่ต่างกัน [34] มีงานวิจัยที่ได้ทำการวัดค่าความหนาของการเกิดการกัดกร่อนของสนิมในตำแหน่งต่าง ๆ ของสะพาน โดยได้เลือกสะพานทั้ง 8 แห่งที่ตั้งอยู่ในสถานที่ต่าง ๆ มาวิเคราะห์ โดยพบว่าตำแหน่งของสนิมที่เกิดจะพบมากในบริเวณพื้นผิวด้านบนส่วนนอกของปีกล่างของคาน (Upper outer surface of bottom flange) แต่ค่าการกัดกร่อนนั้นแตกต่างกัน

กัน เช่น สะพานที่มีอายุ 30 ปี มีค่าการกัดกร่อน 0.2 มิลลิเมตร ในขณะที่สะพานอีกตัวอย่างมีอายุเพียง 15 ปี แต่มีค่าการกัดกร่อนที่ 0.27 มิลลิเมตร ซึ่งขึ้นอยู่กับสภาพแวดล้อมของสะพานนั่นเอง [35] อีกงานวิจัยที่ได้ทำการศึกษาเพิ่มเติม ได้ทำการวัดค่าการกัดกร่อนของสนิมในตำแหน่งต่าง ๆ ที่เกิดขึ้น 1 ปี และ 3 ปี ซึ่งในงานวิจัยแรกพบว่าค่าการกัดกร่อนที่เกิดขึ้นสูงสุดประมาณ 0.019 และ 0.034 มิลลิเมตร ตามลำดับ ในบริเวณพื้นผิวด้านบนส่วนนอกของปีกล่างของคานซึ่งเป็นบริเวณเดียวกับงานวิจัยแรกที่ได้ทำการศึกษา [28],[34] และอีกหนึ่งงานวิจัยได้ค่าการกัดกร่อนที่เกิดขึ้นสูงสุด 0.035 และ 0.042 มิลลิเมตรตามลำดับ ในบริเวณเดียวกัน [36],[37] อีกงานวิจัยที่น่าสนใจ เป็นงานวิจัยที่ทำให้เห็นถึงสภาพแวดล้อมของพื้นที่นั้นที่ส่งผลกับการกัดกร่อนของสนิมอย่างชัดเจน โดยได้ทำการวัดค่าการกัดกร่อนของสนิม ของสะพาน 2 แห่ง โดยสะพานมีอายุ 47 ปี และมีค่าการกัดกร่อนอยู่ที่ 1.21 และ 1.23 มิลลิเมตร โดยในงานวิจัยนี้พบว่า ในช่วง 10 ปีแรก พบว่าค่า SO_2 ในชั้นบรรยากาศค่อนข้างสูง ทำให้เกิดค่าการกัดกร่อนค่อนข้างมากในปี 1970–1980 แต่หลังจากนั้นได้มีมาตรการควบคุมมลพิษในอากาศทำให้ SO_2 ในชั้นบรรยากาศลดลงค่าการกัดกร่อนจึงลดลงตามไปด้วย [38]

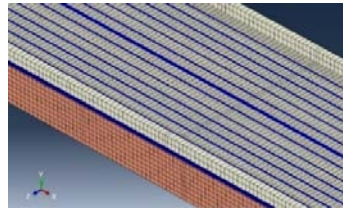
จากตัวอย่างงานวิจัยที่ได้ทำการศึกษา จะสังเกตได้ว่ามีปัจจัยหลายอย่างทั้งสภาพแวดล้อม สถานที่ตั้ง ความชื้นที่ส่งผลให้เกิดการกัดกร่อนที่แตกต่างกันในแต่ละส่วนของโครงสร้าง และค่าการกัดกร่อนของสนิมที่ได้นั้นแตกต่างกัน ซึ่งหากจะพิจารณานำมาใช้ในการวิเคราะห์ในแบบจำลองนั้นทำได้ยาก จึงได้ทำการศึกษาเพิ่มเติมและพบงานวิจัยที่พูดถึงระยะเวลาที่การกัดกร่อนของสนิมในเหล็กนั้นเริ่มส่งผลกระทบต่อโครงสร้างของสะพาน โดยงานวิจัยนี้ได้แบ่งช่วงเวลาการกัดกร่อนออกเป็น 2 ช่วง คือ ช่วงอายุของวัสดุที่ใช้ในการเคลือบเหล็กในการป้องกันการกัดกร่อน และช่วงของอายุการใช้งานของเหล็กที่เหลือนอยู่ รวมถึงระดับการกัดกร่อน 3 ระดับซึ่งพิจารณาตามสภาพแวดล้อม (สูง กลาง ต่ำ) โดยอัตราการกัดกร่อนในช่วง 10–15 ปีแรกนั้นจะถือว่าเป็นศูนย์ ซึ่งเป็นค่าเฉลี่ยของช่วงเวลาก่อนที่วัสดุเคลือบป้องกันการกัดกร่อนนั้นจะเสื่อมสภาพ และสันนิษฐานว่าการกัดกร่อนจะเริ่มขึ้นทันทีหลังจากนั้น [39–41]

$$\begin{Bmatrix} \varepsilon_{11} \\ \varepsilon_{22} \\ \varepsilon_{33} \\ \gamma_{12} \\ \gamma_{13} \\ \gamma_{23} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} 1/E_1 & -\nu_{21}/E_2 & -\nu_{31}/E_3 & 0 & 0 & 0 \\ -\nu_{12}/E_1 & 1/E_2 & -\nu_{32}/E_3 & 0 & 0 & 0 \\ -\nu_{13}/E_1 & -\nu_{23}/E_2 & 1/E_3 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1/G_{12} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1/G_{13} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1/G_{23} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \sigma_{11} \\ \sigma_{22} \\ \sigma_{33} \\ \sigma_{12} \\ \sigma_{13} \\ \sigma_{23} \end{Bmatrix} \quad (1)$$

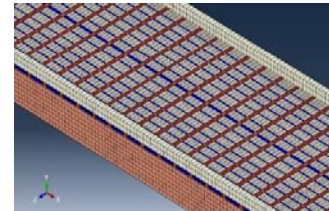
$$G_{ij} = \frac{\sqrt{E_i E_j}}{2(1+\nu)} \quad (2)$$



(ก)



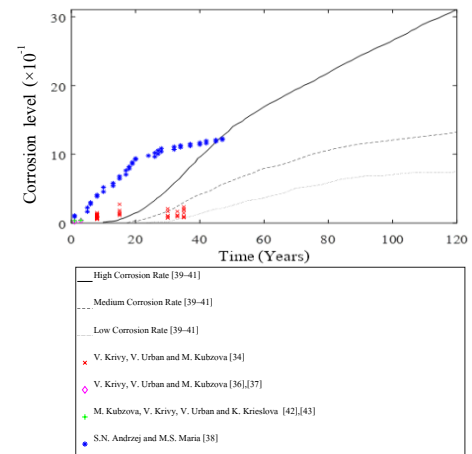
(ข)



(ค)

รูปที่ 4 รูปแบบรอยแตก (ก) รอยแตกตามขวาง (ข) รอยแตกตามยาว (ค) รอยแตกแบบผสม

จากงานวิจัยที่ศึกษามาข้างต้นทั้งหมด หากนำมาสร้างกราฟความสัมพันธ์เพื่อวิเคราะห์ถึงความเป็นไปได้ที่จะนำมาใช้ในการศึกษานี้แสดงในรูปที่ 5 โดยค่าการกัดกร่อนที่ทำการศึกษามาจากการศึกษาของ V. Krivy และคณะ [34] จะพบว่าค่าการกัดกร่อนนั้นแตกต่างกัน ส่วนหนึ่งเกิดจากตำแหน่งที่ตั้งของสะพาน เช่น ตัวสะพานที่ตั้งอยู่ในชุมชนที่ส่งผลกระทบต่ออัตราการกัดกร่อนต่ำถึงปานกลาง หรือสะพานที่ติดตั้งใกล้ชายฝั่งที่ส่งผลให้ค่าการกัดกร่อนในช่วงแรกมีอัตราที่สูง ซึ่งค่าที่ได้ยังถือว่าใกล้เคียงและอยู่ในเกณฑ์กับอัตราการกัดกร่อนที่ศึกษามา อีกสองงานวิจัยที่ได้ค่าการกัดกร่อนใกล้เคียงกันของการศึกษาของ V. Krivy และคณะ [36],[37] และ M. Kubzova และคณะ [42],[43] จะพบว่าค่าการกัดกร่อนมีค่าน้อยมากในช่วง 3 ปีที่ทำการวิจัย ซึ่งสอดคล้องกับกราฟอัตราการกัดกร่อนที่ให้ช่วง 10–15 ปีแรกเป็นศูนย์ เนื่องจากมีการกัดกร่อนที่ส่งผลต่อเหล็กที่น้อยมาก และการศึกษาของ S. N. Andrzej และ M. S. Maria [38] ในงานวิจัยนี้ได้บันทึกค่าการกัดกร่อนในระยะยาวแต่จะเห็นได้ชัดว่าค่าการกัดกร่อนในช่วงแรกมีค่าการกัดกร่อนที่สูงเนื่องจากมีค่า SO_2 ในชั้นบรรยากาศค่อนข้างมากดังที่กล่าวมาข้างต้น แต่หลังจากที่มีการควบคุมจะพบว่า อัตราการเพิ่มขึ้นของการกัดกร่อนนั้นจะสอดคล้องกับกราฟอัตราการกัดกร่อนระดับกลาง จึงเลือกใช้กราฟอัตราการกัดกร่อนที่ศึกษามาใช้อ้างอิงในงานวิจัยนี้



รูปที่ 5 กราฟแสดงอัตราการกัดกร่อน

โดยในแบบจำลองที่นำมาวิเคราะห์นั้นจะทำการจำลองการกัดกร่อนในลักษณะนี้ลงไป โดยการลดค่าความหนาของคานเหล็ก และสมมติให้เกิดการกัดกร่อนเท่ากันตลอดทั้งชิ้นส่วน ด้วยอัตราการกัดกร่อนสูงสุดในช่วงเวลา 20, 30 และ 40 ปี มีปริมาณสนิมที่ใช้ในการวิเคราะห์แสดงในตารางที่ 3 [39–41]

ตารางที่ 3 อัตราการกัดกร่อน

Index	Corrosion level (mm)	Time (Years)
1	0.2	20
2	0.5	30
3	1	40

3.4 รูปแบบของน้ำหนักบรรทุกที่กระทำ (Loading conditions)

น้ำหนักบรรทุกที่กระทำกับโครงสร้างสะพาน ได้เลือกใช้น้ำหนักบรรทุก 6 ล้อ (Truck load) โดยน้ำหนักบรรทุกตามมาตรฐาน HL-93 ซึ่งมีน้ำหนักอยู่ที่ 33.13 ตัน หรือ 325 กิโลนิวตัน [29],[30] ซึ่งโดยทั่วไปน้ำหนักของรถบรรทุกที่กระทำจะกระจายตามตำแหน่งของล้อ ดังแสดงในรูปที่ 6 แต่เพื่อให้ง่ายต่อการวิเคราะห์จึงทำการแบ่งให้น้ำหนักของรถบรรทุกกระทำออกเป็น น้ำหนักบรรทุกแบบจุดทั้งหมด 6 แรงตามแนวแกน X และกระทำในช่วงกึ่งกลางของสะพาน มีน้ำหนักอยู่ที่ 54.2 กิโลนิวตันต่อ 1 แรง โดยลงตามตำแหน่งของระยะห่างระหว่างล้ออยู่ที่ 6 ฟุต หรือ 1.8 เมตร [29] และขนาดความหนาของล้อยอดซึ่งมีขนาดอยู่ที่

ที่ 250 มิลลิเมตร [44] และทำการใส่น้ำหนักบรรทุก 2 กรณี ได้แก่ การใส่น้ำหนักบรรทุกบริเวณ กึ่งกลาง (Center) ของความกว้างสะพาน และการใส่น้ำหนักบรรทุกบนช่องจราจรของถนน (On-Lane) ดังแสดงในรูปที่ 7 และตารางแสดงการวิเคราะห์ (Analytical configurations) แสดงไว้ในตารางที่ 4 ประกอบด้วยการจำลองรอยแตกร้าวในแนวต่าง ๆ ทั้ง 3 แบบ การลงน้ำหนักบรรทุกที่กึ่งกลางและบนช่องจราจร และการจำลองการกัดกร่อนของสนิม ตัวอย่างเช่น 1T-1L-OL-30Y หมายถึง กรณีใส่น้ำหนักบรรทุกบนช่องจราจร โดยได้รับความเสียหายจากรอยแตกตามขวางและรอยแตกตามยาวทุก ๆ 1 เมตร และได้รับความเสียหายจากการกัดกร่อนของสนิม 30 ปี ตารางที่ 4 ตารางแสดงการวิเคราะห์

ตารางที่ 4 ตารางแสดงการวิเคราะห์

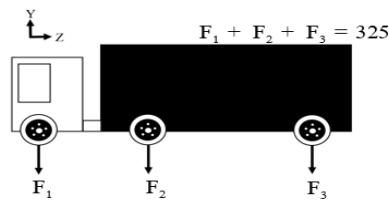
Index	Case	Pattern	Loading location	Rate of corrosion
1-8	No-crack	No Crack	Center (C) / On lane (OL)	0 / 20 / 30 / 40 Years
9-16	1.0T	Transverse (T)	Center (C) / On lane (OL)	0 / 20 / 30 / 40 Years
17-24	0.5T	Transverse (T)	Center (C) / On lane (OL)	0 / 20 / 30 / 40 Years
25-32	0.25T	Transverse (T)	Center (C) / On lane (OL)	0 / 20 / 30 / 40 Years
33-40	1L	Longitudinal (L)	Center (C) / On lane (OL)	0 / 20 / 30 / 40 Years
41-48	0.5L	Longitudinal (L)	Center (C) / On lane (OL)	0 / 20 / 30 / 40 Years
49-56	0.25L	Longitudinal (L)	Center (C) / On lane (OL)	0 / 20 / 30 / 40 Years
57-64	1T-1L	Combined (T-L)	Center (C) / On lane (OL)	0 / 20 / 30 / 40 Years
65-72	1T-0.5L	Combined (T-L)	Center (C) / On lane (OL)	0 / 20 / 30 / 40 Years
73-80	1T-0.25L	Combined (T-L)	Center (C) / On lane (OL)	0 / 20 / 30 / 40 Years
74-88	0.5T-1L	Combined (T-L)	Center (C) / On lane (OL)	0 / 20 / 30 / 40 Years
89-96	0.5T-0.5L	Combined (T-L)	Center (C) / On lane (OL)	0 / 20 / 30 / 40 Years
97-104	0.5T-0.25L	Combined (T-L)	Center (C) / On lane (OL)	0 / 20 / 30 / 40 Years
105-112	0.25T-1L	Combined (T-L)	Center (C) / On lane (OL)	0 / 20 / 30 / 40 Years
113-120	0.25T-0.5L	Combined (T-L)	Center (C) / On lane (OL)	0 / 20 / 30 / 40 Years
121-128	0.25T-0.25L	Combined (T-L)	Center (C) / On lane (OL)	0 / 20 / 30 / 40 Years

4 ผลการวิเคราะห์

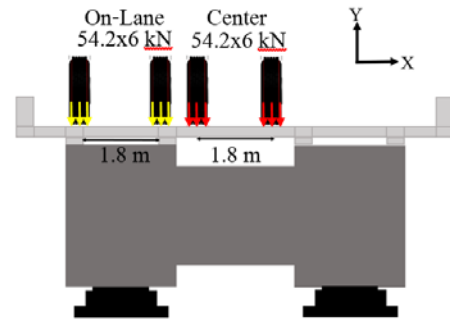
ตำแหน่งที่นำค่ามาใช้ในการวิเคราะห์ คือ บริเวณใต้พื้นผิวของความกว้างของแผ่นพื้น (เส้นสีแดง) ดังแสดงใน

รูปที่ 8 โดยที่ผลของการวิเคราะห์ค่าการโก่งตัวได้นำผลออกมาเป็นโหนด (Node) ตลอดช่วงความกว้างสะพานแสดงในรูปที่ 8(ก) ในขณะที่ค่าความเครียดได้นำผลออกมาเป็น

ชั้นส่วน (Element) เฉพาะตำแหน่งคิดแถวความเครียดแสดง
ในรูปที่ 8(ข)



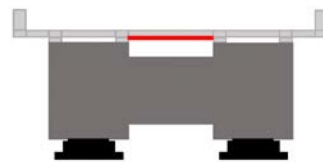
รูปที่ 6 แสดงภาพจำลองรถบรรทุก 6 ล้อตามมาตรฐาน HL-93



รูปที่ 7 แสดงตำแหน่งของน้ำหนักบรรทุกที่กระทำ



(ก)



(ข)

รูปที่ 8 ตำแหน่งที่นำผลมาวิเคราะห์ (เส้นสีแดง) (ก) ตำแหน่งของค่าโก่งตัว (ข) ตำแหน่งของค่าการโก่งตัว

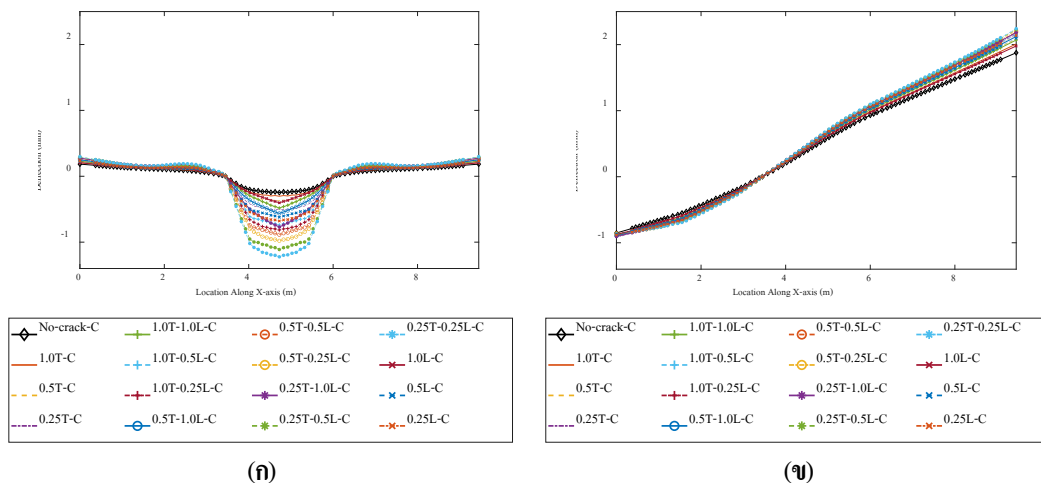
4.1 การโก่งตัว (Deflection)

ผลการวิเคราะห์ที่ได้แสดงในรูปที่ 9 ซึ่งจะเห็นได้ว่า หากสะพานมีความเสียหายเนื่องจากการแตกร้าวที่มาก ค่าการโก่งตัวก็จะมากตามไปด้วยเช่นกัน รวมถึงการใสน้ำหนักบรรทุกลงที่บริเวณกึ่งกลางจะสามารถสังเกตความแตกต่างของการโก่งตัวแต่ละระดับและแยกแยะความเสียหายได้ชัดเจนกว่าการใสน้ำหนักบรรทุกบนช่องจราจรของถนน ในส่วนของการเพิ่มความเสียหายที่เกิดจากการกัดกร่อน จะพบว่าความแตกต่างนั้นน้อยมาก แสดงให้เห็นว่าความเสียหายจากการกัดกร่อนส่งผลกระทบต่อโครงสร้างน้อยกว่าการแตกร้าว แสดงในรูปที่ 10 โดยที่การเพิ่มขึ้นของค่าการโก่งตัวสูงสุดในกรณี No-crack-C-40Y เพิ่มขึ้นเพียง 1.14% เมื่อเทียบกับกรณีที่ไม่ได้รับความเสียหายจากการกัดกร่อนในส่วนของการเพิ่มความเสียหายจากการแตกร้าวร่วมกับการกัดกร่อนพบว่าแนวโน้มของกราฟความสัมพันธ์นั้นเหมือนกันกับรูปที่ 9 เพียงแต่มีค่าการโก่งตัวเพิ่มขึ้นเพียงเล็กน้อยเนื่องจากค่าการกัดกร่อน เช่น กรณี 0.25T-0.25L-C เทียบกับกรณี 0.25T-0.25L-C -40Y มีการเพิ่มขึ้นเพียง 0.74% แต่เนื่องจากผลการวิเคราะห์ในรูปที่ 10 นั้นมีความใกล้เคียงกันมาก ซึ่งอาจเกิดจากค่าที่นำมาวิเคราะห์เป็นค่าที่ได้จากบริเวณใต้แผ่นพื้นสะพานที่มีความ

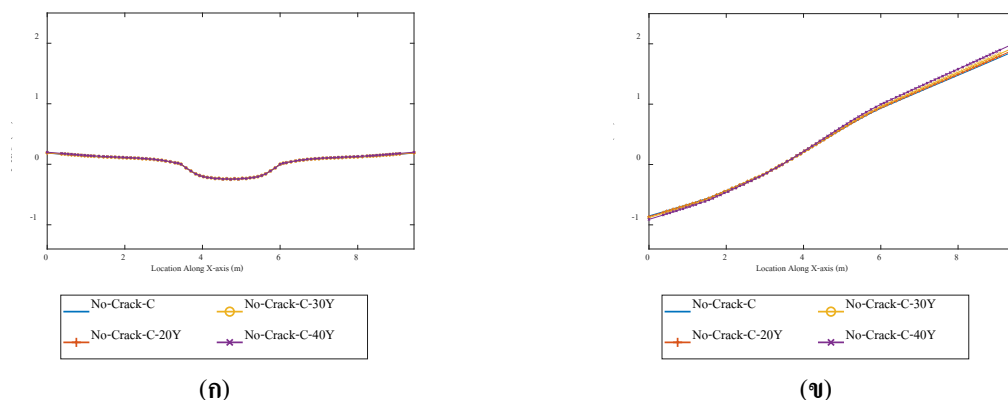
เสียหายหลักเกิดจากรอยแตกร้าว ส่งผลให้ความเสียหายที่เกิดจากการแตกร้าวนั้นมีผลมากกว่าการกัดกร่อนของสนิม จึงได้ทำการนำค่าจากส่วนบนของคานเหล็ก ซึ่งได้รับความเสียหายจากการกัดกร่อนของสนิมโดยตรง แสดงในรูปที่ 11 และทำการสร้างกราฟความสัมพันธ์ในแต่ละกรณีอีกครั้ง ซึ่งจะเห็นได้ในรูปที่ 12 ว่าแนวโน้มของกราฟยังคงเหมือนเดิม แต่เมื่อนำมาคำนวณหาร้อยละการเพิ่มขึ้นของค่าการโก่งตัวสูงสุดที่ส่วนบนของคานเหล็กจะพบว่ามีความน้อยกว่าอย่างมาก เมื่อเทียบกับการนำค่าจากแผ่นพื้นมาวิเคราะห์ ตัวอย่างเช่น กรณี IT-IL-C ร้อยละการเพิ่มขึ้นของค่าการโก่งตัวสูงสุดที่ได้แผ่นพื้นคอนกรีตอยู่ที่ 64.34% ในขณะที่ผิวบนของคานเหล็กอยู่ที่ 11.92% เท่านั้น แสดงให้เห็นว่าตำแหน่งที่นำมาวิเคราะห์หากได้รับความเสียหายโดยตรง จะส่งผลให้ค่าการโก่งตัวนั้นเพิ่มขึ้นสูงกว่าตำแหน่งที่ไม่ได้รับความเสียหายโดยตรง อย่างไรก็ตามในการวิเคราะห์ดังกล่าวนี้ใช้ตั้งเกณฑ์สำหรับระดับความเสียหายของสะพาน เมื่อเปรียบเทียบกับทดสอบกรณีที่มีรถวิ่งผ่านเพียงคันเดียวหรือการทดสอบรถบรรทุก (Testing truck) ก็สามารถนำค่าจากระบบเฝ้าระวังในขณะนั้นเข้ามาเปรียบเทียบกับผลการวิเคราะห์ในการศึกษา นี้ได้นอกจากนี้การประยุกต์ข้อมูลจากการศึกษานี้ในการใช้

งานจริง จะต้องมีการปรับแก้ เกณฑ์สำหรับระดับความเสียหายของสะพานอื่น ๆ ตามรูปแบบและลักษณะของสะพานเพื่อทำการวิเคราะห์ความเสียหายที่เกิดจากการกีดกร่อนของสนิมว่ามีผลมากน้อยเพียงใด จึงทำการสร้างกราฟความสัมพันธ์เช่นเดียวกับรูปที่ 10 แต่ทำการนำค่าบริเวณผิวบนของคาน (รูปที่ 11) มาทำการวิเคราะห์ แสดงในรูปที่ 13 และเมื่อนำมาคำนวณหาร้อยละการเพิ่มขึ้นของค่าการโก่งตัวจะพบว่ามีความเพิ่มขึ้นมากกว่าค่าที่ได้จากใต้แผ่นพื้นมากถึง 76.5% ซึ่งช่วยยืนยันได้ว่าตำแหน่งที่ใช้ในการนำมาวิเคราะห์นั้นมีผล แต่หากพิจารณาความเสียหายที่ส่งผลให้เกิดการโก่งตัวสูง ยังคงพบว่าการเกิดการแตกร้าวยังส่งผลกับการโก่งตัวมากกว่าการเกิดการกีดกร่อนจากสนิมแต่ในระบบการเฝ้าระวังของโครงสร้างนั้นการใช้ เกจวัด

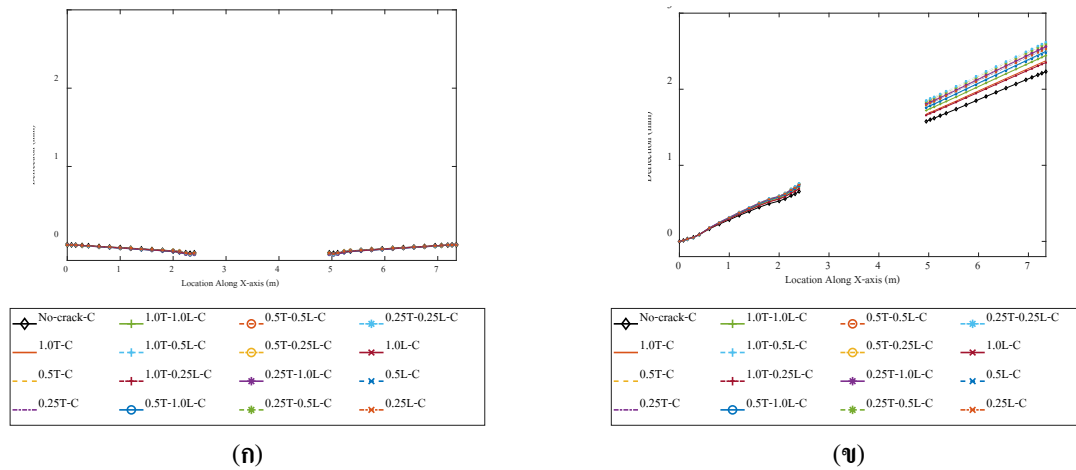
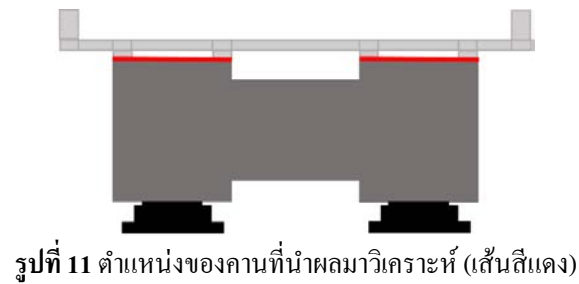
ความเครียดเป็นตัวประเมินผลยังถือว่าทำได้ง่ายกว่าการประเมินโดยใช้เครื่องมือวัดค่าการโก่งตัว เนื่องจากเครื่องมือดังกล่าวมีการใช้งานที่ทำให้ยุ่งยากกว่า และเครื่องมืออาจมีความเสียหายและหลุดได้หากเกิดภัยธรรมชาติที่รุนแรง เช่น แผ่นดินไหว ซึ่งต่างจากเกจวัดความเครียดที่ติดตั้งกับตัวป้องกันอุปกรณ์ เช่น อีพ็อกซีเป็นวัสดุเชื่อมประสาน ที่ทนต่อสภาพแวดล้อมได้ดีกว่า อีกทั้งในส่วนของการแตกร้าวที่เกิดขึ้นในโครงสร้างจริง หลังจากเกิดการแตกร้าวจะส่งผลทำให้ค่าการหดตัวนั้นลดลง ดังนั้นการจำลองค่าวัสดุในแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์โดยการลดค่าการหดตัวลง จึงสอดคล้องกับพฤติกรรมดังกล่าว ซึ่งผลการวิเคราะห์ที่ได้จากงานวิจัยนี้สามารถนำไปต่อยอดในการปรับแก้ตามความเหมาะสมของลักษณะสะพานในสถานการณ์ต่าง ๆ ได้



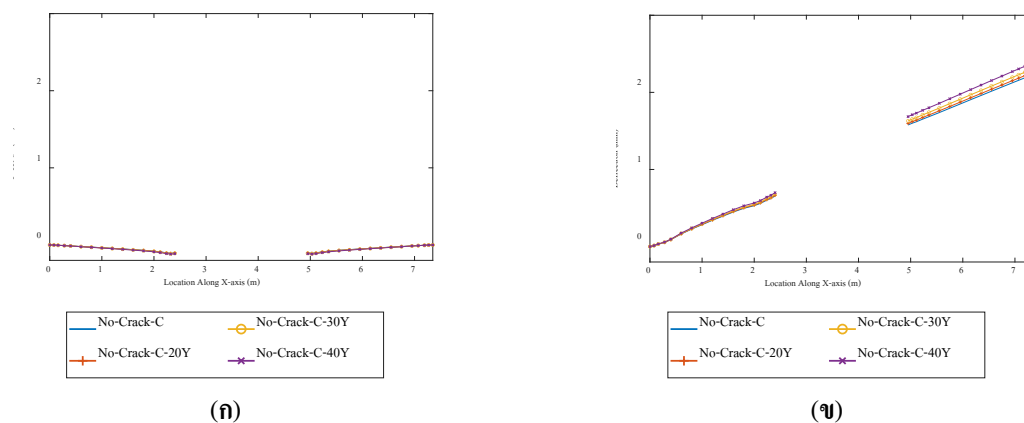
รูปที่ 9 ค่าการโก่งตัวใต้แผ่นพื้นจากการจำลองรอยแตก (ก) น้ำหนักบรรทุกบริเวณกึ่งกลาง (ข) น้ำหนักบรรทุกบนเลน



รูปที่ 10 เปรียบเทียบค่าการโก่งตัวใต้แผ่นพื้นจากการจำลองการกัดกร่อนของสนิม (ก) น้ำหนักบรรทุกบริเวณกึ่งกลาง (ข) น้ำหนักบรรทุกบนเลน



รูปที่ 12 ค่าการโก่งตัวบนผิวของคานจากการจำลองรอยแตก (ก) น้ำหนักบรรทุกบริเวณกึ่งกลาง (ข) น้ำหนักบรรทุกบนเลน



รูปที่ 13 เปรียบเทียบค่าการโก่งตัวบนผิวของคานจากการจำลองการกักตัวของสนิม (ก) น้ำหนักบรรทุกบริเวณกึ่งกลาง (ข) น้ำหนักบรรทุกบนเลน

4.2 ความเครียด (Strain)

จากการวิเคราะห์ค่าความโก่งตัวเมื่อหัวข้อที่แล้ว พบว่าความเสียหายที่ได้รับจากการแตกร้าวนั้นมีผลมากกว่าความเสียหายเนื่องจากการกักตัวของสนิม ค่าความเครียดที่ใช้ในการวิเคราะห์เพื่อประเมินความรุนแรงของความเสียหายจึงเลือกจากบริเวณใต้แผ่นพื้นตรงกลางของความกว้างสะพาน เนื่องจากได้รับผลโดยตรงจากความเสียหาย โดยพบว่าค่า

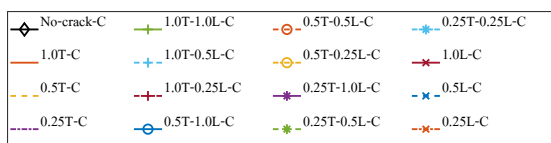
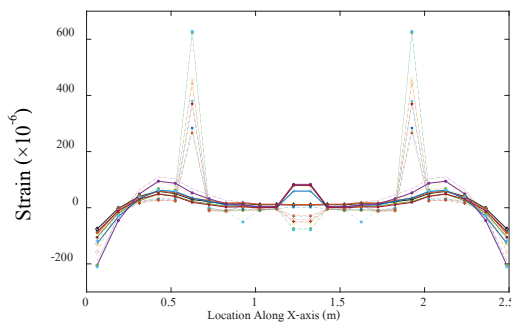
ความเครียดที่ได้จากการใส่น้ำหนักบรรทุกที่กึ่งกลางสะพานนั้นยังคงมีค่าที่สูงกว่าการใส่น้ำหนักบรรทุกลงบนช่องจราจร ดังแสดงในรูปที่ 14

ในส่วนของการเพิ่มความเสียหายที่เกิดจากการกักตัวของสนิมได้ทำการคำนวณเทียบออกมาเป็นร้อยละ ซึ่งพบว่าร้อยละการเพิ่มขึ้นของค่าความเครียดนั้นค่อนข้างมากหากตัวโครงสร้างได้รับความเสียหายจากการจำลองรอยแตก ตัวอย่างเช่น กรณี

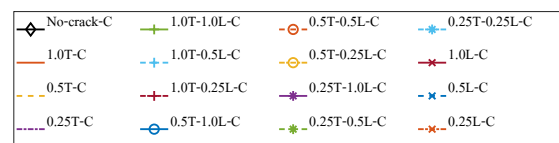
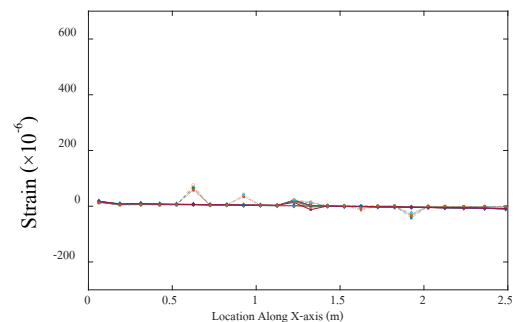
1.0T หากได้รับความเสียหายจากการแตกร้าวรอยแตกการเพิ่มค่าความเครียดเมื่อเทียบกับกรณีไม่ได้รับความเสียหายใดๆ จะเพิ่มขึ้น 1.09% แต่เพิ่มขึ้นน้อยเมื่อได้รับความเสียหายจากการกัดกร่อน โดยที่ความเสียหายจากการกัดกร่อนที่ 20, 30 และ 40 ปี จะเพิ่มขึ้น 0.18%, 0.46% และ 0.96% ตามลำดับ และจะเห็นได้ชัดเจนในรูปที่ 15 ว่าความเสียหายจากการกัดกร่อนส่งผลกระทบต่อโครงสร้างน้อยกว่าการจำลองรอยแตกเช่นเดียวกับค่าการโก่งตัวที่วิเคราะห์ได้ และเมื่อนำมาคำนวณเป็นร้อยละ จะพบว่าถึงแม้ตัวสะพานจะเกิดความเสียหายจากการกัดกร่อนไปถึง 40 ปี แต่ก็ยังส่งผลให้ค่าความเครียดนั้นเพิ่มขึ้นเพียง 0.96% เท่านั้น ถึงแม้ว่าผลการวิเคราะห์ที่ได้ทั้งจากค่าการโก่งตัว หรือค่าความเครียดนั้น ความเสียหายที่เกิดจากการกัดกร่อนจะมีผลกระทบน้อยกว่าความเสียหายจากการแตกร้าวทั้งหมด แม้จะนำค่าจากบริเวณที่รับความเสียหายโดยตรงมาวิเคราะห์แล้วก็ตาม แต่อีกหนึ่งปัจจัยที่ทำให้ผลการวิเคราะห์ออกมาในลักษณะนี้ อาจเกิดจากน้ำหนักบรรทุกที่กระทำกับแผ่นพื้นโดยตรงด้วย ซึ่งหากนำน้ำหนักบรรทุกนั้นย้ายไปกระทำกับคานเหล็กที่รับความเสียหายจากการกัดกร่อน ผลการวิเคราะห์ที่ได้จะออกมาในอีกลักษณะหนึ่งแต่อย่างไรก็ตามในความเป็นจริง น้ำหนักบรรทุกนั้นยังคงกระทำกับพื้นโดยตรงอยู่ ความเสียหายจากรอยแตกร้าวจึงยังส่งผลมากกว่า แต่ความเสียหายจากการกัดกร่อนก็ไม่ควรที่จะมองข้ามไปด้วยเช่นกัน เพราะความเสียหายนั้นก็ยังส่งผลให้ความแข็งแรงของโครงสร้างนั้นลดต่ำลงเช่นกันนอกจากนี้ค่า

ความเครียดยังสามารถนำมาใช้คำนวณเพื่อหาว่าสะพานที่ออกแบบนั้นมีความปลอดภัยตามมาตรฐานการออกแบบหรือไม่ โดยการนำเอาค่าความเครียดจากการวิเคราะห์แต่ละจุดมาหาค่าความเค้น(Stress) และนำไปเทียบกับค่าความเค้นที่ยอมรับได้ (Stress allowable) โดยค่าความเค้นที่ยอมรับได้ของคอนกรีต อยู่ที่ 12.96 MPa และเหล็กอยู่ที่ 141.22 MPa หากค่าความเค้นในแต่ละจุดมีค่าเกินกว่าค่าความเค้นที่ยอมรับได้ แสดงว่าสะพานนั้นไม่ปลอดภัยตามมาตรฐานการออกแบบ ซึ่งจากการคำนวณในแต่ละกรณีพบว่า แผ่นพื้นคอนกรีตกรณี 0.25T-0.5L และ 0.25T-0.25L มีค่า Stress ที่เกินกว่าค่าที่ยอมรับได้ เช่นกรณี 0.25T-0.25L-40Y ได้ค่าความเค้นที่ 17.7 MPa ซึ่งเกินค่าความเค้นที่ยอมรับได้ที่ 12.96 MPa ส่วนการกัดกร่อนของคานสะพานเหล็กกล่องนั้นไม่มีกรณีใดที่มีค่าเกิน

การพิจารณาดำเนินการติดตั้งเกวียดความเครียดนั้น จะพิจารณาการติดตั้งที่ตำแหน่งที่มีค่าความเครียดสูง ซึ่งจากผลการวิเคราะห์พบค่าความเครียดสูงในตำแหน่ง 0.475, 1.275, 1.375 และ 2.175 เมตร จึงเลือกทำการติดตั้งเกวียดความเครียด 5 ตัว ทุก ๆ L/5 โดยที่ L คือ ความกว้างของตำแหน่งที่พิจารณาติดตั้งเกวียดความเครียดในรูปที่ 2 ซึ่งก็คือทุก ๆ 0.5 เมตร แต่การพิจารณาการติดตั้งดังกล่าวได้ทำการพิจารณาตามผลการวิเคราะห์ที่ได้เท่านั้นและอาจมีตำแหน่งอื่น ๆ เพิ่มเติมที่เหมาะสมในการติดตั้งซึ่งอาจมีการศึกษาและวิเคราะห์เพิ่มเติมอย่างละเอียดมากขึ้นในอนาคต

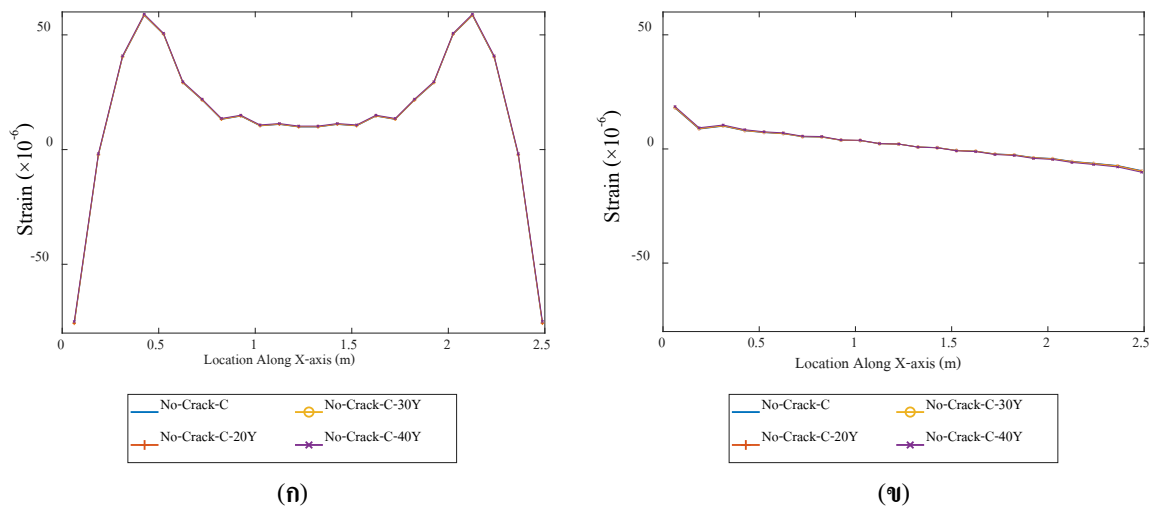


(ก)



(ข)

รูปที่ 14 ค่าความเครียดใต้แผ่นพื้นจากการจำลองรอยแตก (ก) น้ำหนักบรรทุกบริเวณกึ่งกลาง (ข) น้ำหนักบรรทุกบนเลน



รูปที่ 15 เปรียบเทียบค่าความเครียดใต้แผ่นพื้นจากการจำลองการกักร่อนของสนิม (ก) น้ำหนักบรรทุกบริเวณกึ่งกลาง (ข) น้ำหนักบรรทุกบนเลน

5 สรุปผลการวิจัย

ในการศึกษานี้ได้นำสะพานคานเหล็กกล่อง (Steel box girder bridge) มาวิเคราะห์ โดยการสร้างโมเดลไฟไนต์เอลิเมนต์ (FE Model) ขึ้น และจำลองรูปแบบความเสียหายซึ่งประกอบด้วยการจำลองรอยแตกต่าง ๆ และการกักร่อนของสนิม เพื่อแสดงถึงความรุนแรงของความเสียหายที่เกิดขึ้นกับโครงสร้างสะพาน โดยพบว่าความเสียหายที่เกิดจากการจำลองรอยแตกนั้นส่งผลกับค่าการโก่งตัวและค่าความเครียดมากกว่าการกักร่อนของสนิม ถึงแม้ว่าจะนำค่าจากตำแหน่งของคานที่ได้รับความเสียหายจากการกักร่อนโดยตรงมาวิเคราะห์ การจำลองรอยแตกก็ยังส่งผลต่อโครงสร้างและค่าการโก่งตัวและความเครียดมากกว่า ซึ่งจากการวิเคราะห์พบว่าความสัมพันธ์ระหว่างระดับความเสียหายต่าง ๆ ของสะพานและค่าที่ได้จากการวิเคราะห์นั้นสามารถนำมาใช้ในการคาดการณ์ และการประเมินสภาพสะพานได้ ในส่วนของอุปกรณ์ที่ใช้ในการตรวจสอบสะพานนั้นเลือกใช้เกจวัดความเครียดเนื่องจากติดตั้งกับตัวป้องกันที่ทนต่อสภาพแวดล้อมได้ดี โดยที่ตำแหน่งในการติดตั้งที่เหมาะสมอยู่ที่ตำแหน่งที่มีค่าความเครียดสูงสุดที่วิเคราะห์ได้ ซึ่งก็คือ ทุก ๆ 0.5 เมตร

เอกสารอ้างอิง

- [1] M. H. Nili, H. Taghaddos and B. Zahraie, "Integrating discrete event simulation and genetic algorithm optimization for bridge maintenance planning," *Automation in Construction*, vol. 122, no. 1, 2021, doi: 10.1016/j.autcon.2020.103513.
- [2] F. Ghodoosi, A. Bagchi, T. Zayed and M. R. Hosseini, "Method for developing and updating deterioration models for concrete bridge decks using GPR data," *Automation in Construction*, vol. 91, pp. 133–141, 2018, doi: 10.1016/j.autcon.2018.03.014.
- [3] D. Fabianowski and P. Jakiel, "An expert fuzzy system for management of railroad bridges in use," *Automation in Construction*, vol. 106, 2019, doi: 10.1016/j.engfracmech.2017.05.024.
- [4] A. Balasubramanian, "Bridges and their Types," Centre for Advanced Studies in Earth Science, University of Mysore, Mysore, India, Tech. Rep. no. 6, 2017.
- [5] J. J. Jensen, "Trends in bridge design," in *History of Bridges - A philatelic review*, Trondheim, Norway: Akademika Publishing 2001, ch 3, sec. 1, p. 6.
- [6] T. Sakagami, Y. Mizokami, D. Shiozawa, T. Fujimoto, Y. Izumi, T. Hanai and A. Moriyama, "Verification of

- the repair effect for fatigue cracks in members of steel bridges based on thermoelastic stress measurement,” *Engineering Fracture Mechanics*, vol. 183, pp. 1–12, 2017, doi: 10.1016/j.engfracmech.2017.05.024.
- [7] The Japan Ministry of Land, Infrastructure, Transport and Tourism, Tokyo, Japan. *Recommendations for Full-scale Maintenance of Aging Roads* (2014). Accessed: Sep. 7, 2021. [Online]. Available: https://www.mlit.go.jp/road/road_e/pdf/recommendation.pdf.
- [8] A. Kaveh, T. Bakhshpoori and M. Barkhori, “Optimum design of multi-span composite box girder bridges using Cuckoo Search algorithm,” *Steel and Composite Structures*, vol. 17, no. 5, pp. 705–719, 2014, doi: 10.1007/978-3-319-48012-1_3.
- [9] S. Rana, N. Islam, R. Ahsan and S. N. Ghani, “Application of evolutionary operation to the minimum cost design of continuous prestressed concrete bridge structure,” *Engineering Structures*, vol. 46, pp. 38–48, 2013, doi: 10.1016/j.engstruct.2012.07.017.
- [10] S. Jang, H. Jo, S. Cho, K. Mechtov, J. A. Rice, S. H. Sim, H. J. Jung, C. B. Yun, B. F. Spencer Jr. and G. Agha, “Structural health monitoring of a cable-stayed bridge using smart sensor technology: Deployment and evaluation,” *Smart Structures and Systems*, vol. 6, no. 5–6, pp. 439–459, 2010, doi: 10.12989/sss.2010.6.5_6.439.
- [11] A. E. Del Grosso, “Structural health monitoring: Research and practice,” in *Proc. Second Conference on Smart Monitoring, Assessment and Rehabilitation of Civil Structures SMAR 2013*, Istanbul, Turkey, Sep. 9–11, no. 190.
- [12] A. E. Del Grosso, “On the reliability of smart monitored structures,” in *Proc. 14th World Conference on Earthquake Engineering*, Beijing, China, Oct. 12–17, 2008, pp. 1–8.
- [13] N. Catbas, “Structural health monitoring: applications and data analysis,” in *Structural Health Monitoring of Civil Infrastructure Systems*, V. M. Karbhari and F. Ansari, Eds., Sawston, U.K.: Woodhead, 2009, pp. 1–39, doi: 10.1533/9781845696825.1.
- [14] H. Xiaoya, W. Bingwen and J. Han, “A wireless sensor network-based structural health monitoring system for highway bridges,” *Computer-Aided Civil and Infrastructure Engineering*, vol. 28, no. 3, pp. 193–209, 2013, doi: 10.1111/j.1467-8667.2012.00781.x.
- [15] E. Sasaki, P. Tuttipongsawat, N. Sinsamutpadung, H. Nishida and K. Takase, “Development of a remote monitoring system with wireless power-saving sensors for analyzing bridge conditions,” in *Proc. 6th International Symposium on Life-Cycle Civil Engineering*, Ghent, Belgium, Oct. 28–31, 2018, pp. 1207–1215.
- [16] E. Sasaki, P. Tuttipongsawat, N. Sinsamutpadung, H. Nishida, K. Takase, “Condition Evaluation of a Highway Bridge with RC Deck Using Monitoring Data Obtained by Wireless sensors,” in *Proc. 1st International Conference on Concrete and Steel Technology, Engineering & Design (CASTED2018)*, Quezon city, Philipines, May. 24–26, pp. 98–106.
- [17] R. Chacón and R. Zorrilla, “Structural health monitoring in incrementally launched steel bridges: patch loading phenomena modeling,” *Automation in Construction*, vol. 58, pp. 60–73, 2015, doi: 10.1016/j.autcon.2015.07.001.
- [18] Y. S. Chen and B. T. Yen, “Analysis of composite box girders,” Lehigh Preserve Institutional Repository, Bethlehem, PA, USA, Fritz Lab. Rep. no. 380.12 (80), 1980.
- [19] N. L. Braxtan, R. Whitney, Q. Wang and G. Koch, “Preliminary investigation of composite steel box girder bridges in fire,” *Bridge Structures*, vol. 11, pp. 105–114, 2015, doi: 10.3233/BRS-150089.

- [20] R. S. Nicoletti and A. S. C. Souza, "Numerical evaluation of the slab effective width in steel-concrete composite box girder bridges," *IBRACON Structures and Materials*, vol. 14, no. 1, 2021, doi: 10.1590/S1983-41952021000100010.
- [21] C. Garg and M. V. N. S. Kumar, "Study of basic design of a precast segmental box girder bridge," *International Journal of Civil Engineering (IJCE)*, vol. 3, no. 3, pp. 103–112, 2014.
- [22] C. Garg, and M. V. N. S. Kumar, "Prestressed tendons system in a box girder bridge," *International Journal of Civil Engineering (IJCE)*, vol. 3, no. 3, pp. 1–8, 2014.
- [23] K. M. Sennah and J. B. Kennedy, "Literature review in analysis of box-girder bridges," *Journal of Bridge Engineering*, vol. 7, no. 2, 2002, doi: 10.1061/(ASCE)1084-0702(2002)7:2(134).
- [24] K. Germaniuk, T. Gajda, A. Sakowski, T. Wierzbicki and P. Kaminski, "Bridge structures cracks – What made that phenomena so common?," *Transportation Research Procedia*, vol. 14, pp. 4030–4039, 2016, doi: 10.1016/j.trpro.2016.05.500.
- [25] T. Zhang, "Analysis on the causes of cracks in bridges," *Journal of Construction Research*, vol. 1, no. 1, pp. 13–26, 2018, doi: 10.30564/jcr.v1i1.83.
- [26] M. Morcillo, D. de la Fuente, I. Díaz and H. Cano, "Atmospheric corrosion of mild steel," *Revista de Metalurgia*, vol. 47, no. 5, pp. 426–444, 2011, doi: 10.3989/revmetalm.1125.
- [27] Y. Cai, Y. Xu, Y. Zhao and X. Ma, "Atmospheric corrosion prediction: a review," *Corrosion Reviews*, vol. 38, no. 4, pp. 299–321, 2020, doi: 10.1515/corrrev-2019-0100.
- [28] H. Simillion, O. Dolgikh, H. Terry and J. Deconinck, "Atmospheric corrosion modeling," *Corrosion Reviews*, vol. 32, no. 3–4, 2014, doi: 10.1515/corrrev-2014-0023.
- [29] L. Kaplan, "AASHTO vehicle live loading," in *Concrete*, A. Spada, Ed., Chicago, IL, USA: Structure magazine, 2020, pp. 30–33. [Online]. Available: <https://issuu.com/structuremag/docs/structure-apr20-zmag>.
- [30] *AASHTO LRFD bridge design specifications*, American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO), Washington, DC, USA, 2012, ISBN Standard 978-1-56051-523-4.
- [31] N. Sinsamutpadung and E. Sasaki, "Strain-based evaluation of bridge monitoring using numerical model analysis," *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering*, vol. 639, Art no. 1, p. 012023, 2019, doi: 10.1088/1757-899X/639/1/012023.
- [32] ABAQUS Inc., Palo Alto, CA, USA. *ABAQUS Analysis User's Manual, Version 6.14*. (2014). Accessed: Apr. 22, 2021. [Online]. Available: <http://130.149.89.49:2080/v6.14/index.html>
- [33] W. Ren, L. H. Sneed, Y. Yang and R. He, "Numerical Simulation of Prestressed Precast Concrete Bridge Deck Panels Using Damage Plasticity Model," *International Journal of Concrete Structures and Materials*, vol. 9, pp. 45–54, 2015, doi: 10.1007/s40069-014-0091-2.
- [34] V. Krivy, V. Urban and M. Kubzova, "Thickness of corrosion layers on typical surfaces of weathering steel bridges," *Procedia Engineering*, vol. 142, pp. 56–62, 2016, doi: 10.1016/j.proeng.2016.02.013.
- [35] G. Masi, F. Matteucci, J. Tacq and A. Balbo, "State of the art study on materials and solutions against corrosion in offshore structures," *NeSSIE Project Consortium*, ch. 4, sec. 1, pp. 16–18, 2018.
- [36] V. Krivy, V. Urban and M. Kubzova, "Experimental corrosion tests on weathering steel bridges," *Solid State Phenomena*, vol. 227, pp. 537–540, 2015, doi: 10.4028/www.scientific.net/SSP.227.537

- [37] V. Urban, V. Krivy and M. Kubzova, "Development of corrosion processes on weathering railway bridge," *Procedia Engineering*, vol. 190, pp. 275–282, 2017, doi: 10.1016/j.proeng.2017.05.338.
- [38] V. Krivy, M. Kubzova, K. Kreislova and V. Urban, "Characterization of corrosion products on weathering steel bridges influenced by chloride deposition," *Metals - Open Access Metallurgy Journal*, vol. 7, no. 9, 2017, doi: 10.3390/met7090336.
- [39] C. H. Park, A. S. Nowak, P. C. Das and A. R. Flint, "Time-varying reliability model of steel girder bridges," *Structures and Buildings*, vol. 128, no. 4, pp. 359–367, 1998, doi: 10.1680/istbu.1998.30912.
- [40] A. A. Czarniecki and S. N. Andrzej, "Time-variant reliability profiles for steel girder bridges," *Structural Safety*, vol. 30, no. 1, pp. 49–64, 2008, doi: 10.1016/j.strusafe.2006.05.002.
- [41] S. N. Andrzej and M. S. Maria, "Reliability profiles for steel girder bridges with regard to corrosion and fatigue," *Journal of Theoretical and Applied Mechanics*, vol. 39, no. 2, pp. 339–352, 2001.
- [42] M. Kubzova, V. Krivy, V. Urban and K. Kreislova, "Corrosive environment factors and their influence on the development of weathering steel corrosion products," *Key Engineering Materials*, vol. 832, pp. 137–146, 2020, doi: 10.4028/www.scientific.net/KEM.832.137.
- [43] M. Kubzova, V. Krivy and K. Kreislova, "Influence of microclimate on the sustainability and reliability of weathering steel bridge," *IOP Conference Series Earth and Environmental Science*, vol. 143, no. 1, 2018, doi: 10.1088/1755-1315/143/1/012008.
- [44] Z. El-Sayegh, M. El-Gindy, I. Johansson and F. Öjjer, "Modelling tire-moist terrain interaction using advanced computational techniques," *Journal of Terramechanics*, vol. 91, pp. 23–30, 2020, doi: 10.1016/j.jterra.2020.04.004.