

ผลกระทบเนื่องจากแผ่นดินไหวต่อโครงสร้างชั่วคราวระหว่างการก่อสร้างสะพานที่มีความสูงของเสาแตกต่างกัน

The Effect of Earthquake on Temporary Structures during Bridge Construction with Different Column Heights

เกรียงไกร สุพรหม¹ และ เอกชัย อยู่ประเสริฐชัย^{1,*}

¹ภาควิชาวิศวกรรมโยธา, คณะวิศวกรรมศาสตร์, มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าธนบุรี บางมด กรุงเทพฯ

กรุงเทพมหานคร 10140

Kriangkrai Suphrom¹ and Ekkachai Yooprasertchai^{1,*}

¹Department of Civil Engineering, Faculty of Engineering, King Mongkut's University of Technology Thonburi,

Bang Mod, Thung Khru, Bangkok 10140, Thailand

*Corresponding Author E-mail: ekkachai.yoo@kmutt.ac.th

Received: Apr 23, 2023; Revised: Jul 24, 2023; Accepted: Aug 03, 2023

บทคัดย่อ

บทความนี้นำเสนอผลการศึกษาผลกระทบเนื่องจากแผ่นดินไหวต่อโครงสร้างชั่วคราวระหว่างการก่อสร้างสะพานที่มีความสูงของเสาแตกต่างกัน เพื่อวิเคราะห์และตรวจสอบความเสียหายที่เกิดขึ้นต่อโครงสร้างชั่วคราวที่เรียกว่า Launching Gantry และโครงสร้างสะพานโดยเน้นให้ความสำคัญกับโครงสร้างชั่วคราวเป็นหลักที่ใช้ในการก่อสร้างสะพานที่มีช่วงความยาว 45 เมตร สูง 7, 19 และ 28 เมตร โดยพิจารณาขั้นตอนการก่อสร้างที่สนใจแบ่งออกเป็นสี่กรณี ได้แก่ กรณีของสะพานช่วงเดียว, กรณีเลื่อน Launching Gantry เพื่อติดตั้งความยาวช่วงถัดไป, กรณียังไม่แขวนคอนกรีตอัดแรงรูปกล่องกลวง และกรณีแขวนคอนกรีตอัดแรงรูปกล่องกลวง งานวิจัยนี้ทำการศึกษาโดยการสร้างแบบจำลอง 12 แบบด้วยโปรแกรมคอมพิวเตอร์ midas Civil เพื่อทำการวิเคราะห์โครงสร้างแบบประวัติเวลาไม่เชิงเส้นภายใต้ความเร่งเนื่องจากคลื่นแผ่นดินไหวในพื้นที่กรุงเทพมหานครที่ระดับความรุนแรงที่มีคาบการเกิดซ้ำ 39 ปี เพื่อหาแรงภายในและการเสียรูปที่เกิดขึ้น โดยทำการตรวจสอบความเสียหายด้วยการเปรียบเทียบแรงที่เกิดขึ้นต่อกำลังต้านทานตามมาตรฐาน Eurocode ได้ผลสรุปว่าโครงสร้างสะพานไม่เกิดความเสียหายและมีการเสียรูปค่อนข้างน้อย ส่วนโครงสร้างชั่วคราว พบว่าเกิดความเสียหายอย่างมากในบริเวณขาของ Supports โดยเฉพาะ Front Support ที่มีผลรวมของโมเมนต์ดัดและแรงตามแนวแกนเกินกว่ากำลังต้าน 1.53 เท่า และมีการเสียรูปในทิศทางตามขวางของสะพานมากถึง 71 มิลลิเมตร ซึ่งคิดเป็น 1/77 เท่าของความสูง

คำสำคัญ: โครงสร้างชั่วคราว, โครงสร้างสะพาน, แผ่นดินไหว, วิเคราะห์แบบประวัติเวลาไม่เชิงเส้น

Abstract

This research aims to study the effect of earthquakes on temporary structures during bridge construction with different column heights for analysis and evaluation of the damage to temporary structures known as “Launching Gantry” and bridge structures. The primary focus is on temporary structures used in bridge construction with spans of 45 meters and heights of 7, 19, and 28 meters. The research examines four different stages of bridge construction: a single-span bridge, launching the gantry to install the next

span, preparing to hang prestressed concrete box girders, and hanging the prestressed concrete box girders. The study uses 12 models created with the midas Civil computer program and nonlinear time history analysis to simulate seismic acceleration in the Bangkok area during the construction stage with a return period of 39 years to determine the internal force and the deformation. As a result, the forces were compared to the resistance according to Eurocode standards to evaluate the damage. The results show that the bridge structure is undamaged, with only minimal deformation, but significant damage was found in the legs of the supports, particularly the front support. The flexural moment and axial force were 1.53 times greater than the resistive strength, and the leg experienced deformation in the transverse direction of the bridge up to 71 millimeters, or 1/77 of the leg height.

Keywords: Temporary Structure, Bridge Structure, Earthquake, Nonlinear Time History Analysis

1. บทนำ

ในอดีตจนถึงปัจจุบันในการก่อสร้างสะพาน Launching Gantry เป็นโครงสร้างชั่วคราวที่นิยมใช้กันอย่างมากในการติดตั้งโครงสร้างส่วนบน (Superstructure) โดยที่โครงสร้างส่วนบนจะมีลักษณะเป็นคอนกรีตอัดแรงรูปกล่อง (Segmental Box girder) ซึ่งถูกแบ่งออกเป็นชิ้น ๆ ในหนึ่งความยาวช่วง โดยการก่อสร้างสะพานจะใช้วิธีก่อสร้างทีละช่วง (Span-by-Span) ซึ่งช่วยให้งานก่อสร้างดำเนินการได้เร็วและมีความปลอดภัยมากขึ้น แต่ในอดีตก็มีอุบัติเหตุเกิดขึ้นหลายครั้งทำให้เกิดความเสียหายต่อชีวิตและทรัพย์สิน อย่างเช่น สาเหตุจากการตรึงและการวิบัติของจตุรองรับของโครงสร้างชั่วคราวที่มีความอ่อนแอส่งผลทำให้โครงสร้างหลักเกิดความเสียหายตามมาด้วย ซึ่งทำให้เห็นว่าถ้าหากในช่วงระหว่างการก่อสร้างเกิดเหตุการณ์แผ่นดินไหวขึ้นมีความเป็นไปได้ที่จะทำให้โครงสร้างชั่วคราวเกิดการวิบัติโดยเฉพาะที่จตุรองรับของโครงสร้างชั่วคราว (Supports) ที่มีความสำคัญอย่างมาก ที่อาจจะเกิดการวิบัติเนื่องจากการเกิดแผ่นดินไหวและอาจจะทำให้ Launching Gantry ที่ถูกติดตั้งอยู่บนเสาของสะพานร่วงหล่นลงพื้นได้

Solazzi [1] ได้ทำการศึกษาวิเคราะห์โครงสร้างปั้นจั่นบริเวณชายฝั่งภายใต้ผลกระทบเนื่องจากแผ่นดินไหวเนื่องมาจากการเกิดการวิบัติของ Crane ต่าง ๆ จากเหตุการณ์แผ่นดินไหว Kobe ช่วงปี ค.ศ. 1995 จากการวิเคราะห์โครงสร้างภายใต้แรงแผ่นดินไหวด้วยวิธีสเปกตรัมการตอบสนองแบบโหมดและทำการเปรียบเทียบกับการวิเคราะห์โครงสร้างด้วยการใส่น้ำหนักตายตัวไว้ที่ปลายของ

Crane พบว่าค่าการโก่งตัวเนื่องจากแผ่นดินไหวมีค่าน้อยกว่าการใส่น้ำหนักตายตัวในแนวดิ่ง 10 เท่า

Pongsinthop and Chintanapakdee [2] ทำการศึกษาผลกระทบของแผ่นดินไหวต่อ Launching Gantry สำหรับก่อสร้างทางยกระดับยาวต่อเนื่อง 3 ช่วงเสา (35 เมตร–40 เมตร–35 เมตร) สูง 12.5 เมตร โดยพิจารณาชิ้นส่วนของ Main gantry เป็นโครงสร้างแบบ Warren truss ในส่วนของ Lower chord เป็นเหล็กขนาด H250 × 250 ในส่วนของ Diagonal chord เป็นเหล็กขนาด H200 × 200 และใช้คลื่นแผ่นดินไหวที่มีคาบเงื่อนไข 1.0, 1.5, 2.0 และ 3.0 วินาที ซึ่งมีค่าความน่าจะเป็นที่จะเกิดแผ่นดินไหวรุนแรงที่พิจารณาเป็นร้อยละ 10 ในช่วง 50 ปี แต่ละคาบเงื่อนไขจะมีด้วยกัน 6 คลื่นในการวิเคราะห์โครงสร้างแบบประวัติเวลาไม่เชิงเส้นด้วยโปรแกรม SAP2000 ผลการศึกษาพบว่าแบบจำลองขณะแขวน Segment ช่วง 40 เมตร ทำให้ Main gantry เกิดความเสียหายเกินกว่าที่ยอมให้ตามมาตรฐาน AISC 360-10 ในส่วนของ Lower chord และ Diagonal chord มากที่สุดในบริเวณใกล้กับตำแหน่งโครงสร้างเสา ซึ่งมีค่า Demand capacity ratio of P-M-M เป็น 2.205 และ 1.39 ตามลำดับ

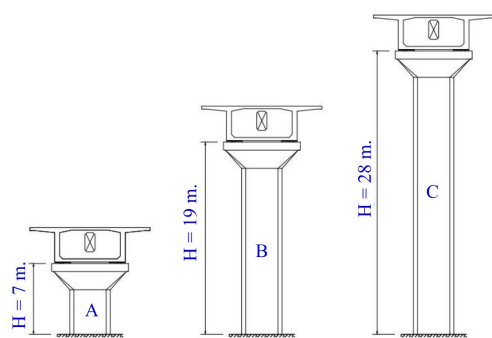
สำหรับโครงสร้างชั่วคราวในประเทศไทยโดยเฉพาะในพื้นที่แอ่งกรุงเทพได้มีการใช้งานเพื่อก่อสร้างทางรถไฟ ทางด่วน และสะพานข้ามแยกต่าง ๆ มาโดยตลอดจนถึงปัจจุบันแต่ยังไม่มีมาตรฐานที่อ้างอิงอย่างชัดเจนในการออกแบบโครงสร้างชั่วคราวด้านทานแผ่นดินไหว ซึ่งในงานวิจัยนี้ได้ทำการวิเคราะห์และตรวจสอบความเสียหายที่เกิดขึ้นต่อโครงสร้างชั่วคราวในพื้นที่แอ่งกรุงเทพ

เพื่อหาแนวทางป้องกันและแก้ไขปัญหาจากความเสียหายที่เกิดขึ้นเนื่องจากแผ่นดินไหวในช่วงระหว่างการก่อสร้าง

2. รูปแบบและสมบัติของโครงสร้างที่ใช้ในการศึกษา

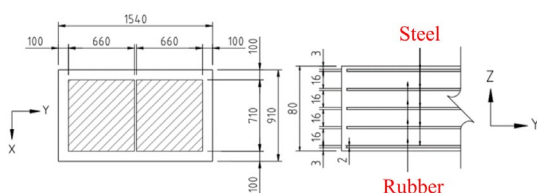
2.1. รูปแบบและสมบัติของโครงสร้างสะพาน

โครงสร้างสะพานมีความยาวช่วง 45 เมตร และประกอบไปด้วยจำนวนชิ้นส่วนสำเร็จรูป 19 Segments โดยความสูงของเสาที่เลือกใช้ในการศึกษานี้เป็นเสาที่ใช้ก่อสร้างจริงที่มีความสูง 7, 19 และ 28 เมตร ขนาดหน้าตัด 2.5×4.0 , 3.5×4.0 และ 4.0×4.0 เมตร ซึ่งกำหนดให้เป็นเสาชนิด A, B และ C ตามลำดับ (รูปที่ 1) โดยมีกำลังอัดคอนกรีตแบบทรงกระบอกเท่ากับ 32 MPa และกำลังที่จุดครากของเหล็กเสริมข้ออ้อย 500 MPa (Fe500D)



รูปที่ 1 โครงสร้างเสาสะพานแต่ละชนิด

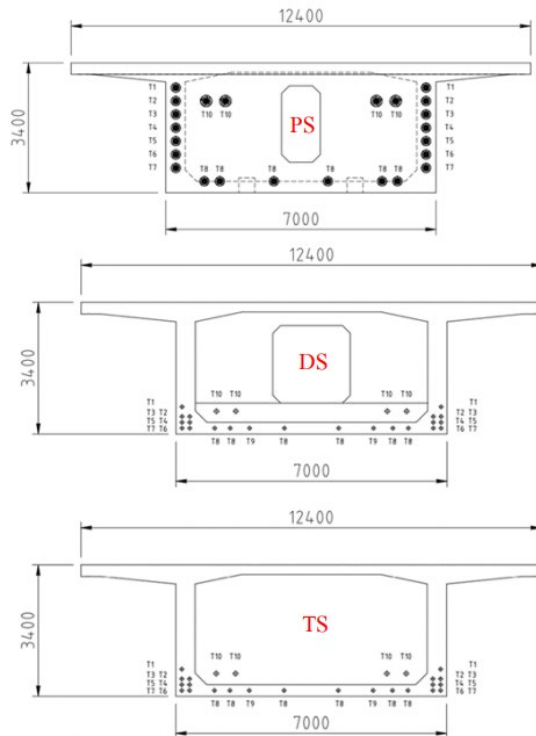
ส่วนของจุดรองรับโครงสร้างส่วนบน (Bearing) ที่ทำหน้าที่ส่งผ่านแรงระหว่าง Pier segment และเสาสะพาน ซึ่ง Bearing ที่ใช้ในสะพานนี้จะเป็นชนิด Laminated Elastomeric Bearing (LEB) ดังรูปที่ 2 โดยมีค่าโมดูลัสของแรงเฉือนเท่ากับ 0.8 MPa



รูปที่ 2 Laminated Elastomeric Bearing

คอนกรีตอัดแรงรูปกล่องกลวง (Precast Segmental Box Girder) ของสะพานนี้มีลักษณะเป็น Single cell box

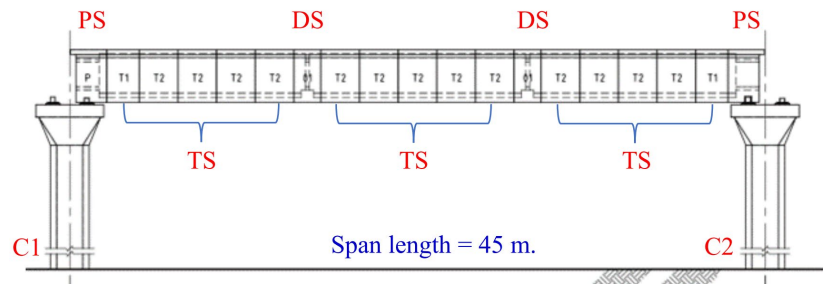
girder และแบ่งออกเป็น 3 ชนิดได้แก่ Pier segment (PS), Deviator segment (DS) และ Typical segment (TS) ดังรูปที่ 3 และมีการจัดเรียงตำแหน่งของ Segment แต่ละชนิดซึ่งขึ้นอยู่กับผู้ออกแบบสะพาน ดังรูปที่ 4 โดยมีกำลังอัดคอนกรีตแบบทรงกระบอกเท่ากับ 40 MPa



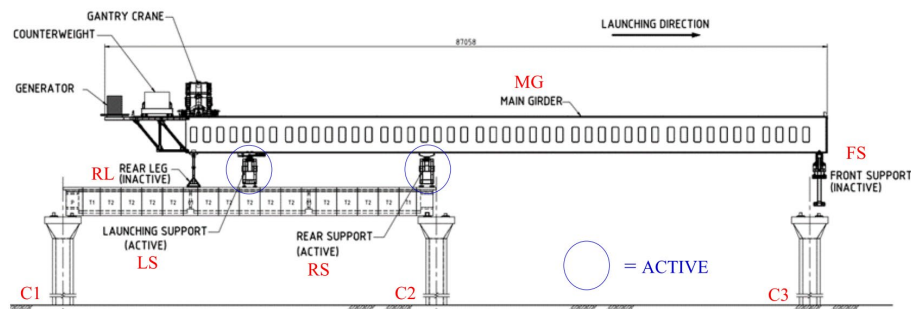
รูปที่ 3 คอนกรีตอัดแรงรูปกล่องกลวง (หน่วย มม.)

2.2. รูปแบบและสมบัติของโครงสร้างชั่วคราว

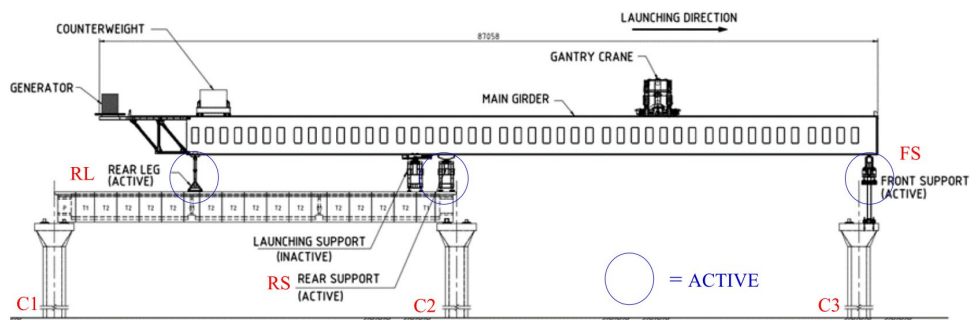
โครงสร้างชั่วคราวหรือ Launching gantry (LG) ใช้สำหรับก่อสร้างสะพานทำให้การก่อสร้างสะพานในปัจจุบันทำได้รวดเร็วและมีความปลอดภัยมากขึ้น ซึ่ง LG ที่ใช้ในการศึกษานี้ถูกพิจารณาออกแบบตามมาตรฐาน EC3 [3] และใช้ในการก่อสร้างจริง โดยมีองค์ประกอบหลักได้แก่ Main girder (MG), Rear support (RS), Launching support (LS), Front support (FS) และ Rear leg (RL) ที่จะใช้ในการสร้างแบบจำลอง (รูปที่ 5-7) ส่วนของ Generator, Counterweight และ Gantry crane จะไม่ได้ถูกจำลองขึ้นในแบบจำลองแต่ยังถูกพิจารณาด้วยการใส่เป็น Nodal load เพื่อการวิเคราะห์โครงสร้าง โดยที่ Steel plate และ Steel rod มีกำลังที่จุดครากเท่ากับ 350 MPa (E350) และ 680 MPa (EN19) ตามลำดับ



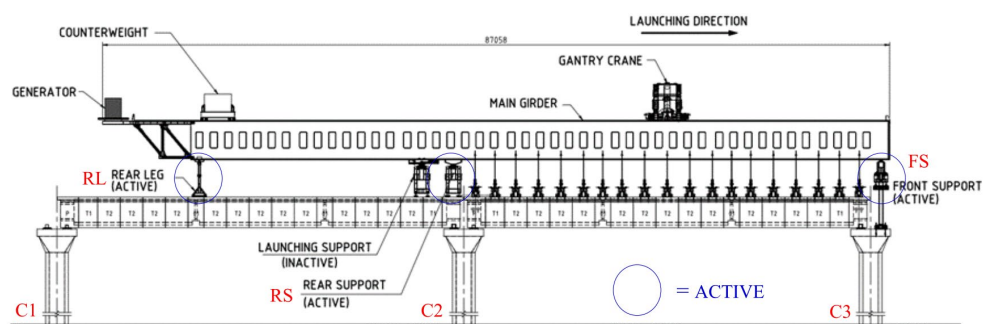
รูปที่ 4 ขั้นตอนที่ 0 (CS0)



รูปที่ 5 ขั้นตอนที่ 1 (CS1)



รูปที่ 6 ขั้นตอนที่ 2 (CS2)



รูปที่ 7 ขั้นตอนที่ 3 (CS3)

3. ขั้นตอนการก่อสร้างที่ใช้ในการศึกษา

การศึกษาครั้งนี้ได้เลือกขั้นตอนการก่อสร้าง (Construction Stage, CS) ที่สนใจด้วยกันทั้งหมด 4 ขั้นตอน ได้แก่ ขั้นตอนที่ 0 (CS0) ซึ่งเป็นโครงสร้างสะพานหนึ่งช่วงที่

ทำการดึงลวดอัดแรงเรียบร้อยแล้วแต่ยังไม่ได้ติดตั้ง โครงสร้างชั่วคราวที่ตั้งสมมุติฐานขึ้นเพื่อพิจารณาโครงสร้าง สะพานเพียงอย่างเดียว (รูปที่ 4) ขั้นตอนที่ 1 (CS1) เป็นการ เลื่อน MG ให้ได้ตำแหน่งที่กำหนดเพื่อติดตั้ง Span ถัดไป

สำหรับ LS และ RS ถูกติดตั้งในขั้นตอนก่อนหน้านี้แล้วแต่ไม่พิจารณา (รูปที่ 5) ขั้นตอนที่ 2 (CS2) ทำการติดตั้ง FS และ RL เมื่อติดตั้งเสร็จแล้วจะทำการถอนการติดตั้ง LS เพื่อย้ายไปตำแหน่งถัดไป (รูปที่ 6) ขั้นตอนที่ 3 (CS3) ทำการแขวน Segment ในช่วงสะพานที่สองแต่ยังไม่ได้ทำการดึงลวดอัดแรง (รูปที่ 7)

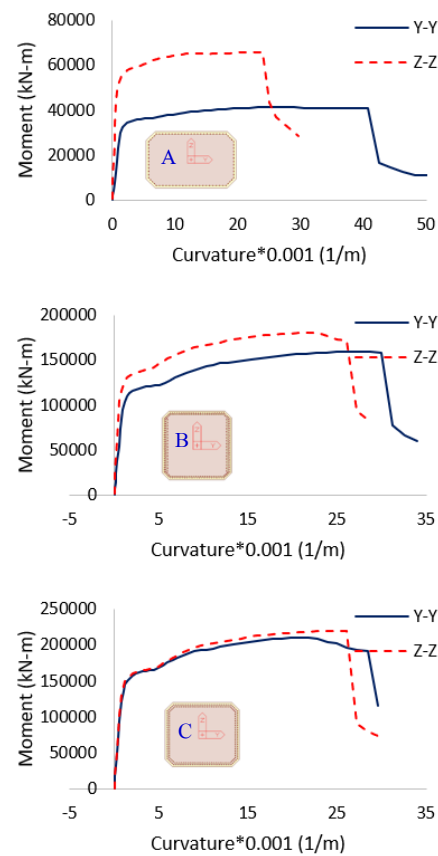
4. การสร้างแบบจำลองโครงสร้างที่ใช้ในการศึกษา

การสร้างแบบจำลองโครงสร้างที่ใช้ในการศึกษานี้จะใช้โปรแกรมไฟไนต์เอลิเมนต์ด้วย midas Civil [4] เป็นเครื่องมือช่วยในการวิเคราะห์โครงสร้าง

4.1. สมมุติฐานในการสร้างแบบจำลองโครงสร้างสะพาน

สมมุติฐานในการสร้างแบบจำลองโครงสร้างสะพานซึ่งเป็นสะพานช่วงเดียวมีจุดรองรับโครงสร้างส่วนบนเป็นด้านยึดแน่นที่เสา C1 และด้านที่ขยับได้ที่เสา C2 และมีการคิดแบบ Single curvature ดังนั้นในส่วนของเสาสะพานจะทำการกำหนด Plastic hinge ที่ตำแหน่งโคนเสา และได้พิจารณาแบบจำลองวัสดุคอนกรีตของ Mander [5] โดยมี Strength of Confined Concrete เท่ากับ 37.63 MPa, 36.62 MPa และ 36.40 MPa และมี Strain for Confined Concrete เท่ากับ 0.0037, 0.0034 และ 0.0033 ของเสาชนิด A, B และ C ตามลำดับ และใช้แบบจำลองเหล็กเสริมคอนกรีตของ Park [6] โดยมี Yield Strain of Steel เท่ากับ 0.0025, Strain at the Onset of Strain Hardening เท่ากับ 0.015 และ Strain at the Steel Rupture เท่ากับ 0.12 เพื่อใช้ในการวิเคราะห์ Moment-curvature ของเสาแต่ละชนิด (รูปที่ 8) และเลือก Normal Bilinear type hysteresis model [4] ในการสร้าง Hinge โดยใช้ Moment-curvature ที่ได้จากการวิเคราะห์ด้วยโปรแกรม midas Civil ในการกำหนด Strength-Yield Displacement โดยที่ Local Y คือแกนตามขวาง และ Local Z คือแกนตามยาว ซึ่งเสาสะพานสมมุติให้จุดรองรับเป็น Fixed base ที่ตำแหน่งฐานรากและสำหรับจุดรองรับ LEB จะใช้ Elastic links ในด้านที่ขยับได้ โดยคำนวณค่าสตีเฟนตามมาตรฐาน AS 5100.4 [7] แสดงดังตารางที่ 1 เพื่อเชื่อมระหว่างเสาและ Pier segment ส่วนในด้านยึดแน่นจะใช้เป็น Rigid links ซึ่งเสาสะพานและ Segments ถูกจำลองด้วย Beam elements (รูปที่ 9) โดยที่

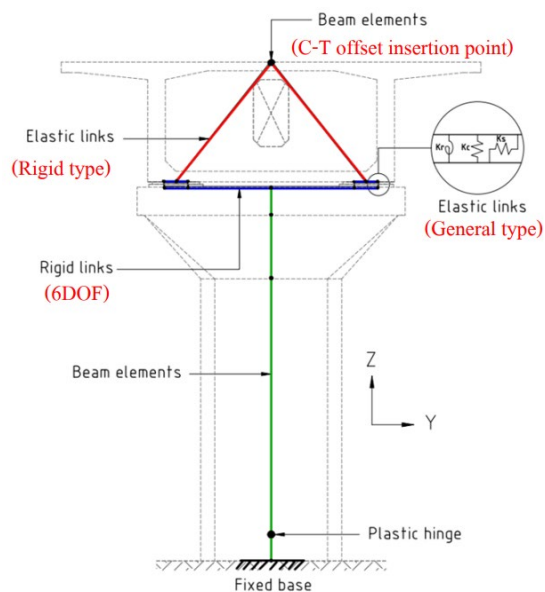
Global Y คือแกนตามขวาง Global X คือแกนตามยาว Global Z คือแกนแนวดิ่ง



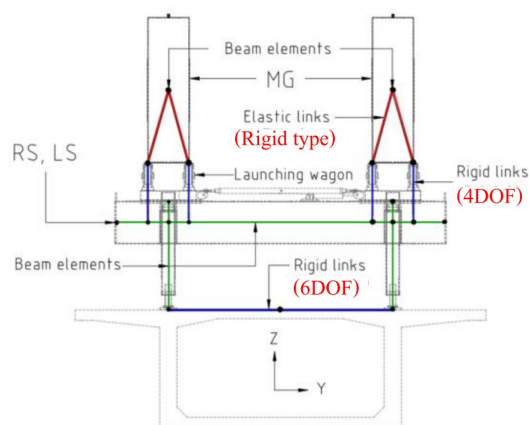
รูปที่ 8 ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์กับ Curvature ของเสาชนิด A, B และ C

4.2 สมมุติฐานในการสร้างแบบจำลองโครงสร้างชั่วคราว

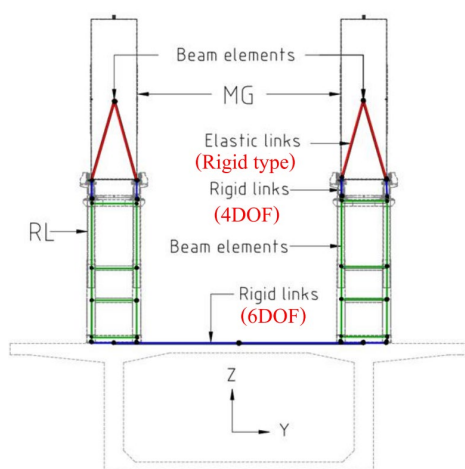
การสร้างแบบจำลอง LG จะใช้ Beam elements ในการสร้างองค์ประกอบต่าง ๆ และใช้ Rigid links เชื่อมระหว่าง Main girder และ Supports (RS, LS, FS, RL) รวมถึงเชื่อมระหว่าง Support และ Segment เนื่องจาก Launching wagon (LW) ที่ขั้นตอน CS1 สามารถหมุนได้รอบแกนตามขวางและแกนในแนวดิ่งของสะพาน ดังนั้น Rigid links ที่ใช้จำลองแทนตัว LW ที่ตำแหน่งของ LS จึงยึดรั้งเฉพาะ Dx, Dy, Dz, Rx และที่ตำแหน่งของ RS ยึดรั้งเฉพาะ Dy, Dz, Rx เนื่องจากเป็นขั้นตอนการเลื่อน MG จึงไม่ได้ยึดรั้งในทิศทาง Dx ส่วนในขั้นตอน CS2 และ CS3 จะทำการยึดรั้ง Dx, Dy, Dz, Rx ที่ตำแหน่งของ RS และ RL โดยที่ FS จะทำการยึดรั้งในทิศทาง Rz เพิ่ม (รูปที่ 10-12)



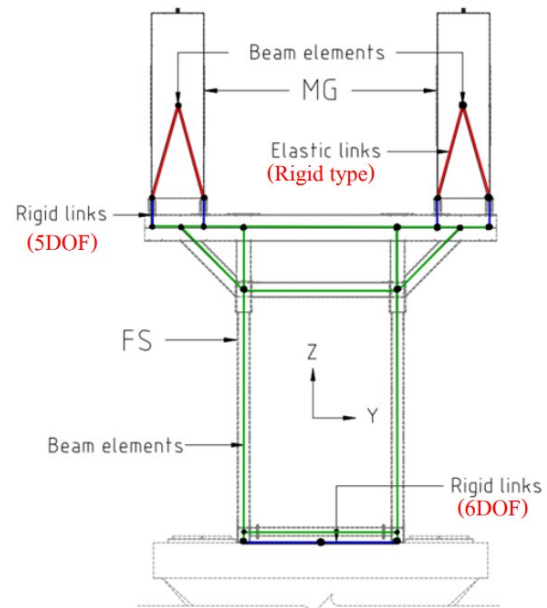
รูปที่ 9 รายละเอียดแบบจำลองโครงสร้างสะพาน



รูปที่ 10 รายละเอียดแบบจำลองโครงสร้างชั่วคราวที่ตำแหน่ง RS และ LS



รูปที่ 11 รายละเอียดแบบจำลองโครงสร้างชั่วคราวที่ตำแหน่ง RL



รูปที่ 12 รายละเอียดแบบจำลองโครงสร้างชั่วคราวที่ตำแหน่ง FS

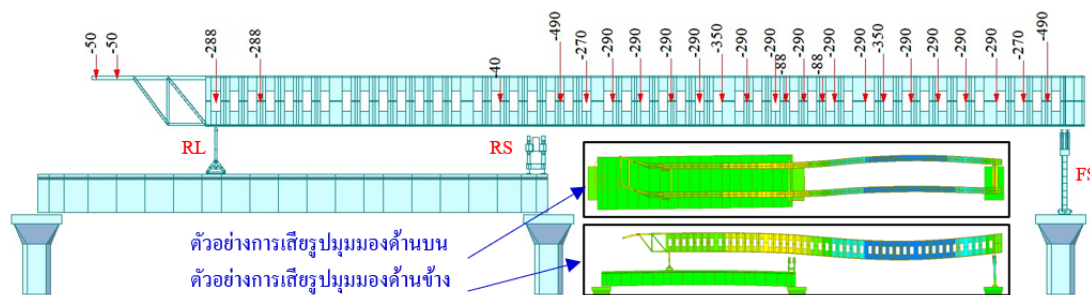
สำหรับโครงสร้างชั่วคราวจะใช้แบบจำลองโครงสร้างเป็นแบบเชิงเส้นในทุกองค์ประกอบเพื่อให้สอดคล้องกับความเสี่ยงที่น้อยในการเกิดแผ่นดินไหวตามอายุการใช้งานของโครงสร้างชั่วคราว เพื่อศึกษาความเสียหายที่เกิดขึ้นและความต้องการกำลังต้านทาน ในการพิจารณาหาแนวทางแก้ไขและปรับปรุงขนาดหน้าตัดที่ควรจะมีในช่วงที่สามารถใช้งานได้ (Fully Operational)

4.3 แบบจำลองโครงสร้าง

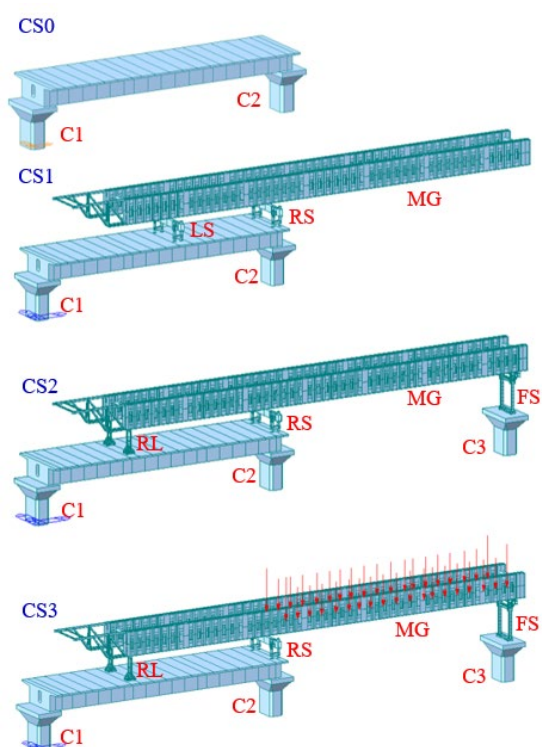
แบบจำลองที่ใช้ในการศึกษาจะใช้เสาทั้งหมดสามชนิด ได้แก่ เสาชนิด A สูง 7 เมตร เสาชนิด B สูง 19 เมตร และเสาชนิด C สูง 28 เมตร ซึ่งมีขั้นตอนการก่อสร้างทั้งหมดสี่ขั้นตอน (CS0-CS3) ดังนั้นจะใช้แบบจำลองทั้งหมด 12 แบบ แบ่งเป็น CS0 แบบจำลองที่ 1 ถึง 3, CS1 แบบจำลองที่ 4 ถึง 6, CS2 แบบจำลองที่ 7 ถึง 9 และในขั้นตอน CS3 แบบจำลองที่ 10 ถึง 12 จะทำการจำลองการแขวน Segments ให้ง่ายขึ้นเพื่อความสะดวกรวดเร็วและไม่ต้องการให้เกิดการแกว่งแบบลูกตุ้ม ดังนั้นจึงใส่น้ำหนักของ Segments รวมกันกับ Spreader beam และ Lifting beam ในลักษณะของ Nodal load ซึ่งได้แสดงตัวอย่างแบบจำลองของแต่ละขั้นตอนการก่อสร้าง (รูปที่ 13 และ 14)

ตารางที่ 1 สติฟเนสของ Laminated Elastomeric Bearing (LEB)

Compression stiffness (K_c) kN/m	Shear stiffness in Y (K_{sy}) kN/m	Shear stiffness in X (K_{sx}) kN/m	Rotational stiffness about Y (K_{ry}) kN-m/rad	Rotational stiffness about X (K_{rx}) kN-m/rad
3,117,687	5,355	5,355	56,996	45,808



รูปที่ 13 ตัวอย่าง Nodal load (kN) และตัวอย่างการเสียบรูปของแบบจำลองโครงสร้าง CS3



รูปที่ 14 ตัวอย่างแบบจำลองโครงสร้าง CS0-CS3

4.4 การวิเคราะห์คาบธรรมชาติ

ทำการวิเคราะห์ Eigenvalue analysis ด้วยวิธี Ritz vector [4] เพื่อประหยัดทรัพยากรคอมพิวเตอร์และระยะเวลาในการคำนวณ ซึ่งพิจารณาอัตราส่วนผลรวมของมวลในแต่ละทิศทางอย่างน้อยร้อยละ 90 และเฉพาะโหมด

ที่มีความโดดเด่นที่มีส่วนร่วมของมวลมากที่สุดในแต่ละ
ทิศทางการสั่นไหวได้ทำการแสดงดังตารางที่ 2

5. การวิเคราะห์โครงสร้าง

5.1. คลื่นแผ่นดินไหวที่ใช้ในการวิเคราะห์โครงสร้าง

ข้อมูลคลื่นแผ่นดินไหวที่เหมาะสมซึ่งเป็นข้อมูลเผยแพร่ของกรมโยธาธิการและการผังเมืองที่สามารถดาวน์โหลดได้จาก [8] สำหรับใช้ในการออกแบบอาคารด้วยวิธีประวัติเวลาที่มีคาบการเกิดแผ่นดินไหว 2,475 ปี ในงานวิจัยนี้ได้เลือกมาใช้ในการวิเคราะห์โครงสร้างสะพานและโครงสร้างชั่วคราวระหว่างขั้นตอนการก่อสร้างแบบประวัติเวลาไม่เชิงเส้นในเขตพื้นที่กรุงเทพมหานครโซน 5 ซึ่งแสดงค่าสเปกตรัมผลตอบสนองที่คาบการสั่นที่ 0.2, 0.5, 1.0, 1.5, 2.0 และ 3.0 วินาที ซึ่งสอดคล้องกับคาบการสั่นของโครงสร้างในตารางที่ 2 ซึ่งในการวิเคราะห์ทำการคูณด้วย 2/3 เพื่อเปลี่ยนคลื่นแผ่นดินไหวทุกคลื่นให้มีคาบการเกิดซ้ำที่ 475 ปี ตาม มยพ.1301/1302-61 [9] ซึ่งการออกแบบระดับนี้ใช้ได้กับสะพานส่วนใหญ่ที่มีความสำคัญปานกลาง แต่เนื่องจากช่วงเวลาในการก่อสร้างไม่ได้ยาวนานดังนั้นงานวิจัยนี้จึงได้เลือกพิจารณาระดับความรุนแรงของแผ่นดินไหวและแนะนำตามมาตรฐาน EC8 [10]

ตารางที่ 2 ผลการวิเคราะห์คาบธรรมชาติ

CS No.	Model No.	Height (m)	Transverse direction		Longitudinal direction	
			Period (s)	Participating mass (%)	Period (s)	Participating mass (%)
0	1	7.0	0.73	54.00	0.22	75.92
	2	19.0	0.86	58.28	0.58	82.78
	3	28.0	1.04	77.04	0.86	86.02
1	4	7.0	0.79	39.24	0.35	42.26
	5	19.0	0.89	36.15	0.70	80.96
	6	28.0	1.36	30.34	0.99	85.75
2	7	7.0	0.99	33.78	0.42	25.94
	8	19.0	1.10	48.01	0.68	71.80
	9	28.0	1.26	59.76	0.97	73.66
3	10	7.0	2.00	47.73	0.71	57.00
	11	19.0	2.09	45.14	0.98	74.02
	12	28.0	2.20	47.08	1.27	76.79

โดยงานวิจัยนี้ได้กำหนดระยะเวลาในช่วงระหว่างการก่อสร้างเท่ากับ 2 ปี สำหรับโครงสร้างส่วนบน (Superstructure) และความน่าจะเป็นที่ยอมรับได้ของเหตุการณ์แผ่นดินไหวที่เกินค่าที่ออกแบบร้อยละ 5 จะได้คาบการเกิดซ้ำในช่วงระหว่างขั้นตอนการก่อสร้างที่ 39 ปี ซึ่งคิดเป็นค่าความเร่งของพื้นดินสูงสุดสำหรับช่วงระหว่างการก่อสร้างเท่ากับร้อยละ 28 ของความเร่งของพื้นดินสูงสุดจากข้อมูลเผยแพร่ของกรมโยธาธิการ [8]

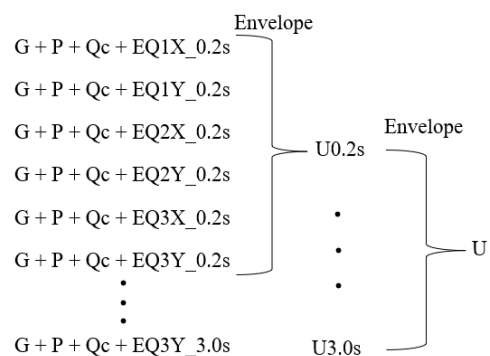
5.2.ผลรวมของแรงที่พิจารณา

จากมาตรฐาน Eurocode (EN 1990) [11] ในตารางที่ A2.5 ได้ระบุผลรวมของแรง (U) ที่ใช้ในการออกแบบแรงแผ่นดินไหวดังแสดงในสมการที่ (1)

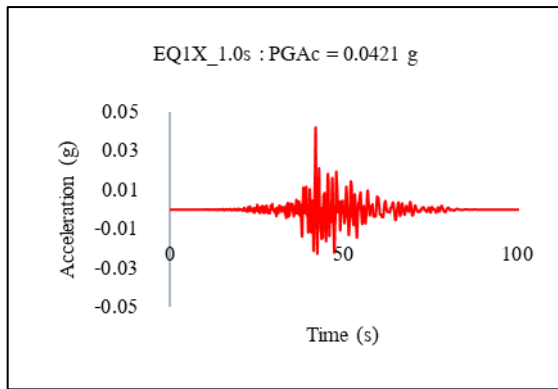
$$U = G + P + Q_c + EQ \quad (1)$$

โดยที่ G คือ น้ำหนักบรรทุกกระทำถาวร (Permanent load), P คือ แรงอัดเนื่องจากกลวดอัดแรง (Prestressing force), Q_c คือ น้ำหนักบรรทุกระหว่างการก่อสร้าง (Construction load) และ EQ คือแรงแผ่นดินไหว (Earthquake load) ในการวิเคราะห์โครงสร้างผลรวมของแรงได้แยกออกตามคาบเงื่อนไขของ

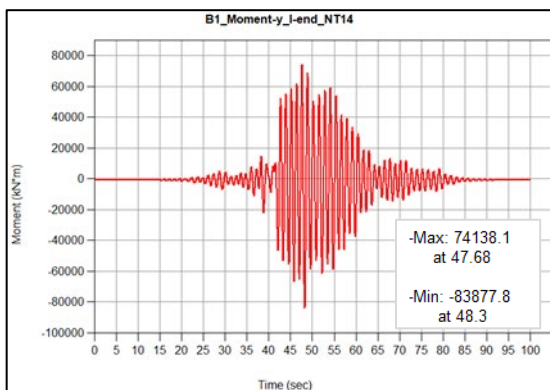
คลื่นแผ่นดินไหวทั้ง 6 เงื่อนไขที่กระทำแยกกันในทิศทางตามยาวจำนวน 3 คลื่น (EQ1X ถึง EQ3X) และตามขวางอีก 3 คลื่น (EQ1Y ถึง EQ3Y) รวมเป็น 6 คลื่นที่พิจารณา (รูปที่ 15) โดยที่คลื่นแผ่นดินไหวแต่ละคลื่นจะกระทำหลังจากน้ำหนักบรรทุกต่าง ๆ ($G + P + Q_c$) กระทำกับโครงสร้างเรียบร้อยแล้ว เพื่อหาแรงภายในที่เกิดขึ้นสูงสุดในแต่ละองค์ประกอบหลักของโครงสร้างที่สนใจจากทั้งหมด 12 แบบจำลอง โดยมีตัวอย่างของ 1 ใน 36 คลื่นที่ใช้ในการศึกษา (EQ1X_1.0s) ดังแสดงในรูปที่ 16 และตัวอย่างผลการวิเคราะห์ของโมเมนต์ดัดที่เกิดขึ้นเทียบกับเวลาจากโปรแกรม midas Civil ดังแสดงในรูปที่ 17



รูปที่ 15 ผลรวมของแรง (U)



รูปที่ 16 ความสัมพันธ์ระหว่าง Acceleration กับ Time



รูปที่ 17 ความสัมพันธ์ระหว่าง Moment กับ Time ของเสา C1C (CS3) จากโปรแกรม midas Civil

6. ผลการวิเคราะห์โครงสร้าง

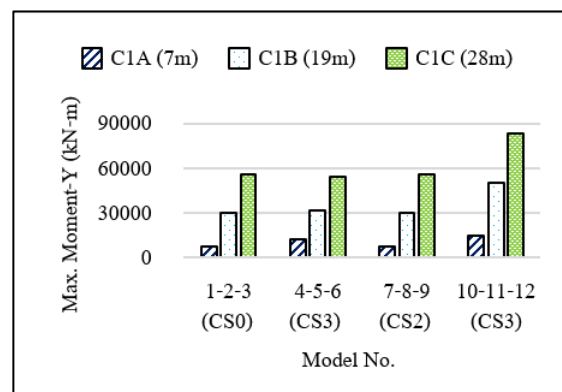
ผลการวิเคราะห์โครงสร้างแบ่งออกเป็นโครงสร้างสะพานและโครงสร้างชั่วคราวดังนี้

6.1. ผลการวิเคราะห์โครงสร้างสะพาน

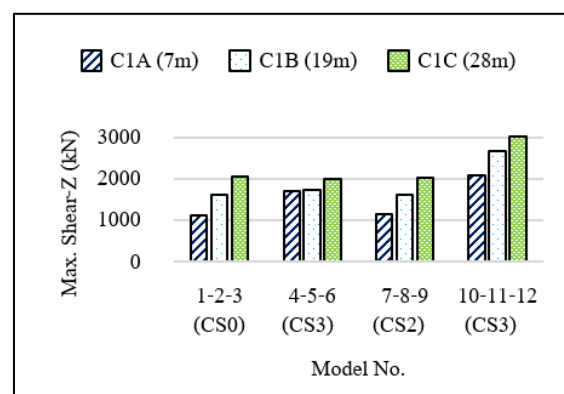
6.1.1. ผลการวิเคราะห์เสาสะพาน

จากการวิเคราะห์เสาสะพานพบว่าแนวโน้มของแรงภายในเกิดขึ้นที่เสา C1 มีค่ามากที่สุดเนื่องด้วยเป็นด้านยึดรั้งและเมื่อพิจารณาโมเมนต์ดัด พบว่าค่าโมเมนต์ดัดมีค่ามากขึ้นเมื่อความสูงของเสาสะพานเพิ่มขึ้น (รูปที่ 18) ดังนั้นเพื่อพิจารณาว่าโครงสร้างของเสาเกิดความเสียหายหรือไม่นั้นได้ทำการพิจารณาโมเมนต์ดัดสูงสุดของเสา C1 ในขั้นตอนการก่อสร้างที่สาม (CS3) พบว่าโมเมนต์ดัดรอบแกนตามขวางซึ่งเป็นการดัดรอบแกนอ่อนในเสา C1A, C1B และ C1C มีค่าโมเมนต์ดัดสูงสุด 14,735, 50,276 และ 83,878 กิโลนิวตัน-เมตร ตามลำดับ เมื่อเทียบกับจุดครากของเสาแต่ละชนิดจากรูปที่ 8 ที่มีค่า 30,100, 95,010 และ

143,180 กิโลนิวตัน-เมตร ซึ่งคิดเป็นอัตราส่วนแรงที่เกิดขึ้นต่อกำลังต้าน 0.49, 0.53 และ 0.59 ของจุดคราก ตามลำดับ และผลจากการตรวจสอบแรงเฉือนที่เกิดขึ้นที่เสา C1A, C1B, C1C ในทิศทางตามยาวซึ่งมีค่าสูงสุด 2,095, 2,668 และ 3,023 กิโลนิวตัน (รูปที่ 19) เมื่อเทียบกับกำลังต้านแรงเฉือนตาม AASHTO [12] โดยที่ไม่พิจารณาแรงอัดตามแนวแกนซึ่งมีค่า 24,781, 35,032 และ 40,158 กิโลนิวตัน ซึ่งคิดเป็นอัตราส่วนแรงเฉือนที่เกิดขึ้นต่อกำลังต้าน 0.085, 0.076 และ 0.075 ตามลำดับ จากการพิจารณาโมเมนต์ดัดและแรงเฉือนที่เกิดขึ้นแสดงให้เห็นว่าโครงสร้างเสาสะพานทั้งสามชนิดมีกำลังต้านค่อนข้างมากจึงไม่เกิดความเสียหายภายใต้แรงแผ่นดินไหวในช่วงระหว่างทำการก่อสร้าง



รูปที่ 18 โมเมนต์ดัดสูงสุดรอบแกนตามขวางเสา C1

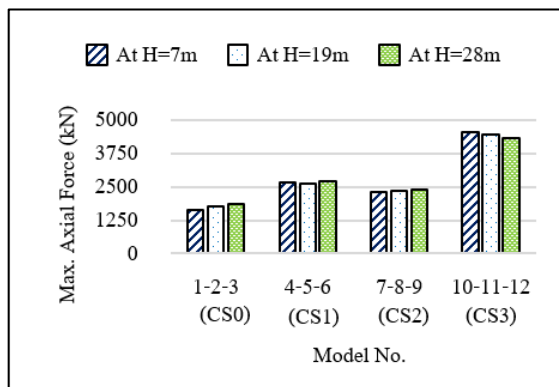


รูปที่ 19 แรงเฉือนสูงสุดในทิศทางตามยาวเสา C1

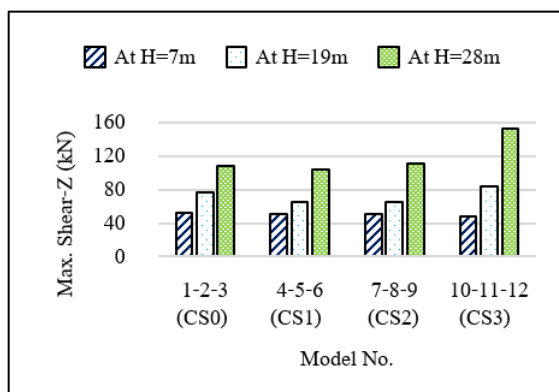
6.1.2. ผลการวิเคราะห์จตุรรองรับโครงสร้างส่วนบน

จตุรรองรับโครงสร้างส่วนบนของงานวิจัยนี้คือ LEB ซึ่งจากผลการวิเคราะห์โมเมนต์ดัดรอบแกนตามยาวมี

ค่าน้อยมากจะไม่ถูกแสดงและพิจารณาในที่นี้ โดยพิจารณาแรงภายในที่เกิดขึ้นสูงสุดได้แสดงดังรูปที่ 20 และ 21



รูปที่ 20 แรงอัดตามแนวแกนสูงสุดของ LEB



รูปที่ 21 แรงเฉือนสูงสุดในทิศทางตามยาวของ LEB

จากรูปที่ 20 และ 21 พบว่าแนวโน้มของแรงภายในสูงสุดเกิดขึ้นที่ขั้นตอนการก่อสร้างที่สาม (CS3) ซึ่งเป็นขั้นตอนระหว่างการแขวน Segments โดยที่แรงอัดตามแนวแกนสูงสุดในแต่ละระดับความสูงมีค่าใกล้เคียงกันเนื่องจากน้ำหนักบรรทุกทุกครั้งที่มียุติพลมากและในส่วนของแรงเฉือนมีค่าขึ้นเพิ่มขึ้นเมื่อระดับความสูงของเสาสระพานเพิ่มขึ้น และได้ทำการตรวจสอบความเครียดที่เกิดขึ้นตามมาตรฐาน Eurocode (EN 1337-3) [13] โดยที่ค่าความเครียดรวม ($\epsilon_{t,d}$) ที่แนะนำไม่ควรเกิน 7 มม./มม. ซึ่งในการศึกษานี้แรงที่เกิดขึ้นสูงสุดไม่ได้เกิดพร้อมกัน ดังนั้นความเครียดรวมจึงพิจารณาจากการรวมด้วยวิธีรากที่สองของผลรวมของค่ากำลังสอง (SRSS) ของความเครียดเนื่องจากแรงอัดตามแนวแกน ($\epsilon_{c,d}$), ความเครียดเนื่องจากแรงเฉือน ($\epsilon_{q,d}$) และความเครียดเนื่องจากโมเมนต์ดัด ($\epsilon_{\alpha,d}$) แทนผลรวมค่า

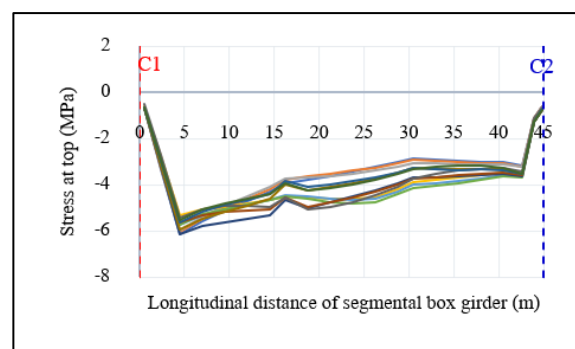
สัมบูรณ์ (ABS) เพื่อไม่ให้ได้ค่าที่เกินจริงมากเกินไป จากผลการวิเคราะห์พบว่าในทุกแบบจำลองค่าความเครียดรวมไม่เกินค่าที่แนะนำดังตารางที่ 3 แสดงให้เห็นว่าผลกระทบเนื่องจากแผ่นดินไหวในช่วงระหว่างการก่อสร้างนั้นไม่ได้ทำให้เกิดความเสียหายขึ้นโดยที่ค่าความเครียดสูงสุดเกิดขึ้นที่ขั้นตอนการก่อสร้างที่สาม (CS3) แบบจำลองที่ 12

ตารางที่ 3 ความเครียดที่เกิดขึ้นใน LEB (มม./มม.)

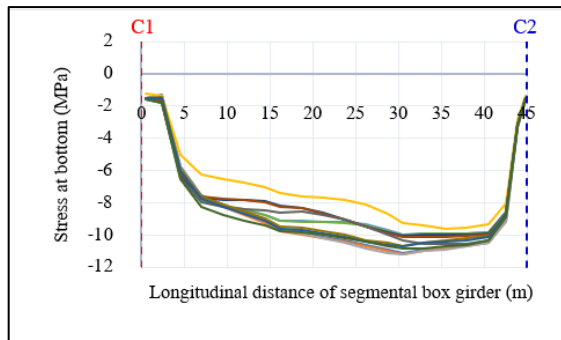
Model No.	10	11	12
$\epsilon_{c,d}$	2.00	1.97	1.90
$\epsilon_{q,d}$	0.42	0.65	0.94
$\epsilon_{\alpha,d}$	0.14	0.15	0.36
$\epsilon_{t,d}$	2.05	2.08	2.15

6.1.3. ผลการวิเคราะห์คอนกรีตอัดแรงรูปกล่องกลวง

จากผลการวิเคราะห์ทั้ง 12 แบบจำลองได้ทำการแสดงความเค้นที่เกิดขึ้นบนหน้าตัดคอนกรีตอัดแรงรูปกล่องกลวงของช่วงสะพานที่หนึ่ง (C1-C2) ดังรูปที่ 22 และ 23 พบว่าค่าความเค้นในทุกแบบจำลองเป็นไปในทิศทางที่ใกล้เคียงกันโดยที่ในแบบจำลองที่ 1, 2 และ 3 ซึ่งเป็นแบบจำลองสะพานเพียงอย่างเดียวเกิดค่าความเค้นอัดสูงสุดที่ -11.20 MPa ซึ่งไม่เกินค่าหน่วยแรงที่ยอมให้ตามมาตรฐาน AASHTO [14] และไม่มีมีความเค้นดึงเกิดขึ้นในทุกแบบจำลอง ดังนั้นจากการตรวจสอบแสดงให้เห็นว่าคอนกรีตอัดแรงรูปกล่องกลวงไม่ได้เกิดความเสียหายภายใต้แรงแผ่นดินไหวในช่วงระหว่างการก่อสร้าง



รูปที่ 22 Stress at top

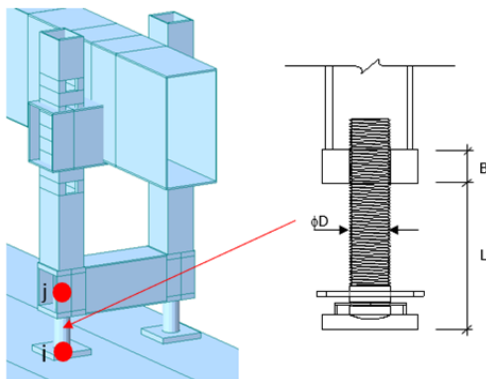


รูปที่ 23 Stress at bottom

6.2.ผลการวิเคราะห์โครงสร้างชั่วคราว

6.2.1.ผลการวิเคราะห์ Rear Support

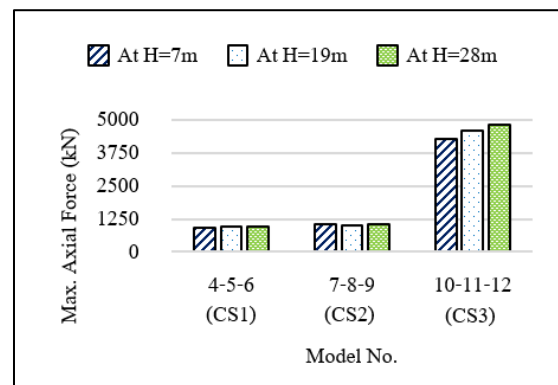
สำหรับ RS ดังรูปที่ 24 ได้ถูกทำการพิจารณาจากที่มีลักษณะเป็น Steel Rod ขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 150 มิลลิเมตร ซึ่งในแบบจำลองที่ 4 ถึง 6 เป็นขั้นตอนการเลื่อนตัว LG เพื่อติดตั้งความยาวช่วงถัดไปจะไม่มีแรงในแกนตามยาวของสะพานเนื่องจากเงื่อนไขในการสร้างแบบจำลองที่ LW ขอมให้เลื่อนผ่านได้



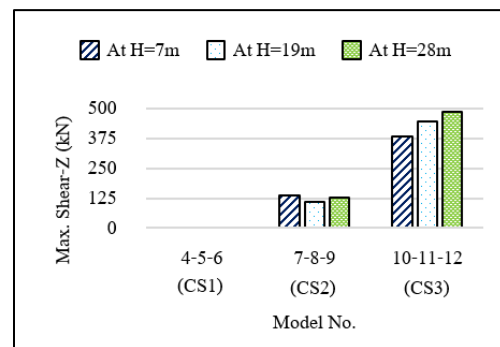
รูปที่ 24 รูปแบบขา RS

จากผลการวิเคราะห์พบว่าแรงภายในที่เกิดขึ้นในขั้นตอนการก่อสร้างที่สาม (CS3) มีค่ามากที่สุดเนื่องจากการแขวน Segments ดังรูปที่ 25 และ 26 และตรวจสอบความเสียหายตามมาตรฐาน EC3 [3] พบว่าค่าโมเมนต์ดัดร่วมกับแรงอัดตามแกนเกินกว่ากำลังต้านในขั้นตอน CS3 โดยที่เมื่อความสูงของเสาสะพานเพิ่มขึ้นแรงภายในที่เกิดขึ้นก็มากขึ้นด้วยซึ่งคิดเป็นอัตราส่วนแรงที่เกิดขึ้นต่อกำลังต้านเท่ากับ 1.27, 1.54 และ 1.71 ของแบบจำลองที่ 10 ถึง 12 ตามลำดับ และมี Drift Index ในทิศทางตามยาว

สะพานมากถึง $h/137$ ในแบบจำลองที่ 12 เกินค่าแนะนำ $h/300$ ตามมาตรฐาน UK National Annex [15]



รูปที่ 25 แรงอัดตามแนวแกนสูงสุดของขา RS

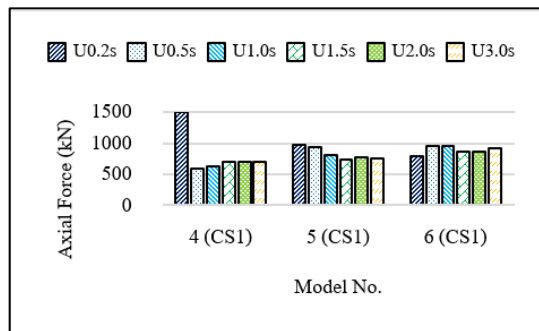


รูปที่ 26 โมเมนต์ดัดสูงสุดรอบแกนตามขวางของขา RS

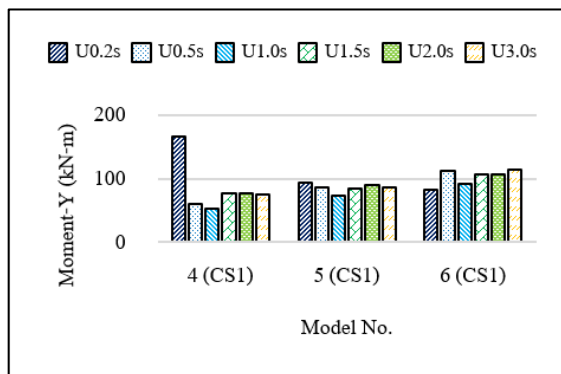
6.2.2.ผลการวิเคราะห์ Launching Support

ในส่วนของ LS นั้นจะทำการติดตั้งในขั้นตอนการก่อสร้างที่หนึ่ง (CS1) ในแบบจำลองที่ 4 ถึง 6 เท่านั้นซึ่งเป็นขั้นตอนการเลื่อนตัว LG เพื่อติดตั้งความยาวช่วงถัดไป โดยที่รูปแบบของขา LS มีลักษณะเหมือนกันกับ RS ในรูปที่ 24 แตกต่างกันที่ขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางของ Steel Rod ที่มีขนาด 130 มิลลิเมตร เนื่องจากหน้าที่การรับน้ำหนักที่แตกต่างกัน จากผลการวิเคราะห์ดังรูปที่ 27 และ 28 พบว่าแรงภายในสูงสุดเกิดขึ้นในแบบจำลองที่ 4 เนื่องจากการสั่นไหวในทิศทางตามยาวของโครงสร้างที่มีส่วนร่วมของมวลมากที่คาบ 0.35 วินาที ไปสอดคล้องกับคลื่นที่มีความถี่ 0.2 วินาทีที่มีความเร่งพื้นดินสูง ซึ่งต่างจากแบบจำลองที่ 5 และ 6 ที่มีคาบ 0.70 วินาที และ 0.99 วินาทีตามลำดับ ทำให้แรงภายในที่เกิดขึ้นจากคลื่นที่มีความถี่ 0.2 วินาที ลดลง ตามลำดับ และเพื่อการตรวจสอบ

ความเสียหายตามมาตรฐาน EC3 [3] พบว่าอัตราส่วนโมเมนต์ดัดร่วมกับแรงอัดตามแกนมีอัตราส่วนแรงที่เกิดขึ้นต่อกำลังต้านในแบบจำลองที่ 4 มีค่า 1.18 และมี Drift Index ในทิศทางตามยาวสะพาน $h/248$ แสดงว่าขาของ LS เกิดความเสียหายขึ้นภายใต้แรงแผ่นดินไหวในช่วงระหว่างการก่อสร้าง แต่ทั้งนี้เนื่องจากอัตราส่วนแรงที่เกิดขึ้นต่อกำลังต้านสูงสุดที่เกิดขึ้นเกิน 1.00 ไปไม่มากนัก ดังนั้นเพื่อไม่ให้เกิดความเสียหายจึงควรเปลี่ยนขนาดของขา LS ให้มีขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางที่มากขึ้น



รูปที่ 27 แรงอัดตามแนวแกนของขา LS

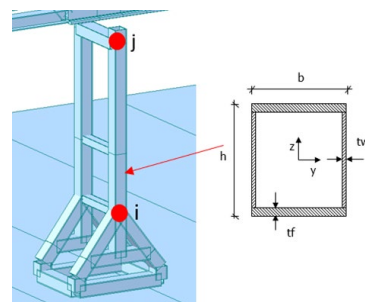


รูปที่ 28 โมเมนต์ดัดรอบแกนตามขวางของขา LS

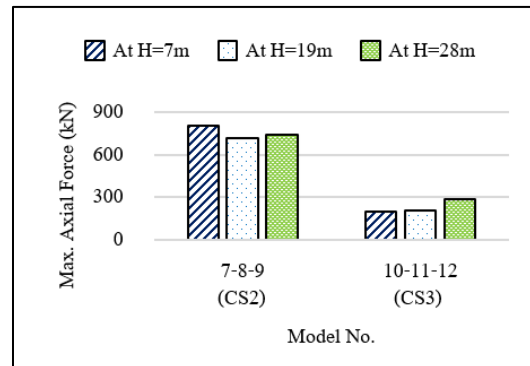
6.2.3.ผลการวิเคราะห์ Rear Leg

ในส่วนของ Rear Leg ดังรูปที่ 29 นั้นถูกทำการติดตั้งในขั้นตอนการก่อสร้างที่สอง (CS2) และขั้นตอนการก่อสร้างที่สาม (CS3) ในแบบจำลองที่ 7 ถึง 12 ซึ่งไม่มีแรงในแกนตามยาวของสะพานเนื่องจากเงื่อนไขในการสร้างแบบจำลองที่ LW ขอมให้เลื่อนผ่านได้ ซึ่งลักษณะของ RL จะเป็นหน้าตัดกล่องขนาด 200×200 มิลลิเมตร จากผลการวิเคราะห์ดังรูปที่ 30 และ 31 พบว่าแรงภายในเกิดขึ้นสูงสุด

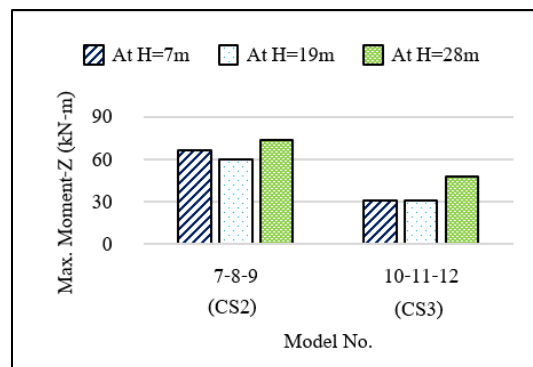
ในขั้นตอนการก่อสร้างที่สอง (CS2) ส่วนในขั้นตอนการก่อสร้างที่สามนั้นมีค่าน้อยกว่านั้นเนื่องจากการแขวน Segments ทำให้เกิดน้ำหนักกดที่ช่วงสะพานที่สองและทำให้ด้านท้ายของ MG เกิดการคดกลับขึ้นด้านบนและเมื่อตรวจสอบความเสียหายตาม EC3 [3] พบว่า RL ไม่ได้เกิดความเสียหายขึ้นโดยมีอัตราส่วนแรงที่เกิดขึ้นต่อกำลังต้านสูงสุดในแบบจำลองที่ 9 เท่ากับ 0.67 แต่เมื่อพิจารณาด้านการเสีรูป พบว่าเกิดการเสีรูปในทิศทางตามขวางค่อนข้างมากถึง $h/132$ ดังนั้นจึงควรเปลี่ยนขนาดหน้าตัดให้ใหญ่ขึ้น



รูปที่ 29 รูปแบบขา RL



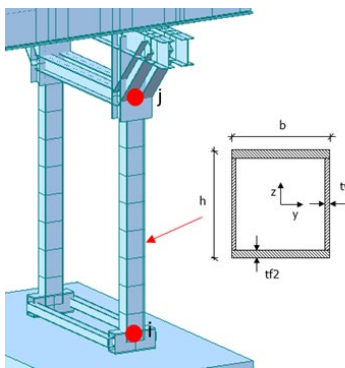
รูปที่ 30 แรงอัดตามแนวแกนสูงสุดของขา RL



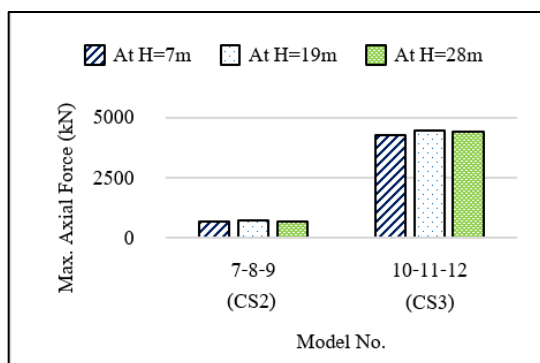
รูปที่ 31 โมเมนต์ดัดสูงสุดรอบแกนตามยาวของขา RL

6.2.4.ผลการวิเคราะห์ Front Support

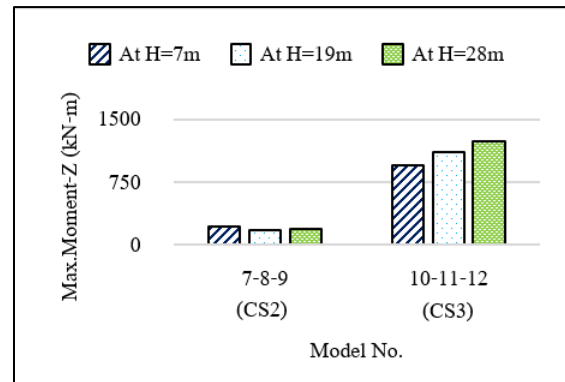
ในส่วนของ Front Support ดังรูปที่ 32 ถูกทำการติดตั้งในขั้นตอนการก่อสร้างที่สอง (CS2) ขณะที่ยังไม่แขวน Segments และขั้นตอนการก่อสร้างที่สาม (CS3) ที่ทำการแขวน Segments ในแบบจำลองที่ 7 ถึง 12 ซึ่งลักษณะรูปแบบของขา FS จะเป็นหน้าตัดกล่องขนาด 450×300 มิลลิเมตร จากผลการวิเคราะห์ดังรูปที่ 33 และ 34 พบว่าแรงภายในเกิดขึ้นสูงสุดในขั้นตอนการก่อสร้างที่สาม (CS3) เนื่องจากการแขวน Segments ทำให้เกิดน้ำหนักกดที่ช่วงสะพานที่สองและผลของแรงภายในที่เกิดขึ้นเพิ่มขึ้นเมื่อระดับความสูงของเสาสะพานเพิ่มขึ้นและเมื่อตรวจสอบความเสียหายตาม EC3 [3] พบว่าในขั้นตอนที่สามอัตราส่วนแรงที่เกิดขึ้นต่อกำลังต้านเท่ากับ 1.30, 1.42 และ 1.53 ของแบบจำลองที่ 10 ถึง 12 ตามลำดับ และมี Drift Index ในทิศทางตามขวางสะพานมากถึง $h/77$ ในแบบจำลองที่ 12 ดังนั้นเพื่อเพิ่มกำลังต้านและลดการเสียรูปควรเพิ่มขนาดหน้าตัดของขา FS



รูปที่ 32 รูปแบบขา FS



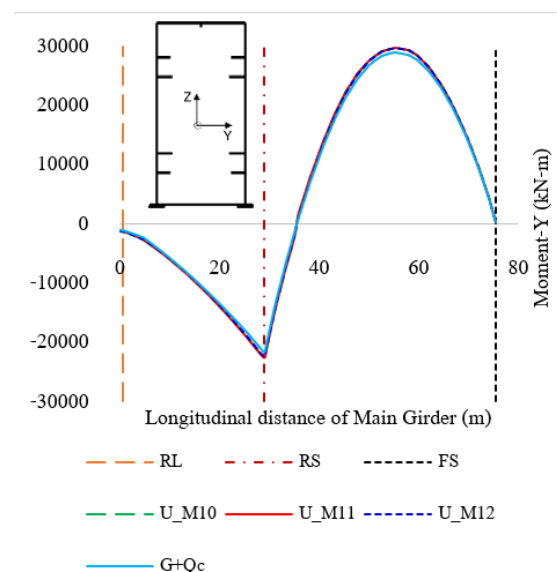
รูปที่ 33 แรงอัดตามแนวแกนสูงสุดของขา FS



รูปที่ 34 โมเมนต์ดัดสูงสุดรอบแกนตามขวางของขา FS

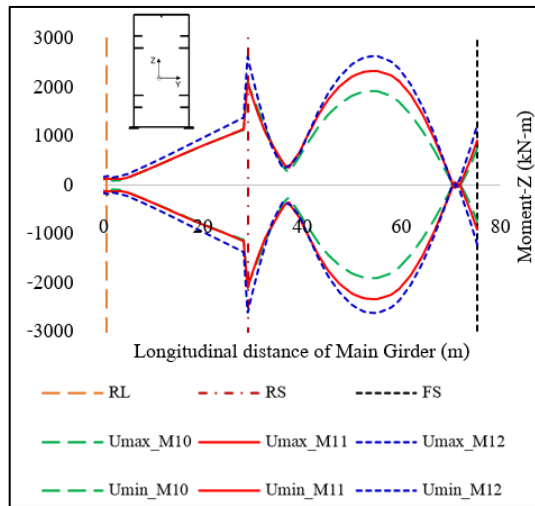
6.2.5.ผลการวิเคราะห์ Main Girder

จากการวิเคราะห์ MG ในขั้นตอนการก่อสร้างที่หนึ่งถึงสาม พบว่าโมเมนต์แกนหลักเกิดขึ้นมากที่สุดที่ขั้นตอนการก่อสร้างที่สาม (CS3) ที่ใกล้กึ่งกลางช่วงสะพานที่สอง (รูปที่ 35) เมื่อพิจารณาแรงที่เกิดขึ้นจะเห็นว่าแรงเนื่องจากแผ่นดินไหวและระดับความสูงของเสาสะพานมีผลต่อ MG ไม่มากเมื่อเทียบกับน้ำหนักบรรทุกคงที่ ($G + Q_c$) จะเห็นได้จากผลของโมเมนต์ที่เกิดขึ้นในแบบจำลองที่ 11 ถึง 12 (M10 ถึง M12) ใกล้เคียงกันจนเกือบจะเป็นเส้นเดียวกันหมด โดยที่ U คือผลรวมของแรง ($G + Q_c + EQ$) และเส้นตรงในแนวดิ่งคือตำแหน่งของ Support ต่าง ๆ (RL, RS และ FS)



รูปที่ 35 โมเมนต์ดัดแกนหลักสูงสุดของ MG ที่ CS3

แต่เพื่อเป็นการตรวจสอบความเสียหายตามANSI/AISC 360-22 [16] ในเบื้องต้นจึงทำการพิจารณาโมเมนต์ดัดแกนรองสูงสุดที่เกิดขึ้นแสดงดังรูปที่ 36



รูปที่ 36 โมเมนต์ดัดแกนรองสูงสุดของ MG ที่ CS3

จากรูปที่ 36 พบว่าโมเมนต์ดัดแกนรองสูงสุดที่เกิดขึ้นในชั้นตอนี่สาม (CS3) มีค่าเพิ่มขึ้นเมื่อความสูงของเสาสะพานเพิ่มขึ้นในแบบจำลองที่ 10 ถึง 12 ดังนั้นจึงได้พิจารณาโมเมนต์ดัดทั้งสองแกนร่วมกันเทียบกับกำลังด้านของหน้าตัด MG พบว่าอัตราส่วนโมเมนต์ดัดแกนหลักต่อกำลังด้านแกนหลักบวกกับโมเมนต์ดัดแกนรองต่อกำลังด้านแกนรองมีค่าเท่ากับ 0.65, 0.66 และ 0.69 ของแบบจำลองที่ 10 ถึง 12 ตามลำดับ และเมื่อเปรียบเทียบกับกรณีไม่มีแผ่นดินไหวในแบบจำลองที่ 12 ที่มีอัตราส่วนโมเมนต์ดัดแกนหลักต่อกำลังด้านแกนหลักเท่ากับ 0.49 พบว่าเมื่อมีแผ่นดินไหวทำให้อัตราส่วนโมเมนต์ดัดสองแกนต่อกำลังด้านเพิ่มขึ้นสูงสุดร้อยละ 40.82 ซึ่งถือว่าเพิ่มขึ้นค่อนข้างมาก เนื่องจากโมเมนต์ดัดแกนรอง ถึงแม้ผลของโมเมนต์ดัดแกนรองจะทำให้อัตราส่วนโมเมนต์ดัดสองแกนต่อกำลังด้านนั้นเพิ่มขึ้นสูงขึ้น แต่ยังไม่เกินกว่า 1.00 ซึ่งถือว่าอยู่ในช่วงที่ยอมรับได้

7. สรุปผลการศึกษาและข้อเสนอแนะ

จากผลการวิเคราะห์ตรวจสอบความเสียหายสามารถจำแนกออกเป็นสองส่วนหลักคือในส่วนของโครงสร้างสะพานและส่วนของโครงสร้างชั่วคราวดังต่อไปนี้

1. จากการตรวจสอบความเสียหายโครงสร้างสะพานพบว่าทั้งในส่วนของเสาสะพาน จุรงรองรับ โครงสร้างส่วนบน และคอนกรีตอัดแรงรูปกล่องกลวง ไม่เกิดความเสียหายขึ้นเนื่องจากแผ่นดินไหวในช่วงระหว่างการก่อสร้าง

2. จากการตรวจสอบความเสียหายโครงสร้างชั่วคราวในส่วนต่าง ๆ พบว่าโครงสร้างชั่วคราวเกิดความเสียหายในบริเวณของ Support ต่าง ๆ และเพื่อเป็นการแก้ไขปัญหาในเบื้องต้น จำเป็นต้องเปลี่ยนแปลงขนาดหน้าตัดบริเวณที่เกิดความเสียหายเพื่อต้านทานโมเมนต์ดัดร่วมกับแรงอัดตามแนวแกน ให้อยู่ในช่วงที่สามารถใช้งานได้ (Fully Operational) ดังต่อไปนี้

Rear Support (RS) พบว่ามีแรงภายในเกิดขึ้นสูงสุดในชั้นตอน CS3 และเมื่อความสูงของเสาสะพานที่เพิ่มขึ้นพบว่าส่งผลให้มีแรงภายในมีค่ามากขึ้นตามด้วยซึ่งคิดเป็นอัตราส่วนโมเมนต์ดัดร่วมกับแรงอัดตามแนวแกนสูงสุดต่อกำลังด้านเท่ากับ 1.27, 1.54 และ 1.71 ที่ระดับความสูง 7, 19 และ 28 เมตร ตามลำดับ โดยที่มี Drift Index ในทิศทางตามยาวมากถึง $h/137$ ดังนั้นเพื่อรับแรงกระทำที่เกิดขึ้นนั้น จำเป็นต้องเปลี่ยนขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางของขา RS เป็น 180 มิลลิเมตร

Launching Support (LS) ที่ถูกติดตั้งในชั้นตอน CS1 เท่านั้นพบว่าอัตราส่วนโมเมนต์ดัดร่วมกับแรงอัดตามแนวแกนสูงสุดต่อกำลังด้านที่ระดับความสูง 7, 19 และ 28 เมตรเท่ากับ 1.18, 0.65 และ 0.80 ตามลำดับ โดยที่มี Drift Index ในทิศทางตามยาวมากถึง $h/248$ แต่เนื่องจากแรงภายในที่เกิดขึ้นเกินกำลังด้านไปไม่มากจึงควรทำการเปลี่ยนแปลงขนาดขา LS เป็น 150 มิลลิเมตร

Rear Leg (RL) ถูกติดตั้งในชั้นตอน CS2 และ CS3 พบว่ามีแรงภายในเกิดขึ้นสูงสุดในชั้นตอน CS2 เนื่องจากผลของการยังไม่แขวน Segments และจากการตรวจสอบอัตราส่วนโมเมนต์ดัดร่วมกับแรงอัดตามแนวแกนสูงสุดต่อกำลังด้านที่ระดับความสูง 7, 19 และ 28 เมตรเท่ากับ 0.61, 0.59 และ 0.67 ตามลำดับ แสดงให้เห็นว่า RL มีกำลังด้านเพียงพอ ถึงแม้ว่าในด้านกำลังถือว่าไม่เกิดความเสียหายแต่มี Drift Index ในทิศทางตามยาวมากถึง $h/132$ ซึ่งแสดงให้เห็น

เห็นว่าการเสียรูปค่อนข้างมาก ดังนั้นเพื่อลดการเสียรูปสามารถเพิ่มขนาดหน้าตัดหรือเปลี่ยนรูปแบบของ RL ให้คล้ายกับ RS ที่มีคานเชื่อมระหว่างขาตั้งและขาคว้นขา แต่ทั้งนี้ก็ต้องคำนึงถึงการขนส่ง Segments จากด้านท้ายด้วย

Front Support (FS) ถูกติดตั้งในขั้นตอน CS2 และ CS3 พบว่ามีแรงภายในเกิดขึ้นสูงสุดในขั้นตอน CS3 และเมื่อความสูงของเสาสะพานที่เพิ่มขึ้นส่งผลให้มีแรงภายในมีค่ามากขึ้นตามด้วยซึ่งคิดเป็นอัตราส่วนโมเมนต์ค้ำด้วยกับแรงอัดตามแนวแกนสูงสุดต่อกำลังด้านเท่ากับ 1.30, 1.42 และ 1.53 ที่ระดับความสูง 7, 19 และ 28 เมตร ตามลำดับ และมี Drift Index ในทิศทางตามขวางมากถึง $h/77$ ดังนั้นเพื่อรับแรงกระทำที่เกิดขึ้นและลดการเสียรูปที่มากขึ้นจำเป็นต้องเปลี่ยนขนาดหน้าตัดเป็น 450×450 มิลลิเมตร และใช้เหล็กแผ่นที่มีความหนาอย่างน้อย 25 มิลลิเมตร

จากผลการศึกษาพบว่าโครงสร้างชั่วคราวที่ทำการพิจารณาแผ่นดินไหว มีความเสี่ยงและยังจำเป็นต้องเปลี่ยนแปลงขนาดหน้าตัดเพื่อเพิ่มประสิทธิภาพในการต้านทานแผ่นดินไหวในช่วงระหว่างการก่อสร้างให้มีความปลอดภัยมากขึ้น

8. กิตติกรรมประกาศ

ผู้วิจัยขอขอบคุณ บริษัท MIDAS Information Technology จากประเทศเกาหลีใต้ที่ให้การสนับสนุนโปรแกรม midas Civil เพื่อใช้ในการศึกษาวิจัยในครั้งนี้

เอกสารอ้างอิง

- [1] L. Solazzi, "Ship to shore crane subjected to earthquake," *Procedia Engineering*, vol. 10, pp. 2690–2695, 2011, doi: 10.1016/j.proeng.2011.04.448.
- [2] A. Pongsinthop and C. Chintanapakdee, "Effect of earthquakes on temporary structures while hanging segment for construction elevated structures," in *the 23rd National Convention on Civil Engineering*, Nakhon Nayok, Thailand, Jul. 18–20, 2018, pp. 1–10.
- [3] *Eurocode 3 - Design of steel structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings*, EN 1993-1-1:2005, European Committee for Standardisation, Brussels, Belgium, 2005.
- [4] MIDAS Information Technology Co., Ltd. *midas Civil Manual – Civil structure design system*, 2021. Accessed: Oct. 8, 2022. [Online]. Available: http://manual.midasuser.com/EN_Common/Civil/900/index.htm?__hstc=89262788.4b44870ec4a577029c49e44b73bd3bee.1692748800218.1692748800219.1692748800220.1&__hssc=89262788.1.1692748800221&__hsfp=954974628.
- [5] J. B. Mander, M. J. N. Priestley and R. Park, "Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete," *Journal of Structural Engineering*, vol. 114, no. 8, pp. 1804–1826, 1988, doi: 10.1061/(ASCE)0733-9445(1988)114:8(1804).
- [6] R. Park and T. Paulay, "Stress-Strain Relationships for Concrete and Steel" in *Reinforced Concrete Structures*, New York, NY, USA: John Wiley and Sons, 1973, ch. 2, pp. 11–47.
- [7] *Australian Standard Bridge Design Part 4: Bearing and Deck Joints*, AS 5000.4:2017, Standards Australia Committee, Sydney, Australia, 2017.
- [8] *Acceleration Time History*, Department of Public Works and Town & Country Planning, Bangkok, [Online]. Available: <http://sites.google.com/view/dpt1302/download>
- [9] *Standard, Department of Public Works and Town & Country Planning*, DPT 1301/1302-61, Department of Public Works and Town & Country Planning, Bangkok, Thailand, 2018.
- [10] *Eurocode 8 - Design of Structures for Earthquake Resistance - Part 2: Bridges*, EN 1998-2:2005, European Committee for Standardisation, Brussels, Belgium 2005.

-
- [11] *Eurocode - Basis of structural design*, EN 1990:2002, European Committee for Standardisation, Brussels, Belgium, 2002.
- [12] American Association of State Highway and Transportation Officials, “Reinforced Concrete Components,” in *AASHTO Guide Specifications for LRFD Seismic Bridge Design*, 2nd ed., Washington DC, USA: American Association of State Highway and Transportation Officials, 2011, ch. 8, pp. 1–49.
- [13] *Structural bearings - Part 3: Elastomeric bearings*, EN 1337-3:2005, European Committee for Standardisation, Brussels, Belgium, 2005.
- [14] American Association of State Highway and Transportation Officials, “Concrete Structures,” in *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications*, 4th ed. Washington DC, USA: American Association of State Highway and Transportation Officials, 2007, ch. 5, pp. 99–122.
- [15] *UK National Annex to Eurocode 3: Design of steel structures-Part 1-1: General rules and rules for buildings*, EN 1993-1-1:2005, British Standards Institution Subcommittee, London, UK, 2008.
- [16] *Specification for Structural Steel Buildings*, ANSI/AISC 360-22, AISC Committee, Chicago, IL, USA, 2022.