

การวิเคราะห์โครงสร้างแบบไม่เชิงเส้นของตอมอสะพานคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีแป้นหูช้าง

Nonlinear analysis of RC bridge piers with corbels

อดิชาติ ไชยสาร¹ นิธิ มุณีแนม² สิริภพ ฤกษ์ธรรมกิจ³ และ ธิดารัตน์ วิสุทธิ์เสวีวงศ์⁴

^{1,2,3,4} ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

บทคัดย่อ (Subject ไม่มีเลขหัวข้อ)

โครงการนี้มีวัตถุประสงค์เพื่อศึกษาพฤติกรรมการรับแรงของแป้นหูช้างในตอมอสะพานคอนกรีตเสริมเหล็กโดยใช้การวิเคราะห์เชิงโครงสร้างแบบไม่เชิงเส้น โดยใช้กรณีศึกษาจากสะพานสิริลักชน จังหวัดราชบุรี ซึ่งพบมีความเสียหายบริเวณแป้นหูช้างอย่างรุนแรงจากการใช้งานที่ยาวนานและน้ำหนักบรรทุกที่เพิ่มมากขึ้น การศึกษาได้ดำเนินการสร้างแบบจำลองโครงสร้างด้วยโปรแกรม SAP2000 เพื่อวิเคราะห์แรงภายใน จากนั้นใช้วิธี Strut-and-Tie Method (STM) ตาม PCI Design Handbook ในการออกแบบและประเมินกำลังรับแรงเฉือนของแป้นหูช้าง

นอกจากนี้ ได้มีการเปรียบเทียบค่ากำลังรับแรงเฉือนจากแบบจำลองทางทฤษฎี (ACI 318-02, Eurocode 2, Russo, Solanki & Sabnis, และ Hwang et al.) กับผลการทดสอบจริง เพื่อหาโมเดลที่ให้ผลแม่นยำที่สุด รวมถึงนำโปรแกรม ATENA ร่วมกับ GiD มาสร้างแบบจำลอง 3D-FEM เพื่อสังเกตพฤติกรรมการแตกร้าวและการเสียรูปอย่างละเอียด และทำการเปรียบเทียบ (Validation) ให้สอดคล้องกับผลทดสอบจริงก่อนนำไปใช้ในการวิเคราะห์สะพานสิริลักชน

ผลการศึกษาชี้ให้เห็นว่าโมเดล FEM ที่ผ่านการตรวจสอบสามารถจำลองพฤติกรรมโครงสร้างได้ใกล้เคียงความเป็นจริง สามารถใช้แทนการทดสอบภาคสนามในกรณีที่ไม่สามารถทำการทดลองได้จริง และเป็นแนวทางสำหรับการประเมินความมั่นคงของสะพานในอนาคตแต่อาจจะต้องมีการกำหนดเงื่อนไขบางอย่างให้ชัดเจนเพื่อความแม่นยำในการวิเคราะห์ได้อย่างสมจริง

คำสำคัญ: แป้นหูช้าง, Strut-and-Tie Model, ระเบียบวิธีการไฟไนต์เอลิเมนต์, การวิเคราะห์ไม่เชิงเส้น, คอนกรีตเสริมเหล็ก

Abstract (Subject without numbering)

This project aims to investigate the load-bearing behavior of corbels in reinforced concrete bridge piers through nonlinear structural analysis. The case study focuses on the Sirilak Bridge in Ratchaburi Province, where significant damage to the corbels has been observed due to long-term usage and increased traffic loads. Structural modeling was performed using SAP2000 to analyze internal forces, followed by the application of the Strut-and-Tie Method (STM) based on the PCI Design Handbook to design and evaluate the shear capacity of the corbels.

Additionally, shear strength values obtained from various theoretical models (ACI 318-02, Eurocode 2, Russo, Solanki & Sabnis, and Hwang et al.) were compared with experimental results to identify the most accurate predictive model. The study also employed ATENA software in combination with GiD to develop 3D finite element models (3D-FEM), enabling detailed observation of crack patterns and deformation behavior. These models were calibrated (validated) against experimental data before being applied to analyze the corbels of the Sirilak Bridge.

The results show that the validated FEM models can realistically replicate structural behavior and can serve as substitutes for full-scale physical testing when such testing is not feasible. These models provide a practical approach for evaluating the structural integrity of bridge components in the future. However, specific boundary conditions and assumptions may need to be clearly defined to ensure accurate and realistic analyses.

Keywords: Corbel, Strut-and-Tie Model, Finite Element Method, Nonlinear analysis, Reinforced concrete

1 บทนำ

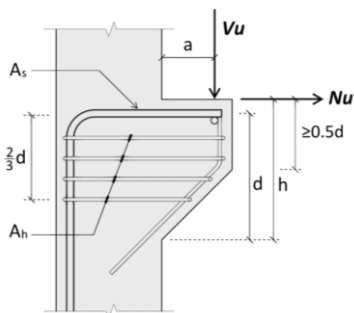
โครงสร้างสะพานเป็นองค์ประกอบพื้นฐานที่สำคัญในการรองรับการคมนาคมที่หลากหลาย โดยเฉพาะในบริบทของประเทศไทยที่มีการใช้สะพานเพื่อรองรับทั้งการจราจรและระบบราง อย่างไรก็ตามเมื่อเวลาผ่านไป โครงสร้างสะพาน โดยเฉพาะส่วนแป้นหูช้าง (corbel) ทำไปแล้วแป้นหูช้างจะมีลักษณะเป็นแผ่นคอนกรีตขนาดสั้นที่ยื่นออกจากผิวเสาเพื่อรับแรงจากคานหรือระบบรองรับอื่น ๆ ซึ่งมีรายละเอียดดังรูปที่ 1 จุดเด่นของ corbel คือมีระยะ span ที่สั้นมาก ส่งผลให้มีอัตราส่วนระหว่างระยะช่วงเฉือนต่อความลึกของหน้าตัด (a/d) ต่ำมาก มักอยู่ในช่วงไม่เกิน 1.0 และในหลายกรณีต่ำกว่า 0.5

ด้วยลักษณะพิเศษนี้ แรงที่กระทำกับแป้นหูช้างจะไม่ได้มีการกระจายตัวแบบต่อเนื่องแบบคานทั่วไปหรือ B-region ส่งผลให้เกิด stress field เฉียงและรูปแบบการแตกร้าวไม่สม่ำเสมอ บริเวณที่เกิดการเปลี่ยนแปลงของแรงอย่างเฉียบพลัน เช่น บริเวณใกล้แผ่นรับแรงด้านบนและจุดเชื่อมต่อกับเสา ล้วนเป็นพื้นที่ที่จัดอยู่ในหมวด D-region ดังรูปที่ 2 ซึ่งแสดงลักษณะของ B-region และ D-region [1].

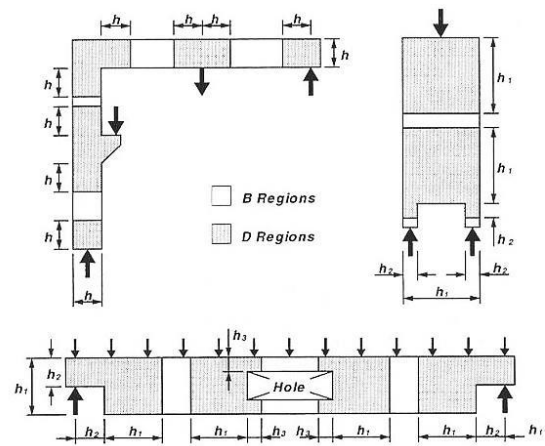
ดังนั้นการวิเคราะห์เชิงลึกจึงจำเป็นต้องพึ่งพาวิธีการวิเคราะห์แบบไม่เชิงเส้น (Nonlinear Analysis) และแบบจำลองโครงสร้างที่มีความสามารถในการสะท้อนพฤติกรรมที่แท้จริง เช่น Strut-and-Tie Model (STM) และการจำลองด้วย 3D-Finite Element Method (3D-FEM) ด้วยโปรแกรม GiD และ ATENA

กรณีศึกษาในโครงการนี้คือ “สะพานสิริลักษณ์” ซึ่งมีอายุการใช้งานมากกว่า 40 ปี พบความเสียหายบริเวณแป้นหูช้างอย่างชัดเจน โดยเฉพาะจากน้ำหนักบรรทุกที่เพิ่มสูงขึ้นเกินกว่าที่ออกแบบไว้ในอดีต และมีแนวโน้มเกิดความเสียหายเนื่องจากการรับแรงที่เพิ่มขึ้น เช่น แรงเฉือนและแรงดึงจากน้ำหนักบรรทุก ซึ่งสะสมต่อเนื่องจากอายุการใช้งานและสภาพแวดล้อม ส่งผลให้เกิดปัญหารอยแตกร้าว การหลุดร่อนของคอนกรีต และความเสี่ยงในการวิบัติของโครงสร้างในอนาคต

การศึกษานี้มีจุดมุ่งหมายเพื่อวิเคราะห์พฤติกรรมของแป้นหูช้างสะพานสิริลักษณ์ โดยการสังเกตการแตกร้าว การเสียรูป และประเมินความสามารถในการรับแรงผ่านการเปรียบเทียบกับโมเดลต่าง ๆ นอกเหนือจากการวิเคราะห์แบบไม่เชิงเส้นแล้วทำการหาความแม่นยำในแต่ละโมเดลเพื่อหาโมเดลที่มีความแม่นยำมากที่สุดจากการวิเคราะห์เชิงทฤษฎี การใช้โปรแกรมจำลอง และการตรวจสอบจากข้อมูลจริง เพื่อให้สามารถเสนอแนวทางการเสริมกำลังและซ่อมแซมได้อย่างแม่นยำและเหมาะสมกับสภาพใช้งานในปัจจุบัน



รูปที่ 1 รายละเอียดของแป้นหูช้าง



รูปที่ 2 โครงสร้าง B-region และ D-region

2 ขั้นตอนการดำเนินงาน

2.1 ศึกษารูปแบบการวิบัติของแป้นหูช้าง

การออกแบบและวิเคราะห์แป้นหูช้าง (RC Corbel) ความเข้าใจเกี่ยวกับลักษณะการวิบัติ (failure modes) เป็นสิ่งสำคัญ เนื่องจากพฤติกรรมของแป้นหูช้างอยู่ในเขต D-region ซึ่งไม่สามารถใช้ทฤษฎีคานได้อย่างแม่นยำ ลักษณะการวิบัติที่เกิดขึ้นมีความหลากหลายขึ้นอยู่กับสภาพโหลด การเสริมเหล็ก รูปทรง และวัสดุที่ใช้ โดยทั่วไปสามารถจำแนกได้เป็น 6 รูปแบบ [2] ดังรูปที่ 3 โดยสรุปได้ดังนี้

2.1.1 การครากของเหล็กเสริมหลัก (Yielding of the tension tie)

เกิดจากการที่พื้นที่เหล็กเสริมหลักไม่เพียงพอ ทำให้เกิดการครากก่อนที่จะถ่ายแรงเฉือนได้อย่างสมบูรณ์ (lightly reinforced section) ลักษณะนี้จัดว่าเป็นการวิบัติเชิงดัด (bending failure)

2.1.2 การบดทับหรือการแยกตัวของแรงอัดใน strut (Crushing or splitting of the compression strut)

ลักษณะการวิบัตินี้มักเกิดจากการใช้เหล็กเสริมมากเกินไป จนทำให้แรงภายในที่เกิดขึ้นส่งผลต่อ concrete strut มากกว่าที่คอนกรีตรับได้ (over reinforced section) ทำให้เกิด diagonal failure

2.1.3 การเฉือนที่รอยต่อระหว่างเสากับแป้นหูช้าง (Shear along the junction of the column with the corbel)

เกิดจากการสั่นไถลหรือการแยกตัวบริเวณ interface ระหว่างเสาและแป้นหูช้าง หากไม่ได้มีการจัดการอย่างเหมาะสมเช่น shear key หรือเหล็กพาดผ่าน

2.1.4 การสูญเสียการพัฒนาแรงยึดเหนี่ยวของเหล็กเสริมหลัก (Loss of anchorage of the main steel)

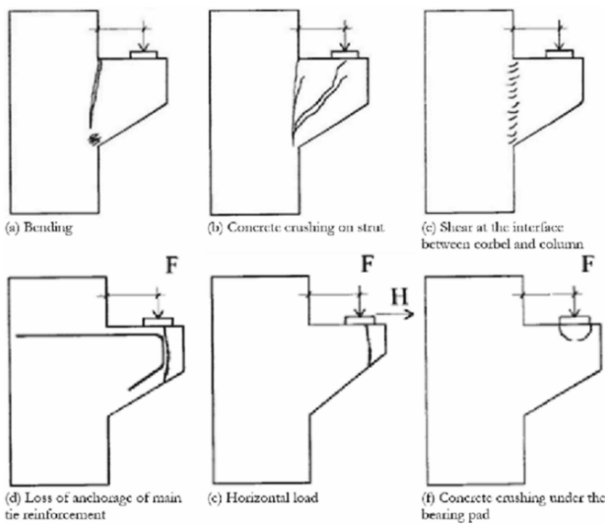
เกิดจากการที่ความยาวฝังยึดของเหล็ก (development length) ไม่เพียงพอ ทำให้ไม่สามารถพัฒนาแรงดึงสูงสุดในเหล็กได้

2.1.5 การวิบัติเฉือนใต้แผ่นรับแรง (Shearing failure under the loading plate)

เกิดขึ้นเมื่อแรงที่แผ่นรับถ่ายเข้าสู่คอนกรีตเกิดการกระจุกตัวสูงเกินไป บริเวณใต้แผ่นจึงเกิดการแตกร้าวหรือเฉือนเฉพาะจุด

2.1.6 การพังทลายเฉพาะจุดจากแรงกด (Localized bearing)

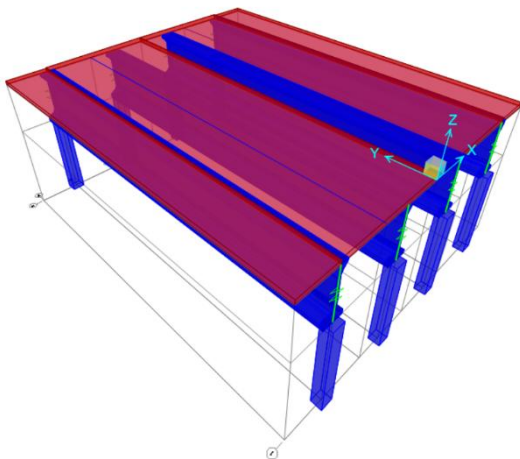
เกิดขึ้นเมื่อ ขนาดของแผ่นรับแรง (bearing plate) ไม่เพียงพอที่จะกระจายแรงที่กระทำลงบนคอนกรีตได้อย่างเหมาะสม ส่งผลให้แรงกระจุกตัวเฉพาะจุด และเกิดการบดทับหรือแตกร้าวเฉพาะพื้นที่ใต้แผ่นรับแรง ซึ่งอาจทำให้เกิดความเสียหายก่อนเกิด failure ในรูปแบบอื่นได้



รูปที่ 3 รูปแบบการวิบัติของแป้นหูช้าง

2.2 การวิเคราะห์แรงที่เกิดขึ้นที่เกิดขึ้นโดยใช้ SAP2000

การสร้างแบบจำลองของสะพานลึกลึกในแต่ละช่วงโดยมีการใส่หน้าหนักบรรทุกตามมาตรฐานการออกแบบ AASHTO (2017) [3] โดยใช้หน้าหนักบรรทุก เพื่อทำการวิเคราะห์เพื่อหาแรงที่กระทำและถ่ายลงมายังแป้นหูช้างของตอม่อสะพานด้วยโปรแกรม SAP2000 จะได้รูปร่างโมเดลดังรูปที่ 4



รูปที่ 4 การสร้างแบบจำลองสำหรับการวิเคราะห์น้ำหนักบรรทุก

2.3 ศึกษาและเปรียบเทียบโมเดลที่ใช้ในการคำนวณกำลังรับแรงเฉือนเทียบกับผลการทดสอบจริง

ในการศึกษาครั้งนี้ ได้มีการนำผลการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนของแป้นหูช้างสะพานจากงานวิจัยที่ผ่านมา ซึ่งเป็นการทดลองในห้องปฏิบัติการที่มีการควบคุมตัวแปรด้านวัสดุ รูปทรง และการเสริมเหล็กมาใช้เป็นข้อมูลอ้างอิงสำหรับการเปรียบเทียบกับผลที่ได้จากการคำนวณด้วยโมเดลทางทฤษฎีหรือโมเดลเชิงประจักษ์ (empirical models) ที่มีการนำเสนอในมาตรฐานต่าง ๆ เช่น ACI 318[4], Eurocode 2[5] โดยใช้แบบจำลองตามแนวคิด Strut-and-Tie Model (STM) ตามคู่มือ PCI Design Handbook 7th Edition[6]

พิจารณาร่วมกับโมเดลที่ได้ถูกนำเสนอโดยนักวิจัยต่างๆ ดังนี้ Russo et al. [7], Solanki and Sabnis[8], และ Hwang et al. [9]

วัตถุประสงค์หลักของการเปรียบเทียบนี้ คือ เพื่อตรวจสอบความแม่นยำของแต่ละโมเดลในการทำนายกำลังรับแรงเฉือนสูงสุดของแป้นหูช้างสะพานเมื่อเปรียบเทียบกับค่าที่ได้จากการทดสอบจริง โดยการคำนวณจะดำเนินการภายใต้เงื่อนไขและพารามิเตอร์เดียวกันกับการทดลอง เช่น ค่ากำลังอัดของคอนกรีต (f'_c), กำลังรับแรงดึงของเหล็กเสริม (f_y), รูปแบบการเสริมเหล็ก, ระยะสัดส่วน a/d , และขนาดหน้าตัด เป็นต้น โดยแต่ละโมเดลจะมีการดังนี้

2.3.1 ACI Code 318-02[4]

$$V_u = \min \left(\rho_{vf} f_y \mu; \frac{\rho_s f_{ys} j d}{a[1 + \alpha(h - d)]} \right) \leq \min(0.2 f'_c; 5.5) \quad (1)$$

โดย $\rho_{vf} = (\rho_f + \rho_h)$, $\mu = 1.4$; α คืออัตราส่วนแรงแนวตั้งต่อแนวนอน; and $jd = d - 0.5(As f_{ys} - N_u)/(0.85 f'_c b)$.

2.3.2 Eurocode 2; EN 1992-1-1 (2004) [5]

$$V_{c,EC2} = bd \left(\frac{0.18}{\gamma} k (100 \rho_1 f_{ck})^{\frac{1}{3}} \frac{2d}{a} \right) \quad (2)$$

โดย $k = \min(1 + (200/d)^{1/2}, 2)$

2.3.3 Russo et al. (2006) [7]

$$v_{u,d} = 0.5(k \chi f'_c \cos \theta + 0.65 \rho_h f_{yh} \cot \theta) \quad (3)$$

$$k = \sqrt{(n \rho_f)^2 + 2n \rho_f - n \rho_f} \quad (4)$$

$$\rho_f = \frac{A_s - A_n}{bd} \quad (5)$$

$$\theta = 2 \arctan \left(\frac{-1 + \sqrt{\left(\frac{a}{d}\right)^2 + \left(1 - \frac{k^2}{4}\right)}}{\frac{a}{d} - \frac{k}{2}} \right) \quad (6)$$

โดย $A_n = N_u / f_{ys}$

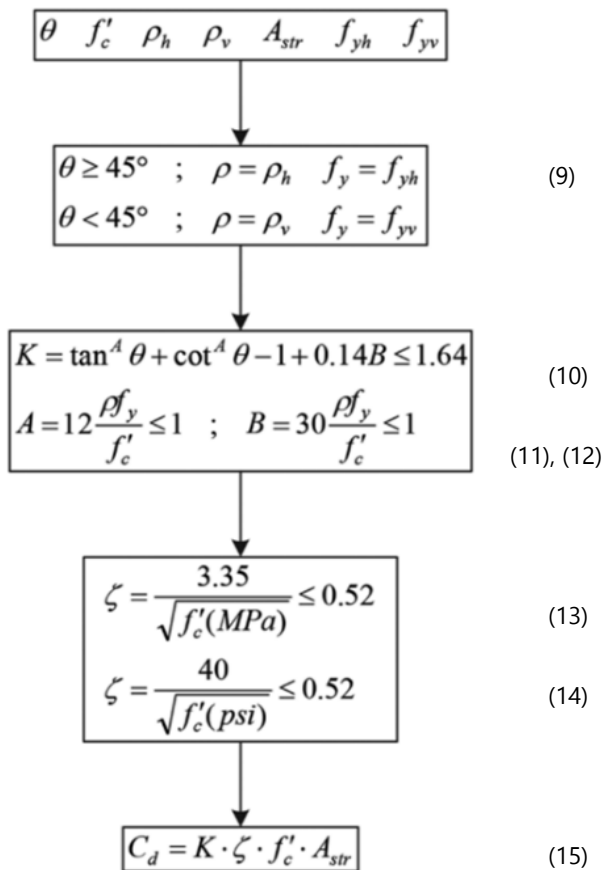
2.3.4 Solanki and Sabnis. (1987) [8]

$$V_u = f'_c \left[\frac{4.45}{\beta_1} \left(1 + \frac{N_u}{V_u} \cdot \frac{\Delta h}{a} \right) \sqrt{(0.9)^2 + (a/d)^2} \right]^{-1} \quad (7)$$

$$\begin{cases} \beta_1 = 0.85 & \text{for } f'_c \leq 27.6 \text{ MPa} \\ \beta_1 = 0.85 - 0.05 \left(\frac{f'_c - 27.6}{6.9} \right) & \text{for } 27.6 \leq f'_c \leq 55.2 \text{ MPa} \\ \beta_1 = 0.65 & \text{for } f'_c \geq 55.2 \text{ MPa} \end{cases} \quad (8)$$

โดย $\Delta h = h - d$

2.3.5 Hwang et al. (2017)[9]



ผลจากการเปรียบเทียบจะถูกแสดงในรูปแบบตารางและกราฟ โดยคำนวณค่าอัตราส่วนระหว่างกำลังรับแรงเฉือนที่คำนวณได้ (V_{cal}) กับค่าที่ได้จากการทดสอบ (V_{test}) เพื่อใช้เป็นตัวชี้วัดความแม่นยำของแต่ละโมเดล นอกจากนี้ยังมีการวิเคราะห์แนวโน้มของโมเดลแต่ละแบบ

2.4 การตรวจสอบความถูกต้องของโปรแกรม ATENA เพื่อใช้ในการทำ 3D-FEM (Validation)

เพื่อให้มั่นใจว่าโปรแกรม ATENA มีความถูกต้องและแม่นยำเพียงพอสำหรับการวิเคราะห์พฤติกรรมของโครงสร้างแป้นหูช้างสะพานในรูปแบบ 3 มิติ (3D Finite Element Model – 3D-FEM) งานวิจัยนี้จึงได้ดำเนินการสอบเทียบ (Validation) โปรแกรมโดยเปรียบเทียบผลการวิเคราะห์เชิงตัวเลขกับผลการทดสอบจริงในห้องปฏิบัติการที่เผยแพร่โดย Putri (2018)[10] โดยขั้นตอนการดำเนินการเริ่มจากการนำข้อมูลทางกายภาพของแป้นหูช้างสะพานจากงานวิจัยของ Putri ได้แก่ ขนาด, รูปร่างหน้าตัด, ลักษณะการเสริมเหล็ก, และคุณสมบัติวัสดุ มาใช้เป็นข้อมูลอินพุตในการสร้างแบบจำลอง 3 มิติในโปรแกรม ATENA โดยพยายามสร้างแบบจำลองให้มีรายละเอียดใกล้เคียงกับต้นฉบับมากที่สุด ทั้งในแง่ของพฤติกรรมของวัสดุ (Material Nonlinearity) การติดตั้ง boundary conditions และลักษณะของการรับน้ำหนัก

เมื่อได้แบบจำลอง FEM แล้ว ได้ดำเนินการวิเคราะห์โครงสร้างโดยให้แรงกระทำตามลักษณะของการทดสอบจริง และบันทึกค่าความสัมพันธ์ระหว่างแรง (Load) กับการเยื้องตัว (Deflection) ที่

ตำแหน่งวิกฤต จากนั้นนำค่าที่ได้มาเปรียบเทียบกับค่าจากการทดสอบของ Putri ในรูปแบบของกราฟ Load-Deflection

ผลการเปรียบเทียบจะแสดงให้เห็นแนวโน้มที่มีความสอดคล้องกันระหว่างค่าที่ได้จากแบบจำลอง ATENA และค่าที่ได้จากการทดสอบจริง ซึ่งสามารถสังเกตได้จากลักษณะความชันเริ่มต้น (Initial stiffness), ค่าโหลดสูงสุด (Ultimate load), และการแปรผันของการเยื้องตัวหลังจุดพีก (Post-peak behavior) ซึ่งหากกราฟของแบบจำลองสามารถสะท้อนพฤติกรรมเหล่านี้ได้อย่างใกล้เคียง ถือว่าโปรแกรมมีความเหมาะสมสำหรับใช้วิเคราะห์แป้นหูช้างสะพานในขั้นตอนถัดไป และการตรวจสอบความถูกต้องในครั้งนี้จึงถือเป็นขั้นตอนสำคัญที่แสดงให้เห็นว่าแบบจำลองที่สร้างขึ้นใน ATENA มีความน่าเชื่อถือ และสามารถใช้เป็นเครื่องมือวิเคราะห์โครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีพฤติกรรมไม่เชิงเส้นได้อย่างมีประสิทธิภาพ

โดยจะทำการอ้างอิงค่า parameter ที่ใส่ในโปรแกรม ATENA ตามงานวิจัยของ Canha (2014)[11] และทำการปรับขนาดของ mesh ให้มีขนาดที่แตกต่างกันเพื่อสังเกตว่า mesh ขนาดไหนมีความแม่นยำและเหมาะสมที่จะนำมาวิเคราะห์โมเดลของสะพานสิริลักษณ์

2.5 การวิเคราะห์เชิงสถิตแบบไม่เชิงเส้น (Nonlinear static analysis)

การวิเคราะห์โครงสร้างแบบไม่เชิงเส้น (Nonlinear Structural Analysis) เป็นวิธีที่คำนึงถึงพฤติกรรมของวัสดุและโครงสร้างที่เปลี่ยนแปลงไปเมื่อรับแรง เช่น การแตกร้าวของคอนกรีต การครากของเหล็ก หรือการเสียรูปขนาดใหญ่ของโครงสร้าง โดยมีความไม่เชิงเส้นหลัก 3 ด้าน ได้แก่ วัสดุ (Material), เรขาคณิต (Geometric) เช่น การโก่งตัวมาก และ ขอบเขต (Boundary)

เครื่องมือสำคัญในการวิเคราะห์คือ Finite Element Method (FEM) ซึ่งแบ่งโครงสร้างออกเป็นองค์ประกอบย่อย เช่น solid element สำหรับคอนกรีต และ truss element สำหรับเหล็กเสริม พร้อมกำหนดพฤติกรรมวัสดุ เช่น f'_c , f_y , E_c , E_s และ fracture energy

ข้อดีของ FEM คือสามารถแสดงรายละเอียดภายในโครงสร้าง เช่น รูปรอยร้าว การกระจายความเครียด และกราฟ Load-Deflection ได้อย่างแม่นยำ ซึ่งเหมาะอย่างยิ่งสำหรับวิเคราะห์ แป้นหูช้างสะพาน ที่มีพฤติกรรมเฉือนและดัดผสมกัน โดยในการศึกษานี้จะใช้โปรแกรม GiD สำหรับสร้างแบบจำลอง และ ATENA สำหรับวิเคราะห์พฤติกรรมแบบไม่เชิงเส้นของแป้นหูช้างอย่างละเอียดและสมจริง

การสร้างแบบจำลองเพื่อสังเกตพฤติกรรมการรับแรงและการเสียรูปโดยระเบียบวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์แบบ 3 มิติโดยจะเป็นวิธีวิเคราะห์โครงสร้างแบบไม่เชิงเส้น เพื่อคาดเดาพฤติกรรมของคอนกรีตและเหล็กเสริมในสภาพการใช้งานจริงที่มีการเสียรูปแบบ Nonlinear Deformations เพื่อดูลักษณะของการรับแรงและการเสียรูปของโครงสร้าง และทำการเลือกใช้ขนาดของโมเดลที่มีความแม่นยำ โดยกำหนดคุณสมบัติของวัสดุและขนาดในโปรแกรม GiD และนำไปใช้สำหรับการวิเคราะห์ในโปรแกรม ATENA

2.5.1 การสร้างแบบจำลอง 3 มิติด้วยโปรแกรม GiD

การกำหนดคุณสมบัติของคอนกรีตดังตารางที่ 1, เหล็กเสริมดังตารางที่ 2 และแผ่นเหล็กรองรับดังตารางที่ 3 เพื่อให้แรงกระทำกระจายได้เท่ากันตลอดทั้งหน้าตัด โดยคุณสมบัติของแผ่นเหล็กเป็น Solid Steel ชนิด Steel Von Mises 3D [12] และกำหนดค่าคุณสมบัติดังตารางที่ 3 และทำการสร้างแบบจำลองโครงตาข่าย (mesh) ด้วยขนาดที่ได้มาจากหัวข้อ 2.4 และทำการกำหนดขนาดของแผ่นเหล็กรองรับให้มีขนาดเต็มบริเวณด้านบนของแป้นหูช้างเนื่องจากการตรวจสอบสะพานสิริลักษณ์พบว่าคานของสะพานที่มาวางบนแป้นหูช้างมีการถ่ายแรงลงทั่วทั้งบริเวณด้านบนของแป้นหูช้างจึงต้องการแบบจำลองให้มีความเหมือนจริงมากที่สุดและใช้ขนาดความกว้าง 16.5 cm และความยาว 36 cm เท่ากับขนาดหน้าตัดด้านบนของแป้นหูช้าง

ตารางที่ 1 คุณสมบัติของคอนกรีต

Parameter	Formula
Material Prototype	CC3DNonLinCementitious2
Young Modulus (MPa)	24910.8
Poisson' Ratio	0.2
Tensile Strength (MPa)	1.79
Compressive Strength (MPa)	29.43
Fracture Energy (MN/m)	4.525×10^{-5}
Critical compressive displacement (mm)	-0.5
Compressive strength reduction factor of crack concrete	0.8

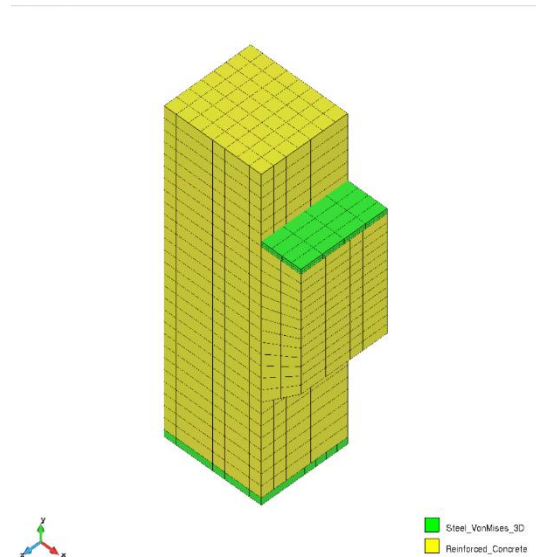
ตารางที่ 2 คุณสมบัติของเหล็กเสริม

Parameter	Formula
Material Prototype	CC3CyclingReinforcement
Elastic of Modulus (GPa)	200
Yield Strength (MPa) - Deformed Bar	390
Ultimate Tensile Strength (MPa) - Deformed Bar	560

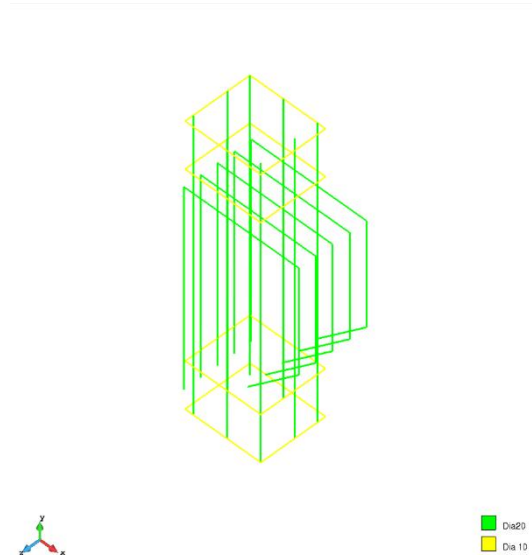
ตารางที่ 3 คุณสมบัติของแผ่นเหล็ก

Parameter	Formula
Material Prototype	CC3DBilinearSteelVonMises
Elastic of Modulus (GPa)	200
Hardening Modulus (GPa)	10
Poisson' Ratio	0.3
Yield Strength (MPa)	550

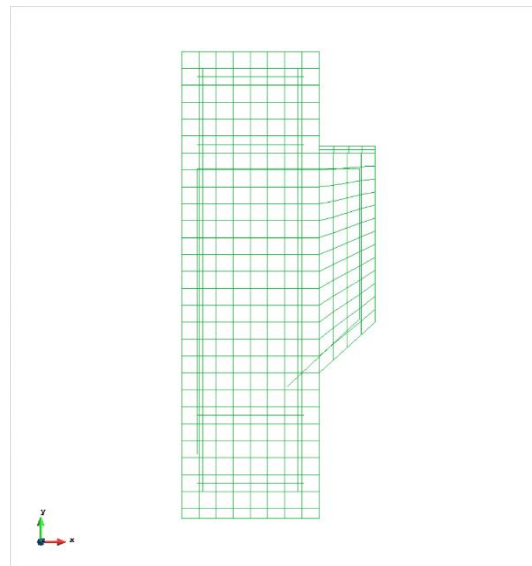
โดยรายละเอียดแบบจำลองคอนกรีตและแบบจำลองเหล็กเสริมดังรูปที่ 5 และรูปที่ 6 และแบบจำลองการสร้างโครงตาข่าย ดังรูปที่ 7



รูปที่ 5 แบบจำลองคอนกรีต



รูปที่ 6 แบบจำลองเหล็กเสริม



รูปที่ 7 แบบจำลองการสร้างโครงตาข่าย (Mesh)

2.5.9 การวิเคราะห์แบบจำลองด้วยโปรแกรม ATENA

หลังจากสร้างแบบจำลองด้วยโปรแกรม GiD Simulation จึงทำการวิเคราะห์ด้วยโปรแกรม ATENA โดยทำการวิเคราะห์โดยแบ่งตำแหน่งอัตราส่วนแรงเฉือนต่อระยะความลึกประสิทธิภาพ (Shear Span Ratio) ได้แก่ 0.05, 0.10, 0.15, 0.20 และ 0.25 เพื่อสังเกตผลของการเปลี่ยนแปลงค่า a/d ต่อกำลังรับแรงเฉือนสูงสุดของแป้นหูช้างของสะพานสิริลักษณ์

3 บทสรุป

3.1 ผลการวิเคราะห์แรงที่กระทำต่อแป้นหูช้างสะพานจากโปรแกรม SAP2000

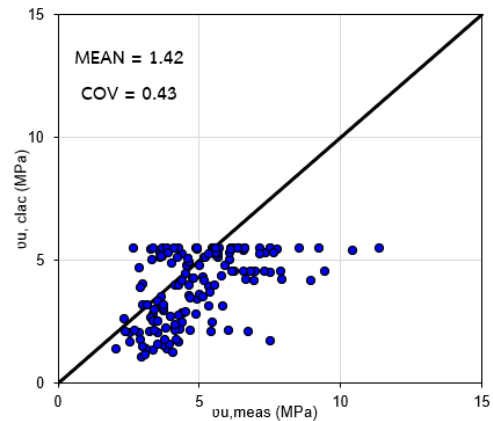
จากการวิเคราะห์โครงสร้างของสะพานสิริลักษณ์โดยการจำลองโมเดลขึ้นมาในโปรแกรม SAP2000 ให้วัสดุสะพานเป็นคอนกรีตมี f_c' ที่ 300 ksc และใช้ load combinations และ load factors: AASHTO (2017)[3] จะได้ว่าใช้ Dead load = 239.85 kN และ Live load = 165 kN จะได้ว่าในแต่ละเสาตอม่อสะพานจะมีแรงเฉือนที่เกิดโดยขนาดของแรงเฉือนคิดจาก Load combination: $V_u = 1.25DL + 1.75LL = 1.25(239.85) + 1.75(165) = 587.5$ kN ในแต่ละตอม่อ

3.2 ผลการเปรียบเทียบกำลังรับแรงเฉือนจากการทดสอบจริงและกำลังรับแรงเฉือนจากการคำนวณในแต่ละโมเดล

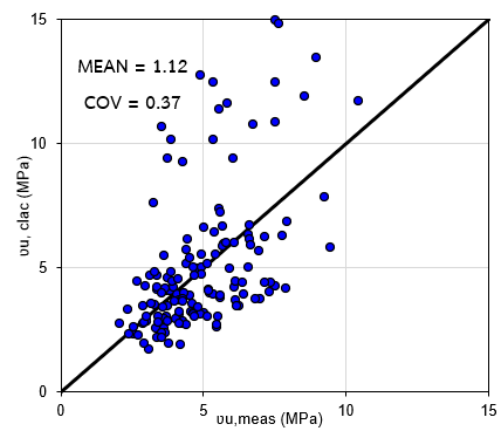
โมเดลที่ต่างกันประกอบด้วย ACI318-02[4], Eurocode 2[5], Russo et al. [7], Solanki and Sabnis[8], และ Hwang et al. [9] เพื่อหาโมเดลที่เหมาะสมที่สุดในการนำมาใช้งาน โดยมีเกณฑ์วิเคราะห์ความเหมาะสมคือค่า V_{cal} ที่ได้จากโมเดลต้องมีความใกล้เคียงกับ V_{test} จากการทดลองให้มากที่สุด โดยสามารถพิจารณาจากค่าเฉลี่ย (means) และค่าสัมประสิทธิ์การแปรปรวน (COV) ได้ผลออกมาดังรูปที่ 8 - 12 ตามลำดับ

จากการพิจารณาค่า means และค่า COV พบว่า โมเดลที่มีค่า means ใกล้เคียง 1 มากที่สุด คือ โมเดลของ Russo et al. [7], Solanki and Sabnis[8], และ Hwang et al. [9] ซึ่งมีค่าอยู่ที่ 0.93, 0.97, และ 0.98 ตามลำดับ สามารถบอกถึงการทำนายค่ากำลังรับแรงเฉือนที่ใกล้เคียงกับความเป็นจริง แต่ในการเลือกโมเดลที่ดีที่สุดนั้นต้องคำนึงถึงค่า COV ร่วมด้วย เพื่อเลือกโมเดลที่มีความแปรปรวนต่ำ ใน 3 โมเดลที่กล่าวถึงมีค่า COV อยู่ที่ 0.23, 0.35, และ 0.22 ตามลำดับ เมื่อพิจารณาถึงทั้งสองค่า (means และ COV) การเลือกใช้โมเดลของ Russo et al. [7], และ Hwang et al. [9] ถือว่าเหมาะสมเนื่องจากมีค่า means สูงและค่า COV ต่ำที่สุดในทุกโมเดล

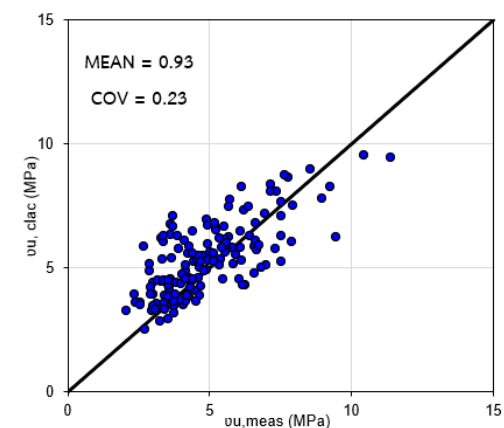
นอกจากนี้ถึงแม้ว่าค่า means และ COV ที่ได้จากโมเดล ACI318-02[4] จะค่อนข้าง อนุรักษ์นิยม (conservative) และมีค่า COV สูง แต่ถือว่าเป็นมาตรฐานกลางที่ผู้ออกแบบส่วนใหญ่นิยมใช้ จึงจะนำมาวิเคราะห์ต่อไปด้วย



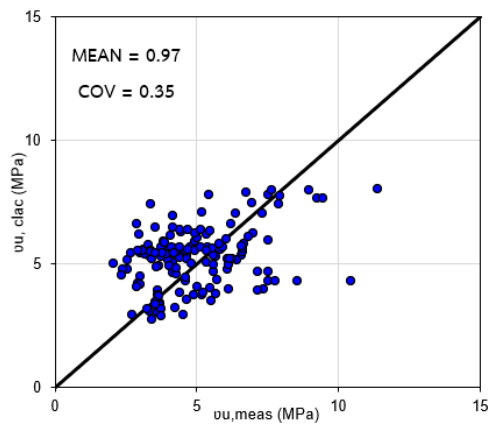
รูปที่ 8 กราฟ ACI 318-02



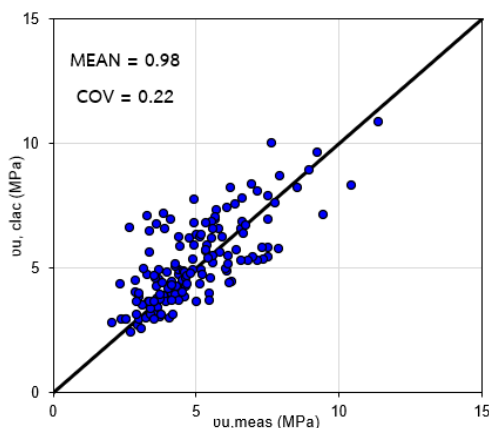
รูปที่ 9 กราฟ Eurocode 2



รูปที่ 10 กราฟ Russo et al.



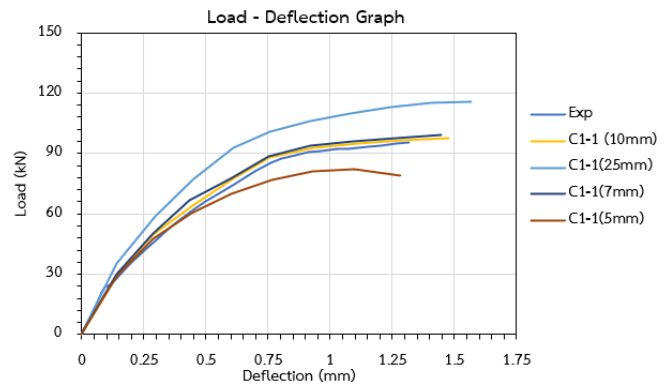
รูปที่ 11 กราฟ Solanki and Sabnis



รูปที่ 12 กราฟ Hwang et al.

3.3 ผลการตรวจสอบโมเดล 3D-FEM ในโปรแกรม ATENA เทียบกับผลการทดสอบจริง (Validation)

การตรวจสอบโมเดล 3D-FEM เทียบกับผลการทดสอบจริงจากการปรับค่ากำลังวัสดุและองค์ประกอบต่างๆ ให้มีความคล้ายคลึงกับสภาพของการทดสอบจริงโดยผลที่นำมาใช้เป็นผลจากการทดสอบแป้นหูช้าง และทำการปรับเปลี่ยนขนาด mesh ที่ใช้วิเคราะห์ตั้งแต่ขนาด 5 mm, 7 mm, 10 mm และ 25 mm ได้ผลออกมาดังกราฟในรูปที่ 13 จะสังเกตเห็นว่า mesh ขนาด 7 mm และ 10 mm ให้ค่ากราฟ Load-Deflection ที่ใกล้เคียงที่สุดกับผลทดสอบจริง (Exp) โดยเฉพาะในช่วง peak load และ deflection ประมาณ 0.5–1.25 mm, mesh ขนาด 25 mm ให้ค่า load สูงกว่าแนวโน้มจริงอย่างชัดเจน และ mesh ขนาด 5 mm ให้ค่า load ต่ำกว่า mesh ขนาดอื่นในช่วง peak load ว่า mesh ดังนั้นแล้ว mesh ขนาด 7, 10 mm จึงเป็นขนาดที่เหมาะสมกับการทดสอบกำลังแป้นหูช้างมากที่สุดดังนั้นผู้จัดทำจึงได้เลือกใช้ mesh ขนาด 10 mm เพื่อใช้ในการวิเคราะห์แป้นหูช้างของสะพานสิริกษณ์ต่อไป



รูปที่ 13 กราฟ Load - Deflection จากโปรแกรม ATENA ด้วย mesh ขนาด 5, 7, 10, 25 mm เปรียบเทียบกับผลการทดสอบจริง

3.4 การวิเคราะห์กำลังรับแรงเฉือนแป้นหูช้างสะพานสิริกษณ์ด้วยวิธีต่างๆ

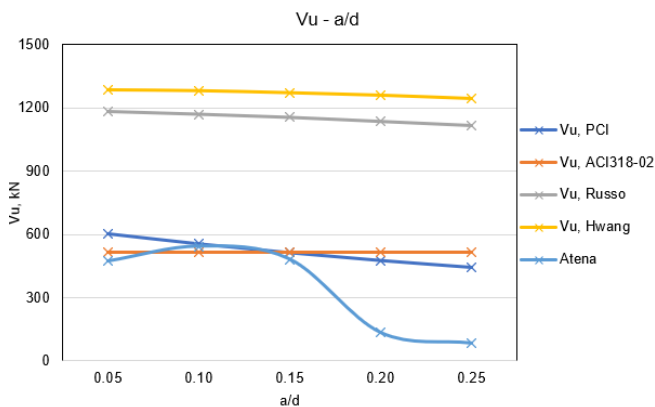
การออกแบบด้วยวิธี STM ตาม PCI Handbook [6] เพื่อคิดหาค่ากำลังแรงเฉือนที่สามารถรับได้ของสะพานสิริกษณ์ โดยใช้พื้นที่หน้าตัดเหล็กที่ได้จากการ ferro scan คือ 1573 mm² เพื่อคิดย้อนหาค่ากำลังเฉือนโดยมีค่า a/d ที่เปลี่ยนไป คือมี a/d เท่ากับ 0.05, 0.10, 0.15, 0.20, และ 0.25 ซึ่งได้ค่ากำลังรับแรงเฉือนเป็นตามตารางที่ 4

จากการพิจารณาโมเดลที่เหมาะสม ผู้จัดทำได้ใช้โมเดลของ Russo et al. [7], Hwang et al. [9], และ ACI318-02[4] มาเพื่อวิเคราะห์หาค่ากำลังรับแรงเฉือนของแป้นหูช้างสะพานสิริกษณ์ปรับตามค่า a/d ที่กล่าวไปข้างต้น จะได้ค่ากำลังตามแสดงในตารางที่ 4

จากการจำลองพฤติกรรมของแป้นหูช้างในแต่ละค่า a/d พบว่า เมื่อค่า a/d อยู่ในช่วงต่ำ (0.05–0.15) คอนกรีตและเหล็กเสริมสามารถทำงานร่วมกันได้อย่างมีประสิทธิภาพ โดยมีการกระจายตัวของแรงภายในอย่างทั่วถึงในทั้งสองวัสดุ ส่งผลให้โครงสร้างมีความสามารถในการรับแรงได้สูง ซึ่งสอดคล้องกับค่ากำลังรับแรงเฉือนที่สรุปไว้ในตารางที่ 4 อย่างไรก็ตาม เมื่อค่า a/d เพิ่มขึ้นเป็น 0.20 และ 0.25 แรงกระทำจะเข้าไปใกล้ขอบของแป้นหูช้างมากขึ้น ส่งผลให้บริเวณที่เหล็กเสริมรับแรงลดลงอย่างชัดเจน คอนกรีตจึงต้องรับแรงหลักเพียงลำพัง เกิดการสะสมของความเค้นเฉือนที่ปลายแป้นหูช้าง และทำให้ความสามารถในการรับน้ำหนักของโครงสร้างลดลงตามลำดับ แนวโน้มการเปลี่ยนแปลงค่ากำลังรับแรงเฉือนเฉือนตามกราฟตามรูปที่ 14

ตารางที่ 4 ค่ากำลังรับแรงเฉือนด้วยวิธีการต่างๆ ในแต่ละ a/d

a/d	0.05	0.10	0.15	0.20	0.25
Vu, PCI	603.41	555.60	513.63	476.69	444.08
Vu, ACI318-02	518.3	518.3	518.3	518.3	518.3
Vu, Russo et al.	1181.9	1169.3	1154.8	1136.0	1117.2
Vu, Hwang et al.	1286.1	1281.9	1271.5	1259.0	1242.3
ATENA	472.8	543.1	481.8	136.7	86.8



รูปที่ 14 กราฟความสัมพันธ์ของค่า a/d กับค่ากำลังจากการวิเคราะห์ด้วยวิธีต่าง ๆ

3.5 การเปรียบเทียบลักษณะการแตกร้าวจากโปรแกรม ATENA กับผลจากการตรวจสอบสะพานสิริลักษณ์

จากผลการวิเคราะห์ที่ได้จากโปรแกรม ATENA ในหัวข้อ 3.4 จะเห็นว่า ตำแหน่งของรอยแตกร้าวที่เกิดขึ้นในแต่ละกรณีนั้น จะเกิดในบริเวณที่ใกล้เคียงหรือตรงกันกับที่ระยะ a/d นั้นๆ โดยจากการตรวจสอบรอยแตกร้าวสะพานสิริลักษณ์จะเห็นว่ารอยแตกร้าวเกิดขึ้นที่บริเวณริมแป้นหูช้าง แสดงให้เห็นว่ารอยแตกร้าวของสะพานสิริลักษณ์นั้นเกิดขึ้นที่ระยะ a/d ที่มาก หรือแรงที่กระทำลงบนแป้นหูช้างนั้นอยู่ใกล้ขอบนอกมาก

3.6 แนวทางการแก้ไขและข้อเสนอแนะในการซ่อมแซมแป้นหูช้าง

แนวทางการซ่อมแซมแป้นหูช้างที่คิดว่าเหมาะสม คือ การซ่อมแซมด้วยวิธี Reinforced Concrete Jacketing ซึ่งเป็นวิธีเสริมกำลังที่ได้รับการยอมรับในการเพิ่มกำลังรับน้ำหนักของโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กโดยเฉพาะเมื่อเกิดความเสียหายจากแรงเฉือนหรือแรงอัด และต้องการรักษารูปร่างของโครงสร้างเดิมไว้ โดยการหุ้มโครงสร้างเดิมด้วยชั้นคอนกรีตใหม่ร่วมกับการเสริมเหล็กเพิ่ม

กิตติกรรมประกาศ

คณะผู้จัดทำขอขอบคุณบุคลากรที่ให้คำแนะนำในการวิเคราะห์และสืบค้นข้อมูลรวมถึงการให้คำปรึกษา และขอขอบคุณภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย ในความเอื้อเฟื้อเครื่องมือและโปรแกรมซอฟต์แวร์ ตลอดจนสถานที่ในการศึกษาปฏิบัติการจัดตั้งตั้งแต่ต้นจนสำเร็จลุล่วง

เอกสารอ้างอิง

- [1] MIDAS, "Substructures," MIDAS Bridge Blog, [Online]. Available: <https://resource.midasuser.com/en/solution/substructures> (accessed May 1, 2025).
- [2] Q. M. Shakir, S. D. Abd Alsaheb, and E. N. Farsangi, "Rehabilitation of deteriorated reinforced self-consolidating concrete brackets and corbels using CFRP composites: diagnosis and treatment," J. Build. Pathol. Rehabil., vol. 8, no. 16, 2023. doi: 10.1007/s41024-022-00262-2.
- [3] American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO), AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 8th ed., Washington, DC: AASHTO, 2017. ISBN: 978-1-56051-654-5.
- [4] ACI Committee 318, Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-02) and Commentary (ACI 318R-02). Farmington Hills, MI: ACI, 2002.
- [5] W. H. Mosley, R. Hulse, and J. H. Bungey, Reinforced Concrete Design to Eurocode 2, 7th ed. London, UK: Palgrave Macmillan, 2012.
- [6] Precast/Prestressed Concrete Institute (PCI), PCI Design Handbook: Precast and Prestressed Concrete, 7th ed., Chicago, IL: PCI, 2010. ISBN: 978-0-937040-87-4.
- [7] G. Russo, R. Venir, M. Pauletta, and G. Somma, "Reinforced concrete corbels—Shear strength model and design formula," ACI Structural Journal, vol. 103, no. 1, pp. 3–10, Jan.–Feb. 2006.
- [8] H. Solanki and G. Sabnis, "Reinforced concrete corbels—Simplified," ACI Structural Journal, vol. 84, no. 5, pp. 123–130, Oct. 1987.
- [9] S.-J. Hwang, R.-J. Tsai, W.-K. Lam, and J. P. Moehle, "Simplification of softened strut-and-tie model for strength prediction of discontinuity regions," ACI Structural Journal, vol. 114, no. 5, pp. 1239–1248, Sep.–Oct. 2017, doi: 10.14359/51689787.
- [10] M. R. Putri, D. Sulistyono, and A. Triwiyono, "Reinforced concrete corbel's behavior using strut and tie model," Journal of the Civil Engineering Forum, vol. 4, no. 2, pp. 97–102, Apr. 2018.
- [11] R. M. F. Canha, D. A. Kuchma, M. K. El Debs, and R. A. de Souza, "Numerical analysis of reinforced high strength concrete corbels," Engineering Structures, vol. 74, pp. 130–144, 2014, doi: 10.1016/j.engstruct.2014.05.014.

- [12] Vladimír Červenka, Libor Jendele, and Jan Červenka, 2022, ATENA Program Documentation (Theory), Červenka Consulting s.r.o.