

พฤติกรรมรับแรงเฉือนของคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่ใช้ลวดเหล็กกล้าดึงเย็นเป็นเหล็กปลอก

Shear Behavior of Reinforced Concrete Beam using Cold-drawn Steel wire Stirrup

รัฐพล เกติยศ¹ เจษฎาพงษ์ หาญสุทธิเวชกุล^{1*} และ ปรีดา ไชยมหาวัน²

¹ สาขาวิชาวิศวกรรมโยธาและสิ่งแวดล้อม คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลล้านนา เชียงราย
99 หมู่ 10 ตำบลทรายขาว อำเภอพาน จังหวัดเชียงราย 57120

² สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยพะเยา
19 หมู่ 2 ตำบลแม่กา อำเภอเมืองพะเยา พะเยา 56000

Rattapon Ketiyot¹, Chetsadaphong Hansudewechakul^{1*} and Preeda Chaimahawan²

¹ Department of Civil and Environmental Engineering, Faculty of Engineering, Rajamangala University of Technology Lanna Chiang Rai

99 Sai Khao, Pan, Chiang Rai, Thailand, 57120

² Department of Civil Engineering, School of Engineering, University of Phayao

19 Moo 2, Maeka, Muang, Phayao, Thailand, 56000

* ผู้รับผิดชอบบทความ: chinapong@rmutl.ac.th เบอร์โทรศัพท์ 08-9635-0100

Received: 9 April 2021, Revised: 18 June 2021, Accepted: 30 June 2021

บทคัดย่อ

บทความนี้นำเสนอพฤติกรรมกำลังรับแรงเฉือนของตัวอย่างคานคอนกรีตเสริมเหล็ก จำนวน 6 ตัวอย่าง โดยใช้วัสดุและรายละเอียดการเสริมทางขวางต่างกัน ซึ่งสามารถแบ่งตามวัสดุของเหล็กเสริมตามขวาง 2 กลุ่ม คือ กลุ่มเหล็กปลอกเดี่ยว ใช้เหล็กเส้นกลมขนาด 6.0 mm. เกรด SR24 ระยะเรียงเท่ากับ 0.125 และ 0.375 m. สำหรับกลุ่มเหล็กปลอกสปริง ใช้ลวดเหล็กกล้าดึงเย็นเสริมคอนกรีต มาตรฐาน มอก. 747-2531 ขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 3.3 mm. ระยะเรียงเท่ากับ 0.05 0.075 0.125 และ 0.20 m. สำหรับการทดสอบแบบสถิตใช้วิธีน้ำหนักบรรทุกทุกแบบกระทำ 3 จุด จากการทดสอบพบว่า ตัวอย่างคานคอนกรีตที่ใช้เหล็กปลอกเดี่ยวระยะเรียงเท่ากับ 0.125 m. และ เหล็กปลอกสปริงระยะเรียงเท่ากับ 0.05 และ 0.075 m. มีค่ากำลังรับแรงเฉือนที่ใกล้เคียงกัน นอกจากนี้พฤติกรรมการวิบัติของทั้ง 3 ตัวอย่างเป็นการวิบัติแบบเหนียว

คำสำคัญ เหล็กปลอกกำลังสูง คานคอนกรีตเสริมเหล็ก ลวดเหล็กกล้าดึงเย็น

Abstract

This paper presents a shear behavior of six reinforced concrete beam having different of transverse reinforcement detailing and material. The test specimens can be divided into two material groups. For the first one, tie stirrup using SR24 grade round bar with 6.0 mm. in diameter was used as transverse reinforcement with spacing distance as 0.125 and 0.375 m. For the other, spring stirrup using 3.3 mm. in diameter cold drawn steel wire according to TIS 747-2531 with spiral spacing as 0.05 0.075 0.125 and 0.20 m. was applied to transverse reinforcement. All test specimens were carefully tested under static loading according to the third-point load testing. The test results showed that shear capacities of the test specimens with tie stirrup, 0.125 m. spacing distance, and spring stirrup, 0.05 and 0.075 m spacing distances were very similar. Furthermore, the failure mode of the specimens was ductile failure.

Keywords: High-strength Stirrups, Reinforced Concrete Beam, Cold Drawn Steel Wire

1. บทนำ

ในปัจจุบัน อุตสาหกรรมการผลิตชิ้นส่วนคอนกรีตสำเร็จรูปสำหรับอาคารพักอาศัยมีมูลค่าการตลาดที่เติบโตเพิ่มมากขึ้น เพื่อตอบสนองการขยายตัวของอุตสาหกรรมก่อสร้างซึ่งมีการแข่งขันค่อนข้างสูง ซึ่งหนึ่งในปัจจัยที่สำคัญในการแข่งขัน คือ การลดต้นทุนการผลิตและลดระยะเวลาในการก่อสร้างเพื่อส่งมอบอาคารให้ผู้บริโภคได้รวดเร็วขึ้น ด้วยเหตุนี้ ผู้ประกอบการผลิตชิ้นส่วนคอนกรีตสำเร็จรูปจึงจำเป็นต้องลดต้นทุนและระยะเวลาการผลิต โดยที่คุณสมบัติทางวิศวกรรมต้องไม่แตกต่างจากมาตรฐานในการออกแบบได้แก่ ACI 318-19[1] และ ว.ส.ท.1008-38[2]

ระบบโครงสร้างอาคารพักอาศัยขนาดเล็กถึงปานกลางส่วนใหญ่จะใช้ระบบโครงเฟรมต้านทานแรงดัด (Moment Resisting Frame) ซึ่งมีส่วนประกอบสำคัญคือ ชิ้นส่วนคานและเสา สำหรับโครงสร้างคานซึ่งทำหน้าที่รับน้ำหนักบรรทุกจากพื้นสู่เสา ซึ่งแรงภายในที่วิศวกรจะต้องนำมาใช้ออกแบบได้แก่ แรงดัด และแรงเฉือน ซึ่งเหล็กเสริมที่ทำหน้าที่ต้านทานแรงภายในดังกล่าว ได้แก่ เหล็กเสริมตามยาว (Longitudinal Reinforcement) และเหล็กเสริมทางขวาง (Transverse Reinforcement) ตามลำดับ

โดยปกติ โครงสร้างคานคอนกรีตสำเร็จรูปสำหรับอาคารพักอาศัย วิศวกรผู้ออกแบบมักจะเลือกใช้เหล็กเส้นกลม เป็นวัสดุที่ใช้ผลิตเหล็กเสริมทางขวางภายในคาน อย่างไรก็ตาม ด้วยเทคโนโลยีและพฤติกรรมผู้บริโภค ทำให้มีการดัดแปลงวัสดุอื่นทดแทนเหล็กเส้นกลม ได้แก่ ลวดเหล็กกล้าดึงเย็นเสริมคอนกรีต (Cold Drawn Steel Wire) ตามมาตรฐาน มอก.747-2531 [3] ซึ่งถูกนำมาใช้ในอุตสาหกรรมก่อสร้างอยู่แล้ว ได้แก่ ใช้เป็นเหล็กปลอกในกระบวนการผลิตเสาเข็มคอนกรีตอัดแรงสำเร็จรูป หรือใช้เป็นตะแกรงเหล็กในคอนกรีตทับหน้าของระบบพื้นคอนกรีตสำเร็จรูป โดยที่ลวดดึงเย็นมีกำลังครากและกำลังประลัยสูงกว่าเหล็กเส้นกลม เกรด SR24 (มาตรฐาน มอก.20-2559[4]) แต่ร้อยละการยืดตัว (Elongation) ต่ำกว่า

Li et al.[5] ศึกษาความเค้น-ความเครียดเพื่อนำเหล็กเสริมกำลังสูงมาใช้เป็นเหล็กเสริมทางขวางในโครงสร้างคอนกรีตกำลังสูง Amorn et al.[6] ทดสอบความล้าของเหล็กเสริม WWR (Welded Wire Reinforcement) ที่มี

กำลังครากเท่ากับ 520 MPa เพื่อใช้เป็นเหล็กเสริมรับแรงเฉือนสำหรับคานสะพาน (Girder) ผลการทดสอบได้นำเสนอสมการสำหรับการออกแบบโดยใช้ WWR ซึ่งระบุใน AASHTO LRFD Bridge Design[7] การศึกษาด้านลักษณะการวิบัติโดยการใช้เหล็กปลอกกำลังสูงกับโครงสร้างคอนกรีตอัดแรงได้ถูกนำเสนอโดย Lee et al.[8] ในปี 2019 Shin et al.[9] ทดสอบคานคอนกรีตขนาดใหญ่โดยการเสริมเหล็กปลอกกำลังครากสูงโดยแปรผันอัตราส่วนเหล็กปลอก การทดสอบทั้งหมดพบว่าเกิดการครากของเหล็กปลอกทั้งหมดก่อนที่คอนกรีตของคานจะเกิดการวิบัติ เป็นเหตุให้กำลังส่วนเผื่อระหว่างค่าจากการทำนายและค่าจากการทดสอบลดลง สำหรับการศึกษาเพื่อออกแบบเหล็กเสริมกำลังครากสูงเพื่อรับแรงเฉือนและรับแรงบิดสำหรับโครงสร้างคอนกรีตโดย Lee et al.[10] จากการวิเคราะห์พบว่า กำลังครากสำหรับเหล็กรับแรงเฉือนควรจำกัดไม่เกิน 600 MPa

สำหรับการศึกษาการใช้เหล็กกำลังสูงสำหรับโครงสร้างต้านทานแผ่นดินไหว ได้แก่ Yan et al. [11], NIST[12], Shi et al.[13], Zheng et al.[14] และ Ding et al.[15] นอกจากนี้ มีการศึกษาอิทธิพลของกำลังอัดคอนกรีตและเหล็กเสริมทางขวางกำลังสูงสำหรับเสาคอนกรีตภายใต้แรงแผ่นดินไหวเทียบเท่าโดย Paultre et al.[16] พบว่าเหล็กกำลังสูงสามารถนำมาใช้เป็นเหล็กปลอกได้อย่างมีประสิทธิภาพโดยมีอัตราส่วนเหล็กเสริมลดลงเมื่อใช้เสริมในโครงสร้างคอนกรีตกำลังสูง ในปี 2020 Wang et al.[17] ศึกษาคุณสมบัติด้านพลศาสตร์ของการใช้เหล็กปลอกกำลังสูง(HSSs) ภายในเสาคอนกรีตกำลังสูง พบว่าค่าความเหนียวถูกปรับปรุงโดยกำลังของเหล็กปลอก

ด้วยเหตุนี้ ผู้วิจัยจึงมีความสนใจที่จะนำเหล็กเสริมดังกล่าวมาทำการทดลองเสริมในคานคอนกรีตสำเร็จรูปเพื่อทดสอบความสามารถต้านแรงเฉือน ที่แม้ว่าร้อยละการยืดจะน้อยกว่าแต่กำลังดึงครากที่สูงกว่า และระยะเรียงเหล็กที่ถี่ขึ้น ซึ่งช่วยเพิ่มการโอบรัดคอนกรีตในคาน และป้องกันการโก่งคดของเหล็กเสริมตามยาว สามารถมีส่วนช่วยต้านแรงดัดได้เทียบเท่ากับการใช้เหล็กเส้นกลมเกรด SR24 เป็นเหล็กตามขวางได้หรือไม่ เนื่องจากราคาเหล็กต่ำกว่าเหล็กเส้นกลมอย่างชัดเจน

2. ทฤษฎีและวิธีการดำเนินการวิจัย

2.1 ระเบียบวิธีวิจัย

ในการศึกษา ได้สร้างคานคอนกรีตทดสอบขนาด $150 \times 300 \times 2,500$ mm. (ความกว้าง \times ความลึก \times ความยาว) จำนวน ตัวอย่าง สามารถแบ่งกลุ่มตัวอย่างทดสอบจากวัสดุที่ใช้เป็นเหล็กเสริมทางขวางได้ 2 กลุ่มและมีรายละเอียดการเสริมเหล็กทางขวางต่างกัน ดังนี้

- กลุ่มเหล็กปลอกเดี่ยว ใช้เหล็กเส้นกลมขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 6.00 mm. เกรด SR24 ระยะเรียงเท่ากับ 0.125) และ 0.375 m.
- กลุ่มเหล็กปลอกสปริง ใช้ลวดเหล็กกล้าดัดเย็นเสริมคอนกรีต ขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 3.30 mm. มาตรฐาน มอก.747-2531 ระยะเรียงเท่ากับ 0.05 0.075 0.125 และ 0.20 m.



รูปที่ 1 เหล็กปลอกสปริง(ลวดเหล็กกล้าดัดเย็นเสริมคอนกรีต)

2.2 คุณสมบัติวัสดุ

วัสดุที่ใช้ได้แก่ คอนกรีตที่มีกำลังอัด (f_c') เท่ากับ 19.61 MPa ตารางที่ 1 แสดงเหล็กเสริมที่ใช้ติดตั้งภายในตัวอย่างทดสอบ โดยกำหนดให้เหล็กเสริม DB12 มาตรฐาน มอก. 24-2559[18] เป็นเหล็กเสริมทางยาว ในส่วนของเหล็กเสริมทางขวางใช้เหล็ก RB6 และ CDR3.3

ตารางที่ 1 คุณสมบัติของเหล็กเสริม

| เหล็กเสริม | ชั้นคุณภาพ | หน่วยแรงดึงคราก, f_y (MPa) | ค่าความเครียดที่จุดคราก ($\epsilon \times 10^{-6}$) |
|------------|--------------|------------------------------|---|
| RB6 | SR24 | 445.81 | 2,122.86 |
| CDR3.3 | มอก.747-2531 | 539.40 | 2,568.57 |
| DB12 | SD40 | 567.02 | 2,700.10 |

2.3 ตัวอย่างทดสอบ

ในการศึกษา ได้ทำการทดสอบคานจำนวน 6 ตัวอย่าง ขนาดเท่ากับ $150 \times 300 \times 2,500$ mm. (กว้าง (b_w) \times ลึก (h) \times

ยาว (L) ซึ่งมีอัตราส่วนเหล็กเสริมตามยาวด้านบนและด้านล่าง เท่ากับ 6.027×10^{-3} (2-DB12) และ 12.053×10^{-3} (4-DB12) ตามลำดับ ซึ่งกำหนดพฤติกรรมการดัดของตัวอย่างทดสอบให้วิบัติโดยแรงดึงเป็นหลัก นอกจากนี้ ในการศึกษาได้แปรผันวัสดุและรายละเอียดเหล็กเสริมทางขวาง แบ่งเป็น 2 กลุ่ม ได้แก่ กลุ่มเหล็กปลอกเดี่ยวและกลุ่มเหล็กปลอกสปริง ซึ่งใช้เหล็กปลอกเป็นเหล็กเส้นกลม เกรด SR24 และลวดเหล็กกล้าดัดเย็นเสริมคอนกรีต ตามลำดับ แสดงในรูปที่ 2 และ รูปที่ 3 โดยที่ตัวอย่าง M-RB1 กำหนดเป็นตัวอย่างควบคุม ซึ่งพิจารณารายละเอียดเหล็กเสริมรับแรงเฉือนขั้นต่ำโดยกำหนดระยะเรียงของเหล็กปลอก เท่ากับ 0.50 เท่าของความลึกประสิทธิภาพ ($d/2$) เป็นไปตามมาตรฐาน ACI 318-19 และ ว.ส.ท.1008-38 สำหรับค่ากำลังรับแรงเฉือน (Nominal Shear Strength, V_n) ของหน้าตัดพิจารณาจากมาตรฐาน ACI 318-19 ดังแสดงในสมการ (1-3)

ตารางที่ 2 รายละเอียดของตัวอย่างทดสอบ

| ตัวอย่าง | รายละเอียดเหล็กเสริมทางขวาง ($S1$) | อัตราส่วนเหล็กเสริมทางขวาง ($A_v/b_s S1$) $\times 10^{-3}$ | น้ำหนักสูงสุดที่คาดการณ์, P_{expect} (kN) | ลักษณะการวิบัติ |
|----------------|--------------------------------------|--|---|-----------------|
| M-RB1 (ควบคุม) | RB6 @125 mm. | 3.018 | 137.29 | แรงดัด |
| M-RB2 | RB6 @375 mm. | 1.006 | 90.10 | แรงเฉือน |
| M-CDR1 | CDR3.3 @50 mm. | 2.280 | 137.29 | แรงดัด |
| M-CDR2 | CDR3.3 @75 mm. | 1.521 | 137.29 | แรงดัด |
| M-CDR3 | CDR3.3 @125 mm. | 0.912 | 127.48 | แรงเฉือน |
| M-CDR4 | CDR3.3 @200 mm. | 0.570 | 98.44 | แรงเฉือน |

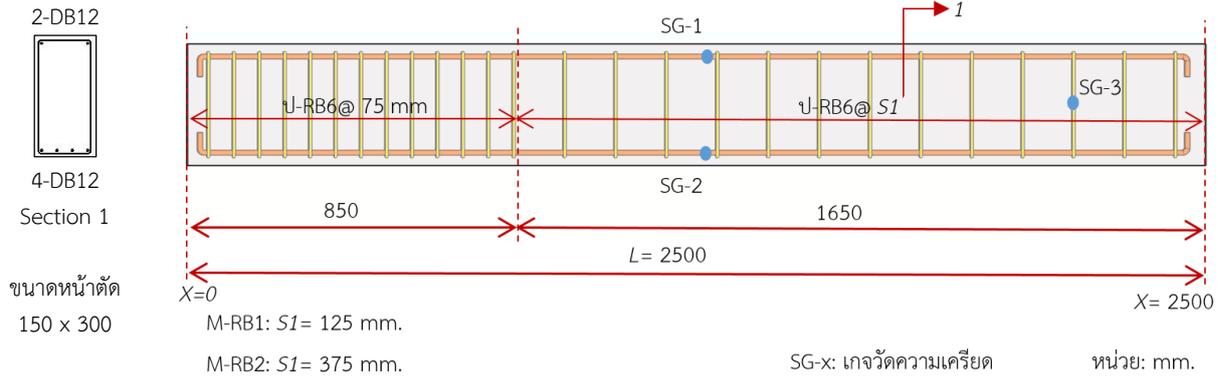
$$V_n = V_c + V_s \quad (1)$$

$$V_c = \left[0.17 \lambda \sqrt{f_c'} + \frac{N_u}{6A_g} \right] b_w d \quad (2)$$

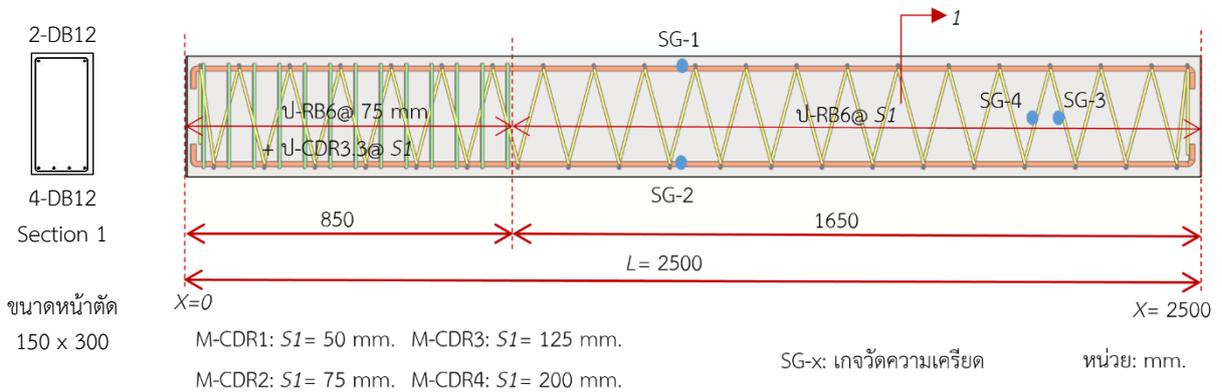
$$V_s = \frac{A_v f_y (\sin \alpha + \cos \alpha) d}{s} \quad (3)$$

โดยที่ V_n , V_c และ V_s เท่ากับ ค่ากำลังรับแรงเฉือนสูงสุด กำลังรับแรงเฉือนของคอนกรีตและกำลังรับแรงเฉือนของปลอก ตามลำดับ สำหรับค่า λ คือแฟคเตอร์สำหรับปรับแก้ในกรณีที่ใช้คอนกรีตมวลเบา (สำหรับคอนกรีตปกติมีค่าเท่ากับ 1.0) ค่า N_u คือ น้ำหนักบรรทุกในแนวแกนของชิ้นส่วนโครงสร้างคาน ค่า A_g คือ พื้นที่หน้าตัดของชิ้นส่วนโครงสร้าง ค่า b_w คือ ความกว้างของคาน ค่า d คือ ค่าความลึก

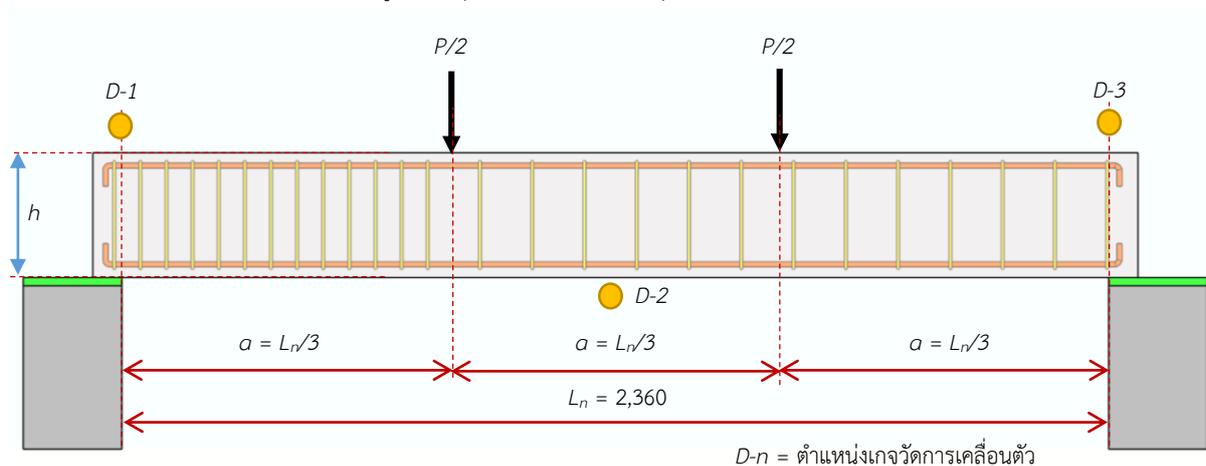
ประสิทธิภาพของคาน สำหรับค่า A_v คือ พื้นที่หน้าตัดรับแรงเฉือนของเหล็กเสริมปลอก ค่า f_{yt} คือ ค่ากำลังครากของเหล็กเสริมปลอก ค่า α คือ มุมเอียงของเหล็กเสริมปลอกวัดจากแนวความยาวของคาน และ ค่า S_1 คือ ระยะเรียงของเหล็กเสริมปลอก



รูปที่ 2 ชุดตัวอย่างทดสอบกลุ่มเหล็กปลอกเดี่ยว



รูปที่ 3 ชุดตัวอย่างทดสอบกลุ่มเหล็กปลอกสปริง



รูปที่ 4 การติดตั้งตัวอย่างทดสอบ

สำหรับการออกแบบกำลัง (Strength Capacity) ของหน้าตัดได้ใช้ มาตรฐาน ACI 318-19 สำหรับพิจารณา น้ำหนักสูงสุดที่คาดการณ์ (P_{expect}) และลักษณะการวิบัติ (Failure Mode) ดังแสดงในตารางที่ 2 นอกจากนี้ ได้ติดตั้ง เกจวัดความเครียด (Strain Gauge) เพื่อตรวจสอบค่า ความเครียดในตำแหน่งวิกฤต ได้แก่ ตำแหน่ง SG-1 และ SG-2 ติดตั้งที่ระยะกึ่งกลางความยาวคาน ($L/2$) กับผิวเหล็ก เสริมทางยาวด้านบนและด้านล่าง ตามลำดับ ในกรณีกลุ่ม เหล็กปลอกเดี่ยว ได้ติดตั้งเกจวัดความเครียดที่เหล็กปลอก ตำแหน่งกึ่งกลางความลึกของคาน โดยที่ตำแหน่ง SG-3 ติดตั้งที่ระยะ 2,180 mm.(จาก $X=0$) สำหรับตัวอย่าง ทดสอบกลุ่มเหล็กปลอกสปริง ติดตั้งเกจวัดความเครียด SG-3 และ SG-4 ที่เฉลี่ยเท่ากับระยะ 2,180 mm. (จาก $X=0$)

2.4 การติดตั้งตัวอย่างและวิธีการทดสอบ

การติดตั้งชุดทดสอบคานคอนกรีตแสดงในรูปที่ 4 และ รูปที่ 5 โดยกำหนดให้ลักษณะโครงสร้างเป็นแบบคานพาด ช่วงเดียวแบบง่าย (Simple Span) ระยะพาดเท่ากับ 2,360 mm. สำหรับการทดสอบดำเนินการการเพิ่มน้ำหนักบรรทุก แบบสถิตจนตัวอย่างวิบัติ และทำการเปรียบเทียบการแอ่น ตัวขึ้นต่ำ (พิจารณาการแอ่นตัวสูงสุดเท่ากับ $L_r/240$) ที่กึ่งกลางความยาวในสภาวะใช้งาน (Serviceability Limitation) จากน้ำหนักบรรทุกตามแรงโน้มถ่วง จาก มาตรฐาน ACI 318-19 และ ASCE7-16[19]

การทดสอบใช้วิธีทดสอบน้ำหนักบรรทุกกระทำแบบ 3 จุด (Third-point Loading) ตามมาตรฐาน AASHTO T97-18 [20] นอกจากนี้ การทดสอบได้พิจารณาอัตราส่วน a/d เท่ากับ 3.14 ซึ่งเป็นอัตราส่วนที่ทำให้เกิดการวิบัติเนื่องจากแรงดึงใน แนวทแยงมุม (Diagonal Tension Failure) [21-22]



รูปที่ 5 การติดตั้งตัวอย่างคานและเครื่องมือทดสอบ

3. ผลการวิจัยและอภิปราย

3.1 พฤติกรรมของคานทดสอบ

จากการทดสอบสามารถแบ่งตามวัสดุเหล็กเสริมตาม ขวางได้ 2 กลุ่ม ได้แก่

3.1.1 กลุ่มเหล็กปลอกเดี่ยว

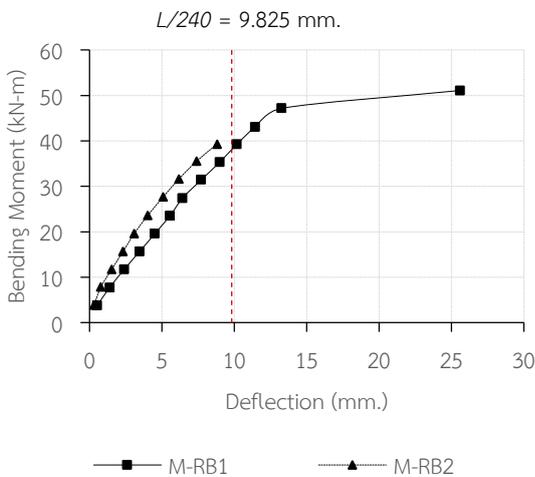
จากการทดสอบตัวอย่างคาน M-RB1 และ M-RB2 พบรอยร้าวแรงดัด (Flexural Crack) กระจายทั่วบริเวณ กึ่งกลางคานและรอยร้าวแรงดัดผสมแรงเฉือน (Flexure-shear Crack) บริเวณปลายคานทั้งสองด้าน โดยที่ค่าแรงดัด ที่ทำให้เกิดรอยร้าวแรงดัดแรก (First Flexural crack) ตำแหน่งกึ่งกลางคาน มีค่าเท่ากับ 19.62 และ 11.76 kN-m สำหรับตัวอย่างทดสอบ M-RB1 และ M-RB2 ตามลำดับ ใน ส่วนของรอยร้าวแรงดัดผสมแรงเฉือน (Flexure-shear Crack) เกิดขึ้น เมื่อค่าแรงดัดเท่ากับ 27.46 และ 15.71 kN-m สำหรับตัวอย่าง M-RB1 และ M-RB2 ตามลำดับ รูปที่ 6 แสดงพฤติกรรมระหว่างค่าแรงดัดและการแอ่นตัว ซึ่ง ตัวอย่าง M-RB1 แสดงพฤติกรรมการคราก (Plastic Behavior) อย่างชัดเจน โดยมีค่าแรงดัดสูงสุดเท่ากับ 54.00 kN-m ซึ่งการวิบัติมีสาเหตุมาจากคอนกรีตเกิดการแตกหัก (Rupture) ที่ตำแหน่งรอยร้าวแรงดัดผสมแรงเฉือน ระยะ เท่ากับ 1.5d จากปลายคาน ดังแสดงในรูปที่ 8 ในขณะที่ ตัวอย่าง M-RB2 เกิดการวิบัติอย่างทันทีทันใด เมื่อแรงดัด เท่ากับ 39.31 kN-m หรือแรงเฉือนเท่ากับ 49.70 kN ซึ่ง การวิบัติมีสาเหตุมาจากคอนกรีตเกิดการแตกหัก ที่ระยะ เท่ากับ 2.0d จากปลายคาน ดังแสดงในรูปที่ 9 ซึ่งมีสาเหตุ จากกำลังรับแรงเฉือน (Nominal Shear Strength) ของ ตัวอย่าง M-B2 ต่ำกว่าตัวอย่าง M-B1 เพราะปริมาณของ เหล็กเสริมปลอกของตัวอย่าง M-B2

3.1.2 กลุ่มเหล็กปลอกสปริง

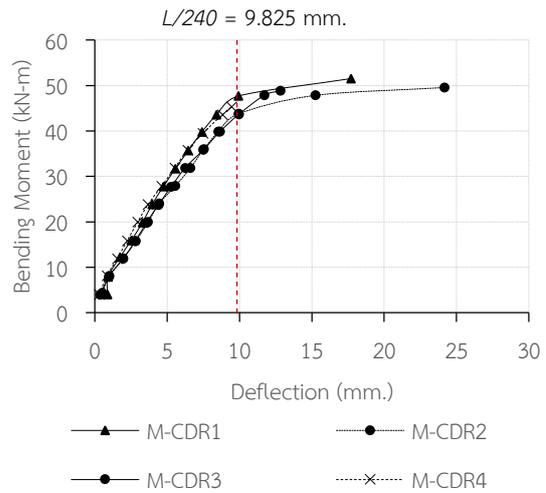
สำหรับตัวอย่างทดสอบคาน M-CDR1 M-CDR2 M- CDR3 และ M-CDR4 พบรอยร้าวแรงดัดเริ่มปรากฏขึ้นที่แรง ดัด เท่ากับ 7.93 8.09 11.87 และ 8.15 kN-m ตามลำดับ และปรากฏรอยร้าวแรงดัดผสมแรงเฉือนเมื่อแรงดัดเท่ากับ 27.78 24.04 15.75 และ 15.83 kN-m สำหรับตัวอย่าง M- CDR1 M-CDR2 M-CDR3 และ M-CDR4 ตามลำดับ รูปที่ 7 แสดงพฤติกรรมระหว่างค่าแรงดัดและการแอ่นตัวของ ตัวอย่างทดสอบทั้ง 4 ตัวอย่าง พบว่า ตัวอย่าง M-CDR1

และ M-CDR2 แสดงพฤติกรรมการครากอย่างชัดเจน สอดคล้องกับระดับความเครียดของเหล็กเสริมตามยาว ด้านล่างที่กึ่งกลางคาน นอกจากนี้ ระดับความเครียดของเหล็กเสริมตามขวางสำหรับ ตัวอย่าง M-CDR2 พบว่าสูงกว่า ระดับความเครียดครากของลวดเหล็กกล้าดิ่งเย็น ลักษณะ การวิบัติแสดงในรูปที่ 10 และ 11 สำหรับตัวอย่าง M-CDR1 และ M-CDR2 ตามลำดับ เกิดขึ้นจากการแตกหัก (Rupture) ของคอนกรีต ที่ตำแหน่งรอยร้าวแรงดัดผสมแรงเฉือน ระยะ 1.0d จากปลายคาน หากสังเกตรอยร้าวตัด รอยร้าวมี ระยะห่างที่น้อยกว่าขั้นตอนทดสอบ M-RB1 ทั้งนี้เนื่องจากมี ระยะเรียงที่ถี่กว่า ทำให้มีรอยร้าวมีการกระจายตัวตลอดทั่ว ทั้งคาน และความกว้างรอยร้าวมีค่าลดลง ทำให้คานเกิดการ ครากและเหล็กเสริมตามยาวสามารถพัฒนาถึงกำลังครากได้ อย่างสมบูรณ์เทียบเท่ากับการใช้เหล็กตามขวางด้วย เหล็กเส้นกลม

สำหรับตัวอย่าง M-CDR3 และ M-CDR4 เกิดการวิบัติ อย่างทันทีทันใดทั้งสองตัวอย่าง ซึ่งการวิบัติมีสาเหตุมาจาก คอนกรีตเกิดการแตกหัก (Rupture) หรือการวิบัติเนื่องจาก แรงดึงในแนวทแยงมุม (Diagonal Tension Failure) ที่ ตำแหน่งรอยร้าวแรงดัดผสมแรงเฉือน ระยะเท่ากับ 1.0d- 1.5d จากปลายคาน ซึ่งลักษณะการวิบัติของโครงสร้างเป็น การวิบัติเนื่องจากแรงเฉือนเป็นหลัก สอดคล้องกับรูปแบบ การวิบัติที่ทำนายไว้ ดังแสดงในรูปที่ 12 และรูปที่ 13 สำหรับตัวอย่าง M-CDR3 และ M-CDR4 ตามลำดับ



รูปที่ 6 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงดัดและการแอ่นตัวที่ กึ่งกลางคานของกลุ่มตัวอย่างเหล็กปลอกเดี่ยว



รูปที่ 7 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงดัดและการแอ่นตัวที่ กึ่งกลางคานของกลุ่มตัวอย่างเหล็กปลอกสปริง

ตารางที่ 3 ค่าความเครียดของเหล็กเสริมที่กำลังสูงสุด

| ตัวอย่าง | ค่าความเครียด* $\times 10^6$ | | | | ลักษณะ การวิบัติ |
|----------|------------------------------|--------|-------------------|-------|------------------|
| | เหล็กเสริมตามยาว | | เหล็กเสริมตามขวาง | | |
| | SG-1 | SG-2 | SG-3 | SG-4 | |
| M-RB1 | -1,085 | 2,798 | 874 | - | แรงดัด |
| M-RB2 | -346 | 2,012 | 387 | - | แรงเฉือน |
| M-CDR1 | -1,125 | 12,253 | 1,359 | 1,255 | แรงดัด |
| M-CDR2 | -241 | 18,573 | 3,564 | 1,161 | แรงดัด |
| M-CDR3 | -811 | 2,322 | 5,262 | 2,122 | แรงเฉือน |
| M-CDR4 | -475 | 2,301 | 2,650 | -23 | แรงเฉือน |

*หมายเหตุ: ค่าความเครียด “-” เท่ากับแรงอัด, “+” เท่ากับแรงดึง

ตารางที่ 4 กำลังสูงสุดของตัวอย่างทดสอบ

| ตัวอย่าง | กำลังสูงสุดจากการทดสอบ | | | อัตราส่วน $\frac{P_{test}}{P_{expect}}$ | อัตราส่วน $\frac{P_{test}}{P_{test(M-RB1)}}$ |
|----------|--------------------------------|--------------------------|---------------------------|---|--|
| | น้ำหนัก กระทำ, P_{test} (kN) | แรงเฉือน, V_{max} (kN) | แรงดัด, M_{test} (kN-m) | | |
| M-RB1 | 137.40 | 68.70 | 54.00 | 1.00 | 1.00 |
| M-RB2 | 99.40 | 49.70 | 39.1 | 1.10 | 0.72 |
| M-CDR1 | 137.07 | 69.54 | 54.35 | 1.10 | 1.00 |
| M-CDR2 | 124.60 | 62.30 | 49.59 | 0.91 | 0.91 |
| M-CDR3 | 123.20 | 61.60 | 48.85 | 0.97 | 0.90 |
| M-CDR4 | 114.20 | 57.10 | 45.34 | 1.16 | 0.83 |

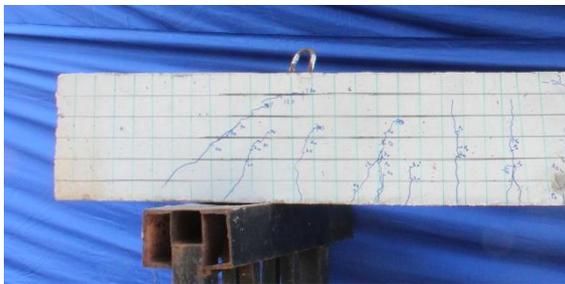
3.1.3 ค่าความเครียดและลักษณะการวิบัติ

ลักษณะการวิบัติของตัวอย่างทั้งหมดสอดคล้องกับการวิบัติที่ทำนายไว้ โดยที่ตัวอย่าง M-RB1 M-CDR1 และ M-CDR2 เป็นการวิบัติแบบเหนียว สำหรับคานทดสอบอื่น ๆ มีการวิบัติโดยแรงเฉือน เป็นหลักซึ่งเป็นพฤติกรรมแบบเปราะ (Brittle Failure)

เมื่อพิจารณาค่าความเครียดของเหล็กเสริมตามยาวดังแสดงในตารางที่ 3 ที่บริเวณกึ่งกลางคานพบว่า ความเครียดของเหล็กเสริมตามยาวด้านล่าง (SG-2) พบว่าค่าความเครียดของเหล็กเสริมในตัวอย่าง M-RB1 M-CDR1 และ M-CDR2 มีค่าสูงกว่าความเครียดที่จุดคราก ซึ่งแสดง

ให้เห็นการครากของเหล็กเสริมรับแรงดึงอย่างสมบูรณ์ ในขณะที่ตัวอย่าง M-RB2 M-CDR3 และ M-CDR4 มีความเครียดของเหล็กเสริมตามยาวค่าต่ำกว่า สอดคล้องกับลักษณะการวิบัติของโครงสร้างซึ่งเป็นการวิบัติเนื่องจากแรงเฉือนเป็นหลักซึ่งเป็นพฤติกรรมแบบเปราะ (Brittle Failure)

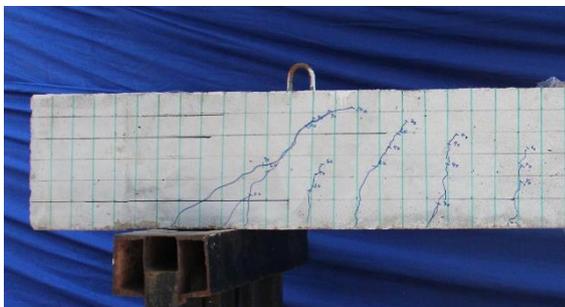
นอกจากนี้ ปรากฏระดับความเครียดของเหล็กเสริมทางขวางสูงกว่าจุดครากของลวดเหล็กกล้าดิ่งเย็น สำหรับตัวอย่างทดสอบ M-CDR2 และ M-CDR3 โดยที่โครงสร้างวิบัติโดยแรงดัดและแรงเฉือน ตามลำดับ



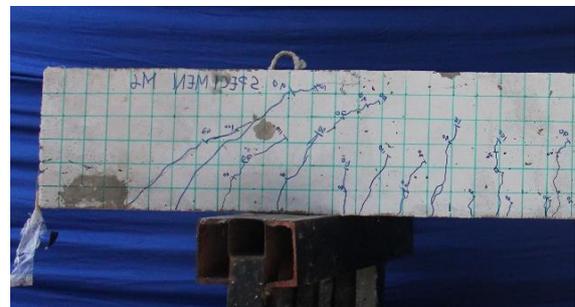
รูปที่ 8 รูปแบบการวิบัติของตัวอย่าง M-RB1 ที่เกิดขึ้นหลังเสร็จสิ้นการทดสอบ



รูปที่ 11 รูปแบบการวิบัติของตัวอย่าง M-CDR2 ที่เกิดขึ้นหลังเสร็จสิ้นการทดสอบ



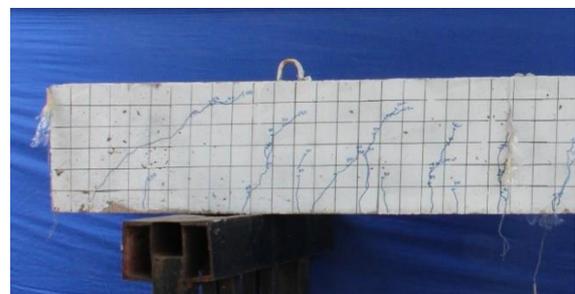
รูปที่ 9 รูปแบบการวิบัติของตัวอย่าง M-RB2 ที่เกิดขึ้นหลังเสร็จสิ้นการทดสอบ



รูปที่ 12 รูปแบบการวิบัติของตัวอย่าง M-CDR3 ที่เกิดขึ้นหลังเสร็จสิ้นการทดสอบ



รูปที่ 10 รูปแบบการวิบัติของตัวอย่าง M-CDR1 ที่เกิดขึ้นหลังเสร็จสิ้นการทดสอบ



รูปที่ 13 รูปแบบการวิบัติของตัวอย่าง M-CDR4 ที่เกิดขึ้นหลังเสร็จสิ้นการทดสอบ

3.2 กำลังของตัวอย่างทดสอบ

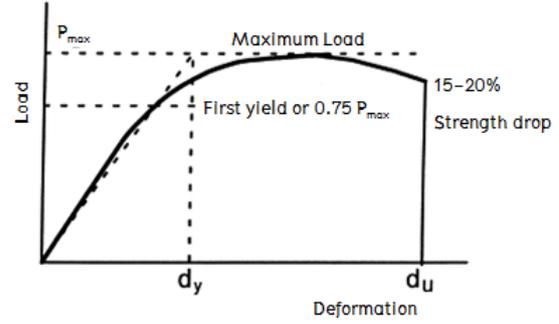
ผลการทดสอบแสดงในตารางที่ 4 เห็นได้ว่า ตัวอย่างทั้งหมดมีกำลังสูงสุดใกล้เคียงกับกำลังสูงสุดที่คาดการณ์ไว้ (P_{expect}) โดยมีอัตราส่วนระหว่างกำลังสูงสุดจากการทดสอบต่อกำลังที่คาดการณ์ มีค่าเท่ากับ 0.91–1.16 นอกจากนี้ หากพิจารณา อัตราส่วนระหว่างกำลังสูงสุดของตัวอย่างคานอื่น ๆ เปรียบเทียบกับคานทดสอบ M-RB1 พบว่า ตัวอย่าง M-CDR1 และ M-CDR2 ซึ่งใช้เหล็กปลอกเป็นลวดเหล็กกล้า ดึงเย็นเสริมคอนกรีต มีอัตราส่วนเทียบเท่ากับกำลังของตัวอย่างทดสอบ M-RB1 ซึ่งมีรายละเอียดเหล็กเสริมตาม ACI 318-19 เท่ากับ 1.00 และ 0.91 ตามลำดับ ซึ่งตัวอย่างทั้งสองมีลักษณะการวิบัติแบบเหนียวเหมือนกับตัวอย่างควบคุม

3.3 อัตราส่วนความเหนียว (μ)

อัตราส่วนความเหนียว (μ) สามารถคำนวณได้โดยเป็น สัดส่วนระหว่างระยะเคลื่อนตัวหลังจากแรงสูงสุดลดลง (d_u) ร้อยละ 15-20 ต่อระยะเคลื่อนตัวที่จุดคราก (d_y) ดังแสดงในสมการ (4) ถือเป็นตัวชี้วัดที่สำคัญของพฤติกรรมโครงสร้างแบบอินอีลาสติก จากการศึกษาของ PARK[22] ได้เสนอวิธีการการหาค่าระยะเคลื่อนตัวที่จุดคราก ดังแสดงในรูปที่ 14

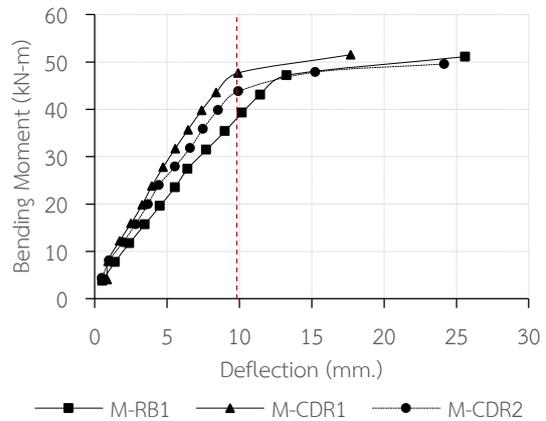
$$\mu = \frac{d_u}{d_y} \quad (4)$$

จากการทดสอบได้คัดเลือกตัวอย่าง M-RB1 M-CDR1 และ M-CDR2 เนื่องจากมีการวิบัติแบบเหนียวและมีการอ่อนตัวมากกว่าค่าการอ่อนตัวที่ยอมให้ สำหรับรูปที่ 15 แสดงเส้นความสัมพันธ์ระหว่างค่าแรงตัดและการอ่อนตัวที่กึ่งกลางคานของตัวอย่างทั้งสาม พบว่า อัตราส่วนความเหนียวของคานทดสอบ M-RB1 M-CDR1 และ M-CDR2 มีค่าเท่ากับ 2.05 2.11 และ 2.42 ดังแสดงในตารางที่ 5 แสดงให้เห็นว่า การใช้ลวดเหล็กกล้าดึงเย็นเสริมคอนกรีตสามารถนำมาใช้กับโครงสร้าง คสล. รับแรงตัดได้โดยความเหนียวใกล้เคียงกับโครงสร้างคานที่มีรายละเอียดเหล็กเสริมตามมาตรฐาน ACI 318-19 และ ว.ส.ท.1008-38



$$L/240 = 9.825 \text{ mm.}$$

รูปที่ 14 การคำนวณค่าความเหนียว [22]



รูปที่ 15 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงตัดและการอ่อนตัวที่กึ่งกลางคานของตัวอย่าง M-RB1 M-CDR1 และ M-CDR2

ตารางที่ 5 ค่าความเหนียวของชิ้นส่วนตัวอย่างทดสอบ

| ตัวอย่าง | d_y (mm.) | d_u (mm.) | μ |
|----------|----------------|----------------|-------|
| M-RB1 | 12.50 | 25.60 | 2.05 |
| M-CDR1 | 8.50 | 17.69 | 2.11 |
| M-CDR2 | 10.00 | 24.18 | 2.42 |

4. บทสรุป

บทความนี้ นำเสนอการเปรียบเทียบการใช้ลวดเหล็กกล้าดึงเย็นเสริมคอนกรีตทดแทนเหล็กเส้นกลม เพื่อใช้เป็นเหล็กเสริมทางขวางหรือเหล็กปลอกสำหรับโครงสร้างรับแรงตัดของอาคารพักอาศัย ซึ่งทดสอบคานคอนกรีตเสริมเหล็กแบบแรงสถิติใช้วิธีน้ำหนักบรรทุกทุกแบบกระทำ 3 จุด (Third-point Testing) ตามมาตรฐาน AASHTO T97-18 จากการทดสอบสามารถสรุปได้ดังนี้



- การใช้ลวดเหล็กกล้าดิ่งยื่นเสริมคอนกรีตเพื่อเป็นเหล็กปลอกสำหรับโครงสร้างรับแรงดัด ควรมีอัตราส่วนเหล็กเสริมตามขวางสูงกว่า 1.50×10^{-3} (ดังแสดงผลการคำนวณในตารางที่ 2) ซึ่งอัตราส่วนดังกล่าวสามารถนำมาใช้ทดแทนปริมาณเหล็กเส้นกลมสำหรับการจัดระยะเรียงของเหล็กปลอกชั้นต่ำสำหรับคานคอนกรีตตามมาตรฐาน ACI318-19 และ วสท.1008-38 ได้
- ในกรณี อัตราส่วนเหล็กเสริมตามขวางมากกว่า 1.50×10^{-3} ระดับความเหนียวและกำลังของคานคอนกรีตที่ใช้ลวดเหล็กกล้าดิ่งยื่นเป็นเหล็กปลอก มีค่าใกล้เคียงกับคานคอนกรีต ตามมาตรฐาน แสดงให้เห็นว่า อัตราส่วนเหล็กเสริมตามขวางมีผลต่ออัตราส่วนความเหนียวและค่าการเคลื่อนตัวประลัย
- ระดับความเครียดของเหล็กเสริมทงยาว สามารถเพิ่มขึ้นสูงกว่าระดับการครากได้ หากค่าอัตราส่วนเหล็กเสริมตามขวางสูงกว่า 1.50×10^{-3}

5. กิตติกรรมประกาศ

ขอขอบคุณบริษัท เม็งรายคอนกรีต จำกัด จังหวัดเชียงราย ที่ได้ให้การสนับสนุน วัสดุและอุปกรณ์สำหรับการทดสอบ

6. เอกสารอ้างอิง

- [1] American Concrete Institute. ACI 318-19, Building code requirements for structural concrete. Farmington Hills: MI; 2019.
- [2] The Engineering Institute of Thailand under H.M. the King's Patronage. EIT Standard 1008-38, Building code requirements for reinforced concrete building by strength method. Bangkok: Thailand; 2021.
- [3] Thai Industrial Standards Institute. Tis no.747-2531, Cold-drawn steel wire for concrete reinforcement. Bangkok: Thailand; 1988.
- [4] Thai Industrial Standards Institute. Tis no.20-2559, Steel bar for reinforced concrete: round bars. Bangkok: Thailand; 2016.
- [5] Li B, Park R, Tanaka H. Stress-strain behavior of high-strength concrete confined by ultra-high-and normal-strength transverse reinforcement J ACI Struct. 2001;98(3):395-406.
- [6] Amorn W, Bowers J, Girgis A, Tadros MK. Fatigue of deformed welded-wire reinforcement. J PCI. 2007;52(1):106-20.
- [7] American Association of State Highway and Transportation Official. AASHTO LRFD bridge design specification. Washington: DC; 2006.
- [8] Lee JY, Lim HS, Kim SE. Evaluation of applicability of high strength stirrup for prestressed concrete members. Int. J Struct Constr Eng 2017;11(6):718-23.
- [9] Shin D, Haroon M, Kim C, Lee BS, Lee JY. Shear strength reduction of large-scale reinforced concrete beams with high-strength stirrups. J ACI Struct 2019;116(5):161-72.
- [10] Lee JY, Haroon M, Shin DI, Kim SW. Shear and torsional design of reinforced concrete members with high-strength reinforcement. J Struct Eng 2021;147(2): 04020327.
- [11] Yan S, Xiao X, Zhang Y, Kan L. Seismic performances of square HSC columns confined with high-strength PC rebar. J Shenyang Jianzhu Univ (Natural Science Edition) 2006;22(1):7-10.
- [12] NEHRP Consultant Joint Venture. Use of high-strength reinforcement in earthquake-resistant concrete structures. Gaithersburg, MD: NIST U.S. Dept. of Commerce; 2011. Report No.: GCR 14-917-30.
- [13] Shi Q, Yang K, Bai L, Zhang X, Jiang W. Experiments on seismic behavior of high-strength concrete columns confined with high-strength stirrups. J China Civil Eng 2011;44(12):9-17.



- [14] Ding HY, Liu Y, Han C, Guo YH. Seismic performance of high-strength short concrete column with high-strength stirrups constraints. *J Tran Tianjin U* 2017;23:360-69.
- [15] Zheng W, Hou C, Chang W. Experimental study on mechanical behavior of circular concrete columns confined by high-strength spiral stirrups. *J Build Struct* 2018;39(6):21-31.
- [16] Paultre P. Influence of concrete strength and transverse reinforcement yield strength on behavior of high-strength concrete columns. *J ACI Structural* 2001;98(4):490-01.
- [17] Wang P, Shi Q, Wang F, Wang Q. Seismic behaviour of concrete columns with high-strength stirrups. *J Earthquakes and Structures* 2020;18(1):15-25.
- [18] Thai Industrial Standards Institute. Tis no.24-2559, Steel bar for reinforced concrete: deformed bars. Bangkok: Thailand; 2016.
- [19] American Society of Civil Engineers. ASCE/SEI 7-16, Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures. New York: 2016.
- [20] American Association of State Highway and Transportation Official. AASHTO T97-18, Standard Method of Test for Flexural Strength of Concrete (Using Simple Beam with Third-Point Loading). Washington: DC; 2018.
- [21] Park R. Evaluation of Ductility of Structures and Structural Assemblages from Laboratory Testing. *Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering* 1989;22(3):155-66.
- [22] Haddadin MJ, Hong S, Mattock AH. Stirrup effectiveness in reinforced concrete beam with axial force. *J Structural Division, ASCE* 1971;97(9):2277-98.
- [23] Transportation Research Board and National Academes of Sciences, Engineering, and Medicine. Simplified shear design of structural concrete members. Washington, DC: The National Academies Press; 2005. Report No.: 549.