

พฤติกรรมคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่ผสมเส้นใยเหล็กมากเกินพอดีภายใต้แรงกระทำแบบวนซ้ำ

BEHAVIOR OF REINFORCED CONCRETE BEAMS WITH EXCEEDING STEEL FIBER UNDER CYCLIC LOAD.

ปิยะพงษ์ วงศ์เมธา^{1*}, ชยานนท์ ทรรษภิญโญ¹, รัฐพล เกติยศ² และ กิตติคุณ จิตไพโรจน์¹

¹ ภาควิชาวิศวกรรมโยธา, คณะวิศวกรรมศาสตร์, มหาวิทยาลัยเชียงใหม่

² สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา, คณะวิศวกรรมศาสตร์, มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลล้านนา

*Corresponding author address: piyapong.wongmatar@cmu.ac.th

บทคัดย่อ

การผสมเส้นใยเหล็กในคอนกรีตสามารถปรับปรุงความสามารถในด้านกำลังรับแรงเฉือน กำลังรับแรงดัด ความเหนียว และการล้าของโครงสร้างปริมาณการผสมเส้นใยเหล็กในคอนกรีตที่มีขนาดโตสุดของมวลรวมหยาบ 3/4 นิ้วที่แนะนำโดยมาตรฐาน ACI ระบุช่วงปริมาณการผสมเส้นใยเหล็กไว้ที่ร้อยละ 0.3-0.8 โดยปริมาตร บทความนี้เสนอพฤติกรรมของคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีปริมาณการผสมเส้นใยเหล็กมากเกินค่าแนะนำภายใต้แรงกระทำแบบวนซ้ำ โดยคานหน้าตัด 12x24 เซนติเมตรมีรายละเอียดของเหล็กเสริมด้านแรงอัดและแรงดึงเป็น DB12 จำนวน 2 เส้นและทำการแปรผันปริมาณการผสมเส้นใยเหล็กชนิดของปลายที่ร้อยละ 0.0 , 0.5 , 1.0 และ 1.5 โดยปริมาตรของคอนกรีต ทดสอบด้วยการดัดแบบแรงกระทำ 4 จุดโดยให้แรงกระทำแบบวนซ้ำ ผลทดสอบคุณสมบัติคอนกรีตแสดงให้เห็นถึงความสามารถในการไหลของคอนกรีตที่ลดลงอย่างมีนัยสำคัญเมื่อผสมเส้นใยเหล็กที่ร้อยละ 1.0 และ 1.5 สำหรับพฤติกรรมการรับแรงดัดแบบวนซ้ำพบว่า การผสมเส้นใยเหล็กช่วยเพิ่มกำลังสูงสุดของคานคอนกรีตเสริมเหล็กเล็กน้อยและช่วยลดระดับความเสียหาย อย่างไรก็ตามเมื่อคานมีค่าการแอ่นตัวมากและอยู่ในสภาวะไม่เชิงเส้นพบว่าคานทดสอบที่ผสมเส้นใยเหล็กที่ร้อยละ 1.0 และ 1.5 นั้นรอยร้าวมีขนาดความกว้างมากกว่าแต่มีจำนวนที่น้อยต่างจากคานที่ไม่มีการผสมเส้นใยเหล็กที่ร้อยละ 1.0 เกิดอย่างกระจายตัว แสดงถึงการยึดออกของเหล็กเสริมรับแรงดึงที่เกิดขึ้นอย่างกระจุกตัวเมื่อผสมเส้นใยเหล็กในปริมาณที่มากเกินพอดีและพฤติกรรมเช่นนี้ส่งผลให้ความสามารถในการสลายพลังงานของคานลดลงโดยเฉพาะการผสมเส้นใยเหล็กที่ร้อยละ 1.5

คำสำคัญ: คานคอนกรีตเสริมเหล็ก , แรงกระทำแบบวนซ้ำ , เส้นใยเหล็ก

Abstract

Steel fiber can improve the shear strength, flexural strength, ductility and fatigue of concrete. The range of proportion for deformed steel fiber in 3/4 in. maximum-size aggregate which proposed in ACI standard was 0.3-0.8 volume percentage of concrete. This article presented the behavior of RC beam with exceeding steel fiber under cycling loading. Beam section 12x24 cm² with two 12 mm dia. bars in both tension and compression sides and varying the fiber content at 0.0, 0.5, 1.0 and 1.5 % by volume of concrete was conducted under cyclic four-point bending test. The test results revealed that the flow ability was significant worse when mixing with steel fiber 1.0 % and 1.5 %. The steel fiber increased the ultimate strength slightly and reduced the damage of the RC beams under cyclic loading. The large cracks were found in the samples with steel fiber 1.0% and 1.5% at nonlinear behavior and more deflection but they were few amounts. It is different in the sample without steel fiber that occurred the smaller crack, but it spread along the beam. These illustrated that the tension rebar was stretched irregularly when the RC beam had the exceeding steel fiber. Moreover, it led to the deterioration of energy dissipation of the RC beam, especially with steel fiber 1.5 %.

Keywords: RC beam, Cyclic loading, Steel fiber

1. คำนำ

คอนกรีตเป็นวัสดุที่มีความสามารถในการรองรับแรงอัดได้เป็นอย่างดี อย่างไรก็ตามในส่วนการรับแรงดึงเป็นข้อด้อยของคอนกรีตเนื่องจากมีกำลังรับแรงดึงที่น้อยและคอนกรีตยังจัดเป็นวัสดุที่มีความเปราะซึ่งเมื่อคอนกรีตรับแรงถึงจุดสูงสุดจะแสดงพฤติกรรมการสูญเสียกำลังโดยทันที ดังนั้นการเลือกใช้คอนกรีตเป็น

ส่วนประกอบในโครงสร้างจึงต้องมีเหล็กเสริมควบคุมไปด้วยเสมอเพื่อทำหน้าที่รองรับแรงดึงที่เกิดขึ้นในโครงสร้าง ความสามารถในการสลายพลังงานคือหัวใจสำคัญของโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กรับแรงแผ่นดินไหวซึ่งจะเกิดขึ้นได้เมื่อเกิดรอยแตกร้าวหรือความเสียหายขึ้นในโครงสร้างระหว่างรองรับแรงกระทำ สิ่งที่เป็นตัวกำหนดเสถียรภาพของโครงสร้างด้านทานแผ่นดินไหวจึงเป็นความเหนียวของโครงสร้างซึ่งเกิดจากรายละเอียดของเหล็กเสริม

และคุณสมบัติที่ดีของคอนกรีต [1] ในปัจจุบันได้มีความพยายามในการปรับปรุงพฤติกรรมเปราะของคอนกรีตโดยการผสมวัสดุเสริมกำลัง โดยวัสดุเสริมกำลังที่นิยมเลือกใช้จะเป็นวัสดุในกลุ่มเส้นใย (Fiber) โดยผสมเข้าไปในระหว่างกระบวนการผสมคอนกรีตเพื่อให้มีการกระจายตัวอย่างสม่ำเสมอในเนื้อคอนกรีต ผลลัพธ์ที่ได้คือการปรับปรุงพฤติกรรมเดิมของคอนกรีตซึ่งเป็นแบบเปราะให้มีความเหนียวมากขึ้น โดยกลไกการทำงานของเส้นใยที่กระจายอยู่ในเนื้อคอนกรีตจะเป็นสะพานรองรับแรงดึงที่เกิดขึ้นจากแรงกระทำส่งผลให้เกิดรอยแตกช้าลงในเนื้อคอนกรีตลดลงและช่วยลดความกว้างของร้าวที่เกิดขึ้นจึงเป็นสาเหตุที่ทำให้คอนกรีตแสดงพฤติกรรมแบบเหนียวได้มากขึ้น [2,3] วัสดุเส้นใยที่นิยมเลือกใช้เป็นวัสดุเสริมกำลังคอนกรีตประกอบด้วย เส้นใยแก้ว (glass fiber) เส้นใยพอลิเมอร์ (polymer fiber) และเส้นใยเหล็ก (steel fiber) [4-6] นอกจากนี้ยังช่วยปรับปรุงคุณสมบัติด้านอื่นของคอนกรีตประกอบด้วย เพิ่มกำลังรับแรงเฉือน (shear strength) เพิ่มกำลังรับแรงดึง (tensile strength) ลดการเกิดการหดตัวจากการสูญเสียความชื้น (shrinkage) และลดการคืบ (creep) [7-10] สำหรับผลของขนาดเส้นใยต่อพฤติกรรมรับแรงของคอนกรีตนั้น Bantia และคณะ [11] ได้เลือกใช้เส้นใยเหล็กที่มีขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 0.80 มิลลิเมตรและ 0.40-0.45 มิลลิเมตรผสมในคอนกรีตพบว่าขนาดของร้าวที่เกิดขึ้นมีขนาดเล็กกว่าเมื่อผสมด้วยเส้นใยที่มีขนาดเล็ก การเลือกปริมาณการผสมเส้นใยเหล็กในคอนกรีตจำเป็นต้องมีการคำนึงถึงความสามารถในการไหลของคอนกรีต วิธีการเท ลักษณะของโครงสร้าง และขนาดของมวลรวม [12-13] ปริมาณการผสมเส้นใยเหล็กที่แนะนำโดยมาตรฐาน ACI [14] ได้ระบุสำหรับคอนกรีตที่มีขนาดโตสุดของหิน 3/4 นิ้วนั้นช่วงปริมาณการผสมเส้นใยเหล็กแนะนำไว้ที่ร้อยละ 0.3-0.8 โดยปริมาตรสำหรับเส้นใยเหล็กที่มีการรอปลาย

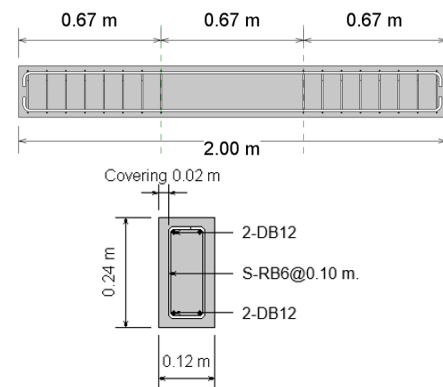
งานวิจัยที่ผ่านมาแสดงให้เห็นว่าคอนกรีตมีคุณสมบัติด้านความเหนียวดีขึ้นเมื่อผสมเส้นใยเหล็กในปริมาณที่มากขึ้น แต่หากผสมในปริมาณที่มากเกินไปจะส่งผลอย่างไรต่อคุณสมบัติของคอนกรีตและโครงสร้างจึงเป็นที่มาของการศึกษาในครั้งนี้ งานวิจัยนี้เสนอผลของการผสมเส้นใยเหล็กในคอนกรีตที่มากเกินไปต่อพฤติกรรมรับแรงดัดแบบบวมซ้ำของคอนกรีตเสริมเหล็กภายใต้ทดสอบด้วยการดัดแบบแรงกระทำ 4 จุด โดยทำการแปรผันปริมาณการผสมเส้นใยเหล็กชนิดรอปลายที่ร้อยละ 0.0, 0.5, 1.0 และ 1.5 โดยปริมาตรของคอนกรีตซึ่งมากกว่าช่วงแนะนำตามมาตรฐาน ACI

2. การดำเนินงานวิจัย

2.1. ตัวอย่างทดสอบ

งานวิจัยนี้เป็นการทดสอบการให้แรงดัดแบบบวมซ้ำแก่คานคอนกรีตเสริมเหล็กที่ผสมเส้นใยเหล็กชนิดรอปลายในคอนกรีต

ตัวอย่างคานทดสอบในงานวิจัยนี้ประกอบด้วยจำนวน 4 ตัวอย่าง ทุกตัวอย่างมีขนาดหน้าตัด 12x24x200 cm เหล็กเสริมตามยาวด้านรับแรงอัดและแรงดึงคือ 2-DB12 และเหล็กกึ่งตั้งเป็น RB6 โดยรายละเอียดของเหล็กเสริมแสดงดังรูปที่ 1 สำหรับตัวแปรที่ทำการแปรผันในตัวอย่างทดสอบคือปริมาณเส้นใยเหล็กชนิดรอปลายที่ผสมในเนื้อคอนกรีต โดยปริมาตรที่ผสมอยู่ในช่วงร้อยละ 0.0 – 1.5 โดยปริมาตรของคอนกรีตดังแสดงในตารางที่ 1 โดยตัวอย่างที่ไม่มี การผสมเส้นใยเหล็ก (S0.0) ถูกใช้เป็นตัวอย่างอ้างอิงในการเปรียบเทียบผลทดสอบ สำหรับคุณสมบัติของเส้นใยเหล็กชนิดรอปลายที่ใช้ในงานวิจัยนี้แสดงในตารางที่ 2



รูปที่ 1 รายละเอียดหน้าตัดและเหล็กเสริมภายใน

ตารางที่ 1 ตัวอย่างทดสอบ

| ตัวอย่าง | ขนาดหน้าตัด (cm) | ปริมาณเส้นใยเหล็ก (ร้อยละโดยปริมาตรคอนกรีต) |
|----------|------------------|---|
| S0.0 | 12x24x200 | 0.0 |
| S0.5 | | 0.5 |
| S1.0 | | 1.0 |
| S1.5 | | 1.5 |

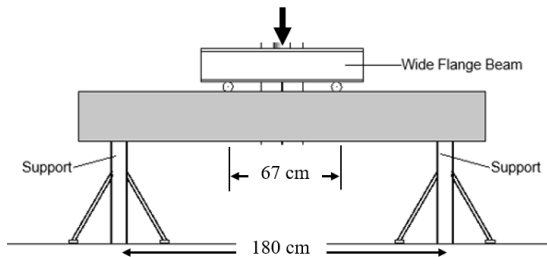
ตารางที่ 2 ขนาดและคุณสมบัติเชิงกลของเส้นใยเหล็ก

| Fiber type | Length (cm) | Diameter (cm) | Specific gravity | Tensile strength (kg/cm ²) |
|------------|-------------|---------------|------------------|--|
| Steel | 5 | 0.075 | 7.85 | 11,217 |

2.2. วิธีการทดสอบ

การให้แรงกระทำแก่คานทดสอบกระทำผ่านการเตรียมตัวอย่างในรูปแบบการดัดแบบแรงกระทำ 4 จุด (four-point bending test) โดยมีระยะช่วงพาดของคานขนาด 180 cm ดังแสดงรายละเอียดในรูปที่ 2 ขั้นตอนการให้แรงกระทำและวงซ้ำแก่คานทดสอบแยกออกเป็น 2 ส่วน ดังแผนภาพแสดงในรูปที่ 3 ส่วนแรกจะเป็นการให้แรงวงซ้ำแก่คานทดสอบโดยการกดคานด้วยแรงขนาด 80 kN และถอนแรงออกเป็นจำนวน 40 รอบ หลังจากนั้นจะเป็น

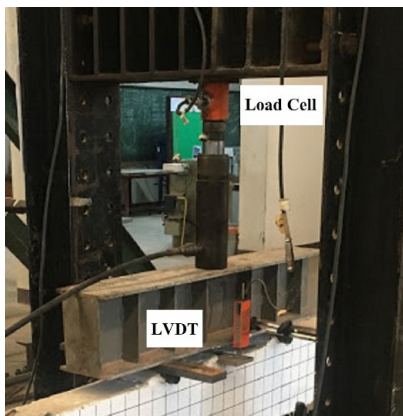
การให้แรงกระทำในส่วนที่สองโดยการกดคานให้มีค่าระยะแอนตัวที่กึ่งกลางคานเพิ่มขึ้นจากค่าการแอนตัวสูงสุดที่เกิดขึ้นในขั้นตอนก่อนหน้าทีละ 3 มิลลิเมตรและถอนแรงออกซึ่งในทุกๆค่าการแอนตัวที่เพิ่มขึ้นจะทำการกดคานวนซ้ำจำนวน 2 รอบ โดยให้เพิ่มค่าการแอนตัวของคานจนกว่าคานจะเกิดการวิบัติ สำหรับเครื่องมือวัดค่าที่ติดตั้งในการทดสอบประกอบด้วย Load cell ขนาด 50 ตันสำหรับวัดค่าแรงกดกระทำ และอุปกรณ์วัดค่าการแอนตัวที่ตำแหน่งกึ่งคานคานดังแสดงในรูปที่ 4



รูปที่ 2 การเตรียมการทดสอบ



รูปที่ 3 แผนภาพขั้นตอนการให้แรงกระทำ



รูปที่ 4 การติดตั้งเครื่องมือวัดค่าในการทดสอบ

3. ผลการทดสอบและอภิปราย

3.1. คุณสมบัติของคอนกรีต

ผลการทดสอบคุณสมบัติของคอนกรีตที่ผสมเส้นใยเหล็ก

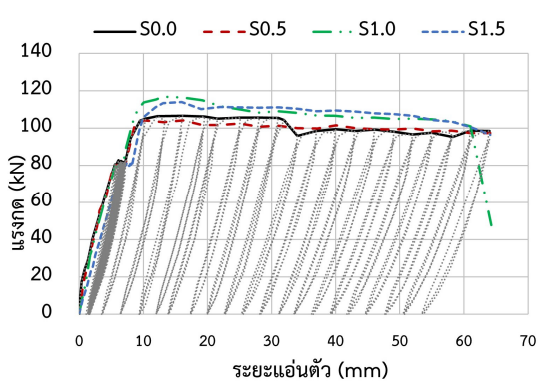
เปรียบเทียบกับค่าจากตัวอย่างอ้างอิง (ไม่ผสมเส้นใยเหล็ก) แสดงดังตารางที่ 3 จากผลการทดสอบแสดงให้เห็นค่าการยุบตัวของคอนกรีตสดมีค่าลดลงเมื่อปริมาณเส้นใยเหล็กที่ผสมอยู่ในคอนกรีตมีค่าเพิ่มมากขึ้น โดยมาตรฐาน ACI ได้แนะนำช่วงปริมาณในการผสมเส้นใยเหล็กสำหรับคอนกรีตที่มีขนาดมวลรวมหยาบโตสุด 3/4 นิ้วไว้ที่ร้อยละ 0.3-0.8 โดยปริมาณซึ่งจะเห็นผลทดสอบว่าเมื่อปริมาณเส้นใยเหล็กอยู่ที่ร้อยละ 1.0 และ 1.5 ค่าการยุบตัวของคอนกรีตลดลงอย่างมากแสดงให้เห็นถึงผลกระทบต่อความสามารถในการไหลของคอนกรีตสดเมื่อผสมเส้นใยเหล็กในปริมาณที่มากเกินไปคำแนะนำซึ่งสอดคล้องกับค่ากำลังรับแรงของคอนกรีตที่อายุ 28 วัน โดยค่ากำลังอัดของคอนกรีตลดลงเมื่อเพิ่มปริมาณเส้นใยเหล็ก อย่างไรก็ตามผลการทดสอบกำลังรับแรงดึงของคอนกรีตมีค่าเพิ่มขึ้นตามปริมาณเส้นใยเหล็กที่เพิ่มมากขึ้น โดยค่าอัตราส่วนของกำลังรับแรงดึงต่อแรงอัดของคอนกรีตอ้างอิงเท่ากับ 0.19 ขณะที่คอนกรีตที่ผสมเส้นใยเหล็กร้อยละ 1.5 มีค่ามากถึง 0.42 แสดงให้เห็นถึงคุณสมบัติด้านการรับแรงดึงของคอนกรีตที่ดีขึ้น

ตารางที่ 3 ผลทดสอบคอนกรีต

| ปริมาณเส้นใยเหล็ก(%) | 0.0 | 0.5 | 1.0 | 1.5 |
|-----------------------------------|------|------|------|------|
| คุณสมบัติของคอนกรีตสด | | | | |
| ค่าการยุบตัว (cm) (Slump test) | 12.5 | 9.0 | 6.3 | 4.5 |
| กำลังของคอนกรีตที่อายุ 28 วัน | | | | |
| กำลังรับแรงอัด, f_c (ksc) | 277 | 249 | 228 | 156 |
| กำลังดึงแยก, f_t (ksc) | 53 | 58 | 67 | 65 |
| อัตราส่วน f_t/f_c | 0.19 | 0.23 | 0.29 | 0.42 |

3.2. เส้นโค้งขอบนอกของแรงกดและการแอนตัว

กราฟเส้นโค้งขอบนอกของความสัมพันธ์ระหว่างแรงกดและระยะแอนตัวที่กึ่งกลางคานของตัวอย่างทดสอบรับแรงกดแบบวนซ้ำ แสดงดังรูปที่ 5 โดยจะเห็นว่า การผสมเส้นใยเหล็กในคอนกรีตไม่กระทบต่อพฤติกรรมการรับแรงในช่วงพฤติกรรมแบบเชิงเส้นแต่มีผลต่อค่าแรงกดสูงสุดที่คานรับได้ โดยผลของตัวอย่าง S1.0 และ S1.5 แสดงให้เห็นถึงการเพิ่มขึ้นของแรงกดสูงสุดจาก 105 kN (ตัวอย่างอ้างอิง) เป็น 117 kN เมื่อผสมเส้นใยเหล็กที่ร้อยละ 1.0 และ 113 kN เมื่อผสมเส้นใยเหล็กที่ร้อยละ 1.5 สำหรับในช่วงพฤติกรรมแบบไม่เชิงเส้นพบว่าตัวอย่างที่ผสมเส้นใยร้อยละ 1.0-1.5 ค่าความชันค่อยๆลดลงเมื่อเพิ่มระยะแอนตัว ในตัวอย่าง S1.0 ที่ระยะแอนตัว 64 mm พบการลดลงแบบฉับพลันของกำลังรับแรง



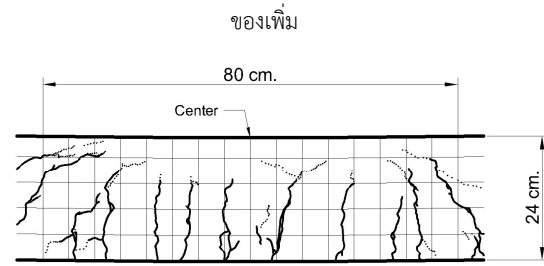
รูปที่ 5 กราฟเส้นโค้งขอบนอก

3.3. รูปแบบความเสียหาย

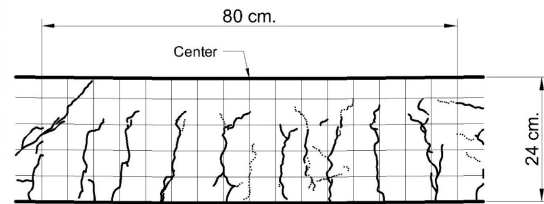
รูปแบบความเสียหายที่ต่างกันของคานทดสอบในส่วนที่เกิดเฉพะแรงดัด (ช่วงกลางคาน) เมื่อปริมาณการผสมเส้นใยเหล็กที่แตกต่างกันกล่าวถึงในหัวข้อนี้ รูปแบบการกระจายตัวของรอยร้าวในแต่ละตัวอย่างทดสอบที่ระยะแอนตัวที่กลางคานเท่ากับ 22 mm ซึ่งเป็นช่วงที่คานเข้าสู่พฤติกรรมแบบไม่เชิงเส้นแสดงดังรูปที่ 6 พบว่าในตัวอย่าง S0.0 ซึ่งไม่ผสมเส้นใยเหล็กนั้นช่วงความลึกของคานที่เกิดรอยร้าวมากถึงประมาณร้อยละ 80 ของความลึกทั้งหมดสำหรับการผสมเส้นใยเหล็กจะช่วยลดความยาวของรอยร้าวซึ่งแสดงชัดเจนในตัวอย่าง S1.5 โดยมีสาเหตุเนื่องมาจากเส้นใยเหล็กช่วยรับแรงดึงที่เกิดขึ้นในเนื้อคอนกรีต แต่การช่วยรับแรงดึงในเนื้อคอนกรีตของเส้นใยเหล็กจะทำให้เกิดรอยร้าวขนาดเล็กกระจายตัวรอบรอยร้าวหลัก สำหรับรูปแบบของรอยร้าวที่ระยะแอนตัว 64 mm ซึ่งเป็นค่าระยะแอนตัวสูงสุดในการทดสอบนั้นแสดงดังรูปที่ 7 พบว่าผลของการผสมเส้นใยเหล็กที่ปริมาณมากเกิดพอดิกลับส่งผลในด้านลบ โดยจะเห็นได้จากตัวอย่าง S0.0 ที่ความกว้างของรอยร้าวกระจายตัวอย่างสม่ำเสมอแสดงให้เห็นถึงการยึดตัวแบบพลาสติกของเหล็กเสริมกระจายตัวได้ตลอดความยาว แตกต่างจากตัวอย่าง S1.0 และ S1.5 ซึ่งพบว่าการเพิ่มขึ้นของความกว้างรอยร้าวกระจุกตัวอยู่ที่บางรอยร้าวขณะที่รอยร้าวอื่นที่อยู่รอบๆมีความกว้างน้อยมากแสดงถึงการยึดตัวของเหล็กเสริมที่ไม่สม่ำเสมอ และจากกราฟเส้นโค้งขอบนอก (รูปที่ 5) นั้นในตัวอย่าง S1.0 เกิดการลดลงของแรงกดอย่างฉับพลันมีสาเหตุเนื่องจากการขาดของเหล็กเสริมรับแรงดึงในตำแหน่งที่รอยร้าวเปิดกว้างดังรูปที่ 7 จากความเสียหายที่กล่าวถึงนี้แสดงให้เห็นถึงผลกระทบต่อกระจายตัวของรอยร้าวที่ลดลงของคานเมื่อผสมเส้นใยเหล็กในปริมาณที่มากเกินไป

3.4. การสลายพลังงาน

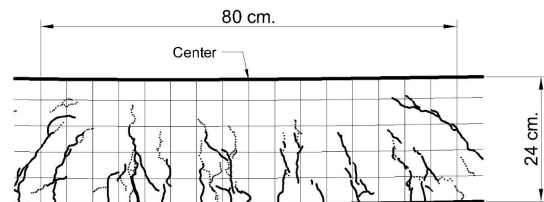
จากขั้นตอนการให้แรงกระทำแบบวนซ้ำโดยกดคานด้วยแรงขนาด 80 kN ซ้ำเป็นจำนวน 40 รอบ และเพิ่มค่าระยะแอนตัวจากก่อนหน้าทีละ 3 mm โดยให้แรงวนซ้ำ 2 รอบในแต่ละขั้น



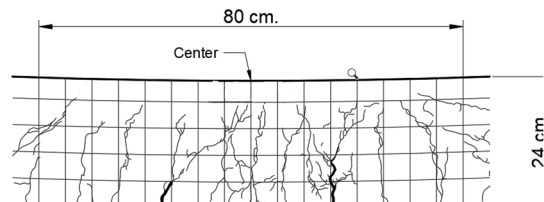
ก) S0.0



ข) S0.5



ค) S1.0



ง) S1.5

รูปที่ 6 รอยร้าวที่ระยะแอนตัว 22 mm

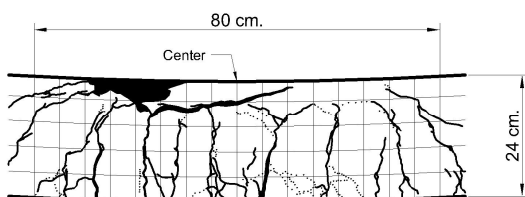
ค่าระยะแอนตัว ตารางที่ 4 แสดงค่าการสลายพลังงานของคานในรอบที่ 40 ของการของการให้แรงวนซ้ำและที่รอบที่ 2 ของการให้แรงวนซ้ำที่ระยะแอนตัว 22 และ 64 mm ณ รอบที่ 40 ของการให้แรงวนซ้ำซึ่งยังเป็นช่วงที่คานแสดงพฤติกรรมแบบไม่เชิงเส้นแสดงตัวอย่าง S0.0 ซึ่งไม่มีการผสมเส้นใยเหล็กนั้นเกิดค่าการสลายพลังงานมากที่สุดที่ 30 J และตัวอย่าง S1.0 มีค่าการสลายพลังงานน้อยกว่าตัวอย่างอ้างอิงถึง 3 เท่า ต่อมาเป็นการกดคานให้มีค่าระยะแอนตัวเพิ่มขึ้นทีละ 3 mm โดยให้แรงกดวนซ้ำ 2 รอบในแต่ละขั้นของเพิ่มค่าระยะแอนตัว ที่ระยะแอนตัว 22 mm คานทดสอบทุกตัวอย่างเริ่มเข้าสู่พฤติกรรมแบบไม่เชิงเส้น แต่จากลักษณะความเสียหายที่แสดงในรูปที่ 6 พบว่าความกว้างของรอยร้าวในทุกตัวอย่างมีค่าน้อยมากแต่จำนวนรอยร้าวในตัวอย่างที่ผสมเส้นใยเหล็กมีค่ามากกว่า ซึ่ง

Kavin และคณะ [15] ได้สรุปไว้ว่าคอนกรีตที่ผสมเส้นใยจะใช้พลังงานในการแตกร้าวมากกว่า ดังนั้นจึงเป็นสาเหตุให้ตัวอย่าง S1.0 และ S1.5 มีค่าการสลายพลังงานที่มากกว่าตัวอย่างอ้างอิง และค่าการสลายพลังงานมีค่าเพิ่มขึ้นเมื่อคานามีการแอ่นตัวและเสียหายมากขึ้นเนื่องจากค่าการสลายพลังงานในคานากอนกรีตเสริมเหล็กนี้จะมีค่ามากเมื่อโครงสร้างแสดงพฤติกรรมแบบไม่เชิงเส้น [16] และเนื่องจากคอนกรีตเป็นวัสดุที่เปราะ ดังนั้นค่าการสลายพลังงานส่วนใหญ่เกิดจากเหล็กเสริมที่แสดงพฤติกรรมแบบพลาสติก เมื่อเปรียบเทียบค่าการสลายพลังงานที่ระยะแอ่นตัว 64 mm พบว่าการสลายพลังงานของตัวอย่าง S0.5 ทำได้ดีเนื่องจากเส้นใยเหล็กมีส่วนช่วยอย่างมาก แต่หากเปรียบเทียบกับตัวอย่าง S1.0 และ S1.5 ซึ่งค่าการสลายพลังงานลดลงจาก 275 J เหลือ 139 J และ 75 J เนื่องจากการเปิดอ้าออกของรอยร้าวในรูปที่ 7 ของตัวอย่าง S0.5 แสดงให้เห็นถึงการเปิดอ้าออกของขนาดรอยร้าวที่เกิดอย่างกระจายตัวขณะที่ตัวอย่าง S1.5 ที่แสดงชัดเจนว่าการเปิดอ้าออกของรอยร้าวกระจุกตัวอยู่ที่บางรอยร้าวเท่านั้น ส่งผลให้การสลายพลังงานที่เกิดจากเส้นใยเหล็กที่ผสมอยู่ในคอนกรีตทำได้น้อย ผลทดสอบแสดงให้เห็นถึงความสามารถในการสลายพลังงานที่ลดลงเมื่อผสมเส้นใยเหล็กในปริมาณที่มากเกินไป

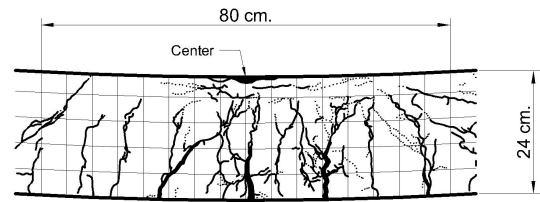
4. สรุป

งานวิจัยนี้เป็นการศึกษาผลของการรับแรงดัดแบบรวมซ้ำของคานากอนกรีตเสริมเหล็กที่ผสมเส้นใยเหล็กในปริมาณร้อยละ 0.0-1.5 โดยปริมาตรคอนกรีตซึ่งเป็นค่าที่เกินกว่าช่วงแนะนำตามมาตรฐาน ACI โดยการทดสอบการให้แรงดัดแบบแรงกระทำ 4 จุด โดยผลการทดสอบคุณสมบัติคอนกรีตแสดงถึงความสามารถในการไหลที่ลดลงอย่างมากเมื่อเลือกใช้สัดส่วนผสมเส้นใยเหล็กที่มากเกินไป ค่าแนะนำ สำหรับผลของการผสมเส้นใยเหล็กที่มากเกินไปต่อพฤติกรรมการรับแรงของคานาสรุปได้ดังนี้

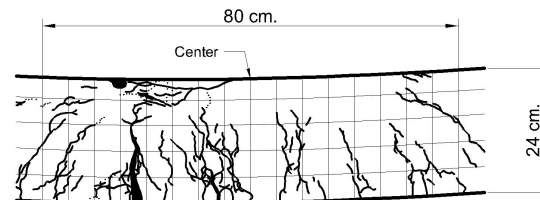
- กำลังรับแรงสูงสุดของคานาเพิ่มขึ้นเล็กน้อยเนื่องจากกำลังรับแรงดึงของคอนกรีตที่เพิ่มขึ้น
- การกระจายตัวของรอยร้าวในช่วงพฤติกรรมไม่เชิงเส้นแย่งลงนำไปสู่การยึดตัวของเหล็กเสริมรับแรงดึงอย่างกระจุกตัวและทำให้เหล็กเสริมรับแรงดึงขาดในท้ายที่สุด
- ความสามารถในการสลายพลังงานในช่วงพฤติกรรมไม่เชิงเส้นแย่งลงเนื่องการกระจุกตัวของรอยร้าว



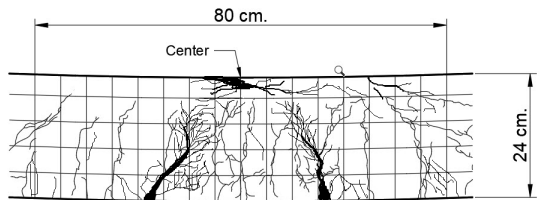
ก) S0.0



ข) S0.5



ค) S1.0



ง) S1.5

รูปที่ 7 รอยร้าวที่ระยะแอ่นตัว 64 mm

ตารางที่ 4 ค่าการสลายพลังงาน

| ตัวอย่าง | S0.0 | S0.5 | S1.0 | S1.5 |
|--------------------------------------|------|------|------|------|
| ค่าการสลายพลังงาน (J) / รอบการให้แรง | | | | |
| (ช่วงพฤติกรรมเชิงเส้น) | | | | |
| แรงวนซ้ำรอบที่ 40 | 30 | 21 | 10 | 19 |
| (ช่วงพฤติกรรมไม่เชิงเส้น) | | | | |
| ที่ระยะแอ่นตัว 22 mm | 63 | 60 | 81 | 71 |
| ที่ระยะแอ่นตัว 64 mm | 97 | 275 | 139 | 75 |

5. การอ้างอิง

- [1] Banthia N., Sappakittipakorn M. (2007) Toughness enhancement in steel fiber reinforced concrete through fiber hybridization. *Cement and Concrete Research* 37(9), 1366-1372.
- [2] Park K., Paulino G.H., Roesler J. (2010). Cohesive fracture model for functionally graded fiber reinforced concrete. *Cement and Concrete Research* 40(6), 956-965.
- [3] Park S.H., Kim D.J., Ryu G.S., Koh K.T. (2012). Tensile behavior of ultra high performance hybrid fiber

- reinforced concrete. *Cement and Concrete Composites* **34**(2), 172-184.
- [4] Alberti M.G., Enfedaque A., Galvez J.C. (2015) Comparison between polyolefin fiber reinforced vibrated conventional concrete and self-compacting concrete. *Construction and Building Materials* **85**, 182-194.
- [5] Mertol H.C., Baran E., Bello H.J. (2015) Flexural behavior of lightly and heavily reinforced steel fiber concrete beams. *Construction and Building Materials* **98**, 185-193.
- [6] Tassew S.T., Lubell A. (2014) Mechanical properties of glass fiber reinforced ceramic concrete. *Construction and Building Materials* **51**, 215-225.
- [7] Wang H., Belarbi A. (2011) Ductility characteristics of fiber-reinforced-concrete beams reinforced with FRP rebars. *Construction and Building Materials* **25**(5), 2391-2401.
- [8] Zamanzadeh Z., Lourenco L., Barros J. (2015) Recycled steel fiber reinforced concrete failing in bending and in shear. *Construction and Building Materials* **85**, 195-207.
- [9] Boulekbache B., Hamrat M., Chemrouk S. (2015) Failure mechanism of fibre reinforced concrete under splitting test using digital image correlation. *Materials and Structures* **48**, 2713-2726.
- [10] Martinie L., Roussel N. (2011) Simple tools for fiber orientation prediction in industrial practice. *Cement and Concrete Research* **41**(10), 993-1000.
- [11] Park R., Paulay T. (1975). *Reinforced Concrete Structure*. Wiley, Hoboken.
- [12] Sarmiento E.V., Geiker M.R., Kanstad T. (2016) Influence of fibre distribution and orientation on the flexural behaviour of beams cast from flowable hybrid polymer-steel FRC. *Construction and Building Materials* **109**, 166-176.
- [13] Kang S.T., Kim J.K. (2012) Investigation on the flexural behavior of UHPCC considering the effect of fiber orientation distribution. *Construction and Building Materials* **28**(1), 57-65.
- [14] ACI (1993) ACI 544.3R-93: Guide for Specifying, Proportioning, Mixing, Placing, and Finishing Steel Fiber Reinforced Concrete. ACI, Farmington Hills, MI, USA.
- [15] Kevin J., Bradley W.F., Eric N.L. (2013) Measurement of energy dissipation mechanisms in fracture of fiber-reinforced ultrahigh-strength cement-based composites. *Journal of Engineering Mechanics* **139**(7), 771-779.
- [16] Park H., EOM T. (2004) Energy dissipation capacity of flexure-dominated reinforced concrete members. *13th World Conference on Earthquake Engineering*, August 1-6, Vancouver, B.C., Canada, Paper No: 3481.