

แบบจำลองการเคลื่อนตัวของรอยร้าวเนื่องจากแรงเฉือนสำหรับคอนกรีตกำลังสูงเสริมเส้นใยเหล็ก
โดยการทดสอบแบบกดแยก

นายอนุวัฒน์ อรรถไชยวุฒิ

วิทยานิพนธ์นี้เป็นส่วนหนึ่งของการศึกษาตามหลักสูตรปริญญาวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต
สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา ภาควิชาวิศวกรรมโยธา
คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย
ปีการศึกษา 2554
ลิขสิทธิ์ของจุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

บทคัดย่อและแฟ้มข้อมูลฉบับเต็มของวิทยานิพนธ์ตั้งแต่ปีการศึกษา 2554 ที่ให้บริการในคลังปัญญาจุฬาฯ (CUIR)
เป็นแฟ้มข้อมูลของนิสิตเจ้าของวิทยานิพนธ์ที่ส่งผ่านทางบัณฑิตวิทยาลัย

The abstract and full text of theses from the academic year 2011 in Chulalongkorn University Intellectual Repository (CUIR)
are the thesis authors' files submitted through the Graduate School.

A CRACK-SHEAR SLIP MODEL FOR HIGH STRENGTH STEEL FIBER REINFORCED
CONCRETE BASED ON PUSH OFF TEST

Mr. Anuwat Attachaiyawuth

A Thesis Submitted in Partial Fulfillment of the Requirements
for the Degree of Master of Engineering Program in Civil Engineering

Department of Civil Engineering

Faculty of Engineering

Chulalongkorn University

Academic Year 2011

Copyright of Chulalongkorn University

หัวข้อวิทยานิพนธ์

แบบจำลองการเคลื่อนตัวของรอยร้าวเนื่องจากแรงเฉือน
สำหรับคอนกรีตกำลังสูงเสริมเส้นใยเหล็ก โดยการทดสอบ
แบบกดแยก

โดย

นายอนุวัฒน์ อรรถไชยวุฒิ

สาขาวิชา

วิศวกรรมโยธา

อาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์หลัก

ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร. วิฑิต ปานสุข

คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย อนุมัติให้บัณฑิตวิทยาลัย
ส่วนหนึ่งของการศึกษาตามหลักสูตรปริญญาโทบริหาร

..... คณบดีคณะวิศวกรรมศาสตร์
(รองศาสตราจารย์ ดร. บุญสม เลิศศิริวงษ์)

คณะกรรมการสอบวิทยานิพนธ์

..... ประธานกรรมการ
(ศาสตราจารย์ ดร. ปณิธาน ลักคุณะประสิทธิ์)

..... อาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์หลัก
(ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร. วิฑิต ปานสุข)

..... กรรมการ
(ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร. จรุง รุ่งอมรรัตน์)

..... กรรมการภายนอกมหาวิทยาลัย
(Khampaseuth Thepvongsa, Ph.D.)

อนุวัฒน์ อรรถไชยวุฒิ : แบบจำลองการเคลื่อนตัวของรอยร้าวเนื่องจากแรงเฉือน
สำหรับคอนกรีตกำลังสูงเสริมเส้นใยเหล็ก โดยการทดสอบแบบกดแยก (A CRACK-
SHEAR SLIP MODEL FOR HIGH STRENGTH STEEL FIBER REINFORCED
CONCRETE BASED ON PUSH OFF TEST), อ. ที่ปริกษาวิทยานิพนธ์หลัก :
ผศ.ดร.วิจิต ปานสุข, 78 หน้า.

งานวิจัยนี้เป็นการศึกษาพฤติกรรมการรับแรงเฉือนของคอนกรีตกำลังสูงเสริมเส้นใยเหล็ก โดยการทดสอบแบบกดแยก มีวัตถุประสงค์เพื่อศึกษาปัจจัยที่มีผลต่อการรับแรงเฉือนและสร้างแบบจำลองการเคลื่อนตัวของรอยร้าวเนื่องจากแรงเฉือนของคอนกรีตชนิดนี้ ปัจจัยที่ศึกษาคือ กำลังอัดของคอนกรีต ปริมาณเส้นใยเหล็ก ปริมาณเหล็กเสริมรับแรงเฉือน มุมระหว่างระนาบรอยร้าวกับทิศทางการเรียงตัวหลักของเส้นใยเหล็ก และมุมระหว่างระนาบรอยร้าวกับทิศทางของเหล็กเสริมรับแรงเฉือน ปัจจัยเหล่านี้ส่งผลต่อการรับแรงเฉือนของชิ้นตัวอย่างคือ กำลังรับแรงเฉือน ความกว้างรอยร้าว การเคลื่อนตัวของรอยร้าว และความเครียดในเหล็กเสริมรับแรงเฉือน ผู้วิจัยได้นำวิธีการถ่ายภาพเข้ามาช่วยในการวัดค่ารอยร้าวที่เกิดขึ้นในการทดสอบ เพื่อให้การทดสอบมีความสะดวกมากขึ้น ผลการวิจัยพบว่าการมีเส้นใยเหล็กช่วยให้ชิ้นตัวอย่างมีกำลังรับแรงเฉือนเพิ่มขึ้น 1.5-2 เท่า นอกจากนี้ยังช่วยให้ชิ้นตัวอย่างมีความเหนียวมากขึ้นอย่างมีประสิทธิภาพเมื่อมีเส้นใยเหล็กรับแรงเฉือนร่วมกับเหล็กเสริมรับแรงเฉือน มุมระหว่างระนาบรอยร้าวกับทิศทางการเรียงตัวหลักของเส้นใยเหล็ก และมุมระหว่างระนาบรอยร้าวกับทิศทางของเหล็กเสริมรับแรงเฉือนส่งผลต่อกำลังรับแรงเฉือนอย่างมีนัยสำคัญ จากผลการทดสอบทั้งหมดสามารถนำมาสร้างแบบจำลองการเคลื่อนตัวของรอยร้าวเนื่องจากแรงเฉือนสำหรับคอนกรีตกำลังสูงเสริมเส้นใยเหล็กได้ โดยแบ่งเป็นช่วงก่อนเกิดรอยร้าวและช่วงหลังเกิดรอยร้าว โดยช่วงก่อนเกิดรอยร้าวเป็นความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงเฉือนและความเครียดเฉือนในรูปแบบสมการเส้นตรง 1 ช่วง และช่วงหลังเกิดรอยร้าวเป็นความสัมพันธ์ระหว่างอัตราส่วนของหน่วยแรงเฉือนต่อกำลังรับแรงอัดและการเคลื่อนตัวของรอยร้าวในรูปแบบสมการเส้นตรง 3 ช่วง

ภาควิชา.....วิศวกรรมโยธา.....
สาขาวิชา.....วิศวกรรมโยธา.....
ปีการศึกษา...2554..

ลายมือชื่อ.....
ลายมือชื่อ อ.ที่ปริกษาวิทยานิพนธ์หลัก.....
ลายมือชื่อ อ.ที่ปริกษาวิทยานิพนธ์ร่วม.....

5270647121 : MAJOR CIVIL ENGINEERING

KEYWORDS : SHEAR BEHAVIOR / CRACK WIDTH / CRACK SLIP / FIBER REINFORCED CONCRETE / PUSH OFF TEST

ANUWAT ATTACHAIYAWUTH : A CRACK-SHEAR SLIP MODEL FOR HIGH STRENGTH STEEL FIBER REINFORCED CONCRETE BASED ON PUSH OFF TEST. ADVISOR : ASST.PROF.WITHIT PANSUK, 78 pp.

The research is a study of shear behavior of high strength steel fiber reinforced concrete based on push off test. The objective of this study was to study parameters affect shear behavior and produce a crack shear slip model for this material. The parameters were compressive strength of concrete, quantity of steel fiber, quantity of stirrup, angle of shear plane-principal direction of steel fiber and angle of shear plane-stirrup. These parameters affect shear strength, crack width, crack slip and stirrup strain. The displacement of shear crack tested by push-off test was measured by image analysis. Test results indicated that shear strength increased approximately 1.5-2 times due to the presence of steel fiber and ductility increased effectively due to the presence of steel fiber with stirrup. Angle of shear plane-principal direction of steel fiber and angle of shear plane-stirrup affect shear strength significantly. All of test data used to create the experimental crack shear slip model for high strength steel fiber reinforced concrete by 2 parts, first part is prior crack by linear relationship between shear stress and shear strain, second part is post crack by tri-linear relationship between shear stress-compressive strength ratio and crack slip.

Department : Civil Engineering Student's Signature

Field of Study : Civil Engineering Advisor's Signature

Academic Year : 2011 Co-advisor's Signature

กิตติกรรมประกาศ

วิทยานิพนธ์นี้สำเร็จลุล่วงได้ ด้วยความกรุณาจากคณาจารย์ทุกท่านที่สละเวลาอันมีค่ามาให้ความรู้และคำแนะนำอันเป็นประโยชน์ อีกทั้งช่วยเหลือแนวทางแก้ไขเมื่อพบปัญหา และข้อบกพร่องต่างๆ ตลอดระยะเวลาในการทำวิจัย ขอกราบขอบพระคุณศาสตราจารย์ ดร. ปณิธาน ลักคุณะประสิทธิ์ ที่กรุณารับเป็นประธานกรรมการสอบวิทยานิพนธ์ ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร. วิทิต ปานสุข อาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์ และกรรมการสอบวิทยานิพนธ์อันประกอบด้วย ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร. จริญญา รุ่งอมรรัตน์ Dr. Khampaseuth Thepvongsa

งานวิจัยนี้ได้รับทุนสนับสนุนจาก ทุนอุดหนุนวิทยานิพนธ์สำหรับนิสิต จากบัณฑิตวิทยาลัย จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย ขอขอบพระคุณเป็นอย่างสูง ไว้ ณ ที่นี้

ขอขอบคุณนายสมพงษ์ ขำแจ้ง เจ้าหน้าที่ปฏิบัติการหน่วยทดสอบ ภาควิชาวิศวกรรมโยธาที่ช่วยดำเนินการทดสอบในงานวิจัยนี้ทั้งหมด ตลอดจนเพื่อนนิสิตปริญญาโท สาขาวิศวกรรมโยธา ที่ช่วยในการหล่อชิ้นตัวอย่าง ขอขอบคุณ คุณสุรัชย์ สุทธิธรรมมา ผู้จัดการฝ่ายธุรกิจประเทศไทย ลาว กัมพูชาบริษัท Elkem Material จำกัด ซึ่งได้อนุเคราะห์วัสดุซิลิกาฟุ่มในงานวิจัยนี้

สุดท้ายนี้กราบขอบพระคุณ บิดา มารดา สนับสนุนในด้านการศึกษา ตลอดจนผู้มีพระคุณทุกท่าน ที่ทำให้งานวิจัยนี้สำเร็จลุล่วงไปได้ด้วยดี

ผู้วิจัยจึงขอกราบขอบพระคุณเป็นอย่างสูงมา ณ โอกาสนี้

สารบัญ

	หน้า
บทคัดย่อภาษาไทย.....	ง
บทคัดย่อภาษาอังกฤษ.....	จ
กิตติกรรมประกาศ.....	ฉ
สารบัญ.....	ช
สารบัญตาราง.....	ญ
สารบัญภาพ.....	ฎ
บทที่ 1 บทนำ.....	1
1.1 ที่มาและความสำคัญของการศึกษา.....	1
1.2 วัตถุประสงค์ของงานวิจัย.....	2
1.3 ขอบเขตงานวิจัย.....	2
1.4 ประโยชน์ที่คาดว่าจะได้รับ.....	3
1.5 ระยะเวลาดำเนินงาน.....	3
บทที่ 2 เอกสารและงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง.....	5
2.1 งานวิจัยที่เกี่ยวข้อง.....	5
2.2 ทฤษฎีที่เกี่ยวข้อง.....	24
2.2.1 Modeling of concrete under shear test.....	24
2.2.2 Aggregate Interlock	27
2.2.3 The Modified Compression Field Theory	28
2.2.3.1 Compatibility Condition.....	29
2.2.3.2 Equilibrium Conditions	30
2.2.3.3 Stress-Strain Relationships	32
2.2.3.4 Average Stress-Average Strain Response of Concrete.....	33
2.2.3.5 Transmitting Loads Across Cracks.....	36
บทที่ 3 วิธีดำเนินการวิจัย.....	41

3.1	วิธีการหล่อขึ้นตัวอย่าง.....	41
3.2	ขนาดของขึ้นตัวอย่างและรายละเอียดขึ้นตัวอย่างก่อนการหล่อคอนกรีต.....	42
3.3	คุณสมบัติของคอนกรีต.....	43
3.4	คุณสมบัติของเส้นใยเหล็กและเหล็กเสริม.....	43
3.5	รายละเอียดของตัวอย่างทดสอบและตัวแปรที่ศึกษา.....	43
3.5.1	รายละเอียดของขึ้นตัวอย่าง.....	44
3.6	วิธีการทดสอบขึ้นตัวอย่างคอนกรีต.....	47
3.6.1	วิธีการให้แรงกระทำ.....	47
3.6.2	วิธีการวัดรอยร้าวและสูตรการคำนวณ.....	48
3.6.3	วิธีการปรับค่าความผิดพลาดเนื่องจากเลนส์ของกล้อง.....	49
บทที่ 4	ผลการวิจัยและการวิเคราะห์ข้อมูล.....	53
4.1	ความสัมพันธ์ระหว่างความเครียดในเหล็กเสริมกับอัตราส่วนระหว่างหน่วยแรงเฉือนกับกำลังอัดของคอนกรีต (stirrups strain- τ/f_c).....	53
4.1.1	ความสัมพันธ์ระหว่างความเครียดในเหล็กเสริมกับอัตราส่วนระหว่างหน่วยแรงเฉือนกับกำลังอัดของคอนกรีต (stirrups strain- τ/f_c) ของชุดตัวอย่างที่ 1.....	53
4.1.2	ความสัมพันธ์ระหว่างความเครียดในเหล็กเสริมกับอัตราส่วนระหว่างหน่วยแรงเฉือนกับกำลังอัดของคอนกรีต (stirrups strain- τ/f_c) ของชุดตัวอย่างที่ 2.....	54
4.1.3	เปรียบเทียบความสัมพันธ์ระหว่างความเครียดในเหล็กเสริมกับอัตราส่วนระหว่างหน่วยแรงเฉือนกับกำลังอัดของคอนกรีต (stirrups strain- τ/f_c) เมื่อขึ้นตัวอย่างมีปริมาณเส้นใยเหล็กที่แตกต่างกัน.....	55
4.1.4	เปรียบเทียบความสัมพันธ์ระหว่างความเครียดในเหล็กเสริมกับอัตราส่วนระหว่างหน่วยแรงเฉือนกับกำลังอัดของคอนกรีต (stirrups strain- τ/f_c) เมื่อขึ้นตัวอย่างมีกำลังอัดคอนกรีตที่แตกต่างกัน- τ/f_c) เมื่อขึ้นตัวอย่างมีปริมาณเส้นใยเหล็กที่แตกต่างกัน.....	56

4.1.5 เปรียบเทียบความสัมพันธ์ระหว่างความเครียดในเหล็กเสริมกับอัตราส่วนระหว่างหน่วยแรงเฉือนกับกำลังอัดของคอนกรีต (stirrups strain- τ/f_c) เมื่อมีการเรียงตัวหลักของเส้นใยเหล็กเป็นแบบปั่นป่วน.....	57
4.2 ความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงเฉือนและการเกิดรอยร้าว ($\tau - W, \delta$).....	58
4.3 แบบจำลองการเคลื่อนตัวของรอยร้าวเนื่องจากแรงเฉือนสำหรับคอนกรีตกำลังสูงเสริมเส้นใยเหล็ก (Crack shear slip model for high strength steel fiber reinforced concrete).....	60
4.3.1 แบบจำลองการเคลื่อนตัวของรอยร้าวเนื่องจากแรงเฉือนสำหรับคอนกรีตกำลังสูงเสริมเส้นใยเหล็กในช่วงก่อนเกิดรอยร้าวแรก (Crack shear slip model for high strength steel fiber reinforced concrete)..	60
4.3.2 แบบจำลองการเคลื่อนตัวของรอยร้าวเนื่องจากแรงเฉือนสำหรับคอนกรีตกำลังสูงเสริมเส้นใยเหล็กในช่วงหลังเกิดรอยร้าวแรก (Crack shear slip model for high strength steel fiber reinforced concrete after cracking).....	62
4.3.3 เปรียบเทียบแบบจำลองการเคลื่อนตัวของรอยร้าวเนื่องจากแรงเฉือนสำหรับคอนกรีตกำลังสูงเสริมเส้นใยเหล็กในช่วงหลังเกิดรอยร้าวแรกกับผลการทดสอบ.....	68
บทที่ 5 สรุปผลการวิจัย.....	72
5.1 สรุปผลการวิจัย.....	72
5.2 ข้อเสนอแนะ.....	74
รายการอ้างอิง.....	75
ประวัติผู้เขียนวิทยานิพนธ์.....	78

สารบัญตาราง

	หน้า
ตารางที่ 1.1 แผนการดำเนินงานในแต่ละขั้นตอน.....	4
ตารางที่ 3.1 แสดงคุณสมบัติของเหล็กเสริมที่ใช้ในการทดสอบ.....	43
ตารางที่ 3.2 แสดงคุณสมบัติของเส้นใยเหล็กที่ใช้ในการทดสอบ.....	43
ตารางที่ 3.3 แสดงข้อชุดตัวอย่างและตัวแปรในแต่ละชุดตัวอย่าง.....	43
ตารางที่ 3.4 ระยะเวลาโปรแกรมคำนวณได้.....	51

สารบัญภาพ

		หน้า
ภาพที่ 2.1	แสดงความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนกับการเคลื่อนตัวของรอยร้าว เมื่อมุม (θ) ระหว่างเหล็กเสริมรับแรงเฉือนกับรอยร้าวมีค่าต่างกัน.....	10
ภาพที่ 2.2	แสดงค่าตัวแปรที่ใช้ในสมการ (2.11).....	11
ภาพที่ 2.3	แสดงค่ามุมระหว่างเส้นใยเหล็กกับระนาบตั้งฉากกับแนวแรงที่เป็นค่าลบ $(-\theta)$	13
ภาพที่ 2.4	แสดงลักษณะการแตกคอนกรีตและการตัดตัวอย่างจากคานคอนกรีต.....	15
ภาพที่ 2.5	ความสัมพันธ์ระหว่างการเรียงตัวของเส้นใยเหล็กและระยะจากจุดแตกคอนกรีต.....	15
ภาพที่ 2.6	แสดงลักษณะการแตกคอนกรีตและการเก็บตัวอย่างของชุดตัวอย่าง A และ B.....	16
ภาพที่ 2.7	แสดงลักษณะการแตกคอนกรีตและการเก็บตัวอย่างของชุดตัวอย่าง C.....	16
ภาพที่ 2.8	แสดงค่าตัวแปรต่างๆที่ใช้ในการคำนวณการเรียงตัวของเส้นใยเหล็ก.....	17
ภาพที่ 2.9	แสดงตำแหน่งแผ่นพื้นคอนกรีตที่ถูกตัดและการสมมุติลักษณะการเรียงตัวของเส้นใยเหล็กบนแผ่นพื้น.....	19
ภาพที่ 2.10	a) ความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงดึงและความเครียดในช่วงยืดหยุ่น (elastic phase) และช่วงที่ความยืดหยุ่นลดลง (reduced elastic phase) b) ความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงดึงและความกว้างรอยร้าวในช่วงอ่อนตัว (softening phase).....	23
ภาพที่ 2.11	a) แสดงความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนต่อกำลังรับแรงเฉือนสูงสุดกับการเคลื่อนตัวของรอยร้าวต่อความกว้างรอยร้าว b) แสดงความสัมพันธ์ระหว่างกำลังรับแรงเฉือนสูงสุดต่อกำลังอัดของคอนกรีต.....	24
ภาพที่ 2.12	a) แสดงความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงเฉือนต่อการเคลื่อนตัวของรอยร้าว Walraven – Reinhardt b) แสดงความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงตั้งฉากต่อการเคลื่อนตัวของรอยร้าว จากแบบจำลองของ Walraven – Reinhardt	26

ภาพที่ 2.13	ลักษณะการเกิดรอยร้าวและการขัดยัดของมวลรวม (Aggregate Interlock) จากทฤษฎีของ Walraven.....	27
ภาพที่ 2.14	ความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงต่อความเครียดของเมตริกซ์ที่เป็นแบบไม่ยืดหยุ่น.....	27
ภาพที่ 2.15	พื้นที่ผิวสัมผัสเมื่อเกิดการเคลื่อนตัวของรอยร้าว.....	28
ภาพที่ 2.16	แสดงทิศทางของแรงกระทำและลักษณะของการเสียรูปของชิ้นส่วนคอนกรีตเสริมเหล็ก.....	29
ภาพที่ 2.17	a) แสดงความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนต่อกำลังรับแรงเฉือนสูงสุดกับการเคลื่อนตัวของรอยร้าวต่อความกว้างรอยร้าว b) แสดงความสัมพันธ์ระหว่างกำลังรับแรงเฉือนสูงสุดต่อกำลังอัดของคอนกรีต.....	30
ภาพที่ 2.18	แสดงสภาพสมดุลของแรงในชิ้นส่วนคอนกรีตเสริมเหล็ก.....	31
ภาพที่ 2.19	a) แสดงทิศทางหน่วยแรงที่เกิดขึ้น b) แสดงความสัมพันธ์ของหน่วยแรงด้วยแผนภาพของ Mohr.....	32
ภาพที่ 2.20	แสดงความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงกับความเครียดในเหล็กเสริมด้วยแผนภาพ Bilinear.....	32
ภาพที่ 2.21	แสดงความเบี่ยงระหว่างแกนของหน่วยแรงหลักกับแกนของความเครียดหลัก.....	33
ภาพที่ 2.22	a) แสดงความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงกับความเครียดของคอนกรีตเมื่อเกิดรอยร้าวเมื่อรับแรงอัด b) แสดงความสัมพันธ์ของกำลังอัดของคอนกรีตที่สูงที่สุดที่ถูกนำเสนอโดย c) แสดงความสัมพันธ์ของผลการทดสอบกำลังรับแรงอัดของคอนกรีตที่เกิดรอยร้าวเมื่อรับแรงอัด d) แสดงความสัมพันธ์ของกำลังอัดของคอนกรีตที่สูงที่สุดใน 3 มิติ.....	34
ภาพที่ 2.23	a) แสดงความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงเฉลี่ยกับความเครียดเฉลี่ยของคอนกรีตที่เกิดรอยร้าวเมื่อรับแรงดึง b) แสดงความสัมพันธ์ของผลการทดสอบกำลังรับแรงดึงของคอนกรีตที่เกิดรอยร้าวเมื่อรับแรงดึง	35
ภาพที่ 2.24	a) แสดงค่าหน่วยแรงที่กระทำกับชิ้นส่วนที่เกิดรอยร้าว b) แสดงค่าหน่วยแรงเฉลี่ยที่คำนวณได้ c) แสดงค่าหน่วยแรงย่อยที่ตำแหน่งรอยร้าว.....	36
ภาพที่ 2.25	แสดงสภาพสมดุลของแรงในชิ้นส่วนคอนกรีตเสริมเหล็ก.....	38
ภาพที่ 2.26	เปรียบเทียบความสัมพันธ์จากสมการ (2.56) กับค่าที่ได้จากการทดสอบของ Walraven.....	39

ภาพที่ 3.1	วิธีการเทคอนกรีตแบบปล่อยให้คอนกรีตไหล.....	41
ภาพที่ 3.2	วิธีการเทคอนกรีตแบบปล่อยให้คอนกรีตตก.....	42
ภาพที่ 3.3	รายละเอียดขึ้นตัวอย่าง a) ขนาดของขึ้นตัวอย่าง b) เหล็กเสริมในขึ้น ตัวอย่าง.....	42
ภาพที่ 3.4	ลักษณะของขึ้นตัวอย่างในชุดตัวอย่างที่ 1.....	44
ภาพที่ 3.5	ลักษณะของขึ้นตัวอย่างในชุดตัวอย่างที่ 2.....	45
ภาพที่ 3.6	ลักษณะของขึ้นตัวอย่างในชุดตัวอย่างที่ 3.....	46
ภาพที่ 3.7	ลักษณะของขึ้นตัวอย่างในชุดตัวอย่างที่ 4.....	46
ภาพที่ 3.8	การติดตั้งอุปกรณ์บนขึ้นตัวอย่าง.....	47
ภาพที่ 3.9	การทดสอบขึ้นตัวอย่าง.....	48
ภาพที่ 3.10	ลักษณะการเกิดรอยร้าว.....	49
ภาพที่ 3.11	ระยะที่ใช้ในการคำนวณจาก Demec point.....	49
ภาพที่ 3.12	แผ่นที่ทราบระยะจริงซึ่งได้มาจากการพิมพ์จากโปรแกรม Auto Cad.....	50
ภาพที่ 3.13	แสดงระยะระหว่าง Demec point ที่ได้จากโปรแกรม.....	51
ภาพที่ 4.1	ความสัมพันธ์ระหว่าง τ/f_c กับความเครียดในเหล็กเสริมของชุดตัวอย่างที่ 1.....	54
ภาพที่ 4.2	ความสัมพันธ์ระหว่าง τ/f_c กับความเครียดในเหล็กเสริมของชุดตัวอย่างที่ 2.	55
ภาพที่ 4.3	ความสัมพันธ์ระหว่าง τ/f_c กับความเครียดในเหล็กเสริม เปรียบเทียบเมื่อขึ้น ตัวอย่างมีปริมาณเส้นใยเหล็กที่แตกต่างกัน.....	56
ภาพที่ 4.4	ความสัมพันธ์ระหว่าง τ/f_c กับความเครียดในเหล็กเสริม เปรียบเทียบเมื่อขึ้น ตัวอย่างมีกำลังอัดของคอนกรีตที่แตกต่างกัน.....	57
ภาพที่ 4.5	ความสัมพันธ์ระหว่าง τ/f_c กับความเครียดในเหล็กเสริม เปรียบเทียบเมื่อขึ้น ตัวอย่างมีการเรียงตัวหลักของเส้นใยเหล็กแบบปั่นป่วน.....	58
ภาพที่ 4.6	ความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงเฉือนและการเคลื่อนตัวของรอยร้าว ($\tau-\delta$) ของชุดตัวอย่างที่ 3.....	58
ภาพที่ 4.7	ความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงเฉือนและความกว้างรอยร้าว ($\tau-W$) ของชุดตัวอย่างที่ 3.....	59
ภาพที่ 4.8	แสดงค่าหน่วยแรงเฉือน ณ จุดที่เกิดรอยร้าวแรกของชุดตัวอย่างที่ 3.....	61
ภาพที่ 4.9	แสดงค่าหน่วยแรงเฉือน ณ จุดที่เกิดรอยร้าวแรกของชุดตัวอย่างที่ 4.....	61

ภาพที่ 4.10	ความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงเฉือนและความเครียดเฉือนของคอนกรีตกำลังสูงในช่วงก่อนเกิดรอยร้าวแรก (τ - γ).....	62
ภาพที่ 4.11	แบบจำลองการเคลื่อนตัวของรอยร้าวเนื่องจากแรงเฉือนสำหรับคอนกรีตกำลังสูงเสริมเส้นใยเหล็กหลังเกิดรอยร้าวแรก แบบเส้นตรง 3 ช่วง.....	63
ภาพที่ 4.12	ความสัมพันธ์ระหว่างอัตราส่วนของหน่วยแรงเฉือนต่อกำลังรับแรงอัด (τ/f_c) และมุมระหว่างระนาบรอยร้าวกับทิศทางการเรียงตัวหลักของเส้นใยเหล็ก (θ_r) ของชุดตัวอย่างที่ไม่มีเหล็กเสริมรับแรงเฉือน.....	64
ภาพที่ 4.13	ความสัมพันธ์ระหว่างอัตราส่วนของหน่วยแรงเฉือนต่อกำลังรับแรงอัด (τ/f_c) และมุมระหว่างระนาบรอยร้าวกับทิศทางของเหล็กเสริมรับแรงเฉือน (θ_r) ของชุดตัวอย่างที่มีเหล็กเสริมรับแรงเฉือนโดยนำผลของเหล็กเสริมออก.....	64
ภาพที่ 4.14	ความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงดึงและความเครียด (stress-strain relation) ในเหล็กรับแรงเฉือนขนาด 12 มม. ในการทดสอบการรับแรงดึง.....	66
ภาพที่ 4.15	ความสัมพันธ์พลังงานการแตกหัก (G_f) และมุมระหว่างระนาบรอยร้าวกับทิศทางการเรียงตัวหลักของเส้นใยเหล็ก (θ_r) ของชุดตัวอย่างที่ไม่มีเหล็กเสริมรับแรงเฉือน.....	67
ภาพที่ 4.16	ความสัมพันธ์พลังงานการแตกหัก (G_f) และมุมระหว่างระนาบรอยร้าวกับทิศทางของเหล็กเสริมรับแรงเฉือน (θ_r) ของชุดตัวอย่างที่มีเหล็กเสริมรับแรงเฉือนโดยนำผลของเหล็กเสริมออก.....	67
ภาพที่ 4.17	เปรียบเทียบแบบจำลองที่ได้กับผลการทดสอบของชุดตัวอย่างที่ 3 เมื่อไม่มีเหล็กเสริมรับแรงเฉือน a) $\theta_f = 90^\circ$ b) $\theta_f = 60^\circ$ c) $\theta_f = 45^\circ$ d) $\theta_f = 30^\circ$.	69
ภาพที่ 4.18	เปรียบเทียบแบบจำลองที่ได้กับผลการทดสอบของชุดตัวอย่างที่ 4 เมื่อไม่มีเหล็กเสริมรับแรงเฉือน a) $\theta_f = 90^\circ$ b) $\theta_f = 60^\circ$ c) $\theta_f = 45^\circ$ d) $\theta_f = 30^\circ$.	69
ภาพที่ 4.19	เปรียบเทียบแบบจำลองที่ได้กับผลการทดสอบของชุดตัวอย่างที่ 3 เมื่อมีเหล็กเสริมรับแรงเฉือนโดยนำผลของเหล็กเสริมออก a) $\theta_R = 60^\circ$ b) $\theta_R = 45^\circ$	70
ภาพที่ 4.20	เปรียบเทียบแบบจำลองที่ได้กับผลการทดสอบของชุดตัวอย่างที่ 4 เมื่อมีเหล็กเสริมรับแรงเฉือนโดยนำผลของเหล็กเสริมออก a) $\theta_R = 60^\circ$ b) $\theta_R = 45^\circ$	70

บทที่ 1

บทนำ

1.1 ที่มาและความสำคัญของการศึกษา

ในปัจจุบันนี้มีการศึกษาวิจัยและประยุกต์ใช้คอนกรีตกำลังสูงเสริมเส้นใยเหล็กกันอย่างกว้างขวาง เนื่องจากผลการวิจัยที่ผ่านมาสามารถสรุปได้อย่างชัดเจนว่า เส้นใยเหล็กมีส่วนช่วยให้คอนกรีตรับแรงเฉือนได้ดีขึ้น และช่วยให้คอนกรีตที่มีความเปราะเป็นคุณสมบัติโดยธรรมชาติ มีความเหนียวมากขึ้น [1], [2], [3] และ [4] โดยเมื่อคอนกรีตเกิดรอยร้าวขึ้น แรงเฉือนจะถูกถ่ายไปสู่เส้นใยเหล็ก ส่งผลทำให้เกิดรอยร้าวขนาดใหญ่ก่อนการวิบัติ เป็นที่รู้กันดีว่าการถ่ายแรงบริเวณรอยร้าวเกิดจากการขัดตัวของมวลรวม (aggregate interlock) [5] และถ่ายแรงผ่านเหล็กเสริมรับแรงเฉือน แต่เมื่อคอนกรีตมีกำลังอัดสูงมาก รอยร้าวอาจจะเกิดผ่านทั้งมวลรวมและซีเมนต์เพสต์ ทำให้เกิดรอยร้าวที่ค่อนข้างเรียบ จึงทำให้การถ่ายแรงเฉือนจากการขัดตัวของมวลรวมลดลง [6] ดังนั้นเส้นใยเหล็กจะเป็นอีกปัจจัยหนึ่งที่จะช่วยในการรับแรงเฉือนและถ่ายแรงเฉือนที่เกิดขึ้นบริเวณรอยร้าวได้

แบบจำลองรอยร้าวเนื่องจากแรงเฉือนในปัจจุบันมีอยู่หลากหลาย สามารถประเมินการเคลื่อนตัวของรอยร้าวในคอนกรีตเสริมเหล็กได้จาก หน่วยแรงเฉือนที่เกิดขึ้น, ความกว้างรอยร้าว, ขนาดมวลรวมที่ใหญ่ที่สุดและกำลังอัดของคอนกรีต แบบจำลองต่างๆ ได้พิสูจน์มาจากทฤษฎีที่แตกต่างกัน ส่วนหนึ่งนั้นมาจากทฤษฎีดัดแปลงสนามแรงอัด (modified compression field theory) [7] ซึ่งได้มาจากการทดสอบแผ่นคอนกรีตเสริมเหล็ก (reinforced concrete panel) จำนวนมากหรือ ได้มาจากการทดสอบชิ้นตัวอย่างรับแรงเฉือนแบบกดแยก (direct shear push off test) แบบจำลองเหล่านี้มีที่มาแตกต่างกันแต่สามารถแสดงความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงเฉือนที่เกิดขึ้นกับการเคลื่อนตัวของรอยร้าวได้ใกล้เคียงกันมาก ซึ่งสามารถอธิบายถึงการถ่ายหน่วยแรงเฉือนผ่านรอยร้าวต่างๆ สำหรับคอนกรีตเสริมเหล็กได้เป็นอย่างดี จากการศึกษาพฤติกรรมารับแรงของคอนกรีตกำลังสูงเสริมเส้นใยเหล็กที่ผ่านมาจำนวนหนึ่ง [1], [2], [3], [4], [8], [9], [10] และ [11] พบว่าพฤติกรรมของคอนกรีตกำลังสูงเสริมเส้นใยเหล็กจะแตกต่างจากคอนกรีตเสริมเหล็กทั่วไป หน่วยแรงเฉือนและรอยร้าวที่เกิดขึ้นจะขึ้นอยู่กับปัจจัยหลายอย่าง คือ ปริมาณเส้นใยเหล็ก, ปริมาณเหล็กเสริมรับรับแรงเฉือน และมุมระหว่างระนาบรอยร้าวกับเหล็กเสริมรับแรงเฉือนและเส้นใยเหล็ก ในปัจจุบันยังไม่มีแบบจำลองรอยร้าวเนื่องจากแรงเฉือนที่อธิบายถึงการถ่ายหน่วยแรงเฉือนผ่านรอยร้าวสำหรับคอนกรีตกำลังสูงเสริมเส้นใยเหล็ก ดังนั้น

การศึกษาพัฒนาแบบจำลองรอยร้าวเนื่องจากแรงเฉือนของคอนกรีตกำลังสูงเสริมเส้นใยเหล็กจึงเป็นสิ่งที่น่าสนใจเพราะเส้นใยเหล็กจะมีการเรียงตัวที่ควบคุมได้ค่อนข้างยากในองค์อาคาร ย่อมส่งผลต่อกำลังและรอยร้าวที่จะเกิดขึ้นในองค์อาคารอย่างแน่นอน การศึกษาครั้งนี้ ศึกษาปัจจัยที่มีผลต่อพฤติกรรมของคอนกรีตกำลังสูงเสริมเส้นใยเหล็กต่างๆคือ กำลังอัดของคอนกรีต, ปริมาณเส้นใยเหล็ก, ปริมาณเหล็กเสริมรับแรงเฉือน, มุมระหว่างระนาบรอยร้าวกับเหล็กเสริมรับแรงเฉือน และเส้นใยเหล็ก และการเรียงตัวของเส้นใยเหล็ก

ข้อมูลและแบบจำลองรอยร้าวเนื่องจากแรงเฉือนสำหรับคอนกรีตกำลังสูงเสริมเส้นใยเหล็กที่ได้จากการทดสอบนี้ สามารถใช้เป็นข้อมูลและแบบจำลองเบื้องต้นเพื่อใช้ในการวิเคราะห์โครงสร้างด้วยระเบียบวิธีเชิงตัวเลข (numerical method) ให้มีความถูกต้องมากยิ่งขึ้น อย่างไรก็ตามแบบจำลองที่ได้จากการทดสอบนี้จำเป็นที่จะต้องศึกษาและพัฒนาต่อไป

1.2 วัตถุประสงค์ของงานวิจัย

งานวิจัยนี้เป็นการศึกษาปัจจัยที่เกี่ยวข้องกับพฤติกรรมการรับแรงเฉือนของคอนกรีตกำลังสูงเสริมเส้นใยเหล็ก โดยมีวัตถุประสงค์ดังนี้

1. เพื่อนำเสนอแบบจำลองของรอยร้าวเนื่องจากแรงเฉือนที่ได้จากการทดสอบ (experimental crack shear slip model) สำหรับคอนกรีตกำลังสูงเสริมเส้นใยเหล็ก
2. เพื่อศึกษาความสำคัญของการเรียงตัวของเส้นใยเหล็ก ที่มีต่อกำลังรับแรงเฉือนและการเกิดรอยร้าวของคอนกรีตกำลังสูงเสริมเส้นใยเหล็ก
3. เพื่อศึกษาพฤติกรรมการรับแรงเฉือนของคอนกรีตกำลังสูงเสริมเส้นใยเหล็ก เมื่อมีปริมาณเหล็กเสริมรับแรงเฉือนที่แตกต่างกัน

1.3 ขอบเขตของการวิจัย

เพื่อให้งานวิจัยนี้มีแนวทางที่ชัดเจน ผู้วิจัยจึงกำหนดขอบเขตงานวิจัยดังนี้

1. เป็นการพัฒนาแบบจำลองของรอยร้าวเนื่องจากแรงเฉือนของคอนกรีตเสริมเหล็กทั่วไป โดยพิจารณาปัจจัยเพิ่มเติมที่เกิดขึ้นจากการที่คอนกรีตมีส่วนผสมของเส้นใยเหล็ก, เหล็กเสริมรับแรงเฉือน และพิจารณาถึงลักษณะการเรียงตัวของเส้นใยเหล็กที่มีผลต่อแบบจำลองของรอยร้าวเนื่องจากแรงเฉือนนี้
2. การทดสอบนี้เป็นการจำลองปัญหาแบบ 2 มิติ และแบบจำลองที่ได้นี้ เป็นแบบจำลองที่ได้มาจากการทดสอบเท่านั้น

3. มุมระหว่างระนาบรอยร้าวกับเหล็กเสริมรับแรงเฉือน ที่ศึกษาจะมีค่าเท่ากับ 90° , 60° และ 45°
4. คอนกรีตที่ใช้มีกำลังอัดมากกว่า 100 MPa และ ประมาณ 80 MPa
5. เส้นใยเหล็กมีขนาดความยาว 13 มม. มีกำลังรับแรงดึงไม่ต่ำกว่า 2000 MPa
6. การทดสอบนี้จะสิ้นสุดลงเมื่อตัวอย่างเกิดการวิบัติ ไม่สามารถรับแรงได้ หรือตัวอย่างเกิดการเคลื่อนตัวของรอยร้าวมีค่ามากกว่า 20 มม.

1.4 ประโยชน์ที่คาดว่าจะได้รับ

จากขอบเขตงานวิจัยดังกล่าว ผลการวิจัยจะสามารถนำมาวิเคราะห์เพื่อให้สอดคล้องกับวัตถุประสงค์ของงานวิจัย ซึ่งประโยชน์ที่คาดว่าจะได้รับจากการวิจัยมีดังนี้

1. สามารถพัฒนาแบบจำลองรอยร้าวเนื่องจากแรงเฉือนของคอนกรีตกำลังสูงเสริมเส้นใยเหล็ก เพื่อใช้เป็นข้อมูลเบื้องต้นในการวิเคราะห์โครงสร้างด้วยระเบียบวิธีเชิงตัวเลข (numerical method)
2. สามารถพิสูจน์ได้ว่า การเรียงตัวของเส้นใยเหล็กส่งผลต่อกำลังรับแรงเฉือน เพื่อที่จะสามารถใช้งานวัสดุชนิดนี้ได้อย่างมีประสิทธิภาพมากที่สุด
3. สามารถประยุกต์ใช้เส้นใยเหล็กร่วมกับเหล็กเสริมรับแรงเฉือน ในโครงสร้างคอนกรีตกำลังสูงเสริมเส้นใยเหล็ก

1.5 ระยะเวลาดำเนินงาน

ระยะเวลาดำเนินการของโครงการวิจัยนี้ คือ 2 ปี 2 เดือน เริ่มจากเดือน พ.ค. 2553 ถึงเดือน มิ.ย. 2555 ขั้นตอนการดำเนินงานแสดงโดยลำดับ ดังนี้

ขั้นตอนที่ 1 ศึกษางานวิจัยที่ผ่านมาที่เกี่ยวข้องกับคอนกรีตกำลังสูงเสริมเส้นใยเหล็ก (3 เดือน: พ.ค.- ก.ค. 2553)

ขั้นตอนที่ 2 ศึกษาแบบจำลองที่ผ่านมาและทฤษฎีที่เกี่ยวข้องกับกำลังรับแรงเฉือนและการเกิดรอยร้าวในคอนกรีตเสริมเหล็ก (3 เดือน: ส.ค.-ต.ค. 2553)

ขั้นตอนที่ 3 เขียนโครงร่างงานวิจัยและนำเสนอโครงร่างงานวิจัย 1 เดือน: (พ.ย. 2553)

ขั้นตอนที่ 4 เตรียมติดตั้งเครื่องมือและอุปกรณ์ที่ใช้ในการหล่อชิ้นตัวอย่าง 1 เดือน: (เม.ย. 2554)

ขั้นตอนที่ 5 หล่อชิ้นตัวอย่างที่ใช้ในการทดสอบรับแรงเฉือน (6 เดือน: พ.ค. 2554-ต.ค. 2554)

ขั้นตอนที่ 6 ทดสอบการรับแรงเฉือนของชิ้นตัวอย่าง (8 เดือน: มิ.ย. 2554-ม.ค. 2555)

บทที่ 2

เอกสารและงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

2.1 งานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

Van de Loock [1] ได้ศึกษาทดสอบพฤติกรรมการรับแรงเฉือนของคอนกรีตเสริมเส้นใยเหล็ก ด้วยการทดสอบแบบกดแยก (push off test) โดยใช้เส้นใยเหล็กแบบงอปลายขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 0.8 มม. และยาว 60 มม. คอนกรีตมีกำลังอัดเท่ากับ 44 MPa และใช้มวลรวมที่มีขนาดใหญ่ที่สุดเท่ากับ 25 มม. ตัวอย่างถูกทำให้เกิดรอยร้าวเริ่มต้นบนแนวที่กำหนดขนาด ประมาณ 0.02 มม. ตัวอย่างถูกติดตั้งเหล็กครอบเพื่อศึกษาค่าหน่วยแรงตั้งฉากที่เกิดขึ้น การทดสอบนี้เสร็จสิ้นเมื่อการเคลื่อนตัวของรอยร้าวมีค่าเท่า 3 มม. ผลการทดสอบพบว่าตัวอย่างที่มีเส้นใยเหล็กมากกว่าจะสามารถรับแรงเฉือนได้ดีกว่า ผู้วิจัยได้ใช้แบบจำลอง CEB-FIB Code 1993 [20] ที่อธิบายถึงแรงเสียดทานที่เกิดขึ้นเมื่อคอนกรีตรับแรงเฉือนและมีหน่วยแรงตั้งฉากเกิดขึ้นด้วย สมการ (2.1) และ (2.2)

$$\tau_{fr} = 0.4(f'_c)^{\frac{2}{3}}(\sigma_n + \rho f_{sy,n})^{\frac{1}{3}} \quad \text{กรณีที่มีเหล็กเสริมรับแรงเฉือน} \quad (2.1)$$

$$\tau_{fr} = 0.4(f'_c)^{\frac{2}{3}} \sigma_n^{\frac{1}{3}} \quad \text{กรณีที่ไม่มีเหล็กเสริมรับแรงเฉือน} \quad (2.2)$$

โดย τ_{fr} คือ หน่วยแรงเฉือนเนื่องจากแรงเสียดทาน

σ_n คือ หน่วยแรงตั้งฉาก

ρ คือ อัตราส่วนของเหล็กเสริมรับแรงเฉือน

$f_{sy,n}$ คือ หน่วยแรงดึงที่จุดครากของเหล็กเสริมรับแรงเฉือน

f'_c คือ กำลังอัดของคอนกรีต

จากสมการข้างต้น สามารถนำไปหาค่าสัมประสิทธิ์ความเสียดทานได้จาก สมการ (2.3)

$$\mu = \frac{\tau_{fr}}{\sigma_n} \quad \text{ซึ่งมีค่าเท่ากับ} \quad \mu = 0.4(f'_c)^{\frac{2}{3}} \sigma_n^{-\frac{2}{3}} \quad (2.3)$$

จากการทดสอบพบว่า ค่าสัมประสิทธิ์ความเสียดทานจะมีค่ามากที่สุดที่ค่าการเคลื่อนตัวของรอยร้าวอยู่ระหว่าง 0.1-0.2 มม. และจะลดลงเรื่อยๆเมื่อค่าการเคลื่อนตัวของรอยร้าวมีค่า

มากขึ้น เมื่อพิจารณาการรับแรงเฉือนของเส้นใยเหล็กเพียงอย่างเดียว พบว่าหลังจากเกิดแรงเฉือนสูงสุด (ที่ค่าการเคลื่อนตัวของรอยร้าวประมาณ 0.2 มม.) แรงเฉือนจะลดลงเมื่อการเคลื่อนตัวของรอยร้าวเพิ่มขึ้น เนื่องจากเส้นใยเหล็กจะค่อยๆ ถูกดึงออกจากคอนกรีต

นอกจากนี้ผู้วิจัย [21] ยังได้นำเสนอแบบจำลองที่ใช้ในการประมาณค่าแรงเฉือนด้วยสมการ (2.4) และ (2.5)

$$\tau = -1.21 + (3.83w_w^{-1.26} - 1)w_v \quad \text{สำหรับคอนกรีตธรรมดา} \quad (2.4)$$

$$\tau = -1.21 + ([4 + 128\rho_f]w_w^{-1.18} - 1)w_v \quad \text{สำหรับคอนกรีตเสริมเส้นใยเหล็ก} \quad (2.5)$$

โดย w_w คือ ความกว้างรอยร้าว

w_v คือ การเคลื่อนตัวของรอยร้าว

ρ_f คือ อัตราส่วนปริมาณของเส้นใยเหล็ก

แบบจำลองนี้ให้ค่าต่ำกว่าการทดสอบ ซึ่งผู้วิจัยไม่ได้อธิบายถึงสาเหตุของความคลาดเคลื่อนนี้ ได้มีผู้วิจัยอื่น [9] อธิบายว่าแบบจำลองนี้มีข้อจำกัดมาก คือ กำลังอัดของคอนกรีตต้องเท่ากับ 44 MPa, ความกว้างรอยร้าวเริ่มต้นเท่ากับ 0.02 มม. การทดสอบนี้ทดสอบเพียงรอยร้าวที่มีขนาดเล็ก (ประมาณ 3 มม.) จึงทำให้แบบจำลองนี้ไม่สามารถดัดแปลงเพื่อนำไปใช้กับคอนกรีตที่มีคุณสมบัติแตกต่างออกไปได้

Valle และ Buyukozturk [2] ได้ศึกษาพฤติกรรมของคอนกรีตเสริมเส้นใยเหล็กภายใต้แรงเฉือน โดยใช้เส้นใยเหล็กแบบงอปลายที่มีความยาวเท่ากับ 30.5 มม. เส้นผ่านศูนย์กลางเท่ากับ 0.5 มม. มีกำลังรับแรงดึงที่จุดครากเท่ากับ 1030 MPa โดยใช้ปริมาณเส้นใยเหล็กเท่ากับ 1% และศึกษาผลของคอนกรีตกำลังสูงที่มีกำลังอัดเท่ากับ 80 MPa และคอนกรีตธรรมดาที่มีกำลังอัดเท่ากับ 29 MPa ผลการทดสอบพบว่าความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนกับการเคลื่อนตัวของรอยร้าว ของคอนกรีตที่ไม่มีเส้นใยเหล็กจะเป็นแบบเส้นตรงจนกระทั่งเกิดการวิบัติ โดยที่การวิบัตินั้นจะเกิดหลังที่เกิดรอยร้าวแรกเพียงเล็กน้อย กำลังรับแรงเฉือนของคอนกรีตกำลังสูงจะมากกว่าคอนกรีตธรรมดาประมาณ 15% เมื่อคอนกรีตมีเส้นใยเหล็กเป็นส่วนผสม จะสามารถรับแรงเฉือนสูงสุดได้เพิ่มขึ้น 26% สำหรับคอนกรีตธรรมดา และ 60% สำหรับคอนกรีตกำลังสูง เมื่อพิจารณาแรงเฉือนที่เกิดในเส้นใยเหล็กเพียงอย่างเดียว พบว่าก่อนเกิดรอยร้าว ค่าแรงเฉือนในเส้นใยเหล็กมีค่าติดลบ

ซึ่งผู้วิจัยได้อธิบายว่า ก่อนเกิดรอยร้าวเส้นใยเหล็กจะถูกรบกวนจากเมตริกซ์ หลังจากเกิดรอยร้าวแรก ความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนกับการเคลื่อนตัวของรอยร้าวของเส้นใยเหล็ก จะมีลักษณะคล้ายกับความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงกับความเครียดของเหล็กทั่วไป จนเส้นใยเหล็กถูกดึงออกจากเมตริกซ์หรือขาดในที่สุด

Meda และคณะ [3] ได้พยายามศึกษาการแทนที่เหล็กเสริมรับแรงเฉือนในชิ้นส่วนคอนกรีตอัดแรงด้วยเส้นใยเหล็ก เพื่อที่จะลดต้นทุนการผลิตลงโดยการทดสอบคานคอนกรีตอัดแรงจำนวน 3 ตัวอย่าง และทดสอบประสิทธิภาพของเส้นใยเหล็ก 2 ชนิดที่มีขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางและกำลังไม่เท่ากัน จากผลการทดสอบพบว่า การมีเส้นใยเหล็กร่วมกับเหล็กเสริมรับแรงเฉือนจะทำให้ตัวอย่างสามารถรับแรงเฉือนได้เพิ่มขึ้นประมาณ 20% เมื่อเปรียบเทียบความสามารถในการรับแรงเฉือนของเส้นใยเหล็กทั้ง 2 ชนิด กับปริมาณเหล็กเสริมรับแรงเฉือนที่น้อยที่สุด (minimum shear reinforcement) พบว่า เส้นใยเหล็กสามารถต้านทานแรงเฉือนได้เท่ากับที่เหล็กเสริมรับแรงเฉือนต้านทานได้ เส้นใยเหล็กที่มีขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางและกำลังมากกว่านั้นทำให้ตัวอย่างหลังจากเกิดรอยร้าวแรก สามารถรับแรงเฉือนได้มากขึ้นอย่างเสถียร 10-20% แต่ราคาแพงกว่าเส้นใยเหล็กที่มีกำลังน้อยกว่าถึง 2 เท่า ซึ่งคงจะนำมาใช้ในทางปฏิบัติจริงค่อนข้างยาก และเมื่อพิจารณารอยร้าวหลักที่ทำให้เกิดการวิบัตินั้น เส้นใยเหล็กทำให้ความกว้างรอยร้าวขยายช้าลงทำให้ตัวอย่างวิบัติด้วยแรงเฉือนที่มีขนาดมากขึ้น

ผู้วิจัยยังได้ศึกษาเปรียบเทียบผลการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนของคอนกรีตกับมาตรฐาน Rilem TC 162-TDF [22], EC2(Old) [23] และ EC2(New) [24] พบว่ากำลังรับแรงเฉือนที่คำนวณได้จาก EC2(Old) จะมีค่าประมาณ 75% และจาก Rilem TC 162-TDF กับ EC2(New) จะมีค่าประมาณ 62% ของกำลังรับแรงเฉือนของคอนกรีตที่ได้จากการทดสอบ เมื่อพิจารณาแรงเฉือนที่เกิดขึ้นในเส้นใยเหล็ก พบว่ามาตรฐาน Rilem TC 162-TDF ประเมินแรงเฉือนไว้ประมาณ 26% ของแรงเฉือนที่เกิดขึ้นในการทดสอบตัวอย่างที่มีเส้นใยเหล็กที่มีกำลังรับแรงดึงเท่ากับ 1100 MPa และประเมินได้ใกล้เคียงมากขึ้นเมื่อเส้นใยเหล็กมีกำลังมากขึ้นโดยตัวอย่างที่มีเส้นใยเหล็กที่มีกำลังรับแรงดึงเท่ากับ 2300 MPa มาตรฐาน Rilem TC 162-TDF ประเมินไว้เท่ากับ 83% ของค่าที่ได้จากการทดสอบ

Pansuk [4] ได้ศึกษาพฤติกรรมรอยร้าวในคานคอนกรีตกำลังสูงเสริมเส้นใยเหล็กซึ่งเป็นคานรูปตัวไอ (I-beams) และเป็นคานอย่างง่าย โดยที่คอนกรีตมีกำลังรับแรงอัดประมาณ 140 MPa มีความยาวช่วงรับแรงเฉือนเท่ากับ 1 ม. โดยแบ่งเป็น 2 ชุดตัวอย่างคือ แบบมีเหล็กเสริมรับแรงกับไม่มีเหล็กเสริมรับแรงเฉือน และในแต่ละชุดตัวอย่างนั้น ได้ศึกษาปัจจัยที่มีผลต่อรอยร้าวคือ

ปริมาณเส้นใยเหล็กที่แตกต่างกัน จากการทดสอบสามารถวัดค่าความกว้างรอยร้าว, การเคลื่อนตัวของรอยร้าวและความเครียดในเหล็กเสริมได้

ผลการทดสอบพบว่าตัวอย่างที่ไม่มีเหล็กเสริมรับแรงเฉือนนั้นจะวิบัติเนื่องจากแรงเฉือน ใกล้ๆบริเวณจุดรองรับ ซึ่งรอยร้าวจะทำมุมประมาณ 30° โดยประมาณกับแนวของเหล็กเสริมรับแรงเฉือน แต่ชุดตัวอย่างที่มีเหล็กเสริมรับแรงเฉือนนั้นจะวิบัติด้วยแรงดึงเนื่องจากเหล็กเสริมรับแรงดึงถึงจุดคราก

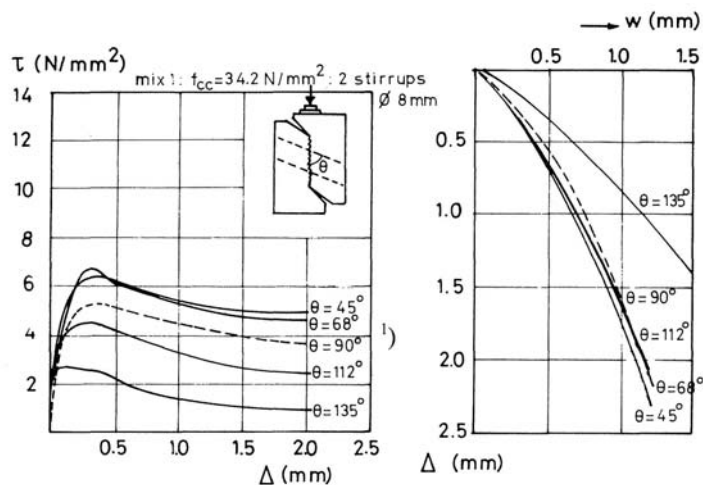
เมื่อพิจารณาความสัมพันธ์ระหว่างความกว้างรอยร้าวกับการเคลื่อนตัวของรอยร้าว พบว่าเส้นใยเหล็กสามารถช่วยลดความกว้างรอยร้าวที่เกิดขึ้นได้ ที่การเคลื่อนตัวของรอยร้าวมีค่าเท่ากัน และปริมาณเส้นใยเหล็กที่มากขึ้นก็ช่วยลดความกว้างรอยร้าวได้มากขึ้นด้วย เมื่อพิจารณาการมีอยู่ของเหล็กเสริมรับแรงเฉือนนั้น พบว่าความสัมพันธ์ระหว่างความกว้างรอยร้าวกับการเคลื่อนตัวของรอยร้าวมีค่าใกล้เคียงกันมาก ต่างกันเพียงตัวอย่างที่มีเหล็กเสริมรับแรงเฉือนจะสามารถรับแรงได้มากขึ้นและเกิดรอยร้าว(ความกว้างรอยร้าวและการเคลื่อนตัวของรอยร้าว)ได้มากขึ้น สุดท้ายผู้วิจัยได้พบว่าปริมาณเส้นใยเหล็กที่มากขึ้นนั้นสามารถช่วยลดความเครียดที่เกิดขึ้นในเหล็กเสริมรับแรงเฉือนได้เป็นอย่างดี ซึ่งจะเห็นผลได้ชัดเจนหลังจากที่ตัวอย่างเกิดรอยร้าวแรกขึ้น

Walraven และ Reinhardt [5] ได้ศึกษาและทำการทดสอบพฤติกรรมของรอยร้าวแบบ Push-off pre cracked shear test โดยศึกษาตัวแปรต่างๆคือ ชนิดของเหล็กเสริม, กำลังของคอนกรีต, ชนิดของคอนกรีตและปริมาณเหล็กเสริมรับแรงเฉือน ในการทดสอบสามารถวัดค่าแรงเฉือนที่เกิดขึ้น, ความกว้างรอยร้าวและการเคลื่อนตัวของรอยร้าวได้ ซึ่งในตอนท้ายผู้วิจัยได้เปรียบเทียบพฤติกรรมการขาดตัวของมวลรวมจากทฤษฎีและจากการทดสอบ โดยมีสมมุติฐานว่าคอนกรีตประกอบด้วย 2 ส่วน ส่วนที่ 1 คือการสะสมของมวลรวมหยาบที่มีกำลังและความแข็งแรงมาก และส่วนที่ 2 คือ ซีเมนต์เฟสที่มีความแข็งแรงและทรายละเอียดที่มีกำลังและความแข็งแรงต่ำ รอยร้าวที่เกิดขึ้นนั้น เกิดขึ้นที่รอยต่อระหว่างมวลรวมหยาบและซีเมนต์เฟส การถ่ายแรงในทิศทางการเคลื่อนตัวของรอยร้าว นั้นเป็นผลมาจากผิวสัมผัสของมวลรวมที่ยื่นออกมาจากทั้งสองด้านของรอยร้าว ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำกับการเคลื่อนตัวของรอยร้าวมีความใกล้เคียงกับการเสียรูปของวัสดุ ความเป็นไปได้มากที่สุดในการกระจายและการเรียงตัวบริเวณผิวสัมผัสสามารถคำนวณได้จากการวิเคราะห์ทางสถิติ การวิเคราะห์นั้นสมมุติให้มวลรวมมีลักษณะเป็นทรงกลม ค่าสัมประสิทธิ์ความเสียหายระหว่างมวลรวมและซีเมนต์เฟสที่ตำแหน่งมวลรวมที่เกิดการขัดกัน

นั้น สามารถหาได้ด้วยวิธี "การปรับแก้ตัวแปร" ในแบบจำลอง ซึ่งสามารถแสดงให้เห็นว่าผลการทดสอบนั้นสามารถอธิบายได้โดยแบบจำลองได้อย่างเหมาะสม

จากการศึกษาทางวิจัยเพิ่มเติมที่อธิบายถึงการถ่ายแรงเฉือนระหว่างรอยร้าวในคอนกรีต พบว่า เมื่อรอยร้าวเกิดการเคลื่อนตัว จะเกิดหน่วยแรงอัดในทิศทางตั้งฉากกับรอยร้าวและจะเกิดแรงในเหล็กเสริมที่ขวางรอยร้าว นั้น โดยที่แรงทั้งหมดจะต้องอยู่ในสมดุล แม้ว่าความต้านทานการเคลื่อนตัวของรอยร้าว โดยทั่วไปจะเกิดจากการขัดกันของมวลรวมในทิศทางขนานกับรอยร้าว ซึ่งได้มีผู้วิจัยมากมายได้ศึกษาเรื่องนี้ด้วยวิธีที่หลากหลาย [5], [7] และ [12] และก็ยังมีส่วนต่อการต้านทานการเคลื่อนตัวของรอยร้าว ซึ่งเป็นความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงเฉือนกับหน่วยแรงตั้งฉาก (shear stress-normal stress relation) และความสัมพันธ์ระหว่างความกว้างรอยร้าวและการเคลื่อนตัวของรอยร้าว (crack width-crack slip relation)

จากการทดสอบสามารถแสดงความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนกับการเคลื่อนตัวของรอยร้าว และความสัมพันธ์ระหว่างความกว้างรอยร้าวกับการเคลื่อนตัวของรอยร้าวได้ ในการวัดค่าการเคลื่อนตัวของรอยร้าวที่ตำแหน่งต่างๆบนแนวของรอยร้าว พบว่าหน่วยแรงเฉือนกระจายอย่างสม่ำเสมอโดยประมาณทั่วทั้งพื้นที่รับแรงเฉือนนั้น เมื่อปริมาณเหล็กเสริมรับแรงเฉือนมีปริมาณมากขึ้นโดยที่กำลังของคอนกรีตเท่าเดิม จะทำให้ตัวอย่างสามารถรับแรงเฉือนได้มากขึ้นที่ตำแหน่งการเคลื่อนตัวของรอยร้าวที่เท่ากัน และเมื่อเพิ่มกำลังอัดของคอนกรีตให้มากขึ้น ก็ให้ผลเช่นเดียวกัน [4], [5], [10] และ [13] ในทางตรงกันข้ามความกว้างรอยร้าวแทบจะไม่ปรากฏว่ามีผลที่แตกต่างเนื่องจากปริมาณเหล็กเสริมหรือกำลังอัดของคอนกรีตที่เปลี่ยนไป และเมื่อพิจารณาความสัมพันธ์ระหว่างความกว้างรอยร้าวกับการเคลื่อนตัวของรอยร้าว พบว่าที่ความกว้างรอยร้าวเดียวกัน ตัวอย่างที่มีปริมาณเหล็กเสริมรับแรงเฉือนที่มากกว่าจะเกิดการเคลื่อนตัวของรอยร้าวที่น้อยกว่า และเมื่อกำลังอัดของคอนกรีตเพิ่มมากขึ้นก็ให้ผลเช่นเดียวกัน แต่เมื่อกำลังอัดของคอนกรีตเพิ่มมากขึ้น ก็ จะเห็นความแตกต่างได้น้อยลงจนแทบจะให้ผลเหมือนกัน สำหรับขนาดของเหล็กเสริมรับแรงเฉือนนั้น ผู้วิจัย [5] ได้ทำการทดสอบเหล็กเสริมรับแรงเฉือนขนาดต่างๆตั้งแต่ 6 มม.- 16 มม. พบว่าให้ผลไม่แตกต่างกันเมื่อแต่ละตัวอย่างมีหน้าตัดเหล็กกรรม (reinforcement ratio, ρ) เท่ากัน นอกจากนี้ผู้วิจัยยังได้ศึกษามุมระหว่างเหล็กเสริมรับแรงเฉือนกับรอยร้าวที่แตกต่างกัน พบว่ามุมที่มีค่าน้อยที่สุด (45°) จะสามารถรับแรงเฉือนได้ดีที่สุด ยิ่งมุมมีค่ามากขึ้นก็จะสามารถรับแรงเฉือนได้น้อยลง ดังภาพที่ 2.1



ภาพที่ 2.1 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนกับการเคลื่อนตัวของรอยร้าว เมื่อมุม (θ) ระหว่างเหล็กเสริมรับแรงเฉือนกับรอยร้าวมีค่าต่างกัน [5]

Balaguru และ Dispia [8] ได้ศึกษาคุณสมบัติของเส้นใยเหล็กด้วยการทดสอบแบบ Direct Shear Test โดยศึกษาคุณสมบัติของเส้นใยเหล็กแบบงอปลายที่มีความยาวแตกต่างกัน และปริมาณเส้นใยเหล็กที่แตกต่างกันด้วย ใช้คอนกรีตที่มีกำลังอัดเท่ากับ 65 MPa ลักษณะของตัวอย่างเป็นแบบตัว L 2 ชั้น (double "L" shape) ภายในตัวอย่างได้เสริมเหล็ก (ไม่ขวางระนาบที่ เกิดรอยร้าว) เพื่อให้ตัวอย่างไม่เกิดการแตกนอกเหนือจากการแตกบนระนาบรอยร้าวที่กำหนด เมื่อพิจารณาผลการทดสอบของตัวอย่างที่มีปริมาณเส้นใยเหล็กเท่ากับ 0.74% พบว่า ตัวอย่างที่มีเส้นใยเหล็กที่มีความยาวมากกว่าจะรับแรงเฉือนสูงสุดได้มากกว่าประมาณ 10% การทดสอบนี้ พิจารณาการเคลื่อนตัวของรอยร้าวมากที่สุดเท่ากับ 0.125 มม. ซึ่งคิดเป็น 0.4% ของระยะการฝังตัวที่มากที่สุดของเส้นใยเหล็กที่มีความยาว 61 มม. พบว่าคอนกรีตเกิดรอยร้าวแรกที่ขนาดการเคลื่อนตัวของรอยร้าวเท่ากับ 0.025 มม. และเมื่อขนาดการเคลื่อนตัวของรอยร้าวเท่ากับ 0.12 มม. แรงเฉือนที่เกิดขึ้นจะมีค่าใกล้เคียงกันมาก หมายความว่าที่จุดนี้ ความยาวของเส้นใยเหล็กที่ต่างกันจะไม่ส่งผลทำให้เกิดแรงเฉือนที่แตกต่างกัน

Voo และคณะ [9] ได้ศึกษากำลังรับแรงเฉือนของคานคอนกรีตอัดแรงรูปตัว I ที่ผสมวัสดุผงมีความสามารถในการทำปฏิกิริยาได้สูง (reactive powder) โดยไม่มีเหล็กเสริมรับแรงเฉือน ผู้วิจัยศึกษาปัจจัยที่เกี่ยวข้องคือ กำลังที่อัดแรงในลวด, ชนิดของเส้นใยเหล็กและปริมาณของเส้นใยเหล็ก ซึ่งเส้นใยเหล็กที่ใช้มี 2 ชนิดคือ ชนิดเส้นตรงยาว 13 มม. และชนิดงอปลายยาว 30 มม. ผลการทดสอบพบว่าชนิดและปริมาณของเส้นใยเหล็กมีผลต่อแรงกระทำ ณ จุดที่เกิดรอยร้าวแรก น้อยมาก แต่จะมีผลอย่างชัดเจนโดยทำให้อัตราการเกิดรอยร้าวหลังจากที่เกิดรอยร้าวแรกลดลง

และกำลังรับแรงเฉือนสูงสุดเพิ่มขึ้น เมื่อปริมาณเส้นใยเหล็กเพิ่มขึ้น, ชนิดของเส้นใยเหล็กที่ใช้มีกำลังรับแรงดึงมากกว่า และกำลังอัดแรงที่เกิดขึ้นในลวดอัดแรงที่มากกว่า (pre-stress forces) เมื่อปริมาณเส้นใยเหล็กชนิดเส้นตรงลดลงในส่วนผสมที่มีเส้นใยเหล็กทั้ง 2 ชนิด ส่งผลทำให้กำลังรับแรงเฉือนลดลงตามไปด้วย เนื่องจากเส้นใยเหล็กชนิดเส้นตรงมีกำลังรับแรงดึงมากกว่าชนิดอปลายเกือบ 2 เท่าตัว

ผู้วิจัย [9] ยังได้ศึกษาเปรียบเทียบกำลังรับแรงเฉือนที่ได้จากการทดสอบกับแบบจำลองการเคลื่อนตัวของรอยร้าว (crack sliding model) ของ Zhang [25] ที่ประกอบกับแบบจำลอง Variable Engagement Model [21] ของ Voo และ Foster ซึ่งได้แก่สมการ (2.11) และ (2.12)

$$V_u = \frac{1}{2} f_c^* b h \left[\sqrt{1 + \left(\frac{x}{h} \right)^2} - \frac{x}{h} \right] \quad (2.11)$$

$$f_c^* = v_c f_{cm} \quad (2.12)$$

โดยที่

V_u คือ แรงเฉือนสูงสุด

b คือ ความกว้างของหน้าตัดคาน

h คือ ความสูงของหน้าตัดคาน

a คือ ระยะระหว่างจุดให้แรงถึงจุดรองรับ (shear span)

x คือ ระยะระหว่างจุดให้แรงถึงจุดเริ่มต้นของรอยร้าวที่ทำให้เกิดการวิบัติ

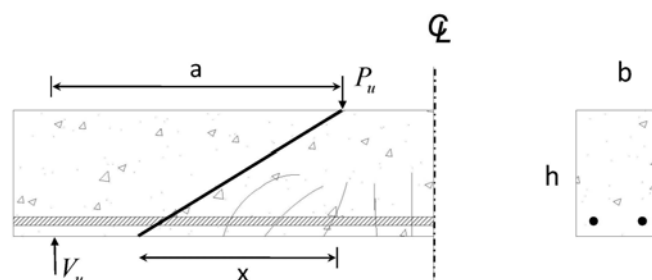
f_c^* คือ กำลังประสิทธิผลของคอนกรีต (effective concrete strength)

v_c คือ ค่าปรับแก้แรงอัดประสิทธิผล (compression effectiveness factor) =

0.8

f_{cm} คือ กำลังอัดของคอนกรีตในรูปทรงกระบอก

ค่าตัวแปรต่างๆแสดงดังภาพที่ 2.2



ภาพที่ 2.2 แสดงค่าตัวแปรที่ใช้ในสมการ (2.11) [9]

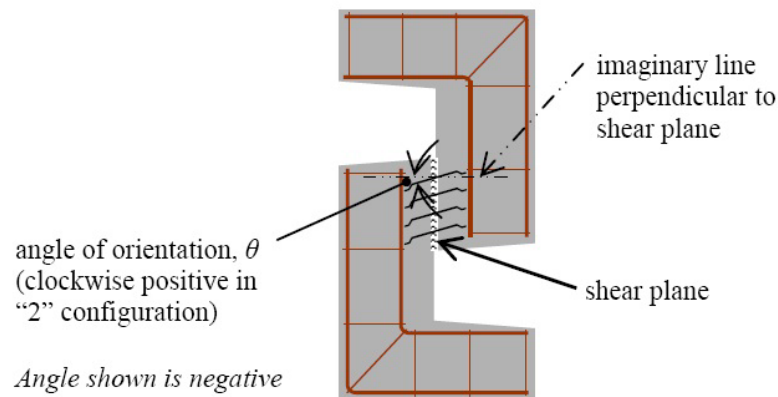
พบว่าค่าแรงเฉือนที่ได้จากการทดสอบกับค่าแรงเฉือนที่คำนวณจากแบบจำลองนี้ มีค่าใกล้เคียงกันมาก ประมาณ 90% แต่มุมของรอยร้าวที่เกิดขึ้นนั้นมากกว่าแบบจำลองมาก เนื่องจากแบบจำลองนี้ไม่ได้พิจารณาผลของปีกคานต่อมุมของรอยร้าวที่เกิดขึ้นอย่างละเอียด

Barragan และคณะ [10] ได้ศึกษาพฤติกรรมการวิบัติเนื่องจากแรงเฉือนของคอนกรีตเสริมเส้นใยเหล็กโดยการทดสอบแบบกดแยก (direct shear push off test) โดยใช้ตัวอย่างคานที่วิบัติจากการทดสอบแรงดัดมาทำการบาก (notched) แล้วนำไปทดสอบรับแรงเฉือนต่อความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำกับความกว้างรอยร้าวแสดงได้อย่างชัดเจนว่า ความกว้างรอยร้าวขึ้นอยู่กับปริมาณเส้นใยเหล็กและกำลังอัดของคอนกรีต โดยที่ความกว้างรอยร้าวขนาดเท่ากัน ตัวอย่างที่มีปริมาณเส้นใยเหล็กที่มากกว่าหรือมีกำลังอัดของคอนกรีตมากกว่า จะสามารถรับแรงที่เกิดขึ้นได้มากกว่า เช่นเดียวกับการเคลื่อนตัวของรอยร้าว เส้นใยเหล็กช่วยให้ตัวอย่างไม่วิบัติอย่างทันทีทันใด โดยเกิดรอยร้าวขนาดใหญ่ก่อนการวิบัติ เมื่อคอนกรีตมีกำลังอัดมากขึ้นจาก 30 MPa เป็น 70 MPa และมีปริมาณเส้นใยเหล็กมากขึ้น ตัวอย่างจะสามารถรับแรงได้มากขึ้นหลังจากเกิดรอยร้าวแรก และเมื่อพิจารณาความสัมพันธ์ระหว่างความกว้างรอยร้าวกับการเคลื่อนตัวของรอยร้าว พบว่าช่วงแรกจนถึงจุดที่เกิดแรงสูงสุดความสัมพันธ์ก็ใกล้เคียงกันมาก แต่หลังจากนั้นเส้นใยเหล็กจะรับแรงเต็มที่ทำให้ตัวอย่างที่มีปริมาณเส้นใยเหล็กที่มากกว่า เกิดรอยร้าวที่มีขนาดใหญ่กว่า ที่การเคลื่อนตัวของรอยร้าวที่เท่ากัน เห็นได้ชัดว่าปริมาณเส้นใยเหล็กที่มากขึ้นและกำลังอัดของคอนกรีตที่มากขึ้นช่วยให้ตัวอย่างสามารถรับแรงเฉือนและเกิดรอยร้าวได้ดีขึ้น

Lee และ Foster [11] ได้ศึกษาทดสอบพฤติกรรมการรับแรงเฉือนของคอนกรีตเสริมเส้นใยเหล็ก โดยใช้เส้นใยเหล็ก 2 ชนิดคือ แบบงอปลายและแบบเส้นตรง ทำการศึกษาลักษณะการเรียงตัวของเส้นใย 2 แบบ คือแบบกำหนดมุมระหว่างเส้นใยเหล็กกับระนาบตั้งฉากกับแนวแรง ศึกษาพร้อมกับระยะการฝังของเส้นใยเหล็กในคอนกรีต และแบบการเรียงตัวแบบสุ่มศึกษาร่วมกับปริมาณเส้นใยเหล็กในส่วนผสมที่แตกต่างกัน ด้วยการทดสอบแบบ Direct shear push-off test ซึ่งคอนกรีตที่ใช้มีกำลังอัดประมาณ 35 MPa

การทดสอบแบบกำหนดมุมระหว่างเส้นใยเหล็กกับระนาบตั้งฉากกับแนวแรงนั้น พบว่าโดยรวมแล้วเส้นใยเหล็กแบบงอปลายจะมีประสิทธิภาพมากกว่า สามารถรับแรงเฉือนสูงสุดได้มากกว่าประมาณสองเท่า และจะมากกว่าสองเท่าเมื่อมุมมากกว่า $+15^\circ$ (ตามเข็มนาฬิกา) ขนาดของมุมที่ทำให้ตัวอย่างรับแรงเฉือนได้มากที่สุดคือ -30° (ทวนเข็มนาฬิกา) ลักษณะมุมค่าบวกและค่าลบแสดงดังภาพที่ 2.3 และพบว่าระยะฝังของเส้นใยเหล็กในคอนกรีตที่แตกต่างกันนั้นไม่มีผล

ต่อกำลังรับแรงสูงสุด สังเกตได้ว่ามีตัวอย่างจำนวนหนึ่งที่เส้นใยเหล็กหลุดออกจากด้านที่มีระยะฝั่งมากกว่า แสดงให้เห็นว่าแรงยึดเหนี่ยวไม่สม่ำเสมอตลอดระยะฝั่งของเส้นใยเหล็ก และเมื่อพิจารณาการเคลื่อนตัวของรอยร้าวที่ตำแหน่งแรงสูงสุด พบว่าการเคลื่อนตัวของรอยร้าวจะมีค่ามากขึ้นเมื่อเส้นใยเหล็กทำมุมกับระนาบตั้งฉากกับแนวแรงลดลง (75° ถึง (-75°))



ภาพที่ 2.3 แสดงค่ามุมระหว่างเส้นใยเหล็กกับระนาบตั้งฉากกับแนวแรงที่เป็นค่าลบ($-\theta$) [11]

สำหรับการทดสอบการเรียงตัวของเส้นใยเหล็กแบบสุ่มนั้น พบว่าปริมาณเส้นใยเหล็กที่มากขึ้นจะทำให้คอนกรีตสามารถรับแรงเฉือนได้ดีขึ้น เส้นใยเหล็กแบบเส้นตรงมีประสิทธิภาพมากกว่าเนื่องจากมีกำลังรับแรงดึงมากกว่าเส้นใยเหล็กแบบงอปลาย จากการทดสอบผู้วิจัยสามารถสร้างสมการที่ประมาณค่าแรงเฉือนสูงสุด ดังนี้

$$\left\{ \frac{\tau}{f_{ct}} \right\}_{\max} = \left\{ \frac{\tau}{f_{ct}} \right\}_{\rho_f=0} + k \rho_f \quad (2.13)$$

โดย $\left\{ \frac{\tau}{f_{ct}} \right\}_{\rho_f=0}$ คือ อัตราส่วนของกำลังคอนกรีตเมื่อปริมาณเส้นใยเหล็กเท่ากับ 0 สำหรับการ

ทดสอบนี้ $\left\{ \tau / f_{ct} \right\}_{\rho_f=0}$ มีค่าเท่ากับ 1.61

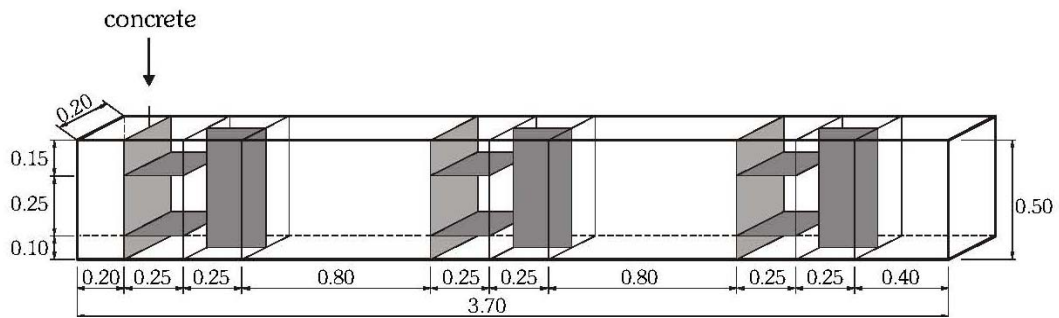
k คือ สัมประสิทธิ์การรับแรงเฉือน ขึ้นอยู่กับชนิดและลักษณะรูปร่างของเส้นใยเหล็ก สำหรับการทดสอบนี้ k มีค่าเท่ากับ 109.18

f_{ct} คือ กำลังรับแรงดึงของคอนกรีต

เมื่อพิจารณาการเคลื่อนตัวของรอยร้าวสูงสุด พบว่ารอยร้าวมีขนาดมากที่สุดเท่ากับ 92% ของความยาวเส้นใยเหล็ก และมีค่าเฉลี่ยเท่ากับ 70% ซึ่งมากกว่าค่าทางทฤษฎีที่บอกว่า การเคลื่อนตัวของรอยร้าวสูงสุดจะไม่เกิน 50% ของความยาวของเส้นใยเหล็ก [11]

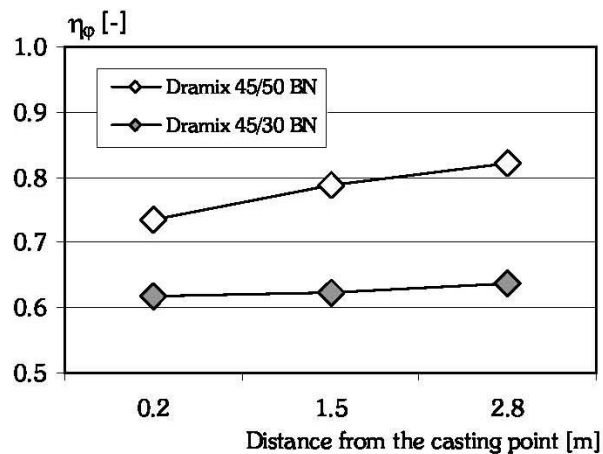
Zakaria และคณะ [13] ได้ศึกษาพฤติกรรมของรอยร้าวเนื่องจากแรงเฉือนในคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีเหล็กเสริมรับแรงเฉือน โดยการทดสอบคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีคุณสมบัติในการต้านทานแรงเฉือนที่แตกต่างกันคือ ขนาดหน้าตัดของคาน, ระยะห่างของเหล็กเสริมรับแรงเฉือน, อัตราส่วนระหว่างความยาวช่วงรับแรงเฉือนต่อความลึกคาน, ระยะคานกรีตที่หุ้มเหล็กเสริมรับแรงเฉือนและ ปริมาณเหล็กเสริมรับแรงดึงที่แตกต่างกัน ผู้วิจัยได้ใช้มาตรวัดระยะ (demec gage) ที่มีความละเอียด 0.001 mm เข้ามาช่วยในการวัดขนาดความกว้างรอยร้าวและการเคลื่อนตัวของรอยร้าว จากผลการทดสอบพบว่า ความกว้างรอยร้าวมีขนาดใหญ่ขึ้นเมื่อความเครียดในเหล็กเสริมรับแรงเฉือนเพิ่มขึ้นหรือเมื่อระยะห่างระหว่างรอยร้าวมากขึ้นหรือเมื่อคานมีขนาดใหญ่ขึ้น เนื่องจากระยะระหว่างกึ่งกลางคานถึงเหล็กเสริมรับแรงดึงมีค่ามากขึ้น ทำให้ความสามารถในการควบคุมรอยร้าวของเหล็กเสริมรับแรงดึงลดลง รอยร้าวจึงมีระยะห่างมากขึ้น ส่งผลทำให้ความกว้างรอยร้าวมีขนาดใหญ่ขึ้นด้วย ดังนั้นเมื่อเหล็กเสริมรับแรงดึงมีปริมาณมากขึ้น ค่าแรงยึดเหนี่ยวระหว่างคานกรีตและเหล็กเสริมก็มีค่ามากขึ้น ส่งผลทำให้ความกว้างรอยร้าวและระยะห่างระหว่างรอยร้าวมีค่าลดลง และเนื่องจากความกว้างรอยร้าวขึ้นอยู่กับปัจจัยอีกอย่างหนึ่งคือ ความเครียดในเหล็กเสริมรับแรงเฉือน ดังนั้นตัวอย่างที่มีปริมาณเหล็กเสริมรับแรงเฉือนมากกว่า ก็จะเกิดรอยร้าวที่ขนาดเล็กกว่าและมีจำนวนรอยร้าวมากกว่าเมื่อรับแรงขนาดเท่ากัน

Grunewald [14] ได้ศึกษาการแตกคานกรีตที่ส่งผลต่อการเรียงตัวของเส้นใยเหล็กโดยการทดสอบคานคอนกรีตที่มีความยาว 3.7 ม. กว้าง 0.2 ม. และสูง 0.5 ม. ซึ่งใช้เส้นใย 2 ขนาดคือ เส้นใยเหล็กที่มีความยาว 30 มม. และ 50 มม. ใช้คานกรีตที่มีปริมาณเส้นใยเหล็กเท่ากับ 50 กก/ลบ.ม. ผู้วิจัยได้แตกคานกรีตจากด้านริมของคานและปล่อยให้คานกรีตไหลไปจนเต็มแบบ จากนั้นเมื่อคานกรีตแข็งตัวแล้ว คานคอนกรีตจะถูกตัดที่ตำแหน่งริมคานทั้ง 2 และกึ่งกลางคาน โดยการตัดนั้นจะตัดในระนาบขนานกับพื้น, ระนาบขนานกับด้านข้าง และระนาบตั้งฉากกับทิศทางการไหลของคานกรีต แสดงดังภาพที่ 2.4



ภาพที่ 2.4 แสดงลักษณะการเทคอนกรีตและการตัดตัวอย่างจากคานคอนกรีต [15]

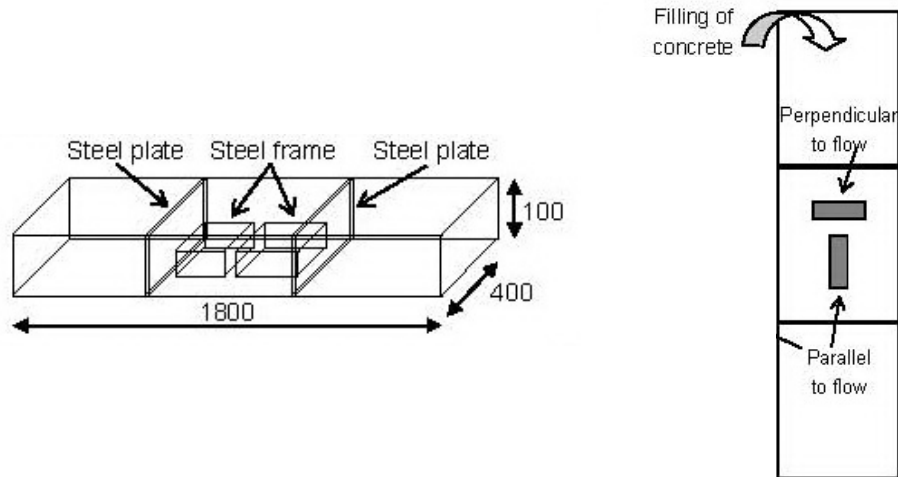
เมื่อพิจารณาระนาบตั้งฉากกับทิศทางการเทคอนกรีต พบว่าการเรียงตัวของเส้นใยเหล็กจะมีค่ามากขึ้นเมื่อระยะห่างจากจุดเทคอนกรีตมีค่ามากขึ้น แสดงให้เห็นว่าระยะการเทคอนกรีตส่งผลต่อการเรียงตัวของเส้นใยเหล็กอย่างชัดเจนทั้ง 2 ขนาดของเส้นใยเหล็ก แสดงดังภาพที่ 2.5



ภาพที่ 2.5 ความสัมพันธ์ระหว่างการเรียงตัวของเส้นใยเหล็กและระยะจากจุดเทคอนกรีต [15]

Pansuk และคณะ [15] ได้ศึกษาพฤติกรรมการรับแรงดึงของคอนกรีตกำลังสูงเสริมเส้นใยเหล็กเมื่อมีการเรียงตัวของเส้นใยเหล็กในลักษณะต่างๆ โดยศึกษาปัจจัยที่ส่งผลต่อการเรียงตัวของเส้นใยเหล็กคือ ระยะทางในการไหลของคอนกรีตและความยาวของเส้นใยเหล็ก โดยศึกษาเส้นใยเหล็กที่มีความยาว 2 ขนาดคือ 6 มม. และ 13 มม. คอนกรีตที่ใช้มีกำลังรับอัดประมาณ 62 MPa คอนกรีตถูกเทลงในแบบที่มีความหนา 100 มม. กว้าง 400 มม. และมีความยาวในการไหลของคอนกรีตเท่ากับ 1800 มม. สำหรับชุดตัวอย่าง A และ B และ 1200 มม. สำหรับชุดตัวอย่าง C ชิ้นตัวอย่างถูกตัดให้มีขนาด 150 x 50 x 40 มม. เพื่อใช้ในการทดสอบการรับแรงดึง (direct tensile test) ชุดตัวอย่าง A ศึกษาการเรียงตัวของเส้นใยเหล็กในทิศทางขนานและตั้งฉากกับทิศทางการเทคอนกรีตที่ใช้เส้นใยเหล็กที่มีความยาวเท่ากับ 6 มม. เป็นส่วนประกอบ ชุดตัวอย่าง B ศึกษา

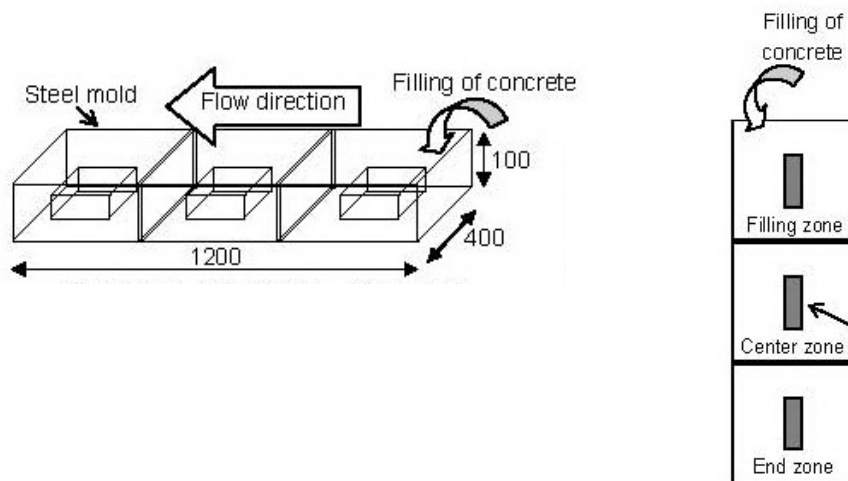
เช่นเดียวกับชุดตัวอย่าง A แต่เปลี่ยนเส้นใยเหล็กที่ใช้ให้มีความยาวเท่ากับ 13 มม. ลักษณะการเทและการเก็บตัวอย่างแสดงดังภาพที่ 2.6



ภาพที่ 2.6 แสดงลักษณะการเทคอนกรีตและการเก็บตัวอย่างของชุดตัวอย่าง A และ B

[14]

สำหรับชุดตัวอย่าง C ศึกษาการเรียงตัวของเส้นใยเหล็กที่ตำแหน่งต่างๆตลอดการเทของคอนกรีตที่ใช้เส้นใยเหล็กยาว 6 มม. เป็นส่วนประกอบ แสดงดังภาพที่ 2.7



ภาพที่ 2.7 แสดงลักษณะการเทคอนกรีตและการเก็บตัวอย่างของชุดตัวอย่าง C [22]

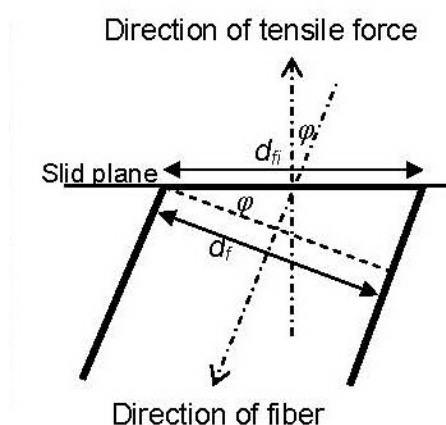
ชิ้นตัวอย่างถูกตัดในแนวขวางกับทิศทางของการให้แรง เพื่อศึกษาการเรียงตัวของเส้นใยเหล็ก ซึ่งสามารถคำนวณการเรียงตัวของเส้นใยเหล็ก n_p ได้ด้วยสมการ

$$\eta_{\varphi} = \frac{1}{N} \cdot \sum_i^N \cos \varphi = \frac{1}{N} \cdot \sum_i^N \frac{d_f}{d_{fi}} \quad (2.14)$$

โดย N คือจำนวนของเส้นใยเหล็กที่ผ่านหน้าตัดนั้น

φ คือ มุมระหว่างทิศทางของแรงดึงกับเส้นใยเหล็ก

ค่าตัวแปรต่างๆแสดงดังภาพที่ 2.8



ภาพที่ 2.8 แสดงค่าตัวแปรต่างๆที่ใช้ในการคำนวณการเรียงตัวของเส้นใยเหล็ก [14]

เนื่องจากกำลังอัดของคอนกรีตในแต่ละชุดตัวอย่างไม่เท่ากัน ผู้วิจัยจึงทำการ Normalize ด้วยกำลังรับแรงดึงของคอนกรีตที่ไม่มีเส้นใยเหล็กในแต่ละชุดตัวอย่าง พบว่าคอนกรีตที่มีเส้นใยเหล็กจะมีกำลังรับแรงดึงมากกว่าคอนกรีตที่ไม่มีเส้นใยเหล็กอย่างเห็นได้ชัด

ผลการทดสอบพบว่าคอนกรีตจะมีกำลังรับแรงดึงมากขึ้นเมื่อทิศทางการให้แรงมีทิศทางเดียวกับการไหลของคอนกรีต และเมื่อเปรียบเทียบชุดตัวอย่าง A กับ B พบว่าชุดตัวอย่าง B ที่มีเส้นใยเหล็กที่มีความยาวมากกว่าจะมีกำลังรับแรงดึงมากกว่า สำหรับผลการทดสอบชุดตัวอย่าง C พบว่าการเรียงตัวของเส้นใยเหล็กบริเวณจุดเริ่มเทคอนกรีตและจุดปลายของแบบจะถูกรบกวนจากการเทและจากขอบของแบบ ทำให้กำลังรับแรงดึงของตัวอย่างที่ตำแหน่งกลางแบบมากกว่ากำลังรับแรงดึงของตัวอย่างบริเวณจุดเริ่มและจุดปลายของแบบ เมื่อพิจารณาการเรียงตัวของเส้นใยเหล็กบนหน้าตัดชิ้นตัวอย่าง ด้วยค่ามุมเฉลี่ย φ ประกอบกับจำนวนเส้นใยเหล็กที่นับได้ สามารถคำนวณหาค่าการเรียงตัวของเส้นใยเหล็กได้ พบว่าเส้นใยเหล็กจะพยายามเรียงตัวไปในทิศทางเดียวกับการเทคอนกรีต และเส้นใยเหล็กที่ยาวกว่าจะสามารถเรียงตัวได้ดีกว่า และเมื่อพิจารณาความสัมพันธ์ระหว่างกำลังรับแรงดึงกับการเรียงตัวของเส้นใยเหล็ก พบว่ากำลังรับแรงดึงจะเพิ่มมากขึ้นเมื่อมีการเรียงตัวของเส้นใยเหล็กที่มากขึ้น เช่นเดียวกับความกว้างรอยร้าวสูงสุด จะ

มีค่ามากขึ้นเมื่อการเรียงตัวของเส้นใยเหล็กมีค่ามากขึ้น เมื่อพิจารณาความสัมพันธ์ในเทอมของความยาวและเส้นผ่านศูนย์กลางของเส้นใยเหล็ก พบว่าเส้นใยเหล็กที่มีความยาวมากกว่า จะส่งผลทำให้กำลังรับแรงดึงและความกว้างรอยร้าวสูงสุดมีค่ามากขึ้นด้วย

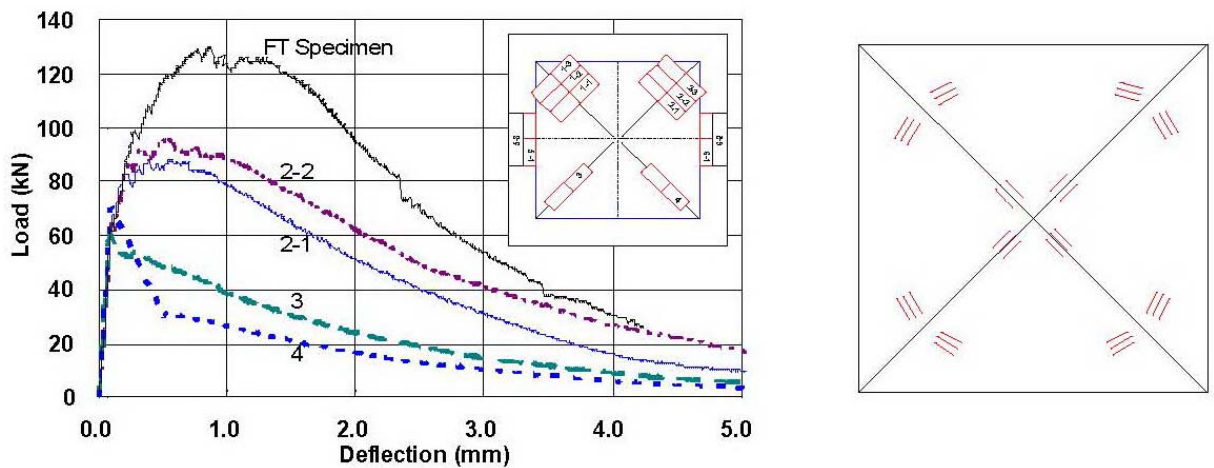
Jayaprakash และคณะ [16] ได้ทำการทดสอบหาค่ากำลังรับแรงเฉือนและลักษณะการวิบัติของตัวอย่างคอนกรีตเสริมเหล็กที่ถูกเสริมกำลังด้วยพอลิเมอร์เสริมเส้นใยคาร์บอน (carbon fiber reinforced polymer, CFRP) ภายนอกแบบ 2 ทิศทาง ซึ่งเป็นการเสริมกำลังและยืดอายุการใช้งานขององค์อาคารที่มีการก่อสร้างไปแล้ว ซึ่งการทดสอบเป็นแบบกดแยก (push off test) ซึ่งศึกษาปริมาณเหล็กเสริมรับแรงเฉือนที่แตกต่างกัน โดยตัวอย่างจะถูกทำให้เกิดรอยร้าวตามแนวที่กำหนดไว้ ก่อนที่จะนำมาทดสอบการรับแรงเฉือน

การทดสอบนี้ใช้คอนกรีตที่มีกำลังอัดเท่ากับ 30 MPa โดยแบ่งตัวอย่างเป็น 2 ชุด คือชุดที่เสริมกำลังด้วยพอลิเมอร์เสริมเส้นใยคาร์บอน กับตัวอย่างที่ไม่เสริมกำลังด้วยพอลิเมอร์เสริมเส้นใยคาร์บอน แต่ละชิ้นตัวอย่างจะมีปริมาณเหล็กเสริมรับแรงเฉือนที่แตกต่างกัน และได้ติดตั้งมาตรวัดความเครียด (strain gage) ไว้ที่เหล็กเสริมรับแรงเฉือน เพื่อวัดค่าความเครียดที่เกิดขึ้น พร้อมทั้งติดตั้งหมุดเหล็กไว้ในตัวอย่างเพื่อใช้วัดค่าการเคลื่อนตัวและความกว้างรอยร้าวที่เกิดขึ้นด้วย

ผลการทดสอบพบว่า ตัวอย่างที่เสริมกำลังด้วยพอลิเมอร์เสริมเส้นใยคาร์บอนจะสามารถรับแรงเฉือนได้มากกว่า เมื่อมีปริมาณเหล็กเสริมรับแรงเฉือนที่เท่ากัน โดยที่ปริมาณเหล็กเสริมเท่ากับ 0.14% พอลิเมอร์เสริมเส้นใยคาร์บอนสามารถช่วยรับแรงได้มากขึ้น 55% และ ปริมาณเหล็กเสริมเท่ากับ 0.42% พอลิเมอร์เสริมเส้นใยคาร์บอนสามารถช่วยเพิ่มกำลังได้ 7% สังเกตได้ว่าเมื่อปริมาณเหล็กเสริมรับมากขึ้น ประสิทธิภาพของพอลิเมอร์เสริมเส้นใยคาร์บอนจะลดลง เมื่อพิจารณาความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนกับการเคลื่อนตัวของรอยร้าว พบว่าพอลิเมอร์เสริมเส้นใยคาร์บอนช่วยลดทั้งความกว้างรอยร้าวและการเคลื่อนตัวของรอยร้าวได้ ที่ค่าแรงเฉือนที่เท่ากัน อีกทั้งพอลิเมอร์เสริมเส้นใยคาร์บอนยังช่วยลดความเครียดที่เกิดขึ้นในเหล็กเสริมรับแรงเฉือนได้อีกด้วย

Joh [17] ได้ศึกษาหาค่าปรับแก้ (correction factor, K) ที่ใช้ในการออกแบบโครงสร้างคอนกรีตกำลังสูงเสริมเส้นใยเหล็ก เนื่องจากการเรียงตัวของเส้นใยเหล็กที่มีผลมาจากวิธีการเทคอนกรีต, การมีเหล็กเสริม และลักษณะของโครงสร้าง ซึ่งเริ่มต้นด้วยการทดสอบพื้นคอนกรีตกำลังสูงเสริมเส้นใยเหล็กขนาด 1.6 ม. X 1.6 ม. คอนกรีตที่ใช้มีกำลังอัดประมาณ 200 MPa การเทคอนกรีตทำโดยการเทจากจุดกึ่งกลางแล้วปล่อยให้คอนกรีตไหลจนเต็มแบบ จากนั้นนำแผ่นพื้นที่

ได้มาตัดที่ตำแหน่งต่างๆ เพื่อให้ได้ตัวอย่างที่มีการเรียงตัวของเส้นใยเหล็กที่แตกต่างกัน และ
 สมมุติให้การเรียงตัวของเส้นใยเหล็กบนแผ่นพื้นมีลักษณะดังภาพที่ 2.9



ภาพที่ 2.9 แสดงตำแหน่งแผ่นพื้นคอนกรีตที่ถูกตัดและการสมมุติลักษณะการเรียงตัวของเส้นใย
 เหล็กบนแผ่นพื้น [16]

เมื่อนำตัวอย่าง 2-1, 2-2, 3 และ 4 จากภาพที่ 2.9 มาทำการทดสอบแบบ 4-point bending test โดยตัวอย่าง 2-1 และ 2-2 มีการเรียงตัวของเส้นใยเหล็กทำมุมประมาณ 22.5° กับทิศทางของแรงดึงหลัก (principle tensile direction) และตัวอย่าง 3 และ 4 มีการเรียงตัวของเส้นใยเหล็กทำมุมประมาณ 67.5° กับทิศทางของแรงดึงหลัก จากการทดสอบพบว่าตัวอย่าง 2-1 และ 2-2 มีความเหนียวหลังจากที่เกิดรอยร้าวขึ้นและมีกำลังสูงสุดต่ำกว่าตัวอย่าง FT ประมาณ 30% ซึ่งตัวอย่าง FT คือตัวอย่างที่ถูกหล่อแบบมาตรฐาน ที่มีการเรียงตัวของเส้นใยเหล็กขนานกับทิศทางของแรงดึงหลัก สำหรับตัวอย่าง 3 และ 4 มีความเปราะมากเมื่อเกิดรอยร้าวขึ้น สังเกตจากแรงกระทำลดลงอย่างรวดเร็วเมื่อเกิดรอยร้าว และมีกำลังสูงสุดต่ำกว่าตัวอย่าง FT ประมาณ 50% แสดงดังภาพที่ 2.9

นอกจากนี้ผู้วิจัยยังได้ศึกษาผลกระทบต่อกำลังรับแรงดัดของคานเนื่องมาจากการเรียงตัวของเส้นใยเหล็ก โดยการทดสอบคานขนาดหน้าตัด 180 มม. X 270 มม. ศึกษาปัจจัยที่มีผลต่อการเรียงตัวของเส้นใยเหล็กคือ การมีเหล็กเสริม และลักษณะการเทคอนกรีต ผู้วิจัยได้เสนอค่าปรับแก้ K_{design} สำหรับการออกแบบ คืออัตราส่วนของกำลังของตัวอย่างมาตรฐาน FT ต่อกำลังที่ตั้งเป้าไว้ของโครงสร้าง แสดงดังสมการ (2.15)

$$K_{design} = \frac{\sigma_{prism}}{\sigma_{structure}} \quad (2.15)$$

เช่นเดียวกับค่าปรับแก้จากรูปร่างของไม้แบบ (K_{shape}), การมีเหล็กเสริม (K_{rebar}) และลักษณะการเทคอนกรีต ($K_{placing}$) ซึ่งแสดงด้วยสมการ (2.16) ถึงสมการ (2.19)

$$K_{shape} = \frac{\sigma_{prism}}{\sigma_{NR}} = \frac{K_{design}^{NR}}{K_{design}^{prism}} \quad (2.16)$$

$$K_{rebar} = \frac{\sigma_{NR}}{\sigma_{rebar}} = \frac{K_{design}^{rebar}}{K_{design}^{NR}} \quad (2.17)$$

$$K_{placing} = \frac{\sigma_{rebar}}{\sigma_{placing}} = \frac{K_{design}^{placing}}{K_{design}^{rebar}} \quad (2.18)$$

$$K_{design} = K_{shape} K_{rebar} K_{placing} \quad (2.19)$$

โดย σ_{rebar} คือ กำลังของตัวอย่างที่มีเหล็กเสริม

σ_{NR} คือ กำลังของตัวอย่างที่ไม่มีเหล็กเสริม

K_{design}^{rebar} คือ ค่าของ K_{design} ที่คำนวณได้โดยการแทนค่า $\sigma_{structure}$ ด้วย σ_{rebar}

K_{design}^{NR} คือ ค่าของ K_{design} ที่คำนวณได้โดยการแทนค่า $\sigma_{structure}$ ด้วย σ_{NR}

$K_{design}^{placing}$ คือ ค่าของ K_{design} ที่คำนวณได้โดยการแทนค่า $\sigma_{structure}$ ด้วย $\sigma_{placing}$

K_{design}^{prism} คือ ค่าของ K_{design} ที่คำนวณได้โดยการแทนค่า $\sigma_{structure}$ ด้วย σ_{prism}

ค่า K ที่ได้จากการทดสอบมีดังนี้ K_{shape} มีค่าเท่ากับ 0.85, K_{rebar} มีค่าเท่ากับ 1.10, $K_{placing}$ มีค่าเท่ากับ 1.19 และ K_{design} มีค่าเท่ากับ 1.11

ผู้วิจัยได้อธิบายว่าค่า K_{shape} ที่น้อยกว่า 1 นั้น เป็นเพราะตัวอย่าง FT มีความยาวไม่เพียงพอที่จะทำให้เส้นใยเหล็กมีการเรียงตัวในแนวราบอย่างสมบูรณ์ แต่ตัวอย่างคานที่ไม่มีเหล็กเสริมรับแรงดึงนั้นมีความยาวเพียงพอที่จะทำให้เส้นใยเหล็กมีการเรียงตัวในแนวราบได้เป็นอย่างดี สำหรับ K_{rebar} ที่มากกว่า 1 นั้น เนื่องจากเหล็กเสริมจะมีส่วนขวางการเรียงตัวของเส้นใยเหล็ก ทำให้กำลังของตัวอย่างมีค่าลดลง เช่นเดียวกับ $K_{placing}$ เพราะการเทจากตรงกลางแบบจะทำให้การเรียงตัวของเส้นใยเหล็กบริเวณที่เกิดโมเมนต์สูงสุด (ตรงกลาง) ไม่ดีเท่ากับการเทคอนกรีตจากปลายแบบ ปัจจัยที่ส่งผลต่อการเรียงตัวของเส้นใยเหล็กที่มากที่สุดคือ ลักษณะการเทคอนกรีต สุดท้ายผู้วิจัยได้แนะนำค่าปรับแก้ K เบื้องต้นที่จะใช้ในการออกแบบไว้ด้วยค่า $K = 1.1$

Vecchio และ Lai [18] ได้ศึกษาวิธีการคำนวณที่ใช้ในการประมาณค่าหน่วยแรงเฉือน บริเวณรอยร้าวและการเคลื่อนตัวของรอยร้าว จากค่าความเครียดที่วัดได้จากการทดลองโดยการทดสอบแผ่นคอนกรีตเสริมเหล็ก (reinforced concrete panel) ซึ่งที่ผ่านมามีผู้ศึกษาแบบจำลองเหล่านี้มากมาย เช่น

- แบบจำลองของ Walraven [5]

$$\delta_s = \frac{v_{ci} + v_{co}}{1.8w^{-0.8} + (0.234w^{-0.707} - 0.20) \cdot f_{cc}} \quad (2.6)$$

δ_s คือ การเคลื่อนตัวของรอยร้าวทิศทางขนานกับรอยร้าว มีหน่วยเป็น mm

v_{ci} คือ หน่วยแรงเฉือนบนรอยร้าว นั้น มีหน่วยเป็น MPa

w คือ ความกว้างรอยร้าว มีหน่วยเป็น mm

f_{cc} คือ กำลังอัดของคอนกรีตในตัวอย่างลูกบาศก์ มีหน่วยเป็น MPa

v_{co} คือ หน่วยแรงเฉือนที่ทำให้เกิดการเคลื่อนตัวของรอยร้าวเริ่มต้น มีค่า $v_{co} = \frac{f_{cc}}{30}$ มี

หน่วยเป็น MPa

- แบบจำลองของ Okamura-Maekawa [12]

$$\delta_s = w \sqrt{\frac{\psi}{1-\psi}} \quad \text{โดย} \quad \psi = \frac{v_{ci}}{v_{c \max}} \quad (2.7)$$

ซึ่งค่า $v_{c \max}$ เป็นค่าหน่วยแรงเฉือนสูงสุดทางทฤษฎีที่ต้านทานการเกิดรอยร้าว นั้น เสนอ โดย Vecchio และ Collins [7] ซึ่งมีค่า

$$v_{c \max} = \frac{\sqrt{f'_c}}{0.31 + \left(\frac{24w}{a+16} \right)} \quad (2.8)$$

a คือ ขนาดมวลรวมที่ใหญ่ที่สุด มีหน่วยเป็น mm

f'_c คือ กำลังอัดของคอนกรีตที่อายุ 28 วัน ในตัวอย่างทรงกระบอก มีหน่วยเป็น MPa

w คือ ความกว้างรอยร้าวเฉลี่ย ซึ่งสามารถคำนวณได้จาก $w = \epsilon_1 \cdot s$ โดย

ε : คือ ความเครียดเนื่องจากแรงดึง

s คือ ระยะห่างระหว่างรอยร้าว(เฉลี่ย) มีหน่วยเป็น mm

- แบบจำลองของ Lai-Vecchio [18]

Lai และ Vecchio ได้พัฒนาแบบจำลองจากแบบจำลองทั้งสองแบบข้างต้น โดยแบบจำลองของ Okamura-Maekawa พบว่าค่าที่ได้มีค่าต่ำกว่าความเป็นจริง ที่ค่าหน่วยแรงเฉือนมีค่าระดับปานกลาง

$$\delta_s = \delta_2 \sqrt{\frac{\psi}{1-\psi}} \quad (2.9)$$

โดยที่

$$\delta_2 = \frac{0.5v_{c \max} + v_{co}}{1.8w^{-0.8} + (0.234w^{-0.707} - 0.20) \cdot f_{cc}} \quad (2.10)$$

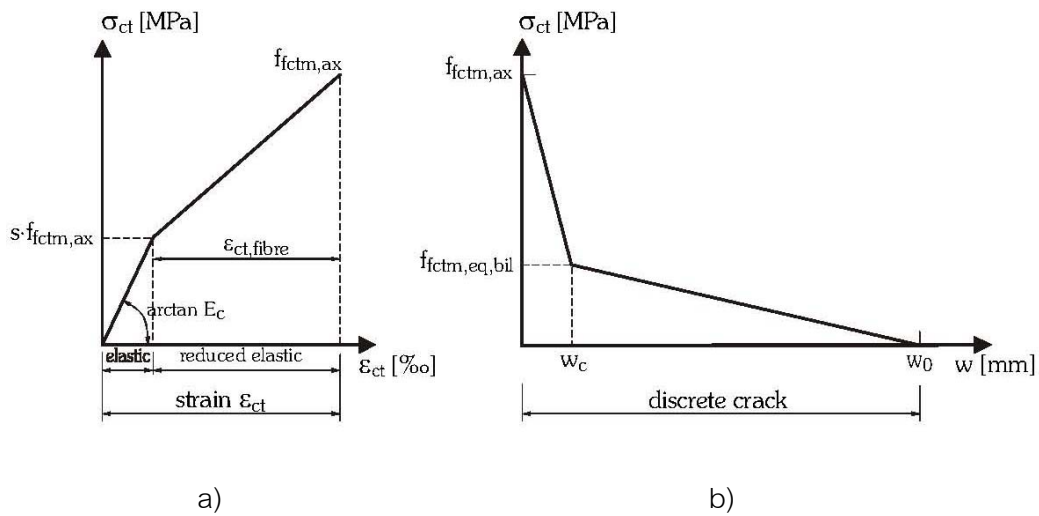
v_{co} คือ หน่วยแรงเฉือนที่ทำให้เกิดการเคลื่อนตัวของรอยร้าวเริ่มต้น มีค่า $v_{co} = \frac{f_{cc}}{30}$ มีหน่วยเป็น MPa

w คือ ความกว้างรอยร้าว มีหน่วยเป็น mm

f_{cc} คือ กำลังอัดของคอนกรีตในตัวอย่างลูกบาศก์ มีหน่วยเป็น MPa

แบบจำลองนี้ได้คำนึงถึงขนาดของมวลรวมแสดงโดยพจน์ $v_{c \max}$ ซึ่งมีความสำคัญมากในคอนกรีตกำลังสูง และแบบจำลองนี้ยังคงอยู่ในพื้นฐานของทฤษฎีดัดแปลงสนามแรงอัด (modified compression field theory [7] จากแบบจำลองทั้งสามแบบ เมื่อนำมาเขียนกราฟเปรียบเทียบกันโดยกำหนดความกว้างรอยร้าวและขนาดมวลรวมที่ใหญ่ที่สุด พบว่าให้ค่าใกล้เคียงกันมากและเมื่อเปรียบเทียบกันด้วยกำลังอัดของคอนกรีตที่มากขึ้น ความสัมพันธ์ที่ได้ก็ยิ่งมีความใกล้เคียงกันมากขึ้นอีก

Grunwald [14] ได้เสนอแบบจำลองสำหรับแรงดัด ซึ่งเป็นความสัมพันธ์ของหน่วยแรงกับความเครียด (stress-strain) และความสัมพันธ์ของหน่วยแรงกับความกว้างรอยร้าว (stress-crack width) ซึ่งได้มาจากการทดสอบการรับแรงดัดแบบแรงกระทำ 3 จุด (three points bending test) โดยแบ่งเป็น 2 ช่วง คือช่วงยืดหยุ่น (elastic phase) และช่วงอ่อนตัว (softening phase) แสดงดังภาพที่ 2.10



ภาพที่ 2.10 a) ความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงดึงและความเครียดในช่วงยืดหยุ่น (elastic phase) และช่วงที่ความยืดหยุ่นลดลง (reduced elastic phase) [14]

b) ความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงดึงและความกว้างรอยร้าวในช่วงอ่อนตัว (softening phase) [14]

โดย $f_{fctm,ax}$ คือ กำลังรับแรงดึงในหนึ่งแกน (uni-axial tensile strength) ซึ่งจะส่งผลต่อกำลังรับแรงดัดสูงสุด โดยจะมีค่าเป็นอัตราส่วนต่อกำลังรับแรงดึงแยก (splitting tensile strength) โดยจะมีค่าประมาณ 0.7-0.8

$f_{fctm,eq,bil}$ คือ กำลังสมดุหลหลังเกิดรอยร้าว ซึ่งจะมีค่าประมาณ 30% ของกำลังรับแรงดึงในหนึ่งแกน (uni-axial tensile strength) สำหรับเส้นใยเหล็กยาว 30 มม. และ 20% สำหรับเส้นใยเหล็กยาว 60 มม.

w_0 คือ ความกว้างรอยร้าววิกฤติซึ่งขึ้นอยู่กับความเร็วตัวและชนิดของเส้นใยเหล็ก โดยมีค่า 0.33 ของความยาวเส้นใยเหล็กสำหรับเส้นใยเหล็กยาว 30 มม. และ 0.425 ของความยาวเส้นใยเหล็กสำหรับเส้นใยเหล็กยาว 60 มม.

w_c คือ ความกว้างรอยร้าวที่จุดเปลี่ยนความชัน ซึ่งอัตราส่วนระหว่าง w_c / w_0 จะมีค่าประมาณ 1/5 – 1/6

2.2 ทฤษฎีที่เกี่ยวข้อง

2.2.1 แบบจำลองของคอนกรีตภายใต้การรับแรงเฉือน (modeling of concrete under shear test)

- Okamura - Maekawa Model [12]

แบบจำลองนี้แสดงความสัมพันธ์ของอัตราส่วนแรงเฉือนต่อกำลังรับแรงเฉือนกับอัตราส่วนระหว่างการเคลื่อนตัวของรอยร้าวต่อความกว้างรอยร้าว แสดงได้โดยสมการ (2.20)

$$\psi = \frac{\beta^2}{1 + \beta^2} \quad (2.20)$$

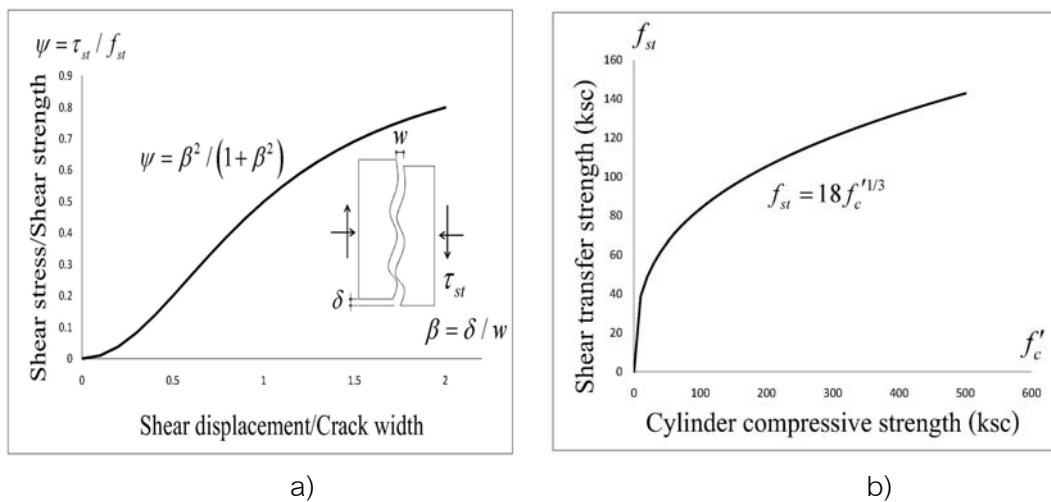
โดย ψ คือ อัตราส่วนของแรงเฉือนต่อกำลังรับแรงเฉือน (τ_{st} / f_{st})

β คือ อัตราส่วนการเคลื่อนตัวของรอยร้าวต่อความกว้างรอยร้าว (δ / w)

f_{st} คือ กำลังการถ่ายแรงเฉือน ซึ่งขึ้นอยู่กับกำลังอัดของคอนกรีต f'_c คือ

$$f_{st} = 18 f'_c{}^{1/3} \quad \text{ในหน่วย ksc} \quad (2.21)$$

ความสัมพันธ์ของสมการที่ (2.20) และ (2.21) แสดงดังภาพที่ 2.11



ภาพที่ 2.11 a) แสดงความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนต่อกำลังรับแรงเฉือนสูงสุดกับการเคลื่อนตัวของรอยร้าวต่อความกว้างรอยร้าว [12]

b) แสดงความสัมพันธ์ระหว่างกำลังรับแรงเฉือนสูงสุดต่อกำลังอัดของคอนกรีต [12]

สมการเหล่านี้ได้มาจากการทดสอบชิ้นตัวอย่างคอนกรีตที่ไม่มีการเสริมเหล็ก ที่กำหนดให้ เกิดรอยร้าวเพียงรอยเดียว โดยสมมุติว่าความกว้างรอยร้าวด้านในจะเท่ากับความกว้างรอยร้าวที่ ผิวด้านนอก ซึ่งจะไม่เป็นจริงสำหรับตัวอย่างคอนกรีตเสริมเหล็ก ที่ความกว้างรอยร้าวจะใกล้ 0 ที่ ตำแหน่งเหล็กเสริม อย่างไรก็ตามก็สามารถที่จะปรับความกว้างรอยร้าวในคอนกรีตเสริมเหล็กได้ด้วยค่าสัมประสิทธิ์ เท่ากับ 0.5

- Walraven - Reinhardt Model [5]

แบบจำลองนี้แสดงความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงเฉือนกับรอยร้าว ที่ได้มาจากการ ทดสอบชิ้นตัวอย่างคอนกรีตภายใต้แรงเฉือนเพียงอย่างเดียว (direct shear test) ด้วยสมการ (2.22)

$$\tau = -\frac{f_{cc}}{30} + \left[1.8w^{-0.80} + (0.234w^{-0.707} - 0.20) \cdot f_{cc} \right] \delta \quad (2.22)$$

โดย f_{cc} คือ กำลังอัดของคอนกรีตในทรงลูกบาศก์ หน่วยเป็น MPa

w คือ ความกว้างรอยร้าว หน่วยเป็น mm

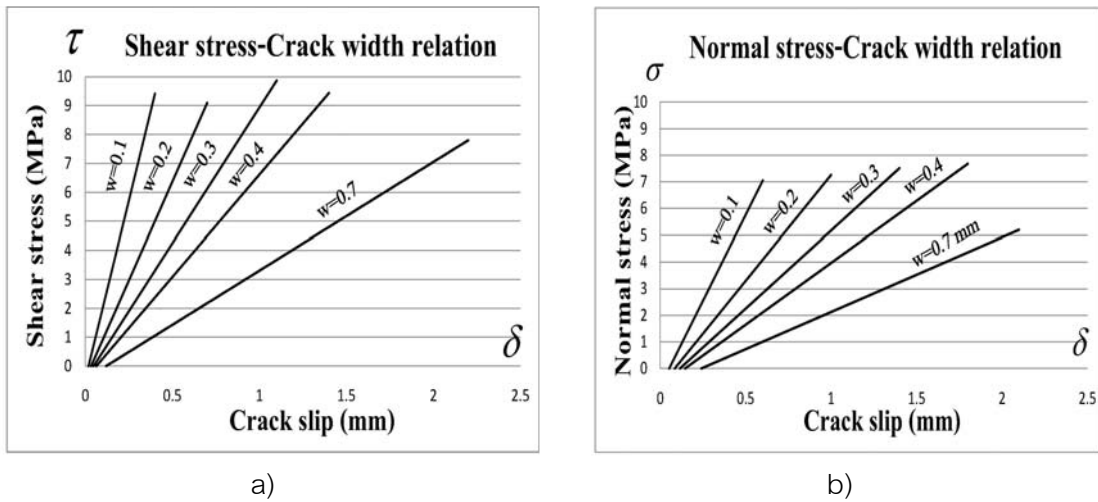
δ คือ การเคลื่อนตัวของรอยร้าว หน่วยเป็น mm

นอกจากนี้ยังมีแบบจำลองที่แสดงความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงตั้งฉากกับรอยร้าวด้วย สมการ (2.23)

$$\sigma = -\frac{f_{cc}}{20} + \left[1.35w^{-0.63} + (0.191w^{-0.552} - 0.15) \cdot f_{cc} \right] \delta \quad (2.23)$$

โดย σ คือ หน่วยแรงตั้งฉาก หน่วยเป็น MPa

จากแบบจำลองทั้งสอง ผู้วิจัยได้อธิบายว่าหน่วยแรงเฉือนจะมีอิทธิพลต่อการวิบัติของชิ้น ตัวอย่างมากกว่าหน่วยแรงตั้งฉาก เนื่องจากเมื่อพิจารณาการเคลื่อนตัวของรอยร้าวและความ กว้างรอยร้าวที่เท่ากัน หน่วยแรงเฉือนที่เกิดขึ้นจะมีค่ามากกว่าหน่วยแรงตั้งฉาก แสดงตัวอย่างดัง ภาพที่ 2.12



ภาพที่ 2.12 a) แสดงความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงเฉือนต่อการเคลื่อนตัวของรอยร้าว Walraven – Reinhardt [5]

b) แสดงความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงดึงต่อการเคลื่อนตัวของรอยร้าว จากแบบจำลองของ Walraven – Reinhardt [5]

- Lai - Vecchio Model [18]

แบบจำลองนี้เป็นการผสมผสานกันระหว่างแบบจำลองของ Okamura-Maekawa [12] และ Walraven-Reinhardt [5] ทำให้ได้ความสัมพันธ์ของการเคลื่อนตัวของรอยร้าว ด้วยสมการ (2.24)

$$\delta_s = \delta_2 \sqrt{\frac{\psi}{1-\psi}} \quad (2.24)$$

โดย

$$\delta_s = \frac{0.5v_{c\max} + v_{co}}{1.8w^{-0.8} + (0.234w^{-0.707} - 0.20) \cdot f_{cc}} \quad (2.25)$$

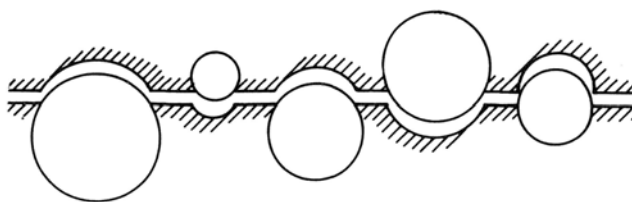
และ

$$v_{c\max} = \frac{\sqrt{f'_c}}{0.31 + \left(\frac{24w}{a+16}\right)} \quad (2.26)$$

สมการนี้พิจารณาผลของขนาดมวลรวม ซึ่งมีผลมากในคอนกรีตกำลังสูง ซึ่งค่า $v_{c\max}$ ได้มาจากทฤษฎีดัดแปลงสนามแรงอัด (modified compression field theory) ซึ่งจะได้กล่าวต่อไป

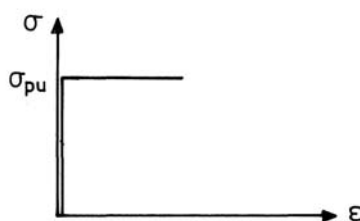
2.2.2 การขัดตัวของมวลรวม (aggregate interlock) [5]

พื้นฐานการขัดยึดของมวลรวม โดยทั่วไปคอนกรีตจะประกอบด้วย 2 ส่วนคือ เมตริกซ์ (cement paste) และมวลรวมที่ถูกหุ้มไว้ด้วยเมตริกซ์ ปกติแล้วกำลังของมวลรวมจะมากกว่ากำลังของเมตริกซ์ รอยต่อระหว่างสองส่วนนี้จะอ่อนแอมาก รอยร้าวที่เกิดขึ้นจะเกิดผ่านที่ผิวของมวลรวม สมมุติให้มวลรวมมีลักษณะทรงกลมและรอยร้าวที่เกิดขึ้นมีลักษณะเรียบไปโดยตลอด รอยร้าวที่เกิดขึ้นสามารถอธิบายได้ดังภาพที่ 2.13



ภาพที่ 2.13 ลักษณะการเกิดรอยร้าวและการขัดยึดของมวลรวม (Aggregate Interlock) จากทฤษฎีของ Walraven [5]

เมตริกซ์เป็นวัสดุที่แข็งและเปราะ ดังนั้นการเสียรูปจะเป็นแบบพลาสติก โดยการเสียรูปจะทำให้ปริมาตรช่องว่างในเมตริกซ์ลดลง ความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงกับความเครียดของเมตริกซ์ที่มีซีเมนต์เฟสท์และมวลรวมขนาดเล็กกว่า 0.25 มม. จะถือว่าเป็นแบบไม่ยืดหยุ่น (rigid plaster) แสดงดังภาพที่ 2.14



ภาพที่ 2.14 ความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงต่อความเครียดของเมตริกซ์แบบไม่ยืดหยุ่น [5]

หน่วยแรงที่จุดพลาสติกคือ σ_{pu} พื้นที่ผิวสัมผัสของมวลรวมจะเพิ่มขึ้น การขัดยึดของมวลรวมก็มากขึ้นเนื่องจากการเสียรูปที่เพิ่มขึ้น สมมุติว่าแรงปฏิกิริยาในแนวแกน Z มีค่าเท่ากับ 0 ดังภาพที่ 2.15



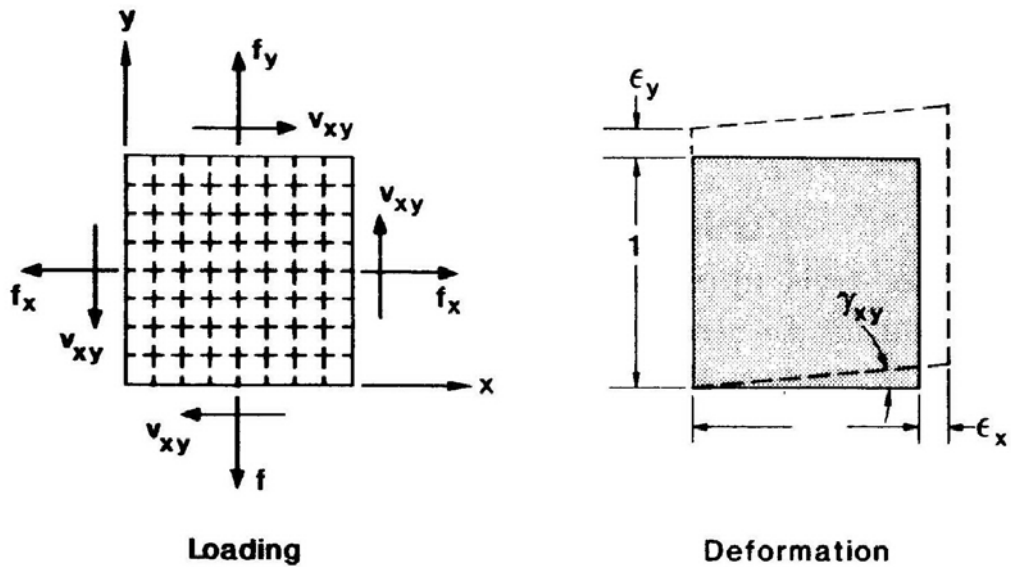
ภาพที่ 2.15 พื้นที่ผิวสัมผัสเมื่อเกิดการเคลื่อนตัวของรอยร้าว [5]

2.2.3 ทฤษฎีดัดแปลงสนามแรงอัด (the modified compression field theory) [7]

ทฤษฎีนี้ได้ถูกนำเสนอโดย Frank J. Vecchio และ Micheal P. Collins [7] ทฤษฎีนี้สามารถคาดการณ์แรงกระทำและการเสียรูปของชิ้นตัวอย่างคอนกรีตเสริมเหล็กภายใต้หน่วยแรงเฉือนและหน่วยแรงตั้งฉาก ในแบบจำลองนี้ คอนกรีตเสริมเหล็กที่เกิดรอยร้าวขึ้นแล้วจะถูกมองเป็นวัสดุใหม่ที่มีสภาพสมดุล (equilibrium), ความสอดคล้องกัน (compatibility) และความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงกับความเครียดที่อยู่ในรูปแบบหน่วยแรงเฉลี่ยกับความเครียดเฉลี่ย (average stress-average strain relation) ทฤษฎีนี้ได้มาจากการทดสอบชิ้นตัวอย่างแผ่นคอนกรีตเสริมเหล็ก (reinforced concrete panel) 30 ตัวอย่าง พบว่าตัวอย่างที่มีรอยร้าวแล้วมีความเครียดเนื่องจากแรงดึงในทิศทางตั้งฉากกับแรงอัด กำลังรับแรงอัดจะน้อยกว่ากำลังอัดที่ได้จากการทดสอบในรูปทรงระบอบและพบว่าหน่วยแรงดึงในคอนกรีตระหว่างรอยร้าวที่มีความสำคัญ โดยเฉพาะที่ค่าความเครียดเนื่องจากแรงดึงเฉลี่ยมากๆ

ทฤษฎีนี้เน้นไปที่ชิ้นส่วนคอนกรีตเสริมเหล็กลักษณะสี่เหลี่ยม ซึ่งไม่สามารถทำได้โดยตรงเมื่อเกิดรอยร้าวใหม่ขึ้นรอยร้าวเก่าอาจจะขยายมากขึ้นหรือหรือถูกปิดลง แรงจะถูกต้านทานด้วยโครงสร้างที่ประกอบไปด้วยคอนกรีตและเหล็กเสริม หน่วยแรงในเหล็กเสริมจะแปรเปลี่ยนไปตลอดความยาวและจะมากที่สุดที่ตำแหน่งรอยร้าว ส่วนคอนกรีตนั้นจะถูกรั้งด้วยผิวรอยร้าวที่ขรุขระ ซึ่งสามารถถ่ายแรงเฉือนและแรงอัด แต่ไม่สามารถถ่ายแรงดึงได้ แต่หน่วยแรงดึงก็ยังมีอยู่ระหว่างรอยร้าวของคอนกรีต

ชิ้นส่วนที่ใช้ทดสอบมีความหนาสม่ำเสมอและมีเหล็กเสริมตามยาวและตามขวาง แรงกระทำถูกกำหนดให้กระทำที่ขอบของชิ้นส่วน โดยมีหน่วยแรงในแนวแกน f_x , f_y และหน่วยแรงเฉือน v_{xy} การเสียรูปของชิ้นส่วนนั้นกำหนดให้ขอบยังคงเป็นเส้นตรงและขนาน โดยมีความเครียดตั้งฉากคือ ϵ_x , ϵ_y และความเครียดเฉือน γ_{xy} แสดงดังภาพที่ 2.16



ภาพที่ 2.16 แสดงทิศทางของแรงกระทำและลักษณะของการเสียรูปของชิ้นส่วนคอนกรีตเสริมเหล็ก [7]

ในการคำนวณค่าหน่วยแรงในระนาบ (in-plane stress) f_x , f_y และ v_{xy} ที่สัมพันธ์กับความเครียดในระนาบ (in-plane strain) ϵ_x , ϵ_y และ γ_{xy} จะต้องใช้สมมุติฐานเพิ่มเติมดังนี้

- ในแต่ละค่าความเครียดจะมีค่าหน่วยแรงที่สัมพันธ์กันเพียงค่าเดียวเท่านั้น
- หน่วยแรงและความเครียดจะถูกพิจารณาในเทอมของค่าเฉลี่ย เมื่อพิจารณาพื้นที่ที่มีขนาดใหญ่เพียงพอสำหรับรอยร้าวจำนวนมาก
- คอนกรีตและเหล็กเสริมมีแรงยึดเหนี่ยวระหว่างกัน (bonded strength) ที่สมบูรณ์ (ไม่มีการรูดออก)
- เหล็กเสริมตามยาวและตามขวางมีการเรียงตัวอย่างสม่ำเสมอ หน่วยแรงดึงและความเครียดดึงจะเป็นค่าบวก ขณะที่หน่วยแรงอัดและความเครียดอัดจะเป็นค่าลบ

2.2.3.1 สภาวะสอดคล้อง (compatibility condition)

จากสมมุติฐานที่ว่าแรงยึดเหนี่ยวระหว่างคอนกรีตและเหล็กนั้นเป็นแบบสมบูรณ์ ดังนั้นค่าความเครียดที่เกิดขึ้นในคอนกรีต จะเท่ากับค่าความเครียดที่เกิดขึ้นในเหล็กเสริมดังสมการ (2.27) และ (2.28)

$$\epsilon_{sx} = \epsilon_{cx} = \epsilon_x \tag{2.27}$$

โดย ϵ_{sx} คือ ค่าความเครียดในแนวแกน x ที่เกิดขึ้นในเหล็กเสริม

ϵ_{cx} คือ ค่าความเครียดในแนวแกน x ที่เกิดขึ้นในคอนกรีต

ϵ_x คือ ค่าความเครียดในแนวแกน x ที่เกิดขึ้นในชิ้นส่วน

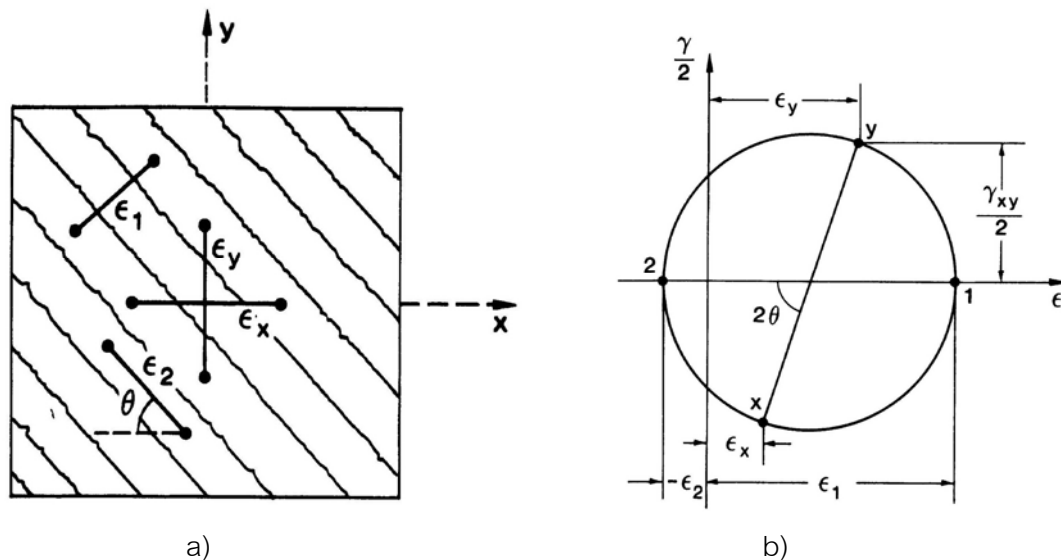
$$\epsilon_{sy} = \epsilon_{cy} = \epsilon_y \quad (2.28)$$

และ ϵ_{sy} คือ ค่าความเครียดในแนวแกน y ที่เกิดขึ้นในเหล็กเสริม

ϵ_{cy} คือ ค่าความเครียดในแนวแกน y ที่เกิดขึ้นในคอนกรีต

ϵ_y คือ ค่าความเครียดในแนวแกน y ที่เกิดขึ้นในชิ้นส่วน

เมื่อรู้ค่าความเครียด ϵ_x , ϵ_y และ γ_{xy} ค่าความเครียดในทิศทางอื่นก็สามารถคำนวณได้จากเรขาคณิต ด้วยแผนภาพของมอร์ (Mohr's circle) แสดงดังภาพที่ 2.17



ภาพที่ 2.17 a) แสดงทิศทางความเครียดที่เกิดขึ้น b) แสดงค่าความเครียดที่สามารถหาได้จากแผนภาพของมอร์ [16]

จากภาพที่ 2.17 สามารถหาค่าความเครียดเฉือน (γ_{xy}) ได้จากสมการ (2.29)

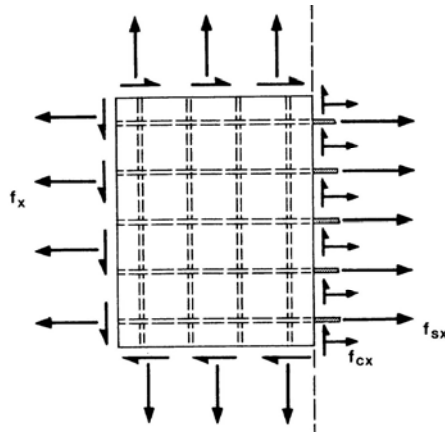
$$\gamma_{xy} = \frac{2(\epsilon_x - \epsilon_2)}{\tan \theta} \quad (2.29)$$

โดย

$$\epsilon_x + \epsilon_y = \epsilon_1 + \epsilon_2 \quad (2.30)$$

2.2.3.2 สภาวะสมดุล (equilibrium conditions)

สภาวะสมดุลในชั้นส่วนคอนกรีตเสริมเหล็กคือ แรงกระทำจะถูกต้านทานด้วยหน่วยแรงที่เกิดขึ้นในคอนกรีตกับเหล็กเสริม แสดงดังภาพที่ 2.18 แสดงตัวอย่างแรงรวมในแนวราบ ซึ่งในสภาวะสมดุลนั้น แรงลัพธ์ในแนวราบมีค่าเท่ากับศูนย์ดังสมการที่ (2.31)



ภาพที่ 2.18 แสดงสภาพสมดุลของแรงในชั้นส่วนคอนกรีตเสริมเหล็ก [7]

$$\int_A f_x dA = \int_{A_c} f_{cx} dA_c + \int_{A_s} f_{sx} dA_s \quad (2.31)$$

เมื่อพิจารณาหน้าตัดคอนกรีตที่ลดลงเนื่องจากเหล็กเสริมมีค่าน้อยมาก จึงสามารถเขียนสมการ (2.31) ได้ใหม่เป็น สมการที่ (2.32) และ (2.33)

$$f_x = f_{cx} + \rho_{sx} \cdot f_{sx} \quad (2.32)$$

$$f_y = f_{cy} + \rho_{yx} \cdot f_{yx} \quad (2.33)$$

และจากภาพที่ 2.13 สามารถเขียนสมการสมดุลของแรงได้ดังสมการที่ (2.34) และ (2.35)

$$v_{xy} = v_{cx} + \rho_{sx} \cdot v_{sx} \quad (2.34)$$

$$v_{yx} = v_{cy} + \rho_{sy} \cdot v_{yx} \quad (2.35)$$

สมมุติว่า

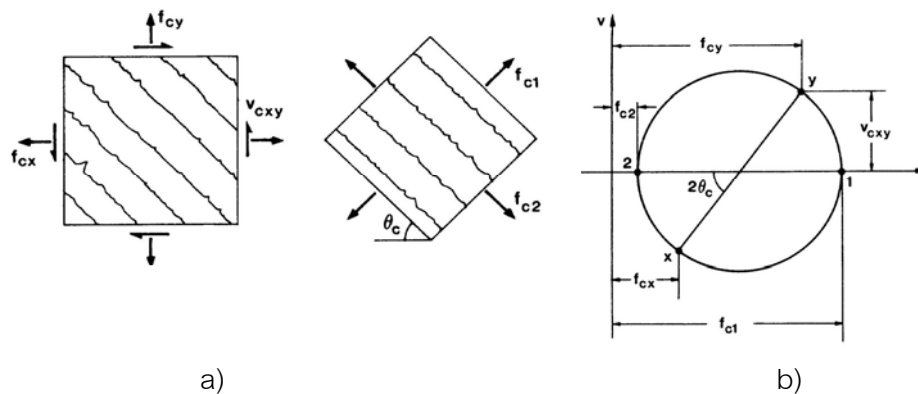
$$v_{cx} = v_{cy} = v_{cxy} \quad (2.36)$$

แผนภาพของมอร์ สำหรับหน่วยแรงในคอนกรีตแสดงดังภาพที่ 2.19 และสามารถแสดงความสัมพันธ์ได้ด้วยสมการที่ (2.37) ถึง (2.39)

$$f_{cx} = f_{c1} - \frac{v_{cxy}}{\tan \theta} \quad (2.37)$$

$$f_{cy} = f_{c1} - (v_{cxy} \cdot \tan \theta) \quad (2.38)$$

$$f_{c2} = f_{c1} - \left[v_{cxy} \cdot (\tan \theta_c + \frac{1}{\tan \theta_c}) \right] \quad (2.39)$$



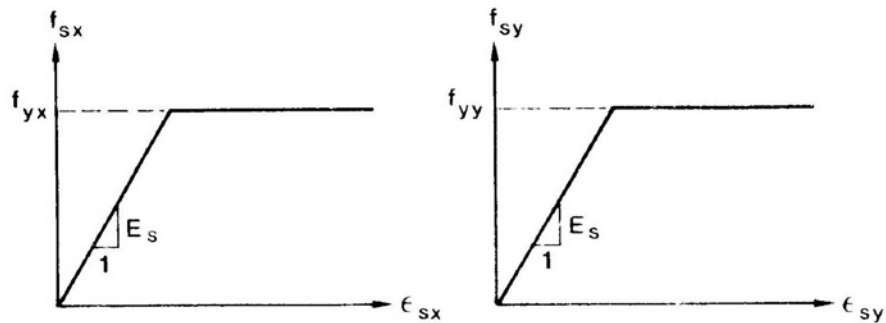
ภาพที่ 2.19 a) แสดงทิศทางหน่วยแรงที่เกิดขึ้น [7] b) แสดงความสัมพันธ์ของหน่วยแรงด้วยแผนภาพของมอร์ [7]

2.2.3.3 ความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงและความเครียด (stress-strain relationships)

ความสัมพันธ์ของความสอดคล้อง (constitutive relations) แสดงถึงความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงเฉลี่ยกับความเครียดเฉลี่ยทั้งในคอนกรีตและเหล็กเสริม หน่วยแรงเฉลี่ยและความเครียดเฉลี่ยจะต่างจากค่าที่ได้จากการทดสอบ นอกจากนี้ความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงเฉลี่ยกับความเครียดเฉลี่ยในคอนกรีตและเหล็กเสริมจะไม่อิสระต่อกันอย่างสมบูรณ์ แม้ว่าจะถูกสมมุติให้อยู่ในแบบจำลองอย่างง่าย

หน่วยแรงในแนวแกนที่เกิดขึ้นในเหล็กเสริมจะถูกสมมุติให้ขึ้นอยู่กับค่าความเครียดเพียงค่าเดียวเท่านั้น นอกจากนี้หน่วยแรงเฉือนเฉลี่ยบนระนาบที่ตั้งฉากกับเหล็กเสริมจะถือว่าเหล็กเสริมไม่สามารถต้านทานหน่วยแรงเฉือนนั้นได้

ความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงในแนวแกนกับความเครียดในแนวแกนแสดงด้วยแผนภาพ Bilinear ดังภาพที่ 2.20



ภาพที่ 2.20 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงกับความเครียดในเหล็กเสริมด้วยแผนภาพ แบบเชิงเส้นตรง 2 ช่วง (bilinear) [7]

$$\text{โดย} \quad f_{sx} = E_s \cdot \epsilon_x \leq f_{yx} \quad (2.40)$$

$$f_{sy} = E_s \cdot \epsilon_y \leq f_{yy} \quad (2.41)$$

$$v_{sx} = v_{sy} = 0 \quad (2.42)$$

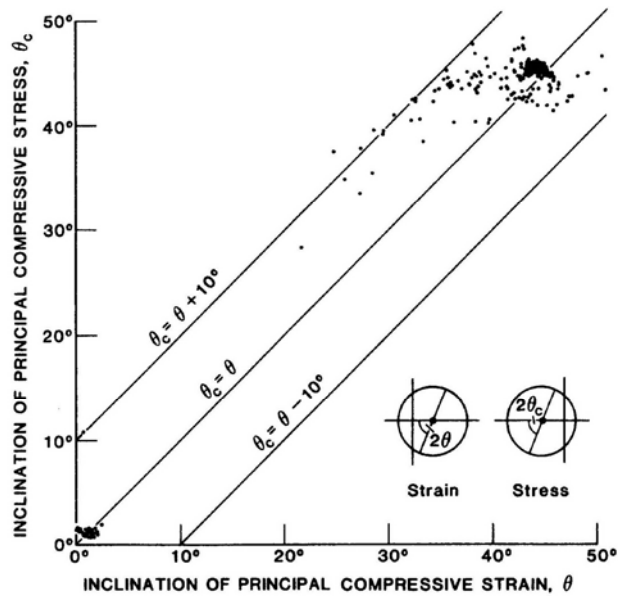
สำหรับในคอนกรีต จะถูกสมมุติให้แกนของหน่วยแรงหลักและแกนของความเครียดหลักเกิดขึ้นพร้อมกัน ดังสมการที่ 2.43

$$\theta_c = \theta \quad (2.43)$$

เพื่อที่จะได้แบบจำลองที่สมบูรณ์นั้น ยังคงต้องการความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงอัดหลักกับความเครียดอัดหลัก (principle compressive stress-principle compressive strain relation) และความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงดึงหลักกับความเครียดดึงหลัก (principle tensile stress-principle tensile strain relation)

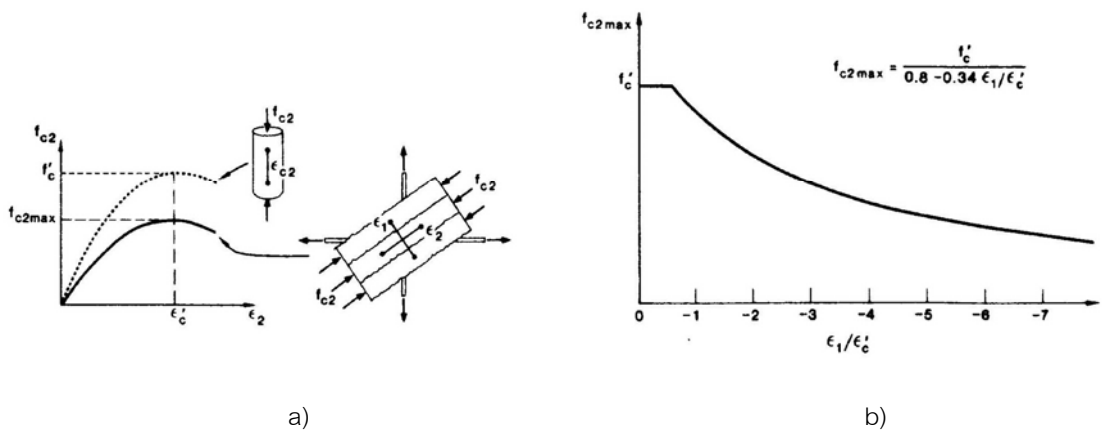
2.2.3.4 การตอบสนองต่อหน่วยแรงเฉลี่ยและความเครียดเฉลี่ยของคอนกรีต (average stress-average strain response of concrete)

ทิศทางของความเครียดหลักในคอนกรีตเบี่ยงเบนจากทิศทางของหน่วยแรงหลักในคอนกรีตแสดงดังภาพที่ 2.21 อย่างไรก็ตาม สามารถทำให้เข้าใจง่ายขึ้นโดยสมมุติว่าแกนของความเครียดหลักกับแกนของหน่วยแรงหลักนั้นตรงกัน



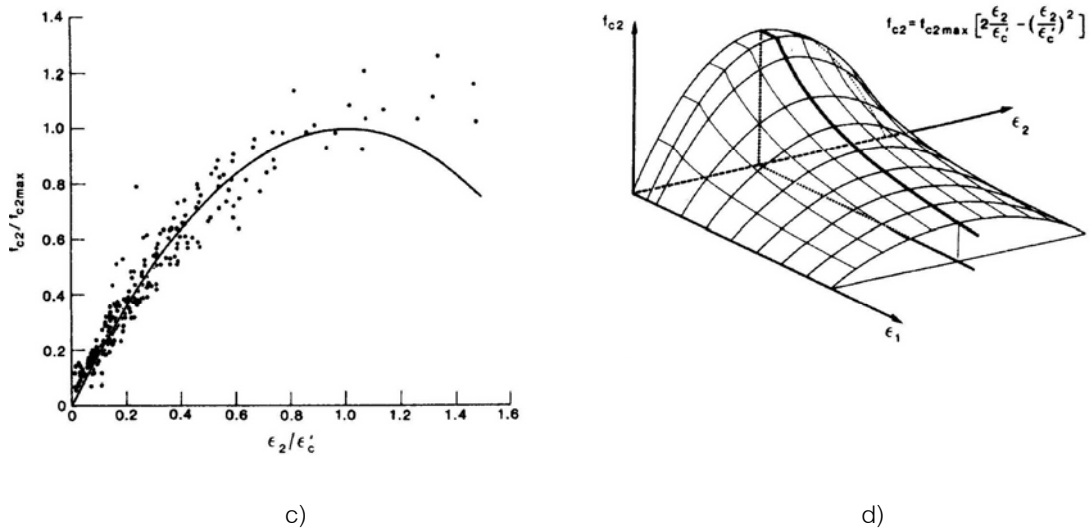
ภาพที่ 2.21 แสดงความเบี่ยงระหว่างแกนของหน่วยแรงหลักกับแกนของความเครียดหลัก [7]

หน่วยแรงอัดหลักในคอนกรีตนั้น พบว่าไม่เพียงแต่เป็นฟังก์ชันของความเครียดอัดหลัก (ϵ_2) แต่ยังเป็นฟังก์ชันของความเครียดดึงหลัก (ϵ_1) อีกด้วย ดังนั้นคอนกรีตเมื่อเกิดรอยร้าวขึ้นแล้ว เมื่อเกิดความเครียดดึงสูงในทิศทางตั้งฉากกับแรงอัดนั้น กำลังจะมีค่าน้อยกว่ากำลังของคอนกรีตที่ได้จากการทดสอบตัวอย่างรูปทรงระบอก แสดงดังภาพที่ 2.22



ภาพที่ 2.22 a) แสดงความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงกับความเครียดของคอนกรีตเมื่อเกิดรอยร้าวเมื่อรับแรงอัด [7]

b) แสดงความสัมพันธ์ของกำลังอัดของคอนกรีตที่สูงที่สุดที่ถูกนำเสนอบนโดย [7]



ภาพที่ 2.22 c) แสดงความสัมพันธ์ของผลการทดสอบกำลังรับแรงอัดของคอนกรีตที่เกิดรอยร้าวเมื่อรับแรงอัด [7]

d) แสดงความสัมพันธ์ของกำลังอัดของคอนกรีตที่สูงที่สุดใน 3 มิติ [7]

แสดงความสัมพันธ์ได้ด้วยสมการ (2.44)

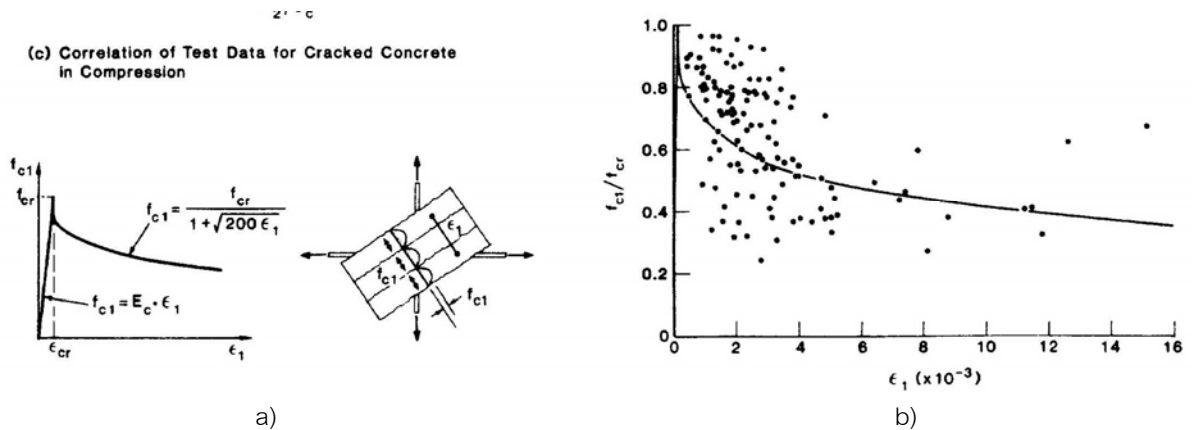
$$f_{c2} = f_{c2max} \left[2 \left(\frac{\epsilon_2}{\epsilon'_c} \right) - \left(\frac{\epsilon_2}{\epsilon'_c} \right)^2 \right] \tag{2.44}$$

และ

$$\frac{f_{c2max}}{f'_c} = \frac{1}{0.8 - 0.34 \left[\frac{\epsilon_1}{\epsilon'_c} \right]} \leq 1.0 \tag{2.45}$$

โดย ϵ'_c มีค่าติดลบ โดยปกติจะมีค่าเท่ากับ -0.002 เมื่อเพิ่มค่า ϵ_1 จะทำให้ค่า $\frac{f_{c2max}}{f'_c}$ ลดลง

ความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงดึงหลักเฉลี่ยกับความเครียดดึงหลักในคอนกรีตจะเป็นแบบเส้นตรงก่อนที่จะเกิดรอยร้าว และเมื่อเกิดรอยร้าวแรกขึ้นค่า f_{c1} จะลดลงเมื่อค่า ϵ_1 เพิ่มขึ้น แสดงดังภาพที่ 2.23



ภาพที่ 2.23 a) แสดงความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงเฉลี่ยกับความเครียดเฉลี่ยของคอนกรีตที่เกิดรอยร้าวเมื่อรับแรงดึง[7]

b) แสดงความสัมพันธ์ของผลการทดสอบกำลังรับแรงดึงของคอนกรีตที่เกิดรอยร้าวเมื่อรับแรงดึง [7]

ความสัมพันธ์ระหว่างความสัมพันธ์หน่วยแรงดึงกับความเครียดดึงก่อนเกิดรอยร้าวแสดงได้ด้วยสมการ (2.46)

$$f_{c1} = E_c \cdot \varepsilon_1 \quad (2.46)$$

เมื่อ E_c คือค่า โมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีต และสามารถหาค่า E_c ได้จากสมการ (2.47)

$$E_c = \frac{2f'_c}{\varepsilon'_c} \quad (2.47)$$

และความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงดึงกับความเครียดดึงหลังจากเกิดรอยร้าวสามารถแสดงได้ด้วยสมการ (2.48)

$$f_{c1} = \frac{f_{cr}}{1 + \sqrt{200\varepsilon_1}} \quad (2.48)$$

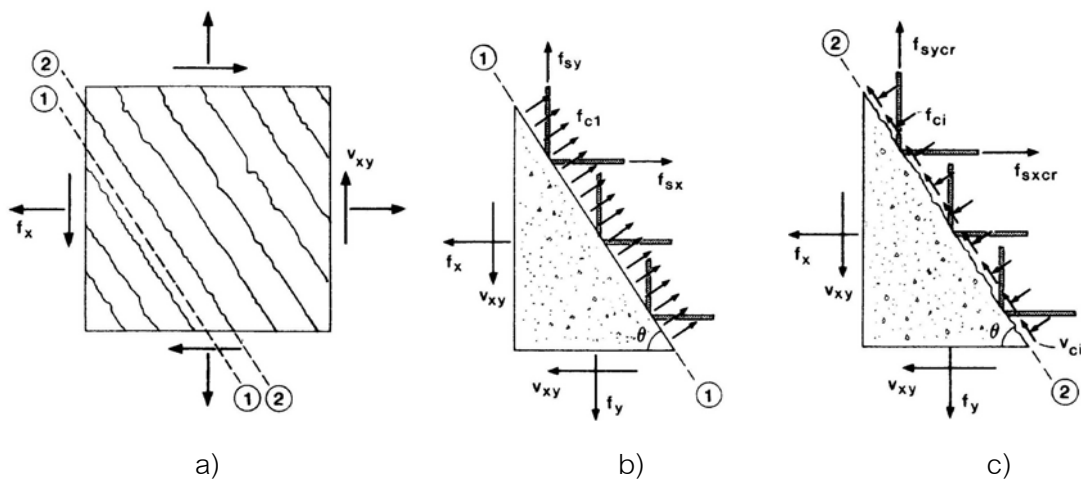
เมื่อ f_{cr} คือค่าความเครียดดึงที่ทำให้เกิดรอยร้าวแรกขึ้น

2.2.3.5 การถ่ายแรงผ่านรอยร้าว (transmitting loads across cracks)

หน่วยแรงและความเครียดที่แทนด้วยค่าเฉลี่ย ไม่สามารถอธิบายถึงการเปลี่ยนแปลงที่เกิดขึ้นได้อย่างละเอียด ที่ตำแหน่งรอยร้าวนั้น หน่วยแรงดึงในเหล็กเสริมจะมากกว่าค่าเฉลี่ย ขณะที่ตรงกลางระหว่างรอยร้าวหน่วยแรงดึงในเหล็กเสริมจะมีค่าต่ำกว่าค่าเฉลี่ย ในทางตรงกันข้ามสำหรับหน่วยแรงดึงในคอนกรีตจะมีค่าเท่ากับศูนย์ที่ตำแหน่งรอยร้าว และจะมีค่ามากกว่า

ค่าเฉลี่ยที่ตรงกลางระหว่างรอยร้าว ค่าหน่วยแรงที่ตำแหน่งย่อยเหล่านี้มีความสำคัญมาก เพราะกำลังรับแรงสูงสุดของชิ้นส่วนที่ถูกแรงกระทำสองทิศทางจะถูกควบคุมโดยความสามารถในการถ่ายแรงดึงระหว่างรอยร้าวของเหล็กเสริม

เมื่อเปรียบเทียบค่าหน่วยแรงเฉลี่ยที่ได้จากการคำนวณบนระนาบ 1-1 กับหน่วยแรงย่อยที่เกิดขึ้นบริเวณรอยร้าวบนระนาบที่ 2-2 ดังภาพที่ 2.24



ภาพที่ 2.24 a) แสดงค่าหน่วยแรงที่กระทำกับชิ้นส่วนที่เกิดรอยร้าว [7]

b) แสดงค่าหน่วยแรงเฉลี่ยที่คำนวณได้ [7]

c) แสดงค่าหน่วยแรงย่อยที่ตำแหน่งรอยร้าว [7]

ทิศทางของรอยร้าววิกฤติถูกสมมุติให้มีทิศทางตั้งฉากกับทิศทางของความเคียดดึงหลัก เมื่อค่าหน่วยแรงเฉือนเฉลี่ยที่คำนวณได้บนระนาบ 1-1 มีค่าเท่ากับศูนย์ สำหรับบนระนาบ 2-2 ดังภาพที่ 2.24 หน่วยแรงเฉือน v_{ci} เหล่านี้อาจเกิดขึ้นพร้อมกับหน่วยแรงอัดย่อย f_{ci} บนรอยร้าวนั้น

สำหรับหน่วยแรงภายนอกที่กระทำ f_x , f_y และ v_{xy} ที่ถูกกำหนดไว้จะเกิดชุดหน่วยแรงขึ้น 2 ชุด ดังภาพที่ 2.21 หน่วยแรงที่เกิดขึ้นจะต้องสมดุลทางสถิตทั้งในแนวราบและแนวตั้ง สมมุติว่าพื้นที่หนึ่งหน่วยสำหรับระนาบ 1-1 และบนระนาบ 2-2 จะมีชุดหน่วยแรง 2 ชุดที่ทำให้เกิดแรงในแนวราบ (x-direction) คือสมการ (2.49)

$$\rho_{sx} f_{sx} \sin \theta + f_{c1} \sin \theta = \rho_{sx} f_{sxc} \sin \theta - f_{c1} \sin \theta - v_{ci} \cos \theta \tag{2.49}$$

สำหรับชุดหน่วยแรง 2 ชุดที่ทำให้เกิดแรงในแนวตั้ง (y-direction) คือสมการ (2.50)

$$\rho_{sy} f_{sy} \cos \theta + f_{c1} \cos \theta = \rho_{sy} f_{sycr} \cos \theta - f_{ci} \cos \theta - v_{ci} \sin \theta \quad (2.50)$$

สามารถจัดสมการ (2.49) และ (2.50) ได้ใหม่ดังนี้

$$\rho_{sx} (f_{sxcr} - f_{sx}) = f_{c1} + f_{ci} + \left[\frac{v_{ci}}{\tan \theta} \right] \quad (2.51)$$

$$\rho_{sy} (f_{sycr} - f_{sy}) = f_{c1} + f_{ci} - v_{ci} \tan \theta \quad (2.52)$$

สภาพสมดุลของสมการ (2.51) และ (2.52) จะผ่านเงื่อนไขที่ไม่มีหน่วยแรงเฉือน และไม่มีหน่วยแรงอัดบนรอยร้าวก็ต่อเมื่อ

$$\rho_{sx} (f_{sxcr} - f_{sx}) = \rho_{sy} (f_{sycr} - f_{sy}) = f_{c1} \quad (2.53)$$

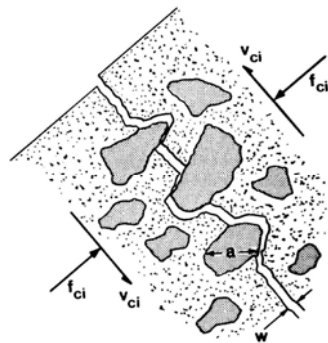
อย่างไรก็ตามหน่วยแรงในเหล็กเสริมที่ตำแหน่งรอยร้าวจะต้องไม่เกินกำลังที่จุดครากคือ

$$f_{sxcr} \leq f_{yx} \quad (2.54)$$

$$f_{sycr} \leq f_{yy} \quad (2.55)$$

ด้วยเหตุนี้ ถ้าค่าความเครียดเฉลี่ยที่คำนวณได้ในเหล็กเสริมมีค่าสูง อาจจะไม่สามารถผ่านเงื่อนไขของสมการ (2.53) ในกรณีนี้ สภาวะสมดุลจะต้องมีหน่วยแรงเฉือนบนรอยร้าวด้วย

สำหรับในคอนกรีตนั้น รอยร้าวจะเกิดขึ้นตลอดผ่านผิวสัมผัสระหว่างซีเมนต์เพสต์ (cement paste) และมวลรวม (aggregate) แสดงดังภาพที่ 2.25 รอยร้าวที่ขรุขระจะสามารถถ่ายแรงเฉือนด้วยการขัดตัวของมวลรวม (aggregate interlock)



ภาพที่ 2.25 แสดงการถ่ายแรงเฉือนในคอนกรีตโดยการขัดตัวของมวลรวม (aggregate interlock)

ความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงเฉือนบนรอยร้าว v_{ci} กับความกว้างรอยร้าว โดยมีเทอมของหน่วยแรงอัดย่อยบนรอยร้าว f_{ci} ที่ได้มาจากการทดสอบจำนวนมากของ Walraven [7] คือสมการ (2.56)

$$v_{ci} = 0.18v_{cmax} + 1.64f_{ci} - 0.82 \frac{f_{ci}^2}{v_{cmax}} \quad (2.56)$$

เมื่อ

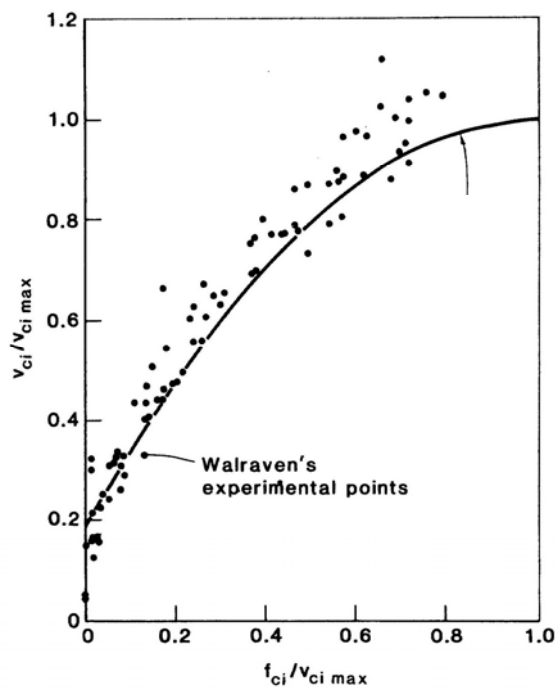
$$v_{cmax} = \frac{\sqrt{f_c'}}{0.31 + \left(\frac{24w}{a+16}\right)} \quad (2.57)$$

โดย a คือ ขนาดมวลรวมที่ใหญ่ที่สุดในหน่วย มม.

f คือ หน่วยแรง ในหน่วย MPa

w คือ ความกว้างรอยร้าว ในหน่วย มม.

เมื่อเปรียบเทียบค่าจากสมการ (2.56) กับการทดสอบของ Walraven [7] แสดงดังภาพที่ 2.26



ภาพที่ 2.26 เปรียบเทียบความสัมพันธ์จากสมการ (2.56) กับค่าที่ได้จากการทดสอบของ Walraven

ความกว้างรอยร้าว w ในสมการ (2.57) ควรจะเป็นค่าเฉลี่ยบนผิวของรอยร้าว สามารถคำนวณได้จากผลคูณของค่าความเครียดดึงหลักกับระยะห่างระหว่างรอยร้าวคือ

$$w = \varepsilon_1 \cdot s_\theta \quad (2.58)$$

โดย

$$s_\theta = \frac{1}{\left(\frac{\sin \theta}{s_{mx}}\right) + \left(\frac{\cos \theta}{s_{my}}\right)} \quad (2.59)$$

และ s_{mx} คือ ระยะห่างระหว่างรอยร้าวในแนวราบ

s_{my} คือ ระยะห่างระหว่างรอยร้าวในแนวตั้ง

θ คือ มุมระหว่างแนวราบกับรอยร้าว

ในการตรวจหน่วยแรงบริเวณผิวของรอยร้าว นั้น การคำนวณหน่วยแรงเฉือนและหน่วยแรงอัด (v_{ci}, f_{ci}) จะต้องผ่านเงื่อนไขของสมการ (2.51) ถึง (2.57) เมื่อเหล็กเสริมถึงจุดครากที่บริเวณรอยร้าว คำตอบจะเป็นไปไม่ได้ ดังนั้นหน่วยแรงดึงหลักเฉลี่ยที่คำนวณได้ (f_{cl}) จะต้องลดค่าลงจนกระทั่งได้คำตอบที่ถูกต้อง

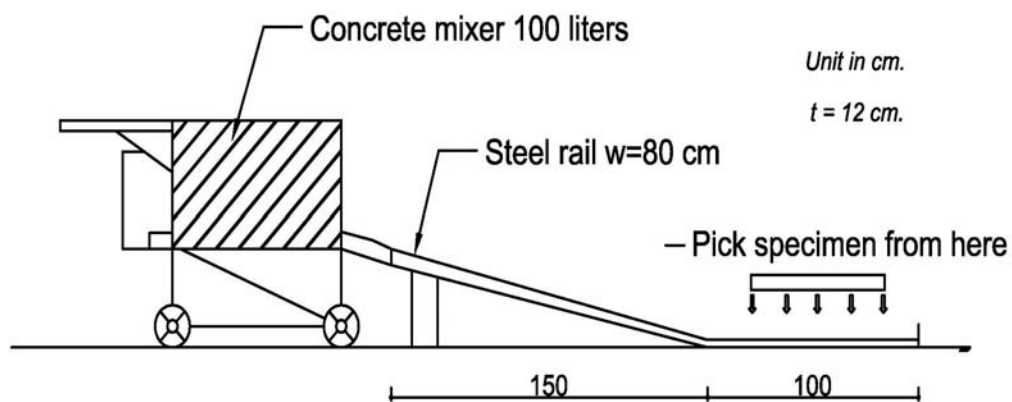
บทที่ 3

วิธีดำเนินการวิจัย

งานวิจัยนี้เป็นการศึกษาพฤติกรรมการรับแรงเฉือนของคอนกรีตกำลังสูงเสริมเส้นใยเหล็ก โดยการทดสอบแบบกดแยก ศึกษาปัจจัยที่มีผลต่อการรับแรงเฉือนของชิ้นตัวอย่างต่างๆกัน คือ วิธีการเทคอนกรีตที่มีผลต่อการเรียงตัวของเส้นใยเหล็ก, กำลังอัดของคอนกรีต, ปริมาณเส้นใยเหล็ก, ปริมาณเหล็กเสริมรับแรงเฉือน, มุมระหว่างเหล็กเสริมรับแรงเฉือนกับระนาบรอยร้าว และมุมระหว่างการเรียงตัวหลักของเส้นใยเหล็กกับระนาบรอยร้าว

3.1 วิธีการหล่อชิ้นตัวอย่าง

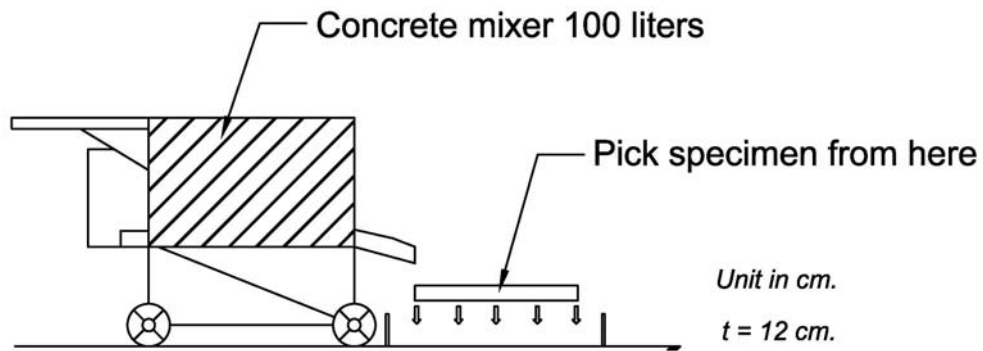
เพื่อศึกษาพฤติกรรมการเกิดรอยร้าวเนื่องจากแรงเฉือนเนื่องจากทิศทางการเรียงตัวหลักของเส้นใยเหล็กที่แตกต่างกัน ผู้วิจัยได้สมมุติให้การเรียงตัวหลักของเส้นใยเหล็กมีทิศทางเดียวกับการไหลของคอนกรีต โดยในการเทคอนกรีตนั้น ได้ปล่อยให้คอนกรีตไหลเป็นระยะทาง 1.50 ม. เมื่อคอนกรีตได้ความหนาตามต้องการแล้ว จึงนำแบบเหล็กตามขนาดของชิ้นตัวอย่างมากดลงในแบบนั้น เพื่อให้ได้มุมระหว่างการเรียงตัวหลักของเส้นใยเหล็กและระนาบรอยร้าวตามต้องการ นอกจากนี้การกดแบบลงในคอนกรีต จะต้องกดไม่ให้ขีดขอบของแบบนอก เนื่องจากบริเวณขอบที่คอนกรีตไหลไปชนนั้น การเรียงตัวของเส้นใยเหล็กจะไม่เป็นไปตามทิศทางของการไหลของคอนกรีต ซึ่งได้มีผู้วิจัยศึกษามาแล้ว โดยมุมระหว่างการเรียงตัวหลักของเส้นใยเหล็กกับเหล็กเสริมรับแรงเฉือนจะตั้งฉากกันเสมอ วิธีการเทคอนกรีตแบบปล่อยให้คอนกรีตไหลแสดงดังภาพที่ 3.1



ภาพที่ 3.1 วิธีการเทคอนกรีตแบบปล่อยให้คอนกรีตไหล

และเพื่อศึกษาเปรียบเทียบวิธีการเทคอนกรีตที่แตกต่างกัน ผู้วิจัยจึงได้เทคอนกรีตแบบปล่อยตก ซึ่งจะทำให้การเรียงตัวของเส้นใยเหล็กเป็นแบบปั่นป่วน (turbulent) แสดงดังภาพที่

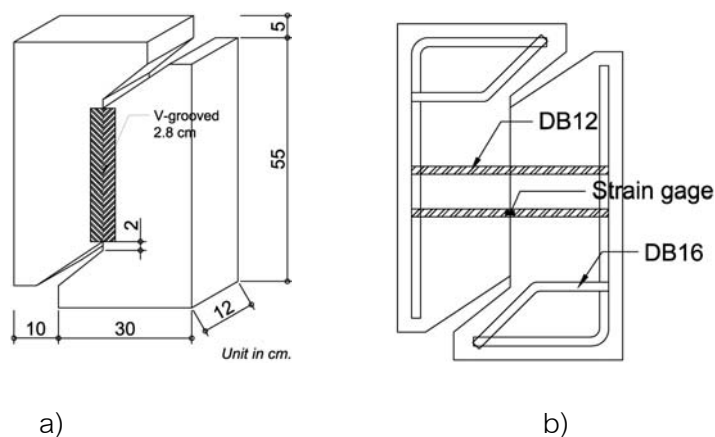
3.2



ภาพที่ 3.2 วิธีการเทคอนกรีตแบบปล่อยให้คอนกรีตตก

3.2 ขนาดของชิ้นตัวอย่างและรายละเอียดชิ้นตัวอย่างก่อนการหล่อคอนกรีต

ขนาดของชิ้นตัวอย่างนั้น ได้ใช้รายละเอียดชิ้นตัวอย่างจากผู้ที่เคยวิจัยคอนกรีตเสริมเหล็กธรรมดา ซึ่งผลการวิจัยเป็นที่ยอมรับ ชิ้นตัวอย่างมีขนาดความกว้างรวมเท่ากับ 40 ซม. มีความสูงรวมเท่ากับ 60 ซม. มีความหนาเท่ากับ 12 ซม. การเสริมเหล็กในชิ้นตัวอย่างนั้นใช้เหล็ก SD40 2 ขนาด โดยใช้เหล็ก DB16 เป็นเหล็กเสริมเพิ่มความแข็งแรง และใช้เหล็ก DB12 เป็นเหล็กเสริมรับแรงเฉือน ติดตั้งมาตรวัดความเครียด (strain gage) ไว้ที่เหล็กเสริมรับแรงเฉือนเพื่อวัดค่าความเครียดที่เกิดขึ้น ขนาดของชิ้นตัวอย่างและรายละเอียดเหล็กเสริมในชิ้นตัวอย่างแสดงดังภาพที่ 3.3



ภาพที่ 3.3 รายละเอียดชิ้นตัวอย่าง a) ขนาดของชิ้นตัวอย่าง b) เหล็กเสริมในชิ้นตัวอย่าง

3.3 คุณสมบัติของคอนกรีต

สำหรับคอนกรีตที่ใช้ในการทดสอบนี้มี 2 ชนิดคือ คอนกรีตกำลังสูงที่มีกำลังอัดประมาณ 1400 ksc และ 800 ksc

3.4 คุณสมบัติของเส้นใยเหล็กและเหล็กเสริม

เหล็กเสริมที่ใช้ในการทดสอบนี้ มีอยู่ 2 ชนิดคือ ขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 1.2 ซม.(เหล็กเสริมรับแรงเฉือน) และ ขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 1.6 ซม.(เหล็กเสริมภายใน) คุณสมบัติของเหล็กเสริมที่ได้จากการทดสอบจริง แสดงดังตารางที่ 3.2

ตารางที่ 3.1 แสดงคุณสมบัติของเหล็กเสริมที่ใช้ในการทดสอบ

Bar diameter (cm)	Area (cm ²)	Yield point (ksc)	Elastic modulus (ksc)
1.2	1.131	4800	2.0×10^6
1.6	2.010	4300	2.2×10^6

สำหรับเส้นใยเหล็กที่ใช้ในการทดสอบมีคุณสมบัติแสดงดังตารางที่ 3.3

ตารางที่ 3.2 แสดงคุณสมบัติของเส้นใยเหล็กที่ใช้ในการทดสอบ

Fiber type	Length (cm)	Aspect ratio	Shape	Minimum tensile strength (ksc)
Dramix OL13/0.16	1.3	81.25	Straight	>20000

3.5 รายละเอียดของตัวอย่างทดสอบและตัวแปรที่ศึกษา

ชิ้นตัวอย่างทดสอบมีทั้งหมด 31 ตัวอย่าง โดยแบ่งออกเป็น 4 ชุดตัวอย่าง เพื่อศึกษาตัวแปรที่แตกต่างกันในแต่ละชุดตัวอย่าง ตัวแปรที่ศึกษาในแต่ละตัวอย่าง แสดงดังตารางที่

3.1

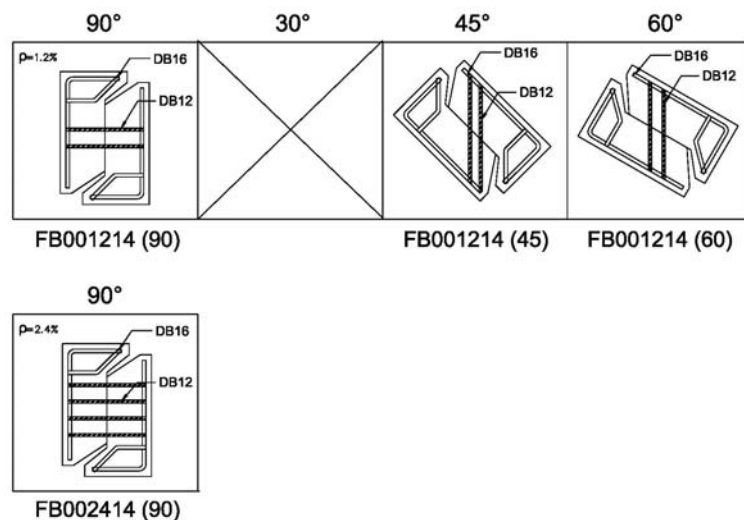
ตารางที่ 3.3 แสดงชื่อชุดตัวอย่างและตัวแปรในแต่ละชุดตัวอย่าง

	f'_c (ksc)	% Fiber	% Stirrup	Turbulent	Angle (θ_R)
Serie 1 (FB00)	1400	0.0	0, 1.25, 2.5	No	90°, 60°, 45°
Serie 2 (FB08)	1400	0.8	0, 1.25, 2.5	Yes	90°, 60°, 45°

Serie 3 (FB08 (80))	800	0.8	0, 1.25, 2.5	Yes	90°, 60°, 45°
Serie 4 (FB16)	1400	1.6	0, 1.25, 2.5	Yes	90°, 60°, 45°

3.5.1 รายละเอียดของชิ้นตัวอย่าง

ในทุกๆ ตัวอย่าง จะมีการเสริมเหล็กภายในด้วย DB16 เพื่อให้ตัวอย่างมีความแข็งแรงมากขึ้น และมีตัวแปรที่เกี่ยวข้อง 2 อย่างคือ ปริมาณเหล็กเสริมรับแรงเฉือน คือ 1.2% และ 2.4% และปริมาณของเส้นใยเหล็กคือ 0.8% และ 1.6% ซึ่งทำมุมกับระนาบของรอยร้าว (θ) คือ 90°, 60°, 45° และ 30° แสดงดังภาพที่ 3.2 การเรียงตัวของเส้นใยเหล็กถูกสมมุติให้มีทิศทางเดียวกับการไหลของคอนกรีต ในการทดสอบนี้การเรียงตัวของเส้นใยเหล็กจะตั้งฉากกับเหล็กเสริมรับแรงเฉือนเสมอ เพื่อให้ตัวอย่างมีลักษณะเหมือนกับคานคอนกรีตกำลังสูงเสริมเส้นใยเหล็ก ยกเว้นตัวอย่างที่มีค่า $\theta = 90^\circ$ การเรียงตัวของเส้นใยเหล็กจะมีทิศทางเดียวกับเหล็กเสริมรับแรงเฉือน เพื่อศึกษาพฤติกรรมการรับแรงเฉือนร่วมกันของเหล็กเสริมและเส้นใยเหล็ก โดยชุดตัวอย่างที่ 1 เป็นชุดตัวอย่างที่ไม่มีเส้นใยเหล็ก เพื่อศึกษาการรับแรงเฉือนร่วมกันของคอนกรีตและเหล็กเสริม ซึ่งคอนกรีตมีกำลังอัดประมาณ 1400 ksc มุมระหว่างเหล็กเสริมรับแรงเฉือนกับระนาบรอยร้าวที่ศึกษาคือ 90°, 60°, 45° เนื่องจากการติดตั้งเหล็กเสริมให้ทำมุม 30° กับระนาบรอยร้าวไม่สามารถติดตั้งได้ การศึกษาจึงไม่ได้ศึกษามุมดังกล่าวนี้ ลักษณะชิ้นตัวอย่างในชุดตัวอย่างที่ 1 แสดงดังภาพที่ 3.4



ภาพที่ 3.4 ลักษณะของชิ้นตัวอย่างในชุดตัวอย่างที่ 1

การให้ชื่อชั้นตัวอย่าง กกขขคค (งง-จจ) ซึ่งปรากฏอยู่ที่ด้านล่างของชั้นตัวอย่าง

กก คือ ปริมาณเส้นใยเหล็ก, 08 = 0.8% โดยปริมาตร

ขข คือ ปริมาณเหล็กเสริมรับแรงเฉือน, 12 = 1.2% โดยพื้นที่หน้าตัด

คค คือ กำลังอัดคอนกรีตที่คาดการณ์, 14 = 1400 ksc

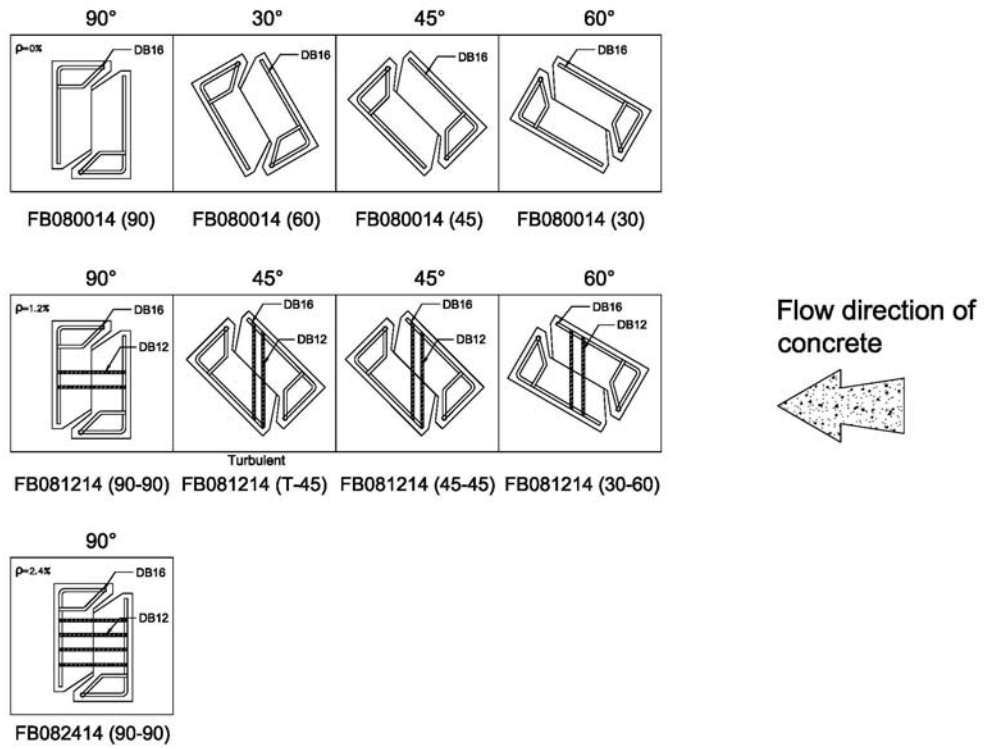
(งง-จจ), งง คือ มุมระหว่างระนาบรอยร้าวกับการเรียงตัวหลักของเส้นใยเหล็ก ทิศทางทวนเข็มนาฬิกา

จจ คือ มุมระหว่างระนาบรอยร้าวกับเหล็กเสริมรับแรงเฉือน ทิศทางตามเข็มนาฬิกา

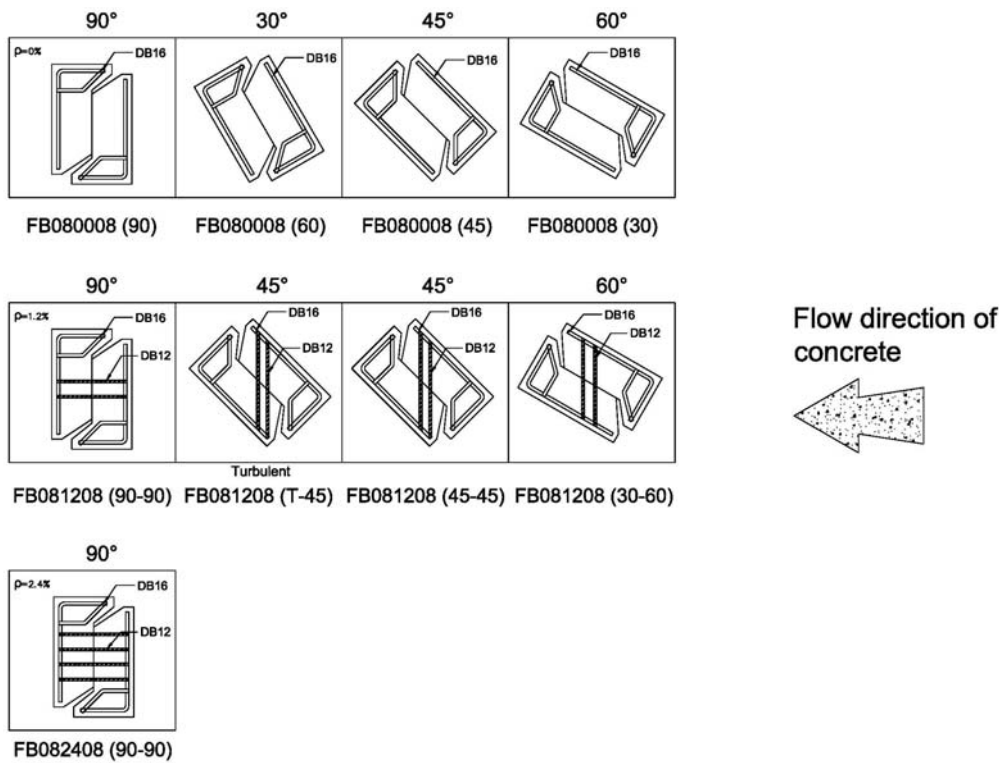
ชุดตัวอย่างที่ 2 เป็นชุดตัวอย่างที่มีปริมาณเส้นใยเหล็กเท่ากับ 0.8% โดยปริมาตร เพื่อศึกษาการรับแรงเฉือนร่วมกันของเส้นใยเหล็กและเหล็กเสริม รวมถึงศึกษาการรับแรงเฉือนร่วมกันของเส้นใยเหล็กและคอนกรีตด้วย ซึ่งคอนกรีตมีกำลังอัดประมาณ 1400 ksc ลักษณะชั้นตัวอย่างในชุดตัวอย่างที่ 2 แสดงดังภาพที่ 3.5

ชุดตัวอย่างที่ 3 เป็นชุดตัวอย่างที่มีปริมาณเส้นใยเหล็กเท่ากับ 0.8% โดยปริมาตร ซึ่งจะแตกต่างจากชุดตัวอย่างที่ 2 เพียงอย่างเดียวคือ กำลังอัดของคอนกรีตในชุดตัวอย่างนี้จะมีค่าประมาณ 800 ksc เพื่อศึกษาการรับแรงเฉือนของชั้นตัวอย่างเมื่อมีกำลังอัดของคอนกรีตลดลง ลักษณะชั้นตัวอย่างในชุดตัวอย่างที่ 3 แสดงดังภาพที่ 3.6

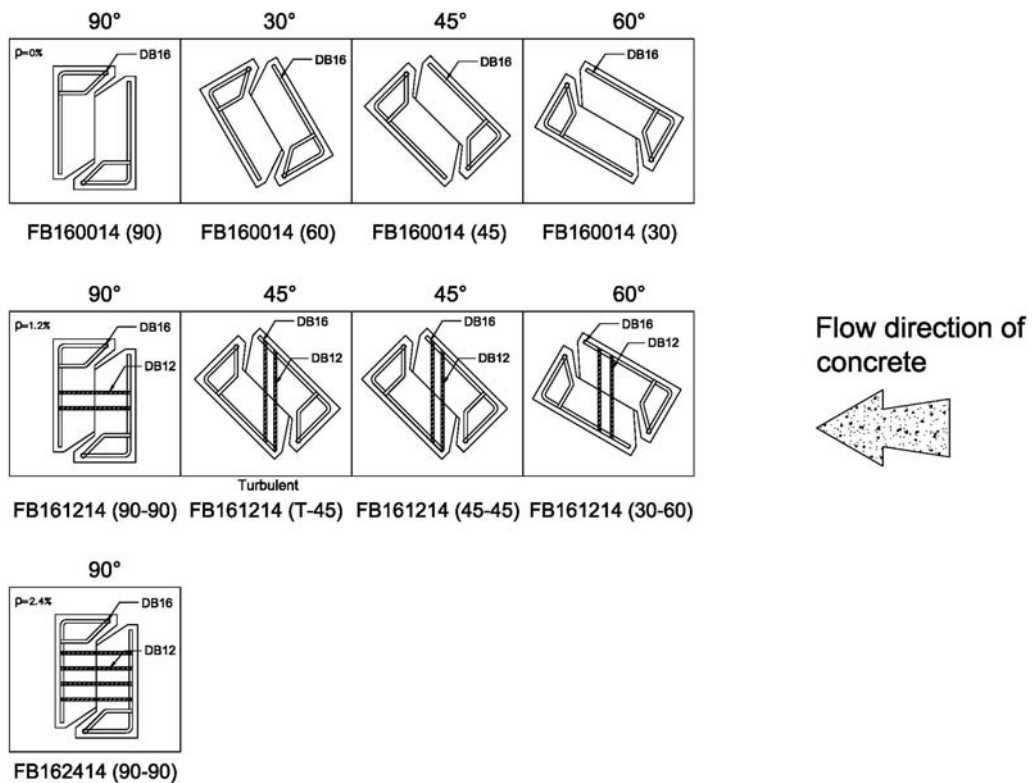
ชุดตัวอย่างที่ 4 เป็นชุดตัวอย่างที่มีปริมาณเส้นใยเหล็กเท่ากับ 1.6% และคอนกรีตมีกำลังอัดประมาณ 1400 ksc ลักษณะชั้นตัวอย่างในชุดตัวอย่างที่ 4 แสดงดังภาพที่ 3.7



ภาพที่ 3.5 ลักษณะของชิ้นตัวอย่างในชุดตัวอย่างที่ 2



ภาพที่ 3.6 ลักษณะของชิ้นตัวอย่างในชุดตัวอย่างที่ 3

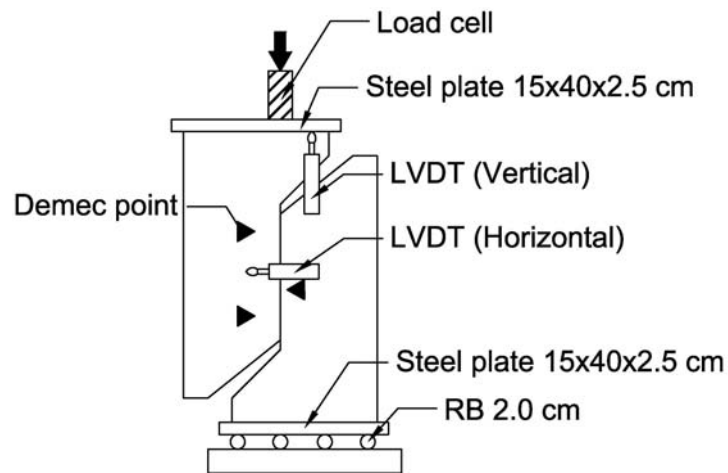


ภาพที่ 3.7 ลักษณะของขั้วตัวอย่างในชุดตัวอย่างที่ 4

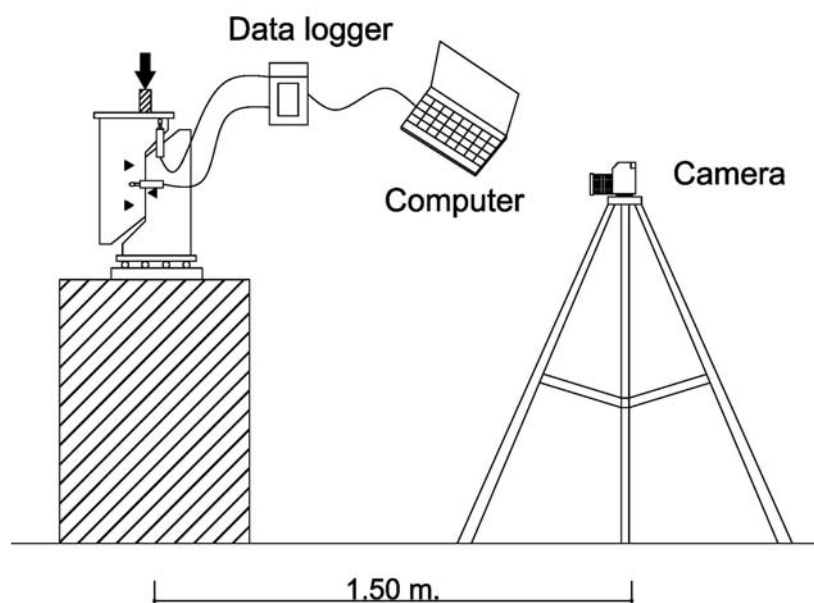
3.6 วิธีการทดสอบขั้วตัวอย่างคอนกรีต

3.6.1 วิธีการให้แรงกระทำ

ขั้วตัวอย่างถูกทดสอบด้วยเครื่องทดสอบไฮดรอลิกขนาด 500 ตัน โดยการทดสอบแบบกดแยก (direct shear push off test) โดยมีเหล็กกลมขนาด RB 20 วางที่ฐานเพื่อให้ขั้วตัวอย่างสามารถเคลื่อนที่ในแนวราบได้ ติดตั้งหม้อแปลงแสดงความแตกต่างเปลี่ยนแปลงแบบเชิงเส้น (linear variable differential transformer) ในแนวตั้งเพื่อวัดการเคลื่อนตัวของรอยร้าว และแวนอนเพื่อวัดความกว้างรอยร้าว และติดตั้งจุดวัด (demec point) เพื่อใช้ในการคำนวณการเกิดรอยร้าวจากการวิเคราะห์ภาพถ่าย (image analysis) การติดตั้งอุปกรณ์ในการทดสอบขั้วตัวอย่างแสดงดังภาพที่ 3.8 การทดสอบนี้ได้ใช้วิธีการถ่ายภาพร่วมกับโปรแกรมคอมพิวเตอร์เข้ามาช่วยในการวัดและคำนวณการเกิดรอยร้าว โดยติดตั้งกล้องถ่ายภาพขั้วตัวอย่างในแนวระนาบ ซึ่งห่างจากขั้วตัวอย่าง 1.50 ม. การเกิดรอยร้าว จะดำเนินไปจนกระทั่งแรงกระทำเพิ่มขึ้นถึงจุดสูงสุดและลดลงจนมีค่าเท่ากับ 0 หรือ เมื่อขั้วตัวอย่างมีค่าการเคลื่อนตัวของรอยร้าวมากกว่า 13 มม. จึงหยุดทำการทดสอบ การทดสอบขั้วตัวอย่างแสดงดังรูปที่ 3.9



ภาพที่ 3.8 การติดตั้งอุปกรณ์บนชิ้นตัวอย่าง



ภาพที่ 3.9 การทดสอบชิ้นตัวอย่าง

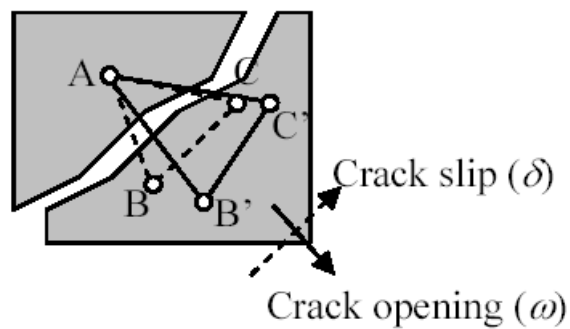
3.6.2 วิธีการวัดรอยร้าวและสูตรการคำนวณ

ความกว้างรอยร้าว (w) และการเคลื่อนตัวของรอยร้าว (δ) สามารถคำนวณได้จากสมการที่ (3.1) และ (3.2) ตามลำดับ ลักษณะการเกิดรอยร้าวแสดงดังภาพที่ 3.10 โดยข้อมูล

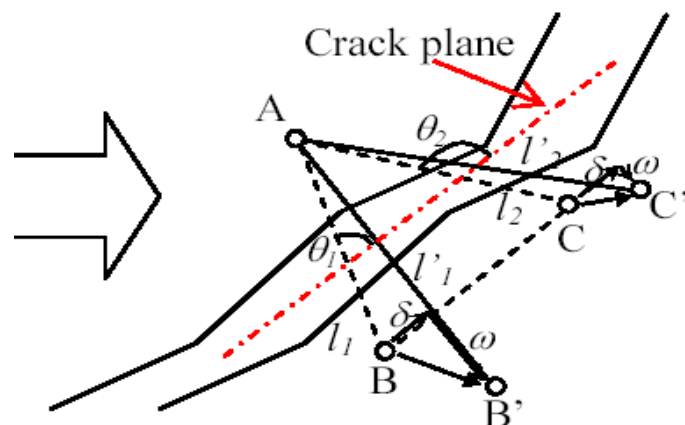
ที่ได้จากการวัดค่าระยะห่างระหว่าง demec point 3 จุด และตัวแปรต่างๆที่ใช้ในการคำนวณหา ค่าความกว้างรอยร้าวและการเคลื่อนตัวของรอยร้าว แสดงดังภาพที่ 3.11

$$W = \frac{(l'_1 - l_1) \cos \theta_2 - (l'_2 - l_2) \cos \theta_1}{\sin \theta_1 \cdot \cos \theta_2 - \sin \theta_2 \cdot \cos \theta_1} \quad (3.1)$$

$$\delta = \frac{(l'_1 - l_1) \sin \theta_2 - (l'_2 - l_2) \sin \theta_1}{\cos \theta_1 \cdot \sin \theta_2 - \cos \theta_2 \cdot \sin \theta_1} \quad (3.2)$$



ภาพที่ 3.10 ลักษณะการเกิดรอยร้าว [4]



ภาพที่ 3.11 ระยะที่ใช้ในการคำนวณจาก demec point [4]

l_1 คือระยะระหว่าง demec point AB (ก่อนการเกิดรอยร้าว)

l'_1 คือระยะระหว่าง demec point AB' (หลังการเกิดรอยร้าว)

l_2 คือระยะระหว่าง demec point AC (ก่อนการเกิดรอยร้าว)

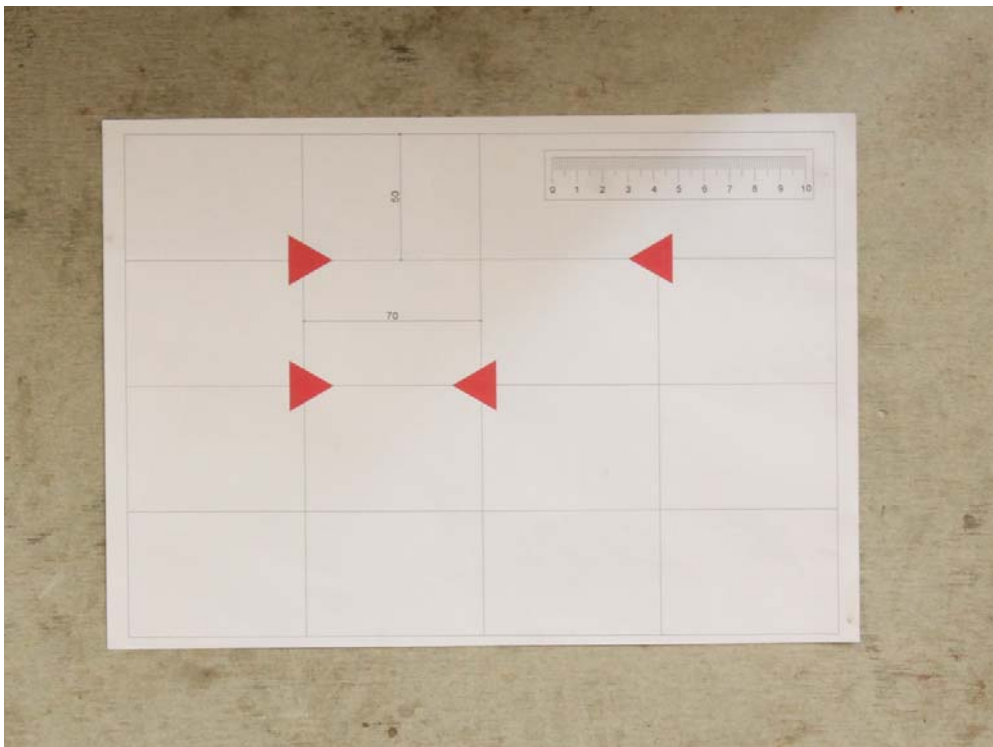
l_1' คือระยะระหว่าง demec point AC' (หลังการเกิดรอยร้าว)

θ_1 คือ มุมระหว่าง crack plane กับระนาบ AB

θ_2 คือ มุมระหว่าง crack plane กับระนาบ AC

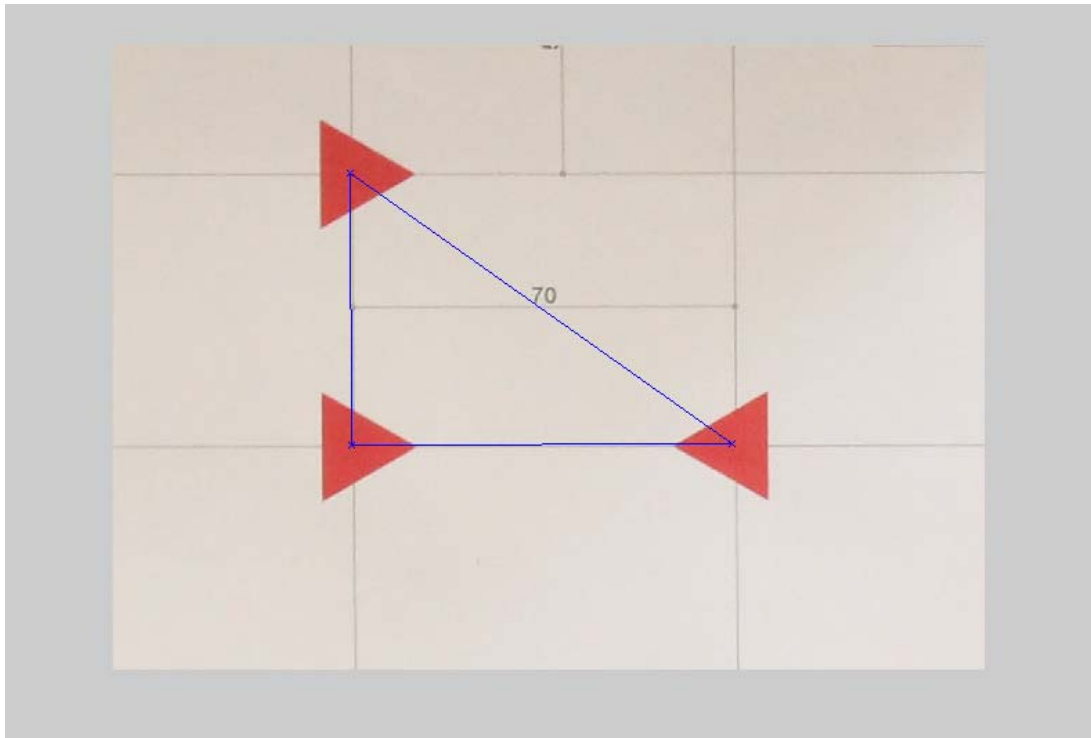
3.6.3 วิธีการปรับแก้ค่าความผิดพลาดเนื่องจากเลนส์ของกล้อง

เนื่องจากการถ่ายภาพจะมีค่าความผิดพลาดเนื่องจากความนูนของเลนส์กล้อง ดังนั้นจึงจำเป็นต้องหาค่าปรับแก้เลนส์ เพื่อให้ค่าที่ได้จากการทดสอบมีความถูกต้องมากยิ่งขึ้น โดยถ่ายภาพที่รู้ระยะที่แน่นอนซึ่งได้จากการพิมพ์มาจากโปรแกรม Auto Cad จากนั้นนำภาพที่ได้มาตั้งตรงตำแหน่งเดียวกับชิ้นตัวอย่าง เพื่อให้ระยะจากแผ่นที่ทราบระยะไปถึงกล้องถ่ายภาพ เท่ากับระยะที่ทำการทดสอบชิ้นตัวอย่างจริงรวมถึงความสูงของแผ่นที่ทราบระยะกับชิ้นตัวอย่างด้วย โดยในที่นี้จะนำรูปสามเหลี่ยมจากโปรแกรม Auto Cad โดยเว้นระยะห่างระหว่างจุดศูนย์กลางสามเหลี่ยม สองระยะคือ 5 เซนติเมตร และ 7 เซนติเมตร ดังภาพ 3.12



ภาพที่ 3.12 แผ่นที่ทราบระยะจริงซึ่งได้มาจากการพิมพ์จากโปรแกรม Auto Cad

จากนั้นนำภาพที่ถ่ายได้ไปทดสอบกับโปรแกรม เพื่อหาระยะระหว่างสามเหลี่ยมที่
ต้องการ โดยพิจารณาสามจุด ดังภาพที่ 3.13



ภาพที่ 3.13 แสดงระยะระหว่าง demec point ที่ได้จากโปรแกรม

ใช้โปรแกรมคำนวณหาระยะที่ต้องการออกมาสามครั้ง และทำการหาค่าเฉลี่ย ซึ่ง
ได้ค่าดังตารางที่ 3.5

ตารางที่ 3.4 ระยะที่โปรแกรมคำนวณได้

ครั้งที่	ระยะจริง 5 (cm)	ระยะจริง 7 (cm)
1	4.9960	6.9970
2	4.9980	6.9990
3	4.9950	6.9960
ค่าเฉลี่ย	4.9963	6.9973

- หาค่า K สำหรับความยาว 5 cm. = $4.9963/5 = 0.99927$

- หาค่า K สำหรับความยาว 7 cm. = $6.9973/7 = 0.99962$

เนื่องจากค่าปรับแก้ที่หาได้ มีค่าใกล้เคียง 1 หรืออาจประมาณว่าเป็น 1 ดังนั้นค่าปรับแก้เลนส์จึง
ไม่มีความจำเป็นที่ต้องใช้

บทที่ 4

ผลการวิจัยและวิเคราะห์ข้อมูล

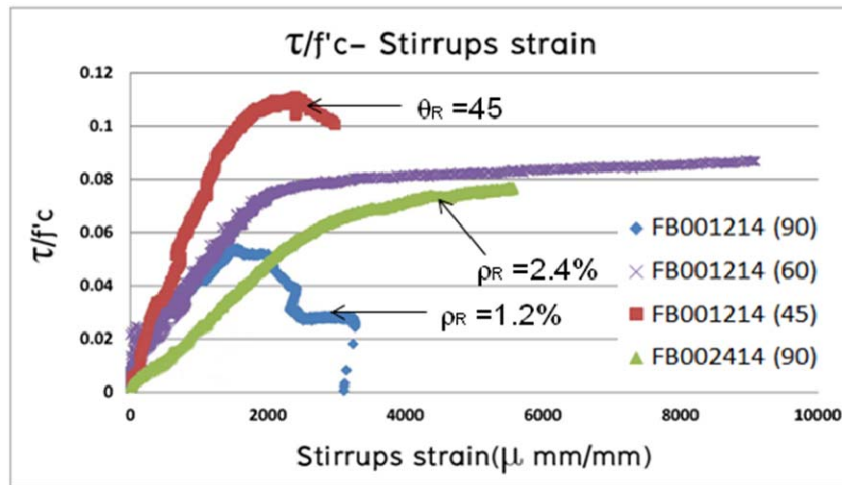
จากการดำเนินการวิจัยตามขั้นตอนที่แสดงไว้ในบทที่ 3 สามารถแสดงผลการวิจัย และการวิเคราะห์ข้อมูลดังนี้

4.1 ความสัมพันธ์ระหว่างความเครียดในเหล็กเสริมกับอัตราส่วนระหว่างหน่วยแรงเฉือนกับกำลังอัดของคอนกรีต (stirrups strain- τ/f_c)

ค่าความเครียดที่เกิดขึ้นในเหล็กเสริมนั้น เป็นปัจจัยที่สำคัญเพราะแสดงถึงความเหนียวของชิ้นตัวอย่าง เมื่อชิ้นตัวอย่างมีคุณสมบัติที่แตกต่างกันย่อมส่งผลให้ค่าความเครียดในเหล็กเสริมมีค่าแตกต่างกันไปด้วย ความสัมพันธ์ระหว่างความเครียดในเหล็กเสริม (ϵ_s) กับอัตราส่วนระหว่างหน่วยแรงเฉือนกับกำลังอัดของคอนกรีต (τ/f_c) จะถูกแสดงเปรียบเทียบเมื่อชิ้นตัวอย่างมีคุณสมบัติแตกต่างกัน ดังต่อไปนี้

4.1.1 ความสัมพันธ์ระหว่างความเครียดในเหล็กเสริมกับอัตราส่วนระหว่างหน่วยแรงเฉือนกับกำลังอัดของคอนกรีต (stirrups strain- τ/f_c) ของชุดตัวอย่างที่ 1

เมื่อพิจารณาความเครียดในเหล็กเสริมรับแรงเฉือนของชุดตัวอย่างที่ 1 ซึ่งไม่มีเส้นใยเหล็ก พบว่ามุมระหว่างเหล็กเสริมรับแรงเฉือนกับระนาบรอยร้าวเท่ากับ 45° (FB001214 (45°)) ทำให้ชิ้นตัวอย่างมีอัตราส่วนระหว่างหน่วยแรงเฉือนต่อกำลังรับแรงอัด (τ/f_c) มีค่าสูงถึง 1.1 แต่ชิ้นตัวอย่างจะวิบัติอย่างทันทีทันใดเมื่อความเครียดในเหล็กเสริมมีค่าประมาณ 3000 $\mu\text{mm/mm}$ เช่นเดียวกับชิ้นตัวอย่างที่มีมุมระหว่างเหล็กเสริมรับแรงเฉือนกับระนาบรอยร้าวเท่ากับ 90° (FB001214 (90°)) ซึ่งชิ้นตัวอย่างนี้มีค่า τ/f_c สูงสุดเพียง 0.55 เท่านั้น และเมื่อเพิ่มปริมาณเหล็กเสริมรับแรงเฉือนเป็น 2 เท่า (FB002414 (90°)) พบว่าชิ้นตัวอย่างมีความเหนียวมากขึ้น และยังทำให้ชิ้นตัวอย่างมีค่า τ/f_c สูงสุดเพิ่มขึ้นเป็น 0.8 เมื่อเปรียบเทียบกับชิ้นตัวอย่างที่มีเหล็กเสริมทำมุมเท่ากับ 90° เหมือนกัน ชิ้นตัวอย่างที่มีความเหนียวมากที่สุดคือชิ้นตัวอย่างที่มีมุมระหว่างเหล็กเสริมรับแรงเฉือนกับระนาบรอยร้าวเท่ากับ 60° (FB001214 (60°)) ซึ่งความเครียดในเหล็กเสริมมีค่าต่อเนื่อง ไม่วิบัติอย่างทันทีทันใด และยังทำให้ชิ้นตัวอย่างมีค่า τ/f_c สูงสุดมากกว่าชิ้นตัวอย่าง (FB002414 (90°)) ที่มีเหล็กเสริมมากกว่า ซึ่งมีค่าประมาณ 0.85 ความสัมพันธ์ระหว่าง τ/f_c กับความเครียดในเหล็กเสริมของชุดตัวอย่างที่ 1 แสดงดังภาพที่ 4.1

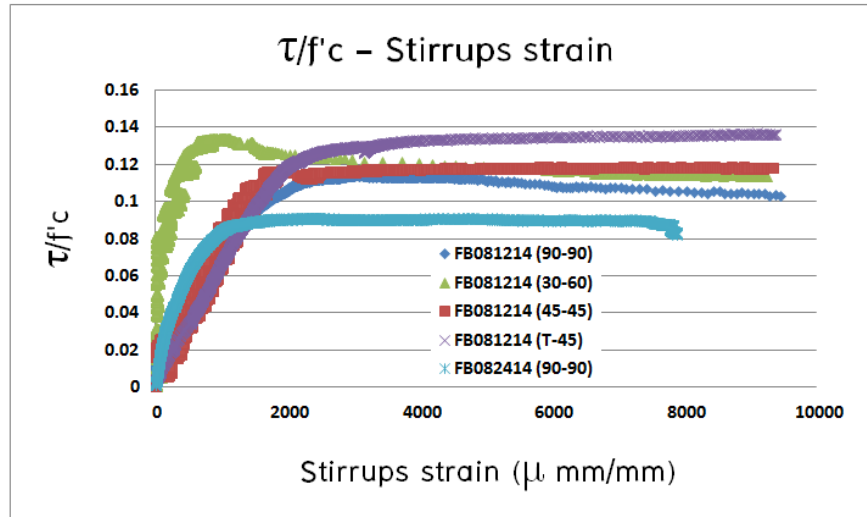


ภาพที่ 4.1 ความสัมพันธ์ระหว่าง τ/f_c กับความเครียดในเหล็กเสริมของชุดตัวอย่างที่ 1

4.1.2 ความสัมพันธ์ระหว่างความเครียดในเหล็กเสริมกับอัตราส่วนระหว่างหน่วยแรงเฉือนกับกำลังอัดของคอนกรีต (stirrups strain- τ/f_c) ของชุดตัวอย่างที่ 2

เมื่อพิจารณาความเครียดในเหล็กเสริมรับแรงเฉือนของชุดตัวอย่างที่ 2 ซึ่งมีปริมาณเส้นใยเหล็กเท่ากับ 0.8% โดยปริมาตร และมีกำลังอัดของคอนกรีตประมาณ 1400 ksc พบว่าทุกชิ้นตัวอย่างมีความเหนียวมากเนื่องจากมีทั้งเหล็กเสริมและเส้นใยเหล็กช่วยในการรับแรงเฉือน ซึ่งหลังจากรับแรงเฉือนสูงสุดแล้วหน่วยแรงเฉือนจะลดลงอย่างช้าๆไม่ลดลงอย่างทันทีทันใด ความเครียดในเหล็กเสริมจะเพิ่มขึ้นอย่างต่อเนื่องจนถึงจุดครากและชิ้นตัวอย่างวิบัติในที่สุด สำหรับค่า τ/f_c สูงสุดนั้นค่อนข้างใกล้เคียงกัน โดยมีค่าประมาณ 0.12-0.14 ชิ้นตัวอย่าง (FB081214 (30° - 60°)) ซึ่งมีมุมระหว่างเหล็กเสริมรับแรงเฉือนกับระนาบรอยร้าวเท่ากับ 60° และมีมุมระหว่างการเรียงตัวหลักของเส้นใยเหล็กกับระนาบรอยร้าวเท่ากับ 30° จะมีค่า τ/f_c สูงสุด คือมีค่าประมาณ 0.14 เช่นเดียวกับชิ้นตัวอย่าง (FB081214 (Tur- 45°)) ส่วนชิ้นตัวอย่าง (FB081214 (45° - 45°)) และ (FB082414 (90° - 90°)) มีค่า τ/f_c สูงสุดใกล้เคียงกันคือประมาณ 0.12 ชิ้นตัวอย่างที่มีค่า τ/f_c ต่ำที่สุดคือ (FB081214 (90° - 90°)) มีค่า τ/f_c ประมาณ 0.09 เท่านั้น จากผลการทดสอบดังกล่าวสังเกตได้ว่าชิ้นตัวอย่างที่มีเหล็กเสริมมากที่สุด ก็ไม่ได้ให้ค่า τ/f_c ที่มากที่สุด มุมระหว่างรอยร้าวกับเหล็กเสริมรับแรงเฉือนและทิศทางการเรียงตัวหลักของเส้นใยเหล็กเป็นปัจจัยที่มีผลต่อค่า τ/f_c สูงสุด แต่มุมดังกล่าวจะมีผลต่อความเหนียวน้อยมาก ความเหนียวที่เพิ่มมากขึ้นของทุกชิ้นตัวอย่างขึ้นอยู่กับการมีเส้นใยเหล็กมาช่วยเหล็กเสริมในการรับแรง

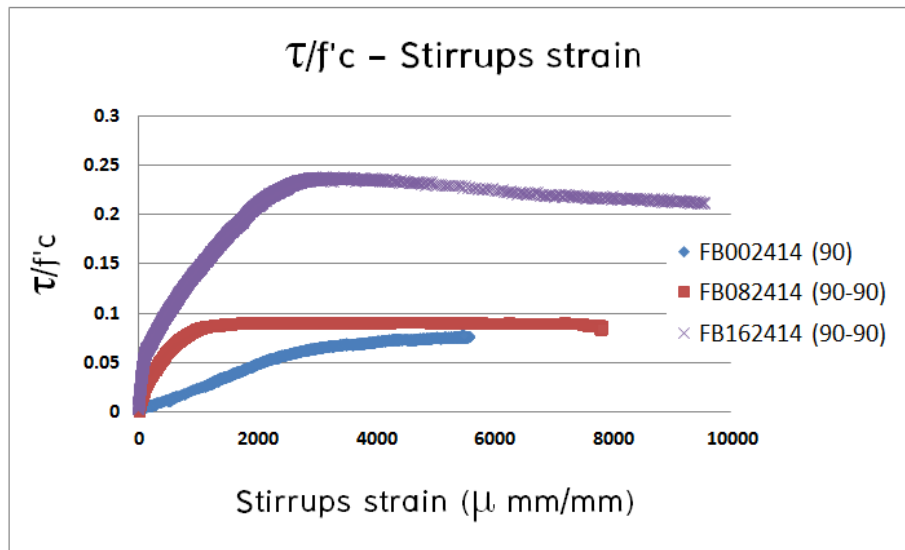
เงื่อนไข ความสัมพันธ์ระหว่าง τ/f'_c กับความเครียดในเหล็กเสริมของชุดตัวอย่างที่ 2 แสดงดังภาพที่ 4.2



ภาพที่ 4.2 ความสัมพันธ์ระหว่าง τ/f'_c กับความเครียดในเหล็กเสริมของชุดตัวอย่างที่ 2

4.1.3 เปรียบเทียบความสัมพันธ์ระหว่างความเครียดในเหล็กเสริมกับอัตราส่วนระหว่างหน่วยแรงเฉือนกับกำลังอัดของคอนกรีต (stirrups strain- τ/f'_c) เมื่อขึ้นตัวอย่างมีปริมาณเส้นใยเหล็กที่แตกต่างกัน

เมื่อพิจารณาเปรียบเทียบความเครียดในเหล็กเสริมรับแรงเฉือนเมื่อขึ้นตัวอย่างมีปริมาณเส้นใยเหล็กที่แตกต่างกัน แสดงให้เห็นได้อย่างชัดเจนว่าขึ้นตัวอย่าง (FB162414 (90°-90°)) ซึ่งมีปริมาณเส้นใยเหล็กมากที่สุดซึ่งเท่ากับ 1.6% จะมีค่า τ/f'_c มากที่สุดซึ่งมีค่าถึง 0.24

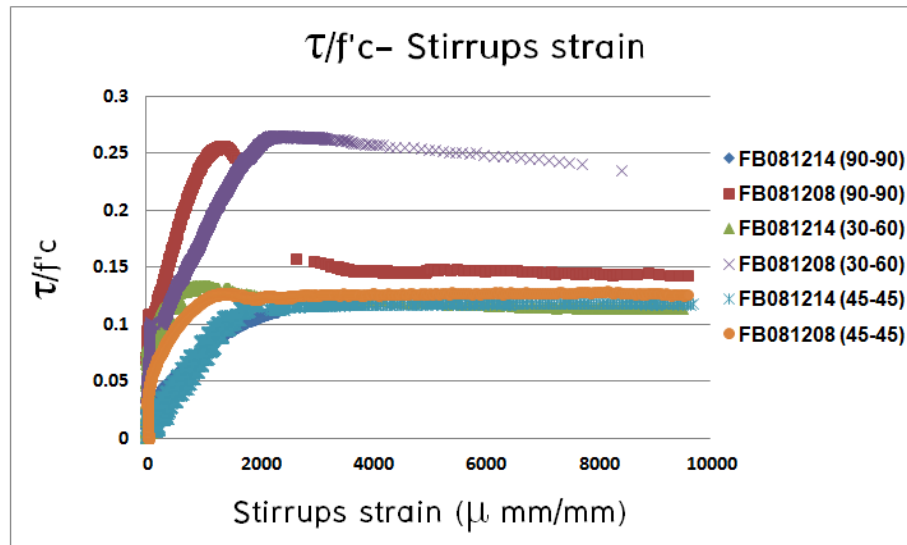


ภาพที่ 4.3 ความสัมพันธ์ระหว่าง τ/f'_c กับความเครียดในเหล็กเสริม เปรียบเทียบเมื่อขึ้นตัวอย่างมีปริมาณเส้นใยเหล็กที่แตกต่างกัน

ซึ่งสูงกว่าขึ้นตัวอย่าง (FB082414 (90° - 90°)) ที่มีเส้นใยเหล็ก 0.8% และ (FB002414 (90°)) ซึ่งไม่มีเส้นใยเหล็กค่อนข้างมาก ซึ่งมีค่า τ/f'_c เท่ากับ 0.09 และ 0.08 ตามลำดับ และขึ้นตัวอย่างจะมีความเหนียวมากขึ้นเมื่อมีเส้นใยเหล็กดังที่ได้อธิบายในหัวข้อ 4.1.2 ความสัมพันธ์ระหว่าง τ/f'_c กับความเครียดในเหล็กเสริม เปรียบเทียบเมื่อขึ้นตัวอย่างมีปริมาณเส้นใยเหล็กที่แตกต่างกัน แสดงดังภาพที่ 4.3

4.1.4 เปรียบเทียบความสัมพันธ์ระหว่างความเครียดในเหล็กเสริมกับอัตราส่วนระหว่างหน่วยแรงเฉือนกับกำลังอัดของคอนกรีต (stirrups strain- τ/f'_c) เมื่อขึ้นตัวอย่างมีกำลังอัดคอนกรีตที่แตกต่างกัน

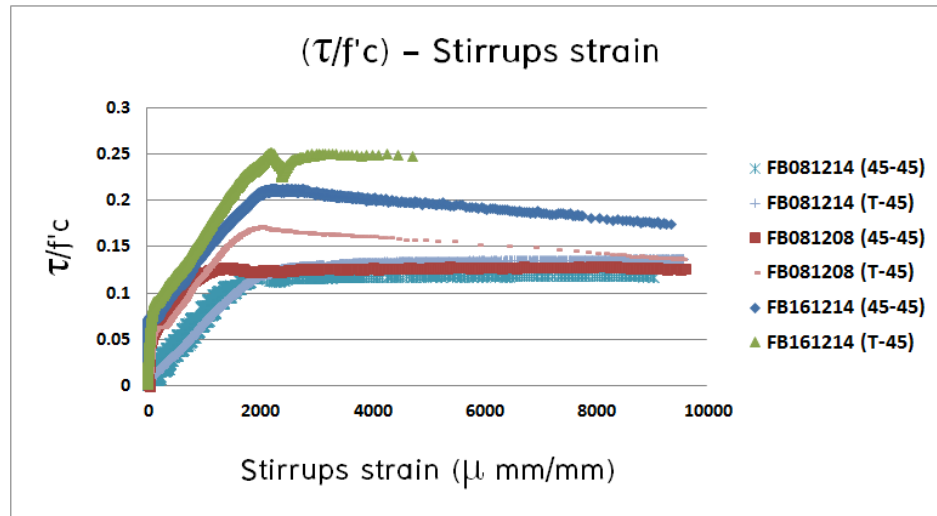
เมื่อพิจารณาเปรียบเทียบความเครียดในเหล็กเสริมรับแรงเฉือนเมื่อขึ้นตัวอย่างมีกำลังอัดของคอนกรีตที่แตกต่างกัน พบว่าขึ้นตัวอย่างที่มีกำลังอัดคอนกรีตต่ำกว่า (FB081208 (90° - 90°)), (FB081208 (30° - 30°)) และ (FB081208 (45° - 45°)) มีค่า τ/f'_c สูงสุดที่มากกว่าขึ้นตัวอย่างที่มีกำลังอัดของคอนกรีตที่มากกว่า เนื่องจากกำลังอัดของคอนกรีตที่มากกว่าทำให้กำลังรับแรงเฉือนเพิ่มขึ้นเพียงเล็กน้อยหรือไม่เพิ่มเลย จึงทำให้ค่า τ/f'_c ของขึ้นตัวอย่างที่มีกำลังอัดน้อยกว่า มีค่าสูงกว่าซึ่งมีค่าสูงถึงประมาณ 0.26 โดยขึ้นตัวอย่างที่มีกำลังอัดมากกว่าที่ค่า τ/f'_c สูงสุดประมาณ 0.12 เท่านั้น ความสัมพันธ์ระหว่าง τ/f'_c กับความเครียดในเหล็กเสริม เปรียบเทียบเมื่อขึ้นตัวอย่างมีปริมาณเส้นใยเหล็กที่แตกต่างกัน แสดงดังภาพที่ 4.4



ภาพที่ 4.4 ความสัมพันธ์ระหว่าง τ/f'_c กับความเครียดในเหล็กเสริม เปรียบเทียบเมื่อขึ้นตัวอย่างมีกำลังอัดของคอนกรีตที่แตกต่างกัน

4.1.5 เปรียบเทียบความสัมพันธ์ระหว่างความเครียดในเหล็กเสริมกับอัตราส่วนระหว่างหน่วยแรงเฉือนกับกำลังอัดของคอนกรีต (stirrups strain- τ/f'_c) เมื่อมีการเรียงตัวหลักของเส้นใยเหล็กเป็นแบบปั่นป่วน

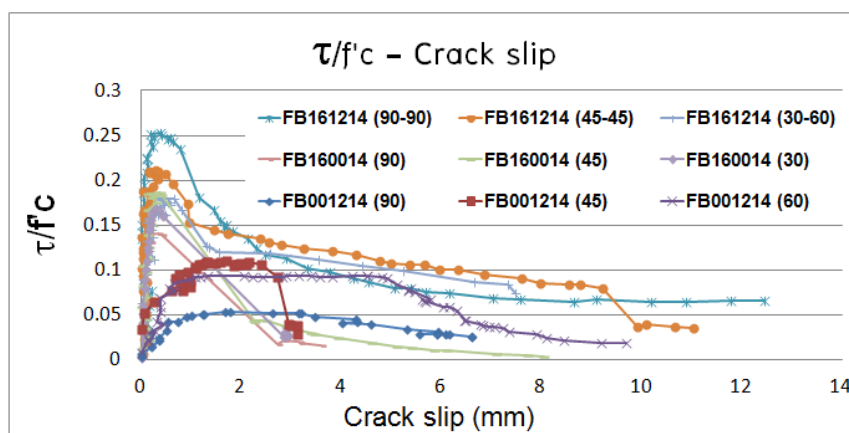
เมื่อพิจารณาเปรียบเทียบความเครียดในเหล็กเสริมรับแรงเฉือนเมื่อขึ้นตัวอย่างมีการเรียงตัวหลักของเส้นใยเหล็กที่แตกต่างกัน พบว่าขึ้นตัวอย่างที่มีการเรียงตัวหลักของเส้นใยเหล็กแบบปั่นป่วน (Turbulent) จะมีค่า τ/f'_c สูงสุดมากกว่าขึ้นตัวอย่างที่มีการเรียงตัวหลักของเส้นใยเหล็กทำมุม 45° กับระนาบรอยร้าว ทั้ง 3 ชุดตัวอย่างที่นำมาเปรียบเทียบกัน ประมาณ 10%-20% แสดงดังภาพที่ 4.5 แสดงให้เห็นว่าการเรียงตัวของเส้นใยเหล็กแบบปั่นป่วนส่งผลดีต่อกำลังรับแรงเฉือนมากกว่าการเรียงตัวหลักของเส้นใยเหล็กทำมุม 45° กับระนาบรอยร้าว



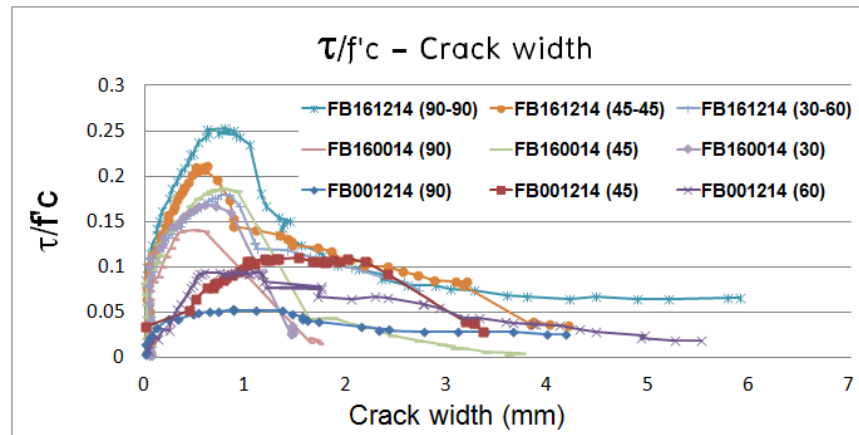
ภาพที่ 4.5 ความสัมพันธ์ระหว่าง τ/f'_c กับความเครียดในเหล็กเสริม เปรียบเทียบเมื่อขึ้นตัวอย่างมีการเรียงตัวหลักของเส้นใยเหล็กแบบปั่นป่วน

4.2 ความสัมพันธ์ระหว่างอัตราส่วนระหว่างหน่วยแรงเฉือนกับกำลังอัดของคอนกรีตและการเกิดรอยร้าว ($\tau - w, \delta$)

การเกิดรอยร้าวของขึ้นตัวอย่างทั้งการเคลื่อนตัวของรอยร้าวและความกว้างรอยร้าว แสดงถึงความเหนียวของขึ้นตัวอย่าง ถ้าขึ้นตัวอย่างมีค่าการเกิดรอยร้าวที่มากกว่าที่ค่าหน่วยแรงเฉือนที่เท่ากัน แสดงดังว่าขึ้นตัวอย่างนั้นมีความเหนียวมากกว่า ความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงเฉือนและการเคลื่อนตัวของรอยร้าว และความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงเฉือนและความกว้างรอยร้าวของชุดตัวอย่างที่ 3 แสดงดังภาพที่ 4.6 และ 4.7 ตามลำดับ



ภาพที่ 4.6 ความสัมพันธ์ระหว่างอัตราส่วนระหว่างหน่วยแรงเฉือนกับกำลังอัดของคอนกรีตและการเคลื่อนตัวของรอยร้าว ($\tau/f'_c - \delta$) ของชุดตัวอย่างที่ 1 และชุดตัวอย่างที่ 4



ภาพที่ 4.7 ความสัมพันธ์ระหว่างอัตราส่วนระหว่างหน่วยแรงเฉือนกับกำลังอัดของคอนกรีตและความกว้างรอยร้าว ($\tau/f'c-W$) ของชุดตัวอย่างที่ 1 และชุดตัวอย่างที่ 4

จากภาพที่ 4.7 แสดงให้เห็นว่าชิ้นตัวอย่าง FB160014 (30) และ FB160014 (45) ซึ่งมีมุมระหว่างทิศทางการเรียงตัวหลักของเส้นใยเหล็กและระนาบรอยร้าวเท่ากับ 30° และ 45° ตามลำดับ มีค่า $\tau/f'c$ มากกว่าชิ้นตัวอย่าง FB160014 (90) ประมาณ 4% ของกำลังอัดของคอนกรีต และหลังจากชิ้นตัวอย่างรับแรงเฉือนสูงสุดแล้ว กำลังรับแรงเฉือนจะตกอย่างต่อเนื่องเมื่อพิจารณาที่ค่าหน่วยแรงเฉือนที่เท่ากัน พบว่าชิ้นตัวอย่างที่มีมุมดังกล่าวเท่ากับ 30° และ 60° จะมีค่าความกว้างรอยร้าวมากกว่า แสดงให้เห็นว่ามุมดังกล่าวส่งผลต่อความเหนียวของชิ้นตัวอย่างอย่างชัดเจน

นอกจากนี้เมื่อพิจารณาเปรียบเทียบชิ้นตัวอย่างที่มีเส้นใยเหล็กเพียงอย่างเดียว, ชิ้นตัวอย่างที่เหล็กเสริมรับแรงเฉือนเพียงอย่างเดียว และชิ้นตัวอย่างที่มีทั้งเส้นใยเหล็กและเหล็กเสริมรับแรงเฉือน พบว่าชิ้นตัวอย่าง FB001214 (90) ที่มีเหล็กเสริมรับแรงเฉือนเพียงอย่างเดียวมีค่า $\tau/f'c$ สูงสุดประมาณ 0.05, ชิ้นตัวอย่าง FB160014 (90) ที่มีเส้นใยเหล็กเพียงอย่างเดียว มีค่า $\tau/f'c$ สูงสุดประมาณ 0.14 และชิ้นตัวอย่าง FB16/14 (90-90) ที่มีทั้งเส้นใยเหล็กและเหล็กเสริมรับแรงเฉือน มีค่า $\tau/f'c$ สูงสุดประมาณ 0.25 แสดงให้เห็นว่าชิ้นตัวอย่างที่มีทั้งเส้นใยเหล็กและเหล็กเสริมรับแรงเฉือนจะมีกำลังรับแรงเฉือนมากกว่าชิ้นตัวอย่างที่มีเส้นใยเหล็กหรือเหล็กเสริมรับแรงเฉือนอย่างใดอย่างหนึ่ง เช่นเดียวกับชิ้นตัวอย่างที่มีมุมระหว่างทิศทางการเรียงตัวหลักของเส้นใยเหล็กกับระนาบรอยร้าว (θ_f) เท่ากับ 30° และ 45° และชิ้นตัวอย่างที่มีมุมระหว่างเหล็กเสริมรับแรงเฉือนกับระนาบรอยร้าว (θ_R) เท่ากับ 30° และ 60° นอกจากนี้แม้ว่าชิ้นตัวอย่างที่มีเส้นใย

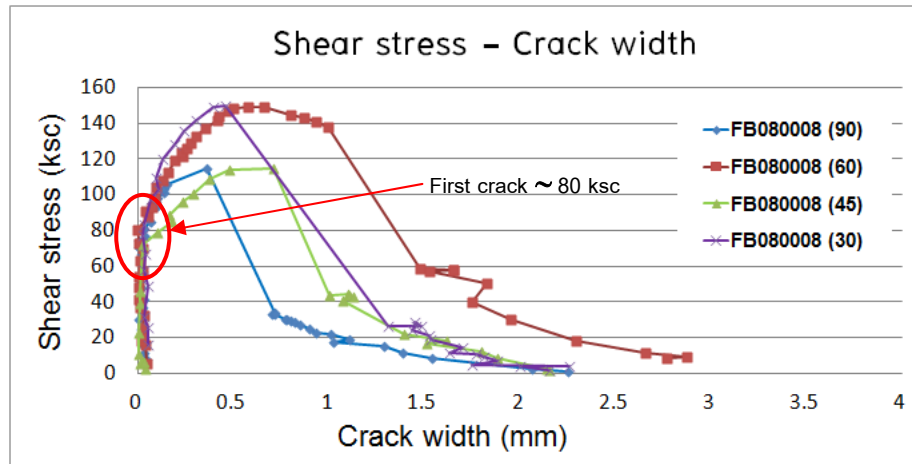
เหล็กเพียงอย่างเดียวจะมีกำลังรับแรงเฉือนมากกว่าชิ้นตัวอย่างที่มีเหล็กเสริมรับแรงเฉือนเพียงอย่างเดียว ประมาณ 0.06-0.09 ของกำลังอัดของคอนกรีต แต่เมื่อรับแรงเฉือนสูงสุดแล้วชิ้นตัวอย่างจะวิบัติอย่างทันทีทันใด ซึ่งในทางปฏิบัติจะเป็นอันตรายมาก ดังนั้นการใช้เส้นใยเหล็กร่วมกับเหล็กเสริมรับแรงเฉือนเป็นวิธีการที่ดีที่สุดในการเพิ่มกำลังรับแรงเฉือนของโครงสร้าง

4.3 แบบจำลองการเคลื่อนตัวของรอยร้าวเนื่องจากแรงเฉือนสำหรับคอนกรีตกำลังสูงเสริมเส้นใยเหล็ก (Crack shear slip model for high strength steel fiber reinforced concrete)

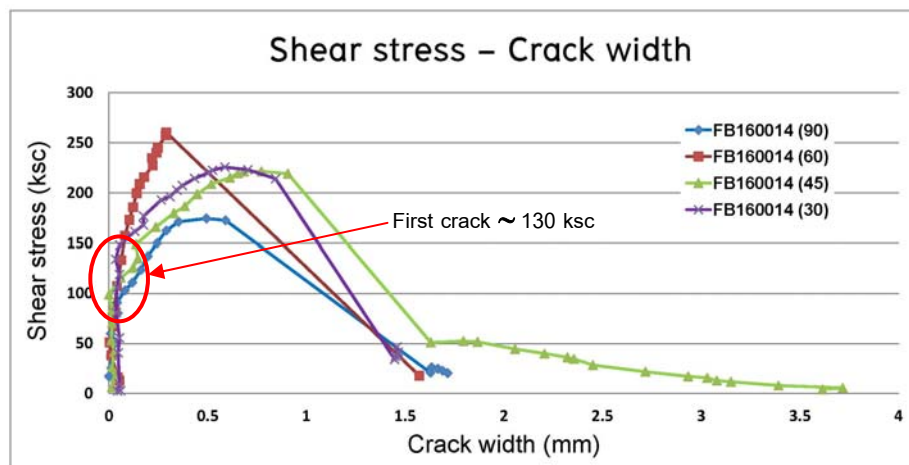
แบบจำลองรอยร้าวเนื่องจากแรงเฉือนที่ได้จากการทดสอบนั้นสามารถแยกได้เป็น 2 ส่วนคือ ช่วงก่อนเกิดรอยร้าวแรกและช่วงหลังเกิดรอยร้าวแรก ซึ่งช่วงก่อนเกิดรอยร้าวแรกนั้นความสัมพันธ์จะเป็นแบบเชิงเส้น สามารถประมาณได้จากสมการที่เป็นที่ยอมรับคือ ACI 363 และช่วงหลังเกิดรอยร้าวแรกนั้นความสัมพันธ์จะเปลี่ยนไป โดยผู้วิจัยได้เสนอแบบจำลองหลังเกิดรอยร้าวแรกขึ้นในรูปแบบเชิงเส้น ซึ่งประยุกต์มาจากแบบจำลองการรับแรงดัดของ Grunewald [15] ดังนั้นผู้วิจัยจึงเสนอแบบจำลองรอยร้าวเนื่องจากแรงเฉือนสำหรับคอนกรีตกำลังสูงเสริมเส้นใยเหล็กที่ได้จากการทดสอบ เพื่อใช้เป็นข้อมูลเบื้องต้นสำหรับใช้ในการวิเคราะห์โดยวิธีเชิงตัวเลขต่อไป

4.3.1 แบบจำลองการเคลื่อนตัวของรอยร้าวเนื่องจากแรงเฉือนสำหรับคอนกรีตกำลังสูงเสริมเส้นใยเหล็กในช่วงก่อนเกิดรอยร้าวแรก (Crack shear slip model for high strength steel fiber reinforced concrete before cracking)

หน่วยแรงเฉือน ณ จุดที่ชิ้นตัวอย่างเกิดรอยร้าวแรกขึ้นนั้น สามารถพิจารณาได้จากความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงเฉือนและความกว้างรอยร้าว โดยจะสังเกตได้ว่าค่าความกว้างรอยร้าวจะมีค่าเพิ่มขึ้นอย่างชัดเจนที่ค่าหน่วยแรงเฉือนมีค่าประมาณ 10% ของกำลังรับแรงอัด ซึ่งชุดตัวอย่างที่ 3 ที่มีกำลังรับแรงอัดประมาณ 800 ksc ค่าหน่วยแรงเฉือนที่จุดที่เกิดรอยร้าวแรกขึ้นมีค่าประมาณ 80 ksc แสดงดังภาพที่ 4.8 สำหรับชุดตัวอย่างที่ 4 ที่มีกำลังรับแรงอัดประมาณ 1300 ksc ค่าหน่วยแรงเฉือนที่จุดที่เกิดรอยร้าวแรกขึ้นมีค่าประมาณ 130 ksc แสดงดังภาพที่ 4.9



ภาพที่ 4.8 แสดงค่าหน่วยแรงเฉือน ณ จุดที่เกิดรอยร้าวแรกของชุดตัวอย่างที่ 3

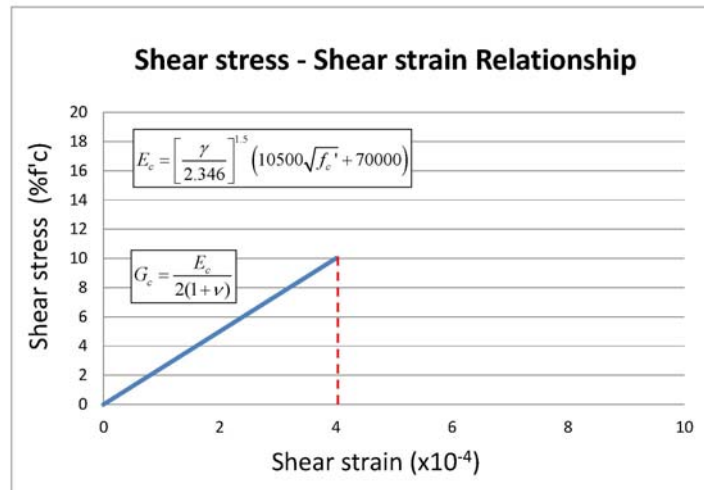


ภาพที่ 4.9 แสดงค่าหน่วยแรงเฉือน ณ จุดที่เกิดรอยร้าวแรกของชุดตัวอย่างที่ 4

ความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงเฉือนและความเครียดเฉือนในช่วงก่อนเกิดรอยร้าวแรกนั้นสามารถใช้สมการที่ (4.1) คำนวณค่าโมดูลัสยืดหยุ่นจาก ACI 363 และใช้สมการที่ (4.2) คำนวณค่าโมดูลัสของแรงเฉือนต่อไป แสดงดังภาพที่ 4.10

$$E_c = \left[\frac{\gamma}{2.346} \right]^{1.5} (10500\sqrt{f'_c} + 70000) \quad (4.1)$$

$$G_c = \frac{E_c}{2(1+\nu)} \quad (4.2)$$

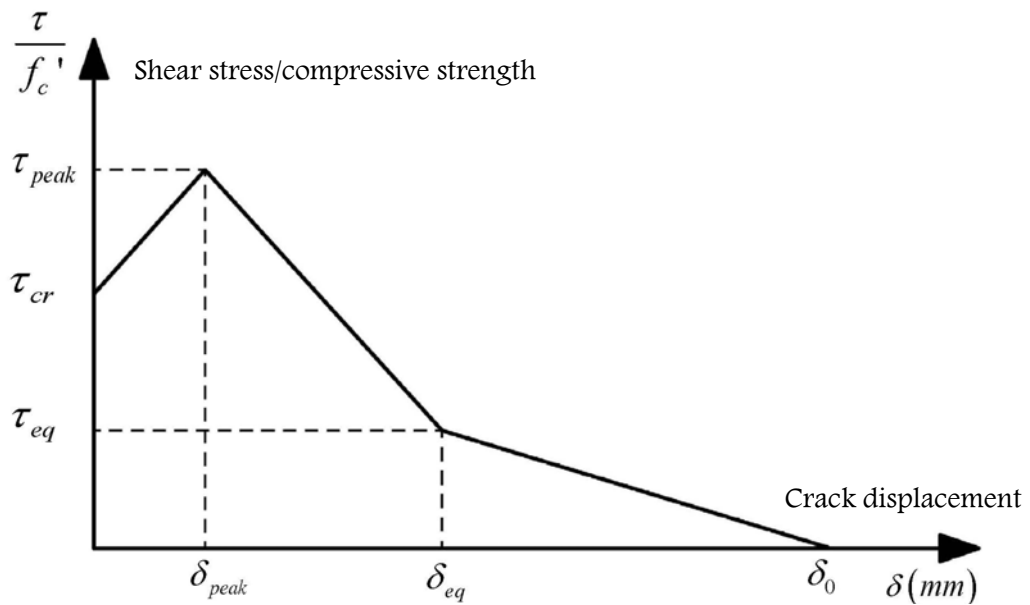


ภาพที่ 4.10 ความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงเฉือนและความเครียดเฉือนของคอนกรีตกำลังสูง ในช่วงก่อนเกิดรอยร้าวแรก (τ - γ)

ชุดตัวอย่างที่มีกำลังอัดประมาณ 800 ksc จะมีค่า E_c ประมาณ 366984 ksc และมีค่า G_c ประมาณ 152910 ksc และ ชุดตัวอย่างที่มีกำลังอัดประมาณ 1300 ksc จะมีค่า E_c ประมาณ 464283 ksc และมีค่า G_c ประมาณ 193451 ksc

4.3.2 แบบจำลองการเคลื่อนตัวของรอยร้าวเนื่องจากแรงเฉือนสำหรับคอนกรีตกำลังสูง เสริมเส้นใยเหล็กในช่วงหลังเกิดรอยร้าวแรก (Crack shear slip model for high strength steel fiber reinforced concrete after cracking)

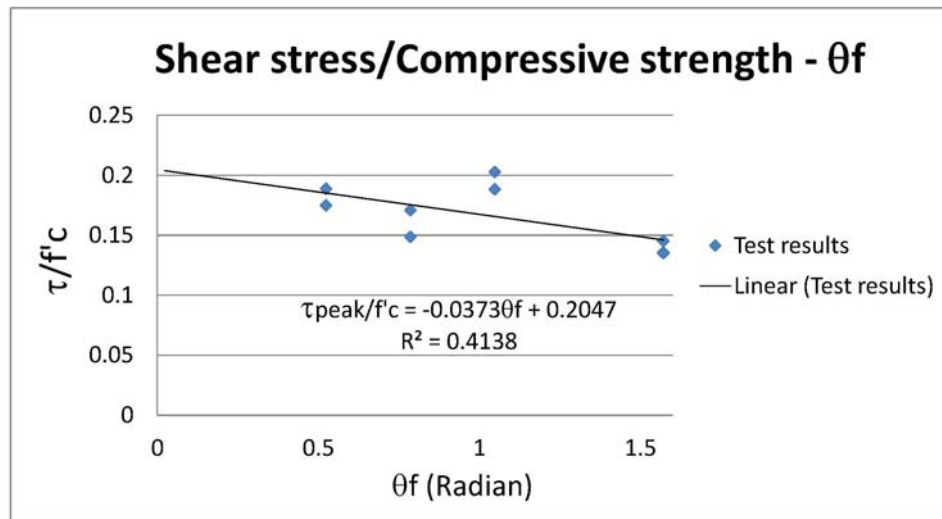
แบบจำลองการเคลื่อนตัวของรอยร้าวหลังเกิดรอยร้าวแรก สามารถจำลองได้โดย ความสัมพันธ์ระหว่างอัตราส่วนของหน่วยแรงเฉือนต่อกำลังอัดของคอนกรีตและการเคลื่อนตัวของ รอยร้าว ในรูปแบบสมการเส้นตรง 3 ช่วง แสดงดังภาพที่ 4.11 โดยช่วงที่ 1 คือช่วงที่หน่วยแรง เฉือนเพิ่มขึ้นจากหน่วยแรงเฉือนที่เกิดรอยร้าวแรกไปจนถึงหน่วยแรงเฉือนสูงสุด (τ_{cr} - τ_{peak}), ช่วงที่ 2 คือช่วงที่หน่วยแรงเฉือนลดลงจากค่าสูงสุดไปจนถึงค่าหน่วยแรงเฉือนสมดุล (τ_{peak} - τ_{eq}) และ ช่วงที่ 3 คือช่วงที่หน่วยแรงเฉือนลดลงจากค่าหน่วยแรงเฉือนสมดุลไปจนถึงค่าหน่วยแรงเฉือนมีค่า เท่ากับศูนย์ (τ_{eq} - $\tau=0$)



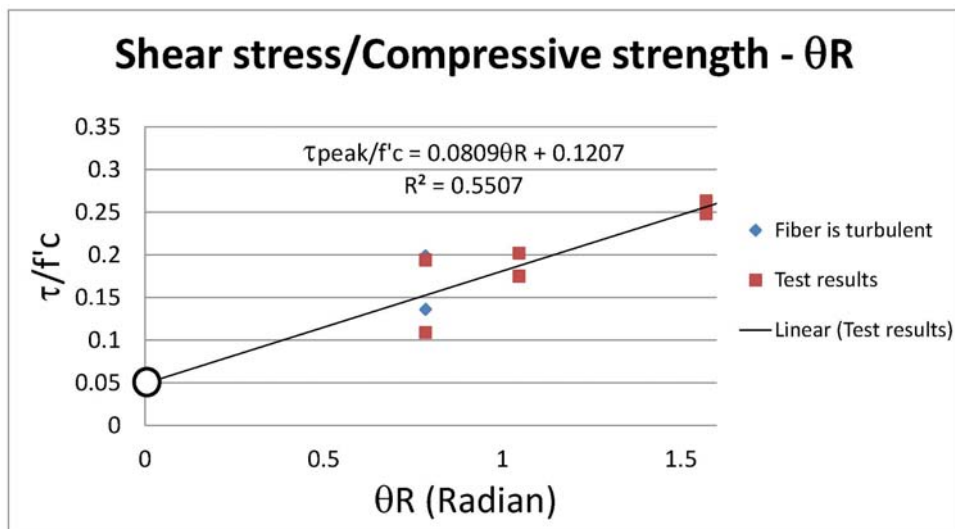
ภาพที่ 4.11 แบบจำลองการเคลื่อนตัวของรอยร้าวเนื่องจากแรงเฉือนสำหรับคอนกรีตกำลังสูง เสริมเส้นใยเหล็กหลังเกิดรอยร้าวแรก แบบเส้นตรง 3 ช่วง

หน่วยแรงเฉือน (τ) และการเคลื่อนตัวของรอยร้าว (δ) ของแต่ละจุดในแบบจำลองได้มาจากการทดสอบชิ้นตัวอย่างรับแรงเฉือนแบบกดแยก (Direct shear push off test) โดยค่าดังกล่าวสามารถกำหนดได้ดังนี้

หน่วยแรงเฉือนสูงสุด (τ_{peak}), จากผลการทดสอบ เมื่อนำค่าหน่วยแรงเฉือนสูงสุดมาปรับค่าโดยการหารด้วยกำลังรับแรงอัด และพิจารณาความสัมพันธ์ระหว่างอัตราส่วนของหน่วยแรงเฉือนสูงสุดต่อกำลังรับแรงอัด (τ_{peak}/f'_c) และมุมระหว่างระนาบรอยร้าวกับทิศทางการเรียงตัวหลักของเส้นใยเหล็ก (θ_f) พบว่าหน่วยแรงเฉือนสูงสุดมีความสัมพันธ์กับมุมดังกล่าว แสดงดังภาพที่ 4.12 สำหรับชิ้นตัวอย่างที่ไม่มีเหล็กเสริมรับแรงเฉือน และความสัมพันธ์ระหว่างอัตราส่วนของหน่วยแรงเฉือนสูงสุดต่อกำลังรับแรงอัด (τ_{peak}/f'_c) และมุมระหว่างระนาบรอยร้าวกับทิศของเหล็กเสริมรับแรงเฉือน (θ_R) แสดงดังภาพที่ 4.13 สำหรับชุดตัวอย่างที่มีเหล็กเสริมรับแรงเฉือนโดยนำผลของเหล็กเสริมรับแรงเฉือนออก ซึ่งค่า θ_f จะตั้งฉากกับ θ_R เสมอ



ภาพที่ 4.12 ความสัมพันธ์ระหว่างอัตราส่วนของหน่วยแรงเฉือนสูงสุดต่อกำลังรับแรงอัด (τ_{peak}/f'_c) และมุมระหว่างระนาบรอยร้าวกับทิศทางการเรียงตัวหลักของเส้นใยเหล็ก (θ_f) ของชุดตัวอย่างที่ไม่มีเหล็กเสริมรับแรงเฉือน



ภาพที่ 4.13 ความสัมพันธ์ระหว่างอัตราส่วนของหน่วยแรงเฉือนสูงสุดต่อกำลังรับแรงอัด (τ_{peak}/f'_c) และมุมระหว่างระนาบรอยร้าวกับทิศทางของเหล็กเสริมรับแรงเฉือน (θ_R) ของชุดตัวอย่างที่มีเหล็กเสริมรับแรงเฉือน โดยนำผลของเหล็กเสริมออก

จากความสัมพันธ์ข้างต้น ค่าหน่วยแรงเฉือนสูงสุดสามารถแสดงโดยสมการที่ (4.3) และ (4.4) สำหรับชุดตัวอย่างที่มีเหล็กเสริมรับแรงเฉือนและชุดตัวอย่างที่ไม่มีเหล็กเสริมรับแรงเฉือนตามลำดับ

$$\frac{\tau_{peak}}{f_c'} = -0.0373\theta_f + 0.2047 \quad (4.3)$$

$$\frac{\tau_{peak}}{f_c'} = 0.0809\theta_R + 0.1207 \quad (4.4)$$

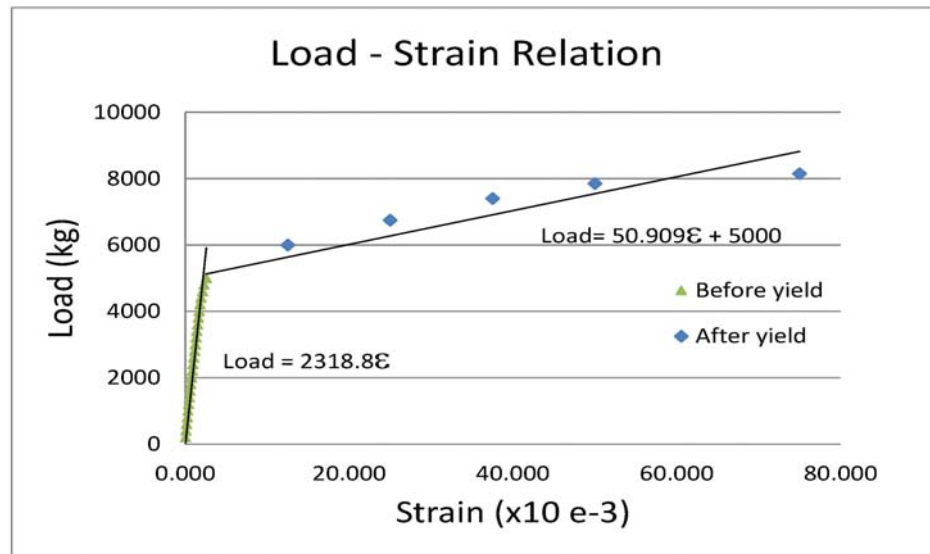
- โดย τ คือ หน่วยแรงเฉือน มีหน่วยเป็น ksc
 f_c' คือ กำลังอัดของคอนกรีต มีหน่วยเป็น ksc
 θ_f คือ มุมระหว่างระนาบรอยร้าวกับทิศทางการเรียงตัวหลักของเส้นใยเหล็ก มีหน่วยเป็น เรเดียน
 θ_R คือ มุมระหว่างระนาบรอยร้าวกับทิศทางของเหล็กเสริมรับแรงเฉือน มีหน่วยเป็น เรเดียน

วิธีการนำผลของเหล็กเสริมรับแรงเฉือนออกนั้นสามารถทำได้โดย พิจารณาความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำและความเครียด (load-strain relation) ที่ได้จากการทดสอบเหล็กจริง โดยพิจารณาแยกเป็นช่วงก่อนถึงจุดครากและช่วงหลังจุดคราก ซึ่งมีความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำและความเครียดดังสมการที่ (4.5) สมการที่ (4.6) สำหรับช่วงก่อนถึงจุดครากและหลังจุดคราก ตามลำดับ และผลการทดสอบแสดงดังภาพที่ 4.14

$$Load = 2318.8\varepsilon \quad (4.5)$$

$$Load = 50.909\varepsilon + 5000 \quad (4.6)$$

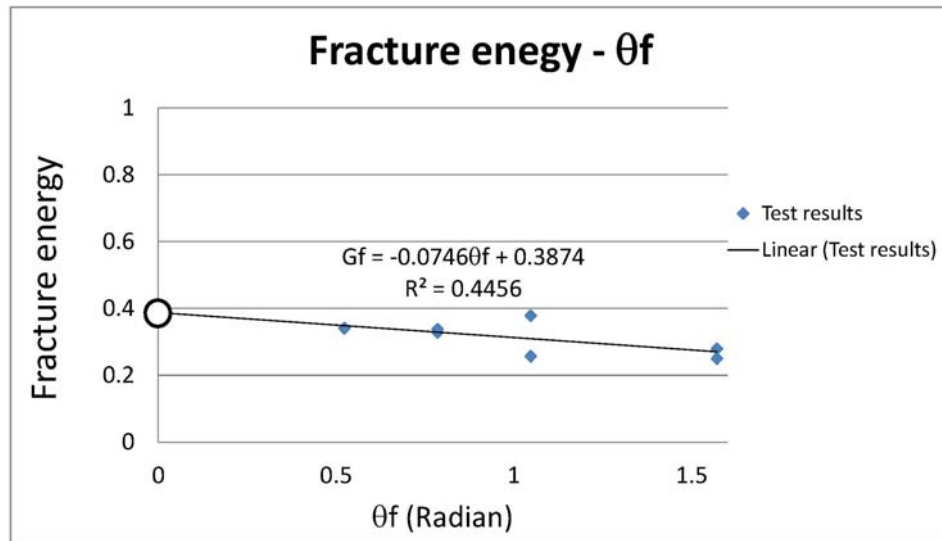
จากนั้นนำค่าแรงกระทำ (load) มาพิจารณามุมระหว่างเหล็กเสริมรับแรงเฉือนกับระนาบรอยร้าว (θ_R) ซึ่งจะต้องแปลงเป็นค่าแรงกระทำในทิศทางขนานกับการเคลื่อนตัวของรอยร้าวมาลบออกจากผลการทดสอบขึ้นตัวอย่างทุกจุดที่เกิดความเครียดในเหล็กเสริมรับแรงเฉือนที่เท่ากันทั้งในช่วงก่อนถึงจุดครากและหลังจากจุดคราก จะได้ผลการทดสอบขึ้นตัวอย่างโดยพิจารณานำผลของเหล็กเสริมรับแรงเฉือนออก



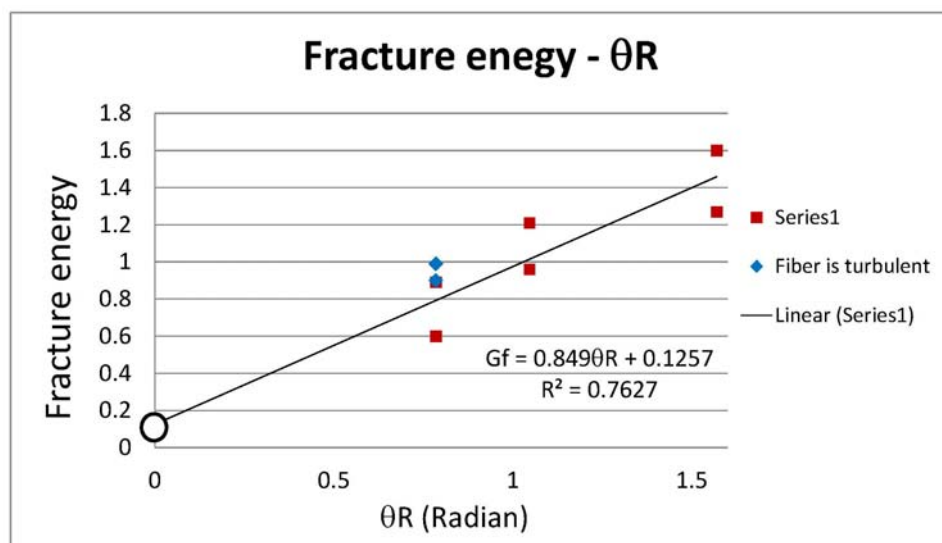
ภาพที่ 4.14 ความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงดึงและความเครียด (stress-strain relation) ในเหล็ก รับแรงเฉือนขนาด 12 มม. ในการทดสอบการรับแรงดึง

การเคลื่อนตัวของรอยร้าวที่ค่าหน่วยแรงเฉือนสูงสุด (δ_{peak}), จากผลการทดสอบ พบว่าที่ค่าหน่วยแรงเฉือนสูงสุด ขึ้นตัวอย่างจะมีค่าการเคลื่อนตัวของรอยร้าวประมาณ 2 มม. ดังนั้นค่า δ_{peak} จะมีค่าเท่ากับ 0.2 มม. ในแบบจำลอง

หน่วยแรงเฉือนสมมูล (τ_{eq}), จากผลการทดสอบ เมื่อพิจารณาความสัมพันธ์ระหว่างอัตราส่วนของหน่วยแรงเฉือนต่อกำลังรับแรงอัดของคอนกรีตและการเคลื่อนตัวของรอยร้าว ($\tau/f_c - \delta$) โดยพิจารณาพื้นที่ใต้กราฟที่เปลี่ยนแปลงเนื่องจากปัจจัยต่างๆ ซึ่งพื้นที่ใต้กราฟแสดงถึงพลังงานการแตกหัก (Fracture energy, G_f) ค่าหน่วยแรงเฉือนสมมูลนี้จะทำให้พื้นที่ใต้กราฟมีค่าเท่ากับผลการทดสอบ โดยเมื่อทราบค่า G_f แล้วก็สามารถคำนวณค่า τ_{eq} ได้ต่อไป ความสัมพันธ์ระหว่าง G_f และ θ_f สำหรับชุดตัวอย่างที่ไม่มีเหล็กเสริมรับแรงเฉือนแสดงดังภาพที่ 4.15 และความสัมพันธ์ระหว่าง G_f และ θ_R สำหรับชุดตัวอย่างที่มีเหล็กเสริมรับแรงเฉือนแสดงดังภาพที่ 4.16



ภาพที่ 4.15 ความสัมพันธ์พลังงานการแตกหัก (G_f) และมุมระหว่างระนาบรอยร้าวกับทิศทางการเรียงตัวหลักของเส้นใยเหล็ก (θ_f) ของชุดตัวอย่างที่ไม่มีเหล็กเสริมรับแรงเฉือน



ภาพที่ 4.16 ความสัมพันธ์พลังงานการแตกหัก (G_f) และมุมระหว่างระนาบรอยร้าวกับทิศของเหล็กเสริมรับแรงเฉือน (θ_R) ของชุดตัวอย่างที่มีเหล็กเสริมรับแรงเฉือน โดยนำผลของเหล็กเสริมออก

จากความสัมพันธ์ดังกล่าว ค่าพลังงานการแตกหักสามารถแสดงโดยสมการที่ (4.7) และ (4.8) สำหรับชุดตัวอย่างที่มีเหล็กเสริมรับแรงเฉือนและชุดตัวอย่างที่ไม่มีเหล็กเสริมรับแรงเฉือนตามลำดับ

$$G_f = -0.0746\theta_f + 0.3874 \quad (4.7)$$

$$G_f = 0.849\theta_R + 0.1257 \quad (4.8)$$

โดย G_f คือ พลังงานการแตกหัก มีหน่วยเป็น กก./มม
 θ_f คือ มุมระหว่างระนาบรอยร้าวกับทิศทางการเรียงตัวหลักของเส้นใยเหล็ก มีหน่วยเป็น เรเดียน
 θ_R คือ มุมระหว่างระนาบรอยร้าวกับทิศทางของเหล็กเสริมรับแรงเฉือน มีหน่วยเป็น เรเดียน

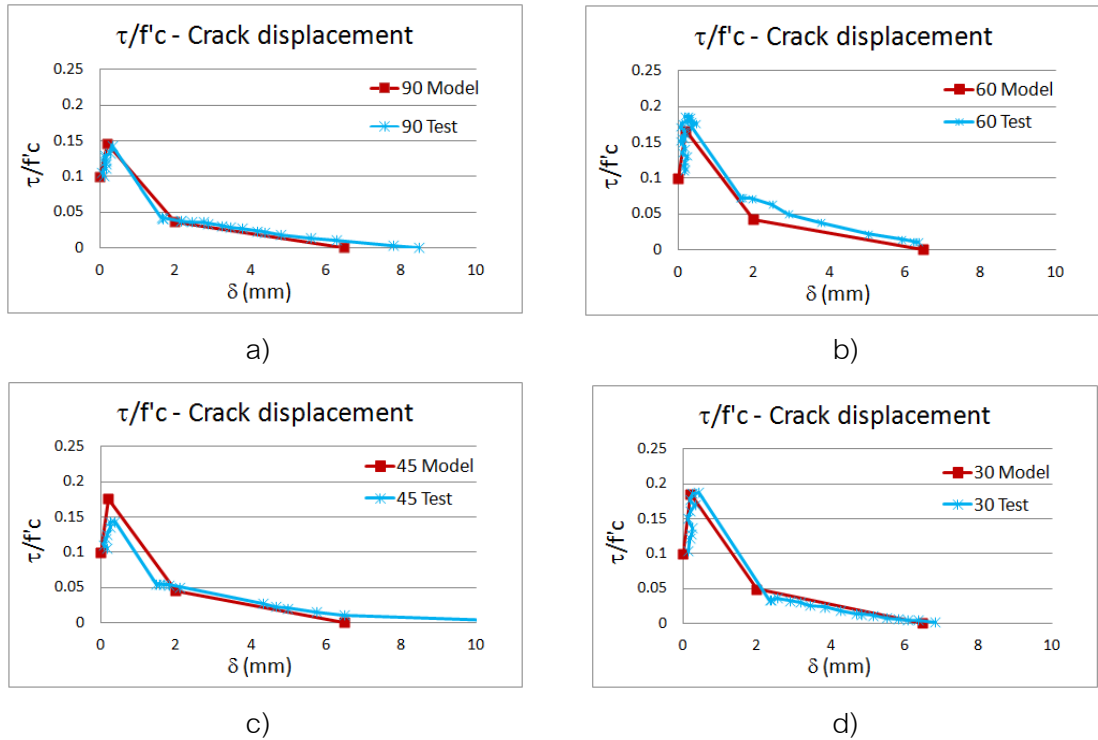
การเคลื่อนตัวของรอยร้าวที่ค่าหน่วยแรงเฉือนสมมูล (δ_{eq}), จากผลการทดสอบ พบว่าที่ค่าหน่วยแรงเฉือนสมมูล ขึ้นตัวอย่างจะมีค่าการเคลื่อนตัวของรอยร้าวประมาณ 2 มม. สำหรับชุดตัวอย่างที่ไม่มีเหล็กเสริมรับแรงเฉือน และมีค่าประมาณ 15 มม. สำหรับชุดตัวอย่างที่มีเหล็กเสริมรับแรงเฉือนดังนั้นค่า δ_{eq} จะมีค่าเท่ากับ 2 มม. และ 15 มม. ในแบบจำลอง

การเคลื่อนตัวของรอยร้าวที่จุดวิบัติ (δ_0), จากผลการทดสอบ พบว่าขึ้นตัวอย่างที่ไม่มีเหล็กเสริมรับแรงเฉือนจะวิบัติที่ค่าการเคลื่อนตัวของรอยร้าวประมาณ 6 มม. ขึ้นตัวอย่างที่ไม่มีเหล็กเสริมรับแรงเฉือนถูกสมมติให้วิบัติโดยเส้นใยเหล็กถูกถอนออกจากด้านที่มีระยะฝั่งน้อยกว่า ซึ่งระยะฝั่งด้านน้อยกว่าที่มากที่สุดจะมีค่าเท่ากับครึ่งหนึ่งของความยาวเส้นใยเหล็ก ดังนั้นค่าการเคลื่อนตัวของรอยร้าวที่จุดวิบัติ (δ_0) จะมีค่าเท่ากับ 6.5 มม. สำหรับชุดตัวอย่างที่ไม่มีเหล็กเสริมรับแรงเฉือน สำหรับชุดตัวอย่างที่มีเหล็กเสริมรับแรงเฉือน ผู้วิจัยได้หยุดทำการทดสอบเมื่อการเคลื่อนตัวของรอยร้าวมีค่าประมาณ 15 มม. ดังนั้นค่าการเคลื่อนตัวของรอยร้าวที่จุดวิบัติ (δ_0) จะมีค่าเท่ากับ 15 มม.

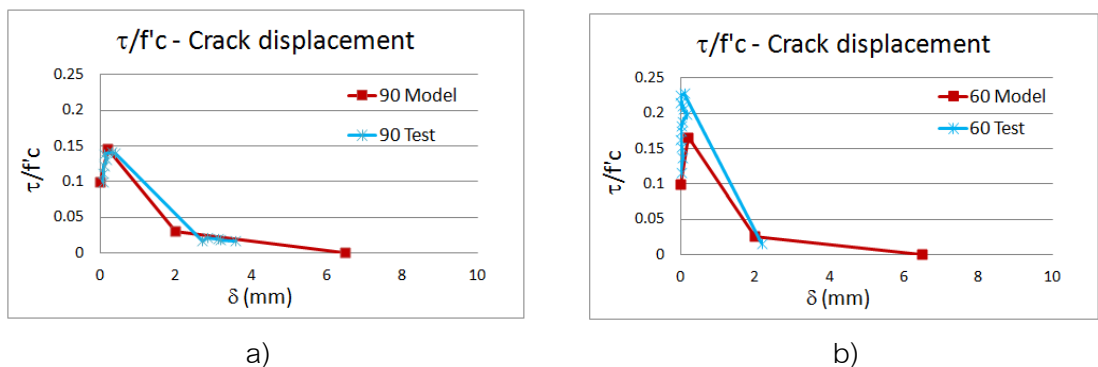
4.3.3 เปรียบเทียบแบบจำลองการเคลื่อนตัวของรอยร้าวเนื่องจากแรงเฉือนสำหรับคอนกรีตกำลังสูงเสริมเส้นใยเหล็กในช่วงหลังเกิดรอยร้าวแรกกับผลการทดสอบ

จากแบบจำลองการเคลื่อนตัวของรอยร้าวเนื่องจากแรงเฉือนสำหรับคอนกรีตกำลังสูงเสริมเส้นใยเหล็กที่ได้ เพื่อแสดงให้เห็นว่าแบบจำลองสอดคล้องกับผลการทดสอบ ภาพที่ 4.17 และ 4.18 แสดงการเปรียบเทียบแบบจำลองกับผลการทดสอบของตัวอย่างที่ไม่มีเหล็กเสริมรับแรงเฉือนของชุดตัวอย่างที่ 3 และ 4 ตามลำดับ และ ภาพที่ 4.19 และ 4.20 แสดงการ

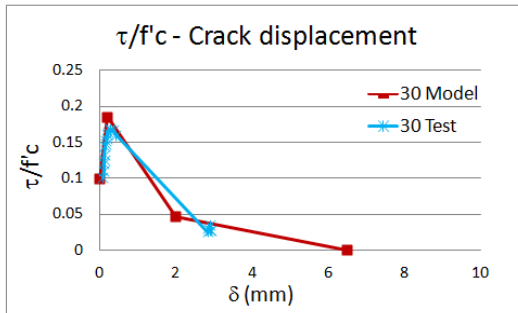
เปรียบเทียบแบบจำลองกับผลการทดสอบของตัวอย่างที่มีเหล็กเสริมรับแรงเฉือนโดยที่นำผลของเหล็กเสริมออกของชุดตัวอย่างที่ 3 และ 4 ตามลำดับ



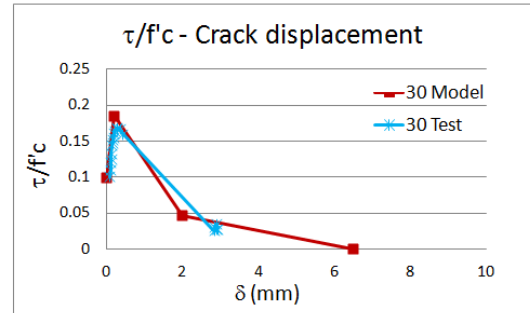
ภาพที่ 4.17 เปรียบเทียบแบบจำลองที่ตรงกับผลการทดสอบของชุดตัวอย่างที่ 3 เมื่อไม่มีเหล็กเสริมรับแรงเฉือน a) $\theta_f = 90^\circ$ b) $\theta_f = 60^\circ$ c) $\theta_f = 45^\circ$ d) $\theta_f = 30^\circ$



ภาพที่ 4.18 เปรียบเทียบแบบจำลองที่ตรงกับผลการทดสอบของชุดตัวอย่างที่ 4 เมื่อไม่มีเหล็กเสริมรับแรงเฉือน a) $\theta_f = 90^\circ$ b) $\theta_f = 60^\circ$



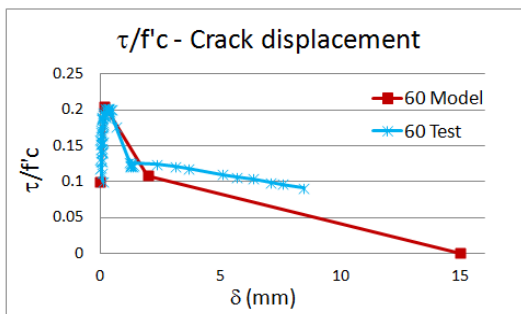
c)



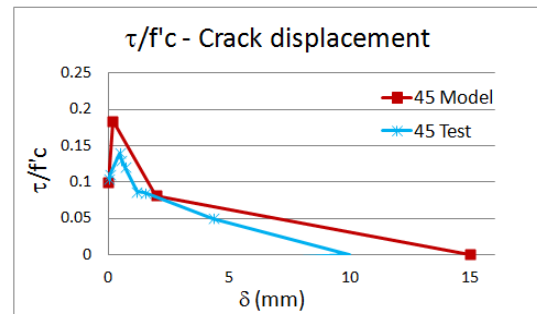
d)

ภาพที่ 4.18 เปรียบเทียบแบบจำลองที่ได้กับผลการทดสอบของชุดตัวอย่างที่ 4 เมื่อไม่มีเหล็กเสริมรับแรงเฉือน c) $\theta_f = 45^\circ$ d) $\theta_f = 30^\circ$

ผลการเปรียบเทียบแบบจำลองกับผลการทดสอบของชุดตัวอย่างที่มีเหล็กเสริมรับแรงเฉือนโดยนำเอาผลของเหล็กเสริมออกของชุดตัวอย่างที่ 3 และ 4 แสดงดังภาพที่ 4.18 และ 4.19 ตามลำดับ

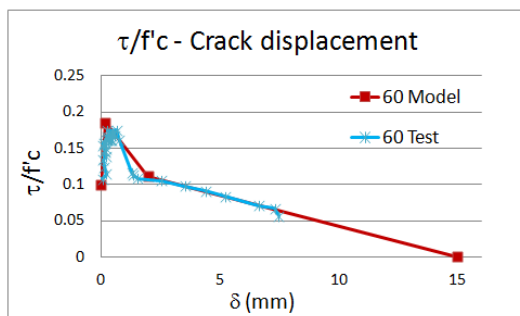


a)

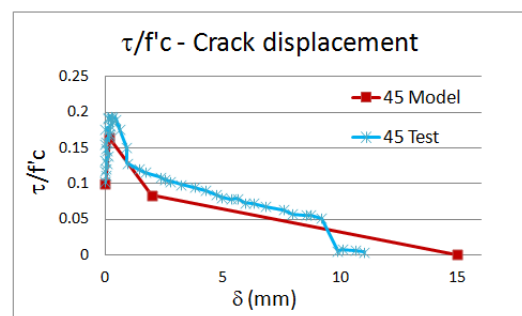


b)

ภาพที่ 4.19 เปรียบเทียบแบบจำลองที่ได้กับผลการทดสอบของชุดตัวอย่างที่ 3 เมื่อมีเหล็กเสริมรับแรงเฉือนโดยนำผลของเหล็กเสริมออก a) $\theta_R = 60^\circ$ b) $\theta_R = 45^\circ$



a)



b)

ภาพที่ 4.20 เปรียบเทียบแบบจำลองที่ได้กับผลการทดสอบของชุดตัวอย่างที่ 4 เมื่อมีเหล็กเสริมรับแรงเฉือนโดยนำผลของเหล็กเสริมออก a) $\theta_R = 60^\circ$ b) $\theta_R = 45^\circ$

จากผลการเปรียบเทียบแบบจำลองอย่างที่ได้วิจัยได้เสนอโดยปรับจากแบบจำลองของ Grunwald [14] พบว่ามีความสอดคล้องกับผลการทดสอบมาก แสดงดังภาพข้างต้น ดังนั้นแบบจำลองการเคลื่อนตัวของรอยร้าวเนื่องจากแรงเฉือนที่ได้จากการทดสอบนี้จึงสามารถนำไปเป็นข้อมูลเบื้องต้นสำหรับการวิเคราะห์ด้วยระเบียบวิธีเชิงตัวเลข (Numerical method) สำหรับคอนกรีตกำลังสูงเสริมเส้นใยเหล็กต่อไปได้

บทที่ 5

สรุปผลการวิจัย

5.1 สรุปผลการวิจัย

งานวิจัยนี้ได้ศึกษาพฤติกรรมการรับแรงเฉือนของคอนกรีตกำลังสูงเสริมเส้นใยเหล็กโดยการทดสอบแบบกดแยก ศึกษาปัจจัยที่เกี่ยวข้องได้แก่ กำลังอัดของคอนกรีต, ปริมาณเหล็กเสริมรับแรงเฉือน, ปริมาณเส้นใยเหล็ก, มุมระหว่างระนาบรอยร้าวกับเหล็กเสริมรับแรงเฉือน และมุมระหว่างรอยร้าวกับทิศทางการเรียงตัวหลักของเส้นใยเหล็ก ปัจจัยดังกล่าวนี้ส่งผลต่อพฤติกรรมการรับแรงเฉือนรวมถึงกำลังรับแรงเฉือนของชิ้นตัวอย่างแตกต่างกัน จากผลการทดสอบทั้งหมดสามารถนำความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงเฉือนและการเคลื่อนตัวของรอยร้าวมาสร้างเป็นแบบจำลองเพื่อใช้ในการวิเคราะห์ด้วยวิธีเชิงตัวเลขต่อไป และสามารถสรุปผลการวิจัยให้สอดคล้องกับวัตถุประสงค์ดังนี้

1. แบบจำลองการเคลื่อนตัวของรอยร้าวเนื่องจากแรงเฉือนสำหรับคอนกรีตกำลังสูงเสริมเส้นใยเหล็กที่ได้จากการทดสอบ เป็นแบบสมการเส้นตรง 3 ช่วง โดยค่าหน่วยแรงเฉือนสูงสุดสามารถหาได้จากความสัมพันธ์ระหว่างอัตราส่วนของหน่วยแรงเฉือนต่อกำลังรับแรงอัด (τ/f_c) และมุมระหว่างระนาบรอยร้าวกับทิศทางการเรียงตัวหลักของเส้นใยเหล็ก (θ_f) สำหรับชุดตัวอย่างที่ไม่มีเหล็กเสริมรับแรงเฉือน และหาได้จากความสัมพันธ์ระหว่างอัตราส่วนของหน่วยแรงเฉือนต่อกำลังรับแรงอัด (τ/f_c) และมุมระหว่างระนาบรอยร้าวกับทิศทางของเหล็กเสริมรับแรงเฉือน (θ_R) สำหรับชุดตัวอย่างที่มีเหล็กเสริมรับแรงเฉือน แสดงดังสมการดังนี้

$$\frac{\tau_{peak}}{f_c'} = -0.0373\theta_f + 0.2047 \quad \text{สำหรับชิ้นตัวอย่างที่ไม่มีเหล็กเสริมรับแรงเฉือน}$$

$$\frac{\tau_{peak}}{f_c'} = 0.0809\theta_R + 0.1207 \quad \text{สำหรับชิ้นตัวอย่างที่มีเหล็กเสริมรับแรงเฉือน}$$

โดย τ คือ หน่วยแรงเฉือน มีหน่วยเป็น ksc
 f_c' คือ กำลังอัดของคอนกรีต มีหน่วยเป็น ksc
 θ_f คือ มุมระหว่างระนาบรอยร้าวกับทิศทางการเรียงตัวหลักของเส้นใยเหล็ก มีหน่วยเป็นเรเดียน

θ_R คือ มุมระหว่างระนาบรอยร้าวกับทิศทางของเหล็กเสริมรับแรงเฉือน มีหน่วยเป็นเรเดียน

พลังงานการแตกหัก (Fracture energy, G_f) สามารถคำนวณได้จากพื้นที่ใต้กราฟของความสัมพันธ์ระหว่างอัตราส่วนของหน่วยแรงเฉือนต่อกำลังรับแรงอัดของคอนกรีตและการเคลื่อนตัวของรอยร้าว ($\tau/f_c - \delta$) ค่าพลังงานการแตกหักดังกล่าวถูกนำมาใช้เพื่อให้แบบจำลองสอดคล้องกับผลการทดสอบมากขึ้น ซึ่งค่าพลังงานการแตกหักมีความสัมพันธ์กับมุมระหว่างระนาบรอยร้าวกับทิศทางการเรียงตัวหลักของเส้นใยเหล็ก (θ_f) และมุมระหว่างระนาบรอยร้าวกับทิศทางของเหล็กเสริมรับแรงเฉือน (θ_R) ดังนี้

$$G_f = -0.0746\theta_f + 0.3874 \quad \text{สำหรับชิ้นตัวอย่างที่ไม่มีเหล็กเสริมรับแรงเฉือน}$$

$$G_f = 0.849\theta_R + 0.1257 \quad \text{สำหรับชิ้นตัวอย่างที่มีเหล็กเสริมรับแรงเฉือน}$$

โดย G_f คือ พลังงานการแตกหัก มีหน่วยเป็น กก./มม

θ_f คือ มุมระหว่างระนาบรอยร้าวกับทิศทางการเรียงตัวหลักของเส้นใยเหล็ก มีหน่วยเป็น เรเดียน

θ_R คือ มุมระหว่างระนาบรอยร้าวกับทิศทางของเหล็กเสริมรับแรงเฉือน มีหน่วยเป็น เรเดียน

2. ทิศทางการเรียงตัวหลักของเส้นใยเหล็กส่งผลกำลังรับแรงเฉือนและการเกิดรอยร้าวอย่างมีนัยสำคัญโดย มุมระหว่างทิศทางการเรียงตัวหลักของเส้นใยเหล็กกับระนาบรอยร้าวเท่ากับ 30° และ 60° จะมีกำลังรับแรงเฉือนมากกว่า 90° ประมาณ 30% และที่ค่าหน่วยแรงเฉือนที่เท่ากัน มุมดังกล่าวจะส่งผลให้ชิ้นตัวอย่างเกิดความกว้างรอยร้าว (W) ที่มากกว่าซึ่งแสดงให้เห็นความเหนียวที่เพิ่มมากขึ้นเนื่องจากค่ามุมดังกล่าวที่แตกต่างกัน ดังนั้นในการประยุกต์ใช้งานจริงถ้าสามารถควบคุมการเทให้คอนกรีตไหลไปในทิศทางเดียวได้ ก็จะสามารถกำหนดทิศทางการเรียงตัวหลักของเส้นใยเหล็กที่มีประสิทธิภาพสูงสุดได้

3. เมื่อชิ้นตัวอย่างมีปริมาณเหล็กเสริมรับแรงเฉือนมากกว่า โดยที่มุมระหว่างเหล็กเสริมรับแรงเฉือนกับระนาบรอยร้าวเท่ากัน พบว่าชิ้นตัวอย่างกำลังรับแรงเฉือนเพิ่มขึ้นประมาณ 40% และมีค่าความเครียดในเหล็กเสริมรับแรงเฉือนมากกว่า 2 เท่า ที่จุดวิบัติ แสดงให้เห็นถึงความเหนียวที่เพิ่มขึ้นเนื่องจากปริมาณเหล็กเสริมรับแรงเฉือนที่เพิ่มมากขึ้น

4. การมีเส้นใยเหล็กในส่วนผสม ช่วยให้ชิ้นตัวอย่างมีกำลังรับแรงเฉือนเพิ่มมากขึ้นถึง 1.5-2 เท่า นอกจากนี้ยังช่วยให้ชิ้นตัวอย่างมีความเหนียวมากขึ้นอย่างมีประสิทธิภาพเมื่อมีเส้นใยเหล็กรับแรงเฉือนร่วมกับเหล็กเสริมรับแรงเฉือน โดยชิ้นตัวอย่างสามารถรับแรงเฉือนได้ที่ค่าความเครียดในเหล็กเสริมรับแรงเฉือนจะมีค่าเลยจุดคราก ถ้าไม่มีเส้นใยเหล็ก ชิ้นตัวอย่างจะวิบัติอย่างทันทีทันใดที่ค่าความเครียดในเหล็กเสริมรับแรงเฉือนมีค่าเท่ากับจุดคราก

5.2 ข้อเสนอแนะ

ผลการวิจัยนี้เป็นข้อมูลเบื้องต้นในการประยุกต์ผลการทดสอบเพื่อสร้างเป็นแบบจำลองสำหรับการวิเคราะห์โครงสร้างด้วยระเบียบวิธีเชิงตัวเลข ซึ่งจำเป็นจะต้องมีการวิจัยเพิ่มเติมเพื่อให้แบบจำลองมีความสมบูรณ์มากขึ้น ผู้วิจัยขอเสนอปัจจัยที่ควรจะต้องศึกษาเพิ่มเติมคือ

1. แบบจำลองนี้ควรจะต้องนำไปทดสอบใช้กับการวิเคราะห์โครงสร้างจริงเพื่อดูความอ่อนไหว (Sensitivity) ของแบบจำลองในการวิเคราะห์โครงสร้างจริง
2. เพื่อพิสูจน์ว่าวิธีการเทคอนกรีตหรือทิศทางการเทคอนกรีต ส่งผลต่อพฤติกรรมการรับแรงเฉือนของชิ้นตัวอย่าง จำเป็นจะต้องมีการนับหรือตัดบางส่วนเพื่อพิสูจน์ลักษณะของเส้นใยเหล็กที่ระนาบรับแรงเฉือน (Shear plane)

รายการอ้างอิง

- [1] Lee, G.G., and Foster, S.J. Behavior of Steel Fiber Reinforced Mortar in Shear, Direct Shear Testing. UNICIV Report No. R-444 pp. 12-19, 2006.
- [2] Lee, G.G. and Foster, S.J. Behavior of Steel Fiber Reinforced Mortar in Shear, Direct Shear Testing. UNICIV Report No. R-444 pp. 23-26, 2006.
- [3] A.Meda et. Al. Shear Behaviour of Steel Fiber Reinforced Concrete Beams. RILEM Materials and Structures 38 343-351, 2005.
- [4] Pansuk, W. Shear Capacity of RC and Ultra High Strength Fiber Reinforced Concrete Flanged Beams. PhD-Dissertation Division of Structural and Geotechnical Engineering Graduate School of Engineering Hokkaido University Sapporo Japan, 2007.
- [5] Walraven, J.C., and Reinhardt, H.W. Theory and Experimentals on the Mechanical Behaviour of Cracks in Plain and Reinforced Concrete Subjected to Shear Loading. HERON vol.26 No.1, 1981.
- [6] Maekawa, K., Okamura, H., and Pimanmas, A. Non-linear Mechanics of Reinforced Concrete. London: Spon Press, 2003.
- [7] Vecchio, F.J., and Collins, M.P. The Modified Compression Field Theory for Reinforced Concrete Elements Subjected to Shear. ACI Journal Title No. 83-22, 1986.
- [8] Lee, G.G., and Foster, S.J. Behavior of Steel Fiber Reinforced Mortar in Shear, Direct Shear Testing. UNICIV Report No. R-444 pp. 19-23, 2006.
- [9] Voo, Y.L. et. Al. Shear Strength of Fiber Reinforced Reactive Powder Concrete Prestressed Girders without Stirrups. Journal of Advanced Concrete Technology Vol.4, No.1, 123-132., 2006.

- [10] Barragan, B. et. Al. Shear Failure of Steel Fiber-Reinforced Concrete Based on Push-Off Tests. ACI Materials Journal Title no.103-M27, 2006.
- [11] Lee, G.G., and Foster, S.J. Behavior of Steel Fiber Reinforced Mortar in Shear, Direct Shear Testing. UNICIV Report No. R-444, 2006.
- [12] Okamura, H., and Maekawa, K. Nonlinear Analysis and Constitutive Models of Reinforced Concrete. Chapter 2 Reinforced Concrete Plate Element Model. University of Tokyo, 1991.
- [13] Zakaria, M. et. Al. Experimental Investigation on Shear Cracking Behavior in Reinforced Concrete Beams with Shear Reinforcement. Journal of Advanced Concrete Technology Vol.7, No.1, 79-96., 2009.
- [14] Grunewald, S. Performance-Based design of self-compacting fiber reinforced concrete. Delft University of Technology, 2004
- [15] Pansuk, W., Sato, H., Sato, Y., and Shionaga, R. Tensile behaviors and fiber orientation of Ultra High Performance Concrete. UHPC 2008 Second International Symposium on Ultra High Performance Concrete Kassel Germany, pp. 285-291., 2008.
- [16] Jayaprakash, J. et. Al. Experimental Investigation on Shear Capacity of Reinforced Concrete Precracked Push-Off Specimens with Externally Bonded Bi-Directional Carbon Fibre Reinforced Polymer Fabrics. CCSE Modern Applied Science Vol.3, No.7, 2009.
- [17] Joh, C. Effect of Fiber Orientation on the Behavior of Ultra High Performance Concrete Structures. The 22nd KKCNN Symposium on Civil Engineering Thailand, 2009.
- [18] Vecchio, F.J., and Lai, D. Crack Shear-Slip in Reinforced Concrete Elements. Journal of Advanced Concrete Technology Vol. 2, No. 3, 289-300, 2004.

- [19] จุฑา มีพฤษย์, นิติพันธ์ แก้วประดับ และ วิทิต ปานสุข การพัฒนาคอนกรีตผสมรณณะสูงมาก เสริมเส้นใยเหล็ก, การประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ 14, 2009.
- [20] CEB-FIB Model Code 1990. Comité Euro-Internation du Béton., 1993.
- [21] Lee, G.G., and Foster, S.J. Behavior of Steel Fiber Reinforced Mortar in Shear, Variable Engagement Model II. UNICIV Report No. R-448 pp. 11-12, 2007.
- [22] RILEM Final Recommendations TC-162-TDF. Test and Design Methods for Steel Fiber Reinforced Concrete, σ - ϵ Design Method. Materials and Structures vol.36 pp.560-567, 2003.
- [23] EUROCODE 2, Design of Concrete Structures. UNI-ENV 1992-1-2. 1993
- [24] EUROCODE 2, Design of Concrete Structures. prEN 1992 ver. December, 2003.
- [25] Zhang, J.P. Strength of Cracked Concrete: Part 1 Shear Strength of Conventional Reinforced Concrete Beams, Deep Beams, Corbels and Prestressed Reinforced Concrete Beams without Shear Reinforcement. Report No. 311 Technical University of Denmark, Department of Structural Engineering, Lyngby, pp.106, 1994.
- [26] Lee, G.G., and Foster, S.J. Behavior of Steel Fiber Reinforced Mortar in Shear, Variable Engagement Model II. UNICIV Report No. R-448, 2007.

ประวัติผู้เขียนวิทยานิพนธ์

นายอนุวัฒน์ อรรถไชยวุฒิ เกิดวันที่ 11 มีนาคม พ.ศ.2527 มีภูมิลำเนาอยู่ที่เขตจอมทอง จังหวัดกรุงเทพมหานคร เข้ารับการศึกษาในระดับประถมศึกษาที่โรงเรียนวัดช่องลม ระดับมัธยมศึกษาที่โรงเรียนเจ้าพระยาวิทยาคม จังหวัดกรุงเทพมหานคร และสำเร็จการศึกษาระดับปริญญาบัณฑิต หลักสูตรวิศวกรรมศาสตรบัณฑิต สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา จากมหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าเจ้าคุณบุรี ในปีการศึกษา 2548 และเข้ารับการศึกษาคือต่อในระดับปริญญาโท หลักสูตรวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย เมื่อปีการศึกษา 2552 จบจนปัจจุบัน