

พฤติกรรมของคานคองกรีตเสริมเหล็กที่เชื่อมแซมการกัดกร่อนด้วยคานคองกรีตเสริมเส้นใยเหล็ก



บทคัดย่อและแฟ้มข้อมูลฉบับเต็มของวิทยานิพนธ์ตั้งแต่ปีการศึกษา 2554 ที่ให้บริการในคลังปัญญาจุฬาฯ (CUIR)
เป็นแฟ้มข้อมูลของนิสิตเจ้าของวิทยานิพนธ์ ที่ส่งผ่านทางบัณฑิตวิทยาลัย

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 University Graduate School.

วิทยานิพนธ์นี้เป็นส่วนหนึ่งของการศึกษาตามหลักสูตรปริญญาวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต
สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา ภาควิชาวิศวกรรมโยธา
คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย
ปีการศึกษา 2558
ลิขสิทธิ์ของจุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

BEHAVIOR OF CORRODED RC BEAMS REPAIRED BY STEEL FIBER REINFORCED
CONCRETE

Miss Phattarakan Laopaitoon



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 2015

Copyright of Chulalongkorn University

หัวข้อวิทยานิพนธ์

พฤติกรรมการของคานคองกรีตเสริมเหล็กที่เชื่อมแชนนการกัด
กร่อนด้วยคอนกรีตเสริมเส้นใยเหล็ก

โดย

นางสาวภัทรกานต์ เหล่าไพฑูรย์

สาขาวิชา

วิศวกรรมโยธา

อาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์หลัก

ดร.พิชชา จองวิวัฒน์สกุล

คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย อนุมัติให้รับวิทยานิพนธ์ฉบับนี้เป็นส่วน
หนึ่งของการศึกษาตามหลักสูตรปริญญาวิทยาศาสตรบัณฑิต

..... คณบดีคณะวิศวกรรมศาสตร์
(รองศาสตราจารย์ ดร.สุพจน์ เตชวรสินสกุล)

คณะกรรมการสอบวิทยานิพนธ์

..... ประธานกรรมการ
(ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร.วัฒน์ชัย สมิตินทร)

..... อาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์หลัก
(ดร.พิชชา จองวิวัฒน์สกุล)

..... กรรมการ
(รองศาสตราจารย์ ดร.วิฑิต ปานสุข)

..... กรรมการภายนอกมหาวิทยาลัย
(ศาสตราจารย์ ดร.ปิติ สุคนธ์สกุล)

ภัทรกานต์ เหล่าไพฑูรย์ : พฤติกรรมของคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่ซ่อมแซมการกัดกร่อนด้วยคอนกรีตเสริมเส้นใยเหล็ก (BEHAVIOR OF CORRODED RC BEAMS REPAIRED BY STEEL FIBER REINFORCED CONCRETE) อ.ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์หลัก: ดร.พิชชา จงวิวัฒน์สกุล, 73 หน้า.

การกัดกร่อนทำให้โครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กสูญเสียความแข็งแรง เส้นใยเหล็กจึงถูกใช้เพื่อเป็นวัสดุในการซ่อมแซมการเกิดการกัดกร่อน อย่างไรก็ตามจากงานวิจัยในอดีตพบว่าเมื่อเกิดสนิมในเหล็กเสริมรับแรงดึง จะเกิดรอยแตกระหว่างเหล็กและคอนกรีต ซึ่งเมื่อเกิดการกัดกร่อนมากพอจะทำให้คานจะเปลี่ยนพฤติกรรมจาก Beam action สู่ Arch action ทำให้กำลังรับแรงเฉือนของคานเพิ่มขึ้น อย่างไรก็ตามเมื่อคานได้รับการซ่อมแซมแล้วพฤติกรรมการรับแรงเฉือนจะเปลี่ยนแปลงอีกครั้ง แต่พฤติกรรมของคานที่ซ่อมแซมการกัดกร่อนด้วยคอนกรีตเสริมเส้นใยเหล็กยังไม่มีการศึกษาวิจัยมากนัก งานวิจัยนี้จึงมีวัตถุประสงค์ที่จะศึกษาพฤติกรรมการรับแรงของคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่เกิดการกัดกร่อนและพฤติกรรมของคานคอนกรีตเสริมเหล็กภายหลังการซ่อมแซมด้วยคอนกรีตเสริมเส้นใย ตัวแปรที่ใช้ในการศึกษาคือ ระดับของการกัดกร่อน (0 12 และ 16 เปอร์เซ็นต์) และปริมาณเส้นใยเหล็กที่ใช้ในการซ่อมแซม (1.0 1.5 และ 2.0 เปอร์เซ็นต์โดยปริมาตรคอนกรีต) โดยมีตัวอย่างคานทั้งหมด 8 คาน ผลการศึกษาพบว่าระดับการกัดกร่อนส่งผลต่อกำลังรับแรงเฉือนของคานอย่างมีนัยสำคัญ เมื่อคานเกิดการกัดกร่อนที่ 16 เปอร์เซ็นต์ กำลังรับแรงเฉือนของคานกลับมีค่าเพิ่มมากขึ้นเทียบกับคานที่ไม่มีการกัดกร่อน ในขณะที่เดียวกันคานที่เกิดการกัดกร่อนที่ 12 เปอร์เซ็นต์คานกลับมีกำลังรับแรงเฉือนลดลง เมื่อซ่อมแซมด้วยเส้นใยเหล็ก 1.0 เปอร์เซ็นต์พบว่ากำลังรับแรงเฉือนของคานมีค่าน้อยกว่าคานที่ไม่เกิดการกัดกร่อน อย่างไรก็ตามการซ่อมแซมด้วยคอนกรีตเสริมเส้นใยเหล็กที่ 1.5 และ 2.0 เปอร์เซ็นต์สามารถเพิ่มกำลังรับแรงเฉือนของคานได้ นอกจากนี้ผู้วิจัยได้นำเสนอแบบจำลองเพื่อคำนวณกำลังรับแรงเฉือนของคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่ถูกกัดกร่อนและซ่อมแซมด้วยคอนกรีตเสริมเส้นใยเหล็กด้วยวิธี Truss analogy และ Strut and tie จากผลการวิเคราะห์พบว่าแบบจำลองที่ประยุกต์จาก Truss analogy ให้ผลสอดคล้องกับผลการทดลอง

ภาควิชา วิศวกรรมโยธา

ลายมือชื่อนิสิต

สาขาวิชา วิศวกรรมโยธา

ลายมือชื่อ อ.ที่ปรึกษาหลัก

ปีการศึกษา 2558

5670530721 : MAJOR CIVIL ENGINEERING

KEYWORDS:

PHATTARAKAN LAOPAITOON: BEHAVIOR OF CORRODED RC BEAMS REPAIRED BY STEEL FIBER REINFORCED CONCRETE. ADVISOR: PITCHA JONGVIVATSAKUL, Ph.D., 73 pp.

Corrosion in reinforced concrete (RC) structures is a significant problem caused the deterioration and decrease in strength of structure. Steel fiber reinforced concrete (SFRC) can be used as the repairing material. According to the literature, when the corrosion occurred in the steels, RC beams behaved in arch action instead of beam action since steel reinforcements were un-bonded with concrete. As a result, the shear capacity of corroded RC beams increased. This phenomenon will occur when the corrosion ratio is high enough. After repairing, the load carrying mechanism will change. However, the behavior of RC beams after repairing by SFRC is un-well-known. Therefore, the objective of this study is to investigate the shear behavior of corroded RC beams and corroded RC beams repaired by SFRC. The experimental parameters are corrosion ratio (0% 12 % and 16%) and volume fraction of steel fibers used in repairing (1.0%, 1.5% and 2.0% of concrete volume). The results show that the corrosion ratio significantly affected shear capacity of the beams. The shear capacity of 16 percent corroded RC beam increased comparing with RC beam without corrosion. On the other hand, the shear capacity of the beam decreased when corrosion ratio was 12 percent. The shear capacity reduced when they were repaired by 1% of steel fibers comparing with non-corroded RC beam. Nevertheless, the shear capacity of corroded RC beams can be recovered after repairing by 1.5% and 2.0% of steel fibers. The models for investigating the shear capacity of corroded RC beams after repair were proposed. The shear capacity of corroded RC beams were calculated using truss analogy and strut and tie. The proposed truss analogy model showed good agreement with the experimental results.

Department: Civil Engineering

Student's Signature

Field of Study: Civil Engineering

Advisor's Signature

Academic Year: 2015

กิตติกรรมประกาศ

ผลงานวิจัยนี้ได้รับการสนับสนุนเงินทุนจากกองทุนรัชดาภิเษกสมโภช จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย ประจำปีงบประมาณ 2557 (CU-57-029-AM) และการสนับสนุนจาก อาจารย์ ดร. พิชชา จองวิวัฒน์สกุล อาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์ ที่คอยช่วยเหลือสนับสนุน อีกทั้งให้คำแนะนำในการทำการทดลอง การเขียนบทความ การเขียนเล่มวิทยานิพนธ์ รวมทั้งเป็นที่ปรึกษาเมื่อเกิดปัญหา และได้รับความกรุณาจากกรรมการสอบและประธานสอบที่เสนอแนวทางในการทำงานวิจัยนี้ และนายอาทิตย์ อัครรักษ์ ที่เป็นที่ปรึกษาและช่วยเหลือในการทำทดสอบ นายนิธิพัฒน์ ไหลลั่น นายมณฑิเตอร์ ทองเต็ม นายอดิชน คุณาวิศรุต Chung Nguyen นายศิวรักษ์ อุ่นศิริไฉย นายอภิชาติ วงศ์ดี ครูผู้ดูแลแลปทดสอบ นายสมพงษ์ และนายอดิศร รวมทั้งนิสิตต่างชาติแลกเปลี่ยนคอนกรีต และนิสิตปริญญาโทสาขาวิศวกรรมโครงสร้าง ที่ช่วยเหลือในการทำการทดลองและกำลังใจสำคัญได้แก่ครอบครัวเหล่าไพฑูรย์ที่เป็นกำลังใจและสนับสนุนในการเรียน ซึ่งการสนับสนุนต่างๆที่กล่าวมาข้างต้น เป็นส่วนสำคัญที่ทำให้งานวิจัยนี้ประสบความสำเร็จ

สารบัญ

	หน้า
บทคัดย่อภาษาไทย.....	ง
บทคัดย่อภาษาอังกฤษ.....	จ
กิตติกรรมประกาศ.....	ฉ
สารบัญ.....	ช
บทที่ 1 บทนำ.....	1
1.1 ที่มาและความสำคัญ.....	1
1.2 วัตถุประสงค์.....	2
1.3 ขอบเขตของงานวิจัย.....	2
1.4 ประโยชน์ที่คาดว่าจะได้รับ.....	2
1.5 แผนการดำเนินงาน.....	2
บทที่ 2 ทฤษฎีและงานวิจัยในอดีตที่เกี่ยวข้อง.....	4
2.1 พฤติกรรมการรับแรงเฉือนของคานคองกรีตเสริมเหล็ก.....	4
2.1.1 พฤติกรรมแบบ Beam Action และ Arch Action.....	4
2.1.2 พฤติกรรมของคานคองกรีตเสริมเหล็กที่มีการเสริมเหล็กรับแรงเฉือน.....	6
2.1.3 การวิเคราะห์คานที่เกิด Beam Action ด้วย Truss Analogy.....	6
2.1.4 การวิเคราะห์คานที่เกิด Arch Action ด้วย Strut and Tie Model.....	8
2.2 การกักกร่อนในโครงสร้างคองกรีตเสริมเหล็ก.....	11
2.2.1 ปัญหาที่เกิดขึ้นจากการกักกร่อน (Problem Statement).....	11
2.2.2 พฤติกรรมของคานคองกรีตเสริมเหล็กเมื่อเกิดการกักกร่อน.....	12
2.2.3 งานวิจัยในอดีตที่เกี่ยวข้องเกี่ยวกับการกักกร่อน.....	12
2.2.3.1 การเร่งปฏิบัติการกักกร่อนในโครงสร้างคองกรีตเสริมเหล็ก.....	12
2.2.3.2 เปอร์เซนต์การสูญเสียปริมาณเหล็กเสริมเนื่องจากการกักกร่อน.....	14

2.2.3.3	อิทธิพลของการเกิดการกักร่อนเฉพาะที่ต่อพฤติกรรมการวิบัติด้วยแรง เฉือนในคานคอนกรีตเสริมเหล็ก.....	14
2.2.3.4	การวิเคราะห์พฤติกรรมการบรรทุกน้ำหนักของคานที่เสียหายเนื่องจากการ กักร่อนด้วย Strut and Tie Model.....	17
2.3	แนวทางการซ่อมแซมคานที่ได้รับความเสียหาย.....	19
2.3.1	บทนำ.....	19
2.3.2	งานวิจัยในอดีตที่เกี่ยวกับการซ่อมแซมคานที่ได้รับความเสียหาย.....	19
2.4	คอนกรีตเสริมเส้นใยเหล็ก (Fiber reinforce Concrete, FRC).....	23
2.4.1	บทนำ (Introduction).....	23
2.4.2	งานวิจัยในอดีตที่เกี่ยวข้องเกี่ยวกับคอนกรีตเสริมเส้นใยเหล็ก.....	23
2.4.2.1	การเรียงตัวของเส้นใยเหล็กเมื่อถูกหล่อเป็นเนื้อเดียวกับคอนกรีต.....	23
2.4.2.2	สมการคำนวณกำลังรับแรงเฉือนของคานคอนกรีตเสริมเหล็กผสมเส้นใย เหล็ก.....	24
บทที่ 3	ระเบียบวิธีวิจัย.....	26
3.1	บทนำ.....	26
3.2	การออกแบบการทดสอบ.....	26
3.2.1	ตัวอย่างทดสอบ.....	26
3.2.1.1	ตัวแปรที่ใช้ในการศึกษา.....	27
3.2.1.2	วัสดุที่ใช้ในการทดลอง.....	28
3.2.2	การหล่อตัวอย่าง และการเก็บตัวอย่างคอนกรีตแห่งทรงกระบอก.....	29
3.3	กระบวนการทำให้เกิดการกักร่อน.....	30
3.3.1	การเร่งการกักร่อนด้วยวิธีการใช้กระแสไฟฟ้า.....	30
3.3.2	การวัดค่าการกักร่อน.....	31
3.4	การซ่อมแซมคานที่เสียหายเนื่องจากการกักร่อน.....	32

3.4.1	การสกัดเปิดผิวและการสกัดคอนกรีต	32
3.4.2	การซ่อมแซมตัวอย่างคานที่เกิดสนิมด้วยคอนกรีตเสริมเส้นใยเหล็ก	34
3.5	การทดสอบการรับน้ำหนักของคาน.....	37
3.6	ผลที่ได้รับจากการทดสอบ.....	38
บทที่ 4	ผลการทดสอบ	39
4.1	ผลการทดสอบวัสดุ	39
4.1.1	การทดสอบตัวอย่างคอนกรีต.....	39
4.1.2	การทดสอบเหล็ก.....	40
4.1.3	การทดสอบวัสดุเพื่อการซ่อมแซม	40
4.2	ผลการเร่งการกัดกร่อนด้วยวิธีใช้กระแสไฟฟ้า	41
4.2.1	ผลของการเร่งการเกิดการกัดกร่อน	41
4.2.2	ลักษณะของรอยร้าวที่เกิดจากการกัดกร่อน	42
4.3	ผลการทดสอบการรับน้ำหนักของคาน	50
4.3.1	กำลังรับน้ำหนักบรรทุกทุกในคานตัวอย่าง	50
4.3.1.1	คานที่ไม่ได้รับการซ่อมแซม (0C-NR 12C-NR และ 16C-NR).....	50
4.3.1.2	คานที่ได้รับการซ่อมแซม	51
4.3.2	ลักษณะการวิบัติของคาน.....	52
4.3.2.1	คานที่ไม่ได้รับการซ่อมแซม (0C-NR และ 16C-NR)	52
4.3.2.2	คานที่ได้รับการซ่อมแซม (16C-1F, 18C-1.5F, 18C-2F, 14C-1F และ 12C-1.5F)	53
บทที่ 5	การวิเคราะห์ผลการทดสอบ.....	57
5.1	บทนำ.....	57
5.2	พฤติกรรมแบบ Beam Action และ Arch Action.....	57

5.3 การวิเคราะห์ด้วยแบบจำลอง Truss Analogy.....	61
5.4 การวิเคราะห์ด้วยแบบจำลอง Strut and Tie	64
5.4 การเสนอแนวทางการวิเคราะห์ด้วยการปรับแก้สมการ	66
บทที่ 6 สรุปผล.....	69
รายการอ้างอิง	70
ประวัติผู้เขียนวิทยานิพนธ์	73



สารบัญรูปภาพ

รูปที่ 2.1 ชิ้นส่วนของคานระหว่างรอยแตก (James K. Wight และ James G. MacGREGOR, 2012).....	4
รูปที่ 2.2 พฤติกรรมแบบ Arch Action ในคาน (James K. Wight และ James G. MacGREGOR, 2012)	5
รูปที่ 2.3 Moment at cracking and failure. (James K. Wight และ James G. MacGREGOR, 2012)	6
รูปที่ 2.4 Shear at cracking and failure. (James K. Wight และ James G. MacGREGOR, 2012).....	6
รูปที่ 2.5 Truss Analogy (James K. Wight และ James G. MacGREGOR, 2012)	7
รูปที่ 2.6 แรงภายในที่เกิดขึ้นในรอยร้าวในคานที่เสริมเหล็กรับแรงเฉือน (James K. Wight และ James G. MacGREGOR, 2012).....	7
รูปที่ 2.7 กราฟแสดงการกระจายตัวของแรงเฉือนภายในคานที่เสริมเหล็กรับแรงเฉือน (James K. Wight และ James G. MacGREGOR, 2012).....	8
รูปที่ 2.8 Strut and Tie model for deep beams. (James K. Wight และ James G. MacGREGOR, 2012)	9
รูปที่ 2.9 การวิเคราะห์กำลังของ Tie. (James K. Wight และ James G. MacGREGOR, 2012) ..	10
รูปที่ 2.10 กระบวนการทางเคมีต่อการเกิดสนิม (Soudki, 2011)	11
รูปที่ 2.11 ความเสียหายของคอนกรีตเนื่องจากเหล็กเสริมเกิดสนิม (Soudki, 2011).....	11
รูปที่ 2.12 พฤติกรรมที่เปลี่ยนไปของคานตัวอย่างที่เปรียบเทียบระหว่างคานที่มีการยึดเกาะและคานที่ไม่มีการยึดเกาะ (Sakai, 2011).....	12
รูปที่ 2.13 รายละเอียดของตัวอย่างทดสอบ	13
รูปที่ 2.14 ตัวอย่างทดสอบและ Loading condition (Tsunoda, 2008)	15
รูปที่ 2.15 การเร่งกระแสไฟฟ้า (Tsunoda, 2008).....	15
รูปที่ 2.16 การกระจายตัวของสนิม C distribution in RC beams (Tsunoda, 2008).....	15

รูปที่ 2.17 การกระจายตัวของรอยร้าว (Tsunoda).....	16
รูปที่ 2.18 การกระจายตัวของรอยร้าว (Crack distribution) (Tsunoda, 2008)	17
รูปที่ 2.19 Strut and tie model (Azam และ Soudki, 2012).....	18
รูปที่ 2.20 แสดงรายละเอียดตัวอย่างทดสอบใน Sub-series 2-1 a) Straight type และ b) hook type (Sakai, 2011)	20
รูปที่ 2.21 แสดงรายละเอียดตัวอย่างทดสอบใน Sub-Series 2-2 (Sakai, 2011).....	20
รูปที่ 2.22 แสดง Loading condition และการติดตั้ง Strain gauges เพื่อตรวจสอบความเครียด (Sakai, 2011).....	20
รูปที่ 2.23 รูปแบบรอยร้าว (Sakai, 2011).....	22
รูปที่ 2.24 เส้นใยเหล็ก.....	23
รูปที่ 3.1 รายละเอียดตัวอย่างทดสอบ.....	26
รูปที่ 3.2 ตัวอย่างคอนกรีตแท่งทรงกระบอก.....	27
รูปที่ 3.3 เส้นใยเหล็กที่ใช้.....	28
รูปที่ 3.4 รายละเอียดการเสริมเหล็ก (หน่วย: มิลลิเมตร).....	29
รูปที่ 3.5 การหล่อตัวอย่าง	30
รูปที่ 3.6 แผนผังการเร่งการกักกร่อนด้วยกระแสไฟฟ้า	31
รูปที่ 3.7 คานตัวอย่างที่อยู่ระหว่างการเร่งการกักกร่อนด้วยกระแสไฟฟ้า.....	31
รูปที่ 3.8 ตัวอย่างการสกัดคอนกรีตในคาน (มยพ.1901, 2551)	32
รูปที่ 3.9 ระยะเวลาการสกัดคอนกรีต.....	32
รูปที่ 3.10 ขั้นตอนการสกัดคอนกรีต	33
รูปที่ 3.11 คอนกรีตหลังจากสกัดส่วนที่เสียหายที่สนิมออกแล้ว.....	33
รูปที่ 3.12 การกำจัดสนิมด้วยไดแอมโมเนียมไฮโดรเจนซัลเฟต ที่อุณหภูมิ 60 องศาเซลเซียส.....	34
รูปที่ 3.13 การซ่อมแซมตัวอย่างคานที่เกิดสนิมด้วยคอนกรีตเสริมเส้นใยเหล็ก.....	35
รูปที่ 3.14 การติดตั้งแบบหล่อเพื่อการซ่อมแซม.....	35

รูปที่ 3.15 ขั้นตอนการทาน้ำยาประสานคอนกรีต	36
รูปที่ 3.16 การหล่อคอนกรีตเสริมเส้นใยเหล็ก.....	36
รูปที่ 3.17 การเก็บตัวอย่างเพื่อทดสอบคุณสมบัติของวัสดุผสม	36
รูปที่ 3.18 การทดสอบด้วยการกระทำแบบจุดและตำแหน่งของอุปกรณ์วัดค่าต่างๆ รวมทั้ง อุปกรณ์วัดค่าความเครียดที่ผิวของคอนกรีต	37
รูปที่ 3.19 ตำแหน่งของอุปกรณ์วัดค่าความเครียดในเหล็ก.....	37
รูปที่ 3.20 การทดสอบการรับน้ำหนักของคาน.....	38
รูปที่ 3.21 การติดตั้งอุปกรณ์เพื่อบันทึกและรวบรวมข้อมูล	38
รูปที่ 4.1 การทดสอบตัวอย่างคอนกรีตรูปทรงระบอก.....	39
รูปที่ 4.2 การชั่งน้ำหนักเหล็กเสริมเพื่อคำนวณหน้าตัดเหล็กที่เปลี่ยนแปลงเนื่องจากการกัดกร่อน ..	41
รูปที่ 4.3 รอยแตกเนื่องจากการกัดกร่อนของคานทดสอบ.....	49
รูปที่ 4.4 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักกระทำและค่าการโก่งตัว	52
รูปที่ 4.5 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักกระทำและความเครียดในเหล็กเสริมรับแรงดึงที่ระยะ 75 มม.....	53
รูปที่ 4.6 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักกระทำกับค่าความเครียดในเหล็กปลอกที่กึ่งกลางคาน (STR2)	54
รูปที่ 4.7 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักกระทำและความกว้างของรอยแยก	54
รูปที่ 4.8 การวิบัติของคาน.....	56
รูปที่ 5.1 ขั้นตอนในการวิเคราะห์ผลการทดสอบ.....	57
รูปที่ 5.2 ตำแหน่งของอุปกรณ์วัดความเครียดในเหล็กเสริม (DB1 DB2 และ DB3).....	59
รูปที่ 5.3 ความสัมพันธ์ระหว่างกำลังรับแรงดึงในเหล็กเสริมและตำแหน่งใน Shear Span ของ คาน.....	61
รูปที่ 5.4 ชิ้นส่วนรอยแตกของคานที่ซ่อมแซมด้วยคอนกรีตเสริมเส้นใยเหล็ก	61
รูปที่ 5.5 รอยแตกบริเวณ FRC และ Tension Softening curve	63
รูปที่ 5.6 Tension Softening curve สำหรับเส้นใยเหล็กที่ใช้	64

รูปที่ 5.7 การวิเคราะห์ Strut and Tie สำหรับคานที่ไม่เชื่อมแซม	65
รูปที่ 5.8 การวิเคราะห์ Strut and Tie สำหรับคานที่เชื่อมแซม	65
รูปที่ 5.9 ความสัมพันธ์เชิงเส้นระหว่างปริมาณของเส้นใยเหล็กและองศาของรอยแตก	67
รูปที่ 5.10 ความสัมพันธ์เชิงเส้นระหว่างปริมาณของเส้นใยเหล็กและความยาวของรอยแตก	67
รูปที่ 5.11 ความสัมพันธ์เชิงเส้นระหว่างปริมาณของเส้นใยเหล็กและ Tensile Stress ที่เกิดขึ้น	68



สารบัญตาราง

ตารางที่ 2.1 ค่าของ β_s และ β_n สำหรับ Struts และ Nodal Zones (ACI318, 2011).....	10
ตารางที่ 2.2 ตัวอย่างทดสอบของ El Maaddawy และ Soudki (2003)	13
ตารางที่ 2.3 เปอร์เซ็นต์การสูญเสียของหน้าตัดเนื่องจากการกัดกร่อน	14
ตารางที่ 2.4 กรณศึกษาที่ใช้ในการทดลอง (Tsunoda, 2008).....	15
ตารางที่ 2.5 ผลการทดลอง (Tsunoda, 2008).....	16
ตารางที่ 2.6 ผลการทดสอบ (Azam และ Soudki, 2012)	17
ตารางที่ 2.7 แสดง Mix proportion ของ Filling mortar (Sakai, 2011)	21
ตารางที่ 2.8 แสดงผลการทดสอบด้วยการทดสอบน้ำหนักบรรทุก (Sakai, 2011)	21
ตารางที่ 2.9 ตารางแสดง Orientation efficiency factor (Kangและคณะ, 2011).....	24
ตารางที่ 2.10 สมการกำลังรับแรงเฉือนของ FRC beams (Jongvivatsakul, 2013).....	25
ตารางที่ 3.1 กรณศึกษาทดสอบ	27
ตารางที่ 3.2 คุณสมบัติของเส้นใยเหล็ก	28
ตารางที่ 3.3 รายละเอียดการซ่อมแซมด้วยคอนกรีตเสริมเส้นใยเหล็ก	34
ตารางที่ 4.1 คุณสมบัติของคอนกรีต	40
ตารางที่ 4.2 คุณสมบัติของเหล็กเสริม	40
ตารางที่ 4.3 คุณสมบัติของวัสดุเพื่อการซ่อมแซม (คอนกรีตเสริมเส้นใยเหล็ก)	40
ตารางที่ 4.4 ผลการทดสอบ	42
ตารางที่ 4.5 ตารางแสดงผลการทดสอบคาน.....	50
ตารางที่ 5.1 ผลจากการวิเคราะห์ด้วย Truss Analogy	64
ตารางที่ 5.2 ผลการวิเคราะห์ด้วย Strut and Tie model	66
ตารางที่ 5.3 ผลจากการตรวจสอบการปรับแก้ค่าจากสมการความสัมพันธ์.....	68

บทที่ 1

บทนำ

1.1 ที่มาและความสำคัญ

ปัญหาการเกิดการกัดกร่อนในโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กถือว่าเป็นปัญหาที่สำคัญที่ทำให้โครงสร้างเสื่อมสภาพซึ่งทำให้โครงสร้างไม่สามารถรับน้ำหนักบรรทุกได้เท่ากับที่ออกแบบ รวมไปถึงมีผลทำให้อายุการใช้ของโครงสร้างนั้นลดลง ไม่แข็งแรง ทนทาน หากปัญหาการเกิดการกัดกร่อนมีความรุนแรง อาจทำให้โครงสร้างไม่สามารถรับน้ำหนักได้อีก อาจทำให้เกิดความเสียหายต่อผู้ใช้โครงสร้าง ผู้อยู่อาศัยในอาคารนั้นๆอีกด้วย

จากปัญหาดังกล่าวจึงมีการศึกษาแนวทางในการซ่อมแซม การฟื้นฟู ซึ่งมีวัตถุประสงค์เพื่อยืดอายุการใช้งานของโครงสร้าง หนึ่งในวิธีการซ่อมแซมคือการซ่อมแซมด้วยการตัดและต่อเหล็กเสริมที่ได้รับ ความเสียหาย อย่างไรก็ตามวิธีนี้ทำได้ยาก เนื่องจากหน้าตัดคานมีขนาดที่จำกัด อีกทั้งการเพิ่มปริมาณเหล็กเสริมจะมีผลกระทบต่อปริมาณของคอนกรีตต่อปริมาณของเหล็ก และทำให้เกิดการเสริมเหล็กที่มากเกินไปได้ เพื่อพัฒนาการซ่อมแซมให้สะดวกมากยิ่งขึ้นจึงมีงานวิจัยที่ใช้วัสดุหลายประเภทในการซ่อมแซมโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กที่ได้รับความเสียหายเนื่องจากการกัดกร่อน ยกตัวอย่างเช่น พอลิเมอร์เสริมเส้นใย หรือ Fiber reinforced polymer (FRP) โดยการศึกษาการซ่อมแซมด้วยเส้นใยพอลิเมอร์มีมานานนับสิบปีแล้ว โดยเส้นใยพอลิเมอร์มีความแข็งแรง มีกำลังรับแรงดึงสูง มีน้ำหนักเบา และง่ายต่อการซ่อมแซม แต่ FRP ก็ยังมีข้อบกพร่องเกี่ยวกับรอยต่อระหว่างพอลิเมอร์และพื้นผิวคอนกรีต ซึ่งเมื่อพอลิเมอร์มีการใช้งานและรับกำลังอย่างต่อเนื่อง เส้นใยพอลิเมอร์จะหลุดล่อนออก (Spall off) และไม่สามารถรับกำลังได้เท่าเดิม

คอนกรีตเสริมเส้นใยเหล็ก (Fiber reinforced concrete) เป็นวัสดุหนึ่งที่มีการผสมเส้นใยเหล็กเข้ากับคอนกรีต เพื่อเพิ่มประสิทธิภาพในการรับแรงดึงในคอนกรีต เนื่องจากคอนกรีตเป็นวัสดุที่ กำลังรับแรงอัดสูงแต่มีกำลังรับแรงดึงต่ำ ในปัจจุบันมีการศึกษาถึงคุณสมบัติต่างๆของเส้นใยเหล็ก เพื่อนำไปใช้ประโยชน์ในโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กในงานก่อสร้างและฟื้นฟูโครงสร้างที่ได้รับความเสียหาย

เนื่องจากการเกิดการกัดกร่อนในโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก เป็นสาเหตุที่ทำให้ประสิทธิภาพในการรับแรงดึงลดลง เนื่องจากเหล็กเสริมสูญเสียปริมาณเหล็กโดยรอบ งานศึกษาวิจัยนี้ จึงมีจุดประสงค์ในการซ่อมแซมด้วยการเพิ่มปริมาณเหล็กโดยการซ่อมแซมด้วยคอนกรีตเสริมเส้นใยเหล็ก เพื่อศึกษาประสิทธิภาพในการใช้คอนกรีตเสริมเส้นใยเหล็กเป็นวัสดุเพื่อการซ่อมแซม

1.2 วัตถุประสงค์

การศึกษาพฤติกรรมการรับแรงของคานที่ได้รับ ความเสียหายเนื่องจากการกัดกร่อนที่ซ่อมแซมด้วยคอนกรีตเสริมเส้นใยเหล็ก มีวัตถุประสงค์ดังนี้

1. เพื่อศึกษาอิทธิพลของระดับการสูญเสียหน้าตัดของเหล็กเสริมเนื่องจากเหล็กเสริมเกิดการกัดกร่อน (Corrosion degree) ต่อกำลังรับแรงเฉือน
2. เพื่อศึกษาอิทธิพลของปริมาตรของเส้นใยเหล็ก (Volume fraction of fiber) ที่ใช้ซ่อมแซม ต่อกำลังรับแรงเฉือนของคาน
3. เพื่อวิเคราะห์กลไกการถ่ายแรงเฉือนในคานที่เป็นสนิมทั้งก่อนและหลังการซ่อมแซม

1.3 ขอบเขตของงานวิจัย

1. ทดสอบคานภายใต้แรงกระทำสถิตย์
2. ใช้เส้นใยเหล็กในการซ่อมแซม
3. คานคอนกรีตเสริมเหล็กที่ใช้ในการทดสอบออกแบบโดยใช้มาตรฐาน ACI 318-11 (2011) โดยมีขนาดหน้าตัดกว้าง 150 มิลลิเมตร ลึก 200 มิลลิเมตร และคานมีความยาว 1400 มิลลิเมตรโดยมีระยะระหว่างจุดรองรับเท่ากับ 1000 มิลลิเมตร และมี Shear Span เท่ากับ 425 มิลลิเมตร
4. การเกิดการกัดกร่อนในคานคอนกรีตเสริมเหล็กเกิดจากผลกระทบของคลอไรด์ และศึกษาเฉพาะคานที่มีการกัดกร่อนในเหล็กเสริมรับแรงดึงเท่านั้น

1.4 ประโยชน์ที่คาดว่าจะได้รับ

เพื่อศึกษาพฤติกรรมการถ่ายแรงในคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่เป็นสนิมทั้งก่อนและภายหลังการซ่อมแซมด้วย คอนกรีตเสริมเส้นใยเหล็ก หรือ FRC (Fiber reinforced concrete) เพื่อเป็นข้อมูลในการพัฒนามาตรฐานการซ่อมแซมโครงสร้างคอนกรีตที่ได้รับ ความเสียหายต่อไป

1.5 แผนการดำเนินงาน

แผนการดำเนินงานแบ่งออกเป็น 9 ขั้นตอน ดังต่อไปนี้

ขั้นตอนที่ 1) ศึกษางานวิจัยในอดีตที่เกี่ยวข้อง เกี่ยวกับการซ่อมแซมในคานที่เกิดการกัดกร่อนด้วยคอนกรีตเสริมเส้นใยเหล็ก

- ขั้นตอนที่ 2) ศึกษาทฤษฎีที่เกี่ยวข้องเพื่อสร้างแบบจำลองและสมการเพื่อใช้ในการ
ซ่อมแซมคานที่เกิดการกักต่อนด้วยเส้นใยเหล็ก
- ขั้นตอนที่ 3) เตรียมการทดสอบและอุปกรณ์การทดสอบ
- ขั้นตอนที่ 4) หล่อขึ้นตัวอย่างทดสอบ ประกอบด้วย คานตัวอย่าง ตัวอย่างรูป
ทรงกระบอกรับแรงอัด และตัวอย่างรูปทรงกระบอกรับแรงดึง และตัวอย่างเสริมเหล็กรูปทรงลูกบาศก์
- ขั้นตอนที่ 5) ทำให้เกิดการกักต่อนด้วยกระแสไฟฟ้า
- ขั้นตอนที่ 6) ซ่อมแซมคานตัวอย่างด้วยคอนกรีตเสริมเส้นใยเหล็ก (FRC)
- ขั้นตอนที่ 7) ทดสอบคานตัวอย่างและบันทึกผลการทดสอบ
- ขั้นตอนที่ 8) วิเคราะห์ผลการทดสอบและสร้างสมการความสัมพันธ์ของการซ่อมแซม
คานที่เกิดความเสียหายเนื่องจากการกักต่อนด้วยคอนกรีตเสริมเส้นใยเหล็ก
- ขั้นตอนที่ 9) สรุปผลงานวิจัย

บทที่ 2

ทฤษฎีและงานวิจัยในอดีตที่เกี่ยวข้อง

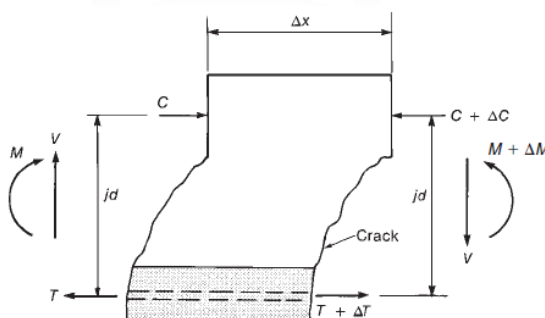
โครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก เมื่อผ่านการใช้งานมาเป็นเวลานานโครงสร้างจะมีการเสื่อมสภาพ สูญเสียกำลังและความแข็งแรง ซึ่งการกัดกร่อนเป็นอีกปัญหาหนึ่งสร้างความเสียหายให้กับโครงสร้าง ทำให้โครงสร้างไม่สามารถรับกำลังได้เท่ากับที่ออกแบบ ในปัจจุบันได้มีงานวิจัยที่ได้ศึกษาเกี่ยวกับปัญหาการกัดกร่อนและเกิดสนิมในโครงสร้างเพื่อเสนอแนวทางการแก้ไขปัญหาและเสนอการซ่อมแซมเพื่อยืดระยะเวลาการเสื่อมสภาพของโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กที่เกิดสนิม

บทนี้กล่าวถึงงานวิจัยในอดีตซึ่งแบ่งเป็นสี่หัวข้อ คือพฤติกรรมการรับแรงเฉือนของคานคอนกรีตเสริมเหล็ก งานวิจัยในอดีตที่เกี่ยวกับการกัดกร่อนในโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก แนวทางการซ่อมแซมในโครงสร้างที่เสื่อมสภาพ และคอนกรีตเสริมเส้นใยเหล็ก

2.1 พฤติกรรมการรับแรงเฉือนของคานคอนกรีตเสริมเหล็ก

2.1.1 พฤติกรรมแบบ Beam Action และ Arch Action

ในช่วงแรกของการเกิดรอยแตกร้าวของคานคอนกรีตเสริมเหล็กจะเกิดรอยแตกในแนวตั้งซึ่งพิจารณาได้จากสมการสมดุลของชิ้นส่วนที่เกิดรอยแตกของคานสามารถเขียนอธิบายได้ดัง รูปที่ 2.1



รูปที่ 2.1 ชิ้นส่วนของคานระหว่างรอยแตก (James K. Wight และ James G. MacGREGOR, 2012)

จาก รูปที่ 2.1 สมการความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือน (Shear force, V) กับแรงดึง (Tensile force, T) ในเหล็กเสริมสามารถอธิบายในรูปของสมการที่ 2.1 เมื่อ jd คือ Flexural lever arm

$$\Delta T = \frac{\Delta M}{jd} = \frac{V \Delta x}{jd} \quad (2.1)$$

จากสมการที่ 2.1 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนและแรงดึงสามารถเขียนได้ดังแสดงในสมการที่ 2.2 และสามารถกระจายพจน์ของสมการแรงเฉือนได้ดังสมการที่ 2.3

$$V = \frac{d}{dx}(T \cdot jd) \quad (2.2)$$

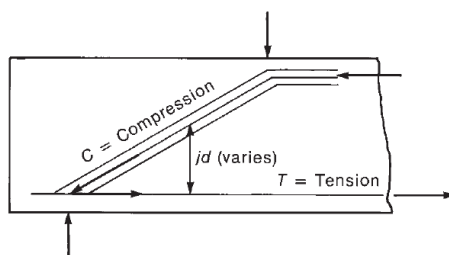
$$V = \frac{d(T)}{dx} \cdot jd + \frac{d(jd)}{dx} \cdot T \quad (2.3)$$

จากสมการที่ 2.3 จะเห็นได้ว่าพฤติกรรมการรับแรงเฉือนของคานจะแบ่งออกเป็นสองกรณี ในกรณีที่ jd มีค่าคงที่จะเกิดพฤติกรรมแบบ Beam action และคานจะยังคงสามารถถ่ายแรงเฉือนต่อไปได้ ซึ่ง $d(T)/dx$ คือทิศทางของแรงเฉือน (Shear flow) ตลอดระยะนาบในแนวนอนระหว่างเหล็กเสริมและ Compression zone และสามารถเขียนสมการแรงเฉือนได้ดังสมการที่ 2.4

$$\frac{d(jd)}{dx} = 0 \quad \text{และ} \quad V = \frac{d(T)}{dx} \cdot jd \quad (2.4)$$

อีกกรณีหนึ่งเมื่อ Shear flow, $d(T)/dx$ ไม่สามารถถ่ายแรงต่อไปได้ หรือ $d(T)/dx=0$ เนื่องจากเกิดการกักร่อนในเหล็กเสริม เหล็กเสริมรับแรงดึงไม่มีการยึดเกาะกับคอนกรีตโดยรอบ ส่งผลให้เหล็กเสริมเกิดการหลุดออก (un-bonded) หรือเหล็กเสริมการถ่ายแรงเฉือนถูกรบกวนด้วยการขยายตัวของรอยร้าว ในกรณีนี้จะถูกพิจารณาเป็นพฤติกรรมแบบ Arch Action ซึ่งจะมีแนวโน้มในการเกิดมากกว่าพฤติกรรมแบบ Beam action ในคานที่เกิดการกักร่อน ซึ่งแสดงรายละเอียดในรูปที่ 2.2 และสมการการเกิด Arch action แสดงในสมการที่ 2.5

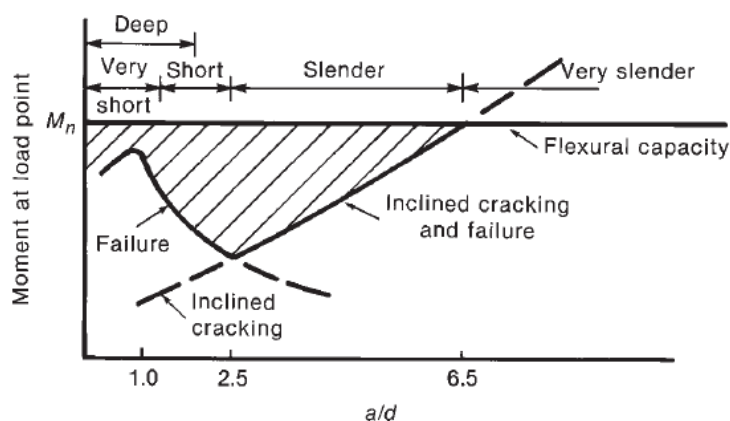
$$V = \frac{d(jd)}{dx} \cdot T \quad \text{หรือ} \quad V = \frac{d(jd)}{dx} \cdot C \quad (2.5)$$



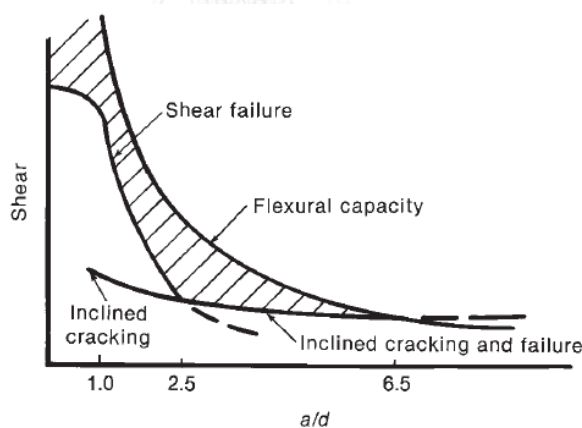
รูปที่ 2.2 พฤติกรรมแบบ Arch Action ในคาน (James K. Wight และ James G. MacGREGOR, 2012)

2.1.2 พฤติกรรมของคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีการเสริมเหล็กรับแรงเฉือน

การวิบัติเฉือนจะเกิดขึ้นเมื่อกำลังรับแรงเฉือนต่ำกว่ากำลังรับแรงดัดซึ่ง Inclined cracking เป็นสาเหตุที่ทำให้กำลังรับแรงเฉือนต่ำลงต่ำกว่ากำลังรับแรงดัดดังแสดงในกราฟความสัมพันธ์ดังรูปที่ 2.3 และ รูปที่ 2.4



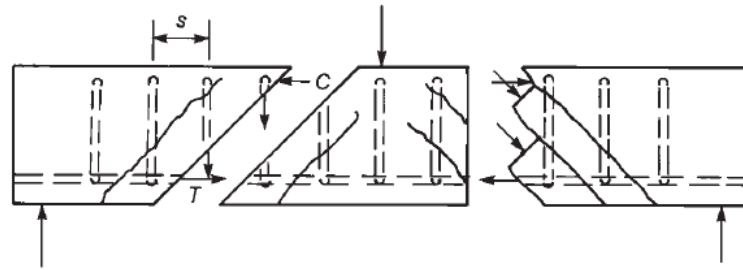
รูปที่ 2.3 Moment at cracking and failure. (James K. Wight และ James G. MacGREGOR, 2012)



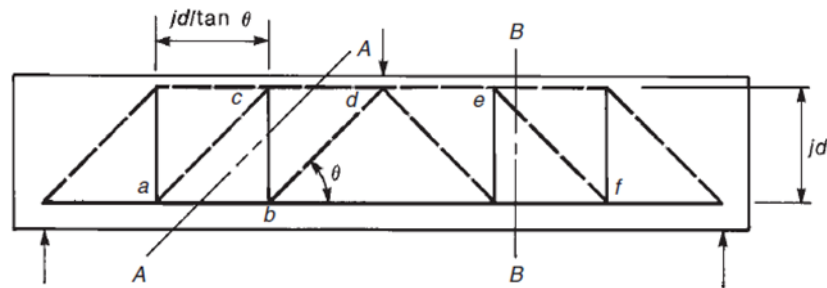
รูปที่ 2.4 Shear at cracking and failure. (James K. Wight และ James G. MacGREGOR, 2012)

2.1.3 การวิเคราะห์คานที่เกิด Beam Action ด้วย Truss Analogy

แบบจำลองสำหรับคานที่เสริมเหล็กรับแรงเฉือนที่นิยมใช้ในปัจจุบันคือ Truss model เมื่อคานเกิด Inclined cracks จะทำให้เกิดแรงอัด (Compressive, C) และแรงดึง (Tensile, T) ดังแสดงในรูปที่ 2.5 (ก) และแบบจำลองอย่างง่ายแสดงในรูปที่ 2.5 (ข)

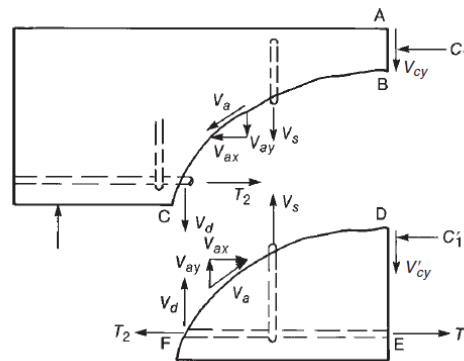


(ก) แรงภายในในคานที่มีรอยแตก



(ข.) Pin-jointed truss

รูปที่ 2.5 Truss Analogy (James K. Wight และ James G. MacGREGOR, 2012)



รูปที่ 2.6 แรงภายในที่เกิดขึ้นในรอยร้าวในคานที่เสริมเหล็กรับแรงเฉือน (James K. Wight และ James G. MacGREGOR, 2012)

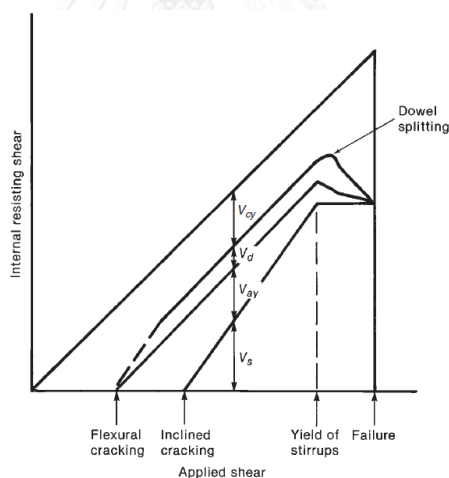
จากรูปที่ 2.6 เมื่อพิจารณาจากการเกิดรอยร้าวในคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีการเสริมเหล็กรับแรงเฉือน แรงเฉือนที่เกิดขึ้น (Nominal shear strength, V_n) ตามแนว Inclined Cracking เป็นผลรวมของแรงเฉือนที่รับโดยเหล็กเสริมรับแรงเฉือน (Shear carried by stirrups, V_s) และแรงเฉือนที่รับด้วยคอนกรีต (Shear carried by concrete, V_c) ดังแสดงในสมการที่ 2.6

$$V_n = V_s + V_c \tag{2.6}$$

เมื่อเกิด Flexural cracking และ Inclined cracking แรงเฉือนภายนอกจะถูกขยับขึ้นด้วย แรงเฉือนที่ Compression zone (V_{cy}) ผลรวมของแรงเฉือนในแนวตั้งเกิดขึ้นในช่วงของรอยร้าว (V_{ay}) และ แรงเฉือนจาก Dowel action ของเหล็กเสริมรับแรงดึง (V_d) และเหล็กเสริมรับแรงเฉือนที่อยู่ระหว่างรอยร้าวหรือ V_s และเมื่อเหล็กปลอกเกิดการคราก รอยร้าวจะขยายตัวอย่างรวดเร็ว และเมื่อรอยร้าวขยายตัวกว้างขึ้น V_{ay} จะลดลงซึ่งตรงกันข้ามกับ V_d และ V_{cy} ที่เพิ่มขึ้นอย่างรวดเร็ว จนกระทั่งเกิดการวิบัติโดยการแตกออก (Dowel failure) ในบริเวณที่รับแรงอัดจะเสียหายแบบบด (Crush) เนื่องจากผลของแรงเฉือนและแรงอัดที่เกิดขึ้นในเอวของคาน ซึ่งส่วนประกอบของแรงเฉือน V_{cy} , V_{ay} และ V_d จะถูกรวมกันเป็นแรงเฉือนที่รับด้วยคอนกรีต (Shear carried by concrete, V_c) โดยที่ ACI318 (2011) เสนอสมการในการคำนวณค่า V_c และ V_s ดังแสดงในสมการที่ 2.7 และสมการที่ 2.8 ตามลำดับ

$$V_c = (0.16\lambda\sqrt{f'_c} + 17\rho_w \frac{V_u d}{M_u})b_w d \quad (2.7)$$

$$V_s = \frac{A_v f_{yt} d}{s} \quad (2.8)$$

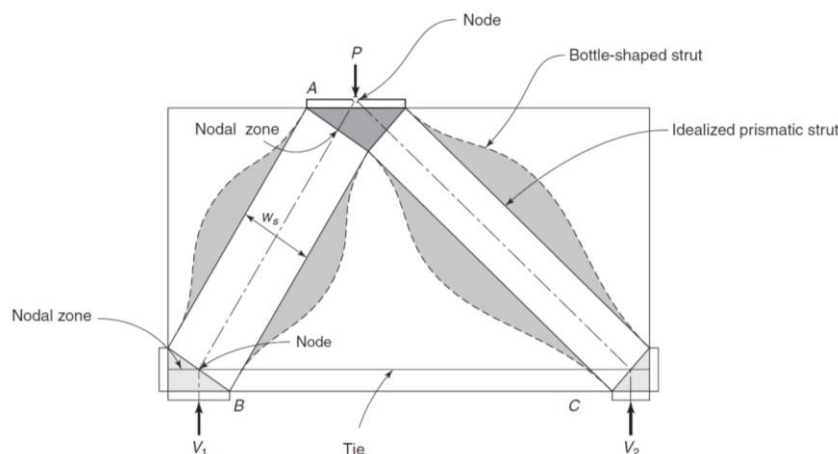


รูปที่ 2.7 กราฟแสดงการกระจายตัวของแรงเฉือนภายในคานที่เสริมเหล็กรับแรงเฉือน (James K. Wight และ James G. MacGREGOR, 2012)

2.1.4 การวิเคราะห์คานที่เกิด Arch Action ด้วย Strut and Tie Model

ในการวิเคราะห์กำลังรับแรงเฉือนของคาน ในปัจจุบันได้ใช้ Strut and tie model เพื่อวิเคราะห์อย่างแพร่หลาย รอยร้าวที่เกิดขึ้นในคานจะไปรบกวน Stress field ซึ่งทำให้เกิดการเปลี่ยนแปลงการกระจายของแรงภายใน ซึ่งการวิเคราะห์โดยใช้ Strut and tie โมเดลจะสามารถวิเคราะห์หากำลังภายหลังการเกิดรอยร้าวได้ ซึ่ง Strut and tie model จะประกอบไปด้วย

Concrete compression strut และ Steel tension ties และจุดต่อที่เรียกว่า Nodal zones ดังแสดงในรูปที่ 2.8



รูปที่ 2.8 Strut and Tie model for deep beams. (James K. Wight และ James G. MacGREGOR, 2012)

ในกรณีของการวิบัติโดยแรงอัดของ Strut (Compression failure of struts) กำลังของ Strut จะขึ้นอยู่กับความแข็งแรงของคอนกรีตในบริเวณที่เป็น Strut และความแข็งแรงที่จุดรองรับของ Strut (Nodal zones) ซึ่งกำลังรับแรงอัดที่เกิดขึ้นใน Strut แสดงในสมการที่ 2.9

$$F_{ns} = f_{ce} A_{cs} \quad (2.9)$$

เมื่อ F_{ns} คือ กำลังรับแรงอัดที่เกิดขึ้นใน Strut และ f_{ce} คือ กำลังรับแรงอัดประสิทธิผลในคอนกรีต ซึ่งแสดงรายละเอียดสมการคำนวณได้จากสมการที่ 2.10 และ A_{cs} คือ พื้นที่หน้าตัดที่จุดสุดท้ายใน Strut

$$f_{ce} = 0.85 \beta_s f'_c \quad (2.10)$$

เมื่อ β_s เป็นค่าคงที่ซึ่งจะขึ้นอยู่กับประเภทของ Strut แสดงในตารางที่ 2.1 ACI318 (2011)

ตารางที่ 2.1 ค่าของ β_s และ β_n สำหรับ Struts และ Nodal Zones (ACI318, 2011)

Struts, $f_{ce} = 0.85\beta_s f'_c$

ACI Section A.3.2.1 For struts in which the area of the midsection cross section is the same as the area at the nodes, such as the compression zone of a beam. $\beta_s = 1.0$

ACI Section A.3.2.2 For struts located such that the width of the midsection of the strut is larger than the width at the nodes (bottle-shaped struts):

(a) with reinforcement satisfying A.3.3. $\beta_s = 0.75$

(b) without reinforcement satisfying A.3.3. $\beta_s = 0.60\lambda$

ACI Section A.3.2.3 For struts in tension members or the tension flanges of members. $\beta_s = 0.40$

ACI Section A.3.2.4 For all other cases $\beta_s = 0.60\lambda$

Nodal zones, $f_{ce} = 0.85\beta_n f'_c$

ACI Section A.5.2.1 In nodal zones bounded on all sides by struts or bearing areas, or both. . $\beta_n = 1.0$

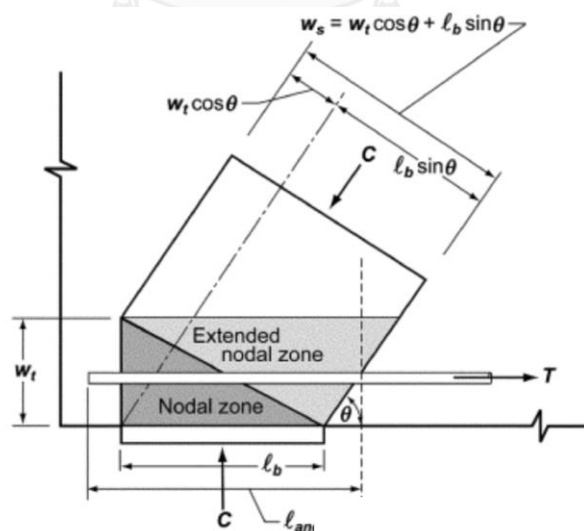
ACI Section A.5.2.2 In nodal zones anchoring a tie in one direction. $\beta_n = 0.80$

ACI Section A.5.2.3 In nodal zones anchoring two or more ties. $\beta_n = 0.60$

ซึ่งการวิเคราะห์กำลังของ Tie สามารถคำนวณได้จากสมการกำลังที่เกิดขึ้นใน Tie ได้จากสมการที่ 2.11

$$F_{nt} = A_{ts} f_y + A_p (f_{se} + \Delta f_p) \quad (2.11)$$

โดยที่ F_{nt} คือ Nominal strength ของ Tie A_{ts} คือพื้นที่หน้าตัดของเหล็กเสริม f_y คือ Yield strength ของเหล็กเสริม และความกว้างของ Tie ($w_{t,max}$) สามารถคำนวณได้จาก $w_{t,max} = F_{nt} / (f_{ce} b)$ ซึ่ง b คือความหนาของ strut โดยแต่ละตัวแปรแสดงในรูปที่ 2.9

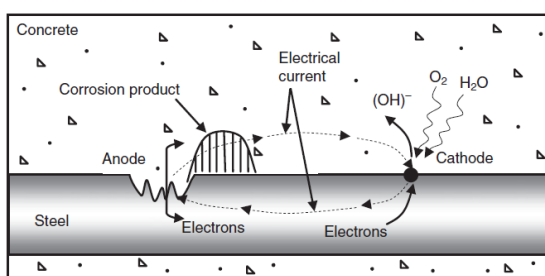


รูปที่ 2.9 การวิเคราะห์กำลังของ Tie. (James K. Wight และ James G. MacGREGOR, 2012)

2.2 การกัดกร่อนในโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก

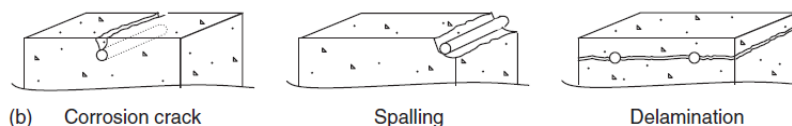
2.2.1 ปัญหาที่เกิดขึ้นจากการกัดกร่อน (Problem Statement)

เนื่องจากความเป็นเบสในธรรมชาติ โครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กจึงมีการเชื่อมสภาพ การกัดกร่อนของเหล็กเสริมในคอนกรีตจึงเป็นอีกปัญหาหนึ่งที่มีผลกระทบต่อความแข็งแรง อายุการใช้งานและความปลอดภัยของโครงสร้าง การเกิดการกัดกร่อนในโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กสามารถเกิดได้โดยการเกิดเกลือของกรดคาร์บอน (Carbonation) หรือจากการกัดกร่อนเนื่องจากคลอไรด์ (Chloride attack) เมื่อฟิล์มโดยรอบที่เคลือบเหล็กเสริมเอาไว้ (Passive film) ได้รับความเสียหาย จะทำให้เหล็กเสริมเกิดสนิม ซึ่งกระบวนการเกิดสนิมถูกอธิบายในรูปของกระบวนการทางเซลล์ไฟฟ้าเคมี (Electrochemical process) เมื่อขั้วบวกของเหล็ก Fe^{2+} จากเหล็กเสริม และขั้วลบของ OH^- ถูกผลิตออกมา และมีการแลกเปลี่ยนประจุกับ ออกซิเจนและน้ำที่อยู่ในคอนกรีต เป็นผลทำให้เกิดสนิมในเหล็กเสริม ดังรูปที่ 2.10



รูปที่ 2.10 กระบวนการทางเคมีต่อการเกิดสนิม (Soudki, 2011)

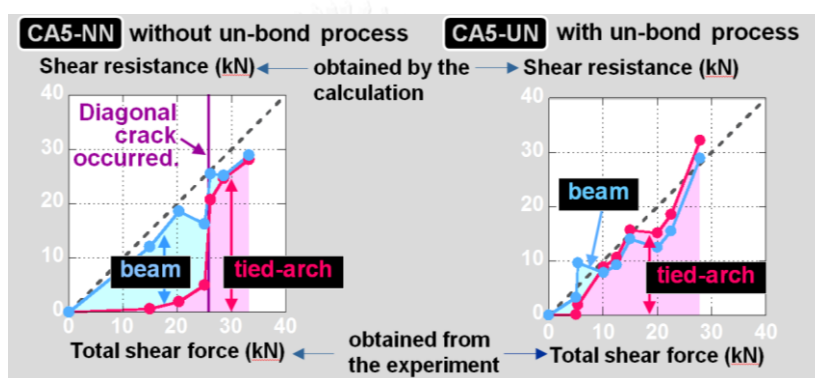
เมื่อเกิดสนิมในเหล็กเสริมทำให้คอนกรีตได้รับความเสียหายและมีรอยร้าวในคอนกรีตเกิดขึ้น โดยแบ่งความเสียหายได้ในรูปแบบต่างๆคือ รอยร้าวเนื่องจากการกัดกร่อน (Corrosion crack) การหลุดออกของผิวคอนกรีต (Spall off) หรือการแบ่งชั้นของคอนกรีตตามแนวการจัดเรียงของเหล็กเสริม (Delamination) ดังรูปที่ 2.11 (Soudki, 2011)



รูปที่ 2.11 ความเสียหายของคอนกรีตเนื่องจากเหล็กเสริมเกิดสนิม (Soudki, 2011)

2.2.2. พฤติกรรมของคานคอนกรีตเสริมเหล็กเมื่อเกิดการกัดกร่อน

ในคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่เกิดการกัดกร่อนและเกิดสนิมในเหล็กเสริมรับแรงดึง คานจะเสียกำลังรับแรงดึงเนื่องจากเหล็กเสริมสูญเสียหน้าตัด และเมื่อสนิมเกิดรุนแรงขึ้น เหล็กเสริมจะสูญเสียความสามารถในการยึดเกาะกับคอนกรีต และทำให้พฤติกรรมการรับแรงของคานเปลี่ยนแปลงไปจาก Beam action สู่ Arch action (อธิบายในหัวข้อที่ 2.1) ซึ่งจากงานศึกษาวิจัยของ Sakai (2011) คานที่ไม่สูญเสียการยึดเกาะ (Beam without un-bond process) เริ่มต้นคานจะมีลักษณะแบบ Beam action และเปลี่ยนเป็น Arch action หลังจากการเกิด Diagonal crack แต่คานที่สูญเสียการยึดเกาะ (Beam with un-bond process) คานจะมีลักษณะแบบ Arch action ตั้งแต่เริ่มต้น Process ซึ่งจะแสดงในรูปที่ 2.12



รูปที่ 2.12 พฤติกรรมที่เปลี่ยนไปของคานตัวอย่างที่เปรียบเทียบระหว่างคานที่มีการยึดเกาะและคานที่ไม่มีการยึดเกาะ (Sakai, 2011)

2.2.3 งานวิจัยในอดีตที่เกี่ยวข้องเกี่ยวกับการกัดกร่อน

2.2.3.1 การเร่งปฏิกิริยาการกัดกร่อนในโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก

การใช้เทคนิคการกัดกร่อนในโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กด้วยกระแสไฟฟ้า Impressed current technique มีความสำคัญอย่างยิ่งในงานทดสอบการกัดกร่อน เนื่องจากเกิดการกัดกร่อนในธรรมชาติจะใช้เวลาในการเกิดกระบวนการดังกล่าว เทคนิคนี้จึงได้รับความนิยมในงานการทดสอบการเกิดการกัดกร่อนเพื่อลดระยะเวลาในการศึกษา ดังนั้นปัจจัยสำคัญในการใช้กระแสไฟฟ้าที่แตกต่างกันจึงมีความสำคัญในงานศึกษาวิจัยเกี่ยวกับปัจจัยต่างๆในการเร่งการเกิดสนิม ซึ่ง El Maaddawy และ Soudki (2003) ได้ศึกษาความผันแปรของ impressed current density ต่อการเกิดการกัดกร่อนในเหล็กเสริมและการเกิดสนิม โดยใช้กระแสไฟฟ้าที่แตกต่างกันในการทดสอบตั้งแต่ 100 ไมโครแอมแปร์ต่อตารางเซนติเมตร ($\mu\text{A}/\text{cm}^2$) ถึง 500 ไมโครแอมแปร์ต่อตารางเซนติเมตร ($\mu\text{A}/\text{cm}^2$) และศึกษาเกี่ยวกับพฤติกรรมความเครียดในคอนกรีตเนื่องจากการขยายตัวเพิ่มมากขึ้นของสนิมรวมไปถึงขนาดของรอยร้าวที่เกิดขึ้นเนื่องจากการเกิดการกัดกร่อน

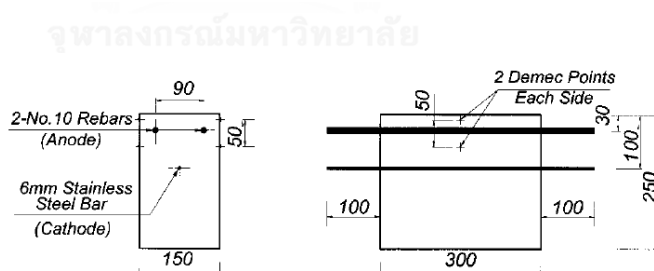
El Maaddawy และ Soudki (2003) ได้กล่าวถึงงานวิจัยที่ผ่านมาว่า การเร่งกระแสไฟฟ้าโดยปกติจะใช้ความหนาแน่นที่มีขนาดเท่ากับ $200 \mu\text{A}/\text{cm}^2$ ถึง $3000 \mu\text{A}/\text{cm}^2$ โดยที่มีค่ามากที่สุดที่ $10,400 \mu\text{A}/\text{cm}^2$ (Almusallam และคณะ, 1996) และมีค่าน้อยที่สุดที่ $45 \mu\text{A}/\text{cm}^2$ Bonacci (1998) โดยเลือกใช้กระแสไฟฟ้าที่แตกต่างกันจาก $100 \mu\text{A}/\text{cm}^2$ ถึง $500 \mu\text{A}/\text{cm}^2$ เพื่อทำการทดสอบ

El Maaddawy และ Soudki (2003) ได้ทดสอบ 12 ตัวอย่างทดสอบรูปทรงปริซึมขนาด $150 \times 250 \times 300$ มิลลิเมตร โดยทดสอบการให้กระแสไฟฟ้าที่ $100 \mu\text{A}/\text{cm}^2$ $200 \mu\text{A}/\text{cm}^2$ $350 \mu\text{A}/\text{cm}^2$ และ $500 \mu\text{A}/\text{cm}^2$ รวมทั้งหมด 4 กลุ่มการทดสอบดังตารางที่ 2.2 เสริมเหล็กด้วยเหล็กขนาด 10 มิลลิเมตรจำนวนสองเส้น (ดังรูปที่ 2.13) เหนี่ยวนำกระแสไฟฟ้า (Direct current) เพื่อเร่งปฏิบัติการเกิดการกัดกร่อน โดยใช้โซเดียมคลอไรด์ผสมในซีเมนต์ 5 เปอร์เซ็นต์โดยน้ำหนักของซีเมนต์

ตารางที่ 2.2 ตัวอย่างทดสอบของ El Maaddawy และ Soudki (2003)

Group	Specimen ^a	Dimension (mm)	Steel reinforcement	Level of impressed current density ($\mu\text{A}/\text{cm}^2$)	Time for induced corrosion (h)	Predicted degrees of corrosion (Faraday's law) (% mass loss)
[A]	P-D K-R H-G	$150 \times 250 \times 300$	2-M10	100	815	4
[B]	M-Z X-B C-O	$150 \times 250 \times 300$	2-M10	200	766	7.15
[C]	N-A E-I Y-T	$150 \times 250 \times 300$	2-M10	350	380	6.32
[D]	U-F L-V J-Q	$150 \times 250 \times 300$	2-M10	500	306	7.27

^aSpecimen nomenclature refers to letters that were stamped on cross section of steel rebars.



รูปที่ 2.13 รายละเอียดของตัวอย่างทดสอบ

โดยผลการทดสอบอธิบายได้ดังนี้

1) Current density ที่ระดับ $200 \mu\text{A}/\text{cm}^2$ ขึ้นไปแสดงผลชัดเจนว่า Concrete side strain มีค่าคงที่

2) ที่เปอร์เซ็นต์การสูญเสียหน้าตัดเดียวกัน Current density ที่ระดับ 200 ถึง $500 \mu\text{A}/\text{cm}^2$ ส่งผลให้ขนาดของรอยร้าวเพิ่มมากขึ้น และมีขนาดของรอยร้าวสูงสุดที่ 43 เปอร์เซ็นต์ ที่ 7.2 เปอร์เซ็นต์ของการสูญเสียของหน้าตัด

2.2.3.2 เปอร์เซ็นต์การสูญเสียปริมาณเหล็กเสริมเนื่องจากการกัดกร่อน

จากการศึกษางานวิจัยในอดีตเกี่ยวกับการกำหนดเปอร์เซ็นต์การสูญเสียหน้าตัดของเหล็กเสริมเนื่องจากการกัดกร่อน (Percent of corrosion) มีการกำหนดในระดับการกัดกร่อนที่แตกต่างกันออกไป ยกตัวอย่างเช่น Azam และ Soudki (2012) จะกำหนดระดับความเสียหายแบ่งเป็น ไม่เกิดการกัดกร่อน (Non-corroded) เท่ากับ 0 เปอร์เซ็นต์ เกิดการกัดกร่อนเล็กน้อย (Light corrosion level) ที่ 2.5 เปอร์เซ็นต์ เกิดการกัดกร่อนปานกลาง (Medium corrosion level) ที่ 5.0 เปอร์เซ็นต์ และเกิดการกัดกร่อนสูง (High corrosion level) ที่ 7.5 เปอร์เซ็นต์ ซึ่งการเกิดการกัดกร่อนสูง (High Corrosion level) ที่ 7.5 ที่ Azam และ Soudki (2012) ได้ศึกษา ไม่เห็นผลชัดเจนในการรับน้ำหนักบรรทุก ซึ่งจะหมายถึงที่ 7.5 เปอร์เซ็นต์การกัดกร่อนไม่เด่นชัดและไม่กระทบกับพฤติกรรมของคาน และ Sakai (2011) ได้สรุปผลเกี่ยวกับการทดสอบการกัดกร่อนว่า พฤติกรรมในตัวอย่างคานที่มีการกัดกร่อนที่ 12 เปอร์เซ็นต์มีความสามารถในการรับกำลังใกล้เคียงกับคานที่ไม่เกิดการกัดกร่อน หรือไม่เห็นผลแน่ชัดจากการกัดกร่อน และจากผลการทดสอบของ Tsunoda (2008) การกัดกร่อนที่ตัวอย่างที่ 12.4 และ 21.4 เปอร์เซ็นต์ เป็นตัวอย่างที่เกิดการลดลงของกำลังที่ลดต่ำลงอย่างเห็นได้ชัด ซึ่งหมายถึงการกัดกร่อนที่ 12.4 เปอร์เซ็นต์มีผลเทียบเท่ากับ 21.4 เปอร์เซ็นต์ดังแสดงในตารางที่ 2.3

จากผลการตรวจสอบดังกล่าวทำให้สามารถสรุปได้ว่าเปอร์เซ็นต์การกัดกร่อนที่มีผลต่อพฤติกรรมการรับแรงของคานจะมีค่าเด่นชัดขึ้น เมื่ออยู่ระหว่าง 12 เปอร์เซ็นต์ขึ้นไป

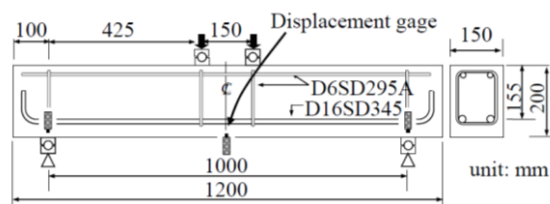
ตารางที่ 2.3 เปอร์เซ็นต์การสูญเสียของหน้าตัดเนื่องจากการกัดกร่อน

Researchers	Degree of Corrosion (%)	
	Minimum (%)	Maximum (%)
Sakai (2011)	5.3	19.3
Tsunoda (2008)	8.9	21.4
Mori (2012)	12.5	21.2
Soudki (2011)	5	15
(Azam และ Soudki, 2012)	2.5	7.5

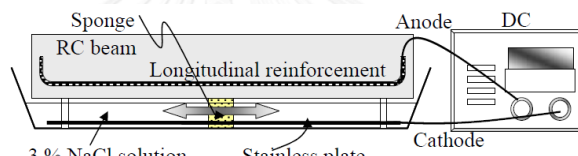
2.2.3.3 อิทธิพลของการเกิดการกัดกร่อนเฉพาะที่ต่อพฤติกรรมการวิบัติด้วยแรงเฉือนในคานคอนกรีตเสริมเหล็ก

Tsunoda (2008) ได้ศึกษาเกี่ยวกับการทดสอบคานที่ได้รับความเสียหายเนื่องจากการกัดกร่อนเฉพาะที่ด้วยการทดสอบ Unidirectional static loading ซึ่งเหล็กเสริมรับแรงดึงได้รับการกัดกร่อน เพื่อศึกษาเกี่ยวกับอิทธิพลของการเกิดการกัดกร่อนเฉพาะที่ต่อการวิบัติด้วยแรงเฉือนในคาน

คอนกรีตเสริมเหล็ก ซึ่ง Tsunoda (2008) ได้เตรียมตัวอย่างคานเพื่อทดสอบจำนวน 8 คานทดสอบ แสดงรายละเอียดของคานทดสอบในรูปที่ 2.14 โดยมีเปอร์เซ็นต์การกัดกร่อนที่ 10 เปอร์เซ็นต์และ 20 เปอร์เซ็นต์ และมีคานที่ไม่เกิดการกัดกร่อนเป็นคานควบคุม (Control beam) โดยได้แรงกระแสไฟฟ้า เพื่อลดระยะเวลาในการทดสอบ โดยใช้เวลาในการเกิดปฏิกิริยาเพียง 7 วัน และใช้ฟองน้ำ ที่แช่ สารละลาย 3% โซเดียมคลอไรด์ (NaCl) เพื่อส่งต่อประจุไปที่เหล็กเสริม แสดงในรูปที่ 2.15 และ กำหนดจุดที่จะให้เกิดการกัดกร่อนที่ระยะ 287.5 มิลลิเมตร และ 400 มิลลิเมตรซึ่งมีรายละเอียดใน ตารางที่ 2.4 และการกระจายตัวของสารกัดกร่อนดังรูปที่ 2.16



รูปที่ 2.14 ตัวอย่างทดสอบและ Loading condition (Tsunoda, 2008)

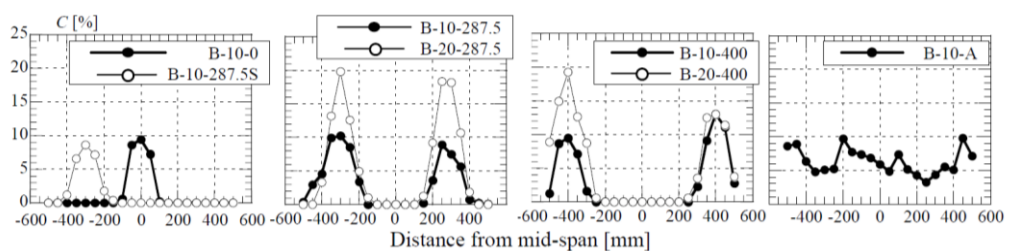


รูปที่ 2.15 การเร่งกระแสไฟฟ้า (Tsunoda, 2008)

ตารางที่ 2.4 กรณีศึกษาที่ใช้ในการทดลอง (Tsunoda, 2008)

Case	Member	C_{max}^{*1} [%]	Corrosion Position [mm]
B-N	RC beam	0	---
B-10-0		9.8	0
B-10-287.5		12.4	287.5
B-10-400		13.9	400.0
B-20-287.5		21.4	287.5
B-20-400		20.7	400.0
B-10-287.5S		8.9	287.5 ^{*2}
B-10-A		11.2	Entire span

*1: Maximum Mass Reduction Ratio, *2: Only one-sided shear span



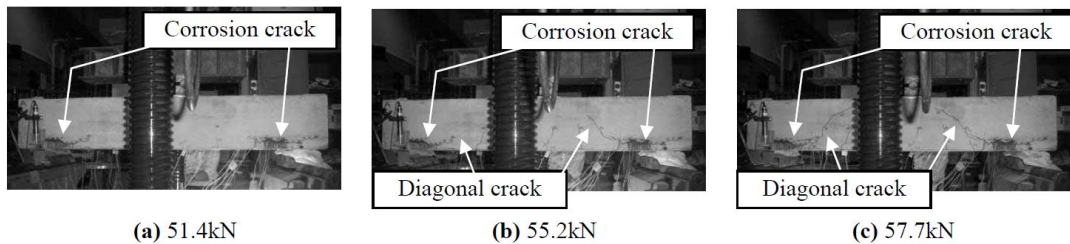
รูปที่ 2.16 การกระจายตัวของสนิม C distribution in RC beams (Tsunoda, 2008)

ซึ่งผลจากการทดลองแสดงในตารางที่ 2.5 โดยกำลังรับแรงเฉือนและรูปแบบการวิบัติของคานเกือบทั้งหมดวิบัติแบบ Diagonal Tension โดยที่คาน B-10-287.5 มีการวิบัติแบบ Shear Compression ซึ่งการกระจายของรอยร้าว และปริมาณของรอยร้าวแสดงในรูปที่ 2.17 ซึ่งสามารถอธิบายได้ว่ารอยร้าวที่ Anchorage zone และรอยร้าวเนื่องจากแรงเฉือนและแรงดัดเกิดขึ้นเนื่องจากผลของการเป็นสนิม

ตารางที่ 2.5 ผลการทดลอง (Tsunoda, 2008)

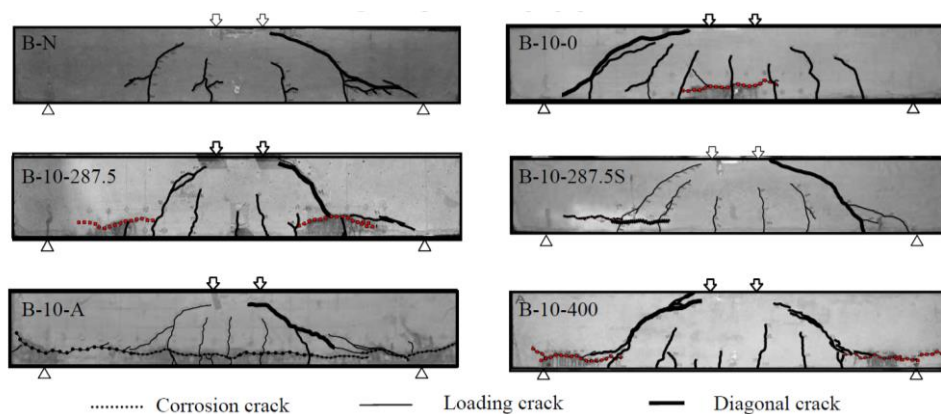
Case	Characteristics of concrete			Characteristics of longitudinal reinforcement		Results of loading test of RC beams		
	f_c [N/mm ²]	f_t [N/mm ²]	E_c [kN/mm ²]	f_y [N/mm ²]	E_s [kN/mm ²]	Failure mode	V_{exp} [kN]	ν
B-N	32.2	2.76	27.8	384	184	Diagonal tension	36.2	0.49
B-10-0	35.0	3.00	27.7	384	184	Diagonal tension	37.1	0.49
B-10-287.5	36.8	3.21	26.1	384	184	Shear compression	(49.5) ^o	0.64
B-10-400	32.0	2.55	25.3	384	184	Diagonal tension	36.4	0.49
B-20-287.5	36.2	2.82	26.8	386	200	Diagonal tension	41.2	0.54
B-20-400	30.6	2.49	27.8	386	200	Diagonal tension	33.3	0.46
B-10-287.5S	32.6	2.37	26.4	384	184	Diagonal tension	34.7	0.47
B-10-A	30.4	2.59	26.2	384	184	Diagonal tension	47.7	0.66

*:Failure mode is shear compression. referential value



รูปที่ 2.17 การกระจายตัวของรอยร้าว (Tsunoda)

รูปที่ 2.18 แสดงการกระจายตัวของรอยร้าว (Crack distribution) ซึ่งในตัวอย่างที่ B-10-A และ B-10-287.5 ที่เกิด Diagonal crack เริ่มขึ้นใกล้กับจุดที่รับน้ำหนัก แรงดัดได้ถูกถ่ายจากคอนกรีตเข้าสู่เหล็กเสริมที่แรงดัดลดลงเนื่องจากสนิม ซึ่งทำให้คานที่เกิดการกัดกร่อนมีลักษณะการแตกร้าวที่แตกต่างกับคานที่ไม่ได้รับการกัดกร่อน คาน B-N และคานตัวอย่างที่ B-10-287.5S แสดงการเกิดการวิบัติโดย Diagonal tension ทางด้านซ้ายของ Shear span ซึ่งคานไม่มีผลกระทบจากการกัดกร่อน



รูปที่ 2.18 การกระจายตัวของรอยร้าว (Crack distribution) (Tsunoda, 2008)

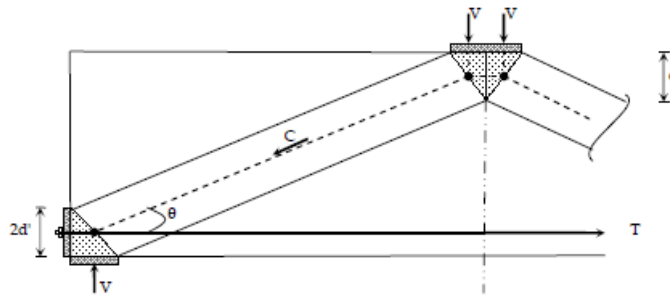
2.2.3.4 การวิเคราะห์พฤติกรรมการบรรทุกน้ำหนักของคานที่เสียหายเนื่องจากการกัดกร่อนด้วย Strut and Tie Model

Azam และ Soudki (2012) ได้ศึกษาวิจัยเกี่ยวกับ Shear-critical ในคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่เป็นคานเล็ก ($a/d < 2.5$) ที่ได้รับการกัดกร่อนในเหล็กเสริมรับแรงดึงในระดับความเสียหายในหน้าตัดที่ 5% และ 7.5% ซึ่งได้ทดสอบการกัดกร่อนในคานตัวอย่างและได้ทำการทดสอบคาน สำหรับวิเคราะห์พฤติกรรมการบรรทุกน้ำหนักในคานที่ได้รับการกัดกร่อนด้วยวิธี Strut and Tie Model ซึ่งผลการทดสอบเทียบกับผลการทดสอบแสดงในตารางที่ 2.6

ตารางที่ 2.6 ผลการทดสอบ (Azam และ Soudki, 2012)

Beam	Corrosion degree (%)	Experimental Ultimate Load (kN)	Predicted Ultimate Load (kN)	Experimental/Predicted
Series A (without stirrups)	L-5.0%	476.4	404.5	1.18
	L-7.5%	476.17	404.5	1.18
Series B (with stirrups)	LS-5.0%	386.17	361.1	1.07
	LS-7.5%	422.85	361.1	1.17

ซึ่งทฤษฎี Strut and Tie Model ที่ Azam และ Soudki (2012) ใช้วิเคราะห์แสดงในรูปที่ 2.19 โดยคำนวณแยกเป็น 2 กรณีคือ กรณีที่ 1 คานวิบัติด้วยการวิบัติของ Strut (Splitting of the strut) และกรณีที่ 2 คือการครากของเหล็กเสริม ซึ่งจะแสดงรายละเอียดดังนี้



รูปที่ 2.19 Strut and tie model (Azam และ Soudki, 2012)

กรณีที่ 1 คานวิบัติด้วยการวิบัติของ Strut (Splitting of the strut) สามารถวิเคราะห์จากโครงสร้างของคานและคำนวณตัวแปรต่างๆได้จากสมการ 2.12 ถึง สมการ 2.14 ดังต่อไปนี้

$$P = 2 \cdot V \quad (2.12)$$

$$V = C \cdot \sin \theta \quad (2.13)$$

$$C = (0.6 f'_c) \cdot W_c \cdot b \quad (2.14)$$

โดยที่ P คือ Failure load

V คือ Shear force

W_c คือ ความกว้างของ Strut ซึ่ง Azam และ Soudki (2012) คำนวณจากความกว้างของ Bearing plate (Loading Plate และ Reaction Plate)

กรณีที่ 2 คือการครากของเหล็กเสริม (Yielding of longitudinal steel reinforcement) สามารถวิเคราะห์จากโครงสร้างของคานและคำนวณตัวแปรต่างๆได้จากสมการ 2.15 ถึงสมการ 2.17

$$V = T \cdot \tan \theta \quad (2.15)$$

$$T = A_s^* \times f_y \quad (2.16)$$

$$A_s^* = A_s (1 - \%massLoss) \quad (2.17)$$

โดยที่ T คือ แรงดึงใน Tie

A_s^* คือ หน้าตัดเหล็กเสริมที่เสียพื้นที่ไปเนื่องจากการกัดกร่อน

2.3 แนวทางการซ่อมแซมคานที่ได้รับ ความเสียหาย

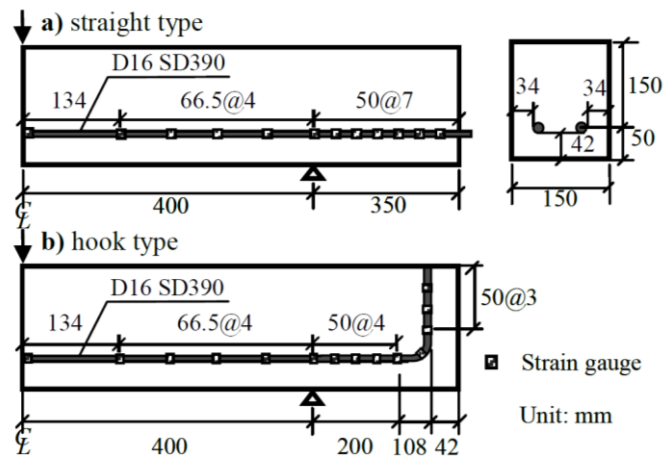
2.3.1 บทนำ

เมื่อคานคอนกรีตเสริมเหล็กได้รับความเสียหาย ซึ่งส่งผลให้กำลังรับน้ำหนักบรรทุกของคานลดลง ทำให้การออกแบบการซ่อมแซมเพื่อยืดอายุการใช้งานมีความจำเป็น ในการซ่อมแซมคานที่ได้รับ ความเสียหายในพื้นที่เหล็กเสริมรับแรงดึงในคานคอนกรีตเสริมเหล็กนั้นสามารถทำได้หลายวิธี โดยในปัจจุบันมีมาตรฐานในการซ่อมแซมในประเทศไทยคือ มาตรฐานปฏิบัติในการซ่อมแซมคอนกรีต มยพ.1901 (2551) ซึ่งสามารถซ่อมแซมคานที่ได้รับ ความเสียหายโดยการกัดกร่อนด้วยการสกัดผิวของคอนกรีตเพื่อซ่อมแซมเหล็กเสริมด้วยการทำความสะอาดสนิมที่เกิดขึ้น และปิดทับด้วยคอนกรีตอีกครั้ง และอาจมีการเคลือบเหล็กเสริมด้วยวัสดุป้องกันสนิม หรือเพิ่มเหล็กเสริมรับแรงดึง สำหรับหน้าตัดเหล็กที่เสียหายด้วยสนิม

2.3.2 งานวิจัยในอดีตที่เกี่ยวกับการซ่อมแซมคานที่ได้รับ ความเสียหาย

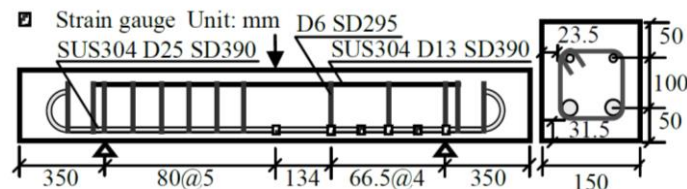
การศึกษาผลการทดสอบคานคอนกรีตเสริมเหล็กกับคุณสมบัติเชิงกลและผลจากการซ่อมแซมคานที่เกิดการกัดกร่อนในช่วง Anchorage zone ของคานโดย Sakai (2011) มีวัตถุประสงค์เพื่อตรวจสอบพฤติกรรมเชิงกลของคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่เกิดการกัดกร่อน รวมถึงการกัดกร่อนใน Anchorage zone และศึกษากระบวนการและแนวทางการซ่อมแซมคานที่เกิดความเสียหาย

โดยได้ทำการทดสอบคานคอนกรีตเสริมเหล็ก โดยแบ่งประเภทการศึกษาออกเป็น 2 ประเภท คือ การศึกษา Pull out tests of the rebar anchorage และ Loading tests of RC beams โดยการศึกษา Loading Test มีการทดสอบสองประเภท ซึ่งประเภทแรก (Sub-series 2-1) จะคำนึงถึงผลกระทบของ Anchorage corrosion โดยตัวอย่างทดสอบจะไม่มีเหล็กเสริมเหล็กรับแรงเฉือน ซึ่งอธิบายรายละเอียดคานตัวอย่างไว้ใน รูปที่ 2.20 โดยแบ่งการเสริมเหล็กใน Anchorage zone ออกเป็น การเสริมแบบไม่มีตะขอ และการเสริมแบบมีตะขอ (Straight and hook end) และอีกประเภทหนึ่ง (Sub-series 2-2) คือตัวอย่างทดสอบที่เสริมเหล็กรับแรงเฉือน โดยใช้เหล็กเสริมรับแรงเฉือนประเภทเหล็กไร้สนิม เพื่อไม่ให้กระทบกับการกัดกร่อนและใช้เพื่อการวิเคราะห์ผล ซึ่งอธิบายรายละเอียดคานตัวอย่างใน รูปที่ 2.21



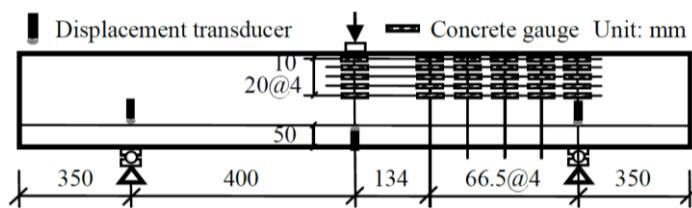
รูปที่ 2.20 แสดงรายละเอียดตัวอย่างทดสอบใน Sub-series 2-1

a) Straight type และ b) hook type (Sakai, 2011)



รูปที่ 2.21 แสดงรายละเอียดตัวอย่างทดสอบใน Sub-Series 2-2 (Sakai, 2011)

โดยที่การทดสอบการบรรทุกน้ำหนักของงานวิจัยนี้ทดสอบโดยใช้การทดสอบแบบจุด (3 Points Bending) โดยติดตั้ง Support displacement, Longitudinal strain of tensile rebar และ Strain of concrete ซึ่งใช้ Strain gauges ติดตั้งและวัดค่าที่ 10, 30, 50, 70 และ 90 มิลลิเมตรจากด้านบนสุดของคานาดังแสดงใน รูปที่ 2.22



รูปที่ 2.22 แสดง Loading condition และการติดตั้ง Strain gauges เพื่อตรวจสอบความเครียด

(Sakai, 2011)

หลังจากนั้นได้ทดสอบการเร่งการเกิดกักร่อนโดยใช้กระแสไฟฟ้า (กล่าวถึงในหัวข้อที่ 2.2.3.1) และซ่อมแซมด้วย Normal strength mortar (N) ที่ผสมด้วย 1.5 Vinyl fibers (NF) และ 10% Silica fume โดยมี Water binder ration 40% (SF40AE) และผสมด้วย 1.5 % Super plasticizer (SF40SP) ดังแสดงรายละเอียด Mix proportions ดัง ตารางที่ 2.7 โดยที่ Vinyl fibers

มีขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง 0.66 มิลลิเมตร ความหนาแน่น 1.3 g/cm³ กำลังรับแรงดึง 860 N/mm² Young's modulus เท่ากับ 23 N/mm² และเส้นใยมีความยาว 30 มิลลิเมตร

ตารางที่ 2.7 แสดง Mix proportion ของ Filling mortar (Sakai, 2011)

Mix name	W/B (%)	Unit Weight (kg/m ³)				(%)	
		W	C	SF	S	F	SP
SF40SP	40	274	616	68	1147	1.5	1.5

โดยที่ W/B : Water to bonder ratio

SF: Silica fume

F: Vinylon fiber และ SP: Super-plasticizer

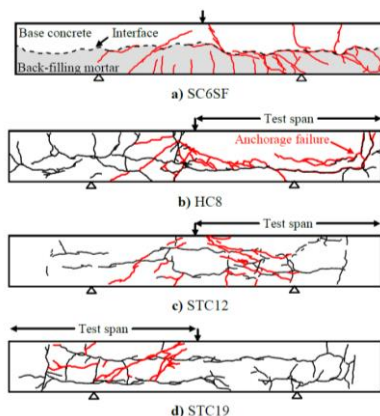
โดยผลการทดสอบตัวอย่างทดสอบด้วยการทดสอบน้ำหนักบรรทุกทุกแสดงในตารางที่ 2.8

ตารางที่ 2.8 แสดงผลการทดสอบด้วยการทดสอบน้ำหนักบรรทุก (Sakai, 2011)

Series	Name	Parameters			Result of the Loading test			
		Anchorage Shape	C (%)	Repairing Material	f' _c con	f' _c mor	Failure mode	P _{max} (kN)
					(N/mm ²)			
No Stirrup RC beams (Series 2-1)	SN	Straight	0	-	32.4	-	Shear Tension	75.3
	SC5		5.3	-	37.2	-	Shear Compression	81.9
	SC8		7.5	-	45.3	-	Flexure Tension	139.7
	SC6SF ^{*2}		6	SF40SP	35.4	33.1	Flexure Tension	123.3
	SC8SF ^{*2}		7.8	SF40SP	46.9	34.1	Flexure Tension	105.2
	HC6	Hook	6.3	-	42.7	-	Flexure Tension	142.0
	HC8		8.0	-	41.1	-	Anchorage	110.2
	HC8SF ^{*2}		7.5	SF40SP	44.4	45.7	Flexure Tension	107.0
RC beams with Stirrups (Series 2-2)	STN	-	0	-	32.4	-	Shear Tension	192.1
	STC6		6.1	-	25.5	-	Shear Compression	165.7
	STC12		12.4	-	25.5	-	Shear Compression	184.7
	STC19		19.3	-	43.0	-	Shear Compression	152.7
	STC17SF ^{*2}		16.7	SF40SP	43.0	37.3	Shear Tension	184.4

จากผลการทดสอบตัวอย่างคาน Sakai (2011) ได้แก่วิธีการวิบัติและกำลังสูงสุดที่คานสามารถบรรทุกได้ โดยแบ่งออกเป็น คานคอนกรีตเสริมเหล็กที่ไม่มีการเสริมเหล็กรับแรงเฉือน (No Stirrups: Series 2-1) ถูกออกแบบให้คานวิบัติด้วย Shear tension เมื่อไม่เกิดการกักร่อน ซึ่งคาน SC5 วิบัติด้วย Shear compression และ Shear carrying capacity เพิ่มขึ้น 9% เมื่อพฤติกรรมของคานเข้าสู่พฤติกรรมแบบ Arch action เมื่อคานเกิดการกักร่อนในเหล็กเสริมรับแรงดึง เมื่อมีการ

ซ่อมแซมคานาเช่นตัวอย่าง SC6SF คานเกิดการเปลี่ยนรูปแบบความเสียหาย โดยคานวิบัติด้วย Flexure tension และกำลังรับแรงเฉือนเพิ่มขึ้น 60 เปอร์เซ็นต์ และในคาน SC6SF หลังจากที่ย่อยร้างเกิดขึ้นระหว่างคานและวัสดุซ่อมแซม ทำให้เกิดการหลุดออกของวัสดุซ่อมแซม ดังรูปที่ 2.23 และ Arch action เกิดขึ้นซึ่งเป็นพฤติกรรมเดียวกับคานที่ได้รับการกัดกร่อน



รูปที่ 2.23 รูปแบบรอยร้าว (Sakai, 2011)

สำหรับคานที่เสริมเหล็กรับแรงเฉือน (Series 2-2) ถูกออกแบบให้วิบัติแบบ Shear tension เมื่อไม่เกิดการกัดกร่อน ซึ่งตัวอย่างคานที่เกิดการกัดกร่อนได้แก่ STC6, STC12, STC19 ซึ่งจะวิบัติแบบ Shear compression และสำหรับ STC6 และ STC12 ซึ่งมีการกัดกร่อนในระดับเล็กน้อย ความสามารถในการรับน้ำหนักบรรทุกที่ลดลงไม่ปรากฏเด่นชัด และค่าที่ได้จากการทดลองมีค่าสูงกว่าค่าที่ประมาณไว้ ซึ่งสามารถสรุปสาเหตุได้สองกรณีคือ

กรณีที่ 1. คานตัวอย่างเกิดพฤติกรรมแบบ Arch Action ซึ่งมีผลมาจากการเกิดการกัดกร่อน และเกิดรอยร้าวรอบบริเวณเหล็กเสริมรับแรงดึง

กรณีที่ 2. คือเกิดรอยร้าวตามแนวของเหล็กรับแรงเฉือนซึ่งไปรบกวนการขยายตัวในการเกิด Diagonal Crack

สำหรับตัวอย่างคาน STC19 ความสามารถในการบรรทุกน้ำหนักลดลง 25 เปอร์เซ็นต์เมื่อเทียบกับคานที่ไม่เกิดการกัดกร่อน ในทางกลับกันการลดลงของกำลังรับแรงเฉือน (Shear capacity) มีค่าประมาณ 20 เปอร์เซ็นต์ของหน้าตัดที่ลดลงเนื่องจากการกัดกร่อน

ซึ่งจะสรุปผลการทดลองทั้งหมดได้ดังนี้

1.) กำลังรับแรงเฉือนของคานคอนกรีตเสริมเหล็กจะเพิ่มขึ้นโดยการเกิดการกัดกร่อนที่เหล็กเสริมรับแรงดึง แต่ในกรณีที่คานมี Anchorage zone เป็นแบบ Hook type การวิบัติจะเปลี่ยนเป็นแบบ Anchorage failure

2.) กำลังรับแรงเฉือนของคานที่เสริมเหล็กรับแรงเฉือนที่มีเปอร์เซ็นต์การกักร่อนที่ 12 เปอร์เซ็นต์ไม่ลดลงและมีผลการทดสอบใกล้เคียงกับคานที่ไม่เกิดการกักร่อน แต่คานที่มีเปอร์เซ็นต์การกักร่อน 19 เปอร์เซ็นต์จะพบว่าคานเสียกำลังลงอย่างรวดเร็ว

2.4 คอนกรีตเสริมเส้นใยเหล็ก (Fiber reinforce Concrete, FRC)

2.4.1 บทนำ (Introduction)

ในปัจจุบันได้มีการใช้วัสดุเพื่อเสริมกำลังรับแรงดึงของคอนกรีตซึ่งมีคุณสมบัติในการรับแรงดึงต่ำ เช่นเส้นใยเหล็ก (Steel fibers) ที่มีกำลังรับแรงดึงอยู่ที่ 1000 ถึง 2000 MPa เส้นใยโพลีโพรไพลีน (Polypropylene fiber) ที่มีกำลังรับแรงดึงอยู่ที่ 450-500 MPa เส้นใยโพลีไวนิลแอลกอฮอล์ (Polyvinyl alcohol fiber) โดยมีกำลังรับแรงดึงอยู่ที่ 960 MPa และชนิดอื่นๆ ซึ่งงานวิจัยนี้จะศึกษาเกี่ยวกับคุณสมบัติของเส้นใยเหล็กเพื่อเป็นวัสดุซ่อมแซมและวิเคราะห์กำลังของคานที่ได้รับการซ่อมแซม ซึ่งเส้นใยเหล็กแสดงดังตัวอย่างรูปที่ 2.24 และในหัวข้อนี้จะกล่าวถึงงานวิจัยอื่นๆที่เกี่ยวข้องกับเส้นใยเหล็กซึ่งมีรายละเอียดในหัวข้อต่อไป



รูปที่ 2.24 เส้นใยเหล็ก

2.4.2 งานวิจัยในอดีตที่เกี่ยวข้องเกี่ยวกับคอนกรีตเสริมเส้นใยเหล็ก

2.4.2.1 การเรียงตัวของเส้นใยเหล็กเมื่อถูกหล่อเป็นเนื้อเดียวกับคอนกรีต

Kang และคณะ (2011) ได้ศึกษาเกี่ยวกับพฤติกรรมการกระจายของเส้นใยเหล็กที่กระทบต่อกำลังรับแรงดัด (Flexural strength) ได้มีการรวบรวมผลจากการศึกษาวิจัยในอดีตเกี่ยวกับ Fiber Orientations efficiently factors เพื่อใช้ในการศึกษาและวิเคราะห์ผลงานวิจัยดังกล่าว ซึ่งแสดงในตารางที่ 2.9

ตารางที่ 2.9 ตารางแสดง Orientation efficiency factor (Kangและคณะ, 2011)

Reference	Orientation efficiency factor	
	Random 2-dimension	Random 3-dimension
Aveston et al. [13]	$2/\pi$	1/2
Laws [14]	1/3	1/6
Allen [15]	1/2	-

เมื่อผสมเส้นใยเหล็กในคอนกรีตเพิ่มกำลังรับแรงดึงในคอนกรีต จะพบว่าเส้นใยเหล็กจะมีประสิทธิภาพสูงสุดเมื่อเรียงตัวอยู่ในแนวนอน ซึ่งจะทำให้เส้นเหล็กมีการยึดเกาะกันในระนาบของคอนกรีต และปัจจัยอื่นๆ เช่น การหล่อคอนกรีตในรูปแบบต่างๆ จะทำให้เส้นใยเหล็กมีการเรียงตัวที่ไม่เหมือนกัน และทำให้ประสิทธิภาพในการรับแรงดึงของเส้นใยเหล็กไม่มีกำลังเท่าที่ควร โดย Fiber factor จะเป็นตัวคูณปรับแก้ปริมาณเส้นใยเหล็กจริงที่จะต้องใช้ในการผสม เพื่อเพิ่มปริมาณเส้นใยเหล็กให้มีประสิทธิภาพเท่ากับที่ออกแบบ ซึ่ง Fiber orientation factor ที่ Kangและคณะ (2011) ได้ศึกษานั้นจะมาจากหลายทฤษฎี โดยมีผลมาจากการทดลองและนำมาวิเคราะห์ เพื่อนำไปใช้ในงานวิจัยอื่นๆ

2.4.2.2 สมการคำนวณกำลังรับแรงเฉือนของคานคอนกรีตเสริมเหล็กผสมเส้นใยเหล็ก

สมการกำลังรับแรงเฉือนสำหรับคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่เสริมด้วยเส้นใยเหล็กที่เสนอด้วย JSCE (2010) แสดงดังสมการที่ 2.18 ถึง สมการที่ 2.20 ซึ่งกำลังรับแรงเฉือนจะประกอบไปด้วยสามตัวแปรคือ V_c คือ แรงเฉือนที่รับด้วยคอนกรีต V_s แรงเฉือนที่รับด้วยเหล็กเสริมรับแรงเฉือน และ V_f แรงเฉือนที่รับด้วยเส้นใยเหล็ก

$$V = V_c + V_s + V_f \quad (2.18)$$

$$V_c = 0.2 \cdot f_c^{\frac{1}{3}} \cdot \left(\frac{10^3}{d} \right)^{\frac{1}{4}} \cdot (100 \cdot P_w)^{\frac{1}{3}} \cdot b_w d \quad (2.19)$$

$$V_s = A_w f_{wy} \left(\frac{z \cot \theta}{s} \right) \quad (2.20)$$

และ Jongvivalsakul (2013) ได้ศึกษางานวิจัยในอดีตเกี่ยวกับการปรับแก้สมการกำลังรับแรงเฉือนของคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่ผสมด้วยเส้นใยเหล็กซึ่งแสดงในตารางที่ 2.10

ตารางที่ 2.10 สมการกำลังรับแรงเฉือนของ FRC beams (Jongvivatsakul, 2013)

Reference	Equations for the shear capacity of FRC beams
JSCE (1999)	$V_{JSCE} = 0.2 \cdot (1 + \kappa) \cdot \sqrt[3]{f'_c} \cdot \sqrt[4]{1000/d} \cdot \sqrt[3]{100 p_w} \cdot b_w \cdot d + V_s \quad (7.10)$ $V_s = (A_w f_{wy} z) / s \text{ and } \kappa = 1$
ACI (1999)	$V_{ACI} = \frac{2}{3} f_t \left(\frac{d}{a} \right)^{0.25} b_w d + \frac{A_w f_{wy} d}{s} \quad (7.11)$
Narayanan and Darwish (1987)	$V_{Nar} = \left[e \left(0.24 f_t + 80 p_w \frac{d}{a} \right) + 0.41 \tau F \right] b_w d \quad (7.12)$ $e = 1 \text{ for } a/d > 2.8 \text{ or } e = 2.8d/a \text{ for other cases}$
Ashour et al. (1992)	$V_{Ash} = \left[\left(0.7 \sqrt{f'_c} + 7F \right) \frac{d}{a} + 17.2 p_w \frac{d}{a} \right] b_w d \quad (7.13)$
Khuntia et al. (1999)	$V_{Khu} = \left[(0.167 + 0.25F) \sqrt{f'_c} \right] b_w d \quad (7.14)$
Kwak et al. (2002)	$V_{Kwak} = \left[2.1 e f_t^{0.7} \left(p_w \frac{d}{a} \right)^{0.22} + 0.8 (0.41 \tau F)^{0.97} \right] b_w d \quad (7.15)$ $e = 1 \text{ for } a/d > 3.5 \text{ or } e = 3.5d/a \text{ for other cases}$
Greenough and Nehdi (2008)	$V_{Gre} = \left[0.167 \sqrt{f'_c} + \frac{L_f}{D_f} \rho_f p_w \frac{d}{a} + 0.369 \tau \frac{L_f}{D_f} \rho_f \right] b_w d \quad (7.16)$

f'_c : compressive strength of concrete (MPa), f_t : split cylinder strength of fiber concrete (MPa), b_w : web thickness (mm), d : effective depth (mm), a : shear span (mm), p_w : the amount of tensile reinforcement ($p_w = A_s/bd$), τ : fiber-matrix interfacial bond stress between the fiber and corresponding concrete ($\tau = 4.15$ MPa), F : fiber factor ($F = (L_f/D_f) \rho_f d_f$), L_f : fiber length (mm), D_f : fiber diameter (mm), ρ_f : volume percentage of fibers (%), d_f : bond factor, A_w : the total cross-sectional area of stirrups provided in the range of s (mm^2), f_{wy} : the yield strength of stirrups (MPa) and $z = 7d/8$.

บทที่ 3 ระเบียบวิธีวิจัย

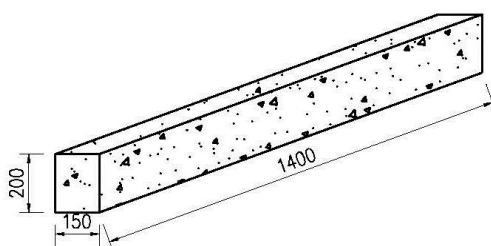
3.1 บทนำ

ในบทนี้จะกล่าวถึงขั้นตอนทั้งหมดในการทำการทดสอบตัวอย่างทดสอบและการวิเคราะห์ผลจากการทดสอบ ซึ่งการทดสอบตัวอย่างจะประกอบไปด้วยการออกแบบการทดสอบซึ่งจะบรรยายขั้นตอนและวิธีการออกแบบตัวอย่างทดสอบ รายละเอียดเกี่ยวกับตัวอย่างทดสอบ ตัวแปรที่ใช้ในการศึกษา การเร่งการกักกร่อนด้วยกระแสไฟฟ้า การซ่อมแซมตัวอย่างทดสอบด้วยคอนกรีตเสริมเส้นใยเหล็ก การทดสอบด้วยการบรรจุทุกน้ำหนัก ซึ่งมีรายละเอียดดังต่อไปนี้

3.2 การออกแบบการทดสอบ

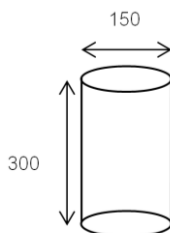
3.2.1 ตัวอย่างทดสอบ

ตัวอย่างทดสอบประกอบด้วยคานที่ใช้สำหรับทดสอบทั้งหมด 5 คานทดสอบเพื่อใช้ในศึกษาและการทดสอบการกักกร่อนในเหล็กเสริม การซ่อมแซมคานที่ได้รับผลกระทบจากการกักกร่อน และการเสริมกำลังด้วยคอนกรีตเสริมเส้นใยเหล็ก โดยคานตัวอย่างมีขนาดเท่ากันทุกคาน คือขนาดหน้าตัดกว้าง 150 มิลลิเมตร ลึก 200 มิลลิเมตร และยาวเท่ากับ 1400 มิลลิเมตรดังแสดงในรูปที่ 3.1



รูปที่ 3.1 รายละเอียดตัวอย่างทดสอบ

กำลังอัดประลัยของคอนกรีต สามารถตรวจสอบโดยการเก็บตัวอย่างคอนกรีตแห่งทรงกระบอกตามมาตรฐาน ASTM C192 (ASTM-Standard, 2007) มีลักษณะดังรูปที่ 3.2 ซึ่งจะเก็บจากการผสมคอนกรีต ที่เป็นคอนกรีตผสมเดียวกับตัวอย่างทดสอบ ที่ 28 วัน โดยมีขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง 150 มิลลิเมตร ยาว 300 มิลลิเมตร โดยกำหนดค่ากำลังอัดประลัย f'_c ที่ต้องการเท่ากับ 30 เมกกะปาสคาล (MPa)



รูปที่ 3.2 ตัวอย่างคอนกรีตแท่งทรงกระบอก

3.2.1.1 ตัวแปรที่ใช้ในการศึกษา

การศึกษาและการทดสอบการเสริมกำลังคานคอนกรีตเสริมเหล็กเมื่อเหล็กเสริมรับผลกระทบจากการกัดกร่อนหรือการเกิดสนิมด้วยคอนกรีตเสริมเส้นใยเหล็กมีจุดประสงค์เพื่อศึกษาพฤติกรรมของคานที่เกิดการกัดกร่อนโดยซ่อมแซมด้วยคอนกรีตเสริมเส้นใยเหล็ก โดยมีการกำหนดตัวแปรที่ใช้ในการศึกษา ดังนี้

1. ระดับของการกัดกร่อน ซึ่งประกอบไปด้วย ไม่เกิดการกัดกร่อน (0 เปอร์เซ็นต์) และ เกิดการกัดกร่อน 15%
2. อัตราส่วนผสมของคอนกรีตเสริมเส้นใยเหล็ก โดยแบ่งเป็นเป็น 1.0 เปอร์เซ็นต์ 1.5 เปอร์เซ็นต์ และ 2.0 เปอร์เซ็นต์ ของปริมาตรคอนกรีต

เมื่อคำนึงถึงตัวแปรที่จะใช้ในการศึกษาจะสามารถออกแบบคานทดสอบด้วยตัวแปรที่แตกต่างกันได้ทั้งหมด 5 คานโดยมีรายละเอียดของคานทดสอบทั้ง 5 คานทดสอบดังแสดงในตารางที่

3.1

ตารางที่ 3.1 กรณีคานทดสอบ

No.	Name of specimens	Parameters	
		Expected corrosion degree, c (%)	Volume of Fibers V_f (%)
1	0C	-	-
2	15C	15	0
3	15C-1F	15	1.0
4	15C-1.5F	15	1.5
5	15C-2.0F	15	2.0

หมายเหตุ : 15C-1F หมายถึง คานตัวอย่างที่มีการกัดกร่อน 15% ซ่อมแซมด้วย FRC ปริมาตร 1% ของน้ำหนักคอนกรีต

3.2.1.2 วัสดุที่ใช้ในการทดลอง

กำลังอัดของคอนกรีตจากการออกแบบมีค่าเท่ากับ 30 เมกะปาสคาล (MPa) และเส้นใยเหล็กที่ใช้มีความยาว 35 มิลลิเมตร ซึ่งมีกำลังรับแรงดึง เท่ากับ 1345 N/mm^2 ซึ่งมีรายละเอียดดังตารางที่ 3.2 และรูปที่ 3.3 โดยส่วนผสมของคอนกรีตมีอัตราส่วนคอนกรีตต่อน้ำ (Water cement ratio) เท่ากับ 0.5 และอัตราส่วนซีเมนต์ต่อทรายเท่ากับ 3.0

ตารางที่ 3.2 คุณสมบัติของเส้นใยเหล็ก

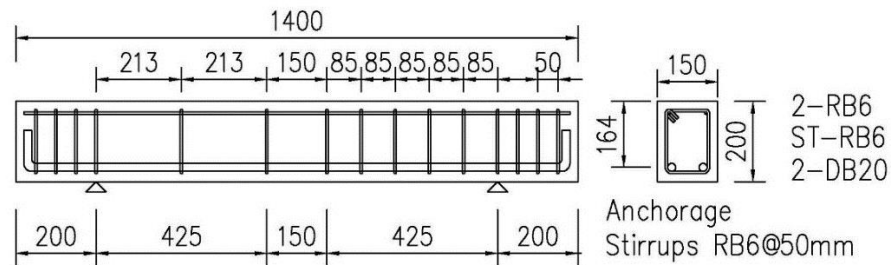
Length (l),mm	Diameter (d), mm	Aspect ratio (l/d)	Tensile strength (N/mm ²)	Young's Modulus (N/mm ²)
35	0.55	65	1345	210000



รูปที่ 3.3 เส้นใยเหล็กที่ใช้

ตัวอย่างทดสอบสำหรับงานวิจัยนี้มีทั้งหมด 5 ตัวอย่างออกแบบโดยใช้มาตรฐานการออกแบบด้วย ACI318-11 โดยคานที่ยังไม่ได้เกิดการกัดกร่อนถูกออกแบบให้เกิดการวิบัติด้วยแรงเฉือน โดยเสริมเหล็กรับแรงดึงด้วยเหล็กข้ออ้อย DB20 จำนวนสองเส้น (2DB20) โดยเหล็กมีกำลังรับแรงดึงที่จุดคราก เท่ากับ 512.7 MPa เสริมเหล็กรับแรงอัดด้วยเหล็กกลม RB6 และเสริมเหล็กรับแรงเฉือนด้วยเหล็กกลม RB6 โดยมีกำลังรับแรงดึงที่จุดครากเท่ากับ 386.3 MPa และมีระยะหุ้ม 20 มิลลิเมตร ความลึกประสิทธิภาพ 164 มิลลิเมตร โดยมี Shear span ยาว 425 มิลลิเมตร เพื่อศึกษาพฤติกรรมการรับแรงเฉือน และการวิบัติของตัวอย่างคานดังที่กล่าวไว้ในบทที่ 2 ในการเสริมเหล็กในช่วงของจุดยึด (Anchorage reinforcement) มีจุดประสงค์เพื่อออกแบบไม่ให้เกิดความเสียหายในบริเวณจุดยึด

(Anchorage) โดยเสริมด้วยเหล็กกลมขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง 6 มิลลิเมตร ด้วยระยะห่าง 50 มิลลิเมตร ซึ่งคานตัวอย่างมีรายละเอียดการเสริมเหล็กดังรูปที่ 3.4



รูปที่ 3.4 รายละเอียดการเสริมเหล็ก (หน่วย: มิลลิเมตร)

3.2.2 การหล่อตัวอย่าง และการเก็บตัวอย่างคอนกรีตแห่งทรงกระบอก

ตัวอย่างทั้งหมดถูกหล่อในแบบหล่อแบบเหล็ก และปิดบริเวณหัวและท้ายคานด้วยไม้อัด ซึ่งหลังจากตั้งแบบหล่อแล้ว แบบหล่อจะถูกขัดด้วยอุปกรณ์ขัดเพื่อทำความสะอาด รวมถึงการทาน้ำมัน เพื่อให้แกะแบบได้ง่าย และทำการปรับระดับแบบหล่อ หลังจากนั้นนำเหล็กเสริม (รูปที่ 3.5 (ก)) ที่ประกอบและติด Strain Gauges ตามตำแหน่งต่างๆเรียบร้อยแล้วมาใส่ในแบบหล่อและติดตั้งไม้อัดบริเวณหัวและท้ายคาน หลังจากนั้นนำเกลียวเร่งมายึดด้านบนเพื่อปรับขนาดของคานอีกครั้งหนึ่ง เมื่อประกอบทุกอย่างเสร็จเรียบร้อยแล้วได้ทำการหล่อคาน (รูปที่ 3.5 (ข)) ด้วยคอนกรีตผสมเสร็จพร้อมกันทุกคานและใช้เครื่องสั่นเพื่อเติมเต็มคอนกรีตทุกมุมไม่ให้มีช่องว่างในคาน และตกแต่งผิวของคานให้เรียบร้อย และในการหล่อตัวอย่างจะเก็บตัวอย่างคอนกรีตทรงกระบอก (รูปที่ 3.5 (ค)) เพื่อใช้ในการทดสอบคุณสมบัติของคอนกรีตที่ใช้ในการหล่อตัวอย่าง และหลังจากหล่อคานตัวอย่างเสร็จได้ทำการบ่มที่ 28 วัน



(ก) ขั้นตอนการผูกเหล็กเสริม



(ข) ขั้นตอนการหล่อตัวอย่าง



(ค) ตัวอย่างลูกปูนทรงกระบอก

รูปที่ 3.5 การหล่อตัวอย่าง

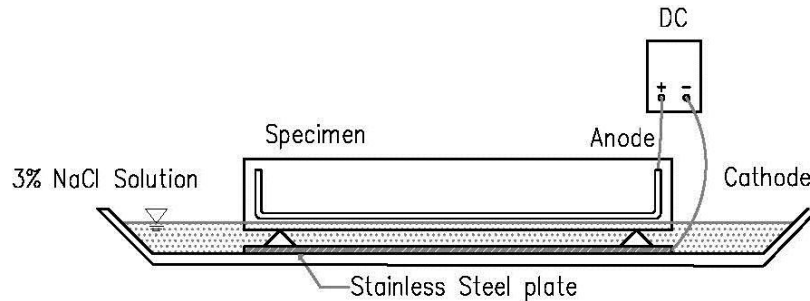
3.3 กระบวนการทำให้เกิดการกัดกร่อน

ตัวอย่างทดสอบ 4 ตัวอย่างทดสอบถูกเร่งให้เกิดการกัดกร่อน โดยกำหนดระดับการกัดกร่อนเท่ากับ 15 เปอร์เซ็นต์ของการสูญเสียหน้าตัดต่อความยาว 1 เมตรในเหล็กเสริมตามยาวซึ่งมีรายละเอียดการทดสอบการกัดกร่อนตามหัวข้อดังต่อไปนี้

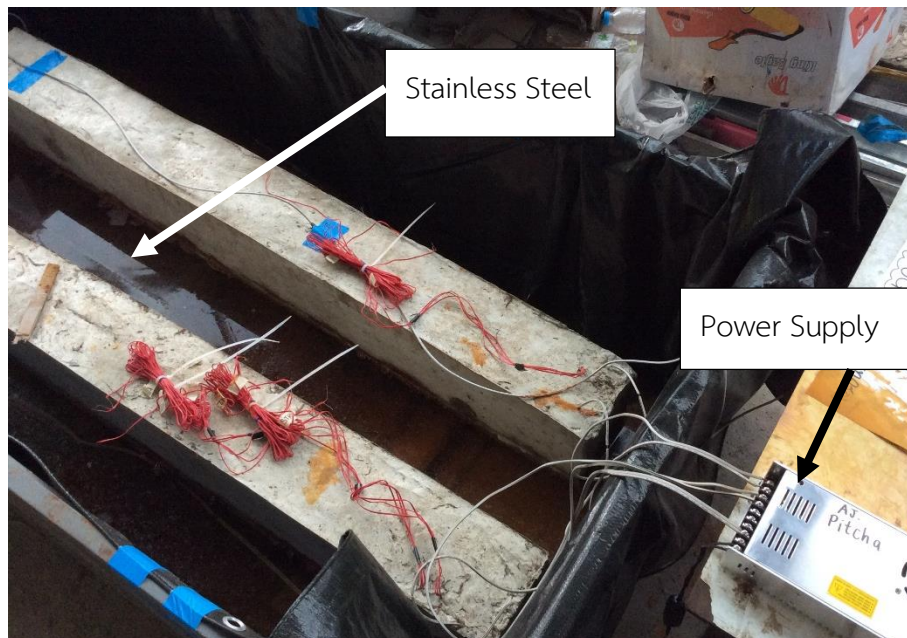
3.3.1 การเร่งการกัดกร่อนด้วยวิธีการใช้กระแสไฟฟ้า

คานตัวอย่างทดสอบจำนวน 4 ตัวอย่างทดสอบจากจำนวนทั้งหมด 5 ตัวอย่างทดสอบจะถูกนำไปให้กระแสไฟฟ้าเพื่อเร่งปฏิกิริยาการเกิดสนิม และลดระยะเวลาการทดสอบ โดยต่อไฟฟ้ากระแสตรง (Direct current: DC) โดยเก็บค่าแอมแปร์ต่อชั่วโมงอยู่ที่ 900 แอมแปร์ต่อชั่วโมง เพื่อให้ได้ปริมาณการสูญเสียหน้าตัดของเหล็กที่ 15 เปอร์เซ็นต์ และ 600 แอมแปร์ต่อชั่วโมง สำหรับ 12 เปอร์เซ็นต์ โดยอ้างอิงจากงานวิจัยในอดีตของ Sakai (2011) และ Tsunoda (2008) โดยต่อไฟฟ้ากระแสตรงเข้ากับเหล็กเสริมตามยาวซึ่งทำหน้าที่เป็นขั้วที่เกิดปฏิกิริยาออกซิเดชันหรือให้อิเล็กตรอน (Anode) และต่อขั้วที่เกิดปฏิกิริยารีดักชันหรือรับอิเล็กตรอน (Cathode) เข้ากับแผ่นเหล็กกันสนิม

(Stainless steel) และนำคานตัวอย่างแช่ในสารละลายอิเล็กโทรไลต์โซเดียม 3 เปอร์เซ็นต์ (3% NaCl solution) ดังรูปที่ 3.6 และ 3.7



รูปที่ 3.6 แผนผังการเร่งการกัดกร่อนด้วยกระแสไฟฟ้า



รูปที่ 3.7 คานตัวอย่างที่อยู่ระหว่างการเร่งการกัดกร่อนด้วยกระแสไฟฟ้า

3.3.2 การวัดค่าการกัดกร่อน

โดยการวัดค่าการกัดกร่อนสามารถทำได้โดยการทำการหุบกอนกรีตที่อยู่โดยรอบออกและทำความสะอาดเหล็กเสริมที่เกิดการกัดกร่อนโดยการแช่ในสารละลาย 10 เปอร์เซ็นต์ไดแอมโมเนียมไฮโดรเจน ซิเตรท (10% Di-ammonium hydrogen citrate) เป็นเวลาสองวัน เพื่อกำจัดคราบของสนิมที่เกิดขึ้นตามมาตรฐานของ Japan concrete Institute JCI (2004) และวัดหน้าตัดที่สูญเสียไปของเหล็กเสริมโดยการชั่งน้ำหนัก ดังสมการที่ 3.1 เพื่อวัดปริมาณของการเกิดการกัดกร่อน

$$C = \frac{(w_0 - w_c)}{w_0} \cdot 100 \quad (3.1)$$

เมื่อ C : น้ำหนักที่สูญเสียไปเนื่องจากการกัดกร่อน (%)

W_0 : Mass per unit length of an original rebar (g/mm)

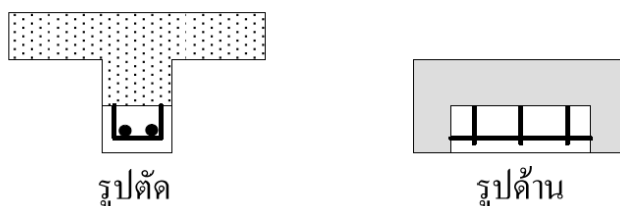
W_c : Mass per unit length of a corroded rebar (g/mm)

3.4 การซ่อมแซมคานที่เสียหายเนื่องจากการกัดกร่อน

ตามมาตรฐานปฏิบัติในการซ่อมแซมคอนกรีต มยพ.1901 (2551) ได้กล่าวถึงการซ่อมแซมคอนกรีตที่ได้รับความเสียหายจากการกัดกร่อน โดยมีวิธีปฏิบัติดังต่อไปนี้

3.4.1 การสกัดเปิดผิวและการสกัดคอนกรีต

มยพ.1901 (2551) ได้กล่าวถึงการสกัดเปิดผิวว่าจำเป็นที่จะต้องสกัดคอนกรีตที่เสียหายออกจนถึงระยะที่คอนกรีตยังมีความแข็งแรงโดยกำหนดว่า จะต้องสกัดเปิดผิวโดยรอบเหล็กเสริมไม่ต่ำกว่า 20 มิลลิเมตร โดยการสกัดคอนกรีตจะต้องมีการตรวจสอบตำแหน่งของเหล็กเสริมก่อนเพื่อไม่ก่อให้เกิดความเสียหายแก่เหล็กเสริม ดังรูปที่ 3.8



รูปที่ 3.8 ตัวอย่างการสกัดคอนกรีตในคาน (มยพ.1901, 2551)

โดยตัวอย่างทดสอบคานที่เกิดการกัดกร่อนทั้ง 4 คานในงานศึกษาวิจัยนี้ ได้กำหนดระยะรอบเหล็กเสริมโดยประมาณ 20 มิลลิเมตร โดยคานคอนกรีตเสริมเหล็กมีระยะหุ้มตามที่ออกแบบ 20 มิลลิเมตร โดยจะมีรายละเอียดระยะการสกัดออกของคอนกรีตดังรูปที่ 3.9 ซึ่งระยะ a หมายถึงระยะที่คอนกรีตเสียหายเนื่องจากการกัดกร่อน ซึ่งจะมีระยะโดยรอบเหล็กเสริมไม่ต่ำกว่า 20 มิลลิเมตร



รูปที่ 3.9 ระยะการสกัดคอนกรีต

การสกัดผิวคอนกรีตทำได้โดยใช้อุปกรณ์สกัดผิวคอนกรีตซึ่งแสดงในรูปที่ 3.10 และลักษณะคานที่สกัดผิวคอนกรีตออกแล้วจะมีลักษณะดังแสดงในรูปที่ 3.11

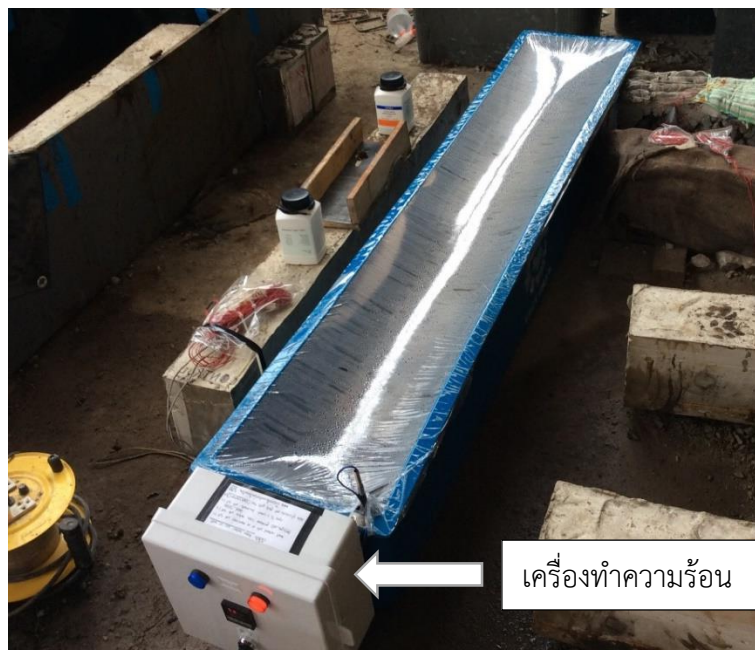


รูปที่ 3.10 ขั้นตอนการสกัดคอนกรีต



รูปที่ 3.11 คอนกรีตหลังจากสกัดส่วนที่เสียหายที่สนิมออกแล้ว

หลังจากที่สกัดเปิดผิวของคอนกรีตออกแล้ว จะต้องได้รับการกำจัดสนิม ซึ่งการกำจัดสนิมทำได้โดยการแช่เหล็กเสริมที่มีสนิมด้วยสารเคมีไดแอมโมเนียมไฮโดรเจนซิเตรท (Di-ammonium Hydrogen Citrate) ความเข้มข้น 10 เปอร์เซ็นต์ (ในหน่วยน้ำหนัก) ที่อุณหภูมิ 60 องศาเซลเซียสเป็นเวลา 48 ชั่วโมง ดังแสดงในรูปที่ 3.12 เพื่อกำจัดคราบของสนิมที่เกิดขึ้นตามมาตรฐานของ JCI (2004) และเมื่อสารเคมีกัดสนิมออกจนหมดแล้ว จึงทำความสะอาดด้วยการล้างด้วยน้ำสะอาด และทำการซ่อมแซมเป็นลำดับถัดไป



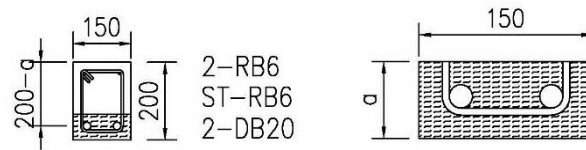
รูปที่ 3.12 การกำจัดสนิมด้วยไดแอมโมเนียมไฮโดรเจนซัลเฟต ที่อุณหภูมิ 60 องศาเซลเซียส

3.4.2 การซ่อมแซมตัวอย่างคานที่เกิดสนิมด้วยคอนกรีตเสริมเส้นใยเหล็ก

คอนกรีตเสริมเส้นใยเหล็กคือคอนกรีตที่ผสมเส้นใยเหล็ก เพื่อเพิ่มประสิทธิภาพในการรับแรงดึงของคอนกรีต ถูกนำมาใช้ในการซ่อมแซมเหล็กเสริมที่สูญเสียกำลังรับแรงดึงเนื่องจากการกัดกร่อน ซึ่งกำลังอัดของคอนกรีตที่ใช้ผสมกับเส้นใยเหล็กในงานวิจัยนี้จะใช้เท่ากับกำลังรับแรงอัดของตัวอย่างคาน เท่ากับ 30 MPa โดยคอนกรีตเสริมเส้นใยเหล็กจะถูกนำไปซ่อมแซมโดยการหล่อในบริเวณที่ได้เปิดสกัดหน้าคอนกรีตออก โดยจะแบ่งคอนกรีตเสริมเส้นใยเหล็กที่ใช้เป็น 3 ประเภทตามปริมาณของเส้นใยที่ใช้ในการซ่อมแซม ซึ่งจะมีรายละเอียดดังตารางที่ 3.3 และดังรูปที่ 3.13

ตารางที่ 3.3 รายละเอียดการซ่อมแซมด้วยคอนกรีตเสริมเส้นใยเหล็ก

No.	Name of specimens	Parameters		รายละเอียดการซ่อมแซม
		ปริมาณของเส้นใยเหล็ก V_f (%)	ชื่อของส่วนผสม	
1	15C-1F	1.0	1.0F	ซ่อมแซมด้วยเส้นใย ปริมาตร 1 เปอร์เซ็นต์
2	15C-1.5F	1.5	1.5F	ซ่อมแซมด้วยเส้นใย ปริมาตร 1.5 เปอร์เซ็นต์
3	15C-2.0F	2.0	2.0F	ซ่อมแซมด้วยเส้นใย ปริมาตร 2.0 เปอร์เซ็นต์



รูปที่ 3.13 การซ่อมแซมตัวอย่างคานที่เกิดสนิมด้วยคอนกรีตเสริมเส้นใยเหล็ก

** ระยะ a คือระยะที่คอนกรีตเสียหายเนื่องจากสนิม ซึ่งระยะจริงที่วัดได้จะเท่ากับ 66 มิลลิเมตร

ขั้นตอนของการซ่อมแซมประกอบด้วย การเตรียมแบบหล่อ โดยจะตั้งแบบหล่อนขนาดเท่ากับ คานตัวอย่างและนำคานที่สกัดเปิดผิวและทำความสะอาดแล้วแล้วใส่กลับลงไปแบบหล่อ โดยกลับ ด้านคานให้อยู่ดังรูปที่ 3.14 จากนั้นรัดแบบหล่อให้แน่นเพื่อไม่ให้คอนกรีตไหลไปด้านข้าง และ ประกอบแบบข้างด้วยไม้อัด

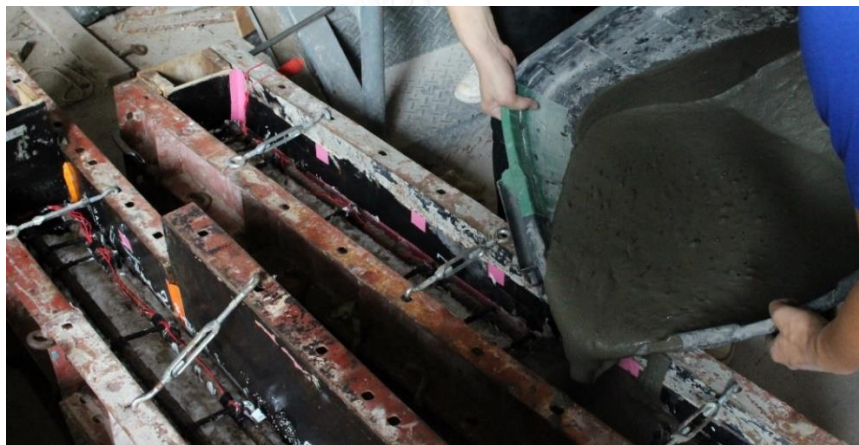


รูปที่ 3.14 การติดตั้งแบบหล่อเพื่อการซ่อมแซม

เมื่อติดตั้งแบบหล่อเพื่อการซ่อมแซมเสร็จเรียบร้อยแล้ว จึงทาน้ำยาประสานคอนกรีตเพื่อเพิ่ม ความสามารถยึดเกาะระหว่างคอนกรีตเดิมและคอนกรีตผสมเส้นใยเหล็กที่ใช้ซ่อมแซม และรอ ให้น้ำยาประสานมีลักษณะเหนียว ดังรูปที่ 3.15 จากนั้นทำการผสมคอนกรีตในส่วนผสมทั้ง 3 ส่วนผสม (ส่วนผสม 1.0F ส่วนผสม 1.5F และส่วนผสม 2.0F และเทกลับเข้าไปแบบที่ตั้งเอาไว้ตาม ระดับที่คานเดิมและทำผิวหน้าให้เรียบดังแสดงในรูปที่ 3.16 ซึ่งในระหว่างการหล่อคอนกรีตเสริมเส้น ใยเหล็กจะต้องมีการเก็บตัวอย่างเพื่อใช้ในการทดสอบหาคุณสมบัติของคอนกรีตเสริมเส้นใยเหล็กในแต่ ละส่วนผสม ดังแสดงในรูปที่ 3.17 โดยหลังจากที่ได้หล่อวัสดุเพื่อการซ่อมแซมแล้วจึงทำการบ่มคาน ตัวอย่าง



รูปที่ 3.15 ขั้นตอนการทาน้ำยาประสานคอนกรีต



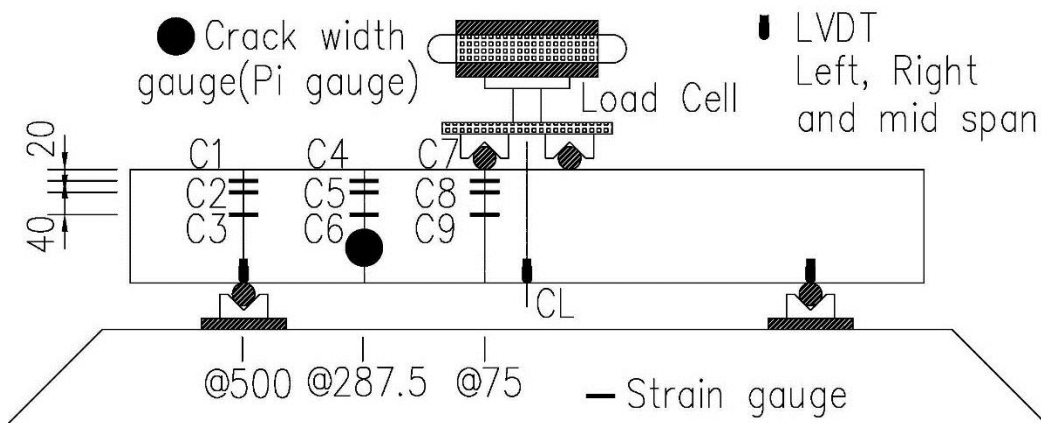
รูปที่ 3.16 การหล่อคอนกรีตเสริมเส้นใยเหล็ก



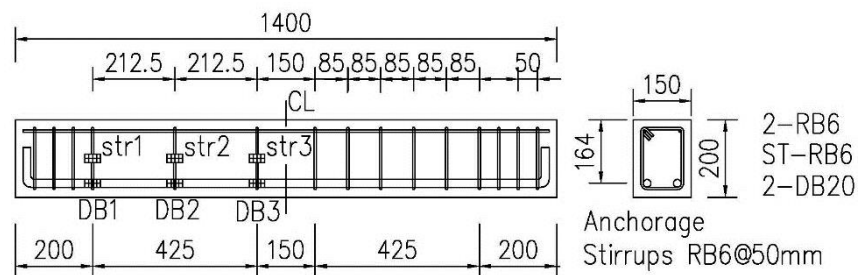
รูปที่ 3.17 การเก็บตัวอย่างเพื่อทดสอบคุณสมบัติของวัสดุผสม

3.5 การทดสอบการรับน้ำหนักของคาน

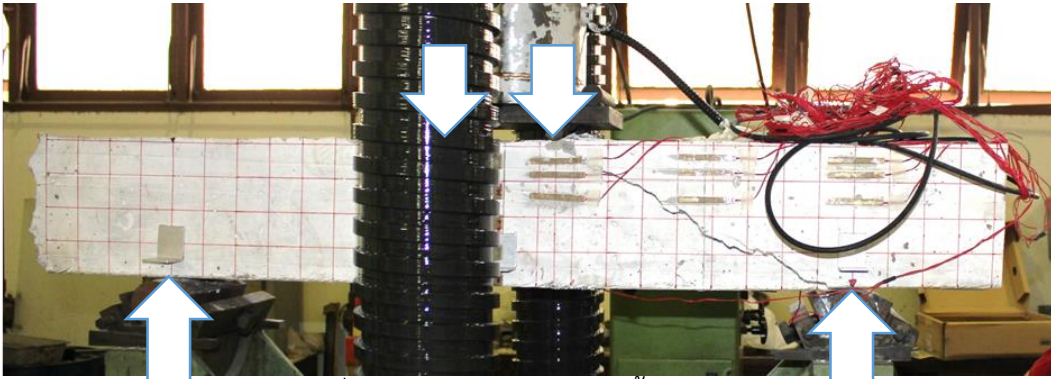
การทดสอบสำหรับงานวิจัยนี้ทดสอบด้วยเครื่องทดสอบประเภทแรงกระทำแบบจุดสี่แรง (4 Points bending testing machine) ตามมาตรฐาน ASTM D6272 และรูปการทดสอบดังรูปที่ 3.18 โดยตัวอย่างทดสอบจะติดตั้ง Strain Gauge ตามตำแหน่งที่กำหนดไว้ใน เพื่อวัดค่าความเครียด (Strain) ที่เกิดขึ้นในแต่ละจุดเพื่อนำไปวิเคราะห์พฤติกรรมที่เกิดขึ้น และมีการติดตั้ง Linear variable differential transformer หรือ LVDT เพื่อใช้วัดค่าการโก่งตัวของคานที่ทดสอบ นอกจากนั้นจะมีการติดตั้งอุปกรณ์วัดรอยแยกของชั้นรอยต่อของคานและวัสดุเพื่อการซ่อมแซม ซึ่งแสดงตำแหน่งต่างๆดังรูปที่ 3.19 และรูปที่ 3.20 และการเก็บข้อมูลต่างๆที่ได้จากอุปกรณ์วัดค่าต่างๆ จะถูกต่อเข้ากับเครื่องบันทึกข้อมูลหรือ Data Logger และเชื่อมต่อกับคอมพิวเตอร์เพื่อทำการรวบรวมข้อมูลที่ได้จากอุปกรณ์ดังกล่าว และมีการเก็บภาพการทดสอบด้วยกล้อง 2 ตัวที่ด้านหน้าและด้านหลังของคาน ตัวอย่าง ดังแสดงในรูปที่ 3.21



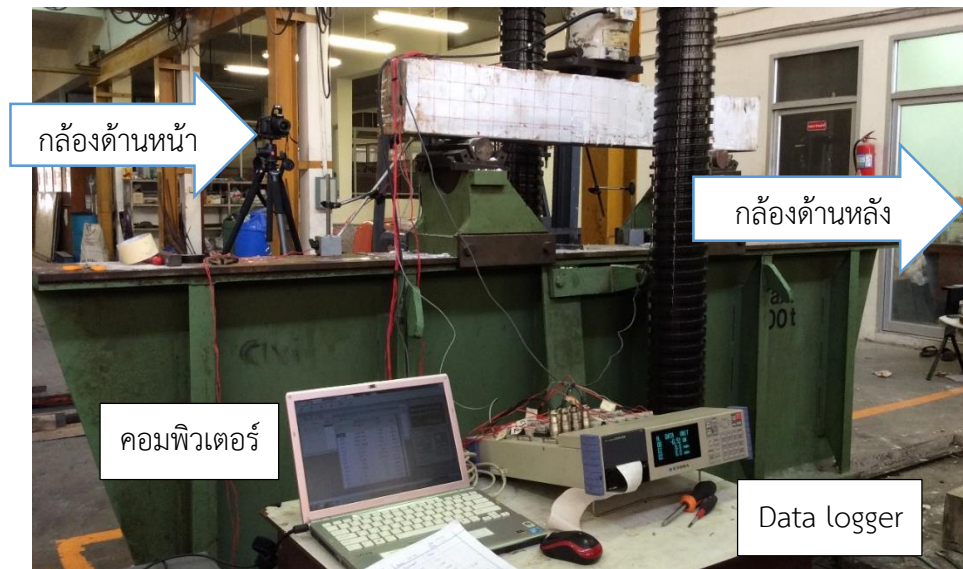
รูปที่ 3.18 การทดสอบด้วยการกระทำแบบจุดและตำแหน่งของอุปกรณ์วัดค่าต่างๆ รวมทั้งอุปกรณ์วัดค่าความเครียดที่ผิวของคอนกรีต



รูปที่ 3.19 ตำแหน่งของอุปกรณ์วัดค่าความเครียดในเหล็ก



รูปที่ 3.20 การทดสอบการรับน้ำหนักของคาน



รูปที่ 3.21 การติดตั้งอุปกรณ์เพื่อบันทึกและรวบรวมข้อมูล

3.6 ผลที่ได้รับจากการทดสอบ

ผลที่ได้รับจากการทดสอบ มีดังต่อไปนี้

1. กราฟความสัมพันธ์น้ำหนักกระทำและการโก่งตัวของคาน (Load-displacement curve)
2. ความเครียดที่เกิดขึ้นในตำแหน่งต่างๆในคาน (Strain and distance curve)
3. กำลังรับน้ำหนักของคาน

บทที่ 4

ผลการทดสอบ

ผลการทดสอบคานทั้ง 5 ตัวอย่างทดสอบกฎวิเคราะห์และอภิปรายในบทนี้ นอกจากคานตัวอย่าง 5 คานที่ผู้วิจัยดำเนินการทดสอบแล้ว ผู้วิจัยได้อ้างอิงผลการทดสอบคานตัวอย่าง จำนวน 3 คานจากงานวิจัยในอดีต ไทลัน และ ทองเต็ม (2558) ซึ่งมีขนาดและคุณสมบัติวัสดุเท่ากับคานของผู้วิจัย ทั้งนี้เพื่อมาเปรียบเทียบและอภิปรายถึงอิทธิพลของระดับของการกัดกร่อนต่อพฤติกรรมการรับแรงเฉือนของคาน

4.1 ผลการทดสอบวัสดุ

4.1.1 การทดสอบตัวอย่างคอนกรีต

การทดสอบตัวอย่างคอนกรีตทำได้โดยการเก็บตัวอย่างรูปทรงกระบอกจากคานตัวอย่างทั้ง 8 คาน ซึ่งคานทุกคานมีการหล่อคอนกรีตในส่วนผสมเดียวกัน จึงมีคุณสมบัติคอนกรีตเหมือนกันทั้ง 8 คาน โดยการทดสอบจะทดสอบตัวอย่างคอนกรีตรูปทรงกระบอกขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง 15 เซนติเมตรและสูง 30 เซนติเมตร ด้วยการทดสอบกำลังรับแรงอัด ทดสอบกำลังรับแรงดึง และโมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีต โดยแสดงในรูปที่ 4.1 โดยให้กำลังอัดของคอนกรีตจากการออกแบบมีค่าเท่ากับ 30 MPa โดยแต่ละการทดสอบจะทดสอบตัวอย่างคอนกรีตรูปทรงกระบอกสามชิ้นและทำการหาค่าเฉลี่ย ซึ่งผลจากการทดสอบแสดงในตารางที่ 4.1



รูปที่ 4.1 การทดสอบตัวอย่างคอนกรีตรูปทรงกระบอก

ตารางที่ 4.1 คุณสมบัติของคอนกรีต

Days	Compressive Strength (MPa)	Tensile Strength (MPa)	Young's modulus (MPa)
Testing Days (>28 Days)	34.6	13.3	31314.3

4.1.2 การทดสอบเหล็ก

การสอบกำลังรับแรงดึงของเหล็กเสริม เพื่อศึกษาความสามารถในการรับแรงต่างๆเช่น กำลังรับแรงดึงที่จุดคราก กำลังรับแรงดึงประลัย และโมดูลัสยืดหยุ่นของเหล็ก โดยทำการทดสอบเหล็กข้ออ้อย DB20 เหล็กกลม RB6 เพื่อหาคุณสมบัติดังกล่าว ซึ่งคุณสมบัติดังกล่าวแสดงในตารางที่ 4.2

ตารางที่ 4.2 คุณสมบัติของเหล็กเสริม

	ประเภท	Yield Strength (MPa)	Young's modulus (MPa)
เหล็กเสริมรับแรงดึง	DB20, SD40	512.7	200,000
เหล็กเสริมรับแรงอัด	RB6, SR24	386.3	200,000
เหล็กเสริมรับแรงเฉือน	RB6, SR24	386.3	200,000

4.1.3 การทดสอบวัสดุเพื่อการซ่อมแซม

หลังจากการหล่อเพื่อการซ่อมแซมด้วยคอนกรีตเสริมเส้นใยเหล็กแล้ว ผู้วิจัยได้ทำการเก็บตัวอย่างคอนกรีตเสริมเส้นใยเหล็ก จำนวน 3 ส่วนผสมได้แก่ 1.0F 1.5F และ 2.0F โดยทั้งสามส่วนผสมจะแตกต่างกันที่ปริมาณของเส้นใยเหล็ก โดยทำการทดสอบเพื่อหาคุณสมบัติของคอนกรีตเสริมเส้นใยเหล็ก ได้แก่ กำลังรับแรงอัด และกำลังรับแรงดึงในคอนกรีตเสริมเส้นใยเหล็กที่ใช้เป็นวัสดุเพื่อการซ่อมแซมดังแสดงผลของการทดสอบดังคุณสมบัติตามตารางที่ 4.3

ตารางที่ 4.3 คุณสมบัติของวัสดุเพื่อการซ่อมแซม (คอนกรีตเสริมเส้นใยเหล็ก)

Mixed names	V_f (%)	Water cement ratio (w/c)	Cement sand ratio (c/s)	Compressive Strength (MPa)	Tensile Strength (MPa)
1.0F	1	0.5	3	33.5	1.5
1.5F	1.5	0.5	3	38.4	1.9
2.0F	2	0.5	3	30.8	2.1

4.2 ผลการเร่งการกัดกร่อนด้วยวิธีใช้กระแสไฟฟ้า

4.2.1 ผลของการเร่งการเกิดการกัดกร่อน

ระหว่างการเร่งการกัดกร่อนด้วยกระแสไฟฟ้า ผู้วิจัยได้บันทึกค่าสะสมของกระแสไฟฟ้ายาวย ชั่วโมง (Ampere/hour) ดังแสดงในตารางที่ 4.4 เพื่อประมาณค่าการเกิดการกัดกร่อนจากกระแสไฟฟ้า ซึ่งหลังจากได้ทำการทดสอบคานด้วยการทดสอบการรับน้ำหนักของคานแบบ 4 จุดแล้ว จึงได้ทำการทุบคอนกรีตเพื่อนำเหล็กมาวัดหน้าตัดที่สูญเสียไปจากการทดสอบ (แสดงวิธีการคำนวณและรายละเอียดการวัดหน้าตัดที่เปลี่ยนแปลงไปได้ดังสมการที่ 3.1 ในหัวข้อที่ 3.3.2) ซึ่งการชั่งน้ำหนักทำโดยการนำเหล็กมาตัดเป็นระยะ 40 เซนติเมตรเพื่อชั่งน้ำหนักและหาค่าเฉลี่ยจากเหล็กทั้งหมดดังแสดงในรูปที่ 4.2 ซึ่งเปอร์เซ็นต์การสูญเสียหน้าตัดที่สูญเสียไปเกิดขึ้นจริงแสดงในตารางที่ 4.4 โดยจะพบว่าการเกิดการกัดกร่อนนั้นไม่สม่ำเสมอในแต่ละช่วงของคาน ซึ่งปัจจัยที่ส่งผลต่อการเกิดการกัดกร่อนของคานจะขึ้นอยู่กับความต้านทานการไหลของกระแสไฟฟ้า



รูปที่ 4.2 การชั่งน้ำหนักเหล็กเสริมเพื่อคำนวณหน้าตัดเหล็กที่เปลี่ยนแปลงเนื่องจากการกัดกร่อน

ตารางที่ 4.4 ผลการทดสอบ

Specimens	Expected Corrosion Degree, c (%)	Volume of fibers, V_f (%)	Ampere x Hour	Actual Corrosion Degree, c (%)	Maximum Crack widths (mm.)
0C-NR	0	-	-	0	-
16C-NR	15	-	973.0	16.2	0.82
16C-1.0F	15	1.0	872.2	16.3	0.95
18C-1.5F	15	1.5	910.0	18.3	0.85
18C-2.0F	15	2.0	909.9	18.4	1.30
12C-NR*	12	-	600	12.7	0.40
14C-1.0F*	12	1.0	600	14.2	0.35
12C-1.5F*	12	1.5	600	12.2	0.25

* อ้างอิงค่าการทดสอบจากนิรพิพจน์ ไหลล้น และ มณเฑียร ทองเต็ม (2558)

4.2.2 ลักษณะของรอยร้าวที่เกิดจากการกัดกร่อน

รูปที่ 4.3 (ก) ถึงรูปที่ 4.3 (ข) แสดงการเกิดการกัดกร่อนในบริเวณรอบๆคาน แสดงให้เห็นรอยแตกที่เกิดขึ้นและลักษณะรอยร้าวที่เกิดขึ้นในคานตัวอย่าง ซึ่งการเกิดการกัดกร่อน เกิดไม่สม่ำเสมอกันทั่วทั้งคาน ซึ่งขึ้นอยู่กับความต้านทานการไหลของกระแสไฟในคานนั้นๆ และพบว่าอัตราการสูญเสียหน้าตัดของคานจะสามารถสังเกตได้จากขนาดของรอยแตกเช่นเดียวกัน ซึ่งเมื่อคานเกิดการกัดกร่อนที่ระดับ 16 ถึง 18 เปอร์เซ็นต์จะมีขนาดรอยแตกที่เกิดขึ้นเนื่องจากการกัดกร่อนอยู่ที่ระดับ 0.8 ถึง 1.3 มิลลิเมตร หากเปอร์เซ็นต์การสูญเสียหน้าตัดน้อยลง ก็จะมีรอยแตกที่มีขนาดไม่กว้างนักหรืออยู่ที่ประมาณ 0.2 ถึง 0.5 มิลลิเมตร โดยการเกิดรอยร้าวจะเกิดในบริเวณรอบๆเหล็กเสริมรับแรงดึงและเห็นรอยร้าวชัดเจนที่ผิวข้างและผิวล่างของคานดังรูป



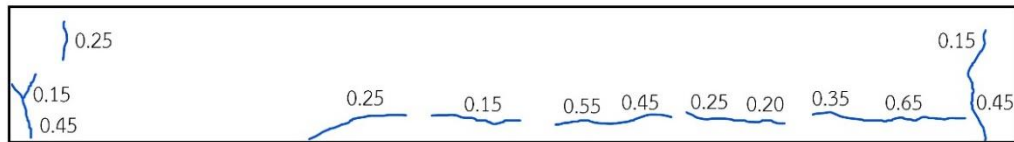
Right Face



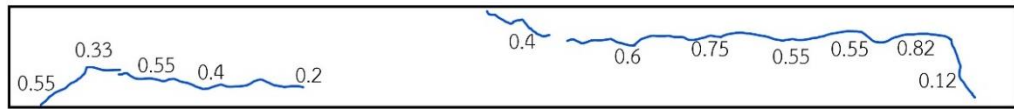
Bottom Face



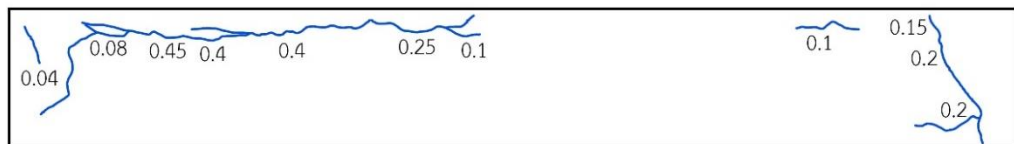
Left Face



Right Face



Bottom Face



Left Face



Top Face

(ก) รอยแตกเนื่องจากการกัดกร่อนของคาน 16C-NR



Right Face



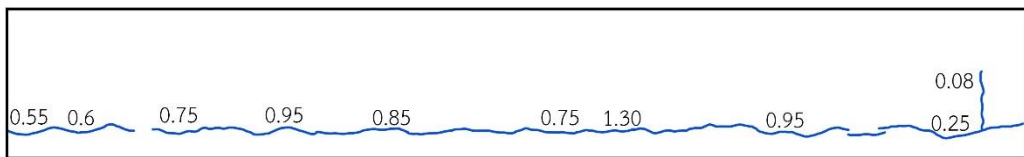
Bottom Face



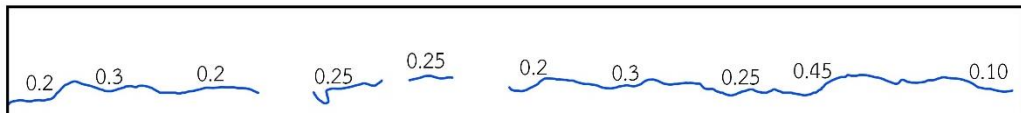
Left Face



Top Face



Right Face



Bottom Face



Left Face



Top Face

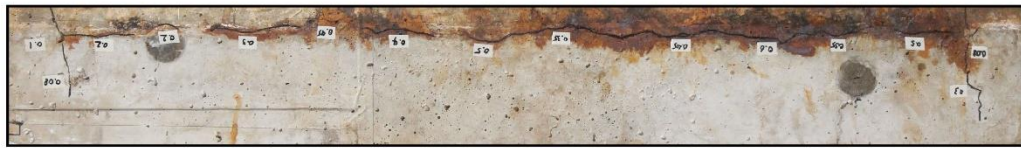
(ข) รอยแตกเนื่องจากการกัดกร่อนของคาน 16C-1F



Right Face



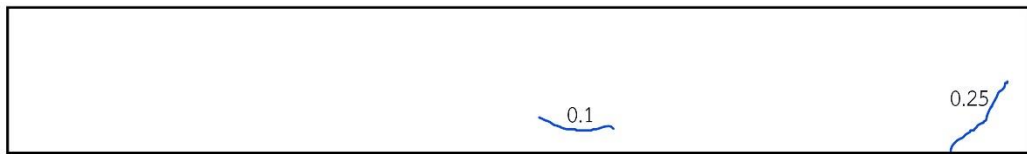
Bottom Face



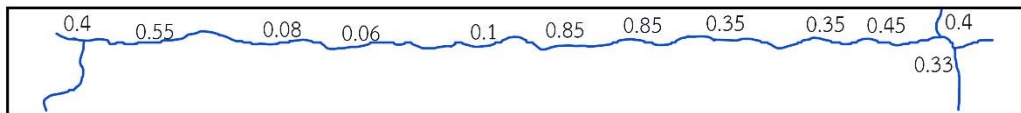
Left Face



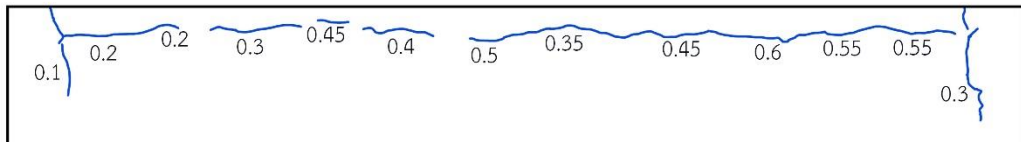
Top Face



Right Face



Bottom Face



Left Face



Top Face

(ค) รอยแตกเนื่องจากการกัดกร่อนของคาน 18C-15F



Right Face



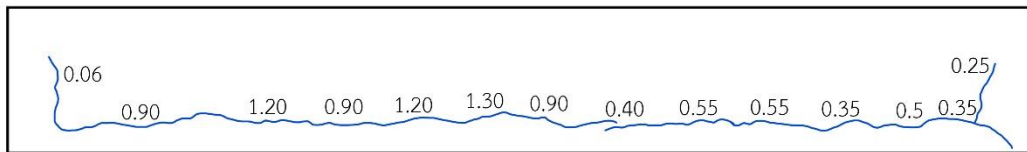
Bottom Face



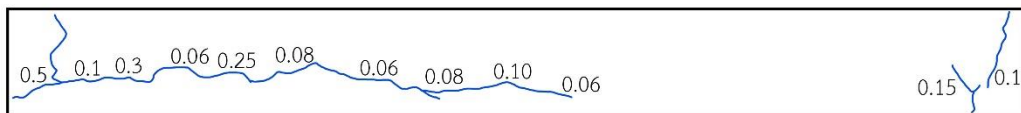
Left Face



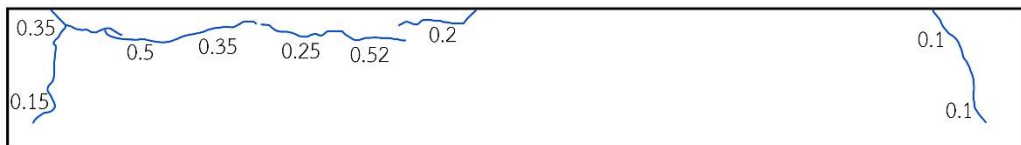
Top Face



Right Face



Bottom Face



Left Face



Top Face

(ง) รอยแตกเนื่องจากการกักตัวของคาน 18C-2.0F



Right Face



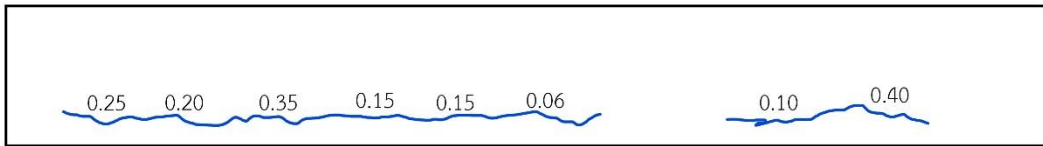
Bottom Face



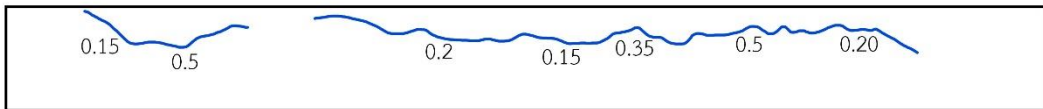
Left Face



Top Face



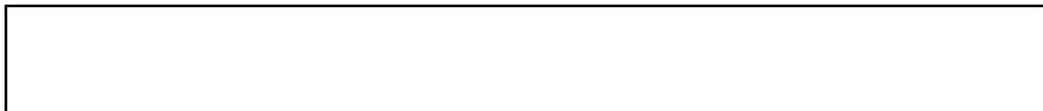
Right Face



Bottom Face



Left Face



Top Face

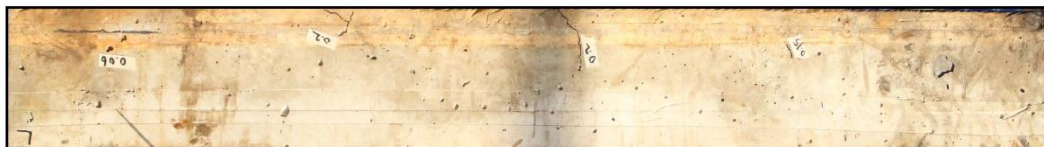
(จ) รอยแตกเนื่องจากการกัดกร่อนของคาน 12C-NR (ไทรลัน และ ทองเต็ม, 2558)



Right Face



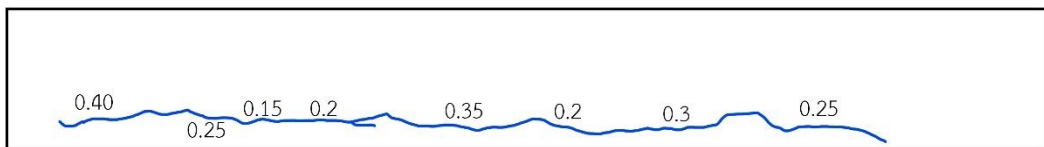
Bottom Face



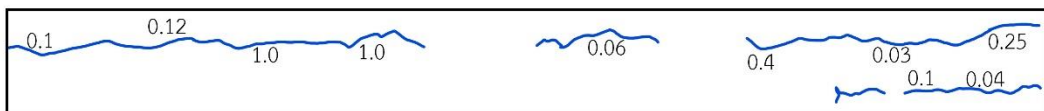
Left Face



Top Face



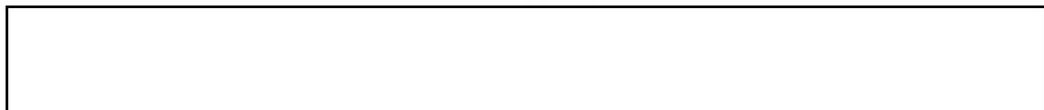
Right Face



Bottom Face



Left Face



Top Face

(ข) รอยแตกเนื่องจากการกักร้อนของคาน 12C-1.5F (ไหลล้น และ ทองเต็ม, 2558)

รูปที่ 4.3 รอยแตกเนื่องจากการกักร้อนของคานทดสอบ

4.3 ผลการทดสอบการรับน้ำหนักของคาน

4.3.1 กำลังรับน้ำหนักบรรทุกทุกในคานตัวอย่าง

การทดสอบกำลังรับน้ำหนักของคานในงานวิจัยนี้ ได้ศึกษา 8 กรณีศึกษา สำหรับ 8 คานตัวอย่าง ซึ่งแต่ละกรณีศึกษาจะมี 1 คานตัวอย่าง โดยกำลังรับน้ำหนักบรรทุกทุกสำหรับคานที่ไม่เกิดการกักร่อน คานที่เกิดการกักร่อนแต่ไม่ได้ซ่อมแซมและคานที่เกิดการกักร่อนและซ่อมแซมด้วยคอนกรีตเสริมเส้นใยเหล็ก แสดงผลการทดสอบจากการบรรทุกน้ำหนักกระทำแบบ 4 จุดดังตารางที่ 4.5

ตารางที่ 4.5 ตารางแสดงผลการทดสอบคาน

Specimens	Experimental Results			
	f'_c (concrete) (MPa)	f'_c (Mortar) (MPa)	Failure mode	Maximum Load (kN)
0C-NR	34.6	-	Shear	119.8
16C-NR	34.6	-	Shear	128.7
16C-1.0F	34.6	33.5	Flexure-shear (Interface)	101.1
18C-1.5F	34.6	38.4	Flexure-shear (Interface)	123.5
18C-2.0F	34.6	30.8	Flexure-shear (Interface)	140.2
12C-NR*	34.6	-	Shear	104.2
14C-1.0F*	34.6	33.5	Flexure-shear (Interface)	112.4
12C-1.5F*	34.6	38.4	Flexure-shear (Interface)	116.4

* อ้างอิงค่าการทดสอบจากนิริพัฒน์ ไหล่ลัน และ มณเฑียร ทองเต็ม (2558)

4.3.1.1 คานที่ไม่ได้รับการซ่อมแซม (0C-NR 12C-NR และ 16C-NR)

คานตัวอย่างทั้ง 8 คานได้รับการออกแบบให้วิบัติด้วยแรงเฉือน ซึ่งผลการทดสอบคานพบว่า คานควบคุม (0C-NR) วิบัติด้วยแรงเฉือนตามที่ออกแบบไว้ คานที่เกิดการกักร่อนแต่ไม่ได้ซ่อมแซม (16C-NR) จะมีกำลังรับน้ำหนักที่เพิ่มมากขึ้น 7 เปอร์เซ็นต์ เมื่อเทียบกับคานที่ไม่เกิดการกักร่อน (0C-NR) ดังแสดงในตารางที่ 4.5 ทั้งนี้เนื่องจากคานเกิดสนิมที่เหล็กเสริมและเหล็กเสริมสูญเสียการยึดเกาะกับคอนกรีต ทำให้การถ่ายแรงเฉือนในคอนกรีตไม่สามารถถ่ายแรงได้ พฤติกรรมของคานจึงเปลี่ยนจาก Beam action สู่ Arch action ดังสมมติฐานที่กล่าวถึงในหัวข้อที่ 2.1 และทำให้กำลังรับ

แรงเฉือนเพิ่มมากขึ้น ในขณะที่เดียวกันคานที่เกิดการกักร่อนและเหล็กสูญเสียหน้าตัด 12 เปอร์เซ็นต์ (12C-NR) กลับพบว่าคานสามารถรับน้ำหนักบรรทุกได้น้อยลงดังแสดงในตารางที่ 4.5 เนื่องจากพฤติกรรมแบบ Arch Action ไม่เด่นชัด ประกอบกับมีการเกิดสนิมเกิดขึ้น คานสูญเสียหน้าตัดเหล็ก รับแรงดึง ทำให้ความสามารถในการบรรทุกน้ำหนักลดลง

4.3.1.2 คานที่ได้รับการซ่อมแซม

สำหรับคานที่เกิดการกักร่อนที่ 16 เปอร์เซ็นต์แล้วซ่อมแซมด้วยคอนกรีตเสริมเส้นใยเหล็ก ปริมาตร 1.0 เปอร์เซ็นต์ (16C-1F) พบว่ากำลังรับน้ำหนักของคานลดลงเมื่อเทียบกับคานที่เกิดการกักร่อนแต่ไม่ได้ซ่อมแซมดังแสดงในตารางที่ 4.5 ทั้งนี้เนื่องจากเหล็กเสริมถูกกักร่อนและเสียพื้นที่หน้าตัดในคานไป และคานถูกซ่อมแซมด้วยการสกัดเปิดผิวของคอนกรีตและใช้คอนกรีตเสริมเส้นใยเหล็กซ่อมแซมบริเวณโดยรอบเหล็กเสริมรับแรงดึง ทำให้เหล็กเสริมกลับมายึดเกาะกับคอนกรีตจึงไม่เกิดพฤติกรรมแบบ Arch action อย่างไรก็ตามพบว่าปริมาณของเส้นใยเหล็กที่ใช้ในการซ่อมแซม (1 เปอร์เซ็นต์) ยังไม่เพียงพอที่จะชดเชยกำลังที่สูญเสียไปจากการสูญเสียหน้าตัดเหล็ก จึงทำให้กำลังรับแรงของคานลดลง โดยมีกำลังรับน้ำหนักสูงสุดอยู่ที่ 101.1 kN

สำหรับคานที่เกิดการกักร่อนที่ 18 เปอร์เซ็นต์และซ่อมแซมด้วยคอนกรีตเสริมเส้นใยเหล็ก ปริมาตร 1.5 เปอร์เซ็นต์ (18C-1.5F) พบว่าคานมีกำลังรับน้ำหนักเพิ่มมากขึ้น 3.06 เปอร์เซ็นต์ เมื่อเทียบกับคานที่ไม่ได้เกิดการกักร่อน (OC-NR) ซึ่งแสดงให้เห็นว่าการซ่อมแซมด้วยคอนกรีตเสริมเส้นใยเหล็กด้วยปริมาตรเส้นใยเหล็กที่ 1.5 เปอร์เซ็นต์ สามารถทำให้กำลังรับแรงของคานกลับมาเท่ากับคานที่ไม่เกิดการกักร่อน

สำหรับคานที่เกิดการกักร่อนที่ 18 เปอร์เซ็นต์และซ่อมแซมด้วยคอนกรีตเสริมเส้นใยเหล็ก ด้วยปริมาตร 2 เปอร์เซ็นต์ (18C-2.0F) พบว่ามีกำลังรับแรงมากถึง 140.2 kN และมีกำลังเพิ่มมากขึ้นถึง 17 เปอร์เซ็นต์เมื่อเทียบกับคานที่ไม่เกิดการกักร่อน (OC-NR)

สำหรับคานที่เกิดการกักร่อนที่ 14 เปอร์เซ็นต์ และซ่อมแซมด้วยคอนกรีตเสริมเส้นใยเหล็ก ปริมาตร 1 เปอร์เซ็นต์นั้น เนื่องจากเส้นใยเหล็กไม่เพียงพอ ทำให้กำลังบรรทุกน้ำหนักของคานลดลง 6 เปอร์เซ็นต์เมื่อเทียบกับคานที่ไม่เกิดการกักร่อน

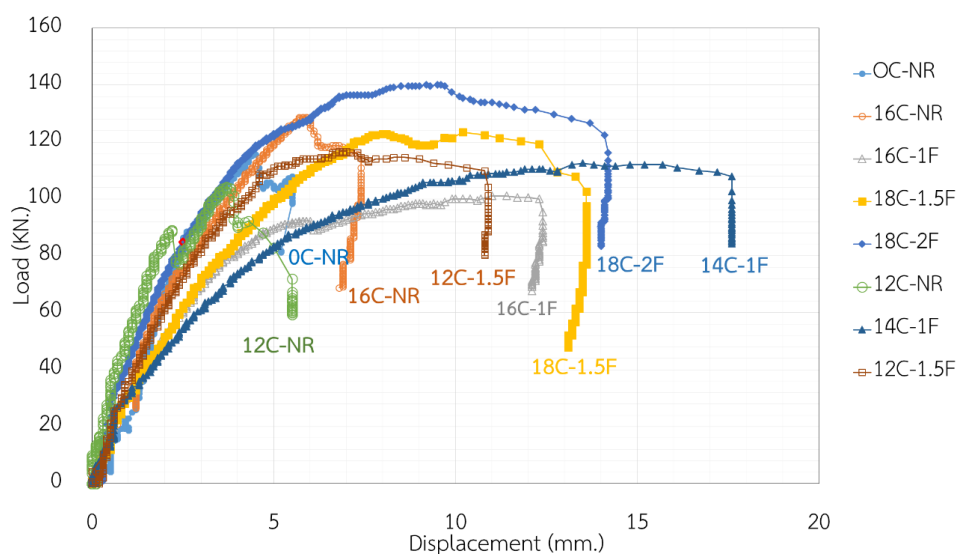
และสำหรับคานที่ 12 เปอร์เซ็นต์ และซ่อมแซมด้วยเส้นใยเหล็ก 1.5 เปอร์เซ็นต์นั้น ความสามารถในการกลับมารับน้ำหนักของคานเทียบเท่าได้กับคานที่ไม่เกิดการกักร่อน

ดังนั้นจากผลการทดลองสามารถสรุปได้ว่าคานที่ได้รับการซ่อมแซมด้วยคอนกรีตเสริมเส้นใยเหล็กสามารถเพิ่มกำลังรับแรงของคานได้ เมื่อซ่อมแซมด้วยปริมาตรของเส้นใยเหล็กที่ 1.5 เปอร์เซ็นต์

สามารถกลับมารับแรงได้เท่ากับคานที่ไม่เกิดการกักต่อน และ 2 เปอร์เซ็นต์จะสามารถเพิ่มความสามารถในการรับแรงอย่างมีนัยสำคัญ

4.3.2 ลักษณะการวิบัติของคาน

รูปที่ 4.4 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักกระทำและค่าการโก่งตัวของคานทดสอบทั้ง 8 คาน



รูปที่ 4.4 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักกระทำและค่าการโก่งตัว

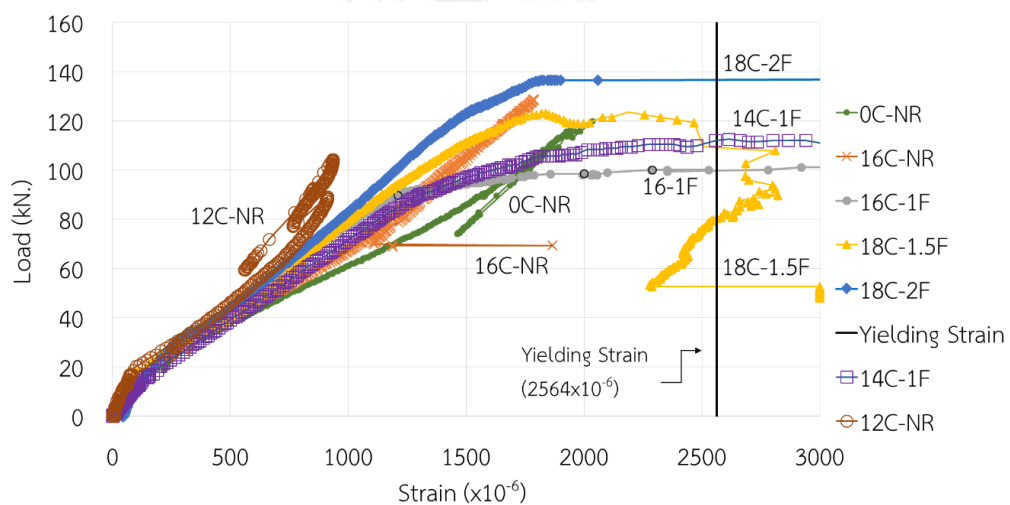
4.3.2.1 คานที่ไม่ได้รับการซ่อมแซม (OC-NR และ 16C-NR)

คานตัวอย่างที่ไม่เกิดการกักต่อน (OC-NR) และคานที่เกิดการกักต่อนที่ 12 (12C-NR) และ 16 เปอร์เซ็นต์ (16C-NR) เมื่อได้รับน้ำหนักกระทำจนถึงน้ำหนักสูงสุด (Peak load) น้ำหนักกระทำจะลดลงอย่างรวดเร็วดังแสดงในรูปที่ 4.4 ซึ่งหมายถึงเกิดการวิบัติแบบเฉือน รูปที่ 4.5 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักกระทำและความเครียดในเหล็กเสริมที่ระยะ 75 มิลลิเมตรจากกึ่งกลางคาน (ตำแหน่ง DB3 ในรูปที่ 3.18) พบว่าความเครียดในเหล็กเสริมรับแรงดึงสำหรับคานทั้งสามคาน (OC-NR 12C-NR และ 16C-NR) ยังไม่ถึงจุดคราก และจากรูปที่ 4.6 ซึ่งแสดงความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักกระทำและความเครียดในเหล็กปลอกที่ระยะ 287.5 มิลลิเมตรจากกึ่งกลางคาน (ตำแหน่ง STR2 ในรูปที่ 3.18) จะเห็นได้ว่าเหล็กปลอกในคาน OC-NR และ 16C-NR ถึงจุดครากแล้ว ซึ่งจากรูปความสัมพันธ์ทั้งสองกราฟมีความหมายว่าเหล็กปลอกถึงจุดครากแต่เหล็กเสริมรับแรงดึงไม่ถึงจุดครากเช่นนี้หมายถึง การวิบัติแบบแรงเฉือน (Shear failure) รูปที่ 4.8 (ก) (ข) และ (ค) แสดงลักษณะการวิบัติของคาน OC-NR 12C-NR และ 16C-NR ตามลำดับ

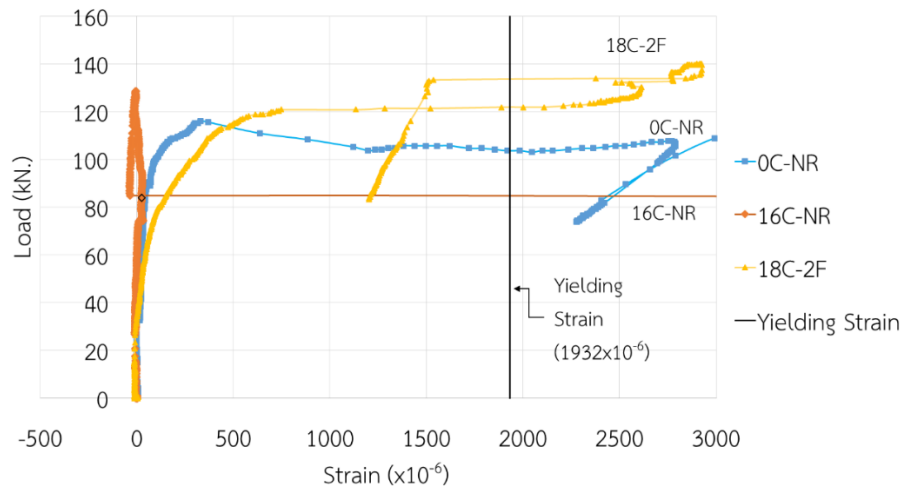
4.3.2.2 คานที่ได้รับการซ่อมแซม (16C-1F, 18C-1.5F, 18C-2F, 14C-1F และ 12C-1.5F)

สำหรับคานที่เสียหายเนื่องจากการกัดกร่อนและได้รับการซ่อมแซม (16C-1F, 18C-1.5F, 18C-2F, 14C-1F และ 12C-1.5F) คานจะแอนตัวมากขึ้นเรื่อยๆเมื่อเพิ่มน้ำหนักกระทำ ดังแสดงในรูปที่ 4.4 จนถึงค่ากำลังรับน้ำหนักสูงสุดของคานคานยังรับน้ำหนักคงที่ในขณะที่ค่าการแอนตัวเพิ่มมากขึ้น จนในที่สุดความสามารถในการรับน้ำหนักจะค่อยๆลดลง

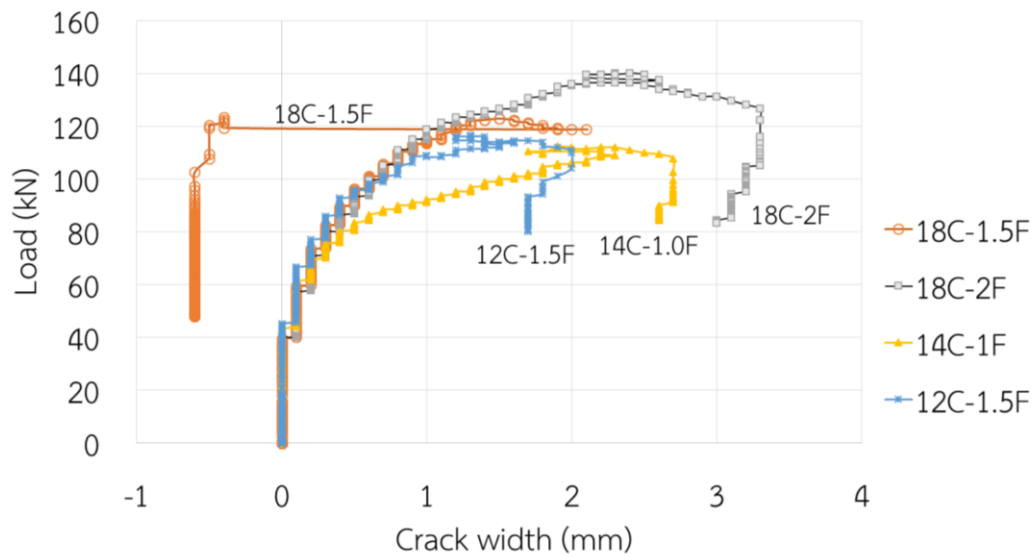
จากลักษณะรอยแตกของคานที่ซ่อมแซมพบว่า เมื่อคานบรรทุกน้ำหนักกระทำจนกระทั่งเริ่มมีรอยแตกเกิดขึ้น รอยแตกที่เกิดขึ้นจะเป็นรอยแตกแบบดัด (flexural crack) กระจายอยู่ในบริเวณที่ซ่อมแซมด้วย FRC แต่เมื่อเพิ่มน้ำหนักกระทำ รอยแตกจะขยายตัวและโค้งเข้าสู่บริเวณที่เป็นรอยต่อระหว่างคานเดิมและวัสดุซ่อมแซม เป็นรอยแตกแบบ flexure-shear cracks และรอยแตกจะขยายตัวเข้าสู่ Loading point และจากรูปที่ 4.5 พบว่าเหล็กเสริมรับแรงดึงที่ตำแหน่ง DB3 ของคานที่ได้รับการซ่อมแซมทั้งหมดเกิดการครากก่อนแรงกระทำสูงสุด และเหล็กปลอกที่ตำแหน่ง STR2 ในคานที่ได้รับการซ่อมแซมดังรูปที่ 4.6 เกิดการครากก่อนแรงกระทำสูงสุดเช่นเดียวกัน ซึ่งหมายความว่าคานมีลักษณะการวิบัติแบบ Flexure-shear



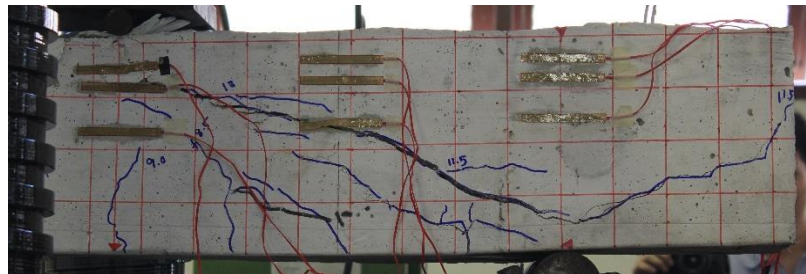
รูปที่ 4.5 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักกระทำและความเครียดในเหล็กเสริมรับแรงดึงที่ระยะ 75 มม.



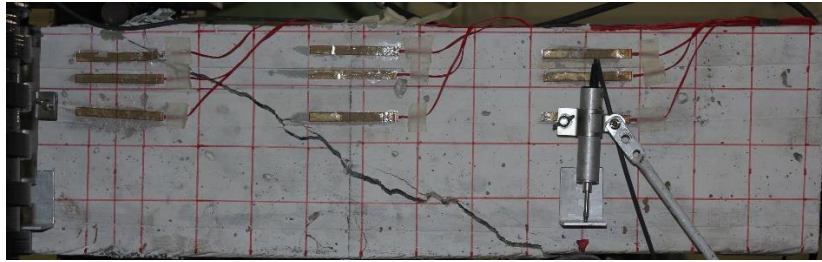
รูปที่ 4.6 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักกระทำกับค่าความเครียดในเหล็กปลอกที่กึ่งกลางคาน (STR2)



รูปที่ 4.7 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักกระทำและความกว้างของรอยแยก



(ก) 0C-NR (ไม่เกิดการร้าวร่อน)



(ข) 12C-NR



(ค) 16C-NR



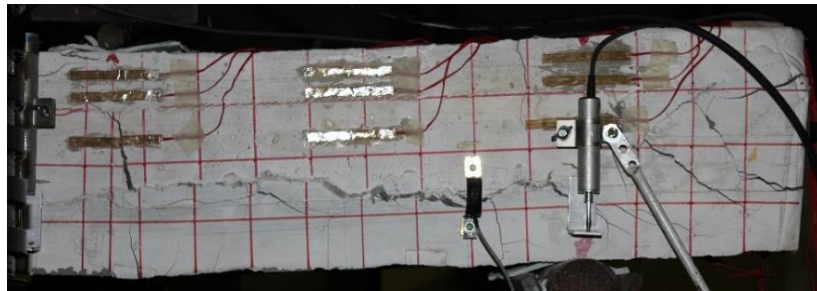
(ง) 16C-1F



(จ) 18C-1.5F



(ฉ) 18C-2.0F



(ช) 14C-1.0F



(ซ) 12C-1.5F

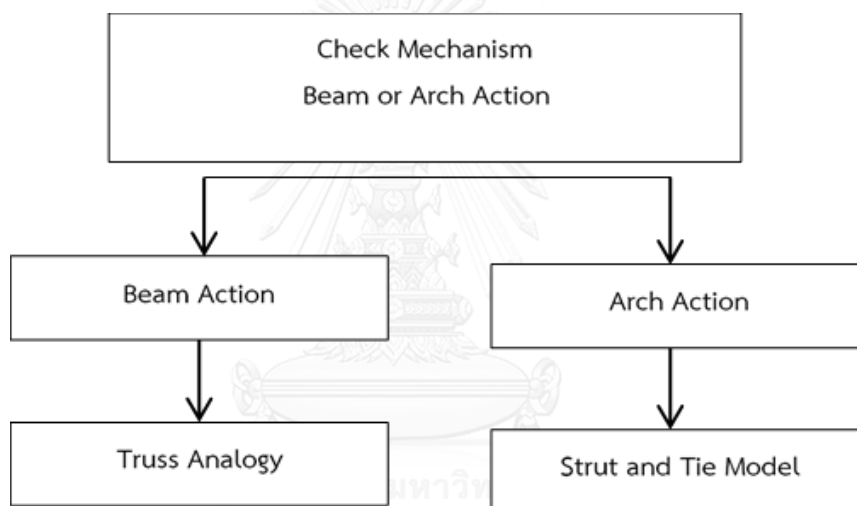
รูปที่ 4.8 การวิบัติของคาน

บทที่ 5

การวิเคราะห์ผลการทดสอบ

5.1 บทนำ

การวิเคราะห์ผลการทดสอบ จากผลการทดลอง ผู้วิจัยได้ศึกษาพฤติกรรมรับแรงเฉือนที่เกิดขึ้นในคานาทั้งที่ไม่เกิดการกั้ดกร่อน ที่เกิดการกั้ดกร่อน และที่เกิดการกั้ดกร่อนและซ่อมแซมด้วยคอนกรีตเสริมเส้นใยเหล็ก โดยทำการวิเคราะห์พฤติกรรมการถ่ายแรงภายในคานา ทั้งวิธี Truss Analogy และ Strut and Tie Model เพื่อเปรียบเทียบผลที่ได้จากทั้งทฤษฎีและผลการทดลองเพื่อให้สอดคล้องกับวัตถุประสงค์ ดังแสดงในรูปที่ 5.1



รูปที่ 5.1 ขั้นตอนในการวิเคราะห์ผลการทดสอบ

5.2 พฤติกรรมแบบ Beam Action และ Arch Action

พฤติกรรมแบบ Beam Action และ Arch Action เป็นพฤติกรรมที่อธิบายแรงเฉือนที่เกิดขึ้นในคานาโดยผู้ทำการวิจัยได้ทำการศึกษาทฤษฎีต่างๆ ดังได้กล่าวไว้ในหัวข้อ 2.1 แล้วนั้น เมื่อคานาเกิดการกั้ดกร่อนคานาจะเปลี่ยนพฤติกรรมจากพฤติกรรมแบบ Beam Action (ดังสมการที่ 5.1) สู่ Arch Action (สมการที่ 5.2)

$$V = \frac{d(T)}{dx} \cdot jd \quad (5.1)$$

$$V = \frac{d(jd)}{dx} \cdot T \quad (5.2)$$

ซึ่งพฤติกรรมแบบ Beam Action จะมีแกนของโมเมนต์หรือ jd ที่คงที่ซึ่งหมายถึงกำลังรับแรงดึงจะเปลี่ยนไปตามตำแหน่งของคาน ในขณะที่เดียวกันเหล็กเสริมตามยาวจะรับแรงดึงคงที่เมื่อเกิดพฤติกรรมแบบ Arch Action ดังนั้นผู้วิจัยจึงได้ทำการเปรียบเทียบค่าของกำลังรับแรงดึง ที่เกิดขึ้นในคานที่ไม่เกิดการกักกร่อน (OC-NR) คานที่เกิดการกักกร่อนและไม่ได้ซ่อมแซม (16C-NR และ 12C-NR) และคานที่ได้รับการกักกร่อนและซ่อมแซมด้วยคอนกรีตผสมเส้นใยเหล็ก (16C-1F 18C-1.5F 18C-2F 14C-1.0F และ 12C-1.5F)

โดยการหาค่ากำลังรับแรงดึงที่เกิดขึ้นในคานจะหาจากการติดอุปกรณ์วัดความเครียด (Strain Gauges) ที่ติดอยู่ที่ผิวของเหล็กเสริม โดยติดที่ระยะ 75 มิลลิเมตร 287.5 มิลลิเมตร และ 500 มิลลิเมตรจากกึ่งกลางคาน ดังแสดงในรูปที่ 5.2 และทำการอ่านค่าความเครียดที่เกิดขึ้นเมื่อได้รับน้ำหนักบรรทุกทุกๆ 10 kN และทำการแปลงค่าความเครียดที่ได้จากอุปกรณ์ให้เป็นค่ากำลังรับแรงดึง ดังสมการที่ 5.3

$$T = \varepsilon_s EA_s^* \text{ เมื่อ } \varepsilon_s < \varepsilon_y$$

$$T = f_y \cdot A_s^* \text{ เมื่อ } \varepsilon_s \geq \varepsilon_y \quad (5.3)$$

เมื่อ ε_s คือความเครียดที่เกิดขึ้นในเหล็กเสริม ($\mu\text{m/m}$)

E คือค่าโมดูลัสยืดหยุ่นของเหล็ก (MPa)

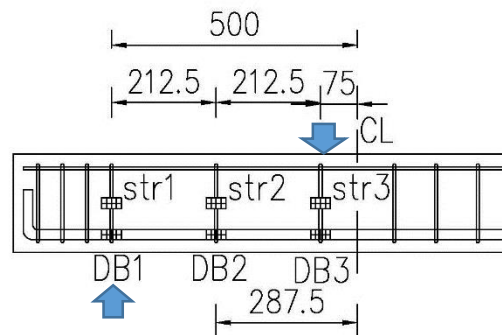
A_s^* คือพื้นที่หน้าตัดของเหล็กเสริมที่เปลี่ยนแปลงไปเนื่องจากเกิดการกักกร่อน (mm^2)

โดยผู้วิจัยได้ทำการเปรียบเทียบแรงดึงที่เกิดขึ้นในแต่ละจุดที่ติดอุปกรณ์วัดความเครียดดังแสดงในรูปที่ 5.3 ความสัมพันธ์ระหว่างกำลังรับแรงดึงในเหล็กเสริมและตำแหน่งใน Shear Span ของคาน โดยแกน x แสดงตำแหน่งที่ติด Strain Gauges

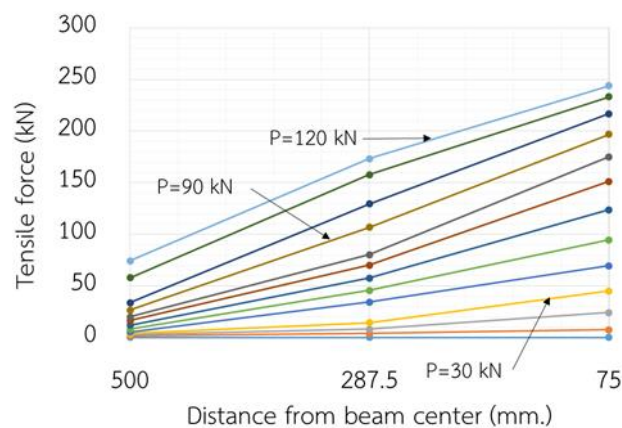
จากรูปที่ 5.3 (ก) จะเห็นได้ว่าคานที่ไม่เกิดการกักกร่อน (OC-NR) แรงดึงในแต่ละตำแหน่งใน Shear Span มีค่าลดลงอย่างต่อเนื่องเมื่อตำแหน่งของ Strain Gauge ห่างออกไปจากจุดที่น้ำหนักกระทำ เมื่อเพิ่มน้ำหนักกระทำอย่างต่อเนื่องในทุกๆ 10 kN แรงดึงในแต่ละตำแหน่งของอุปกรณ์วัดค่ายังมีค่าลดลง ซึ่งพฤติกรรมนี้เป็นพฤติกรรมแบบ Beam Action ในขณะที่คานที่เกิดการกักกร่อนแต่ไม่ได้ซ่อมแซม (16C-NR และ 12C-NR) ดังรูปที่ 5.3 (ข) เมื่อเพิ่มน้ำหนักกระทำถึงจุดๆหนึ่งแรงดึงในคานจะมีค่าคงที่ ยกตัวอย่างเช่นคานที่เกิดการกักกร่อนที่ 16C-NR เมื่อได้รับน้ำหนักกระทำ 80 kN แรงดึงที่ตำแหน่ง 75 มิลลิเมตรจากกึ่งกลางคานยังคงมีค่าเพิ่มขึ้น ในขณะที่เดียวกันที่ตำแหน่ง 287.5 มิลลิเมตรจากกึ่งกลางคาน แรงดึงเพิ่มขึ้นอย่างรวดเร็วและมีค่าเทียบเท่ากับแรงดึงที่ตำแหน่งที่

75 มิลลิเมตร ซึ่งตลอดความยาวในช่วงคานรับแรงเฉือนนั้น แรงดึงมีค่าคงที่ ซึ่งหมายถึงคานมีการเปลี่ยนพฤติกรรมจาก Beam Action สู่ Arch Action เมื่อได้รับน้ำหนักบรรทุกทุกที่ 80 kN และเป็นผลทำให้คานที่เกิดการกักต่อนที่ 16 เปอร์เซนต์กำลังรับแรงเฉือนเพิ่มมากขึ้น เมื่อเทียบกับคานที่ไม่เกิดการกักต่อน (ได้กล่าวถึงในหัวข้อที่ 4.3) อย่างไรก็ตามคานที่เกิดการกักต่อน 12 เปอร์เซนต์ (12C-NR) ไม่สามารถสรุปผลได้ เนื่องจากเมื่อคานได้รับน้ำหนักกระทำ 80 kN ดังแสดงในรูปที่ 5.3 (ค) และยังไม่ถึงค่าสูงสุดที่คานสามารถรับน้ำหนักได้ อุปกรณ์วัดค่าความเครียดเกิดการรบกวนเนื่องจากคานเกิดรอยแตกในบริเวณที่ติด Strain Gauge ทำให้ผลจากการเก็บตัวอย่างไม่สามารถสรุปได้ว่าหลังจากเกิดรอยแตกนั้น พฤติกรรมของคานเกิดพฤติกรรมแบบ Beam Action หรือ Arch Action

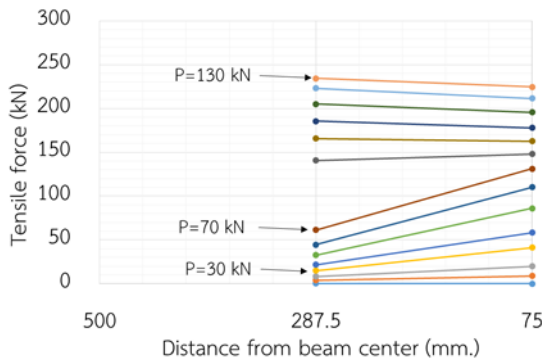
สำหรับคานที่ซ่อมแซมด้วยคอนกรีตเสริมเส้นใยเหล็ก (16C-1F 18C-1.5F 18C-2F 14C-1.0F และ 12C-1.5F) จากรูปที่ 5.3 (ง) 5.3 (จ) 5.3 (ฉ) 5.3 (ช) และ 5.3 (ซ) คานมีพฤติกรรมแบบคานที่ไม่เกิดการกักต่อน คือแรงดึงไม่คงที่ตลอดความยาว Shear Span ซึ่งหมายถึงคานมีพฤติกรรมแบบ Beam Action เนื่องจากการซ่อมแซมทำให้เหล็กเสริมกลับมายึดเกาะกับคอนกรีตอีกครั้ง



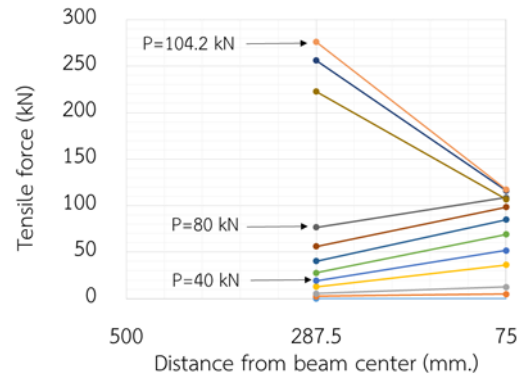
รูปที่ 5.2 ตำแหน่งของอุปกรณ์วัดความเครียดในเหล็กเสริม (DB1 DB2 และ DB3)



(ก) กำลังรับแรงดึงสำหรับคาน OC-NR (ไม่เกิดการกักต่อน)

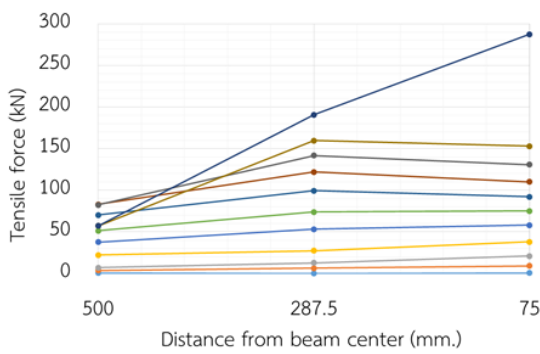


(ข) กำลังรับแรงดึงสำหรับคาน 16C-NR

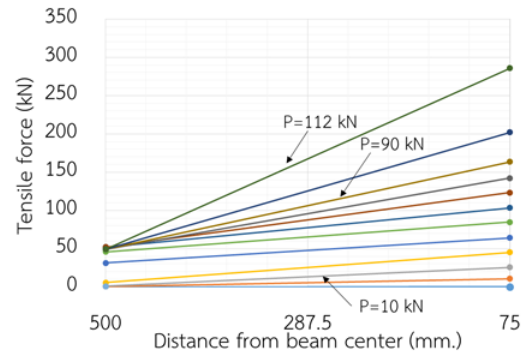


(ค) กำลังรับแรงดึงสำหรับคาน 12C-NR

**ทั้ง (ข) และ (ค) ที่ระยะ 500 มิลลิเมตรจากกึ่งกลางคาน อุปกรณ์ไม่สามารถเก็บค่าความเครียดได้

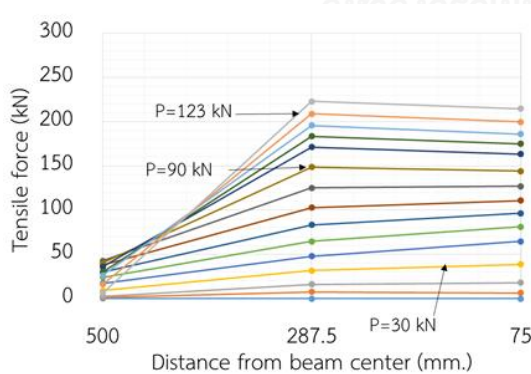


(ง) กำลังรับแรงดึงสำหรับคาน 16C-1F

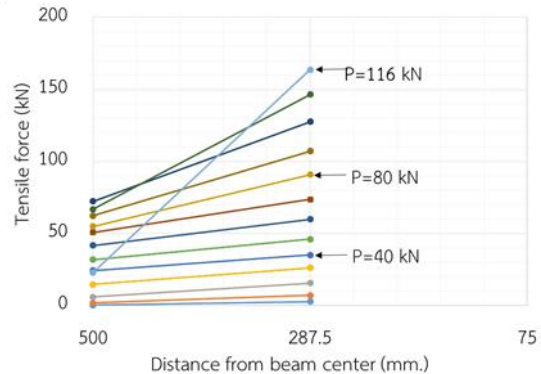


(จ) กำลังรับแรงดึงสำหรับคาน 14C-1F

** คาน (จ) ที่ระยะ 287.5 มิลลิเมตรจากกึ่งกลางคาน อุปกรณ์ไม่สามารถเก็บค่าความเครียดได้

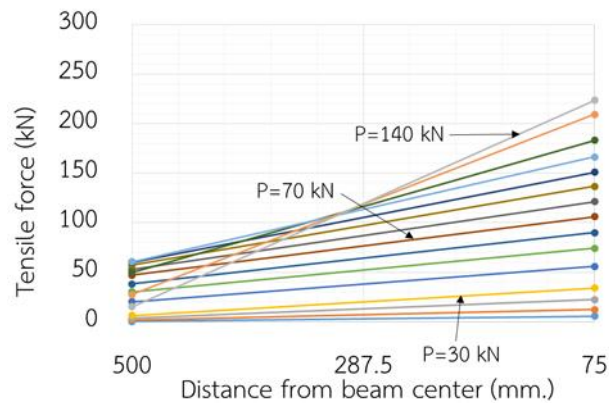


(ฉ) กำลังรับแรงดึงสำหรับคาน 18C-1.5F



(ช) กำลังรับแรงดึงสำหรับคาน 12C-1.5F

** คาน (ช) ที่ระยะ 75 มิลลิเมตรจากกึ่งกลางคาน อุปกรณ์ไม่สามารถเก็บค่าความเครียดได้

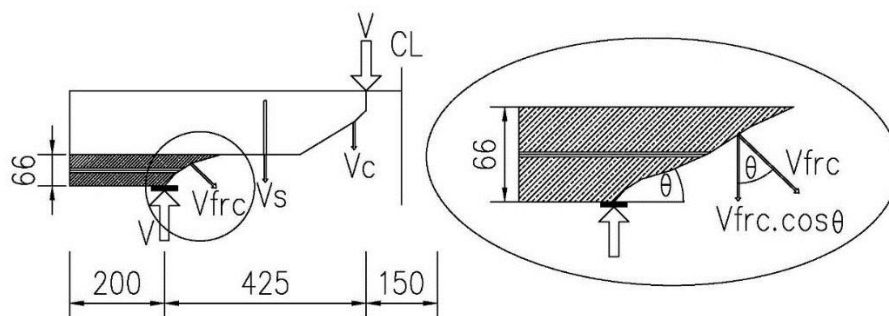


(ช) กำลังรับแรงดึงสำหรับคาน 12C-2.0F

** คาน (ช) ที่ระยะ 287.5 มิลลิเมตรจากกึ่งกลางคาน อุปกรณ์ไม่สามารถเก็บค่าความเครียดได้
รูปที่ 5.3 ความสัมพันธ์ระหว่างกำลังรับแรงดึงในเหล็กเสริมและตำแหน่งใน Shear Span ของคาน

5.3 การวิเคราะห์ด้วยแบบจำลอง Truss Analogy

พิจารณาชิ้นส่วนรอยแตกดังรูปที่ 5.4 จากสมการของ JSCE (2010) จะเห็นได้ว่ากำลังรับแรงเฉือนของคานที่ซ่อมแซมด้วยคอนกรีตเสริมเส้นใยเหล็ก (แสดงในสมการที่ 5.4) จะเท่ากับผลรวมของกำลังรับแรงเฉือนที่รับด้วยคอนกรีต (แสดงในสมการที่ 5.5) รวมกับ กำลังรับแรงเฉือนที่รับด้วยเหล็กเสริมรับแรงเฉือน (แสดงในสมการที่ 5.6) และ กำลังรับแรงเฉือนที่รับด้วยคอนกรีตเสริมเส้นใยเหล็ก (แสดงในสมการที่ 5.7)



รูปที่ 5.4 ชิ้นส่วนรอยแตกของคานที่ซ่อมแซมด้วยคอนกรีตเสริมเส้นใยเหล็ก

$$V = V_c + V_s + V_{frc} \quad (5.4)$$

$$V_c = 0.2 \cdot \sqrt[3]{f'_c} \cdot \sqrt[4]{1000/d} \cdot \sqrt[3]{100\rho_w} \cdot b_w \cdot d \quad (5.5)$$

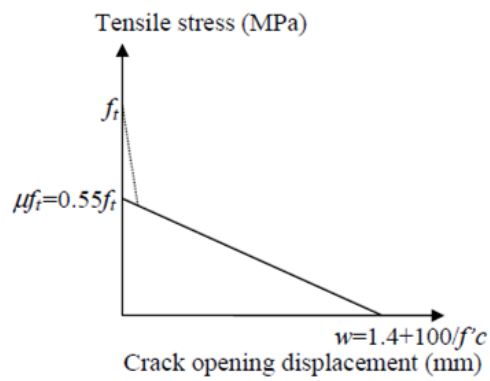
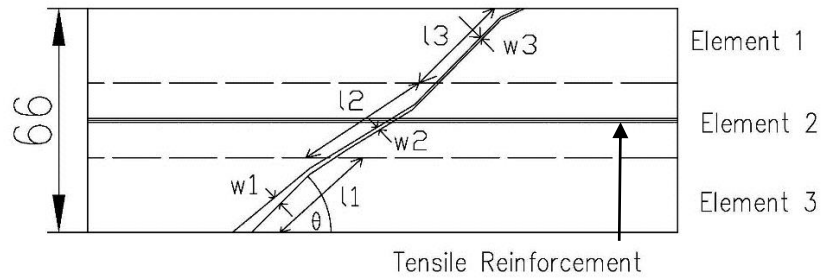
$$V_s = (A_w f_{wy} z) / s \quad (5.6)$$

$$V_{frc} = (\sum \sigma_t \cdot l) \cdot b_w \cdot \cos \theta \quad (5.7)$$

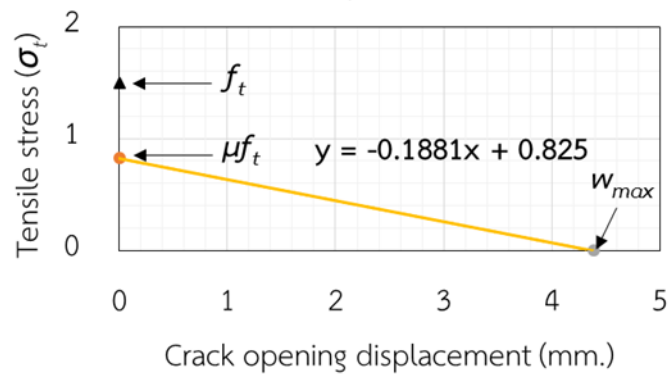
$$\rho_w = A_s^* / b_w \cdot d \quad (5.8)$$

- เมื่อ V_c คือแรงเฉือนที่รับด้วยคอนกรีต (kN)
- V_s คือแรงเฉือนที่รับด้วยเหล็กปลอก (kN)
- V_{frc} คือแรงเฉือนที่รับด้วยคอนกรีตเสริมเส้นใยเหล็ก (kN)
- f_c' คือกำลังรับแรงอัดของคอนกรีต (MPa)
- d คือความลึกประสิทธิภาพของคาน (mm.)
- ρ_w คือปริมาณเหล็กเสริมรับแรงดึงเท่ากับ (ดังสมการที่ 5.8)
- A^* คือหน้าตัดของเหล็กเสริมที่สูญเสียหน้าตัดเนื่องจากการกัดกร่อน (mm.)
- b_w คือความกว้างของหน้าตัดคาน (mm.)
- A_w คือพื้นที่หน้าตัดของเหล็กเสริมรับแรงเฉือน (mm²)
- f_{wy} คือกำลังรับแรงดึงที่จุดครากของเหล็กปลอก (MPa)
- θ คือมุมของรอยแตกที่เกิดขึ้น (องศา)
- σ_t คือ Tensile stress ที่ได้จาก Tension softening curve (MPa)
- l คือความยาวของรอยแตก (mm.)

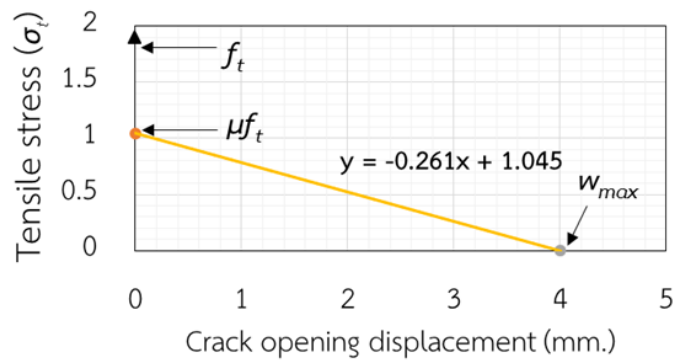
โดยการหาค่ากำลังรับแรงเฉือนที่รับด้วยคอนกรีตเสริมเส้นใยเหล็ก จะต้องทำการหาค่าของ Tensile Stress จาก Tension Softening curve ดังแสดงในรูปที่ 5.5 โดยจะสามารถหาได้จากความสัมพันธ์แบบเส้น (Linear Equation) ระหว่างความกว้างสูงสุด หรือ $w = 1.4 + 100 / f_c'$ และ Tensile stress (σ_t) ที่จุด μf_t โดย $\mu = 0.55$ และ f_t คือกำลังรับแรงดึงของคอนกรีตเสริมเส้นใยเหล็ก โดยทำการวัดรอยแตกที่เกิดขึ้นจริงในคานที่ทำการทดสอบแล้วจำนวน 3 รอยแตก วัดมุมที่เกิดขึ้น และความยาวในแต่ละช่วง ซึ่งเมื่อทราบรอยแตกเราสามารถนำมาหาความสัมพันธ์ระหว่างรอยแตกและ Tensile Stress ที่เกิดขึ้นในคอนกรีตเสริมเส้นใยเหล็กได้ หลังจากนั้นนำมาแทนค่าในสมการที่ 5.7 จะได้กำลังรับแรงเฉือนที่เกิดขึ้นในพื้นที่คอนกรีตเสริมเส้นใยเหล็ก เพื่อมารวมกับกำลังรับแรงเฉือนที่รับด้วยคอนกรีตและเหล็กปลอกตามลำดับ โดย Tension Softening curve ของคอนกรีตเสริมเส้นใยเหล็กที่ผู้วิจัยได้ทำการศึกษา ได้แก่ Tension Softening curve ของปริมาณเส้นใยที่ 1.0 เปอร์เซ็นต์ 1.5 เปอร์เซ็นต์ และ 2.0 เปอร์เซ็นต์ตามลำดับ ดังแสดงในรูปที่ 5.6



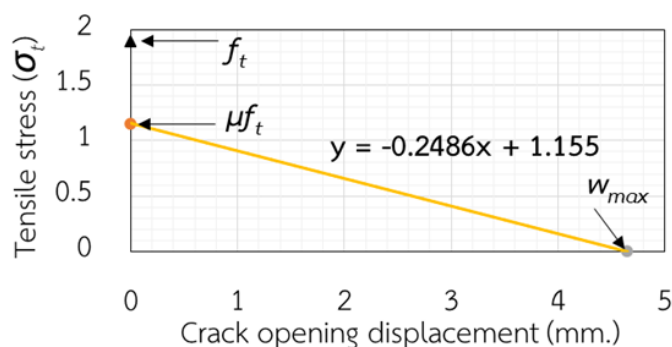
รูปที่ 5.5 รอยแตกบริเวณ FRC และ Tension Softening curve



(ก) Tension Softening curve สำหรับเส้นใยเหล็ก 1 เปอร์เซ็นต์



(ข) Tension Softening curve สำหรับเส้นใยเหล็ก 1.5 เปอร์เซ็นต์



(ค) Tension Softening curve สำหรับเส้นใยเหล็ก 2.0 เปอร์เซ็นต์

รูปที่ 5.6 Tension Softening curve สำหรับเส้นใยเหล็กที่ใช้

โดยผลจากการคำนวณแสดงดังตารางที่ 5.1 โดยจะพบว่าเมื่อเทียบกับค่าที่ได้จากการทดสอบแล้วนั้น ค่าจากการทำนายมีค่าใกล้เคียงกับกำลังรับแรงเฉือนที่ได้จากการทดลอง โดยมีความคลาดเคลื่อนเฉลี่ยอยู่ที่ 3.5 เปอร์เซ็นต์ และมีค่าการกระจายตัวอยู่ที่ 10.24 เปอร์เซ็นต์

ตารางที่ 5.1 ผลจากการวิเคราะห์ด้วย Truss Analogy

Specimens	%C (%)	V_f (%)	f'_c (MPa)	ρ_w (%)	V_c (kN)	V_s (kN)	V_{frc} (kN)	V_{cal} (kN)	V_{exp} (kN)	$\frac{V_{cal}}{V_{exp}}$
OC-NR	-	-	34.6	2.55	44.4	13.3	-	57.7	58.1	0.99
12C-NR*	12	-	34.6	2.22	42.5	13.3	-	55.7	52.1	1.07
16C-NR	16	-	34.6	2.13	41.9	13.3	-	55.2	64.4	0.86
14C-1F*	14	1.0	34.6	2.68	35.9	13.3	7.7	56.8	56.2	1.01
16C-1F	16	1.0	34.6	2.61	35.5	13.3	7.9	56.7	50.6	1.12
12C-1.5F*	12	1.5	34.6	2.74	36.1	13.3	8.5	58.1	58.2	0.99
18C-1.5F	18	1.5	34.6	2.53	35.1	13.3	8.3	56.8	61.0	0.93
18C-2.0F	18	2.0	34.6	2.54	35.2	13.3	8.8	57.3	70.1	0.81

* อ้างอิงค่าการทดสอบจากนิตินิพนธ์ ไทลิ่ง และ มณเฑียร ทองเต็ม (2558)

5.4 การวิเคราะห์ด้วยแบบจำลอง Strut and Tie

การวิเคราะห์ด้วย Strut and Tie Model ผู้ทำการวิจัยได้วิเคราะห์โดยกำหนดให้คานามีลักษณะเป็นคานกลี โดยจะแสดงรูปการวิเคราะห์สำหรับคานที่ไม่ได้รับการซ่อมแซมดังแสดงในรูปที่ 5.7 และรูปแสดงการวิเคราะห์สำหรับคานที่ซ่อมแซมด้วยคอนกรีตเสริมเส้นใยเหล็กดังรูปที่ 5.8 โดย

การตรวจสอบทำได้โดยการตรวจสอบความสามารถในการรับแรงอัดของ Strut และ การตรวจสอบการครากของ Tie โดยแสดงในสมการดังนี้

ตรวจสอบ 1 ความสามารถในการรับแรงอัดของ Strut

$$V_1 = C \sin \theta \quad (5.9)$$

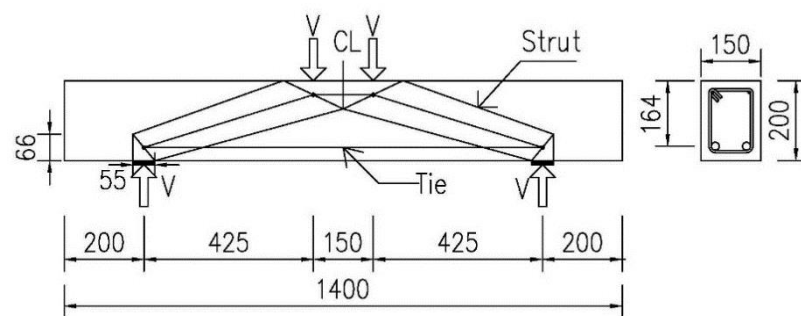
$$C = 0.6f'_c \cdot A_{strut} \quad (5.10)$$

ตรวจสอบ 2 การครากใน Tie

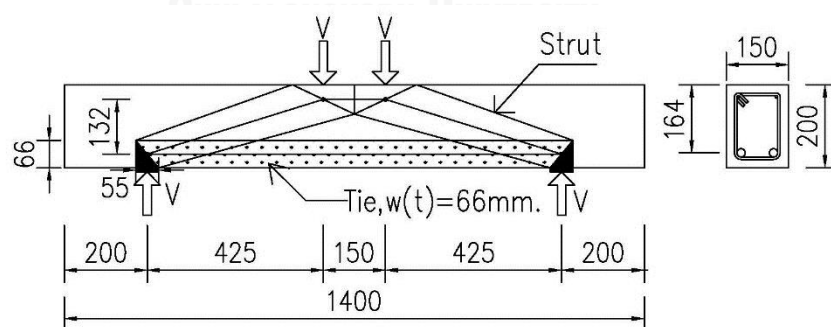
$$V_2 = T \cdot \tan \theta \quad (5.11)$$

$$T = A_s^* x f_y + (f_t \cdot b \cdot d') \quad (5.12)$$

โดยที่ $\theta = \tan^{-1} \frac{y}{x}$



รูปที่ 5.7 การวิเคราะห์ Strut and Tie สำหรับคานที่ไม่ช่อมแซม



รูปที่ 5.8 การวิเคราะห์ Strut and Tie สำหรับคานที่ช่อมแซม

โดยผลจากการคำนวณแสดงดังตารางที่ 5.2 โดยที่ความกว้างของ Strut ในช่วง Compression Zone หาได้จากการหารระยะ Neutral Axes ของคานจากค่าความเครียดที่อ่านค่าได้ที่น้ำหนักกระทำสูงสุด โดยมีความคลาดเคลื่อนเฉลี่ยอยู่ที่ 29 เปอร์เซ็นต์ และมีค่าการกระจายตัวอยู่ที่ 11.34 เปอร์เซ็นต์

ตารางที่ 5.2 ผลการวิเคราะห์ด้วย Strut and Tie model

Specimens	%C (%)	V_f (%)	θ (°)	Check 1: Crushing of concrete V_1 (kN)	Check 2: Yielding of Tie V_2 (kN)	Failed by	V_{cal} (kN)	V_{exp} (kN)	$\frac{V_{cal}}{V_{exp}}$
OC-NR	-	-	16.39	75.51	94.72	V_1	75.5	58.1	1.29
12C-NR*	12	-	15.13	69.82	76.61	V_1	69.8	52.1	1.34
16C-NR	16	-	16.25	74.88	78.85	V_1	74.9	64.4	1.16
14C-1F*	14	1.0	16.87	77.66	89.70	V_1	77.7	56.2	1.38
16C-1F	16	1.0	17.04	78.43	88.07	V_1	78.4	50.6	1.55
12C-1.5F*	12	1.5	16.87	77.66	92.26	V_1	77.7	58.2	1.33
18C-1.5F	18	1.5	16.59	76.38	84.85	V_1	76.4	61.0	1.25
18C-2.0F	18	2.0	15.65	72.17	80.07	V_1	72.2	70.1	1.02

* อ้างอิงค่าการทดสอบจากนิธิพัฒน์ ไทลิ่ง และ มณเฑียร ทองเต็ม (2558)

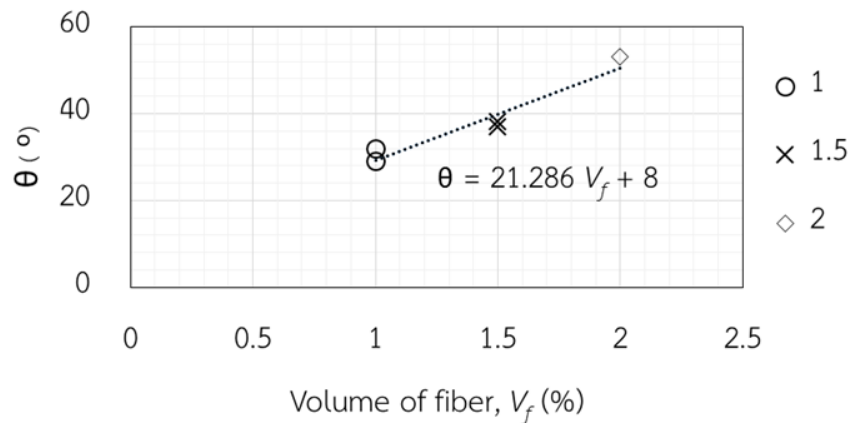
5.4 การเสนอแนวทางการวิเคราะห์ด้วยการปรับแก้สมการ

จากผลการวิเคราะห์สมการด้วยวิธี Truss Analogy Model นั้นมีค่าสอดคล้องกับผลการทดสอบมากกว่าวิธีการวิเคราะห์โดยแบบจำลอง Strut and Tie ดังนั้นจึงสรุปได้ว่าแบบจำลองที่เสนอในหัวข้อ 5.2 สามารถใช้คำนวณค่ากำลังรับแรงเฉือนของคานทั้งก่อนและหลังการซ่อมแซมได้ อย่างไรก็ตามพบว่าการจะหาค่าการประมาณกำลังรับแรงเฉือนที่เกิดขึ้นในคานที่เกิดการกัดกร่อนและซ่อมแซมด้วยคอนกรีตเสริมเส้นใยเหล็กนั้นจะต้องใช้ผลจากการทดสอบมาเป็นส่วนหนึ่งจากการทำนายค่ากำลังรับแรงเฉือนที่เกิดขึ้น ผู้วิจัยจึงได้เสนอแนวทางในการทำนายค่ากำลังรับแรงเฉือนจากการสร้างสมการความสัมพันธ์แบบเส้นตรง (Linear) โดยใช้ค่าจากการทดสอบ ซึ่งจะสามารถสรุปได้ 3 สมการดังต่อไปนี้

สมการที่ 1 การประมาณค่า θ แสดงในสมการที่ 5.13 และแสดงกราฟความสัมพันธ์ดังแสดงในรูปที่ 5.9

$$\theta = 21.286 \cdot V_f + 8 \quad (5.13)$$

เมื่อ θ คือมุมของรอยแตกที่เกิดขึ้น (องศา) และ V_f คือปริมาตรของเส้นใยที่ใช้ต่อปริมาตรคอนกรีต (%)

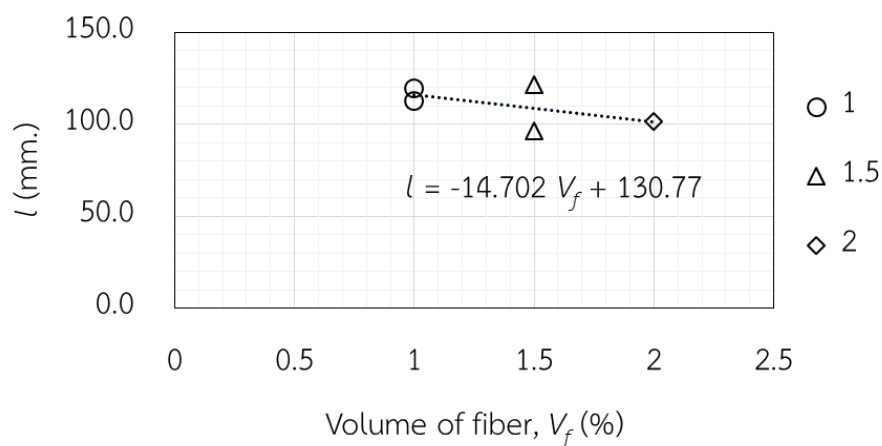


รูปที่ 5.9 ความสัมพันธ์เชิงเส้นระหว่างปริมาณของเส้นใยเหล็กและองศาของรอยแตก

สมการที่ 2 การประมาณค่าความยาวของรอยแตก (l) แสดงในสมการที่ 5.14 และแสดงกราฟความสัมพันธ์ดังแสดงในรูปที่ 5.10

$$l = -14.702 \cdot V_f + 130.77 \quad (5.14)$$

เมื่อ l คือความยาวของรอยแตก (mm) และ V_f คือปริมาตรของเส้นใยที่ใช้ต่อปริมาตรคอนกรีต (%)

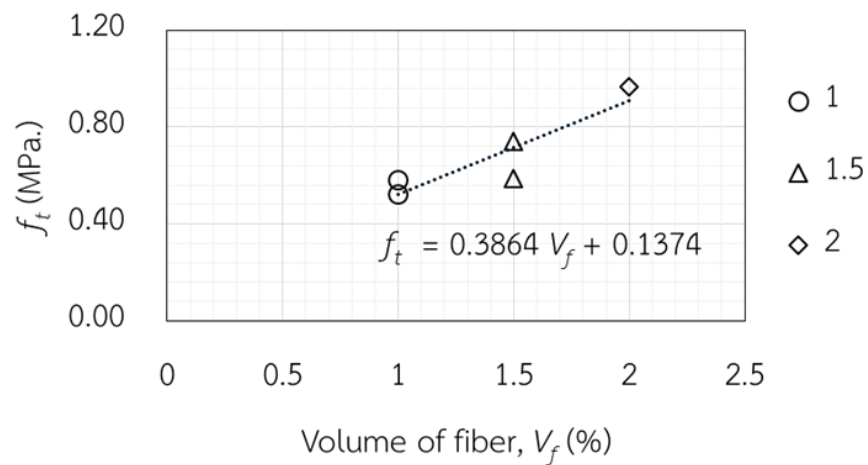


รูปที่ 5.10 ความสัมพันธ์เชิงเส้นระหว่างปริมาณของเส้นใยเหล็กและความยาวของรอยแตก

สมการที่ 3 การประมาณค่า Tensile stress (σ_t) แสดงในสมการที่ 5.15 และแสดงกราฟความสัมพันธ์ดังแสดงในรูปที่ 5.11

$$\sigma_t = 0.3864 \cdot V_f + 0.1374 \quad (5.15)$$

เมื่อ σ_t คือความเค้นดึงในคอนกรีตเสริมเส้นเหล็ก (MPa) และ V_f คือปริมาตรของเส้นใยที่ใช้ต่อปริมาตรคอนกรีต (%)



รูปที่ 5.11 ความสัมพันธ์เชิงเส้นระหว่างปริมาณของเส้นใยเหล็กและ Tensile Stress ที่เกิดขึ้น

โดยสมการทั้ง 3 สามารถแทนค่ากลับไปเพื่อหาองศาของรอยแตก ความยาวของรอยแตก และ Tensile stress เพื่อแทนค่าหากำลังรับแรงดึงในคอนกรีตเสริมเส้นใยเหล็ก โดยได้ผลจากการปรับแก้และสร้างสมการความสัมพันธ์ได้ดังตารางที่ 5.3 โดยมีความคลาดเคลื่อนเฉลี่ยอยู่ที่ 2.9 เปอร์เซ็นต์ และมีค่าการกระจายตัวอยู่ที่ 9.87 เปอร์เซ็นต์

ตารางที่ 5.3 ผลจากการตรวจสอบการปรับแก้ค่าจากสมการความสัมพันธ์

Specimens	%C (%)	V_f (%)	f'_c (MPa)	ρ_w (%)	V_c (kN)	V_s (kN)	V_{frc} (kN)	V_{cal} (kN)	V_{exp} (kN)	$\frac{V_{cal}}{V_{exp}}$
OC-NR	-	-	34.6	2.55	44.4	13.3	-	57.7	58.1	0.99
12C-NR*	12	-	34.6	2.22	42.5	13.3	-	55.7	52.1	1.07
16C-NR	16	-	34.6	2.13	41.9	13.3	-	55.2	64.4	0.86
14C-1F*	14	1.0	34.6	2.68	35.9	13.3	7.9	57.1	56.2	1.01
16C-1F	16	1.0	34.6	2.61	35.5	13.3	7.9	56.7	50.6	1.12
12C-1.5F*	12	1.5	34.6	2.74	36.1	13.3	8.9	58.3	58.2	1.00
18C-1.5F	18	1.5	34.6	2.53	35.1	13.3	8.9	57.3	61.0	0.93
18C-2.0F	18	2.0	34.6	2.54	35.2	13.3	8.7	57.2	70.1	0.82

* อ้างอิงค่าการทดสอบจากนิธิพัฒน์ ไหล่ล้น และ มณเฑียร ทองเต็ม (2558)

บทที่ 6

สรุปผล

การทดสอบกำลังรับน้ำหนักของคานในงานวิจัยนี้ ได้ศึกษา 8 กรณีศึกษา สำหรับ 8 คาน ตัวอย่าง ซึ่งแต่ละกรณีศึกษาจะมี 1 คานตัวอย่าง โดยจากผลการทดสอบและการวิเคราะห์ด้วยทฤษฎีต่างๆแล้ว สามารถสรุปผลของการซ่อมแซมการเกิดการกักร่อนด้วยคอนกรีตเสริมเส้นใยเหล็กได้ดังนี้

1. กำลังรับแรงเฉือนของคานที่เกิดการกักร่อนและเหล็กเสริมสูญเสียหน้าตัด 16 เปอร์เซ็นต์มีค่าเพิ่มสูงขึ้นเมื่อเปรียบเทียบกับคานที่ไม่เกิดการกักร่อน ในขณะที่เดียวกันคานที่เกิดการกักร่อนที่ 12 เปอร์เซ็นต์ กำลังรับแรงเฉือนของคานมีค่าลดลง

2. การใช้เส้นใยเหล็ก 1.5 และ 2.0 เปอร์เซ็นต์โดยปริมาตร ในการซ่อมแซมที่คานคอนกรีตเสริมเหล็กที่ถูกกักร่อน ช่วยเพิ่มกำลังรับแรงของคานคอนกรีตเสริมเหล็กได้อย่างมีนัยสำคัญ เมื่อเทียบกับคานที่ไม่เกิดการกักร่อน อย่างไรก็ตามพบว่าการซ่อมแซมที่ด้วยคอนกรีตเสริมเส้นใยเหล็กที่ 1 เปอร์เซ็นต์ไม่สามารถเพิ่มกำลังรับแรงได้ทั้งนี้เนื่องจากปริมาณเส้นใยไม่เพียงพอที่จะทดแทนหน้าตัดเหล็กที่สูญเสียไป

3. การซ่อมแซมด้วยคอนกรีตเสริมเส้นใยเหล็กสามารถเพิ่มความเหนียวของคานได้ เมื่อได้รับน้ำหนักกระทำสูงสุดคานจะยังสามารถรับน้ำหนักบรรทุกกระทำต่อไปได้และค่อยๆลดลงและวิบัติในที่สุด

4. คานที่ซ่อมแซมการเกิดการกักร่อนด้วยคอนกรีตเสริมเส้นใยเหล็กมีการวิบัติแบบแรงเฉือนที่ผ่านชั้นรอยต่อของการซ่อมแซม ในขณะที่เดียวกันคานที่ไม่ได้ซ่อมแซมจะวิบัติแบบแรงเฉือนเนื่องจากรอยแตกแบบเฉียง

5. แบบจำลอง Truss Analogy และแบบจำลอง Strut and Tie ได้ถูกประยุกต์ใช้เพื่อคำนวณกำลังรับแรงเฉือนของคานที่ถูกกักร่อนและคานที่ถูกกักร่อนแล้วซ่อมแซมด้วยคอนกรีตเสริมเส้นใยเหล็ก จากผลการวิเคราะห์พบว่าแบบจำลองที่ประยุกต์จาก Truss Analogy ที่นำเสนอ นั้นให้ผลที่ใกล้เคียงกับการทดสอบมากกว่าการใช้แบบจำลอง Strut and Tie กำลังรับแรงเฉือนของคานภายหลังการซ่อมแซมสามารถทำนายได้จากสมการที่นำเสนอในงานวิจัยนี้

รายการอ้างอิง

- ACI318 2011. Building Code Requirement for Structural Concrete (ACI 318M-11).
- Almusallam Abdullah A.,Al-Gahtani Ahmad S.,Aziz Abdur Rauf และRasheeduzzafar 1996. Effect of reinforcement corrosion on bond strength. *Construction and Building Materials*, 10, 123-129.
- ASTM-Standard 2007. Standard Practice for Making and Curing Concrete Test Specimens in the Laboratory ASTM C 192. *C192M-07*. ASTM International.
- Azam Rizwan และSoudki Khaled 2012. Structural performance of shear-critical RC deep beams with corroded longitudinal steel reinforcement. *Cement and Concrete Composites*, 34, 946-957.
- Bonacci J. Laboratory simulation of corrosion in reinforced concrete and repair with CFRP wraps. Canadian Society of Civil Engineering Annual Conference., 1998. Canadian Society of Civil Engineering, 653-662.
- El Maaddawy T. และSoudki K. 2003. Effectiveness of Impressed Current Technique to Simulate Corrosion of Steel Reinforcement in Concrete. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 15, 41-47.
- James K. Wight และJames G. MacGREGOR 2012. *Reinforced Concrete Mechanics and Design (6th Edition)*. กรุงเทพมหานคร:มหาวิทยาลัย
- JCI 2004. JCI Standard. **CHULALONGKORN UNIVERSITY**
- Jongvivatsakul Pitcha. 2013. *Evaluation of Shear Carried by Steel Fibers of Reinforced Concrete Beams Using Tension Softening Curves*. Doctoral Degree, Tokyo Institute of Technology.
- JSCE Japan Society of Civil Engineering 2010. Standard Specifications for Concrete Structures-2007 [Design].
- Kang Su Tae, Lee Bang Yeon, Kim Jin-Keun และ Kim Yun Yong 2011. The effect of fibre distribution characteristics on the flexural strength of steel fibre-reinforced ultra high strength concrete. *Construction and Building Materials*, 25, 2450-2457.
- Mori Makoto. 2012. *Influence of Local Steel Corrosion on Shear Failure Mechanism of RC Members*. Master Degree, Tokyo Institute of Technology.

Sakai Mai. 2009. *Fundamental Study on Mechanical Behavior and Repairing Method of Corroded RC Beams Including Anchorage Damage*. Bachelor Degree, Tokyo Institute of Technology.

Sakai Mai. 2011. *The study on Mechanical Properties and effect of repair of RC Beams with Anchorage Corrosion*. Master Degree, Tokyo Institute of Technology.

Soudki K. 2011. Using fibre reinforced polymer (FRP) composites to extend the service life of corroded concrete structures. In: KARBHARI, V. M. & LEE, L. S. (eds.) *Service Life Estimation and Extension of Civil Engineering Structures*. Woodhead Publishing.

Tsunoda Masahiro. 2008. *Influence of Local Steel Corrosion on Shear Failure Mechanism of RC Members*. Master Degree, Tokyo Institute of Technology.

ไพลล้น นิธิพัฒน์ และทองเต็ม มณเฑียร .2558. การศึกษาความสามารถในการรับแรงเฉือนของคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่เกิดการกัดกร่อนและซ่อมแซมด้วยคอนกรีตเสริมเส้นใยเหล็ก . Undergraduated Thesis.

มยพ.1901 กรมโยธาธิการและผังเมือง 2551. มาตรฐานปฏิบัติในการซ่อมแซมคอนกรีต

ภาคผนวก



ประวัติผู้เขียนวิทยานิพนธ์

ผู้วิจัยสำหรับวิทยานิพนธ์ฉบับนี้คือนางสาวภัทรกานต์ เหล่าไพฑูรย์ รหัสประจำตัวนิสิต 5670530721 นิสิตปริญญาโท คณะวิศวกรรมศาสตร์ ภาควิชาวิศวกรรมโยธา สาขาวิศวกรรมโครงสร้าง เกิดเมื่อวันที่ 16 สิงหาคม 2531 อายุ 27 ปี จบการศึกษาปริญญาตรีจากคณะวิศวกรรมศาสตร์ สาขาวิศวกรรมทรัพยากรน้ำ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ ปีการศึกษา 2553

