

พฤติกรรมการรับแรงค้ำของคานคอนกรีตผสมเส้นใยเหล็กภายใต้ภาวะการกักกร่อน



วิทยานิพนธ์นี้เป็นส่วนหนึ่งของการศึกษาตามหลักสูตรปริญญาวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต

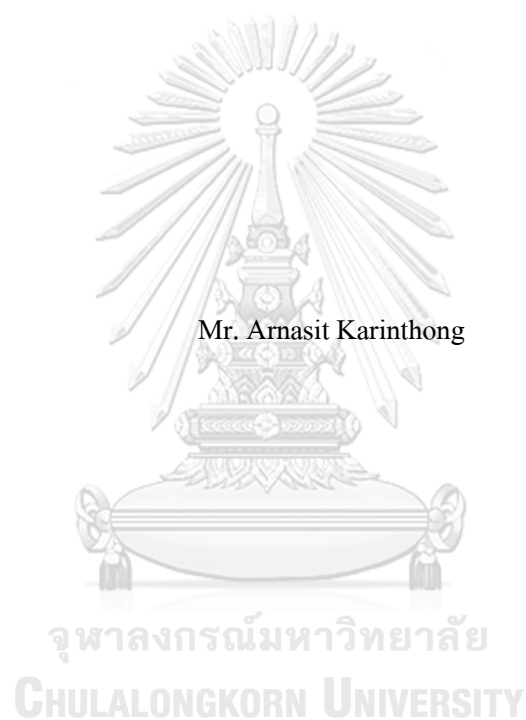
สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา ภาควิชาวิศวกรรมโยธา

คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ปีการศึกษา 2562

ลิขสิทธิ์ของจุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

FLEXURAL BEHAVIOR OF FIBER REINFORCED CONCRETE BEAM UNDER  
CORROSION



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

Department of Civil Engineering

FACULTY OF ENGINEERING

Chulalongkorn University

Academic Year 2019

Copyright of Chulalongkorn University

หัวข้อวิทยานิพนธ์	พฤติกรรมการรับแรงค้ำของคานคอนกรีตผสมเส้นใย
	เหล็กภายใต้ภาวะการกัดกร่อน
โดย	นายอาณัติ การินทอง
สาขาวิชา	วิศวกรรมโยธา
อาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์หลัก	รองศาสตราจารย์ ดร.วิฑิต ปานสุข
อาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์ร่วม	ดร.รุ่งรวี วัฒนพรพรหม

---

คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย อนุมัติให้บัณฑิตวิทยาลัยรับเป็นส่วน  
หนึ่งของการศึกษาตามหลักสูตรปริญญาวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต

..... คณบดีคณะวิศวกรรมศาสตร์  
(ศาสตราจารย์ ดร.สุพจน์ เตชวรสินสกุล)

คณะกรรมการสอบวิทยานิพนธ์

..... ประธานกรรมการ  
(ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร.พิชชา จองวิวัฒน์สกุล)

..... อาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์หลัก  
(รองศาสตราจารย์ ดร.วิฑิต ปานสุข)

..... อาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์ร่วม  
(ดร.รุ่งรวี วัฒนพรพรหม)

..... กรรมการ  
(ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร.เสวกชัย ตั้งอร่ามวงศ์)

..... กรรมการภายนอกมหาวิทยาลัย  
(ดร.ชนพล ญาณวีรศักดิ์)

อาณัติทิพย์ การินทอง : พฤติกรรมการรับแรงดัดของคานคอนกรีตผสมเส้นใยเหล็ก  
ภายใต้ภาวะการกัดกร่อน. ( FLEXURAL BEHAVIOR OF FIBER REINFORCED  
CONCRETE BEAM UNDER CORROSION) อ.ที่ปรึกษาหลัก : รศ. ดร.วิฑิต ปานสุข,  
อ.ที่ปรึกษาร่วม : ดร.รุ่งรวิ วัฒนพรพรหม

ตั้งแต่อดีตจนถึงปัจจุบัน โครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กเป็นโครงสร้างที่นิยมใช้กัน  
อย่างแพร่หลาย แต่เนื่องจากเหล็กเสริมมีความทนทานต่อการกัดกร่อนที่ต่ำ ปัญหาการกัดกร่อน  
ภายในโครงสร้างเป็นปัญหาสำคัญที่ส่งผลกระทบต่อความสามารถในการรับแรงของโครงสร้าง  
ที่ลดลงเนื่องจากสูญเสียปริมาณเหล็กเสริมไป ซึ่งอาจทำให้เกิดอันตรายต่อผู้ใช้งาน โครงสร้างได้  
ดังนั้นจึงจำเป็นต้องมีการพัฒนาโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กให้สามารถรับกำลังภายใต้สภาวะ  
การกัดกร่อน ได้ดีขึ้น งานวิจัยนี้จึงมีวัตถุประสงค์เพื่อศึกษาพฤติกรรมการดัดของคานคอนกรีต  
เสริมเหล็กผสมเส้นใยเหล็กภายใต้ภาวะการกัดกร่อน ด้วยการศึกษาอิทธิพลของปริมาณเส้นใยที่  
ใช้ต่อความเสียหายที่เกิดขึ้นเนื่องจากการกัดกร่อน และอิทธิพลของปริมาณเส้นใยที่ใช้ต่อ  
พฤติกรรมของคานที่สภาวะการกัดกร่อน ตัวแปรที่ใช้ในการศึกษาคือ ระดับการกัดกร่อน (ร้อยละ  
0, 2 และ 5) และปริมาณเส้นใยเหล็กที่ใช้ผสม (ร้อยละ 0, 0.5, 1.0 และ 1.5 โดยปริมาตร  
คอนกรีต) โดยศึกษาจากตัวอย่างคานทั้งหมด 12 ตัวอย่าง ผลการทดสอบพบว่า ปริมาณการใช้  
เส้นใยที่ในปริมาณที่เหมาะสมทำให้ความกว้างรอยแตกกว้างเนื่องจากกัดกร่อนลดลงอย่างมี  
นัยสำคัญ โดยการผสมเส้นใยร้อยละ 1.0 ช่วยลดความกว้างรอยแตกกว้างลงได้ถึงร้อยละ 63.55 ที่  
การกัดกร่อนร้อยละ 2 และลดลงร้อยละ 27.96 ที่การกัดกร่อนร้อยละ 5 และการผสมเส้นใยช่วย  
ทดแทนกำลังรับแรงดัดที่สูญเสียเนื่องจากการกัดกร่อนได้ โดยการผสมเส้นใยร้อยละ 0.5  
สามารถทดแทนกำลังที่สูญเสียไปร้อยละ 101.3 ที่การกัดกร่อนร้อยละ 2 และ การผสมเส้นใยร้อย  
ละ 1.0 สามารถทดแทนกำลังที่สูญเสียไปร้อยละ 101.2 ที่การกัดกร่อนร้อยละ 5 อีกทั้งเส้นใย  
เหล็กยังช่วยเพิ่มประสิทธิภาพในการถ่ายแรงไปยังเหล็กเสริมรับแรงดึงและช่วยให้พฤติกรรมการ  
รับแรงดัดของคานคอนกรีตเสริมเหล็กไม่เปลี่ยนแปลงไปภายใต้ภาวะการกัดกร่อน

สาขาวิชา วิศวกรรมโยธา

ปีการศึกษา 2562

ลายมือชื่อนิสิต .....

ลายมือชื่อ อ.ที่ปรึกษาหลัก .....

ลายมือชื่อ อ.ที่ปรึกษาร่วม .....

## 5970470021 : MAJOR CIVIL ENGINEERING

KEYWORD: Fiber Reinforced Concrete, Flexural behavior, Steel fiber, Corrosion

Arnasit Karinthong : FLEXURAL BEHAVIOR OF FIBER REINFORCED CONCRETE BEAM UNDER CORROSION. Advisor: Assoc. Prof. WITHIT PANSUK, Ph.D. Co-advisor: Rungrawee Wattanapornprom, Ph.D.

From the past until now, a reinforced concrete structure is one of the most widely used structure. However, the reinforcing bar, used in the structure, has low corrosion resistance. The corroded reinforcement steel in the structures can reduce the overall structural load capacity due to the reduction of bar diameter, which can cause the accident to the users. Therefore, the development of reinforced concrete structures that have an efficient load capacity under corrosion conditions is necessary. As a consequence, the objective of this research is to study the bending behavior of reinforced concrete beams with different amounts of steel fibers under corrosion conditions. The experiments are conducted by casting concrete beam with steel fiber (0, 0.5, 1.0, and 1.5 percent by volume of concrete) and induce the corrosion (0, 2, and 5 percent) by acceleration method. From the test, the results showed that when added fiber 1.0 percent to the concrete beam, the average crack width due to corrosion was decreased 63.55% at 2% corrosion level and decreased 27.96% at 5% corrosion level. The steel fiber mixing can also compensate for the loss of flexural strength due to corrosion. When added fibers 0.5%, the capacity of the beam is higher 101.3% (at 2% corrosion) compare to the controlled beam. When added fiber 1.0%, the loading capacity were improved 101.2% at 5% corrosion level. Moreover, the steel fiber can also improve the efficiency of load transfer to the tensile reinforcement and ensures the bending behavior of the reinforced concrete beam under corrosion conditions.

Field of Study: Civil Engineering

Student's Signature .....

Academic Year: 2019

Advisor's Signature .....

Co-advisor's Signature .....

## กิตติกรรมประกาศ

วิทยานิพนธ์ฉบับนี้สำเร็จลุล่วงไปได้ต้องขอขอบพระคุณอาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์ รองศาสตราจารย์ ดร.วิทิศ ปานสุข และ อาจารย์ ดร.รุ่งรวิ วัฒนพรพรหม ที่ได้ให้คำแนะนำ คำปรึกษา และให้ความช่วยเหลือตลอดการทำวิจัยจนกระทั่งเสร็จสมบูรณ์

ขอขอบคุณ ดร.กิม เหนือคลอง Mr. Khanh Minh Vo นายอดิศร ชวนปี นายสมพงษ์ จำเริญ และผู้มีส่วนเกี่ยวข้องทั้งหมดที่มีส่วนช่วยเหลือในงานวิจัยนี้

ขอขอบพระคุณครอบครัว การินทอง ที่คอยให้กำลังใจและสนับสนุนการศึกษา อีกทั้งยังเป็นแรงผลักดันให้ผู้วิจัยมุ่งมั่นในการทำงานวิจัยนี้ให้สำเร็จ และขอบคุณนางสาวมาณี คำบุญมา ที่คอยช่วยเหลือและอำนวยความสะดวกตลอดการทำวิจัยนี้

งานวิจัยนี้ได้รับทุนสนับสนุนจาก ทุนวิจัยจากมูลนิธิกระจกเงาซาฮี (the Asahi Glass Foundation)

อาณัติทิพย์ การินทอง



จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย  
CHULALONGKORN UNIVERSITY

## สารบัญ

	หน้า
.....	ก
บทคัดย่อภาษาไทย .....	ก
.....	ง
บทคัดย่อภาษาอังกฤษ .....	ง
กิตติกรรมประกาศ.....	จ
สารบัญ .....	ฉ
สารบัญตาราง .....	ฉ
สารบัญภาพ .....	ญ
บทที่ 1 บทนำ .....	1
1.1 ที่มาและความสำคัญ .....	1
1.2 วัตถุประสงค์.....	2
1.3 ขอบเขตของงานวิจัย.....	2
1.4 ประโยชน์ที่คาดว่าจะได้รับ.....	3
1.5 แผนการดำเนินงาน .....	3
บทที่ 2 ทฤษฎีและงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง .....	4
2.1 พฤติกรรมของคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่รับการตัด.....	4
2.1.1 พฤติกรรมรับการตัด .....	4
2.1.2 พฤติกรรมการวิบัติ .....	6
2.1.3 พฤติกรรมการเกิดรอยแตกร้าว .....	10
2.2 การเสริมแรงด้วยเส้นใยเหล็กในคานคอนกรีต .....	11
2.2.1 เส้นใยเหล็ก (Steel Fiber).....	12

2.2.2 พฤติกรรมของคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่เสริมแรงด้วยเส้นใยเหล็ก .....	12
2.2.3 งานวิจัยอื่นที่เกี่ยวข้อง.....	16
2.3 การกักคร่อนในคานคอนกรีตเสริมเหล็ก .....	21
2.3.1 การกักคร่อนเหล็กเสริมในคอนกรีต.....	21
2.3.2 พฤติกรรมของคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่ถูกกักคร่อน .....	25
2.3.3 วิจัยอื่นที่เกี่ยวข้อง .....	26
บทที่ 3 ระเบียบวิธีวิจัย.....	32
3.1 บทนำ.....	32
3.2 การเตรียมการทดสอบ .....	33
3.2.1 วัสดุที่ใช้ในตัวอย่างทดสอบ .....	33
3.2.2 ตัวแปรที่ใช้ในการศึกษา.....	34
3.2.3 รายละเอียดแบบคานทดสอบและการเตรียมตัวอย่าง.....	35
3.3 กระบวนการเร่งการกักคร่อน.....	39
3.3.1 การเร่งการกักคร่อนด้วยวิธีการใช้กระแสไฟฟ้า.....	39
3.3.2 การตรวจสอบระดับการกักคร่อน.....	41
3.4 การทดสอบการรับแรงดัดของคานคอนกรีต.....	41
บทที่ 4 ผลการทดสอบและวิเคราะห์ผล.....	44
4.1 ความเสียหายที่เกิดขึ้นเนื่องจากการกักคร่อน.....	44
4.1.1 ระดับการกักคร่อน.....	44
4.1.2 รอยแตกร้าวเนื่องจากการกักคร่อน .....	45
4.2 การรับแรงดัดและพฤติกรรมที่เปลี่ยนไปของคานคอนกรีตผสมเส้นใยเหล็ก.....	50
4.2.1 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักกระทำกับการแอ่นตัวของคาน .....	50
4.2.2 วิเคราะห์การรับแรงดัดของคานภายใต้ภาวะการกักคร่อน .....	58
4.3 รูปแบบของรอยแตกร้าวและลักษณะการวิบัติที่เกิดขึ้น .....	69



บทที่ 5 สรุปผลและข้อเสนอแนะ .....	73
บรรณานุกรม .....	75
ประวัติผู้เขียน .....	78



จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย  
CHULALONGKORN UNIVERSITY

## สารบัญตาราง

หน้า

ตารางที่ 1 ตัวอย่างและการเสริมเส้นใยเหล็กที่แตกต่างของ Brandt, Olek และMarshall [4].....	17
ตารางที่ 2 รายละเอียดตัวอย่างต่าง ๆที่ใช้ทดสอบของ Boulekbache et al. [5] .....	18
ตารางที่ 3 ผลการทดสอบกำลังรับการอัดและกำลังรับแรงดึงค้ำของ Boulekbache et al. [5] .....	18
ตารางที่ 4 รายละเอียดตัวอย่างที่ใช้ศึกษาของ Lee et al. [6].....	19
ตารางที่ 5 ปริมาณเส้นใยต่าง ๆที่ใช้ในตัวอย่างของ ทวีชัย สำราญวานิช [8] .....	20
ตารางที่ 6 ตารางสรุปการทดสอบเร่งการกักคร่อนที่ระดับกระแสไฟฟ้าต่าง ๆในอดีตที่ผ่านมา [12] .....	24
ตารางที่ 7 ตัวอย่างทดสอบที่ใช้ศึกษาของ EI Maaddawy และ Soudki [12] .....	25
ตารางที่ 8 สรุปการศึกษาพฤติกรรมและคุณสมบัติเชิงกลของคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่ถูกกักคร่อน ในอดีตที่ผ่านมา [13] .....	26
ตารางที่ 9 รายละเอียดตัวอย่างที่ใช้ศึกษาของ Zhu et al. [16] .....	29
ตารางที่ 10 ผลการทดสอบคุณสมบัติเชิงกลคานค้ำของ Zhu et al. [16].....	29
ตารางที่ 11 คุณสมบัติของเส้นใยเหล็กที่ใช้ .....	33
ตารางที่ 12 รายละเอียดสัดส่วนผสมคอนกรีตที่ใช้ .....	34
ตารางที่ 13 ตัวอย่างคานทดสอบในกรณีต่างๆ.....	35
ตารางที่ 14 ระดับการกักคร่อนและระยะเวลาที่ใช้เร่งกักคร่อนในตัวอย่างคาน.....	40
ตารางที่ 15 ผลทดสอบการกักคร่อนที่เกิดขึ้นในตัวอย่างคาน.....	45
ตารางที่ 16 ผลการทดสอบกำลังรับแรงค้ำคานคอนกรีต .....	57

## สารบัญภาพ

หน้า

รูปที่ 1 การกระจายแรงภายในหน้าตัดคานช่วงก่อนการแตกร้าว.....	5
รูปที่ 2 การกระจายแรงภายในหน้าตัดคานช่วงหลังการแตกร้าวถึงก่อนประลัย.....	5
รูปที่ 3 การกระจายแรงภายในหน้าตัดคานช่วงเริ่มเข้าสู่ภาวะประลัย.....	6
รูปที่ 4 ลักษณะการวิบัติด้วยการตัดเนื่องจากแรงดึง (Flexural Tension Failure).....	7
รูปที่ 5 ลักษณะการวิบัติด้วยการตัดเนื่องจากแรงอัด (Flexural Compression Failure).....	7
รูปที่ 6 ลักษณะการวิบัติด้วยการตัดที่สมดุล (Balanced Failure) .....	8
รูปที่ 7 ลักษณะการวิบัติด้วยแรงเฉือนเนื่องจากแรงดึงทแยง (Diagonal Tension Failure) .....	9
รูปที่ 8 ลักษณะการวิบัติด้วยแรงเฉือนเนื่องจากแรงอัด (Shear Compression Failure) .....	9
รูปที่ 9 ลักษณะการวิบัติโดยแรงเฉือนเนื่องจากแรงเฉือน โดยตรง (Splitting Shear Failure).....	10
รูปที่ 10 ลักษณะรอยแตกร้าวต่าง ๆ ที่เกิดขึ้นในคานคอนกรีตเสริมเหล็ก .....	11
รูปที่ 11 รูปร่างลักษณะของเส้นใยต่าง ๆ [2] .....	12
รูปที่ 12 แสดงความสัมพันธ์ของระยะดึงออกไปกับหน่วยแรงเฉือนที่เกิดขึ้นของคอนกรีตเสริมกับเส้นใยเหล็ก [3].....	14
รูปที่ 13 การกระจายหน่วยแรงเค้นและหน่วยแรงเครียดในหน้าตัดคอนกรีตเสริมเส้นใยเหล็ก [4].	15
รูปที่ 14 รายละเอียดตัวอย่างที่ใช้ทดสอบของ Brandt, Olek และ Marshall [4].....	17
รูปที่ 15 กราฟความสัมพันธ์ระหว่างค่าสัมประสิทธิ์การรับการตัดกับ (a)ปริมาณเส้นใยที่ใช้ และ (b)กำลังคอนกรีต [6] .....	19
รูปที่ 16 รายละเอียดคานตัวอย่างและการทดสอบของ ทวีชัย สำราญวานิช [8].....	20
รูปที่ 17 กระบวนการเกิดสนิมในเหล็กเสริม [10] .....	22
รูปที่ 18 ระยะเวลาการเกิดรอยแตกร้าวจากการกัดกร่อนของเหล็กเสริม [11].....	23
รูปที่ 19 ลักษณะวงจรการเร่งการกัดกร่อนด้วยกระแสไฟฟ้าอย่างง่าย [12].....	24

รูปที่ 20 รายละเอียดตัวอย่างทดสอบของ EI Maaddawy และ Soudki [12].....	25
รูปที่ 21 รายละเอียดการเร่งการกักกร่อนตัวอย่างของ Almusallam [14] .....	27
รูปที่ 22 ผลการทดสอบคุณสมบัติเหล็กเสริมที่ระดับกักกร่อนต่าง ๆของ Almusallam [14] .....	27
รูปที่ 23 รายละเอียดตัวอย่างและการทดสอบของ Malumdela et al. [15].....	28
รูปที่ 24 กราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่างกำลังรับการค้ำกับระดับการกักกร่อนของ Malumdela et al. [15].....	28
รูปที่ 25 ลักษณะการวิบัติของคานตัวอย่างทดสอบของ Yu (2015) [17].....	30
รูปที่ 26 กราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่างกำลังรับแรงครากของคานกับหน้าตัดเหล็กเสริมที่หายไป ของ Yu et al. [17].....	31
รูปที่ 27 กราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่างกำลังรับแรงสูงสุดของคานกับหน้าตัดเหล็กเสริมที่หายไป ของ Yu et al. [17].....	31
รูปที่ 28 แผนผังการดำเนินงานศึกษา.....	32
รูปที่ 29 ลักษณะของเส้นใยเหล็กที่ใช้ .....	33
รูปที่ 30 รายละเอียดการเสริมเหล็ก.....	36
รูปที่ 31 การเตรียมตัวอย่างคานทดสอบ .....	38
รูปที่ 32 แบบจำลองการเร่งการเกิดการกักกร่อนด้วยกระแสไฟฟ้า .....	40
รูปที่ 33 การเร่งการกักกร่อนด้วยกระแสไฟฟ้า.....	41
รูปที่ 34 ผังการทดสอบการรับน้ำหนักของคานด้วยวิธีแรงกระทำแบบจุดสี่แรงและตำแหน่งติดตั้ง อุปกรณ์วัดต่างๆ.....	42
รูปที่ 35 การทดสอบกำลังรับแรงค้ำคานด้วยเครื่องทดสอบแรงกระทำ แบบ 4 จุด.....	43
รูปที่ 36 ลักษณะเหล็กเสริมที่ถูกกักกร่อนระดับต่าง ๆ .....	44
รูปที่ 37 ลักษณะความเสียหายที่เกิดขึ้นในคานคอนกรีตเนื่องจากการกักกร่อน .....	50
รูปที่ 38 ความสัมพันธ์ระหว่างความกว้างรอยแตกร้าวเฉลี่ยกับปริมาณเส้นใยเหล็กที่ใช้ .....	50
รูปที่ 39 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักกระทำกับการแอนตัวของคานคอนกรีตเสริมเหล็กทั้ง 12 ตัวอย่าง.....	57

รูปที่ 40 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักกระทำกับการแอ่นตัวของกลุ่มคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่ไม่เกิดการกั๊กก่อน .....	58
รูปที่ 41 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักกระทำกับการแอ่นตัวของกลุ่มคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่เกิดการกั๊กก่อนร้อยละ 2.....	59
รูปที่ 42 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักกระทำกับการแอ่นตัวของกลุ่มคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่เกิดการกั๊กก่อนร้อยละ 5.....	60
รูปที่ 43 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักกระทำกับการแอ่นตัวของกลุ่มคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่ไม่ผสมเส้นใยเหล็ก .....	61
รูปที่ 44 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักกระทำกับการแอ่นตัวของกลุ่มคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่ไม่ผสมเส้นใยเหล็กร้อยละ 0.5.....	62
รูปที่ 45 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักกระทำกับการแอ่นตัวของกลุ่มคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่ไม่ผสมเส้นใยเหล็กร้อยละ 1.0.....	63
รูปที่ 46 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักกระทำกับการแอ่นตัวของกลุ่มคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่ไม่ผสมเส้นใยเหล็กร้อยละ 1.5.....	64
รูปที่ 47 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักกระทำสูงสุดกับระดับการกั๊กก่อนในคานคอนกรีตเสริมเหล็ก.....	65
รูปที่ 48 ความสัมพันธ์ระหว่างความเครียดที่ผิวคอนกรีตรับแรงอัดกับน้ำหนักกระทำของตัวอย่างคานคอนกรีตเสริมเหล็ก.....	67
รูปที่ 49 ความสัมพันธ์ระหว่างความเครียดที่ผิวคอนกรีตระยะเฉือนคานกับน้ำหนักกระทำของตัวอย่างคานคอนกรีตเสริมเหล็ก.....	69
รูปที่ 50 รูปแบบรอยแตกร้าวและลักษณะการวิบัติของคานคอนกรีตรับแรงคด.....	72

## บทที่ 1

### บทนำ

#### 1.1 ที่มาและความสำคัญ

ในอดีตจนถึงปัจจุบัน การก่อสร้างองค์อาคารต่าง ๆ นั้น มักนิยมใช้โครงสร้างที่เป็นโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก เพราะคอนกรีตมีความแข็งแรง ทนทาน มีอายุการใช้งานที่ยาวนาน และยังมีต้นทุนในการก่อสร้างต่ำกว่าเมื่อเปรียบเทียบกับโครงสร้างชนิดอื่นๆ อีกทั้งยังมีเหล็กเสริมซึ่งช่วยเสริมกำลังและสร้างความปลอดภัยให้แก่โครงสร้างยิ่งขึ้น แต่เนื่องจากเหล็กเสริมภายในโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กมีความทนทานต่อสารเคมีและการกัดกร่อนที่ต่ำ ปัญหาที่เกิดขึ้นเนื่องจากการเสื่อมสภาพและประสิทธิภาพในการใช้งานจึงมักมีสาเหตุมาจากผลกระทบจากการถูกทำลายไปของเหล็กเสริมที่อยู่ภายในโครงสร้าง ดังนั้นปัญหาการเกิดการกัดกร่อนในโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กจึงถือเป็นปัญหาสำคัญที่ไม่ควรมองข้ามไป ซึ่งส่งผลกระทบต่อคุณสมบัติทางโครงสร้าง พฤติกรรมการรับแรงขององค์อาคาร รวมไปถึงอายุการใช้งานและความปลอดภัยขององค์อาคารนั้นๆ หากไม่ทำความเข้าใจถึงปัญหาและพฤติกรรมของโครงสร้างที่ถูกกัดกร่อน เพื่อให้เกิดความตระหนักในปัญหาแล้วนำไปสู่แนวทางในการแก้ปัญหา พัฒนา องค์อาคารคอนกรีตเสริมเหล็กแล้วนั้น ปัญหาที่เริ่มต้นจากจุดเล็กๆนี้ก็จะอาจลุกลามและทวีความรุนแรง ส่งผลกระทบให้เกิดความเสียหายต่อองค์อาคารและความปลอดภัยของผู้ใช้งานได้

ในโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก การเกิดการกัดกร่อนมักเกิดขึ้นที่บริเวณเหล็กเสริมภายในโครงสร้าง โดยในคานคอนกรีตเสริมเหล็กนั้น คอนกรีตจะทำหน้าที่ในการรับแรงอัด ซึ่งสามารถต้านทานแรงอัดได้ดีมาก แต่กลับมีความต้านทานแรงดึงได้น้อย ในขณะที่เหล็กเสริมมีคุณสมบัติต้านทานได้ดีทั้งแรงอัดและแรงดึง ทั้งยังเป็นส่วนสำคัญที่ช่วยรับแรงให้แก่องค์อาคารรับแรงดัด ดังนั้นการเกิดการกัดกร่อนภายในเหล็กเสริมจึงทำให้เหล็กเสริมสูญเสียปริมาตรเหล็กโดยรวมไป หรือก็คือในโครงสร้างมีปริมาณเหล็กเสริมลดลงนั่นเอง ซึ่งย่อมส่งผลกระทบต่อพฤติกรรมของโครงสร้าง ความสามารถในการรับน้ำหนักบรรทุกทุกที่ลดลง และความปลอดภัยในการใช้งานตามไปด้วย การนำเส้นใยเหล็ก (Steel Fiber) เข้ามาประยุกต์ใช้และช่วยเพิ่มความสามารถให้แก่โครงสร้างจึงเป็นอีกหนึ่งวิธีที่นิยมใช้กันอย่างแพร่หลายในปัจจุบัน เพื่อเพิ่มประสิทธิภาพในการรับแรงดึงในคอนกรีตนอกจากเหล็กเสริม เพิ่มความเหนียวและแข็งแรงขึ้นให้กับคอนกรีต ซึ่งช่วยทดแทนหรือเพิ่มกำลังต้านทานแรงดัดในคานคอนกรีตเสริมเหล็กให้สูงขึ้น

เนื่องจากการเกิดการกัดกร่อนเป็นสาเหตุหนึ่งที่ทำให้คุณสมบัติและพฤติกรรมของโครงสร้างเปลี่ยนแปลงไป ผู้ศึกษาวิจัยได้เล็งเห็นถึงปัญหาที่เกิดขึ้น จึงมีแนวคิดในการนำเส้นใยเหล็กมา

ช่วยพัฒนาโครงสร้างที่จะนำไปใช้ภายใต้ภาวะการกักคร่อน เพื่อเพิ่มความทนทาน ลดอัตราการซ่อมแซม บำรุงรักษาที่ปฏิบัติงานยากภายใต้สภาพแวดล้อมนั้นๆ ช่วยเพิ่มประสิทธิภาพและยืดอายุการใช้งานให้แก่องค์อาคารตั้งแต่ต้น อีกทั้งผู้วิจัยยังเห็นถึงปัญหาด้านต้นทุนและแหล่งที่มาของเส้นใยเหล็กที่ใช้ในงานก่อสร้าง จึงเลือกใช้เส้นใยเหล็กจากประเทศเพื่อนบ้านอย่างประเทศเวียดนาม ที่ซึ่งเป็นแหล่งผลิตเส้นใยเหล็กที่ใกล้และมีต้นทุนต่ำ ผู้วิจัยจึงเลือกใช้เส้นใยเหล็กดังกล่าว (ซึ่งจะกล่าวไว้ในหัวข้อที่ 1.3) มาพัฒนาโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก แล้วทำการศึกษาเพื่อให้เข้าใจถึงพฤติกรรมของโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กผสมเส้นใยเหล็กที่เปลี่ยนไปเนื่องจากการกักคร่อน อีกทั้งการศึกษาในอดีตที่ผ่านมาทำให้ความสนใจเกี่ยวกับพฤติกรรมของคอนกรีตผสมเส้นใยที่สถานะต่างๆ และวิจัยเกี่ยวกับการกักคร่อนของเหล็กเสริมในโครงสร้างปกติ แต่การศึกษาสถานะการกักคร่อนของโครงสร้างคอนกรีตผสมเส้นใยเหล็กยังไม่เป็นที่ได้รับความสนใจมากนัก ดังนั้นจึงเป็นมูลเหตุให้นำมาสู่การศึกษาวิจัยในครั้งนี้

## 1.2 วัตถุประสงค์

การศึกษาพฤติกรรมของคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่ใช้คอนกรีตผสมเส้นใยเหล็กในสถานะถูกกักคร่อน มีวัตถุประสงค์ดังนี้

- 1) ศึกษาความสัมพันธ์ระหว่างกำลังรับแรงคด (Flexural Capacity) กับค่าการแอ่นตัว (Displacement) ของคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่ใช้คอนกรีตผสมเส้นใยเหล็กในสถานะถูกกักคร่อน
- 2) ศึกษาอิทธิพลของปริมาณของเส้นใยเหล็กที่มีผลต่อความเสียหายที่เกิดขึ้นเนื่องจากความรุนแรงในการกักคร่อนต่างๆ
- 3) ศึกษาอิทธิพลของปริมาณของเส้นใยเหล็กที่ใช้ต่อพฤติกรรมของคานที่สถานะถูกกักคร่อน
- 4) ศึกษารูปแบบการเกิดรอยร้าว (Crack Pattern) และลักษณะการวิบัติที่เกิดขึ้น (Failure Mode)

## 1.3 ขอบเขตของงานวิจัย

- 1) ทดสอบคานภายใต้แรงกระทำสถิตย์ (Static load Test)
- 2) คานทดสอบใช้คอนกรีตที่ผสมเส้นใยเหล็กแบบกีดแผ่น (Mill cut) ที่มีลักษณะรูปร่างแบบตะขอปลายเส้นใย (Round with hooked ends) ขนาดความยาว 32 มิลลิเมตร ซึ่งคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่ใช้ในการทดสอบออกแบบโดยใช้มาตรฐาน ACI 318 [1] โดยมีขนาดหน้าตัดกว้าง 150 มิลลิเมตร ลึก 200 มิลลิเมตร และคานมีความยาว 1400 มิลลิเมตร โดยมีจุดรองรับเท่ากับ 1200 มิลลิเมตรและมีระยะของช่วงการเฉือน (Shear span) เท่ากับ 400 มิลลิเมตร

- 3) ศึกษาพฤติกรรมการรับแรงค้ำของคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่ใช้คอนกรีตผสมเส้นใยเหล็กเมื่อเกิดผลกระทบจากการกักกร่อนของคลอไรด์ด้วยวิธีการเร่งการกักกร่อนด้วยกระแสไฟฟ้าเท่านั้น (Impressed Current Method)

#### 1.4 ประโยชน์ที่คาดว่าจะได้รับ

เพื่อศึกษาและเข้าใจถึงพฤติกรรม ความสามารถในการรับแรงที่เปลี่ยนไป รูปแบบการเกิดรอยร้าว รูปแบบการวิบัติ และอิทธิพลของความรุนแรงในการกักกร่อนและปริมาณเส้นใยเหล็กที่ใช้ที่มีต่อคุณสมบัติของคาน เพื่อเป็นข้อมูลในการใช้พัฒนาโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กในองค์อาคารที่มีความเสี่ยงสูงต่อการเกิดภาวะการกักกร่อนเนื่องจากสภาพภูมิอากาศหรือภายใต้ภูมิศาสตร์ที่มีปัจจัยเสี่ยงต่อการเกิดการกักกร่อนอย่างหลีกเลี่ยงไม่ได้ และใช้เป็นแนวทางในการต่อยอดพัฒนาโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กให้มีทนทานต่อการกักกร่อนมากยิ่งขึ้นหรือใช้เป็นข้อมูลพื้นฐานในการนำไปพัฒนาแบบจำลองพฤติกรรมของโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กที่ใช้คอนกรีตผสมเส้นใยเหล็กต่อไป

#### 1.5 แผนการดำเนินงาน

แผนการดำเนินงานแบ่งออกเป็น 8 ขั้นตอน ดังต่อไปนี้

- 1) ศึกษางานวิจัยและทฤษฎีในอดีตที่เกี่ยวข้อง
- 2) วางแผนการทดสอบ เตรียมการทดสอบและอุปกรณ์ในการทดสอบ
- 3) หล่อขึ้นตัวอย่างคานคอนกรีตทดสอบ
- 4) ทำให้คานเกิดการกักกร่อนด้วยการเร่งด้วยกระแสไฟฟ้า
- 5) ทดสอบคานคอนกรีตตัวอย่างและบันทึกผลการทดสอบ
- 6) วิเคราะห์ผลการทดสอบและหาความสัมพันธ์ของอิทธิพลต่าง ๆ ที่เกี่ยวเนื่องกันเพื่ออธิบายถึงพฤติกรรมที่เกิดขึ้น
- 7) สรุปผลงานวิจัย
- 8) เตรียมเล่มวิทยานิพนธ์และนำเสนอผลงานวิจัย



## บทที่ 2

### ทฤษฎีและงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

ในบทนี้กล่าวถึง พฤติกรรมของคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่รับการตัด การเสริมแรงด้วยเส้นใยเหล็กในคานคอนกรีต การกักร่อนในคานคอนกรีตเสริมเหล็ก และรวมไปถึงงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

#### 2.1 พฤติกรรมของคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่รับการตัด

##### 2.1.1 พฤติกรรมรับการตัด

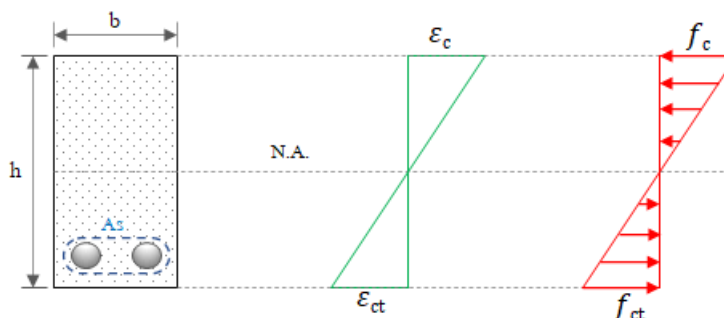
เมื่อมีน้ำหนักบรรทุกทุกหรือแรงกระทำต่อองค์อาคารรับการตัด จะทำให้ห้องค้ำอาคารนั้นเกิดพฤติกรรมการค้ำขึ้น โดยปริมาณของการค้ำที่เกิดขึ้น เรียกว่า โมเมนต์ค้ำ (Bending Moment) เกิดแรงเฉือน (Shear Force) กระทำต่อองค์อาคารและเกิดการกระจายความเค้น (Stress) และความเครียด (Strain) ขึ้นในหน้าตัดขององค์อาคารนั้น ๆ

พฤติกรรมการรับการตัดของคานเริ่มต้นขึ้นโดยคานมีน้ำหนักบรรทุกทุกและรับการตัด คานจะมีการแอ่นตัวเกิดขึ้น เนื้อคานในบริเวณที่ยึดออกจะเกิดความเครียดดึง (Tensile Strain) ขณะเดียวกันในบริเวณที่เนื้อคานหดเข้าจะเกิดความเครียดอัด (Compressive Strain) จากความเครียดดึงดังกล่าวนี้เองสามารถแปลงเป็นค่าหน่วยแรงดึงได้ด้วยค่าโมดูลัสยืดหยุ่น (Modulus of Elastic) และเมื่อคานรับแรงกระทำจนถึงจุดที่ทำให้หน่วยแรงดึงที่เกิดขึ้นมีค่ามากกว่าหรือเท่ากับกำลังต้านทานแรงดึงของคอนกรีต คอนกรีตก็จะเริ่มเกิดการแตกร้าว หลังจากนั้นกลไกการทำงานของคานคอนกรีตเสริมเหล็กก็จะเริ่มต้นขึ้น กระบวนการพัฒนาความเครียดในหน้าตัดคานเนื่องจากการค้ำตั้งแต่เริ่มต้นจนถึงการวิบัติของคานนั้น สามารถแบ่งช่วงของพฤติกรรมการค้ำได้ดังนี้

##### 2.1.1.1 ช่วงก่อนเกิดการแตกร้าว (Pre-Cracking)

สมมุติให้คานก่อนที่จะเริ่มมีน้ำหนักบรรทุกทุกเป็นคานที่ไม่มีการแอ่นตัวและไม่มีการแตกร้าวใด ๆ คานจะมีพฤติกรรมคล้ายกับคานเนื้อคอนกรีตล้วน ดังนั้นลักษณะดังกล่าวพฤติกรรมของคานจะเป็นแบบยืดหยุ่น (Elastic) ซึ่งสามารถอธิบายได้ตามรูปที่ 1 เมื่อคานถูกกระทำโดยน้ำหนักบรรทุกทุก คานจะแอ่นตัวเนื่องจากโมเมนต์ค้ำ ซึ่งที่ผิวคานช่วงบนและเนื้อคานในส่วนนั้นจะถูกบีบอัด เกิดความเครียดอัดขึ้น ขณะที่ผิวคานช่วงท้องคานและเนื้อคานในส่วนนั้นจะถูกดึงออก เกิดเป็นความเครียดดึงขึ้น หากบริเวณท้องคานในส่วนที่เกิดหน่วยแรงดึงสูงสุดมีค่าไม่มากไปกว่ากำลังต้านทานแรงดึงของคอนกรีต ซึ่งก็คือโมดูลัสการแตกร้าว (Modulus of Rupture,  $f_r$ ) บริเวณที่ผิวท้องคานซึ่งมีค่าหน่วยแรงดึงสูงสุด ณ ขณะนั้นก็ยังไม่เกิดการแตกร้าว ที่หน้าตัดคานทั้งหมดก็

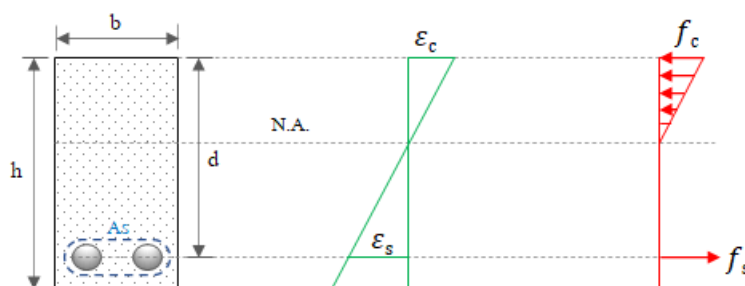
ยังคงสามารถรับหน่วยแรงอัดที่อยู่เหนือแกนสะเทินและหน่วยแรงดึงที่อยู่ใต้แกนสะเทินได้อย่างเต็มประสิทธิภาพ



รูปที่ 1 การกระจายแรงภายในหน้าตัดคานช่วงก่อนการแตกร้าว

### 2.1.1.2 ช่วงหลังเกิดการแตกร้าวถึงก่อนประลัย (Post-Cracking to Pre-failure)

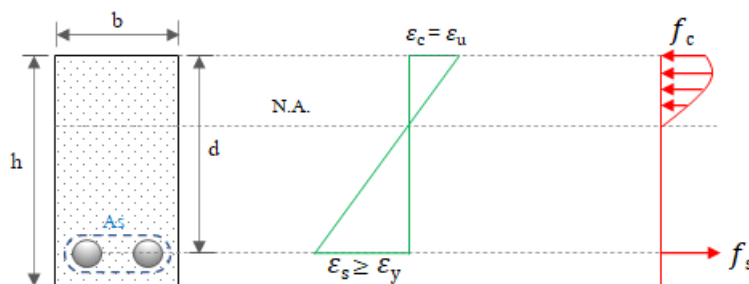
เมื่อผิวคอนกรีตบริเวณที่รับแรงดึงสูงสุดเริ่มแตกร้าว ( $f_c \geq f_t$ ) ความเครียดและหน่วยแรงต่างๆในหน้าตัดคานจะมีค่าเพิ่มขึ้นตามน้ำหนักบรรทุกกระทำที่มากขึ้นและยังคงแปรผันตรงและเป็นสัดส่วนต่อกันอยู่ ซึ่งได้อธิบายลักษณะการกระจายหน่วยแรงไว้ในรูปที่ 2 โดยโมเมนต์ดัดที่เกิดขึ้น ณ สถานะที่ทำให้เกิดการแตกร้าวแรก (First Cracking) เรียกว่า โมเมนต์ดัดแตกร้าว (Cracking Moment) โดยรอยแตกร้าวจะเกิดขึ้นกลางคานบริเวณต่ำกว่าแกนสะเทิน (Tension Zone) และมีแนวโน้มเป็นเส้นตั้งฉากกับความยาวตามแนวแกนของคาน อีกทั้งยังอาจเกิดรอยแตกร้าวในแนวทแยงบริเวณช่วงปลายคาน ซึ่งเกิดจากมีแรงเฉือนกระทำร่วมด้วย จากพฤติกรรมดังกล่าวทำให้ตำแหน่งของแกนสะเทินขยับสูงขึ้น ในส่วนของคอนกรีตบริเวณรอบๆรอยแตกร้าวและส่วนที่รอยแตกร้าวยังพัฒนาไม่มาถึง ซึ่งอยู่ต่ำกว่าแกนสะเทินนั้น ก็จะสามารถรับแรงดึงได้อีกเล็กน้อยในเชิงปฏิบัติ แต่ในทางทฤษฎีจะไม่สามารถนำกำลังต้านทานแรงดึงของคอนกรีตในส่วนดังกล่าวมาใช้ในการวิเคราะห์ โดยจะทำการพิจารณาให้กำลังต้านทานแรงดึงทั้งหมดของคานเป็นหน้าที่ของเหล็กเสริมรับแรงดึงอย่างเดียวเท่านั้น



รูปที่ 2 การกระจายแรงภายในหน้าตัดคานช่วงหลังการแตกร้าวถึงก่อนประลัย

### 2.1.1.3 ช่วงเข้าสู่ภาวะประลัย

เมื่อน้ำหนักบรรทุกกระทำต่อคานมากเกินกว่าที่คานจะรับไหวหรือเหล็กเสริมคราก ความเครียดที่เกิดขึ้นบนหน้าตัดคานจะมีปริมาณเพิ่มสูงขึ้นอย่างรวดเร็ว ซึ่งความเครียดคอนกรีต ณ จุดวิบัติ ( $\epsilon_c = \epsilon_u$ ) คือ 0.003 แต่ยังคงแปรผันตรงกับระยะห่างจากแกนสะเทิน ในทางกลับกันหาก เปรียบเทียบกับหน่วยแรงในหน้าตัดคานที่เกิดขึ้นจะเริ่มไม่เป็นสัดส่วนต่อกัน โดยหน่วยแรงต่างๆ ในหน้าตัดคานจะมีค่าเพิ่มขึ้นเกินกว่าค่าพิคภัยหยุ่นและพฤติกรรมของหน่วยแรงอัดที่เกิดขึ้นใน คอนกรีตจะเป็นแบบไร้เชิงเส้น (non-linear) ซึ่งอธิบายลักษณะการกระจายหน่วยแรงไว้ในรูปที่ 3 หลังจากนั้นคานจะเริ่มเปลี่ยนพฤติกรรมเป็นแบบไม่ยืดหยุ่น (Inelastic) และเกิดการวิบัติในที่สุดที่ จุดแรงกระทำสูงสุดหรือน้ำหนักบรรทุกประลัย (Ultimate Load)



รูปที่ 3 การกระจายแรงภายในหน้าตัดคานช่วงเริ่มเข้าสู่ภาวะประลัย

### 2.1.2 พฤติกรรมการวิบัติ

ภายใต้ข้อจำกัดการรับการตัด เมื่อน้ำหนักบรรทุกกระทำต่อโครงสร้าง แรงดัดที่เกิดขึ้น เนื่องจากน้ำหนักบรรทุกจะทำให้เกิดหน่วยแรงดึงและหน่วยแรงเฉือนขึ้นภายในหน้าตัด อันเป็น ปัจจัยหลักที่ซึ่งนำไปถึงลักษณะการวิบัติขององค์อาคารรับการตัดหรือคานคอนกรีตเสริมเหล็ก

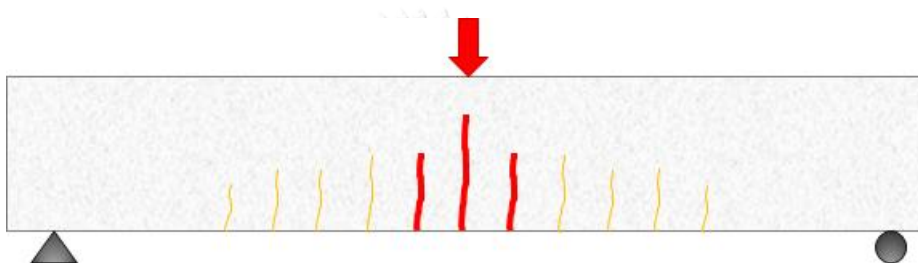
สำหรับลักษณะการวิบัติของคานคอนกรีตเสริมเหล็กนั้น สามารถแบ่งออกได้เป็น 2 ลักษณะหลักคือ การวิบัติด้วยการตัด และการวิบัติด้วยแรงเฉือน ซึ่งในการวิบัติทั้งสองลักษณะนั้น สามารถแยกเป็นรูปแบบการวิบัติน้อยได้อีกดังที่จะอธิบายต่อจากนี้ไป

#### 2.1.2.1 การวิบัติด้วยการตัด

การวิบัติเนื่องจากการตัดเกิดขึ้นเมื่อน้ำหนักบรรทุกที่ทำให้เกิดการตัดกระทำมีค่ามากเกิน กว่าที่กำลังรับการตัดของวัสดุในคาน และกำลังรับแรงเฉือนของคานต้องมีค่ามากกว่ากำลังรับการ ตัดมิฉะนั้นจะเกิดการวิบัติเนื่องจากแรงเฉือนก่อน โดยการวิบัติด้วยการตัดสามารถแยกย่อยออกได้ เป็น 3 รูปแบบดังนี้

### 1) การวิบัติด้วยการตัดเนื่องจากแรงดึง (Flexural Tension Failure)

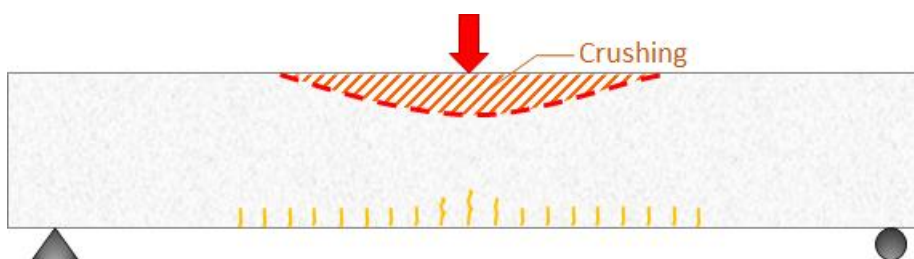
คานจะเริ่มเข้าสู่สภาวะประลัยเมื่อมีน้ำหนักบรรทุกกระทำจนถึงจุดครากของเหล็กเสริมรับแรงดึง โดยที่เหล็กเสริมรับแรงดึงจะถึงจุดครากก่อนที่คอนกรีตในช่วงรับแรงอัดจะประลัย มักเกิดขึ้นกับคานที่มีปริมาณการเสริมเหล็กรับแรงดึงต่ำ ลักษณะการเกิดรอยแตกกว้างในระยะแรกจะเริ่มแตกที่บริเวณกึ่งกลางคานในลักษณะตั้งฉากกับแนวแกนของคาน จากนั้นรอยแตกกว้างจะเริ่มมีขนาดกว้างขึ้น ขยายยาวขึ้นไปยังแกนสะเทินและเหนือแกนสะเทินช่วงคอนกรีตรับแรงอัด (Compression Zone) ดังแสดงไว้ในรูปที่ 4 ในระยะนี้การแอ่นตัวของคานเพิ่มขึ้นอย่างรวดเร็วขณะที่น้ำหนักบรรทุกเพิ่มขึ้นเพียงเล็กน้อย



รูปที่ 4 ลักษณะการวิบัติด้วยการตัดเนื่องจากแรงดึง (Flexural Tension Failure)

### 2) การวิบัติด้วยการตัดเนื่องจากแรงอัด (Flexural Compression Failure)

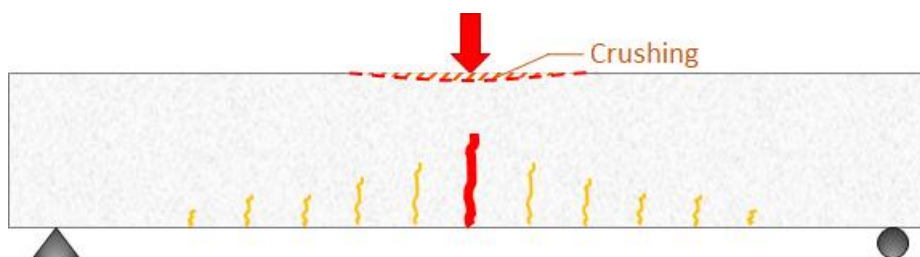
คานจะเข้าสู่สภาวะประลัยเมื่อน้ำหนักบรรทุกที่กระทำ ทำให้ช่วงคอนกรีตรับแรงอัดในคานประลัยก่อนที่เหล็กเสริมรับแรงดึงจะถึงจุดคราก (Yield Strength) ลักษณะการวิบัติดังกล่าวมักเกิดขึ้นกับคานที่มีปริมาณการเสริมเหล็กรับแรงดึงสูงเกินไปและเป็นการวิบัติที่เกิดขึ้นแบบกะทันหัน เสมือนพฤติกรรมการวิบัติของวัสดุแบบเปราะ (Brittle Failure) โดยวิบัติที่ส่วนเหนือแกนสะเทินช่วงคอนกรีตรับแรงอัดในลักษณะแตกประลัย ดังแสดงไว้ในรูปที่ 5 การวิบัตินี้เกิดขึ้นตั้งแต่ระยะการแอ่นตัวของคานมีค่าน้อย



รูปที่ 5 ลักษณะการวิบัติด้วยการตัดเนื่องจากแรงอัด (Flexural Compression Failure)

### 3) การวิบัติด้วยการตัดที่สมดุล (Balanced Failure)

ลักษณะการวิบัตินี้ คอนกรีตช่วงที่รับแรงอัดและเหล็กเสริมรับแรงดึงจะถึงจุดประลัยและจุดครากพร้อมๆกัน กล่าวคือขณะที่เหล็กเสริมรับแรงดึงในคานถึงจุดคราก คอนกรีตในส่วนรับแรงอัดก็ถึงจุดประลัยพร้อมๆกันด้วย ซึ่งจะมีลักษณะการวิบัติดังแสดงไว้ในรูปที่ 6



รูปที่ 6 ลักษณะการวิบัติด้วยการตัดที่สมดุล (Balanced Failure)

#### 2.1.2.2 การวิบัติด้วยแรงเฉือน

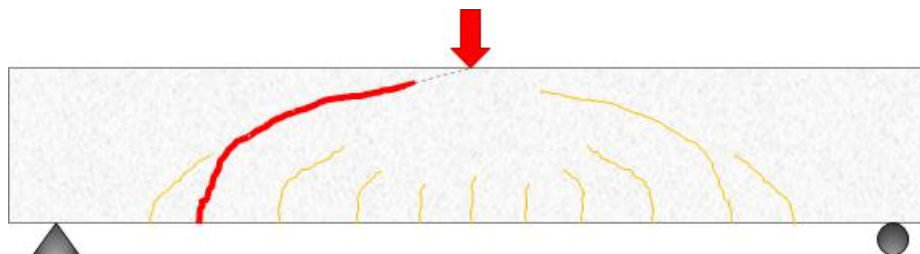
การวิบัติด้วยแรงเฉือนเกิดขึ้นเมื่อคานมีกำลังต้านทานแรงเฉือนน้อยกว่ากำลังต้านทานการตัด โดยแรงเฉือนกระทำที่เกิดขึ้นมีค่ามากกว่ากำลังรับแรงเฉือนในคาน อีกทั้งแรงเฉือนที่เกิดขึ้นอาจนำไปสู่การวิบัติเนื่องจากการสูญเสียการยึดเหนี่ยวระหว่างวัสดุ (Sliding Failure) ตามแนวระนาบที่ขนานกับทิศทางของแรง การวิบัติประเภทนี้มักเกิดขึ้นอย่างกะทันหันและมีพฤติกรรมการวิบัติแบบวัสดุเปราะ (Brittle Failure) ซึ่งมีกลไกในการวิบัติแบบการเฉือนและเลื่อนไปตามรอยแตกที่เกิดขึ้นภายในคาน ณ บริเวณที่ไม่มีการเสริมแรงเพื่อรับแรงเฉือนหรือเกิดบริเวณที่เหล็กปลอกรับแรงเฉือนในคานถึงจุดคราก (Yield Strength)

สำหรับการวิบัติโดยแรงเฉือนนั้น อัตราส่วนของระยะแรงเฉือนต่อความลึกของคาน (The effective span/Depth Ratio) และขนาดของคาน (Beam size) เป็นตัวแปรสำคัญที่จะกำหนดลักษณะของการวิบัติด้วยแรงเฉือนในรูปแบบต่างๆ โดยการวิบัติด้วยแรงเฉือนแบ่งย่อยออกได้เป็น 3 รูปแบบดังนี้

#### 1) การวิบัติด้วยแรงเฉือนเนื่องจากแรงดึงทแยง (Diagonal Tension Failure)

การวิบัตินี้เริ่มต้นจากเกิดรอยแตกร้าวเนื่องจากการตัด (Flexural Cracks) ณ ตำแหน่งช่วงกลางของคานเนื่องจากแรงดึง ลักษณะเป็นรอยแตกร้าวในแนวตั้ง เมื่อน้ำหนักบรรทุกที่กระทำมากขึ้น รอยแตกร้าวจะเริ่มพัฒนาและมีขนาดใหญ่ขึ้นทั้งความกว้างและความยาว โดยมีแนวโน้มที่จะพัฒนายาวขึ้นในทิศทางแนวทแยงเนื่องจากแรงดึงทแยงที่บริเวณแกนสะเทินที่ระยะห่างจากจุดรองรับประมาณ  $1.5d$  และพุ่งเข้าสู่ช่วงคอนกรีตส่วนรับแรงอัดเหนือแกนสะเทินไปยังจุดที่น้ำหนัก

บรรทุกกระทำ (Point Load) อย่างรวดเร็ว จากนั้นในระยะสุดท้าย คานจะเกิดการวิบัติด้วยแรงเฉือนทันที ดังแสดงไว้ในรูปที่ 7

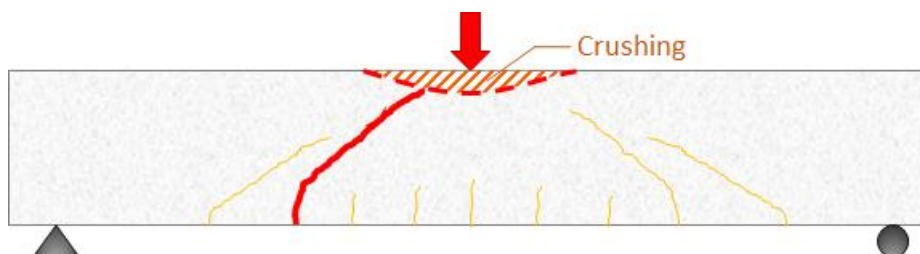


รูปที่ 7 ลักษณะการวิบัติด้วยแรงเฉือนเนื่องจากแรงดึงทแยง (Diagonal Tension Failure)

การวิบัติลักษณะนี้มักเกิดในคานที่ไม่มีการเสริมกำลังรับแรงเฉือนที่บริเวณระยะรับแรงเฉือน (Shear Span) หรือมีการเสริมกำลังที่ต่ำ และในคานที่มีอัตราส่วนระยะรับแรงเฉือนต่อความลึกของคาน (Shear span/Depth Ratio;  $a/d$ ) มากกว่า 2

## 2) การวิบัติด้วยแรงเฉือนเนื่องจากแรงอัด (Shear Compression Failure)

ลักษณะการวิบัตินี้ มีลักษณะคล้ายคลึงกับการวิบัติด้วยแรงเฉือนเนื่องจากแรงดึงทแยง (Diagonal Tension Failure) โดยในระยะแรกจะเกิดรอยแตกร้าวเนื่องจากการดัด (Flexural Cracks) ณ ตำแหน่งช่วงกลางของคานเนื่องจากแรงดึง จากนั้นรอยร้าวจะหยุดลงไม่พัฒนาต่อ แต่รอยแตกร้าวที่เกิดบริเวณระยะรับแรงเฉือน (Shear span) เริ่มพัฒนา ซึ่งพัฒนามาจากรอยแตกภายในหน้าตัดคาน ต่อมารอยแตกร้าวจะแพร่กระจาย มีการขยายขนาดและความยาวขึ้นไปสู่ช่วงคอนกรีตรับแรงอัดเหนือแกนสะเทิน ณ จุดที่น้ำหนักบรรทุกกระทำ (Point Load) ในระยะสุดท้ายคานจะเกิดการวิบัติบริเวณช่วงคอนกรีตรับแรงอัด ซึ่งคานไม่สามารถรับแรงอัดที่เกิดขึ้นเนื่องจากการดัดได้อีกต่อไป ดังแสดงลักษณะการวิบัติไว้ในรูปที่ 8 คอนกรีตจะแตกประลัยที่บริเวณส่วนปลายของรอยแตกแนวทแยงที่เกิดขึ้น ณ บริเวณจุดที่น้ำหนักบรรทุกกระทำ



รูปที่ 8 ลักษณะการวิบัติด้วยแรงเฉือนเนื่องจากแรงอัด (Shear Compression Failure)

การวิบัติลักษณะนี้มักเกิดในคานที่มีการเสริมแรงรับแรงเฉือนมาก และเกิดในคานที่มีอัตราส่วนระยะรับแรงเฉือนต่อความลึกของคาน (Shear span/Depth Ratio;  $a/d$ ) น้อยกว่า 4

### 3) การวิบัติโดยแรงเฉือนเนื่องจากแรงเฉือนโดยตรง (Splitting Shear Failure)

การวิบัติลักษณะนี้มักเกิดในคานลึก (Deep Beam) ซึ่งน้ำหนักบรรทุกกระทำจะถูกถ่ายโอนไปยังจุดรองรับโดยตรงและแรงเฉือนในบริเวณระยะรับแรงเฉือนของคานประเภทนี้จะมีค่ามากกว่าคานค้ำขจรธรรมดาทั่วไป และเกิดในคานที่มีอัตราส่วนระยะรับแรงเฉือนต่อความลึกของคาน (Shear span/Depth Ratio;  $a/d$ ) น้อยกว่า 1 ซึ่งในบางกรณีอาจเกิดการวิบัติเนื่องจากแรงอัดที่บริเวณจุดรองรับแทนการเกิดการวิบัติเนื่องด้วยแรงเฉือนโดยตรงได้



รูปที่ 9 ลักษณะการวิบัติโดยแรงเฉือนเนื่องจากแรงเฉือนโดยตรง (Splitting Shear Failure)

#### 2.1.3 พฤติกรรมการเกิดรอยแตกร้าว

คานคอนกรีตเสริมเหล็กเกิดรอยแตกร้าวได้นั้น เริ่มต้นขึ้นก็ต่อเมื่อคานคอนกรีตเสริมเหล็กมีพฤติกรรมการรับแรงค้ำที่เปลี่ยนไปจากคานที่มีพฤติกรรมเสมือนคานเนื้อคอนกรีตล้วนไปสู่คานคอนกรีตเสริมเหล็ก โดยในช่วงระหว่างการเปลี่ยนแปลงพฤติกรรม ที่คอนกรีตส่วนรับแรงดึงจะเกิดหน่วยแรงดึงขึ้นเนื่องจากการค้ำ ซึ่งหน่วยแรงดึงดังกล่าวจะมีค่าเกินกว่าความต้านทานแรงดึงที่คอนกรีตสามารถรับได้ ( $f_t \geq f_{cr}$ ) ณ ขณะนั้นเองที่ทำให้เกิดรอยแตกร้าวแรก (First Cracking) ขึ้นในคาน หลังจากนั้นรอยแตกร้าวที่เกิดขึ้นจะพัฒนาและเปลี่ยนแปลงไปตามรูปแบบของน้ำหนักบรรทุกที่กระทำ ความยาวและขนาดหน้าตัดของคาน วัสดุที่ใช้ผสมคอนกรีต ลักษณะของการเสริมแรงต่างๆ และปัจจัยอื่น ๆ ที่เกี่ยวข้อง ซึ่งล้วนมีผลต่อคุณสมบัติโครงสร้างและพฤติกรรมการรับแรงของคาน รอยแตกร้าวที่มักเกิดขึ้นในคานคอนกรีตเสริมเหล็กมี 3 รูปแบบหลัก ดังแสดงไว้ในรูปที่ 10 และอธิบายรอยแตกร้าวรูปแบบต่างๆ ได้ดังต่อไปนี้

##### 1) รอยแตกร้าวเนื่องจากการค้ำ (Flexural Crack)

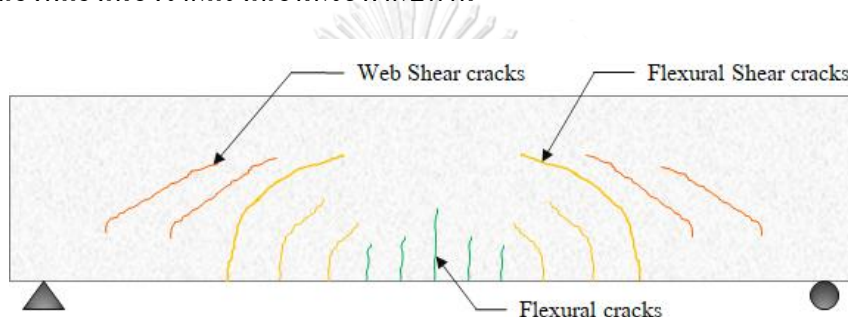
เกิดขึ้นเมื่อมีน้ำหนักบรรทุกกระทำที่ทำให้เกิดหน่วยแรงดึงในส่วนคอนกรีตรับแรงดึง ที่ซึ่งหน่วยแรงดึงมีค่ามากกว่าค่าโมดูลัสแตกร้าวของคอนกรีต (Modulus of Rupture,  $f_r$ ) ทำให้เกิดรอยแตกร้าวในลักษณะแนวตั้งบริเวณช่วงกึ่งกลางท้องคานขึ้น

## 2) รอยแตกร้าวเนื่องจากแรงเฉือน (Web Shear Crack)

ในกรณีที่เกิดโมเมนต์คดน้อยและน้ำหนักบรรทุกกระทำส่วนใหญ่ทำให้เกิดแรงเฉือนมากในหน้าตัดคาน ซึ่งกำลังรับแรงเฉือนจะถึงขีดจำกัดก่อน จะเกิดรอยแตกร้าวเนื่องจากแรงเฉือนขึ้นในลักษณะรอยแตกร้าวเฉียงทแยงบริเวณแกนสะเทินของคาน

## 3) รอยแตกร้าวเนื่องจากแรงเฉือนร่วมกับการคด (Flexural Shear Crack)

ลักษณะการแตกร้าวนี้เริ่มเกิดจากรอยแตกเนื่องจากการคดและรอยแตกเนื่องจากแรงเฉือนตามลำดับ โดยรอยแตกร้าวจะเกิดในลักษณะแนวตั้งเนื่องจากการคดก่อน จากนั้นรอยแตกจึงพัฒนาในแนวเฉียงทแยงเนื่องจากแรงเฉือนกระทำกับคาน



รูปที่ 10 ลักษณะรอยแตกร้าวต่าง ๆ ที่เกิดขึ้นในคานคอนกรีตเสริมเหล็ก

## 2.2 การเสริมแรงด้วยเส้นใยเหล็กในคานคอนกรีต

ในบรรดาวัสดุก่อสร้างต่าง ๆ ที่นำมาใช้ใน โครงสร้างนั้น คอนกรีตเป็นวัสดุหนึ่งที่มีความต้านทานแรงดึงที่ต่ำ ซึ่งมีกำลังรับแรงดึงเพียงประมาณร้อยละ 10 ของกำลังรับแรงอัดเท่านั้น จึงเป็นวัสดุที่ค่อนข้างเปราะ (Brittle Material) ร้อยแตกร้าวและการแพร่กระจายของรอยร้าวส่งผลกระทบต่อพฤติกรรมเชิงกลของคอนกรีตใน โครงสร้าง

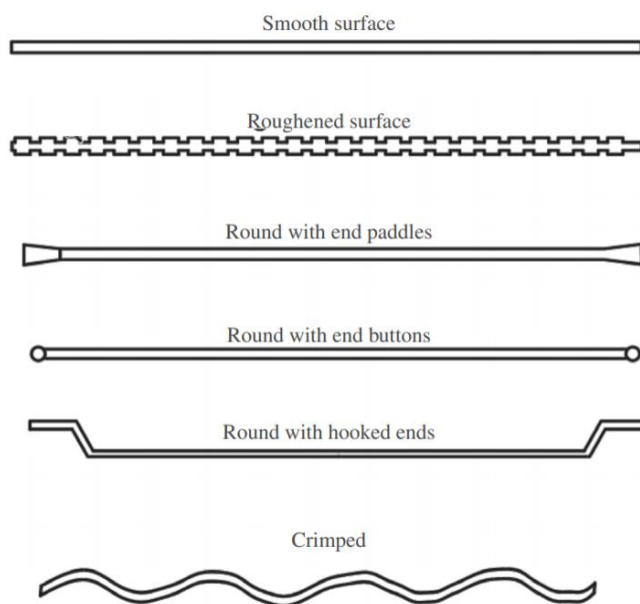
กว่า 60 ปีจากอดีตจนถึงปัจจุบัน ได้มีการค้นคว้าและวิจัยต่าง ๆ ที่นำเส้นใยหลากหลายชนิดเข้ามาใช้ในคอนกรีตเพื่อเพิ่มประสิทธิภาพและคุณสมบัติเชิงกลแก่คอนกรีตให้ตอบสนองต่อการใช้งานในด้านต่างๆ การเสริมคอนกรีตด้วยเส้นใยเหล็กเป็นอีกวิธีหนึ่งที่ช่วยแก้ไขปัญหาคอนกรีตเปราะของคอนกรีต และช่วยยับยั้งการเกิดและพัฒนาของรอยแตกร้าวในคอนกรีตได้ดี โดยคุณสมบัติที่เพิ่มขึ้นเนื่องจากการเสริมเส้นใยเหล็กสามารถนำมาใช้เพื่อช่วยเพิ่มประสิทธิภาพให้กับคานคอนกรีตที่เสริมแรงด้วยเหล็กเส้นธรรมดา (Reinforced Concrete Beam) ซึ่งช่วยเพิ่มกำลังรับแรง ณ จุดคราก (Yielding Moment), กำลังรับแรงสูงสุด (Ultimate Moment) และพฤติกรรมของคานหลังการคราก (Post Yield) ได้ นอกจากนี้การเสริมแรงด้วยเส้นใยเหล็กยังช่วยชะลอการเกิดการ



แอนตัวแบบทันทีทันใด (Immediate Deflection), การแอนตัวในระยะยาว (Long-term Deflection) และควบคุมความกว้างของรอยแตกร้าว (Width Crack) ในคานคอนกรีตได้

### 2.2.1 เส้นใยเหล็ก (Steel Fiber)

การเสริมแรงเส้นใยเหล็กในงานคอนกรีตนั้น นับว่าเป็นอีกวิธีการหนึ่งซึ่งช่วยเพิ่มประสิทธิภาพและคุณสมบัติด้านต่างๆให้แก่คอนกรีต ตามมาตรฐาน ASTM A820/A820M ได้กำหนดมาตรฐานสำหรับเส้นใยเหล็กในคอนกรีต และได้จำแนกประเภทของเส้นใยเหล็กออกเป็น 5 ประเภทตามกระบวนการผลิต ได้แก่ ประเภทที่ 1 : เส้นใยเหล็กกรีดเย็น (Cold-drawn wire), ประเภทที่ 2 : เส้นใยเหล็กตัดแผ่น (Cut sheet), ประเภทที่ 3 : เส้นใยเหล็กสกัดละลาย (Melt-extracted), ประเภทที่ 4 : เส้นใยเหล็กกัดแผ่น (Mill cut) และประเภทที่ 5 : เส้นใยเหล็กกรีดเย็นดัดแปลง (Modified cold-drawn wire) โดยหน่วยแรงดึงของเส้นใยเหล็กที่ใช้ควรมีค่าไม่น้อยกว่า 345 MPa ทั้งนี้ยังสามารถแบ่งได้ตามลักษณะรูปร่างของเส้นใยได้เป็น 2 ลักษณะใหญ่ ๆ คือ ลักษณะเส้นตรง (Linear) และลักษณะมีรูปร่าง (Shaped) แสดงรูปร่างลักษณะต่างๆ ได้ดังรูปที่ 11



รูปที่ 11 รูปร่างลักษณะของเส้นใยต่าง ๆ [2]

ซึ่งในการศึกษานี้ เส้นใยเหล็กที่นำมาใช้เสริมแรงในคอนกรีตเป็นเส้นใยประเภทที่ 4 : เส้นใยเหล็กกัดแผ่น (Mill cut) และมีลักษณะรูปร่างแบบตะขอปลายเส้นใย (Round with hooked ends)

### 2.2.2 พฤติกรรมของคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่เสริมแรงด้วยเส้นใยเหล็ก

สำหรับคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่เสริมแรงด้วยเส้นใยเหล็ก การที่เส้นใยเหล็กจะเข้ามาช่วยเสริมแรงให้แก่คอนกรีตและโครงสร้างคานนั้น แรงที่กระทำต่อคานจะต้องถูกถ่ายแรงไปยังเส้นใย

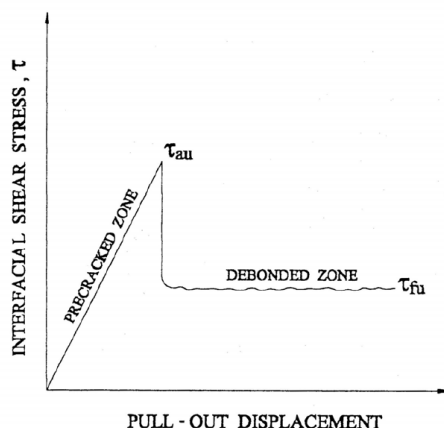
เหล็กที่อยู่ภายในเนื้อคอนกรีต โดยแรงเสริมเนื่องจากเส้นใยเหล็กในคอนกรีตสามารถแบ่งช่วงของพฤติกรรมของคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่เสริมแรงด้วยเส้นใยเหล็กได้ต่อไปดังนี้

#### 2.2.3.1 ช่วงก่อนเกิดรอยแตกร้าว (Pre-Cracking)

ในช่วงก่อนคานเกิดรอยแตกร้าว คานจะมีพฤติกรรมเป็นคานคอนกรีตล้วนและอยู่ในช่วงพฤติกรรมแบบยืดหยุ่น (Elastic) พฤติกรรมของคอนกรีตเสริมเส้นใยเหล็กในคานรับการค้ำช่วงนี้คือ การถ่ายแรงที่น้ำหนักบรรทุกทุกกระทำไปยังเส้นใยเหล็กด้วยหน่วยแรงดึงกระทำผ่านแรงยึดเหนี่ยวที่เกิดขึ้นระหว่างเส้นใยเหล็กกับคอนกรีต (Adhesion Shear Bond Strength,  $\tau_{au}$ )

สำหรับความสามารถในการรับแรงดึงสูงสุด (Ultimate Tensile Strength) ของคอนกรีตเสริมเส้นใยเหล็กในช่วงก่อนเกิดรอยแตกร้าว นั้น จะถูกกำหนดด้วยค่าแรงยึดเหนี่ยวระหว่างเส้นใยเหล็กกับคอนกรีตหรือกำลังต้านทานแรงดึงของคอนกรีตที่เพิ่มขึ้นเนื่องจากการเสริมเส้นใยโดยค่าที่น้อยกว่าเป็นเกณฑ์ ซึ่งหากหน่วยแรงดึงกระทำที่เกิดขึ้นมีค่าเพิ่มขึ้นเกินกว่าค่าแรงยึดเหนี่ยวหรือกำลังต้านทานแรงดึงที่เพิ่มขึ้นเนื่องจากการเสริมเส้นใย ค่าแรงยึดเหนี่ยวก็จะเริ่มลดลงเป็นผลมาจากการเกิดการเลื่อนไถลที่ผิวเส้นใยเหล็กกับคอนกรีต (Slipping) และเกิดรอยแตกร้าว (Cracking)

เมื่อคอนกรีตเกิดรอยแตกร้าวขึ้น คานจะเริ่มเข้าสู่กลไกของคานคอนกรีตเสริมเหล็ก แรงที่กระทำจะถูกกระจายและถ่ายไปยังเส้นใยเหล็กผ่านแรงยึดเหนี่ยวส่วนที่เส้นใยเหล็กกับคอนกรีตยังรั้งตรึงกันอยู่และแรงเฉือนเสียดทานระหว่างผิวเส้นใยเหล็กกับคอนกรีต (Friction Shear Strength,  $\tau_{fu}$ ) ในกรณีที่เกิดการเลื่อนไถลที่ผิวเส้นใยเหล็กกับคอนกรีต ซึ่งพฤติกรรมของหน่วยแรงยึดเหนี่ยวและหน่วยแรงเฉือนเสียดทานระหว่างเส้นใยเหล็กกับคอนกรีตที่เกิดขึ้นสามารถอธิบายได้ด้วยการเปรียบเทียบหน่วยแรงเฉือนที่เกิดขึ้นระหว่างเส้นใยกับคอนกรีตกับระยะที่ถูกดึง ดังได้แสดงไว้ดังในรูปที่ 12



รูปที่ 12 แสดงความสัมพันธ์ของระยะดึงออกไปกับหน่วยแรงเฉือนที่เกิดขึ้นของคอนกรีตเสริมกับเส้นใยเหล็ก [3]

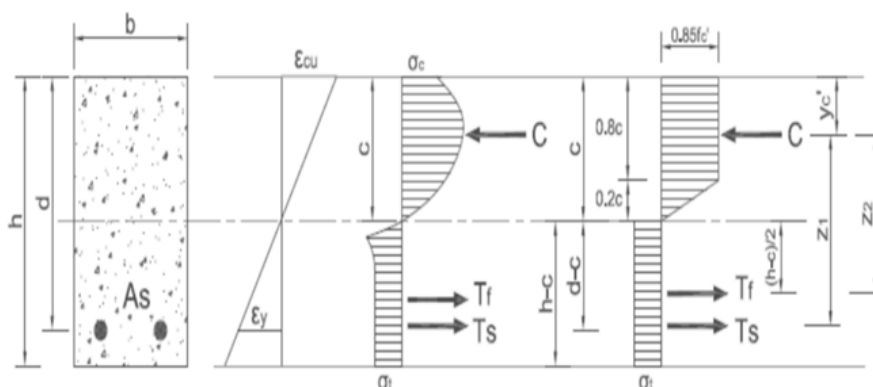
### 2.2.3.2 ช่วงหลังเกิดรอยแตกร้าว (Post-Cracking)

ภายหลังจากเริ่มเกิดรอยแตกร้าวและกลไกในการรับน้ำหนักของคานคอนกรีตเสริมเหล็กเริ่มต้นขึ้นนั้น เส้นใยเหล็กในคอนกรีตจะเข้ามามีส่วนช่วยรับแรงดึงควบคู่ไปกับการรับแรงดึงของเหล็กเสริมรับแรงดึง ผ่านการกระจายของหน่วยแรงดึงไปยังเส้นใยเหล็กด้วยแรงยึดเหนี่ยวและแรงเสียดทานระหว่างเส้นใยเหล็กกับคอนกรีตโดยรอบ

ในการคำนวณกำลังรับการค้ำของคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่เสริมแรงด้วยเส้นใยเหล็กนั้น จะใช้ทฤษฎีสมการสมดุลทางกลศาสตร์เช่นเดียวกับการคำนวณกำลังการค้ำของคานคอนกรีตเสริมเหล็กทั่วไป โดยในการวิเคราะห์ที่ตั้งอยู่บนสมมติฐาน 3 ประการคือ

- 1) ระยะเวลาของหน้าตัดคานก่อนการค้ำยังคงเป็นระนาบหลังการค้ำ
- 2) หน้าตัดคานที่ใช้คำนวณอยู่ในภาวะสมดุล กล่าวคือ หน่วยแรงดึงส่วนใต้แกนสะเทินต้องเท่ากับหน่วยแรงอัดส่วนเหนือแกนสะเทิน
- 3) โมเมนต์ภายในที่เกิดขึ้นในหน้าตัดคานมีค่าเท่ากับโมเมนต์ที่เกิดจากการกระทำของน้ำหนักบรรทุกทุกภายนอก

สำหรับวิธีการคำนวณจะสมมติให้ใช้การกระจายของหน่วยแรงรูปสี่เหลี่ยมเทียบเท่ากับหน่วยแรงในคอนกรีตเสริมเส้นใยเหล็กดังแสดงไว้ในรูปที่ 13 ซึ่งในแผนภูมิการกระจายหน่วยแรงจะคำนึงถึงหน่วยแรงดึงเสริมเนื่องจากเส้นใยเหล็กในคอนกรีตด้วย



(ก) Cross-Section (ข) Strain Distr. (ค) Assumed Stress Distr. (ง) Simplified Stress Distr.

รูปที่ 13 การกระจายหน่วยแรงเค้นและหน่วยแรงเครียดในหน้าตัดคอนกรีตเสริมเส้นใยเหล็ก [4]  
การหาค่าโมเมนต์ดัดสูงสุดของคานสามารถคำนวณได้ตั้งสมการที่ 1 เมื่อ  $T_s$  คือ กำลังรับแรงดึงของเหล็กเสริมและ  $T_f$  คือกำลังรับแรงดึงเนื่องจากคอนกรีตเสริมเส้นใยเหล็ก

$$M_u = T_s \times Z_1 + T_f \times Z_2 \quad (1)$$

โดยที่กำลังรับแรงดึงของเหล็กเสริม ( $T_s$ ) และกำลังรับแรงดึงเนื่องจากเส้นใยเหล็ก ( $T_f$ ) สามารถคำนวณได้จากสมการที่ 2 และสมการที่ 3

$$T_s = A_s \times f_y \quad (2)$$

$$T_f = \sigma_f \times b \times (h-c) \quad (3)$$

จากแผนภูมิการกระจายแรงดึงแสดงในรูปที่ 13 (ง) แผนภูมิการกระจายความเค้นในหน้าตัดคอนกรีต ช่วงเหนือแกนสะเทิน ในการกระจายหน่วยแรงอัดคอนกรีตเสริมเส้นใยเหล็กจะถูกแบ่งพื้นที่ออกเป็น 2 ส่วนประกอบด้วย ส่วนที่เป็นสี่เหลี่ยมผืนผ้า และส่วนสามเหลี่ยม เพื่อง่ายต่อการหาจุดศูนย์กลางของพื้นที่การกระจายหน่วยแรงอัดของคอนกรีตเสริมเส้นใยเหล็ก โดยกำหนดให้  $A_1$  คือ พื้นที่สี่เหลี่ยมผืนผ้าส่วนหน่วยแรงอัด และ  $A_2$  คือ พื้นที่สามเหลี่ยมส่วนหน่วยแรงอัด ซึ่งคำนวณได้จากสมการที่ 4 และสมการที่ 5 ตามลำดับ

$$A_1 = 0.85f'_c \times 0.80c = 0.68f'_c \quad (4)$$

$$y_1 = (0.80 \times c)/2 \quad (5)$$

$$A_2 = \frac{1}{2} (0.85f'_c \times 0.2c) = 0.085f'_c \times c \quad (6)$$

$$y_2 = \frac{1}{3}(0.20 \times c) + 0.80c \quad (7)$$

สำหรับการหาค่าระยะแขนของแรงคู่ควบที่เกิดจากเหล็กเสริม ( $Z_1$ ) และเส้นใยเหล็กในคอนกรีต ( $Z_2$ ) สามารถคำนวณได้ตามสมการที่ 9 และสมการที่ 10 ดังต่อไปนี้

$$y_c' = \frac{A_1 y_1 + A_2 y_2}{\Sigma A} = 0.452c \quad (8)$$

$$Z_1 = d - y_c' \quad (9)$$

$$Z_2 = \left(\frac{h-c}{2}\right) + (c - y_c') \quad (10)$$

และการหาระยะที่ผิวบนคอนกรีตถึงแกนสะเทิน ( $c$ ) หาได้จากสมการที่ 11 โดยกำหนดให้หน่วยแรงอัดในหน้าตัดคานมีค่าเท่ากับหน่วยแรงดึงทั้งหมดที่เกิดขึ้นในหน้าตัด ( $C = T_s + T_f$ )

$$c = \frac{\sigma_t b h + A_s f_y}{0.765 f_c' b + \sigma_t b} \quad (11)$$

สำหรับการคำนวณหาหน่วยแรงดึงสูงสุดของเส้นใยเหล็กในคอนกรีต ( $\sigma_c$ ) ในการวิเคราะห์เส้นใยเหล็กที่เสริมในคอนกรีต เส้นใยเหล็กแต่ละเส้นนั้นจะถือว่าเป็นเหล็กเสริมตามยาวขนาดเล็กที่มีอยู่ตลอดความยาวของระนาบคาน ซึ่งสามารถคำนวณได้ดังสมการที่ 12

$$\sigma_c = \alpha_0 \times V_f \times \sigma_f \times \alpha_b \quad (12)$$

โดยที่  $V_f$  คือ ปริมาณเส้นใยเหล็กที่ใช้

$\alpha_0$  คือ ค่าตัวแปรเนื่องจากการเรียงตัวของเส้นใย

$\alpha_b$  คือ สัมประสิทธิ์แรงยึดเหนี่ยวของเส้นใย ( $\alpha_b = 1.0$  สำหรับเส้นใยเหล็กแบบตรง ตามคำแนะนำของ ACI Committee 544)

และ  $\sigma_f$  คือ กำลังรับแรงดึงของเส้นใยเหล็ก (Tensile Strength of Fiber)

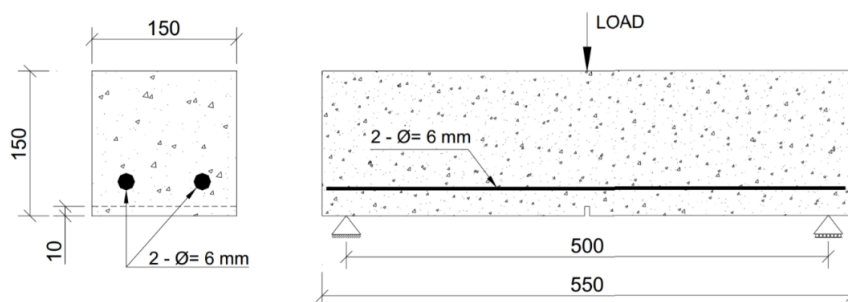
### 2.2.3 งานวิจัยอื่นที่เกี่ยวข้อง

Brandt, Olek และ Marshall [4] ได้ศึกษาพฤติกรรมของคานคอนกรีตเสริมเส้นใยเหล็ก ด้วยการผสมเส้นใย 2 ชนิดเข้าด้วยกัน โดยตัวอย่างจะประกอบไปด้วย 3 ประเภทคือ ตัวอย่างที่ผสมเส้นใยเหล็กแบบที่ 1 ชนิดแผ่นโลหะตรง (Amorphous metallic Fiber), ตัวอย่างที่ผสมเส้นใยเหล็กแบบที่ 2 ชนิดตะขอที่ปลาย (Hooked-end Fiber) และตัวอย่างที่ผสมเส้นใยทั้งแบบที่ 1 และ 2 เข้าด้วยกัน (Hybrid form Fiber) ในตัวอย่างมีปริมาณการใช้เส้นใยเหล็กที่ร้อยละ 0.25 และร้อยละ 0.5 สำหรับ

การเสริมเส้นใยแบบเดี่ยวเท่านั้นและผสมทั้งสองรูปแบบเส้นใยเข้าด้วยกันตามลำดับ ดังแสดงรายละเอียดตัวอย่างไว้ในตารางที่ 1 ตัวอย่างที่ใช้ในการทดสอบมีขนาด  $150 \times 150 \times 550$  มิลลิเมตร ได้แสดงรายละเอียดตัวอย่างที่ใช้ทดสอบไว้ในรูปที่ 14

ตารางที่ 1 ตัวอย่างและการเสริมเส้นใยหลักที่แตกต่างกันของ Brandt, Olek และ Marshall [4]

Mixture No.	Mixture Type	Volume fraction of fibers, %		Total quantity of fibers, $V_f$ (%)	Compressive strength, MPa
		Type I	Type II		
M-0	Control	---	---	---	42
M-1	single fiber	0.25	---	0.25	44
M-2		---	0.25	0.25	42
M-3	Hybrid fiber	0.25	0.25	0.5	43



รูปที่ 14 รายละเอียดตัวอย่างที่ใช้ทดสอบของ Brandt, Olek และ Marshall [4]

จากผลการศึกษาพบว่า การเสริมเส้นใยเหล็กช่วยลดการพัฒนาของรอยแตกร้าวที่เกิดขึ้นและการแอ่นตัวของคาน ทั้งยังเพิ่มกำลังรับการตัดให้แก่คานคอนกรีตเสริมเหล็ก ในการเสริมเส้นใยเหล็กแบบผสม (Hybrid fiber) ช่วยเพิ่มกำลังการรับแรงและกำลังรับการตัดในทุกช่วงของการรับแรงของคานเมื่อเทียบกับตัวอย่างที่เสริมเส้นใยแบบใดแบบหนึ่งเพียงแบบเดียว

Boulekbache et al. [5] ได้ศึกษาพฤติกรรมการตัดของคานคอนกรีตที่เสริมเส้นใยเหล็กในปริมาณต่าง ๆ ภายใต้แรงกระทำซ้ำ ๆ (Cyclic Load) จากตัวอย่างคานคอนกรีตที่มีความสามารถในการทำงานได้ที่แตกต่างกัน 3 รูปแบบคือ คอนกรีตทั่วไป (Ordinary Concrete) คอนกรีตชนิดไหลตัวได้ (Self-Compacting Concrete) และคอนกรีตกำลังสูง (High Strength Concrete) แล้วเสริมแรงด้วยเส้นใยเหล็กที่มีอัตราส่วนชะลูด (Aspect ratio) เท่ากับ 65 และ 80 ในปริมาณร้อยละ 0.5 และ 1.0 โดยปริมาตรคอนกรีต ดังแสดงรายละเอียดตัวอย่างดังตารางที่ 2 ทำการทดสอบกำลังรับการตัดด้วยการทดสอบแบบ 4 จุด (Four-point bending Test) ซึ่งผลการทดสอบได้แสดงไว้ในตารางที่ 3 จากการทดสอบพบว่า ความสามารถในการทำงานได้ของคอนกรีตสดมีผลกระทบอย่างมากต่อการ

จัดเรียงตัวของเส้นใยในทิศทางที่ต้องการ ซึ่งการจัดเรียงตัวของเส้นใยก็มีผลกระทบต่อพฤติกรรม การตัดและการรับแรงที่เพิ่มขึ้น โดยการเสริมแรงด้วยเส้นใยช่วยพัฒนากำลังรับการตัดได้มากถึง ร้อยละ 242 โดยเฉพาะอย่างยิ่งในตัวอย่างคอนกรีตชนิดไหลตัวได้ (Self-Compacting Concrete) เนื่องจากการจัดเรียงตัวที่มีผลต่อแรงยึดเหนี่ยวและการกระจายแรงในเมตริกของคอนกรีต เมื่อเทียบกับ คอนกรีตทั่วไป อีกทั้งปริมาณเส้นใยที่ใช้และอัตราส่วนชะลูดของเส้นใยเหล็กยังช่วยให้ โครงสร้างตัวอย่างมีความยืดหยุ่นและเพิ่มค่าความเหนียวขึ้น กล่าวคือ ช่วยให้การแอ่นของคาน คอนกรีตคืบตัวในช่วงหลังเกิดรอยแตกร้าวและมีสภาพความเหนียวในช่วงก่อนการวิบัติ ซึ่งมี ลักษณะคล้ายวัสดุอ่อน (Soften Material)

ตารางที่ 2 รายละเอียดตัวอย่างต่าง ๆ ที่ใช้ทดสอบของ Boulekbache et al. [5]

Mixture	OC	FROC	SCC	FRSCC	HSC	FRHSC
Cement (C)	275	275	425	425	425	425
Silica fume (SF)	-	-	-	-	42.5	42.5
Limestone filler (LF)	90	90	200	200	90	90
Gravel 4/10	910	900	825	814	825	814
Sand 0/4	830	820	750	740	750	740
Water (W)	178	178	192	192	161	161
Super-plasticizer (%C)	-	0.70	1.20	1.70	1.00	1.60
Steel fibres	-	39; 78	-	39; 78	-	39; 78
W/P*	0.49	0.49	0.32	0.32	0.30	0.30

Notations used: FROC: Fibre Reinforced Ordinary Concrete; FRSCC: Fibre Reinforced Self-Compacting Concrete; FRHSC: Fibre Reinforced High Strength Concrete.

\* P (Powder) = C + SF + LF.

ตารางที่ 3 ผลการทดสอบกำลังรับการอัดและกำลังรับแรงดึงคดของ Boulekbache et al. [5]

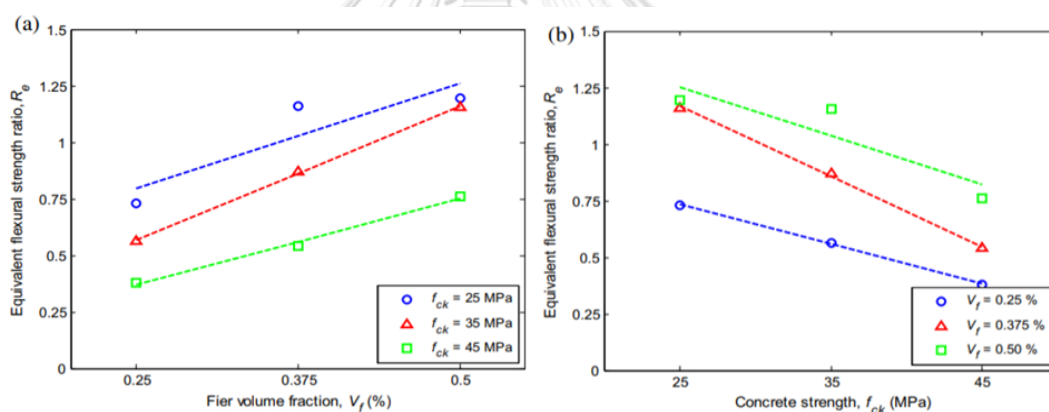
	Orientation factor	Compressive strength $f_c$ (MPa)	first crack strength $f_{cr}$ (MPa)	Ultimate flexural tensile strength $f_u$ (MPa)	Increase in $f_u$ (%)
OC	-	29.3	-	2.33	-
FROC 65-0.5	0.45	27.0	2.41	3.54	52
FROC 65-1	0.42	28.4	2.90	5.49	136
FROC 80-0.5	0.49	28.3	2.64	4.38	88
FROC 80-1	0.52	28.5	2.94	5.82	150
SCC	-	61.3	-	2.30	-
FRSCC 65-0.5	0.57	57.1	2.84	3.80	65
FRSCC 65-1	0.54	53.6	3.08	7.04	206
FRSCC 80-0.5	0.62	56.7	3.04	5.67	98
FRSCC 80-1	0.59	54.6	3.24	7.86	242
HSC	-	82.6	-	2.85	-
FRHSC 65-0.5	0.37	79.1	2.98	4.24	49
FRHSC 65-1	0.35	78.8	3.56	7.22	153
FRHSC 80-0.5	0.42	73.9	3.03	5.39	89
FRHSC 80-1	0.38	72.2	3.58	7.82	174

Lee et al. [6] ได้ศึกษาอิทธิพลของปริมาณเส้นใยเหล็กและกำลังของคอนกรีตต่อ ความสามารถในการรับการคดของคอนกรีตเสริมเส้นใยเหล็ก โดยการศึกษาจากตัวอย่างคาน คอนกรีตขนาด  $150 \times 150 \times 500$  มิลลิเมตร และใช้คอนกรีตที่มีกำลังตั้งแต่ 25 35 และ 45 MPa เสริม เส้นใยเหล็กในปริมาณร้อยละ 0.25 0.375 และ 0.5 โดยปริมาตรคอนกรีต ดังสรุปไว้ในตารางที่ 4 จากผลการศึกษาพบว่า กำลังรับการคดเพิ่มขึ้นเมื่อปริมาณเส้นใยเหล็กที่ใช้เพิ่มขึ้น ในทางกลับกัน กลับลดลงเมื่อกำลังของคอนกรีตเพิ่มมากขึ้น กล่าวคือ การเพิ่มขึ้นของเส้นใยส่งผลมากต่อการเพิ่ม

กำลังรับการดัดในคอนกรีตที่มีกำลังต่ำ แต่การเพิ่มขึ้นของเส้นใยนั้นกลับช่วยเพิ่มกำลังรับการดัดไม่มากนักหรือส่งผลไม่มากต่อกำลังรับการดัดของคอนกรีตที่มีกำลังสูง ซึ่งแสดงผลการศึกษาไว้ในกราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่างค่าสัมประสิทธิ์การรับการดัดกับปริมาณเส้นใยที่ใช้และกำลังคอนกรีต ดังแสดงไว้ในรูปที่ 15

ตารางที่ 4 รายละเอียดตัวอย่างที่ใช้ศึกษาของ Lee et al. [6]

Name of the specimens	Compressive strength of concrete (MPa)	Fiber volume fraction (%)
C25-250	25	0.250
C25-375		0.375
C25-500		0.500
C35-250	35	0.250
C35-375		0.375
C35-500		0.500
C45-250	45	0.250
C45-375		0.375
C45-500		0.500



รูปที่ 15 กราฟความสัมพันธ์ระหว่างค่าสัมประสิทธิ์การรับการดัดกับ (a) ปริมาณเส้นใยที่ใช้ และ (b) กำลังคอนกรีต [6]

ทั้งการศึกษาดังกล่าวยังพบอีกว่า การดูดซับและกระจายแรงในคอนกรีตมีแนวโน้มเพิ่มขึ้นตามปริมาณการใช้เส้นใยเหล็กที่เพิ่มขึ้น แต่ไม่เป็นเช่นนั้นในคอนกรีตกำลังสูงที่เสริมด้วยเส้นใยเหล็ก จะทำให้กำลังช่วงหลังเกิดรอยแตกเร็วาลดลงอย่างรวดเร็ว เนื่องจากการเสริมเส้นใยเหล็กจะลดความสามารถในการรับแรงและกระจายแรงในคอนกรีตลง

ภัทรกานต์ เหล่าไพฑูรย์ [7] ศึกษาพฤติกรรมของคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่ใช้คอนกรีตเสริมเส้นใยเหล็กในการซ่อมแซมคานที่ถูกกัดกร่อน จากตัวอย่างคานขนาด  $150 \times 200 \times 1400$  มิลลิเมตร เร่งการกัดกร่อนที่เหล็กเสริมรับแรงดึงด้วยวิธีเร่งด้วยกระแสไฟฟ้า (Impressed Current Technique) ให้เกิดการกัดกร่อนที่ระดับร้อยละ 12 และร้อยละ 16 จึงซ่อมแซมด้วยคอนกรีตเสริม



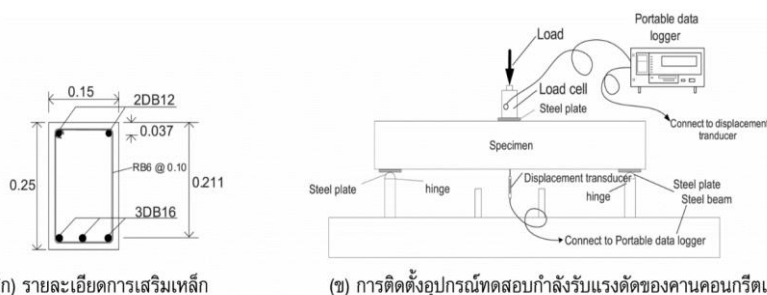
เส้นใยเหล็กที่ปริมาณร้อยละ 1.0 1.5 และ 2.0 โดยปริมาตรคอนกรีต จากผลการศึกษาอิทธิพลของการกักกร่อนพบว่า คานคอนกรีตเสริมเหล็กที่ถูกกักกร่อนร้อยละ 12 พฤติกรรมของคานยังไม่เปลี่ยนไปและคานจะมีพฤติกรรมการรับแรงเปลี่ยนไปที่ระดับการกักกร่อนที่ร้อยละ 16 และจากการศึกษาด้วยการซ่อมแซมด้วยคอนกรีตเสริมเส้นใยเหล็กพบว่า ยังไม่สามารถทดแทนกำลังรับแรงเฉือนที่สูญเสียไปได้เมื่อทำการซ่อมแซมด้วยคอนกรีตเสริมเส้นใยเหล็กร้อยละ 1.0 ซึ่งการซ่อมแซมด้วยการเสริมเส้นใยเหล็กที่ร้อยละ 1.5 และร้อยละ 2.0 พบว่าสามารถช่วยเพิ่มกำลังรับแรงเฉือนของคานที่ถูกกักกร่อนได้

ทวีชัย สำราญวานิช [8] ทำการศึกษาพฤติกรรมและกำลังรับการค้ำของคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่คอนกรีตเสริมกำลังด้วยเส้นใยต่าง ๆ ได้แก่ เส้นใยเหล็ก เส้นใยแก้ว และเส้นใยอะคริลิกสังเคราะห์ โดยผสมเส้นใยต่าง ๆ ด้วยอัตราส่วนร้อยละ 0.1 0.2 และ 0.5 โดยปริมาตรคอนกรีต ซึ่งได้แสดงปริมาณเส้นใยที่ใช้ในตัวอย่างไว้ในตารางที่ 5 ตัวอย่างที่ใช้ทดสอบขนาด 150×250×1400 มิลลิเมตร ทำการทดสอบพฤติกรรมการค้ำคานตัวอย่างด้วยวิธีแรงกระทำ 3 จุด (Third-Point load bending Test) ดังแสดงไว้ในรูปที่ 16

ตารางที่ 5 ปริมาณเส้นใยต่าง ๆ ที่ใช้ในตัวอย่างของ ทวีชัย สำราญวานิช [8]

หมายเลขส่วนผสม	ปริมาณเส้นใย (%)	เส้นใยเหล็ก, SF (กก.)	เส้นใยแก้ว, GF (กก.)	เส้นใยอะคริลิก, AF (กก.)	การยุบตัว (ซม.)
B1	-	-	-	-	4.7
B2	0.1	7.85	-	-	4.5
B3	0.2	15.70	-	-	2.8
B4	0.5	39.20	-	-	1.2
B5	0.2	15.70	-	-	3.0
B6	0.1	-	2.33	-	1.2
B7	0.2	-	4.66	-	1.2
B8	0.5	-	11.65	-	0
B9	0.1	-	-	1.18	0.4
B10	0.2	-	-	2.36	0.4
B11	0.5	-	-	5.90	0

หมายเหตุ ส่วนผสม B2, B3 และ B4 ใช้เส้นใยเหล็กยาว 3.0 ซม. และส่วนผสม B5 ใช้เส้นใยเหล็กยาว 6.5 ซม.



รูปที่ 16 รายละเอียดคานตัวอย่างและการทดสอบของ ทวีชัย สำราญวานิช [8]

จากผลการศึกษา พบว่าการเสริมเส้นใยต่าง ๆ นั้น ช่วยให้กำลังรับการดัดและมีค่าความเหนียวที่สูงขึ้นเมื่อเทียบกับคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่คอนกรีตไม่เสริมเส้นใยใดๆ และที่การเสริมเส้นใยในอัตราส่วนร้อยละ 0.1-0.2 กำลังรับการดัดของคานคอนกรีตที่เสริมเส้นใยอะคริลิกสังเคราะห์สูงกว่าตัวอย่างที่เสริมด้วยเส้นใยเหล็กและเส้นใยแก้ว ในอัตราส่วนร้อยละ 0.5 กำลังรับการดัดของคานคอนกรีตที่เสริมด้วยเส้นใยเหล็กมีค่าสูงที่สุด

### 2.3 การกัดกร่อนในคานคอนกรีตเสริมเหล็ก

นับตั้งแต่มีการคิดค้นและนำปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์เข้ามาใช้ในโครงสร้างในช่วงราว ๆ ศตวรรษที่ 18 จนเป็นที่นิยมใช้กันอย่างแพร่หลายมาจนถึงปัจจุบัน ในยุคแรกๆ นั้น โครงสร้างคอนกรีตถูกมองว่ามีอายุการใช้งานที่ไม่จำกัดและไม่ต้องการการบำรุงรักษาใด ๆ [9] แต่จากการศึกษาและวิจัยที่มีมาอย่างต่อเนื่องมากมายจากอดีตจนถึงปัจจุบันกลับพบว่า โครงสร้างคอนกรีตมักพบปัญหาที่เข้ามารบกวนหรือทำลายความแข็งแรงทนทานและความสามารถในการรับน้ำหนักใช้งานจากปัจจัยต่างๆ มากมาย โดยเฉพาะอย่างยิ่งปัญหาที่เกิดขึ้นในโครงสร้างคอนกรีตที่มีการเสริมเหล็ก (Reinforced Concrete Structure)

หนึ่งในปัญหาที่มักพบบ่อยในโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กนั้นก็คือ การสูญเสียความทนทานของโครงสร้างอันเนื่องมาจากการกัดกร่อนของเหล็กเสริม ที่ปัญหาดังกล่าวกลับไม่ได้เกิดขึ้นและสร้างความเสียหายแก่คอนกรีตโดยตรง แต่มุ่งเน้นทำลายเหล็กที่ใช้เสริมแรงภายในโครงสร้างแทน ซึ่งนับว่าปัญหาดังกล่าวเป็นสาเหตุหลักสาเหตุหนึ่งที่น่าไปสู่การเสื่อมสภาพและลดทอนความสามารถในการใช้งานของโครงสร้างคอนกรีตอย่างมาก

#### 2.3.1 การกัดกร่อนเหล็กเสริมในคอนกรีต

ในการกัดกร่อนของเหล็กเสริมในคอนกรีตนั้น ปัจจัยที่เป็นสาเหตุให้เกิดการกัดกร่อนขึ้นในโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กมักมาจาก 2 สาเหตุหลัก คือ การเกิดกระบวนการคาร์บอนเนชัน (Carbonation) ของก๊าซคาร์บอนไดออกไซด์ในอากาศ ( $\text{CO}_2$ ) ที่ทำให้คอนกรีตห่อหุ้มโดยรอบเหล็กเสริมสูญเสียความเป็นด่างไป และการซึมผ่านของคลอไรด์ (Chloride Attack) และเข้าทำลายชั้นป้องกัน (Passive film) ในรูปของคลอไรด์ไอออนที่ผิวเหล็กเสริมจนมีปริมาณเพียงพอและก่อให้เกิดการกัดกร่อน

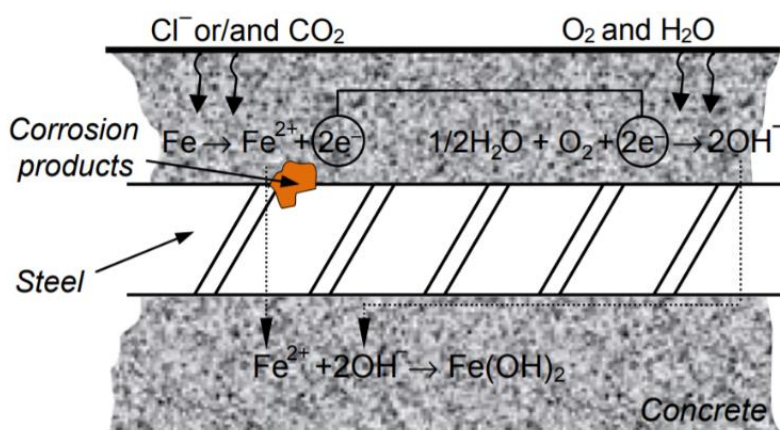
สำหรับการกัดกร่อนเนื่องจากคลอไรด์ (Chloride Attack) มักเป็นสาเหตุหลักที่พบบ่อยในการกัดกร่อนของเหล็กเสริม โดยเกิดขึ้นจากการแทรกซึมของคลอไรด์ที่เข้าไปในคอนกรีตและเข้าก่อปฏิกิริยาในรูปของคลอไรด์ไอออน (Cl<sup>-</sup>) ที่ผิวเหล็กเสริม นั่นคือสาเหตุของการเริ่มต้นการเกิดการกัดกร่อนของเหล็กเสริมภายในโครงสร้าง อันนำไปสู่การแตกร้าวของคอนกรีตซึ่งชักนำให้

เหล็กเสริมสัมผัสกับสภาพแวดล้อมภายนอกและเร่งให้เกิดความรุนแรงของการกัดกร่อนมากขึ้น เป็นการเพิ่มความเสี่ยงต่อการเสื่อมสภาพของโครงสร้างมากยิ่งขึ้นตามไปด้วย

### 2.3.1.1 กลไกการเกิดการกัดกร่อน

คลอไรด์ ซึ่งเป็นตัวการหนึ่งให้เกิดการกัดกร่อนภายในเหล็กเสริม มีกลไกในการก่อการกัดกร่อน โดยทำหน้าที่เป็นตัวเร่งปฏิกิริยาให้เกิดการกัดกร่อนด้วยการทำลายชั้นฟิล์มป้องกันที่ห่อหุ้มเหล็กเสริมไว้ (Passive Film) เมื่อคลอไรด์ที่เกิดขึ้นมีความเข้มข้นมากพอจนสามารถทำลายชั้นฟิล์มที่ป้องกันเหล็กเสริมได้แล้ว หากมีปริมาณน้ำและออกซิเจนโดยรอบเพียงพอต่อกระบวนการการเกิดสนิม คลอไรด์ก็จะปล่อยให้เกิดการแลกเปลี่ยนประจุไอออนกันระหว่างเหล็กเสริมกับน้ำและออกซิเจน จากนั้นกระบวนการกัดกร่อนของเหล็กเสริมก็เริ่มต้นขึ้นและดำเนินไปอย่างต่อเนื่องรวดเร็ว

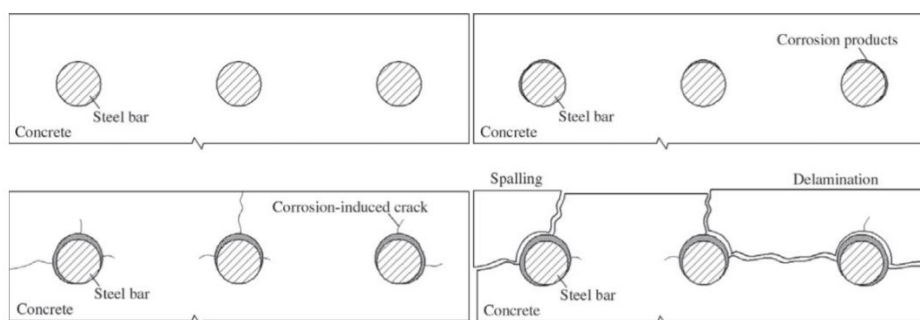
การกัดกร่อนที่เกิดขึ้นเป็น ปฏิกิริยาทางเคมีไฟฟ้า (Electrochemical Reaction) ที่ประกอบด้วยครึ่งเซลล์ของประจุขั้วบวก (Anode) และประจุขั้วลบ (Cathode) โดยผลผลิตที่ได้จากกระบวนการคือ สนิมเหล็ก ซึ่งกระบวนการทางไฟฟ้าเคมีนี้สามารถอธิบายได้ เมื่อเหล็กเสริมแตกตัวเป็นไอออนของเหล็กของเฟอร์ริกไอออน ( $Fe^{2+}$ ) ในสภาพประจุไฟฟ้าขั้วบวก และน้ำกับออกซิเจนในคอนกรีตผลิตไอออนในสภาพประจุไฟฟ้าขั้วลบในรูปของไฮดรอกไซด์ไอออน ( $OH^-$ ) ออกมาแลกเปลี่ยนประจุไฟฟ้าซึ่งกันและกัน ทำให้ปฏิกิริยาดำเนินไปแล้วเกิดผลผลิตเป็นสนิมในเหล็กเสริมขึ้น ดังแสดงไว้ในรูปที่ 17



รูปที่ 17 กระบวนการเกิดสนิมในเหล็กเสริม [10]

### 2.3.1.2 ความเสียหายที่เกิดขึ้นเมื่อถูกกัดกร่อน

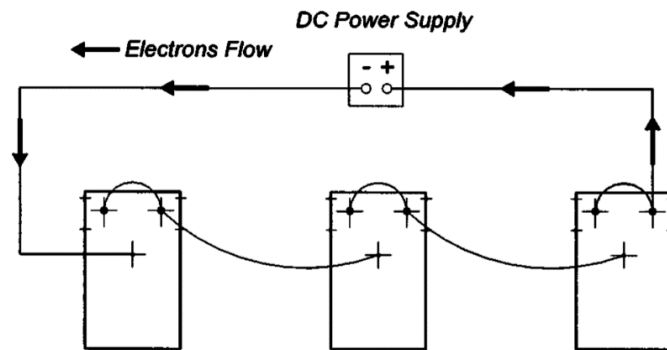
ความเสียหายที่สังเกตได้มักพบในคอนกรีต ซึ่งเกิดขึ้นในรูปของการเกิดการแตกร้าว เนื่องมาจากการเพิ่มปริมาตรภายในบริเวณที่เกิดการกัดกร่อน การกัดกร่อนที่เกิดขึ้นจะแทรกตัวอยู่ระหว่างชั้นผิวเหล็กเสริมกับคอนกรีต สนิมเหล็กจากกระบวนการกัดกร่อนจะมีปริมาณมากกว่า ปริมาตรเดิมที่เหล็กสูญเสียปริมาตรไป ดังนั้นจึงทำให้เกิดแรงดันและความเครียดภายในคอนกรีต ขึ้นและดันคอนกรีตโดยรอบให้แตกออก ความเสียหายที่เกิดขึ้นจะสังเกตเห็นได้ง่ายที่บริเวณ คอนกรีตหุ้มเหล็กเสริม (Concrete Covering) ในกรณีที่มีระยะหุ้มเหล็กเสริมน้อย และเป็นจุดที่ชัก นำให้เกิดความเสียหายที่มากขึ้น เพราะจะนำมาสู่โอกาสเพิ่มความรุนแรงในการกัดกร่อนที่รวดเร็ว มากยิ่งขึ้น โดยความเสียหายต่อคอนกรีตที่ปรากฏจะมากขึ้นเป็นระยะตามระดับการกัดกร่อนที่ เพิ่มขึ้น ดังแสดงไว้ในรูปที่ 18 จากนั้นความเสียหายดังกล่าวจะส่งผลต่อพื้นที่หน้าตัดที่ลดลงของ เหล็กเสริม แรงยึดเหนี่ยวระหว่างเหล็กเสริมกับคอนกรีต และกำลังรับแรงของโครงสร้างที่ลดลง อย่างรวดเร็วตามความรุนแรงและการเพิ่ม โอกาสของการกัดกร่อนที่เกิดขึ้น



รูปที่ 18 ระยะการเกิดรอยแตกร้าวจากการกัดกร่อนของเหล็กเสริม [11]

### 2.3.1.3 การเร่งกระบวนการกัดกร่อนในเหล็กเสริม

กระบวนการกัดกร่อนตามธรรมชาติที่เกิดขึ้นภายในโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กจริงนั้น เป็นกระบวนการที่ต้องใช้เวลาในการก่อตัวและเกิดปฏิกิริยาที่ยาวนาน ในการศึกษาที่เกี่ยวข้องกับ กระบวนการกัดกร่อนของโครงสร้างนั้น เทคนิคการเร่งกระบวนการกัดกร่อนด้วยกระแสไฟฟ้า (Impressed Current Technique) เป็นวิธีการหนึ่งที่มีคนนิยมนำมาใช้เพื่อลดระยะเวลาของ กระบวนการเกิดการกัดกร่อนในเหล็กเสริม ด้วยการให้ไฟฟ้ากระแสตรง (Direct Current : DC) แก่ เหล็กเสริมที่อยู่ภายในคอนกรีตโดยตรงเพื่อช่วยเร่งปฏิกิริยาให้เกิดการกัดกร่อนในระยะเวลาอันสั้น ระดับความรุนแรงในการกัดกร่อนที่ได้จะขึ้นอยู่กับความเข้มข้นของกระแสไฟฟ้าที่ให้แก่ตัวอย่าง เหล็กเสริมและระยะเวลาที่ให้กระแสไฟฟ้าแก่ตัวอย่าง ความรุนแรงของการกัดกร่อนที่เกิดขึ้นก็ สามารถคำนวณได้ตามทฤษฎี กฎของฟาราเดย์ (Faraday's Law) ซึ่งลักษณะทั่วไปของวงจรการเร่ง การกัดกร่อนด้วยกระแสไฟฟ้าได้แสดงไว้ในรูปที่ 19



รูปที่ 19 ลักษณะวงจรการเร่งการกัดกร่อนด้วยกระแสไฟฟ้าอย่างง่าย [12]

สำหรับกระบวนการเร่งการกัดกร่อนในเหล็กเสริมนั้น ปัจจัยและเงื่อนไขต่าง ๆ ที่ใช้ในการศึกษามีผลต่อการเลือกใช้ความเข้มข้นของกระแสไฟฟ้าที่ให้แก่ตัวอย่างเพื่อเร่งการกัดกร่อน ดังได้แสดงความเข้มข้นต่าง ๆ ที่เคยถูกเลือกใช้ในอดีตไว้ในตารางที่ 6 โดยจากการศึกษาของ EI Maaddawy และ Soudki [12] ที่ทำการศึกษาอิทธิพลของกระแสไฟฟ้าที่ใช้ในเทคนิคการเร่งการกัดกร่อนด้วยกระแสไฟฟ้า (Impressed Current Method) ต่อการกัดกร่อนของเหล็กเสริมในคอนกรีตด้วยการให้ความเข้มข้นของกระแสไฟฟ้าที่ระหว่าง 100 ถึง 500  $\mu\text{A}/\text{cm}^2$  แก่ตัวอย่างคอนกรีตเสริมเหล็กทรงปริซึมขนาด 150×250×300 มิลลิเมตรทั้งหมด 12 ตัวอย่าง ที่ความเข้มข้นแตกต่างกันดังแสดงไว้ในตารางที่ 7 และรายละเอียดตัวอย่างทดสอบในรูปที่ 20 และคอนกรีตตัวอย่างที่ใช้ทดสอบมีไซเดียมคลอไรด์ในปริมาณร้อยละ 5 โดยมวลของซีเมนต์ผสมลงในตัวอย่างทดสอบด้วยตารางที่ 6 ตารางสรุปการทดสอบเร่งการกัดกร่อนที่ระดับกระแสไฟฟ้าต่าง ๆ ในอดีตที่ผ่านมา [12]

Study	Specimen type	Applied current (mA)	Current density ( $\mu\text{A}/\text{cm}^2$ )	Cathode type	Corrosion environment
Uomoto et al. (1984)	Beams	167	200–630	External copper plate	Constant immersion, 5% NaCl solution
Tachibana et al. (1990)	Beams	1,000 <sup>a</sup>	500	External copper plate	Constant immersion, 3.3% NaCl solution
Al-Sulaimani et al. (1990)	Beams	Varies	2,000	External stainless steel plate	Constant immersion, salted solution <sup>c</sup>
Lee et al. (1996)	Beams	1,000	2,000 <sup>a</sup>	External copper plate	Constant immersion, 3% NaCl solution
Lee et al. (1997)	Beams	672	230 <sup>a</sup>	External copper plate	Constant immersion, 3% NaCl solution
Phillips (1991) <sup>b</sup>	Slabs	1,800 (average)	600 (average)	External steel mesh	Constant immersion, 3% NaCl solution
Almusallam et al. (1996a)	Slabs	2,000	3,000	External stainless steel plates	Specimen soffits in contact with 5% NaCl solution
Tachibana et al. (1990)	Bond pull-out	32	500	External copper plate	Constant immersion, 3.3% NaCl solution
Al-Sulaimani et al. (1990)	Bond pull-out	Varies	2,000	External stainless steel plate	Constant immersion, salted solution <sup>c</sup>
Almusallam et al. (1996b)	Bond pull-out	400	10,400 <sup>a</sup>	External stainless steel plate	Constant immersion, 3% NaCl solution
Bonacci et al. (1998) <sup>b</sup>	Columns	150 (average)	45 (average) <sup>a</sup>	Internal stainless steel bar	2.5 day dry, 1 day immersion cycle in 3% NaCl solution. Concrete cast with 2% NaCl by weight of cement

<sup>a</sup>Not reported. Estimated using reported reinforcement sizes and dimensions.

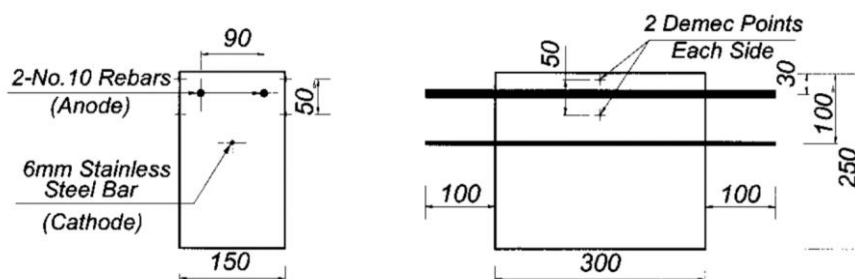
<sup>b</sup>Phillips (1991) and Bonacci et al. (1998) used constant applied voltage of 6V and 6–12V, respectively, with variable applied current. Listed currents are averages for whole corrosion process.

<sup>c</sup>NaCl percentage not reported.

ตารางที่ 7 ตัวอย่างทดสอบที่ใช้ศึกษาของ EI Maaddawy และ Soudki [12]

Group	Specimen <sup>a</sup>	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	150×250×300	2-M10	100	815	4
[B]	M-Z X-B C-O	150× 250×300	2-M10	200	766	7.15
[C]	N-A E-I Y-T	150× 250× 300	2-M10	350	380	6.32
[D]	U-F L-V J-Q	150× 250×300	2-M10	500	306	7.27

<sup>a</sup>Specimen nomenclature refers to letters that were stamped on cross section of steel rebars.



รูปที่ 20 รายละเอียดตัวอย่างทดสอบของ EI Maaddawy และ Soudki [12]

จากผลการศึกษาพบว่า ที่ระดับการกัดกร่อนร้อยละ 4 ถึงร้อยละ 7.27 ผลการคาดเดาระดับของร้อยละการกัดกร่อนตามกฎของฟาราเดย์ (Faraday's law) มีค่าสอดคล้องกันเมื่อใช้ความเข้มข้นของกระแสไฟฟ้าอยู่ที่ 100 ถึง 500  $\mu\text{A}/\text{cm}^2$  และที่ใช้กระแสไฟฟ้าระหว่าง 100 ถึง 500  $\mu\text{A}/\text{cm}^2$  จะไม่ส่งผลกระทบต่อความเครียดและการเกิดรอยแตกร้าวหรือความกว้างของรอยแตกร้าวที่เพิ่มขึ้นในคอนกรีตที่ระดับการกัดกร่อนต่ำกว่าร้อยละ 0.8 แต่ที่ระดับการกัดกร่อนมากกว่านี้ การใช้ความเข้มข้นของกระแสไฟฟ้าที่มากกว่า 200  $\mu\text{A}/\text{cm}^2$  จะส่งผลกระทบต่อ การเพิ่มขึ้นของความเครียดและความกว้างรอยแตกร้าวในคอนกรีตเนื่องจากความไม่สม่ำเสมอของอัตราการเกิดสนิมในปริมาณคงที่

### 2.3.2 พฤติกรรมของคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่ถูกกัดกร่อน

ภายใต้องค์อาคารรับการคัดนั้น เหล็กเสริมรับแรงดึงถือได้ว่ามีความสำคัญอย่างมากสำหรับองค์อาคารรับการคัดเช่น คาน ดังนั้นหากเกิดการกัดกร่อนขึ้นในเหล็กเสริมรับแรงดึงของคานหรือที่เรียกว่า เกิดสนิมในเหล็กเสริมคานนั้น จะส่งผลต่อพฤติกรรม คุณสมบัติเชิงกลและการรับแรงของโครงสร้างคานโดยตรง ซึ่งการกัดกร่อนส่งผลให้ความสามารถในการรับการคัดลดลง

เนื่องจากการสูญเสียหน้าตัดเหล็ก การสูญเสียแรงยึดเหนี่ยวระหว่างเหล็กเสริมกับคอนกรีต และการแอ่นตัวของ โครงสร้างที่เพิ่มขึ้นเมื่อเทียบกับการรับน้ำหนักบรรทุกในปริมาณเดียวกัน ยิ่งไปกว่านั้น หากระดับการกัดกร่อนที่เกิดขึ้นมีความรุนแรงอาจทำให้โครงสร้างคานเปลี่ยนพฤติกรรมการรับน้ำหนักไปจาก Beam Action สู่วิธีการแบบ Arch Action [7] จนนำไปสู่การวิบัติด้วยแรงเฉือน (Shear Failure) แบบทันทีทันใดในองค์อาคารรับการตัด ซึ่งมีความอันตรายมากต่อผู้ที่อาศัยภายใต้ องค์อาคารเช่นนี้

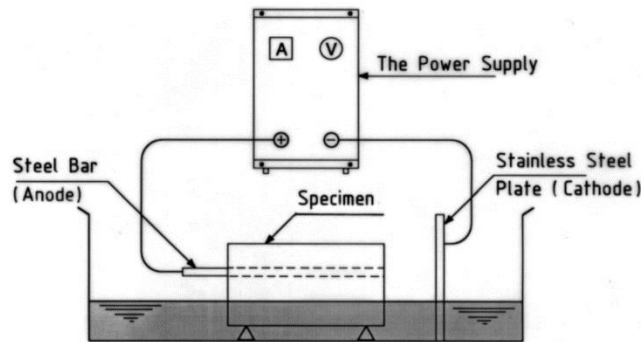
ที่ผ่านมาได้มีการศึกษาเกี่ยวกับพฤติกรรมที่เกิดขึ้นของ โครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กภายใต้ ภาวะการกัดกร่อนด้วยปัจจัยทางธรรมชาติมากมาย ผลศึกษาทั้งหลายชี้ชัดว่า การกัดกร่อนทำให้ หน้าตัดเหล็กเสริม ความสามารถรับแรง ณ จุดคราก (Yield Strength) ความสามารถรับแรงสูงสุด (Ultimate Strength) และค่าความเหนียวของโครงสร้างลดลง (Ductility) ดังแสดงไว้ในตารางที่ 8 ตารางที่ 8 สรุปการศึกษาพฤติกรรมและคุณสมบัติเชิงกลของคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่ถูกกัดกร่อน ในอดีตที่ผ่านมา [13]

Author	Date	Ref.	Conservation	Max. cross-section loss (LC)	Yielding threshold loss	Ultimate capacity loss	Ductility loss
Castel <i>et al.</i> [CAS 00a]	2000	B1CL 1	Cl <sup>-</sup> 14 years	20%	19%	16.7%	70.7%
Zhang <i>et al.</i>	2009	B2CL 1	Cl <sup>-</sup> 23 years	36%	38.3%	27.5%	52.7%
[ZHA 09a, ZHA 09b]		B2T	notches 23 years	30%	30%	26.5%	80%
Zhu and François	2013	B2CL 2	Cl <sup>-</sup> 26 years	34%	34.4%	27.3%	50.2%
[ZHU 15a]		B2CL 3	Cl <sup>-</sup> 28 years	43%	43.1%	39.9%	73.2%

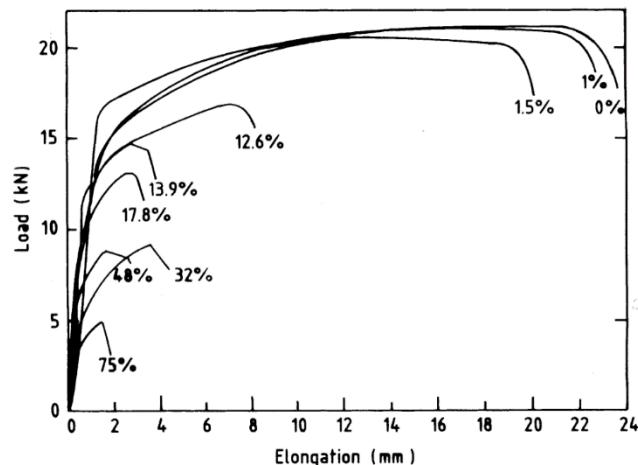
### 2.3.3 วิจัยอื่นที่เกี่ยวข้อง

Almusallam [14] ได้ศึกษาระดับการกัดกร่อนที่มีผลต่อคุณสมบัติของเหล็กเสริม ด้วย ตัวอย่างคอนกรีตที่เสริมเหล็กขนาด 6 และ 12 มิลลิเมตร แซ่ตัวอย่างในสารละลายโซเดียมคลอไรด์ ความเข้มข้นร้อยละ 5 แล้วเร่งระดับการกัดกร่อนที่ระดับต่างๆ โดยใช้วิธีเร่งการกัดกร่อนด้วย กระแสไฟฟ้าด้วยไฟฟ้ากระแสตรง (Impressed Direct Current Method) ที่ขนาด 2 mA/cm<sup>2</sup> ดัง แสดงรายละเอียดตัวอย่างและการทดสอบดังรูปที่ 21 จากนั้นนำเหล็กเสริมที่ถูกกัดกร่อนออกมา ทดสอบคุณสมบัติต่อไป จากการศึกษาดังกล่าวพบว่า การกัดกร่อนไม่ได้ส่งผลกับกำลังรับแรงดึง

ของเหล็กเสริม แต่การกัดกร่อนที่เพิ่มขึ้นกลับมีผลทำให้เหล็กเสริมมีความเหนียวลดลง และที่การกัดกร่อนมากกว่าร้อยละ 12 ทำให้เหล็กเสริมมีพฤติกรรมแบบเปราะมากขึ้น โดยจากการทดสอบให้ผลการวิบัติแบบวัสดุเปราะ ดังแสดงผลไว้ในรูปที่ 22



รูปที่ 21 รายละเอียดการเร่งการกัดกร่อนตัวอย่างของ Almusallam [14]

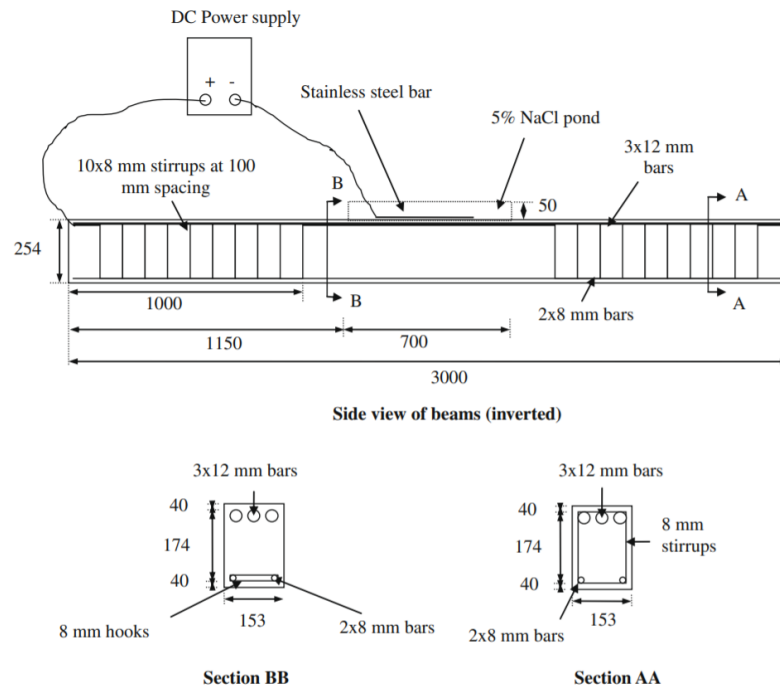


รูปที่ 22 ผลการทดสอบคุณสมบัติเหล็กเสริมที่ระดับกัดกร่อนต่าง ๆ ของ Almusallam [14]

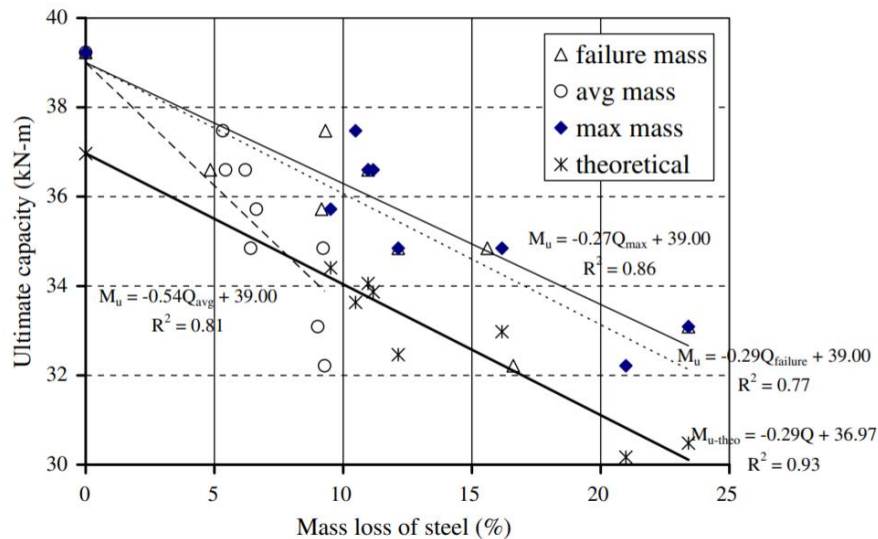
Malumdela et al. [15] ได้ศึกษาผลกระทบของการกัดกร่อนในเหล็กเสริมที่มีต่อกำลังรับการดึงสูงสุดภายใต้น้ำหนักบรรทุกกระทำต่อเนื่องคงที่ ด้วยการศึกษาคานคอนกรีตเสริมเหล็ก ขนาด  $153 \times 254 \times 3000$  มิลลิเมตร โดยทำการกัดกร่อนด้วยสารละลายโซเดียมคลอไรด์ (NaCl Solution) ที่ความเข้มข้นร้อยละ 5 และเร่งกระบวนการกัดกร่อนด้วยกระแสไฟฟ้าขนาด 150 mA ทั้งหมด 8 ตัวอย่างคานจากตัวอย่างทั้งหมด 9 คาน ดังแสดงรายละเอียดตัวอย่างทดสอบไว้ในรูปที่ 23 ซึ่งผลการศึกษาพบว่า กำลังรับการดึงสูงสุดจะลดลงตามปริมาณมวลของเหล็กเสริมที่หายไป เนื่องจากการกัดกร่อนในเชิงความสัมพันธ์แบบเส้นตรง โดยในทุกๆ ร้อยละ 1 ของปริมาณมวลเหล็กเสริมสูงสุดที่หายไป กำลังรับการดึงสูงสุดของคานก็จะถูกลดทอนลงร้อยละ 0.7 และทุกๆ



ร้อยละ 1 ของปริมาณมวลเหล็กเสริมเฉลี่ยที่หายไป กำลังรับการตัดสูงสุดของคานก็จะถูกลดทอนลงร้อยละ 1.4 ดังแสดงกราฟความแนวโน้มความสัมพันธ์ไว้ในรูปที่ 24



รูปที่ 23 รายละเอียดตัวอย่างและการทดสอบของ Malumdela et al. [15]



รูปที่ 24 กราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่างกำลังรับการตัดกับระดับการกัดกร่อนของ Malumdela et al. [15]

Zhu et al. [16] ได้ทำการศึกษาลักษณะการวิบัติของคานลึกที่ถูกกัดกร่อนเป็นเวลานาน โดยทำการศึกษาด้วยการทดสอบคานลึกซึ่งทำการกัดกร่อนคานลึก 4 ตัวอย่างภายใต้การกัดกร่อนจาก

คลอไรด์โดยธรรมชาติเป็นเวลาทั้งหมด 28 ปี จากตัวอย่างคานเหล็กคอนกรีตเสริมเหล็กทั้งหมด 8 ตัวอย่างและทดสอบด้วยการดัดแบบ 3 จุด ดังแสดงรายละเอียดตัวอย่างไว้ในตารางที่ 9 พบว่า การกัดกร่อนเป็นผลทำให้กำลังรับการดัดลดลงและคานเหล็กที่ถูกกัดกร่อนลักษณะการวิบัติเปลี่ยนไปจากการวิบัติแบบเฉือน (Shear Failure) เนื่องจากพฤติกรรมรับแรงแบบ Arch action เป็นการวิบัติเนื่องจากการดัด (Bending Failure) ดังผลการทดสอบที่จุนรับแรงสูงสุด (Ultimate Capacity) แสดงไว้ในตารางที่ 10

ตารางที่ 9 รายละเอียดตัวอย่างที่ใช้ศึกษาของ Zhu et al. [16]

Deep beams	Age (years)	Length (mm)	Net span (mm)	Status
B2CI3-1	28	1200	1000	Corroded
B2CI3-2	28	1040	840	Corroded
B2T3-1	28	1020	820	Un-corroded
B2T3-2	28	1020	820	Un-corroded

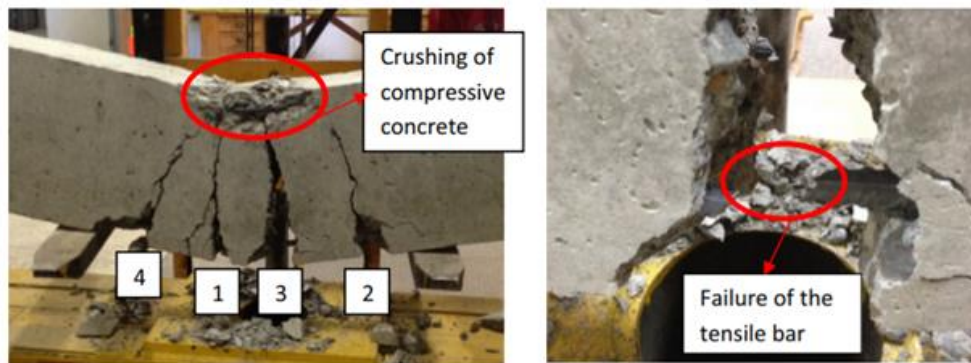
ตารางที่ 10 ผลการทดสอบคุณสมบัติเชิงกลคานเหล็กของ Zhu et al. [16]

Label	Net span (mm)	Yield capacity (kN)	Ultimate capacity (kN)	Deflection (mm)	Stiffness (kN/mm)	Failure mode
B2CI3-1	1000	113.8	140.2	33.3	47	Bending
B2CI3-2	840	140.1	145.3	10.16	68	Bending
B2T3-1	820	170.1	199.0	16.6	71	Shear
B2T3-2	820	172.3	185.1	11.4	63	Shear

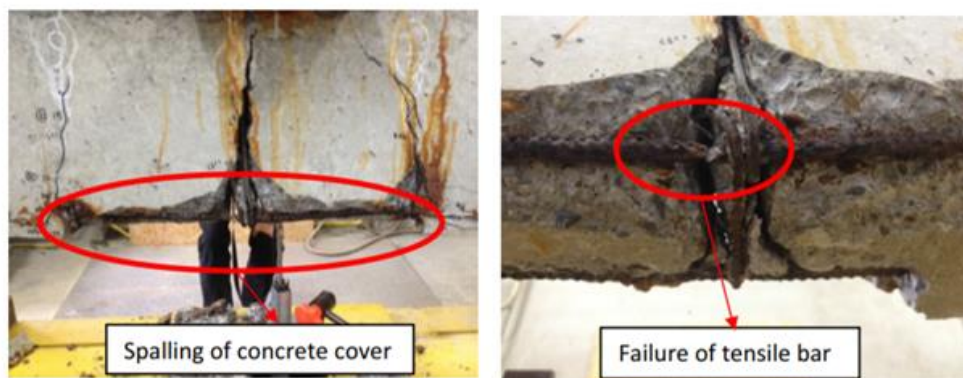
จากการศึกษาดังกล่าวของ Zhu et al. เป็นข้อบ่งชี้ได้ชัดเจนว่า การกัดกร่อนมีจุดมุ่งหมายไปที่การรบกวนและทำลายเหล็กที่ใช้เสริมเพื่อช่วยรับแรงใน โครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก สำหรับองค์อาคารรับการดัดเช่น คาน เหล็กเสริมมีความสำคัญมากและเป็นตัวกำหนดกำลังรับการดัดของคานที่ซึ่งเมื่อเกิดการกัดกร่อนขึ้น กำลังรับการดัดสูงสุดของคานจะลดลงเนื่องจากการสูญเสียหน้าตัดและทำให้คานเกิดการวิบัติ ณ กำลังดัดสูงสุดที่ลดลงนั่นเอง

Yu et al. [17] ได้ศึกษาประสิทธิภาพของคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่ถูกกัดกร่อนโดยคลอไรด์จากธรรมชาติ โดยการศึกษาผลกระทบของการกัดกร่อนต่อความสามารถในการรับน้ำหนักบรรทุก การดัด และการแอ่นตัวที่เกิดขึ้นจากน้ำหนักที่กระทำ ด้วยตัวอย่างคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่ถูกกัดกร่อนโดยคลอไรด์ธรรมชาติ 2 ตัวอย่างจากทั้งหมด 3 ตัวอย่างคาน จากการทดสอบพบว่า การกัดกร่อนทำให้รูปแบบการวิบัติเปลี่ยนไป ในคานตัวอย่างที่ควบคุมไม่ให้เกิดการกัดกร่อนจะวิบัติด้วยการแตกของคอนกรีตในช่วงคอนกรีตรับแรงอัด แล้วจึงวิบัติด้วยการดึงขาดของเหล็กรับแรงดึง แต่ในคานที่ถูกกัดกร่อนกลับวิบัติด้วยการขาดดึงที่เหล็กเสริมรับแรงดึงภายหลังการแตก

ร่อนออกของคอนกรีตหุ้มเหล็กเสริมส่วนล่างคานเนื่องจากแรงดึงและขาดแรงยึดเหนี่ยวระหว่างคอนกรีตกับเหล็กเสริม ดังแสดงไว้ในรูปที่ 25



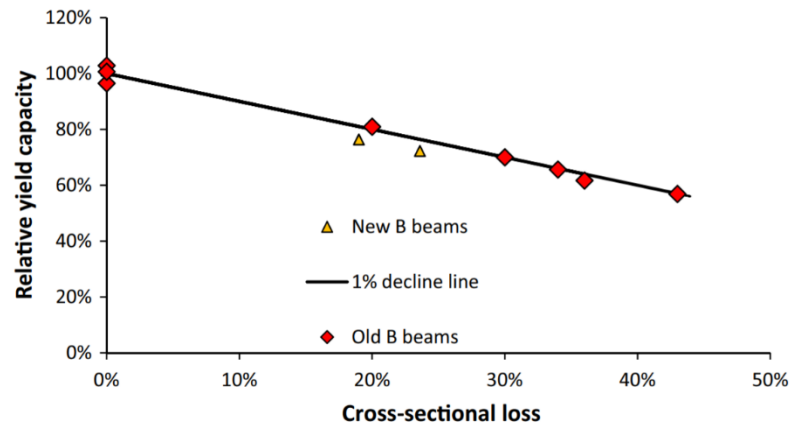
(ก) Crushing of compressive concrete followed by failure of the tensile bars (control beam).



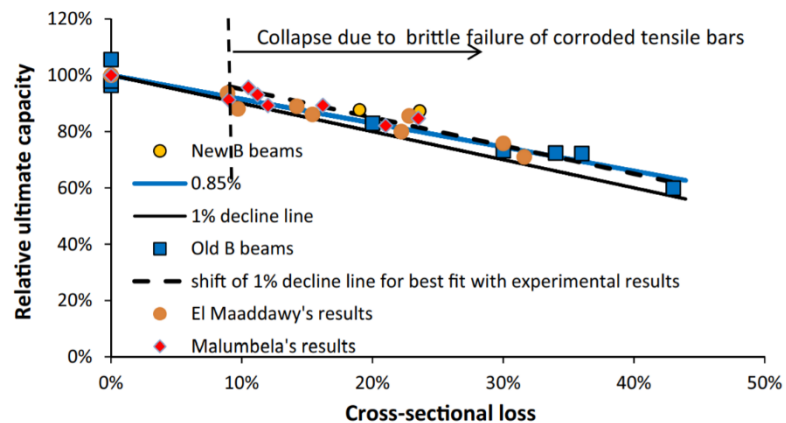
(ข) Spalling of concrete cover and failure of tensile bar (beam Bs04).

รูปที่ 25 ลักษณะการวิบัติของคานตัวอย่างทดสอบของ Yu (2015) [17]

อีกทั้งจากการศึกษายังพบว่าการกัดกร่อนไม่ได้มีผลต่อเหล็กเสริมในด้านกำลังครากและกำลังรับแรงดึงสูงสุดของเหล็กเสริม แต่การกัดกร่อนเป็นปัจจัยที่ทำให้เหล็กเสริมมีพฤติกรรมเป็นวัสดุเปราะมากขึ้น กล่าวคือ การกัดกร่อนเพิ่มโอกาสให้เหล็กขาดง่ายขึ้น จึงเป็นผลต่อพฤติกรรมโดยรวมของโครงสร้างคานให้กำลังรับแรงครากและกำลังรับแรงสูงสุด กำลังรับการคดของคานลดลง ดังแสดงไว้ในรูปที่ 26 และรูปที่ 27



รูปที่ 26 กราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่างกำลังรับแรงครากของคานกับหน้าตัดเหล็กเสริมที่หายไป  
ของ Yu et al. [17]



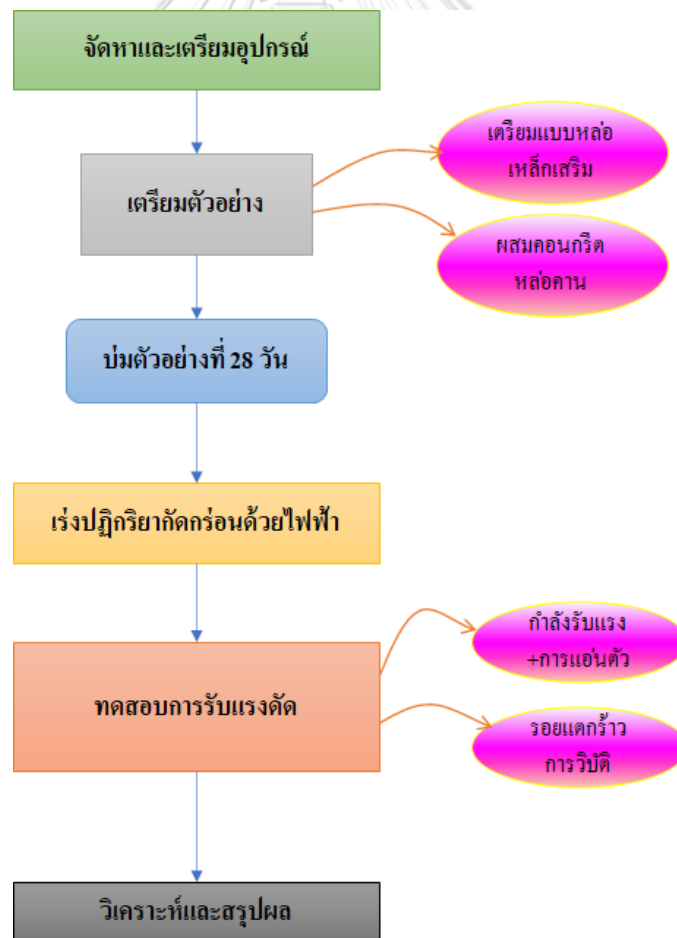
รูปที่ 27 กราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่างกำลังรับแรงสูงสุดของคานกับหน้าตัดเหล็กเสริมที่หายไป  
ของ Yu et al. [17]

ชัยพร เบ้าแก้ว [18] ได้ศึกษาพฤติกรรมการรับแรงดัดของคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่เหล็กเสริมถูกกัดกร่อนในระดับต่างๆ ศึกษาจากคานคอนกรีตเสริมเหล็กขนาด  $130 \times 200 \times 1200$  มิลลิเมตร โดยกัดกร่อนด้วยโซเดียมคลอไรด์ที่ความเข้มข้นร้อยละ 3 และเร่งการกัดกร่อนด้วยกระแสไฟฟ้าที่ความต่างศักย์ 6 โวลต์นานสูงสุดที่ 120 วัน แก่ตัวอย่าง 4 ตัวอย่างจากทั้งหมด 5 ตัวอย่างคาน ทำให้ได้ความรุนแรงในการกัดกร่อนที่ระดับต่างกัน ผลการศึกษาพบว่าที่ระดับการกัดกร่อนมากในร้อยละ 23.88 ส่งผลให้กำลังต้านทานการดัดลดลงถึงร้อยละ 34 และมีค่าการแอ่นตัวที่เพิ่มขึ้นถึงร้อยละ 33 ทั้งยังส่งผลถึงลักษณะการวิบัติที่เปลี่ยนไปเป็นการวิบัติด้วยแรงเฉือนเนื่องจากแรงอัด (Shear Compression Failure) เนื่องสูญเสียแรงยึดเหนี่ยว

### บทที่ 3 ระเบียบวิธีวิจัย

#### 3.1 บทนำ

ในบทนี้จะกล่าวถึงขั้นตอนทั้งหมดในการเตรียมการทดสอบ การทดสอบตัวอย่างและวิเคราะห์ผลที่ได้จากการทดสอบ ซึ่งเนื้อหาในบทนี้จะกล่าวถึงการเตรียมการทดสอบในหัวข้อต่าง ๆ ได้แก่ วัสดุที่ใช้ในตัวอย่างทดสอบ ตัวแปรที่ใช้ในการศึกษา แบบรายละเอียดตัวอย่าง และการเตรียมตัวอย่าง จากนั้นจะกล่าวถึงการทดสอบตัวอย่างเพื่อนำผลที่ได้ไปวิเคราะห์ต่อไป ได้แก่ การเร่งการกักคร่อนด้วยกระแสไฟฟ้าและการทดสอบกำลังรับแรงดัด โดยลำดับขั้นตอนการดำเนินงานได้แสดงไว้ดังในรูปที่ 28 ซึ่งจะมีการอธิบายถึงรายละเอียดการดำเนินงานศึกษาไว้พอสังเขปดังต่อไปนี้



รูปที่ 28 แผนผังการดำเนินงานศึกษา

### 3.2 การเตรียมการทดสอบ

#### 3.2.1 วัสดุที่ใช้ในตัวอย่างทดสอบ

ในการทดสอบได้ออกแบบให้กำลังอัดของคอนกรีตออกแบบมีค่าเท่ากับ 40 เมกะปาสกาล (MPa) ซึ่งปูนซีเมนต์ที่ใช้ คือ ปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ประเภทที่ 1 (Ordinary Portland Cement : Type I) และในการศึกษาได้ใช้เส้นใยเหล็ก (Steel fiber) ประเภทที่ 4 : เส้นใยเหล็กกััดแผ่น (Mill cut) ที่มีลักษณะรูปร่างแบบตะขอปลายเส้นใย (Round with hooked ends) มีความยาว 32 มิลลิเมตร และความกว้าง 2.6 มิลลิเมตร มีกำลังรับแรงดึงประมาณ 700 เมกะปาสกาล (MPa) ดังแสดงรายละเอียดไว้ในตารางที่ 11 และรูปที่ 29 และคอนกรีตที่ใช้ทดสอบมีอัตราส่วนผสมดังนี้ ปูนซีเมนต์ : ทราย : หิน เท่ากับ 1 : 1.5 : 2.53 โดยน้ำหนักคอนกรีต อัตราส่วนคอนกรีตต่อน้ำ (Water Cement ratio) เท่ากับ 0.4 และเส้นใยเหล็กที่ใช้ร้อยละ 0.5 1.0 และ 1.5 โดยปริมาตรคอนกรีต ซึ่งรายละเอียดสัดส่วนทั้งหมดที่ใช้ทำตัวอย่างคานคอนกรีตผสมเส้นใยเหล็กได้ถูกนำเสนอไว้ในตารางที่ 12

ตารางที่ 11 คุณสมบัติของเส้นใยเหล็กที่ใช้

Length (l), mm	Widths (d), mm	Aspect ratio (l/d)	Specific gravity	Tensile strength (MPa)
32 ± 2	2.6 ± 1.2	35-45	8.9	≥700



รูปที่ 29 ลักษณะของเส้นใยเหล็กที่ใช้

ตารางที่ 12 รายละเอียดสัดส่วนผสมคอนกรีตที่ใช้

Specimens	Mixing Properties (kg/m <sup>3</sup> )				
	Cement (kg.)	Sand (kg.)	Aggregate (kg.)	Water (l.)	Steel Fiber (kg.)
0F	445	666	1126	178	0
0.5F	445	666	1126	178	44.5
1.0F	445	666	1126	178	89
1.5F	445	666	1126	178	133.5

### 3.2.2 ตัวแปรที่ใช้ในการศึกษา

ในการศึกษาถึงพฤติกรรมและทดสอบกำลังรับแรงดัดของคานคอนกรีตที่ผสมด้วยเส้นใยเหล็ก ที่ซึ่งเหล็กเสริมได้รับผลกระทบจากการกัดกร่อนหรือการเกิดสนิม โดยมีจุดประสงค์เพื่อศึกษาพฤติกรรมของคานที่ใช้คอนกรีตผสมเส้นใยเหล็กที่เกิดการกัดกร่อนนั้น มีการกำหนดตัวแปรที่ใช้ในการศึกษา ดังต่อไปนี้

- 1) ระดับของการกัดกร่อน ซึ่งแบ่งออกเป็น 3 ระดับ ดังนี้คือ ไม่เกิดการกัดกร่อน เกิดการกัดกร่อนร้อยละ 2 และเกิดการกัดกร่อนร้อยละ 5
- 2) อัตราส่วนผสมของเส้นใยเหล็กที่ใช้ มีทั้งหมด 4 ระดับคือ ไม่ผสมเส้นใย ปริมาณร้อยละ 0.5 ปริมาณร้อยละ 1.0 และปริมาณร้อยละ 1.5 ต่อปริมาตรคอนกรีต

หากพิจารณาตัวแปรต่าง ๆ ที่ใช้ในการศึกษานั้น สามารถกำหนดและออกแบบตัวอย่างที่ใช้ในการทดสอบได้ ซึ่งในการศึกษานี้จะใช้ตัวอย่างคานทดสอบทั้งหมด 12 ตัวอย่าง โดยมีรายละเอียดของคานทดสอบทั้ง 12 ตัวอย่างดังแสดงในตารางที่ 13

ตารางที่ 13 ตัวอย่างคานทดสอบในกรณีต่างๆ

No.	Name of Specimens	Parameter	
		Volume of Fiber (%)	Levels of Corrosion (%)
1	NC-0F	0	0
2	NC-0.5F	0.5	
3	NC-1.0F	1.0	
4	NC-1.5F	1.5	
5	2C-0F	0	2
6	2C-0.5F	0.5	
7	2C-1.0F	1.0	
8	2C-1.5F	1.5	
9	5C-0F	0	5
10	5C-0.5F	0.5	
11	5C-1.0F	1.0	
12	5C-1.5F	1.5	

หมายเหตุ : สัญลักษณ์ C = %Corrosion, F = %Fiber

### 3.2.3 รายละเอียดแบบคานทดสอบและการเตรียมตัวอย่าง

#### 3.2.3.1 รายละเอียดแบบคานทดสอบ

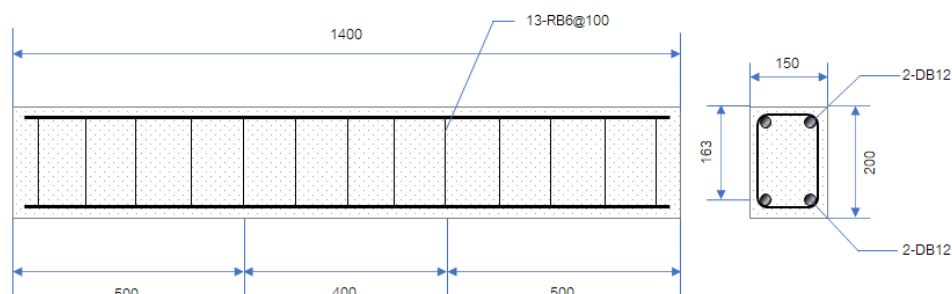
สำหรับงานวิจัยนี้ ตัวอย่างที่ใช้ในทดสอบทั้งหมดประกอบด้วย

1) คานตัวอย่างสำหรับทดสอบทั้งหมด 12 ตัวอย่าง ออกแบบตามมาตรฐานการออกแบบ ACI 318 เพื่อใช้ในศึกษาพฤติกรรมและการทดสอบการกัดกร่อนในเหล็กเสริม ซึ่งจะแบ่งออกเป็น 2 ส่วนคือ ส่วนของคานที่ไม่ถูกทำให้เกิดการกัดกร่อนในเหล็กเสริม 4 ตัวอย่าง และคานที่ทดสอบภายใต้สภาวะการกัดกร่อนของเหล็กเสริมที่ระดับต่างกัน 8 ตัวอย่าง โดยคานตัวอย่างที่ใช้ทั้งหมดมีขนาดเท่ากันทุกตัวอย่าง คือมีขนาดหน้าตัด กว้าง 150 มิลลิเมตร ลึก 200 มิลลิเมตร และยาวเท่ากับ 1400 มิลลิเมตร เสริมเหล็กรับแรงดึงที่ส่วนล่างและเหล็กรับแรงอัดที่ส่วนบนของคานในปริมาณเหล็กเสริมสมดุลด้วยเหล็กข้ออ้อยขนาด DB12 จำนวนสองเส้น (2-DB12) เสริมเหล็กรับแรงเฉือนด้วยเหล็กกลม RB6 ที่เรียงตัวกันด้วยระยะห่าง 100 มิลลิเมตร ตลอดทั้งความยาวของคาน และมี



ระยะหุ้ม 25 มิลลิเมตร ความลึกประสิทธิภาพ 163 มิลลิเมตร การทดสอบจะจัดวางคานให้มี Shear span ยาว 400 มิลลิเมตร โดยคานตัวอย่างมีรายละเอียดการเสริมเหล็กดังแสดงไว้ในรูปที่ 30

2) ตัวอย่างแท่งคอนกรีตทรงกระบอก โดยการเก็บตัวอย่างคอนกรีตแท่งทรงกระบอกตามมาตรฐาน ASTM C39 ซึ่งมีขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง 100 มิลลิเมตร ยาว 200 มิลลิเมตร และกำหนดค่ากำลังอัดประลัย ( $f_c'$ ) ที่ต้องการเท่ากับ 40 เมกะปาสกาล (MPa) ทั้งนี้เพื่อใช้ในการหาค่ากำลังอัดประลัยของคอนกรีตและกำลังดึงของคอนกรีตที่ 28 วัน ซึ่งจะเก็บตัวอย่างจากคอนกรีตที่ใช้ผสมเพื่อทำการทดสอบซึ่งเป็นคอนกรีตเดียวกันกับที่ใช้หล่อตัวอย่างคานทดสอบ



รูปที่ 30 รายละเอียดการเสริมเหล็ก

### 3.2.3.2 การเตรียมตัวอย่าง

ในการเตรียมตัวอย่างคานทั้งหมดนั้น จะประกอบไปด้วย

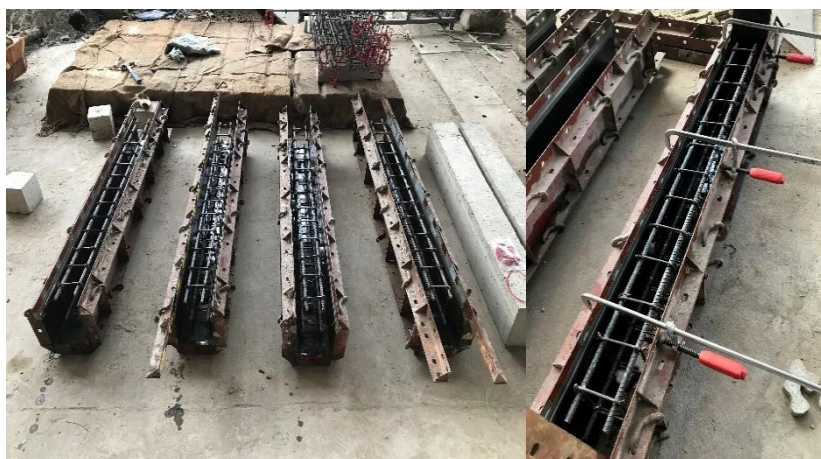
1) การเตรียมแบบหล่อแบบเหล็กและแผ่นเหล็กประกบเพื่อใช้ปิดหัวและท้ายของแบบหล่อแบบเหล็กขณะทำการหล่อคานตัวอย่างเพื่อใช้ในการทดสอบวิจัยนี้ และต้องจัดทำความสะอาดแบบหล่อด้วยอุปกรณ์ขัดให้เรียบร้อย จากนั้นจึงทาด้วยน้ำมันเพื่อให้แกะแบบออกจากคานตัวอย่างได้โดยง่ายและตัวอย่างคานมีความสมบูรณ์ที่สุด

2) ปรับระดับแบบหล่อและนำเหล็กเสริมที่ผูกและประกอบเรียบร้อยแล้วมาวางใส่ในแบบหล่อที่จัดเตรียมไว้ ปิดแผ่นเหล็กประกบบริเวณหัวและท้ายคาน หลังจากนั้นนำเกลียวเร่งมายึดด้านบนเพื่อปรับขนาดของแบบหล่อคานอีกครั้งให้ได้ตามขนาดที่ต้องการ ดังรูปที่ 31 (ก)

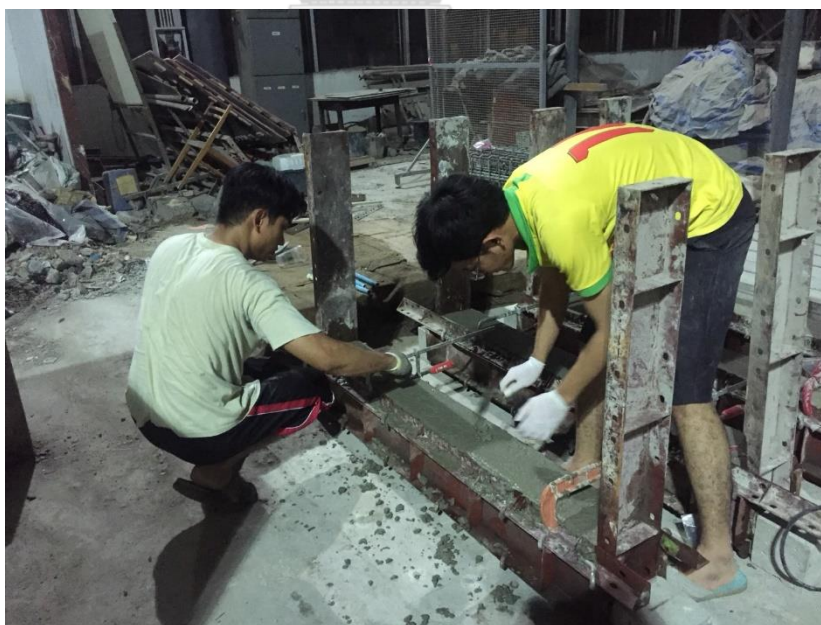
3) เมื่อประกอบทุกอย่างเสร็จเรียบร้อยแล้ว จะถึงขั้นตอนของการหล่อคานตัวอย่าง โดยเทคอนกรีตผสมเสร็จลงในแบบ ซึ่งในการหล่อตัวอย่าง ตัวอย่างจะมีปริมาณการผสมเส้นใยต่างกัน แบ่งเป็น 4 กลุ่มตัวอย่างดังนี้ กลุ่มตัวอย่างคานที่ไม่ผสมเส้นใย กลุ่มตัวอย่างคานที่ผสมเส้นใยเหล็กร้อยละ 0.5 ของปริมาตรคอนกรีต กลุ่มตัวอย่างคานที่ผสมเส้นใยเหล็กร้อยละ 1.0 ของปริมาตรคอนกรีต และกลุ่มตัวอย่างคานที่ผสมเส้นใยเหล็กร้อยละ 1.5 ของปริมาตรคอนกรีต จากนั้นใช้เครื่องฉีดน้ำเพื่อให้น้ำคอนกรีตและมวลรวมต่าง ๆ ให้น้ำคอนกรีตมีความสม่ำเสมอทั่วทั้งคานและทำให้คอนกรีตไหลเข้าได้เต็มแบบหล่อ ไม่เกิดช่องว่างขึ้นในตัวอย่างคาน จากนั้นตกแต่งผิวหน้าของ

คานให้เรียบร้อยดังรูปที่ 31 (ข) ซึ่งในการหล่อตัวอย่างที่ไม่ผสมเส้นใยเหล็กนั้น จะเก็บตัวอย่างแท่งคอนกรีตทรงกระบอกไว้เพื่อใช้ตรวจทานกำลังอัดคอนกรีตให้เป็นไปตามที่ได้ออกแบบไว้

4) หลังจากหล่อคานตัวอย่างและเก็บตัวอย่างแท่งคอนกรีตเรียบร้อยสำหรับการตรวจทานกำลังอัดออกแบบแล้ว จึงทำการบ่มตัวอย่างทั้งหมดไว้ที่ 28 วัน ดังในรูปที่ 31 (ค) และเริ่มนำตัวอย่างเข้าสู่กระบวนการเร่งการเกิดการกักความร้อนและทดสอบต่อไป ดังในรูปที่ 31 (ง)



(ก) เตรียมแบบหล่อและเหล็กเสริมก่อนเริ่มหล่อคานคอนกรีต



(ข) ตกแต่งผิวหน้าคอนกรีตหลังเทคอนกรีตเข้าแบบและจีเข่า



(ค) การบ่มตัวอย่างด้วยกระสอบป่านอิมตัวด้วยน้ำตลอดเวลา



(ง) การเตรียมคานเพื่อเข้าสู่กระบวนการกัดกร่อน  
รูปที่ 31 การเตรียมตัวอย่างคานทดสอบ

### 3.3 กระบวนการเร่งการกัดกร่อน

ในงานศึกษานี้มีตัวอย่างที่ใช้ทดสอบทั้งหมด 8 ตัวอย่างจากตัวอย่างคาน 12 ตัวอย่าง ที่ทำการเร่งให้เกิดการกัดกร่อนในเหล็กเสริมรับแรงดึงในคานคอนกรีต การทดสอบได้กำหนดการเร่งระดับการกัดกร่อนอยู่ที่ 2 ระดับคือ การกัดกร่อนที่ร้อยละ 2 และร้อยละ 5 ของการสูญเสียมวลรวมในเหล็กเสริมตลอดความยาวของเหล็กเสริมตามยาว โดยวิธีการเร่งการกัดกร่อนและรายละเอียดต่าง ๆ ได้กล่าวไว้ดังต่อไปนี้

#### 3.3.1 การเร่งการกัดกร่อนด้วยวิธีการใช้กระแสไฟฟ้า

คานตัวอย่างทดสอบที่ทำให้เกิดการกัดกร่อนทั้งหมดจำนวน 8 ตัวอย่าง และกัดกร่อนในระดับที่ต่างกัน 2 ระดับ โดยมีขั้นตอนดังต่อไปนี้

1) จัดเตรียมอุปกรณ์และตัวอย่างคานที่ใช้ในการทดสอบ โดยจัดเตรียมกระบะขนาดใหญ่ คลุมด้วยผ้าใบหนา เพื่อใช้ในแช่คานที่ทำการกัดกร่อนและการบรรจุสารอิเล็กโทรไลต์ซึ่งก็คือ สารละลายโซเดียมคลอไรด์ที่มีความเข้มข้น 3% (3% NaCl solution)

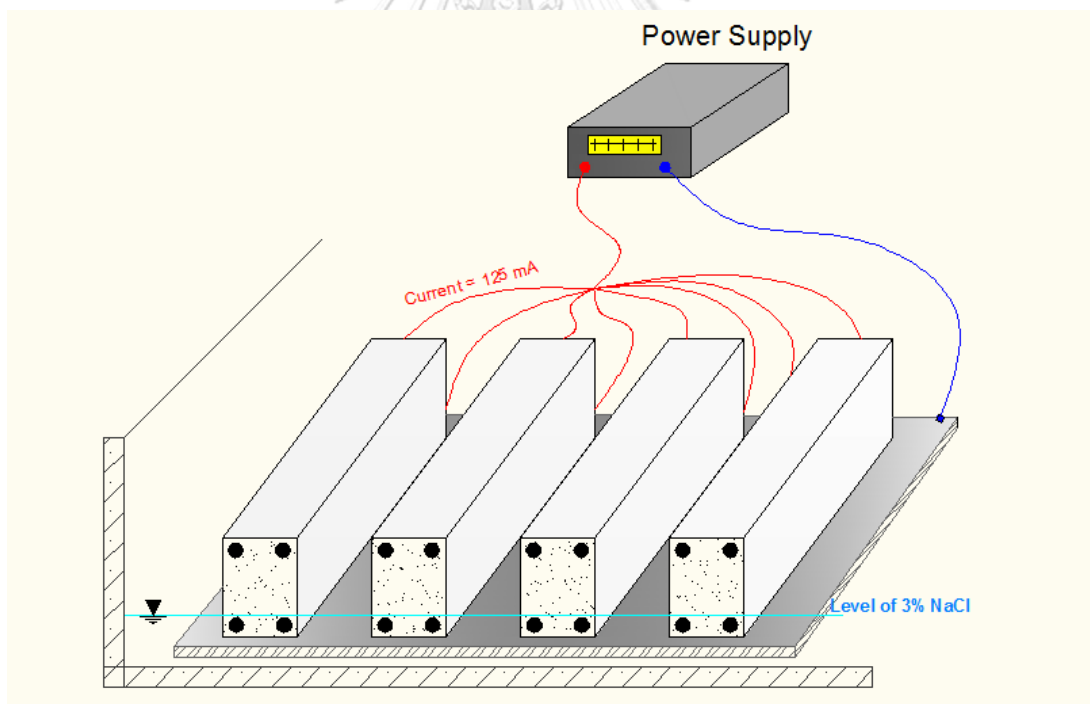
2) ทำการติดตั้งแผ่นเหล็กกันสนิม (Stainless Steel) และตามด้วยคานตัวอย่างที่ต้องการเร่งการกัดกร่อนลงในกระบะ จากนั้นทำการต่อสายไฟฟ้าเข้ากับแผ่นเหล็กกันสนิม โดยแผ่นเหล็กกันสนิมดังกล่าวจะทำหน้าที่เป็นขั้วที่เกิดปฏิกิริยารีดักชันหรือขั้วที่รับอิเล็กตรอน (Cathode) และเหล็กเสริมของตัวอย่างคาน ซึ่งจะทำหน้าที่เป็นขั้วที่เกิดปฏิกิริยาออกซิเดชันหรือขั้วที่ให้อิเล็กตรอน (Anode) ทั้งนี้เพื่อใช้ในการให้กระแสไฟฟ้าที่จะช่วยเร่งการเกิดการกัดกร่อนที่เหล็กเสริมทดสอบ

3) เติมสารละลายโซเดียมคลอไรด์ (NaCl) ลงในกระบะให้ท่วมแผ่นเหล็กกันสนิม (Stainless plate) และบริเวณส่วนล่างของคานตัวอย่างในระดับที่ท่วมเหนือเหล็กเสริมรับแรงดึง (ประมาณ 5 เซนติเมตรจากท้องคาน) เพื่อแช่คานตัวอย่างในสารละลายดังกล่าว ซึ่งทำหน้าที่เป็นสารอิเล็กโทรไลต์นั่นเอง

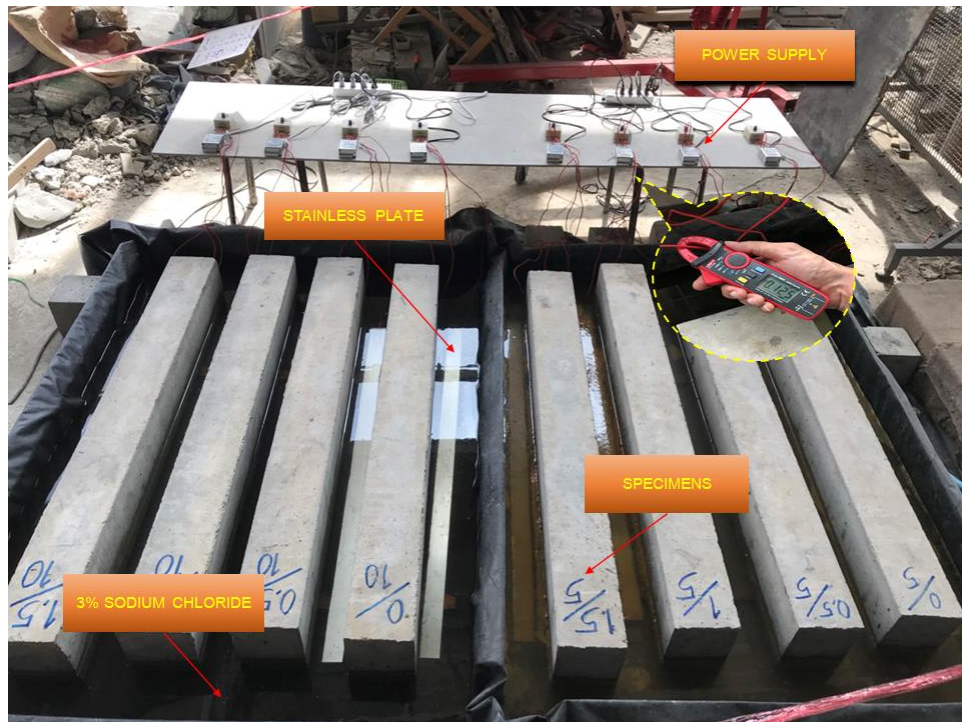
4) ทำการต่อกระแสไฟฟ้าเข้ากับวงจรที่จัดเตรียมเอาไว้เข้ากับเครื่องกำเนิดไฟฟ้า (Power Supply) ซึ่งจะให้ไฟฟ้ากระแสตรง (Direct current, DC) แล้วจึงเดินเครื่องกำเนิดไฟฟ้าเพื่อให้กระแสไฟฟ้าแก่ตัวอย่างที่  $250 \mu\text{A}/\text{cm}^2$  ทำการควบคุมระดับสารละลายและเก็บค่าแอมแปร์ต่อชั่วโมง การทดสอบนี้จะกำหนดให้เก็บค่าแอมแปร์ต่อชั่วโมงอยู่ที่ 450 แอมแปร์ต่อชั่วโมง เพื่อให้ได้ปริมาณการสูญเสียมวลรวมของเหล็กที่ร้อยละ 2 ต้องใช้ระยะเวลาในกระบวนการเร่งประมาณ 19 วัน และร้อยละ 5 ต้องใช้ระยะเวลาในกระบวนการเร่งประมาณ 38 วัน ดังแสดงไว้ในตารางที่ 14 ซึ่งรูปแบบการเร่งปฏิกิริยาการกัดกร่อนได้แสดงไว้ดังรูปที่ 32 และรูปที่ 33 สำหรับการทดสอบจริง

ตารางที่ 14 ระดับการกัดกร่อนและระยะเวลาที่ใช้เร่งกัดกร่อนในตัวอย่างแกน

Specimens			Times (hr.)	Levels of Corrosion (%)
No.	Name	Fiber (%)		
1	2C-0F	0	452	2
2	2C-0.5F	0.5	452	2
3	2C-1.0F	1.0	452	2
4	2C-1.5F	1.5	452	2
5	5C-0F	0	905	5
6	5C-0.5F	0.5	905	5
7	5C-1.0F	1.0	905	5
8	5C-1.5F	1.5	905	5



รูปที่ 32 แบบจำลองการเร่งการเกิดการกัดกร่อนด้วยกระแสไฟฟ้า



รูปที่ 33 การเร่งการกัดกร่อนด้วยกระแสไฟฟ้า

### 3.3.2 การตรวจสอบระดับการกัดกร่อน

การตรวจสอบระดับการกัดกร่อนของเหล็กเสริมสามารถทำได้โดยการทำลายคอนกรีตภายนอกที่หุ้มเหล็กเสริมออก แล้วจึงทำความสะอาดเหล็กเสริมที่ถูกกัดกร่อนด้วยการขัดทำความสะอาดเพื่อขจัดสนิมที่เกิดขึ้นในขั้นต้นก่อน จากนั้นจึงนำเหล็กตัวอย่างที่ถูกกัดกร่อนไปแช่ลงในสารละลายกรดไฮโดรคลอริก (HCl) เป็นเวลาอย่างน้อย 10 นาที เพื่อขจัดคราบสนิมที่เกิดขึ้นจากกระบวนการกัดกร่อนตามมาตรฐาน ASTM G1-03 [19] แล้วจึงทำการหาปริมาณเหล็กเสริมที่สูญเสียไปโดยการชั่งน้ำหนัก และนำค่าที่ได้มาใช้ในการคำนวณดังสมการที่ 13 เพื่อหาร้อยละปริมาณถูกกัดกร่อน

$$\rho = \frac{(W_i - W_f)}{W_i} \times 100 \quad (13)$$

เมื่อ  $\rho$  = ร้อยละการสูญเสียเนื่องจากการกัดกร่อน (%)

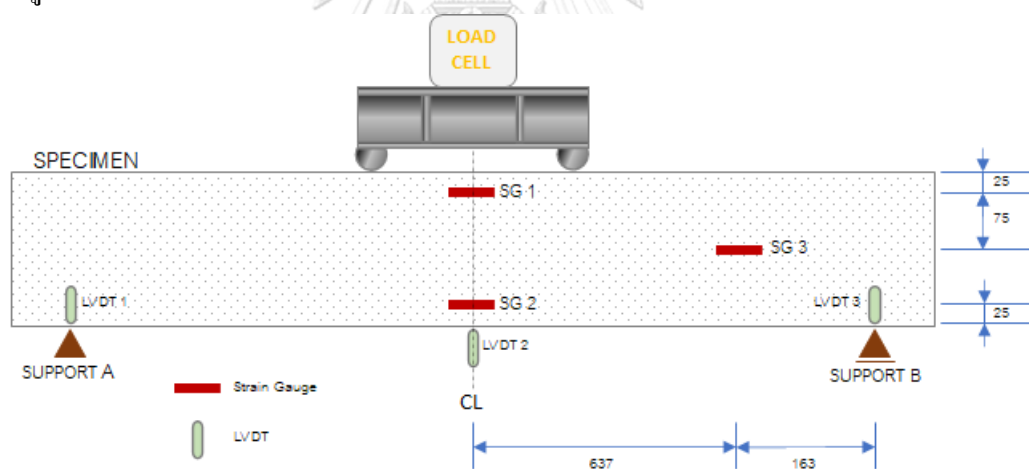
$W_i$  = มวลเหล็กเสริมก่อนการกัดกร่อน (g)

$W_f$  = มวลเหล็กเสริมเมื่อถูกกัดกร่อน (g)

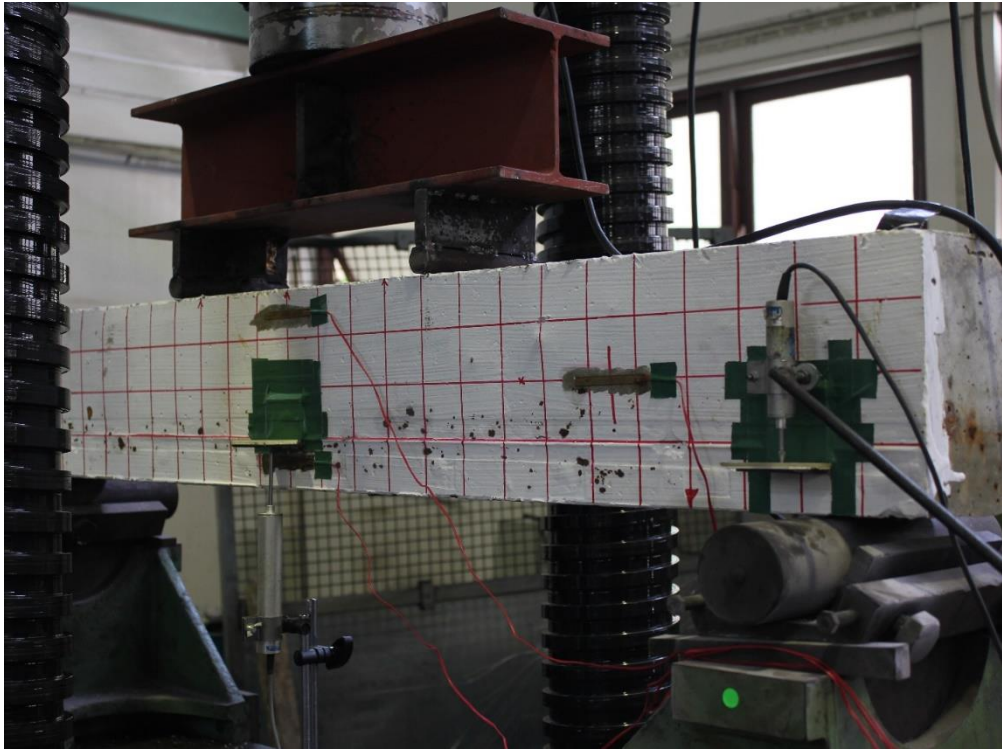
### 3.4 การทดสอบการรับแรงดัดของคานคอนกรีต

ในการทดสอบการรับแรงดัดของคานคอนกรีตนั้น จะทดสอบโดยการทดสอบการน้ำหนักของคานตัวอย่าง ด้วยเครื่องทดสอบประเภทแรงกระทำแบบจุดสี่แรง (4 Points bending testing

machine) ตามมาตรฐาน ASTM D6272 ซึ่งแสดงไว้ดังรูปที่ 34 โดยการทดสอบจะให้น้ำหนัก (Load) ลงไปที่คานตัวอย่างจนเกิดการแอ่นตัวและเกิดการวิบัติในคานขึ้นเนื่องจากแรงดัด จากนั้นทำการสังเกตการเปลี่ยนแปลงที่เกิดขึ้น เก็บค่ากำลังรับน้ำหนักในช่วงต่าง ๆ ของตัวอย่างจากการทดสอบ โดยข้อมูลที่ได้ผ่านทางอุปกรณ์วัดค่าที่ทำการติดตั้งไว้ ซึ่งจะถูกต้องเข้ากับเครื่องบันทึกข้อมูล (Data Logger) แล้วเชื่อมต่อมายังคอมพิวเตอร์เพื่อใช้เก็บรวบรวมข้อมูล ซึ่งในการทดสอบนี้ได้ติดตั้งอุปกรณ์วัดค่าความเครียด (Strain Gauge) ไว้ที่ผิวคานคอนกรีตช่วงคอนกรีตรับแรงอัด ช่วงระยะเอนคาน และช่วงคอนกรีตรับแรงดึง เพื่อวัดค่าความเครียด (Strain) ที่เกิดขึ้น ณ ตำแหน่งดังกล่าว และติดตั้ง Linear variable differential transformer (LVDT) เพื่อใช้วัดค่าการแอ่นตัวของคานที่ทดสอบด้วย ทั้งนี้เพื่อนำผลการทดสอบที่ได้ทั้งหมด อาทิ ค่ากำลังรับน้ำหนักกระทำ ค่าการแอ่นตัว ความเครียดที่เกิดขึ้นที่ผิวคาน ณ บริเวณที่ระบุ รูปแบบการเกิดรอยร้าว การวิบัติ เป็นต้นนำไปใช้วิเคราะห์พฤติกรรมที่เกิดขึ้นของคานตัวอย่างทดสอบต่อไป พร้อมทั้งทำการเก็บภาพการทดสอบด้วยกล้อง 2 ตัวที่ด้านหน้าและด้านหลังของคานตัวอย่างเพื่อบันทึกลักษณะคานตัวอย่างก่อนและหลังทดสอบ รวมทั้งรูปแบบรอยร้าวและการวิบัติที่เกิดขึ้น ดังแสดงการทดสอบกำลังรับแรงดัดดังในรูปที่ 35



รูปที่ 34 ฟังการทดสอบการรับน้ำหนักของคานด้วยวิธีแรงกระทำแบบจุดสี่แรงและตำแหน่งติดตั้งอุปกรณ์วัดต่างๆ



รูปที่ 35 การทดสอบกำลังรับแรงดัดคานด้วยเครื่องทดสอบแรงกระทำ แบบ 4 จุด



## บทที่ 4

### ผลการทดสอบและวิเคราะห์ผล

ในเนื้อหาของบทนี้จะแสดงผลการทดสอบที่ได้ พิจารณาและวิเคราะห์ผลที่ได้จากการทดสอบ ซึ่งได้บรรยายไว้เป็นหัวข้อหลัก ๆ อันได้แก่ ความเสียหายที่เกิดขึ้นเนื่องจากการกัดกร่อน การรับแรงคดและพฤติกรรมที่เปลี่ยนไปในคานคอนกรีตผสมเส้นใยเหล็ก และรูปแบบของรอยแตกร้าวและลักษณะการวิบัติที่เกิดขึ้น

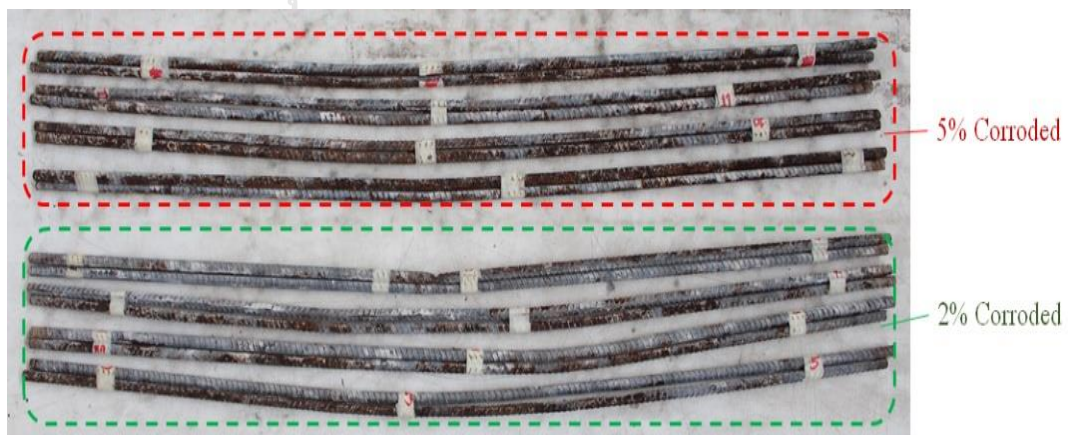
#### 4.1 ความเสียหายที่เกิดขึ้นเนื่องจากการกัดกร่อน

##### 4.1.1 ระดับการกัดกร่อน

การทดสอบจะสร้างเงื่อนไขที่เกิดผลกระทบจากการกัดกร่อน 3 ระดับคือ ไม่เกิดการกัดกร่อน, การกัดกร่อนในเหล็กเสริมร้อยละ 2 และการกัดกร่อนในเหล็กเสริมร้อยละ 5 ซึ่งลักษณะเหล็กเสริมที่ถูกกัดกร่อนระดับต่าง ๆ ได้ดังแสดงไว้ในรูปที่ 36 ตัวอย่างถูกเร่งให้เกิดกระบวนการกัดกร่อนโดยให้กระแสไฟฟ้ากระแสตรงเข้าไปยังเหล็กเสริมรับแรงดึงคงที่ขนาด 125 mA และควบคุมระยะเวลาในการให้กระแสไฟฟ้าด้วยการเก็บบันทึกชั่วโมงการให้กระแสไฟฟ้ารายชั่วโมง (ดังได้อธิบายไว้แล้วในบทที่ 3 ในหัวข้อที่ 3.3) ซึ่งระดับความรุนแรงในการกัดกร่อนสามารถประเมินได้จากปริมาณการสูญเสียมวลของเหล็กเสริม (ดังได้อธิบายวิธีการหาไว้แล้วในบทที่ 3 สมการที่ 13) ระดับการกัดกร่อนที่เกิดขึ้นในตัวอย่างจากการเร่งปฏิกิริยาด้วยกระแสไฟฟ้าได้แสดงไว้ในตารางที่

15

จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



รูปที่ 36 ลักษณะเหล็กเสริมที่ถูกกัดกร่อนระดับต่าง ๆ

ตารางที่ 15 ผลทดสอบการกัดกร่อนที่เกิดขึ้นในตัวอย่างคาน

Specimens	Time (hr.)	Percent of Corrosion (%)	Maximum Crack widths (mm)
NC-0F	-	0	-
NC-0.5F	-	0	-
NC-1.0F	-	0	-
NC-1.5F	-	0	-
2C-0F	452	2.26	0.20
2C-0.5F	452	2.04	0.20
2C-1.0F	452	2.05	0.10
2C-1.5F	452	2.41	0.20
5C-0F	905	5.92	0.30
5C-0.5F	905	5.13	0.50
5C-1.0F	905	5.04	0.60
5C-1.5F	905	5.34	0.60

\*\*หมายเหตุ C = Level of corrosion F = Percent of fiber

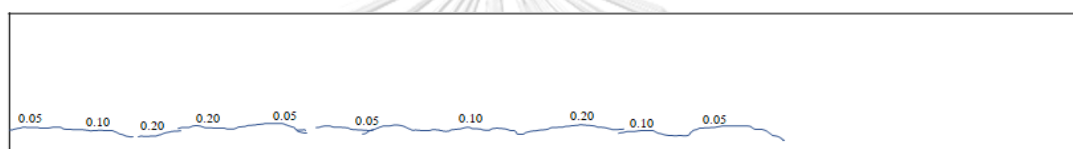
#### 4.1.2 รอยแตกร้าวเนื่องจากการกัดกร่อน

ลักษณะรอยแตกร้าวจากกระบวนการกัดกร่อนได้แสดงไว้ในรูปที่ 37 (ก) ถึงรูปที่ 37 (ฎ) พบรอยแตกร้าวที่เกิดขึ้นมีความไม่สม่ำเสมอกันตลอดทั้งคานและรอยแตกร้าวจะเกิดขึ้นเพียงบริเวณผิวข้างตลอดทั้งคาน ณ ตำแหน่งการวางตัวของเหล็กเสริมรับแรงดึงและเป็นตำแหน่งของระดับสารละลายโซเดียมคลอไรด์ ระดับความรุนแรงของการกัดกร่อนที่เพิ่มขึ้นส่งผลให้รอยแตกร้าวที่พบมีจำนวนเพิ่มขึ้นและความกว้างรอยแตกร้าวที่เพิ่มมากขึ้นตามไปด้วย โดยเมื่อพิจารณาจากผิวคานตลอดทั้งช่วง พบว่าที่ระดับการกัดกร่อนร้อยละ 2 มีความกว้างรอยแตกร้าวสูงสุดเท่ากับ 0.20 มิลลิเมตร ขณะเดียวกันที่ระดับการกัดกร่อนร้อยละ 5 ความกว้างรอยแตกร้าวสูงสุดที่เกิดขึ้นมีค่าเท่ากับ 0.60 มิลลิเมตร ซึ่งอีกข้อสังเกตหนึ่งของความเสียหายที่เกิดขึ้นคือ ในตัวอย่างคานเดียวกัน รอยแตกร้าวที่เกิดขึ้นจะมีความกว้างและความต่อเนื่องของรอยแตกร้าวที่แตกต่างกัน เนื่องมาจากการกัดกร่อนที่เกิดขึ้นมีความไม่สม่ำเสมอกันตลอดทั้งความยาว ซึ่งเป็นลักษณะทั่วไปที่เกิดขึ้นได้จากการกัดกร่อนเนื่องจากคลอไรด์ ที่มีลักษณะในการเกิดการกัดกร่อนเฉพาะจุด และความไม่สม่ำเสมอของกระแสไฟฟ้าที่ไหลได้ในเหล็กเสริมรับแรงดึงเพราะความต้านทานการไหลผ่านของกระแสไฟฟ้าภายในคาน ณ ตำแหน่งต่าง ๆ มีขนาดไม่เท่ากัน

LEFT SIDE

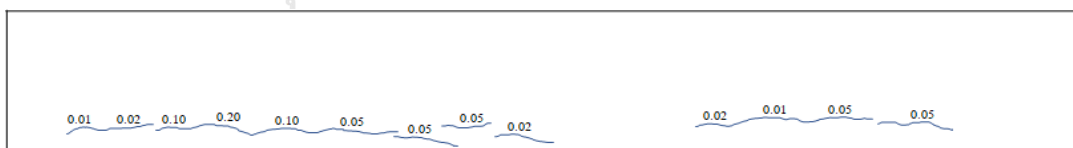


RIGHT SIDE



(ก) ความเสียหายในตัวอย่างคานไม่ผสมเส้นใยเหล็กที่ระดับกักครองร้อยละ 2 (2C-0F)

LEFT SIDE

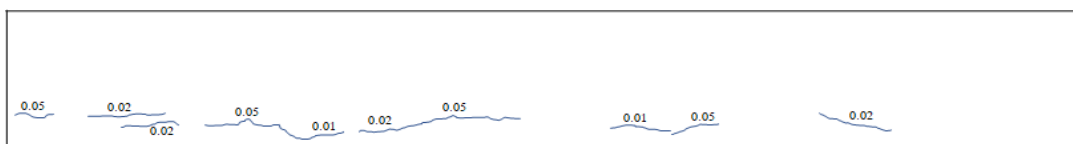


RIGHT SIDE

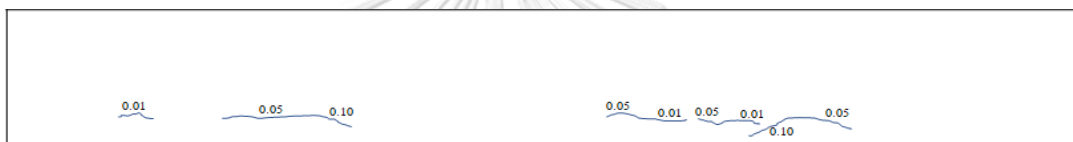


(ข) ความเสียหายในตัวอย่างคานผสมเส้นใยเหล็กร้อยละ 0.5 ที่ระดับกักครองร้อยละ 2 (2C-0.5F)

LEFT SIDE



RIGHT SIDE

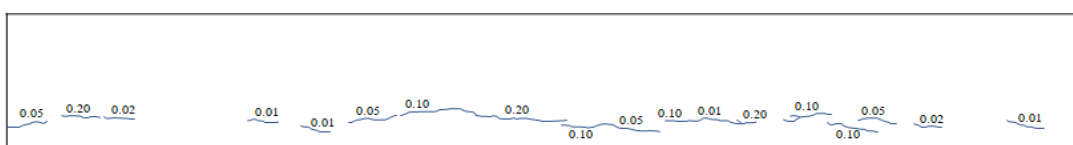
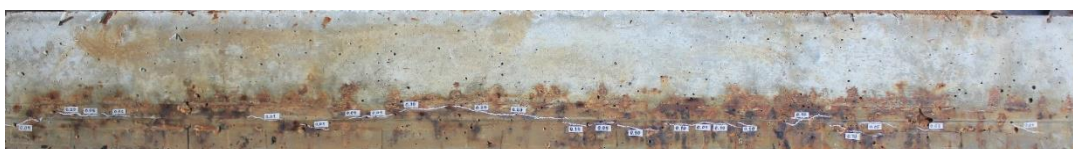


(ค) ความเสียหายในตัวอย่างคานผสมเส้นใยเหล็กร้อยละ 1.0 ที่ระดับกัณฑ์ร่อนร้อยละ 2 (2C-1.0F)

LEFT SIDE



RIGHT SIDE

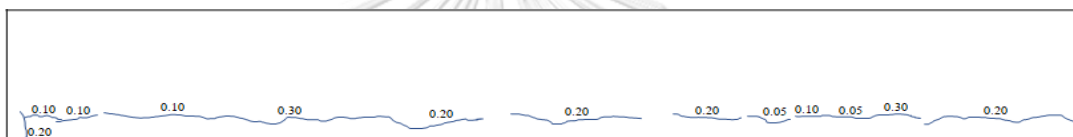


(ง) ความเสียหายในตัวอย่างคานผสมเส้นใยเหล็กร้อยละ 1.5 ที่ระดับกัณฑ์ร่อนร้อยละ 2 (2C-1.5F)

LEFT SIDE

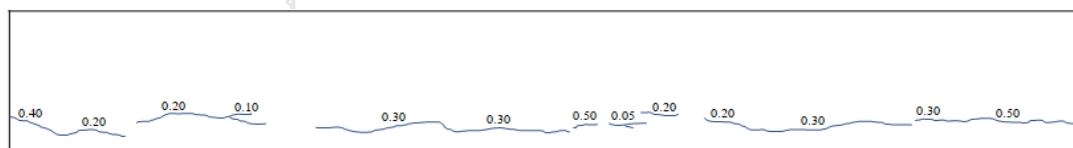


RIGHT SIDE

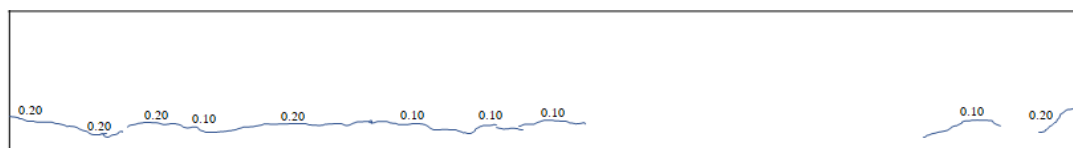


(จ) ความเสียหายในตัวอย่างคานไม่ผสมเส้นใยเหล็กที่ระดับกักครองร้อยละ 2 (5C-0F)

LEFT SIDE

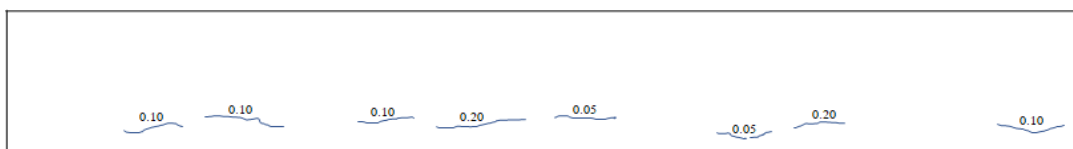


RIGHT SIDE

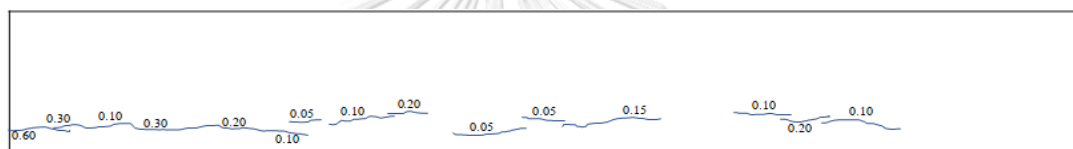


(ข) ความเสียหายในตัวอย่างคานผสมเส้นใยเหล็กร้อยละ 0.5 ที่ระดับกักครองร้อยละ 5 (5C-0.5F)

LEFT SIDE

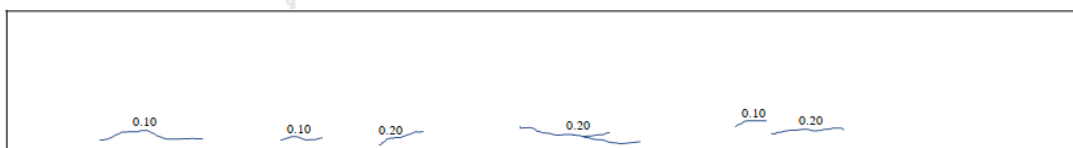


RIGHT SIDE

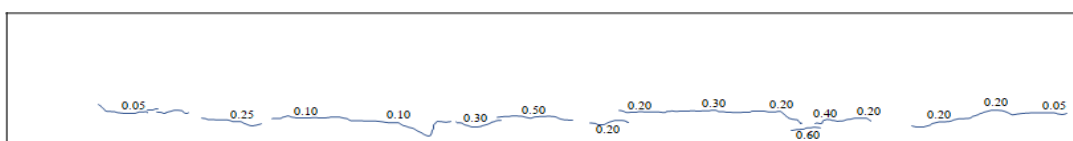


(๗) ความเสียหายในตัวอย่างคานผสมเส้นใยเหล็กร้อยละ 1.0 ที่ระดับกักต่อนร้อยละ 2 (5C-1.0F)

LEFT SIDE



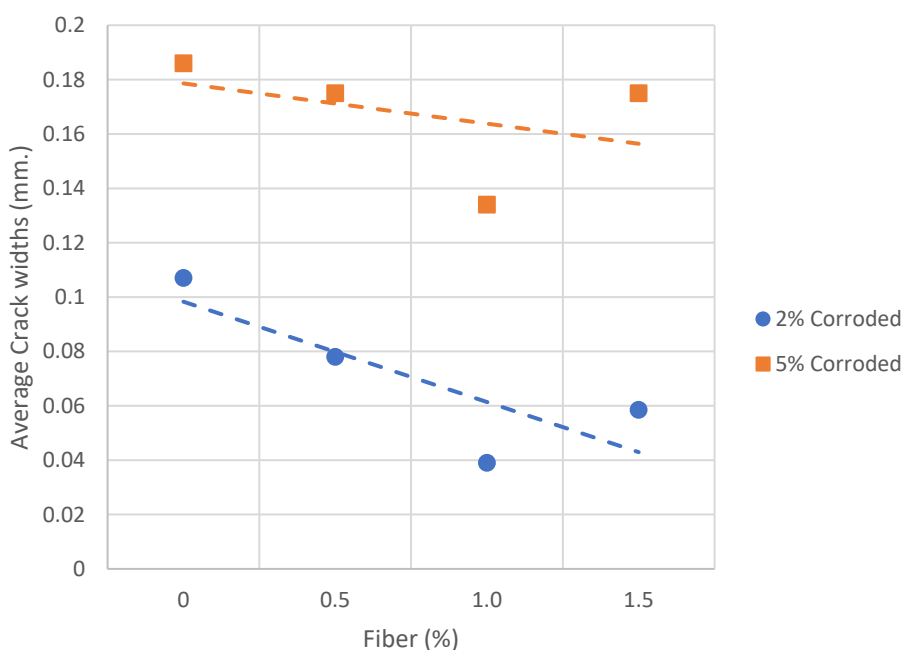
RIGHT SIDE



(๘) ความเสียหายในตัวอย่างคานผสมเส้นใยเหล็กร้อยละ 1.5 ที่ระดับกักต่อนร้อยละ 2 (5C-1.5F)

### รูปที่ 37 ลักษณะความเสียหายที่เกิดขึ้นในคานคอนกรีตเนื่องจากการกัดกร่อน

เมื่อวิเคราะห์อิทธิพลของปริมาณเส้นใยที่มีผลต่อความเสียหายของคานคอนกรีตเนื่องจากการกัดกร่อน โดยพิจารณาจากความกว้างของรอยแตกร้าวเฉลี่ยซึ่งได้จากความกว้างของรอยแตกร้าวเฉลี่ยในช่วงความยาวคานทุกๆ 20 เซนติเมตรพบว่า การเพิ่มขึ้นของปริมาณเส้นใยที่ใช้มีผลทำให้ความกว้างของรอยแตกร้าวจากความเสียหายเนื่องจากการกัดกร่อนลดลงอย่างมีนัยสำคัญ ดังแสดงให้เห็นในกราฟความสัมพันธ์ระหว่างปริมาณเส้นใยที่ใช้กับความกว้างรอยแตกร้าวเฉลี่ยในรูปที่ 38 โดยปริมาณเส้นใยที่ใช้ในร้อยละ 1.0 ช่วยลดความกว้างรอยแตกร้าวได้ดีที่สุด ซึ่งช่วยลดความกว้างรอยแตกร้าวได้ถึงร้อยละ 63.55 ที่การกัดกร่อนร้อยละ 2 และร้อยละ 27.96 ที่การกัดกร่อนร้อยละ 5 แต่พบข้อสังเกตหนึ่งคือ ที่การใช้ปริมาณเส้นใยร้อยละ 1.5 ความกว้างรอยแตกร้าวกลับเพิ่มขึ้น เนื่องจากการใช้ปริมาณเส้นใยที่มากเกินไปมีผลต่อการจัดเรียงตัวและการกระจายตัวของเส้นใยที่ไม่ดี ทำให้ความสามารถในการยึดรั้งและช่วยลดรอยแตกร้าวในคอนกรีตลดน้อยลงเมื่อเปรียบเทียบกับปริมาณเส้นใยที่เหมาะสมอย่างการผสมเส้นใยในร้อยละ 1.0



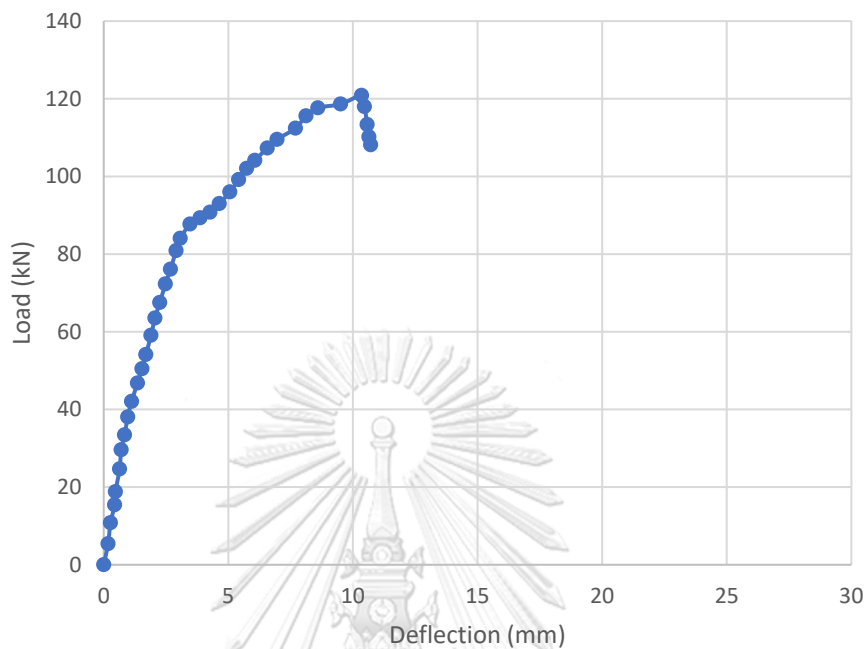
### รูปที่ 38 ความสัมพันธ์ระหว่างความกว้างรอยแตกร้าวเฉลี่ยกับปริมาณเส้นใยเหล็กที่ใช้

## 4.2 การรับแรงดัดและพฤติกรรมที่เปลี่ยนไปของคานคอนกรีตผสมเส้นใยเหล็ก

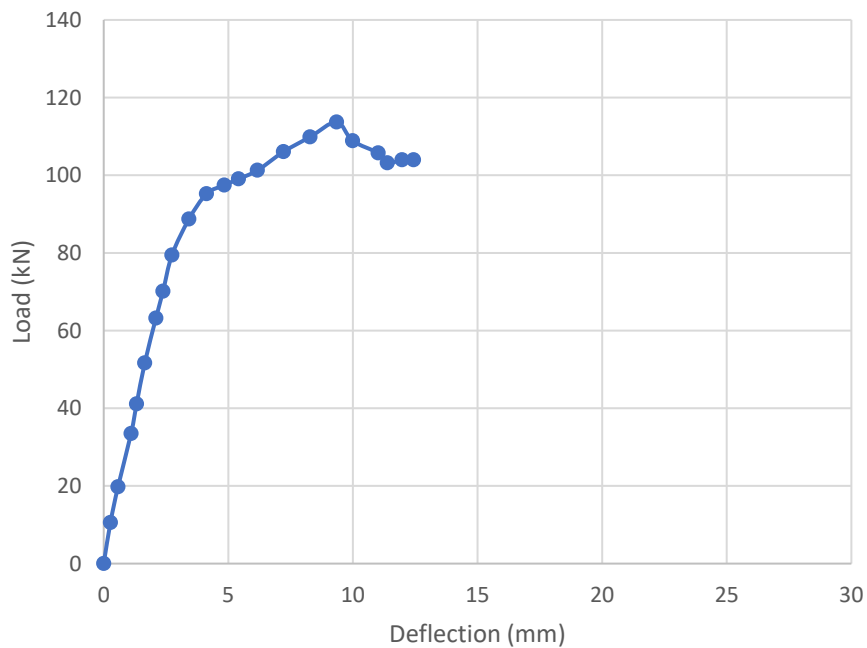
### 4.2.1 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักกระทำกับการแอ่นตัวของคาน

ในการศึกษาได้ทำการทดสอบกำลังรับแรงดัดกับตัวอย่างคานคอนกรีตเสริมเหล็กทั้งหมด 12 ตัวอย่าง โดยผลการทดสอบที่ได้จะแสดงผลในรูปของความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักกระทำกับ

ค่าการแอ่นตัวที่เกิดขึ้นของคาน ซึ่งผลการทดสอบทั้ง 12 ตัวอย่างได้นำเสนอดังรูปที่ 39 (ก) ถึงรูปที่ 39 (จ)

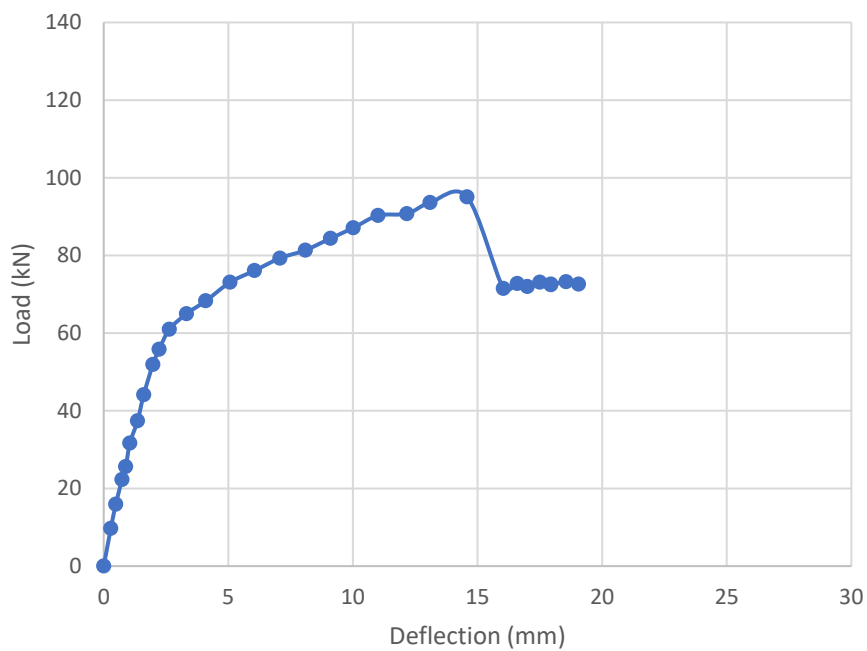


(ก) ตัวอย่างคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่ไม่ถูกกัดกร่อน (NC-0F)

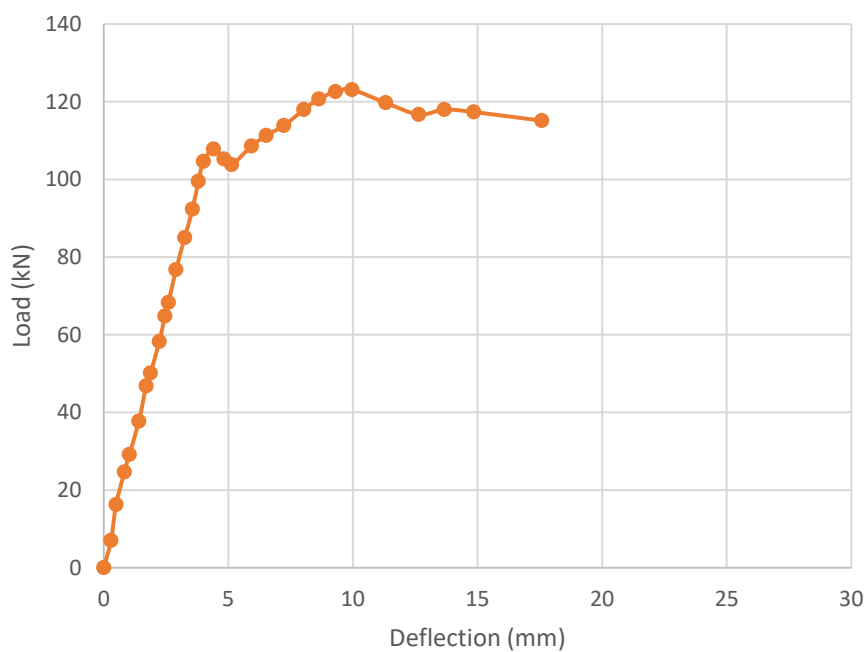


(ข) ตัวอย่างคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่เหล็กเสริมถูกกัดกร่อนร้อยละ 2 (2C-0F)

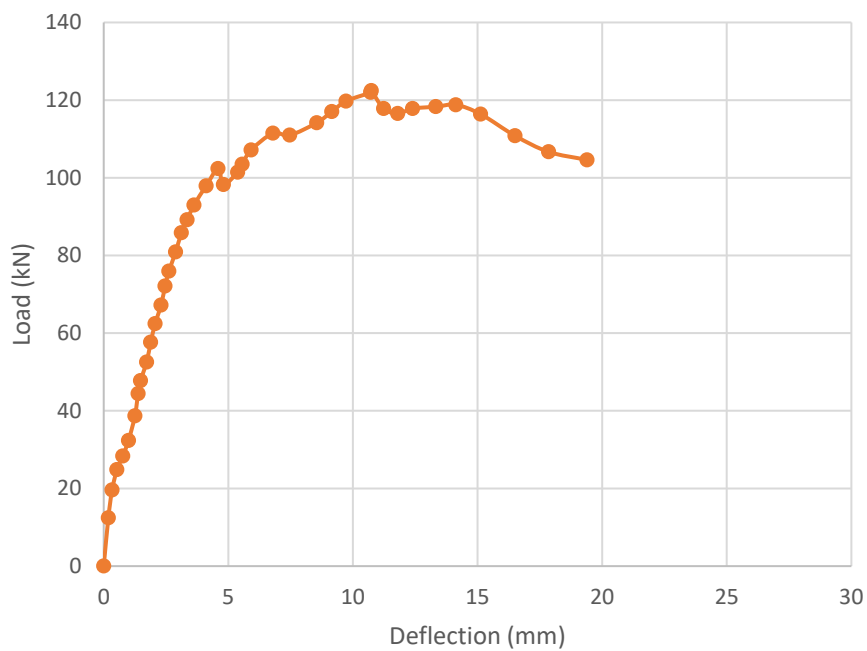




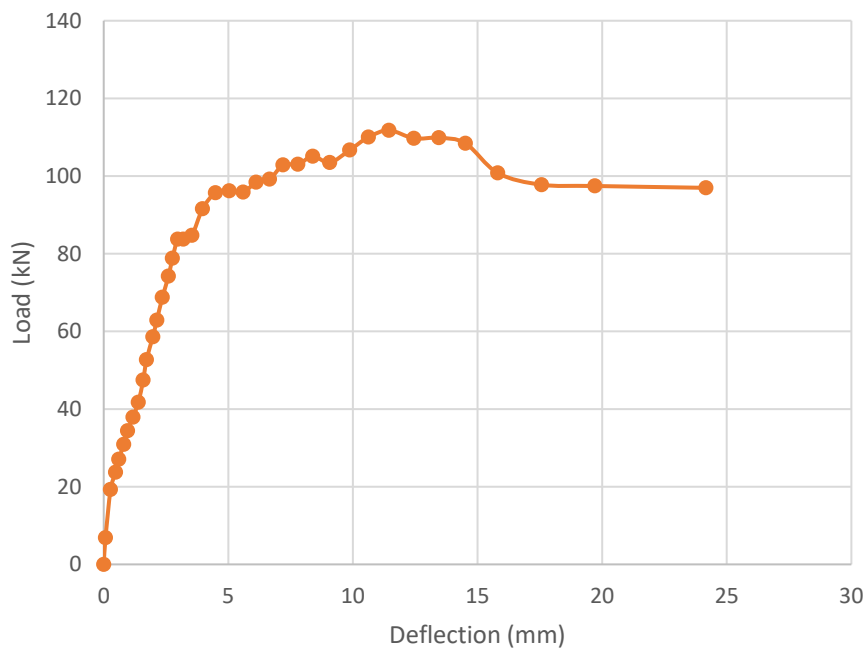
(ค) ตัวอย่างคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่เหล็กเสริมถูกกัดกร่อนร้อยละ 5 (5C-0F)



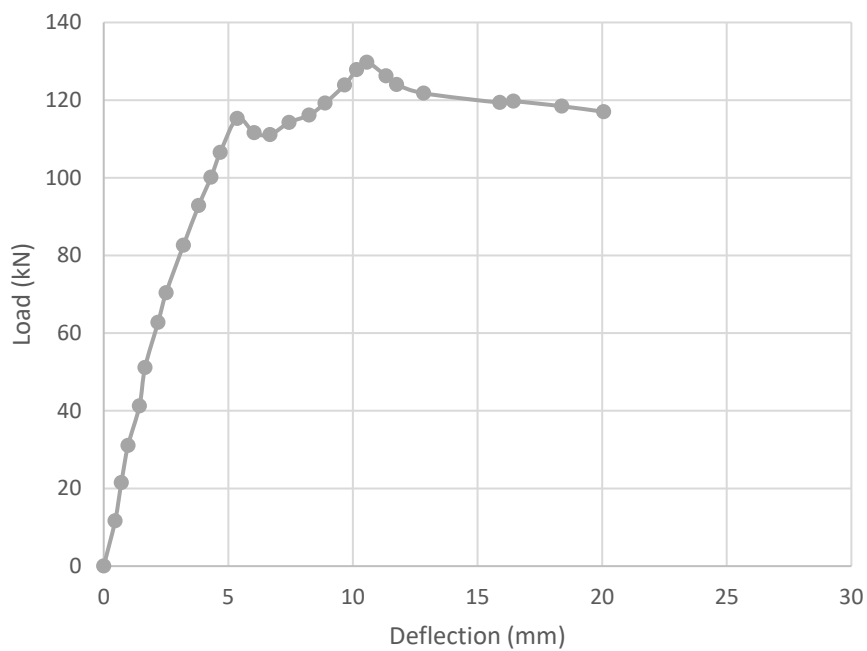
(ง) ตัวอย่างคานคอนกรีตเสริมเหล็กผสมเส้นใยร้อยละ 0.5 ที่ไม่ถูกกัดกร่อน (NC-0.5F)



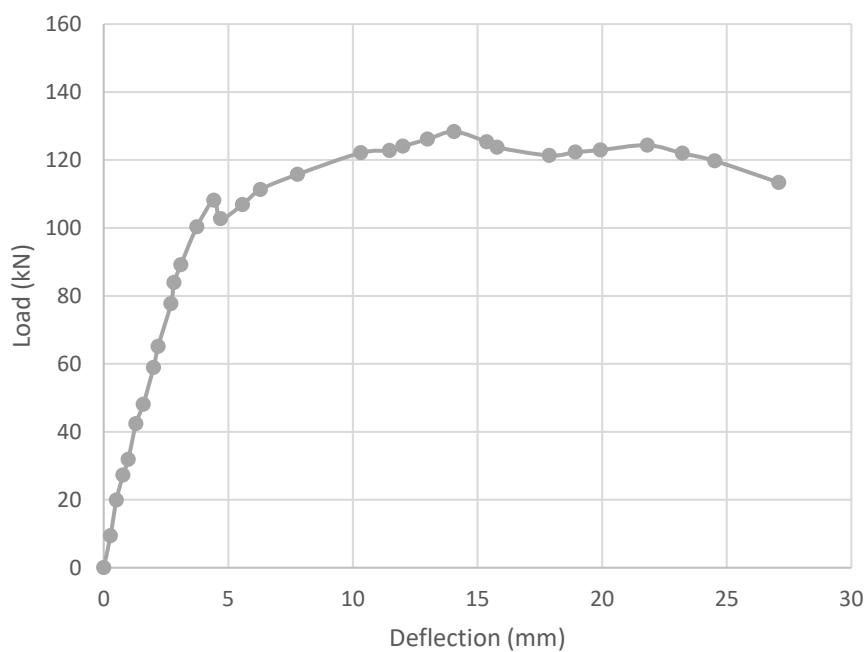
(จ) ตัวอย่างคานคอนกรีตเสริมเหล็กผสมเส้นใยร้อยละ 0.5 ที่เหล็กเสริมถูกกัดกร่อนร้อยละ 2 (2C-0.5F)



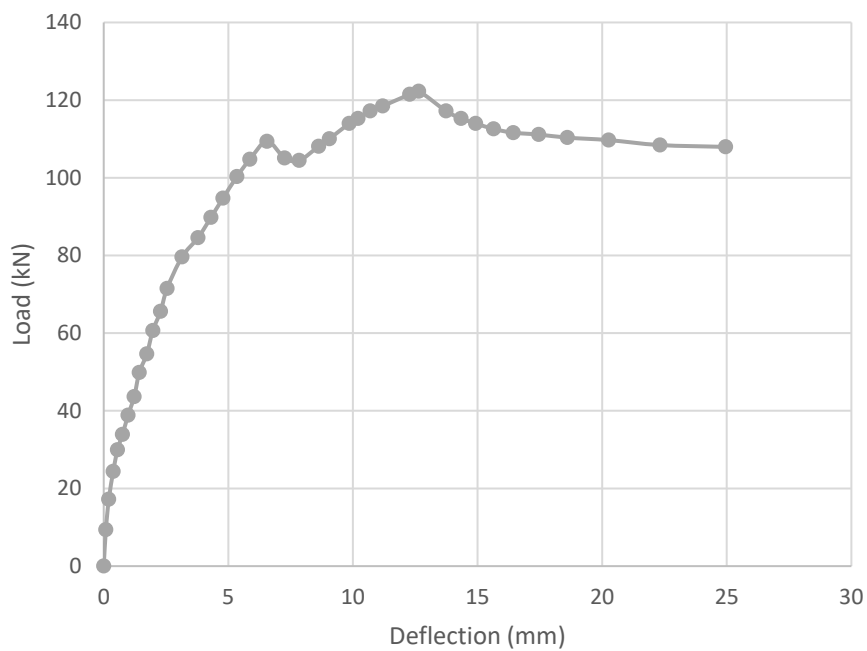
(ฉ) ตัวอย่างคานคอนกรีตเสริมเหล็กผสมเส้นใยร้อยละ 0.5 ที่เหล็กเสริมถูกกัดกร่อนร้อยละ 5 (5C-0.5F)



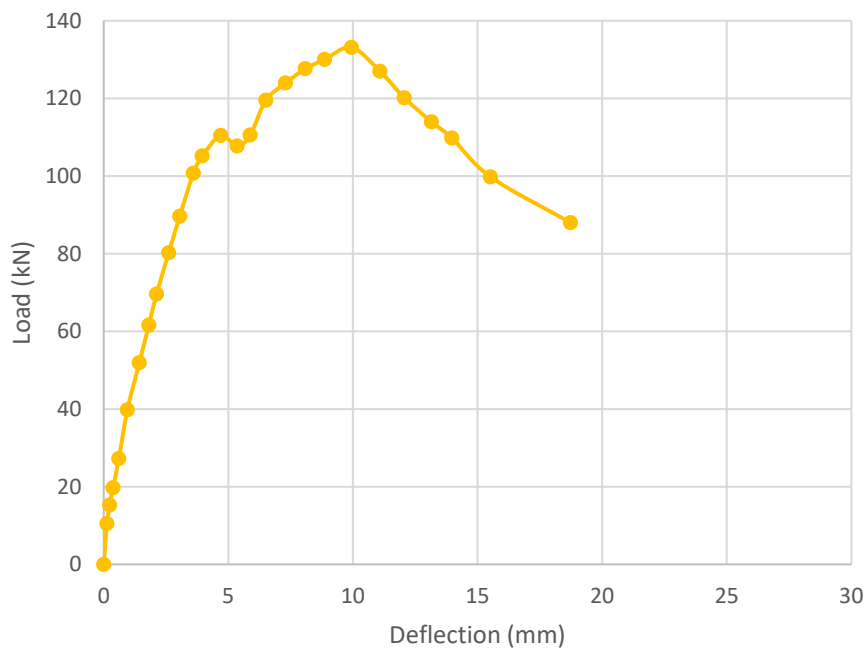
(ข) ตัวอย่างคานคอนกรีตเสริมเหล็กผสมเส้นใยร้อยละ 1.0 ที่ไม่ถูกกัดกร่อน (NC-1.0F)



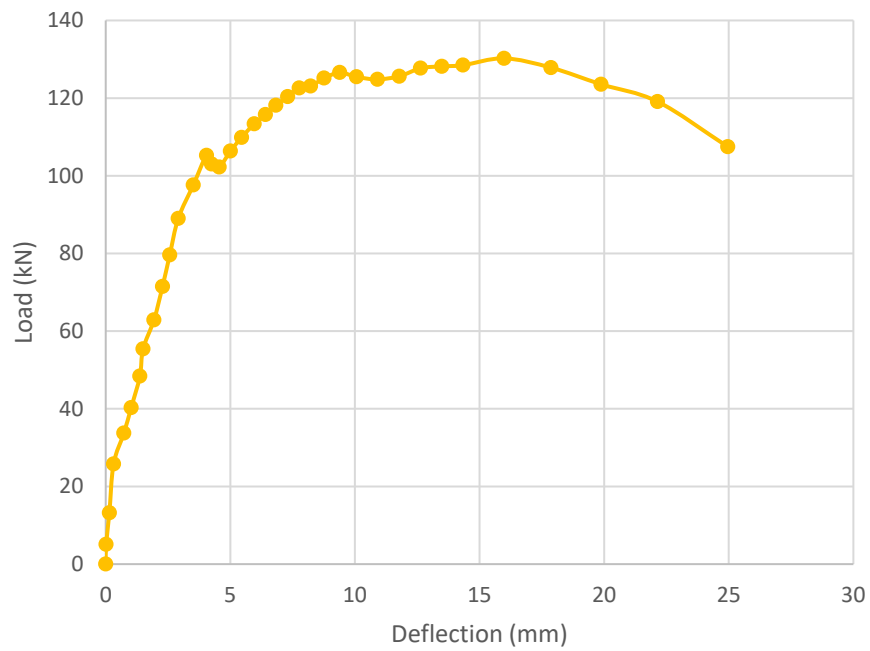
(ค) ตัวอย่างคานคอนกรีตเสริมเหล็กผสมเส้นใยร้อยละ 1.0 ที่เหล็กเสริมถูกกัดกร่อนร้อยละ 2 (2C-1.0F)



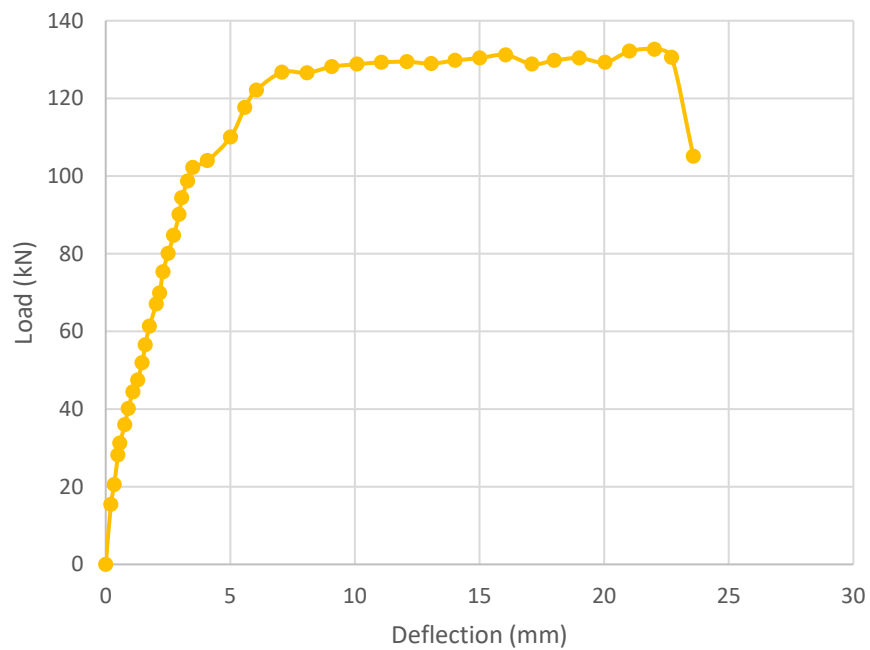
(ฉ) ตัวอย่างคานคอนกรีตเสริมเหล็กผสมเส้นใยร้อยละ 1.0 ที่เหล็กเสริมถูกกัดกร่อนร้อยละ 5 (5C-1.0F)



(ญ) ตัวอย่างคานคอนกรีตเสริมเหล็กผสมเส้นใยร้อยละ 1.5 ที่ไม่ถูกกัดกร่อน (NC-1.5F)



(ก) ตัวอย่างคานคอนกรีตเสริมเหล็กผสมเส้นใยร้อยละ 1.5 ที่เหล็กเสริมถูกกัดกร่อนร้อยละ 2  
(2C-1.5F)



(ข) ตัวอย่างคานคอนกรีตเสริมเหล็กผสมเส้นใยร้อยละ 1.5 ที่เหล็กเสริมถูกกัดกร่อนร้อยละ 5  
(5C-1.5F)

รูปที่ 39 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักกระทำกับการแอ่นตัวของคานคอนกรีตเสริมเหล็กทั้ง 12 ตัวอย่าง

ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักกระทำกับค่าการแอ่นตัวของคานที่ได้จากผลการทดสอบทั้งหมดนั้น กำลังรับแรงดัดครากของเหล็กเสริมในคานจากน้ำหนักกระทำ กำลังรับแรงดัดสูงสุดของคานจากน้ำหนักกระทำ ค่าการแอ่นตัวที่เกิดขึ้น ณ จุดครากในเหล็กเสริม และจุดสูงสุดของกำลังรับแรงดัดของคาน สามารถสรุปได้ดังตารางที่ 16

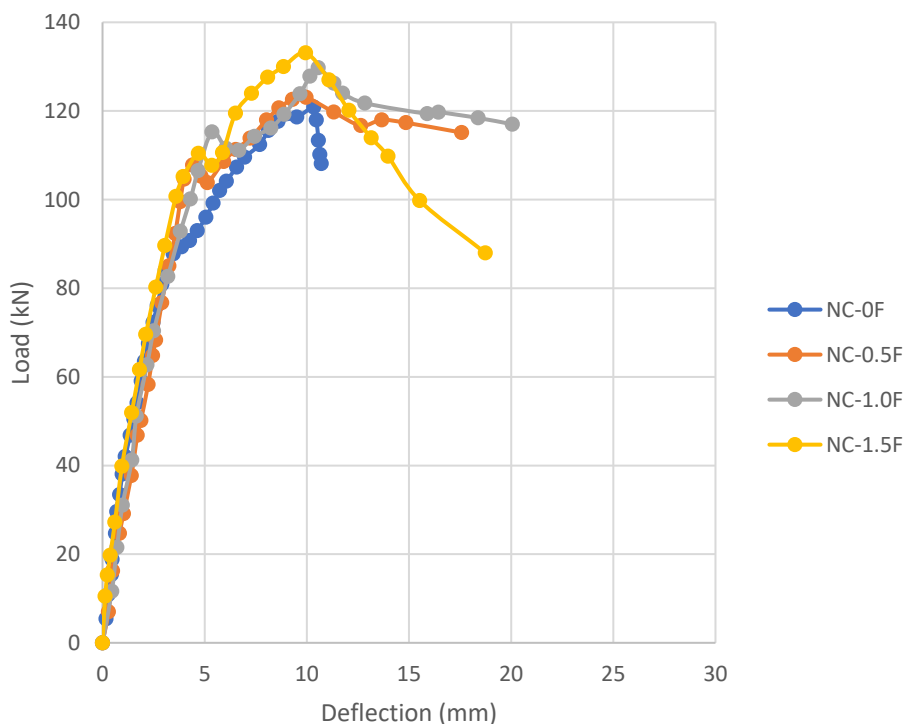
ตารางที่ 16 ผลการทดสอบกำลังรับแรงดัดคานคอนกรีต

Specimens	Yield Load (kN)	Deflection at Yield Load (mm)	Ultimate Load (kN)	Deflection at Ultimate Load (mm)
NC-0F	80.88	2.91	120.85	10.34
NC-0.5F	107.79	4.41	123.08	9.96
NC-1.0F	115.27	5.36	129.73	10.56
NC-1.5F	110.43	4.69	133.11	9.94
2C-0F	95.21	4.13	113.68	9.34
2C-0.5F	102.38	4.59	122.44	10.74
2C-1.0F	108.11	4.42	128.33	14.06
2C-1.5F	105.24	4.05	130.24	15.98
5C-0F	60.98	2.64	95.05	14.58
5C-0.5F	96.17	7.84	111.77	11.45
5C-1.0F	109.38	6.55	122.28	12.64
5C-1.5F	102.22	3.49	132.63	22.02

#### 4.2.2 วิเคราะห์การรับแรงค้ดของคานภายใต้ภาวะการกัดกร่อน

##### 4.2.2.1 การพิจารณาที่ระดับการกัดกร่อน (Level of Corroded Condition)

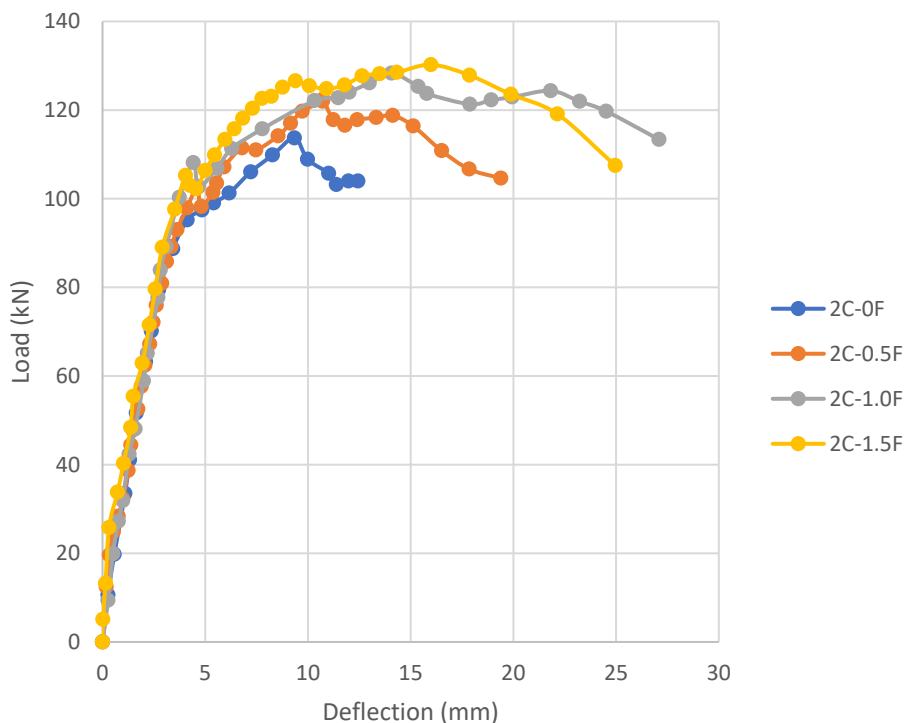
##### 1) ไม่เกิดการกัดกร่อนขึ้นในเสริมเหล็ก (Non-Corroded)



รูปที่ 40 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักกระทำกับการแอ่นตัวของกลุ่มคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่ไม่เกิดการกัดกร่อน

หากพิจารณาในระดับที่ไม่เกิดการกัดกร่อนขึ้นในคานคอนกรีตเสริมเหล็กพบว่า ปริมาณการผสมเส้นใยเหล็กที่มากขึ้นส่งผลให้คานมีกำลังรับแรงค้ดสูงสุดที่เพิ่มขึ้นด้วย และการผสมเส้นใยเหล็กในคานคอนกรีตช่วยเพิ่มกำลังรับแรงค้ด ณ จุดครากเหล็กเสริม เนื่องจากเส้นใยเหล็กช่วยเพิ่มปริมาณเหล็กเสริมให้แก่หน้าตัดคาน

2) ระดับการกัดกร่อนในเสริมเหล็กร้อยละ 2 (2% Corroded)

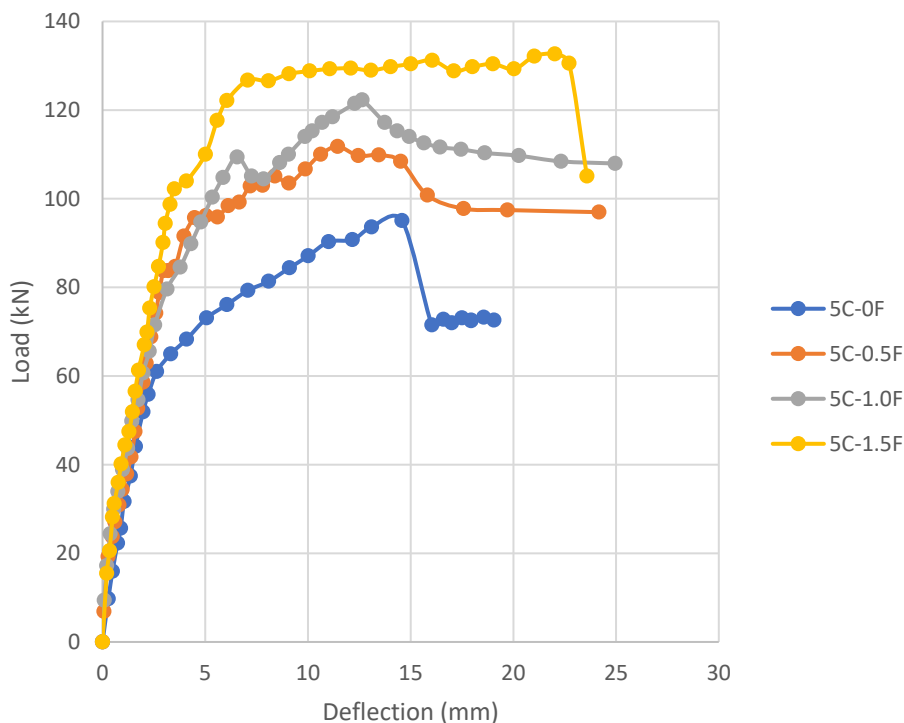


รูปที่ 41 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักกระทำกับการแอนตัวของกลุ่มคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่เกิดการกัดกร่อนร้อยละ 2

เมื่อพิจารณาที่ระดับการกัดกร่อนในเหล็กเสริมรับแรงดึงร้อยละ 2 พบว่า การกัดกร่อนที่ระดับดังกล่าวยังคงให้ผลการทดสอบใกล้เคียงกับผลการทดสอบในตัวอย่างคานที่ไม่มีการกัดกร่อน กล่าวคือ ที่ระดับการกัดกร่อนร้อยละ 2 ยังไม่มีการเปลี่ยนแปลงพฤติกรรมใด ๆ ในคานที่แสดงผลให้เห็นได้อย่างชัดเจน เพียงแต่คานมีการแอนตัวเพิ่มมากขึ้น อันเนื่องมาจากการกัดกร่อนที่เกิดขึ้น ทำให้ปริมาณเหล็กเสริมรับแรงดึงของคานลดลง



### 3) ระดับการกัดกร่อนในเสริมเหล็กร้อยละ 5 (5% Corroded)



รูปที่ 42 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักกระทำกับการแอ่นตัวของกลุ่มคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่เกิดการกัดกร่อนร้อยละ 5

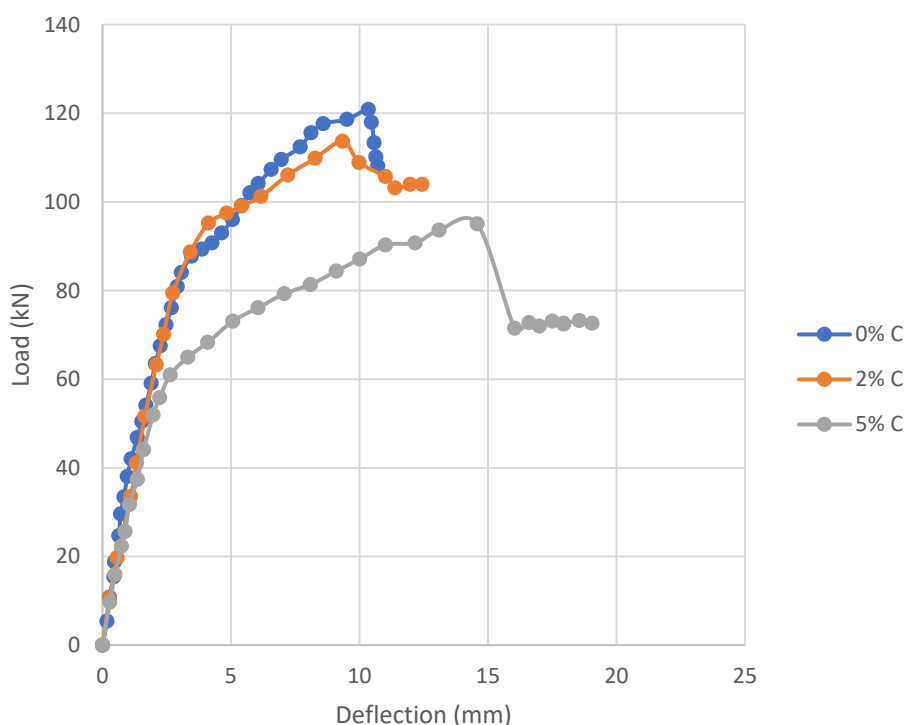
เมื่อพิจารณาที่ระดับการกัดกร่อนในเหล็กเสริมรับแรงดึงร้อยละ 5 จะเห็นได้อย่างชัดเจนว่า ความสามารถในการรับแรงดัดที่เกิดขึ้นของคานเปลี่ยนไปเมื่อการผสมเส้นใยเหล็กในปริมาณที่ต่างกันกล่าวคือ ในคานที่ไม่ผสมเส้นใยเหล็ก กำลังรับแรงดัดจะลดต่ำลงมากที่สุด ตามด้วยคานคอนกรีตที่ผสมเส้นใยร้อยละ 0.5 1.0 และคานคอนกรีตที่ผสมเส้นใยเหล็กปริมาณร้อยละ 1.5 มีกำลังรับแรงดัดสูงที่สุด กำลังรับแรงดัด ณ จุดครากเหล็กเสริมก็ลดลงตามปริมาณการลดลงของการผสมเส้นใยในคานคอนกรีต เป็นผลมาจากการสูญเสียปริมาณเหล็กเสริมในหน้าตัดคานเนื่องจากการกัดกร่อน อีกทั้งที่ระดับการกัดกร่อนร้อยละ 5 ยังทำให้คานมีการแอ่นตัวที่เพิ่มมากขึ้นเมื่อเทียบกับคานในระดับการกัดกร่อนร้อยละ 2 และไม่เกิดการกัดกร่อน เนื่องจากการสูญเสียปริมาณเหล็กเสริมรับแรงดึงที่มากขึ้นเมื่อระดับการกัดกร่อนที่สูงขึ้น

จากการพิจารณาการเปลี่ยนแปลงพฤติกรรมของคานคอนกรีตโดยใช้ระดับการกัดกร่อนเป็นเกณฑ์พบว่า ที่ระดับการกัดกร่อนเพียงเล็กน้อย (กัดกร่อนร้อยละ 2) ยังไม่ส่งผลกระทบต่อพฤติกรรมการรับแรงดัดของคานมากนักและไม่ทำให้กำลังรับแรงดัดของคานคอนกรีตลดลงอย่างเห็นได้ชัด แต่การกัดกร่อนจะส่งผลกระทบต่อพฤติกรรมของคานมากขึ้นทั้งกำลังรับแรงดัดของ

คานที่ลดลงอย่างเห็นได้ชัดและการแอ่นตัวของคานที่เพิ่มมากขึ้นที่ระดับการกักกร่อนที่รุนแรง (กักกร่อนร้อยละ 5) ดังนั้นจึงวิเคราะห์ได้ว่า ระดับการกักกร่อนที่เพิ่มขึ้นทำให้กำลังรับแรงดัดของคานคอนกรีตเสริมเหล็กลดลง ขณะเดียวกันก็ทำให้คานมีการแอ่นตัวเพิ่มขึ้น ทั้งนี้เนื่องมาจากการกักกร่อนทำให้เกิดการสูญเสียปริมาณเหล็กเสริมรับแรงดัดในหน้าตัดคานไป

#### 4.2.2.2 พิจารณาที่ปริมาณการผสมเส้นใย (*Volume of Fiber Condition*)

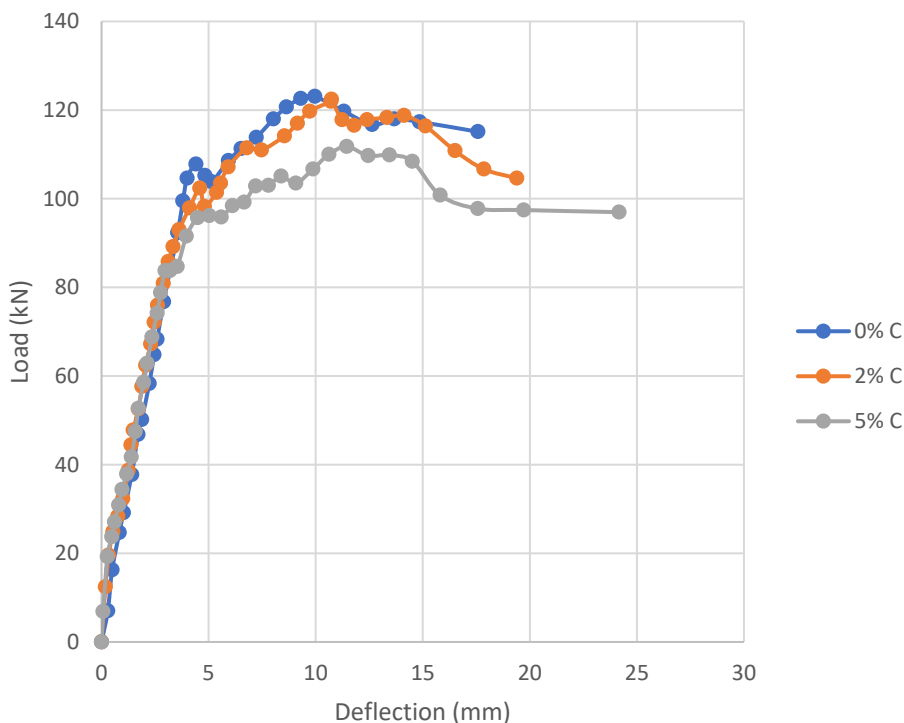
##### 1) ไม่ผสมเส้นใยในคานคอนกรีต



#### รูปที่ 43 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักกระทำกับการแอ่นตัวของกลุ่มคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่ไม่ผสมเส้นใยเหล็ก

ในตัวอย่างคานที่ไม่มีการผสมเส้นใย คานมีกำลังรับแรงดัดลดลงเมื่อเกิดระดับการกักกร่อนเพิ่มขึ้น โดยจากความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักกระทำกับการแอ่นตัวของคานดังรูปที่ 43 พบว่า ที่ระดับการกักกร่อนร้อยละ 2 ยังส่งผลกระทบต่อพฤติกรรมและกำลังรับแรงดัดของคานไม่มากนัก แต่เมื่อระดับการกักกร่อนที่สูงขึ้น การกักกร่อนส่งผลกระทบต่อทั้งกำลังรับแรงดัดที่ลดลงและการแอ่นตัวที่เพิ่มขึ้นอย่างเห็นได้ชัด เนื่องมาจากการสูญเสียปริมาณเหล็กเสริมรับแรงดัดไปจากกระบวนการกักกร่อน

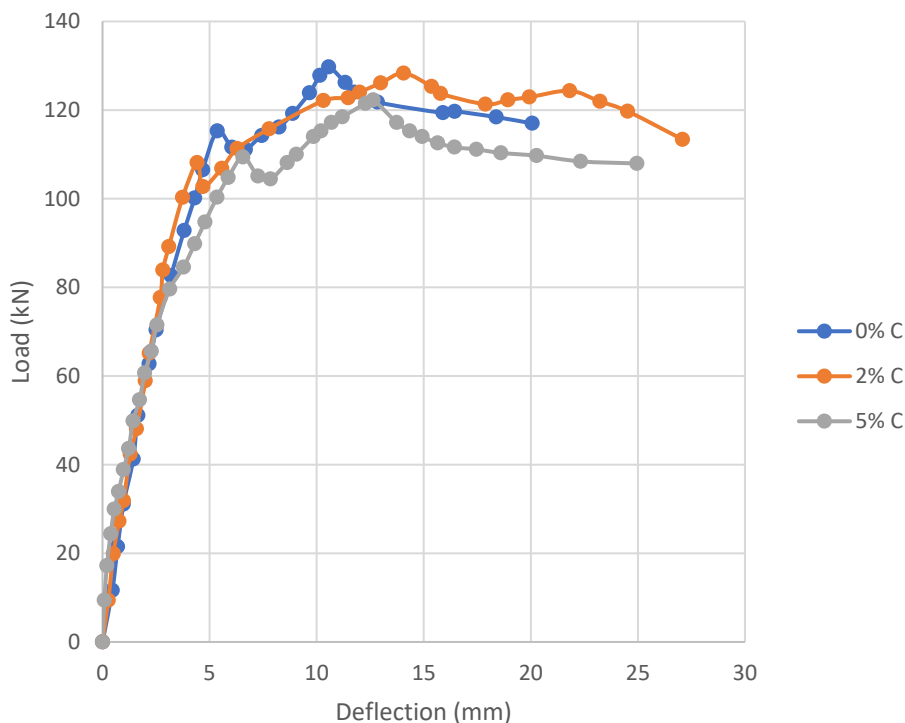
## 2) ผสมเส้นใยปริมาณร้อยละ 0.5 ในคานคอนกรีต



รูปที่ 44 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักกระทำกับการแอ่นตัวของกลุ่มคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่ผสมเส้นใยเหล็กร้อยละ 0.5

เมื่อพิจารณาคานคอนกรีตที่ผสมเส้นใยปริมาณร้อยละ 0.5 ในระดับการกักกร่อนต่างกัน พบว่า กำลังรับแรงดัดของคานจะลดลงเมื่อระดับการกักกร่อนเพิ่มขึ้น จากความสัมพันธ์ในรูปที่ 44 แสดงให้เห็นว่า ที่ระดับการกักกร่อนร้อยละ 2 ส่งผลกระทบต่อพฤติกรรมและกำลังรับแรงดัดของคานน้อยมาก และส่งผลกระทบมากขึ้นที่ระดับการกักกร่อนที่มากขึ้น แต่เมื่อเทียบกับกรณีในคานที่ไม่ผสมเส้นใยเลย กลับพบว่าการลดลงของกำลังรับแรงดัดเนื่องจากการกักกร่อนมีค่าน้อยกว่า เหตุเพราะเส้นใยเหล็กทำหน้าที่เพิ่มปริมาณเหล็กเสริมให้แก่หน้าตัดคานและทดแทนปริมาณเหล็กเสริมที่สูญเสียไปเนื่องจากการกักกร่อน

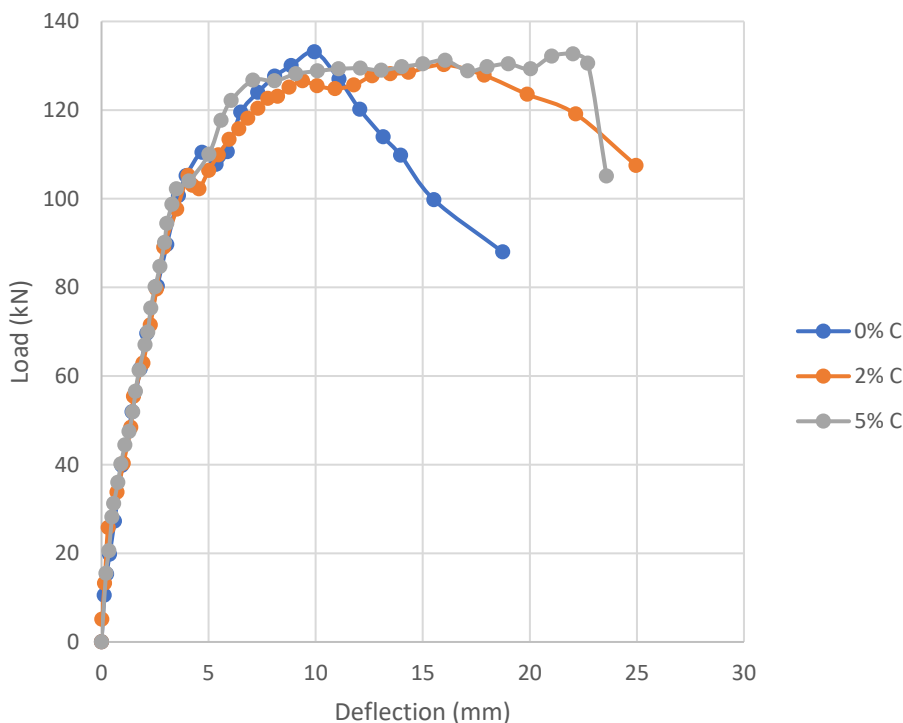
### 3) ผสมเส้นใยปริมาณร้อยละ 1.0 ในคานคอนกรีต



รูปที่ 45 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักกระทำกับการแอ่นตัวของกลุ่มคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่ผสมเส้นใยเหล็กร้อยละ 1.0

เมื่อพิจารณาคานคอนกรีตที่ผสมเส้นใยปริมาณร้อยละ 1.0 ในระดับการกักกร่อนต่างกัน พบว่า ในระดับการกักกร่อนที่ร้อยละ 2 และ 5 ไม่ส่งผลต่อพฤติกรรมรับแรงดัดของคานอย่างเห็นได้ชัด กล่าวคือคานคอนกรีตที่ผสมเส้นใยในปริมาณร้อยละ 1.0 ยังคงพฤติกรรมและความสามารถในการรับแรงดัดไว้ได้ เนื่องจากเส้นใยเหล็กที่ใช้สามารถทดแทนปริมาณการสูญเสียเหล็กเสริมรับแรงดึงจากการถูกกักกร่อนได้อย่างสมบูรณ์

#### 4) ผสมเส้นใยปริมาณร้อยละ 1.5 ในคานคอนกรีต

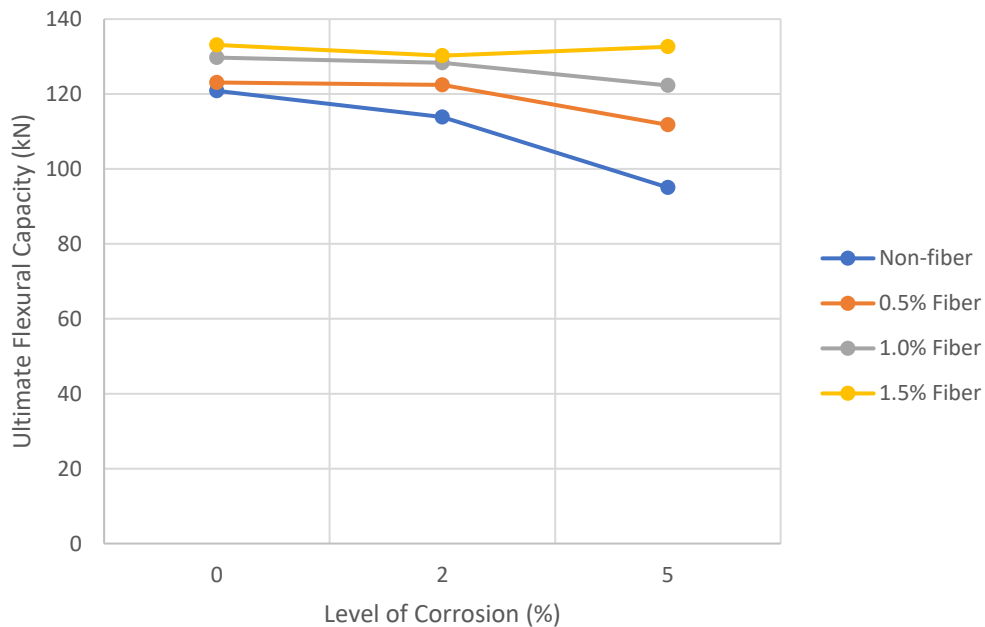


รูปที่ 46 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักกระทำกับการแอ่นตัวของกลุ่มคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่ผสมเส้นใยเหล็กร้อยละ 1.5

หากพิจารณาคานคอนกรีตที่ผสมปริมาณเส้นใยถึงร้อยละ 1.5 จะพบว่า การกักกร่อนในระดับการทดสอบนี้ไม่มีผลใด ๆ ต่อพฤติกรรมการรับแรงดัดของคานคอนกรีต คานคอนกรีตยังคงกำลังรับแรงดัดสูงสุดคงที่เนื่องจากเส้นใยเหล็กในปริมาณดังกล่าวเพียงพอต่อการทดแทนปริมาณการสูญเสียเหล็กเสริมรับแรงดัดจากการถูกกัดกร่อนได้อย่างสมบูรณ์แบบ อีกทั้งการผสมเส้นใยร้อยละ 1.5 ยังช่วยเพิ่มระยะยืด (Elongation) ในช่วงหลังจุดครากของเหล็กเสริมในคานถึงจุดวิบัติของคานอีกด้วย

สำหรับการพิจารณาโดยใช้ปริมาณเส้นใยเหล็กที่ผสมในคานคอนกรีตเป็นเกณฑ์ พบว่าที่การผสมเส้นใยในปริมาณร้อยละ 1.5 ปริมาณเส้นใยเพียงพอต่อปริมาณการสูญเสียเหล็กเสริมรับแรงดัดภายใต้ภาวะการกัดกร่อนในระดับที่ทำการศึกษาได้ จึงทำให้กำลังรับแรงดัดในคานยังคงที่ในทุกระดับการกัดกร่อน ส่วนที่ปริมาณเส้นใยร้อยละ 1.0 และ 0.5 กำลังรับแรงดัดทดแทนจะลดลงตามลำดับ ดังแสดงไว้ในรูปที่ 47 ดังนั้นจึงวิเคราะห์ได้ว่า กำลังรับแรงดัดทดแทนเพิ่มขึ้นตามปริมาณเส้นใยเหล็กที่ใช้ผสมในคานคอนกรีต กล่าวคือ ปริมาณเส้นใยเหล็กที่เพียงพอจะช่วยทดแทนปริมาณเหล็กเสริมในหน้าตัดคานที่สูญเสียไปเนื่องจากการกัดกร่อนในเหล็กเสริมรับแรงดัด

และมีผลทำให้คานคอนกรีตยังคงไม่เปลี่ยนแปลงพฤติกรรมและประสิทธิภาพในการรับแรงไป เนื่องจากการกัดกร่อนที่เพิ่มขึ้น



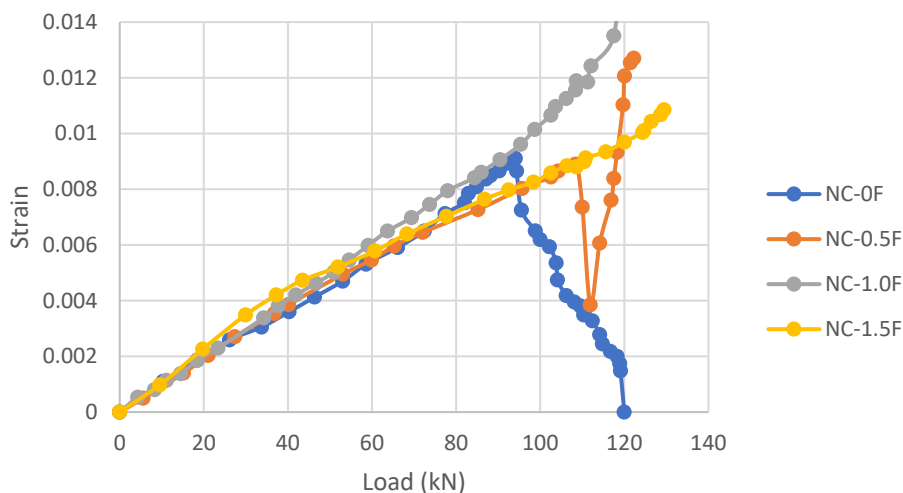
รูปที่ 47 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักกระทำสูงสุดกับระดับการกัดกร่อนในคานคอนกรีตเสริมเหล็ก

#### 4.2.2.3 วิเคราะห์พฤติกรรมของคานจากความเครียดที่ผิวคอนกรีต

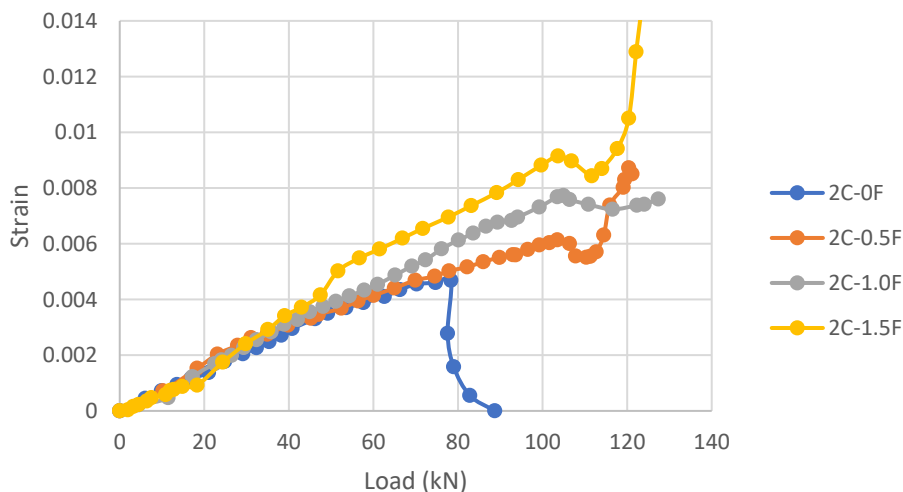
##### 1) ความเครียดที่ผิวคอนกรีตช่วงรับแรงอัด (Strain at Compression zone)

เมื่อพิจารณาการเปลี่ยนแปลงพฤติกรรมของคานคอนกรีตจากค่าความเครียดที่ผิวคอนกรีตช่วงรับแรงอัดพบว่า ถ้าสมมติให้คานคอนกรีตเป็นวัสดุเนื้อเดียวทั้งหมด โครงสร้างคานที่เกิดการกัดกร่อนจะสูญเสียความยืดหยุ่นไป หากพิจารณาจากรูปที่ 48 (ก) ถึงรูปที่ 48 (ค) ในช่วงการรับน้ำหนักที่ 40 kN ในคานที่ไม่มีการผสมเส้นใยเหล็กพบว่า คานที่ถูกกัดกร่อนมีระยะหดเนื่องจากหน่วยแรงอัดลดลง กล่าวคือเมื่อถูกกัดกร่อน โครงสร้างจะมีความแข็งแกร่งมากขึ้น ขณะเดียวกันในคานที่ถูกกัดกร่อนก็มีกำลังรับแรงดัดน้อยลง พฤติกรรมดังกล่าวที่เกิดขึ้นเป็นลักษณะแข็งแต่เปราะ ดังนั้นจะเห็นได้ว่า ในคานที่เกิดการกัดกร่อนจะมีแนวโน้มเปลี่ยนแปลงพฤติกรรมภายนอกคล้ายวัสดุเปราะมากขึ้น แต่ในคานที่ผสมเส้นใยเหล็กนั้น เส้นใยเหล็กจะช่วยเพิ่มความยืดหยุ่นให้แก่โครงสร้างคานโดยรวม ชะลอให้คานมีพฤติกรรมภายนอกในลักษณะเป็นวัสดุเหนียว และช่วยให้โครงสร้างมีกำลังรับแรงกระทำในปริมาณคงเดิมซึ่งขึ้นอยู่กับปริมาณร้อยละของเส้นใยที่ผสม อีกทั้งหากพิจารณาในช่วงการรับแรงหลังจุดครากในเหล็กเสริมจะพบว่า ที่คานไม่ผสมเส้นใย ณ ช่วงหลังจุดครากเหล็กเสริมจะมีค่าระยะหดอัดลดลง เห็นได้ว่า ณ บริเวณคอนกรีตช่วงรับแรงอัด หน่วย

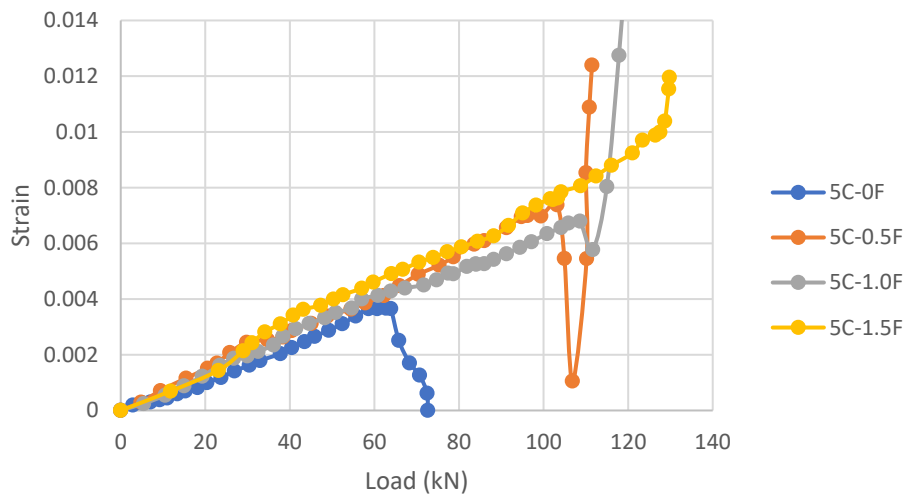
แรงอัดที่เกิดขึ้นมีค่าลดลงเป็นผลมาจากพฤติกรรมการรับแรงในคานเปลี่ยนไป แต่สำหรับคานที่ผสมเส้นใยเหล็ก ช่วงรับแรงอัดดังกล่าวยังคงมีความเข้มข้นของหน่วยแรงอัดอยู่และเพิ่มขึ้นอย่างรวดเร็วในช่วงกำลังรับแรงค้ำสูงสุดของคาน แสดงให้เห็นว่าเส้นใยช่วยให้คอนกรีตส่วนรับแรงอัดยังคงทำหน้าที่รับแรงอัดที่เกิดขึ้นจากน้ำหนักกระทำอยู่และคานยังไม่เปลี่ยนแปลงพฤติกรรมการรับแรงไป ณ ช่วงจุดครากเหล็กเสริมถึงจุดกำลังรับแรงค้ำสูงสุดของคาน



(ก) ความสัมพันธ์ระหว่างความเครียดที่ผิวคอนกรีตรับแรงอัดกับน้ำหนักกระทำในกลุ่มตัวอย่างคานที่ไม่เกิดการกักกร่อน



(ข) ความสัมพันธ์ระหว่างความเครียดที่ผิวคอนกรีตรับแรงอัดกับน้ำหนักกระทำในกลุ่มตัวอย่างคานที่เกิดการกักกร่อนร้อยละ 2



(ค) ความสัมพันธ์ระหว่างความเครียดที่ผิวคอนกรีตรับแรงอัดกับน้ำหนักกระทำในกลุ่มตัวอย่างคานที่เกิดการกักคร่อนร้อยละ 5

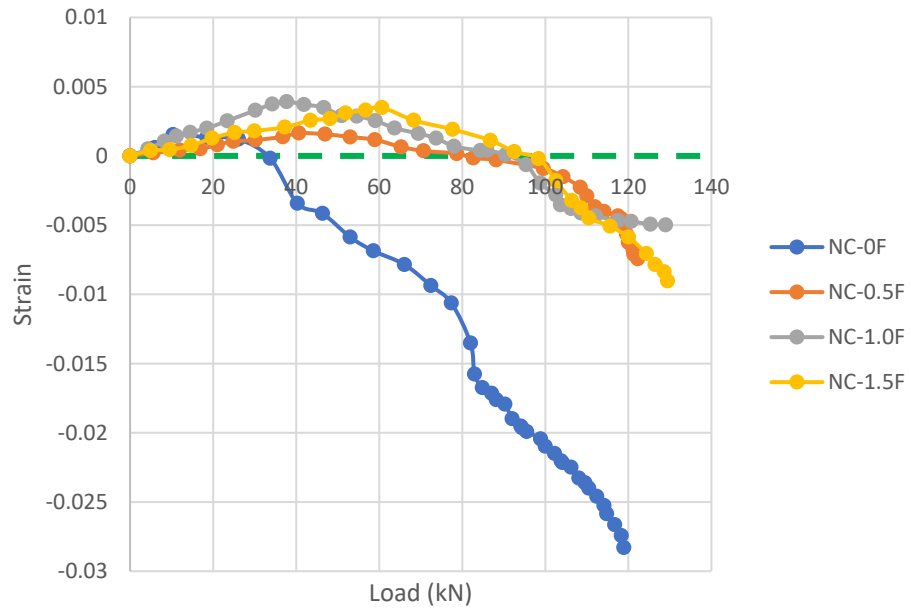
รูปที่ 48 ความสัมพันธ์ระหว่างความเครียดที่ผิวคอนกรีตรับแรงอัดกับน้ำหนักกระทำของตัวอย่างคานคอนกรีตเสริมเหล็ก

## 2) ความเครียดที่ผิวคอนกรีตช่วงระยะเฉือนคาน (Strain at Shear span)

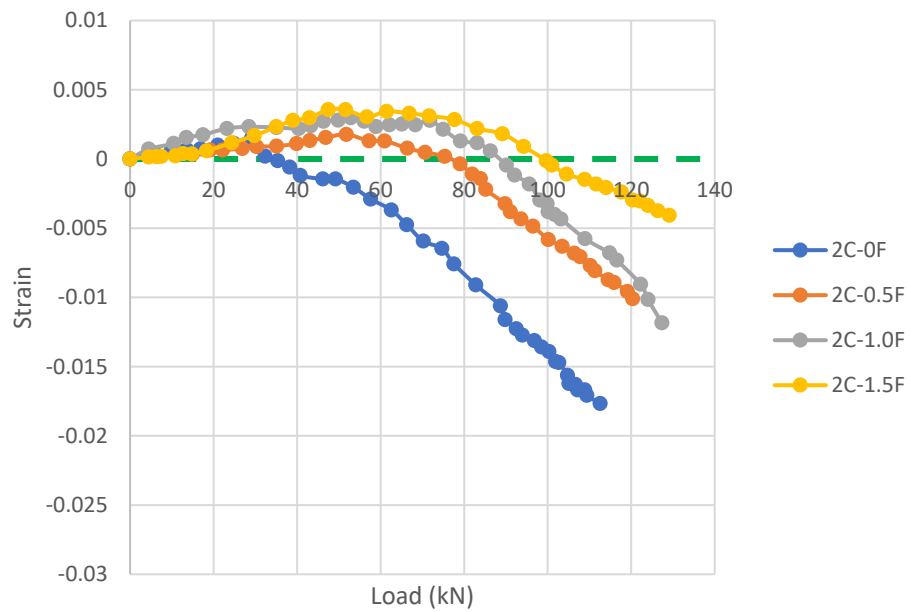
เมื่อพิจารณาพฤติกรรมของคานคอนกรีตผสมเส้นใยในระดับการกักคร่อนต่าง ๆ โดยสังเกตจากค่าความเครียดที่ผิวคอนกรีตช่วงระยะเฉือนคาน ดังแสดงไว้ในรูปที่ 49 (ก) ถึงรูปที่ 49 (ค) ซึ่งกราฟบริเวณเหนือเส้นประสีเขียวคือ ช่วงของความเครียดเนื่องจากหน่วยแรงดึง และบริเวณใต้เส้นประสีเขียวคือ ช่วงของความเครียดเนื่องจากหน่วยแรงอัด พบว่าในคานคอนกรีตที่ผสมเส้นใยมีการกระจายแรงและถ่ายแรงดึงซึ่งกันระหว่างคอนกรีตได้ดีกว่าคานที่ไม่มีการผสมเส้นใย เป็นข้อบ่งชี้ที่ว่าเส้นใยช่วยกระจายแรงและถ่ายแรงดึงไปยังเหล็กเสริม ในขณะที่ก็ช่วยรับแรงดึงที่เกิดขึ้นนอกเหนือจากการมีเหล็กเสริมรับแรงดึงในคาน ทำหน้าที่เสมือนมีการเสริมเหล็กเส้นขนาดเล็กในหน้าตัดตลอดระยะตามยาวของคานอีกด้วย

ทั้งนี้หากพิจารณาจากระดับการกักคร่อนน้อยไประดับการกักคร่อนมาก (พิจารณาจากรูปที่ 49 (ก) ไปยังรูปที่ 49 (ค)) จะพบว่า ที่ระดับการกักคร่อนรุนแรงขึ้น การทำงานของเส้นใยเหล็กภายในคานก็มีการถ่ายแรงและรับแรงดึงที่มากขึ้นตามไปด้วย เนื่องจากเมื่อเกิดการกักคร่อนที่รุนแรงขึ้น ปริมาณเหล็กเสริมรับแรงดึงในคานลดลง เส้นใยเหล็กจึงทำหน้าที่รับแรงดึงและเพิ่มปริมาณเหล็กเสริมเพื่อทดแทนปริมาณเหล็กเสริมและกำลังรับแรงดัดที่สูญเสียไปเนื่องด้วยการถูกกักคร่อน โดยสังเกตได้จากพื้นที่ใต้กราฟส่วนเหนือเส้นประสีเขียวมีขนาดเพิ่มขึ้นตามระดับการกักคร่อนที่เพิ่มขึ้น

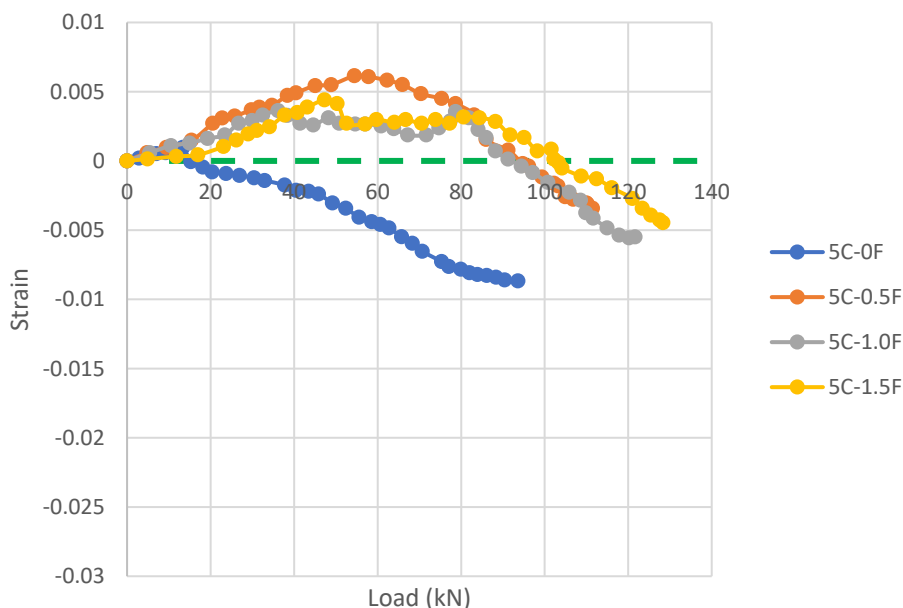




(ก) ความสัมพันธ์ระหว่างความเครียดที่ผิวคอนกรีตระยะเฉือนคานกับน้ำหนักกระทำในกลุ่มตัวอย่างคานที่ไม่เกิดการกักคร่อน



(ข) ความสัมพันธ์ระหว่างความเครียดที่ผิวคอนกรีตระยะเฉือนคานกับน้ำหนักกระทำในกลุ่มตัวอย่างคานที่เกิดการกักคร่อนร้อยละ 2

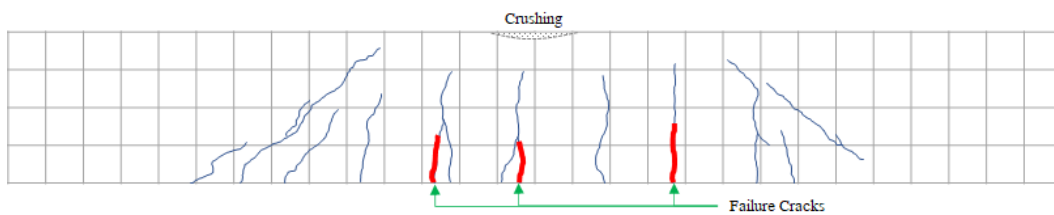


(ค) ความสัมพันธ์ระหว่างความเครียดที่ผิวคอนกรีตระยะเฉือนคานกับน้ำหนักกระทำในกลุ่มตัวอย่างคานที่เกิดการกักคร่อนรอยละ 5

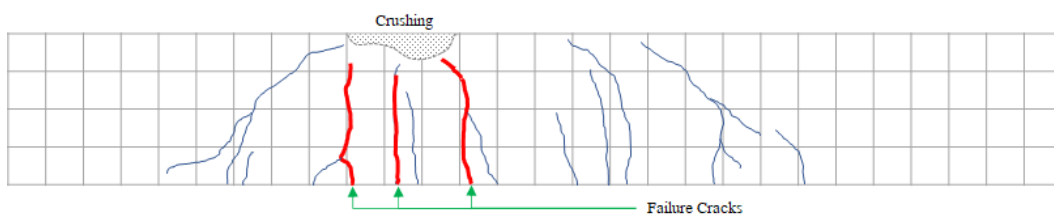
รูปที่ 49 ความสัมพันธ์ระหว่างความเครียดที่ผิวคอนกรีตระยะเฉือนคานกับน้ำหนักกระทำของตัวอย่างคานคอนกรีตเสริมเหล็ก

#### 4.3 รูปแบบของรอยแตกร้าวและลักษณะการวิบัติที่เกิดขึ้น

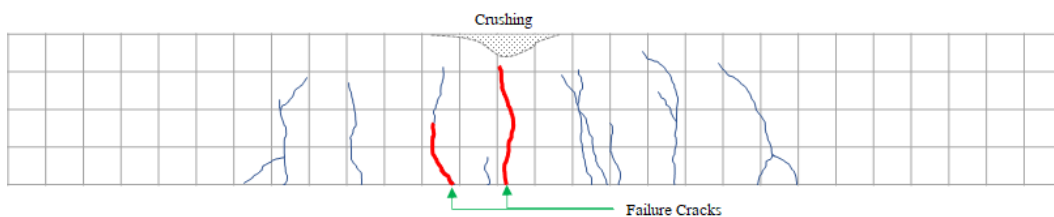
เมื่อมีน้ำหนักกระทำที่คาน ตัวอย่างคานที่ทำการทดสอบจะเกิดรูปแบบของรอยแตกร้าวเนื่องจากการดัด (Flexural Crack) ขึ้นในคานเป็นหลัก โดยรอยแตกร้าวเกิดขึ้นที่บริเวณกึ่งกลางคานจากท้องคานในลักษณะตั้งฉากกับแนวระนาบตามยาวคาน เป็นผลมาจากแรงดึงตามแนวยาวที่เพิ่มขึ้นเนื่องจากน้ำหนักกระทำ และเกิดเกิดรอยแตกร้าวเนื่องจากแรงเฉือนร่วมกับการดัด (Flexural Shear Crack) กับรอยร้าวเนื่องจากการเฉือน (Web Shear Crack) ร่วมด้วยในคานที่ผสมเส้นใยเหล็กในปริมาณต่ำหรือไม่มีการผสมเส้นใยเหล็กเลย จากนั้นรอยแตกร้าวจะเกิดมากขึ้นและพุ่งขึ้นเมื่อน้ำหนักกระทำเพิ่มขึ้น จนเมื่อถึงกำลังรับแรงดัดประลัย คานทดสอบทุกตัวจะเกิดการวิบัติในลักษณะการวิบัติด้วยการดัดเนื่องจากแรงดึง (Flexural Tension Failure) โดยที่เหล็กเสริมรับแรงดึงถึงจุดครากก่อนเกิดการวิบัติที่ช่วงคอนกรีตรับแรงอัด เนื่องจากผู้ศึกษาได้ออกแบบไว้เพื่อให้เข้าใจถึงพฤติกรรมการรับแรงดัดของคานคอนกรีตมากขึ้น ซึ่งรูปแบบรอยแตกร้าวและลักษณะการวิบัติได้แสดงในรูปที่ 50 (ก) ถึงรูปที่ 50 (ง)



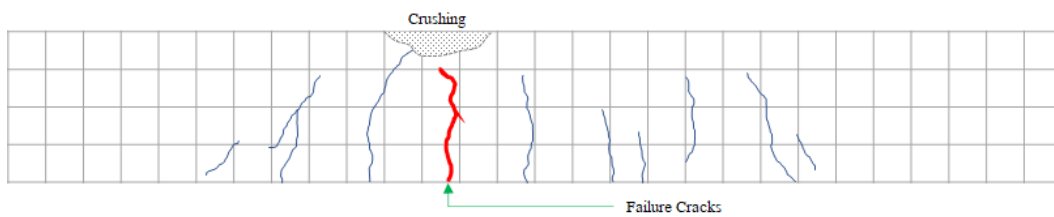
(ก) ตัวอย่างคานไม่เกิดการกักคร่อนและไม่ผสมเส้นใย (NC-0F)



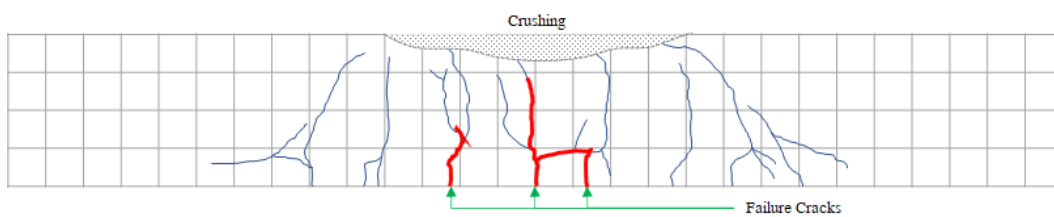
(ข) ตัวอย่างคานไม่เกิดการกักคร่อนและผสมเส้นใยร้อยละ 0.5 (NC-0.5F)



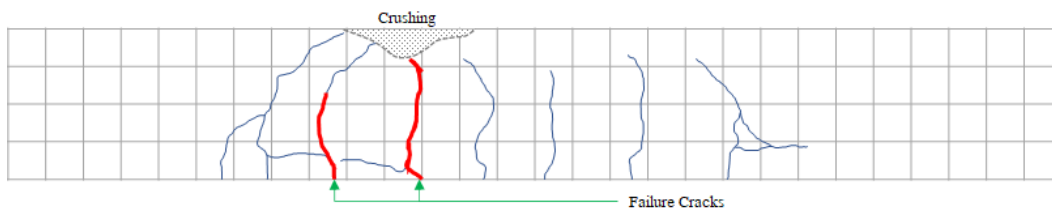
(ค) ตัวอย่างคานไม่เกิดการกักคร่อนและผสมเส้นใยร้อยละ 1.0 (NC-1.0F)



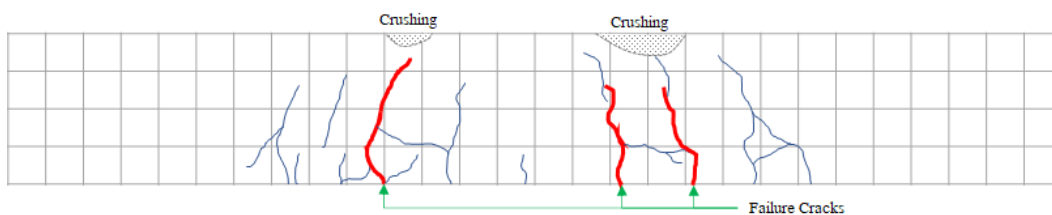
(ง) ตัวอย่างคานไม่เกิดการกักคร่อนและผสมเส้นใยร้อยละ 1.5 (NC-1.5F)



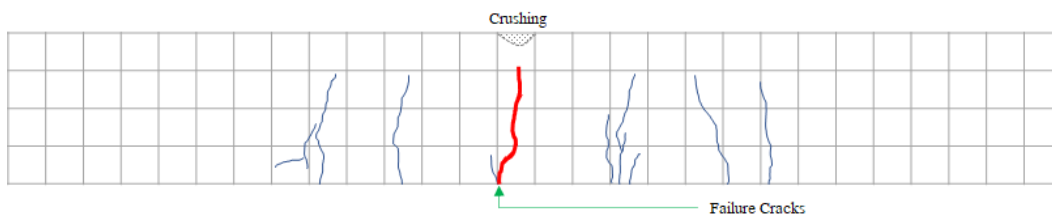
(จ) ตัวอย่างคานเกิดการกักคร่อนร้อยละ 2 และไม่ผสมเส้นใย (2C-0F)



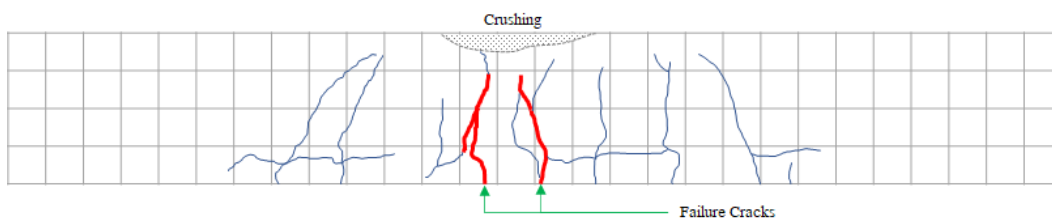
(จ) ตัวอย่างคานเกิดการกัดกร่อนร้อยละ 2 และผสมเส้นใยร้อยละ 0.5 (2C-0.5F)



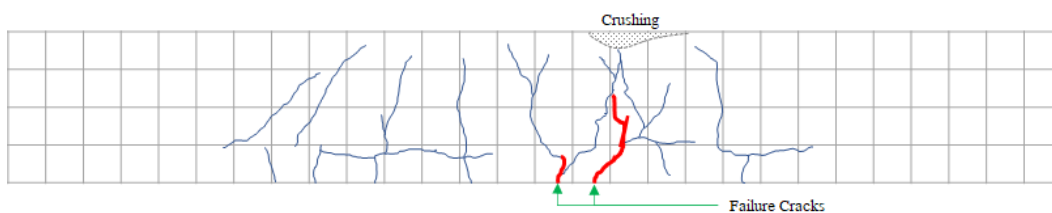
(ข) ตัวอย่างคานเกิดการกัดกร่อนร้อยละ 2 และผสมเส้นใยร้อยละ 1.0 (2C-1.0F)



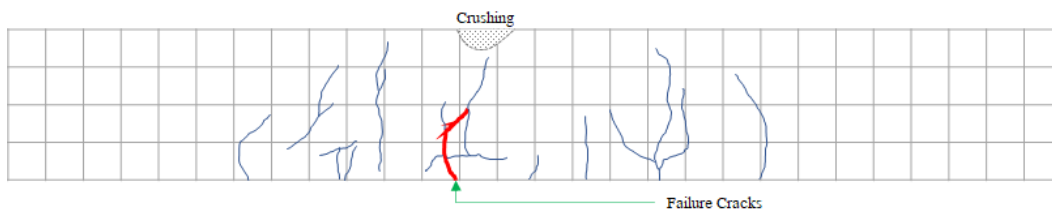
(ค) ตัวอย่างคานเกิดการกัดกร่อนร้อยละ 2 และผสมเส้นใยร้อยละ 1.5 (2C-1.5F)



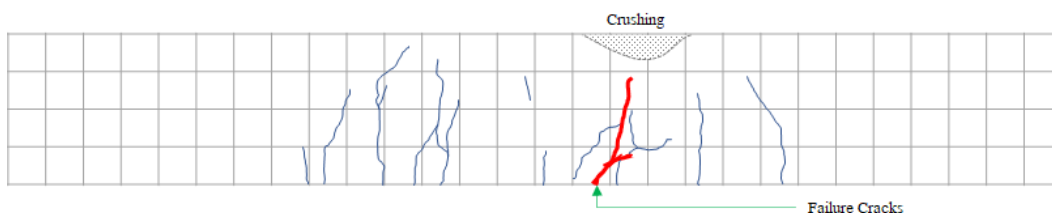
(ง) ตัวอย่างคานเกิดการกัดกร่อนร้อยละ 5 และไม่ผสมเส้นใย (5C-0F)



(ฉ) ตัวอย่างคานเกิดการกัดกร่อนร้อยละ 5 และไม่ผสมเส้นใยร้อยละ 0.5 (5C-0.5F)



(ก) ตัวอย่างคานเกิดการกักคร่อนร้อยละ 5 และผสมเส้นใยร้อยละ 1.0 (5C-1.0F)



(ข) ตัวอย่างคานเกิดการกักคร่อนร้อยละ 5 และผสมเส้นใยร้อยละ 1.5 (5C-1.5F)

#### รูปที่ 50 รูปแบบรอยแตกร้าวและลักษณะการวิบัติของคานคอนกรีตรับแรงคด

วิเคราะห์รอยแตกร้าวที่เกิดขึ้นในคานคอนกรีตทดสอบพบว่า หากพิจารณาจากรอยแตกร้าวที่เกิดขึ้นในคานคอนกรีตไม่ผสมเส้นใยเหล็กและในคานคอนกรีตที่ผสมเส้นใยเหล็กในปริมาณน้อย (ผสมเส้นใยปริมาณร้อยละ 0.5) จะพบรอยแตกร้าวในแนวทแยงกับระนาบตามยาวคานเนื่องจากเกิดแรงคดในแนวราบร่วมกับแรงเฉือนคดในแนวตั้ง (Flexural Shear Crack) และรอยร้าวเนื่องจากการเฉือน (Web Shear Crack) จะเห็นได้ว่าคานมีพฤติกรรมการรับแรงเปลี่ยนไปคือคานมีการรับแรงเฉือนร่วมด้วย และรูปแบบรอยแตกร้าวลักษณะดังกล่าวจะลดลงเมื่อมีปริมาณการผสมเส้นใยเหล็กที่เพิ่มขึ้น จึงเห็นได้ว่าเส้นใยเหล็กช่วยให้คานยังคงไม่เปลี่ยนแปลงพฤติกรรมการรับแรงไป ซึ่งคานยังคงมีพฤติกรรมการรับแรงคดเป็นหลักเนื่องจากการคดจนถึงจุดวิบัติของคาน

อีกทั้งรอยแตกร้าวในแนวตั้งจากกับแรงคดหลัก (Flexural Crack) มีปริมาณเพิ่มมากขึ้นเมื่อเกิดการกักคร่อน ในระดับที่รุนแรงขึ้นกล่าวคือ เมื่อระดับการกักคร่อนเพิ่มสูงขึ้น หน่วยแรงคดที่เกิดขึ้นในคานคอนกรีตก็สูงมากขึ้นด้วย ทั้งนี้เนื่องจากการสูญเสียปริมาณเหล็กเสริมและประสิทธิภาพในการถ่ายแรงคดสู่เหล็กเสริมรับแรงคดในคาน ทำให้คอนกรีตรับภาระในการรับแรงคดจากน้ำหนักกระทำมากขึ้น ดังจะเห็นรอยแตกร้าวตั้งฉากเนื่องจากการคดมากขึ้น และเกิดรอยแตกร้าวในแนวยาวตามแนวเหล็กเสริมขึ้น ดังแสดงให้เห็นในรูปที่ 50 (จ), รูปที่ 50 (ข), รูปที่ 50 (ค) และรูปที่ 50 (ง) แต่กำลังรับแรงคดในคานยังคงที่เมื่อมีปริมาณการผสมเส้นใยเหล็กที่เพิ่มขึ้น ทำให้เห็นได้ว่าเส้นใยเหล็กช่วยรับแรงคดในคานคอนกรีตและเพิ่มประสิทธิภาพในการถ่ายแรงคดสู่เหล็กเสริมที่ถูกกักคร่อนได้เมื่อเทียบกับคานคอนกรีตที่ไม่ผสมเส้นใยเหล็ก

## บทที่ 5

### สรุปผลและข้อเสนอแนะ

จากการศึกษากำลัรับแรงดัดและพฤติกรรมที่เกิดขึ้นของคานคอนกรีตที่ผสมเส้นใยเหล็กในสถานะการกักกร่อนที่ระดับต่าง ๆ ด้วยการศึกษาดูตัวอย่างคานคอนกรีตทั้งหมด 12 ตัวอย่างคาน ซึ่งในแต่ละคานตัวอย่างมีปริมาณการผสมเส้นใยหรือระดับการกักกร่อนที่แตกต่างกัน 1 ตัวอย่างต่อ 1 กรณีศึกษา โดยผลการทดสอบและการวิเคราะห์ที่ได้สามารถสรุปพฤติกรรมการรับแรงดัดของคานคอนกรีตผสมเส้นใยเหล็กภายใต้ภาวะการกักกร่อนได้ดังต่อไปนี้

1. ปริมาณการใช้เส้นใยที่เพิ่มขึ้นทำให้ความกว้างของรอยแตกกว้างเนื่องจากการกักกร่อนลดลงอย่างมีนัยสำคัญ ทั้งนี้ขึ้นอยู่กับปริมาณการใช้ที่เหมาะสม โดยการผสมเส้นใยที่ร้อยละ 1.0 ช่วยลดความกว้างของรอยแตกกว้างเนื่องจากการกักกร่อนได้ดีที่สุดในการกักกร่อนร้อยละ 2 สามารถความกว้างรอยแตกกว้างได้ถึงร้อยละ 63.55 และการกักกร่อนร้อยละ 5 สามารถความกว้างรอยแตกกว้างได้ถึงร้อยละ 27.96

2. การกักกร่อนทำให้กำลังรับแรงดัดของคานคอนกรีตลดลงตามความรุนแรงของการกักกร่อนที่เพิ่มขึ้น โดยกำลังรับแรงดัดลดลงถึงร้อยละ 21.35 ที่การกักกร่อนร้อยละ 5 การผสมเส้นใยเหล็กในคานคอนกรีตช่วยทดแทนกำลังรับแรงดัดที่สูญเสียไปให้แก่คานคอนกรีตเสริมเหล็กที่ภาวะการกักกร่อนได้ โดยที่ระดับกักกร่อนร้อยละ 2 การผสมเส้นใยร้อยละ 0.5 สามารถทดแทนกำลังที่สูญเสียไปได้ร้อยละ 101.3 และระดับการกักกร่อนร้อยละ 5 การผสมเส้นใยร้อยละ 1.0 สามารถทดแทนกำลังที่สูญเสียไปได้ในร้อยละ 101.2

3. การเสริมกำลังให้แก่คานคอนกรีตด้วยปริมาณการผสมเส้นใยเหล็กที่เพียงพอ สามารถทดแทนปริมาณเหล็กเสริมสูญเสียที่เกิดจากการกักกร่อนได้ จากการศึกษพบว่า ที่ปริมาณการผสมเส้นใยเหล็กร้อยละ 1.5 เพียงพอต่อการทดแทนปริมาณเหล็กเสริมในหน้าตัดคานที่เหล็กเสริมรับแรงดึงหลักถูกกักกร่อนร้อยละ 5

4. เส้นใยเหล็กช่วยเพิ่มประสิทธิภาพในการถ่ายแรงจากน้ำหนักระทำไปยังเหล็กเสริมรับแรงดึงหลักในคานภายใต้ภาวะเกิดการกักกร่อนของเหล็กเสริม พิจารณาได้จากกำลังรับแรงของคานคอนกรีต ณ จุดครากของเหล็กเสริมมีค่าคงที่

5. การเสริมเส้นใยเหล็กช่วยให้พฤติกรรมการรับแรงดัดของคานคอนกรีตเสริมเหล็กไม่เปลี่ยนแปลงไป ณ ช่วงกำลังรับแรงที่จุดครากดึงของเหล็กเสริม ถึงกำลังรับแรงดัดสูงสุดของคาน

6. เส้นใยเหล็กที่เพิ่มขึ้นในคานคอนกรีตเสริมเหล็กช่วยรักษาพฤติกรรมการรับแรงดัดของคานไว้ ด้วยการลดการเกิดหน่วยแรงดึงตึงจากเนื่องจากแรงเฉือนที่ก่อให้เกิดการเพิ่มขึ้นของรอย

แตกร้าวเนื่องจากแรงดึงตัดร่วมกับแรงเฉือน (Flexural Shear Crack) และรอยแตกร้าวเฉือน (Web Shear crack) จนถึงจุดวิบัติของคาน

ในการศึกษาวิจัยครั้งนี้ ผู้วิจัยพบข้อบกพร่องบางประการ จึงได้ให้ข้อเสนอแนะซึ่งนำเสนอไว้เพื่อเป็นข้อสังเกตและใช้เป็นแนวทางในการปรับปรุงสำหรับผู้ที่สนใจหรือต้องการนำงานวิจัยนี้ไปพัฒนา ต่อยอด เพื่อให้เกิดประโยชน์ และได้ผลลัพธ์ที่ถูกต้องแม่นยำต่อไป จากการทดสอบพบว่าตัวอย่างที่ใช้ทำการทดสอบนั้น มีระดับการกัดกร่อนที่ค่อนข้างต่ำเมื่อเปรียบเทียบกับจำนวนชั่วโมงที่ใช้ในการเร่งการกัดกร่อนที่มาก ซึ่งผู้วิจัยพบข้อสังเกต 2 ประการที่ทำให้การทดสอบได้ผลการกัดกร่อนอยู่ในระดับต่ำ คือ

1. สารละลายโซเดียมคลอไรด์ที่มีความเข้มข้นต่ำกว่าร้อยละ 3 เนื่องจากสภาพอากาศช่วงทำการทดสอบอยู่ในช่วงฤดูร้อน สภาพอากาศอบอ้าว เป็นผลทำให้เกิดการระเหยของน้ำในบ่อทดสอบเร่งปฏิกิริยากัดกร่อน ระดับน้ำที่มีจึงต่ำกว่าระดับที่ตั้งไว้ในระดับเหล็กเสริมรับแรงดึง ผู้วิจัยได้เพิ่มระดับสารละลายโดยเติมเพียงน้ำกลั่นลงไป จึงเป็นเหตุให้ความเข้มข้นของสารละลายในบ่อเร่งปฏิกิริยาลงลง ดังนั้นจึงควรปรับระดับสารละลายที่ใช้ในกระบวนการด้วยสารละลายที่มีความเข้มข้นคงเดิมหรือทดสอบในบริเวณสภาพอากาศที่เอื้ออำนวยและลดการระเหยของน้ำ

2. การสูญเสียอิเล็กตรอนจากสภาพแวดล้อมภายนอก เนื่องจากในตัวอย่างคานคอนกรีตผสมเส้นใยเหล็กมีเส้นใยเหล็กที่ใช้ผสม โผล่ออกมาจากตัวอย่างซึ่งเป็นผลมาจากกระบวนการหล่อตัวอย่าง จึงทำให้ในกระบวนการเร่งปฏิกิริยา อิเล็กตรอนได้สูญเสียไปและเข้าจับกับเส้นใยเหล็กที่โผล่ออกจากตัวอย่าง ทำให้การกัดกร่อนเกิดที่เหล็กเสริมน้อยลง ดังนั้นจึงควรเตรียมตัวอย่างและตรวจเช็คผิวตัวอย่างอย่างรอบคอบ เมื่อพบปัญหาดังกล่าวก็ควรนำซีเมนต์เปลสหรือวัสดุอื่นใดที่เหมาะสมมาปิดเส้นใยไว้เพื่อไม่ให้เกิดโอกาสการสูญเสียอิเล็กตรอนจากสิ่งแวดล้อม

## บรรณานุกรม

- [1] American Concrete Institute, *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-14)*. 2014.
- [2] Micelli, F., et al., *Fiber-reinforced concrete and ultrahigh-performance fiber-reinforced concrete materials*, in *New Materials in Civil Engineering*. 2020, Elsevier. p. 273-314.
- [3] ญัฐสม สวงวนวงษ์, การวิเคราะห์และวิจัยพฤติกรรมคอนกรีตเสริมเส้นใยเหล็ก. 2546, กรมทางหลวง กระทรวงคมนาคม: กรุงเทพมหานคร.
- [4] Hameed, R., et al., *STUDY ON THE FLEXURAL BEHAVIOUR OF REINFORCED FIBROUS CONCRETE BEAMS*, in *Brittle Matrix Composites 9*, A.M. Brandt and J. Olek, Editors. 2009, Woodhead Publishing. p. 11-22.
- [5] Boulekbache, B., et al., *Flexural behaviour of steel fibre-reinforced concrete under cyclic loading*. *Construction and Building Materials*, 2016. 126: p. 253-262.
- [6] Lee, J.-H., B. Cho, and E. Choi, *Flexural capacity of fiber reinforced concrete with a consideration of concrete strength and fiber content*. *Construction and Building Materials*, 2017. 138: p. 222-231.
- [7] กัทรกานต์ เหล่าไพฑูรย์, พฤติกรรมของคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่ซ่อมแซมการกัดกร่อนด้วยคอนกรีตเสริมเส้นใยเหล็ก, in *วิศวกรรมโยธา*. 2558, จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย: กรุงเทพมหานคร. p. 73.
- [8] ทวีชัย ตำราญวานิช, พฤติกรรมและวิธีการคำนวณกำลังรับแรงค้ำของคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่ผสมเส้นใย. *วารสารวิจัยและพัฒนา มจร*. ปีที่ 30, 2550. 2(2550): p. 345-362.
- [9] Zhao, Y. and W. Jin, *Chapter 1 - Introduction*, in *Steel Corrosion-Induced Concrete Cracking*, Y. Zhao and W. Jin, Editors. 2016, Butterworth-Heinemann. p. 1-17.
- [10] Poursaeed, A., *2 - Corrosion of steel in concrete structures*, in *Corrosion of Steel in Concrete Structures*, A. Poursaeed, Editor. 2016, Woodhead Publishing: Oxford. p. 19-33.
- [11] Zhao, Y. and W. Jin, *Chapter 2 - Steel Corrosion in Concrete*, in *Steel Corrosion-Induced Concrete Cracking*, Y. Zhao and W. Jin, Editors. 2016, Butterworth-Heinemann. p. 19-29.
- [12] El Maaddawy, T.A. and K.A. Soudki, *Effectiveness of impressed current technique to simulate corrosion of steel reinforcement in concrete*. *Journal of materials in civil engineering*, 2003. 15(1): p. 41-47.



- [13] François, R., S. Laurens, and F. Deby, 5 - *Effects of Reinforcement Corrosion on the Mechanical Behavior of Reinforced Concrete*, in *Corrosion and its Consequences for Reinforced Concrete Structures*, R. François, S. Laurens, and F. Deby, Editors. 2018, Elsevier. p. 105-133.
- [14] Almusallam, A.A., *Effect of degree of corrosion on the properties of reinforcing steel bars*. *Construction and Building Materials*, 2001. 15(8): p. 361-368.
- [15] Malumbela, G., M. Alexander, and P. Moyo, *Variation of steel loss and its effect on the ultimate flexural capacity of RC beams corroded and repaired under load*. *Construction and Building Materials*, 2010. 24(6): p. 1051-1059.
- [16] Zhu, W., et al., *Failure mode transitions of corroded deep beams exposed to marine environment for long period*. *Engineering Structures*, 2015. 96: p. 66-77.
- [17] Yu, L., et al., *Structural performance of RC beams damaged by natural corrosion under sustained loading in a chloride environment*. *Engineering Structures*, 2015. 96: p. 30-40.
- [18] ชัยพร เบ้าแก้ว, พฤติกรรมการรับแรงดัดของคานคอนกรีตเสริมเหล็กเมื่อเหล็กเสริมเกิดการกัดกร่อนที่ระดับต่างๆ, in *วิศวกรรมโยธา*. 2554, มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์: กรุงเทพมหานคร. p. 89.
- [19] ASTM International, *Standard Practice for Preparing, Cleaning, and Evaluating Corrosion Test Specimens*. 2011.



จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย  
**CHULALONGKORN UNIVERSITY**

## ประวัติผู้เขียน

ชื่อ-สกุล	นายอาณัติฤทธิ์ การ์รินทร์ทอง
วัน เดือน ปี เกิด	14 กันยายน 2537
สถานที่เกิด	จังหวัดอุบลราชธานี ประเทศไทย
วุฒิการศึกษา	นิสิตปริญญาโท คณะวิศวกรรมศาสตร์ ภาควิชาวิศวกรรมโยธา สาขาวิศวกรรมโครงสร้าง จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย จบการศึกษาปริญญาตรีจาก คณะวิศวกรรมศาสตร์ ภาควิชาวิศวกรรมโยธา มหาวิทยาลัยอุบลราชธานี ปีการศึกษา 2558
ที่อยู่ปัจจุบัน	5801/399 คาช่าคอนโด อโศก-ดินแดง แขวงดินแดง เขตดินแดง กรุงเทพมหานคร



จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย  
CHULALONGKORN UNIVERSITY